



ใบรับรองวิทยานิพนธ์

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

ปริญญา

วิศวกรรมโยธา

วิศวกรรมโยธา

สาขา

ภาควิชา

เรื่อง การประเมินสภาพและกำลังรับน้ำหนักของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสื่อมสภาพ

Condition Assessment and Strength Evaluation of Deteriorated Reinforced
Concrete Bridges

นามผู้วิจัย นายรัฐภูมิ ภูมิมา

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ปิยะ โชติกไกร, Ph.D.)

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม

(รองศาสตราจารย์ประเสริฐ สุวรรณวิทยา, Ph.D.)

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม

(รองศาสตราจารย์ก่อโชค จันทรวงูร, Ph.D.)

หัวหน้าภาควิชา

(รองศาสตราจารย์ก่อโชค จันทรวงูร, Ph.D.)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

(รองศาสตราจารย์กัญญา ชีระกุล, D.Agr.)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่..... เดือน..... พ.ศ.....

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

การประเมินสภาพและกำลังรับน้ำหนักของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสื่อมสภาพ

Condition Assessment and Strength Evaluation of Deteriorated Reinforced Concrete Bridges

โดย

นายรัฐภูมิ ภูมมา

เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เพื่อขอความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

พ.ศ. 2552

รัฐภูมิ ภูมิมา 2552: การประเมินสภาพและกำลังรับน้ำหนักของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสื่อมสภาพ ปรินญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: ผู้ช่วยศาสตราจารย์ปิยะ โชติกไกร, Ph.D. 215 หน้า

งานวิจัยนี้นำเสนอวิธีการตรวจสอบสภาพ และประเมินกำลังรับน้ำหนักสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยการคัดเลือกสะพานตัวอย่างจำนวน 11 สะพานที่มีปัญหาการเสื่อมสภาพจากปัจจัยทางสภาวะแวดล้อม และการรับน้ำหนักบรรทุกที่แล่นผ่าน ในการศึกษาได้ใช้การตรวจสอบสภาพด้วยสายตาในการให้คะแนนค่าดัชนีชี้วัดการเสื่อมสภาพ (Condition rating) ตาม FHWA และการทดสอบแบบไม่ทำลาย นอกจากนี้ยังได้คัดเลือกสะพานตัวอย่างจำนวน 1 สะพาน เพื่อใช้ในการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริง พร้อมทั้งทำการตรวจสอบเพิ่มเติมด้วยการทดสอบทางวัสดุ โดยนำผลที่ได้จากวิธีการต่างๆ ชั่งคั้นมาประเมินพฤติกรรมการรับน้ำหนักของโครงสร้าง และประเมินกำลังของโครงสร้างสะพานที่เสื่อมสภาพด้วยค่า Rating Factor (RF) ตามมาตรฐาน AASHTO ซึ่งจากผลการตรวจสอบสภาพสะพานทั้ง 11 สะพานพบว่า ค่าดัชนีชี้วัดการเสื่อมสภาพมีค่าอยู่ในช่วง 4 ถึง 9 การทดสอบแบบไม่ทำลายด้วยอุปกรณ์ UPV ให้ผลการทดสอบที่สอดคล้องกับการเสื่อมสภาพของโครงสร้างมากกว่าอุปกรณ์ Rebound hammer การทดสอบทางวัสดุพบว่าปริมาณคลอไรด์ ณ ตำแหน่งตอม่อส่วนล่างที่ระดับความลึก 5 ซม. จากผิวคอนกรีต ซึ่งเป็นระดับเดียวกับระยะหุ้มคอนกรีตมีปริมาณคลอไรด์มากกว่าปริมาณคลอไรด์ที่ระดับ Threshold เท่ากับ 1.2 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ซึ่งสอดคล้องกับการเสื่อมสภาพของโครงสร้างที่มีปัญหาการเกิดสนิมจนทำให้เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีต นอกจากนี้ข้อมูลที่ได้จากการวิเคราะห์ และทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริงสามารถนำไปใช้ในการคำนวณค่าคูณเพิ่มทางพลวัต (DAF), ค่าการกระจายน้ำหนักของล้อ (E) และ RF ซึ่งจากการวิเคราะห์พบว่าค่า E มีค่ามากกว่าค่าที่ได้จากสมการในมาตรฐาน AASHTO Specifications ในส่วนของค่า RF ที่ได้จากการทดสอบในภาคสนามพบว่ามีค่ามากกว่า 1 ซึ่งแสดงว่าโครงสร้างพื้นสะพานสามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกรวมทั้งกำหนดในขั้นตอนของการออกแบบได้อย่างปลอดภัย วิธีการในการประเมินสภาพและกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างพื้นสะพานที่ใช้ในการศึกษาวิจัยนี้สามารถนำไปใช้เป็นแนวทางในการประเมินระดับความเสียหาย และกำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กต่อไปได้ในอนาคต

Ruttapoohm Pumma 2009: Condition Assessment and Strength Evaluation of Deteriorated Reinforced Concrete Bridges. Master of Engineering (Civil Engineering), Major Field: Civil Engineering, Department of Civil Engineering. Thesis Advisor: Assistant Professor Piya Chotickai, Ph.D. 215 pages.

The research study presents the procedure for condition assessment and strength evaluation of deteriorated of deteriorated reinforced concrete bridges. Eleven reinforced concrete bridges deteriorated due to environmental effects and traffic loadings were chosen in the study. The damage conditions of the structures were evaluated using various nondestructive evaluations, including visual inspection, ultrasonic pulse velocity (UPV), and rebound hammer. The condition ratings of the bridge structures were determined based on the criteria suggested by FHWA and found to be in a range of 4 and 9. Additionally, one of the bridge structures was selected for an in-depth investigation using the diagnostic load test and material testing. The load-carrying capacity of the bridge structures was determined by using the rating factor (RF) in accordance with the AASHTO Standard Specifications. The experimental results indicate that the UPV testing can provide an estimate of the structural condition better than the rebound hammer testing. The chloride concentration at reinforcing steels in the piers was found to be greater than the threshold value of 1.2 kg/m^3 . This agreed with the existing condition of the piers, which had extensive cracking and spalling of concrete cover. Additionally, the results obtained from the analysis and load test were used to evaluate the dynamic amplification factor (DAF), equivalent width (E), and RF of the investigated bridge structure. The analytical results reveal that the simplified equations provided in the AASHTO Standard Specifications can overestimate the equivalent width of the investigated structure. The RF was found to be greater than 1.0; therefore, the structure can safely resist the load utilized during the design process. The procedure presented in the study may be employed for evaluating the damage condition and load-carrying capacity of other deteriorated reinforced concrete bridges.

Student's signature

Thesis Advisor's signature

____ / ____ / ____

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์เล่มนี้ จะไม่สามารถสำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดีได้เลยถ้าขาดบุคคลอันเป็นที่เคารพรัก เหล่านี้ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ปิยะ โชติโกกร อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก ที่ให้คำปรึกษาแนะนำ และตรวจแก้ไขข้อบกพร่องในวิทยานิพนธ์ ตลอดจนให้ความช่วยเหลือดูแลข้าพเจ้าในทุกๆ ด้าน ตลอดระยะเวลาของการเป็นนิสิตมหาวิทาลัยเกษตรศาสตร์อีกทั้งยังได้ปลูกฝังแนวความคิด ทางด้านวิศวกรรม และจริยธรรมที่มีส่วนช่วยส่งเสริมต่อการพัฒนาศักยภาพของข้าพเจ้า ,รอง ศาสตราจารย์ประเสริฐ สุวรรณวิทยา อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม และรองศาสตราจารย์ อาจารย์ภัชราภรณ์ สุวรรณวิทยา ที่ให้คำปรึกษาแนะนำสิ่งที่เป็นประโยชน์ต่อการดำเนินงาน โดยเฉพาะคำปรึกษาที่แฝงด้วยความอบอุ่น และเป็นกันเองจนทำให้ข้าพเจ้ารู้สึกผ่อนคลายความ กังวลจากการดำเนินงาน ตลอดจนการให้ความกรุณาตรวจแก้ไขข้อบกพร่องในวิทยานิพนธ์, รอง ศาสตราจารย์ก่อโชค จันทร์วางกูร อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม ที่ให้ความกรุณาแนะนำ และ ตรวจแก้ไขข้อบกพร่องในวิทยานิพนธ์, รองศาสตราจารย์ตระกูล อร่ามรักษ์ ประธานกรรมการสอบ วิทยานิพนธ์ ที่ให้คำแนะนำและตรวจแก้ไขข้อบกพร่องจนทำให้วิทยานิพนธ์นี้มีความสมบูรณ์มาก ยิ่งขึ้น, รองศาสตราจารย์จรพัฒน์ โชติโกกร ผู้แทนบัณฑิตสอบวิทยานิพนธ์ ที่ให้คำแนะนำที่เป็น ประโยชน์ต่อการจัดทำวิทยานิพนธ์, การสนับสนุนด้านทุนวิจัยจากสถาบันวิจัยแห่งมหาวิทาลัย เกษตรศาสตร์ การช่วยเหลือจากเจ้าที่กรมทางหลวงชนบทจังหวัดเพชรบุรี พี่ ๆ จากสำนักงาน ก่อสร้างถนนสายทาง บ้านคลองโคน-บ้านบางตะบูน และบริษัท IMMS จำกัด ที่ให้ความ อนุเคราะห์ทางด้านข้อมูลเพื่อประกอบการจัดทำวิทยานิพนธ์, เพื่อนๆ พี่ๆ น้องๆ ประจำ มหาวิทาลัยเกษตร ศาสตร์ และมหาวิทาลัยอุบลราชธานีที่คอยให้ความช่วยเหลือทางด้านจิตใจ และแรงกายจนทำให้การดำเนินงานผ่านลุล่วงไปได้ด้วยดี ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณบุคคลที่ได้ กล่าวมาทั้งหมดนี้ นอกจากบุคคลดังกล่าวข้างต้น ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา ญาติที่ นื่อง ทุกๆ ท่าน ที่ได้ให้การสนับสนุนช่วยเหลือปัจจัยต่างๆ ที่มีผลต่อการดำรงชีพ และดำเนินชีวิตที่ ถูกทางจนทำให้ข้าพเจ้ามีทุกวันนี้ ข้าพเจ้าขอมอบความดีทั้งปวงแด่ บิดา มารดา ญาติพี่น้อง ผู้มี พระคุณ คณาจารย์ทุกท่านที่ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้ และเพื่อนๆ ทุกคน

รัฐภูมิ ภูมิมา

เมษายน 2552

สารบัญ

(1)

	หน้า
สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(2)
สารบัญภาพ	(6)
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ	(16)
คำนำ	1
วัตถุประสงค์	3
การตรวจเอกสาร	5
อุปกรณ์และวิธีการ	56
อุปกรณ์	56
วิธีการ	56
ผลและวิจารณ์	106
สรุปและข้อเสนอแนะ	192
สรุป	192
ข้อเสนอแนะ	194
เอกสารและสิ่งอ้างอิง	195
ภาคผนวก	198
ประวัติการศึกษา และการทำงาน	215

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1	เกณฑ์การแบ่งระดับการเสื่อมสภาพของชิ้นส่วน	6
2	เกณฑ์การแบ่งระดับการเสื่อมสภาพของพื้นสะพานตาม NBI (Minnesota Department of Transportation)	7
3	ระดับการเสื่อมสภาพของพื้นสะพาน โดยพิจารณาจากการหลุดร่อนของ พื้นที่	9
4	ระดับของ Extent	12
5	ระดับของ Severity	12
6	ระดับของ Work	12
7	ระดับของ Investigation type code	13
8	ระดับของ Priority	13
9	การรวมกันของเกณฑ์ต่างๆ ที่ใช้ในการประเมินสภาพ	14
10	ระดับของการเสื่อมสภาพของพื้นสะพาน	16
11	ระดับความเสียหายของโครงสร้างที่สอดคล้องกับค่า Condition rating	17
12	รหัส และลักษณะความเสียหายของแต่ละชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพาน	20
13	ระดับความเสียหายของโครงสร้างที่แบ่งโดยค่า Condition rating (R)	21
14	ความสัมพันธ์ระหว่าง Reliability index กับ Probability of failure	23
15	ค่า Factor สำหรับวิธี AS และ LF	25
16	ความสัมพันธ์ระหว่าง NBI Condition rating กับค่าตัวคูณลดกำลังตาม การเสื่อมสภาพ Φ_c	27
17	ค่าตัวคูณลดกำลังตามการเสื่อมสภาพ (ϕ_c)	29
18	ผลการคำนวณค่า RF ที่ได้จากวิธีการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	32
19	ผลการคำนวณค่า RF ที่ได้จากวิธีการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุก จริง	33

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
20	ค่าเฉลี่ยของ DAF ที่ได้จากการทดสอบภาคสนาม	38
21	ค่า IM ที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงความเร็วของรถบรรทุก	39
22	ผลปัจจัยที่มีต่อค่า IM	39
23	ผลของค่า E	42
24	ค่าโมเมนต์สูงสุดที่ได้จากการทดสอบด้วย FEM	44
25	รายละเอียดของสะพานตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา	62
26	ขนาดของตัวอย่างคอนกรีต มีหน่วยเป็นเซนติเมตร	68
27	คุณสมบัติของ Strain gage	88
28	คุณสมบัติของ Accelerometer	91
29	ผลการประเมินสภาพโครงสร้างสะพาน	107
30	ค่า RF สำหรับที่ระดับ Inventory และ Operating ของสะพานตัวอย่าง กรณีไม่พิจารณารวมผลของการเสื่อมสภาพ	108
31	ค่า RF สำหรับที่ระดับ Inventory และ Operating ของสะพานตัวอย่าง กรณีที่พิจารณารวมผลการเสื่อมสภาพต่อการลดกำลังของสะพาน	109
32	อัตราส่วนความกว้างต่อความยาว และแฟคเตอร์ที่ใช้ในการปรับแก้ ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต	114
33	ผลกำลังอัดของคอนกรีต (f_c') และผลความเร็วของคลื่นที่เคลื่อนที่ผ่าน ตัวอย่างคอนกรีต	114
34	ปริมาณคลอไรด์ที่ยอมให้มีได้ในเนื้อคอนกรีต	117
35	ค่าปริมาณคลอไรด์ทั้งหมด (Total chloride) ของตัวอย่างผกคอนกรีต	120
36	ผลคุณภาพของคอนกรีตที่ได้จากการตรวจสอบด้วยอุปกรณ์ UPV	123
37	ค่าความเร็วเฉลี่ย ณ ตำแหน่งที่ทำการขุดเจาะแกนคอนกรีต ตำแหน่ง ตอม่อ (P01, P02) (S1) และคานขวาง (C1) มีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที	125
38	เปรียบเทียบความเร็วคลื่นที่เคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างเจาะเก็บคอนกรีตกับ กำลังคอนกรีต	127

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
39	ค่ากำลังอัดเฉลี่ย (กก./ซม. ²) ณ ตำแหน่งที่ทำการขุดเจาะแกนคอนกรีต ตำแหน่งตอม่อ (P01, P02) พื้นสะพาน (S1) และคานขวาง (C1)	129
40	ผลเปรียบเทียบกำลังอัดที่ได้จากการทดสอบด้วย Rebound hammer กับ การทดสอบในห้องปฏิบัติการ	132
41	ค่า DAF เฉลี่ยของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม สำหรับแต่ละความเร็ว ของรถบรรทุก	152
42	โหมคการสั่นไหวของแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ	158
43	โหมคการสั่นไหวของ โครงสร้างสะพานที่ได้จากผลการทดสอบใน ภาคสนาม	158
44	การเปรียบเทียบความถี่ธรรมชาติของแบบจำลอง โครงสร้างสะพานและ ผลการทดสอบในภาคสนาม	159
45	ผลเฉลี่ยของค่าการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งที่ได้จากการทดสอบภายใต้แรง กระทำแบบสถิต มีหน่วยเป็นมิลลิเมตร	166
46	การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งระหว่างแบบจำลอง โครงสร้าง สะพานกับผลการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต สำหรับรถบรรทุก หนึ่งคัน มีหน่วยเป็นมิลลิเมตร	167
47	การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งระหว่างแบบจำลอง โครงสร้าง สะพานกับผลการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต สำหรับรถบรรทุก สองคัน มีหน่วยเป็นมิลลิเมตร	167
48	การเปรียบเทียบความเครียดของแบบจำลอง โครงสร้างสะพาน(Exterior span) กับการทดสอบการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต สำหรับ รถบรรทุกหนึ่งคัน มีหน่วยเป็น ($\times 10^{-6}$ mm/mm)	176
49	การเปรียบเทียบความเครียดของแบบจำลอง โครงสร้างสะพาน(Exterior span) กับการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต สำหรับรถบรรทุกสอง คัน มีหน่วยเป็น ($\times 10^{-6}$ mm/mm)	177

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
50	ค่าการกระจายน้ำหนักของล้อ (E)	185
51	ผลโมเมนต์ที่เกิดจากหน่วยแรงสถิตที่ผิวบนและล่างของแบบจำลองสะพานที่มีราวกันตก	187
52	ผลโมเมนต์ที่เกิดจากหน่วยแรงสถิตที่ผิวบนและล่างของแบบจำลองสะพานที่ไม่มีราวกันตก	188
53	ผลของพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณค่า Rating factor	190
54	ค่า Rating factor และ Bridge member rating	191
ตารางผนวกที่		
1	ขนาดและระยะของเหล็กเสริม	213

สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1	การเปรียบเทียบค่า Condition rating	8
2	การกระจายน้ำหนักลงเพลาสําหรับรถบรรทุกมาตรฐาน HS20 -44	26
3	การกระจายของค่า RF ที่ได้จากวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์กับวิธีทดสอบ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริง	34
4	ผลตอบสนองที่ได้จากการวัด Displacement	36
5	ชนิดของรถบรรทุก	37
6	การวางน้ำหนักของรถสิบล้อ 2 คัน วิ่งคู่ขนาน	37
7	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า E กับ ความยาวของสะพาน	41
8	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า E กับ ความกว้างของพื้นสะพาน	41
9	ตำแหน่งของน้ำหนักกระทำต่อพื้นสะพาน และตำแหน่งหลุม	43
10	ผลข้อมูล Time history ที่ได้จากเครื่องมือ Accelerometer สำหรับการสั่น แบบอิสระ	46
11	แสดงความสัมพันธ์ของประวัตเวลา และสัญญาณความถี่	52
12	การกรองสัญญาณต่ำในช่วงสัญญาณประมาณ 0.5π rad/s	53
13	การกรองสัญญาณสูงในช่วงสัญญาณประมาณ 0.5π rad/s	53
14	การกรองสัญญาณสูงในช่วงสัญญาณประมาณ $0.3-0.8 \pi$ rad/s	54
15	เปรียบเทียบการกรองสัญญาณระหว่างการกรองสัญญาณในอุดมคติกับ สัญญาณที่เกิดขึ้นจริง	55
16	แบบฟอร์ม Key plan	58
17	แบบฟอร์มสำหรับตรวจสภาพผิวถนน (Wearing surface)	59
18	แบบฟอร์มสำหรับตรวจสอบสภาพพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก	60
19	แบบฟอร์มสำหรับตรวจสอบสภาพตอม่อริมตลิ่ง	61
20	สะพานข้ามคลองปากลัดที่ทำการประเมินสภาพ	63
21	สภาพพื้นผิวทางที่เกิดการหลุดร่อนจนเห็นเหล็กเสริม	63

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
22	จำนวนช่วง และความยาวของสะพาน มีหน่วยเป็นเมตร	65
24	เจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีต ณ ตำแหน่ง Cross beam (Core 2)	66
25	เจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีต ณ ตำแหน่ง Curb span 2 (Core 3)	66
26	สภาพตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากเจาะเก็บ	67
27	ตัวอย่างคอนกรีตขณะทำการตัดเพื่อให้ได้ขนาดตามต้องการ	67
28	ตัวอย่างคอนกรีตขณะทดสอบกำลังรับแรงอัด	68
29	การเกิดปฏิกิริยาเคมีของการกักคร่อนเหล็กเสริม	69
30	ตำแหน่งการเจาะเก็บตัวอย่างผงคอนกรีตบริเวณตอม่อ ณ ตำแหน่ง Line3	70
31	ทำความสะอาดพื้นผิวคอนกรีตแล้วทำการกำหนดจุดที่จะทำการเจาะเก็บตัวอย่าง	71
32	เจาะที่ระดับความลึกที่ต้องการแล้วทำการเก็บผงตัวอย่าง	71
33	ทำความสะอาดรูเจาะก่อนที่จะทำการเจาะเก็บผงคอนกรีตในระดับต่อไป	71
34	อุปกรณ์ Ultrasonic pulse velocity (UPV) หรือ PUNDIT	73
35	วิธีการวางตัวรับ และตัวส่งของอุปกรณ์ UPV	73
36	ตำแหน่งทดสอบเครื่อง UPV บริเวณตอม่อ ณ ตำแหน่ง Line 3	74
37	ตำแหน่งการวางตัวรับคลื่น Ultrasonic pulse	74
38	ปรับแก้อุปกรณ์ UPV และทดสอบ UPV ณ ตำแหน่ง Curb span 2 (Core 3)	75
39	อุปกรณ์ Rebound hammer	75
40	กำหนดตำแหน่งทดสอบ	76
41	ทดสอบ Rebound hammer ณ ตำแหน่ง Cross beam (Core 2)	76
42	อุปกรณ์ Strain gage ติดคอนกรีต	77
43	อุปกรณ์ Accelerometer	77
44	อุปกรณ์ TML Displacement transducer	78
45	อุปกรณ์ Data logger รุ่น SDA 810C และ Data logger รุ่น PCD 300	78
46	อุปกรณ์ Computer	79

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
47	สะพานข้ามคลองเหมืองตานิม	79
48	ผิวทางที่เกิดการสึกกร่อนจนเห็นมวลรวม	80
49	คอนกรีตบริเวณตอม่อเกิดการหลุดร่อนออกจนเห็นเหล็กเสริม	80
50	แบบจำลองเบื้องต้นของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม	81
51	ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์บนพื้นสะพาน มีหน่วยเป็นเมตร	83
52	รูปตัด A มีหน่วยเป็นเมตร	83
53	ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์บริเวณตอม่อ ณ ตำแหน่ง Line 3 มีหน่วยเป็น เมตร	84
54	น้ำหนักลงเพลลาสำหรับรถบรรทุกทดสอบคันที่หนึ่ง (น้ำหนักรวมเท่ากับ 21816 กก.) ระยะห่างระหว่างเพลลา มีหน่วยเป็นเมตร	86
55	น้ำหนักลงเพลลาสำหรับรถบรรทุกทดสอบคันที่สอง (น้ำหนักรวมเท่ากับ 21864 กก.) ระยะห่างระหว่างเพลลา มีหน่วยเป็นเมตร	86
56	ตำแหน่งการวางน้ำหนักรถบรรทุกทดสอบบนพื้นสะพาน มีหน่วยเป็น เมตร	87
57	ตำแหน่งการจัดวางเครื่องมือของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม	87
58	ติดตั้ง Strain gage	89
59	การเชื่อมต่อวงจรไฟฟ้า	90
60	การติดตั้ง Accelerometer	92
61	การติดตั้ง TML displacement transducer	93
62	ระบบการทำงานของ Data logger	94
63	โปรแกรม SDA-810C_SDA-830C Software และการตั้งค่าโปรแกรม	95
64	โปรแกรม PCD - 300A Software	96
65	รถบรรทุกหยุค ณ ตำแหน่ง L/4 ตำแหน่งแรก มีหน่วยเป็นเมตร	98
66	รถบรรทุกหยุค ณ ตำแหน่ง L/2 ตำแหน่งที่สอง มีหน่วยเป็นเมตร	98

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
67	การวางน้ำหนักบรรทุกทุกสำหรับการทดสอบแบบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต	99
68	รถบรรทุกวิ่งด้วยความเร็วที่กำหนด สำหรับการทดสอบแบบภายใต้แรงกระทำแบบพลวัต	100
69	ตัวอย่างของสัญญาณรบกวนที่เกิดขึ้นสำหรับอุปกรณ์ Strain gage	101
70	ตัวอย่างสัญญาณทางสถิติศาสตร์ที่ผ่านการกรองสัญญาณแล้ว	102
71	Beam element	103
72	สภาพของความเค้นในชิ้นส่วนเล็กๆของ Solid element	104
73	กรณีไม่พิจารณาผลของการเสื่อมสภาพ (CR=9)	110
74	กรณีที่พิจารณาผลของการเสื่อมสภาพต่อการลดกำลังของสะพาน	111
75	สมการปรับแก้น้ำหนักของเครื่องมือทดสอบ	113
76	การวิบัติของตัวอย่าง Core 1	115
77	การวิบัติของตัวอย่าง Core2	115
78	การวิบัติของตัวอย่าง Core3	115
79	การแทรกซึมคลอไรด์ทั้งหมด ณ ตำแหน่ง TOP	121
80	การแทรกซึมคลอไรด์ทั้งหมด ณ ตำแหน่ง BOTTOM	121
81	การแทรกซึมคลอไรด์ทั้งหมด ณ ตำแหน่งท้องพื้นสะพาน	122
82	สะพานข้ามแม่น้ำเพชรบุรีและการทดสอบอุปกรณ์ UPV ณ ตำแหน่งคานขวาง	124
83	สะพานข้ามแม่น้ำวัดเขาตะเคราและการทดสอบอุปกรณ์ UPV ณ ตำแหน่งตอม่อ	124
84	การเสื่อมสภาพของสะพานข้ามแม่น้ำวัดเขาตะเครา	126
85	การเสื่อมสภาพของสะพานคลองเหมืองตานิม	126
86	ทดสอบตัวอย่างเจาะเก็บคอนกรีตด้วยอุปกรณ์ UPV	127
87	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัด กับค่า Rebound number	128
88	การเสื่อมสภาพของสะพานข้ามแม่น้ำปากถัด	130

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
89	การเสื่อมสภาพของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม	131
90	ตรวจสอบช่วงความถี่ของสัญญาณรบกวนก่อนเข้า และหลังออกของรถบรรทุก	133
91	ความถี่ของสัญญาณรบกวนก่อนเข้า และหลังออกของรถบรรทุก	133
92	ข้อมูลความเร่งของโครงสร้างสะพานที่ ณ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน (L/2) หลังจากทำการกรองสัญญาณรบกวนที่ 46 Hz	134
93	ข้อมูลความเร่งของการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระของโครงสร้างพื้นสะพาน ณ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน (L/2)	134
94	ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน ณ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน (L/2)	135
95	ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน ณ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน (L/2)	136
96	ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน ณ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน (L/2)	136
97	ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพานของโหมด 1 ที่ได้จากการกรองสัญญาณต่ำที่ 28 Hz	137
98	กราฟข้อมูล Time history ที่แสดงถึงช่วงอัตราส่วนความหน่วงสำหรับการสั่นแบบอิสระของโหมด 1	138
99	กราฟข้อมูล Time history ที่แสดงถึงช่วงอัตราส่วนความหน่วงสำหรับการสั่นแบบอิสระของโหมด 2	138
100	กราฟข้อมูล Time history ที่แสดงถึงช่วงอัตราส่วนความหน่วงสำหรับการสั่นแบบอิสระของโหมด 3	138
101	กราฟข้อมูล Time history ที่อยู่ในรูปของค่า Autocorrelation โดยแสดงถึงช่วงอัตราส่วนความหน่วงสำหรับการสั่นแบบอิสระของโหมด 1	139
102	กราฟข้อมูล Time history ที่อยู่ในรูปของค่า Autocorrelation โดยแสดงถึงช่วงอัตราส่วนความหน่วงสำหรับการสั่นแบบอิสระของโหมด 2	139

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
103	กราฟข้อมูล Time history ที่อยู่ในรูปของค่า Autocorrelation โดยแสดงถึงช่วงอัตราส่วนความหน่วงสำหรับการสั่นแบบอิสระของโหมค 3	140
104	ข้อมูล Time history ของ Strain gage ณ ตำแหน่ง L/2 ที่รถบรรทุกสองคันเคลื่อนที่ด้วยความเร็ว 60 กม.ต่อชม. ที่ยังไม่ดำเนินการกรองสัญญาณ	142
105	หลังทำการกรองสัญญาณต่ำ(Low-pass filter) ที่ความถี่เฉลี่ยที่ 63 Hz จะได้ข้อมูลสัญญาณเชิงพลวัต	142
106	หลังทำการกรองสัญญาณต่ำ(Low-pass filter) ที่ความถี่ธรรมชาติ 12 Hz จะได้ข้อมูลสัญญาณเชิงสถิต	143
107	ผลต่างของข้อมูลสัญญาณเชิงพลวัตกับข้อมูลสัญญาณเชิงสถิตของโครงสร้างสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม ณ ตำแหน่ง L/2 ที่ได้จากอุปกรณ์ Strain gage	143
108	ข้อมูล Time history ของ TML displacement transducer ณ ตำแหน่ง L/2 ที่รถบรรทุกสองคันเคลื่อนที่ด้วยความเร็ว 60 กม.ต่อชม. ที่ยังไม่ดำเนินการกรองสัญญาณ	144
109	หลังทำการกรองสัญญาณต่ำ(Low-pass filter) ที่ความถี่เฉลี่ยที่ 33 Hz จะได้ข้อมูลสัญญาณเชิงพลวัต	145
110	หลังทำการกรองสัญญาณต่ำ(Low-pass filter) ที่ความถี่ธรรมชาติ 12 Hz จะได้ข้อมูลสัญญาณเชิงสถิต	145
111	ผลต่างของข้อมูลสัญญาณเชิงพลวัตกับข้อมูลสัญญาณเชิงสถิตของโครงสร้างสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม ณ ตำแหน่ง L/2 ที่ได้จากอุปกรณ์ TML displacement transducer	146
112	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า DAF % กับ Static strain ที่ได้การติดตั้ง Strain gage ที่ระยะ 5 เมตร(L/2) ของ Exterior span	147
113	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า DAF % กับ Static strain ที่ได้การติดตั้ง Strain gage ที่ระยะ 5 เมตร(L/2) ของ Interior span	147

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
114	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า DAF % กับ Static strain จาก Strain gage ที่ระยะ 5 เมตร (L/2) ซึ่งเป็นผลมาการทดสอบทางพลศาสตร์	148
115	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า DAF % กับ Static deflection ที่ได้รับการติดตั้ง TML displacement transducer ที่ระยะ 5 เมตร (L/2)	148
116	ความสัมพันธ์ระหว่าง % DAF กับ ความเร็ว ที่ได้รับการติดตั้ง Strain gage ที่ระยะ 5 เมตร (L/2) ของ Exterior span	149
117	ความสัมพันธ์ระหว่าง % DAF กับ ความเร็ว ที่ได้รับการติดตั้ง Strain gage ที่ระยะ 5 เมตร (L/2) ของ Interior span	150
118	ความสัมพันธ์ระหว่าง % DAF กับ ความเร็ว ที่ได้รับการติดตั้ง TML displacement transducer ที่ระยะ 5 เมตร (L/2) ของ Exterior span	150
119	ความสัมพันธ์ค่า DAF กับความเร็วของรถบรรทุก ที่ได้จากอุปกรณ์ Strain gage และ TML displacement transducer ที่ระยะ L/2	151
120	โหมดการสั่นไหวแบบ 3 มิติของโครงสร้างสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมที่รวมราวกันตก (With curb)	154
121	โหมดการสั่นไหวแบบ 3 มิติของโครงสร้างสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมที่ไม่รวมราวกันตก (Without curb)	156
122	การเคลื่อนที่ในแนวตั้งของแบบจำลองสะพานที่มีราวกันตก (With curb) สำหรับรถบรรทุกหนึ่งคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง L/4 และ L/2	160
123	การเคลื่อนที่ในแนวตั้งของแบบจำลองสะพานที่มีราวกันตก (With curb) สำหรับรถบรรทุกสองคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง L/4 และ L/2	161
124	การเคลื่อนที่ในแนวตั้งของแบบจำลองสะพานที่ไม่มีราวกันตก (Without curb) สำหรับรถบรรทุกหนึ่งคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง L/4 และ L/2	162
125	การเคลื่อนที่ในแนวตั้งของแบบจำลองสะพานที่ไม่มีราวกันตก (Without curb) สำหรับรถบรรทุกสองคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง L/4 และ L/2	163

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
126	การเปรียบเทียบผลของรถบรรทุกหนึ่งคันที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งที่ $L/2$ ณ ตำแหน่งกลางสะพาน	164
127	การเปรียบเทียบผลของรถบรรทุกหนึ่งคันที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งที่ $L/2$ ณ ตำแหน่งขอบสะพาน	164
128	การเปรียบเทียบผลของรถบรรทุกสองคันที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งที่ $L/2$ ณ ตำแหน่งกลางสะพาน	165
129	การเปรียบเทียบผลของรถบรรทุกสองคันที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งที่ $L/2$ ณ ตำแหน่งขอบสะพาน	165
130	ระยะระหว่างเพลารถบรรทุก และพื้นที่การกระจายน้ำหนักของล้อรถบรรทุก	169
131	ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ มีราวกันตกที่เกิดจากรถบรรทุกหนึ่งคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง $L/4$ และ $L/2$	170
132	ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ มีราวกันตกที่เกิดจากรถบรรทุกสองคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง $L/4$ และ $L/2$	171
133	ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ ไม่มีราวกันตกที่เกิดจากรถบรรทุกหนึ่งคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง $L/4$ และ $L/2$	172
134	ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ ไม่มีราวกันตกที่เกิดจากรถบรรทุกสองคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง $L/4$ และ $L/2$	173
135	การเปรียบเทียบผลความเครียดสถิติระหว่างการทดสอบในภาคสนามกับ FEM 3D สำหรับกรณีรถบรรทุกหนึ่งคันที่ทำให้เกิดความเครียดสถิติ ณ ตำแหน่ง $L/4$ ตรงตำแหน่งกึ่งกลางความกว้างสะพาน	174
136	การเปรียบเทียบผลความเครียดสถิติระหว่างการทดสอบในภาคสนาม กับ FEM 3D สำหรับกรณีรถบรรทุกหนึ่งคันที่ทำให้เกิดความเครียดสถิติ ณ ตำแหน่ง $L/2$ ตรงตำแหน่งกึ่งกลางความกว้างสะพาน	175

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
137	การเปรียบเทียบผลของรถบรรทุกสองคันที่ทำให้เกิดความเครียดสถิต ณ ตำแหน่ง L/4 ตรงตำแหน่งกึ่งกลางความกว้างสะพาน	175
138	การเปรียบเทียบผลของรถบรรทุกสองคันที่ทำให้เกิดความเครียดสถิต ณ ตำแหน่ง L/2 ตรงตำแหน่งกึ่งกลางความกว้างสะพาน	176
139	ระยะห่างระหว่างล้อรถบรรทุกกับ Curb และระยะห่างระหว่างรถบรรทุกสองคัน มีหน่วยเป็นเมตร	180
140	การวางน้ำหนักรถบรรทุกตามมาตรฐาน AASHTO Specifications (2002) (ก) Centered load (ข) Edge load มีหน่วยเป็นเมตร	181
141	หน่วยแรงสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM 3D With curb กรณีน้ำหนักรถบรรทุกวางที่ตำแหน่ง Centered load	182
142	หน่วยแรงสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM 3D With curb กรณีน้ำหนักรถบรรทุกวางที่ตำแหน่ง Edge load	182
143	หน่วยแรงสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM 3D Without curb กรณีน้ำหนักรถบรรทุกวางที่ตำแหน่ง Centered load	183
144	หน่วยแรงสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM 3D Without curb กรณีน้ำหนักรถบรรทุกวางที่ตำแหน่ง Edge load	183
145	ค่าการกระจายหน่วยแรงที่เกิดขึ้นบนพื้นสะพานคอนกรีตต่อหนึ่งหน่วยความยาว	184
146	ค่าโมเมนต์ต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง ณ ตำแหน่งหน้าตัดที่พิจารณา (L/2) ของช่วงความยาวสะพาน	185
147	หน่วยแรงสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM 3D With curb กรณีน้ำหนักพื้นผิว (Asphalt)	186
148	หน่วยแรงสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM 3D Without curb ภายใต้น้ำหนักของ Curb และพื้น (Deck)	187

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่		หน้า
1	แผนที่ตั้งตำแหน่งของสะพาน	199
2	สะพานข้ามคลองขุดเล็ก	200
3	สะพานข้ามคลองแพรกตามัน	200
4	สะพานข้ามคลองสองพี่น้อง	201
5	สะพานข้ามคลองตานิ่ง	201
6	สะพานข้ามแพรกขุด	202
7	สะพานข้ามคลองปากลัด	202
8	สะพานข้ามคลองแพรกเขมร	203
9	สะพานชายเลน 2	203
10	สะพานข้ามคลองเหมืองตานิม	204
11	สะพานข้ามแม่น้ำเพชรบุรี	204
12	สะพานข้างวัดเขราตะเครา	205
13	แปลนแสดงการเสริมเหล็กพื้น	206
14	รูปตัด ก - ก	206
15	รูปตัด ข - ข	207
16	ตรวจสอบช่วงความถี่ของสัญญาณรบกวนก่อนเข้าและหลังออกของ รถบรรทุกวิ่งด้วยความเร็ว 40 กิโลเมตรต่อชั่วโมง สำหรับทิศทางขนาน กับทางจราจร (A03)	208
17	ความถี่ของสัญญาณรบกวนก่อนเข้าและหลังออกของรถบรรทุก	208
18	ข้อมูลความเร่ง (A03) ณ ตำแหน่งตอม่อสะพาน (P3) หลังจากที่ทำกร กรองสัญญาณรบกวนที่ 46.78 Hz	209
19	ข้อมูลความเร่งของการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระของตอม่อ สะพาน	209
20	ความถี่ธรรมชาติของตอม่อสะพาน (P3)	210
21	ค่าโมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกจรที่เปลี่ยนตามช่วงความยาวสะพาน	210
22	ตัวอย่างรายการคำนวณค่า Rating factor	211

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

มม.	=	มิลลิเมตร
ซม.	=	เซนติเมตร
ม.	=	เมตร
กม./ชม.	=	กิโลเมตรต่อชั่วโมง
กก.-ซม.	=	กิโลกรัม-เซนติเมตร
กก./ชม. ²	=	กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
กก.-ม.	=	กิโลกรัม-เมตร
กก.-ม./ม.	=	กิโลกรัม-เมตรต่อเมตร
กก./ม. ³	=	กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร
m/s ²	=	เมตรต่อวินาทีกำลังสอง
km/hr	=	กิโลเมตรต่อชั่วโมง
Hz	=	เฮิรตซ์
ksc	=	กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
ms	=	มิลลิวินาที
s	=	วินาที
AS	=	Allowable Stress
LF	=	Load Factor
LRFR	=	Load and Resistance Factor Rating
RF	=	Rating Factor
DAF	=	Dynamic amplification factor
CR	=	Condition rating
IM	=	Impact factor
FEM	=	Finite element method
NBI	=	National bridge inventory
NDT	=	Nondestructive testing

การประเมินสภาพและกำลังรับน้ำหนักของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสื่อมสภาพ

Condition Assessment and Strength Evaluation of Deteriorated Reinforced Concrete Bridges

คำนำ

โครงสร้างสะพานเป็นองค์ประกอบหนึ่งที่สำคัญในระบบคมนาคมขนส่งทางบก ซึ่งทำหน้าที่ในการรองรับยานพาหนะที่เดินทางเชื่อมต่อระหว่างฝั่ง เมื่อใช้งานสะพานไปในระยะเวลาหนึ่ง โครงสร้างจะเกิดปัญหาการเสื่อมสภาพซึ่งอาจมีเหตุปัจจัยมาจากการรับน้ำหนักของยานพาหนะที่แล่นผ่าน การก่อสร้างที่ไม่เป็นไปตามมาตรฐาน การบำรุงรักษาที่ไม่เหมาะสม การเพิ่มขนาดพิคัดน้ำหนักยานพาหนะที่ย่อมให้ตามกฎหมาย การเพิ่มของปริมาณการจราจรที่ไม่สอดคล้องกับสมมุติฐานที่ใช้ในขั้นตอนของการออกแบบ และปัจจัยทางสภาวะแวดล้อม ตัวอย่างเช่น กรณีโครงสร้างที่ตั้งอยู่ใกล้ชายฝั่งหรือสัมผัสน้ำทะเลซึ่งอยู่ในสภาวะที่มีคลอไรด์สูง ปัจจัยต่างๆ ข้างต้นมีส่วนทำให้กำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างลดลง ดังนั้น จึงมีความจำเป็นที่จะต้องมีการตรวจสอบสภาพของสะพานในระดับของการสูญเสียหน้าตัดของโครงสร้าง รวมทั้งประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพาน เพื่อให้สะพานมีความมั่นคงแข็งแรงและสามารถใช้งานได้อย่างมีความปลอดภัย

ในการตรวจสอบสภาพของสะพาน มาตรฐาน AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) ได้ให้แนวทางในการประเมินระดับการเสื่อมสภาพโดยใช้วิธีการประเมินด้วยสายตา ซึ่งพิจารณาถึงการเสื่อมสภาพของโครงสร้างในลักษณะต่างๆ เช่น การหลุดร่อนของคอนกรีต การแยกตัว รอยแตกและการเกิดสนิม เป็นต้น ซึ่งปัจจัยต่างๆ เหล่านี้ทำให้คุณสมบัติในการรับแรงของโครงสร้างลดลง นอกจากนี้ เพื่อให้ทราบถึงสภาพของโครงสร้าง โดยที่ไม่ทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหายมากไปกว่าเดิม ในการประเมินสภาพโครงสร้างมักใช้วิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย เช่น การทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตด้วย Rebound hammer และการทดสอบด้วยคลื่น Ultrasonic pulse velocity สำหรับวิธีการในการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างมาตรฐาน AASHTO ได้ให้หลักเกณฑ์ในการประเมินกำลังของโครงสร้างซึ่งสามารถระบุได้ในรูปของค่า Rating factor หรือ RF ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างกำลังรับน้ำหนักของชิ้นส่วน

โครงสร้างที่หักลอบอกด้วยผลตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกแบบคงที่ต่อผลตอบสนอง เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร เพื่อใช้บอกถึงขีดความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพาน

สำหรับประเทศไทยการใช้ค่า RF เพื่อประเมินกำลังรับน้ำหนักของสะพาน จะนิยมใช้วิธี Load Factor (LF) มาตรฐาน AASHTO Manual for Condition Evaluation of Bridges (1994) ไม่ได้ให้เกณฑ์ในการพิจารณาถึงการรับน้ำหนักของโครงสร้างเนื่องจากการเสื่อมสภาพที่ชัดเจน จากปัญหาดังกล่าวได้มีวิศวกรในไทยที่มีประสบการณ์ และมีความชำนาญได้กำหนดตัวคูณลดกำลังตามการเสื่อมสภาพขึ้นโดยมีค่าตั้งแต่ 0.55 ถึง 1 เพื่อใช้ในการประเมินกำลังรับน้ำหนักของสะพานที่เสื่อมสภาพ จากปัญหาเดียวกันมาตรฐาน AASHTO จึงได้พัฒนามาตรฐาน Load and Resistance Factor Rating (LRFR) ขึ้นมาโดยใช้เป้าระดับความปลอดภัยเดียวกันกับวิธี LF โดยมาตรฐาน LRFR ได้ให้ค่าตัวคูณลดกำลังตามการเสื่อมสภาพสภาพตั้งแต่ 0.85 ถึง 1

ดังนั้น ในการศึกษาวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นศึกษาวิธีการคำนวณค่า RF ด้วยวิธีการต่างๆ ตลอดจนการประยุกต์ใช้อุปกรณ์ทดสอบ เพื่อใช้ในการประเมินสภาพสะพาน ในการทดสอบได้คัดเลือกสะพานที่มีการเสื่อมสภาพโดยใช้ การทดสอบแบบไม่ทำลายด้วยวิธีการต่างๆ การทดสอบพฤติกรรมการรับน้ำหนักของโครงสร้างในภาคสนาม และการวิเคราะห์โครงสร้าง เพื่อนำผลที่ได้มาใช้ในการประเมินสภาพสะพานตลอดจนใช้เป็นข้อมูลในการซ่อมบำรุงสะพานต่อไป

วัตถุประสงค์

- 1) เพื่อศึกษาวิธีการประเมินสภาพของโครงสร้างด้วยสายตารวมทั้งดัชนีชี้วัดที่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก
- 2) เพื่อศึกษาและเปรียบเทียบค่า Rating factor ของโครงสร้างพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับ 3 วิธีการได้แก่ Allowable Stress (AS), Load Factor (LF) และ Load and Resistance Factor Rating (LRFR)
- 3) เพื่อศึกษาการประยุกต์ใช้วิธีการทดสอบแบบไม่ทำลายในการประเมินสภาพเนื่องจากปัญหาการเกิดสนิมของ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก
- 4) เพื่อศึกษาผลกระทบของการเสื่อมสภาพที่มีต่อกำลังรับน้ำหนักของ โครงสร้างพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ขอบเขตของการวิจัย

การศึกษานี้ต้องการประเมินสภาพสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสื่อมสภาพเนื่องจากทางปัญหาสภาวะแวดล้อมที่มีคลอไรด์ ด้วยวิธีการประเมินด้วยสายตา และการทดสอบแบบไม่ทำลาย พร้อมทั้งการให้คะแนนตามสภาพโครงสร้าง (Condition rating) และประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยค่า Rating factor โดยการคัดเลือกโครงสร้างสะพานตัวอย่างจำนวน 11 สะพาน นอกจากนี้ ยังได้คัดเลือกสะพานตัวอย่างจำนวน 1 สะพาน เพื่อใช้ในการประเมินสภาพด้วยวิธีการทดสอบในภาคสนามต่างๆ ได้แก่ การทดสอบทางวัสดุ และการทดสอบด้วยวิธี Load test

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) ทราบถึงวิธีการประเมินสภาพและดัชนีชี้วัดการเสื่อมสภาพ (Condition rating) ที่มีอยู่ในมาตรฐานต่างๆในปัจจุบัน
- 2) ทราบถึงระดับความปลอดภัยของพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดการเสื่อมสภาพ และปัจจัยที่มีผลต่อความแตกต่างของค่า Rating factor สำหรับ 3 วิธี ได้แก่ Allowable Stress (AS) Load Factor (LF) และ Load and Resistance Factor Rating (LRFR)
- 3) ทราบถึงวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลายและการนำอุปกรณ์มาประยุกต์ใช้ในการประเมินสภาพสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก
- 4) ทราบถึงปัญหาและผลกระทบของการเสื่อมสภาพเนื่องจากการเกิดสนิมของโครงสร้างพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผลต่อกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้าง

การตรวจเอกสาร

1. การประเมินระดับการเสื่อมสภาพของโครงสร้างสะพานด้วยค่าดัชนีชี้วัด (Condition Rating)

Condition rating (CR) เป็นค่าที่ใช้ในการประเมินระดับการเสื่อมสภาพของโครงสร้างสะพาน โดยทั่วไปการให้คะแนนค่า CR จะพิจารณาจากเกณฑ์ที่บรรยายลักษณะการเสื่อมสภาพที่กล่าวถึงข้อบกพร่องและความเสียหายที่เกิดบนสะพาน ในแต่ละประเทศจะมีเกณฑ์การพิจารณาการเสื่อมสภาพที่แตกต่างกันไปขึ้นอยู่กับสภาพแวดล้อม ตลอดจนสภาพการใช้งานของสะพาน เพื่อให้ทราบถึงวิธีการ และเกณฑ์ในการประเมินสภาพของสะพานในการศึกษาวิจัยนี้จึงได้ยกตัวอย่างข้อมูลของประเทศที่ได้มีการใช้ค่า Condition rating โดยคัดเลือกประเทศตัวอย่างจำนวน 4 ประเทศได้แก่ ประเทศสหรัฐอเมริกา อังกฤษ ออสเตรีย และโซเวเนีย ซึ่งโดยทั่วไปเกณฑ์ที่ใช้ในการประเมินสภาพของโครงสร้างจะพิจารณาจาก ขนาด ความรุนแรง และสาเหตุของข้อบกพร่องบนโครงสร้าง

1.1 ประเทศสหรัฐอเมริกา

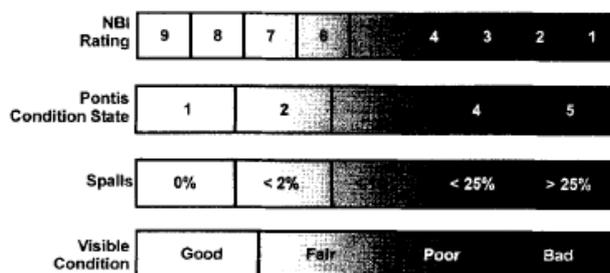
ในปี ค.ศ. 1970 National bridge inventory (NBI) ได้ให้เกณฑ์ในการแบ่งระดับการเสื่อมสภาพโดยใช้ตัวเลข 0 ถึง 9 (CR) ต่อมาในปี ค.ศ. 1995 ได้มีการพัฒนามาเป็น Pontis condition state ซึ่งได้แบ่งระดับการเสื่อมสภาพโดยใช้ตัวเลข 1 ถึง 5 ในการประเมินสภาพตามเกณฑ์ของ NBI สามารถกระทำได้โดยการประเมินสภาพของแต่ละชิ้นส่วน (Member) บนส่วนประกอบของโครงสร้าง (Component) ได้แก่ 1) พื้น (Deck), 2) โครงสร้างส่วนบน (Superstructure) 3) โครงสร้างส่วนล่าง (Substructure) และ 4) ทางระบายน้ำ (Channel) โดยแบ่งค่า Condition rating ตามลักษณะการเสื่อมสภาพออกเป็น Good, Fair และ Poor ดังแสดงในตารางที่ 1 ซึ่งอธิบายถึงลักษณะของความเสียหาย หรือข้อบกพร่องที่เกิดบนโครงสร้างเช่น รอยแตก การหลุดร่อน เป็นต้น หลังจากที่ทำกรประเมินในแต่ละชิ้นส่วนแล้วจึงรวบรวมข้อมูลเพื่อใช้ประกอบในการประเมินสภาพในแต่ละส่วนประกอบของโครงสร้าง (Component) ดังตัวอย่างที่แสดงในตารางที่ 2 ซึ่งเป็นเกณฑ์แสดงระดับการเสื่อมสภาพของพื้นตามลักษณะของความรุนแรง สาเหตุ ตลอดจนชนิดของความเสียหาย โดยที่ข้อมูลบางส่วนสามารถระบุเป็นเปอร์เซ็นต์ของการเสื่อมสภาพต่อพื้นที่เพื่อให้ความสะดวกต่อการแบ่งระดับของการเสื่อมสภาพ ภาพที่ 1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง NBI rating และ Pontis rating ของโครงสร้างพื้นสำหรับระบบของ NBI ถ้าตัวเลขของ Condition rating มีค่าเท่ากับ 9 แสดงว่าโครงสร้างมีสภาพใกล้เคียงเหมือนใหม่ และเมื่อมีค่าเท่ากับ 0 แสดงว่าโครงสร้างมีความไม่ปลอดภัยในการใช้งานและต้องการซ่อมแซมอย่างเร่งด่วน ในส่วนของ Pontis จะใช้ค่าตัวเลข 1 ถึง 5 ตัวเลข 1 แสดงถึงโครงสร้างที่มีสภาพเหมือนใหม่ในทางกลับกันตัวเลข 5 แสดงถึงโครงสร้างที่ต้องการซ่อมแซมอย่างเร่งด่วน โดยที่ค่า CR ที่ได้จากสองระบบจะมีความสัมพันธ์กับลักษณะของการเสื่อมสภาพ ที่ได้จากการประเมินสภาพด้วยสายตา (Visual inspection)

ตารางที่ 1 เกณฑ์การแบ่งระดับการเสื่อมสภาพของชิ้นส่วน

CR	Description
Good	มีข้อปัญหาเพียงเล็กน้อย
Fair	เกิดการหลุดร่อน การสูญเสียหน้าตัด ซึ่งไม่มีผลกระทบต่อกำลังรับแรงของโครงสร้าง
Poor	เกิดการสูญเสียหน้าตัด การหลุดร่อน ซึ่งมีผลกระทบต่อกำลังรับแรงของโครงสร้าง

ตารางที่ 2 เกณฑ์การแบ่งระดับการเสื่อมสภาพของโครงสร้างของพื้นสะพานตาม NBI

CR	ลักษณะการเสื่อมสภาพ
9	สภาพดีเยี่ยม: ชิ้นส่วนอยู่ในสภาพสมบูรณ์ เหมือนใหม่
8	สภาพดีมาก: พื้นเกิดการเสื่อมสภาพเล็กน้อย, ผิวทาง: เกิดรอยแตกเล็กน้อย เกิดการสึกกร่อน ไม่มีหุลุม ไม่มีรอยการซ่อมแซม, คอนกรีตมีสภาพชะล้างเบาบาง: ไม่เกิดการหลุดร่อน ไม่เกิดการแยกชั้น
7	สภาพดี: พื้นเกิดการเสื่อมสภาพน้อย, ผิวทาง: เกิดรอยแตกน้อย เกิดการสึกกร่อน มีหุลุม เกิดการหลุดร่อน เกิดการแยกชั้น, คอนกรีตมีสภาพชะล้างน้อย: เกิดการอึดตัวด้วยน้ำ เกิดรอยเปื้อนของคราบสนิม เกิดการหลุดร่อน พื้นที่ที่มีความไม่สมบูรณ์น้อยกว่า 2%
6	สภาพที่นำพอใจ: พื้นเกิดการเสื่อมสภาพพอสมควร, ผิวทาง: เกิดรอยแตกพอสมควร เกิดการสึกกร่อน มีหุลุม เกิดการหลุดร่อน เกิดการแยกชั้น, คอนกรีตมีสภาพชะล้างพอสมควร: เกิดการอึดตัวด้วยน้ำ พอสมควร เกิดรอยเปื้อนของคราบสนิม เกิดการหลุดร่อน พื้นที่ที่มีความไม่สมบูรณ์ตั้งแต่ 2% ถึง 5%
5	สภาพปานกลาง: พื้นเกิดการเสื่อมสภาพพอสมควรอาจมีความจำเป็นต้องซ่อมแซม, ผิวทาง: เกิดรอยแตกและเริ่มแผ่กว้าง เกิดการสึกกร่อน มีหุลุม เกิดการหลุดร่อน เกิดการแยกชั้นพอสมควร, คอนกรีตมีสภาพชะล้างแผ่กว้าง: เกิดการอึดตัวด้วยน้ำ เกิดรอยเปื้อนของคราบสนิมแผ่กว้าง เกิดการหลุดร่อนพอสมควร พื้นที่ที่มีความไม่สมบูรณ์ตั้งแต่ 5% ถึง 10%
4	สภาพแย่: พื้นเกิดการเสื่อมสภาพเพิ่มขึ้น จำเป็นต้องมีการเปลี่ยนชั้นผิวถนนใหม่, ผิวทาง: เกิดรอยแตกเพิ่มขึ้น และเริ่มแผ่กว้าง เกิดการสึกกร่อน มีหุลุม เกิดการหลุดร่อน เกิดการแยกชั้น และแผ่กว้าง, คอนกรีตมีสภาพชะล้างสูงขึ้น: เกิดการอึดตัวด้วยน้ำเกิดรอยเปื้อนของคราบสนิมแผ่กว้าง เกิดการหลุดร่อนแผ่กว้าง พื้นที่ที่มีความไม่สมบูรณ์ตั้งแต่ 10% ถึง 25%
3	สภาพเสียหายอย่างรุนแรง: พื้นเกิดการเสื่อมสภาพรุนแรง จำเป็นต้องมีการเปลี่ยนพื้นสะพานหรือทำการซ่อมแซมโดยด่วน, คอนกรีตมีสภาพชะล้างอย่างรุนแรง: เกิดการอึดตัวด้วยน้ำ เกิดการหลุดร่อน พื้นที่ที่มีความไม่สมบูรณ์มากกว่า 25%
2	สภาพวิกฤติ: พื้นสะพานอยู่ในสภาพทรุดโทรมอันเป็นเหตุทำให้เกิดการพังทลายได้ ทั้งนี้อาจมีความจำเป็นต้องปิดสะพานเพื่อทำการซ่อมแซมให้เสร็จสมบูรณ์ก่อนใช้งาน
1	สภาพใกล้วิบัติ: ปิดสะพาน เพื่อซ่อมแซมและถ้าต้องการเปิดใช้อีกอาจจำเป็นต้องจำกัดการใช้งาน
0	สภาพวิบัติ: ไม่สามารถใช้งานได้



ภาพที่ 1 การเปรียบเทียบค่า Condition rating สำหรับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก

ที่มา: Hearn (1997)

จากตารางที่ 2 การเสื่อมสภาพของคอนกรีตจะพิจารณาจากชนิดของการเสื่อมสภาพเป็นหลัก ซึ่งในทางปฏิบัติการประเมิน CR ตามเกณฑ์ที่ระบุในตารางอาจทำได้ยากดังนั้น Mauch and Samer (2001) ได้ให้รายละเอียดเพิ่มเติมของการแบ่งระดับของ CR โดยพิจารณาจากเปอร์เซ็นต์การหลุดร่อนของพื้นดังแสดงในตารางที่ 3 ซึ่งในการประเมินสภาพสะพานตัวอย่างในการศึกษานี้จะใช้ตารางที่ 3 เป็นข้อมูลหลักในการพิจารณาการเสื่อมสภาพของสะพาน

ตารางที่ 3 ระดับการเสื่อมสภาพของพื้นสะพาน โดยพิจารณาจากการหลุดร่อนของพื้นที่
(FHWA, 1979)

CR	ลักษณะการเสื่อมสภาพของพื้นสะพาน
9 ถึง 7	ไม่มีการหลุดร่อน
6	มีการหลุดร่อนน้อยกว่า 2 เปอร์เซ็นต์ หรือการเสื่อมสภาพโดยรวมน้อยกว่า 20 เปอร์เซ็นต์
5	มีการหลุดร่อนน้อยกว่า 5 เปอร์เซ็นต์, หรือการเสื่อมสภาพโดยรวมอยู่ระหว่าง 20 ถึง 40 เปอร์เซ็นต์
4	มีการหลุดร่อนมากกว่า 5 เปอร์เซ็นต์ หรือการเสื่อมสภาพโดยรวมอยู่ระหว่าง 40 ถึง 60 เปอร์เซ็นต์
3	มีการหลุดร่อนมากกว่า 5 เปอร์เซ็นต์ หรือการเสื่อมสภาพโดยรวมมากกว่า 60 เปอร์เซ็นต์
2	พื้นไม่สามารถรับน้ำหนักได้
1	พื้นใกล้วิบัติ ต้องการซ่อมแซม
0	พื้นวิบัติ

ที่มา: Mauch and Samer (2001)

1.2 ประเทศอังกฤษ

ประเทศอังกฤษได้แบ่งชนิดการตรวจสอบการเสื่อมสภาพของสะพานที่มีช่วงยาวมากกว่า 3 เมตร ออกเป็น 4 ประเภท ดังต่อไปนี้

1) Superficial inspection เป็นการสำรวจตรวจสอบเบื้องต้น เจ้าหน้าที่จะทำการสังเกตสภาพความเสียหายโดยรวมของสะพานที่อาจนำไปสู่อุบัติเหตุ เช่น ระดับของพื้นผิว รวดกันตก และการเสีรูปของโครงสร้าง เป็นต้น ในกรณีที่ตรวจสอบแล้วพบข้อบกพร่องของโครงสร้างที่จะทำให้เกิดความเสี่ยงต่ออุบัติเหตุ เจ้าหน้าที่ที่ทำการตรวจสอบจะต้องดำเนินการป้องกันโดยทันที

2) General inspection เป็นการสำรวจตรวจสอบสภาพบริเวณก่อนเข้าถึงโครงสร้างสะพาน งานดินบริเวณข้างเคียง หรือทางน้ำ ซึ่งจะพิจารณาจากระดับ พื้น แผ่นพื้น หรือทางเท้าของโครงสร้าง ในการตรวจสอบจะกระทำทุกๆ 2 ปี

3) Principal inspection เป็นการตรวจสอบสะพานอย่างละเอียด โดยเฉพาะในส่วน
ของโครงสร้างการตรวจสอบควรกระทำทุก 6 ปี หรืออย่างน้อยจะต้องไม่เกิน 10 ปี

4) Special inspection เป็นการตรวจสอบอย่างละเอียดบริเวณที่เกิดข้อบกพร่อง และ
ทำให้เกิดความเสียหายต่อสะพานอันเป็นเหตุมาจาก

- ก) การพบข้อบกพร่องหรือความเสียหายของโครงสร้างระหว่างการตรวจสอบ
- ข) ความแข็งแรงของโครงสร้างบริเวณจุดต่อจะต้องทำการตรวจสอบทุก 6 เดือน
สำหรับ 2 ปีแรก
- ค) สำหรับโครงสร้างที่มีการจำกัดการรับน้ำหนักของยานพาหนะ จะต้องทำการ
ตรวจสอบทุก 6 เดือน
- ง) สำหรับโครงสร้างที่มีการรับน้ำหนักผิดปกติ กล่าวคือน้ำหนักของยานพาหนะ
ที่มีค่าเกินกว่าที่ใช้ในมาตรฐานการออกแบบ
- จ) บริเวณของดินรอบโครงสร้างเกิดการทรุดตัวลง
- ฉ) ถ้าดินที่รองรับโครงสร้างเกิดการทรุดตัวมากกว่าค่าที่ระบุในการออกแบบควร
ควรมีการวางแผนเพื่อเตรียมการซ่อมบำรุงเพื่อลดอัตราการทรุดตัวของดิน
- ช) การสำรวจฐานรากสะพานหลังจากเกิดอุทกภัย
- ซ) การสำรวจสภาพของโครงสร้างหลังจากการเกิดไฟไหม้

ในรายงานควรเสนอแนะบริเวณที่เกิดข้อบกพร่องของโครงสร้าง เช่น การเคลื่อนตัว
ของโครงสร้าง แล้วควรบรรยายรายละเอียดของการตรวจสอบแต่ละชิ้นส่วนของโครงสร้าง

รายงานการประเมินข้อบกพร่องของโครงสร้างจะเกี่ยวกับส่วนประกอบของโครงสร้างที่สำคัญ 33 ชิ้นส่วน คือ ฐานราก (Foundations), ตอม่อ (Piers), Abutments, Wing walls, ผนังกันดิน (Retaining walls), Approach embankments, Fender, Bearing, คานหลัก (Main beam), คานขวาง (Transverse beams), Diaphragms, พื้นคอนกรีต (Concrete slab), Waterproofing, พื้นผิว (Surfacing), รอยต่อ (Expansion joints) เป็นต้น โดยเกณฑ์ในการประเมินข้อบกพร่องของส่วนประกอบของโครงสร้างมีข้อพิจารณาดังต่อไปนี้

- 1) Extent เป็นข้อพิจารณาด้านขนาดพื้นที่ของการเสื่อมสภาพโดยมีการแบ่งระดับออกเป็น 4 ระดับ ดังแสดงในตารางที่ 4
- 2) Severity เป็นข้อพิจารณาด้านความรุนแรงของการเสื่อมสภาพโดยมีการแบ่งระดับออกเป็น 4 ระดับ ดังแสดงในตารางที่ 5
- 3) Work เป็นข้อแนะนำในงานบำรุงรักษาโดยมีการแบ่งออกเป็น 7 ลักษณะ ดังแสดงในตารางที่ 6
- 4) Investigation เป็นรายละเอียดประเภทของการตรวจสอบดังแสดงในตารางที่ 7
- 5) Priority เป็นรายละเอียดของเวลาที่จะเริ่มทำการปรับปรุง โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ ดังแสดงในตารางที่ 8

จากผลการประเมินข้อบกพร่องของโครงสร้างในด้าน Extent และ Severity สามารถนำมารวมกันและนำเสนอในส่วนของ Work และ Priority ได้ ดังแสดงในตารางที่ 9

ตารางที่ 4 ระดับของเกณฑ์ Extent

Extent	Description
A	ไม่มีพื้นที่ความเสียหายหรือข้อบกพร่อง
B	มีพื้นที่ความเสียหายเล็กน้อยไม่เกิน 5 เปอร์เซ็นต์ของพื้นที่
C	มีพื้นที่ความเสียหายขนาดปานกลางอยู่ในช่วง 5 ถึง 20 เปอร์เซ็นต์ของพื้นที่
D	มีพื้นที่ความเสียหายขนาดใหญ่มากกว่า 20 เปอร์เซ็นต์ของพื้นที่

ตารางที่ 5 ระดับของเกณฑ์ Severity

Severity	Description
1	ไม่มีความเสียหาย
2	พบความเสียหายเพียงเล็กน้อย
3	พบความเสียหายควรมีการซ่อมบำรุงประจำปี
4	พบความเสียหายรุนแรงควรมีการซ่อมบำรุงโดยเร่งด่วน

ตารางที่ 6 ระดับของเกณฑ์ Work

Work	Description
A	เพิ่ม ตัวอย่างเช่น การเพิ่มสารกันซึม
B	ไม่มีการตรวจสอบ
C	เปลี่ยน ตัวอย่างเช่น เปลี่ยนราวกันตกที่มีความเสียหาย
P	การทาสีใหม่
N	ไม่ได้ทำเพิ่มเติมมีแต่การกล่าวตักเตือน
R	มีการซ่อมบำรุง ตัวอย่างเช่น การซ่อมแซมคอนกรีต
S	มีการเพิ่มสารเคมี

ตารางที่ 7 ระดับของเกณฑ์ Investigation type code

Investigation type code	Description
1	Alkali silica reaction
2	Chloride contamination
3	Carbonation
4	Corrosion of reinforcement
5	Structural steel paintwork
6	Accidental damage
7	Spalling of masonry
8	Chloride ion levels in reinforced concrete decks before waterproofing or on re-waterproofing

ตารางที่ 8 ระดับของเกณฑ์ Priority

Priority	Description
H	High: การดำเนินงานควรกระทำในปีถัดเพื่อให้มีมั่นใจในความปลอดภัย
M	Medium: การดำเนินงานควรกระทำในปีถัดไป เพื่อใช้รองรับน้ำหนักที่จะทำให้เกิดความเสียหาย
L	Low: การดำเนินงานควนกระทำในอีก 2 ปี

