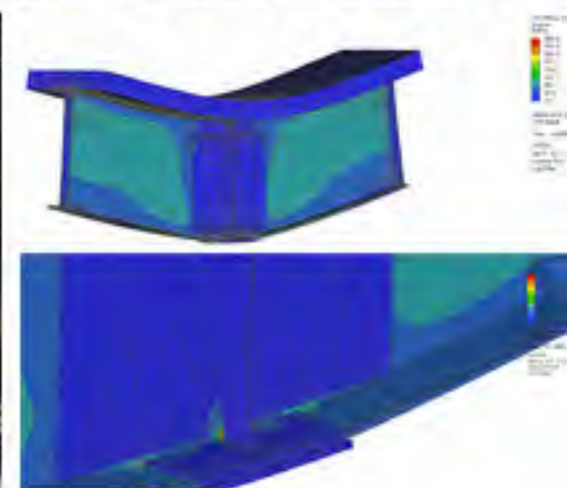


สำนักวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

รายงานขั้นสุดท้าย (FINAL REPORT)

จัดทำโดย



มิถุนายน 2563

รายละเอียดโครงการ

ผู้ว่าจ้าง	สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง
ผู้รับจ้าง	บริษัท ชีทาเดล จำกัด
เลขที่สัญญา	สจ.7/2562 ลงวันที่ 23 กันยายน 2562
วันเริ่มโครงการ	วันที่ 24 กันยายน 2562
วันสิ้นสุดโครงการ	วันที่ 19 มิถุนายน 2563
ระยะเวลาดำเนินงาน	270 วัน

คณะกรรมการ

1.	ดร.อรรถสิทธิ์	สวัสดิ์พานิช	ผู้อำนวยการสำนักวิจัยและพัฒนางานทาง
2.	นายวิโรจน์	คงแก้ว	วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ
3.	ดร.ประภัทรเผ่า	อวະกุล	วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ
4.	ดร.ธนศักดิ์	วงศ์ธนากิจเจริญ	รักษาการวิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ
5.	นายมนู	อักษรจันทร์	วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ
6.	ดร.ภทธริน	สรุติพันธ์	วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ
7.	ดร.สุกิจ	ยินดีสุข	วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ
8.	ดร.ราชวัลลภ	กัมพูพงศ์	วิศวกรโยธาปฏิบัติการ
9.	นายวุฒิชัย	อมรประสิทธิ์ผล	วิศวกรโยธาปฏิบัติการ
10.	นายศิวาเวช	อบมา	วิศวกรโยธาปฏิบัติการ

ที่ปรึกษา บริษัท ชีทาเดล จำกัด

1.	นายธีระพงษ์	วราจิต	ผู้จัดการโครงการ
2.	ดร.พลเดช	เทอดพิทักษ์วานิช	ผู้เชี่ยวชาญด้านการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้าง
3.	นายสันติสุข	เชื่อมชัยตระกูล	ผู้เชี่ยวชาญด้านการทดสอบโครงสร้าง
4.	นายภาณุเมศวร์	ศิริรณันตร์	ผู้เชี่ยวชาญด้านการบำรุงรักษาสะพาน
5.	นายวิสิฐ	อัญชานนท์กิจ	ผู้เชี่ยวชาญด้านการประมาณราคา



บทคัดย่อ

โครงการนี้ได้ทำการตรวจสอบความสมบูรณ์และประเมินกำลังรับความล้าของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว ซึ่งเป็นสะพานช่วงเดียวประเภทคานเหล็กประกอบรองรับพื้นสะพานคอนกรีต ทั้งฝั่งขาเข้าและฝั่งขาออกถนนวิภาวดีรังสิต รวม 3 สะพานภายหลังการใช้งาน 14 ปี ด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย (Non-destructive Testing) การวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEM Analysis) และการประเมินความล้าของโครงสร้างทั้งตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LRFD (2010) และโดยอาศัยข้อมูลการจราจรที่เกิดขึ้นจริง (Field Observation) ผลการตรวจสอบความสมบูรณ์ของโครงสร้างพบว่า โครงสร้างโดยทั่วไปมีความสมบูรณ์ดี มีการคลายตัวเพียงเล็กน้อยของสลักเกลียว แนะนำให้ชันให้แน่นตามข้อกำหนดตามรอบการตรวจสอบ ในส่วนของการประเมินกำลังรับความล้าของโครงสร้างสะพาน พบว่า จากจำนวนช่วงสะพานทั้งหมด 37 ช่วงของทั้ง 3 สะพาน มีถึง 35 ช่วงสะพาน ที่ไม่ผ่านการประเมินตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LRFD (2010) เพื่อให้การวางแผนการบูรณะเสริมกำลังสะพานเป็นไปอย่างเหมาะสม แนวคิดของดัชนีความปลอดภัย (Safety Index) จึงได้ถูกนำมาใช้ประเมินความปลอดภัยของโครงสร้างสะพานจากการจราจรที่เกิดขึ้นจริง โดยพบว่า จำนวนช่วงสะพานที่มีความปลอดภัยต่ำกว่าเกณฑ์มีจำนวนลดลงจาก 35 ช่วงเหลือ 22 ช่วง ที่ควรได้รับการเสริมกำลังเป็นลำดับแรก ซึ่งได้แก่ ช่วงสะพานที่มีความยาวตั้งแต่ 30 เมตรลงมาของสะพานฝั่งขาเข้า และสะพานฝั่งขาออก (ขาดินแดง-ดอนเมือง) รวม 2 สะพาน แต่อย่างไรก็ตามโครงการได้จัดทำแบบเสริมกำลังโครงสร้างสะพานและการประมาณราคาก่อสร้างครอบคลุมทั้ง 35 ช่วงสะพานสำหรับใช้อ้างอิงในอนาคต นอกจากนี้ โครงการยังได้จัดทำแนวทางการตรวจสอบสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวภายหลังการบูรณะเพื่อประกอบการบำรุงรักษาที่ถูกต้องและยั่งยืนต่อไป



Abstract

Structural integrity and fatigue evaluation of 14-year old steel flyover over Lat Phrao intersection were investigated. The flyover consists of three main lines; two northbound bridges and one southbound bridge. All bridges are steel built-up plates. Non-destructive techniques, Finite Element analysis, and AASHTO LRFD (2010) code-based and field observation-based fatigue evaluation were utilized in the investigation. It was found that all bridges have sound structural integrity with slightly-loosen bolts. For the code-based fatigue evaluation, 35 spans of the total 37 spans of the three bridges were found substandard. To compromise between seemingly over-conservative code-based evaluation and the task for carrying out strengthening all 35 spans, field observation with the concept of safety index was introduced to refine the spans that require strengthening indeed. It was found that only 22 spans of the two lines; one northbound bridge (Din Daeng-Don Muang) and the southbound bridge were prioritized for strengthening. However, the detailed design and the cost estimation of all 35 substandard spans were accomplished for future reference. Besides, the inspection and maintenance program was suggested to prolong the bridge service life.



บทสรุปผู้บริหาร

สะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวถูกก่อสร้างตามแนวนอนวิภาวดีรังสิตโดยกรุงเทพมหานครเมื่อปี พ.ศ.2549 โดยประกอบไปด้วยสะพานย่อย 3 สะพาน ได้แก่ สะพานตัวที่ 1 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-ดอนเมือง) จำนวน 13 ช่วงสะพาน ขนาด $(1 \times 20.00) + (4 \times 25.00) + (2 \times 28.00) + (1 \times 43.00) + (4 \times 25.00) + (1 \times 30.00)$ ความยาวรวม 349.00 เมตร สะพานตัวที่ 2 ขาออกวิภาวดี (เข้าพหลโยธินมุ่งหน้ารัชโยธิน) จำนวน 12 ช่วงสะพาน ขนาด $(1 \times 20.00) + (6 \times 25.00) + (1 \times 22.00) + (1 \times 34.40) + (2 \times 25.00) + (1 \times 20.00)$ ความยาวรวม 296.40 เมตร และสะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง) จำนวน 12 ช่วงสะพาน ขนาด $(1 \times 20.00) + (2 \times 22.50) + (2 \times 26.00) + (1 \times 20.00) + (1 \times 34.75) + (1 \times 45.00) + (2 \times 30.00) + (1 \times 25.00) + (1 \times 20.00)$ ความยาวรวม 322.50 เมตร ต่อมาในปี พ.ศ.2559 กรมทางหลวงได้รับมอบสะพานเหล็กทั้งสามมาอยู่ในความดูแลรับผิดชอบ หลังจากสะพานทั้งสามได้เปิดให้บริการมาเป็นเวลา 11 ปี คานตัวริมของสะพานที่ 3 (Flyover No.3) ช่วงความยาว 34.75 เมตร ได้เกิดการรื้อขาดที่รอยเชื่อมบริเวณกึ่งกลางคาน สาเหตุเบื้องต้นคาดว่าเกิดจากความล้าของรอยเชื่อม แขวงทางหลวงกรุงเทพได้รับดำเนินการซ่อมแซมโดยนำแผ่นเหล็กมาเชื่อมปะกับรอยรื้อขาดไว้ เพื่อป้องกันคานสะพานวิบัติ

จากเหตุการณ์ดังกล่าว ในปี พ.ศ. 2562 สำนักวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง จึงได้จัดทำโครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบเพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว โดยโครงการนี้ได้ดำเนินการสำรวจรายละเอียดโครงสร้างสะพาน ตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา (Visual Inspection) สุ่มตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยเชื่อมและความแน่นของสลักเกลียว ทดสอบพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกแบบสถิตและแบบพลวัต (Static & Dynamic Load Test) ตรวจวัดพฤติกรรมสะพานภายใต้การจราจรปกติ จัดทำแบบจำลองสะพานด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์และประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกและความสามารถในการต้านทานความล้าตามมาตรฐานการออกแบบ นอกจากนี้ได้ใช้ข้อมูลภาคสนามที่รวบรวมได้ในการประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกและความสามารถในการต้านทานความล้าตามสภาพการใช้งานจริงของสะพาน สุดท้าย จัดทำแบบซ่อมบูรณะ ประมาณราคา และแนะนำแนวทางการตรวจสอบสะพานภายหลังการบูรณะ ผลการดำเนินงานในส่วนต่าง ๆ ของโครงการมีรายละเอียด ดังนี้

ผลการสำรวจรายละเอียดโครงสร้าง พบว่า ภาพรวมการก่อสร้างทั้ง 3 สะพาน เป็นไปตามแบบก่อสร้างที่ได้รับมอบจากกรุงเทพมหานคร แต่มีความแตกต่างในรายละเอียดปลีกย่อยบางประการ เช่น ตำแหน่งรอยเชื่อมไม่ตรงกับแบบก่อสร้าง มีการเพิ่มตำแหน่งรอยต่อแบบสลักเกลียวในแบบก่อสร้าง เป็นต้น

ผลการสำรวจสภาพโครงสร้าง พบว่า สภาพการใช้งานโดยรวมของทั้ง 3 สะพาน อยู่ในเกณฑ์ดี ไม่พบความเสียหายที่รุนแรงมาก มีเพียงการเสื่อมสภาพในตำแหน่งต่าง ๆ เช่น มีสลักเกลียวหลุด 2 ตัว ที่คานค้ำ



ยันตัวปลาย (End Diaphragm) มีรอยแตกและหลุดล่อนเล็กน้อยที่ฐานเสาส่วนที่เป็นคอนกรีต ชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็กเริ่มเกิดสนิม โดยเฉพาะชิ้นส่วนที่อยู่ระดับล่าง ควรซ่อมบำรุงเพื่อยืดอายุการใช้งาน

ผลการสุ่มตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยเชื่อม พบว่า รอยเชื่อมของโครงสร้างทั้งหมดอยู่ในสภาพปกติ แต่รอยปะซ่อมชั่วคราวที่คานตัวริมที่เกิดการฉีกขาด พบว่า มีรอยแตกขนาดเล็กมาก (Micro Crack) อยู่ถัดจากแนวรอยเชื่อม อาจเกิดจากงานซ่อมฉุกเฉินไม่สามารถควบคุมคุณภาพได้ตามมาตรฐานงานเชื่อม ควรเสริมกำลังรอยปะซ่อมปัจจุบันให้แข็งแรงขึ้น ส่วนผลการสุ่มตรวจสอบความแน่นของสลักเกลียว พบว่า สลักเกลียวส่วนใหญ่ (91.3 % - 93.7%) มีสภาพหลวมเล็กน้อย และมีเพียงส่วนน้อย (6.3 % - 8.7 %) ที่มีสภาพแน่นเหมือนใหม่ ควรบำรุงรักษาโดยขันสลักเกลียวให้มีสภาพแน่นเหมือนใหม่ เพื่อรักษาประสิทธิภาพการใช้งานรอยต่อโครงสร้างสะพาน

สะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน มีลักษณะโครงสร้างคล้ายกัน สามารถแบ่งเป็นช่วงสะพานได้ 10 ขนาด ตั้งแต่ 20 ถึง 45 เมตร การทดสอบพฤติกรรมสะพานได้คัดเลือกตัวแทนช่วงสะพาน 3 ระดับ คือ สั้น กลาง และยาว ดังนี้

- สะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 9 ยาว 25 เมตร (สภาพปกติ)
- สะพานตัวที่ 2 ช่วงสะพานที่ 9 ยาว 34.40 เมตร (สภาพปกติ)
- สะพานตัวที่ 3
 - ช่วงสะพานที่ 7 ยาว 34.75 เมตร (สภาพมีรอยปะซ่อม)
 - ช่วงสะพานที่ 8 ยาว 45 เมตร (สภาพปกติ)

ผลการทดสอบแบบสถิต (Static Load Test) พบว่า ช่วงสะพานที่ยาวกว่าจะเกิดความเครียดที่ปีกคานด้านล่างน้อยกว่าช่วงสะพานที่สั้นกว่า ทั้งนี้การเพิ่มความยาวช่วงสะพานจะทำให้การแอ่นตัวและความเค้นเพิ่มขึ้น แต่อัตราการเพิ่มการแอ่นตัวจะสูงกว่าอัตราการเพิ่มความเค้น ซึ่งการออกแบบหน้าตัดคานที่สามารถควบคุมการแอ่นตัวให้ไม่เกินระดับที่กำหนด จะทำให้เกิดความเค้นและความเครียดลดลง ดังนั้นเมื่อวัดความเครียดของช่วงสะพานที่ยาวขึ้นจึงมีแนวโน้มที่จะได้ค่าลดลง

ผลการทดสอบแบบพลวัต (Dynamic Load Test) พบว่า ค่าความถี่ธรรมชาติของช่วงสะพานที่ยาวกว่ามีค่าความถี่ธรรมชาติน้อยกว่าช่วงสะพานที่สั้นกว่า ซึ่งสอดคล้องกับพฤติกรรมปกติของสะพาน และเมื่อเปรียบเทียบช่วงสะพานที่มีขนาดใกล้เคียงกัน คือ ช่วงสะพาน 34.75 เมตร ที่มีรอยปะซ่อม พบว่ามีค่าความถี่ธรรมชาติ 2.20 Hz น้อยกว่าช่วงสะพาน 34.40 เมตร ที่มีสภาพปกติ ที่มีค่าความถี่ธรรมชาติ 2.69 Hz อาจเป็นไปได้ว่าการฉีกขาดของคานมีผลทำให้สตีเฟนส์โดยรวมของช่วงสะพาน 34.75 เมตร อ่อนลงเล็กน้อย ส่วนผลการประเมินแฟกเตอร์แรงกระแทก (Impact Factor, IM) ของทั้ง 3 สะพาน มีค่าในช่วง 1.02 ถึง 1.28 ซึ่งยังไม่เกินค่าแฟกเตอร์แรงกระแทก $IM = 1.33$ ที่ AASHTO LRFD เพื่อใช้ในการออกแบบ



ผลการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพานตามมาตรฐาน AASHTO LRFD พบว่า สะพานเหล็กทั้ง 3 สะพาน มีความสามารถรับแรงค้ำที่ระดับรถบรรทุกออกแบบ HL93 ได้เพียงพอ ส่วนการประเมินด้านความล้า พบว่า ช่วงสะพาน 45 เมตร มีอายุใช้งานไม่จำกัด (Infinite Life) สามารถรองรับปริมาณรถบรรทุก 251×10^6 คัน ตลอดอายุบริการออกแบบ 75 ปี ได้ตามมาตรฐานของสำนักสำรวจและออกแบบ กรมทางหลวง ส่วนช่วงสะพานที่มีความยาว 25 เมตร และ 34.40 เมตร มีอายุใช้งานจำกัด (Finite Life) ไม่สามารถรองรับปริมาณรถบรรทุกได้ตามมาตรฐานของสำนักสำรวจและออกแบบ กรมทางหลวง ดังนั้น จึงได้ออกแบบเสริมกำลังสะพานช่วงความยาว 20 – 35 เมตร โดยติดตั้งแผ่นเหล็กใต้ปีกคานด้านล่างของคาน 2 ตัว ที่วางข้างกัน ให้เป็นรูปตัวยู ซึ่งจะช่วยให้ได้หน้าตัดคานที่ใหญ่ขึ้น ความเค้นที่ปีกคานด้านล่างลดลง ต่ำกว่าเกณฑ์ความล้า (Fatigue Threshold) ทำให้ช่วงสะพานหลังเสริมกำลังสามารถรองรับปริมาณรถบรรทุกได้ไม่จำกัด มีความปลอดภัยในการใช้งานในระยะยาว

จากการตรวจวัดความเครียดที่ปีกคานด้านล่างภายใต้สภาพจราจรจริงบนสะพานเป็นระยะเวลา 7-9 วัน/สะพาน พบว่ารถหนักที่วิ่งบนแต่ละสะพานมีจำนวนไม่มากนัก โดยสะพานตัวที่ 1, 2 และ 3 มีรถที่หนักตั้งแต่ 5 ตัน ขึ้นไป เฉลี่ยประมาณวันละ 800 คัน/วัน, 400 คัน/วัน และ 1000 คัน/วัน ตามลำดับ หากพิจารณาปริมาณรถหนักตามสภาพการใช้งานจริงของสะพาน จะสามารถชะลอการเสริมกำลังตามมาตรฐานการออกแบบลงได้บางส่วน ทำให้การบูรณะสะพานมีความประหยัด โดยการเสริมกำลังจะพิจารณาตามระดับความปลอดภัย (Safety Index) ซึ่ง Fatigue Limit State กำหนด Safety Index ไว้ที่ 3.6 (ความน่าจะเป็นที่จะเกิดการวิบัติ = 0.0001) หากผลการสะสมความล้าของช่วงสะพานใดในปัจจุบันมีค่า Safety Index ต่ำกว่า 3.6 แล้ว จะพิจารณาเสริมกำลังช่วงสะพานนั้นทันที หากช่วงสะพานใดจะมีค่า Safety Index ถึง 3.6 ภายหลังจากใช้งานเกินอายุบริการออกแบบ 75 ปี ช่วงสะพานดังกล่าวยังไม่มีความจำเป็นที่จะต้องเสริมกำลังในตอนนี้ ด้วยหลักการดังกล่าว จึงแนะนำให้เสริมกำลังเฉพาะสะพานตัวที่ 3 (ปริมาณรถบรรทุกมากที่สุด) และสะพานตัวที่ 1 (ปริมาณรถบรรทุกรองลงมา) สำหรับช่วงสะพานที่มีความยาว 20-30 เมตร ส่วนสะพานตัวที่ 2 (ปริมาณรถบรรทุกน้อยที่สุด) ยังไม่มีความจำเป็นเร่งด่วนที่จะต้องเสริมกำลังในตอนนี้

การประมาณราคาค่าบูรณะสะพานได้นำเสนอตามลำดับความเร่งด่วนแยกตามสะพาน ดังนี้

- งานซ่อมเร่งด่วน คือ การเสริมกำลังรอยซ่อมชั่วคราวของสะพานตัวที่ 3 ช่วงความยาว 34.75 เมตร ให้แข็งแรงยิ่งขึ้น โดยมีค่าใช้จ่ายรวมเท่ากับ 3,610,826 บาท
- ลำดับที่ 1 งานซ่อมและเสริมกำลังสะพานตัวที่ 3 (มีปริมาณรถบรรทุกมากที่สุด) ประกอบด้วย การขันสลักเกลียวให้แน่น งานซ่อมบำรุงชิ้นส่วนที่เสื่อมสภาพหรือเสียหาย และงานเสริมกำลัง ซึ่งมี 2 ทางเลือก คือ ทางเลือกที่ 1 เสริมกำลังตามมาตรฐานการออกแบบ (สะพานช่วงความยาว 20 – 35 เมตร) และทางเลือกที่ 2 เสริมกำลังตาม Safety Index (สะพานช่วงความยาว 20 – 30



เมตร) ซึ่งมีค่าใช้จ่ายรวมสำหรับทางเลือกที่ 1 และทางเลือกที่ 2 เท่ากับ 36,156,503 และ 33,539,798 บาท ตามลำดับ

- ลำดับที่ 2 งานซ่อมและเสริมกำลังสะพานตัวที่ 1 (มีปริมาณรถบรรทุกลงมา) ประกอบด้วย การขันสลักเกลียวให้แน่น งานซ่อมบำรุงชิ้นส่วนที่เสื่อมสภาพหรือเสียหาย และงานเสริมกำลัง เนื่องจากสะพานตัวที่ 1 ไม่มีสะพานช่วงความยาว 35 เมตร ดังนั้น ทางเลือกที่ 1 และทางเลือกที่ 2 จึงเสริมกำลังสะพานช่วงความยาว 20 – 30 เมตร เหมือนกัน ซึ่งมีค่าใช้จ่ายรวมเท่ากับ 41,768,355 บาท
- ลำดับที่ 3 งานซ่อมและเสริมกำลังสะพานตัวที่ 2 (มีปริมาณรถบรรทุกน้อยที่สุด) ประกอบด้วย การขันสลักเกลียวให้แน่น งานซ่อมบำรุงชิ้นส่วนที่เสื่อมสภาพหรือเสียหาย และงานเสริมกำลัง ซึ่งมี 2 ทางเลือก คือ ทางเลือกที่ 1 เสริมกำลังตามมาตรฐานการออกแบบ (สะพานช่วงความยาว 20 – 35 เมตร) และ ทางเลือกที่ 2 เสริมกำลังตาม Safety Index ซึ่งพบว่ายังไม่มี ความเร่งด่วนที่จะต้องเสริมกำลัง ดังนั้นค่าใช้จ่ายรวมสำหรับทางเลือกที่ 1 และทางเลือกที่ 2 เท่ากับ 38,674,398 และ 7,065,762 บาท ตามลำดับ

ในกรณีที่มีงบประมาณจำกัด อาจพิจารณาแบ่งการดำเนินการเป็น 2 ระยะ ดังนี้

ระยะสั้น (ภายใน 1-3 ปี) ประกอบด้วย

- การเสริมกำลังรอยซ่อมชั่วคราวของสะพานตัวที่ 3 ช่วงความยาว 34.75 เมตร (เร่งด่วน)
- งานขันสลักเกลียวให้แน่นทั้ง 3 สะพาน
- งานซ่อมบำรุงชิ้นส่วนที่เสื่อมสภาพหรือเสียหายทั้ง 3 สะพาน

ระยะยาว (ภายใน 3-10 ปี) ประกอบด้วย

- ลำดับที่ 1: งานเสริมกำลังสะพานตัวที่ 3 (มีปริมาณรถบรรทุกมากที่สุด)
- ลำดับที่ 2: งานเสริมกำลังสะพานตัวที่ 1 (มีปริมาณรถบรรทุกลงมา)
- ลำดับที่ 3: งานเสริมกำลังสะพานตัวที่ 2 (มีปริมาณรถบรรทุกน้อยที่สุด)

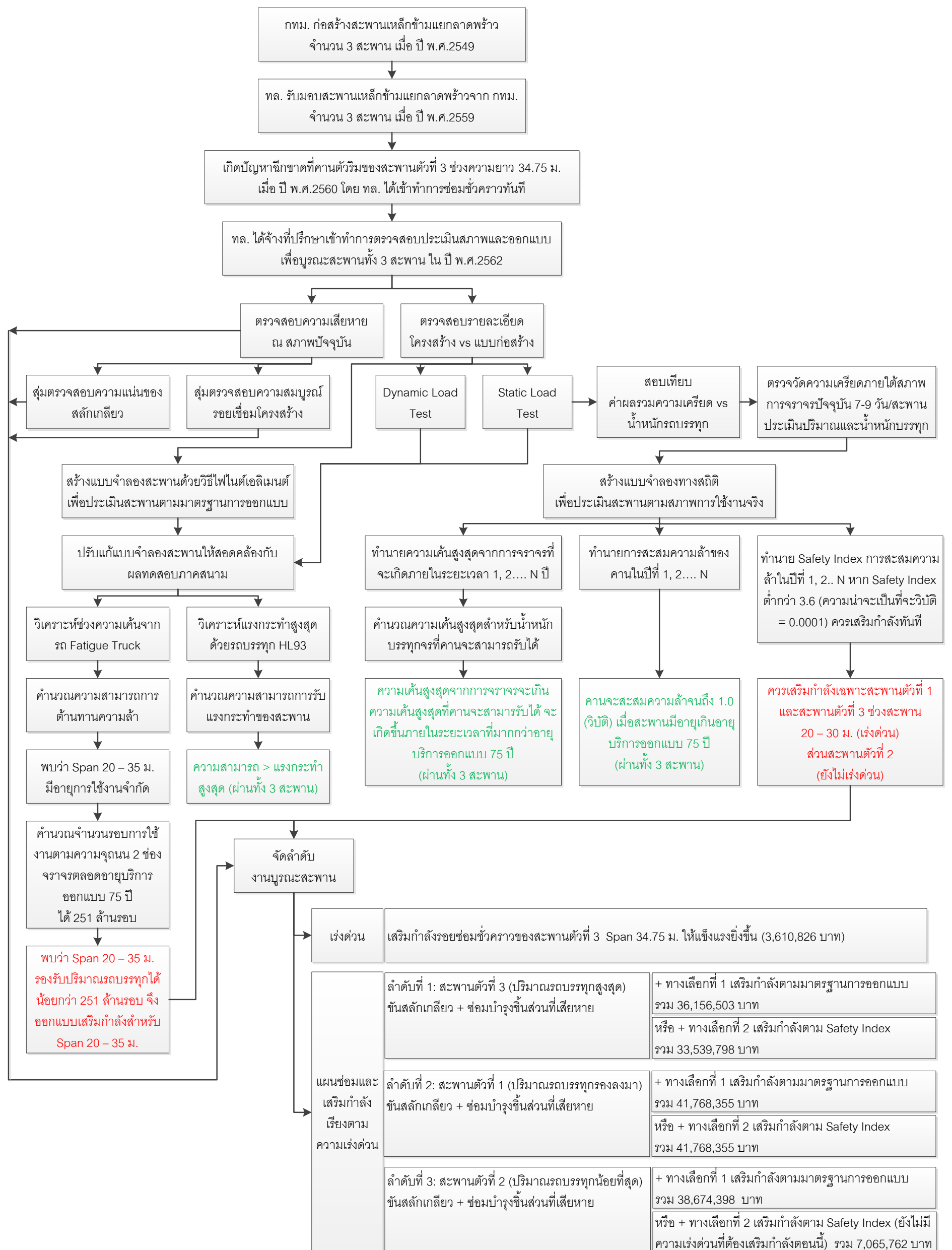
อย่างไรก็ดี ราคาที่ประมาณการข้างต้น เป็นราคาที่ใช้ในการพิจารณากรอบงบประมาณการบูรณะสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวในเบื้องต้น ทั้งนี้ ในการพิจารณาจัดหาผู้รับจ้างที่จะดำเนินงานซ่อมและปรับปรุงเสริมกำลังสะพาน ควรดำเนินการพิจารณาราคาตามหลักการคิดราคาของกรมบัญชีกลางอีกครั้งหนึ่ง



ในระหว่างรองบซ่อมและเสริมกำลังสะพาน ขวางทางหลวงที่รับผิดชอบสะพานหลักข้ามแยก
ลาดพร้าว ควรหมั่นตรวจสอบรอยปะซ่อมชั่วคราวในบริเวณที่เกิดรอยฉีกขาด ถึงแม้แผ่นเหล็กที่ใช้ปะกับจะ
มีความแข็งแรง แต่การพบรอยร้าวข้างรอยเชื่อม บ่งบอกถึงรอยเชื่อมมีคุณภาพไม่ดี และหลังจากสะพาน
ได้รับการซ่อมบำรุงและหรือเสริมกำลังเรียบร้อยแล้ว ควรดำเนินการตรวจสอบสะพานเป็นประจำ เพื่อเฝ้า
ติดตามสภาพการใช้งานสะพานในแต่ละช่วงอายุ และดำเนินการซ่อมบำรุง เพื่อยืดอายุการใช้งานสะพาน



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบเพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



รูปที่ 1 สรุปภาพรวมการดำเนินงานโครงการ



Executive Summary

Steel flyovers at Lat Phrao Intersection were constructed along Viphavadee road by Bangkok Metropolitan Administration (BMA) in 2006. There are three flyovers at the intersection. Flyover no. 1, outbound Viphavadee (Din Daeng – Don Mueang), has 13 spans $(1 \times 20.00) + (4 \times 25.00) + (2 \times 28.00) + (1 \times 43.00) + (4 \times 25.00) + (1 \times 30.00)$ with a total length of 349.00 meters. Flyover no. 2, outbound Viphavadee (Phaholyothin heading to Rachayothin), has 12 spans $(1 \times 20.00) + (6 \times 25.00) + (1 \times 22.00) + (1 \times 34.40) + (2 \times 25.00) + (1 \times 20.00)$ with a total length of 296.40 meters. Flyover no. 3, inbound Viphavadee (Don Mueang - Din Daeng), has 12 spans $(1 \times 20.00) + (2 \times 22.50) + (2 \times 26.00) + (1 \times 20.00) + (1 \times 34.75) + (1 \times 45.00) + (2 \times 30.00) + (1 \times 25.00) + (1 \times 20.00)$ with a total length of 322.50 meters. In 2016, the ownership of these three flyovers were transferred to the Department of Highways (DOH). After 11 years of service, a sudden rupture occurred at the mid span of the exterior girder of span 34.75 meter in flyover no.3. The preliminary cause was believed to be associated with fatigue at welding line. Bangkok Highway District immediately repaired the rupture by patching steel plates to prevent the collapse of the girder.

Due to that incident, in 2019, The Bureau of Road Research and Development initiated a research project: Inspection, Evaluation and Strengthening Design of Flyovers at Lat Phrao Intersection. This project conducted a survey of structural details, visual inspection for general damages, inspection for welding cracks, inspection for loosening bolts, perform static and dynamic load tests, monitor structural behaviors under normal traffics, create finite element models of flyovers to evaluate load capacity as well as fatigue resistance according to design code. In addition, the field data was used to estimate load capacity and fatigue resistance under real traffic conditions. Finally, maintenance and strengthening plans were proposed with budget estimation. Inspection plan for the flyovers after maintenance and strengthening was also provided. The findings of the project were as follows:

The survey of structural details found that the overall construction of the three flyovers conformed to the structural drawings received from the BMA. However, there were some inconsistencies in structural details. For examples, the actual welding locations differed from those shown in the structural drawings. In some spans, actual girders were bolt-spliced from two pieces of shorter girders instead of a piece of built-up girder as specified in structural drawings.



The visual inspection for general damages showed that the overall condition of the three flyovers still in good shape, no severe damages. Yet three flyovers experienced some deterioration such as missing a few bolts at the end diaphragms, cracks and spalling of concrete at pier bases, steel members showed sign of corrosion, especially the ones near ground level. All damages found in this inspection shall be repaired.

The inspection for welding cracks indicated that the structural welding sampled in the project were fine. However, it found micro cracks next to the welding lines around the cover plates used in the temporary repair at the tearing location. It might be caused by the temporary repair cannot provide quality welding. Strengthening to increase safety was recommended. The inspection for loosening bolts found that the majority (91.3 % - 93.7 %) was slightly loose and the minority (6.3 % - 8.7 %) was as tight as new. All bolts shall be re-torqued in order to restore serviceability.

The three steel flyovers at Lat Phrao Intersection have similar structural system for superstructures; They can be categorized by 10 span lengths, from 20 meter to 45 meters. To understand structural behaviors, the load tests choose three representative span lengths: short, medium and long as follows:

- Flyover No.1 Span No. 9, Length = 25 meter (normal condition)
- Flyover No.2 Span No. 9, Length = 34.40 meter (normal condition)
- Flyover No.3
 - Span No. 7, Length = 34.75 meter (repaired with cover plate)
 - Span No. 8, Length = 45 meter (normal condition)

The static load test showed that the longer span produced higher strain at the bottom flange than the shorter span. In general, as span length increases both deflection at mid span and stress at the bottom flange increase but the deflection increases more than the strain does. Section size of long span must be designed to keep mid span deflection to be within serviceability limit, causing smaller stress and strain. Therefore, the measured strain of the longer span tends to be smaller.

The dynamic load test showed that the longer span has lower natural frequency than the shorter span as expected. By comparing the span that had approximately the same length, it found that the span length of 34.75 meters (repaired with cover plate) had natural frequency of 2.20 Hz, which was lower than the span length of 34.40 meter (normal condition) that had natural frequency of 2.69 Hz. This implied that the tearing of the girder weaken the overall stiffness of the span length of 34.75 meters. The tests also found



that the impact factors (IM) of the three flyovers varied between 1.02 – 1.28, which were still lower than the impact factor (IM) of 1.33 AASHTO LRFD used in the design.

Strength evaluation according AASHTO LRFD found that all three flyovers had sufficient moment capacity for live load of HL93. For fatigue evaluation, the span length of 45 meters had infinite life. It can withstand 251×10^6 heavy vehicles for a design service life of 75 years, meeting the requirement by Bureau of Location and Design, Department of Highways. However, the span length of 25 meters and 34.40 meters had finite life and did not meet the requirement. Thus, the strengthening was designed for span 20 – 35 meters by attaching bottom plate to the bottom flange of the two adjacent girders, making a U-shape. The increase in section size of girder reduces stress at the bottom flange lower than the fatigue threshold. Thus, after strengthening, the flyover can withstand heavy vehicles for infinite life, providing safety for the long term.

From monitoring data of the strain at bottom flange under normal traffic 7-9 days/flyover, it found that heavy vehicles on each flyover were not very high. The flyover no.1, no.2 and no.3 had vehicles that weight 5 tons and above 800, 400, and 100 vehicles/day, respectively. If consider real volume of heavy vehicles on each flyovers, it can postpone some unnecessary strengthening and reduce the budget. This can be done by using concept of safety index, which fatigue limit state for design equal to 3.6 (probability of failure =0.0001). If whichever span length accumulates fatigues and falls below the safety index of 3.6, that span length need immediately strengthened. On the contrary, if whichever span length accumulates fatigue and reaches the safety index of 3.6 beyond the design service life of 75 years, the strengthening is unnecessary at this moment. With this safety index concept, only the span length between 20 and 30 meters in flyover no.1 and flyover no.3 should be strengthened now while the strengthening for flyover no.2 was not urgent.

The cost estimation was presented by maintenance priority of each bridge as follow:

- Urgent measure: Strengthening the temporary repair at flyover no.3, span 34.75 m, which has the total cost of 3,610,826 baht.
- 1st Priority: Repairing and strengthening flyover no.3 (highest truck volume) consists of bolt tightening, repairing damaged members, and strengthening girders which has two alternatives: 1) strengthening span 20 – 35 meters according to design standard and 2) strengthening span 20 – 30 meters according to safety index. The total cost for alternative 1 and 2 were 36,156,503 and 33,539,798 respectively.



- 2nd Priority: Repairing and strengthening flyover no.1 (high truck volume) consists of bolt tightening, repairing damaged members, and strengthening girders. Since flyover no.1 does not have span 35 meters, the alternatives 1 and 2 has the same total cost of 41,768,355 baht.
- 3th Priority: Repairing and strengthening flyover no.2 (lowest truck volume) consists of bolt tightening, repairing damaged members, and strengthening girders which has two alternatives: 1) strengthening span 20 – 35 meters according to design standard and 2) strengthening was not urgent now according to safety index. The total cost for alternative 1 and 2 were 38,674,398 and 7,065,762 respectively.

If the budget is limited, the maintenance plan may be rearranged into 2 periods as follows:

Short-term plan (within 1-3 years) consists of

- Strengthening the temporary repair at flyover no.3, span 34.75 m. (urgent measure)
- Bolt tightening for all 3 flyovers
- Repairing damaged members for all 3 flyovers

Long-term plan (within 3-10 years) consists of

- 1st Priority: Strengthening girders for flyover no. 3 (highest truck volume)
- 2nd Priority: Strengthening girders for flyover no. 1 (high truck volume)
- 3th Priority: Strengthening girders for flyover no. 2 (lowest truck volume)

Nevertheless, the costs estimations were only preliminary calculations for propose maintenance budget. During procurement of contractor, the exact cost estimations shall be revised again according to the guideline specified by The Comptroller General's Department.

While waiting for the budget, the highway district responsible for the flyovers at Lat Phrao Intersection should regularly monitor the temporary repair at the tearing location. Despite the cover plate used in the repair look adequate, the micro cracks next to the welding lines around the cover plate indicated poor welding. After the flyover was conducted maintenance and strengthening, the flyovers shall be inspected periodically to assess structural conditions and maintenance in order to increase their life expectancy.



Research Project : Inspection, Evaluation and Strengthening Design of Flyovers at Lat Phrao Intersection

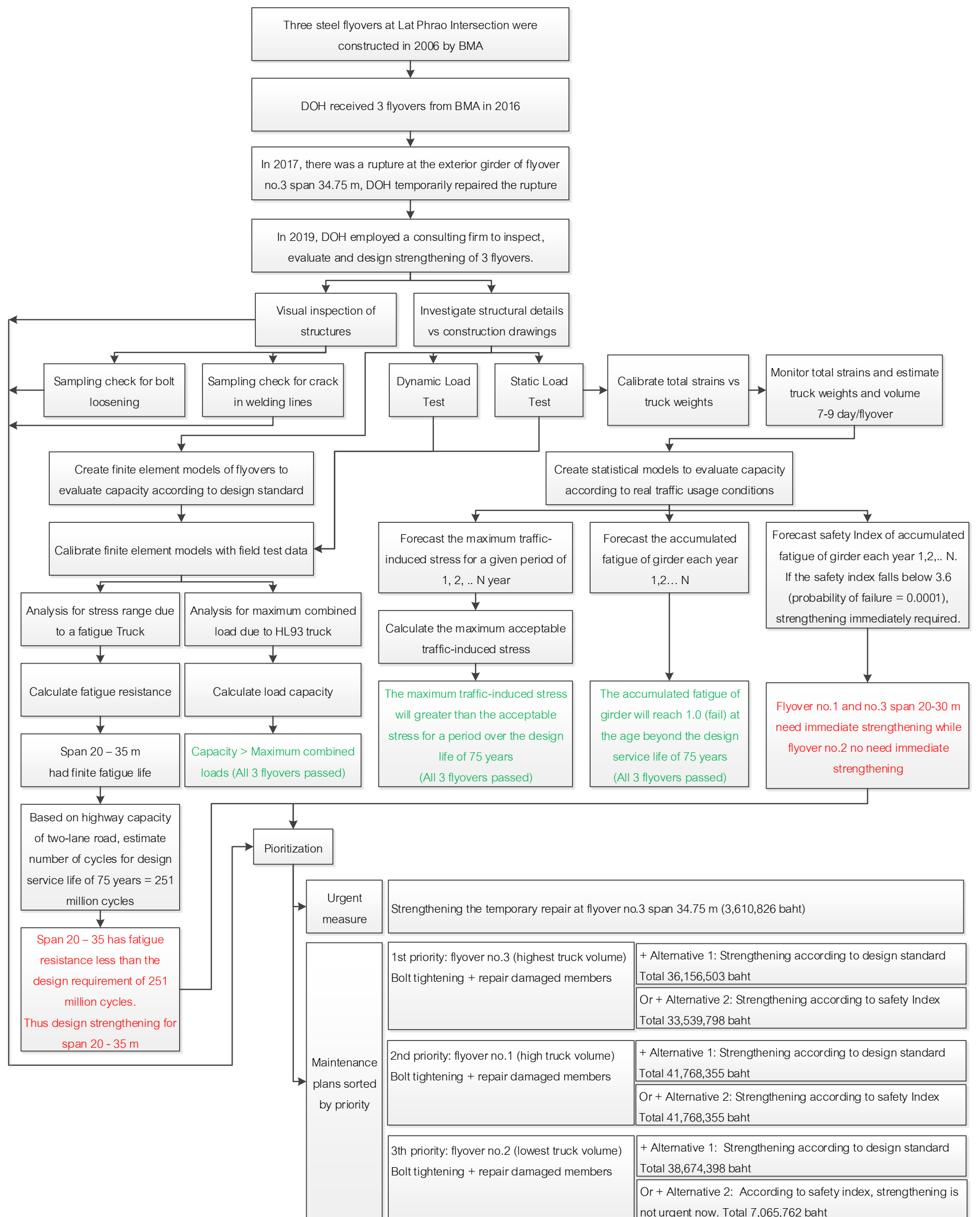


Figure 1 Summary of project results



สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	1
ABSTRACT	2
บทสรุปสำหรับผู้บริหาร	3
EXECUTIVE SUMMARY	8
บทที่ 1 บทนำ	
1.1. ความเป็นมา	1-1
1.2. วัตถุประสงค์ของโครงการ	1-3
1.3. เอกสารประกอบรายงานขั้นสุดท้าย	1-3
1.4. ขั้นตอนการดำเนินงานโครงการ	1-4
1.5. การศึกษาแบบสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว	1-5
1.6. การจัดจรรยาบรรณระหว่างดำเนินงานโครงการ	1-50
บทที่ 2 การสำรวจรายละเอียดโครงสร้างสะพาน	
2.1. ขั้นตอนการสำรวจรายละเอียดโครงสร้างสะพาน	2-1
2.2. โครงสร้างที่ทำการสำรวจ	2-2
2.3. วิธีการเข้าสำรวจโครงสร้างสะพาน	2-3
2.4. ผลการสำรวจรายละเอียดโครงสร้างสะพาน	2-3
บทที่ 3 การสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน	
3.1. อุปกรณ์สำหรับการสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน	3-1
3.2. ขั้นตอนและวิธีในการสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน	3-1
3.3. ประเภทของการเสื่อมสภาพของเหล็ก (Types of Steel Deterioration)	3-2



สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
3.4. การประเมินสภาพโครงสร้างสะพาน	3-11
3.5. ผลการสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน	3-15
3.6. สรุปผลการสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน	3-30
บทที่ 4 การตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยต่อโครงสร้างสะพาน	
4.1. การตรวจสอบรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current	4-1
4.2. การตรวจสอบรอยเชื่อมเพิ่มเติมที่คานตัวริมของสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่เคยเกิดขาด	4-16
4.3. การตรวจสอบสลักเกลียวด้วยวิธี Torque Examination	4-29
4.4. สรุปผลการตรวจสอบรอยเชื่อมและสลักเกลียว	4-43
บทที่ 5 การตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพาน	
5.1. การคัดเลือกช่วงสะพานทดสอบ	5-2
5.2. อุปกรณ์สำหรับตรวจวัด	5-5
5.3. ขนาดน้ำหนักรบรรทุกทดสอบ	5-6
5.4. การทดสอบภายใต้สภาวะควบคุมแบบสถิต	5-6
5.5. การทดสอบภายใต้สภาวะควบคุมแบบพลวัต	5-10
5.6. การทดสอบภายใต้สภาวะใช้งาน	5-17
5.7. ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานตัวที่ 1 (Flyover No.1)	5-19
5.8. ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานตัวที่ 2 (Flyover No.2)	5-47
5.9. ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานตัวที่ 3 (Flyover No.3)	5-76
5.10. สรุปผลการตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพาน	5-109



สารบัญ (ต่อ)

หน้า

บทที่ 6 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์และการประเมินกำลังรับน้ำหนักตามมาตรฐาน

การออกแบบ

6.1. มาตรฐานการออกแบบสะพาน	6-1
6.2. การประเมินความล้าตามมาตรฐาน AASHTO LRFD	6-17
6.3. การสร้างแบบจำลองสะพานเหล็กด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	6-23
6.4. การวิเคราะห์และประเมินความสามารถของสะพานเหล็ก (Flyover No.1)	6-25
6.5. การวิเคราะห์และประเมินความสามารถของสะพานเหล็ก (Flyover No.2)	6-41
6.6. การวิเคราะห์และประเมินความสามารถของสะพานเหล็ก (Flyover No.3)	6-56

บทที่ 7 การประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพานจากข้อมูลตรวจวัด

7.1. การวิเคราะห์ข้อมูลการตรวจวัด	7-1
7.2. การประเมินกำลังรับน้ำหนักสูงสุดปลอดภัย	7-18
7.3. การประเมินกำลังรับความล้า	7-26
7.4. เอกสารอ้างอิง	7-36

บทที่ 8 ดัชนีความปลอดภัยและแนวทางการเสริมกำลังโครงสร้างสะพาน

8.1. ดัชนีความปลอดภัย	8-1
8.2. แนวทางการเสริมกำลังโครงสร้างสะพาน	8-4
8.3. ดัชนีความปลอดภัยภายหลังการเสริมกำลังคานสะพาน	8-8
8.4. เอกสารอ้างอิง	8-9



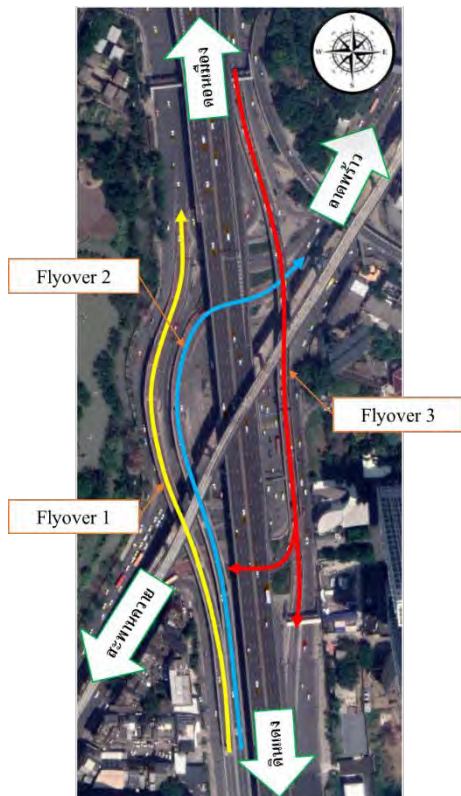
สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 9 การออกแบบบูรณะสะพานและประมาณราคา	
9.1. แนวทางการบูรณะสะพาน	9-1
9.2. รายการคำนวณการปรับปรุงโครงสร้างสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 1 (สะพานฝั่งขาออก วิวาดีมุ่งหน้าคอนเมือง)	9-4
9.3. รายการคำนวณการปรับปรุงโครงสร้างสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 2 (สะพานฝั่งขาออก วิวาดีเข้าพหลโยธินมุ่งหน้ารัชโยธิน)	9-10
9.4. รายการคำนวณการปรับปรุงโครงสร้างสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 3 (สะพานฝั่งขาเข้า วิวาดีมุ่งหน้าดินแดง)	9-16
9.5. การประมาณราคาค่าบูรณะสะพาน	9-22
บทที่ 10 การจัดทำแผนการตรวจสอบสะพาน	
10.1. ความเป็นมาของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว	10-1
10.2. องค์ประกอบของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว	10-4
10.3. ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับองค์ประกอบสะพาน	10-14
10.4. การตรวจสอบสะพาน	10-25
10.5. เอกสารอ้างอิง	10-36
บทที่ 11 สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ	
11.1. สรุปผลการศึกษา	11-1
11.2. ข้อเสนอแนะ	11-5
ภาคผนวก ก ผลการตรวจสอบรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current Examination (เอกสารอิเล็กทรอนิกส์)	
ภาคผนวก ข ผลการตรวจสอบสลักเกลียวด้วยวิธี Torque Examination (เอกสารอิเล็กทรอนิกส์)	
ภาคผนวก ค ความเค้นสูงสุดและความเค้นสะสมในแต่ละวัน (เอกสารอิเล็กทรอนิกส์)	

บทที่ 1 บทนำ

1.1. ความเป็นมา

สะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าวประกอบด้วยสะพานย่อย จำนวน 4 สะพาน โดยสะพานแรกเป็นสะพานคอนกรีต ก่อสร้างตามแนวนอนวิภาวดีรังสิตโดยกรมทางหลวง ส่วนอีกสามสะพานที่เหลือ (รูปที่ 1.1-1) เป็นสะพานเหล็กระบบพื้นคาน มีคานเหล็กประกอบรูปตัวไอรองรับพื้นสะพานคอนกรีต ก่อสร้างตามแนวนอนวิภาวดีรังสิต โดยกรุงเทพมหานคร เมื่อปี พ.ศ.2549 ต่อมาในปี พ.ศ.2559 กรมทางหลวงได้รับโอนสะพานเหล็กทั้งสามมาอยู่ในความดูแลรับผิดชอบ



สะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว

สะพานที่ 1 (Flyover 1) : 

- เส้นทางจาก ดินแดงไปดอนเมือง
- จำนวน 2 ช่องจราจร
- โครงสร้างสะพานเหล็ก จำนวน 13 ช่วงสะพาน

สะพานที่ 2 (Flyover 2) : 

- เส้นทางจาก ดินแดงไปลาดพร้าว
- จำนวน 2 ช่องจราจร
- โครงสร้างสะพานเหล็ก จำนวน 12 ช่วงสะพาน

สะพานที่ 3 (Flyover 3) : 

- เส้นทางจาก ดอนเมืองไปดินแดง-สะพานควาย
- จำนวน 2 ช่องจราจร
- โครงสร้างสะพานเหล็ก จำนวน 12 ช่วงสะพาน

รูปที่ 1.1-1 ตำแหน่งที่ตั้งสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน

สะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวทั้งสามสะพาน ได้ถูกก่อสร้างขึ้นเพื่อช่วยบรรเทาปัญหาการจราจรที่ติดขัดบริเวณทางแยกลาดพร้าว โดยสะพานที่ 1 (Flyover No.1) เป็นสะพานขาออกตามแนวคูขนานถนนวิภาวดีรังสิต จำนวน 13 ช่วงสะพาน ขนาด $(1 \times 20.00) + (4 \times 25.00) + (2 \times 28.00) + (1 \times 43.00) + (4 \times 25.00) + (1 \times 30.00)$ ความยาวรวม 349.00 เมตร สะพานตัวที่ 2 ขาออกวิภาวดี (เข้าพหลโยธินมุ่งหน้ารัชโยธิน) จำนวน 12 ช่วงสะพาน ขนาด $(1 \times 20.00) + (6 \times 25.00) + (1 \times 22.00) + (1 \times 34.40) + (2 \times 25.00) + (1 \times 20.00)$ ความยาว



รวม 296.40 เมตร และสะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง) จำนวน 12 ช่วงสะพาน ขนาด $(1 \times 20.00) + (2 \times 22.50) + (2 \times 26.00) + (1 \times 20.00) + (1 \times 34.75) + (1 \times 45.00) + (2 \times 30.00) + (1 \times 25.00) + (1 \times 20.00)$ ความยาวรวม 322.50 เมตร โครงสร้างหลักเป็นโครงสร้างที่เสี่ยงต่อการได้รับความเสียหายบริเวณรอยต่อโครงสร้าง โดยหลังจากสะพานทั้งสามเปิดให้บริการมาเป็นเวลา 11 ปี คานตัวริมของสะพานที่ 3 (Flyover No.3) ความยาวช่วง 34.75 เมตร ได้เกิดการรื้อขาดที่รอยเชื่อมบริเวณกึ่งกลางคาน รอยรื้อขาดเป็นแนวยาวจากท้องคานขึ้นไปจนเกือบถึงครึ่งหนึ่งของความลึกคานดังรูปที่ 1.1-2 สาเหตุของการรื้อขาดเบื้องต้นคาดว่าเกิดจากความล้าของรอยเชื่อม แขวงทางหลวงกรุงเทพได้รับดำเนินการซ่อมแซมโดยนำแผ่นเหล็กมาเชื่อมปะกับรอยรื้อขาดไว้เพื่อป้องกันคานสะพานวิบัติดังรูปที่ 1.1-3



รูปที่ 1.1-2 คานตัวริมของสะพานที่ 3 (Flyover No.3) เกิดการรื้อขาด



รูปที่ 1.1-3 การซ่อมแซมคานตัวริมที่รื้อขาดโดยใช้แผ่นเหล็กเชื่อมปะกับคานสะพาน



รอยต่อโครงสร้างถือได้ว่าเป็นจุดเสี่ยงที่จะได้รับความเสียหายและเกิดการวิบัติของโครงสร้าง สะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน มีรอยต่อโครงสร้างเป็นจำนวนมาก ทั้งสลักเกลียวและรอยเชื่อม รอยต่อเหล่านี้ได้รับความล้าสะสมมากกว่า 13 ปี จึงควรได้รับการตรวจสอบความสมบูรณ์ และประเมินกำลังรับความล้าที่เหลืออยู่ เพื่อหาแนวทางป้องกันไม่ให้รอยต่อเกิดความเสียหายดังเช่นที่เกิดขึ้นกับคานของ สะพานที่ 3 จนอาจเกิดการวิบัติของสะพานได้ ขอบเขตงานของโครงการนี้จึงเป็นการจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน เพื่อป้องกันการวิบัติจากการใช้งาน โดยเริ่มต้นตั้งแต่การสำรวจรายละเอียดโครงสร้าง การสำรวจสภาพโครงสร้าง การตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยต่อโครงสร้าง การตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพานภายใต้น้ำหนักบรรทุก การจัดทำแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของโครงสร้างสะพาน และการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพาน เพื่อนำข้อมูลทั้งหมดมาประกอบการออกแบบบูรณะสะพาน พร้อมทั้งจัดทำแบบรายละเอียดการบูรณะ รวมถึง การประมาณราคา ค่าบูรณะและแผนการบำรุงรักษา เพื่อให้กรมทางหลวงสามารถใช้ประกอบการเสนอขอของบประมาณในการบูรณะและบำรุงรักษาได้ทันที

1.2. วัตถุประสงค์ของโครงการ

- 1) เพื่อตรวจสอบสภาพปัจจุบันของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว
- 2) เพื่อออกแบบบูรณะสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว
- 3) เพื่อจัดทำแบบรายละเอียดการบูรณะสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว
- 4) เพื่อประมาณราคาค่าบูรณะสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว
- 5) เพื่อจัดทำแผนการตรวจสอบสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวภายหลังการบูรณะ

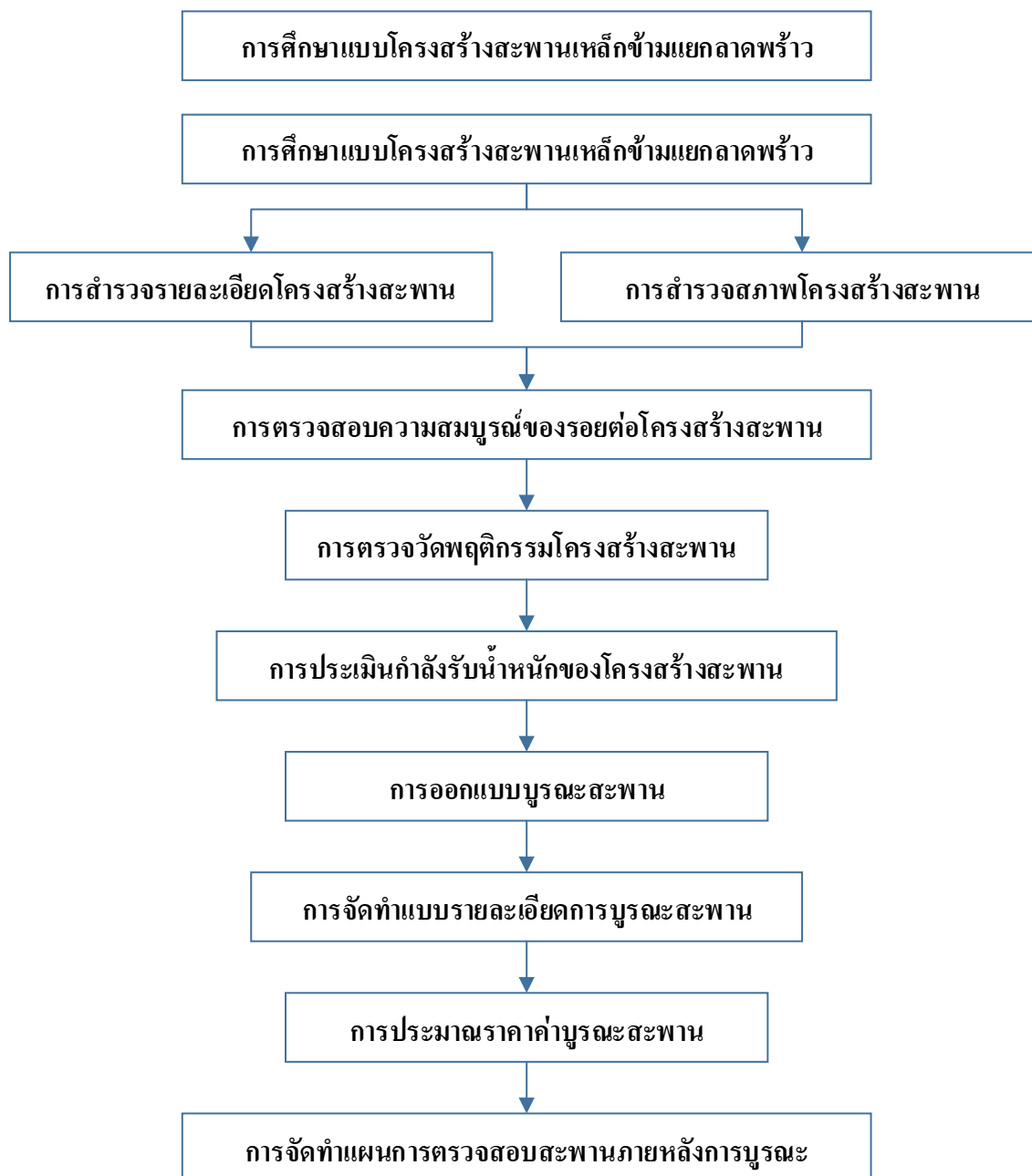
1.3. เอกสารประกอบรายงานขั้นสุดท้าย

- 1) แบบรายละเอียดการบูรณะสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว
- 2) รายงานการคำนวณการออกแบบบูรณะสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว
- 3) รายงานการประมาณราคาค่าบูรณะสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว
- 4) การตรวจสอบสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวภายหลังการบูรณะสะพาน
- 5) รายงานการสำรวจรายละเอียดโครงสร้างสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว
- 6) รายงานการสำรวจสภาพโครงสร้างสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว
- 7) รายงานการตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยต่อโครงสร้างสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว



1.4. ขั้นตอนการดำเนินงานโครงการ

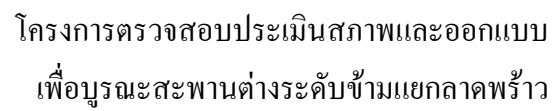
เพื่อให้การดำเนินงานโครงการเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพ ที่ปรึกษาจึงได้กำหนดขั้นตอนการดำเนินงานโครงการดังแสดงในรูปที่ 1.4-1 ประกอบด้วย การศึกษาแบบสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว การสำรวจรายละเอียดโครงสร้างสะพาน การสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน การตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยต่อโครงสร้างสะพาน การตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพาน การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพาน การออกแบบบูรณะสะพาน การจัดทำแบบรายละเอียดการบูรณะสะพาน การประมาณราคาค่าบูรณะสะพาน และการจัดทำแผนการตรวจสอบ

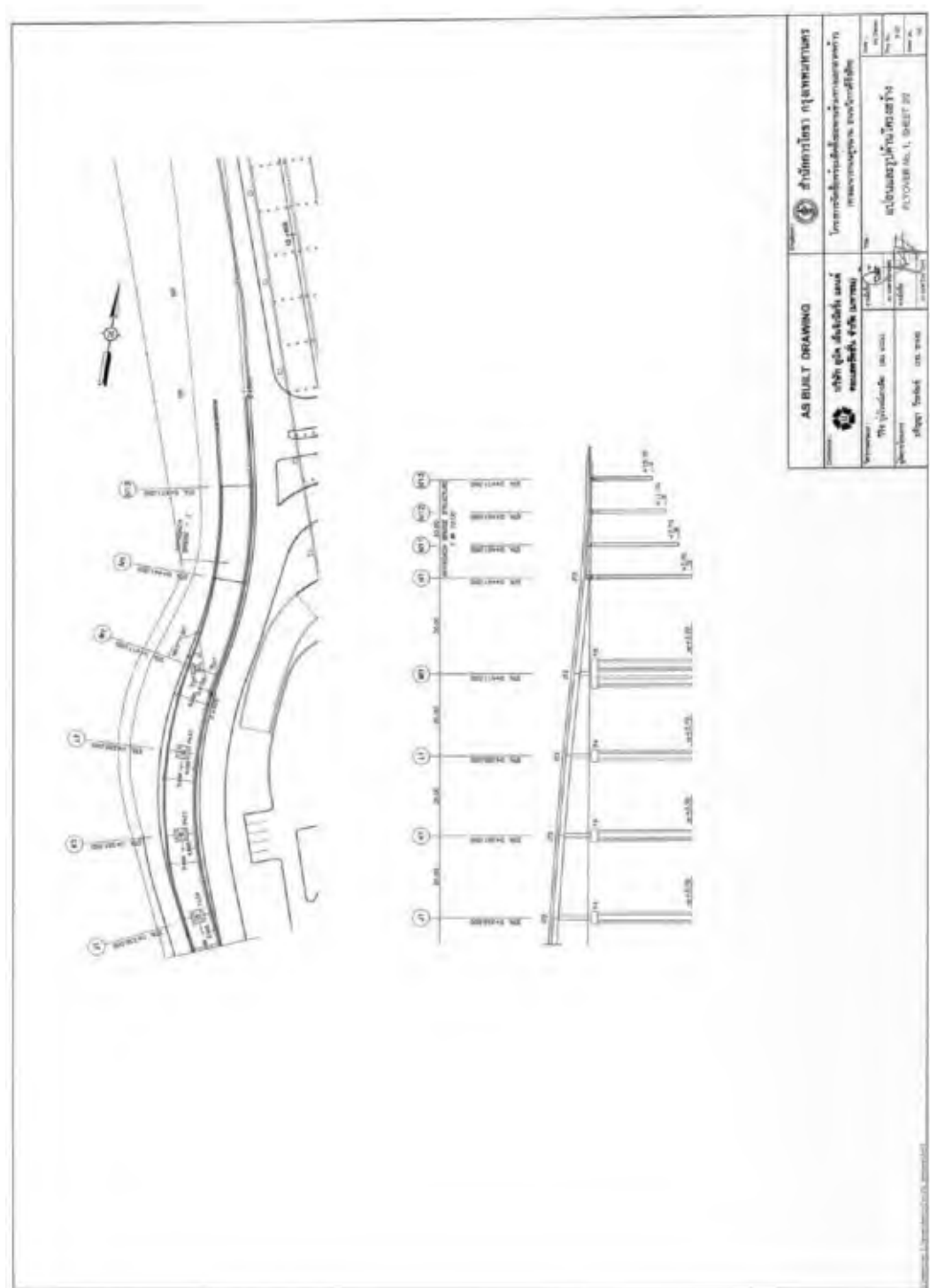


รูปที่ 1.4-1 ขั้นตอนการดำเนินงานโครงการ

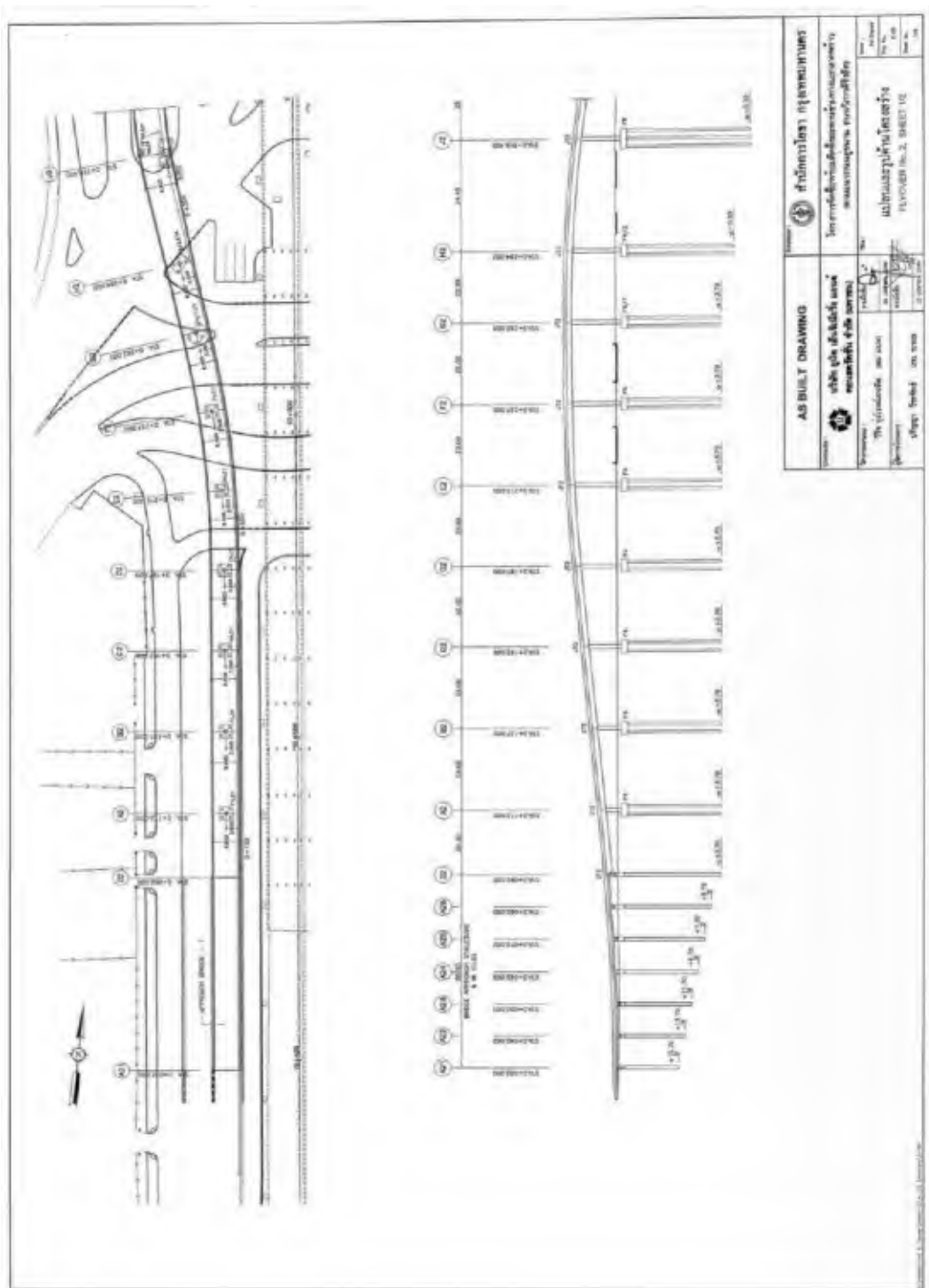
ที่ปรึกษาได้ดำเนินการศึกษาแบบก่อสร้าง (AS BUILT DRAWING) ของสะพานเหล็กข้ามแยก
ลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน ที่ได้รับจากกรมทางหลวง เพื่อทำความเข้าใจลักษณะทั่วไปของสะพาน และลักษณะ
ของโครงสร้างสะพาน โดยมีรายละเอียดดังนี้

รูปที่ 1.5-1 GENERAL LAYOUT ของสะพานข้ามแยกลาดพร้าว



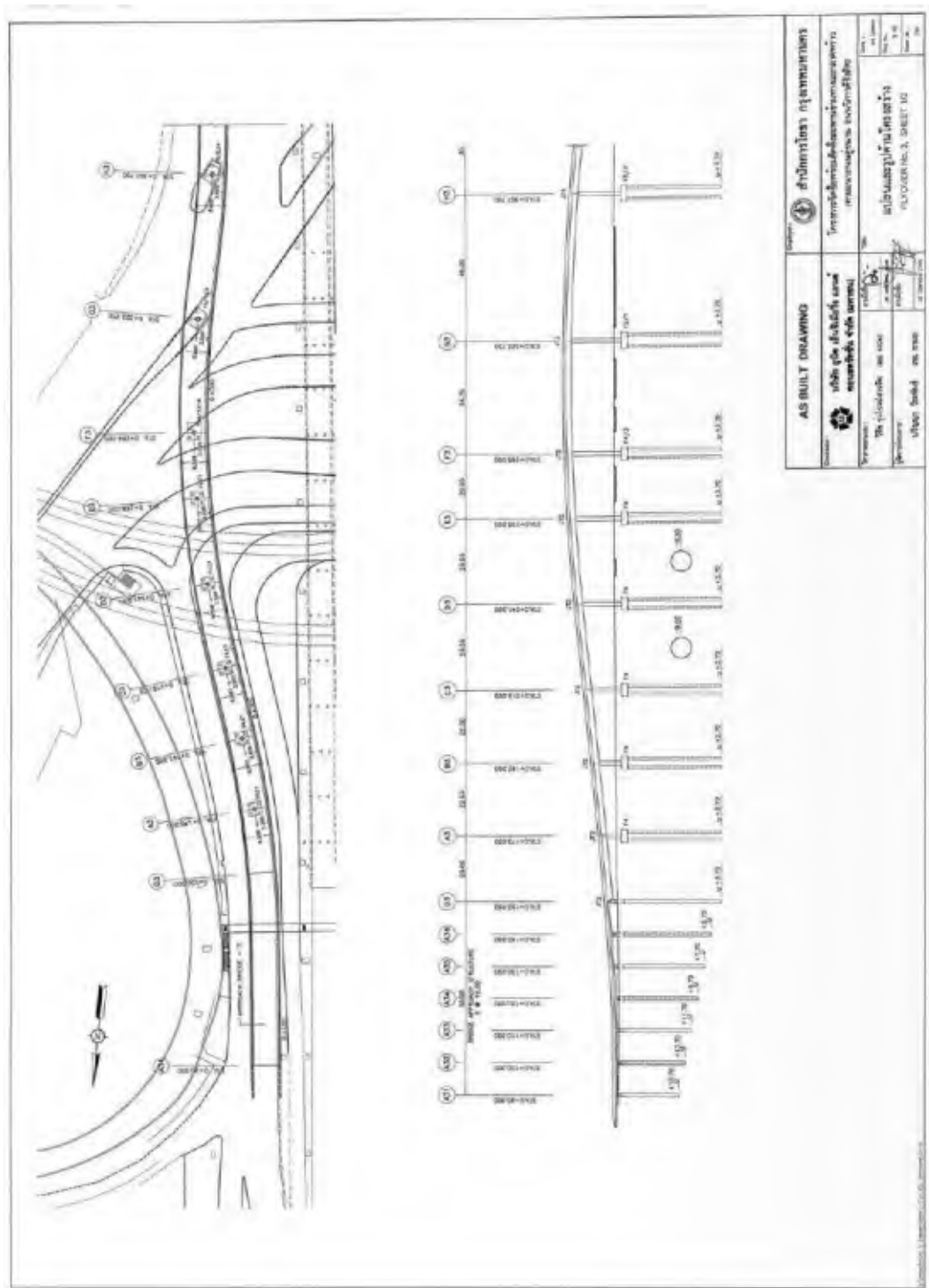


รูปที่ 1.5-2 PLAN AND PROFILE ของสะพานตัวที่ 1 (ต่อ)

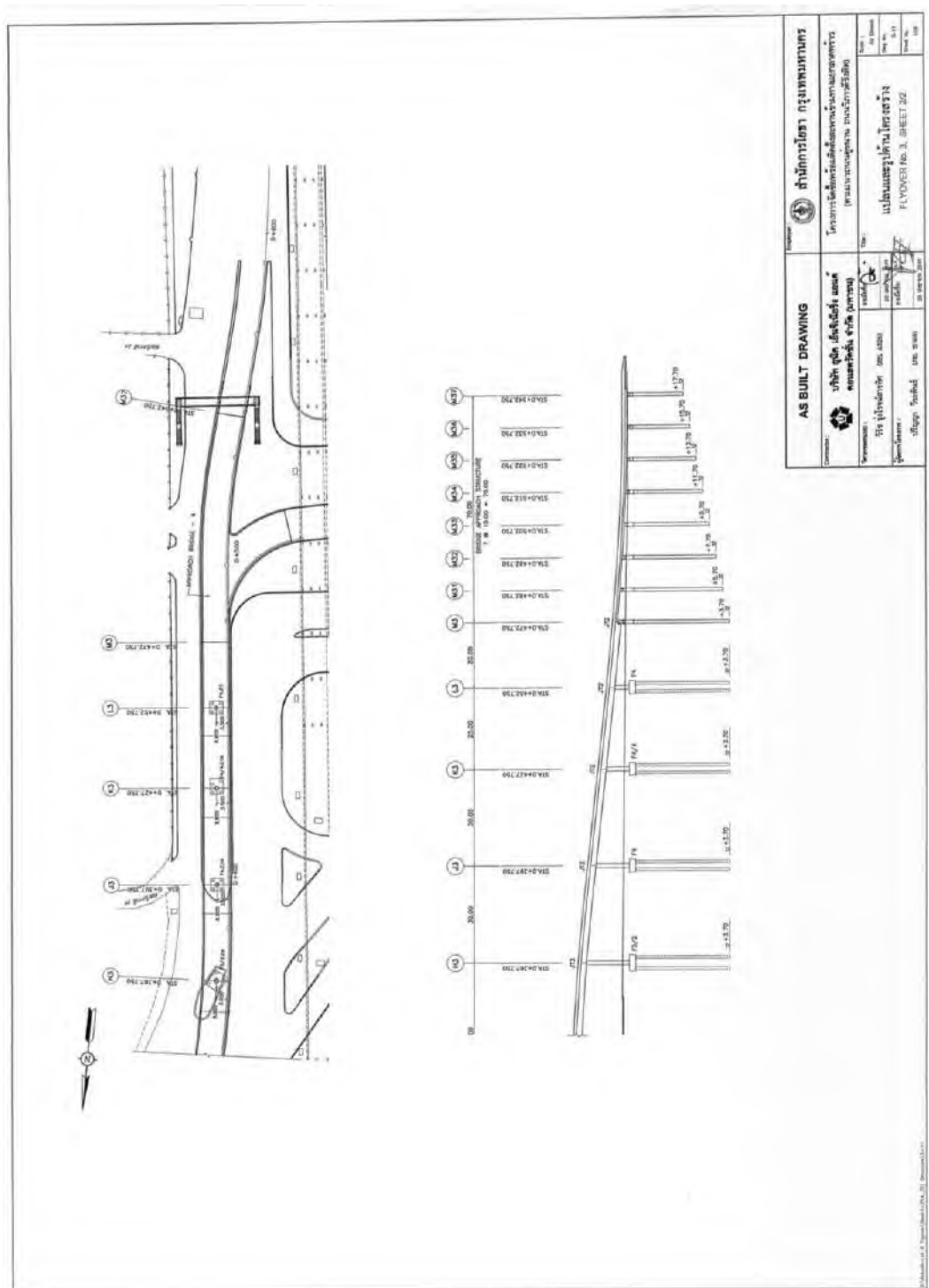


รูปที่ 1.5-3 PLAN AND PROFILE ของสะพานตัวที่ 2





รูปที่ 1.5-4 PLAN AND PROFILE ของสะพานตัวที่ 3



รูปที่ 1.5-4 PLAN AND PROFILE ของสะพานตัวที่ 3 (ต่อ)



1.5.2. ลักษณะของโครงสร้างสะพาน

ก่อนดำเนินการสำรวจและตรวจสอบ โครงสร้างสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน ที่ปรึกษาได้ทำการศึกษาแบบก่อสร้างสะพาน เพื่อกำหนดลำดับชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานที่ทำการสำรวจและตรวจสอบให้สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงของโครงสร้างสะพาน และเพื่อนำผลที่ได้ไปปรับปรุงรายละเอียดแบบก่อสร้างเดิม จากแบบ As-Built Drawing สามารถนำข้อมูลมาแจกแจงได้ดังนี้

1.5.2.1 ลักษณะแบบแปลนโครงสร้างสะพาน

จากแบบ As-Built Drawing ของสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว พบว่า ลักษณะแบบแปลนโครงสร้างสะพานทั้ง 3 สะพาน มีความยาวช่วงตั้งแต่ 20.00 เมตร ถึง 45.00 เมตร โดยรายละเอียดมีดังนี้

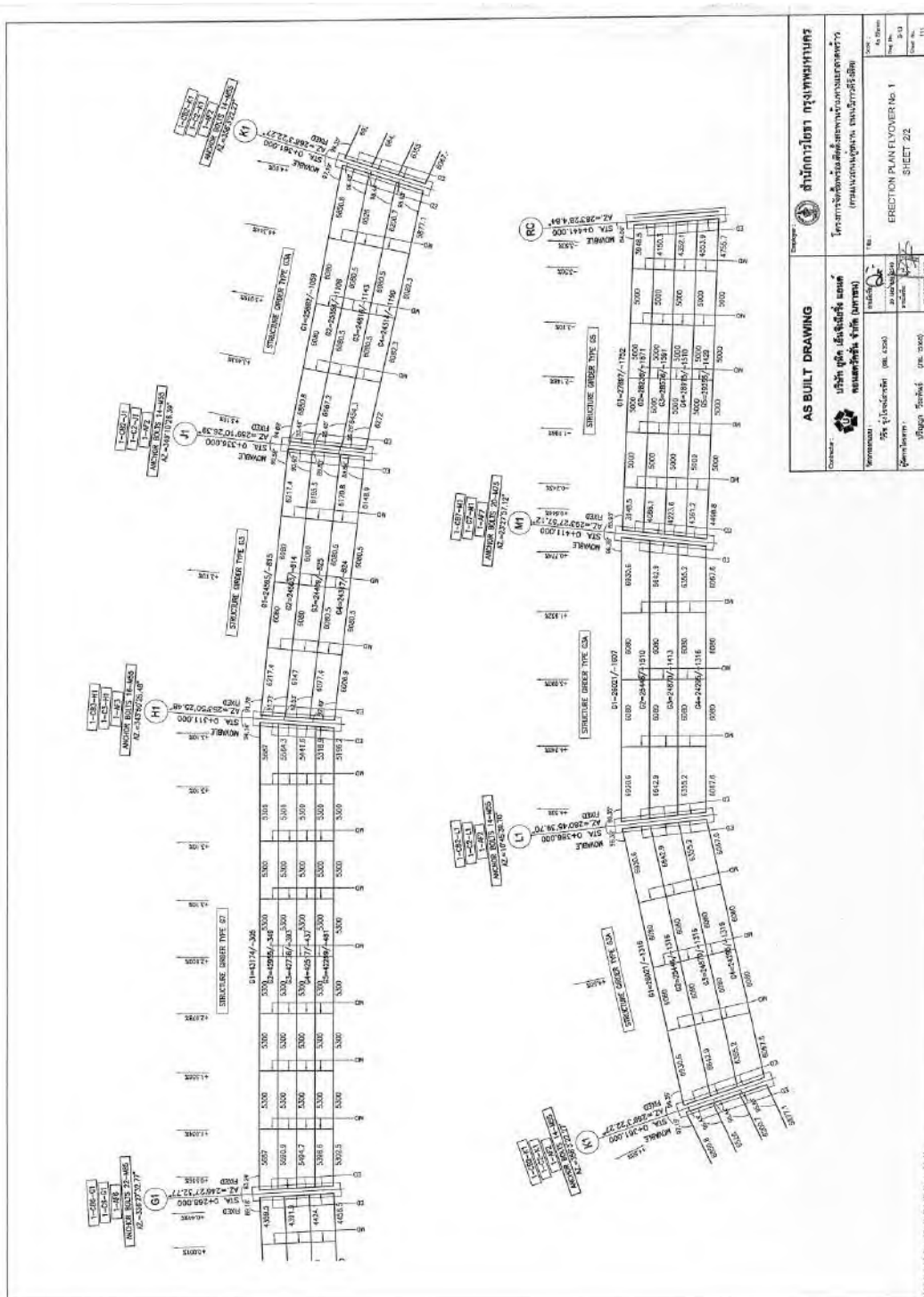
ตารางที่ 1.5-1 สรุปลักษณะแบบแปลนโครงสร้างสะพาน

Span No.	Length (m)		
	Flyover No.1	Flyover No.2	Flyover No.3
1	20.00	20.00	20.00
2	25.00	25.00	22.50
3	25.00	25.00	22.50
4	25.00	25.00	26.50
5	25.00	25.00	26.50
6	28.00	25.00	20.00
7	28.00	25.00	34.75
8	43.00	22.00	45.00
9	25.00	34.40	30.00
10	25.00	25.00	30.00
11	25.00	25.00	25.00
12	25.00	20.00	20.00
13	30.00		
Sum	349.00	296.40	322.75





โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

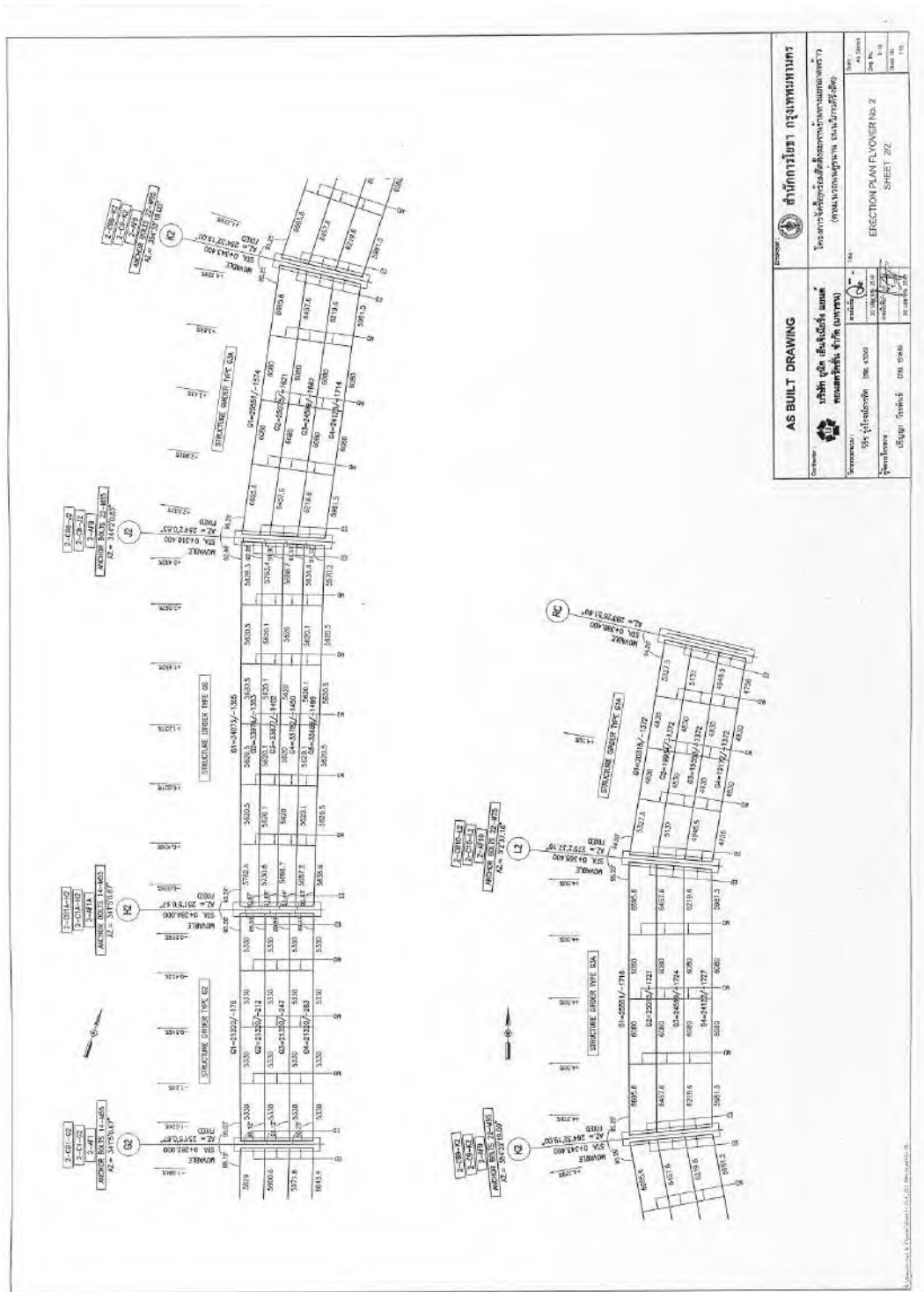


รูปที่ 1.5-5 ERECTION PLAN ของสะพานตัวที่ 1 (ต่อ)

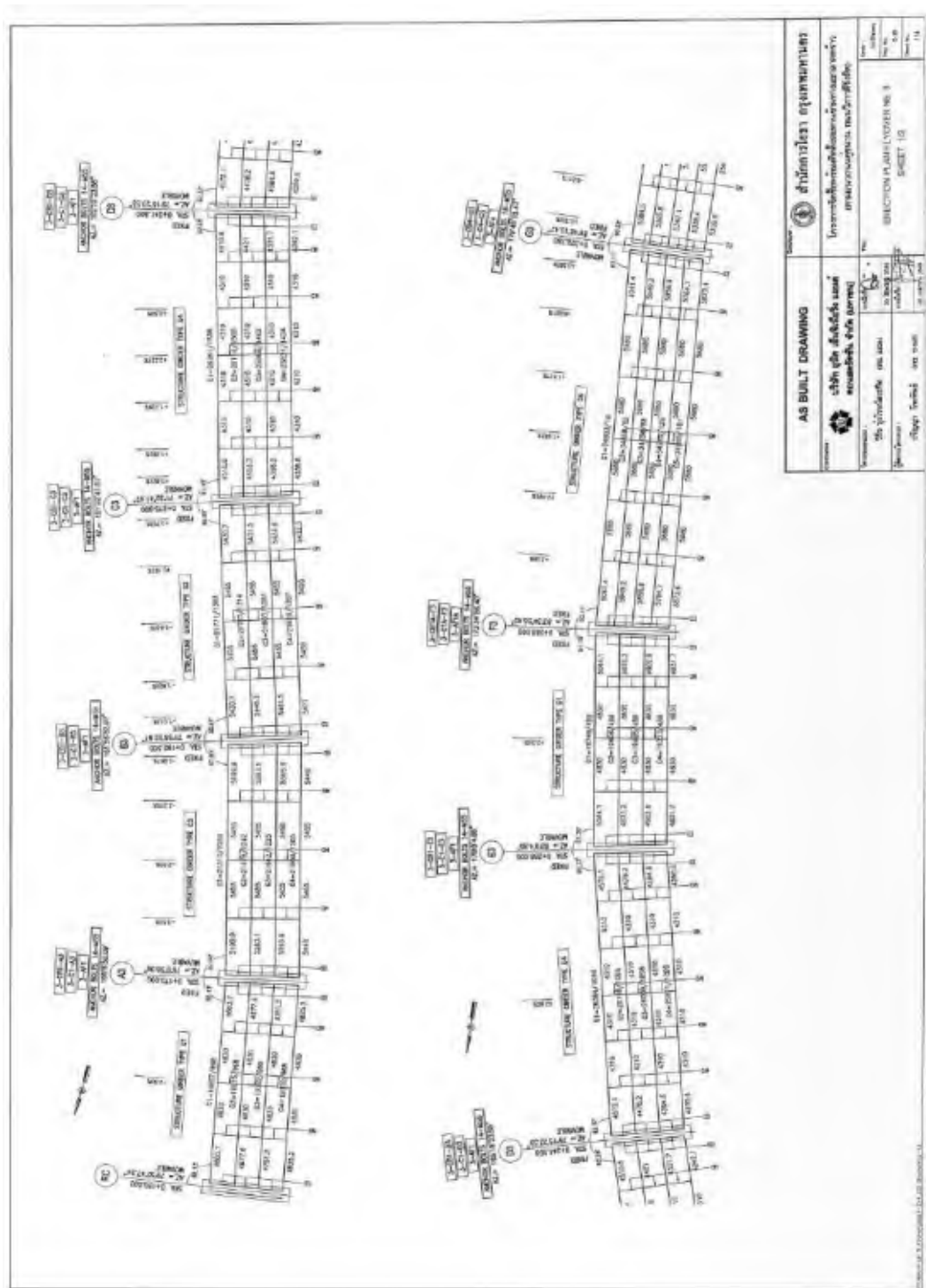




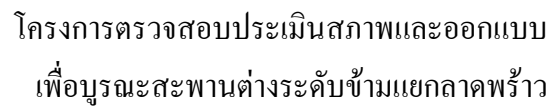
โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



รูปที่ 1.5-6 ERACTION PLAN ของสะพานตัวที่ 2 (ต่อ)



รูปที่ 1.5-7 ERACTION PLAN ของสะพานตัวที่ 3



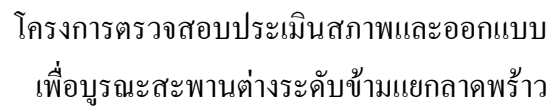


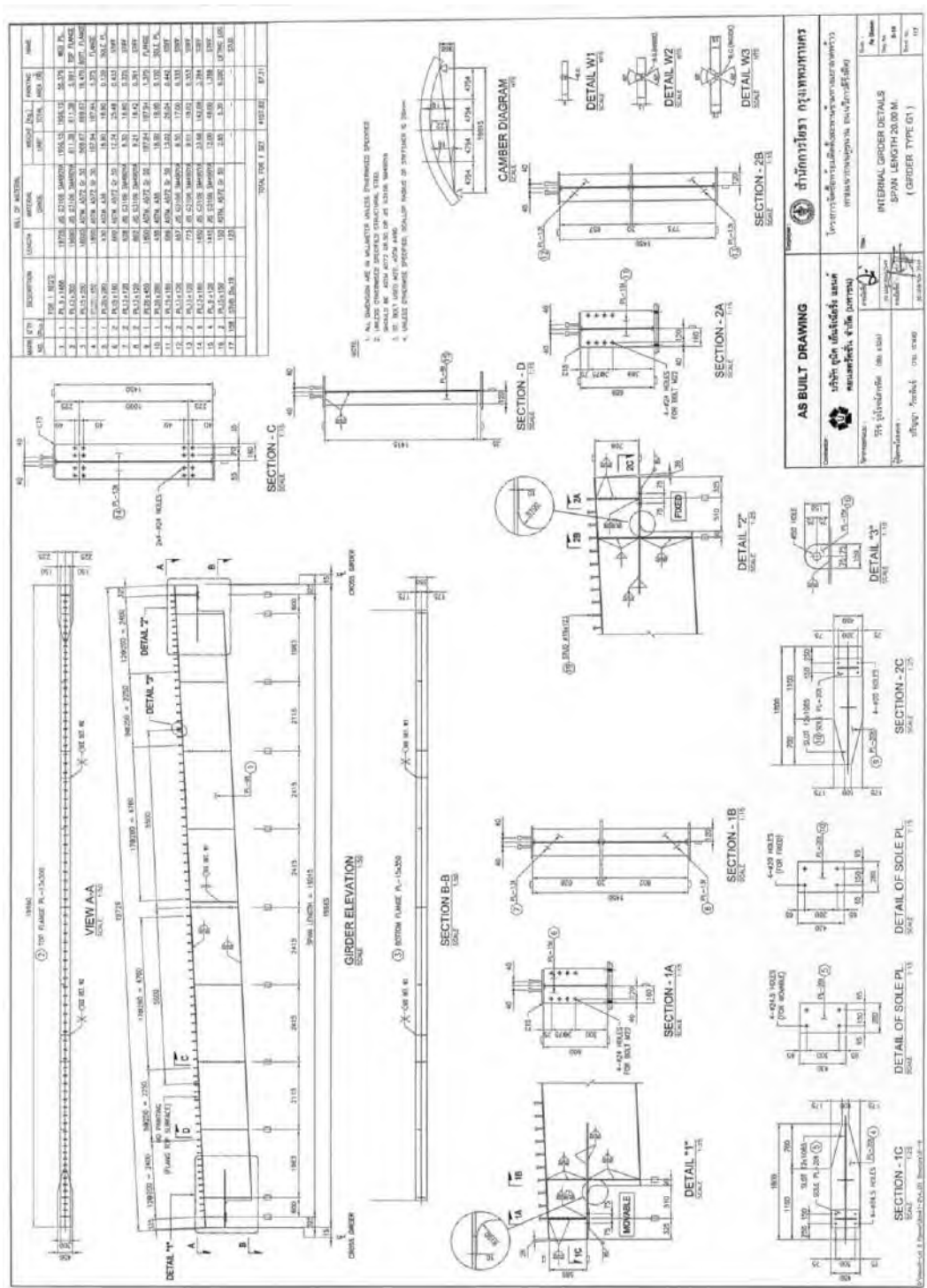
1.5.2.2 ลักษณะโครงสร้างคานสะพาน (Girder)

จากแบบ As-Built Drawing ของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว พบว่า ลักษณะโครงสร้างคานสะพาน (Girder) 3 สะพาน มีความยาวช่วงตั้งแต่ 20.00 เมตร ถึง 45.00 เมตร มีจำนวนคานสะพานตั้งแต่ 4 ถึง 5 คาน ต่อสะพาน ขึ้นอยู่กับความยาวช่วงสะพาน โดยรายละเอียดมีดังนี้

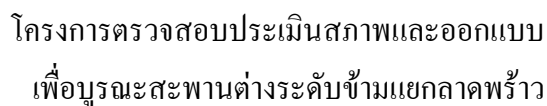
ตารางที่ 1.5-2 สรุปลักษณะโครงสร้างคานสะพาน (Girder)

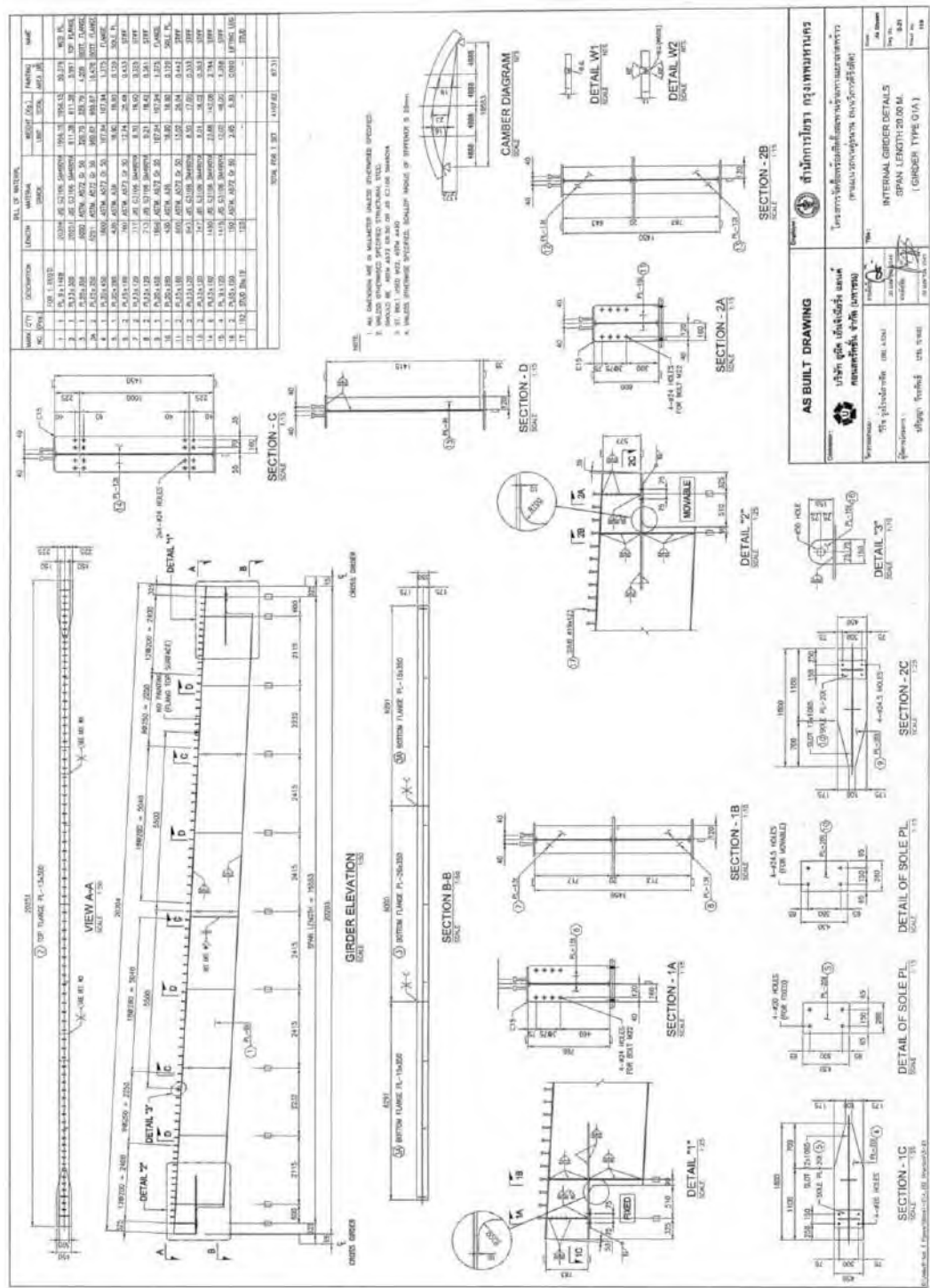
Span No.	Flyover No.1		Flyover No.2		Flyover No.3	
	Length (m)	Type	Length (m)	Type	Length (m)	Type
1	20.00	G1	20.00	G1	20.00	G1
2	25.00	G3	25.00	G3	22.50	G2
3	25.00	G3	25.00	G3	22.50	G2
4	25.00	G3	25.00	G3	26.50	G4
5	25.00	G3	25.00	G3	26.50	G4
6	28.00	G4	25.00	G3	20.00	G1
7	28.00	G4	25.00	G3	34.75	G6
8	43.00	G7	22.00	G2	45.00	G7
9	25.00	G3	34.40	G6	30.00	G5
10	25.00	G3A	25.00	G3A	30.00	G5
11	25.00	G3A	25.00	G3A	25.00	G3
12	25.00	G3A	20.00	G1A	20.00	G1
13	30.00	G5				
Sum	349.00		296.40		322.75	





รูปที่ 1.5-9 INTERNAL GIRDER SPAN LENGTH 20.00 M (TYPE G1)

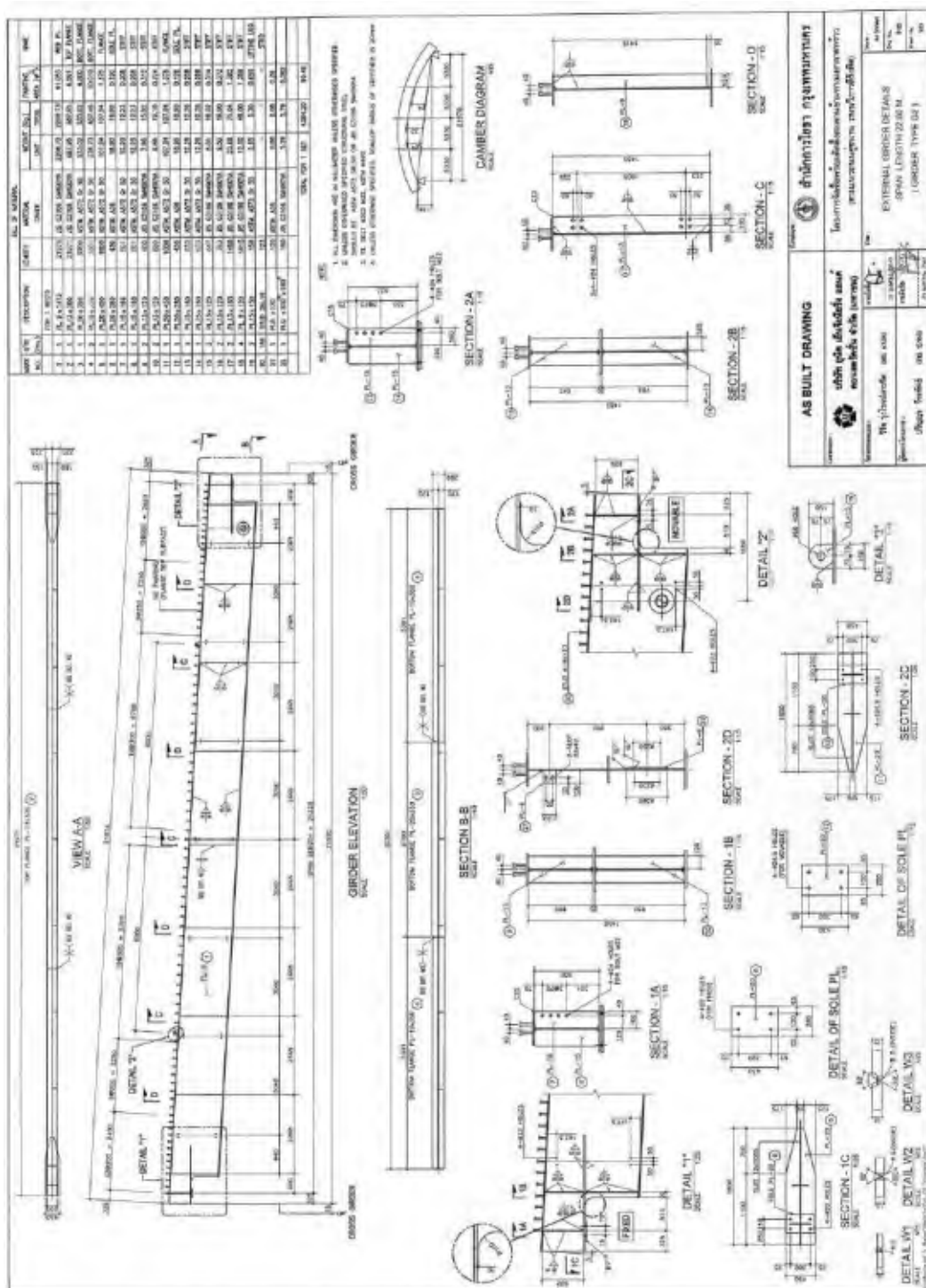




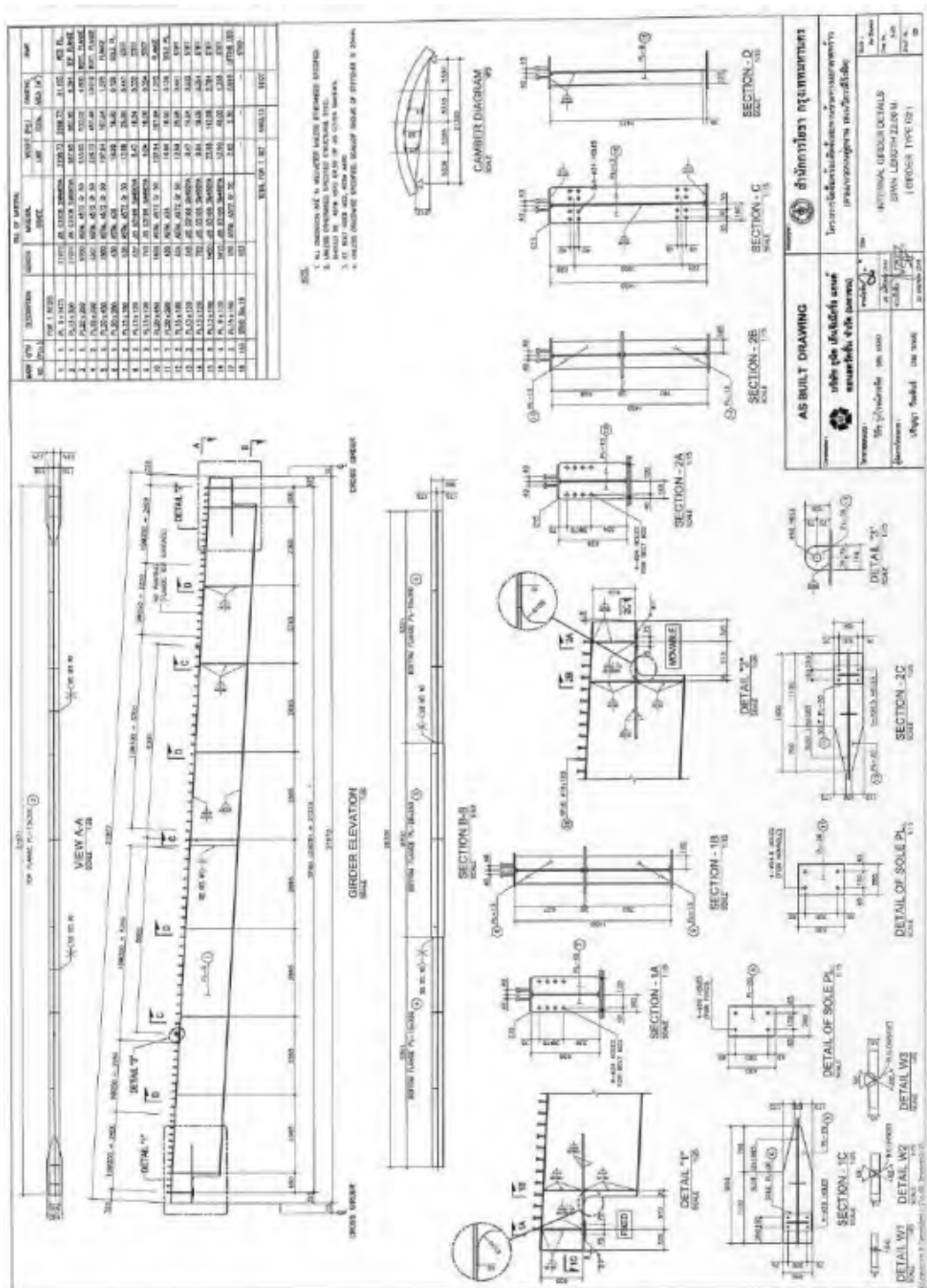
รูปที่ 1.5-11 INTERNAL GIRDER SPAN LENGTH 20.00 M (TYPE G1A)



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



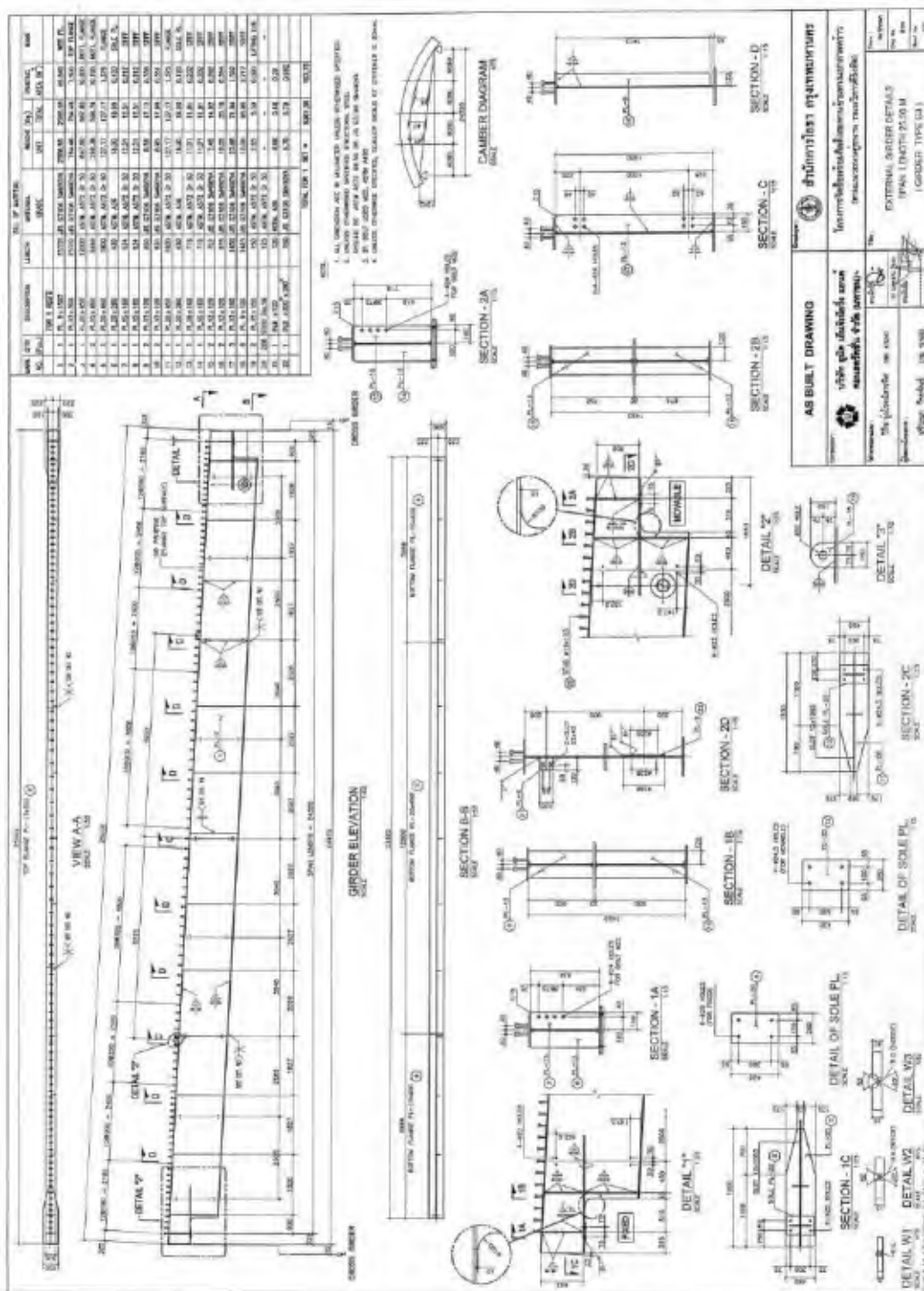
รูปที่ 1.5-12 EXTERNAL GIRDER SPAN LENGTH 22.00 M (TYPE G2)



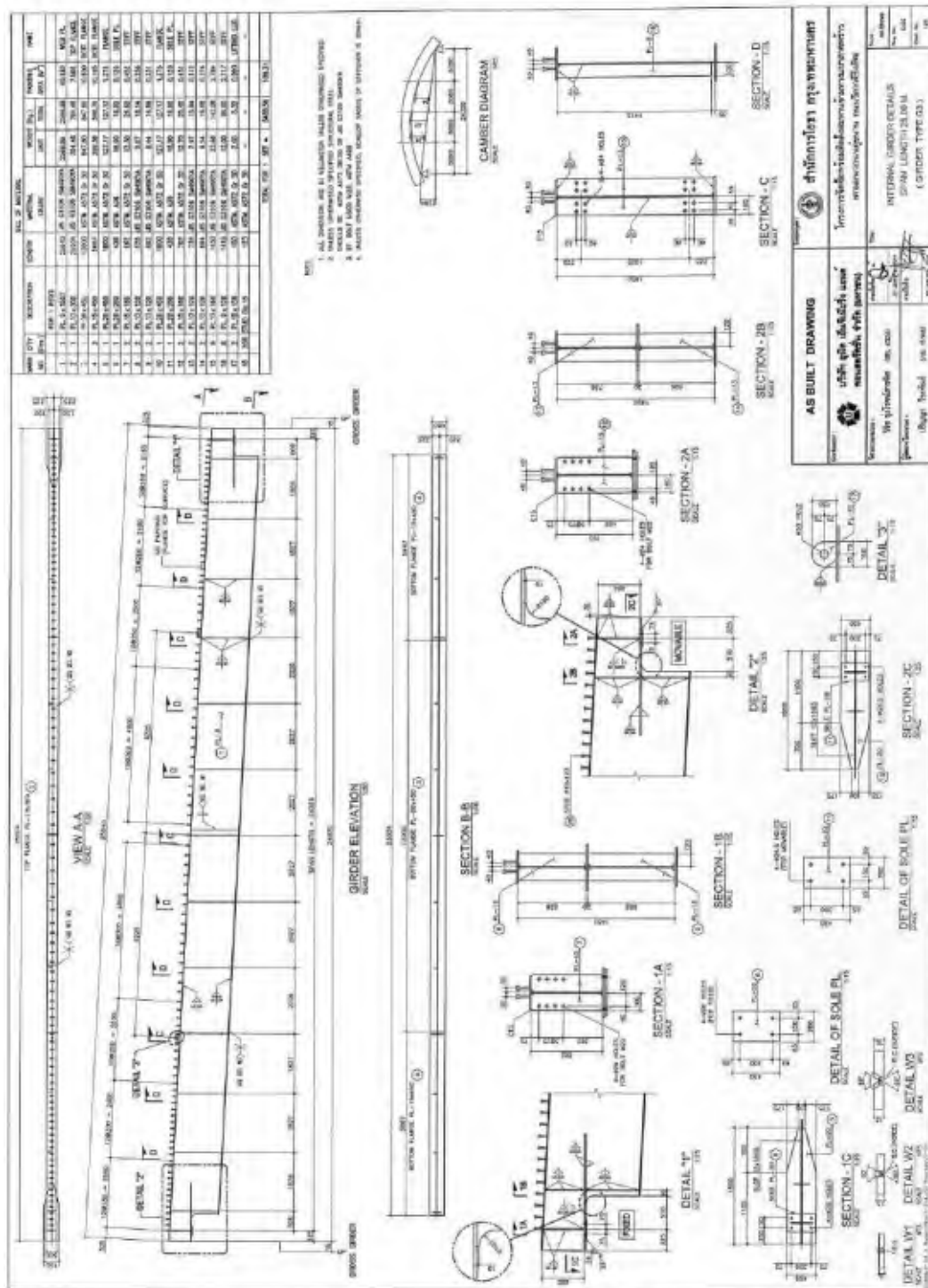
รูปที่ 1.5-13 INTERNAL GIRDER SPAN LENGTH 22.00 M (TYPE G2)



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



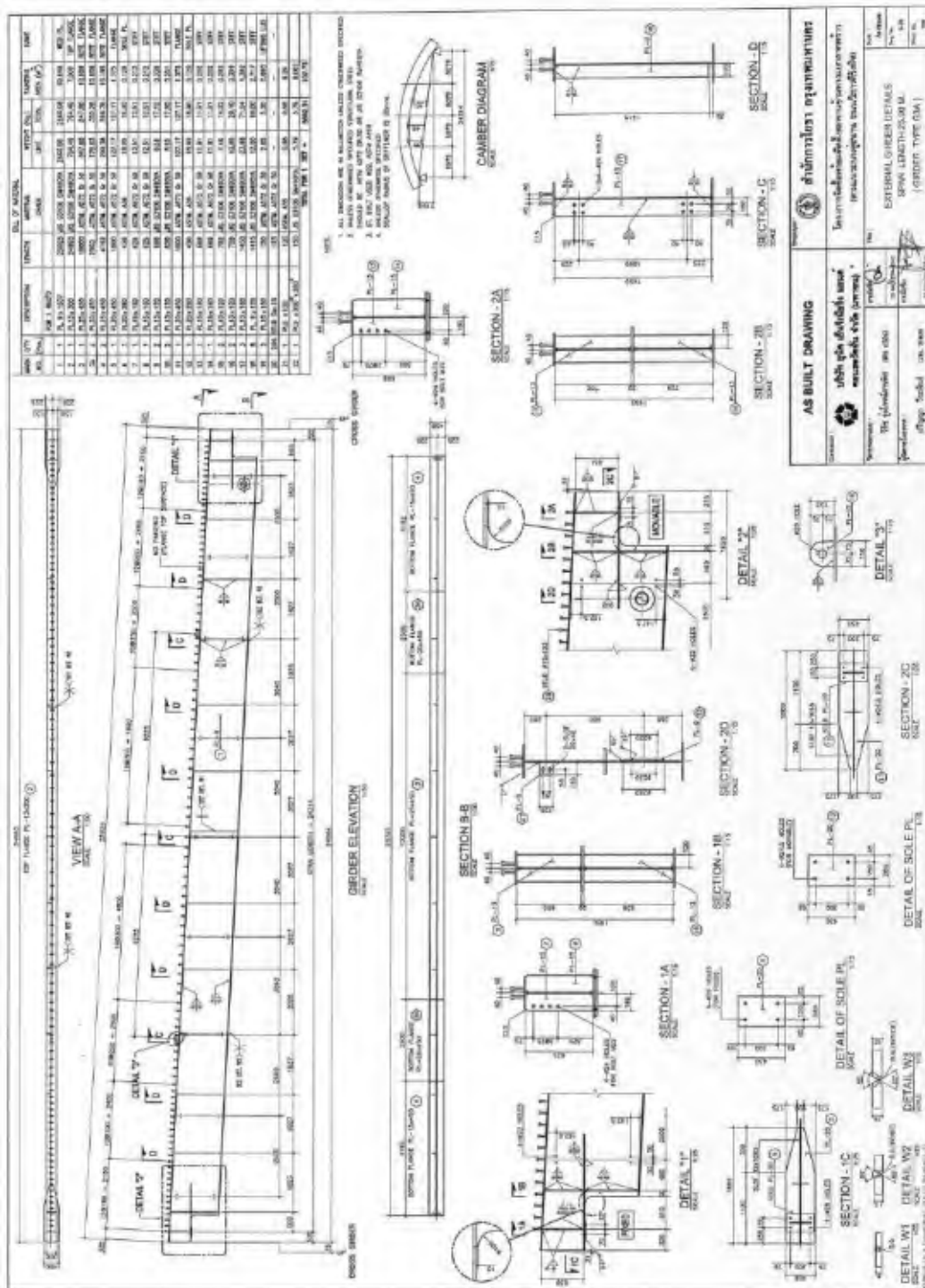
รูปที่ 1.5-14 EXTERNAL GIRDER SPAN LENGTH 25.00 M (TYPE G3)



รูปที่ 1.5-15 INTERNAL GIRDER SPAN LENGTH 25.00 M (TYPE G3)



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

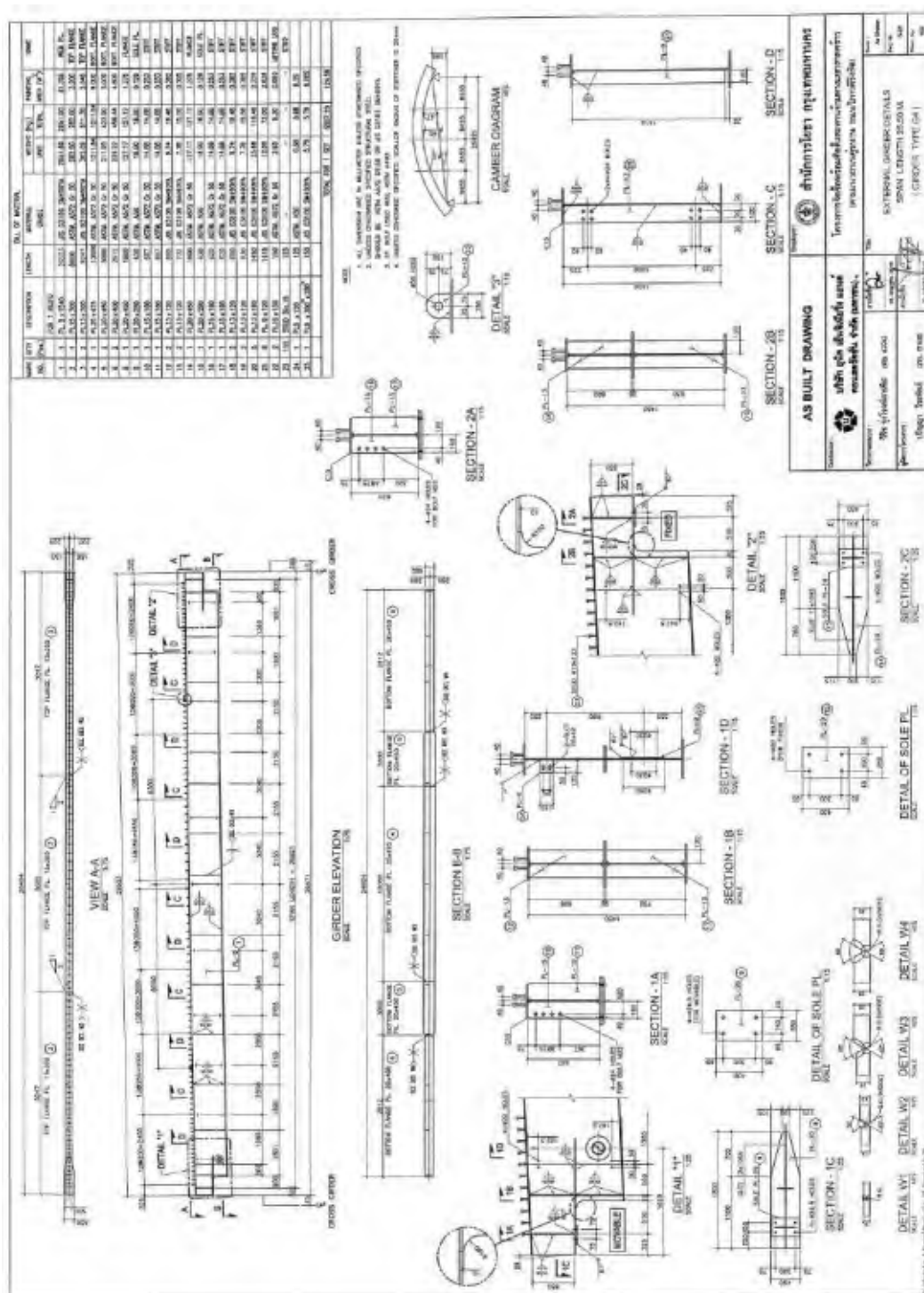


รูปที่ 1.5-16 EXTERNAL GIRDER SPAN LENGTH 25.00 M (TYPE G3A)





โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

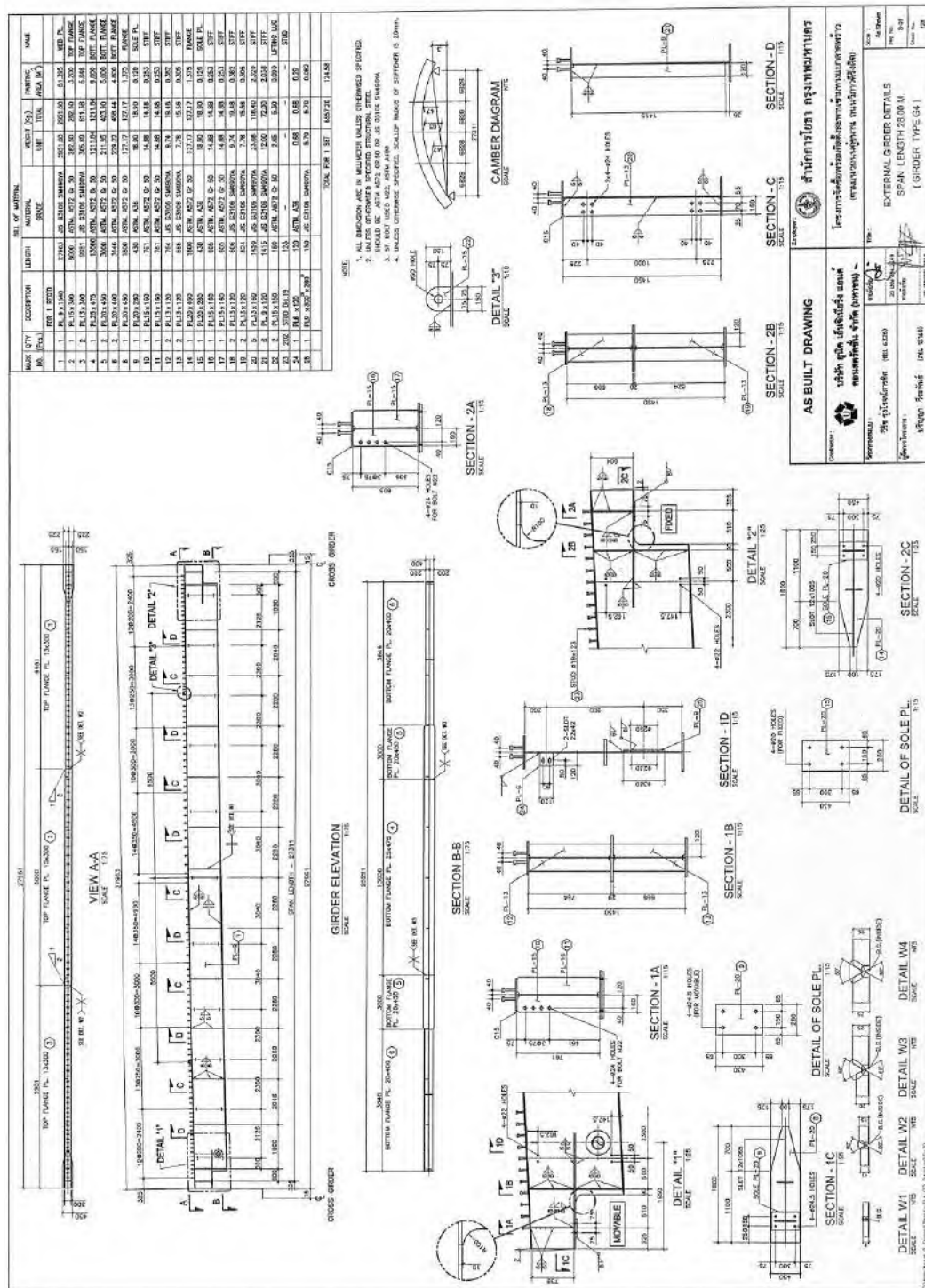


รูปที่ 1.5-18 EXTERNAL GIRDER SPAN LENGTH 26.50 M (TYPE G4)

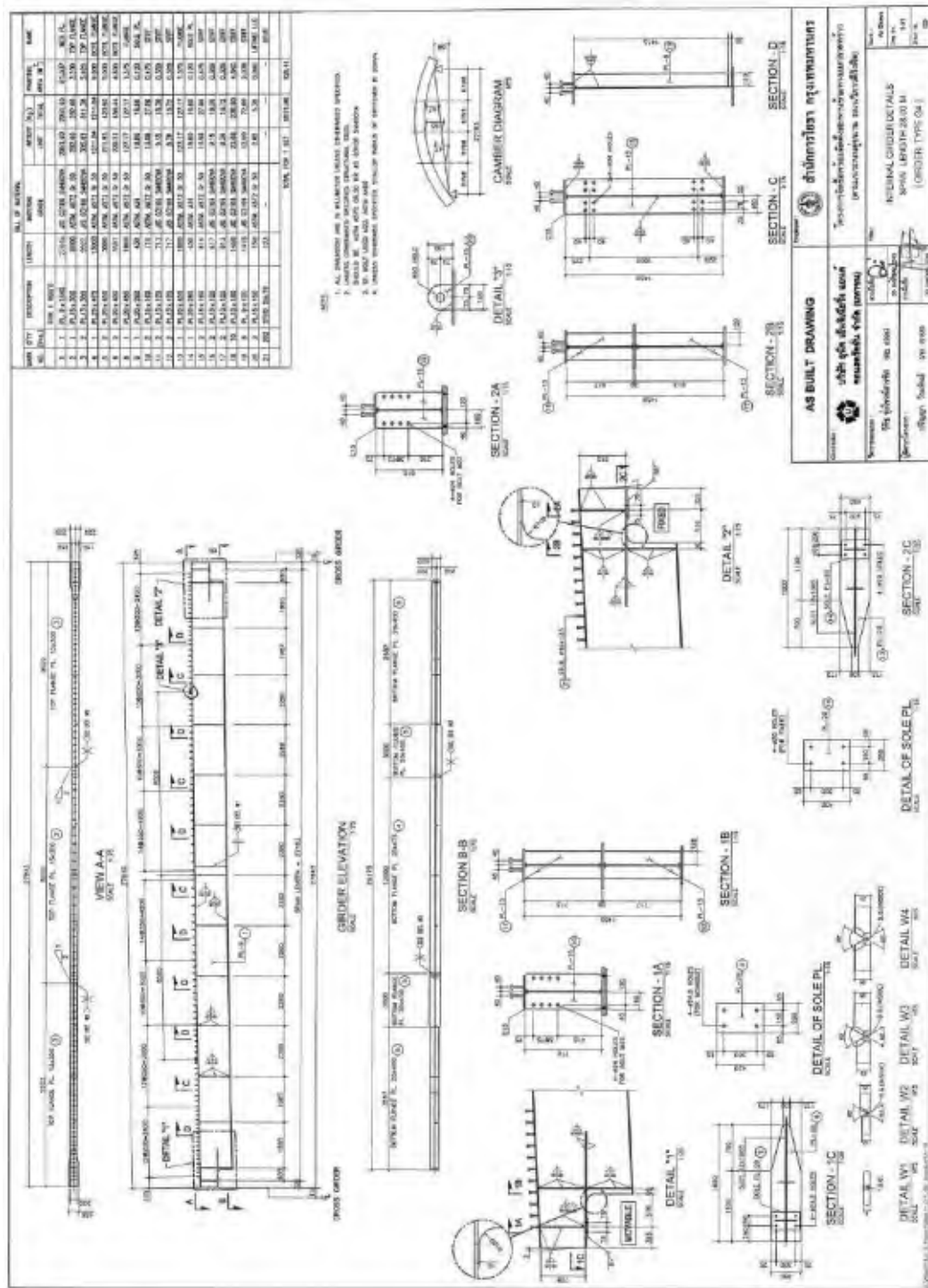




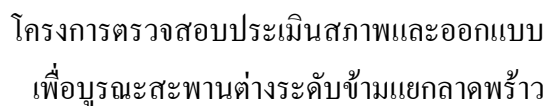
โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



รูปที่ 1.5-20 EXTERNAL GIRDER SPAN LENGTH 28.00 M (TYPE G4)



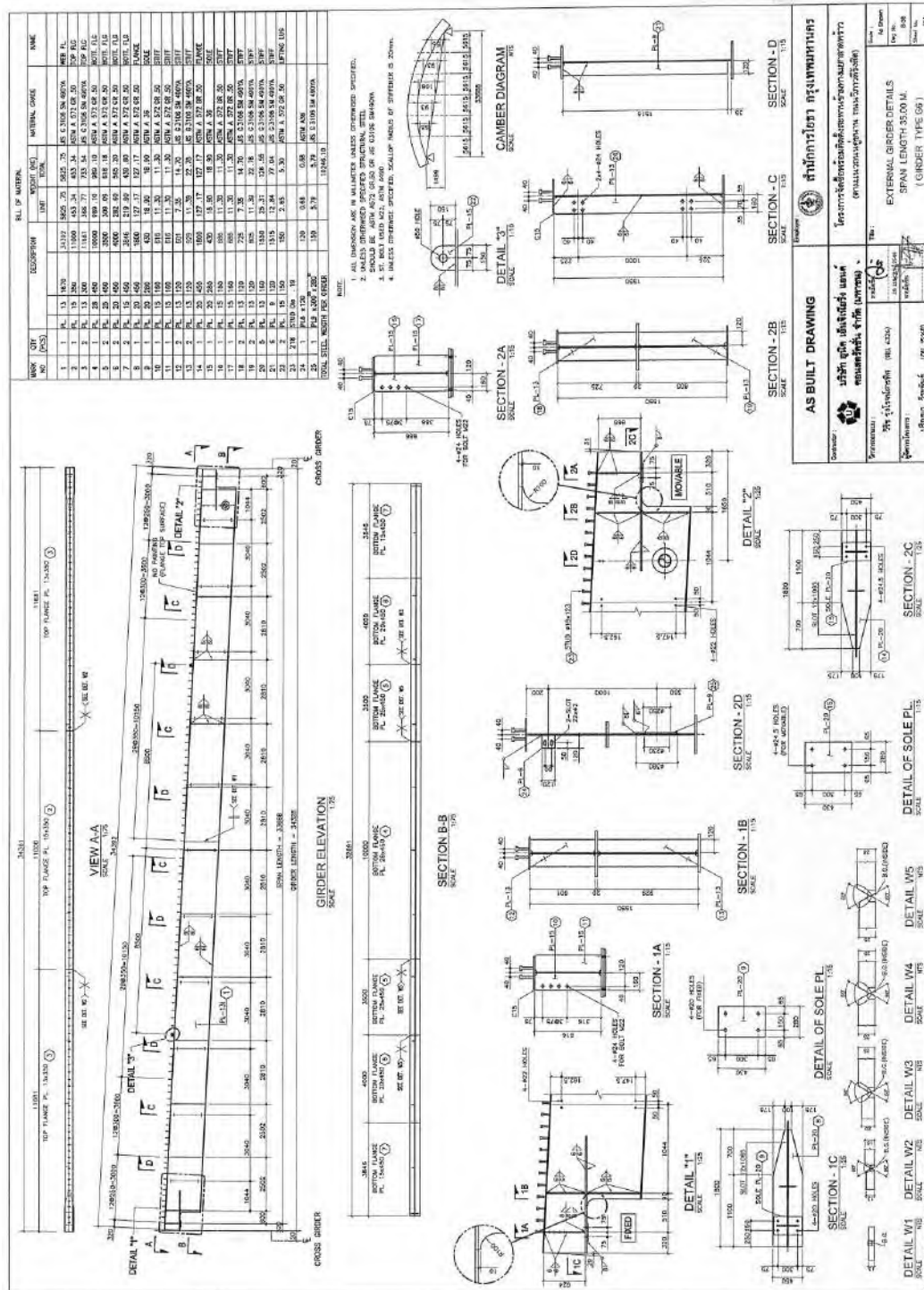
รูปที่ 1.5-21 INTERNAL GIRDER SPAN LENGTH 28.00 M (TYPE G4)



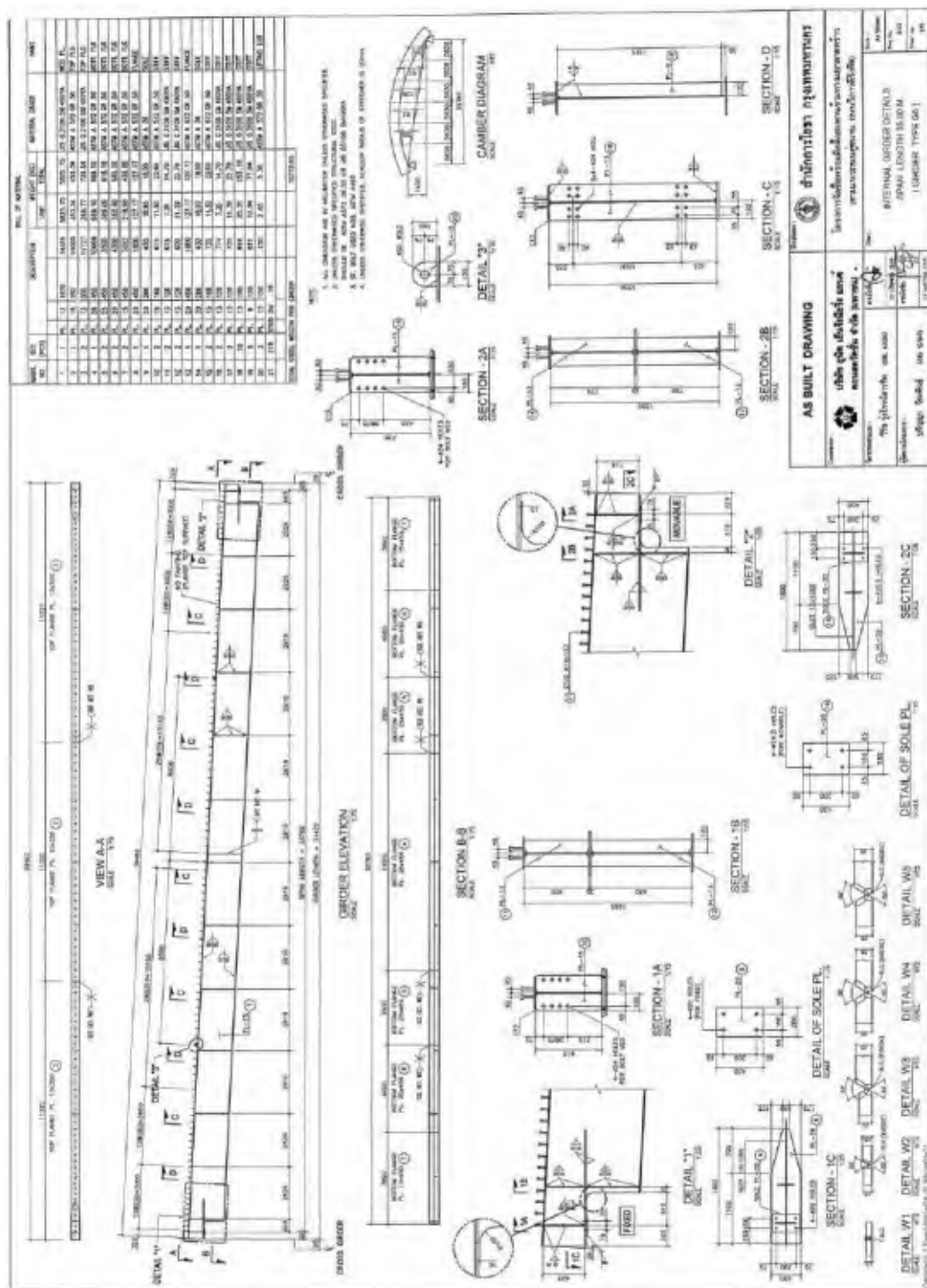




โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



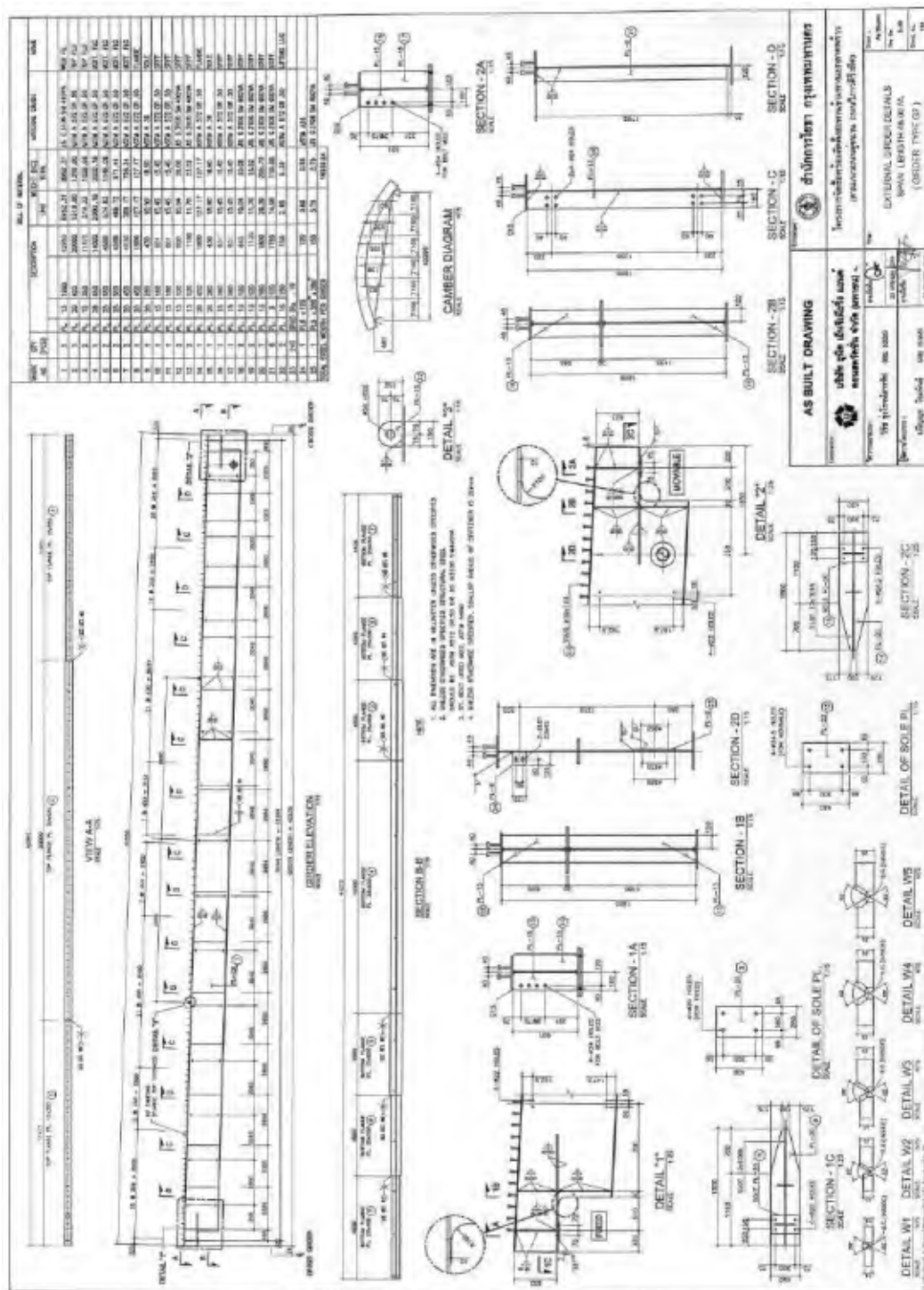
รูปที่ 1.5-24 EXTERNAL GIRDER SPAN LENGTH 35.00 M (TYPE G6)



รูปที่ 1.5-25 INTERNAL GIRDER SPAN LENGTH 35.00 M (TYPE G6)



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



รูปที่ 1.5-26 EXTERNAL GIRDER SPAN LENGTH 45.00 M (TYPE G7)





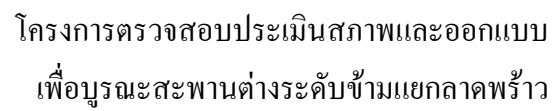
1.5.2.3 ลักษณะโครงสร้างค้ำยันคานสะพาน (Beam Bracing)

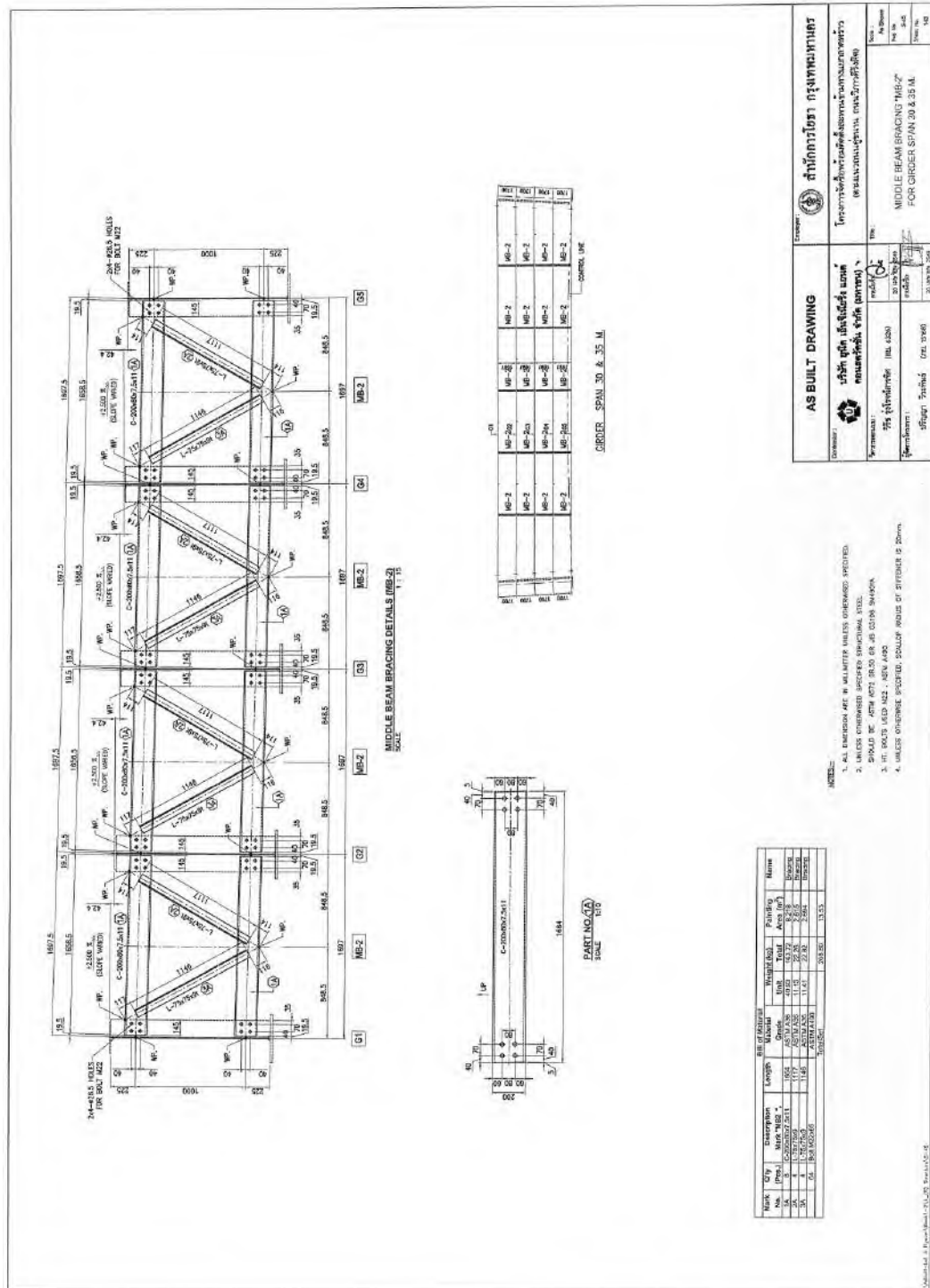
จากแบบ As-Built Drawing ของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว พบว่า ลักษณะโครงสร้างค้ำยันคานสะพาน (Beam Bracing) ทั้ง 3 สะพาน แบ่งออกเป็น 4 รูปแบบ ได้แก่ รูปแบบค้ำยันคานช่วงความยาว 20.00 – 25.00 เมตร รูปแบบค้ำยันคานช่วงความยาว 26.50 – 30.00 เมตร รูปแบบค้ำยันคานช่วงความยาว 30.00 – 35.00 เมตร และรูปแบบค้ำยันคานช่วงความยาว 45.00 เมตร โดยรายละเอียดมีดังนี้

ตารางที่ 1.5-3 สรุปลักษณะโครงสร้างค้ำยันคานสะพาน (Beam Bracing)

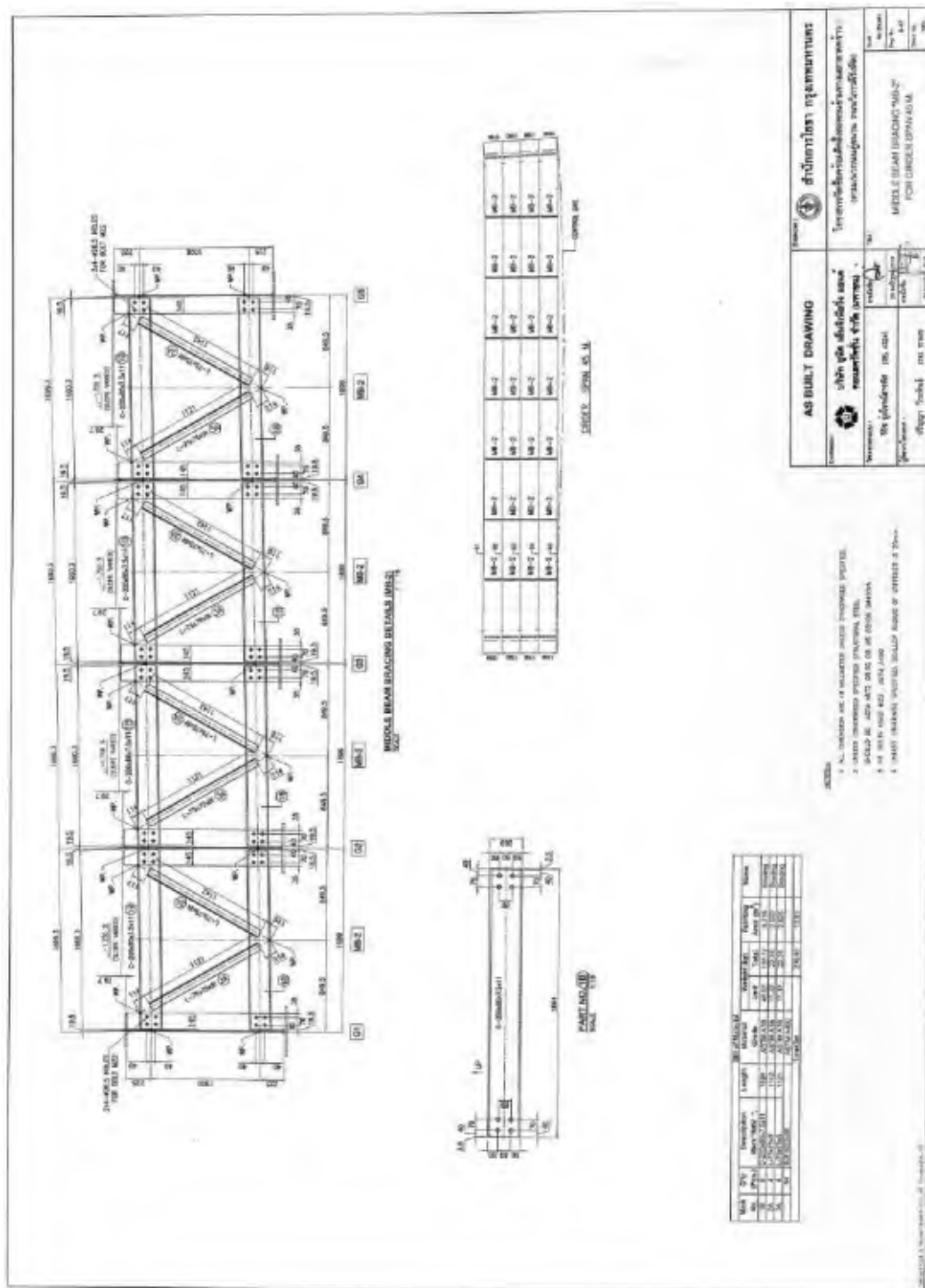
Span No.	Flyover No.1		Flyover No.2		Flyover No.3	
	Length (m)	Type	Length (m)	Type	Length (m)	Type
1	20.00	MB-1	20.00	MB-1	20.00	MB-1
2	25.00	MB-1	25.00	MB-1	22.50	MB-1
3	25.00	MB-1	25.00	MB-1	22.50	MB-1
4	25.00	MB-1	25.00	MB-1	26.50	MB-1
5	25.00	MB-1	25.00	MB-1	26.50	MB-1
6	28.00	MB-1	25.00	MB-1	20.00	MB-1
7	28.00	MB-1	25.00	MB-1	34.75	MB-2
8	43.00	MB-2	22.00	MB-1	45.00	MB-2
9	25.00	MB-1	34.40	MB-2	30.00	MB-1
10	25.00	MB-1	25.00	MB-1	30.00	MB-1
11	25.00	MB-1	25.00	MB-1	25.00	MB-1
12	25.00	MB-1	20.00	MB-1	20.00	MB-1
13	30.00	G5				
Sum	349.00		296.40		322.75	







รูปที่ 1.5-30 BEAM BRACING SPAN 30 & 35 M (MB-2)

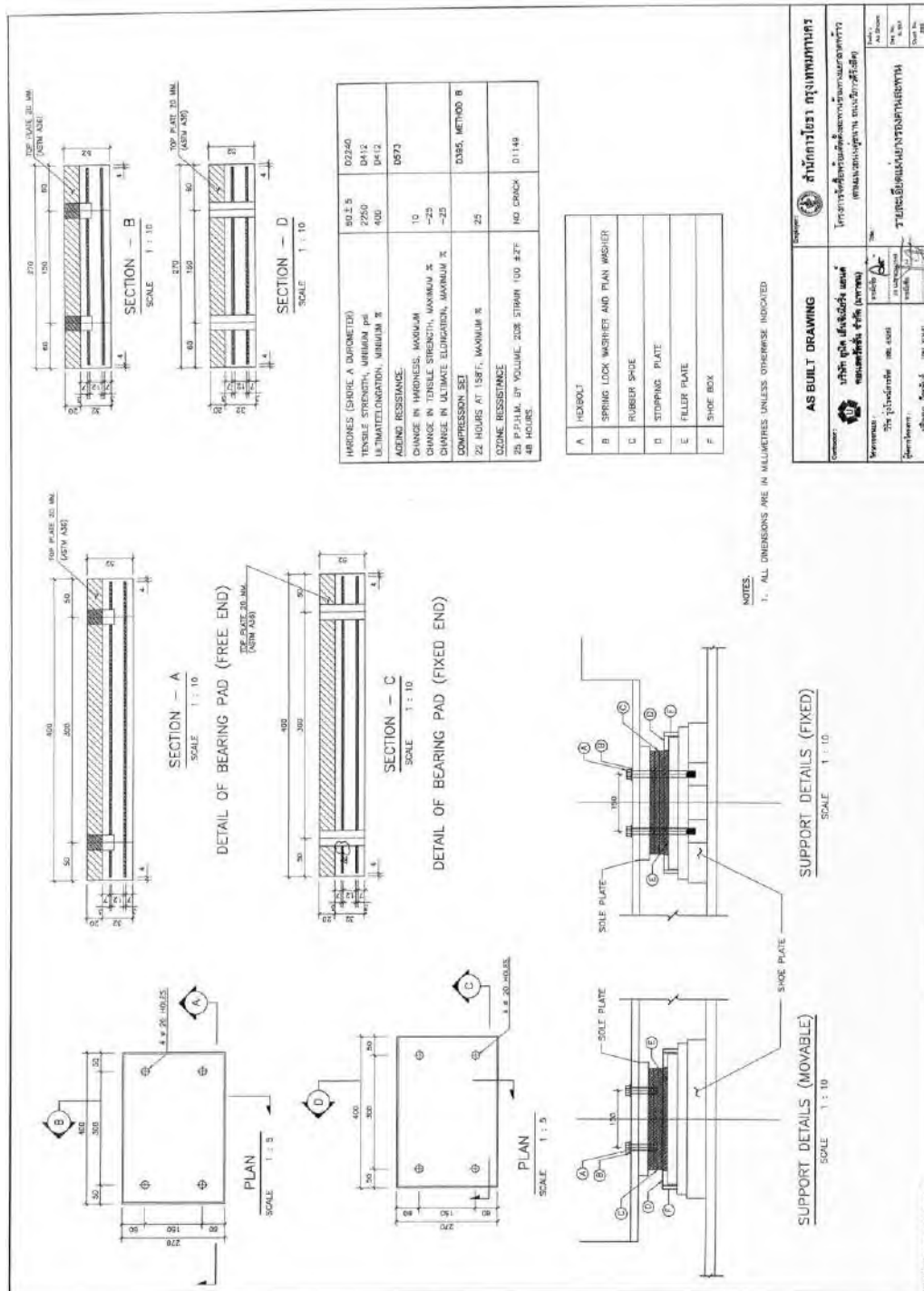


รูปที่ 1.5-31 BEAM BRACING SPAN 45 M (MB-2)



1.5.2.4 ลักษณะโครงสร้างค้ำยันคานสะพาน (Beam Bracing)

จากแบบ As-Built Drawing ของสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว พบว่า แผ่นยางรองคาน
สะพาน (Bearing Pad) ทั้ง 3 สะพาน มีรายละเอียดดังนี้



รูปที่ 1.5-32 BEARING PAD ของสะพานข้ามแยกลาดพร้าว

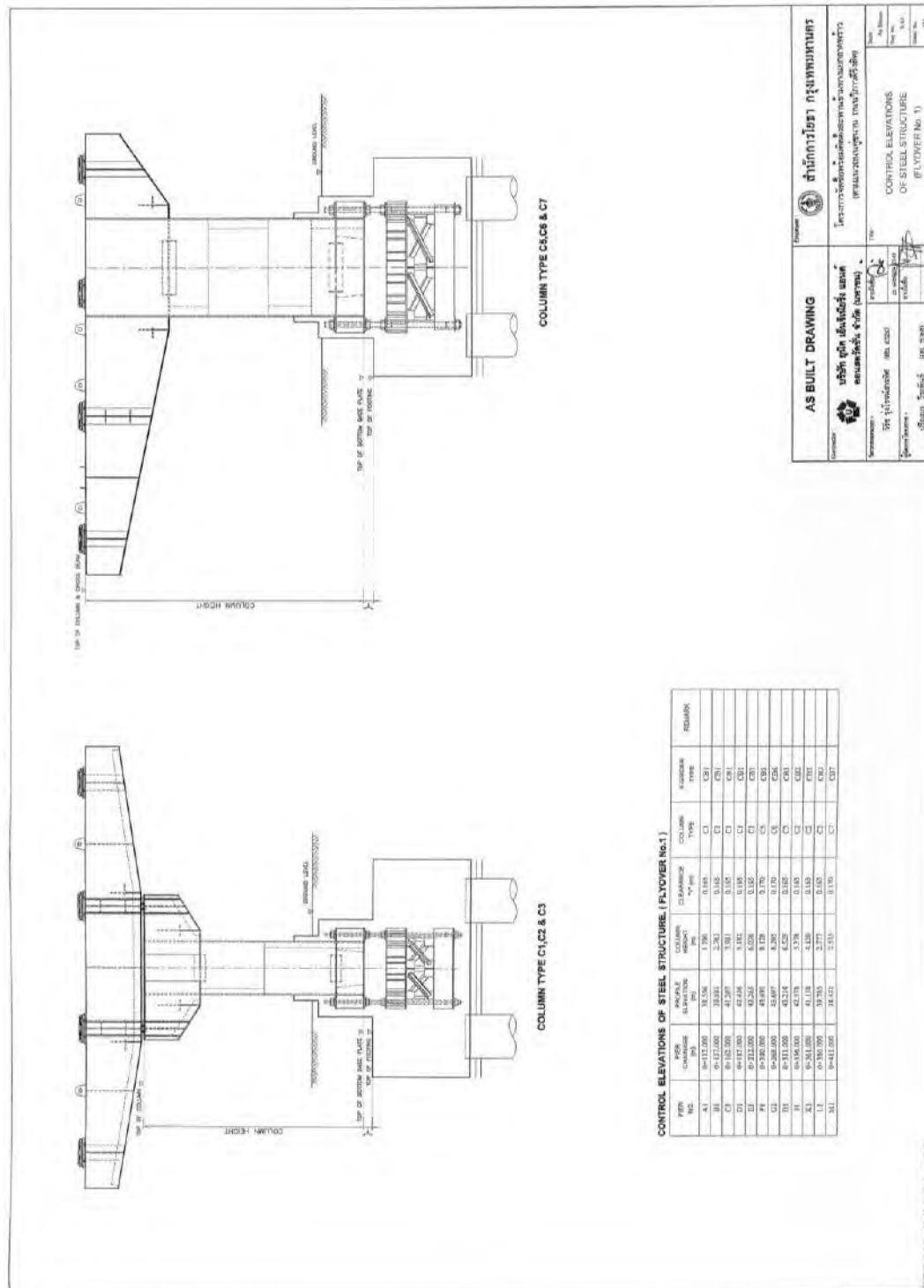


1.5.2.5 ลักษณะโครงสร้างตอม่อสะพาน (Pier)

จากแบบ As-Built Drawing ของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว พบว่า โครงสร้างตอม่อ (Pier) ที่ใช้ก่อสร้างทั้ง 3 สะพาน สามารถจำแนกได้ 11 รูปแบบ (Typical) ได้แก่ Type C1, C1A, C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9 และ C10 โดยสะพานข้ามแยกแต่ละตัวใช้รูปแบบตอม่อ ดังนี้

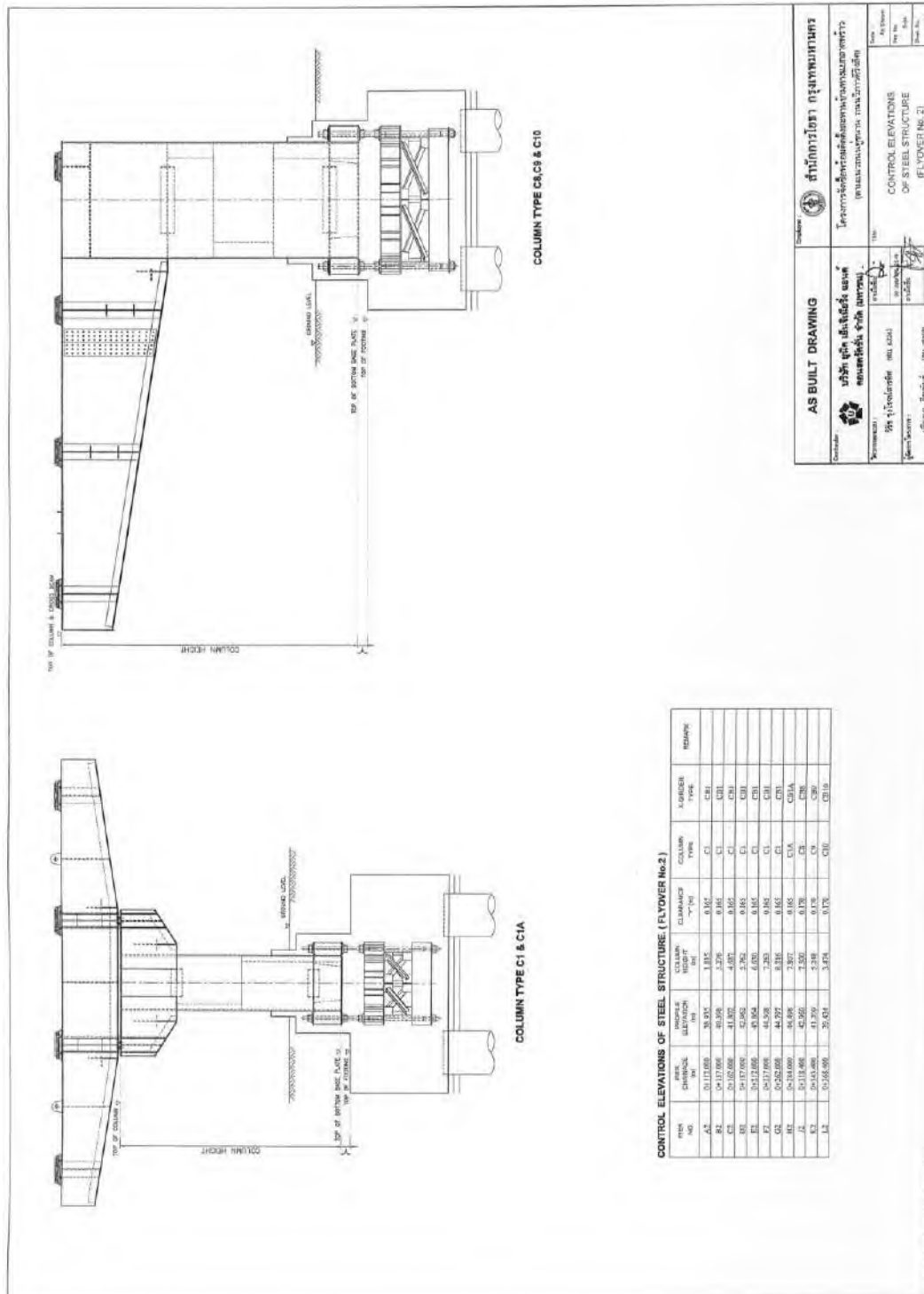
ตารางที่ 1.5-4 รูปแบบโครงสร้างตอม่อ (Pier) ที่ใช้ในแต่ละสะพาน

Pier No.	Column Type		
	Flyover No.1	Flyover No.2	Flyover No.3
1	C1	C1	C1
2	C1	C1	C1
3	C1	C1	C1
4	C1	C1	C1
5	C1	C1	C1
6	C5	C1	C1A
7	C6	C1	C4
8	C3	C1A	C4
9	C2	C8	C1A
10	C2	C9	C1A
11	C2	C10	C1
12	C7		

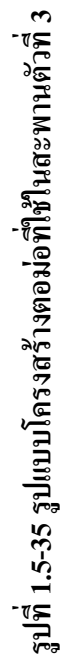




โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



รูปที่ 1.5-34 รูปแบบโครงสร้างตอม่อที่ใช้ในสะพานตัวที่ 2





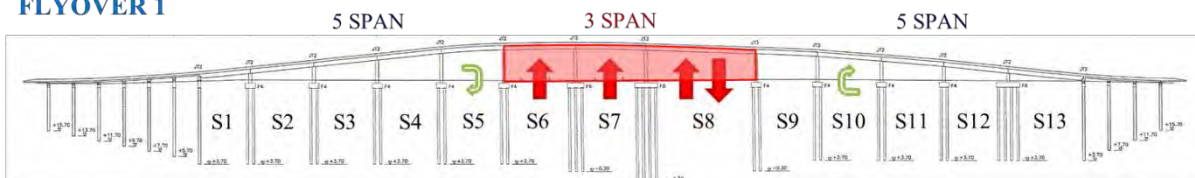
1.6. การจัดจรรยาระหว่างดำเนินงานโครงการ

ระหว่างการทำงานโครงการมีความจำเป็นที่จะต้องมีการจัดการจราจร เพื่อความปลอดภัยในการดำเนินงานในส่วนต่าง ๆ อาทิเช่น การสำรวจรายละเอียดมิติต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพาน การสำรวจสภาพความเสียหายที่เกิดขึ้น การตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยเชื่อมและสลักเกลียว รวมถึงการตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพาน ด้วยเหตุนี้ ที่ปรึกษาจึงได้ประสานงานกับหน่วยงานทางและตำรวจจราจรในพื้นที่ เพื่อทำการเบี่ยงการจราจรหรือปิดการจราจร โดยมีรายละเอียดดังนี้

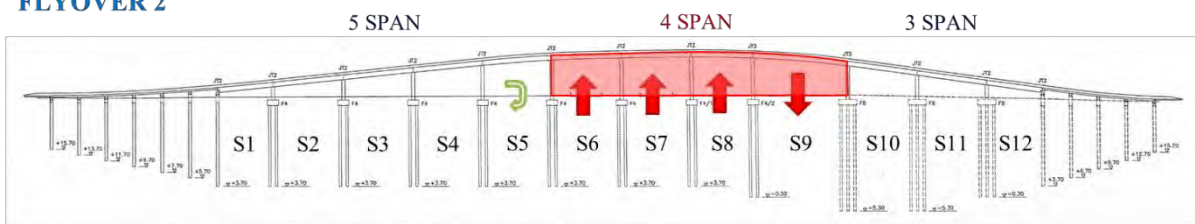
1.6.1. การจัดจราจรเพื่อเบี่ยงการจราจร

จากการสำรวจพื้นที่การทำงานของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน พบว่าสามารถแบ่งพื้นที่การทำงานได้เป็น 2 ส่วน คือ ส่วนที่ไม่กระทบการจราจร และส่วนที่กระทบการจราจร ดังแสดงในรูปที่ 1.6-1 สำหรับพื้นที่การทำงานที่ไม่กระทบการจราจรสามารถดำเนินงานได้โดยไม่จำเป็นต้องมีเจ้าหน้าที่ของกรมทางหลวงหรือตำรวจจราจรกำกับ ประกอบด้วย สะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 1 – 5 และ 9 – 13 สะพานตัวที่ 2 ช่วงสะพานที่ 1 – 5 และ 10 – 12 และสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 1 – 5 และ 10 – 12 ส่วนพื้นที่การทำงานที่กระทบการจราจรที่จะสามารถดำเนินงานได้โดยต้องมีเจ้าหน้าที่ของกรมทางหลวงหรือตำรวจจราจรกำกับ ประกอบด้วย สะพานที่ 1 ช่วงสะพานที่ 6 – 8 สะพานตัวที่ 2 ช่วงสะพานที่ 6 – 9 และสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 6 – 9

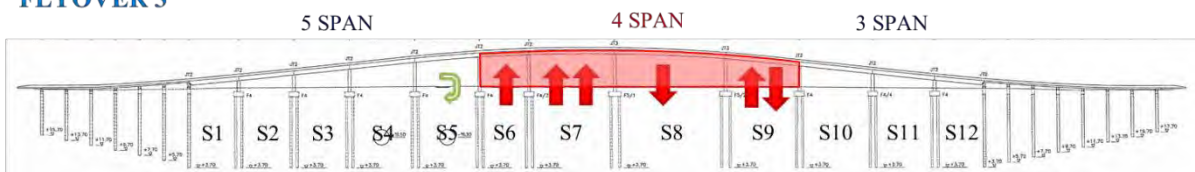
FLYOVER 1



FLYOVER 2



FLYOVER 3

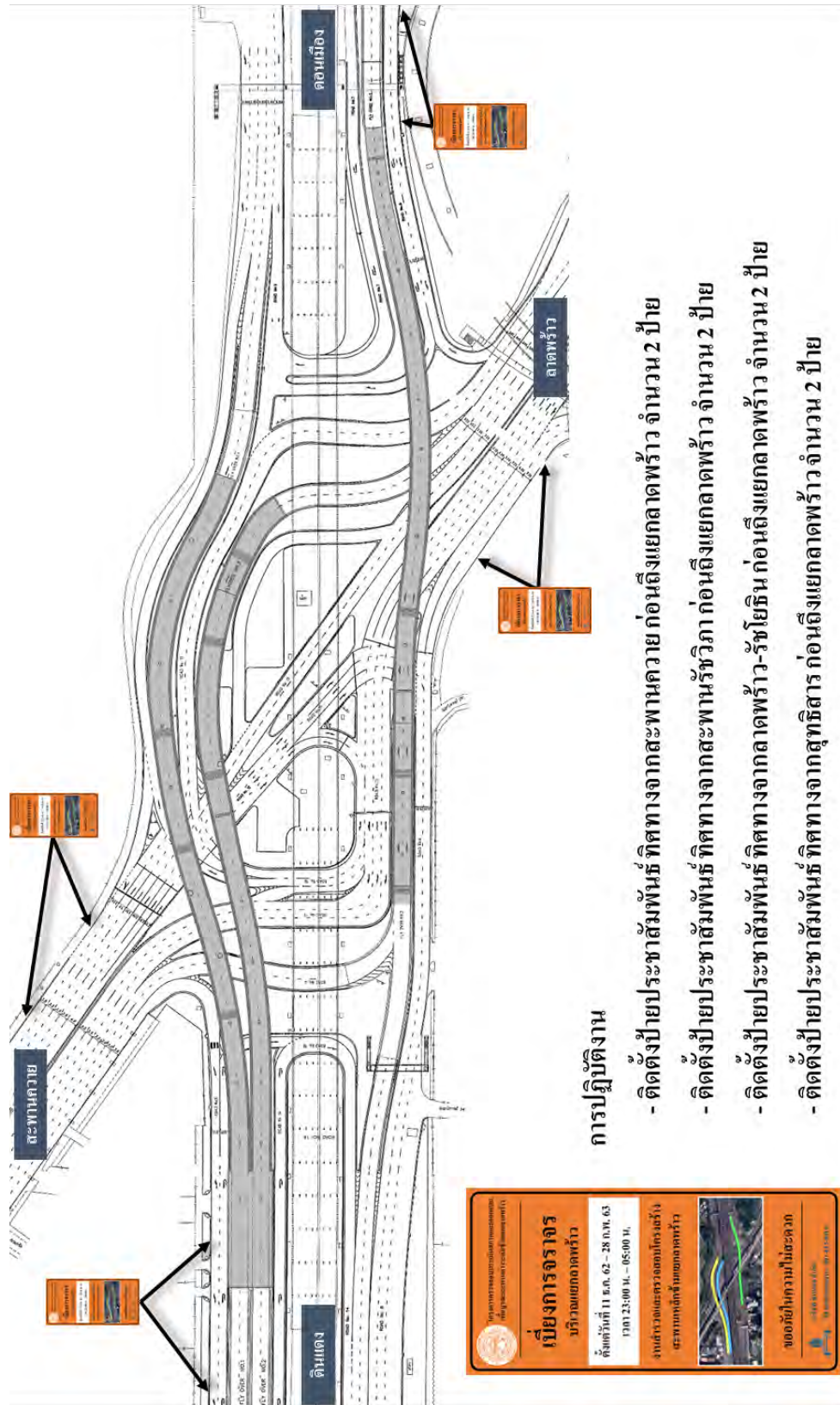


รูปที่ 1.6-1 การแบ่งพื้นที่การทำงานตามผลกระทบการจราจรของสะพานเหล็กข้ามแยกทั้ง 3 สะพาน

ที่ปรึกษาได้ประชุมร่วมกับกรมทางหลวงและตำรวจจราจรในพื้นที่ ดังรูปที่ 1.6-2 ในการวางแผนการจัดการจราจรและอำนวยความสะดวกแก่ผู้ใช้ทาง เพื่อให้เกิดผลกระทบต่อการจราจรน้อยที่สุด โดยที่ปรึกษาได้ประชาสัมพันธ์ให้กับผู้ใช้ทางทราบถึงการจัดการจราจร เพื่อให้ผู้ใช้ทางหลีกเลี่ยงเส้นทางในวันและเวลาดังกล่าว ดังแสดงในรูปที่ 1.6-3 ถึงรูปที่ 1.6-6 และจัดทำแผนรูปแบบเบี่ยงการจราจร จำนวน 12 รูปแบบ ดังแสดงในรูปที่ 1.6-8 ถึงรูปที่ 1.6-19



รูปที่ 1.6-2 การประชุมประสานงานกับกรมทางหลวงและตำรวจจราจรในพื้นที่
เพื่อจัดการจราจรและอำนวยความสะดวก



รูปที่ 1.6-3 ตำแหน่งติดตั้งป้ายประชาสัมพันธ์การสำรวจและตรวจสอบสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว





โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

เบี่ยงการจราจร

บริเวณแยกลาดพร้าว

ตั้งแต่วันที่ 11 ธ.ค. 62 – 28 ก.พ. 63

เวลา 23:00 น. – 05:00 น.

