



รายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างปรับการทอดตัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)

An evaluation of guidelines for bridge approach foundation (Extended research program)

หัวหน้าโครงการวิจัย : ผศ.ดร. บารเมศ วรธนะภูติ¹

ผู้ร่วมงานวิจัย :

- | | |
|------------------|------------------------------|
| 1. ผศ.ดร. สมโพธิ | อยู่ไ้ว ³ |
| 2. นายสรศักดิ์ | เชียวศิริกุล ² |
| 3. นายคมพันธ์ | จินดาวัฒน์ ¹ |
| 4. นายวสันต์ | ปั้นสังข์ ¹ |
| 5. นายยุติกร | สินสุขศรีวิไล ¹ |
| 6. นายฉันทวุฒิ | วิวัฒน์ถาวรวงศ์ ⁴ |
| 7. นายศักดิ์ดา | สุขแสง ⁴ |

ที่ปรึกษาโครงการวิจัย :

- | | |
|-------------------|---------------------------|
| 1. รศ.ดร. วิชาญ | ภูพัฒน์ ¹ |
| 2. รศ.ดร. ก่อโชค | จันทรวงศ์ ¹ |
| 3. ดร. อรรถสิทธิ์ | สวัสดิ์พานิช ⁵ |
| 4. ดร. จุฑา | สุนิตย์สกุล ⁵ |
| 5. นายชัยพร | บัวสรวง ⁶ |

หน่วยงาน:

- 1 ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
- 2 ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี วิทยาเขตขอนแก่น
- 3 ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
- 4 ภาควิชาวิศวกรรมไฟฟ้า คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
- 5 สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง
- 6 สำนักงานออกแบบ สำนักการโยธา กรุงเทพมหานคร

งบประมาณ : ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากสำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ ปีงบประมาณ 2553
ระยะเวลาทำการวิจัย : ตั้งแต่ เดือน ธันวาคม พ.ศ. 2553 ถึง เดือน กรกฎาคม พ.ศ. 2555

กิตติกรรมประกาศ

คณะวิจัยขอขอบพระคุณ สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง สำนักบำรุงทาง
นนทบุรี และสมุทรสาคร กรมทางหลวง, สำนักงานออกแบบ สำนักการโยธา กรุงเทพมหานคร และ
กรมทางหลวงชนบท ที่ให้ข้อมูลอันเป็นประโยชน์ในการวิจัย และอำนวยความสะดวกและความ
ปลอดภัย ในการดำเนินงาน จนสามารถสำเร็จตามวัตถุประสงค์ที่ตั้ง

โครงการวิจัยนี้ ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากสำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ ประจำปี
งบประมาณ พ.ศ. 2553 และคณะวิจัยขอขอบพระคุณเป็นอย่างสูงมา ณ ที่นี้ด้วย

คณะวิจัย

บทคัดย่อ

ปัญหาความไม่ต่อเนื่องของผิวทางบริเวณเชิงลาดสะพาน เป็นปัญหาที่มักพบในการก่อสร้างถนนบนฐานรากดินอ่อน โดยเฉพาะพื้นที่ในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล ส่งผลให้ความสะดวกสบายและความปลอดภัยในการขับขี่ลดลง และค่าใช้จ่ายในการซ่อมบำรุงสูง สาเหตุที่สำคัญของความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพานเนื่องมาจาก การยุบตัวที่แตกต่างของดินฐานราก กล่าวคือ คันทางที่ก่อสร้างบนชั้นดินอ่อนโดยตรงหรือวางบนเสาเข็มสั้นในชั้นดินอ่อน และมีพฤติกรรมแบบ Friction Pile จะเกิดการทรุดตัวสูง เมื่อเทียบกับโครงสร้างสะพาน ซึ่งมีการทรุดตัวน้อยมาก เพราะมีเสาเข็มถ่ายน้ำหนักสู่ชั้นดินแข็งในระดับลึก และมีพฤติกรรมแบบ End Bearing Pile

การวิจัยนี้ ได้ดำเนินการตรวจวัดการทรุดตัวระยะยาวของเชิงลาดสะพาน ทั้งสิ้น 4 โครงการ ซึ่งมีการใช้โครงสร้างปรับการทรุดตัวประเภท Approach Slap on Ground, Approach Slab on Pile และ การใช้ EPS GEOFOAM เป็นวัสดุถมซึ่งมีน้ำหนักเบามาทดแทนดินถมบริเวณเชิงลาดสะพาน และได้ นำผลข้อมูลดินฐานราก และลักษณะโครงสร้างปรับการทรุดตัว มาวิเคราะห์เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดพฤติกรรมจริงในสนาม และพบว่ากรวิเคราะห์โดยใช้ทฤษฎี One-Dimensional Consolidation ร่วมกับหลักการถ่ายแรงโดย Elastic Theory และ หลักการฐานรากสมมูลย์ (Equivalent Foundation) ให้ผลใกล้เคียงกับค่าตรวจวัดจริง

อย่างไรก็ตาม ได้พบปัญหาการออกแบบความยาวเสาเข็มของ Approach Slab on Pile ไม่เหมาะสมกับสภาพชั้นดิน โดยอาจมีสาเหตุจากความซับซ้อนและความยุ่งยากในการออกแบบซึ่งต้องใช้ความรู้ทางปฐพีกลศาสตร์ ร่วมกับหลักการออกแบบเรขาคณิตของวิศวกรรมงานทาง และการยึดถือแบบมาตรฐานโครงสร้างปรับการทรุดตัวโดยไม่พิจารณาลักษณะดินแต่ละแห่งแตกต่างกัน และขาดความเข้าใจพฤติกรรมทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงในสนาม ดังนั้นจึงได้พัฒนาโปรแกรมการออกแบบโครงสร้างปรับการทรุดตัว KU-Bridge Abutment 1.0 ซึ่งนำหลักการออกแบบโค้งในแนวดิ่ง วิศวกรรมงานทาง ร่วมกับหลักการวิเคราะห์การทรุดตัวของวิศวกรรมปฐพีกลศาสตร์ โปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0 พัฒนาจากโปรแกรม Visual C# สามารถนำไปใช้ออกแบบโครงสร้างปรับการทรุดตัวได้อย่างถูกต้อง และลดปัญหาขั้นตอน Trial and Error ในการหาความยาวเสาเข็มที่เหมาะสม ใช้งานสะดวก บนพื้นฐานโปรแกรม Windows และแสดงผลได้ทั้งในรูปแบบตารางและกราฟ

Abstract

Excessive differential settlement along bridge approach is commonly found in Bangkok and its vicinities, causing driver discomfort, reducing road safety, and increasing maintenance cost. The main cause of the problem is due to differential compressibility of soil foundations. For example, the highway embankment was constructed on a soft foundation or on short friction piles, and has a large settlement. Whereas the bridge structure was rested on long end-bearing piles, and has a very small settlement.

This research observed the long-term settlement behavior of 4 bridge approach structures, including Approach Slap on Ground, Approach Slab on Pile and EPS GEOFOAM which is a light weight material replacing the backfill at the bridge abutment. One-Dimensional Consolidation Theory, together with Elastic Theory and equivalent foundation approach were used for the settlement analysis. The analysis results were in a good agreement with the observed long-term settlement behavior.

However, the study reveals that the foundations of the bridge approach structure were not appropriate design with the subsoil conditions, causing bumping along the bridge approach. The complexity of the settlement analysis and tedious procedure were major difficulties. A designer also requires background of geometric design of vertical curve for highway engineering as well as a well knowledge on soil mechanics and foundation design. Many contractors use the recommended standard drawing of bridge approach structure without checking the real subsoil condition and lack of understanding of long-term settlement behavior. Therefore, this research had developed the KU-Bridge Abutment 1.0 program to help on the foundation design of the bridge approach structure. The program incorporates a highway geometrical design as well as long-term settlement analysis of soil mechanics. The KU-Bridge Abutment 1.0 program was developed from the Visual C# program, and has been proved with the observed data from the field. The program could help a designer to minimize the trial and error process for selecting appropriate pile length. It is user friendly, runs on Windows operation system, and the results are easily presented in table and graphic format.

สารบัญ

	หน้า
สารบัญ	i
สารบัญตาราง	iii
สารบัญภาพ	iv
บทที่ 1 บทนำ	
1.1 ปัญหาความไม่ต่อเนื่องของผิวทางบริเวณเชิงลาดสะพาน	1-1
1.2 สาเหตุความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพาน	1-4
บทที่ 2 แนวทางแก้ปัญหาคความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพาน	
2.1 บทนำ	2-1
2.2 โครงสร้างปรับการทรุดตัวบริเวณเชิงลาดสะพาน	2-9
2.3 เอกสารอ้างอิง	2-14
บทที่ 3 หลักการออกแบบโค้งแนวตั้งบริเวณเชิงลาดสะพาน	
3.1 บทนำ	3-1
3.2 การวิเคราะห์ระยะหยุดปลอดภัยบนทาง ขึ้น-ลง เนิน (Stopping Sight Distance)	3-1
3.3 ความสะดวกสบายในการขับขี่ขณะ ขึ้น-ลง สะพาน	3-5
3.4 เอกสารอ้างอิง	3-18
บทที่ 4 การวิเคราะห์การทรุดตัวบริเวณเชิงลาดสะพาน	
4.1 บทนำ	4-1
4.2 การวิเคราะห์การทรุดตัวโดยใช้ Consolidation Theory และหลักการฐานรากสมมูลย์	4-1
4.3 เอกสารอ้างอิง	4-11
บทที่ 5 โปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0	
5.1 บทนำ	5-1
5.2 การทำงานของโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0	5-3

บทที่ 6 ตัวอย่างการคำนวณโดยโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0

6.1	บทนำ	6-1
6.2	โครงการสะพานข้ามคลองบางตะไนย บนทางหลวงพิเศษหมายเลข 345	6-1
6.3	สรุป	6-11
ภาคผนวก ก แนวทางแก้ปัญหาความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพาน		
	โดยใช้วัสดุมวลเบาแทนดินถม	ก-1
ภาคผนวก ข การวิเคราะห์การทรุดตัวบริเวณเชิงลาดสะพาน		
	โดยใช้หลักการ Beam on Elastic Material	ข-1
ภาคผนวก ค การวิเคราะห์การทรุดตัวบริเวณเชิงลาดสะพาน		
	โดยใช้หลักการ Finite Element Method	ค-1
ภาคผนวก ง การเขียนโปรแกรมและ Source Code ของโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0		
		ง-1

สารบัญตาราง

	หน้า	
ตารางที่ 1.1	ปัจจัยสำคัญ 3 ประการที่ทำให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันบริเวณเชิงลาดสะพาน	1-6
ตารางที่ 3.1	ระยะหยุดตลอดภัยกรณีลาดชันทางขึ้นและลงเท่ากัน	3-2
ตารางที่ 3.2	ระยะหยุดตลอดภัยกรณีลาดชันทางขึ้นและลงไม่เท่ากัน	3-2
ตารางที่ 3.3	Approach Slab Rating System พัฒนาโดย LTRC	3-6
ตารางที่ 3.4	ค่าการทรุดตัวที่ส่งผลกระทบต่อผู้ขับขี่ ขณะขึ้น – ลง สะพาน	3-11
ตารางที่ 3.5	ค่าความลาดชันที่ส่งผลกระทบต่อผู้ขับขี่ ขณะขึ้น-ลง สะพาน	3-12
ตารางที่ 3.6	ค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันที่ส่งผลกระทบต่อผู้ขับขี่ ขณะขึ้น-ลง สะพาน	3-12
ตารางที่ 3.7	ความสัมพันธ์ระหว่าง LRI ความเร็ว และความรู้สึกผู้ขับขี่	3-14
ตารางที่ 3.8	ความสัมพันธ์ระหว่าง LRI_{ps} และความรู้สึกผู้ขับขี่	3-15
ตารางที่ 3.9	การระบุความไม่ราบเรียบของผิวทาง โดยค่า Jolt และ IRI	3-17
ตารางที่ 6.1	สรุปลักษณะชั้นดินบริเวณคอสะพานข้ามคลองบางตะไนย	6-2
ตารางที่ 6.2	ผลการทดสอบ Field Permeability Test และ Triaxial Test ของตัวอย่างดินเจาะสำรวจที่โครงการสะพานข้ามคลองบางตะไนย	6-3
ตารางที่ 6.3	คุณสมบัติของดินสำหรับวิเคราะห์กำหนดด้วยโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0	6-7

สารบัญญภาพ

	หน้า	
ภาพที่ 1.1	การทรุดตัวของคอสะพานบนพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ, ทางหลวงหมายเลข 34 (บางนา – บางปะกง)	1-2
ภาพที่ 1.2	การทรุดตัวของคอสะพานลอยกลับรถทำให้โครงสร้างสะพานชำรุด, ทางหลวงหมายเลข 35 (ธนบุรี – ปากท่อ)	1-2
ภาพที่ 1.3	การทรุดตัวเกินพิกัดของบริเวณคอสะพานถนนบางขุนเทียน - ชายทะเล และต้องมีการปรับระดับทางโดยการถมดินและAsphalt บนผิวทางเดิม	1-3
ภาพที่ 1.4	ตัวอย่างแบบโครงสร้างบริเวณคอสะพานชนิด Approach Slab on Ground	1-3
ภาพที่ 1.5	ตัวอย่างแบบโครงสร้างบริเวณคอสะพานชนิด Approach Slab on Pile	1-4
ภาพที่ 1.6	ปัญหาที่มักพบบริเวณเชิงลาดสะพาน	1-7
ภาพที่ 1.7	กลไกที่ส่งผลต่อความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพาน	1-7
ภาพที่ 2.1	การใช้เทคนิค Preloading ร่วมกับการใช้วัสดุมวลเบาบริเวณเชิงลาดสะพาน	2-3
ภาพที่ 2.2	การก่อสร้าง Cement Column บริเวณเชิงลาดสะพาน	2-3
ภาพที่ 2.3	การขุดดินฐานรากอ่อนออกและถมกลับด้วยดินที่มีคุณสมบัติการยุบตัวต่ำ	2-4
ภาพที่ 2.4	การใช้เสาเข็มก่อนความยาวเป็นฐานรากบริเวณเชิงลาดสะพาน	2-4
ภาพที่ 2.5	การออกแบบโดยให้ Profile Grade ของถนนสูงกว่าสะพาน	2-5
ภาพที่ 2.6	การใช้ Geotextile เพื่อเสริมความแข็งแรงของวัสดุถมบริเวณเชิงลาดสะพาน	2-5
ภาพที่ 2.7	การออกแบบ Grout Hole บนแผ่นพื้นปรับการทรุดตัว	2-6
ภาพที่ 2.8	เทคนิคยก Approach Slab โดยวิธีทางกล	2-7
ภาพที่ 2.9	การติดตั้ง Jack เพื่อใช้ยก Approach Slab โดยวิธีทางกล	2-7
ภาพที่ 2.10	การเสริมผิวทางโดย Asphalt Concrete	2-8
ภาพที่ 2.11	ภาพตัดตามแนวยาว โครงสร้าง Approach Slab on Ground	2-9
ภาพที่ 2.12	ภาพตัดตามแนวยาว โครงสร้าง Approach Slab on Pile	2-9
ภาพที่ 2.13	ความกว้างของ Approach Slab ควรออกแบบถึงขอบทาง เพื่อป้องกันน้ำซึมผ่านรอยต่อ	2-10
ภาพที่ 2.14	ตัวอย่างแบบก่อสร้าง Approach Slab ในประเทศสหรัฐอเมริกา	2-11
ภาพที่ 2.15	Approach Slab รองรับโดย Sleeper Slab	2-11
ภาพที่ 2.16	รอยต่อระหว่าง Approach Slab และ Bridge Abutment แบบ Non-Integral Abutment และ Integral Abutment	2-12

สารบัญภาพ (ต่อ)

	หน้า	
ภาพที่ 2.17	รูปแบบ Bearing Unit บริเวณคอสะพานที่ก่อสร้างบนชั้นดินอ่อน	2-13
ภาพที่ 3.1	การทรุดตัวของบริเวณ Transition Zone ซึ่งต้องคำนึงถึงในการออกแบบ	3-3
ภาพที่ 3.2	ระยะหยุดโดยปลอดภัยบนทางขึ้นเนิน เมื่อ $h_1 = 1.15 \text{ m}$, $h_2 = 0.20 \text{ m}$	3-4
ภาพที่ 3.3	แบบจำลอง “The Quarter-Car-Model”	3-7
ภาพที่ 3.4	การเปรียบเทียบค่า IRI และความสะดกสวายของผู้ขับขี่	3-7
ภาพที่ 3.5	ตัวอย่างผลการวิเคราะห์หาค่า IRI ของสะพาน, เขิงลาดสะพาน, และถนน	3-8
ภาพที่ 3.6	หลักการกรองค่าความถี่เพื่อวิเคราะห์ค่า IRI	3-8
ภาพที่ 3.7	ตัวอย่างผลลัพธ์ที่ได้จากการแปลงข้อมูลจาก Time Domain ไปเป็น Frequency Domain	3-9
ภาพที่ 3.8	ตัวอย่างผลการวิเคราะห์ Frequency Domain จากผลตรวจวัด	3-9
ภาพที่ 3.9	ตัวอย่างการวิเคราะห์ Bridge Approach Index, BI	3-10
ภาพที่ 3.10	เกณฑ์การให้คะแนนความรู้สึกในการขับขี่ขณะขึ้น - ลงสะพาน โดยใช้ค่า IRI และ BI	3-10
ภาพที่ 3.11	High Speed Inertial Profilometer	3-13
ภาพที่ 3.12	ตัวอย่างค่า LRI ขณะ ขึ้น-ลง สะพาน ด้วยความเร็ว 60 miles/hr	3-15
ภาพที่ 3.13	ความสัมพันธ์ระหว่าง LRI และความเร็ว	3-16
ภาพที่ 4.1	ความสัมพันธ์ระหว่าง Degree of Consolidation และ Time Factor	4-6
ภาพที่ 4.2	Isochrones แสดงกระบวนการ Consolidation ของชั้นดินเหนียวในกรณี Excess porewater Pressure และ Drainage Boundary Condition ต่างๆ	4-7
ภาพที่ 4.3	ชั้นดินอ่อนมากกว่า 1 ชั้นประกอบด้วยชั้นดินที่สามารถระบายน้ำได้ดี (Free Drainage Boundary Layer)	4-8
ภาพที่ 4.4	ความสัมพันธ์ U-T สำหรับชั้นดินอ่อนประกอบด้วยชั้นดินที่สามารถระบายน้ำ ได้บางส่วน (Partially Drainage Boundary Layer)	4-8
ภาพที่ 4.5	การกระจายหน่วยแรงแบบ Strip Loading	4-9
ภาพที่ 4.6	การกระจายหน่วยแรงกรณีปลายเสาเข็มอยู่บนชั้นดินอ่อน	4-9
ภาพที่ 4.7	การกระจายหน่วยแรงกรณีปลายเสาเข็มอยู่บนชั้นดินแข็ง	4-10
ภาพที่ 5.1	ตัวอย่าง โปรแกรมการวิเคราะห์พฤติกรรมทรุดตัวของดินฐานราก โดย Terzaghi Consolidation Theory (1946)	5-2

สารบัญภาพ (ต่อ)

	หน้า
ภาพที่ 5.2 ตัวอย่าง โปรแกรมการวิเคราะห์พฤติกรรมพฤติกรรมของ Reinforced Concrete Slab โดย Winkler Foundation	5-2
ภาพที่ 5.3 หน้าต่าง โปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0	5-3
ภาพที่ 5.4 หน้าต่างย่อยภายใน โปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0	5-4
ภาพที่ 5.5 คุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดิน	5-5
ภาพที่ 5.6 ความสัมพันธ์ของคุณสมบัติทางวิศวกรรมเทียบกับความลึกของชั้นดิน	5-5
ภาพที่ 5.7 หน้าต่างป้อนค่าระดับคันทาง	5-6
ภาพที่ 5.8 หน้าต่างป้อนลักษณะทางกายภาพของคันทางและแรงกระทำภายนอก	5-7
ภาพที่ 5.9 ลักษณะหน้าตัดของคันทาง	5-7
ภาพที่ 5.10 หน้าต่างป้อนค่าและเลือกความยาวของ Bearing Unit และขนาดความยาวที่เปลี่ยนขณะ โปรแกรมกำลังทำงาน	5-8
ภาพที่ 5.11 หน้าต่างออกแบบระดับการทรุดตัวของคันทาง	5-9
ภาพที่ 5.12 หน้าต่างวิเคราะห์ความยาวของ Bearing Unit	5-10
ภาพที่ 5.13 ผลของระดับการทรุดตัวที่ผู้ใช้เลือก	5-11
ภาพที่ 5.14 ผลการวิเคราะห์ความยาว Bearing Unit	5-11
ภาพที่ 6.1 ที่ตั้ง โครงสร้างสะพานข้ามคลองบางตะไนยบนทางหลวงหมายเลข 345	6-3
ภาพที่ 6.2 การก่อสร้างโครงสร้างปรับการทรุดตัวชนิด Approach Slab on Pile บริเวณคอสะพานข้ามคลองบางตะไนย	6-3
ภาพที่ 6.3 แปลน โครงสร้างปรับการทรุดตัวคอสะพานข้ามคลองบางตะไนย ฟังขาลง	6-4
ภาพที่ 6.4 ภาพตัดตามยาว โครงสร้างปรับการทรุดตัวคอสะพานข้ามคลองบางตะไนย	6-4
ภาพที่ 6.5 สรุปลักษณะชั้นดินบริเวณคอสะพานข้ามคลองบางตะไนย	6-5
ภาพที่ 6.6 ลักษณะทางกายภาพของถนนเปิดใช้งาน	6-7
ภาพที่ 6.7 อัตราการทรุดตัวของชั้นดินบริเวณ โครงสร้าง	6-8
ภาพที่ 6.8 ความชันของการทรุดตัวที่ 25 ปี และผลต่างของการทรุดตัว	6-8
ภาพที่ 6.9 ความยาวของ Bearing Unit จากการรัน โปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0	6-9
ภาพที่ 6.10 สรุปลความยาว Bearing Unit ตั้งแต่ กม.3+258.00 ถึง กม.3+308.00 วิเคราะห์โดยโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0	6-10
ภาพที่ 6.11 ผลเปรียบเทียบความยาว Bearing Unit จากการรัน โปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0 และตามแบบก่อสร้าง	6-12

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ปัญหาความไม่ต่อเนื่องของผิวทางบริเวณเชิงลาดสะพาน

ปัญหาความไม่ต่อเนื่องของผิวทาง (Differential Settlement) บริเวณคอสะพานเป็นปัญหาที่มักพบในการก่อสร้างถนนบนดินอ่อนในประเทศไทย ซึ่งส่งผลให้เกิดปัญหาการจราจรและความปลอดภัยของผู้ใช้ถนนลดลง รวมทั้งค่าใช้จ่ายในการซ่อมบำรุงสูง ตัวอย่างปัญหาการทรุดตัวบริเวณคอสะพานแสดงในภาพที่ 1.1 ถึง ภาพที่ 1.3 สาเหตุที่สำคัญของความไม่ราบเรียบบริเวณคอสะพานเนื่องมาจากการยุบตัวที่แตกต่างของดินฐานราก กล่าวคือ การที่คันทาง ซึ่งวางตัวอยู่บนชั้นดินอ่อน โดยตรงหรือวางบนเสาเข็มสั้นในชั้นดินอ่อน (Friction Pile) เกิดการทรุดตัวสูง เมื่อเทียบกับสะพานซึ่งเกิดการทรุดตัวน้อยมากเพราะมีเสาเข็มเป็นตัวถ่ายน้ำหนักลงสู่ชั้นดินแข็งในระดับลึก (End Bearing Pile)

ตลอดระยะเวลาที่ผ่านมา หน่วยงานที่เกี่ยวข้องในการออกแบบและก่อสร้างทาง เช่น กรมทางหลวง กรมทางหลวงชนบท สำนักการโยธา กรุงเทพมหานคร รวมทั้งนักวิจัยในประเทศไทย (วิชาญ, 2523; ทินกร, 2528; สมเจตน์, 2536; วรวิทย์, 2546; อรรถสิทธิ์ และคณะ, 2550; บารเมศ และคณะ, 2553; สมโพธิ และคณะ, 2553) ได้ศึกษาและวิจัยเพื่อลดปัญหาดังกล่าว โดยมีการพัฒนาแนวทางการวิเคราะห์การทรุดตัวซึ่งเป็นที่ยอมรับในปัจจุบัน 2 วิธี คือ (1) กำหนดให้ดิน ฐานรากกับโครงสร้างไม่ปฏิสัมพันธ์กัน และวิเคราะห์การทรุดตัวโดยใช้หลักการ Terzaghi Consolidation Theory วิธีนี้เป็นที่นิยมและใช้แพร่หลายสำหรับวิศวกรในประเทศไทย และ (2) กำหนดให้ ดิน ฐานรากกับโครงสร้างมีปฏิสัมพันธ์กัน (Soil-Structure Interaction) โดยใช้แบบจำลองทางกลศาสตร์ เช่น สปริง เป็นต้น ซึ่งวิธีดังกล่าวยังไม่เป็นที่นิยมเนื่องจากความซับซ้อนของการวิเคราะห์และปัญหาการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ในการออกแบบ สำหรับรูปแบบโครงสร้างปรับการทรุดตัวบริเวณคอสะพานที่นิยมใช้ในปัจจุบัน มี 2 รูปแบบ ได้แก่ Approach Slab on Ground และ Approach Slab on Pile Foundation ดังแสดงในภาพที่ 1.4 และ 1.5 ตามลำดับ

ถึงแม้ว่าหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง เช่น กรมทางหลวง ได้กำหนดแบบมาตรฐานในการก่อสร้างโครงสร้างปรับการทรุดตัวตั้งแต่ ปี พ.ศ. 2537 และถูกนำมาใช้ในการก่อสร้างทางจนถึงปัจจุบัน อย่างไรก็ตาม ปัญหาการทรุดตัวต่างระดับบริเวณคอสะพานในระยะยาวยังคงเกิดขึ้น เนื่องจาก การขาดความรู้และเครื่องมือช่วยในการคำนวณ ออกแบบฐานรากรวมทั้งเกณฑ์การเลือกชนิดโครงสร้างปรับการทรุดตัวให้เหมาะสมในแต่ละพื้นที่ซึ่งมีลักษณะดินที่แตกต่างกัน, การขาดความเข้าใจในพฤติกรรม การปฏิสัมพันธ์ของดินกับโครงสร้างปรับการทรุดตัว, ค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมในการวิเคราะห์อิทธิพลของแรงพลศาสตร์ (Dynamic Load) จากน้ำหนักรถบรรทุก และ งบประมาณจำกัดในการ

ก่อสร้างและบำรุงทาง เป็นต้น จากสาเหตุดังกล่าว ส่งผลให้โครงสร้างปรับการ ترددตัวบริเวณคอสะพานที่ก่อสร้างจริงในปัจจุบันยังด้อยประสิทธิภาพ



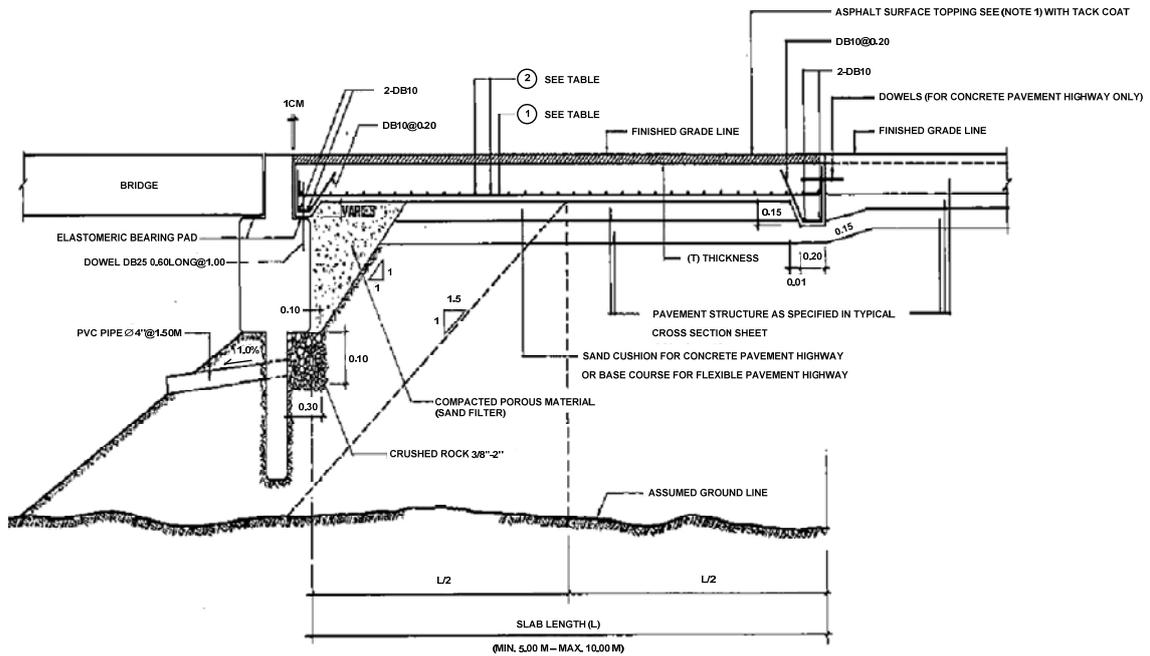
ภาพที่ 1.1 การ ترددตัวของคอสะพานบนพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ, ทางหลวงหมายเลข 34 (บางนา-บางปะกง)



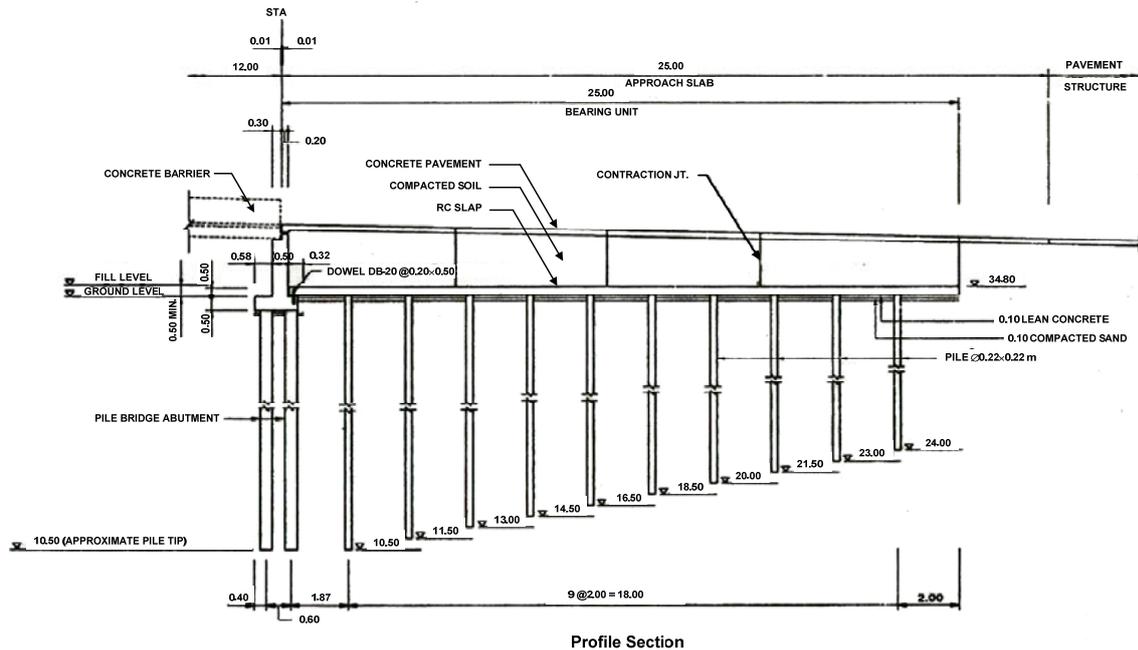
ภาพที่ 1.2 การ ترددตัวของคอสะพานลอยกลับรถทำให้โครงสร้างสะพานชำรุด, ทางหลวงหมายเลข 35 (ธนบุรี-ปากท่อ)



ภาพที่ 1.3 การท่ดตัวเกินพิกัดของบริเวณคอสะพานถนนบางขุนเทียน-ชายทะเล และต้องมีการปรับระดับทางโดยการถมดินและAsphalt บนผิวทางเดิม



ภาพที่ 1.4 ตัวอย่างแบบโครงสร้างบริเวณคอสะพานชนิด Approach Slab on Ground (ชัยพร, 2551)



ภาพที่ 1.5 ตัวอย่างแบบโครงสร้างบริเวณคอสะพานชนิด Approach Slab on Pile (ชัยพร, 2551)

1.2 สาเหตุความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพาน

การทรุดตัวที่แตกต่างบริเวณเชิงลาดสะพาน ส่งผลให้ความลาดชันของถนนมีการเปลี่ยนแปลงมาก และเกิดการกระแทกขณะขับรถขึ้น – ลงสะพาน ทำให้เกิดปัญหาต่างๆมากมาย อาทิ เช่น เกิดปัญหาการจราจรเนื่องจากต้องชะลอความเร็ว ยานพาหนะสึกหรอหรืออาจชำรุดได้ สิ้นค้าขนส่งเกิดความเสียหาย ผู้ใช้ทางรู้สึกไม่สะดวกสบายและไม่ปลอดภัย เกิดโพรงใต้แผ่นพื้นคอนกรีตบริเวณเชิงลาดสะพาน และแรงกระแทกซ้ำๆของรถยนต์อาจส่งผลให้โครงสร้างสะพานชำรุด แสดงดังภาพที่ 1.6

ความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพานเป็นปัญหาทางวิศวกรรมที่เกิดขึ้นในหลายประเทศ เช่น ผลจากการสำรวจสะพานในประเทศสหรัฐอเมริกาเมื่อปี ค.ศ. 1995 พบว่าปัญหาไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพานเกิดขึ้นประมาณ 25% ของปริมาณสะพานทั้งหมด (พบสะพานที่มีปัญหา 150,000 สะพาน) และต้องเสียค่าใช้จ่ายซ่อมบำรุงสูงถึง 700 เหรียญสหรัฐต่อสะพานต่อปี และสูญเสียงบประมาณซ่อมบำรุงสูงถึงประมาณ 100 ล้านดอลลาร์สหรัฐต่อปี (Briaud et al., 1997) สำหรับประเทศไทยนั้น ปัญหาการทรุดตัวต่างระดับบริเวณเชิงลาดสะพานพบมากในเขตพื้นที่ภาคกลางตอนล่างของประเทศไทย

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างปรับการทรุดตัวของบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)

เนื่องจากดินฐานรากเป็นดินเหนียวอ่อนและมีการทรุดตัวสูง (วิชาญ, 2523; ทินกร, 2528; ขงยุทธ และ ทินกร, 2528; กฤษณ์, 2552; บารเมศ และคณะ, 2553, 2554)

นักวิจัยและวิศวกรหลายท่าน (อาทิ Wahls, 1990; Briaud et al., 1997; Dupont and Allen, 2002) ได้ศึกษาสาเหตุของความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพาน และสรุปปัจจัยสำคัญที่ส่งผลต่อความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพาน ดังนี้

1) การทรุดตัวของดินฐานราก เนื่องจากดินฐานรากเป็นดินอ่อน และเมื่อหน่วยแรงกดประสิทธิผล (Effective Stress) เพิ่มขึ้น จากน้ำหนักคันทางกดทับ หรือการสูบน้ำบาดาล ทำให้น้ำระบายออกจากมวลดินและเกิดการทรุดตัวประเภท Primary Settlement

2) การยุบตัวของดินถมบริเวณเชิงลาดสะพาน โดยมีสาเหตุสำคัญจากการบดอัดดินไม่เหมาะสมเนื่องจากปัญหาพื้นที่จำกัดในการบดอัดบริเวณคอสะพาน

3) การระบายน้ำและการกัดเซาะวัสดุถมบริเวณคอสะพาน ขาดการบำรุงรักษารอยต่อผิวทาง ทำให้น้ำสามารถซึมผ่านได้ ส่งผลให้เกิดช่องว่าง และการทรุดตัวของบริเวณคอสะพาน และอาจส่งผลให้โครงสร้างสะพานเกิดการชำรุดเสียหาย

4) การออกแบบและก่อสร้างไม่เหมาะสม ปริมาณการทรุดตัวที่มากเกินไปมักเกิดขึ้นจากการออกแบบ และก่อสร้างไม่เหมาะสม เช่น ความยาวของโครงสร้างปรับการทรุดตัวสั้นไป คันทางมีความสูงมาก วิธีการบดอัด หรือการก่อสร้างไม่เป็นไปตามแบบหรือข้อกำหนด เป็นต้น

5) งบประมาณที่จำกัด เนื่องจากหน่วยงานก่อสร้างและบำรุงทางได้รับงบประมาณประจำปีที่จำกัด และวิธีแก้ปัญหาระยะยาวของการทรุดตัวของบริเวณเชิงลาดสะพานนั้น ใช้งบประมาณในการก่อสร้างสูง งบประมาณในการปรับปรุงวิธีการออกแบบต้องไม่มากกว่างบประมาณในการบำรุงรักษาตลอดอายุการใช้งาน และขาดการศึกษาวิจัยเปรียบเทียบทางเศรษฐศาสตร์

ตารางที่ 1.1 สรุปปัจจัยสำคัญที่ส่งผลต่อการความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพาน Kramer and Sajer, (1991) และ Briaud et al. (1997) สรุปกลไกที่ทำให้เกิดความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพานดังแสดงในภาพที่ 1.7 ซึ่งมีสาเหตุจาก (1) การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตามฤดูกาล, (2) การสูญเสียวัสดุเนื่องจากการกัดเซาะ, (3) การก่อสร้างไม่ได้มาตรฐาน, (4) การทรุดตัวของดินฐานราก, (5) ปริมาณการจราจรที่สูง

อย่างไรก็ตามนักวิจัยหลายท่าน (Schaefer and Koch, 1992; Laguro et al., 1990; และ Wahls, 1990) สรุปว่า ปัจจัยสำคัญที่ก่อให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างบริเวณเชิงลาดสะพานคือ การทรุดตัวของดินฐานราก และการไหลออกด้านข้างของวัสดุคันทางและดินฐานราก สำหรับปัญหาความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพานซึ่งมักพบบริเวณภาคกลางตอนล่างของประเทศไทยนั้น มีสาเหตุสำคัญจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯเป็นสำคัญ (เช่น วิชาญ, 2523; ทินกร, 2528; ขง

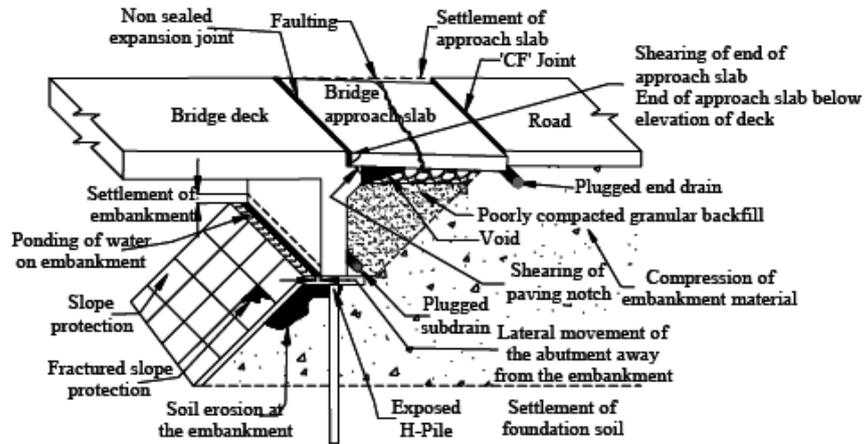
ยูท และทินกร, 2528; อรรถสิทธิ์ และคณะ, 2550; ชัยพร, 2551; กฤษณ์, 2552; บารเมศ และคณะ, 2553; Holmberg, 1978; Seah and Wongsopit, 2000)

ตารางที่ 1.1 ปัจจัยสำคัญ 3 ประการที่ทำให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างบริเวณเชิงลาดสะพาน

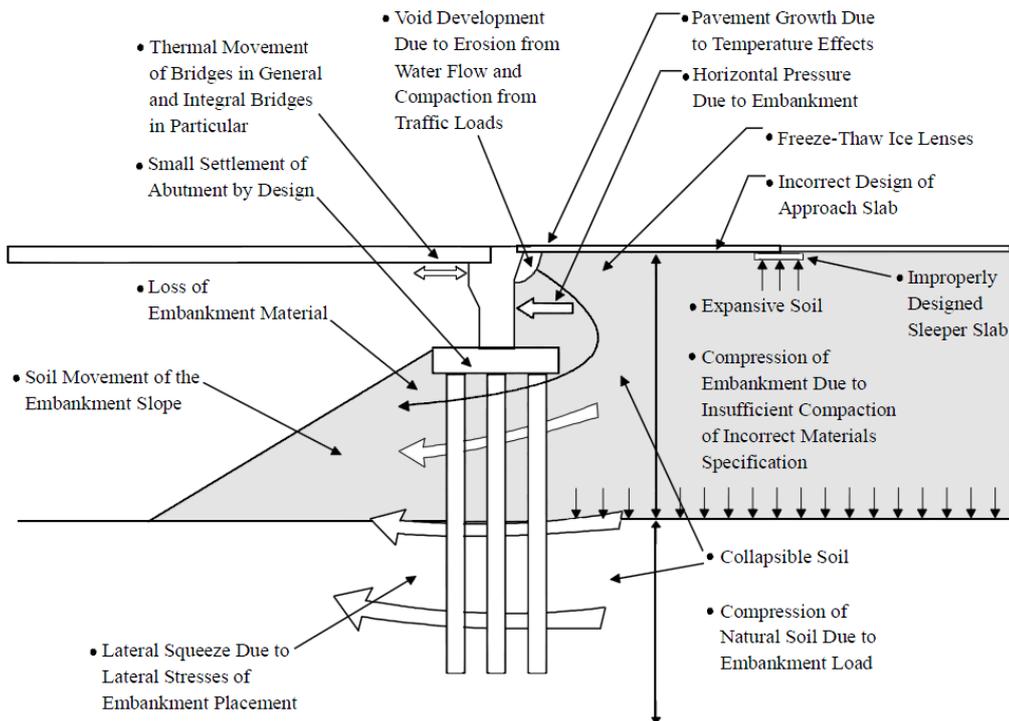
ปัจจัย	สาเหตุ	กลไก
1) การทรุดตัวที่แตกต่างของสะพานและคันทาง	การทรุดตัวของดินฐานราก	Primary Consolidation, Secondary Consolidation, Creep
	การทรุดตัวของวัสดุถมบริเวณเชิงลาด	การเปลี่ยนแปลงปริมาตรและการไหลออก รวมทั้ง Creep ของวัสดุถมคันทาง
	การทรุดตัวบริเวณจุดเชื่อมต่อโครงสร้างสะพานและคันทาง	การบดอัดไม่เพียงพอ, การระบายน้ำและการกัดเซาะ, น้ำหนักจร การเคลื่อนตัวเนื่องจากการยึดหดของวัสดุจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ
2) การเคลื่อนตัวของโครงสร้างคอสะพาน	การเคลื่อนตัวในแนวตั้ง	การทรุดตัวของดินฐานราก, การกัดเซาะ
	การเคลื่อนตัวในแนวราบ	แรงดันดินด้านข้างสูง, การยึดหดจากอุณหภูมิ, แรงดันเนื่องจากการบวมตัวของดิน การเคลื่อนตัวด้านข้างของคันทาง
3) การออกแบบและก่อสร้าง	ด้านวิศวกรรม	วัสดุก่อสร้างไม่เหมาะสม, ความหนาของชั้นบดอัด และมาตรฐานที่ใช้ควบคุมการบดอัด
	ผู้รับเหมา	เครื่องจักรไม่เหมาะสม, การควบคุมระดับผิดพลาด
	ผู้ควบคุมงาน	ไม่มีบุคลากรที่มีคุณภาพควบคุมงาน
	แบบก่อสร้าง	แบบก่อสร้างไม่ละเอียด, การออกแบบไม่ถูกต้อง

ที่มา : Kramer and Sajer (1991)

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐาน โครงสร้างปรับการทรุดตัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)



ภาพที่ 1.6 ปัญหาที่มักพบบริเวณเชิงลาดสะพาน (White et al., 2005)



ภาพที่ 1.7 กลไกที่ส่งผลต่อความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพาน (Briaud et al., 1997)

บทที่ 2 แนวทางแก้ปัญหาความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพาน

2.1 บทนำ

ในกรณีที่ดินฐานรากเป็นดินอ่อน และคันทางเกิดการทรุดตัวเนื่องจากกระบวนการ Primary Consolidation และส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างสูงระหว่างโครงสร้างสะพานและคันทาง ปัญหาการทรุดตัวที่แตกต่างสามารถป้องกันและแก้ไขได้โดยวิธีดังต่อไปนี้

1) การใช้เทคนิค Preloading ร่วมกับการใช้วัสดุมวลเบาเป็นวัสดุถมบริเวณเชิงลาดสะพาน ดังแสดงในภาพที่ 2.1 วัสดุมวลเบาที่นิยมใช้ ได้แก่ EPS GEOFOAM, Air Foamed Lightweight Stabilized Soil, Hollow Structures และ Wood Chips เป็นต้น

2) การก่อสร้างโดยถมดินเป็นชั้น ร่วมกับเทคนิค Preloading และติดตั้ง Prefabricated Vertical Drain หรือ Stone Column เพื่อเร่งการระบายน้ำในดินฐานราก และเกิดการทรุดตัว Primary Settlement ขณะก่อสร้างเกือบหมด (White et al., 2005)

3) การก่อสร้าง Cement Column เพื่อถ่ายน้ำหนักคันทางลงไปยังชั้นดินแข็ง ดังภาพที่ 2.2

4) การขุดดินฐานรากอ่อนออกและถมกลับด้วยดินที่มีคุณสมบัติการยุบตัวต่ำ ดังภาพที่ 2.3

5) การใช้เสาเข็มอ่อนความยาวเป็นฐานรากบริเวณเชิงลาดสะพาน ดังภาพที่ 2.4

6) การออกแบบโดยให้ Profile Grade ของถนนสูงกว่าสะพานในกรณีที่งบประมาณก่อสร้างจำกัด และไม่สามารถก่อสร้างฐานรากหรือปรับปรุงดินอ่อนได้แผ่นพื้นปรับการทรุดตัว (Approach Slab) ได้ ให้ก่อสร้างบริเวณเชิงลาดสะพานโดยมีค่า Profile Grade ได้สูงถึง 1/25 ดังแสดงในภาพที่ 2.5 เพื่อบรรเทาปริมาณการทรุดตัวของคันทางที่เกิดขึ้นในอนาคต Hoppe (1999)

7) การใช้ Geotextile เพื่อเสริมความแข็งแรงของวัสดุถมบริเวณเชิงลาดสะพาน วิธีนี้จะช่วยกระจายแรงจากน้ำหนักรถยนต์ ให้รองรับในพื้นที่กว้างขึ้น ดังแสดงในภาพที่ 2.6

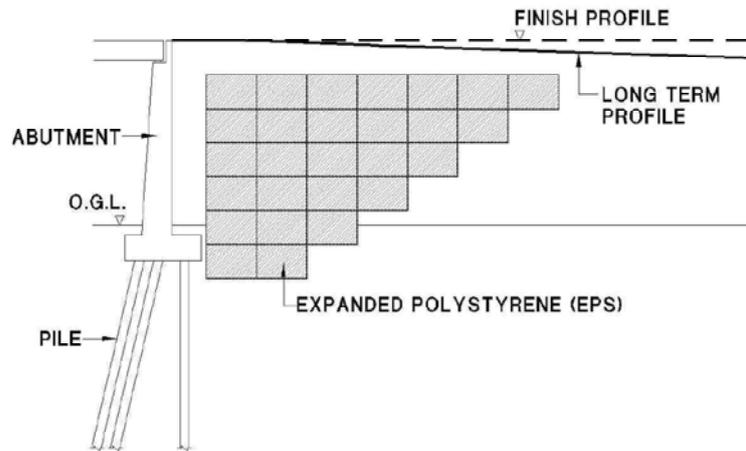
8) การออกแบบ Grout Hole บนแผ่นพื้นปรับการทรุดตัว (Approach Slab) เพื่อใช้ในการบำรุงรักษา Approach Slab ภายหลังจากการเปิดให้บริการโดยวิธี Mudjacking หรือ Deep Compaction Grouting ดังแสดงในภาพที่ 2.7 วิธี Mudjacking นั้น เป็นการฉีดน้ำผสมดินและปูนเพื่ออุดช่องว่างใต้ Approach Slab และในบางกรณีสามารถยกระดับ Approach Slab ขึ้นจนถึงระดับที่ต้องการได้ โดยใช้วัสดุพิเศษ เช่น URETEX Schaefer and Koch (1992) แนะนำว่า ควรดำเนินการอุดรูใต้ Approach Slab โดย Mudjacking ถ้าตรวจพบ ช่องว่าง ยาวเกิน 3 m จากฐานรากสะพาน หรือ ช่องว่างสูงถึง 100 mm (หรือ 50 mm กรณีที่มีปริมาณการจราจรสูง)

9) เทคนิคยก Approach Slab โดยวิธีทางกล เช่น การติดตั้ง Pneumatic Jacking หรือ Mechanic Jacking ที่ปลาย Approach Slab หรือ Sleeper Beam ดังภาพที่ 2.8 และ 2.9

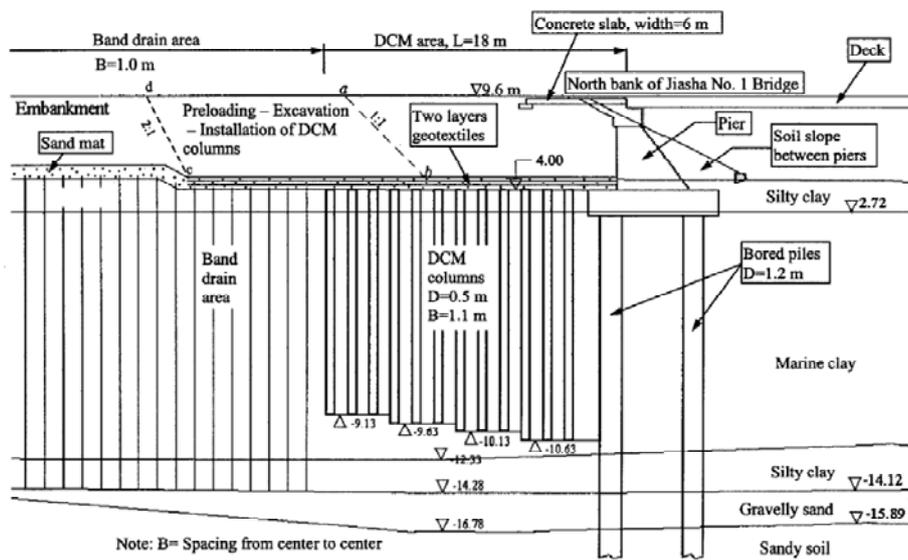
10) การเสริมผิวทาง (Overlaid Asphalt Concrete) ซึ่งเป็นวิธีปรับปรุงความลาดชันบริเวณเชิงลาดสะพาน ในกรณีที่เปิดบริการแล้ว ดังภาพที่ 2.10

ในหัวข้อต่อไปจะกล่าวถึงการใช้ Approach Slab ปรับปรุงความลาดชันบริเวณเชิงลาดสะพาน โดยจะเน้นไปที่ Approach Slab on Pile ซึ่งจะมีรายละเอียดโปรแกรมช่วยในการวิเคราะห์คำนวณความยาวของ Bearing Unit แสดงในบทถัดไป ส่วนการใช้เทคนิคและวัสดุมวลเบาแทนดินถมบริเวณเชิงลาดสะพานเพื่อลดน้ำหนักของคันทางที่กระทำต่อกันฐานราก และลดการทรุดตัวที่แตกต่างบริเวณเชิงลาดสะพานโดยใช้วัสดุชนิดต่างๆ กัน จะกล่าวในภาคผนวก ก

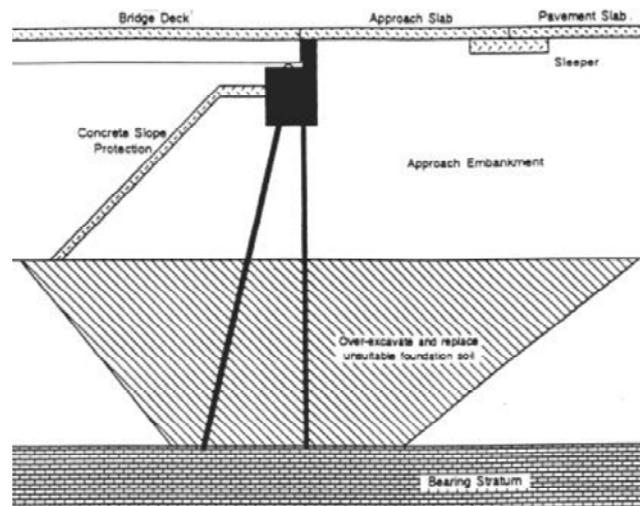
โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐาน โครงสร้างปรับการทรุดตัวของบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)