ตารางที่ 9 การรวมกันของเกณฑ์ต่างๆที่ใช้ในการประเมินสภาพ

Estimated costs	Extent	Severity	Recommended work	Priority
Blank or 0	Blank	Blank	Blank or S or B	Blank
Blank or 0	A	1	Blank	Blank
> 0	Blank	Blank	A	L or M or H
Blank or 0	B or C or D	2	N	Blank
> 0	B or C or D	2	R or C or P	L
> 0	B or C or D	3	R or C or P	H or M
> 0	B or C or D	4	R or C or P	H

จากการประเมินสภาพทั้งหมดของโครงสร้างสะพาน สามารถพิจารณาและจัดให้อยู่ในเทอมของ G คือ มีสภาพดี, F คือ มีสภาพดีพอใช้ และ P คือ สภาพที่ไม่สมบูรณ์

1.3 ประเทศออสเตรีย

ใน 1987 Austrian Ministry ได้ให้แนวทางเพื่อใช้ประเมินสภาพของสะพาน ซึ่งได้อธิบายถึงวิธีการปฏิบัติและให้คำแนะนำสำหรับการประเมินสภาพของสะพาน โดยข้อมูลที่ได้จากการประเมินจะถูกเก็บรวบรวม เพื่อใช้ประโยชน์ในการตรวจสอบสะพานต่อไป การตรวจสอบโครงสร้างสะพานที่มีความยาวมากกว่า 2 เมตร สามารถแบ่งชนิดของการตรวจสอบออกเป็น 3 ประเภท ดังต่อไปนี้

1) Superficial inspection เป็นการสำรวจและทดสอบโดยเจ้าหน้าที่ ซึ่งกระทำการตรวจสอบเป็นระยะๆ ภายในรายงานจะระบุถึงความเสียหายในส่วนที่รอยต่อกับพื้นผิวของสะพาน โดยมีลักษณะความเสียหาย เช่น การเกิดรอยแตกร้าวบนพื้นผิวสะพาน การหลุดตัวของรอยต่อทำให้พฤติกรรมไม่เป็นตามที่ออกแบบไว้

2) General inspection เป็นการสำรวจตรวจสอบและทดสอบภายใต้การดูแลของวิศวกรที่มีความชำนาญเฉพาะด้านทางสะพาน โดยสำรวจทุกๆ 2 ปี หรือหลังจากการเกิดภัยพิบัติ เช่น แผ่นดินไหว อุทกภัย แผ่นดินถล่ม เป็นต้น

3) Major inspection เป็นการสำรวจตรวจสอบที่เน้นรายละเอียดข้อมูลสภาพทั้งหมดของสะพาน เช่น การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน การตั้งกฎเกณฑ์และให้ข้อเสนอแนะเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพการบำรุงรักษา

สำหรับความเสียหายของพื้นผิวคอนกรีตซึ่งอาจเกิดจาก คุณภาพจากการก่อสร้างที่ไม่ได้มาตรฐาน และความเสียหายที่เกิดจากการใช้งาน โครงสร้างสะพาน สามารถแบ่งระดับความเสียหายออกเป็น 7 ระดับ ดังแสดงในตารางที่ 10

ตารางที่ 10 ระดับของการเสื่อมสภาพของพื้นสะพาน

ประเภท	ลักษณะการเสื่อมสภาพของพื้นสะพาน
0	ไม่มีความเสียหาย
1	เกิดการเสื่อมสภาพของพื้นผิวของคอนกรีต
2	เกิดการเสื่อมสภาพของพื้นผิวคอนกรีต โดยมีการสึกกร่อนของพื้นผิวคอนกรีต มีความลึกไม่เกิน 1 มม. บางส่วนของมวลรวมเกิดการหลุดร่อน
3	เกิดการเสื่อมสภาพของพื้นผิวของคอนกรีตชั้นรุนแรงโดยการสึกกร่อนของพื้นผิวคอนกรีตมีความลึกไม่เกิน 4 มม. เกิดการหลุดร่อนของมวลรวมเป็นบริเวณกว้าง
4	เกิดความเสียหายต่อคอนกรีต เช่น การสึกกร่อนของพื้นผิวคอนกรีต มีความลึกไม่เกิน 10 มม. เกิดการหลุดร่อนของซีเมนต์ที่ทำหน้าที่ประสานมวลรวม และเกิดการหลุดร่อนของมวลรวมเป็นบริเวณกว้าง
5	เกิดการร้าวแตกกว้างลึกไปถึงระยะหุ้มของคอนกรีต ซึ่งเป็นผลให้เหล็กเสริมมีโอกาสเกิดสนิมเพิ่มขึ้น
6	เกิดการแยกชั้นของคอนกรีต (Delamination) จนสามารถเห็นเหล็กเสริมของคอนกรีต

การประเมินสภาพของโครงสร้างสะพานจะสามารถแสดงได้ในรูปของ Condition rating (S) และคำนวณตามสมการที่ 1 ซึ่งเป็นผลรวมของระดับความเสียหายแต่ละประเภท ผลที่ได้จะแสดงถึงสภาพความเสียหายของโครงสร้างโดยรวม

$$S = \sum_{i=1}^{32} G_i \times k_{1i} \times k_{2i} \times k_{3i} \times k_{4i} \quad (1)$$

เมื่อ G คือ ชนิดของความเสียหายมี 32 ชนิด โดยค่า G จะแสดงด้วยตัวเลขตั้งแต่ 1 ถึง 5 ขึ้นอยู่กับระดับความรุนแรงของความเสียหาย และความเร่งรีบของการซ่อมแซม

K_{1i} คือ ขอบเขตของความเสียหาย ซึ่งเป็นการบรรยายเชิงคุณภาพ เช่น มีขนาดความเสียหายมาก น้อย หรือเกิดบ่อยครั้ง เป็นต้น โดยที่ขนาดของความเสียหายจะตรวจสอบด้วยสายตาแล้วจึงแสดงด้วยตัวเลขตั้งแต่ 0 ถึง 1

K_{2i} คือ ความรุนแรงของความเสียหายแสดงด้วยตัวเลขตั้งแต่ 0 ถึง 1 ซึ่งวิธีการประเมินจะพิจารณาจากคำบรรยายที่แสดงถึงระดับความรุนแรงว่ามีค่ามาก ปานกลาง หรือน้อยโดยอาศัยลักษณะของความเสียหาย เช่น ความกว้างของรอยแตกร้าว

K_{3i} คือ ความสำคัญของชิ้นส่วนของโครงสร้างแสดงด้วยจำนวนตัวเลขตั้งแต่ 0 ถึง 1 โดยที่ส่วนประกอบของโครงสร้างจะแบ่งแยกตามความสำคัญ

K_{4i} คือ ภาวะฉุกเฉินที่กำลังเกิดขึ้น แสดงด้วยจำนวนตัวเลขตั้งแต่ 0 ถึง 10 ขึ้นอยู่กับความเสี่ยงของโครงสร้างที่จะทำให้เกิดการพังทลาย (Collapse)

ค่า Condition rating (S) จะสอดคล้องกับระดับความเสียหายทั้ง 6 ช่วง ดังแสดงในตารางที่ 11

ตารางที่ 11 ระดับการเสื่อมสภาพของโครงสร้างสะพานที่สอดคล้องกับค่า Condition rating

ระดับความเสียหาย	คำจำกัดความ	ค่า Condition rating (S)
1	ไม่เกิดการเสื่อมสภาพหรือมีความเสื่อมสภาพน้อย	0 ถึง 3
2	มีความเสื่อมสภาพน้อย	2 ถึง 8
3	มีความรุนแรงของการเสื่อมสภาพปานกลาง	6 ถึง 13
4	มีความรุนแรงของการเสื่อมสภาพ	10 ถึง 25
5	มีความรุนแรงของการเสื่อมสภาพมาก	20 ถึง 70 ($K_4=10$)
6	มีความรุนแรงของการเสื่อมสภาพมาก หรือมีการเสื่อมสภาพทั้งหมด	มากกว่า 50 ($K_4=10$)

1.4 ประเภทโซเวเนีย

ตั้งแต่ ค.ศ. 1990 โซเวเนียได้ทำการตรวจสอบสะพานที่มีความยาวมากกว่า 5 เมตร โดยใช้รูปแบบในการตรวจสอบดังต่อไปนี้

1) Superficial inspection คือ การตรวจสอบโดยเจ้าหน้าที่บำรุงรักษา ซึ่งจะกระทำการตรวจสอบทุกๆ 1 ปี กระบวนการจะประกอบด้วยการประเมินสภาพด้วยสายตาของแต่ละชิ้นส่วน โครงสร้าง เช่น ทางเดิน ราวกัน และรอยต่อ โดยการประเมินจะกระทำเป็นระยะๆ เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการซ่อมแซมบำรุงรักษา

2) General inspection คือ การตรวจสอบโดยวิศวกรผู้ชำนาญทางด้านสะพาน ซึ่งจะกระทำการตรวจทุกๆ 2 ปี การสำรวจตรวจสอบจะกระทำโดยการประเมินสภาพด้วยสายตา และในส่วนบริเวณที่ไม่สามารถเข้าถึงได้ก็อาจสำรวจตรวจสอบด้วยกล้อง ในส่วนของรายงานโดยทั่วไป จะใช้การใส่รหัสที่บรรยายถึงส่วนประกอบของสะพาน ชนิด ขอบเขต และความรุนแรงของสภาพที่เกิดความเสียหาย ข้อเสนอแนะที่ได้จากการประเมินจะกระทำการซ่อมแซมบำรุงโดยทันที ในส่วนการให้คะแนน Condition rating จะทำการประเมินส่วนประกอบหลักของสะพาน โดยดูจากความรุนแรง ขอบเขตของความเสียหายแต่ละชนิด และผลกระทบที่มีต่อชิ้นส่วนของสะพาน

3) Major inspection คือ การตรวจสอบทุกๆ 6 ปี การตรวจสอบประกอบด้วยการประเมินสภาพด้วยสายตาของชิ้นส่วนสะพานทั้งหมด รวมถึงจัดให้มีการตรวจสอบแบบพิเศษในทุกชิ้นส่วนของสะพาน เช่น การสำรวจฐานรากที่อยู่ใต้น้ำ โดยที่ความเสียหายทั้งหมดจะต้องได้รับการประเมินโดยมีการรับรองความปลอดภัยถึงบริเวณ ความรุนแรง และชนิดความเสียหาย โดยทั่วไปจะดำเนินการตรวจสอบแบบ Major inspection หลังจากเกิดภัยธรรมชาติ เช่น แผ่นดินไหว อุทกภัย หรืออัคคีภัย เป็นต้น

4) Special inspection คือ การตรวจสอบหลังจากที่ได้ดำเนินการตรวจสอบด้วยวิธี Major inspection โดยจะทำการตรวจสอบในระดับลึก เช่น สะพานถูกปิดเพื่อป้องกันการกระทบกระเทือนต่อโครงสร้าง และใช้ในการทดสอบและประเมินความเสียหาย โดยกระบวนการประเมินจะกระทำอย่างระมัดระวัง และจุดที่มีความเสียหายจะต้องได้รับการทดสอบด้วยเครื่องมือวัด เช่น วัดความหนาของระยะหุ้มคอนกรีต วัดกำลังอัดของคอนกรีตด้วย Rebound hammer ระบุโอกาสของการเกิดสนิมของเหล็กเสริมด้วย Half cell potential วัดความลึกของการเกิดคาร์บอนเนชั่น เป็นต้น ในส่วนของการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เช่น การวัดโปรไฟล์ความลึกของคลอไรด์ การทดสอบกำลังของคอนกรีตโดยการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตแล้วนำไปทดสอบในห้องปฏิบัติการ เป็นต้น โดยผลที่ได้จากการทดสอบจะนำไปใช้แบ่งแยกระดับความเสียหาย เพื่อใช้เป็นข้อมูลที่เหมาะสมในการซ่อมแซมโครงสร้าง

ตารางที่ 12 แสดงรหัสของความเสียหายที่เกี่ยวกับชนิด และพฤติกรรมของโครงสร้าง ซึ่งจะสอดคล้องกับชนิดของความเสียหาย โดยที่รหัสดังกล่าวจะช่วยในการบันทึกข้อมูลเพื่อระบุความเสียหายที่เกิดขึ้นบนสะพาน

ตารางที่ 12 รหัสและลักษณะความเสียหายของแต่ละชั้นส่วนของโครงสร้างสะพาน

รหัสความเสียหาย	รายการความเสียหาย	ลักษณะความเสียหาย
0	Deformations	การเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง แนวนราบ การทรุดตัวและการเคลื่อนที่เชิงมุม
100	Surrounding landscape	การกัดเซาะบริเวณตลิ่ง
200	Concrete	การเกิดรอยแตก หลุดร่อน และการแยกตัวของคอนกรีต
300	Reinforcing and prestressing steel	การเกิดสนิมของเหล็กเสริม
400	Structural steel	ความเสียหายของระยะหุ้มเหล็กเสริม เช่น การเกิดสนิม รอยแตก ฯลฯ
500	Structural timber	ความชื้น เชื้อรา การแตกหักของไม้
600	Stone, brick, plaster	การเกิดรอยแตก การหลุดร่อนของ Mortar การแยกออกจากกันของอิฐและหิน
700	Bridge surface	น้ำหนักของยานพาหนะเป็นผลทำให้เกิดความ เสียหายต่อพื้นผิวถนน เช่น การเสื่อมสภาพบนรอยต่อ การเสื่อมสภาพของท่อระบายน้ำ ความสกปรกของ พื้นผิว
800	Bearings	ความเสียหายทางกลของชิ้นส่วนเหล็ก การเสียรูปที่ มากเกินไป การเกิดสนิมของชิ้นส่วนเหล็ก
900	Expansion joints	การเกิดสนิมของเหล็ก การเสื่อมสภาพของรอยบาก
1000	Equipment	การเกิดสนิมของชิ้นส่วนเหล็ก ความเสียหายทางกล การหลุดหายของชิ้นส่วน
1100	Drainage systems	การอุดตันของท่อระบายน้ำ

สำหรับ Condition rating (R) ที่ใช้ประเมินสภาพของโครงสร้างสะพาน สามารถหาได้จากสมการที่ 2

$$R = \sum B_i \times K_{1i} \times K_{2i} \times K_{3i} \times K_{4i} \quad (2)$$

เมื่อ B_i คือ ค่าความเสียหายชนิดที่ i แสดงด้วยจำนวนตัวเลขตั้งแต่ 1 ถึง 4 ซึ่งแสดงถึงผลความเสียหายของชิ้นส่วน ที่ได้จากการสังเกต

K_{1i} คือ ค่าที่แสดงถึงขอบเขตของความเสียหาย แสดงด้วยจำนวนตัวเลขตั้งแต่ 0 ถึง 1 โดยค่าดังกล่าวจะอ้างอิงถึงขนาดเช่น ความยาว พื้นที่ ฯลฯ

K_{2i} คือ ค่าที่แสดงถึงความรุนแรงของความเสียหาย แสดงด้วยจำนวนตัวเลข ตั้งแต่ 0 ถึง 1 โดยค่าดังกล่าวจะอ้างอิงถึงลักษณะความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อชิ้นส่วนของโครงสร้างเช่น ความกว้างของรอยแตก ความลึกของการแยกตัวออกจากกันของคอนกรีต ฯลฯ

K_{3i} คือ ค่าที่แสดงถึงความสำคัญของชิ้นส่วน แสดงด้วยจำนวนตัวเลขตั้งแต่ 0 ถึง 1

K_{4i} คือ ค่าที่แสดงถึงภาวะฉุกเฉินที่กำลังเกิดขึ้น แสดงด้วยจำนวนตัวเลขตั้งแต่ 0 ถึง 10 ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะความอันตรายที่จะทำให้เกิดการพังทลายของโครงสร้าง

ค่า Condition rating (R) จะแบ่งแยกตามระดับความเสียหายโดยแสดงด้วยระดับตั้งแต่ 1 ถึง 5 ดังแสดงในตารางที่ 13

ตารางที่ 13 ระดับความเสียหายของโครงสร้างที่แบ่งโดยค่า Condition rating (R)

ระดับความเสียหาย	คำจำกัดความ	ค่า Condition rating (R)
1	สภาพวิกฤต	มากกว่า 20
2	สภาพแย่	14 ถึง 22
3	สภาพน่าพอใจ	8 ถึง 17
4	สภาพดี	2 ถึง 12
5	สภาพดีมาก	0 ถึง 5

2. การประเมินกำลังรับน้ำหนักของพื้นสะพานตามมาตรฐาน AASHTO

Rating factor (RF) เป็นค่าที่แสดงถึงขีดความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพาน ซึ่งมาตรฐาน Manual for Condition Evaluation of Bridges (1994) ได้ให้หลักการคำนวณไว้ 2 วิธีการ ได้แก่ วิธี Allowable Stress (AS) และ วิธี Load Factor (LF) สำหรับวิธี AS เป็นการวัดความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดในช่วงพฤติกรรมของโครงสร้างที่มีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง ในส่วนของวิธี LF เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างที่โดยอาศัยการวิเคราะห์แบบอิลาสติกมาใช้ในการคำนวณหาแรงภายใน และพิจารณาผลการตอบสนองของโครงสร้างจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่า และการลดกำลังต้านทานของโครงสร้าง โดยในการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้าง สำหรับวิธีทั้งสองได้อ้างอิงค่าพารามิเตอร์ที่ระบุอยู่ในมาตรฐาน AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (2002)

ในปี ค.ศ. 2003 AASHTO ได้ออกมาตรฐาน Load and Resistance Factor Rating (LRFR) สำหรับใช้ในการประเมินสภาพโครงสร้าง มาตรฐานดังกล่าวได้รับการพัฒนาโดยพิจารณาถึงความไม่แน่นอนของแรงที่มากระทำ และกำลังของวัสดุ โดยอาศัยทฤษฎี Structural reliability ในการวิเคราะห์ ซึ่งเป็นหลักการเดียวกับที่ใช้ในการพัฒนามาตรฐาน AASHTO Load and Resistance Factor Design (1998) โดยวิธี LRFR ได้แบ่งการประเมินกำลังของโครงสร้างออกเป็น 3 ลักษณะคือ

- 1) การประเมินกำลังของโครงสร้างโดยใช้น้ำหนักออกแบบ (Design load rating)
- 2) การประเมินโดยใช้น้ำหนักตามกฎหมาย (Legal load rating)
- 3) การประเมินน้ำหนักที่ยอมให้ตามสภาพการใช้งาน (Permit load rating)

การประเมินทั้ง 3 ประเภทใช้น้ำหนักบรรทุก และระดับความปลอดภัยที่ต่างกัน โดยที่การประเมินกำลังรับน้ำหนักด้วยน้ำหนักออกแบบจะสามารถทำการประเมินน้ำหนักบรรทุกด้วยระดับความปลอดภัย 2 ระดับคือ ระดับ Inventory (IN) และ ระดับ Operating (OP) โดยระดับ Inventory เป็นการประเมินโครงสร้างด้วยระดับความปลอดภัยเดียวกันกับที่ใช้ในการออกแบบและระดับ Operating เป็นการประเมินโครงสร้างด้วยขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ได้สำหรับจำนวนครั้งของการผ่านโครงสร้างที่จำกัด

ทฤษฎี Structural reliability เป็นวิธีที่สามารถนำมาใช้คำนวณหาค่าระดับความปลอดภัยของโครงสร้างและความน่าจะเป็นของการวิบัติ (P_f) โดยพิจารณาถึงความไม่แน่นอนของน้ำหนักบรรทุก กำลังรับแรงของโครงสร้าง และสมมติฐานที่ใช้ในการคำนวณ เป็นต้น การแบ่งขอบเขตระหว่างความปลอดภัยและไม่ปลอดภัยจะสามารถแสดงในรูปของสมการคณิตศาสตร์ซึ่งเรียกว่า Limit state function ดังแสดงในสมการที่ 3

$$P_f = \int_{x_1} \int_{x_2} \dots \int_{x_n} f_x(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (3)$$

เมื่อ P_f คือ ความน่าจะเป็นที่จะเกิดการวิบัติ

$f_x(x_1, x_2, \dots, x_n)$ คือ ฟังก์ชันของความสามารถในการต้านทานของหน้าตัดที่หักลงด้วยผลกำลังที่เกิดขึ้นจากน้ำหนัก ที่มีความไม่แน่นอนของ x_1 ถึง x_n ค่าของระดับความปลอดภัยจะสามารถแสดงอยู่ในรูปของ Reliability index (β) ดังแสดงในสมการที่ 4 และตารางที่ 14

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (4)$$

เมื่อ Φ คือ ฟังก์ชันของการแจกแจงสะสมแบบปกติ

ตารางที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่าง Reliability index กับ Probability of failure

Reliability Index, β	Probability of failure
0	0.5
1	0.159
2	0.0228
3	0.00135
4	0.0000317

ในการพัฒนามาตรฐาน LRFR ได้ใช้ค่าเป้าหมายระดับความปลอดภัยเดียวกับที่ใช้สำหรับวิธี AS และวิธี LF ซึ่งมีค่าเป้าหมายความปลอดภัยหรือ β สำหรับการประเมินโครงสร้างในระดับ Inventory และ Operating เท่ากับ 3.5 และ 2.5 ตามลำดับ (NCHRP Report 454, 2001)

2.1 Rating Factor

วิธีการคำนวณ ค่า RF ด้วยวิธี AS วิธี LF และวิธี LRFR สามารถคำนวณได้โดยใช้ผลของอัตราส่วนระหว่างกำลังรับน้ำหนักของชิ้นส่วนโครงสร้างที่หักลบออกด้วยผลตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกแบบคงที่ต่อผลตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร ถ้า RF มีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1 แสดงว่าโครงสร้างมีความปลอดภัยในการใช้งาน ในทางกลับกันสำหรับกรณีที่ RF มีค่าน้อยกว่า 1 แสดงว่าโครงสร้างไม่มีความปลอดภัยในการใช้งานสำหรับขนาดน้ำหนักบรรทุกที่กำหนด โดยค่า RF สามารถคำนวณได้ด้วยวิธี AS และวิธี LF จากสมการที่ 5 และ 6 ตามลำดับ

สำหรับวิธี AS

$$RF = \frac{R_n - A_1 D}{A_2 L(1 + IM)} \quad (5)$$

สำหรับวิธี LF

$$RF = \frac{\Phi R_n - A_1 D}{A_2 L(1 + IM)} \quad (6)$$

เมื่อ R_n คือกำลังต้านทานของส่วน โครงสร้าง

Φ คือ ตัวคูณลดกำลัง (Reduction factor) มีค่าเท่ากับ 0.9 สำหรับกำลังต้านทานแรงดัด

A_1 คือ ตัวคูณน้ำหนักบรรทุกคงที่ ดังแสดงในตารางที่ 15

D คือผลตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ซึ่งพิจารณาน้ำหนักพื้นสะพาน ผิวทาง ช่องทางเท้า และราวกันตก

IM คือ สัดส่วนแรงกระแทกจากน้ำหนักบรรทุกจร (Impact factor) มีค่าเท่ากับ

A_2 คือ ตัวคูณน้ำหนักบรรทุกจร ดังแสดงในตารางที่ 15

L คือ ผลตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรล้อเดี่ยวหารด้วยค่า E (เมตร) ซึ่งเป็นพารามิเตอร์เพื่อรวมผลของการกระจายน้ำหนักของล้อบนพื้นสะพาน มาตรฐาน AASHTO Specifications (2002) กำหนดให้ ค่า Distribution width (E) ดังแสดงในสมการที่ 7

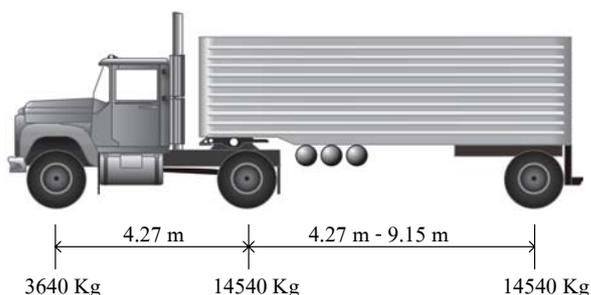
$$E = 1.2 + 0.06S < 2.1 \text{ เมตร} \quad (7)$$

เมื่อ S คือ ช่วงความยาวของสะพานที่พิจารณา (เมตร)

ตารางที่ 15 ค่า Factor สำหรับวิธี AS และ LF

วิธี	ระดับ Inventory		ระดับ Operating	
	A_1	A_2	A_1	A_2
AS	1	1	1	1
LF	1.3	2.17	1.3	1.3

สำหรับในการศึกษานี้จะใช้รูปแบบจำลองของน้ำหนักบรรทุกจรขนาด 1.3 เท่าของน้ำหนักบรรทุกจร HS 20-44 ของมาตรฐาน AASHTO ดังแสดงในภาพที่ 2 เพื่อให้สอดคล้องกับขนาดน้ำหนักที่ใช้ในขั้นตอนการออกแบบของโครงสร้างสะพานตัวอย่างที่เลือกใช้ในการศึกษา การพิจารณาการลดกำลังในการรับแรงของหน้าตัด เนื่องจากผลของการเสื่อมสภาพของโครงสร้าง จะใช้เกณฑ์การแบ่งระดับการเสื่อมสภาพตามข้อกำหนดของ National Bridge Inventory (NBI) ของประเทศสหรัฐอเมริกา ดังแสดงในตารางที่ 3 (FHWA, 1979)



ภาพที่ 2 การกระจายน้ำหนักลงเพลาสำหรัรถบรรทุกมาตรฐาน HS20 -44

การคำนวณค่า RF ตามวิธีการของ AS และ วิธี LF จะไม่สามารถรวมผลกระทบเนื่องจากการเสื่อมสภาพของโครงสร้างในการคำนวณได้ ซึ่งในการคำนวณจะพิจารณาให้โครงสร้างมีสภาพสมบูรณ์เหมือนใหม่ อย่งไรก็ดี ในการประเมินสภาพของโครงสร้างสะพานของประเทศไทย ได้มีการดัดแปลงสมการที่ 6 เพื่อให้สามารถพิจารณาถึงการลดกำลังในการรับแรงของหน้าตัด เนื่องจากผลของการเสื่อมสภาพของโครงสร้าง

สำหรับการคำนวณค่า RF ด้วยวิธี LF เพื่อให้รวมผลของการเสื่อมสภาพของโครงสร้าง จะสามารถคำนวณได้ด้วยสมการที่ 8 โดยในการศึกษานี้จะเรียกวิธีการประเมินกำลังตามสมการนี้ว่า Modified LF

$$RF = \frac{\phi \phi_c R_n + A_1 D}{A_2 L(1+IM)} \quad (8)$$

เมื่อ ϕ_c คือ ตัวคูณลดกำลังตามการเสื่อมสภาพ (Condition factor) ซึ่งกำหนดค่าโดยวิศวกรที่มีความชำนาญ ในการศึกษานี้ได้ใช้ค่าตัวคูณลดกำลังที่ใช้ในการประเมินกำลังโครงสร้างสะพานของการศึกษาในอดีต ดังแสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างระดับการเสื่อมสภาพตาม NBI กับค่า ϕ_c ในตารางที่ 16

ตารางที่ 16 ความสัมพันธ์ระหว่าง NBI Condition rating กับค่าตัวคูณลดกำลังตามการเสื่อมสภาพ

ϕ_c (รายงานการศึกษาความเสื่อมสภาพ และความเสียหายของโครงสร้างสะพาน และการประเมินความแข็งแรงของสะพาน, 2548)

NBI Condition rating	ϕ_c
0	0.55
1	0.60
2	0.65
3	0.70
4	0.75
5	0.80
6	0.85
7	0.90
8	0.95
9	1

สำหรับวิธี LRFR ได้รับการพัฒนาโดยคำนึงถึงความไม่แน่นอนของกำลังรับแรงของโครงสร้างและน้ำหนักที่มากกระทำ และได้รับการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ด้วยข้อมูลทางสถิติ ค่า RF สำหรับวิธี LRFR จะสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 9

$$RF = \frac{\phi_c \phi_s \phi R_n - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_L)(LL + IM)} \quad (9)$$

เมื่อ ϕ คือ ตัวคูณลดกำลัง (Resistance factor) มีค่าเท่ากับ 0.9 สำหรับกำลังต้านทานแรงดัดของคอนกรีตเสริมเหล็ก

ϕ_c คือ ตัวคูณลดกำลังตามการเสื่อมสภาพ (Condition factor) มีค่าระหว่าง 0.85-1 ดังแสดงในตารางที่ 17

ϕ_s คือ ตัวคูณลดกำลังของระบบ (System factor) มีค่าระหว่าง 0.85-1

γ_{DC} คือ ตัวคูณเพิ่มสำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ มีค่าเท่ากับ 1.25 สำหรับระดับ Operating และระดับ Inventory

γ_{DW} คือ ตัวคูณเพิ่มสำหรับพื้นผิวสะพาน มีค่าเท่ากับ 1.5 สำหรับระดับ

Operating และระดับ Inventory

DC คือ ผลตอบสนองของน้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้าง มีหน่วยเป็น กก.-ม

DW คือ ผลตอบสนองของน้ำหนักรถบรรทุก มีหน่วยเป็น กก.-ม

γ_L คือ ตัวคูณเพิ่มสำหรับน้ำหนักรถบรรทุก มีค่าเท่ากับ 1.35 และ 1.75

สำหรับระดับ Operating และระดับ Inventory ตามลำดับ

IM คือ สัดส่วนแรงกระแทกเนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุก มีค่าเท่ากับ 33%

LL คือ ผลตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกแบบเพลลาเดียวหารด้วย

ค่า Equivalent widths (E) มีหน่วยเป็น กก.-ม./ม.

E คือ ค่าตัวคูณเพื่อรวมผลของการกระจายน้ำหนักบนของล้อ โดยในการศึกษานี้ จะใช้ขนาดน้ำหนักเท่ากับ 1.3 เท่าของ HS 20 – 44 ในส่วนของค่า E มาตรฐาน AASHTO LRFD (1998) กำหนดให้ค่า Equivalent width (E) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 10 และ 11 โดยที่ค่า E ที่คำนวณออกมาจะมีหน่วยเป็น มิลลิเมตร

สำหรับ 1 ช่องจราจร

$$E1 = 250 + 0.42 \sqrt{L_1 W_1} \quad (10)$$

สำหรับ 2 ช่องจราจรขึ้นไป

$$E2 = 2100 + 0.12 \sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{12.0W}{N_L} \quad (11)$$

เมื่อ E1 และ E2 คือ ค่าการกระจายน้ำหนักของล้อ (Equivalent width) มีหน่วยเป็น มม.

L_1 คือ ความยาวของพื้นสะพานที่กำลังพิจารณา มีหน่วยเป็น มม.

W_1 คือ ความกว้างที่ถูกดัดแปลงของพื้นสะพานจากขอบถึงขอบ (Modified edge-to-edge width of bridge) มีหน่วยเป็น มม.

W คือ ความกว้างทางกายภาพของพื้นสะพานจากขอบถึงขอบ (Physical edge-to-edge width of bridge) มีหน่วยเป็น มม.

N_L คือ จำนวนช่องจราจรที่ใช้ในการออกแบบ

ตารางที่ 17 ค่าตัวคูณลดกำลังตามการเสื่อมสภาพ (ϕ_c)

NBI Condition rating	สภาพโครงสร้าง	ϕ_c
≥ 6	ดี	1.00
5	ดีพอใช้	0.95
≤ 4	ไม่ดี	0.85

จากสมการคำนวณหาค่า RF มีค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญได้แก่ ค่า IM และ E ซึ่งจากสองมาตรฐาน คือ มาตรฐาน AASHTO Specifications (2002) และมาตรฐาน AASHTO LRFD (1998) ได้ระบุค่า IM และค่า E ในรูปของสมการและเปอร์เซ็นต์ โดยที่แต่ละมาตรฐานจะให้ค่าที่แตกต่างกัน นอกจากวิธีการหาค่า IM และ E ที่ได้จากมาตรฐานแล้วยังสามารถหาค่าเหล่านี้ได้จากการทดสอบภาคสนาม โดยจะขอกล่าวต่อไป

2.2 การทดสอบโครงสร้างสะพานด้วยวิธี Proof load tests และ Diagnostic load tests

สะพานที่ผ่านการใช้งานมานานจะเกิดการเสื่อมสภาพ เนื่องด้วยปัญหาทางสภาพสิ่งแวดล้อม การรับแรงกระทำที่เกิดจากยานพาหนะขนาดใหญ่ เป็นต้น ซึ่งปัจจัยต่างๆ เหล่านี้มีส่วนทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพานลดลง เพื่อให้ทราบถึงกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างที่เหลืออยู่จึงจำเป็นต้องประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพานโดยสามารถทำได้ด้วยการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริง ซึ่งสามารถแบ่งได้ 2 ชนิด คือ Proof load tests และ Diagnostic load tests ทั้งสองวิธีการจะมีความแตกต่างทางด้านน้ำหนักที่ใช้ในการทดสอบ วิธี Proof load tests จะพิจารณาถึงขีดความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกจนถึงระดับการวิบัติของโครงสร้างสะพานที่เกิดขึ้นจริงหรือ กล่าวคือเป็นการทดสอบเพื่อต้องการหาค่าความสามารถในการรับน้ำหนักโดยปลอดภัยสูงสุดโดยที่พฤติกรรมของสะพานจะอยู่ในช่วง Linear elastic ซึ่งแตกต่างจาก Diagnostic load tests ที่ระดับของน้ำหนักบรรทุกจะมีค่าน้อยกว่า แล้วจึงใช้การวิเคราะห์ผลโดยวิธีการเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากวิธีการทางทฤษฎี เช่น การวิเคราะห์จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ เพื่อใช้ในการปรับปรุงแบบจำลอง โดยนำผลที่ได้จากแบบจำลองที่ทำการปรับปรุงแล้วไปใช้ทำนายผลตอบสนองสูงสุดเพื่อใช้ในการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพานที่เหลืออยู่

สำหรับการดำเนินการทดสอบของทั้ง 2 ชนิด โดยทั่วไปสามารถแบ่งการทดสอบได้ออกเป็น 2 ประเภท คือ การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต (Static tests) เป็นการทดสอบเพื่อใช้หาค่าผลตอบสนองเชิงสถิตโดยผลที่ได้สามารถนำไปหาค่าการกระจายของน้ำหนัก และการพิสูจน์พฤติกรรมของโครงสร้างที่ได้จากการวิเคราะห์จากแบบจำลองแล้วจึงนำไปใช้ในการวิเคราะห์เพื่อประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้าง การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบพลวัต (Dynamic tests) เป็นการทดสอบเพื่อใช้หาค่าผลตอบสนองเชิงพลวัตโดยผลที่ได้สามารถนำไปหาค่าตัวคูณเพิ่มทางพลวัต (DAF) ค่าความถี่ธรรมชาติ ค่าอัตราส่วนความหน่วง และช่วงความถี่เพื่อใช้ประเมินความถี่ของสะพาน โดยปกติในการทำ Diagnostic load tests จะสามารถดำเนินการทดสอบได้ทั้ง Static tests และ Dynamic tests แต่สำหรับการทำ Proof load tests โดยส่วนมากจะนิยมทำการทดสอบเฉพาะ Static tests

Cai and Shahawy (2003) ได้อธิบายถึงการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกจริง ด้วยการ
ทำ Proof load tests และ Diagnostic load tests โดยสามารถสรุปผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนัก
บรรทุกทุกจริงได้ดังต่อไปนี้

1) การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกจริงด้วยการทำ Proof load tests จะให้ค่าของ
Load Rating factor (RF) ที่มีแนวโน้มค่อนข้างน้อย อันเป็นผลมาจากการทดสอบที่ใช้น้ำหนัก
บรรทุกที่มีน้ำหนักมากกว่าการทำ Diagnostic load tests ฉะนั้นในการทดสอบจึงต้องคำนึงถึงความ
ปลอดภัยของโครงสร้างและการพิจารณาอย่างถี่ถ้วน

2) การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกจริงด้วยการทำ Diagnostic load tests จะให้ค่า
ของ Load rating factor ที่มีค่าสูงกว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธี Proof load tests และการวิเคราะห์ด้วย
แบบจำลองโครงสร้างอย่างง่ายที่ใช้ในการออกแบบ ทั้งนี้เนื่องจากวิธี Diagnostic load tests จะทำ
การวิเคราะห์ผลด้วยวิธี Linear extrapolation

Saraf (1998) ได้ทำการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกจริงของสะพานตัวอย่างชนิด
พื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก จำนวน 3 ตัว ด้วยวิธี Diagnostic load tests และวิเคราะห์ผลด้วยวิธี
ทางไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อคำนวณค่า Rating factor จากผลการทดสอบตามตารางที่ 18 และ 19 แสดง
ให้เห็นว่าค่า Rating factor ที่ได้จากการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกจริงมีค่าที่สูงกว่าค่า Rating
factor ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

ตารางที่ 18 ผลการคำนวณค่า RF ที่ได้จากวิธีการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

Critical case	Capacity (kN-m/m)	Dead load (kN-m/m)	Live load (kN-m/m)	Rating factors	
				Inventory	Operating
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
(a) Bridge Number 1					
Moment in endspan	409.4	52.8	66.5	1.6	2.67
Moment in midspan	409.4	52.8	66.5	1.6	2.67
Moment over pier	441.4	93.9	70.1	1.39	2.32
Shear over pier	102.4	16.4	14.8	1.57	2.62
(b) Bridge Number 2					
Moment in endspan	185	22.4	49.1	0.99	1.65
Moment in midspan	185	22	44.5	1.1	1.83
Moment over pier	214.3	41.6	42.5	1.16	1.93
Shear over pier	63.4	10.3	14.3	1	1.67
(c) Bridge Number 3					
Moment in endspan	355	67.8	79.8	1.03	1.72
Moment in midspan	355	65.4	76.8	1.08	1.81
Moment over pier	377.3	124.8	82.9	0.76	1.27
Shear over pier	79.2	19.2	15.4	0.98	1.63

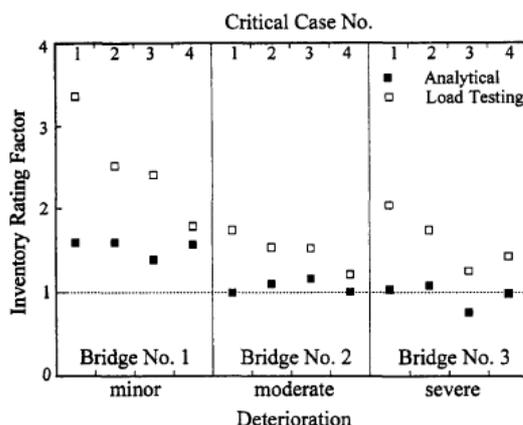
ที่มา: Saraf (1998)

ตารางที่ 19 ผลการคำนวณค่า RF ที่ได้จากวิธีการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริง

Critical case	Capacity (kN-m/m)	Dead load (kN-m/m)	Live load (kN-m/m)	Rating factors	
				Inventory	Operating
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
(a) Bridge Number 1					
Moment in end span	409.4	33.4	34.3	3.36	5.61
Moment in midspan	409.4	49.4	42.7	2.52	4.21
Moment over pier	441.4	89.9	41.4	2.41	4.02
Shear over pier	102.4	16.9	12.9	1.79	2.98
(b) Bridge Number 2					
Moment in end span	185	17.4	29.4	1.74	2.9
Moment in midspan	185	22.3	31.6	1.54	2.58
Moment over pier	214.3	36	33.8	1.53	2.55
Shear over pier	63.4	9.8	12	1.21	2.03
(c) Bridge Number 3					
Moment in end span	355	51.2	44.1	2.04	3.4
Moment in midspan	355	64.1	48.1	1.74	2.91
Moment over pier	377.3	113.5	54.3	1.25	2.09
Shear over pier	79.2	17.4	11.1	1.43	2.38

ที่มา: Saraf (1998)

ซึ่งจากผลของค่า RF ทั้ง 3 สะพานแสดงให้เห็นว่าสะพานมีความปลอดภัยในการใช้งาน โดยที่ค่า RF ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จะให้ค่าที่ต่ำกว่าวิธีการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริงดังแสดงในภาพที่ 3 โดยที่ Critical Case No. คือ ตำแหน่งโมเมนต์ที่จุดต่างๆ



ภาพที่ 3 การกระจายของค่า RF ที่ได้จากวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์กับวิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริง

ที่มา: Saraf (1998)

2.2.1 ค่าคูณเพิ่มทางพลวัต (Dynamic Amplification Factor)

ค่าคูณเพิ่มทางพลวัตหรือค่า Dynamic amplification factor (DAF) เป็นค่าที่ใช้ขยายผลการตอบสนองพฤติกรรมทางสถิติศาสตร์เพื่อให้รวมผลจากการสั่นไหวของโครงสร้างเนื่องจากแรงที่กระทำมีการเปลี่ยนแปลงขนาดและทิศทางตามเวลา ซึ่งเดิมที่มาตรฐาน AASHTO Specifications ได้ให้คำนิยามค่าคูณเพิ่มทางพลวัตนี้ว่าค่า Impact factor และได้กำหนดไว้ในปี ค.ศ. 1927 ในส่วนของการคำนวณสามารถใช้สมการที่ 12 เพื่อคำนวณค่า Impact factor ต่อมาในปี ค.ศ. 1994 มาตรฐาน AASHTO LRFD ได้ให้คำนิยามนี้ใหม่เป็น Dynamic amplification factor โดยที่ค่า DAF ที่ได้จะมีค่าไม่เกิน 33 เปอร์เซ็นต์

$$I = \frac{50}{L + 125} \quad (12)$$

เมื่อ I คือ Impact factor แต่ไม่เกิน 30 %

L คือ ความยาวช่วงสะพาน (ฟุต)

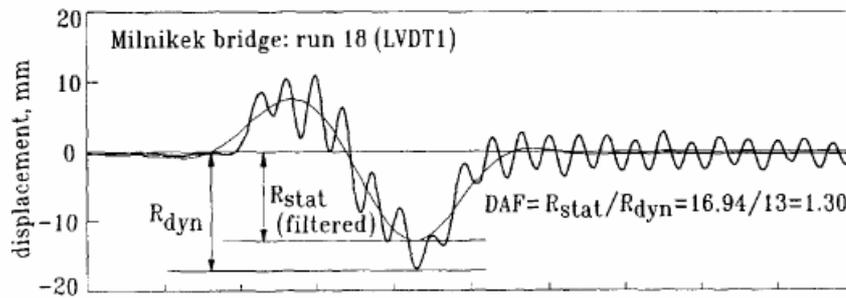
สำหรับกระบวนการในการหาค่า DAF ที่ได้จากการทดสอบภาคสนามสามารถหาได้โดยใช้กราฟข้อมูลประวัติเวลาที่ได้จากการติดตั้งอุปกรณ์เซ็นเซอร์ โดยวิธีดังกล่าวนี้ถูกเสนอโดย Mclean, I. et al (1998) ซึ่งสามารถคำนวณโดยใช้ผังสมการที่ 13

$$DAF = \frac{R_{Dyn} - R_{Sta}}{R_{Sta}} \times 100 \quad (13)$$

เมื่อ R_{Dyn} คือ การตอบสนองเชิงพลวัตสูงสุดของสะพาน

R_{Sta} คือ การตอบสนองเชิงสถิตสูงสุดของสะพาน

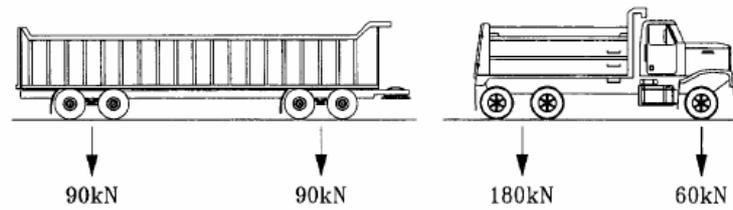
ค่า R_{Dyn} เป็นผลที่ได้จากการตอบสนองเชิงพลวัตของโครงสร้างโดยพิจารณา ค่าสูงสุดของข้อมูลนั้น สำหรับกรณีที่ไม่สามารถทำการตรวจวัดแบบสถิตได้จะสามารถวิเคราะห์หาพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างทางสถิติศาสตร์ โดยการนำข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดเชิงพลวัตมาผ่านกระบวนการกรองสัญญาณต่ำ (Low - pass filter) เพื่อแยกส่วนของการตอบสนองเชิงสถิตแบบเทียบเท่า (Pseudo - static) ออกมาจากการตอบสนองเชิงพลวัต ดังแสดงในภาพที่ 4 โดยการตอบสนองเชิงสถิตแบบเทียบเท่านี้จะเสมือนพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างที่ตำแหน่งที่ต้องการพิจารณาภายใต้น้ำหนักกระทำแบบสถิต และน้ำหนักที่กระทำเคลื่อนที่ไปตามความยาวของช่วงสะพาน โดยไม่มีผลจากการสั่นไหวของโครงสร้างเข้ามาเกี่ยวข้อง ค่า R_{Sta} ที่ใช้ในการคำนวณในสมการข้างต้นจะเป็นค่าสูงสุดของการตอบสนองเชิงสถิตแบบเทียบเท่านี้



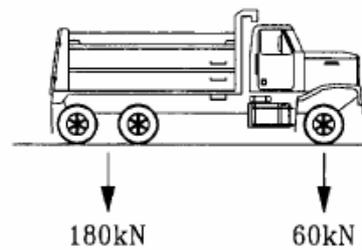
ภาพที่ 4 ผลตอบสนองที่ได้จากการวัด Displacement

ที่มา: Paultre (1995)

Paultre (1995) ได้ศึกษาผลของ DAF ที่เกิดจากความแตกต่างของโครงสร้างสะพาน น้ำหนักบรรทุก ตำแหน่งการเคลื่อนที่และชนิดของเครื่องมือ โดยแบ่งรายละเอียดตามลักษณะทางกายภาพดังนี้ ได้แก่ Arch bridge, Box girder bridge และสะพานเหล็กที่รองรับด้วยคานเหล็ก 4 ตัว ชนิดของน้ำหนักบรรทุก ประกอบด้วยรถบรรทุกสี่ล้อและรถพ่วง ดังแสดงในภาพที่ 5 ลักษณะการวางน้ำหนัก ได้แก่ รถบรรทุกสี่ล้อ 1 คัน, รถพ่วง 1 คัน, รถสี่ล้อ 2 คัน โดยวิ่งคู่ขนาน 2 ช่องจราจร ดังแสดงในภาพที่ 6 รวมถึงใช้รถสี่ล้อ 2 คันวิ่งแนวเดียวกัน ชนิดของเครื่องมือที่ใช้ในการตรวจวัด ได้แก่ Accelerometer, LVDT และ Strain gauge



ก) รถพ่วง



ข) รถบรรทุกสี่ล้อ

ภาพที่ 5 ชนิดของรถบรรทุก



ภาพที่ 6 รถบรรทุกทดสอบ 2 คัน วิ่งคู่ขนาน

จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าค่า DAF ที่ได้จากเครื่องมือ Strain gauge ให้ค่าสูงกว่าเครื่องมือ Accelerometer และ LVDT โดยที่ LVDT มีแนวโน้มให้ค่า DAF ต่ำที่สุดดังผลการทดสอบแสดงในตารางที่ 20

ตารางที่ 20 ค่าเฉลี่ยของ DAF ที่ได้จากการทดสอบภาคสนาม

Vehicle/ tests	DAF		DAF		DAF	
	LVDT		Strain gauge		Accelerometer	
	min	max	min	max	min	max
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
(a) Milnikek bridge						
Single truck	1.17	1.2	1.37	1.44	-	-
Truck and trailer	1.21	1.24	1.45	1.49	1.39	1.45
Two trucks side by side	1.11	1.14	1.27	1.33	1.36	1.4
Two trucks in line	1.11	1.12	1.24	1.29	1.22	1.24
All tests	1.17	1.22	1.39	1.44	1.35	1.39
(b) Grand Mere bridge						
Single truck	-	-	1.3	1.38	1.22	1.28
Truck and trailer	-	-	1.25	1.35	1.12	1.18
Two trucks side by side	-	-	1.38	1.49	1.19	1.24
Two trucks in line	-	-	1.29	1.42	1.22	1.28
All tests	-	-	1.29	1.4	1.19	1.25
(c) Omerville bridge						
Single truck	1.3	1.3	1.32	1.36	-	-
Truck and trailer	1.2	1.2	1.16	1.2	-	-
Two trucks side by side	1.12	1.12	1.18	1.21	-	-
Two trucks in line	1.19	1.21	1.24	1.25	-	-
All tests	1.23	1.24	1.25	1.28	1.33	1.33

Kwasniewski (2006) ได้ทำการศึกษาค่า IM ของสะพานคอนกรีต จำนวน 2 ช่องจราจรที่สร้างขึ้นเมื่อปี ค.ศ.1999 ซึ่งในการคำนวณหาค่า IM จะใช้ผลของ LVDT และ Strain gage ที่ติดตั้ง ณ ตำแหน่งของคานที่มีความเครียดสูงสุด คือ ณ กลางคาน โดยผลของ IM ที่ได้ พิจารณาจากการเปลี่ยนแปลงความเร็วของรถบรรทุก, จำนวนรถบรรทุก และชนิดของผิวทาง ดังแสดงในตารางที่ 21 ผลที่ได้แสดงให้เห็นว่าค่า IM ที่เพิ่มขึ้นมีปัจจัยมาจากลักษณะความขรุขระของผิวทาง, ความเร็วของรถบรรทุกและจำนวนของรถบรรทุก เมื่อเปรียบเทียบกับมาตรฐาน AASHTO ค่า IM จากการทดสอบมีค่าน้อยกว่ามาตรฐาน AASHTO Specifications (2002) ในกรณีที่รถบรรทุกวิ่งด้วยความเร็ว 49 กม. ต่อ ชม.

ตารางที่ 21 ค่า IM ที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงความเร็วของรถบรรทุก

Factor	Speed (km/h)	One truck (%)	Two trucks (%)
No plank	48	2.5	20
	80	82.3	50.5
Plank	48	79.2	-
	80	164	-

Huang (1993) ได้สรุปอิทธิพลที่มีผลต่อค่า IM โดยพิจารณาเป็น 2 ส่วนได้แก่ การทดสอบของยานพาหนะซึ่งพิจารณาในส่วนของความเร็ว, น้ำหนัก, ตำแหน่งของรถบรรทุกบนสะพาน และลักษณะทางกายภาพของสะพาน โดยพิจารณาในส่วนของพื้นผิวทาง จำนวนคาน ระยะระหว่างคาน และความยาวของสะพาน โดยสามารถสรุปได้ดังแสดงในตารางที่ 22

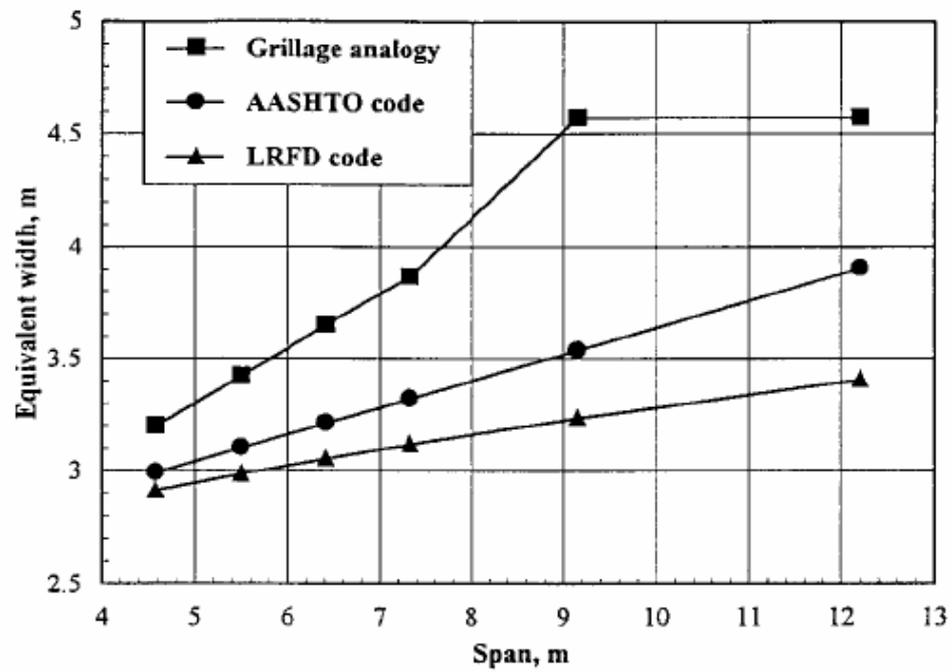
ตารางที่ 22 ผลปัจจัยที่มีต่อค่า IM

Vehicle	Bridge
V1. Speed	B1. Road surfac condition
V2. Weight	B2. Number of girder and spacing
V3. Suspension parameters	B3. Span length
V4. Truck position on bridge lanes	-

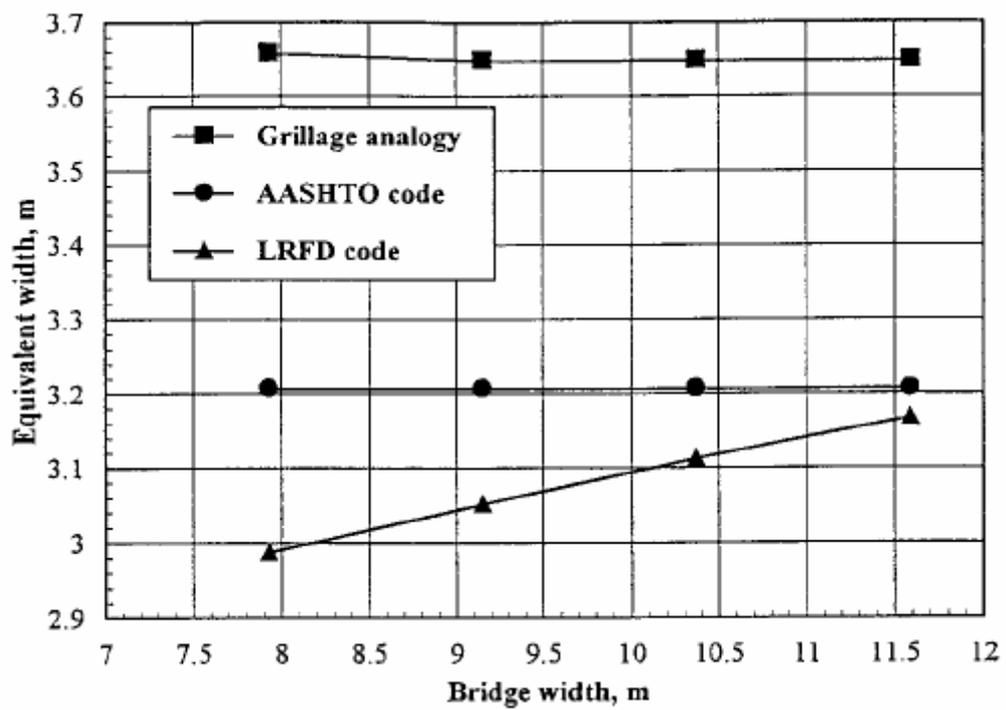
2.2.2 ค่าการกระจายน้ำหนักของล้อ (E)

ค่าการกระจายน้ำหนักของล้อเป็นค่าที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกจร เช่น น้ำหนักของรถบรรทุก ฯลฯ โดยค่า E จะเกิดจากการกระจายของน้ำหนักล้อที่กระทำลงบนพื้น และส่งถ่ายแรงไปยังองค์อาคารอื่นๆ อันทำให้ค่าผลตอบสนองที่เกิดขึ้นมีค่าลดลง ซึ่งเดิมที่มาตรฐาน AASHTO Specifications ได้ให้คำนิยามค่าการกระจายน้ำหนักของล้อนี้ว่าค่า Distribution width และต่อมามาตรฐาน AASHTO LRFD ได้ให้คำนิยามนี้ใหม่เป็น Equivalent width โดยที่ทั้งสองมาตรฐานจะให้ค่า E ที่แตกต่างกัน และจากรายงานของ NCHRP 12-26 ได้ทำการศึกษาผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงของค่า E โดยการใช้รถบรรทุกมาตรฐาน HS ที่มีการเปลี่ยนแปลงขนาดน้ำหนักบรรทุก และระยะระหว่างเพลลา ซึ่งจากผลการศึกษาพบว่าผลกระทบของน้ำหนักบรรทุกที่แตกต่างกัน ไม่มีความสำคัญต่อการเปลี่ยนแปลงของค่า E นอกจากนี้ยังได้ศึกษาเพิ่มเติมโดยการใช้การเปลี่ยนแปลงของความกว้างและช่วงความยาวของสะพาน ซึ่งพบว่ามีความสำคัญมากต่อการเปลี่ยนแปลงของค่า E

Amer (1999) ได้ศึกษาผลตอบสนองเนื่องจากการกระจายน้ำหนักของล้อบนพื้นสะพานคอนกรีตโดยเปรียบเทียบค่าการกระจายน้ำหนักของล้อที่ได้จากมาตรฐาน AASHTO Specifications (1992) มาตรฐาน AASHTO LRFD (1994) และการทดสอบภาคสนาม ภาพที่ 7 และ 8 แสดงการเปรียบเทียบผลของค่า E ที่ได้จากการวิเคราะห์ตามมาตรฐานกับผลที่ได้จากการทดสอบภาคสนาม จากผลของค่า E ที่ได้จากมาตรฐาน AASHTO Specifications (1992) และมาตรฐาน AASHTO LRFD (1994) แสดงให้เห็นว่าการเปลี่ยนแปลงความยาวของช่วงสะพานจะมีผลต่อค่า E สำหรับค่า E ที่พิจารณาในส่วนของความกว้างของตัวพื้นสะพาน มาตรฐาน AASHTO Specifications (1992) จะให้ค่าที่คงไม่มีการเปลี่ยนแปลง และเมื่อเปรียบเทียบค่า E ที่ได้จากมาตรฐานกับการทดสอบภาคสนาม ค่า E จากภาคสนามจะให้ค่ามากกว่ามาตรฐาน AASHTO Specifications (1992) และ AASHTO LRFD (1994) ทั้ง 3 สะพาน โดยที่สะพาน Palm beach county bridge ให้ความแตกต่างต่ำสุดของค่า E เท่ากับ 3.23 เปอร์เซ็นต์ ดังแสดงรายละเอียดของผลทดสอบในตารางที่ 23



ภาพที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า E กับ ความยาวของสะพาน



ภาพที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า E กับ ความกว้างของพื้นสะพาน

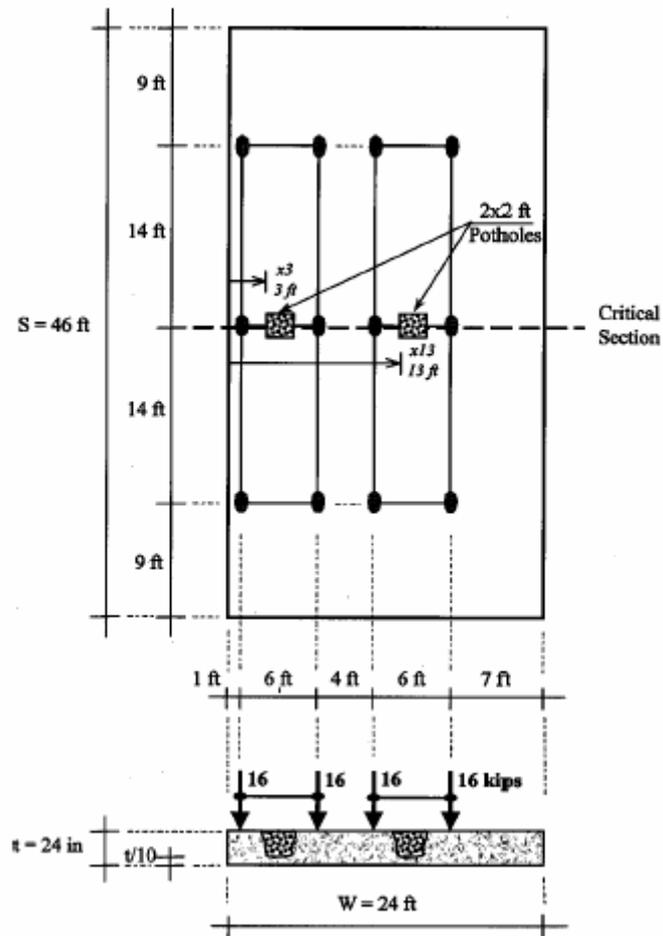
ตารางที่ 23 ผลของค่า E

Field test	Measured strains (m)	Grillage analogy (m)	AASHTO Spec (1989) (m)	AASHTO LRFD (1998) (m)	Proposed simplified equation (m)
1	3.09	3.37	2.99	2.83	3.27
2	4.54	3.25	2.99	2.97	3.29
3	5.18	3.79	3.17	3.09	3.63

ที่มา: Amer (1999)

Mabsout (2004) ได้ศึกษาผลตอบสนองเนื่องจากการกระจายน้ำหนักของล้อบนพื้นสะพานคอนกรีตด้วยวิธี FEM เปรียบเทียบกับมาตรฐาน AASHTO Specifications (1996) และ AASHTO LRFD (1998) ซึ่งพิจารณาถึงความยาว, ความกว้าง, การวางน้ำหนักของล้อ และการรวมผลของไหล่ทาง โดยแสดงในรูปของค่าโมเมนต์สูงสุดที่กึ่งกลาง, ขอบ และการแอนตัวสูงสุด จากผลทดสอบ เมื่อพิจารณารวมระยะของไหล่ทางสำหรับช่วงความยาวไม่เกิน 10.5 เมตร ค่าโมเมนต์ที่ได้จากมาตรฐาน AASHTO Specifications (1996) และมาตรฐาน AASHTO LRFD (1998) ให้ผลที่สอดคล้องกับวิธี FEM และค่าโมเมนต์ที่ได้จากสะพานที่มีช่วงความยาวเกิน 10.5 เมตร จะให้ค่าที่ต่ำกว่าวิธี FEM ประมาณ 20 ถึง 30 เปอร์เซ็นต์

Mabsout (2004) ได้ศึกษาผลตอบสนองเนื่องจากการกระจายน้ำหนักของล้อบนพื้นสะพานคอนกรีตกรณีที่เกิดหลุมบนพื้นสะพานด้วยวิธี FEM เปรียบเทียบกับมาตรฐาน AASHTO Specifications (1996) และมาตรฐาน AASHTO LRFD (1998) การทดสอบจะพิจารณาโมเมนต์ที่กลางสะพาน โดยพิจารณาการเปลี่ยนแปลงของความลึกของหลุม, ตำแหน่งของหลุมรวม และจำนวนช่องจราจร ซึ่งรายละเอียดของตำแหน่งการทดสอบแสดงในภาพที่ 9



ภาพที่ 9 ตำแหน่งการวางน้ำหนักบนพื้นสะพาน และตำแหน่งหลุม

จากตารางที่ 24 แสดงค่าโมเมนต์สูงสุด กรณีมีหลุม 1 หลุม จะให้โมเมนต์มากกว่ากรณีไม่มีหลุมโดยมีความแตกต่างประมาณ 25 เปอร์เซ็นต์ กรณีมีหลุม 2 หลุม จะให้ค่าโมเมนต์มากกว่ากรณีมี 1 หลุมเพียงเล็กน้อย ซึ่งสรุปได้ว่า ค่าโมเมนต์สูงสุดจะเปลี่ยนแปลงตามความยาวช่วงสะพาน และความกว้างของสะพาน เมื่อเทียบค่าโมเมนต์จากการทดสอบ FEM กับมาตรฐาน กรณีที่มีหลุม 1 หลุมความยาวช่วงสะพานไม่เกิน 9 เมตร ค่าโมเมนต์ที่ได้จาก FEM จะมีค่าสูงกว่ามาตรฐาน AASHTO Specifications (1996) ประมาณ 10 เปอร์เซ็นต์ กรณีความยาวช่วงสะพานระหว่าง 12 ถึง 16.5 เมตร มาตรฐาน AASHTO Specifications (1996) และ AASHTO LRFD (1998) จะให้ค่าโมเมนต์สูงกว่าประมาณว่า 30 เปอร์เซ็นต์

สำหรับ 2 ช่องจราจรกรณี 1 หลุม ค่าโมเมนต์ที่ได้จาก FEM มีค่ามากกว่ามาตรฐาน AASHTO Specifications (1996) และ AASHTO LRFD (1998) เท่ากับ 15 ถึง 60 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ และสำหรับ 4 ช่องจราจรค่าโมเมนต์จาก FEM จะให้ค่ามากกว่ามาตรฐาน AASHTO Specifications (1996) และ AASHTO LRFD (1998) เท่ากับ 15 ถึง 70 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ นอกจากนี้สำหรับมาตรฐาน AASHTO LRFD (1998) เมื่อพิจารณา 1 ช่องจราจรที่มีจำนวนหลุม 1 และ 2 หลุม จะให้ค่าโมเมนต์ที่สูงกว่าวิธี FEM ประมาณ 15 ถึง 30 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ และกรณี 2 ช่องจราจรจะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับวิธี FEM

ตารางที่ 24 ค่าโมเมนต์สูงสุดที่ได้จากการทดสอบด้วย FEM

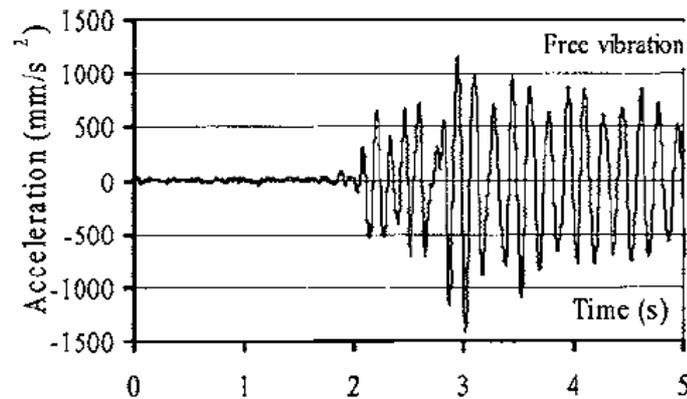
Span S (ft)	Lanes	FEM maximum moment (kip-ft/ft)			AASHTO moment (kip-ft/ft)	
		No potholes	One pothole	Two potholes	Standard spec	LRFD
24	1	15.4	19.2	-	21.6	28.1
24	2	19.2	23.7	24.2	21.6	24.1
24	3	20.4	25.1	25.8	21.6	22.6
24	4	21	25.8	26.5	21.6	21.5
36	1	28	35.2	-	32.4	47.2
36	2	34.1	42.8	44	32.4	45.6
36	3	36.3	45.6	46.7	32.4	42.4
36	4	37.8	47.6	48.7	32.4	40
46	1	40.8	52.2	-	41.4	62.9
46	2	49.1	62.5	64.3	41.4	65.3
46	3	51.7	65.9	67.5	41.4	60.4
46	4	54	68.9	70.5	41.4	59.8
54	1	51.1	65.7	-	50.2	75.3
54	2	61.1	78.2	80.5	50.2	81.7
54	3	63.8	81.7	83.8	50.2	77.1
54	4	66.5	85.2	87.2	50.2	77.1