งานสำรวจและตรวจสอบโครงสร้าง
สะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว



ขออภัยในความไม่สะดวก



บริษัท ชิตาเดล จำกัด
วิศวกรควบคุมงาน : 091-817-9910

รูปที่ 1.6-4 ป้ายประชาสัมพันธ์การสำรวจและตรวจสอบสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว





กรมทางหลวง แจ้งเบี่ยงการจราจร บริเวณแยกลาดพร้าว

โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว มีความ
จำเป็นต้องเบี่ยงการจราจรบริเวณแยกลาดพร้าว เพื่อ
ดำเนินการสำรวจรายละเอียดของรอยต่อโครงสร้าง
สำรวจสภาพความเสียหายของโครงสร้าง และการ
ตรวจสอบความสมบูรณ์ของโครงสร้างสะพานหลัก
ข้ามแยกลาดพร้าว ทั้ง 3 สะพาน

โดยเริ่มเบี่ยงการจราจรตั้งแต่
วันที่ 11 ธ.ค. – 28 ก.พ. 2562
ระหว่างเวลา 23.00 น. – 05.00 น.



กรมทางหลวง จึงขอภัยในความไม่สะดวกและให้ผู้ใช้งานโปรด
ระมัดระวังเมื่อผ่านบริเวณดังกล่าว



ดำเนินงานโดย บริษัท จีทาเคแอล จำกัด

สอบถามเพิ่มเติม

นายปรเมศวร์ ภูประเสริฐ	086-528-0732
นายสุรัตน์ จันทร์ศรี	091-817-9910

รูปที่ 1.6-5 การประชาสัมพันธ์การสำรวจและตรวจสอบสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวทางสื่อออนไลน์



รูปที่ 1.6-6 การติดตั้งป้ายประชาสัมพันธ์การสำรวจและตรวจสอบสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว



รูปที่ 1.6-7 อุปกรณ์อำนวยความสะดวกด้านจราจร



รูปที่ 1.6-8 รูปแบบการเบี่ยงการจราจร แบบที่ 1



รูปที่ 1.6-9 รูปแบบการเบี่ยงการจราจร แบบที่ 2



รูปที่ 1.6-10 รูปแบบการเบี่ยงการจราจร แบบที่ 3



รูปที่ 1.6-11 รูปแบบการเบี่ยงการจราจร แบบที่ 4



รูปที่ 1.6-12 รูปแบบการเบี่ยงการจราจร แบบที่ 5



รูปที่ 1.6-13 รูปแบบการเบี่ยงการจราจร แบบที่ 6



รูปที่ 1.6-14 รูปแบบการเบี่ยงการจราจร แบบที่ 7



รูปที่ 1.6-15 รูปแบบการเบี่ยงการจราจร แบบที่ 8



รูปที่ 1.6-16 รูปแบบการเบี่ยงการจราจร แบบที่ 9



รูปที่ 1.6-17 รูปแบบการเบี่ยงการจราจร แบบที่ 10



รูปที่ 1.6-18 รูปแบบการเบี่ยงการจราจร แบบที่ 11



รูปที่ 1.6-19 รูปแบบการเบี่ยงการจราจร แบบที่ 12

1.6.2. การจัดจราจรระหว่างการปิดสะพานชั่วคราว

ในระหว่างการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของสะพาน มีความจำเป็นจะต้องปิดสะพานชั่วคราว เพื่อมิให้มีการจราจรอื่นวิ่งบนสะพานขณะทำการตรวจวัดพฤติกรรมของโครงสร้างที่เกิดขึ้นจากรถบรรทุกทดสอบ ซึ่งที่ปรึกษาจึงได้ประชุมร่วมกับกรมทางหลวงและตำรวจจราจรในพื้นที่ ในการวางแผนการจัดการจราจรให้มีความปลอดภัยและสร้างผลกระทบต่อผู้ใช้ทางให้น้อยที่สุด อีกทั้งยังได้จัดทำป้ายประชาสัมพันธ์ เพื่อแจ้งผู้ใช้ทางล่วงหน้าให้ทราบถึงการปิดสะพานและหลีกเลี่ยงเส้นทางในวันและเวลาดังกล่าว โดยรูปแบบการเบี่ยงการจราจร จำนวน 12 รูปแบบ แสดงในรูปที่ 1.6-20 ถึง รูปที่ 1.6-26





งานติดตั้งป้ายประชาสัมพันธ์ ทดสอบสะพานตัวที่ 1

ป้ายประชาสัมพันธ์ ก่อนการทดสอบอย่างน้อย 7 วัน

ประกาศ ปิดเบี่ยงจราจร สะพานข้ามแยกลาดพร้าว	ประกาศ ปิดเบี่ยงจราจร สะพานข้ามแยกลาดพร้าว	ประกาศ ปิดเบี่ยงจราจร สะพานข้ามแยกลาดพร้าว	ประกาศ ปิดเบี่ยงจราจร สะพานข้ามแยกลาดพร้าว	ประกาศ ปิดเบี่ยงจราจร สะพานข้ามแยกลาดพร้าว
วันที่ 9 กุมภาพันธ์ 2563 เวลา 24:00 น. – 03:00 น.	วันที่ 9 กุมภาพันธ์ 2563 เวลา 24:00 น. – 03:00 น.	วันที่ 9 กุมภาพันธ์ 2563 เวลา 24:00 น. – 03:00 น.	วันที่ 9 กุมภาพันธ์ 2563 เวลา 24:00 น. – 03:00 น.	วันที่ 9 กุมภาพันธ์ 2563 เวลา 24:00 น. – 03:00 น.
ไปดอนเมือง	ไปดอนเมือง	ไปดอนเมือง	ไปดอนเมือง	ไปดอนเมือง
อีก 1 กม. ถึงทางเบี่ยง โปรดหลีกเลี่ยงเส้นทาง	อีก 500 ม. ถึงทางเบี่ยง โปรดหลีกเลี่ยงเส้นทาง	อีก 100 ม. ถึงทางเบี่ยง โปรดหลีกเลี่ยงเส้นทาง	ทางเบี่ยง โปรดหลีกเลี่ยงเส้นทาง	กลับรถหน้าขนส่งฯ โปรดหลีกเลี่ยงเส้นทาง
ป้ายขนาด 1.20 x 2.40 เมตร จำนวน 2 ชุด	ป้ายขนาด 1.20 x 2.40 เมตร จำนวน 2 ชุด	ป้ายขนาด 1.20 x 2.40 เมตร จำนวน 2 ชุด	ป้ายขนาด 1.20 x 2.40 เมตร จำนวน 2 ชุด	ป้ายขนาด 1.20 x 2.40 เมตร จำนวน 6 ชุด

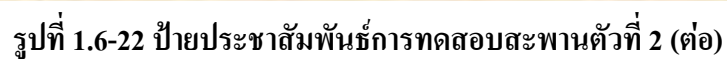
รูปที่ 1.6-21 ป้ายประชาสัมพันธ์การทดสอบสะพานตัวที่ 1 (ต่อ)

งานติดตั้งป้ายประชาสัมพันธ์ ทดสอบสะพานตัวที่ 1

ป้ายนำทาง ขณะทำการทดสอบ

ดอนเมือง	ดอนเมือง	ดอนเมือง	ดอนเมือง
←	↪	↑	↪
วังทองหลาง	กลับรถหน้าขนส่งฯ	ชิดซ้าย	ชิดซ้าย
วันที่ 9,22 กุมภาพันธ์ 2563 เวลา 24:00 น. – 03:00 น.	วันที่ 9,22 กุมภาพันธ์ 2563 เวลา 24:00 น. – 03:00 น.	วันที่ 9,22 กุมภาพันธ์ 2563 เวลา 24:00 น. – 03:00 น.	วันที่ 9,22 กุมภาพันธ์ 2563 เวลา 24:00 น. – 03:00 น.
GP 1	GP 2	GP 3	GP 4
ป้ายขนาด 50 x 50 เมตร จำนวน 2 ชุด	ป้ายขนาด 50 x 50 เมตร จำนวน 2 ชุด	ป้ายขนาด 50 x 50 เมตร จำนวน 2 ชุด	ป้ายขนาด 50 x 50 เมตร จำนวน 2 ชุด

รูปที่ 1.6-21 ป้ายประชาสัมพันธ์การทดสอบสะพานตัวที่ 1 (ต่อ)





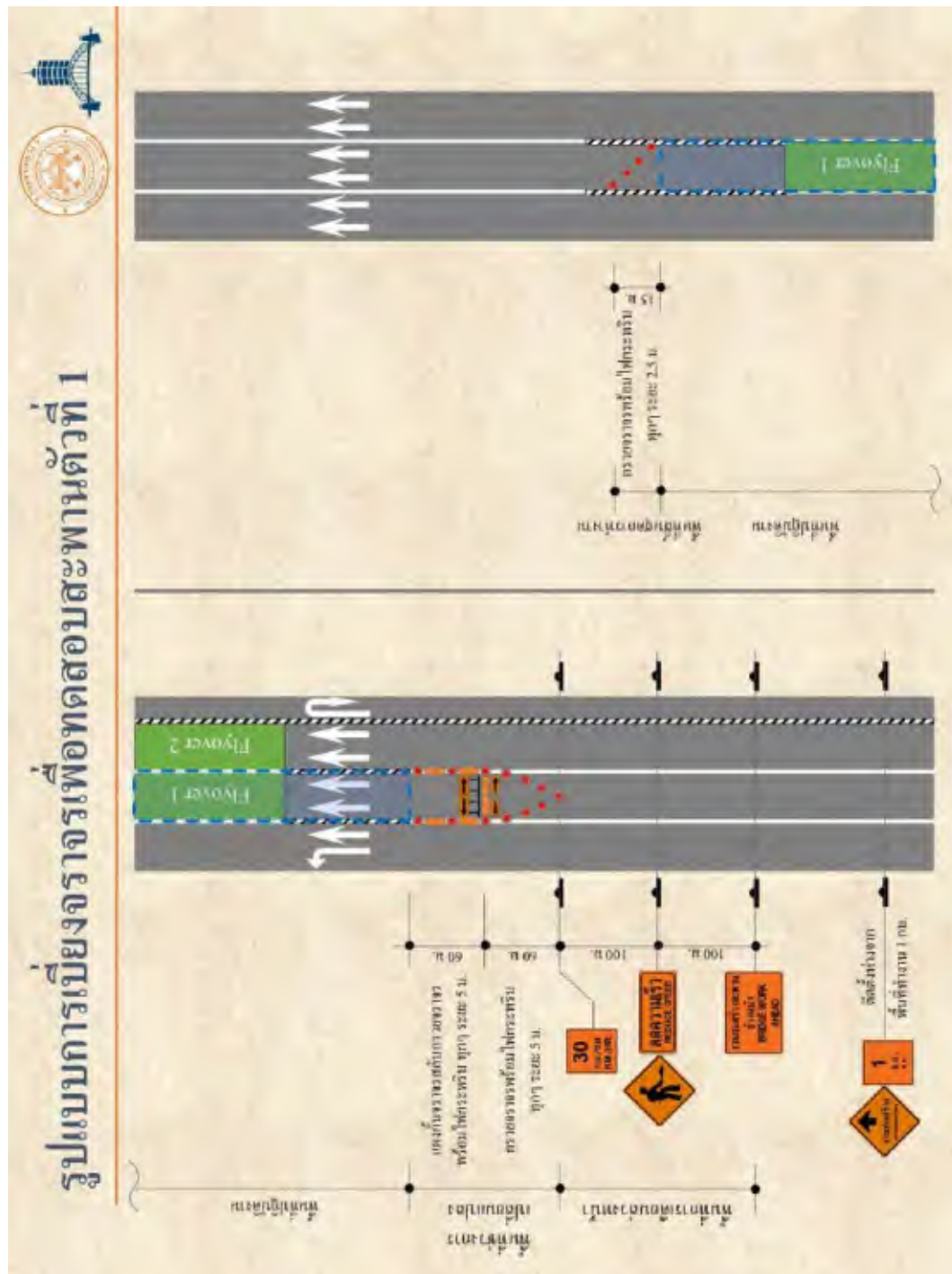
โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



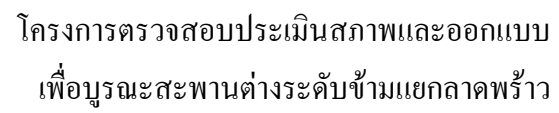
รูปที่ 1.6-23 ป้ายประชาสัมพันธ์การทดสอบสะพานตัวที่ 3

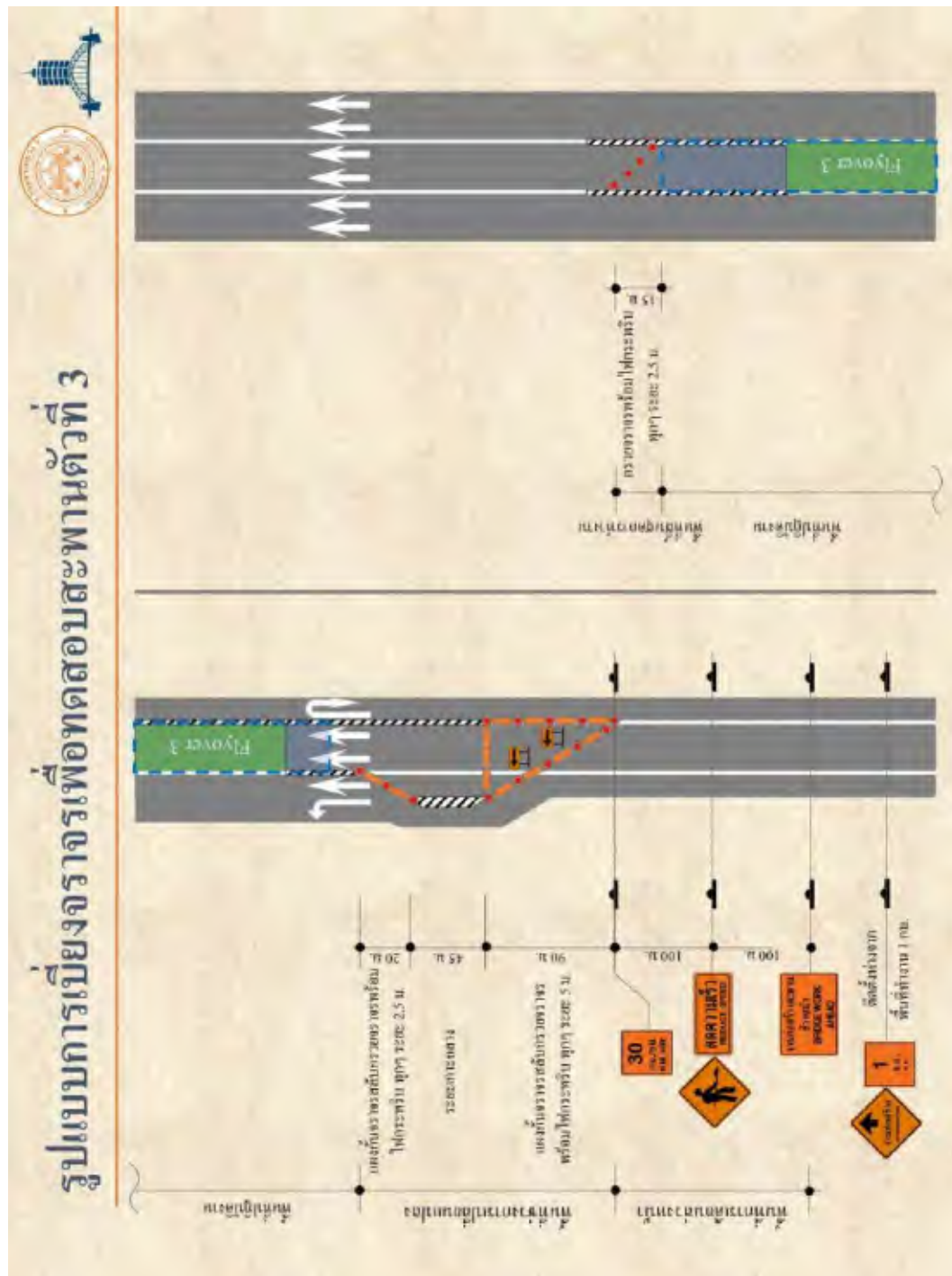


รูปที่ 1.6-23 ป้ายประชาสัมพันธ์การทดสอบสะพานตัวที่ 3 (ต่อ)



รูปที่ 1.6-24 รูปแบบการเบี่ยงการจราจร เพื่อทดสอบสะพานตัวที่ 1





รูปที่ 1.6-26 รูปแบบการเบี่ยงจราจร เพื่อทดสอบสะพานตัวที่ 3



บทที่ 2 การสำรวจรายละเอียดโครงสร้าง สะพาน

การสำรวจรายละเอียดโครงสร้างมีรวมทั้งสิ้น 3 สะพาน โดยจะเป็นการตรวจวัดขนาดและมิติต่างๆ ของชิ้นส่วน โครงสร้างหลัก ประกอบด้วย คานสะพาน ค้ำยันคานสะพาน คานขวาง แผ่นรองคานสะพาน ตอม่อสะพาน พร้อมทั้งตรวจสอบรายละเอียดต่าง ๆ เช่น ขนาดแผ่นเหล็ก ตำแหน่งและลักษณะรอยเชื่อม รูปแบบรอยเชื่อม ขนาดสลักเกลียว ตำแหน่งการต่อชิ้นส่วนด้วยสลักเกลียว และรูปแบบสลักเกลียว เป็นต้น เพื่อให้ได้ข้อมูลชิ้นส่วนโครงสร้างที่สอดคล้องกับการก่อสร้างจริง สามารถนำไปใช้ประกอบการวิเคราะห์แรงกระทำภายในโครงสร้าง และออกแบบการซ่อมบูรณะสะพานได้อย่างถูกต้อง

2.1. ขั้นตอนการสำรวจรายละเอียดโครงสร้างสะพาน

การสำรวจรายละเอียดโครงสร้างสะพาน โดยทั่วไปจะขึ้นอยู่กับ รูปแบบโครงสร้างของสะพาน ระบบชิ้นส่วนที่ใช้ประกอบกันเป็นโครงสร้างสะพาน วัสดุที่ใช้ในการก่อสร้าง และสภาพพื้นที่การทำงาน

- 1) ขั้นตอนแรกในการสำรวจ คือ การแบ่งโครงสร้างสะพานออกเป็นบริเวณต่าง ๆ ตามแบบก่อสร้าง เช่น ช่วงสะพาน (Span, S) รอยต่อ (Joint, J) ตอม่อค้ำกลาง (Pier, P) ตอม่อค้ำริม (Abutment, A) โดยรหัสของบริเวณต่าง ๆ จะเรียงตามทิศทางการวางตัวของสะพาน เช่น S1, S2...Sn, J1, J2...Jn, A1, A2, P1, P2,... Pn ดังแสดงในรูปที่ 2.1-1
- 2) ลำดับถัดมา คือ การตั้งรหัสชิ้นส่วนให้กับองค์ประกอบต่าง ๆ ที่อยู่ภายในแต่ละบริเวณ โดยเรียงจากซ้ายไปขวา เรียงจากหน้าไปหลัง เรียงจากบนลงล่าง จุดประสงค์ของการตั้งรหัสชิ้นส่วนก็เพื่อช่วยแบ่งขอบเขตการเก็บข้อมูล สะดวกในการตรวจนับ ทำให้การสำรวจข้อมูลไม่ซ้ำซ้อนกัน และเก็บข้อมูลได้ครบถ้วน
- 3) หลังจากที่ได้แบ่งโครงสร้างออกเป็นบริเวณต่าง ๆ และชิ้นส่วนต่าง ๆ เรียบร้อยแล้ว จึงทำการสำรวจ โดยจะบันทึกข้อมูลที่ตรวจวัดได้ลงในแบบฟอร์มภาคสนาม และนำข้อมูลกลับมาจัดทำเป็นแบบสำรวจที่สำนักงาน



รูปที่ 2.1-1 การแบ่งสะพานออกเป็นบริเวณต่าง ๆ สำหรับการสำรวจรายละเอียดโครงสร้างสะพาน

2.2. โครงสร้างที่ทำการสำรวจ

การสำรวจรายละเอียดของโครงสร้างสะพาน เป็นการตรวจสอบรูปแบบ ขนาด และรายละเอียดของชิ้นส่วนโครงสร้างที่สำคัญที่ใช้ในการรับแรงและถ่ายแรงภายในโครงสร้าง เพื่อนำข้อมูลไปใช้วิเคราะห์และออกแบบการซ่อมและบูรณะสะพาน โดยรายละเอียดของชิ้นส่วนต่าง ๆ ประกอบด้วย แผ่นเสริมคาน (Stiffener) แผ่นปะกั (Gusset Plate) รอยเชื่อม (Welding) สลักเกลียว (Bolt) โดยชิ้นส่วนโครงสร้างที่สำคัญในการสำรวจ ประกอบด้วย

- คานสะพาน (Girders)
- ค้ำยันคานสะพาน (Beams Bracing)
- แผ่นรองคาน (Bearing)
- คานขวาง (Cross Beam)
- ตอม่อตักกลาง (Pier)
- ตอม่อตักบริม (Abutment)



2.3. วิธีการเข้าสำรวจโครงสร้างสะพาน

2.3.1. อุปกรณ์ช่วยในการเข้าถึง

การสำรวจชิ้นส่วนสะพานในบางตำแหน่งอาจเข้าถึงได้ง่าย เช่น บริเวณโคนเสาด้านล่าง หรือคานของช่วงสะพานที่อยู่ในระดับตื้น ในกรณีที่ชิ้นส่วนอยู่ค่อนข้างสูง อาจต้องใช้บันได และในกรณีที่ชิ้นส่วนอยู่สูงมาก จะใช้รถกระเช้าในการเข้าตรวจสอบ จุดประสงค์ในการใช้อุปกรณ์ช่วยในการเข้าถึง คือ เพื่อช่วยให้ผู้ตรวจสอบอยู่ในตำแหน่งที่สามารถตรวจวัดและเก็บรายละเอียดของชิ้นส่วนที่ต้องการได้ เช่น วัดขนาดและความหนาของชิ้นส่วน ตรวจสอบตำแหน่งรอยเชื่อม เป็นต้น

2.3.2. อุปกรณ์สำหรับการสำรวจรายละเอียดโครงสร้างสะพาน

ในการตรวจวัดและเก็บรายละเอียดชิ้นส่วนโครงสร้างประเภทต่าง ๆ จำเป็นต้องใช้อุปกรณ์หลายประเภท เพื่อให้ได้ข้อมูลที่ถูกต้องและครบถ้วน สามารถนำไปจัดทำเป็นแบบก่อสร้างได้ โดยอุปกรณ์ที่ใช้ในการเก็บข้อมูลมี ดังนี้

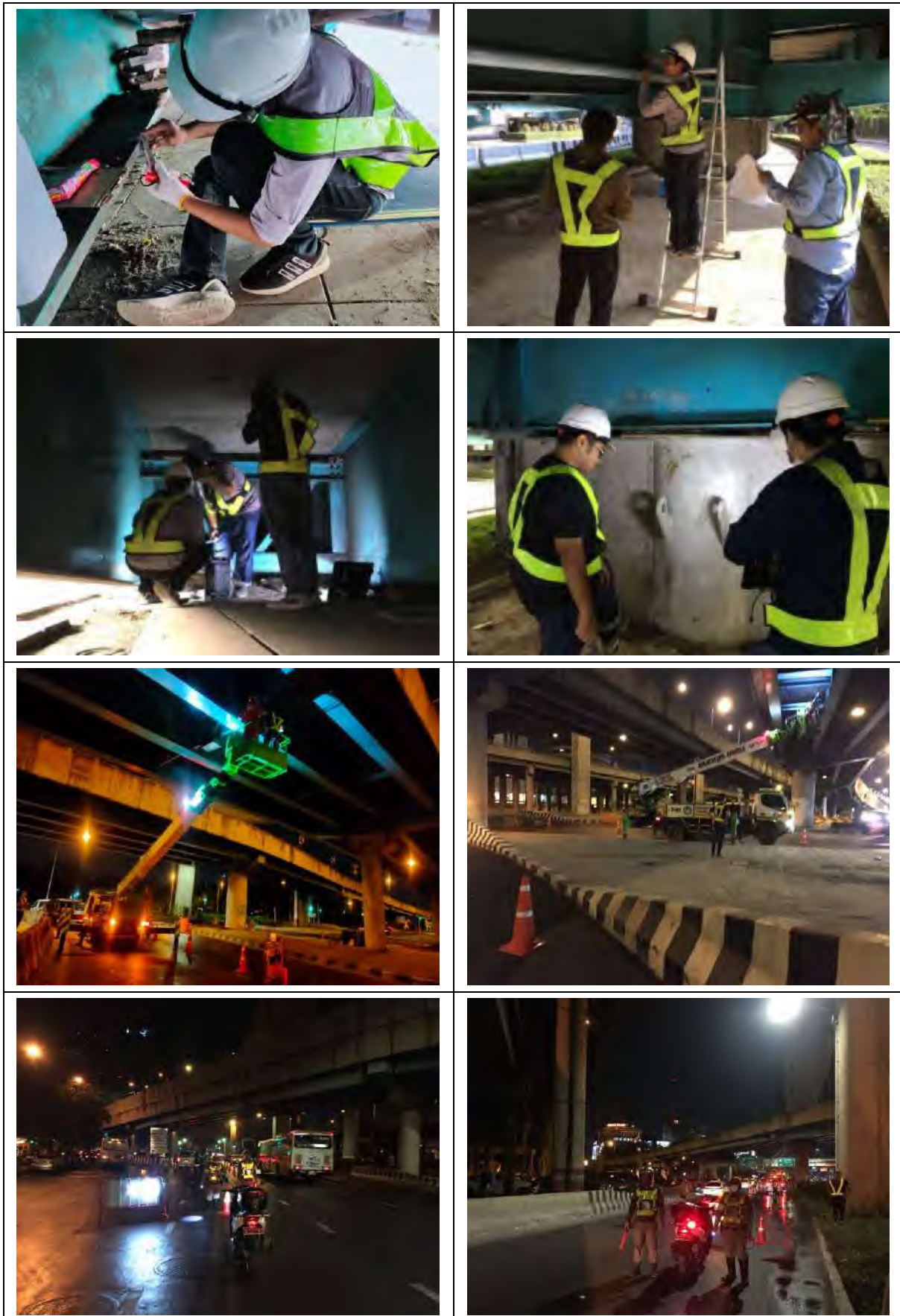
- อุปกรณ์สำหรับวัด ได้แก่ คัลลิเปอร์ ไม้มบรรทัด และเวอร์เนีย
- อุปกรณ์สำหรับบันทึก ได้แก่ แบบฟอร์มการบันทึก ปากกา กล้องถ่ายรูป และแบบก่อสร้างสะพาน
- อุปกรณ์สำหรับความปลอดภัย ได้แก่ หมวกนิรภัย เข็มขัดนิรภัย แวนตาป้องกันดวงตา เสื้อสะท้อนแสง และถุงมือ
- อุปกรณ์อื่นๆ ได้แก่ เครื่องรับ-ส่งวิทยุคมนาคม (Walkie-Talkies) ซอว์ และสิสเปร์ย

2.4. ผลการสำรวจรายละเอียดโครงสร้างสะพาน

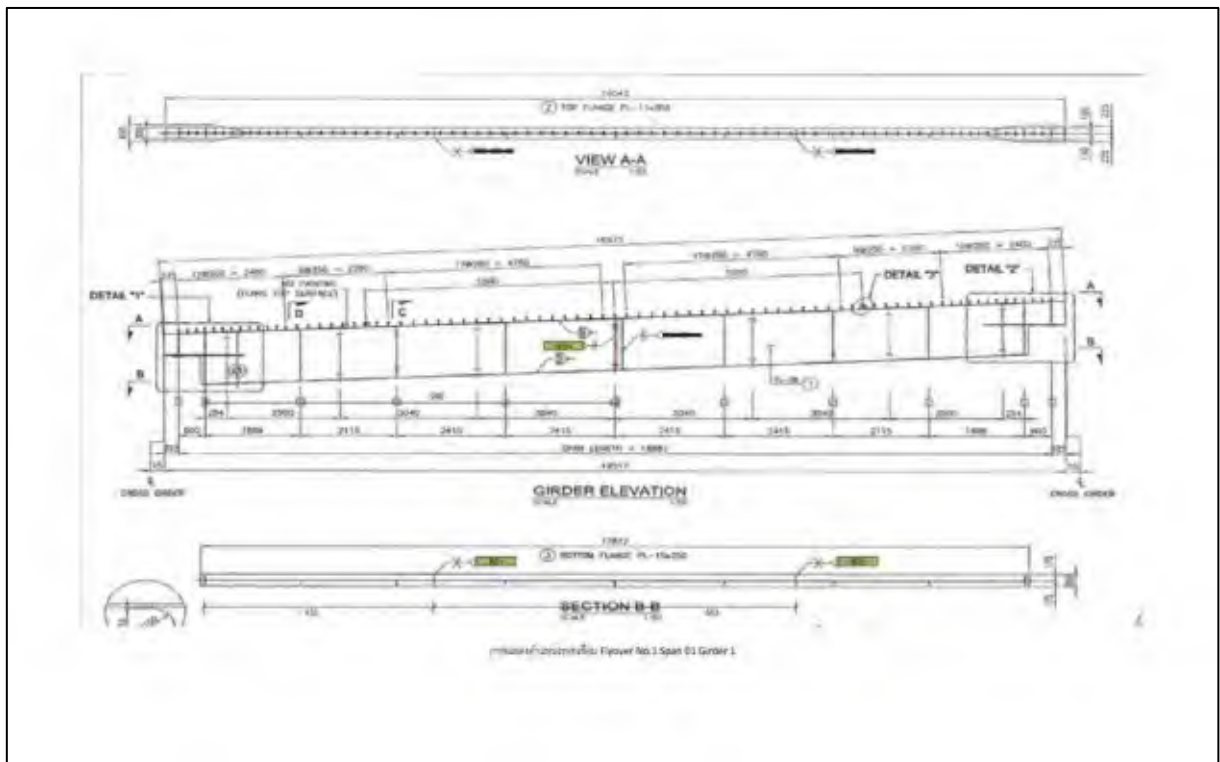
การสำรวจรายละเอียดโครงสร้างสะพานประกอบด้วย คานสะพาน ค้ำยันคานสะพาน แผ่นรองคานสะพาน คานขวาง และตอม่อสะพาน ดังแสดงในรูปที่ 2.4-1 ผลการสำรวจทั้งหมดแสดงไว้ใน “รายงานการสำรวจรายละเอียดโครงสร้างสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว” โดยตัวอย่างบางส่วนแสดงในรูปที่ 2.4-2 ซึ่งจากการสำรวจพบว่า รายละเอียดมิติต่างๆ ของโครงสร้างสะพานส่วนใหญ่สอดคล้องกับแบบก่อสร้างสะพาน อย่างไรก็ตาม รายละเอียดตำแหน่งรอยต่อโครงสร้างที่ได้สำรวจโดยเฉพาะคานสะพานไม่สอดคล้องกับแบบก่อสร้างสะพาน โดยที่ปรึกษาได้บันทึกแก้ไขลงในแบบก่อสร้างเดิม เพื่อให้ทราบถึงลักษณะโครงสร้างสะพานที่ได้ก่อสร้างจริง พร้อมทั้งแสดงชนิดและความยาวรอยเชื่อมของแต่ละสะพาน ดังแสดงในตารางที่ 2.4-1 ถึงตารางที่ 2.4-3



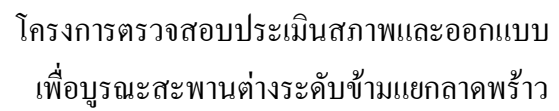
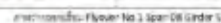
โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



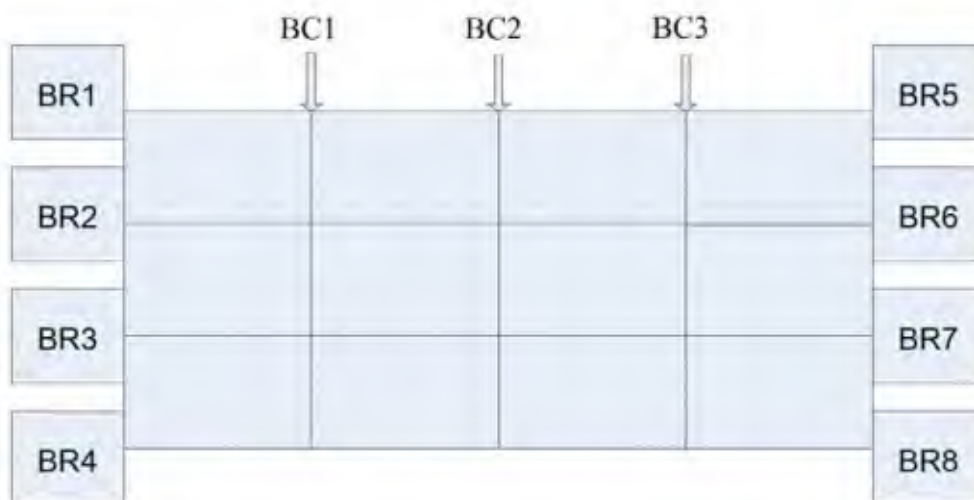
รูปที่ 2.4-1 การสำรวจรายละเอียดโครงสร้างสะพาน



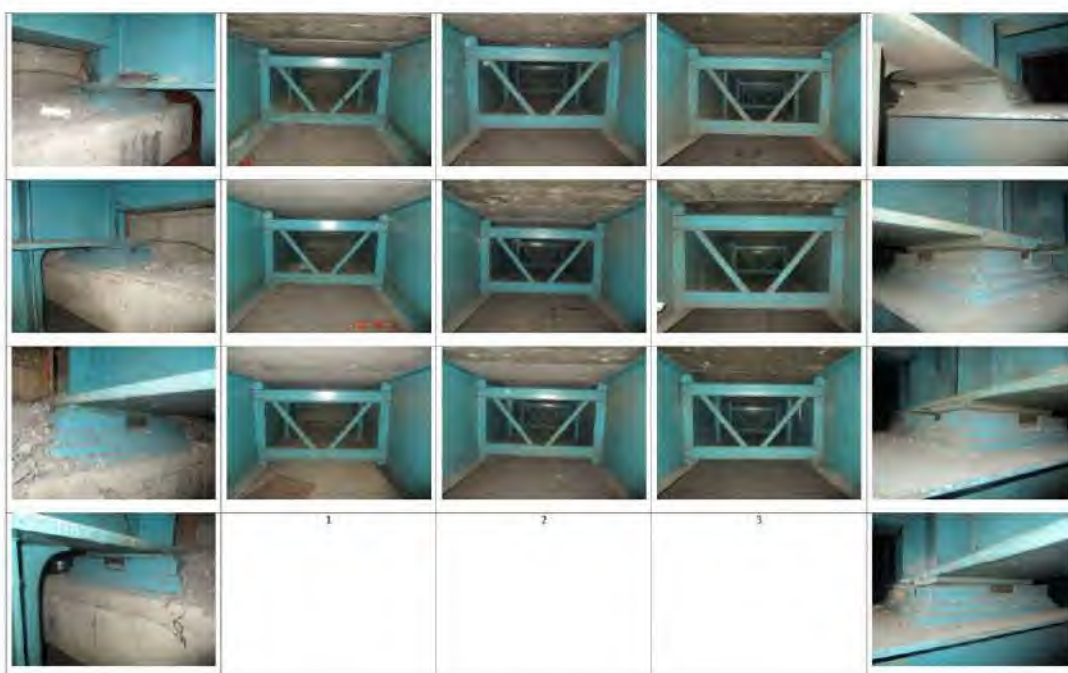
รูปที่ 2.4-2 ตัวอย่างรายงานการสำรวจละเอียดโครงสร้างสะพาน



รูปที่ 2.4-2 ตัวอย่างรายงานการสำรวจละเอียดโครงสร้างสะพาน (ต่อ)



ภาพถ่ายด้านหน้าของโครงสร้างสะพานและตัวเก็บน้ำ Flyover No.1 Span 01



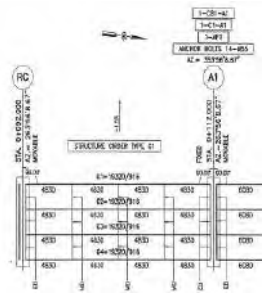
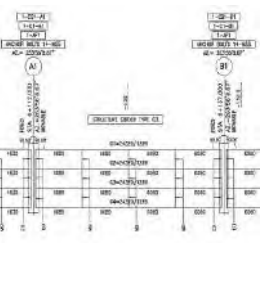
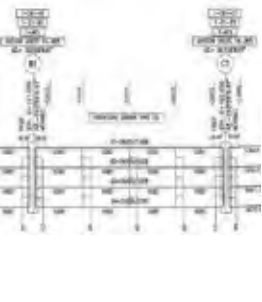
ภาพถ่ายการบูรณะโครงสร้างสะพาน Flyover No.1 Span 01

รูปที่ 2.4-2 ตัวอย่างรายงานการสำรวจละเอียดโครงสร้างสะพาน (ต่อ)



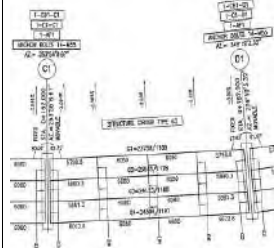
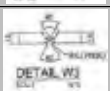
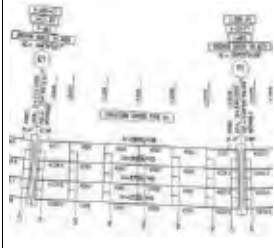
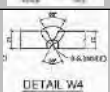
โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

ตารางที่ 2.4-1 ชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานตัวที่ 1

รายละเอียดรอยเชื่อมโครงสร้างหลักรูปพรรณของสะพานข้ามทางแยกลาดพร้าว (ตามแนวนอนคู่ขนาน ถนนวิภาวดีรังสิต)										
โครงสร้างสะพาน		FLYOVER NO.1		ช่วงสะพาน		1x20 + 4x25 + 2x28 + 1x43 + 4x25 + 1x30 m.				
ความยาวสะพาน		349	เมตร	จำนวนช่วงสะพาน		13	ช่วงสะพาน			
รายละเอียด		เป็นสะพานขาเข้าตามแนวคู่ขนานถนนวิภาวดีรังสิต								
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ			
		ตำแหน่งคาน		G1	G2	G3		G4	G5	
Span 1		ชนิดของคาน		G1 (EXT)	G1 (INT)	G1 (INT)	G1 (EXT)			
		ความยาวคาน (มิลลิเมตร)		19,320	19,320	19,320	19,320			
		รูปแบบรอยเชื่อม		2,900	2,900	2,900	2,900	Butt Joint		
				600	1,200	1,200	600	Butt Joint		
				1,400	1,400	1,400	1,400	Butt Joint		
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร		135,240	145,860	145,860	135,240	Tee Joint	
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร		4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint	
			รวม		144,260	155,480	155,480	144,260		
		ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ	
				ตำแหน่งคาน		G1	G2	G3		G4
		Span 2		ชนิดของคาน		G3 (EXT)	G3 (INT)	G3 (INT)	G3 (EXT)	
ความยาวคาน (มิลลิเมตร)				24,320	24,320	24,320	24,320			
รูปแบบรอยเชื่อม				9,042	9,042	6,028	9,042	Butt Joint		
				600	1,200	1,200	1,800	Butt Joint		
				1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint		
	รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร			168,774	179,736	179,736	168,774	Tee Joint		
	รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร			4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint		
	รวม			184,336	195,898	192,884	185,536			
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน			ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ	
				ตำแหน่งคาน		G1	G2	G3		G4
Span 3				ชนิดของคาน		G3 (EXT)	G3 (INT)	G3 (INT)	G3 (EXT)	
		ความยาวคาน (มิลลิเมตร)		24,320	24,320	24,320	24,320			
		รูปแบบรอยเชื่อม		9,042	9,042	9,042	9,042	Butt Joint		
				1,200	1,200	1,200	1,200	Butt Joint		
				1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint		
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร		168,774	179,736	179,736	168,774	Tee Joint	
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร		4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint	
			รวม		184,936	195,898	195,898	184,936		



ตารางที่ 2.4-1 ชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานตัวที่ 1 (ต่อ)

รายละเอียดรอยเชื่อมโครงสร้างหลักของสะพานข้ามทางแยกลาดพร้าว (ตามแนวนอนดูขนาบนกขาวคิริงลิต)								
โครงสร้างสะพาน		FLYOVER NO.1		ช่วงสะพาน		1x20 + 4x25 + 2x28 + 1x43 + 4x25 + 1x30 m.		
ความยาวสะพาน		349	เมตร	จำนวนช่วงสะพาน		13	ช่วงสะพาน	
รายละเอียด		เป็นสะพานขาเข้าตามแนวดูขนาบนกขาวคิริงลิต						
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ	
		ตำแหน่งกาน	G1	G2	G3	G4		G5
Span 4		ชนิดของกาน	G3 (EXT)	G3 (INT)	G3 (INT)	G3 (EXT)		
		ความยาวกาน (มิลลิเมตร)	23,758	23,941	24,123	24,306		
		รูปแบบรอยเชื่อม		9,042	9,042	9,042	9,042	Butt Joint
				1,200	600	1,200	1,200	Butt Joint
				1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	166,526	178,220	178,948	168,718	Tee Joint
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint
		รวม	182,688	193,782	195,110	184,880		
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ	
		ตำแหน่งกาน	G1	G2	G3	G4		G5
Span 5		ชนิดของกาน	G3 (EXT)	G3 (INT)	G3 (INT)	G3 (EXT)		
		ความยาวกาน (มิลลิเมตร)	23,752	23,937	24,121	24,306		
		รูปแบบรอยเชื่อม		9,042	9,042	9,042	9,042	Butt Joint
				600	1,200	1,200	1,200	Butt Joint
				1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	166,502	178,204	178,940	168,718	Tee Joint
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint
		รวม	182,064	194,366	195,102	184,880		
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ	
		ตำแหน่งกาน	G1	G2	G3	G4		G5
Span 6		ชนิดของกาน	G4 (EXT)	G4 (INT)	G4 (INT)	G4 (EXT)		
		ความยาวกาน (มิลลิเมตร)	26,682	26,889	27,095	27,302		
		รูปแบบรอยเชื่อม		9,240	9,240	9,240	9,240	Butt Joint
				600	1,200	600	1,200	Butt Joint
				1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint
				2,550	2,550	2,550	2,550	Butt Joint
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	178,948	190,936	181,428	181,428	Tee Joint
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint
รวม	197,258	209,846	199,738	200,338				



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

ตารางที่ 2.4-1 ชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานตัวที่ 1 (ต่อ)

รายละเอียดรอยเชื่อมโครงสร้างเหล็กรูปพรรณของสะพานข้ามทางแยกลาดพร้าว (ตามแนวถนนคู่ขนาน ถนนวิภาวดีรังสิต)											
โครงสร้างสะพาน		FLYOVER NO.1		ช่วงสะพาน		1x20 + 4x25 + 2x28 + 1x43 + 4x25 + 1x30 m.					
ความยาวสะพาน		349	เมตร	จำนวนช่วงสะพาน		13	ช่วงสะพาน				
รายละเอียด		เป็นสะพานขาเข้าตามแนวถนนคู่ขนานถนนวิภาวดีรังสิต									
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน			ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ		
		ตำแหน่งงาน	G1	G2	G3	G4	G5				
Span 7		ชนิดของงาน		G4 (EXT)	G4 (INT)	G4 (INT)	G4 (EXT)				
		ความยาวงาน (มิลลิเมตร)		26,959	27,076	27,193	27,311				
		รูปแบบรอยเชื่อม		9,240	6,160	6,160	9,240	Butt Joint			
				1,200	1,200	600	1,200	Butt Joint			
				1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint			
				2,550	2,550	2,550	2,550	Butt Joint			
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร		180,056	191,684	192,152	181,464	Tee Joint		
		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร		4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint			
		รวม		198,966	207,514	207,382	200,374				
		ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน			ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ
				ตำแหน่งงาน	G1	G2	G3	G4	G5		
Span 8		ชนิดของงาน		G7 (EXT)	G7 (INT)	G7 (INT)	G7 (INT)	G7 (EXT)			
		ความยาวงาน (มิลลิเมตร)		43,174	42,955	42,736	42,517	42,299			
		รูปแบบรอยเชื่อม		93,848	89,450	90,992	90,554	94,078	Butt Joint		
				1,400	1,400	1,400	1,400	1,400	Butt Joint		
				1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint		
				2,200	2,200	2,200	2,200	2,200	Butt Joint		
				3,900	3,900	2,600	2,600	3,900	Butt Joint		
		รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร		272,996	304,320	303,444	302,568	269,496	Tee Joint		
		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร		4,120	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint		
		รวม		380,264	407,190	406,556	405,242	376,994			
		ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน			ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ
ตำแหน่งงาน	G1			G2	G3	G4	G5				
Span 9		ชนิดของงาน		G3 (EXT)	G3 (INT)	G3 (INT)	G3 (EXT)				
		ความยาวงาน (มิลลิเมตร)		24,595	24,503	24,409	24,317				
		รูปแบบรอยเชื่อม		15,070	9,042	9,042	9,042	Butt Joint			
				2,400	2,400	1,200	1,800	Butt Joint			
				2,700	3,600	1,800	1,800	Butt Joint			
		รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร		169,874	180,468	180,092	168,762	Tee Joint			
		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร		4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint			
		รวม		194,164	199,630	196,254	185,524				



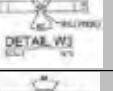
ตารางที่ 2.4-1 ชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานตัวที่ 1 (ต่อ)

รายละเอียดรอยเชื่อมโครงสร้างหลักรูปพรรณของสะพานข้ามทางแยกลาดพร้าว (ตามแนวนอนดูขนาบนกษัตริย์)											
โครงสร้างสะพาน		FLYOVER NO.1		ช่วงสะพาน		1x20 + 4x25 + 2x28 + 1x43 + 4x25 + 1x30 m.					
ความยาวสะพาน		349	เมตร	จำนวนช่วงสะพาน		13	ช่วงสะพาน				
รายละเอียด		เป็นสะพานขาเข้าตามแนวดูขนาบนกษัตริย์									
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน			ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ		
		ตำแหน่งงาน		G1	G2	G3	G4	G5			
Span 10		ชนิดของงาน		G3A (EXT)	G3A (INT)	G3A (INT)	G3A (EXT)				
		ความยาวงาน (มิลลิเมตร)		25,862	25,354	24,816	24,314				
		รูปแบบรอยเชื่อม		12,056	12,056	9,042	9,042		Butt Joint		
				1,800	1,800	1,200	1,200		Butt Joint		
				5,400	5,400	4,500	4,500		Butt Joint		
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	174,942	183,872	181,720	168,750		Tee Joint		
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120		Tee Joint and Lap Joint		
		รวม		198,318	207,248	200,582	187,612				
		ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน			ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ
				ตำแหน่งงาน		G1	G2	G3	G4	G5	
Span 11		ชนิดของงาน		G3A (EXT)	G3A (INT)	G3A (INT)	G3A (EXT)				
		ความยาวงาน (มิลลิเมตร)		26,021	25,446	24,870	24,296				
		รูปแบบรอยเชื่อม		6,028	9,042	9,042	9,042		Butt Joint		
				1,200	1,200	1,200	1,200		Butt Joint		
				4,500	3,600	4,500	4,500		Butt Joint		
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	175,578	184,240	181,936	168,678		Tee Joint		
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120		Tee Joint and Lap Joint		
		รวม		191,426	202,202	200,798	187,540				
		ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน			ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ
				ตำแหน่งงาน		G1	G2	G3	G4	G5	
Span 12		ชนิดของงาน		G3A (EXT)	G3A (INT)	G3A (INT)	G3A (EXT)				
		ความยาวงาน (มิลลิเมตร)		26,021	25,446	24,870	24,295				
		รูปแบบรอยเชื่อม		9,042	9,042	9,042	9,042		Butt Joint		
				1,800	1,800	1,800	1,200		Butt Joint		
				4,500	4,500	4,500	4,500		Butt Joint		
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	175,578	184,240	181,936	168,674		Tee Joint		
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120		Tee Joint and Lap Joint		
		รวม		195,040	203,702	201,398	187,536				



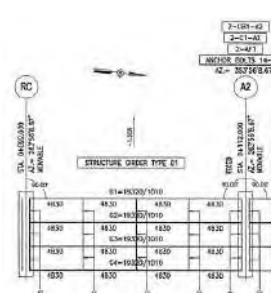
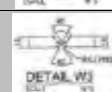
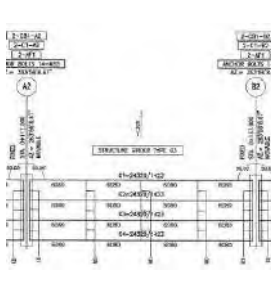
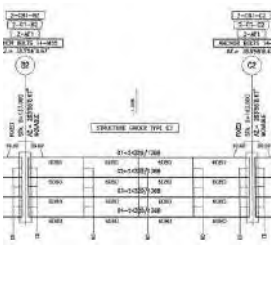
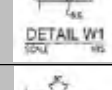
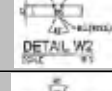
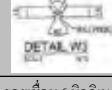
โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

ตารางที่ 2.4-1 ชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานตัวที่ 1 (ต่อ)

รายละเอียดรอยเชื่อมโครงสร้างหลักรูปพรรณของสะพานข้ามทางแยกลาดพร้าว (ตามแนวนอนคู่ขนาน ถนนวิภาวดีรังสิต)									
โครงสร้างสะพาน		FLYOVER NO.1		ช่วงสะพาน		1x20 + 4x25 + 2x28 + 1x43 + 4x25 + 1x30 m.			
ความยาวสะพาน		349	เมตร	จำนวนช่วงสะพาน		13	ช่วงสะพาน		
รายละเอียด		เป็นสะพานขาเข้าตามแนวคู่ขนานถนนวิภาวดีรังสิต							
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ		
		ตำแหน่งคาน		G1	G2	G3		G4	G5
Span 13		ชนิดของคาน		G5 (EXT)	G5 (INT)	G5 (INT)	G5 (INT)	G5 (EXT)	
		ความยาวคาน (มิลลิเมตร)		27,897	28,236	28,576	28,915	29,255	
		รูปแบบรอยเชื่อม		6,160	6,160	6,160	6,160	6,160	Butt Joint
				1,200	1,200	0	0	1,200	Butt Joint
				800	0	800	0	0	Butt Joint
				1,600	1,600	1,600	1,600	1,600	Butt Joint
				0	0	2,000	0	1,000	Butt Joint
		รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร		185,588	205,544	206,904	208,260	191,020	Tee Joint
		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร		4,120	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint
		รวม		199,468	218,624	221,584	220,140	205,100	



ตารางที่ 2.4-2 ชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานตัวที่ 2

รายละเอียดรอยเชื่อมโครงสร้างหลักรูปพรรณของสะพานข้ามทางแยกลาดพร้าว (ตามแนวนอนดูขานาน ถนนวิภาวดีรังสิต)										
โครงสร้างสะพาน		FLYOVER NO.2		ช่วงสะพาน		1x20 + 6x25 + 1x22 + 1x34.4 + 2x25 + 1x20 m.				
ความยาวสะพาน		296.4	เมตร	จำนวนช่วงสะพาน		12	ช่วงสะพาน			
รายละเอียด		เป็นสะพานขาเข้าตามแนวดูขานานถนนวิภาวดีรังสิต								
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ตำแหน่งกาน		ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ	
				G1	G2	G3	G4	G5		
Span 1		ชนิดของกาน		G1 (EXT)	G1 (INT)	G1 (INT)	G1 (EXT)			
		ความยาวกาน (มิลลิเมตร)		19,320	19,320	19,320	19,320			
		รูปแบบรอยเชื่อม		2,900	2,900	2,900	2,900	Butt Joint		
				0	0	0	0	Butt Joint		
				1,400	1,400	1,400	1,400	Butt Joint		
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร		135,240	145,860	145,860	135,240	Tee Joint	
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร		4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint	
		รวม		143,660	154,280	154,280	143,660			
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ตำแหน่งกาน		G1	G2	G3	G4	G5	หมายเหตุ	
		ชนิดของกาน		G3 (EXT)	G3 (INT)	G3 (INT)	G3 (EXT)			
Span 2		ความยาวกาน (มิลลิเมตร)		24,320	24,320	24,320	24,320			
		รูปแบบรอยเชื่อม		9,042	9,042	9,042	9,042	Butt Joint		
				1,200	1,200	1,200	1,800	Butt Joint		
				1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint		
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร		168,774	179,736	179,736	168,774	Tee Joint	
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร		4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint	
		รวม		184,936	195,898	195,898	185,536			
		ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ตำแหน่งกาน		G1	G2	G3	G4	G5
ชนิดของกาน				G3 (EXT)	G3 (INT)	G3 (INT)	G3 (EXT)			
Span 3		ความยาวกาน (มิลลิเมตร)		24,320	24,320	24,320	24,320			
		รูปแบบรอยเชื่อม		9,042	9,042	9,042	9,042	Butt Joint		
				1,200	1,200	1,200	1,200	Butt Joint		
				1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint		
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร		168,774	179,736	179,736	168,774	Tee Joint	
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร		4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint	
		รวม		184,936	195,898	195,898	184,936			



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

ตารางที่ 2.4-2 ชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานตัวที่ 2 (ต่อ)

รายละเอียดเชื่อมโครงสร้างหลักรูปทรงของสะพานข้ามทางแยกลาดพร้าว (ตามแนวนอนคู่ขนาน ถนนวิภาวดีรังสิต)							
โครงสร้างสะพาน		FLYOVER NO.2		ช่วงสะพาน		1x20 + 6x25 + 1x22 + 1x34.4 + 2x25 + 1x20 m.	
ความยาวสะพาน		296.4	เมตร	จำนวนช่วงสะพาน	12	ช่วงสะพาน	
รายละเอียด		เป็นสะพานขาเข้าตามแนวคู่ขนานถนนวิภาวดีรังสิต					
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ
		ตำแหน่งคาน	G1	G2	G3	G4	G5
Span 4		ชนิดของคาน	G3 (EXT)	G3 (INT)	G3 (INT)	G3 (EXT)	
		ความยาวคาน (มิลลิเมตร)	24,320	24,320	24,320	24,320	
			9,042	9,042	9,042	9,042	Butt Joint
			1,200	1,200	1,200	1,200	Butt Joint
			1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint
		รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	168,774	179,736	179,736	168,774	Tee Joint
		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint
		รวม	184,936	195,898	195,898	184,936	
Span 5		ตำแหน่งคาน	G1	G2	G3	G4	G5
		ชนิดของคาน	G3 (EXT)	G3 (INT)	G3 (INT)	G3 (EXT)	
		ความยาวคาน (มิลลิเมตร)	23,824	23,986	24,146	24,307	
			9,042	9,042	9,042	9,042	Butt Joint
			1,200	1,200	1,200	1,200	Butt Joint
			1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint
		รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	166,790	178,400	179,040	168,722	Tee Joint
Span 6		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint
		รวม	182,952	194,562	195,202	184,884	
		ตำแหน่งคาน	G1	G2	G3	G4	G5
		ชนิดของคาน	G3 (EXT)	G3 (INT)	G3 (INT)	G3 (EXT)	
		ความยาวคาน (มิลลิเมตร)	23,758	23,937	24,121	24,306	
			9,042	9,042	9,042	9,042	Butt Joint
			1,200	1,200	1,200	1,200	Butt Joint
			1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint
		รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	166,526	178,204	178,940	168,718	Tee Joint
		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint
		รวม	182,688	194,366	195,102	184,880	



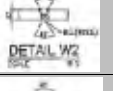
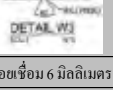
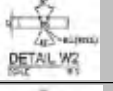
ตารางที่ 2.4-2 ชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานตัวที่ 2 (ต่อ)

รายละเอียดรอยเชื่อมโครงสร้างเหล็กรูปพรรณของสะพานข้ามทางแยกลาดพร้าว (ตามแนวนอนคู่ขนาน ถนนวิภาวดีรังสิต)									
โครงสร้างสะพาน		FLYOVER NO.2		ช่วงสะพาน		1x20 + 6x25 + 1x22 + 1x34.4 + 2x25 + 1x20 m.			
ความยาวสะพาน		296.4	เมตร	จำนวนช่วงสะพาน		12	ช่วงสะพาน		
รายละเอียด		เป็นสะพานขาเข้าด้านแนวคู่ขนานถนนวิภาวดีรังสิต							
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน			ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ
		ตำแหน่งงาน		G1	G2	G3	G4	G5	
Span 7		ชนิดของงาน		G3 (EXT)	G3 (INT)	G3 (INT)	G3 (EXT)		
		ความยาวคาน (มิลลิเมตร)		23,818	23,981	24,144	24,307		
		รูปแบบรอยเชื่อม		9,042	6,028	9,042	9,042		Butt Joint
				0	0	0	0		Butt Joint
				1,800	1,800	1,800	1,800		Butt Joint
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	166,766	178,380	179,032	168,722		Tee Joint
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120		Tee Joint and Lap Joint
		รวม		181,728	190,328	193,994	183,684		
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน			ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ
		ตำแหน่งงาน		G1	G2	G3	G4	G5	
Span 8		ชนิดของงาน		G2 (EXT)	G2 (INT)	G2 (INT)	G2 (EXT)		
		ความยาวคาน (มิลลิเมตร)		21,320	21,320	21,320	21,320		
		รูปแบบรอยเชื่อม		2,946	2,946	2,946	2,946		Butt Joint
				0	0	0	0		Butt Joint
				1,400	2,100	2,100	2,100		Butt Joint
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	143,562	154,320	154,320	143,562		Tee Joint
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120		Tee Joint and Lap Joint
		รวม		152,028	163,486	163,486	152,728		
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน			ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ
		ตำแหน่งงาน		G1	G2	G3	G4	G5	
Span 9		ชนิดของงาน		G6 (EXT)	G6 (INT)	G6 (INT)	G6 (INT)	G6 (EXT)	
		ความยาวคาน (มิลลิเมตร)		34,073	33,947	33,877	33,782	33,688	
		รูปแบบรอยเชื่อม		6,680	6,680	6,680	10,020	6,680	Butt Joint
				0	0	0	0	0	Butt Joint
				1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint
				1,800	1,800	1,800	2,700	1,800	Butt Joint
				2,700	2,700	1,800	3,600	1,800	Butt Joint
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	212,312	231,708	231,428	231,048	210,772	Tee Joint
		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint	
		รวม		229,412	248,808	247,628	253,288	226,972	



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

ตารางที่ 2.4-2 ชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานตัวที่ 2 (ต่อ)

รายละเอียดรอยเชื่อมโครงสร้างหลักรูปทรงของสะพานข้ามทางแยกลาดพร้าว (ตามแนวนอนดูขนาบนวาทิศรังสิต)									
โครงสร้างสะพาน		FLYOVER NO.2		ช่วงสะพาน		1x20 + 6x25 + 1x22 + 1x34.4 + 2x25 + 1x20 m.			
ความยาวสะพาน		296.4	เมตร	จำนวนช่วงสะพาน	12	ช่วงสะพาน			
รายละเอียด		เป็นสะพานขาเข้าตามแนวดูขนาบนวาทิศรังสิต							
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ		
		ตำแหน่งคาน	G1	G2	G3	G4	G5		
Span 10		ชนิดของคาน	G3A (EXT)	G3A (INT)	G3A (INT)	G3A (EXT)			
		ความยาวคาน (มิลลิเมตร)	25,551	25,075	24,599	24,123			
			9,042	12,056	12,056	9,042			Butt Joint
			1,800	1,800	1,800	1,200			Butt Joint
			4,500	3,600	4,500	4,500			Butt Joint
		รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	173,698	182,756	180,852	167,986			Tee Joint
		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120			Tee Joint and Lap Joint
		รวม	193,160	204,332	203,328	186,848			
Span 11		ตำแหน่งคาน	G1	G2	G3	G4	G5	หมายเหตุ	
		ชนิดของคาน	G3A (EXT)	G3A (INT)	G3A (INT)	G3A (EXT)			
		ความยาวคาน (มิลลิเมตร)	25,551	25,075	24,599	24,123			
			9,042	9,042	9,042	9,042			Butt Joint
			1,800	3,000	1,800	1,800			Butt Joint
			3,600	3,600	4,500	3,600			Butt Joint
		รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	173,698	182,756	180,852	167,986			Tee Joint
Span 12		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120			Tee Joint and Lap Joint
		รวม	192,260	202,518	200,314	186,548			
		ตำแหน่งคาน	G1	G2	G3	G4	G5	หมายเหตุ	
		ชนิดของคาน	G1A (EXT)	G1A (INT)	G1A (INT)	G1A (EXT)			
		ความยาวคาน (มิลลิเมตร)	20,315	19,934	19,553	19,172			
			3,014	6,028	3,014	3,014			Butt Joint
			1,200	1,200	600	0			Butt Joint
			1,800	1,800	1,800	1,800			Butt Joint
		รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	140,018	149,456	147,932	135,446			Tee Joint
		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120			Tee Joint and Lap Joint
		รวม	150,152	162,604	157,466	144,380			



ตารางที่ 2.4-3 ชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานตัวที่ 3

รายละเอียดรอยเชื่อมโครงสร้างหลักรูปพรรณของสะพานข้ามทางแยกลาดพร้าว (ตามแนวนอนดูขานาน ถนนวิภาวดีรังสิต)									
โครงสร้างสะพาน		FLYOVER NO.3		ช่วงสะพาน		1x20+2x22.5+2x26.5+1x20+1x34.75+1x45+2x30+1x25+1x20 m.			
ความยาวสะพาน		322.75	เมตร	จำนวนช่วงสะพาน		12	ช่วงสะพาน		
รายละเอียด		เป็นสะพานขาเข้าตามแนวดูขานานถนนวิภาวดีรังสิต							
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ		
		ตำแหน่งกาน	G1	G2	G3	G4		G5	
Span 1		ชนิดของกาน	G1 (EXT)	G1 (INT)	G1 (INT)	G1 (EXT)			
		ความยาวกาน (มิลลิเมตร)	18,867	19,015	19,162	19,310			
		รูปแบบรอยเชื่อม		2,900	2,900	2,900	2,900	Butt Joint	
				600	1,800	600	600	Butt Joint	
				700	700	700	700	Butt Joint	
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	133,428	144,640	145,228	135,200	Tee Joint	
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint	
			รวม	141,748	154,160	153,548	143,520		
		ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ
				ตำแหน่งกาน	G1	G2	G3	G4	
Span 2		ชนิดของกาน	G2 (EXT)	G2 (INT)	G2 (INT)	G2 (EXT)			
		ความยาวกาน (มิลลิเมตร)	24,320	24,320	24,320	24,320			
		รูปแบบรอยเชื่อม		8,838	8,838	8,838	8,838	Butt Joint	
				1,800	1,200	1,200	1,200	Butt Joint	
				2,700	2,700	2,700	2,700	Butt Joint	
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	143,522	154,944	155,608	145,514	Tee Joint	
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint	
			รวม	160,980	171,802	172,466	162,372		
		ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ
				ตำแหน่งกาน	G1	G2	G3	G4	
Span 3		ชนิดของกาน	G2 (EXT)	G2 (INT)	G2 (INT)	G2 (EXT)			
		ความยาวกาน (มิลลิเมตร)	21,771	21,787	21,803	21,819			
		รูปแบบรอยเชื่อม		8,838	8,838	8,838	8,838	Butt Joint	
				1,200	1,200	1,200	1,200	Butt Joint	
				2,700	2,700	2,700	2,700	Butt Joint	
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	145,366	156,188	156,252	145,558	Tee Joint	
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint	
			รวม	162,224	173,046	173,110	162,416		



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

ตารางที่ 2.4-3 ชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานตัวที่ 3 (ต่อ)

รายละเอียดรอยเชื่อมโครงสร้างหลักรูปพรรณของสะพานข้ามทางแยกลาดพร้าว (ตามแนวถนนคู่ขนาน ถนนวิภาวดีรังสิต)									
โครงสร้างสะพาน		FLYOVER NO.3		ช่วงสะพาน		1x20+22.5+2x26.5+1x20+1x34.75+1x45+2x30+1x25+1x20 m.			
ความยาวสะพาน		322.75	เมตร	จำนวนช่วงสะพาน		12	ช่วงสะพาน		
รายละเอียด		เป็นสะพานขาเข้าด้านแนวคู่ขนานถนนวิภาวดีรังสิต							
ช่วงสะพานที่	แปลงสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ		
		ตำแหน่งงาน		G1	G2	G3		G4	G5
Span 4		ชนิดของงาน		G4 (EXT)	G4 (INT)	G4 (INT)	G4 (EXT)		
		ความยาวงาน (มิลลิเมตร)		24,320	24,320	24,320	24,320		
		รูปแบบรอยเชื่อม		9,240	9,240	9,240	9,240		Butt Joint
				2,400	1,800	1,800	1,800		Butt Joint
				3,400	3,400	3,400	3,400		Butt Joint
				950	1,900	1,900	950		Butt Joint
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	178,204	196,216	195,632	176,444		Tee Joint
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120		Tee Joint and Lap Joint
			รวม	198,314	216,676	216,092	195,954		
		ช่วงสะพานที่	แปลงสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ
				ตำแหน่งงาน		G1	G2	G3	
		Span 5		ชนิดของงาน		G3 (EXT)	G3 (INT)	G3 (INT)	G3 (EXT)
ความยาวงาน (มิลลิเมตร)				26,384	26,196	26,009	25,821		
รูปแบบรอยเชื่อม				9,240	9,240	9,240	9,240		Butt Joint
				1,800	1,800	1,800	1,800		Butt Joint
				3,400	3,400	3,400	3,400		Butt Joint
				950	950	950	950		Butt Joint
	รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร			178,696	196,544	195,796	176,444		Tee Joint
	รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร			4,120	4,120	4,120	4,120		Tee Joint and Lap Joint
	รวม			198,206	216,054	215,306	195,954		
ช่วงสะพานที่	แปลงสะพาน			ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ
				ตำแหน่งงาน		G1	G2	G3	
Span 6				ชนิดของงาน		G1 (EXT)	G1 (INT)	G1 (INT)	G1 (EXT)
		ความยาวงาน (มิลลิเมตร)		19,748	19,606	19,465	19,323		
		รูปแบบรอยเชื่อม		2,900	2,900	2,900	2,900		Butt Joint
				600	600	1,200	1,200		Butt Joint
				1,400	1,400	700	700		Butt Joint
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	136,952	147,004	146,440	135,252		Tee Joint
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120		Tee Joint and Lap Joint
			รวม	145,972	156,024	155,360	144,172		



ตารางที่ 2.4-3 ชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานตัวที่ 3 (ต่อ)

รายละเอียดรอยเชื่อมโครงสร้างหลักอุปกรณ์ของสะพานข้ามทางแยก ดพร้าว (ตามแนวนอนคู่ขนาน ถนนวิภาวดีรังสิต)									
โครงสร้างสะพาน		FLYOVER NO.3		ช่วงสะพาน		1x20+2x22.5+2x26.5+1x20+1x34.75+1x45+2x30+1x25+1x20 m.			
ความยาวสะพาน		322.75	เมตร	จำนวนช่วงสะพาน	12	ช่วงสะพาน			
รายละเอียด		เป็นสะพานขาเข้าตามแนวคู่ขนานถนนวิภาวดีรังสิต							
ช่วงสะพานที่	แปลงสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)							
		ตำแหน่งงาน	G1	G2	G3	G4	G5	หมายเหตุ	
Span 7		ชนิดของงาน	G7 (EXT)	G7 (INT)	G7 (INT)	G7 (INT)	G7 (EXT)		
		ความยาวงาน (มิลลิเมตร)	34,803	34,618	34,434	34,249	34,065		
			73,886	73,516	76,488	74,448	70,740	Butt Joint	
			1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	Butt Joint	
			1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint	
			2,700	1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint	
			1,800	2,700	2,700	3,600	2,700	Butt Joint	
		รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	215,232	234,392	233,656	232,916	212,280	Tee Joint	
		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint	
		รวม	300,738	319,528	321,764	319,884	294,640		
Span 8		ตำแหน่งงาน	G1	G2	G3	G4	G5	หมายเหตุ	
		ชนิดของงาน	G7 (EXT)	G7 (INT)	G7 (INT)	G7 (INT)	G7 (EXT)		
		ความยาวงาน (มิลลิเมตร)	44,009	44,082	44,156	44,229	44,302		
			99,478	99,624	97,792	97,938	100,064	Butt Joint	
			1,400	1,400	1,400	1,400	1,400	Butt Joint	
			1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint	
			2,200	2,200	2,200	2,200	2,200	Butt Joint	
			3,900	3,900	3,900	3,900	2,600	Butt Joint	
		รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	276,336	308,828	309,124	309,416	277,508	Tee Joint	
		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint	
		รวม	389,234	421,872	420,336	420,774			
Span 9		ตำแหน่งงาน	G1	G2	G3	G4	G5	หมายเหตุ	
		ชนิดของงาน	G5 (EXT)	G5 (INT)	G5 (INT)	G5 (INT)	G5 (EXT)		
		ความยาวงาน (มิลลิเมตร)	28,959	29,076	29,193	29,311	29,428		
			6,160	6,160	6,160	6,160	6,160	Butt Joint	
			0	0	0	0	0	Butt Joint	
			1,600	3,200	3,200	1,600	1,600	Butt Joint	
			1,600	1,600	1,600	1,600	1,600	Butt Joint	
			3,000	2,000	2,000	3,000	3,000	Butt Joint	
		รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร	189,836	208,904	209,372	209,844	191,712	Tee Joint	
		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร	4,120	4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint	
		รวม	206,316	225,984	226,452	226,324	208,192		



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

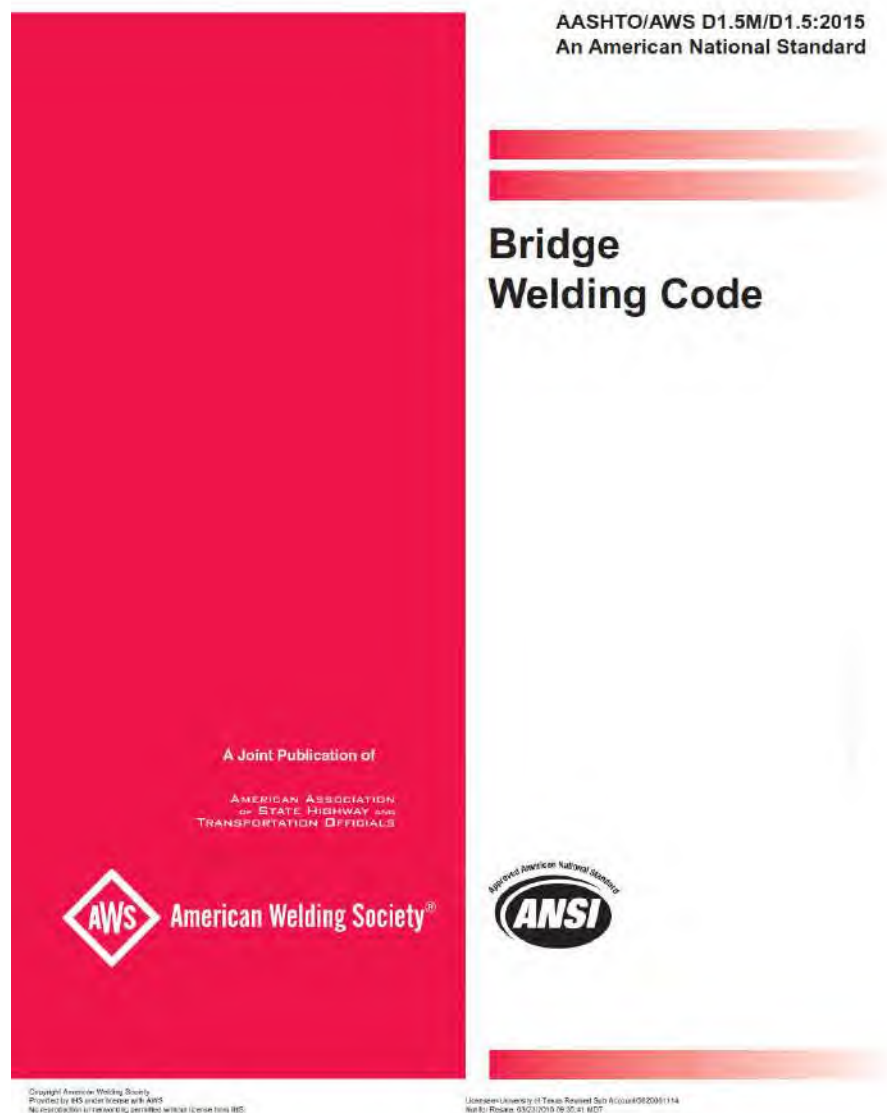
ตารางที่ 2.4-3 ชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานตัวที่ 3 (ต่อ)

รายละเอียดรอยเชื่อมโครงสร้างหลักรูปพรรณของสะพานข้ามทางแยกลาดพร้าว (ตามแนวนอนดูขนาบนวาทิศรังสิต)									
โครงสร้างสะพาน		FLYOVER NO.3		ช่วงสะพาน		1x20+2x22.5+2x26.5+1x20+1x34.75+1x45+2x30+1x25+1x20 m.			
ความยาวสะพาน		322.75	เมตร	จำนวนช่วงสะพาน		12	ช่วงสะพาน		
รายละเอียด		เป็นสะพานขาเข้าด้านแนวดูขนาบนอนนวิภาวดีรังสิต							
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ		
		ตำแหน่งกาน		G1	G2	G3		G4	G5
Span 10		ชนิดของกาน		G5 (EXT)	G5 (INT)	G5 (INT)	G5 (EXT)		
		ความยาวกาน (มิลลิเมตร)		29,320	29,320	29,320	29,320		
		รูปแบบรอยเชื่อม		6,160	6,160	6,160	6,160	Butt Joint	
				1,200	1,200	1,800	1,200	Butt Joint	
				3,200	3,200	4,000	3,200	Butt Joint	
				1,600	1,600	1,600	1,600	Butt Joint	
				2,000	2,000	2,000	3,000	Butt Joint	
		รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร		191,280	209,880	209,880	209,880	Tee Joint	
		รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร		4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint	
		รวม		209,560	228,160	229,560	229,160		
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน <th colspan="5">ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)</th> <th rowspan="2">หมายเหตุ</th>	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ		
		ตำแหน่งกาน		G1	G2	G3		G4	G5
Span 11		ชนิดของกาน		G3 (EXT)	G3 (INT)	G3 (INT)	G3 (EXT)		
		ความยาวกาน (มิลลิเมตร)		24,320	24,320	24,320	24,320		
		รูปแบบรอยเชื่อม		9,042	9,042	9,042	9,042	Butt Joint	
				1,200	1,200	1,200	1,200	Butt Joint	
				1,800	1,800	1,800	1,800	Butt Joint	
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร		168,774	179,736	179,736	168,774	Tee Joint
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร		4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint
		รวม		184,936	195,898	195,898	184,936		
ช่วงสะพานที่	แปลนสะพาน <th colspan="5">ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)</th> <th rowspan="2">หมายเหตุ</th>	ความยาวรอยเชื่อม (มิลลิเมตร)					หมายเหตุ		
		ตำแหน่งกาน		G1	G2	G3		G4	G5
Span 12		ชนิดของกาน		G1 (EXT)	G1 (INT)	G1 (INT)	G1 (EXT)		
		ความยาวกาน (มิลลิเมตร)		19,320	19,320	19,320	19,320		
		รูปแบบรอยเชื่อม		2,900	2,900	2,900	2,900	Butt Joint	
				600	600	600	600	Butt Joint	
				700	700	0	700	Butt Joint	
			รอยเชื่อม 6 มิลลิเมตร		135,240	145,860	145,860	135,240	Tee Joint
			รอยเชื่อม 8 มิลลิเมตร		4,120	4,120	4,120	4,120	Tee Joint and Lap Joint
		รวม		143,560	154,180	153,480	143,560		

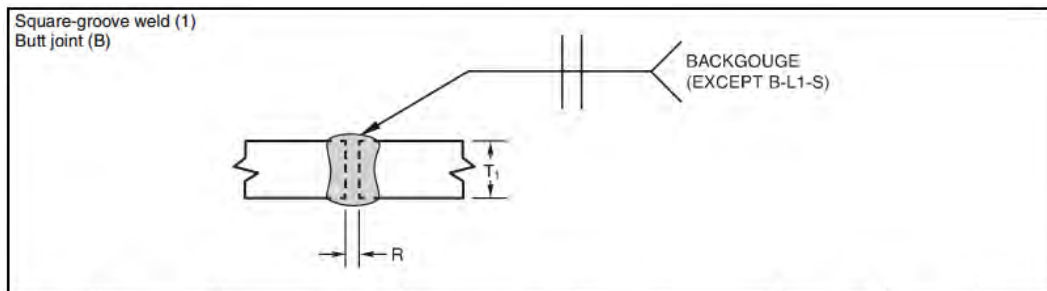


2.4.1. ผลการสำรวจรายละเอียดรอยเชื่อม

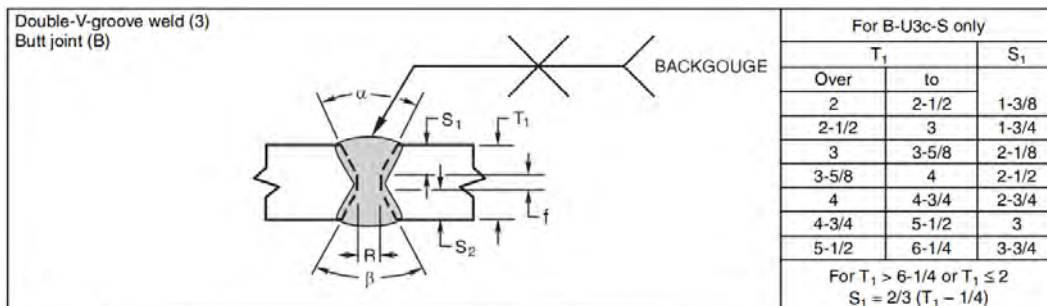
จากการสำรวจรายละเอียดชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานทั้ง 3 สะพาน โดยอ้างอิงมาตรฐานการเชื่อม Bridge Welding Code ของ American Welding Society (AWS) ดังรูปที่ 2.4-3 พบว่าสะพานทั้งสามมีลักษณะรอยเชื่อมแบบ Butt Weld ลักษณะ Square Groove Weld และลักษณะ Double V-Groove Weld และรอยเชื่อมแบบ T-Joint และ Lab Joint ดังรูปที่ 2.4-4 และสามารถสรุปชนิดและความยาวรอยเชื่อมของสะพานทั้งสามได้ดังตารางที่ 2.4-4



รูปที่ 2.4-3 มาตรฐานการเชื่อม Bridge Welding Code ของ American Welding Society (AWS)



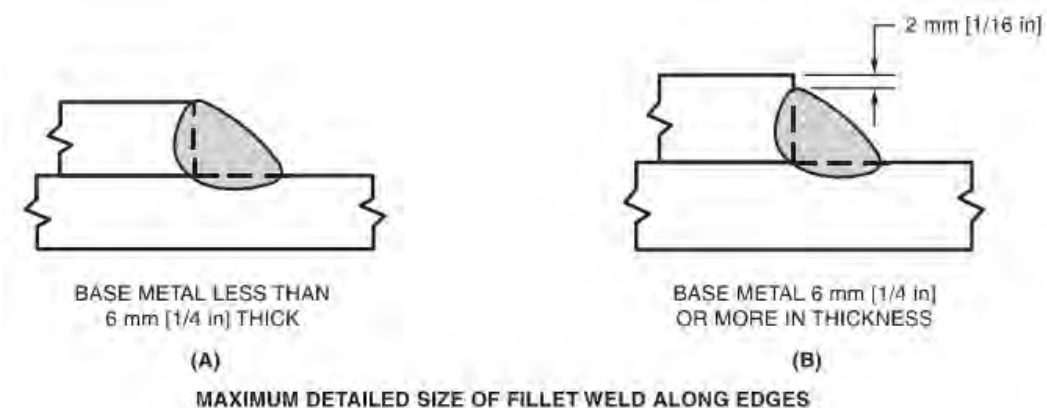
Welding Process	Joint Designation	Base Metal Thickness (U = unlimited)		Groove Preparation			Allowed Welding Positions	Gas Shielding for FCAW	Notes
		T ₁	T ₂	Root Opening	As Detailed (see 2.12.1)	As Fit-Up (see 3.3.4)			
SMAW	B-L1b	6 max.	—	$R = \frac{T_1}{2}$	+2, -0	+2, -3	All	—	a, c, <u>h</u>
GMAW FCAW	B-L1b-GF	10 max.	—	$R = 0$ to 3	+2, -0	+2, -3	All	Not required	c, <u>h</u>
SAW	B-L1-S	10 max.	—	$R = 0$	±0	+2, -0	F	—	e, <u>h</u>
SAW	B-L1a-S	16 max.	—	$R = 0$	±0	+2, -0	F	—	c, <u>h</u>



Welding Process	Joint Designation	Base Metal Thickness (U = unlimited)		Groove Preparation			Allowed Welding Positions	Gas Shielding for FCAW	Notes
		T ₁	T ₂	Root Opening Root Face Groove Angle	As Detailed (see 2.12.1)	As Fit-Up (see 3.3.4)			
SMAW	B-U3b	U	—	$R = 0$ to 1/8 $f = 0$ to 1/8 $\alpha = \beta = 60^\circ$	+1/16, -0 +1/16, -0 +10°, -0°	+1/16, -1/8 Not limited +10°, -5°	All	—	a, c, f, <u>h</u>
GMAW FCAW	B-U3-GF	U	—	$R = 0$ to 1/8 $f = 0$ to 1/8 $\alpha = \beta = 60^\circ$	+1/16, -0 +1/16, -0 +10°, -0°	+1/16, -1/8 Not limited +10°, -5°	All	Not required	c, f, <u>h</u>
SAW	B-U3c-S	U	—	$R = 0$ $f = 1/4$ min. $\alpha = \beta = 60^\circ$	+1/16, -0 +1/4, -0 +10°, -0°	+1/16, -0 +1/4, -0 +10°, -5°	F	—	c, f, <u>h</u>

For B-U3c-S only		
T ₁	S ₁	
Over 2	to 2-1/2	1-3/8
2-1/2	3	1-3/4
3	3-5/8	2-1/8
3-5/8	4	2-1/2
4	4-3/4	2-3/4
4-3/4	5-1/2	3
5-1/2	6-1/4	3-3/4

For $T_1 > 6-1/4$ or $T_1 \leq 2$
 $S_1 = 2/3 (T_1 - 1/4)$



รูปที่ 2.4-4 รูปแบบและลักษณะรอยเชื่อมของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว



ตารางที่ 2.4-4 สรุปรูปแบบ ลักษณะ และความยาวรอยเชื่อมของสะพานทั้งสาม

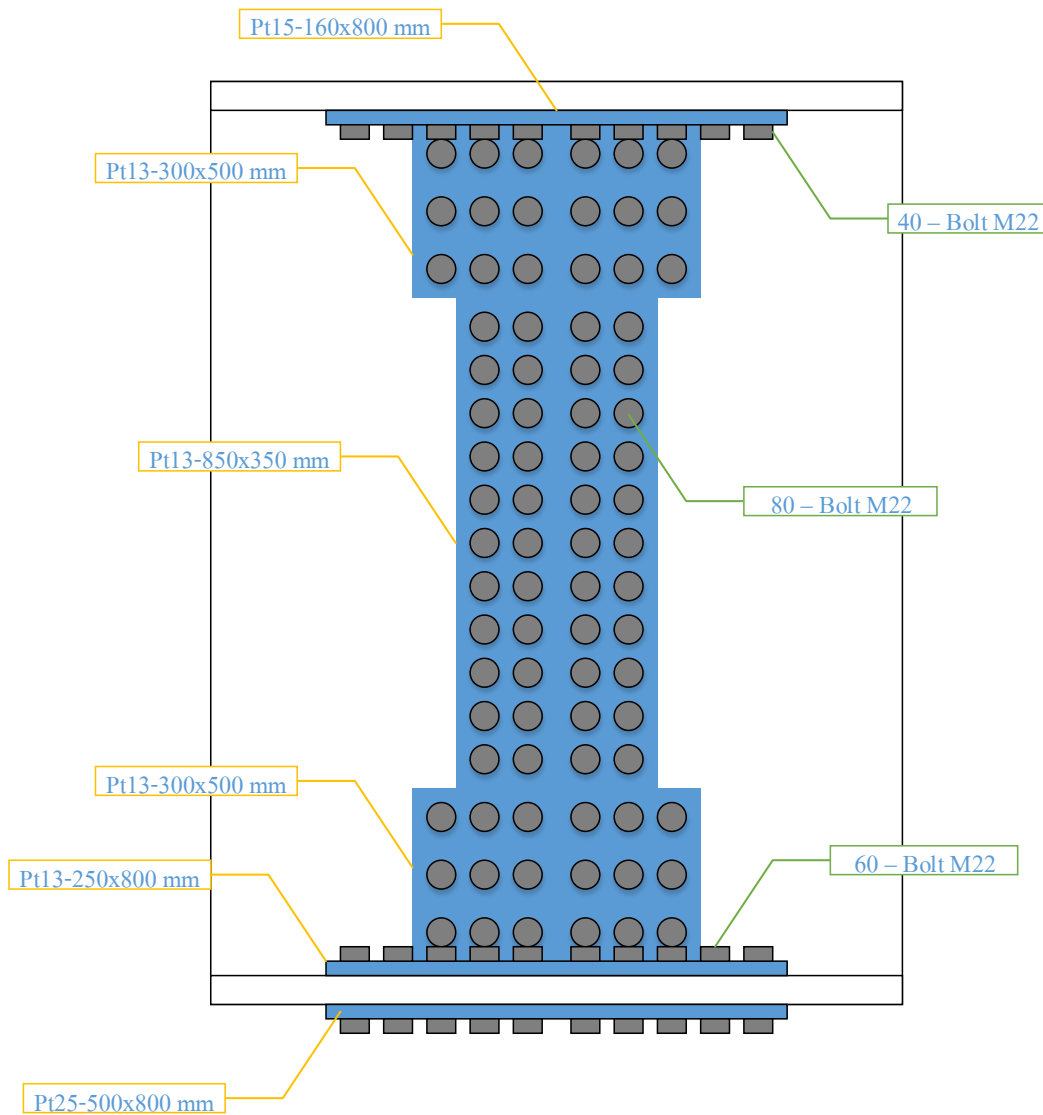
Weld Type	Groove Weld			Fillet Weld	
Joint Type	Butt Joint			T-Joint	T-Joint and Lap Joint
Bridge	Web	Top Flange	Bottom Flange	weld 6 mm	weld 8 mm
Flyover 1	864,454 mm	65,200 mm	7,980,272 mm	2,483,100 mm	41,200 mm
Flyover 2	367,552 mm	42,600 mm	7,619,580 mm	1,117,268 mm	20,600 mm
Flyover 3	1,135,006 mm	58,000 mm	5,385,572 mm	4,473,236 mm	78,280 mm

2.4.2. ผลการสำรวจรายละเอียดสลักเกลียว

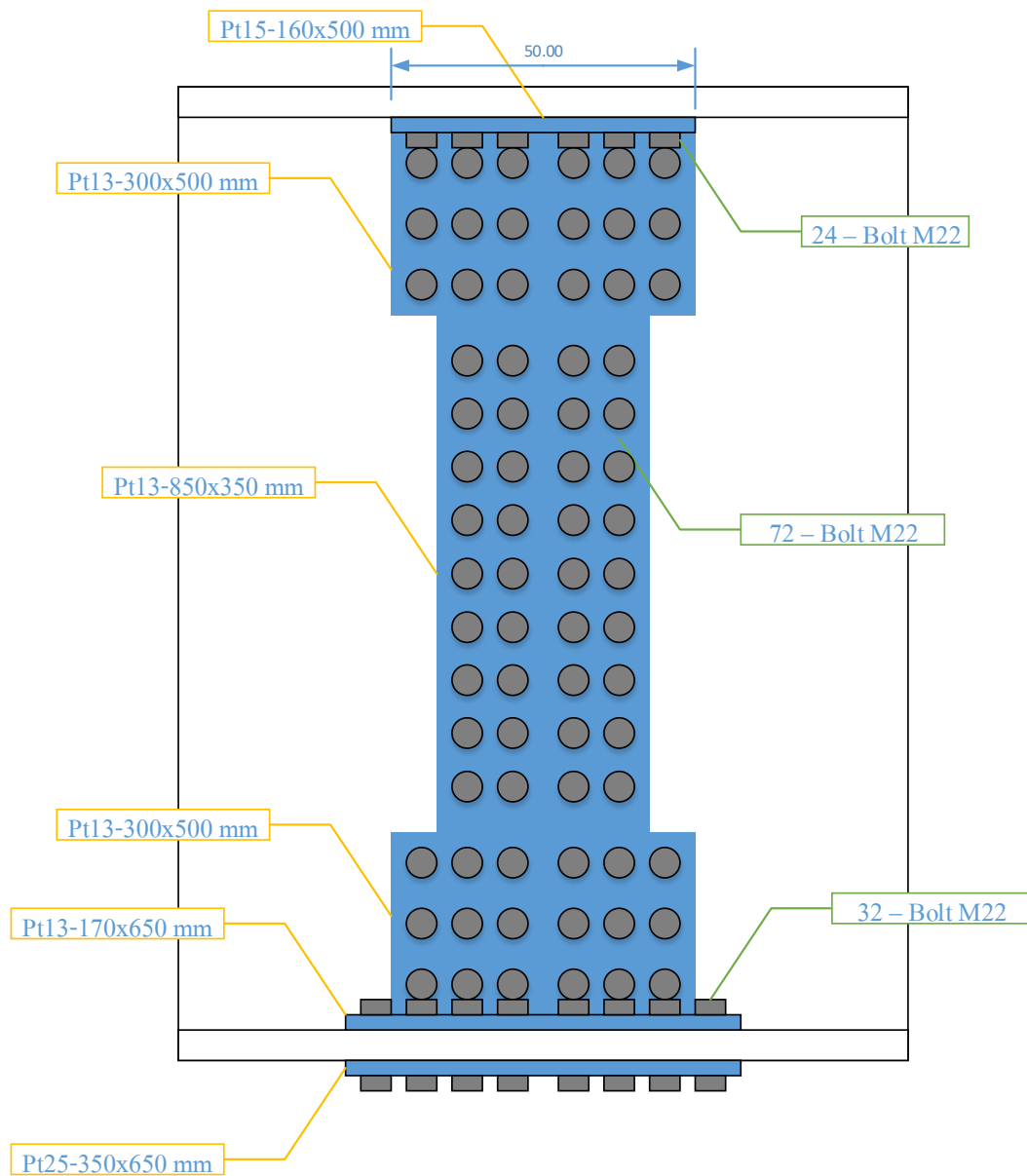
จากผลการสำรวจรายละเอียดสลักเกลียวของโครงสร้างสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน พบว่า รอยต่อคานสะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 8, รอยต่อคานสะพานตัวที่ 2 ช่วงสะพานที่ 9, และรอยต่อคานสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 7 และ 8 ตามแบบ As Build Drawing ที่ได้รับจากกรมทางหลวงไม่มีรอยต่อคานสะพานแบบสลักเกลียว แต่โครงสร้างจริงของสะพานพบรอยต่อคานแบบสลักเกลียว ดังแสดงในรูปที่ 2.4-6 และรูปที่ 2.4-7



รูปที่ 2.4-5 ตัวอย่างแบบรอยต่อคานสะพานแบบสลักเกลียว



รูปที่ 2.4-6 แบบรอยต่อคานสะพานแบบสลักเกลียว ของสะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 8
และสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 8



รูปที่ 2.4-7 แบบรอยต่อคานสะพานแบบสลักเกลียว ของสะพานตัวที่ 2 ช่วงสะพานที่ 9
และสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 7



เมื่อพิจารณาขนาดของสลักเกลียวที่ใช้ในโครงสร้างสะพานทั้งสาม พบว่า สลักเกลียวของโครงสร้างสะพานแบ่งออกเป็น 3 ขนาด ได้แก่ 3/4 นิ้ว (M22), 1-3/8 นิ้ว (M36) และ 1-3/4 นิ้ว (M45) ซึ่งในแบบก่อสร้างสะพานข้ามแยกลาดพร้าว ระบุใช้สลักเกลียวชนิด ASTM A490 หรือเทียบเท่า โดยสามารถสรุปขนาดและจำนวนสลักเกลียวของแต่ละสะพานได้ดังตารางที่ 2.4-5 ถึงตารางที่ 2.4-7 นอกจากนี้ได้กำหนดจำนวนที่จะสุ่มตรวจสอบความแน่นของสลักเกลียวด้วยวิธี Torque Examination ในชิ้นส่วนคาน I-Girder (ถ้ามี) ค้ำยันคานสะพาน (Bracing) และตอม่อสะพาน (Pier) โดยผลการตรวจสอบความแน่นของสลักเกลียวจะนำเสนอในบทถัดไป

ตารางที่ 2.4-5 สรุปข้อมูลสลักเกลียว (ขนาด จำนวนทั้งหมด และจำนวนที่สุ่มตรวจสอบ) ของสะพานตัวที่ 1

Span/Pier	FlyOver1								
	Size of Bolt			Number of Bolt			Number of Sample		
	IG	BC	P	IG	BC	P	IG	BC	P
1		M22	M45		192	8		6	8
2		M22	M45		192	8		6	8
3		M22	M45		192	8		6	8
4		M22	M45		192	8		6	8
5		M22	M45		192	8		6	8
6		M22	M22		288	294		6	8
7		M22	M22		288	366		6	30
8	M22	M22	M45	900	512	8	150	6	8
9		M22	M45		192	8		12	8
10		M22	M45		192	8		6	8
11		M22	M45		192	8		6	8
12		M22	M22		192	306		6	24
13		M22			384			6	
				900	3,200	1,038	150	84	134

หมายเหตุ : IG = I-Girder, BC = Bracing, P = Pier



ตารางที่ 2.4-6 สรุปข้อมูลหลักเกี่ยว (ขนาด จำนวนทั้งหมด และจำนวนที่สุ่มตรวจสอบ) ของสะพานตัวที่ 2

Span/Pier	FlyOver2								
	Size of Bolt			Number of Bolt			Number of Sample		
	IG	BC	P	IG	BC	P	IG	BC	P
1		M22	M45		192	8		6	8
2		M22	M45		192	8		6	8
3		M22	M45		192	8		6	8
4		M22	M45		192	8		6	8
5		M22	M45		192	8		6	8
6		M22	M45		192	8		6	8
7		M22	M45		192	8		6	8
8		M22	M45		192	8		6	8
9	M22	M22	M36	640	384	354	150	6	30
10		M22	M22		192	448		6	30
11		M22	M22		192	354		6	48
12		M22			192			6	
				640	2,496	1,220	150	72	172

หมายเหตุ : IG = I-Girder, BC = Bracing, P = Pier



ตารางที่ 2.4-7 สรุปข้อมูลสถิติเกี่ยว (ขนาด จำนวนทั้งหมด และจำนวนที่สุ่มตรวจสอบ) ของสะพานตัวที่ 3

Span/Pier	FlyOver3								
	Size of Bolt			Number of Bolt			Number of Sample		
	IG	BC	P	IG	BC	P	IG	BC	P
1		M22	M45		192	8		6	8
2		M22	M45		192	8		6	8
3		M22	M45		192	8		6	8
4		M22	M45		288	8		6	8
5		M22	M45		288	8		6	8
6		M22	M45		192	8		6	8
7	M22	M22	M45	640	384	8	150	6	8
8	M22	M22	M45	900	512	8	150	6	8
9		M22	M45		288	8		6	8
10		M22	M45		288	8		6	8
11		M22	M45		192	8		6	8
12		M22			192			6	
				1,540	3,200	88	300	72	88

หมายเหตุ : IG = I-Girder, BC = Bracing, P = Pier



บทที่ 3 การสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน

การสำรวจสภาพโครงสร้างของสะพานในโครงการนี้กระทำโดยวิธีการตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา (Visual Inspection) โดยจะตรวจสอบชิ้นส่วนสะพานประเภทต่าง ๆ ได้แก่ คานสะพาน คานขวาง แผ่นรองคานสะพาน ตอม่อสะพาน และรอยต่อโครงสร้าง โดยผลการตรวจสอบจะให้ข้อมูลความเสียหายเบื้องต้น เช่น รอยแตกร้าว สนิม และการผุกร่อน เป็นต้น สามารถนำไปใช้ประกอบการแผนการซ่อมบูรณะได้

3.1. อุปกรณ์สำหรับการสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน

เพื่อให้การสำรวจสภาพโครงสร้างสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวมีประสิทธิภาพ และครอบคลุมรายละเอียดต่าง ๆ ได้ครบถ้วนนั้น การสำรวจได้ใช้อุปกรณ์ประเภทต่าง ๆ ดังนี้

- อุปกรณ์สำหรับวัด ได้แก่ ไม้บรรทัด ตลับเมตร และเวอร์เนีย
- อุปกรณ์สำหรับบันทึก ได้แก่ แบบฟอร์มการบันทึก ปากกา กล้องถ่ายรูป และแบบก่อสร้างสะพาน
- อุปกรณ์สำหรับความปลอดภัย ได้แก่ หมวกนิรภัย เข็มขัดนิรภัย แวนตาป้องกันดวงตา เสื้อสะท้อนแสง และถุงมือ
- อุปกรณ์เข้าถึงบริเวณสำรวจ ได้แก่ บันได และรถกระเช้า
- อุปกรณ์อื่นๆ ได้แก่ เครื่องรับ-ส่งวิทยุคมนาคม (Walkie-Talkies) ซอล์ก และสิสเปรย์

3.2. ขั้นตอนและวิธีการในการสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน

การสำรวจสภาพโครงสร้างสะพานโดยทั่วไปจะขึ้นอยู่กับ รูปแบบโครงสร้างของสะพาน ระบบชิ้นส่วนที่ใช้ประกอบกันเป็นโครงสร้างสะพาน วัสดุที่ใช้ในการก่อสร้าง และสภาพพื้นที่การทำงาน

- 1) ขั้นตอนแรกในการสำรวจ คือ การแบ่งโครงสร้างสะพานออกเป็นบริเวณต่าง ๆ ตามแบบก่อสร้าง เช่น ช่วงสะพาน (Span, S) รอยต่อ (Joint, J) ตอม่อดับกลาง (Pier, P) ตอม่อดับริม (Abutment, A) โดยรหัสของบริเวณต่าง ๆ จะเรียงตามทิศทางการวางตัวของสะพาน เช่น S1, S2...Sn, J1, J2...Jn, A1, A2, P1, P2,... Pn ดังแสดงในรูปที่ 3.2-1
- 2) ลำดับถัดมา คือ การตั้งรหัสชิ้นส่วนให้กับองค์ประกอบต่าง ๆ ที่อยู่ภายในแต่ละบริเวณ โดยเรียงจากซ้ายไปขวา เรียงจากหน้าไปหลัง เรียงจากบนลงล่าง จุดประสงค์ของการตั้งรหัส



ขึ้นส่วนก็เพื่อช่วยแบ่งขอบเขตการเก็บข้อมูล สะดวกในการตรวจนับ ทำให้การสำรวจข้อมูลไม่ซ้ำซ้อนกัน และเก็บข้อมูลได้ครบถ้วน

- 3) หลังจากที่ได้แบ่งโครงสร้างออกเป็นบริเวณต่าง ๆ และขึ้นส่วนต่าง ๆ เรียบร้อยแล้ว จึงทำการสำรวจ โดยจะบันทึกข้อมูลที่ตรวจวัดได้ลงในแบบฟอร์มภาคสนาม และนำข้อมูลกลับมาจัดทำเป็นแบบความเสียหายที่สำนักงาน



รูปที่ 3.2-1 การแบ่งสะพานออกเป็นบริเวณต่าง ๆ สำหรับการสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน

3.3. ประเภทการเสื่อมสภาพของเหล็ก (Types of Steel Deterioration)

การเสื่อมสภาพและความเสียหายของโครงสร้างเหล็กสามารถแบ่งออกเป็นรูปแบบใหญ่ ๆ ได้ ดังนี้

- 1) **การผุกร่อน (Corrosion)** เป็นการเสื่อมสภาพที่พบเห็นทั่วไป และเป็นปัจจัยที่สำคัญที่สุดตัวหนึ่งที่ทำให้สะพานเหล็กอยู่ในสภาพที่ไม่ปลอดภัย โดยเหล็กจะทำปฏิกิริยากับออกซิเจนและน้ำกลายเป็นสนิม ถ้าปล่อยทิ้งไว้จะถูกลามจนทำให้เนื้อเหล็กทะลุและสูญหายได้ (Loss of Cross Section) ทำให้กำลังในการรับน้ำหนักของโครงสร้างลดลง
- 2) **รอยแตก (Cracking)** สาเหตุที่ทำให้เกิดรอยแตกในโครงสร้างเหล็กโดยทั่วไปจะเป็นความล้า (Fatigue) หลังจากตรวจพบว่ามีรอยแตกเกิดขึ้น หากปล่อยให้รอยแตกลุกลามออกไป อาจทำให้ชิ้นส่วนหักขาดและทำให้โครงสร้างขาดเสถียรภาพหรือวิบัติ (Failure) ได้
- 3) **ความหลวม (Looseness)** คือ สภาพผิดปกติที่อาจเกิดขึ้นกับ หมุดย้ำ (Rivet) หรือสลักเกลียว (Bolt) การสั่นสะเทือนหรือการยึดหดตัวจากความร้อนอาจทำให้หมุดย้ำหรือสลักเกลียวคลายตัวและเกิดอาการหลวมขึ้นได้
- 4) **การเสียรูปทรง (Deformation)** คือ สภาพผิดปกติจากการเสียรูปทรงอย่างถาวรของชิ้นส่วนสะพาน ส่วนมากเกิดจากการถูกแรงภายนอกมากระทำ เช่น ถูกรถยนต์ชน หรือถูกเรือชน

- 5) การโก่งเดาะ (Buckling) เป็นความเสียหายในลักษณะที่ชิ้นส่วนมีการคดงอ สาเหตุเกิดจากชิ้นส่วนเหล็กที่บางได้รับแรงอัดระดับสูง ชิ้นส่วนที่คดงอมีผลต่อเสถียรภาพการรับน้ำหนักของโครงสร้าง

ตัวอย่างการเสื่อมสภาพและความเสียหายรูปแบบต่าง ๆ ของชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็กได้แสดงไว้ดังรูปที่ 3.3-1 ถึงรูปที่ 3.3-4

สี่เหลี่ยม หรือ ระบบป้องกันสนิม ยังใช้การได้ดี รอยต่อชิ้นส่วนมีสภาพสมบูรณ์



รูปที่ 3.3-1 ตัวอย่างการผุกร่อน (Corrosion)



สีเคลือบหลุดล่อน 10 – 25 % ของพื้นที่ หรือ เกิดสนิมเป็นจุดเล็กๆ ไม่หนาแน่น



รูปที่ 3.3-1 ตัวอย่างการผุกร่อน (Corrosion) (ต่อ)

สีเคลือบหลุดล่อนเกิน 25 % ของพื้นที่ หรือ เกิดสนิมในหลายบริเวณ



รูปที่ 3.3-1 ตัวอย่างการผุกร่อน (Corrosion) (ต่อ)



เกิดสนิมหนา แต่ยังไม่สังเกตเห็นความผิดปกติขึ้นส่วน



รูปที่ 3.3-1 ตัวอย่างการผุกร่อน (Corrosion) (ต่อ)

เกิดสนิมหนาและหน้าตัดเหล็กลดลงมาก ขึ้นส่วนอ่อนแอ



รูปที่ 3.3-1 ตัวอย่างการผุกร่อน (Corrosion) (ต่อ)



รอยแตกในรอยเชื่อมหรือในชิ้นส่วน : รอยซ่อมป้องกันรอยแตกเดิม เช่น รูเจาะ หรือ แผ่นประกบ ยังใช้การได้



รูปที่ 3.3-2 ตัวอย่างรอยแตก (Cracking)

รอยแตกในรอยเชื่อมหรือในชิ้นส่วน : รอยซ่อมป้องกันรอยแตกเดิม เช่น รูเจาะ หรือ แผ่นประกบ เริ่มใช้การไม่ได้



รูปที่ 3.3-2 ตัวอย่างรอยแตก (Cracking) (ต่อ)

รอยแตกในรอยเชื่อมหรือในชิ้นส่วน : มีรอยแตกขนาดสั้น



รูปที่ 3.3-2 ตัวอย่างรอยแตก (Cracking) (ต่อ)

รอยแตกในรอยเชื่อมหรือในชิ้นส่วน : มีรอยแตกขนาดยาว



รูปที่ 3.3-2 ตัวอย่างรอยแตก (Cracking) (ต่อ)



รอยฉีกขาด หลุดแตก เสียรูปมาก ใช้การไม่ได้



รูปที่ 3.3-2 ตัวอย่างรอยแตก (Cracking) (ต่อ)

มีเนื้อหลวม หรือ หลุด เพียงเล็กน้อยเมื่อเทียบกับจำนวนทั้งหมด



รูปที่ 3.3-3 ตัวอย่างความหลวม (Looseness)

มีน็อตหลวม หรือ หลุด บางส่วน แต่ชิ้นส่วนยังมีเสถียรภาพ



รูปที่ 3.3-3 ตัวอย่างความหลวม (Looseness) (ต่อ)

มีน็อตหลุดค่อนข้างมาก ชิ้นส่วนเริ่มขาดเสถียรภาพ



รูปที่ 3.3-3 ตัวอย่างความหลวม (Looseness) (ต่อ)



เสียรูป/บิดเบี้ยวเล็กน้อย ที่องค์ประกอบย่อยของชิ้นส่วนหลัก



รูปที่ 3.3-4 การเสียรูปร่าง (Deformation)

เสียรูป/บิดเบี้ยวเล็กน้อย ที่ชิ้นส่วนหลัก



รูปที่ 3.3-4 การเสียรูปร่าง (Deformation) (ต่อ)

เสียรูป/บิดเบี้ยวค่อนข้างมาก และมีความผิดปกติของชิ้นส่วนหลัก



รูปที่ 3.3-4 การเสียรูปร่าง (Deformation) (ต่อ)

3.4. การประเมินสภาพโครงสร้างสะพาน

การตรวจสอบความเสียหายจะทำการถ่ายภาพที่บริเวณชิ้นส่วนที่มีความเสียหาย ทำการเขียนลักษณะความเสียหายที่เกิดขึ้นในบริเวณนั้น พร้อมทั้งประเมินระดับสภาพการใช้งานของชิ้นส่วนนั้นเป็นตัวเลข ที่เรียกว่า Condition Rating (CR) ในกรณีของโครงสร้างสะพานเหล็ก การประเมินจะแบ่งออกเป็น 2 ระดับ คือ

- 1) การประเมินระดับสภาพการใช้งานเฉพาะตำแหน่งบนชิ้นส่วนโครงสร้าง โดยคะแนนการประเมินใช้แสดงในตารางที่ 3.4-1
- 2) เมื่อเสร็จการตรวจสอบทั้งสะพาน ให้รวบรวมข้อมูลในข้อ 1) ของชิ้นส่วนต่างๆ แล้วประเมินสภาพการใช้งานโดยรวม (Overall Evaluation) ตามตารางที่ 3.4-2



ตารางที่ 3.4-1 การประเมินสภาพการใช้งานเฉพาะตำแหน่งบนชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็ก (Local Steel Inspection)

CR	สภาพการใช้งานเฉพาะตำแหน่งบนชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็ก
9	สภาพดีเยี่ยม เหมือนใหม่
8	สภาพดีมาก เกิดความเสียหายเพียงเล็กน้อยที่ไม่จำเป็นต้องบันทึก
7	สภาพดี มีสนิมที่ผิวแต่หน้าตัดไม่ทะลุ, หมุดยึดมีสภาพแน่นแต่มีรอยสนิม, มีรอยแตกแต่ชิ้นส่วนไม่ขาดจากกัน, มีการเสีรูปของหน้าตัดเล็กน้อย เช่น การบิด
6	สภาพค่อนข้างดี มีรอยแตกกว้าง < 1.60 มม. และยาว < 5%* ของหน้าตัดทั้งหมด, มีรอยผุกร่อนเล็กน้อยและมีการสูญเสียหน้าตัด < 5%** , จำนวนหมุดยึดหลวมหรือหลุด 5%*** , มีการเสีรูปเฉพาะ Web
5	สภาพปานกลาง มีความกว้างรอยแตกอยู่ระหว่าง 1.60 ถึง 3.20 มม. และยาว < 5 - 10% ของหน้าตัดทั้งหมด, มีรอยผุกร่อนและมีการสูญเสียหน้าตัด 5 - 10%, จำนวนหมุดยึดหลวมหรือหลุด 5 - 10%, มีการเสีรูปเฉพาะ Flange
4	สภาพที่แย่ มีความกว้างรอยแตกอยู่ระหว่าง 3.20 ถึง 4.70 มม. และยาว 10 - 25% ของหน้าตัดทั้งหมด, มีรอยผุกร่อนมากและมีการสูญเสียหน้าตัด 10 - 25%, จำนวนหมุดยึดหลวมหรือหลุด 10 - 25%, มีการเสีรูปที่ Flange และ Web
3	สภาพเสียหายอย่างรุนแรง มีความกว้างรอยแตก > 4.70 มม. และยาว 25 - 45% ของหน้าตัดทั้งหมด, มีรอยผุกร่อนมากและมีการสูญเสียหน้าตัด 25 - 45%, จำนวนหมุดยึดหลวมหรือหลุด 25 - 45%, มีการเสีรูปที่ Flange และ Web พร้อมกับการคดงอของทั้งชิ้นส่วน < 5 องศา
2	สภาพวิกฤต ความกว้างรอยแตก > 4.70 มม. และยาว > 45% ของหน้าตัดทั้งหมด, มีรอยผุกร่อนและมีสูญเสียหน้าตัด > 45%, จำนวนหมุดยึดหลวมหรือหลุด > 45%, มีการเสีรูปที่ Flange และ Web พร้อมกับการคดงอของชิ้นส่วน 5-20 องศา
1	สภาพใกล้จะวิบัติ ชิ้นส่วนเกือบขาดออกจากกัน, รอยผุกร่อนทำให้ชิ้นส่วนทะลุสูญเสียหน้าตัดเกือบทั้งหมด, หมุดยึดหลายตัว, การเสีรูปของหน้าตัดทั้งหมดและคดงอมากกว่า 20 องศา
0	สภาพวิบัติ
N/A	ไม่สามารถเข้าไปตรวจสอบได้

* หมายถึง ความยาวของรอยแตก เมื่อเทียบกับความลึกของหน้าตัดทั้งหมดที่ออกแบบ

** หมายถึง การสูญเสียพื้นที่หน้าตัด เมื่อเทียบกับพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดที่ออกแบบ

*** หมายถึง จำนวนหมุดที่ยึดหลวมหรือหลุด เมื่อเทียบกับจำนวนหมุดที่ออกแบบ



ตารางที่ 3.4-2 การประเมินสภาพการใช้งานของโครงสร้างสะพานหลักโดยรวม (Overall Steel Condition Rating)

OCR	สภาพการใช้งานของโครงสร้างสะพานหลักโดยรวม
9	สภาพดีเยี่ยม เหมือนใหม่
8	สภาพดีมาก เกิดความเสียหายกับโครงสร้างเพียงเล็กน้อยที่ไม่จำเป็นต้องบันทึก
7	สภาพดี เกิดความเสียหายที่สามารถสังเกตได้แต่น้อย เช่น สนิมที่ผิว และไม่มีรอยแตก
6	สภาพที่น่าพอใจ มีความเสียหาย เช่น สะเก็ดสนิม การผุกร่อนในบริเวณที่ไม่ได้รับน้ำหนักหลัก (Non – Critical Stress Area) ไม่กระทบต่อการรับน้ำหนักของโครงสร้างโดยรวม
5	สภาพปานกลาง มีความเสียหายน้อยกว่า 10% ในบริเวณที่รับน้ำหนักหลัก (Critical Stress Area) บน Main Girder หรือ Truss แต่ Bracing (หรือ Secondary Member) อาจจะมีการชำรุดมาก ไม่มีผลกระทบต่อกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างโดยรวมและยังใช้งานได้ปกติ
4	สภาพที่แย่ มีความเสียหายประมาณ 10-25% ในบริเวณที่รับน้ำหนักหลัก หากปล่อยทิ้งไว้จะเกิดความเสียหายเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ซึ่งกระทบต่อการรับน้ำหนักของโครงสร้างโดยรวม ต้องทำการซ่อมแซมเฉพาะที่หรือค้ำยันจึงจะใช้งานได้ปกติ
3	สภาพเสียหายอย่างรุนแรง มีความเสียหายประมาณ 25-45% ในบริเวณที่รับน้ำหนักหลัก ควรต้องมีการค้ำยัน และทำการเฝ้าติดตามพฤติกรรมอย่างใกล้ชิดจนกระทั่งได้รับการปรับปรุง
2	สภาพวิกฤต ความเสียหายมากกว่า 45% ในบริเวณที่รับน้ำหนักหลักหลายแห่ง การใช้งานไม่เป็นไปตามที่ออกแบบไว้ ควรทำการปรับปรุงโดยด่วน
1	สภาพใกล้ที่จะวิบัติ มีความเสียหายมากกว่า 45% ในบริเวณที่รับน้ำหนักหลักหลายแห่ง มีการวิบัติเฉพาะแห่ง จะต้องหยุดการเดินรถและทำการปรับปรุงโดยด่วน
0	สภาพวิบัติ ไม่สามารถทำงานได้ตามที่ออกแบบไว้ ต้องทำการเปลี่ยนสะพานใหม่
N/A	ไม่สามารถเข้าไปตรวจสอบได้

ในกรณีโครงสร้างคอนกรีต การประเมินจะแบ่งออกเป็น 2 ระดับ เช่นเดียวกับโครงสร้างเหล็กแต่โดยทั่วไปแล้วความเสียหายเฉพาะตำแหน่งบนชิ้นส่วนก็มีลักษณะเหมือนกับความเสียหายบนโครงสร้างโดยรวม การประเมินจึงใช้ตารางที่ 3.4-3 เหมือนกัน

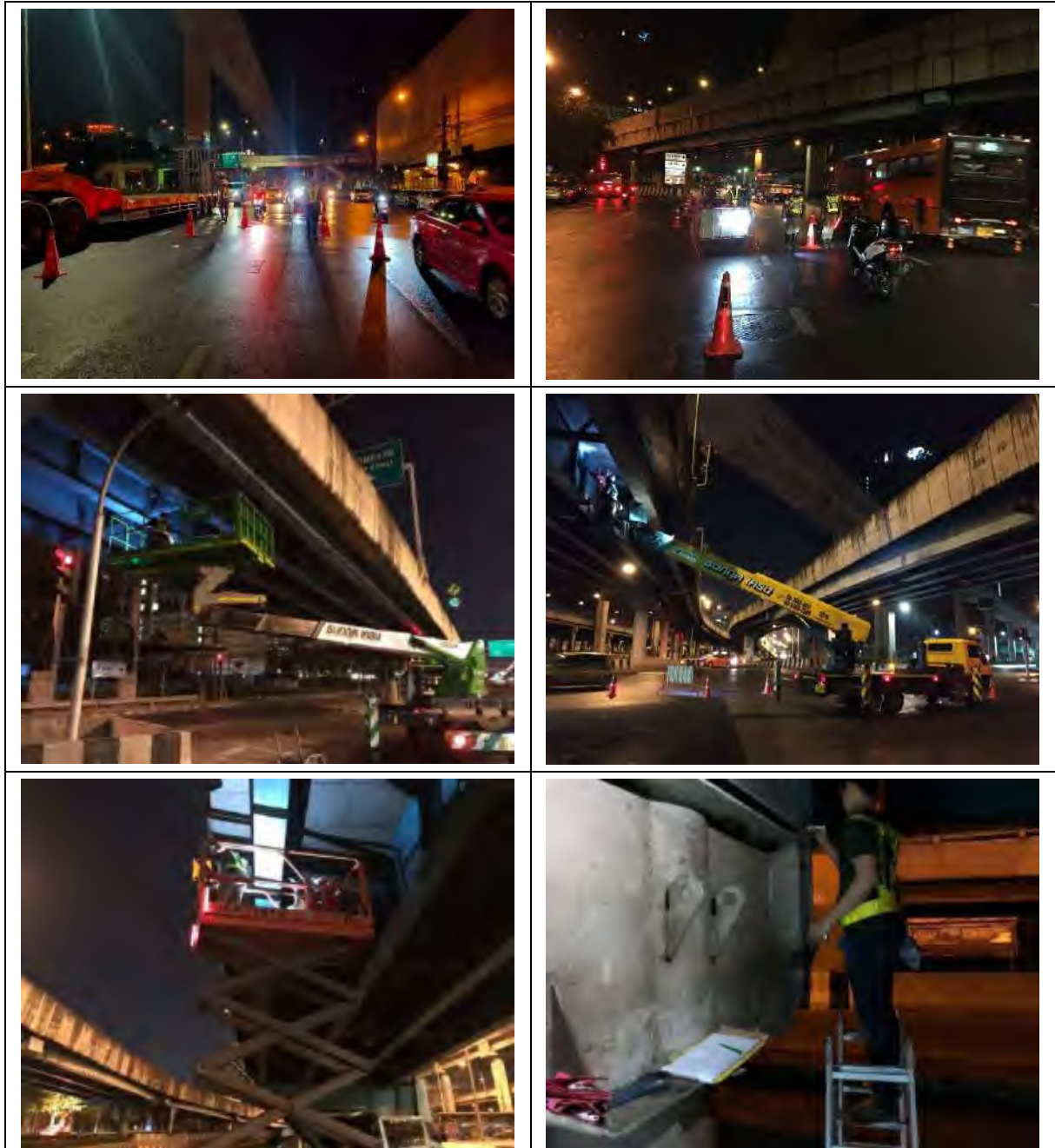


ตารางที่ 3.4-3 การประเมินสภาพการใช้งานของโครงสร้างสะพานคอนกรีตโดยรวม (Overall Concrete Condition Rating)

OCR	สภาพการใช้งานของโครงสร้างคอนกรีตโดยรวม
9	สภาพดีเยี่ยม เหมือนใหม่
8	สภาพดีมาก เกิดความเสียหายกับ โครงสร้างเพียงเล็กน้อยที่ไม่จำเป็นต้องบันทึก
7	สภาพดี มีความเสียหายที่สามารถสังเกตได้แต่น้อย เช่น รอยแตกขนาดเล็กเส้นผม (Hairline Crack) และไม่มี Spalling
6	สภาพที่น่าพอใจ ความกว้างรอยแตกน้อยกว่า 0.5 มม. และมีความเสียหายน้อยกว่า 20% บนแผ่นพื้น มีรอยแตกทุกๆระยะประมาณ 1.5 เมตร และเกิด Spalling ประมาณ 2% ไม่กระทบต่อการรับน้ำหนักของโครงสร้างโดยรวม
5	สภาพปานกลาง ความกว้างรอยแตกอยู่ระหว่าง 0.5-1.0 มม. และมีความเสียหาย 20-40% บนแผ่นพื้น เกิด Spalling ประมาณ 2-5% ไม่มีผลกระทบต่อการรับน้ำหนักของโครงสร้างโดยรวมและยังใช้งานได้ปกติ
4	สภาพแย่มาก ความกว้างของรอยแตกอยู่ระหว่าง 1.0 ถึง 2.5 มม. และมีความเสียหายประมาณ 40-60% เกิด Spalling มากกว่า 5% หากปล่อยทิ้งไว้จะเกิดความเสียหายเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ซึ่งกระทบต่อการรับน้ำหนักของโครงสร้างโดยรวม ต้องทำการซ่อมแซมเฉพาะที่หรือถ้าจำเป็นจึงจะใช้งานได้ปกติ
3	สภาพเสียหายอย่างรุนแรง ความกว้างของรอยแตกกว้างอยู่ระหว่าง 2.5 ถึง 5 มม. มีความเสียหายมากกว่า 60% ในบริเวณที่รับน้ำหนักหลัก ควรต้องมีการค้ำยัน และทำการเฝ้าติดตามพฤติกรรมอย่างใกล้ชิดจนกระทั่งได้รับการปรับปรุง
2	สภาพวิกฤต ความกว้างของรอยแตกกว้างมากกว่า 5 มม. และการใช้งานไม่เป็นไปตามที่ออกแบบไว้ ควรทำการปรับปรุงโดยด่วน
1	สภาพใกล้ที่จะวิบัติ ความกว้างของรอยแตกกว้างมากกว่า 5 มม. มีความเสียหาย มีการวิบัติเฉพาะแห่ง จะต้องหยุดการเดินรถและทำการปรับปรุงโดยด่วน
0	สภาพวิบัติ ไม่สามารถทำงานได้ตามที่ออกแบบไว้ ต้องทำการเปลี่ยนสะพานใหม่
N/A	ไม่สามารถเข้าไปตรวจสอบได้

3.5. ผลการสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน

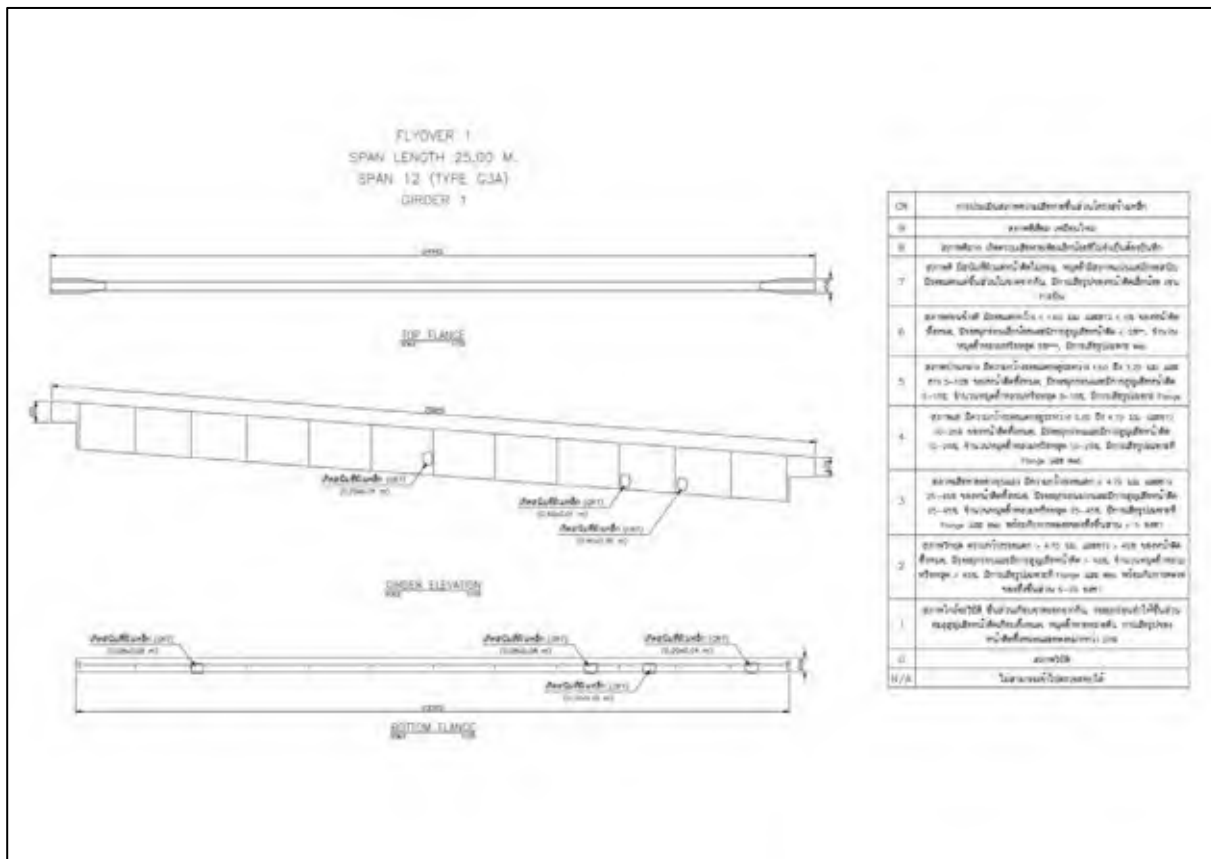
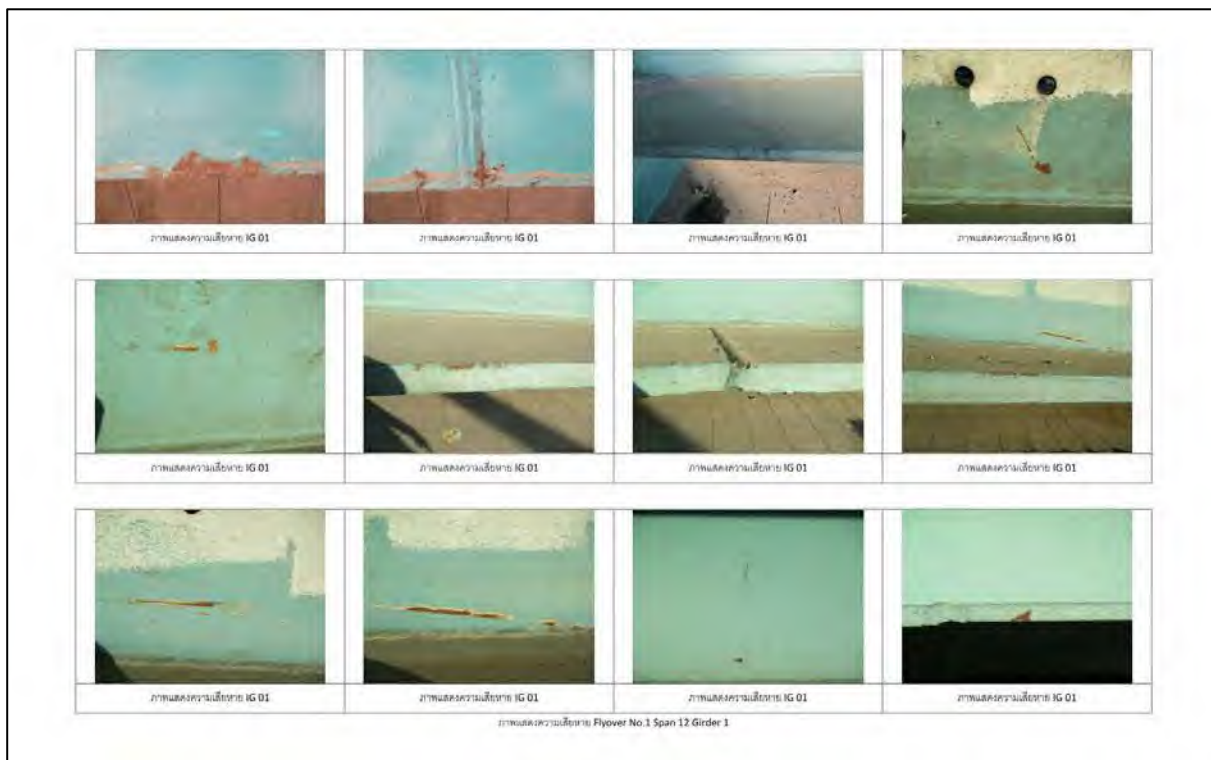
การสำรวจสภาพความเสียหายของโครงสร้างสะพาน ประกอบด้วย คานสะพาน คานขวาง แผ่นรองคาน ตอม่อสะพาน และรอยต่อโครงสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 3.5-1 โดยผลการสำรวจได้แสดงไว้ใน “รายงานการสำรวจสภาพโครงสร้างสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว” ดังตัวอย่างบางส่วนที่แสดงในรูปที่ 3.5-2



รูปที่ 3.5-1 การสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



รูปที่ 3.5-2 ตัวอย่างรายงานการสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน



ผลการสำรวจสภาพโครงสร้างของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดสามารถสรุปลักษณะความเสียหายและปริมาณความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างของสะพานทั้งสามได้ดังตารางที่ 3.5-1 ถึงตารางที่ 3.5-3



ตารางที่ 3.5-1 ลักษณะความเสียหายและปริมาณความเสียหายของสะพานตัวที่ 1 (Flyover 1)

FLY OVER 1							
บริเวณ	ระดับความเสียหาย	ประเภทโครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย	ปริมาณความเสียหาย			
				กว้าง	ยาว	ขนาด	หน่วย
S1	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	6.50	0.20	1.30	ตร.ม.
P1	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.20	0.04	ตร.ม.
P3	CR5	คอนกรีตเสริมเหล็ก	เกิดหลุดล่อนเห็นเหล็กเสริม 	0.15	0.40	0.06	ตร.ม.
	CR6	คอนกรีตเสริมเหล็ก	เกิดรอยแตกขนาดเล็กขนาด 0.5 มม. 		0.30	0.30	ม.
P6	CR6	คอนกรีตเสริมเหล็ก	เกิดรอยแตกขนาดเล็กขนาด 0.5 มม. 		0.20	0.20	ม.



ตารางที่ 3.5-1 ลักษณะความเสียหายและปริมาณความเสียหายของสะพานตัวที่ 1 (Flyover 1) (ต่อ)

FLY OVER 1							
บริเวณ	ระดับความเสียหาย	ประเภทโครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย	ปริมาณความเสียหาย			
				กว้าง	ยาว	ขนาด	หน่วย
P7	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.50	0.50	0.25	ตร.ม.
	CR5	คอนกรีตเสริมเหล็ก	เกิดหลุดล่อนเห็นเหล็กเสริม 	0.10	0.70	0.07	ตร.ม.
	CR6	คอนกรีตเสริมเหล็ก	เกิดรอยแตกขนาดเล็กขนาด 0.5 มม. 		0.30	0.30	ม.
S9	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.05	1.00	0.05	ตร.ม.
P9	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.20	0.04	ตร.ม.



ตารางที่ 3.5-1 ลักษณะความเสียหายและปริมาณความเสียหายของสะพานตัวที่ 1 (Flyover 1) (ต่อ)

FLY OVER 1							
บริเวณ	ระดับความเสียหาย	ประเภทโครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย	ปริมาณความเสียหาย			
				กว้าง	ยาว	ขนาด	หน่วย
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.20	0.04	ตร.ม.
P11	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.20	0.04	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.20	0.04	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.10	3.00	0.30	ตร.ม.
S12	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.08	0.08	0.01	ตร.ม.



ตารางที่ 3.5-1 ลักษณะความเสียหายและปริมาณความเสียหายของสะพานตัวที่ 1 (Flyover 1) (ต่อ)

FLY OVER 1							
บริเวณ	ระดับความเสียหาย	ประเภทโครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย	ปริมาณความเสียหาย			
				กว้าง	ยาว	ขนาด	หน่วย
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.08	0.08	0.01	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.10	0.10	0.01	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.04	0.20	0.01	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.01	0.00	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.40	0.01	0.00	ตร.ม.



ตารางที่ 3.5-1 ลักษณะความเสียหายและปริมาณความเสียหายของสะพานตัวที่ 1 (Flyover 1) (ต่อ)

FLY OVER 1							
บริเวณ	ระดับความเสียหาย	ประเภทโครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย	ปริมาณความเสียหาย			
				กว้าง	ยาว	ขนาด	หน่วย
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.40	0.35	0.14	ตร.ม.



ตารางที่ 3.5-2 ลักษณะความเสียหายและปริมาณความเสียหายของสะพานตัวที่ 2 (Flyover 2)

FLY OVER 2							
บริเวณ	ระดับความเสียหาย	ประเภทโครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย	ปริมาณความเสียหาย			
				กว้าง	ยาว	ขนาด	หน่วย
P3	CR6	คอนกรีตเสริมเหล็ก	เกิดรอยแตกขนาดเล็กขนาด 0.5 มม. 		0.50	0.50	ม.
S4	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.10	7.00	0.70	ตร.ม.
P5	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.10	1.00	0.10	ตร.ม.
	CR5	คอนกรีตเสริมเหล็ก	เกิดหลุดล่อนเห็นเหล็กเสริม 	0.10	0.50	0.05	ตร.ม.
P10	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.10	0.25	0.03	ตร.ม.



ตารางที่ 3.5-2 ลักษณะความเสียหายและปริมาณความเสียหายของสะพานตัวที่ 2 (Flyover 2) (ต่อ)

FLY OVER 2							
บริเวณ	ระดับความเสียหาย	ประเภทโครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย	ปริมาณความเสียหาย			
				กว้าง	ยาว	ขนาด	หน่วย
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.30	1.00	0.30	ตร.ม.
S10	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.30	0.50	0.15	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.10	0.40	0.04	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.30	0.06	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.30	0.06	ตร.ม.



ตารางที่ 3.5-2 ลักษณะความเสียหายและปริมาณความเสียหายของสะพานตัวที่ 2 (Flyover 2) (ต่อ)

FLY OVER 2							
บริเวณ	ระดับความเสียหาย	ประเภทโครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย	ปริมาณความเสียหาย			
				กว้าง	ยาว	ขนาด	หน่วย
P11	CR6	เหล็ก	สลักเกลียวหลุดหาย 			1.00	ตัว
	CR6	เหล็ก	สลักเกลียวหลุดหาย 			1.00	ตัว
	CR6	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็กเป็นบริเวณกว้าง 	0.50	1.50	0.75	ตร.ม.
S11	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.10	0.30	0.03	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.10	0.40	0.04	ตร.ม.



ตารางที่ 3.5-3 ลักษณะความเสียหายและปริมาณความเสียหายของสะพานตัวที่ 3 (Flyover 3)

FLY OVER 3							
บริเวณ	ระดับความเสียหาย	ประเภทโครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย	ปริมาณความเสียหาย			
				กว้าง	ยาว	ขนาด	หน่วย
P2	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.20	0.04	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.20	0.04	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.20	0.04	ตร.ม.
P3	CR6	คอนกรีตเสริมเหล็ก	เกิดรอยแตกขนาดเล็กขนาด 0.5 มม. 		0.50	0.50	ม.
	CR6	คอนกรีตเสริมเหล็ก	เกิดรอยแตกขนาดเล็กขนาด 0.5 มม. 		0.50	0.50	ม.



ตารางที่ 3.5-3 ลักษณะความเสียหายและปริมาณความเสียหายของสะพานตัวที่ 3 (Flyover 3) (ต่อ)

FLY OVER 3							
บริเวณ	ระดับความเสียหาย	ประเภทโครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย	ปริมาณความเสียหาย			
				กว้าง	ยาว	ขนาด	หน่วย
P4	CR6	คอนกรีตเสริมเหล็ก	เกิดรอยแตกขนาดเล็กขนาด 0.5 มม. 		0.40	0.40	ม.
	CR6	คอนกรีตเสริมเหล็ก	เกิดรอยแตกขนาดเล็กขนาด 0.5 มม. 		0.40	0.40	ม.
S9	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	30.00	6.00	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.30	0.40	0.12	ตร.ม.
P9	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.20	0.04	ตร.ม.



ตารางที่ 3.5-3 ลักษณะความเสียหายและปริมาณความเสียหายของสะพานตัวที่ 3 (Flyover 3) (ต่อ)

FLY OVER 3							
บริเวณ	ระดับความเสียหาย	ประเภทโครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย	ปริมาณความเสียหาย			
				กว้าง	ยาว	ขนาด	หน่วย
	CR4	เหล็ก	มีการเสีรูปเล็กน้อย 	0.20	0.20	0.04	ตร.ม.
P10	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็กทั้ง 2 ด้าน 	0.40	0.60	0.48	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.20	0.04	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.10	0.30	0.03	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.20	0.04	ตร.ม.



ตารางที่ 3.5-3 ลักษณะความเสียหายและปริมาณความเสียหายของสะพานตัวที่ 3 (Flyover 3) (ต่อ)

FLY OVER 3							
บริเวณ	ระดับความเสียหาย	ประเภทโครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย	ปริมาณความเสียหาย			
				กว้าง	ยาว	ขนาด	หน่วย
P11	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.20	0.04	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.10	0.40	0.04	ตร.ม.
	CR7	เหล็ก	เกิดสนิมที่ผิวเหล็ก 	0.20	0.20	0.04	ตร.ม.