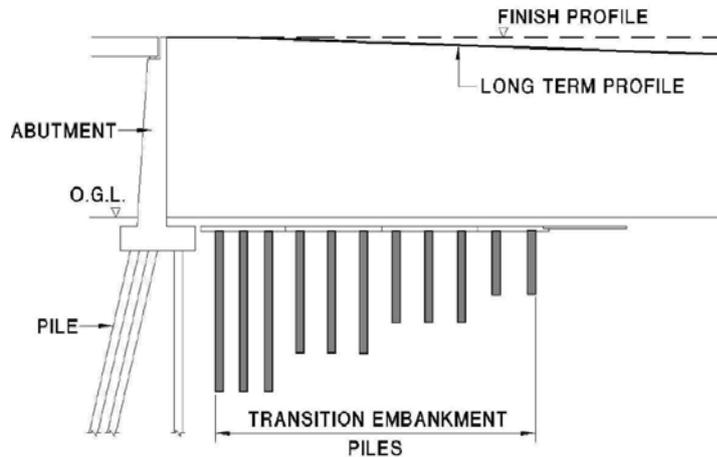
ภาพที่ 2.1 การใช้เทคนิค Preloading ร่วมกับการใช้วัสดุมวลเบาบริเวณเชิงลาดสะพาน (Sew and Chin, 2001)



ภาพที่ 2.2 การก่อสร้าง Cement Column บริเวณเชิงลาดสะพาน (Lin and Wong, 1999)

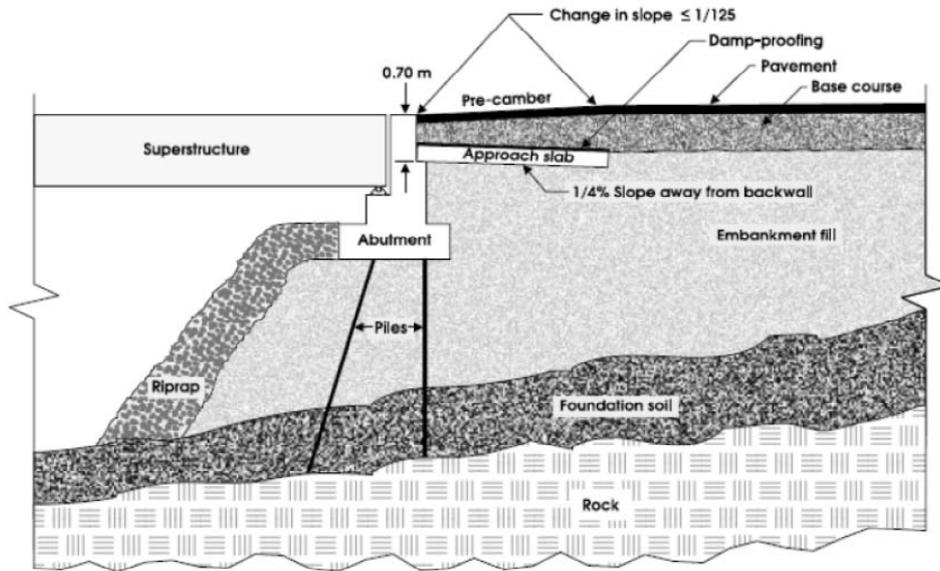


ภาพที่ 2.3 การขุดดินฐานรากอ่อนออกและถมกลับด้วยดินที่มีคุณสมบัติการยุบตัวต่ำ (Tadros and Benak, 1989)

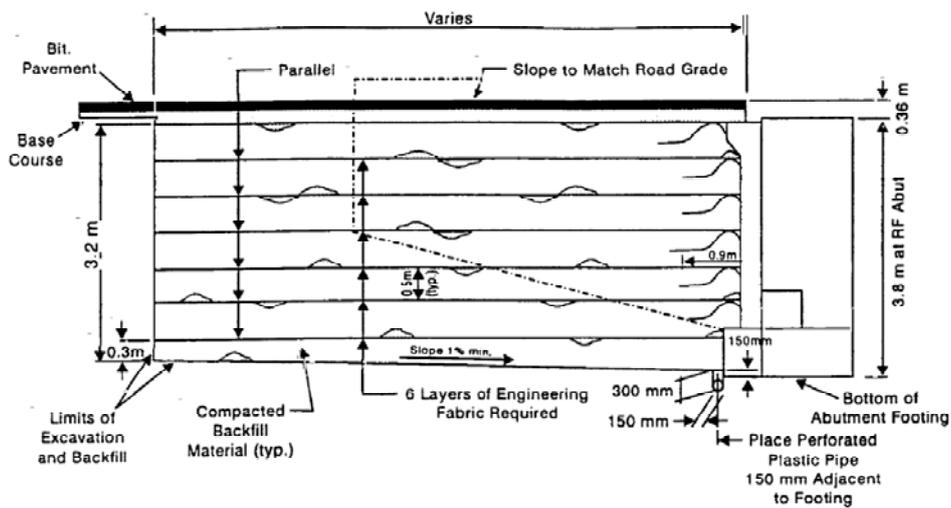


ภาพที่ 2.4 การใช้เสาเข็มผ่านความยาวเป็นฐานรากบริเวณเชิงลาดสะพาน (Sew and Chin, 2001)

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐาน โครงสร้างปรับการทรุดตัวของบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)

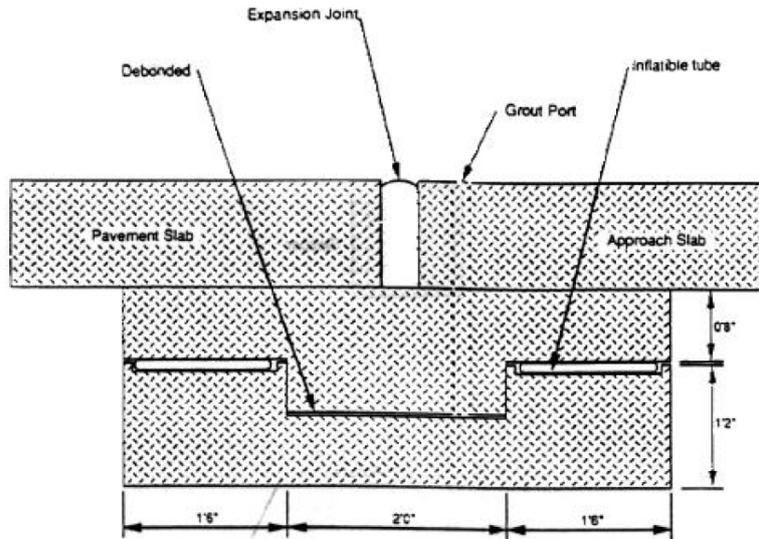


ภาพที่ 2.5 การออกแบบโดยให้ Profile Grade ของถนนสูงกว่าสะพาน (Hoppe, 1999)

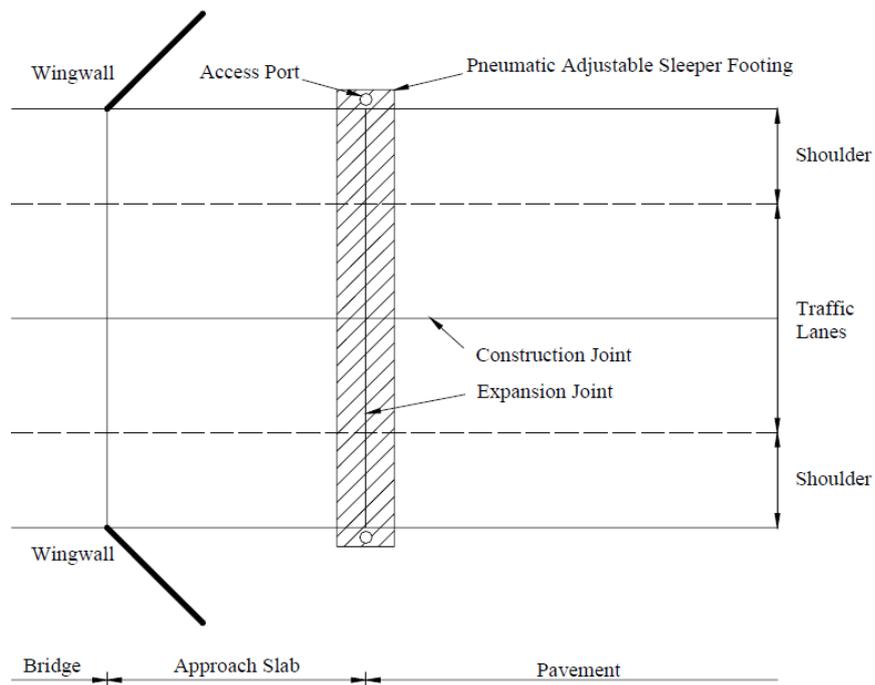


ภาพที่ 2.6 การใช้ Geotextile เพื่อเสริมความแข็งแรงของวัสดุถมบริเวณเชิงลาดสะพาน (Briaud et al., 1997)

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐาน โครงสร้างปรับการทรุดตัวของบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)



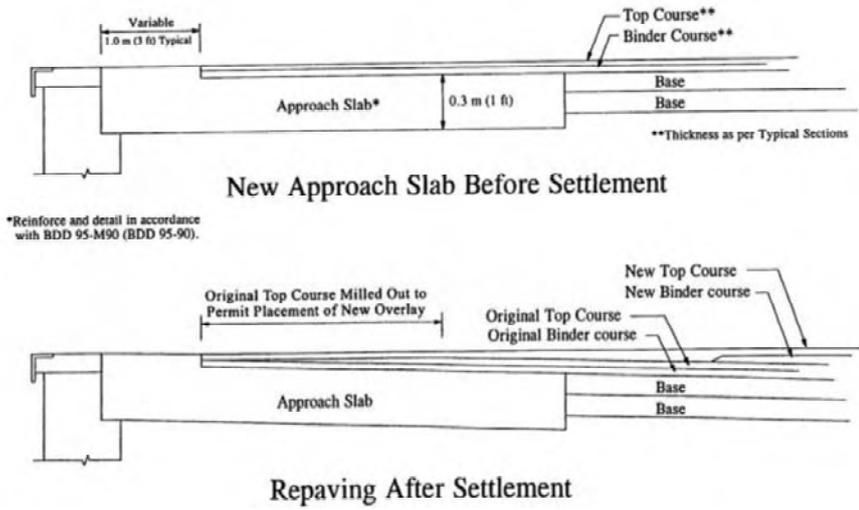
ภาพที่ 2.8 เทคนิคยก Approach Slab โดยวิธีทางกล (Tadros and Benak, 1989)



Note: This detail is only one way of handling the bridge/fill interface.
An approach slab with expansion between the superstructure
and the approach slab without a sleeper slab is another.

ภาพที่ 2.9 การติดตั้ง Jack เพื่อใช้ยก Approach Slab โดยวิธีทางกล (Tadros and Benak, 1989)

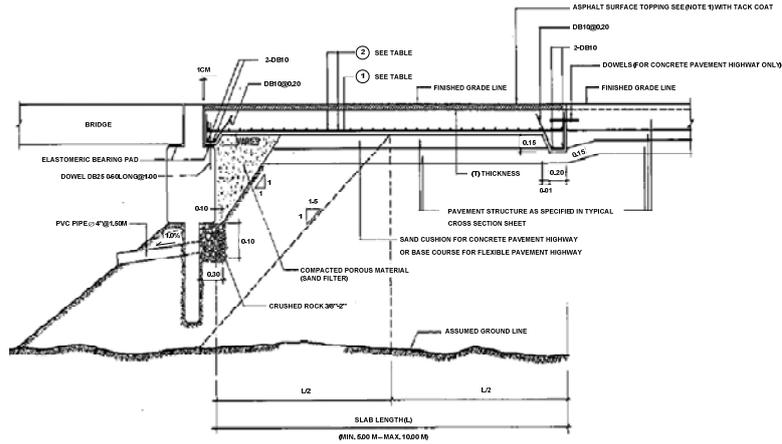
Paved Approach Slab with Asphalt Roadway



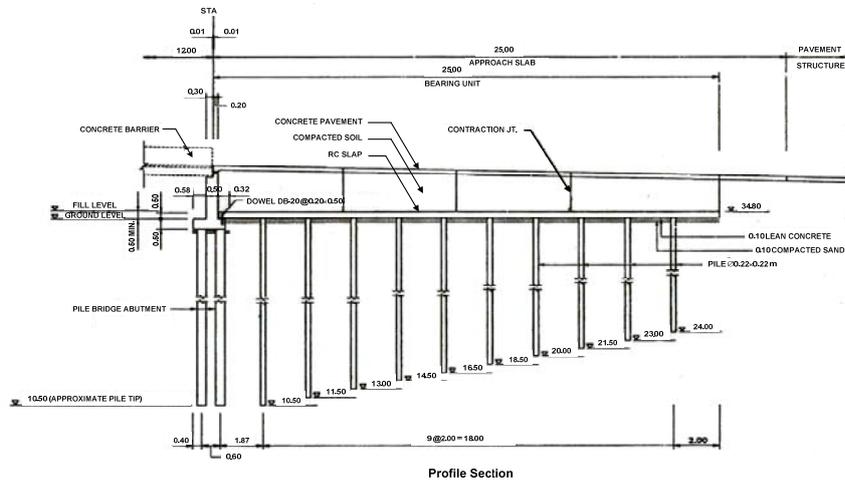
ภาพที่ 2.10 การเสริมผิวทางโดย Asphalt Concrete (Briaud et al., 1997)

2.2 โครงสร้างปรับการท่ดตัวบริเวณเชิงลาดสะพาน (Approach Slab)

สำหรับประเทศไทยนั้น นิยมใช้วิธีการก่อสร้างโครงสร้างปรับการท่ดตัวเพื่อช่วยปรับความลาดชันบริเวณเชิงลาดสะพานให้ราบเรียบขึ้น โครงสร้างปรับการท่ดตัวบริเวณเชิงลาดสะพานที่นิยมใช้ในปัจจุบัน จำแนกได้เป็น 2 รูปแบบ คือ (1) Approach Slab on Ground และ (2) Approach Slab on Pile ดังแสดงในภาพที่ 2.11 และ 2.12 ตามลำดับ



ภาพที่ 2.11 ภาพตัดตามแนวยาว โครงสร้าง Approach Slab on Ground (ชัยพร, 2551)

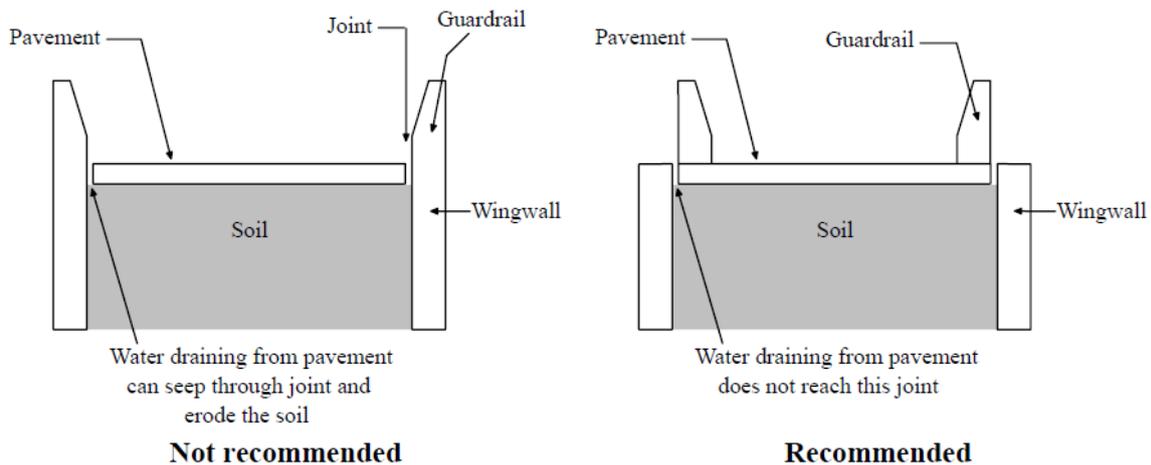


ภาพที่ 2.12 ภาพตัดตามแนวยาว โครงสร้าง Approach Slab on Pile (ชัยพร, 2551)

2.2.1 Approach Slab on Ground

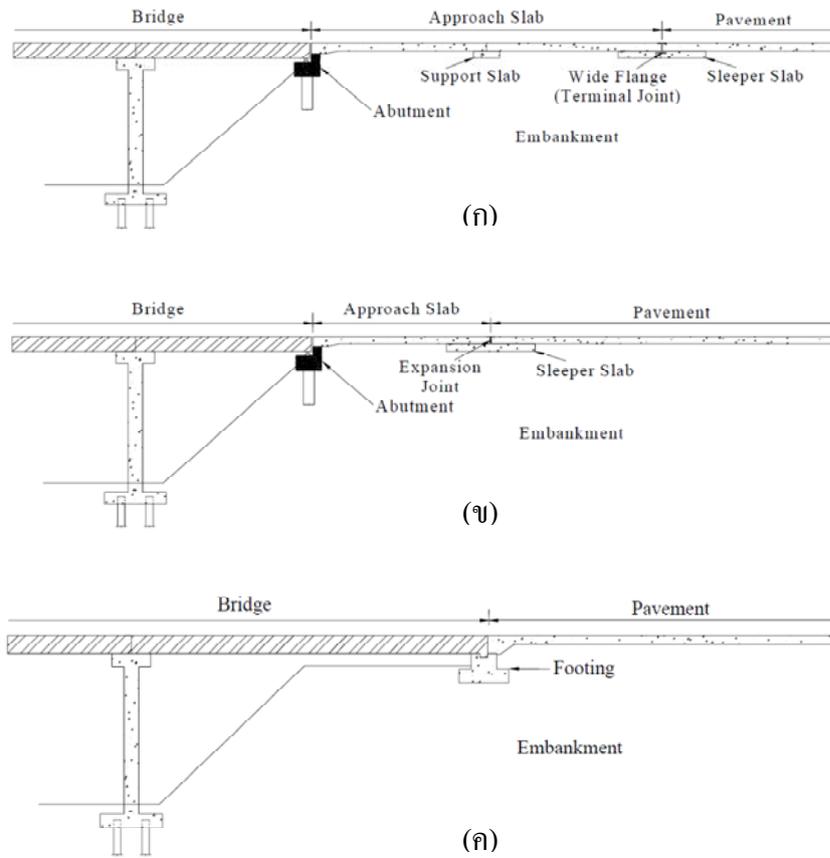
โครงสร้าง Approach Slab on Ground ซึ่งนิยมก่อสร้างในประเทศไทยนั้น ประกอบด้วยแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก มีความกว้างเท่ากับความกว้างของสะพาน ยาวประมาณ 5 ถึง 10 m และหนาประมาณ 0.25 - 0.3 m และปูทับด้วย Asphaltic Concrete หนาประมาณ 0.05 m มักใช้กับสะพานข้ามคลองหรือท่อลอดขนาดเล็ก ซึ่งมีปริมาณการจราจรน้อยและจำกัดความเร็วต่ำ และบริเวณที่ดินฐานรากเป็นดินแข็ง โดยปลายด้านหนึ่งของ Approach Slab วางบนคานซึ่งรับน้ำหนักแผ่นพื้นสะพานและถ่ายลงสู่ฐานรากเสาเข็ม และปลายอีกด้านวางบนดินบดอัดเชื่อมต่อกับถนน

Hoppe (1999) สํารวจขนาดของ Approach Slab ที่ใช้ในประเศสหรัฐอเมริกา พบว่า Approach Slab มีขนาดแตกต่างกันออกไป เช่น มีความยาวตั้งแต่ ประมาณ 4 m ถึง 13 m โดยมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 7 m ความหนาของ Approach Slab ตั้งแต่ประมาณ 20 cm ถึง 45 cm ขึ้นอยู่กับความยาว Approach Slab ความกว้างของ Approach Slab ส่วนใหญ่ออกแบบให้ยาวถึงขอบทางเพื่อป้องกันน้ำซึมผ่านรอยต่อ ดังแสดงในภาพที่ 2.13 Approach Slab อาจมีมากกว่า 1 แผ่นพื้น ดังแสดงในภาพที่ 2.14 และปลายของ Approach Slab รองรับโดยคาน (Sleeper Beam) หรือ แผ่นพื้น (Sleeper Slab) ดังแสดงในภาพที่ 2.15 มีการออกแบบรูสำหรับ Mud Jacking เพื่ออุดโพรงใต้แผ่นพื้นและปรับระดับเชิงลาดภายหลังจากเปิดใช้บริการ รายละเอียดการต่อเชื่อมระหว่าง Approach Slab และ Bridge Abutment แสดงในภาพที่ 2.16

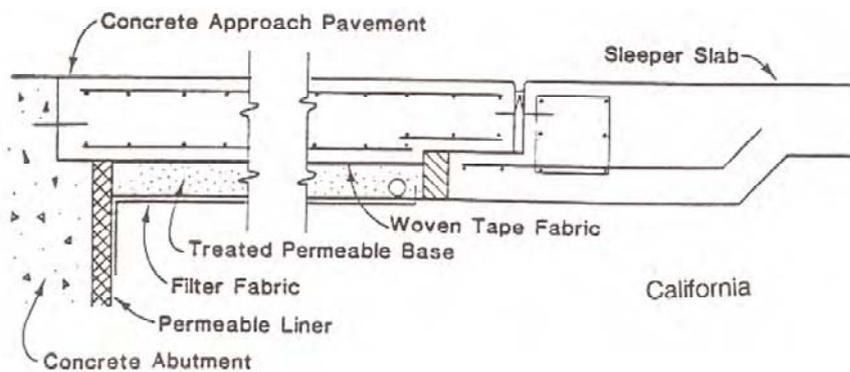


ภาพที่ 2.13 ความกว้างของ Approach Slab ควรออกแบบถึงขอบทาง เพื่อป้องกันน้ำซึมผ่านรอยต่อ (Briaud et al., 1997)

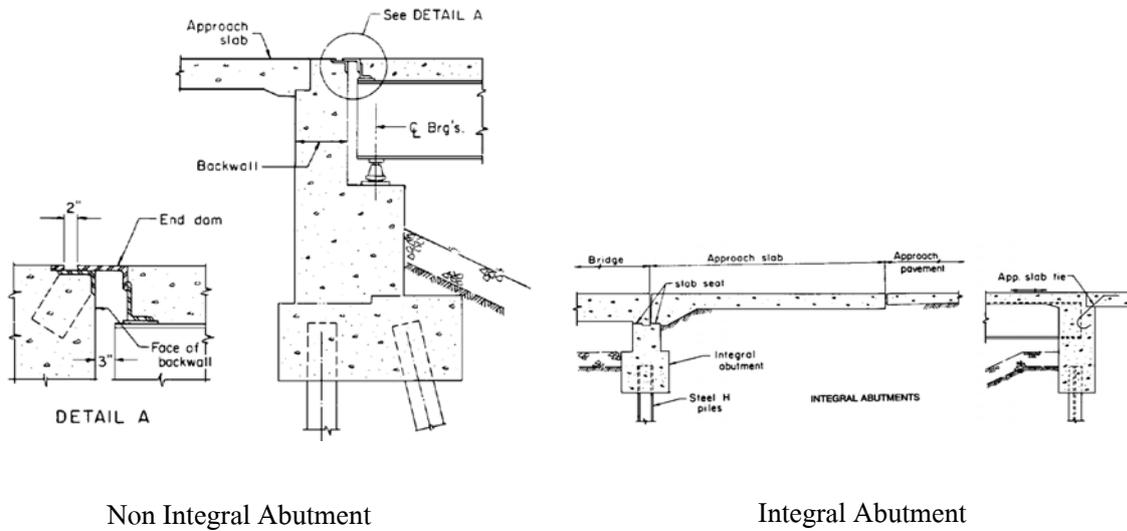
โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐาน โครงสร้างปรับการทศดัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)



ภาพที่ 2.14 ตัวอย่างแบบก่อสร้าง Approach Slab ในประเทศสหรัฐอเมริกา (ก) Approach Slab จำนวน 2 แผ่น รองรับด้วย Sleeper Beam (ข) Approach Slab จำนวน 1 แผ่น รองรับด้วย Sleeper Beam และ (ค) Approach Slab รองรับด้วยฐานรากแผ่ (Seo, 2003)



ภาพที่ 2.15 Approach Slab รองรับโดย Sleeper Slab (Burke, 1987)

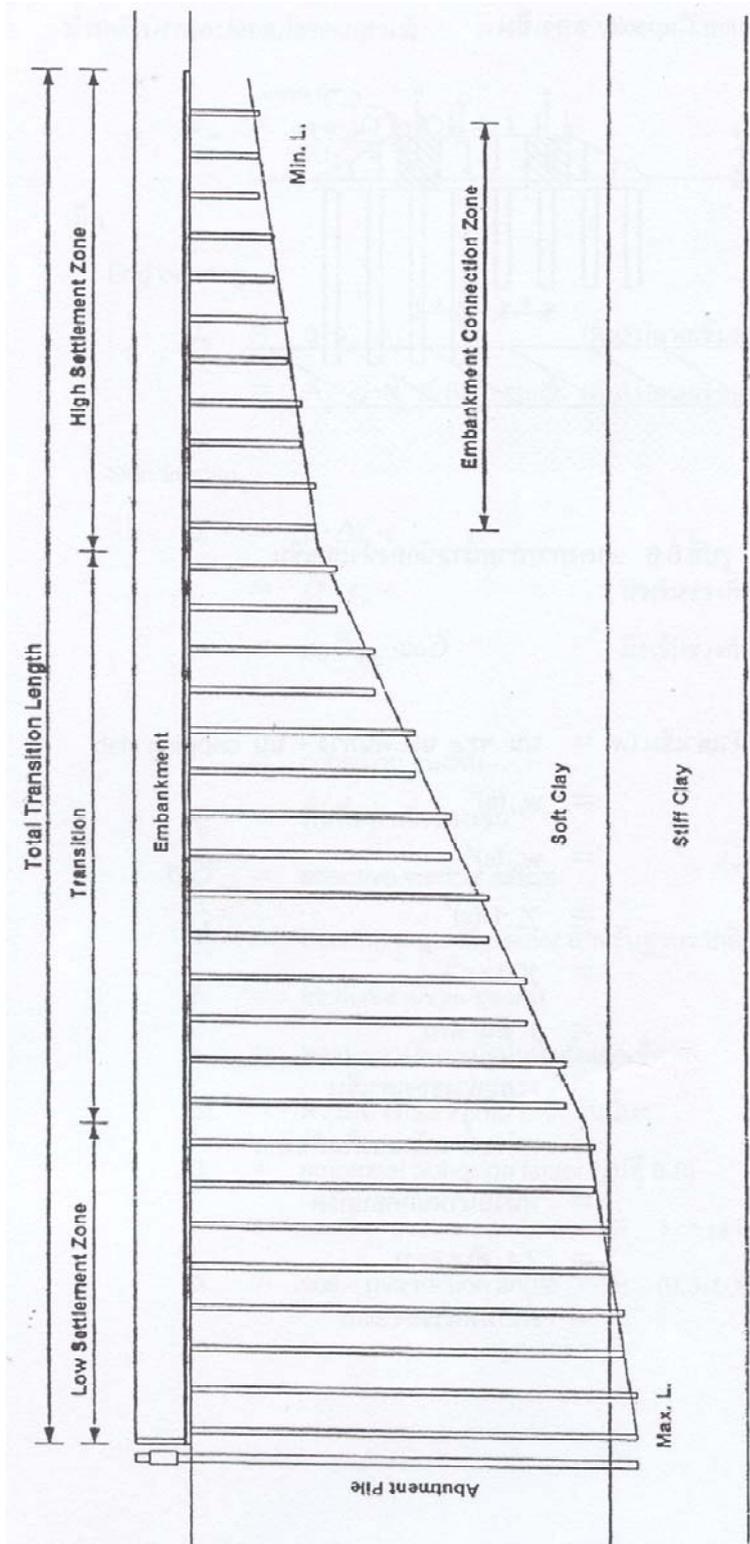


ภาพที่ 2.16 ลักษณะรอยต่อระหว่าง Approach Slab และ Bridge Abutment แบบ Non-Integral Abutment และ Integral Abutment (Wahls, 1990)

2.2.2 Approach Slab on Pile

สำหรับ Approach Slab on Pile Foundation หรือ Bridge Approach Support Piling System (Reid and Buchanan, 1983) หรือในวงการวิศวกรรมงานทางประเทศไทยนิยมเรียกว่า “Bearing Unit System” (สุชาติ, 2524; นิพนธ์ และสุชาติ, 2525; วรวิทย์, 2546) นั้น ประกอบด้วยแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก หนาประมาณ 0.2 – 0.3 m มีหน้าที่กระจายน้ำหนักกดทับจากคันทางลงสู่โครงสร้างฐานราก ซึ่งมีลักษณะเสาเข็มผ่อนความยาว (Relief Pile) โดยไม่คำนึงถึงการถ่ายแรงระหว่างเสาเข็มผ่านแผ่นพื้น เนื่องจากการทรุดตัวที่แตกต่างของเสาเข็ม (หรือ พฤติกรรม Soil Structure Interaction) เพื่อประหยัดในการเสริมเหล็กแผ่นพื้น เสาเข็มกลุ่มนิยมติดตั้งในลักษณะ Square Pattern โดยมีระยะห่างระหว่างเสาเข็ม (Center to Center) ประมาณ 2 m

ฐานรากเสาเข็มผ่อนความยาวนั้นสามารถแบ่งออกเป็น 3 ช่วง คือ (1) ช่วงมีการทรุดตัวน้อย (Low Settlement Zone), (2) ช่วงเชื่อมต่อการทรุดตัว (Transition Zone) และ (3) ช่วงที่เกิดการทรุดตัวมาก (High Settlement Zone) ดังภาพที่ 2.17 โดยเสาเข็มใน Low Settlement Zone มีความยาวหยั่งอยู่ในชั้นดินแข็งใกล้เคียงกับความยาวเสาเข็มของฐานรากสะพาน และมีอัตราส่วนปลอดภัยเพียงพอเพื่อป้องกันการทรุดตัวแตกต่างของคันทางที่ติดสะพาน ส่วนความยาวเสาเข็มในช่วง Transition Zone นั้นพิจารณาจากกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มและความยาวลดลง และในช่วง High Settlement Zone เสาเข็มมีความยาวน้อยที่สุด ประมาณ 2 – 4 m (ทินกร, 2528; วรวิทย์, 2546; และบารเมศ และคณะ, 2553)



ภาพที่ 2.17 รูปแบบ Bearing Unit บริเวณคอสะพานที่ก่อสร้างบนชั้นดินอ่อน (วิชาญ, 2530)

2.3 เอกสารอ้างอิง

- ชัยพร บัวสว่าง. 2551. การศึกษาและเปรียบเทียบในเชิงวิศวกรรมของโครงสร้างปรับการทรุดตัวของบริเวณคอสะพานของสำนักการโยธา กรุงเทพมหานคร. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- ทินกร โรจนธรา. 2528. การทำนaylorการทรุดตัวของคอสะพานในบริเวณดินอ่อนโดยใช้หน่วยแบริง. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- นิพนธ์ ธรรมนันท์ และ สุชาติ ลีรคมสัน. 2525. ประสบการณ์จากการสำรวจออกแบบและก่อสร้างทางสาย บางนา-บางปะกง. รายงานฉบับที่ วว. 73. กองวิเคราะห์และวิจัย, กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- บารเมศ วรธนะภูติ, อภินิติ โชติสังกาศ, สรศักดิ์ เชื้อวศิริกุล, กฤษณ์ เสาเวียง, อรุณ ปราบมาก และคมพันธ์ จินดาวัฒน์. 2553. โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างปรับการทรุดตัวของบริเวณคอสะพาน. รายงานฉบับสมบูรณ์. สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ.
- วรวิทย์ รุ่งอรุณอโนทัย. 2546. การวิเคราะห์การทรุดตัวของหน่วยแบริงบริเวณคอสะพานด้วยวิธีทางตัวเลข. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- วิชาญ ภูพัฒน์. 2523. การทรุดตัวของดินถมบริเวณคอสะพานบริเวณดินอ่อน. รายงานฉบับที่ 55. กองวิเคราะห์และวิจัย, กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- วิชาญ ภูพัฒน์. 2530. ฐานรากบนชั้นดินอ่อน. เอกสารการสอนวิชาฐานรากบนดินอ่อน. คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.
- สุชาติ ลีรคมสัน. 2524. การออกแบบทางสาย บางนา – บางปะกง (ช่องจราจรเดิม). รายงานฉบับที่ วว. 70. กองวิเคราะห์และวิจัย, กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- BASF Corp. 1997. Styropor Technical Information. Technical Information. BASF Corp. Germany.
- Briaud, J.L., R.W. James and S.B. Hoffman. 1997. Settlement of Bridge Approaches (The Bump at the End of the Bridge). **Transportation Research Record: Jour of Transportation Research Board, NCHRP Synthesis 234**. National Research Council, Washington D.C., USA.
- Burke, M. P. 1987. Bridge Approach Pavements, Integral Bridges and Cycle Control Joints. **Annual Meeting of the Transportation Research Board, Presented at the 66th**. Washington D.C., USA.
-

- Hoppe, E.J. 1999. Guidelines for the Use, Design, and Construction of Bridge Approach Slabs. **VTRC Report No. 00-R4**. Virginia Transportation Research Council. Charlottesville, Virginia, Retrieved June 15, 2002.
- Lin, Q.L. and I.H. Wong. 1999. Use of Deep Cement Mixing to Reduce Settlements at Bridge Approaches. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE**. 125(4): 309.
- Reid, W. M. and N. W. Buchanan. 1983. Bridge approach support piling. **Istanbul Conference on Soil Mechanics and Foundation**, March April 1975. Istanbul, Turkey.
- Sew, G.S. and T.Y. Chin. 2001. Geotechnical Solutions for High Speed Track Embankment, A Brief Overview. **Technical Seminar Talk, PWI Annual Convention**.
- Soe, J.B. 2003. **The Bump at the End of the Bridge: An Investigation**. Doctor's Thesis, Texas A&M University, USA.
- Schaefer, V.R. and J.C. Koch. 1992. Void Development under Bridge Approaches. **Report No. SD90-03**. South Dakota Department of Transportation. Pierre, South Dakota, USA.
- Tadros, M.K. and J.V. Benak. 1989. **Bridge Abutment and Approach Slab Settlement (Phase 1)**. Nebraska Department of Roads, Lincoln, Nebraska.
- Wahls, H.E. 1990. Design and Construction of Bridge Approaches. **Transportation Research Record: Jour of Transportation Research Board, NCHRP Synthesis 159**. National Research Council. Washington D.C., USA.
- White, D., S. Sritharan, M. Suleiman, M. Mekkawy and S. Chetlur. 2005. Identification of the Best Practices for Design, Construction, and Repair of Bridge Approaches. **Report CTRE Project 02-118**. Center for Transportation Research & Education. Iowa State University, Ames, IA.

http://www.modot.mo.gov/business/standard_drawings/approachslab.htm

บทที่ 3 หลักการออกแบบโค้งแนวตั้งบริเวณเชิงลาดสะพาน

3.1 บทนำ

แนวทางแก้ปัญหาการทศตวรรษที่แตกต่างมากบริเวณเชิงลาดสะพานซึ่งก่อสร้างบนดินฐานรากอ่อนนั้น วิศวกรจำเป็นต้องคำนึงถึงช่วงปรับระดับการทศตวรรษ (Transition Zone) ที่แตกต่างระหว่างสะพานและถนนอย่างเหมาะสม ดังแสดงในภาพที่ 3.1 การกำหนดความยาวของช่วงปรับระดับการทศตวรรษ (Transition Length, L_t) บริเวณคอสะพาน ควรคำนึงถึงตัวแปรสำคัญ 3 ประการ (วิชาญ, 2546) คือ

1) ความปลอดภัยในการขับขี่ ตามเกณฑ์การออกแบบความโค้งทางด้านเรขาคณิต (เช่น Vertical Curve, Stopping Sight Distance) ช่วงปรับระดับการทศตวรรษควรมีความยาวมากกว่าเกณฑ์ระยะหยุดปลอดภัยบนทาง ขึ้น-ลง เนิน (Stopping Sight Distance) และค่าความชันสูงสุด (Maximum Gradient) ต้องไม่เกิน 15%

2) ความสะดวกสบายในการขับขี่ ช่วงปรับระดับการทศตวรรษควรมีความยาวเหมาะสม เพื่อไม่ส่งผลให้ผู้ขับขี่ทางต้องชะลอความเร็ว เกิดการขาดตอนและไม่สะดวกสบายขณะขึ้น-ลงสะพาน

3) งบประมาณการก่อสร้าง

3.2 การวิเคราะห์ระยะหยุดปลอดภัยบนทาง ขึ้น-ลง เนิน (Stopping Sight Distance)

ระยะหยุดโดยปลอดภัย (Stopping Sight Distance) คือระยะทางที่สั้นที่สุดซึ่งผู้ขับขี่สามารถมองเห็นวัตถุบนพื้นทางขณะขึ้น-ลง สะพาน โดยที่ผู้ขับขี่สามารถหยุดรถได้อย่างกะทันหัน และปลอดภัย ปัจจัยสำคัญที่กำหนดระยะหยุดโดยปลอดภัย คือ เวลาตอบสนองของผู้ขับ, ระดับความสูงจากตาผู้ขับ, ความสูงของวัตถุบนถนน, สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานผิวถนน, อัตราการลดความเร็วของรถยนต์, และมุมลาดเอียงของถนน ตารางที่ 3.1 แสดงระยะหยุดโดยปลอดภัย สำหรับความเร็วต่างๆ ตามมาตรฐาน AASHTO (1990, 1994)

ความลาดชันของถนนส่งผลกระทบต่อระยะหยุดโดยปลอดภัย เช่น ทางขึ้น ความลาดชันลดลงและทางลง ความลาดชันเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตาม ระยะมองเห็นของผู้ขับขี่ขณะทางลงจะมีค่ามากกว่าขณะทางขึ้น ซึ่งจะชดเชยกับระยะการเบรกของรถยนต์ และในกรณีโค้งสมมาตร ระยะหยุดโดยปลอดภัยจะใช้ค่าเดียวกันทั้งทางขึ้นและลงเนิน ยกเว้นเนินที่มีความลาดชันไม่สมมาตร (ค่าความลาดชันทางขึ้นไม่เท่ากับค่าความลาดชันทางลง) ค่าระยะหยุดโดยปลอดภัยแนะนำให้ใช้ตามตารางที่ 3.2 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ความยาวของทางโค้งแนวตั้ง (Vertical Curve) สำหรับความเร็วรถค่าต่างๆ หาได้จากภาพที่ 3.2

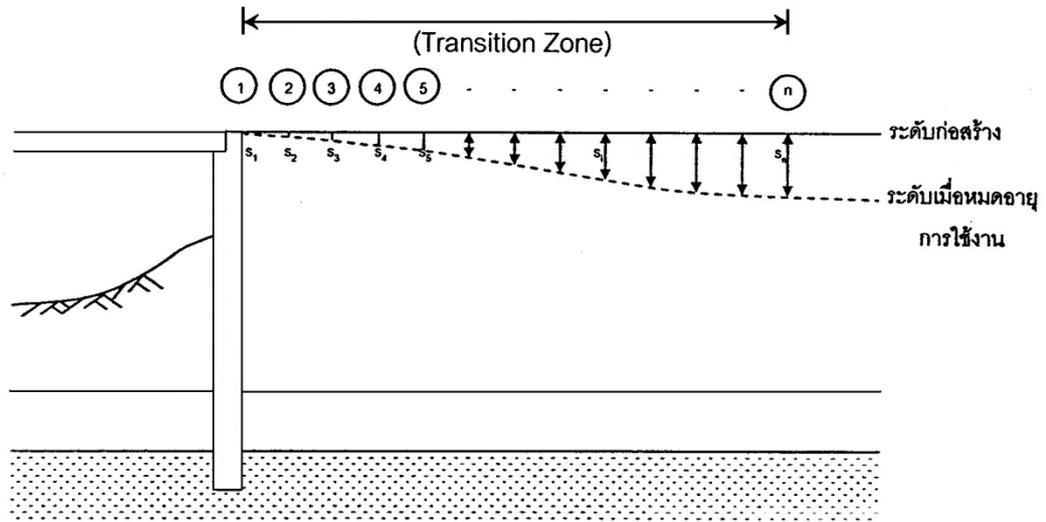
สำหรับการก่อสร้างโครงสร้างปรับการทรดตัวของสะพานทางหลวงในประเทศไทยนั้น เมื่อพิจารณาเงื่อนไขเกณฑ์ระยะหยุดปลอดภัยบนทาง ขึ้น-ลง เนิน ทำให้ช่วงปรับระดับการทรดตัวมีความยาวเกินกว่างบประมาณที่ได้รับ ประกอบกับราคาก่อสร้างโครงสร้างปรับการทรดตัว เช่น Bearing Unit การใช้วัสดุมวลเบา และ เทคนิคการปรับปรุงคุณภาพดินอ่อนฐานรากมีราคาต่อหน่วยสูง จึงมักไม่สามารถก่อสร้างช่วงปรับระดับการทรดตัวตามเกณฑ์ระยะหยุดปลอดภัยบนทาง ขึ้น-ลง เนินได้ (วิชาญ, 2546)

ตารางที่ 3.1 ระยะหยุดโดยปลอดภัยกรณีลาดชันทางขึ้นและลงเท่ากัน (AASHTO, 1990, 1994)

ความเร็วในการออกแบบ (km/hr)	ระยะหยุดโดยปลอดภัย (m)
30	35
40	50
50	65
60	85
70	105
80	130
90	160
100	185
110	220
120	250

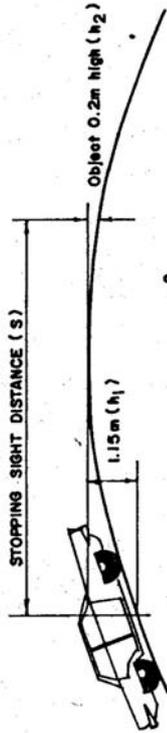
ตารางที่ 3.2 ระยะหยุดโดยปลอดภัยกรณีลาดชันทางขึ้นและลงไม่เท่ากัน (AASHTO, 1990, 1994)

ความเร็วในการออกแบบ (km/hr)	ระยะหยุดโดยปลอดภัย (m)					
	ทางลง			ทางขึ้น		
	3%	6%	9%	3%	6%	9%
50	70	70	75	65	60	60
60	90	95	100	80	80	75
70	110	120	125	100	100	95
80	140	145	155	125	120	115
90	165	175	190	150	145	140
100	195	210	225	175	170	160
110	230	245	265	205	195	190



ภาพที่ 3.1 การทรุดตัวบริเวณ Transition Zone ซึ่งต้องคำนึงถึงในการออกแบบ (วิชาญ, 2546)

STOPPING SIGHT DISTANCE 115 m. to 0.2m.



PART OF TABLE 236

Design Speed (Km/h)	Stopping Sight Distance (metres)
40	40
50	60
60	80
70	100
80	120
90	150
100	180
110	210
120	250

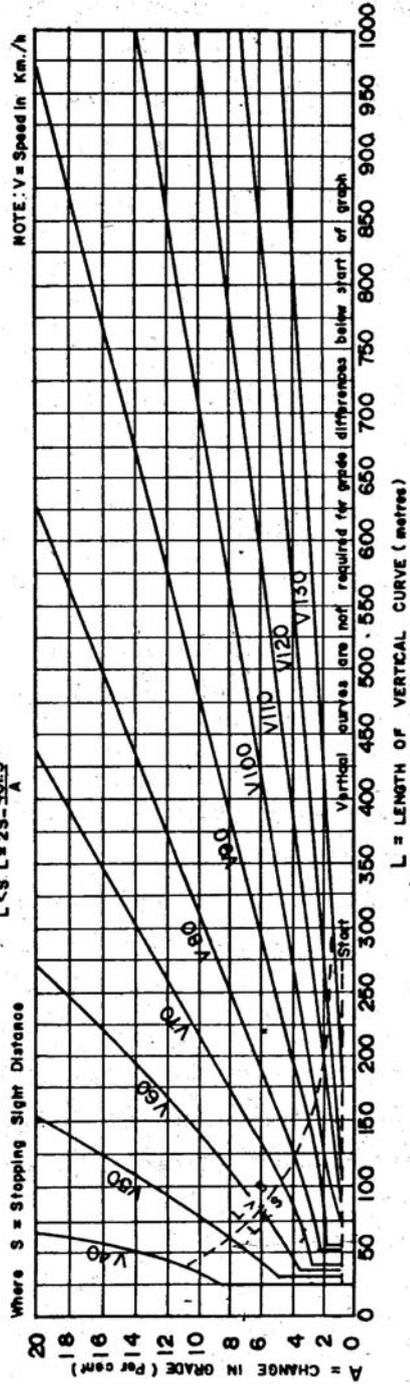
For $L > S$ $L = \frac{S^2 A}{200(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}$

$L < S$ $L = 2S - \frac{200(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{A}$

Where $h_1 = 1.15$ m & $h_2 = 0.2$ m

& For $L > S$ $L = \frac{S^2 A}{461.5} = KA$ where $K = \frac{S^2}{461.5 A}$

$L < S$ $L = 2S - \frac{461.5}{A}$



ภาพที่ 3.2 ระยะหยุด โดยปลอดภัยบนทางขึ้นเนิน เมื่อ $h_1 = 1.15$ m, $h_2 = 0.20$ m (จิรพัฒน์, 2529)

3.3 ความสะดวกสบายในการขับขี่ขณะขึ้น-ลงสะพาน

หลักการตรวจสอบคุณภาพหรือเกณฑ์การให้คะแนนความสะดวกสบายในการขับขี่สามารถแบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม คือ (1) การวิเคราะห์จากค่าระดับผิวทาง และ (2) การวิเคราะห์จาก Response-Type Road Roughness Measuring System (RTRRMS)

3.3.1 การวิเคราะห์จากค่าระดับผิวทาง

การวิเคราะห์จากค่าระดับผิวทาง เป็นการวิเคราะห์ความสะดวกสบายในการขับขี่จากข้อมูลระดับของผิวทาง (Road Profile) โดยที่ไม่จำเป็นต้องตรวจสอบโดยการนั่งบนรถจริงๆ และตรวจวัดการตอบสนองของผู้ขับขี่และรถยนต์ขณะวิ่งบนถนน

International Roughness Index (IRI)

ค่า IRI เป็นพารามิเตอร์ที่ได้จากการคำนวณทางคณิตศาสตร์จากข้อมูลสถิติของระดับผิวทาง ซึ่งบ่งชี้ถึงการตอบสนองหรือการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของรถยนต์ ซึ่งสัมพันธ์กับความสะดวกสบายของผู้ขับขี่ ข้อมูลระดับผิวทางถูกนำมาวิเคราะห์โดยโมเดลทางกลศาสตร์ ซึ่งจำลองพฤติกรรมของการตอบสนองของรถยนต์ ค่า IRI ได้เริ่มพัฒนาขึ้นตั้งแต่ปี ค.ศ. 1979 โดย The National Cooperative Highway Research Program ได้เสนอแบบจำลอง “The Quarter-Car Model” ดังภาพที่ 3.3 และ ในปี ค.ศ. 1982 World Bank ได้สนับสนุนการศึกษา International Road Roughness Experiment และพัฒนาพารามิเตอร์ International Roughness Index (IRI) เพื่อใช้ตรวจสอบและจำแนกความขรุขระของผิวทาง IRI มีค่าตั้งแต่ 0 m/km ถึง 20m/km ซึ่งแสดงถึงผิวทางเรียบ และ ขรุขระมาก ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 3.4

ในปี ค.ศ. 1999 Das et al. (1999) ร่วมกับ Louisiana Transportation and Research Center ได้นำค่า IRI มาใช้ในการกำหนดระดับความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพาน โดยใช้รถบรรทุกหนัก 30,000 lbs ขับด้วยความเร็ว 65 ถึง 68 mile/hr ขึ้น-ลงสะพานจำนวน 65 สะพาน และจัดระดับความรู้สึกของผู้ขับขี่เทียบกับค่า IRI และกำหนดเกณฑ์ความสะดวกสบายในการขับขี่ขณะขึ้น-ลงสะพาน ดังแสดงในตารางที่ 3.3 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์ IRI บริเวณเชิงลาดสะพานแสดงในภาพที่ 3.5 ซึ่งแสดงให้เห็นว่า บริเวณ Approach Slab นั้น มีค่า IRI สูง และค่า IRI เพิ่มขึ้นเมื่อเวลายาวนานขึ้น

ข้อจำกัดของ IRI ในการประเมินความสะดวกสบายขณะขึ้นลงสะพาน

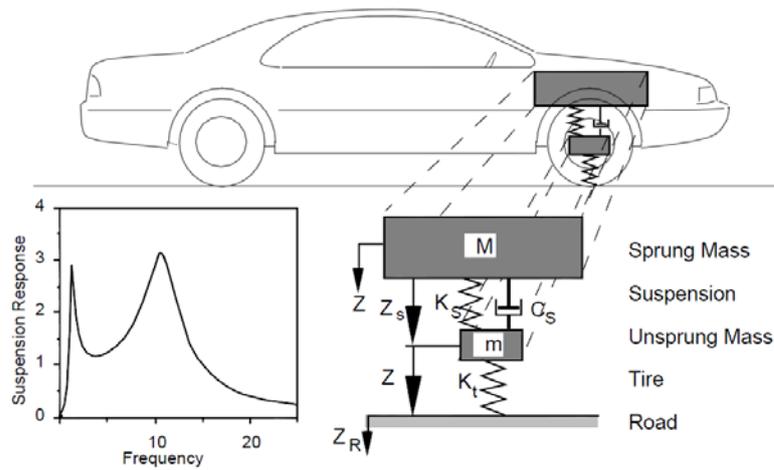
การวิเคราะห์หาค่า IRI นั้น ดำเนินใน Frequency Domain ซึ่งแปลงจาก Time Domain ที่ได้จากการสำรวจระดับผิวทางขณะรถยนต์แล่นผ่านในช่วงระยะทางหนึ่ง และสมมุติให้ความขรุขระของผิว

ทางเกิดขึ้นเหมือนกันซ้ำๆกัน โดยช่วงความยาวที่ใช้ในการคำนวณค่า IRI เท่ากับ 91.4 m (300 feet) นอกจากนี้การวิเคราะห์ที่ได้กรองค่าความถี่บางช่วงใน Frequency Domain ออก โดยกำหนดพิจารณาเฉพาะ ความถี่ซึ่งมีความยาวคลื่นระหว่าง 1.2 m ถึง 30 m เพื่อตัด Profile ถนนที่มีความถี่สูงจาก Micro Texture ของผิวทาง และความถี่ต่ำจากการทางขึ้น-ลงเนินหรือ ซึ่งไม่ส่งผลกระทบต่อความรู้สึกของผู้ใช้ทางดังแสดงในภาพที่ 3.6

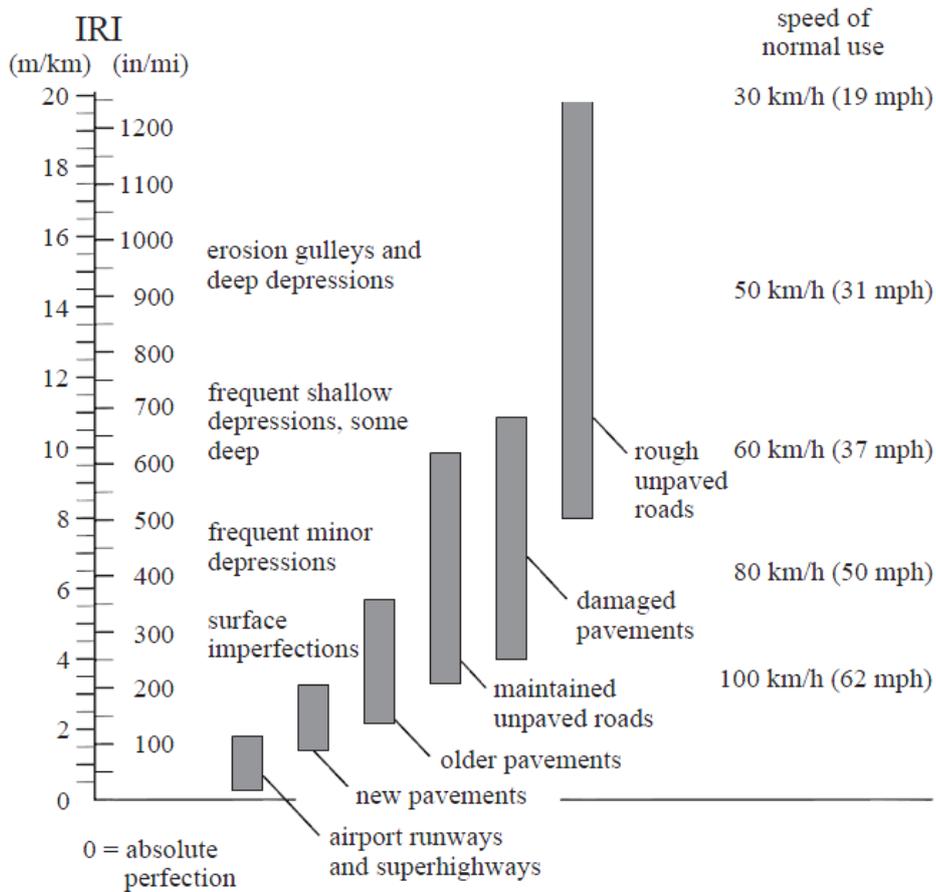
Martinez (2009) กล่าวว่า IRI เป็นพารามิเตอร์ที่ไม่เหมาะสมในการกำหนดความขรุขระขณะขึ้น-ลงสะพาน เนื่องจากช่วงที่พบความไม่ราบเรียบเกิดขึ้นในระยะสั้นๆ ซึ่งส่วนใหญ่น้อยกว่าความยาว 1.2 m และไม่ได้ถูกใช้ในการคำนวณ IRI นอกจากนี้ค่า Profile Grade ซึ่งแสดงความขรุขระบริเวณเชิงลาดสะพานเป็นแบบ Non-Steady-State หรือเกิดขึ้นเฉพาะที่เท่านั้น ซึ่งไม่สอดคล้องกับสมมุติฐานว่าเกิดขึ้นซ้ำๆ หรือ Steady-State ซึ่งทำให้ผลที่ได้จากการแปลงข้อมูลจาก Time Domain เป็น Frequency Domain ไม่สามารถระบุปัญหาความขรุขระที่เกิดขึ้นเฉพาะที่ได้ดังแสดงในภาพที่ 3.7 ลักษณะความขรุขระบริเวณเชิงลาดสะพานซึ่งคล้าย Step Function นั้น เมื่อแปลผลใน Frequency Domain ยากต่อการแปลผล เมื่อเปรียบเทียบกับลักษณะความขรุขระที่คล้ายกับ Sinusoidal Function ตัวอย่างผลการวิเคราะห์โดยใช้ข้อมูลการตรวจวัด Profile Grade บริเวณเชิงลาดสะพานที่มีปัญหาแสดงในภาพที่ 3.8