2.2.3 การวิเคราะห์พฤติกรรมทางพลศาสตร์ของโครงสร้างจากการทดสอบในภาคสนาม

ความถี่ธรรมชาติ (Natural frequency) เป็นคุณสมบัติพื้นฐานทางพลวัตของโครงสร้างซึ่งคือค่าความถี่ในการสั่นไหวแบบอิสระ (Free vibration) การทราบค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างก็เพื่อใช้หลีกเลี่ยงการสั่นพ้องที่เกิดจากแรงกระทำภายนอก เช่นเมื่อโครงสร้างมีแรงกระทำที่มีความถี่ใกล้เคียงหรือเท่ากับค่าความถี่ธรรมชาติ ผลการตอบสนองจะมีการสั่นพ้อง (Resonance) ทำให้มีระดับการตอบสนองสูงกว่าปกติ สำหรับวิธีการหาค่าความถี่ธรรมชาติที่ได้จากการทดสอบทางพลศาสตร์จะสามารถวิเคราะห์โดยอาศัยวิธี Fast fourier transform (FFT) ซึ่งวิธีการสามารถทำได้โดยการนำข้อมูลที่บันทึกได้จากอุปกรณ์เซ็นเซอร์ที่อยู่ในรูปประวัติเวลา (Time history) หลังจากนั้นจึงนำมาตัดช่วงข้อมูลของการสั่นไหวอิสระดังแสดงตัวอย่างข้อมูล Time history ที่ได้จาก Accelerometer ในภาพที่ 10 แล้วนำมาแปลงให้อยู่ในรูปสัญญาณความถี่ (Frequency domain) โดยอาศัยสมการที่ 14 ซึ่งเป็นสมการที่ใช้ในกระบวนการของวิธี FFT สำหรับคำตอบของค่าความถี่จะได้รับการพิจารณาความถี่ที่มีขนาดของค่าสัมประสิทธิ์ฟูเรียร์สูงสุด ซึ่งก็คือค่าความถี่หลักของการสั่นไหวอิสระหรือความถี่ธรรมชาติ

$$\tilde{x}(k) = \sum_{n=0}^{N-1} \tilde{x}(n)e^{-j\frac{2\pi}{N}nk} \quad (14)$$

เมื่อ k คือ $0, -1, 1, -2, 2, -3, 3, \dots$



ภาพที่ 10 ผลข้อมูล Time history ที่ได้จากเครื่องมือ Accelerometer สำหรับการสั่นแบบอิสระ

ที่มา: Kwasniewsk (2006)

ความหน่วง (Damping) ความหน่วงเป็นคุณสมบัติที่แสดงถึงสภาพการต้านการเคลื่อนที่ที่มีผลทำให้ความเร็วของการสั่นลดลง โดยทั่วไปแล้วจะหมายถึงแรงต้านการเคลื่อนที่ที่เกิดจากลักษณะทางกายภาพของโครงสร้างสะพานที่แตกต่างกัน เช่น ความยาวของช่วงสะพาน ความหนาของพื้นสะพาน และเงื่อนไขของจตุรองรับ เป็นต้น ในกรณีที่สะพานมีอัตราส่วนความหน่วงสูงจะทำให้โครงสร้างสะพานเกิดการสั่นแบบอิสระในช่วงเวลาสั้นๆ หลังจากนั้นจะกลับมามีอยู่ในสภาพหยุดนิ่ง ในทางกลับกันถ้าอัตราส่วนความหน่วงต่ำช่วงการสั่นแบบอิสระก็จะนานขึ้น สำหรับการวิเคราะห์ค่าอัตราส่วนความหน่วงทำได้โดยนำข้อมูลการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระมาคำนวณโดยอาศัย Autocorrelation function ตามสมการที่ 15 และ 16 (Lardies and Gouttebroze, 2002)

$$R_x(k\Delta t) = \frac{1}{N-k} \left(\sum_{i=1}^{N-k} x(i)x(i+k) \right) \quad k = 0, 1, \dots, N-1 \quad (15)$$

$$\zeta = \frac{1}{2 \pi m} \ln \frac{R_{x(T)}}{R_{x(T+mT)}} \quad (16)$$

เมื่อ $R_x(k \Delta t)$ คือ ค่า Autocorrelation function R_x ณ เวลา $k \Delta t$
 N คือ จำนวนตัวเลขของข้อมูลตัวอย่าง
 $R_{x(T)}$ คือ Autocorrelation function ณ เวลา หรือแอมพลิจูดของคลื่น
 รอบแรกที่พิจารณา
 $R_{x(T+mT)}$ คือ Autocorrelation function ณ เวลา หรือแอมพลิจูดของคลื่น
 รอบที่ m
 T คือ คาบในช่วงที่พิจารณา
 m คือ จำนวนรอบ

2.3 การวิเคราะห์โครงสร้างสะพานด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method)

ในทางวิศวกรรมโยธาได้มีการนำความรู้และเทคโนโลยีต่างๆ มาประยุกต์เพื่อหาคำตอบและนำไปใช้ให้เกิดประโยชน์ในรูปแบบต่างๆ อย่างมากมาย เช่น การนำคอมพิวเตอร์มาช่วยในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างที่มีลักษณะซับซ้อน เช่น การวิเคราะห์สะพานแขวน เป็นต้น อย่างไรก็ตามสภาพจริงมีปัจจัยที่เกี่ยวข้องที่ควบคุมไม่ได้ และเพื่อให้การแก้ปัญหาเป็นไปได้จึงต้องการสมมุติฐานเพื่อลดปัจจัยที่มีอยู่ ทั้งนี้เพื่อให้สามารถหาคำตอบมีผลใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด

สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างสามารถทำได้โดยการใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ที่มีลักษณะรูปร่างใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุด แล้วใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยการแบ่งโครงสร้างให้มีขนาดเล็กหลายๆ ชิ้นส่วน โดยที่ชิ้นส่วนเล็กแต่ละชิ้นเรียกว่า Element หลังจากนั้นจึงทำการแก้ปัญหาของแบบจำลอง โดยกระบวนการหาคำตอบที่ต้องการคือ ค่าการโก่งตัว (Deflection) แรงที่เกิดขึ้น เป็นต้น คำตอบที่ได้จะเป็นเพียงค่าประมาณเท่านั้น ทั้งนี้ค่าความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นของคำตอบจะขึ้นอยู่กับ ชนิด ขนาด และจำนวนของเอลิเมนต์ นอกจากนี้ยังขึ้นอยู่กับ การเลือกฟังก์ชันการกระจัด (Displacement function) ที่ใช้กับแต่ละเอลิเมนต์ กล่าวคือฟังก์ชันการกระจัดที่สมมุติขึ้นนั้นมีความใกล้เคียงกับผลเฉลยของปัญหามากน้อยเพียงใด

2.3.1 สมการควบคุมการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ จะต้องอาศัยสมการพื้นฐานของกลศาสตร์โครงสร้าง 3 ประเภท คือ

1) สมการสถานะสมดุล (Equilibrium equations)

โครงสร้างโดยรวมและชิ้นส่วน (Element) จะต้องอยู่ได้สภาวะสมดุลของแรงที่กระทำจากภายนอกและภายใน โดยที่แรงจากภายนอกจะต้องมีค่าเท่ากับผลรวมของแรงภายในของชิ้นส่วน ณ จุดต่อ (Joint) ทั้งหมดของโครงสร้าง

สำหรับที่จุดต่อจะต้องเป็นไปตามเงื่อนไขตามกฎข้อที่ 1 ของนิวตัน ดังสมการที่ 17

$$\begin{aligned}\sum F_x &= 0, \sum F_y = 0, \sum F_z = 0 \\ \sum M_x &= 0, \sum M_y = 0, \sum M_z = 0\end{aligned}\tag{17}$$

2) สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดของวัสดุ (Stress-strain relationship)

สำหรับสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจะใช้กฎของฮุก (Hook's law) กล่าวคือความเค้นและความเครียดจะถูกสมมุติให้เป็นความสัมพันธ์เชิงเส้น (Linear relationship) ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic) ของวัสดุ ประกอบกับพฤติกรรมของวัสดุจะต้องมีพฤติกรรมเหมือนกันทุกทิศทาง ซึ่งเป็นสมมุติฐานที่นิยมใช้ในการทำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพื่อให้ง่ายและสะดวกต่อการแก้สมการ โดยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดสามารถแสดงได้ดังสมการที่ 18 และสามารถคำนวณค่าโมดูลัสแรงเฉือนตามสมการที่ 19

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_1 \\ \gamma_2 \\ \gamma_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{1}{E} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{21} \\ \tau_{31} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} \quad (18)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (19)$$

เมื่อ G คือ ค่าโมดูลัสแรงเฉือน (Shear modulus)

E คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Elastic modulus)

ν คือ ค่าอัตราส่วนพัวซอง

3) ความต่อเนื่องของการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง และเงื่อนไขขอบเขต

(Compatibility and Boundary conditions)

ข้อกำหนดของความต่อเนื่องกันจะต้องเป็นไปตามที่กำหนด ในการวิเคราะห์ระบบโครงสร้างของ Element อันใดอันหนึ่ง หรือทุกๆ Element ที่ติดต่อกับข้อต่อ จะต้องได้ค่าของการเคลื่อนที่ที่เท่ากัน ถ้าให้ค่าการเคลื่อนที่ของจุดต่อ (Node displacement) มาด้วยการเปลี่ยนรูป (Deformation) ของ Element ก็จะถูกคำนวณได้จากการใช้สมการพื้นฐานของเรขาคณิต ในการวิเคราะห์ Finite element โดยยึดหลักของการเคลื่อนที่ การสอดคล้องกันของการเคลื่อนที่ของข้อต่อจะเป็นไปตามเงื่อนไขที่กำหนดไว้

ในการกำหนดเงื่อนไขขอบเขตจะต้องกำหนดให้สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงตามที่ได้สำรวจพบ เช่น ฐานรองรับแบบหมุนได้แต่เคลื่อนที่ไม่ได้ (Hinge) ฐานรองรับแบบเคลื่อนที่ได้เฉพาะแนวอน (Roller) ฐานรองรับที่ไม่อนุญาตให้มีการหมุนและเคลื่อนที่ (Fixed) และฐานรองรับแบบสปริง (Spring) เป็นต้น อย่างไรก็ตามสภาพของฐานรองรับอาจมีพฤติกรรมร่วมกัน

ระหว่างฐานรองที่ได้กล่าวมาทั้ง 3 ดังนั้น จะต้องใช้วิจักษณ์ในการเลือกแบบที่เหมาะสมและใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด

2.3.2 ประเภทของการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์ทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถแบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ การวิเคราะห์แบบสถิต และการวิเคราะห์แบบพลวัต

1) การวิเคราะห์แบบสถิตของโครงสร้างจะอาศัยสมการเชิงเส้นตามสมการที่ 20 ซึ่งเป็นสมการรวมของระบบโครงสร้างหาได้จากการรวมสมการของแต่ละ Element เข้าด้วยกัน โดยวิธี Superposition method หรือ Direct stiffness method โดยอาศัยหลักการสมดุลของแรงที่จุดต่อของชิ้นส่วนและความต่อเนื่องของโครงสร้าง

$$\{F\}=[K]\{d\} \quad (20)$$

เมื่อ F คือ เวกเตอร์รวมของแรงที่จุดต่อ

K คือ สติฟเนสเมตริกวมของทั้งระบบ

d คือ เวกเตอร์รวมของการกระจัด

ค่า Stiffness matrix สามารถหาได้จากการกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดและคุณสมบัติของพื้นที่หน้าตัด ในแต่ละกรณีของการบรรทุกน้ำหนัก (Load case) หลังจากนั้นทำการแก้สมการโดยการอินเวอร์สค่า K พร้อมทั้งกำหนดเงื่อนไขขอบ (Boundary condition) ของจุดรองรับเพื่อหาค่าเวกเตอร์รวมของการกระจัด ($d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$)

2) การวิเคราะห์แบบพลวัตจะทำการวิเคราะห์แบบ Eigenvalue โดยที่การวิเคราะห์ Eigenvalue จะใช้ในกระบวนการปรับแก้แบบจำลองให้มีคุณสมบัติทางพลศาสตร์ทางด้านความถี่ของโครงสร้างสะพานให้ใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้จริงจากการทดสอบในภาคสนาม

การวิเคราะห์หาค่าคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้างเช่น ค่าความถี่พื้นฐานธรรมชาติ และโหมดการสั่นไหว (Mode shapes) โดยอิสระแบบ Undamped สามารถหาได้จากสมการการวิเคราะห์ Eigenvalue ดังสมการที่ 21 โดยที่ Eigenvalue คือค่า Circular frequency (ω) ของ Mode นั้นยกกำลังสอง ส่วนค่า Cycle frequency (f) และ Period (T) ของ Mode นั้นจะสัมพันธ์กับ ω คือ $T = 1/f$ และ $f = \omega/2\pi$ แต่ละคู่ของ Eigenvalue – Eigenvector เป็นโหมดการสั่นไหวธรรมชาติ (Natural vibration mode of structure) โดยที่โหมดต่างๆ ถูกบ่งชี้โดยหมายเลข 1 ถึง n

$$[K - \omega^2 M]\phi = 0 \quad (21)$$

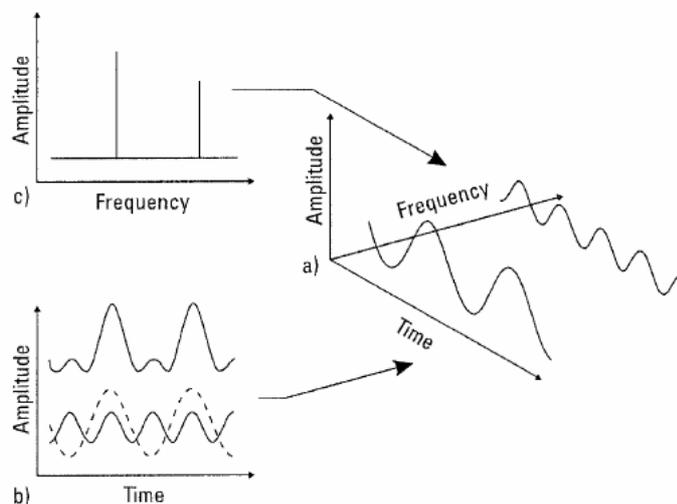
เมื่อ M คือ Diagonal mass matrix

ω^2 คือ Diagonal matrix of eigenvalue

ϕ คือ Matrix of corresponding eigenvalue (Mode shape)

3. การวิเคราะห์สัญญาณ

3.1 การวิเคราะห์สัญญาณด้วยวิธี Fast fourier transform (FFT) เป็นการวิเคราะห์สัญญาณโดยนำเอาข้อมูล Time history ที่ได้จากอุปกรณ์ทดสอบมาแปลงให้อยู่ใน Frequency domain เพื่อใช้ในการพิจารณาความถี่ที่เกิดขึ้นบนโครงสร้าง ภาพที่ 11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างข้อมูล Time history และสัญญาณความถี่ ซึ่งผลของการแปลงข้อมูลด้วยวิธี FFT จะให้คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้างในรูปของสัญญาณความถี่ (Frequency domain) นอกจากนี้ยังสามารถใช้วิธี FFT มาวิเคราะห์หาความถี่ของสัญญาณรบกวน (Noise) เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการตัดแยกสัญญาณด้วยวิธีการกรองสัญญาณ โดยจะขอกล่าวต่อไป



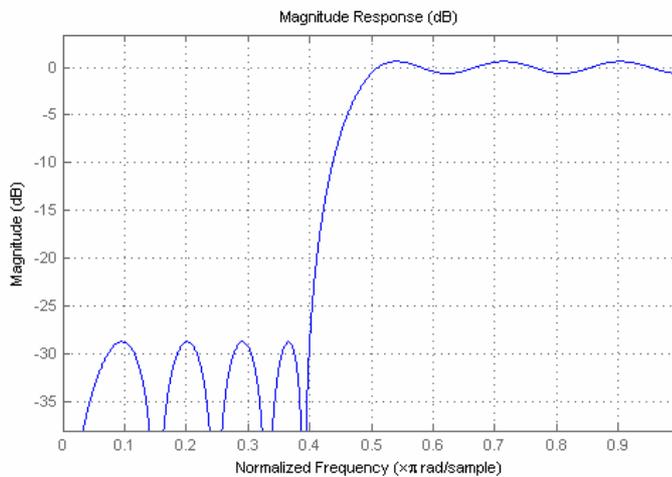
ภาพที่ 11 แสดงความสัมพันธ์ของประวัติเวลา และสัญญาณความถี่

ที่มา: Battini (2005)

3.2 การกรองสัญญาณ (Filter Signal) การกรองสัญญาณส่วนมากมักจะเกี่ยวเนื่องกับการกำจัดสัญญาณรบกวน (Noise) และลดความผิดเพี้ยนของสัญญาณ การกรองสัญญาณมักนิยมนำมาใช้งานกันอย่างกว้างขวางเนื่องจากเป็นวิธีการที่สะดวกและง่ายต่อการใช้งาน

คุณสมบัติของการกรองสัญญาณ คือ จะยอมให้สัญญาณความถี่ที่ต้องการผ่านและกำจัดสัญญาณที่มีความไม่ต้องการออก โดยลักษณะของฟังก์ชันถ่ายโอน (Transfer function) สามารถแบ่งออกเป็น 4 แบบคือ

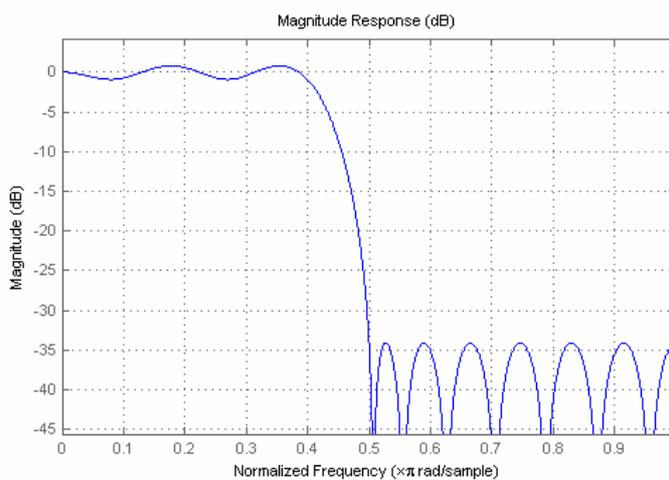
1) การกรองสัญญาณต่ำ (Low pass filter) เป็นการกรองความถี่ต่ำที่มีคุณสมบัติพื้นฐานคือผ่านความถี่ต่ำและบั่นทอนความถี่สูงกว่าออกให้เหลือแต่ความถี่ที่ต้องการดังแสดงในภาพที่ 12



ภาพที่ 12 การกรองสัญญาณต่ำที่ช่วงสัญญาณประมาณ 0.5π rad/s

ที่มา: Hewlett-Packard Co (1994)

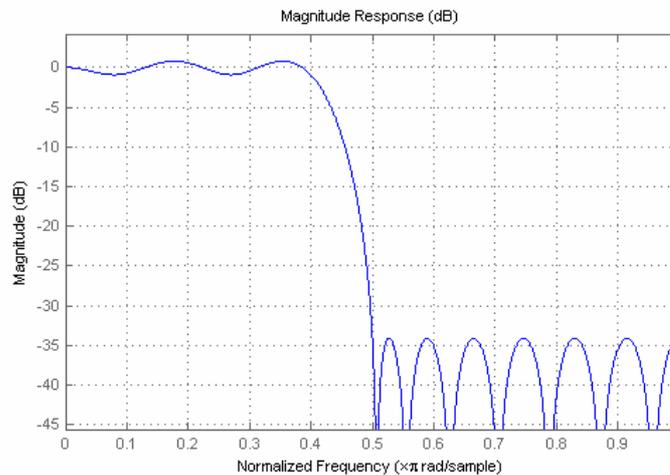
2) การกรองสัญญาณสูง (High pass filter) เป็นการกรองความถี่สูงที่มีคุณสมบัติพื้นฐานคือ ผ่านความถี่สูงและบั่นทอนความถี่ต่ำกว่าออกให้เหลือแต่ความถี่ที่ต้องการดังแสดงในภาพที่ 13



ภาพที่ 13 การกรองสัญญาณสูงที่ช่วงสัญญาณประมาณ 0.5π rad/s

ที่มา: Hewlett-Packard Co (1994)

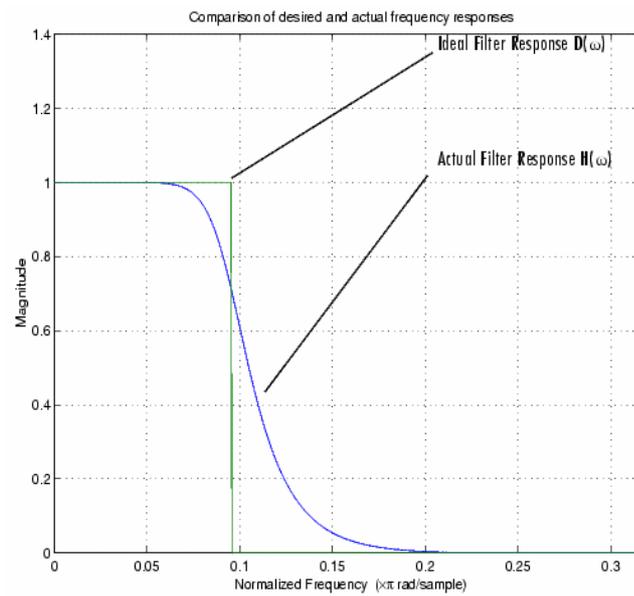
3) วิธีการตัดสัญญาณ (Band-Pass Filter) เป็นการกรองความถี่ที่มีคุณสมบัติพื้นฐานคือบั่นทอนความถี่ที่ต้องการตัดออก (Cutoff) ให้เหลือแต่ค่าความถี่ที่ต้องการดังแสดงในภาพที่ 14



ภาพที่ 14 การกรองสัญญาณสูงที่ช่วงสัญญาณประมาณ $0.3-0.8 \pi$ rad/s

ที่มา: Hewlett-Packard Co (1994)

การเลือกใช้การกรองสัญญาณที่เหมาะสม (Optimal filter) นั้น ควรจะพิจารณาถึงความผิดพลาดของคำตอบเนื่องจากการกรองสัญญาณ (Error) ดังภาพที่ 15 แสดงการกรองสัญญาณ 2 ค่าระหว่าง $D(\omega)$ คือ ผลของการกรองสัญญาณในอุดมคติ และ $H(\omega)$ คือ ผลของการกรองสัญญาณที่ได้จากการวิเคราะห์สัญญาณ จากกราฟแสดงให้เห็นว่าการกรองสัญญาณที่เหมาะสมนั้นคือการเลือกช่วงในการกรองสัญญาณที่จะทำให้ $H(\omega)$ และ $D(\omega)$ มีค่าใกล้เคียงกันเท่าที่เป็นไปได้ เพื่อที่จะได้ขนาดผลการตอบสนองของการกรองสัญญาณที่มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ต้องการในทางอุดมคติมากที่สุด



ภาพที่ 15 เปรียบเทียบการกรองสัญญาณระหว่างการกรองสัญญาณในอุดมคติกับสัญญาณที่เกิดขึ้นจริง

ที่มา: Hewlett-Packard Co (1994)

อุปกรณ์และวิธีการ

อุปกรณ์

- 1) เครื่องคอมพิวเตอร์
- 2) Strain gage
- 3) Accelerometer
- 4) TML displacement transducer
- 5) Data logger
- 6) Rebound hammer
- 7) Ultrasonic pulse velocity
- 8) ชุดเครื่องมือเก็บตัวอย่างผงคอนกรีต เช่น สว่านเจาะคอนกรีต แปรงปิดฝุ่น เป็นต้น
- 9) ชุดเครื่องมือเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีต
- 10) ชุดเครื่องมือในการตรวจสอบสภาพสะพาน เช่น แปรงปิดฝุ่น ตลับเมตร ไม้บรรทัด เป็นต้น

วิธีการ

การดำเนินการวิจัยเพื่อประเมินสภาพและกำลังรับน้ำหนักของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสื่อมสภาพ มีการแบ่งขั้นตอนของการวิจัยเป็นหัวข้อต่างๆ ดังนี้

- 1) ทบทวนข้อมูลและงานวิจัยที่ผ่านมา
- 2) การตรวจสอบสภาพสะพานด้วยสายตา (Visual inspection) และการให้คะแนน

Condition rating

- 3) การทดสอบในภาคสนาม
- 4) การวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบในภาคสนาม
- 5) การสร้าง และปรับแก้แบบจำลองโครงสร้างสะพาน
- 6) การประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างพื้นสะพานด้วยค่า RF

1. ทบทวนข้อมูลและงานวิจัยที่ผ่านมา

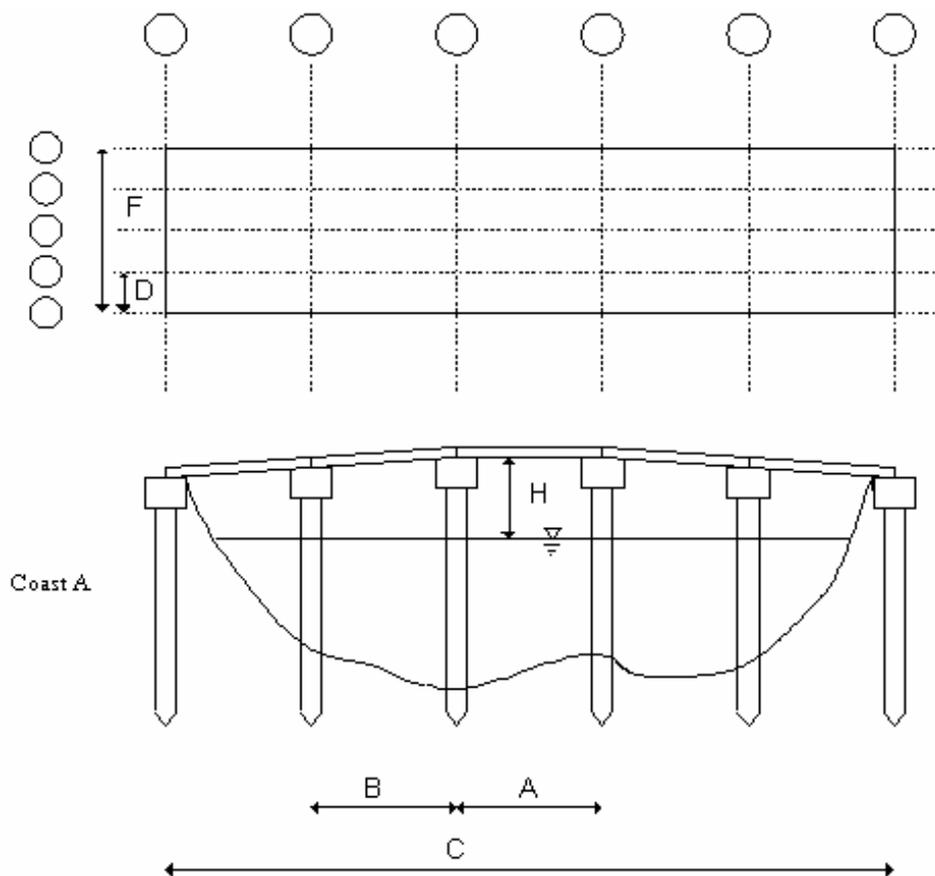
การทบทวนข้อมูลและงานวิจัยที่ผ่านมา มีจุดประสงค์เพื่อรวบรวมผลการศึกษาที่เกี่ยวข้องกับการประเมินสภาพ และกำลังรับน้ำหนักของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสื่อมสภาพ รวมทั้งการศึกษาหลักการ และทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับวิธีการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก

2. การตรวจสอบสภาพสะพานด้วยสายตา (Visual inspection) และการให้คะแนน Condition Rating

ในการตรวจสอบสภาพสะพานด้วยสายตามีจุดประสงค์เพื่อเก็บรวบรวมรายละเอียดของสะพาน เช่น การเคลื่อนตัวที่ผิดปกติ การทรุดตัว การเสีรูปร่างของโครงสร้าง และความเสียหายที่มีต่อสะพาน เป็นต้น ทั้งนี้เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการกำหนดน้ำหนักบรรทุกเพื่อใช้ในการทำ Diagnostic load tests และในเบื้องต้นจะอาศัยค่า Condition rating เพื่อใช้ในการประเมินกำลังรับน้ำหนักของชิ้นส่วนสะพานด้วยค่า Rating factor

การศึกษาวิจัยได้จัดทำแบบฟอร์มเพื่อใช้ในการตรวจสอบสภาพของสะพาน โดยแบ่งเป็น 2 ส่วน คือ 1) แบบฟอร์มบันทึกขนาดของโครงสร้าง ดังแสดงในภาพ 10 2) แบบสำรวจประเมินระดับการเสื่อมสภาพของสะพานดังแสดงในภาพ 16 ถึง 19 โดยในการศึกษาได้ทำการเลือกสะพานตัวอย่างที่ตั้งอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่มีความรุนแรงของปัญหาการเกิดสนิมจำนวน 11 สะพาน ดังแสดงตำแหน่งที่ตั้ง และลักษณะของสะพานในภาพผนวกที่ 1 ถึง 12 ซึ่งเป็นสะพานที่ตั้งอยู่บนถนนสายทาง พบ.4012 ระหว่างบ้านคลองโคน กับ บ้านบางตะบูน อ.บ้านแหลม จ.เพชรบุรี สะพานเหล่านี้เป็นโครงสร้างสะพานชนิดคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 2 ช่องจราจร ซึ่งมีอายุระหว่าง 14 ถึง 16 ปี มีความยาวของแต่ละช่วงสะพานอยู่ระหว่าง 6 ถึง 10 ม. ความกว้างของช่องจราจรอยู่ระหว่าง 7 ถึง 12 ม. รายละเอียดของขนาดโครงสร้างแสดงในตารางที่ 25 และรายละเอียดของเหล็กเสริมของสะพานแสดงในภาพผนวกที่ 13 ถึง 15 และตารางผนวกที่ 1

ชื่อสะพาน	ชนิดโครงสร้าง	อายุ.....
ตำแหน่งบนสะพาน.....	ชนิดโครงสร้างสะพาน	
สถานที่ตั้ง	วันที่ทำการตรวจวัด	
ชื่อผู้ตรวจสอบ	เวลาทำการตรวจวัด	

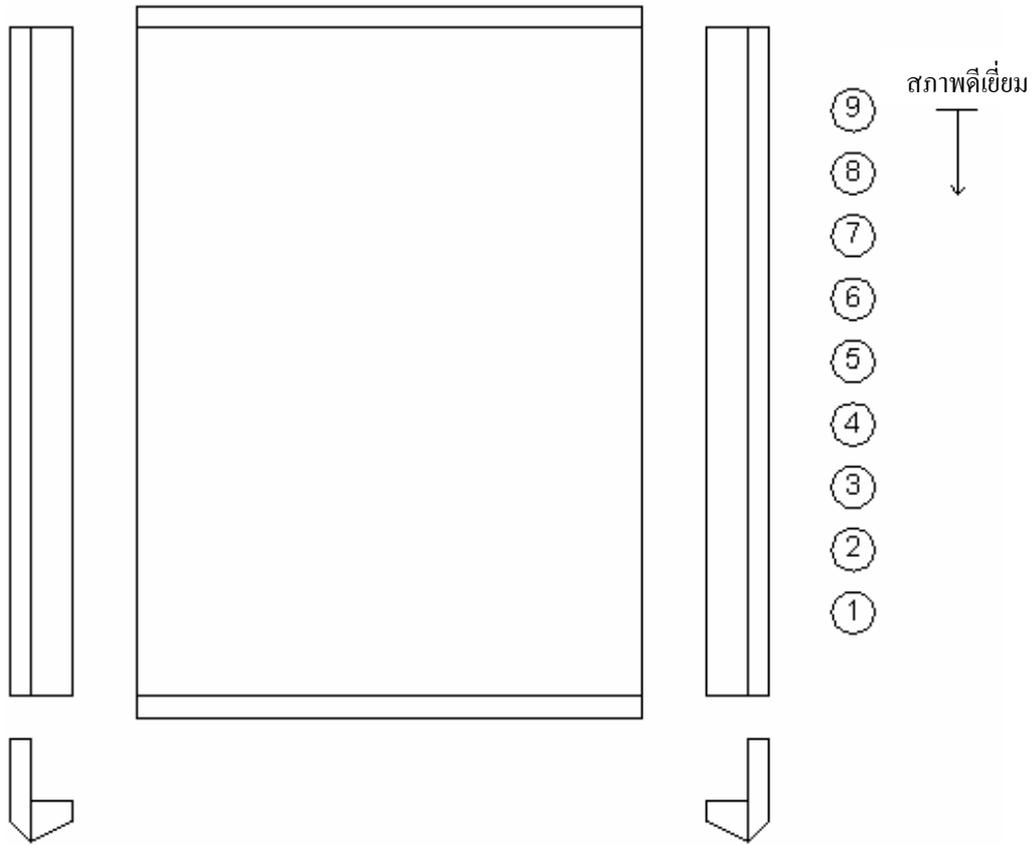


ข้อมูลเบื้องต้นสะพาน

ความยาวช่วงกลางสะพาน (Main span)	A=
ความยาวช่วงปกติสะพาน (Normal span)	B=
ความยาวรวมสะพาน (Total length)	C=
ระยะห่างระหว่างคานรองรับพื้น (Beam ele.spacing)	D=
ระดับน้ำปกติ (Stream leveling)	H=
จำนวนช่วงสะพาน	N=
ความกว้างโดยรวมสะพาน (Deck width)	F=

ภาพที่ 16 แบบฟอร์ม Key plan

ชื่อสะพาน ชนิด โครงสร้าง อายุ.....
 ตำแหน่งบนสะพาน..... ชนิด โครงสร้างสะพาน
 สถานที่ตั้ง วันที่ทำการตรวจวัด
 ชื่อผู้ตรวจสอบ เวลาทำการตรวจวัด



บันทึก

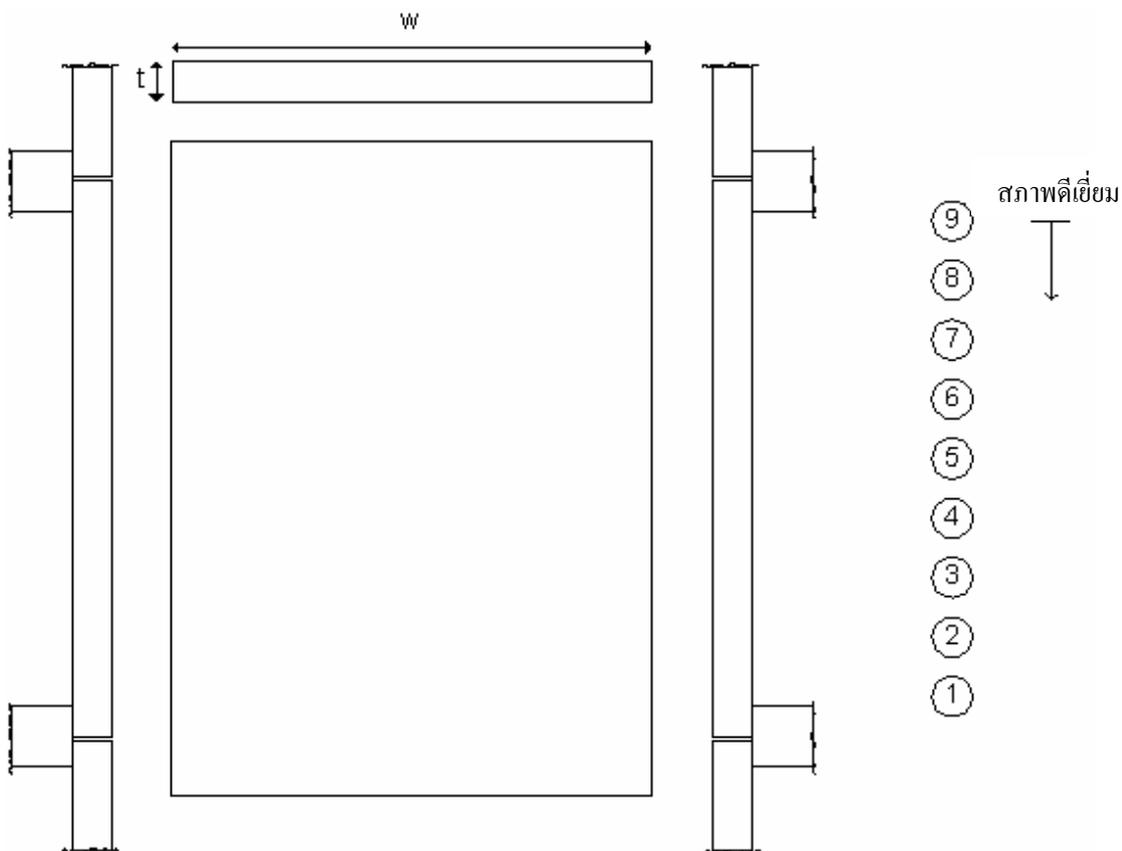
.....

หมายเหตุ

.....

ภาพที่ 17 แบบฟอร์มสำหรับตรวจสภาพผิวถนน (Wearing surface)

ชื่อสะพาน ชนิด โครงสร้าง อายุ.....
 ตำแหน่งบนสะพาน..... ชนิด โครงสร้างสะพาน
 สถานที่ตั้ง วันที่ทำการตรวจวัด
 ชื่อผู้ตรวจสอบ เวลาทำการตรวจวัด



ข้อมูล

ความกว้างของพื้นสะพาน $W =$

ความหนาของพื้นสะพาน $t =$

บันทึก

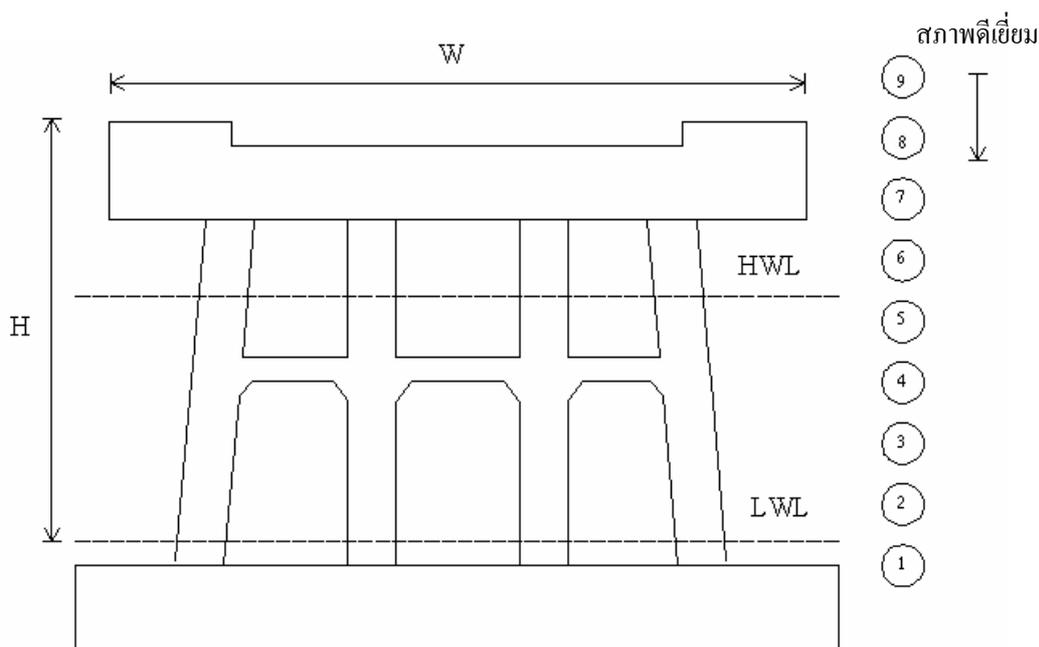
.....

หมายเหตุ

.....

ภาพที่ 18 แบบฟอร์มสำหรับตรวจสอบสภาพพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ชื่อสะพาน ชนิดโครงสร้าง อายุ.....
 ตำแหน่งบนสะพาน..... ชนิดโครงสร้างสะพาน
 สถานที่ตั้ง วันที่ทำการตรวจวัด
 ชื่อผู้ตรวจสอบ เวลาทำการตรวจวัด



บันทึก

.....

หมายเหตุ

.....

ภาพที่ 19 แบบฟอร์มสำหรับตรวจสอบสภาพตอม่อริมตลิ่ง

ตารางที่ 25 รายละเอียดของสะพานตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา

No.	ชื่อสะพาน (ปี พ.ศ.ที่เปิดใช้)	N	T (ม.)	L (ม.)	W (ม.)	t (ม.)
1	ข้ามคลองขุดเล็ก (35)	5	40	7	8.5	0.4
2	ข้ามคลองแพรกตามัน (37)	1	6	6	7	0.35
3	ข้ามคลองสองพี่น้อง (35)	1	8	8	7	0.45
4	ข้ามคลองตานิ่ง (35)	3	20	8	7	0.45
5	ข้ามคลองแพรกขุด (35)	3	20	8	7	0.45
6	ข้ามแม่น้ำปากลัด (35)	8	80	10	7	0.50
7	ข้ามคลองแพรกเขมร (35)	3	20	10	12	0.50
8	ชายเลน 2 (43)	3	20.90	7	8.5	0.40
9	ข้ามคลองเหมืองตานิม (36)	7	70	10	7	0.50
10	ข้ามแม่น้ำเพชรบุรี (43)	6	20.12	10	8.2	0.50
11	ข้างวัดเขาตะเครา (38)	9	44.99	10	7	0.50

หมายเหตุ เมื่อ N คือ จำนวนช่วงสะพาน, T คือ ความยาวช่วงสะพานทั้งหมด, L คือ ความยาวช่วงที่พิจารณาประเมินกำลัง, W คือ ความกว้างสะพาน, t คือ ความหนาของพื้นสะพาน

ภาพที่ 20 และ 21 แสดงสภาพของสะพานข้ามแม่น้ำปากลัด และการเสื่อมสภาพของผิวทางที่มีการสึกกร่อนทั่วบริเวณ มีความลึกประมาณ 1.3 ถึง 2.5 ซม. พื้นสะพานบางบริเวณพบการหลุดร่อนของคอนกรีตจนเห็นเหล็กเสริมมีความลึกมากกว่า 2.5 ซม. เส้นผ่านศูนย์กลางมากกว่า 15 ซม. มีการอุดต้นบริเวณช่องระบายน้ำ รอยต่อพบการแตกร้าวและมีเศษดินอุดต้น บริเวณคานขวางพบการหลุดร่อนจนเห็นเหล็กเสริม และตอม่อกลางน้ำเกิดการกัดกร่อนจนเกิดการสูญเสียหน้าตัด ผลการประเมินสภาพด้วย Condition rating ของสะพานทั้ง 11 สะพาน แสดงในบทผลและวิจารณ์



ภาพที่ 20 สะพานข้ามคลองปากดัดที่ทำการประเมินสภาพ



ภาพที่ 21 สภาพพื้นผิวทางที่เกิดการหลุคร่อนจนเห็นเหล็กเสริม

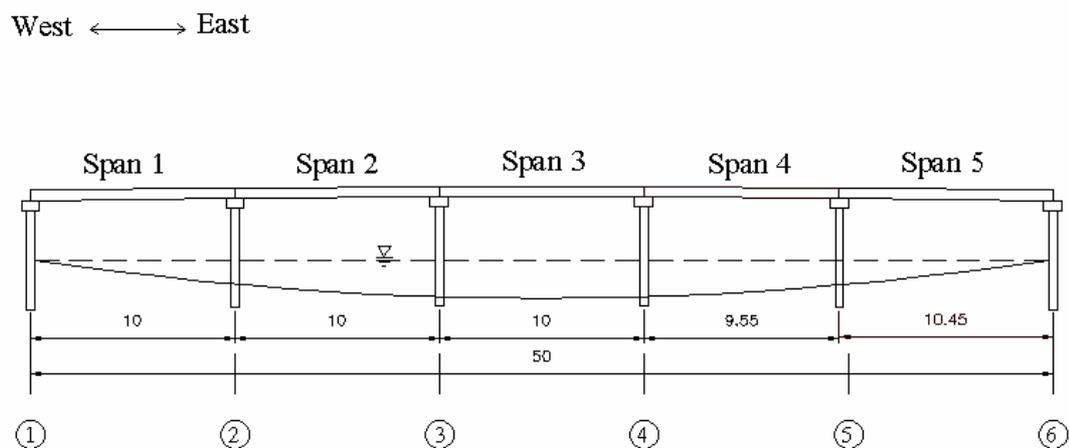
3. การทดสอบในภาคสนาม

ในการทดสอบในภาคสนามได้คัดเลือกสะพานตัวอย่างจำนวน 1 สะพาน คือ สะพานข้ามคลองเหมืองตานิมเนื่องจากสะพานดังกล่าวมีปัญหาการเสื่อมสภาพก่อนข้างรุนแรงมากที่สุดเมื่อเทียบกับสะพานอื่นๆ ด้วยเหตุดังกล่าวจึงจำเป็นต้องมีการตรวจสอบสภาพอย่างเร่งด่วนเพื่อความปลอดภัยในการใช้งาน โดยในการในดำเนินงานสามารถแบ่งออกเป็น 4 ส่วน ได้แก่ การทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต การตรวจสอบหาปริมาณคลอไรด์ในตัวอย่างผงคอนกรีต การทดสอบแบบไม่ทำลาย การทำ Diagnostic load tests นอกจากนี้ยังได้เลือกสะพานตัวอย่างอีก 2 ตัว คือ สะพานข้ามแม่น้ำเพชรบุรี และสะพานแม่น้ำวัดเขาตะเครา เพื่อทำการทดสอบแบบไม่ทำลาย

3.1 การทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต

ในการวัดระดับความแข็งแรงของวัสดุ อุปกรณ์ และ โครงสร้าง โดยใช้การทดสอบเชิงกล ส่วนใหญ่เป็นการทดสอบแบบทำลาย เช่น การทดสอบความทนทานต่อแรงดึง การทดสอบความทนทานต่อการตัดโค้ง การทดสอบการทดสอบความทนทานต่อความล้า และความทนทานต่อแรงอัด เป็นต้น ซึ่งวิธีเหล่านี้ให้ผลลัพธ์ใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด ด้วยเหตุผลดังกล่าวจึงจำเป็นต้องทดสอบกำลังรับแรงอัดของโครงสร้างสะพานด้วยวิธีการเจาะเก็บตัวอย่างเพื่อนำไปทดสอบกำลังอัด (Compressive strength) ในห้องปฏิบัติการ

การเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมจะทำการเก็บตัวอย่างโดยใช้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของกระบอกเจาะเก็บตัวอย่าง เท่ากับ 10 ซม. และทำการเก็บตัวอย่างคอนกรีตทั้งหมด 3 ตัวอย่างซึ่งมีรายละเอียดตำแหน่งดังต่อไปนี้ บริเวณคานขวาง (Cross beam) ณ ตำแหน่ง Line 2 บริเวณคานขวาง ณ ตำแหน่ง Line 3 และบริเวณทางเท้าของช่วง Span 1 ดังแสดงในภาพที่ 22 และภาพที่ 23 ถึง 25 แสดงการขุดเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีต นอกจากนี้เพื่อศึกษาถึงประสิทธิภาพของวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลายในการประเมินสภาพโครงสร้าง ในการศึกษาจึงได้ทำการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตด้วยอุปกรณ์ Rebound hammer และตรวจสอบสภาพของคอนกรีตด้วยอุปกรณ์ Ultrasonic pulse velocity ในแต่ละตำแหน่งของการขุดเจาะเก็บตัวอย่างแห่งคอนกรีต



ภาพที่ 22 จำนวนช่วงและความยาวของสะพาน มีหน่วยเป็นเมตร



ภาพที่ 23 เจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีต ณ ตำแหน่ง Cross beam (Core 1)



ภาพที่ 24 เจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีต ณ ตำแหน่ง Cross beam (Core 2)



ภาพที่ 25 เจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีต ณ ตำแหน่ง Curb span 2 (Core 3)

หลังจากที่เจาะเก็บแท่งตัวอย่างคอนกรีต ดังแสดงในภาพที่ 26 แล้วจึงนำตัวอย่างคอนกรีตที่ได้ไปตัดเพื่อให้ได้ขนาดตามที่ต้องการ ดังแสดงอุปกรณ์ที่ใช้ในการตัดคอนกรีตในภาพที่ 27 โดยตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากการตัดมีขนาดรายละเอียดดังแสดงในตารางที่ 26 หลังจากนั้นจึงนำแท่งตัวอย่างคอนกรีตไปทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อประเมินกำลังอัดของคอนกรีต ตามมาตรฐาน ASTM C39 – 93a ดังแสดงในภาพที่ 28



ภาพที่ 26 สภาพตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากเจาะเก็บ



ภาพที่ 27 ตัวอย่างคอนกรีตขณะทำการตัดเพื่อให้ได้ขนาดตามต้องการ

ตารางที่ 26 ขนาดของตัวอย่างคอนกรีต มีหน่วยเป็นเซนติเมตร

No.	ตำแหน่ง	ความลึกเฉลี่ย	เส้นผ่านศูนย์กลางเฉลี่ย
Core1	Cross beam (line 2)	10.91	9.31
Core 2	Cross beam (line 3)	12.18	9.31
Core 3	Curb (span 2)	11.33	9.30

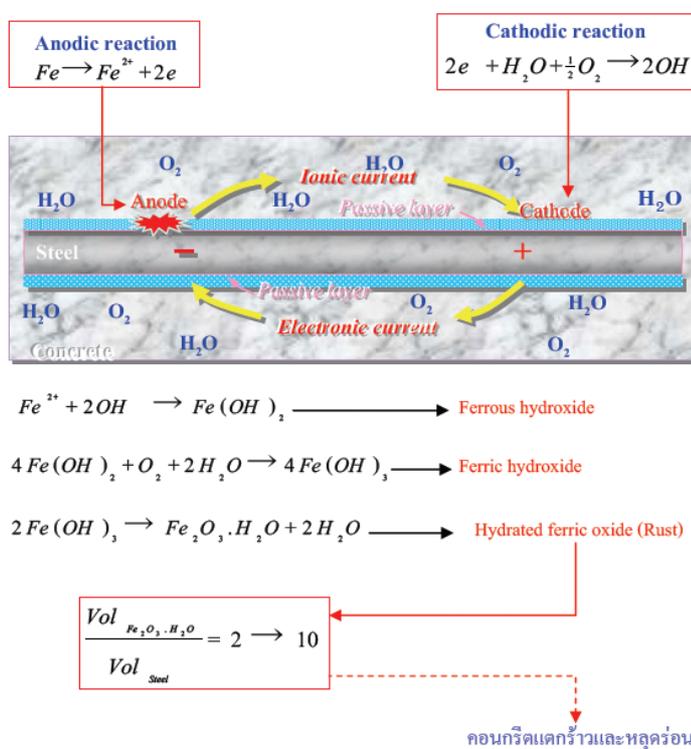


ภาพที่ 28 ตัวอย่างคอนกรีตขณะทดสอบกำลังรับแรงอัด

3.2 การตรวจสอบหาคลอไรด์ในตัวอย่างคอนกรีต

ธรรมชาติของเหล็กเสริมในคอนกรีตจะมีชั้นของฟิล์มออกไซด์ (Protective passivity - layer) ปกป้องเหล็กเสริมจากการเกิดสนิม โดยกระบวนการป้องกันนี้จะช่วยให้อัตราการแพร่ของออกซิเจนและน้ำมาสู่ผิวเหล็กเสริมลดลง ซึ่งทำให้อัตราการเกิดสนิมลดลง สำหรับคอนกรีตโดยทั่วไปแล้วจะมีความเป็นด่างสูง โดยมีค่า PH อยู่ระหว่าง 12 ถึง 13 คอนกรีตจึงเป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติป้องกันเหล็กเสริมจากการเกิดสนิมตามธรรมชาติ แต่สำหรับคอนกรีตที่เกิดการเสื่อมสภาพก็อาจเกิดปัญหาในการป้องกันน้ำที่ไหลซึมผ่าน โดยเฉพาะโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ตั้งอยู่ในน้ำทะเลที่มีโอกาสส่งเสริมปัญหาในการเกิดสนิม สำหรับกระบวนการกักกร่อนจะเริ่มขึ้นเมื่อคลอไรด์ไอออนมีความเข้มข้นพอที่ผิวหน้าของเหล็กเสริมซึ่งทำให้ค่า PH ลดลงจนถึงระดับวิกฤต เป็นผลทำให้สภาพการเป็นด่างของคอนกรีตที่ป้องกันการเกิดสนิมของเหล็กเสริมถูกทำลาย ภาพที่ 29 แสดงการเกิดปฏิกิริยาเคมีของการกักกร่อนเหล็กเสริม

การทดสอบปริมาณไอออนของคลอไรด์ในคอนกรีตจึงเป็นการทดสอบที่สำคัญอย่างหนึ่งเพื่อใช้แยกแยะว่าปริมาณคลอไรด์ที่ตรวจวัดเป็นปริมาณคลอไรด์ที่มีอยู่แล้วในคอนกรีตหรือเป็นปริมาณคลอไรด์ที่แทรกซึมผ่านลงไปภายหลัง สามารถทำได้โดยการเปรียบเทียบปริมาณคลอไรด์ที่ระดับความลึกต่างๆ ของชิ้นส่วน โครงสร้าง ถ้าเป็นปริมาณคลอไรด์ที่มีอยู่แล้วในคอนกรีตจะมีปริมาณไม่เปลี่ยนแปลงทุกที่ความลึกของชิ้นส่วน ในขณะที่คลอไรด์ที่แทรกซึมลงไปผิวคอนกรีตภายหลังจะมีปริมาณเข้มข้นบริเวณผิวคอนกรีตและลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น



ภาพที่ 29 การเกิดปฏิกิริยาเคมีของการกัดกร่อนเหล็กเสริม

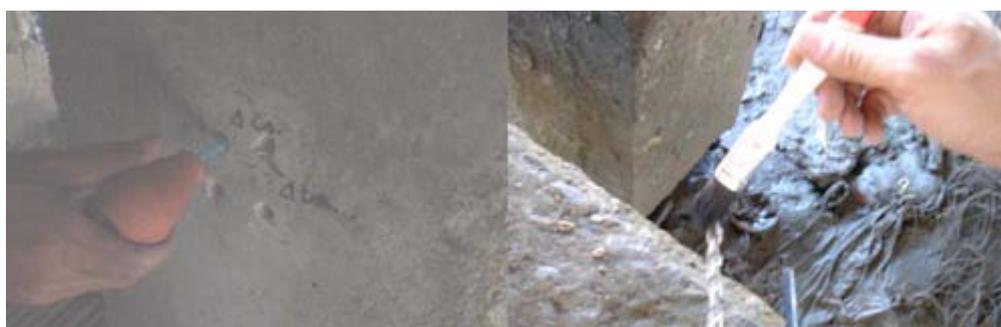
ที่มา: <http://www.bucc4.buu.ac.th~twc,2547>



ภาพที่ 31 ทำความสะอาดพื้นผิวคอนกรีตแล้วทำการกำหนดจุดที่จะทำการเจาะเก็บตัวอย่าง



ภาพที่ 32 เจาะที่ระดับความลึกที่ต้องการแล้วทำการเก็บผงตัวอย่าง



ภาพที่ 33 ทำความสะอาดรูเจาะก่อนที่จะทำการเจาะเก็บผงคอนกรีตในระดับต่อไป

3.3 การทดสอบแบบไม่ทำลาย (Nondestructive Testing: NDT)

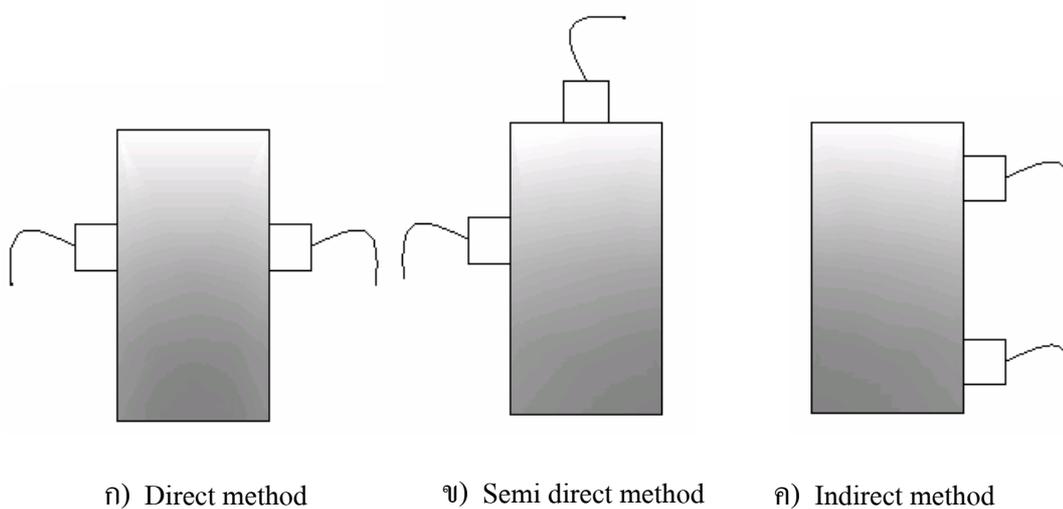
การทดสอบแบบไม่ทำลาย ซึ่งสมาคมวิศวกรรมเครื่องกลของอเมริกา (ASME) เรียกว่า การตรวจสอบแบบไม่ทำลาย (Nondestructive examination: NDE) และได้ให้คำจำกัดความง่ายๆ ก็คือ เป็นการทดสอบวัสดุชิ้นงานโดยไม่ทำให้เสียหาย กล่าวคือ เป็นการทดสอบชิ้นงานที่เหมือนกับ วัสดุอุปกรณ์ หรือโครงสร้าง โดยไม่ก่อให้เกิดรอยขีดข่วน การแยกส่วน หรือการแตกหักเสียหาย กล่าวอีกนัยหนึ่ง คือการตรวจสอบลักษณะสมบัติ โครงสร้างภายใน หรือรอยบกพร่องภายใน โดยไม่ทำให้ชิ้นงานทดสอบเกิดการเปลี่ยนรูปร่าง ขนาด หรือ สมรรถนะ ในการนี้จะใช้ลักษณะสมบัติ ทางฟิสิกส์ของชิ้นทดสอบ เช่น แสง ความร้อน รังสี หรือคลื่นเสียง ซึ่งจะเปลี่ยนแปลงไปตามความ ผิดปรกติของโครงสร้างภายใน หรือรอยบกพร่องที่มีอยู่ ในการศึกษาได้ใช้อุปกรณ์การทดสอบแบบ ไม่ทำลายดังต่อไปนี้

1) PUNDIT ตามภาพที่ 34 เป็นเครื่องมือที่ใช้คลื่นความถี่สูง (Ultrasonic pulse) ในการตรวจสอบสภาพของคอนกรีต โดยใช้วิธีการเดินทางของคลื่นผ่านตัวกลาง คลื่นดังกล่าวจะใช้ เวลาเดินทางผ่านคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อคลื่นแรกเดินทางไปถึงตัวรับตัวเครื่องมือจะแสดงเวลา เดินทางออกมาด้วยตัวเลขละเอียดถึง 3 ตำแหน่ง ตั้งแต่ 0.1 ถึง 999 Microsec จากข้อมูลของ ระยะเวลาที่ใช้ในการเดินทางของคลื่นและระยะห่างของตัวรับและตัวส่งคลื่นสามารถนำมา คำนวณหาความเร็วของคลื่นที่เดินทางผ่านโครงสร้างดังกล่าวออกมาได้ว่าเป็นกี่เมตรต่อวินาที Jones (1995) ได้ให้กราฟเปรียบเทียบ Pulse velocity กับ Cube strength ของคอนกรีต โดยปรกติ เมื่อคลื่นมีความเร็วเสียงประมาณ 4300 ถึง 4400 เมตรต่อวินาที จะแสดงว่าคอนกรีตนั้นมีความ แข็งแรง ประมาณ 280 ถึง 300 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และความเร็วคลื่นประมาณ 3800 เมตร ต่อวินาที หรือต่ำกว่า แสดงว่าคอนกรีตนั้นมีความแข็งแรงต่ำมาก โดยมากอยู่ใน 100 ถึง 150 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ซึ่งจากผลดังกล่าวเป็นการ Calibration เฉพาะเครื่องเท่านั้น ถ้าจะให้ ได้ผลที่เชื่อถือได้มากกว่าจะต้อง Calibration จากส่วนผสมเดียวกันพร้อมทั้งทดสอบใน ห้องปฏิบัติการภายใต้สภาวะแวดล้อมและปัจจัยใกล้เคียงกับสถานที่ นอกจากนี้ความเร็วคลื่นเสียง ที่วัดได้ยังสามารถใช้ระบุถึงสภาพของคอนกรีต ยกตัวอย่างเมื่อคลื่นเคลื่อนที่ด้วยความเร็วสูงแสดง ได้ว่าบริเวณของคอนกรีตช่วงนี้มีความหนาแน่นมาก ซึ่งบ่งบอกได้ว่าคอนกรีตยังอยู่ในสภาพดี ในทางกลับกันถ้าคอนกรีตเกิดมีโพรงข้างใน การเคลื่อนที่ของคลื่นก็จะช้าลง ซึ่งก็แสดงได้ว่า คอนกรีตบริเวณนั้นอยู่ในสภาพที่เสียหาย เป็นต้น สำหรับการทดสอบด้วยวิธี UPV ในโครงสร้าง

คอนกรีต สามารถตรวจวัดความเร็วของคอนกรีตได้ 3 วิธีคือ (1) Direct method, (2) Semi direct method , (3) Indirect method ดังแสดงในภาพที่ 35

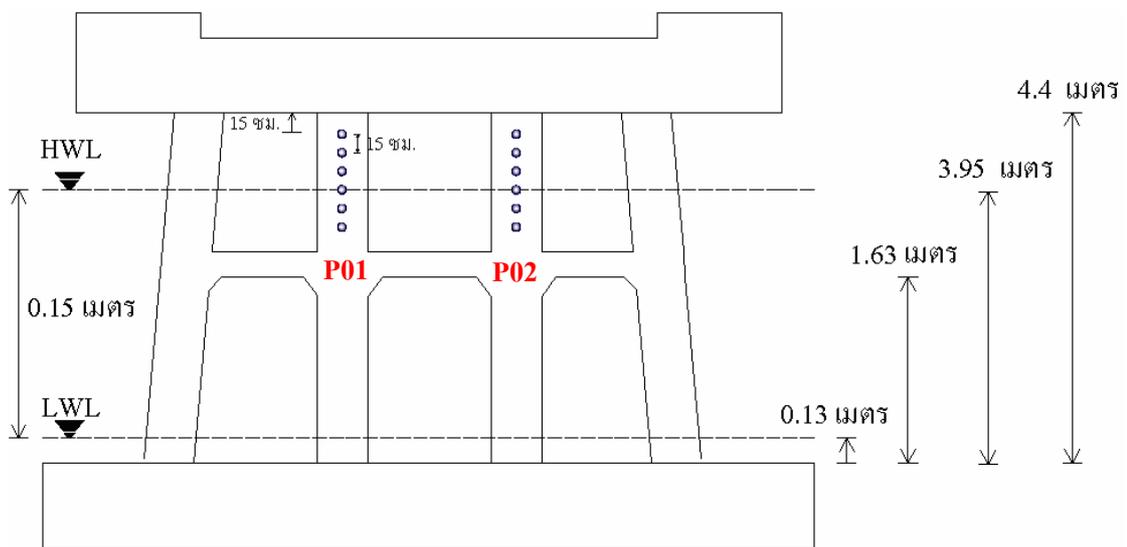


ภาพที่ 34 อุปกรณ์ Ultrasonic pulse velocity (UPV) หรือ PUNDIT

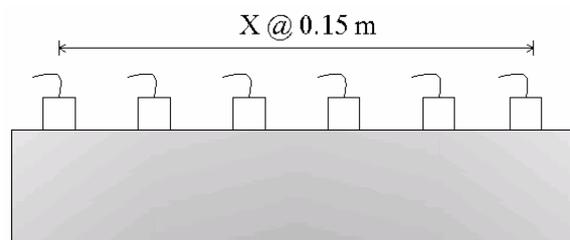


ภาพที่ 35 วิธีการวางตัวรับและตัวส่งของอุปกรณ์ UPV

สำหรับการทดสอบ UPV ของสะพานเหมืองตานี้จะทำการเก็บข้อมูลทั้งหมด 6 จุด คือ ตำแหน่งที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีต 3 จุด และส้อมตำแหน่งพื้น 1 จุด คือ ซึ่งห่างจากตอม่อ Line 3 มาทางทิศตะวันตก 30 ซม. ตอม่อ 2 จุด ณ ตำแหน่ง P01, P02 ดังแสดงในภาพที่ 36 โดยที่วิธีการวางหัวใช้วิธี Indirect เนื่องจากถูกข้อจำกัดด้านลักษณะทางกายภาพและการเข้าถึงของโครงสร้างโดยระยะห่างของตัวรับเคลื่อนออกไป 5 จุด แต่ละจุดมีระยะห่าง 15 ซม. ดังแสดงในภาพที่ 37 และ 38