3.6. สรุปผลการสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน

การสำรวจสภาพโครงสร้างของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน ไม่พบความเสียหายที่รุนแรง โครงสร้างสะพานโดยรวมยังอยู่ในสภาพค่อนข้างดี อย่างไรก็ตาม เริ่มมีร่องรอยการเสื่อมเกิดขึ้นบ้างแล้ว ในบางตำแหน่งของโคนเสาตอม่อที่เป็นคอนกรีต พบว่ามีรอยแตกและหลุดล่อนเล็กน้อย ส่วนโครงสร้างเหล็กเริ่มมีการเกิดสนิมขึ้นบ้างแล้ว โดยเฉพาะชิ้นส่วนเหล็กที่อยู่บริเวณด้านล่าง ซึ่งอาจสัมผัสกับความชื้นและน้ำได้มากกว่าชิ้นส่วนเหล็กที่อยู่ด้านบน ที่คาน้ำยันตัวปลาย (End Diaphragm) ของสะพานตัวที่ 2 ตอม่อที่ 11 พบว่ามีสลักเกลียวหลุดออกมา 2 ตัว



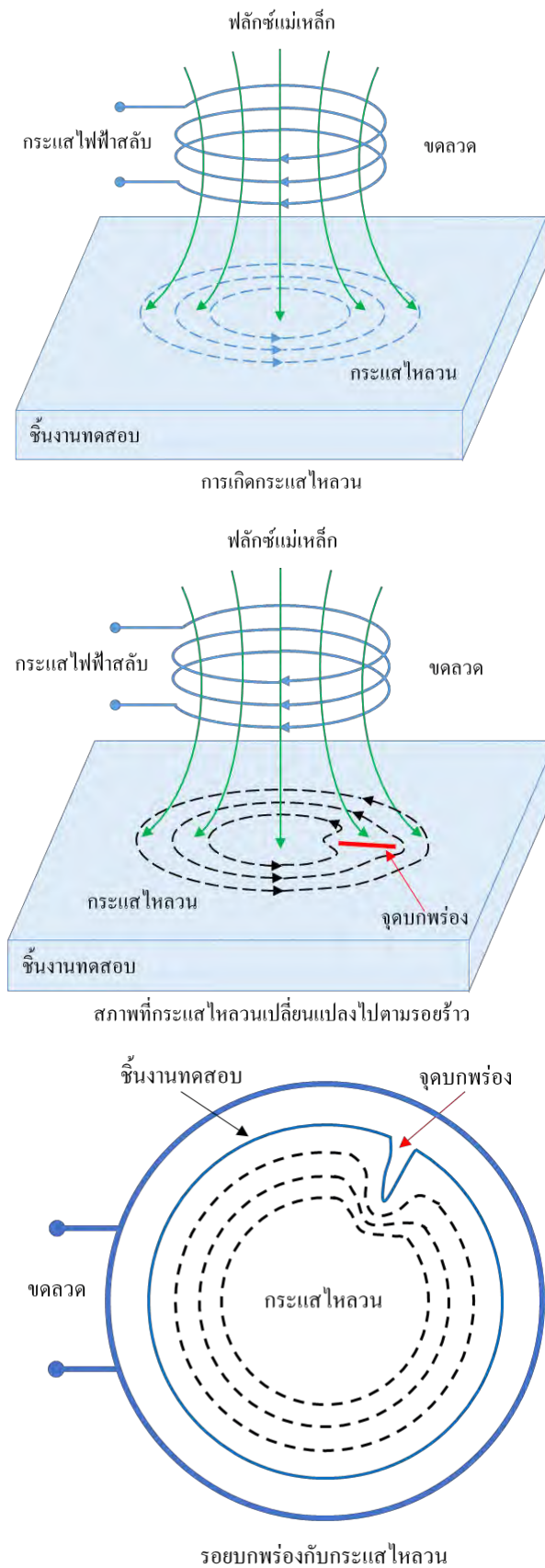
บทที่ 4 การตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยต่อ โครงสร้างสะพาน

การตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยต่อโครงสร้างของสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน ประกอบไปด้วยการตรวจสอบรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current Examination และการตรวจสอบสลักเกลียว ด้วยวิธี Torque Examination โดยรายละเอียดการดำเนินงานมีดังนี้

4.1. การตรวจสอบรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current

4.1.1. หลักการทดสอบ

การทดสอบโดยวิธีกระแสไหลวน (Eddy Current Testing, ET) เป็นวิธีทดสอบหารอยความไม่ต่อเนื่องที่ผิววัสดุ โดยจะใช้ทดสอบกับชิ้นงานที่เป็นตัวนำไฟฟ้าเท่านั้น หลักการทดสอบจะสร้างกระแสไหลวน (Eddy Current) ในชิ้นงาน โดยการนำขดลวดที่มีกระแสไฟฟ้าสลับความถี่สูงตั้งแต่หลายร้อย Hz จนถึงหลาย MHz ไหลผ่าน นำเข้าไปใกล้ชิ้นงาน ค่าอิมพีแดนซ์และเฟส (Impedance and Phase) ของขดลวดจะเปลี่ยนไปตามสภาพของชิ้นงาน เช่น การมีรอยแตกในชิ้นงาน หรือจุดบกพร่องของผิวงาน เป็นต้น ในเครื่องมือทดสอบจะมีอุปกรณ์ที่ใช้ตรวจจับความเปลี่ยนแปลงดังกล่าว และแสดงผลเป็นแบบเข็มมิเตอร์ หรือกราฟบนจอภาพ ซึ่งการทดสอบโดยวิธีกระแสไหลวน มีหลักการทดสอบแสดงดังรูปที่ 4.1-1



รูปที่ 4.1-1 หลักการทดสอบโดยวิธีกระแสไหลวน (Eddy Current Testing, ET)



4.1.2. อุปกรณ์และเครื่องมือทดสอบ

- 1) เครื่องทดสอบ Eddy Current แบบ Surface Testing รุ่น Nortec 500
- 2) หัวทดสอบ Weld Probe รุ่น WLD-8-55
- 3) เครื่องตรวจสอบความหนาสิ่ MiniTest 650



รูปที่ 4.1-2 Eddy Current Testing รุ่น Nortec 500



รูปที่ 4.1-3 Weld Probe รุ่น WLD-8-55



รูปที่ 4.1-4 MiniTest 650



4.1.3. ขั้นตอนการทดสอบ

การตรวจสอบเพื่อหาข้อบกพร่องในรอยเชื่อมได้ดำเนินการตามระเบียบปฏิบัติ (Procedure) ของ ASME V2011 Article 8-Appendix III โดยมีขั้นตอนการทดสอบ ดังนี้

- 1) เตรียมอุปกรณ์ และเช็คความเรียบร้อยให้อยู่ในสภาพที่พร้อมใช้งาน



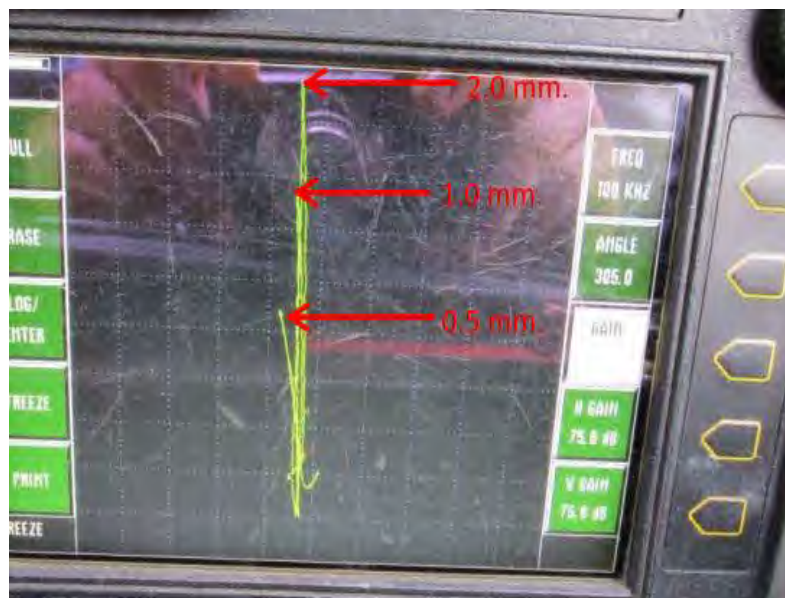
รูปที่ 4.1-5 เตรียมอุปกรณ์ และเช็คความเรียบร้อย

- 2) ทำการตั้งค่าอุปกรณ์ ก่อนใช้งาน

- ทำการตรวจสอบชนิดของวัสดุที่จะทดสอบ และวัดความหนาของสีที่เคลือบผิววัสดุนั้น
- เลือกแท่งการเบต (Calibration Block) ที่เป็นวัสดุเดียวกันที่จะทดสอบและเลือกแผ่นเคลือบวัสดุที่ครอบคลุมช่วงความหนาของสีที่เคลือบผิววัสดุที่จะทดสอบ
- ทำการการเบตค่าสัญญาณสำหรับรอยแตกขนาดต่าง ๆ โดยใช้แท่งมาตรฐานที่มีรอยแตกกว้างคงที่ 0.2 มม. และมีความลึก 3 ระดับ คือ 0.5, 1.0, และ 2 มม. ทำการปรับขนาดสัญญาณให้เหมาะกับหน้าจอ โดยให้ขนาดของสัญญาณกรณีพบรอยแตกกว้าง 0.2 มม. และลึก 0.5 มม. มีความยาวประมาณ 40 % ของหน้าจอ ดังรูปที่ 4.1-6 เพื่อใช้เป็นเกณฑ์เปรียบเทียบกรณีตรวจพบรอยแตกที่มีความกว้าง 0.2 มม. และความลึก 0.5 มม. ขึ้นไป



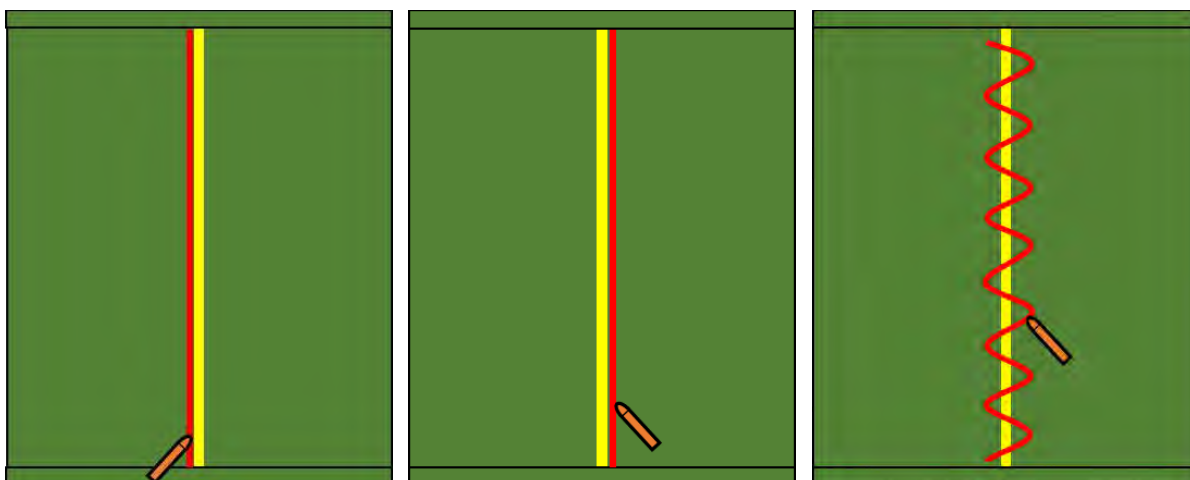
(ก) แท่งการิเบต (Calibration Block) และแผ่นเคลือบวัสดุ



(ข) ปรับขนาดสัญญาณสำหรับรอยแตกกว้าง 0.2 มม. และ 3 ระดับ คือ 0.50, 1.0 และ 2.0 มม.

รูปที่ 4.1-6 ทำการตั้งค่าอุปกรณ์ Eddy Current

- 3) เลือกตำแหน่งที่ต้องการจะตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยเชื่อม และทำความสะอาดบริเวณรอยเชื่อมนั้น
- 4) การตรวจสอบรอยเชื่อมจะใช้หัวโพรบ (Weld Probe) ลากผ่านแนวรอยเชื่อม 3 รูปแบบ ดังรูปที่ 4.1-7



(ก) ลากจากบนลงล่างเป็น
เส้นตรงทางด้านซ้ายของรอย
เชื่อม

(ข) ลากจากบนลงล่างเป็น
เส้นตรงทางด้านขวาของรอย
เชื่อม

(ค) ลากจากบนลงล่างสลับฟัน
ปลาข้ามรอยเชื่อม

รูปที่ 4.1-7 รูปแบบการตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยเชื่อม

5) การตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยเชื่อม

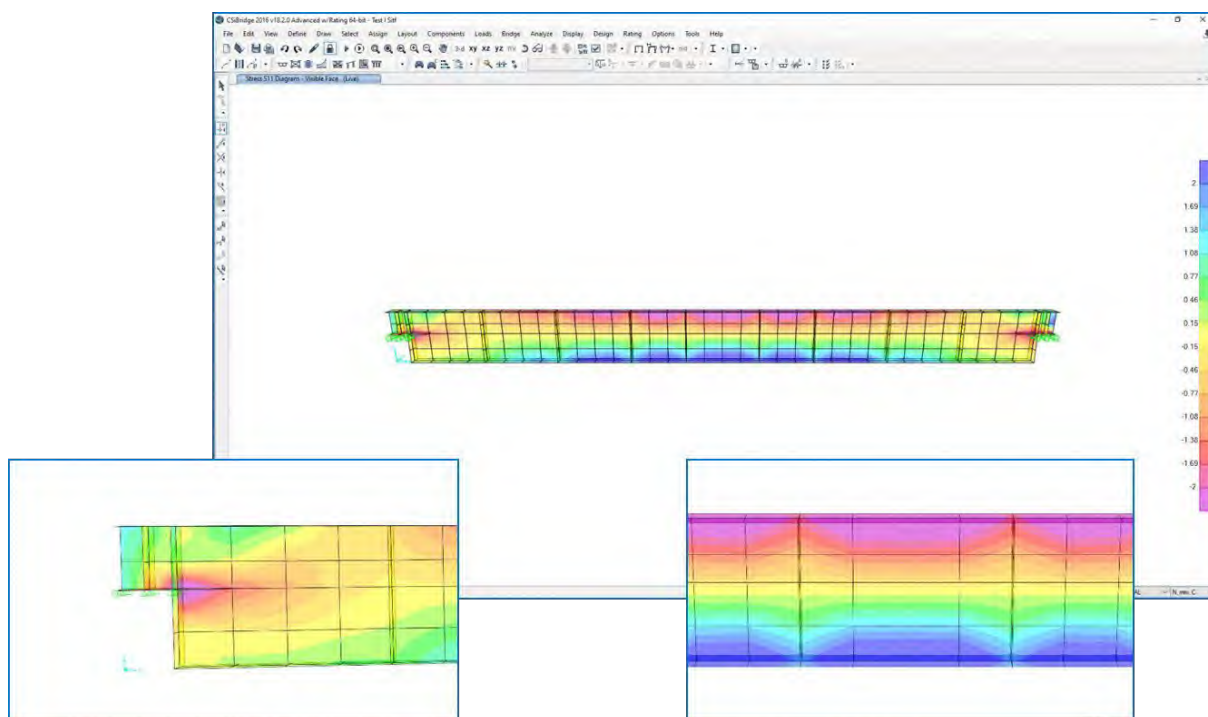
- ตรวจสอบขนาดของสัญญาณที่วัดได้ เทียบกับขนาดของสัญญาณกรณีใช้แผ่นคาร์เบตมีรอยแตก 3 ขนาด
- หากขนาดของสัญญาณเกิน 40 % ของหน้าจอ (เทียบเท่ารอยแตกกว้าง 0.2 มม. ลึก 0.5 มม.) อาจเป็นไปได้ว่าบริเวณนั้นมีรอยแตกเกิดขึ้นแล้ว ควรใช้เทคนิคการตรวจสอบอื่น เพื่อยืนยันผล เช่น การทดสอบด้วยวิธี Magnetic Particle Test (MT) หรือ วิธี Dye Penetration Test ซึ่งทั้งสองวิธีนี้จำเป็นต้องลอกสีที่เคลือบวัสดุออกก่อนจึงจะทดสอบได้ ซึ่งกระบวนการลอกสี ทดสอบ และทาสีกลับคืน ใช้นเวลานาน ควรกระทำเฉพาะบริเวณที่มั่นใจว่าน่าจะเป็นรอยแตก เพียงแต่มีสีเคลือบอยู่จึงยังไม่สามารถระบุได้แน่ชัดด้วยวิธี Eddy Current
- หากขนาดของสัญญาณไม่เกิน 40 % ของหน้าจอ อาจเกิดได้จากหลายปัจจัย เช่น รอยเชื่อมไม่ราบเรียบตามแนวยาวหรือตามแนวขวาง หรือมีรอยตะขี้บ หรือมีร่อง หรือการที่หัวโพรบไม่สัมผัสกับผิวรอยเชื่อมขณะลากสลับฟันปลาข้ามรอยเชื่อม

หมายเหตุ ขนาดของสัญญาณที่ได้จากการคาร์เบตเป็นค่าอ้างอิงกรณีผิวทดสอบมีความราบเรียบเท่านั้น แต่รอยเชื่อมภาคสนามอาจไม่ราบเรียบเหมือนแท่งคาร์เบต ผู้ตรวจสอบหน้างานจำเป็นต้องสังเกตลักษณะของรอยเชื่อมประกอบการตัดสินใจว่าเป็นรอยแตกหรือไม่



4.1.4. บริเวณตรวจสอบรอยเชื่อม

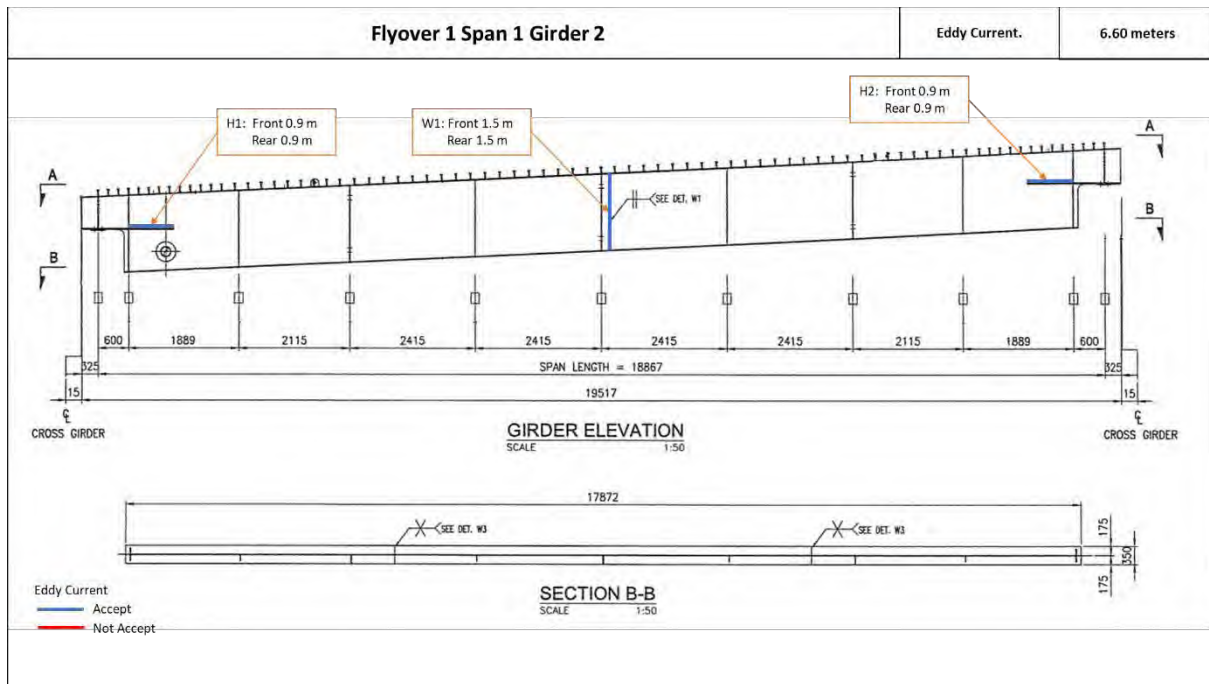
จากการตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา (Visual Inspection) ของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว จำนวน 3 สะพาน ในทุกบริเวณ ยังไม่พบรอยแตกที่สามารถสังเกตเห็นได้ด้วยตาเปล่า จึงยังไม่สามารถเน้นการตรวจสอบไปที่ชิ้นส่วนประเภทใดประเภทหนึ่งได้ ดังนั้นการตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current จะทำการตรวจสอบคานหลักทุกตัวภายในสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวในตำแหน่งที่รับแรงกระทำสูงสุด รูปที่ 4.1-8 แสดงผลการวิเคราะห์ความเค้นภายในคานด้วยแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ ซึ่งจะเห็นได้ว่าความเค้นสูงสุดเกิดขึ้นที่บริเวณกึ่งกลางคานและบริเวณบ่าคาน ดังนั้นการสุ่มตรวจสอบจะเน้นรอยเชื่อมที่อยู่ใน 2 บริเวณหลัก คือ บริเวณกลางคาน ซึ่งรับแรงคัตสูงสุด และบริเวณใกล้จุกรองรับ ซึ่งรับแรงเฉือนสูงสุด โดยจะสุ่มตรวจสอบรอบเชื่อมในแนวตั้งและแนวนอนให้ครอบคลุมคานทุกตัวในทุกช่วงสะพาน ตัวอย่างการตรวจสอบรอยเชื่อมในแนวตั้งและแนวนอนที่บริเวณกลางคานและใกล้จุกรองรับแสดงในรูปที่ 4.1-9 ถึง รูปที่ 4.1-11



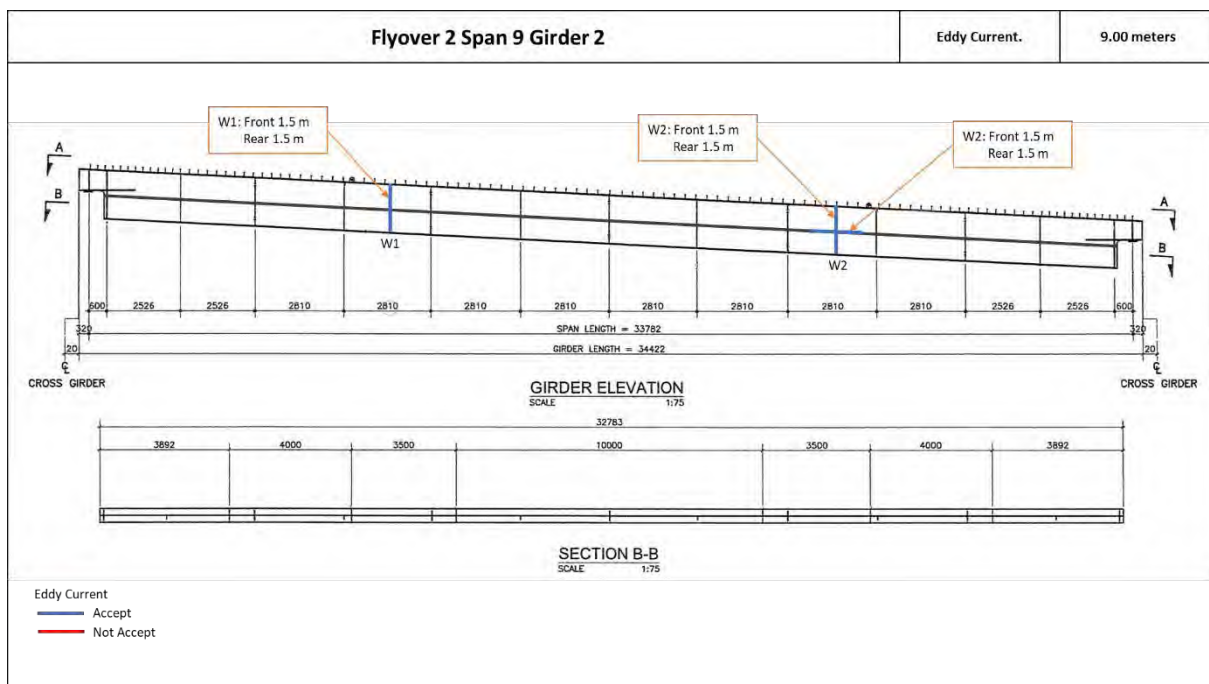
รูปที่ 4.1-8 การวิเคราะห์ความเค้นในคานสะพานด้วยแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์



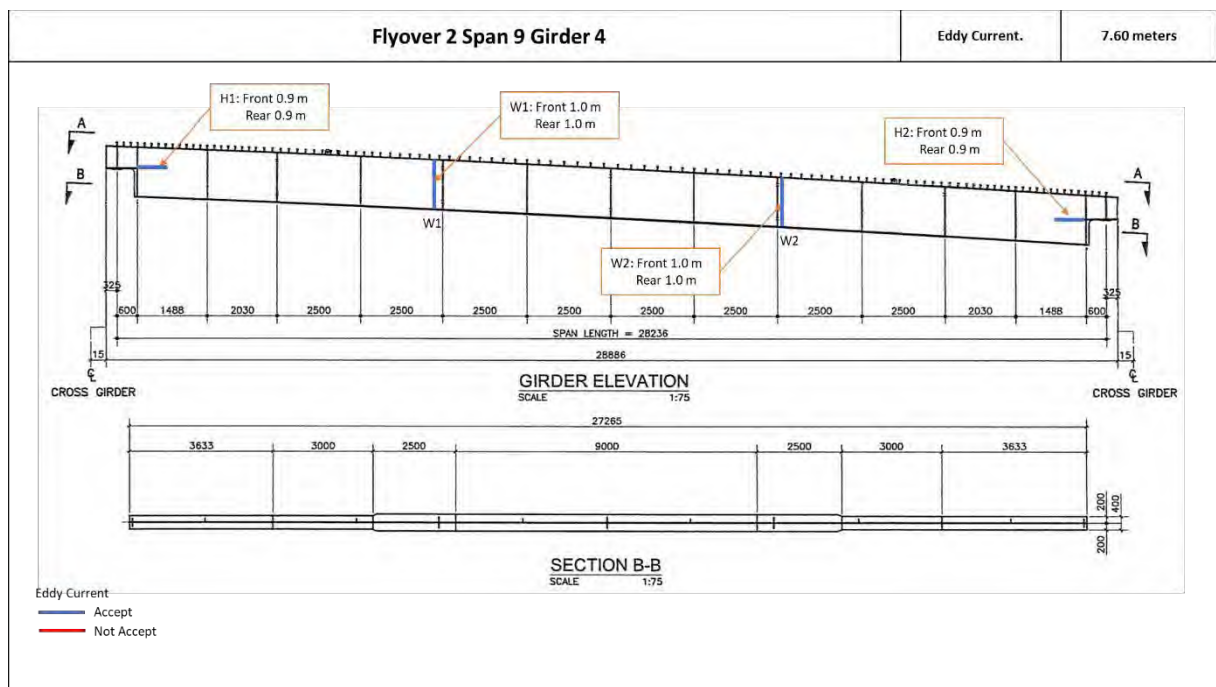
โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



รูปที่ 4.1-9 การสุ่มตรวจสอบรอยเชื่อมบริเวณกลางคานและบริเวณใกล้จตุรรองรับ (ตัวอย่างที่ 1)



รูปที่ 4.1-10 การสุ่มตรวจสอบรอยเชื่อมบริเวณกลางคานและบริเวณใกล้จตุรรองรับ (ตัวอย่างที่ 2)



รูปที่ 4.1-11 การสุ่มตรวจสอบรอยเชื่อมบริเวณกลางคานและบริเวณใกล้จุดรองรับ (ตัวอย่างที่ 3)

ที่ปรึกษาได้ทำการตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current ของสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน ดังแสดงในรูปที่ 4.1-12 รายละเอียดผลการตรวจสอบของสะพานข้ามแยกแต่ละตัว แยกตามช่วงสะพาน (Span) และคานหลัก (Girder) ได้แสดงไว้ใน “รายงานการตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยต่อโครงสร้างสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว”

ตารางที่ 4.1-1 สรุปความยาวของการตรวจสอบรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current ซึ่งได้ทำการสุ่มตรวจสอบกับสะพานข้ามแยกทุกตัว ซึ่งสะพานข้ามแยกตัวที่ 1, 2 และ 3 มี คานหลัก 54, 49 และ 50 ตัว ตามลำดับ รวมทดสอบคานหลักทั้งสิ้น 153 ตัว และได้ทดสอบรอยเชื่อมของสะพานข้ามแยกตัวที่ 1, 2 และ 3 เป็นระยะทาง 387, 331.3 และ 349 เมตร ตามลำดับ รวมความยาวของการตรวจสอบรอยเชื่อมเท่ากับ 1,067.30 เมตร โดยรายละเอียดปริมาณความยาวการตรวจสอบรอยเชื่อมของคานหลักแต่ละตัวในแต่ละช่วงสะพานของสะพานข้ามแยกแต่ละตัวได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.1-2 ถึงตารางที่ 4.1-4



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



รูปที่ 4.1-12 การตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current



ตารางที่ 4.1-1 สรุปความยาวการตรวจสอบรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current

Span	Number of Girder			Length (m)			Measure Length Eddy Current (m)		
	FlyOver1	FlyOver2	FlyOver3	FlyOver1	FlyOver2	FlyOver3	FlyOver1	FlyOver2	FlyOver3
1	4	4	4	20.00	20.00	20.00	26.40	26.40	26.40
2	4	4	4	25.00	25.00	22.50	27.00	27.00	27.00
3	4	4	4	25.00	25.00	22.50	27.00	27.00	27.00
4	4	4	4	25.00	25.00	26.50	27.00	27.00	27.00
5	4	4	4	25.00	25.00	26.50	27.00	27.00	27.00
6	4	4	4	28.00	25.00	20.00	27.00	27.00	26.40
7	4	4	5	28.00	25.00	34.75	27.00	27.00	35.00
8	5	4	5	43.00	22.00	45.00	36.00	26.40	36.00
9	4	5	4	25.00	34.40	30.00	27.00	36.00	36.20
10	4	4	4	25.00	25.00	30.00	27.00	27.00	27.60
11	4	4	4	25.00	25.00	25.00	27.00	27.00	27.00
12	4	4	4	25.00	20.00	20.00	46.20	26.50	26.40
13	5			30.00			35.40		
Sum	54	49	50	349.00	296.40	322.75	387.00	331.30	349.00
	153			968.15			1067.30		



ตารางที่ 4.1-2 สรุปความยาวการตรวจสอบรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current Examination ของ Flyover 1

Flyover 1								
Span	Number of Girder	Length (m)	Measure Length Eddy Current (m)					
			GD1	GD2	GD3	GD4	GD5	Length (m)
1	4	20.00	6.60	6.60	6.60	6.60		26.40
2	4	25.00	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
3	4	25.00	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
4	4	25.00	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
5	4	25.00	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
6	4	28.00	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
7	4	28.00	6.00	6.00	9.00	6.00		27.00
8	5	43.00	5.40	5.40	5.40	11.40	8.40	36.00
9	4	25.00	6.00	6.00	6.00	9.00		27.00
10	4	25.00	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
11	4	25.00	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
12	4	25.00	14.10	14.10	9.00	9.00		46.20
13	5	30.00	7.80	7.80	6.00	6.00	7.80	35.40
Sum	54	349.00					Sum	387.00



ตารางที่ 4.1-3 สรุปความยาวการตรวจสอบรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current Examination ของ Flyover 2

Flyover 2								
Span	Number of Girder	Length (m)	Measure Length Eddy Current (m)					
			GD1	GD2	GD3	GD4	GD5	Length (m)
1	4	20.00	6.60	6.60	6.60	6.60		26.40
2	4	25.00	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
3	4	25.00	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
4	4	25.00	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
5	4	25.00	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
6	4	25.00	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
7	4	25.00	6.00	6.00	6.00	9.00		27.00
8	4	22.00	6.60	6.60	6.60	6.60		26.40
9	5	34.40	9.00	9.00	6.00	6.00	6.00	36.00
10	4	25.00	6.00	6.00	6.00	9.00		27.00
11	4	25.00	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
12	4	20.00	9.60	7.30	4.80	4.80		26.50
Sum	49	296.40					Sum	331.30



ตารางที่ 4.1-4 สรุปความยาวการตรวจสอบรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current Examination ของ Flyover 3

Flyover 3								
Span	Number of Girder	Length (m)	Measure Length Eddy Current (m)					Length (m)
			GD1	GD2	GD3	GD4	GD5	
1	4	20.00	6.60	6.60	6.60	6.60		26.40
2	4	22.50	6.00	6.00	6.00	9.00		27.00
3	4	22.50	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
4	4	26.50	6.00	6.00	6.00	9.00		27.00
5	4	26.50	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
6	4	20.00	6.60	6.60	6.60	6.60		26.40
7	5	34.75	8.00	6.00	7.00	7.00	7.00	35.00
8	5	45.00	8.00	6.00	6.00	8.00	8.00	36.00
9	4	30.00	7.60	7.60	7.60	7.60	5.80	36.20
10	4	30.00	6.00	6.00	7.80	7.80		27.60
11	4	25.00	9.00	6.00	6.00	6.00		27.00
12	4	20.00	6.60	6.60	6.60	6.60		26.40
Sum	50	322.75						Sum 349.00

4.1.5. ผลการตรวจความสมบูรณ์ของรอยเชื่อม

การตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current Examination ทั้ง 3 สะพาน ความยาวรวม 1,067.30 เมตร ยังไม่พบข้อบกพร่องซึ่งถึงความเสียหายบริเวณรอยเชื่อมที่ได้สุ่มตรวจสอบ ซึ่งสอดคล้องกับผลการตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา (Visual Inspection) ที่ยังไม่พบรอยแตกที่สามารถสังเกตเห็นได้ด้วยตาเปล่า โดยรายละเอียดผลการตรวจสอบรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current Examination จะแสดงอยู่ในภาคผนวก ก (ไฟล์อิเล็กทรอนิกส์)

การตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current มีข้อจำกัดเรื่องขนาดรอยแตกที่สามารถตรวจจับได้ ทั้งนี้เนื่องจากค่าสัญญาณขนาดเล็กที่เทียบเท่ารอยแตกกว้าง 0.2 มม. ลึก 0.5 มม. เป็นค่าที่ได้จากแท่งคาร์ไบด์ผิวเรียบเท่านั้น โดยการตรวจสอบที่หน้างาน จะปรับค่าสัญญาณขนาดเล็กนี้ให้มีขนาดประมาณ 40 % ของหน้าจอดังรูปที่ 4.1-6 (ข) หากใช้วิธี Eddy Current ตรวจสอบผิวยอยเชื่อมที่ไม่ราบเรียบ มีตะเข็บ หรือมีร่อง วิธีนี้จะไม่สามารถระบุรอยแตกที่มีขนาดเล็กมากได้ เพราะความไม่ราบเรียบจะทำให้เกิดค่าสัญญาณขนาดเล็กใกล้เคียงกับค่าสัญญาณขนาดเล็กที่เทียบเท่ารอยแตกกว้าง 0.2 มม. ลึก 0.5 มม. การตรวจสอบค่าสัญญาณขนาดเล็กจึงใช้วิจารณ์ญาณของผู้ทดสอบในการสังเกตบริเวณที่ทดสอบนั้นเป็น

หลัก ว่าเรียบหรือไม่เรียบ ซึ่งรอยเชื่อมส่วนใหญ่ของคานประกอบในสะพานข้ามแยกมีลักษณะไม่เรียบ
ตัวอย่างการตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยเชื่อมแสดงไว้ในรูปที่ 4.1-13



(ก) ตัวอย่างสะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 1



(ข) ตัวอย่างสะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 10



(ค) ตัวอย่างสะพานตัวที่ 2 ช่วงสะพานที่ 2



(ง) ตัวอย่างสะพานตัวที่ 2 ช่วงสะพานที่ 7



(จ) ตัวอย่างสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 3



(ฉ) ตัวอย่างสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 8

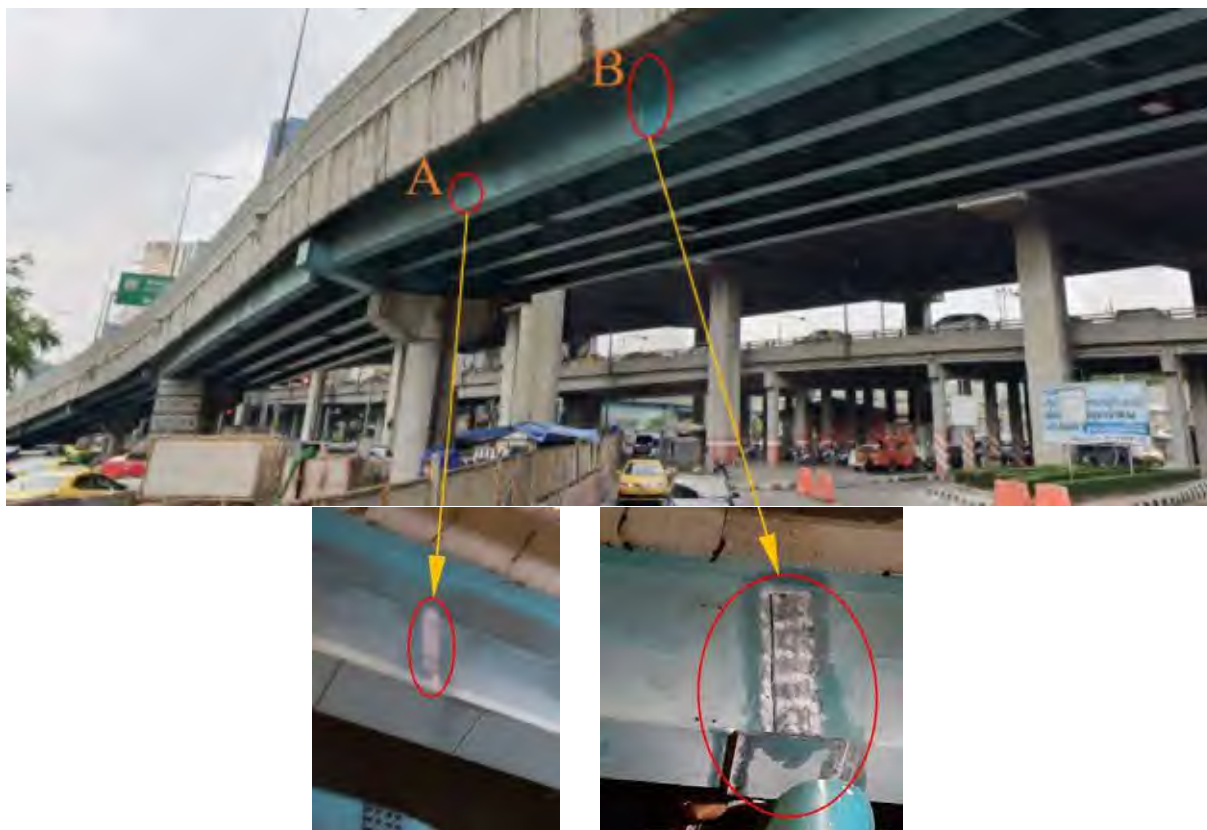
รูปที่ 4.1-13 ตัวอย่างค่าสัญญาณที่ตรวจวัดได้ในรอยเชื่อมต่างๆ ของสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว



อาจเป็นไปได้ว่ารอยเชื่อมส่วนใหญ่ ณ ปัจจุบัน ยังคงมีพฤติกรรมเป็นปกติ คือ อยู่ระหว่างการสะสมความล้า ซึ่งเป็นความเสียหายขนาดเล็กมาก มองไม่เห็นด้วยตาเปล่า แต่ภายใต้แรงกระทำซ้ำเป็นระยะเวลานาน อาจเกิดเป็นรอยแตกขนาดเล็กที่เริ่มสังเกตเห็นได้ด้วยตาเปล่า หากรอยแตกเกิดในบริเวณที่วัสดุสามารถถ่ายแรงไปยังบริเวณอื่นให้ช่วยกันรับแรงได้ โครงสร้างจะยังไม่วิบัติทันที แต่รอยแตกจะมีการขยายตัวเพิ่มขึ้น ทำให้โครงสร้างค่อย ๆ อ่อนแอและวิบัติลงในที่สุด แต่ถ้ารอยแตกเกิดขึ้นในบริเวณที่วัสดุไม่สามารถถ่ายแรงไปยังบริเวณอื่นให้ช่วยกันรับแรงได้ เช่น ที่กิ่งคานหลักช่วงเดี่ยวย รอยแตกจะเกิดขึ้นและลุกลามอย่างรวดเร็ว สุ่มเสี่ยงที่จะเกิดการวิบัติของโครงสร้างอย่างฉับพลันได้ ดังนั้น กรมทางหลวงควรตรวจสอบสะพานอย่างสม่ำเสมอตามวงรอบที่เหมาะสม และดำเนินการซ่อมบำรุงเมื่อพบปัญหารอยแตก

4.2. การตรวจสอบรอยเชื่อมเพิ่มเติมที่คานตัวริมของสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่เคยฉีกขาด

เนื่องจากการสุ่มตรวจสอบรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current ของสะพานทั้งสามแห่ง ไม่พบรอยแตกที่ตำแหน่งใด ๆ เลย ดังนั้นเพื่อตรวจสอบความน่าเชื่อถือของวิธี Eddy Current จึงได้เลือกช่วงสะพานที่เคยฉีกขาดของสะพานตัวที่ 3 มาตรวจสอบซ้ำด้วยวิธี Magnetic Particle โดยเลือกได้ตำแหน่ง A ซึ่งเป็นรอยเชื่อมสภาพปกติ ซึ่งอยู่ใกล้กับบริเวณที่ซ่อมรอยฉีกขาด B ดังแสดงในรูปที่ 4.2-1



รูปที่ 4.2-1 การตรวจสอบที่จุด A (รอยเชื่อมสภาพปกติ) และ B (รอยเชื่อมที่ใช้ซ่อมบริเวณที่ฉีกขาด)

รูปที่ 4.2-2 แสดงผลการตรวจสอบรอยเชื่อมที่จุด A ที่เคยตรวจสอบด้วยวิธี Eddy Current ซึ่งค่าสัญญาณที่ตรวจวัดได้ พบว่าอ่อนมาก เป็นเพียงความขรุขระของผิวรอยเชื่อมเท่านั้น และที่บริเวณจุด A นี้ได้ทำการทดสอบซ้ำอีกครั้งด้วยวิธี Magnetic Particle ซึ่งจำเป็นจะต้องลอกสีบริเวณนั้นออกก่อนทำการทดสอบ โดยน้ำยาและผงแม่เหล็ก เมื่อตรวจสอบรอยเชื่อมในบริเวณดังกล่าว ก็ไม่พบรอยแตกใด ๆ ดังนั้น ผลการทดสอบด้วยวิธี Eddy Current ที่ได้ใช้สุ่มตรวจสอบรอยเชื่อมในบริเวณต่าง ๆ ของทั้ง 3 สะพานให้ผลสอดคล้องกับการตรวจสอบด้วยวิธี Magnetic Particle



(ก) การตรวจสอบด้วยวิธี Eddy Current
(ไม่พบรอยแตก)



(ข) การตรวจสอบด้วยวิธี Magnetic Particle
(ไม่พบรอยแตก)

รูปที่ 4.2-2 การตรวจสอบรอยเชื่อมสภาพปกติที่จุด A ด้วยวิธี Eddy Current และวิธี Magnetic Particle

รูปที่ 4.2-3 แสดงการตรวจสอบรอยเชื่อมที่จุด B ที่ใช้ซ่อมรอยร้าวด้วยวิธี Magnetic Particle ซึ่งจำเป็นจะต้องลอกสีบริเวณนั้นออกก่อนทำการทดสอบ จากการตรวจสอบสภาพของรอยเชื่อมบริเวณแผ่นประกับรอยต่อ (Gusset Plate) ด้วยวิธี Magnetic Particle พบว่ามีรอยแตกขนาดเล็ก (Small Cracks) 1 เส้น ที่ปีกคานด้านล่างดังรูปที่ 4.2-4 และสังเกตเห็นรอยแตกขนาดเล็กมาก (Micro Crack) จำนวนมากขนานกันกระจายอยู่ตามแนวรอยเชื่อมบริเวณเอวคานดังรูปที่ 4.2-5 ถึง รูปที่ 4.2-8 โดยตำแหน่งรอยแตกขนาดเล็กมากนี้จะอยู่ถัดจากแนวรอยเชื่อมและเกิดขึ้นในทิศทางตั้งฉากกับแนวรอยเชื่อม

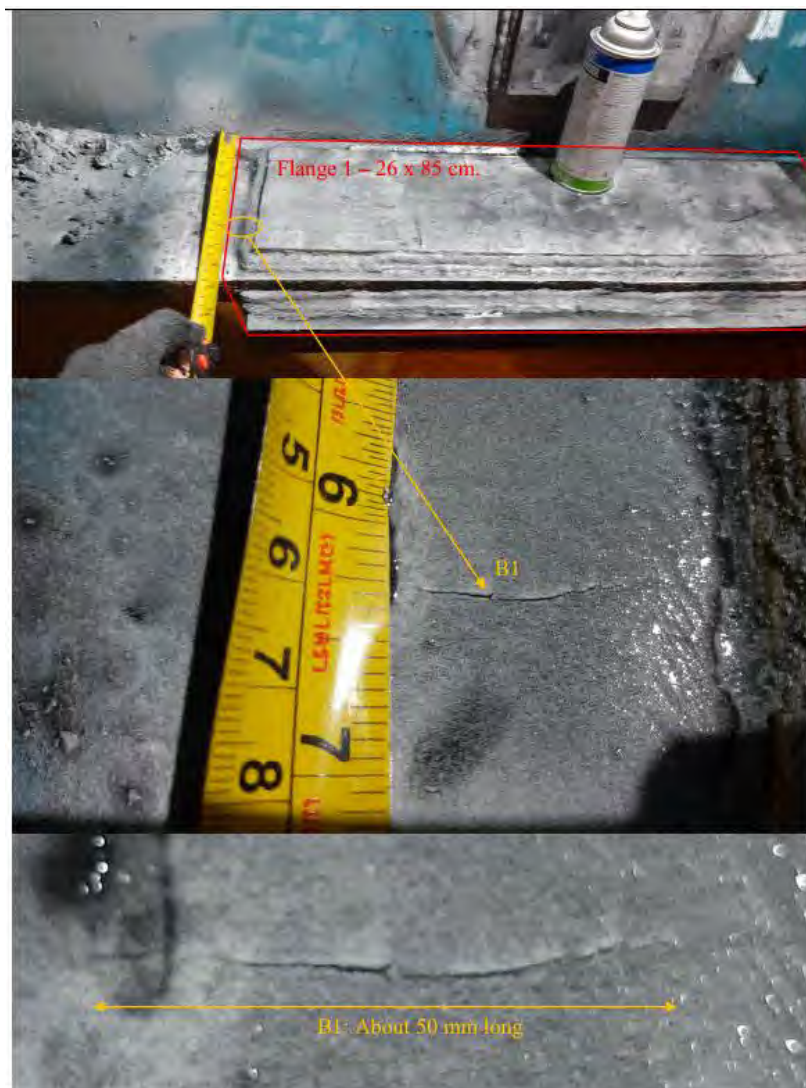


(ก) ก่อนลอกสี



(ข) หลังลอกสี ทาน้ำยา และโรยผงแม่เหล็ก

รูปที่ 4.2-3 การตรวจสอบรอยเชื่อมที่ใช้ซ่อมบริเวณที่ฉีกขาดที่จุด B ด้วยวิธี Magnetic Particle



รูปที่ 4.2-4 ผลการตรวจสอบรอยเชื่อมที่ใช้ซ่อมบริเวณที่ฉีกขาดที่จุด B ด้วยวิธี Magnetic Particle
(ที่ปักคานด้านล่าง B1)



FIGURE 3: Item B – Flange 2 (opposite side to Flange 1)
No relevant indication

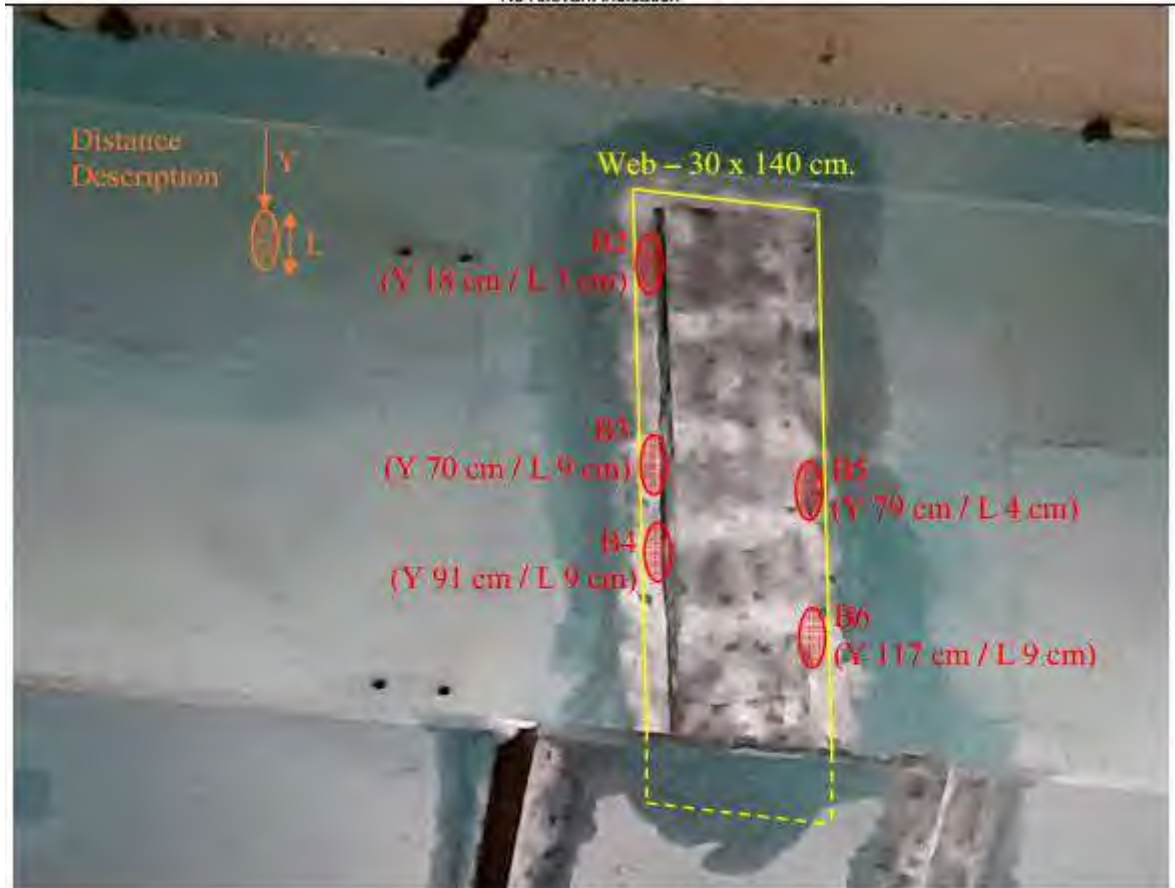


FIGURE 4: Item B – Web
Location of indications B2 – B6

รูปที่ 4.2-5 ผลการตรวจสอบรอยเชื่อมที่ใช้ซ่อมบริเวณที่ฉีกขาดที่จุด B ด้วยวิธี Magnetic Particle
(ที่เอวดาน ภาพรวมตำแหน่ง B2-B6)

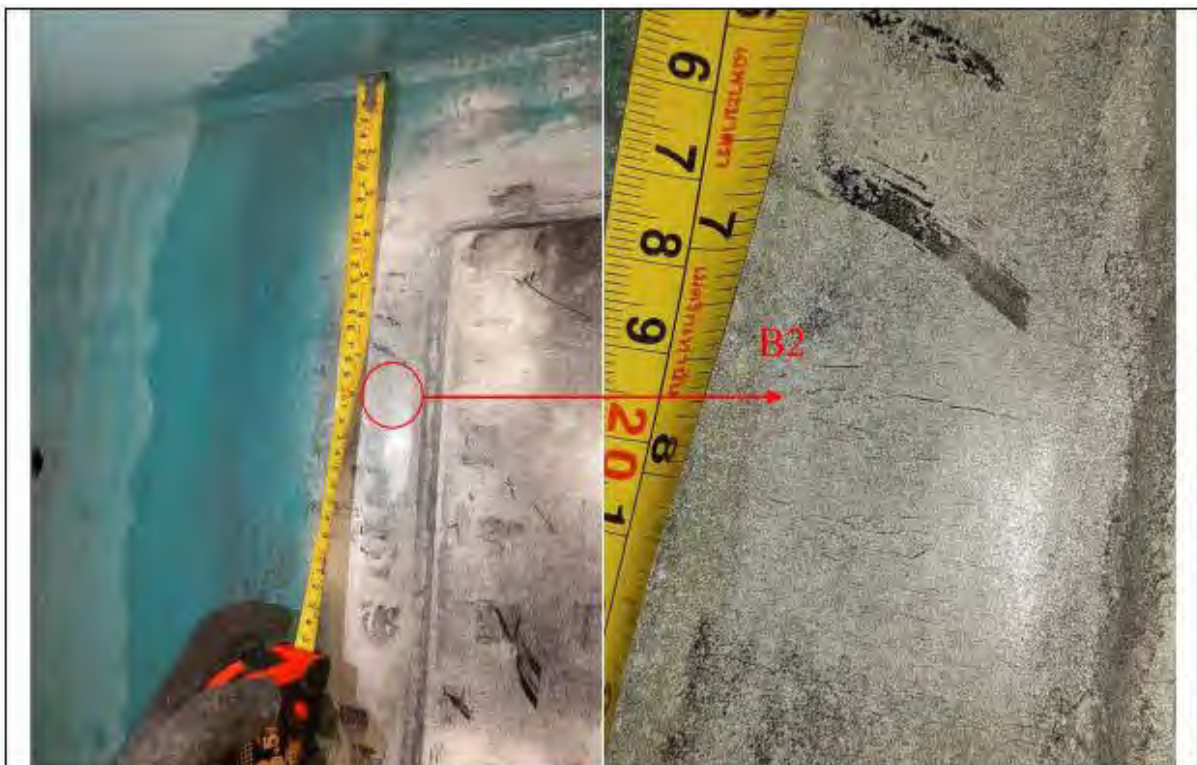


FIGURE 5: Item B – Web / B2 Indication
Multiple Parallel Linear Indication (18 cm from top flange with 3 cm length)



FIGURE 6: Item B – Web / B3 Indication
Multiple Parallel Linear Indication (70 cm from top flange with 9 cm length)

รูปที่ 4.2-6 ผลการตรวจสอบรอยเชื่อมที่ใช้ซ่อมบริเวณที่ฉีกขาดที่จุด B ด้วยวิธี Magnetic Particle
(ภาพถ่ายที่เอวคาน ตำแหน่ง B2 และ B3)

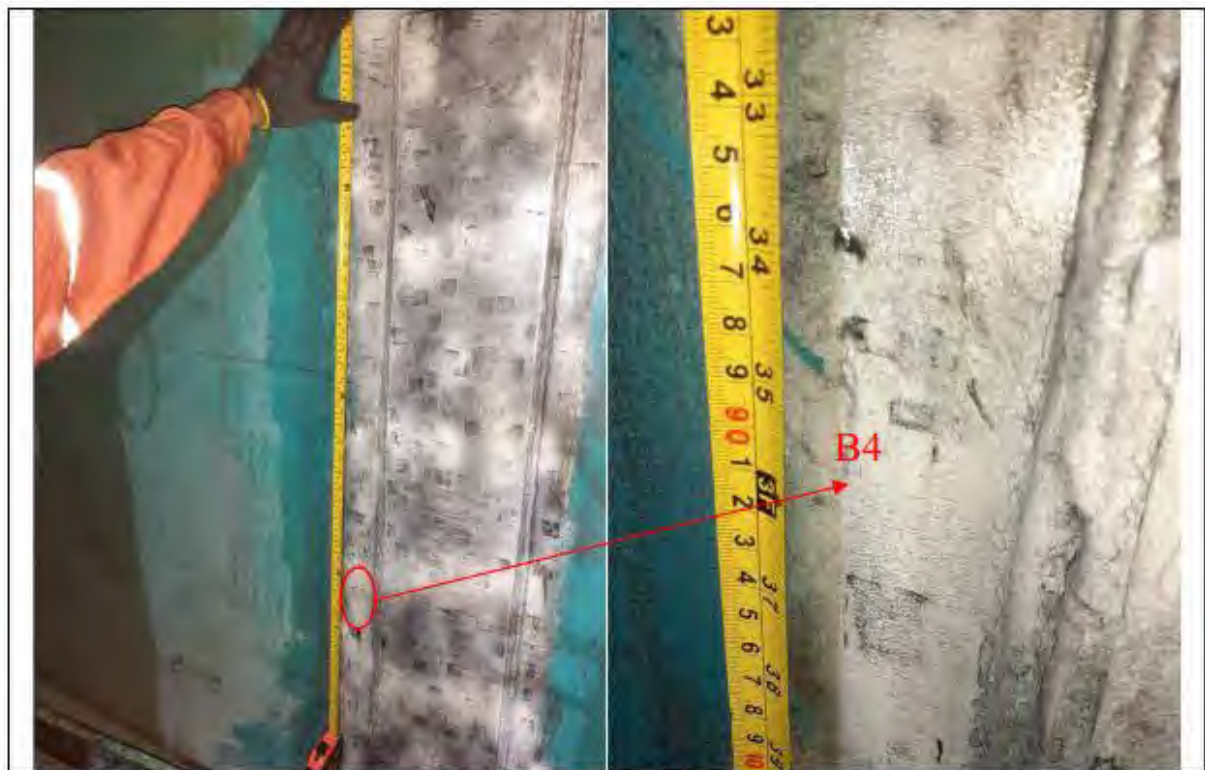


FIGURE 7: Item B – Web / B4 Indication
Multiple Parallel Linear Indication (91 cm from top flange with 9 cm length)

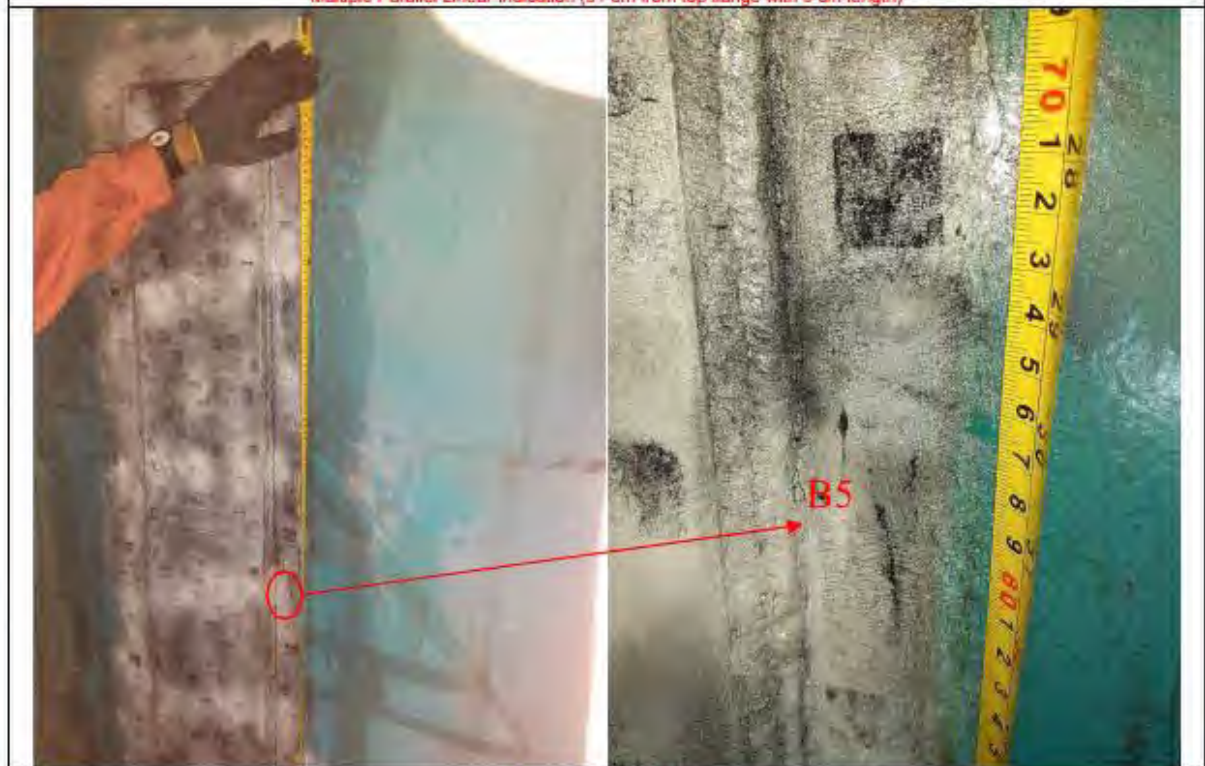


FIGURE 8: Item B – Web / B5 Indication
Multiple Parallel Linear Indication (79 cm from top flange with 4 cm length)

รูปที่ 4.2-7 ผลการตรวจสอบรอยเชื่อมที่ใช้ซ่อมบริเวณที่ฉีกขาดที่จุด B ด้วยวิธี Magnetic Particle
(ภาพถ่ายที่เอวคาน ตำแหน่ง B4 และ B5)



รูปที่ 4.2-8 ผลการตรวจสอบรอยเชื่อมที่ใช้ซ่อมบริเวณที่ฉีกขาดที่จุด B ด้วยวิธี Magnetic Particle
(ภาพถ่ายที่เอวคาน ตำแหน่ง B6)

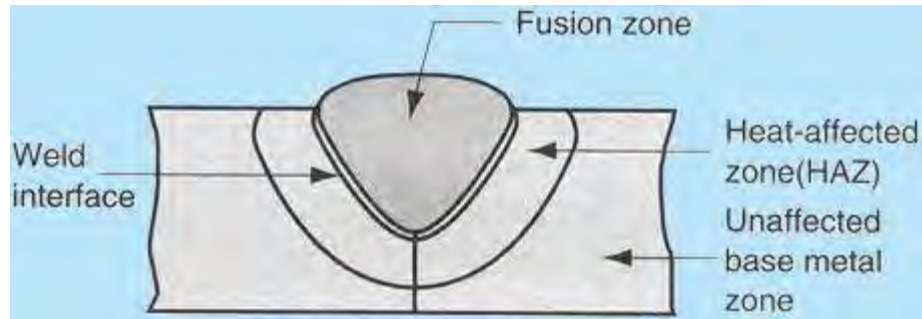
สาเหตุการเกิดรอยแตกในบริเวณรอยเชื่อมมีดังนี้

- การเกิดแรงดึงคงค้าง
- การมีไฮโดรเจนในบริเวณรอยเชื่อม
- ความเปราะของวัสดุหลังรอยเชื่อมเย็นตัวลง
- ความหนาแผ่นโลหะ
- การยึดรั้ง

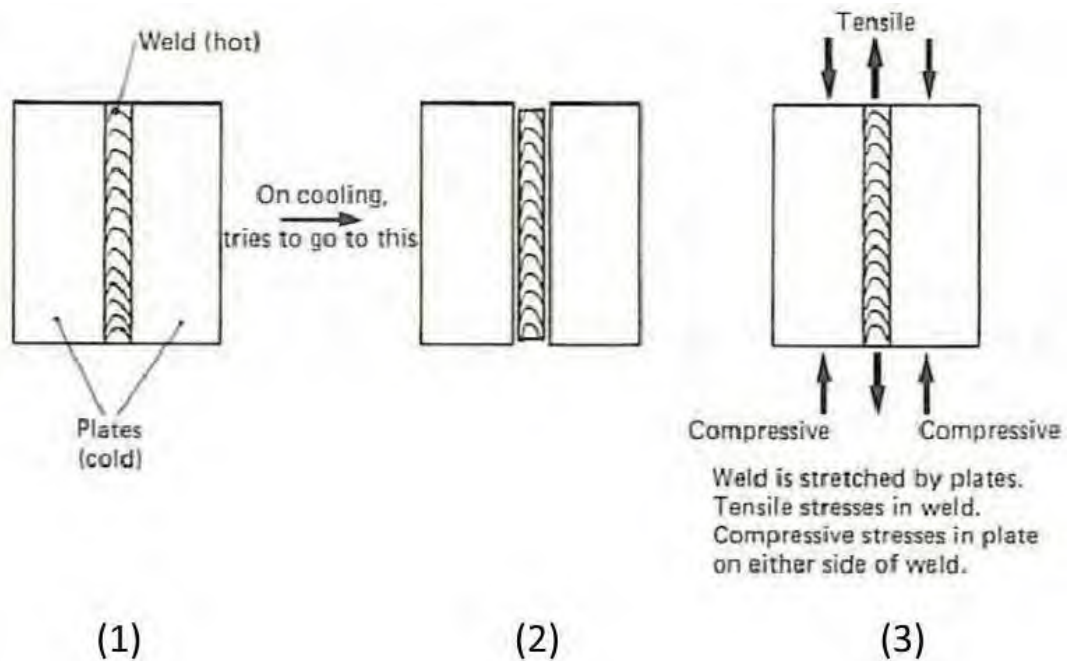
การเกิดแรงดึงคงค้าง: การเชื่อมแผ่นโลหะจะทำให้เกิดแรงคงค้าง (Residual Stress) ในแนวรอยเชื่อมและบริเวณข้างเคียง โดยบริเวณที่เกี่ยวข้องกับรอยเชื่อมสามารถแบ่งได้เป็น 3 บริเวณ คือ บริเวณหลอมละลาย (Fusion Zone) บริเวณที่ได้รับผลกระทบจากความร้อน (Heat Affected Zone, HAZ) และบริเวณที่ไม่ได้รับผลกระทบจากความร้อน (Unaffected Base Metal Zone) เมื่อเหล็กได้รับความร้อนจากการเชื่อมเหล็กในบริเวณ Fusion Zone จะถูกหลอมละลายรวมกับลวดเชื่อม (Electrode) ส่วนเหล็กในบริเวณ HAZ จะเกิดการอ่อนตัวและมีการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างจุลภาค (Microstructure) เมื่อบริเวณทั้งสองเย็นตัวลงจะทำให้เกิดการหดตัว แต่เหล็กในบริเวณ Unaffected Base Metal Zone ที่อยู่รอบนอกยังคงมีสภาพแข็ง จึงออกแรงต้านทานการหดกลับ จึงทำให้เกิดแรงดึงในบริเวณ Fusion Zone และลดลงมาในบริเวณ HAZ ส่วน



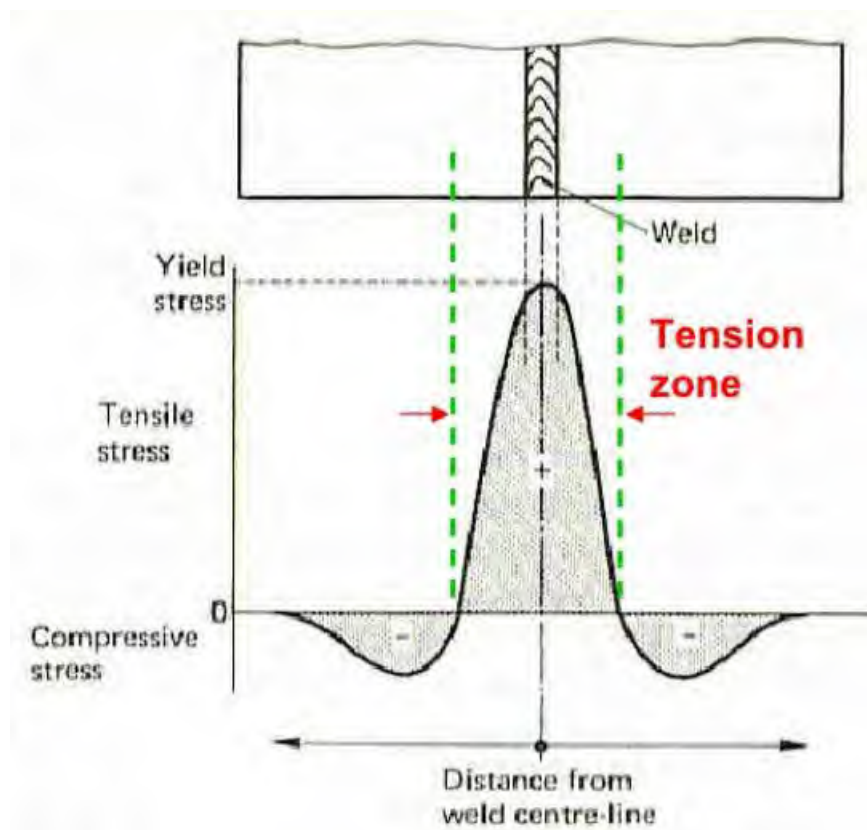
บริเวณ Unaffected Base Metal Zone จะเกิดแรงอัดดังแสดงในรูปที่ 4.2-10 และ รูปที่ 4.2-11 หากแรงดึงที่เกิดขึ้นนี้มีค่าสูงกว่ากำลังของวัสดุในแต่ละบริเวณ ก็อาจทำให้เกิดรอยแตกในทิศทางตั้งฉากกับแนวรอยเชื่อมได้



รูปที่ 4.2-9 การเปลี่ยนแปลงโครงสร้างจุลภาคในบริเวณต่าง ๆ เมื่อมีการเชื่อมโลหะ

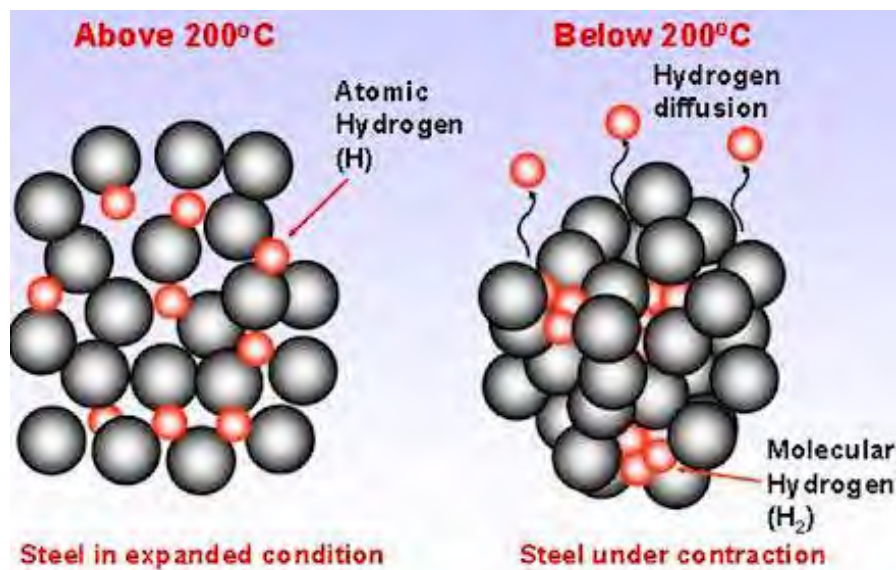


รูปที่ 4.2-10 กลไกการเกิดแรงค้ำบริเวณรอยเชื่อม

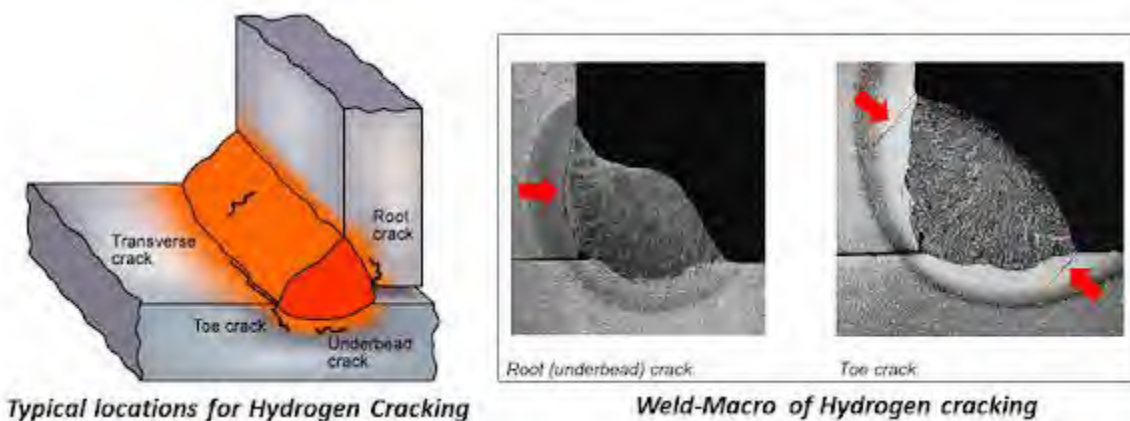


รูปที่ 4.2-11 การกระจายแรงค้ำในบริเวณแนวรอยเชื่อม

การมีไฮโดรเจนในบริเวณรอยเชื่อม: วิธีการเชื่อมแบบ SMAW (Shield Metal Arc Weld) เป็นวิธีที่นิยมใช้งานกันมากในการก่อสร้าง ซึ่งวิธีนี้จะลวดเชื่อม (Electrode) ที่มีไฮโดรเจนเป็นส่วนประกอบ เมื่อนำไปเชื่อมโลหะ ไฮโดรเจนจะผสมรวมกับเหล็กที่หลอมละลาย และแพร่กระจาย (Diffuse) ออกนอกแผ่นเหล็กและมีบางส่วนกระจายไปสู่บริเวณ HAZ หากบริเวณรอยเชื่อมมีปริมาณไฮโดรเจนในระดับสูงหรือรอยเชื่อมมีการเย็นตัวอย่างรวดเร็ว อาจทำให้มีไฮโดรเจนตกค้างในบริเวณ Fusion Zone และหรือบริเวณ HAZ ซึ่งจะทำให้เกิดแรงดันในโครงสร้างจุลภาพดังรูปที่ 4.2-12 เมื่อบวกกับแรงดึงค้ำในบริเวณดังกล่าว อาจทำให้เกิดรอยแตกในรอยเชื่อมหรือบริเวณข้างเคียงได้ โดยรอยแตกลักษณะนี้จะเรียกว่า Hydrogen Induced Cracking (HIC) หรือ Cold Cracking ดังรูปที่ 4.2-13 นอกจากนี้ความชื้นของลวดเชื่อมหรือความสกปรกบริเวณที่จะเชื่อม เช่น คราบน้ำมัน สีเคลือบเก่า และความชื้น ก็เป็นอีกแหล่งหนึ่งของการเกิดไฮโดรเจนในบริเวณรอยเชื่อม



รูปที่ 4.2-12 การแพร่กระจายของไฮโดรเจนในโครงสร้างจุลภาคเมื่อเหล็กหลอมละลายและเย็นตัวลง



รูปที่ 4.2-13 ลักษณะของรอยแตกที่เกิดจากไฮโดรเจน (Hydrogen Induced Cracking, HIC)

ความเปราะของวัสดุเมื่อรอยเชื่อมเย็นตัวลง: เมื่อแผ่นเหล็กได้รับความร้อนจากการเชื่อมจะหลอมละลายเป็นของเหลว และเมื่อปล่อยให้เย็นตัวลงอย่างรวดเร็ว จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างจุลภาคที่แตกต่างไปจากเดิม โดยทั่วไปจะมีลักษณะเปราะขึ้น มาตรฐานการใช้งานเหล็กโครงสร้าง (Structural Steel) จะมีการกำหนดปริมาณคาร์บอนและธาตุอื่นๆ ไม่ให้เกินค่าที่กำหนด เพื่อให้เหล็กมีคุณสมบัติทั้งความแข็งแรง (Strength) และความเหนียว (Ductility) ในทางวิศวกรรมงานเชื่อม (Weld Engineering) จะพิจารณาความง่ายในการเชื่อม (Weldability) วัสดุตามระดับค่าคาร์บอน (C) และค่าเทียบเท่าคาร์บอน (Carbon Equivalent, CE) ซึ่งมาตรฐาน American Welding Society (AWS) 2004 มีวิธีการคำนวณค่า CE ดังนี้

$$CE_{AWS} = \%C + \frac{\%Mn + \%Si}{6} + \frac{\%Cr + \%Mo + \%V}{5} + \frac{\%Cu + \%Ni}{15} \quad (4.2-1)$$



โดยที่

CE _{AWS}	คือ ค่าเทียบเท่าคาร์บอนตามมาตรฐาน AWS
C	คือ คาร์บอน (Carbon)
Mn	คือ แมงกานีส (Manganese)
Si	คือ ซิลิคอน (Silicon)
Cr	คือ โครเมียม (Chromium)
Mo	คือ โมลิบดีนัม (Molybdenum)
V	คือ วาเนเดียม (Vanadium)
Cu	คือ ทองแดง (Copper)
Ni	คือ นิกเกิล (Nickel)
B	คือ โบรอน (Boron)

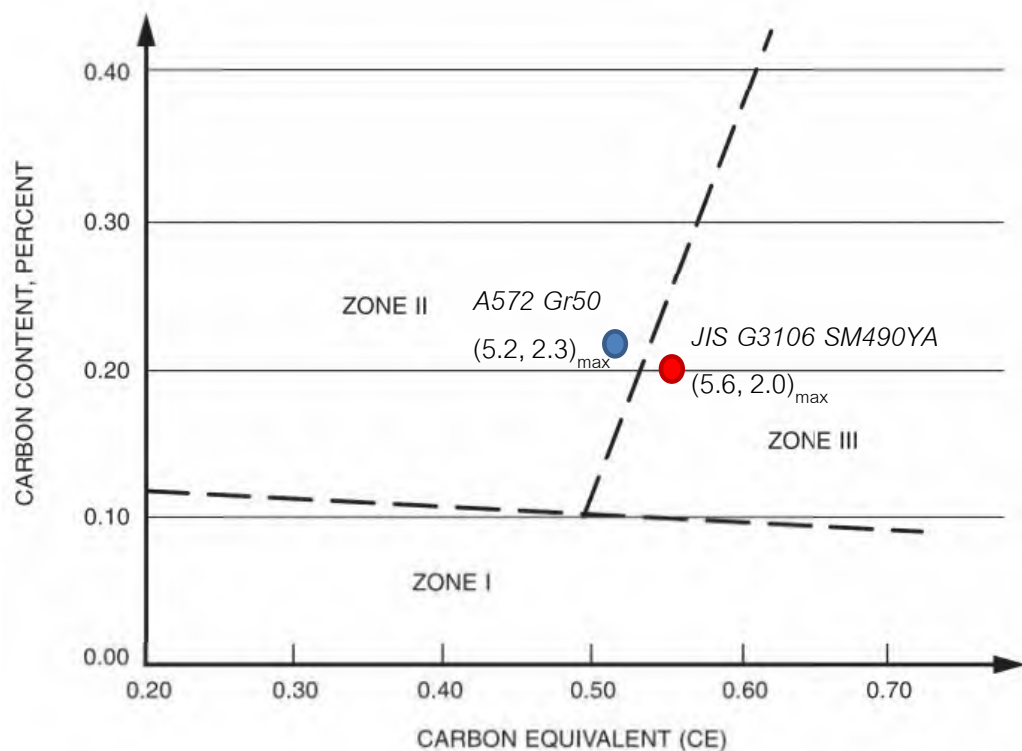
เหล็กโครงสร้างที่มีคาร์บอน (C) และค่าเทียบเท่าคาร์บอน (CE) ในระดับสูง มีแนวโน้มที่จะเปราะหรือเกิดรอยแตกจากการเชื่อมได้ จำเป็นจะต้องหามาตรการป้องกันเพื่อลดโอกาสการแตกร้าวบริเวณรอยเชื่อม โดยมาตรการป้องกันที่นิยมใช้งานกันมี 2 วิธี คือ Hardness Control และ Hydrogen Control โดยวิธี Hardness Control ใช้ได้กับรอยเชื่อมพอก (Fillet Weld) เท่านั้น โดยจะกำหนดขนาดของขาวยเชื่อมขั้นต่ำในการเชื่อมรอบเดียว (Single-Pass Fillet Weld) ขาวยเชื่อมที่ใหญ่เมื่อเทียบกับขนาดของแผ่นเหล็กที่นำมาประกอบกัน จะทำให้ปริมาณความร้อนที่เกิดจากรอยเชื่อมมีมากพอ ทำให้การเย็นตัว (cooling rate) เกิดขึ้นช้าและได้โครงสร้างจุลภาคที่มีค่าความแข็ง (Hardness) ที่ไม่สูงเกินไป (ไม่แข็งจนเปราะ) อย่างไรก็ตามหากแผ่นเหล็กที่นำมาเชื่อมต่อกันมีความหนาแน่นมาก ขาวยเชื่อมที่ต้องใช้อาจมีขนาดใหญ่เกินไป ไม่สามารถทำได้ในทางปฏิบัติ วิธีนี้จึงไม่เหมาะสม การป้องกันอีกวิธีหนึ่ง คือ วิธี Hydrogen Control วิธีนี้จะให้ความร้อนกับแผ่นโลหะก่อนทำการเชื่อม (Preheat) หากแผ่นโลหะมีความหนาแน่นมากหรือชิ้นส่วนมีการยึดตึงสูง จะต้องใช้ความร้อนที่สูงขึ้น เพื่อให้บริเวณที่จะเชื่อมมีความร้อนบรรจุไว้ก่อน รอยเชื่อมที่ดำเนินการต่อจากนั้นจะมีอัตราการเย็นตัวที่ช้าลงและได้โครงสร้างจุลภาคที่มีค่าความแข็ง (Hardness) ที่ไม่สูงเกินไป (ไม่แข็งจนเปราะ) นอกจากนี้การใช้ลวดเชื่อมชนิดที่มีปริมาณไฮโดรเจนต่ำ (Low Hydrogen) หรือไฮโดรเจนต่ำพิเศษ (Extra-Low Hydrogen) ก็สามารถลดระดับความร้อนที่ต้องใช้ลงได้ รูปที่ 4.2-11 แสดงการแบ่งกลุ่มความง่ายในการเชื่อม (Weldability) ตามระดับค่าคาร์บอนและค่าเทียบเท่าคาร์บอน ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

Zone I คือ กลุ่มที่ไม่น่าจะมีปัญหาหรือแตกจากการเชื่อม เว้นแต่ว่ากระบวนการเชื่อมจะมีปริมาณไฮโดรเจนมากเป็นพิเศษหรือโครงสร้างมีการยึดตึงที่สูงเป็นพิเศษ ในกรณีที่จำเป็นต้องให้ความร้อนก่อนการเชื่อม (Preheat) แนะนำให้ใช้วิธี Hydrogen Control ในการคำนวณอุณหภูมิในการอุ่นเหล็ก



Zone II คือ กลุ่มที่อาจมีปัญหารอยแตกจากการเชื่อม แนะนำให้ใช้วิธี Hardness Control ในการกำหนดขนาดรอยเชื่อมพอกขึ้นต่ำในรอบเดียว (Single-Pass Fillet Weld) ในการควบคุมอัตราการเย็นตัวของรอยเชื่อม เพื่อให้ได้ค่าความแข็ง (Hardness) ที่ไม่ทำให้รอยเชื่อมมีลักษณะเปราะ

Zone III คือ กลุ่มที่มีแนวโน้มจะเกิดปัญหาจากการเชื่อม ให้ใช้วิธี Hydrogen Control ในการคำนวณอุณหภูมิความร้อนที่ต้องให้แผ่นเหล็กก่อนการเชื่อม (Preheat)



รูปที่ 4.2-14 การจำแนกความสามารถการเชื่อมของเหล็ก (AWS D1.1, 2004)

จากแบบก่อสร้างสะพานข้ามแยกลาดพร้าว พบว่าแผ่นเหล็กที่ใช้ประกอบกันเป็นคาน คือ เหล็ก A572 Grade 50 หรือเทียบเท่า JIS G3106 SM490 YA หากพิจารณาองค์ประกอบทางเคมีตามมาตรฐานของแผ่นเหล็กดังตารางที่ 4.2-1 และพล็อตบนกราฟในรูปที่ 4.2-14 จะเห็นได้ว่าแผ่นเหล็กทั้งสองเกรดนี้มีคุณสมบัติใกล้เคียงกัน และมีแนวโน้มที่จะเกิดปัญหาจากรอยเชื่อมทั้งคู่ โดยทั่วไปเหล็กที่อยู่ใน Zone II หากขารอยเชื่อมมีขนาดค่อนข้างใหญ่และแผ่นเหล็กไม่หนาจนเกินไป ปริมาณความร้อนจากรอยเชื่อมที่ใส่เข้าไปจะทำให้แผ่นเหล็กเย็นตัวได้ช้าและได้ค่าความแข็ง (Hardness) ที่ไม่สูงเกินไปจนทำให้เปราะ จึงไม่จำเป็นต้องให้ความร้อนก่อนการเชื่อม (Preheat) ในทางกลับกัน ถ้าแผ่นเหล็กที่ใช้เชื่อมมีความหนามาก และขารอยเชื่อมมีขนาดเล็ก ความร้อนจากการเชื่อมที่ใส่เข้าไปอาจลดลงอย่างรวดเร็ว และได้รอยเชื่อมที่มีลักษณะเปราะและอาจเกิดรอยแตกได้



ตารางที่ 4.2-1 คุณสมบัติแผ่นเหล็กที่ใช้ทำคานสะพานข้ามแยกลาดพร้าว

Items		A572 Gr50	JIS G3106 SM490YA
Yield Stress (MPa)	$t < 16$	345	365
	$16 \leq t \leq 40$	345	355
Tensile Strength		450 Min	490-610
C(max)		0.23	0.2
Si(max)		0.4	0.55
Mn(max)		1.35	1.6
P (max)		0.04	0.035
S (max)		0.05	0.035
CE		0.52	0.56

ความหนาแน่นโลหะ: ความหนาแน่นมีผลต่อการบรรจุความร้อนและการถ่ายเทความร้อนบริเวณรอยเชื่อม รอยเชื่อมที่มีขนาดเล็กบนแผ่นโลหะที่หนา ความร้อนจะถูกดูดซับและถ่ายเทไปยังส่วนอื่น ๆ ได้มาก ทำให้ความร้อนบริเวณแนวเชื่อมลดลงอย่างรวดเร็วและได้โครงสร้างจุลภาคที่เปราะ นอกจากนี้ความหนาแน่นมีส่วนทำให้เกิดการยิดร้งของรอยเชื่อมได้มาก

การยิดร้ง: การเชื่อมเพื่อให้เกิดการยึดติดกัน หากมีการยิดร้งสูง การหดตัวของโลหะที่ร้อนจะถูกดึงเอาไว้ไม่ให้ยุบ หรือยุบได้น้อย ทำให้เกิดแรงดึงคงค้างได้มากและเป็นสาเหตุหนึ่งของการแตกร้าว

จากการตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา (visual inspection) และการสุ่มทดสอบ Eddy Current ตามแนวรอยเชื่อมของโครงสร้างสะพาน พบว่ารอยเชื่อมของโครงสร้างสะพานยังมีสภาพสมบูรณ์ แสดงว่าการก่อสร้างสะพานน่าจะมีการควบคุมคุณภาพการเชื่อมประกอบคานที่ดีในโรงงาน (Prefabrication) ก่อนยกมาติดตั้งที่หน้างาน เมื่อสะพานก่อสร้างเสร็จแล้ว ชิ้นส่วนต่างๆ จะมีสตีเฟนสูง การเชื่อมแผ่นโลหะใหม่เข้ากับชิ้นส่วนเดิม การหดตัวของรอยเชื่อมที่เย็นลงไม่สามารถทำให้ชิ้นส่วนเดิมเคลื่อนที่ได้ จึงทำให้เกิดแรงดึงจากการยิดร้งได้มากในบริเวณรอยเชื่อม อีกทั้งการเชื่อมแผ่นเหล็กที่หนาเข้ากับโครงสร้างขนาดใหญ่ จำเป็นต้องมีการควบคุมคุณภาพการเชื่อมที่ดี ซึ่งกระทำได้ยากในการซ่อมฉุกเฉินที่หน้างาน (งานซ่อมชั่วคราว) นอกจากนี้สะพานที่ผ่านการใช้มาหลายปี รองรับบรรทุกหนักจำนวนมากในแต่ละวัน ปีกคานด้านล่างและเอวคานบริเวณกลางสะพานอาจมีความล้าสะสม (Fatigue) ซึ่งเป็นความเสียหายระดับโครงสร้างจุลภาค (Micro Damage) ทำให้แผ่นโลหะปัจจุบันมีสภาพอ่อนแอกว่าแผ่นโลหะสภาพใหม่ เมื่อแผ่นเหล็กที่มีความล้าได้รับแรงดึงคงค้างในทิศทางตั้งฉากกับแนวรอยเชื่อม ก็อาจเป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดรอยแตกขนาดเล็ก



ในทิศทางตั้งฉากกับแนวรอยเชื่อมได้ โดยปีกคานด้านล่างอาจมีความล้าสะสมมากจึงทำให้เห็นเป็นรอยแตกขนาดเล็ก (Small Crack) ส่วนเอวคานมีความล้าสะสมน้อยจึงเห็นเป็นเพียงรอยแตกขนาดมาก (Micro Crack) ดังนั้นต้องปรับปรุงเสริมกำลังงานซ่อมชั่วคราวที่ใช้แผ่นเหล็กเชื่อมประกบคานที่ล้าขาดให้มีความแข็งแรงเพิ่มขึ้น เพื่อให้คานสะพานมีความปลอดภัยเพียงพอ

4.3. การตรวจสอบสลักเกลียวด้วยวิธี Torque Examination

สลักเกลียว (Bolt) เป็นอุปกรณ์ที่ใช้ในการต่อชิ้นส่วนโครงสร้างเข้าด้วยกัน เพื่อให้แรงกระทำจากชิ้นส่วนหนึ่งผ่านไปยังอีกชิ้นส่วนหนึ่งได้อย่างปลอดภัย โดยรอยต่อจะต้องออกแบบให้สามารถรับแรงกระทำที่เกิดขึ้นได้ ซึ่งอาจเป็นแรงร่วมศูนย์ เช่น แรงดึง หรือ แรงเฉือนที่กระทำผ่านศูนย์กลางของรอยต่อ หรือแรงเอียงศูนย์ที่กระทำไม่ผ่านศูนย์กลางของรอยต่อ ทำให้สลักเกลียวต้องรับแรงดึงและแรงเฉือนร่วมกัน

4.3.1. สลักเกลียวและหลักการทดสอบ

สลักเกลียว (Bolt) ที่ใช้ในการทำรอยต่อโครงสร้างเหล็กมี 2 เกรด คือ สลักเกลียวธรรมดา และสลักเกลียวกำลังสูง ทั้งนี้ สลักเกลียวธรรมดา เป็นชนิด ASTM A307 ซึ่งเป็นเหล็กกล้าคาร์บอนต่ำ มีกำลังต้านทานแรงดึงประลัยเพียง 4,000 ksc สลักเกลียวชนิดนี้ใช้กับโครงสร้างขนาดย่อม ซึ่งรอยต่อไม่รับแรงสั่นสะเทือนหรือแรงกระแทก มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16-38 มม. ส่วนสลักเกลียวกำลังสูง เป็นชนิด ASTM A325, A449 และ A490 ทำจากเหล็กกล้าคาร์บอนปานกลาง-สูงแข็ง จึงมีกำลังต้านทานแรงดึงประลัยสูงกว่าสลักเกลียวธรรมดา สำหรับสลักเกลียวที่ใช้ในงานโครงสร้างสะพานเหล็ก มักเป็นสลักเกลียวกำลังสูง โดยคุณสมบัติเชิงกลของสลักเกลียวชนิดต่าง ๆ แสดงดังตารางที่ 4.3-1

ในแบบก่อสร้างสะพานข้ามแยกลาดพร้าว ระบุใช้สลักเกลียวชนิด ASTM A490 หรือเทียบเท่า ซึ่งสามารถคำนวณเป็นแรงดึงที่ระดับต่าง ๆ ได้ดังแสดงในตารางที่ 4.3-3 นับตั้งแต่ปี 1950 แรงดึงขั้นต่ำในสลักเกลียว (Pretension) ได้กำหนดไว้เท่ากับ Proof Load ซึ่งเท่ากับค่าความเค้นที่จุดคราก (Yield Stress) คูณกับพื้นที่รับแรงดึง (Tensile Stress Area, A_s) โดยพื้นที่รับแรงดึงขึ้นอยู่กับจำนวน Thread ต่อนิ้วของสลักเกลียว (n) ตามสูตรดังนี้ $A_s = 0.785 \cdot (d_b - 0.9743/n)^2$ ซึ่งจุดครากอาจใช้วิธี a (0.2% Offset Strain) หรือ วิธี b (0.5 % Extension ภายใต้อายุได้แรงดึงก็ได้)



ตารางที่ 4.3-1 คุณสมบัติเชิงกลของสลักเกลียวประเภทต่าง ๆ ตามมาตรฐาน ASTM

ASTM designation	Bolt diameter in. (mm)	Proof load, ^a length measurement ^b method, ksi (MPa)	Proof load, ^a yield strength ^c method, ksi (MPa)	Minimum tensile strength, ksi (MPa)
A307 [2.4], low-carbon steel Grades A and B	$\frac{1}{4}$ to 4 (6.35 to 102)	—	—	60 (415)
A325 [2.5], high-strength steel Types 1, 2, and 3	$\frac{1}{2}$ to 1 (12.7 to 25.4)	85 (585)	92 (635)	120 (825)
Types 1, 2, and 3	$1\frac{1}{8}$ to $1\frac{1}{2}$ (28.6 to 38.1)	74 (510)	81 (560)	105 (725)
A449 [2.6], quenched and tempered steel	$\frac{1}{4}$ to 1 (6.35 to 25.4)	85 (585)	92 (635)	120 (825)
(Note: AISC ^d permits use only for bolts larger than $1\frac{1}{2}$ in. and for threaded rods and anchor bolts)	$1\frac{1}{8}$ to $1\frac{1}{2}$ (28.6 to 38.1)	74 (510)	81 (560)	105 (725)
	$1\frac{3}{4}$ to 3 (44.5 to 76.2)	55 (380)	58 (400)	90 (620)
A490 [2.7], quenched and tempered alloy steel	$\frac{1}{2}$ to $1\frac{1}{2}$ (12.7 to 38.1)	120 (825)	130 (895)	150 (1035)

^aActual proof load and tensile load obtained by multiplying given stress value by the tensile stress area A_s ; $A_s = 0.785 [d_b - (0.9743/n)]^2$, where A_s = stress area in square inches, d_b = nominal diameter of bolt in inches, and n = number of threads per inch.

^b0.5% extension under load.

^c0.2% offset value.

^dAISC-J3.1

ตารางที่ 4.3-2 แรงดึงในสลักเกลียวกำลังสูงตามมาตรฐาน ASTM A490

Bolt Size (in)		Thread per Inch	Tensile stress area	Minimum Tightening	Proof Load a	Proof Load b	Minimum Ultimate Tensile Strength	Minimum Tightening	Proof Load a	Proof Load b	Minimum Ultimate Tensile Strength
in	in		(in ²)	(ksi)	(ksi)	(ksi)	(ksi)	(lb)	(lb)	(lb)	(lb)
1/2"	0.5	13	0.142	105	120	130	150	14,892	17,019	18,437	21,274
5/8"	0.625	11	0.226	105	120	130	150	23,718	27,106	29,365	33,883
3/4"	0.75	10	0.334	105	120	130	150	35,100	40,115	43,458	50,144
7/8"	0.875	9	0.461	105	120	130	150	48,457	55,380	59,995	69,225
1"	1	8	0.605	105	120	130	150	63,571	72,652	78,707	90,816
1 1/8"	1.125	7	0.763	105	120	130	150	80,103	91,546	99,175	114,433
1 1/4"	1.25	7	0.969	105	120	130	150	101,705	116,234	125,920	145,293
1 3/8"	1.375	6	1.154	105	120	130	150	121,201	138,515	150,058	173,144
1 1/2"	1.5	6	1.405	105	120	130	150	147,476	168,544	182,590	210,680



ตารางที่ 4.3-3 แสดงค่าแนะนำแรงบิดที่ใช้ขันสลักเกลียวเพื่อให้ได้แรงดึงในสลักเกลียวตามมาตรฐาน ASTM A490 โดยค่า Min สอดคล้องกับค่าขั้นต่ำสำหรับการขันสลักเกลียว และค่า Max เป็นค่าที่อยู่ระหว่างค่า Proof Load ของทั้งสองวิธี (a & b) โดยค่า Min และ Max เป็นค่าที่พิเศษให้เป็นเลขหลักพันปอนด์ (kip)

ตารางที่ 4.3-3 ค่าแนะนำการขันสลักเกลียวกำลังสูงตามมาตรฐาน ASTM A490

ASTM A490					
Bolt Size	TPI	Tension (lbs)		Tightening Torque Range (ft lbs)	
		MIN	MAX	(Min-Max)	
				Lubricated	Plain
1/2"	13	15,000	18,000	63 - 75	125 - 150
5/8"	11	24,000	29,000	125 - 151	250 - 302
3/4"	10	35,000	42,000	219 - 263	438 - 525
7/8"	9	49,000	59,000	357 - 430	715 - 860
1"	8	64,000	77,000	533 - 642	1,067 - 1,283
1 1/8"	7	80,000	96,000	750 - 900	1,500 - 1,800
1 1/4"	7	102,000	122,000	1,063 - 1,271	2,125 - 2,542
1 3/8"	6	121,000	145,000	1,386 - 1,661	2,773 - 3,323
1 1/2"	6	148,000	178,000	1,850 - 2,225	3,700 - 4,450

ตารางที่ 4.3-4 แสดงค่าแรงบิด (Torque) ที่ใช้ทดสอบสลักเกลียว A490 ในสะพานข้ามแยกลาดพร้าว ซึ่งมี 3 ขนาด คือ M22 (7/8"), M36 (1-3/8") และ M45 (1-3/4") โดยการทดสอบจะแบ่งการขันสลักเกลียวเป็น 4 ระดับ ดังนี้

- ระดับ A (แน่นเหมือนใหม่) เมื่อขันที่ 100 % Toque แล้ว สลักเกลียวไม่ขยับเลย
- ระดับ B (หลวมเล็กน้อย) เมื่อขันที่ 100 % Toque แล้ว สลักเกลียวสามารถขยับให้แน่นขึ้นได้
- ระดับ C (หลวมปานกลาง) เมื่อขันที่ 60 % Toque แล้ว สลักเกลียวสามารถขยับให้แน่นขึ้นได้
- ระดับ D (หลวมมาก) เมื่อขันที่ 30 % Toque แล้ว สลักเกลียวสามารถขยับให้แน่นขึ้นได้



ตารางที่ 4.3-4 ค่าแรงบิด (Torque) ที่ใช้ทดสอบสลักเกลียว A490 ขนาดต่าง ๆ ในสะพานข้ามแยกลาดพร้าว

Step	Level	M22 (7/8 in)		M36 (1-3/8 in)		M45 (1-3/4 in)	
		Torque (Ft.lbs)	Tension (lbs)	Torque (Ft.lbs)	Tension (lbs)	Torque (Ft.lbs)	Tension (lbs)
First Step	30%	258	17,700	997	43,500	1,335	53,400
Second Step	60%	516	35,400	1,994	87,000	2,670	106,800
Final Step	100%	860	59,000	3,323	145,000	4,450	178,000

ประแจวัดแรงบิด (Torque Wrench) เป็นประแจชนิดหนึ่งที่ออกแบบมาเพื่อวัดแรงบิดขณะขันสลักเกลียว ช่วยให้สามารถขันสลักเกลียวได้แน่นตามมาตรฐานที่กำหนด ประแจที่ใช้ในงานหนักจะอ่านค่าเป็น “ฟุต-ปอนด์” หรือ “กิโลกรัม-เมตร” ส่วนประแจที่ใช้ในงานเบาจะอ่านค่าเป็น “นิ้ว-ปอนด์” หรือ “กิโลกรัม-เซนติเมตร” ขนาดและรูปร่างของประแจวัดแรงบิดมีหลายแบบ บางแบบจะใช้เข็มชี้หรือเข็มบนหน้าปัดแสดงค่าของแรงบิดโดยตรง แต่บางแบบจะต้องตั้งแรงบิดตามที่ต้องการก่อน เมื่อออกแรงกระทำต่อสลักเกลียวถึงขีดที่กำหนดจะมีสัญญาณเสียงหรือสัญญาณอื่นๆ แสดงออกมาว่าถึงขีดที่ต้องการแล้ว หัวจับประแจระบอของประแจวัดแรงบิด จะเป็นหัวจับชนิดสี่เหลี่ยมจัตุรัสสำหรับติดกับตัวประแจระบอทั่วไป หัวจับนี้จะทำมา 2 ขนาดคือ 1/4 นิ้ว และ 1/2 นิ้ว (6 และ 12 มม.) เนื่องจาก ประแจปอนด์เป็นเครื่องมือที่ต้องวัดแรงบิดที่กระทำต่อเกลียว ดังนั้น เกลียวของสลักเกลียวและแป้นเกลียวจะต้องสะอาดและไม่มีสิ่งแทรกซ้อนอื่นที่จะทำให้การวัดแรงบิดผิดปกติ เช่น การสั่นไหว เกลียวเป็นสนิม เกลียวตาย เกลียวเยิน ฯลฯ ซึ่งเป็นผลให้ต้องใช้แรงเกินกว่าที่กำหนด ซึ่งอาจทำให้เกลียวชำรุดได้

4.3.2. อุปกรณ์และเครื่องมือทดสอบ

- 1) เครื่อง Hydraulic Pump รุ่น Hytorc QAS-230
- 2) อุปกรณ์ Torque Wrench รุ่น 10MXT 3MXT และ T-5
- 3) อุปกรณ์ Socket Torque Wrench ขนาด M22 M36 และ M45



รูปที่ 4.3-1 เครื่อง Electric Pump รุ่น Hytorc QAS-230



รูปที่ 4.3-2 อุปกรณ์ Torque Wrench รุ่น 10MXT 3MXT และ T-5



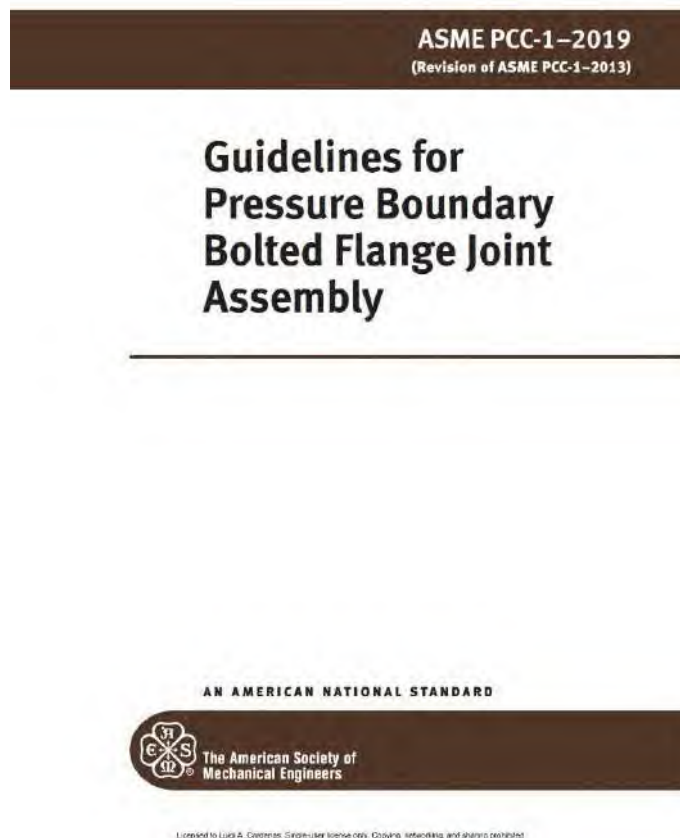
รูปที่ 4.3-3 อุปกรณ์ Socket Torque Wrench ขนาด M22 M36 และ M45



4.3.3. ขั้นตอนการทดสอบ

- 1) ทำการจัดเตรียมเครื่องมือและอุปกรณ์ ประกอบด้วย Hydraulic Pump, Torque Wrench และ Socket Wrench ให้พร้อมใช้งาน
- 2) ทำการสำรวจบริเวณที่จะทำการทดสอบสลักเกลียว เพื่อกำหนดขนาดหัวสลักเกลียวให้เหมาะสมกับขนาด Socket Wrench ที่เหมาะสม
- 3) ทำเครื่องหมายตำแหน่งบริเวณหัวสลักเกลียวที่จะขัน เพื่อเป็นตำแหน่งอ้างอิง
- 4) ทำการตั้งค่าแรงดัน Hydraulic Pump เริ่มต้นที่ 30% ของค่า Torque ตามขนาดสลักเกลียว จากนั้น สวม Socket Wrench เข้ากับหัวสลักเกลียวแล้วทำการขันสลักเกลียวตามแรงดันที่กำหนด ทำการสังเกตและบันทึกเครื่องหมายอ้างอิงว่ามีการขยับตัวหรือไม่
- 5) ทำการปรับตั้งค่าแรงดัน Torque Pump ที่ 60% และ 100% ของค่า Torque ตามขนาดสลักเกลียวแล้วทำการตามข้อ 4
- 6) ทำการขันรอบสุดท้ายอีกครั้งด้วยแรงดัน Torque Pump ที่ 100% ของค่า Torque ตามขนาดสลักเกลียว เพื่อตรวจสอบอีกครั้ง

ขั้นตอนการขันสลักเกลียวอ้างอิงตามข้อแนะนำของ ASME ดังรูปที่ 4.3-4



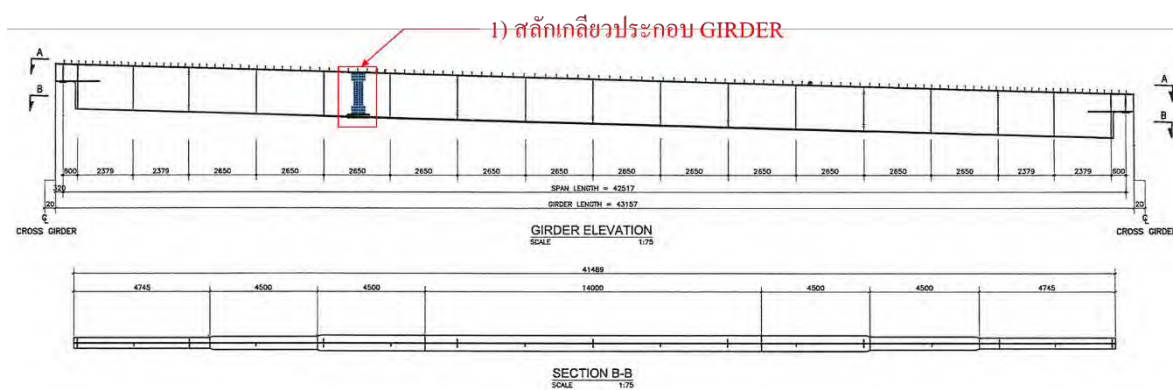
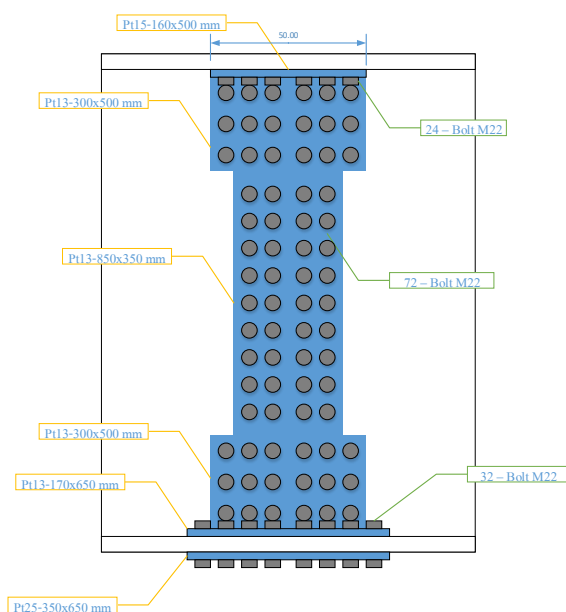
รูปที่ 4.3-4 ข้อแนะนำการขันสลักเกลียวของ ASME



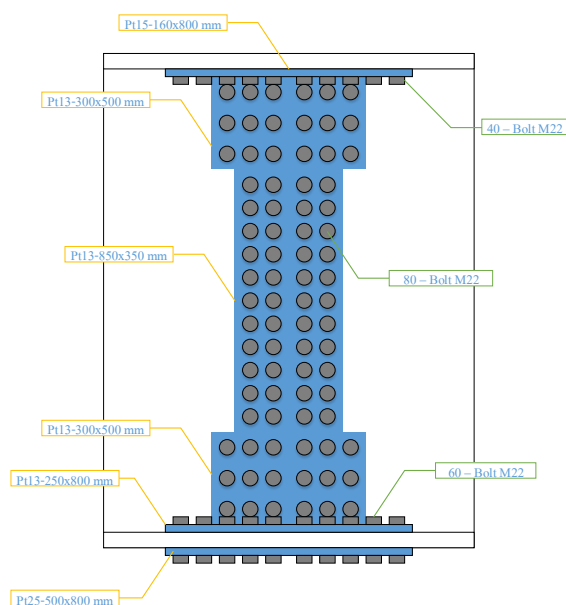
4.3.4. บริเวณที่ตรวจสอบหลักเกี่ยว

เพื่อให้การตรวจสอบหลักเกี่ยวเป็นไปอย่างทั่วถึงและครอบคลุมรูปแบบรอยต่อประเภทต่างๆ ที่ใช้ในสะพาน จึงได้สุ่มตรวจสอบรูปแบบรอยต่อ (Typical Joint) ที่ใช้ในแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้าง ซึ่งมี 3 บริเวณดังนี้

- 1) กานสะพาน (Girder) มีรูปแบบรอยต่อดังแสดงในรูปที่ 4.3-5
- 2) ค้ำยันกานสะพาน (Diaphragm) มีรูปแบบรอยต่อดังแสดงในรูปที่ 4.3-6
- 3) ตอม่อสะพาน (Pier) มีรูปแบบรอยต่อดังแสดงในรูปที่ 4.3-7



Type 1 : Bolt M22@Girder 35 m.

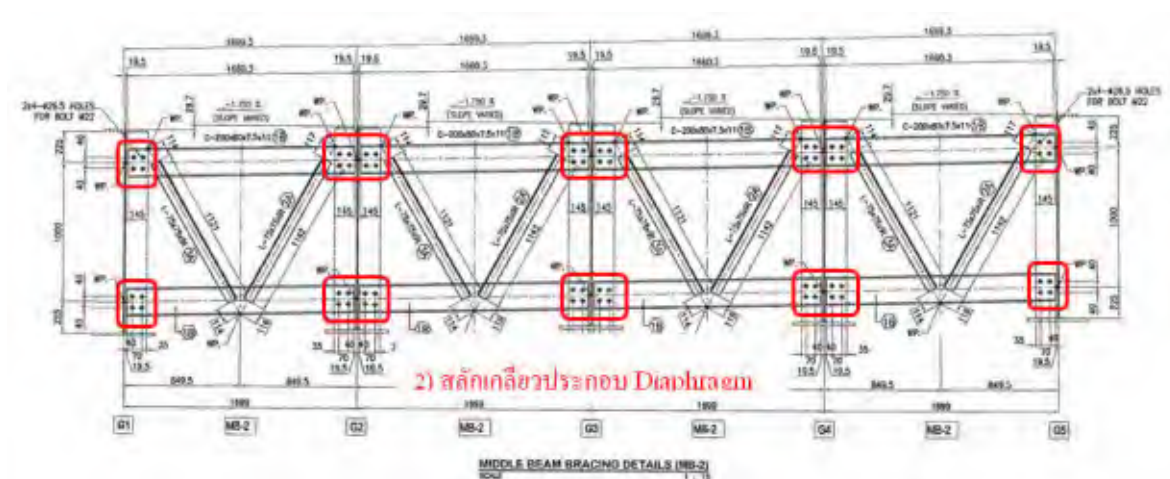
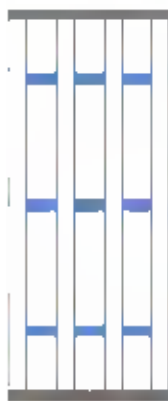
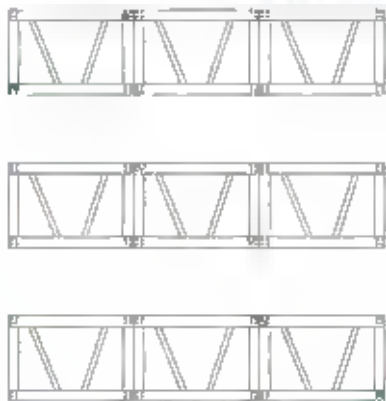
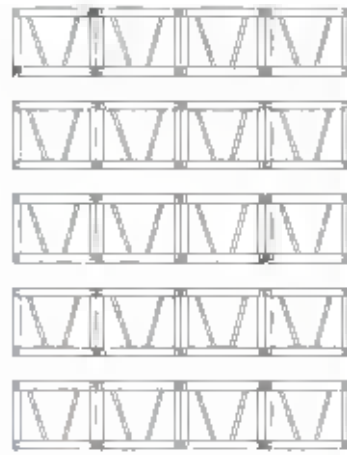


Type 2 : Bolt M22@Girder 45 m.

รูปที่ 4.3-5 รูปแบบสลักเกลียวที่ใช้ประกอบกานสะพาน (Girder)



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

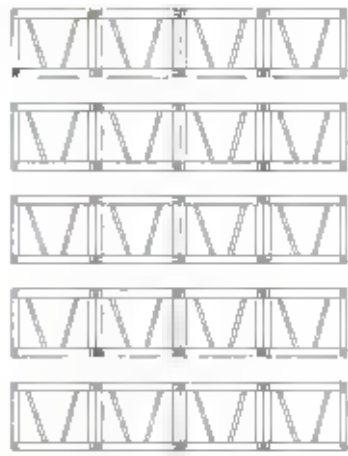
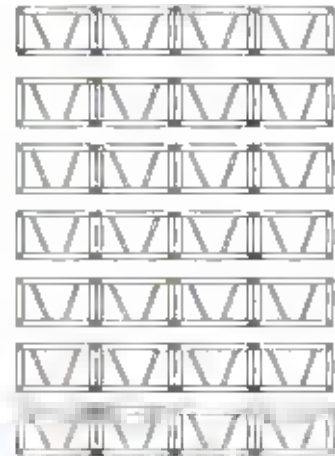


Type 3: Bolt M22@4 Girder

Type 4: Bolt M22@4 Girder

3 Middle Beam Bracing

5 Middle Beam Bracing



Type 5: Bolt M22@5 Girder

Type 6: Bolt M22@5 Girder

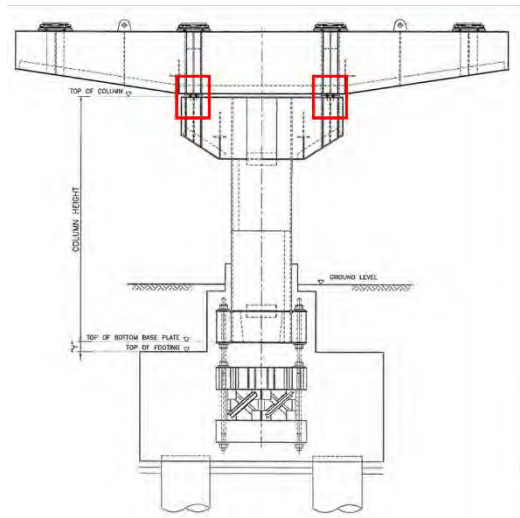
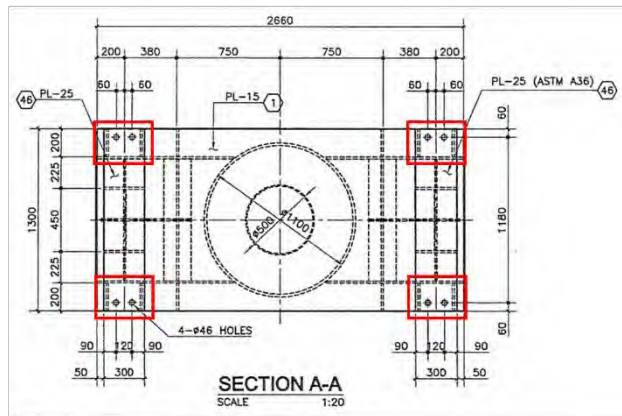
5 Middle Beam Bracing

7 Middle Beam Bracing

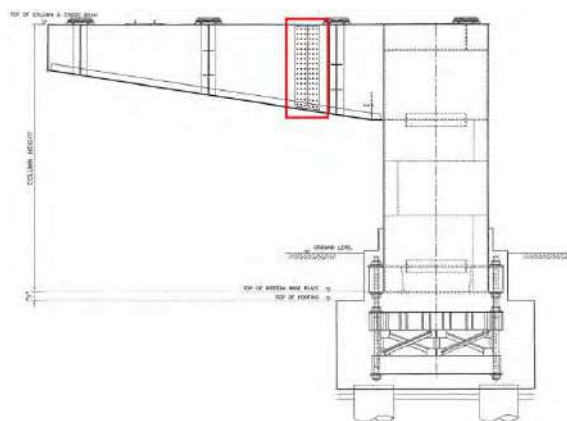
รูปที่ 4.3-6 รูปแบบสลักเกลียวที่ใช้ประกอบค้ำยันคานสะพาน (Diaphragm)



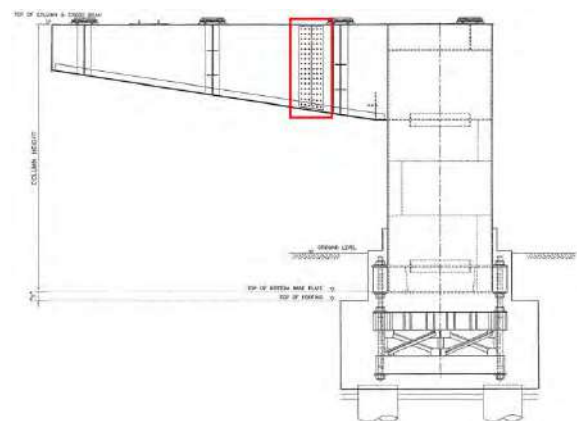
3) สลักเกลียวประกอบ PIER



Type 7: Bolt M45@Pier Cross Girder



Type 8: Bolt M22@Pier Cross Beam



Type 9: Bolt M36@Pier Cross Beam

รูปที่ 4.3-7 รูปแบบสลักเกลียวที่ใช้ประกอบต่อม่อสะพาน (Pier)

ที่ปรึกษาได้ทำการสุ่มตรวจสอบความสมบูรณ์ของสลักเกลียวด้วยวิธี Torque Examination ของ สะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน ดังแสดงในรูปที่ 4.3-8 สามารถสรุปจำนวนของการตรวจสอบ สลักเกลียวได้ดังตารางที่ 4.3-5 รวมจำนวนของการตรวจสอบสลักเกลียวเท่ากับ 1,222 ตัว ผลรายงานการ ตรวจสอบความสมบูรณ์ของสลักเกลียวด้วยวิธี Torque Examination แสดงอยู่ใน “รายงานการตรวจสอบ ความสมบูรณ์ของรอยต่อโครงสร้างสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว”



รูปที่ 4.3-8 การตรวจสอบความสมบูรณ์ของสลักเกลียวด้วยวิธี Torque Examination



ตารางที่ 4.3-5 สรุปจำนวนสลักเกลียวทั้งหมดและจำนวนที่ผ่านการตรวจสอบด้วยวิธี Torque Examination

Span/Pier	Size of Bolt									Number of Bolt									Number of Torque								
	FlyOver1			FlyOver2			FlyOver3			FlyOver1			FlyOver2			FlyOver3			FlyOver1			FlyOver2			FlyOver3		
	IG	BC	P	IG	BC	P	IG	BC	P	IG	BC	P	IG	BC	P	IG	BC	P	IG	BC	P	IG	BC	P	IG	BC	P
1		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45
2		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45
3		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45
4		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45
5		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45
6		M22	M22		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45
7		M22	M22		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45
8	M22	M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45
9		M22	M45		M22	M36		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45
10		M22	M45		M22	M22		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45
11		M22	M45		M22	M22		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45		M22	M45
12		M22	M22		M22			M22			M22			M22			M22			M22			M22			M22	
13		M22																									
Summary									900	3,200	1,038	640	2,496	1,220	1,540	3,200	88		150	84	134	150	72	172	300	72	88
									14,322									1,222									

หมายเหตุ : IG = I-Girder, BC = Bracing, P = Pier



4.3.5. ผลการตรวจสอบความสมบูรณ์ของสลักเกลียว

สำหรับรายละเอียดผลการตรวจสอบสลักเกลียวด้วยวิธี Torque Examination จะแสดงอยู่ในภาคผนวก ข (ไฟล์อิเล็กทรอนิกส์) โดยสามารถสรุปผลการตรวจสอบสลักเกลียวของสะพานตัวที่ 1, 2 และ 3 ได้ดังตารางที่ 4.3-6 ถึง ตารางที่ 4.3-8 ตามลำดับ ซึ่งผลการทดสอบของสะพานทั้งสามมีลักษณะคล้ายกัน คือ สลักเกลียวส่วนใหญ่ (91.3 % - 93.7%) มีสภาพหลวมเล็กน้อย และมีส่วนน้อย (6.3 % - 8.7 %) ที่มีสภาพแน่นเหมือนใหม่ โดยกลุ่มรอยต่อที่มีสภาพแน่นมีเพียงบริเวณเดียว คือ รอยต่อบริเวณ Bracing อย่างไรก็ตาม สลักเกลียวในบริเวณดังกล่าวก็มีส่วนที่มีสภาพหลวมเล็กน้อย กล่าวโดยภาพรวม สลักเกลียวของสะพานข้ามแยกส่วนใหญ่เริ่มมีสภาพหลวม ควรได้รับการขันกลับให้แน่นเหมือนเดิม เพื่อให้รอยต่อสามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพ ถึงแม้การตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตาจะไม่สังเกตเห็นข้อบกพร่องบริเวณรอยต่อของสลักเกลียว ไม่พบสนิม หรือรอยแตก แต่สลักเกลียวที่ผ่านการใช้งานมาหลายสิบปีอาจมีกำลังรับแรงดึงไม่เหมือนสลักเกลียวใหม่ ในการซ่อมบำรุง อาจพิจารณาสับเปลี่ยนสลักเกลียวขนาดต่าง ๆ ในบริเวณต่าง ๆ ไปทดสอบกำลังแรงดึงที่ห้องปฏิบัติการ เพื่อกำหนดค่าแรงดึงขั้นต่ำในสลักเกลียวที่เหมาะสมสำหรับการขันให้แน่นตามระดับความแข็งแรง ณ สภาพปัจจุบัน

ตารางที่ 4.3-6 สรุปผลการตรวจสอบสลักเกลียวด้วยวิธี Torque Examination ของสะพานตัวที่ 1

FLYOVER 1							
Connection Type	Description	Bolt ทั้งหมด	Bolt ที่ทดสอบ	ขยับที่ 30%	ขยับที่ 60%	ขยับที่ 100%	ไม่ขยับที่ 100%
				D: หลวมมาก	C: หลวมปานกลาง	B: หลวมเล็กน้อย	A: แน่นเหมือนใหม่
Type 1	Bolt M 22 @ Girder 35 m.	-	-	-	-	-	-
Type 2	Bolt M 22 @ Girder 45 m.	900	150	-	-	150	0
Type 3	Bolt M 22 @ 4 Girder 3Middle Beam Bracing	1,728	60	-	-	40	20
Type 4	Bolt M 22 @ 4 Girder 5Middle Beam Bracing	576	12	-	-	8	4
Type 5	Bolt M 22 @ 5 Girder 5Middle Beam Bracing	384	6	-	-	4	2
Type 6	Bolt M 22 @ 5 Girder 7Middle Beam Bracing	512	6	-	-	2	4
Type 7	Bolt M 45 @ Pier Cross Girder	72	72	-	-	72	-
Type 8	Bolt M 22 @ Pier Cross Beam	966	62	-	-	62	-
Type 9	Bolt M 36 @ Pier Cross Beam	-	-	-	-	-	-
รวม		5,138	368	0	0	338	30
		% ของจำนวนที่ทดสอบ		0.00%	0.00%	91.85%	8.15%



ตารางที่ 4.3-7 สรุปผลการตรวจสอบสลักเกลียวด้วยวิธี Torque Examination ของสะพานตัวที่ 2

FLYOVER 2							
Connection Type	Description	Bolt ทั้งหมด	Bolt ที่ทดสอบ	ขยับที่ 30%	ขยับที่ 60%	ขยับที่ 100%	ไม่ขยับที่ 100%
				D: หลวม มาก	C: หลวม ปานกลาง	B: หลวม เล็กน้อย	A: แน่น เหมือนใหม่
Type 1	Bolt M 22 @ Girder 35 m.	640	150	-	-	150	-
Type 2	Bolt M 22 @ Girder 45 m.	-	-	-	-	-	-
Type 3	Bolt M 22 @4 Girder 3Middle Beam Bracing	2,112	66	-	-	44	22
Type 4	Bolt M 22 @4 Girder 5Middle Beam Bracing	-	-	-	-	-	-
Type 5	Bolt M 22 @5 Girder 5Middle Beam Bracing	384	6	-	-	3	3
Type 6	Bolt M 22 @5 Girder 7Middle Beam Bracing	-	-	-	-	-	-
Type 7	Bolt M 45 @ Pier Cross Girder	64	64	-	-	64	-
Type 8	Bolt M 22 @ Pier Cross Beam	802	78	-	-	78	-
Type 9	Bolt M 36 @ Pier Cross Beam	354	30	-	-	30	-
	รวม	4,356	394	0	0	369	25
		% ของจำนวนที่ทดสอบ		0.00%	0.00%	93.65%	6.35%



ตารางที่ 4.3-8 สรุปผลการตรวจสอบสลักเกลียวด้วยวิธี Torque Examination ของสะพานตัวที่ 3

FLYOVER 3							
Connection Type	Description	Bolt ทั้งหมด	Bolt ที่ทดสอบ	ขยับที่ 30%	ขยับที่ 60%	ขยับที่ 100%	ไม่ขยับที่ 100%
				D: หลวม มาก	C: หลวม ปานกลาง	B: หลวม เล็กน้อย	A: แน่น เหมือนใหม่
Type 1	Bolt M 22 @ Girder 35 m.	640	150	-	-	150	-
Type 2	Bolt M 22 @ Girder 45 m.	900	150	-	-	150	-
Type 3	Bolt M 22 @ 4 Girder 3 Middle Beam Bracing	1,152	36	-	-	18	18
Type 4	Bolt M 22 @ 4 Girder 5 Middle Beam Bracing	864	18	-	-	8	10
Type 5	Bolt M 22 @ 5 Girder 5 Middle Beam Bracing	768	12	-	-	4	8
Type 6	Bolt M 22 @ 5 Girder 7 Middle Beam Bracing	512	6	-	-	2	4
Type 7	Bolt M 45 @ Pier Cross Girder	88	88	-	-	88	-
Type 8	Bolt M 22 @ Pier Cross Beam	-	-	-	-	-	-
Type 9	Bolt M 36 @ Pier Cross Beam	-	-	-	-	-	-
	รวม	4,924	460	0	0	420	40
		% ของจำนวนที่ทดสอบ		0.00%	0.00%	91.30%	8.70%



4.4. สรุปผลการตรวจสอบรอยเชื่อมและสลักเกลียว

การสุ่มตรวจสอบรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current พบว่า รอยเชื่อมในโครงสร้างสะพานทั้งสามแห่ง ยังอยู่ในสภาพปกติ ซึ่งสอดคล้องกับผลการตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา (Visual Inspection) ที่ไม่พบ รอยแตกที่ตำแหน่งใด ๆ เช่นกัน อย่างไรก็ตาม การตรวจสอบเพิ่มเติมที่ตำแหน่งรอยซ่อมฉุกเฉิน พบว่ามีรอย แตกขนาดเล็ก (Small Crack) ที่ปีกคานด้านล่าง และรอยแตกขนาดเล็กมาก (Micro Crack) รอบๆ แผ่นเหล็ก ที่ปิดรอยฉีกขาดที่เอวคาน ดังนั้นควรซ่อมและเสริมกำลังรอยซ่อมชั่วคราวให้มีสภาพแข็งแรงยิ่งขึ้น และ ระหว่างรอการซ่อมควรตรวจสอบรอยเชื่อมในบริเวณดังกล่าวเป็นระยะๆ เพื่อความปลอดภัยในการใช้งาน

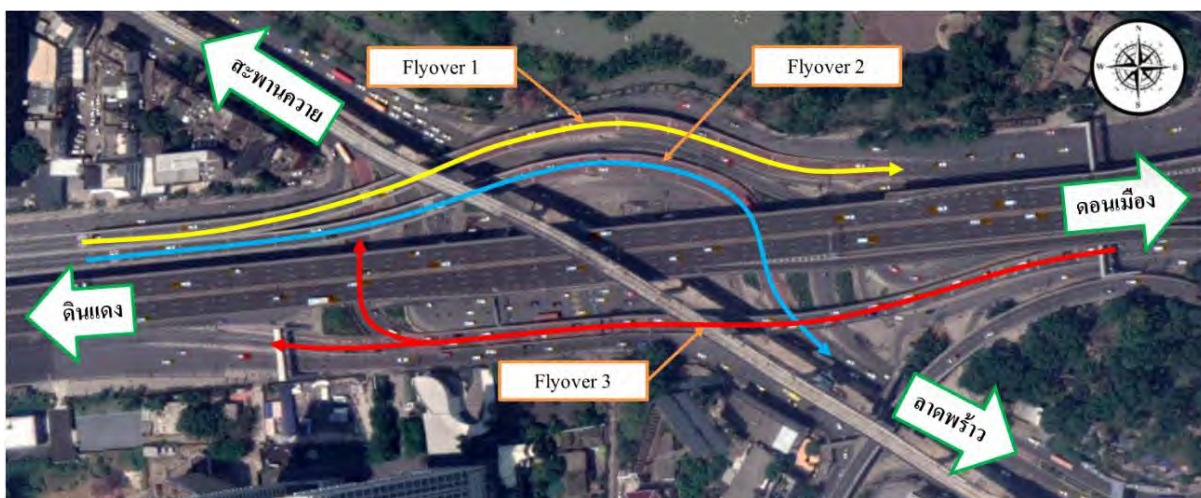
การสุ่มตรวจสอบสลักเกลียวด้วยวิธี Toque Examination พบว่า สลักเกลียวส่วนใหญ่ (91.3 % - 93.7%) มีสภาพหลวมเล็กน้อย และมีเพียงส่วนน้อย (6.3 % - 8.7 %) ที่มีสภาพแน่นเหมือนใหม่ ดังนั้นกรม ทางหลวงควรบำรุงรักษาโดยขันสลักเกลียวให้มีสภาพแน่น เพื่อยืดอายุการใช้งานรอยต่อโครงสร้างสะพาน



บทที่ 5 การตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้าง สะพาน

การตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพานในโครงการนี้ ประกอบด้วย การทดสอบสะพานภายใต้การควบคุมแบบสถิต (Static Load Test) การทดสอบสะพานภายใต้การควบคุมแบบพลวัต (Dynamic Load Test) และการทดสอบสะพานภายใต้สภาวะใช้งาน (Normal Traffic Test) โดยการทดสอบสะพานภายใต้การควบคุมแบบสถิต เป็นการนำรถบรรทุกที่ทราบน้ำหนักมาวางที่ตำแหน่งต่าง ๆ ของสะพาน เพื่อทำการตรวจวัดพฤติกรรมการกระจายแรง (Load Distribution) และการเปลี่ยนรูปของโครงสร้าง (Deformation) การทดสอบสะพานภายใต้การควบคุมแบบพลวัต เป็นการให้รถบรรทุกวิ่งผ่านสะพาน เพื่อตรวจวัดการสั่นไหวและนำไปวิเคราะห์หาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของสะพาน การทดสอบสะพานภายใต้สภาวะใช้งานเป็นการตรวจวัดความเครียดของชิ้นส่วนสำคัญที่เกิดจากสภาพการจราจรจริงในแต่ละสะพาน เพื่อศึกษาปัญหาความล้า (Fatigue) ของสะพานหลัก

การตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพานได้ดำเนินการกับสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน ประกอบด้วย สะพานที่ 1 (Flyover 1) เป็นสะพานขาออกตามแนวคูขนานถนนวิภาวดีรังสิต ขนาด 13 ช่วงสะพาน ความยาวรวม 349.00 เมตร สะพานที่ 2 (Flyover 2) เป็นสะพานขาออกที่เชื่อมถนนวิภาวดีรังสิตมุ่งหน้าเข้าถนนพหลโยธิน ขนาด 12 ช่วงสะพาน ความยาวรวม 296.40 เมตร และสะพานที่ 3 (Flyover 3) เป็นสะพานขาเข้าตามแนวคูขนานถนนวิภาวดีรังสิต ขนาด 12 ช่วงสะพาน ความยาวรวม 322.50 เมตร สำหรับรายละเอียดการดำเนินงานมีดังนี้



รูปที่ 5.1-1 ตำแหน่งที่ตั้งสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน

5.1. การคัดเลือกช่วงสะพานทดสอบ

สะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน มีลักษณะโครงสร้างคล้ายคลึงกัน คือ เป็นระบบพื้นคอนกรีตวางบนคานาเหล็กรูปตัวไอ โดยแต่ละช่วงสะพานอาจมีคานารูปตัวไอ 4 หรือ 5 ตัว ขึ้นอยู่กับความยาวของช่วงสะพาน โดยช่วงความยาวสะพานที่ใช้ใน 3 สะพาน มีรวมทั้งสิ้น 10 ขนาด คือ 20 เมตร, 22.5 เมตร, 25 เมตร, 26.5 เมตร, 28 เมตร, 30 เมตร, 34.40 เมตร, 34.75 เมตร, 43 เมตร และ 45 เมตร เนื่องจากสะพานมีลักษณะโครงสร้างคล้ายกัน การคัดเลือกช่วงสะพานทดสอบจึงได้เลือกตัวแทน 3 ช่วงความยาว คือ สั้น กลาง และยาว เพื่อเป็นตัวแทนพฤติกรรมของสะพานทั้ง 3 สะพาน ประกอบด้วย

- สะพานตัวที่ 1 จำนวน 1 ช่วงสะพาน คือ ช่วงสะพานที่ 9 ความยาวช่วง 25 เมตร
- สะพานตัวที่ 2 จำนวน 1 ช่วงสะพาน คือ ช่วงสะพานที่ 9 ความยาวช่วง 34.40 เมตร
- สะพานตัวที่ 3 จำนวน 2 ช่วงสะพาน คือ ช่วงสะพานที่ 7 และ 8 ความยาวช่วง 34.75 เมตร (ช่วงสะพานที่เกิดรอยฉีกขาด) และ 45.00 เมตร



รูปที่ 5.1-1 สะพานตัวที่ 1 (Flyover 1) ช่วงสะพานที่ 9 (Span 9)



รูปที่ 5.1-2 สะพานตัวที่ 2 (Flyover 2) ช่วงสะพานที่ 9 (Span 9)



รูปที่ 5.1-3 สะพานตัวที่ 3 (Flyover 3) ช่วงสะพานที่ 7 (Span 7) และช่วงสะพานที่ 8 (Span 8)



5.2. อุปกรณ์สำหรับตรวจวัด

การตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพาน ประกอบด้วย การทดสอบสะพานภายใต้การควบคุมแบบสถิต (Static Load Test) การทดสอบสะพานภายใต้การควบคุมแบบพลวัต (Dynamic Load Test) และการทดสอบสะพานภายใต้สภาวะใช้งาน (Normal Traffic Test) โดยการตรวจวัดพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานจะทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดพร้อมด้วยเครื่องมือต่างๆ ดังนี้

- 1) **อุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด (Strain Gauge)** เป็นอุปกรณ์สำหรับใช้วัดค่าความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากการยืดหรือหดตัวของชิ้นส่วนสะพานเมื่อรับน้ำหนักบรรทุก ณ ตำแหน่งที่กำหนด โดยอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดที่ใช้มีความยาวเกจ 5 มิลลิเมตร สำหรับผิวของเหล็ก
- 2) **อุปกรณ์ตรวจวัดความเร่งจากการสั่นไหว (Accelerometer)** เป็นอุปกรณ์สำหรับตรวจวัดความเร่งเนื่องจากการสั่นไหวของโครงสร้างสะพาน เพื่อใช้วิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติ รูปแบบโหมดการสั่นไหว อัตราส่วนความหน่วง และค่าคุณสมบัติ
- 3) **อุปกรณ์รวบรวมสัญญาณ (Data Acquisition)** เป็นอุปกรณ์สำหรับใช้รวบรวมสัญญาณจากอุปกรณ์ตรวจวัดต่างๆ โดยควบคุมการทำงานด้วยคอมพิวเตอร์
- 4) **อุปกรณ์คอมพิวเตอร์ (Computer)** เป็นอุปกรณ์สำหรับใช้ในการควบคุมการทำงานของอุปกรณ์รวมสัญญาณ แสดงผลการตรวจวัดและบันทึกผล



ก) อุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด (Strain Gauge)



ข) อุปกรณ์ตรวจวัดความเร่งจากการสั่นไหว (Accelerometer)



ค) อุปกรณ์รวบรวมสัญญาณ (Data Acquisition)



ง) คอมพิวเตอร์ (Notebook)

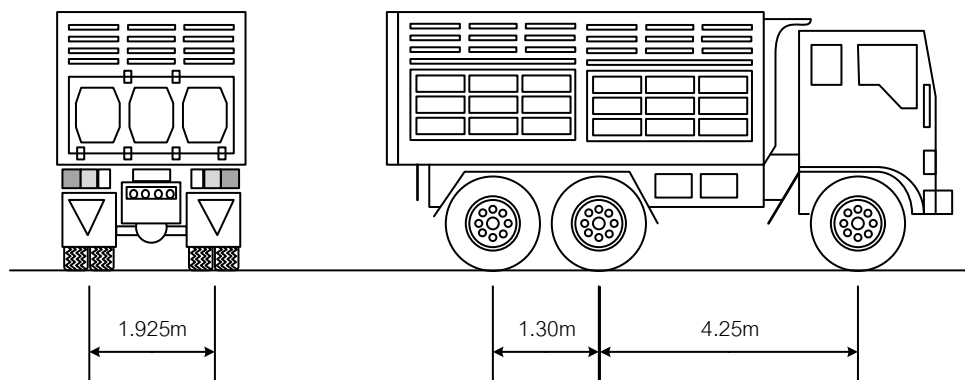
รูปที่ 5.2-1 อุปกรณ์สำหรับใช้ตรวจวัดพฤติกรรมสะพาน



5.3. ขนาดน้ำหนักบรรทุกทดสอบ

การทดสอบพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานนิยมใช้รถบรรทุกที่มีน้ำหนักรวมที่เหมาะสม โดยรถบรรทุกจะต้องมีน้ำหนักมากเพียงพอที่จะทำให้อุปกรณ์สามารถวัดค่าได้สูงกว่าค่าการรบกวน (Noise) ค่อนข้างมาก แต่น้ำหนักจะต้องไม่มากเกินไปจนกระทั่งทำให้เกิดความเสียหายแก่โครงสร้าง

สำหรับโครงการนี้ ที่ปรึกษาจะใช้รถบรรทุกสิบล้อมีน้ำหนักรวมประมาณ 25 ตัน จำนวน 2 คัน ซึ่งจากการทดสอบที่ผ่านมา พบว่า น้ำหนักดังกล่าวสามารถให้ค่าผลตอบแทน (Response) ที่เพียงพอต่อการศึกษาพฤติกรรมของสะพาน และไม่ได้รับผลกระทบจากสัญญาณรบกวนอื่นๆ (Noise) โดยรูปแบบมาตรฐานของรถบรรทุกสิบล้อมีลักษณะดังรูปที่ 5.3-1 ซึ่งมีความกว้างระหว่างล้อประมาณ 1.925 เมตร ระยะห่างระหว่างเพลาน้ำถึงกึ่งกลางเพลาลังประมาณ 4.90 เมตร มีการกระจายน้ำหนักบรรทุกที่เพลาน้ำและสองเพลาลังประมาณ 20% 40% และ 40% ตามลำดับ



รูปที่ 5.3-1 แสดงลักษณะรถบรรทุกทดสอบ

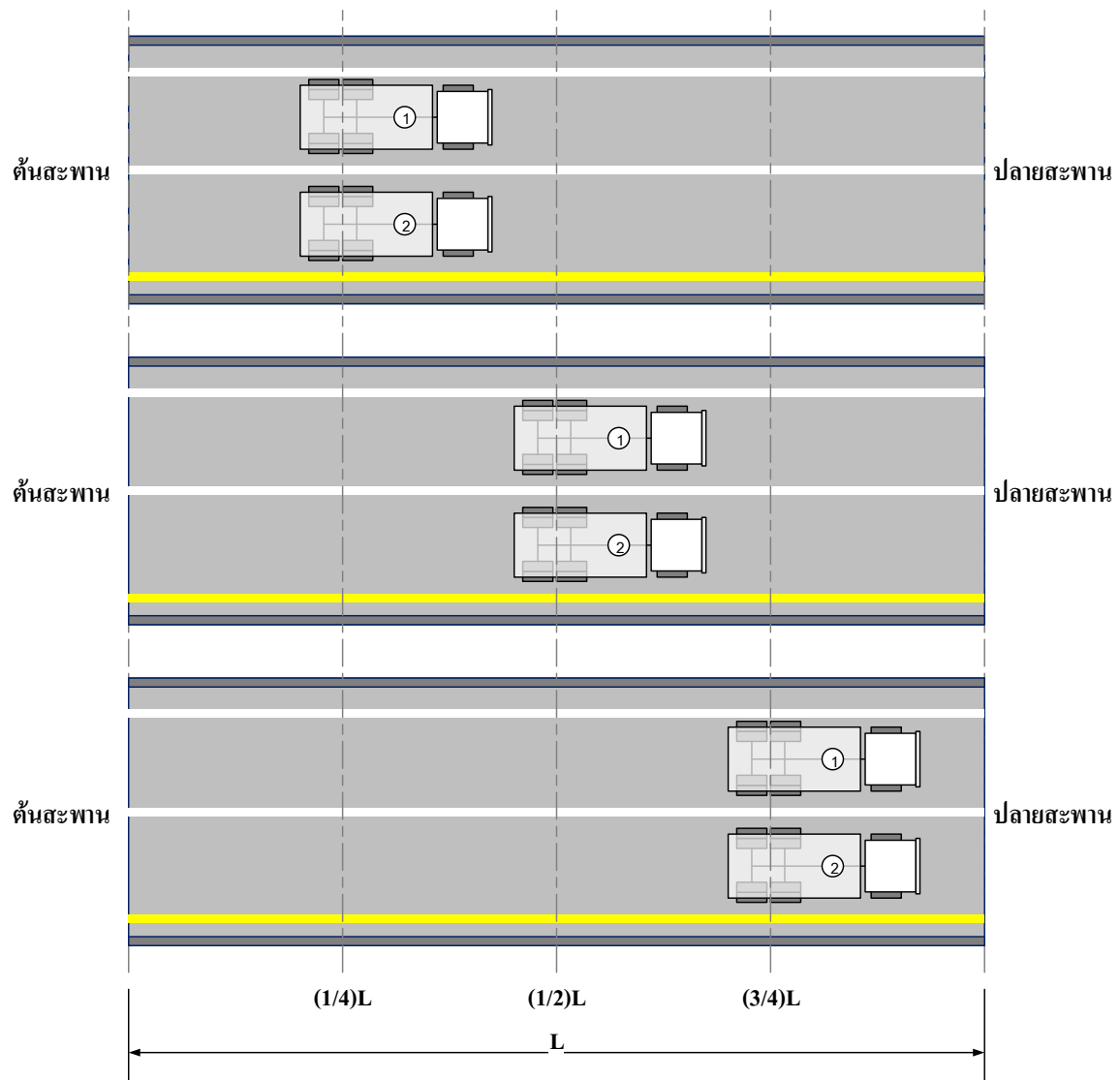
5.4. การทดสอบภายใต้สภาวะควบคุมแบบสถิต

การทดสอบสะพานแบบสถิตเป็นการศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานโดยไม่พิจารณาแรงกระทำหรือแรงสั่นสะเทือน การทดสอบจะนำรถบรรทุกที่ทราบน้ำหนักมาจอดนิ่งอยู่กับที่บนสะพาน โดยให้ระยะกึ่งกลางของเพลาลังตรงกับตำแหน่งต่างๆ ที่ต้องการจะทดสอบ โดยในแต่ละตำแหน่งที่ทำการหยุดรถ จะบันทึกผลการตอบสนองของโครงสร้าง เช่น ค่าความเครียด (Strain) และจะนำข้อมูลการตรวจวัดเหล่านี้ไปใช้ในการปรับแก้แบบจำลองสะพานให้มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับโครงสร้างสะพานจริงภายใต้แรงกระทำที่ทราบค่าในตำแหน่งต่างๆ ทั้งตามยาวและตามขวาง

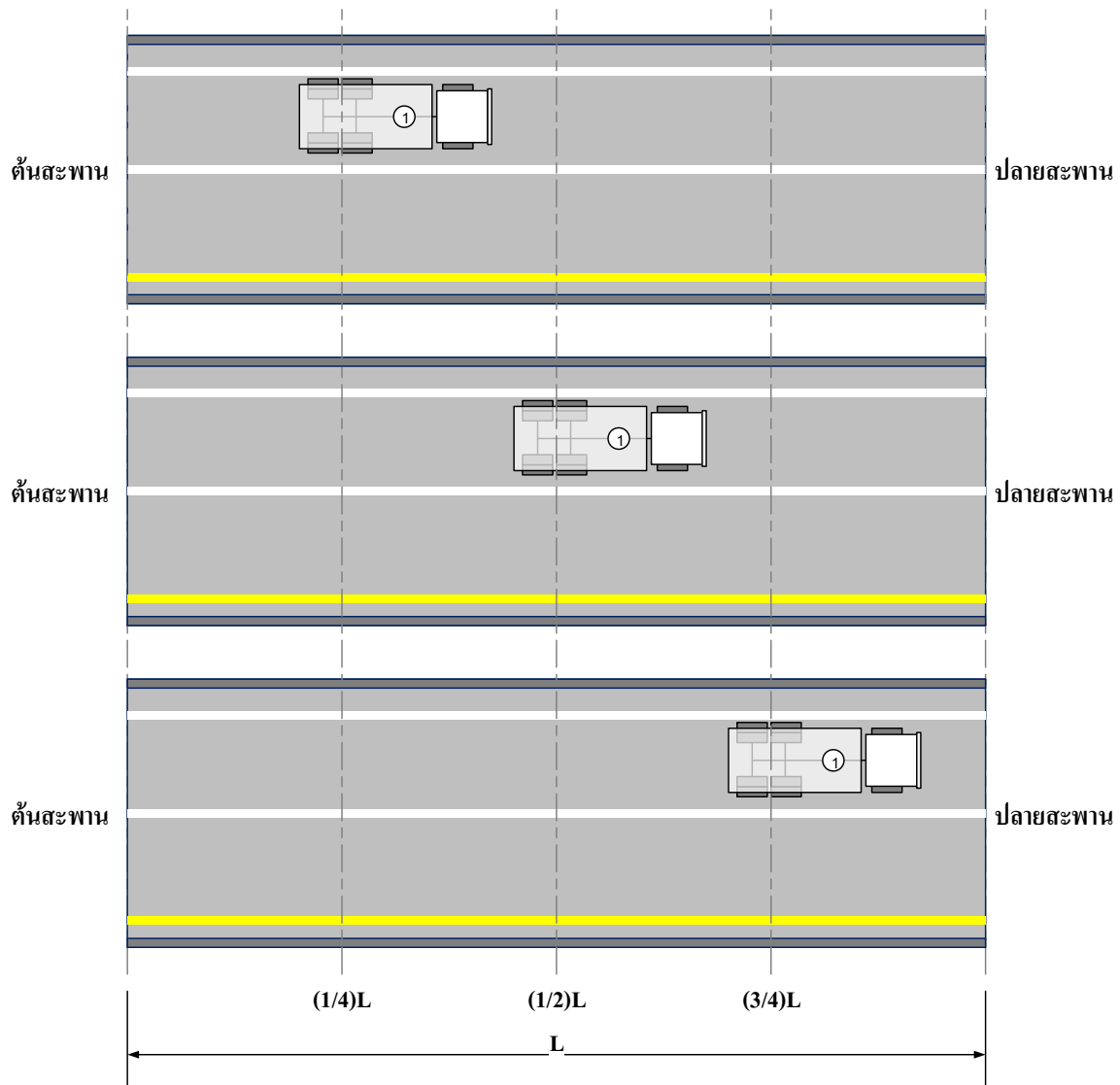
สำหรับโครงการนี้ การทดสอบพฤติกรรมการรับน้ำหนักของโครงสร้างจะแบ่งเป็น 3 รูปแบบ ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้



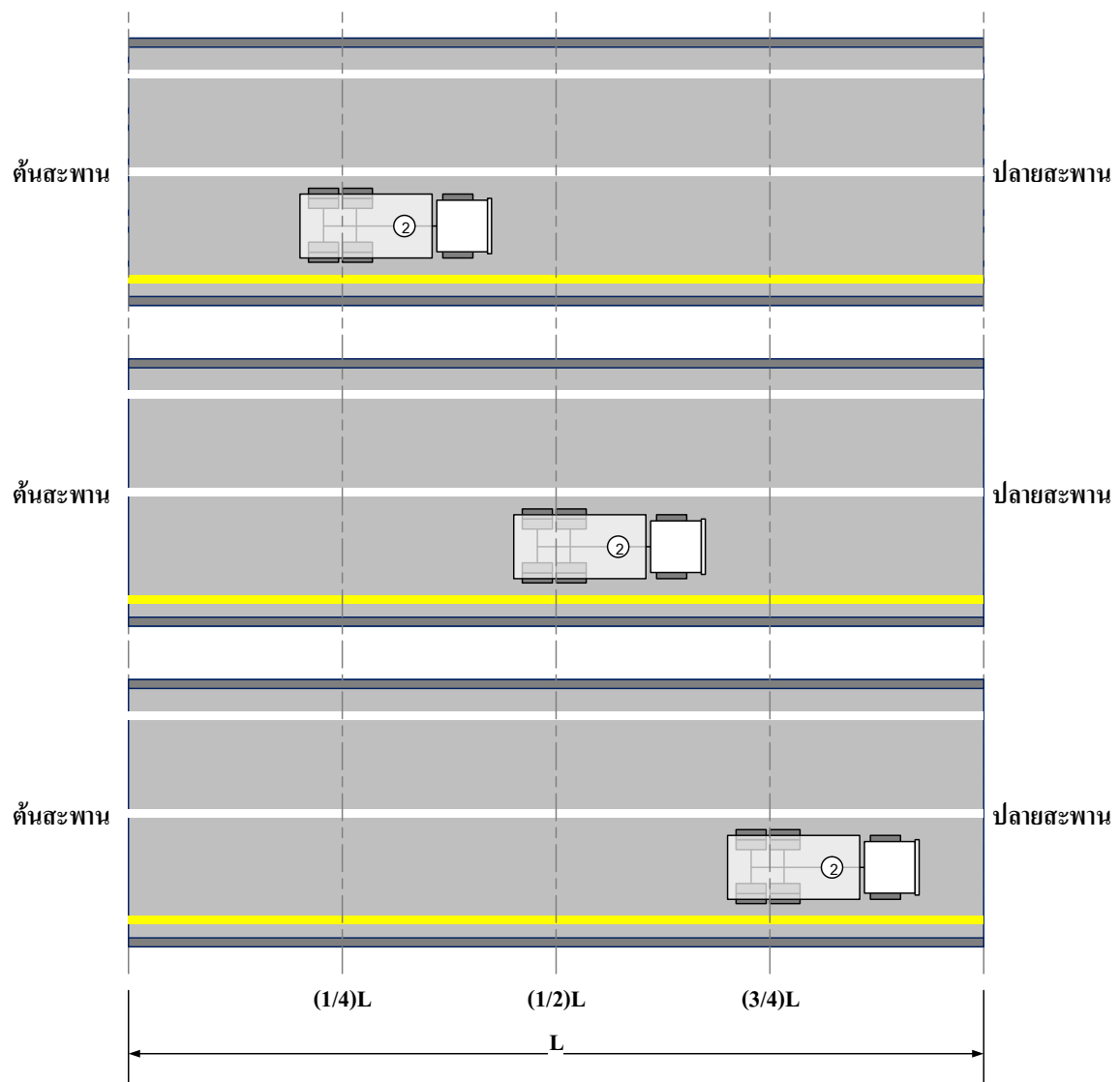
- 1) Static 1 : เป็นการทดสอบโดยใช้รถบรรทุกจำนวน 2 คัน หันหน้ารถไปในทิศทางตามการจราจร จอดเรียงหน้ากระดาน จำนวน 3 ตำแหน่ง ได้แก่ ที่ระยะ $(1/4)L$, $(1/2)L$ และ $(3/4)L$ ของช่วงสะพานทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 5.4-1
- 2) Static 2 : เป็นการทดสอบโดยใช้รถบรรทุกจำนวน 1 คัน หันหน้ารถไปในทิศทางตามการจราจร จอดในช่องจราจรทางซ้าย จำนวน 3 ตำแหน่ง ได้แก่ ที่ระยะ $(1/4)L$, $(1/2)L$ และ $(3/4)L$ ของช่วงสะพานทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 5.4-2
- 3) Static 3 : เป็นการทดสอบโดยใช้รถบรรทุกจำนวน 1 คัน หันหน้ารถไปในทิศทางตามการจราจร จอดในช่องจราจรทางขวา จำนวน 3 ตำแหน่ง ได้แก่ ที่ระยะ $(1/4)L$, $(1/2)L$ และ $(3/4)L$ ของช่วงสะพานทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 5.4-3



รูปที่ 5.4-1 ตำแหน่งการจอดรถบรรทุก สำหรับการทดสอบแบบสถิต (Static 1)



รูปที่ 5.4-2 ตำแหน่งการจอดรถบรรทุก สำหรับการทดสอบแบบสถิต (Static 2)