ตารางที่ 3.3 Approach Slab Rating System พัฒนาโดย LTRC (Das et al., 1999)

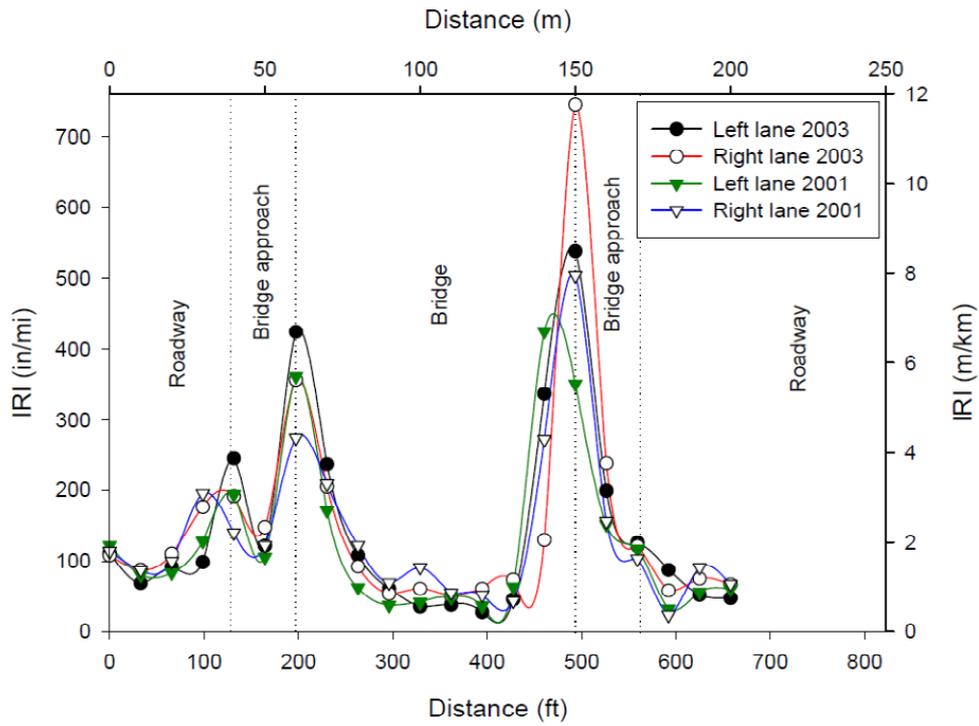
ค่า IRI (m/km)	ระดับความรู้สึกในการขับขี่ขณะขึ้น-ลงสะพาน
0 - 3.9	ดีมาก
4.0 - 7.9	ดี
8.0 - 9.9	ปานกลาง
10.0 - 11.9	แย่
มากกว่า 12	แย่มาก



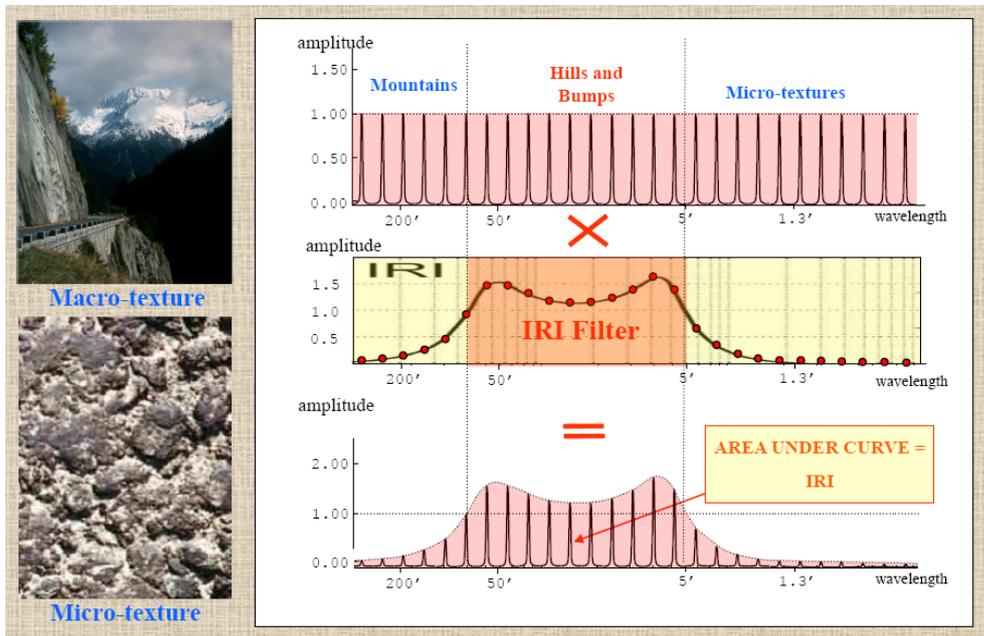
ภาพที่ 3.3 แบบจำลอง “The Quarter-Car-Model” (Gillespie, 1992)



ภาพที่ 3.4 การเปรียบเทียบค่า IRI และความสะดวกสบายของผู้ขับขี่ (Sayer et al., 1986)

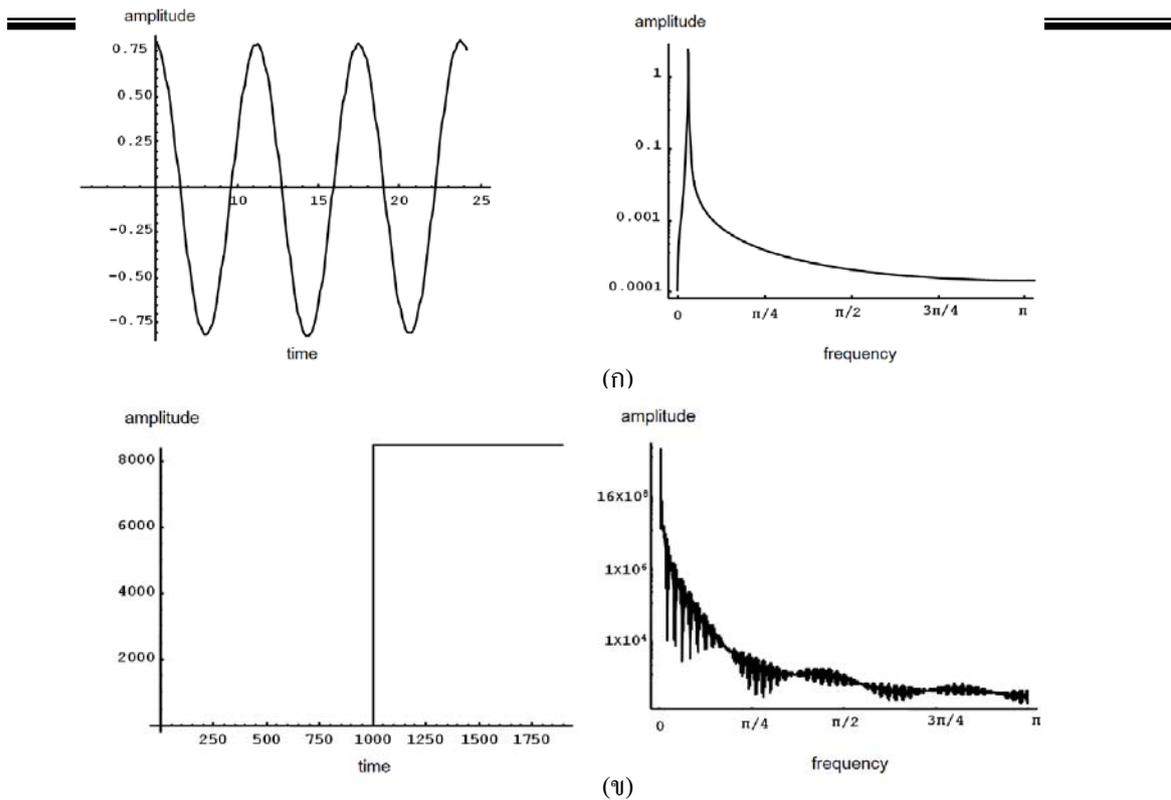


ภาพที่ 3.5 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์หาค่า IRI ของสะพาน, เชิงลาดสะพาน, และถนน (White et al., 2005)



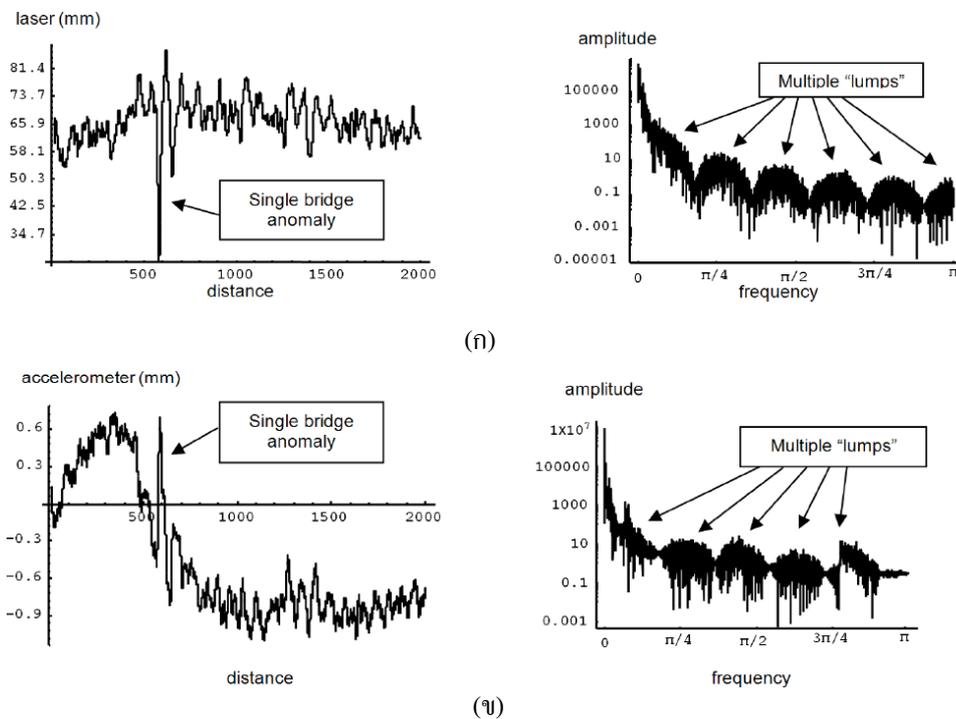
ภาพที่ 3.6 หลักการกรองค่าความถี่เพื่อวิเคราะห์ค่า IRI (Sayers et al., 1986)

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างปรับการ ترددตัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)



ภาพที่ 3.7 ตัวอย่างผลลัพธ์ที่ได้จากการแปลงข้อมูลจาก Time Domain ไปเป็น Frequency Domain (ก)

Sinusoidal Curve (ข) Step Function (Martinez, 2009)

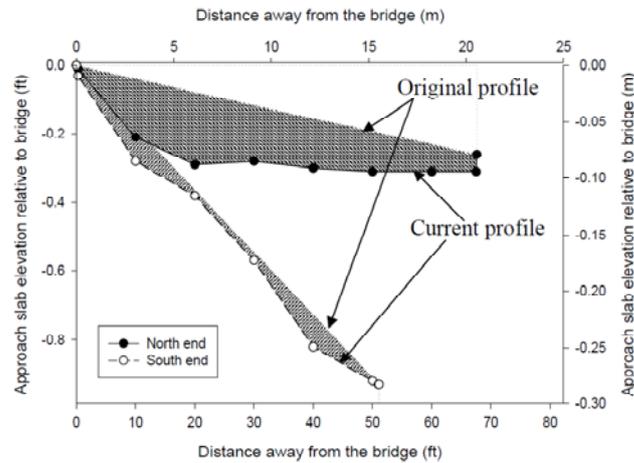


ภาพที่ 3.8 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์ Frequency Domain จากผลตรวจวัด (ก) Profile Grade และ (ข)

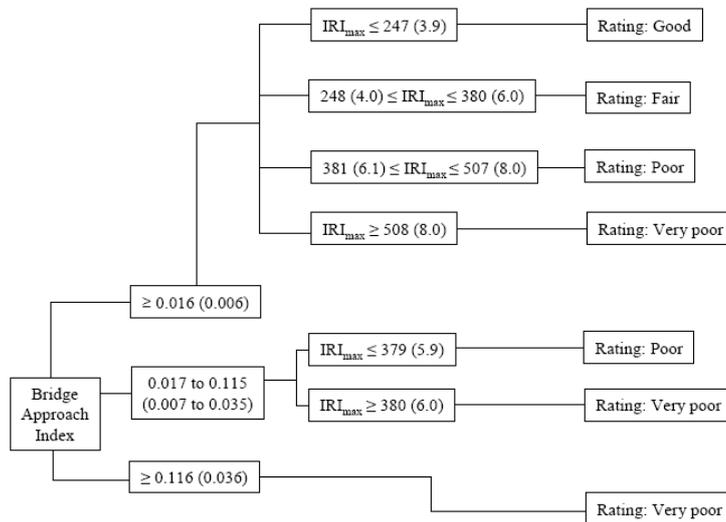
ความเร่งในแนวดิ่งบริเวณเชิงลาดสะพาน (Martinez, 2009)

Bridge Approach Index (BI)

Bridge Approach Index (BI) คือ ค่าพื้นที่ใต้กราฟ Profile Grade ระหว่างผิวทางตามแบบก่อสร้าง (As-Built Drawing) และ Profile Grade ณ ปัจจุบัน ทหารด้วยความยาวของ Approach Slab (White et al., 2005) ดังแสดงในภาพที่ 3.9 ค่า BI สูงแสดงว่ามีความขรุขระมากบริเวณเชิงลาดสะพาน White et al. (2005) วิเคราะห์ข้อมูล IRI, ความรู้สึกของผู้ขับขี่ (Ride Quality Rating) และค่า BI ของสะพานในรัฐไอโอวา และเสนอเกณฑ์การให้คะแนน (Rating Criteria) ความสะดวกสบายขณะขึ้น-ลงสะพาน โดยใช้ค่า BI ร่วมกับ IRI ดังแสดงในภาพที่ 3.10



ภาพที่ 3.9 ตัวอย่างการวิเคราะห์ Bridge Approach Index, BI (White et al., 2005)



*Bridge Approach Index, ft (m)
*IRI, in/mi (m/km)

ภาพที่ 3.10 เกณฑ์การให้คะแนนความรู้สึกในการขับขี่ขณะขึ้น-ลงสะพานโดยใช้ค่า IRI และ BI (White et al., 2005)

ปริมาณการทรุดตัวที่แตกต่างและความลาดชัน (Profile Slope)

นักวิจัยหลายท่านได้เสนอค่าการทรุดตัวที่แตกต่างระหว่างสะพานและคันทาง และค่าความลาดชันบริเวณเชิงลาดสะพาน ซึ่งส่งผลต่อความไม่สะดวกสบายของผู้ขับขี่ ดังแสดงในตารางที่ 3.4 และ 3.5 ตามลำดับ เกณฑ์ค่าการทรุดตัวที่ส่งผลความไม่สะดวกสบายของผู้ขับขี่ ขณะขึ้น-ลง สะพาน อยู่ในช่วง 5.1 cm ถึง 9.9 cm (Walkinshaw, 1978; Bozozuk, 1978; Hearn, 1995) Soe (2003) เสนอเกณฑ์ในการให้คะแนนความไม่สะดวกสบายของผู้ขับขี่ ขณะขึ้น-ลง สะพานจากปริมาณการทรุดตัวที่แตกต่างดังแสดงในตารางที่ 3.6 และค่าความลาดชันบริเวณเชิงลาดสะพาน ที่ส่งผลความไม่สะดวกสบายของผู้ขับขีมีค่าอยู่ในช่วง 1/250 ถึง 1/200 (Moulton et al., 1985; Wahls, 1990; Stark et al., 1995; Long et al., 1998) นอกจากนี้ Hearn (1995) เสนอค่า $S_d/S_m > 1/3$ โดยที่ S_d คือ ค่าการทรุดตัวที่แตกต่างของสะพานและถนน และ S_m คือ ค่าเฉลี่ยการทรุดตัวของบริเวณเชิงลาดสะพาน

Briaud et al.(1997) ได้เสนอการออกแบบความยาวของ Approach Slab โดยใช้เกณฑ์ค่าความลาดชันบริเวณเชิงลาดสะพาน 1/200 โดยกำหนดให้

$$L \geq 200 (s_f - s_a) \tag{3.1}$$

โดยที่ L คือ ความยาวของ Approach Slab, s_f คือ ค่าการทรุดตัวของคันทาง, s_a คือ ค่าการทรุดตัวของฐานรากสะพาน

ตารางที่ 3.4 ค่าการทรุดตัวที่ส่งผลกระทบต่อผู้ขับขี่ ขณะขึ้น-ลง สะพาน

นักวิจัย	ค่าการทรุดตัวที่แตกต่างซึ่งส่งผลกระทบต่อขณะขึ้น-ลงสะพาน
Walkinshaw (1978)	6.35 cm (2.5")
Bozozuk (1978)	9.9 cm (3.9") ในแนวตั้ง 5.1 cm (2") ในแนวราบ
Hearn (1995)	$S_d/S_m > 1/3$ S_d = ค่าการทรุดตัวที่แตกต่างของสะพานและถนน S_m = ค่าเฉลี่ยการทรุดตัวของบริเวณเชิงลาดสะพาน

ตารางที่ 3.5 ค่าความลาดชันที่ส่งผลกระทบต่อผู้ขับขี่ ขณะขึ้น-ลง สะพาน

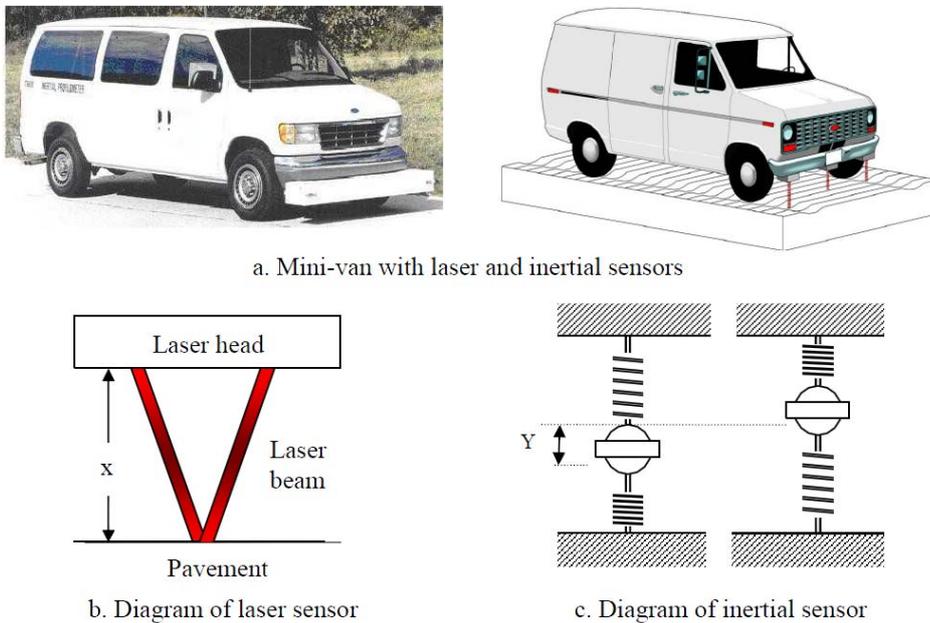
นักวิจัย	ค่าความลาดชันซึ่งส่งผลกระทบต่อผู้ขับขี่ ขณะขึ้น-ลง สะพาน
Moulton et al. (1985)	1/250 (Continuous-Span Bridge) 1/200 (Simply-Support Bridge)
Wahls (1990)	1/200
Stark et al. (1995)	1/200
Long et al. (1998)	1/200

ตารางที่ 3.6 ค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันที่ส่งผลกระทบต่อผู้ขับขี่ ขณะขึ้น-ลง สะพาน (Soe, 2003)

ระดับ	คำอธิบาย	ค่าการทรุดตัวที่แตกต่าง (cm)
1	ไม่รู้สึกระแวก	0.0
2	รู้สึกเล็กน้อย	2.5
3	รู้สึกปานกลาง	5.0
4	รู้สึกมาก (ต้องซ่อมบำรุงเชิงลาด)	7.5
5	รู้สึกไม่ปลอดภัย	> 7.5

3.3.2 การวิเคราะห์จาก Response-Type Road Roughness Measuring System (RTRRMS)

การประเมินความขรุขระและความไม่สะดวกสบายในการขับขี่ สามารถตรวจสอบจากความรู้สึกรถของผู้ขับขี่ หรือจากระบบตรวจวัดที่เรียกว่า Response-Type Road Roughness Measuring Systems (RTRRMS) ในปัจจุบัน High Speed Inertial Profilometer ซึ่งติดตั้งอุปกรณ์ Laser วัดระยะระหว่างรถยนต์และผิวทาง และ Accelerometer เป็นที่นิยมในการตรวจสอบผิวทางตามระบบ Response-Type Road Roughness Measuring Systems (RTRRMS) ดังแสดงในภาพที่ 3.11 ปัญหาหลักของ RTRRMS คือ ผลการตรวจวัดขึ้นกับระบบช่วงล่างของรถยนต์ที่ใช้ทดสอบ พารามิเตอร์ที่ได้จากการวิเคราะห์โดย RTRRMS มีดังนี้



ภาพที่ 3.11 High Speed Inertial Profilometer (Martinez, 2009)

Present Serviceability Rating (PSR) และ Present Serviceability Index (PSI)

การประเมินจากความรู้สึกรถของผู้ขับขี่ใช้วิธีการสำรวจจากกลุ่มตัวอย่าง และนำผลมาวิเคราะห์หาค่า Present Serviceability Rating (PSR) Carey and Irick (1960) เสนอการประมาณค่า PSR จากข้อมูลทางกายภาพของผิวทาง โดยเรียกพารามิเตอร์นี้ว่า Present Serviceability Index (PSI) ดังสมการ 3.2 และ 3.3 สำหรับ Flexible Pavement และ Rigid Pavement, ตามลำดับ

$$PSI = 5.03 - 1.91 \log(1 + SV) - 1.38RD^2 - 0.01\sqrt{C+P} \quad (3.2)$$

$$PSI = 5.41 - 1.78 \log(1 + \overline{SV}) - 0.09\sqrt{C + P} \quad (3.3)$$

โดยที่

\overline{SV} = Slope Variance of Road Profile

\overline{RD} = Mean Rut Depth

C = Crack Index

P = Patching Index

Local Roughness Index (LRI) และ Post-Speed Local Roughness Index (LRI_{ps})

Martinez (2009) ได้พัฒนา ค่า Local Roughness Index (LRI) ในการประเมินความไม่ราบเรียบขณะขึ้น-ลงสะพาน LRI เป็นค่าความแปรปรวนของสัญญาณที่ได้จาก Accelerometer ยกกำลังสองในระยะ 1.52 m (5 ft) ค่า LRI สัมพันธ์กับการเปลี่ยนแปลงหรือความแปรปรวนของความเร่งของรถยนต์ ซึ่งสามารถระบุความไม่ราบเรียบขณะขึ้น-ลงสะพานได้ ณ จุดด้วยความเร็วใดๆได้ ดังแสดงในภาพที่ 3.12 Martinez (2009) ได้ตรวจวัดบริเวณเชิงลาดสะพาน 3 สายทาง และแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า LRI และความไม่ราบเรียบ ซึ่งขึ้นอยู่กับความเร็วรถยนต์ ในตารางที่ 3.7

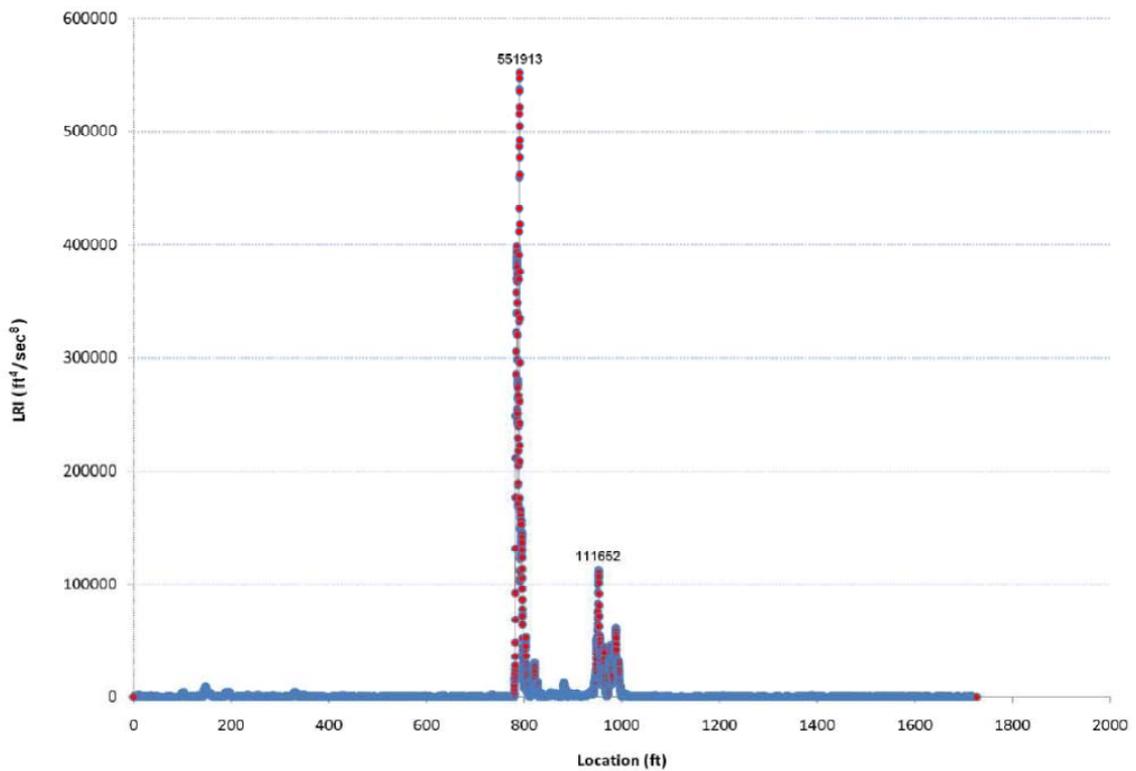
เนื่องจากความรู้สึกลูกของผู้ขับขี่ ขึ้นกับค่า LRI และความเร็วรถยนต์ดังแสดงในภาพที่ 3.13 ดังนั้น Martinez (2009) จึงได้เสนอ Post Speed Local Roughness Index (LRI_{ps}) ซึ่งเป็นการหาค่า LRI ตามความเร็วที่กำหนดของแต่ละสะพาน จากสมการความสัมพันธ์ระหว่าง ความเร็วรถยนต์และ LRI ดังแสดงในภาพที่ 3.13 และเสนอความสัมพันธ์ระหว่าง LRI_{ps} และความไม่ราบเรียบดังตารางที่ 3.8

ตารางที่ 3.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง LRI ความเร็ว และความรู้สึกลูกผู้ขับขี่

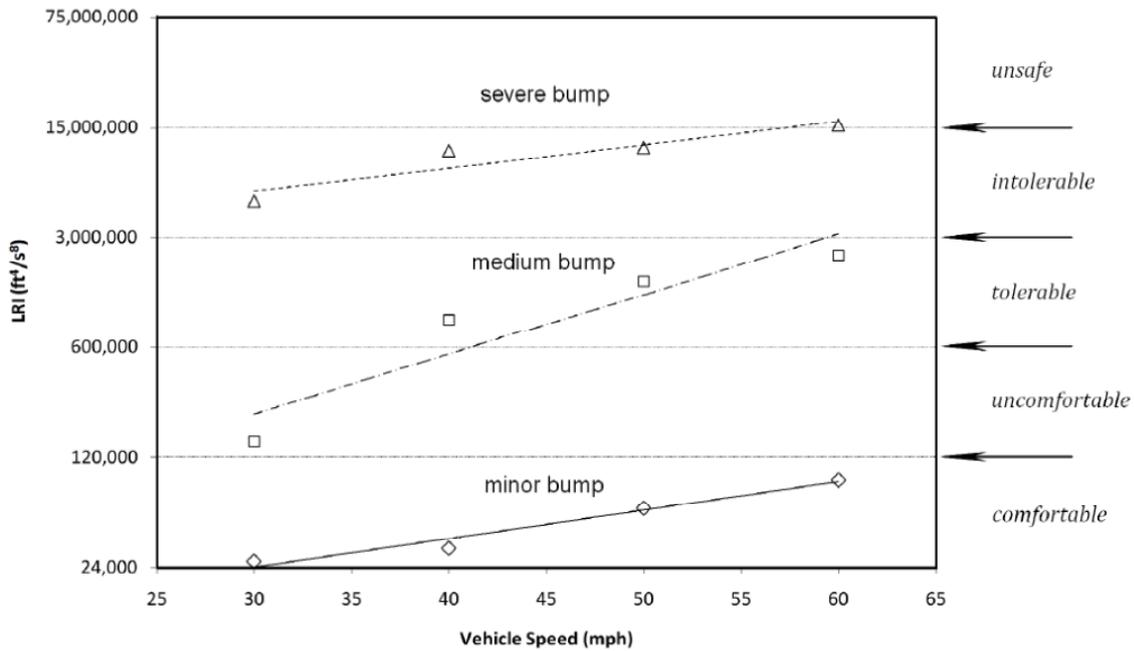
ความเร็ว (mph)	LRI (ft ⁴ /sec ⁸)		
	กระท่อนเล็กน้อย	กระท่อนปานกลาง	กระท่อนสูง
60	85,324	2,322,154	15,385,783
50	56,855	1,590,398	11,135,218
40	31,741	899,070	10,646,764
30	26,329	149,445	5,044,707

ตารางที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง LRI_{ps} และความรู้สึกผู้ขับขี่

สภาพเชิงลาดสะพาน		LRI_{ps} (ft ⁴ /sec ⁸ /100,000)
ไม่ปลอดภัย	(unsafe)	> 150
กระเทือนมาก	(intolerable)	30.0 - 150
กระเทือนพอประมาณ	(tolerable)	6.00 - 30.0
รู้สึกไม่สบาย	(uncomfortable)	1.2 - 6.00
ราบเรียบ	(comfortable)	< 1.20



ภาพที่ 3.12 ตัวอย่างค่า LRI ขณะ ขึ้น-ลง สะพาน ด้วยความเร็ว 60 miles/hr (Martinez, 2009)



ภาพที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง LRI และความเร็ว (Martinez, 2009)

Jolt หรือ Jerk

Jolt หรือ Jerk คือ เวกเตอร์อนุพันธ์ (Derivative) ของความเร่ง ณ เวลาหนึ่งๆ หรือ หมายถึงอนุพันธ์อันดับที่ 3 ของการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง Yu et al.(2006) เสนอว่าค่า Jolt สามารถใช้เป็นเกณฑ์ความรู้สึกของผู้ขับขี่ได้ โดยเฉพาะถนนในส่วนท้องถิ่นที่ใช้ความเร็วต่ำ และค่า IRI อาจไม่เหมาะสมในการประเมินความไม่ราบเรียบของทาง Jolt สามารถหาได้จากสมการ

$$Jolt_i = \frac{z_{s(i+3)} - 3z_{s(i+2)} + 3z_{s(i+1)} - z_{si}}{\Delta t^3} \tag{3.4}$$

$$Jolt_{average} = \frac{\sum |Jolt_i|}{n} \tag{3.5}$$

โดยที่ $Jolt_i$ คือ ค่า Jolt ที่ตำแหน่ง i , $Jolt_{average}$ คือค่าเฉลี่ยของ Jolt จากข้อมูล n ตำแหน่ง, z_s คือ ปริมาณการเคลื่อนที่แนวราบของรถยนต์ และ Δt คือ ช่วงเวลาที่ตรวจวัดขณะรถยนต์วิ่ง Yu et al.(2006) เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง Jolt และ IRI และ ความรู้สึกไม่ราบเรียบของผิวทางในตารางที่ 3.9

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างปรับการ ترددตัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)

ตารางที่ 3.9 การระบุความไม่ราบเรียบของผิวทางโดยค่า Jolt และ IRI (Yu et al., 2006)

		IRI Threshold at Different Speeds (units: m/km)				
Ride Quality	Jolt (m/s ³)	120 km/h	100 km/h	80 km/h	70 km/h	60 km/h
Very good	<6.5	<0.95	<1.14	<1.43	<1.63	<1.90
Good	10.2	0.95–1.49	1.14–1.79	1.43–2.24	1.63–2.57	1.90–2.99
Fair	12.9	1.50–1.89	1.80–2.27	2.25–2.84	2.58–3.25	3.00–3.79
Mediocre	18.4	1.90–2.70	2.28–3.24	2.85–4.05	3.26–4.63	3.80–5.40
Poor	>18.4	>2.70	>3.24	>4.05	>4.63	>5.40
		50 km/h	40 km/h	30 km/h	20 km/h	10 km/h
Very good	<6.5	<2.28	<2.86	<3.80	<5.72	<11.44
Good	10.2	2.28–3.59	2.86–4.49	3.80–5.99	5.72–8.99	11.44–17.99
Fair	12.9	3.60–4.54	4.50–5.69	6.00–7.59	9.00–11.39	18.00–22.79
Mediocre	18.4	4.55–6.25	5.70–8.08	7.60–10.80	11.40–16.16	22.80–32.32
Poor	>18.4	>6.25	>8.08	>10.80	>16.16	>32.32
		IRI Threshold at Different Speeds (units: in./mi)				
Ride Quality	Jolt (ft/s ³)	75 mph	65 mph	55 mph	50 mph	45 mph
Very good	<21.3	<60	<69	<82	<90	<100
Good	33.5	60–94	69–109	82–129	90–142	100–157
Fair	42.3	95–119	110–138	130–163	143–179	158–199
Mediocre	60.4	120–170	139–196	164–232	180–254	200–283
Poor	>60.4	>170	>196	>232	>255	>283
		40 mph	35 mph	30 mph	25 mph	15 mph
Very good	<21.3	<113	<129	<150	<180	<300
Good	33.5	113–177	129–203	150–237	180–284	300–474
Fair	42.3	178–224	204–256	238–299	285–359	475–599
Mediocre	60.4	225–318	257–364	300–425	360–510	600–850
Poor	>60.4	>319	>364	>425	>510	>850

3.4 เอกสารอ้างอิง

วิชาญ ภูพัฒน์. 2546. เอกสารประกอบการสอนวิชา **Foundation on Soft and Unstable Soils**. คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

จิรพัฒน์ โชติโกกร. 2529. **การออกแบบทาง**. สำนักพิมพ์เกษตรศาสตร์.

Bozozuk, M. 1978. Bridge Foundation Move. **Transportation Research Record: Jour of Transportation Research Board 678**. Washington D.C., USA.

Briaud, J.L., R.W. James and S.B. Hoffman. 1997. Settlement of Bridge Approaches (The Bump at the End of the Bridge). **Transportation Research Board, NCHRP Synthesis 234**. National Research Council. Washington D.C., USA.

Carey, W.N.Jr. and P.E. Irick. 1960. The Pavement Serviceability-Performance Concept. **HRB Bulletin 250**: 40-58.

Das, S., C. Bakeer, R. Zhong and M. Schutt. 1999. **Assessment of Mitigation Embankment Settlement with Pile Supported Approach Slabs**. Louisiana Transportation and Research Center. USA.

Gillespie, T.D. 1992. **Fundamental of Vehicle Dynamics**. Society of Automotive Engineers.

Hearn, G. 1995. **Faulted Pavements and Bridge Abutments**. Colorado Transportation Institute Synthesis. University of Colorado at Boulder, Colorado, USA.

Long, J.H., Olson, S.M. and Stark, T.D. 1998. Differential Movement at Embankment/Bridge Structure Interface in Illinois. **Transportation Research Record: Jour of Transportation Research Board 1633**. Washington D.C., USA.

Martinez, M. 2009. The Rideability of a Deflected Bridge Approach Slab. **Final Report**. Louisiana Transportation Research Center.

Moulton, L.K., H.V.S. Gangarao and G.T. Halvorsen. 1985. Tolerable Movement Criteria for Highway Bridges. Federal Highway Administration. **Report No. FHWA/RD-85/107**. Washington D.C., USA.

Sayers, M.W., T.D. Gillespie and W.D.O Paterson. 1986. Guidelines for Conducting and Calibrating Road Roughness Measurements. **World Bank Technical 46**. Washington D.C., USA.

- Soe, J. 2003. **The Bump at the End of the Bridge: An Investigation.** Dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of the Doctor of Philosophy, Texas A&M University. College Station, Texas, USA.
- Stark, T.D., S.M. Olson and J.H. Long. 1995. Differential Movement at the Embankment/Structure Interface-Mitigation and Rehabilitation. **Report No. IAB-H1, FY 93.** Illinois Department of Transportation. Springfield, Illinois., USA.
- Yu, J., E.Y.J. Chou and J.T. Yao. 2006. Development of Speed-Related Ride Quality Thresholds Using International Roughness Index. **Transportation Research Record: Jour of Transportation Research Board** 1974: 47-53, Washington D.C., USA.
- Wahls, H. E. 1990. Design and Construction of Bridge Approaches. **Transportation Research Record: Jour of Transportation Research Board, NCHRP Synthesis 159.** National Research Council. Washington D.C., USA.
- Walkinshaw, J.L. 1978. Survey of Bridge Movements in the Western United States. **Transportation Research Record: Jour of Transportation Research Board** 678, Washington, D.C., USA.
- White, D.J., S. Sritharan, M. Suleiman, M. Mekkawy and S. Chetler 2005. Identification of the Best Practices for Design, Construction and Repair of Bridge Approaches. **Final Report.** Center for Transportation Research and Education. Iowa State University, USA.
-
-

บทที่ 4 การวิเคราะห์การทรุดตัวบริเวณเชิงลาดสะพาน

4.1 บทนำ

การวิเคราะห์การทรุดตัวของโครงสร้างปรับการทรุดตัวชนิด Approach Slab on Ground และ Approach Slab on Pile Foundation ที่ก่อสร้างบนดินอ่อน นิยมใช้ทฤษฎี Consolidation (Terzaghi 1922, 1943) ซึ่งเป็นการทรุดตัวจากขบวนการอัดตัวคายน้ำ ร่วมกับการใช้หลักการกระจายหน่วยแรงกดด้วย Elastic Theory และฐานรากสมมูลย์ (Terzaghi and Peck, 1948) และปรับแก้ค่า Coefficient of Consolidation ที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ $[c_{v(lab)}]$ โดยมีหลักการวิเคราะห์ดังนี้

4.2 การวิเคราะห์การทรุดตัวโดยใช้ Consolidation Theory และหลักการฐานรากสมมูลย์

Terzaghi (1922, 1943) เสนอ One-dimensional Consolidation Theory สำหรับวิเคราะห์พฤติกรรมทรุดตัวของดินเม็ดละเอียดเนื่องจากการระบายออกของน้ำในช่องว่างของมวลดิน ค่าปริมาณการทรุดตัวเนื่องจากการระบายน้ำออกจากมวลดินหรือ Primary Settlement สามารถคำนวณจากสมการที่ 4.1 และ สมการที่ 4.2 สำหรับดินประเภท Normally Consolidated และ Overconsolidated ตามลำดับ

$$S_p = \frac{C_c}{1+e_o} L_o \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right) \tag{4.1}$$

$$S_p = \frac{L_o}{1+e_o} \left[C_r \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \right) + C_c \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right) \right] \tag{4.2}$$

โดยที่

- S_p = ปริมาณการทรุดตัวของชั้นดินที่พิจารณาในช่วง Primary Consolidation
- C_c = Compression Index
- C_r = Recompression Index
- e_o = Initial Void Ratio
- L_o = ความหนาของชั้นดินที่พิจารณา
- σ'_{vo} = Initial Effective Vertical Stress
- σ'_p = Preconsolidation Pressure
- σ'_{vf} = Final Effective Vertical Stress

ในการวิเคราะห์อัตราการทรุดตัวของดินเนื่องจากกระบวนการ Consolidation ใช้สมการที่ 4.3

$$t = \frac{TH^2}{c_v} \quad (4.3)$$

โดยที่

t = ระยะเวลาการทรุดตัว

T = Time Factor (ค่าองค์ประกอบเวลา)

c_v = Coefficient of Consolidation (สัมประสิทธิ์ของการอัดตัวคายน้ำ)

H = Maximum Drainage Distance (ระยะทางยาวที่สุดที่น้ำระบายออก)

ค่า Time Factor (T) นั้นขึ้นกับ Degree of Consolidation (U) และ Drainage Condition ดังแสดงภาพที่ 4.1 และ ภาพที่ 4.2 ตามลำดับ สำหรับค่า Coefficient of Consolidation (c_v) ซึ่งใช้วิเคราะห์อัตราการทรุดตัวของดินนั้น ควรมีการปรับแก้เนื่องจากสภาวะการระบายน้ำในสนามซับซ้อนกว่าที่เกิดขึ้นในห้องปฏิบัติการ อาทิ ธีรชาติ และ จอม (2545) แนะนำให้ใช้เท่ากับ 16 เท่าของค่าที่ได้จากการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ [$c_{v(lab)}$], ษยยุทธ และคณะ (2540) แนะนำให้ใช้ 10 ถึง 16 เท่าของ [$c_{v(lab)}$], Bergado et al. (1990) พบว่า ค่า Coefficient of Consolidation ในสนาม [$c_{v(field)}$] มีค่าสูงถึง 26 เท่าของ [$c_{v(lab)}$], ทินกร (2528) แนะนำความสัมพันธ์ $c_{v(lab)}$ เท่ากับ 59 ถึง 104 เท่าของ $c_{v(field)}$, สุรฉัตร (2548) แนะนำให้วิเคราะห์ค่า $c_{v(field)}$ โดย Asaoka Method (1978) ซึ่งได้จากการเก็บข้อมูลการทรุดตัวกับเวลาในสนาม เป็นต้น

สำหรับในกรณีที่ชั้นดินเหนียว อยู่ระหว่างชั้นดินที่ไม่ยุบตัว (Incompressible Layer) และไม่สามารถจำแนกได้ชัดเจนว่าเป็น Free Drainage Layer หรือ Impermeable Layer ดังแสดงในภาพที่ 4.3 อัตราการทรุดตัวสามารถวิเคราะห์จากความสัมพันธ์ระหว่าง Average Degree of Consolidation (U) และ Time Factor (T) ของกรณี Partially Drainage Boundary ดังแสดงในภาพที่ 4.4 (Mesri, 1973) โดยที่

$$R_1 = \frac{k_{v1}L}{k_vL_1} \quad (4.4)$$

และ

$$R_2 = \frac{k_{v2}L}{k_vL_2} \quad (4.5)$$

ค่าพารามิเตอร์ R_1 และ R_2 แสดงถึงความสามารถในการระบายน้ำของชั้นดินซึ่งประกบด้านบนและด้านล่างของชั้นดินเหนียว ค่าพารามิเตอร์ R เท่ากับ 0 แสดงถึงชั้นดังกล่าวมีสมบัติเป็น Impervious Boundary และมีค่าเท่ากับ ∞ แสดงถึง Free Drainage Boundary Mesri (1973) สรุปว่า สำหรับการวิเคราะห์อัตราการทรุดตัวในงานวิศวกรรมปฐพีทั่วไปนั้น ชั้นดินซึ่งประกบชั้นดินเหนียวสามารถกำหนดให้เป็น Incompressible Drainage Layer เมื่อ R มีค่าน้อยกว่า 0.1 และสามารถพิจารณาให้เป็น Incompressible Free Drainage Layer เมื่อ R มีค่ามากกว่า 100

Barden and Younan (1969) เสนอวิธีการประมาณอัตราการทรุดตัวของชั้นดินเหนียวมากกว่า 1 ชั้น ซึ่งมีค่า c_v ต่างๆ 3 วิธี ดังนี้

(1) Crude Approximations

- ถ้ามีชั้นดินอ่อนมากกว่าหรือเท่ากับ 2 ชั้นซึ่งประกบด้วย Free Drainage Boundary Layer แล้วนั้น ให้สมมติให้ชั้นดินที่มีค่า Permeability สูงสามารถระบายน้ำออกได้ทันที และชั้นดินที่มีค่า Permeability ที่ต่ำจะเป็นตัวกำหนดอัตราการทรุดตัวของชั้นดินอ่อนทั้งหมด (หรือใช้ค่า c_v ที่ต่ำที่สุด และความหนาของชั้นดินนั้น ในการคำนวณอัตราการทรุดตัว)
- สมมติให้ชั้นดินอ่อนทั้งหมดมีค่า c_v เท่ากับชั้นดินที่มี Permeability ต่ำที่สุด และความหนาของชั้นดินเท่ากับผลรวมของความหนาของแต่ละชั้น
- ถ้ามีชั้นดินอ่อนเท่ากับ 2 ชั้นซึ่งประกบด้วย Free Drainage Boundary ให้พิจารณาอัตราการทรุดตัวของดินแต่ละชั้นแยกกัน และมี Drainage Boundary ประเภท Single Drainage

(2) Average Soil Properties

คำนวณค่าเฉลี่ยของค่า $[c_v]_{avg}$ ดังนี้

$$[c_v]_{avg} = \frac{[k_v]_{avg}}{\gamma_w m_{avg}} \tag{4.6}$$

โดยที่

$$m_{avg} = \sum_{j=1}^n \frac{H_j}{H} m_j$$

$$H = \sum_{j=1}^n H_j$$

$$k_{avg} = \frac{1}{\sum_{j=1}^n \frac{H_j}{H k_j}}$$

(3) Transforming Soil Properties

วิธีนี้เป็นการกำหนดให้ชั้นดินหนึ่งชั้นมีค่า c_v และความหนา H ไม่เปลี่ยนแปลง และเปลี่ยนความหนาของชั้นดินอื่นๆ ตามสมการที่ 4.7 และกำหนดให้ใช้ชั้นดินอื่นๆมีค่า c_v เท่ากับ ค่า c_v ของชั้นดินที่ไม่ได้เปลี่ยนความหนา

$$H' = \sqrt{c_{v1}} \sum_{j=1}^n \frac{H_j}{\sqrt{c_{vj}}} \quad (4.7)$$

หรือคำนวณอัตราการทรุดตัวจากค่า $[c_v]_{apparent}$ ดังสมการที่ 4.8 และใช้ความหนาเท่ากับผลรวมของความหนาของดินทุกชั้น

$$[c_v]_{apparent} = \left(\frac{1}{\sum_{j=1}^n \frac{H_j}{H \sqrt{c_{vj}}}} \right) \quad (4.8)$$

สำหรับการกระจายของหน่วยแรงในดินนั้น นิยมใช้หลักการ Stress Distribution in Semi-Infinite Soil Mass โดยสมมุติให้ดินมีสมบัติเป็น Elastic Material (Bousinesq, 1885) โดยมีแรงกระทำลักษณะ Strip Load ดังแสดงในภาพที่ 4.3 ในกรณีโครงสร้างปรับการทรุดตัวประเภท Approach Slab on Pile ซึ่งมีฐานรากเสาเข็มและมีปลายเข็มอยู่ในชั้นดินอ่อนนั้น Terzaghi and Peck (1948) เสนอให้สมมุติว่าหน้ากระทำบนฐานรากสมมูลย์ (Equivalent Mat) ที่ระดับความลึก 2 ใน 3 ของความยาวเข็ม และสมมุติให้ชั้นดินอ่อนที่อยู่ระหว่างหัวเสาเข็มถึงฐานรากสมมูลย์ไม่มีการทรุดตัวเลย และการทรุดตัวเกิดขึ้นในดินใต้ฐานรากสมมูลย์เท่านั้น การกระจายของหน่วยแรงใต้ฐานรากสมมูลย์สามารถใช้หลักการ Stress Distribution in Semi-Infinite Soil Mass ได้ หรือประมาณการกระจายหน่วยแรงเป็นมุม 30 องศาในแนวตั้งดังภาพที่ 4.4 ในกรณีที่ปลายเสาเข็มอยู่บนชั้นดินแข็ง เช่น ชั้นทรายแน่น ระดับฐานรากสมมูลย์อยู่ที่ปลายเข็ม โดยมีการกระจายหน่วยแรงทำมุม 30 องศาในแนวตั้ง ดังแสดงในภาพที่ 4.5 วิศวกรส่วนใหญ่นิยมใช้การกระจายหน่วยแรงโดยทฤษฎี Boussinesq's ร่วมกับการสมมุติฐานราก

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างปรับการทรุดตัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)

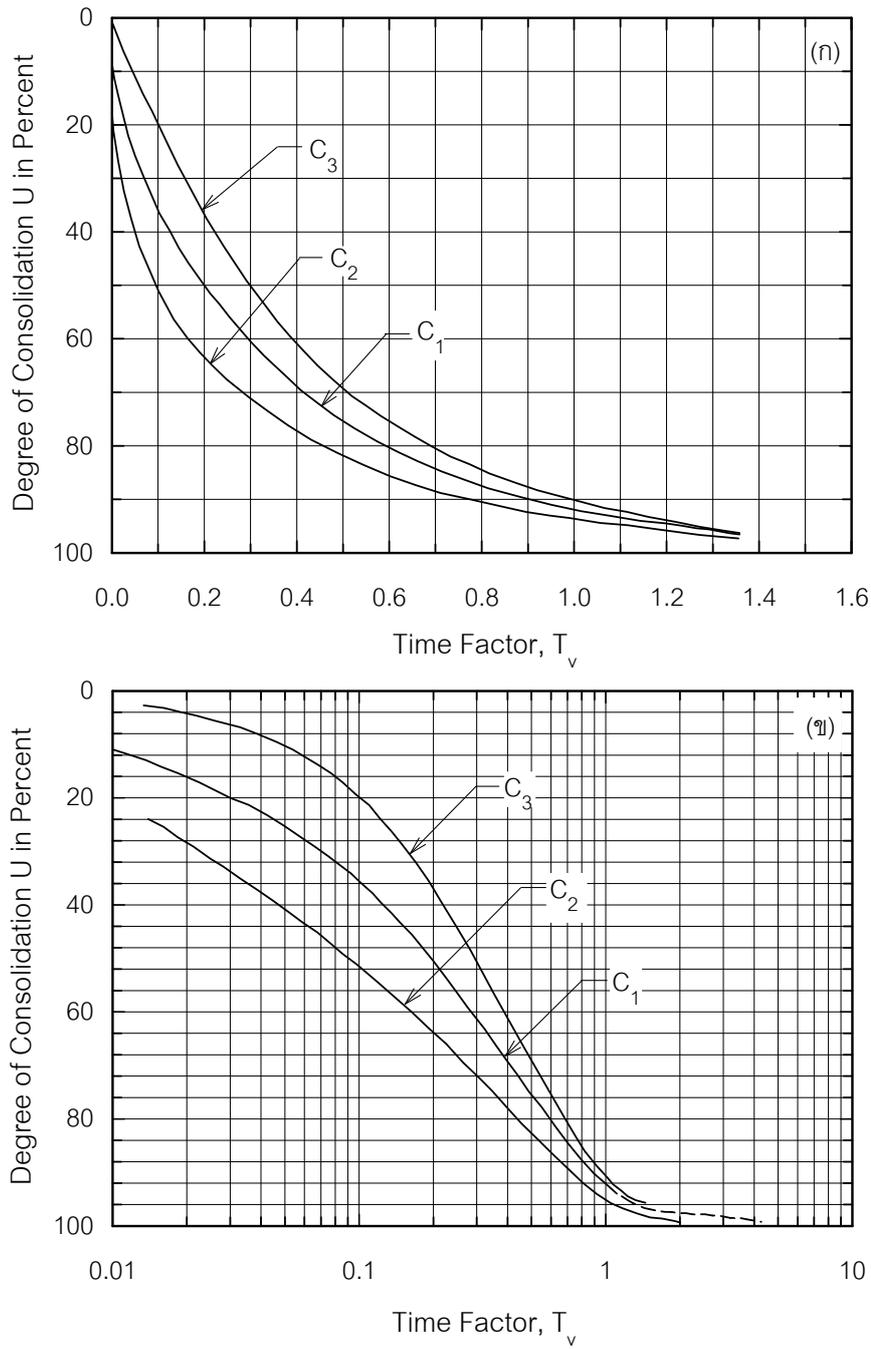
สมมูลบนชั้นดินอ่อน ซึ่งสมการการกระจายหน่วยแรงในแนวดิ่งจะใช้สมการที่ 4.9 หรือสมการที่ 4.10 (สมการในรูปอย่างง่าย)