ภาพที่ 36 ตำแหน่งทดสอบเครื่อง UPV บริเวณตอม่อ ณ ตำแหน่ง Line 3



ภาพที่ 37 ตำแหน่งการวางตัวรับคลื่น Ultrasonic pulse



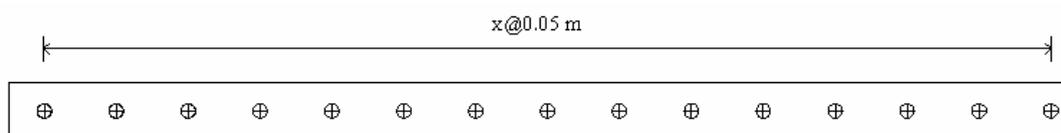
ภาพที่ 38 ปรับแก้อุปกรณ์ UPV และทดสอบ UPV ณ ตำแหน่ง Curb span 2 (Core 3)

2) Rebound hammer ตามภาพที่ 39 เป็นอุปกรณ์ที่ใช้ในการวัดกำลังอัดของคอนกรีต กำลังรับแรงอัดนี้สามารถทำนายได้โดยมีความผิดพลาดในช่วง $\pm 25\%$ (นระ คมนามูล, 2547) ลักษณะการทำงานคือใช้ตัวกระแทกสปริงสร้างแรงกระแทกที่ผิวคอนกรีต ทำให้เกิดการสะท้อนกลับสู่เครื่องมือ ค่าการสะท้อนกลับจะถูกวัดและนำไปเปรียบเทียบกับค่าการยึดตัวของสปริงในครั้งแรก จะได้ค่า Rebound number ความแม่นยำของการทดสอบนี้ขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการเช่น ได้รับความกระทบจากมุมของการทดสอบ ความเรียบของผิวคอนกรีต ชนิดของมวลรวม และปริมาณความชื้น



ภาพที่ 39 อุปกรณ์ Rebound hammer

สำหรับการทดสอบด้วยเครื่องมือ Rebound hammer จะทำการเก็บข้อมูลกำลังอัดบนสะพานเหมืองตามนี้ทั้งหมด 6 จุด ณ ตำแหน่งเดียวกับที่ทำการทดสอบ UPV แต่ละจุดจะเก็บข้อมูล 15 ถึง 20 ข้อมูล ทุกๆ ข้อมูลจะแบ่งระยะห่าง 5 ซม. ดังแสดงในภาพที่ 40 โดยวิธีการทดสอบแสดงดังภาพที่ 41



ภาพที่ 40 กำหนดตำแหน่งทดสอบ



ภาพที่ 41 ทดสอบ Rebound hammer ณ ตำแหน่ง Cross beam (Core 2)

3.4 Diagnostic Load Tests

การทำ Diagnostic load tests สามารถแบ่งออกเป็น 2 วิธีในการดำเนินงานได้แก่ การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต (Static tests) และการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบพลวัต (Dynamic tests) โดยข้อมูลที่ได้จะนำไปเปรียบเทียบและปรับแก้กับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อใช้ในการวิเคราะห์และคำนวณค่า RF สำหรับการดำเนินงานทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริงสามารถสรุปอุปกรณ์ที่สำคัญได้ดังนี้ Strain gage, Accelerometer, TML displacement transducer, Data logger และคอมพิวเตอร์ ดังแสดงในภาพที่ 42 ถึง 46



ภาพที่ 42 อุปกรณ์ Strain gage ติดคอนกรีต



ภาพที่ 43 อุปกรณ์ Accelerometer



ภาพที่ 44 อุปกรณ์ TML displacement transducer



ก) Data logger รุ่น SDA 810 C

ข) Data logger รุ่น PCD 300

ภาพที่ 45 อุปกรณ์ Data logger รุ่น SDA 810C และ Data logger รุ่น PCD 300



ภาพที่ 46 อุปกรณ์คอมพิวเตอร์ (Computer)

สำหรับสะพานตัวอย่างที่ใช้ในการทำ Diagnostic load tests คือ สะพานข้ามคลองเหมืองตานิม ลักษณะเป็นพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กดังแสดงในภาพที่ 47 เปิดทำการ เมื่อปี พ.ศ. 2535 มีจำนวน 2 ช่องทางจราจร สภาพทั่วไปของสะพานมีการสึกกร่อนบนผิวทางจนเห็นมวลรวม ดังแสดงในภาพที่ 48 สภาพต่อม่อเกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตจนเห็นเหล็กเสริมดังแสดงในภาพที่ 49



ภาพที่ 47 สะพานข้ามคลองเหมืองตานิม



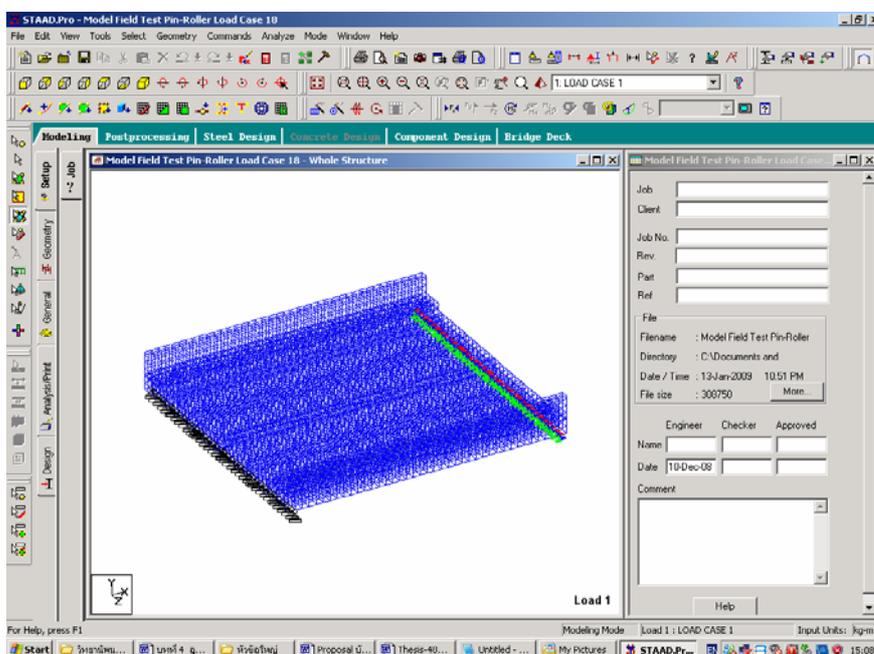
ภาพที่ 48 ผิวทางที่เกิดการสีกร่อนจนเห็นมวลรวม



ภาพที่ 49 คอนกรีตบริเวณตอม่อเกิดการหลุดร่อนออกจนเห็นเหล็กเสริม

3.4.1 การวางตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ

การตรวจวัดค่าความเครียด ค่าความเร่งและค่าการเคลื่อนที่ในแนวตั้งที่เกิดขึ้นจริงของสะพานในสภาพการจราจรที่ถูกกำหนดขึ้น จะเป็นข้อมูลหลักที่จะนำไปสู่การประเมินค่าคุณเพิ่มทางพลวัต ค่าการกระจายของน้ำหนักล้อ และศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างสะพาน ดังนั้นจุดติดตั้งจึงมีความสำคัญอย่างยิ่ง รวมทั้งการบันทึกผลของข้อมูลจะต้องมีความเร็วในการเก็บข้อมูลเพียงพอกับพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างสะพาน ซึ่งในการเลือกตำแหน่งติดตั้งนั้น จะทำการตรวจสอบด้วยแบบจำลองคอมพิวเตอร์เบื้องต้นจากโปรแกรม STAAD PRO ดังแสดงในภาพที่ 50



ภาพที่ 50 แบบจำลองเบื้องต้นของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม

จากผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองเบื้องต้นจะสามารถเลือกตำแหน่งในการติดตั้งอุปกรณ์บนพื้นสะพาน ดังนี้

1) ณ ความยาว $L/2$ และ ความกว้าง $W/2$ เนื่องจากเป็นตำแหน่งหน้าตัดวิกฤตของพื้นสะพาน

2) ณ ความยาว $L/2$ และห่างจาก Curb เข้ามา 0.6 เมตร เนื่องจากเป็นตำแหน่งที่ใช้อ้างอิงถึงตำแหน่งของรถบรรทุกที่เคลื่อนที่บนพื้นสะพาน

3) ณ ความยาว $L/4$ ที่ความกว้าง $W/2$ และห่างจาก Curb เข้ามา 0.6 เมตร เนื่องจากเป็นตำแหน่งที่ติดตั้งได้ง่ายต่อการทดสอบอีกทั้งผลที่ได้ยังสามารถใช้เทียบกับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพิ่มเติม

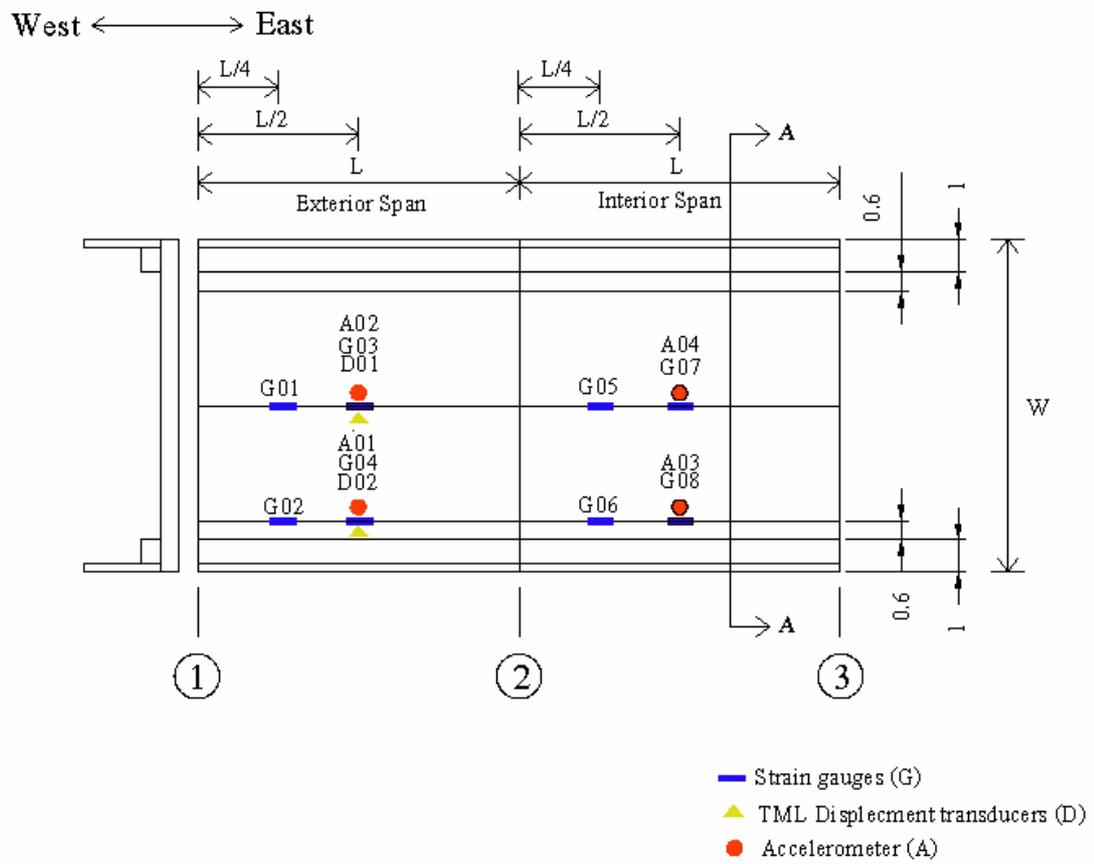
หลังจากนั้นจึงกำหนดตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์บนพื้นสะพาน ณ ช่วงนอก (Exterior span) หรือ Span 1 และ ช่วงใน (Interior span) หรือ Span 2 โดยมีรายละเอียดการติดตั้ง ดังนี้

1) ติดตั้งอุปกรณ์ Accelerometer ติดตั้งอุปกรณ์กึ่งกลาง ($L/2$) ช่วงความยาวสะพานที่ตำแหน่งกึ่งกลางความกว้าง ($W/2$) และที่ขอบโดยให้ห่างจาก Curb 0.6 เมตร ของสะพาน ช่วงนอก และช่วงใน

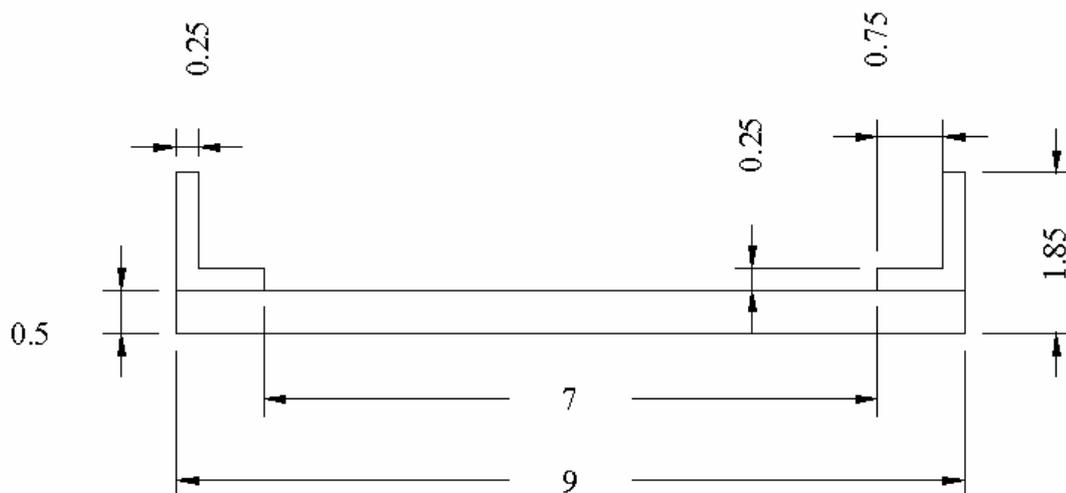
2) Strain gage ติดตั้งอุปกรณ์กึ่งกลาง ($L/2$) ช่วงความยาวสะพานที่ตำแหน่งกึ่งกลางความกว้าง ($W/2$) และที่ขอบโดยให้ห่างจาก Curb 0.6 เมตร และติดตั้งเพิ่มที่ $L/4$ ของช่วงความยาวสะพานที่ตำแหน่งกึ่งกลางความกว้างและที่ขอบของสะพานช่วงนอก และช่วงใน

3) TML displacement transducer ติดตั้งอุปกรณ์กึ่งกลางช่วงความยาวสะพานที่ตำแหน่งกึ่งกลางความกว้าง และที่ขอบโดยให้ห่างจาก Curb 0.6 เมตร เฉพาะสะพานช่วงนอก

โดยระยะแสดงตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์บนพื้นสะพานดังแสดงในภาพที่ 51 และภาพที่ 52 สำหรับหน้าตัดของพื้นสะพาน

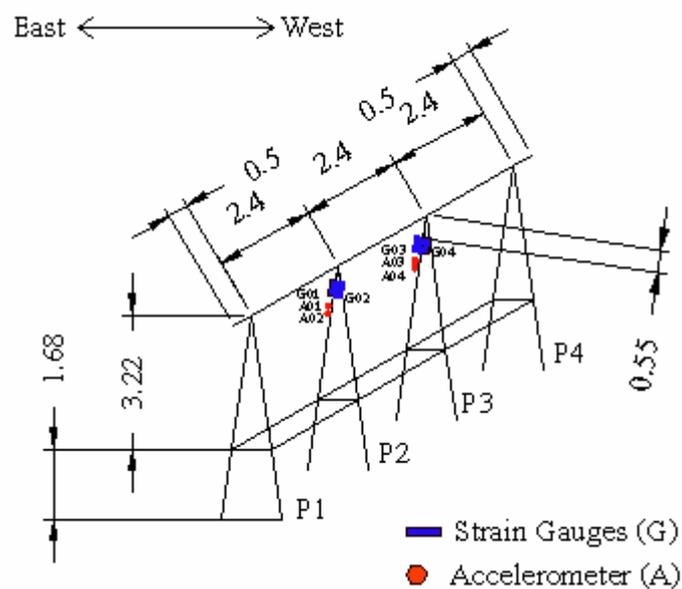


ภาพที่ 51 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์บนพื้นสะพาน มีหน่วยเป็นเมตร



ภาพที่ 52 รูปตัด A มีหน่วยเป็นเมตร

นอกจากนี้ยังได้ทำการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบเพิ่มเติมบนตอม่อสะพาน Line 3 โดยติดตั้ง Strain gage และ Accelerometer ที่ตำแหน่งระยะ 55 ซม. จากคานขวาง ณ ตอม่อ P2 และ P3 เนื่องด้วยตำแหน่งดังกล่าว มีสภาพของพื้นผิวที่สมบูรณ์ ไม่เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีต สำหรับเกณฑ์ในการคัดเลือกตอม่อจะพิจารณาจากตอม่อที่มีการเสื่อมสภาพมากที่สุด (P2) และน้อยที่สุด (P3) ในส่วนของการติดตั้ง Accelerometer จะกำหนดทิศทางในการติดตั้งโดยจะพิจารณาในทิศทางขนานกับทางจราจร (A01, A03) และตั้งฉากกับทางจราจร (A02, A04) ทั้งนี้เพื่อต้องการศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวของตอม่อในแต่ละทิศทาง สำหรับตำแหน่งของการติดตั้งอุปกรณ์ดังแสดงในภาพที่ 53

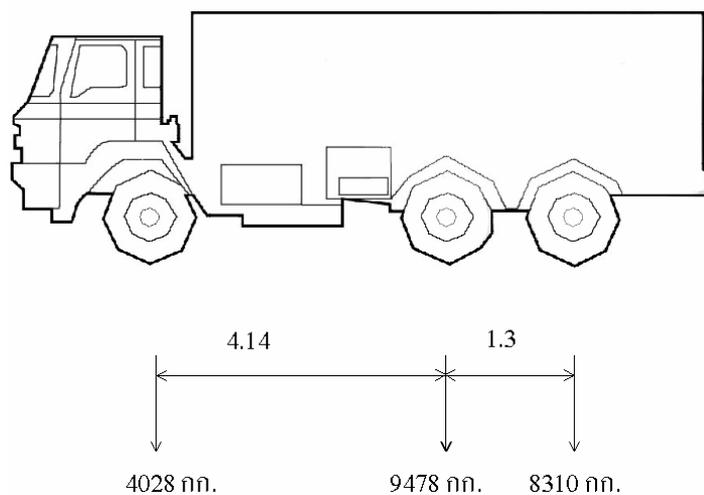


ภาพที่ 53 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์บริเวณตอม่อ ณ ตำแหน่ง Line 3 มีหน่วยเป็นเมตร

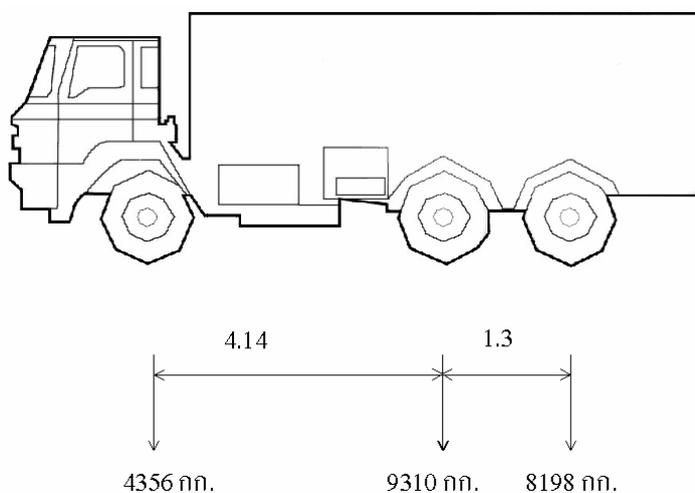
3.4.2 การวางตำแหน่งน้ำหนักรถบรรทุกสลิปไทย

โดยปกติลักษณะการวางน้ำหนักจะมีความแตกต่างกันไปตามแต่ละสะพานที่ทำการทดสอบ ขึ้นอยู่กับสภาพของสะพาน ประเภทหน้าตัดของพื้นสะพาน ช่วงความยาวที่ทดสอบ ลักษณะพื้นที่ทำงานใต้สะพาน ตลอดจนพฤติกรรมของสะพานที่ต้องการศึกษา แต่เพื่อให้การทดสอบการรับน้ำหนักจริงของสะพานเป็นไปในทางเดียวกัน สามารถเปรียบเทียบผลกันได้ และมีความสะดวกในการวิเคราะห์ข้อมูล จึงกำหนดลักษณะการวางน้ำหนักดังต่อไปนี้

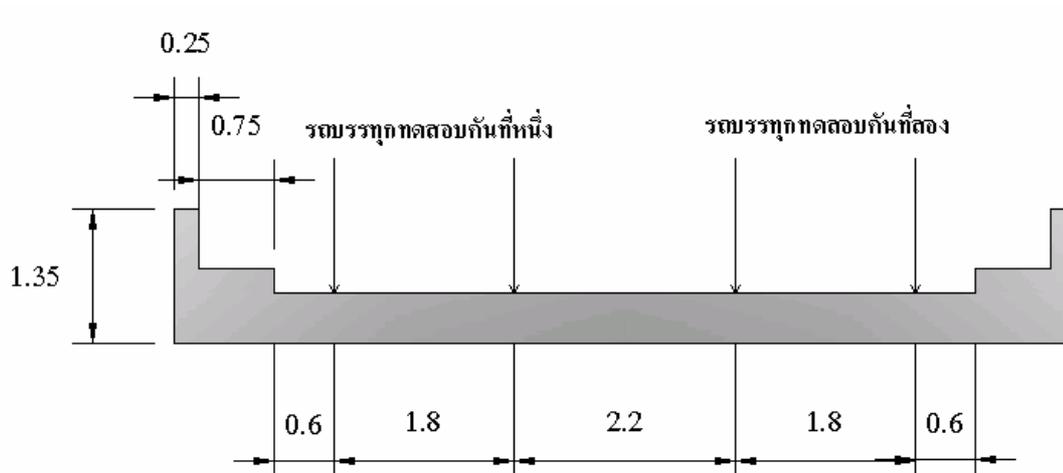
การทำ Diagnostic load tests ของโครงสร้างสะพานจะนิยมทดสอบโดยใช้รถบรรทุกทดสอบที่เหมาะสม ทั้งนี้เพื่อนำน้ำหนักบรรทุกเพียงพอที่จะทำให้อุปกรณ์ตรวจวัดสามารถวัดค่าได้มากเมื่อเทียบกับค่าการรบกวนทางไฟฟ้า (Noise) และต้องมีน้ำหนักของยานพาหนะไม่มากเกินไปจนทำให้สะพานเกิดความเสียหาย ซึ่งในการศึกษาครั้งนี้ได้ใช้น้ำหนักบรรทุกสลิปล้อรวมโดยประมาณ 21 ตัน ดังแสดงรายละเอียดน้ำหนักของรถบรรทุกลงเพลาสำหรับรถบรรทุกทดสอบคันที่หนึ่ง และคันที่สองดังในภาพที่ 54 และ 55 สำหรับการวางตำแหน่งของรถบรรทุก มาตรฐาน AASHTO Specifications (2002) ได้แนะนำให้ใช้ระยะห่างระหว่าง Curb กับกึ่งกลางล้อรถบรรทุก เท่ากับ 0.6 เมตร เนื่องจากเป็นระยะห่างที่เหมาะสมกับสภาพจริงมากที่สุด ดังรายละเอียดการจัดวางรถบรรทุกสำหรับกรณีที่ใช้รถวิ่งสองคันในภาพที่ 56



ภาพที่ 54 น้ำหนักลงเพลาสําหรับรถบรรทุกทดสอบคันที่หนึ่ง (น้ำหนักรวมเท่ากับ 21816 กก.)
ระยะห่างระหว่างเพลามีหน่วยเป็นเมตร



ภาพที่ 55 น้ำหนักลงเพลาสําหรับรถบรรทุกทดสอบคันที่สอง (น้ำหนักรวมเท่ากับ 21864 กก.)
ระยะห่างระหว่างเพลามีหน่วยเป็นเมตร



ภาพที่ 56 ตำแหน่งการวางน้ำหนักรตบรวทุกทดสอบบนพื้นสะพาน มีหน่วยเป็นเมตร

1) ตำแหน่งการจัดวางอุปกรณ์

การบันทึกข้อมูลจากอุปกรณ์การตรวจวัดการตอบสนองที่เกิดขึ้นของสะพาน จะใช้อุปกรณ์ Data acquisition หรือ Data logger ซึ่งต้องอาศัยการสั่งงานจากคอมพิวเตอร์ โดยผลการตรวจวัดจะถูกส่งผ่านข้อมูลจากสายเคเบิลมายัง Data logger และเก็บข้อมูลเข้าคอมพิวเตอร์ ในการทดสอบจะต้องมีตำแหน่งที่วางอุปกรณ์ต่างๆ ที่เหมาะสมเพื่อให้ง่ายต่อการดำเนินงานและเพื่อความปลอดภัยของอุปกรณ์ทดสอบ ซึ่งจะกำหนดตำแหน่งการจัดวางอุปกรณ์โดยอาศัยข้อมูลจากการสำรวจเบื้องต้น ดังแสดงในภาพที่ 57



ภาพที่ 57 ตำแหน่งการจัดวางเครื่องมือของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม

2) การตรวจวัดค่าการตอบสนองของสะพาน

การตรวจวัดค่าการตอบสนองของสะพาน เพื่อศึกษาพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงของโครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกที่ที่ใช้งานอยู่ในปัจจุบัน จะทำการใช้อุปกรณ์การตรวจวัดดังกล่าวมาข้างต้นโดยคุณสมบัติ หน้าที่และการติดตั้งของอุปกรณ์ สามารถอธิบายได้ดังต่อไปนี้

Strain gage เป็นอุปกรณ์ส่วนหนึ่งสำหรับการวัดค่าความเครียดที่เกิดขึ้น โดย Strain gage ที่ใช้เป็นแบบต้านทานไฟฟ้า กล่าวคือ เป็นเกจที่นำคุณสมบัติในการเปลี่ยนค่าความต้านทานไฟฟ้า เมื่อมีการยืดหรือหดตัวมาใช้ในการวัดค่าความเครียด (Strain) ตารางที่ 27 แสดงคุณสมบัติของ Strain gage นี้

ตารางที่ 27 คุณสมบัติของ Strain gage

Type	Cu-Ni foil gage
Gage pattern	Single element
Gage resistant	120 Ohm.
Gage factor	2.10
Gage length	90 mm.
Gage width	11 mm.

Self-temperature compensated for mild steel (10-80 °C)

ขั้นตอนการติดตั้ง Strain gage ทำได้ดังต่อไปนี้

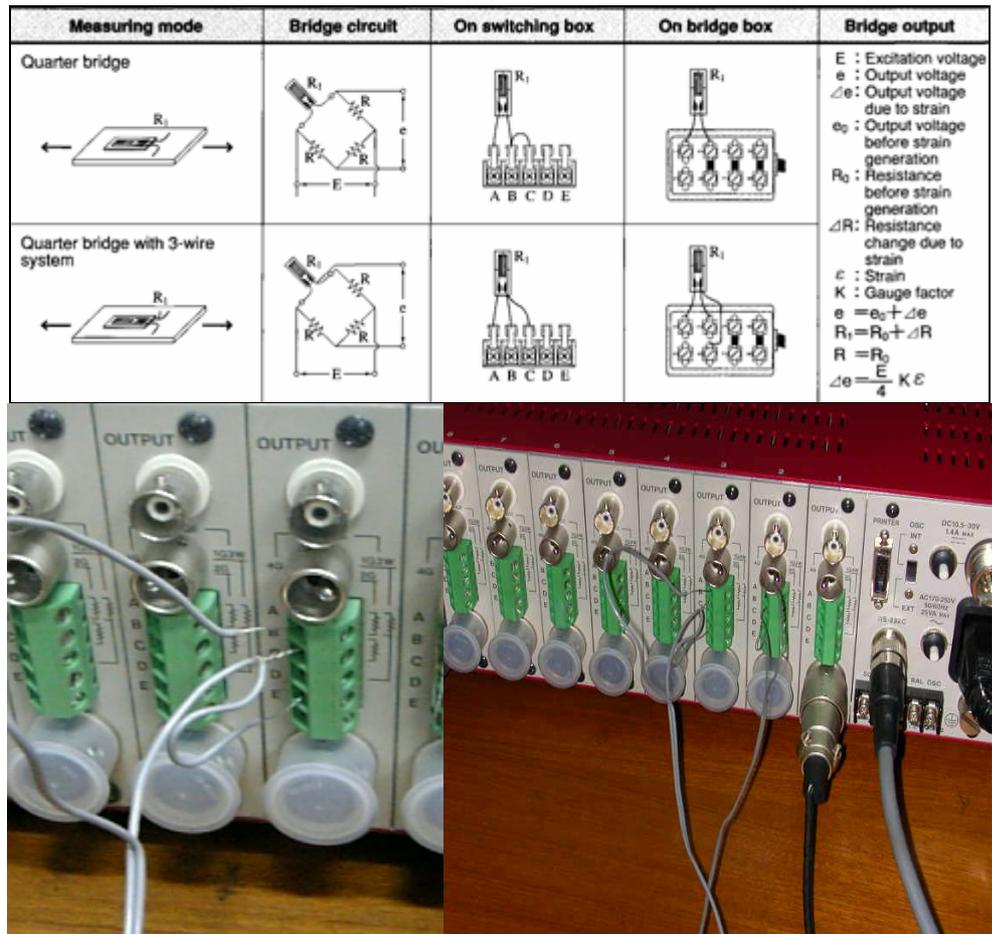
ก) ทำความสะอาดพื้นผิวคอนกรีตและแต่งผิวโดยใช้หินขัดคอนกรีต ตกแต่งผิวให้เรียบแล้วจึงนำแปรงมาปัดเศษฝุ่น หลังจากนั้นจึงทำความสะอาดด้วยอะซิโตน (Acetone)

ข) นำ Strain gage มาทาภาวดัดกับเนื้อคอนกรีตด้วย Cyanoacrylate cement (CN) ซึ่งสามารถแข็งตัวได้ภายในเวลา 30 วินาที ดังแสดงในภาพที่ 58

ค) การเชื่อมต่อวงจรไฟฟ้าสำหรับ Strain gage จะใช้วงจรวีทสโตนบริดจ์ (Wheatstone bridge) แบบ Quarter bridge ในลักษณะ Load cell เพื่อให้ได้ค่าที่ถูกต้องมากที่สุดและเป็นการป้องกันความคลาดเคลื่อนที่อาจเกิดจากการยึดหดตัวตามอุณหภูมิของโครงสร้าง ดังแสดงในภาพที่ 59



ภาพที่ 58 ติดตั้ง Strain gage



ภาพที่ 59 การเชื่อมต่อวงจรไฟฟ้า

Accelerometer ใช้สำหรับวัดค่าความเร่งของการเคลื่อนที่ของชิ้นส่วนต่างๆ ของโครงสร้าง โดยใช้หลักการของเซ็นเซอร์ที่อยู่ภายใน ซึ่งจะมีความไวต่อการเคลื่อนที่มาก ข้อมูลความเร่งที่ได้จะนำมาใช้ในการวิเคราะห์คุณสมบัติทางพลวัตที่สำคัญของโครงสร้างสะพาน 2 ชนิด คือ ความถี่ของโหมดการสั่นไหวและค่าอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้าง สำหรับ Accelerometer ที่ใช้เป็นรุ่น Model ARF-50A SER No.DJ003105 ของบริษัท Tokyo Sokki Kenkyujo จำกัด ขนาด $\pm 1g$ ความละเอียด 0.5 V/g โดยคุณสมบัติของ Accelerometer แสดงดังในตารางที่ 28

ตารางที่ 28 คุณสมบัติของ Accelerometer

Type	Accelerometer transducer
Product	TML , Japan
Model	ARF-50A
Capacity	50 m/s ²
Coefficient	4.81 x 10 ⁻² m/s ²
Serial No.	DJD03105

ขั้นตอนการติดตั้ง Accelerometer ทำได้ดังต่อไปนี้

ก) ทำความสะอาดพื้นผิวคอนกรีตและแต่งผิวโดยใช้หินขัดคอนกรีตตกแต่งผิวให้เรียบแล้วจึงนำแปรงมาปัดเศษฝุ่น

ข) นำ Accelerometer มาทาขาว Cyanoacrylate cement (CN) ติดแน่นแน่นกับโครงสร้างสะพาน ดังแสดงในภาพที่ 60

ค) สายเคเบิลของ Accelerometer เป็นแบบชีลด์เคเบิล (Shield cable) และมีตัวเชื่อมต่อแบบขั้วเดียวเรียกว่า One – touch connector ในการเชื่อมต่อระหว่าง Accelerometer กับ Data logger



ภาพที่ 60 ติดตั้ง Accelerometer

TML displacement transducer ใช้สำหรับวัดการเคลื่อนที่และการแอ่นตัวในแนวดิ่งของโครงสร้างความละเอียด 0.01 มิลลิเมตร โดยใช้หลักการของการเคลื่อนที่ของแท่งเหล็กที่ยึดติดกับสปริง ซึ่งมีความไวต่อการเคลื่อนที่ ในการตรวจวัดการแอ่นตัวในแนวดิ่งได้ใช้ TML displacement transducer รุ่น SDP-C ของบริษัท Tokyo Sokki Kenkyujo

ขั้นตอนการติดตั้ง TML displacement transducer ทำได้ดังต่อไปนี้

ก) นำ TML displacement transducer มายึดติดกับขาตั้งกลิ้งแล้วจึงทำการจับระดับด้วยลูกน้ำ ดังแสดงในภาพที่ 61

ข) สายเคเบิลของ TML displacement transducer เป็นแบบชีลด์เคเบิล (Shield cable) และมีตัวเชื่อมต่อแบบขั้วเดียวเรียกว่า One – touch connector ในการเชื่อมต่อระหว่าง TML displacement transducer กับ Data logger



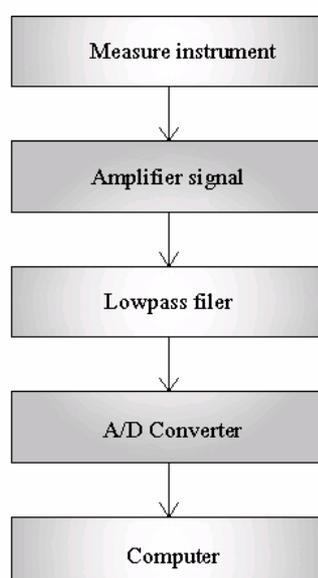
ภาพที่ 61 การติดตั้ง TML displacement transducer

Data logger เป็นอุปกรณ์ควบคุมการทำงาน ในการศึกษาใช้ Data logger รุ่น SDA-810C Dynamic strain meter ของบริษัท Tokyo Sokki Kenkyujo จำกัด ความละเอียดสูงสุด 50,000 Hz หมายความว่าสามารถเก็บข้อมูลได้ 50,000 ข้อมูลใน 1 วินาที และมีระบบ Low-pass Filter ซึ่งจะทำหน้าที่ในการกรองสัญญาณที่มีความถี่สูงกว่าที่ต้องการออกไป โดยจะปล่อยให้ผ่านแต่สัญญาณที่มีความถี่ต่ำกว่าค่าที่ต้องการผ่านเท่านั้น เนื่องจากจะมีสัญญาณรบกวนจากไฟฟ้าที่ใช้ไฟเลี้ยงระบบ ซึ่งจะมีความถี่สูงกว่าความถี่ที่ได้จากการตรวจวัดสะพาน และรุ่น PCD 300 ของบริษัท Kyowa จำกัด เป็นอุปกรณ์ใช้วัดความเครียด สามารถรองรับ Strain gage สูงสุดได้ 4 ช่อง เก็บข้อมูลสูงสุด 10,000 ข้อมูล และความละเอียดสูงสุด 5,000 Hz

สำหรับทำหน้าที่สำคัญ 3 ประการของ Data logger คือ 1) ทำการขยายสัญญาณ ที่ได้ให้มีขนาดใหญ่ขึ้น เนื่องจากขนาดของสัญญาณที่ได้จากการตรวจวัดมีขนาดเล็กมาก เพราะ การยืดหดตัวของโครงสร้างมีค่าเกิดขึ้นน้อย 2) เปลี่ยนค่าสัญญาณไฟฟ้าที่จุดตรวจวัดจากสัญญาณไฟฟ้าแบบอนาลอก (Analog signal) ให้เป็นสัญญาณดิจิทัล (Digital signal) เข้าสู่คอมพิวเตอร์ และ 3) ทำหน้าที่ส่งไฟเลี้ยงไปยังอุปกรณ์ตรวจวัด เพราะถ้าไม่มีไฟเลี้ยงส่งไปยังอุปกรณ์แล้ว การเปลี่ยนแปลงความต่างศักย์ก็จะไม่เกิดด้วยเช่นกัน โดยสัญญาณไฟฟ้านี้นำมากรองเพื่อขจัดสัญญาณรบกวนด้วย Analog low-pass filter ซึ่งจะยอมให้สัญญาณในย่านความถี่ต่ำกว่า

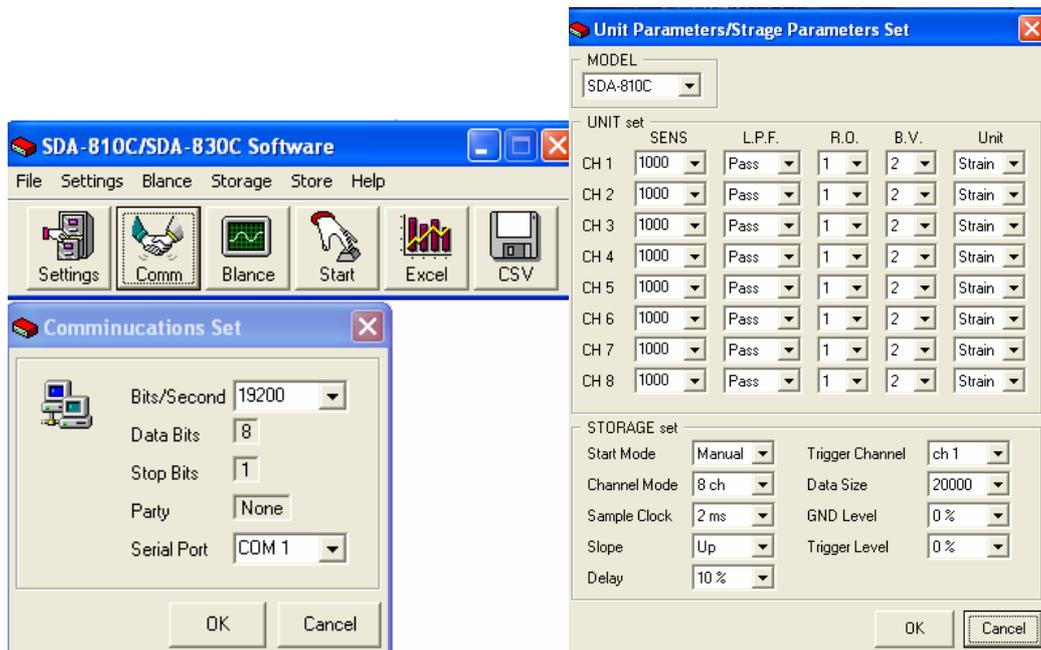
ค่าความถี่ตัดออก (Cut-off frequency) ผ่านได้โดยไม่มีเปลี่ยนแปลง แต่จะปิดกั้นสัญญาณที่อยู่ในย่านความถี่ที่สูงกว่า โดยระบบการทำงานของ Data logger แสดงในภาพที่ 62

ทั้งนี้จากการทำแบบจำลองเบื้องต้น พบว่าค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural frequency) ของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม มีค่าเท่ากับ 11 Hz ดังนั้นในการศึกษาจึงเลือกใช้ความถี่ในการบันทึกข้อมูล (Scan rate) ในช่วง 200 Hz ซึ่งมากพอที่จะบันทึกการตอบสนองของโครงสร้างสะพานที่มีการเปลี่ยนแปลงขึ้น-ลงของสัญญาณอนาล็อกไว้ได้อย่างสมบูรณ์

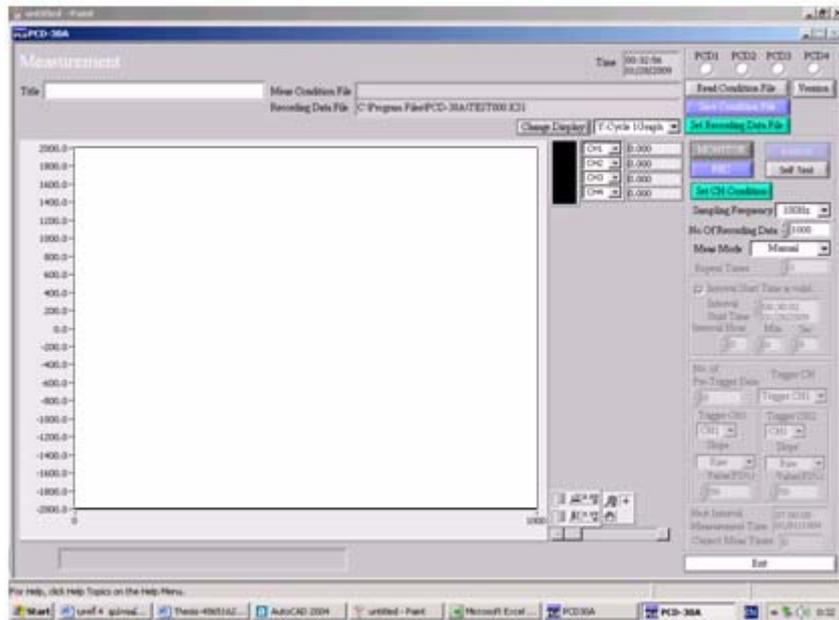


ภาพที่ 62 ระบบการทำงานของ Data logger

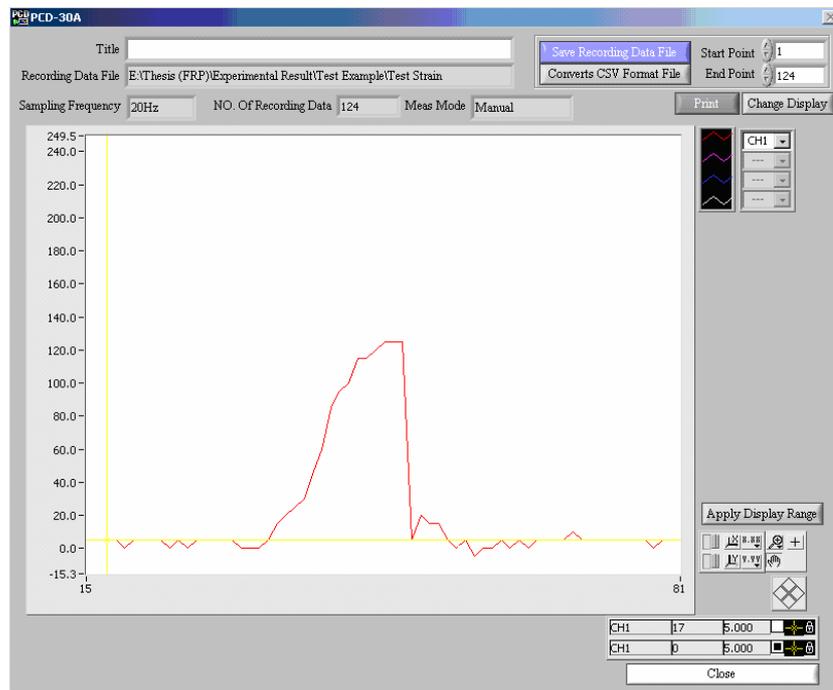
ในการบันทึกผลและประมวลผลข้อมูลจะใช้คอมพิวเตอร์ (Computer) และในการเชื่อมต่อเครื่องมือตรวจวัดเข้ากับ Data logger จะใช้สายสัญญาณที่มีความต้านทานต่ำ ส่วนการส่งข้อมูลจาก Data logger เข้าสู่คอมพิวเตอร์จะต่อเข้าทาง RS232 Port แล้วใช้ตัวแปลงเป็น USB Port ด้วยโปรแกรม SDA-810C_SDA-830C Software และ PCD-300A Software ซึ่งจะช่วยในการนำสัญญาณดิจิทัลที่ถูกแปลงแล้วมาแสดงทางโปรแกรม Excel เพื่อจะสามารถเรียกสัญญาณดังกล่าวออกมาใช้งานได้ง่าย โดยลักษณะ Software ของ SDA -810C_SDA-830C ดังแสดงในภาพที่ 63 และ ภาพที่ 64 แสดงลักษณะ Software ของ PCD-300A



ภาพที่ 63 โปรแกรม SDA-810C_SDA-830C Software และการตั้งค่าโปรแกรม



ก) หน้าต่างตั้งค่าโปรแกรม



ข) ตัวอย่างสัญญาณ

ภาพที่ 64 โปรแกรม PCD - 300A Software

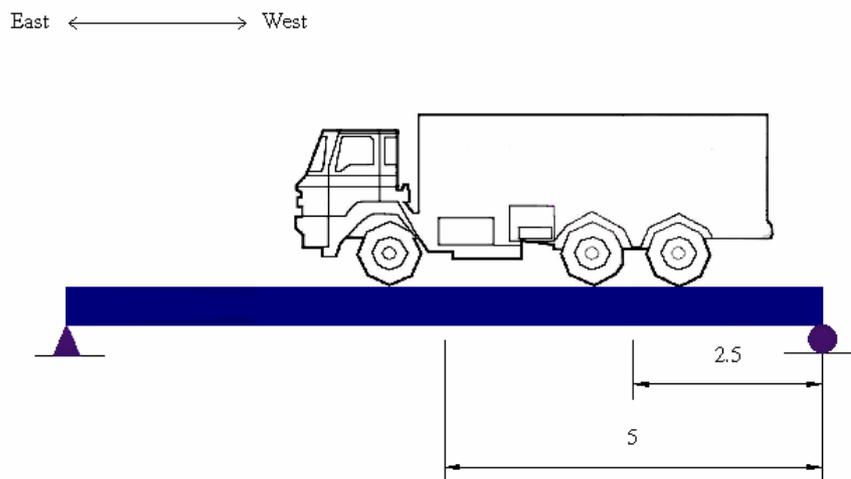
3) การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกทุกจริงของโครงสร้างสะพาน (Diagnostic load tests)

การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกทุกจริงของโครงสร้างสะพานเป็นการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างสะพานภายใต้น้ำหนักที่กระทำจากรถบรรทุกทดสอบ ในการทดสอบสามารถแบ่งออกเป็น 2 ชนิด คือ Static tests และ Dynamic tests ซึ่งผลตอบสนองที่ได้จาก Static tests สามารถนำมาใช้เปรียบเทียบเพื่อปรับแก้แบบจำลองไฟในเอลิเมนต์ของโครงสร้างสะพาน รวมทั้งนำมาใช้ในการประเมินความแข็งแรงและความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพาน และในส่วนของ Dynamic tests สามารถผลตอบสนองที่ได้มาประมาณค่าตัวคูณเพิ่มทางพลวัต ค่าความถี่ธรรมชาติ เป็นต้น

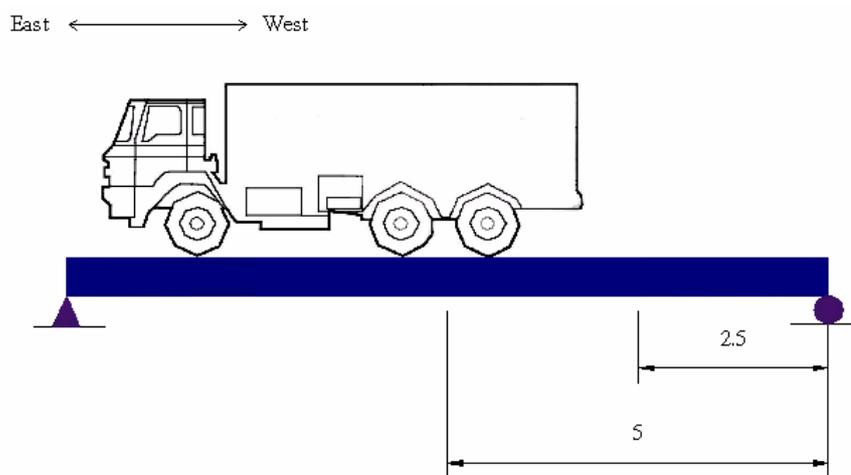
การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกทุกจริงของโครงสร้างสะพานสามารถจำแนกได้ 2 ประเภท ตามลักษณะของน้ำหนักที่ทำการทดสอบ คือ

ก) การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต (Static tests) เป็นการทดสอบเพื่อศึกษาและวิเคราะห์พฤติกรรมการเสียรูปของโครงสร้าง เนื่องจากการรับน้ำหนักบรรทุกแบบเคลื่อนที่และหยุดนิ่งตามตำแหน่งที่ระบุ

สำหรับการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตจะกำหนดให้รถบรรทุกจำนวน 1 คัน และ 2 คัน ตามลำดับ เคลื่อนที่ไปยังตำแหน่ง $L/4$ และ $L/2$ ดังแสดงในภาพที่ 65 และ 66 ตามลำดับ โดยใช้ระยะห่างระหว่างเพลาลังเป็นจุดอ้างอิงดังแสดงในภาพที่ 67 โดยการเคลื่อนที่หยุดที่ตำแหน่งแรกจะปล่อยน้ำหนักบรรทุกให้ค้างไว้ 10 วินาทีแล้วจึงเคลื่อนที่ไปยังตำแหน่งที่สองปล่อยน้ำหนักบรรทุกให้ค้างอีก 10 วินาที จึงค่อยเคลื่อนที่ออกจากสะพาน



ภาพที่ 65 รถบรรทุกหยุด ณ ตำแหน่ง $L/4$ ตำแหน่งแรก มีหน่วยเป็นเมตร



ภาพที่ 66 รถบรรทุกหยุด ณ ตำแหน่ง $L/2$ ตำแหน่งที่สอง มีหน่วยเป็นเมตร



ภาพที่ 67 การวางน้ำหนักรถบรรทุกสำหรับการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต

ข) การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบพลวัต (Dynamic tests)

เป็นการทดสอบเพื่อศึกษาและวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้าง และประเมินค่า DAF ที่เกิดจากการเคลื่อนที่ของรถบรรทุกด้วยความเร็วต่างๆ

สำหรับการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบพลวัตจะกำหนดให้รถบรรทุกทดสอบคันที่หนึ่งและคันที่สองวิ่งคู่ขนานพร้อมกันบนเส้นทางจราจร และรถบรรทุกทดสอบคันที่หนึ่งวิ่งคู่ขนานกับเส้นทางจราจร เคลื่อนที่ด้วยความเร็ว 60 กิโลเมตรต่อชั่วโมง และ 15 กิโลเมตรต่อชั่วโมง ตามลำดับ โดยให้ระยะห่างระหว่าง Curb กับกึ่งกลางล้อรถบรรทุกด้านที่ใกล้ Curb เท่ากับ 0.6 เมตร ดังแสดงในภาพที่ 68



ก) รถบรรทุกทดสอบคันที่หนึ่งและสองวิ่งคู่ขนานกันบนเส้นทางจราจร

ข) รถบรรทุกทดสอบคันที่หนึ่งวิ่งขนานเส้นทางจราจร

ภาพที่ 68 รถบรรทุกวิ่งด้วยความเร็วที่กำหนด สำหรับการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบพลวัต

4. การวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดในภาคสนาม

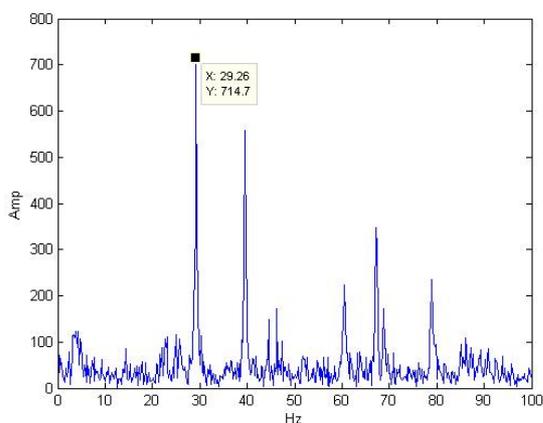
จากผลการตรวจสอบวัดภายใต้น้ำหนักแบบสถิตที่ได้จาก Strain gage และ TML displacement transducer สามารถนำเสนอผลการตรวจวัดพฤติกรรมภายใต้การรับน้ำหนักของสะพาน ในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเครียดที่ผิวล่างของแผ่นพื้นจาก Strain gage ที่ติดตั้งไว้ที่ตำแหน่งต่างๆ และความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นตัวของแผ่นพื้นจาก TML displacement transducer ที่ติดตั้งไว้ที่ตำแหน่งต่างๆ

แต่สำหรับการทดสอบภายใต้น้ำหนักแรงกระทำแบบพลวัต ผลการตรวจวัดการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานด้วย Accelerometer สามารถนำมาวิเคราะห์ ค่าความถี่ธรรมชาติ อัตราส่วนความหน่วง ผลการตรวจวัดค่าความเครียดที่ผิวล่างของพื้นสะพานด้วย Strain gage และผลการตรวจวัดค่าการแอ่นตัวของพื้นสะพานด้วย TML displacement transducer สามารถนำมาวิเคราะห์ ค่าตัวคูณเพิ่มทางพลวัต (Dynamic amplification factor)

การกรองสัญญาณที่ได้จากการตรวจวัดในภาคสนาม การวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติสามารถทำได้โดยใช้ผลของข้อมูลประวัติเวลาที่ได้จากการทดสอบภาคสนาม และวิธีการ Fast fourier transform (FFT) กระบวนการหาค่าความถี่ธรรมชาติจะกระทำโดยตัดช่วงผลของกราฟข้อมูลประวัติเวลาที่มีค่าความถี่ในการสั่นไหวแบบอิสระแล้วใช้วิธี FFT เพื่อแปลงผลข้อมูลประวัติเวลาให้อยู่ในรูป Frequency domain โดยที่ค่าความถี่ธรรมชาติสามารถระบุได้จากความถี่ที่มีค่าสัมประสิทธิ์ฟูเรียร์สูงกว่าความถี่อื่น ทั้งนี้ วิธี FFT สามารถกระทำได้โดยการใช้โปรแกรม MATLAB

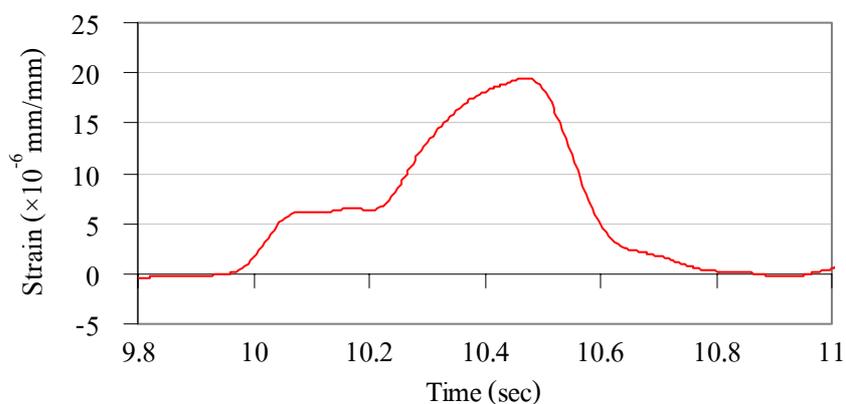
ค่าความถี่ธรรมชาติเป็นค่าความถี่ในการสั่นไหวแบบอิสระของโครงสร้าง (Free Vibration) เมื่อแรงกระทำมีความถี่ใกล้เคียงหรือเท่ากับค่าความถี่ธรรมชาติ ผลการตอบสนองจะมีการสั่นพ้อง (Resonance) ทำให้มีระดับการตอบสนองสูงกว่าปกติมาก สำหรับการหาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพานที่ใช้ในการศึกษานี้ ได้ใช้ข้อมูลความเร่งของการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระจาก Accelerometer

ภาพที่ 69 แสดงการตรวจสอบช่วงสัญญาณรบกวนของ Strain gage ที่ได้จากผลของการทดสอบขณะรถบรรทุกสองคันวิ่งด้วยความเร็ว 60 กม.ต่อชม. โดยใช้วิธี FFT ซึ่งเมื่อการตัดสัญญาณรบกวนออกด้วยวิธีการกรองสัญญาณต่ำ (Low-pass filter) แล้วจะได้ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ หลังจากนั้นจึงทำการแยกส่วนของพฤติกรรมตอบสนองทางสถิติศาสตร์ ออกจากพฤติกรรมตอบสนองทั้งหมดของโครงสร้าง ได้ด้วยการกรองสัญญาณต่ำ (Low-pass filter) อีกครั้งหนึ่ง



ภาพที่ 69 ตัวอย่างของสัญญาณรบกวนที่เกิดขึ้นสำหรับอุปกรณ์ Strain gage

ภาพที่ 70 แสดงข้อมูลสัญญาณเชิงสถิติที่ได้จากผลของการทดสอบขณะรถบรรทุกสองคันวิ่งด้วยความเร็ว 60 กม. ต่อ ชม. หลังจากทำการกรองสัญญาณรบกวน (Noise) และสัญญาณเชิงพลวัต โดยค่าความเครียดสูงสุดที่เกิดขึ้นจะเป็นผลของแรงกระทำจากน้ำหนักกลุ่มเพลาของรถบรรทุก



ภาพที่ 70 ตัวอย่างสัญญาณเชิงสถิติที่ผ่านการกรองสัญญาณแล้ว

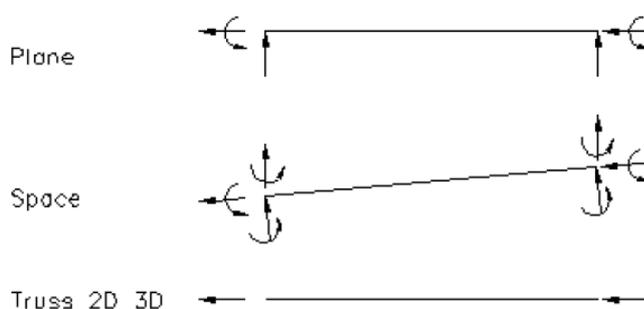
การแสดงความสัมพันธ์ของค่าคูณเพิ่มทางพลวัตหรือค่า DAF กับความเร็วของรถบรรทุก เมื่อทำการกรองสัญญาณที่ระดับการสั่นไหวอิสระแล้วจะได้สัญญาณทางสถิติแบบเทียบเท่า (Pseudo static) ซึ่งสามารถนำมาหาค่า DAF ได้จากผลต่างของข้อมูลสัญญาณเชิงพลวัตกับข้อมูลสัญญาณเชิงสถิติโดยความสัมพันธ์ของค่า DAF กับความเร็วของรถบรรทุก สามารถแสดงด้วยการพล็อตกราฟ

5. การสร้าง และปรับแก้แบบจำลองโครงสร้างสะพาน

ในทางวิศวกรรมได้มีการนำความรู้และเทคโนโลยีต่างๆ มาประยุกต์เพื่อหาคำตอบและนำไปใช้ให้เกิดประโยชน์ในรูปแบบต่างๆ อย่างมากมาย ตัวอย่างเช่นการนำคอมพิวเตอร์มาช่วยในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้าง เช่น สะพานขนาดใหญ่ เป็นต้น สำหรับงานด้านวิศวกรรมโยชานั้น การวิเคราะห์โครงสร้างขนาดใหญ่ และควมมีความซับซ้อน จะต้องจำลองโครงสร้างในรูปของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่มีรูปร่างคุณลักษณะต่างๆ ให้ใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุด ซึ่งวิธีที่นิยมใช้ในการแก้ปัญหของแบบจำลอง คือ วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยในการจำลองจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วน ได้แก่ การวิเคราะห์แบบจำลองเบื้องต้น (2 มิติ) และการวิเคราะห์แบบจำลองแบบละเอียด (3 มิติ)

5.1 การวิเคราะห์แบบจำลองเบื้องต้น (2 มิติ)

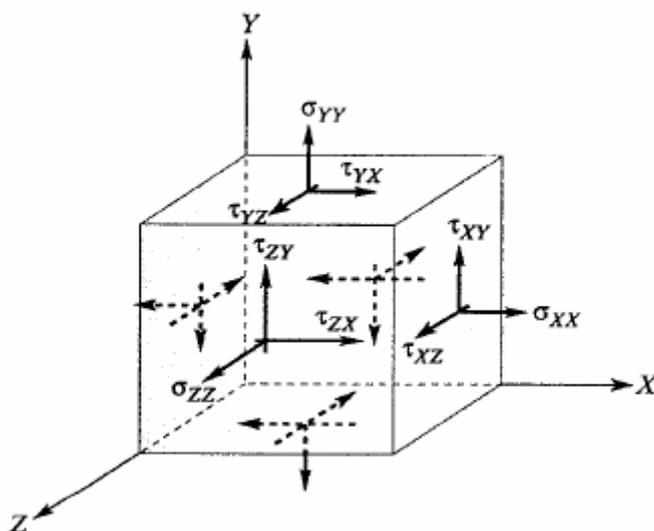
การวิเคราะห์โครงสร้างเบื้องต้นจะใช้แบบจำลองที่สร้างขึ้นจากแบบแปลนก่อสร้างและข้อมูลทางกายภาพของสะพานเท่าที่มีอยู่ ซึ่งในแบบจำลองจะใช้ Beam element และใช้จุดรองรับอย่างง่ายเพื่อหาค่าแรงภายในและค่าโมเมนต์ค้ดรอบแกน 2 แกน ซึ่งมีสมมติฐานคือ รูปร่างและคุณสมบัติการยึดหยุ่นคงที่ตลอดความยาวของชิ้นส่วน วัสดุมีคุณสมบัติเป็นเนื้อเดียวกัน และระนาบการเปลี่ยนรูปร่างยังคงเป็นระนาบเดิม ใน 1 Element จะประกอบด้วยจุดต่อ (Node) จำนวน 2 จุด โดยจะสามารถวิเคราะห์ค่าแรงภายในและโมเมนต์ได้ตามชนิดของโครงสร้าง ดังแสดงในภาพที่ 71



ภาพที่ 71 Beam element

5.2 การวิเคราะห์แบบจำลองละเอียด (3 มิติ)

การวิเคราะห์โครงสร้างแบบ 3 มิติ จะจัดให้มีรายละเอียดรูปร่างของโครงสร้างสะพาน มีรูปร่างที่ค่อนข้างสมจริงมากที่สุด ทั้งนี้ต้องขึ้นอยู่กับทางเลือกชนิดของชิ้นส่วนให้เหมาะสมกับลักษณะของโครงสร้างซึ่งจะทำให้มีความถูกต้องมากขึ้น ในแบบจำลองจะใช้ Solid element เพื่อหาค่าแรงต่างๆ ในโครงสร้าง โดยให้ Solid element แทนพื้นสะพาน และราวกันตกของสะพาน ซึ่งในโครงสร้าง 1 Element จะประกอบด้วย 8 จุดต่อ แต่แต่ละจุดจะมีการเคลื่อนที่อิสระ 3 ทิศทางได้แก่ การเคลื่อนที่ในแนวแกน X, Y, Z โดยความละเอียดของความถูกต้องขึ้นอยู่กับจำนวน Element ถ้ามีจำนวน Element มากก็จะมีค่าความถูกต้องสูง โดยจะสามารถวิเคราะห์ค่าแรงภายในและโมเมนต์ได้ในระบบ 3 มิติ ดังแสดงในภาพที่ 72



ภาพที่ 72 สภาพของความเค้นในชิ้นส่วนเล็กๆของ Solid element

การพัฒนาแบบจำลองโครงสร้างสะพาน มีวัตถุประสงค์ดังนี้

- 1) เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ผลตอบสนองทางโครงสร้าง โดยข้อมูลที่ได้จะใช้ในการระบุตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดค่าการตอบสนองของสะพาน
- 2) เพื่อประเมินสภาพการสั่นไหว และการตอบสนองของโครงสร้าง ได้แก่ การแอ่นตัว หน่วยแรงสถิตและความถี่ในการสั่นไหว
- 3) เพื่อให้ได้แบบจำลองที่มีความถูกต้องมากที่สุดตามพฤติกรรมจริงของโครงสร้างภายหลังการเปรียบเทียบกับค่าการตอบสนองจริง

6. การประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างพื้นสะพานด้วยค่า RF

ในการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างพื้นสะพานด้วยการคำนวณค่า Rating factor ซึ่งเป็นค่าที่ใช้บอกขีดความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างพื้นสะพาน จะทำการวิเคราะห์ 3 วิธีการ ได้แก่ วิธีแบบจำลองโครงสร้างอย่างง่าย วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ และ การทำ Diagnostic load tests ทั้งนี้เพื่อต้องการเปรียบเทียบค่า Rating factor ที่ได้จาก 3 วิธีที่มีความแตกต่างทางด้านความยากง่ายในการวิเคราะห์ และความแม่นยำของผลลัพธ์ โดยที่ความแตกต่างดังกล่าวจะเกี่ยวข้องกับพารามิเตอร์ที่สำคัญดังนี้ ผลตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร ค่าการกระจายน้ำหนักของล้อ (E) และค่า DAF

สำหรับผลของค่า Rating factor ที่ได้จาก 3 วิธีการจะนำมาเปรียบเทียบเพื่อคัดเลือก ค่า Rating factor ที่มีความใกล้เคียงกับสภาพปัจจุบันของโครงสร้างสะพาน ทั้งนี้ เพื่อให้สะพานมีความปลอดภัยและเหมาะสมกับสภาพการใช้งานมากที่สุด

ผลและวิจารณ์

หลังจากดำเนินการวิจัยภาคสนามเสร็จเรียบร้อยแล้ว จึงนำข้อมูลที่ได้จากการทดสอบมาวิเคราะห์เพื่อศึกษาความสัมพันธ์ สภาพ ความเสียหายของโครงสร้าง และประเมินความแข็งแรงของสะพาน โดยในการศึกษาได้แบ่งขั้นตอนของการดำเนินการดังนี้