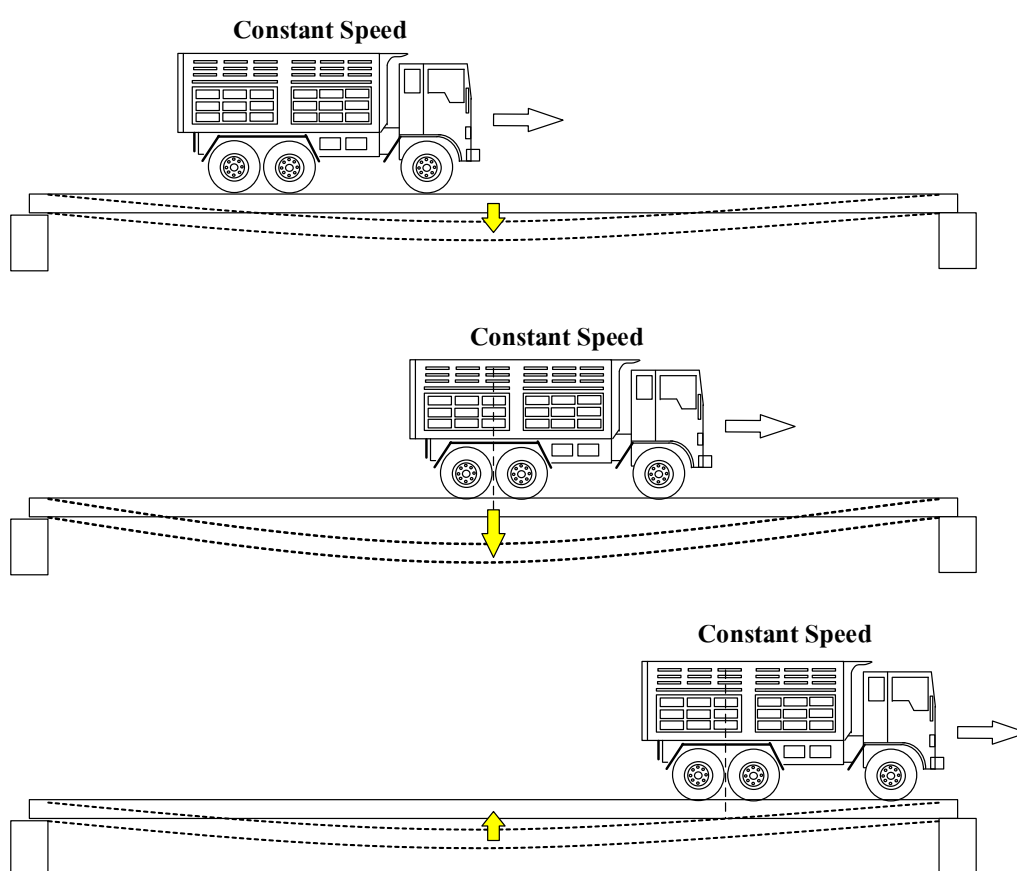


รูปที่ 5.4-3 ตำแหน่งการจอดรถบรรทุก สำหรับการทดสอบแบบสถิต (Static 3)



5.5. การทดสอบภายใต้สภาวะควบคุมแบบพลวัต

การทดสอบสะพานแบบพลวัตเป็นการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานเนื่องจากการวิ่งผ่านของรถบรรทุก โดยจะให้รถบรรทุกวิ่งผ่านช่วงสะพานทดสอบด้วยความเร็วที่กำหนด พร้อมทั้งทำการตรวจวัดพฤติกรรมการสั่นไหวจากอุปกรณ์ตรวจวัดความเร่ง จำนวน 6 ตำแหน่ง เพื่อนำข้อมูลไปใช้วิเคราะห์หาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ (Dynamic Properties) ของสะพานด้านต่างๆ เช่น ค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) รูปร่างการสั่นไหวโหมดต่างๆ (Mode Shape) อัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio) และแฟกเตอร์แรงกระแทก (Impact Factor)



รูปที่ 5.5-1 การทดสอบแบบพลวัตโดยให้รถบรรทุกวิ่งด้วยความเร็วคงที่บนสะพาน

สำหรับโครงการนี้ การทดสอบแบบพลวัตจะกระทำโดยใช้รถบรรทุกจำนวน 1 คัน เนื่องจากข้อจำกัดลักษณะทางกายภาพของสะพาน โดยจะให้รถบรรทุกวิ่งผ่านช่วงสะพานทดสอบไปในทิศทางที่กำหนดด้วยความเร็วคงที่ โดยความเร็วของรถบรรทุกจะต้องพิจารณาเรื่องความปลอดภัยในการทดสอบ เช่น ระยะเบรก หรือตำแหน่งไฟจราจร เป็นต้น นอกจากนี้ความเร็วยังขึ้นอยู่กับสมรรถนะเครื่องยนต์และลักษณะทางกายภาพของสะพาน เช่น ความลาดเอียง ความโค้ง เป็นต้น การทดสอบแบ่งออกเป็น 3 รูปแบบ ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้



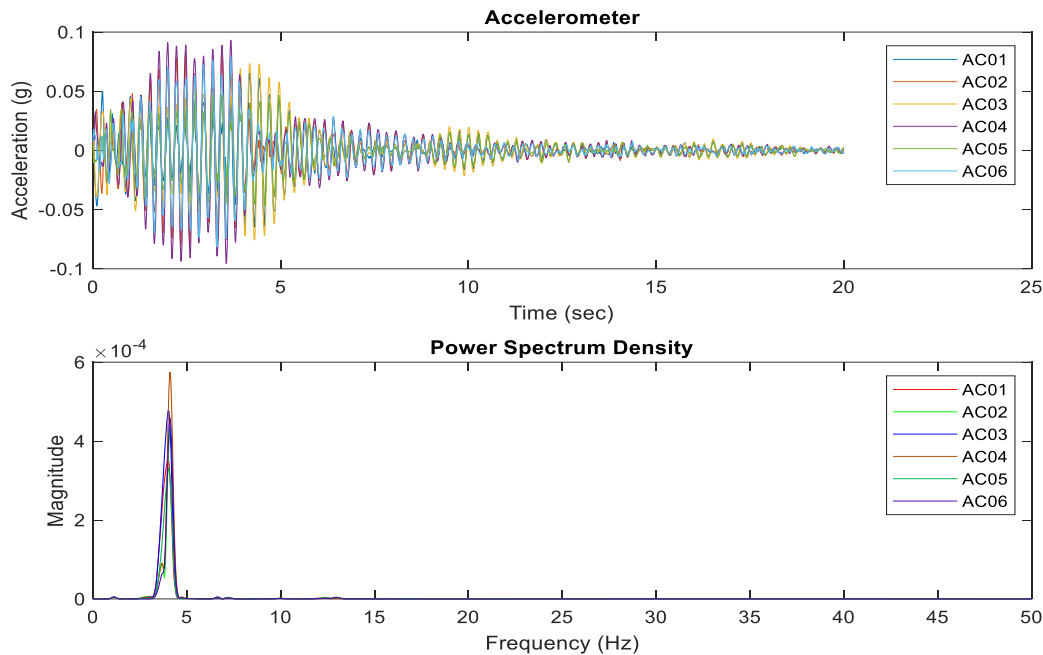
- 1) Dynamic 1 : การทดสอบโดยให้รถบรรทุกจำนวน 1 คัน หันหน้ารถไปในทิศทางตามการจราจร วิ่งกึ่งกลางสะพาน คร่อม 2 ช่องจราจร ด้วยความเร็วคงที่
- 2) Dynamic 2 : การทดสอบโดยให้รถบรรทุกจำนวน 1 คัน หันหน้ารถไปในทิศทางตามการจราจร วิ่งช่องจราจรทางซ้ายด้วยความเร็วคงที่
- 3) Dynamic 3 : การทดสอบโดยให้รถบรรทุกจำนวน 1 คัน หันหน้ารถไปในทิศทางตามการจราจร วิ่งช่องจราจรทางขวาด้วยความเร็วคงที่

ข้อมูลความเร่งการสั่นไหวจาก Accelerometer จำนวน 6 ตัว ที่ตรวจวัดได้จะถูกนำไปวิเคราะห์พฤติกรรมทางพลศาสตร์ที่สำคัญของสะพาน ดังนี้

5.5.1. ค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency)

ค่าความถี่ธรรมชาติ เป็นคุณสมบัติพื้นฐานทางพลศาสตร์ของโครงสร้างสะพาน หากสะพานได้รับแรงกระทำภายนอกที่มีความถี่ใกล้เคียงหรือเท่ากับค่าความถี่ธรรมชาติ สะพานจะมีการตอบสนองแบบสั่นพ้อง (Resonance) โดยระดับการตอบสนองจะเพิ่มสูงขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งโครงสร้างวิบัติ โดยทั่วไปคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของสะพานจะมีความสำคัญกับสะพานที่ต้องรองรับการจราจรความเร็วสูงและมีหลายเพลตต่อเนื่อง ซึ่งอาจทำให้เกิดแรงกระทำที่เป็นจังหวะใกล้เคียงกับค่าความถี่ธรรมชาติได้ เช่น สะพานรองรับรถไฟ (Railway Bridges) นอกจากนี้ค่าความถี่ธรรมชาติ ยังเป็นค่าที่บ่งบอกถึงสติฟเนสและมวลของสะพาน โดยค่าความถี่ธรรมชาติจะแปรผันตามค่าสติฟเนสและแปรผกผันกับมวล เนื่องจากสะพานโดยทั่วไปจะมีมวลคงที่หรือเปลี่ยนแปลงน้อยมาก ค่าความถี่ธรรมชาติจึงถูกนำมาใช้เป็นตัววัดการเปลี่ยนแปลงค่าสติฟเนสของสะพาน หากสะพานมีการเสื่อมสภาพมากหรือชำรุด ค่าสติฟเนสและค่าความถี่ธรรมชาติมีแนวโน้มที่จะน้อยลง แต่ถ้าสะพานได้รับการเสริมกำลัง ค่าสติฟเนสและค่าความถี่ธรรมชาติมีแนวโน้มที่จะสูงขึ้น

การวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติจากผลทดสอบภาคสนาม สามารถกระทำได้โดยนำข้อมูลการสั่นไหวที่บันทึกในรูปแบบ Time-History (ประวัติข้อมูลความเร่ง) มาพิจารณา โดยทำการแปลงข้อมูลด้วยวิธี Fourier Transform ให้อยู่ในรูปของ Frequency Domain และขยายผลด้วยวิธี Power Spectrum Density สุดท้ายจะพิจารณาค่าความถี่ที่มีขนาดค่าสัมประสิทธิ์ฟูเรียร์สูงสุดเป็นค่าความถี่หลักหรือความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน ดังตัวอย่างในรูปที่ 5.5-2

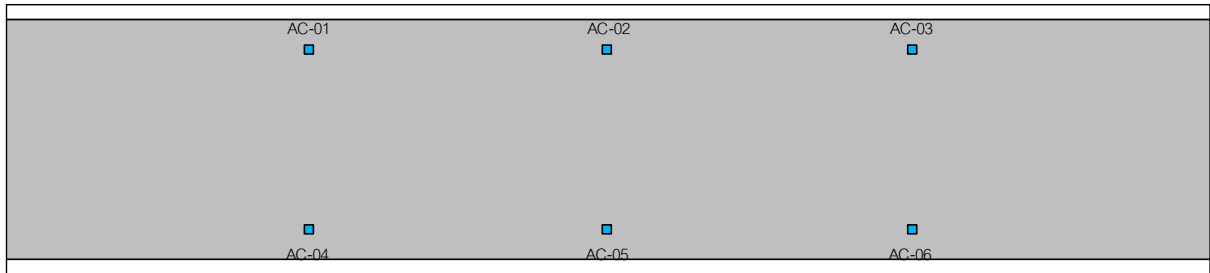


รูปที่ 5.5-2 ตัวอย่างการวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติ

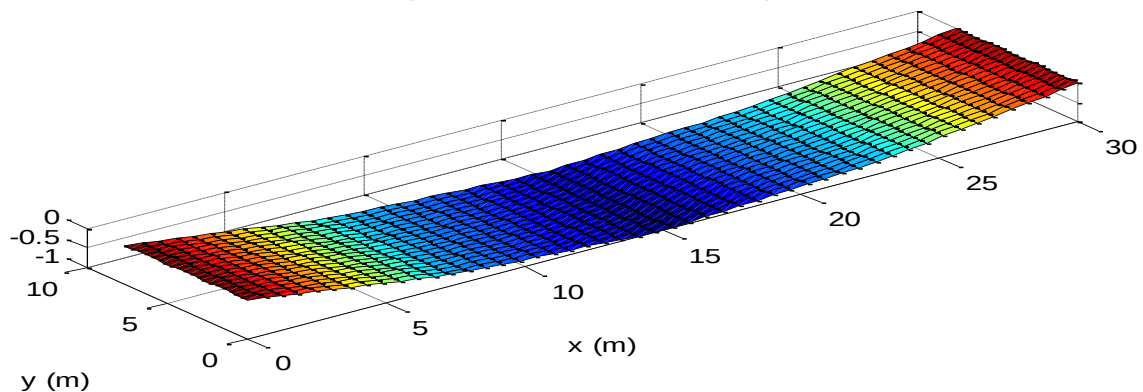
5.5.2. รูปร่างการสั่นไหว (Mode Shape)

รูปร่างการสั่นไหว (Mode Shapes) เป็นลักษณะเฉพาะของการเสียรูปแบบพลวัตของแต่ละสะพาน โดยทั่วไปจะเกิดขึ้นได้หลายโหมด แต่โหมดที่สำคัญจะเป็นโหมดแรกๆ (มีค่าความถี่ธรรมชาติต่ำ) ส่วนโหมดท้ายๆ (ซึ่งมีค่าความถี่สูง) จะเป็นการสั่นสะเทือน หรือ Noise และจะมีความสำคัญน้อยกว่าโหมดแรกๆ

การหารูปร่างการสั่นไหวจำเป็นต้องติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเร่ง (Accelerometer) กระจายให้ครอบคลุมช่วงสะพานที่พิจารณา โดยตำแหน่งที่ติดตั้งจะต้องเป็นตำแหน่งที่อ่อนไหว (Sensitive) ต่อค่าความถี่ธรรมชาติ และควรสามารถสั่นไหวได้หลายโหมด การหา Mode Shape จะแยกตามค่าความถี่ธรรมชาติที่เลือก โดยใช้ค่า Amplitude ของแต่ละตำแหน่งอุปกรณ์เป็นตัวแทนการพล็อตค่าการแอ่นตัว และใช้ Phase ของ Accelerometer ในการกำหนดทิศทางของการแอ่นตัวว่าเป็นไปในทิศทางเดียวกันหรือตรงกันข้าม โดยตัวอย่างการติดตั้ง Accelerometer และการวิเคราะห์หา Mode Shape ได้แสดงไว้ดังรูปที่ 5.5-3 หากมีตำแหน่งการติดตั้ง Accelerometer น้อยเกินไป จะทำให้ไม่สามารถตรวจสอบรูปร่างการสั่นไหวที่เกิดขึ้นได้ แต่การติดตั้ง Accelerometer จำนวนมากเกินไปจะทำให้ค่าใช้จ่ายงานทดสอบที่สูง ดังนั้น โครงการนี้จะใช้ Accelerometer จำนวน 6 ตัว ซึ่งเพียงพอต่อการหา Mode Shape แรกๆ ของสะพาน เช่น Bending Mode 1 ซึ่งเป็นโหมดที่มีความสำคัญมากของสะพาน



ก) ตำแหน่งการติดตั้ง Accelerometer

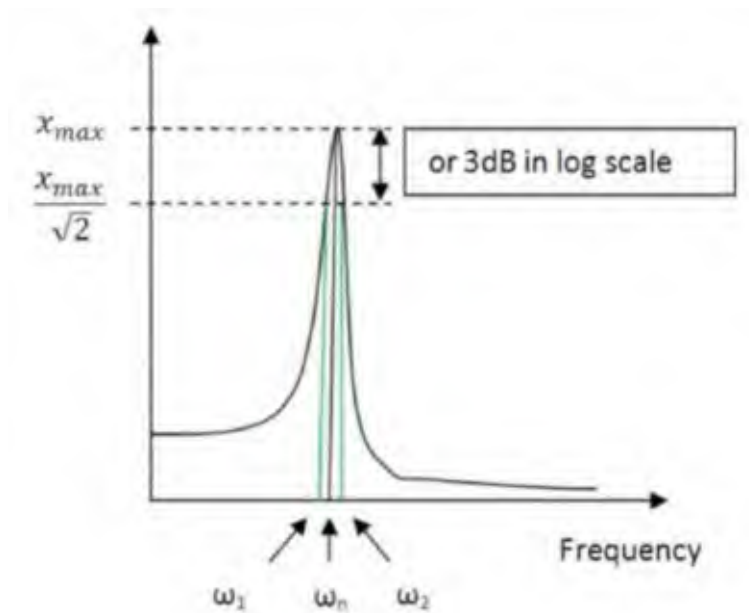


ข) Mode Shape ของสะพาน

รูปที่ 5.5-3 ตัวอย่าง Mode Shape การสั่นไหวของสะพาน

5.5.3. อัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio)

อัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้างสะพาน เป็นค่าที่บ่งบอกถึงการลดลงของพลังงานการสั่นไหวของโครงสร้างให้กลับมาอยู่ในสภาวะหยุดนิ่ง ถ้าสะพานมีอัตราส่วนความหน่วงสูง เมื่อรถแล่นออกจากสะพานไป สะพานจะสั่นไหวเพียงไม่กี่รอบก็จะกลับมาอยู่ในสภาวะหยุดนิ่ง ในทางกลับกัน ถ้าสะพานมีอัตราส่วนความหน่วงต่ำ การสั่นไหวจนกระทั่งหยุดนิ่งจะใช้เวลาาน การหาอัตราส่วนความหน่วงทำได้โดย นำข้อมูลการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระ (Free Vibration) มาแปลงให้อยู่ในรูปความถี่ (Frequency Domain) จากนั้นหาค่าความถี่ธรรมชาติ และวิเคราะห์ค่าอัตราส่วนความหน่วงด้วยวิธี Half Power Bandwidth ดังรูปที่ 5.5-4 และสมการที่ (5.5-1)



รูปที่ 5.5-4 การหาอัตราส่วนความหน่วงด้วยวิธี Half Power Bandwidth

$$\zeta_n = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_n} \quad (5.5-1)$$

โดยที่

ζ_n = อัตราส่วนความหน่วงของโหมดการสั่นไหว n ที่พิจารณา

ω_n = ค่าความถี่ธรรมชาติของโหมด n

ω_2 = ค่า Upper frequency ที่ระดับ Amplitude = Half power ($2^{-0.5} = 0.707$)
ของค่า Amplitude ที่ความถี่ธรรมชาติที่พิจารณา ω_n

ω_1 = ค่า Lower frequency ที่ระดับ Amplitude = Half power ($2^{-0.5} = 0.707$) ของ
ค่า Amplitude ที่ความถี่ธรรมชาติที่พิจารณา ω_n

โดยทั่วไปคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของสะพานจะมีความสำคัญกับสะพานที่ต้องรองรับการจราจรความเร็วสูงและมีหลายเพลาค่อเนื่อง ซึ่งอาจทำให้เกิดแรงกระทำที่เป็นจังหวะ เช่น สะพานรองรับรถไฟ (Railway Bridges) จึงจำเป็นต้องออกแบบให้พฤติกรรมด้านพลศาสตร์ของสะพานสามารถควบคุมระดับการสั่นไหวให้อยู่ในระดับที่เหมาะสมได้ จากการศึกษาพบว่าอัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio) ของโครงสร้างเกิดจาก 3 ปัจจัยหลัก ได้แก่ วัสดุที่ใช้ก่อสร้าง วิธีการประกอบกันเป็นโครงสร้าง และปฏิสัมพันธ์กับชิ้นส่วนอื่น ๆ ดังแสดงในตารางที่ 5.5-1 ดังนั้นสะพานเหล็กล้วน ที่ประกอบกันด้วยการเชื่อม วางบนแผ่นรองคานที่ขยับได้ คาดว่าจะมีอัตราส่วนความหน่วงประมาณ $0.5+1.5+1.5 = 3.5\%$ ขณะที่สะพานคอมโพสิต (พื้นคอนกรีตยึดกับคานเหล็ก) ที่วางบนแผ่นรองคานที่ขยับได้ คาดว่าจะมีอัตราส่วนความหน่วงประมาณ



$0.5+4.0+1.5 = 6.0 \%$ อย่างไรก็ตามค่าอัตราส่วนความหน่วงเป็นค่าที่มีความแปรปรวนสูง และคำแนะนำเป็นค่าที่ได้จากการเก็บข้อมูลสะพานในต่างประเทศ อาจใช้เป็นเพียงค่าอ้างอิงเบื้องต้น

ตารางที่ 5.5-1 อัตราส่วนความหน่วง Klingmüller et al., 1983

<i>Material damping</i>	δ_m
Steel	0.005
Reinforced concrete (uncracked)	0.025
Reinforced concrete (cracked)	0.045
Prestressed concrete	0.025
Masonry	0.050
Natural stone	0.050
<i>Nonmaterial structural damping</i>	δ_s
Steel bridges, welded	0.015
Steel bridges, bolted	0.020
Steel bridges, riveted	0.020
Composite bridges, steel girders and concrete deck	0.040
Reinforced and prestressed concrete bridges	0.020
Masonry bridges	?
Natural stone bridges	?
Ballast	0.020
<i>Interaction damping</i>	δ_i
Pendulum and roller bearings	0.005
Standard sliding bearings (not base isolation devices)	0.015
Monolithic concrete bearings	0.015

5.5.4. แฟกเตอร์แรงกระแทก (Impact Factor)

แฟกเตอร์แรงกระแทก เป็นค่าแฟกเตอร์ที่ใช้คูณกับแรงกระทำภายในโครงสร้าง (Internal Force) ที่เกิดจากแรงกระทำแบบสถิตของรถบรรทุก เพื่อพิจารณาผลกระทบจากแรงกระแทกและการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานเมื่อมีรถบรรทุกวิ่งผ่าน โดยทั่วไปแฟกเตอร์แรงกระแทกจะลดลงเมื่อช่วงสะพานยาวขึ้น อย่างไรก็ตามมาตรฐานการออกแบบสะพาน AASHTO LRFD ได้เผื่อแรงในส่วนนี้ไว้คงที่เท่ากับ 1.33 เท่าของแรงกระทำแบบสถิต ($IM = 1.33$) ในการทดสอบพฤติกรรมสะพานที่ภาคสนาม แฟกเตอร์แรงกระแทกสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (5.5-2)



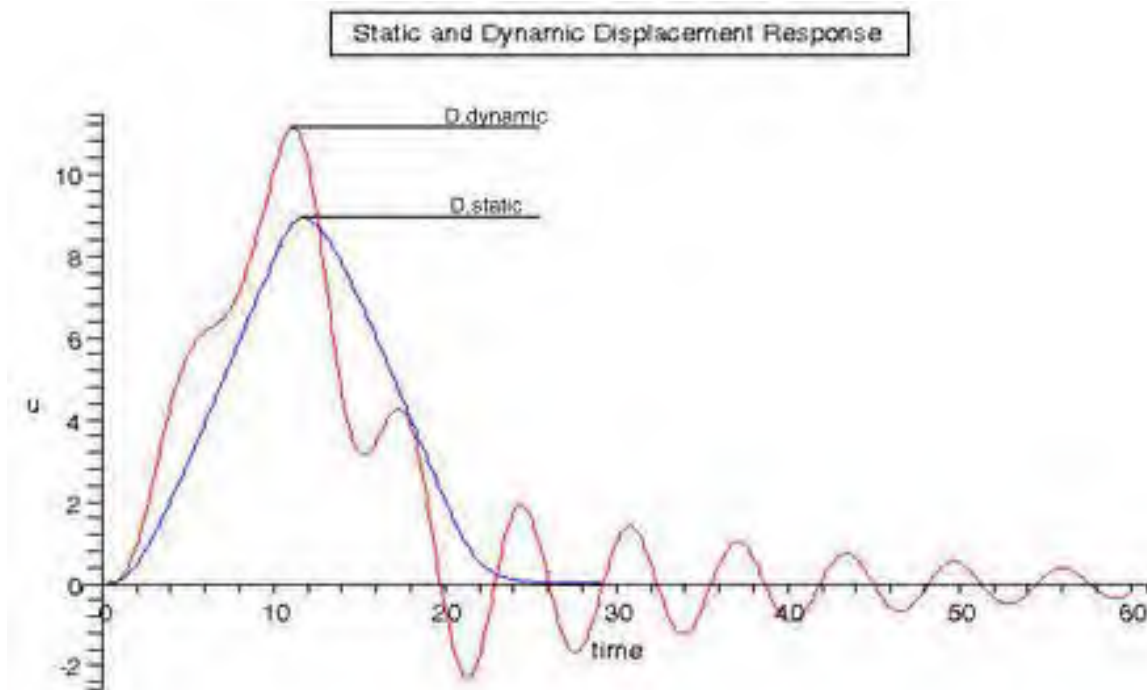
$$IM = \frac{R_{Dyn}}{R_{Sta}} \quad (5.5-2)$$

โดยที่

R_{Dyn} = ค่าสูงสุดของผลการตอบสนองแบบพลวัต ณ ตำแหน่งที่พิจารณา

R_{Sta} = ค่าสูงสุดของผลการตอบสนองแบบสถิต ณ ตำแหน่งที่พิจารณา

ในกรณีที่ไม่สามารถตรวจวัดแบบสถิตได้ จะทำการคำนวณโดยใช้ข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดแบบ Dynamic Load Test มาผ่านกระบวนการกรองความถี่แบบ Low Pass Filter เพื่อแยกส่วน Pseudo-Static ออกมาจาก Dynamic Response โดยส่วนที่เป็น Pseudo-Static นี้จะเปรียบเสมือนผลการตอบสนองของ โครงสร้างแบบสถิต ณ ตำแหน่งที่พิจารณา ซึ่งไม่รวมผลกระทบจากการสั่นไหวของโครงสร้าง โดยจะใช้ ค่าสูงสุดของ Pseudo-Static สำหรับค่า R_{Sta} เพื่อใช้คำนวณในสมการ



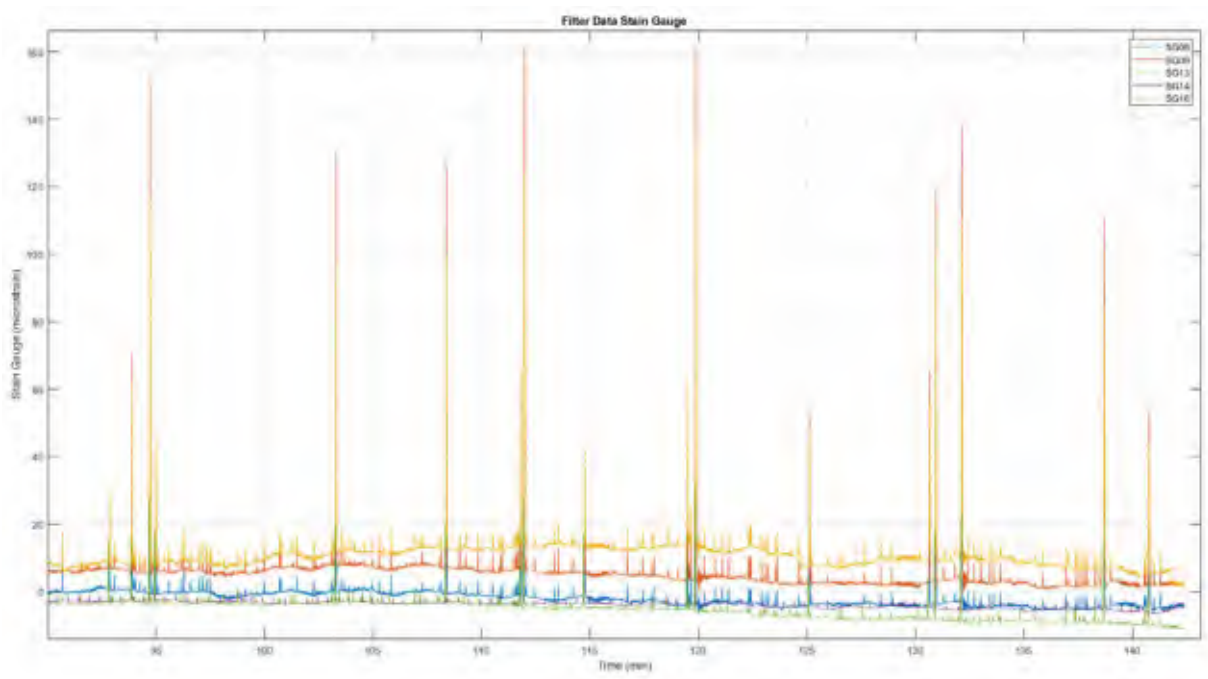
รูปที่ 5.5-5 ค่าการตอบสนองของโครงสร้างแบบ Pseudo Static และแบบ Dynamic



5.6. การทดสอบภายใต้สภาวะใช้งาน

การทดสอบภายใต้สภาวะใช้งานเป็นการตรวจวัดพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานอย่างต่อเนื่องภายใต้การจราจรจริงที่วิ่งบนสะพานตามปกติเป็นเวลาอย่างน้อย 7 วัน โดยอาศัยค่าที่อ่านได้จากอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด จำนวน 50 ตำแหน่ง ต่อสะพาน ซึ่งโครงการนี้มีวัตถุประสงค์หลักที่จะตรวจวัดการยึดหดตัวของแผ่นชิ้นส่วนโครงสร้าง (Base Metal) และรอยต่อที่มีแนวโน้มจะเกิดปัญหาจากความล้าได้ (Fatigue Critical Connection)

การดำเนินในส่วนนี้จะดำเนินการเก็บข้อมูลในรูปแบบประวัติความเครียด (Strain History) เป็นระยะเวลาอย่างน้อย 7 วัน ดังตัวอย่างบางส่วนที่แสดงในรูปที่ 5.6-1 เพื่อที่จะนำประวัติข้อมูลความเครียดมาวิเคราะห์หาจุดยอดความเครียด (Peak Dynamic Strain) สำหรับประเมินความสามารถการต้านทานความล้า



รูปที่ 5.6-1 ตัวอย่างประวัติข้อมูลความเครียด (Strain History)

รอยแตกจากความล้า (Fatigue Cracking) เป็นรูปแบบความเสียหายประเภทหนึ่งที่พบมากในโครงสร้างเหล็ก ถึงแม้ผลการทดสอบจากงานวิจัยต่างๆ จะแสดงให้เห็นว่าการใช้เหล็กเกรดที่สูงกว่าจะมีความสามารถต้านทานความล้าได้ดีกว่าการใช้เหล็กเกรดที่ต่ำกว่า อย่างไรก็ตามที่บริเวณรอยต่อของชิ้นส่วนโครงสร้างจะมีพฤติกรรมที่ซับซ้อนและเป็นตัวกำหนดจุดพังทลาย (Weakest Link) โดยทั่วไปรอยเชื่อมจะมีจุดบกพร่อง (Flaw) ขนาดเล็กมากเริ่มต้นอยู่แล้ว ต่อมาเมื่อได้รับแรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic Load) ซ้ำไปมาหลายรอบ จุดบกพร่องขนาดเล็กจะค่อยๆ ลุกลามกลายเป็นรอยร้าวขนาดเล็ก (Micro Cracking) และเพิ่มขนาดใหญ่ขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งกลายเป็นรอยแตกขยายใหญ่ที่สามารถสังเกตเห็นได้ด้วยตาเปล่า (Macro Cracks) และจะขยายตัวตามยาวขึ้นเรื่อยๆ (Propagation) จนกระทั่งรอยเชื่อมฉีกขาด นอกจากนี้การเจาะรูใน



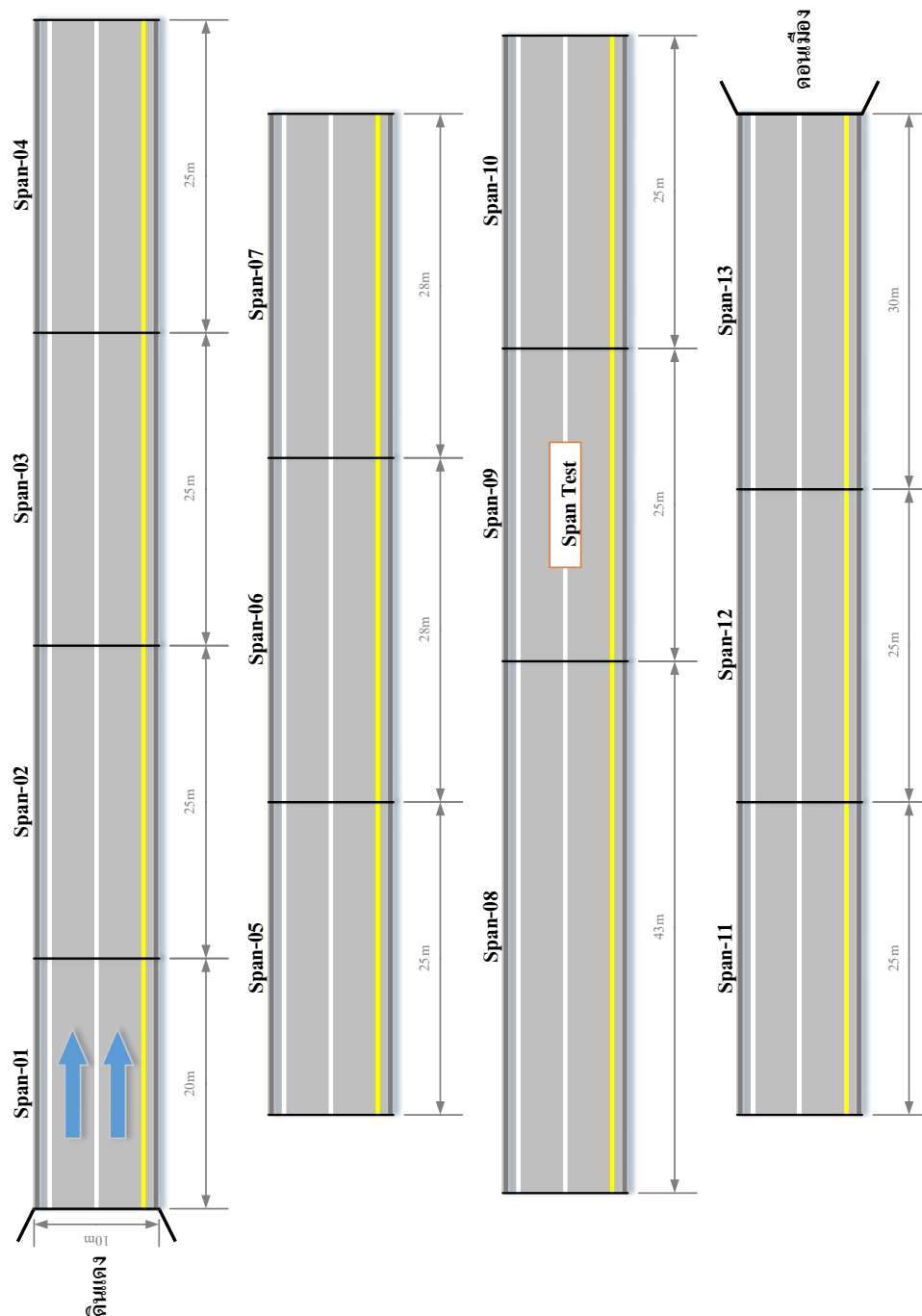
แผ่นเหล็กสำหรับรอยต่อชนิดสลักเกลียว (Bolted Connection) จะทำให้พื้นที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กบริเวณนั้นลดลงอย่างฉับพลัน ความเค้นดึงที่ผ่านบริเวณดังกล่าวจะต้องเปลี่ยนแนวแรงเพื่ออ้อมรูเจาะนั้น เป็นผลทำให้เกิดความเค้นหนาแน่นที่บริเวณขอบของรูเจาะ (Stress Concentration) การเพิ่มระดับความเข้มข้นของความเค้นดึงทำให้รอยแตกจากความล้าเกิดได้เร็วขึ้นกว่าบริเวณที่ไม่มีรูเจาะ กล่าวโดยสรุป ปัจจัยที่มีผลต่อรอยแตกจากความล้า คือ

- รูปแบบของรอยต่อ (Connection Configuration) ซึ่ง AASHTO แบ่งเป็นกลุ่มต่างๆ (Category A-E และ M)
- ช่วงค่าความเค้น (Stress Range) ในแต่ละรอบแรงกระทำ
- จำนวนรอบแรงกระทำ (Number of Cyclic Loading)



5.7. ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานตัวที่ 1 (Fly Over 1)

ที่ปรึกษาได้ดำเนินการตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพานตัวที่ 1 (Fly Over 1) ช่วงสะพานที่ 9 (Span 9) ความยาวช่วง 25.00 เมตร โดยทำการทดสอบภายใต้สภาวะควบคุม เมื่อวันที่ 9 กุมภาพันธ์ 2563 และทดสอบภายใต้สภาวะการใช้งาน ระหว่างวันที่ 4-12 กุมภาพันธ์ 2563 ซึ่งมีรายละเอียดการตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพาน ดังนี้

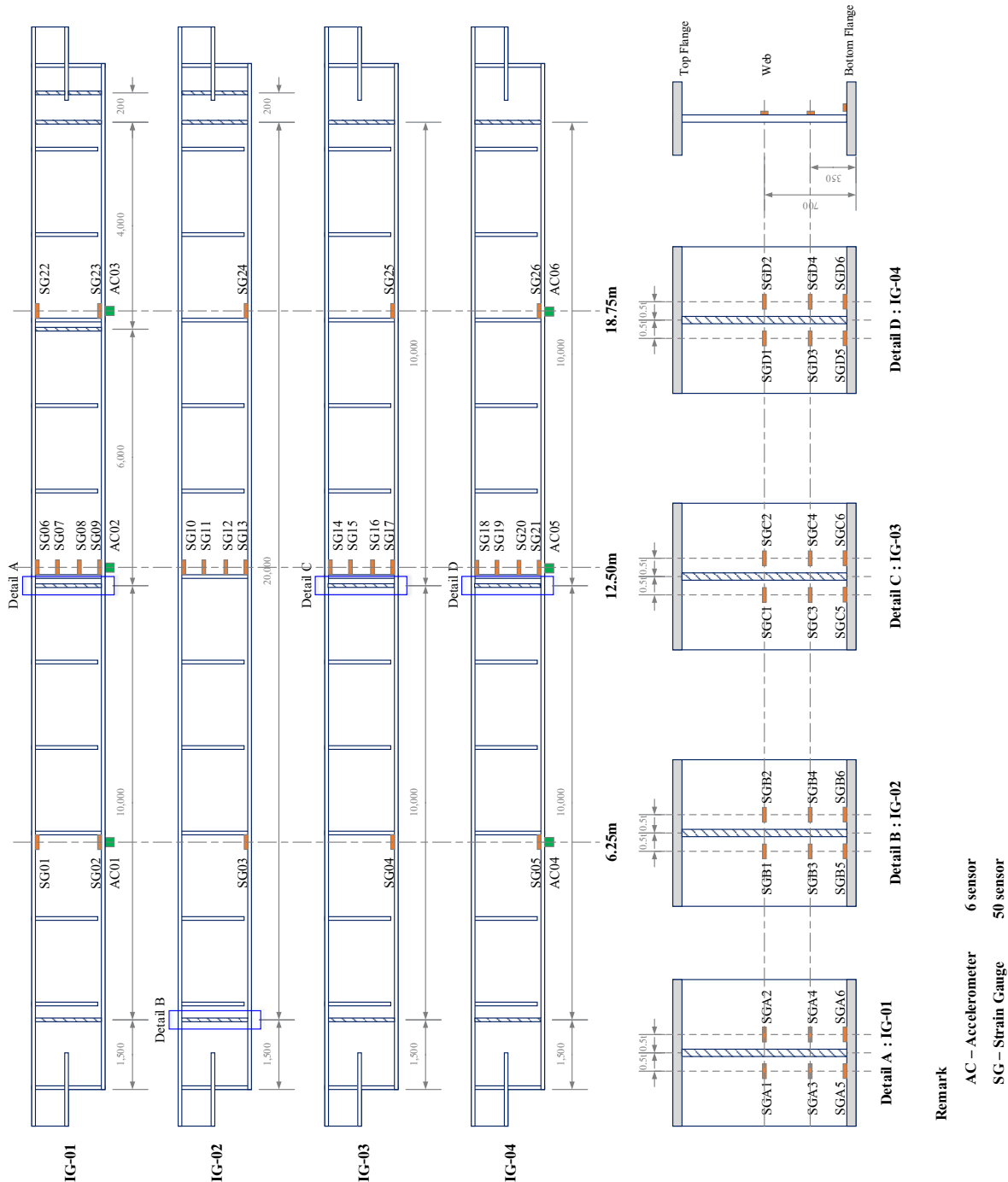


รูปที่ 5.7-1 ช่วงสะพานทดสอบสะพานตัวที่ 1 (Flyover 1)



5.7.1. ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด

ที่ปรึกษาได้ทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเร่งจากการสั่นไหว (Accelerometer) จำนวน 6 ตำแหน่ง และอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด (Strain Gauge) สำหรับวัดการยืดหดตัวของโครงสร้าง จำนวน 50 ตำแหน่ง โดยมีรายละเอียดดังนี้



รูปที่ 5.7-2 ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสะพานตัวที่ 1 (Flyover 1)



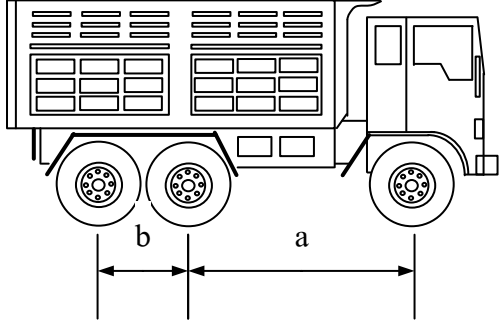
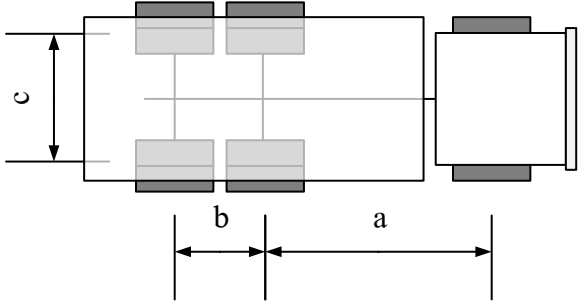
รูปที่ 5.7-3 ภาพการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสะพานตัวที่ 1 (Flyover 1)



5.7.2. รถบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบ

ที่ปรึกษาได้ใช้รถบรรทุก 10 ล้อ น้ำหนักรวมประมาณ 25 ตัน จำนวน 2 คัน ทดสอบสะพานภายใต้สภาวะควบคุม โดยมีรายละเอียดดังนี้

คันที่	1	2
ประเภท	รถบรรทุกสิบล้อ (71-9585)	รถบรรทุกสิบล้อ (83-1319)
น้ำหนักรถบรรทุก (ตัน)	25.100	25.200
ระยะเพลที่ 1 ถึง 2 (a, เมตร)	4.20	4.20
ระยะเพลที่ 2 ถึง 3 (b, เมตร)	1.30	1.30
ความกว้างฐานล้อ (c, เมตร)	1.90	1.90





รูปที่ 5.7-4 ภาพการวัดมิติของรถบรรทุก

ที่ปรึกษาได้ดำเนินการทดสอบภายใต้สภาวะควบคุม ประกอบด้วย การทดสอบแบบสถิต (Static Test) และการทดสอบแบบพลวัต (Dynamic Test) โดยในการทดสอบจำเป็นต้องปิดเบี่ยงการจราจรเพื่อทำการทดสอบสภาวะควบคุมดังกล่าว

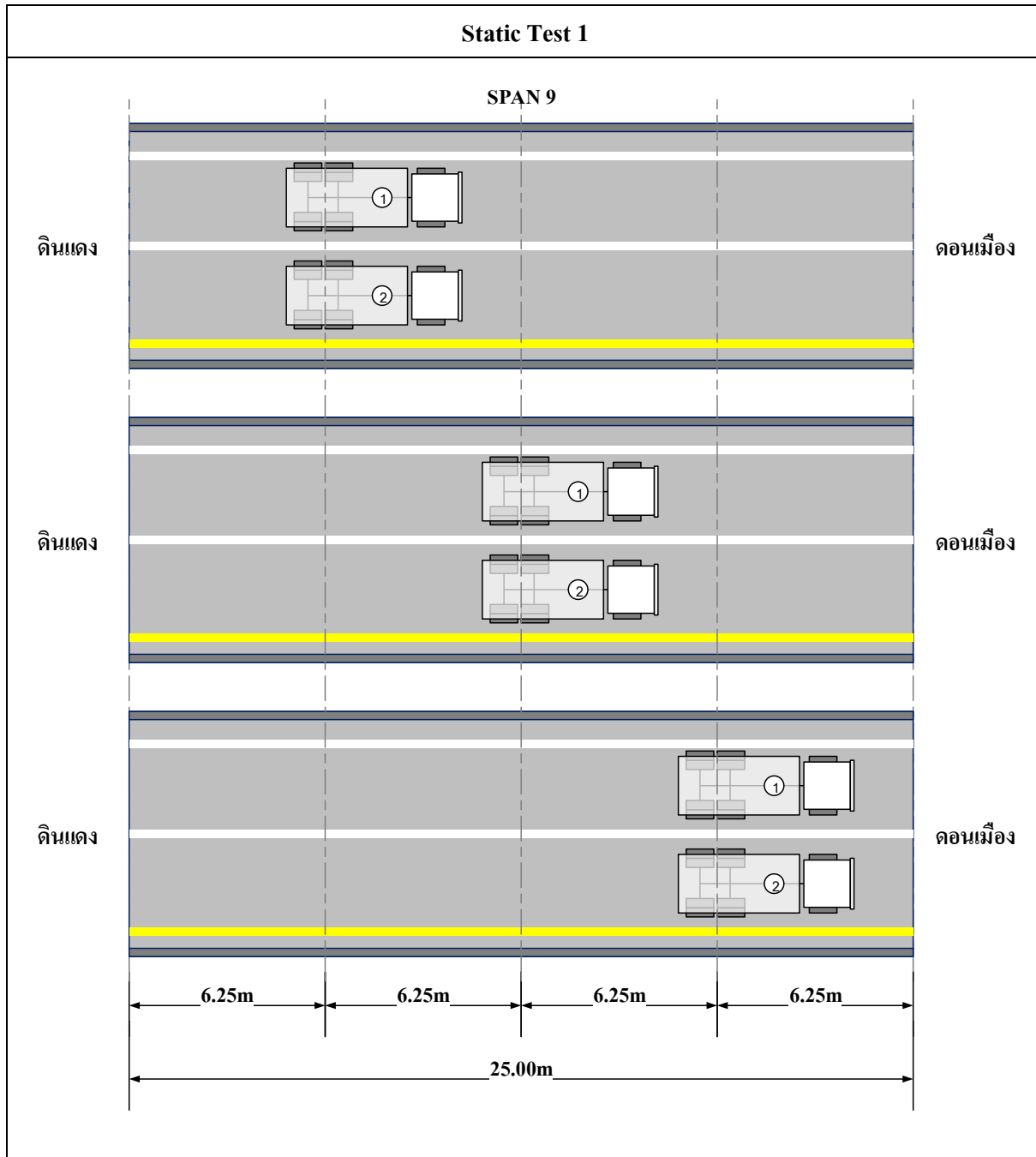


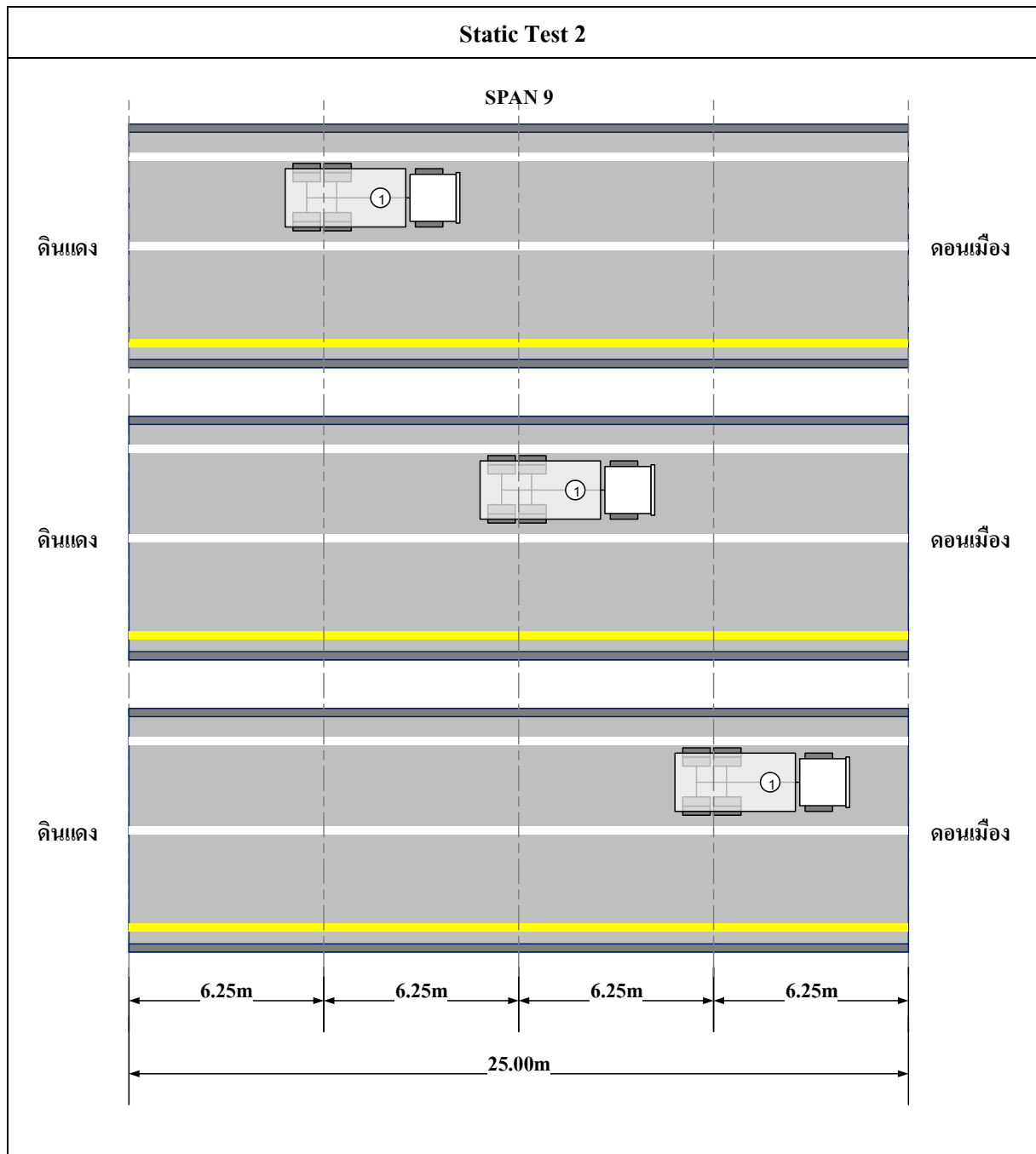
รูปที่ 5.7-5 ภาพการทำงานการทดสอบสะพานตัวที่ 1 (Flyover 1)

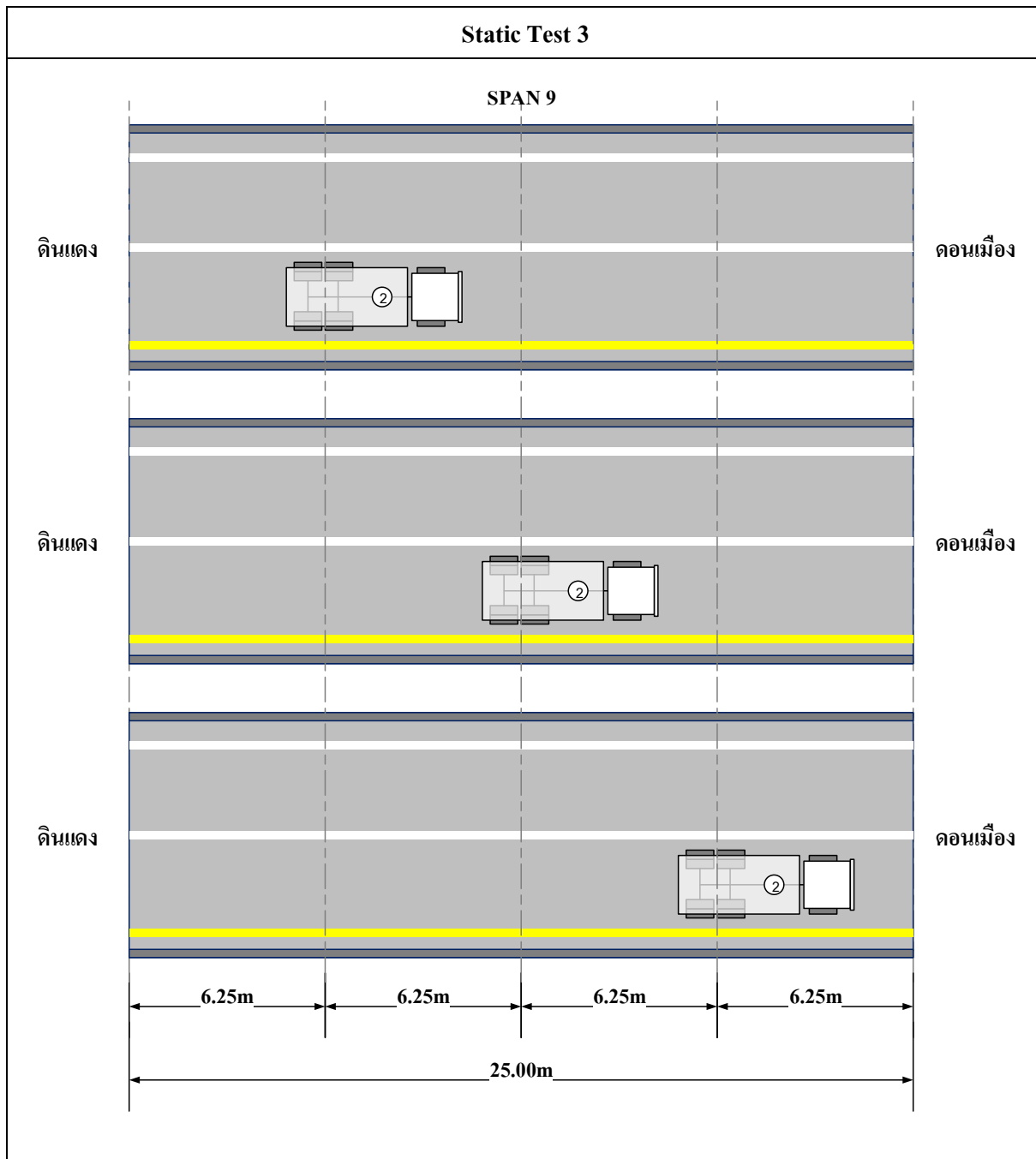


5.7.3. การทดสอบภายใต้สภาวะควบคุมแบบสถิต (Static Load Test)

5.7.3.1 รูปแบบการทดสอบสะพานแบบสถิต (Static Load Test)









5.7.3.2 ผลการทดสอบสะพานแบบสถิต (Static Load Test)

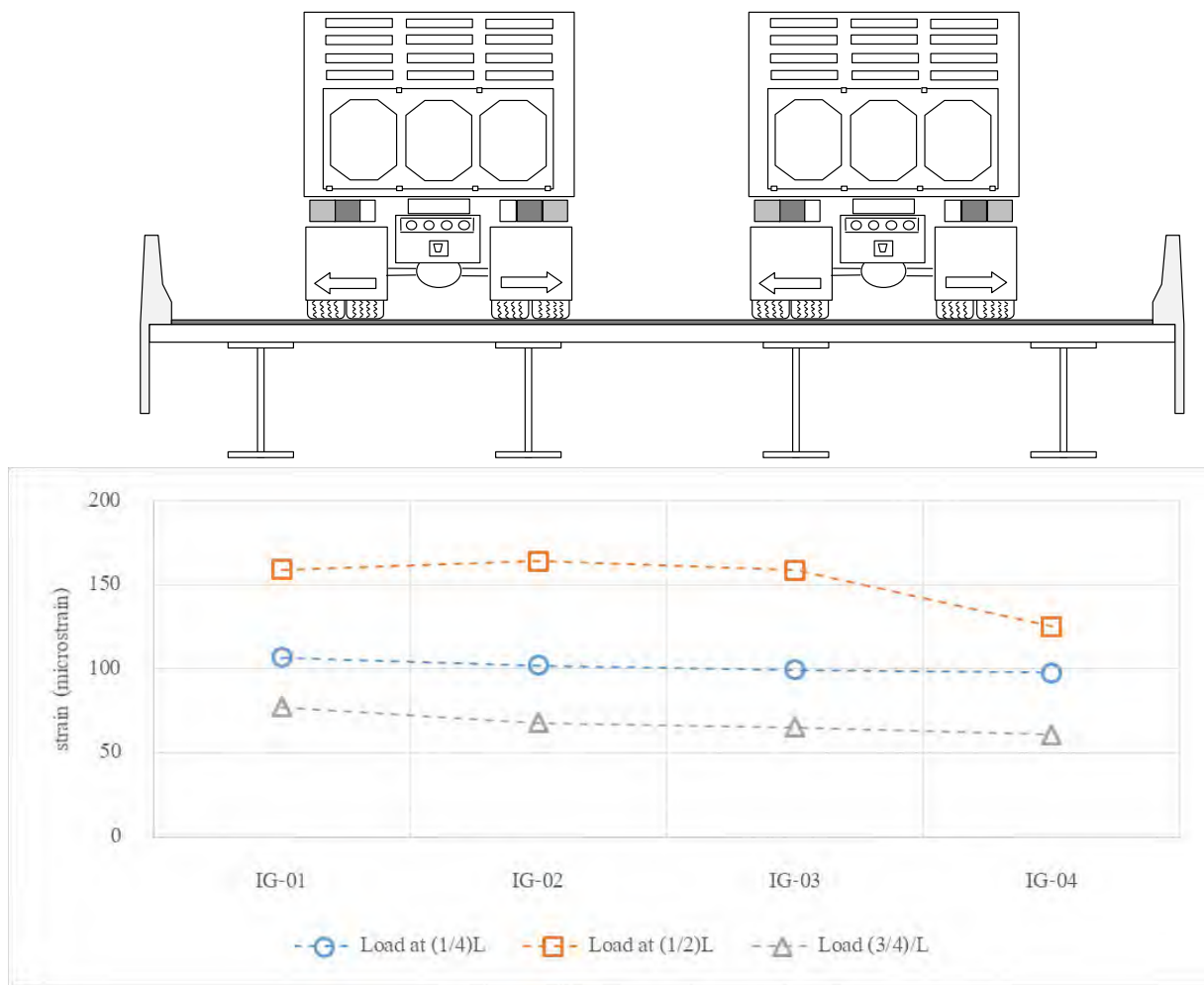
ตารางที่ 5.7-1 ผลการทดสอบสะพานแบบสถิต (Static Load Test)

SENSOR	STATIC 1			STATIC 2			STATIC 3		
	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L
SG01	-0.805	-1.592	-1.834	-1.187	-1.451	-0.593	-1.475	-0.745	0.160
SG02	116.392	87.795	37.354	79.877	78.490	32.930	15.380	14.367	6.625
SG03	145.644	89.959	38.615	56.462	56.658	25.113	49.820	35.460	13.606
SG04	142.064	85.165	35.334	37.650	38.556	18.483	99.830	52.659	21.209
SG05	108.361	79.700	31.894	9.480	10.572	9.430	106.640	77.199	30.226
SG06	14.081	2.083	-11.842	3.672	4.598	-7.851	0.184	-1.088	-2.522
SG07	1.210	15.780	7.223	14.258	14.830	7.889	2.091	2.701	0.185
SG08	60.169	101.469	51.962	92.059	91.498	46.129	9.807	12.321	4.257
SG09	106.908	158.993	77.302	145.310	144.446	69.432	16.154	18.117	6.937
SG10	-13.851	-15.270	-36.314	-2.363	-0.073	-19.079	-3.683	-9.370	-9.898
SG11	-32.173	-33.646	-32.080	-24.010	-22.178	-22.325	-13.514	-15.619	-10.830
SG12	46.781	56.245	18.058	35.216	36.551	10.578	14.980	15.580	3.139
SG13	102.207	164.081	67.861	113.614	114.957	46.757	42.363	58.192	26.271
SG14	1.401	8.270	2.026	2.446	2.630	1.300	1.288	6.877	2.489
SG15	28.499	36.378	14.711	11.776	12.204	6.377	19.888	25.080	9.201
SG16	58.156	82.556	33.442	28.677	29.339	16.085	40.862	57.398	21.116
SG17	99.296	158.752	65.169	57.867	58.808	32.453	68.565	112.828	43.067
SG18	-9.801	-11.182	-8.600	-3.014	-2.687	-2.165	-10.102	-9.552	-8.221
SG19	-18.530	-9.035	-1.528	0.333	0.567	1.202	-19.254	-7.434	1.025
SG20	28.101	44.296	23.213	3.081	4.114	3.475	25.538	44.515	22.832
SG21	97.611	125.256	61.032	8.695	10.185	6.954	91.282	123.947	58.421
SG22	-2.058	-0.985	-0.734	-0.348	0.154	2.687	0.069	-1.600	-2.437
SG23	52.615	99.414	106.004	93.136	92.461	102.769	8.307	13.386	5.769
SG24	51.647	106.900	130.599	69.380	70.026	94.914	20.843	39.835	35.961
SG25	48.995	103.042	120.004	41.270	42.609	46.277	33.733	71.678	88.008
SG26	51.899	87.239	80.808	8.576	10.603	5.635	49.709	85.865	84.622

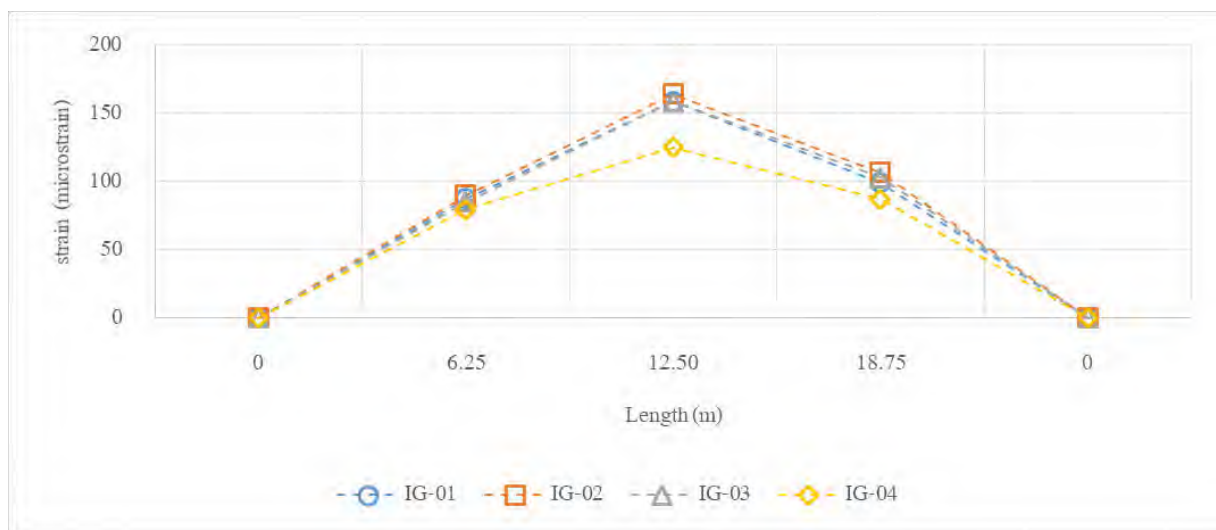


ตารางที่ 5.7-1 ผลการทดสอบสะพานแบบสถิต (Static Load Test) (ต่อ)

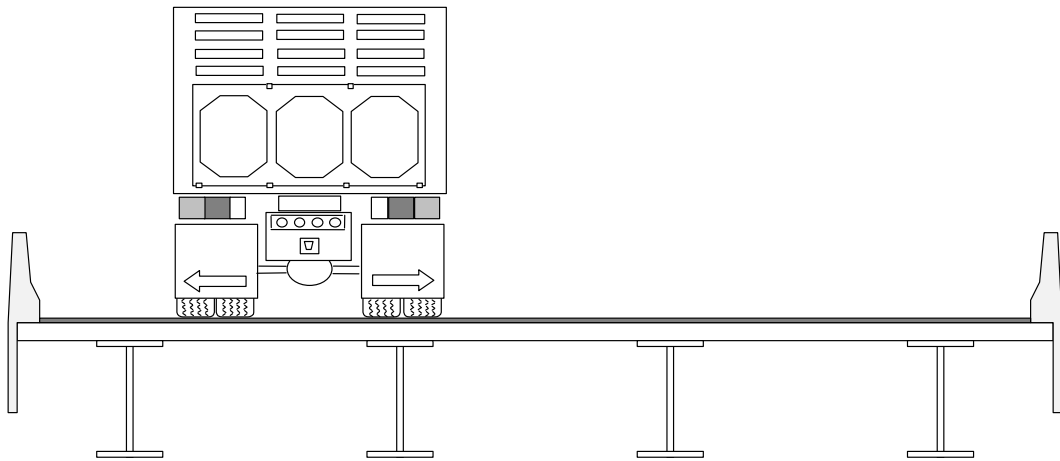
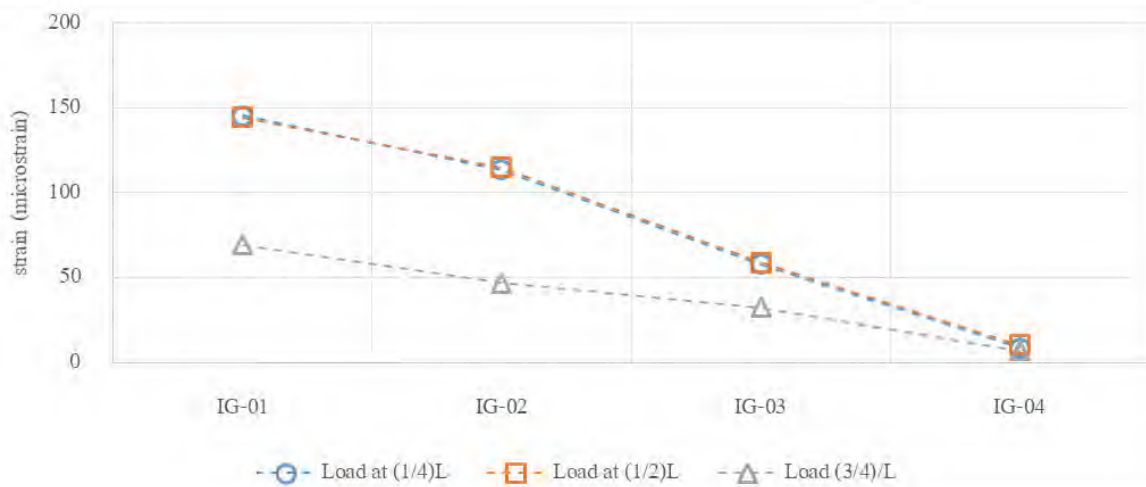
SENSOR	STATIC 1			STATIC 2			STATIC 3		
	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L
SGA1	72.288	108.366	50.173	100.537	99.861	46.120	11.082	12.049	3.797
SGA2	88.874	125.642	57.466	116.660	118.006	57.699	13.547	14.359	3.528
SGA3	85.278	125.632	60.646	115.456	114.226	53.504	15.263	14.991	5.899
SGA4	114.549	155.850	69.269	145.460	143.813	67.308	20.389	22.369	10.758
SGA5	100.669	151.703	73.688	138.384	137.294	65.264	15.903	18.062	7.336
SGA6	97.688	147.312	72.572	134.493	133.651	65.197	14.441	16.844	5.979
SGB1	-24.123	-15.295	-7.049	-10.017	-8.841	-1.722	-9.172	-6.679	-4.546
SGB2	-34.703	-21.191	-9.868	-13.690	-12.860	-3.182	-12.498	-9.035	-4.842
SGB3	14.149	7.663	3.680	4.632	4.632	4.109	4.502	2.588	-0.331
SGB4	7.485	3.494	0.850	0.821	2.010	2.518	2.621	1.487	-1.049
SGB5	54.153	30.639	12.977	18.549	19.355	9.880	19.181	12.752	4.137
SGB6	46.789	25.646	9.790	17.074	17.568	9.814	16.615	11.291	4.087
SGC1	-12.446	33.996	17.304	8.855	8.786	7.156	-11.653	23.146	8.964
SGC2	53.670	100.416	56.294	31.817	33.108	20.692	35.228	71.537	36.998
SGC3	67.492	124.114	55.802	45.309	46.576	28.916	45.375	84.557	31.481
SGC4	95.211	166.766	81.513	54.514	55.982	31.209	62.618	120.765	54.020
SGC5	101.396	162.682	67.824	58.163	59.034	30.618	67.876	112.459	39.967
SGC6	89.059	147.955	64.224	52.694	53.880	29.629	59.815	103.441	39.918
SGD1	90.508	114.953	54.577	8.871	9.866	9.015	85.978	114.399	54.652
SGD2	83.837	120.261	63.187	5.816	8.151	6.461	80.851	123.691	64.726
SGD3	145.327	187.022	90.076	12.941	15.004	9.000	134.327	183.658	87.175
SGD4	118.627	167.396	83.018	11.696	13.127	11.881	112.200	166.602	80.773
SGD5	95.930	125.193	62.232	9.954	12.107	12.910	89.226	124.961	61.510
SGD6	94.817	126.876	64.345	8.825	9.900	9.503	90.412	127.197	62.557



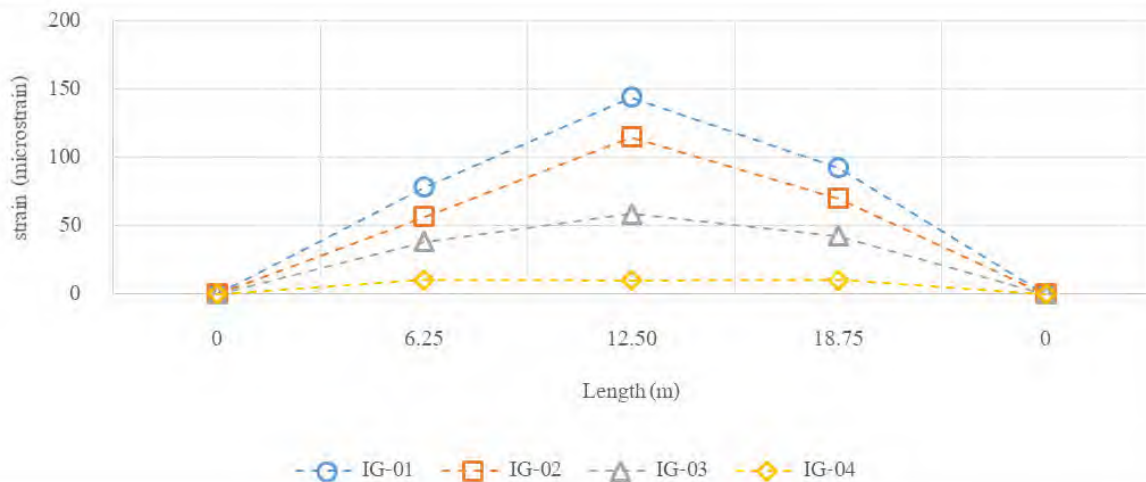
รูปที่ 5.7-6 การกระจายค่าความเครียดตามขวาง Static Load Test 1



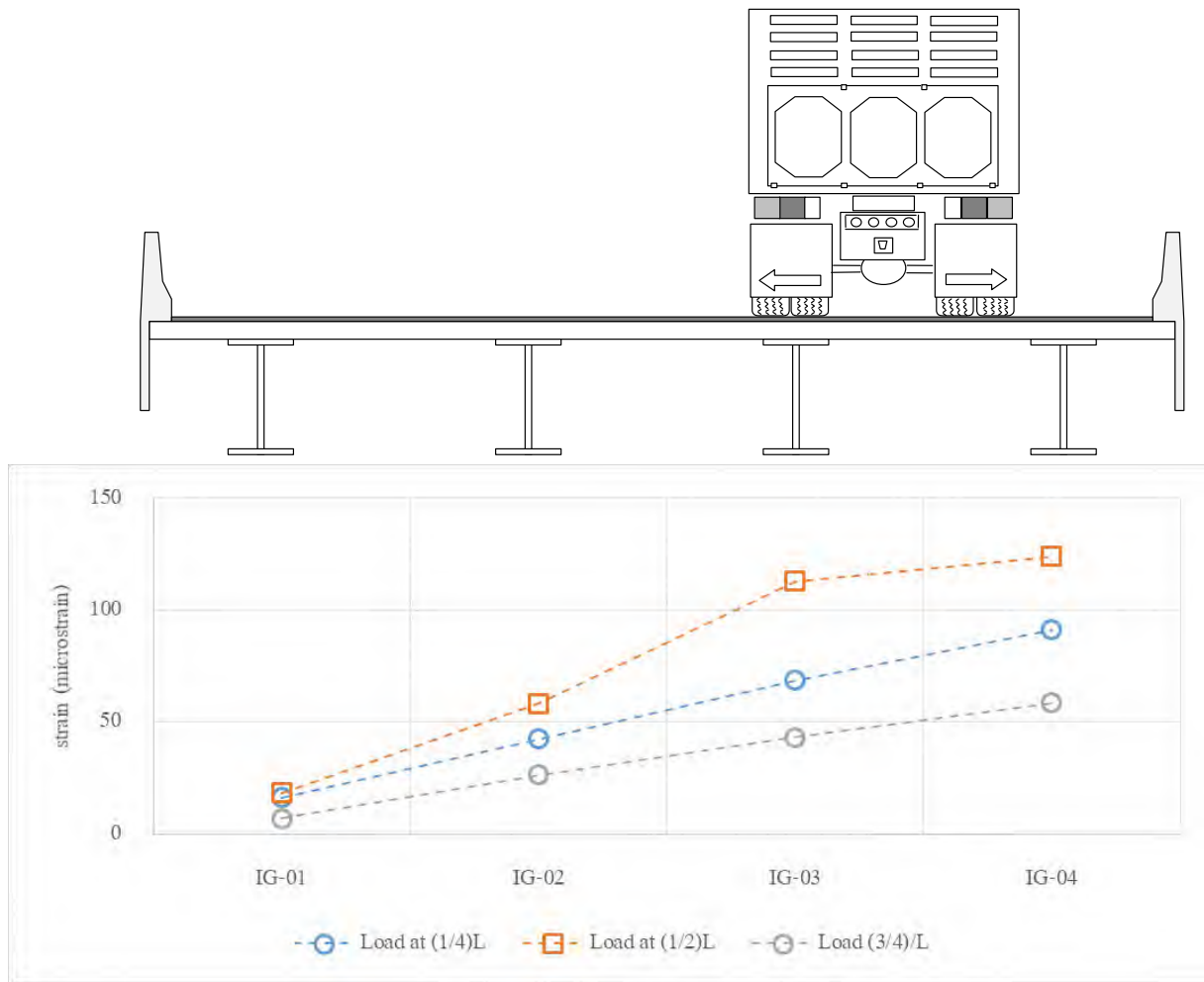
รูปที่ 5.7-7 การกระจายค่าความเครียดตามยาว Static Load Test 1



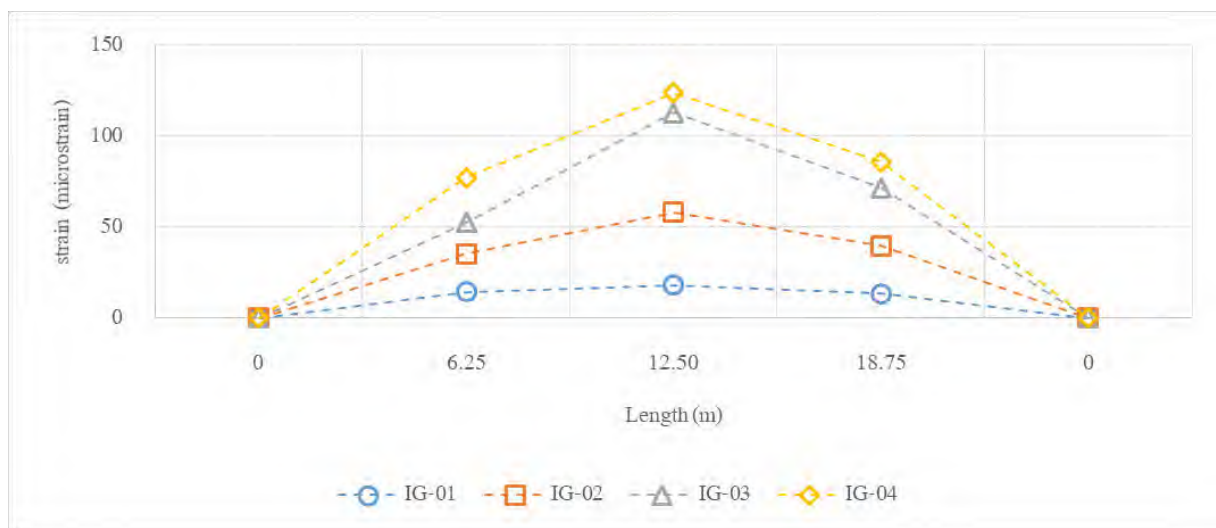
รูปที่ 5.7-8 การกระจายค่าความเครียดตามขวาง Static Load Test 2



รูปที่ 5.7-9 การกระจายค่าความเครียดตามยาว Static Load Test 2



รูปที่ 5.7-10 การกระจายค่าความเครียดตามขวาง Static Load Test 3



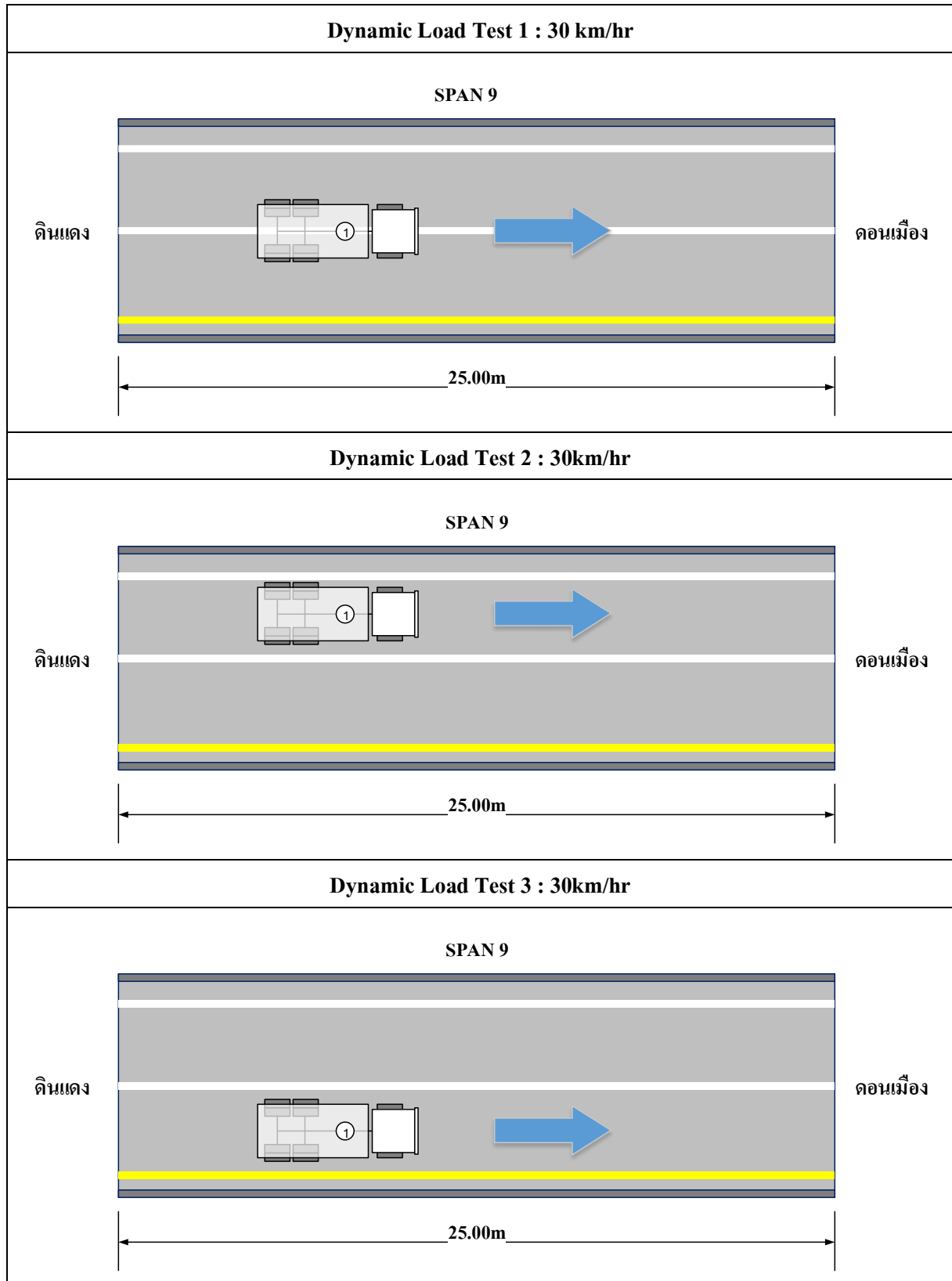
รูปที่ 5.7-11 การกระจายค่าความเครียดตามยาวคาน Static Load Test 3



ผลการทดสอบแบบสถิติของสะพานตัวที่ 1 พบว่าความเครียดที่ปีกคานด้านล่างที่กึ่งกลางช่วงสะพานจะเกิดขึ้นสูงสุดเมื่อรถบรรทุกจอดที่ตำแหน่ง $L/2$ หากใช้รถบรรทุก 2 คัน จะเกิดความเครียดในคานแต่ละตัวในช่วง 130-160 microstrains หากใช้รถบรรทุก 1 คัน จอดช่องจราจรด้านซ้าย จะเกิดความเครียดสูงสุดประมาณ 145 microstrains ที่คานริมด้านซ้ายสุด และเกิดความเครียดต่ำสุดประมาณ 10 microstrains ที่คานริมด้านขวาสุด หากใช้รถบรรทุก 1 คัน จอดช่องจราจรด้านขวา จะเกิดความเครียดสูงสุดประมาณ 135 microstrains ที่คานริมด้านขวาสุด และเกิดความเครียดต่ำสุดประมาณ 20 microstrains ที่คานริมด้านซ้ายสุด

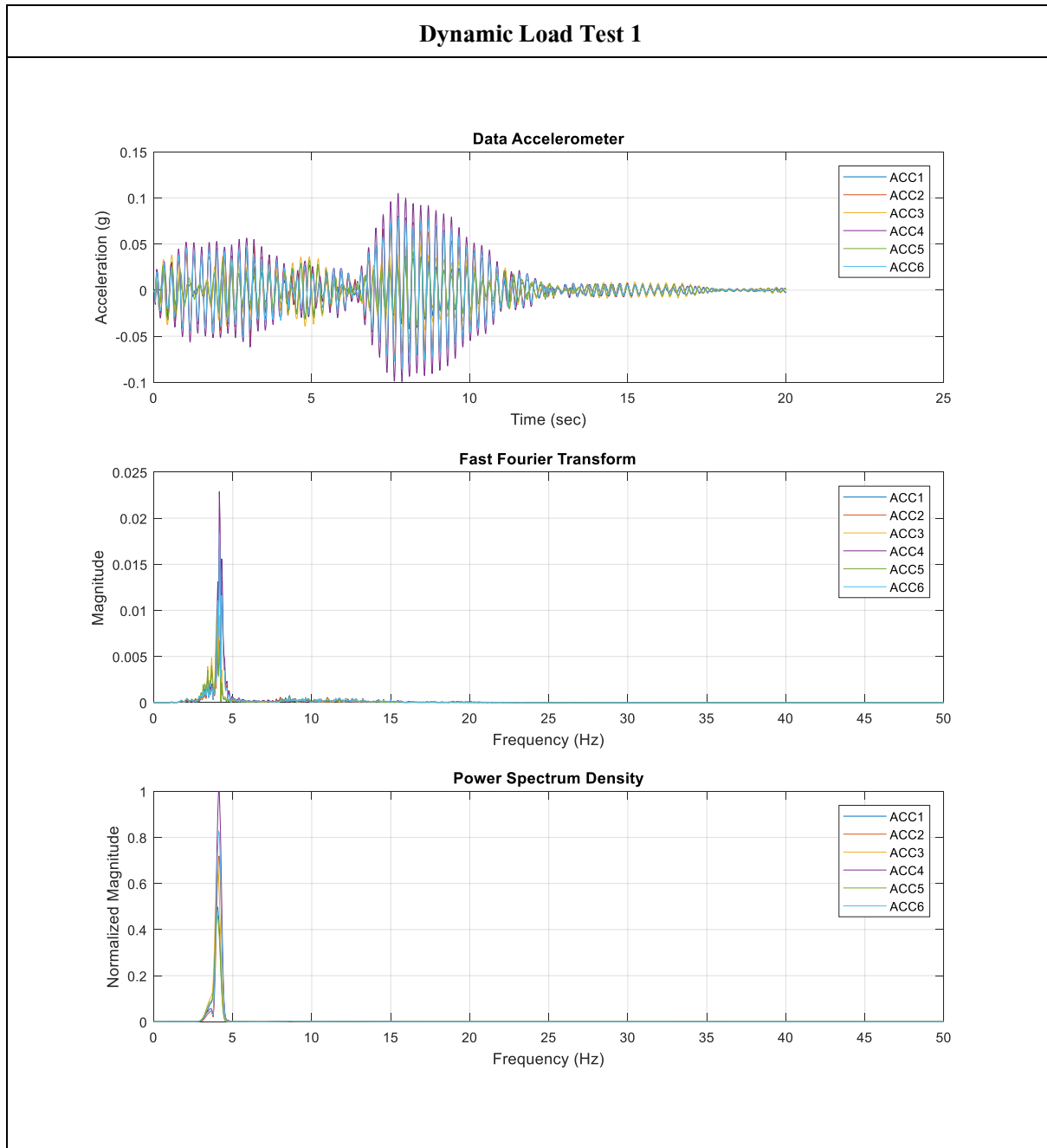
5.7.4. การทดสอบภายใต้สภาวะควบคุมแบบพลวัต (Dynamic Load Test)

5.7.4.1 รูปแบบการทดสอบสะพานแบบพลวัต (Dynamic Load Test)





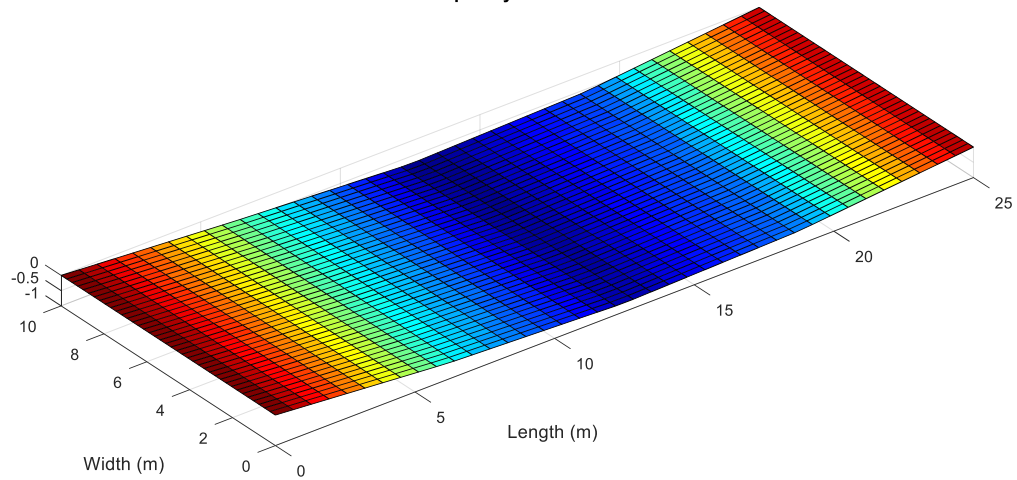
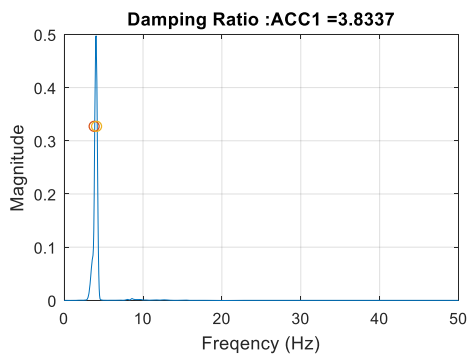
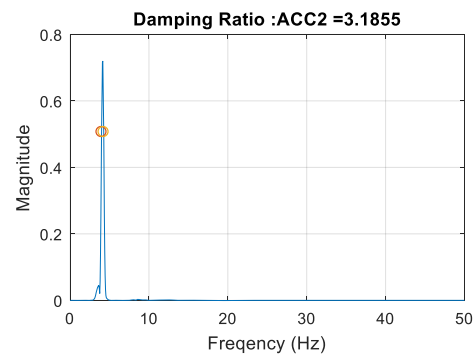
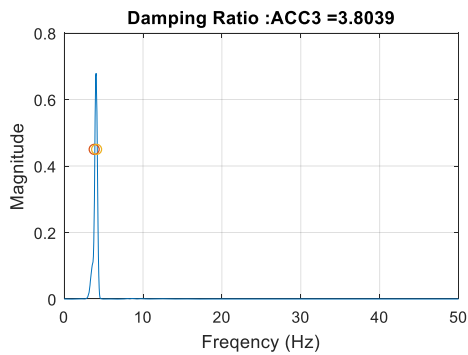
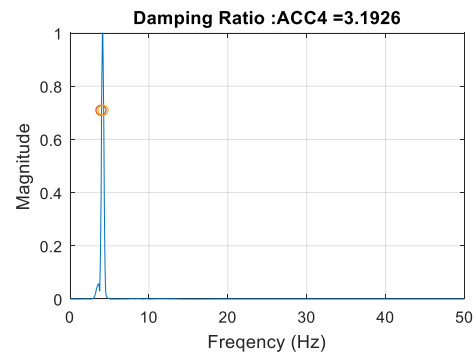
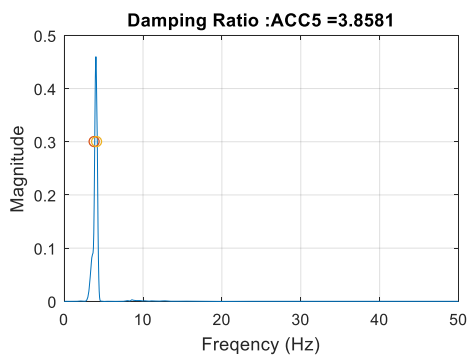
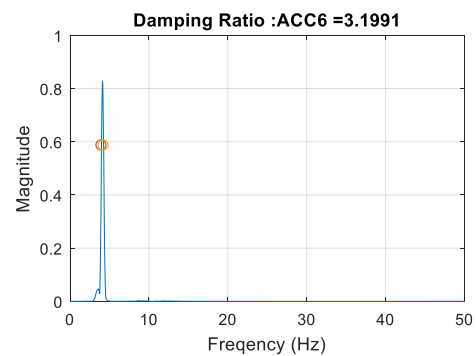
5.7.4.2 ผลการทดสอบสะพานแบบพลวัต (Dynamic Load Test)





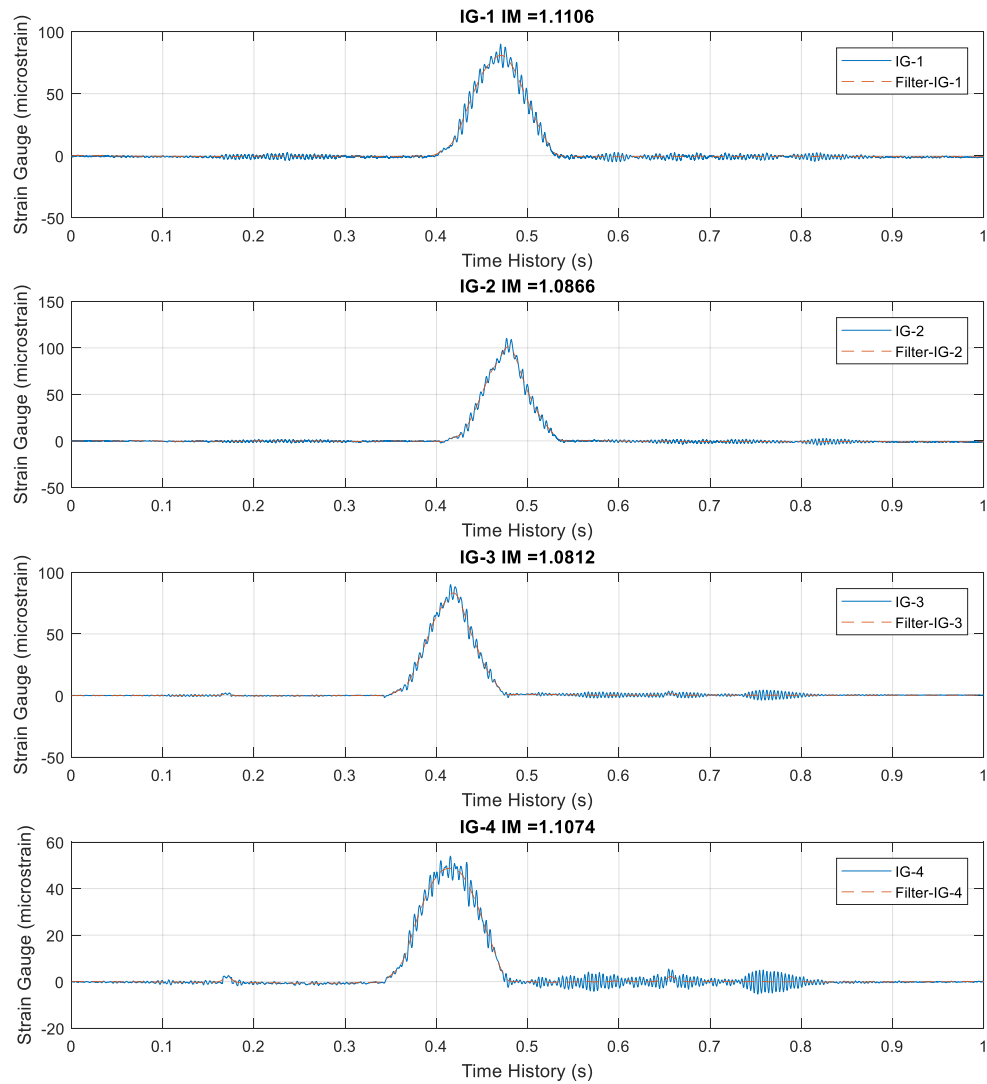
Dynamic Load Test 1

Frequency = 4.1016 Hz



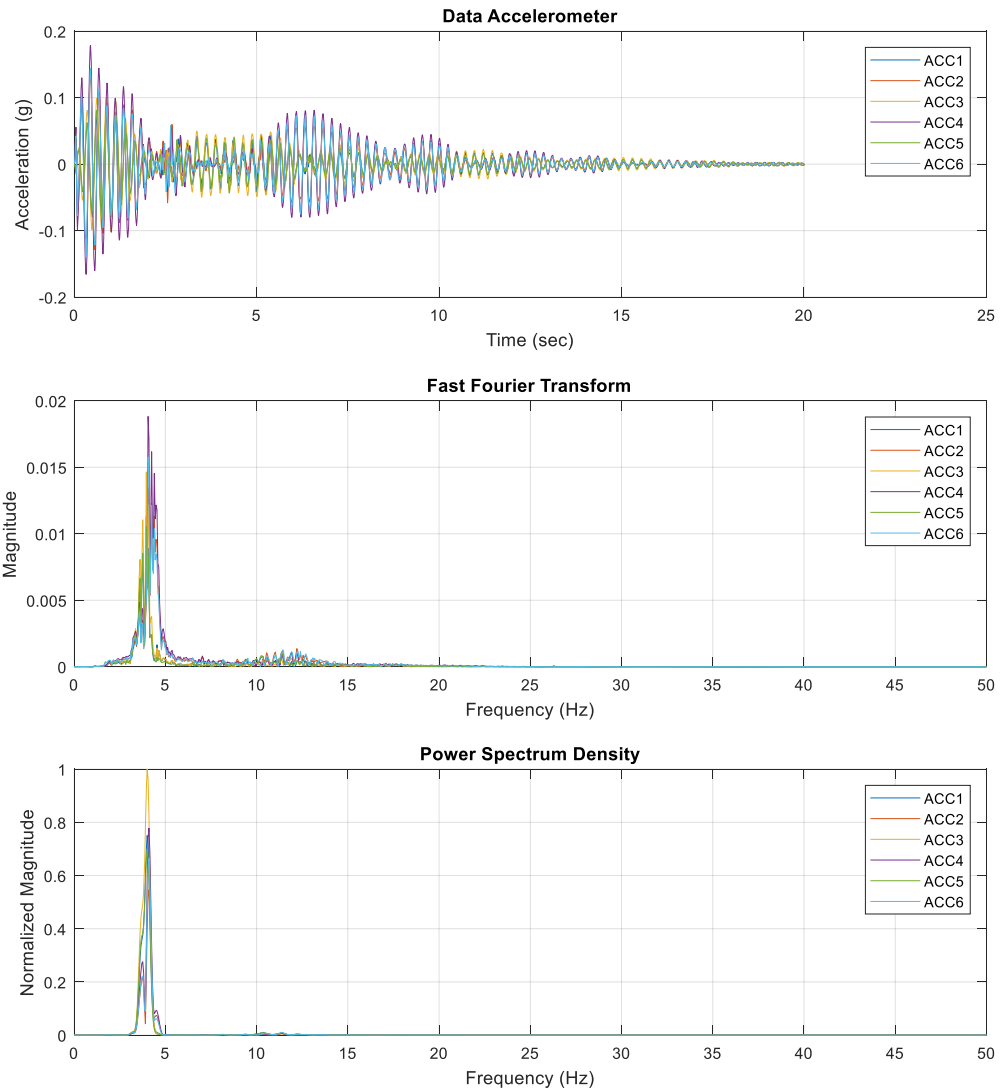


Dynamic Load Test 1





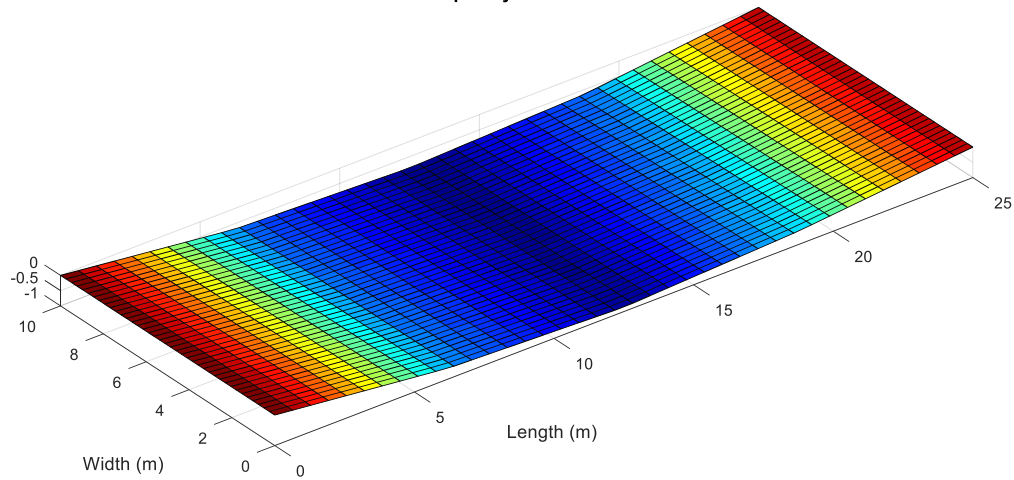
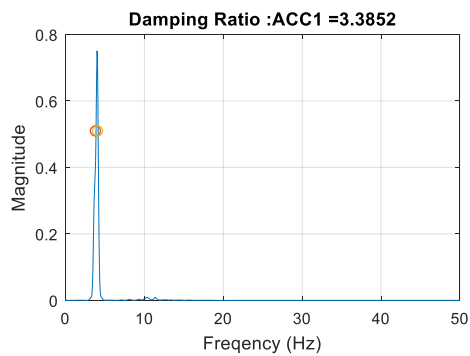
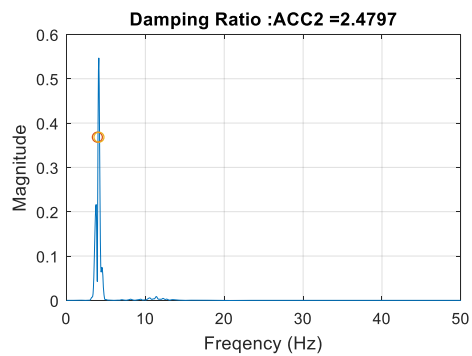
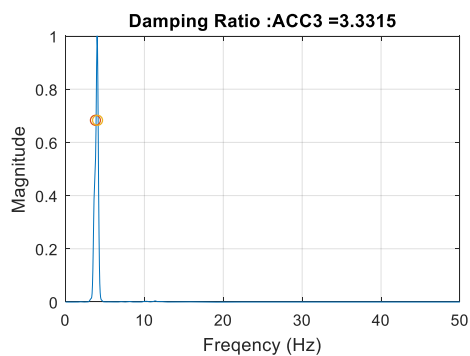
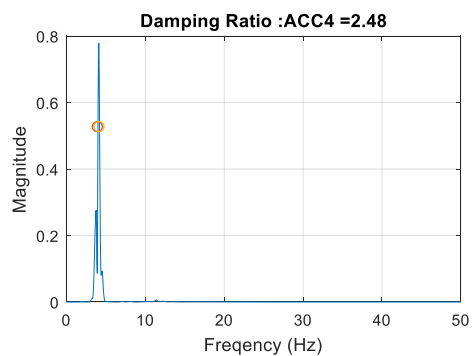
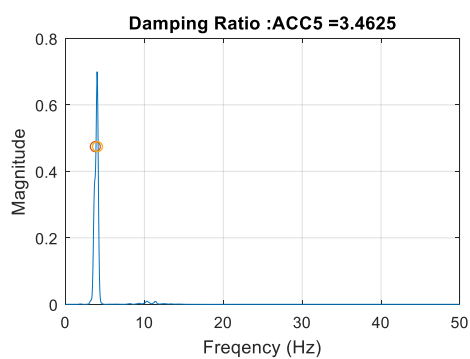
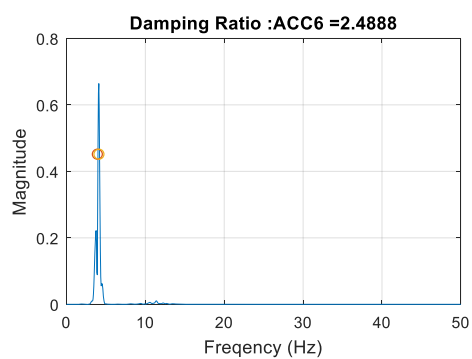
Dynamic Load Test 2





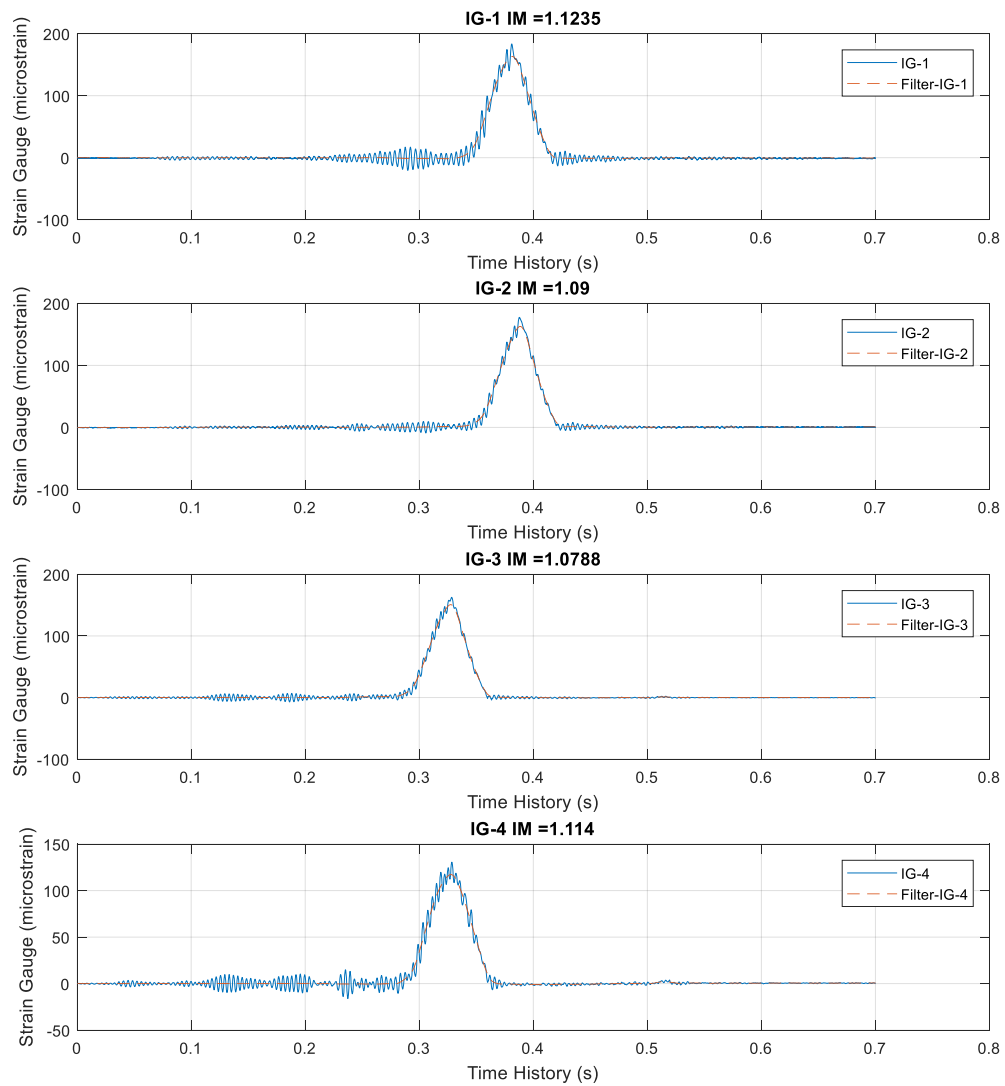
Dynamic Load Test 2

Frequency = 4.0527 Hz



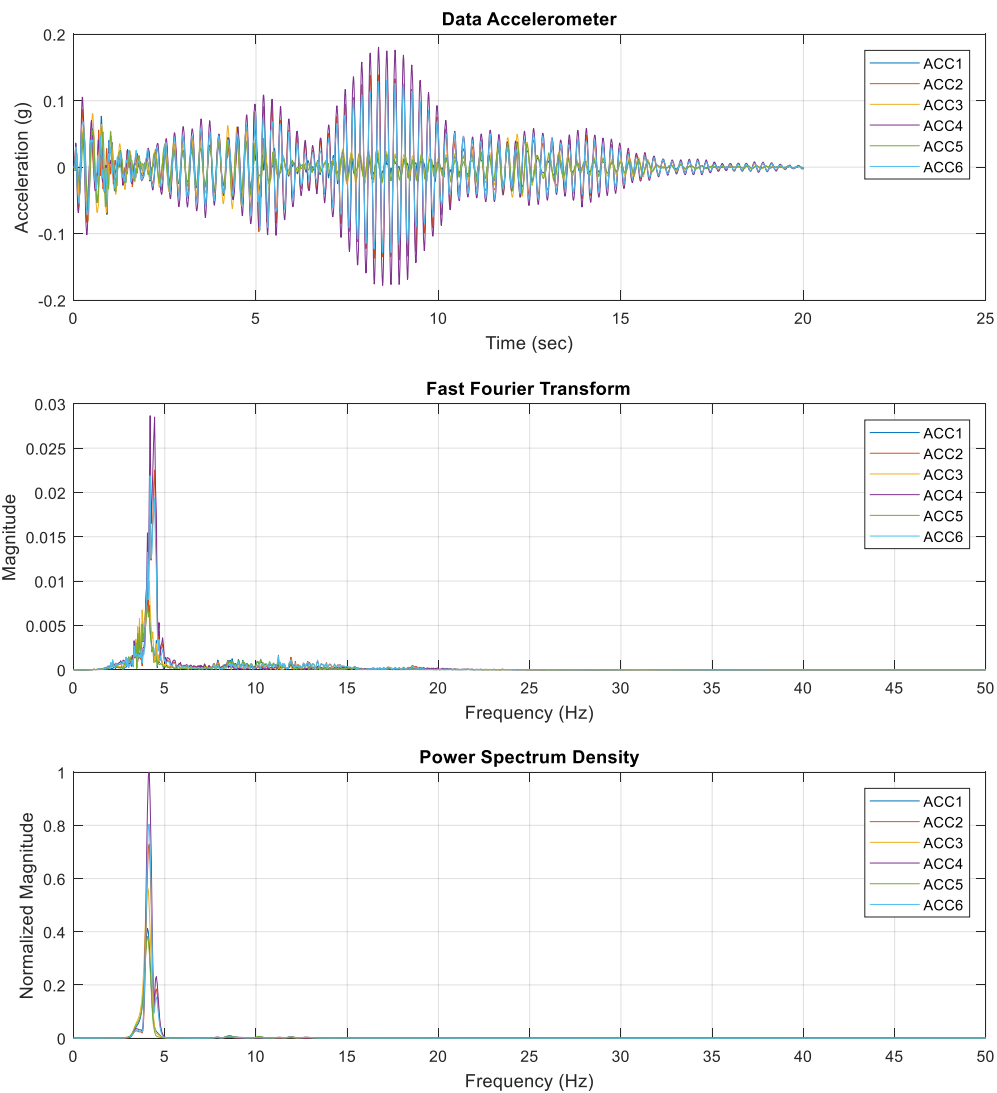


Dynamic Load Test 2





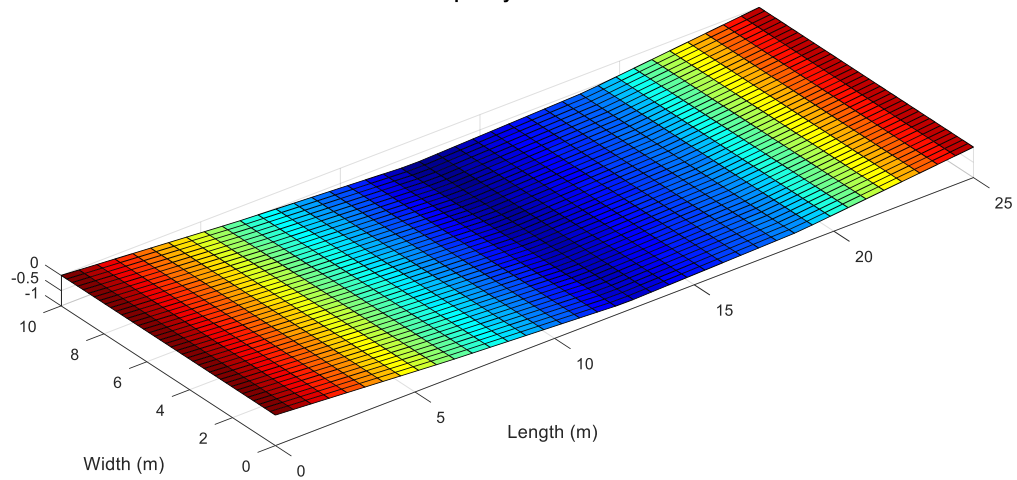
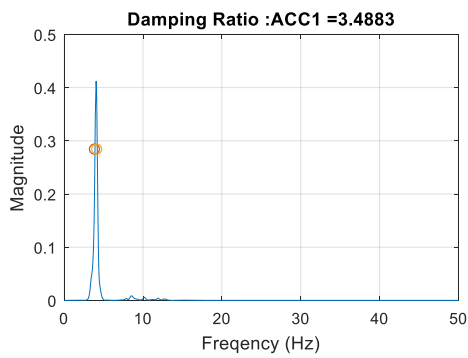
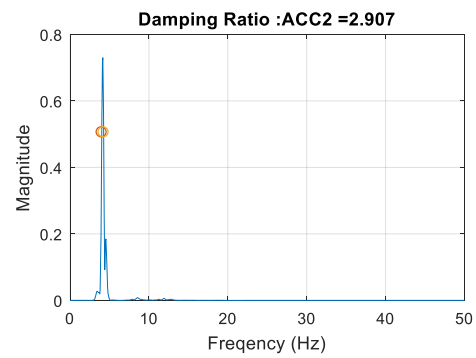
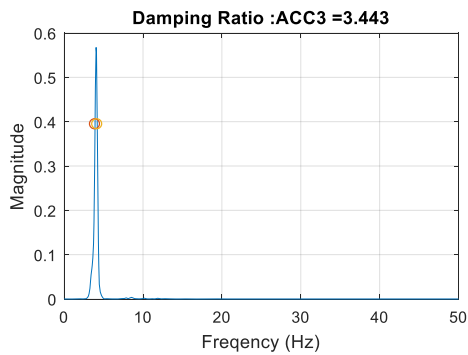
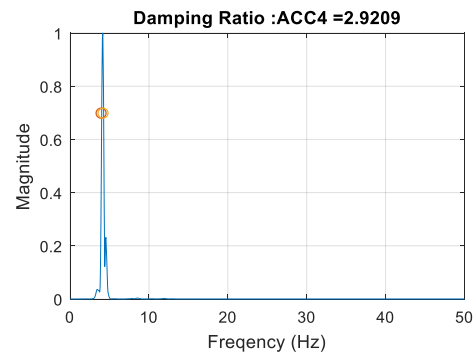
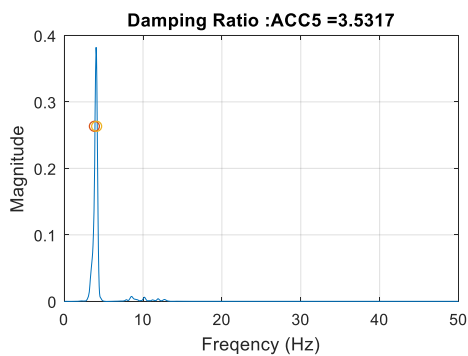
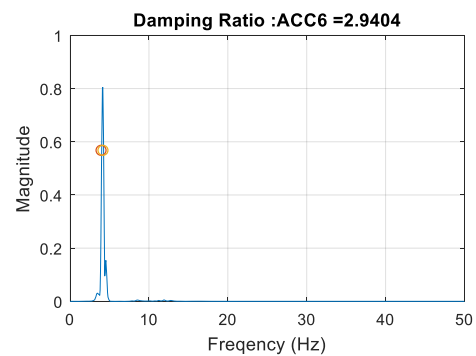
Dynamic Load Test 3





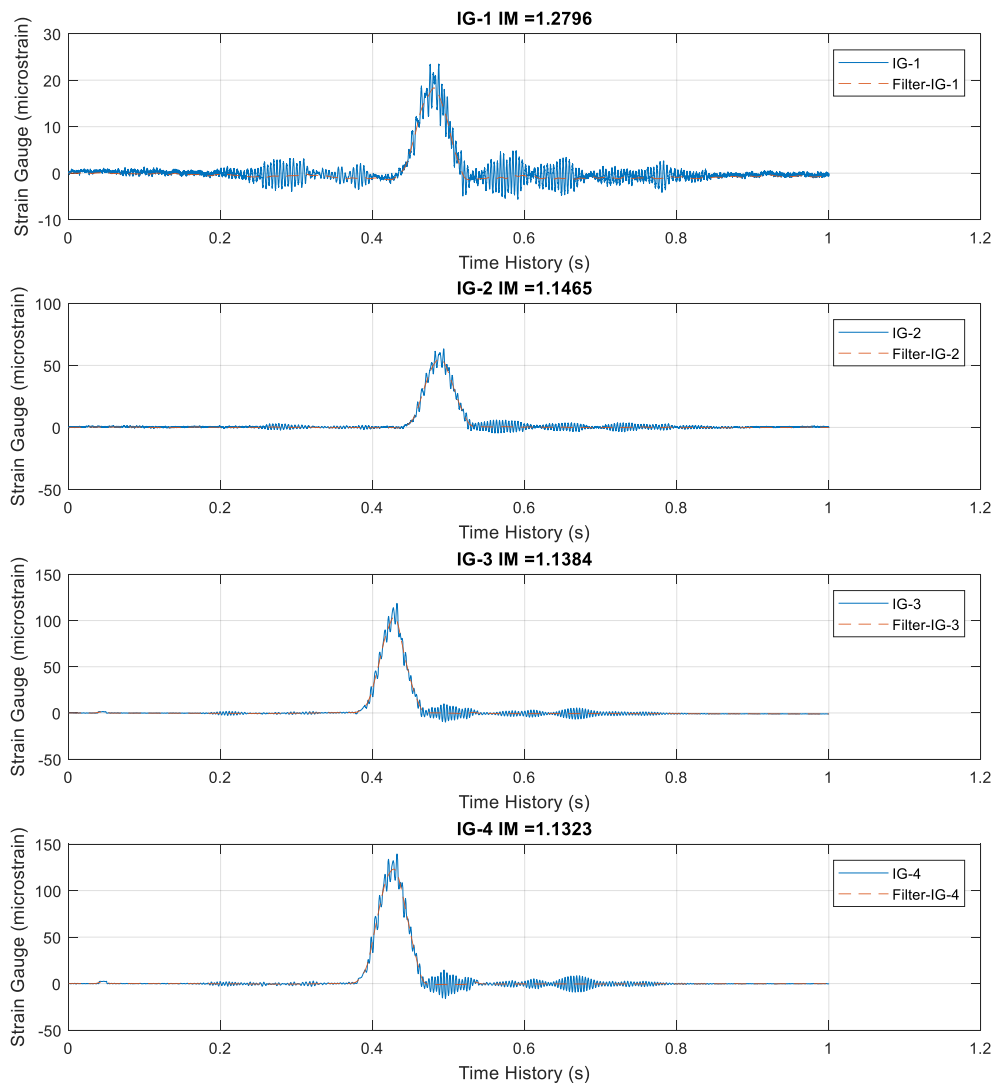
Dynamic Load Test 3

Frequency = 4.1016 Hz





Dynamic Load Test 3





ตารางที่ 5.7-2 ผลการวิเคราะห์ Natural Frequency, Mode Shape, Damping Ratio และ Impact Factor

Dynamic Case	Case 1	Case 2	Case 3
Frequency (Hz)	4.102	4.053	4.102
Mode Shape (1 st Mode)	Bending Mode	Bending Mode	Bending Mode
Damping Ratio (%)	3.186 – 3.858	2.480 – 3.385	2.907 – 3.488
Impact Factor (IM)	1.081 – 1.111	1.079 – 1.124	1.132 – 1.280

ผลการทดสอบสะพานแบบพลวัตของสะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 9 ความยาวช่วงสะพาน 25 เมตร พบว่าสะพานมีค่าความถี่ธรรมชาติโหมดแรกในช่วง 4.053 – 4.102 Hz โดยเป็นแบบดัด (มี 1 โค้งการแอ่นตัว) และมีค่าอัตราส่วนความหน่วงในช่วง 2.480 % – 3.858 % ซึ่งนับว่าค่อนข้างต่ำ เมื่อเทียบกับสะพานคอมโพสิต ซึ่งโดยทั่วไปคาดว่าจะมีค่าอัตราส่วนความหน่วงประมาณ 6.0 % อาจเกิดจากการก่อสร้างที่ทำได้ใกล้เคียงสะพานเหล็กล้วน ซึ่งมีค่าอัตราส่วนความหน่วงประมาณ 3.5 % ส่วนผลการทดสอบค่าแฟกเตอร์แรงกระแทก พบว่ามีค่าอยู่ในช่วง 1.081 – 1.280 ซึ่งยังไม่เกินค่า IM=1.33 ที่ AASHTO LRFD เพื่อใช้ในการออกแบบ

5.7.5. การทดสอบภายใต้สภาวะใช้งาน

5.7.5.1 การสอบเทียบน้ำหนักบรรทุก

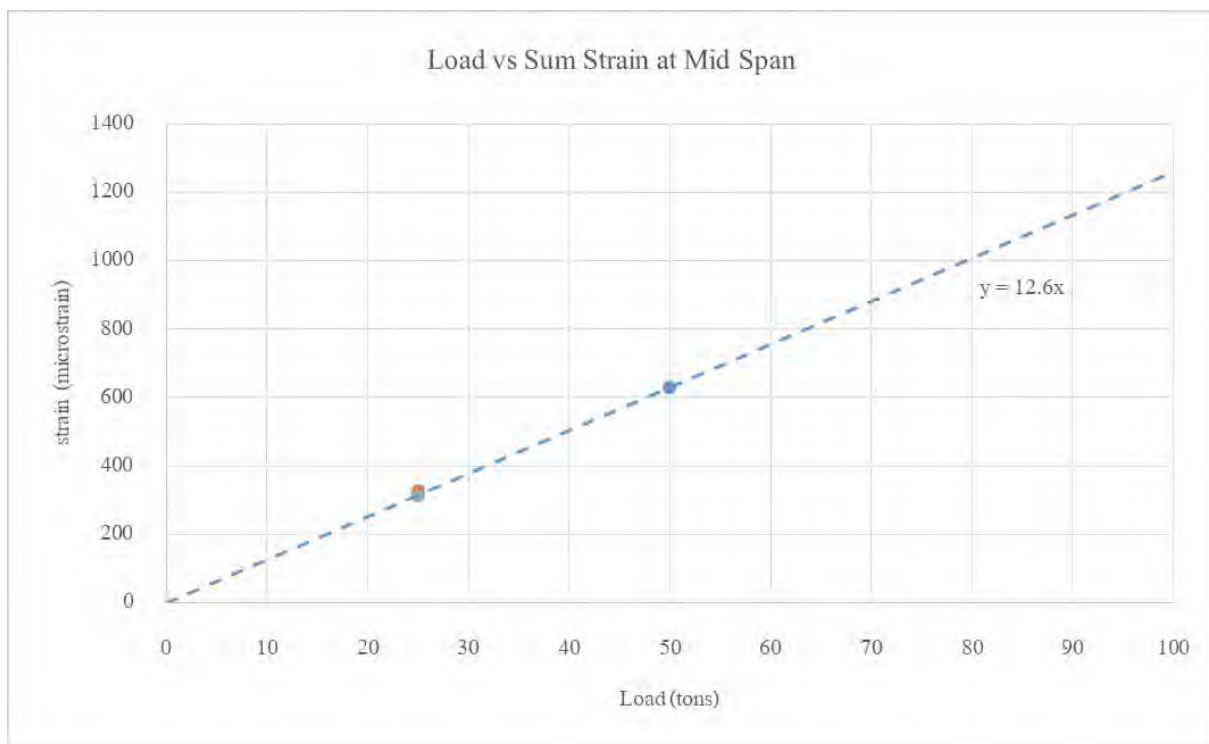
การสอบเทียบน้ำหนักบรรทุกของสะพานตัวที่ 1 กระทำโดยนำน้ำหนักบรรทุกกับค่าผลรวมความเครียดที่ตรวจวัดได้ที่ปีกทางด้านล่างบริเวณกึ่งกลางสะพาน (SG09, SG13, SG17 และ SG21) ภายใต้การทดสอบแบบสถิตรูปแบบที่ 1, 2 และ 3 ดังตารางที่ 5.7-3 มาพล็อตรวมกันและวิเคราะห์เส้นแนวโน้มดังแสดงในรูปที่ 5.7-12 จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก (W, tons) กับค่าผลรวมความเครียด ($\sum \epsilon$, microstrain) สำหรับใช้ประมาณการน้ำหนักบรรทุกที่วิ่งภายใต้สภาวะใช้งานดังนี้

$$\sum \epsilon = 12.6 * W \quad (5.7-1)$$



ตารางที่ 5.7-3 ค่าผลรวมความเครียดที่บริเวณกึ่งกลางช่วงสะพาน

GIRDER	SENSOR	Static1	Static2	Static3
IG-1	SG09	158.99	144.45	18.12
IG-2	SG13	164.08	114.96	58.19
IG-3	SG17	158.75	58.81	112.83
IG-4	SG21	125.26	10.18	123.95
Sum Strain (microstrain)		607.08	328.40	313.08
Load (tons)		50	25	25



รูปที่ 5.7-12 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าผลรวมความเครียดที่กึ่งกลางช่วงสะพานกับน้ำหนักบรรทุก

5.7.5.2 ผลการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกเทียบเท่า

จากสมการความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าผลรวมความเครียดที่กึ่งกลางช่วงสะพาน เมื่อนำไปประเมินค่าผลรวมความเครียดที่ตรวจวัดภายใต้สภาวะการใช้งานตลอดระยะเวลา 7 วัน สามารถประมาณการน้ำหนักบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานตัวที่ 1 ได้ โดยจะกรองข้อมูลเฉพาะรถที่หนักกว่า 10 ตัน เท่านั้น (กลุ่มรถบรรทุกหรือรถขนาดใหญ่) ดังตัวอย่างในตารางที่ 5.7-4 เมื่อนำน้ำหนักบรรทุกมาพล็อตการกระจายตัวจะได้กราฟดังรูปที่ 5.7-13 จะเห็นได้ว่า รถที่หนักกว่า 10 ตัน ภายในระยะเวลา 7 วัน มีรวมทั้งสิ้น 2,457 คัน



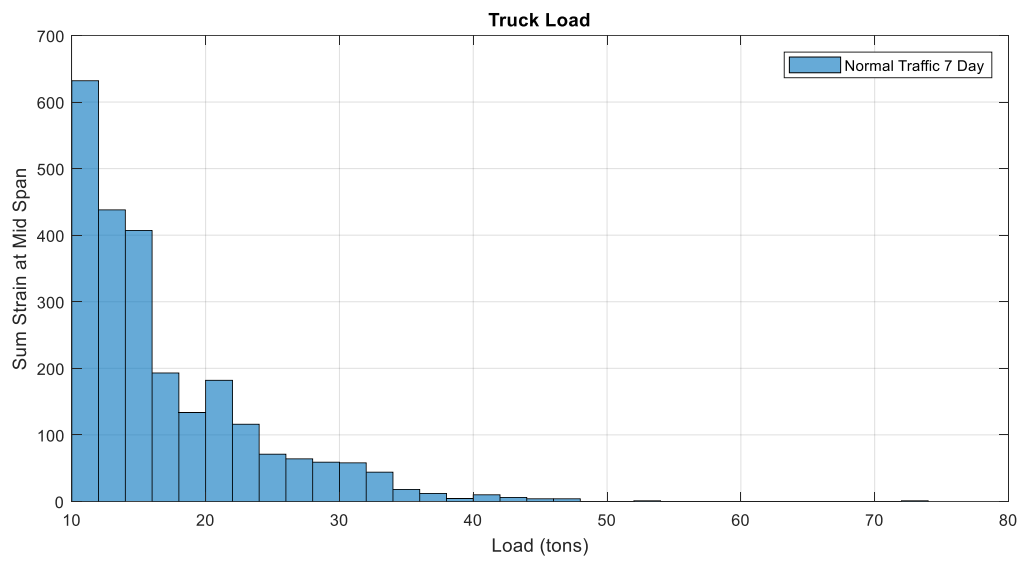
เฉลี่ยวันละ 351 คันต่อวัน โดยรถส่วนใหญ่จะหนักไม่เกิน 25 ตัน แสดงให้เห็นว่า ปริมาณรถบรรทุกส่วนใหญ่เป็นกลุ่มรถบรรทุกเบา ซึ่งสอดคล้องกับพฤติกรรมจราจรสะพานตัวที่ 1 เนื่องจากเป็นสะพานขนานฝั่งขาออกจากดินแดงไปดอนเมือง

ตารางที่ 5.7-4 ตัวอย่างการประมาณการน้ำหนักบรรทุกที่ใช้งานสะพานตัวที่ 1 จากค่าผลรวมความเครียดที่ตรวจวัดได้ภายใต้สภาวะการใช้งาน

Load No.	SG-09	SG-13	SG-17	SG-21	Sum	Load (tons)
1	38.745	39.536	68.141	76.844	223.266	17.720
2	63.754	65.055	39.505	15.205	183.519	14.565
3	60.550	61.786	27.977	6.681	156.994	12.460
4	47.870	48.847	23.999	6.135	126.851	10.068
5	47.616	48.588	28.764	11.707	136.676	10.847
6	28.265	28.842	64.152	87.273	208.532	16.550
7	28.609	29.193	59.662	69.253	186.717	14.819
8	49.310	50.316	24.531	8.262	132.418	10.509
9	26.827	27.375	51.981	60.509	166.693	13.230
10	38.169	38.948	66.101	66.911	210.130	16.677
11	36.661	37.409	57.914	68.084	200.067	15.878
12	50.363	51.391	30.863	11.140	143.757	11.409
13	62.874	64.157	32.664	11.367	171.062	13.576
14	44.352	45.258	59.462	60.584	209.656	16.639
15	33.690	34.378	57.225	67.309	192.602	15.286
16	46.011	46.950	25.007	15.423	133.392	10.587
17	32.773	33.442	55.717	66.944	188.876	14.990
18	52.846	53.925	51.859	70.036	228.666	18.148

...

2455	55.064	44.358	29.269	10.220	138.911	11.025
2456	121.916	84.224	42.163	6.891	255.195	20.254
2457	55.868	43.492	25.328	7.536	132.224	10.494

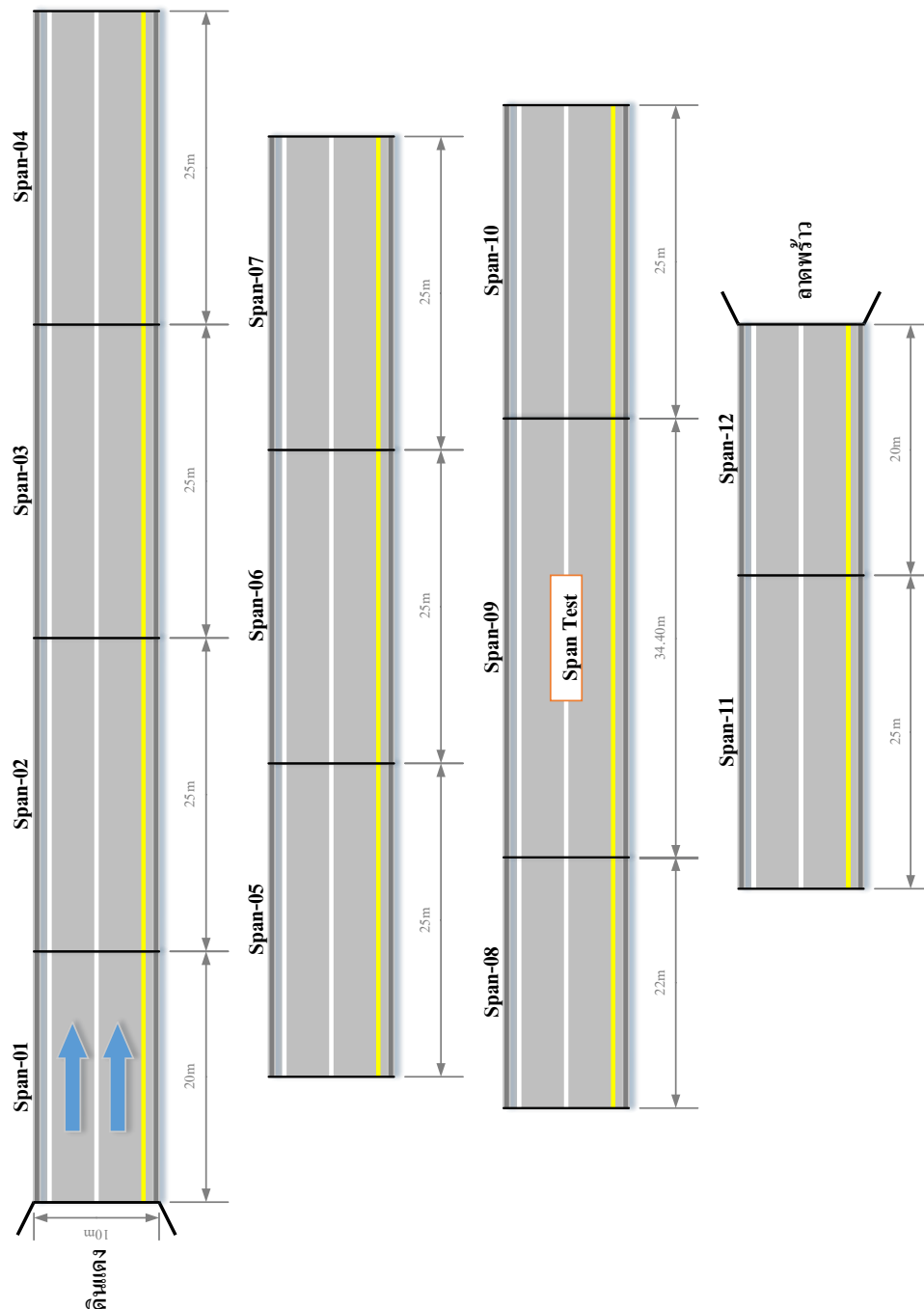


รูปที่ 5.7-13 ผลการวิเคราะห์กลุ่มน้ำหนักบรรทุกของสะพานโดยประมาณ



5.8. ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานตัวที่ 2 (Fly Over 2)

ที่ปรึกษาได้ดำเนินการตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพานตัวที่ 2 (Fly Over 2) ช่วงสะพานที่ 9 (Span 9) ความยาวช่วง 34.40 เมตร โดยทำการทดสอบภายใต้สภาวะควบคุม เมื่อวันที่ 22 กุมภาพันธ์ 2563 และทดสอบภายใต้สภาวะการใช้งาน ระหว่างวันที่ 14-23 กุมภาพันธ์ 2563 ซึ่งมีรายละเอียดการตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพาน ดังนี้



รูปที่ 5.8-1 ช่วงสะพานทดสอบสะพานตัวที่ 2 (Flyover 2)

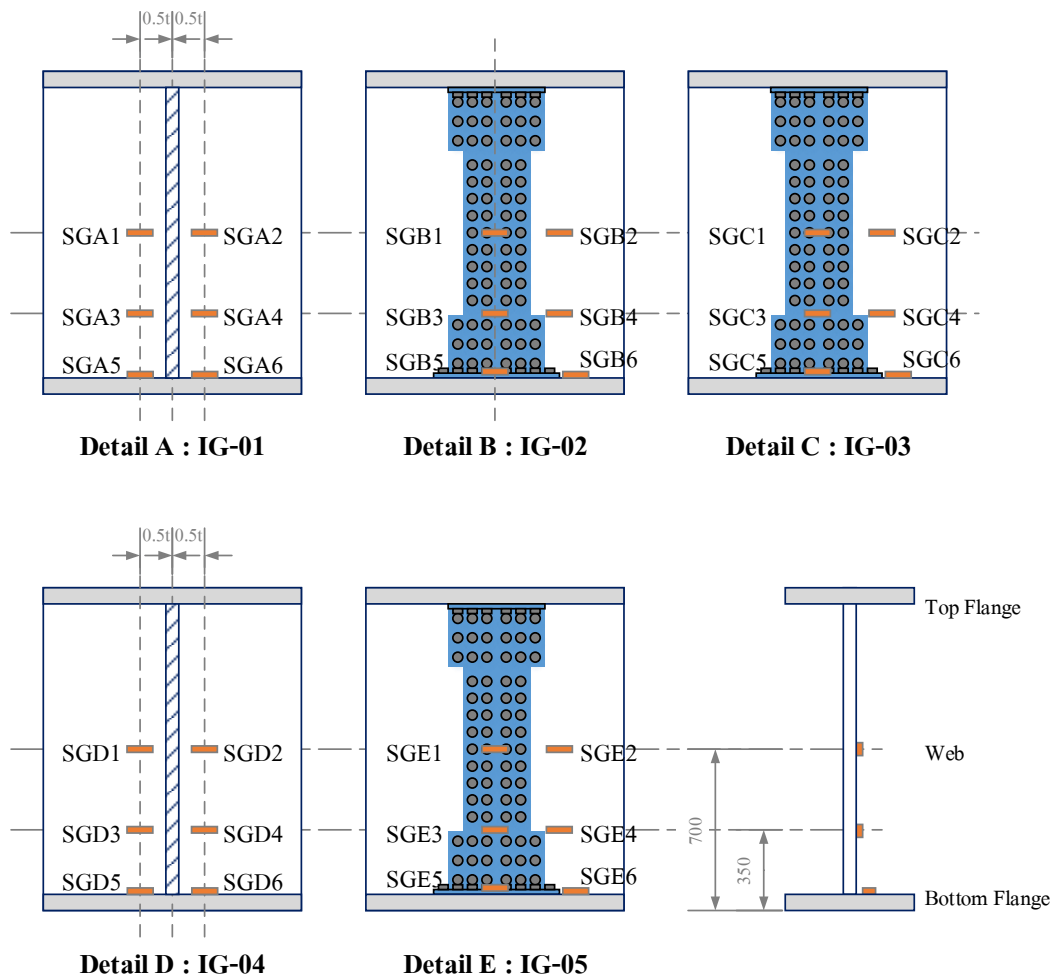


5.8.1. ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด

ที่ปรึกษาได้ทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเร่งจากการสั่นไหว (Accelerometer) จำนวน 6 ตำแหน่ง และอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด (Strain Gauge) สำหรับวัดการยืดหดตัวของโครงสร้าง จำนวน 50 ตำแหน่ง โดยมีรายละเอียดดังนี้



รูปที่ 5.8-2 ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสะพานตัวที่ 2 (Flyover 2)



Remark

AC – Accelerometer 6 sensor

SG – Strain Gauge 50 sensor

รูปที่ 5.8-2 ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสะพานตัวที่ 2 (Flyover 2) (ต่อ)

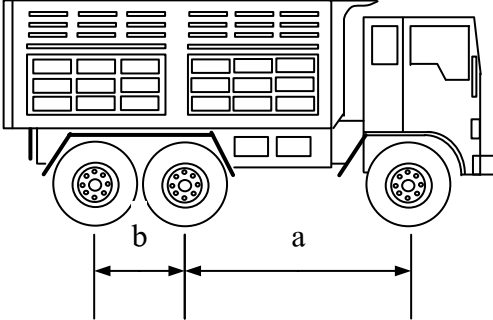
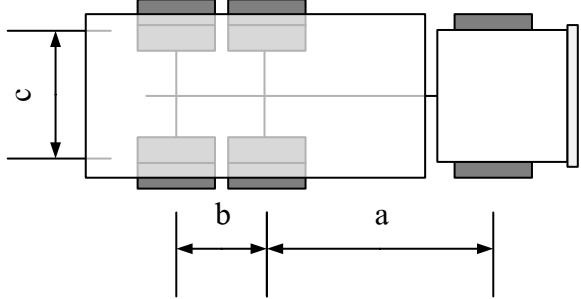


รูปที่ 5.8-3 ภาพการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสะพานตัวที่ 2 (Flyover 2)

5.8.2. รถบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบ

ที่ปรึกษาได้ใช้รถบรรทุก 10 ล้อ น้ำหนักรวมประมาณ 25 ตัน จำนวน 2 คัน ทดสอบสะพานภายใต้สภาวะควบคุม โดยมีรายละเอียดดังนี้

คันที่	1	2
ประเภท	รถบรรทุกสิบล้อ (83-1329)	รถบรรทุกสิบล้อ (50-5988)
น้ำหนักรถบรรทุก (ตัน)	25.450	25.250
ระยะเพลลาที่ 1 ถึง 2 (a, เมตร)	4.15	4.05
ระยะเพลลาที่ 2 ถึง 3 (b, เมตร)	1.30	1.30
ความกว้างฐานล้อ (c, เมตร)	1.90	1.90



รูปที่ 5.8-4 ภาพการวัดมิติของรถบรรทุก



ที่ปรึกษาได้ดำเนินการทดสอบภายใต้สภาวะควบคุม ประกอบด้วย การทดสอบแบบสถิต (Static Test) และการทดสอบแบบพลวัต (Dynamic Test) โดยในการทดสอบจำเป็นต้องปิดเบี่ยงการจราจรเพื่อทำการทดสอบสภาวะควบคุมดังกล่าว

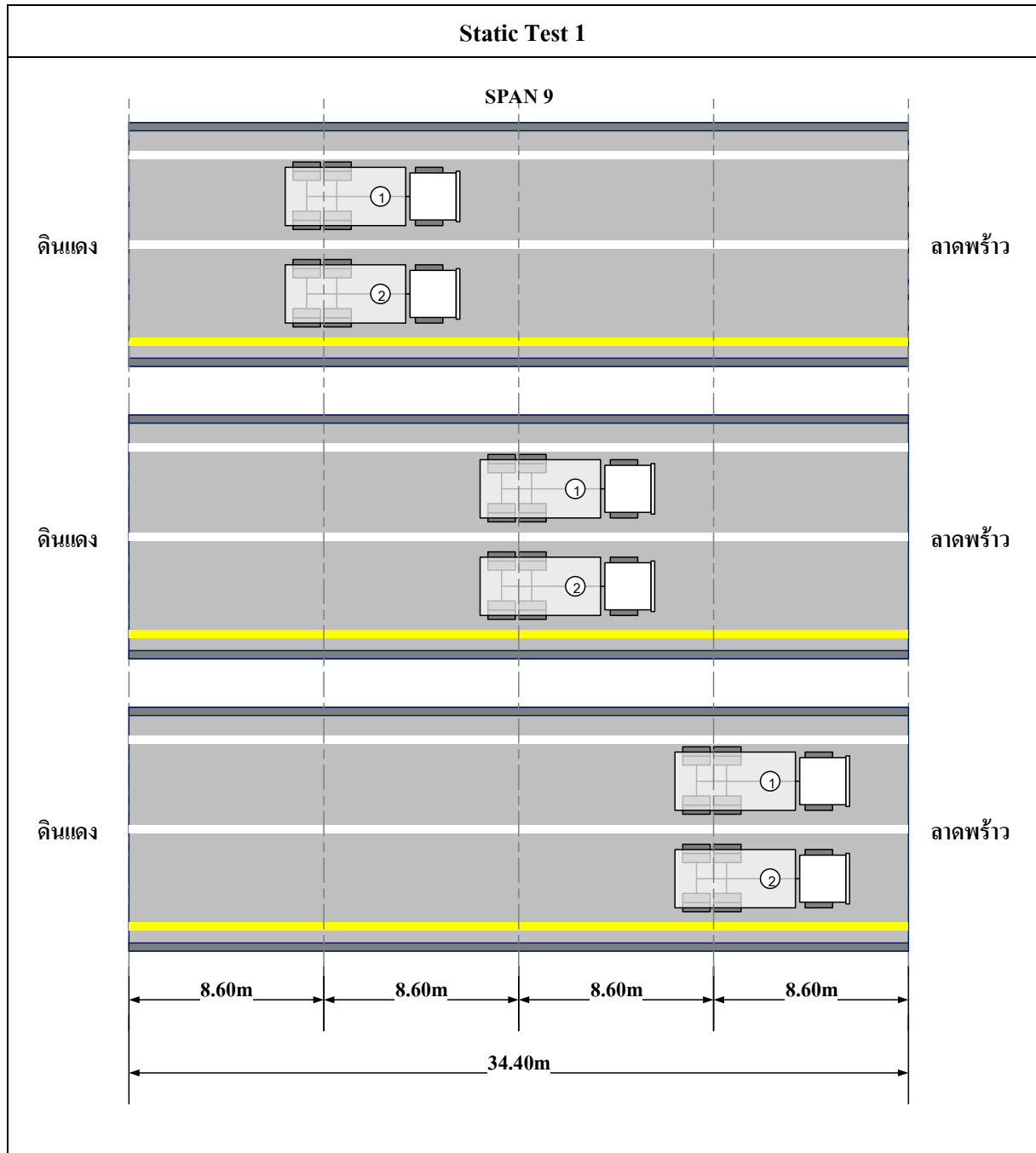


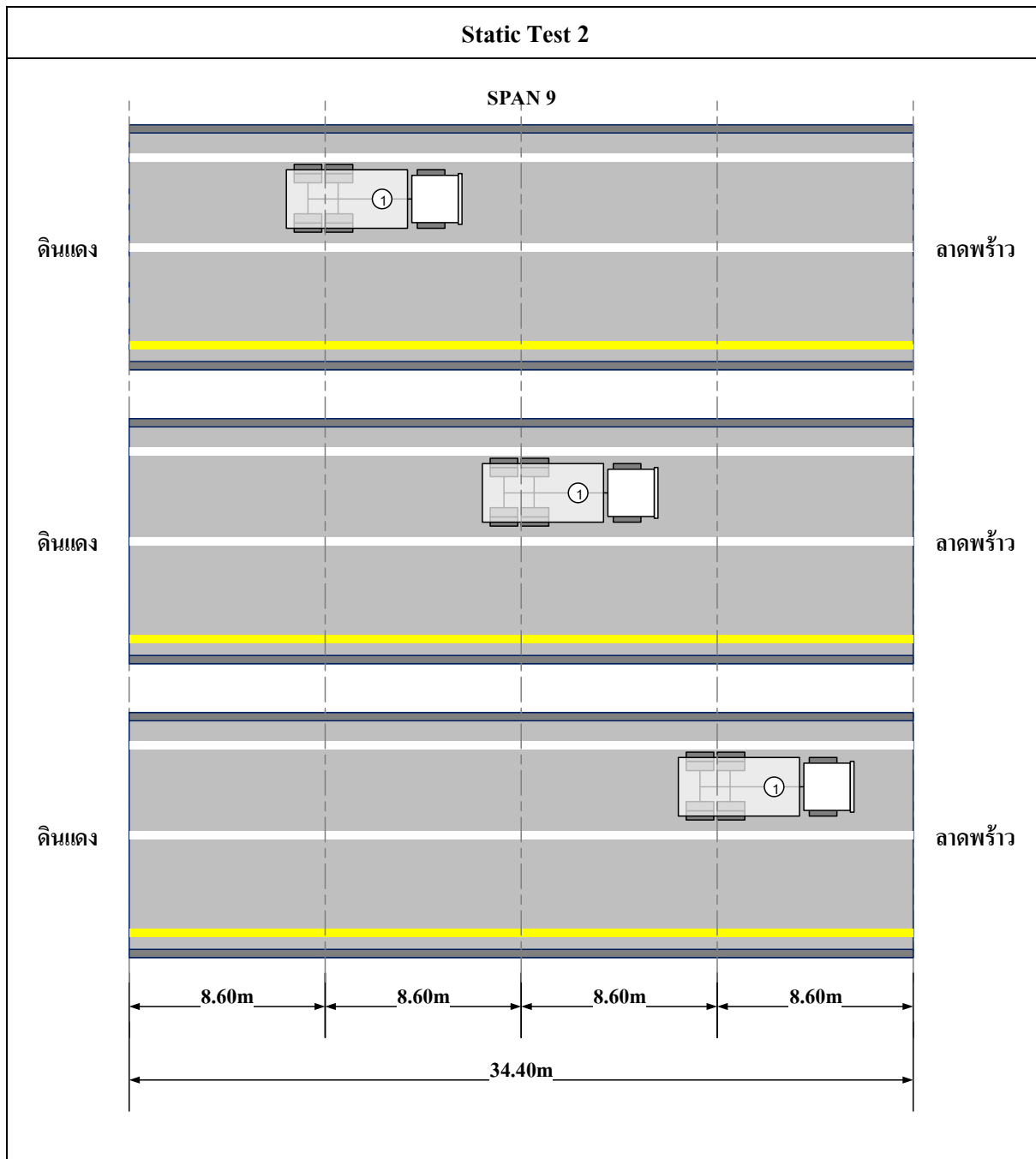
รูปที่ 5.8-5 ภาพการทำงานการทดสอบสะพานตัวที่ 2 (Flyover 2)

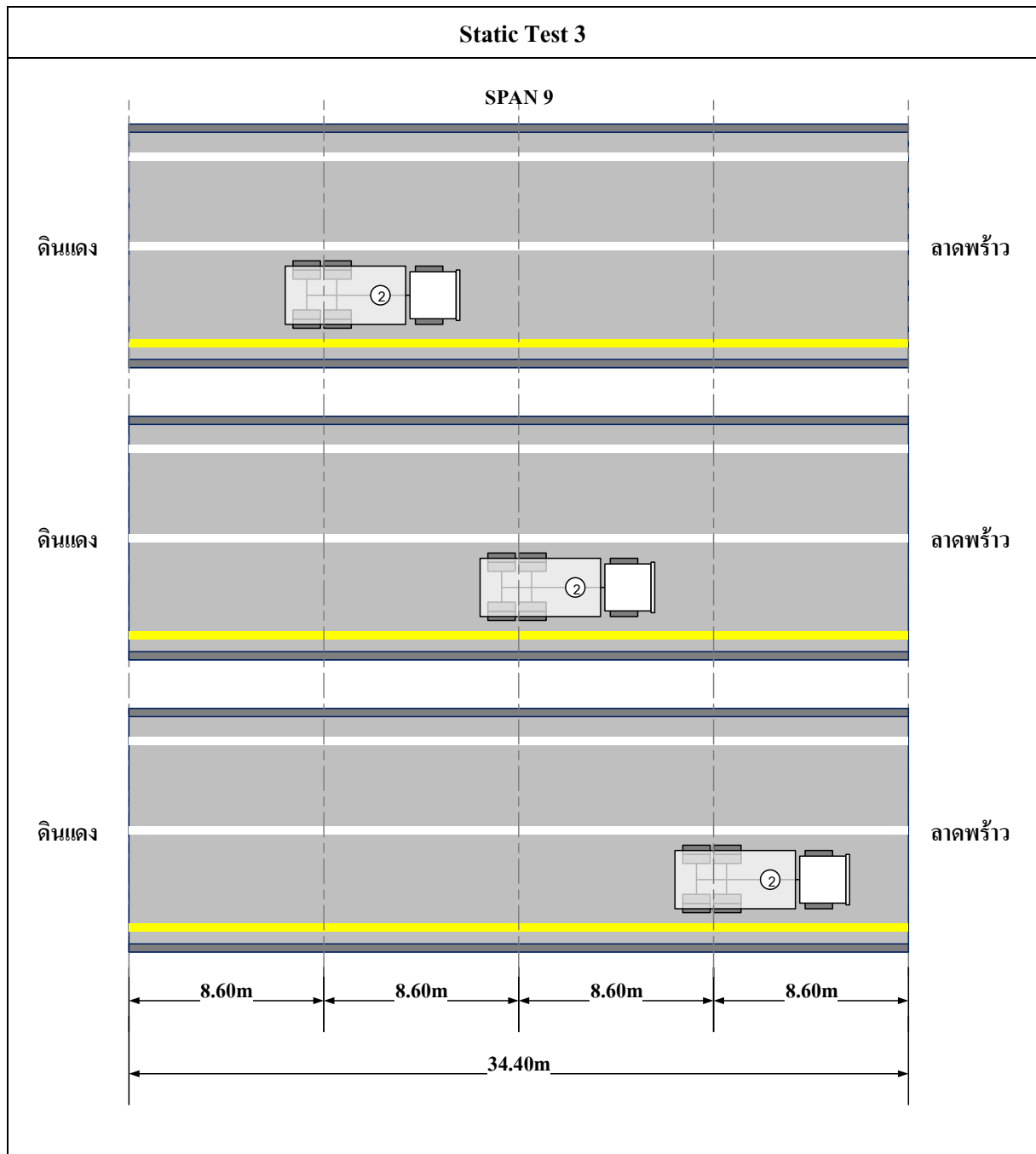


5.8.3. การทดสอบภายใต้สภาวะควบคุมแบบสถิต (Static Load Test)

5.8.3.1 รูปแบบการทดสอบสะพานแบบสถิต (Static Load Test)









5.8.3.2 ผลการทดสอบสะพานแบบสถิต (Static Load Test)

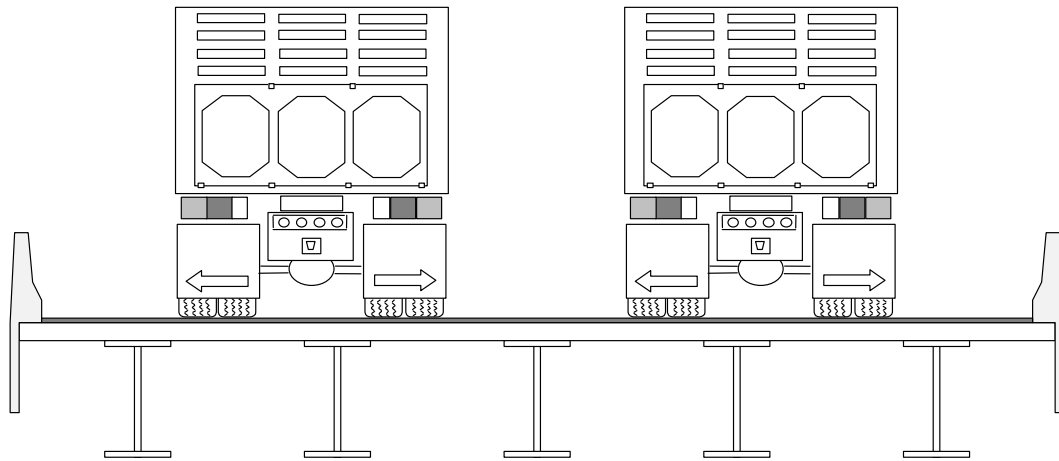
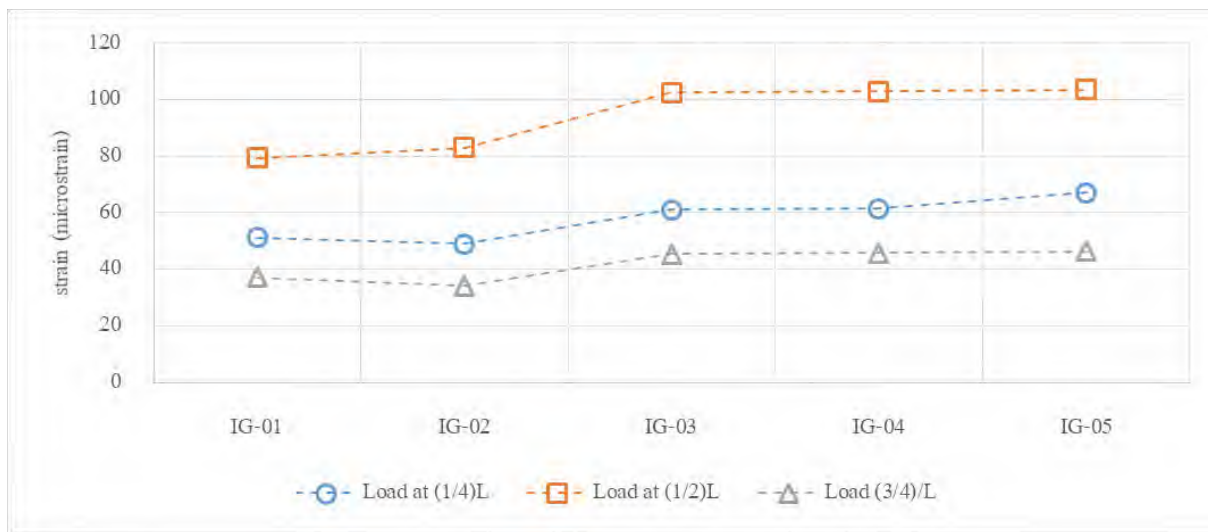
ตารางที่ 5.8-1 ผลการทดสอบสะพานแบบสถิต (Static Load Test)