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[\tan^{-1} \frac{z}{x-b} - \tan^{-1} \frac{z}{x+b} - \frac{2bz(x^2 - b^2 - z^2)}{(x^2 - b^2 + z^2) + 4b^2 z^2} \right] \quad (4.9)$$

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} [\beta + \sin \beta \cos(\beta + 2\delta)] \quad (4.10)$$

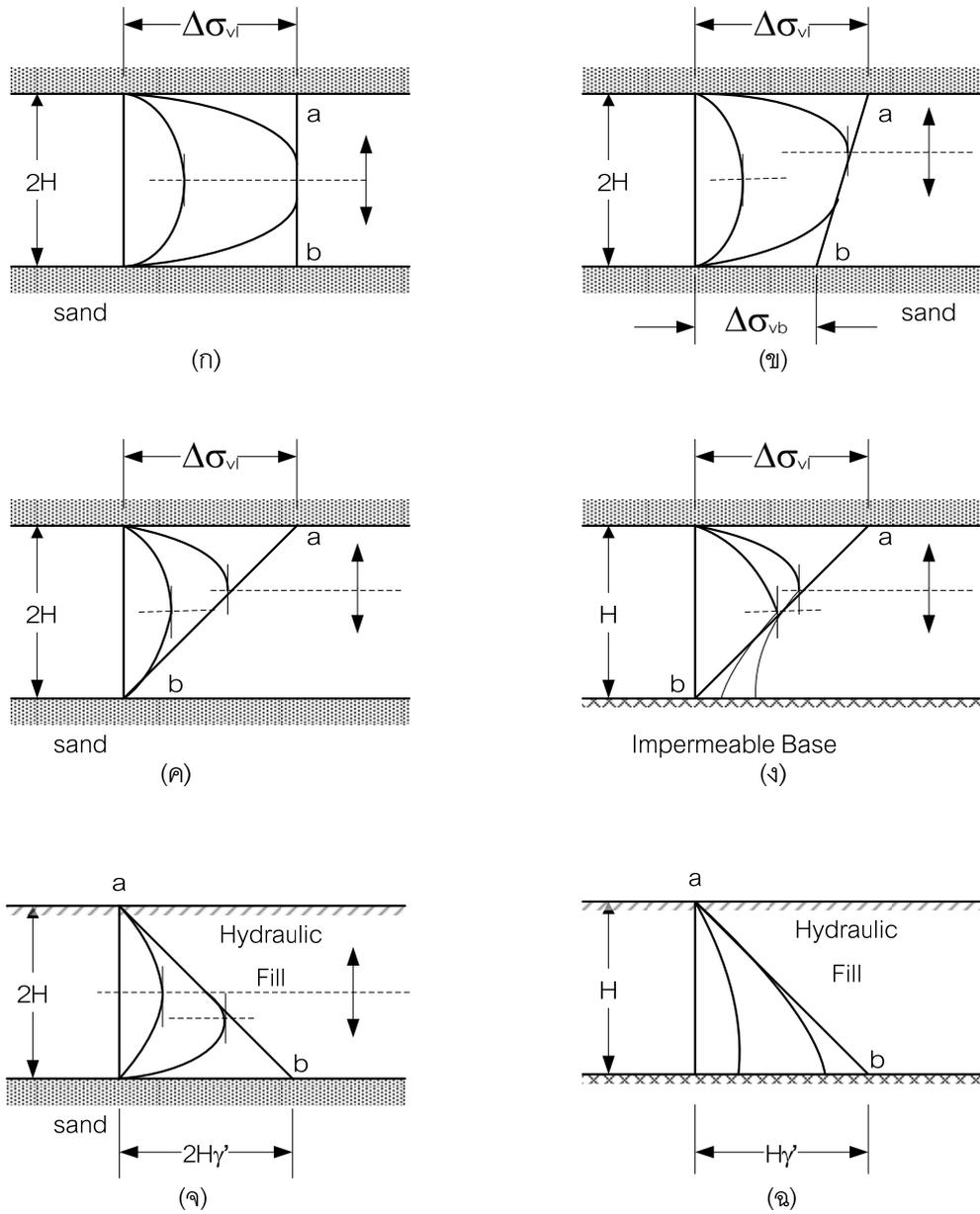
โดยที่

- σ_z = หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในมวลดิน
- q = หน่วยแรงกระทำฐานราก
- z = ระยะลึกจากระดับฐานราก
- x = ระยะทางด้านข้างจากกึ่งกลางฐานรากต่อเนื่อง
- b = ความกว้างของฐานรากต่อเนื่องเมื่อเทียบจากกึ่งกลางฐานราก ($b=B/2$)

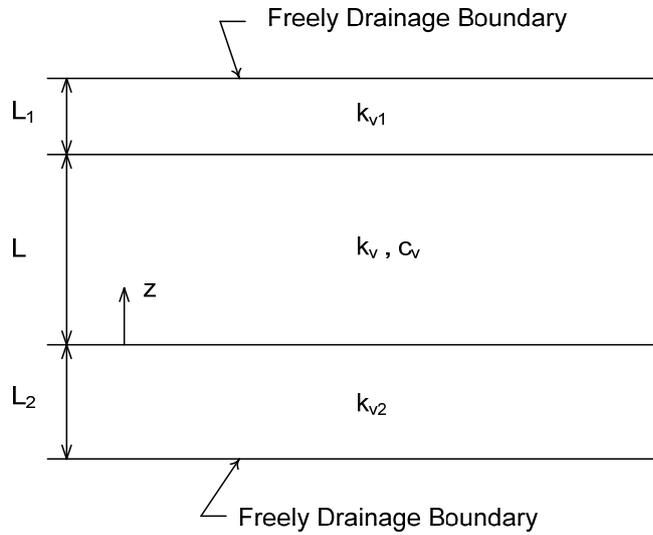


ภาพที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง Degree of Consolidation และ Time Factor ถ้า Time Factor แสดงใน (ก) Arithmetic Scale และ (ข) Logarithmic Scale เส้น C_1 , C_2 และ C_3 ขึ้นกับ Loading Condition และ Drainage Condition ดังแสดงในภาพที่ 4.2 (Terzaghi and Fröhlich, 1936)

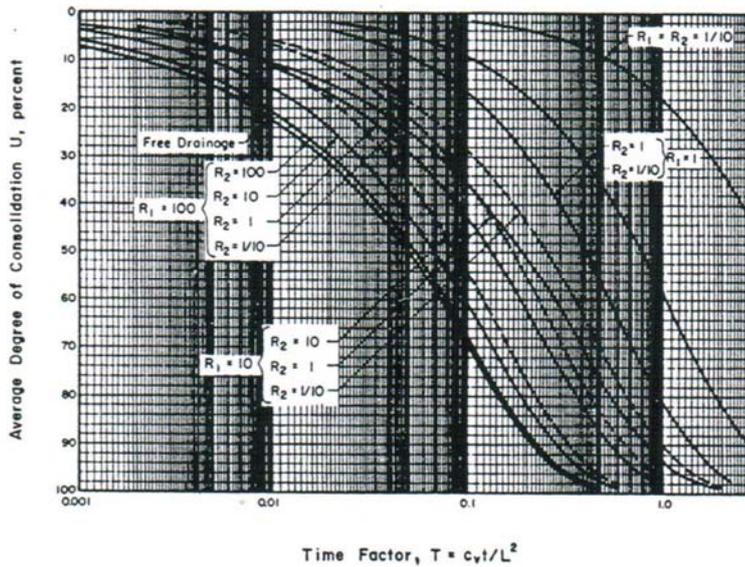
โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างปรับการทรุดตัวของบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)



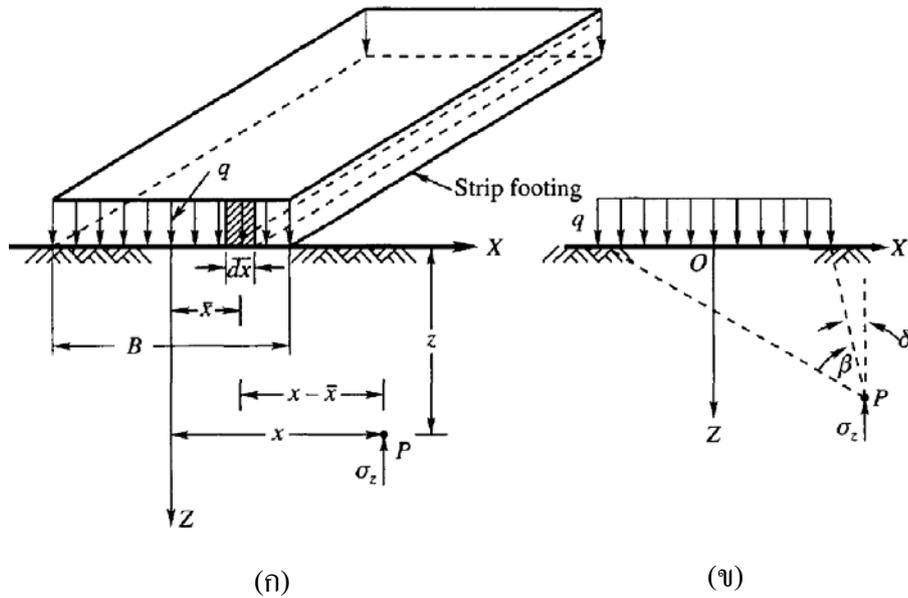
ภาพที่ 4.2 Isochrones แสดงกระบวนการ Consolidation ของชั้นดินเหนียวในกรณี Excess porewater Pressure และ Drainage Boundary Condition ต่างๆ (Terzaghi and Fröhlich, 1936)



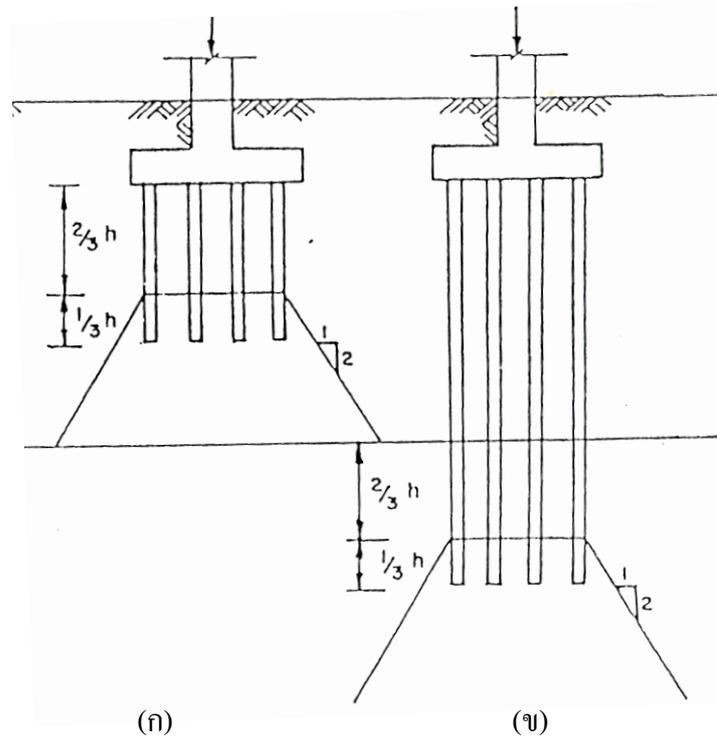
ภาพที่ 4.3 ชั้นดินอ่อนมากกว่า 1 ชั้นประกอบด้วยชั้นดินที่สามารถระบายน้ำได้ดี (Free Drainage Boundary Layer) (Mesri, 1973)



ภาพที่ 4.4 ความสัมพันธ์ U-T สำหรับชั้นดินอ่อนประกอบด้วยชั้นดินที่สามารถระบายน้ำได้บางส่วน (Partially Drainage Boundary Layer) (Mesri, 1973)

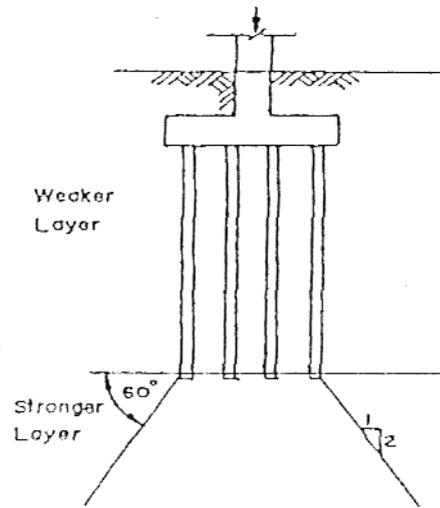


ภาพที่ 4.5 การกระจายหน่วยแรงแบบ Strip Loading



ภาพที่ 4.6 การกระจายหน่วยแรงกรณีปลายเสาเข็มอยู่บนชั้นดินอ่อน

(ก) Uniform Soil และ (ข) Layered Soil (Teng, 1962)



ภาพที่ 4.7 การกระจายหน่วยแรงกรณีปลายเสาเข็มอยู่บนชั้นดินแข็ง (Teng, 1962)

4.3 เอกสารอ้างอิง

- กฤษณ์ เสาเวียง. 2552. การศึกษาพฤติกรรมโครงสร้างปรับการทรุดตัวของบริเวณคอสะพาน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- ชัยพร บัวสรวง. 2551. การศึกษาและเปรียบเทียบในเชิงวิศวกรรมของโครงสร้างปรับการทรุดตัวของบริเวณคอสะพานของสำนักการโยธา กรุงเทพมหานคร. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
- ทินกร โรจนธรา. 2528. การทำนายการทรุดตัวของคอสะพานในบริเวณดินอ่อนโดยใช้หน่วยเบริง. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- ธีรชาติ รื่นไกรฤกษ์ และ จอม จันทร์หิรัญ. 2545. การวิเคราะห์พฤติกรรมของถนนดินอ่อนปรับปรุงคุณภาพด้วย Cement Column ของทางหลวงหมายเลข 34 ตอน บางนา – ชลบุรี. รายงานฉบับที่ วพ. 197. ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง, กรมทางหลวง.
- बारเมศ วรรณะภูติ, อภินิต โชติสังกาศ, สรศักดิ์ เชื้อศิริกุล, กฤษณ์ เสาเวียง, อรุณ ปรามมาก และ คมพันธ์ จินดาววัฒน์. 2553. โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างปรับการทรุดตัวของบริเวณคอสะพาน. รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์. สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ.
- ยงยุทธ แต่ศิริ, สุพจน์ หวลถนอม และ พิชัย ประทุมศรีสาคร. 2540. พฤติกรรมการทรุดตัวของถนนพระรามที่ 2. รายงานฉบับที่ วพ.160. ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง, กรมทางหลวง.
- วิชาญ ภูพัฒน์. 2523. การทรุดตัวของดินถมบริเวณคอสะพานบริเวณดินอ่อน. รายงานฉบับที่ 55. กองวิเคราะห์วิจัย, กรมทางหลวง.
- สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์. 2548. วิศวกรรมปฐพี. พิมพ์ครั้งที่ 2. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์.
- Asaoka, A. 1978. Observational Procedure of Settlement Prediction. **Soil and Foundations** 18: 87-101.
- Barden, L. and N.A. Younan. 1969. Consolidation of Layered Clays. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol.6. No.4: 1090-1093.
- Bergado, D. T., S. Ahmed, C. L. Sampaco and A. S. Balasubramaniam. 1990. Settlements of Bangna-Bangpakong Highway on Soft Bangkok Clay. **Journal of Geotechnical Engineering** 116: 136-155.
- Boussinesq, J. 1885. **Application des Potentials a L'Etude de L'Equilibre et due Mouvement des Solides Elastiques**. Gauthier-Villars, Paris.

- Mesri, G. 1973. One-Dimensional Consolidation of a Clay Layer with Impeded Drainage Boundaries. *Water Resource Research*, Vol.9 No.4: 1090-1093
- Seah, T. H. and K. Wongsopit. 2000. A New Approach to Bearing Unit Design : 150-173. **การสัมมนาเรื่องงานฐานราก 2000**. คณะอนุกรรมการสาขาวิศวกรรมปฐพีวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, กรุงเทพฯ.
- Teng, W. C. 1962. **Foundation Design**. Prentice Hall International. Englewood Cliffs, New Jersey, USA.
- Terzaghi, K. V. 1922. **Soil Failure at Barrages and Its Prevention**. Die Wasserkraft, Special Forchheimer issue. (in German)
- _____. and O. K. Fröhlich 1936. **Theorie der Setzung von Tonschichten**, Franz Deuticke, Leipzig, Germany.
- _____. 1943. **Theoretical of Soil Mechanics**. John Wiley and Sons Inc., New York, USA.
- _____. and R. B. Peck. 1948. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. John Wiley and Sons Inc., New York, USA.
- Wood, L. A. 1977. The Economics Analysis of Raft Foundation. **International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics** 1: 397-405.
-
-

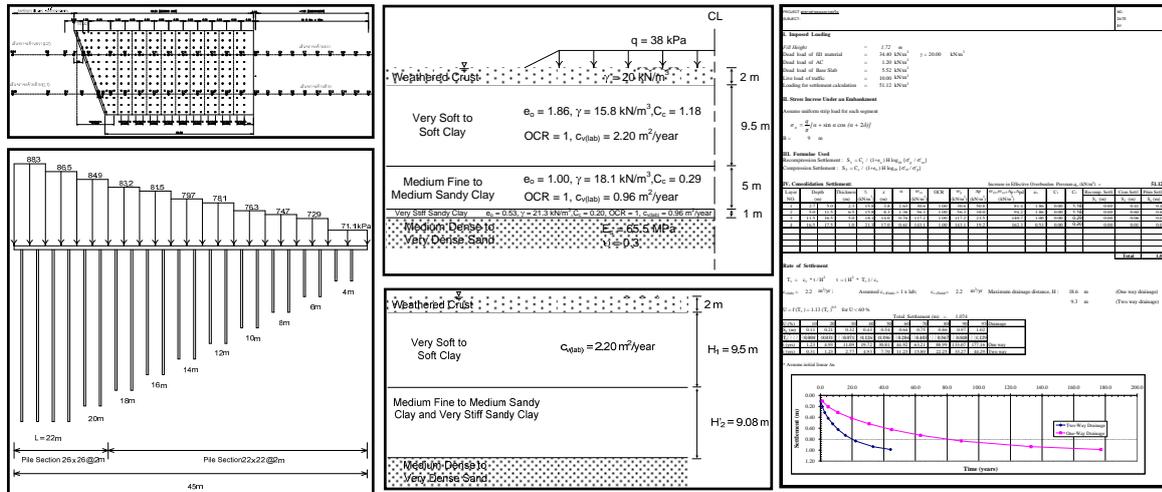
บทที่ 5 โปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0

5.1 บทนำ

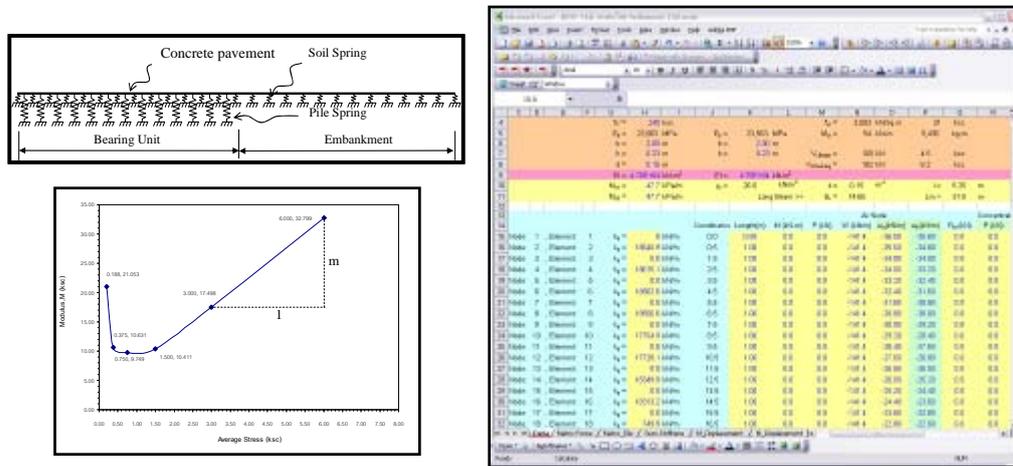
ในการออกแบบโครงสร้างปรับการท่ดตัวบริเวณเชิงลาดสะพาน วิศวกรมักประสบปัญหาการวิเคราะห์ปริมาณการท่ดตัวและเลือกขนาดของฐานรากที่เหมาะสม เนื่องจากเป็นกระบวนการ Trial and Error ทั้งในส่วน ความยาวของ Approach Slab ชนิดของฐานราก และขนาดของฐานราก ดังนั้นนักวิจัยจึงได้พัฒนาโปรแกรมการออกแบบโครงสร้างปรับการท่ดตัวบริเวณเชิงลาด เช่น ทินกร (2528), สมเจตน์ (2536) ซึ่งในอดีตนั้น ภาษาที่ใช้ในการเขียนโปรแกรม ได้แก่ Advanced Basic, Pascal version 5.0 ซึ่งประมวลผลบน DOS

ในปัจจุบันโปรแกรมคอมพิวเตอร์ได้ถูกพัฒนาในระดับสูงขึ้น ประกอบกับการนิยมใช้โปรแกรม Microsoft Window ในการควบคุมการทำงานของคอมพิวเตอร์แทนโปรแกรม DOS ดังนั้น กฤษณ์ (2552) และ บารเมศ และ คณะ (2553) ได้เริ่มพัฒนาโปรแกรมการออกแบบ Approach Slab on Pile และ Approach Slab on Ground บนพื้นฐาน Excel Spread Sheet Program และสามารถลดระยะเวลาการคำนวณและช่วยในการออกแบบขนาดและความยาวเสาเข็มได้เป็นอย่างดีดังแสดงในภาพที่ 5.1 และ 5.2 โปรแกรมดังกล่าวได้ถูกพัฒนาเพิ่มเติมเพื่อให้สะดวกในการป้อนค่าและแสดงผล โดยใช้โปรแกรม Visual C# และปรับปรุงเป็นโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0 รายละเอียดการใช้โปรแกรม Visual C# แสดงในภาคผนวก ง

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างบริการทรุดตัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)



ภาพที่ 5.1 ตัวอย่างโปรแกรมการวิเคราะห์พฤติกรรมทรุดตัวของดินฐานรากโดย Terzaghi Consolidation Theory (1946) (กฤษณ์ เสาเวียง, 2552 และ บารเมศ วรจรณะภูติ และ คณະ, 2553)

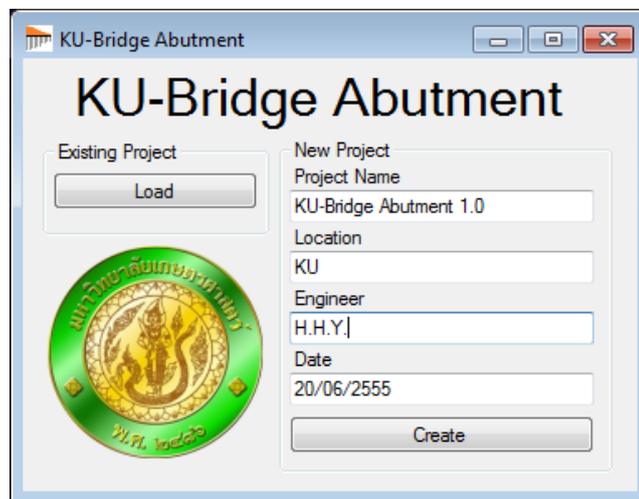


ภาพที่ 5.2 ตัวอย่างโปรแกรมการวิเคราะห์พฤติกรรมทรุดตัวของ Reinforced Concrete Slab โดย Winkler Foundation (กฤษณ์ เสาเวียง, 2552 และ บารเมศ วรจรณะภูติ และ คณະ, 2553)

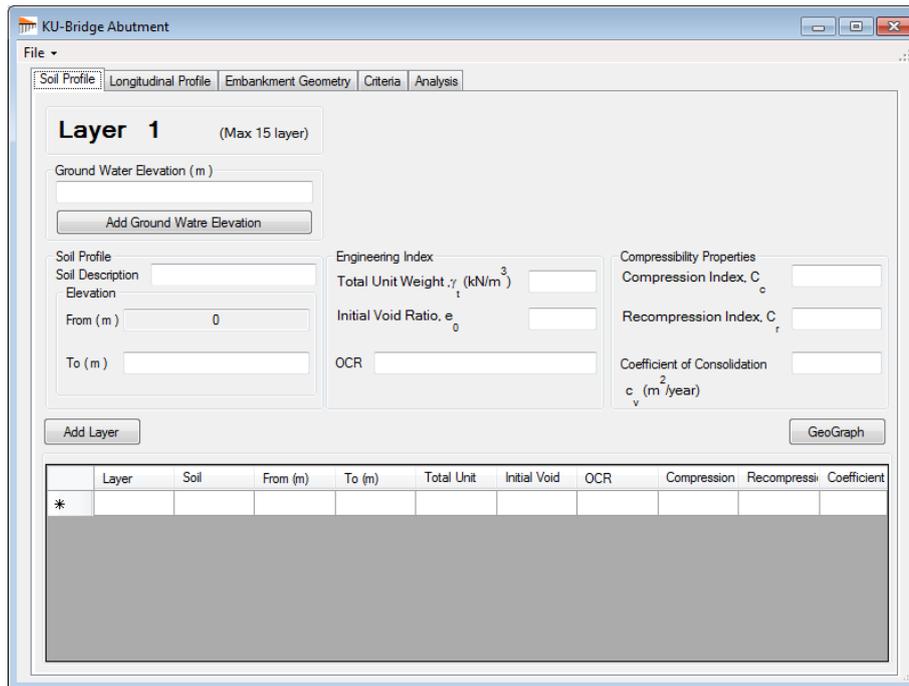
5.2 การทำงานของโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0

การทำงานของโปรแกรมการออกแบบโครงสร้างปรับการทรุดตัวบริเวณเชิงลาดสะพาน โดยที่หลังจากติดตั้งโปรแกรมจากไฟล์ Setup แล้ว เปิดหน้าต่างโปรแกรมซึ่งมีลักษณะ  ที่หน้าจอ Desktop จะมีหน้าต่างขึ้นขึ้นมาดังภาพที่ 5.3 โดยปุ่ม Load ด้านซ้ายสามารถเลือกโครงการเก่าที่เคยวิเคราะห์ไว้นำมาแก้ไขใหม่ได้ หรือจะเลือกปุ่ม Create ด้านขวาเพื่อสร้างโครงการใหม่ โดยสามารถป้อนข้อมูลพื้นฐานของโครงการหรือไม่ป้อนโปรแกรมก็ยังสามารถดำเนินการต่อไปได้

เครื่องมือภายในโปรแกรมจากการสร้างโครงการใหม่จะมีหน้าต่างที่ใช้วิเคราะห์ Bearing Unit ประกอบด้วย 5 หน้าต่างย่อย คือ 1) Soil Profile, 2) Longitudinal Profile, 3) Embankment Geometry, 4) Criteria และ 5) Analysis ดังภาพที่ 5.4



ภาพที่ 5.3 หน้าต่างโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0



ภาพที่ 5.4 หน้าต่างย่อยภายในโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0

5.2.1 ขั้นตอนการทำงานของโปรแกรม KU-Bridge Abutment

1) หน้าต่าง Soil Profile (คุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดิน)

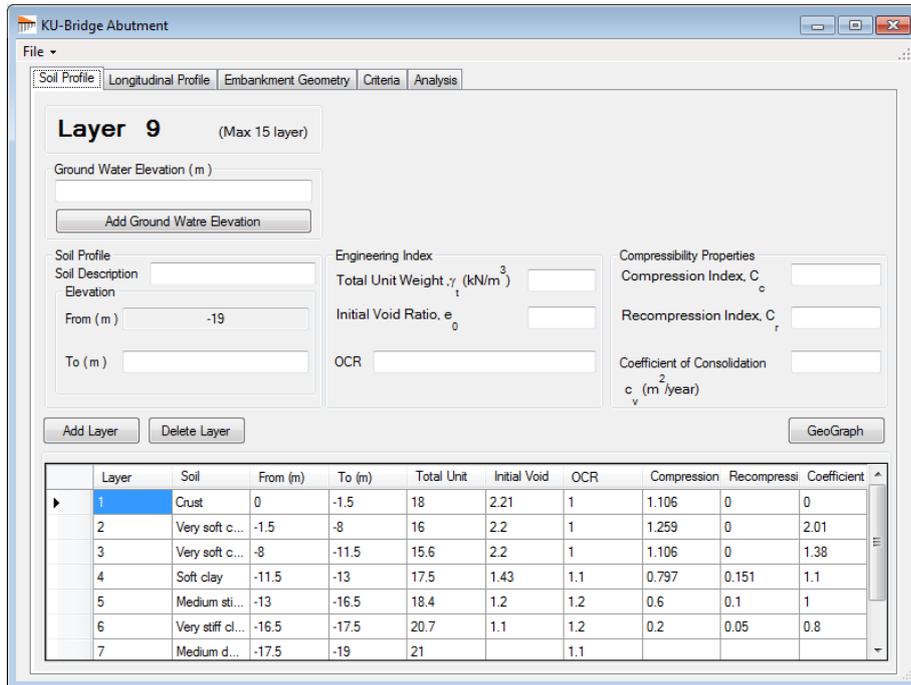
ในส่วนของคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดิน เป็นการป้อนข้อมูลระดับ (Elevation) ชั้นดิน โดยให้ผิวดินอยู่ที่ระดับ 0.00 เมตร และระดับที่ต่ำกว่าผิวดินมีค่าติดลบ (-x.xx เมตร) ซึ่งหน้าต่างนี้ประกอบด้วย 4 ปุ่มดังภาพที่ 5.5 คือ (1) Add Ground Water Elevation, (2) Add Layer, (3) Delete Layer และ (4) GeoGraph

ปุ่ม 1 Add Ground Water (บนซ้าย) ใส่ค่าระดับน้ำใต้ดิน

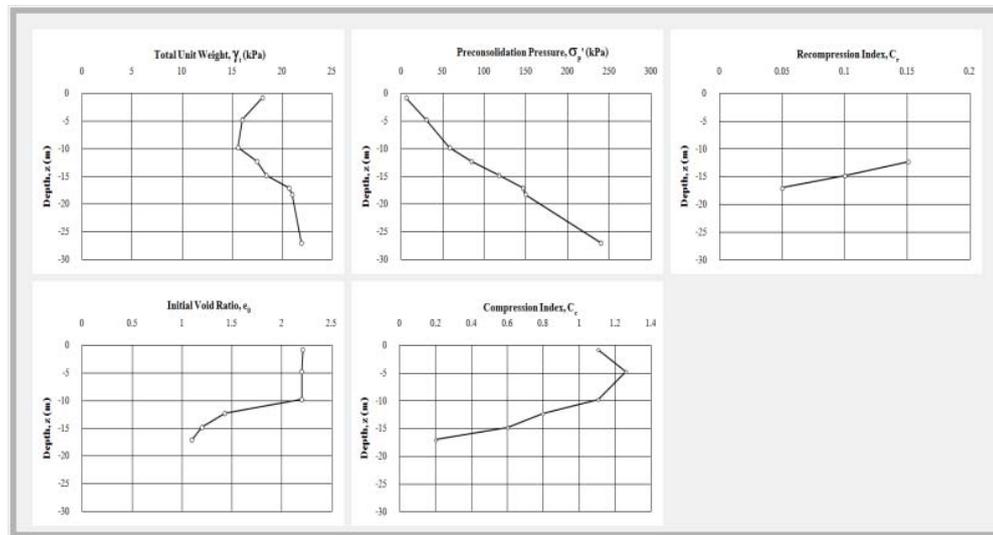
ปุ่ม 2 Add Layer (ล่างซ้าย) ป้อนค่าคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินในแต่ละ Layer แล้ว Add Layer แต่ถ้าป้อนค่าข้อมูลผิดสามารถลบข้อมูลชั้นนั้นๆ ออก โดยเลือกปุ่ม 3 Delete Layer จึงป้อนค่าข้อมูลใหม่ โดยโปรแกรมมีความสามารถป้อนคุณสมบัติของชั้นดินได้ลึกไม่เกิน 50 เมตร

ปุ่ม 4 GeoGraph (ล่างขวา) หลังจากป้อนข้อมูลคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดิน ในปุ่มนี้สามารถเลือกดูข้อมูลที่ป้อนลงไปดังภาพที่ 5.6

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐาน โครงสร้างปรับการทรุดตัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)



ภาพที่ 5.5 คุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดิน



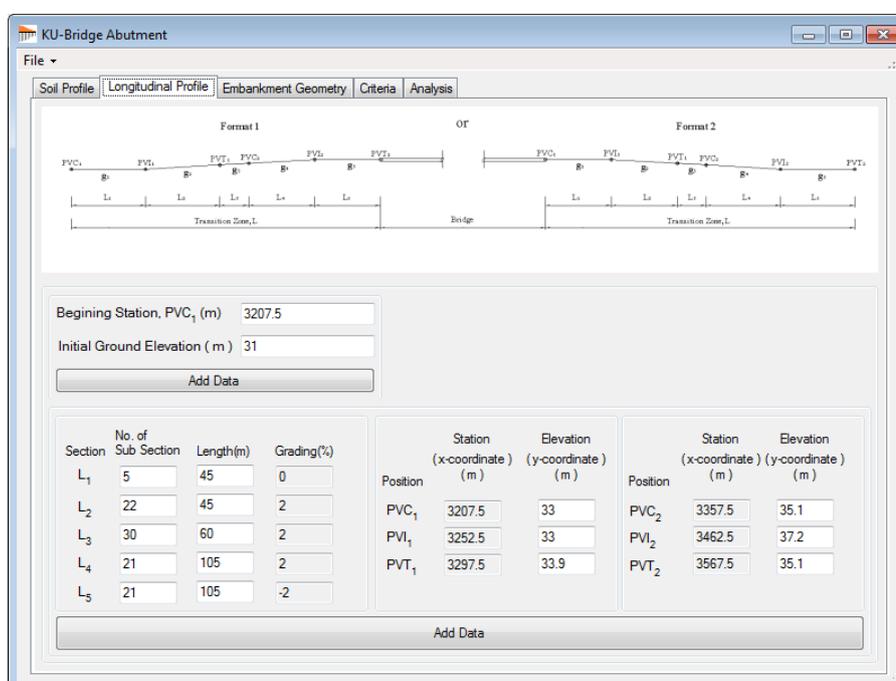
ภาพที่ 5.6 ความสัมพันธ์ของคุณสมบัติทางวิศวกรรมเทียบกับความลึกของชั้นดิน

2) หน้าต่าง Longitudinal Profile (ค่าระดับของคันทาง)

สำหรับหน้าต่างค่าระดับของคันทางใช้ป้อนข้อมูลความลาดชันของคันทางที่ระดับก่อสร้างเสร็จดังภาพที่ 5.7 โดยสามารถดูภาพขยาย (Key Figure) ได้โดยการคลิกไปบนรูปภาพ ซึ่งในหน้าต่างนี้จะประกอบไปด้วยปุ่ม Add Data 2 ปุ่ม ดังนี้

ปุ่ม 1 (บน) ป้อนค่าข้อมูลของ Station เริ่มต้นในงานโครงการนั้นๆ (PVC_1 ตาม Key Figure) และระดับฐานรากของดินคันทาง (ระดับดินเดิม, Ground Elevation)

ปุ่ม 2 (ล่าง) ป้อนค่าข้อมูลความยาวและระดับของแต่ละช่วงความยาวตามตำแหน่งดังแสดงในภาพที่ 5.7 โดยที่ No. of Sub Section คือความละเอียดในการวิเคราะห์ข้อมูลของแต่ละช่วงความยาว ซึ่งจะมีค่ารวมกันไม่เกิน 99 Sections



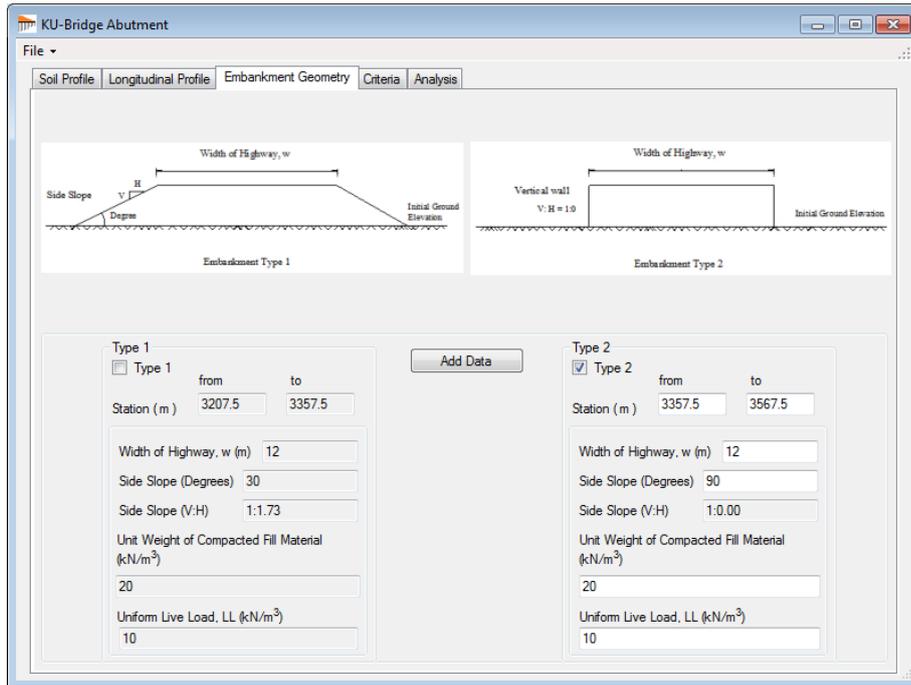
ภาพที่ 5.7 หน้าต่างป้อนค่าระดับคันทาง

3) หน้าต่าง Embankment Geometry (ลักษณะกายภาพของคันทาง)

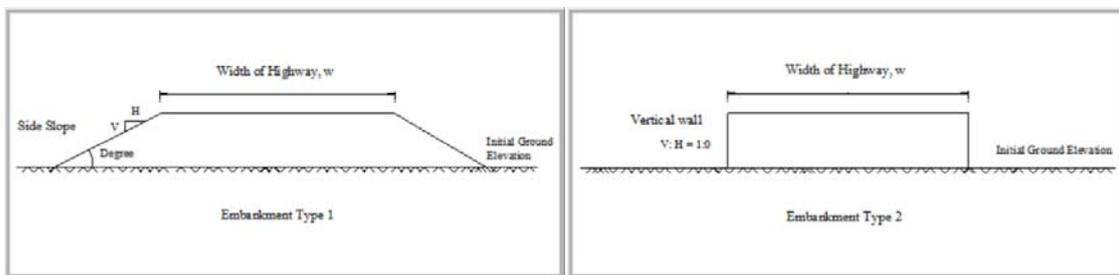
หน้าต่างนี้เป็นการเลือกลักษณะหน้าตัด (Cross Section) ของคันทางโดยป้อนข้อมูลเลือกปุ่ม Add Data หรือเมื่อต้องการปรับค่าให้เลือกปุ่ม Edit Data แล้วป้อนค่าใหม่ดังภาพที่ 5.8 สำหรับโปรแกรมนี้มีตัวเลือกในการวิเคราะห์ออกแบบเป็น 2 ลักษณะคือ (1) ลักษณะคันทางแบบลาดเอียงดังภาพที่ 5.9(ก) และ (2) ลักษณะคันทางแบบตั้งตรง (เช่น กรณีก่อสร้างโดยใช้ MSE-wall หรือกำแพงกันดินบริเวณคอสะพาน) ดังภาพที่ 5.9 (ข)

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐาน โครงสร้างปรับการทุดตัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)

การเลือกรูปแบบของคันทางสามารถเลือกแบบใดแบบหนึ่ง หรือทั้ง 2 แบบได้โดยขึ้นอยู่กับลักษณะคันทางที่ต้องการออกแบบดังภาพที่ 5.8 โดยเลือกเครื่องหมาย ที่ช่องสี่เหลี่ยม (Type 1 และ หรือ Type 2) ซึ่งภาพที่ 5.9(ข) ลักษณะหน้าตัดคันทางแบบตั้งตรง สามารถปรับเปลี่ยนเป็นคันทางแบบลาดเอียงได้โดยป้อนค่าความลาดเอียง (Side Slope) ที่น้อยกว่า 90 องศา ถ้าช่วงของคันทางที่ต้องการวิเคราะห์ออกแบบมีความลาดชันที่มากกว่า 1 รูปแบบ แต่ต้องไม่เกิน 2 รูปแบบ



ภาพที่ 5.8 หน้าต่างป้อนลักษณะทางกายภาพของคันทางและแรงกระทำภายนอก



(ก) แบบลาดเอียง

(ข) แบบตั้งตรง

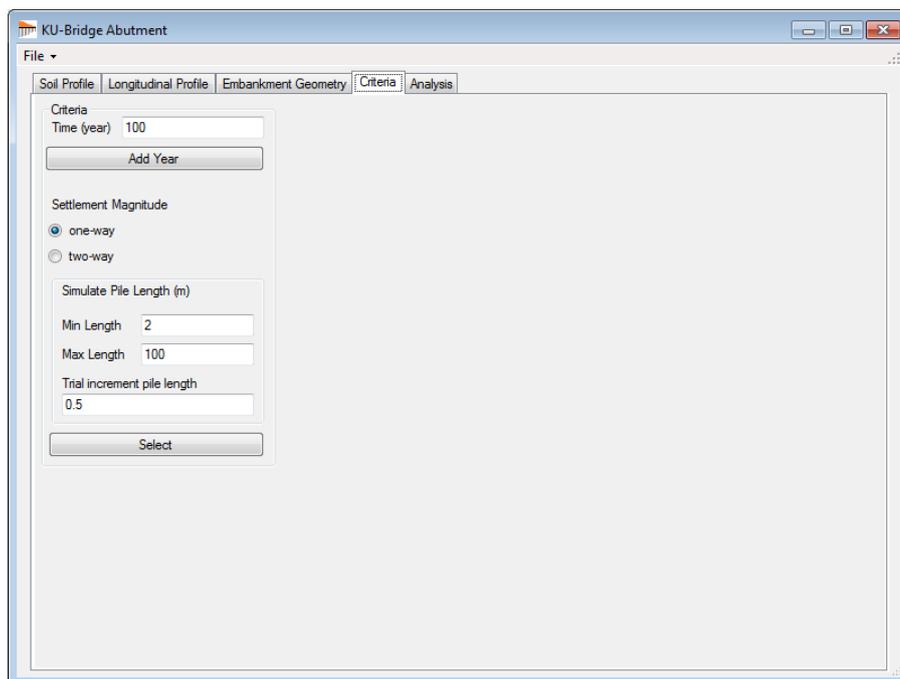
ภาพที่ 5.9 ลักษณะหน้าตัดของคันทาง

4) หน้าต่าง Criteria (เกณฑ์การวิเคราะห์ห่ออกแบบ)

ในการวิเคราะห์ห่ออกแบบสำหรับโปรแกรมนี้ใช้หลักการ One-dimensional Consolidation Theory และ Stress Distribution of Strip Loading จาก Boussinesq's Theory (1885) ฉะนั้นเกณฑ์การวิเคราะห์ห่ออกแบบ Bearing Unit จึงได้กำหนดให้มีอัตราการทรุดตัว ลักษณะของการยุบอัดคาน้ำ และความยาวที่เปลี่ยนไปของ Bearing Unit สำหรับให้โปรแกรมทำงานดังภาพที่ 5.10 โดยที่มีปุ่มตัวเลือกการทำงาน 2 ปุ่มดังนี้

ปุ่ม 1 Add Year (บน) สำหรับเลือกเวลา (year) ที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของคันทาง จากนั้นจะแสดงปริมาณการทรุดตัว ณ เวลานั้นๆ ขึ้นมาทั้ง 2 ลักษณะการยุบอัดคาน้ำ คือ การคายน้ำทางเดียว และการคายน้ำ 2 ทาง ให้เลือกตามที่ต้องการวิเคราะห์ห่ออกแบบโดยเลือก  ที่หน้าปริมาณการทรุดตัว

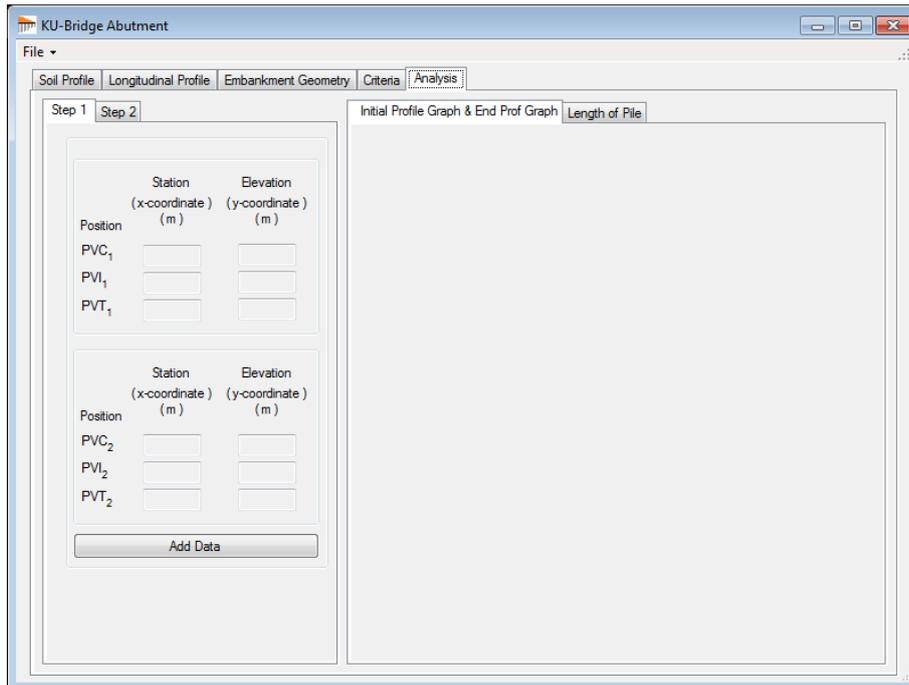
ปุ่ม 2 Select (ล่าง) สำหรับเลือกความยาว Bearing Unit ที่มีความยาวตั้งต้นตั้งแต่ช่วง 2 – 100 เมตร และป้อนค่าการเปลี่ยนแปลงขนาดของความยาว Bearing Unit (โดยเงื่อนไขโปรแกรมนี้ใช้ 0.5 เมตร ขึ้นไปจะวิเคราะห์ได้ค่าที่สมบูรณ์กว่า)



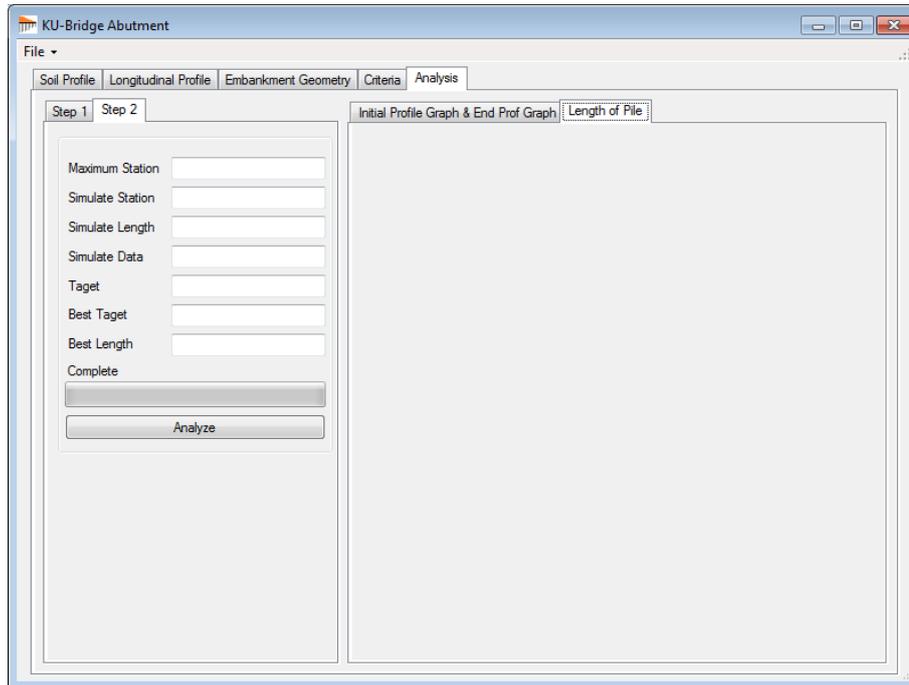
ภาพที่ 5.10 หน้าต่างป้อนค่าและเลือกความยาวของ Bearing Unit และขนาดความยาวที่เปลี่ยนขณะโปรแกรมกำลังทำงาน

5) หน้าต่าง Analysis (วิเคราะห์ความยาว Bearing Unit)

ส่วนการวิเคราะห์ความยาวของ Bearing Unit แบ่งเป็น 2 ส่วน คือ Step 1 Initial Profile Graph & End Prof. Graph ซึ่งผู้ใช้สามารถปรับค่าระดับที่ต้องการให้การทรุดตัวตามทีออกแบบหลังการใช้งานตามเวลาที่เลือกไว้ดังภาพที่ 5.11 และ Step 2 Length of Pile โปรแกรมจะวิเคราะห์ Trial ความยาว Bearing Unit ดังภาพที่ 5.12



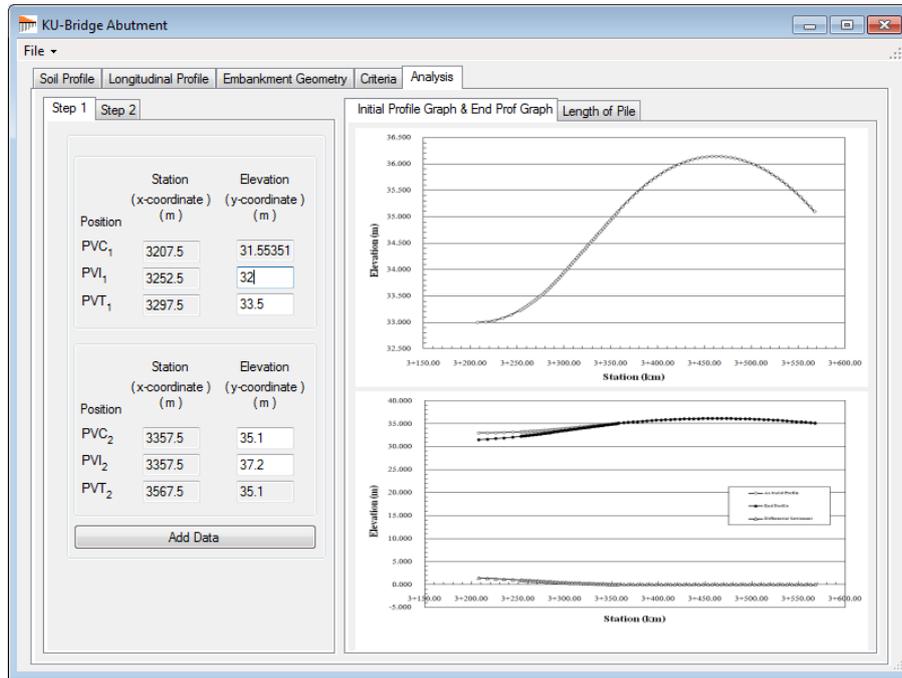
ภาพที่ 5.11 หน้าต่างออกแบบระดับการทรุดตัวของกันทาง



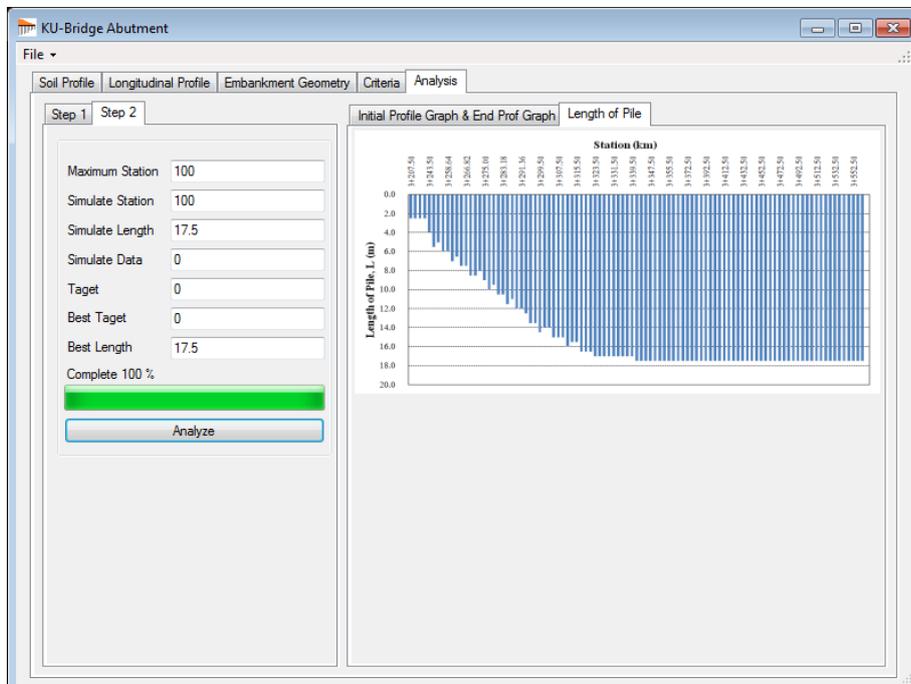
ภาพที่ 5.12 หน้าต่างวิเคราะห์ความยาวของ Bearing Unit