- 1) การเปรียบเทียบวิธีการประเมินกำลังรับน้ำหนักของพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ด้วยค่า Rating factor สำหรับ 3 วิธีการ ได้แก่ LRFR, LF และ AS
- 2) การตรวจสอบ และการทำ Diagnostic load tests ของสะพาน
- 3) การเปรียบเทียบผลตอบสนองกับแบบจำลองของสะพาน
- 4) การวิเคราะห์และประเมินกำลังรับน้ำหนักด้วยค่า RF ด้วยวิธีแบบจำลองโครงสร้างอย่างง่าย วิธีไฟในเอลิเมนต์สามมิติ และ Diagnostic load tests

โดยสามารถแสดงรายละเอียดได้ดังนี้

1. การเปรียบเทียบวิธีการประเมินกำลังรับน้ำหนักของพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยค่า Rating Factor สำหรับ 3 วิธีการ ได้แก่ LRFR, LF และ AS

ในการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กของสะพานตัวอย่างจำนวน 11 ตัว สามารถแบ่งการพิจารณาได้ 2 กรณี คือ กรณีที่ไม่พิจารณาการเสื่อมสภาพของโครงสร้าง หรือกำหนดให้ค่า Condition rating มีค่าเท่ากับ 9 กล่าวคือโครงสร้างมีสภาพเหมือนใหม่ และกรณีที่พิจารณาการเสื่อมสภาพของโครงสร้างโดยผลการประเมินสภาพของพื้นสะพาน ดังแสดงในตารางที่ 29

สำหรับสะพานตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาได้ผลของค่า RF สำหรับแต่ละวิธีการดังแสดงในตารางที่ 30 และ 31 โดยมีช่วงการกระจายของค่า RF ที่ระดับ Operating (OP) และ Inventory (IN) แสดงในภาพที่ 73 และ 74 โดยที่ค่าโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรที่เปลี่ยนแปลงตามความยาวช่วงสะพานและตัวอย่างรายการคำนวณค่า RF ดังแสดงในภาพผนวกที่ 21 และ 22 ตามลำดับ

ตารางที่ 29 ผลการประเมินสภาพโครงสร้างสะพาน

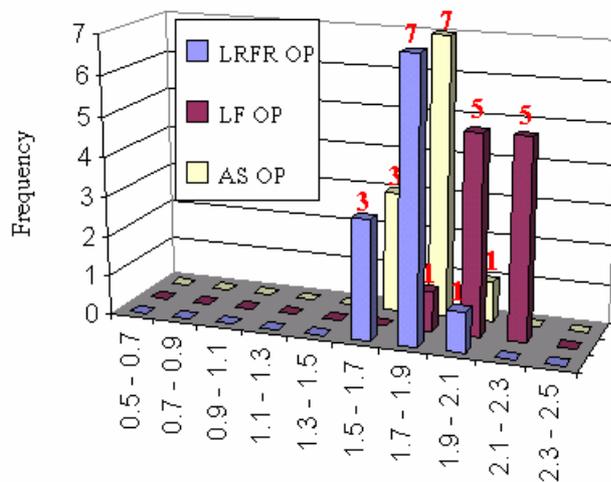
No.	CR	Description
1	8	ชิ้นส่วนอยู่ในสภาพสมบูรณ์เหมือนใหม่ มีการสึกกร่อนของผิวทางเพียงเล็กน้อย
2	7	ชิ้นส่วนมีความเสียหายเพียงเล็กน้อย ไม่เกิดการหลุดร่อน
3	7	ชิ้นส่วนมีความเสียหายเพียงเล็กน้อย ไม่เกิดการหลุดร่อน
4	5	ชิ้นส่วนเริ่มมีการสูญเสียน้ำตด เกิดการหลุดร่อน ขนาด 20 ซม.×30 ซม. ซึ่งน้อยกว่า 5 % ของพื้นที่
5	5	ชิ้นส่วนเสียหายมาก เกิดการสึกกร่อนของผิวทาง มากกว่า 25%ของพื้นที่ และหลุดร่อนขนาดน้อยกว่า 5 % ของพื้นที่
6	4	ชิ้นส่วนเกิดการเสียหายมาก เกิดหลุดร่อนขนาดมากกว่า 5 % ของพื้นที่, มีการสูญเสียเสียน้ำตด
7	7	ชิ้นส่วนมีรอยร้าวเพียงเล็กน้อย บริเวณกลางแผ่นพื้น ไม่เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีต
8	8	ชิ้นส่วนอยู่ในสภาพสมบูรณ์เหมือนใหม่ มีการสึกกร่อนของผิวทางเพียงเล็กน้อย
9	8	ชิ้นส่วนอยู่ในสภาพสมบูรณ์เหมือนใหม่ มีการสึกกร่อนของผิวทางเพียงเล็กน้อย
10	9	ชิ้นส่วนสภาพโดยรวมเหมือนใหม่
11	4	ชิ้นส่วนเกิดการเสียหายมาก เกิดหลุดร่อนขนาดมากกว่า 5 % , มีการสูญเสียเสียน้ำตด

ตารางที่ 30 ค่า RF สำหรับที่ระดับ Inventory และ Operating ของสะพานตัวอย่าง กรณีไม่พิจารณา
รวมผลของการเสื่อมสภาพ

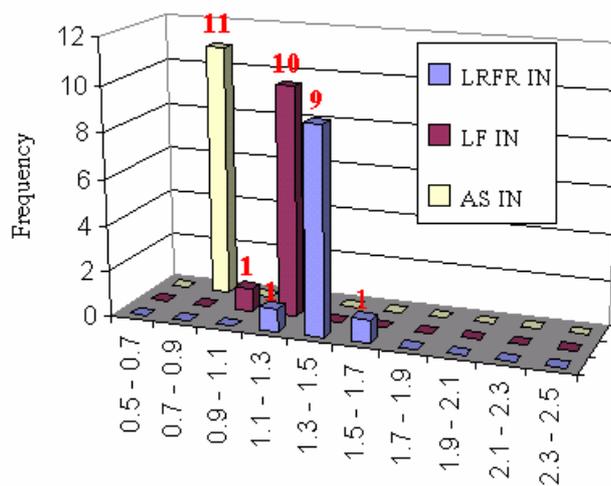
No.	LRFR (HS20)		LF (HS20)		AS (HS20)	
	New CR = 9		New CR = 9		New CR = 9	
	RF OP	RF IN	RF OP	RF IN	RF OP	RF IN
1	1.69	1.30	1.91	1.14	1.69	0.81
2	1.54	1.19	1.72	1.03	1.54	0.78
3	1.73	1.34	2.05	1.23	1.81	0.83
4	1.73	1.34	2.05	1.23	1.81	0.83
5	1.73	1.34	2.05	1.23	1.81	0.83
6	1.73	1.33	2.11	1.26	1.83	0.80
7	1.94	1.50	2.16	1.29	1.88	0.85
8	1.69	1.30	1.91	1.14	1.69	0.81
9	1.73	1.33	2.11	1.26	1.83	0.80
10	1.79	1.38	2.13	1.27	1.85	0.82
11	1.73	1.33	2.11	1.26	1.83	0.80

ตารางที่ 31 ค่า RF สำหรับที่ระดับ Inventory และ Operating ของสะพานตัวอย่าง กรณีที่พิจารณา
รวมผลการเสื่อมสภาพต่อการลดกำลังของสะพาน

No.	CR	LRFR (HS20)		Modified LF (HS20)	
		RF OP	RF IN	RF OP	RF IN
1	8	1.69	1.30	1.78	1.07
2	7	1.54	1.19	1.51	0.90
3	7	1.73	1.34	1.77	1.06
4	5	1.62	1.25	1.5	0.90
5	5	1.62	1.25	1.5	0.90
6	4	1.36	1.05	1.35	0.81
7	7	1.94	1.50	1.85	1.11
8	8	1.69	1.30	1.78	1.07
9	8	1.73	1.33	1.96	1.17
10	9	1.79	1.38	2.13	1.27
11	4	1.36	1.05	1.35	0.81

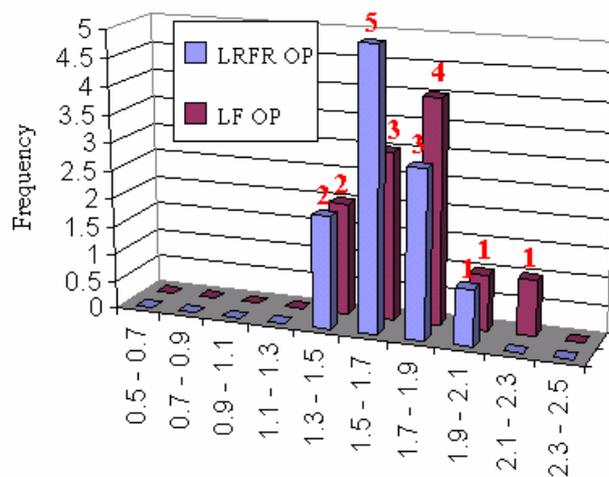


ก) ระดับ Operating

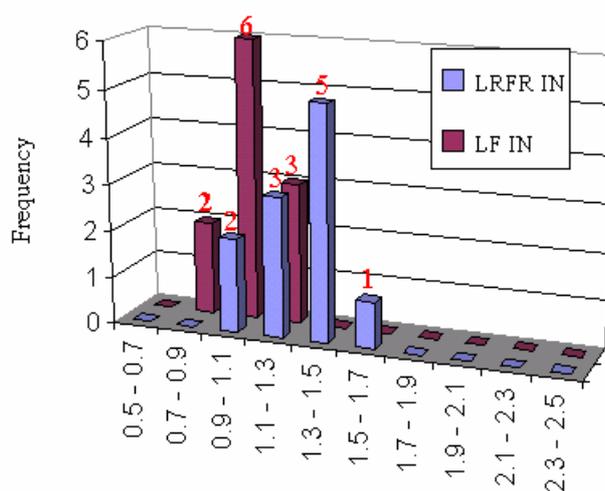


ข) ระดับ Inventory

ภาพที่ 73 กรณีไม่พิจารณาผลของการเสื่อมสภาพ (CR=9)



ก) ระดับ Operating



ข) ระดับ Inventory

ภาพที่ 74 กรณีที่พิจารณารวมผลการเสื่อมสภาพต่อการลดกำลังของสะพาน

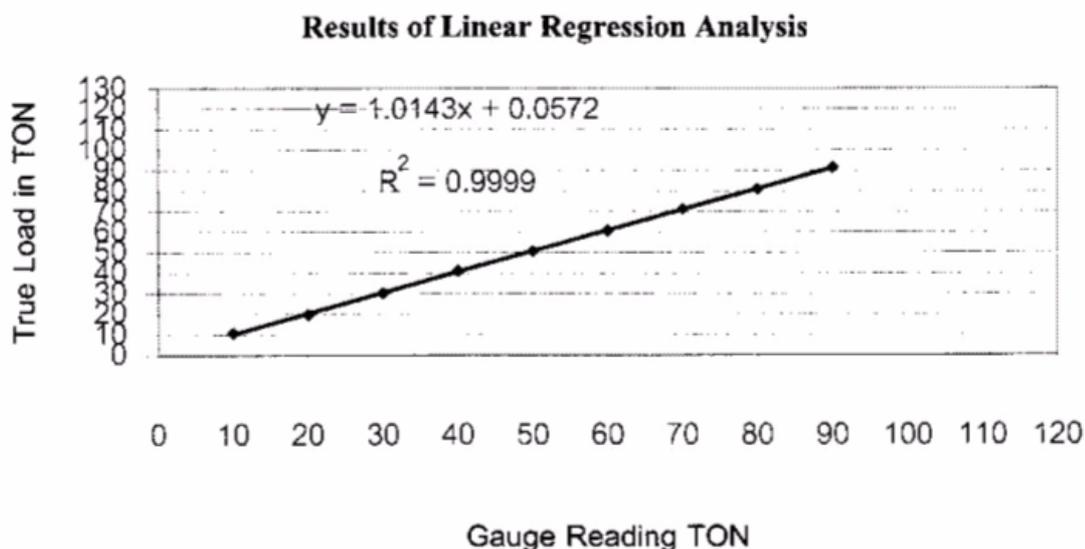
จากผลการวิเคราะห์สำหรับกรณีที่ไม่พิจารณารวมผลกระทบของการเสื่อมสภาพหรือกรณี
ที่สะพานมีสภาพสมบูรณ์เหมือนใหม่ วิธี LRFR วิธี LF และวิธี AS ให้ค่าเฉลี่ยของ RF ที่ระดับ
Operating เท่ากับ 1.73, 2.03 และ 1.79 ตามลำดับ โดยที่วิธี LF ให้ค่าเฉลี่ยของ RF มากที่สุด ขณะที่
วิธี LRFR ให้ค่าเฉลี่ยของ RF ใกล้เคียงกับวิธี AS และสำหรับค่าเฉลี่ยของ RF ที่ได้จากวิธี LRFR
วิธี LF และวิธี AS ที่ระดับ Inventory เท่ากับ 1.33, 1.21, และ 0.81 ตามลำดับ โดยวิธี LRFR ให้
ค่าเฉลี่ยที่ใกล้เคียงกับวิธี LF ขณะที่วิธี AS ให้ค่าเฉลี่ยน้อยที่สุด โดยปัจจัยความแตกต่างของค่า
RF ที่ระดับ Operating ที่ได้จากวิธี LF และวิธี LRFR เป็นผลจากความแตกต่างของน้ำหนักบรรทุก
จรและน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่เพิ่มค่าแล้วที่ได้จากสองวิธีการซึ่งมีความแตกต่างกัน โดยวิธี LRFR ได้
กำหนดให้ใช้ค่าตัวคูณเพิ่มสำหรับพื้นผิวสะพานเท่ากับ 1.5 ขณะที่วิธี LF ได้ระบุค่าตัวคูณเพิ่ม
สำหรับพื้นผิวสะพานรวมกับตัวคูณเพิ่มสำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่มีค่าเท่ากับ 1.3 ในส่วนของ
ค่าตัวคูณเพิ่มสำหรับน้ำหนักบรรทุกจร วิธี LRFR และ LF กำหนดให้ใช้ค่าเท่ากับ 1.35 และ 1.3
ตามลำดับ และสำหรับค่า RF ที่ระดับ Inventory ที่ได้จากวิธี AS ให้ค่าน้อยที่สุดเนื่องจาก ค่า
กำลังต้านทานของส่วนโครงสร้างที่ได้มีค่าน้อยกว่าวิธี LRFR และ วิธี LF ค่อนข้างมาก ทั้งนี้มาจาก
ทฤษฎีในการคำนวณของวิธี LRFR และวิธี LF ที่อาศัยการวิเคราะห์แบบอิลาสติกมาใช้ในการ
คำนวณหาแรงภายใน และพิจารณาผลการตอบสนองของโครงสร้างจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่
เพิ่มค่าและการลดกำลังต้านทานของโครงสร้าง

สำหรับกรณีที่ไม่พิจารณาผลของการเสื่อมสภาพในการลดกำลังของโครงสร้าง วิธี LRFR
และ วิธี Modified LF ให้ค่าเฉลี่ยของ RF ที่ระดับ Operating เท่ากับ 1.64 และ 1.68 ตามลำดับ ใน
ส่วนของระดับ Inventory วิธี LRFR และ วิธี Modified LF ได้ค่าเฉลี่ยของ RF เท่ากับ 1.27 และ 1.01
ตามลำดับ โดยวิธี LRFR ให้ผลเฉลี่ยของ RF ที่ระดับ Operating น้อยกว่าวิธี Modified LF และที่
ระดับ Inventory วิธี LRFR ให้ผลเฉลี่ยมากกว่าวิธี Modified LF โดยปัจจัยความแตกต่างของค่า RF
สำหรับ วิธี LRFR และวิธี Modified LF ที่ระดับ Operating จะมีลักษณะเหตุผลเดียวกับกรณีที่ไม่
พิจารณารวมผลของการเสื่อมสภาพ นอกจากนี้เมื่อพิจารณารวมผลของการเสื่อมสภาพ วิธี
Modified LF จะใช้ค่าตัวคูณลดกำลังที่ลดลงตามการเสื่อมสภาพในช่วงที่กว้างกว่าวิธี LRFR โดยมี
ค่าอยู่ในช่วง 0.55 ถึง 1 ในขณะที่ค่าตัวคูณลดกำลังสำหรับวิธี LRFR มีค่าอยู่ในช่วง 0.85 ถึง 1
เท่านั้น

2. การตรวจสอบ และการทำ Diagnostic Load Tests ของโครงสร้างสะพาน

2.1 การทดสอบวัสดุ

การหาค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตด้วยวิธีการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตแล้วนำไปทดสอบในห้องปฏิบัติการตามมาตรฐาน ASTM C39 – 93a ซึ่งการทดสอบด้วยวิธีนี้จะให้ค่าผลทดสอบใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด สำหรับผลที่ได้จากการทดสอบจะต้องนำไปปรับแก้ค่าหน้าตัดตามสมการดังแสดงในภาพที่ 75 ซึ่งเป็นค่าปรับแก้ค่าหน้าตัดของเครื่องมือทดสอบ พร้อมทั้งปรับแก้ค่าหน้าตัดที่ได้จากการทดสอบด้วยแฟกเตอร์ความยาวต่อความกว้างของตัวอย่างคอนกรีตดังแสดงในตารางที่ 32 โดยมีรายละเอียดตำแหน่งการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตแสดงในหัวข้ออุปกรณ์และวิธีการ ทั้งนี้ เพื่อให้ได้กำลังอัดเทียบเท่าขนาดทรงกระบอกมาตรฐาน โดยในการทดสอบได้ผลกำลังอัดของตัวอย่างคอนกรีตดังแสดงในตารางที่ 33



ภาพที่ 75 สมการปรับแก้ค่าหน้าตัดของเครื่องมือทดสอบ

ตารางที่ 32 อัตราส่วนความกว้างต่อความยาว และแฟคเตอร์ที่ใช้ในการปรับแก้ผลทดสอบ
กำลังอัดของคอนกรีต

L/D	1.75	1.5	1.25	1
Factor	0.98	0.96	0.93	0.87

ที่มา: มาตรฐาน ASTM C39 – 93a (1994)

ตารางที่ 33 ผลกำลังอัดของคอนกรีต (f_c') และผลความเร็วของคลื่นที่เคลื่อนที่ผ่านตัวอย่าง
คอนกรีต

No.	X	Y	factor(L/D)	f_c' (ksc)	Weight (g)
Core1	9.50	9.69	0.91104	129	1737.5
Core 2	7.80	7.97	0.936	109	1889.2
Core 3	13.80	14.05	0.92256	190	1822

จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่ากำลังอัดของคอนกรีตทั้ง 3 ตัวอย่าง มีค่าต่ำกว่า 240 ksc ซึ่งเป็นค่ากำลังอัดที่ใช้ออกแบบ ภาพที่ 76 ถึง 78 แสดงภาพวิบัติของตัวอย่างคอนกรีต โดยลักษณะการวิบัติของ Core 1 เป็นแบบ Columnar คือ มีรอยแตกขนานกับแนวตั้งของตัวอย่าง ลักษณะการวิบัติของ Core 2 เป็นแบบ Cone and shear คือ มีรอยแตกขนานกับแนวตั้งของตัวอย่างอีกทั้งมีรอยแตกเอียงประมาณ 45 องศา จากฐานรองรับ และ ลักษณะการวิบัติแบบ Core 3 เป็นแบบ Cone and shear



ภาพที่ 76 การวัดตัวของตัวอย่าง Core 1



ภาพที่ 77 การวัดตัวของตัวอย่าง Core 2



ภาพที่ 78 การวัดตัวของตัวอย่าง Core 3

2.2 การตรวจสอบหาคลอไรด์ในตัวอย่างคอนกรีต

ปกติโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมักจะมีคลอไรด์ปนเปื้อนอยู่ในเนื้อคอนกรีต จากสารเคมีเพื่อปรับปรุงคุณภาพคอนกรีต หรือสารประกอบตามธรรมชาติในมวลรวมบางชนิด เช่น คอนกรีตที่มีส่วนผสมของทรายจากชายหาด หรือการใช้ น้ำทะเล ในการผสมคอนกรีต ทั้งนี้ ปริมาณคลอไรด์ที่ผสมอยู่ในเนื้อคอนกรีตจะต้องมีปริมาณไม่เกินค่าที่ยอมให้โดยปริมาณคลอไรด์ที่ละลายน้ำได้ในคอนกรีตที่มาจากส่วนผสมแต่ละชนิด ไม่รวมคลอไรด์ที่ซึมผ่านเข้ามาจากสิ่งแวดล้อม ต้องมีค่าไม่เกิน 0.15 เปอร์เซ็นต์ โดยน้ำหนักของวัสดุผสมตามตารางที่ 34 สำหรับโครงสร้างคอนกรีตที่สัมผัสกับคลอไรด์ขณะใช้งาน ทั้งนี้เพื่อป้องกันการเกิดสนิมของเหล็กเสริม แต่ปัญหาของคลอไรด์ที่กระทบต่อความทนทานของคอนกรีตนั้น ส่วนมากจะมาจากภายนอกคอนกรีตในช่วงที่ใช้งาน เช่น จากน้ำทะเล จากดิน เป็นต้น ซึ่งคลอไรด์อาจจะเข้าสู่คอนกรีตได้โดยวิธี ดังต่อไปนี้

- 1) การซึมผ่านเข้าไปในคอนกรีตที่แห้งของน้ำที่มีคลอไรด์
- 2) การแพร่ของไอออนของคลอไรด์จากภายนอกที่มีความเข้มข้นของคลอไรด์สูงกว่าภายในของคอนกรีต
- 3) การซึมผ่านเข้าไปในคอนกรีตของน้ำที่มีคลอไรด์ โดยแรงดันของน้ำ

โดยความเสี่ยงที่จะเกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมมากที่สุด มักพบในบริเวณคลื่นและละอองน้ำ (Splash zone) รองลงมาเป็นบริเวณบรรยากาศทะเล (Atmospheric zone) และบริเวณน้ำขึ้นลง (Tidal zone) ส่วนบริเวณใต้น้ำทะเล (Submerged zone) จะมีความเสี่ยงต่อการกัดกร่อนเหล็กเสริมน้อยมาก

ตารางที่ 34 ปริมาณคลอไรด์ที่ยอมให้มีได้ในเนื้อคอนกรีต

ลักษณะงานก่อสร้าง	ร้อยละของปริมาณคลอไรด์โดยน้ำหนัก ของวัสดุประสาน
คอนกรีตอัดแรง	0.6
คอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดาที่ใช้งานในสภาวะชื้น และสัมผัสคลอไรด์	0.15
คอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดาที่ใช้งานในสภาวะแห้ง หรือมีการป้องกันความชื้น	1
การก่อสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กอื่นๆ	0.3

ที่มา : ACI 318-02

สำหรับคลอไรด์ที่อยู่ในคอนกรีตนั้น จะมีคลอไรด์บางส่วนที่ถูกจับยึด (Fixed chloride) ซึ่งเกิดจากผลผลิตของปฏิกิริยาไฮเดรชัน (Chemical) หรือเกิดจากการถูกยึดด้วยแรงทางกายภาพ (Physical binding) และบางส่วนที่ไม่ถูกจับยึด (Free chloride) ซึ่งเป็นสภาพที่สารละลายอยู่ในน้ำที่แทรกตามช่องว่างของคอนกรีต คลอไรด์อิสระนี้เป็นส่วนของคลอไรด์ที่สามารถแพร่เข้าไปยังคอนกรีตที่มีความเข้มข้นของคลอไรด์อิสระต่ำ และเป็นส่วนที่ทำให้ความเป็นด่างในคอนกรีตลดลง

การเสื่อมลงของวัสดุคอนกรีตโดยทั่วไปที่ส่งผลต่อกำลังของโครงสร้างนั้นสามารถแบ่งออกเป็น 2 สถานะคือ ช่วงเวลาเริ่มต้น (Initiation time) และช่วงเวลาแพร่กระจาย (Propagation time) โดยที่ช่วงเวลาเริ่มต้น คือ ช่วงเวลาหลังจากก่อสร้างเสร็จไปจนถึง เวลาที่เกิดสนิมเริ่มขึ้น (Threshold) ส่วนช่วงเวลาของการแพร่กระจายคือ ช่วงเวลานับจากช่วงเวลาเริ่มต้นเป็นสนิมไปถึง เวลาที่มีความเสียหายของโครงสร้างเกิดขึ้น เช่น การเกิดรอยแตก (Crack) อย่างไรก็ตาม (Standard Japan Society of Civil Engineering [JSCE], 2001) ได้มีการเสนอค่าปริมาณคลอไรด์ที่ระดับ Threshold ไว้ซึ่งมีค่าอยู่ในช่วง 0.6 ถึง 1.2 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร หรือ เท่ากับ 0.025 ถึง 0.05 เปอร์เซ็นต์คลอไรด์โดยน้ำหนักของตัวอย่าง

สำหรับการทดสอบหาปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดตามมาตรฐาน ASTM C1152 เป็นการหาปริมาณคลอไรด์ที่ละลายในกรด (Acid-soluble chloride) ด้วยวิธีการไตเตรตที่หาจุดยุติจากการเปลี่ยนแปลงของศักย์ไฟฟ้า โดยผลคลอไรด์ทั้งหมดที่ได้จากการตัวอย่างผลคอนกรีตของสะพานแสดงในตารางที่ 35 โดยมีรายละเอียดตำแหน่งการเก็บเจาะตัวอย่างผกอนกรีตแสดงในหัวข้ออุปกรณ์และวิธีการ ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบจะนำมาใช้ในการหาค่าเส้นแนวโน้มโดยอาศัยข้อมูลของปริมาณคลอไรด์ที่ตำแหน่งระยะทางวัดจากผิวนอกตั้งแต่ 1 ถึง 4 ซม. ทั้งนี้จะไม่รวมผล ณ ตำแหน่ง 0 ถึง 0.3 ซม. (SURFACE) เนื่องด้วยเหตุผลการชะล้างของเกลือคลอไรด์ที่ผิวหน้าคอนกรีตจากน้ำกร่อยและน้ำฝน จากปัญหาดังกล่าวผู้วิจัยจึงใช้ค่าปริมาณคลอไรด์ที่ได้จากลากเส้นแนวโน้มของการกระจายตัวของปริมาณคลอไรด์ที่ได้จากกฎข้อที่สองของฟิคส์ (Fick's second law of diffusion) ดังแสดงในสมการที่ 22 สำหรับกราฟความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณคลอไรด์ทั้งหมด (เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนักของตัวอย่าง) กับระยะทางวัดจากผิวนอก (ซม.) แสดงในภาพที่ 79 ถึง 81 โดยที่ D คือ สัมประสิทธิ์การแพร่ของเกลือคลอไรด์ (cm^2/year) และ C_s (kg/m^3) คือ ปริมาณเกลือคลอไรด์ที่ผิวหน้าของคอนกรีต

$$C_{(x,t)} = C_s \left[1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2(D_{ct})^{1/2}}\right) \right] \quad (22)$$

$C_{(x,t)}$ คือ ปริมาณคลอไรด์ที่ระยะ X จากผิวคอนกรีต ณ เวลา t มีหน่วยเป็น กก./ม.³

C_s คือ ปริมาณคลอไรด์ที่ผิวคอนกรีต มีหน่วยเป็น กก./ม.³

x คือ ความลึกที่คลอไรด์แทรกผ่านผิวคอนกรีต มีหน่วยเป็น เมตร

D_c คือ สัมประสิทธิ์การแพร่กระจายของปริมาณคลอไรด์ มีหน่วยเป็น ซม.²/ปี

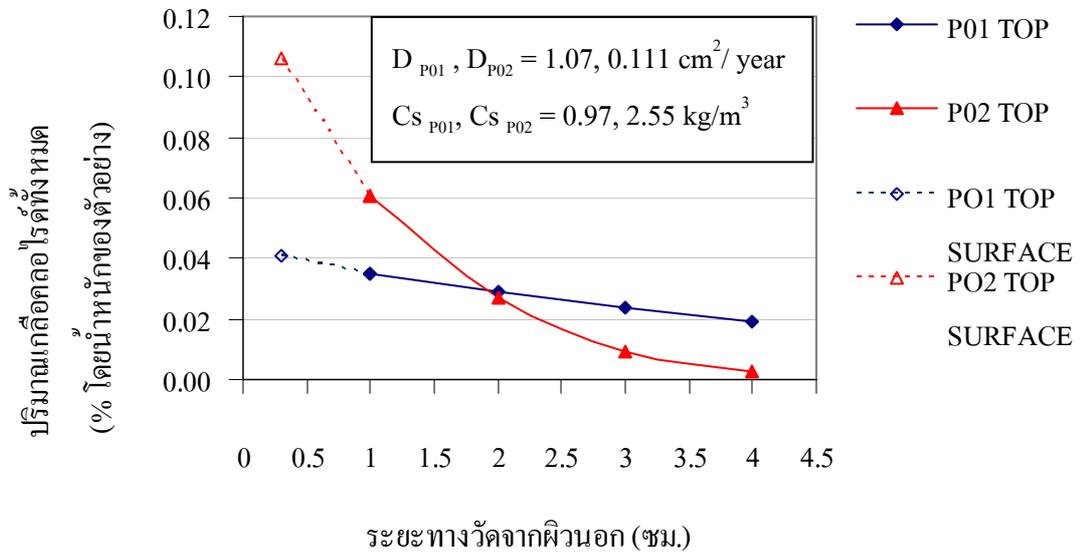
t คือ เวลา มีหน่วยเป็น ปี

erf คือ ฟังก์ชันความผิดพลาด (Error function)

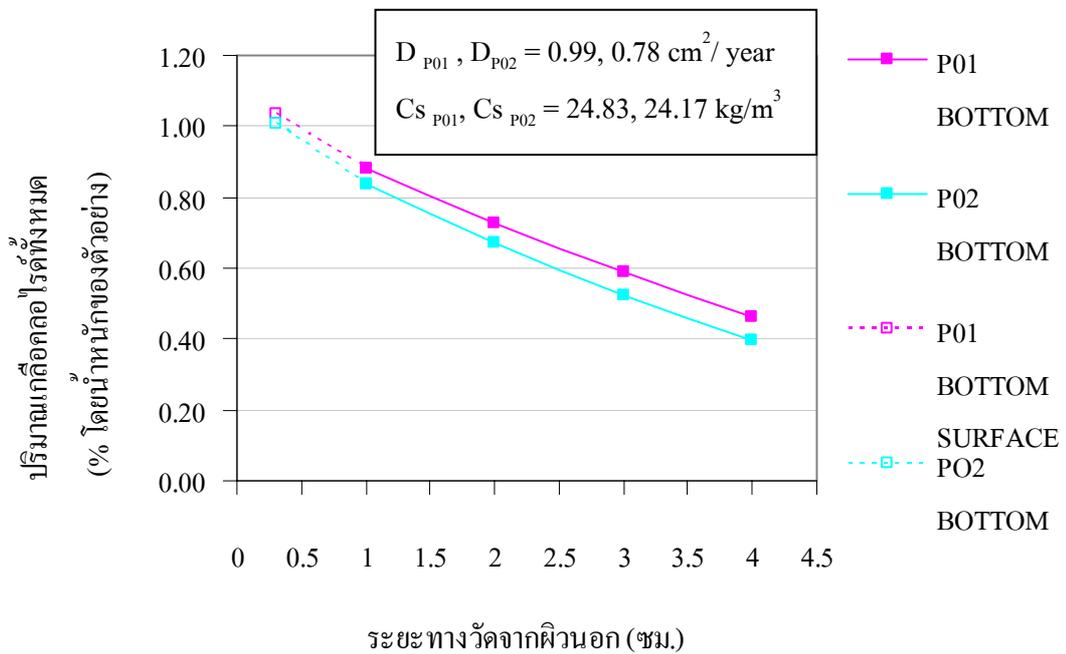
จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าปริมาณคลอไรด์ทั้งหมด ณ ตำแหน่ง P01 BOTTOM และ P02 BOTTOM ณ ตำแหน่งความลึกตั้งแต่ 1 ถึง 4 ซม. พบว่ามีค่าปริมาณคลอไรด์ทั้งหมด เกินค่าปริมาณคลอไรด์ที่ระดับ Threshold ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.2 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร (JSCE, 2001) โดยผลกระทบจากคลอไรด์ (Chloride attack) จะทำให้เหล็กเสริมเริ่มเกิดสนิมแล้วส่งผลทำให้เกิดการบวมตัวจากด้านในทำให้คอนกรีตแตกออก ความชำรุดเสียหายนี้จะมีความรุนแรงเพิ่มมากขึ้นจากผลรวมกันของสภาวะแวดล้อมและการกระทำของน้ำหนักบรรทุกแบบซ้ำซ้อน เนื่องจากปริมาณจรรยา

ตารางที่ 35 ค่าปริมาณคลอไรด์ทั้งหมด (Total chloride) ของตัวอย่างผกคอนกรีต

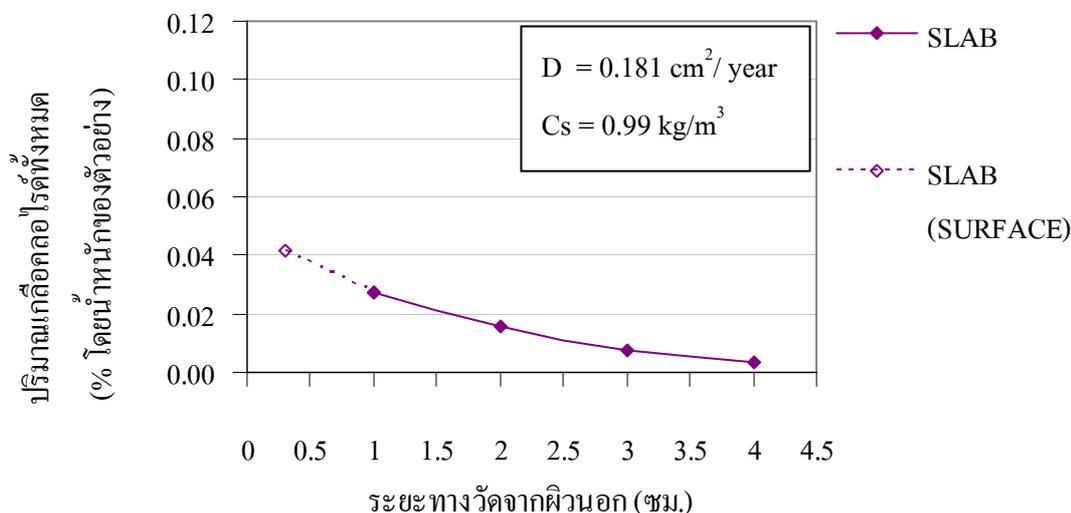
จำนวน	ตัวอย่าง	ตำแหน่ง	ระยะจากผิว (ซม.)	น้ำหนักตัวอย่าง (กรัม)	ปริมาตร AgNO ₃	% Cl
1	P01	SURFACE	0-0.3	1.4743	1	0.120
2	P01	TOP	0.3-1	1.3024	0.29	0.039
3	P01	TOP	1-2	1.429	0.17	0.021
4	P01	TOP	2-3	1.3595	0.2	0.027
5	P01	TOP	3-4	1.6218	0.18	0.020
6	P01	SURFACE	0-0.3	1.4324	7.03	0.870
7	P01	BOTTOM	0.3-1	1.1184	6	0.951
8	P01	BOTTOM	1-2	1.2428	4.42	0.630
9	P01	BOTTOM	2-3	1.1437	3.52	0.546
10	P01	BOTTOM	3-4	1.5658	4.76	0.539
11	P02	SURFACE	0-0.3	1.2304	0.69	0.099
12	P02	TOP	0.3-1	1.431	0.04	0.063
13	P02	TOP	1-2	2.258	0.25	0.020
14	P02	TOP	2-3	1.0873	0.08	0.013
15	P02	TOP	3-4	1.063	0.08	0.013
16	P02	SURFACE	0-0.3	1.2278	6.84	0.987
17	P02	BOTTOM	0.3-1	1.0504	5.37	0.907
18	P02	BOTTOM	1-2	1.5675	4.84	0.548
19	P02	BOTTOM	2-3	1.0758	3.29	0.542
20	P02	BOTTOM	3-4	1.4524	3.59	0.438
21	Slab	SURFACE	0-0.3	1.6871	0.92	0.097
22	Slab	BOTTOM	0.3-1	1.5506	0.24	0.028
23	Slab	BOTTOM	1-2	1.324	0.11	0.015
24	Slab	BOTTOM	2-3	1.2346	0.02	0.003
25	Slab	BOTTOM	3-4	1.6488	0.1	0.010



ภาพที่ 79 การแทรกซึมคลอไรด์ทั้งหมด ณ ตำแหน่ง TOP



ภาพที่ 80 การแทรกซึมคลอไรด์ทั้งหมด ณ ตำแหน่ง BOTTOM



ภาพที่ 81 การแทรกซึมคลอไรด์ทั้งหมด ณ ตำแหน่งท้องพื้นสะพาน

2.3 การทดสอบแบบไม่ทำลาย (Nondestructive Testing: NDT)

ในการศึกษาวิจัยนี้ได้คัดเลือกสะพานตัวอย่างจำนวน 3 ตัว ได้แก่ สะพานข้ามคลองเหมืองตานิม สะพานข้ามแม่น้ำเพชรบุรี และสะพานข้ามแม่น้ำวัดเขาตะเครา เพื่อทำการตรวจสอบสภาพความสมบูรณ์ของคอนกรีตด้วย ด้วยอุปกรณ์ UPV โดยใช้หลักการของการเคลื่อนที่ของคลื่น

การตรวจสอบสภาพของคอนกรีตด้วยอุปกรณ์ UPV เป็นการทดสอบในที่แบบไม่ทำลายโครงสร้าง (Nondestructive testing) ที่นิยมใช้ในการตรวจสอบสภาพของโครงสร้างคอนกรีต การตรวจสอบสภาพของคอนกรีตด้วยวิธีนี้ สภาพของคอนกรีตที่ได้จะเป็นเพียงค่าโดยประมาณเท่านั้น โดยอาศัยการตรวจวัดเวลาในการเดินทางของคลื่น Ultrasonic ที่เดินทางระหว่างอุปกรณ์ตัวส่ง (Transmitter) กับอุปกรณ์ตัวรับ (Receiver) ผ่านวัสดุที่ทำการทดสอบ ถ้าหากทราบระยะทางในการเคลื่อนที่ของคลื่น ก็จะสามารรถคำนวณความเร็วของคลื่นได้ โดยค่าความเร็วที่ผ่านวัสดุที่บ่งบอกถึงคุณภาพของคอนกรีตแสดงในตารางที่ 36

ตารางที่ 36 ผลคุณภาพของคอนกรีตที่ได้จากการตรวจสอบด้วยอุปกรณ์ UPV

UPV (m/s)	>4500	3500-4500	3000-3500	2000-3000	<2000
Concrete quality	Excellent	Good	Doubtful	Poor	Very poor

ที่มา : Qasrawi (2000)

ในการเก็บข้อมูลกระทำโดยการสุ่มตำแหน่งที่จะทำการทดสอบโดยแต่ละตำแหน่งจะเก็บข้อมูล 4 ถึง 5 จุด การวางตัวรับและตัวส่งจะวางด้วยวิธี Direct method และ Indirect method ทั้งนี้ วิธีการวางตัวรับและตัวส่งขึ้นอยู่กับลักษณะทางกายภาพของโครงสร้าง สำหรับตำแหน่งการตรวจวัด สะพานข้ามคลองเหมืองตานี้มวัด จะทำการเก็บข้อมูล ณ ตำแหน่งเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีต 3 จุด และตำแหน่งสุ่มอีก 3 จุด ดังแสดงตำแหน่งการทดสอบในบทหัวข้อ อุปกรณ์และวิธีการ สะพานข้ามแม่น้ำเพชรบุรีทำการสุ่มเก็บข้อมูล 4 จุด ได้แก่ บริเวณตอม่อ P01 จำนวน 1 จุด และ P02 จำนวน 1 จุด คานขวาง C01 จำนวน 1จุด และพื้น S01 จำนวน 1 จุด โดยตำแหน่งการทดสอบแสดงในภาพที่ 82 สะพานข้ามแม่น้ำวัดเขาตะเครา ทำการสุ่มเก็บข้อมูล 4 จุด ได้แก่ ตอม่อ P01 จำนวน 1 จุด และ P02 จำนวน 1 จุด2 คานขวาง 1จุด C01 จำนวน 1 จุด และพื้น S01 จำนวน 1 จุด สำหรับตำแหน่งการทดสอบแสดงดังภาพที่ 37



ภาพที่ 82 สะพานข้ามแม่น้ำเพชรบุรีและการทดสอบอุปกรณ์ UPV ณ ตำแหน่งคานขวาง



ภาพที่ 83 สะพานข้ามแม่น้ำวัดเขาตะเคราและการทดสอบอุปกรณ์ UPV ณ ตำแหน่งค่อม

ตารางที่ 37 ค่าความเร็วเฉลี่ย ณ ตำแหน่งที่ทำการขุดเจาะแกนคอนกรีต ตำแหน่งตอม่อ (P01, P02) (S1) และแกนขวาง (C1) มีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที

ชื่อสะพาน	Indirect	Indirect	Indirect	Indirect	direct	Indirect	direct	Indirect	Indirect
	Core 1	Core 2	Core 3	P01	P01	P02	P02	S1	C1
ข้ามคลอง เหมืองตานิม	3779	2851	4283	1869	-	2831	-	3340	-
ข้ามแม่น้ำ เพชรบุรี	-	-	-	3223	3850	4203	4084	3716	3357
ข้ามแม่น้ำ วัดเขราตะเครา	-	-	-	2674	-	3801	-	1929	3539

จากผลการทดสอบสะพานตัวอย่างแสดงให้เห็นสภาพของคอนกรีตโดยรวมอยู่ในสภาพที่น่าพอใจโดยผลการทดสอบพบความเร็วของคลื่นอยู่ในช่วง 3000 ถึง 3500 เมตรต่อวินาที เว้นแต่ตอม่อของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมและสะพานข้ามแม่น้ำวัดเขราตะเครา มีความเร็วของคลื่นน้อยกว่า 3000 เมตรต่อวินาที และจากการประเมินสภาพเบื้องต้นด้วยสายตา ดังแสดงในภาพที่ 84 และ 85 คอนกรีตที่พบเกิดการหลุดร่อนฟองตัวออกและแยกชั้นเป็นชั้นๆ สาเหตุมาจากการเกิดสนิมของเหล็กเสริม



ภาพที่ 84 การเสื่อมสภาพของสะพานข้ามแม่น้ำวัดเขราตะเครา



ภาพที่ 85 การเสื่อมสภาพของสะพานคลองเหมืองตานิม

ทั้งนี้สำหรับสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมยังได้ดำเนินการตรวจสอบสภาพคอนกรีตเพิ่มเติมบนตัวอย่างเจาะเก็บคอนกรีต Core 1 Core 2 และ Core 3 ดังแสดงการทดสอบในภาพที่ 86 โดยมีผลความเร็วคลื่นที่ใช้ในการเดินทางผ่านตัวอย่างคอนกรีตดังแสดงในตารางที่ 38



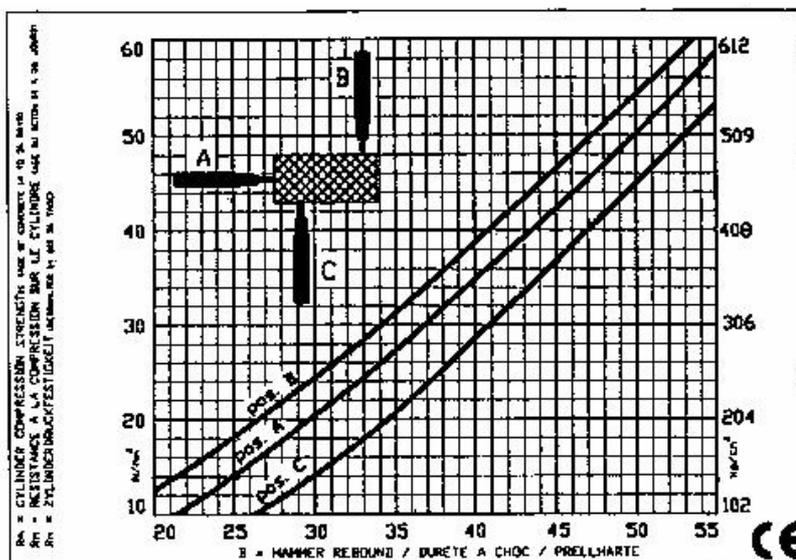
ภาพที่ 86 ทดสอบตัวอย่างเจาะเก็บคอนกรีตด้วยอุปกรณ์ UPV

ตารางที่ 38 เปรียบเทียบความเร็วคลื่นที่เคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างเจาะเก็บคอนกรีตกับกำลังคอนกรีต

คอนกรีตตัวอย่าง	UPV (เมตรต่อวินาที)	กำลังอัดคอนกรีต (f_c') ที่ทดสอบ ในห้องปฏิบัติการ (ksc)
Core1	4255	129
Core 2	3776	109
Core 3	4304	190

จากผลการทดสอบ UPV ของตัวอย่างคอนกรีต พบว่าความเร็วคลื่นมากกว่า 3500 เมตรต่อวินาที ซึ่งแสดงว่าคอนกรีตยังอยู่ในสภาพที่สมบูรณ์ และเมื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลกำลังอัดของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ พบว่าค่ากำลังอัดของคอนกรีตมีความสอดคล้องกับสภาพของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบ UPV ที่มีผลลัพธ์ที่เรียงจากมากไปหาน้อย ณ ตำแหน่ง Core 3, Core 1 และ Core 2 ตามลำดับ

การทดสอบเพื่อหาค่ากำลังอัดของคอนกรีต ด้วยเครื่องทดสอบแบบแรงกดกระแทก สะท้อนกลับ (Rebound hammer) เป็นการทดสอบแบบไม่ทำลาย (Nondestructive testing) ตามมาตรฐาน ASTM C-805 การประเมินกำลังของคอนกรีตที่ทดสอบด้วยวิธีนี้ ค่ากำลังอัดที่ได้จะเป็นเพียงค่าโดยประมาณเท่านั้น โดยอาศัยหลักการแรงสะท้อนกลับของมวลยึดหยุ่นขึ้นอยู่กับความแข็งของผิวที่ซึ่งมวลมากระทบ พลังงานที่เกิดขึ้นได้มาจากการยืดออกของสปริงที่ถูกยึดไว้ภายในตัวเครื่องซึ่งเป็นรูปทรงกระบอกที่ปลายของหัวกระแทกจะมีมวลติดตั้งยึดไว้กับสปริงดังกล่าว เมื่อสปริงถูกปล่อยออก มวลก็จะพุ่งออกมาชนกับปลายสุดอีกด้านหนึ่งของหัวกระแทกและสะท้อนกลับ ระยะทางที่สะท้อนกลับซึ่งอ่านได้จากเข็มดัชนีที่เคลื่อนไปและหยุดบนขีดวัดระยะบนตัวเครื่องหมายถึงร้อยละการยืดแรกเริ่มของสปริง เรียกว่า Rebound number ความเกี่ยวพันระหว่างค่า Rebound number กับกำลังอัดคอนกรีตจึงขึ้นอยู่กับลักษณะเชิงกลของเครื่องมือแต่ละชุด ต้องอาศัยการปรับเทียบค่ากำลังจากตารางประจำเครื่องมือ ซึ่งกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดกับค่า Rebound number ดังแสดงในภาพที่ 87



ภาพที่ 87 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัด กับค่า Rebound number

ในการเก็บข้อมูลกระทำโดยการสุ่มตำแหน่งที่จะทำการทดสอบโดยแต่ละตำแหน่งจะเก็บข้อมูล 15 ถึง 20 จุด สำหรับผลการทดสอบกำลังอัดของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้จากสะพานตัวอย่างจำนวน 12 สะพาน และเพิ่มเติม ณ ตำแหน่งเดียวกับการตรวจสอบสภาพคอนกรีตด้วยอุปกรณ์ UPV แสดงในตารางที่ 39

ตารางที่ 39 ค่ากำลังอัดเฉลี่ย (กก./ซม.²) ณ ตำแหน่งที่ทำการขุดเจาะแกนคอนกรีต ตำแหน่งตอม่อ (P01, P02) พื้นสะพาน (S01) และคานขวาง (C01)

ชื่อสะพาน	Direction						
	A	A	B	A	A	C	A
	Core 1	Core 2	Core 3	P01	P02	S01	C01
คลองขุดเล็ก	-	-	-	-	-	489	-
สองพี่น้อง	-	-	-	-	-	463	-
ตานิ่ง	-	-	-	-	-	351	-
แพรกขุด	-	-	-	-	-	295	-
ข้ามแม่น้ำปากลัด	-	-	-	-	-	209	218
แพรกเขมร	-	-	-	-	-	500	-
ชายเลน 2	-	-	-	-	-	316	-
ข้ามคลอง เหมืองตานิม	234	299	314	316	334	324	-
ข้ามแม่น้ำเพชรบุรี	-	-	-	337	376	263	349
ข้ามแม่น้ำวัด เขาตะเครา	-	-	-	353	358	290	314

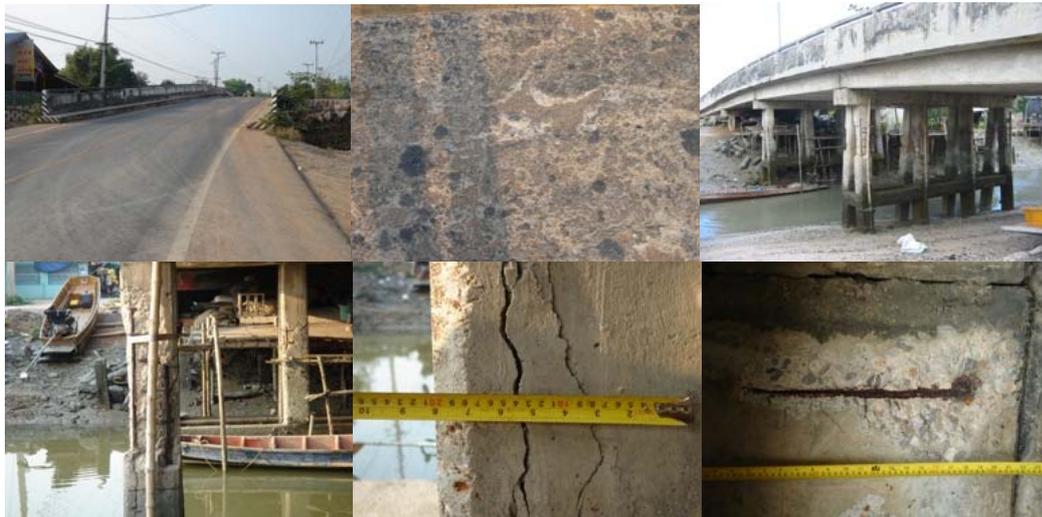
จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าค่าประมาณกำลังอัดของคอนกรีตที่ได้จากสะพานตัวอย่างจำนวน 11 ตัว ให้ค่าที่สูงกว่ากำลังอัดที่ใช้ออกแบบเท่ากับ 240 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ยกเว้น สะพานข้ามคลองเหมืองตานิม สะพานข้ามแม่น้ำปากลัดที่บางจุดให้ตำแหน่งที่ต่ำกว่า 240 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ซึ่งจากการตรวจสอบสภาพสะพานด้วยสายตาพบว่า สะพานทั้งสองนี้ มีการเสื่อมสภาพที่ค่อนข้างรุนแรง โดยมีรายละเอียดการเสื่อมสภาพดังนี้

สะพานข้ามแม่น้ำปากลัด ผิวทางเกิดการสึกกร่อนจนเห็นมวลรวม พื้นสะพานเกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตจนเห็นเหล็กเสริม และเกิดการเสียวรูปร่างเนื่องจากการรับน้ำหนักบรรทุก ต่อมาเกิดการหลุดร่อนจนเห็นเหล็กเสริม และเกิดรอยแตกบนคอนกรีต คานขวางเกิดการหลุดร่อนจนเห็นเหล็ก และเกิดการแยกออกชั้นของคอนกรีต ดังแสดงดังภาพที่ 88



ภาพที่ 88 การเสื่อมสภาพของสะพานข้ามแม่น้ำปากลัด

สะพานข้ามคลองเหมืองตานิม ผิวทางสึกกร่อนจนเห็นมวลรวม ต่อมาเกิดรอยแตก ขนาดปานกลางมีความกว้างน้อยกว่า 4.8 มม. เกิดการแยกออกเป็นชั้นๆ ของคอนกรีต เกิดการหลุดร่อนจนเห็นเหล็กเสริม เหล็กเสริมเกิดสนิมแล้วทำให้เกิดการบวมจากด้านในของคอนกรีต ดังแสดงในภาพที่ 89



ภาพที่ 89 การเสื่อมสภาพของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม

จากการตรวจสอบกำลังอัดของคอนกรีตด้วยอุปกรณ์ Rebound hammer ณ ตำแหน่งที่ทำการเจาะเก็บคอนกรีต พบว่ากำลังอัดของคอนกรีตที่มากที่สุดอยู่ ณ ตำแหน่ง Core 3 ซึ่งสอดคล้องกับผลกำลังอัดที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ณ ตำแหน่ง Core 3 ที่ให้ค่ามากที่สุด โดยมีเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างสำหรับสองอุปกรณ์เท่ากับ 39.49 เปอร์เซ็นต์ เว้นแต่ตำแหน่ง Core 2 และ Core 1 ที่ให้กำลังอัดไม่สอดคล้องกับผลที่ได้จากห้องปฏิบัติการ โดยผลการเปรียบเทียบกำลังอัดของคอนกรีตสำหรับสองวิธีการแสดงในตารางที่ 40 ซึ่งพบว่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างสำหรับสองอุปกรณ์มีค่าที่สูงกว่า 25 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งเป็นค่าทั่วไปของ Rebound hammer ที่ได้จากการ Calibration กับผลทดสอบในห้องปฏิบัติที่มีการควบคุมคุณภาพของคอนกรีต ทั้งนี้ ความคลาดเคลื่อนของกำลังอัดที่ได้จาก Rebound hammer มาจากการสภาพคอนกรีตที่ยังคงมีความชื้นอันเป็นผลมาจากบริเวณที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตนั้นเป็นตำแหน่งที่มีการขึ้นลงของน้ำอยู่ตลอดเวลา

ตารางที่ 40 ผลเปรียบเทียบกำลังอัดที่ได้จากการทดสอบด้วย Rebound hammer กับ การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

อุปกรณ์	กำลังอัดของคอนกรีต (ksc)		
	ตำแหน่ง Core 1	ตำแหน่ง Core 2	ตำแหน่ง Core 3
ทำสอบในห้องปฏิบัติการ	129	109	190
Rebound hammer	234	299	314
% ความต่าง	44.87	63.55	39.49

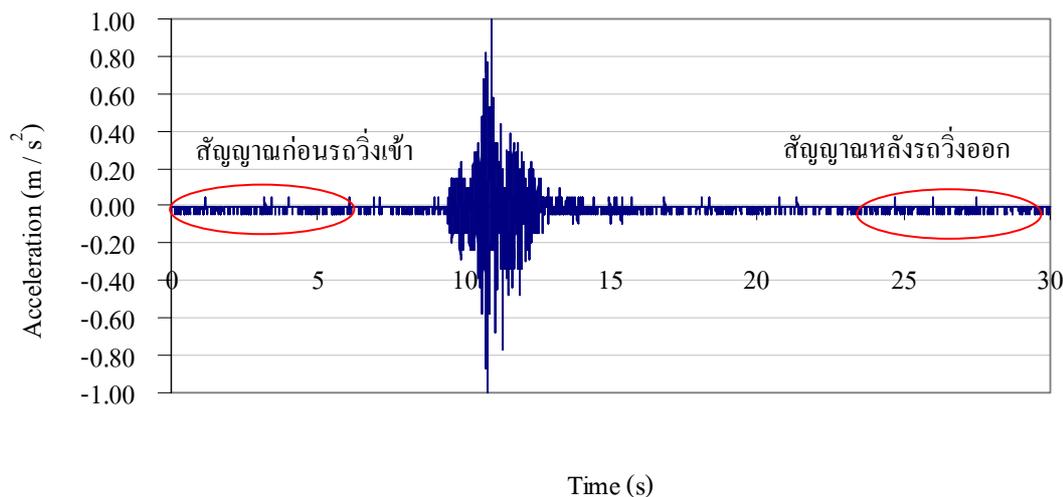
2.4 Diagnostic Load Tests

ในการศึกษาวิจัยนี้ได้คัดเลือกสะพานตัวอย่างจำนวน 1 ตัว เพื่อใช้ในการทำ Diagnostic load tests โดยแบ่งเป็น 2 วิธีการ คือ การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต (Static tests) และการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบพลวัต (Dynamic tests) ทั้งนี้เพื่อต้องการประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของโครงสร้างสะพานและศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก สำหรับผลตอบสนองของสะพานที่ได้จาก Diagnostic load tests สามารถนำผลของ Accelerometer มาวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติ ค่า Damping ratio และจากผลของ Strain gage, TML displacement transducer สามารถนำมาวิเคราะห์หาค่า DAF ได้ โดยสามารถแสดงรายละเอียดได้ดังต่อไปนี้

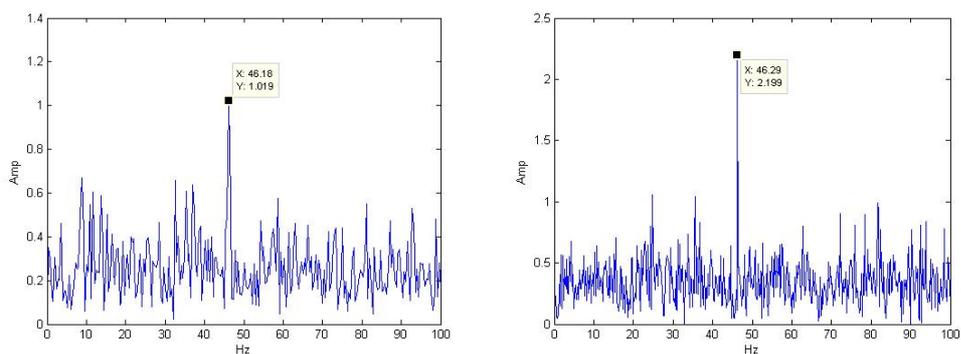
2.4.1 การหาค่าความถี่ธรรมชาติและอัตราส่วนความหน่วง

ค่าความถี่ธรรมชาติจะเป็นค่าความถี่ในการสั่นไหวแบบอิสระของโครงสร้าง (Free vibration) เมื่อแรงกระทำมีความถี่ใกล้เคียงหรือเท่ากับค่าความถี่ธรรมชาติ ผลการตอบสนองจะมีการสั่นพ้อง (Resonance) ทำให้มีระดับการตอบสนองสูงกว่าปกติมาก สำหรับการหาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพานที่ใช้ในการศึกษานี้ ได้แสดงตัวอย่างของสัญญาณที่ได้จากการใช้รถบรรทุกวิ่งคู่ขนานบนสองช่องทางจราจรด้วยความเร็ว 60 km/hr ซึ่งก่อนที่จะนำข้อมูลมาวิเคราะห์ต้องทำการกำจัดสัญญาณรบกวน (Noise) ด้วยวิธีการกรองสัญญาณ สำหรับการกรองสัญญาณที่ได้มาจากการตรวจวัดในภาคสนามนั้นจะใช้วิธี Fast fourier transform (FFT) โดยจะทำการตรวจสอบความถี่ของสัญญาณรบกวน ก่อนที่รถบรรทุกวิ่งเข้าสะพาน และหลังรถบรรทุกวิ่ง

ออก ทั้งนี้เพื่อหาช่วงการกรองสัญญาณ ดังแสดงในภาพที่ 90 และการตรวจสอบค่าความถี่ของสัญญาณรบกวนดังแสดงในภาพที่ 91 โดยข้อมูลความถี่ของการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระที่ผ่านการกรองสัญญาณต่ำที่ค่าเฉลี่ย 46 Hz ดังแสดงในภาพที่ 92 และ 93

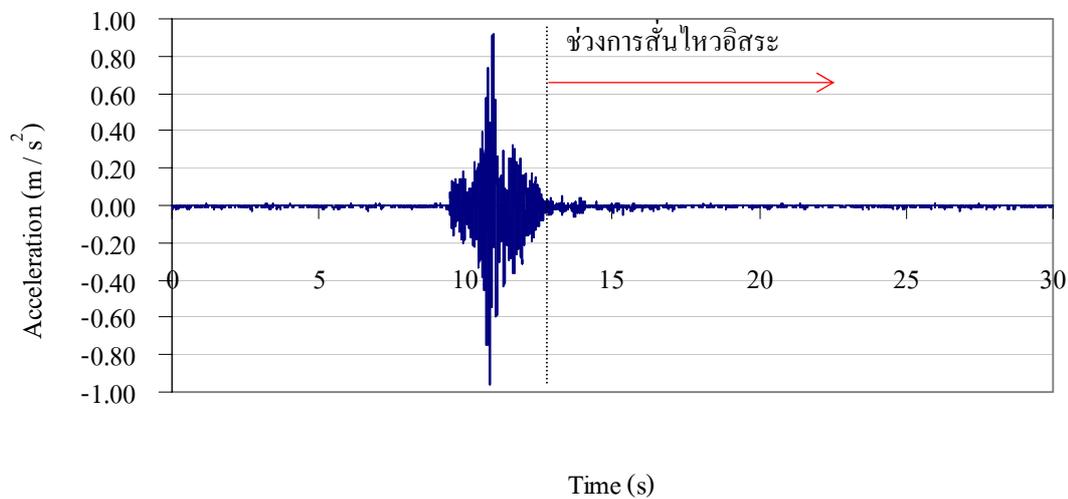


ภาพที่ 90 ตรวจสอบช่วงความถี่ของสัญญาณรบกวนก่อนเข้าและหลังออกของรถบรรทุก

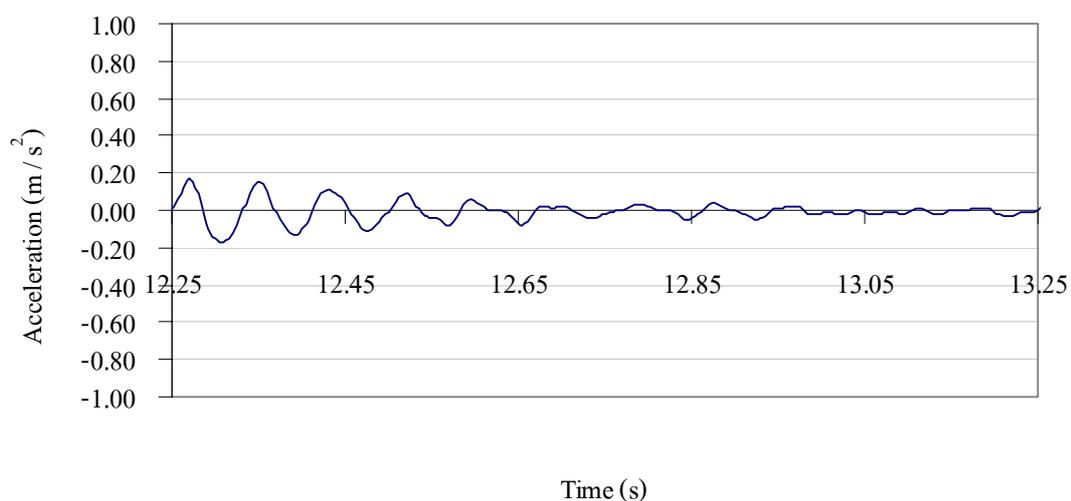


ก) ความถี่สัญญาณก่อนรถวิ่งเข้า ที่ 46.18 Hz ข) ความถี่สัญญาณหลังรถวิ่งออก ที่ 46.29 Hz

ภาพที่ 91 ความถี่ของสัญญาณรบกวนก่อนเข้าและหลังออกของรถบรรทุก

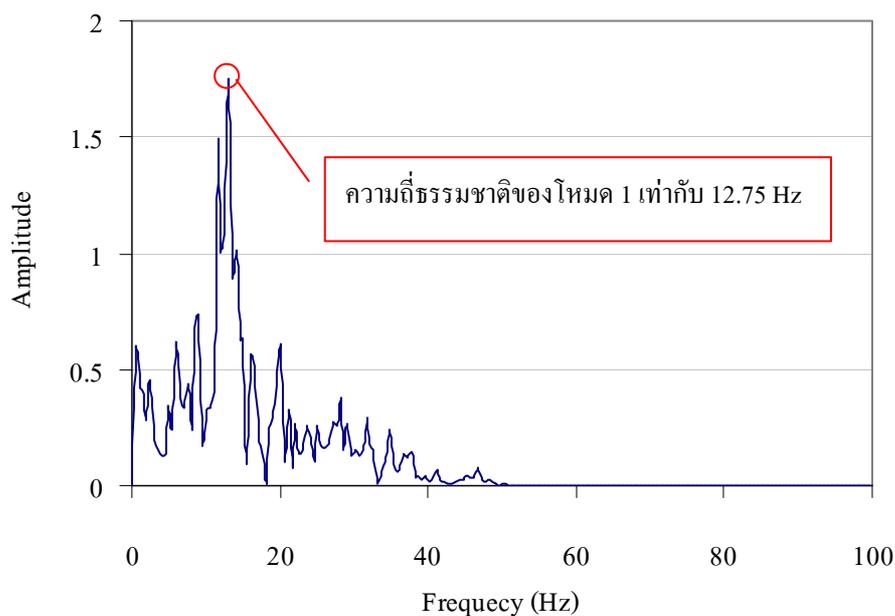


ภาพที่ 92 ข้อมูลความเร่งของโครงสร้างสะพานที่ ณ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน ($L/2$) หลังจากที่ทำ การกรองสัญญาณรบกวนที่ 46 Hz