SENSOR	STATIC 1			STATIC 2			STATIC 3		
	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L
SG01	70.335	49.912	21.441	78.100	50.834	22.945	2.068	2.468	1.429
SG02	-6.038	-5.475	-3.236	-4.955	-3.870	-2.850	-1.775	-1.277	0.268
SG03	100.290	61.078	25.671	47.527	29.414	12.893	53.280	32.457	13.526
SG04	97.713	67.139	28.193	0.784	4.576	3.130	88.469	60.527	25.267
SG05	19.088	33.855	14.050	21.453	39.543	18.132	-0.515	-2.962	-1.985
SG06	41.566	67.046	31.073	44.854	72.817	36.257	2.468	0.225	-0.056
SG07	47.068	73.944	35.092	48.591	78.292	39.537	4.243	1.354	-0.209
SG08	51.223	79.444	37.187	53.777	83.150	40.362	3.699	2.188	0.687
SG09	49.018	82.956	34.035	35.113	62.558	24.317	17.993	23.959	12.927
SG10	10.720	19.556	7.546	5.617	10.916	4.246	5.557	9.790	2.778
SG11	34.530	60.793	27.673	16.348	30.222	14.150	19.901	33.233	14.785
SG12	50.127	81.778	36.592	24.749	40.996	18.788	27.047	42.991	19.090
SG13	61.161	102.568	45.339	29.086	50.774	23.218	33.446	53.535	22.896
SG14	61.424	102.887	45.704	15.258	22.154	13.957	44.722	79.541	31.195
SG15	-13.392	-22.539	-10.396	-1.827	-1.683	-0.260	-9.709	-17.889	-7.779
SG16	67.030	103.537	46.351	0.976	3.498	4.694	64.368	98.872	43.857
SG17	-6.378	-12.771	-12.347	-4.206	-7.255	-7.655	-1.324	-3.764	-5.419
SG18	28.575	52.537	56.504	29.284	55.223	62.337	2.942	2.067	-0.437
SG19	28.599	59.047	68.747	14.942	30.081	39.660	15.271	32.079	33.822
SG20	34.211	67.254	72.896	1.358	2.574	1.006	31.400	64.214	68.077

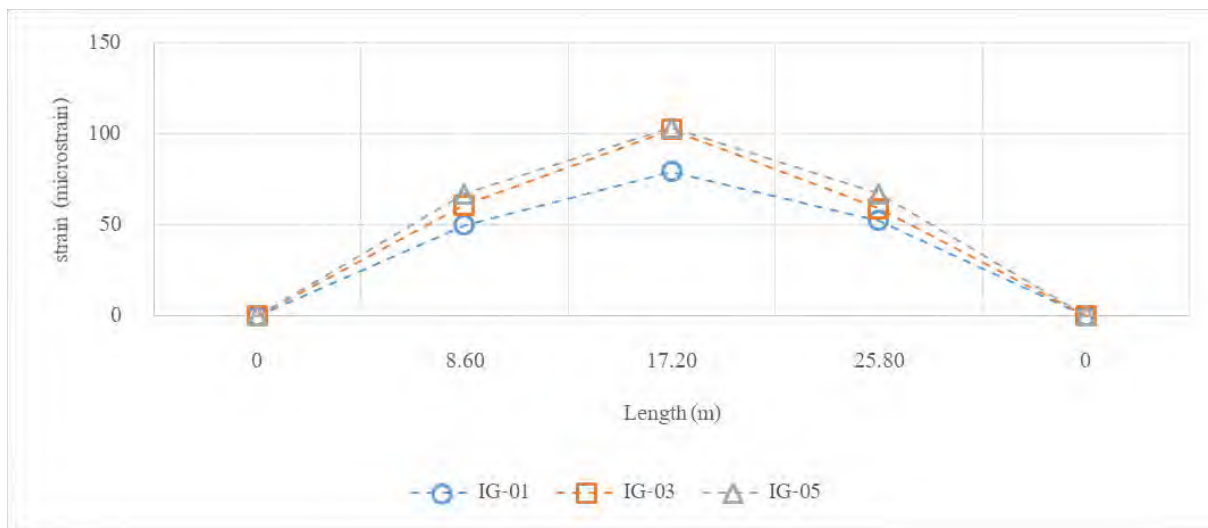


รูปที่ 5.8-1 ช่วงสะพานทดสอบสะพานตัวที่ 2 (Flyover 2) (ต่อ)

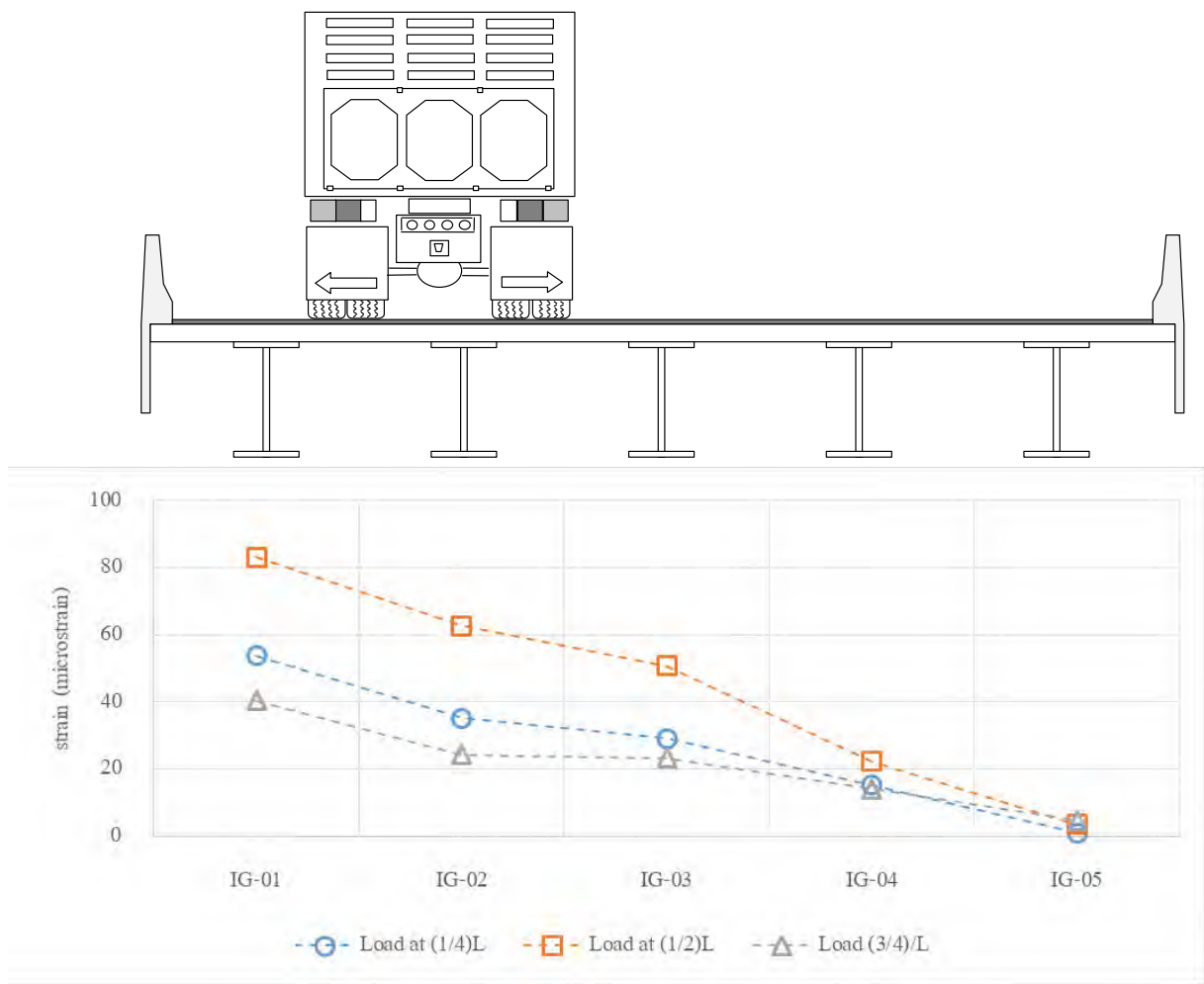
SENSOR	STATIC 1			STATIC 2			STATIC 3		
	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L
SGA1	14.361	26.547	21.272	15.448	29.121	26.074	0.276	-0.929	-2.438
SGA2	23.018	42.502	36.888	24.536	46.412	43.986	0.964	-0.714	-2.642
SGA3	27.524	51.083	44.577	28.196	53.302	50.318	1.920	0.924	-1.559
SGA4	27.301	50.462	46.225	27.965	53.133	51.771	1.516	0.668	-2.228
SGA5	31.482	58.206	54.648	31.633	60.033	60.318	3.188	2.347	-0.064
SGA6	31.255	57.813	55.017	31.142	59.307	60.281	3.058	2.269	0.022
SGB1	11.133	21.644	17.282	7.964	16.382	14.333	3.072	5.049	2.468
SGB2	9.959	19.927	23.183	7.684	14.940	20.729	2.255	4.406	2.808
SGB3	13.412	27.286	20.630	9.726	20.449	16.407	3.838	6.800	4.372
SGB4	19.384	38.844	38.320	13.764	28.238	32.360	5.842	10.616	6.994
SGB5	22.061	44.351	41.680	15.352	31.148	33.730	8.084	14.024	10.118
SGB6	35.457	69.953	61.666	25.300	50.897	51.331	12.428	22.119	15.772
SGC1	28.084	21.216	9.056	13.249	10.204	4.638	15.298	11.286	4.520
SGC2	35.478	26.684	11.147	17.484	13.041	5.761	19.439	14.483	5.867
SGC3	40.122	32.057	13.573	18.555	14.925	6.538	21.534	16.638	6.758
SGC4	60.862	44.392	18.711	29.328	21.541	9.765	32.943	23.476	9.595
SGC5	92.236	65.834	28.054	44.367	31.643	13.837	47.568	32.921	13.586
SGC6	83.225	61.041	25.085	40.499	29.933	12.909	44.365	31.757	12.537
SGD1	27.611	53.051	32.418	6.605	11.818	8.833	19.495	38.868	20.140
SGD2	22.713	43.635	27.596	5.389	9.956	7.607	16.521	33.052	18.305
SGD3	39.221	74.482	42.539	9.553	16.674	12.092	28.307	56.620	28.302
SGD4	42.836	80.702	45.930	10.873	18.250	13.345	30.811	61.718	30.997
SGD5	48.668	89.734	46.448	12.651	20.644	14.795	35.472	71.002	32.655
SGD6	55.820	103.422	54.659	14.035	22.976	16.343	40.445	80.380	37.773
SGE1	23.461	19.059	9.109	-0.074	1.103	1.086	21.802	16.983	6.877
SGE2	74.368	59.620	26.777	-0.332	2.496	2.116	68.751	54.294	22.917
SGE3	33.752	22.950	10.285	0.305	1.211	0.660	30.528	20.658	9.055
SGE4	79.774	60.569	26.764	0.229	3.284	2.595	73.213	55.358	23.474
SGE5	79.486	63.983	27.861	0.198	2.528	1.684	72.625	58.117	24.351
SGE6	95.738	73.461	32.759	-0.540	3.508	3.108	88.450	67.906	28.019



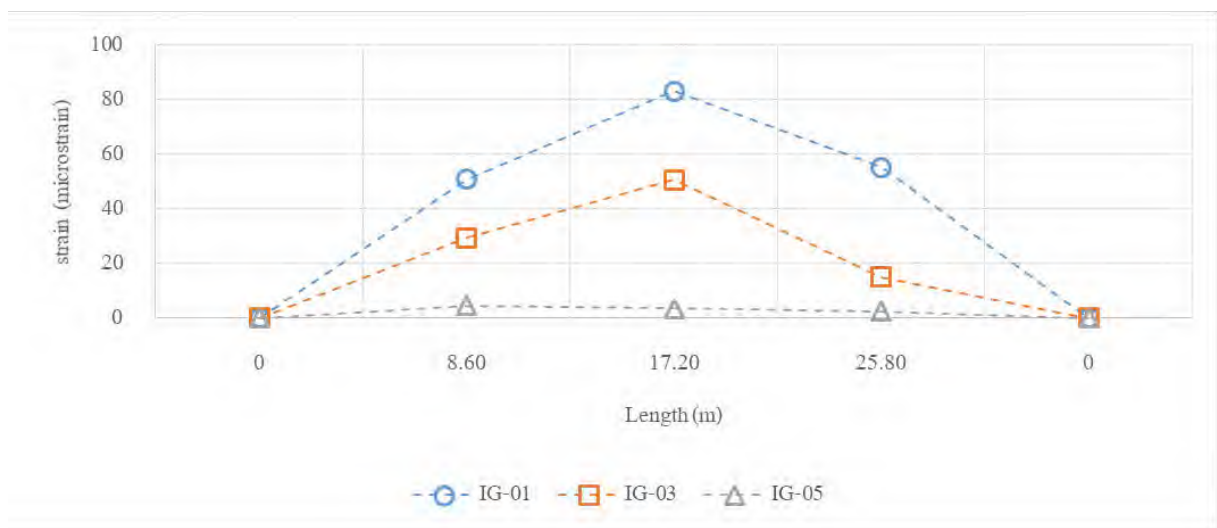
รูปที่ 5.8-6 การกระจายค่าความเครียดตามขวาง Static Load Test 1



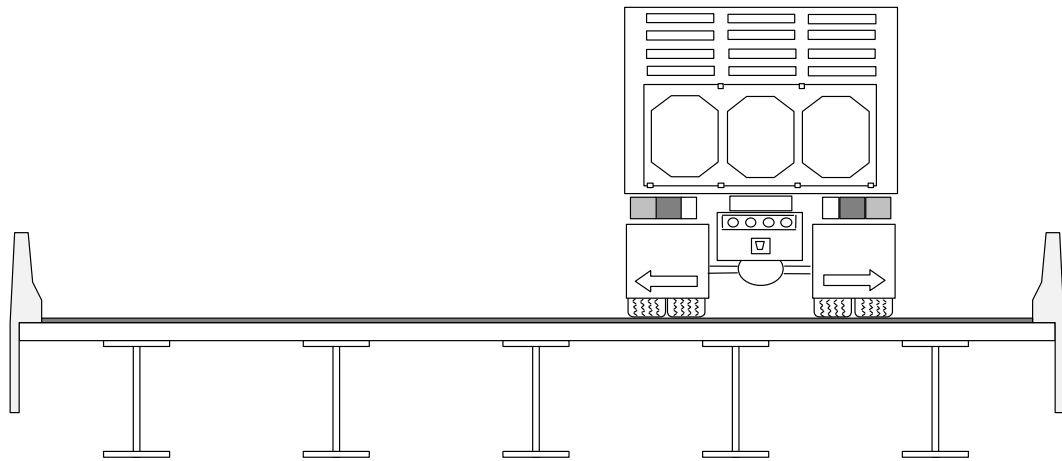
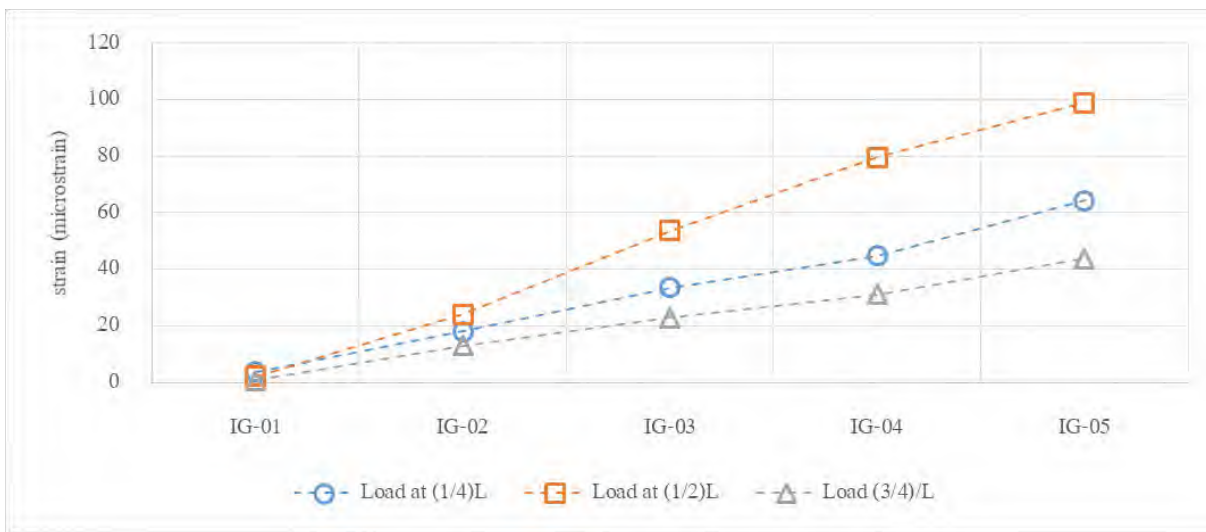
รูปที่ 5.8-7 การกระจายค่าความเครียดตามยาว Static Load Test 1



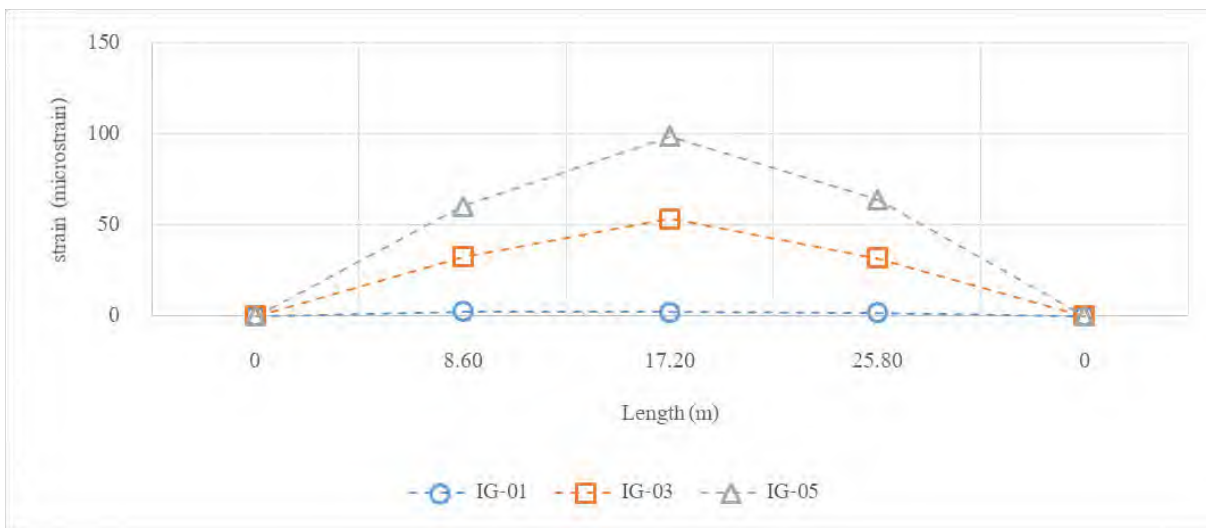
รูปที่ 5.8-8 การกระจายค่าความเครียดตามขวาง Static Load Test 2



รูปที่ 5.8-9 การกระจายค่าความเครียดตามยาว Static Load Test 2



รูปที่ 5.8-10 การกระจายค่าความเครียดตามขวาง Static Load Test 3



รูปที่ 5.8-11 การกระจายค่าความเครียดตามยาว Static Load Test 3

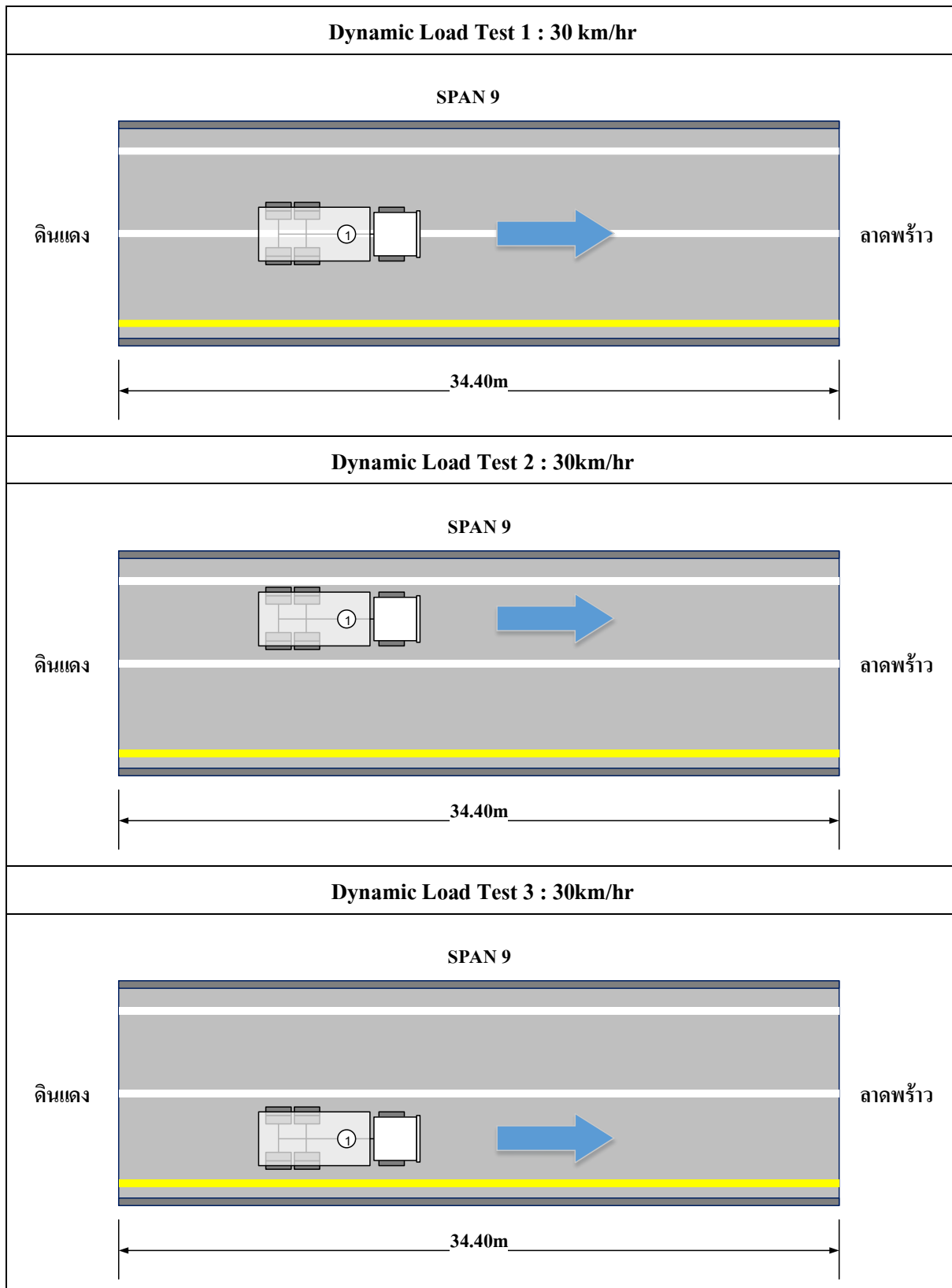


ผลการทดสอบแบบสถิติของสะพานตัวที่ 2 พบว่าความเครียดที่ปีกคานด้านล่างที่กึ่งกลางช่วงสะพาน จะเกิดขึ้นสูงสุดเมื่อรถบรรทุกจอดที่ตำแหน่ง $L/2$ หากใช้รถบรรทุก 2 คัน จะเกิดความเครียดในคานแต่ละตัวในช่วง 80-105 microstrains หากใช้รถบรรทุก 1 คัน จอดช่องจราจรด้านซ้าย จะเกิดความเครียดสูงสุดประมาณ 82 microstrains ที่คานริมด้านซ้ายสุด และเกิดความเครียดต่ำสุดประมาณ 5 microstrains ที่คานริมด้านขวาสุด หากใช้รถบรรทุก 1 คัน จอดช่องจราจรด้านขวา จะเกิดความเครียดสูงสุดประมาณ 97 microstrains ที่คานริมด้านขวาสุด และเกิดความเครียดต่ำสุดประมาณ 5 microstrains ที่คานริมด้านซ้ายสุด



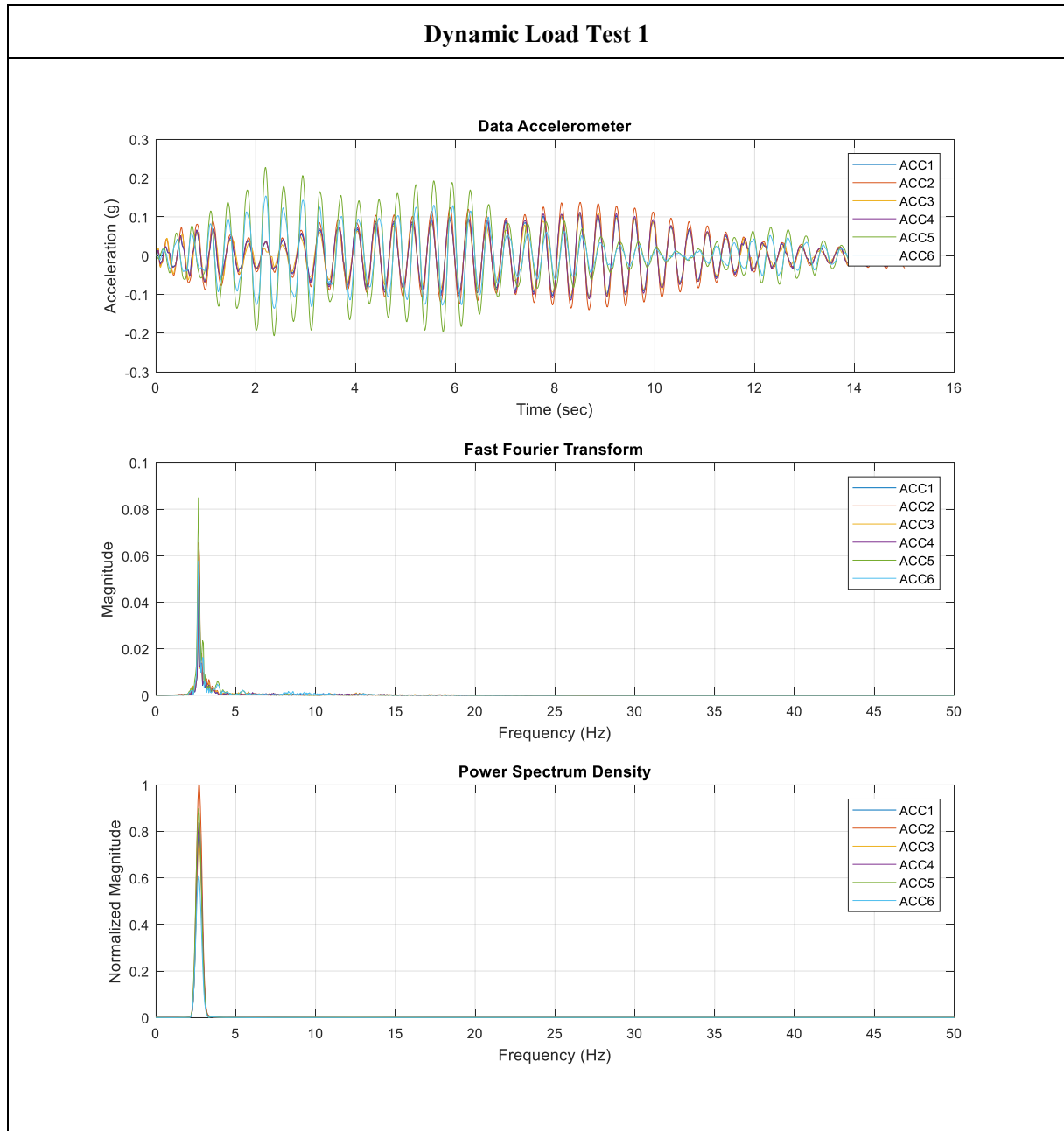
5.8.4. การทดสอบภายใต้สภาวะควบคุมแบบพลวัต (Dynamic Load Test)

5.8.4.1 รูปแบบการทดสอบสะพานแบบพลวัต (Dynamic Load Test)





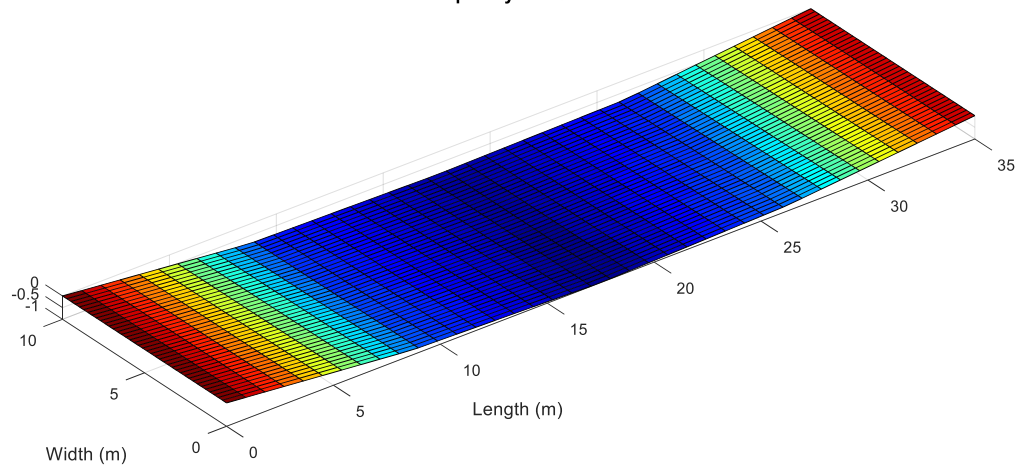
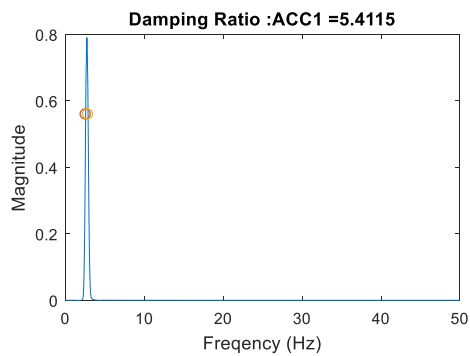
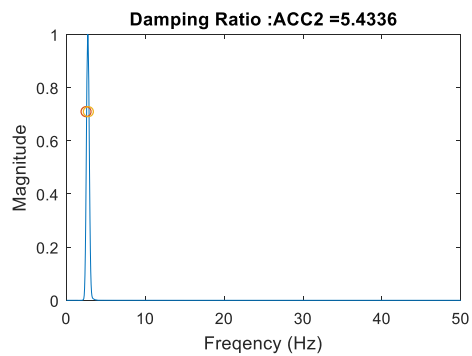
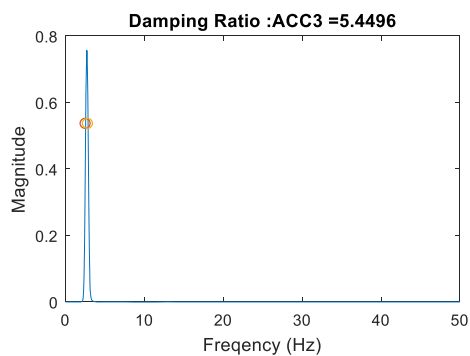
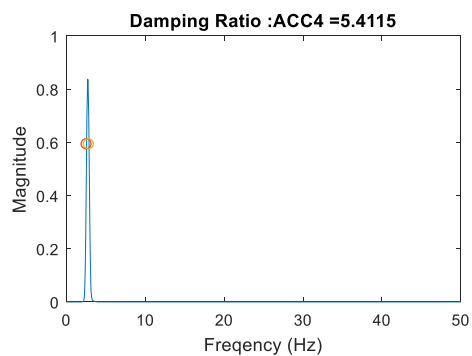
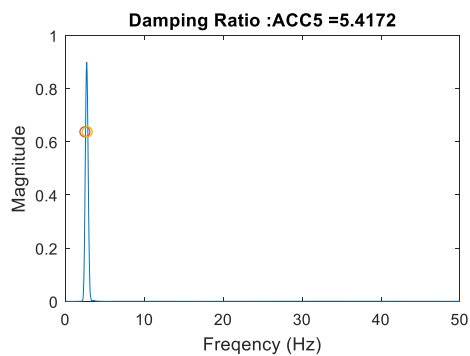
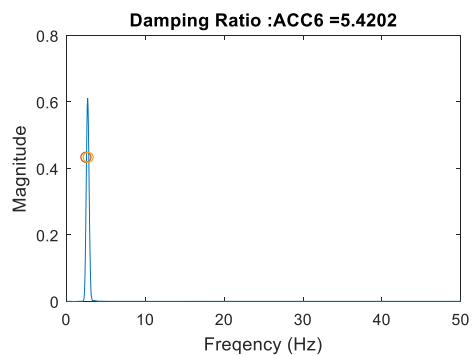
5.8.4.2 ผลการทดสอบสะพานแบบพลวัต (Dynamic Load Test)





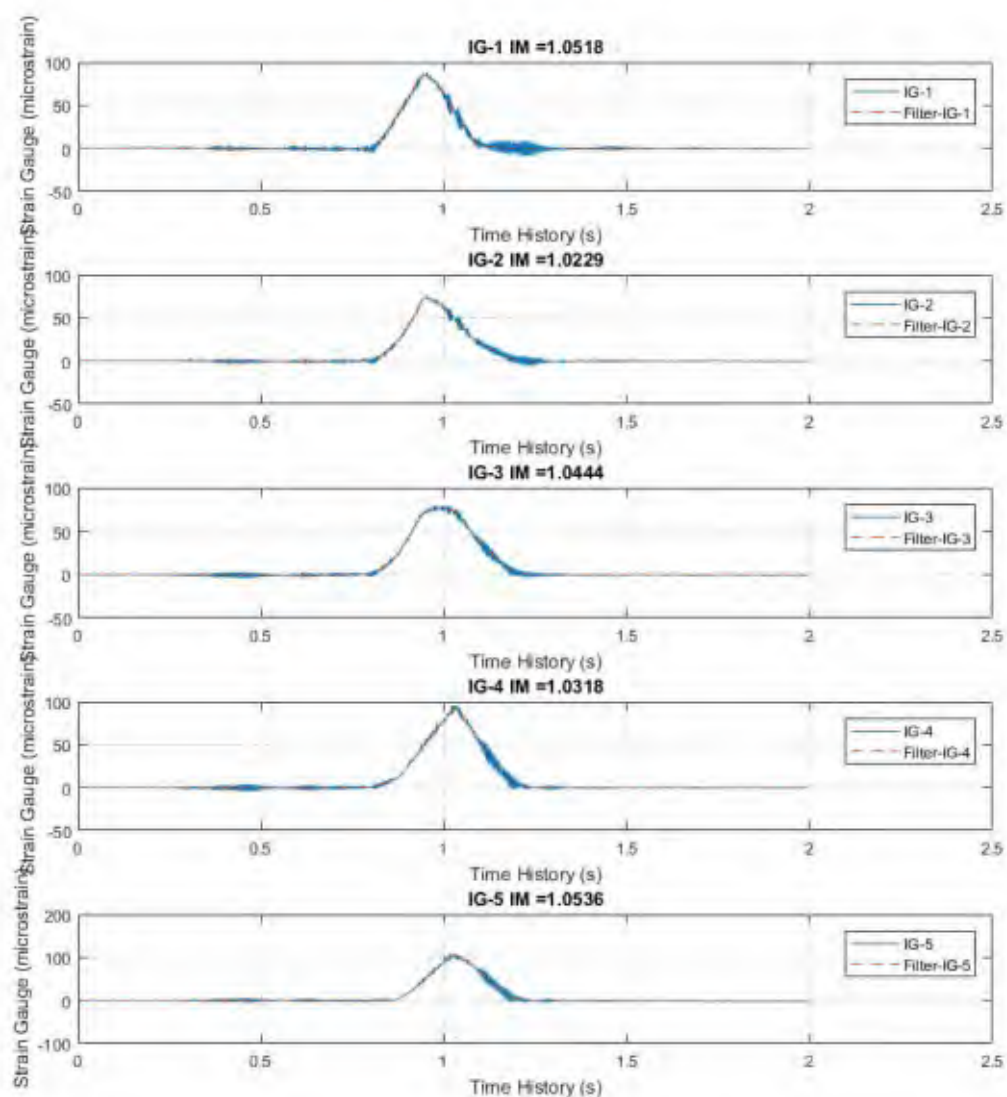
Dynamic Load Test 1

Frequency = 2.6855 Hz



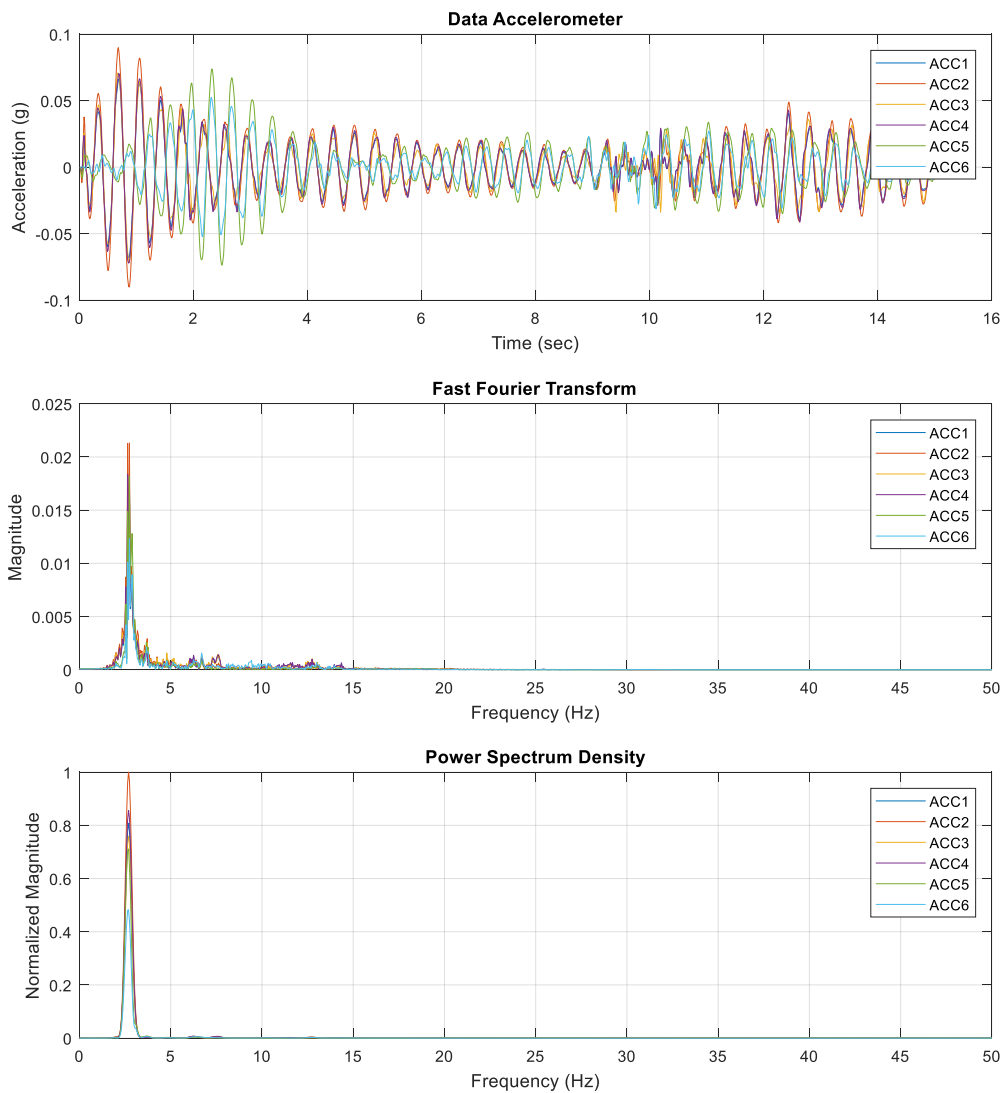


Dynamic Load Test 1





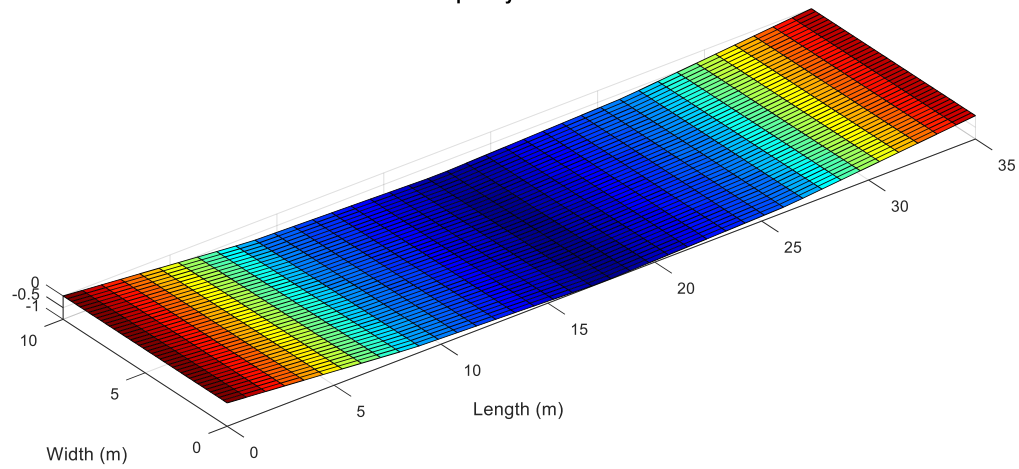
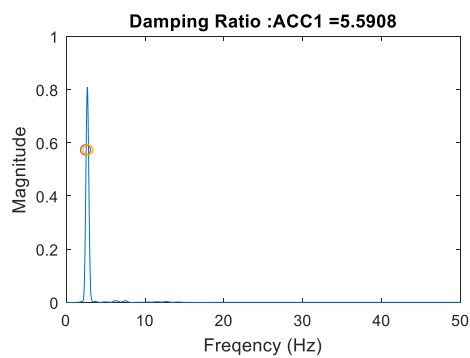
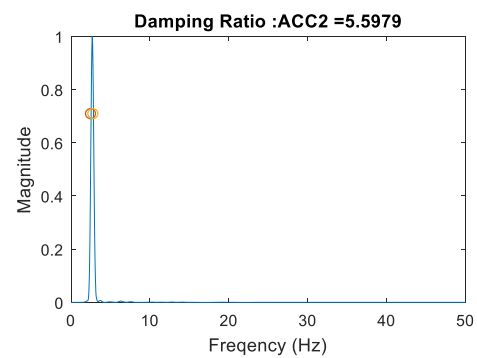
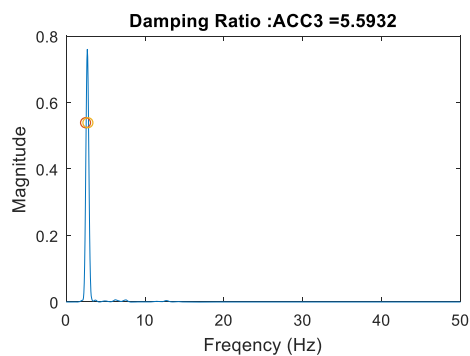
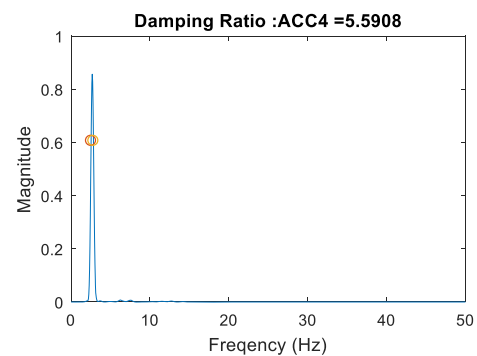
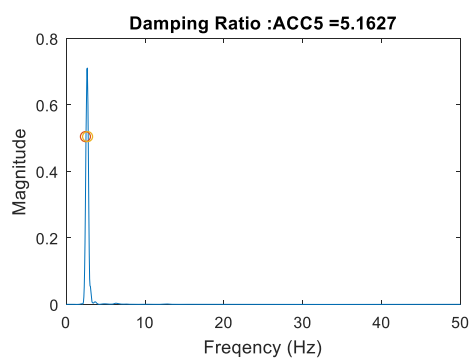
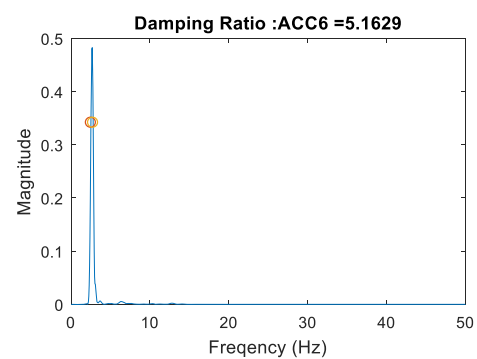
Dynamic Load Test 2





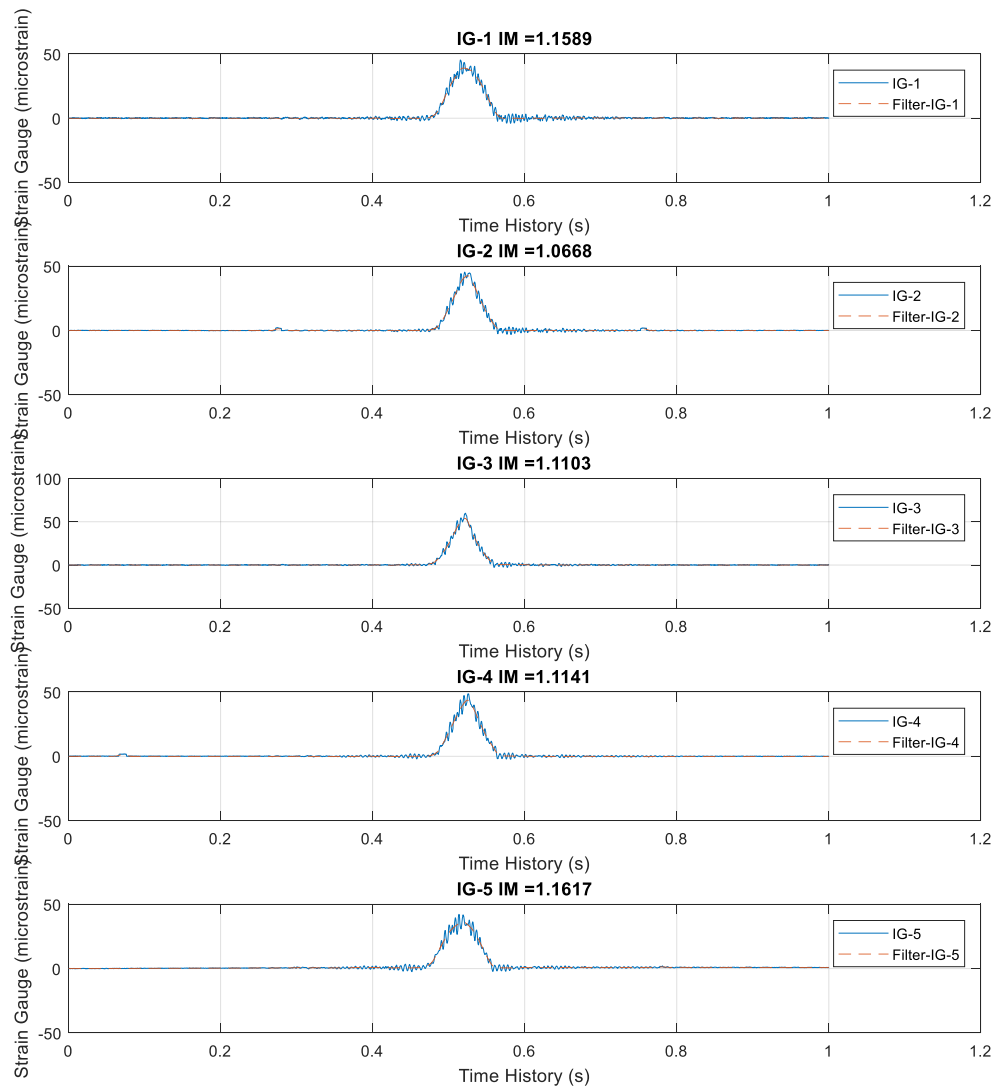
Dynamic Load Test 2

Frequency = 2.6855 Hz



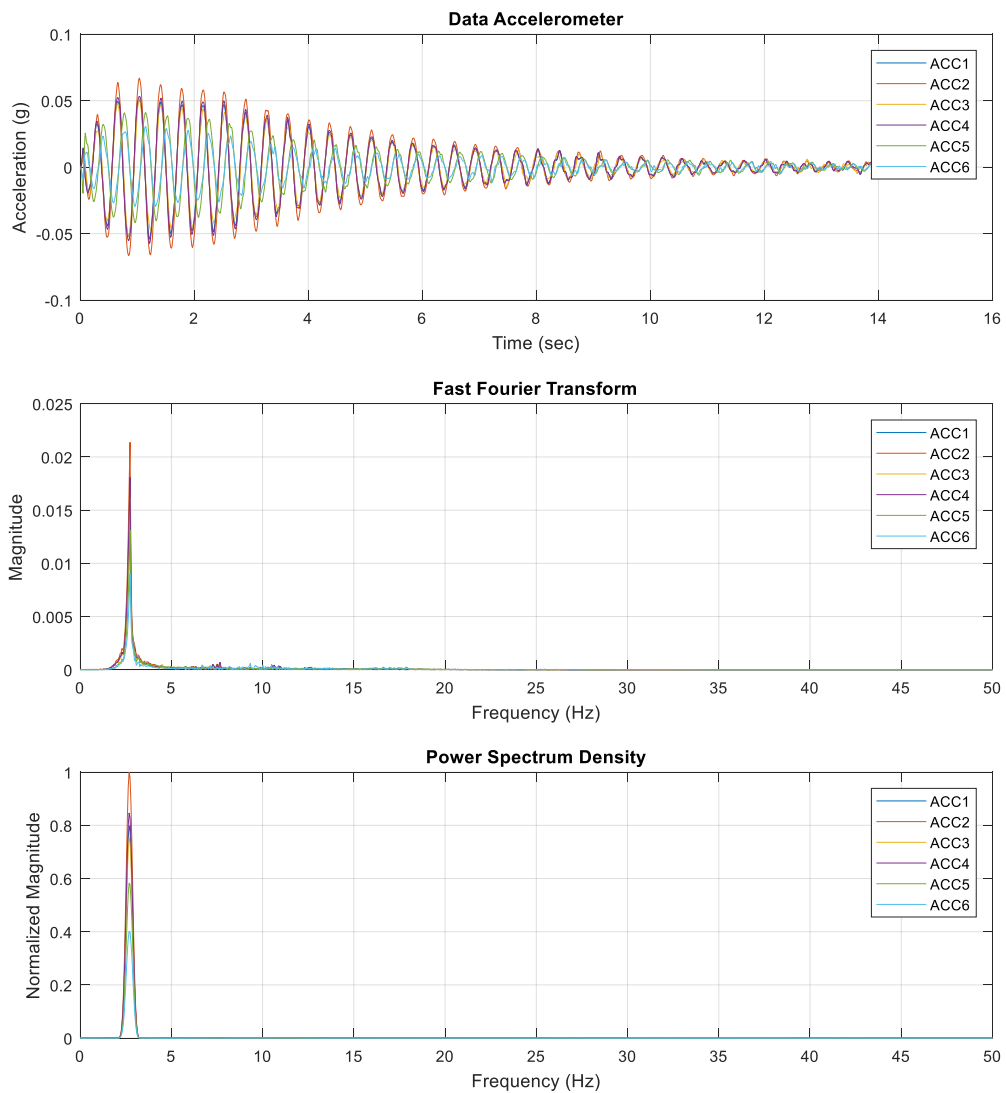


Dynamic Load Test 2





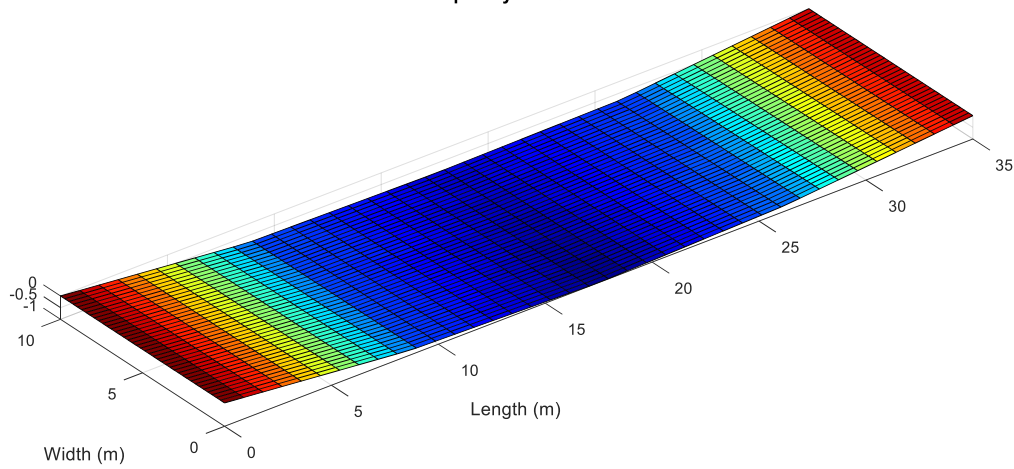
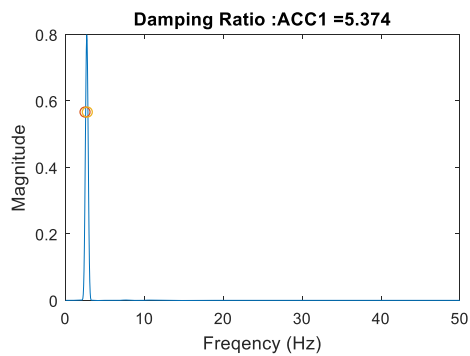
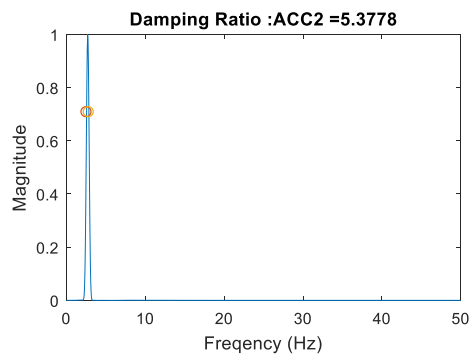
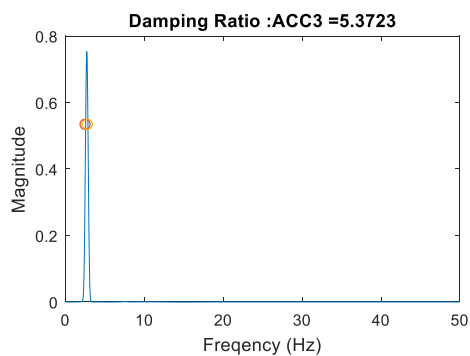
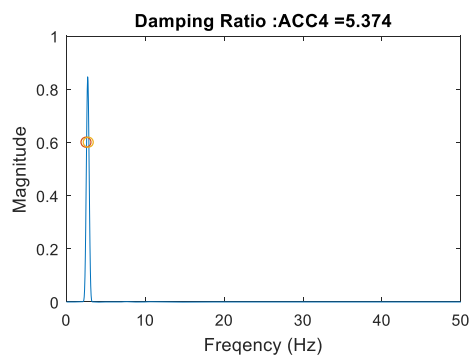
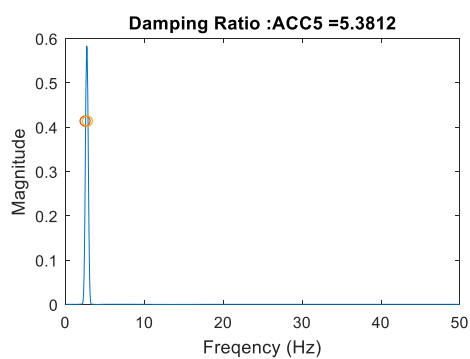
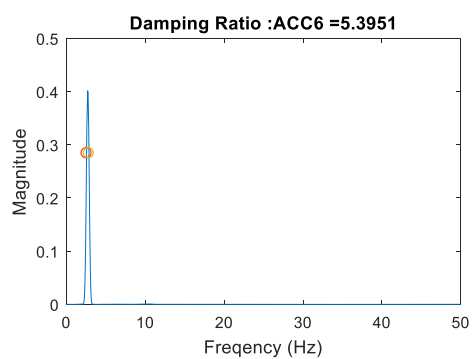
Dynamic Load Test 3





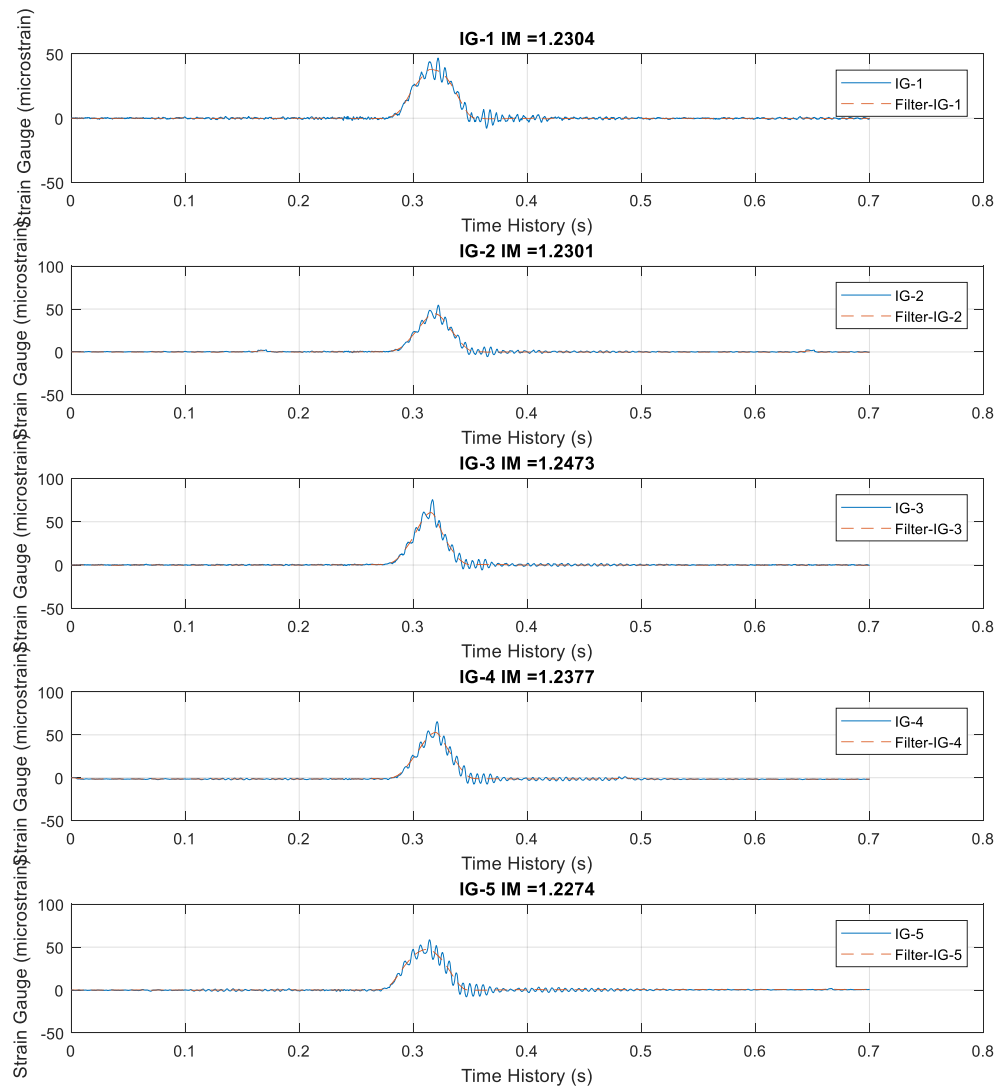
Dynamic Load Test 3

Frequency = 2.6855 Hz





Dynamic Load Test 3





ตารางที่ 5.8-2 ผลการวิเคราะห์ Natural Frequency, Mode Shape, Damping Ratio และ Impact Factor

Dynamic Case	Case 1	Case 2	Case 3
Frequency (Hz)	2.686	2.686	2.686
Mode Shape (1 st Mode)	Bending Mode	Bending Mode	Bending Mode
Damping Ratio (%)	5.412 – 5.450	5.163 – 5.598	5.372 – 5.381
Impact Factor (IM)	1.023 – 1.052	1.067 – 1.162	1.230 – 1.247

ผลการทดสอบสะพานแบบพลวัตของสะพานตัวที่ 2 ช่วงสะพานที่ 9 ความยาวช่วงสะพาน 34.40 เมตร พบว่าสะพานมีค่าความถี่ธรรมชาติโหมดแรกเท่ากับ 2.686 Hz โดยเป็นแบบคด (มี 1 โถ้การแอ่นตัว) และมีค่าอัตราส่วนความหน่วงในช่วง 5.163 % – 5.598 % ใกล้เคียงกับค่าอัตราส่วนความหน่วง 6.0 % ของสะพานคอมโพสิตทั่วไป (Typical Values) ส่วนผลการทดสอบค่าแฟกเตอร์แรงกระแทก พบว่ามีค่าอยู่ในช่วง 1.023 – 1.247 ซึ่งยังไม่เกินค่า IM=1.33 ที่ AASHTO LRFD เพื่อใช้ในการออกแบบ

5.8.5. การทดสอบภายใต้สภาวะใช้งาน

5.8.5.1 การสอบเทียบน้ำหนักบรรทุก

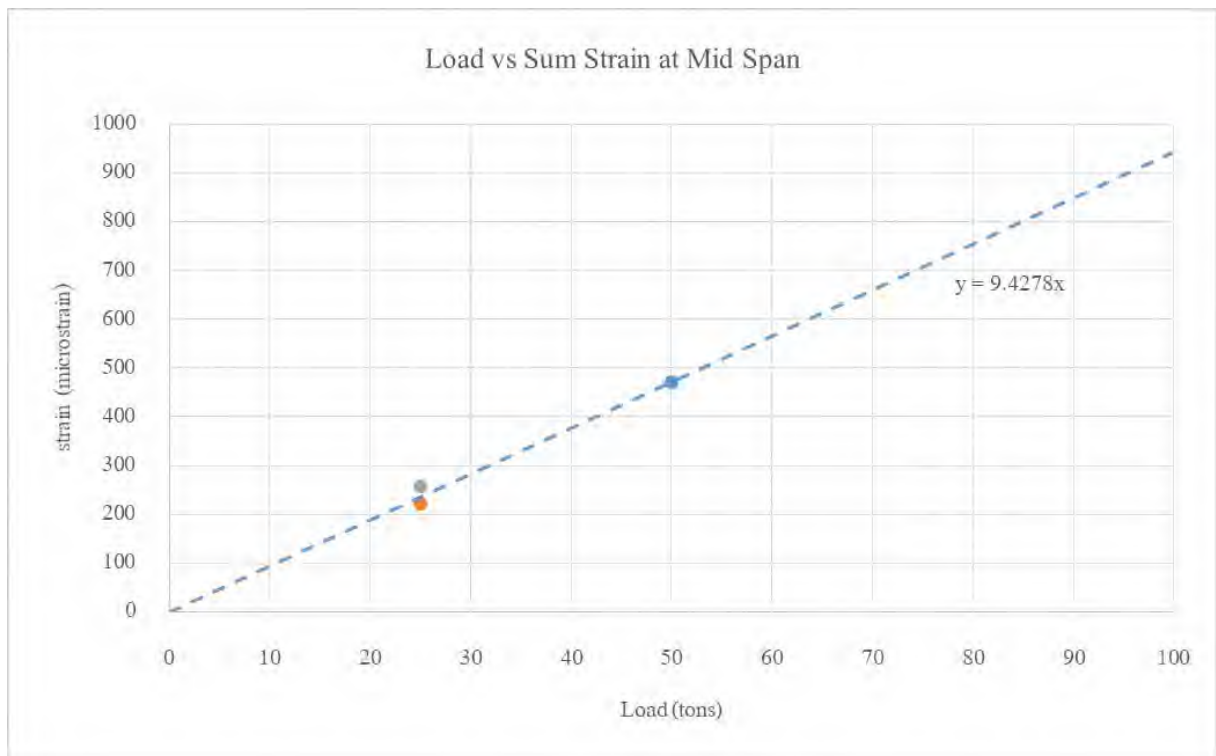
การสอบเทียบน้ำหนักบรรทุกของสะพานตัวที่ 2 กระทำโดยนำน้ำหนักบรรทุกกับค่าผลรวมความเครียดที่ตรวจวัดได้ที่ปีกทางด้านล่างบริเวณกึ่งกลางสะพาน (SG08, SG09, SG13 และ SG14) ภายใต้การทดสอบแบบสถิตรูปแบบที่ 1, 2 และ 3 ดังตารางที่ 5.8-3 มาพล็อตรวมกันและวิเคราะห์เส้นแนวโน้มดังแสดงในรูปที่ 5.8-12 จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก (W, tons) กับค่าผลรวมความเครียด ($\sum \epsilon$, microstrain) สำหรับใช้ประมาณการน้ำหนักบรรทุกที่วิ่งภายใต้สภาวะใช้งานดังนี้

$$\sum \epsilon = 9.4278 * W \quad (5.8-1)$$



ตารางที่ 5.8-3 ค่าผลรวมความเครียดที่บริเวณกึ่งกลางช่วงสะพาน

GIRDER	SENSOR	Static1	Static2	Static3
IG-1	SG08	79.44	83.15	2.19
IG-2	SG09	82.96	62.56	23.96
IG-3	SG13	102.57	50.77	53.54
IG-4	SG14	102.89	22.15	79.54
IG-5	SG16	103.54	3.50	98.87
Sum Strain (microstrain)		471.39	222.13	258.09
Load (tons)		50	25	25



รูปที่ 5.8-12 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าผลรวมความเครียดที่กึ่งกลางช่วงสะพานกับน้ำหนักบรรทุกทุก

5.8.5.2 ผลการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกทุกเทียบเท่า

จากสมการความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าผลรวมความเครียดที่กึ่งกลางช่วงสะพาน เมื่อนำไปประเมินค่าผลรวมความเครียดที่ตรวจวัดภายใต้สภาวะการใช้งานตลอดระยะเวลา 7 วัน สามารถประมาณการน้ำหนักรถที่วิ่งผ่านสะพานตัวที่ 2 ได้ โดยจะกรองข้อมูลเฉพาะรถที่หนักกว่า 10 ตัน เท่านั้น (กลุ่มรถบรรทุกหรือรถขนาดใหญ่) ดังตัวอย่างในตารางที่ 5.8-4 เมื่อนำน้ำหนักรถมาพล็อตการกระจายตัวจะ



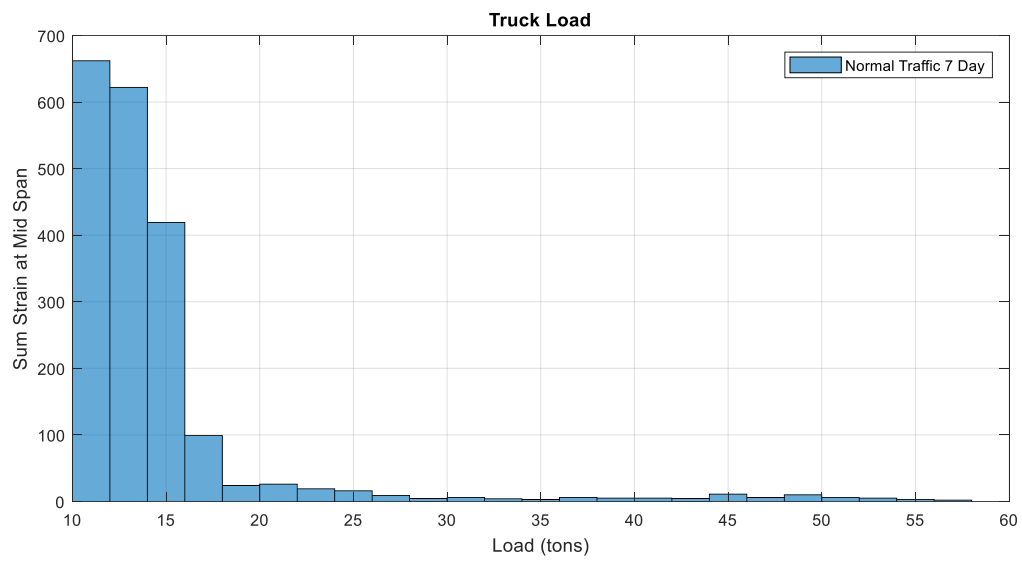
ได้กราฟดังรูปที่ 5.8-13 จะเห็นได้ว่า รถที่หนักกว่า 10 ตัน ภายในระยะเวลา 7 วัน มีรวมทั้งสิ้น 1,977 คัน เฉลี่ยวันละ 283 คันต่อวัน โดยรถส่วนใหญ่หนักไม่เกิน 25 ตัน แสดงให้เห็นว่า ปริมาณรถบรรทุกส่วนใหญ่ เป็นกลุ่มรถบรรทุกเบา ซึ่งสอดคล้องกับพฤติกรรมการจราจรสะพานตัวที่ 2 เนื่องจากเป็นสะพานขนานฝั่งขาออกจากดินแดงไปลาดพร้าว

ตารางที่ 5.8-4 ตัวอย่างการประมาณการน้ำหนักบรรทุกที่ใช้งานสะพานตัวที่ 2 จากค่าผลรวมความเครียด ที่ตรวจวัดได้ภายใต้สภาวะการใช้งาน

Load No.	SG-08	SG-09	SG-13	SG-14	SG-16	Sum	Load (tons)
1	17.651	21.827	36.985	43.720	47.351	167.535	17.770
2	43.173	29.135	22.165	8.694	7.982	111.150	11.790
3	26.177	22.897	21.474	14.871	10.799	96.217	10.206
4	36.907	27.397	24.781	15.419	9.604	114.108	12.103
5	59.076	41.238	32.478	13.543	8.053	154.389	16.376
6	37.596	24.789	21.537	10.591	8.534	103.048	10.930
7	44.584	33.124	29.147	17.756	10.639	135.251	14.346
8	35.535	25.859	21.827	11.173	10.531	104.925	11.129
9	38.339	29.532	27.426	14.781	8.474	118.553	12.575
10	36.212	29.200	27.068	15.468	7.714	115.662	12.268
11	52.476	39.787	33.279	17.604	8.737	151.883	16.110
12	52.938	45.213	43.689	26.886	17.497	186.223	19.753
13	39.056	31.925	30.435	17.988	12.951	132.356	14.039
14	51.569	37.589	31.281	14.743	8.094	143.276	15.197
15	35.934	34.150	32.420	20.845	12.797	136.146	14.441
16	50.042	40.528	31.943	16.469	5.423	144.405	15.317
17	42.499	34.578	29.466	16.986	7.176	130.704	13.864
18	45.430	33.481	29.484	15.307	8.241	131.943	13.995

...

1975	7.237	25.570	52.824	74.383	89.571	249.586	26.473
1976	39.125	42.525	53.961	43.571	36.337	215.518	22.860
1977	38.015	44.232	60.646	54.280	47.160	244.333	25.916

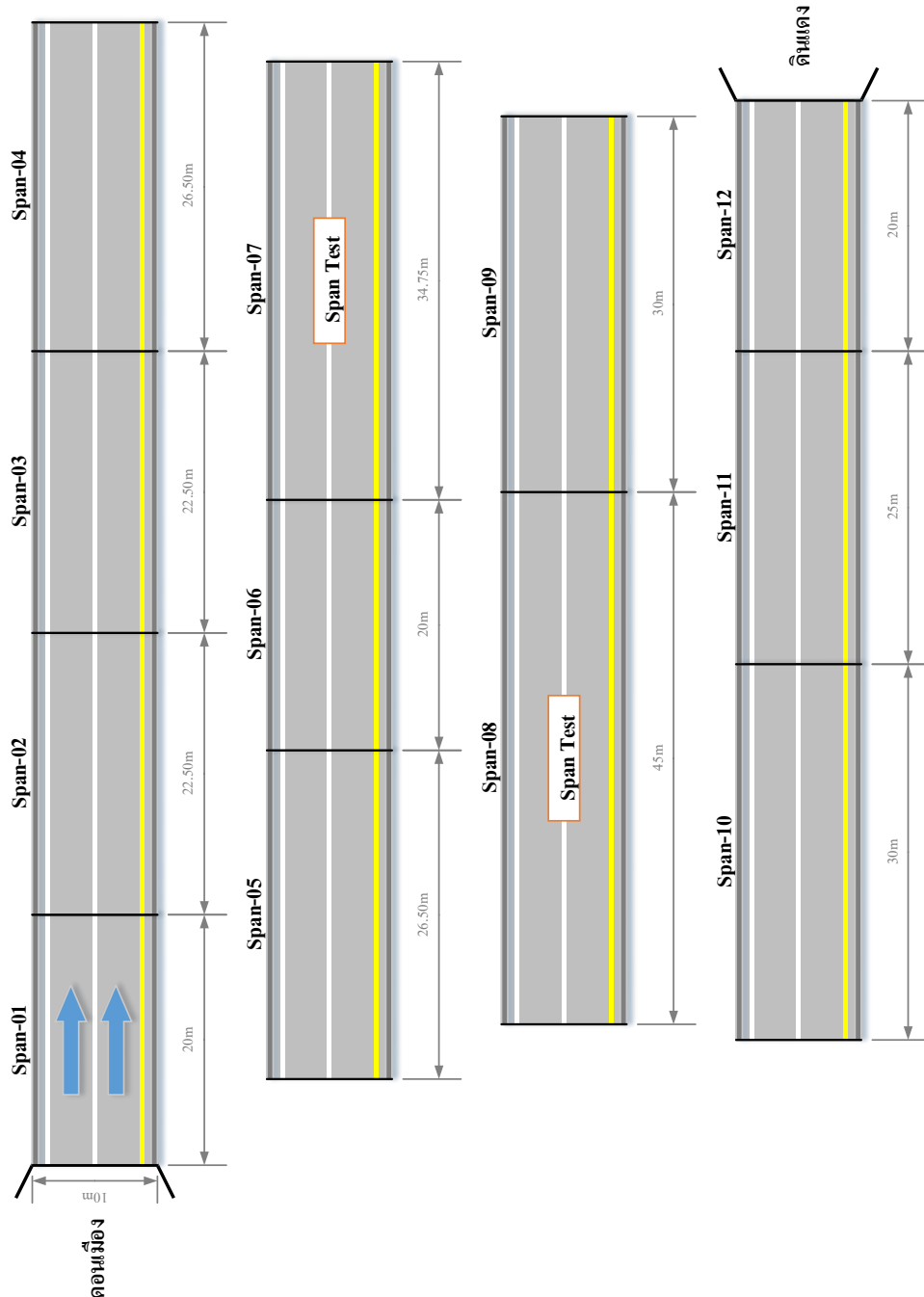


รูปที่ 5.8-13 ผลการวิเคราะห์กลุ่มน้ำหนักบรรทุกของสะพานโดยประมาณ



5.9. ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานตัวที่ 3 (Fly Over 3)

ที่ปรึกษาได้ดำเนินการตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพานตัวที่ 3 (Fly Over 3) ช่วงสะพานที่ 7 (Span 7) ความยาวช่วง 34.75 เมตร และช่วงสะพานที่ 8 (Span 8) ความยาวช่วง 45.00 เมตร โดยทำการทดสอบภายใต้สภาวะควบคุม เมื่อวันที่ 29 กุมภาพันธ์ 2563 และทดสอบภายใต้สภาวะการใช้งาน ระหว่างวันที่ 25 กุมภาพันธ์ 2563 ถึง 4 มีนาคม 2563 ซึ่งมีรายละเอียดการตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพาน ดังนี้

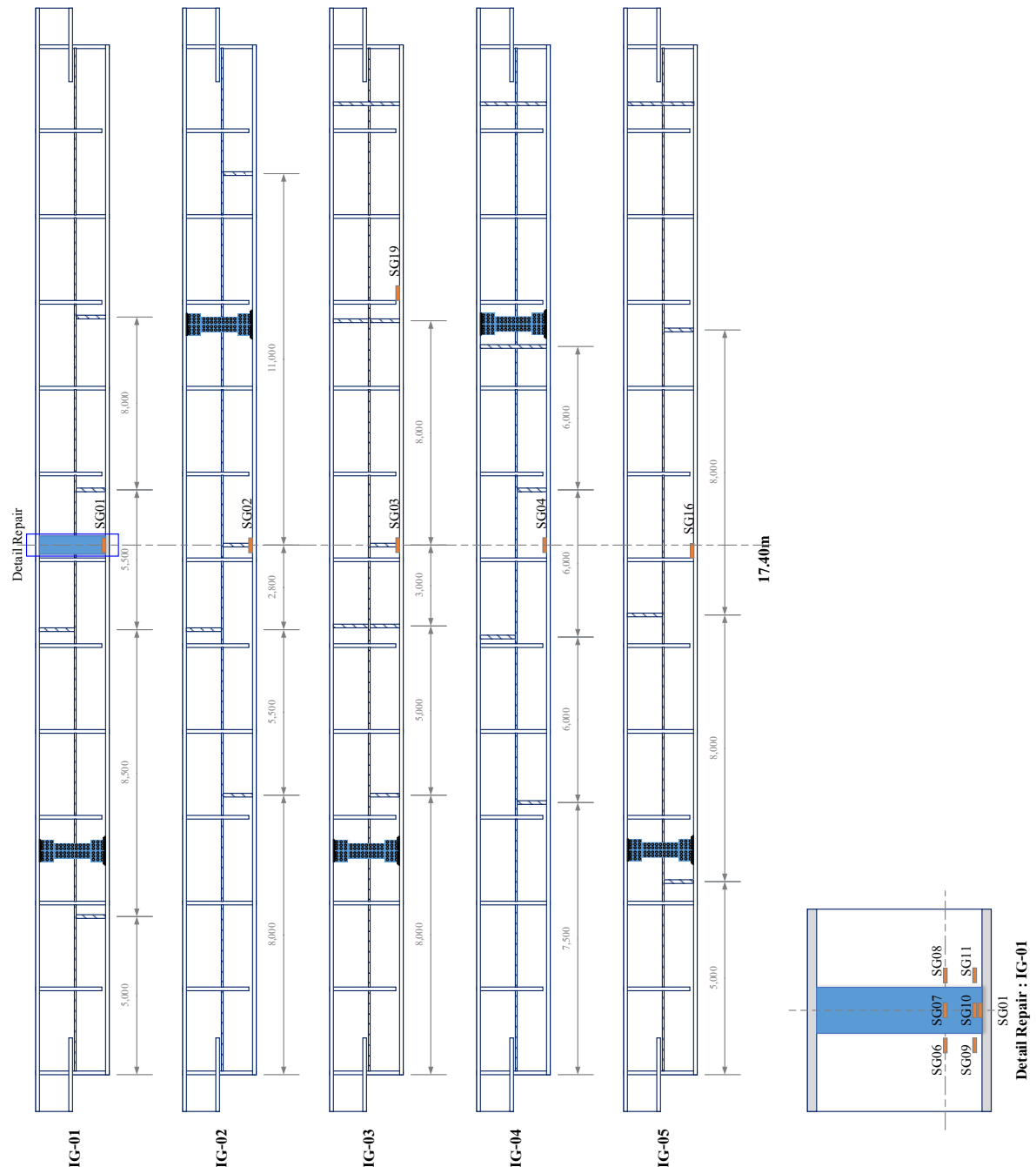


รูปที่ 5.9-1 ช่วงสะพานทดสอบสะพานตัวที่ 3 (Flyover 3)

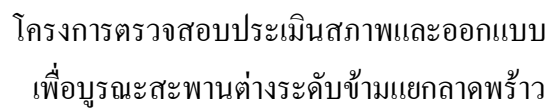


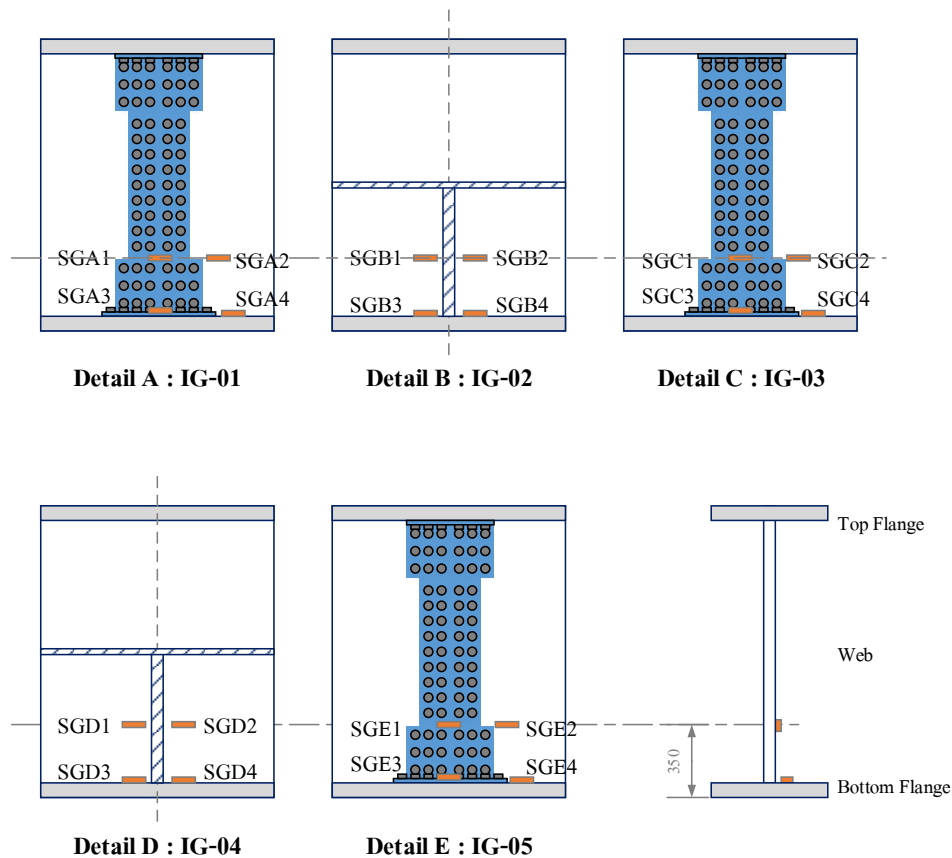
5.9.1. ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด

ที่ปรึกษาได้ทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเร่งจากการสั่นไหว (Accelerometer) จำนวน 6 ตำแหน่ง และอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด (Strain Gauge) สำหรับวัดการยืดหดตัวของโครงสร้าง จำนวน 50 ตำแหน่ง โดยมีรายละเอียดดังนี้



รูปที่ 5.9-2 ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสะพานตัวที่ 3 (Flyover 3) ช่วงสะพานที่ 7 (Span 7)

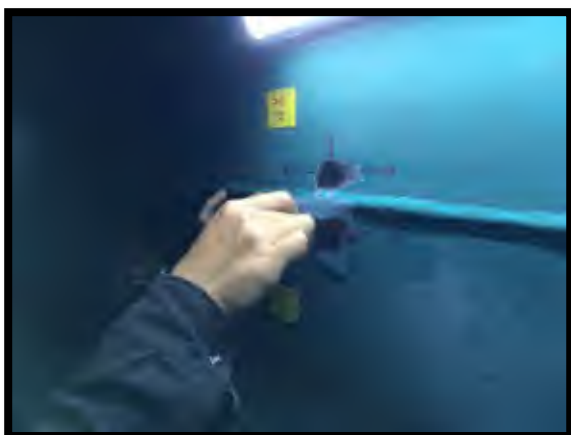
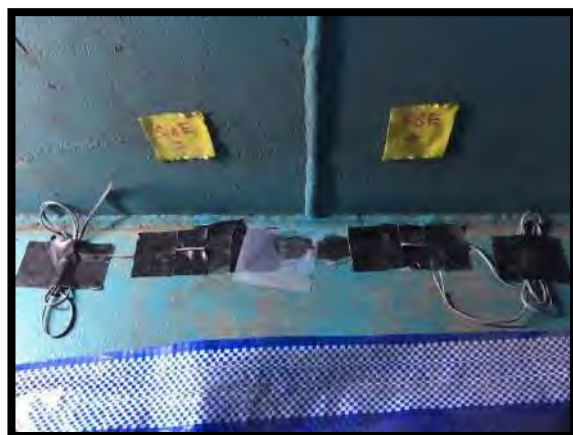
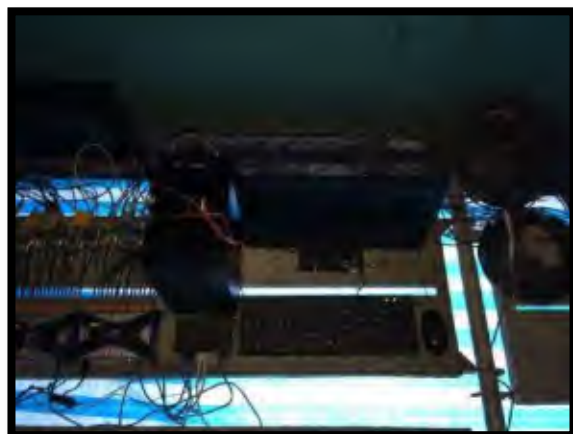




Remark

AC – Accelerometer 6 sensor
SG – Strain Gauge 50 sensor

รูปที่ 5.9-3 ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสะพานตัวที่ 3 (Flyover 3) ช่วงสะพานที่ 8 (Span 8) (ต่อ)

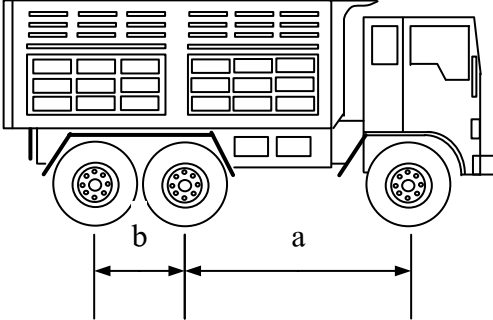
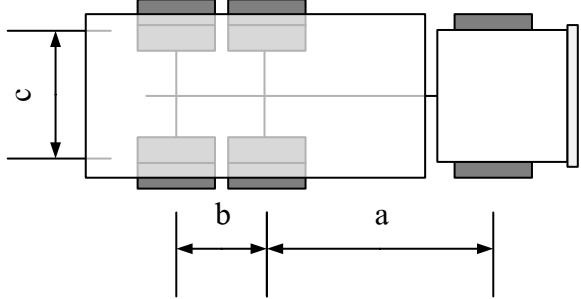


รูปที่ 5.9-4 ภาพการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสะพานตัวที่ 3 (Flyover 3)

5.9.2. รถบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบ

ที่ปรึกษาได้ใช้รถบรรทุก 10 ล้อ น้ำหนักรวมประมาณ 25 ตัน จำนวน 2 คัน ทดสอบสะพานภายใต้สภาวะควบคุม โดยมีรายละเอียดดังนี้

คันที่	1	2
ประเภท	รถบรรทุกสิบล้อ (83-1329)	รถบรรทุกสิบล้อ (50-5988)
น้ำหนักรถบรรทุก (ตัน)	24.940	25.220
ระยะเพลาที 1 ถึง 2 (a, เมตร)	4.15	4.05
ระยะเพลาที 2 ถึง 3 (b, เมตร)	1.30	1.30
ความกว้างฐานล้อ (c, เมตร)	1.90	1.90



รูปที่ 5.9-5 ภาพการวัดมิติของรถบรรทุก



ที่ปรึกษาได้ดำเนินการทดสอบภายใต้สภาวะควบคุม ประกอบด้วย การทดสอบแบบสถิต (Static Test) และการทดสอบแบบพลวัต (Dynamic Test) โดยในการทดสอบจำเป็นต้องปิดเบี่ยงการจราจรเพื่อทำการทดสอบสภาวะควบคุมดังกล่าว

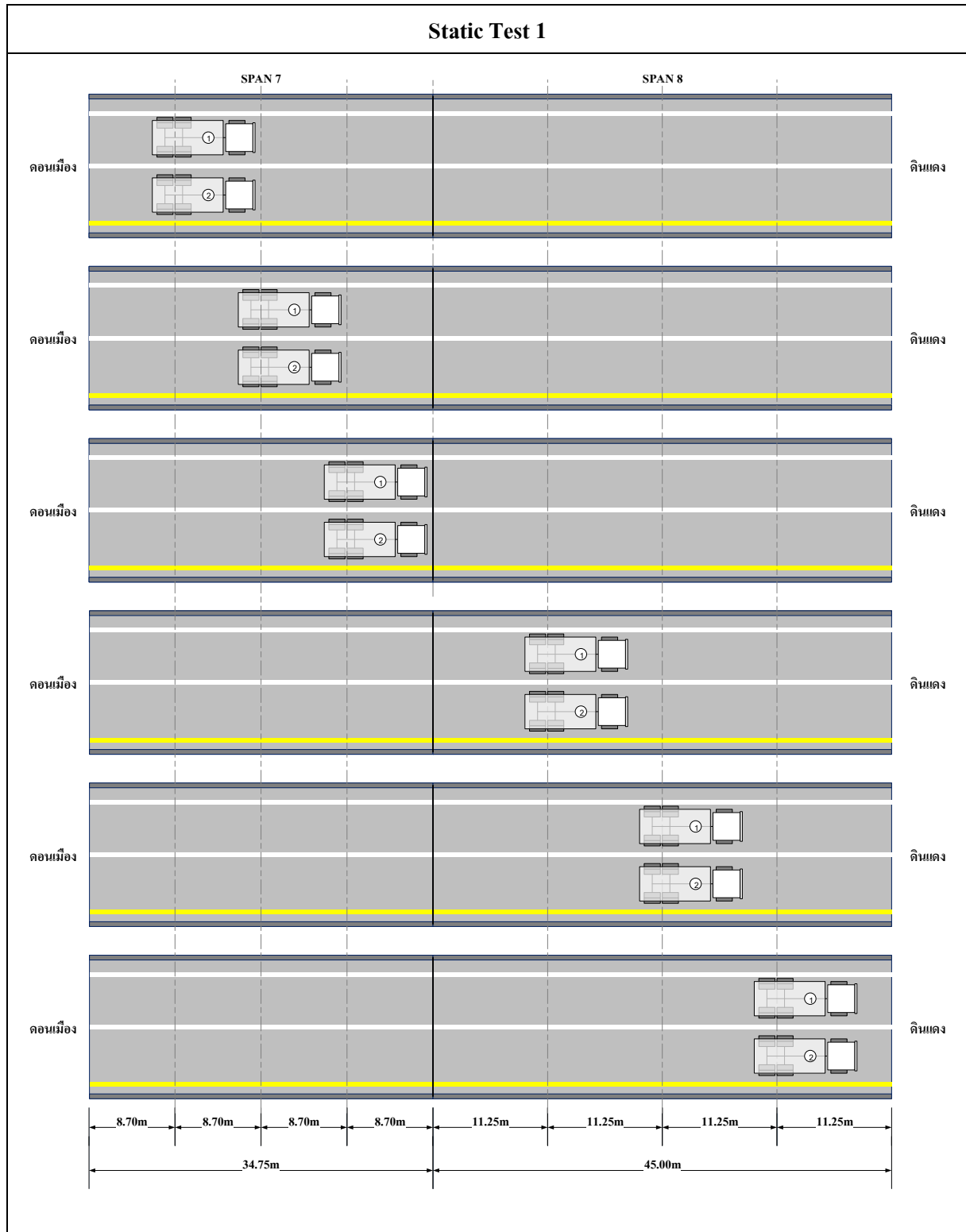


รูปที่ 5.9-6 ภาพการทำงานการทดสอบสะพานตัวที่ 3 (Flyover 3)



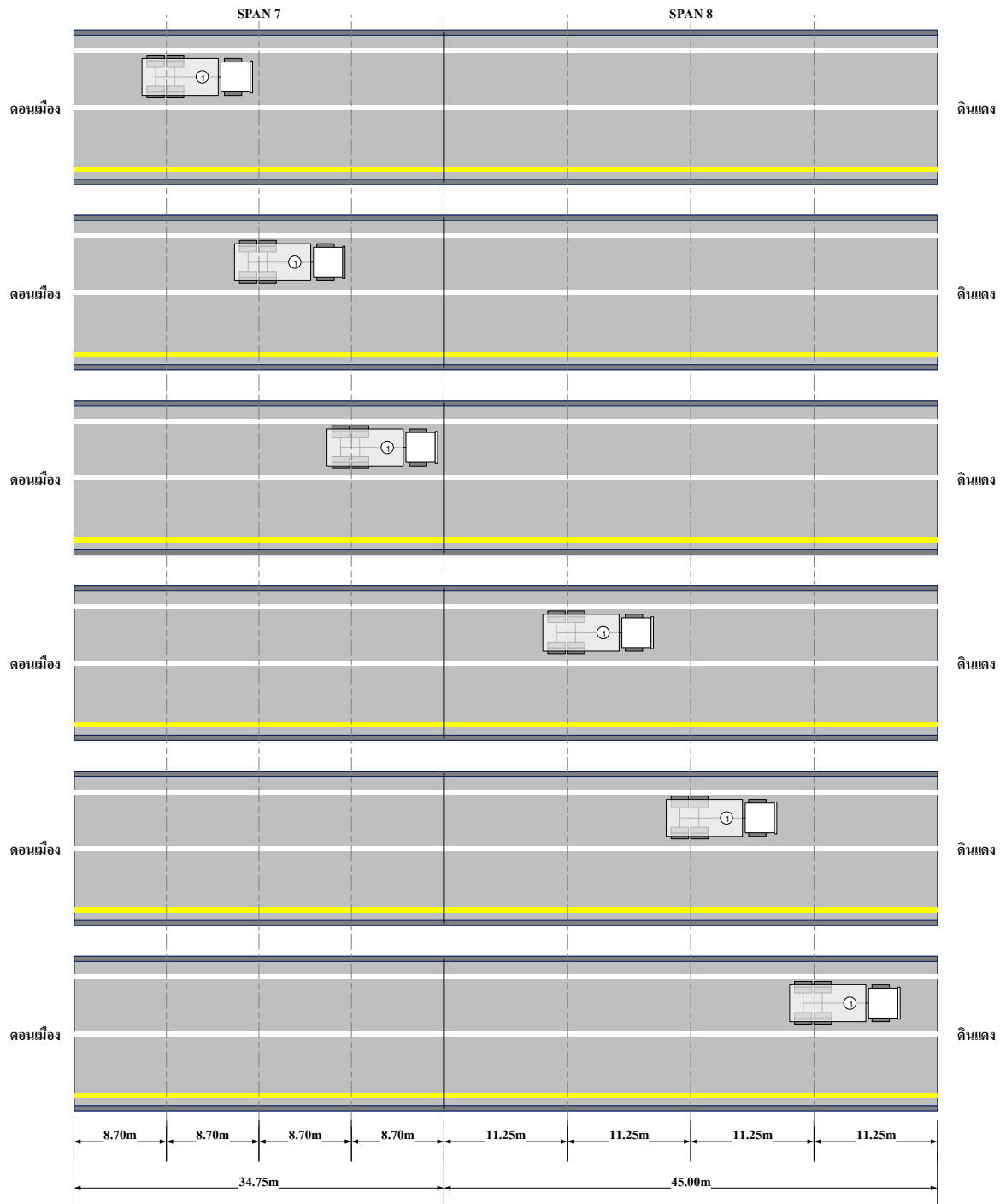
5.9.3. การทดสอบภายใต้สภาวะควบคุมแบบสถิต (Static Load Test)

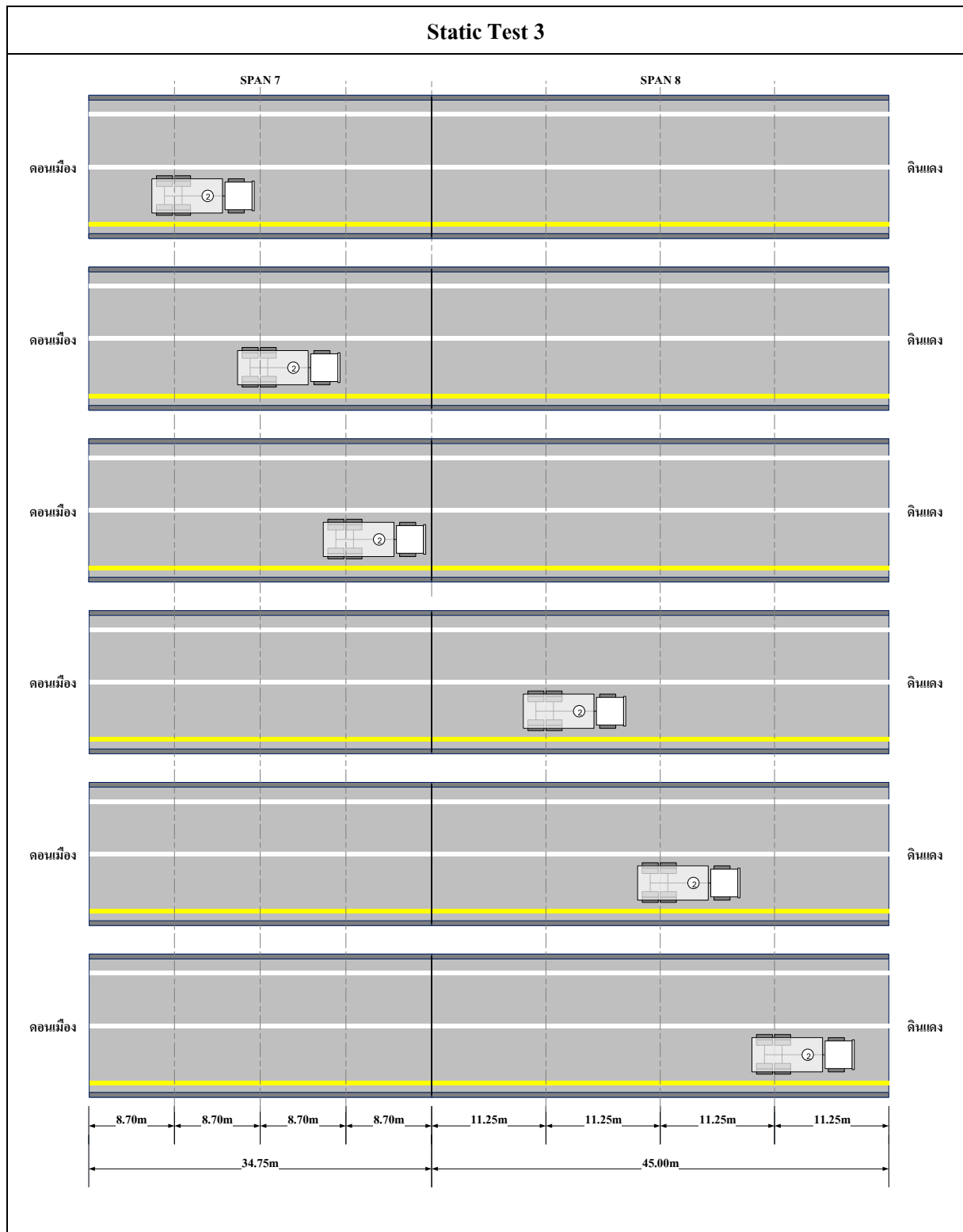
5.9.3.1 รูปแบบการทดสอบสะพานแบบสถิต (Static Load Test)





Static Test 2







5.9.3.2 ผลการทดสอบสะพานแบบสถิต (Static Load Test)

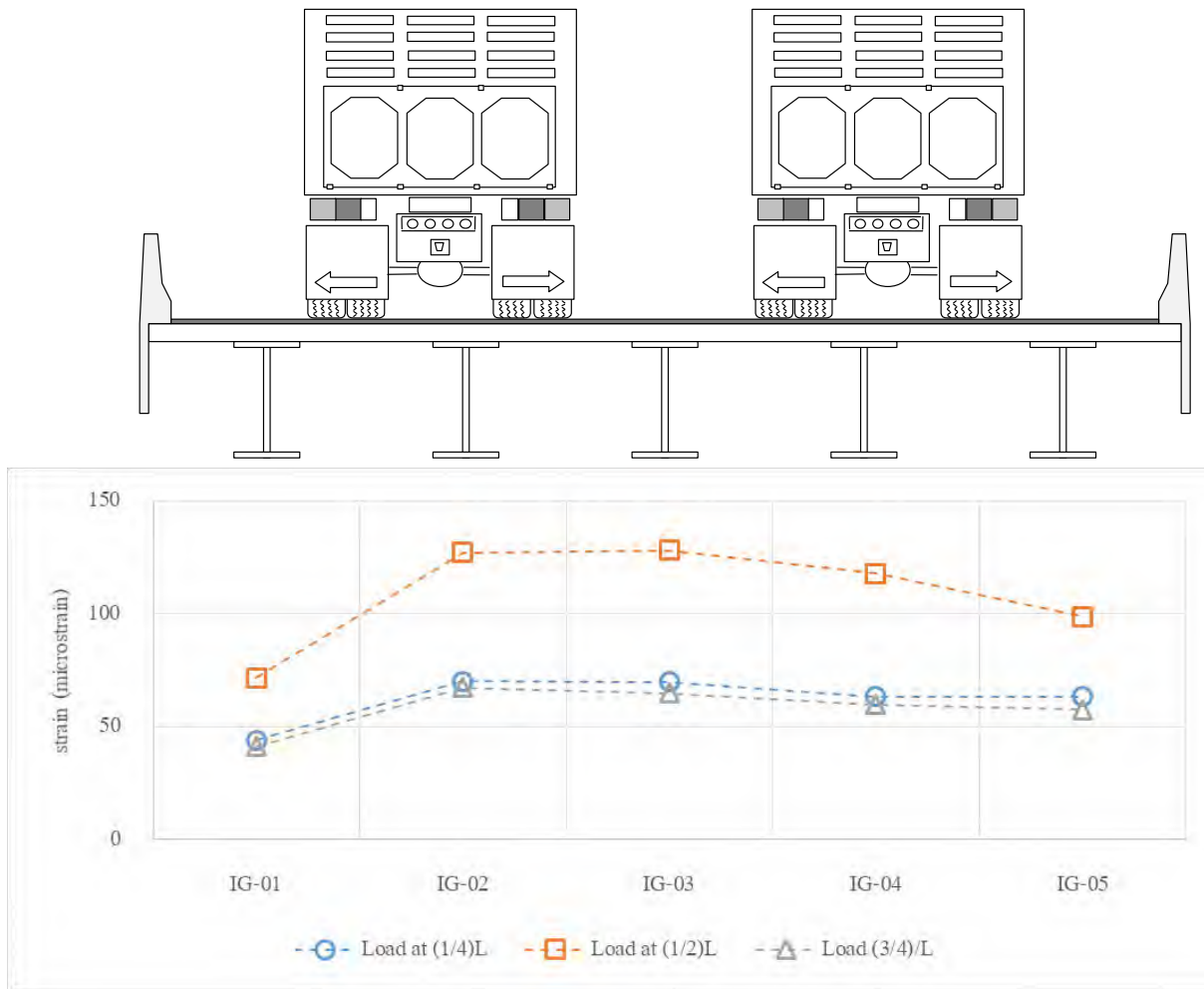
ตารางที่ 5.9-1 ผลการทดสอบสะพานแบบสถิต (Static Load Test)

SENSOR	STATIC 1			STATIC 2			STATIC 3		
	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L
SG01	44.082	71.590	41.216	36.933	66.034	34.956	8.832	9.698	3.633
SG02	70.231	127.277	67.537	44.168	89.301	43.817	24.583	37.570	19.834
SG03	69.848	128.304	64.928	33.051	58.384	32.560	35.094	71.147	30.199
SG04	63.373	117.998	59.988	19.228	27.761	19.234	42.222	89.434	40.207
SG05	63.516	98.768	57.734	3.381	1.430	4.409	56.550	96.287	54.506
SG06	20.615	29.526	18.322	16.060	28.372	16.083	4.656	5.065	0.144
SG07	8.940	11.310	7.025	5.297	11.414	6.788	2.697	2.931	-1.019
SG08	21.080	33.014	21.718	17.084	32.018	19.096	3.728	3.431	-0.140
SG09	38.079	61.141	35.817	31.067	56.748	31.331	8.126	8.856	1.904
SG10	10.364	14.925	9.214	7.205	14.388	8.435	2.579	3.202	-0.330
SG11	39.585	64.680	40.074	33.197	59.758	33.279	7.542	8.761	3.036
SG12	52.692	48.456	33.886	55.337	52.185	33.702	-0.727	0.909	2.117
SG13	81.294	60.742	40.850	64.617	44.257	28.613	18.650	18.878	13.360
SG14	89.260	64.824	42.250	46.203	29.970	18.766	43.951	34.513	22.898
SG15	93.497	72.387	47.573	23.638	21.611	13.997	68.932	48.962	32.204
SG16	81.315	69.041	45.225	9.545	10.350	8.516	71.292	57.294	36.954
SG17	16.827	27.272	23.995	20.068	34.250	30.148	1.097	-0.015	-0.061
SG18	18.669	28.282	22.892	22.130	35.586	28.804	1.195	0.240	0.398
SG19	44.689	69.004	53.700	45.921	76.600	57.633	1.764	0.719	2.156
SG20	49.900	88.943	60.632	35.659	70.148	44.108	16.522	23.680	20.466
SG21	2.214	14.784	14.181	1.736	7.768	7.963	1.883	7.496	7.741
SG22	4.737	18.385	15.723	3.247	9.808	8.733	3.524	9.529	9.033
SG23	59.698	107.581	71.510	28.409	54.028	32.603	31.977	55.074	39.174
SG24	61.169	106.199	71.100	22.340	30.412	24.685	41.573	77.026	48.427
SG25	72.073	122.063	87.363	13.490	13.302	12.732	59.458	103.309	71.990
SG26	29.930	55.483	69.290	29.875	60.141	77.058	2.785	2.098	0.520
SG27	30.326	59.443	82.610	20.926	44.189	65.489	10.467	18.817	21.496
SG28	38.759	77.742	108.268	18.564	36.982	54.802	21.377	41.305	55.432
SG29	38.241	75.545	104.938	14.911	26.406	30.844	25.599	50.309	75.294
SG30	35.018	66.365	91.281	12.877	21.036	25.444	23.679	45.319	65.663

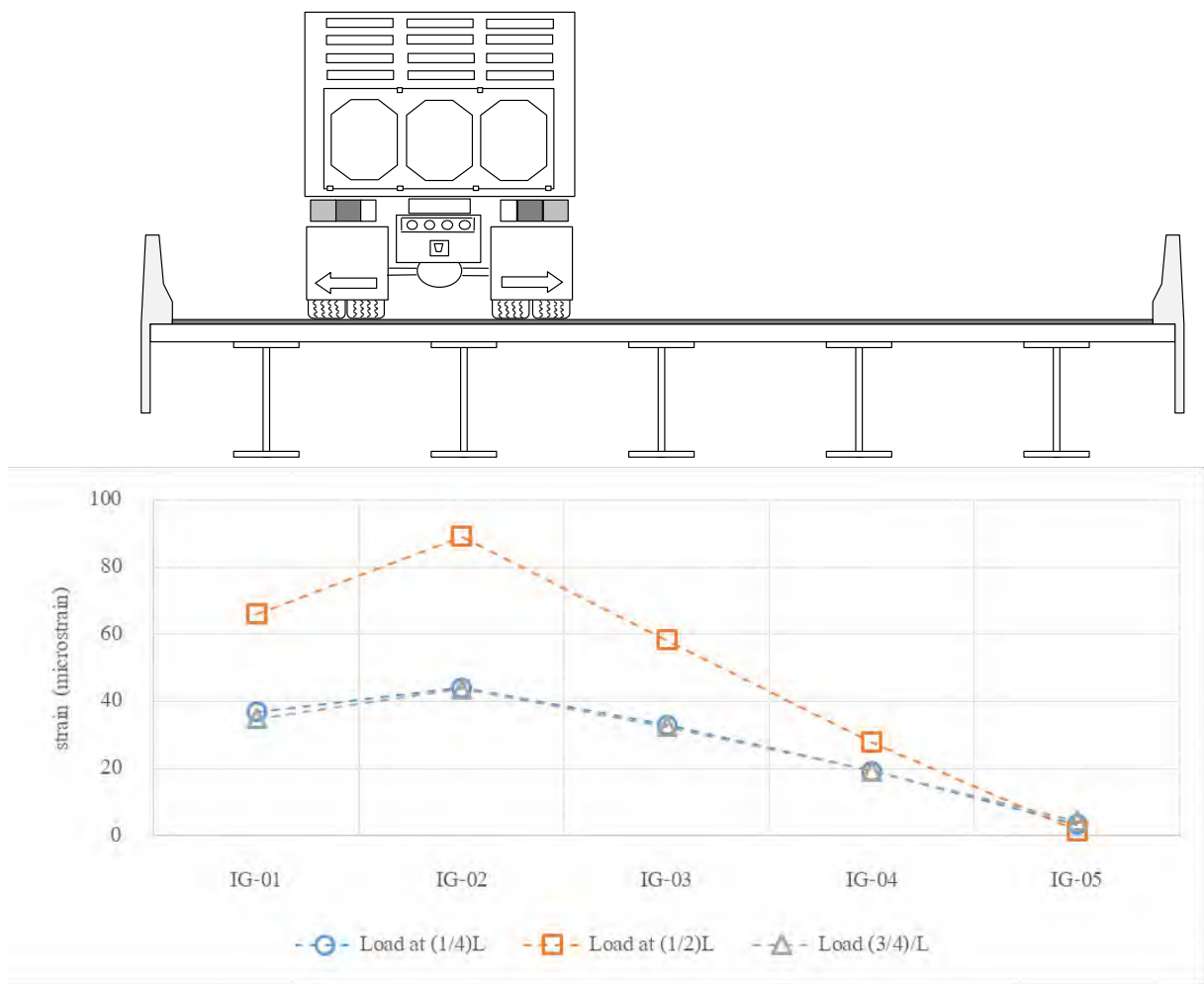


ตารางที่ 5.9-1 ผลการทดสอบสะพานแบบสถิต (Static Load Test) (ต่อ)

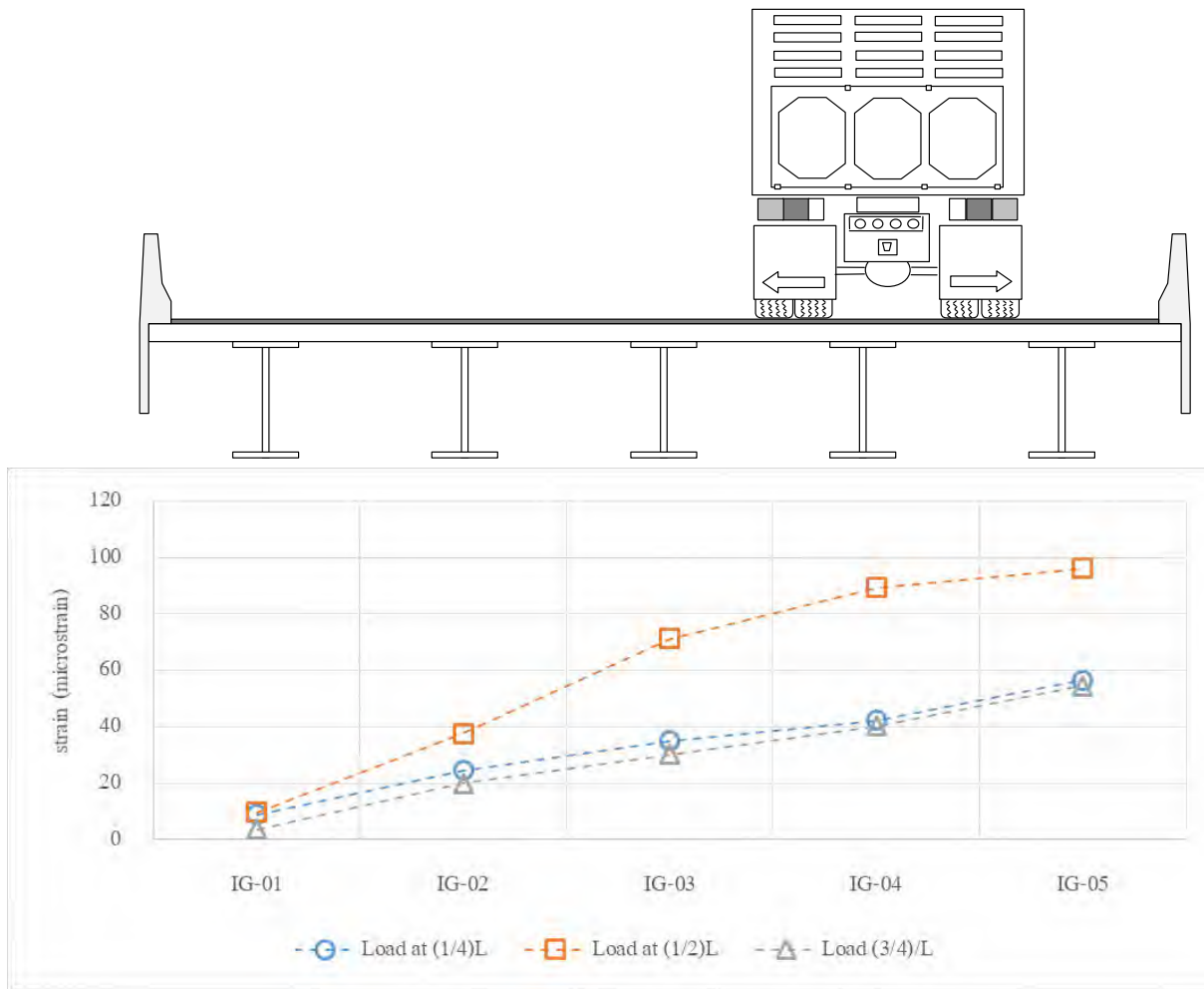
SENSOR	STATIC 1			STATIC 2			STATIC 3		
	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L	(1/4)L	(1/2)L	(3/4)L
SGA1	32.655	38.211	27.562	33.976	42.375	29.291	0.450	0.467	1.493
SGA2	12.778	13.401	9.245	13.650	15.971	10.981	0.184	-0.033	0.204
SGA3	52.373	60.998	43.759	55.371	68.712	47.270	-0.705	-1.002	1.052
SGA4	37.591	45.988	34.075	40.274	52.643	36.934	-0.017	0.025	0.582
SGB1	32.207	60.716	47.765	23.499	47.956	35.918	11.363	17.379	16.108
SGB2	35.604	67.190	51.478	26.500	53.638	39.428	12.615	19.343	17.661
SGB3	46.331	87.890	71.080	33.076	68.548	52.804	15.909	24.531	22.960
SGB4	44.550	85.555	68.869	28.385	63.201	47.481	15.019	23.487	21.203
SGC1	26.622	29.135	23.047	20.749	15.627	14.943	14.981	16.502	13.956
SGC2	39.149	50.397	32.200	19.828	25.346	15.045	19.570	25.561	17.333
SGC3	80.978	91.630	58.674	39.748	43.832	26.576	42.235	49.169	32.822
SGC4	70.630	84.517	54.248	33.746	39.290	23.923	36.225	44.365	29.469
SGD1	50.243	70.338	44.717	14.952	18.983	13.738	35.665	50.695	31.356
SGD2	47.826	67.431	43.061	14.620	18.784	13.446	34.162	48.395	30.609
SGD3	76.279	106.445	68.872	24.347	31.034	21.480	52.961	74.766	47.795
SGD4	75.789	102.180	65.210	23.105	27.542	20.360	53.007	73.311	44.218
SGE1	61.713	74.903	50.700	9.294	10.637	8.742	52.703	61.804	41.459
SGE2	27.607	32.305	21.569	3.437	5.298	3.819	24.097	26.191	18.506
SGE3	87.091	103.373	69.467	11.861	12.308	10.637	74.751	86.992	57.226
SGE4	81.634	102.879	71.434	12.344	13.242	11.591	69.833	86.230	58.900



รูปที่ 5.9-7 การกระจายค่าความเครียดตามขวาง Static Load Test 1 Span 7

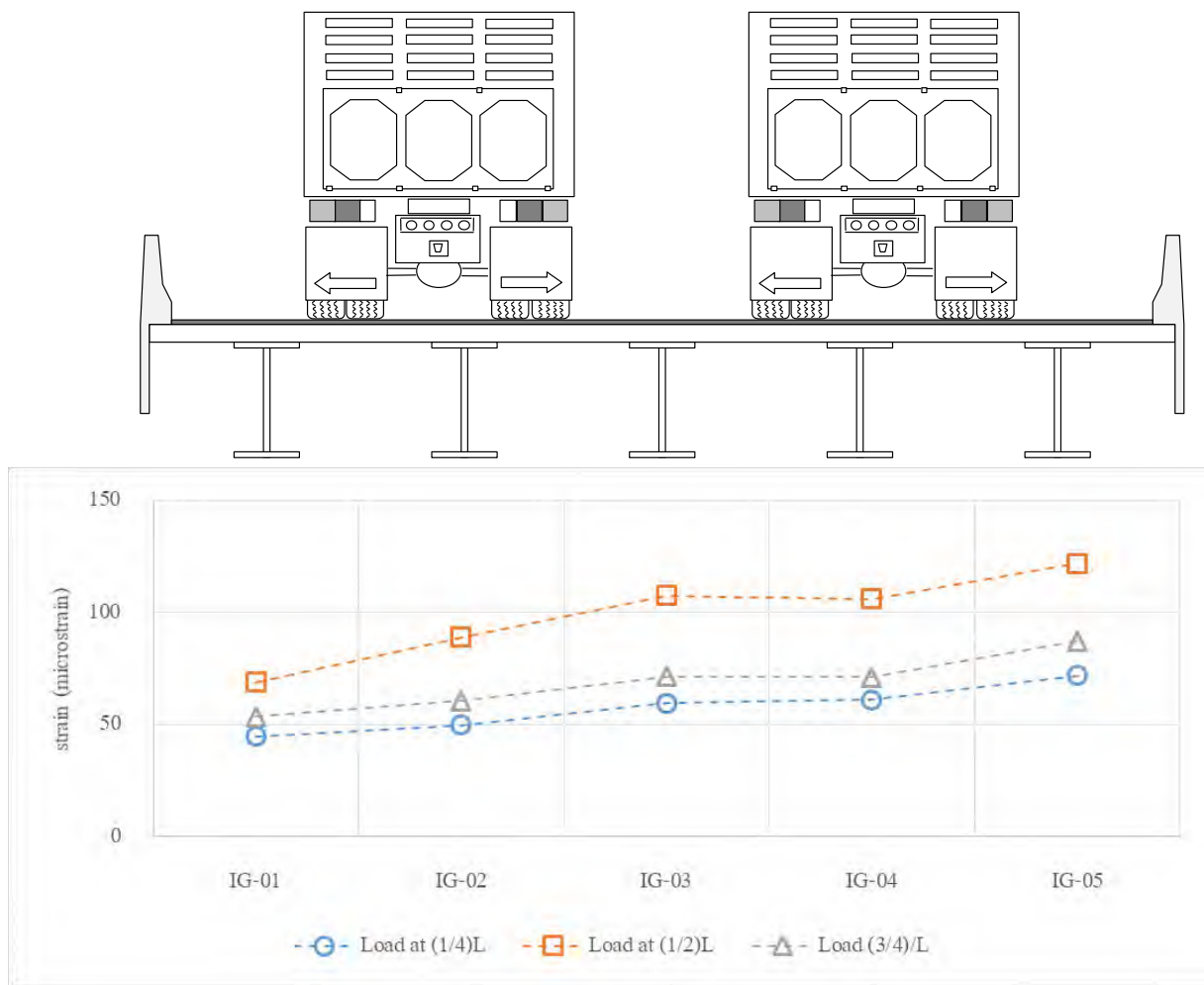


รูปที่ 5.9-8 การกระจายค่าความเครียดตามขวาง Static Load Test 2 Span 7

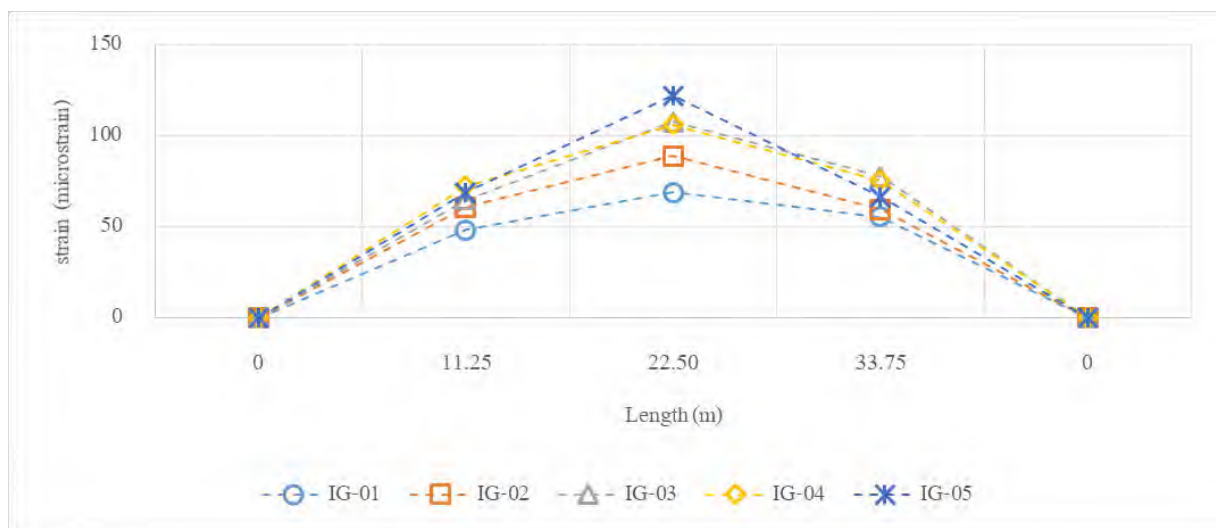


รูปที่ 5.9-9 การกระจายค่าความเครียดตามขวาง Static Load Test 3 Span 7

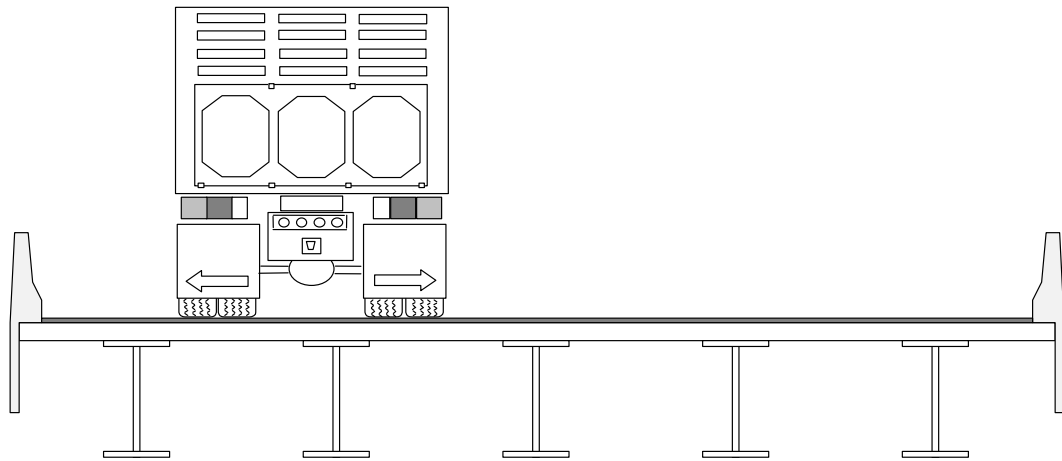
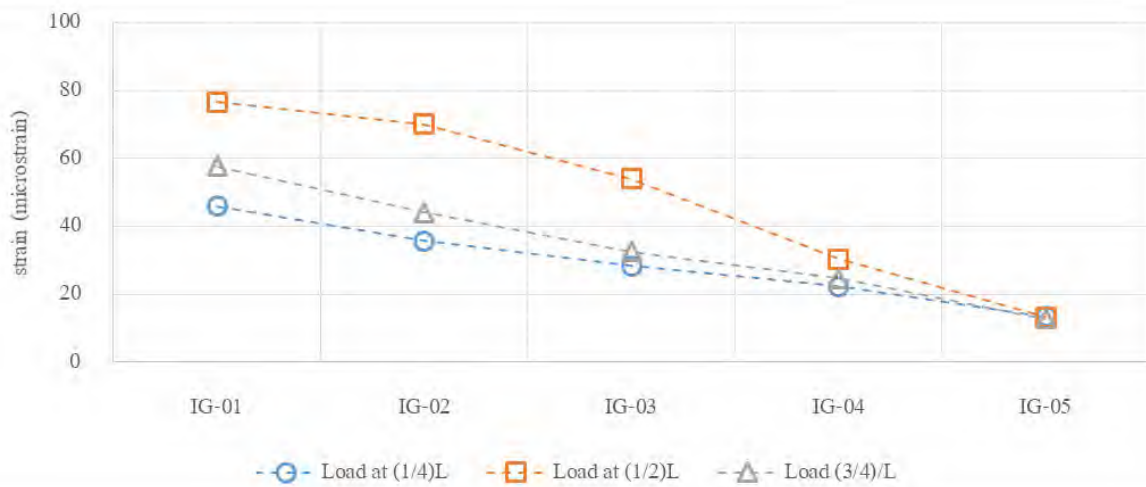
ผลการทดสอบแบบสถิตของสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 7 พบว่าความเครียดที่ปีกคานด้านล่างที่กึ่งกลางช่วงสะพานจะเกิดขึ้นสูงสุดเมื่อรถบรรทุกจอดที่ตำแหน่ง $L/2$ หากใช้รถบรรทุก 2 คัน จะเกิดความเครียดในคานแต่ละตัวในช่วง 70-130 microstrains หากใช้รถบรรทุก 1 คัน จอดช่องจราจรด้านซ้าย จะเกิดความเครียดสูงสุดประมาณ 88 microstrains ที่คานตัวที่ 2 ขณะที่คานริมด้านซ้ายสุดเกิดขึ้นเพียง 65 microstrains ทั้งนี้เกิดจากคานริมด้านซ้ายสุดได้รับการเสริมกำลังชั่วคราวให้มีหน้าตัดใหญ่ ทำให้เกิดความเครียดน้อยลง ส่วนความเครียดต่ำสุดมีค่าประมาณ 3 microstrains ที่คานริมด้านขวาสุด หากใช้รถบรรทุก 1 คัน จอดช่องจราจรด้านขวา จะเกิดความเครียดสูงสุดประมาณ 97 microstrains ที่คานริมด้านขวาสุด และเกิดความเครียดต่ำสุดประมาณ 10 microstrains ที่คานริมด้านซ้ายสุด



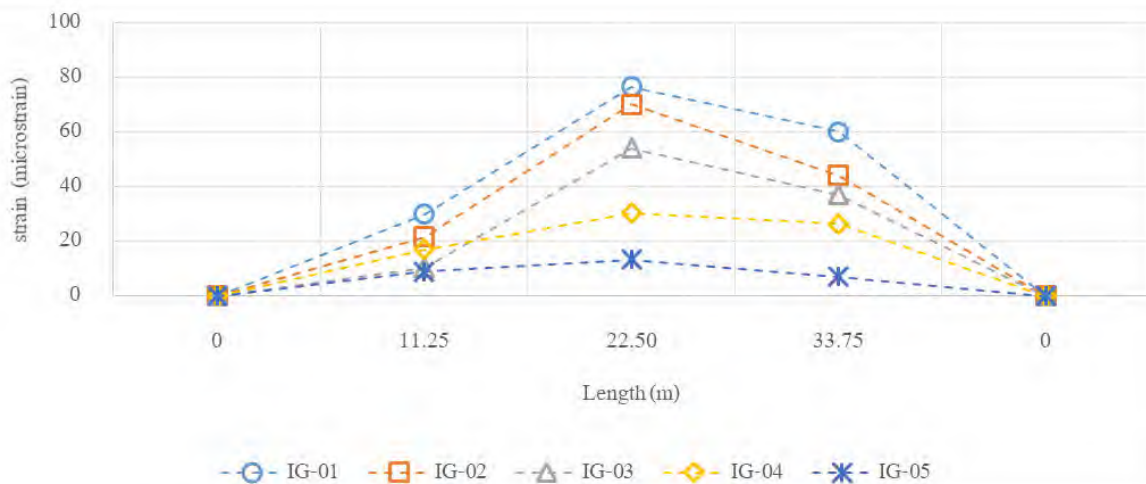
รูปที่ 5.9-10 การกระจายค่าความเครียดตามขวาง Static Load Test 1 Span 8



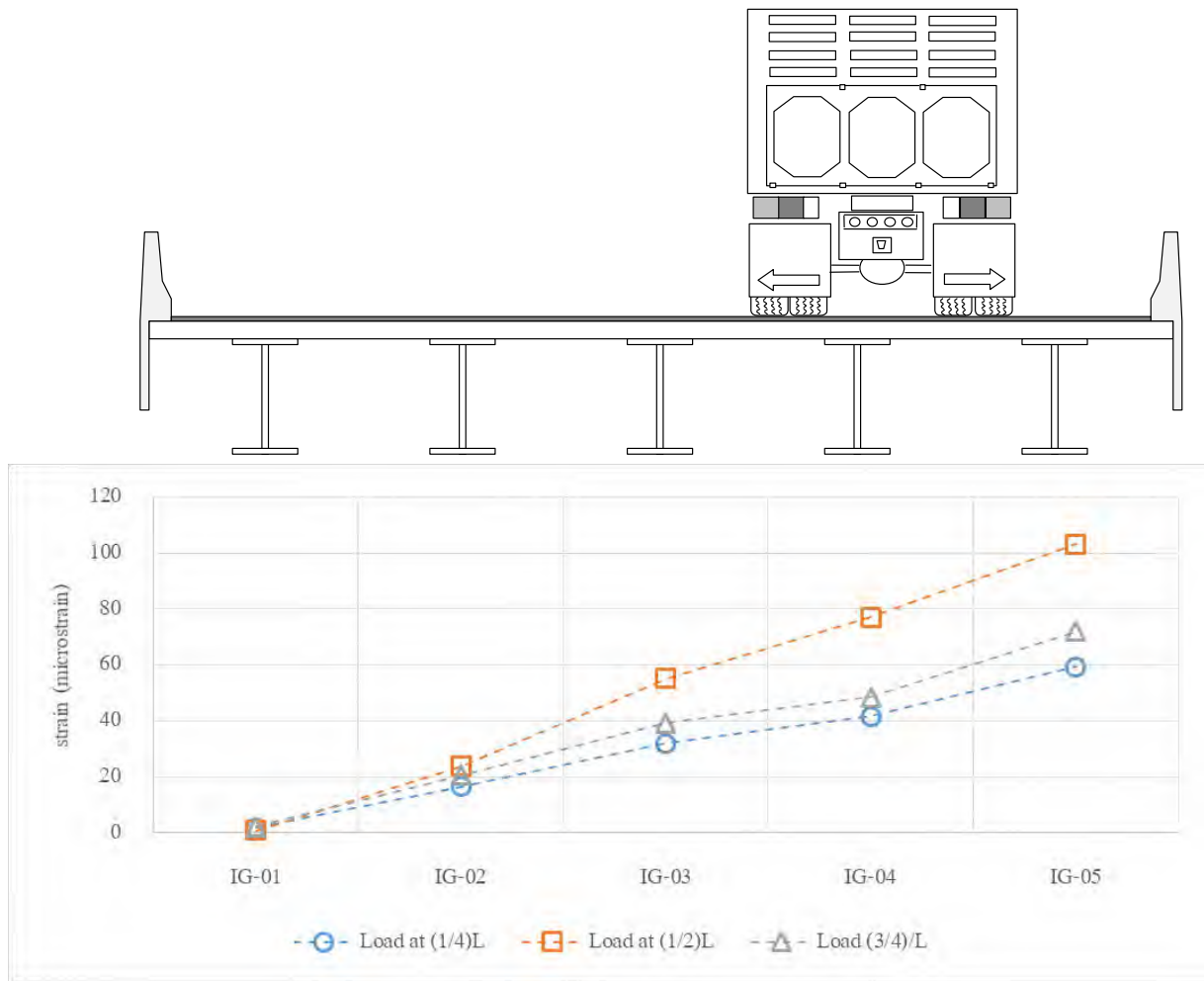
รูปที่ 5.9-11 การกระจายค่าความเครียดตามยาว Static Load Test 1 Span 8



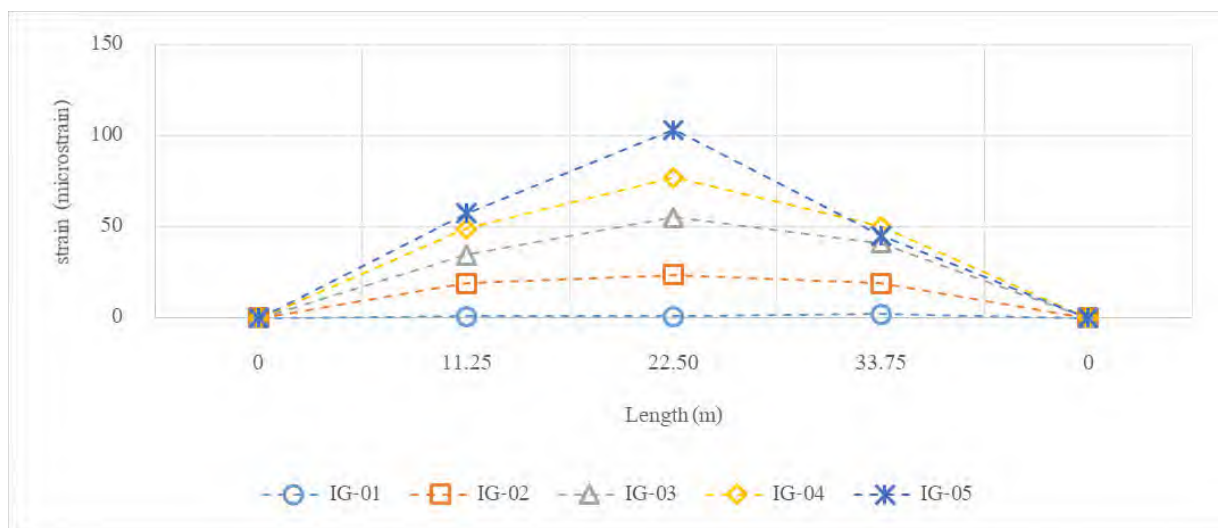
รูปที่ 5.9-12 การกระจายค่าความเครียดตามขวาง Static Load Test 2 Span 8



รูปที่ 5.9-13 การกระจายค่าความเครียดตามยาว Static Load Test 2 Span 8



รูปที่ 5.9-14 การกระจายค่าความเครียดตามขวาง Static Load Test 3 Span 8



รูปที่ 5.9-15 การกระจายค่าความเครียดตามยาว Static Load Test 3 Span 8

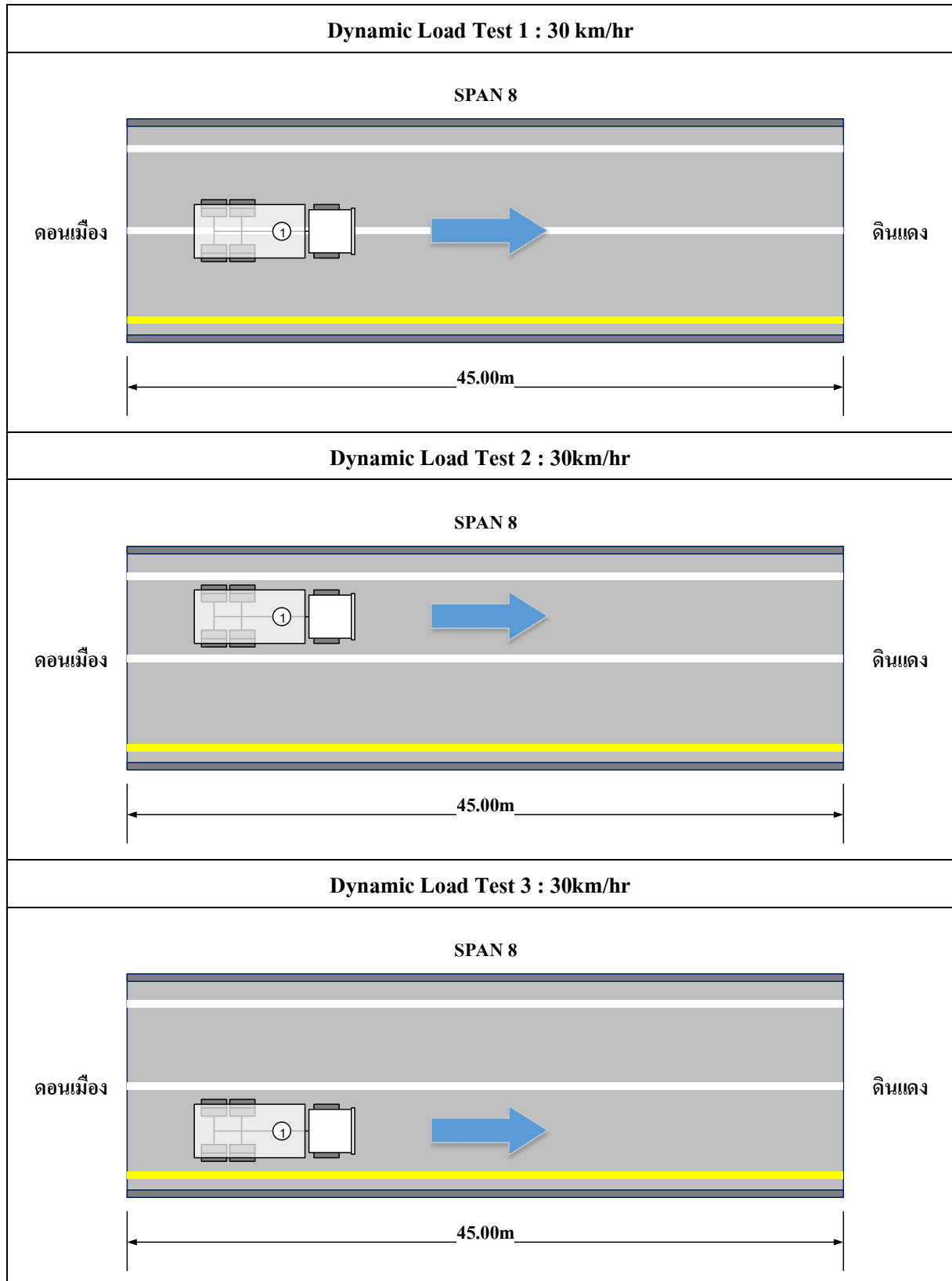


ผลการทดสอบแบบสถิติของสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 8 พบว่าความเครียดที่ปีกคานด้านล่างที่กึ่งกลางช่วงสะพานจะเกิดขึ้นสูงสุดเมื่อรถบรรทุกจอดที่ตำแหน่ง $L/2$ หากใช้รถบรรทุก 2 คัน จะเกิดความเครียดในคานแต่ละตัวในช่วง 70-120 microstrains หากใช้รถบรรทุก 1 คัน จอดช่องจราจรด้านซ้าย จะเกิดความเครียดสูงสุดประมาณ 78 ที่คานริมด้านซ้ายสุด และเกิดความเครียดต่ำสุดประมาณ 16 microstrains ที่คานริมด้านขวาสุด หากใช้รถบรรทุก 1 คัน จอดช่องจราจรด้านขวา จะเกิดความเครียดสูงสุดประมาณ 105 microstrains ที่คานริมด้านขวาสุด และเกิดความเครียดต่ำสุดประมาณ 3 microstrains ที่คานริมด้านซ้ายสุด



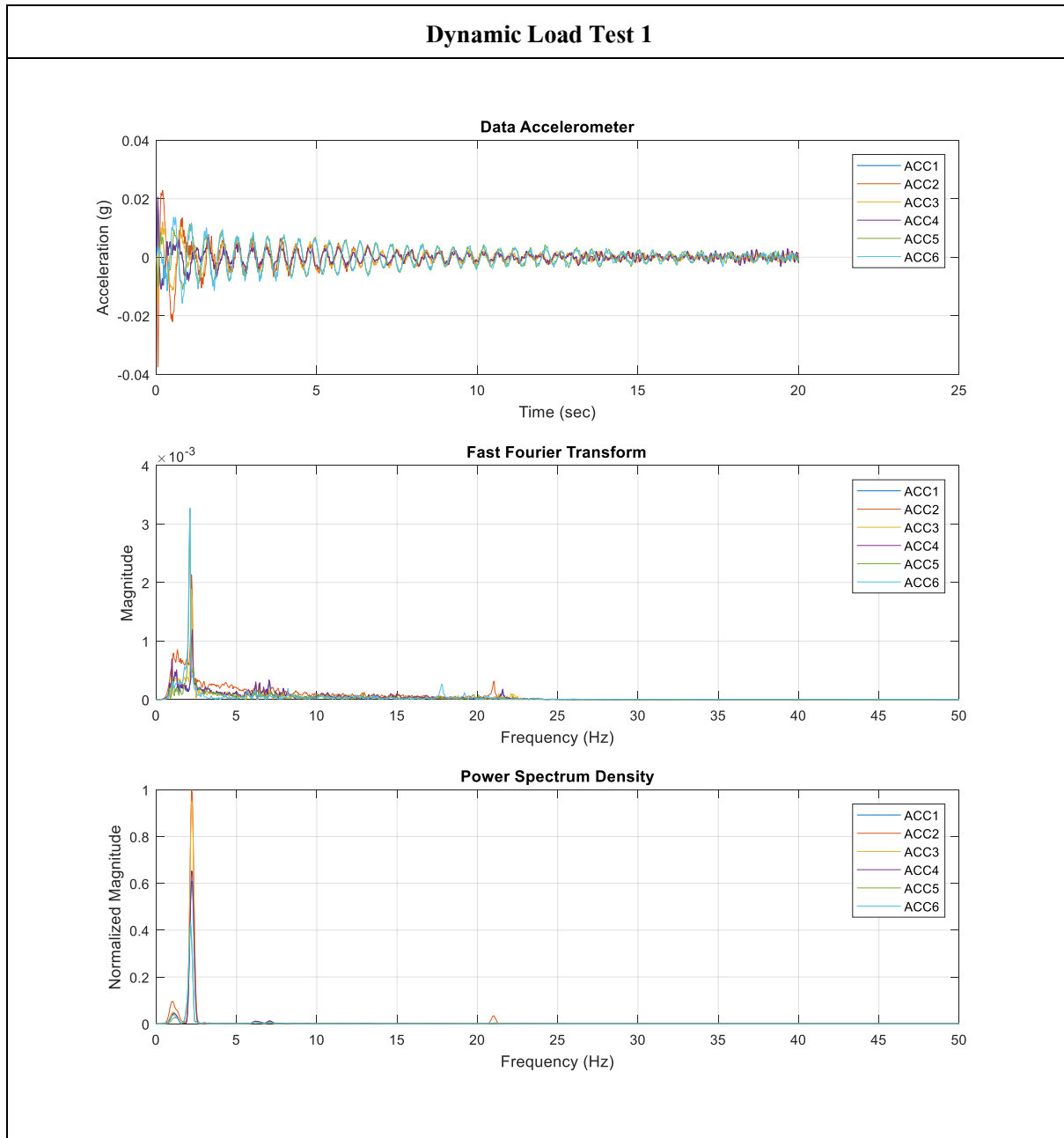
5.9.4. การทดสอบภายใต้สภาวะควบคุมแบบพลวัต (Dynamic Load Test)

5.9.4.1 รูปแบบการทดสอบสะพานแบบพลวัต (Dynamic Load Test)



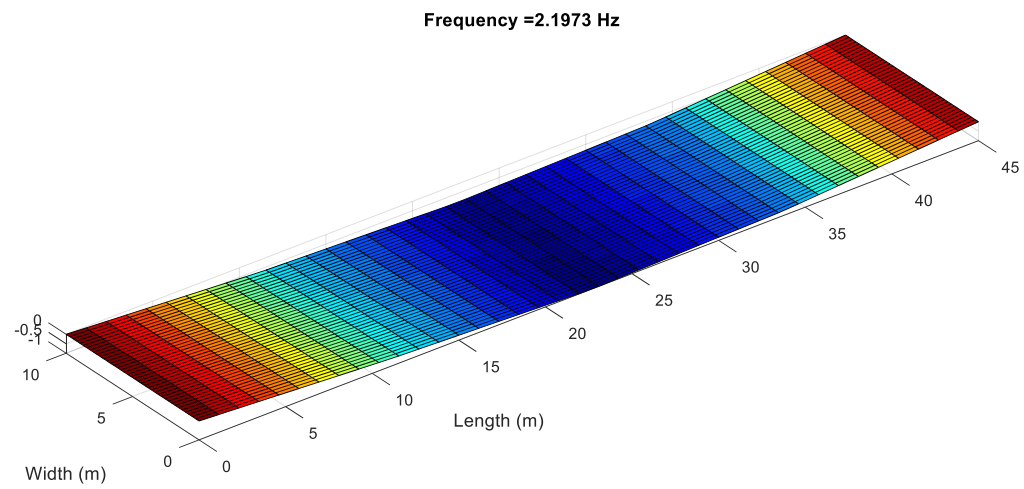
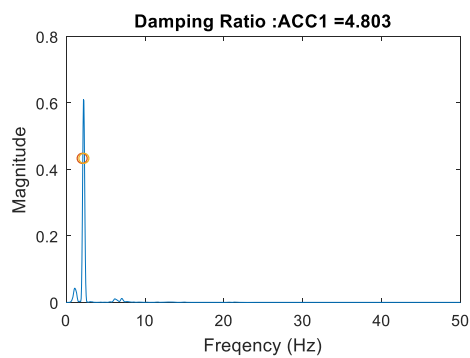
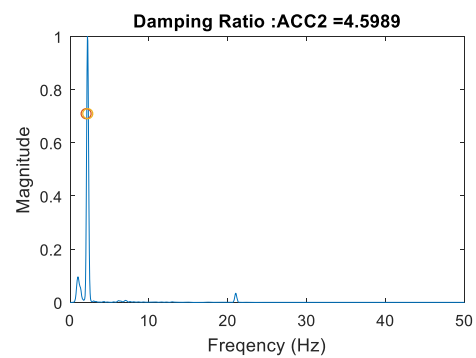
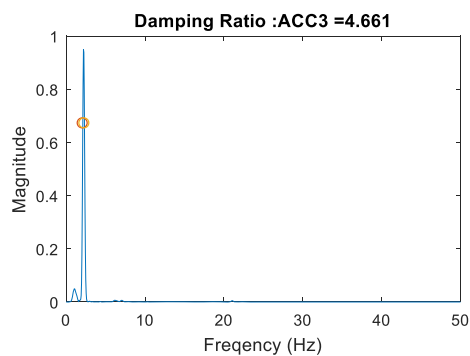
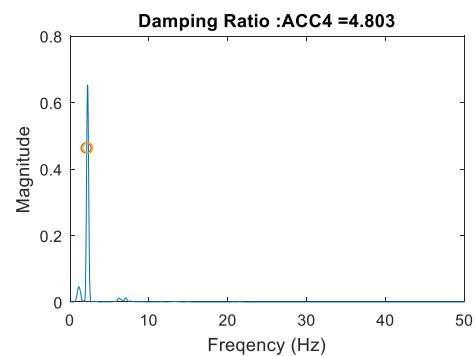
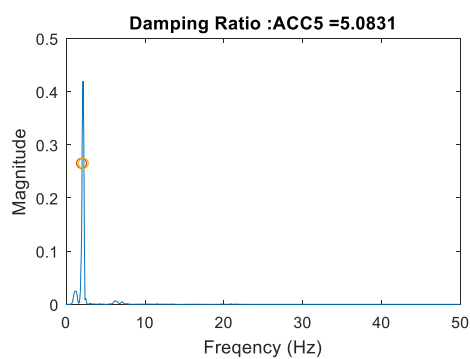
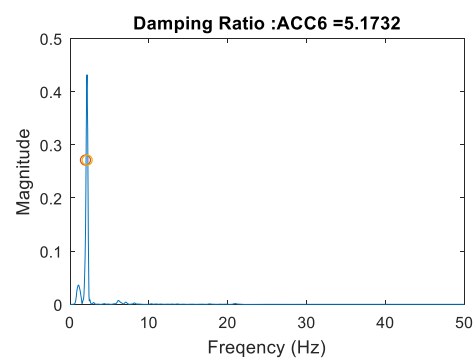


5.9.4.2 ผลการทดสอบสะพานแบบพลวัต (Dynamic Load Test)



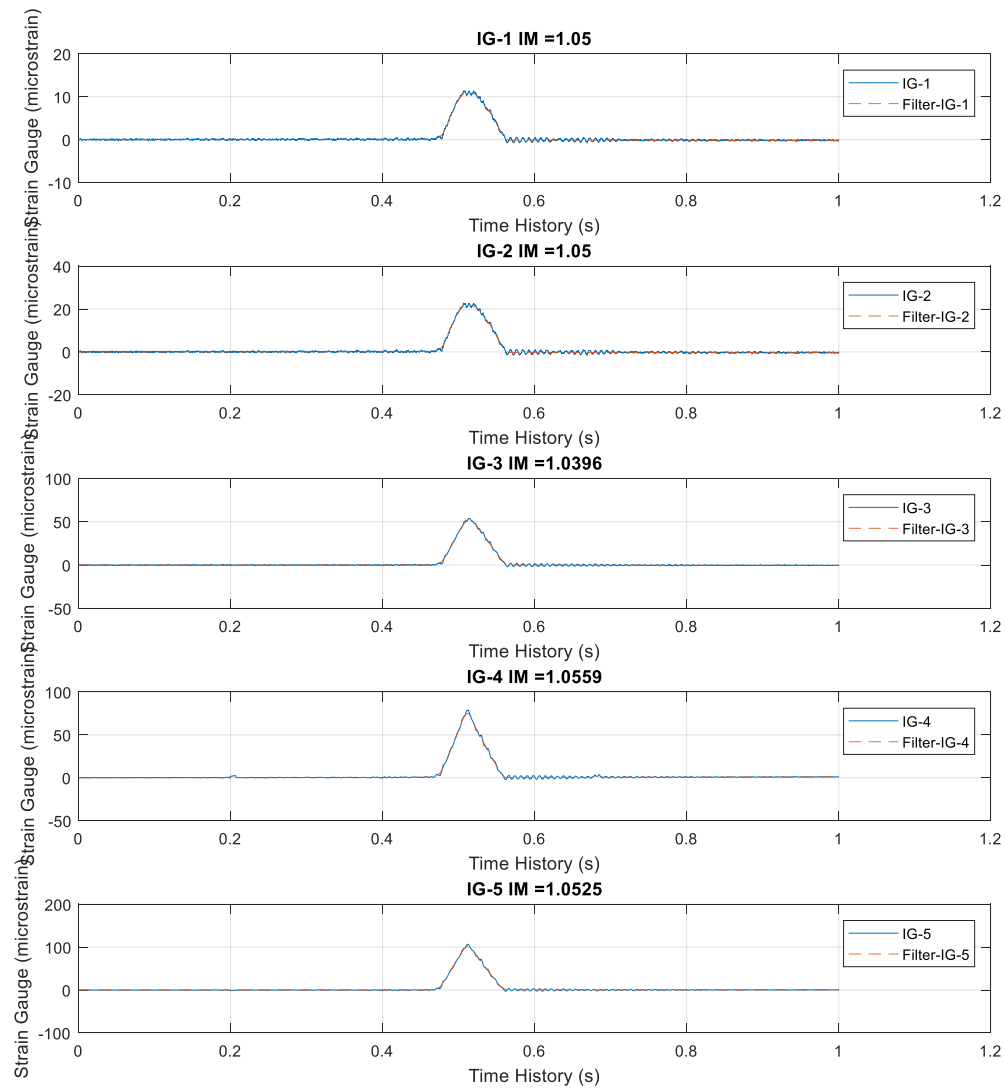


Dynamic Load Test 1



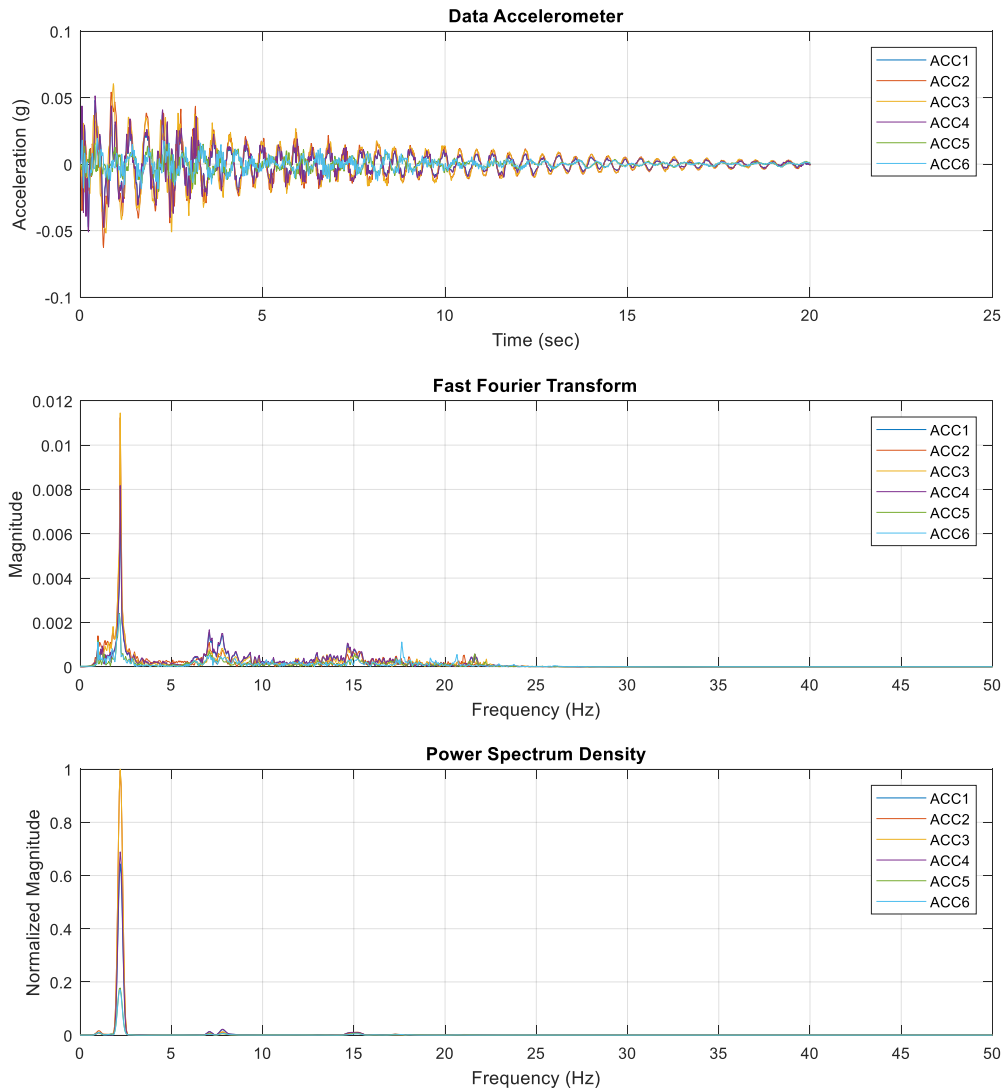


Dynamic Load Test 1



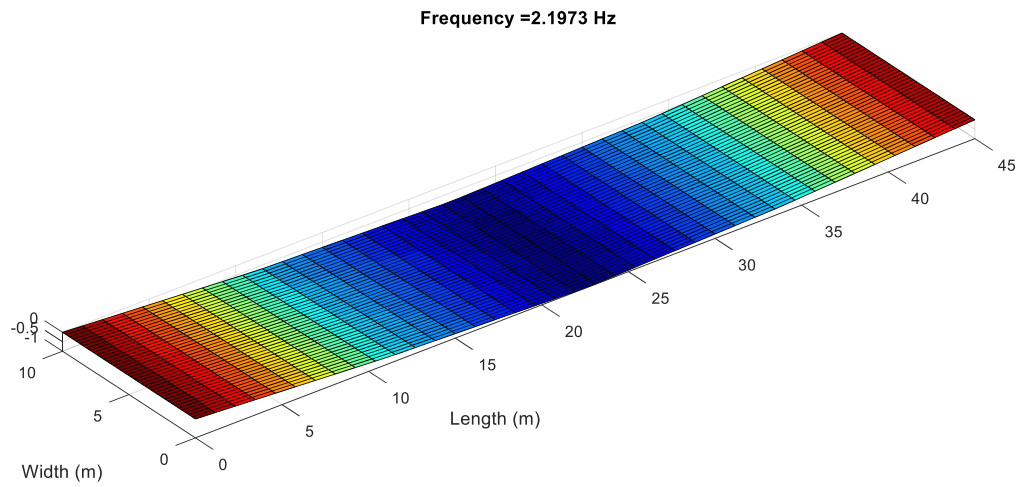
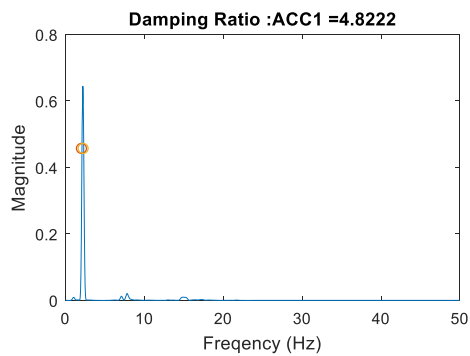
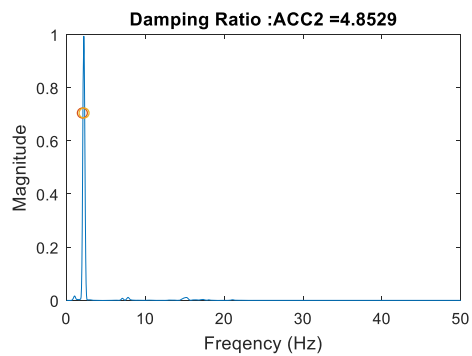
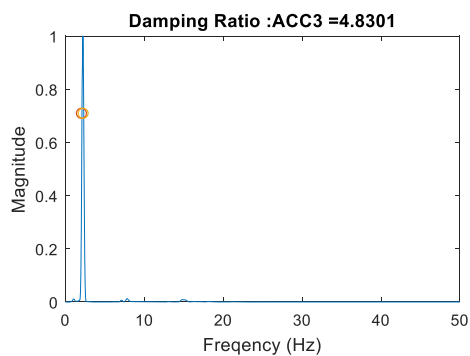
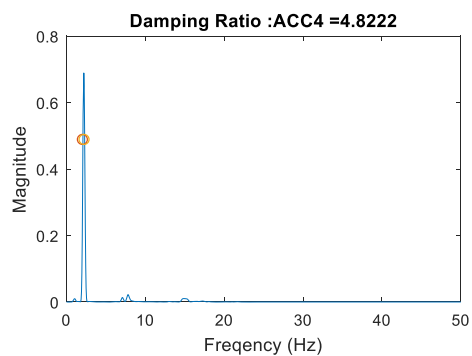
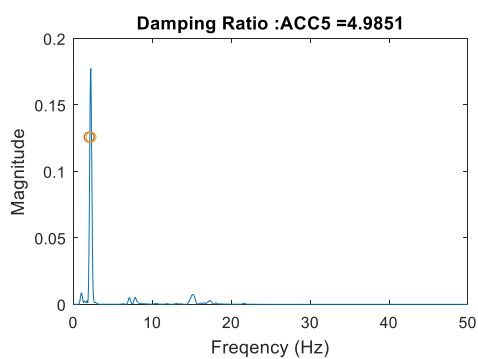
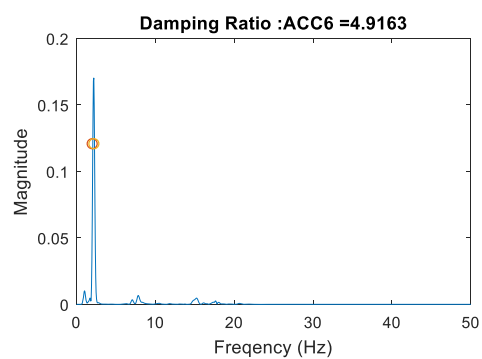