จากหน้าต่างทั้ง 2 ส่วนของ Analysis ผู้ใช้สามารถป้อนค่าข้อมูลระดับคันทางเพื่อให้ได้การทรุดตามทีออกแบบ และกดเลือกปุ่ม Add Data ดังภาพที่ 5.13 ซึ่งถ้ายังไม่ได้ระดับคันทางที่ต้องการ สามารถแก้ไขข้อมูลใหม่ได้จนกว่าได้ระดับที่ต้องการเพื่อใช้ Trial and Error ความยาว Bearing Unit

ส่วนความยาวของ Bearing Unit โปรแกรมทำการ Trial and Error ความยาวตามเกณฑ์ที่ป้อนข้อมูลไว้ ซึ่งหลักการทำงานของโปรแกรมจะเทียบค่าการทรุดตัวของ Bearing Unit ที่ใกล้เคียงที่สุดของความยาวนั้นๆ กับผลต่างระดับเนื่องจากการทรุดตัวที่ผู้ใช้ออกแบบไว้ในภาพที่ 5.13 และได้ผลการออกแบบดังภาพที่ 5.14 ดังนี้



ภาพที่ 5.13 ผลของระดับการทรุดตัวที่ผู้ใช้เลือก



ภาพที่ 5.14 ผลการวิเคราะห์ความยาว Bearing Unit

5.2.2 ขีดจำกัดและเงื่อนไขของโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0

- 1) ปริมาณการทรุดตัว : โปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0 จะวิเคราะห์ปริมาณการทรุดตัวของชั้นดินที่ได้ใส่คุณสมบัติการยุบตัวการยุบตัวครบถ้วน [เช่น ค่า Void Ratio, Compression Index (C_c)] ถ้าดินชั้นใดมีค่าพารามิเตอร์ที่ใช้คำนวณไม่ครบถ้วน โปรแกรมจะไม่คำนวณค่าการทรุดตัวของชั้นดินนั้นๆ นอกจากนี้ความยาวสูงสุดของเสาเข็มที่คำนวณได้จะ Trial ถึงชั้นดินที่มีค่า C_c เท่านั้น
- 2) อัตราการทรุดตัว : อัตราการทรุดตัวของบริเวณคอสะพาน ขึ้นกับ Boundary Condition และค่า c_v ของชั้นดิน โดยโปรแกรมจะกำหนดชั้น Boundary ของการระบายน้ำ (Free Drainage Boundary ของ Impervious Layer) จากชั้นดินที่ไม่มีการใส่ค่า c_v และในกรณีที่ดินฐานรากมีหลายชั้น และค่า c_v ต่างกัน การวิเคราะห์อัตราการทรุดตัว จะใช้การเฉลี่ยค่า c_v ของดินทุกๆ ชั้น โดย Weighting Method
- 3) ตำแหน่งฐานรากสมมุติของเสาเข็ม : เมื่อใดที่ปลายเสาเข็มอยู่ในชั้นดินที่มีค่า c_v โปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0 จะสมมุติให้เสาเข็มมีลักษณะ Friction Pile และตำแหน่งฐานรากสมมุติจะถูกกำหนดให้อยู่ที่ระดับ $L/3$ จากปลายเสาเข็ม โดย L = ความยาวเสาเข็ม แต่ถ้าปลายเสาเข็มอยู่ในชั้นดินที่ไม่ได้ถูกป้อนค่า c_v โปรแกรมจะสมมุติให้เสาเข็มมีพฤติกรรมแบบ End-Bearing Pile และ ตำแหน่งฐานรากสมมุติจะอยู่ที่ระยะ $L/3$ จากปลายเสาเข็ม โดย L' = ระยะจมของเสาเข็มในชั้นดินสุดท้าย

บทที่ 6 ตัวอย่างการคำนวณโดยโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0

6.1 บทนำ

ในบทนี้ ได้แสดงตัวอย่างการวิเคราะห์และออกแบบ โครงสร้างปรับการทรุดตัวประเภท Approach Slab on Pile โดยได้ใช้ข้อมูลจากกรณีศึกษา “โครงการก่อสร้างสะพานข้ามคลองบางตะไนย บนทางหลวงพิเศษหมายเลข 345” มาเป็นตัวอย่างการใช้โปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.00 โดยมีการป้อนข้อมูล และขั้นตอนการคำนวณดังนี้

6.2 โครงการสะพานข้ามคลองบางตะไนย บนทางหลวงพิเศษหมายเลข 345

ทางหลวงพิเศษหมายเลข 345 ตอนบางบัวทอง - บรรจบทางหลวงหมายเลข 307 เป็นทางเชื่อมระหว่าง อ.บางบัวทอง จ.นนทบุรี ถึง แยกบางคูวัด อ.เมือง จ.ปทุมธานี ดังแสดงในภาพที่ 6.1 ในปี พ.ศ. 2548 กรมทางหลวงได้ขยายช่องทางจราจรเพิ่มขึ้นจาก 2 ช่องทาง เป็น 4 ช่องทาง ซึ่งมีระยะทางยาวประมาณ 6.2 กิโลเมตร เริ่มจาก กม.1+100 ถึง กม.4+500 และ กม.6+700 ถึง กม.9+500 ดังแสดงในภาพที่ 6.2 ส่วนเชื่อมต่อระหว่างสะพานและถนนใช้โครงสร้างปรับการทรุดตัวชนิด Approach Slab on Pile การก่อสร้างเสร็จสมบูรณ์เมื่อเดือน มิถุนายน พ.ศ. 2550

6.2.1 ลักษณะโครงสร้างปรับการทรุดตัวและชั้นดินฐานราก

โครงสร้างปรับการทรุดตัวบริเวณคอสะพานข้ามคลองบางตะไนย มีลักษณะเป็น Approach Slab on Pile Foundation ดังภาพที่ 6.3 และ 6.4 แสดงแบบแปลนโครงสร้างและภาพตัดตามยาวตามลำดับ ซึ่งโครงสร้างมีความยาวฝั่งขาลงสะพานด้านซ้าย 49.50 เมตร, ด้านขวา 40.95 เมตร และกว้าง 23.50 เมตร คันทางประกอบด้วยชั้นผิวทางและชั้นดินถมบดอัด ในส่วนชั้นดินถมบดอัดมีความหนา 3.60 เมตร จากจุดเชื่อมต่อกับโครงสร้างสะพาน และลดเหลือ 2.70 เมตร ณ จุดเชื่อมต่อระหว่างโครงสร้างปรับการทรุดตัวและคันทาง ได้ชั้นดินถมบดอัดเป็น Reinforced Concrete Slab ซึ่งมีความหนา 0.23 เมตร วางบนเสาเข็มคอนกรีตที่มีขนาดตั้งแต่ 0.22 x 0.22 เมตร ถึง 0.26 x 0.26 เมตร และยาวตั้งแต่ 4 – 22 เมตร โดยเสาเข็มขนาด 0.22 x 0.22 เมตร ยาว 4 เมตร ติดตั้ง ณ ตำแหน่งปลายโครงสร้างปรับการทรุดตัว ซึ่งติดกับคันทางวางบนคันดินเดิม ดังแสดงในตัวอย่างภาพตัดตามยาวภาพที่ 6.4 ระยะห่างระหว่างเสาเข็มเท่ากับ 2 เมตร และติดตั้งตามแบบ Square Pattern

ลักษณะชั้นดินประกอบด้วย ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก หนาประมาณ 11.50 เมตร ตามด้วย ชั้นดินเหนียวปนทรายอ่อน หนา 1.50 เมตร ได้ชั้นดินเป็นชั้นดินเหนียวปนทรายแข็งปานกลางซึ่งหนา ประมาณ 3.50 เมตร และตามด้วยดินเหนียวปนทรายแข็งมาก หนาประมาณ 1.00 เมตร ได้ชั้นดิน ดังกล่าวเป็นดินทรายแน่นปานกลางหนา 1.50 เมตร และชั้นทรายแน่นถึงแน่นมาก มีความหนาไม่น้อย กว่า 16.00 เมตร ลักษณะชั้นดินที่ความลึกต่างๆสรุปในตารางที่ 6.1 ส่วนผลการทดสอบดินตัวอย่างที่ ระดับความลึกต่างๆได้สรุปไว้ในตารางที่ 6.2 และภาพที่ 6.5

ตารางที่ 6.1 สรุปลักษณะชั้นดินบริเวณคอสะพานข้ามคลองบางตะไนย

ความลึก (เมตร)	ชั้นดิน	ลักษณะที่พบ
0.00-11.50	ดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก (Very Soft to Soft Clay Layer)	ดินเหนียวอ่อนสีเทา มีค่าความชื้นธรรมชาติในดินอยู่ระหว่าง 55-85 % มีค่า Unconfined Compressive Strength อยู่ระหว่าง 0.9 - 2.4 T/m ² จัดเป็นดินกลุ่ม CH
11.50-13.00	ดินเหนียวปนทรายอ่อน (Soft fine Sandy Clay Layer)	ดินเหนียวปนทรายอ่อน สีเทา มีค่าความชื้นธรรมชาติในดินอยู่ระหว่าง 40-55 % มีค่า Unconfined Compressive Strength อยู่ระหว่าง 2.0 - 2.8 T/m ² จัดเป็นดินกลุ่ม CL
13.00-16.50	ดินเหนียวปนทรายแข็งปานกลาง (Medium Sandy Clay Layer)	ดินเหนียวปนทรายแข็งปานกลาง สีเทา มีค่าความชื้นธรรมชาติในดินอยู่ระหว่าง 20-45% มีค่า Unconfined Compressive Strength มากกว่า 3.0 T/m ² จัดเป็นดินกลุ่ม CL
16.50-17.50	ดินเหนียวปนทรายแข็งมาก (Very Stiff Sandy Clay Layer)	ดินเหนียวปนทรายแข็งมาก สีเทา มีค่าความชื้นธรรมชาติในดินอยู่ระหว่าง 15-20% ไม่มีค่าความเป็นพลาสติกชี้ มีค่า SPT-N อยู่ระหว่าง 15-25 ครั้งต่อฟุต จัดเป็นดินกลุ่ม CL
17.50-19.00	ทรายแน่นปานกลาง (Medium Dense Sand Layer)	ดินทรายปนทรายแข็งแน่นปานกลาง สีน้ำตาล มีค่าความชื้นธรรมชาติในดินอยู่ระหว่าง 15-20% มีค่า SPT-N อยู่ระหว่าง 25-40 ครั้งต่อฟุต จัดเป็นดินกลุ่ม SM
19.00-35.20	ทรายแน่นถึงแน่นมาก (Dense to Very Dense Sand Layer)	ดินทรายปนทรายแข็งแน่นถึงแน่นมาก สีน้ำตาล มีค่าความชื้นธรรมชาติในดินอยู่ระหว่าง 15-20% มีค่า SPT-N อยู่ระหว่าง 38 ถึงมากกว่า 150 ครั้งต่อฟุต จัดเป็นดินกลุ่ม SM

ที่มา : อรรถสิทธิ์ และคณะ (2550)

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างปรับการทรุดตัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)

ตารางที่ 6.2 ผลการทดสอบ Field Permeability Test และ Triaxial Test ของตัวอย่างดินเจาะสำรวจที่โครงการสะพานข้ามคลองบางตะไนย

ความลึก (เมตร)	Field Permeability Test, k (cm/sec)	Triaxial Test (CU-Test)	
		c' (kPa)	ϕ (Degree)
6.50 – 7.00	-	10.80	21.70
8.00	5.45×10^{-7}	-	-
25.00	1.26×10^{-6}	-	-

ที่มา : อรรถสิทธิ์ และคณะ (2550)

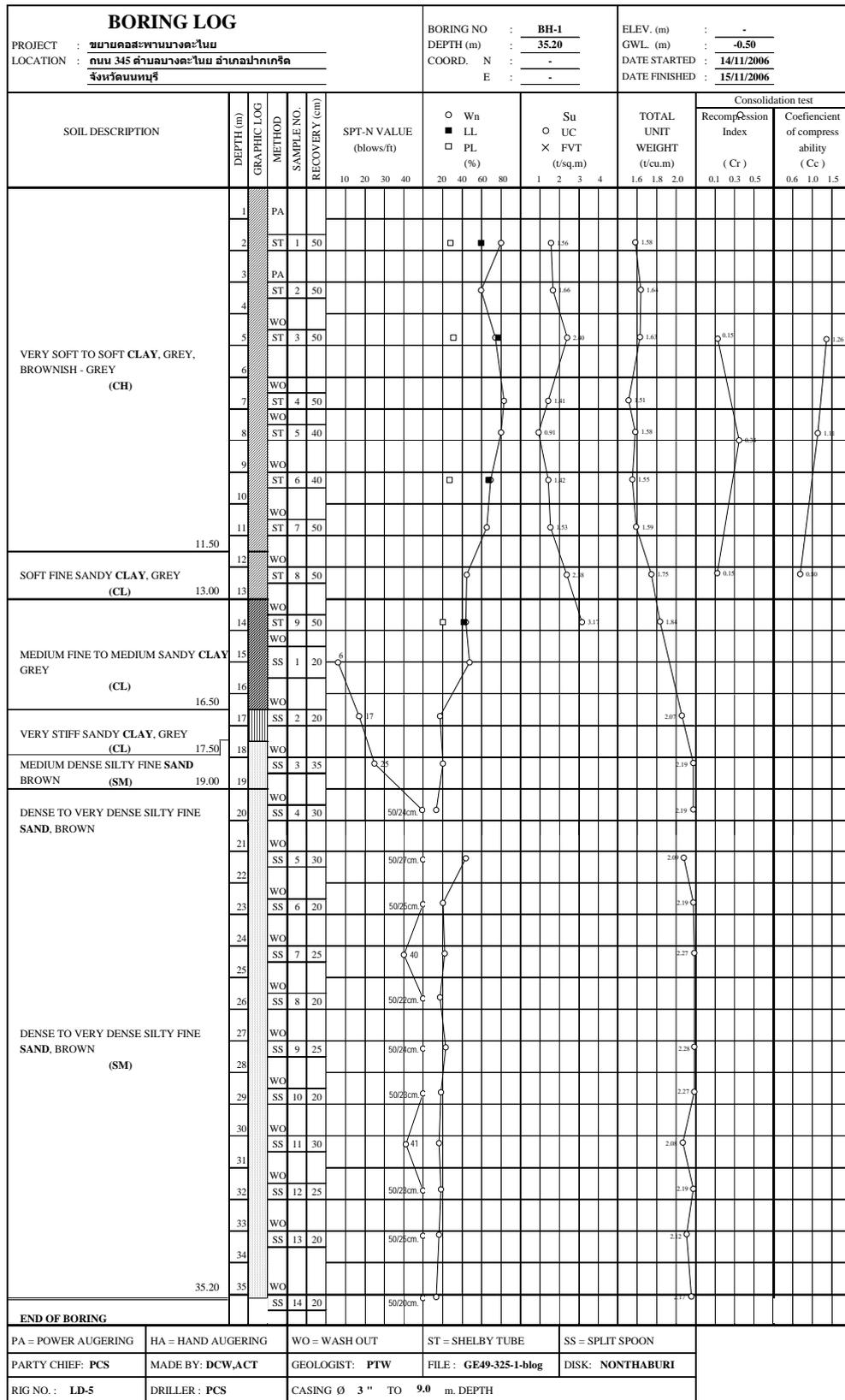


ภาพที่ 6.1 ที่ตั้งโครงการสะพานข้ามคลองบางตะไนยบนทางหลวงหมายเลข 345



ภาพที่ 6.2 การก่อสร้างโครงสร้างปรับการทรุดตัวชนิด Approach Slab on Pile บริเวณคอสะพานข้ามคลองบางตะไนย (อรรถสิทธิ์ และคณะ, 2550)

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างปรับการทรุดตัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)



ภาพที่ 6.5 สรุปลักษณะชั้นดินบริเวณคอสะพานข้ามคลองบางตะไนย (อรรถสิทธิ์ และคณะ, 2550)

6.2.2 การวิเคราะห์โครงสร้างปรับการทรุดตัวด้วยโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0

จากข้อมูลการสำรวจชั้นดิน สามารถสรุปคุณสมบัติของชั้นดินของโครงการนี้ดังตารางที่ 6.3 ซึ่งแบ่งชั้นดิน Very Soft Clay เป็น 2 ช่วง เนื่องจากมีค่าหน่วยน้ำหนักของดินที่ค่อนข้างแตกต่างกัน คือ ตั้งแต่ -1.50 ถึง -8.00 เมตร และ -8.00 ถึง -11.50 เมตร, ชั้น Soft Clay ตั้งแต่ -11.50 ถึง -13.00 เมตร, ชั้น Medium Stiff Clay ตั้งแต่ -13.00 ถึง -16.50 เมตร และชั้น Very Stiff Clay ตั้งแต่ -16.50 ถึง -17.50 เมตร ซึ่งมีระดับน้ำใต้ดินที่ -0.50 เมตร โดยโปรแกรมจะวิเคราะห์ปริมาณการทรุดตัวในช่วงที่มีค่า Compressibility Properties เท่านั้น ส่วนชั้นทรายตั้งแต่ -17.50 ถึง -35.00 เมตร จะไม่นำมาคำนวณค่าปริมาณการทรุดตัว จึงทำให้ค่าความยาวเสาเข็มที่วิเคราะห์ได้จากโปรแกรมนี้นี้มีความยาวไม่มากไปกว่า 17.50 เมตร

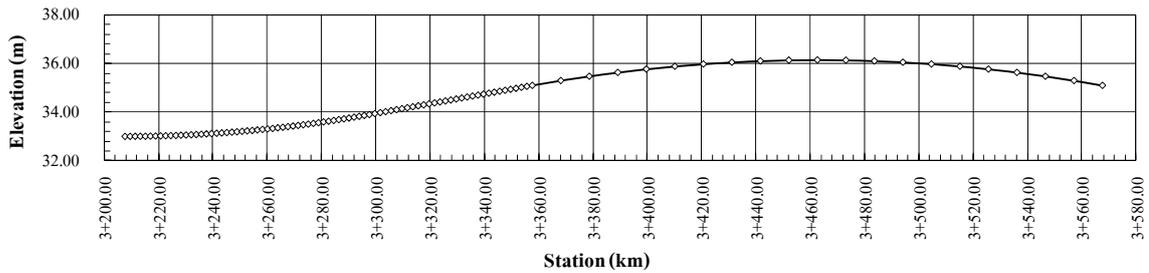
สำหรับลักษณะกายภาพของถนนจาก กม.3+207.50 ถึง กม.3+717.50 ซึ่งมีลักษณะสมมาตรกัน เพราะฉะนั้นการวิเคราะห์คำนวณด้วยโปรแกรมจึงวิเคราะห์เพียงครึ่งหนึ่งของโครงการตั้งแต่ช่วง กม.3+207.50 ถึง กม.3+567.50 ดังภาพที่ 6.6 โดยที่ช่วง กม.3+357.50 ถึง กม.3+567.50 คือโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0 ทั้งที่เป็นลักษณะระบายน้ำทางเดียว (One-way Drained) และระบายน้ำสองทาง (Two-way Drained) พบว่า เมื่อระบายน้ำหมด (End-Of-Primary Consolidation) ชั้นดินจะทรุดตัวประมาณ 5 เมตร ดังภาพที่ 6.7 แต่สำหรับโครงการนี้จะวิเคราะห์อัตราการทรุดตัวที่ 25 ปี และระบายน้ำทางเดียว ซึ่งมีการทรุดตัวประมาณ 1.5 เมตร

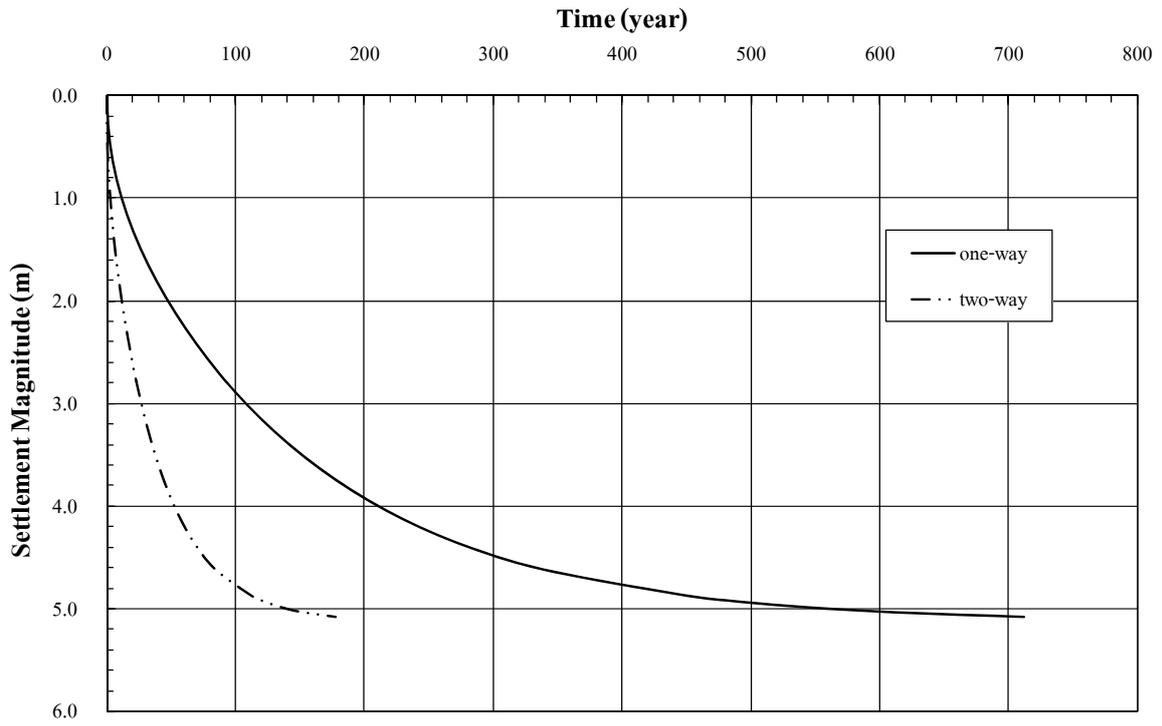
จากอัตราการทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้ ผู้ใช้จึงปรับความชันของถนนที่เปลี่ยนไปเพื่อให้สอดคล้องกับอัตราการทรุดที่เหมาะสมดังภาพที่ 6.8 โดยผลต่างของการทรุดตัวในช่วงที่เป็นโครงสร้างเสาเข็มปรับระดับการทรุดตัวจะเป็นผลที่ใช้ในการ Trial and Error ของโปรแกรม ซึ่งจะได้ความยาวของ Bearing Unit ดังแสดงในภาพที่ 6.9 ซึ่งสังเกตได้ว่าความยาวของ Bearing Unit ไม่มีความต่อเนื่องกัน เนื่องจาก ความยาวของ Bearing Unit ที่เปลี่ยนไปที่ละ 0.5 เมตร ผลที่ได้จึงเป็นค่าที่เฉลี่ยตามแนวโน้มของผลต่างการทรุดตัว ดังนั้น ผู้ใช้โปรแกรมควรปรับแก้ค่าความยาวเสาเข็มที่ได้จากโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0 เพื่อให้เหมาะสมในการนำไปใช้ก่อสร้างจริง ดังแสดงในภาพที่ 6.10 ซึ่งเป็นโครงสร้าง Approach Slab on Pile ตั้งแต่ กม.3+258.00 ถึง 3+207.50 และ กม.3+617.50 ถึง กม. 3+667.00

ตารางที่ 6.3 คุณสมบัติของดินสำหรับวิเคราะห์คำนวณด้วยโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0

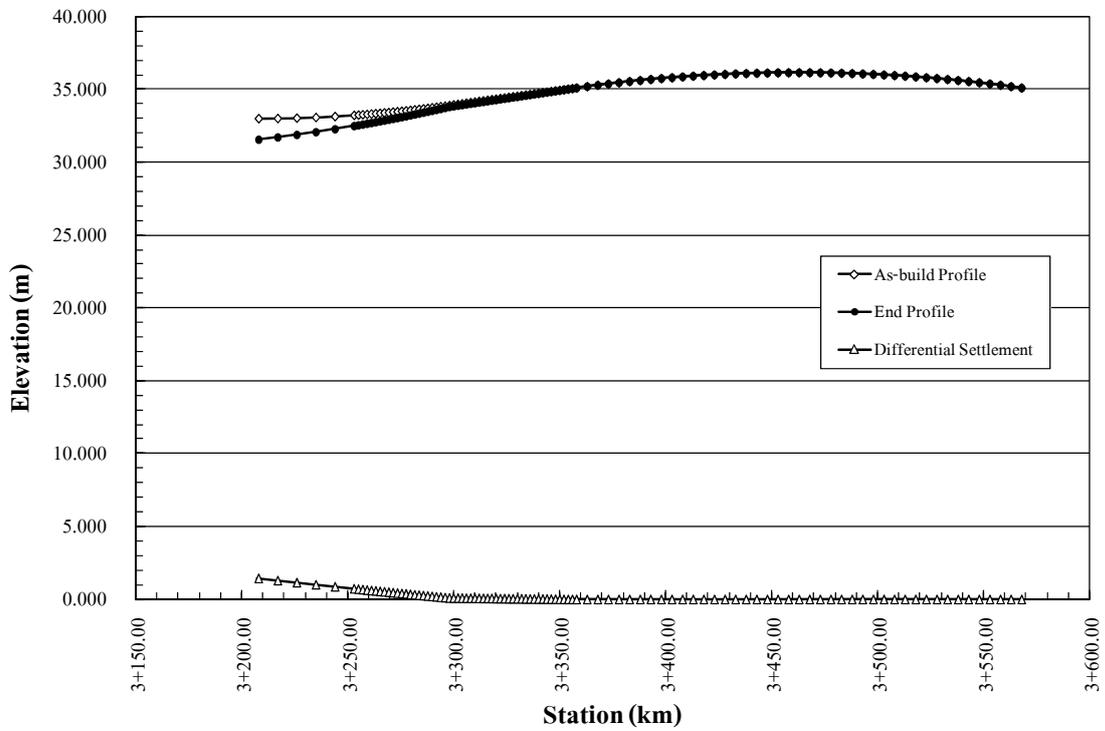
Soil Profile		Engineering Index			Compressibility Properties			
Soil Description	Elevation		Total Unit Weight, γ_t (kN/m ³)	Initial Void Ratio, e_o	OCR	Compression Index, C_c	Recompression Index, C_r	Coefficient of Consolidation, c_v (m ² /year)
	From (m)	To (m)						
Crust	0	-1.5	18.0	2.21	1	1.106	-	-
Very soft clay I	-1.5	-8.0	16.0	2.20	1	1.259	-	2.01
Very soft clay II	-8.0	-11.5	15.6	2.20	1	1.106	-	1.38
Soft clay	-11.5	-13.0	17.5	1.43	1.1	0.797	0.151	1.1
Medium stiff clay	-13.0	-16.5	18.4	1.20	1.2	0.600	0.100	1
Very stiff clay	-16.5	-17.5	20.7	1.10	1.2	0.200	0.050	0.8
Medium dense sand	-17.5	-19.0	21.0	-	1.1			
Dense sand	-19.0	-35.0	21.9	-	1.1			



ภาพที่ 6.6 ลักษณะทางกายภาพของถนนเปิดใช้งาน

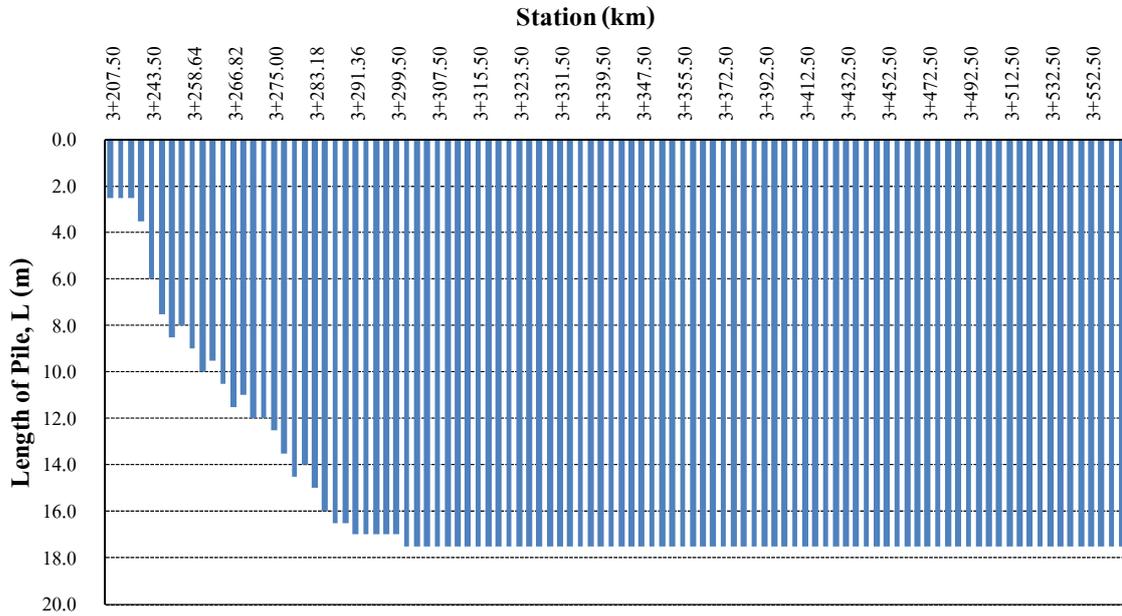


ภาพที่ 6.7 อัตราการทรุดตัวชั้นดินบริเวณโครงการ

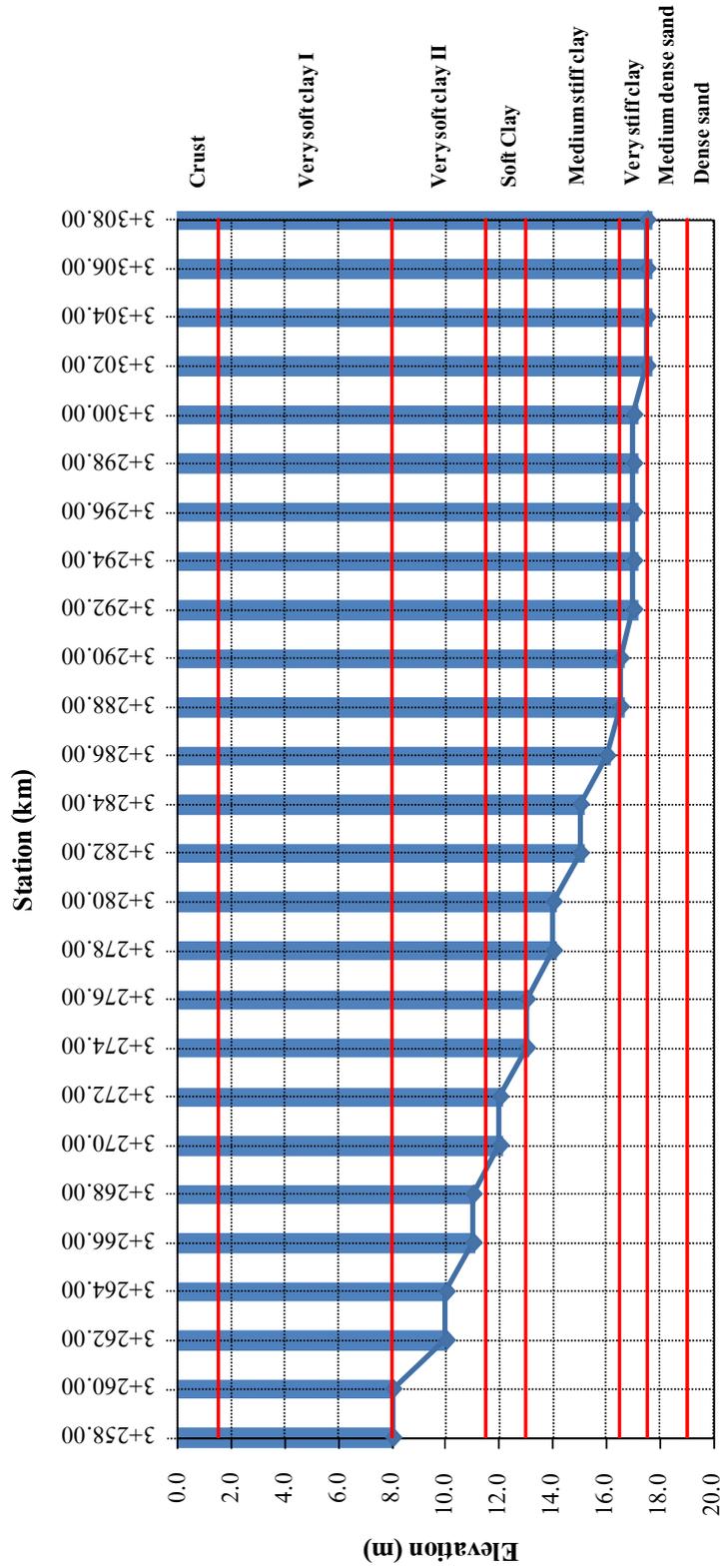


ภาพที่ 6.8 ความชันของการทรุดตัวที่ 25 ปี และผลต่างของการทรุดตัว

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐาน โครงสร้างปรับการท่อดั้วบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)



ภาพที่ 6.9 ความยาวของ Bearing Unit จากการรันโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0



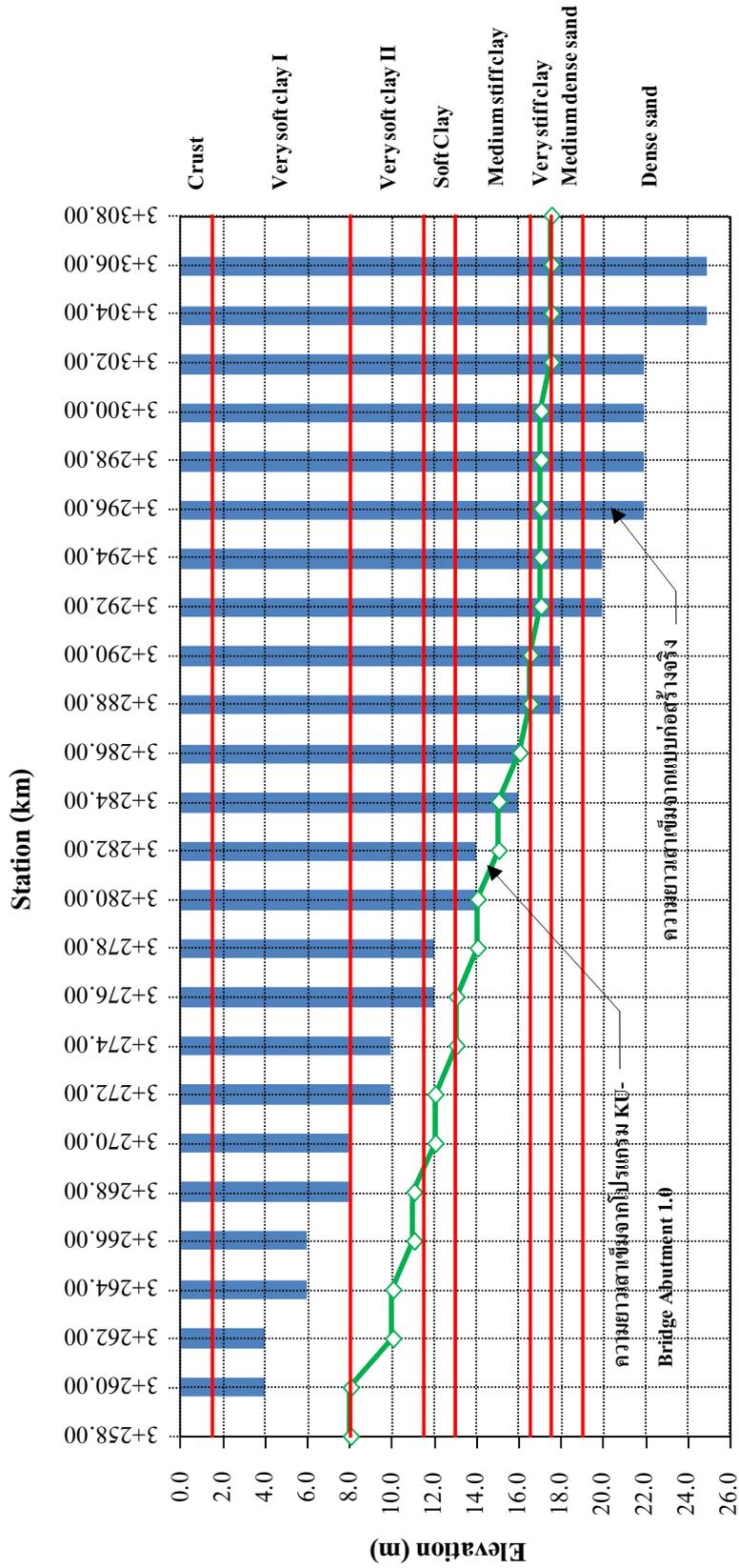
ภาพที่ 6.10 สรุปความยาว Bearing Unit ตั้งแต่ กม.3+258.00 ถึง กม.3+308.00 วิเคราะห์โดยโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0

6.3 สรุป

ผลจากการวิเคราะห์โครงสร้างปรับการทรุดตัว Approach Slab on Pile โดยใช้ข้อมูลจากกรณีศึกษา “โครงการก่อสร้างสะพานข้ามคลองบางตะไนย บนทางหลวงพิเศษหมายเลข 345” ด้วยโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0 ได้นำมาเปรียบเทียบกับข้อมูลแบบก่อสร้างจริง ดังแสดงในภาพที่ 6.11 โดยความยาวเสาเข็มของโครงสร้างปรับการทรุดตัวจากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0 แสดงโดยสัญลักษณ์เส้น และความยาวเสาเข็มจากแบบก่อสร้าง (As-Built Drawing) แสดงโดยรูปแท่งสี่เหลี่ยม

ผลการเปรียบเทียบพบว่าความยาวเสาเข็มในช่วง กม.3+258.00 ถึง กม.3+307.50 (ระยะทาง 49.50 เมตร) ให้ค่าแตกต่างจากความยาวในแบบก่อสร้าง โดยช่วงที่มีการทรุดตัวมาก ให้ผลการวิเคราะห์คำนวณยาวมากกว่าแบบก่อสร้าง ส่วนช่วงการทรุดตัวปานกลางให้ผลที่ใกล้เคียงกับแบบก่อสร้าง และช่วงการทรุดตัวน้อยมีความยาวที่น้อยกว่าแบบก่อสร้าง (เนื่องจากสมมุติฐานให้ชั้นดินที่ไม่มีค่า Compressibility Properties ไม่เกิดการทรุดตัว)

โปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0 สามารถอำนวยความสะดวกในการวิเคราะห์การทรุดตัว และสามารถใช้ออกแบบความยาวของเสาเข็มของโครงสร้างปรับการทรุดตัว Approach Slap on Pile ได้อย่างถูกต้อง โดยผนวกทฤษฎีการวิเคราะห์การทรุดตัวตามหลักปฏิสัมพันธ์ และหลักการออกแบบโค้งในแนวดิ่งของถนนเข้าด้วยกัน ช่วยลดระยะเวลาการออกแบบความยาวเสาเข็มโดยขบวนการ Trial and Error และสามารถแสดงผลในรูปแบบกราฟ ที่เข้าใจง่าย



ภาพที่ 6.11 ผลเปรียบเทียบความยาว Bearing Unit จากการรันโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0 และตามแบบก่อสร้าง

ภาคผนวก ก

แนวทางแก้ปัญหาความไม่ราบเรียบบริเวณเชิงลาดสะพาน โดยใช้วัสดุมวลเบาแทนดินถม

1. การใช้วัสดุมวลเบาแทนดินถมบริเวณเชิงลาดสะพาน

ในปัจจุบัน ได้มีการใช้วัสดุมวลเบามาแทนดินถมสำหรับการก่อสร้างคันทาง และบริเวณเชิงลาดสะพาน เพื่อลดน้ำหนักของคันทางที่กระทำต่อดินอ่อนฐานราก และลดการทรุดตัวที่แตกต่างบริเวณเชิงลาดสะพาน วัสดุมวลเบามีหลายชนิด ได้แก่ EPS Blocks, Expanded-Beads Mixed Lightweight Soil, Air Foamed Mortar and Air Foamed Lightweight Stabilized Soil, Coal Ash and Granulated Slag, Volcanic Ash Soil, Hollow Structures, Wood Chips, Shells, Tire Chips เป็นต้น ดังสรุปในตารางผนวกที่ ก1 (Miki, 1996)

Geofoam (EPS Blocks) เป็นวัสดุมวลเบาซึ่งผลิตโดยการทำให้ Poly Styrol ขยายตัว ขนาดมาตรฐานของ EPS Block ทั่วไป มีความกว้าง 1 m ยาว 2 m และหนา 0.5 m (มีปริมาตรเท่ากับ 1 m^3) มีความหนาแน่นอยู่ระหว่าง $0.01 - 0.03 \text{ Tons/m}^3$ และมีกำลังรับแรงอัดประมาณ 7 ถึง 18 Tons/m^2 ซึ่งขึ้นกับความหนาแน่น

Expanded-Beads Mixed Lightweight Soil เป็นการปรับปรุงดินโดยการผสม Expanded Poly Styrol หรือ Expanded Poly Propylene และปูนซีเมนต์ เพื่อให้มีกำลังรับแรงอัดที่สูงขึ้น หรือบางครั้งอาจมีการใส่เส้นใย (Fiber) เพื่อเพิ่มความแข็งแรงและความทนทาน มีหน่วยน้ำหนักอยู่ระหว่าง $0.7 - 1.3 \text{ Tons/m}^3$ และมีกำลังรับแรงอัดประมาณ 5 ถึง 20 Tons/m^2 ซึ่งขึ้นกับปริมาณปูนซีเมนต์

Air Foam Mortar หรือ Air Foamed Stabilized Soil เป็นการปรับปรุงคุณภาพดินโดยการผสมระหว่างดิน ปูนซีเมนต์ น้ำ และสารเคมีที่นำมาเป็น Foaming Agent วัสดุ Air Foamed Stabilized Soil มีหน่วยน้ำหนักอยู่ระหว่าง $0.6 - 1.2 \text{ Tons/m}^3$ และมีกำลังรับแรงอัดขึ้นกับชนิดและปริมาณวัสดุผสม

Coal Ash เป็นวัสดุซึ่งมีหน่วยน้ำหนักแห้งประมาณ $0.88 - 1.49 \text{ Tons/m}^3$ ซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของวัสดุ เมื่อนำมาบดอัด จะมีคุณสมบัติประสานกันระหว่างเม็ดวัสดุ มีค่า Cohesion (c') ประมาณ $4 - 20 \text{ Tons/m}^2$ และค่ามุมเสียดทาน (ϕ') เท่ากับ 29 – 37 องศา

Granulated Slag เป็นผลผลิตที่เกิดจากการเย็นตัวอย่างรวดเร็วของตะกอนจากเตาหลอม ซึ่งแบ่งออกเป็น 2 ชนิด คือ Hard และ Soft เมื่อบดอัดแล้ว มีค่าหน่วยน้ำหนักอยู่ระหว่าง $1.20 - 1.35 \text{ Tons/m}^3$ และมีค่ามุมเสียดทาน (ϕ') ประมาณ 35 องศา

Volcanic Ash Soil เป็นดินภูเขาไฟ ซึ่งมีค่าหน่วยน้ำหนักระหว่าง $1.2 - 1.4 \text{ Tons/m}^3$

Hollow Structures เป็นการนำวัสดุท่อหรือกล่องซึ่งมีรูกลวงมาใช้แทนวัสดุดินถมบริเวณเชิงลาดสะพานดังแสดงในภาพผนวกที่ ก1 ราคาค่าก่อสร้างค่อนข้างสูง

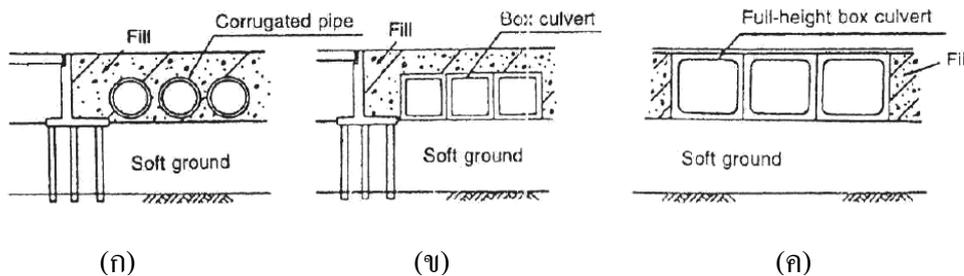
Wood Chips หรือเศษไม้ มีค่าหน่วยน้ำหนักอยู่ระหว่าง $0.7 - 1.0 \text{ Tons/m}^3$ เมื่อนำมาบดอัดจะมีปริมาตรลดลงประมาณ 40 % การนำเศษไม้มาใช้ควรเลือกให้มีขนาดเล็กกว่า 15 cm เพื่อลดช่องว่างขนาดใหญ่ภายในวัสดุ

Tire Chips หรือเศษยางรถยนต์ มีค่าหน่วยน้ำหนักอยู่ระหว่าง 0.7- 0.9 Tons/m³ และมีมุมเสียดทาน (ϕ') ประมาณ 19 - 25 องศา และมีค่า Cohesion (c') ประมาณ 1 Tons/m² มักใช้เป็นวัสดุถมเหนือระดับน้ำใต้ดินและต้องมีชั้นดินปิดทับด้านบนบนประมาณ 90 cm เพื่อป้องกันสารเคมีแพร่ออกจากเศษยาง

ตารางผนวกที่ ก1 ประเภทของวัสดุถมเบา

วัสดุถมเบา	หน่วยน้ำหนัก (Tons/m ³)	คำอธิบาย
1 EPS Blocks	0.01 - 0.03	เบามาก, เป็นยางสังเคราะห์ที่มีความยืดหยุ่น (Expandable Synthetic Resins)
2 Expanded-Beads Mixed Lightweight Soil	ประมาณ 0.7 หรือ มากกว่า	มีหน่วยน้ำหนักไม่แน่นอน, มีคุณสมบัติการบดอัดและการยุบตัวคล้ายดิน, และสามารถใช้ดินในพื้นที่เป็นส่วนผสมในการก่อสร้าง
3 Air Foamed Motar and Air Foamed Lightweight Stabilized Soil	ประมาณ 0.5 หรือ มากกว่า	สามารถควบคุมความหนาแน่นได้, เป็นของเหลวและสามารถแข็งตัวเมื่อปล่อยทิ้งไว้, และสามารถใช้ดินในพื้นที่เป็นส่วนผสมในการก่อสร้าง
4 Coal Ash, Granulated Slag, เป็นต้น	ประมาณ 1.0 - 1.5	วัสดุเม็ด, สามารถประสานตัวได้เมื่อปล่อยทิ้งไว้
5 Volcanic Ash Soil	1.2 - 1.5	วัสดุธรรมชาติ
6 Hollow Structures	ประมาณ 1.0	Corrugated Pipes, Box Culverts, เป็นต้น
7 Wood Chips	0.7 - 1.0	มักนิยมใช้เป็นวัสดุถมใต้ระดับน้ำใต้ดิน, ต้องป้องกันปัญหาการเสื่อมสภาพของวัสดุ
8 Shells	ประมาณ 1.1	มีขนาดประมาณ 12 - 76 mm, มีแรงเสียดทานระหว่างชั้นดี
9 Tire Chips	0.7 - 0.9	นิยมใช้เป็นวัสดุถมเหนือระดับน้ำใต้ดิน, ต้องมีชั้นดินคลุมอย่างน้อย 0.9 m

ที่มา : ดัดแปลงจาก Miki (1996)



ภาพผนวกที่ ก1 การนำวัสดุท่อหรือกล่องซึ่งมีรูกลวงมาใช้แทนวัสดุดินถมบริเวณเชิงลาดสะพาน

(ก) Corrugated Pipe (ข) Box Culvert (ค) Full Height Box Culvert

1.1 การใช้ EPS Geofam ในการแก้ปัญหาการทรุดตัวที่แตกต่างบริเวณเชิงลาดสะพาน

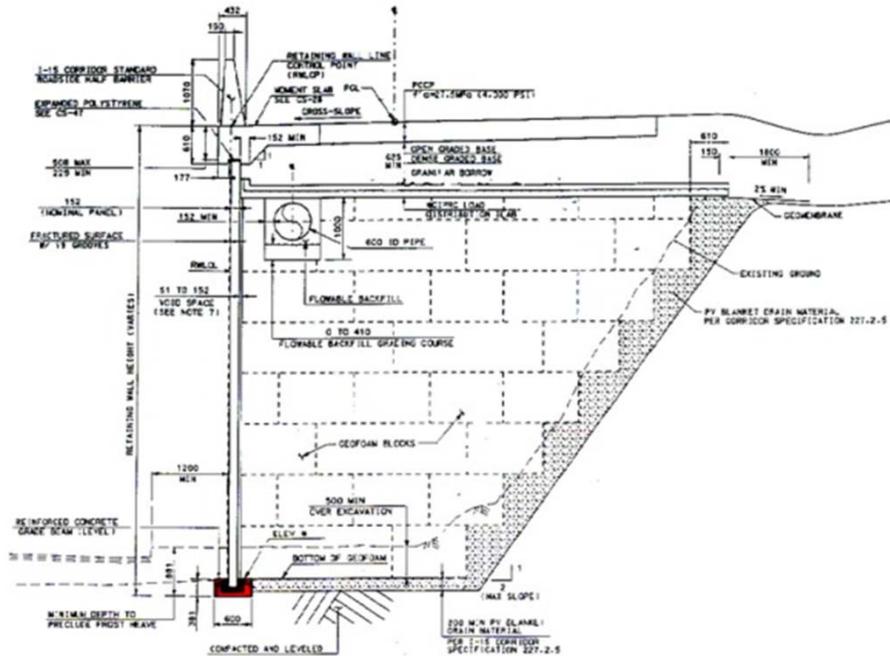
Expanded Polystyrene Geofam (EPS) เป็นวัสดุประเภทพลาสติกโฟม ซึ่งมีน้ำหนักเบา EPS ถูกพัฒนาขึ้นเมื่อปี ค.ศ. 1950 (BASF, 1997) และปัจจุบันได้ถูกนำมาใช้ในการก่อสร้างทางด้านวิศวกรรมโยธาหลายประเทศ ได้แก่ นอร์เวย์ เนเธอร์แลนด์ สหรัฐอเมริกา ญี่ปุ่น เยอรมันนี และ มาเลเซีย เป็นต้น

ประเทศนอร์เวย์ และเนเธอร์แลนด์ได้นำ EPS มาใช้ครั้งแรกเมื่อปี ค.ศ. 1965 และ ค.ศ. 1970 ตามลำดับ และในปี ค.ศ. 1972 Norwegian Public Road Authorities ได้บรรจุวัสดุ Geofam เป็นวัสดุมวลเบาสำหรับการก่อสร้างคันทาง โดยใช้เป็นวัสดุถมบริเวณเชิงลาดสะพานเพื่อแก้ปัญหาการทรุดตัวที่แตกต่างระหว่างสะพานและถนน

ในประเทศเยอรมันนี EPS ถูกใช้เป็นครั้งแรก เมื่อ ประมาณทศวรรษ 1960 เพื่อเป็นฉนวนป้องกันการแข็งตัวของวัสดุโครงสร้างทาง (Frost Protection) สำหรับประเทศสหรัฐอเมริกาได้นำ EPS มาใช้ในการก่อสร้างทาง และวัสดุถมหลังกำแพงกันดิน ตัวอย่างเช่น โครงการก่อสร้าง Highway 160 มลรัฐโคโรลาโด ในปี ค.ศ. 1989 และ โครงการก่อสร้าง Interstate I-15, Salt Lake City สำหรับ Winter Olympic Game ในปี 2002 ดังแสดงในภาพผนวกที่ ก2 (Yamanaka, et al., 1996; Mohamad, 1996; <http://www.geofam.com>)

EPS เหมาะสำหรับนำมาใช้เป็นวัสดุถม เพราะมีน้ำหนักเบา (เบากว่าดินประมาณ 100 เท่า) ทำให้ลดแรงกดที่กระทำต่อดินฐานราก ลดแรงดันดินด้านข้าง และก่อสร้างได้เร็วบนดินฐานรากอ่อน เนื่องจากไม่ต้องก่อสร้างคันทางเป็นขั้นๆ (Stage Construction) เพื่อรอให้ดินฐานรากทรุดตัว EPS จึงถูกนำมาใช้ในการแก้ปัญหาการทรุดตัวเกิดพิคัดและการทรุดตัวที่แตกต่างของคันทาง และเชิงลาดสะพาน ใช้ซ่อมแซมเชิงลาดซึ่งเกิดการพิบัติ และเป็นวัสดุถมหลังกำแพงกันดิน และโครงการก่อสร้างและซ่อมแซมสายทางซึ่งมีระยะเวลาดำเนินการจำกัดและปริมาณการจราจรสูง เป็นต้น (FHWA, 2006)