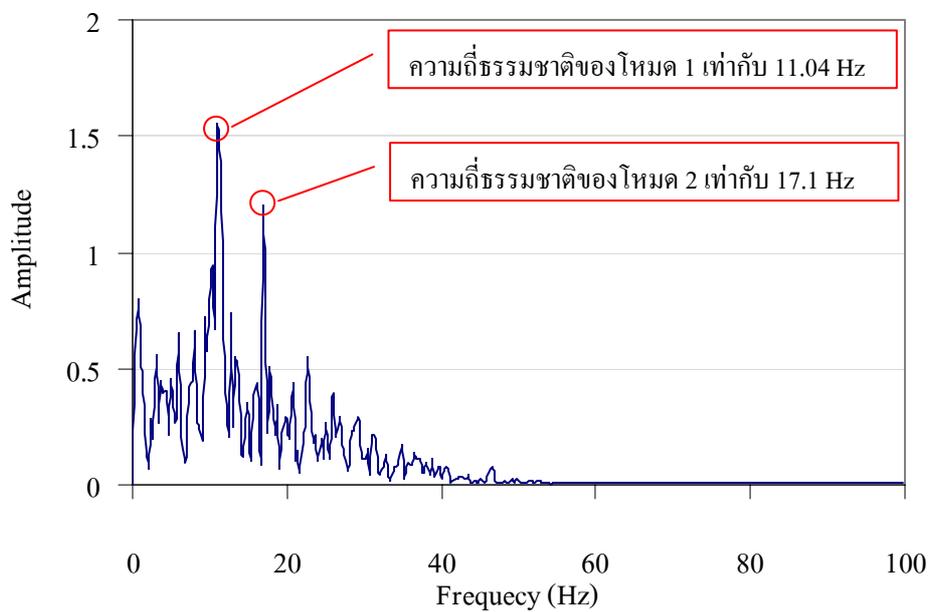
ภาพที่ 93 ข้อมูลความเร่งของการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระของโครงสร้างพื้นสะพาน ณ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน ($L/2$)

ภาพที่ 94 ผลการวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural frequency) โดยอาศัยวิธีการ Fast fourier transform (FFT) จากข้อมูลความเร่งของการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระของข้อมูลรถบรรทุกวิ่งคู่ขนานบนสองช่องทางจราจรด้วยความเร็ว 60 km/hr

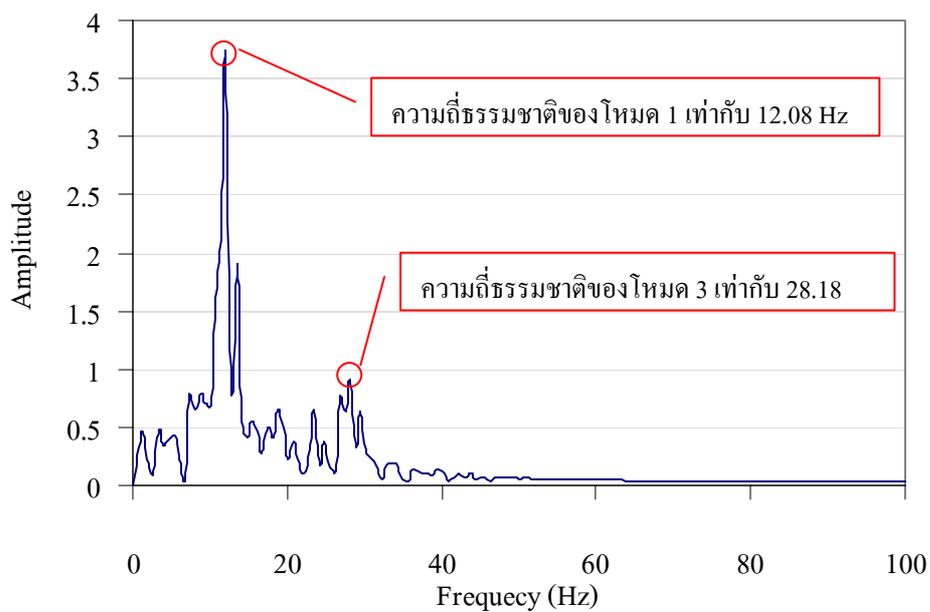


ภาพที่ 94 ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน ณ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน (L/2)

ในบางกรณีที่วิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติ ผลที่ได้จะให้ค่าออกมาได้หลายโหมดดังภาพที่ 95 จากข้อมูลความเร่งของการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระของข้อมูลรถบรรทุกวิ่งหนึ่งคันบนเลนซ้ายช่องทางจราจรด้วยความเร็ว 15 km/hr และภาพที่ 96 เป็นผลการวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural frequency) จากข้อมูลความเร่งของการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระของข้อมูลรถบรรทุกวิ่งคู่ขนานบนสองช่องทางจราจรด้วยความเร็ว 60 km/hr



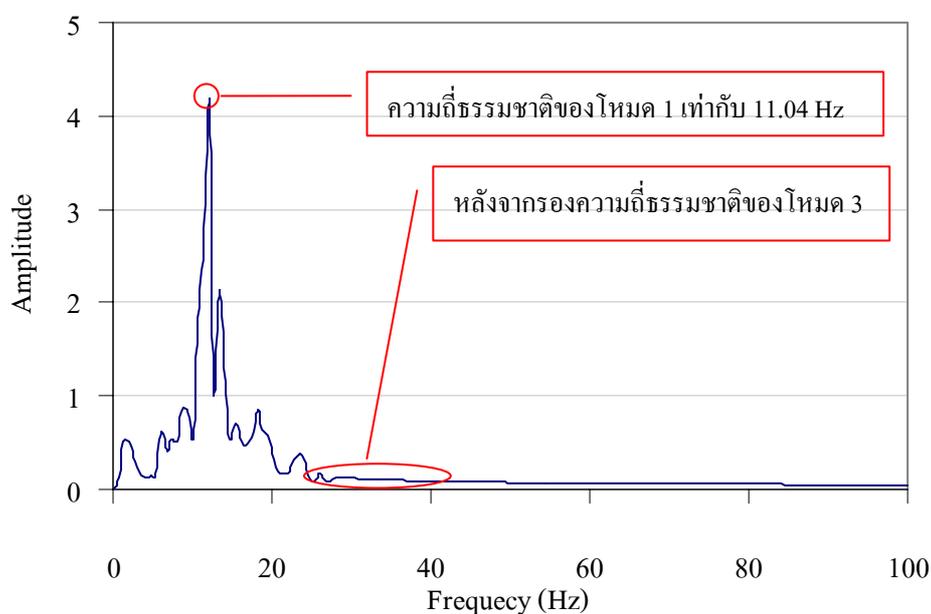
ภาพที่ 95 ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน ณ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน (L/2)



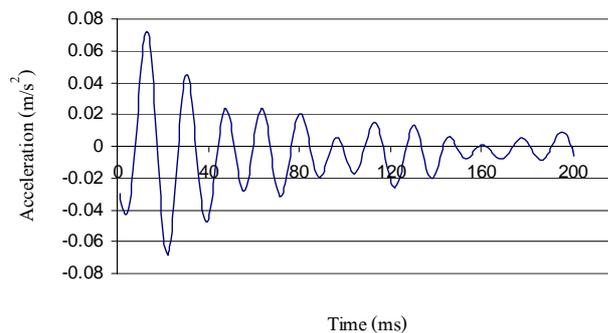
ภาพที่ 96 ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน ณ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน (L/2)

จากการใช้วิธี FFT วิเคราะห์การสั่นไหวในช่วงการสั่นไหวอิสระ (Free vibration) เพื่อหาค่าความถี่ธรรมชาติ พบว่าสะพานมีความถี่ธรรมชาติเฉลี่ยเท่ากับ 12 Hz, 18.37 Hz และ 28.10 Hz สำหรับ โหมด 1 โหมด 2 และโหมด 3 ตามลำดับ นอกจากนี้ค่าความถี่ธรรมชาติของตอม่อของสะพานสามารถหาได้จากวิธีเดียวกันดังที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้นมี โดยค่าความถี่ธรรมชาติสำหรับทิศทางขนานกับทางจราจรมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 11.57 Hz โดยตัวอย่างของการวิเคราะห์สัญญาณแสดงในภาพผนวกที่ 16 ถึง 20 ทั้งนี้ค่าความถี่ธรรมชาติสำหรับทิศทางตั้งฉากกับทางจราจรไม่พบสัญญาณของการสั่นไหวของตอม่อ

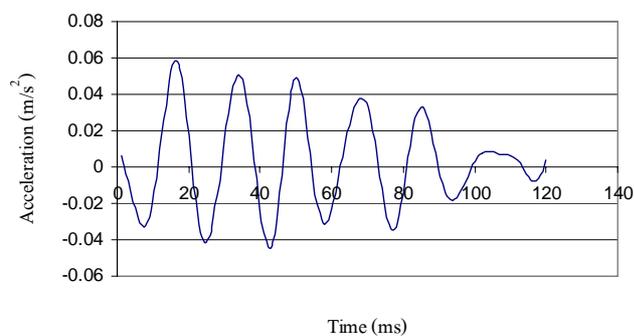
หลังจากการหาค่าความถี่ธรรมชาติ ขั้นตอนต่อไปจะเป็นกระบวนการหาค่าอัตราส่วนความหน่วง จากผลของ Time history ที่ได้จาก Accelerometer สามารถหาค่าความหน่วงของแต่ละโหมดการสั่นไหวได้ โดยใช้วิธีการกรองสัญญาณ ได้แก่ การกรองสัญญาณต่ำ (Low-pass filter) การกรองสัญญาณสูง (High-pass filter) และการตัดสัญญาณ (Band-pass filter) เพื่อคัดแยกแต่ละโหมดออกจากกันดังแสดงในภาพที่ 97 และผลข้อมูล Time history ที่แสดงถึงช่วงอัตราส่วนความหน่วงสำหรับการสั่นแบบอิสระของแต่ละโหมดแสดงในภาพที่ 98 ถึง 100



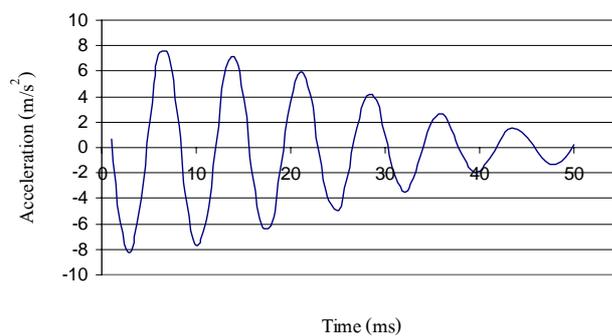
ภาพที่ 97 ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพานของโหมด 1 ที่ได้จากการกรองสัญญาณต่ำที่ 28 Hz



ภาพที่ 98 กราฟข้อมูล Time history ที่แสดงถึงช่วงอัตราส่วนความหน่วงสำหรับการสั่นแบบอิสระของโหมด 1

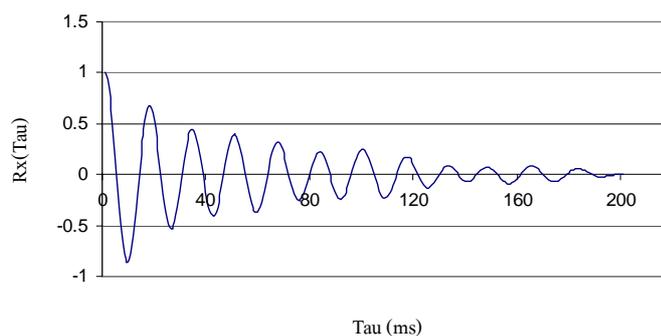


ภาพที่ 99 กราฟข้อมูล Time history ที่แสดงถึงช่วงอัตราส่วนความหน่วงสำหรับการสั่นแบบอิสระของโหมด 2

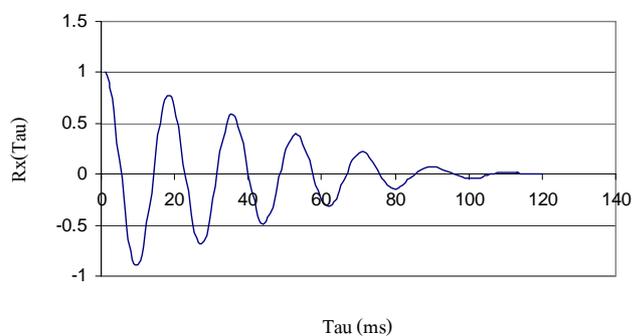


ภาพที่ 100 กราฟข้อมูล Time history ที่แสดงถึงช่วงอัตราส่วนความหน่วงสำหรับการสั่นแบบอิสระของโหมด 3

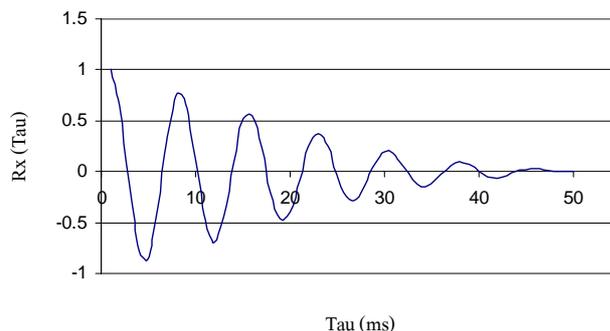
จากนั้นนำข้อมูล Time history ที่ได้หลังจากการตัดแยกโหมดมาแปลงให้อยู่ในรูปของค่า Autocorrelation function (Lardies and Gouttebroze, 2002) เพื่อจัดระเบียบของสัญญาณให้ราบเรียบและลดการเกิดสัญญาณรบกวน (Noise) ดังแสดงในภาพที่ 101 ถึง 103 และอาศัยสมการที่ 16 เพื่อหาค่าอัตราส่วนความหน่วงของแต่ละโหมด



ภาพที่ 101 กราฟข้อมูล Time history ที่อยู่ในรูปของค่า Autocorrelation โดยแสดงถึงช่วงอัตราส่วนความหน่วงสำหรับการสั่นแบบอิสระของโหมด 1



ภาพที่ 102 กราฟข้อมูล Time history ที่อยู่ในรูปของค่า Autocorrelation โดยแสดงถึงช่วงอัตราส่วนความหน่วงสำหรับการสั่นแบบอิสระของโหมด 2



ภาพที่ 103 กราฟข้อมูล Time history ที่อยู่ในรูปของค่า Autocorrelation โดยแสดงถึงช่วงอัตราส่วนความหน่วงสำหรับการสั่นแบบอิสระของโหมด 3

โดยผลค่าประมาณอัตราส่วนความหน่วงที่ได้มีค่าเท่ากับ 2.648 เปอร์เซ็นต์ 4.848 เปอร์เซ็นต์ และ 6.723 เปอร์เซ็นต์ สำหรับ โหมด 1 โหมด 2 และโหมด 3 ตามลำดับ

ปกติค่าความหน่วงของโหมดที่สูงมักจะมีปัญหาเกี่ยวกับการทับซ้อนของสัญญาณที่ซึ่งเป็นผลให้ Stop ของกราฟ Time history เกิดการเปลี่ยนแปลงได้ง่าย ดังนั้นจึงจำเป็นต้องทำการตรวจสอบสัญญาณที่ได้จากโหมด 3 เพิ่มเติมโดยใช้วิธี Rayleigh damping (Chopra, 2000) ซึ่งเป็นวิธีที่เหมาะสมกับการหาค่าความหน่วงที่ได้ผลจากการทดสอบในภาคสนาม วิธีการจะอาศัยผลของค่าความถี่ธรรมชาติ (w_n) ที่รู้ค่าทั้งสามโหมด และค่าอัตราส่วนความหน่วง (ζ) ของโหมดหนึ่งโหมดสอง ซึ่งเป็นค่าที่มีโอกาสเกิดขึ้นง่ายและมีความแม่นยำสูง จากนั้นแทนในสมการที่ 23 เพื่อคำนวณค่าคงที่ a_0 และ a_1 แล้วแทนค่าคงที่ในสมการที่ 24 จะได้ค่าอัตราส่วนความหน่วงในโหมดถัดไป

$$\begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{w_i} & w_i \\ \frac{1}{w_j} & w_j \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{bmatrix}$$

(23)

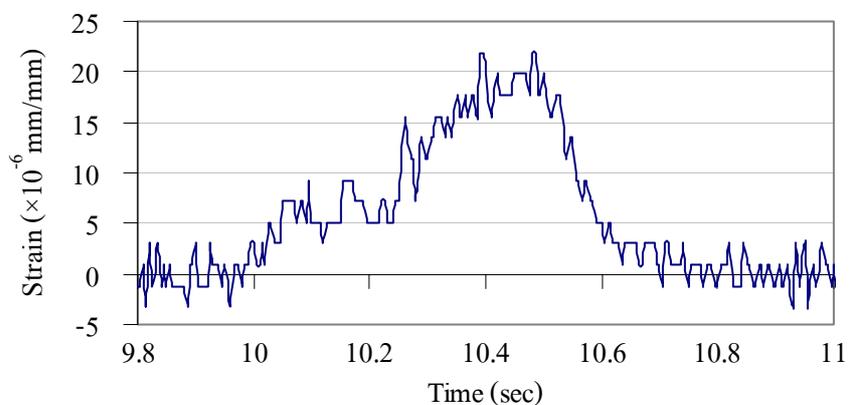
$$\zeta = \frac{a_0}{2} \frac{1}{w_n} + \frac{a_1}{2} w_n \quad (24)$$

สำหรับผลของค่าอัตราส่วนความหน่วงของโหนด 3 จากวิธี Rayleigh damping มีค่าเท่ากับ 7.90 เปอร์เซ็นต์ โดยที่ค่าคงที่ a_0 และ a_1 มีค่าเท่ากับ -1.363 และ 0.000942 ตามลำดับ ซึ่งจากผลการคำนวณค่าอัตราส่วนความหน่วงของโหนด 3 แสดงให้เห็นว่าค่าที่ได้มีความใกล้เคียงกับผลทดสอบที่ได้จากกราฟข้อมูล Time history ที่อยู่ในรูปของค่า Autocorrelation โดยมีความแตกต่างเท่ากับ 14.89 เปอร์เซ็นต์

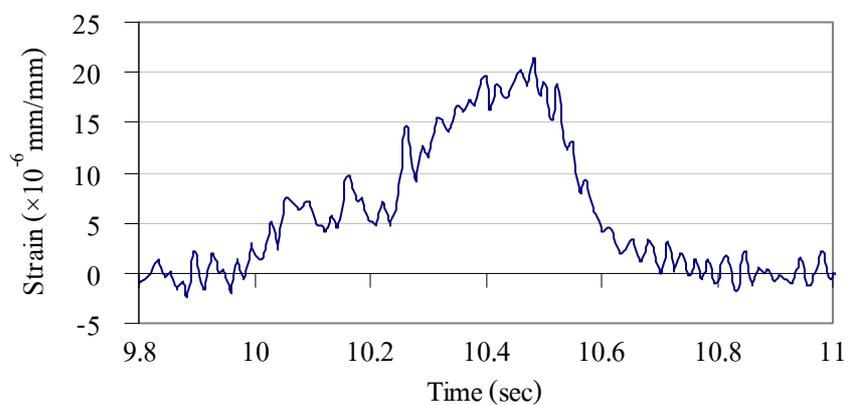
2.4.2 การหาค่าตัวคูณเพิ่มทางพลวัต

สำหรับการประมาณค่าตัวคูณเพิ่มทางพลวัต หรือ DAF สามารถทำได้โดยใช้ผลความต่างของผลตอบสนองเชิงพลวัตกับผลตอบสนองเชิงสถิตที่ได้จากอุปกรณ์ Strain gage และ TML displacement transducer โดยมีวิธีการดังต่อไปนี้

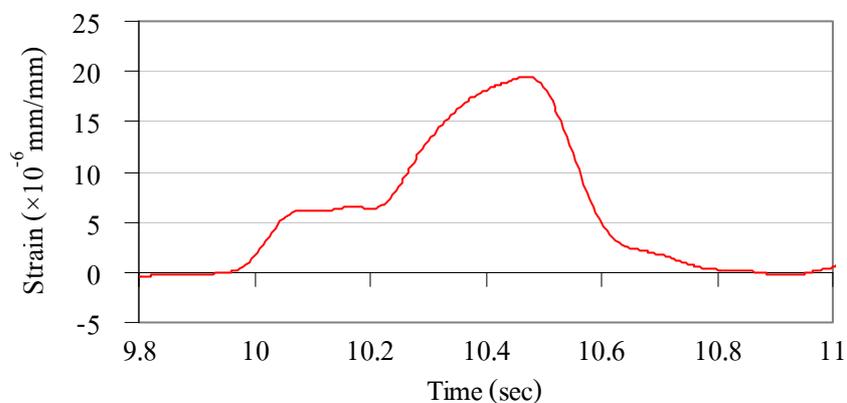
จากผล Time history ของ Strain gage ณ ตำแหน่ง $L/2$ ที่รถบรรทุกสองคันเคลื่อนที่ด้วยความเร็ว 60 กม.ต่อชม. ดังแสดงในภาพที่ 104 จากนั้นทำการตรวจสอบสัญญาณรบกวนทั้งหมดของ Strain gage ซึ่งได้ค่าความถี่เฉลี่ยเท่ากับ 63 Hz แล้วจึงทำการกรองสัญญาณรบกวนทางไฟฟ้าออกจากพฤติกรรมตอบสนองทั้งหมดของโครงสร้างโดยใช้การกรองสัญญาณต่ำ (Low-pass filter) ดังแสดงในภาพที่ 105 คือผลตอบสนองเชิงพลวัต หลังจากนั้นทำการกรองสัญญาณต่ำ (Low-pass filter) อีกรอบที่ความถี่ธรรมชาติเท่ากับ 12 Hz เพื่อแยกส่วนของพฤติกรรมตอบสนองเชิงสถิตออกจากพฤติกรรมตอบสนองทั้งหมดของโครงสร้างดังแสดงในภาพที่ 106 คือผลตอบสนองเชิงสถิต หลังจากนั้นทำการแยกผลตอบสนองเชิงสถิตออกจากผลตอบสนองเชิงพลวัต ผลต่างของค่าสูงสุดของข้อมูลทั้งสองคือ ค่าตัวคูณเพิ่มทางพลวัต (DAF) ดังภาพที่ 107



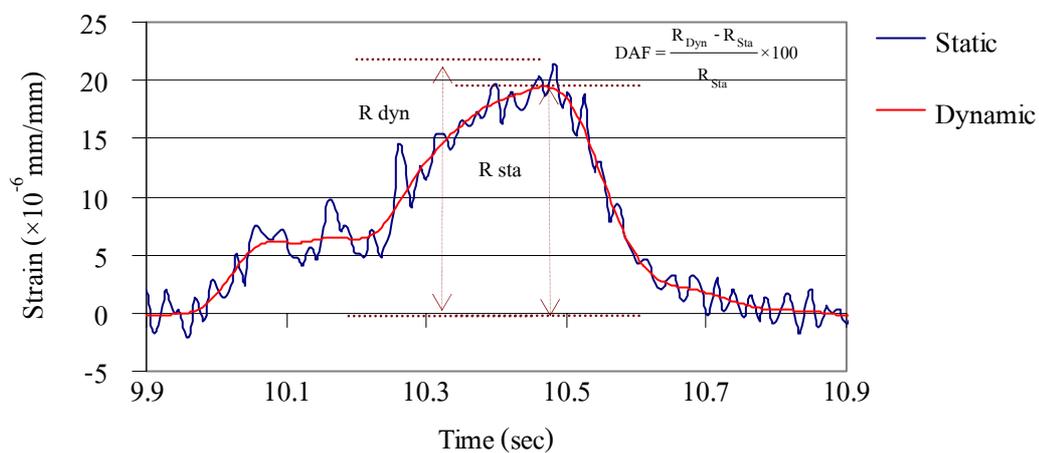
ภาพที่ 104 ข้อมูล Time history ของ Strain gage ณ ตำแหน่ง $L/2$ ที่รถบรรทุกสองคันเคลื่อนที่ด้วยความเร็ว 60 กม.ต่อชม. ที่ยังไม่ดำเนินการกรองสัญญาณรบกวน



ภาพที่ 105 หลังทำการกรองสัญญาณต่ำ (Low-pass filter) ที่ความถี่เฉลี่ยที่ 63 Hz จะได้ข้อมูลสัญญาณเชิงพลวัต

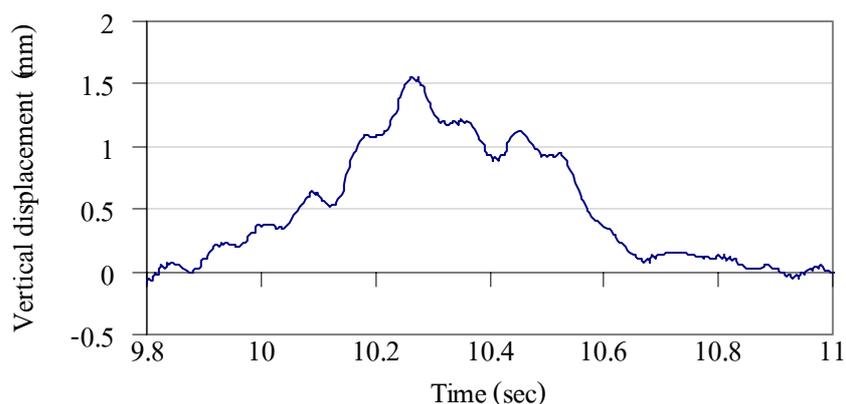


ภาพที่ 106 หลังทำการกรองสัญญาณต่ำ(Low-pass filter) ที่ความถี่ธรรมชาติ 12 Hz จะได้ข้อมูลสัญญาณเชิงสถิต

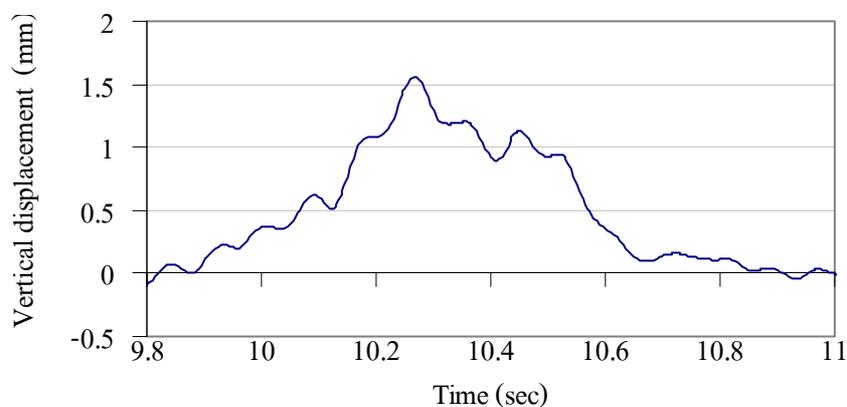


ภาพที่ 107 ผลต่างของข้อมูลสัญญาณเชิงพลวัตกับข้อมูลสัญญาณเชิงสถิตของโครงสร้างสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม ณ ตำแหน่ง L/2 ที่ได้จากอุปกรณ์ Strain gage

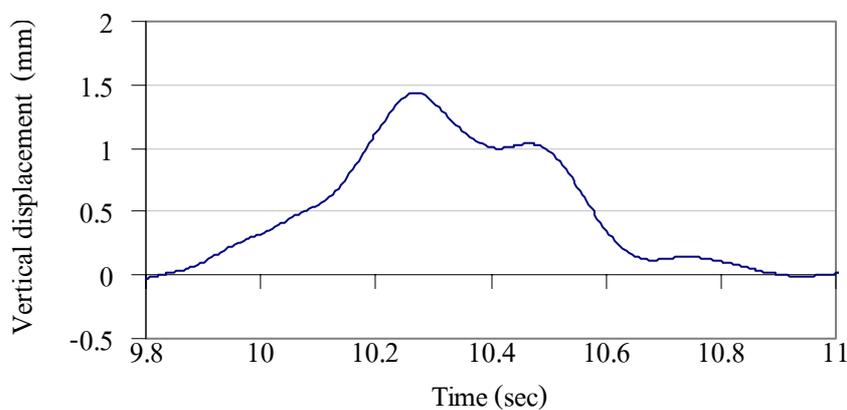
ในวิธีการเดียวกันทำการประมาณค่า DAF จากผล Time history ของ TML displacement transducer ณ ตำแหน่ง L/2 ที่รถบรรทุกสองคันเคลื่อนที่ด้วยความเร็ว 60 กม.ต่อชม. ดังแสดงในภาพที่ 108 ทั้งนี้เพื่อต้องการเปรียบเทียบผลของค่า DAF ที่ได้จากสองอุปกรณ์ทดสอบที่มีความแตกต่างของข้อมูล ซึ่งจากการตรวจสอบการตรวจสอบสัญญาณรบกวนทั้งหมดของ TML displacement transducer ได้ค่าความถี่เฉลี่ยเท่ากับ 33 Hz ทำการกรองสัญญาณรบกวนทางไฟฟ้าออกจากพฤติกรรมตอบสนองทั้งหมดของโครงสร้างจะได้ผลตอบสนองเชิงพลวัตดังแสดงในภาพที่ 109 ต่อมากรองสัญญาณที่ความถี่ธรรมชาติเท่ากับ 12 Hz จะได้ผลตอบสนองเชิงสถิตดังแสดงในภาพที่ 110 หลังจากทำการแยกผลตอบสนองเชิงสถิตออกจากผลตอบสนองเชิงพลวัตผลต่างของค่าสูงสุดของข้อมูลทั้งสองคือ ค่าตัวคูณเพิ่มทางพลวัต (DAF) ดังภาพที่ 111



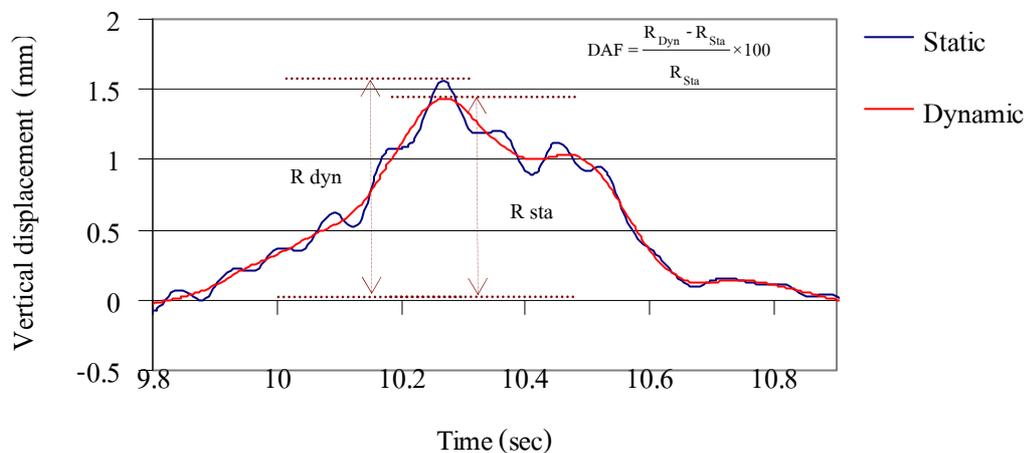
ภาพที่ 108 ข้อมูล Time history ของ TML displacement transducer ณ ตำแหน่ง L/2 ที่รถบรรทุกสองคันเคลื่อนที่ด้วยความเร็ว 60 กม.ต่อชม. ที่ยังไม่ดำเนินการกรองสัญญาณ



ภาพที่ 109 หลังทำการกรองสัญญาณต่ำ (Low-pass filter) ที่ความถี่เฉลี่ยที่ 33 Hz จะได้ข้อมูล
สัญญาณเชิงพลวัต



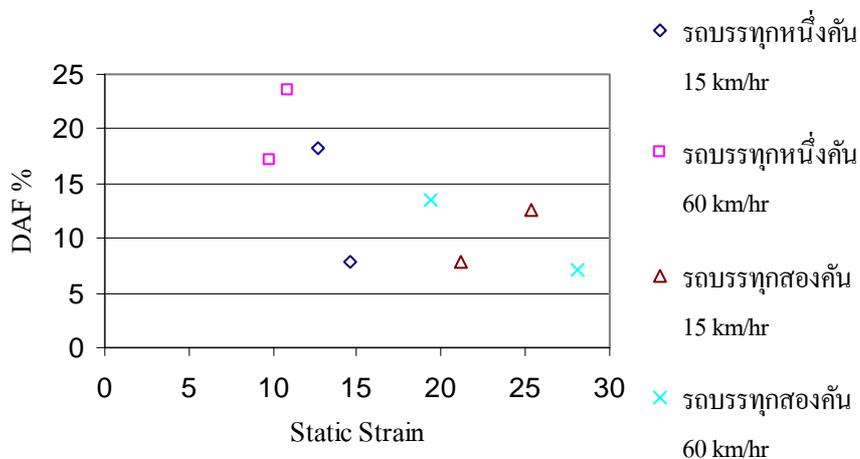
ภาพที่ 110 หลังทำการกรองสัญญาณต่ำ (Low-pass filter) ที่ความถี่ธรรมชาติ 12 Hz จะได้ข้อมูล
สัญญาณเชิงสถิต



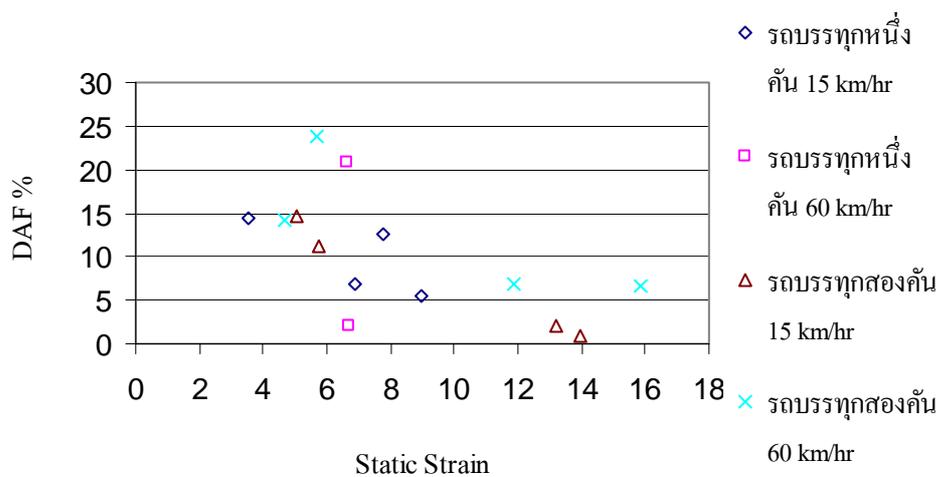
ภาพที่ 111 ผลต่างของข้อมูลสัญญาณเชิงพลวัตกับข้อมูลสัญญาณเชิงสถิตของโครงสร้างสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม ณ ตำแหน่ง $L/2$ ที่ได้จากอุปกรณ์ TML displacement transducer

1) การแสดงความสัมพันธ์ของค่าคูณเพิ่มทางพลวัตหรือค่า DAF กับผลตอบสนองเชิงสถิตสำหรับอุปกรณ์ Strain gage และ TML displacement transducer

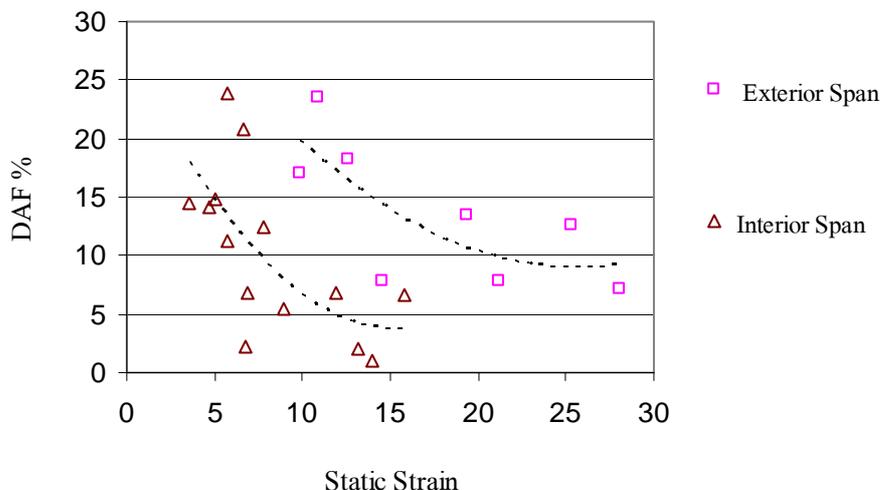
เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ค่า DAF กับค่าความเครียดสถิตของสะพาน ที่ได้จากอุปกรณ์ Strain gage พบว่าการที่ DAF มีค่าเพิ่มขึ้นเป็นผลมาจากค่าความเครียดสถิตที่มีค่าน้อย ดังแสดงในภาพที่ 112 ถึง 114



ภาพที่ 112 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า DAF % กับ Static strain ที่ได้จากการติดตั้ง Strain gage ที่ระยะ 5 เมตร(L/2) ของ Exterior span

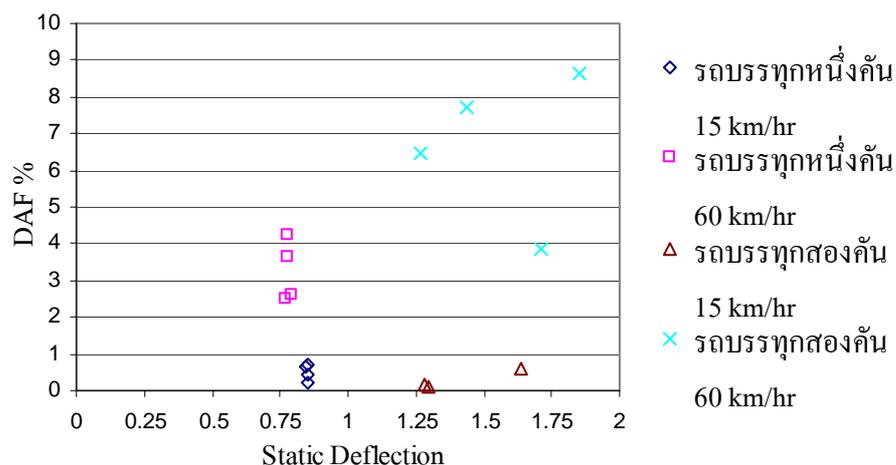


ภาพที่ 113 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า DAF % กับ Static strain ที่ได้จากการติดตั้ง Strain gage ที่ระยะ 5 เมตร(L/2) ของ Interior span



ภาพที่ 114 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า DAF % กับ Static strain ที่ได้จาก Strain gage ที่ระยะ 5 เมตร (L/2) ซึ่งเป็นผลมาจากการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบพลวัต

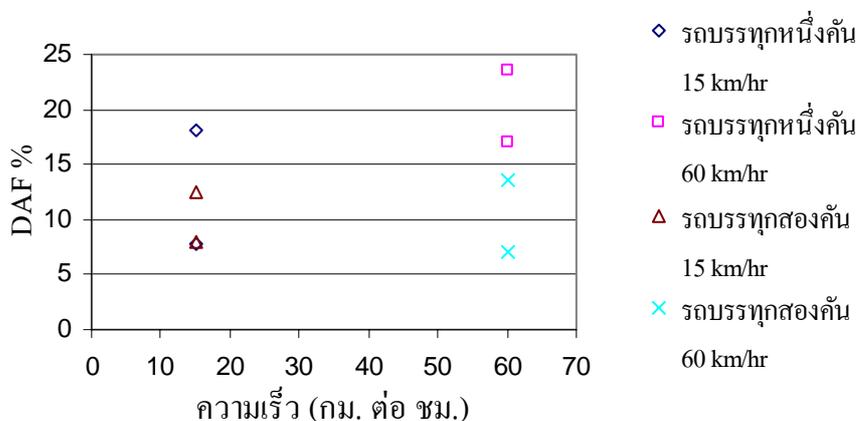
เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกราฟความสัมพันธ์ DAF กับ Static deflection ของสะพาน จากอุปกรณ์ TML displacement transducer ดังแสดงในภาพที่ 115 กับ กราฟความสัมพันธ์ DAF กับ Static strain จากอุปกรณ์ Strain gage พบว่า DAF ที่เกิดจากอุปกรณ์ TML displacement transducer จะมีแนวโน้มให้ค่าที่น้อยกว่าอุปกรณ์ Strain gage



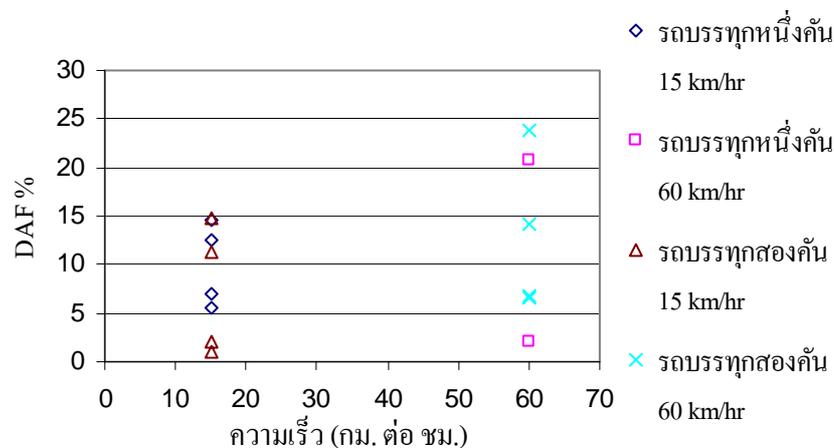
ภาพที่ 115 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า DAF % กับ Static deflection ที่ได้จากการติดตั้ง TML displacement transducer ที่ระยะ 5 เมตร (L/2)

2) การแสดงความสัมพันธ์ของค่าคุณเพิ่มทางพลวัตหรือค่า DAF กับความเร็ว สำหรับอุปกรณ์ Strain gage และ TML displacement transducer

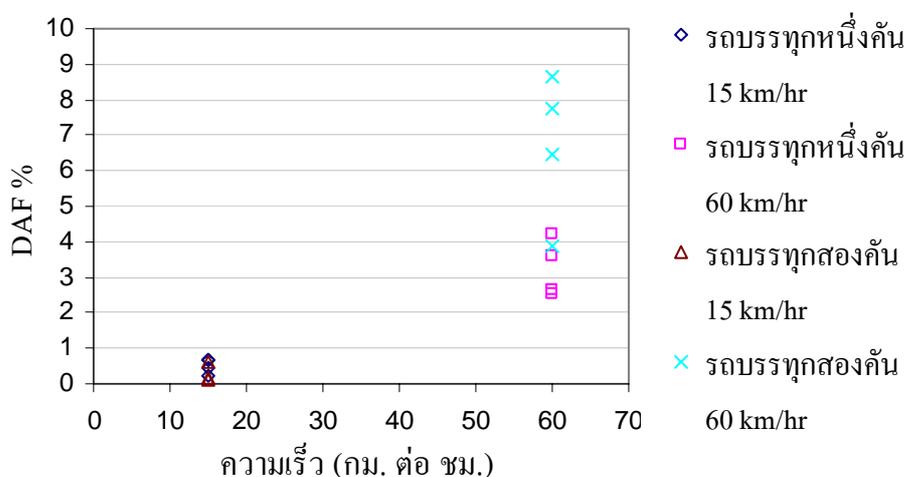
เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ค่า DAF กับความเร็วของรถบรรทุก ที่ได้จาก อุปกรณ์ Strain gage พบว่าเมื่อความเร็วของรถเพิ่มขึ้นเป็นผลให้มีค่า DAF เพิ่มขึ้น โดยที่ค่า DAF ที่ได้จากอุปกรณ์ TML displacement transducer จะมีแนวโน้มให้ค่าที่น้อยกว่าอุปกรณ์ Strain gage ดังแสดงในภาพที่ 116 ถึง 119



ภาพที่ 116 ความสัมพันธ์ระหว่าง % DAF กับ ความเร็ว ที่ได้จากการติดตั้ง Strain gage ที่ระยะ 5 เมตร(L/2) ของ Exterior span



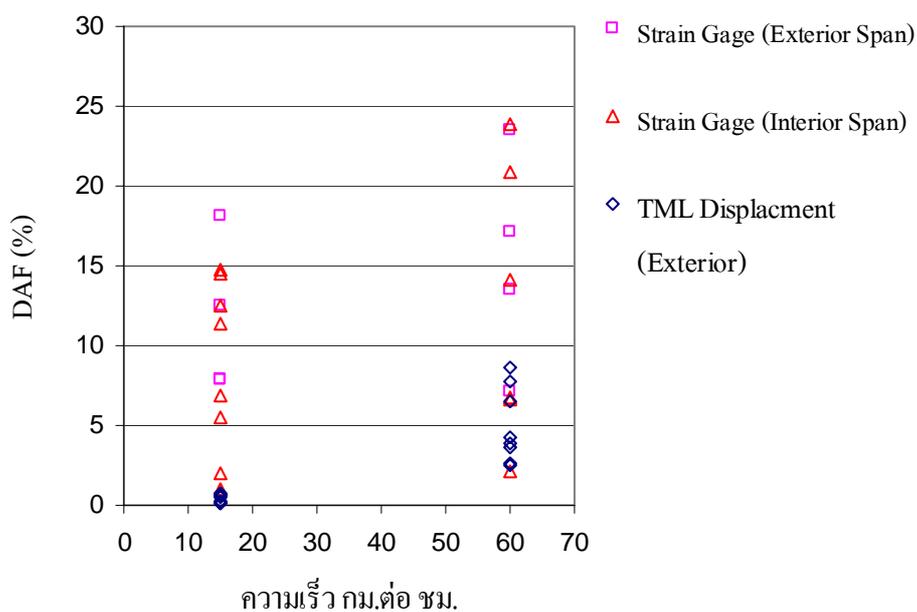
ภาพที่ 117 ความสัมพันธ์ระหว่าง % DAF กับ ความเร็ว ที่ได้จากการติดตั้ง Strain gage ที่ระยะ 5 เมตร (L/2) ของ Interior span



ภาพที่ 118 ความสัมพันธ์ระหว่าง % DAF กับ ความเร็ว ที่ได้จากการติดตั้ง TML displacement transducer ที่ระยะ 5 เมตร (L/2) ของ Exterior span

จากภาพที่ 18 พบว่าค่า DAF ของกรณีรถบรรทุกสองคันวิ่งด้วยความเร็ว 60 km/hr ให้ค่าที่สูงกว่ากรณีรถบรรทุกหนึ่งคันวิ่งด้วยความเร็ว 60 km/hr ซึ่งตรงข้ามกับผลที่ได้จากอุปกรณ์ Strain gage และจากการศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาแสดงให้เห็นว่าการที่มีน้ำหนักบรรทุก

เพิ่มขึ้นจะทำให้ค่า DAF น้อยลง ทั้งนี้จากปัญหาดังกล่าวเมื่อทำการพิจารณาผลของสัญญาณที่มาจากอุปกรณ์ TML displacement transducer พบว่าพฤติกรรมการณ์ของอุปกรณ์ TML displacement transducer ที่ได้จากการทดสอบกรณีรถบรรทุกสองคันวิ่งด้วยความเร็ว 60 km/hr ที่ให้ค่าสูงสุดของสัญญาณเชิงพลวัต และสถิติที่มีค่าใกล้เคียงกัน



ภาพที่ 119 ความสัมพันธ์ค่า DAF กับความเร็วของรถบรรทุก ที่ได้จากอุปกรณ์ Strain gage และ TML displacement transducer ที่ระยะ L/2

ค่า DAF เฉลี่ยของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม สำหรับแต่ละช่วงของความเร็วของรถบรรทุกแสดงในตารางที่ 41

ตารางที่ 41 ค่า DAF เฉลี่ยของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม สำหรับแต่ละความเร็วของรถบรรทุก

ความเร็ว (กม.ต่อชม.)	Strain gage		TML displacement	
	รถบรรทุกหนึ่งคัน	รถบรรทุกสองคัน	รถบรรทุกหนึ่งคัน	รถบรรทุกสองคัน
	DAF (%) เฉลี่ย	DAF (%) เฉลี่ย	DAF (%) เฉลี่ย	DAF (%) เฉลี่ย
15	13.02	10.23	0.513	0.385
60	20.3	10.32	3.92	6.68

สำหรับสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม จากผลการวิเคราะห์ค่า DAF ที่ได้จากอุปกรณ์ Strain gage แสดงให้เห็นว่าค่า DAF ที่ได้จากจำนวนของรถบรรทุกหนึ่งคันจะให้ค่ามากกว่าจำนวนรถบรรทุกสองคัน โดยมีเปอร์เซ็นต์ความต่างของค่า DAF สำหรับรถบรรทุกเคลื่อนที่ด้วยความเร็ว 15, 60 กม. ต่อ ชม. เท่ากับ 21.43, 49.16 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ และสำหรับค่า DAF ที่ได้จากการเคลื่อนที่ของรถบรรทุกจำนวนด้วยความเร็ว 60 กม. ต่อ ชม. จะให้ค่ามากกว่าการเคลื่อนที่ของรถบรรทุกด้วยความเร็ว 15 กม. ต่อ ชม. โดยมีเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างเท่ากับของค่า DAF สำหรับรถบรรทุกหนึ่งคัน, รถบรรทุกสองคัน เท่ากับ 35.86, 0.87 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ

การวิเคราะห์ค่า DAF ที่ได้จาก TML displacement transducer จะให้ผลที่น้อยกว่า Strain gage โดยที่เปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของค่า DAF สูงสุด สำหรับรถบรรทุกหนึ่งคัน, รถบรรทุกสองคัน เท่ากับ 80, 35 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ ทั้งนี้ค่า DAF ของ TML displacement transducer ที่ให้ค่าน้อยเกินไปจนทำให้เกิดความแตกต่างของค่า DAF ซึ่งเป็นผลมาจากผลตอบสนองของ TML displacement transducer ที่ไม่ใช่แรงภายในสถิต กล่าวคือ ปกติในการประมาณค่า DAF นั้นจะพิจารณาผลตอบสนองของแรงภายในสถิต (Internal static forces) คือ ค่าโมเมนต์, ค่าแรงเฉือน ซึ่งค่าดังกล่าวมีความเหมาะสมกับการใช้ผลของ Strain gage เพราะค่าความเค้นที่ได้นั้นจะมีความเกี่ยวข้องกับค่าความเค้น และค่าความเค้นเฉือน ฉะนั้นในการประมาณค่า DAF จึงควรเลือกใช้อุปกรณ์ Strain gage ซึ่งจะใช้อุปกรณ์ผลตอบสนองที่เกิดขึ้นที่มีความสัมพันธ์โดยตรงกับแรงภายในสถิต

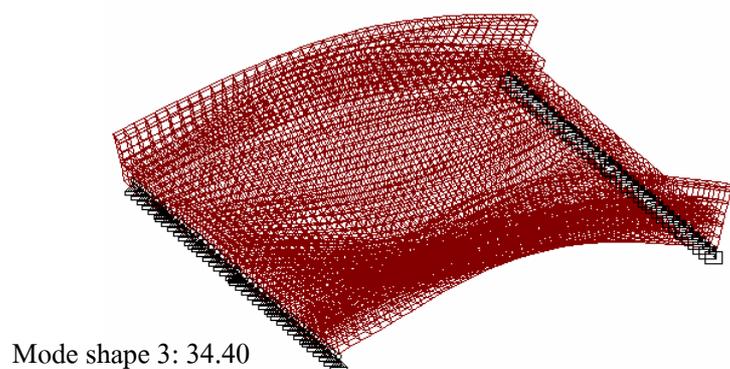
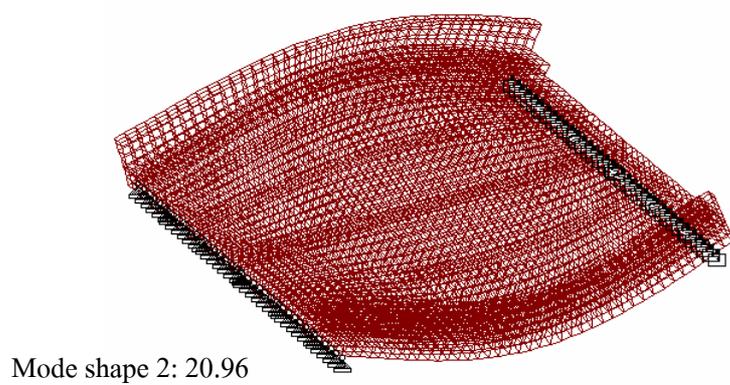
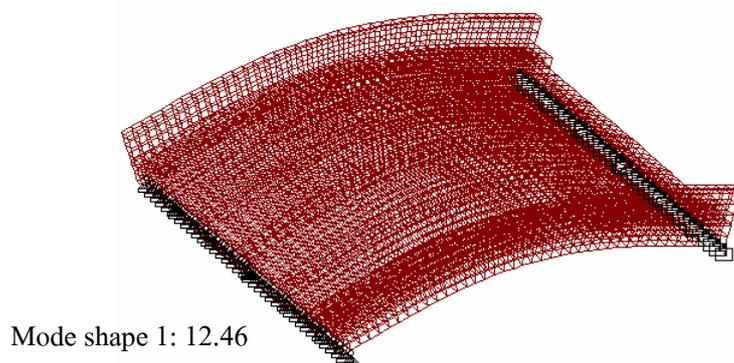
3. การเปรียบเทียบผลตอบสนองกับแบบจำลองของสะพาน

3.1 เงื่อนไขและข้อสมมติฐาน

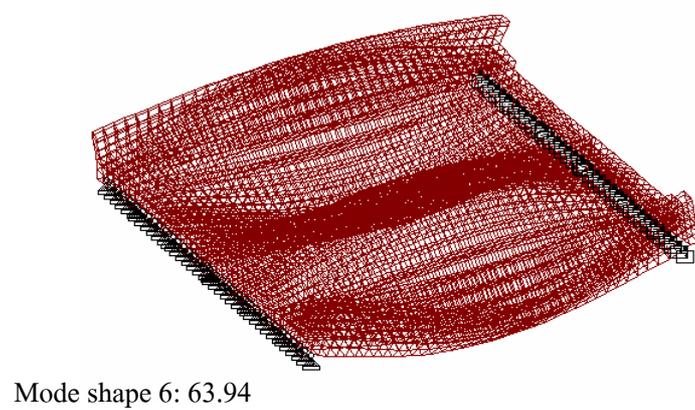
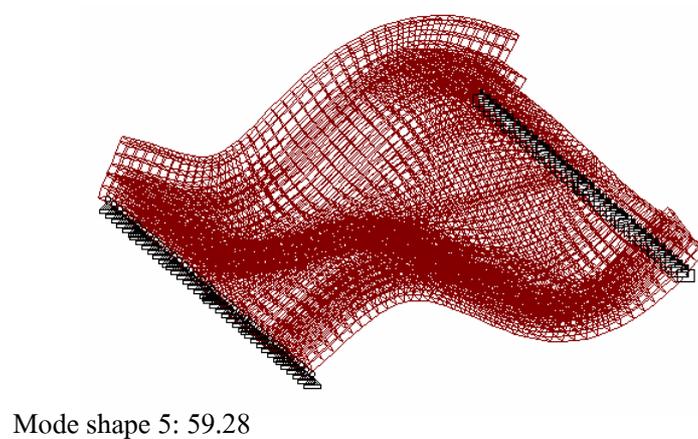
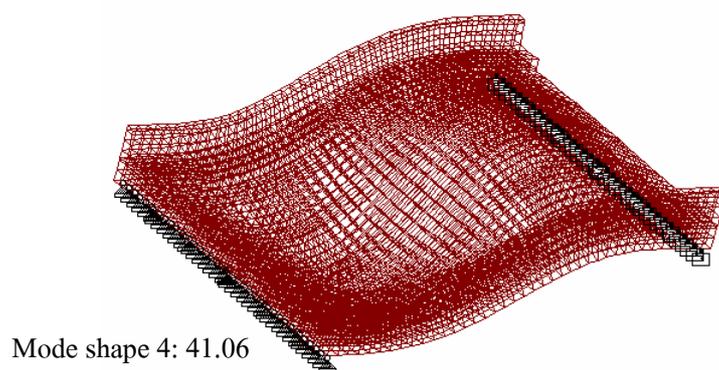
การสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพานจะรวมผลของ Parapet หรือ Curb (Secondary member) เพื่อให้สะพานมีพฤติกรรมใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุด ซึ่งจะใช้วิธี Finite element ด้วยโปรแกรม STAAD PRO มาช่วยในการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้าง สำหรับ Element ที่ใช้ขึ้นรูปร่างของโครงสร้างคือ Solid element 8 โหนด ในการจำลองโครงสร้างสะพาน 3 มิติ จะใช้เงื่อนไขและข้อสมมติฐานตามทฤษฎีของ Bernoulli-Euler คือ ระยะเวลาของหน้าตัดโครงสร้างจะยังคงเป็นระนาบเดิมหลังจากมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างไปแล้ว โดยที่ผลจากการวิเคราะห์จากแบบจำลองจะใช้ในการประเมินพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้าง เช่น ขนาดความเค้น ความเครียด ค่าการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง และความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง เป็นต้น โดย Shape-function ที่ใช้ในการประมาณค่าภายในของการขจัด (Displacement interpolation) ของ Solid-element จะมีลักษณะเป็น Linear shape function ในการสร้างแบบจำลองจะใช้ลักษณะของจุดรองรับอย่างง่าย (Simply support) วิธีการวิเคราะห์ที่ใช้เป็นแบบเชิงเส้น โดยใช้ทฤษฎี Small displacement และคิดพฤติกรรมของวัสดุคอนกรีตเสริมเหล็กในช่วงยืดหยุ่น

3.2 โหมดการสั่นไหวของการทดสอบในภาคสนามและแบบจำลองโครงสร้างสะพาน

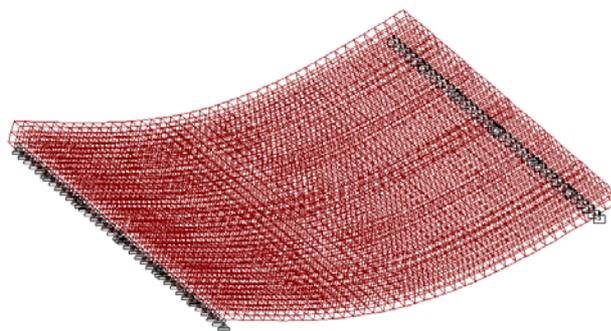
สำหรับแบบจำลองสะพานจะพิจารณาออกเป็น 2 ส่วน ได้แก่ แบบจำลองโครงสร้างสะพานที่มีราวกันตก (With curb) และแบบจำลองโครงสร้างที่ไม่มีราวกันตก (Without curb) โดยโหมดการสั่นไหวแบบ 3 มิติ ของโครงสร้างสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมที่ได้จากการสร้างแบบจำลองสะพานที่มีราวกันตก และไม่มีราวกันตก แสดงในภาพที่ 120 และ 121 ตามลำดับ



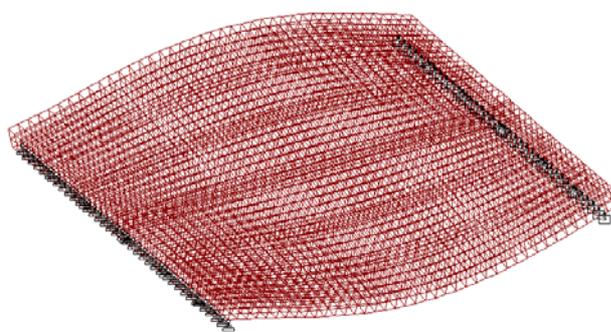
ภาพที่ 120 โหมดการสั่นไหวแบบ 3 มิติของโครงสร้างสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมที่รวมราว
กันตก (With curb)



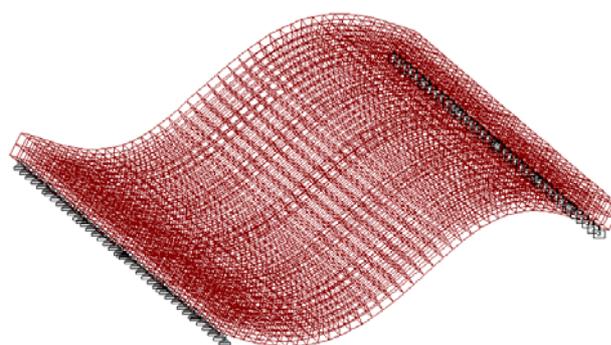
ภาพที่ 120 (ต่อ)



Mode shape 1: 7.88

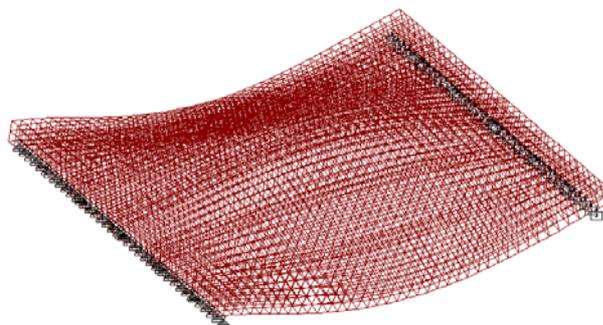


Mode shape 2: 15.56

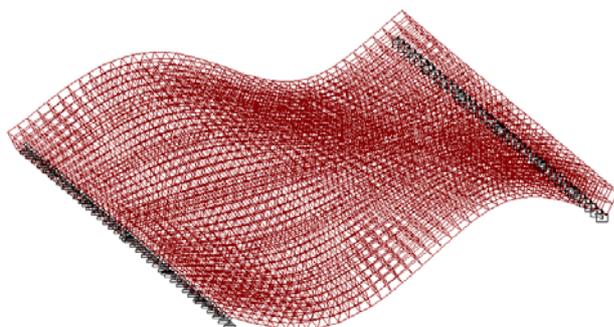


Mode shape 3: 31.36

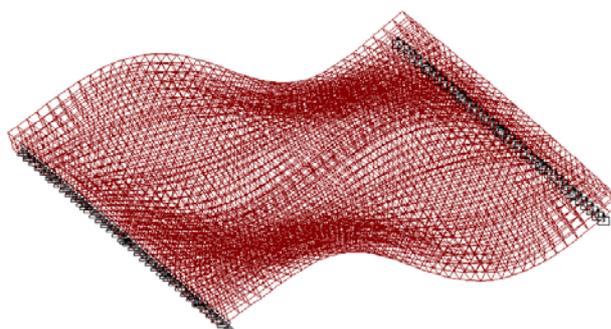
ภาพที่ 121 โหมดการสั่นไหวแบบ 3 มิติของโครงสร้างสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมที่ไม่รวมราวกันตก (Without curb)



Mode shape 4: 33.26



Mode shape 5: 41.13



Mode shape 6: 62.15

ภาพที่ 121 (ต่อ)

ค่าความถี่และคาบของการสั่นไหวของแบบจำลองโครงสร้างสะพานที่วิเคราะห์ได้จากโปรแกรม และจากการทดสอบในภาคสนาม แสดงในตารางที่ 42 และ 43 ตามลำดับ โดยที่โหมดการสั่นไหวแรกจะเป็นโหมดการสั่นไหวของความถี่ธรรมชาติของตัวสะพาน เมื่อนำความถี่ของแบบจำลองมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในภาคสนามของสะพานดังแสดงในตารางที่ 44 พบว่าแบบจำลองโครงสร้างสะพานที่มีราวกันตกให้ค่าความถี่ของสามโหมดแรกมีค่าใกล้เคียงกันโดยมีเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างต่ำสุดเท่ากับ 1.26 %

ตารางที่ 42 โหมดการสั่นไหวของแบบจำลองโครงสร้างสะพานข้ามคลองเหมืองตาน้ำแบบ 3 มิติ

Mode	With curb	Without curb	With curb	Without curb
	Frequency (Hz)	Frequency (Hz)	Period (s)	Period (s)
1	12.46	7.88	0.080	0.127
2	20.96	15.56	0.047	0.064
3	34.40	31.36	0.029	0.032
4	41.06	33.26	0.024	0.030
5	59.28	41.13	0.017	0.024
6	63.94	62.15	0.015	0.016

ตารางที่ 43 โหมดการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานข้ามคลองเหมืองตาน้ำที่ได้จากผลการทดสอบในภาคสนาม

Mode	Frequency (Hz)	Period (s)
1	12	0.083
2	18.37	0.054
3	28.10	0.035

ตารางที่ 44 การเปรียบเทียบความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองโครงสร้างสะพานข้ามคลองเหมืองตานิม และผลการทดสอบในภาคสนาม

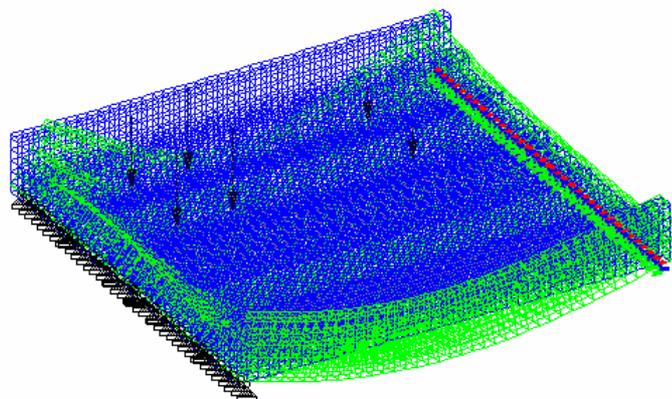
Mode	% ความแตกต่างเมื่อเทียบกับการทดสอบในภาคสนามสำหรับแบบจำลอง With curb	% ความแตกต่างเมื่อเทียบกับการทดสอบในภาคสนามสำหรับแบบจำลอง With curb
1	1.26 %	34.33 %
2	12.36 %	15.30 %
3	18.31 %	10.39 %

3.3 การเปรียบเทียบผลตอบสนองเชิงสถิติของการทดสอบในภาคสนามและแบบจำลองโครงสร้างสะพาน

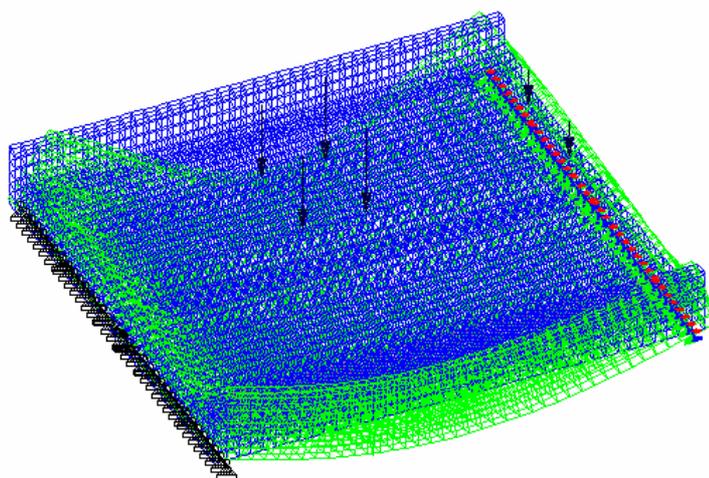
แบบจำลองโครงสร้างสะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์จะได้รับการปรับแก้เพื่อให้มีความใกล้เคียงกับผลตอบสนองเชิงสถิติที่ได้จากการทดสอบในภาคสนาม โดยผลที่ใช้ในการปรับแก้แบบจำลองสะพาน คือ ค่าหน่วยแรงสถิต (Static stress) และการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง (Deflection) การวิเคราะห์จะพิจารณาค่าหน่วยแรงสถิต (Static stress) ที่เกิดขึ้นในช่วงที่โครงสร้างมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น ทั้งนี้หลังจากทำการปรับแก้ ผลที่ได้จากแบบจำลองจะใช้ในการคำนวณเพื่อประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างพื้นสะพานด้วย Diagnostic load tests