Dynamic Load Test 2



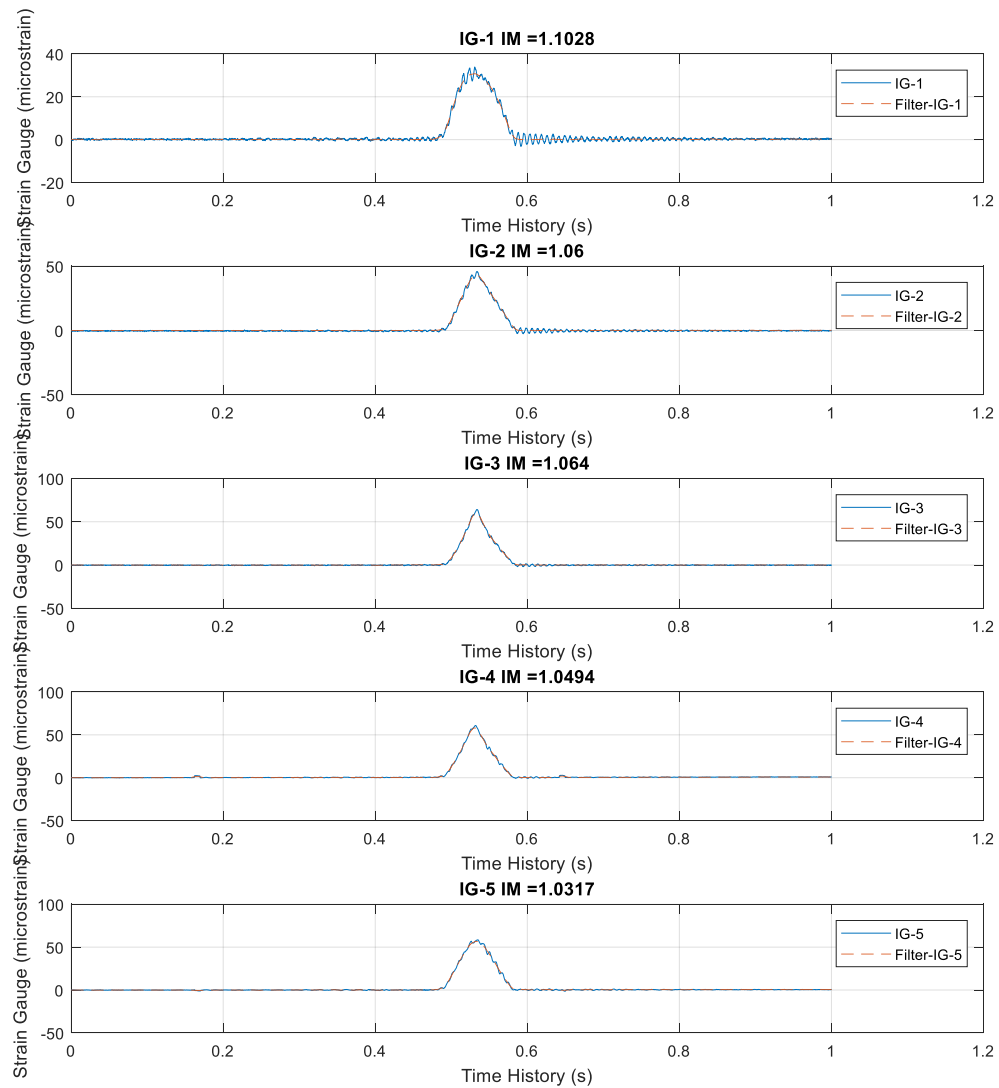


Dynamic Load Test 2



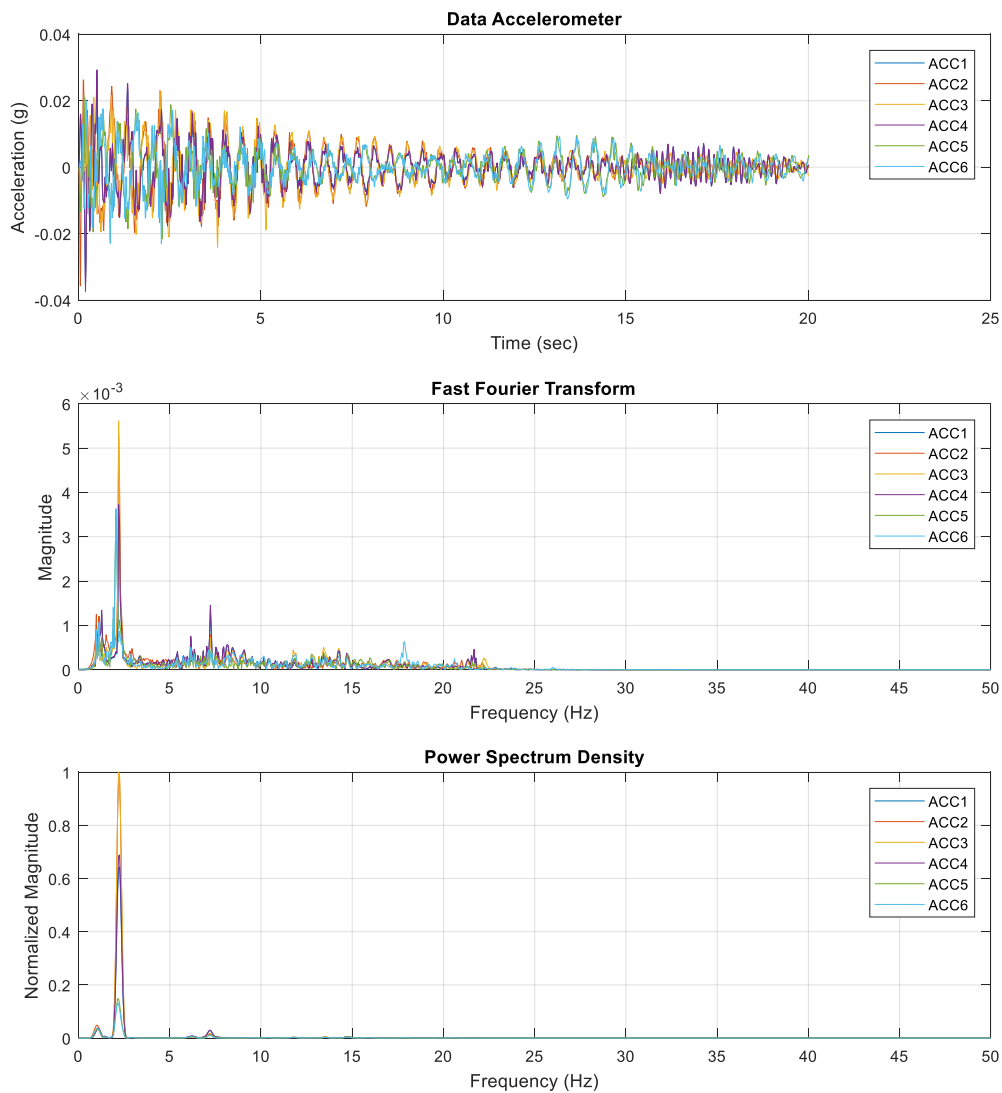


Dynamic Load Test 2



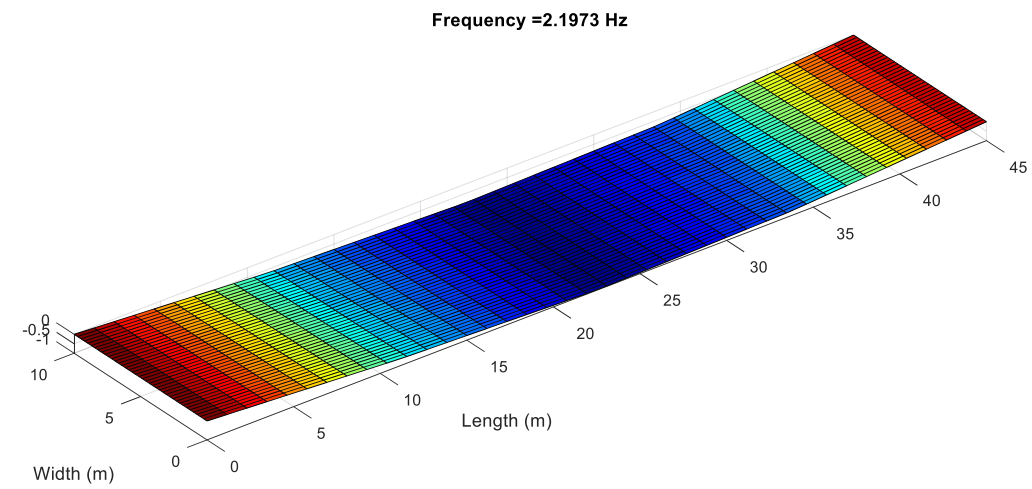
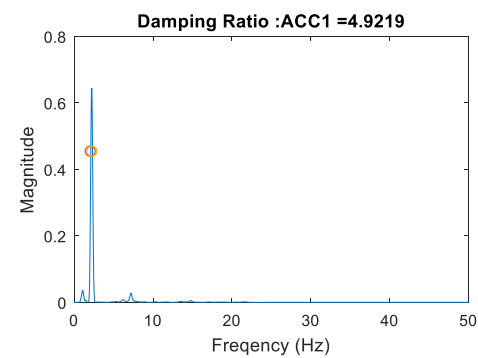
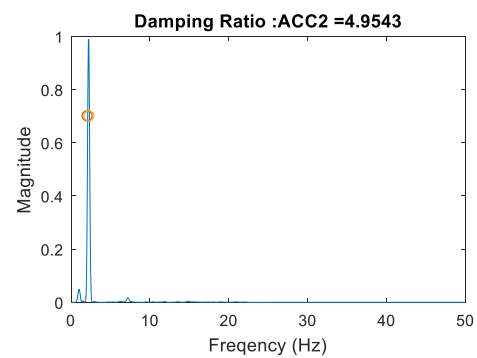
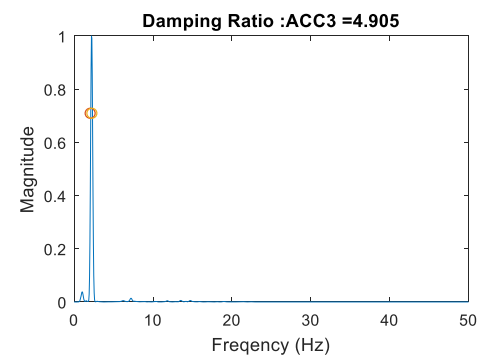
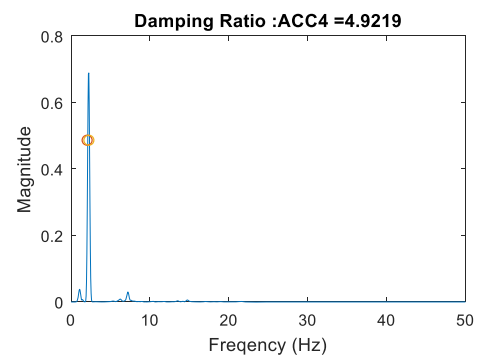
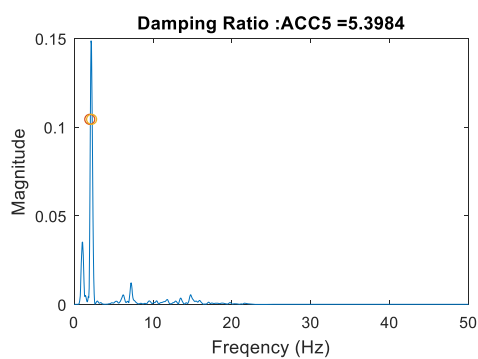
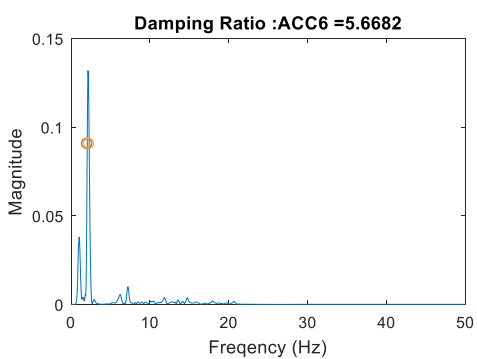


Dynamic Load Test 3



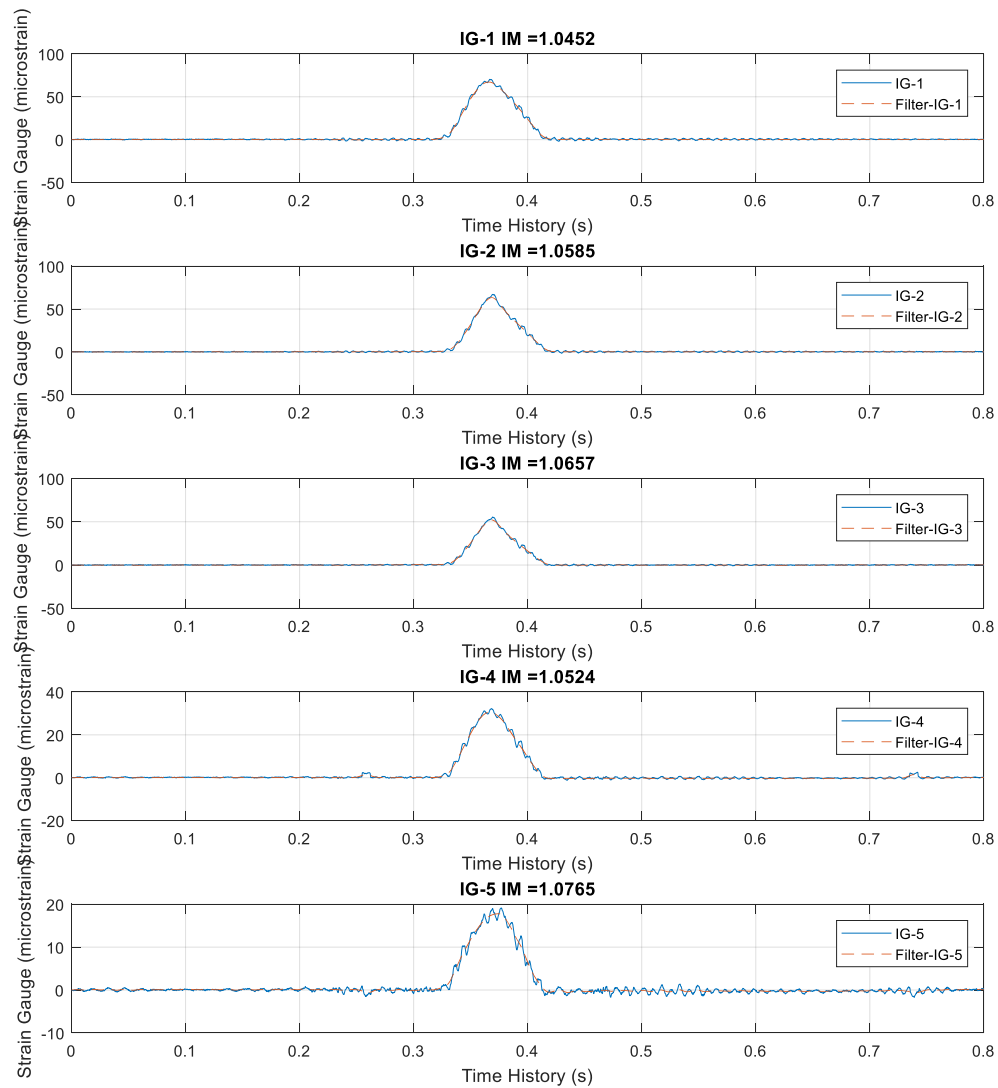


Dynamic Load Test 3





Dynamic Load Test 3





ตารางที่ 5.9-2 ผลการวิเคราะห์ Natural Frequency, Mode Shape, Damping Ratio และ Impact Factor

Dynamic Case	Case 1	Case 2	Case 3
Frequency (Hz)	2.197	2.197	2.197
Mode Shape (1 st Mode)	Bending Mode	Bending Mode	Bending Mode
Damping Ratio (%)	4.599 – 5.173	4.822 – 4.985	4.905 – 5.668
Impact Factor (IM)	1.040 – 1.056	1.060 – 1.103	1.052 – 1.076

ผลการทดสอบสะพานแบบพลวัตของสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 8 ความยาวช่วงสะพาน 45 เมตร พบว่าสะพานมีค่าความถี่ธรรมชาติโหมดแรกเท่ากับ 2.197 Hz โดยเป็นแบบคัต (มี 1 โคงการแอ่นตัว) และมีค่าอัตราส่วนความหน่วงในช่วง 4.599 % – 5.668 % ใกล้เคียงกับค่าอัตราส่วนความหน่วง 6.0 % ของสะพานคอมโพสิตทั่วไป (Typical Values) ส่วนผลการทดสอบค่าแฟกเตอร์แรงกระแทก พบว่ามีค่าอยู่ในช่วง 1.040 – 1.076 ซึ่งยังไม่เกินค่า IM=1.33 ที่ AASHTO LRFD เพื่อใช้ในการออกแบบ

5.9.5. การทดสอบภายใต้สภาวะใช้งาน

5.9.5.1 การสอบเทียบน้ำหนักบรรทุกทุก

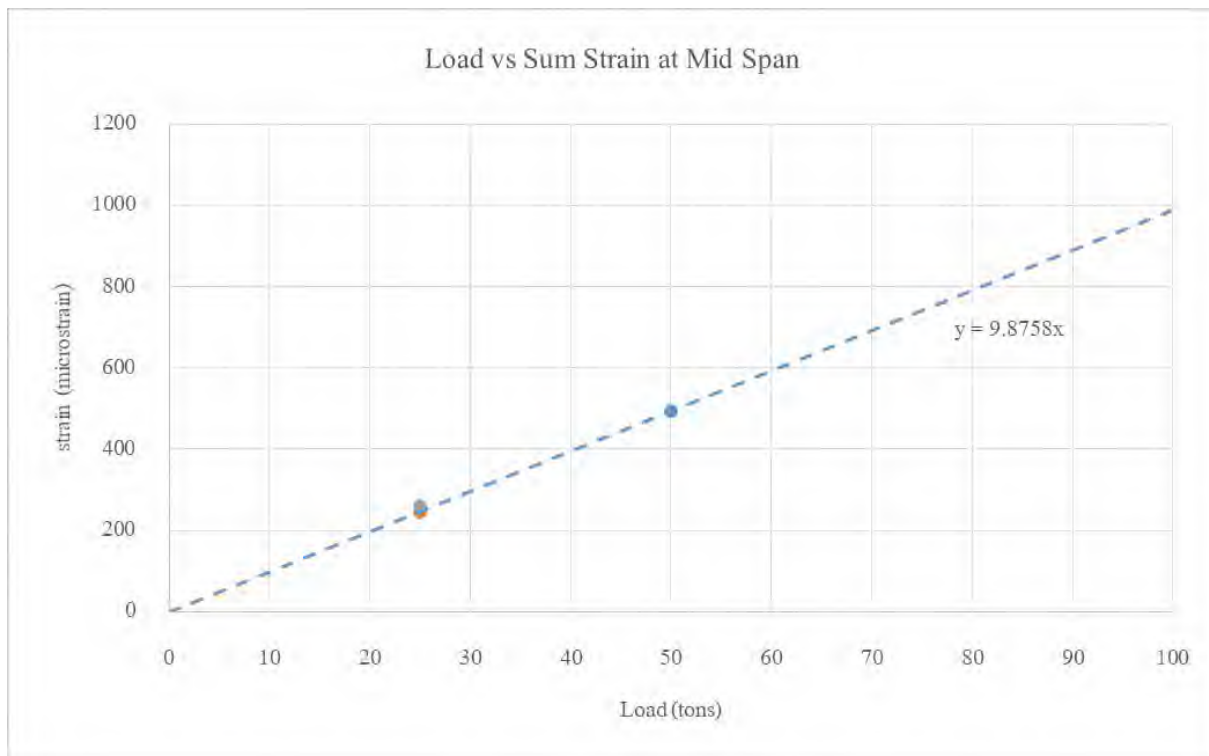
การสอบเทียบน้ำหนักบรรทุกทุกของสะพานตัวที่ 3 ได้กระทำที่ช่วงสะพานที่ 8 ซึ่งยาว 45 เมตร โดยนำน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าผลรวมความเครียดที่ตรวจวัดได้ที่ปีกทางด้านล่างบริเวณกึ่งกลางสะพาน (SG19, SG20, SG23, SG24 และ SG25) ภายใต้การทดสอบแบบสถิตรูปแบบที่ 1, 2 และ 3 ดังตารางที่ 5.9-3 มาพล็อตรวมกันและวิเคราะห์เส้นแนวโน้มดังแสดงในรูปที่ 5.9-16 จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุก (W, tons) กับค่าผลรวมความเครียด ($\sum \epsilon$, microstrain) สำหรับใช้ประมาณการน้ำหนักบรรทุกที่วิ่งภายใต้สภาวะใช้งานดังนี้

$$\sum \epsilon = 9.8758 * W \quad (5.9-1)$$



ตารางที่ 5.9-3 ค่าผลรวมความเครียดที่บริเวณกึ่งกลางช่วงสะพานที่ 8 (Span 8)

GIRDER	SENSOR	Static1	Static2	Static3
IG-1	SG19	69.00	76.60	0.72
IG-2	SG20	88.94	70.15	23.68
IG-3	SG23	107.58	54.03	55.07
IG-4	SG24	106.20	30.41	77.03
IG-5	SG25	122.06	13.30	103.31
Sum Strain (microstrain)		493.79	244.49	259.81
Load (tons)		50	25	25



รูปที่ 5.9-16 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าผลรวมความเครียดที่กึ่งกลางช่วงสะพานที่ 8 กับน้ำหนักบรรทุก

5.9.5.2 ผลการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกเทียบเท่า

จากสมการความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าผลรวมความเครียดที่กึ่งกลางช่วงสะพาน เมื่อนำไปประเมินค่าผลรวมความเครียดที่ตรวจวัดภายใต้สภาวะการใช้งานตลอดระยะเวลา 7 วัน สามารถประมาณการน้ำหนักบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานตัวที่ 3 ได้ โดยจะกรองข้อมูลเฉพาะรถที่หนักกว่า 10 ตัน เท่านั้น (กลุ่มรถบรรทุกหรือรถขนาดใหญ่) ดังตัวอย่างในตารางที่ 5.9-4 เมื่อนำน้ำหนักมาพล็อตการกระจายตัวจะ



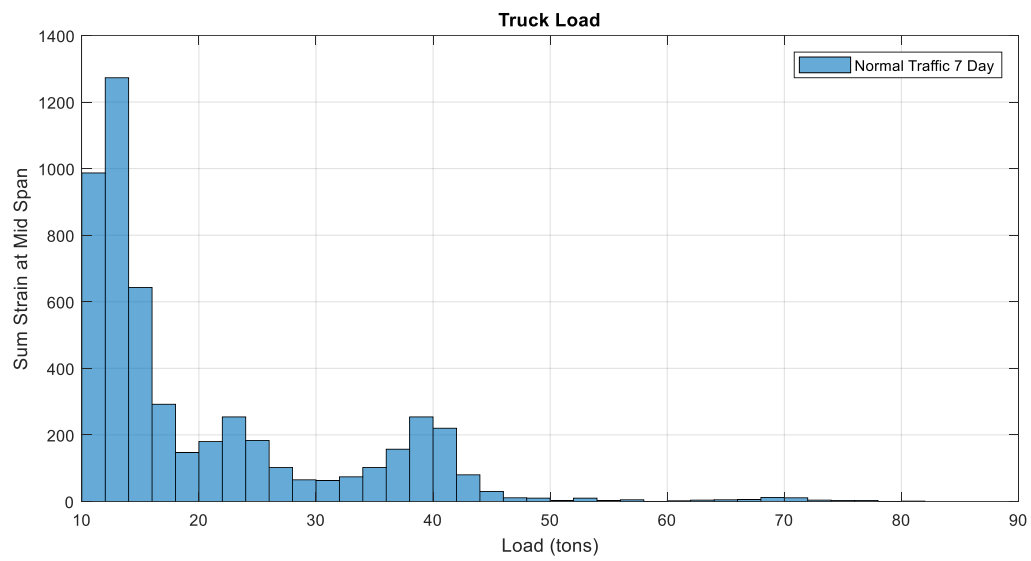
ได้กราฟดังรูปที่ 5.9-17 จะเห็นได้ว่า รถที่หนักกว่า 10 ตัน ภายในระยะเวลา 7 วัน มีรวมทั้งสิ้น 5,202 คัน เฉลี่ยวันละ 744 คันต่อวัน โดยรถส่วนใหญ่หนักไม่เกิน 25 ตัน แต่ก็มีจำนวนไม่น้อยที่หนักมากกว่า 25 ตัน ซึ่งสอดคล้องกับพฤติกรรมการจราจรสะพานตัวที่ 3 เนื่องจากเป็นสะพานขนานฝั่งขาเข้าจากคอนเมืองไปดินแดงและสะพานควาย ซึ่งเป็นเส้นทางบรรทุกสินค้าเข้าสู่กรุงเทพ

ตารางที่ 5.9-4 ตัวอย่างการประมาณการน้ำหนักบรรทุกที่ใช้งานสะพานตัวที่ 3 (ช่วงสะพานที่ 8) จากค่าผลรวมความเครียดที่ตรวจวัดได้ภายใต้สภาวะการใช้งาน

Load No.	SG-19	SG-20	SG-23	SG-24		Sum	Load (tons)
1	10.511	12.108	18.477	26.910	36.923	104.929	10.625
2	29.623	27.069	22.536	15.043	10.093	104.364	10.568
3	30.147	29.535	25.045	16.325	11.327	112.378	11.379
4	37.564	35.082	29.437	41.724	54.474	198.281	20.077
5	8.523	15.419	33.271	47.723	64.282	169.218	17.135
6	46.596	40.933	31.099	17.286	8.586	144.499	14.632
7	39.944	33.927	26.703	31.501	42.607	174.682	17.688
8	27.805	28.138	25.390	18.576	14.334	114.243	11.568
9	33.671	33.067	28.221	16.783	9.399	121.141	12.266
10	35.754	34.323	29.860	20.028	13.008	132.973	13.465
11	39.556	38.442	32.789	22.018	14.738	147.543	14.940
12	38.245	33.964	26.625	17.839	13.738	130.411	13.205
13	33.633	30.485	24.429	15.810	9.205	113.562	11.499
14	37.939	34.962	28.850	17.685	8.101	127.536	12.914
15	74.890	69.240	54.354	32.944	19.056	250.484	25.363
16	50.404	44.888	39.310	32.349	25.337	192.287	19.471
17	39.689	37.109	30.574	19.788	11.485	138.645	14.039
18	31.519	30.577	26.521	16.841	11.327	116.786	11.825

...

5200	29.985	27.214	22.254	14.976	13.685	108.113	10.947
5201	34.579	33.659	28.110	33.988	46.095	176.431	17.865
5202	130.227	114.016	84.629	47.780	24.715	401.368	40.642



รูปที่ 5.9-17 ผลการวิเคราะห์กลุ่มน้ำหนักบรรทุกของสะพานโดยประมาณ



5.10. สรุปผลการตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพาน

สะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวมีรวมทั้งสิ้น 3 สะพาน แต่ละสะพานประกอบด้วย 12-13 ช่วง สะพาน (Span) โครงสร้างส่วนบน (Superstructure) มีลักษณะเหมือนกันหมด คือ เป็นระบบพื้นสะพาน คอนกรีตวางบนคานเหล็กรูปตัวไอ แบบก่อสร้างโครงสร้างส่วนบนแบ่งตามความยาวช่วงสะพานได้ 10 ขนาด คือ 20 เมตร, 22.5 เมตร, 25 เมตร, 26.5 เมตร, 28 เมตร, 30 เมตร, 34.40 เมตร, 34.75 เมตร, 43 เมตร และ 45 เมตร ดังนั้นการทดสอบพฤติกรรมสะพาน จึงได้เลือกตัวแทนช่วงสะพานขนาด สั้น กลาง และยาว มาทดสอบอย่างละ 1 ช่วงสะพาน และเลือกช่วงสะพานที่เคยเกิดรอยร้าวมาทดสอบด้วยอีก 1 ช่วงสะพาน ดังนี้

- สะพานตัวที่ 1 เลือกช่วงสะพานที่ 9 ยาว 25 เมตร (สภาพปกติ)
- สะพานตัวที่ 2 เลือกช่วงสะพานที่ 9 ยาว 34.40 เมตร (สภาพปกติ)
- สะพานตัวที่ 3 เลือกช่วงสะพานที่ 7 ยาว 34.75 เมตร (มีการซ่อมรอยร้าว) และเลือกช่วงสะพานที่ 8 ยาว 45.00 เมตร (สภาพปกติ)

ผลการทดสอบแบบสถิต พบว่า เมื่อวางรถบรรทุกสลิปน้ำหนัก 25 ตัน จำนวน 1 คัน ที่ช่องจราจร ด้านซ้ายของช่วงสะพานที่มีความยาว 25, 34.40, และ 45 เมตร จะเกิดความเครียดที่คานตัวริมด้านซ้ายเท่ากับ 145, 82, และ 78 microstrains ตามลำดับ การเพิ่มความยาวช่วงสะพานจะเพิ่มความเค้นและการแอ่นตัวเพิ่มขึ้น แต่อัตราการเพิ่มของการแอ่นตัวจะสูงกว่าอัตราการเพิ่มความเค้น คานจึงต้องออกแบบให้มีหน้าตัดใหญ่มาก เพื่อควบคุมไม่ให้เกิดการแอ่นตัวมากเกินไป ซึ่งหน้าตัดที่ใหญ่มากมีกำลังเกินพอสำหรับความเค้นที่เกิดขึ้น ดังนั้นเมื่อวัดความเครียดของช่วงสะพานที่ยาวขึ้นจึงมีแนวโน้มได้ค่าลดลง

ผลการทดสอบแบบพลวัต พบว่า ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานในโหมดแรกเป็นแบบคัต (แอ่นตัว 1 โคง) โดยช่วงสะพานที่มีความยาว 25, 34.40, และ 45 เมตร มีค่าความถี่ธรรมชาติเท่ากับ 4.09 Hz, 2.69 Hz, 2.20 Hz ตามลำดับ การที่ค่าความถี่ธรรมชาติมีค่าลดลงตามความยาวที่เพิ่มขึ้น เพราะว่าช่วงสะพานที่ยาวกว่า จะมีค่าสติเฟนส์ต่ำกว่าช่วงสะพานที่สั้นกว่า ส่วนช่วงสะพาน 34.75 เมตร ที่มีการซ่อมรอยร้าว พบว่ามีค่าความถี่ธรรมชาติ 2.20 Hz ซึ่งน้อยกว่าช่วงสะพาน 34.40 เมตร ที่มีสภาพปกติ อาจเป็นไปได้ว่าการร้าวที่มีการซ่อมชั่วคราวไว้ ทำให้สติเฟนส์โดยรวมของช่วงสะพาน 34.75 อ่อนลง

ผลการทดสอบแบบพลวัต พบว่า แฟกเตอร์แรงกระแทกสูงสุด (Maximum Impact Factor, IM_{max}) ที่ตรวจวัดได้จากช่วงสะพานที่มีความยาว 25, 34.40, และ 45 เมตร มีค่าเท่ากับ 1.28, 1.25 และ 1.10 ตามลำดับ ซึ่งสอดคล้องกับพฤติกรรมทั่วไป ที่ค่าแฟกเตอร์แรงกระแทกจะลดลงตามความยาวที่เพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตาม ค่าแฟกเตอร์แรงกระแทกสูงสุดที่ตรวจวัดได้ของสะพานทั้งสามยังไม่เกินค่าแฟกเตอร์แรงกระแทก ($IM = 1.33$) ที่ AASHTO LRFD เพื่อใช้ในการออกแบบสะพาน



ผลการทดสอบแบบพลวัต พบว่า อัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio) ของช่วงสะพานที่มีความยาว 25, 34.40, 34.75 และ 45 เมตร มีค่าเท่ากับ 3.2 %, 5.4 %, 5.0 % และ 5.0 % ตามลำดับ ซึ่งสะพานเหล็ก ล้วน และสะพานคอมโพสิต (พื้นสะพานคอนกรีตวางบนคานเหล็ก) โดยทั่วไปจะมีอัตราส่วนความหน่วง ประมาณ 3.5 % และ 6.0 % ตามลำดับ การประกอบคานเหล็กของช่วงสะพานที่ยาว 25 เมตร ใช้รอยเชื่อม ทั้งหมด จึงอาจมีลักษณะที่แน่น (Solid Built) กว่าช่วงสะพานอื่น ๆ ที่ใช้สลักเกลียวประกอบคานย่อย 2 ตัว ให้เป็นคานหลัก 1 ตัว ซึ่งผลการทดสอบสลักเกลียวพบว่า สลักเกลียวเกือบทั้งหมดมีสภาพหลวมเล็กน้อย อาจเป็นไปได้ความหลวมทำให้สลักเกลียวสามารถขยับตัวและเพิ่มการสลายพลังงานการสั่นไหว จึงทำให้อัตราส่วนความหน่วงของช่วงสะพาน 34.40-45 เมตร สูงกว่าช่วงสะพาน 25 เมตร เมื่อเปรียบเทียบช่วง สะพาน 34.40 ที่มีสภาพปกติและช่วงสะพาน 34.75 เมตร ที่มีการซ่อมรอยฉีกขาด พบว่าอัตราส่วน ความหน่วงมีค่าใกล้เคียงกัน (5.4 % vs 5.0 %) อาจเป็นไปได้ว่าการเชื่อมเสริมกำลังชั่วคราวบริเวณรอยซ่อมมี สภาพแน่น (Solid Built) ไม่มีส่งผลต่อการสลายพลังงานการสั่นไหว

จากการตรวจวัดความเครียดของคานสะพานภายใต้การจราจรปกติเป็นระยะเวลา 7 วัน และกรอง ข้อมูลเฉพาะรถที่หนักกว่า 10 ตัน พบว่าสะพานตัวที่ 1 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-ดอนเมือง) มีปริมาณรถหนัก เฉลี่ยวันละ 351 คัน/วัน สะพานตัวที่ 2 ขาออกวิภาวดี (เข้าพหลโยธินมุ่งหน้ารัชโยธิน) มีปริมาณรถหนักเฉลี่ย วันละ 283 คัน/วัน สะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง) มีปริมาณรถหนักเฉลี่ยวันละ 744 คัน/ วัน ซึ่งปริมาณรถหนักที่ตรวจวัดได้ค่อนข้างสอดคล้องกับสภาพการใช้งานจริงบนสะพาน อย่างไรก็ตามใน การศึกษาความล้าจะกรองข้อมูลรถที่หนักมากกว่า 5 ตัน ขึ้นไป เพื่อให้ได้การกระจายตัวน้ำหนักรถที่ เหมาะสมยิ่งขึ้นในการวิเคราะห์เชิงสถิติ ซึ่งสะพานตัวที่ 1, 2 และ 3 จะมีรถที่หนักตั้งแต่ 5 ตันขึ้นไป เฉลี่ย ประมาณวันละ 800 คัน/วัน, 400 คัน/วัน และ 1000 คัน/วัน ตามลำดับ



บทที่ 6 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์และการ ประเมินกำลังรับน้ำหนักตามมาตรฐานการ ออกแบบ

ในบทนี้จะอธิบายถึงการจัดทำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อใช้ประเมินกำลังรับน้ำหนักตามมาตรฐานการออกแบบสะพาน โดยมีขั้นตอนดังนี้

- ศึกษาแบบก่อสร้างสะพานร่วมกับผลการตรวจสอบรายละเอียดโครงสร้างสะพานเพื่อนำมาจัดทำเป็นแบบจำลองสะพานหลักด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์
- ดำเนินการปรับเทียบ (Model Calibration) แบบจำลองสะพานกับผลการทดสอบพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน (Bridge Load Test)
- นำแบบจำลองสะพานที่ปรับเทียบเรียบร้อยแล้วมาวิเคราะห์หาแรงกระทำภายในโครงสร้างสะพาน เพื่อประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกออกแบบ HL-93 และประเมินความถี่ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ภายใต้ Limit State ต่างๆ

6.1. มาตรฐานการออกแบบสะพาน

การออกแบบโครงสร้างสะพานจะยึดตามมาตรฐาน AASHTO LRFD Bridge Design Specifications เป็นหลัก ยกเว้นในกรณีที่ต้องการขยายโครงสร้างเดิมโดยวิธีต่อเชื่อมโครงสร้าง ก็จะทำการออกแบบให้เป็นไปตามมาตรฐานและขนาดน้ำหนักตามโครงสร้างเดิม ส่วนการออกแบบอาคารจะใช้มาตรฐานการออกแบบของประเทศสหรัฐอเมริกาและไทย โดยมาตรฐานการออกแบบที่ใช้สำหรับโครงการมีดังต่อไปนี้

- มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างสะพาน

AASHTO 2010	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 5 th Edition
AASHTO 2003	Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, 2 nd Edition, with 2003 Interim Revisions
ASBI 2005	Construction Practices Handbook for Segmental Concrete Bridges



- **มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็ก**

AISC 316-89	Manual of Steel Construction: Allowable Stress Design, 9 th Edition
AISC 2003	Manual of Steel Construction: Load and Resistant Factor Design, 3rd Edition
AISC 1985	Allowable Stressed Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts
AWS D1.1-08	Structural Welding Code – Steel

- **มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างคอนกรีต**

ACI318M-08	Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Appendix C. adopted)
CEB-FIP 90	Model Code 1990, Design Code
ACI SP-66	ACI Detailing Manual 2004
PCI 2004	PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, 6th Edition

- **มาตรฐานการออกแบบสำหรับประเทศไทย**

วสท.	มาตรฐานต่างๆ ของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย
มยพ.1302-52	มาตรฐานการออกแบบอาคารด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย)
มยพ.1311-50	มาตรฐานการคำนวณแรงลมและการตอบสนองของอาคาร (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย)

ประกาศผู้อำนวยการทางหลวงพิเศษ ผู้อำนวยการทางหลวงแผ่นดิน และผู้อำนวยการทางหลวงสัมปทาน เรื่องห้ามใช้ยานพาหนะที่มีน้ำหนักบรรทุก หรือน้ำหนักลงเพลากินกว่าที่ได้กำหนด หรือโดยที่ยานพาหนะนั้นอาจทำให้ทางหลวงเสียหายบนทางหลวงพิเศษ ทางหลวงแผ่นดินและทางหลวงสัมปทาน

6.1.1. แรงกระทำต่อโครงสร้าง

โครงสร้างสะพานต้องสามารถรับแรงกระทำประเภทต่าง ๆ ได้ตามข้อกำหนดที่ระบุใน AASHTO LRFD Bridge Specifications โดยแรงกระทำแต่ละประเภทมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1) น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load)

น้ำหนักบรรทุกคงที่ ประกอบด้วย น้ำหนักทั้งหมดของโครงสร้าง รวมถึงน้ำหนักผิวจราจร ทางเท้า ท่อ หรือท่อร้อยสาย และสาธารณูปโภคอื่นๆ ที่เกาะติดกับโครงสร้างนั้น น้ำหนักต่อหน่วยกำหนดไว้ดังนี้



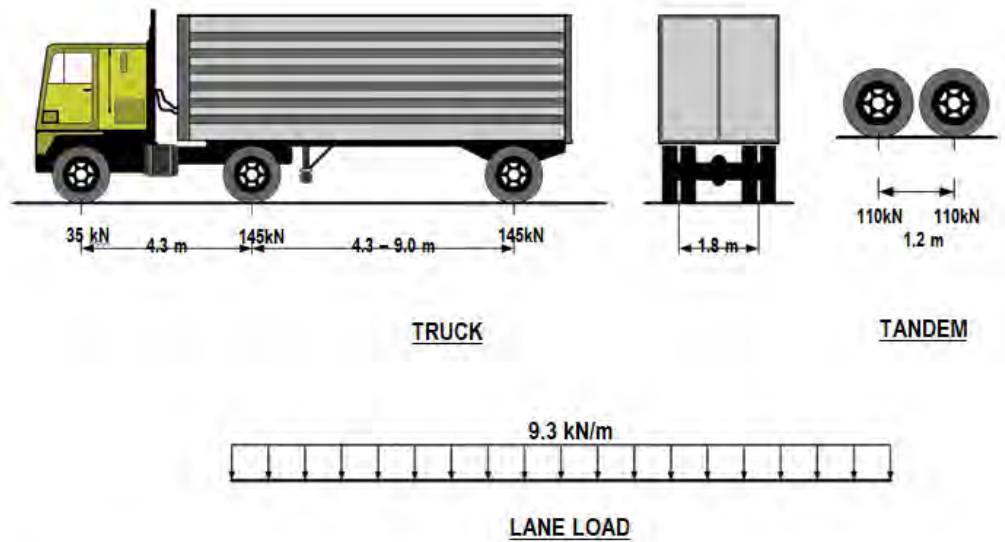
ตารางที่ 6.1-1 น้ำหนักต่อหน่วยของวัสดุประเภทต่าง ๆ

ประเภทวัสดุ	น้ำหนักต่อหน่วย (ตัน/ลบ.ม)
คอนกรีตเสริมเหล็ก	2.40
เหล็ก ขกเว้นเหล็กหล่อ	7.85
เหล็กหล่อ	7.20
ดิน ทราย และกรวด บดอัด	2.00
ดิน ทราย และกรวด หลวม	1.60

2) น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load)

น้ำหนักบรรทุกจร คือ น้ำหนักของยานพาหนะที่สัญจรบนสะพานหรือทางลอด ประกอบไปด้วย รถบรรทุก รถโดยสาร รถยนต์ส่วนบุคคล น้ำหนักสมทบ และน้ำหนักอื่นๆ

- น้ำหนักสำหรับรถบรรทุกต่อช่องจราจรใช้น้ำหนัก HL-93 ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ดังรูปที่ 6.1-1 ซึ่งเป็นการรวมน้ำหนักรถบรรทุกขนาด 325 kN และ Lane Load 9.3 kN/m เข้าด้วยกัน นอกจากนี้ ในกรณีช่วงสะพานสั้นๆ จะต้องพิจารณาผลเนื่องจากน้ำหนัก Tandem ซึ่งประกอบด้วยเพลาคู่ขนาด 110 kN มีระยะห่าง 1.2 เมตร น้ำหนักรถบรรทุกและน้ำหนัก Tandem มีระยะห่างของล้อในแนวขวางเท่ากับ 1.8 เมตร ส่วน Lane Load นั้นมีความกว้างเท่ากับ 3.0 เมตร
- น้ำหนักจรสำหรับออกแบบทางเดินเท้าบนสะพาน หรือสะพานลอยคนเดินข้าม ใช้น้ำหนัก 0.5 ตัน/ตร.ม. ตามกฎกระทรวงของประเทศไทย แทนน้ำหนัก 0.415 ตัน/ตร.ม. ซึ่งกำหนดโดยมาตรฐาน AASHTO LRFD
- น้ำหนักสมทบ (Surcharge Load) ที่กระทำต่อฐานรากเนื่องจากรถบรรทุกหรือรถไฟ จะต้องนำมาพิจารณาด้วย โดยแรงกระทำบนฐานรากเท่ากับ 1.0 และ 5.0 ตัน/ตร.ม. สำหรับรถบรรทุกและรถไฟตามลำดับ



LRFD LOADING

- HL-93 TRUCK and LANE LOAD
- TANDEM and LANE LOAD
- 90 % of 2 TRUCKS and LANE LOAD

รูปที่ 6.1-1 น้ำหนักบรรทุก HL-93 ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD

3) การเพิ่มและลดน้ำหนักบรรทุกจร (Multiple Presence of Live Load)

จากการวิ่งของรถยนต์ โอกาสที่รถยนต์จะเต็มทุกช่องจราจร และรับน้ำหนักบรรทุกเต็มที่พร้อมๆ กันนั้นมีน้อยมาก จึงจะต้องมีแฟกเตอร์การเพิ่มและลดน้ำหนักบรรทุกจร

ตารางที่ 6.1-2 Multiple Presence Factor

จำนวนช่องจราจร	การเพิ่มลดค่าน้ำหนักบรรทุกจร (ร้อยละ)
หนึ่งช่องจราจร	120
สองช่องจราจร	100
สามช่องจราจร	85
มากกว่าสามช่องจราจร	65



4) แรงกระแทก (Dynamic Load Allowance)

แรงเค้นอันเกิดจากน้ำหนักบรรทุกจรคิดเฉพาะผลของรถบรรทุก Truck Load และ Fatigue Truck ไม่รวม Lane Load และน้ำหนักจรจากคนเดิน จะเพิ่มขึ้นจากแรงกระทำแบบสถิตจากการกระแทก การสั่นสะเทือน และการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง สามารถคำนวณได้จาก $1 + IM/100$ สำหรับโครงสร้างเหนือพื้นดิน

ตารางที่ 6.1-3 Dynamic Load Allowance

Components	Impact Factor (IM)
Deck Joint (All Limit State)	75 %
All Other Component	
- Fatigue	15 %
- All Other Cases	33 %

โครงสร้างฐานรากที่อยู่ใต้ดินและกำแพงกันดินที่ไม่ได้รับน้ำหนักโดยตรงจากพื้นสะพาน ไม่ต้องคิดผลเนื่องจากแรงกระแทก สำหรับส่วนของโครงสร้างใต้ดิน เช่น Box Culvert ตาม AASHTO LRFD นั้นจะต้องคิดแรงกระแทกเช่นเดียวกันโดยมีปัจจัยสำคัญในการใช้คำนวณได้แก่ความลึกส่วนโครงสร้างดังกล่าวสามารถคำนวณได้จาก

$$IM = 33(1.0 - 4.1 \times 10^{-4} D_E) \geq 0\% \quad (6.1-1)$$

โดยที่ D_E คือ ความสูงของดินถมที่อยู่เหนือโครงสร้าง หน่วยเป็นมิลลิเมตร

5) แรงเนื่องจากการเบรค (Breaking Force)

การออกแบบจะพิจารณาให้โครงสร้างสามารถรับแรงตามทิศทางเคลื่อนตัวของน้ำหนักบรรทุกจรโดยไม่รวมแรงกระแทก กระทำที่ความสูง 1.80 เมตร จากพื้นผิวจราจร และให้แรงดังกล่าวสามารถกระทำผ่านจากโครงสร้างส่วนบนไปยังโครงสร้างส่วนล่าง คำนวณตามจำนวนช่องจราจร โดยคิดผลของการเพิ่มและลดของน้ำหนักบรรทุกจรด้วย สามารถคำนวณได้จาก

- ร้อยละ 25 ของน้ำหนักเฉพาะรถบรรทุกหรือ Tandem
- ร้อยละ 5 ของน้ำหนักรถบรรทุกและ Lane Load
- ร้อยละ 5 ของ Tandem และ Lane Load



6) แรงหนีศูนย์กลาง (Centrifugal Force)

โครงสร้างที่อยู่ในทางโค้งจะมีแรงหนีศูนย์กลางเกิดขึ้น โดยจะพิจารณาในอัตราส่วนของน้ำหนักรถบรรทุก ไม่ต้องพิจารณาแรงกระแทกกระทำในทุกช่องจราจร โดยมีปัจจัยสำคัญในการใช้คำนวณขนาดแรง ได้แก่ ความเร็วรถและรัศมีของทางโค้งตามแนวราบถึงศูนย์กลางตัวสะพาน กับน้ำหนักบรรทุกของแต่ละช่องจราจรรวมกัน และมุ่งหน้าไปในทิศทางเดียวกัน ระยะศูนย์กลางของแรงที่กระทำให้อยู่ที่ระยะ 1.80 เมตร สูงจากระดับผิวจราจร โดยความเร็วของรถที่ใช้จะสอดคล้องกับการออกแบบทางด้านเรขาคณิต (Geometric Design) แรงหนีศูนย์กลางตามมาตรฐาน AASHTO LRFD จะคำนวณจากสัดส่วนของน้ำหนักรถบรรทุก โดยสัดส่วนของแรงหนีศูนย์กลางสามารถหาได้จากสมการ

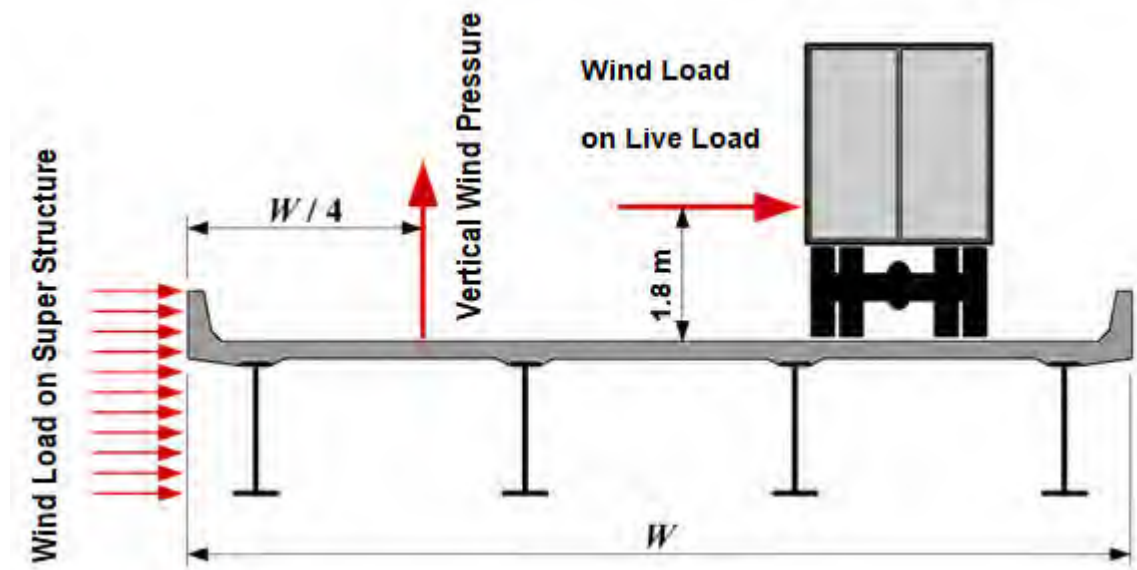
$$C = \frac{fv^2}{gR} \quad (6.1-2)$$

โดยที่

- v = ความเร็วของรถตามที่ออกแบบ มีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที
 F = 4/3 สำหรับการรวมแรงตามกลุ่มต่างๆ ยกเว้นการรวมแรงตาม กลุ่ม Fatigue
ซึ่งจะใช้ 1.0
 g = ความเร่งของโลก = 9.807 m/sec²
 R = รัศมีของโค้ง มีหน่วยเป็นเมตร

7) แรงลมที่กระทำบนโครงสร้าง (Wind Load on Structure)

แรงลมที่กระทำต่อโครงสร้างจะนำมาพิจารณาในการออกแบบ โดยใช้ความเร็วลมที่อยู่ที่ 160 กม./ชั่วโมง สำหรับโครงสร้างสะพานที่มีความสูงน้อยกว่า 10 เมตร กรณีความสูงมากกว่า 10 เมตร ให้ใช้ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ซึ่งแรงลมที่กระทำต่อโครงสร้างจะกระจายบนพื้นที่ตั้งฉากกับทิศทางลมดังแสดงในรูปที่ 6.1-2 แรงลมที่กระทำต่อโครงสร้างส่วนบน (Wind Load on Superstructure) ให้ใช้ค่าตามตารางที่ 6.1-4



รูปที่ 6.1-2 แรงลมต่างๆ ที่กระทำต่อโครงสร้างและยานพาหนะ

ตารางที่ 6.1-4 แรงลมที่กระทำต่อโครงสร้างส่วนบน (Wind Load on Superstructure)

Skew Angle of Wind (องศา)	Transverse Load (กก./ตร.ม.)	Longitudinal Load (กก./ตร.ม.)
0	240	0
15	210	30
30	200	60
45	160	80
60	80	90

- สำหรับโครงสร้างส่วนล่าง (Wind Load on Substructure) ให้ใช้แรงลมขนาด 190 กก./ตร.ม. กระทำลงบนพื้นที่ตั้งฉากพร้อมกับแรงลมที่กระทำบนโครงสร้างส่วนบน
- ในกรณีแรงลมตั้งฉาก (Vertical Wind Pressure) ให้ใช้ขนาดแรงลม 96 กก./ตร.ม. คูณความกว้างของทั้งหมดของสะพานเป็นแรงลัพธ์ในทิศทางยกขึ้นกระทำที่ตำแหน่ง $\frac{1}{4}$ ของความกว้างสะพาน
- อนึ่งแรงลมตามมาตรฐาน AASHTO มีค่ามากกว่าแรงลมตามกฎกระทรวง จึงสามารถนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างสะพานได้ปลอดภัยยิ่งขึ้น



8) แรงลมที่กระทำต่อยานพาหนะ (Wind Load on Live Load)

แรงลมที่กระทำต่อยานพาหนะนั้นสามารถถ่ายทอดลงบนโครงสร้างสะพานได้ โดยใช้แรงลม 146 กก./เมตร กระทำตั้งฉากกับทิศทางของยานพาหนะที่ระยะ 1.80 เมตร สูงจากผิวจราจร ดังแสดงในรูปที่ 6.1-2 โดยค่าของแรงลมดังกล่าวแสดงไว้ในตารางตารางที่ 6.1-5

ตารางที่ 6.1-5 แรงลมที่กระทำต่อยานพาหนะ (Wind Load on Live Load)

Skew Angle of Wind (องศา)	Transverse Load (กก./เมตร)	Longitudinal Load (กก./เมตร)
0	146	0
15	128	18
30	120	35
45	96	47
60	50	55

9) แรงเนื่องจากอุณหภูมิ (Thermal Force)

แรงที่เกิดจากการขยายตัวและหดตัวของโครงสร้างสะพาน อันเนื่องมาจากความแตกต่างของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงแบบสม่ำเสมอสำหรับโครงสร้างสะพานคอนกรีตมีรายละเอียด ดังนี้

- อุณหภูมิ สูงขึ้น 15 องศาเซลเซียส
- อุณหภูมิ ลดลง 20 องศาเซลเซียส
- สัมประสิทธิ์การขยายตัวและหดตัว 0.0000108 ต่อองศาเซลเซียส

นอกจากนี้ สำหรับสะพานคานกล่อง (Box Girder) จะต้องออกแบบให้รับแรงที่เกิดจากความผันแปรของอุณหภูมิที่แตกต่างของผิวบนภายในและผิวล่างของโครงสร้าง

10) แรงเนื่องจากกระแสน้ำ (Stream Current Force)

แรงเนื่องจากกระแสน้ำกระทำต่อฐานรากที่ตั้งขวางทางไหลของน้ำขึ้นอยู่กับปัจจัยทิศทาง ความเร็วของกระแสน้ำ และรูปร่างของตอม่อ โดยทั่วไปจะใช้ความเร็วกระแสน้ำเฉลี่ย 3 เมตร/วินาที สามารถคำนวณได้ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ด้วยสมการดังนี้



$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2 \quad (\text{For Longitudinal}) \quad (6.1-3)$$

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \quad (\text{For Lateral}) \quad (6.1-4)$$

โดยที่

p = แรงดันเนื่องจากกระแสน้ำ มีหน่วยเป็นเมกะปาสกาล

C_D = สัมประสิทธิ์การลาก (Drag Coefficient) สำหรับตอมอดังตารางที่ 6.1-6

C_L = สัมประสิทธิ์การลากด้านข้าง (Lateral Drag Coefficient) ตารางที่ 6.1-7 และรูปที่ 6.1-3

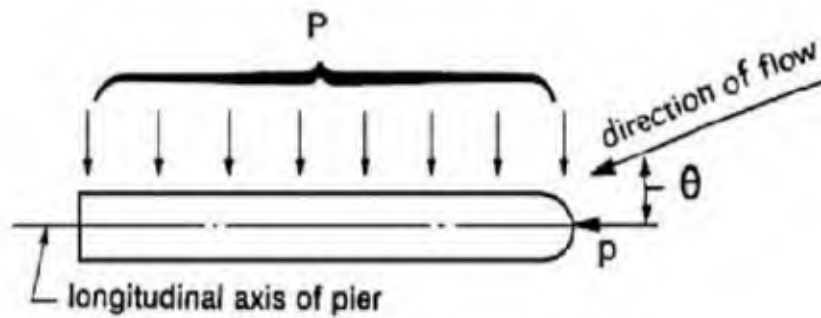
V = ความเร็วของกระแสน้ำมีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที

ตารางที่ 6.1-6 ค่าสัมประสิทธิ์การลาก

Type	C_D
semicircular-nosed pier	0.7
square-ended pier	1.4
debris lodged against the pier	1.4
wedged-nosed pier with nose angle 90 degree or less	0.8

ตารางที่ 6.1-7 ค่าสัมประสิทธิ์การลากด้านข้าง

Angle, between direction of flow and longitudinal axis of the pier	C_L
0 degree	0.0
5 degree	0.5
10 degree	0.7
20 degree	0.9
≥ 30 degree	1.0



รูปที่ 6.1-3 รูปแสดงมุมของกระแสน้ำที่กระทำต่อตอม่อ

11) แรงกระแทกเนื่องจากเรือสัญจรตามแม่น้ำ (Collision from Vessel)

สำหรับโครงสร้างฐานรากที่ตั้งขวางลำน้ำขนาดเล็กหรือปานกลาง จะออกแบบสำหรับแรงกระแทกเนื่องจากเรือที่สัญจรหรือท่อนซุงหรือเศษวัสดุที่ลอยมาตามแม่น้ำ โดยแรงชนิดนี้จะกระทำในทิศทางเดียวกับการไหลของกระแสน้ำโดยการคำนวณตามสูตรที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ดังนี้

$$F = \frac{WV}{2g\Delta t} \quad (6.1-5)$$

โดยที่

F = แรงกระแทกเนื่องจากเรือสัญจรหรือท่อนซุงที่ลอยมาตามแม่น้ำ มีหน่วยเป็นนิวตัน

W = น้ำหนักของสิ่งที่มากระแทก มีหน่วยเป็นนิวตัน

V = ความเร็วขณะกระแทก มีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที

g = อัตราเร่งของโลก = 9.81 เมตรต่อวินาที²

Δt = ระยะเวลาตั้งแต่เริ่มชนจนกระทั่งสิ่งที่มากระแทกหยุด = 0.03 วินาที

โดยทั่วไปจะใช้น้ำหนัก 4.5 กิโลนิวตัน ซึ่งเปรียบได้กับท่อนซุงขนาดความยาว 9.1 เมตร มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.3 เมตร โดยกำหนดให้ความเร็วขณะชนเท่ากับ 3 เมตร/วินาที

สำหรับโครงสร้างที่ตั้งอยู่ในแม่น้ำขนาดใหญ่และมีเรือบรรทุกสินค้าสัญจรในแม่น้ำ แรงกระแทกสำหรับตอม่อที่อยู่ในแม่น้ำจะออกแบบตามแรงกระแทกที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน AASHTO หัวข้อ 3.14 โดยกำหนดให้ความเร็วของเรือขณะชนเท่ากับ 3 เมตร/วินาที กระทำที่ตอม่อในทิศทางเดียวกันกับการไหลของน้ำ การคำนวณหาแรงกระแทกชนิดนี้สามารถได้จากสูตรของ Woisin (1979) ดังนี้



$$P_s = 1.2 \times 10^5 V (DWT)^{0.5} \quad (6.1-6)$$

โดยที่

- P_s = แรงกระแทกเนื่องจากเรือบรรทุกสินค้าสัญจรตามแม่น้ำ มีหน่วยเป็นนิวตัน
 V = ความเร็วของเรือขณะชน มีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที
 DWT = Dead Weight Tonnage of Vessel มีหน่วยเป็นตัน

12) แรงเนื่องจากการคืบและการหดตัวของคอนกรีต (Creep and Shrinkage)

การคืบและการหดตัวของคอนกรีตขึ้นกับปัจจัยหลายอย่าง ได้แก่ ความชื้นสัมพัทธ์ พื้นที่ผิวคอนกรีต อายุคอนกรีต และหน่วยแรงที่มากระทำเป็นต้น สามารถคำนวณได้ตามมาตรฐาน CEB/FIP 90

13) แรงจากแผ่นดินไหว (Earthquake Load)

ในการออกแบบโครงสร้างต่างๆ จะต้องคำนึงถึงการจัดรูปแบบเรขาคณิตให้มีเสถียรภาพในการต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว การกำหนดรายละเอียดปลั๊กย่อยขึ้นส่วนโครงสร้าง รวมทั้งบริเวณรอยต่อระหว่างปลายขึ้นส่วนโครงสร้างต่างๆ และการจัดให้โครงสร้างทั้งระบบอย่างน้อยมีความเหนียวเพียงพอที่สามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวได้ตามมาตรฐานการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวของกรมโยธาธิการและผังเมือง มยพ.1302-52 ในส่วนการประมาณหาความเร่งที่ผิวดินเนื่องจากแผ่นดินไหวที่ตำแหน่งที่ตั้งของสะพาน และส่วนการออกแบบสะพานนั้นให้เป็นไปตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ฉบับล่าสุด

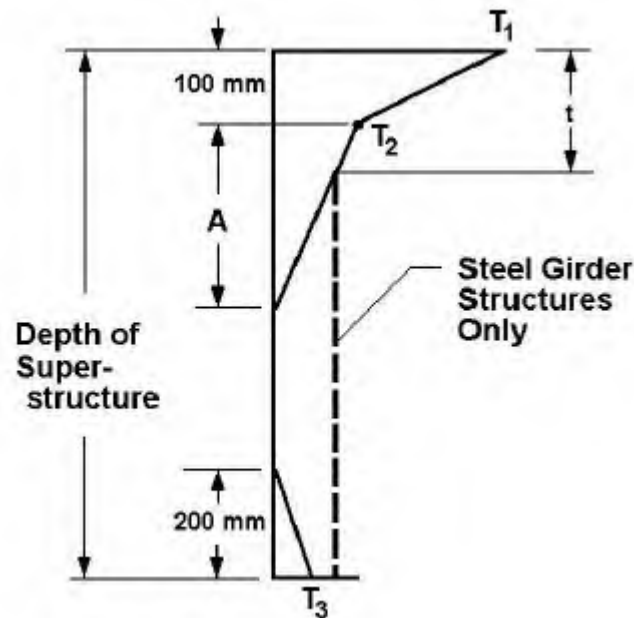
14) การทรุดตัวที่แตกต่างกัน (Differential Settlement)

การทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างจุดรองรับในโครงสร้างสะพานต่อเนื่อง จะนำมาประกอบการพิจารณา ไม่ว่าจะเป็นใช้เสาเข็มหล่อสำเร็จ หรือเสาเข็มเจาะหล่อในที่ก็ตาม โดยใช้ข้อมูลจากการวิเคราะห์ทางปฐพีกลศาสตร์มาทำการคำนวณหาค่าการทรุดตัว โดยค่าการทรุดตัวที่ยอมให้ในการออกแบบโครงสร้างสะพานทางยกระดับจะไม่เกิน 1/1,000 ของช่วงความยาวสะพาน หรือไม่เกิน 30 มม. ซึ่งค่าดังกล่าวเป็นค่าการทรุดตัวของจุดรองรับโครงสร้างในระยะยาว



15) แรงเนื่องจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง (Temperature Gradient)

แรงภายในที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิให้นำมารวมกับแรงภายในหรือความเค้นที่เกิดขึ้นภายใน โครงสร้างเนื่องจากแรงกระทำอื่น ๆ และนำผลรวมของแรงมาทำการประเมินหรือออกแบบสะพานต่อไป



รูปที่ 6.1-4 Positive Vertical Temperature Gradient in Concrete and Steel Superstructures

15) ตัวคูณเพิ่มค่าและการรวมแรงกลุ่มต่างๆ (Load Factor & Load Combination)

สำหรับตัวคูณเพิ่มค่าและการรวมแรงกลุ่มต่างๆ จะใช้วิธีคำนวณตามมาตรฐานของ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications โดยมีกลุ่มแรงหลักๆ ดังนี้

- Strength Limit State I – V : เป็นกลุ่มแรงที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างเนื่องจากแรงกระทำที่มีจากการคำนวณทางสถิติ ที่อาจเกิดขึ้นภายในอายุใช้งานของโครงสร้าง
- Extreme Event I – II: เป็นกลุ่มแรงที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างเนื่องจากแรงกระทำสุดขีด (Extreme Load) เช่น แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว หรือแรงกระแทกเนื่องมาจากการชนของเรือ แรงกระทำเหล่านี้มีโอกาสการเกิดยาวนานกว่าอายุการใช้งานของโครงสร้างอย่างมาก
- Service Limit State I – IV: เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้กลุ่มแรงกระทำที่เกิดมาจากการใช้งานปกติประจำวัน การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้กลุ่มแรงชนิดนี้จะเน้นที่ Stress, Deformation และ Crack Width



- Fatigue Limit State: เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อตรวจสอบช่วงของความเค้น (Stress Range) เนื่องมาจากรถบรรทุกหนึ่งคันวิ่งอยู่บนโครงสร้าง โดยมีจำนวนรอบของการวิ่งตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน

6.1.2. วิธีการออกแบบโครงสร้างสะพาน

1) การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

ใช้วิธีตัวคูณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุก (Load Resistance Factor Design) โดยส่วนประกอบของโครงสร้างออกแบบโดยตรวจสอบการรับกำลังใช้ Strength Limit State และตรวจสอบควบคุมรอยร้าวใช้ Service Limit State ทั้งนี้ โดยให้สอดคล้องกับข้อกำหนดที่ระบุในมาตรฐาน AASHTO LRFD ซึ่งนอกเหนือจาก ตัวคูณความต้านทาน (ϕ , Resistance Factor) และตัวคูณน้ำหนักบรรทุก (Load Factor) แล้วจะต้องคำนึงถึงตัวคูณปรับค่าน้ำหนักบรรทุก (η , Load Modifier) ได้แก่ Ductility Factor, Redundancy Factor, และ Operational Factor โดยโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นจะต้องพิจารณาเพิ่มเติมในส่วนของ Fatigue Limit State

2) การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตอัดแรง

ใช้วิธีตัวคูณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุก (Load Resistance Factor Design) ด้วยเช่นกัน โดยส่วนประกอบของโครงสร้างออกแบบโดยตรวจสอบการรับกำลังใช้ Strength Limit State และพิจารณาพฤติกรรมหน่วยแรงที่ยอมรับได้ของโครงสร้างในสภาวะการใช้งาน Service Limit State ทุกขั้นตอนของน้ำหนักวิกฤตตลอดอายุโครงสร้างตั้งแต่เริ่มการอัดแรง โดยให้สอดคล้องกับข้อกำหนดที่ระบุในมาตรฐาน AASHTO LRFD ซึ่งนอกเหนือจากตัวคูณความต้านทาน (ϕ , Resistance Factor) จะต้องคำนึงถึง ตัวคูณปรับค่าน้ำหนักบรรทุก (η , Load Modifier) ได้แก่ Ductility Factor, Redundancy Factor, และ Operational Factor โดยโครงสร้างคอนกรีตอัดแรงนั้นจะต้องพิจารณาเพิ่มเติมในส่วนของ Fatigue Limit State ด้วย

3) ค่าตัวคูณน้ำหนักบรรทุก

ตัวคูณน้ำหนักบรรทุก (Load Factor) ขึ้นอยู่กับความไม่แน่นอนของน้ำหนักบรรทุกแต่ละชนิด ความแม่นยำในการกำหนดค่าน้ำหนักบรรทุก เป็นต้น ค่าของตัวคูณน้ำหนักบรรทุกจะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1.0 ค่าตัวคูณน้ำหนักบรรทุก γ ตามที่กำหนดในมาตรฐาน AASHTO LRFD เป็นดังแสดงใน ตารางที่ 6.1-8 และ ตารางที่ 6.1-9



ตารางที่ 6.1-8 ตัวคูณน้ำหนักบรรทุกและการรวมแรงตามมาตรฐาน AASHTO LRFD

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CP
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength II	γ_D	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength III	γ_D	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength IV	γ_D	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_D	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_D	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
Extreme Event II	γ_D	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
Fatigue I—LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue I II— LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

ตารางที่ 6.1-9 ตัวคูณน้ำหนักบรรทุกสำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Erection Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts		1.95	0.90
• Flexible Metal Box Culverts		1.50	0.90
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75



4) ตัวคูณความต้านทาน (ϕ , Resistance Factor)

ค่าตัวคูณความต้านทาน ตามที่กำหนดในมาตรฐาน AASHTO LRFD เป็นดังนี้

หน้าตัดรับแรงดึง (Tension-Controlled Section) ของคอนกรีตเสริมเหล็ก	= 0.90
หน้าตัดรับแรงดึง (Tension-Controlled Section) ของคอนกรีตอัดแรง	= 1.00
หน้าตัดรับแรงอัด (Compression-Controlled Section)	= 0.75
แรงเฉือนและแรงบิด (Shear and Torsion)	= 0.90
แรงกดบนคอนกรีต (Bearing)	= 0.70
แรงอัดใน Strut-and-Tie Models	= 0.70
แรงอัดในพื้นที่สมอยึด (Anchorage Zones)	= 0.80
แรงดึงในเหล็กในพื้นที่สมอยึด	= 1.00
แรงต้านทานขณะตอกเสาเข็ม	= 1.00

6.1.3. วัสดุก่อสร้างโครงสร้างสะพาน

วัสดุที่ใช้ในการก่อสร้าง เช่น คอนกรีต เหล็กเสริม ลวดอัดแรง หรืออื่นๆ จะใช้วัสดุภายในประเทศไทย โดยอ้างอิงตามมาตรฐานสำคัญๆ เช่น มาตรฐานอุตสาหกรรมไทย ASTM และ JIS เป็นต้น

1) คอนกรีต

กำลังอัดประลัยของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ ขนาด 15x15x15 ซม. ที่อายุ 28 วัน เป็นดังนี้

ตารางที่ 6.1-10 กำลังอัดประลัยของแท่งคอนกรีตรูปทรงลูกบาศก์สำหรับแต่ละส่วนของโครงสร้าง

ประเภทโครงสร้าง	f'_c , MPa	Class
โครงสร้างส่วนบนคานคอนกรีตรูปกล่องชนิดอัดแรง	40	-
โครงสร้างส่วนบนชนิดคอนกรีตอัดแรง	35	A พิเศษ
โครงสร้างส่วนบนชนิดคอนกรีตเสริมเหล็ก	25	A
เสาชนิดคอนกรีตเสริมเหล็ก	25	A
เสาเข็ม Spun คอนกรีตอัดแรงหล่อสำเร็จ	50	-
เสาเข็มคอนกรีตอัดแรงหล่อสำเร็จทั่วไป	35	A พิเศษ
เสาเข็มคอนกรีตหล่อในที่	30	-
อื่นๆ	ตามระบุในแบบก่อสร้าง	-



2) เหล็กเสริม

- เหล็กเสริมขนาด 28 มม. ขึ้นไป เป็นเหล็กข้ออ้อยชนิด Hot-rolled High Yield ระดับ SD-50 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 24 โดยมีกำลังที่จุดคาน 4,900 กก./ชม.²
- เหล็กเสริมขนาด 10-25 มม. เป็นเหล็กข้ออ้อยชนิด Hot-rolled High Yield ระดับ SD-40 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 24 โดยมีกำลังที่จุดคาน 3,900 กก./ชม.²
- เหล็กเสริม 9 มม. และเล็กกว่า เป็นเหล็กชนิด Hot-rolled Mild Steel ระดับ SR-24 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 20 โดยมีกำลังที่จุดคาน 2,350 กก./ชม.²

3) ลวดอัดแรง (Prestressing Strand)

ลวดอัดแรงเป็นลวดเหล็กกล้าตีเกลียว 7 เส้น (7-wire strand) ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 420 โดยมีความทนแรงดึง 1,860 นิวตัน/ตารางมิลลิเมตร (18.96 ตัน/ตร.ชม.) หรือเทียบเท่า หรือลวดอัดแรงเป็นลวดเหล็กกล้า (steel wire) ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 95 โดยมีความทนแรงดึงอย่างน้อย 1,570 นิวตัน/ตารางมิลลิเมตร (16.04 ตัน/ตร.ชม.) หรือเทียบเท่า

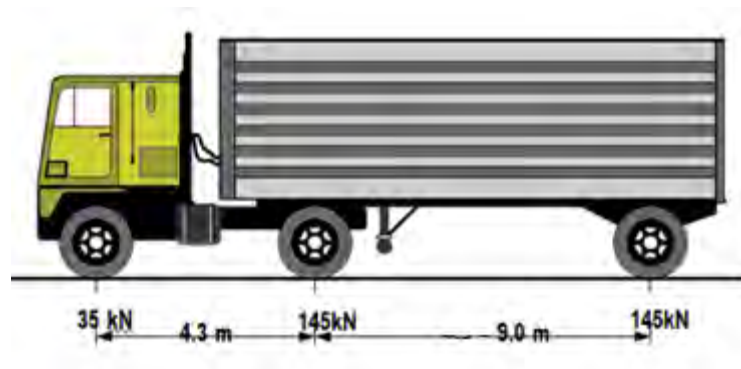
4) เหล็กรูปพรรณ (Structural Steel)

- เหล็กรูปพรรณที่ใช้ในงานโครงสร้างทั่วไปเป็นชนิด Hot-rolled หรือ Cold-rolled Mild Steel ชั้น Fe 24 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 116 โดยมีกำลังที่จุดคาน 2,400 กก./ชม.²
- เหล็กโครงสร้างรูปตัดกลวงเป็นชนิด Hot-rolled หรือ Cold-rolled Mild Steel ชั้น HS 41 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 107 โดยมีกำลังที่จุดคาน 2,400 กก./ชม.²
- นอกจากนั้นในโครงการนี้ ได้อ้างอิงวัสดุตามแบบ As-Built ของโครงการสะพานข้ามแยกลาดพร้าวประกอบในการประเมิน



6.2. การประเมินความล้าตามมาตรฐาน AASHTO LRFD

สำหรับการออกแบบสะพานเหล็กภายใต้ผลของ Fatigue จะต้องพิจารณาผลจาก Stress Range และความถี่ที่เกิดขึ้นหรือจำนวนรอบที่เกิดขึ้น โดยในการวิเคราะห์หาผลของ Fatigue จะพิจารณาจากรถบรรทุกสำหรับการออกแบบความล้า (หรือ Fatigue Truck) ของ AASHTO LRFD ดังแสดงในรูปที่ 6.2-1 ซึ่งมีลักษณะเหมือนกับรถบรรทุก (Truck) ในชุดน้ำหนักบรรทุกจร HL93 ที่ AASHTO ใช้ในการออกแบบทั่วไป เพียงแต่ระยะห่างของ 2 เพลาหลัง จะคงที่เท่ากับ 9.0 เมตร การวิเคราะห์แรงกระทำจะใช้ค่าของแฟกเตอร์แรงกระแทก (IM) เท่ากับ 15% และไม่พิจารณาโอกาสที่จะมีรถบรรทุกวิ่งหลายช่องจราจรพร้อมกัน (Multiple Presence Factor = 1.0)



รูปที่ 6.2-1 รถบรรทุกสำหรับการออกแบบความล้า (Fatigue Truck) ของ AASHTO LRFD

ในการประเมินความแข็งแรงของสะพานเนื่องจากความล้าตามแนวทางของ AASHTO LRFD 2010 จะพิจารณา 2 ระดับ คือ

- 1) Fatigue Limit State I (Infinite Fatigue Life) คือ ระดับที่สะพานและรอยต่อสามารถรองรับแรงเนื่องจาก Design Fatigue Truck ได้ ไม่จำกัดจำนวนรอบ

$$\gamma_I \Delta f \leq \Delta F_{TH} \quad (6.2-1)$$

- 2) Fatigue Limit State II (Finite Fatigue Life) คือ ระดับที่สะพานและรอยต่อสามารถรองรับแรงเนื่องจาก Design Fatigue Truck ได้ จำกัดจำนวนรอบ

$$\gamma_{II} \Delta f \leq \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6.2-2)$$

โดยที่

γ_I = ตัวคูณน้ำหนักบรรทุก กรณี Fatigue Limit State I (Infinite Fatigue Life) ใช้ $\gamma_I = 1.50$

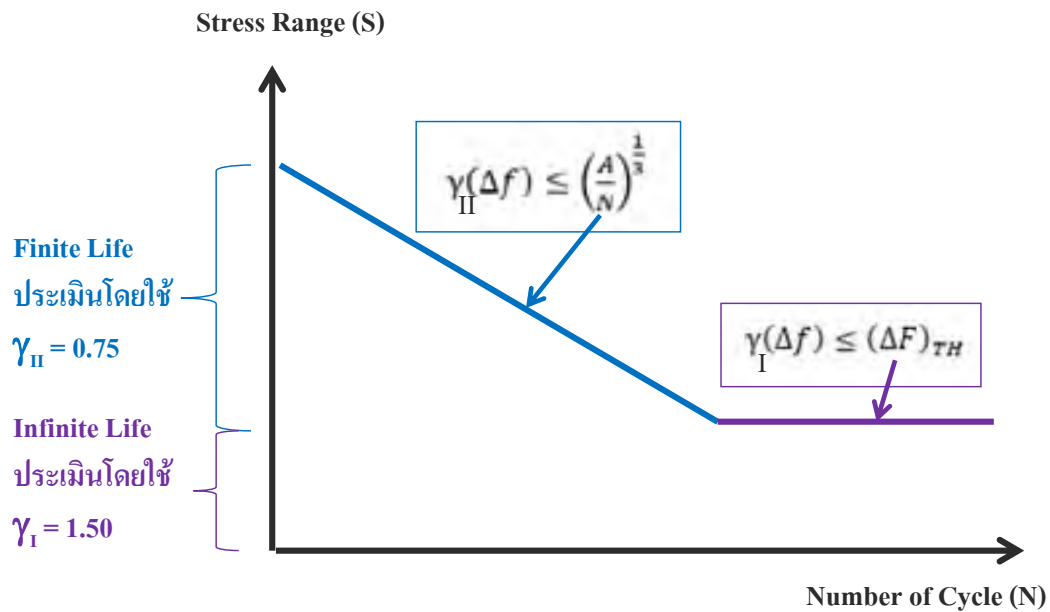
γ_{II} = ตัวคูณน้ำหนักบรรทุก กรณี Fatigue Limit State II (Finite Fatigue Life) ใช้ $\gamma_{II} = 0.75$

Δf = Stress Range ที่เกิดจาก Fatigue Truck



N = จำนวนรอบของ Stress Range ที่เกิดจาก Fatigue Truck

A = ค่าคงที่สำหรับกำหนดความชันเส้นโค้งต้านทานความล้า (S-N Curve) ของแต่ละกลุ่มรอยต่อ โดยมีค่าแสดงในตารางที่ 6.2-1



รูปที่ 6.2-2 การประเมินความล้าตามมาตรฐาน AASHTO LRFD

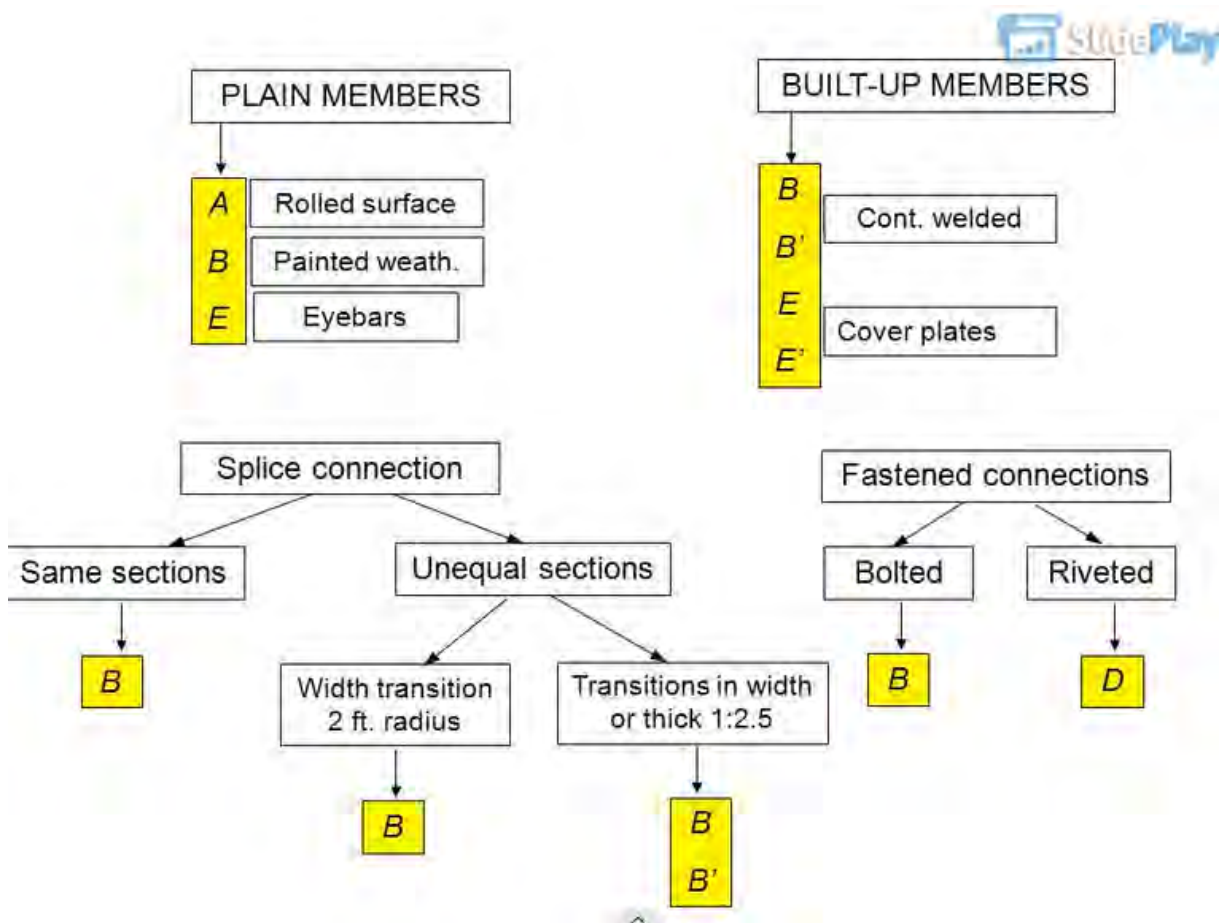
ตารางที่ 6.2-1 ค่าคงที่ (A และ Fatigue Threshold) สำหรับเส้นโค้งต้านทานความล้า (S-N Curve) ของแต่ละกลุ่มรอยต่อ

Detail Category	Constant A x 10^8	$(\Delta F)_{TH}$ (ksi)
A	250.0	24.0
B	120.0	16.0
B'	61.0	12.0
C	44.0	10.0
C'	44.0	12.0
D	22.0	7.0
E	11.0	4.5
E'	3.9	2.6
M164 (A 325) bolts in axial tension	17.1	31.0
M253 (A 490) bolts in axial tension	31.5	38.0

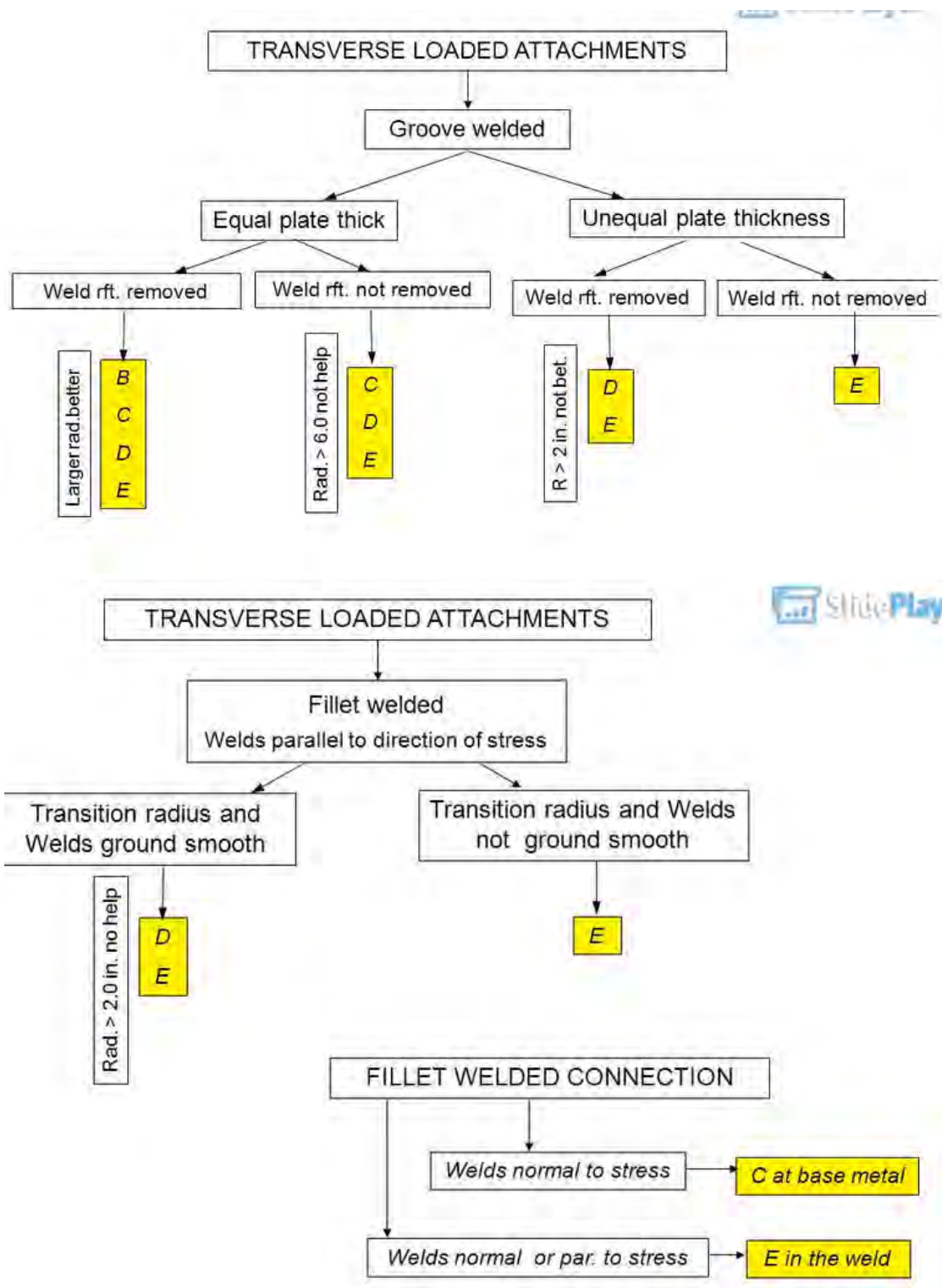


ในการเลือกค่าคงที่ A สำหรับกำหนดความชันเส้นโค้งด้านทานความล้า (S-N Curve) ของแต่ละกลุ่มรอยต่อ ผู้ออกแบบจะต้องพิจารณาจากประเภทของรอยต่อของโครงสร้างสะพานเหล็กซึ่งมี ประเภท A ถึง E' โดยจากค่าที่แสดงในตารางที่ 6.2-1 จะเห็นว่า รอยต่อประเภท A จะมีความแข็งแรงและมีค่า Fatigue Resistance มากสุด ในขณะที่ รอยต่อประเภท E' จะมีค่า A น้อยที่สุด ภาพรวมการแบ่งกลุ่มรอยต่อเป็นดังนี้

- กลุ่ม A และ B ได้แก่ ชิ้นส่วนปกติ (Plain Member) และรอยต่อที่ได้จากการเตรียมงานเชื่อมที่ดีในชิ้นส่วนประกอบ (Built-Up Member) ที่ไม่มีองค์ประกอบย่อย (Attachments) มาขัดติด
- กลุ่ม D และ E ได้แก่ รอยเชื่อมแบบพอกที่ใช้ยึดองค์ประกอบย่อย (Fillet-Welded Attachments) และรอยเชื่อมแบบร่องที่ใช้ยึดองค์ประกอบย่อย (Groove-Welded Attachments) ที่มีรัศมีโค้งสำหรับเปลี่ยนขนาด (Transition Radius) ไม่เพียงพอ หรือเป็นการเชื่อมแผ่นเหล็กที่มีความหนาต่างกัน
- กลุ่ม C ได้แก่ รอยเชื่อมที่ใช้ยึดองค์ประกอบย่อยที่มีรัศมีโค้งสำหรับเปลี่ยนขนาดมากกว่า 150 มิลลิเมตร และมีการจัดรอยเชื่อมให้เรียบ



รูปที่ 6.2-3 การแบ่งกลุ่มรอยต่อตามมาตรฐาน AASHTO LRFD



รูปที่ 6.2-3 การแบ่งกลุ่มรอยต่อตามมาตรฐาน AASHTO LRFD (ต่อ)



การประเมินผลของความล้าในระดับ Finite Fatigue Life (Fatigue Limit State II) จะต้องคำนวณหาจำนวนรอบที่เกิดขึ้นของแรงกระทำซ้ำ โดย AASHTO LRFD 2010 ให้ประมาณค่า Single Lane Annual Daily Truck Traffic ($ADTT_{SL}$) ดังนี้

$$ADTT_{SL} = p * ADTT \quad (6.2-3)$$

โดยที่

$ADTT_{SL}$ = ปริมาณรถบรรทุก (คัน/วัน) ในหนึ่งช่องจราจร (Single Lane) ที่ใช้รองรับรถบรรทุก (ปกติจะเป็นช่องจราจรด้านซ้ายสุด) ตลอดอายุการใช้งานสะพาน

$ADTT$ = ปริมาณรถบรรทุกเฉลี่ยตลอดอายุการใช้งาน (คัน/วัน/ทิศทาง) ในกรณีที่ไม่มีข้อมูลอาจประมาณจากสัดส่วนรถบรรทุกในแต่ละประเภทถนนดังกล่าวแนะนำในตารางที่ 6.2-2

ตารางที่ 6.2-2 สัดส่วนรถบรรทุกในแต่ละประเภทถนน

Highway	Fraction of trucks
Rural Interstate	0.20
Urban Interstate / other rural	0.15
Other urban	0.10

p = สัดส่วนของรถบรรทุกที่วิ่งใน 1 ช่องจราจร (Single Lane) สำหรับรถบรรทุกดังแสดงในตารางที่ 6.2-3

ตารางที่ 6.2-3 สัดส่วนรถบรรทุกของที่วิ่งในช่องจราจรที่ใช้รองรับรถบรรทุก

Number of Lanes available to Trucks	p
1	1.00
2	0.85
3 or more	0.80

ในการประมาณจำนวนรอบของ Stress Cycle ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD จะพิจารณาจำนวนรอบที่เกิดขึ้นในช่วงอายุบริการออกแบบ (Design Service Life) ที่ 75 ปี โดยจำนวนรอบของ Stress Cycle สามารถประมาณได้ดังนี้



$$N = 365 * y * n * ADTT_{SL} \quad (6.2-4)$$

โดยที่

- N = จำนวนรอบของ Stress Cycle ที่รอยต่อจะต้องรองรับให้ได้
- y = อายุบริการออกแบบ (Design Service Life) = 75 ปี ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD
- n = จำนวนรอบของ Stress Cycle ที่เกิดขึ้นบนชิ้นส่วนประเภทต่างๆ ต่อการวิ่งของรถบรรทุก 1 คัน โดยมีค่าดังแสดงในตารางที่ 6.2-4

ตารางที่ 6.2-4 จำนวนรอบของ Stress Cycle / Truck

	Span length > 40 ft.	Span length ≤ 40 ft.
Simple span girder	1.0	2.0
Continuous girder near interior support	1.5	2.0
Continuous girder elsewhere	1.0	2.0
Trusses	1.0	1.0
Transverse members	Span > 20 ft. → 1.0	Span ≤ 20 ft. → 2.0

- For continuous spans, a distance equal to one-tenth of the span either side of the interior support → near the support
- $n = 5$ for cantilever girders due to the vibrations as the truck leave

จากข้อมูลข้างต้น การประเมินความล้าตามมาตรฐาน AASHTO LRFD 2010 ได้ดำเนินการตามขั้นตอน ดังนี้

- สร้างแบบจำลองสะพานด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์
- เปรียบเทียบแบบจำลองของสะพานให้สอดคล้องกับผลทดสอบพฤติกรรมสะพาน
- วิเคราะห์แรงกระทำจาก Fatigue Truck โดยใช้ $IM = 15\%$ และไม่พิจารณา Multiple Presence Factor ($m = 1$) และหา Stress Range (Δf) ที่เกิดขึ้น
- หาค่า Fatigue Strength ตามประเภทรอยต่อของสะพานเหล็ก เช่น ประเภท A ถึง E'
- ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State I (Infinite Life) โดยใช้ค่า $\gamma_I = 1.50$
 - หาก $\gamma_I \Delta f \leq \Delta F_{TH}$ ไม่จำเป็นต้องเสริมกำลัง
 - หาก $\gamma_I \Delta f > \Delta F_{TH}$ ที่ปรึกษาเสนอให้เสริมกำลังให้อยู่ในระดับ Infinite Fatigue Life แต่ถ้ามีข้อจำกัดด้านงบประมาณ หรือไม่สามารถเสริมกำลังสะพานทุกแห่งในคราวเดียว สามารถเลือกประเมินสะพานในระดับความปลอดภัยน้อยลง คือ ในระดับของ Fatigue Limit State II (Finite Life) ซึ่งมีขั้นตอน ดังนี้
 - ประเมินการหาค่าปริมาณรถบรรทุกหนัก (ADTT) ของสะพาน



- ประเมินการหาจำนวนรอบของ Stress Cycle (N) ที่คาดว่าจะเกิดขึ้นภายในช่วงอายุบริการออกแบบของสะพาน (75 ปี)
- ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State II (Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_{II} = 0.75$

- หาก $\gamma_{II} \Delta f \leq \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}}$ ไม่จำเป็นต้องเสริมกำลัง

- หาก $\gamma_{II} \Delta f > \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}}$ ที่ปรึกษาเสนอให้เสริมกำลังเพื่อให้ Stress

$$\text{Range } (\Delta f) \text{ เหลือน้อยลง และ } \gamma_{II} \Delta f_{\text{Strengthening}} \leq \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}}$$

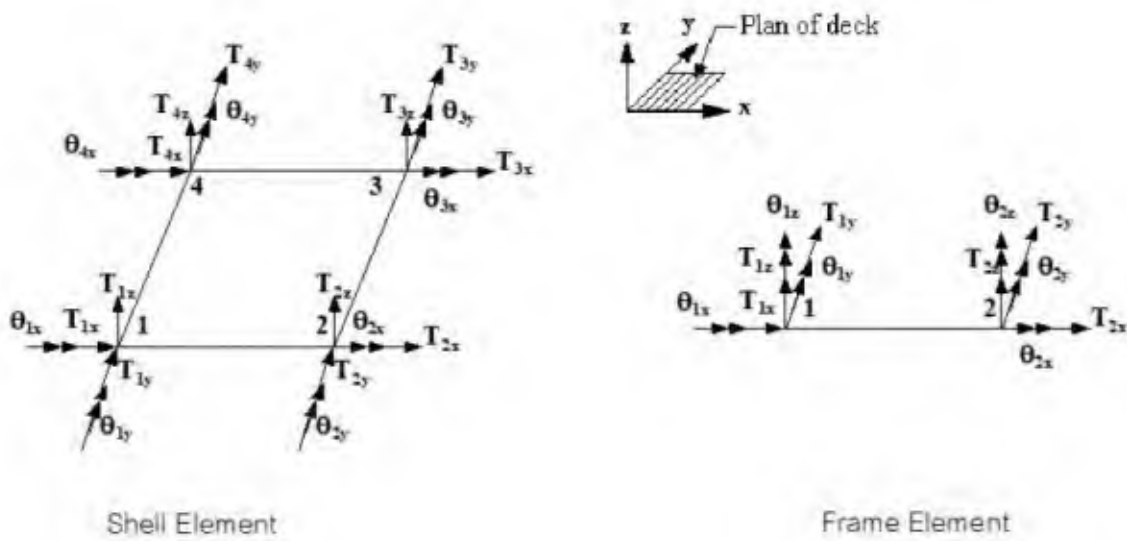
6.3. การสร้างแบบจำลองสะพานหลักด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

หลังจากได้ศึกษาแบบก่อสร้างสะพานหลักทั้ง 3 สะพาน และตรวจสอบรายละเอียดโครงสร้างที่ได้จากการสำรวจภาคสนามเรียบร้อยแล้ว จะทำการสร้างแบบจำลองสะพานด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยมีรายละเอียด ดังนี้

การสร้างแบบจำลองด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

สะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวเป็นสะพานประเภท Deck on Girder System (Composite Concrete Steel I Girder) โดยดำเนินการจำลองขึ้นส่วนต่าง ๆ ดังนี้

- แบบจำลองของโครงสร้างส่วนบนและส่วนล่างใช้ Concept ของ Spine Model
- โดยที่ Frame Element ใช้สำหรับจำลองคานรูปแบบ I-Girder ซึ่งอีลิเมนต์ประเภทนี้เป็นความลึกน้อย จำลองในการรับแรงตามขวาง แรงตามแกน และโมเมนต์ ดังนั้นคุณสมบัติของอีลิเมนต์ประเภทนี้จะรวมทั้งจากอีลิเมนต์ประเภท Truss และ Beam เข้าด้วยกัน ในกรณีที่ Frame อีลิเมนต์ใช้ในการจำลองผลในระบบ 3 มิติ จะสามารถพิจารณาผลจากโมเมนต์ดัดสองแกน โมเมนต์บิด แรงในแนวแกน และแรงเฉือนสองแกนของคานได้
- การจำลอง RC Deck ของสะพาน ใช้ Shell Element ในการจำลองเพื่อให้สามารถจำลองการถ่ายแรงทั้งสองทิศทางของพื้นบนคานหลักได้
- การจำลองรอยต่อสะพาน Bearing ใช้เป็นอีลิเมนต์ที่จำลองเป็นลักษณะ One-Joint Grounded Spring หรือ Two-Joint Link ได้ โดยค่าของสตีฟเนสของอีลิเมนต์สามารถสร้างโดยใช้ Spring จำนวน 6 ชุดแยกอิสระต่อกันที่รองรับการเคลื่อนตัวได้ 3 ทิศทางและการหมุนใน 3 ทิศทาง



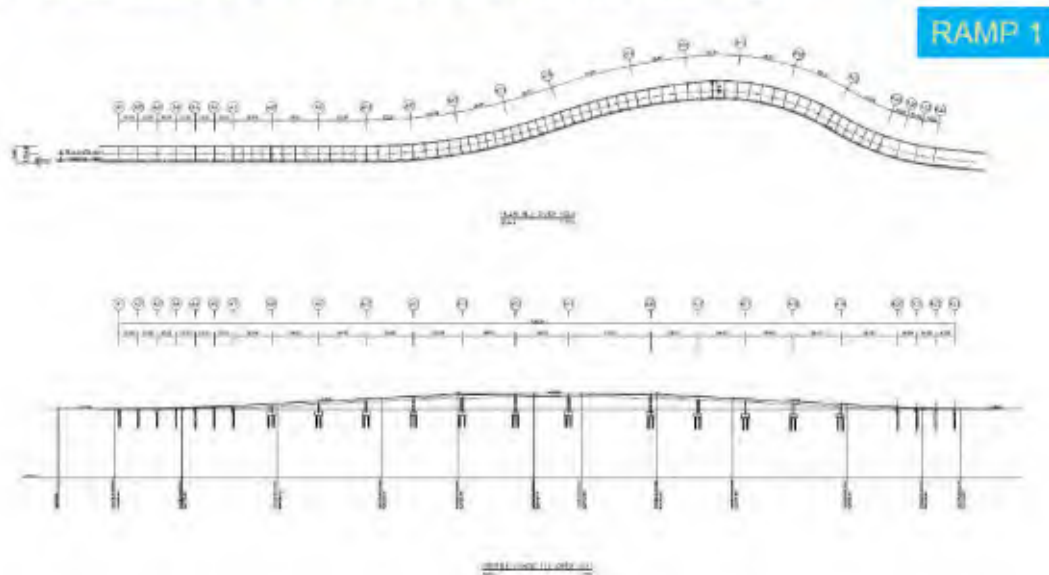
รูปที่ 6.3-1 Shell Element และ Frame Element



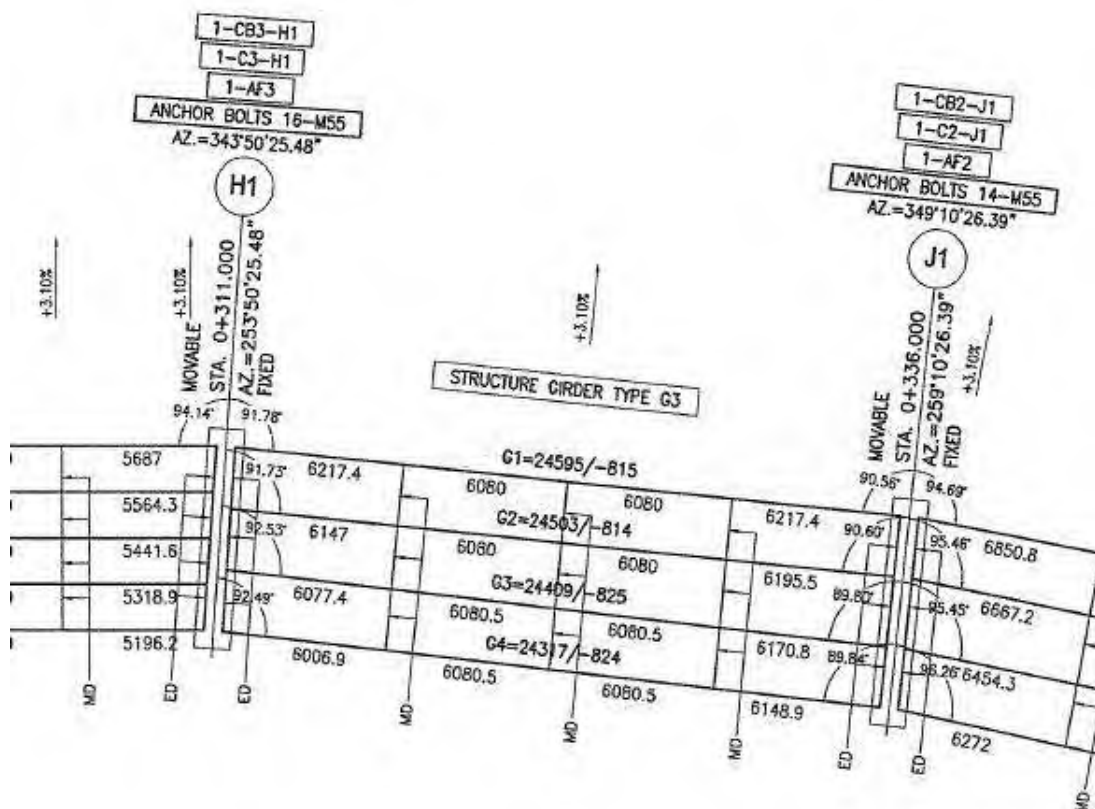
6.4. การวิเคราะห์และประเมินความสามารถของสะพานเหล็ก (Fly over No.1)

6.4.1. แบบของสะพานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง

- แบบประกอบการสร้างแบบจำลอง (As Built Drawings)



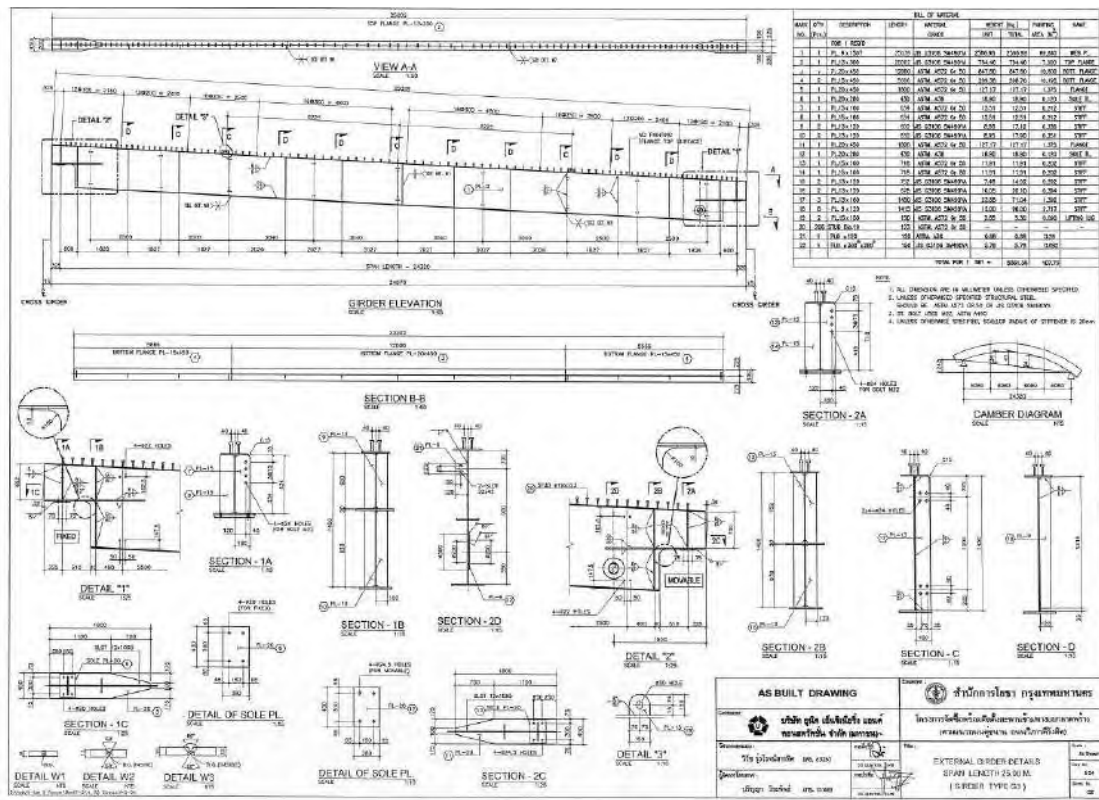
รูปที่ 6.4-1 แบบก่อสร้าง Flyover No. 1



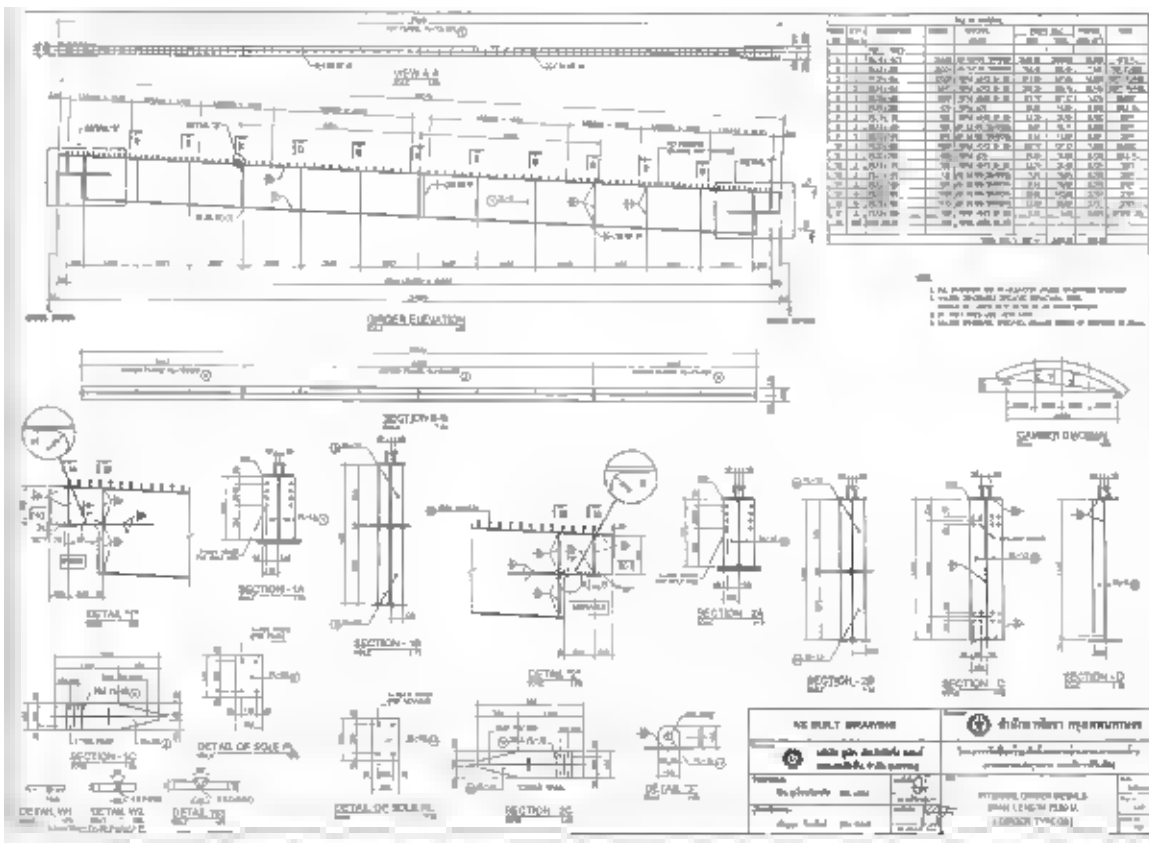
รูปที่ 6.4-1 แบบก่อสร้าง Flyover No. 1 (ต่อ)



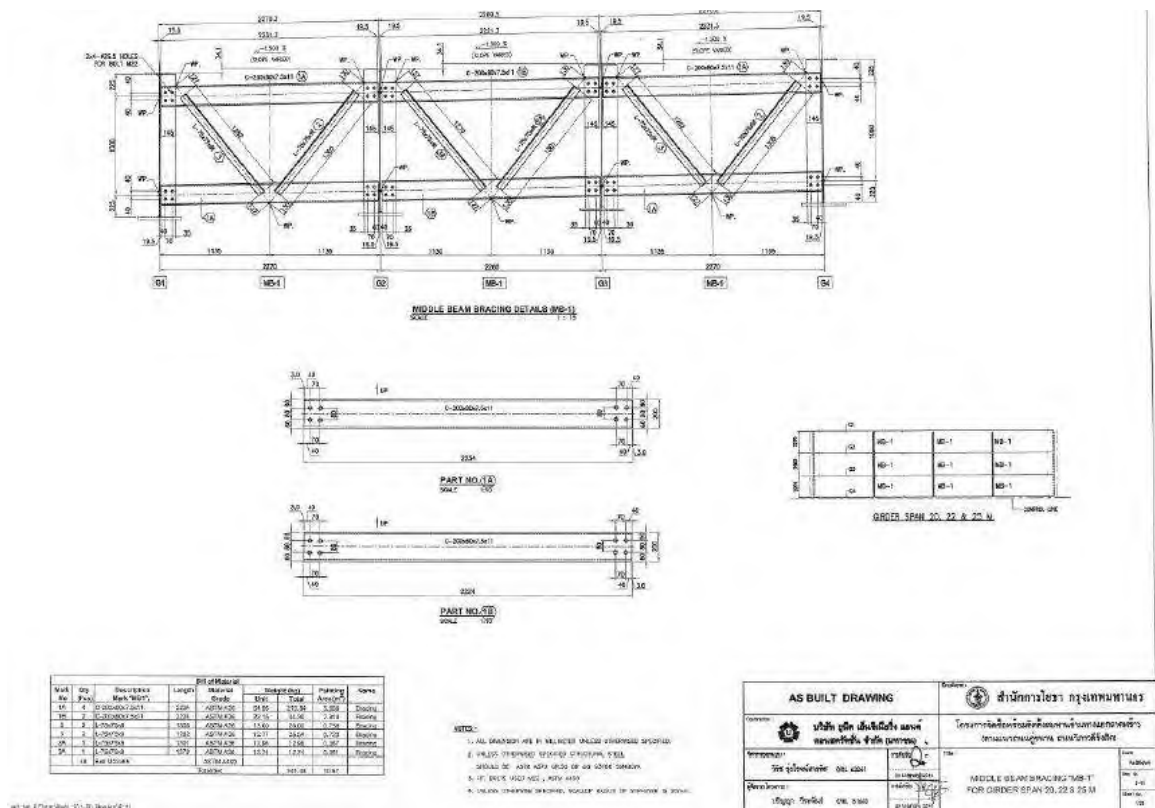
โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



รูปที่ 6.4-1 แบบก่อสร้าง Flyover No. 1 (ต่อ)



รูปที่ 6.4-1 แบบก่อสร้าง Flyover No. 1 (ต่อ)



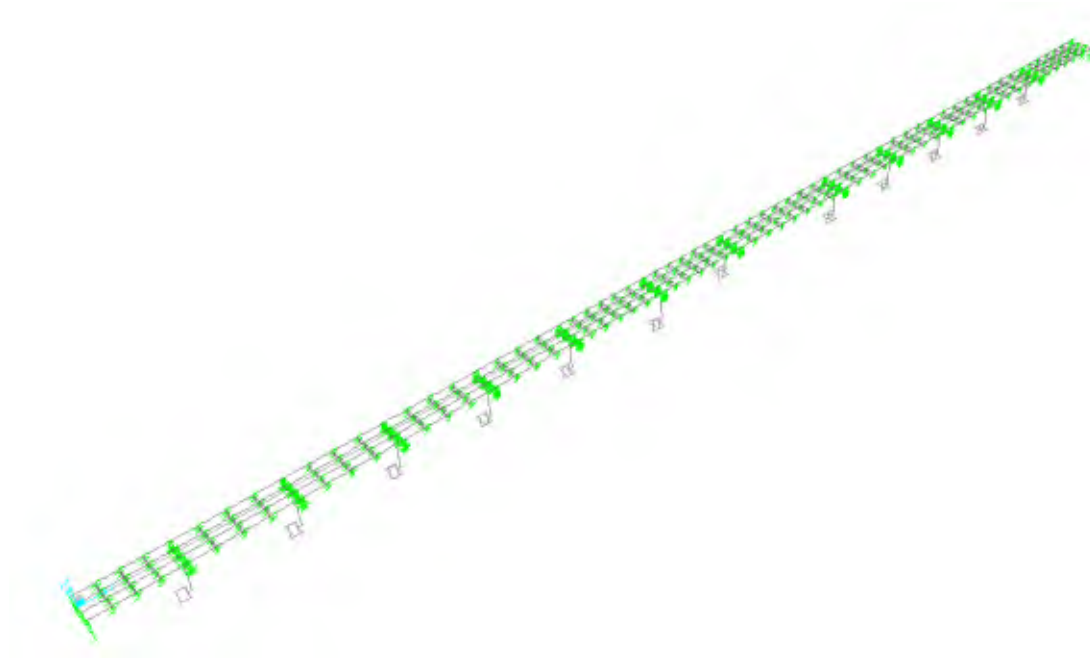


6.4.2. แบบจำลองสะพาน Flyover No.1

เมื่อได้จำลองชิ้นส่วนต่าง ๆ ของสะพาน Flyover No.1 เรียบร้อยแล้ว จะทำการปรับเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบในภาคสนาม (Model Calibration)



รูปที่ 6.4-2 แบบจำลองสะพาน Flyover No.1

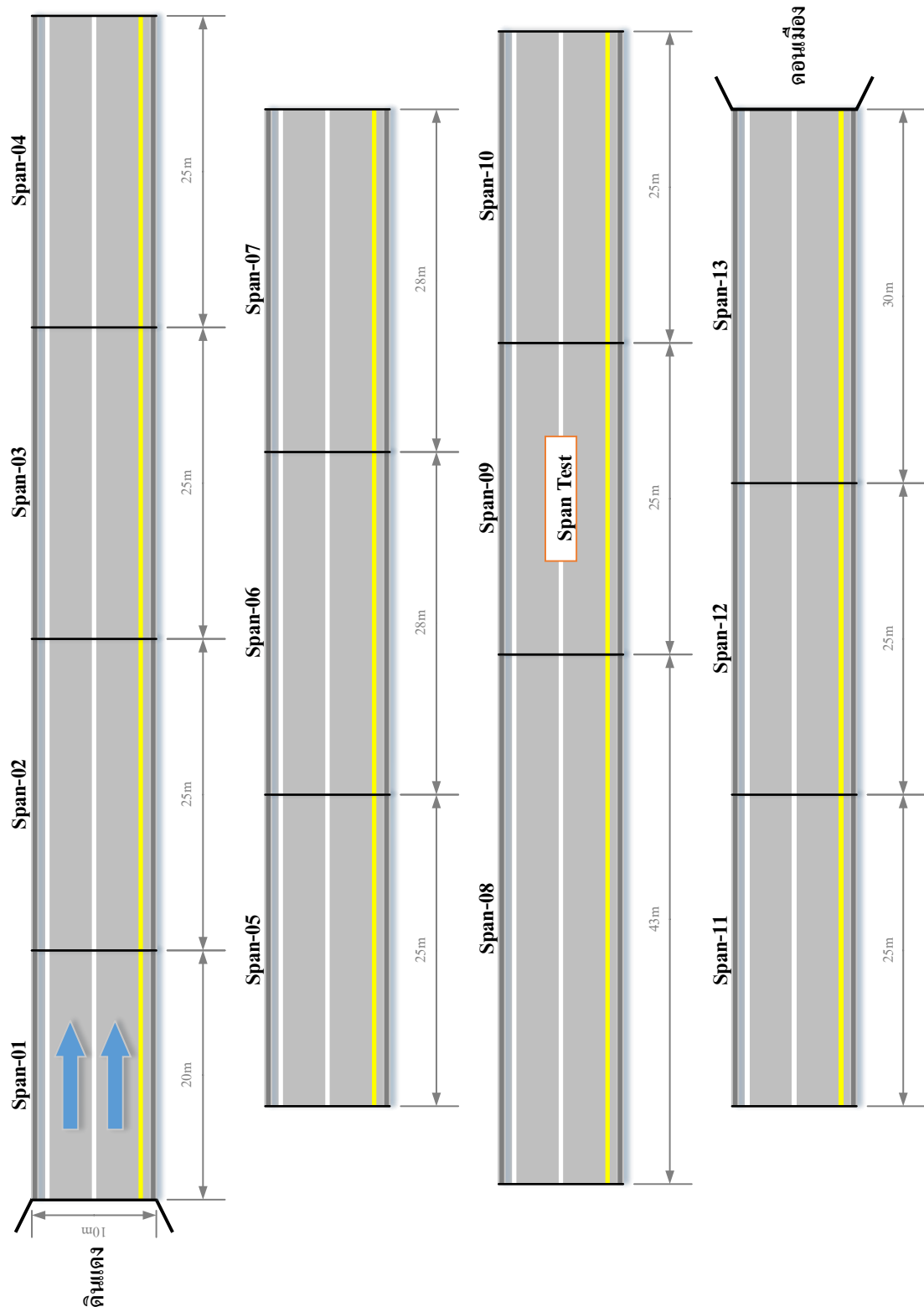


รูปที่ 6.4-3 แบบจำลอง FEA ของ สะพาน Flyover No.1 ที่มีการทดสอบและใช้ในการปรับค่าแบบจำลอง



6.4.3. การปรับค่าแบบจำลองสะพานของโครงการ

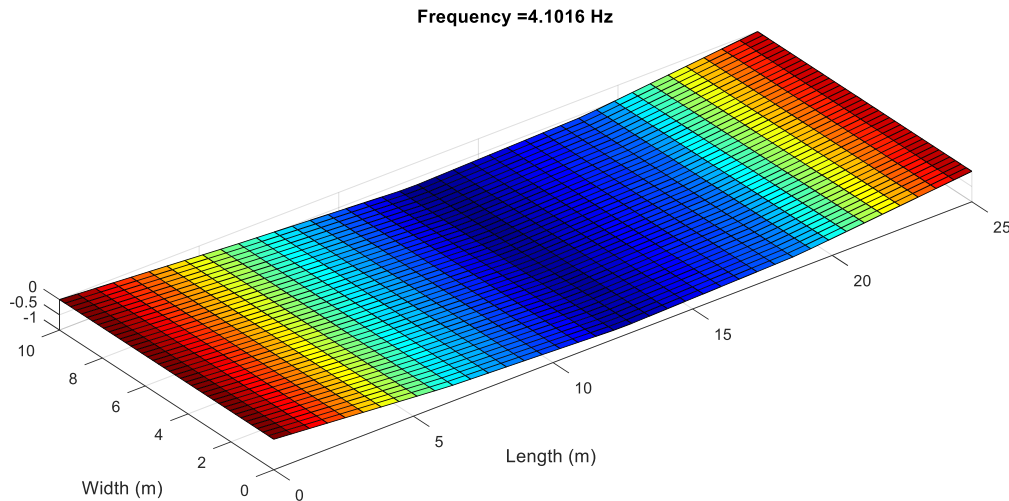
การปรับแก้แบบจำลองของสะพาน ที่ปรึกษาได้นำผลการทดสอบในภาคสนามของสะพาน Flyover 1 นี้ มาใช้ในการปรับค่าของแบบจำลองของสะพาน โดย Span ของสะพานที่ใช้ในการทดสอบแสดงดังนี้



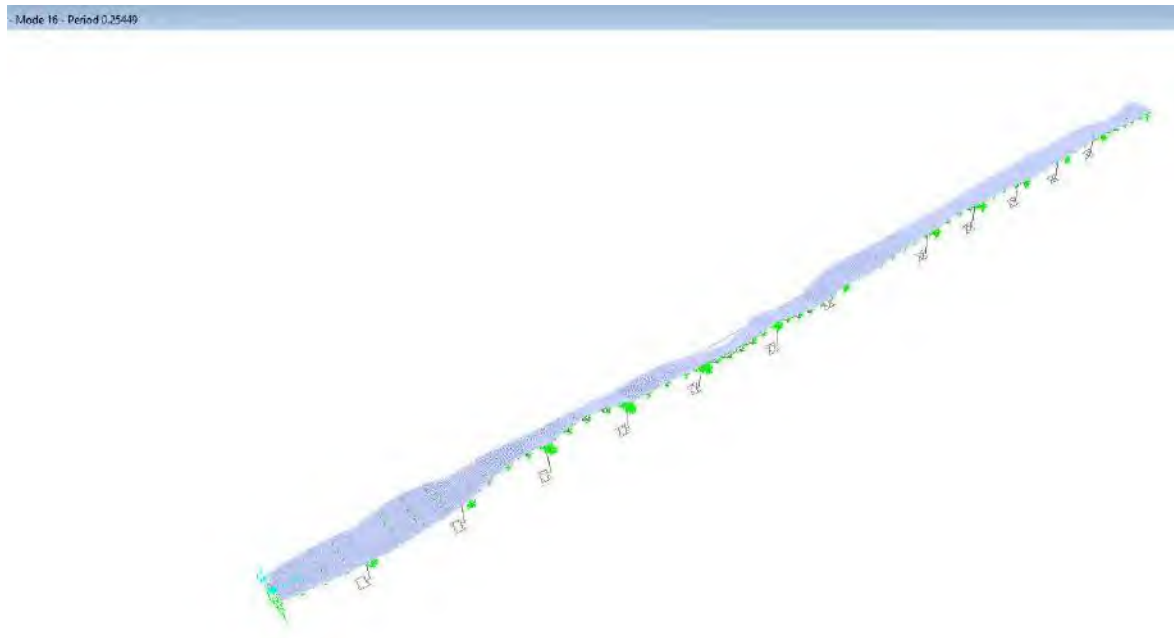
รูปที่ 6.4-4 ตำแหน่งของSpan ของ สะพาน Flyover No.1 ที่มีการทดสอบและใช้ในการปรับค่าแบบจำลอง



จากผลทดสอบในภาคสนามพบว่า โหมดการสั่นไหวของสะพานในแนวดิ่ง Vertical Translation มีค่าประมาณ 4.1 Hz ดังนั้นแบบจำลองของสะพานข้างต้นจะนำมาปรับค่าให้ใกล้เคียงก่อนนำไปวิเคราะห์หาผลเนื่องจาก Live Load และ Fatigue ต่อไป



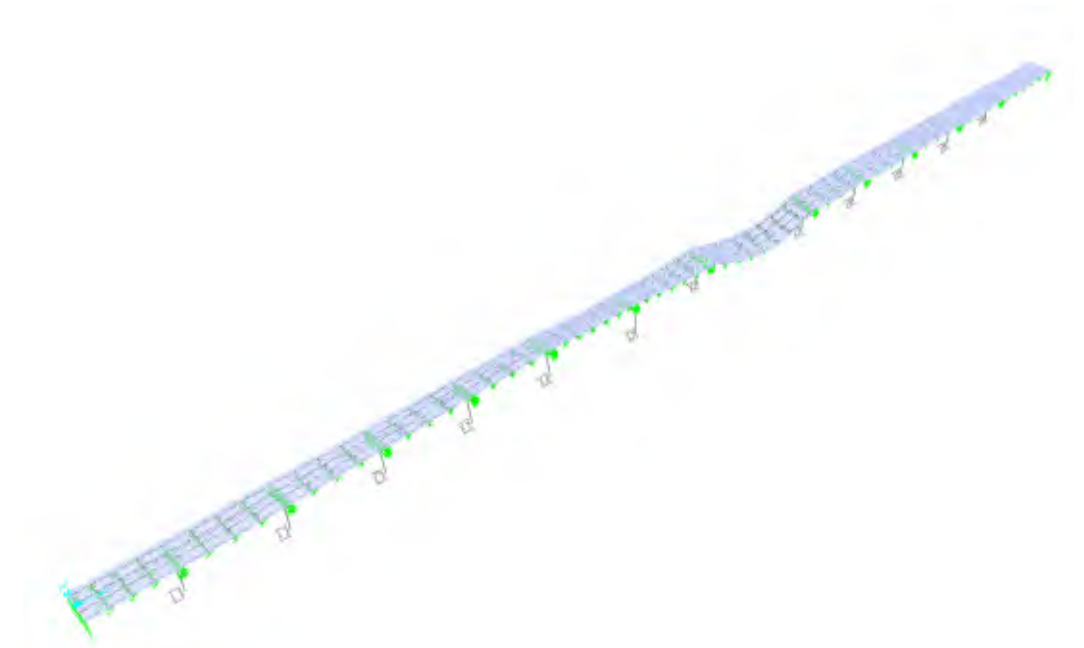
รูปที่ 6.4-5 ค่าผลทดสอบ Natural Frequency ในภาคสนามของสะพาน Flyover No.1
(Measured Natural Frequency = 4.1 Hz)



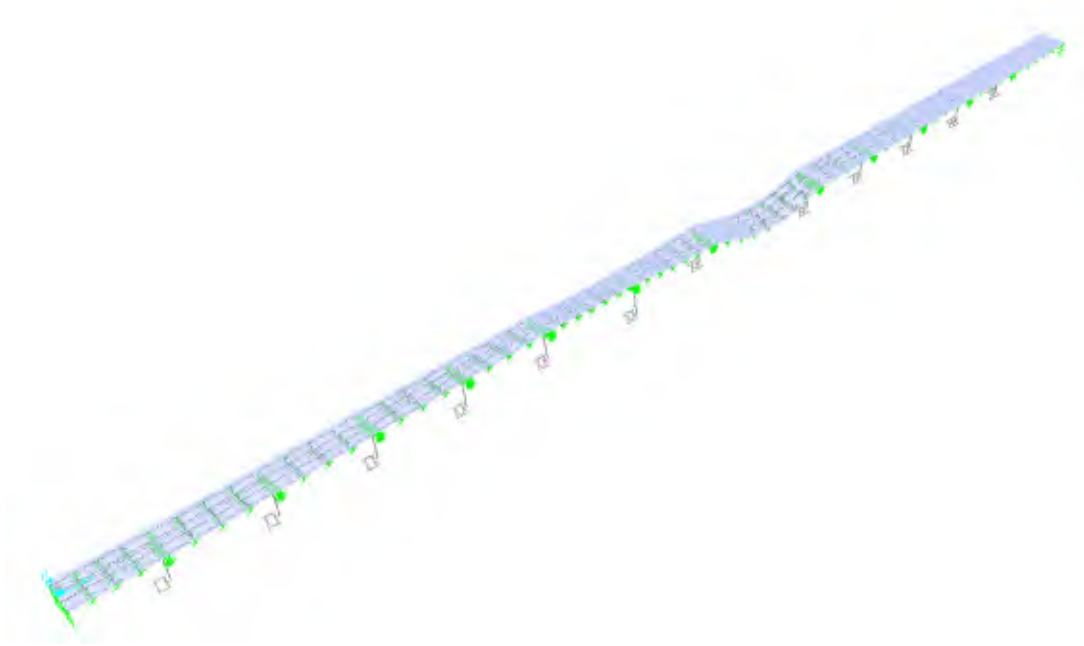
รูปที่ 6.4-6 ค่าผลการวิเคราะห์หา Natural Frequency ในภาคสนามของสะพาน Flyover No.1
(Natural Frequency by FEA = 3.92 Hz, Measure/FEA = 0.98)



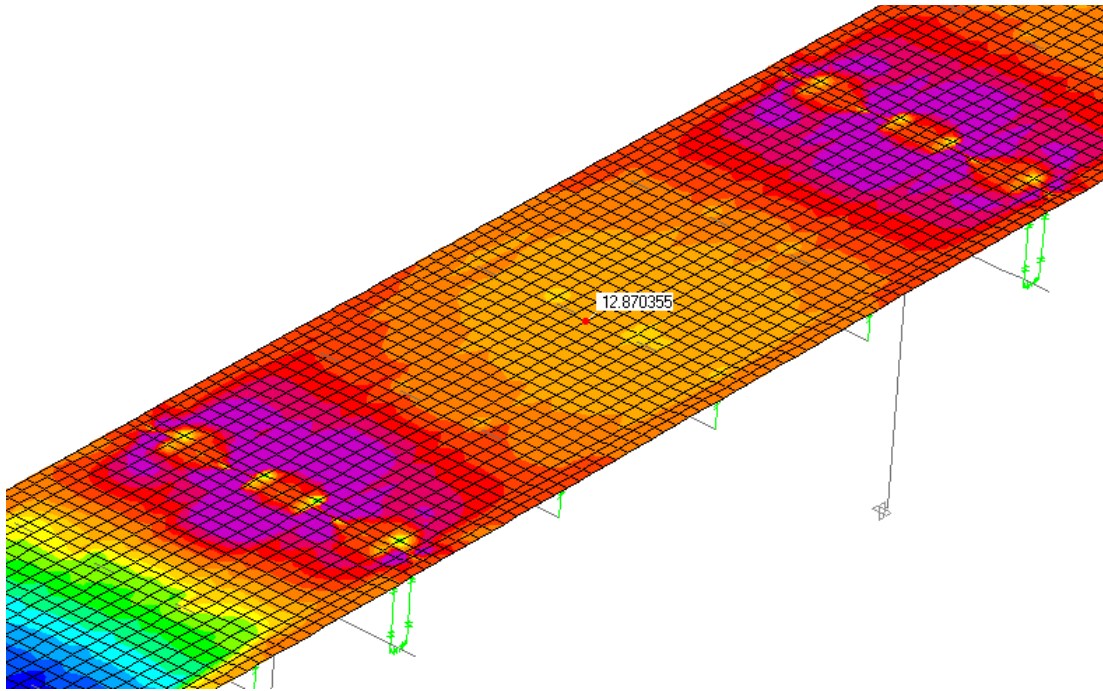
6.4.4. ตัวอย่างผลการวิเคราะห์การจำลองสะพานของโครงการ



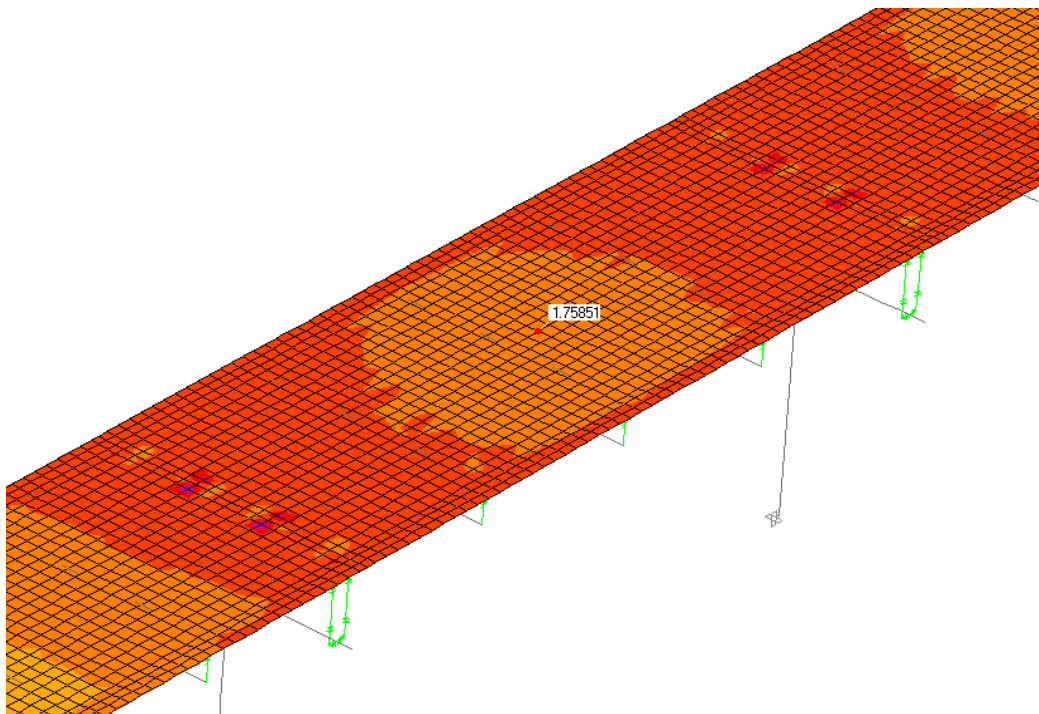
รูปที่ 6.4-7 การเอนตัวของสะพาน Flyover No.1 (DL)



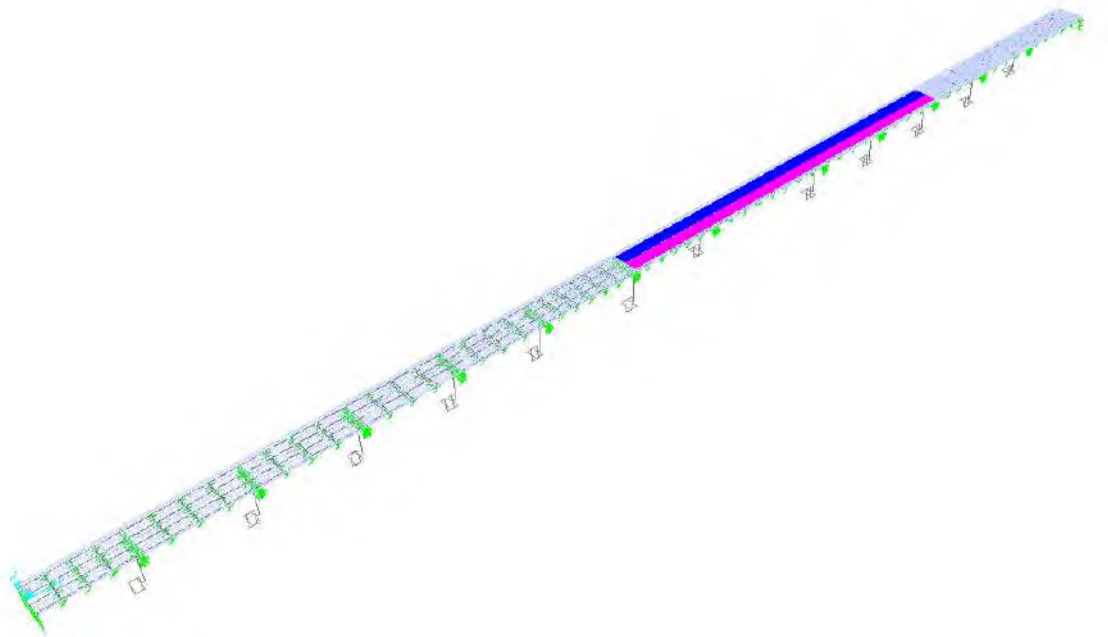
รูปที่ 6.4-8 การเอนตัวของสะพาน Flyover No.1 (SDL)



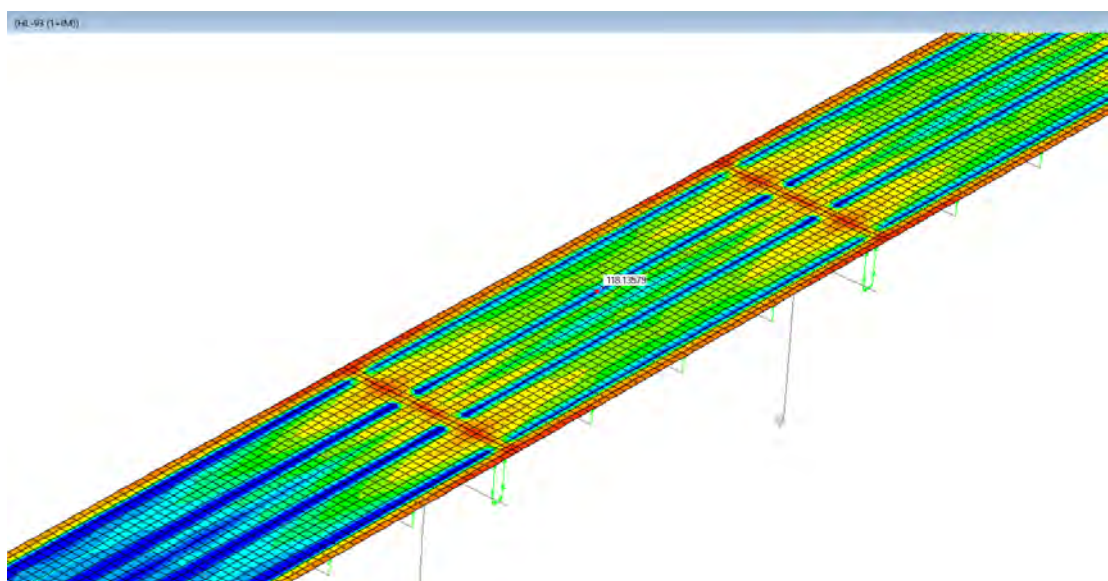
รูปที่ 6.4-9 Flyover No.1 Shell Response (M11:DL) (kN-m)



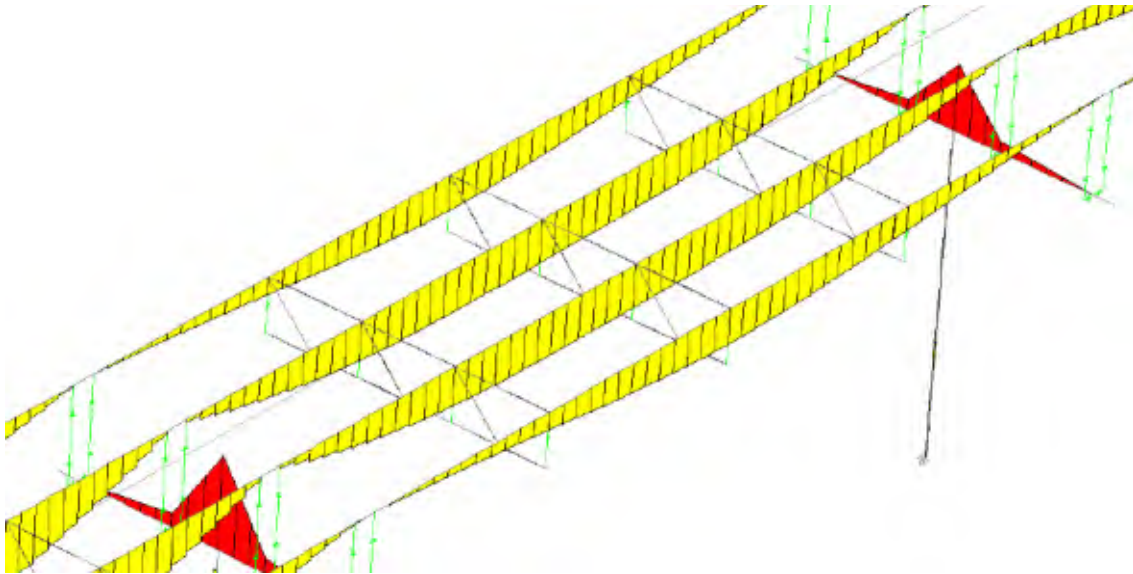
รูปที่ 6.4-10 Flyover No.1 Shell Response (M11:SDL) (kN-m)



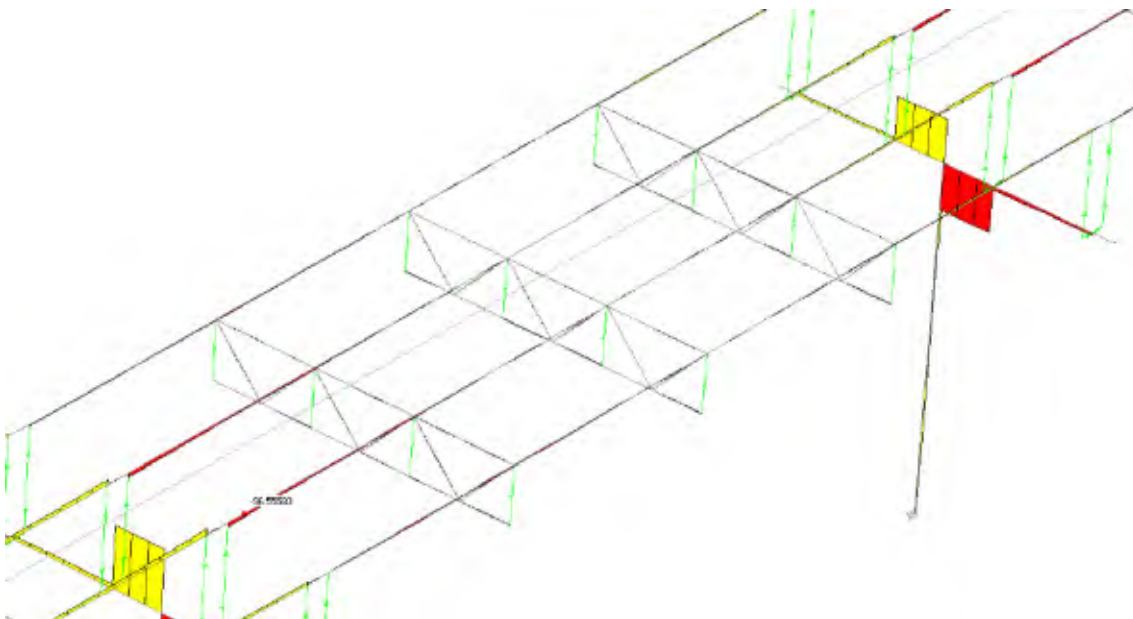
รูปที่ 6.4-11 Flyover No.1 Traffic Lanes for Live Load Effect (HL-93)



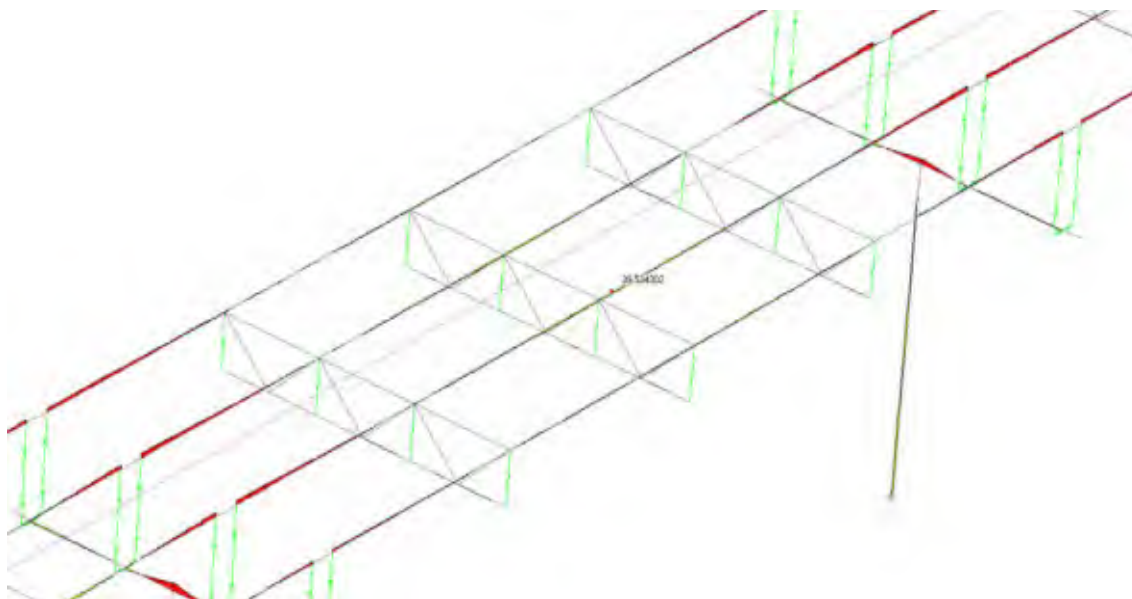
รูปที่ 6.4-12 Flyover No.1 Shell Response (M11:HL-93 (1+IM)) (kN-m)



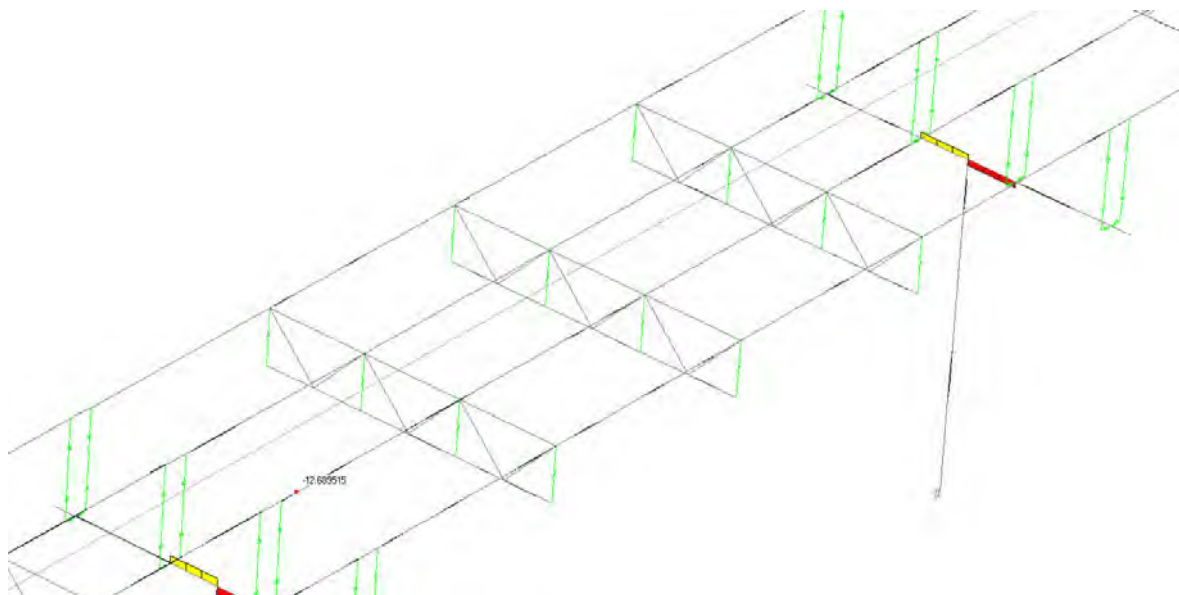
รูปที่ 6.4-13 Flyover No.1 Frame Response (M33:DL) (kN-m)
(Max M33= 1111 kN-m)



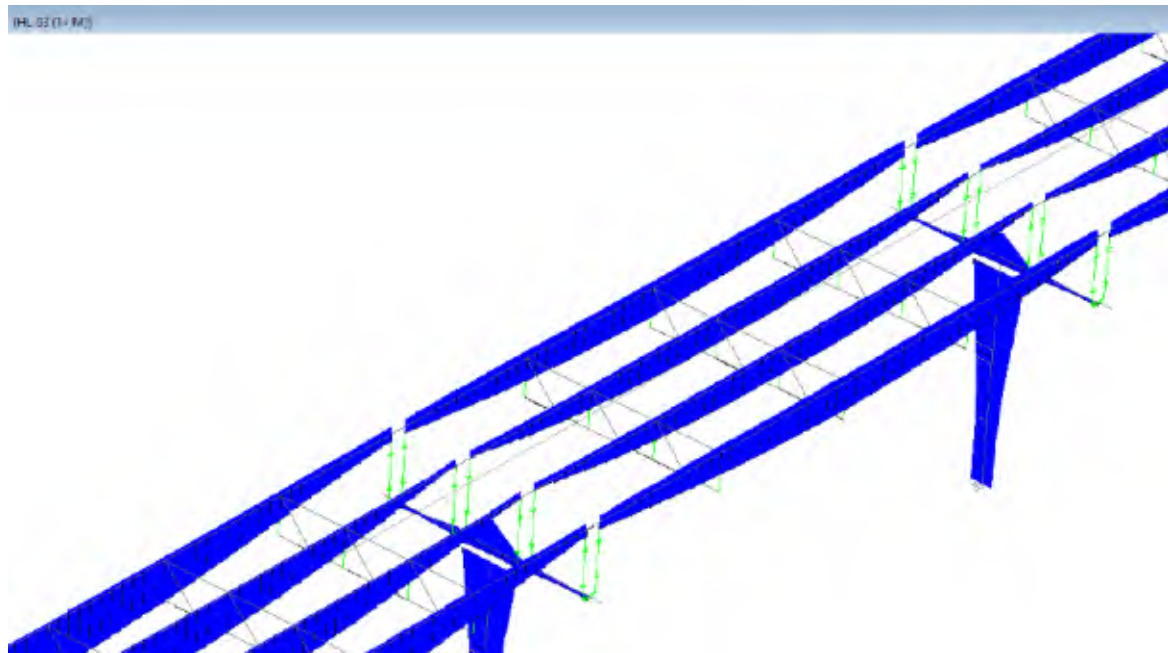
รูปที่ 6.4-14 Flyover No.1 Frame Response (V22:DL) (kN)
(Max V22= 85 kN-m)



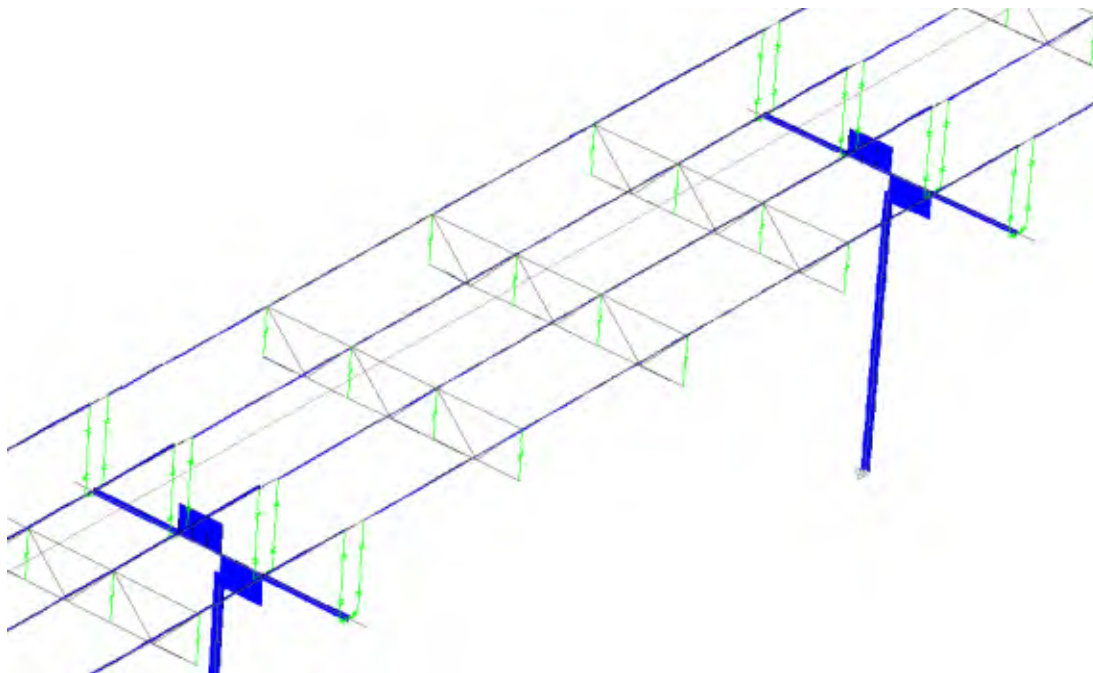
รูปที่ 6.4-15 Flyover No.1 Frame Response (M33:SDL) (kN-m)
(Max M33 =39 kN-m)



รูปที่ 6.4-16 Flyover No.1 Frame Response (V22:SDL) (kN-m)



รูปที่ 6.4-17 Flyover No.1 Frame Response (M33:HL-93 (1+IM)) (kN-m)
(Mmax = 971 kN-m)



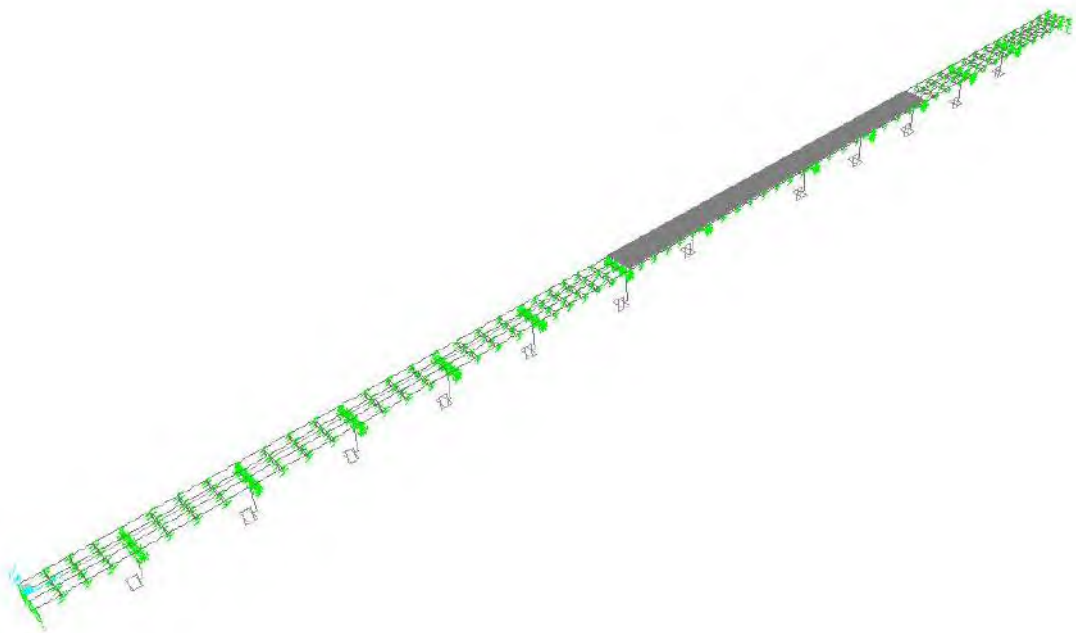
รูปที่ 6.4-18 Flyover No.1 Frame Response (V22:HL-93 (1+IM)) (kN-m)
(Vmax = 75 kN)



จากการวิเคราะห์ผลรวมแรงกระทำที่ระดับ Strength Limit State ด้วยรถบรรทุกออกแบบ HL93 เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับกำลังของหน้าตัดคานที่คำนวณจากแบบ As-Built ของช่วงสะพานดังกล่าว พบว่า Moment Capacity ($\phi * M_n$) ของคานมีค่ามากกว่า Ultimate Moment (M_u) แสดงว่า สะพานในช่วงความยาว 25 เมตร มีกำลังเพียงพอในการรับน้ำหนักเนื่องจากรถบรรทุก HL93 ที่ใช้ในการประเมิน โดยรายละเอียดแสดงใน “รายงานการคำนวณการออกแบบบูรณะสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว”

6.4.5. การประเมินความล้า

หลังจากได้สร้างแบบจำลองสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 1 และปรับเทียบกับผลการทดสอบภาคสนามเรียบร้อยแล้ว ได้ทำการวิเคราะห์แรงกระทำจากรถ Fatigue Truck ตามข้อกำหนด AASHTO LRFD โดยผลการวิเคราะห์ Fatigue Truck แสดงดังนี้



รูปที่ 6.4-19 Flyover No.1 Traffic Lanes for Fatigue Effect (AASHTO LRFD)



General Vehicle Data

Vehicle name: Fatigue Truck Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge	0.3048
Lane Interior Edge	0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
Uniform: None Modify/Show...