สำหรับประเทศไทยนั้น ได้มีการนำ EPS Geofam มาใช้ในการก่อสร้างโครงสร้างปรับการทรุดตัวของบริเวณเชิงลาดสะพานบน ถนนราชพฤกษ์ และบางช่วงของถนนลาดห้วยบางพลี อ.คลองด่าน



ภาพผนวกที่ ก2 ตัวอย่างการใช้ EPS Geofam เป็นวัสดุถมบริเวณเชิงลาดสะพาน

(http://gefoam.syr.edu/GRC_i15.asp)

1.2 คุณสมบัติของ EPS

EPS Geofam เป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติเบา เป็นฉนวน และรับพลังงานที่กระทำได้ดี (Energy Absorption) และยังมีคุณสมบัติทางวิศวกรรมคล้ายกับดินธรรมชาติ โดยมีคุณสมบัติที่สำคัญสามารถสรุปได้ดังนี้

- | | |
|-----------------------------------------------|----------------------------------------------|
| - ความหนาแน่น (Density) | - กำลังรับแรงกด (Compression) |
| - Initial Elastic Modulus และ Poisson's Ratio | - กำลังรับแรงดึง และแรงดัด |
| - ความล้า (Creep) | (Tension and Flexural Strength) |
| - สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานพื้นผิว | - ฉนวนความร้อนและการทนไฟ |
| - การดูดความชื้น (Water Absorption) | - ความทนทานต่อสารเคมีและสภาวะแวดล้อม |
| - อิทธิพลของรังสี Ultraviolet | - อิทธิพลของ Loading Rate และ Cyclic Loading |

โดยทั่วไป EPS Geofam มีขนาด กว้าง 1.2 m ยาว 2.4-4.8 m และหนา 25-914 mm American Standard Testing Material (ASTM) ได้ออกมาตรฐานควบคุมคุณภาพของ EPS Geofam "Standard Specification for Rigid Cellular Polystyrene Geofam" (ASTM D6817) ดังตารางผนวกที่ ก2

ตารางผนวกที่ ก2 Specifications ของ EPS Geofoam ตามมาตรฐาน ASTM D6817

(<http://www.geofoam.com/>)

Foam-Control EPS Geofoam Properties								
Property		ASTM D6817						
		EPS12	EPS15	EPS19	EPS22	EPS29	EPS39	EPS46
Density ¹ , min.	lb/ft ³ (kg/m ³)	0.70 (11.2)	0.90 (14.4)	1.15 (18.4)	1.35 (21.6)	1.80 (28.8)	2.40 (38.4)	2.85 (45.7)
Compressive Resistance ¹ @ 1% deformation, min.	psi psf (kPa)	2.2 320 (15)	3.6 520 (25)	5.8 840 (40)	7.3 1050 (50)	10.9 1570 (75)	15.0 2160 (103)	18.6 2680 (128)
Elastic Modulus ¹ , min	psi (kPa)	220 (1500)	360 (2500)	580 (4000)	730 (5000)	1090 (7500)	1500 (10300)	1860 (12800)
Flexural Strength ¹ , min.	psi (kPa)	10.0 (69)	25.0 (172)	30.0 (207)	40.0 (276)	50.0 (345)	60.0 (414)	75.0 (517)
Water Absorption ¹ by total immersion, max.,	volume %	4.0	4.0	3.0	3.0	2.0	2.0	2.0
Oxygen Index ¹ , min.	volume %	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0
Buoyancy Force	lb/ft ³ (kg/m ³)	61.7 (990)	61.5 (980)	61.3 (980)	61.1 (980)	60.6 (970)	60.0 (960)	59.5 (950)
Additional Properties for Compressible Applications								
Compressive Resistance ¹ @ 5% deformation, min.	psi psf (kPa)	5.1 730 (35)	8.0 1150 (55)	13.1 1890 (90)	16.7 2400 (115)	24.7 3560 (170)	35.0 5040 (241)	43.5 6260 (300)
Compressive Resistance ¹ @ 10% deformation, min.	psi psf (kPa)	5.8 840 (40)	10.2 1470 (70)	16.0 2300 (110)	19.6 2820 (135)	29.0 4180 (200)	40.0 5760 (276)	50.0 7200 (345)

¹ See ASTM D6817 Standard for test methods and complete information

2. เอกสารอ้างอิง

- BASF Corp. 1997. Styropor Technical Information. Technical Information. BASF Corp. Germany.
- Briaud, J.L., R.W. James and S.B. Hoffman. 1997. Settlement of Bridge Approaches (The Bump at the End of the Bridge). **Transportation Research Record: Jour of Transportation Research Board, NCHRP Synthesis 234**. National Research Council, Washington D.C., USA.
- Miki, G. 1996. Ten Year History of EPS Method in Japan and its Future Challenges. **Proceedings of the International Symposium on EPS Construction Method (EPS Tokyo'96)**: 394-410.
- Mohamad, E.B. 1996. History of EPS as Embankment Fill in Malaysia under PIC and Its Future. **Proceedings of the International Symposium on EPS Construction Method (EPS Tokyo'96)**: 257 – 264. EPS Construction Method Development Organization. Tokyo, Japan.
- Yamanaka, H., T. Onuki, H. Katsurada, I. Kitada, K. Kashima, A. Takamoto and M. Maruoka. 1996. Use of Vertical Wall-Type EPS Elevated Filling (H=15m) for Bridge Abutment Backfill. **Proceedings of the International Symposium on EPS Construction Method**: 223-233. Tokyo, Japan.
- <http://www.geofoam.com>
- http://geofoam.syr.edu/GRC_i15.asp
-
-

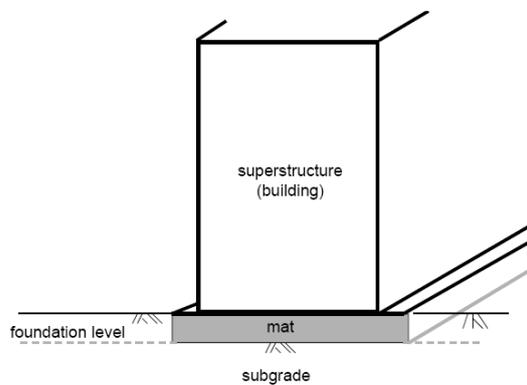
ภาคผนวก ข

การวิเคราะห์การทรุดตัวของบริเวณเชิงลาดสะพาน
โดยใช้หลักการ Beam on Elastic Material

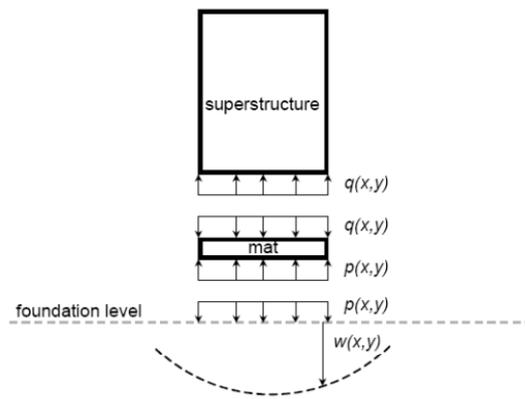
1. แนวทางการวิเคราะห์ระบบดินกับโครงสร้าง

การวิเคราะห์แก้ปัญหาโครงสร้างทั้งระบบของอาคารเป็นเรื่องที่ยุ่งยากซับซ้อน ดังแสดงในภาพผนวกที่ ข1(ก) จึงเกิดแนวความคิดแยกส่วนวิเคราะห์โครงสร้างโดยแยกองค์ประกอบหลักออกเป็นสามส่วน คือ โครงสร้างอาคาร(Superstructure/Building), โครงสร้างฐานรากรองรับอาคาร(Foundation/Mat) และมวลดินใต้ฐานรากอาคาร(Subgrade/Soil layers) ดังภาพผนวกที่ ข1(ข) ซึ่งการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารอยู่ภายใต้สมมติฐานเกิดการทรุดตัวที่เท่ากันของเสารองรับอาคาร โครงสร้างฐานรากรับถ่ายแรงกระทำจากการวิเคราะห์โครงสร้างอาคาร $q(x,y)$ และใต้ฐานรากมีแรงดันของชั้นดิน $p(x,y)$ กระจายตลอดฐานราก ส่วนสุดท้ายของการวิเคราะห์คือการวิเคราะห์การทรุดตัวของมวลดินใต้ฐานรากจากแรงดันของชั้นดิน $p(x,y)$ (Horvath, 2002)

ปฏิสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นในการแยกส่วนวิเคราะห์มีสองส่วน ส่วนแรกคือปฏิสัมพันธ์โครงสร้างอาคารกับฐานรากโดยมีแรง $q(x,y)$ เป็นแรงกระทำระหว่างโครงสร้าง (สมมติการทรุดตัวเกิดขึ้นเท่ากัน) ส่วนที่สองคือปฏิสัมพันธ์ฐานรากกับดิน โดยมีแรงดันของชั้นดินใต้ฐานราก $p(x,y)$ กับการทรุดตัวของชั้นดิน $w(x,y)$ Winkler (1867) เสนอค่าสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดิน $k(x,y)$ เป็นสัดส่วนเชิงเส้นของ $p(x,y)/w(x,y)$ ณ จุดๆ หนึ่ง มีหน่วยเป็นแรงต่อพื้นที่ต่อระยะการทรุดตัว ซึ่งเป็นการแทนพฤติกรรมด้วยแบบจำลองสปริงเชิงเส้นดังภาพผนวกที่ ข2

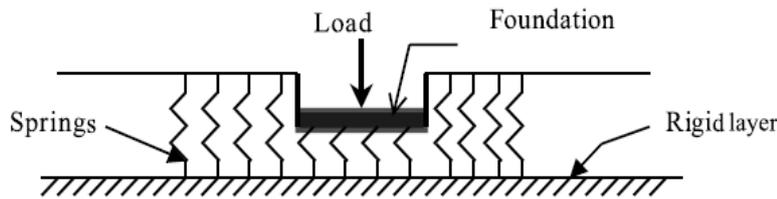


(ก) องค์ประกอบของโครงสร้างอาคาร



(ข) การแยกองค์ประกอบเพื่อการวิเคราะห์

ภาพผนวกที่ ข1 องค์ประกอบของการวิเคราะห์โครงสร้างทั้งระบบของอาคาร (Horvath, 2002)



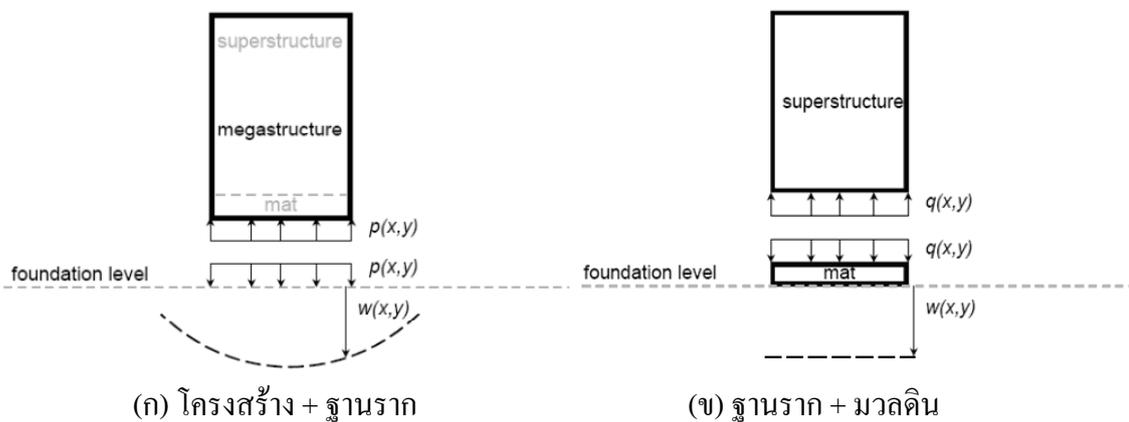
ภาพผนวกที่ ข2 ฐานรากตามแบบจำลอง Winkler

ปัจจุบันได้มีการนำคอมพิวเตอร์มาช่วยคำนวณแก้ปัญหาที่ละเอียดและซับซ้อน แต่การวิเคราะห์แก้ปัญหาโครงสร้างทั้งระบบของอาคารก็ยังคงไม่เป็นที่นิยมเพราะต้องใช้คอมพิวเตอร์ที่มีประสิทธิภาพสูง ต้องการซอฟต์แวร์เฉพาะทางที่มีการจัดการที่ดี และการวิเคราะห์ทั้งระบบยังใช้เวลานาน ดังนั้นการแยกส่วนวิเคราะห์ยังคงเป็นที่นิยมในปัจจุบันแต่มีการจัดการรูปแบบการวิเคราะห์โดยการรวมองค์ประกอบบางส่วนเข้าด้วยกันดังนี้

รวมระบบโครงสร้างอาคารและฐานรากเข้าด้วยกัน เป็นระบบโครงสร้างเดี่ยว (Single Structural System/ Megastructure) ดังภาพผนวกที่ ข3(ก) เพื่อลดปฏิสัมพันธ์ที่ต้องพิจารณาเหลือเพียงหนึ่งตัว คือปฏิสัมพันธ์ของดินกับโครงสร้าง โดยมีค่าแรงต้านของชั้นดิน $p(x,y)$ กระทำให้ฐานราก ชั้นดินใต้ฐานรากอาจเกิดการทรุดตัวไม่เท่ากันได้ ดังนั้นการวิเคราะห์จึงนิยมใช้โปรแกรมทางด้านวิศวกรรมโครงสร้างเป็นหลัก และจำลองฐานรองรับโครงสร้างให้มีพฤติกรรมทรุดตัวสอดคล้องกับค่าแรงต้านของชั้นดิน $p(x,y)$ กระทำให้ฐานราก อาทิเช่น สปริง

รวมระบบโครงสร้างฐานรากและมวลดินใต้ฐานรากอาคารเข้าด้วยกัน และวิเคราะห์โครงสร้างอาคารภายใต้สมมติฐานให้เกิดการทรุดตัวที่เท่ากันของเสารองรับอาคาร เพื่อหาแรงปฏิสัมพันธ์ต่อฐานราก $q(x,y)$ โดยใช้โปรแกรมทางด้านวิศวกรรมโครงสร้างวิเคราะห์ ดังภาพผนวกที่ ข3(ข) สำหรับส่วนการวิเคราะห์รวมโครงสร้างฐานรากเข้ากับมวลดิน ใช้หลักการ Beam หรือ Plate หรือ Beam-Column on Elastic Material โดยใช้ Differential Equation แสดงถึงพฤติกรรมของคาน แผ่นพื้นบาง หรือคาน-เสาที่วางบนฐานรองรับแบบยึดหยุ่น ดังแสดงในสมการผนวกที่ ข1 ถึง ข3 ซึ่งสมการดังกล่าวเป็นปฏิสัมพันธ์ของดินกับโครงสร้าง โดยมีค่าแรงต้านของชั้นดิน $p(x,y)$ ในเทอมของสมการ ในทางปฏิบัติวิศวกรส่วนหนึ่งนิยมออกแบบให้ฐานรากแข็งแรงเพื่อหลีกเลี่ยงปัญหาการทรุดตัวไม่เท่ากันของฐานราก และให้สอดคล้องกับสมมติฐานในส่วนวิเคราะห์โครงสร้างอาคาร

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างปรับการทรุดตัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)



ภาพผนวกที่ ข3 การวิเคราะห์โดยรวมระบบโครงสร้างบางส่วน (Horvath, 2002)

คาน:
$$q(x) = EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + p(x) \tag{ข1}$$

แผ่นพื้นบาง:
$$q(x,y) = D \nabla^4 w(x,y) + p(x,y) \tag{ข2}$$

คาน-เสา:
$$q(x) = EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} - T \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + p(x) \tag{ข3}$$

โดย $w(x), w(x,y)$ = ค่าการแอ่นตัวของฐานราก

$q(x), q(x,y)$ = น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำต่อฐานราก

$p(x), p(x,y)$ = แรงดันของชั้นดิน

E = โมดูลัสยืดหยุ่นของฐานราก

I = โมเมนต์ของความเฉื่อยของฐานราก

T = แรงดึงในฐานรากตามแนวแกนขนานฐานราก

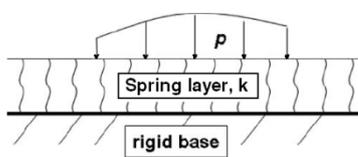
D = ความแข็งเชิงคดของแผ่นพื้นบาง เท่ากับ $EI/(1-\nu_f^2)$

ν_f = อัตราส่วนปัวซองของของฐานราก

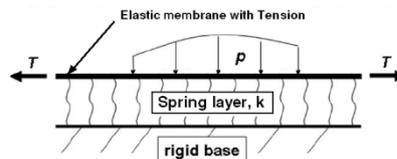
$$\nabla^4 = \frac{\partial^4}{\partial x^4} + \frac{\partial^4}{\partial y^4} + 2 \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2}$$

2. แรงต้านของชั้นดิน (Subgrade Reaction)

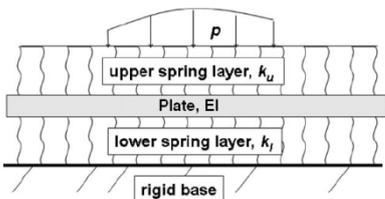
การวิเคราะห์ปฏิสัมพันธ์ของดินกับโครงสร้าง จำเป็นต้องเลือกใช้แบบจำลองของดินเชิงกลที่ให้พฤติกรรมการทรุดตัวของดินสอดคล้องกับค่าแรงต้านของชั้นดิน ซึ่งตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบันมีนักวิจัยพัฒนาแบบจำลองของดินเชิงกลหลายรูปแบบเพื่อนำมาอธิบายพฤติกรรมแบบต่างๆของดิน ดังเช่น Winkler (1867), Filonenko-Borodich (1940), Hetenyi (1946), Pasternak (1954), Reissner (1958), Kerr (1964), Vlasov & Leont'ev (1966) และ Horvath-Colasanti (2010) แสดงภาพของแบบจำลองของแต่ละนักวิจัยในภาพผนวกที่ ข4 ตามลำดับ



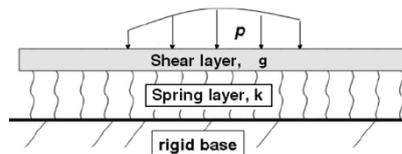
Winkler (1867)



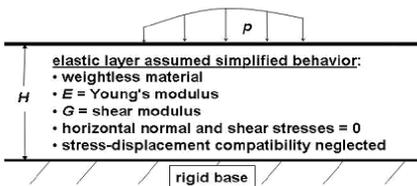
Filonenko-Borodich (1940)



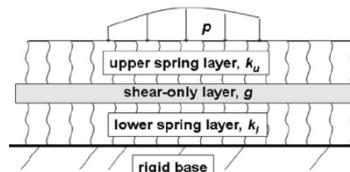
Hetenyi (1946)



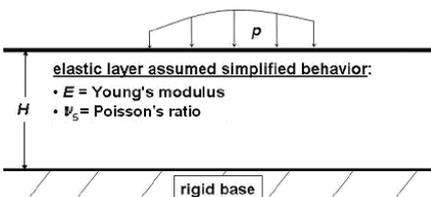
Pasternak (1954)



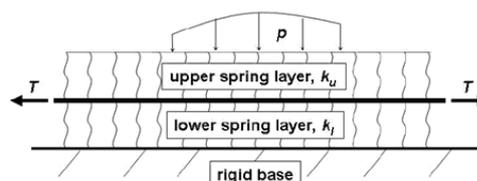
Reissner (1958)



Kerr (1964)



Vlasov & Leont'ev (1966)



Horvath-Colasanti (2010)

ภาพผนวกที่ ข4 แบบจำลองปฏิสัมพันธ์ของดินกับโครงสร้าง

Winkler (1867) นิยามให้แรงต้านทานของชั้นดิน $p(x,y)$ ตั้งฉากกับฐานรากและเป็นสัดส่วนโดยตรงกับค่าการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง $w(x,y)$ หรือนั่นก็คือนิยามของ Linear Springs Model ซึ่งแสดงดังสมการผนวกที่ ข4 โดยที่ $k(x,y)$ คือ ค่าสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดิน (Coefficient of Subgrade Reaction) เป็นค่าคงที่มีหน่วยเป็น แรงต่อพื้นที่ต่อระยะการทรุดตัว และสมมติฐานให้แรงต้านทานของชั้นดินแต่ละจุดเป็นอิสระต่อกัน ดังนั้นบริเวณที่ไม่มีแรงกระทำก็ไม่มีแรงต้านและไม่มีการทรุดตัว ซึ่งการทรุดตัวของชั้นดินตามแนวราบจะไม่มี ความต่อเนื่องที่บริเวณปลายขอบของฐานราก

$$p(x,y) = k(x,y) \cdot w(x,y) \tag{ข4}$$

Filonenko-Borodich (1940) พัฒนาแบบจำลองของ Winkler โดยกำหนดด้านบนของสปริงยึดติดกับวัสดุบางยึดหยุ่นรับแรงดึงคงที่ T ในแนวระนาบ โดยแรง T จะนำไปรวมกับแรงต้านทานในแนวตั้ง เพื่อให้เกิดการถ่ายแรงของสปริงออกไปด้านข้างและทำให้เกิดความต่อเนื่องของการทรุดตัวโดยรอบ ดังนั้นแรงต้านทานของชั้นดินคำนวณดังสมการผนวกที่ ข5

$$p(x,y) = k(x,y) \cdot w(x,y) - T \nabla^2 w(x,y) \tag{ข5}$$

โดย
$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$$

Hetenyi (1946) พัฒนาแบบจำลองของ Winkler ให้เกิดความไม่ต่อเนื่องของชั้นดินโดยสมมติฐานให้ชั้นดินประกอบด้วยสปริงสองชั้นตรงกลางระหว่างชั้นมีชั้นวัสดุแผ่นยึดหยุ่นสามารถต้านทานการคดง ดังนั้นแรงต้านทานของชั้นดินด้านบน $p(x,y)$ คำนวณดังสมการผนวกที่ ข6

$$p(x,y) - \left(\frac{(EI)_p}{k_u(x,y) + k_l(x,y)} \right) \frac{d^4 p(x,y)}{dx^4} = \left(\frac{k_u(x,y) \cdot k_l(x,y)}{k_u(x,y) + k_l(x,y)} \right) w(x,y) - \left(\frac{(EI)_p \cdot k_u(x,y)}{k_u(x,y) + k_l(x,y)} \right) \frac{d^4 w(x,y)}{dx^4} \tag{ข6}$$

โดย $k_u(x,y), k_l(x,y)$ = ค่าสัมประสิทธิ์การต้านแรงกดของดินชั้นบน, ชั้นล่าง
 $(EI)_p$ = ผลคูณของโมดูลัสยืดหยุ่นกับโมเมนต์ความเฉื่อยของวัสดุแผ่นยึดหยุ่น

Pasternak (1954) พัฒนาแบบจำลองของ Winkler โดยสมมติฐานให้มีแรงเฉือนเกิดขึ้นระหว่างสปริง โดยด้านบนของสปริงยึดติดกับชั้นวัสดุที่ไม่อัดตัว แต่มีการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนอย่างเดียว ชั้นวัสดุนี้เรียกว่า Shear Layer ดังนั้นแรงต้านทานของชั้นดินคำนวณดังสมการผนวกที่ ข7 กำหนดให้ค่า g คือ โมดูลัสแรงเฉือนของ Shear Layer

$$p(x,y) = k(x,y) \cdot w(x,y) - g \nabla^2 w(x,y) \tag{ข7}$$

Reissner (1958) พิจารณาให้มวลดินเป็นวัสดุยืดหยุ่นเชิงเส้น สมมติให้หน่วยแรงบนระนาบตั้งฉากกับแรงกระทำ เท่ากับศูนย์ ($\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = \tau_{xy} = 0$) น้ำหนักของมวลดินไม่นำพิจารณา หน่วยแรงในแนวตั้ง (σ_{zz}) คงที่ตลอดความลึก การเคลื่อนตัวในแนวราบเป็นศูนย์ และใช้หลักการสมดุลของพลังงานภายนอกและภายใน ดังนั้นแรงต้านทานของชั้นดินคำนวณดังสมการผนวกที่ ข8

$$p(x,y) - \left(\frac{GH^2}{12E} \right) \nabla^2 p(x,y) = \left(\frac{E}{H} \right) \cdot w(x,y) - \left(\frac{GH}{3} \right) \nabla^2 w(x,y) \tag{ข8}$$

- โดย
- H = ความลึกชั้นดิน
 - E = โมดูลัสยืดหยุ่นของดิน
 - G = โมดูลัสเฉือนยืดหยุ่นของดิน

Kerr (1964) หรือ Modified Pasternak พัฒนาจากแบบจำลองของ Pasternak (1954) โดยวางชั้นสปริงเพิ่มใต้ฐานรากแต่อยู่บนชั้น Shear Layer ดังนั้นแรงต้านทานของชั้นดินคำนวณได้ดังสมการผนวกที่ ข9

$$p(x,y) - \left(\frac{G}{k_u(x,y) + k_l(x,y)} \right) \nabla^2 p(x,y) = \left(\frac{k_u(x,y) \cdot k_l(x,y)}{k_u(x,y) + k_l(x,y)} \right) w(x,y) - \left(\frac{G \cdot k_u(x,y)}{k_u(x,y) + k_l(x,y)} \right) \nabla^2 w(x,y) \tag{ข9}$$

Vlasov & Leont'ev (1966) พิจารณาให้มวลดินเป็นวัสดุยืดหยุ่นเชิงเส้น สมมติฐานการวิเคราะห์แบบระนาบความเครียด การเคลื่อนตัวแนวราบเป็นศูนย์ การทรุดตัวลดลงเชิงเส้นตามความลึก และให้สมมูลของพลังงานภายนอกและภายใน ดังนั้นแรงต้านทานของชั้นดินคำนวณด้วยสมการผนวกที่

ข10

$$p(x,y) = k(x,y) \cdot w(x,y) - 2t \nabla^2 w(x,y) \tag{ข10}$$

โดย

$$t = E_0 H / [12(1+\nu_0)]$$

$$k(x,y) = E_0 / [H(1-\nu_0^2)]$$

$$E_0 = E / (1-\nu^2)$$

$$\nu_0 = \nu / (1-\nu)$$

$$\nu = \text{อัตราส่วนปัวซองของดิน}$$

Winkler-Type Simplified Continuum พัฒนาโดย Horvath (1983) ซึ่งสมมติฐานมวลดินเป็นชั้นวัสดุยืดหยุ่นเชิงเส้นในแบบจำลอง Reissner (1958) หน่วยแรงในแนวตั้ง (σ_{zz}) คงที่ตลอดความลึกมีค่าเท่ากับ $-p(x,y)$ และนำความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียด กับ ความเครียดและการเคลื่อนตัวในการแก้ปัญหา ดังนั้นแรงต้านทานของชั้นดินคำนวณใช้สมการเดิมคือ สมการผนวกที่ **ข4** สำหรับ $k(x,y)$ มีค่าเท่ากับ E/H

Pasternak -Type Simplified Continuum พัฒนาโดย Horvath (1983) ซึ่งสมมติฐานมวลดินเป็นชั้นวัสดุยืดหยุ่นเชิงเส้นในแบบจำลอง Reissner (1958) แบบเดียวกับการวิเคราะห์ของ Winkler-Type Simplified Continuum ดังนั้นแรงต้านทานของชั้นดินคำนวณใช้สมการเดิมคือ สมการผนวกที่ **ข7** สำหรับ $k(x,y)$ มีค่าเท่ากับ E/H และ g มีค่าเท่ากับ $GH/2$

Horvath-Colasanti หรือ Modified Kerr พัฒนาแบบจำลองของ Kerr (1964) เนื่องจากชั้น Shear Layer มีความซับซ้อนในการจำลองโปรแกรมคอมพิวเตอร์ จึงปรับเปลี่ยนชั้น Shear Layer แทนด้วยวัสดุบางยืดหยุ่นของแบบจำลอง Filonenko-Borodich (1940) ดังนั้นแรงต้านทานของชั้นดินคำนวณด้วยสมการผนวกที่ **ข11**

$$p(x,y) - \left(\frac{T}{k_u(x,y) + k_l(x,y)} \right) \nabla^2 p(x,y) = \left(\frac{k_u(x,y) \cdot k_l(x,y)}{k_u(x,y) + k_l(x,y)} \right) w(x,y) - \left(\frac{T \cdot k_u(x,y)}{k_u(x,y) + k_l(x,y)} \right) \nabla^2 w(x,y) \tag{ข11}$$

Modified Kerr-Reissner ใช้รูปแบบของ Modified Kerr และพิจารณาสมการ Reissner (1958) ซึ่งมีรูปแบบสมการเหมือนกับสมการ Modified Kerr จึงนำมาแก้สมการหาค่าพารามิเตอร์ของ Modified Kerr โดยใช้สมมติฐานมวลดินเป็นชั้นวัสดุยืดหยุ่นเชิงเส้นในแบบจำลอง Reissner ดังนั้นแรงต้านทานของชั้นดินคำนวณดังสมการผนวกที่ ข11 สำหรับค่าพารามิเตอร์สำหรับกรณีผิวสัมผัสของโครงสร้างฐานรากกับดินราบเรียบและหยาบ สามารถคำนวณได้ดังสมการผนวกที่ ข12 ถึง ข14 และสมการผนวกที่ ข15 ถึง ข17 ตามลำดับ กำหนดให้ t_f คือ ความหนาของฐานราก

สำหรับกรณีผิวสัมผัสของโครงสร้างฐานรากกับดินราบเรียบ

$$k_u(x,y) = 4E / H \tag{ข12}$$

$$k_l(x,y) = 4E / 3H \tag{ข13}$$

$$T = 4GH / 9 \tag{ข14}$$

สำหรับกรณีผิวสัมผัสของโครงสร้างฐานรากกับดินหยาบ

$$k_u(x,y) = \frac{E}{H} \left(\frac{4H - 3t_f}{H} \right) \tag{ข15}$$

$$k_l(x,y) = \frac{E}{3H} \left(\frac{4H - 3t_f}{H - t_f} \right) \tag{ข16}$$

$$T = \frac{GH}{12} \left[\left(\frac{4H - 3t_f}{H} \right) + \left(\frac{4H - 3t_f}{H - t_f} \right) \right] \tag{ข17}$$

แบบจำลองที่กล่าวมาข้างต้นทำการแบ่งกลุ่มตามแบบจำลองพฤติกรรมของดินแทนด้วยคุณสมบัติเชิงกล, ชั้นวัสดุยืดหยุ่น และผสมผสานทั้งสองคุณสมบัติ แสดงในตารางผนวกที่ ข1 พร้อมกับค่าดีกรีของสมการอนุพันธ์ของแรงต้านชั้นดินและการทรุดตัว

โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างรับการจรดตัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)

ตารางผนวกที่ ข1 จำแนกกลุ่มตามแบบจำลองของดินที่แทนด้วยคุณสมบัติเชิงกล ชั้นวัสดุยึดหยุ่น และผสมผสานทั้งสอง (Horvath, 2002)

Subgrade model			Derivative order of					
			p(x,y)			w(x,y)		
Mechanical	Simplified elastic continuum	Hybrid	0	2	4	0	2	4
Winkler	Winkler-type simplified continuum	-	X			X		
Hetényi	-	-	X		X	X		X
Filonenko-Borodich Pasternak	Pasternak-type simplified continuum Vlasov and Leont'ev	-	X			X	X	
Modified Pasternak/Kerr Modified Kerr/Horvath-Colasanti	Reissner	Modified Kerr-Reissner	X	X		X	X	

3. แบบจำลองเชิงกลเบื้องต้น

พฤติกรรมของดินมีความซับซ้อนขึ้นอยู่กับองค์ประกอบหลายอย่าง อาทิ การกำเนิดของดิน อายุของดิน แร่ธาตุในมวลดิน ฯลฯ ทำให้แบบจำลองในตารางผนวกที่ ข1 ไม่สามารถบ่งบอกพฤติกรรมได้ทั้งหมด และในส่วนของเวลาก็กังเป็นปัญหาที่ไม่สามารถพิจารณาาร่วมกันได้ แต่ในที่นี้จะศึกษาเฉพาะแบบจำลองคุณสมบัติเชิงกล เนื่องจากเป็นแบบจำลองที่แสดงถึงแรงและการเคลื่อนตัวได้เข้าใจง่าย และเป็นพื้นฐานของแบบจำลองทั้งหมด ซึ่งแบบจำลองย่อยภายในอาจพิจารณาให้มีความสัมพันธ์หรือไม่สัมพันธ์กับเวลาก็ได้

แบบจำลองเชิงกลเบื้องต้นใช้อธิบายพฤติกรรมหน่วยแรงและความเครียดของวัสดุ ซึ่งแบ่งออกเป็น 3 แบบจำลอง คือ สปริง แผ่นพื้นเสียดทาน และตัวหน่วง โดยมีลักษณะของแบบจำลองและพฤติกรรมแสดงดังภาพผนวกที่ ข5 ตามลำดับ

3.1 แบบจำลองสปริงเชิงเส้น (Spring or Hookean Model)

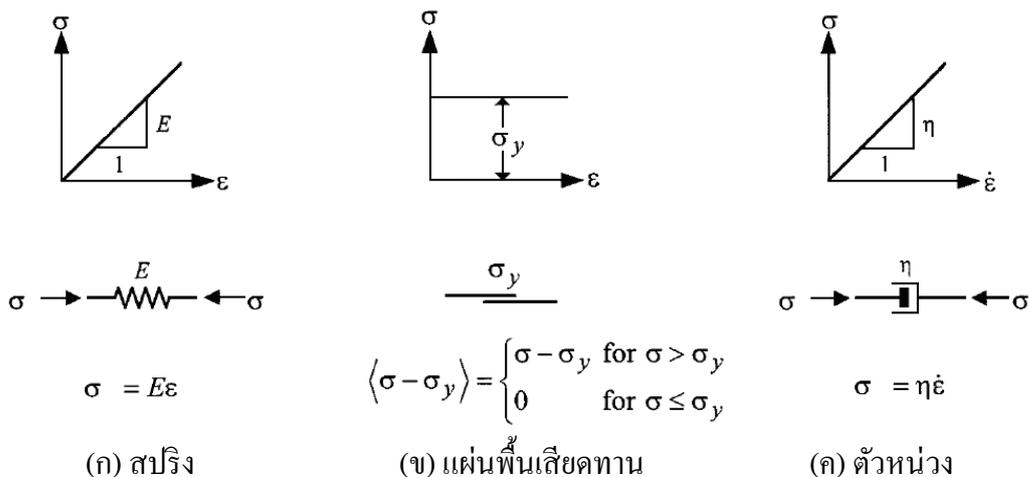
แบบจำลองที่เป็นตัวแทนพฤติกรรมของวัสดุที่มีคุณสมบัติยืดหยุ่น เมื่อมีหน่วยแรงกระทำวัสดุจะยืดหรือหดตัวตามทิศทางของหน่วยแรงกระทำ ดังนั้นความเครียดแปรผันตรงกับหน่วยแรงกระทำ ดังสมการผนวกที่ ข18

$$\sigma = E \cdot \epsilon \tag{ข18}$$

โดย σ คือ หน่วยแรงที่กระทำต่อวัสดุ

ϵ คือ ความเครียดของวัสดุ

E คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุ



ภาพผนวกที่ ข5 สามแบบจำลองเบื้องต้น (Liingard et al., 2004)

3.2 แบบจำลองแผ่นพื้นเสียดทาน (Friction Slider or Saint-Venant Model)

แบบจำลองที่เป็นตัวแทนพฤติกรรมของวัสดุที่มีคุณสมบัติพลาสติก ดังนั้นความเครียดมีค่าเป็นศูนย์เมื่อหน่วยแรงกระทำน้อยกว่าหน่วยแรง ณ จุดคราก แต่ถ้าหน่วยแรงกระทำเกินจุดครากจะทำให้เกิดความเครียดเป็นอนันต์ดังสมการผนวกที่ ข19 และ ข20

$$\varepsilon = 0 \quad , \quad \sigma \leq \sigma_y \quad (\text{ข19})$$

$$\varepsilon = \infty \quad , \quad \sigma > \sigma_y \quad (\text{ข20})$$

โดย σ_y คือ หน่วยแรงของวัสดุ ณ จุดคราก

3.3 แบบจำลองตัวหน่วง (Dashpot or Newtonian Model)

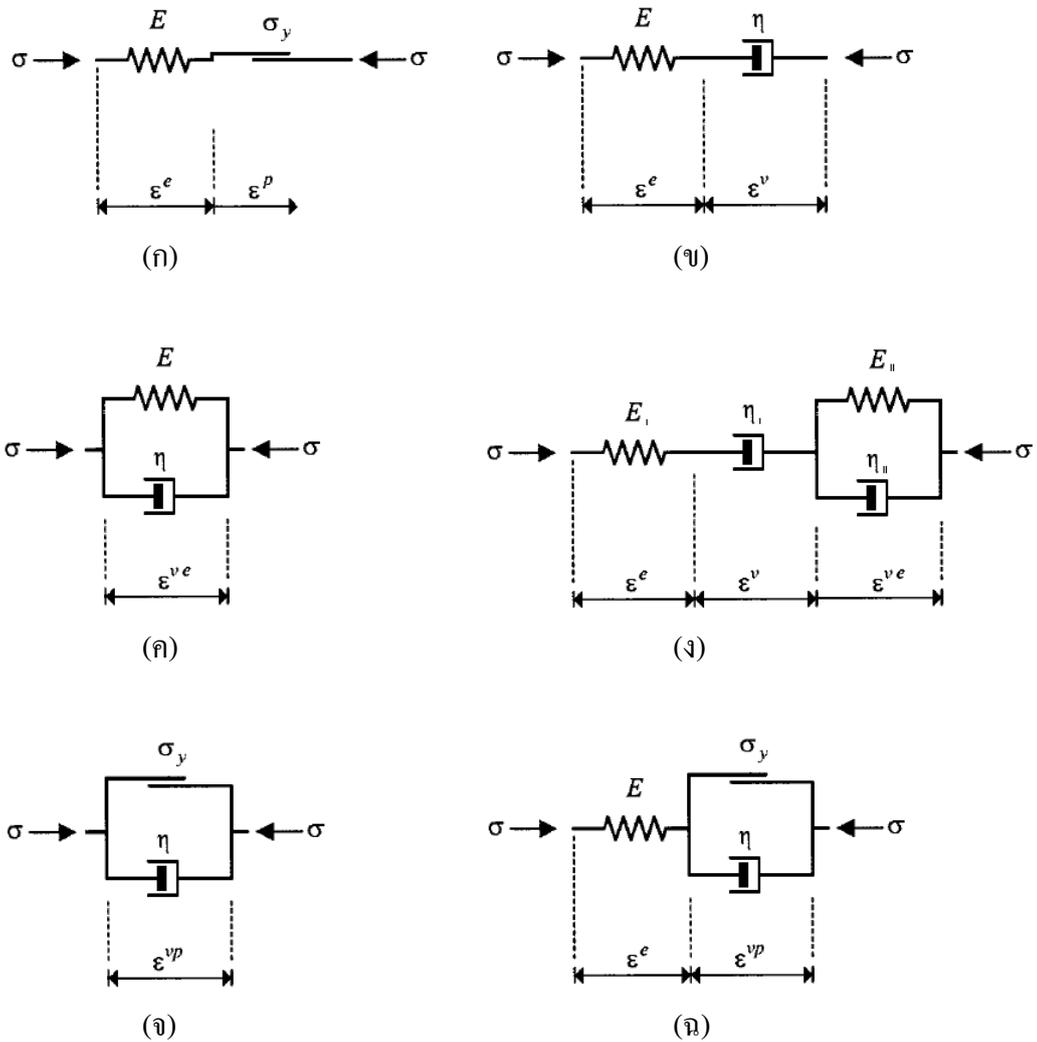
แบบจำลองที่เป็นตัวแทนพฤติกรรมของวัสดุที่มีคุณสมบัติความหนืด โดยการสูญเสียพลังงานซึ่งขึ้นกับเวลา ดังนั้นอัตราความเครียดต่อเวลาแปรผันกับหน่วยแรงกระทำ ดังสมการผนวกที่ ข21

$$\sigma = \eta \dot{\varepsilon} \quad (\text{ข21})$$

โดย $\dot{\varepsilon}$ คือ อัตราความเครียดของวัสดุต่อเวลา, $d\varepsilon/dt$

η คือ ความหนืดของวัสดุ

พฤติกรรมหน่วยแรงและความเครียดของดิน ไม่สามารถอธิบายด้วยแบบจำลองเชิงกลเบื้องต้นเพียงตัวเดียวแปร การรวมแบบจำลองเชิงกลเบื้องต้นจึงเป็นสิ่งที่จะนำมาอธิบายพฤติกรรมของดินได้แม่นยำมากขึ้น ดังแสดงในภาพผนวกที่ ข6



ภาพผนวกที่ ข6 แบบจำลองเชิงกลทั่วไปของวัสดุ Elasto-Plastic (ก) Prandtl Model, Visco-Elastic (ข) Maxwell Model, (ค) Kelvin – Voigt Model, (ง) Burgers Model, Visco-Plastic (ฉ) Bingham Model 2 ตัวแปร และ Elasto-Visco-Plastic (ฉ) Bingham Model 3 ตัวแปร

Prandtl Model เป็นแบบจำลองที่ใช้สปริงกับแผ่นพื้นเสียดทาน ต่อกันแบบอนุกรม ซึ่งสามารถอธิบายพฤติกรรมของดินแบบอีลาสโตพลาสติก-พลาสติกสมบูรณ์แบบ ดังภาพผนวกที่ ข6(ก) ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดเขียนได้ดังสมการผนวกที่ ข22 และ ข23

$$\epsilon_{Spring} = \sigma/E \quad , \sigma \leq \sigma_y \quad (ข22)$$

$$\epsilon = \sigma_y/E + \epsilon_{Slider} \quad , \sigma > \sigma_y \quad (ข23)$$

Maxwell Model เป็นแบบจำลองที่ใช้สปริงกับตัวหน่วงต่อกันแบบอนุกรม ซึ่งสามารถอธิบายพฤติกรรมของดินแบบวิสโคอิลาสติก เมื่อเวลาผ่านไปในสถานะที่มีความเครียดคงที่ แต่หน่วยแรงภายในลดลง (Relaxation Time) ดังภาพผนวกที่ ข6(ข) ความสัมพันธ์ของหน่วยแรง ความเครียด และเวลา เขียนได้ดังสมการผนวกที่ ข24 ถึง ข27

$$\sigma = \sigma_{\text{Spring}} = \sigma_{\text{Dashpot}} \quad (\text{ข24})$$

$$\epsilon = \epsilon_{\text{Spring}} + \epsilon_{\text{Dashpot}} \quad (\text{ข25})$$

$$\epsilon = \sigma_0/E + \sigma_0 t/\eta \quad , \sigma_0 = \text{const} \quad (\text{ข26})$$

$$\sigma = (E \epsilon_0) \exp(-E t/\eta) \quad , \epsilon_0 = \text{const} \quad (\text{ข27})$$

Kelvin – Voigt Model เป็นแบบจำลองที่ใช้สปริงกับตัวหน่วงต่อกันแบบขนาน ซึ่งสามารถอธิบายพฤติกรรมของดินแบบวิสโคอิลาสติก เมื่อเวลาผ่านไปในสถานะที่มีหน่วยแรงคงที่กระทำ แต่ความเครียดของวัสดุเพิ่มมากขึ้น (Creep) ดังภาพผนวกที่ ข6(ค) ความสัมพันธ์ของหน่วยแรง ความเครียด และเวลา เขียนได้ดังสมการผนวกที่ ข28 ถึง ข30

$$\sigma = \sigma_{\text{Spring}} + \sigma_{\text{Dashpot}} \quad (\text{ข28})$$

$$\epsilon_{\text{Spring}} = \epsilon_{\text{Dashpot}} \quad (\text{ข29})$$

$$\epsilon = (\sigma_0/E) [1 - \exp(-E t/\eta)] \quad , \sigma_0 = \text{const} \quad (\text{ข30})$$

Burgers Model เป็นแบบจำลองที่รวมคุณสมบัติแบบจำลองของ Maxwell กับ Kelvin เข้าด้วยกันโดยการต่อแบบอนุกรม เพื่ออธิบายพฤติกรรมของดินแบบวิสโคอิลาสติกที่ซับซ้อน ดังภาพผนวกที่ ข6(ง) ความสัมพันธ์ของหน่วยแรง ความเครียด และเวลา เขียนดังสมการผนวกที่ ข31 ถึง ข33

$$\sigma = \sigma_{\text{Spring1}} = \sigma_{\text{Dashpot1}} = \sigma_{\text{Spring2}} + \sigma_{\text{Dashpot2}} \quad (\text{ข31})$$

$$\epsilon = (\epsilon_{\text{Spring1}} + \epsilon_{\text{Dashpot1}}) + (\epsilon_{\text{Spring2}} \text{ or } \epsilon_{\text{Dashpot2}}) \quad (\text{ข32})$$

$$\epsilon = (\sigma_0/E_1) + (\sigma_0/E_2) [1 - \exp(-E_2 t/\eta_2)] + (\sigma_0 t/\eta_1) \quad , \sigma_0 = \text{const} \quad (\text{ข33})$$

Bingham Model 2 ตัวแปร เป็นแบบจำลองที่ใช้แผ่นพื้นเสียดทานกับตัวหน่วงต่อกันแบบขนาน ซึ่งสามารถอธิบายพฤติกรรมของดินแบบวิสโคพลาสติก เมื่อหน่วยแรงกระทำน้อยกว่าหน่วยแรงคราก ความเครียดมีค่าเป็นศูนย์ แต่ถ้าหน่วยแรงกระทำเกินจะเกิดความเครียดต่อเวลา ดังภาพผนวกที่ ข6(จ) ความสัมพันธ์ของหน่วยแรง ความเครียด และเวลา เขียนได้ดังสมการผนวกที่ ข34 ถึง ข36

$$\sigma = \sigma_{\text{Dashpot}} + \sigma_{\text{Slider}} \tag{ข34}$$

$$\epsilon = \epsilon_{\text{Dashpot}} \tag{ข35}$$

$$\epsilon = (\sigma_0 - \sigma_y) t / \eta \quad , \quad \sigma_0 = \text{const} \tag{ข36}$$

Bingham Model 3 ตัวแปร เป็นแบบจำลอง Bingham Model 2 ตัวแปร มาต่ออนุกรมกับสปริง ซึ่งสามารถอธิบายพฤติกรรมของดินแบบอีลาสโตวิสโคพลาสติก เมื่อหน่วยแรงกระทำน้อยกว่าหน่วยแรงครากมีพฤติกรรมแบบอีลาสติก แต่ถ้าหน่วยแรงกระทำเกินจะสามารถอธิบายพฤติกรรมของดินแบบ Maxwell Model ดังภาพผนวกที่ ข6(ฉ) ความสัมพันธ์ของหน่วยแรง ความเครียด และเวลา เขียนได้ดังสมการผนวกที่ ข37 ถึง ข39

$$\sigma = \sigma_{\text{Spring}} = \sigma_{\text{Dashpot}} + \sigma_{\text{Slider}} \tag{ข37}$$

$$\epsilon = \epsilon_{\text{Spring}} + (\epsilon_{\text{Dashpot}} \text{ or } \epsilon_{\text{Slider}}) \tag{ข38}$$

$$\epsilon = (\sigma_0 / E) + (\sigma_0 - \sigma_y) t / \eta \quad , \quad \sigma_0 = \text{const} \tag{ข39}$$

4. สัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดิน (Coefficient of Subgrade Reaction)

แบบจำลองของดินเชิงกลที่มีตั้งแต่หนึ่งตัวแปรขึ้นไป ซึ่งตัวแปรแต่ละตัวมีความยุ่งยากและซับซ้อนในการประมาณค่า ทำให้แบบจำลองต่างๆจึงไม่ได้รับความนิยมในหมู่วิศวกรออกแบบ แต่วิธีการ Winkler (1867) ถึงแม้จะผ่านมา 100 กว่าปีก็ยังเป็นวิธีการที่นิยมมากที่สุด ในหมู่วิศวกรออกแบบ Timoshenko and Langer (1932) กล่าวว่าสมมติฐาน Winkler แม้จะมีข้อบกพร่องแต่สามารถให้ผลลัพธ์ที่เป็นประโยชน์ในการศึกษาพฤติกรรมของคานที่มีความยืดหยุ่นมาก ดังนั้นการพิจารณาในที่นี้จึงมุ่งเน้นไปที่แบบจำลอง Winkler ที่มีหนึ่งตัวแปร หรือ แบบจำลองสปริงเชิงเส้น

สัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดิน (Coefficient of Subgrade Reaction; k_s) หรือเรียกอีกชื่อว่า โมดูลัสต้านทานแรงกดของชั้นดิน (Modulus of Subgrade Reaction / Subgrade Modulus) นิยามจากความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงด้านของชั้นดินได้ฐานราก (p) และการทรุดตัวของชั้นดิน (w) โดยชั้นดินมีคุณสมบัติเป็นอิลาสติก มีหน่วยเป็นเป็นแรงต่อพื้นที่ต่อระยะการทรุดตัว สามารถเขียนได้ดังสมการผนวกที่ ข40

$$k_s = p / w \quad (\text{ข40})$$

Terzaghi (1955) อธิบายว่าเริ่มแรกแนวความคิดปฏิสัมพันธ์ของดินกับรากฐานถูกนำมาใช้วิเคราะห์ปัญหาแผ่นพื้นแข็งแกร่ง แต่ต่อมารวมการคำนวณหน่วยแรงในฐานรากยึดหยุ่นเข้าในทฤษฎี และตั้งแต่ปี 1920 มีการนำทฤษฎีแรงด้านของชั้นดินมาคำนวณหาหน่วยแรงในเสาเข็มและ Sheet Pile โดยใช้แรงในแนวราบกระทำด้านบนผิวดิน และใช้อัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงกระทำที่ผิวและการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม คือ ค่าสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดินในแนวราบ (k_h)

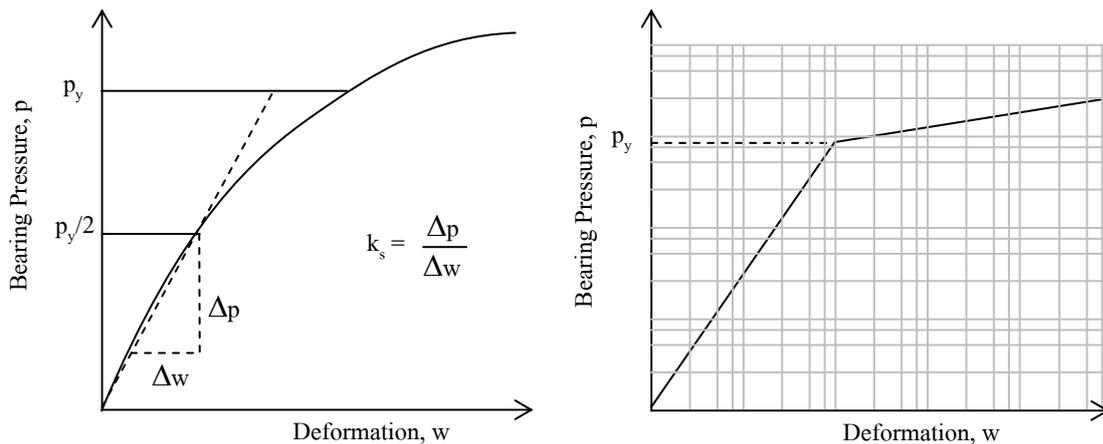
Terzaghi (1955), Bowles (1988) และ Coduto (2001) ไม่จัดให้ค่าสัมประสิทธิ์ k_s เป็นคุณสมบัติพื้นฐานของดินเนื่องจากข้อมูลได้จากผลการตรวจวัดการทรุดตัว และได้รับอิทธิพลจากปัจจัยอื่นๆ เช่น ขนาดของฐานราก, ความลึกของฐานราก, รูปแบบของน้ำหนักกระทำ, ตำแหน่งบนฐานราก และเวลา ในอีกด้านหนึ่งนักวิจัยบางกลุ่มเสนอการหาค่าสัมประสิทธิ์ k_s จากค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (E_s) แทนค่าประมาณจากผลการทดสอบ Plate Bearing เพื่อนำไปประยุกต์ใช้งานต่างๆ ดังนั้นผู้วิจัยแบ่งวิธีการคำนวณหาค่า k_s เฉพาะในแนวตั้งสำหรับงานออกแบบได้เป็น 2 กลุ่ม คือ (1) พามิเตอร์ k_s สำหรับงานออกแบบฐานรากตื้น และ (2) พามิเตอร์ k_s สำหรับงานออกแบบฐานรากลึก ซึ่งรายละเอียดการหาค่า k_s ของทั้งสองกลุ่ม สรุปได้ดังนี้