3.3.1 การเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของสะพาน

สำหรับแบบจำลองการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต (Static tests) ของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมที่มีราวกันจะให้น้ำหนักของล้อรถบรรทุกทุกแทนน้ำหนักกระทำแบบจุด โดยให้ระยะกึ่งกลางระหว่างเพลาลังกระทำที่ระยะ 2.5 เมตร (L/4) และ 5 เมตร (L/2) ของความยาวช่วงสะพาน และพิจารณาการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งที่ตำแหน่งกึ่งกลาง และขอบของพื้นสะพาน ดังแสดงในภาพที่ 122 และ 123 ในทำนองเดียวกันสำหรับแบบจำลองสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมที่ไม่มีราวกันตคสามารถแสดงการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งได้ดังภาพที่ 124 และ 125

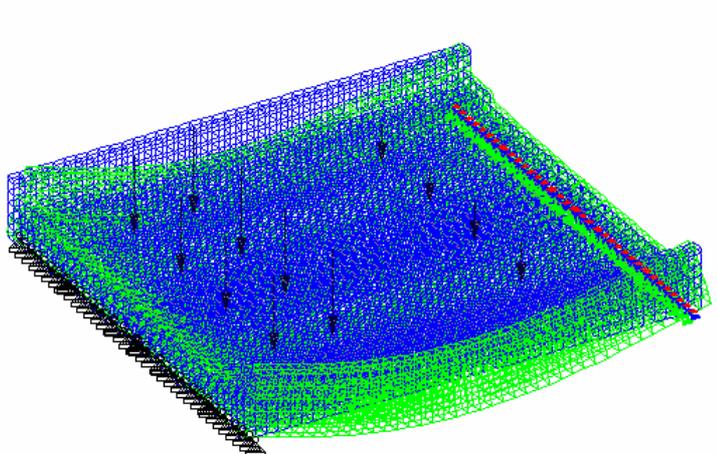


ก) การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ $L/4$

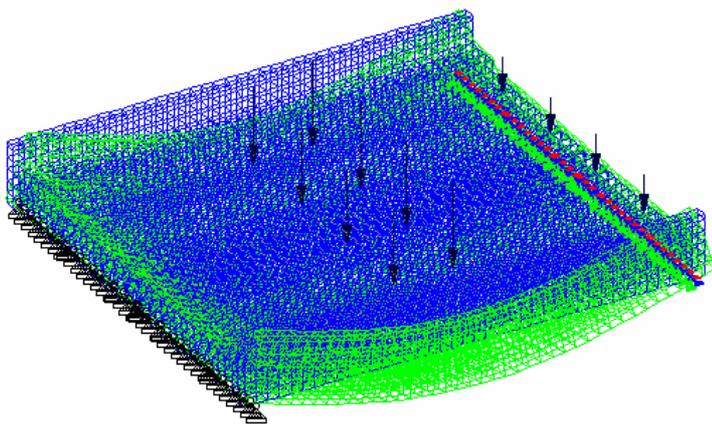


ข) การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ $L/2$

ภาพที่ 122 การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของแบบจำลองสะพานที่มีราวกันตก (With curb) สำหรับรถบรรทุกหนึ่งคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง $L/4$ และ $L/2$

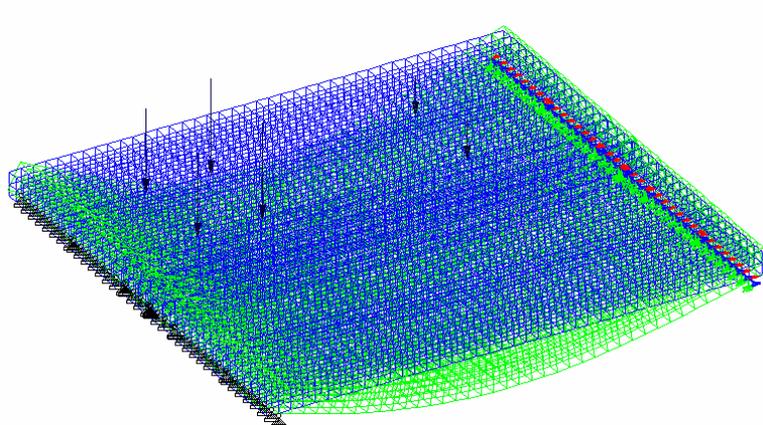


ก) การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ $L/4$

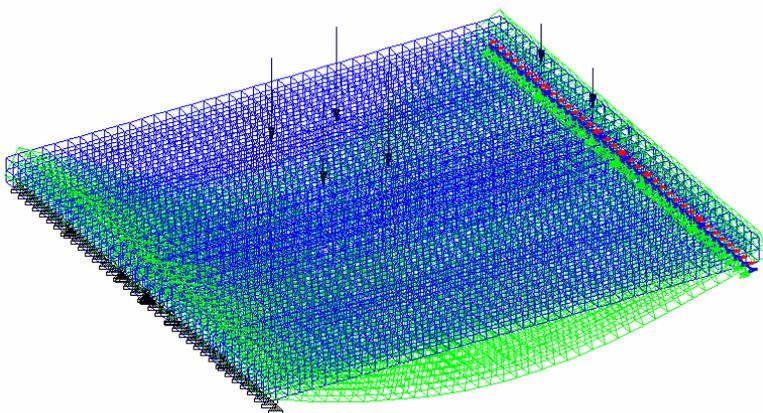


ข) การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ $L/2$

ภาพที่ 123 การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของแบบจำลองสะพานที่มีราวกันตก (With curb) สำหรับรถบรรทุกสองคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง $L/4$ และ $L/2$

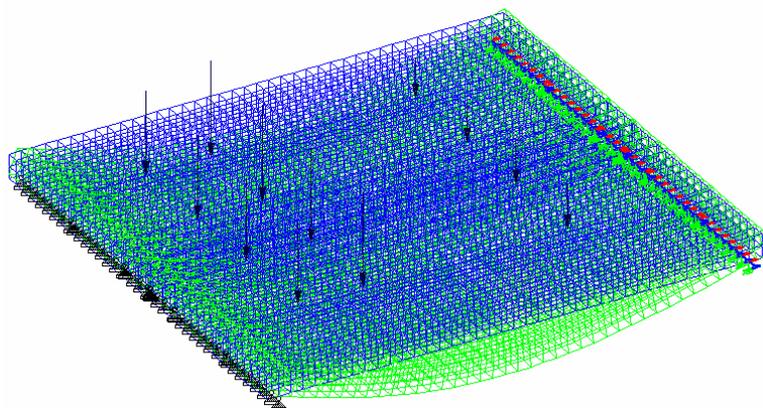


ก) การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ $L/4$

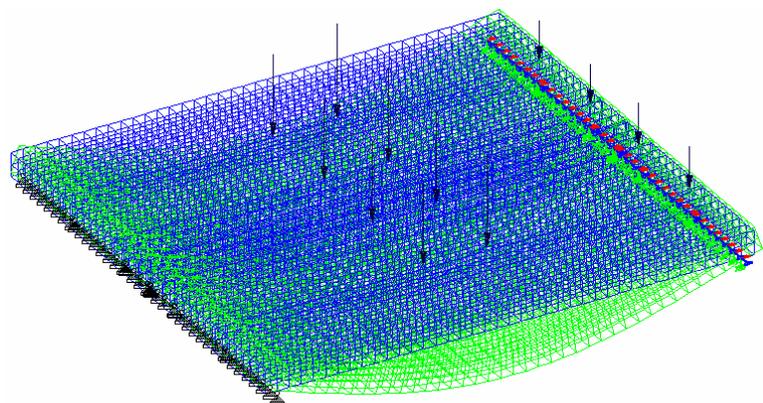


ข) การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ $L/2$

ภาพที่ 124 การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของแบบจำลองสะพานที่ไม่มีราวกันตก (Without curb) สำหรับรถบรรทุกหนึ่งคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง $L/4$ และ $L/2$



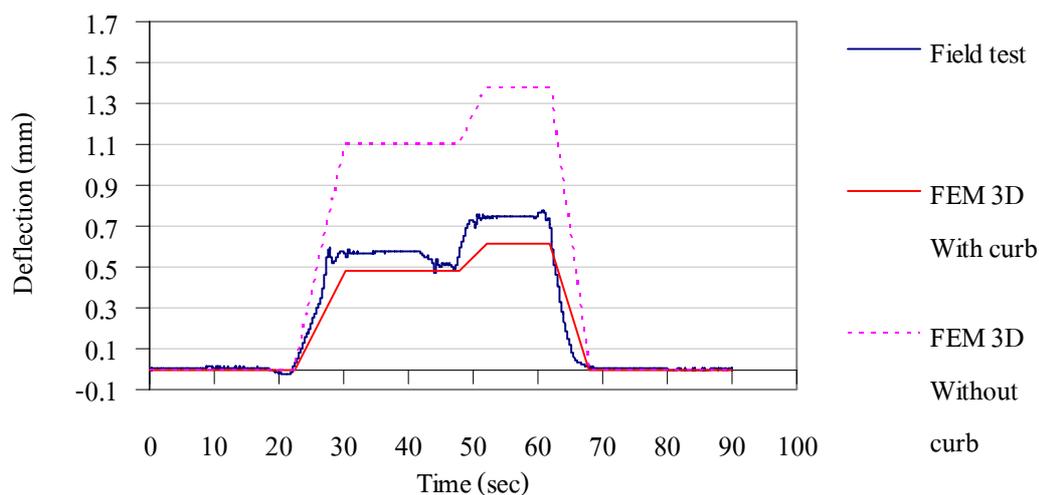
ก) การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ $L/4$



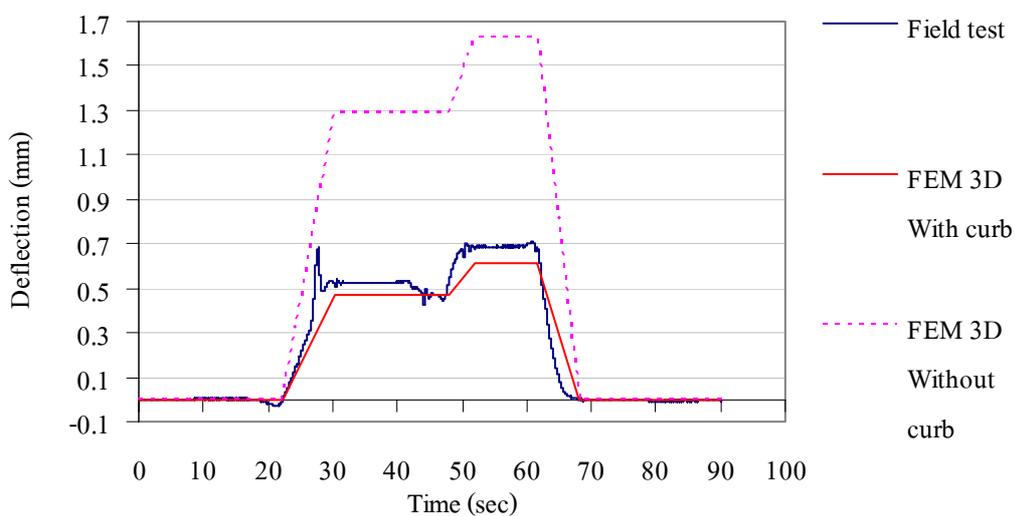
ข) การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ $L/2$

ภาพที่ 125 การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของแบบจำลองสะพานที่ไม่มีราวกันตก (Without curb) สำหรับรถบรรทุกสองคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง $L/4$ และ $L/2$

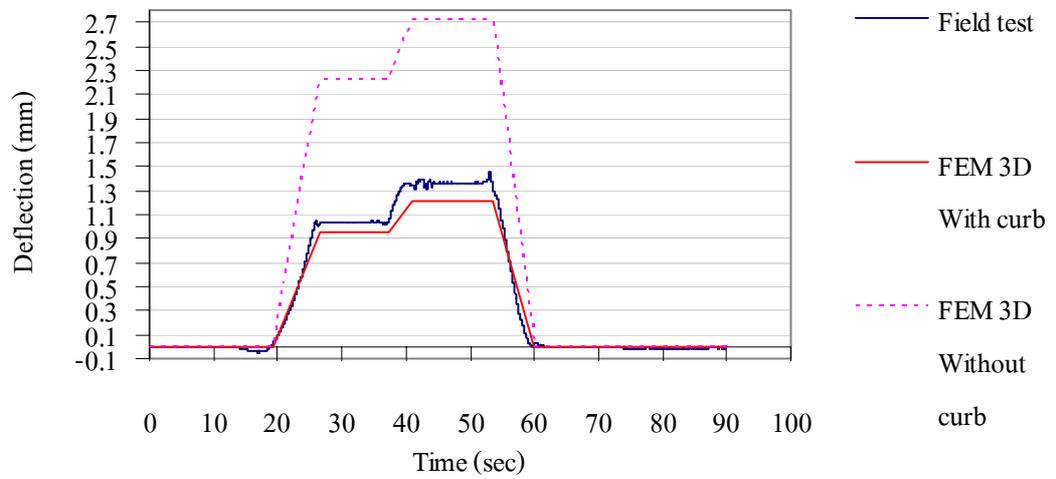
ในการเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง จะพิจารณาดำแหน่งที่ติดตั้ง TML displacement transducer ที่ระยะ L/2 กึ่งกลางความกว้าง (D01) และขอบ (D02) ของสะพาน ณ Exterior span ซึ่งเป็นตำแหน่งหน้าตัดวิกฤตโดยผลการเปรียบเทียบแสดงในภาพที่ 126 ถึง 129



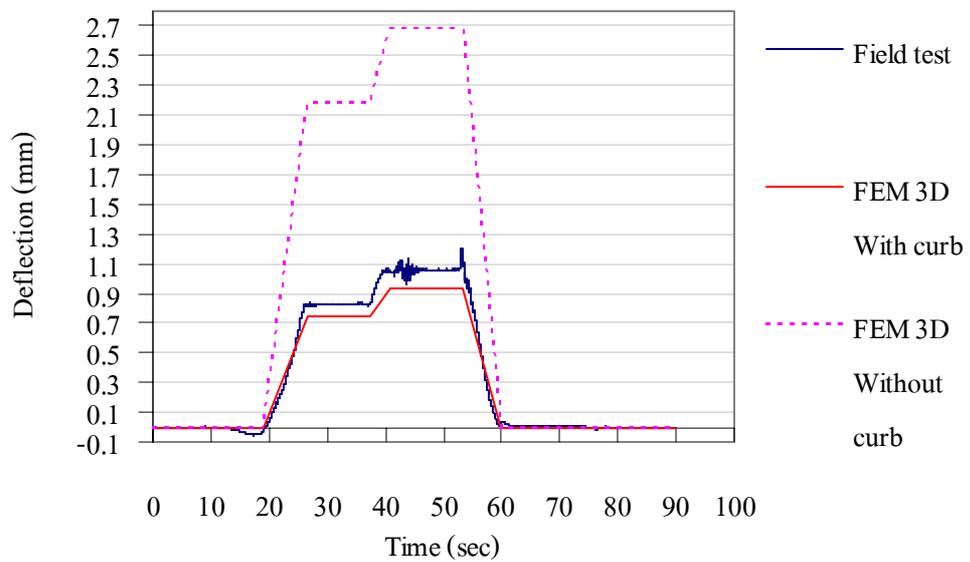
ภาพที่ 126 การเปรียบเทียบผลของรถบรรทุกหนึ่งคันที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งที่ L/2 ณ ตำแหน่งกลางสะพาน



ภาพที่ 127 การเปรียบเทียบผลของรถบรรทุกหนึ่งคันที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งที่ L/2 ณ ตำแหน่งขอบสะพาน



ภาพที่ 128 การเปรียบเทียบผลของรถบรรทุกสองคันที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ในแนวตั้งที่ L/2 ณ ตำแหน่งกลางสะพาน



ภาพที่ 129 การเปรียบเทียบผลของรถบรรทุกสองคันที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ในแนวตั้งที่ L/2 ณ ตำแหน่งขอบสะพาน

จากแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ และการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตจะได้ค่าการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งสูงสุด โดยที่แบบจำลองไฟในเอลิเมนต์สามมิติที่มีราวกันตกมีค่าความแตกต่างของการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งต่ำสุดเท่ากับ 7.81 % โดยผลการเปรียบเทียบของการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งระหว่างการทดสอบกับแบบจำลองสะพานแสดงในตารางที่ 45 ถึง 47

ตารางที่ 45 ผลเฉลี่ยของค่าการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งที่ได้จากการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต มีหน่วยเป็นมิลลิเมตร

จำนวน ครั้ง	รถบรรทุกหนึ่งคัน				รถบรรทุกสองคัน			
	TML (D01)		TML (D02)		TML (D01)		TML (D02)	
	ตำแหน่งวาง		ตำแหน่งวาง		ตำแหน่งวาง		ตำแหน่งวาง	
	รถบรรทุก		รถบรรทุก		รถบรรทุก		รถบรรทุก	
	L/4	L/2	L/4	L/2	L/4	L/2	L/4	L/2
1	0.571	0.748	0.526	0.688	1.038	1.362	0.827	1.05
2	0.582	0.742	0.543	0.707	1.035	1.366	0.832	1.06
ค่าเฉลี่ย	0.577	0.745	0.535	0.698	1.037	1.364	0.830	1.055

หมายเหตุ D01 และ D02 คือตำแหน่งการติดตั้ง TML displacement transducer ที่สะพานช่วงนอก (Exterior span) ที่ตำแหน่งกึ่งกลางความกว้าง และที่ระยะ 0.6 เมตร จากขอบตามลำดับ

ตารางที่ 46 การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่ในแนวตั้งระหว่างแบบจำลองโครงสร้างสะพานกับผล
การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตสำหรับรถบรรทุกหนึ่งคัน มีหน่วยเป็น
มิลลิเมตร

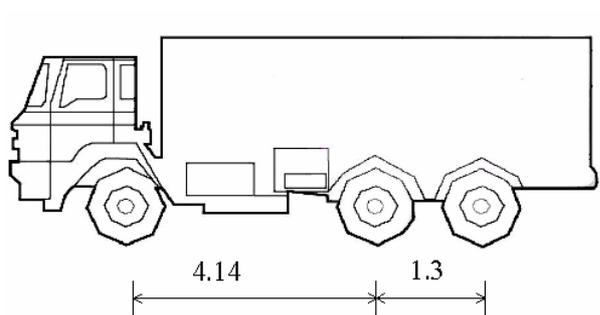
วิธีการทดสอบ	ตำแหน่งรถบรรทุกที่ระยะ L/4 เมตร		ตำแหน่งรถบรรทุกที่ระยะ L/2 เมตร	
	ขอบ (D02)	กลาง (D01)	ขอบ (D02)	กลาง (D01)
Field test	0.535	0.577	0.698	0.745
FEM 3D With curb	0.473	0.477	0.612	0.613
% ความแตกต่าง	11.42 %	17.33 %	12.20 %	17.72 %
FEM 3D Without curb	1.289	1.104	1.633	1.372
% ความแตกต่าง	58.49 %	47.73 %	57.25 %	45.70 %

ตารางที่ 47 การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่ในแนวตั้งระหว่างแบบจำลองโครงสร้างสะพานกับผล
การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตสำหรับรถบรรทุกสองคัน มีหน่วยเป็น
มิลลิเมตร

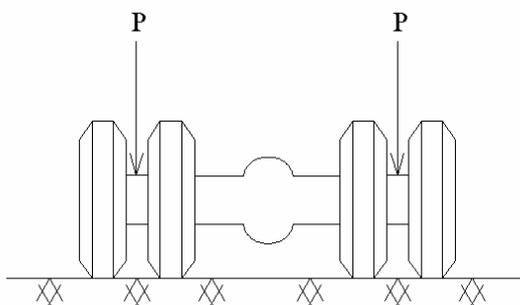
วิธีการทดสอบ	ตำแหน่งรถบรรทุกที่ระยะ L/4 เมตร		ตำแหน่งรถบรรทุกที่ระยะ L/2 เมตร	
	ขอบ (D02)	กลาง (D01)	ขอบ (D02)	กลาง (D01)
Field test	0.829	1.037	1.058	1.364
FEM 3D With curb	0.75	0.956	0.932	1.217
% ความแตกต่าง	9.53%	7.81%	11.91%	10.78%
FEM 3D Without curb	2.187	2.212	2.681	2.722
% ความแตกต่าง	62.09 %	53.12 %	60.54 %	49.89 %

3.3.2 การเปรียบเทียบหน่วยแรงสถิตของสะพาน

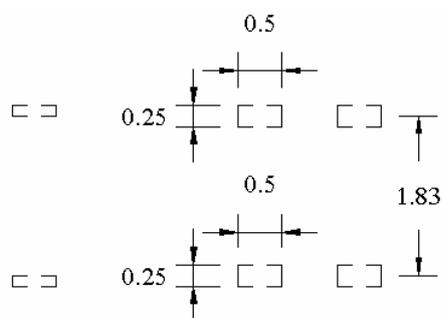
สำหรับแบบจำลองการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตของสะพานข้ามคลองเหมือนดาดินที่มีราวกันตก และไม่มีราวกันตกจะแทนน้ำหนักล้อคู่ของรถบรรทุกด้วยแรงกระจายบนพื้นที่สัมผัสของล้อตามมาตรฐาน AASHTO Specifications (2002) ซึ่งกำหนดให้พื้นที่สัมผัสกระจายของล้อคู่เป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยมีความยาวที่ขนานเส้นทางจราจร เท่ากับ 50 ซม. และความกว้างเท่ากับ 25 ซม. และน้ำหนักล้อเดียวให้กระทำแบบจุดตั้งแสดงในภาพที่ 130 การวางตำแหน่งของรถบรรทุกกำหนดให้ระยะกึ่งกลางระหว่างเพลาลังเป็นจุดอ้างอิงและให้เคลื่อนที่ไปยังตำแหน่ง $L/4$ และ $L/2$ ของช่วงความยาวสะพาน และพิจารณาหน่วยแรงสถิตที่ตำแหน่งกึ่งกลาง ความกว้าง และกึ่งกลางความยาวของพื้น โดยผลการวิเคราะห์ค่าของหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ ที่มีราวกันตก และไม่มีราวกันตก จะใช้ผลการวิเคราะห์ของ Solid element ซึ่งแสดงในรูปของ Stress contour ดังแสดงในภาพที่ 131 และ 134



ก) ระยะระหว่างเพลลาของรถบรรทุก มีหน่วยเป็นเมตร

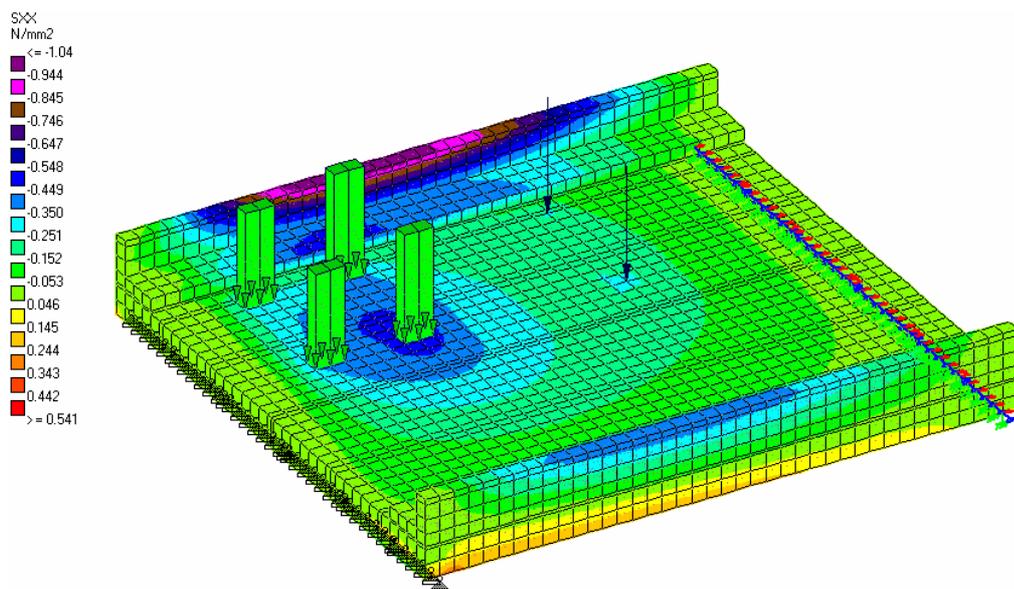


ข) น้ำหนักรถบรรทุกถ่ายลงล้อคู่ของเพลลาหลัง

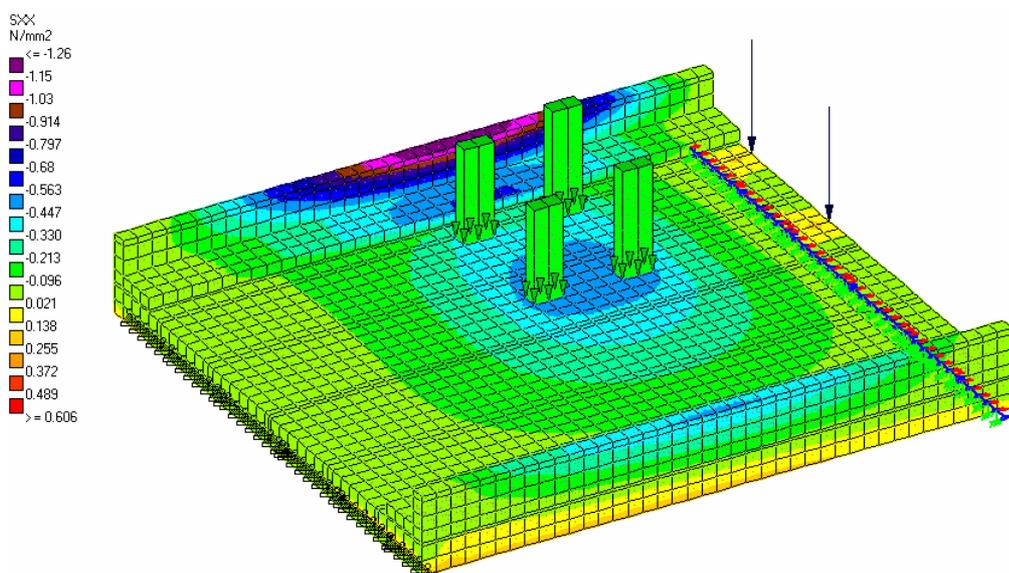


ค) พื้นที่การกระจายน้ำหนักของล้อคู่ของรถบรรทุก มีหน่วยเป็นเมตร

ภาพที่ 130 ระยะระหว่างเพลลาของรถบรรทุก และพื้นที่การกระจายน้ำหนักของล้อรถบรรทุก

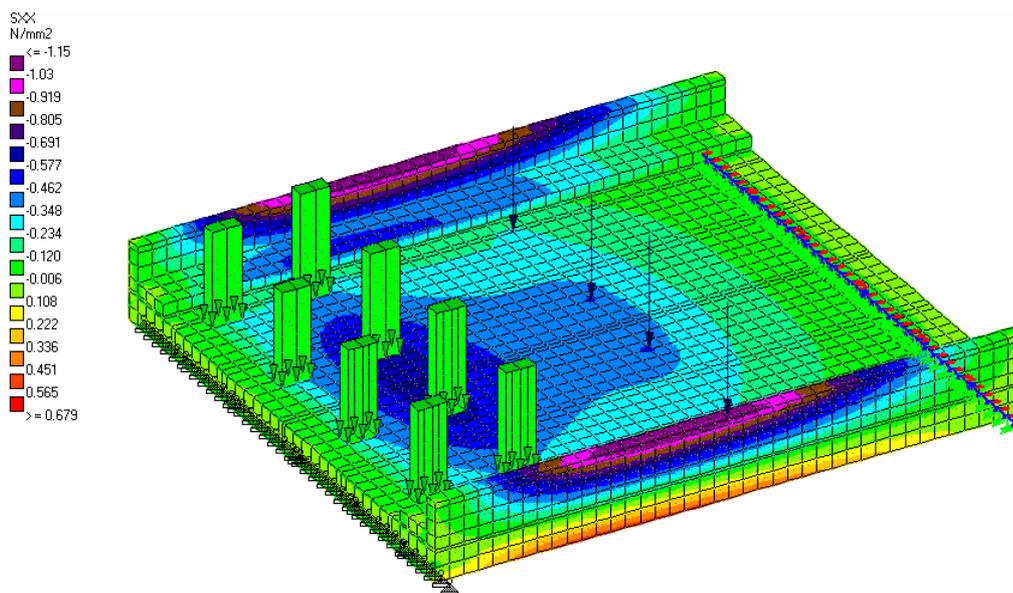


ก) ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ L/4

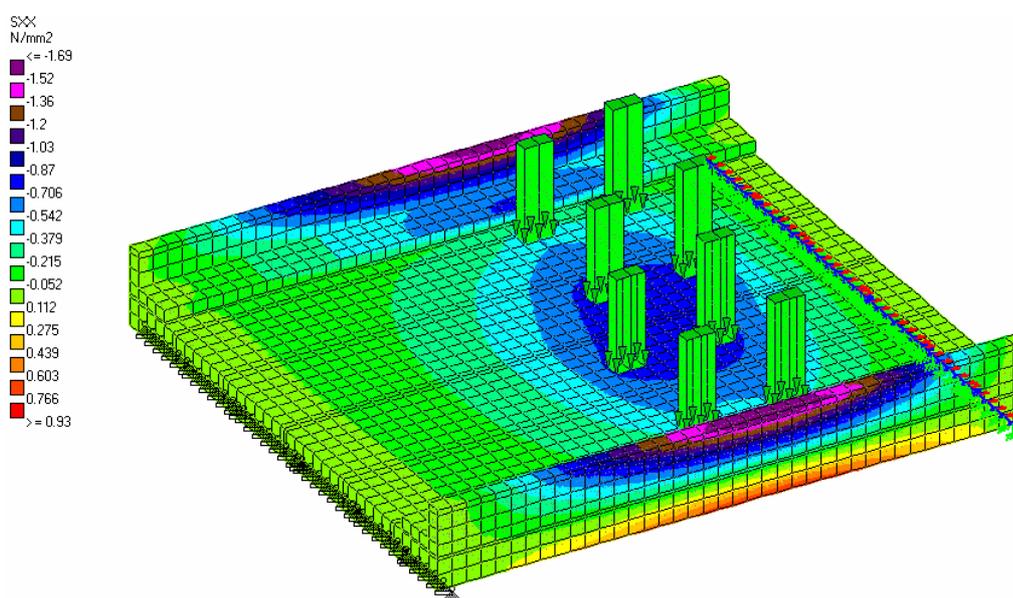


ข) ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ L/2

ภาพที่ 131 ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ มีราวกันตกที่เกิดจากรถบรรทุกหนึ่งคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง L/4 และ L/2

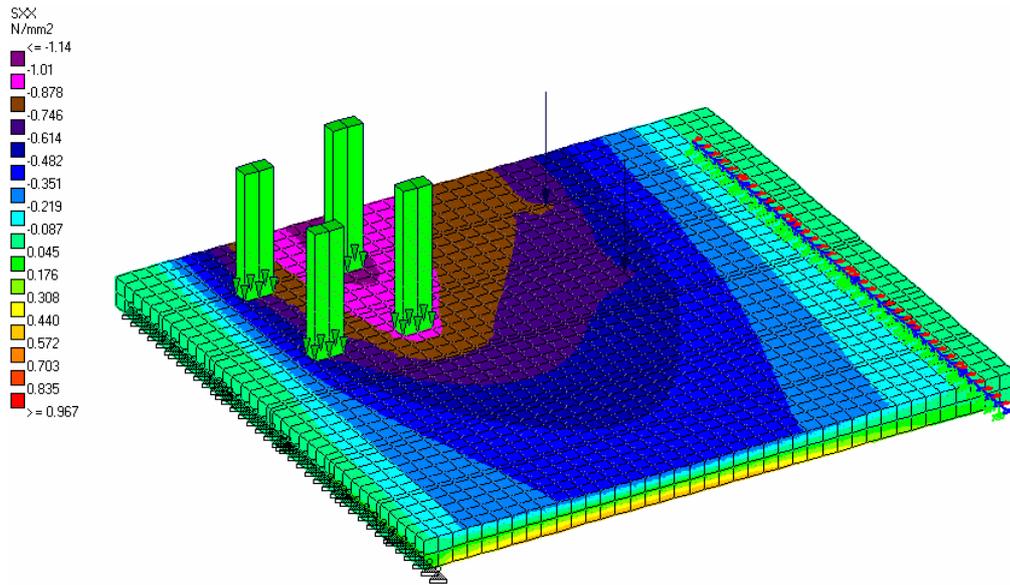


ก) ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ L/4

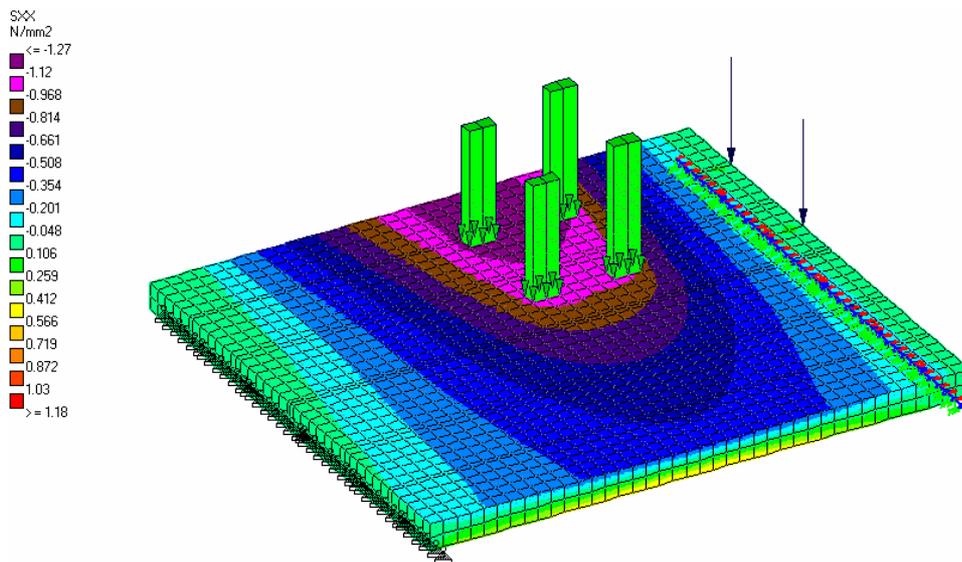


ข) ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ L/2

ภาพที่ 132 ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติมีราวกันตกที่เกิดจากรถบรรทุกสองคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง L/4 และ L/2

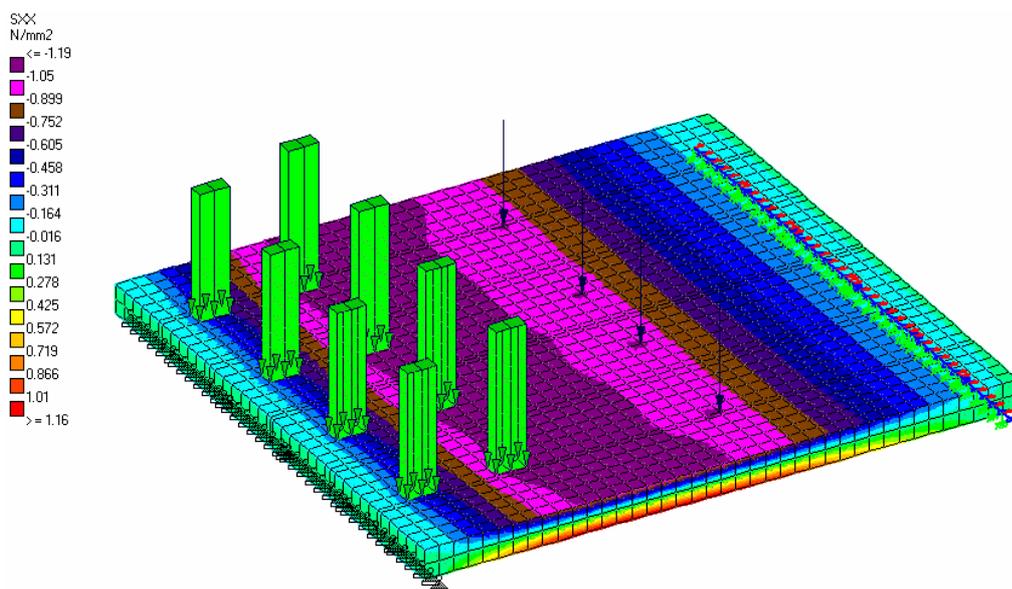


ก) ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ $L/4$

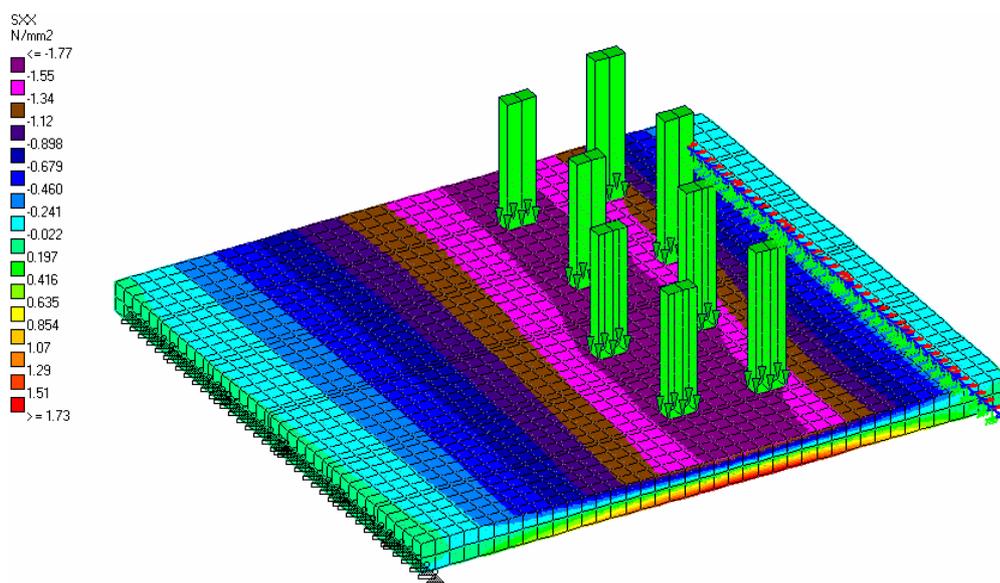


ข) ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ $L/2$

ภาพที่ 133 ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ ไม่มีราวกันตกที่เกิดจากรถบรรทุกหนึ่งคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง $L/4$ และ $L/2$



ก) ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ L/4

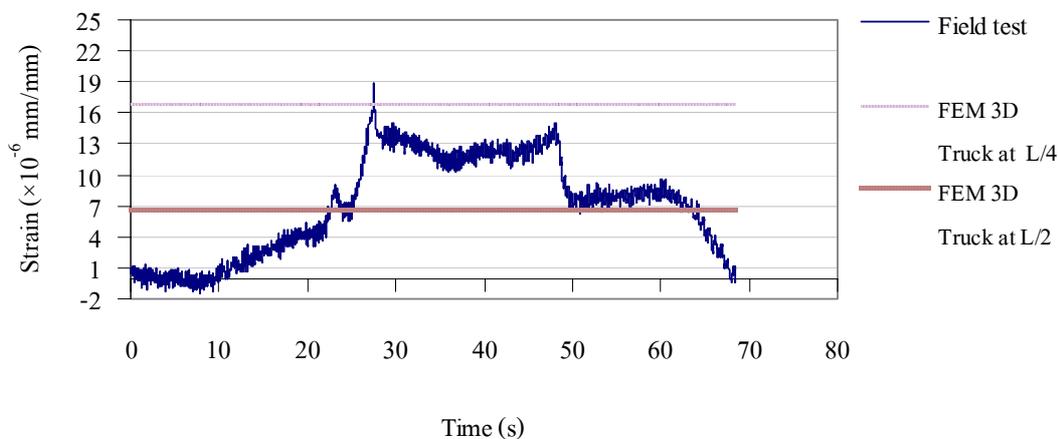


ข) ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองสะพาน ณ ตำแหน่งรถบรรทุกหยุดที่ L/2

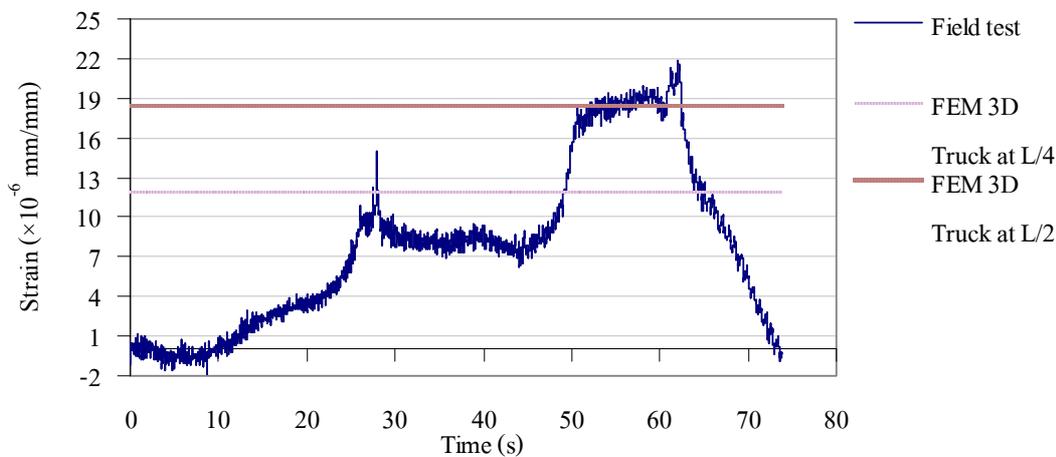
ภาพที่ 134 ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติไม่มีราวกันตกที่เกิดจากรถบรรทุกสองคันเคลื่อนที่หยุด ณ ตำแหน่ง L/4 และ L/2

ในการเปรียบเทียบค่าความเครียดระหว่างผลจากการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตกับค่าที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ จะพิจารณาดำแหน่งที่ติด Strain gage ที่ระยะ L/4 (G01) และ L/2 (G02) ตรงตำแหน่งกึ่งกลางความกว้างสะพานของ Exterior span โดยผลของค่าความเครียดที่เกิดขึ้นจะมาจากการเคลื่อนที่ของรถบรรทุกไปยังตำแหน่ง L/4 และ L/2 ของช่วงความยาวสะพาน

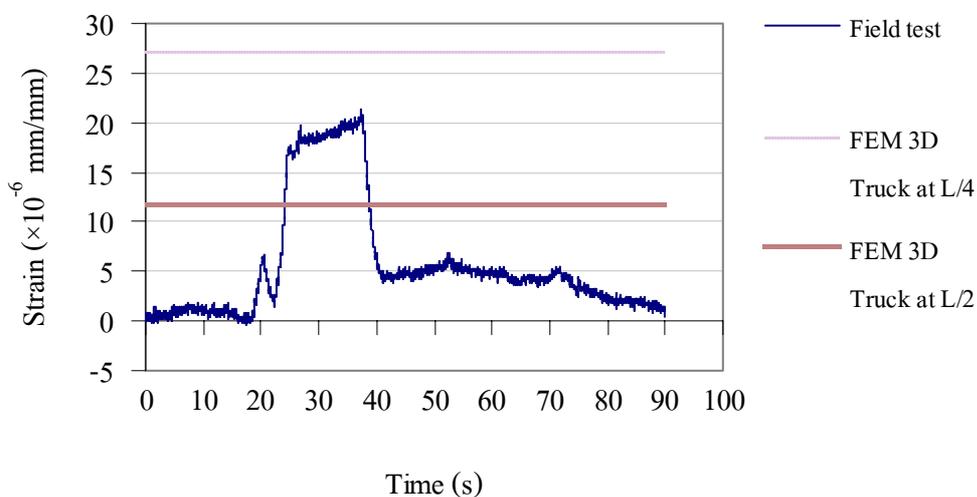
จากผลการวิเคราะห์ข้อมูลค่าความถี่ธรรมชาติ และการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งพบว่าแบบจำลองสะพานที่มีราวกันตกให้ค่าที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต ดังนั้นการแสดงผลกราฟเปรียบเทียบความเครียด (Strain) จึงพิจารณาเฉพาะแบบจำลองสะพานที่มีราวกันตก ดังแสดงในภาพที่ 135 ถึง 138 ทั้งนี้ข้อมูลเปรียบเทียบความเครียดที่เกิดขึ้นบนสะพานระหว่างการทดสอบในภาคสนามกับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติที่มีราวกันตกและไม่มีราวกันตกกับแสดงในตารางที่ 48 และ 49



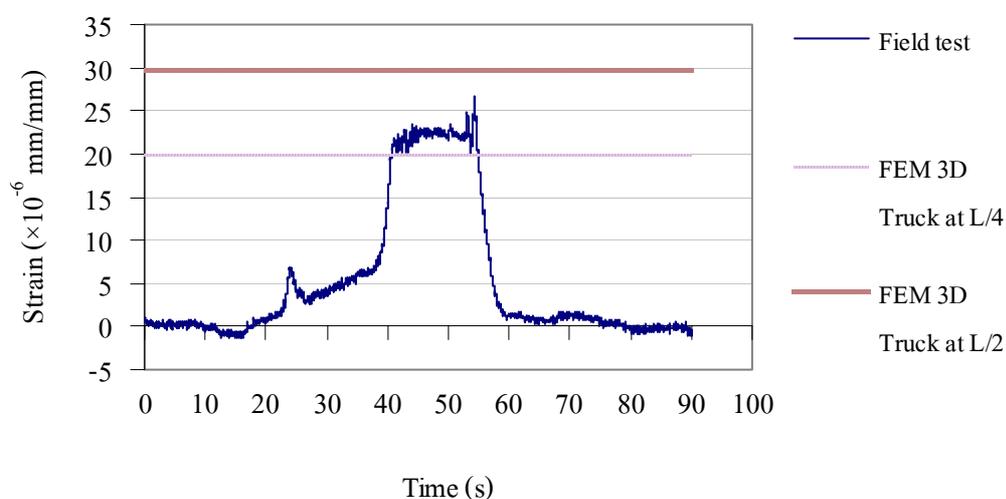
ภาพที่ 135 การเปรียบเทียบผลความเครียดสถิตระหว่างการทดสอบในภาคสนามกับ FEM 3D สำหรับกรณีรถบรรทุกหนึ่งคันที่ทำให้เกิดความเครียดสถิต ณ ตำแหน่ง L/4 ตรงตำแหน่งกึ่งกลางความกว้างสะพาน



ภาพที่ 136 การเปรียบเทียบผลความเครียดระหว่างการทดสอบในภาคสนาม กับ FEM 3D สำหรับกรณีรถบรรทุกหนึ่งคันที่ทำให้เกิดความเครียด ณ ตำแหน่ง L/2 ตรงตำแหน่งกึ่งกลางความกว้างสะพาน



ภาพที่ 137 การเปรียบเทียบผลของรถบรรทุกสองคันที่ทำให้เกิดความเครียด ณ ตำแหน่ง L/4 ตรงตำแหน่งกึ่งกลางความกว้างสะพาน



ภาพที่ 138 การเปรียบเทียบผลของรถบรรทุกสองคันที่ทำให้เกิดความเครียดสถิต ณ ตำแหน่ง L/2 ตรงตำแหน่งกึ่งกลางความกว้างสะพาน

ตารางที่ 48 การเปรียบเทียบความเครียดของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน(Exterior span) กับการทดสอบการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต สำหรับรถบรรทุกหนึ่งคัน มีหน่วยเป็น ($\times 10^{-6}$ mm/mm)

ตำแหน่ง Strain gage	ตำแหน่ง L/4 ตรงกึ่งกลางความกว้างสะพาน (G01)		ตำแหน่ง L/2 ตรงกึ่งกลางความกว้างสะพาน (G03)	
	L/4	L/2	L/4	L/2
ตำแหน่งรถบรรทุก	L/4	L/2	L/4	L/2
Field test	12.7	7.553	8.817	19.08
FEM 3D With curb	16.87	6.62	11.96	18.41
% ความแตกต่าง	24.72 %	12.35 %	26.28 %	3.51 %
FEM 3D Without curb	29.9	17	27.6	36.1
% ความแตกต่าง	57.52 %	55.57 %	68.05 %	47.15 %

ตารางที่ 49 การเปรียบเทียบความเครียดของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน(Exterior span)กับการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต สำหรับรถบรรทุกสองคัน มีหน่วยเป็น ($\times 10^{-6}$ mm/mm)

ตำแหน่ง Strain gage	ตำแหน่ง L/4 ตรงกึ่งกลาง ความกว้างสะพาน (G01)		ตำแหน่ง L/2 ตรงกึ่งกลาง ความกว้างสะพาน (G02)	
	L/4	L/2	L/4	L/2
ตำแหน่งรถบรรทุก	L/4	L/2	L/4	L/2
Field test	19.56	6.07	6.617	22.701
FEM 3D With curb	27.25	11.78	19.90	29.68
% ความแตกต่าง	28.22 %	48.47 %	66.74 %	23.51%
FEM 3D Without curb	47.8	30.9	44.4	65.3
% ความแตกต่าง	59.08 %	80.35 %	85.09 %	65.23 %

จากผลการทดสอบพบว่าผลความแตกต่างของค่าความเครียดต่ำสุดเกิดจากแบบจำลองไฟในเอลิเมนต์สามมิติที่มีราวกันตกโดยที่กรณีรถบรรทุกหนึ่งคัน และสองคัน มีค่าความเครียดเท่ากับ 3.51 % และ 23.51 % ตามลำดับ จากผลความแตกต่างแสดงให้เห็นว่ากรณีรถบรรทุกหนึ่งคันที่เคลื่อนที่ไปยังตำแหน่ง L/4 และ L/2 ตรงตำแหน่งกึ่งกลางความกว้างสะพานให้ค่าที่ใกล้เคียงกับแบบจำลอง ซึ่งต่างจากกรณีรถบรรทุกสองคันที่ให้ค่าที่แตกต่างกันค่อนข้างมาก ทั้งนี้มาจากการจัดวางน้ำหนักของรถบรรทุกที่ควบคุมได้ยากขณะทดสอบ

หมายเหตุ ตำแหน่งติดตั้งของ Strain gage บนสะพานแสดงในหัวข้ออุปกรณ์ และวิธีการ

สำหรับผลการเปรียบเทียบผลการตอบสนองของสะพานกับแบบจำลองโครงสร้างสะพาน พบว่าการสร้างแบบจำลองไฟในเอลิเมนต์สามมิติที่มีราวกันตกจะให้ผลตอบสนองที่มีความใกล้เคียงมากกว่าแบบจำลองไฟในเอลิเมนต์สามมิติที่ไม่มีราวกันตก และเมื่อทำการวิเคราะห์ผลตอบสนองแสดงให้เห็นการที่แบบจำลองสะพานมีราวกันตกจะทำให้โครงสร้างมีสติฟเนส (Stiffness) มากขึ้นซึ่งทำให้ค่าความถี่ธรรมชาติที่ได้จากแบบจำลองสะพานที่มีราวกันตกมีค่าการสั่นที่มากกว่าแบบจำลองที่ไม่มีราวกันตก ในส่วนของความเครียดและการเคลื่อนที่ในแนวตั้งแบบจำลองสะพานที่มีราวกันตกจะให้ผลตอบสนองที่น้อยกว่าแบบจำลองที่ไม่มีราวกันตก ทั้งนี้มาจากการแบบจำลองโครงสร้างที่มีราวกันตกจะมีช่วยให้โครงสร้างมีความสามารถในการกระจายน้ำหนักของรถบรรทุกดีขึ้น

4. การวิเคราะห์และประเมินกำลังรับน้ำหนักด้วยค่า RF ด้วยวิธีแบบจำลองโครงสร้างอย่างง่าย วิธีไฟในเอลิเมนต์ และ Diagnostic load tests

สำหรับการประเมินกำลังด้วยค่า RF ของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมได้แบ่งการวิเคราะห์และคำนวณค่า RF ออกเป็น 3 วิธีการ ได้แก่ การวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบจำลองโครงสร้างอย่างง่าย การวิเคราะห์ด้วยวิธีการทางไฟในเอลิเมนต์สามมิติ และ Diagnostic load tests

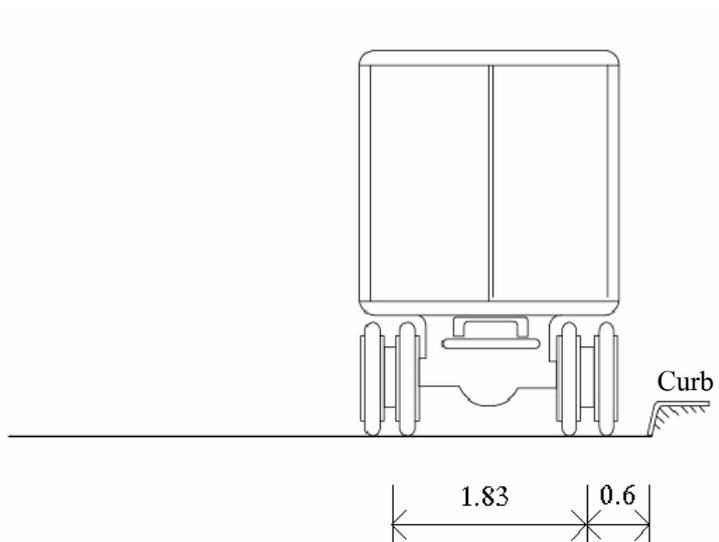
4.1 การวิเคราะห์และคำนวณค่า RF ด้วยแบบจำลองโครงสร้างอย่างง่าย

จากผลการคำนวณค่า Rating factor ของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมในหัวข้อที่ 1 การเปรียบเทียบวิธีการประเมินกำลังรับน้ำหนักของพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยค่า Rating factor สำหรับ 3 วิธีการ ได้แก่ LRFR, LF และ AS จะได้ค่า Rating factor จากวิธีการ LRFR เท่ากับ 1.73 และ 1.33 สำหรับระดับ Operating และ Inventory ตามลำดับ

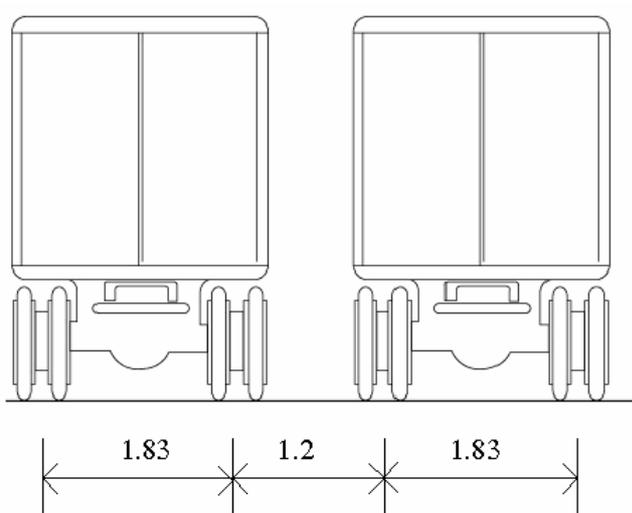
4.2 การวิเคราะห์และคำนวณค่า RF ด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ

การวิเคราะห์หน่วยแรงสถิตเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติจะพิจารณาเป็น 2 กรณี คือ กรณีสะพานที่ไม่มีราวกันตก (Without curb) และกรณีสะพานที่มีราวกันตก (With curb) ทั้งนี้เพื่อต้องการหาค่าหน่วยแรงสถิตสูงสุด ณ ตำแหน่งหน้าตัดที่พิจารณาของสะพาน และนำผลของหน่วยแรงสถิตสูงสุดไปใช้ในการคำนวณค่า RF โดยการวิเคราะห์ค่าโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรจะจัดวางตำแหน่งตามคำแนะนำตามมาตรฐาน AASHTO Specifications (2002) ซึ่งเป็นการจัดวางรถบรรทุกที่มีความใกล้เคียงสภาพจริง โดยกำหนดให้ระยะต่ำสุดระหว่าง Curb กับตำแหน่งกลางล้อรถบรรทุกข้างที่ใกล้ที่สุดมีค่าเท่ากับ 0.6 เมตร และระยะต่ำสุดระหว่างรถบรรทุกสองคัน โดยกำหนดให้ตำแหน่งกลางล้อของรถบรรทุกสองคันมีค่าใกล้ที่สุดเท่ากับ 1.2 เมตร ดังแสดงในภาพที่ 139

สำหรับการวิเคราะห์จะพิจารณาสภาพตำแหน่งการวางรถบรรทุก 2 ลักษณะ คือ Centered load (C1) และ Edge load (E1) เพราะเป็นตำแหน่งในสภาพวิกฤตของน้ำหนักบรรทุก ดังแสดงในภาพที่ 140 จากนั้นจึงใช้ตำแหน่ง C1 และ E1 มาวิเคราะห์หาค่าหน่วยแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดที่พิจารณาของสะพานในที่นี่ใช้ที่ระยะกึ่งกลางความยาว ($L/2$) โดยสามารถแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 2 กรณี คือ กรณีสะพานที่ไม่มีราวกันตก และกรณีสะพานที่มีราวกันตก จากผลสามารถแสดงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นบนสะพานได้ดังต่อไปนี้ กรณีที่สะพานมีราวกันตกหน่วยแรงสถิตที่เกิดขึ้นจากการวางน้ำหนัก C1 และ E2 สามารถแสดงได้ดังภาพที่ 141 และ 142 ตามลำดับ กรณีสะพานที่ไม่มีราวกันตกหน่วยแรงสถิตที่เกิดขึ้นจากการวางน้ำหนัก C1 และ E1 จะมีค่าดังแสดงในภาพที่ 143 และ 144 ตามลำดับ

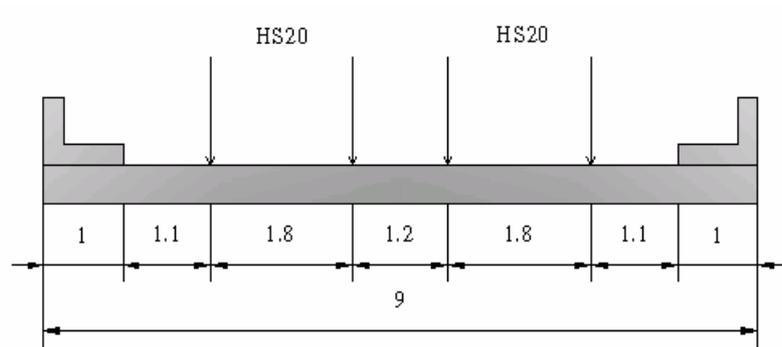


ก) ระยะห่างระหว่างล้อรถบรรทุกกับ Curb

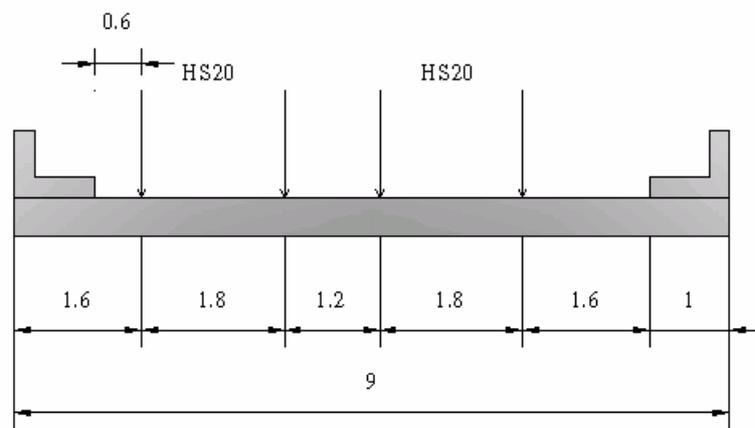


ข) ระยะห่างระหว่างรถบรรทุก

ภาพที่ 139 ระยะห่างระหว่างล้อรถบรรทุกกับ Curb และระยะห่างระหว่างรถบรรทุก
สองคัน มีหน่วยเป็นเมตร

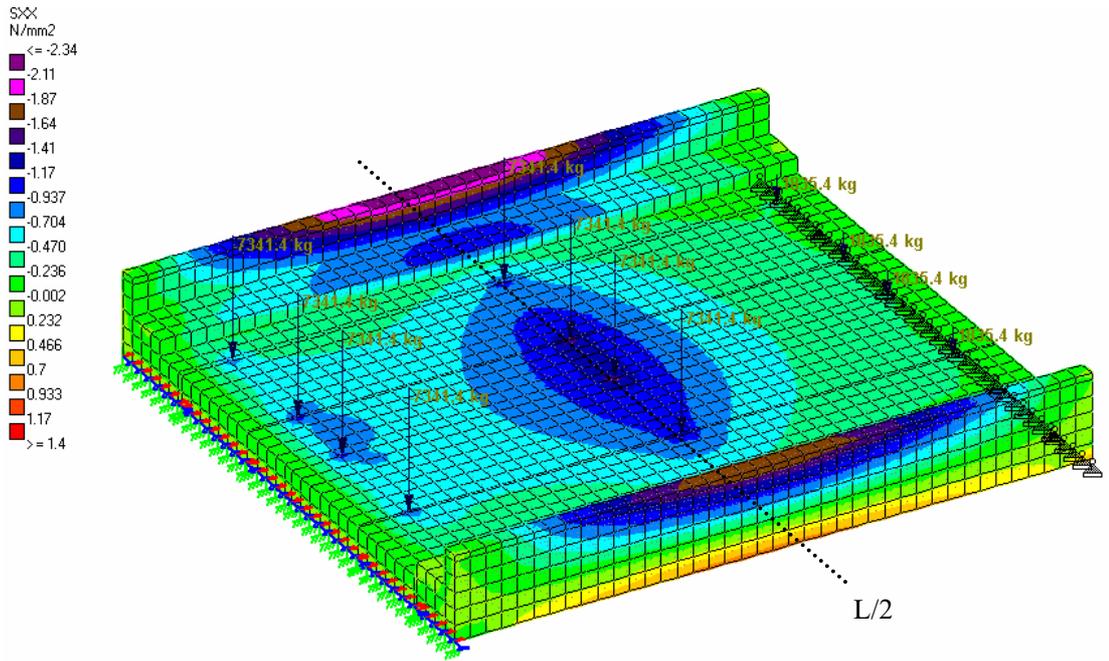


ก) Centered load (C1)

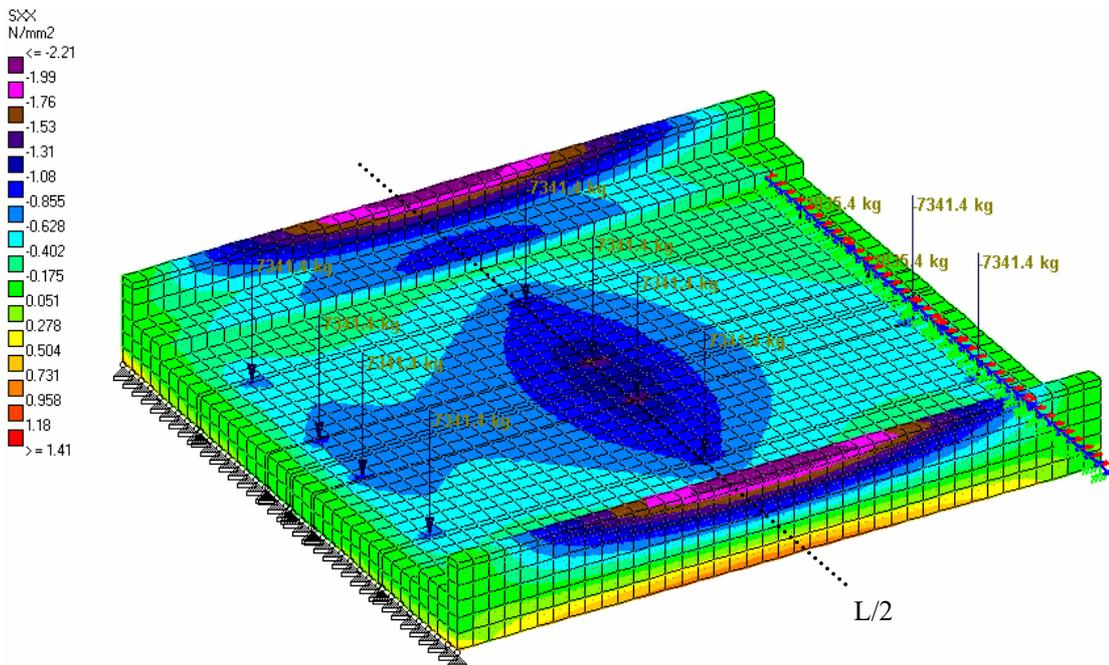


ข) Edge load (E1) หรือล้อรถบรรทุกห่างจาก Curb เท่ากับ 0.6 เมตร

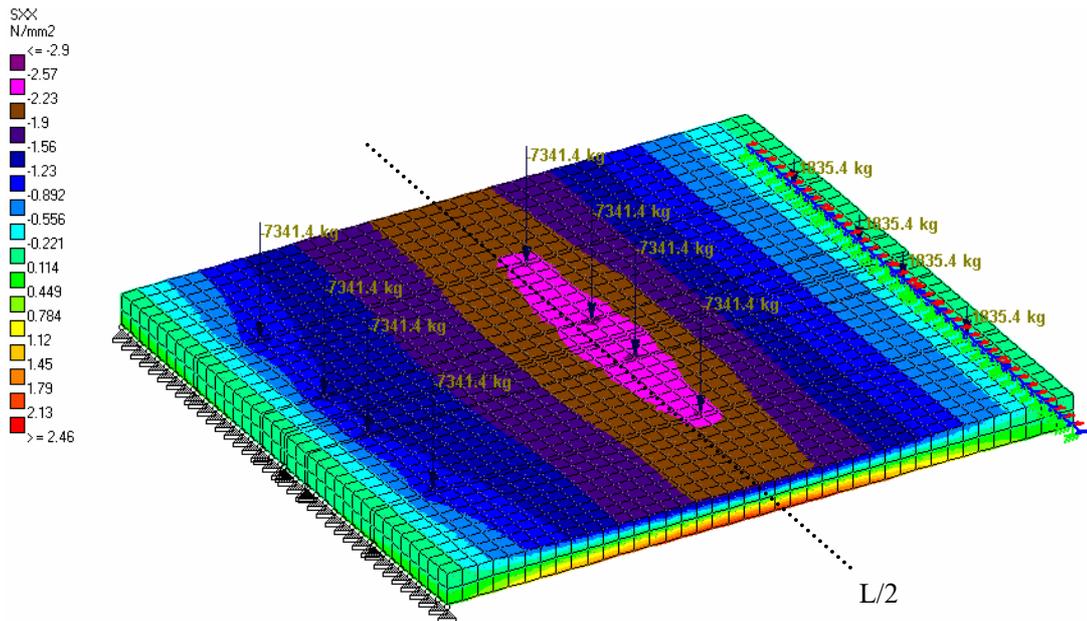
ภาพที่ 140 การวางน้ำหนักรถบรรทุกตามมาตรฐาน AASHTO Specifications (2002) (ก) Centered load (ข) Edge load มีหน่วยเป็นเมตร