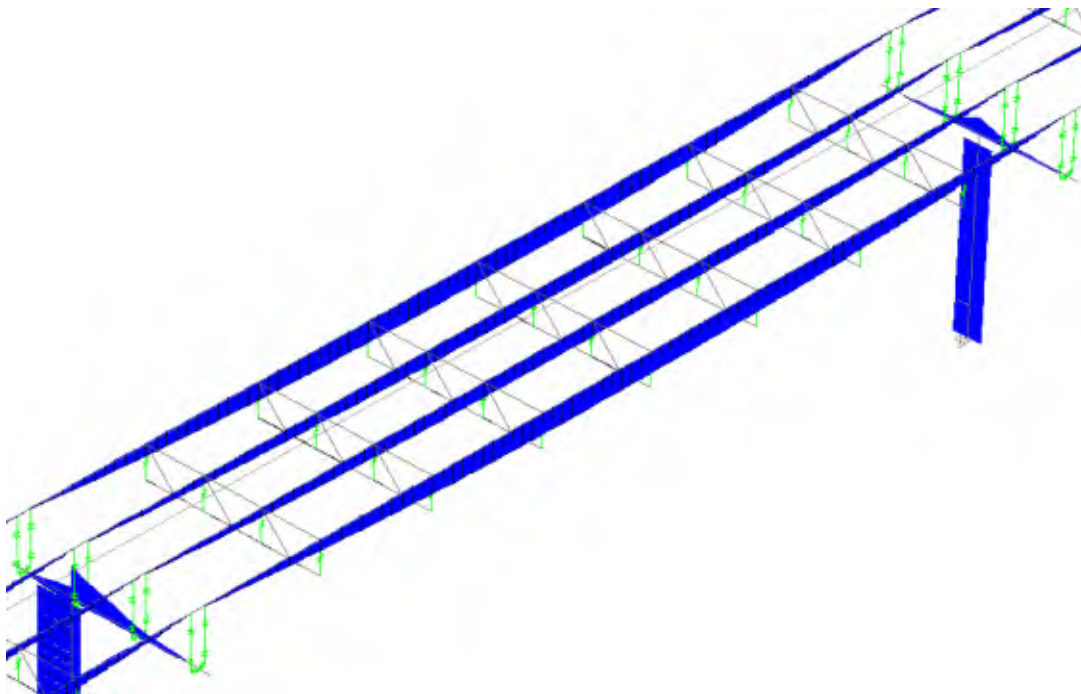
Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	9		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		35	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8
Fixed Length	9		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8

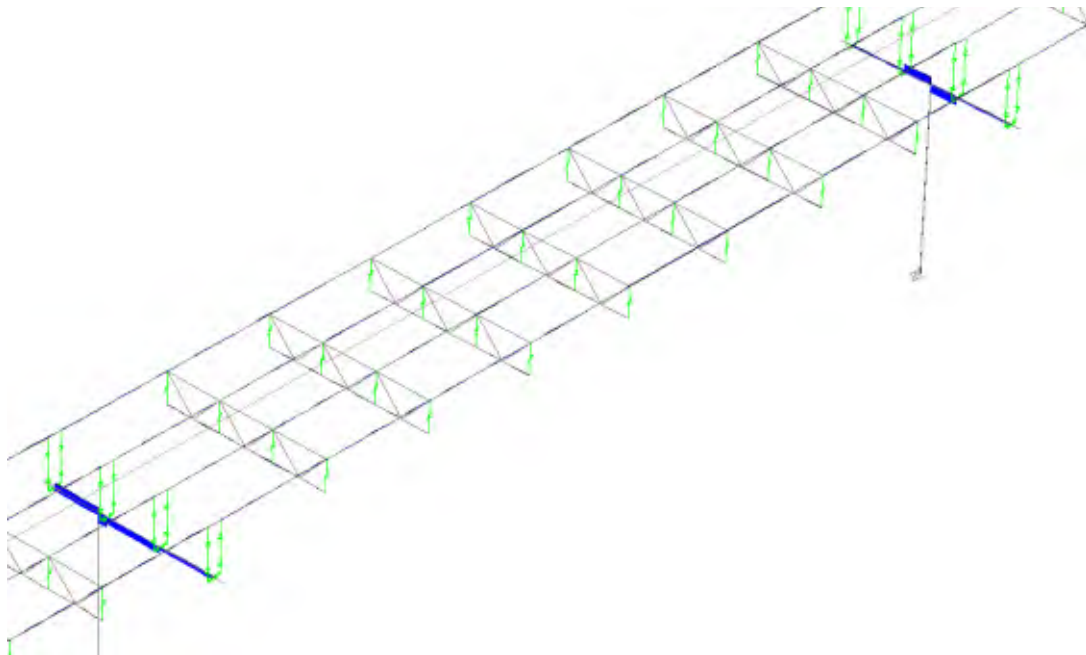
Load Plan

Load Elevation

รูปที่ 6.4-20 Flyover No.1 Truck for Fatigue Effect (AASHTO LRFD)



รูปที่ 6.4-21 Flyover No.1 Frame Response (M33:Fatigue Truck) (kN-m)
(Mmax = 871 kN-m)



รูปที่ 6.4-22 Flyover No.1 Frame Response (V22: Fatigue Truck)) (kN-m)
(Vmax = 34kN)

การตรวจสอบความสามารถในการรับผลของความล้าต่อโครงสร้างสะพานดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 ประมาณหาจำนวนของรอบของการเกิดการล้า (Number of Fatigue Cycles)

- 1.1 สำหรับสะพานข้ามแยกลาดพร้าว ใช้ ความกว้างช่องจราจรประมาณ 3.0 - 3.5 เมตร
มีค่า Lane Capacity ประมาณ 1800 PCU per Lane
ดังนั้นค่าของ ADT per Lane ประมาณ 27000 per Lane

สะพานมีเปิดใช้งานจำนวน 2 ช่องจราจรที่รถบรรทุกสามารถวิ่งได้
ดังนั้น Annual Daily Truck Traffic (ADTT) = 10800

1.2 ADTTSL 9180

1.3 Number of Fatigue Cycles (N) = 251,302,500.00 Cycles

ความยาวคานสูงสุดมากกว่า 12.192 m ค่า n = 1

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณหา Fatigue Strength (DFn)

(Fatigue 1 Limit State) As Per AASHTO LRFD (2010)

From Shop Drawing of Bridge, Category E Detail is adopted.

จากตาราง ค่า A = 1,100,000,000.00

และค่า DFTH = 4.5 ksi หรือ 31.03 Mpa



การประเมินค่า Stress Range (เลือกค่ามากระหว่างปีกคานด้านบนและปีกคานด้านล่าง)

Check Typical Girder Details- Fatigue Limit States

p.9-40

Fatigue 1 - HL-93 Fatigue Truck for Infinite Life ($\gamma = 1.50$)

Flexural fatigue stress ranges at the bottom flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{STb}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCb}} \right| =$$

9.04 ksi or 62.34 MPa

Flexural fatigue stress ranges at the top flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{STt}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCt}} \right| =$$

1.59 ksi or 10.93 MPa

Then compare with Value Permissible in the AASHTO

Fatigue 2 - HL-93 Fatigue Truck for finite Life ($\gamma = 0.75$)

Flexural fatigue stress ranges at the bottom flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{STb}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCb}} \right| =$$

4.52 ksi or 31.17 MPa

Flexural fatigue stress ranges at the top flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{STt}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCt}} \right| =$$

0.79 ksi or 5.47 MPa

Then compare with Value Permissible in the AASHTO

- 1) ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State I (Infinite Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_I = 1.50$

$$\gamma_I \Delta f \leq \Delta F_{TH}$$

$$62.34 \text{ MPa} > 31.03 \text{ MPa} \rightarrow \text{Finite Life}$$

- 2) ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State II (Finite Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_{II} = 0.75$

$$\gamma_{II} \Delta f \leq \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$4.52 = \left(\frac{11 \times 10^8}{N} \right)^{\frac{1}{3}}$$

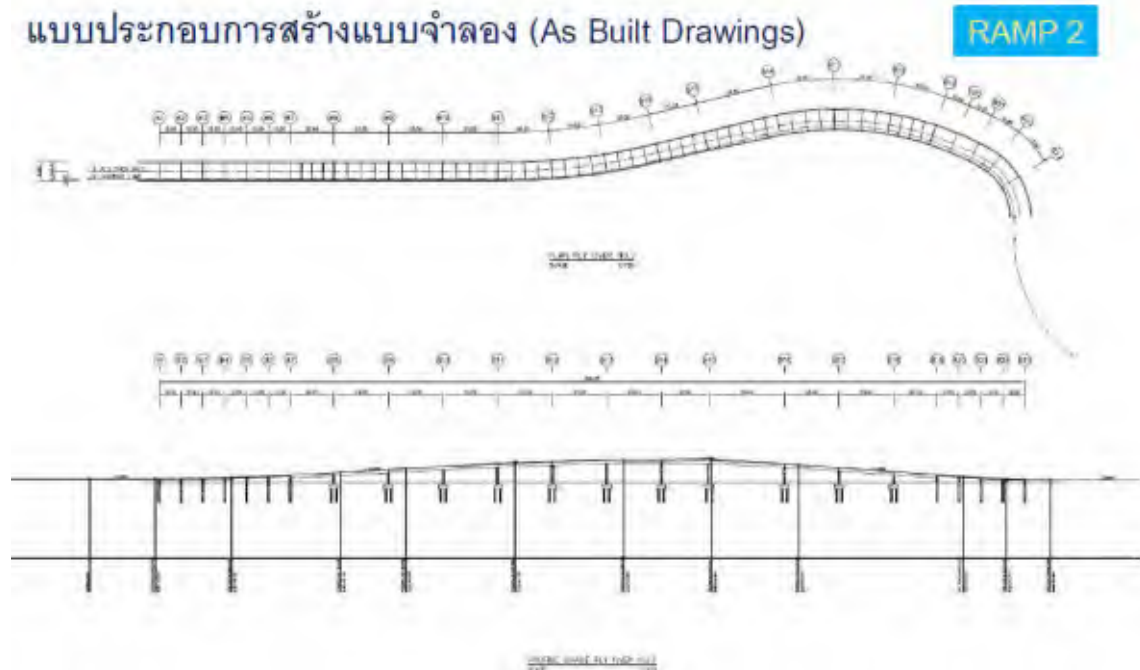
$$N = 11.9 \times 10^6 < 251 \times 10^6 \text{ รอบ} \rightarrow \text{ไม่เพียงพอต่อความต้องการ}$$

สรุปว่าคานช่วง 25 เมตร ของสะพาน Flyover No.1 ไม่สามารถรองรับผลเนื่องจาก Fatigue กรณี Infinite Life ได้ และไม่สามารถรองรับปริมาณรถบรรทุก 251×10^6 รอบ ได้ตามความต้องการออกแบบ (Demand) จึงควรเสริมกำลัง

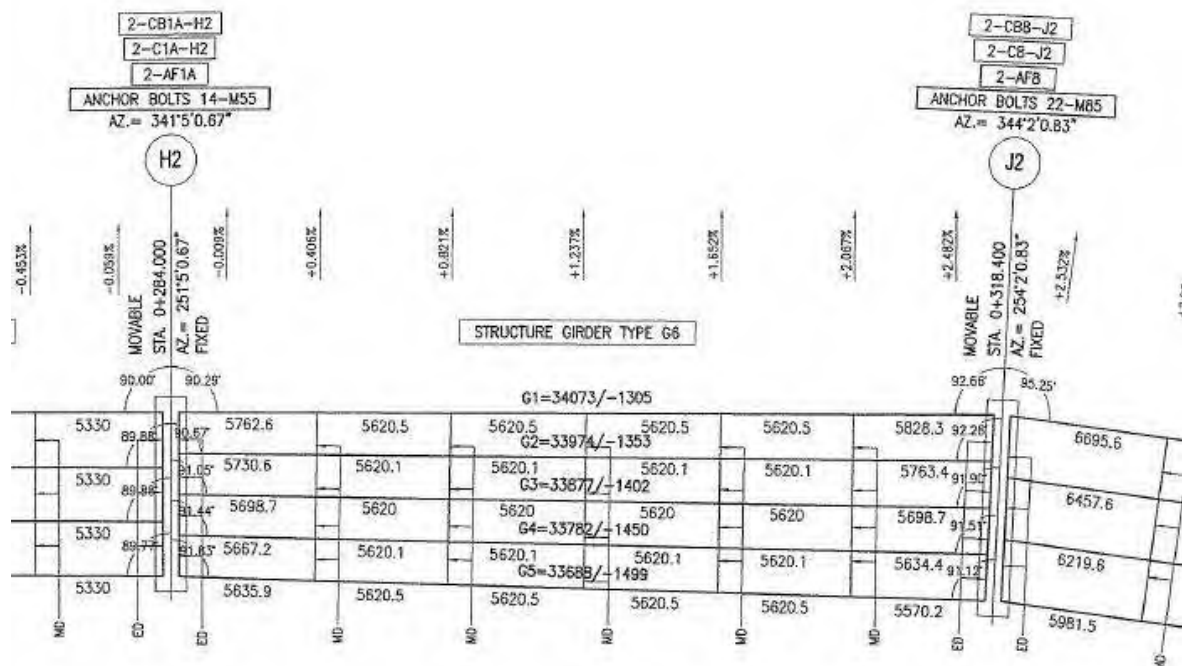


6.5. การวิเคราะห์และประเมินความสามารถของสะพานเหล็ก (Fly over No.2)

6.5.1. แบบของสะพานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง



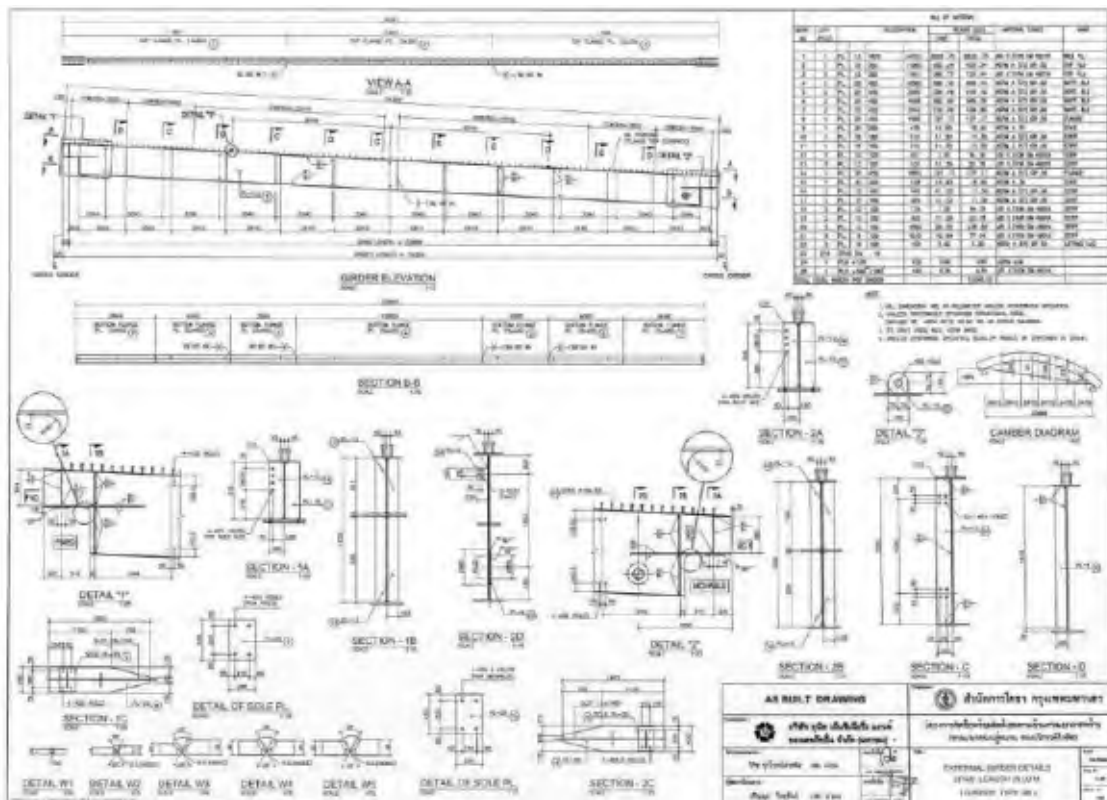
รูปที่ 6.5-1 แบบก่อสร้าง Flyover No. 2



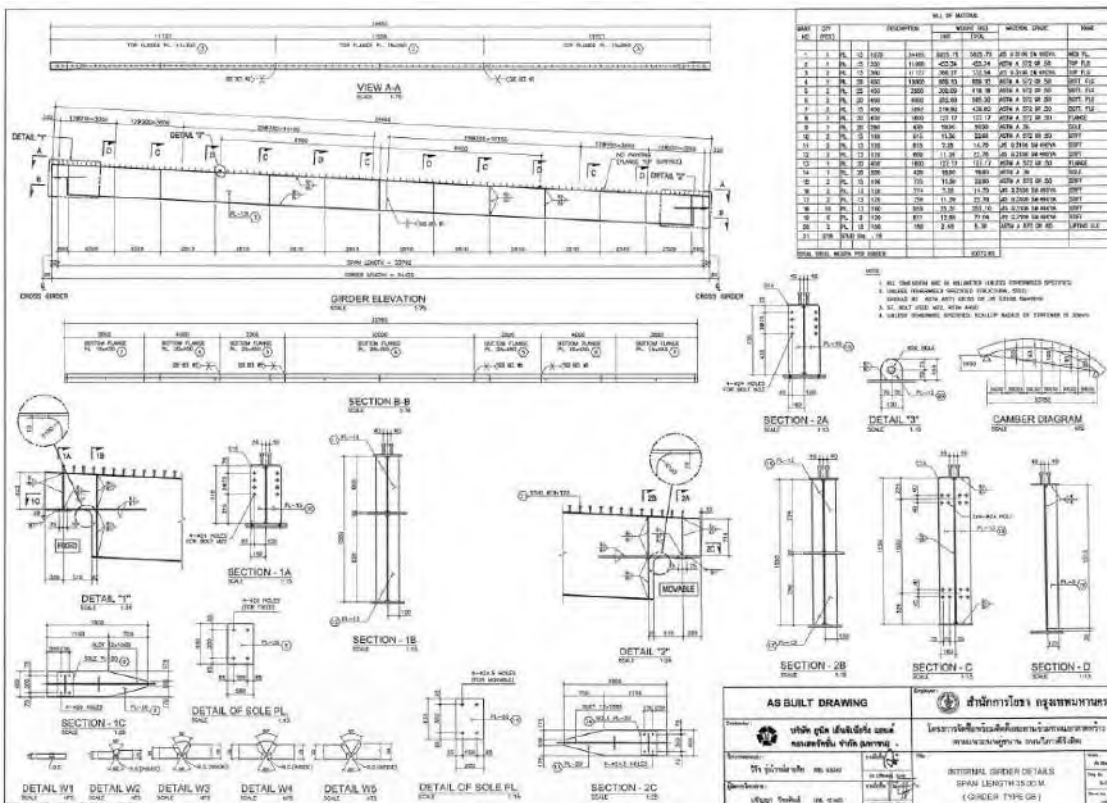
รูปที่ 6.5-1 แบบก่อสร้าง Flyover No. 2 (ต่อ)



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



รูปที่ 6.5-1 แบบก่อสร้าง Flyover No. 2 (ต่อ)

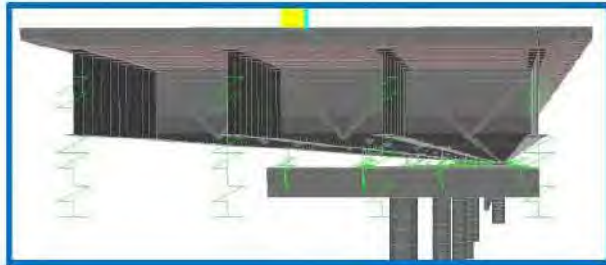
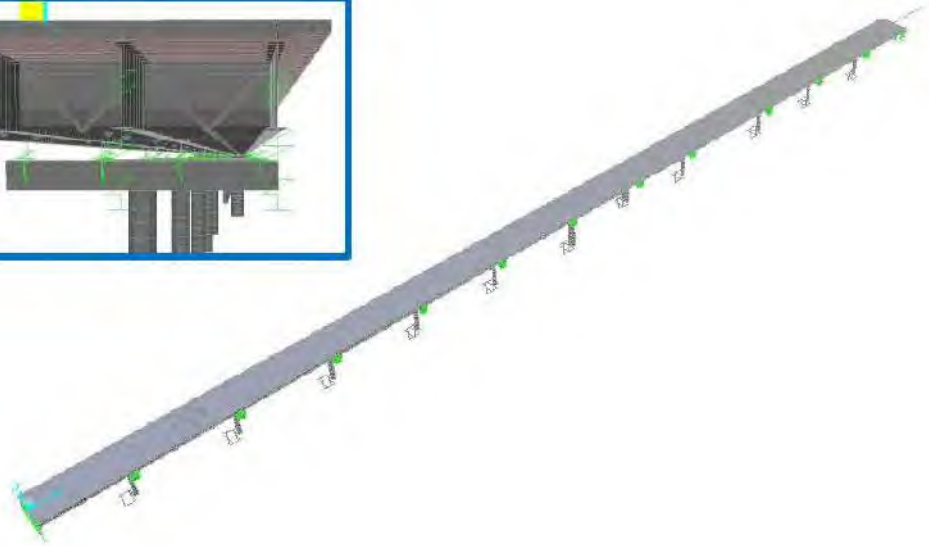


รูปที่ 6.5-1 แบบก่อสร้าง Flyover No. 2 (ต่อ)

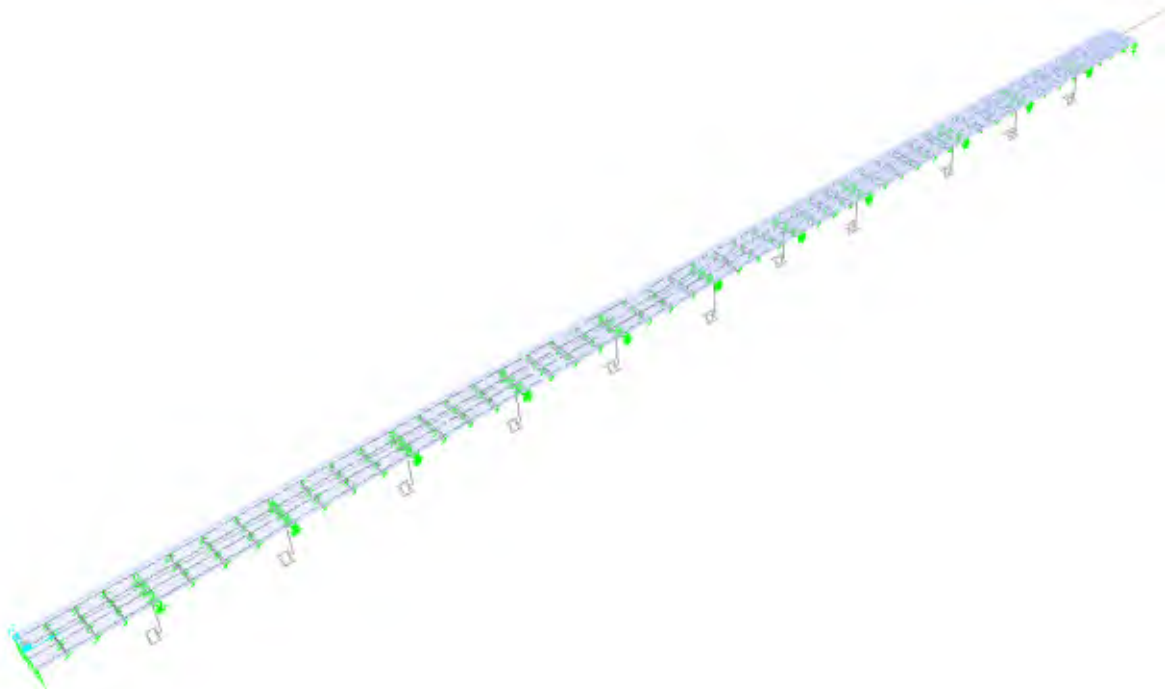


6.5.2. แบบจำลองสะพาน Flyover No.2

เมื่อได้จำลองชิ้นส่วนต่าง ๆ ของสะพาน Flyover No.2 เรียบร้อยแล้ว จะทำการปรับเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบในภาคสนาม (Model Calibration)



รูปที่ 6.5-2 ตัวอย่างการจำลองสะพาน Flyover No.2

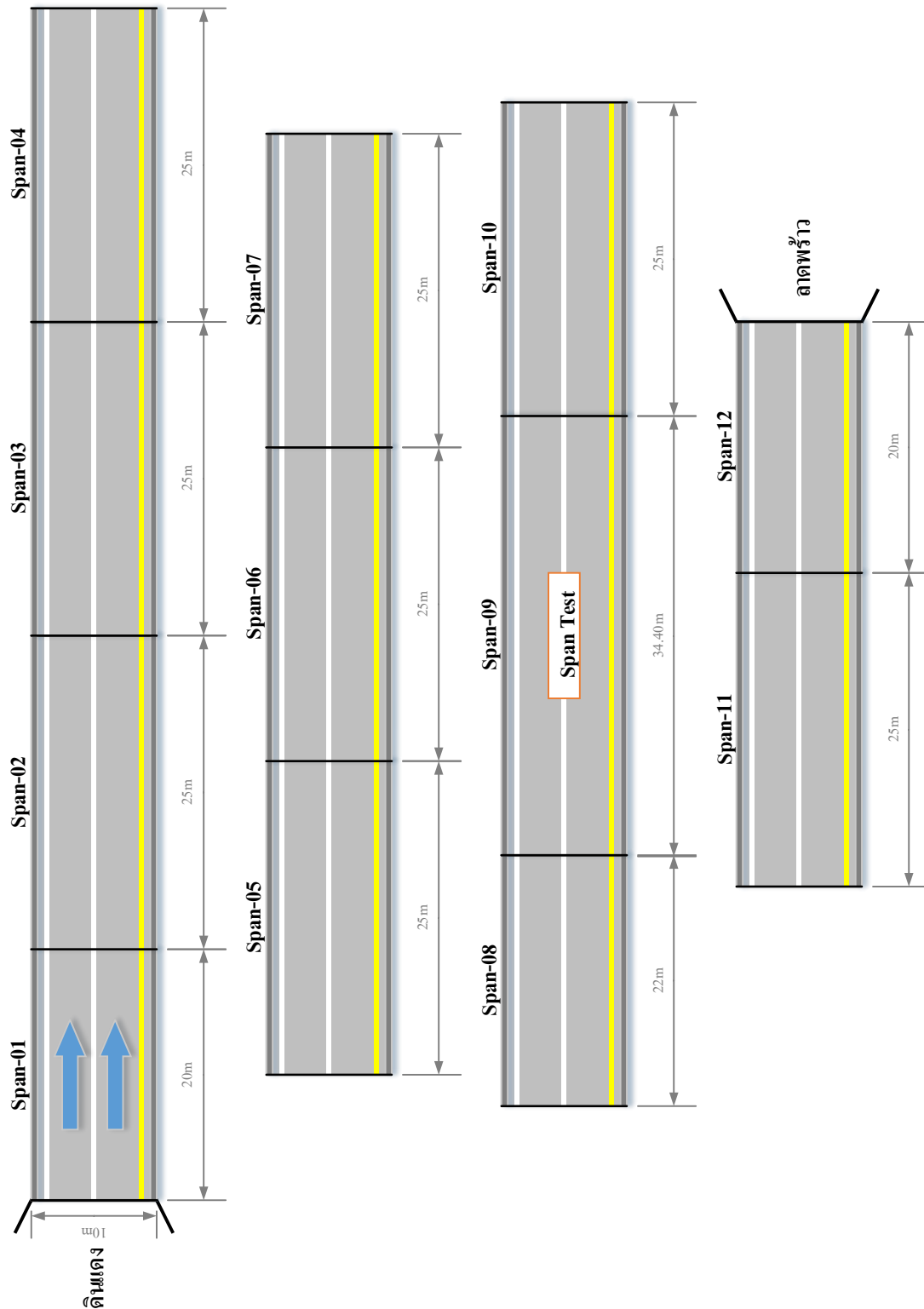


รูปที่ 6.5-3 แบบจำลอง FEA ของ สะพาน Flyover No.2 ที่มีการทดสอบและใช้ในการปรับค่าแบบจำลอง



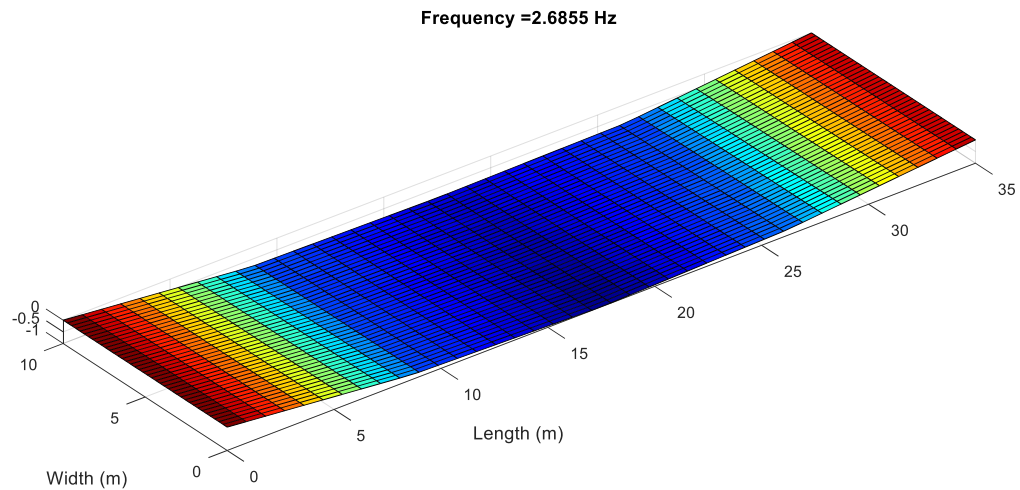
6.5.3. การปรับค่าแบบจำลองสะพานของโครงการ

การปรับแก้แบบจำลองของสะพาน ที่ปรึกษาได้นำผลการทดสอบในภาคสนามของสะพาน Flyover 2 นี้ มาใช้ในการปรับค่าของแบบจำลองของสะพาน โดย Span ของสะพานที่ใช้ในการทดสอบแสดงดังนี้

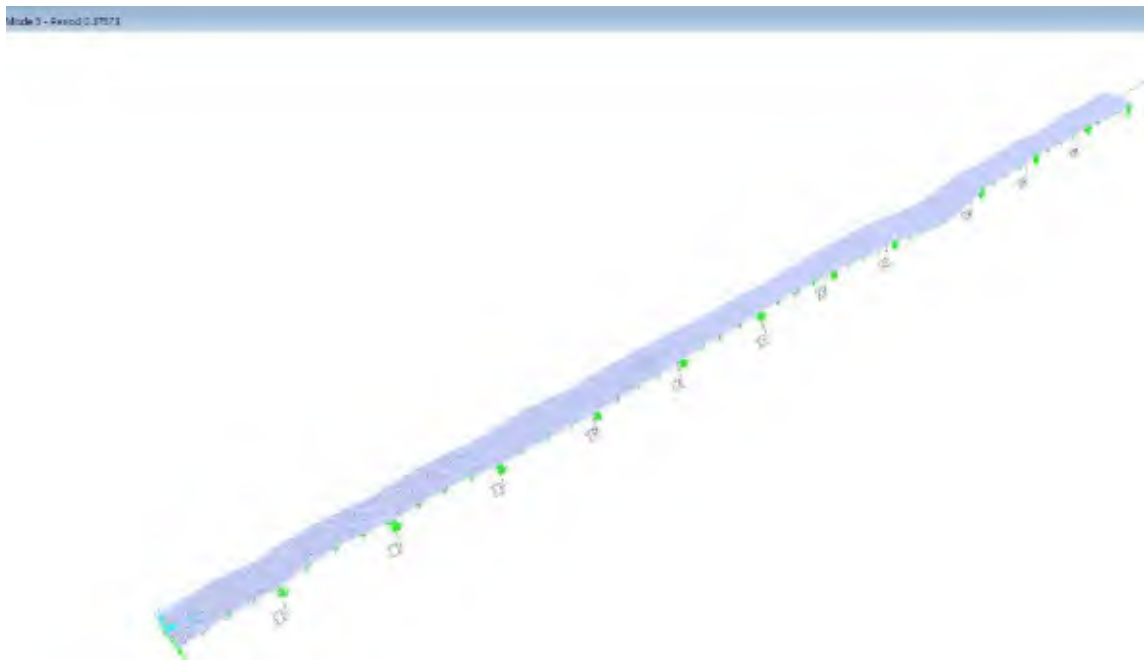


รูปที่ 6.5-4 ตำแหน่งของSpan ของ สะพาน Flyover No.2 ที่มีการทดสอบและใช้ในการปรับค่าแบบจำลอง

จากผลทดสอบในภาคสนามพบว่า โหมดการสั่นของสะพานในแนวตั้ง Vertical Translation มีค่าประมาณ 2.68 Hz ดังนั้นแบบจำลองของสะพานข้างต้นจะนำมาปรับค่าให้ใกล้เคียงก่อนนำไปวิเคราะห์หาผลเนื่องจาก Live Load และ Fatigue ต่อไป



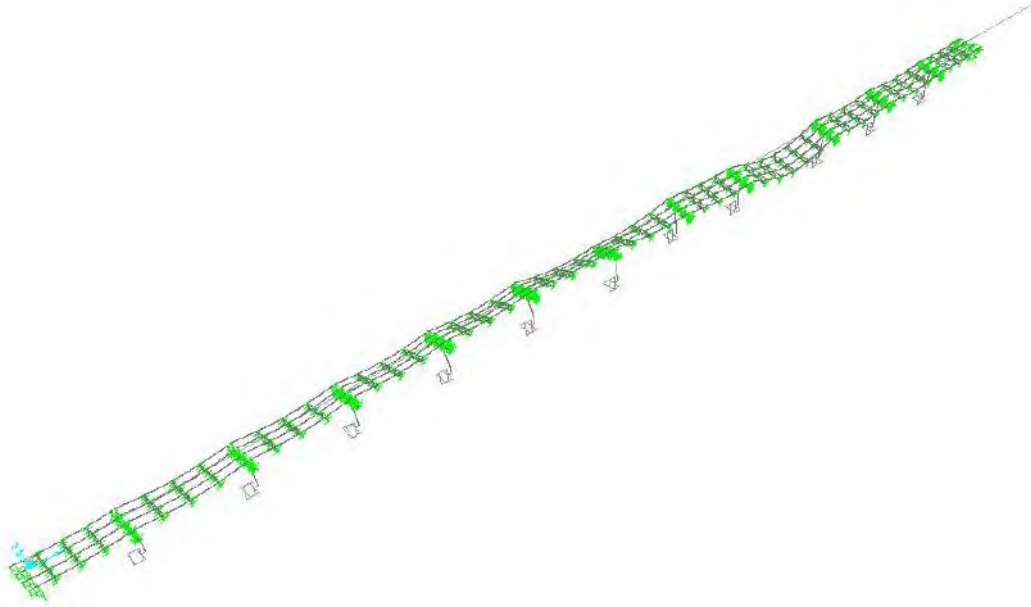
รูปที่ 6.5-5 ค่าผลทดสอบ Natural Frequency ในภาคสนามของสะพาน Flyover No.2
(Measured Natural Frequency = 2.68 Hz)



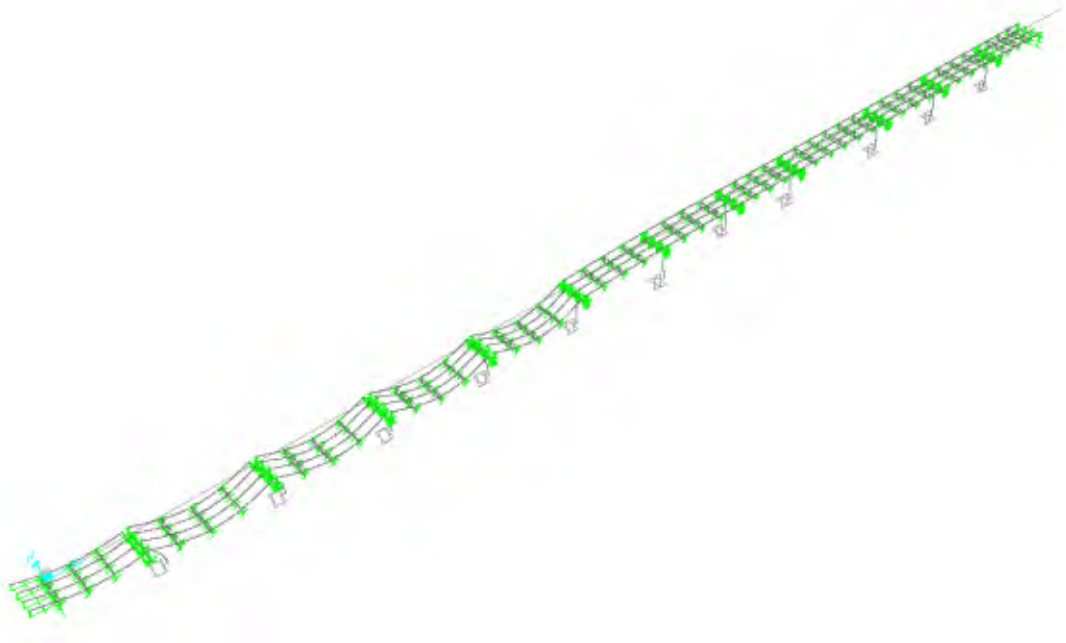
รูปที่ 6.5-6 ค่าผลการวิเคราะห์หา Natural Frequency ในภาคสนามของสะพาน Flyover No.2
(Natural Frequency by FEA = 2.65 Hz, Measure/FEA = 1.01)



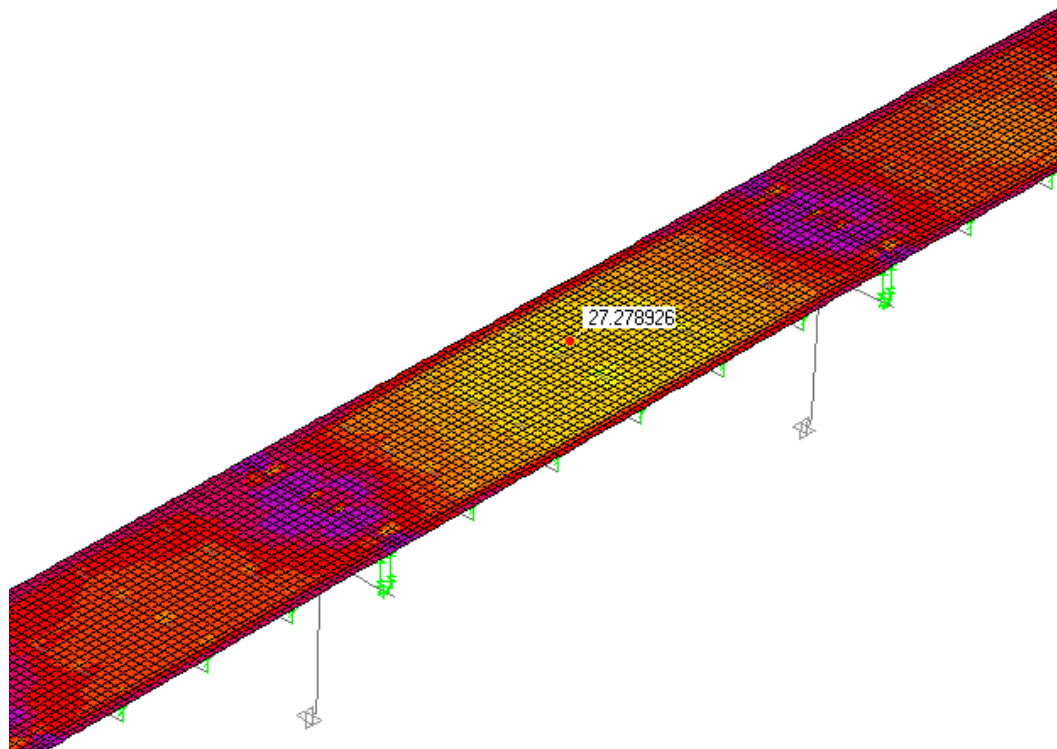
6.5.4. ตัวอย่างผลการวิเคราะห์การจำลองสะพานของโครงการ



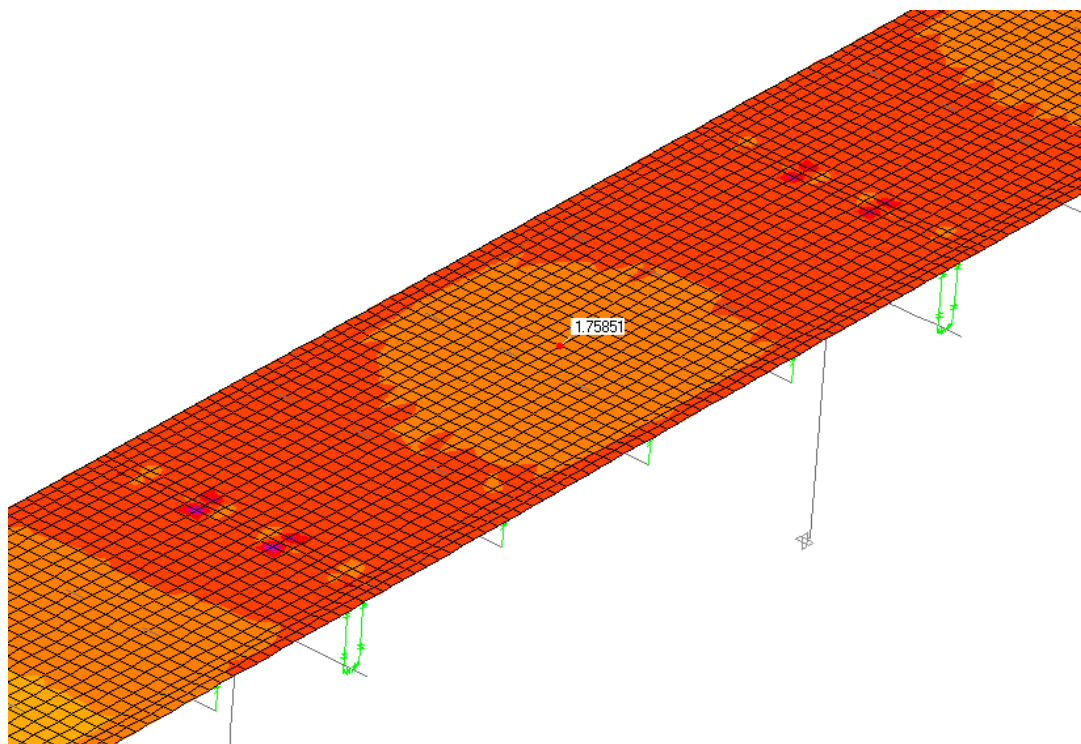
รูปที่ 6.5-7 การเอนตัวของสะพาน Flyover No.2 (DL)



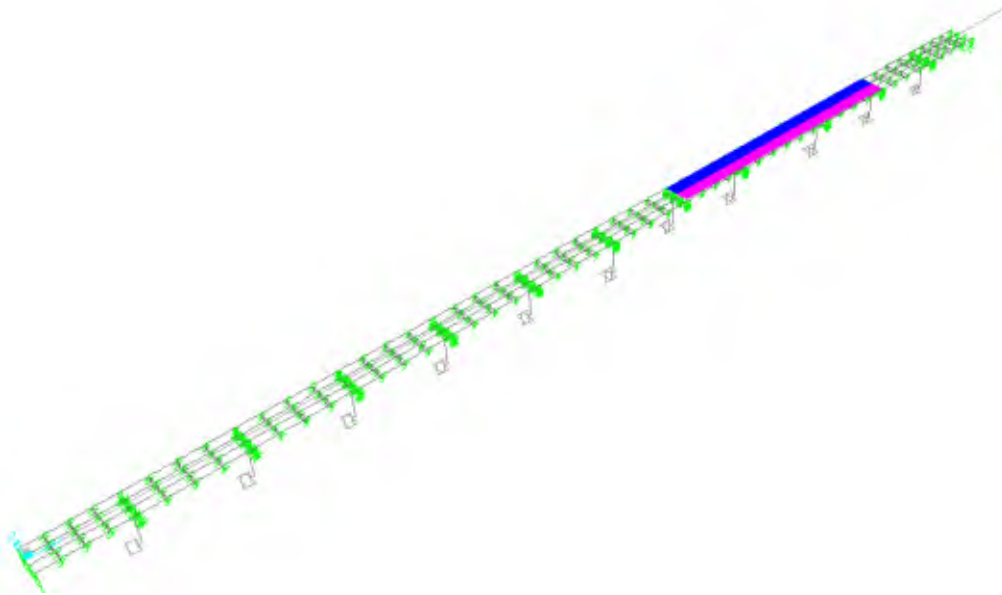
รูปที่ 6.5-8 การเอนตัวของสะพาน Flyover No.2 (SDL)



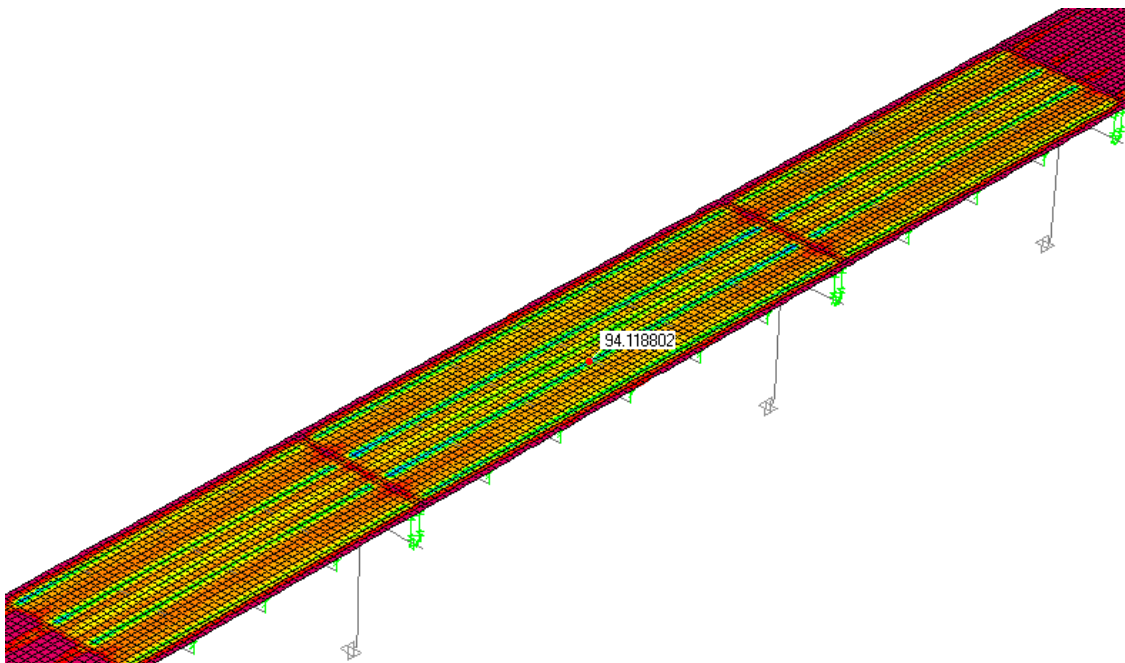
รูปที่ 6.5-9 Flyover No.2 Shell Response (M11:DL) (kN-m)



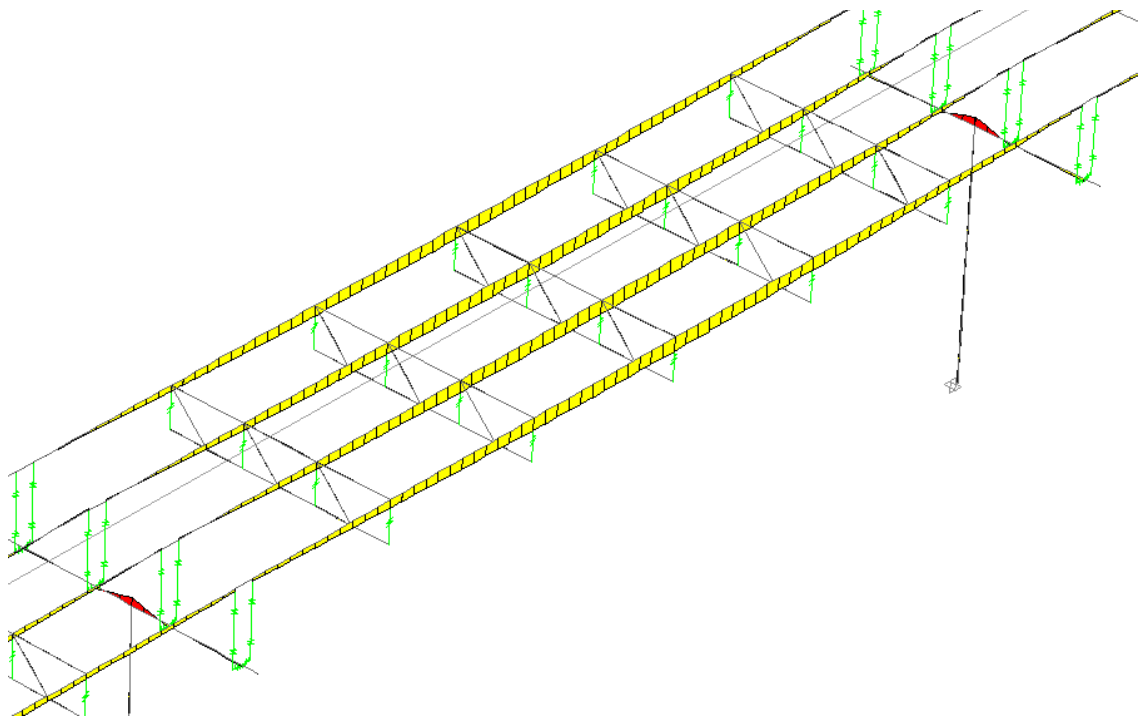
รูปที่ 6.5-10 Flyover No.2 Shell Response (M11:SDL) (kN-m)



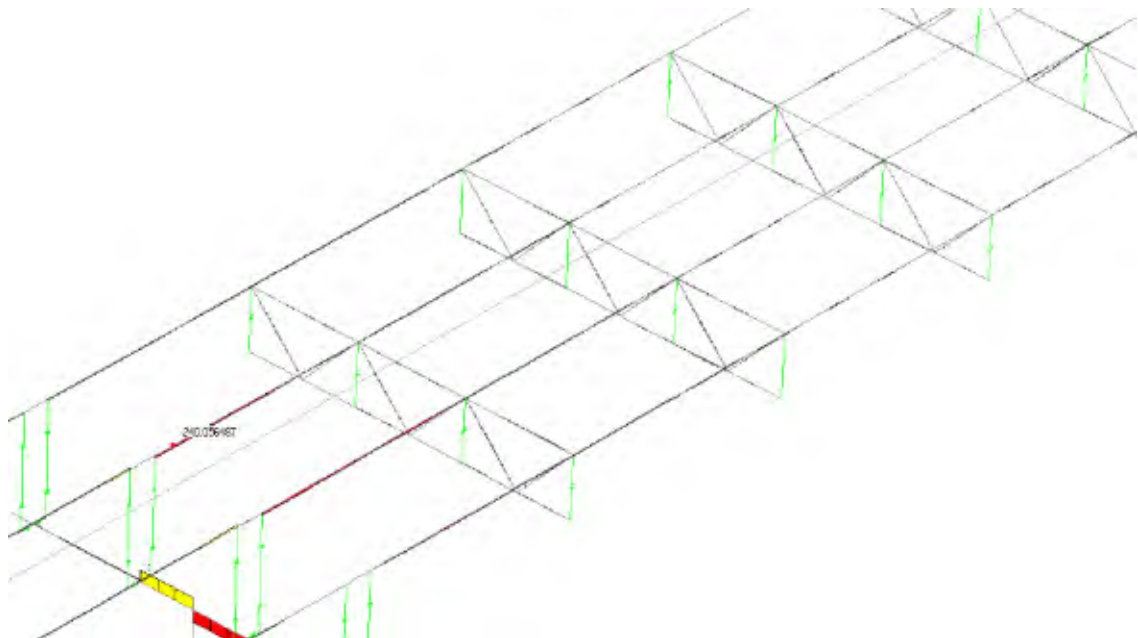
รูปที่ 6.5-11 Flyover No.2 Traffic Lanes for Live Load Effect (HL-93)



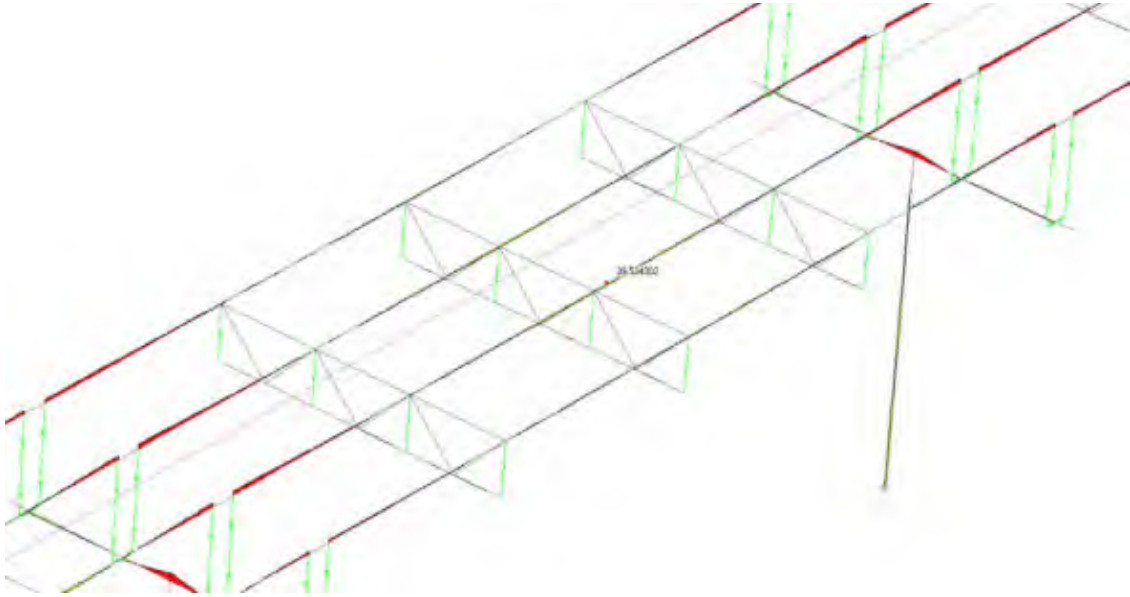
รูปที่ 6.5-12 Flyover No.2 Shell Response (M11:HL-93 (1+IM)) (kN-m)



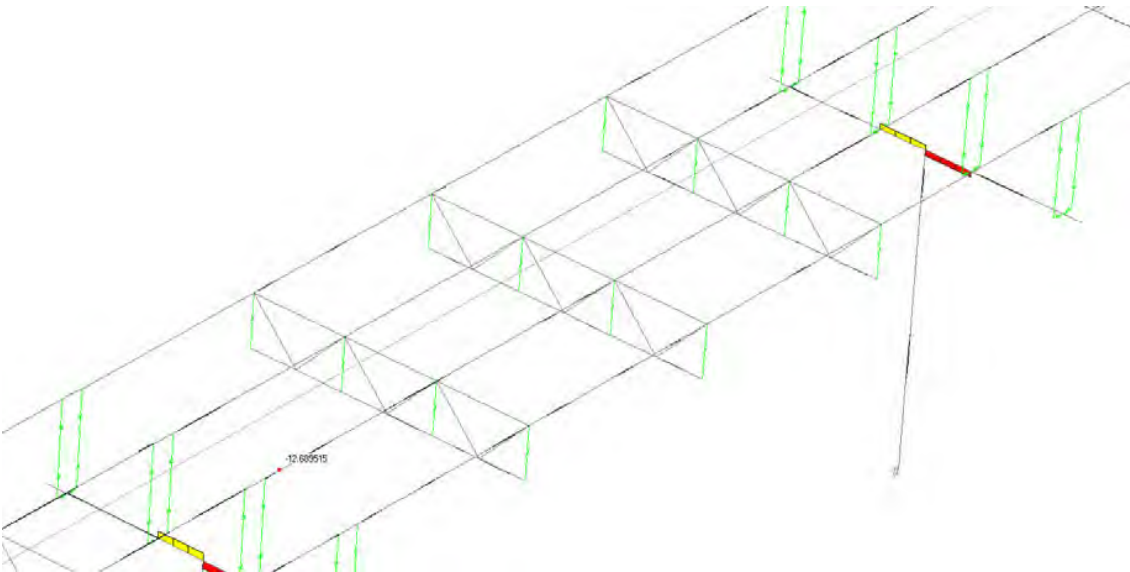
รูปที่ 6.5-13 Flyover No.2 Frame Response (M33:DL) (kN-m)
(Max M33= 2191 kN-m)



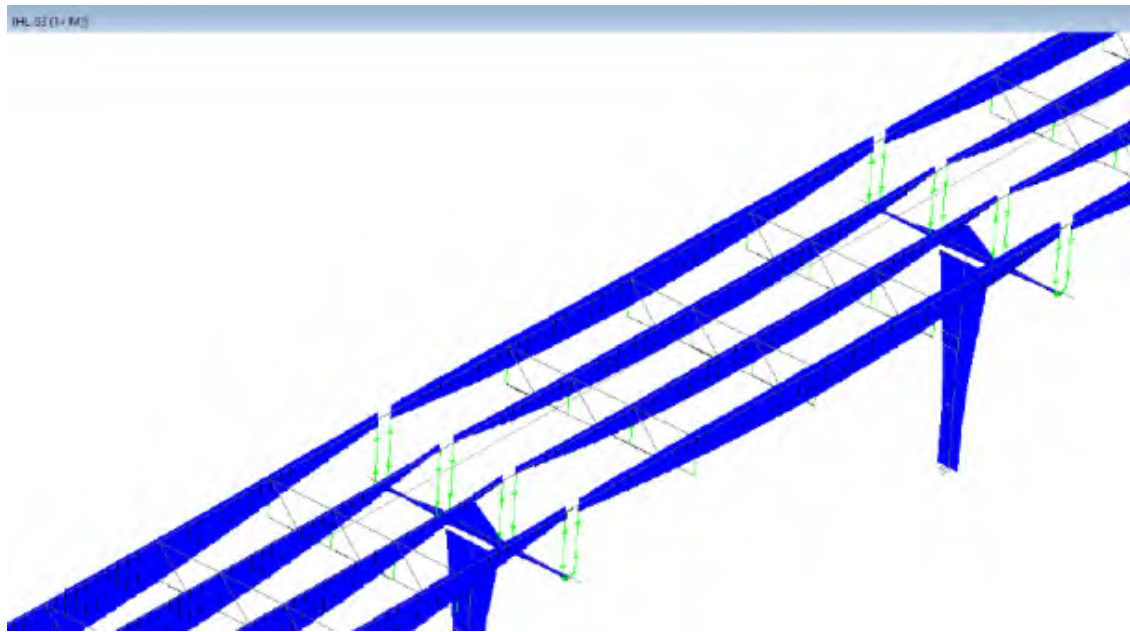
รูปที่ 6.5-14 Flyover No.2 Frame Response (V22:DL) (kN)
(Max V22= 240 kN-m)



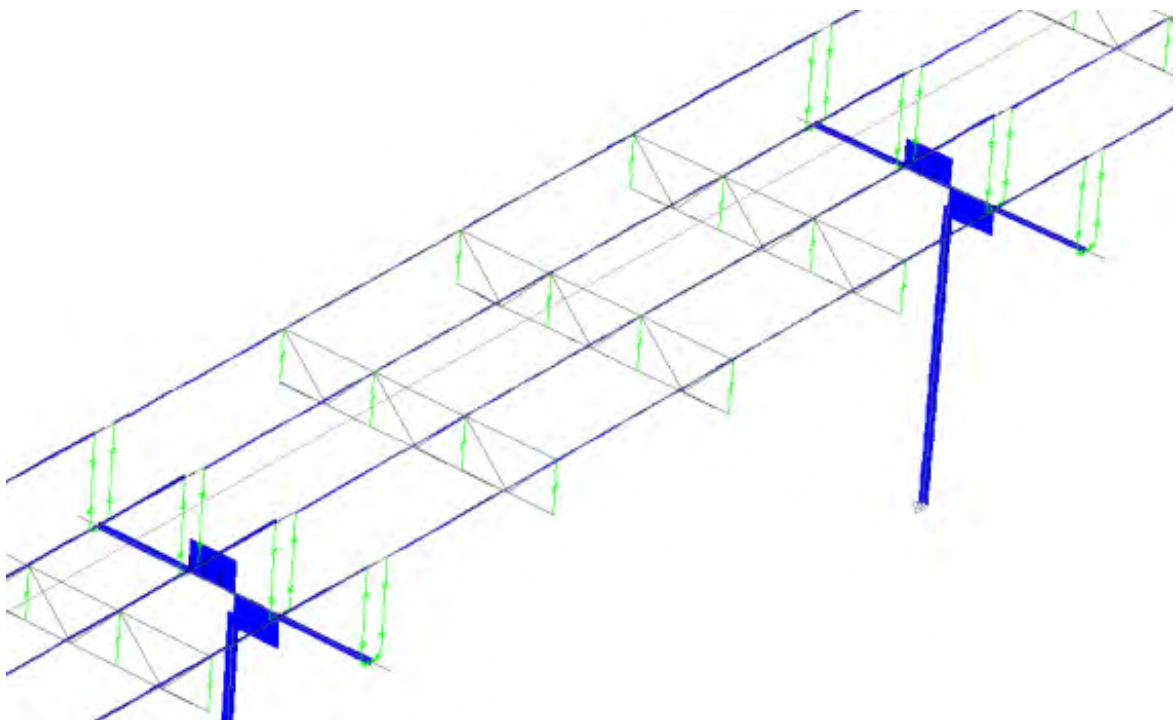
รูปที่ 6.5-15 Flyover No.2 Frame Response (M33:SDL) (kN-m)
(Max M33 =39 kN-m)



รูปที่ 6.5-16 Flyover No.2 Frame Response (V22:SDL) (kN-m)



รูปที่ 6.5-17 Flyover No.2 Frame Response (M33:HL-93 (1+IM)) (kN-m)
(Mmax = 1765 kN-m)



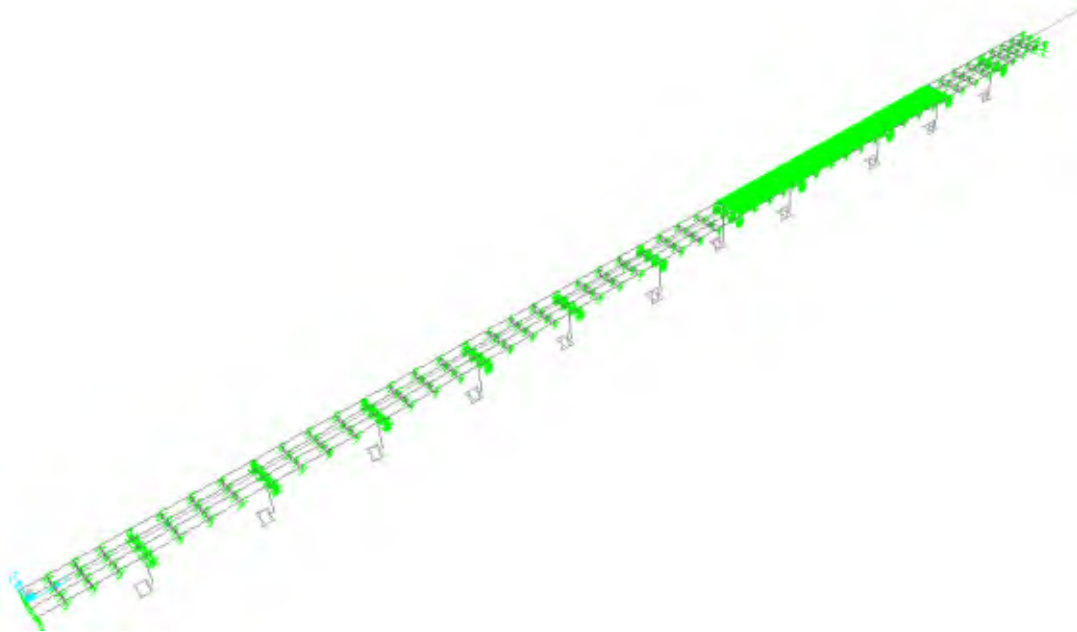
รูปที่ 6.5-18 Flyover No.2 Frame Response (V22:HL-93 (1+IM)) (kN-m)
(Vmax = 108 kN)



จากการวิเคราะห์ผลรวมแรงกระทำที่ระดับ Strength Limit State ด้วยรถบรรทุกออกแบบ HL93 เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับกำลังของหน้าตัดคานที่คำนวณจากแบบ As-Built ของช่วงสะพานดังกล่าว พบว่า Moment Capacity ($\phi \cdot M_n$) ของคานมีค่ามากกว่า Ultimate Moment (M_u) แสดงว่า สะพานในช่วงความยาว 34.5 เมตร มีกำลังเพียงพอในการรับน้ำหนักเนื่องจากรถบรรทุก HL93 ที่ใช้ในการประเมิน โดยรายละเอียดแสดงใน “รายงานการคำนวณการออกแบบบูรณะสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว”

6.5.5. การประเมินความล้า

หลังจากได้สร้างแบบจำลองสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 2 และปรับเทียบกับผลการทดสอบภาคสนามเรียบร้อยแล้ว ได้ทำการวิเคราะห์แรงกระทำจากรถ Fatigue Truck ตามข้อกำหนด AASHTO LRFD โดยผลการวิเคราะห์ Fatigue Truck แสดงดังนี้



รูปที่ 6.5-19 Flyover No.2 Traffic Lanes for Fatigue Effect (AASHTO LRFD)



General Vehicle Data

Vehicle name: Fatigue Truck Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge	0.3048
Lane Interior Edge	0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

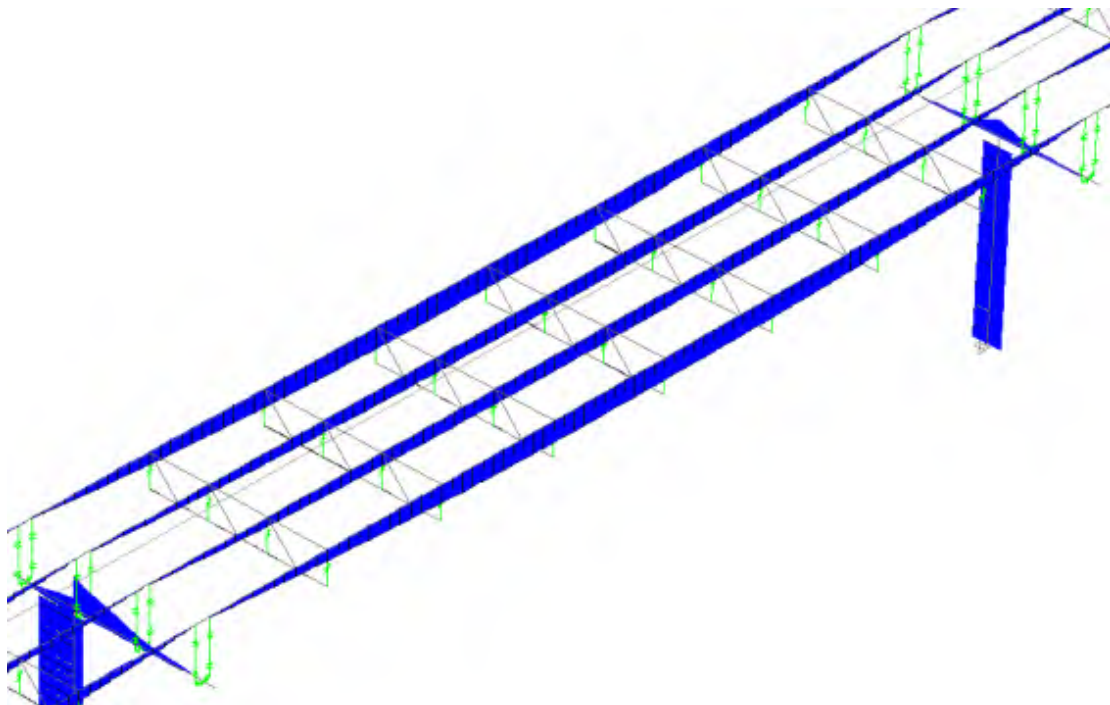
Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	9		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		35	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8
Fixed Length	9		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8

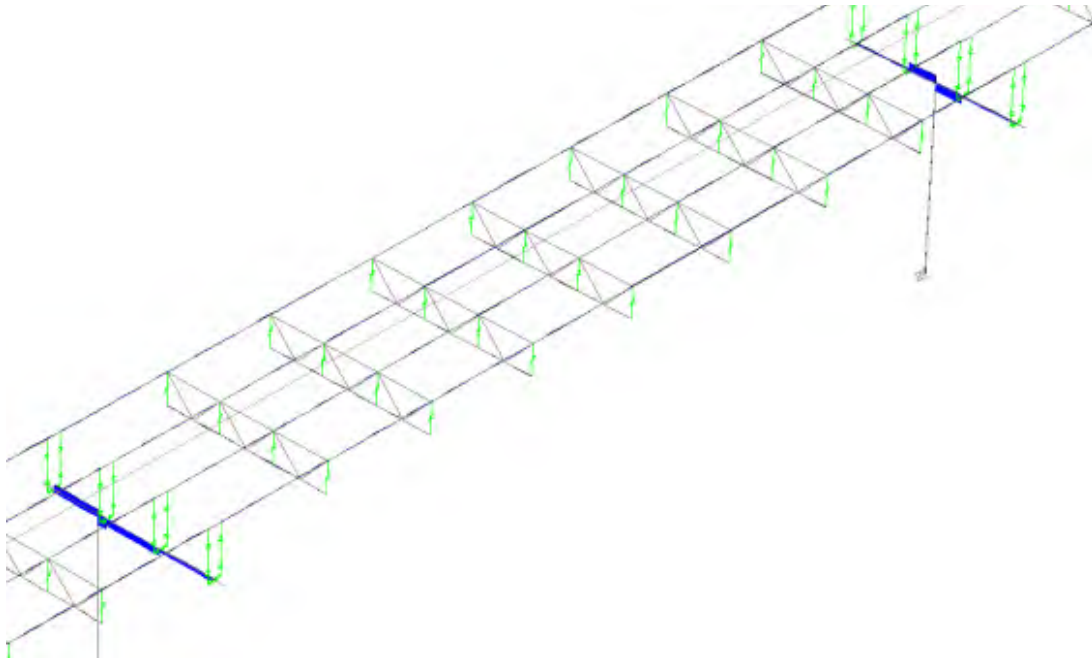
Load Plan

Load Elevation

รูปที่ 6.5-20 Flyover No.2 Truck for Fatigue Effect (AASHTO LRFD)



รูปที่ 6.5-21 Flyover No.2 Frame Response (M33:Fatigue Truck) (kN-m)
(Mmax = 845 kN-m)



รูปที่ 6.5-22 Flyover No.2 Frame Response (V22: Fatigue Truck)) (kN-m)
(Vmax = 76kN)

การตรวจสอบความสามารถในการรับผลของความล้าต่อโครงสร้างสะพานดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 ประมาณหาจำนวนของรอบของการเกิดการล้า (Number of Fatigue Cycles)

- 1.1 สำหรับสะพานข้ามแยกลาดพร้าว ใช้ ความกว้างช่องจราจรประมาณ 3.0 - 3.5 เมตร
มีค่า Lane Capacity ประมาณ 1800 PCU per Lane
ดังนั้นค่าของ ADT per Lane ประมาณ 27000 per Lane

สะพานมีเปิดใช้งานจำนวน 2 ช่องจราจรที่รถบรรทุกสามารถวิ่งได้
ดังนั้น Annual Daily Truck Traffic (ADTT) = 10800

1.2 ADTTSL 9180

1.3 Number of Fatigue Cycles (N) = 251,302,500.00 Cycles

ความยาวคานสูงสุดมากกว่า 12.192 m ค่า n = 1

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณหา Fatigue Strength (DFn)

(Fatigue 1 Limit State) As Per AASHTO LRFD (2010)

From Shop Drawing of Bridge, Category E Detail is adopted.

จากตาราง ค่า A = 1,100,000,000.00

และค่า DFTH = 4.5 ksi หรือ 31.03 Mpa



การประเมินค่า Stress Range (เลือกค่ามากระหว่างปีกคานด้านบนและปีกคานด้านล่าง)

Check Typical Girder Details- Fatigue Limit States

Fatigue 1 - HL-93 Fatigue Truck for Infinite Life

Flexural fatigue stress ranges at the bottom flange

(For Infinite Fatigue Life)

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{NTb}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{Ncb}} \right| = 41.43 \text{ MPa}$$

Flexural fatigue stress ranges at the top flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{NTt}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{Nct}} \right| = 14.68 \text{ MPa}$$

- 1) ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State I (Infinite Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_I = 1.50$

$$\gamma_I \Delta f \leq \Delta F_{TH}$$

$$41.43 \text{ MPa} > 31.03 \text{ MPa} \text{ --- } > \text{Finite Life}$$

- 2) ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State II (Finite Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_{II} = 0.75$

$$\gamma_{II} \Delta f \leq \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\frac{41.43}{2 * 6.89476} = \left(\frac{11 \times 10^8}{N} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$N = 40.6 \times 10^6 < 251 \times 10^6 \text{ รอบ} \text{ -- } > \text{ไม่เพียงพอต่อความต้องการ}$$

สรุปว่าคานช่วง 34.5 เมตร ของสะพาน Flyover No.2 ไม่สามารถรองรับผลเนื่องจาก Fatigue กรณี Infinite Life ได้ และไม่สามารถรองรับปริมาณรถบรรทุก 251×10^6 รอบ ได้ตามความต้องการออกแบบ (Demand) จึงควรเสริมกำลัง

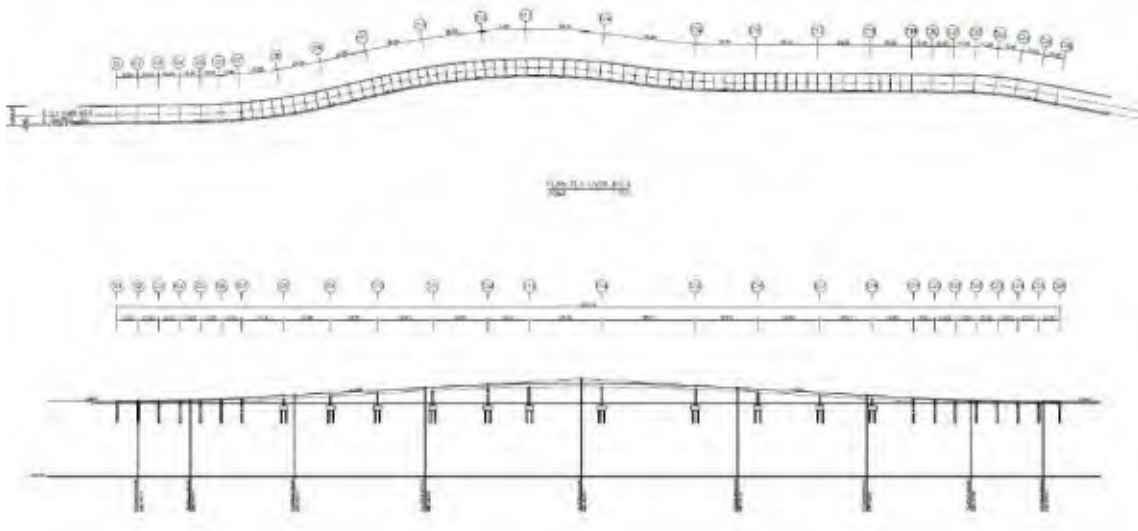


6.6. การวิเคราะห์และประเมินความสามารถของสะพานหลัก (Fly over No.3)

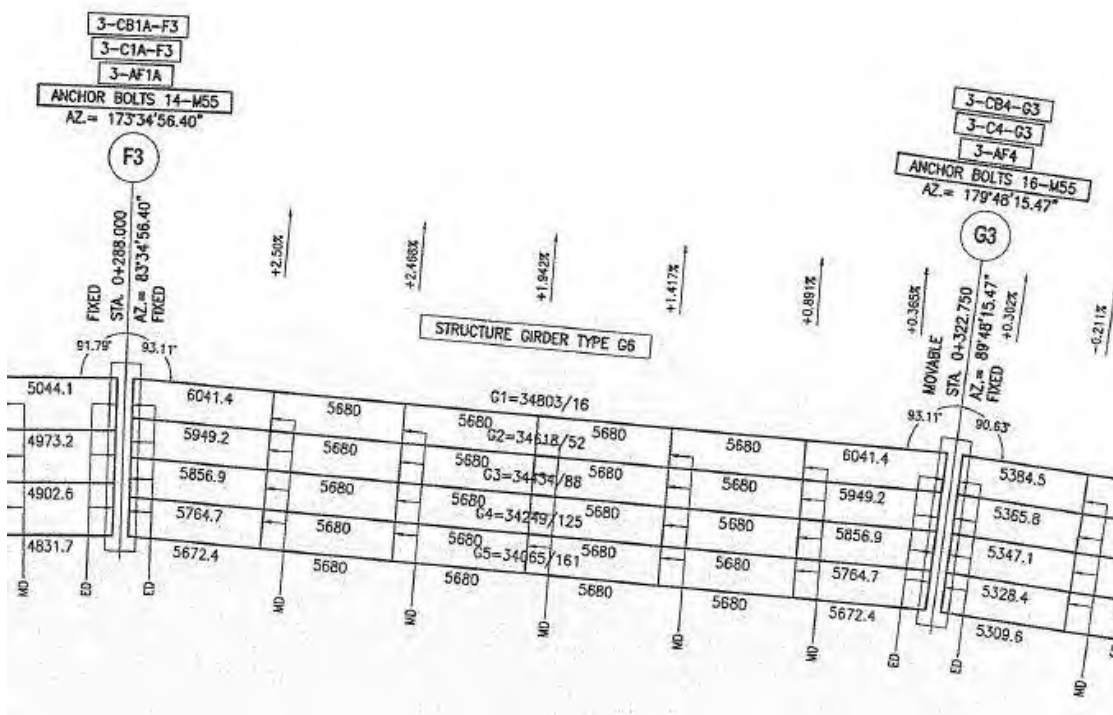
6.6.1. แบบของสะพานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง

- แบบประกอบการสร้างแบบจำลอง (As Built Drawings)

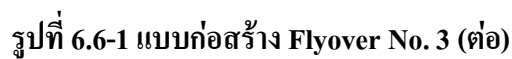
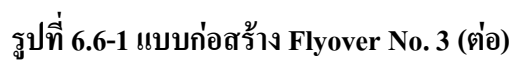
RAMP 3

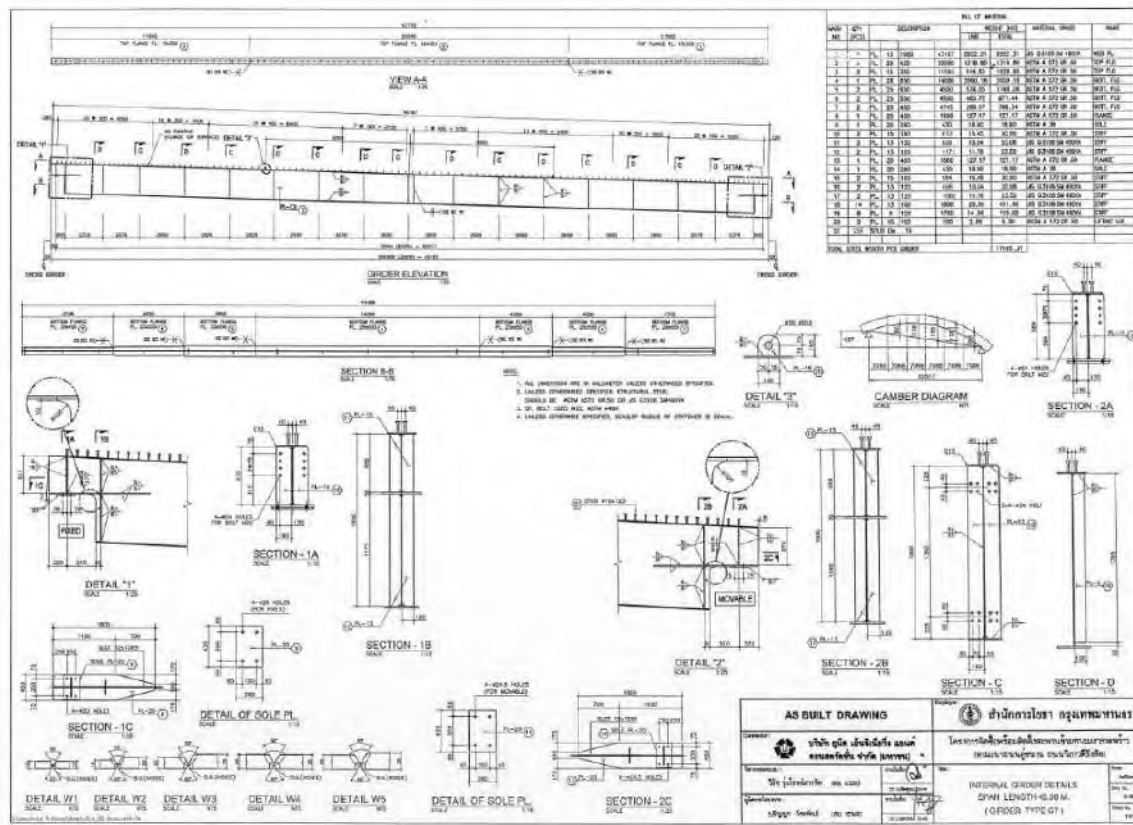


รูปที่ 6.6-1 แบบก่อสร้าง Flyover No. 3



รูปที่ 6.6-1 แบบก่อสร้าง Flyover No. 3 (ต่อ)

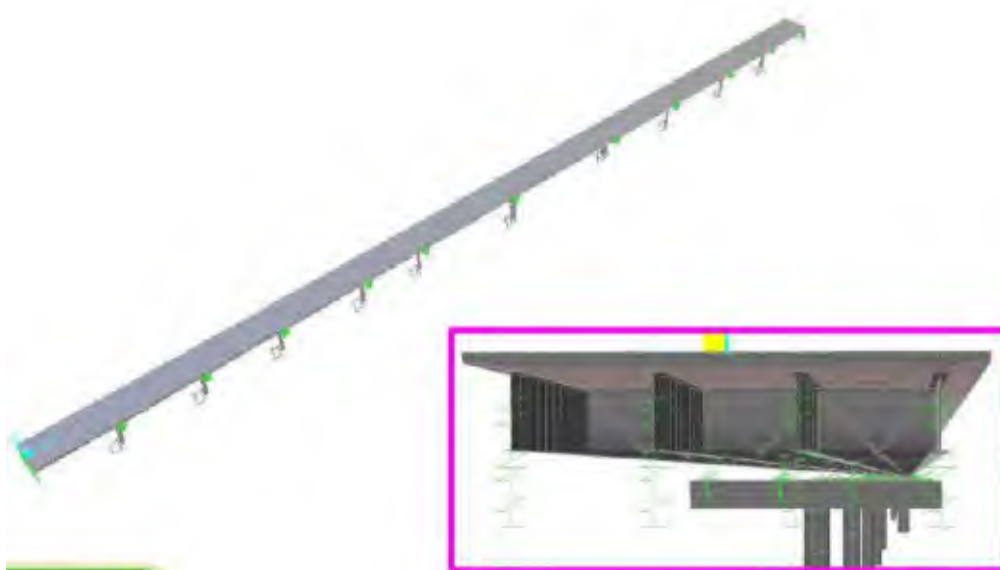




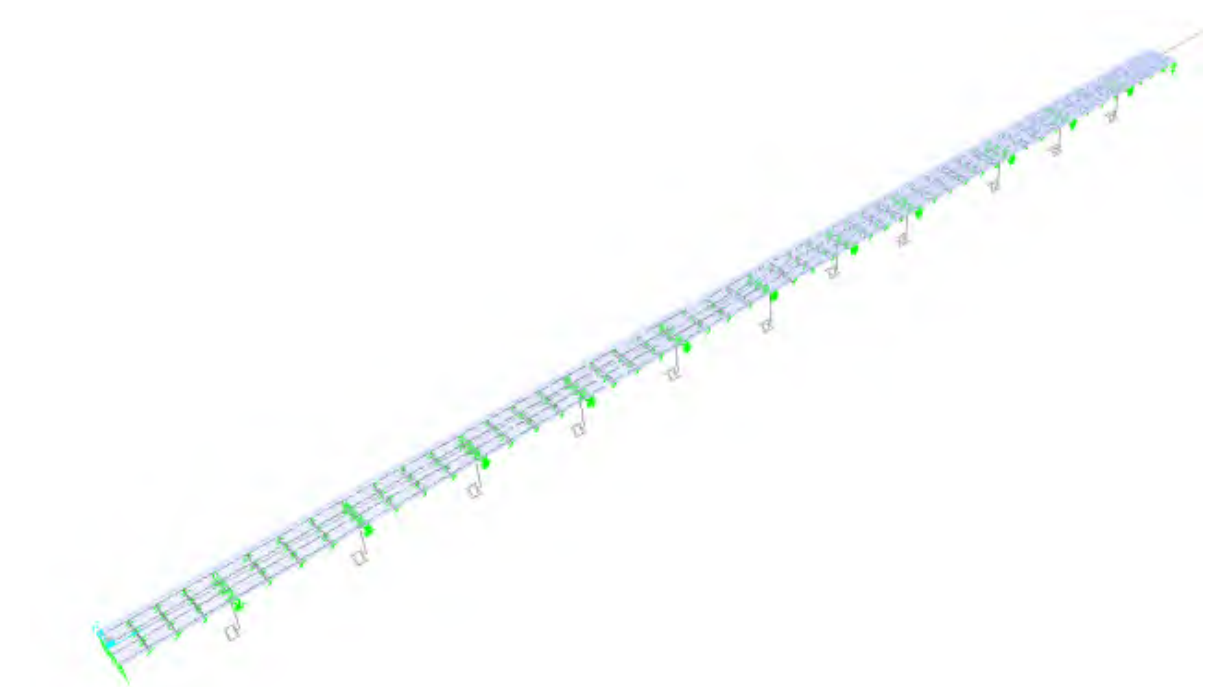
รูปที่ 6.6-1 แบบก่อสร้าง Flyover No. 3 (ต่อ)

6.6.2. แบบจำลองสะพาน Flyover No.3

เมื่อได้จำลองชิ้นส่วนต่าง ๆ ของสะพาน Flyover No.3 เรียบร้อยแล้ว จะทำการเปรียบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบในภาคสนาม (Model Calibration)



รูปที่ 6.6-2 ตัวอย่างการจำลองสะพาน Flyover No.3

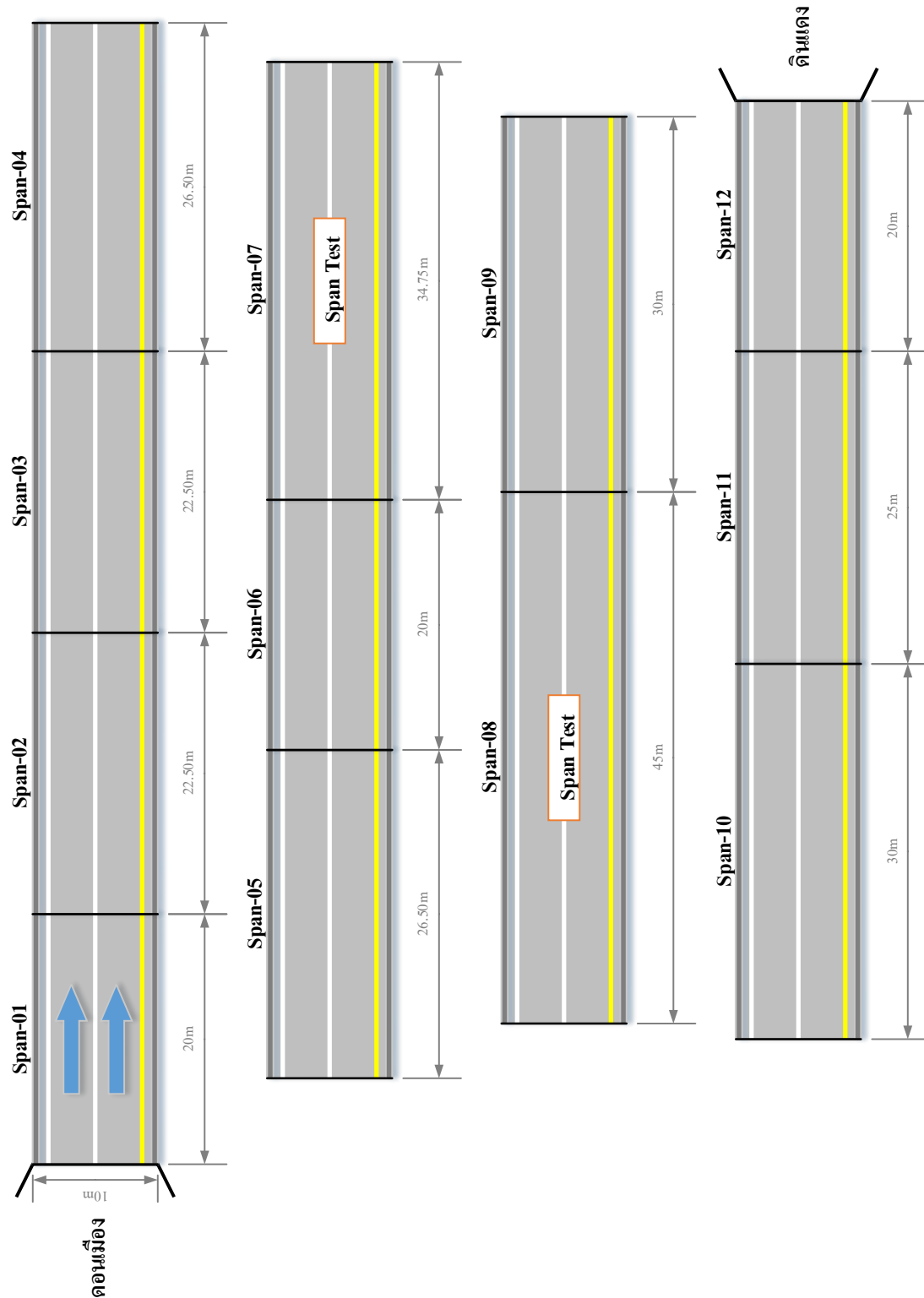


รูปที่ 6.6-3 แบบจำลอง FEA ของ สะพาน Flyover No.3 ที่มีการทดสอบและใช้ในการปรับค่าแบบจำลอง



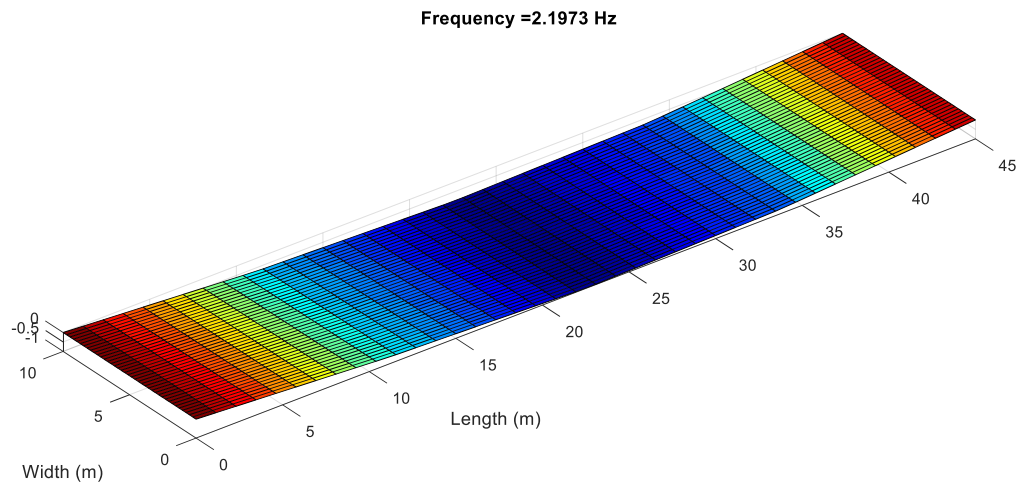
6.6.3. การปรับค่าแบบจำลองสะพานของโครงการ

การปรับแก้แบบจำลองของสะพาน ที่ปรึกษาได้นำผลการทดสอบในภาคสนามของสะพาน Flyover 2 นี้ มาใช้ในการปรับค่าของแบบจำลองของสะพาน โดย Span ของสะพานที่ใช้ในการทดสอบแสดงดังนี้

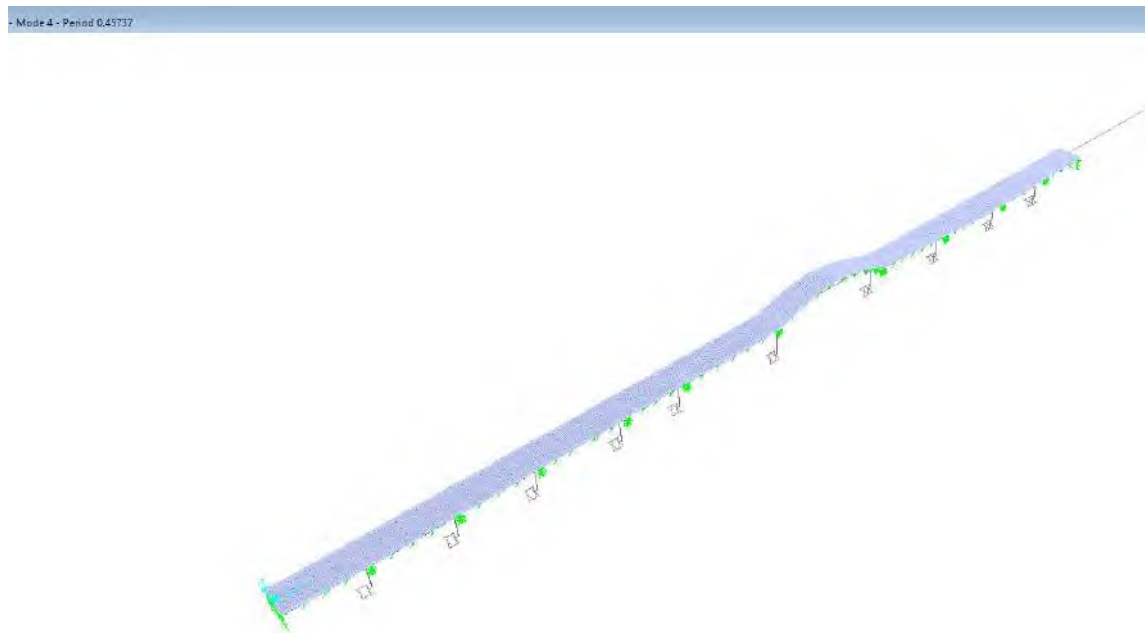


รูปที่ 6.6-4 ตำแหน่งของSpan ของ สะพาน Flyover No.3 ที่มีการทดสอบและใช้ในการปรับค่าแบบจำลอง

จากผลทดสอบในภาคสนามพบว่า โหมดการสั่นของสะพานในแนวดิ่ง Vertical Translation มีค่าประมาณ 2.197 Hz ดังนั้นแบบจำลองของสะพานข้างต้นจะนำมาปรับค่าให้ใกล้เคียงก่อนนำไปวิเคราะห์หาผลเนื่องจาก Live Load และ Fatigue ต่อไป



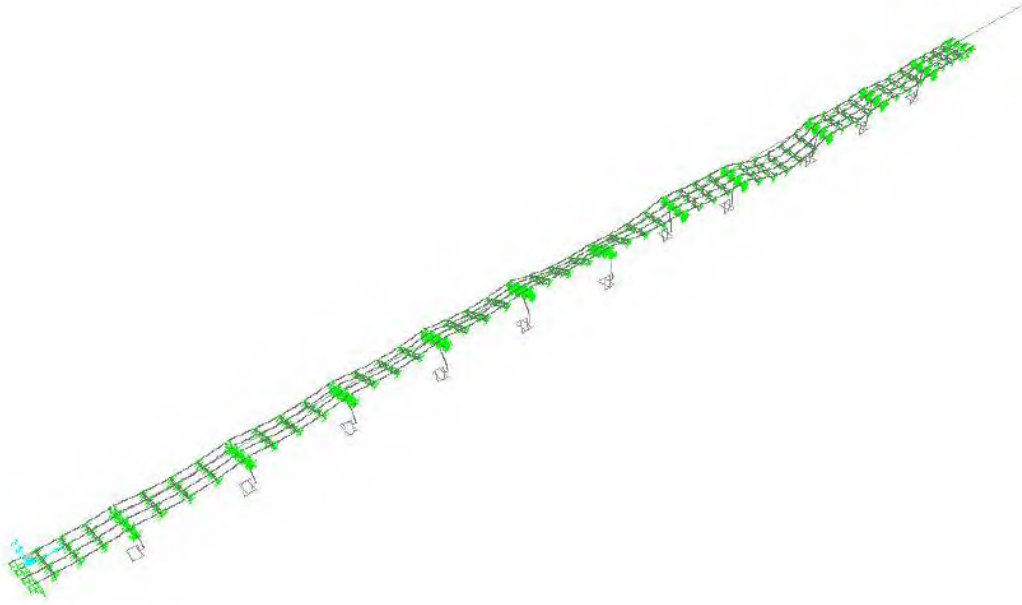
รูปที่ 6.6-5 ค่าผลทดสอบ Natural Frequency ในภาคสนามของสะพาน Flyover No.3
(Measured Natural Frequency = 2.197 Hz)



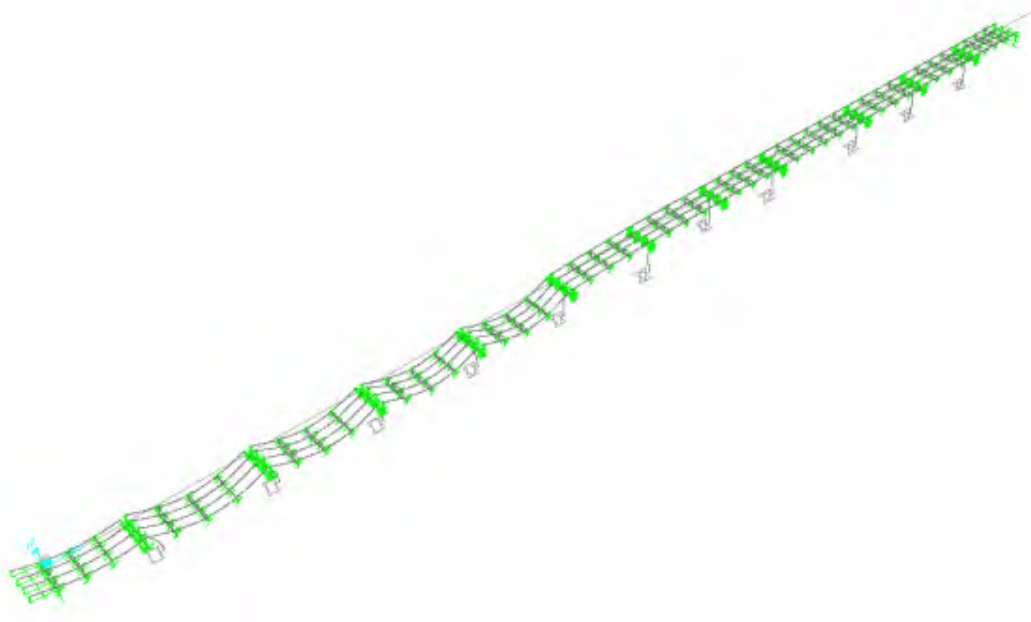
รูปที่ 6.6-6 ค่าผลการวิเคราะห์หา Natural Frequency ในภาคสนามของสะพาน Flyover No.3
(Natural Frequency by FEA = 2.188 Hz, Measure/FEA = 1.004)



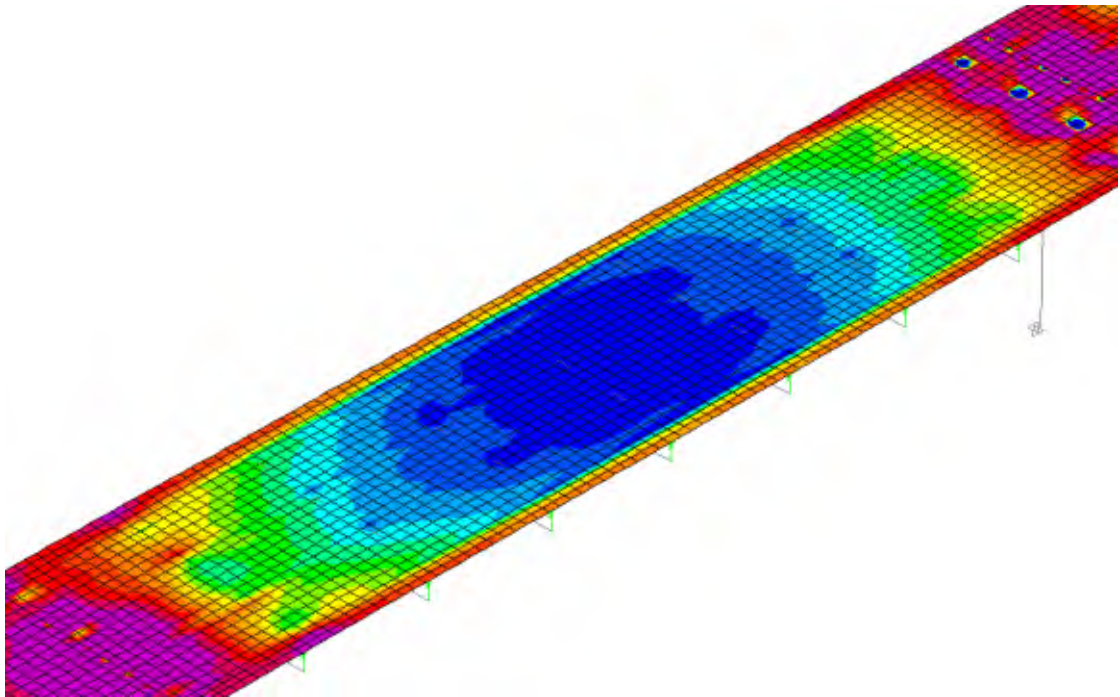
6.6.4. ตัวอย่างผลการวิเคราะห์การจำลองสะพานของโครงการ



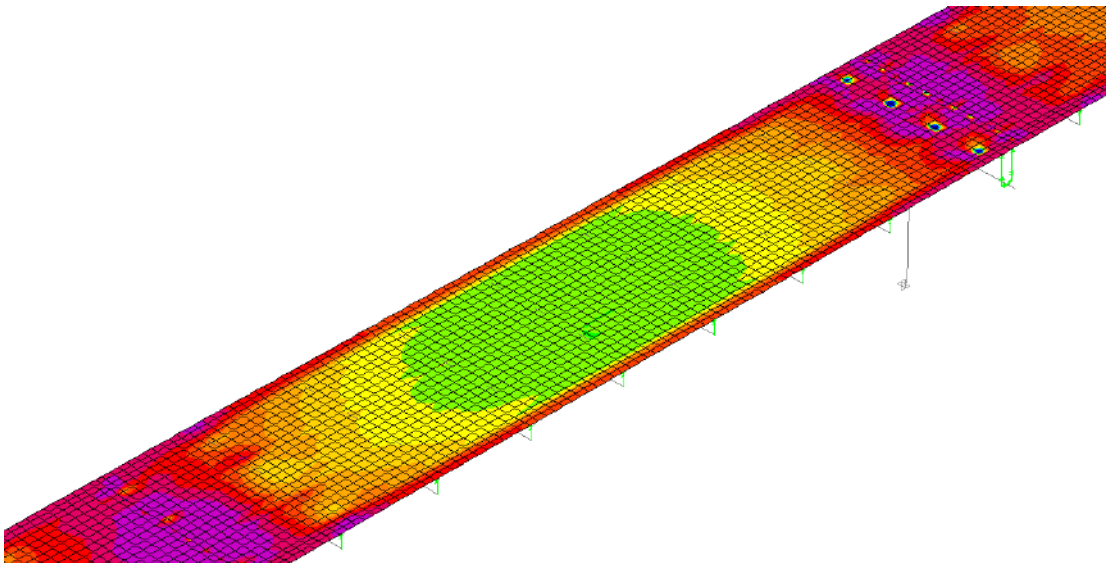
รูปที่ 6.6-7 การเอนตัวของสะพาน Flyover No.3 (DL)



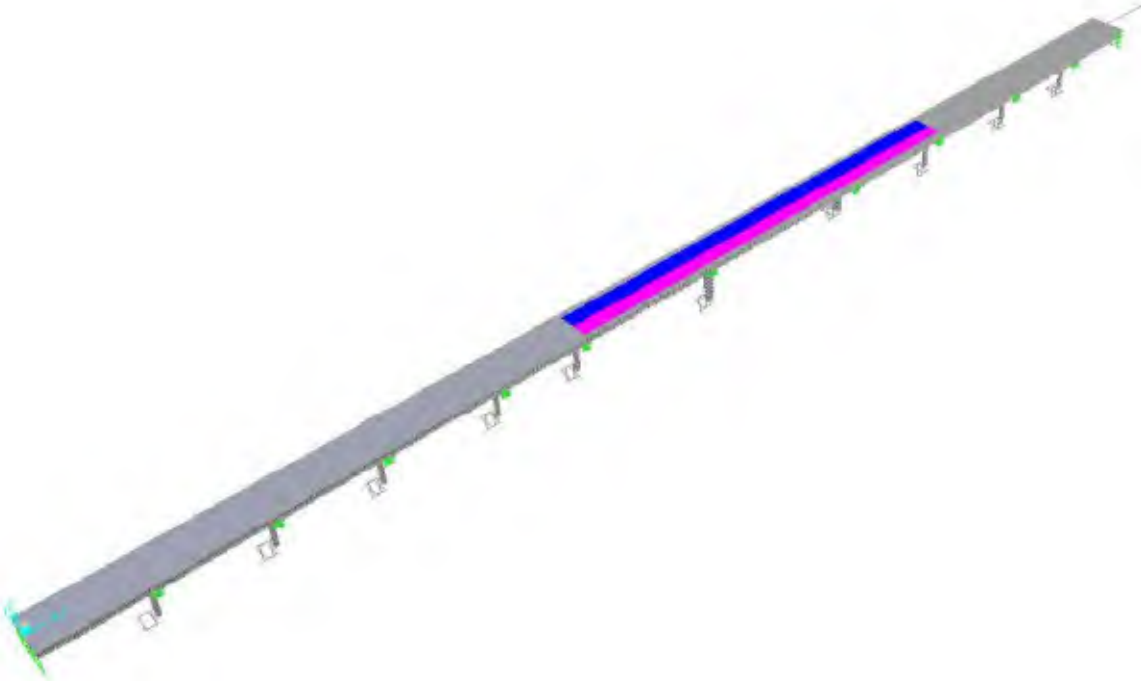
รูปที่ 6.6-8 การเอนตัวของสะพาน Flyover No.3 (SDL)



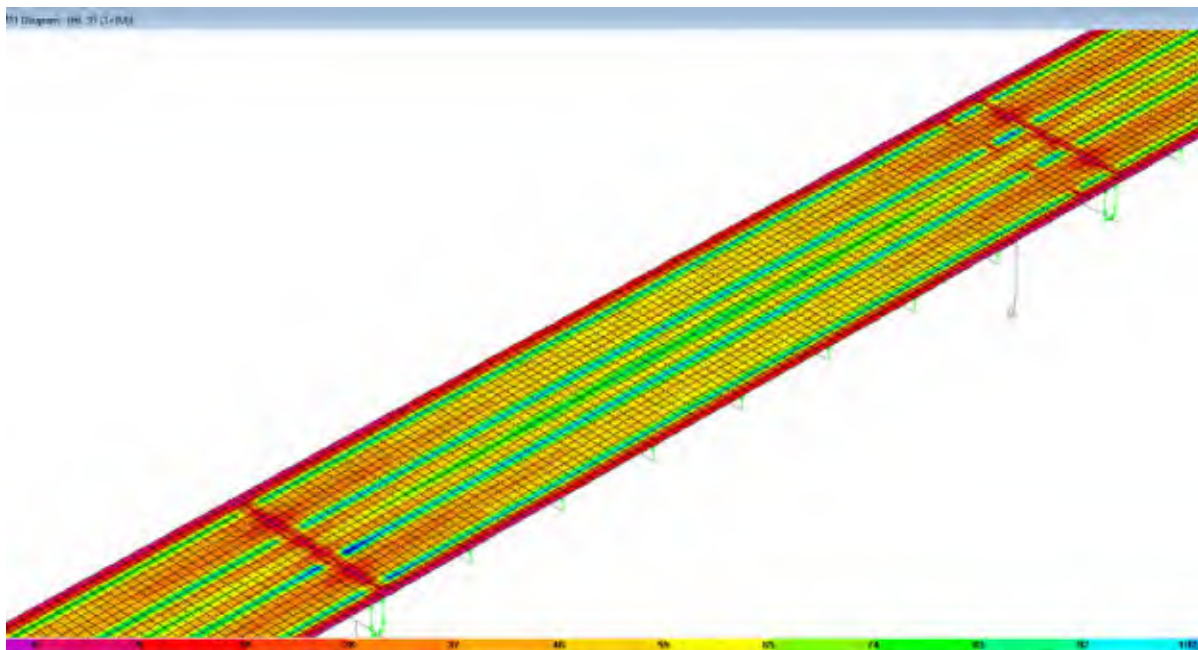
รูปที่ 6.6-9 Flyover No.3 Shell Response (M11:DL) (kN-m)
(M11max= 50 kN-m/m) (Span 45m)



รูปที่ 6.6-10 Flyover No.3 Shell Response (M11:SDL) (kN-m)
(M11max= 7 kN-m/m) (Span 45m)

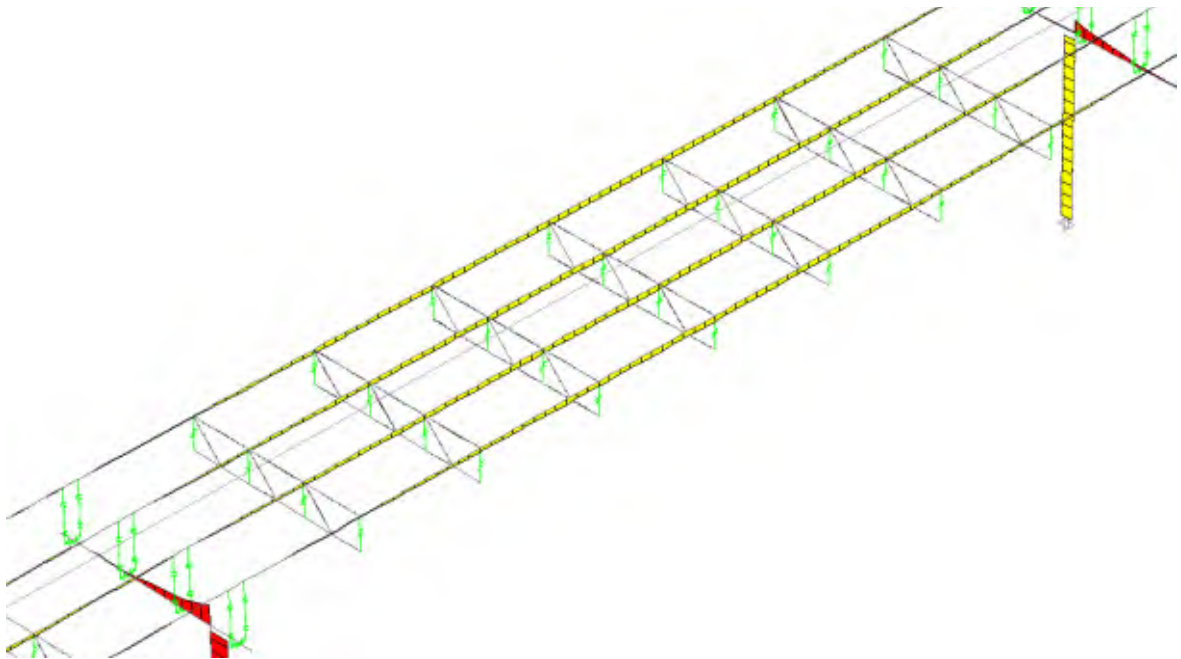


รูปที่ 6.6-11 Flyover No.3 Traffic Lanes for Live Load Effect (HL-93)

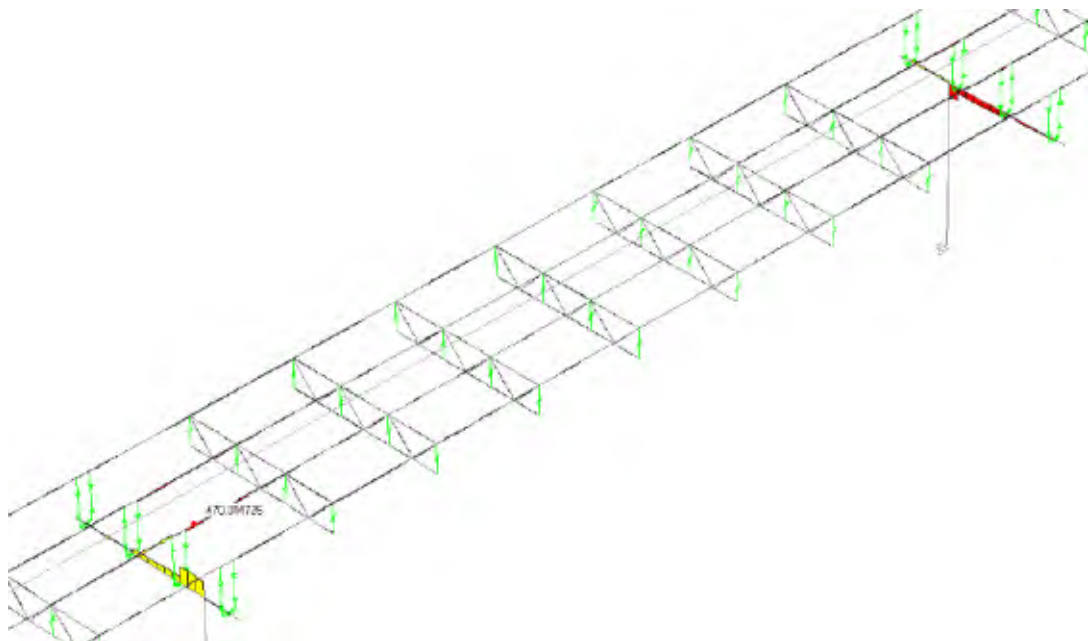


รูปที่ 6.6-12 Flyover No.3 Shell Response (M11:HL-93 (1+IM)) (kN-m)

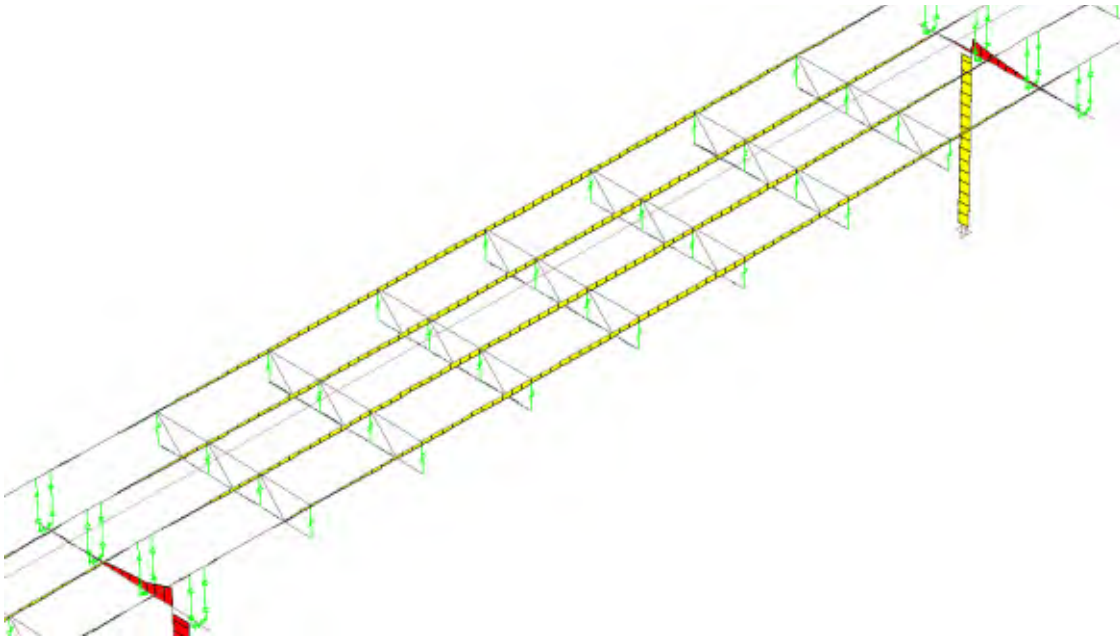
(M11max= 102 kN-m/m) (Span 45m)



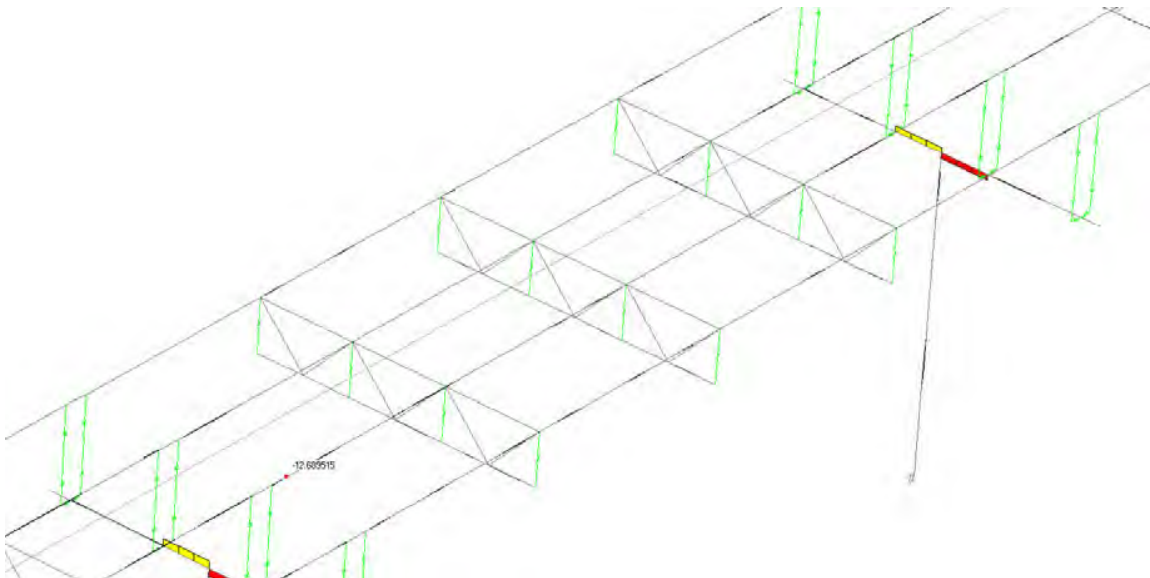
รูปที่ 6.6-13 Flyover No.3 Frame Response (M33:DL) (kN-m)
(Max M33= 2470 kN-m)



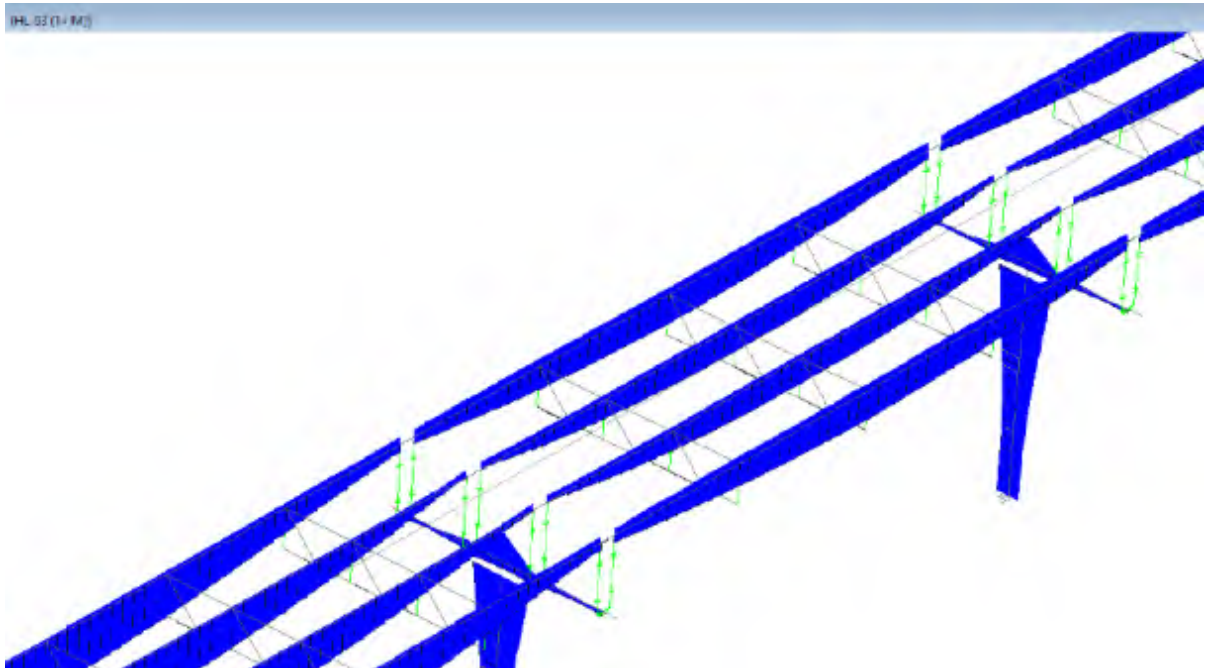
รูปที่ 6.6-14 Flyover No.3 Frame Response (V22:DL) (kN)
(Max V22= 470 kN)



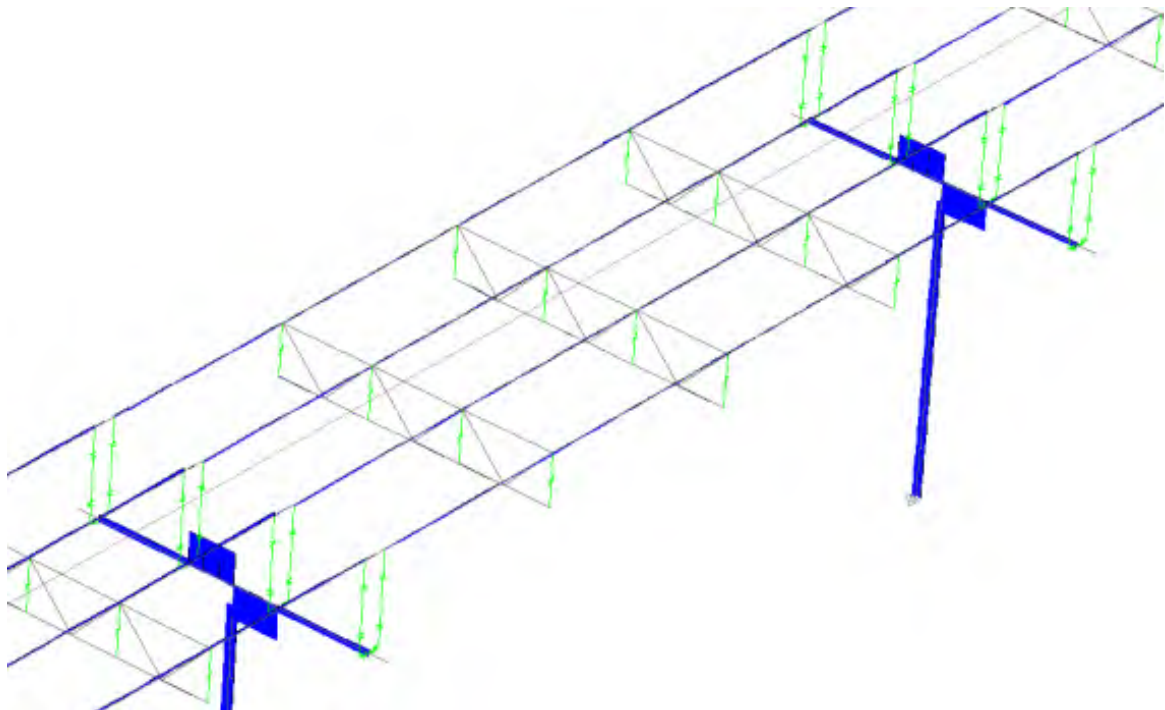
รูปที่ 6.6-15 Flyover No.3 Frame Response (M33:SDL) (kN-m)
(Max M33 =288 kN-m)



รูปที่ 6.6-16 Flyover No.3 Frame Response (V22:SDL) (kN)
(Max V22 =55 kN)



รูปที่ 6.6-17 Flyover No.3 Frame Response (M33:HL-93 (1+IM)) (kN-m)
(Mmax = 1548 kN-m)



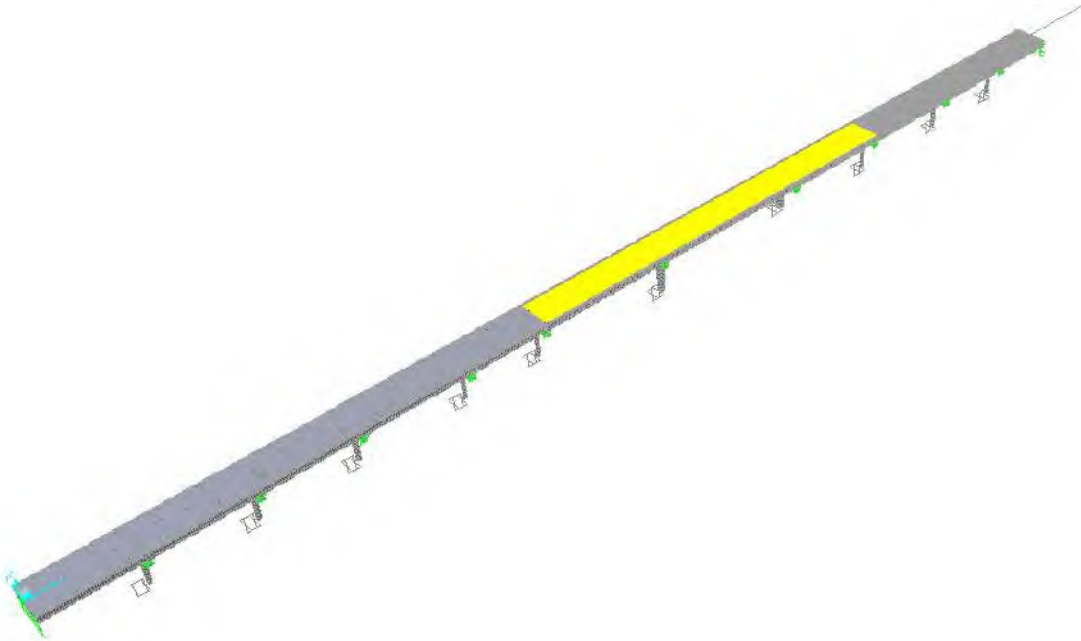
รูปที่ 6.6-18 Flyover No.3 Frame Response (V22:HL-93 (1+IM)) (kN)
(Vmax = 255 kN)



จากการวิเคราะห์ผลรวมแรงกระทำที่ระดับ Strength Limit State ด้วยรถบรรทุกออกแบบ HL93 เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับกำลังของหน้าตัดคานที่คำนวณจากแบบ As-Built ของช่วงสะพาน 34.8 และ 45 เมตร พบว่า Moment Capacity ($\phi * M_u$) ของคานมีค่ามากกว่า Ultimate Moment (M_u) แสดงว่า สะพานในช่วงความยาว 34.8 และ 45 เมตร มีกำลังเพียงพอในการรับน้ำหนักเนื่องจากรถบรรทุก HL93 ที่ใช้ในการประเมิน โดยรายละเอียดแสดงใน “รายงานการคำนวณการออกแบบบูรณะสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว”

6.6.5. การประเมินความล้า

หลังจากได้สร้างแบบจำลองสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 3 และปรับเทียบกับผลการทดสอบภาคสนามเรียบร้อยแล้ว ได้ทำการวิเคราะห์แรงกระทำจากรถ Fatigue Truck ตามข้อกำหนด AASHTO LRFD โดยผลการวิเคราะห์ Fatigue Truck แสดงดังนี้



รูปที่ 6.6-19 Flyover No.3 Traffic Lanes for Fatigue Effect (AASHTO LRFD)



General Vehicle Data

Vehicle name: Fatigue Truck Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

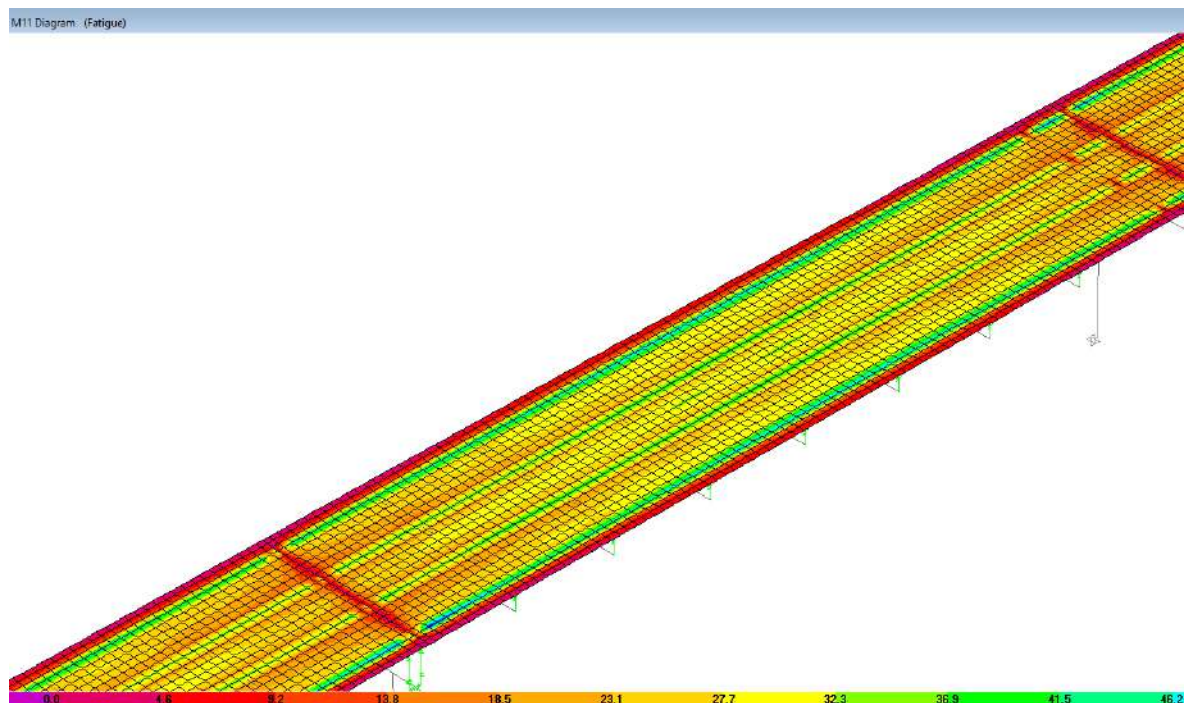
Length Effects

Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	9		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		35	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8
Fixed Length	9		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8

รูปที่ 6.6-20 Flyover No.3 Truck for Fatigue Effect (AASHTO LRFD)



รูปที่ 6.6-21 Flyover No.3 Frame Response (M11:Fatigue Truck) (kN-m/m)

(Mmax = 41 kN-m/m) (Span 45m)



รูปที่ 6.6-22 Flyover No.3 Frame Response (M33:Fatigue Truck) (kN-m)
(Mmax = 597 kN-m) (Span 45m)

รูปที่ 6.6-23 Flyover No.3 Frame Response (M33:Fatigue Truck) (kN-m)
(Mmax = 462 kN-m) (Span 34.80m)



การตรวจสอบความสามารถในการรับผลของความล้าต่อโครงสร้างสะพานดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 ประมาณหาจำนวนของรอบของการเกิดการล้า (Number of Fatigue Cycles)

1.1 สำหรับสะพานข้ามแยกลาดพร้าว ใช้ ความกว้างช่องจราจรประมาณ 3.0 - 3.5 เมตร
มีค่า Lane Capacity ประมาณ 1800 PCU per Lane
ดังนั้นค่าของ ADT per Lane ประมาณ 27000 per Lane

สะพานมีเปิดใช้งานจำนวน 2 ช่องจราจรที่รถบรรทุกสามารถวิ่งได้
ดังนั้น Annual Daily Truck Traffic (ADTT) = 10800

1.2 ADTTSL 9180

1.3 **Number of Fatigue Cycles (N) = 251,302,500.00 Cycles**

ความยาวคานสูงสุดมากกว่า 12.192 m ค่า n = 1

สำหรับ Flyover No.3 Span 34.80m ที่เกิดความเสียหายบริเวณรอยเชื่อมเดิมและเกิด Fatigue Crack พิจารณาใช้
Category E'

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณหา Fatigue Strength (DFn)

(Fatigue 1 Limit State) As Per AASHTO LRFD (2010)

From Shop Drawing of Bridge, Category E' Detail is adopted.

จากตาราง ค่า A = 390,000,000.00

และค่า DFTH = 2.6 ksi หรือ 17.93 Mpa

สำหรับ Flyover No.3 Span 45m โครงสร้างมีสภาพปกติ พิจารณาใช้ Category E

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณหา Fatigue Strength (DFn)

(Fatigue 1 Limit State) As Per AASHTO LRFD (2010)

From Shop Drawing of Bridge, Category E Detail is adopted.