4.1 พามิเตอร์ k_s สำหรับงานออกแบบฐานรากตื้น

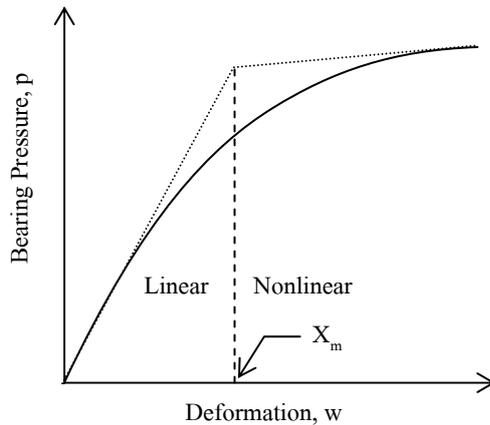
4.1.1 ผลการทดสอบ Plate Bearing

NAVFAC DM-7.1 (1982) แนะนำผลทดสอบ Plate Bearing มาคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ k_s โดยหาจุดครากของหน่วยแรงจากการพล็อตกราฟ log ของหน่วยแรงกับค่าทรุดตัว ดังภาพผนวกที่ ข7 และเลือกค่าอยู่สถานะใช้งาน ซึ่งพิจารณาที่ครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงครากและลากเส้นความชันของ Secant Modulus ในการหาค่าสัมประสิทธิ์ k_s

Bowles (1988) แนะนำให้ค่าสัมประสิทธิ์ k_s คงที่จนถึงค่าการทรุดตัวสูงสุด (X_m) หลังจากนั้นค่าหน่วยแรงต้านของชั้นดินใต้ฐานรากจะมีค่าคงที่ แสดงดังภาพผนวกที่ ข8 โดยค่าการทรุดตัวสูงสุด (X_m) เป็นจุดสมมติแบ่งพฤติกรรมระหว่างอิลาสติกเชิงเส้นกับไม่เชิงเส้น ซึ่งใช้ค่าในช่วง 12-25 มิลลิเมตร หรือจากจุดตัดกราฟ หรือใช้ค่า Peak Strain (ϵ_{max}) ของการทดสอบ Triaxial Compression ในการประมาณ X_m มีค่าเท่ากับ ϵ_{max} (1.5-2.0 เท่าของความกว้างฐานราก)



ภาพผนวกที่ ข7 NAVFAC DM-7.1 (1982) แนะนำวิธีการหาค่าสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดิน



ภาพผนวกที่ ข8 Bowles (1988) แนะนำวิธีการหาค่าสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดิน

Terzaghi (1955) แนะนำค่าปรับแก้สัมประสิทธิ์ k_s จากผลของอิทธิพลต่างๆของฐานรากที่ทำให้ค่าสัมประสิทธิ์เปลี่ยนแปลง ดังนี้

สำหรับอิทธิพลความกว้างของฐานรากที่มีขนาดกว้างกว่าแผ่นเหล็กทดสอบขนาด 0.305x0.305 เมตร ทำให้ค่าลดลง จึงเสนอค่าปรับแก้อิทธิพลความกว้างของฐานราก (F_B) ดังสมการผนวกที่ ข41 และ ข42

สำหรับดินเหนียว
$$F_B = \frac{0.305}{B} \tag{ข41}$$

สำหรับดินทราย
$$F_B = \left(\frac{0.305 + B}{2B} \right)^2 \tag{ข42}$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีอิทธิพลรูปร่างของฐานรากทำให้ค่าลดลง จึงเสนอค่าปรับแก้อิทธิพลรูปร่างของฐานราก (F_s) ดังสมการผนวกที่ ข43 ในกรณีที่ฐานรากมีความยาวอนันต์ค่าสัมประสิทธิ์จะลดลง 2 ใน 3 ของผลทดสอบแผ่นเหล็กขนาด 0.305x0.305 เมตร คือ $F_s = 0.67$

$$F_s = \frac{B + 2L}{3L} \tag{ข43}$$

และสำหรับอิทธิพลความลึกของฐานรากพิจารณาผลกระทบเฉพาะดินทรายโดยเสนอค่าปรับแก้อิทธิพลความลึกของฐานราก (F_D) ดังสมการผนวกที่ ข44 แต่ต้องมีค่าสูงสุดเท่ากับสอง

สำหรับดินทราย
$$F_D = 1 + \frac{2D}{B} \tag{ข44}$$

เมื่อ B, L = ความกว้างและความยาวของฐานราก
 D = ระดับความลึกของฐานรากจากผิวดิน

ดังนั้นปรับแก้สัมประสิทธิ์ k_s โดยรวมอิทธิพลความกว้างของฐานราก อิทธิพลรูปร่างของฐานราก และอิทธิพลความลึกของฐานราก เขียนได้ดังสมการผนวกที่ ข45 เมื่อ k_1 = ค่าสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดินจากผลการทดสอบ Plate Bearing ขนาด 0.305 x 0.305 เมตร

$$k_s = k_1 \cdot F_B \cdot F_S \cdot F_D \tag{ข45}$$

4.1.2 ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

Recordon (1957) และ Nielson et al. (1969) เสนอผลการทดสอบ Consolidation ประมาณค่าสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของดินรวมผลการอัดตัวคายน้ำ (k_{s+c}) เนื่องจากการทดสอบ Plate Bearing ไม่สามารถอธิบายผลกระทบของการอัดตัวคายน้ำของดิน ดังนั้นจึงคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ k_{s+c} ได้ดังสมการผนวกที่ ข46 โดย $(\sigma_2 - \sigma_1)$ คือการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรง, $(e_1 - e_2)$ คือปริมาณของอัตราส่วนช่องว่างในมวลดินลดลงตามหน่วยแรงกระทำ, $e_m = (e_1 + e_2)/2$ คือ ค่าอัตราส่วนช่องว่างในมวลดินเฉลี่ย และ h_0 คือ ความหนาของดินตัวอย่าง

$$k_{s+c} = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{[(e_1 - e_2)/(1 + e_m)]h_0} \tag{ข46}$$

4.1.3 ความสัมพันธ์เชิงประจักษ์และกึ่งเชิงประจักษ์

Terzaghi (1955) และ Bowles (1988) แนะนำค่าสัมประสิทธิ์ k_s ในตารางผนวกที่ ข2 และ ข3 ตามลำดับ สำหรับดินทราย ค่าสัมประสิทธิ์เทียบกับความหนาแน่นของทรายอ้างอิงจากผลการทดสอบ Standard Penetration สำหรับดินเหนียวอัดตัวแน่น ค่าสัมประสิทธิ์เทียบกับ Unconfined Compressive Strength (q_u)

NAVFAC DM-7.1 (1982) การคำนวณค่าการทรุดตัวทันทีที่ทันใจของดินทรายขึ้นอยู่กับความกว้างและความลึกของฐานราก, ระดับน้ำใต้ดิน และค่าสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดินในแนวดิ่ง ดังนั้นแนะนำภาพผนวกที่ ข9 ใช้ในการประมาณค่าสัมประสิทธิ์ k_s เพื่อใช้สำหรับการคำนวณค่าการทรุดตัวทันทีที่ทันใจของดินทราย

Nascimento and Simoes (1957) เสนอความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ k_s มีค่าเป็น 10 เท่าของ California Bearing Ratio (CBR) จากการทดสอบ CBR ที่ค่าระยะยุบตัว 2.54 มิลลิเมตร (0.1 นิ้ว)

Moayed & Naeimi (2006) กล่าวว่า งานวิเคราะห์โครงสร้างฐานราก, ฐานรากแพ และฐานรากเสาเข็ม นิยมใช้ค่าสัมประสิทธิ์ k_s อย่างกว้างขวาง และการทดสอบ Standard Penetration ก็เป็นที่นิยมมากเช่นกัน ดังนั้นจึงสร้างความสัมพันธ์ของ $(N_1)_{60}$ กับ ค่าสัมประสิทธิ์ k_s ในการทดสอบ Plate Bearing ของดินทราย และหาความสัมพันธ์ได้ดังภาพผนวกที่ ข10 และเขียนในรูปแบบสมการ ดัง สมการผนวกที่ ข47

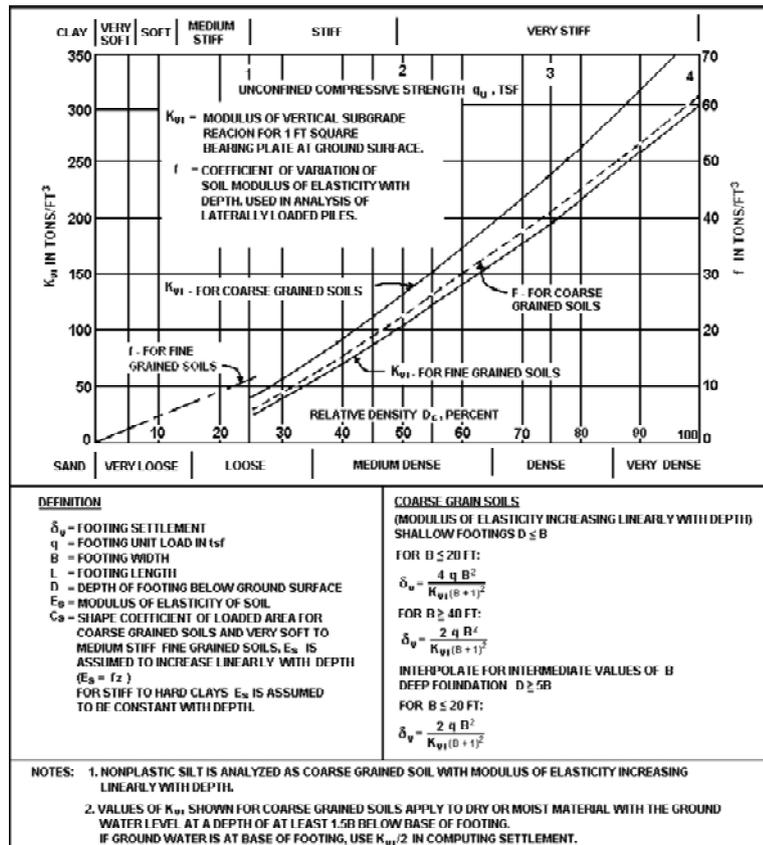
$$k_s = 30.833(N_1)_{60}^{0.489} \tag{ข47}$$

ตารางผนวกที่ ข2 Terzaghi (1955) นำเสนอค่าสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดินชนิดต่างๆ

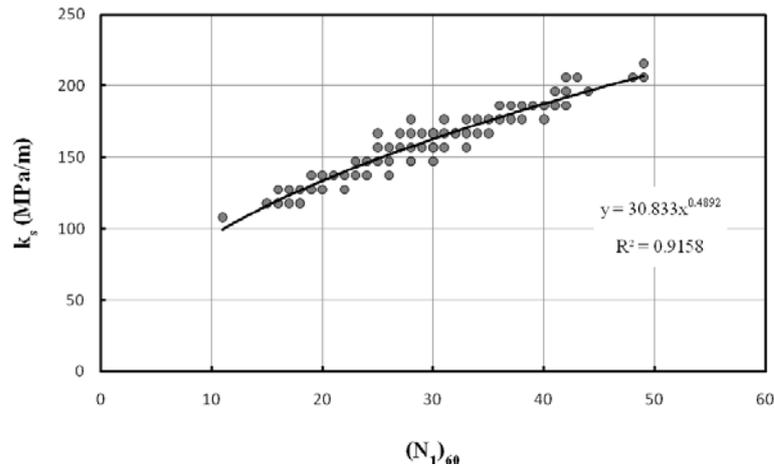
Sands			
Type	Loose (kPa/m)	Medium (kPa/m)	Dense (kPa/m)
Dry or moist sand	12,500	41,000	157,000
Submerged sand	7,800	25,000	94,000
Clays (kPa/m)			
Consistency of clay	Stiff ($q_u = 100-200$ kPa)	Very stiff ($q_u = 200-400$ kPa)	Hard ($q_u > 400$ kPa)
Range	15,500 – 31,000	31,000 – 62,000	> 62,000
Proposed	23,500	47,000	94,000

ตารางผนวกที่ ข3 Bowles (1988) นำเสนอค่าสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดินชนิดต่างๆ

Soil Type	k (kPa/m)
Loose Sands	4,800 ถึง 16,000
Medium Dense Sands	9,600 ถึง 80,000
Dense Sands	64,000 ถึง 128,000
Clayey Medium Dense Sands	32,000 ถึง 80,000
Silt Medium Dense Sands	24,000 ถึง 48,000
Clayey Soils	
$q_u \leq 200$ kPa	12,000 ถึง 24,000
$200 < q_u \leq 400$ kPa	24,000 ถึง 48,000
$q_u \geq 400$ kPa	มากกว่า 48,000



ภาพผนวกที่ ข9 สัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของดินทราย (NAVFAC, 1982)



ภาพผนวกที่ ข10 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของดินเม็ดหยาบ กับ $(N_1)_{60}$ -SPT (Moayed & Naeini, 2006)

4.1.4 ความสัมพันธ์เชิงทฤษฎีอิลาสติก

ตั้งแต่อดีตนักวิจัยจำนวนมากศึกษาสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดินเพื่อตอบปัญหาของปฏิสัมพันธ์ของดินกับรากฐาน แต่ในที่นี้จะนำมากล่าวเฉพาะที่มีการใช้งานอยู่ในปัจจุบัน ดังเช่น Boussinesq (1885), Biot (1937), Vesic (1961), Kerr (1985) และ Horvath (1983, 2002, 2011)

Boussinesq (1885) วิเคราะห์หาผลเฉลยของการทรุดตัวที่ผิวเนื่องจากแรงแนวตั้งกระจายสม่ำเสมอกระทำบนพื้นที่วงกลมของแกนสมมาตร และนำไปแก้ปัญหาแผ่นกลมที่แข็งเกร็งที่ถูกกระทำภายใต้แรงในแนวตั้งกระทำเป็นจุดที่ศูนย์กลาง และเสนอค่าสัมประสิทธิ์ k_s ดังสมการผนวกที่ ข48

$$k_s = \frac{4G_s R_f}{(1-\nu_s)} \cdot \frac{1}{\pi R_f^2} \tag{ข48}$$

Biot (1937) คำนวณหาโมเมนต์สูงสุดของคานยาวอนันต์ ซึ่งคานวางบนดินที่เป็นวัสดุยืดหยุ่นต่อเนื่อง และนำมาเทียบค่าโมเมนต์สูงสุดของแบบจำลอง Winkler จึงได้สมการค่าสัมประสิทธิ์ k_s และดำเนินการปรับปรุงสมการคงเหลือรูปแบบสมการในปัจจุบันดังสมการผนวกที่ ข49

$$k_s = \frac{0.95E_s}{B_f(1-\nu_s^2)} \left[\frac{B_f^4 E_s}{(1-\nu_s^2) E_f I_f} \right]^{0.108} \tag{ข49}$$

Vesic (1961) พัฒนาค่าสัมประสิทธิ์ k_s โดยให้ค่าโมเมนต์ การโก่งตัวสูงสุดของคานยาวอนันต์วางบนดินที่เป็นวัสดุยืดหยุ่นต่อเนื่องที่สอดคล้อง เท่ากับผลของคานในแบบจำลอง Winkler จึงได้สมการค่าสัมประสิทธิ์ k_s ดังสมการผนวกที่ ข50

$$k_s = \frac{0.65E_s}{B_f(1-\nu_s^2)} \left[\frac{B_f^4 E_s}{E_f I_f} \right]^{1/12} \tag{ข50}$$

Selvadural (1979) การคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ k_s ของสมการ Vesic (1961) สำหรับคานยาว ($L_f / B_f > 10$) สามารถพิจารณาเฉพาะเทอมแรกของสมการ เนื่องจากค่าเทอมหลังมีค่าเข้าใกล้หนึ่ง จึงเขียนใหม่ได้ดังสมการผนวกที่ ข51

$$k_s = \frac{0.65E_s}{B_f(1-\nu_s^2)} \tag{ข51}$$

Bowles (1988) ลดรูปสมการของ Vesic (1961) คงเหลือดังสมการผนวกที่ ข52 เนื่องจากการนำไปใช้งานส่วนใหญ่ นิยมค่าของเทอม $0.65(B^4 E_s / E_f I_f)^{1/12}$ มีค่าเข้าใกล้หนึ่ง จึงทำการลดรูปแบบสมการ

$$k_s = \frac{E_s}{B_f(1-\nu_s^2)} \tag{ข52}$$

Kerr (1985) และ Horvath (1983, 2002, 2011) พิจารณาคานแข็งเกร็ง รับแรงกระทำแบบกระจายลงบนคาน ซึ่งคานวางบนชั้นดินที่เป็นวัสดุยืดหยุ่นเนื้อเดียวกัน และสมมติให้พิจารณาเฉพาะหน่วยแรงและการเคลื่อนตัวในแนวตั้งเท่านั้น เขียนสมการได้ดังสมการผนวกที่ ข53

$$k_s = \frac{E_s}{H_s} \tag{ข53}$$

สมการที่ผ่านมาข้างต้น ไม่ได้พิจารณาถึงผลการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคานน้ำมารวม ดังนั้น Bowles (1988) และ Chowdhury & Dasgupta (2009) แนะนำให้รวมกับค่าสัมประสิทธิ์ k_s จึงเขียนสมการใหม่ได้ดัง สมการผนวกที่ ข54

$$k_{s+c} = \frac{k_s \cdot \Delta H_c}{\Delta H_c + \Delta H_c} \quad (ข54)$$

กฤษณ์ (2552), บารเมศ และคณะ (2553) ได้เสนอการประยุกต์ใช้หลักการ Tangent Modulus ของ Janbu (1963) ร่วมกับผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) เพื่อหาความสัมพันธ์ของค่าสัมประสิทธิ์ k_s ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้ดังสมการผนวกที่ ข55 และ ข56

$$k_{s+c} = \frac{M_s}{H_s} \quad (ข55)$$

และ

$$M_s = \frac{1}{m_v} = \frac{(1+e_o) \sigma'_{va}}{0.435 C_c} \quad (ข56)$$

กำหนดให้	k_s	คือ	สัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของดิน (MPa/m)
	k_{s+c}	คือ	สัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของดินรวมผลการอัดตัวคายน้ำ (MPa/m)
	ΔH_c	คือ	ค่าการทรุดตัวทันทีทันใด
	ΔH_c	คือ	ค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ
	E_s, E_f	คือ	โมดูลัสยืดหยุ่นของดินและฐานราก (MPa)
	M_s	คือ	โมดูลัสยืดหยุ่นของดินที่ควบคุมการขยายตัวทางด้านข้าง (MPa)
	G_s	คือ	โมดูลัสเฉือนของดิน มีค่าเท่ากับ $E_s / 2(1+\nu_s)$
	ν_s	คือ	อัตราส่วนปัวซองของดิน
	m_v	คือ	สัมประสิทธิ์การเปลี่ยนแปลงปริมาตร (1/MPa)
	e_o	คือ	อัตราส่วนของช่องว่างในมวลดินก่อนการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง
	σ'_{va}	คือ	หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งเฉลี่ย (MPa)
	C_c	คือ	Compression Index
	B_f, L_f, H_f	คือ	ความกว้าง, ความยาว และความหนาของฐานราก (m)
	R_f	คือ	รัศมีของฐานราก มีค่าเท่ากับ $(B_f L_f / \pi)^{0.5}$
	I_f	คือ	โมเมนต์ความเฉื่อยของฐานราก (m ⁴)
	H_s	คือ	ความหนาของชั้นดิน (m)

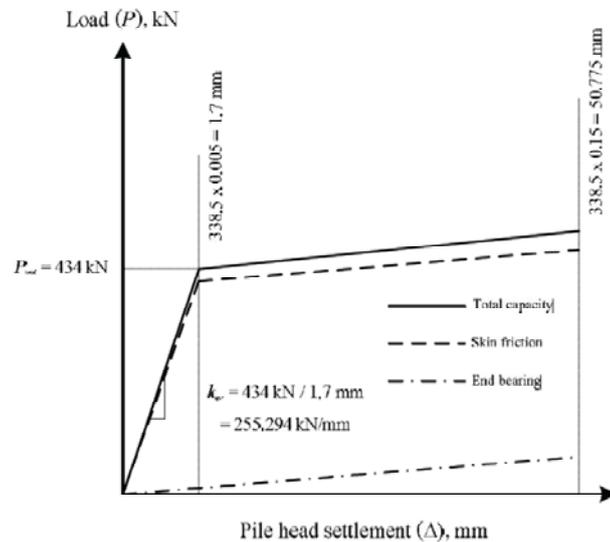
4.2 พามิเตอร์ k_s สำหรับงานออกแบบฐานรากลึก

4.2.1 ผลการทดสอบ Static Pile Load Test

Pimpasugdi (1989), สุระสิทธิ์ (2541), จิระยุทธ (2548) และ นพเก้า (2553) ศึกษาค่าสัมประสิทธิ์ k_s ในงานออกแบบฐานรากลึก หรือฐานรากเสาเข็ม เพื่อใช้ในแบบจำลองสปริง โดยใช้ผลการทดสอบ Static Pile Load Test แสดงดังภาพผนวกที่ ข11 ซึ่งนำผลของน้ำหนักกระทำกับการท่อดำมาสร้างกราฟ แล้วลากเส้นน้ำหนักบรรทุกออกแบบของเสาเข็มตัดกับเส้นกราฟผลทดสอบจะได้จุดตัดบนกราฟ แล้วลากเส้นความชันแบบ Secant Modulus จากจุดศูนย์ไปที่จุดตัดบนกราฟ ความชันที่ได้จะมีค่าเป็นสปริงคงที่ของเสาเข็ม เมื่อนำมาหารพื้นที่หน้าตัดของเสาเข็มจะได้ค่าสัมประสิทธิ์ k_s ใช้ในงานฐานรากระดับลึก

4.2.2 ความสัมพันธ์กึ่งเชิงประจักษ์

กฤษณ์ (2552), บารเมศ และคณะ (2553) ประยุกต์ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ k_{s+c} ของฐานรากกับฐานรากเสาเข็ม โดยพิจารณาการกระจายหน่วยแรงประสิทธิผลที่ 1 ใน 3 จากปลายเสาเข็มถึงความลึก 2 เท่าของความกว้างฐานรากสมมูลย์นับจากปลายเสาเข็ม แล้วคิดเช่นเดียวกับฐานรากตื้น โดยใช้สมการผนวกที่ ข55 หาค่าสัมประสิทธิ์ k_{s+c} ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ



ภาพผนวกที่ ข11 ค่าสัมประสิทธิ์สปริงแนวตั้ง (จิระยุทธ, 2548)

5. สัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดินหลายๆชั้นดิน

Bowles (1988), Mikhelson (2004) และ กฤษณ์ (2552) แนะนำสำหรับชั้นดินที่มีมากกว่าหนึ่งชั้นดิน ($i=1$ ชั้น, n ชั้น) พิจารณาสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดินเฉลี่ยดังสมการผนวกที่ ข57

$$k_{s,avg} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_{s,i}}} \quad (\text{ข57})$$

6. การวิเคราะห์โครงสร้างของคอสะพาน

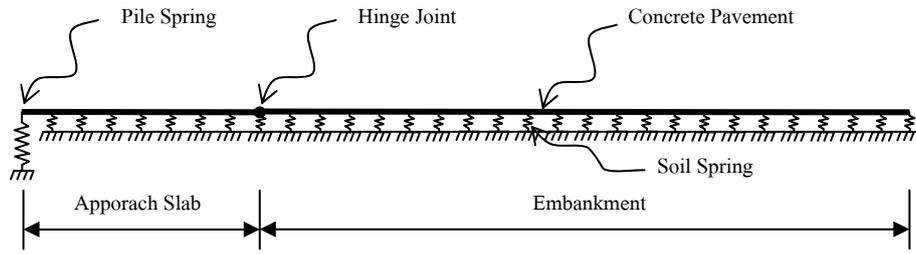
6.1 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการศึกษาทางคณิตศาสตร์

ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำของชั้นดินที่ทำการศึกษาในแต่ละระดับความลึก โดยพิจารณาค่าความลึกของชั้นดินที่มีอิทธิพลของหน่วยแรงกระจายไม่ต่ำกว่า 10 เปอร์เซ็นต์ของหน่วยแรงที่กระทำ ถูกลนำมาวิเคราะห์หาค่าพารามิเตอร์ Tangent Modulus (M_s) ตามสมการผนวกที่ ข56 หรือ ตามหลักการของ Janbu (1963) เมื่อได้ค่า M_s ของดินแต่ละชั้นแล้วทำการแปลงเป็นสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดิน (k_{s+c}) สำหรับฐานรากเสาเข็มพิจารณาตามความสัมพันธ์กึ่งเชิงประจักษ์ของพารามิเตอร์ k_{s+c} งานออกแบบฐานรากเล็ก แล้วทำการหาค่าสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดินเฉลี่ยตามสมการผนวกที่ ข57

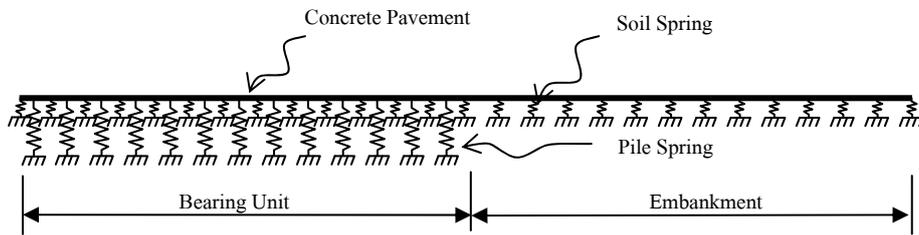
6.2 ลักษณะแบบจำลอง (Model Geometry)

ลักษณะจำลองของโครงสร้างคอสะพานแบบ Slab on Ground จะสมมุติฐานให้ Concrete Pavement เป็นเสมือนคานรองรับน้ำหนักระทำแล้วถ่ายลงบนพื้นวัสดุยืดหยุ่นคือ ดิน ซึ่งดินได้จำลองเป็นสปริงตามแบบจำลองของ Winkler และทำการแบ่งชั้นของคานให้มีขนาดเล็กๆรองรับด้วยสปริง ดังแสดงในภาพผนวกที่ ข12

ลักษณะจำลองของโครงสร้างคอสะพานแบบ Slab on Pile จะมีสมมุติฐานเพิ่มจากโครงสร้างคอสะพานแบบ Slab on Ground คือให้แผ่นพื้นคอนกรีตที่หุ้มหัวเสาเข็ม (Pile Cap) เป็นเสมือนคานรองรับน้ำหนักระทำจากดินถม แสดงลักษณะแบบจำลองในภาพผนวกที่ ข13



ภาพผนวกที่ ข12 ลักษณะจำลองของโครงสร้างคอสะพานแบบ Slab on Ground



ภาพผนวกที่ ข13 ลักษณะจำลองของโครงสร้างคอสะพานแบบ Slab on Pile

7. เอกสารอ้างอิง

- กฤษณ์ เสาเวียง. 2552. การศึกษาพฤติกรรมโครงสร้างปรับการทรุดตัวบริเวณคอสะพาน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- จิระยุทธ สืบสุข. 2548. การพัฒนาโปรแกรมออกแบบฐานราก. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.
- นพเก้า บุญเรืองขาว. 2553. ผลกระทบต่อโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่บนฐานรากที่มีการทรุดตัวไม่เท่ากัน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- บารเมศ วรรณระภูติ, อภินิต โชติสังกาศ, สรศักดิ์ เชื้อยศิริกุล, กฤษณ์ เสาเวียง, อรุณ ปรามมาก และ คมพันธ์ จินดาวัฒน์. 2553. โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างปรับการทรุดตัวบริเวณคอสะพาน. รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์. สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ.
- สุระสิทธิ์ อวารณ์. 2541. การจำลองฐานรากแบบนเสาเข็มเป็นแผ่นที่โก่งตัวได้และรองรับโดยสปริง. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยรังสิต.
- Biot, M. A. 1937. Bending of an Infinite Beam on an Elastic Foundation. **Journal of Applied Mechanics** 4: 1-7.
- Boussinesq, J. 1885. **Application des Potentials a L'Etude de L'Equilibre et due Mouvement des Solides Elastiques**. Gauthier-Villars, Paris.
- Bowles, J. E. 1988. **Foundation Analysis and Design**. 4th ed., McGraw-Hill Inc., New York, USA.
- Coduto, D. P. 2001. **Foundation Design: Principles**. 2nd ed., Prentice-Hall, USA.
- Filonenko-Borodich, M. M. 1940. **Some Approximate Theories of The Elastic Foundation**. Uchenyie ZapiskiMoskovskogo Gosudarstvennoho Universiteta Mekhanica 46: 3-18. (in Russian)
- Hetenyi, M. 1946. **Beams on Elastic Foundations**. The university of Michigan Press, Ann Arbor, Michigan, USA.
- Horvath, J. S. 1983. New Subgrade Model Applied to Mat Foundations. **Journal of Geotechnical Engineering** 109: 1567-1587.
- _____. 2002. Soil-Structure Interaction Research Project: Basic SSI Concepts and Applications Overview. **Report No. CGT-2002-2**. Department of Civil Engineering. School of Engineering. Manhattan College, Bronx, New York, USA.
-

-
- Horvath, J. S. and R. J. Colasanti. 2010. Practical Subgrade Model for Improve Soil-Structure Interaction Analysis: Software Implementation. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering** 15: 278-286.
- _____ and _____. 2011. Practical Subgrade Model for Improve Soil-Structure Interaction Analysis: Model Development. **International Journal of Geomechanics** 11.
- Janbu, N. 1963. Soil Compressibility as Determine by Oedometer and Triaxial Test : 19-25. *In* **Proceedings of the Three European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Wiesbaden.
- Kerr, A. D. 1964. Elastic and Viscoelastic Foundation Models. **Journal of Applied Mechanics** 31: 491-498.
- _____. 1985. On The Determination of Foundation Model Parameters. **Journal of Geotechnical Engineering** 111: 1334-1340.
- Liingaard, M., A. Augustesen and P. V. Lade. 2004. Characterization of Models for Time-Dependent Behavior of Soils. **International Journal of Geomechanics** 4: 157-177.
- Mikhelson, I. 2004. **Structural Engineering Formulas**. McGraw-Hill Inc., New York, USA.
- Nascimento, U. and A. Simoes. 1957. Relation Between CBR and Modulus of Strength : 166-168. *In* **The Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. London, UK.
- NAVFAC. 1982. **Soil Mechanics: Design Manual 7.01**. Department of Navy. Naval Facilities Engineering Command. Virginia, USA.
- Nielson, F. D., C. Bhandhausavee and K. S. Yeb. 1969. Determination of modulus of soil reaction from standard soil tests. **Highway Research Record** 284: 1-12.
- Pasternak, P. L. 1954. **On A New Method of Analysis of An Elastic Foundation by Means of Two Foundation Constants**. Gosudarstvennoe izdatelstro liberaturi po stroitelstvu arkhitkture, Moscow. (in Russian)
- Pimpasugdi, S. 1989. **Performance Evaluation of Bored, Driven and Auger Pressed Piles in Bangkok Subsoil**. Master's Thesis, AIT.
- Recordon, E. 1957. Determination of Soil Characteristics Necessary for Foundation Calculations on Elastic Soils : 414-418. *In* **The Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. London, UK.
-

- Reissner, E. 1958. A Note on Deflections of Plates on a Viscoelastic Foundation. ASME Translated **Journal of Applied Mechanics** 80: 144–155.
- Selvadurai, A. P. S. 1979. Elastic Analysis of Soil-Foundation Interaction. **Elsevier Scientific**. New York, USA.
- Terzaghi, K. V. 1955. Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction. **Journal of Geotechnique** 5: 297-326.
- Timoshenko, S. and F. B. Langer. 1932. Stresses in Railroad Track. **Journal of Applied Mechanics** 54: 277-302.
- Vesic, A. S. 1961. Beams on Elastic Subgrade and the Winkler's Hypothesis : 845-850. *In* **The Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Dunod, Paris.
- Vlasov, V. Z. and N. N. Leont'ev. 1966. **Beams, Plates, and Shells on Elastic Foundations**. Translated from Russian, Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem.
- Winkler, E. 1867. **Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit**. Prague, Czech.
- Ziaie-Moayed, R. and S. A. NAEINI. 2006. Evaluation of Modulus of Subgrade Reaction (K_s) in Gravely Soils Based on SPT Results : 505. *In* **The Eleventh Congress of The International Association for Engineering Geology and the Environment**. The Geological Society of London. Nottingham, UK.
-
-

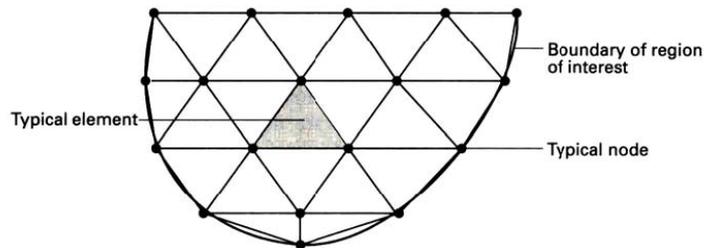
ภาคผนวก ค
การวิเคราะห์การทรุดตัวของบริเวณเชิงลาดสะพาน
โดยใช้หลักการ Finite Element Method

1. หลักการวิเคราะห์เบื้องต้น

วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) เป็นวิธีการคำนวณเชิงตัวเลขเพื่อใช้หาผลเฉลยของสมการทางคณิตศาสตร์ (Differential Equation) หลักการของวิธี FEM คือการประมาณโดยการแบ่งบริเวณของปัญหาออกเป็นขอบเขตย่อยๆ แล้วพิจารณาสมมูลของแรงในแต่ละชิ้นส่วนย่อยที่ละส่วน ซึ่งวิธี FEM จะประกอบไปด้วยขั้นตอนการคำนวณดังต่อไปนี้

1.1 สร้างและแบ่งขอบเขตของปัญหาเป็นพื้นที่เล็กๆ

พื้นที่เล็กๆนี้เรียกว่า Finite Element ดังภาพผนวกที่ ค1 ซึ่งในแต่ละเอลิเมนต์จะมีรูปร่างเป็นรูปหลายเหลี่ยมและเชื่อมต่อกันด้วยจุดมุม (Node) รูปร่างหลายเหลี่ยมที่นิยมใช้แสดงดังภาพผนวกที่ ค2



ภาพผนวกที่ ค1 การแบ่งของเขตปัญหาเป็นพื้นที่เล็กๆ (Fagan, 1992)

Linear elements	Quadratic elements	Cubic elements
1	2	3
4	5	6
7	8	9
10	11	12
13	14	15

ภาพผนวกที่ ค2 อิลิเมนต์ชนิดต่างๆที่ใช้ในการคำนวณ

สำหรับอิเลเมนต์ชนิดต่าง ๆ นั้นจะมีการเก็บค่าการเคลื่อนที่ของจุดมุมเท่านั้น และค่าการเคลื่อนที่ที่จุดมุมนี้จะใช้ในการประมาณค่าการเคลื่อนที่ภายในอิเลเมนต์ ตัวอย่างเช่น ภาพผนวกที่ ค3 สามารถเขียนสมการการเคลื่อนที่ได้ดังสมการผนวกที่ ค1



ภาพผนวกที่ ค3 การเคลื่อนที่ของจุดมุมของแต่ละอิเลเมนต์

$$u(x) = \frac{x_2 - x}{x_2 - x_1} u_1 + \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} u_2 \quad (ค1)$$

ฟังก์ชันการประมาณค่าการเคลื่อนที่ที่ตำแหน่งต่างๆ ดังสมการผนวกที่ ค1 เรียกว่า Shape Function ซึ่งหากเราทราบค่าการเคลื่อนที่เมื่อทำการอนุพันธ์ฟังก์ชันการเคลื่อนที่เทียบกับพิกัดก็จะทราบค่าความเครียดได้ตามที่กล่าวไว้ในส่วนของสมการความเครียด

การพิจารณาว่าจะเลือกใช้อิเลเมนต์รูปร่างแบบใดนั้นขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง เช่น ความสามารถในการจำลองการเคลื่อนตัวของวัสดุ การจำลองลักษณะทางเรขาคณิตของพื้นที่ปัญหา เป็นต้น โดยอิเลเมนต์ที่มีพหุนามสูงกว่าก็จะให้ความแม่นยำสูงมากกว่า อิเลเมนต์ที่นิยมในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิคสำหรับปัญหาในสองมิติใช้แบบที่ 4, 5 และ 6 ของภาพผนวกที่ ค2

1.2 สร้างเมทริกซ์ความแข็งระดับอิเลเมนต์ (Element Stiffness Matrix)

เมื่อแบ่งขอบเขตใหญ่ออกเป็นชิ้นส่วนย่อยแล้ว จะพิจารณาสมดุลของแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละชิ้นส่วน ซึ่งจะนำไปสู่สมการสมดุลของแรงชุดหนึ่ง การสร้างสมการในขั้นตอนนี้อาจจำเป็นต้องรู้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดในแต่ละวัสดุ (Constitutive Equations) เช่น วัสดุมีพฤติกรรมตามกฎของฮุก หรือวัสดุเป็นแบบอีลาสติก-พลาสติกและมีกำลังตามเกณฑ์ของมอร์-คูลอมบี้ เป็นต้น

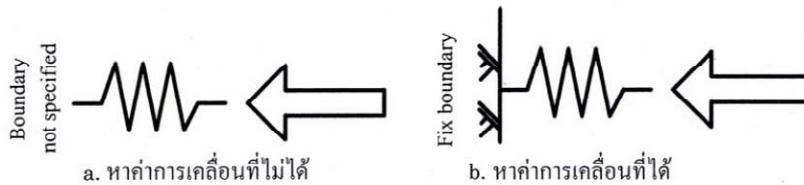
1.3 สมการสมดุลแรงของแต่ละอิเลเมนต์

เมื่อนำสมการสมดุลแรงของแต่ละอิเลเมนต์มาเขียนรวมกัน จะได้ระบบของสมการเขียนได้ดังสมการผนวกที่ ค2 โดยทั่วไปเมทริกซ์ [F] คือ เมทริกซ์ของแรงกระทำภายนอกที่มีต่อระบบปัญหา ซึ่งเป็นเมทริกซ์ที่ทราบค่าแล้ว ในขณะที่เมทริกซ์ความแข็งของระบบ [K] จะต้องคำนวณขึ้นมา และเมทริกซ์ของการเคลื่อนที่ของจุดมุมต่างๆ [U] จะเป็นเมทริกซ์ที่ไม่ทราบค่าซึ่งต้องแก้สมการหาค่าออกมา

$$[K][U] = [F] \tag{ค2}$$

1.4 การกำหนดสภาพแวดล้อมให้กับปัญหา

สำหรับตัวอย่างในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค เช่น บริเวณใดของปัญหาที่ดินไม่สามารถเคลื่อนตัว (Fixed Boundary Condition) หรือบริเวณใดที่ดินได้รับน้ำหนักกระทำ ซึ่งการกำหนดเงื่อนไขขอบเขตนี้ทำให้สามารถหาค่าผกผันของเมทริกซ์ [K] ได้ ดังแสดงตัวอย่างในภาพผนวกที่ ค4 จะเห็นว่าหากเราไม่กำหนดขอบเขตของปัญหาก็คือจะไม่สามารถหาค่าการเคลื่อนที่ของสปริงได้ เป็นต้น



ภาพผนวกที่ ค4 ความสำคัญของเงื่อนไขขอบเขตที่มีผลต่อการหาผลเฉลยของระบบสมการ

1.5 การแก้ระบบสมการ

แก้ระบบสมการเพื่อหาค่าผลเฉลยปฐมภูมิ (Primary Solution) ซึ่งค่าการเคลื่อนตัวของจุดมุมหาได้จากสมการผนวกที่ ค3

$$[U] = [K]^{-1}[F] \tag{ค3}$$

1.6 การคำนวณหาค่าหน่วยแรงและความเครียด

จากผลเฉลยปฐมภูมิ (Primary Solution) ซึ่งหน่วยแรงและความเครียดที่หาได้นี้เรียกว่าผลเฉลยทุติยภูมิ (Secondary Solution) เนื่องจากการนำความผลเฉลยอันแรกมาหาค่าผลเฉลยจากความสัมพันธ์ของสมการอื่น โดยที่ค่าเมทริกซ์ความเครียด ([E]) ที่เกิดขึ้นสามารถหาได้จากการนำเมท

ริกซ์ของการเคลื่อนที่ของจุดมุมต่างๆ ([U]) มาคูณเข้ากับเมทริกซ์สมการคอมพิวเตอร์บีบอัด ([B]) ดังแสดงในสมการผนวกที่ ค4 และสำหรับค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้น ([σ]) สามารถหาได้จากการนำค่าความเครียดที่เกิดขึ้นมาคูณกับเมทริกซ์สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและความเค้น ([C]) ดังแสดงในสมการผนวกที่ ค5 หรือเมื่อนำสมการผนวกที่ ค4 แทนลงในสมการผนวกที่ ค5 จะได้ว่าค่าหน่วยแรงสามารถหาได้จากการนำเมทริกซ์สมการคอมพิวเตอร์บีบอัดมาคูณเข้ากับเมทริกซ์สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและความเค้นและเมทริกซ์ของการเคลื่อนที่ของจุดมุมต่างๆ ดังแสดงในสมการผนวกที่ ค6

$$[ε] = [B][U] \quad (ค4)$$

$$[σ] = [C][ε] \quad (ค5)$$

$$[σ] = [C][B][U] \quad (ค6)$$

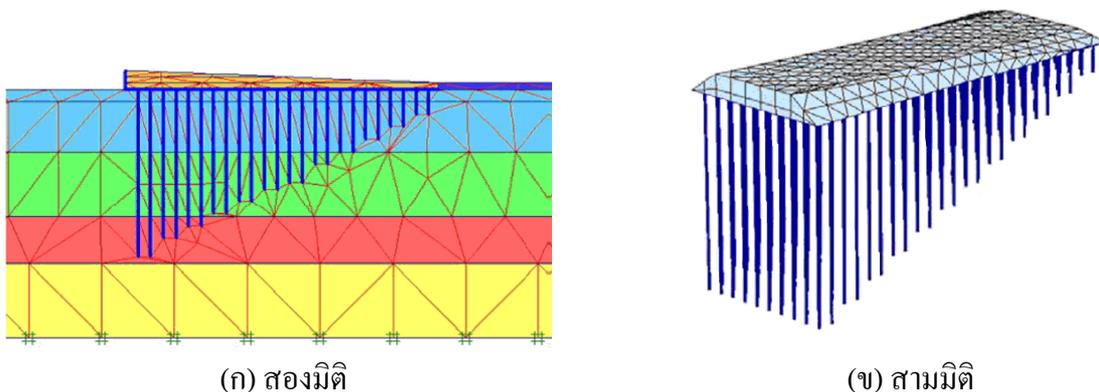
จากที่กล่าวมาข้างต้น ขั้นตอนที่สำคัญที่สุดในการคำนวณด้วยวิธี FEM คือการวิเคราะห์ผลการคำนวณว่ามีแนวโน้มความเป็นไปได้หรือมีความน่าเชื่อถือมากเพียงใด เนื่องจาก FEM เป็นเพียงเทคนิคในการแก้ปัญหาสมการคณิตศาสตร์ชนิดหนึ่งเท่านั้น ถ้าแบบจำลองพฤติกรรมของดินที่ใช้มีความไม่ถูกต้องหรือมีการจำลองสภาพปัญหาที่ไม่ถูกต้อง ผลทางตัวเลขที่ได้จากวิธีนี้ก็ไม่มี ความหมายแต่อย่างใด

2. โปรแกรมเชิงพาณิชย์สำหรับงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค

การคำนวณด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์มีความจำเป็นต้องใช้คอมพิวเตอร์ช่วยประมวลผล และโปรแกรมสำเร็จรูปสำหรับการจัดการที่สะดวกและรวดเร็ว ซึ่งโปรแกรมประเภทนี้ส่วนใหญ่ถูกสร้างขึ้นเพื่อการคำนวณที่นี้จะกล่าวถึงงานวิจัยที่นำโปรแกรมสำเร็จรูปมาใช้วิเคราะห์การทรุดตัวของคอสะพาน อาทิเช่น

อรรถสิทธิ์ และคณะ (2550) เลือกโปรแกรม PLAXIS 2D ช่วยศึกษาพฤติภาพการทรุดตัวของคันทางคอสะพานบนโครงสร้างเสาเข็มไล่ระดับความยาวในพื้นที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง จำนวน 5 คอสะพานซึ่งผลการวิเคราะห์ทั้ง 5 คอสะพาน พบว่าผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบกันกับค่าที่ได้จากการตรวจวัดอุปกรณ์ธรณีเทคนิคที่ได้ทำการติดตั้งนั้น ให้ค่าที่ดีในคอสะพานโครงการก่อสร้างทางหลวงหมายเลข 3268 บางพลี-บางบ่อ (เทพารักษ์) กม.17+520 และอีก 4 คอสะพานให้ค่าที่แตกต่างกันกับค่าที่ได้จากการตรวจวัดฯ

ชนกร และคณะ (2553) เลือกโปรแกรม PLAXIS 2D, 3D Foundation วิเคราะห์โครงสร้างเสาเข็มไล่ระดับความยาวเพื่อรองรับคอสะพานทั้งห้าโครงการของกรมทางหลวง โดยมีการวิเคราะห์ในระบบสามมิติและสองมิติ ผลการวิเคราะห์พบว่าค่าการทรุดตัวของโครงสร้างที่ได้จากการวิเคราะห์ในระบบสองมิติจะมีค่ามากกว่าผลที่ได้จากการวิเคราะห์ในระบบสามมิติเล็กน้อยเมื่อเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่ทำนายกับที่ตรวจวัดในสนาม ภาพผนวกที่ ค5 แสดง Finite Element Mesh ในรูปสองและสามมิติที่ใช้เป็นแบบจำลองของ Bearing Unit และ Embedded Pile ในโปรแกรม PLAXIS 2D, 3D Foundation



ภาพผนวกที่ ค5 แบบจำลองการวิเคราะห์โครงสร้างคอสะพานด้วยโปรแกรม Plaxis

(ชนกร และคณะ, 2553)

3. การวิเคราะห์การทรุดตัวของบริเวณคอสะพานโดยไฟไนต์เอลิเมนต์

การวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวของคันทางบริเวณคอสะพานสามารถทำได้หลายวิธี ซึ่งวิธีการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นวิธีหนึ่งที่เป็นที่นิยมมากในปัจจุบัน เนื่องจากมีความสะดวกรวดเร็ว มีความยืดหยุ่นสูงทำให้สามารถจำลองการวิเคราะห์ตามกระบวนการและขั้นตอนการก่อสร้างได้ ในงานวิจัยนี้ได้ใช้โปรแกรม Plaxis 2D ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของคันทางคอสะพาน โดยมีสมมติฐานการวิเคราะห์เป็นแบบ Plane Strain และเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดทางธรณีเทคนิค โดยทำการศึกษาคอสะพานที่ก่อสร้างแบบ Slab on Ground และแบบ Slab on Pile

3.1 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการศึกษาทางคณิตศาสตร์

พารามิเตอร์ในแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษาได้มาจากผลการเจาะสำรวจชั้นดินของแต่ละคอสะพาน โดยวัสดุคานคันทันทางและดินถมบนโครงสร้างคอสะพาน (Bearing Unit) ได้มาจากการศึกษาวิจัยพฤติภาพการทรุดตัวของคันทางคอสะพาน บนโครงสร้างเสาเข็มไต้ระดับความยาวในพื้นที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง ด้วยวิธีการทางคณิตศาสตร์เชิงตัวเลข

ในแบบจำลอง Mohr Colomb Model ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (E_s) เป็นค่าพารามิเตอร์หนึ่งที่ใช้ในการวิเคราะห์ซึ่งเป็นอัตราส่วนกับค่า s_u ($E_s = \alpha \cdot s_u$) Balasubramanian and Brener (1981) ได้นำเสนอค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดินเหนียวว่าอยู่ในช่วง $E_u = 200-500 s_u$ และในดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) Bergado et al. (1990) ได้นำเสนอว่ามีค่าในช่วง $E_u = 180-350 s_u$ และค่าพารามิเตอร์ในชั้นดิน Weathered Crust ได้จากข้อมูลการศึกษาของ Bergado et al. (2003) ดังนั้นพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณจะใช้ความสัมพันธ์เชิงประจักษ์ (Empirical Relation) กับผลการทดสอบในสนามเดียวกันทั้งหมดเพื่อสามารถนำความสัมพันธ์ดังกล่าวไปใช้ในการทำนายพฤติกรรมของคอสะพานได้ในอนาคต ซึ่งสรุปค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ได้ดังตารางผนวกที่ ค1, ค2 และ ค3

3.2 การแปลงค่าหน้าตัดของเสาเข็ม

ในการวิเคราะห์คันทางคอสะพานนี้ใช้โปรแกรมทาง Finite element แบบ 2 มิติ โดยวิเคราะห์เป็นแบบ Plain strain แต่ในความเป็นจริงเสาเข็มมีระยะห่างกันและมีดินแทรกอยู่ตรงกลางระหว่างเสาเข็มแสดงดังภาพผนวกที่ ค6 ดังนั้นจึงใช้สมการผนวกที่ ค7 สำหรับแปลงหน้าตัดของเสาเข็มเพื่อให้สอดคล้องกับพฤติกรรมแบบ 3 มิติ

$$E_{total} = \frac{(EA)_{pile} + (EA)_{soil}}{A_{total}} \quad (ค7)$$

3.3 ลักษณะแบบจำลอง (Model Geometry)

ในการสร้างแบบจำลองคันทงคอสะพานในงานวิจัยนี้ ได้ใช้โปรแกรมทาง Finite Element ในการวิเคราะห์ ในการจำลองการวิเคราะห์โครงสร้างคอสะพานแบบ Slab on Ground และแบบ Slab on Pile แสดงได้ดัง ภาพผนวกที่ ค7 และ ค8 ซึ่งลักษณะของแบบจำลองใช้ข้อมูลโครงการก่อสร้างสะพานข้ามคลองสองบนถนนกรุงเทพกรีฑา-ร่มเกล้า และโครงการก่อสร้างสะพานข้ามคลองบางตะไนยบนทางหลวงพิเศษหมายเลข 345 ตามลำดับ

3.4 ขั้นตอนการก่อสร้างในการวิเคราะห์ (Stage of Construction)

การจำลองขั้นตอนการก่อสร้างในโปรแกรมได้แบ่งออกเป็น 2 ขั้นตอนหลัก คือ ช่วงระยะเวลาระหว่างการก่อสร้างและช่วงระยะเวลาหลังการก่อสร้างเสร็จ การวิเคราะห์ในขั้นตอนการถมดิน (Fill Material) ก่อนที่จะก่อสร้างโครงสร้างคันทงคอสะพานได้ Reset ค่าการทรุดตัวให้เท่ากับศูนย์ และในช่วงระยะเวลาหลังการก่อสร้างเสร็จ ซึ่งแสดงขั้นตอนการก่อสร้างในการวิเคราะห์โครงการก่อสร้างสะพานข้ามคลองสองบนถนนกรุงเทพกรีฑา-ร่มเกล้า และโครงการก่อสร้างสะพานข้ามคลองบางตะไนยบนทางหลวงพิเศษหมายเลข 345 ดังแสดงในภาพผนวกที่ ค9 และ ค10 ตามลำดับ

ตารางผนวกที่ ค1 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองในทุกกรณีศึกษา

Material Set			Density		Permeability		Stiffness		Strength	
Identification	Material	Type	γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x	k_y	E_s	V_s	c'	ϕ'
	Model ^a		(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m/Day)	(m/Day)	(kPa)		(kPa)	(Deg)
Weathered crust	MC	Drained	16	16.5	0.002	0.001	2,500	0.25	50	5
Fill Material	MC	Drained	19	20	0.864	0.864	40,000	0.3	0.01	35
Soft Clay	MC	Undrained	vary	vary	0.0005	0.0005	100 s_u	0.3	UC	0.01
Medium Clay	MC	Undrained	vary	vary	0.0004	0.0004	200 s_u	0.3	SPT	0.01
Stiff Clay	MC	Undrained	vary	vary	0.0003	0.0003	300 s_u	0.3	SPT	0.01
Dense Sand	MC	Drained	vary	vary	0.0016	0.0016	60,000	0.25	0.01	38
Fill Mat. on Bearing Unit	MC	Drained	18	19	0.864	0.864	40,000	0.25	0.01	35
Fill Mat. on Embankment	MC	Drained	19	20	0.864	0.864	40,000	0.25	0.01	35

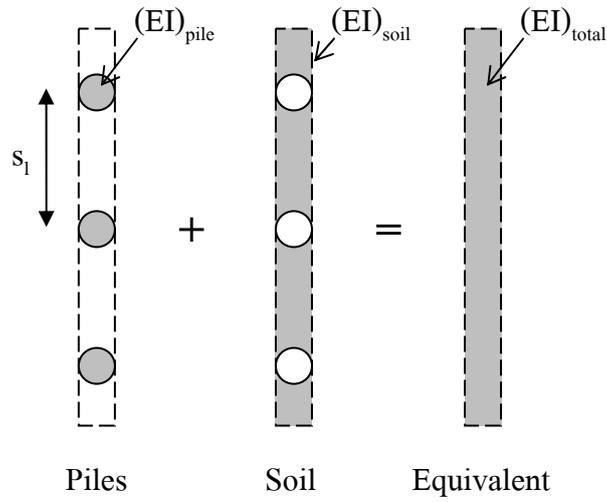
ตารางผนวกที่ ค2 Stiffness Properties สำหรับเสาเข็ม

Slab Type	Cross Section (m)	f'_c (ksc)	E (kPa)	A (m ²)	EA (kN)	EI (kN.m ²)	L_{spacing} (m)
Square Pile	0.26 x 0.26	350	28,455,304	0.0676	1,923,578	10,836	2
Square Pile	0.22 x 0.22	350	28,455,304	0.0484	1,377,237	5,555	2

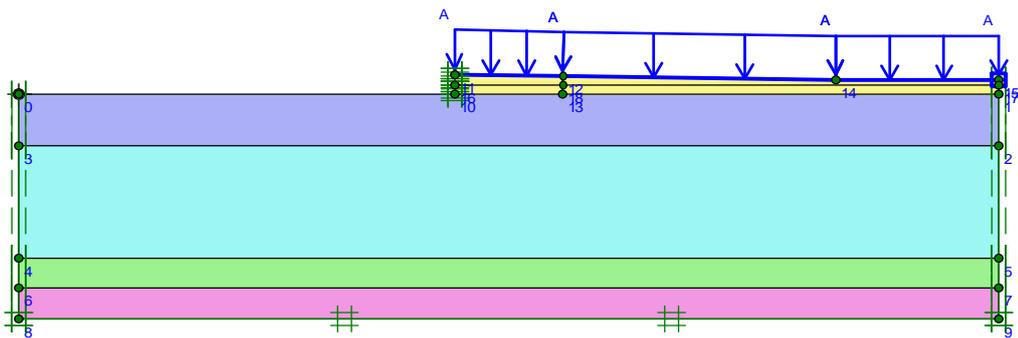
ตารางผนวกที่ ค3 Stiffness Properties สำหรับ Slab

Type	Axial Stiffness, EA (kN/m)	EI (kN.m ² /m)	Weight (kN/m)	Poisson's Ratio
Slab on ground	8,536,591	64,024	7.2	0.15
Slab on pile	6,544,720	28,851	5.52	0.15

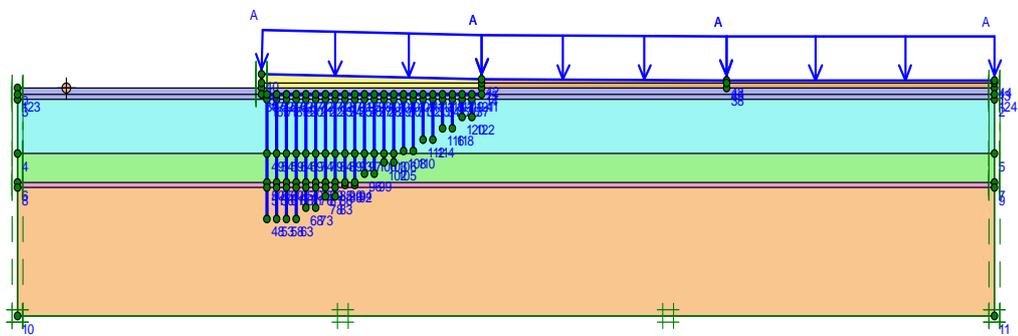
โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างปรับการทรุดตัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)



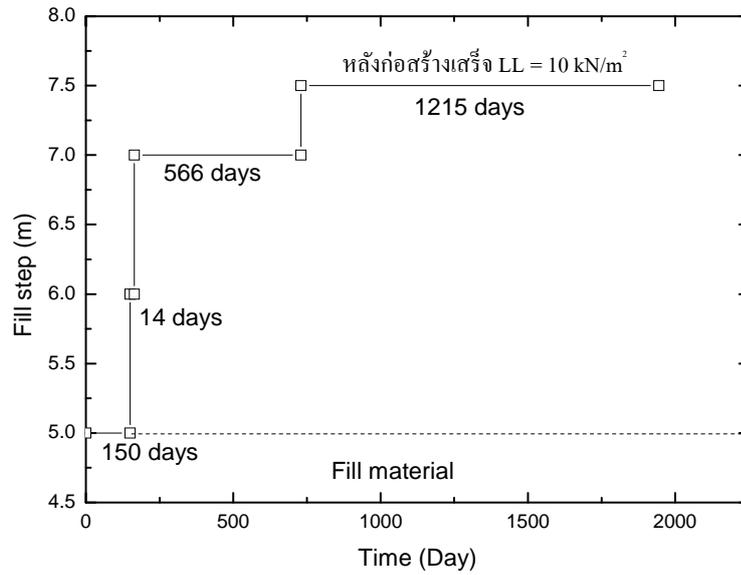
ภาพผนวกที่ ค6 การแปลงค่าหน้าตัดของเสาเข็ม



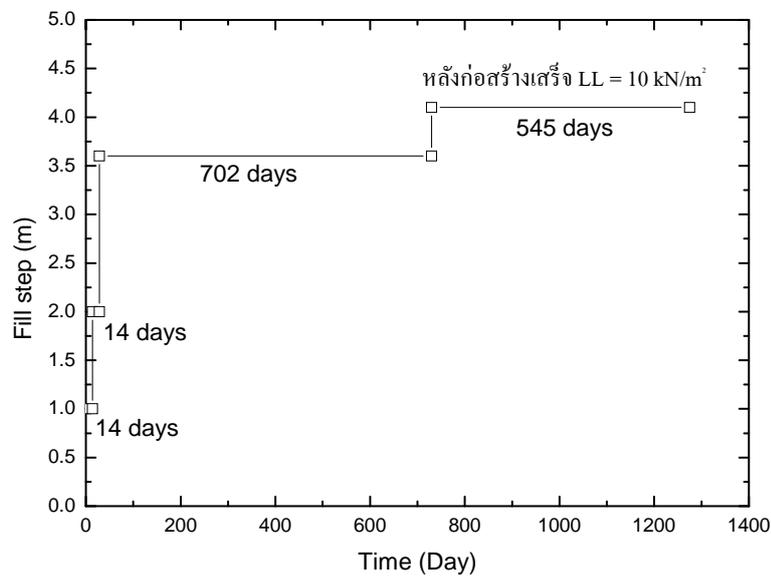
ภาพผนวกที่ ค7 ลักษณะแบบจำลองของการวิเคราะห์โครงสร้างคอสะพานแบบ Slab on Ground



ภาพผนวกที่ ค8 ลักษณะแบบจำลองของการวิเคราะห์โครงสร้างคอสะพานแบบ Slab on Pile



ภาพผนวกที่ ค9 ขั้นตอนของโครงการก่อสร้างสะพานข้ามคลองสอง



ภาพผนวกที่ ค10 ขั้นตอนของโครงการก่อสร้างสะพานข้ามคลองบางตะไนย

4. เอกสารอ้างอิง

ฉัตรกร จิตรณรงค์, สมโพธิ อยู่ไวก และ พรเกษม จงประดิษฐ์. 2553. การวิเคราะห์การทรุดตัวของคันทางคอสะพานบนโครงสร้างเสาเข็มไต้ระดับความยาวด้วยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์. **การประชุมวิชาการโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 15.**

อรรถสิทธิ์ สวัสดิ์พานิช, จุฑา สุนิตย์สกุล และ ปุณณรัตน์ กัณห์สิงห์. 2550. การศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวของคันทางคอสะพานบนโครงสร้างเสาเข็มไต้ระดับความยาวในพื้นที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง ด้วยวิธีการทางคณิตศาสตร์. **รายงานฉบับที่ วพ. 256.** สำนักวิจัยและพัฒนาทาง, กรมทางหลวง.