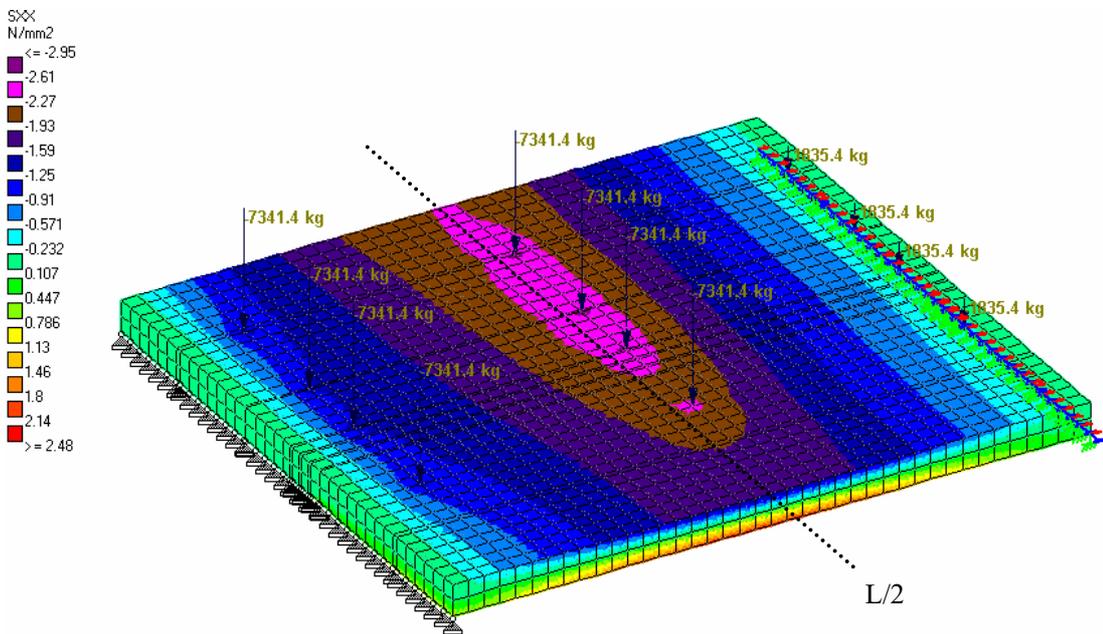
ภาพที่ 141 หน่วยแรงสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM 3D With curb กรณีน้ำหนักรถบรรทุกวางที่ตำแหน่ง Centered load



ภาพที่ 142 หน่วยแรงสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM 3D With curb กรณีน้ำหนักรถบรรทุกวางที่ตำแหน่ง Edge load

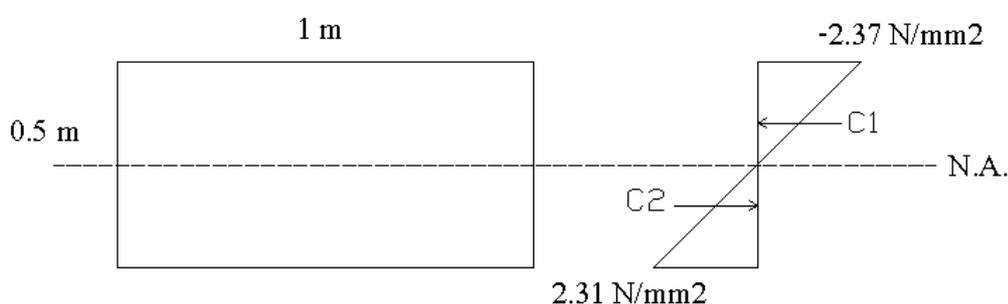


ภาพที่ 143 หน่วยแรงสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM 3D Without curb กรณีน้ำหนักบรรทุกวางที่ตำแหน่ง Centered load



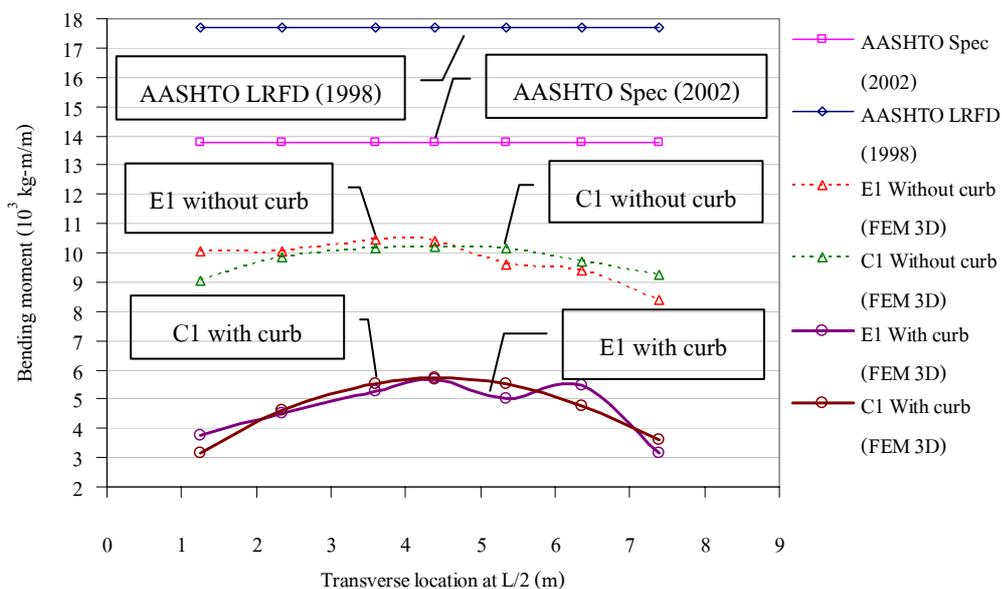
ภาพที่ 144 หน่วยแรงสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM 3D Without curb กรณีน้ำหนักบรรทุกวางที่ตำแหน่ง Edge load

จากผลของหน่วยแรงสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์ทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติสามารถนำไปคำนวณหาค่าโมเมนต์ต่อหนึ่งหน่วยความกว้างโดยพิจารณาการกระจายหน่วยแรงสถิตบนหน้าตัดภาพที่ 145 แสดงการกระจายหน่วยแรงของพื้นคอนกรีตสำหรับการวางน้ำหนักรูปแบบ E1 Without curb ทั้งนี้ในการคำนวณค่าโมเมนต์จะใช้สมมุติฐานระนาบรูปตัดยังคงเป็นระนาบทั้งก่อนและหลังการรับแรงคัต นั่นคือการกระจายของหน่วยการยืด-หดตัวในคอนกรีต เป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแกนสะเทิน (Plane remain plane)



ภาพที่ 145 ค่าการกระจายหน่วยแรงที่เกิดขึ้นบนพื้นสะพานคอนกรีตต่อหนึ่งหน่วยความยาว

ภาพที่ 146 แสดงการเปรียบเทียบผลของค่าโมเมนต์ที่กึ่งกลางความยาวสะพาน ($L/2$) เมื่อวางรถบรรทุกแบบ C1 และ E1 ที่ตำแหน่งที่ทำให้เกิดค่าโมเมนต์รวมสูงสุดที่หน้าตัดที่พิจารณากับมาตรฐาน AASHTO Specifications (2002) และมาตรฐาน AASHTO LRFD (1998) นอกจากนี้จากผลของโมเมนต์บนหน้าตัดที่ $L/2$ สามารถนำไปหาค่าการกระจายน้ำหนักของล้อ (E) ได้จากผลรวมของโมเมนต์ต่อโมเมนต์สูงสุด ณ หน้าตัดที่ $L/2$ ดังตารางที่ 50 โดยที่ค่า E ของแบบจำลองสะพานที่ใช้เปรียบเทียบคือ แบบจำลองสะพานที่ไม่มีราวกันตก เนื่องจากในสมการของมาตรฐาน AASHTO ที่ระบุค่า E จะไม่พิจารณาผลของ Secondary member เช่น ราวกันตก เป็นต้น ซึ่งจากการทดสอบพบว่ามาตรฐาน AASHTO Specifications (2002) ให้ค่า E น้อยกว่าแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ E1 และ C1 โดยมีความแตกต่างน้อยสุดเท่ากับ 13.79 เปอร์เซ็นต์ นอกจากนี้เมื่อพิจารณาค่าโมเมนต์พบว่ากรณีที่มีราวกันตกการวางน้ำหนักรูปแบบ C1 มีแนวโน้มที่จะให้ค่าโมเมนต์มากกว่าการวางน้ำหนักรูปแบบ E1 กลับกันสำหรับกรณีที่ไม่มีราวกันตกการวางน้ำหนักรูปแบบ E1 มีแนวโน้มที่จะให้ค่าโมเมนต์มากกว่าการวางน้ำหนักรูปแบบ C1



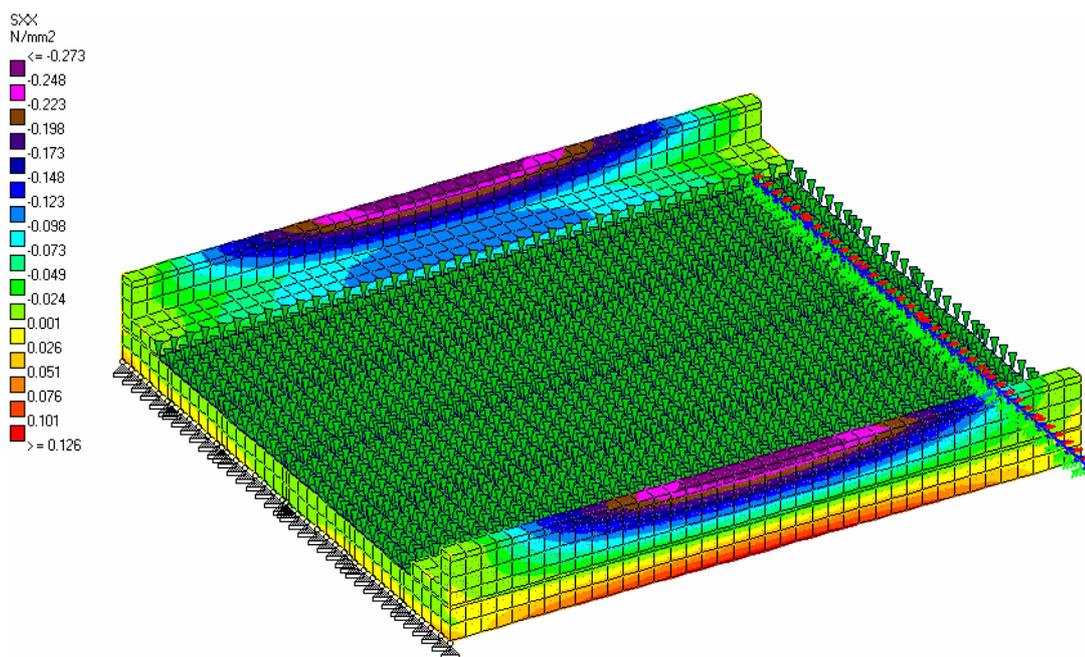
ภาพที่ 146 ค่าโมเมนต์ต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง ณ ตำแหน่งหน้าตัดที่พิจารณา (L/2) ของช่วงความยาวสะพาน

ตารางที่ 50 ค่าการกระจายน้ำหนักของล้อ (E)

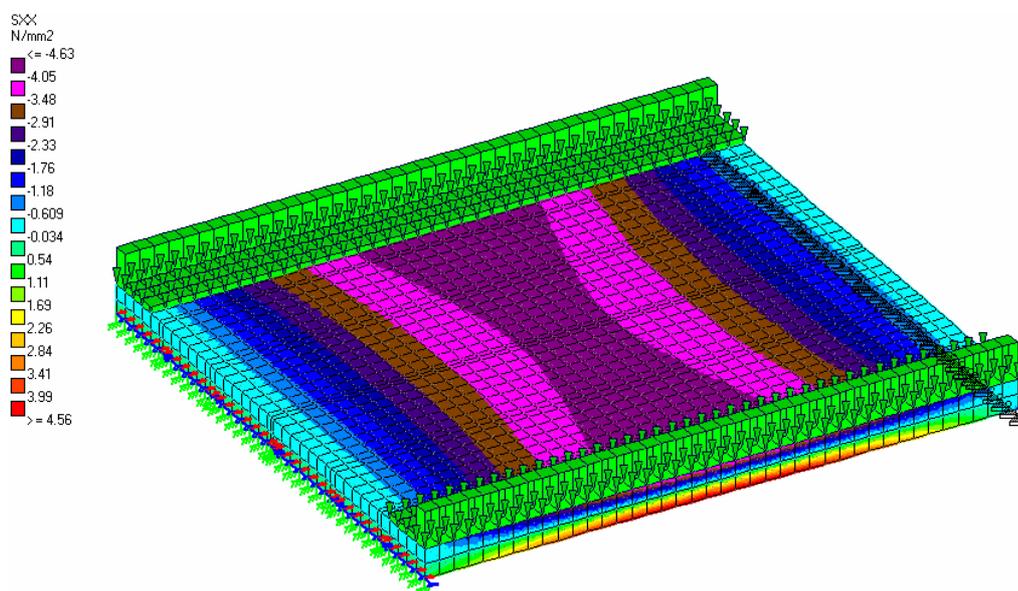
วิธีการ	M_{max}	E (m)	% ความต่างเมื่อเทียบกับมาตรฐาน	
	at L/2 ($\times 10^3$ kg-m/m)		AASHTO Spec (2002)	AASHTO LRFD (1998)
มาตรฐาน AASHTO LRFD (1998)	17.68	3.14	-	-
มาตรฐาน AASHTO Specifications (2002)	13.76	3.64	-	-
E1 Without curb FEM 3D	10.44	4.22	13.79	25.65
C1 Without curb FEM 3D	10.22	4.32	15.87	27.43
E1 With curb FEM 3D	5.65	7.70	52.73	59.23
C1 With curb FEM 3D	5.72	7.72	52.87	59.35

การวิเคราะห์หน่วยแรงสถิตจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่พิจารณาน้ำหนักของราวกันตก (Curb) พื้น (Deck) และน้ำหนักพื้นผิว ได้แก่ น้ำหนักของยางมะตอย (Asphalt) ของสะพาน ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถทำการวิเคราะห์ได้ในทำนองเดียวกันกับการวิเคราะห์ผลของหน่วยแรงสถิตจากน้ำหนักบรรทุกจร

ภาพที่ 147 แสดงผลของหน่วยแรงสถิตที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกพื้นผิว ในแบบจำลอง จะพิจารณาให้พฤติกรรมการรับน้ำหนักของ Curb และพื้น (Deck) กระทำไปพร้อมกันเนื่องจาก ขณะก่อสร้างสะพานการเทพื้นผิวด้วยยางมะตอย (Asphalt) ซึ่งเป็นน้ำหนักพื้นผิวจะเทหลังจาก โครงสร้างสะพานสร้างเสร็จสมบูรณ์ ซึ่งหมายความว่าพื้นและ Curb ของสะพานจะต้องมี พฤติกรรมในการรับน้ำหนักรวมกัน และในส่วนของภาพที่ 148 แสดงผลของหน่วยแรงสถิตที่เกิด จากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่คือ น้ำหนักของพื้น และ Curb โดยที่การรับน้ำหนักของพื้นจะมีพฤติกรรม การรับน้ำหนักของตัวเองร่วมกับน้ำหนักของ Curb เนื่องจากขณะทำการก่อสร้างในขั้นตอนของ การเทคอนกรีตของ Curb บนโครงสร้างพื้น จะทำการนำเอาค้ำยันออกก่อนที่มีการเทคอนกรีต จึง ทำให้พฤติกรรมการรับน้ำหนักของพื้นจะต้องรับเอาน้ำหนักของ Curb ไปพร้อมกัน เพราะฉะนั้น ในการสร้างแบบจำลองจึงใช้น้ำหนักของ Curb กระจายบนพื้นสะพานเพื่อให้มีพฤติกรรมดังกล่าว ข้างต้น



ภาพที่ 147 หน่วยแรงสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM 3D With curb กรณีน้ำหนักพื้นผิว (Asphalt)



ภาพที่ 148 หน่วยแรงสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM 3D Without curb ภายใต้น้ำหนักของ Curb และพื้น (Deck)

ตารางที่ 51 แสดงผลการวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ที่ตำแหน่งเดียวกับการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกของแบบจำลองสะพานที่มีราวกันตก โดยโมเมนต์ที่เกิดขึ้นจะเป็นผลมาจากน้ำหนักบรรทุกพื้นผิวซึ่งมีค่าเท่ากับ $0.486 (\times 10^3 \text{ kg-m/m})$ และน้ำหนักบรรทุกคงที่ซึ่งคือน้ำหนักของพื้นรวมกับน้ำหนักของ Curb มีโมเมนต์เท่ากับ $17.963 (\times 10^3 \text{ kg-m/m})$

ตารางที่ 51 ผลโมเมนต์ที่เกิดจากหน่วยแรงสถิตที่ผิวบนและล่างของแบบจำลองสะพานที่มีราวกันตก

ตำแหน่ง	Sxx (N/mm2)	
	น้ำหนัก Asphalt	น้ำหนักพื้นรวมกับน้ำหนัก Curb
ผิวบน	-0.105	-4.208
ผิวล่าง	0.124	4.248
$M \times 10^3 \text{ (kg-m/m)}$	0.486	17.963

ตารางที่ 52 แสดงผลการวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ที่ตำแหน่งเดียวกับการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกจรของแบบจำลองสะพานที่ไม่มีราวกันตก โดยโมเมนต์ที่เกิดขึ้นจะเป็นผลมาจากน้ำหนักบรรทุกพื้นผิวซึ่งมีค่าเท่ากับ $0.503 (\times 10^3 \text{ kg-m/m})$ และน้ำหนักบรรทุกคงที่ซึ่งคือน้ำหนักของพื้นรวมกับน้ำหนักของ Curb มีค่าโมเมนต์เท่ากับ $17.875 (\times 10^3 \text{ kg-m/m})$

ตารางที่ 52 ผลโมเมนต์ที่เกิดจากหน่วยแรงสถิตที่ผิวบนและล่างของแบบจำลองสะพานที่ไม่มีราวกันตก

ตำแหน่ง	Sxx (N/mm ²)	
	น้ำหนัก Asphalt	น้ำหนักพื้นรวมกับน้ำหนัก Curb
ผิวบน	-0.111	-4.179
ผิวล่าง	0.126	4.227
M $\times 10^3$ (kg-m/m)	0.503	17.875

ผลของหน่วยแรงสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติจะใช้ประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างพื้นสะพานหรือค่า Rating factor โดยใช้วิธี Load and Resistance Factor Rating (LRFR) เนื่องจากวิธีดังกล่าวได้คำนึงถึงความไม่แน่นอนของกำลังรับแรงของโครงสร้างและน้ำหนักที่มากกระทำ และได้รับการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ด้วยข้อมูลทางสถิติสำหรับการคำนวณค่า Rating factor ที่ได้จากการทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ จากผลการวิเคราะห์ค่าโมเมนต์สูงสุดที่ได้จากการจัดวางตำแหน่งรถบรรทุกระหว่าง E1 และ C1 สามารถนำมาแทนในพารามิเตอร์ของผลตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร (LL) แทนค่าโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักของ Asphalt ในพารามิเตอร์ของผลตอบสนองของน้ำหนักพื้นผิว (DW) และแทนค่าโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักของ Deck รวมกับ น้ำหนักของ Curb ในพารามิเตอร์ผลตอบสนองของน้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้าง (DC) หลังจากนั้นการคำนวณจะอาศัยสมการที่ 9 (LRFR) โดยใช้ค่า Impact factor เท่ากับ 33% ตามข้อแนะนำตามมาตรฐาน AASHTO LRFD (1998) และค่าการกระจายน้ำหนักของล้อมีค่าเท่ากับ 1 ซึ่งจากผลการคำนวณค่า Rating factor สำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติที่มีราวกันตกมีค่าเท่ากับ 4.29, 3.31 สำหรับระดับ Operating, Inventory ตามลำดับ และแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติที่ไม่มีราวกันตกมีค่าเท่ากับ 2.36, 1.82 สำหรับระดับ Operating, Inventory ตามลำดับ

4.3 การวิเคราะห์และคำนวณค่า RF ด้วย Diagnostic load tests

สำหรับการคำนวณค่า RF ที่ได้จากการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริงสามารถกระทำได้โดยใช้วิธีการ Calibration ระหว่างผลตอบสนองของน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากการทดสอบกับผลตอบสนองของน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากวิเคราะห์ด้วยวิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติตามสมการที่ 25

$$M_{\text{Test (HS20)}}^{\text{MAX}} = \frac{M_{\text{FEM (HS20)}}^{\text{Max}}}{M_{\text{FEM (Truck)}}^{\text{L/2}}} M_{\text{Test (Truck)}}^{\text{L/2}} \quad (25)$$

เมื่อ $M_{\text{Test (Truck)}}^{\text{L/2}}$ คือ ผลตอบสนองของน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากการทดสอบโดยใช้น้ำหนักบรรทุกทดสอบ

$M_{\text{FEM (Truck)}}^{\text{L/2}}$ คือ ผลตอบสนองของน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากวิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติโดยใช้น้ำหนักบรรทุกทดสอบ

$M_{\text{FEM (HS20)}}^{\text{Max}}$ คือ ผลตอบสนองสูงสุดของน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากวิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติโดยใช้น้ำหนักบรรทุกทุก HS20-44

$M_{\text{Test (HS20)}}^{\text{MAX}}$ คือ ผลตอบสนองสูงสุดของน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากการทดสอบโดยใช้น้ำหนักบรรทุกทุก HS20-44

ผลตอบสนองสูงสุดของน้ำหนักบรรทุกจรที่ได้จากการทดสอบ ($M_{\text{Test (HS20)}}^{\text{MAX}}$) คือผลตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร (LL) ของวิธี LRFR ในการคำนวณค่า Rating factor จะนำค่าผลตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร มาหารด้วยค่าการกระจายของล้อย (E) ที่มีค่าเท่ากับ 1 แล้วคูณด้วยค่า Impact factor ที่มีค่าเท่ากับ 33% ซึ่งจะได้ผลตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรที่เพิ่มค่าแล้ว หลังจากนั้นนำผลตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร, ผลตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักพื้นผิว (DW) ที่ได้จากแบบจำลองไฟในเอลิเมนต์สามมิติ, ผลตอบสนองของน้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้าง (DC) ที่ได้จากแบบจำลองไฟในเอลิเมนต์สามมิติ และกำลังต้านทานของส่วนโครงสร้าง (R_n) มาใช้ในการคำนวณค่า Rating factor โดยแทนในสมการที่ 9 (LRFR) ในบทการตรวจเอกสาร ทั้งนี้ค่า RF ที่ได้จากการประเมินด้วยผลจาก Diagnostic load tests จะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนระหว่าง $M_{\text{Test (Truck)}}^{L/2}$ กับ $M_{\text{FEM(Truck)}}^{L/2}$ และลักษณะการจัดวางรถบรรทุกบนสะพานที่แตกต่างกัน ดังนั้นในการศึกษาจึงเลือกใช้ผลตอบสนองที่ได้จากการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตของรถบรรทุกหนึ่งเพราะให้ความปลอดภัยที่มากกว่ารถบรรทุกสองคัน มาใช้ในการ Calibration กับแบบจำลองไฟในเอลิเมนต์สามมิติ ซึ่งจากผลการทดสอบสามารถคำนวณค่า Rating factor ที่ระดับ Operating และระดับ Inventory ดังแสดงในตารางที่ 53

ตารางที่ 53 ผลของพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณค่า Rating factor

วิธีการ	R_n	DW	DC	1.3LL	Rating factor	
	(kg-m)	(kg-m)	(kg-m)	(kg-m/m)	Operating	Inventory
Theory 1D	89690.87	1437	17314	18316	1.73	1.33
FEM 3D With curb	89690.87	486	17963	7467	4.29	3.31
FEM 3D Without curb	89690.87	503	17875	13620	2.36	1.82
Field test With curb	89690.87	486	17963	8080	3.97	3.06
Field test Without curb	89690.87	503	17875	7520	4.27	3.29

จากผลการคำนวณค่า Rating factor ที่ได้จากการวิเคราะห์ทั้ง 3 วิธี สามารถแสดงขีดความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของพื้นสะพานในหน่วยเป็นตัน หรือเรียกว่า Bridge member rating ได้โดยการแทนในสมการที่ 26 โดย ค่า Bridge member rating จะถูกควบคุมโดยค่า RF ที่ระดับ Inventory ซึ่งเป็นระดับความปลอดภัยที่น้อยที่สุด

$$RT = (RF)W \quad (26)$$

เมื่อ RT คือ Bridge member rating ในหน่วยตัน หรือน้ำหนักรวมของยานพาหนะทั้งหมดที่กระทำต่อองค์อาคาร)

W คือ น้ำหนักของรถบรรทุกที่ใช้คำนวณหาผลตอบสนองทางสถิติเท่ากับ 1.3 HS20 น้ำหนักรวม 46.8 ตัน

โดยผลเปรียบเทียบค่า Rating factor ที่ได้จากการวิเคราะห์ทั้งสามวิธี และ ของผล Bridge member rating แสดงในตารางที่ 54 จากผลแสดงให้เห็นว่าการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองโครงสร้างอย่างง่ายให้ขีดความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของพื้น (RT) น้อยที่สุดโดยสามารถรับน้ำหนักบรรทุกรวมได้ 64 ตัน

ตารางที่ 54 ค่า Rating factor และ Bridge member rating

วิธีการ	RF (OP)	RF (IN)	RT (ตัน)
Theory	1.73	1.33	64
FEM 3D With curb	4.29	3.31	158
FEM 3D Without curb	2.36	1.82	87
Field test With curb	3.97	3.06	146
Field test Without curb	4.27	3.29	157

สรุปและข้อเสนอแนะ

สรุป

1) เกณฑ์การแบ่งค่า Condition rating สามารถพิจารณาได้จากลักษณะความเสียหาย ขนาด ความรุนแรง ตลอดจนผลกระทบจากสิ่งแวดล้อมเช่น Chloride attack ซึ่งแต่ละประเทศที่ได้รวบรวมในการศึกษาจะมีเกณฑ์ในการพิจารณาค่า Condition rating ที่แตกต่างกัน อย่างไรก็ตาม เนื่องจากการออกแบบโครงสร้างสะพานในประเทศไทยยังคงอ้างอิงการออกแบบตามมาตรฐาน AASHTO ดังนั้น การใช้เกณฑ์การประเมินการเสื่อมสภาพตามวิธีการของ NBI และมาตรฐาน AASHTO LRFR จะทำให้ได้ระดับความปลอดภัยของโครงสร้างสะพานที่สอดคล้องทั้งในขั้นตอนของการออกแบบ และประเมินกำลังโครงสร้าง

2) การเปรียบเทียบค่า RF สำหรับ 3 วิธีการ ได้แก่ วิธี LRFR, LF และ AS พบว่าในกรณีที่ไม่รวมผลของการเสื่อมสภาพในการประเมินกำลัง วิธี AS มีแนวโน้มให้ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ต่ำกว่าวิธีอื่น โดยเฉพาะการประเมินที่ระดับ Inventory สำหรับกรณีที่พิจารณาผลของการเสื่อมสภาพที่มีต่อการลดกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดวิธี Modified LF และวิธี LRFR จะให้ค่า RF ที่มีการกระจายในช่วงกว้างกว่ากรณีไม่พิจารณาผลของการเสื่อมสภาพในการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้าง นอกจากนี้วิธี LRFR มีแนวโน้มที่จะให้ค่า RF สูงกว่าวิธี Modified LF ที่ระดับ Inventory โดยมีความแตกต่างของค่าเฉลี่ยของ RF เท่ากับ 0.26

3) ผลการทดสอบแบบไม่ทำลายแสดงให้เห็นว่าอุปกรณ์ UPV ให้ผลการตรวจสอบสภาพของคอนกรีตที่สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงมากกว่าอุปกรณ์ Rebound hammer ที่ให้ค่ากำลังอัดที่ค่อนข้างสูงกว่ากำลังจริง

4) ผลการทดสอบพบว่าปริมาณคลอไรด์ทั้งหมด ณ ตอม่อส่วนล่างที่ระดับความลึกตั้งแต่ 1 ถึง 4 ซม. มีค่าปริมาณคลอไรด์เกินค่าปริมาณคลอไรด์ที่ระดับ Threshold ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.2 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร หรือ เท่ากับ 0.05 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนักของตัวอย่าง อีกทั้งเมื่อพิจารณาจากเส้นแนวโน้มของปริมาณคลอไรด์ที่ระดับความลึก 5 เมตรพบว่าค่าปริมาณคลอไรด์ยังเกินค่าปริมาณคลอไรด์ที่ระดับ Threshold ซึ่งจากผลกระทบของคลอไรด์ (Chloride attack) จะทำให้เหล็กเสริมบริเวณตอม่อช่วงล่างเริ่มเกิดสนิม ซึ่งจะส่งผลให้เกิดการบวมตัวของเหล็ก และทำให้คอนกรีต

เกิดการแตกออก ซึ่งจากปัญหาดังกล่าวจะทำให้ต่อม่อสูญเสียกำลังรับน้ำหนักเนื่องจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมอีกทั้งยังทำให้ต่อม่อสูญเสียกำลังรับแรงอัดเนื่องจากการที่พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตเสริมเหล็กลดลง ซึ่งจากผลปริมาณคลอไรด์ที่พบจากตำแหน่งดังกล่าวมีความสอดคล้องกับสภาพการเสื่อมของโครงสร้างส่วนล่าง และเมื่อประเมินระดับการเสื่อมสภาพตามข้อเสนอแนะของ NBI จะได้ค่า Condition rating เท่ากับ 3 ซึ่งเป็นสภาพที่มีความเสียหายอยู่ในระดับรุนแรง

5) การวิเคราะห์พฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมพบว่าปัจจัยที่ทำให้ค่า DAF มีการเปลี่ยนแปลงคือ ความเร็ว และน้ำหนักของรถบรรทุก โดยที่ความเร็วของรถบรรทุกจะทำให้ค่า DAF มีแนวโน้มเพิ่มขึ้น กลับกันเมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่ามากขึ้นจะทำให้ค่า DAF มีแนวโน้มลดลง ซึ่งจากการทดสอบสามารถหาค่า DAF สูงสุดเท่ากับ 20 เปอร์เซ็นต์ และเมื่อนำมาเทียบกับค่า DAF จากมาตรฐาน AASHTO Specifications (2002) พบว่าผลทดสอบให้ค่า DAF น้อยกว่ามาตรฐาน

6) การวิเคราะห์พฤติกรรมทางสถิตของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมพบว่าค่าการกระจายน้ำหนักของล้อที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ค่าที่มากกว่ามาตรฐาน AASHTO Specifications (2002) ทั้งกรณีที่มีพิจารณาและไม่พิจารณาผลของราวกันตกโดยมีความแตกต่างสูงสุด 13.73 เปอร์เซ็นต์

7) การประเมินกำลังรับน้ำหนักโครงสร้างพื้นสะพานด้วยค่า RF พบว่าทั้ง 3 วิธีการ มีค่ามากกว่า 1 ซึ่งก็แสดงให้เห็นว่าพื้นสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างปลอดภัย

ข้อเสนอแนะ

- 1) ในการติดตั้งเครื่องมือทดสอบ ต้องทำการสอบเทียบความถูกต้องของเครื่องมือก่อนที่จะนำไปทดสอบในสนามจริง เพื่อให้ค่ามีความถูกต้องและเที่ยงตรง
- 2) สัญญาณรบกวนเป็นปัญหาที่สำคัญสำหรับการทดสอบในภาคสนามดังนั้นจึงควรทำการติดตั้งตัวกำจัดสัญญาณรบกวนก่อนที่จะดำเนินการเก็บข้อมูล
- 3) ผลการศึกษาที่ได้สามารถนำไปใช้เป็นข้อมูลสำคัญในการวางแผนการซ่อมบำรุงรักษาสะพานให้มีความเหมาะสมต่อปัญหาการเสื่อมสภาพ

เอกสารและสิ่งอ้างอิง

กรมทางหลวงชนบท. 2548. การศึกษาความเสื่อมสภาพและความเสียหายของโครงสร้างสะพาน และประเมินความแข็งแรงของสะพาน. บริษัทไอเอ็มเอ็มเอส, กรุงเทพฯ.

นระ คมนามูล. 2547. เทคโนโลยีวัสดุในงานวิศวกรรมวัสดุ และการทดสอบแบบไม่ทำลายในงาน วิศวกรรมโยธา. สถาบันวิจัยวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยีแห่งประเทศไทย, กรุงเทพฯ.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 1994.

Manual for Condition Evaluation of Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, D.C., U.S.A.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 2002.

AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, D.C., U.S.A.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 1998.

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. 2nd Ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, D.C., U.S.A.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 2003.

Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating (LRFR) of Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, D.C., U.S.A.

American Society for Testing and Materials (ASTM). 2002. **ASTM C805 Standard Test**

Method for Rebound Number of Hardened Concrete. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, D.C., U.S.A.

- American Society for Testing and Materials (ASTM). 2002. **ASTM C1152 Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete**. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, D.C., U.S.A.
- Amer, A., M. Arockiasamy and M. Shahawy. 1997. Load Distribution of Existing Solid Slab Bridges Based on Field Tests. **Journal of Bridge Engineering** Vol.4 (1997): 189-193.
- C.N.S. ELECTRONICS LTD. **Pundit manual for use with the portable ultrasonic non – destructive digital indicating tester**.
- Chajes, M.J. and D.R. Mertz. 1995. Experimental Load Rating of a Posted Bridge. **Journal of Bridge Engineering** Vol.2 (1995): 1-10.
- Cai, C.S. and M. Shahaway. 2002. Understanding Capacity Rating of Bridges from Load Tests. **Journal of Bridge Engineering** Vol.8 (2002): 209-216.
- Eamon, C. D. and Nowak., A. S. 2001. Effects of Edge-Stiffening Elements and Diaphragms on Bridge Resistance and Load Distribution. **Journal of Bridge Engineering** Vol.7 (2001): 258-266.
- Fafard, M., M. Savard. and M. Bennur. 1996. Dynamic Analysis of Existing Continuous Bridge. **Journal of Bridge Engineering** Vol.3 (1996): 28-37.
- Japan Society of Civil Engineering (JSCE). 2001. **Standard Specifications for Concrete**.
- Kwasniewski, L.S., J. Wekezer, G. Roufa, H. Li, J. Ducher and J. Malachowski. 2005. Experimental Evaluation of Dynamic Effects for a Selected Highway Bridge. **Journal of Performance of Constructed Facilities** Vol.20 (2005): 253-260.

Minnesota Department of Transportation. **NBI Condition & Appraisal Rating POINTS**

Element Rating.

Mabsoult, M., K. Tarhini and R. Jabakhaji. 2002. Wheel Load Distribution in Simply Supported Concrete Slab Bridges. **Journal of Bridge Engineering** Vol.9 (2002): 147-155.

Mabsoult, M., K. Tarhini, E. Awwad and G. frederick. 2002. Effect on Potholes on Load Distribution in Concrete Slab Bridges. **Journal of Bridge Engineering** Vol.9 (2002): 154-159.

Michael, M. and Samer, M. 2001. Semiparameter Hazard Rate Models of Reinforced Concrete Bridge Deck Deterioration. **Journal of Infrastructure Systems** Vol.7 (2001): 49-57.

Paultre, P.T., J. Proulx and M. Talbot. 1992. Dynamic Testing Procedures for Highway Bridges Using Traffic Loads. **Journal of Structural Engineering** Vol.121 (1992): 362-374.

Qasrawi, H.Y. 2000. Concrete Strength by Combined Nondestructive Methods Simply and Reliable Predicted. **Cement and Concrete Research** (2000): 739-746

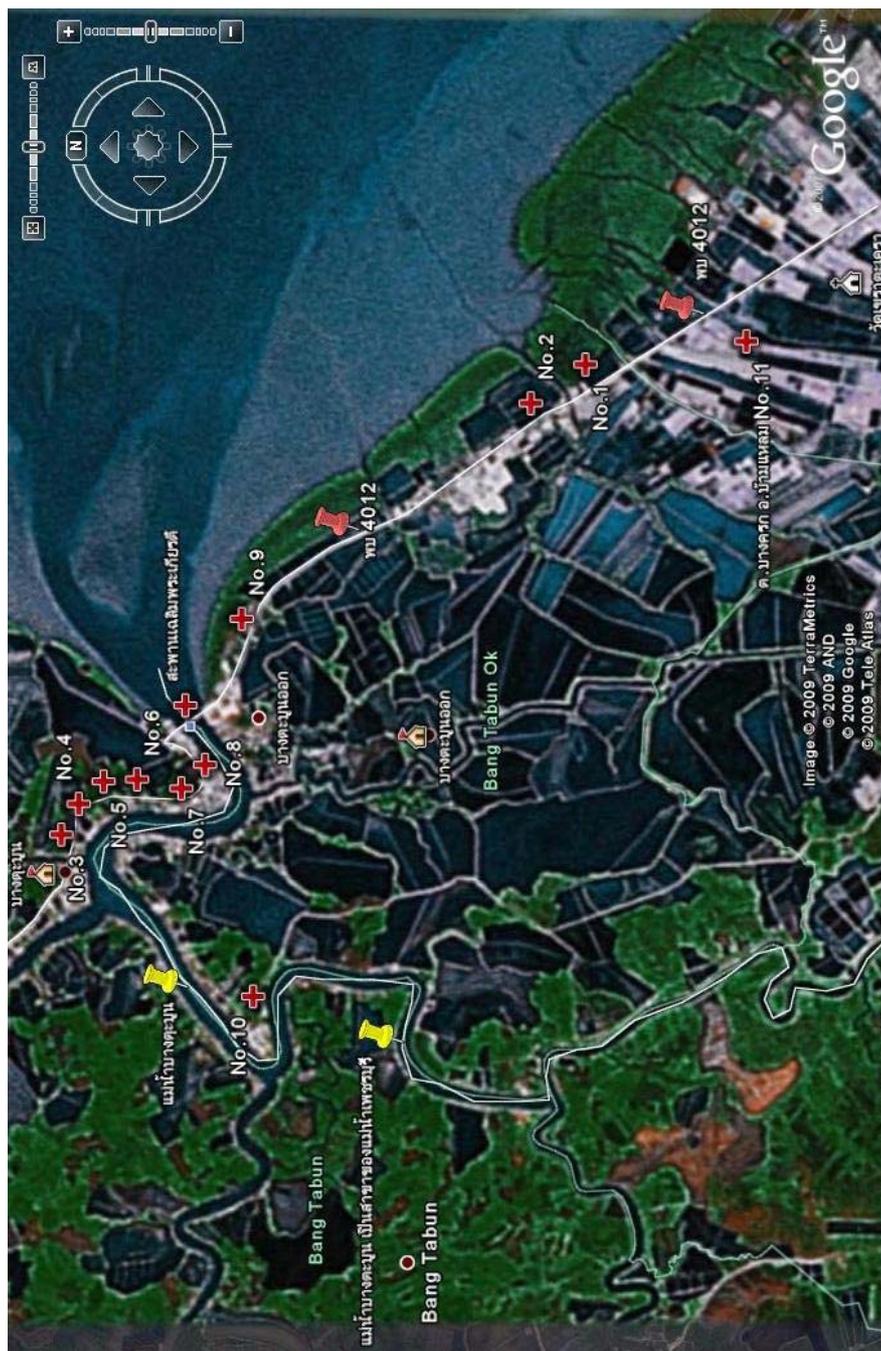
Safaf, V.K. 1996. Evaluation of Existing RC Slab Bridges. **Journal of Bridge Engineering** Vol.12 (1996): 20-24.

Schiebel, S., R. Parretti and M. Huck. 2001. Strengthening and Load Testing of Three Bridges in Boone County. **Journal of Bridge Engineering** Vol.7 (2001): 156-163.

Woodward, R.J. 1999. **Deliverable D2 Review of Current Practice for Assessment of Structural Condition and Classification of Defects.**

Zokaie, T.R. 1998. AASHTO LRFD Live Load Distribution Specifications. **Journal of Bridge Engineering** Vol.5 (1998): 131-138.

ภาคผนวก



- No.1 สะพานข้ามคลอง
ขุดเล็ก
- No.2 สะพานข้ามคลอง
แพรคตามัน
- No.3 สะพานข้ามคลอง
สองพี่น้อง
- No.4 สะพานข้ามคลอง
ต่านี้ง
- No.5 สะพานข้ามคลอง
แพรคขุด
- No.6 สะพานข้ามแม่น้ำ
ปากลัด
- No.7 สะพานข้ามคลอง
แพรคขจร
- No.8 สะพานขยเลน 2
- No.9 สะพานข้ามคลอง
เหมืองตานิม
- No.10 สะพานข้ามแม่น้ำ
เพชรบุรี
- No.11 สะพานข้างวัด
เขราตะเดรา

ภาพผนวกที่ 1 แผนที่ตั้งตำแหน่งของสะพาน



ภาพผนวกที่ 2 สะพานข้ามคลองขุดเล็ก



ภาพผนวกที่ 3 สะพานข้ามคลองแพรกตามัน



ภาพผนวกที่ 4 สะพานข้ามคลองสองพี่น้อง



ภาพผนวกที่ 5 สะพานข้ามคลองตานิ่ง



ภาพผนวกที่ 6 สะพานข้ามแพรกษุด



ภาพผนวกที่ 7 สะพานข้ามคลองปากถัด



ภาพผนวกที่ 8 สะพานข้ามคลองแพรกเขมร



ภาพผนวกที่ 9 สะพานชายเลน 2



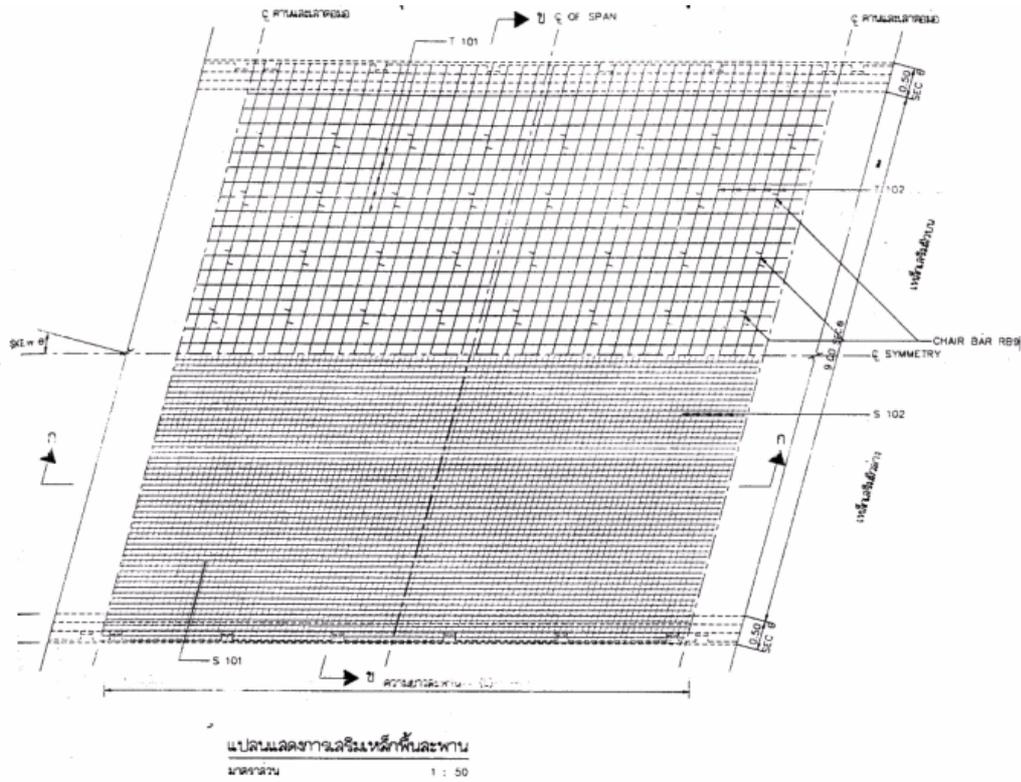
ภาพผนวกที่ 10 สะพานข้ามคลองเหมืองตานิม



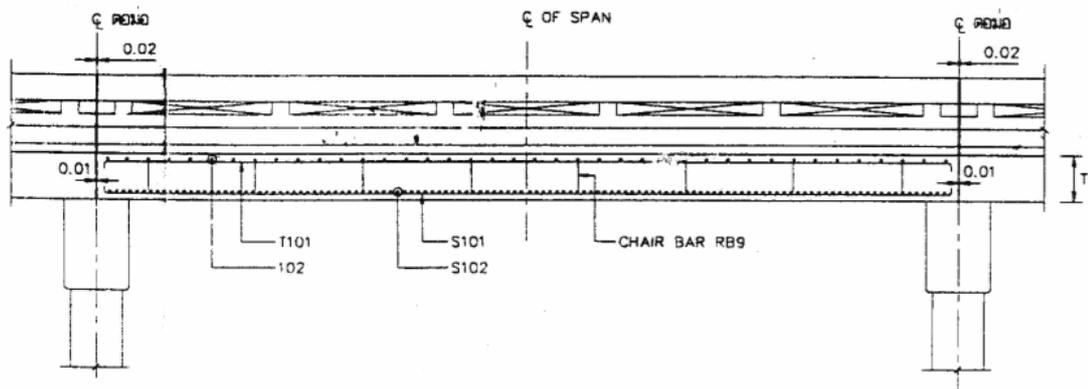
ภาพผนวกที่ 11 สะพานข้ามแม่น้ำเพชรบุรี



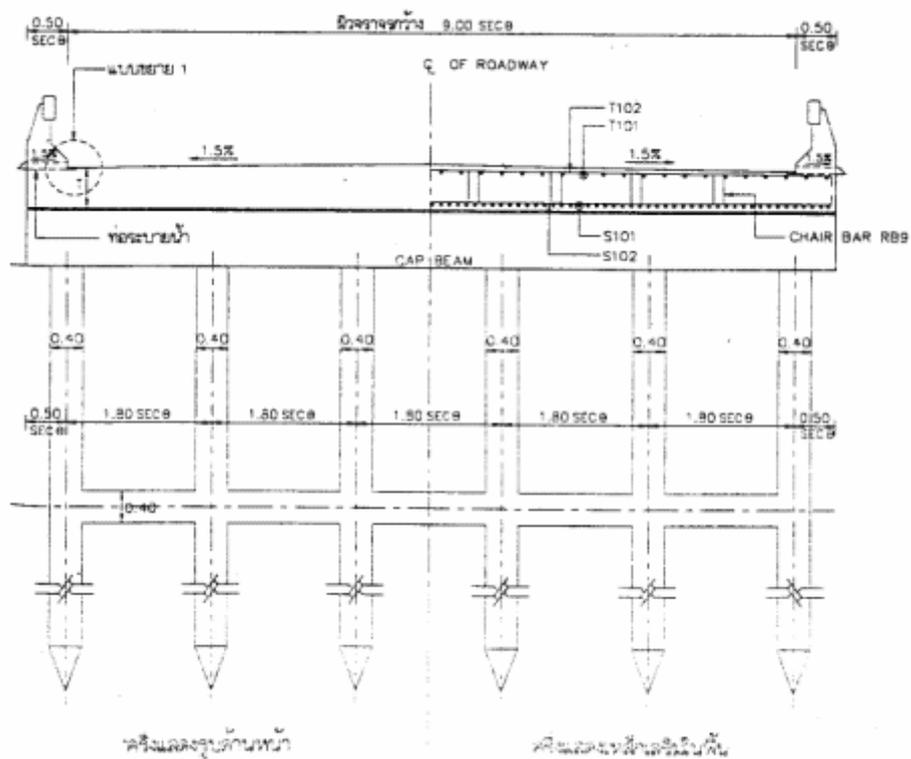
ภาพผนวกที่ 12 สะพานข้างวัดเขราตะเครา



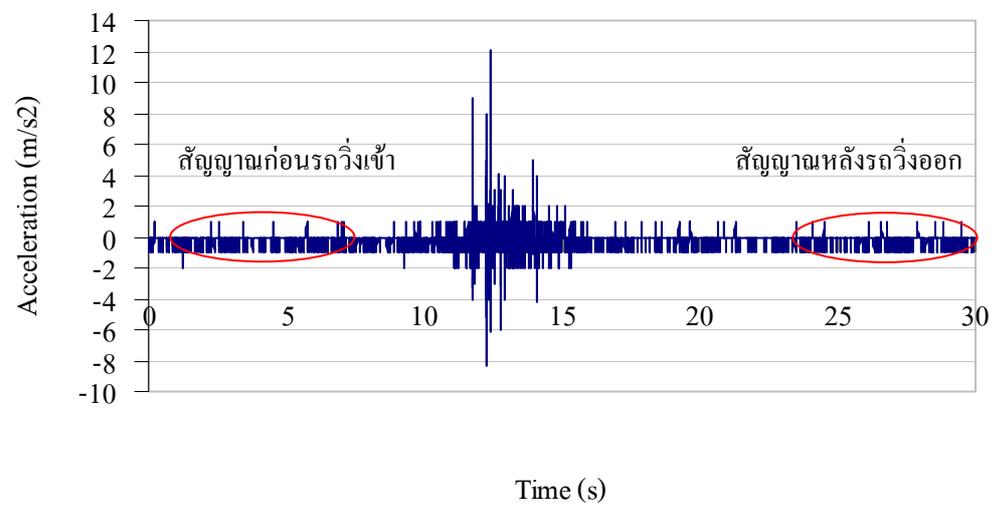
ภาพผนวกที่ 13 แผนแสดงการเสริมเหล็กพื้น



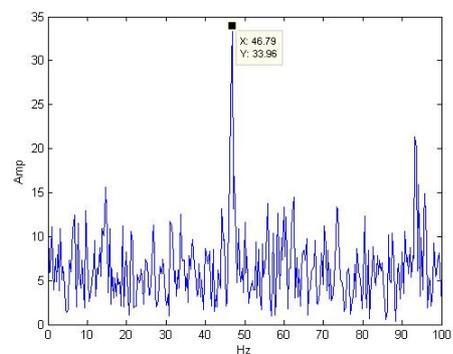
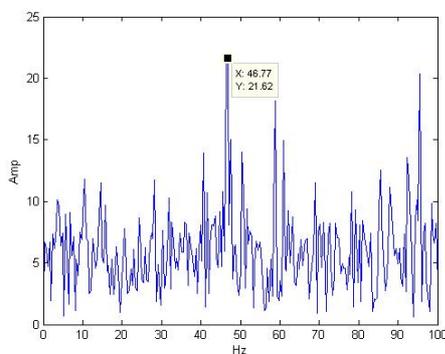
ภาพผนวกที่ 14 รูปตัด ก - ก



ภาพผนวกที่ 15 รูปตัด ข - ข

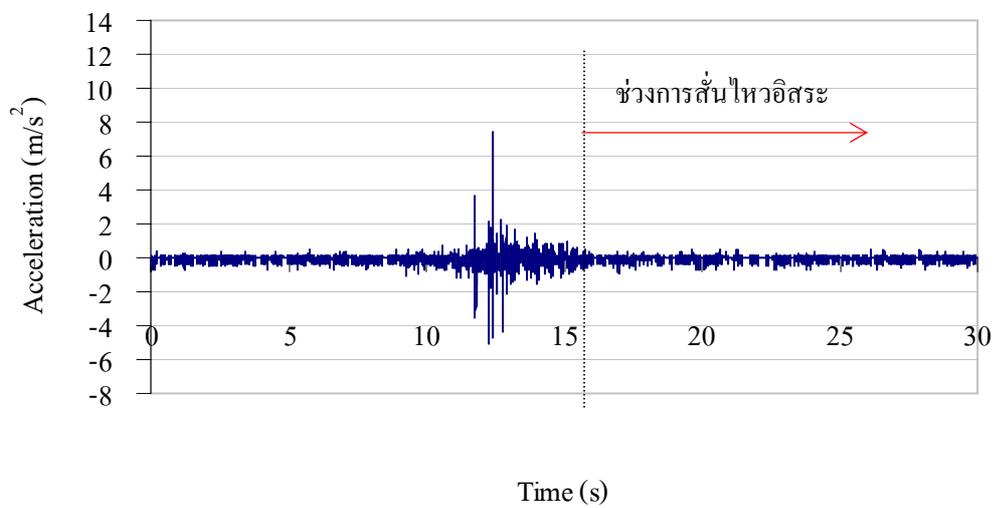


ภาพผนวกที่ 16 ตรวจสอบช่วงความถี่ของสัญญาณรบกวนก่อนเข้าและหลังออกของรถบรรทุกวิ่งด้วยความเร็ว 40 กิโลเมตรต่อชั่วโมง สำหรับทิศทางขนานกับทางจราจร (A03)

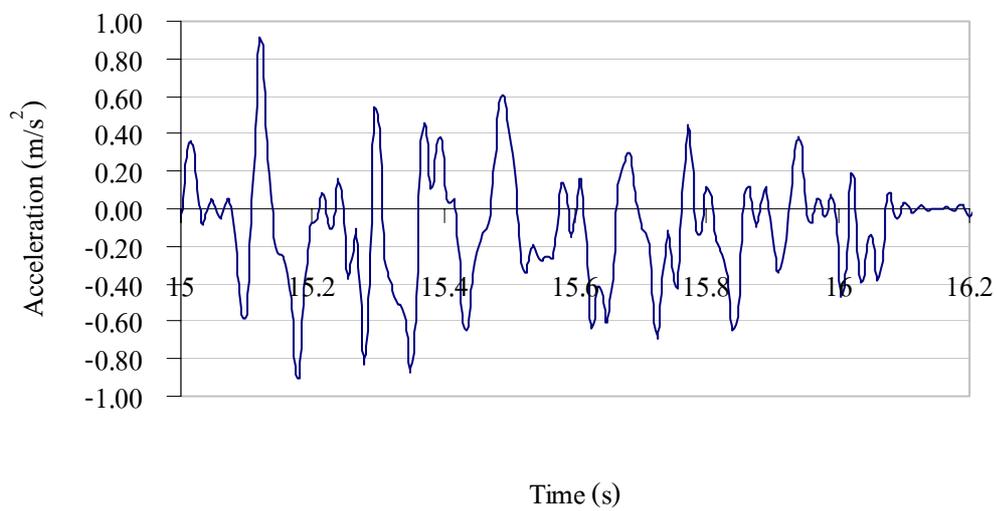


ก) ความถี่สัญญาณก่อนรถวิ่งเข้า ที่ 46.77 Hz ข) ความถี่สัญญาณหลังรถวิ่งออก ที่ 46.79 Hz

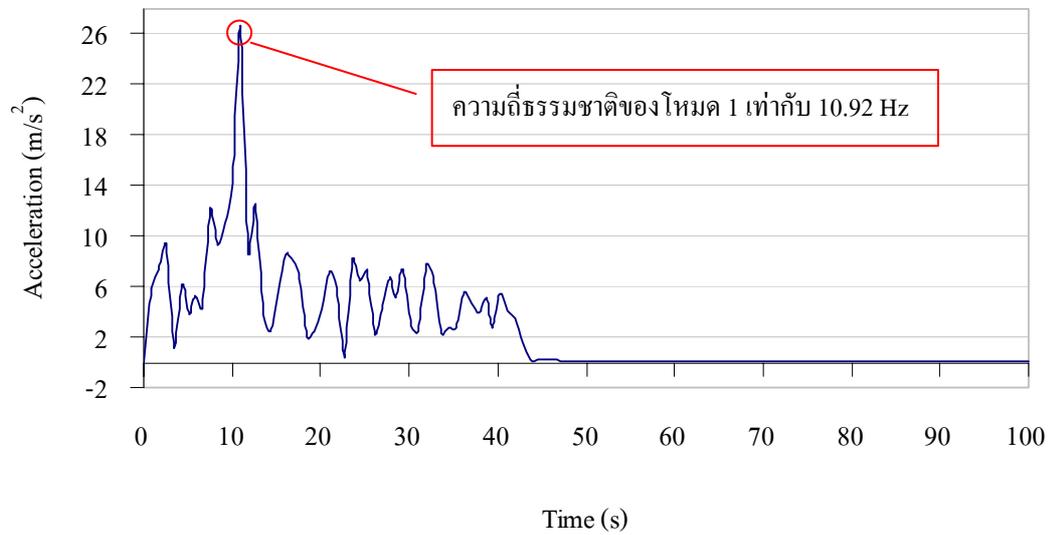
ภาพผนวกที่ 17 ความถี่ของสัญญาณรบกวนก่อนเข้าและหลังออกของรถบรรทุก



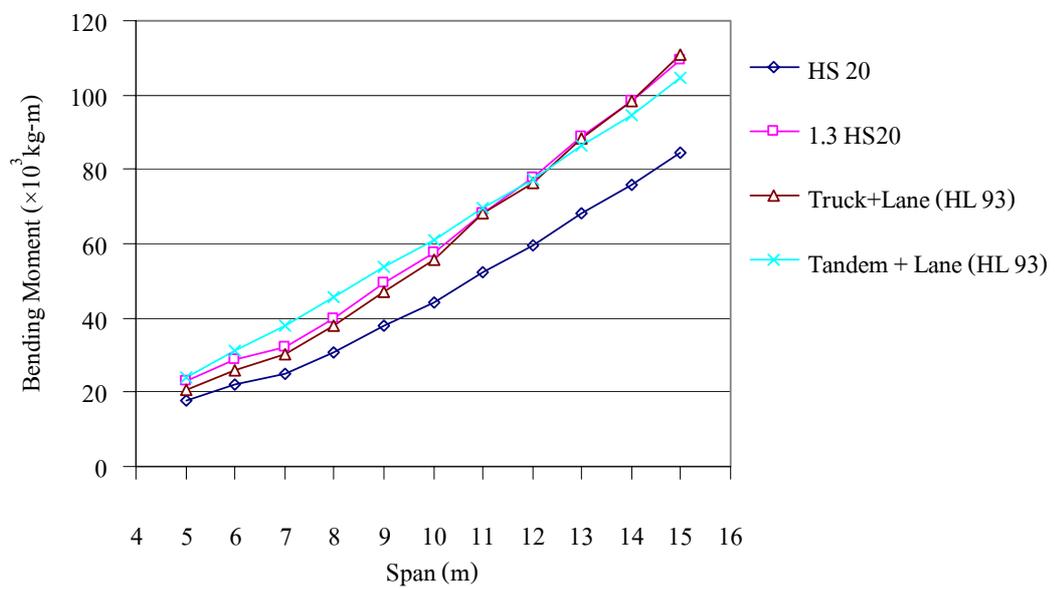
ภาพผนวกที่ 18 ข้อมูลความเร่ง (A03) ณ ตำแหน่งตอม่อสะพาน (P3) หลังจากที่ทำกรกรองสัญญาณรบกวนที่ 46.78 Hz



ภาพผนวกที่ 19 ข้อมูลความเร่งของการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระของตอม่อสะพาน (P3)



ภาพผนวกที่ 20 ความถี่ธรรมชาติของของตอม่อสะพาน (P3)



ภาพผนวกที่ 21 ค่าโมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกจรที่เปลี่ยนตามช่วงความยาวสะพาน

ตัวอย่างรายการคำนวณค่า Rating factor ของสะพานข้ามคลองเหมืองตานิมสำหรับช่วงความยาวสะพาน 10 เมตร โดยมีรายละเอียดเหล็กเสริมแสดงในตารางภาคผนวก และค่าของพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณสามารถแสดงได้ดังต่อไปนี้ DC เท่ากับ 17314.28 กิโลกรัม-เมตร ต่อ เมตร, DW เท่ากับ 1437.5 กิโลกรัม-เมตร ต่อ เมตร, 1.3LL เท่ากับ 57513.75 กิโลกรัม-เมตร ต่อ เมตร, γ_{DC} ที่ระดับ Operating และ ระดับ Inventory เท่ากับ 1.25 และ 1.25, γ_{DW} ที่ระดับ Operating และ ระดับ Inventory เท่ากับ 1.5 และ 1.5, γ_L ที่ระดับ Operating และ ระดับ Inventory เท่ากับ 1.35 และ 1.75, ϕ เท่ากับ 0.9, ϕ_c เท่ากับ 1, ϕ_s เท่ากับ 1, f_y เท่ากับ 4,000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และ f_c เท่ากับ 250 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

วิธีทำ

หาค่า Equivalent strip width (E)

สำหรับ 1 ช่องจราจร

$$E1 = 10.0 + 5.0 \sqrt{L_1 W_1}$$

$$E1 = 10.0 + 5.0 \sqrt{32.81 \text{ ft} \times 22.97 \text{ ft}} = 147.25 \text{ นิ้ว หรือ } 3.74 \text{ เมตร}$$

สำหรับ 2 ช่องจราจรขึ้นไป

$$E2 = 84.0 + 1.44 \sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{12.0W}{N_L}$$

$$E2 = 84.0 + 1.44 \sqrt{32.81 \text{ ft} \times 22.97 \text{ ft}} \text{ น้อยกว่าหรือเท่ากับ } \frac{12.0 \times 22.97}{2}$$

$$= 123.53 \text{ นิ้ว หรือ } 3.14 \text{ เมตร น้อยกว่า } 137.82 \text{ นิ้ว}$$

เลือกใช้ E เท่ากับ 3.14

ภาคผนวกที่ 22 ตัวอย่างรายการคำนวณค่า Rating factor

หาค่ากำลังต้านทานของโครงสร้าง (M_n)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$$

$$a = \frac{54.53 \times 4,000}{0.85 \times 240 \times 100} = 10.27 \text{ เซนติเมตร หรือ } 0.103 \text{ เมตร}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 54.53 \times 4,000 \left(46.25 - \frac{10.27}{2} \right)$$

$$= 8,969,086.64 \text{ กิโลกรัม-เซนติเมตร หรือ } 89,690.86 \text{ กิโลกรัม-เมตร}$$

จากสมการคำนวณค่า RF สำหรับวิธี LRFR

$$RF = \frac{\phi_c \phi_s \phi R_n - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_L)(LL + IM)}$$

ระดับ Operating

$$RF = \frac{(1)(1)(0.9)(89,690.87) - (1.25)(17,314.28) - (1.5)(1,437.5)}{(1.35)(57,513.75)(1.33)/3.14} = 1.73$$

ระดับ Inventory

$$RF = \frac{(1)(1)(0.9)(89,690.87) - (1.25)(17,314.28) - (1.5)(1,437.5)}{(1.75)(57,513.75)(1.33)/3.14} = 1.33$$

ภาพผนวกที่ 22 (ต่อ)

ตารางผนวกที่ 1 ขนาดและระยะเรียงของเหล็กเสริม

L (เมตร)	5		6		7		8					
	ขนาด มม.	จำนวน	@ ม.	ขนาด มม.	จำนวน	@ ม.	ขนาด มม.	จำนวน				
S 101	DB 25	57	0.16	DB 25	60	0.15	DB 25	65	0.14	DB 25	75	0.12
S 102	DB 12	34	0.15	DB 12	40	0.15	DB 12	47	0.15	DB 12	57	0.14
S 103*	DB 25	4	-	DB 25	4	-	DB 25	4	-	DB 25	5	-
T 101	RB 9	36	0.25	RB 9	36	0.25	RB 9	36	0.25	RB 9	36	0.25
T 102	RB 9	20	0.25	RB 9	24	0.25	RB 9	28	0.25	RB 9	32	0.25
T 103*	DB 12	3	-	DB 12	3	-	DB 12	3	-	DB 12	3	-
T (เมตร)		0.35			0.35			0.4			0.45	
L/8		0.635			0.75			0.875			1	
L/4		1.25			1.5			1.75			2	

ตารางผนวกที่ 1 (ต่อ)

L (เมตร)	9		10		12	
รหัส	ขนาดมม.	จำนวน	@ม.	ขนาดมม.	จำนวน	@ม.
S 101	DB 25	75	0.12	DB 25	100	0.09
				DB 25	120	0.075
S 102	DB 12	70	0.13	DB 12	84	0.12
S 103*	DB 25	6	-	DB 25	7	-
T 101	RB 9	36	0.25	RB 9	36	0.25
T 102	RB 9	36	0.25	RB 9	40	0.25
T 103*	DB 12	3	-	DB 12	3	-
T (เมตร)		0.5			0.5	
L/8		1.125			1.25	
L/4		2.25			2.5	

หมายเหตุ L คือ ความยาวของช่วงสะพาน และ T คือความหนาของพื้นสะพาน

ประวัติการศึกษา และการทำงาน

ชื่อ –นามสกุล	นายรัฐภูมิ ภูมมา
วัน เดือน ปี ที่เกิด	วัน ศุกร์ ที่ 9 กันยายน พ.ศ. 2526
สถานที่เกิด	จังหวัดกรุงเทพมหานคร
ประวัติการศึกษา	ปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต วิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี 2549
ทุนการศึกษาที่ได้รับ	สถาบันวิจัยแห่งมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