Bergado, D. T., S. Ahmed, C. L. Sampaco and A. S. Balasubramaniam. 1990. Settlements of Bangna-Bangpakong Highway on Soft Bangkok Clay. **Journal of Geotechnical Engineering** 116: 136-155.

_____, S. Youwai, C. Teerawattanasuk and P. Visudmedanukul. 2003. The Interaction Mechanism and Behavior of Hexagonal Wire Mesh Reinforced Embankment with Silty Sand Backfill on Soft Clay. **Computers and Geotechnics** 30: 517-534.

Fagan, J. F. 1992. Intelligence: A theoretical viewpoint. **Current Directions in Psychological Science** 1: 82-86.

ภาคผนวก ง

การเขียนโปรแกรมและ Source Code ของโปรแกรม KU-Bridge Abutment 1.0

1. โปรแกรม Visual C#

โปรแกรม Visual C# ประกอบด้วย 4 ส่วนหลัก คือ (1) การเขียนโปรแกรม (2) ทิศทางการทำงาน (3) ข้อผิดพลาดและการแก้ไข และ (4) การใช้งานร่วมกับ Microsoft Office โดยมีรายละเอียดดังนี้

1.1 การเขียนโปรแกรมด้วย Visual C#

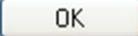
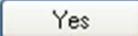
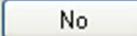
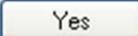
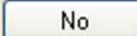
การเขียนโปรแกรมเพื่อสร้างแอปพลิเคชันเพื่อทำงานบน Windows เป็นลักษณะ Event Drive Programming ซึ่งจะเหมาะสมกับโปรแกรมที่มีความซับซ้อน หลากหลาย มีการทำงานแบบเลือกทิศทางได้ โดยหลักการนี้จะคิดว่าเมื่อผู้ใช้งานคลิกปุ่มหนึ่ง (เมื่อมีทางเลือกที่มากกว่าหนึ่งปุ่ม) การทำงานของโปรแกรมก็จะมุ่งไปที่เหตุการณ์นั้น โดยโปรแกรมจะไม่สนใจเหตุการณ์ในส่วนอื่นๆ

การเริ่มต้นเขียนโปรแกรมจากการออกแบบหน้าต่างและการทำงานของโปรแกรม จะทำงานบน Form Designer โดยการนำเอาคำสั่งในส่วนต่างๆ มาวางบนฟอร์ม ตามที่ออกแบบไว้ดังแสดงในภาพผนวกที่ 1 ซึ่งสามารถปรับแต่งคุณสมบัติต่างๆ ทั้งขนาดและรูปร่างตามต้องการได้

หลังจากการออกแบบและปรับแต่งหน้าต่างของโปรแกรมแล้วจะเข้าสู่การเขียนโค้ด โดยดับเบิลคลิกคอนโทรลในเหตุการณ์นั้น จะมีหน้าต่าง Code Editor เข้ามาพร้อมทั้งมีโค้ดบางส่วนมาให้และทำการเขียนโค้ดเพิ่มเติมเพื่อให้โปรแกรมมีการทำงานในเหตุการณ์ส่วนนั้น ดังแสดงในภาพผนวกที่ 2 หลังจากเสร็จสิ้นจะทำการทดสอบการทำงานของโปรแกรมโดยคลิกปุ่ม  หรือกด F5 โปรแกรมที่เขียนไว้จะปรากฏขึ้นให้ทดสอบใช้งานดังแสดงในภาพผนวกที่ 3 เมื่อเสร็จสิ้นก็บันทึกการทำงาน

Message Box ใช้ในการตอบโต้กับผู้ใช้โปรแกรมเพื่อเตือนข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นจากการใช้งานโปรแกรม ซึ่งรูปแบบต่างๆ ถึง 21 รูปแบบ โดย Code Editor จะช่วยแนะนำในขั้นตอนการเขียนโปรแกรม ในส่วนนี้จะทำให้การใช้งานโปรแกรมมีความผิดพลาดน้อยลง มีรายละเอียดของปุ่มดังแสดงในตารางผนวกที่ 1 และ ไอคอนที่ใช้งานควบคู่กับปุ่มดังแสดงในตารางผนวกที่ 2

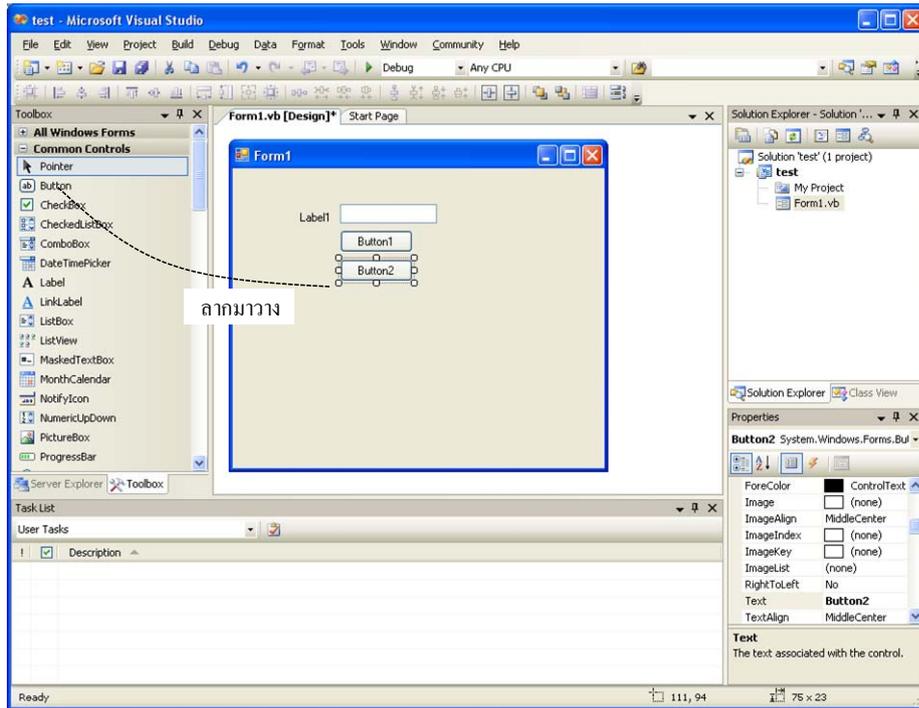
ตารางผนวกที่ ๑1 ปุ่ม Message Box (สัจจะ, 2552)

การเรียกใช้งาน	ปุ่มที่ปรากฏ
Message Box Buttons. Abort Retry Ignore	  
Message Box Buttons. OK	
Message Box Buttons. OK Cancel	 
Message Box Buttons. Retry Cancel	 
Message Box Buttons. Yes No	 
Message Box Buttons. Yes No Cancel	  

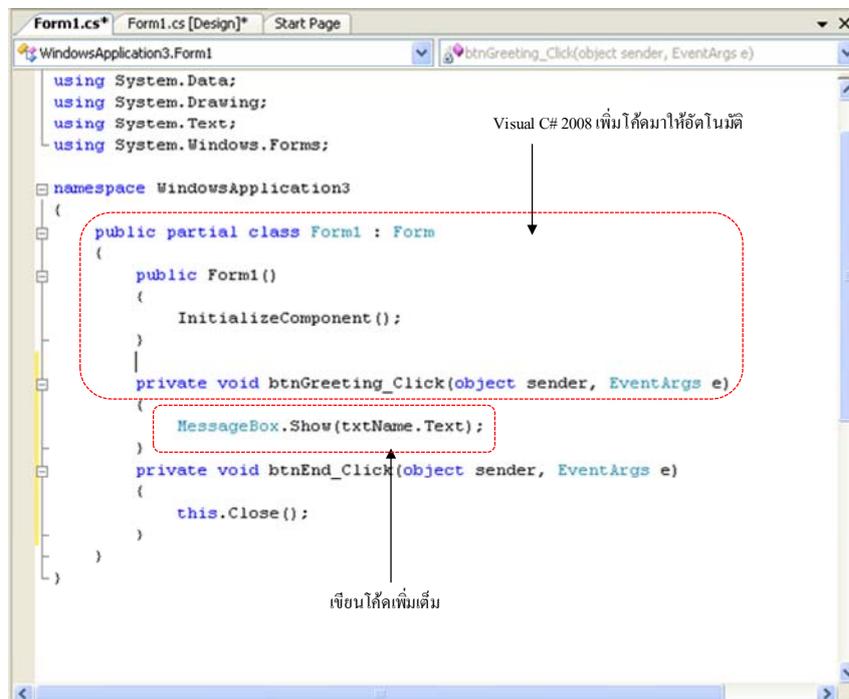
ตารางที่ 5.2 ไอคอน Message Box (สัจจะ, 2552)

การเรียกใช้งาน	ไอคอนที่ปรากฏ
Message Box Icon. Asterisk	
Message Box Icon. Error	
Message Box Icon. Exclamation	
Message Box Icon. Hand	
Message Box Icon. Information	
Message Box Icon. None	ไม่แสดงไอคอนใดๆ
Message Box Icon. Question	
Message Box Icon. Stop	
Message Box Icon. Warning	

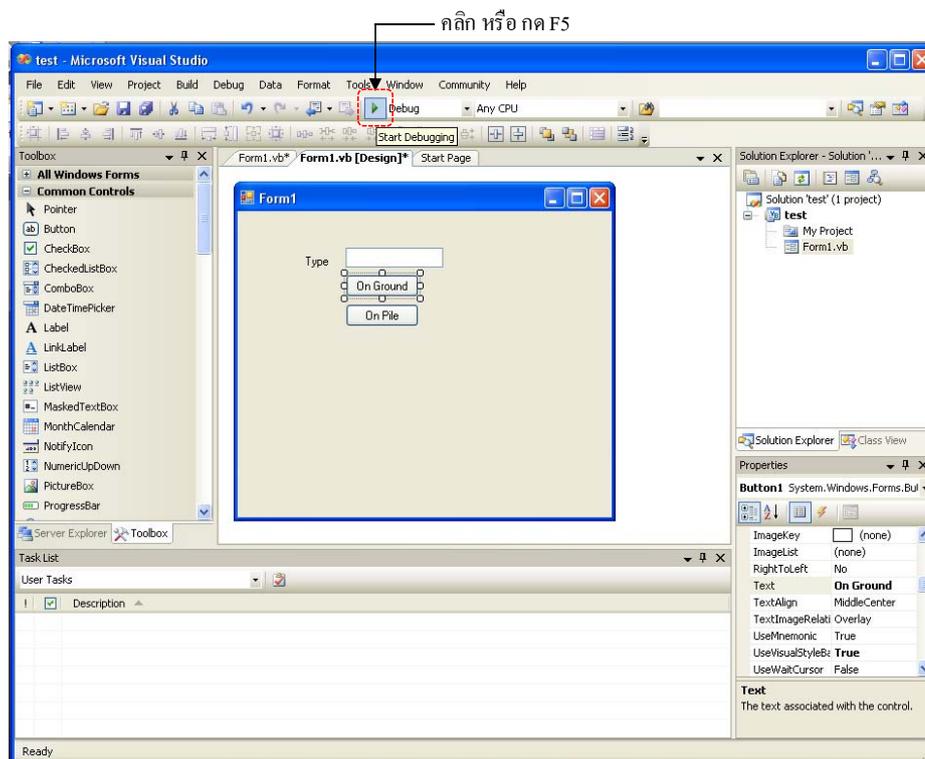
โครงการปรับปรุงการออกแบบและมาตรฐานโครงสร้างโปรแกรมการทดสอบตัวบริเวณคอสะพาน (โครงการวิจัยต่อเนื่อง)



ภาพผนวกที่ 11 ลากคำสั่งมาวางบนฟอร์ม



ภาพผนวกที่ 12 เขียนคำสั่งการทำงานของโปรแกรม



ภาพผนวกที่ 3 ทดสอบการทำงานของโปรแกรม

1.2 ทิศทางการทำงานของโปรแกรม

การควบคุมทิศทางการทำงานของโปรแกรม หรือที่เรียกว่า Control Flow เป็นส่วนที่เลียนแบบการทำงานของมนุษย์ คือต้องเลือกว่าจะทำงานในทิศทางใดโดยใช้การตัดสินใจเข้ามาช่วย ซึ่งจะอาศัย Logical Operator มาพิจารณาทิศทางในการตัดสินใจ มีด้วยกัน 2 รูปแบบ คือ 1) การตัดสินใจ 2) การทำงานแบบวนซ้ำ ดังนี้

1) การตัดสินใจ (Decision) เป็นการเลือกพิจารณาทิศทางหรือรูปแบบที่ต้องการให้โปรแกรมทำงาน โดยพิจารณา 1 ทางเลือกจาก 2 ทางเลือกหรือมากกว่า ซึ่งเหมือนกับการตอบคำถามประเภท Yes/No เช่น ในที่นี้ต้องการเลือกการทำงานของ Approach Slab on Pile หรือ Approach Slab on Ground หรือ การทำงานร่วมกันทั้ง 2 ทางเลือก เป็นต้น

2) การทำงานแบบวนซ้ำ (Iteration) เป็นการทำงานวนซ้ำไปซ้ำมาตามเงื่อนไขที่กำหนดไว้ให้ โปรแกรมทำงาน แบ่งลักษณะการทำงานออกเป็น 2 ส่วน คือ การวนซ้ำที่มีจำนวนรอบที่แน่นอน และการวนซ้ำที่มีจำนวนรอบที่ไม่แน่นอน

1.3 การตรวจสอบและแก้ไขข้อผิดพลาด

ข้อผิดพลาดของโปรแกรมสามารถเกิดขึ้นได้จากการพัฒนาแอปพลิเคชันซึ่งถือเป็นเรื่องปกติ แต่การตรวจสอบและแก้ไขข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้น สามารถถูกค้นพบได้โดยความสามารถของเครื่องมือในการพัฒนาแอปพลิเคชันด้วยโปรแกรมภาษา C# แบ่งประเภทความผิดพลาดได้ 3 ส่วนดังนี้

1) Syntax Error เป็นความผิดพลาดเนื่องจากการพิมพ์คำสั่งผิดพลาด เช่น การเรียกใช้งานตัวแปรโดยไม่ประกาศค่า การพิมพ์คำสั่งตกหล่น เป็นต้น ซึ่งถ้าไม่ทำการแก้ไขให้ถูกต้อง โปรแกรมจะไม่สามารถทำงานได้

2) Runtime Error เป็นความผิดพลาดที่เกิดจากสภาวะแวดล้อมในขณะที่ทำงาน เช่น การป้อนค่าที่หารด้วยศูนย์ เป็นต้น จะทำให้โปรแกรมแฮก แต่ใน Visual Studio 2008 จะรายงานและแนะนำวิธีในการแก้ไข โดยจะแสดงไว้ในหน้าต่าง Exception Assistance

3) Logical Error เป็นความผิดพลาดที่เกิดจากการออกแบบ หรือการสร้างแอปพลิเคชันที่ผิดพลาดแม้ว่าโปรแกรมจะทำงานได้จริง แต่ผลลัพธ์ที่ได้อาจจะผิดพลาดหรือไม่ถูกต้อง ซึ่งเป็นส่วนที่ตรวจพบได้ยาก ผู้เขียนหรือผู้ใช้โปรแกรมจะต้องเป็นผู้ตรวจสอบเอง

การตรวจสอบและแก้ไขข้อผิดพลาด โดย Visual Studio 2008 มีเครื่องมือที่เรียกว่า Debugger สำหรับตรวจสอบเพื่อแก้ไขข้อผิดพลาดต่างๆ ที่เกิดขึ้นในขั้นตอนการเขียนโปรแกรม ซึ่งเมื่อสงสัยว่าสิ่งที่เขียนน่าจะมีข้อผิดพลาด เราสามารถหยุดการทำงานชั่วคราว (Break Point) เพื่อตรวจสอบว่าสิ่งที่เขียนนั้นทำงานได้ถูกต้องหรือไม่โดยเลือกคำสั่ง Debug

1.4 พัฒนาแอปพลิเคชันร่วมกับ Microsoft Office

เนื่องจาก Microsoft Office เป็นชุด Software ที่มีความนิยมมาก จึงมีการพัฒนาแอปพลิเคชัน (เขียนโปรแกรม) ร่วมกับ Office 2007 ด้วย VSTO (Visual Studio Tools for Office) ซึ่งเป็นตัวเชื่อมระหว่างชุด Software ทั้ง 2 ส่วน โดยมีรูปแบบของ VSTO 4 รูปแบบดังนี้

1) Document-Level Customization เป็นการปรับแต่งเอกสารที่สร้างขึ้นจากโปรแกรมต่างๆ ใน Microsoft Office ให้เอกสารเหล่านั้นทำงานได้มากกว่าการจัดเก็บข้อมูล

2) Application-Level Add-ins เป็นการพัฒนาส่วนเสริมการทำงานของโปรแกรมใน Microsoft Office หรือเรียกว่า Plug-in

3) SharePoint Workflow Template เป็นการพัฒนาแอปพลิเคชันที่เน้นการสื่อสารระหว่างกันภายในองค์กร

4) InfoPath form Template เป็นการพัฒนาแอปพลิเคชันร่วมกับ InfoPath ซึ่งใช้ในการจัดการระบบเอกสารในองค์กร

การสร้างแอปพลิเคชันด้วย VSTO ร่วมกับ Office จะทำงานคล้ายๆ กับการเริ่มต้นสร้าง New Project จะปรากฏหน้าต่าง Form Designer ขึ้นมา แต่ในที่นี้จะเป็นการเลือกหน้าต่าง Form Designer ที่อยู่ในรูปของหน้าเอกสาร (Word, Excel และ Power Point) ในชุด Software ของ Microsoft Office

2. การเขียนโปรแกรม และ Source Code

การเขียนโปรแกรมคำนวณการรดน้ำของคอกสะพานนั้น เป็นการเขียนโปรแกรมแบบ Object Oriented Programming (OOP) โดยขั้นตอนที่สำคัญจะเกี่ยวข้องกับลักษณะของเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นกับออบเจกต์ต่างๆ ของโปรแกรม ซึ่งสามารถอธิบาย Tab ต่างๆ ในโปรแกรมได้ดังต่อไปนี้

2.1 Tab Soil Profile

1) ปุ่ม Add Ground Water Elevation

```
bool gnd_check = true;

private void bt_add_gnd_we_Click(object sender, EventArgs e)
{
    if (gnd_check == true)
    {
        sheet1.Cells[2, 3] = tb_Ground_Watre_Elevation.Text;
        bt_add_gnd_we.Text = "Edit Data";
        tb_Ground_Watre_Elevation.ReadOnly = true;
        gnd_check = false;
    }
    else
    {
        bt_add_gnd_we.Text = "Update Data";
        tb_Ground_Watre_Elevation.ReadOnly = false;
        gnd_check = true;
    }
}
```

เมื่อมีการ click ที่ Add Ground Water Elevation ทำการตรวจสอบเงื่อนไข

ถ้า `gnd_check == true`

กำหนดข้อความใน sheet1 แถวที่ 2 หลักที่ 3

แสดงข้อความของปุ่มกด `bt_add_gnd_we` เป็น Edit Data

กำหนดให้ `tb_Ground_Watre_Elevation` แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

ถ้า `gnd_check == false`

แสดงข้อความของปุ่มกด `bt_add_gnd_we` เป็น Update Data

กำหนดให้ `tb_Ground_Watre_Elevation` แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

2) ปุ่ม Add Layer

```

private void bt_add_Click(object sender, EventArgs e)
{
    try
    {
        Pls_wait.Show();
        Input_Data_tab1();
        Pls_wait.Hide();
        if (layer > 1)
        {
            bt_del_layer.Visible = true;
        }
        else
        {
            bt_del_layer.Visible = false;
        }

        if (layer == 16)
        {
            bt_add_layer.Visible = false;
        }
    }
    catch (Exception ex)
    {
        KillExcel();
    }
}

```

เมื่อมีการ click ที่ Add Layer ทำการตรวจสอบและจัดการข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นในรูปแบบ Exception Handling โดยกำหนดจุดเริ่มต้น

ทำการตรวจสอบเงื่อนไข

แสดง pop up ข้อความ Please Wait ที่หน้าจอ

เรียกใช้คำสั่ง Input_Data_tab1()

ยกเลิกการแสดงผลของข้อความ Please Wait ที่หน้าจอ

ถ้า layer > 1

แสดงปุ่มกด bt_del_layer

เงื่อนไขอื่น

ยกเลิกการแสดงผลปุ่มกด bt_del_layer

ถ้า layer == 16

ยกเลิกการแสดงผลปุ่มกด bt_aad_layer

เมื่อเกิดข้อผิดพลาดขึ้น ทำการลบค่าใน Excel

3) ปุ่ม Delete Layer

```
private void bt_del_layer_Click(object sender, EventArgs e)
{
    Pls_wait.Show();

    if (layer > 1)
    {
        row = layer + 6;
        layer--;

        dataGridView1.Rows.RemoveAt(layer-1);

        sheet1.Cells[row, 1] =
        sheet1.Cells[row, 2] =

        sheet1.Cells[row, 4] =
        sheet1.Cells[row, 5] =
        sheet1.Cells[row, 6] =
        sheet1.Cells[row, 7] =
        sheet1.Cells[row, 9] =
        sheet1.Cells[row, 10] =
        sheet1.Cells[row, 11] = "";

        tb_Elevation_From.Text = Convert.ToString(sheet1.Cells[row - 1, 3].Value2);

        dataGridView1.FirstDisplayedScrollingRowIndex = dataGridView1.Rows.Count - 1;

        lb_layer.Text = Convert.ToString(layer);

        if (dataGridView1.RowCount > 0)
        {
            dataGridView1.CurrentCell = dataGridView1[0, dataGridView1.Rows.Count - 1];
        }
    }
    if (layer == 1)
    {
        bt_del_layer.Visible = false;
    }
    Pls_wait.Hide();
}
```

เมื่อมีการ click ที่ Delete Layer จะทำการแสดง pop up ข้อความ Please Wait ที่หน้าจอ แล้วทำการตรวจสอบเงื่อนไข

ถ้า $layer > 1$

ทำการกำหนดค่า $row = layer + 6$,

ลดค่า layer ลงครั้งละ 1,

ลบแถวของ dataGridView1 ที่ตำแหน่ง layer-1,

กำหนดข้อความใน sheet1 แถวที่ row หลักที่ 1,2,4,5,6,7,9,10,11

กำหนดข้อความที่อยู่ใน tb_Elevation_From = ข้อความที่อยู่ใน sheet1 แถวที่ row - 1

หลักที่ 3

แสดงข้อความที่อยู่ใน dataGridView1 และเลื่อน DisplayedScrolling มาที่ Count - 1
กำหนดข้อความของ lb_layer

ถ้า dataGridView1.RowCount > 0
กำหนดค่าปัจจุบันของ dataGridView1

ถ้า layer == 1
ยกเลิกการแสดงผลปุ่มกด bt_del_layer
ยกเลิกการแสดงผลข้อความ Please Wait ที่หน้าจอ

4) ปุ่ม GeoGraph

```

private void bt_GeoGraph_Click(object sender, EventArgs e)
{
    try
    {
        Export_Chart();
        Process process1 = new Process();
        process1.StartInfo.FileName = @"c:\bridge\exe\Output_GeoGraph.exe";
        process1.Start();
    }
    catch (Exception ex)
    {
        KillExcel();
    }
}

```

เมื่อมีการ click ที่ GeoGraph ทำการตรวจสอบและจัดการข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นในรูปแบบ Exception Handling โดยกำหนดจุดเริ่มต้น

ทำการตรวจสอบเงื่อนไข

เรียกใช้คำสั่ง Export_Chart()

กำหนดตัวแปร Process ชื่อ process1

กำหนดที่อยู่ของ process1

ทำการเริ่มต้น process1

เมื่อเกิดข้อผิดพลาดขึ้น

ทำการลบค่าใน Excel

2.2 Tab Longitudinal Profile

1) ปุ่ม Add Data

```
bool tab2begin_check = true;

private void bt_add_tab2_begin_Click(object sender, EventArgs e)
{
    try
    {
        Pls_wait.Show();

        if (tab2begin_check == true)
        {
            sheet2.Cells[8, 4] = tb_begin_pvc1.Text;
            sheet2.Cells[9, 4] = tb_ige.Text;
            bt_add_tab2_begin.Text = "Edit";
            tb_begin_pvc1.ReadOnly = true;
            tb_ige.ReadOnly = true;
            tab2begin_check = false;

            tb_st_pvc1.Text = Convert.ToString(sheet2.Cells[20, 5].Value2);
            tb_st_pvi1.Text = Convert.ToString(sheet2.Cells[21, 5].Value2);
            tb_st_pvt1.Text = Convert.ToString(sheet2.Cells[22, 5].Value2);

            tb_st_pvc2.Text = Convert.ToString(sheet2.Cells[24, 5].Value2);
            tb_st_pvi2.Text = Convert.ToString(sheet2.Cells[25, 5].Value2);
            tb_st_pvt2.Text = Convert.ToString(sheet2.Cells[26, 5].Value2);

        }
        else
        {
            bt_add_tab2_begin.Text = "Update";
            tb_begin_pvc1.ReadOnly = false;
            tb_ige.ReadOnly = false;
            tab2begin_check = true;
        }
        Pls_wait.Hide();
    }
    catch (Exception ex)
    {
        KillExcel();
    }
}
```

เมื่อมีการ click ที่ Add Data ทำการตรวจสอบและจัดการข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นในรูปแบบ Exception Handling โดยกำหนดจุดเริ่มต้น

ทำการตรวจสอบเงื่อนไข

แสดง pop up ข้อความ Please Wait ที่หน้าจอ

ถ้า tab2begin_check == true

กำหนดข้อความใน sheet2 แถวที่ 8 หลักที่ 4

กำหนดข้อความใน sheet2 แถวที่ 9 หลักที่ 4

แสดงข้อความของปุ่มกด bt_add_tab2_begin เป็น edit

กำหนดให้ tb_begin_pvc1 แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_ige แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดข้อความของ tb_st_pvc1

กำหนดข้อความของ tb_st_pvi1

กำหนดข้อความของ tb_st_pvt1

กำหนดข้อความของ tb_st_pvc2

กำหนดข้อความของ tb_st_pvi2

กำหนดข้อความของ tb_st_pvt2

ถ้ามีเงื่อนไขอื่น

แสดงข้อความของปุ่มกด bt_add_tab2_begin เป็น Update

กำหนดให้ tb_begin_pvc1 แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_ige แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

ยกเลิกการแสดง pop up ข้อความ Please Wait ที่หน้าจอ

เมื่อเกิดข้อผิดพลาดขึ้น

ทำการลบค่าใน Excel

2) ปุ่ม Add Data

```
bool tab2add_check = true;

private void add_data_tab2_Click(object sender, EventArgs e)
{
    Pls_wait.Show();
    if (tab2add_check == true)
    {
        Input_Data_tab2();
        label13.Visible =
        tb_grad_l1.Visible =
        tb_grad_l2.Visible =
        tb_grad_l3.Visible =
        tb_grad_l4.Visible =
        tb_grad_l5.Visible = true;

        add_data_tab2.Text = "Edit";
        tab2add_check = false;

        tb_l1_sub.ReadOnly =
        tb_l2_sub.ReadOnly =
        tb_l3_sub.ReadOnly =
        tb_l4_sub.ReadOnly =
        tb_l5_sub.ReadOnly = true;

        tb_l1_length.ReadOnly =
        tb_l2_length.ReadOnly =
        tb_l3_length.ReadOnly =
        tb_l4_length.ReadOnly =
        tb_l5_length.ReadOnly = true;

        tb_e1_pvc1.ReadOnly =
        tb_e1_pvi1.ReadOnly =
        tb_e1_pvt1.ReadOnly = true;

        tb_e1_pvc2.ReadOnly =
        tb_e1_pvi2.ReadOnly =
        tb_e1_pvt2.ReadOnly = true;
    }
    else
    {
        add_data_tab2.Text = "Update";
        tab2add_check = true;

        tb_l1_sub.ReadOnly =
        tb_l2_sub.ReadOnly =
        tb_l3_sub.ReadOnly =
        tb_l4_sub.ReadOnly =
        tb_l5_sub.ReadOnly = false;

        tb_l1_length.ReadOnly =
        tb_l2_length.ReadOnly =
        tb_l3_length.ReadOnly =
        tb_l4_length.ReadOnly =
        tb_l5_length.ReadOnly = false;

        tb_e1_pvc1.ReadOnly =
        tb_e1_pvi1.ReadOnly =
        tb_e1_pvt1.ReadOnly = false;

        tb_e1_pvc2.ReadOnly =
        tb_e1_pvi2.ReadOnly =
        tb_e1_pvt2.ReadOnly = false;
    }
    Pls_wait.Hide();
}
```

เมื่อมีการ click ที่ Add Data ทำการแสดง pop up ข้อความ Please Wait ที่หน้าจอ แล้วทำการตรวจสอบเงื่อนไข

ถ้า tab2add_check == true

เรียกใช้คำสั่ง Input_Data_tab2

แสดง label13

แสดง tb_grad_11

แสดง tb_grad_12

แสดง tb_grad_13

แสดง tb_grad_14

แสดง tb_grad_15

แสดงข้อความของปุ่มกด add_data_tab2 เป็น Edit

กำหนดให้ tb_11_sub แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_12_sub แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_13_sub แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_14_sub แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_15_sub แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_11_length แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_12_length แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_13_length แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_14_length แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_15_length แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_e1_pvc1 แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_e1_pvi1 แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_e1_pvt1 แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_e1_pvc2 แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_e1_pvi2 แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_e1_pvt2 แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

ถ้ามีเงื่อนไขอื่น

แสดงข้อความของ add_data_tab2 เป็น Update

กำหนดให้ tb_11_sub แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_12_sub แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_13_sub แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_14_sub แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_15_sub แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_11_length แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_12_length แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_13_length แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_14_length แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_15_length แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_el_pvc1 แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_el_pvi1 แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_el_pvt1 แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_el_pvc2 แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_el_pvi2 แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_el_pvt2 แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

ยกเลิกการแสดง pop up ข้อความ Please Wait ที่หน้าจอ

2.3 Tab Embankment Geometry

1) เช็คบล็อกร Type 1

```

private void cb_type1_CheckedChanged(object sender, EventArgs e)
{
    if ((cb_type1.Checked == true) && ((add_data_tab3.Text == "Add Data") || (add_data_tab3.Text == "Update")))
    {
        tb_type1_from.ReadOnly =
        tb_type1_ss.ReadOnly =
        //tb_type1_ssvh.ReadOnly =
        tb_type1_to.ReadOnly =
        tb_type1_u1l.ReadOnly =
        tb_type1_uw.ReadOnly =
        tb_type1_woh.ReadOnly = false;
    }
    else if (cb_type1.Checked == false)
    {
        tb_type1_from.ReadOnly =
        tb_type1_ss.ReadOnly =
        //tb_type1_ssvh.ReadOnly =
        tb_type1_to.ReadOnly =
        tb_type1_u1l.ReadOnly =
        tb_type1_uw.ReadOnly =
        tb_type1_woh.ReadOnly = true;
    }
}

```

เมื่อ Type 1 ถูกเลือกจะทำการตรวจสอบเงื่อนไข

ถ้า (cb_type1.Checked == true)&&((add_data_tab3.Text == "Add Data") ||
(add_data_tab3.Text == "Update"))

กำหนดให้ tb_type1_from แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type1_ss แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type1_to แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type1_u1l แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type1_uw แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type1_woh แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

ถ้า cb_type1.Checked == false

กำหนดให้ tb_type1_from แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type1_ss แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type1_to แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type1_u1l แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type1_uw แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type1_woh แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

2) เช็คบล็อกร Type 2

```

private void cb_type2_CheckedChanged(object sender, EventArgs e)
{
    if ((cb_type2.Checked == true) && ((add_data_tab3.Text == "Add Data") || (add_data_tab3.Text == "Update")))
    {
        tb_type2_from.ReadOnly =
        tb_type2_ss.ReadOnly =
        //tb_type2_ssvh.ReadOnly =
        tb_type2_to.ReadOnly =
        tb_type2_u1l.ReadOnly =
        tb_type2_uw.ReadOnly =
        tb_type2_woh.ReadOnly = false;
    }
    else if (cb_type2.Checked == false)
    {
        tb_type2_from.ReadOnly =
        tb_type2_ss.ReadOnly =
        //tb_type2_ssvh.ReadOnly =
        tb_type2_to.ReadOnly =
        tb_type2_u1l.ReadOnly =
        tb_type2_uw.ReadOnly =
        tb_type2_woh.ReadOnly = true;
    }
}

```

เมื่อ Type 2 ถูกเลือกจะทำการตรวจสอบเงื่อนไข

ถ้า (cb_type2.Checked == true)&&((add_data_tab3.Text == "Add Data") ||
(add_data_tab3.Text == "Update"))

กำหนดให้ tb_type2_from แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type2_ss แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type2_to แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type2_u1l แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type2_uw แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type2_woh แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

ถ้า cb_type2.Checked == false

กำหนดให้ tb_type2_from แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type2_ss แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type2_to แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type2_u1l แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type2_uw แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_type2_woh แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

3) ปุ่ม Add Data

```
bool tab3add_check = true;

private void add_data_tab3_Click(object sender, EventArgs e)
{
    try
    {
        if (tab3add_check == true)
        {
            Pls_wait.Show();
            Input_Data_tab3();
            Pls_wait.Hide();
            add_data_tab3.Text = "Edit";
            if (cb_type1.Checked == true)
            {
                tb_type1_from.ReadOnly =
                tb_type1_to.ReadOnly =
                tb_type1_who.ReadOnly =
                tb_type1_ss.ReadOnly =
                tb_type1_uw.ReadOnly =
                tb_type1_u11.ReadOnly = true;
            }
            if (cb_type2.Checked == true)
            {
                tb_type2_from.ReadOnly =
                tb_type2_to.ReadOnly =
                tb_type2_who.ReadOnly =
                tb_type2_ss.ReadOnly =
                tb_type2_uw.ReadOnly =
                tb_type2_u11.ReadOnly = true;
            }
            tab3add_check = false;
        }
        else
        {
            add_data_tab3.Text = "Update";
            if (cb_type1.Checked == true)
            {
                tb_type1_from.ReadOnly =
                tb_type1_to.ReadOnly =
                tb_type1_who.ReadOnly =
                tb_type1_ss.ReadOnly =
                tb_type1_uw.ReadOnly =
                tb_type1_u11.ReadOnly = false;
            }
            if (cb_type2.Checked == true)
            {
                tb_type2_from.ReadOnly =
                tb_type2_to.ReadOnly =
                tb_type2_who.ReadOnly =
                tb_type2_ss.ReadOnly =
                tb_type2_uw.ReadOnly =
                tb_type2_u11.ReadOnly = false;
            }
            tab3add_check = true;
        }
    }
    catch (Exception ex)
    {
        KillExcel();
    }
}
```

เมื่อมีการ click ที่ Add Data ทำการตรวจสอบและจัดการข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นในรูปแบบ Exception Handling โดยกำหนดจุดเริ่มต้น

ทำการตรวจสอบเงื่อนไข

ถ้า tab3add_check == true

 แสดง pop up ข้อความ Please Wait ที่หน้าจอ

 เรียกใช้คำสั่ง Input_Data_tab3

 ยกเลิกการแสดงผล pop up ข้อความ Please Wait ที่หน้าจอ

 แสดงข้อความของปุ่มกด add_data_tab3 เป็น Edit

ถ้า cb_type1.Checked == true

 กำหนดให้ tb_type1_from แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

 กำหนดให้ tb_type1_to แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

 กำหนดให้ tb_type1_woh แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

 กำหนดให้ tb_type1_ss แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

 กำหนดให้ tb_type1_uw แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

 กำหนดให้ tb_type1_ull แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

ถ้า cb_type2.Checked == true

 กำหนดให้ tb_type2_from แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

 กำหนดให้ tb_type2_to แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

 กำหนดให้ tb_type2_woh แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

 กำหนดให้ tb_type2_ss แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

 กำหนดให้ tb_type2_uw แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

 กำหนดให้ tb_type2_ull แสดงข้อความโดยที่ไม่สามารถแก้ไขข้อความได้

ถ้ามีเงื่อนไขอื่น

 แสดงข้อความของปุ่มกด add_data_tab3 เป็น Update

ถ้า `cb_type1.Checked == true`

กำหนดให้ `tb_type1_from` แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ `tb_type1_to` แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ `tb_type1_woh` แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ `tb_type1_ss` แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ `tb_type1_uw` แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ `tb_type1_ull` แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

ถ้า `cb_type2.Checked == true`

กำหนดให้ `tb_type2_from` แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ `tb_type2_to` แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ `tb_type2_woh` แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ `tb_type2_ss` แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ `tb_type2_uw` แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ `tb_type2_ull` แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

เมื่อเกิดข้อผิดพลาดขึ้น

ลบค่าใน Excel

2.4 Tab Criteria

1) ปุ่ม Select

```
private void bt_Select_Analyze_Click(object sender, EventArgs e)
{
    try
    {

        MemoryStream ms1 = new MemoryStream();
        if (rb_oneway.Checked == true)
        {
            sheet4.Cells[21, pp] = 1;
        }
        else if (rb_twoway.Checked == true)
        {
            sheet4.Cells[21, pp] = 2;
        }

        double temp_sheet1 = sheet6.Cells[20, ii].Value2;
        double temp_sheet2 = sheet6.Cells[26, ii].Value2;

        sheet6.Cells[20, ff].Value2 = temp_sheet1;
        sheet6.Cells[26, ff].Value2 = temp_sheet2;

        /*

        Path_Initial_Profile_Graph = @"c:\bridge\pic\Initial_Profile_Graph" + Convert.ToString(numberPIC) + ".bmp";
        Path_Initial_End_Prof_Graph = @"c:\bridge\pic\Initial_End_Prof_Graph" + Convert.ToString(numberPIC) + ".bmp";

        Export_Initial_Profile_Graph();
        Image img1 = Image.FromFile(@"c:\bridge\pic\Initial_Profile_Graph" + Convert.ToString(numberPIC) + ".bmp");
        img1.Save(ms1, System.Drawing.Imaging.ImageFormat.Bmp);
        img1 = null;
        output_int_end.SizeMode = PictureBoxSizeMode.StretchImage;
        output_int_end.Image = Image.FromStream(ms1);
        ms1.Dispose();
        ms1 = new MemoryStream();

        img1 = Image.FromFile(@"c:\bridge\pic\Initial_End_Prof_Graph" + Convert.ToString(numberPIC) + ".bmp");
        img1.Save(ms1, System.Drawing.Imaging.ImageFormat.Bmp);
        img1 = null;
        Output_Initial_End_Graph.SizeMode = PictureBoxSizeMode.StretchImage;
        Output_Initial_End_Graph.Image = Image.FromStream(ms1);
        ms1.Dispose();
        ms1 = new MemoryStream();

        //MessageBox.Show(Convert.ToString(numberPIC));
        numberPIC++;
        */

        tb_ay_el_pvi1.ReadOnly = false;
        tb_ay_el_pvt1.ReadOnly = false;

        tb_ay_el_pvc2.ReadOnly = false;
        tb_ay_el_pvi2.ReadOnly = false;

        tb_ay_st_pvc1.Text = Convert.ToString(sheet6.Cells[20, ee].Value2);
        tb_ay_st_pvi1.Text = Convert.ToString(sheet6.Cells[21, ee].Value2);
        tb_ay_st_pvt1.Text = Convert.ToString(sheet6.Cells[22, ee].Value2);
        tb_ay_st_pvc2.Text = Convert.ToString(sheet6.Cells[24, ee].Value2);
        tb_ay_st_pvi2.Text = Convert.ToString(sheet6.Cells[24, ee].Value2);
        tb_ay_st_pvt2.Text = Convert.ToString(sheet6.Cells[26, ee].Value2);

        tb_ay_el_pvc1.Text = Convert.ToString(sheet6.Cells[20, ff].Value2);
        tb_ay_el_pvt2.Text = Convert.ToString(sheet6.Cells[26, ff].Value2);

        //File.Delete(@"c:\bridge\pic\Initial_Profile_Graph" + Convert.ToString(numberPIC - 1) + ".bmp");
        //File.Delete(@"c:\bridge\pic\Initial_Profile_Graph" + Convert.ToString(numberPIC - 1) + ".bmp");
    }
    catch (Exception ex)
    {
        //string temp = Convert.ToString(ex);
        //KillExcel();
        //MessageBox.Show(Convert.ToString(numberPIC-1));
        //MessageBox.Show(ex.Message);
    }
    tabControl1.SelectedTab = tabPage1;
}
}
```

เมื่อมีการ click ที่ Select_ทำการตรวจสอบและจัดการข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นในรูปแบบ Exception Handling โดยกำหนดจุดเริ่มต้น
ทำการตรวจสอบเงื่อนไข

ถ้า rb_oneway.Checked == true

กำหนดให้ sheet4 แถวที่ 21 หลักที่ pp = 1

ถ้า rb_twoway.Checked == true

กำหนดให้ sheet4 แถวที่ 21 หลักที่ pp = 2

กำหนดให้ tb_ay_el_pvi1 แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_ay_el_pvt1 แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_ay_el_pvc2 แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดให้ tb_ay_el_pvi2 แสดงข้อความและสามารถแก้ไขข้อความได้

กำหนดข้อความใน tb_ay_st_pvc1

กำหนดข้อความใน tb_ay_st_pvi1

กำหนดข้อความใน tb_ay_st_pvt1

กำหนดข้อความใน tb_ay_st_pvc2

กำหนดข้อความใน tb_ay_st_pvi2

กำหนดข้อความใน tb_ay_st_pvt2

กำหนดข้อความใน tb_ay_el_pvc1

กำหนดข้อความใน tb_ay_el_pvt2

แสดง tabControl1

2.5 Analysis

1) ปุ่ม Add Data (Step 1)

```
private void bt_add_step3_ay_Click(object sender, EventArgs e)
{
    try
    {
        sheet6.Cells[21, ff] = tb_ay_el_pvi1.Text;
        sheet6.Cells[22, ff] = tb_ay_el_pvt1.Text;
        sheet6.Cells[24, ff] = tb_ay_el_pvc2.Text;
        sheet6.Cells[25, ff] = tb_ay_el_pvi2.Text;

        Path_Initial_Profile_Graph = @"c:\bridge\pic\Initial_Profile_Graph" + Convert.ToString(numberPIC) + ".bmp";
        Path_Initial_End_Prof_Graph = @"c:\bridge\pic\Initial_End_Prof_Graph" + Convert.ToString(numberPIC) + ".bmp";

        MemoryStream ms1 = new MemoryStream();
        Export_Initial_Profile_Graph();
        Image img1 = Image.FromFile(Path_Initial_Profile_Graph);
        img1.Save(ms1, System.Drawing.Imaging.ImageFormat.Bmp);
        img1 = null;
        output_int_end.SizeMode = PictureBoxSizeMode.StretchImage;
        output_int_end.Image = Image.FromStream(ms1);
        ms1.Dispose();
        ms1 = new MemoryStream();

        img1 = Image.FromFile(Path_Initial_End_Prof_Graph);
        img1.Save(ms1, System.Drawing.Imaging.ImageFormat.Bmp);
        img1 = null;
        Output_Initial_End_Graph.SizeMode = PictureBoxSizeMode.StretchImage;
        Output_Initial_End_Graph.Image = Image.FromStream(ms1);
        ms1.Dispose();
        ms1 = new MemoryStream();

        numberPIC++;

        File.Delete(@"c:\bridge\pic\Initial_Profile_Graph" + Convert.ToString(numberPIC - 1) + ".bmp");
        File.Delete(@"c:\bridge\pic\Initial_End_Prof_Graph" + Convert.ToString(numberPIC - 1) + ".bmp");
    }
    catch (Exception ex)
    {
        string temp = Convert.ToString(ex);
        KillExcel();
    }
}
```

เมื่อมีการ click ที่ Add Data (Step 1) ทำการตรวจสอบและจัดการข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นในรูปแบบ Exception Handling โดยกำหนดจุดเริ่มต้น

ทำการตรวจสอบเงื่อนไข

กำหนด sheet6 แถวที่ 21 หลักที่ ff มีค่าเท่ากับข้อความของ tb_ay_el_pvi1

กำหนด sheet6 แถวที่ 22 หลักที่ ff มีค่าเท่ากับข้อความของ tb_ay_el_pvt1

กำหนด sheet6 แถวที่ 24 หลักที่ ff มีค่าเท่ากับข้อความของ tb_ay_el_pvc2

กำหนด sheet6 แถวที่ 25 หลักที่ ff มีค่าเท่ากับข้อความของ tb_ay_el_pvi2

กำหนดที่อยู่ของ Path_Initial_Profile_Graph

กำหนดที่อยู่ของ Path_Initial_End_Prof_Graph

ประกาศตัวแปร MemoryStream ชื่อ ms1
เรียกใช้คำสั่ง Export_Initial_Profile_Graph()
ประกาศตัวแปร Image ชื่อ img1
กำหนดภาพ img1
กำหนดที่บันทึกของ img1
กำหนดขนาดของ output_int_end
กำหนดภาพของ output_int_end

ประกาศตัวแปร ms1 ใหม่
กำหนดภาพ img1
กำหนดที่บันทึกของ img1
กำหนดขนาดของ Output_Initial_End_Graph
กำหนดภาพของ Output_Initial_End_Graph

เมื่อเกิดข้อผิดพลาดขึ้น

กำหนดข้อความให้กับตัวแปร temp
ทำการลบค่าใน Excel

2) ปุ่ม Analysis (Step 2)

```
private void Analyze_next_tab_Click(object sender, EventArgs e)
{
    try
    {
        Run_Analyze();
        tabControl3.SelectedTab = tabPage8;
    }
    catch (Exception ex)
    {
        string temp = Convert.ToString(ex);
        KillExcel();
    }
}
```

เมื่อมีการ click ที่ Analysis (Step 2) ทำการตรวจสอบและจัดการข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นในรูปแบบ Exception Handling โดยกำหนดจุดเริ่มต้น

ทำการตรวจสอบเงื่อนไข

เรียกใช้คำสั่ง Run_Analyze()

กำหนดการแสดงผลของ tabControl3

เมื่อเกิดข้อผิดพลาดขึ้น

กำหนดข้อความให้กับตัวแปร temp

ทำการลบค่าใน Excel