จากตาราง ค่า A = 1,100,000,000.00

และค่า DFTH = 4.5 ksi หรือ 31.03 Mpa



การประเมินค่า Stress Range (เลือกค่ามากระหว่างปีกคานด้านบนและปีกคานด้านล่าง) (Span 34.80m)

Flyover No.3 (Span 34.80m) ช่วงสะพานที่เกิดความเสียหายเนื่องจาก Fatigue Crack

Check Typical Girder Details- Fatigue Limit States

Fatigue 1 - Fatigue Truck for Infinite Life

Flexural fatigue stress ranges at the bottom flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{NTb}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCb}} \right| = 41.43 \text{ MPa}$$

Flexural fatigue stress ranges at the top flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{NTt}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCt}} \right| = 14.68 \text{ MPa}$$

- 1) ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State I (Infinite Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_I = 1.50$

$$\gamma_I \Delta f \leq \Delta F_{TH}$$

$$41.43 \text{ MPa} > 17.93 \text{ MPa} \text{ --- } > \text{Finite Life}$$

- 2) ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State II (Finite Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_{II} = 0.75$

$$\gamma_{II} \Delta f \leq \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\frac{41.43}{2 * 6.89476} = \left(\frac{3.9 \times 10^8}{N} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$N = 14.4 \times 10^6 < 251 \times 10^6 \text{ รอบ} \text{ --> ไม่เพียงพอต่อความต้องการ}$$

สรุปว่าคานช่วง 34.80 เมตร (ที่เกิดความเสียหายบริเวณรอยเชื่อมเดิมและเกิด Fatigue Crack) ของสะพาน Flyover No.3 ไม่สามารถรองรับผลเนื่องจาก Fatigue กรณี Infinite Life ได้ และไม่สามารถรองรับปริมาณรถบรรทุก 251×10^6 รอบ ได้ตามความต้องการออกแบบ (Demand) จึงควรเสริมกำลัง



การประเมินค่า Stress Range (เลือกค่ามากระหว่างปีกคานด้านบนและปีกคานด้านล่าง) (Span 45m)

Flyover No.3 (Span 45m)

Check Typical Girder Details- Fatigue Limit States

Fatigue 1 - Fatigue Truck for Infinite Life

Flexural fatigue stress ranges at the bottom flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{STb}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCb}} \right| = 21.35 \text{ MPA}$$

Flexural fatigue stress ranges at the top flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{STt}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCt}} \right| = 10.66 \text{ MPA}$$

- 1) ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State I (Infinite Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_I = 1.50$

$$\gamma_I \Delta f \leq \Delta F_{TH}$$

$$21.35 \text{ MPA} < 31.03 \text{ MPA} \text{ --- } > \text{Infinite Life}$$

- 2) ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State II (Finite Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_{II} = 0.75$

$$N = \text{Infinity} > 251 \times 10^6 \text{ รอบ} \text{ -- } > \text{เพียงพอต่อความต้องการ}$$

สรุปว่าคานช่วง 45 เมตร ของสะพาน Flyover No.3 สามารถรองรับผลเนื่องจาก Fatigue กรณี Infinite Life ได้ และสามารถรองรับปริมาณรถบรรทุก 251×10^6 รอบ ได้ตามความต้องการออกแบบ (Demand)



6.7. สรุปผลการประเมินกำลังรับน้ำหนักของสะพานตามมาตรฐานการออกแบบ

สะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวทั้งสามตัวผ่านการประเมินความสามารถรับน้ำหนักสูงสุด โดยแรงกระทำสูงสุดจากรถบรรทุก HL93 ยังไม่เกินความสามารถของหน้าตัดคานดังแสดงในตารางที่ 6.7-1 อย่างไรก็ตามความสามารถด้านทานความล้าของสะพาน พบว่า สะพานตัวที่ 1 – ตัวที่ 3 ช่วงสะพานตั้งแต่ 34.75 เมตร ลงมา มีอายุการใช้งานจำกัด (Finite Life) และไม่เพียงพอต่อความต้องการออกแบบ 251×10^6 คycles ในช่วงอายุบริการออกแบบ 75 ปี ดังแสดงในตารางที่ 6.7-2 ควรวางแผนปรับปรุงเสริมกำลังให้โครงสร้างสะพานมีความปลอดภัยมากขึ้น

ตารางที่ 6.7-1 สรุปผลการประเมินความสามารถสูงสุดของสะพาน

Flyover	L (m)	Force (Mu, kN-m)	Capacity (ϕM_n , kN-m)	ผลประเมิน
1	25	3,175	8,110	pass
2	34.5	5,886	11,077	pass
3	34.8	5,886	11,077	pass
3	45	6,606	15,911	pass

ตารางที่ 6.7-2 สรุปผลการประเมินความสามารถด้านทานความล้า

			$\gamma_I = 1.50$	$\gamma_{II} = 0.75$			Capacity Required			
Flyover	L (m)	Category	$\gamma_I \Delta f$ (ksi)	ΔF_{TH} (ksi)	ผลประเมิน	$\gamma_{II} \Delta f$ (ksi)	A (ksi)	N_{fail}	N_{75yr}	ผลประเมิน
1	25	E	9.04	4.50	finite life	4.52	1.10E+09	1.19E+07	2.51E+08	ไม่เพียงพอ
2	34.5	E	6.01	4.50	finite life	3.00	1.10E+09	4.06E+07	2.51E+08	ไม่เพียงพอ
3	34.8	E'	6.01	2.60	finite life	3.00	3.90E+08	1.44E+07	2.51E+08	ไม่เพียงพอ
3	45	E	3.10	4.50	infinite life	1.55	1.10E+09	infinity	2.51E+08	เพียงพอ



บทที่ 7 การประเมินกำลังรับน้ำหนักของ โครงสร้างสะพานจากข้อมูลตรวจวัด

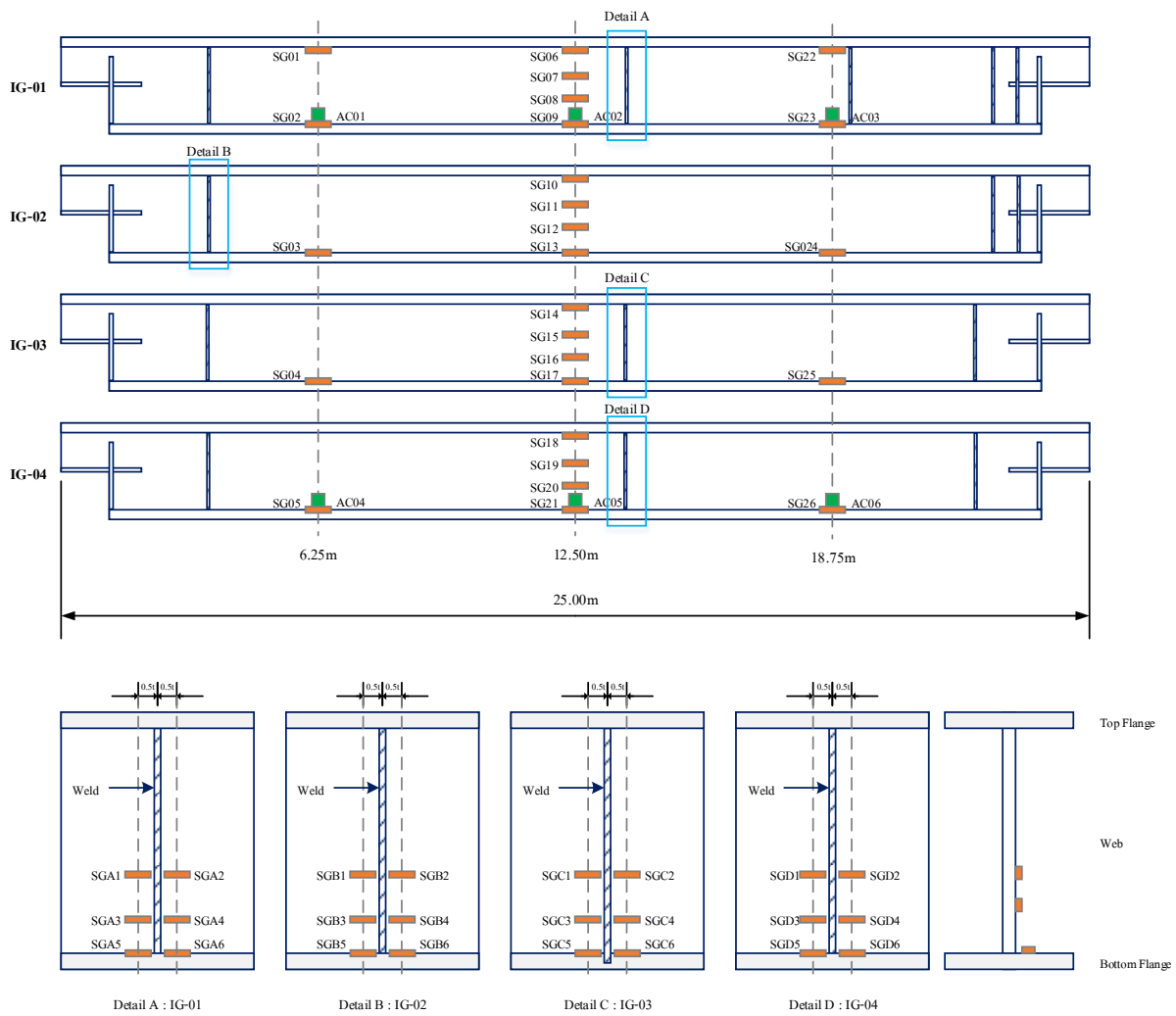
เนื้อหาในบทนี้นำเสนอการนำข้อมูลการตรวจวัดสะพานภายใต้การจราจรปกติมาวิเคราะห์เพื่อประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพานหลักซึ่งได้แก่ การประเมินกำลังรับน้ำหนักสูงสุดตลอดภัย และการประเมินกำลังรับความล้า การประเมินกำลังรับน้ำหนักโดยอาศัยข้อมูลตรวจวัดจริงจะส่งเสริมการประเมินตามมาตรฐานการออกแบบในบทที่ 6 ซึ่งจะมีส่วนช่วยให้เข้าใจการเสื่อมสภาพของโครงสร้างสะพานมากขึ้นและสามารถใช้ประกอบการพิจารณาออกแบบบูรณะสะพานต่อไป

7.1. การวิเคราะห์ข้อมูลการตรวจวัด

ข้อมูลความเครียด (Strain) ที่เก็บรวบรวมได้จากอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด (Strain Gauge) ที่ติดตั้งไว้ที่ตำแหน่งต่างๆ ของคานสะพานดังแสดงในรูปที่ 7.1-1 สำหรับสะพานตัวที่ 1 (Flyover 1) ช่วงสะพานที่ 9 รูปที่ 7.1-2 สำหรับสะพานตัวที่ 2 (Flyover 2) ช่วงสะพานที่ 9 รูปที่ 7.1-3 และรูปที่ 7.1-4 สำหรับสะพานตัวที่ 3 (Flyover 3) ช่วงสะพานที่ 7 และ 8 ตามลำดับ ที่เกิดขึ้นเนื่องจากรถวิ่งผ่านสะพานภายใต้การจราจรปกติ ได้ถูกนำมากรองสัญญาณตามวิธีในบทที่ 5 เพื่อหาความเครียดวัฏจักรกึ่งสถิต (Quasi-static Cyclic Strain) ความเครียดวัฏจักรกึ่งสถิตซึ่งต่อไปจะเรียกว่า “ความเครียด (Strain)” ได้ทำการเก็บบันทึกเฉพาะความเครียดที่เกิดจากรถหนักตั้งแต่ 5 ตันวิ่งผ่านสะพาน โดยตลอดช่วงเวลาที่ตรวจวัดสะพานทั้ง 3 สะพาน สะพานละ 7 ถึง 9 วัน รถหนักตั้งแต่ 5 ตันขึ้นไปวิ่งผ่านสะพานตัวที่ 1 ซึ่งเป็นสะพานฝั่งขาออก วิกาวดีมุ่งหน้าดอนเมือง เฉลี่ยประมาณวันละ 800 คัน สะพานตัวที่ 2 ซึ่งเป็นสะพานฝั่งขาออก วิกาวดีเข้าพหลโยธินมุ่งหน้ารัชโยธิน เฉลี่ยประมาณวันละ 400 คัน และสะพานตัวที่ 3 ซึ่งเป็นสะพานฝั่งขาเข้า วิกาวดีมุ่งหน้าดินแดง เฉลี่ยประมาณวันละ 1,000 คัน



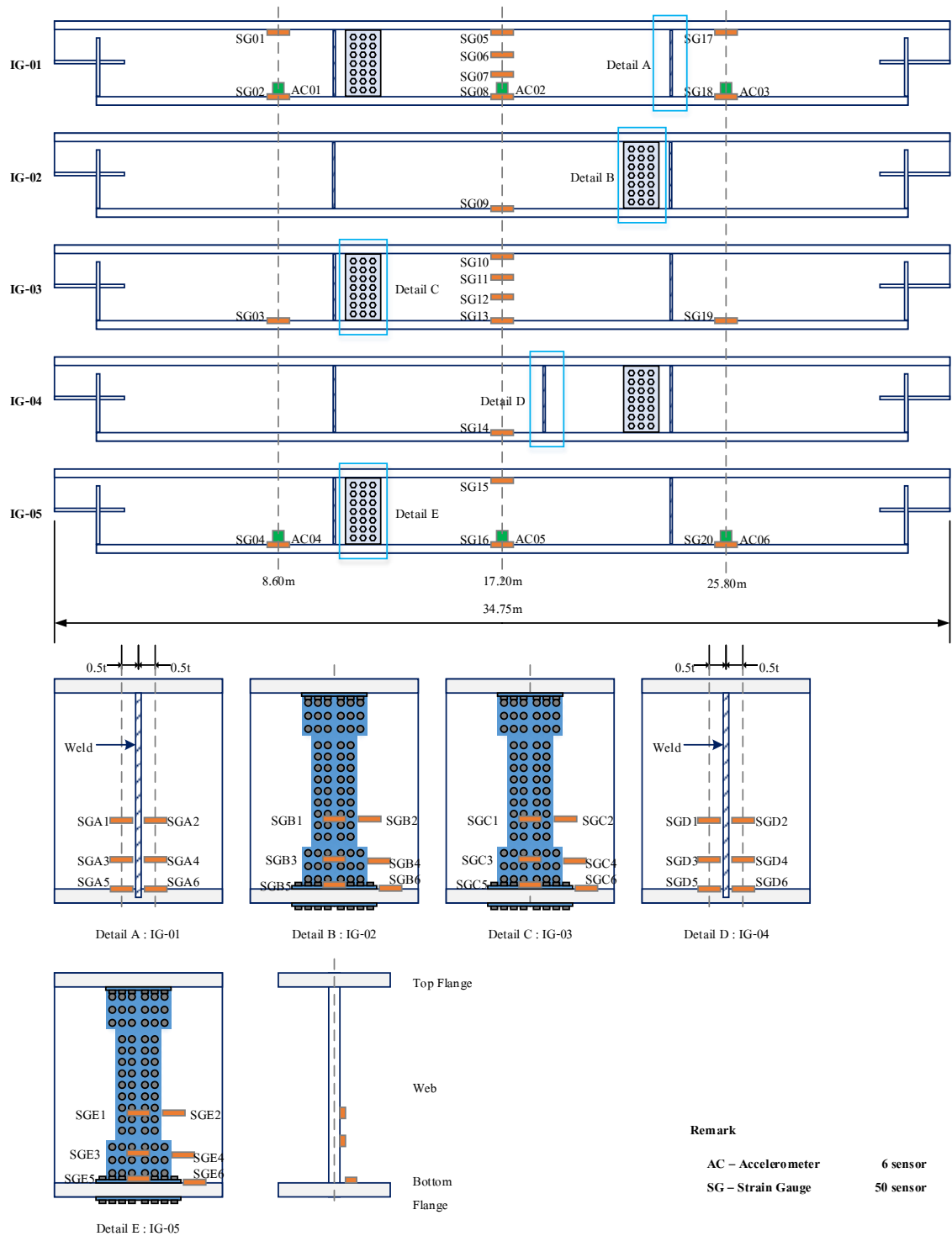
โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



Remark

AC – Accelerometer 6 sensor
SG – Strain Gauge 50 sensor

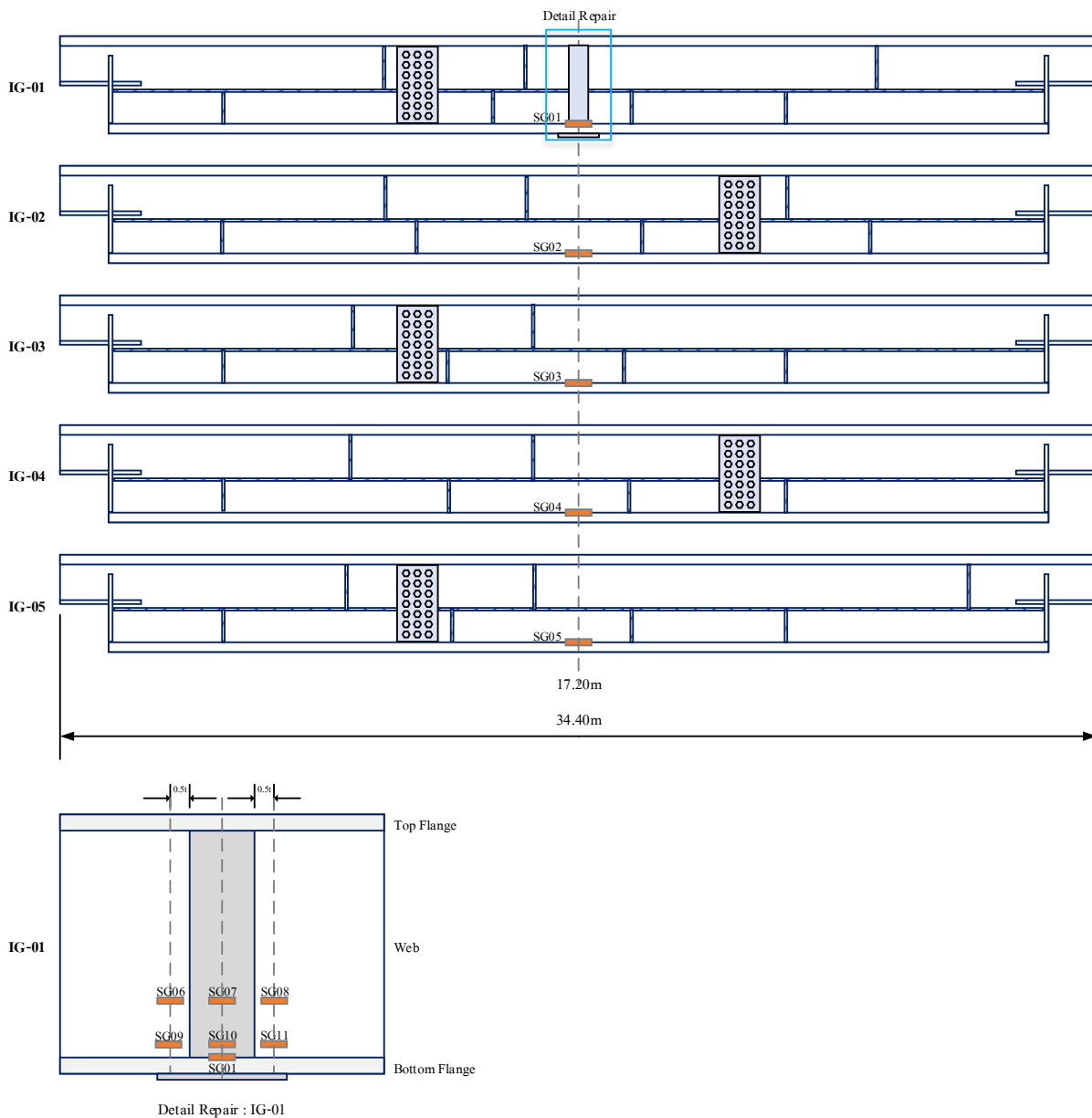
รูปที่ 7.1-1 ตำแหน่งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดบนสะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 9



รูปที่ 7.1-2 ตำแหน่งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดบนสะพานตัวที่ 2 ช่วงสะพานที่ 9



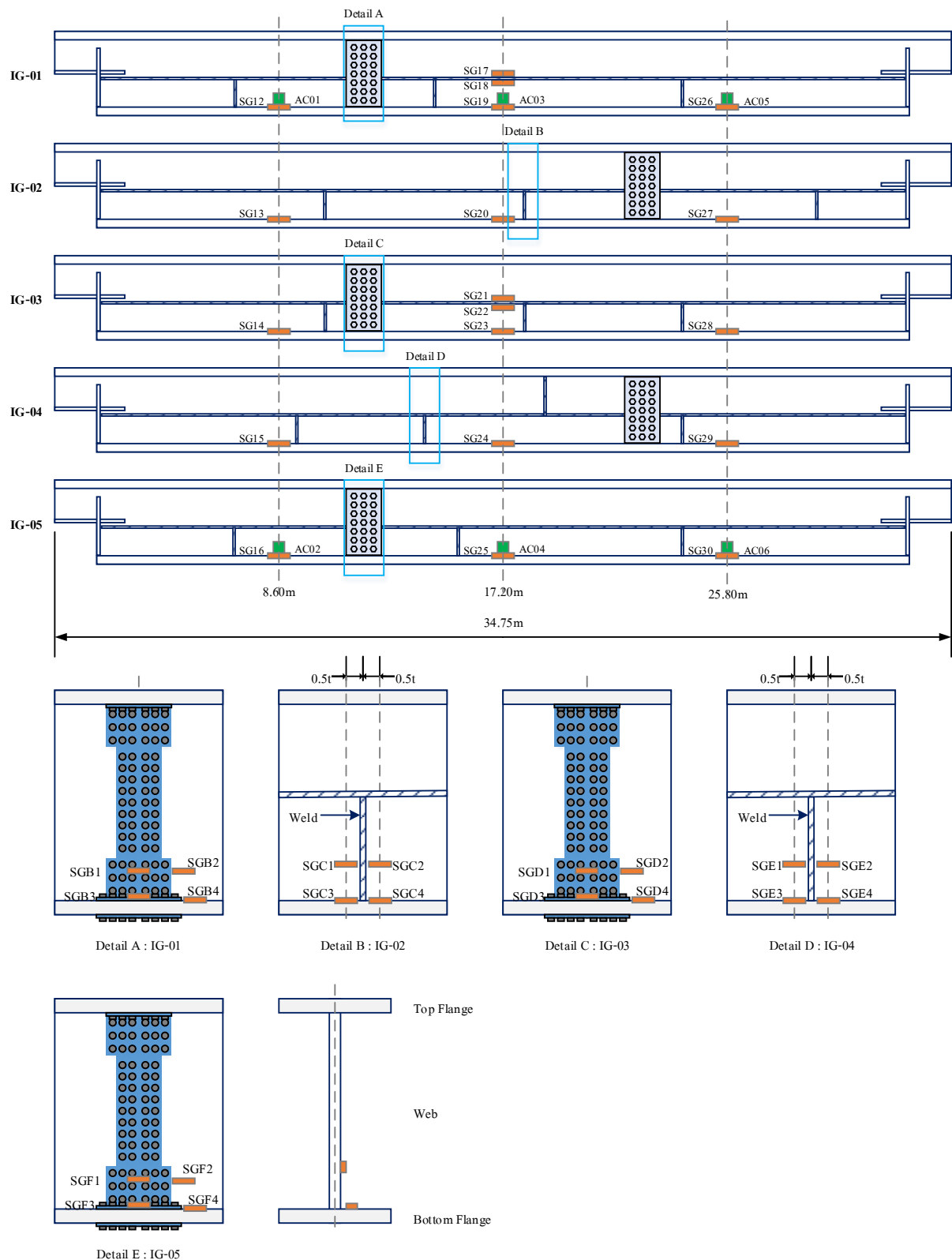
โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



Remark

AC – Accelerometer 6 sensor
SG – Strain Gauge 50 sensor

รูปที่ 7.1-3 ตำแหน่งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดบนสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 7



รูปที่ 7.1-4 ตำแหน่งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดบนสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 8



เนื่องจากการประเมินกำลังรับน้ำหนักสูงสุดและการประเมินกำลังรับความล้า ข้อมูลที่ต้องการคือ ความเครียดสูงสุดและความเครียดสะสมที่เกิดขึ้น ตามลำดับ ดังนั้น ข้อมูลความเครียดที่จัดเก็บไว้ได้ถูกนำมาประมวลผลเพื่อหาความเครียดสูงสุดและความเครียดสะสมในแต่ละวัน แต่อย่างไรก็ตาม เพื่อให้การประเมินกำลังรับน้ำหนักสูงสุดและการประเมินกำลังรับความล้าสอดคล้องกับการประเมินตามมาตรฐานการออกแบบซึ่งพิจารณากำลังรับน้ำหนักในรูปของความเค้น (Stress) ดังนั้น ความเครียดที่ได้เก็บบันทึกไว้จึงถูกแปลงมาเป็นการเค้น โดยการคูณ โมดูลัสยืดหยุ่น (Modulus of Elasticity) ของเหล็กซึ่งมีค่าประมาณ 200,000 MPa เข้ากับความเครียด ความเค้นสูงสุดและความเค้นสะสมในแต่ละวันที่เกิดขึ้นกับคานสะพานแต่ละคานของทุกช่วงสะพานทดสอบแสดงไว้ในภาคผนวก ก

ในส่วนของความเค้นสะสม ความเค้นสะสมได้ถูกแปลงมาเป็นการเสียหายสะสมที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างเพื่อให้สอดคล้องกับการประเมินกำลังรับความล้าโดยอาศัยเส้น โค้งความล้า (Fatigue Curve หรือ S-N Curve) ซึ่งเป็นเส้น โค้งที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับจำนวนรอบของความเค้นที่กระทำที่ทำให้คานเหล็กเกิดการวิบัติ เส้น โค้งความล้านี้ได้มาจากทดสอบคานเหล็กที่มีรายละเอียดรอยต่อโครงสร้าง (รอยเชื่อมและสลักเกลียว) รูปแบบต่างๆ ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรที่กึ่งกลางคาน เส้น โค้งความล้านี้จึงเหมาะที่นำมาวิเคราะห์โครงสร้างคานภายใต้โมเมนต์ดัดตัวอย่างง่าย (Simple Bending) ซึ่งมีทั้งหมด 6 เส้น โค้งแยกตามรายละเอียดการต่อเชื่อมคานดังนี้ (Fisher et al., 1979)

Category A:

$$\log N = -3 \log S_R + 12.8500 \quad (7.1-1)$$

Category B:

$$\log N = -3 \log S_R + 12.4752 \quad (7.1-2)$$

Category C:

$$\log N = -3 \log S_R + 12.0310 \quad (7.1-3)$$

Category D:

$$\log N = -3 \log S_R + 11.8097 \quad (7.1-4)$$

Category E:

$$\log N = -3 \log S_R + 11.4822 \quad (7.1-5)$$

Category E' :

$$\log N = -3 \log S_R + 11.1278 \quad (7.1-6)$$



โดยที่

S_R คือ ความเค้น (Stress Range) ที่เกิดขึ้นเนื่องจากโมเมนต์ดัดอย่างง่าย (MPa)

N คือ จำนวนรอบที่ทำให้คานเกิดการวิบัติที่ความเค้น S_R

Category A ได้แก่ คานเหล็กรูปพรรณรีดร้อน เช่น H-beam ซึ่งเป็นโครงสร้างที่ไม่มีรอยเชื่อม นับเป็น Category พื้นฐานที่มีกำลังรับความล้าสูงที่สุด

Category B ได้แก่ คานประกอบที่มีการเชื่อมชน (Butt Weld) หรือเชื่อมร่อง (Groove Weld) ระหว่างแผ่นปีก (Flange) กับแผ่นดั่ง (web) หรือ ระหว่างแผ่นดั่งหรือแผ่นปีกด้วยกันเอง โดยในกรณีที่เป็นการเชื่อมร่อง ต้องทำการเจาะลบส่วนนูนของรอยเชื่อมและผ่านการตรวจสอบความสมบูรณ์ด้วยวิธีทดสอบแบบไม่ทำลาย นอกจากนี้ Category B ยังรวมถึงการต่อคานด้วยสลักเกลียวกำลังสูง (High-strength Bolt) Category B นับเป็น Category ที่มีกำลังรับความล้าสูงรองลงมาจาก Category A

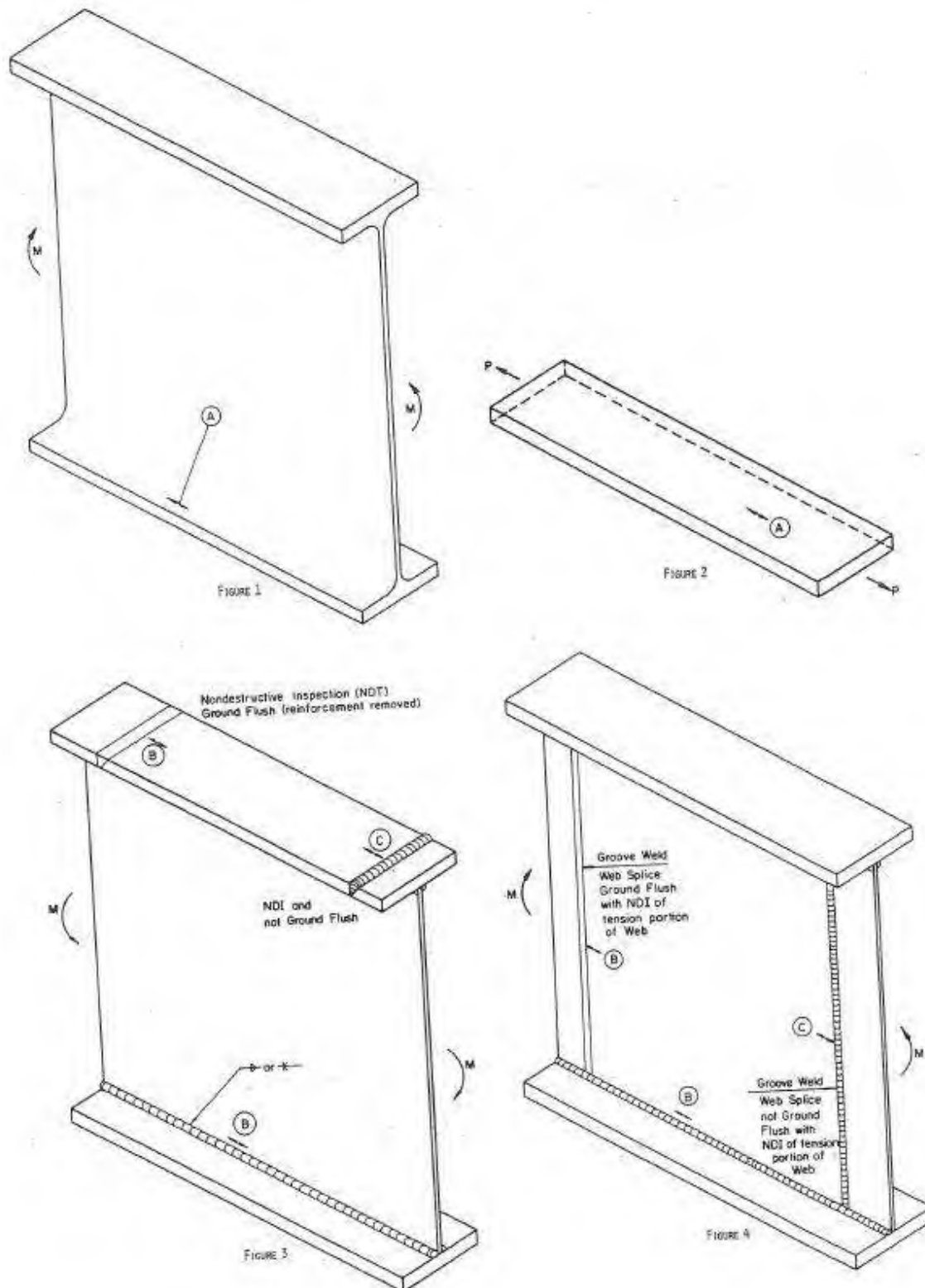
Category C ได้แก่ คานประกอบที่มีการเชื่อมร่องระหว่างแผ่นดั่งหรือแผ่นปีกด้วยกันเอง โดยผ่านการตรวจสอบความสมบูรณ์ด้วยวิธีทดสอบแบบไม่ทำลาย แต่ไม่ได้เจาะลบส่วนนูนของรอยเชื่อม นอกจากนี้ Category C ยังรวมถึงรอยเชื่อมชนของแผ่นเสริมกำลัง (Stiffener) ในแนวตั้ง Category C นับเป็น Category ที่มีกำลังรับความล้าสูงรองลงมาจาก Category B

Category D ได้แก่ รอยเชื่อมมุม (Fillet Weld) หรือรอยเชื่อมร่องในแนวนอนของแผ่นปะกับ (Gusset Plate) หรือแผ่นยึด (Attachment) ที่มีความยาวระหว่าง 5 ถึง 10 ซม. นอกจากนี้ Category D ยังรวมถึงการต่อคานด้วยหมุดย้ำ (Rivet) คานประกอบโดยทั่วไปถูกจัดให้อยู่ใน Category นี้ Category D นับเป็น Category ที่มีกำลังรับความล้าสูงรองลงมาจาก Category C

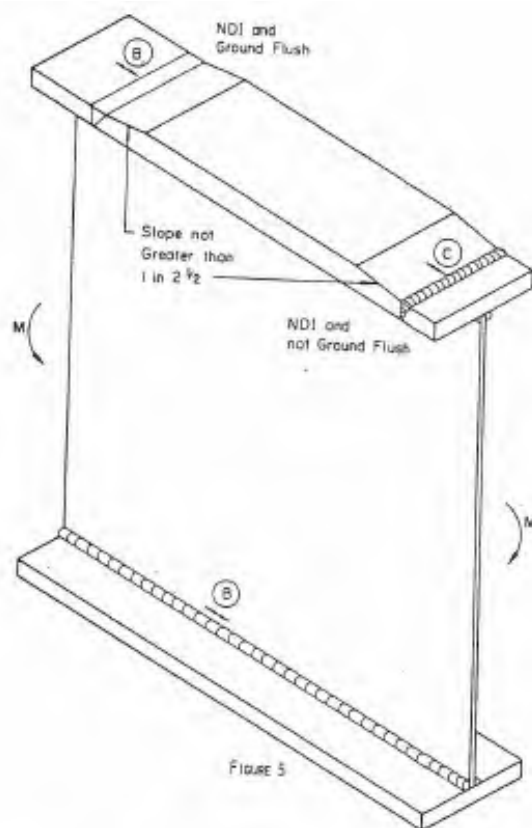
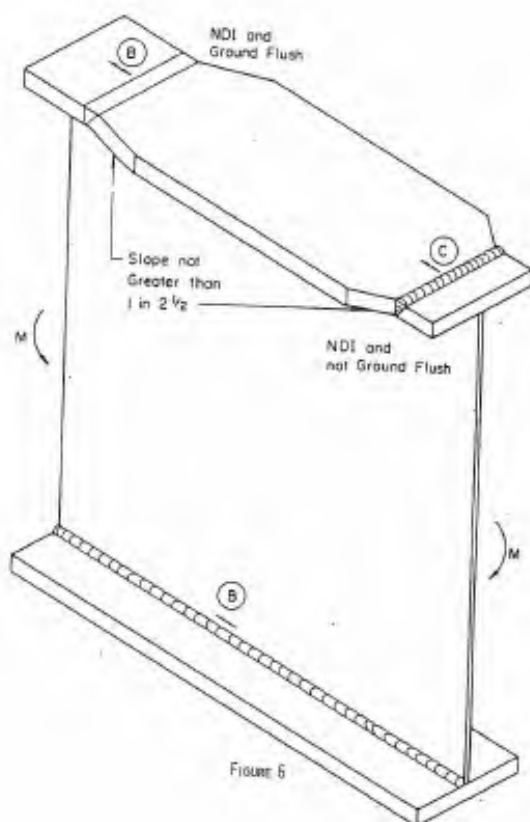
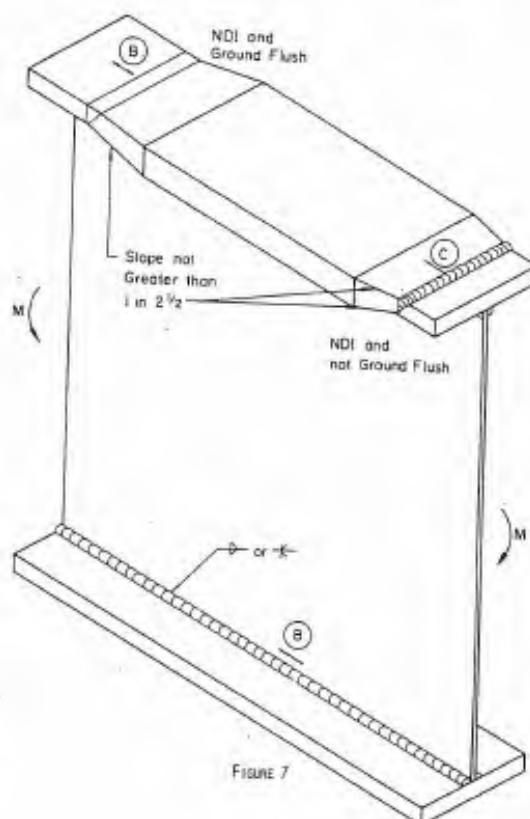
Category E ได้แก่ รอยเชื่อมมุม (Fillet Weld) หรือรอยเชื่อมร่องในแนวนอนของแผ่นปะกับ (Gusset Plate) หรือแผ่นยึด (Attachment) ที่มีความยาวเกิน 10 ซม. นอกจากนี้ Category E ยังรวมถึงการชนกันของรอยเชื่อมในแนวนอนกับรอยเชื่อมในแนวตั้ง Category E นับเป็น Category ที่มีกำลังรับความล้าสูงรองลงมาจาก Category D

Category E' ใช้กับคานที่มีการเชื่อมแผ่นเหล็กทาบ (Cover Plate) เข้ากับแผ่นเหล็กหลักโดยความหนาของแผ่นเหล็กหลักหนากว่า 2 ซม. Category E' นับเป็น Category ที่มีกำลังรับความล้าต่ำที่สุด

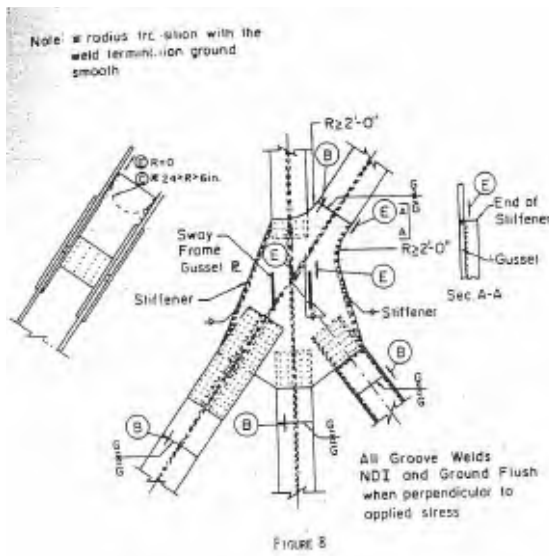
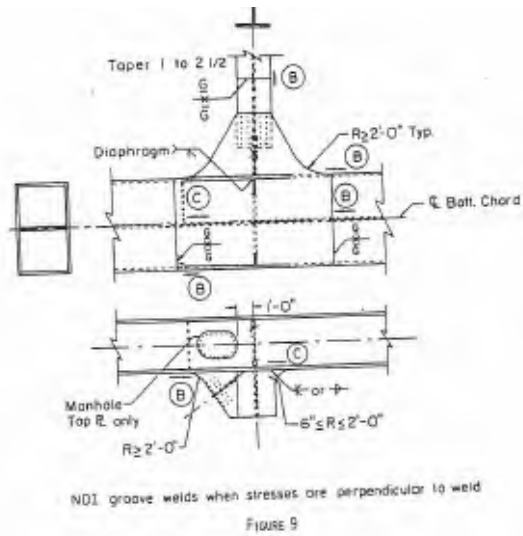
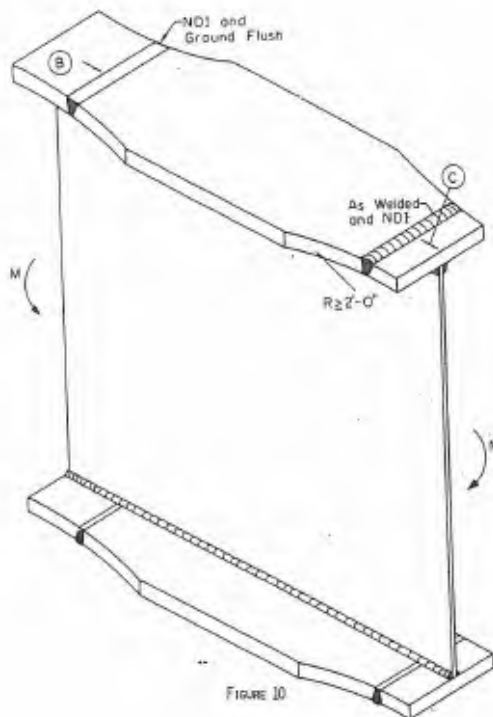
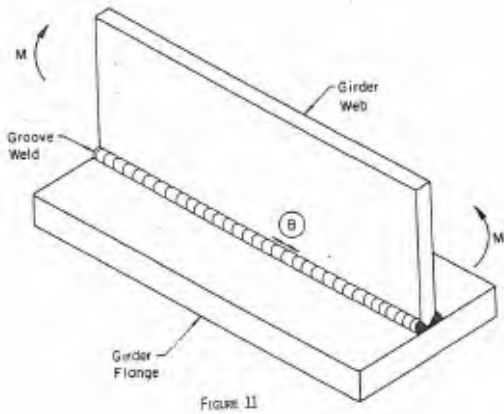
รูปที่ 7.1-5 แสดงภาพรอยต่อโครงสร้าง Category ต่างๆ โดยตัวอักษรภาษาอังกฤษในวงกลมแสดงประเภท Category (Fisher et al., 1979)



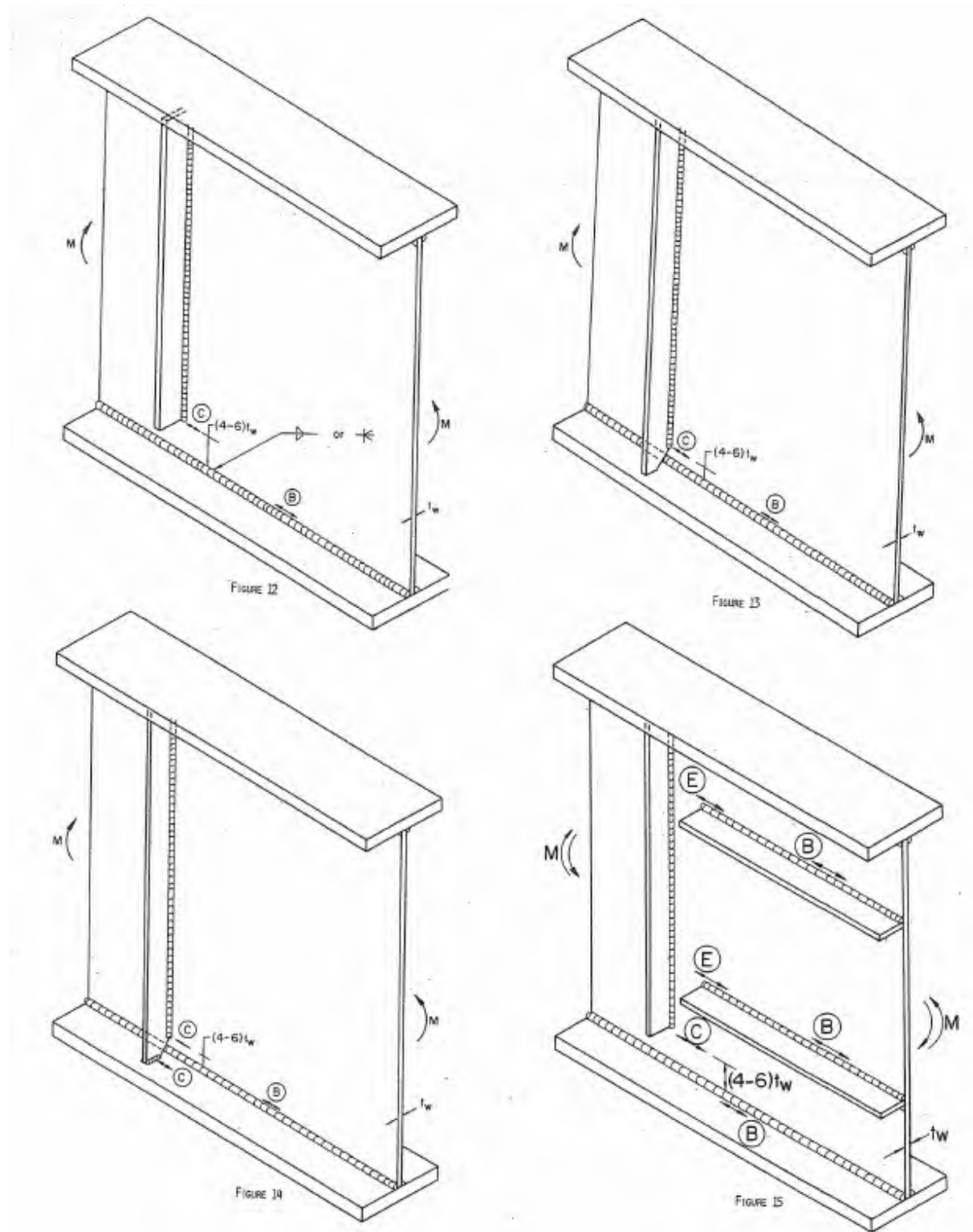
รูปที่ 7.1-5 Category ประเภทต่างๆ ของรอยต่อคานเหล็ก



รูปที่ 7.1-5 Category ประเภทต่างๆ ของรอยต่อคานเหล็ก (ต่อ)



รูปที่ 7.1-5 Category ประเภทต่างๆ ของรอยต่อคานเหล็ก (ต่อ)



รูปที่ 7.1-5 Category ประเภทต่างๆ ของรอยต่อคานเหล็ก (ต่อ)

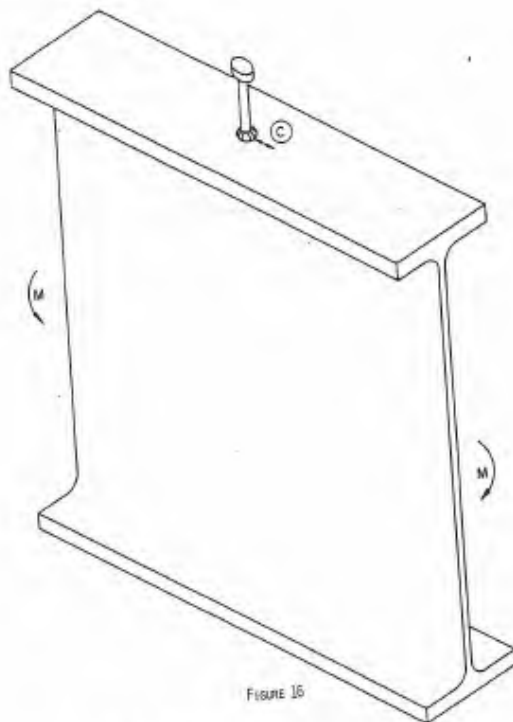


FIGURE 16

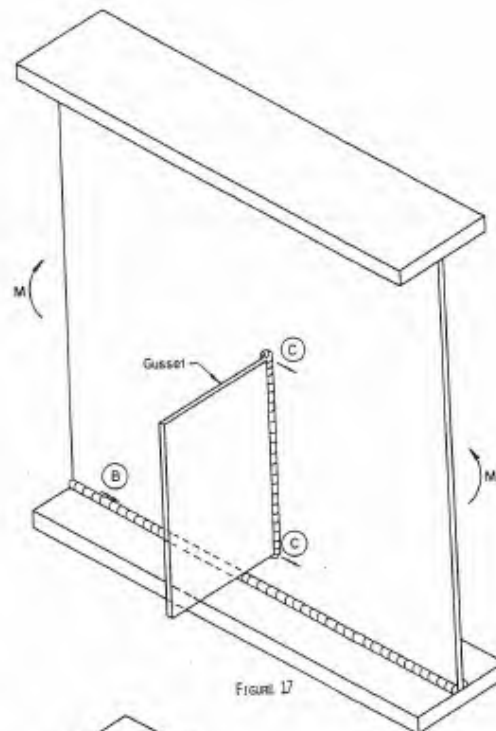


FIGURE 17

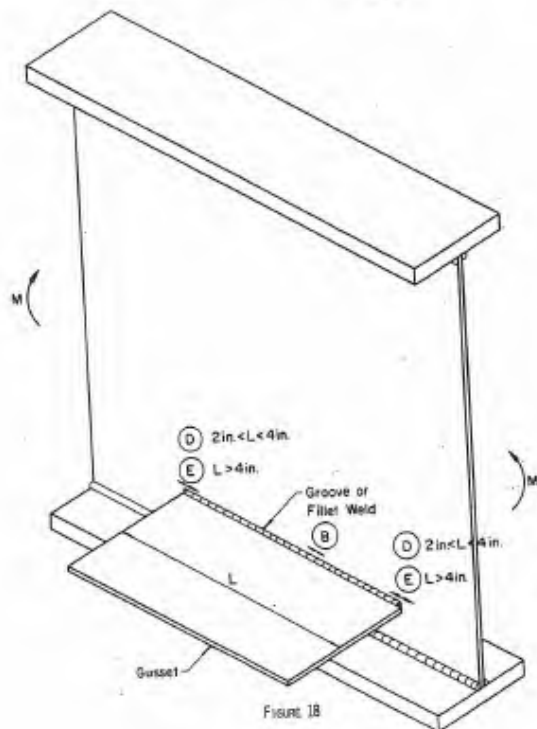


FIGURE 18

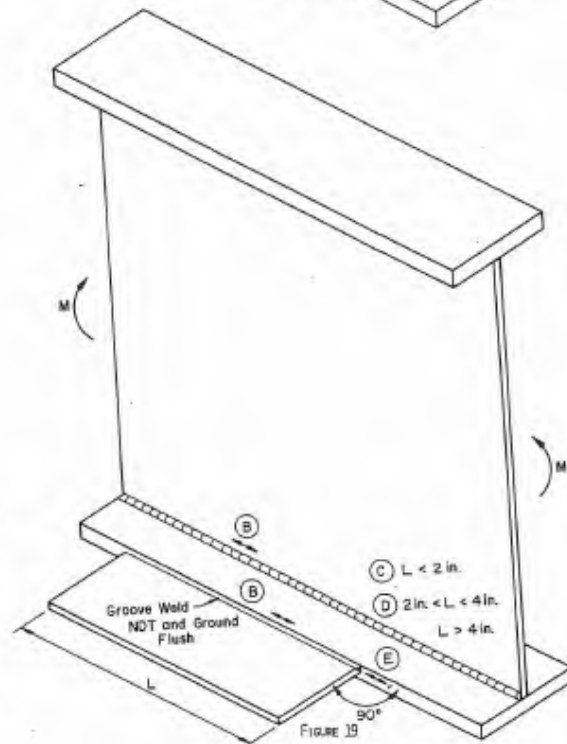
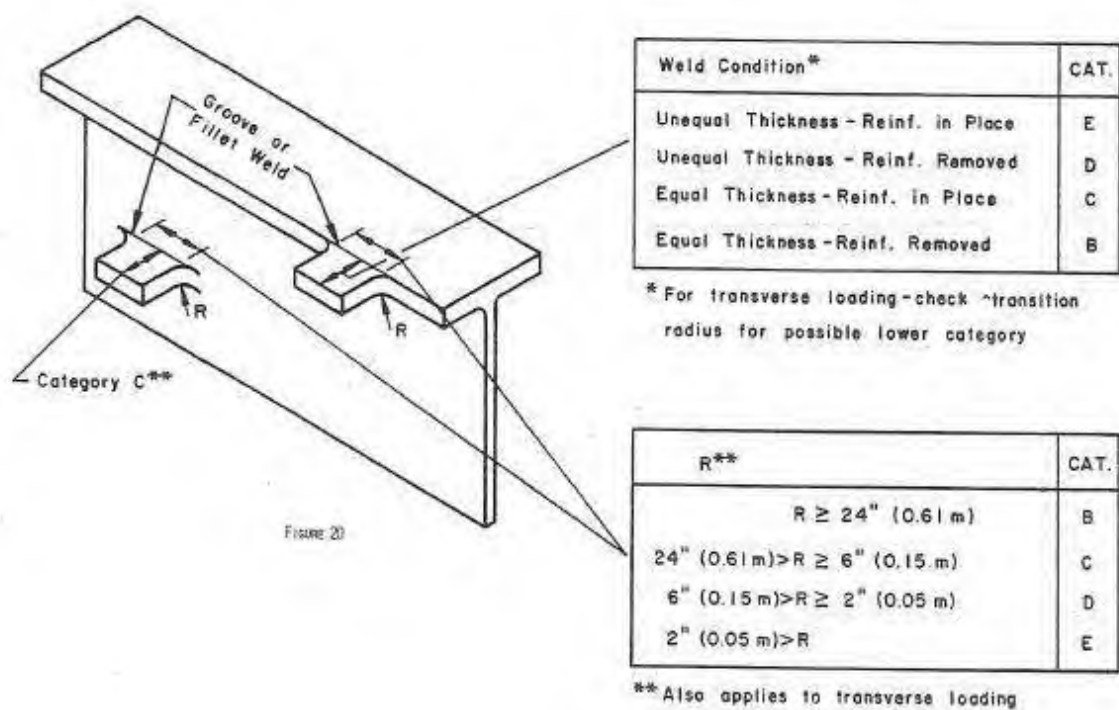
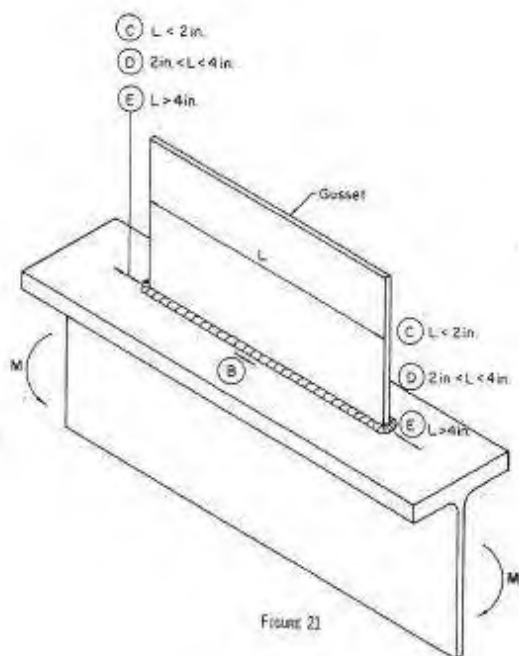
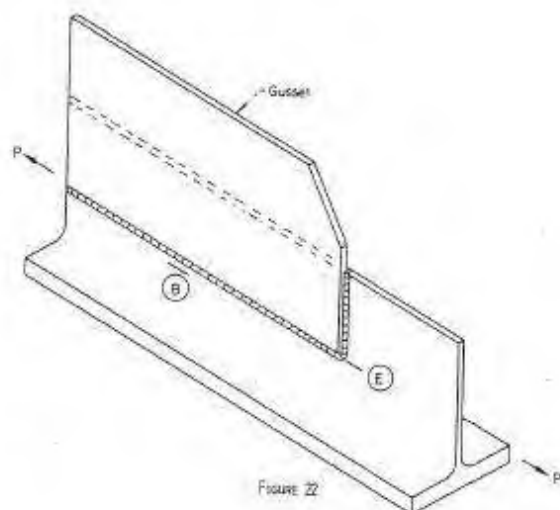
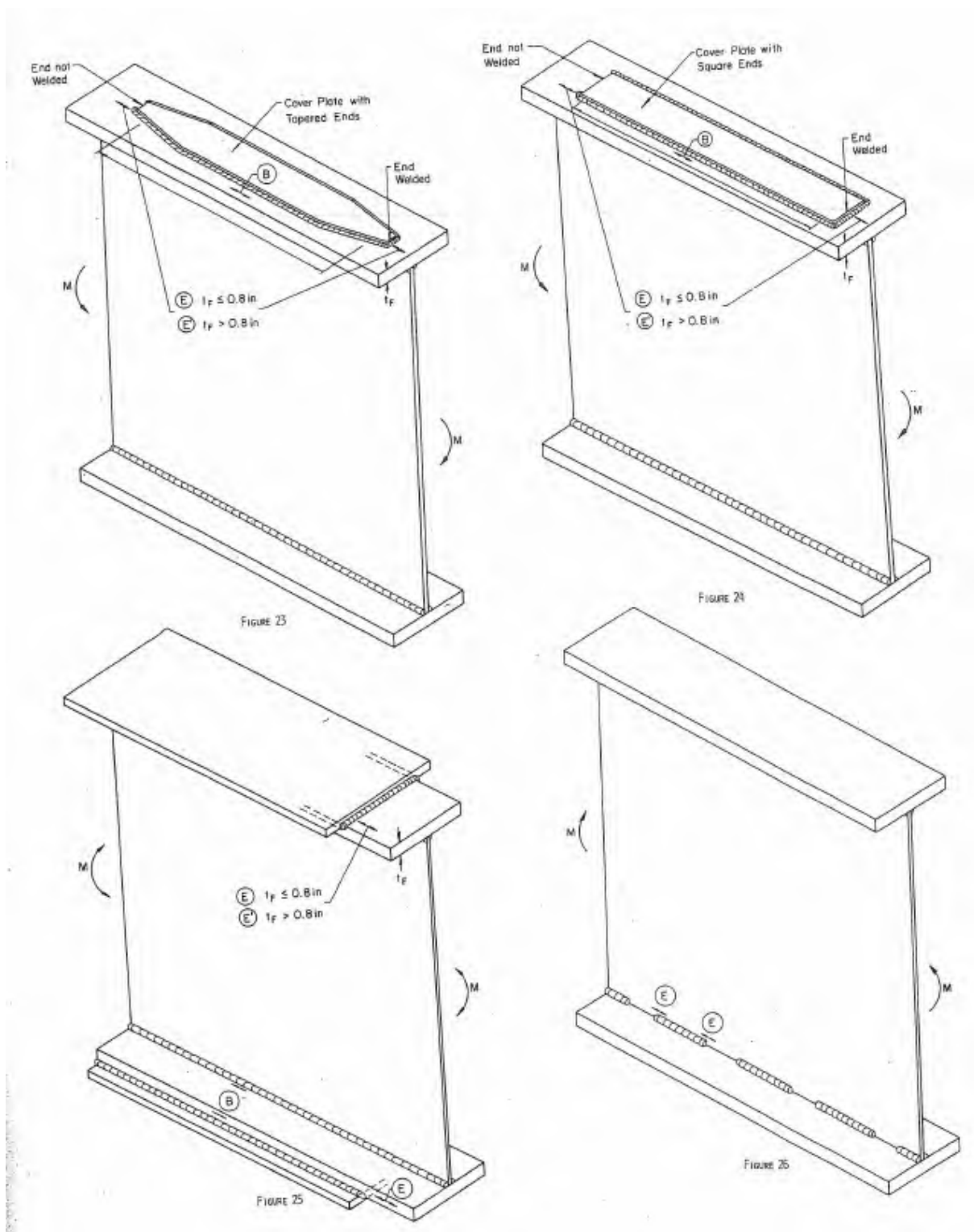


FIGURE 19

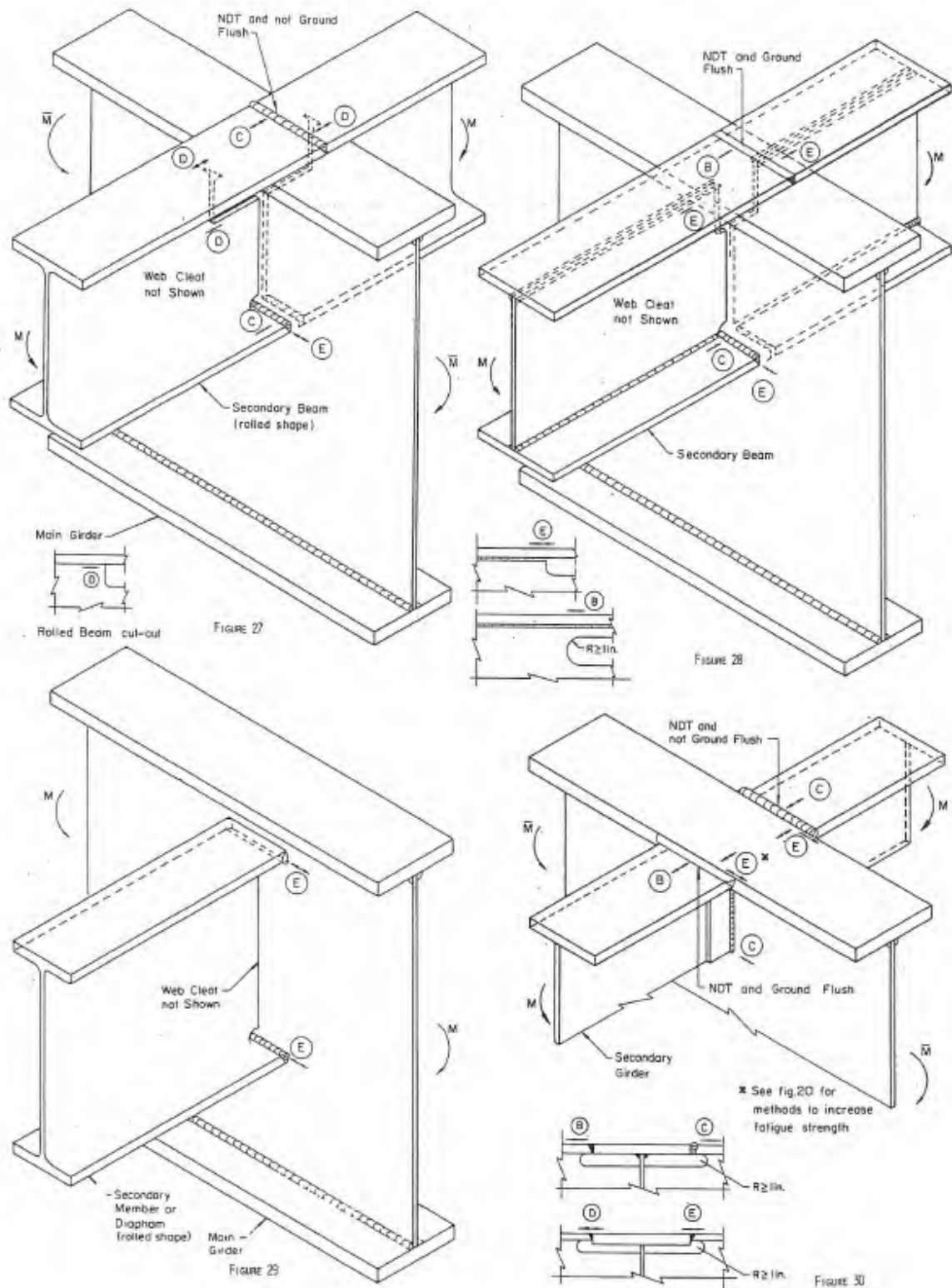
รูปที่ 7.1-5 Category ประเภทต่างๆ ของรอยต่อคานเหล็ก (ต่อ)



รูปที่ 7.1-5 Category ประเภทต่างๆ ของรอยต่อคานเหล็ก (ต่อ)



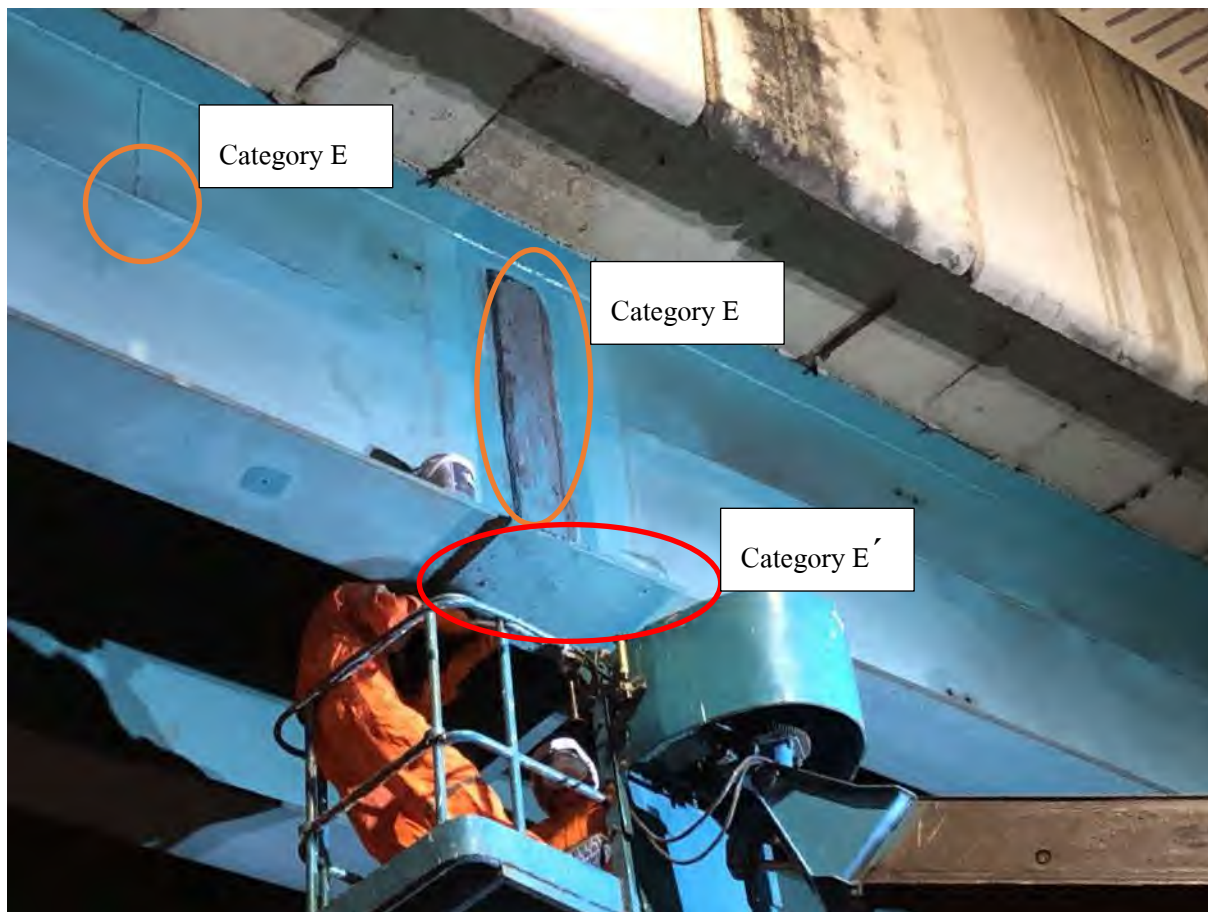
รูปที่ 7.1-5 Category ประเภทต่างๆ ของรอยต่อคานหลัก (ต่อ)



รูปที่ 7.1-5 Category ประเภทต่างๆ ของรอยต่อกานเหล็ก (ต่อ)



จากการพิจารณา Category ประเภทต่างๆ ข้างต้น คานสะพานทุกช่วงสะพานที่ทำการทดสอบจัดอยู่ใน Category E เนื่องจากมีการชนกันของรอยเชื่อมในแนวนอนและแนวตั้งหลายจุด ยกเว้นคานตัวริม IG-01 ของช่วงสะพานที่ 7 ของสะพานตัวที่ 3 ซึ่งเป็นคานที่ได้รับความเสียหายและได้มีการเสริมกำลังโดยเชื่อมแผ่นเหล็กทาบบประกบแผ่นดั่งและแผ่นปีกล่าง ซึ่งแผ่นปีกล่างมีความหนา 2.8 ซม. (มากกว่า 2 ซม.) คานตัวริมนี้จึงจัดอยู่ใน Category E' รูปที่ 7.1-6 Category E และ Category E' ของคาน IG-01 ช่วงสะพานที่ 7 สะพานตัวที่ 3



รูปที่ 7.1-6 Category E และ Category E' คาน IG-01 ช่วงสะพานที่ 7 สะพานตัวที่ 3

โดยอาศัยสมการที่ 7.1-4 สมการที่ 7.1-5 และสมการที่ 7.1-6 สำหรับ Category D Category E และ Category E' ตามลำดับ ทำให้สามารถคำนวณจำนวนรอบที่ทำให้คานเกิดการวิบัติ (รอยเชื่อมฉีกขาด) ที่ความเค้นค่าหนึ่งๆ ได้ ความเค้นที่ใช้พิจารณาเป็นความเค้นดึงที่ปีกล่างบริเวณกึ่งกลางคาน ส่วนกลับของจำนวนรอบที่ทำให้คานเกิดการวิบัติ คือความเสียหาย (ความล้า) ที่เกิดขึ้นเนื่องจากความเค้นนั้นกระทำหนึ่งรอบตามหลักเกณฑ์การสะสมความล้าเชิงเส้นของ Palmgren-Miner (Palmgren-Miner's Criteria of Linear Cumulative Damage) ดังนั้น ผลรวมของส่วนกลับของจำนวนรอบที่ทำให้คานเกิดการวิบัติที่ความเค้นระดับต่างๆ ก็คือความล้าสะสมในโครงสร้าง โดยคานจะวิบัติเมื่อความล้าสะสมมีค่าเท่ากับ 1



จากการวิเคราะห์ข้อมูลความถี่และความถี่สูงสุดในแต่ละวันของคานสะพานแต่ละคานในภาคผนวก ค ค่าเฉลี่ย (Expected Value) ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation) และค่าสัมประสิทธิ์ของความแปรปรวน (Coefficient of Variation) ของความถี่และความถี่สูงสุดใน 1 วันได้แสดงสรุปไว้ในรูปที่ 7.1-7

One-day Maximum Stress and Cumulative Damage										
Flyover 1 - Span 9 (25.00 m)										
Expected Std. COV	IG-01		IG-02		IG-03		IG-04			
	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.		
	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage		
	52.548	1.306E-05	38.151	6.444E-06	30.294	2.041E-06	34.610	1.425E-06		
	5.255	4.065E-06	2.229	1.630E-06	4.934	4.256E-07	7.050	2.627E-07		
	0.100	0.311	0.058	0.253	0.163	0.209	0.204	0.184		
Flyover 2 - Span 9 (34.75 m)										
Expected Std. COV	IG-01		IG-02		IG-03		IG-04		IG-05	
	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.
	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage
	34.115	2.106E-06	25.635	9.406E-07	21.568	6.137E-07	18.895	1.769E-07	20.713	1.911E-07
	5.382	3.547E-07	3.607	1.583E-07	2.708	1.480E-07	5.745	1.882E-08	7.613	1.709E-08
	0.158	0.168	0.141	0.168	0.126	0.241	0.304	0.106	0.368	0.089
Flyover 3 - Span 7 (34.40 m)										
Expected Std. COV	IG-01		IG-02		IG-03		IG-04		IG-05	
	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.
	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage
	38.324	1.093E-05	50.591	1.270E-05	35.479	4.360E-06	33.470	1.673E-06	35.109	1.436E-06
	3.846	1.573E-06	5.086	1.620E-06	2.708	4.874E-07	6.319	2.728E-07	4.689	3.373E-07
	0.100	0.144	0.101	0.128	0.076	0.112	0.189	0.163	0.134	0.235
Flyover 3 - Span 8 (45.00 m)										
Expected Std. COV	IG-01		IG-02		IG-03		IG-04		IG-05	
	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.	Max. Stress	Cum.
	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage	(MPa)	Damage
	46.856	7.226E-06	40.179	5.270E-06	32.437	3.049E-06	27.431	1.308E-06	32.730	1.634E-06
	4.614	1.097E-06	3.563	7.627E-07	2.677	4.334E-07	5.298	2.174E-07	5.315	3.524E-07
	0.098	0.152	0.089	0.145	0.083	0.142	0.193	0.166	0.162	0.216

รูปที่ 7.1-7 ค่าทางสถิติของความถี่สูงสุดและความถี่ต่ำสุดใน 1 วันของคานสะพานต่างๆ

จากรูปที่ 7.1-7 จะเห็นได้ว่าค่าเฉลี่ยของความถี่สูงสุดและความถี่ต่ำสุดใน 1 วันจะสูงสุดในคาน IG-01 ของทุกช่วงสะพาน ซึ่งเป็นคานตัวริมที่อยู่ใต้ช่องจราจรซ้าย สอดคล้องกับความเป็นจริงที่ารถบรรทุกหนักส่วนใหญ่ใช้ช่องจราจรซ้าย ในกรณีช่วงสะพานที่ 7 ของสะพานตัวที่ 3 คาน IG-02 กลับมีค่าเฉลี่ยของความถี่สูงสุดและความถี่ต่ำสุดใน 1 วันสูงกว่าคาน IG-01 ทั้งนี้เนื่องจากคาน IG-01 ได้รับการเสริมแผ่นเหล็กทาบที่ปีกล่างในการซ่อมแซมความเสียหายทำให้คาน IG-01 มีหน้าตัดรับแรงดัดเพิ่มขึ้น ซึ่งช่วยลดความถี่ให้ต่ำลง ความถี่ต่ำสุดของคาน IG-01 ของสะพานตัวที่ 1 มีความแปรปรวนค่อนข้างสูงในขณะที่ความถี่สูงสุดมีค่าอยู่ในระดับสูงแต่มีความแปรปรวนต่ำ ซึ่งแสดงให้เห็นว่า สะพานตัวที่ 1 นี้ มีรถบรรทุกหนักวิ่งผ่านเป็นประจำโดยมีรถบรรทุกเบาล่วงแซงในปริมาณที่แตกต่างกันในแต่ละวัน ในขณะที่สะพานตัวที่ 2 มีค่าความถี่สูงสุดอยู่ในระดับต่ำ โดยมีความแปรปรวนของทั้งค่าความถี่สูงสุดและความถี่ต่ำสุดอยู่ในระดับต่ำเช่นกัน ซึ่งแสดงให้เห็นว่า สะพานตัวที่ 2 นี้มีแต่รถบรรทุกเบาล่วงแซง สอดคล้องกับความเป็นจริงที่ว่า สะพานตัวที่ 2 นี้เป็นสะพานขาออกวิภาวดีเข้าพหลโยธินมุ่งหน้ารัชโยธิน ซึ่งไม่ใช่เส้นทางของรถบรรทุกหนักผ่าน ความแปรปรวนของทั้งค่าความถี่สูงสุดและความถี่ต่ำสุดของช่วงสะพานที่ 7 และ 8



ของสะพานตัวที่ 3 มีค่าที่ใกล้เคียงกัน สะท้อนให้เห็นถึงความน่าเชื่อถือของข้อมูลการตรวจวัดสะพาน ข้อมูลทางสถิติของความเค้นสูงสุดและความล้าสะสมใน 1 วันเหล่านี้ได้นำมาใช้ในการวิเคราะห์ทางสถิติเพิ่มเติมเพื่อประเมินกำลังรับน้ำหนักสูงสุดปลอดภัยและประเมินกำลังรับความล้าของคานสะพานดังแสดงในหัวข้อถัดไป

7.2. การประเมินกำลังรับน้ำหนักสูงสุดปลอดภัย

การประเมินกำลังรับน้ำหนักสูงสุดปลอดภัยของคานสะพานในที่นี้หมายถึงการประเมินว่าคานสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้เท่าใด น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสะพานต้องรองรับมีค่าแตกต่างกันไปตามระยะเวลาที่พิจารณา กล่าวคือช่วงระยะเวลาที่พิจารณา ยิ่งยาวนาน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คาดว่าจะวิ่งผ่านสะพานก็จะยิ่งมาก ทั้งนี้เนื่องจากช่วงระยะเวลาที่ยาวกว่าย่อมมีน้ำหนักบรรทุกวิ่งผ่านสะพานมากกว่าช่วงระยะเวลาที่สั้น ทำให้ค่าเฉลี่ยของน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่วิ่งผ่านสะพานในช่วงเวลาที่ยาวกว่ามีน้ำหนักมากกว่าช่วงระยะเวลาที่สั้น การคำนวณน้ำหนักบรรทุกสูงสุดในช่วงเวลาต่างๆ สามารถคำนวณได้จากค่าสถิติพื้นฐานของน้ำหนักบรรทุกสูงสุด หรือความเค้นสูงสุดใน 1 วันซึ่งได้วิเคราะห์ไว้แล้วในหัวข้อที่ผ่านมา โดยอาศัยหลักการทางสถิติของค่าขีดสุด (Statistics of Extreme) จากนั้นเปรียบเทียบความเค้นสูงสุดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่ช่วงเวลาพิจารณา (อายุออกแบบใช้งาน) กับค่าความเค้นที่ยอมให้สำหรับน้ำหนักบรรทุก ซึ่งได้จากการหาค่าความเค้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (น้ำหนักโครงสร้างและองค์ประกอบอื่นๆ) ออกจากกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคาน โดยหากความเค้นที่ยอมให้มีค่าสูงกว่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้น คานสะพานจะถือว่าผ่านการประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดปลอดภัย

หลักการทางสถิติของค่าขีดสุดที่นำมาใช้คำนวณหาความเค้นสูงสุดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่ช่วงเวลาต่างๆ ได้แก่ Stability Postulate กล่าวคือ ถ้าข้อมูลพื้นฐานมีการกระจายตัวเป็นฟังก์ชันรูปแบบของค่าขีดสุดฟังก์ชันใดฟังก์ชันหนึ่ง ค่าขีดสุดของข้อมูลจากจำนวนตัวอย่าง n จะมีการกระจายเป็นฟังก์ชันของค่าขีดสุดนั้นเช่นกัน (Ang and Tang, 1984) โดยอาศัยหลัก Stability Postulate ทำให้สามารถคำนวณหาความเค้นสูงสุดที่ช่วงเวลาต่างๆ จากความเค้นสูงสุดใน 1 วันได้ดังนี้

สมมุติว่า ความเค้นสูงสุดใน 1 วันมีการกระจายตัวแบบ Type I Asymptotic Form ซึ่งเป็นฟังก์ชันการกระจายพื้นฐานที่เป็นที่ยอมรับว่าใช้ได้กับค่าสูงสุดทั่วไป Type I Asymptotic Form มีฟังก์ชันการกระจายตัว (Distribution Function) ในรูป Double Exponential ดังนี้

$$F_X(x) = \exp[-e^{-\alpha(x-u)}] \quad (7.2-1)$$

โดยที่ α คือ scale parameter และ u คือ location parameter ของฟังก์ชัน ซึ่งสัมพันธ์กับค่าเฉลี่ย μ และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน σ ของฟังก์ชันดังนี้

$$\mu = u + \frac{0.577}{\alpha} \quad (7.2-2)$$



$$\sigma = \frac{\pi}{\alpha\sqrt{6}} \quad (7.2-3)$$

โดยอาศัย Stability Postulate ซึ่งฟังก์ชันการกระจายของค่าสูงสุดของข้อมูลจากจำนวนตัวอย่าง n ยังคงเป็น Double Exponential เหมือนเดิม ซึ่งสามารถพิสูจน์ได้ว่า

$$F_{X_n}(x) = \exp\{-e^{-\alpha[x-(u+\ln n/\alpha)]}\} \quad (7.2-4)$$

เทียบสมการที่ 7.2-1 และ 7.2-4 จะได้ว่า

$$\alpha_n = \alpha \quad (7.2-5)$$

$$u_n = u + \frac{\ln n}{\alpha} \quad (7.2-6)$$

ดังนั้น ค่าเฉลี่ย μ_n และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน σ_n ของค่าสูงสุดของข้อมูลจากจำนวนตัวอย่าง n สามารถคำนวณได้จากค่าเฉลี่ย μ และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน σ ของฟังก์ชันตั้งต้นได้ดังนี้

$$\sigma_n = \sigma \quad (7.2-7)$$

$$\mu_n = \mu + \frac{\ln n}{\alpha} \quad (7.2-8)$$

ค่าเฉลี่ย μ และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน σ ของความเค้นสูงสุดใน 1 วันได้คำนวณไว้แล้วในหัวข้อที่ 7.1 ดังนั้น อาศัยสมการที่ 7.2-3 จะสามารถคำนวณหา parameter α จากนั้น ใช้สมการที่ 7.2-7 และ 7.2-8 จะสามารถคำนวณหาค่าเฉลี่ย μ_n และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน σ_n ของความเค้นสูงสุดที่เวลา n วันใดๆ ได้

ในส่วนของความเค้นที่ยอมให้สำหรับน้ำหนักบรรทุกจร ซึ่งได้จากการหักความเค้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (น้ำหนักโครงสร้างและองค์ประกอบอื่นๆ) ออกจากกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานสะพาน ได้คำนวณหาโดยใช้สมการออกแบบของ AASHTO LRFD ในการคำนวณหาดังนี้

$$1.25 \cdot f_{DL} + 1.5 \cdot f_{SDL} + 1.75 \cdot 1.33 \cdot f_{LL} < 1.0 \cdot f_P \quad (7.2-9)$$

โดยที่

f_{DL} คือ ความเค้นเนื่องจากน้ำหนักคาน น้ำหนักพื้น และน้ำหนักราวกันตก

f_{SDL} คือ ความเค้นเนื่องจากน้ำหนักผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีต

f_{LL} คือ ความเค้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร

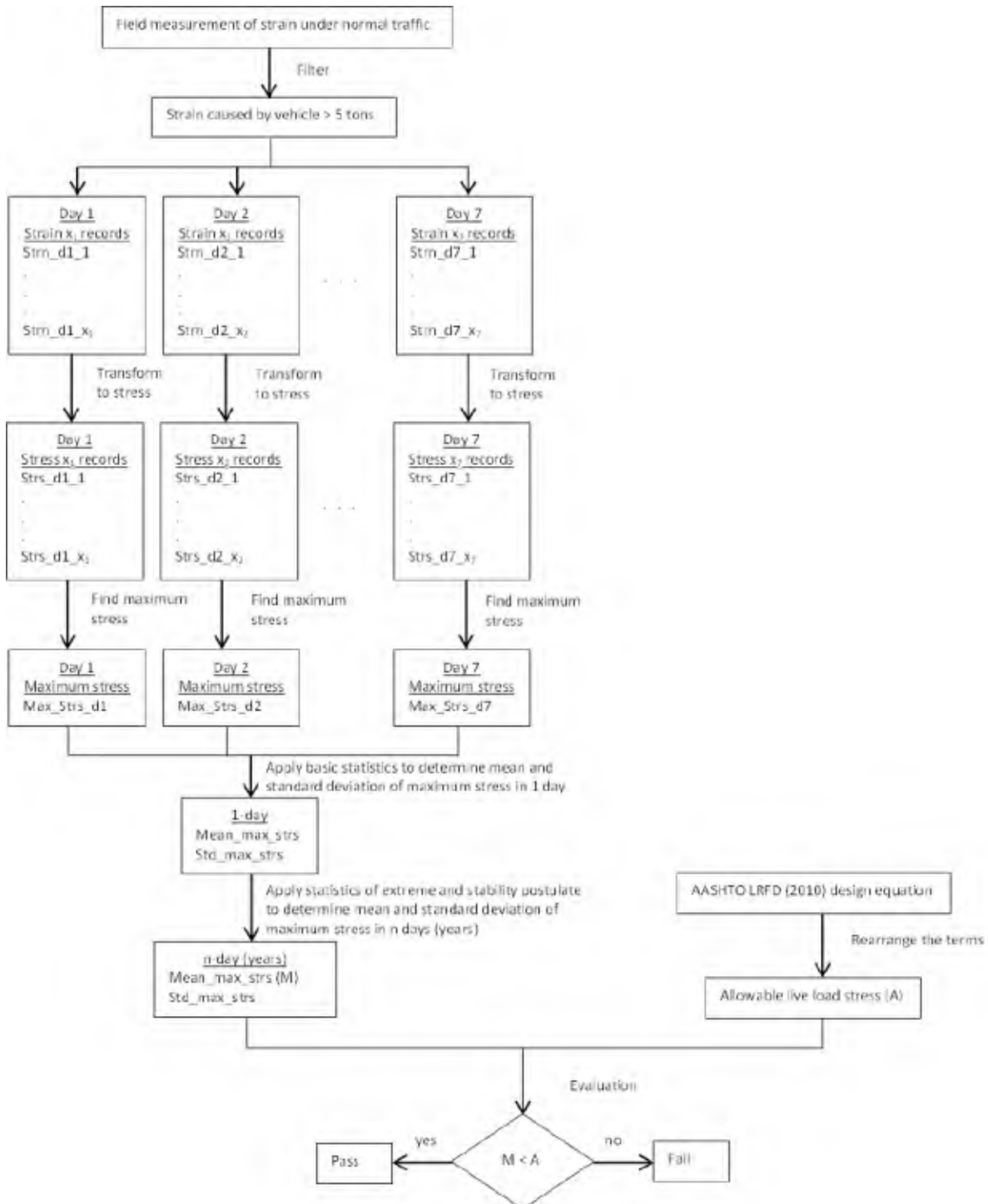
f_P คือ กำลังรับ Plastic ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.15 เท่าของกำลังที่จุดครากของเหล็ก

จากสมการที่ 7.2-9 สามารถคำนวณหาความเค้นที่ยอมให้สำหรับน้ำหนักบรรทุกจรได้ดังนี้

$$f_{LL} = \frac{1.0 \cdot f_P - 1.25 \cdot f_{DL} - 1.5 \cdot f_{SDL}}{1.75 \cdot 1.33} \quad (7.2-10)$$



แผนผังการประเมินกำลังรับน้ำหนักสูงสุดปลอดภัยแสดงในรูปที่ 7.2-1



รูปที่ 7.2-1 แผนผังการประเมินกำลังรับน้ำหนักสูงสุดปลอดภัย



ความเค้นที่ยอมให้สำหรับน้ำหนักบรรทุกและความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร ณ ช่วงเวลาต่างๆ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 7.2-2 ถึงรูปที่ 7.2-5 สำหรับแต่ละช่วงสะพาน และได้แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นเทียบกับเวลาและความเค้นที่ยอมให้ในรูปที่ 7.2-6 ถึงรูปที่ 7.2-9 เพื่อความชัดเจน โดยจากกราฟความสัมพันธ์จะเห็นได้ว่าคานสะพานทุกช่วงสะพานที่พิจารณาผ่านการประเมินกำลังรับน้ำหนักสูงสุดปลอดภัยเนื่องจากความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นในช่วงระยะเวลา 75 ปี (อายุออกแบบใช้งานตามมาตรฐาน AASHTO) มีค่าต่ำกว่าความเค้นที่ยอมให้ ในมุมมองของอายุให้บริการ (Service Life) พบว่า สะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 9 มีอายุบริการประมาณ 400 ปี สะพานตัวที่ 2 ช่วงสะพานที่ 9 มีอายุบริการประมาณ 1,000 ปี สะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 7 มีอายุบริการประมาณ 300 ปี ในขณะที่ สะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 8 มีอายุบริการประมาณ 4,000 ปี ความแตกต่างกันของอายุให้บริการมีสาเหตุหลักมาจากความแปรปรวนของค่าความเค้นสูงสุดที่ใช้ในการวิเคราะห์ คานสะพานที่มีความแปรปรวนของค่าความเค้นสูงสุดที่ค่อนข้างมาก จะมีอายุบริการที่ลดต่ำลงถึงแม้ว่าค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นจะอยู่ในระดับที่ต่ำก็ตาม



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

Flyover 1 - Span 9 (25.00 m)											
Ultimate Live Load Stress											
One-day Maximum Live Load Stress											
IG-01			IG-02			IG-03			IG-04		
Expected	52.548		Expected	38.151		Expected	30.294		Expected	34.610	
Std.	5.255		Std.	2.229		Std.	4.934		Std.	7.050	
Ultimate Live Load Capacity											
IG-01			IG-02			IG-03			IG-04		
Total Cap.	396.750	MPa	Total Cap.	396.750	MPa	Total Cap.	396.750	MPa	Total Cap.	396.750	MPa
DL	137.864	MPa	DL	137.864	MPa	DL	137.864	MPa	DL	137.864	MPa
SDL	22.910	MPa	SDL	22.910	MPa	SDL	22.910	MPa	SDL	22.910	MPa
LL Cap.	101.386	MPa	LL Cap.	101.386	MPa	LL Cap.	101.386	MPa	LL Cap.	101.386	MPa
Time Varying Expected Maximum Live Load Stress											
IG-01			IG-02			IG-03			IG-04		
Year	n	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)
1	365	101.386	76.722	101.386	48.404	101.386	52.990	101.386	67.040	101.386	67.040
2	730	101.386	79.562	101.386	49.608	101.386	55.656	101.386	70.850	101.386	70.850
3	1095	101.386	81.223	101.386	50.313	101.386	57.216	101.386	73.079	101.386	73.079
4	1460	101.386	82.402	101.386	50.813	101.386	58.323	101.386	74.660	101.386	74.660
5	1825	101.386	83.316	101.386	51.201	101.386	59.181	101.386	75.886	101.386	75.886
6	2190	101.386	84.063	101.386	51.517	101.386	59.883	101.386	76.889	101.386	76.889
7	2555	101.386	84.695	101.386	51.785	101.386	60.476	101.386	77.736	101.386	77.736
8	2920	101.386	85.242	101.386	52.017	101.386	60.989	101.386	78.470	101.386	78.470
9	3285	101.386	85.725	101.386	52.222	101.386	61.442	101.386	79.117	101.386	79.117
10	3650	101.386	86.156	101.386	52.405	101.386	61.848	101.386	79.696	101.386	79.696
20	7300	101.386	88.996	101.386	53.610	101.386	64.514	101.386	83.506	101.386	83.506
30	10950	101.386	90.658	101.386	54.314	101.386	66.074	101.386	85.735	101.386	85.735
40	14600	101.386	91.836	101.386	54.814	101.386	67.180	101.386	87.316	101.386	87.316
50	18250	101.386	92.751	101.386	55.202	101.386	68.039	101.386	88.543	101.386	88.543
60	21900	101.386	93.498	101.386	55.519	101.386	68.740	101.386	89.545	101.386	89.545
70	25550	101.386	94.129	101.386	55.786	101.386	69.333	101.386	90.392	101.386	90.392
80	29200	101.386	94.676	101.386	56.019	101.386	69.847	101.386	91.126	101.386	91.126
90	32850	101.386	95.159	101.386	56.223	101.386	70.300	101.386	91.774	101.386	91.774
100	36500	101.386	95.591	101.386	56.406	101.386	70.705	101.386	92.353	101.386	92.353
411	150015	101.386	101.382	101.386	58.862	101.386	76.142	101.386	100.122	101.386	100.122

รูปที่ 7.2-2 ความเค้นที่ยอมให้และความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้น ณ ช่วงเวลาต่างๆ สะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 9

Flyover 2 - Span 9 (34.73 m)											
Ultimate Live Load Stress											
One-day Maximum Live Load Stress											
IG-01			IG-02			IG-03			IG-04		
Expected	34.113		Expected	23.633		Expected	21.568		Expected	18.895	
Std.	5.382		Std.	3.607		Std.	2.708		Std.	5.745	
Ultimate Live Load Capacity											
IG-01			IG-02			IG-03			IG-04		
Total Cap.	396.750	MPa	Total Cap.	396.750	MPa	Total Cap.	396.750	MPa	Total Cap.	396.750	MPa
DL	149.491	MPa	DL	149.491	MPa	DL	149.491	MPa	DL	149.491	MPa
SDL	22.442	MPa	SDL	22.442	MPa	SDL	22.442	MPa	SDL	22.442	MPa
LL Cap.	96.592	MPa	LL Cap.	96.592	MPa	LL Cap.	96.592	MPa	LL Cap.	96.592	MPa
Time Varying Expected Maximum Live Load Stress											
IG-01			IG-02			IG-03			IG-04		
Year	n	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)
1	365	96.592	58.873	96.592	42.229	96.592	34.023	96.592	45.324	96.592	55.735
2	730	96.592	61.781	96.592	44.179	96.592	35.489	96.592	48.429	96.592	59.820
3	1095	96.592	63.483	96.592	45.319	96.592	36.345	96.592	50.245	96.592	62.127
4	1460	96.592	64.690	96.592	46.128	96.592	36.953	96.592	51.534	96.592	63.964
5	1825	96.592	65.626	96.592	46.756	96.592	37.424	96.592	52.534	96.592	65.289
6	2190	96.592	66.392	96.592	47.269	96.592	37.809	96.592	53.350	96.592	66.371
7	2555	96.592	67.038	96.592	47.702	96.592	38.134	96.592	54.041	96.592	67.286
8	2920	96.592	67.599	96.592	48.078	96.592	38.416	96.592	54.639	96.592	68.079
9	3285	96.592	68.093	96.592	48.409	96.592	38.665	96.592	55.167	96.592	68.778
10	3650	96.592	68.533	96.592	48.706	96.592	38.887	96.592	55.639	96.592	69.404
20	7300	96.592	71.444	96.592	50.655	96.592	40.351	96.592	58.744	96.592	73.518
30	10950	96.592	73.145	96.592	51.795	96.592	41.207	96.592	60.560	96.592	75.925
40	14600	96.592	74.352	96.592	52.605	96.592	41.815	96.592	61.849	96.592	77.633
50	18250	96.592	75.289	96.592	53.232	96.592	42.286	96.592	62.848	96.592	78.957
60	21900	96.592	76.054	96.592	53.743	96.592	42.671	96.592	63.665	96.592	80.040
70	25550	96.592	76.701	96.592	54.179	96.592	42.996	96.592	64.355	96.592	80.955
80	29200	96.592	77.261	96.592	54.534	96.592	43.278	96.592	64.954	96.592	81.747
90	32850	96.592	77.735	96.592	54.825	96.592	43.527	96.592	65.481	96.592	82.446
100	36500	96.592	78.197	96.592	55.182	96.592	43.749	96.592	65.953	96.592	83.072
975	355875	96.592	87.753	96.592	61.587	96.592	48.558	96.592	76.154	96.592	96.590

รูปที่ 7.2-3 ความเค้นที่ยอมให้และความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้น ณ ช่วงเวลาต่างๆ สะพานตัวที่ 2 ช่วงสะพานที่ 9

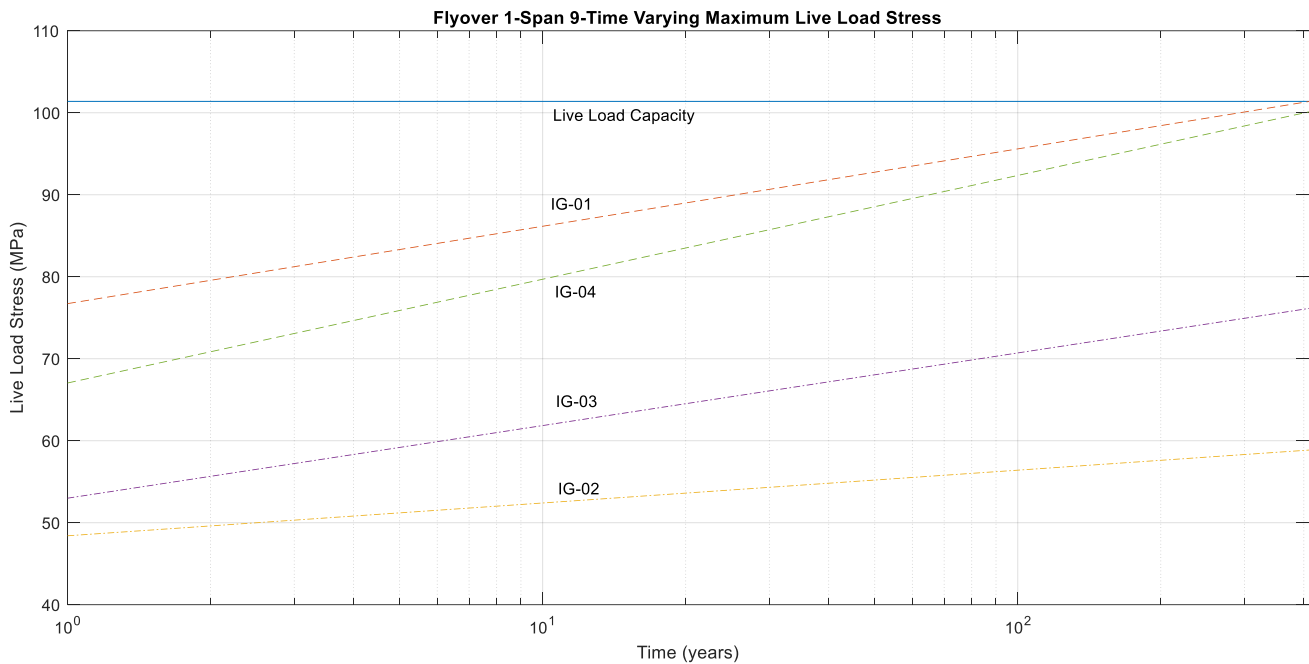
โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



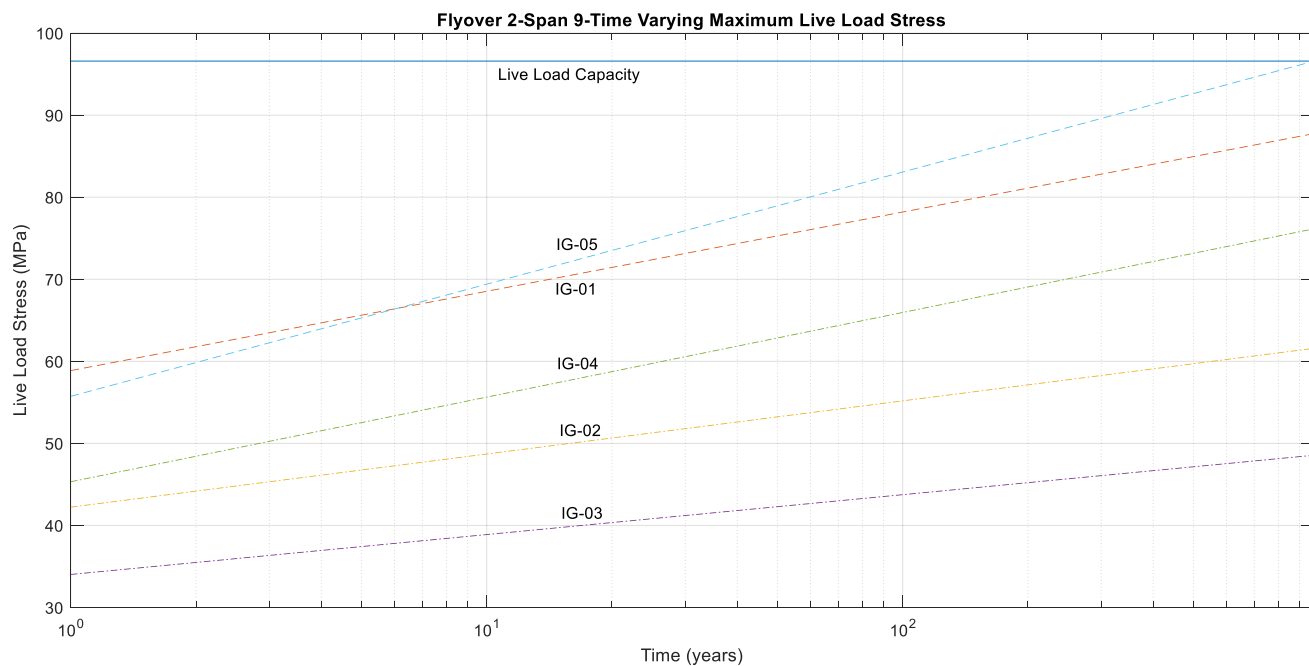
Flyover 3 - Span 7 (34.40 m)																			
Ultimate Live Load Stress																			
One-day Maximum Live Load Stress																			
IG-01				IG-02				IG-03				IG-04				IG-05			
Expected		38.324		Expected		30.591		Expected		33.479		Expected		33.470		Expected		35.109	
Std.		3.846		Std.		3.086		Std.		2.708		Std.		6.319		Std.		4.689	
Ultimate Live Load Capacity																			
IG-01				IG-02				IG-03				IG-04				IG-05			
Total Cap.		396.730		Total Cap.		396.730		Total Cap.		396.730		Total Cap.		396.730		Total Cap.		396.730	
DL		149.491		DL		149.491		DL		149.491		DL		149.491		DL		149.491	
SDL		22.442		SDL		22.442		SDL		22.442		SDL		22.442		SDL		22.442	
LL Cap.		96.592		LL Cap.		96.592		LL Cap.		96.592		LL Cap.		96.592		LL Cap.		96.592	
Time Varying Expected Maximum Live Load Stress																			
IG-01				IG-02				IG-03				IG-04				IG-05			
Year	n	LL Cap.	max. LL	LL Cap.	max. LL	LL Cap.	max. LL	LL Cap.	max. LL	LL Cap.	max. LL	LL Cap.	max. LL	LL Cap.	max. LL	LL Cap.	max. LL	LL Cap.	max. LL
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	363	96.592	56.016	96.592	73.987	96.592	47.937	96.592	62.539	96.592	62.539	96.592	62.539	96.592	62.539	96.592	56.677	96.592	56.677
2	730	96.592	58.094	96.592	76.736	96.592	49.400	96.592	63.934	96.592	63.934	96.592	63.934	96.592	63.934	96.592	59.211	96.592	59.211
3	1095	96.592	59.310	96.592	78.344	96.592	50.236	96.592	67.932	96.592	67.932	96.592	67.932	96.592	67.932	96.592	60.693	96.592	60.693
4	1460	96.592	60.173	96.592	79.485	96.592	50.864	96.592	69.369	96.592	69.369	96.592	69.369	96.592	69.369	96.592	61.745	96.592	61.745
5	1825	96.592	60.842	96.592	80.370	96.592	51.335	96.592	70.469	96.592	70.469	96.592	70.469	96.592	70.469	96.592	62.361	96.592	62.361
6	2190	96.592	61.389	96.592	81.093	96.592	51.720	96.592	71.367	96.592	71.367	96.592	71.367	96.592	71.367	96.592	63.227	96.592	63.227
7	2555	96.592	61.851	96.592	81.704	96.592	52.045	96.592	72.126	96.592	72.126	96.592	72.126	96.592	72.126	96.592	63.791	96.592	63.791
8	2920	96.592	62.251	96.592	82.234	96.592	52.327	96.592	72.784	96.592	72.784	96.592	72.784	96.592	72.784	96.592	64.279	96.592	64.279
9	3285	96.592	62.605	96.592	82.701	96.592	52.576	96.592	73.365	96.592	73.365	96.592	73.365	96.592	73.365	96.592	64.710	96.592	64.710
10	3650	96.592	62.920	96.592	83.119	96.592	52.799	96.592	73.884	96.592	73.884	96.592	73.884	96.592	73.884	96.592	65.095	96.592	65.095
20	7300	96.592	64.999	96.592	85.867	96.592	54.262	96.592	77.299	96.592	77.299	96.592	77.299	96.592	77.299	96.592	67.629	96.592	67.629
30	10950	96.592	66.215	96.592	87.475	96.592	55.118	96.592	79.297	96.592	79.297	96.592	79.297	96.592	79.297	96.592	69.111	96.592	69.111
40	14600	96.592	67.077	96.592	88.616	96.592	55.726	96.592	80.714	96.592	80.714	96.592	80.714	96.592	80.714	96.592	70.163	96.592	70.163
50	18250	96.592	67.747	96.592	89.501	96.592	56.197	96.592	81.813	96.592	81.813	96.592	81.813	96.592	81.813	96.592	70.978	96.592	70.978
60	21900	96.592	68.293	96.592	90.224	96.592	56.582	96.592	82.712	96.592	82.712	96.592	82.712	96.592	82.712	96.592	71.645	96.592	71.645
70	25550	96.592	68.755	96.592	90.835	96.592	56.907	96.592	83.471	96.592	83.471	96.592	83.471	96.592	83.471	96.592	72.208	96.592	72.208
80	29200	96.592	69.136	96.592	91.365	96.592	57.189	96.592	84.129	96.592	84.129	96.592	84.129	96.592	84.129	96.592	72.696	96.592	72.696
90	32850	96.592	69.509	96.592	91.832	96.592	57.438	96.592	84.709	96.592	84.709	96.592	84.709	96.592	84.709	96.592	73.127	96.592	73.127
100	36500	96.592	69.825	96.592	92.250	96.592	57.661	96.592	85.229	96.592	85.229	96.592	85.229	96.592	85.229	96.592	73.512	96.592	73.512
298	108770	96.592	73.099	96.592	96.580	96.592	59.966	96.592	90.608	96.592	90.608	96.592	90.608	96.592	90.608	96.592	77.504	96.592	77.504

รูปที่ 7.2-4 ความเค้นที่ยอมให้และความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้น ณ ช่วงเวลาต่างๆ สะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 7

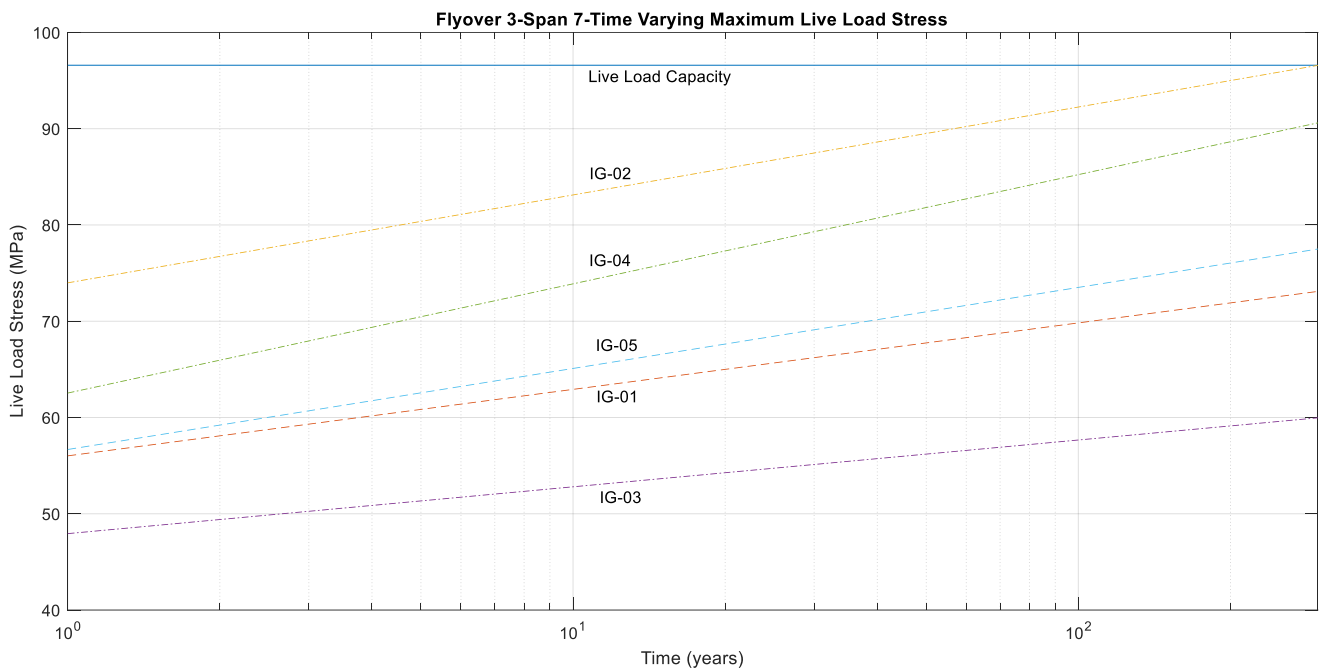
Flyover 3 - Span 8 (43.00 m)																			
Ultimate Live Load Stress																			
One-day Maximum Live Load Stress																			
IG-01				IG-02				IG-03				IG-04				IG-05			
Expected		46.836		Expected		40.179		Expected		32.437		Expected		27.431		Expected		32.730	
Std.		4.614		Std.		3.563		Std.		2.677		Std.		3.298		Std.		3.313	
Ultimate Live Load Capacity																			
IG-01				IG-02				IG-03				IG-04				IG-05			
Total Cap.		396.730		Total Cap.		396.730		Total Cap.		396.730		Total Cap.		396.730		Total Cap.		396.730	
DL		148.641		DL		148.641		DL		148.641		DL		148.641		DL		148.641	
SDL		20.115		SDL		20.115		SDL		20.115		SDL		20.115		SDL		20.115	
LL Cap.		97.956		LL Cap.		97.956		LL Cap.		97.956		LL Cap.		97.956		LL Cap.		97.956	
Time Varying Expected Maximum Live Load Stress																			
IG-01		IG-02		IG-03		IG-04		IG-05											
Year	n	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)	LL Cap. (MPa)	max. LL (MPa)						
1	365	97.956	68.082	97.956	56.570	97.956	44.749	97.956	31.802	97.956	57.181	97.956	57.181						
2	730	97.956	70.573	97.956	58.496	97.956	46.196	97.956	34.665	97.956	60.024	97.956	60.024						
3	1095	97.956	72.034	97.956	59.623	97.956	47.042	97.956	36.340	97.956	61.734	97.956	61.734						
4	1460	97.956	73.069	97.956	60.422	97.956	47.643	97.956	37.528	97.956	62.926	97.956	62.926						
5	1825	97.956	73.872	97.956	61.042	97.956	48.108	97.956	38.450	97.956	63.821	97.956	63.821						
6	2190	97.956	74.528	97.956	61.548	97.956	48.489	97.956	39.203	97.956	64.607	97.956	64.607						
7	2555	97.956	75.082	97.956	61.977	97.956	48.810	97.956	39.840	97.956	65.246	97.956	65.246						
8	2920	97.956	75.563	97.956	62.348	97.956	49.089	97.956	40.391	97.956	65.799	97.956	65.799						
9	3285	97.956	75.986	97.956	62.675	97.956	49.335	97.956	40.878	97.956	66.287	97.956	66.287						
10	3650	97.956	76.366	97.956	62.968	97.956	49.553	97.956	41.313	97.956	66.724	97.956	66.724						
20	7300	97.956	78.639	97.956	64.884	97.956	51.001	97.956	44.176	97.956	69.597	97.956	69.597						
30	10950	97.956	80.318	97.956	66.020	97.956	51.847	97.956	45.851	97.956	71.277	97.956	71.277						
40	14600	97.956	81.353	97.956	66.819	97.956	52.448	97.956	47.039	97.956	72.469	97.956	72.469						
50	18250	97.956	82.156	97.956	67.439	97.956	52.913	97.956	47.961	97.956	73.394	97.956	73.394						
60	21900	97.956	82.812	97.956	67.946	97.956	53.284	97.956	48.714	97.956	74.110	97.956	74.110						
70	25550	97.956	83.366	97.956	68.374	97.956	53.616	97.956	49.351	97.956	74.789	97.956	74.789						
80	29200	97.956	83.847	97.956	68.745	97.956	53.894	97.956	49.903	97.956	75.342	97.956	75.342						
90	32850	97.956	84.270	97.956	69.072	97.956	54.140	97.956	50.389	97.956	75.830	97.956	75.830						
100	36500	97.956	84.649	97.956	69.365	97.956	54.360	97.956	50.824	97.956	76.267	97.956	76.267						
4039	1474135	97.956	97.956	97.956	79.641	97.956	62.078	97.956	86.102	97.956	91.593	97.956	91.593						



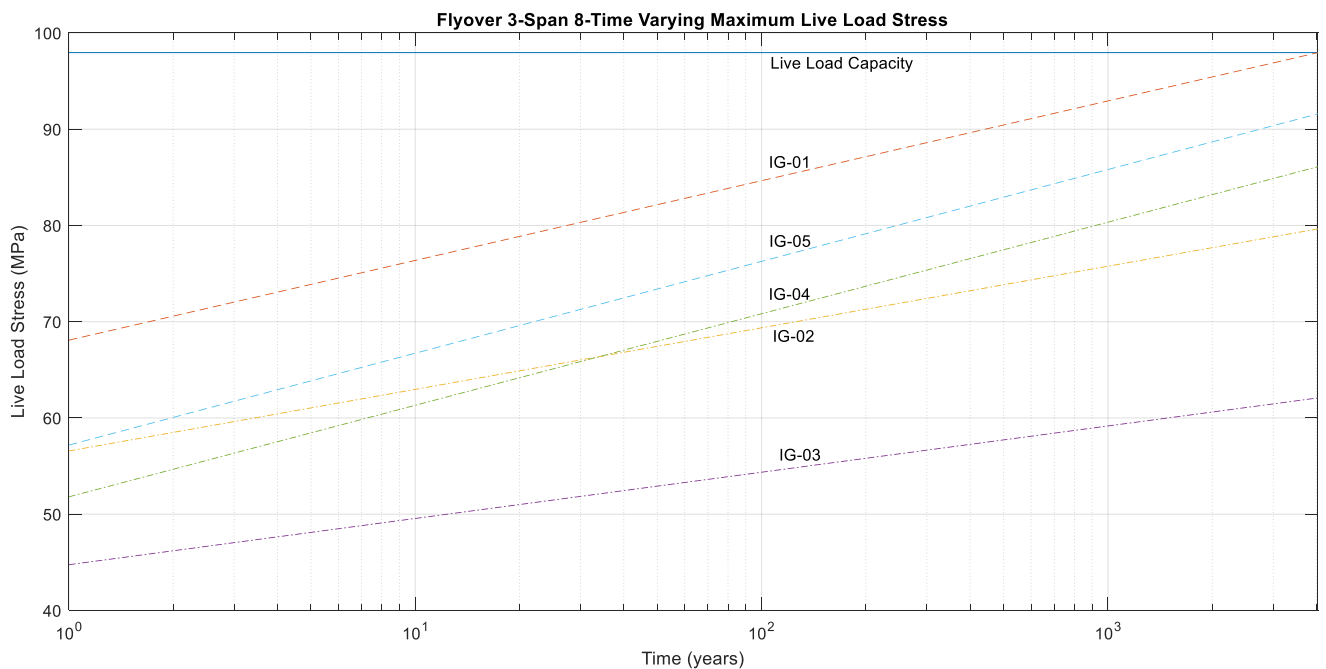
รูปที่ 7.2-6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นเทียบกับเวลาและความเค้นที่ยอมให้
สะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 9



รูปที่ 7.2-7 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นเทียบกับเวลาและความเค้นที่ยอมให้
สะพานตัวที่ 2 ช่วงสะพานที่ 9



รูปที่ 7.2-8 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นเทียบกับเวลาและความเค้นที่ยอมให้
สะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 7



รูปที่ 7.2-9 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นเทียบกับเวลาและความเค้นที่ยอมให้
สะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 8



7.3. การประเมินกำลังรับความล้า

การประเมินกำลังรับความล้าของคานสะพานเป็นการประเมินว่าคานสะพานจะสามารถต้านทานแรงกระทำหรือความเค้นในระดับที่ต่ำกว่าความเค้นสูงสุดที่ทำให้คานสะพานวิบัติได้นานกว่าอายุออกแบบใช้งานหรือไม่ ความล้าสะสมในคานสะพาน 1 วัน ซึ่งได้วิเคราะห์ไว้แล้วในหัวข้อที่ 7.1 สามารถนำมาใช้ในการคำนวณความล้าสะสมที่เกิดขึ้นในคานสะพานตามระยะเวลาต่างๆ ได้ดังนี้

สมมติว่า ความล้าสะสมใน 1 วันมีค่าเป็น x ถ้ากำหนดความล้าสะสมที่ต้องการให้เป็น c ดังนั้นจำนวนวันที่จะทำให้ความล้าสะสมในคานมีค่าเท่ากับ c จะเท่ากับ c/x วัน เนื่องจากพิจารณา x เป็นค่าของตัวแปรสุ่ม และ c เป็นค่าคงที่มีค่าตามที่ต้องการ ดังนั้น สามารถเขียนจำนวนวัน y ซึ่งเป็นค่าของตัวแปรสุ่มเช่นกัน ที่ทำให้ความล้าสะสมเท่ากับ c ได้ดังนี้

$$Y = \frac{c}{X} \quad (7.3-1)$$

โดยที่ X และ Y คือ ตัวแปรสุ่มของความล้าสะสมใน 1 วัน และ ตัวแปรสุ่มของจำนวนวันที่มีความล้าสะสมเท่ากับ c ตามลำดับ

ค่าเฉลี่ย $E(Y)$ และค่าความแปรปรวน $Var(Y)$ ของ Y สามารถคำนวณได้จากสมการพื้นฐาน

$$E(Y) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{c}{x} \cdot f_X(x) \cdot dx \quad (7.3-2)$$

$$Var(Y) = \int_{-\infty}^{\infty} \left[\frac{c}{x} - E(Y) \right]^2 \cdot f_X(x) \cdot dx \quad (7.3-3)$$

จากสมการที่ 7.3-2 และ 7.3-3 การหา $E(Y)$ และ $Var(Y)$ จำเป็นจะต้องทราบ density function ของ X แต่อย่างไรก็ตาม ข้อมูลที่มีอยู่ในขณะนี้ก็มีเพียงแต่ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของ X ดังนั้น จะทำการประมาณค่าเฉลี่ยและค่าความแปรปรวน Y โดยอาศัย first-order approximation ของค่าเฉลี่ยและค่าความแปรปรวนจาก Taylor series expansion ของ Y ที่ค่าเฉลี่ยของ X ดังนี้ (Ang and Tang, 1975)

$$Y = g(\mu_X) + (X - \mu_X) \frac{dg}{dX} + \frac{1}{2} (X - \mu_X)^2 \frac{d^2g}{dX^2} + \dots \quad (7.3-4)$$

พิจารณาเฉพาะ linear terms จะได้

$$E(Y) \approx g(\mu_X) \quad (7.3-5)$$

$$Var(Y) \approx Var(X) \left(\frac{dg}{dX} \right)^2 \quad (7.3-6)$$

สมการที่ 7.3-5 และ 7.3-6 ได้ถูกนำมาใช้หาค่าเฉลี่ยและความแปรปรวนของจำนวนวันที่มีความล้าสะสมเท่ากับ c จากค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของความล้าสะสมใน 1 วันได้ดังนี้

$$E(Y) = \frac{c}{\mu_X} \quad (7.3-7)$$

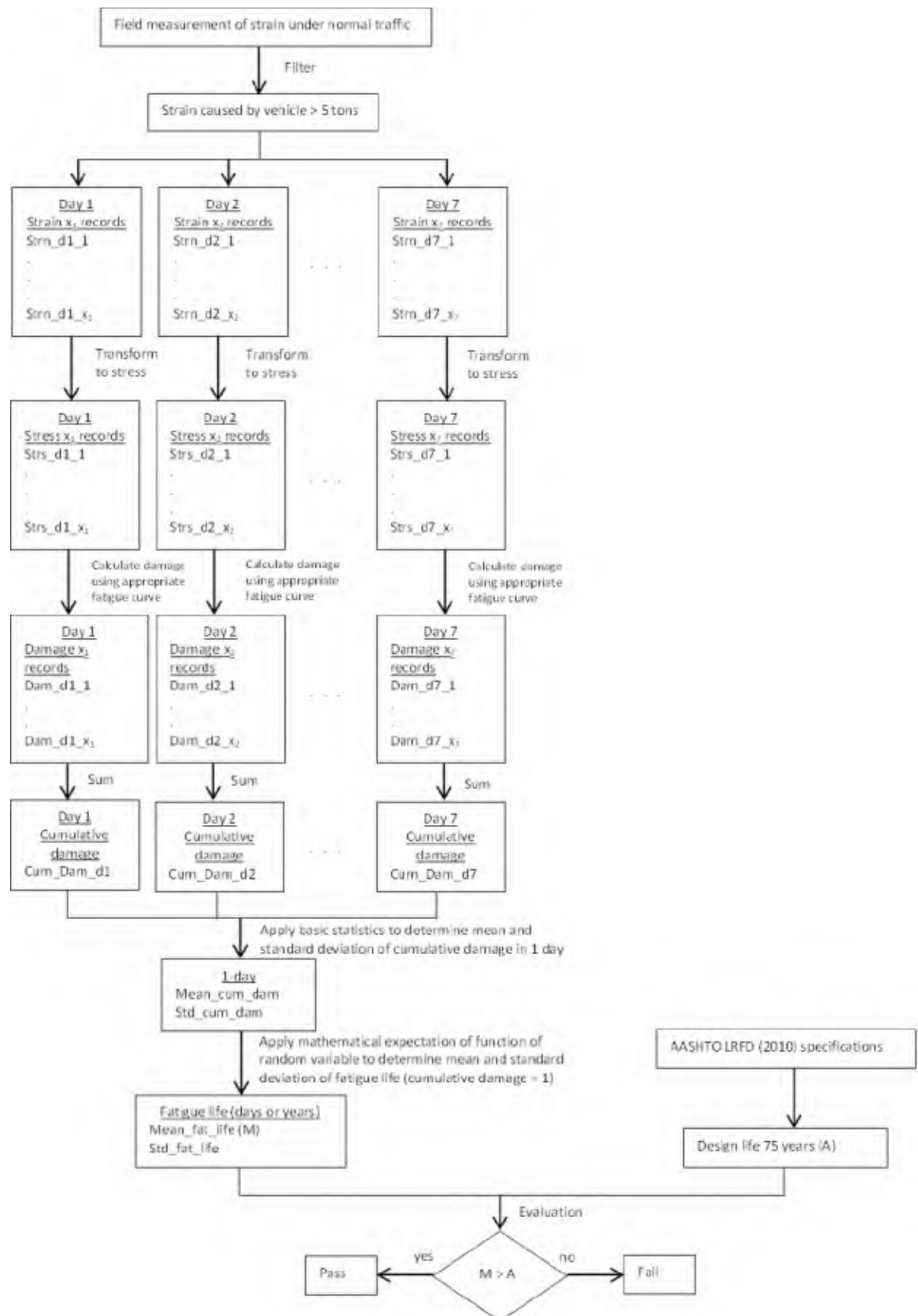


$$Var(Y) = (\sigma_x)^2 \left(\frac{c^2}{\mu_x^4} \right) \quad (7.3-8)$$

หรือในรูปของค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน

$$\sigma_y = \sigma_x \cdot \frac{c}{\mu_x^2} \quad (7.3-9)$$

แผนผังการประเมินกำลังรับความล้าแสดงในรูปที่ 7.3-1



รูปที่ 7.3-1 แผนผังการประเมินกำลังรับความล้า



ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของจำนวนวันหรือปีที่คันเกิดความล้าสะสมที่ระดับต่างๆ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 7.3-2 ถึงรูปที่ 7.3-5 โดยได้แสดงเวลาต่ำสุด (ต่ำกว่าค่าเฉลี่ยเป็นเวลา 2 เท่าของค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน) เวลาสูงสุด (สูงกว่าค่าเฉลี่ยเป็นเวลา 2 เท่าของค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน) ช่วงเวลาระหว่างเวลาต่ำสุดกับเวลาสูงสุดบ่งบอกถึงระดับความเชื่อมั่นประมาณ 95% กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความล้าสะสมในคันกับระยะเวลาต่ำสุดที่เกิดได้แสดงไว้ในรูปที่ 7.3-6 ถึงรูปที่ 7.3-9 โดยจากกราฟความสัมพันธ์จะเห็นได้ว่าคันสะพานทุกช่วงสะพานที่พิจารณาผ่านการประเมินกำลังรับความล้าเนื่องจากความล้าสะสมที่ทำให้คันเกิดการวิบัติ (การหักขาดของรอยเชื่อม) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1 เกิดขึ้นที่ระยะเวลาเกินกว่า 75 ปี (อายุออกแบบใช้งานตามมาตรฐาน AASHTO) โดยคัน IG-01 ของสะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 9 มีกำลังรับความล้าต่ำที่สุดอยู่ที่ 79 ปี ใกล้เคียงกับอายุออกแบบใช้งาน



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

Flyover 1 - Span 9 (25.00 m) Fatigue Damage

One-day Cumulative Damage

IG-01 (Cat. E)		IG-02 (Cat. E)		IG-03 (Cat. E)		IG-04 (Cat. E)	
Expected	1.306E-05	Expected	6.444E-06	Expected	2.041E-06	Expected	1.425E-06
Std.	4.065E-06	Std.	1.630E-06	Std.	4.256E-07	Std.	2.627E-07

Fatigue Life

IG-01 (Cat. E)			IG-02 (Cat. E)			IG-03 (Cat. E)			IG-04 (Cat. E)		
min.	79	years	min.	210	years	min.	783	years	min.	1214	years
Expected	210	years	Expected	425	years	Expected	1342	years	Expected	1922	years
max.	340	years	max.	640	years	max.	1902	years	max.	2630	years

Years to Damage

IG-01 (Cat. E)				IG-02 (Cat. E)				IG-03 (Cat. E)				IG-04 (Cat. E)				
Cum. Dam	std.	Expected	Expected -2std	Expected +2std	std.	Expected	Expected -2std	Expected +2std	std.	Expected	Expected -2std	Expected +2std	std.	Expected	Expected -2std	Expected +2std
0.02	1	4	2	7	2	9	4	13	6	27	16	38	7	38	24	53
0.04	3	8	3	14	4	17	8	26	11	54	31	76	14	77	49	105
0.06	4	13	5	20	6	26	13	38	17	81	47	114	21	115	73	158
0.08	5	17	6	27	9	34	17	51	22	107	63	152	28	154	97	210
0.10	7	21	8	34	11	43	21	64	28	134	78	190	35	192	121	263
0.12	8	25	10	41	13	51	25	77	34	161	94	228	43	231	146	316
0.14	9	29	11	48	15	60	29	90	39	188	110	266	50	269	170	368
0.16	10	34	13	54	17	68	34	102	45	215	125	304	57	308	194	421
0.18	12	38	14	61	19	77	38	115	50	242	141	342	64	346	218	473
0.20	13	42	16	68	22	85	42	128	56	268	157	380	71	384	243	526
0.22	14	46	17	75	24	94	46	141	62	295	172	418	78	423	267	579
0.24	16	50	19	82	26	102	50	154	67	322	188	456	85	461	291	631
0.26	17	55	21	89	28	111	55	166	73	349	203	495	92	500	316	684
0.28	18	59	22	95	30	119	59	179	78	376	219	533	99	538	340	737
0.30	20	63	24	102	32	128	63	192	84	403	235	571	106	577	364	789
0.32	21	67	25	109	34	136	67	205	90	430	250	609	113	615	388	842
0.34	22	71	27	116	37	145	71	218	95	456	266	647	120	653	413	894
0.36	24	76	29	123	39	153	76	230	101	483	282	685	128	692	437	947
0.38	25	80	30	129	41	162	80	243	106	510	297	723	135	730	461	1000
0.40	26	84	32	136	43	170	84	256	112	537	313	761	142	769	485	1052
0.42	27	88	33	143	45	179	88	269	118	564	329	799	149	807	510	1105
0.44	29	92	35	150	47	187	92	282	123	591	344	837	156	846	534	1157
0.46	30	97	36	157	49	196	97	295	129	617	360	875	163	884	558	1210
0.48	31	101	38	163	52	204	101	307	134	644	376	913	170	923	582	1263
0.50	33	105	40	170	54	213	105	320	140	671	391	951	177	961	607	1315
0.52	34	109	41	177	56	221	109	333	146	698	407	989	184	999	631	1368
0.54	35	113	43	184	58	230	113	346	151	725	423	1027	191	1038	655	1420
0.56	37	117	44	191	60	238	118	359	157	752	438	1065	198	1076	680	1473
0.58	38	122	46	197	62	247	122	371	162	779	454	1103	205	1115	704	1526
0.60	39	126	48	204	65	255	126	384	168	805	470	1141	213	1153	728	1578
0.62	40	130	49	211	67	264	130	397	174	832	485	1179	220	1192	752	1631
0.64	42	134	51	218	69	272	134	410	179	859	501	1217	227	1230	777	1683
0.66	43	138	52	225	71	281	139	423	185	886	516	1255	234	1269	801	1736
0.68	44	143	54	231	73	289	143	435	190	913	532	1293	241	1307	825	1789
0.70	46	147	55	238	75	298	147	448	196	940	548	1331	248	1345	849	1841
0.72	47	151	57	245	77	306	151	461	202	966	563	1369	255	1384	874	1894
0.74	48	155	59	252	80	315	155	474	207	993	579	1408	262	1422	898	1947
0.76	50	159	60	259	82	323	160	487	213	1020	595	1446	269	1461	922	1999
0.78	51	164	62	266	84	332	164	499	218	1047	610	1484	276	1499	947	2052
0.80	52	168	63	272	86	340	168	512	224	1074	626	1522	283	1538	971	2104
0.82	54	172	65	279	88	349	172	525	230	1101	642	1560	290	1576	995	2157
0.84	55	176	67	286	90	357	176	538	235	1128	657	1598	298	1614	1019	2210
0.86	56	180	68	293	92	366	181	551	241	1154	673	1636	305	1653	1044	2262
0.88	57	185	70	300	95	374	185	563	246	1181	689	1674	312	1691	1068	2315
0.90	59	189	71	306	97	383	189	576	252	1208	704	1712	319	1730	1092	2367
0.92	60	193	73	313	99	391	193	589	258	1235	720	1750	326	1768	1116	2420
0.94	61	197	74	320	101	400	197	602	263	1262	736	1788	333	1807	1141	2473
0.96	63	201	76	327	103	408	202	615	269	1289	751	1826	340	1845	1165	2525
0.98	64	206	78	334	105	417	206	627	274	1315	767	1864	347	1884	1189	2578
1.00	65	210	79	340	108	425	210	640	280	1342	783	1902	354	1922	1214	2630

รูปที่ 7.3-2 ความล้มเหลวในคานสะพานที่ระยะเวลาต่างๆ สะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 9

โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว



Flyover 2 - Span 9 (34.75 m)																								
Fatigue Damage																								
One-day Cumulative Damage																								
IG-01 (Cat. E)					IG-02 (Cat. E)					IG-03 (Cat. E)					IG-04 (Cat. E)					IG-05 (Cat. E)				
Expected		2.106E-06			Expected		9.406E-07			Expected		6.137E-07			Expected		1.769E-07			Expected		1.911E-07		
Std.		3.547E-07			Std.		1.583E-07			Std.		1.480E-07			Std.		1.882E-08			Std.		1.709E-08		
Fatigue Life					Fatigue Life					Fatigue Life					Fatigue Life					Fatigue Life				
IG-01 (Cat. E)					IG-02 (Cat. E)					IG-03 (Cat. E)					IG-04 (Cat. E)					IG-05 (Cat. E)				
min.		863			min.		1932			min.		2311			min.		12194			min.		11771		
Expected		1301			Expected		2913			Expected		4464			Expected		15490			Expected		14334		
max.		1739			max.		3893			max.		6618			max.		18786			max.		16898		
Years to Damage																								
IG-01 (Cat. E)					IG-02 (Cat. E)					IG-03 (Cat. E)					IG-04 (Cat. E)					IG-05 (Cat. E)				
Cum. Dam	std.	Expected	Expected	Expected	std.	Expected	Expected	Expected	Expected	std.	Expected	Expected	Expected	std.	Expected	Expected	Expected	std.	Expected	Expected	Expected			
			-2std	+2std			-2std	+2std			-2std	+2std			-2std	+2std			-2std	+2std				
0.02	4	26	17	35	10	58	39	78	22	89	46	132	33	310	244	376	26	287	235	338				
0.04	9	52	35	70	20	117	77	156	43	179	92	265	66	620	488	751	51	573	471	676				
0.06	13	78	52	104	29	175	116	234	65	268	139	397	99	929	732	1127	77	860	706	1014				
0.08	18	104	69	139	39	233	155	311	86	357	185	529	132	1239	976	1503	103	1147	942	1352				
0.10	22	130	86	174	49	291	193	389	108	446	231	662	165	1549	1219	1879	128	1433	1177	1690				
0.12	26	156	104	209	59	350	232	467	129	536	277	794	198	1859	1463	2254	154	1720	1412	2028				
0.14	31	182	121	243	69	408	271	545	151	625	323	926	231	2169	1707	2630	179	2007	1648	2366				
0.16	35	208	138	278	78	466	309	623	172	714	370	1059	264	2478	1951	3006	205	2293	1883	2704				
0.18	39	234	155	313	88	524	348	701	194	804	416	1191	297	2768	2195	3381	231	2500	2119	3042				
0.20	44	260	173	348	98	583	386	779	215	893	462	1324	330	3098	2439	3757	256	2867	2354	3380				
0.22	48	286	190	383	108	641	425	856	237	982	508	1456	363	3408	2683	4133	282	3154	2590	3718				
0.24	53	312	207	417	118	699	464	934	258	1071	555	1588	395	3718	2927	4509	308	3440	2825	4055				
0.26	57	338	224	452	127	757	502	1012	280	1161	601	1721	428	4027	3170	4884	333	3727	3060	4393				
0.28	61	364	242	487	137	816	541	1090	301	1250	647	1853	461	4337	3414	5260	359	4014	3296	4731				
0.30	66	390	259	522	147	874	580	1168	323	1339	693	1985	494	4647	3658	5636	385	4300	3531	5069				
0.32	70	416	276	556	157	932	618	1246	345	1429	739	2118	527	4957	3902	6011	410	4587	3767	5407				
0.34	74	442	293	591	167	990	657	1324	366	1518	786	2250	560	5267	4146	6387	436	4874	4002	5745				
0.36	79	468	311	626	176	1049	696	1402	388	1607	832	2382	593	5576	4390	6763	461	5160	4237	6083				
0.38	83	494	328	661	186	1107	734	1479	409	1696	878	2515	626	5886	4634	7139	487	5447	4473	6421				
0.40	88	520	345	696	196	1165	773	1557	431	1786	924	2647	659	6196	4878	7514	513	5734	4708	6759				
0.42	92	546	362	730	206	1223	812	1635	452	1875	970	2779	692	6506	5121	7890	538	6020	4944	7097				
0.44	96	572	380	765	216	1282	850	1713	474	1964	1017	2912	725	6816	5365	8266	564	6307	5179	7435				
0.46	101	598	397	800	225	1340	889	1791	495	2053	1063	3044	758	7125	5609	8641	590	6594	5414	7773				
0.48	105	624	414	835	235	1398	928	1869	517	2143	1109	3176	791	7435	5853	9017	615	6880	5650	8111				
0.50	110	650	431	869	245	1456	966	1947	538	2232	1155	3309	824	7745	6097	9393	641	7167	5885	8449				
0.52	114	676	449	904	255	1515	1005	2024	560	2321	1202	3441	857	8055	6341	9769	667	7454	6121	8787				
0.54	118	702	466	939	265	1573	1044	2102	581	2411	1248	3573	890	8365	6585	10144	692	7740	6356	9125				
0.56	123	728	483	974	274	1631	1082	2180	603	2500	1294	3706	923	8674	6829	10520	718	8027	6591	9463				
0.58	127	754	500	1009	284	1689	1121	2258	624	2589	1340	3838	956	8984	7073	10896	743	8314	6827	9801				
0.60	131	780	518	1043	294	1748	1159	2336	646	2678	1386	3971	989	9294	7316	11271	769	8600	7062	10139				
0.62	136	806	535	1078	304	1806	1198	2414	668	2768	1433	4103	1022	9604	7560	11647	795	8887	7298	10477				
0.64	140	832	552	1113	314	1864	1237	2492	689	2857	1479	4235	1055	9913	7804	12023	820	9174	7533	10815				
0.66	145	858	569	1148	324	1922	1275	2569	711	2946	1525	4368	1088	10223	8048	12399	846	9461	7769	11153				
0.68	149	884	587	1182	333	1981	1314	2647	732	3036	1571	4500	1121	10533	8292	12774	872	9747	8004	11491				
0.70	153	911	604	1217	343	2039	1353	2725	754	3125	1617	4632	1154	10843	8536	13150	897	10034	8239	11828				
0.72	158	937	621	1252	353	2097	1391	2803	775	3214	1664	4765	1186	11153	8780	13526	923	10321	8475	12166				
0.74	162	963	638	1287	363	2155	1430	2881	797	3303	1710	4897	1219	11462	9024	13901	949	10607	8710	12504				
0.76	166	989	656	1322	373	2214	1469	2959	818	3393	1756	5029	1252	11772	9267	14277	974	10894	8946	12842				
0.78	171	1015	673	1356	382	2272	1507	3037	840	3482	1802	5162	1285	12082	9511	14653	1000	11181	9181	13180				
0.80	175	1041	690	1391	392	2330	1546	3114	861	3571	1849	5294	1318	12392	9755	15029	1025	11467	9416	13518				
0.82	180	1067	707	1426	402	2388	1585	3192	883	3661	1895	5426	1351	12702	9999	15404	1051	11754	9652	13856				
0.84	184	1093	725	1461	412	2447	1623	3270	904	3750	1941	5559	1384	13011	10243	15780	1077	12041	9887	14194				
0.86	188	1119	742	1495	422	2505	1662	3348	926	3839	1987	5691	1417	13321	10487	16156	1102	12327	10123	14532				
0.88	193	1145	759	1530	431	2563	1701	3426	948	3928	2033	5823	1450	13631	10731	16531	1128	12614	10358	14870				
0.90	197	1171	776	1565	441	2621	1739	3504	969	4018	2080	5956	1483	13941	10975	16907	1154	12901	10593	15208				
0.92	202	1197	794	1600	451	2680	1778	3582	991	4107	2126	6088	1516	14251	11218	17283	1179	13187	10829	15546				
0.94	206	1223	811	1635	461	2738	1816	3659	1012	4196	2172	6220	1549	14560	11462	17659	1205	13474	11064	15884				
0.96	210	1249	828	1669	471	2796	1855	3737	1034	4286	2218	6353	1582	14870	11706	18034	1231	13761	11300	16222				
0.98	215	1275	845	1704	480	2854	1894	3815	1055	4375	2264	6485	1615	15180	11950	18410	1256	14047	11535	16560				
1.00	219	1301	863	1739	490	2913	1932	3893	1077	4464	2311	6618	1640	15490	12194	18786	1282	14334	11771	16898				



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

Flyover 3 - Span 7 (34.40 m)																								
Fatigue Damage																								
One-day Cumulative Damage										Fatigue Life														
IG-01 (Cat. E)					IG-02 (Cat. E)					IG-03 (Cat. E)					IG-04 (Cat. E)					IG-05 (Cat. E)				
Expected	1.093E-05				Expected	1.270E-05				Expected	4.360E-06				Expected	1.673E-06				Expected	1.436E-06			
Std.	1.573E-06				Std.	1.620E-06				Std.	4.874E-07				Std.	2.728E-07				Std.	3.373E-07			
min. 179 years					min. 161 years					min. 488 years					min. 1103 years					min. 1012 years				
Expected	251 years				Expected	216 years				Expected	628 years				Expected	1638 years				Expected	1908 years			
max.	323 years				max.	271 years				max.	769 years				max.	2172 years				max.	2805 years			
Years to Damage																								
IG-01 (Cat. E)					IG-02 (Cat. E)					IG-03 (Cat. E)					IG-04 (Cat. E)					IG-05 (Cat. E)				
Cum. Dam	std.	Expected	Expected	Expected	std.	Expected	Expected	Expected	std.	Expected	Expected	Expected	std.	Expected	Expected	Expected	std.	Expected	Expected					
0.02	1	5	-2std	6	1	4	-2std	3	5	1	13	-2std	10	15	5	33	-2std	22	43					
0.04	1	10	7	13	1	9	6	11	3	25	20	31	11	66	44	87	18	76	40					
0.06	2	15	11	19	2	13	10	16	4	38	29	46	16	98	66	130	27	115	61					
0.08	3	20	14	26	2	17	13	22	6	50	39	62	21	131	88	174	36	153	81					
0.10	4	25	18	32	3	22	16	27	7	63	49	77	27	164	110	217	45	191	101					
0.12	4	30	21	39	3	26	19	33	8	75	59	92	32	197	132	261	54	229	121					
0.14	5	35	25	45	4	30	22	38	10	88	68	108	37	229	154	304	63	267	142					
0.16	6	40	29	52	4	35	26	43	11	101	78	123	43	262	177	347	72	305	162					
0.18	6	45	32	58	5	39	29	49	13	113	88	138	48	295	199	391	81	344	182					
0.20	7	50	36	65	6	43	32	54	14	126	98	154	53	328	221	434	90	382	202					
0.22	8	55	39	71	6	47	35	60	15	138	107	169	59	360	243	478	99	420	223					
0.24	9	60	43	78	7	52	39	65	17	151	117	185	64	393	265	521	108	458	243					
0.26	9	65	46	84	7	56	42	70	18	163	127	200	69	426	287	565	117	496	263					
0.28	10	70	50	90	8	60	45	76	20	176	137	215	75	459	309	608	126	534	283					
0.30	11	75	54	97	8	65	48	81	21	189	146	231	80	491	331	652	135	573	303					
0.32	12	80	57	103	9	69	51	87	22	201	156	246	85	524	353	695	143	611	324					
0.34	12	85	61	110	9	73	55	92	24	214	166	261	91	557	375	738	152	649	344					
0.36	13	90	64	116	10	78	58	98	25	226	176	277	96	590	397	782	161	687	364					
0.38	14	95	68	123	10	82	61	103	27	239	185	292	101	622	419	825	170	725	384					
0.40	14	100	71	129	11	86	64	108	28	251	195	308	107	655	441	869	179	763	405					
0.42	15	105	75	136	12	91	67	114	30	264	205	323	112	688	463	912	188	802	425					
0.44	16	110	79	142	12	95	71	119	31	277	215	338	118	721	486	956	197	840	445					
0.46	17	115	82	149	13	99	74	125	32	289	224	354	123	753	508	999	206	878	465					
0.48	17	120	86	155	13	104	77	130	34	302	234	369	128	786	530	1042	215	916	486					
0.50	18	125	89	161	14	108	80	135	35	314	244	384	134	819	552	1086	224	954	506					
0.52	19	130	93	168	14	112	84	141	37	327	254	400	139	852	574	1129	233	992	526					
0.54	19	135	96	174	15	117	87	146	38	339	263	415	144	884	596	1173	242	1031	546					
0.56	20	140	100	181	15	121	90	152	39	352	273	431	150	917	618	1216	251	1069	566					
0.58	21	145	104	187	16	125	93	157	41	364	283	446	155	950	640	1260	260	1107	587					
0.60	22	150	107	194	17	129	96	163	42	377	293	461	160	983	662	1303	269	1145	607					
0.62	22	155	111	200	17	134	100	168	44	390	303	477	166	1015	684	1346	278	1183	627					
0.64	23	160	114	207	18	138	103	173	45	402	312	492	171	1048	706	1390	287	1221	647					
0.66	24	165	118	213	18	142	106	179	46	415	322	508	176	1081	728	1433	296	1260	668					
0.68	25	171	121	220	19	147	109	184	48	427	332	523	182	1114	750	1477	305	1298	688					
0.70	25	176	125	226	19	151	112	190	49	440	342	538	187	1146	772	1520	314	1336	708					
0.72	26	181	129	233	20	155	116	195	51	452	351	554	192	1179	795	1564	323	1374	728					
0.74	27	186	132	239	20	160	119	200	52	465	361	569	198	1212	817	1607	332	1412	749					
0.76	27	191	136	245	21	164	122	206	53	478	371	584	203	1245	839	1651	341	1450	769					
0.78	28	196	139	252	21	168	125	211	55	490	381	600	208	1277	861	1694	350	1489	789					
0.80	29	201	143	258	22	173	129	217	56	503	390	615	214	1310	883	1737	359	1527	809					
0.82	30	206	146	265	23	177	132	222	58	515	400	631	219	1343	905	1781	368	1565	829					
0.84	30	211	150	271	23	181	135	228	59	528	410	646	224	1376	927	1824	377	1603	850					
0.86	31	216	154	278	24	186	138	233	60	540	420	661	230	1408	949	1868	386	1641	870					
0.88	32	221	157	284	24	190	141	238	62	553	429	677	235	1441	971	1911	395	1679	890					
0.90	32	226	161	291	25	194	145	244	63	566	439	692	240	1474	993	1955	404	1718	910					
0.92	33	231	164	297	25	199	148	249	65	578	449	707	246	1507	1015	1998	413	1756	931					
0.94	34	236	168	304	26	203	151	255	66	591	459	723	251	1539	1037	2041	422	1794	951					
0.96	35	241	171	310	26	207	154	260	67	603	468	738	256	1572	1059	2085	430	1832	971					
0.98	35	246	175	317	27	211	157	265	69	616	478	754	262	1605	1081	2128	439	1870	991					
1.00	36	251	179	323	28	216	161	271	70	628	488	769	267	1638	1103	2172	448	1908	1012					

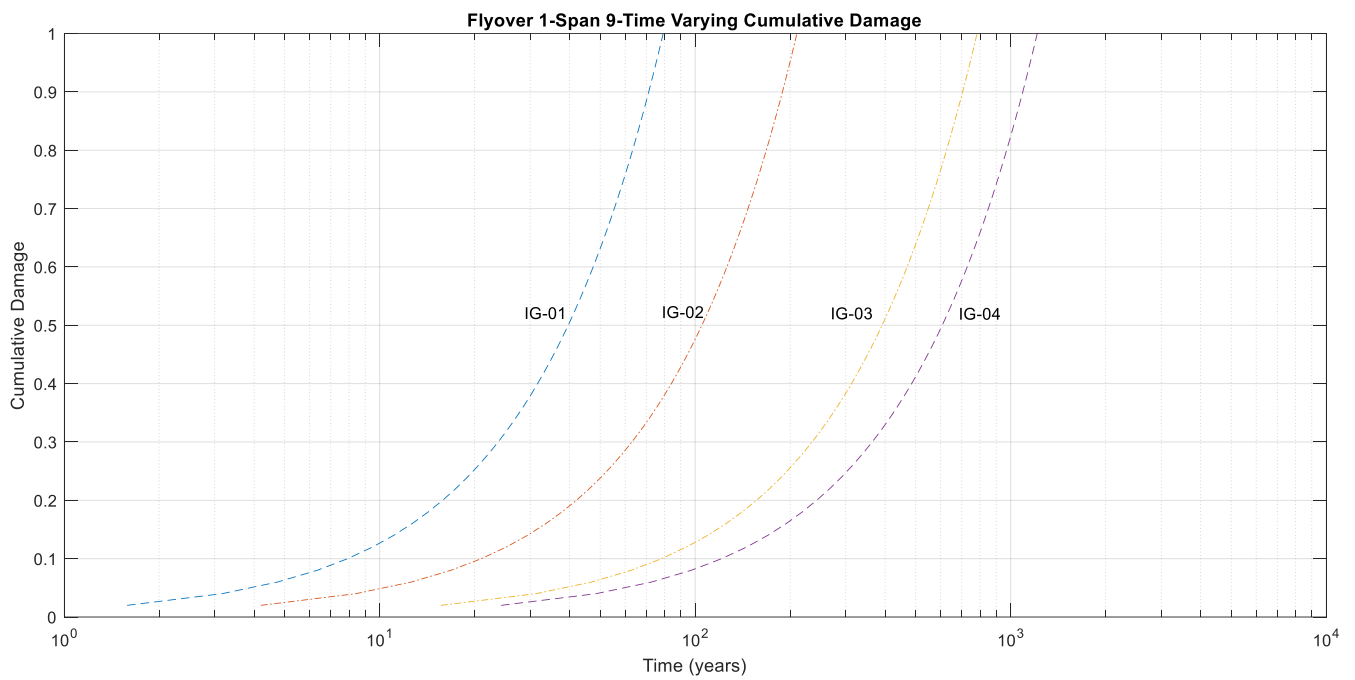
รูปที่ 7.3-4 ความล้มสมในคานสะพานที่ระยะเวลาต่างๆ สะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 7

โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

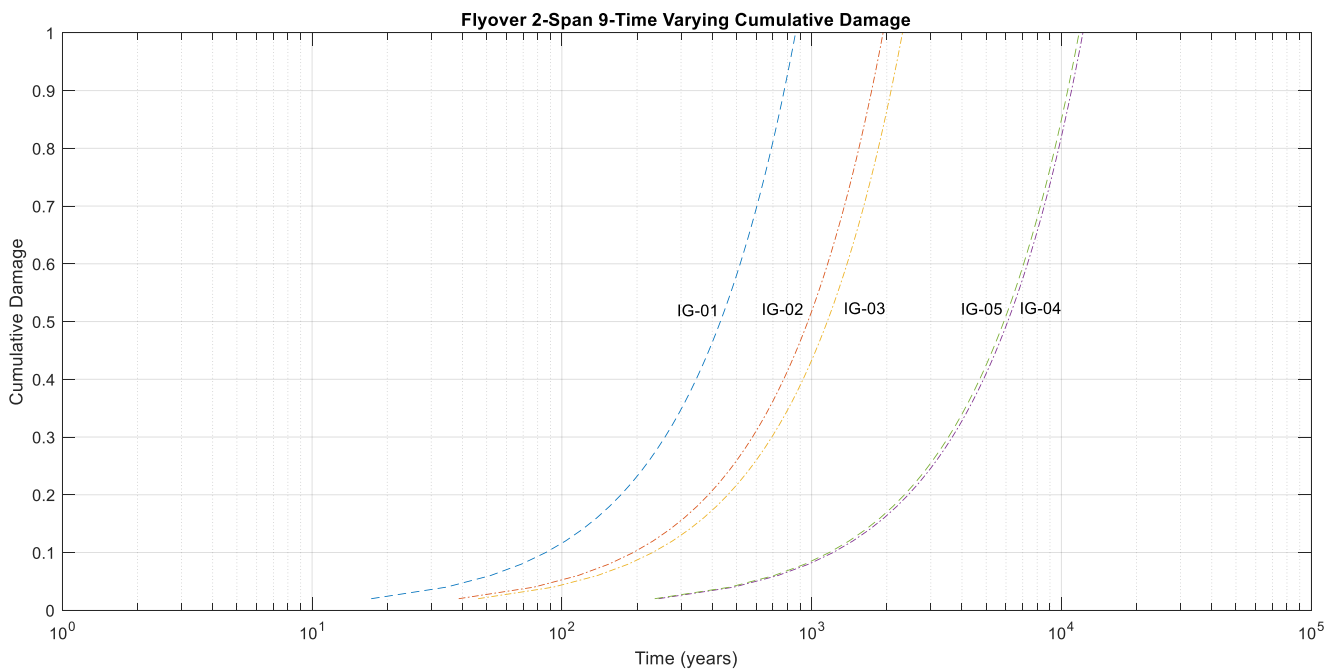


Flyover 3 - Span 8 (45.00 m)																				
Fatigue Damage																				
One-day Cumulative Damage																				
IG-01 (Cat. E)				IG-02 (Cat. E)				IG-03 (Cat. E)				IG-04 (Cat. E)				IG-05 (Cat. E)				
Expected		7.226E-06		Expected		5.270E-06		Expected		3.049E-06		Expected		1.308E-06		Expected <td colspan="2">1.634E-06</td>			1.634E-06	
Std.		1.097E-06		Std.		7.627E-07		Std.		4.334E-07		Std.		2.174E-07		Std.			3.524E-07	
Fatigue Life																				
IG-01 (Cat. E)				IG-02 (Cat. E)				IG-03 (Cat. E)				IG-04 (Cat. E)				IG-05 (Cat. E)				
min.		264		min.		369		min.		643		min.		1398		min.			953	
Expected		379		Expected		520		Expected		899		Expected		2094		Expected			1677	
max.		494		max.		670		max.		1154		max.		2791		max.			2400	
Years to Damage																				
IG-01 (Cat. E)				IG-02 (Cat. E)				IG-03 (Cat. E)				IG-04 (Cat. E)				IG-05 (Cat. E)				
Cum. Dam	std.	Expected	Expected	Expected	std.	Expected	Expected	Expected	std.	Expected	Expected	Expected	std.	Expected	Expected	Expected	std.	Expected	Expected	Expected
0.02	1	8	-2std	+2std	2	10	-2std	+2std	3	18	-2std	+2std	7	42	-2std	+2std	7	34	-2std	+2std
0.04	2	15	11	20	3	21	15	27	5	36	26	46	14	84	56	112	14	67	38	96
0.06	3	23	16	30	5	31	22	40	8	54	39	69	21	126	84	167	22	101	57	144
0.08	5	30	21	40	6	42	30	54	10	72	51	92	28	168	112	223	29	134	76	192
0.10	6	38	26	49	8	52	37	67	13	90	64	115	35	209	140	279	36	160	95	240
0.12	7	45	32	59	9	62	44	80	15	108	77	139	42	251	168	335	43	201	114	288
0.14	8	53	37	69	11	73	52	94	18	126	90	162	49	293	196	391	51	235	133	336
0.16	9	61	42	79	12	83	59	107	20	144	103	185	56	335	224	447	58	268	153	384
0.18	10	68	48	89	14	94	66	121	23	162	116	208	63	377	252	502	65	302	172	432
0.20	12	76	53	99	15	104	74	134	26	180	129	231	70	419	280	558	72	335	191	480
0.22	13	83	58	109	17	114	81	147	28	198	141	254	77	461	308	614	80	369	210	528
0.24	14	91	63	119	18	125	89	161	31	216	154	277	84	503	336	670	87	402	229	576
0.26	15	99	69	128	20	135	96	174	33	234	167	300	91	545	364	726	94	436	248	624
0.28	16	106	74	138	21	146	103	188	36	252	180	323	97	586	392	781	101	469	267	672
0.30	17	114	79	148	23	156	111	201	38	270	193	346	104	628	419	837	108	503	286	720
0.32	18	121	85	158	24	166	118	215	41	288	206	369	111	670	447	893	116	537	305	768
0.34	20	129	90	168	26	177	126	228	43	306	219	392	118	712	475	949	123	570	324	816
0.36	21	136	95	178	27	187	133	241	46	324	232	416	125	754	503	1005	130	604	343	864
0.38	22	144	100	188	29	198	140	255	49	341	244	439	132	796	531	1060	137	637	362	912
0.40	23	152	106	198	30	208	148	268	51	359	257	462	139	838	559	1116	145	671	381	960
0.42	24	159	111	208	32	218	155	282	54	377	270	485	146	880	587	1172	152	704	400	1008
0.44	25	167	116	217	33	229	163	295	56	395	283	508	153	922	615	1228	159	738	420	1056
0.46	26	174	121	227	35	239	170	308	59	413	296	531	160	963	643	1284	166	771	439	1104
0.48	28	182	127	237	36	250	177	322	61	431	309	554	167	1005	671	1340	174	805	458	1152
0.50	29	190	132	247	38	260	185	335	64	449	322	577	174	1047	699	1395	181	838	477	1200
0.52	30	197	137	257	39	270	192	349	66	467	334	600	181	1089	727	1451	188	872	496	1248
0.54	31	205	143	267	41	281	199	362	69	485	347	623	188	1131	755	1507	195	905	515	1296
0.56	32	212	148	277	42	291	207	375	72	503	360	646	195	1173	783	1563	203	939	534	1344
0.58	33	220	153	287	44	302	214	389	74	521	373	669	202	1215	811	1619	210	972	553	1392
0.60	35	227	158	297	45	312	222	402	77	539	386	693	209	1257	839	1674	217	1006	572	1440
0.62	36	235	164	306	47	322	229	416	79	557	399	716	216	1299	867	1730	224	1040	591	1488
0.64	37	243	169	316	48	333	236	429	82	575	412	739	223	1340	895	1786	231	1073	610	1536
0.66	38	250	174	326	50	343	244	442	84	593	424	762	230	1382	923	1842	239	1107	629	1584
0.68	39	258	180	336	51	354	251	456	87	611	437	785	237	1424	951	1898	246	1140	648	1632
0.70	40	265	185	346	53	364	259	469	89	629	450	808	244	1466	979	1953	253	1174	667	1680
0.72	41	273	190	356	54	374	266	483	92	647	463	831	251	1508	1007	2009	260	1207	686	1728
0.74	43	281	195	366	56	385	273	496	95	665	476	854	258	1550	1035	2065	268	1241	706	1776
0.76	44	288	201	376	57	395	281	509	97	683	489	877	265	1592	1063	2121	275	1274	725	1824
0.78	45	296	206	385	59	406	288	523	100	701	502	900	272	1634	1091	2177	282	1308	744	1872
0.80	46	303	211	395	60	416	296	536	102	719	515	923	278	1676	1119	2233	289	1341	763	1920
0.82	47	311	217	405	62	426	303	550	105	737	527	946	285	1717	1147	2288	297	1375	782	1968
0.84	48	318	222	415	63	437	310	563	107	755	540	970	292	1759	1175	2344	304	1408	801	2016
0.86	49	326	227	425	65	447	318	577	110	773	553	993	299	1801	1202	2400	311	1442	820	2064
0.88	51	334	232	435	66	458	325	590	112	791	566	1016	306	1843	1230	2456	318	1475	839	2112
0.90	52	341	238	445	68	468	332	603	115	809	579	1039	313	1885	1258	2512	325	1509	858	2160
0.92	53	349	243	455	69	478	340	617	118	827	592	1062	320	1927	1286	2567	333	1543	877	2208
0.94	54	356	248	465	71	489	347	630	120	845	605	1085	327	1969	1314	2623	340	1576	896	2256
0.96	55	364	254	474	72	499	355	644	123	863	617	1108	334	2011	1342	2679	347	1610	915	2304
0.98	56	372	259	484	74	509	362	657	125	881	630	1131	341	2053	1370	2735	354	1643	934	2352
1.00	58	379	264	494	75	520	369	670	128	899	643	1154	348	2094	1398	2791	362	1677	953	2400

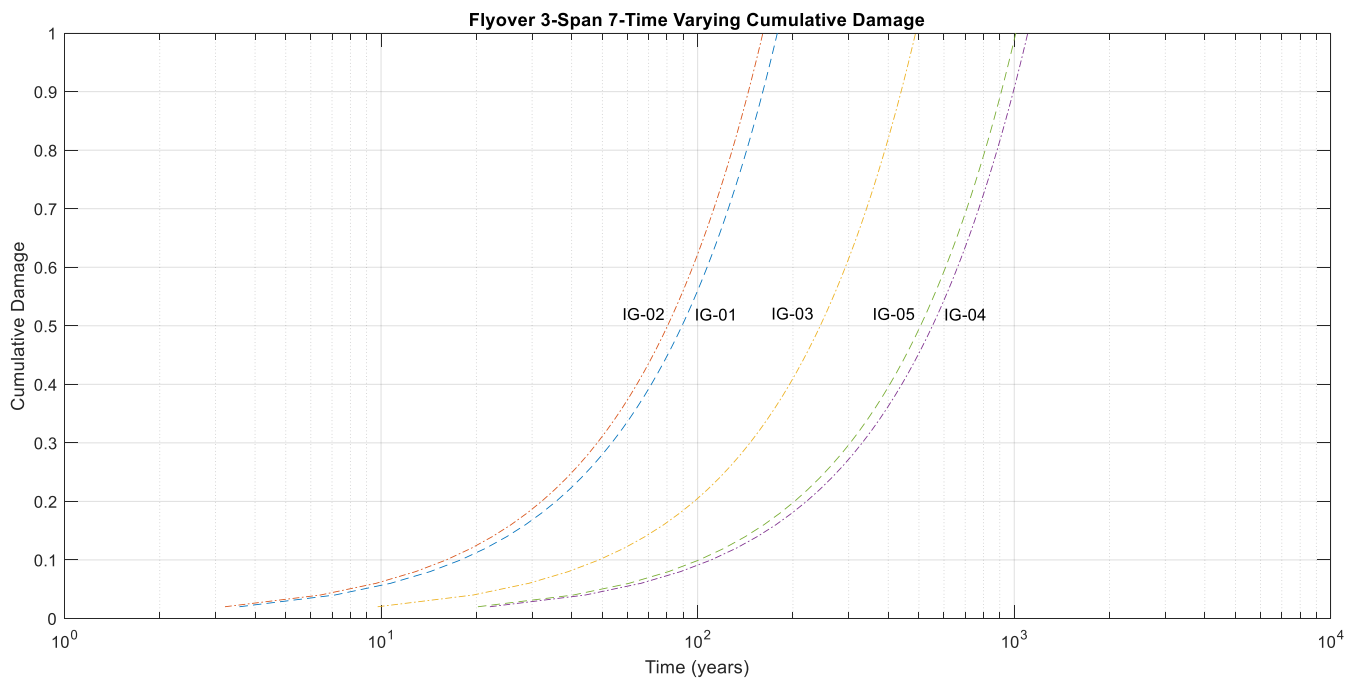
รูปที่ 7.3-5 ความล้มเหลวในคานสะพานที่ระยะเวลาต่างๆ สะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 8



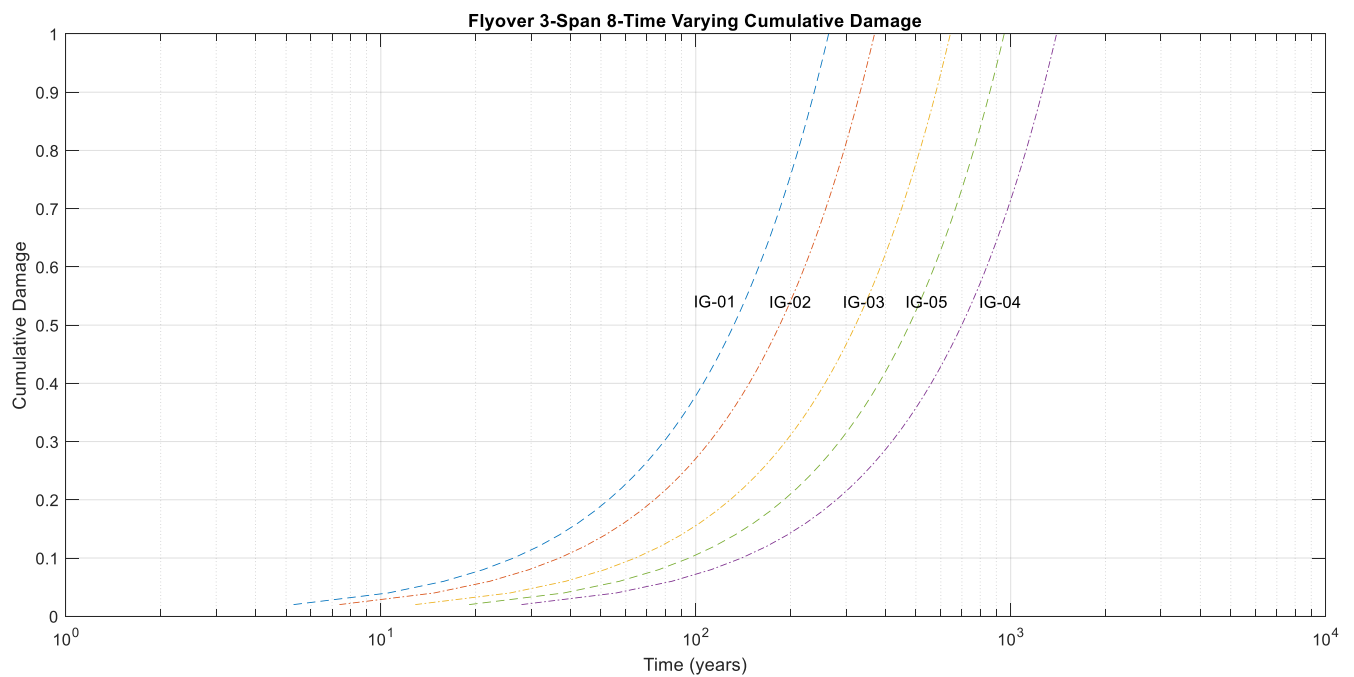
รูปที่ 7.3-6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความล้าสะสมกับระยะเวลาการเกิดต่ำสุด
สะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 9



รูปที่ 7.3-7 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความล้าสะสมกับระยะเวลาการเกิดต่ำสุด
สะพานตัวที่ 2 ช่วงสะพานที่ 9



รูปที่ 7.3-8 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความล้าสะสมกับระยะเวลาการเกิดต่ำสุด
สะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 7



รูปที่ 7.3-9 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความล้าสะสมกับระยะเวลาการเกิดต่ำสุด
สะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 8



7.4. เอกสารอ้างอิง

1. Fisher, J. W., Hausammann, H., Sullivan, M. D., and Pense, A. W., “*Detection and Repair of Fatigue Damage in Welded Highway Bridges*”, NCHRP Report 206, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C. (1979).
2. Ang, A. H-S., and Tang, W. H., “*Probability Concepts in Engineering Planning and Design Volume II Decision, Risk, and Reliability*”, John Wiley & Sons, New York. (1984).
3. Ang, A. H-S., and Tang, W. H., “*Probability Concepts in Engineering Planning and Design Volume I Basic Principles*”, John Wiley & Sons, New York. (1975).



บทที่ 8 ดัชนีความปลอดภัยและแนวทางการ เสริมกำลังโครงสร้างสะพาน

การประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานทั้งตามมาตรฐานการออกแบบ (บทที่ 6) และจากข้อมูลตรวจวัด (บทที่ 7) เป็นการตรวจสอบว่าโครงสร้างสะพานสามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกที่คาดว่าจะเกิดขึ้นตลอดอายุออกแบบใช้งานได้หรือไม่ แต่การประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกไม่ได้บอกถึงความปลอดภัยของโครงสร้างสะพานเป็นเท่าใด กล่าวคือ โครงสร้างสะพานที่ผ่านการประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกอาจจะมีความปลอดภัยสูงหรือต่ำก็ได้ หรือในบางกรณีโครงสร้างสะพานไม่ผ่านการประเมินตามมาตรฐานการออกแบบเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ประเมินมีการปรับเปลี่ยนให้สูงขึ้นตามมาตรฐานการออกแบบที่สูงขึ้นจากที่เคยออกแบบไว้ แต่ในขณะที่น้ำหนักบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานจริงยังคงอยู่ในระดับที่ต่ำ จึงอาจทำให้โครงสร้างสะพานยังคงมีความปลอดภัยที่สูงถึงแม้ว่าโครงสร้างสะพานจะไม่ผ่านการประเมินกำลังรับน้ำหนักตามมาตรฐานการออกแบบก็ตาม ดังนั้น การประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานจึงเป็นเพียงการคัดกรองสะพานเพื่อความสะดวกในการบริหารจัดการบำรุงรักษาสะพาน ซึ่งโดยทั่วไปสะพานที่ผ่านการประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจะไม่พิจารณาเสริมกำลัง ส่วนสะพานที่ไม่ผ่านการประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจะทำการตรวจสอบความปลอดภัยของโครงสร้างสะพานเพิ่มเติมเพื่อพิจารณาการเสริมกำลัง โดยจะเสริมกำลังเฉพาะโครงสร้างสะพานที่มีความปลอดภัยต่ำกว่าเกณฑ์

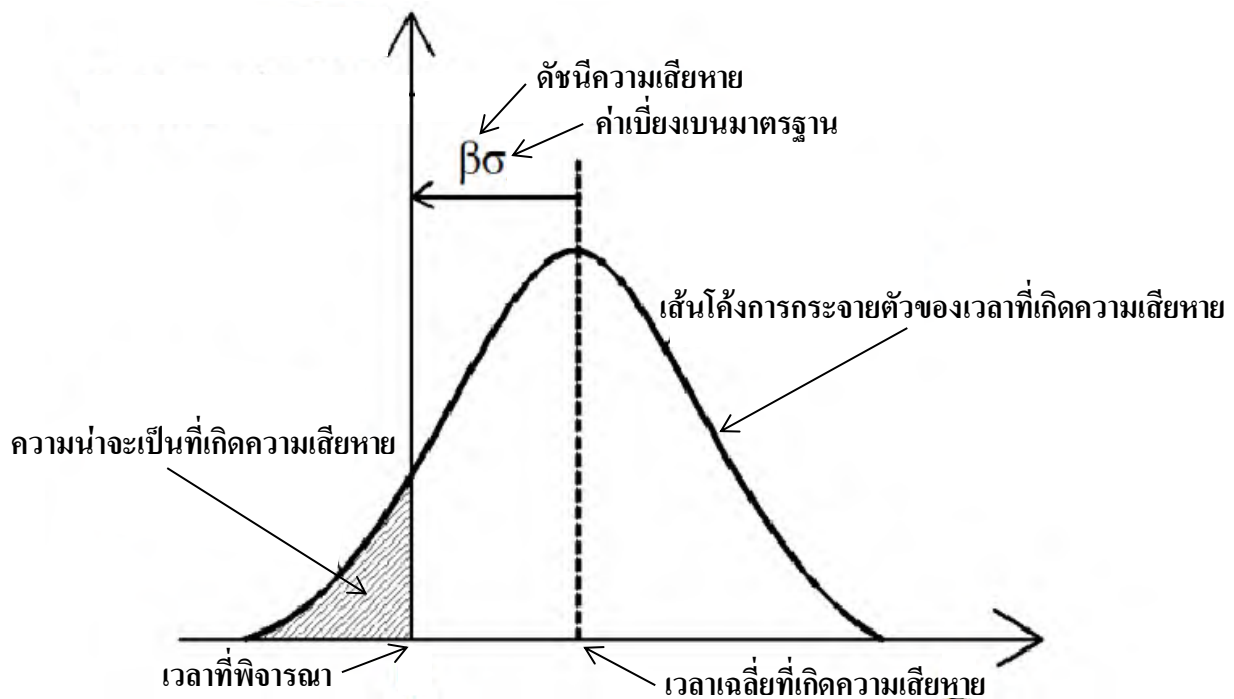
เนื้อหาในบทนี้นำเสนอการตรวจสอบความปลอดภัยของโครงสร้างสะพาน และเนื่องจากการประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพานในด้านกำลังรับความล้าไม่ผ่านมาตรฐานการออกแบบ (บทที่ 6) ดังนั้น การตรวจสอบความปลอดภัยในครั้งนี้จึงเป็นการตรวจสอบความปลอดภัยในการรับความล้าของโครงสร้างสะพาน โดยความปลอดภัยของโครงสร้างได้แสดงอยู่ในรูปของดัชนีความปลอดภัย (Safety Index)

8.1. ดัชนีความปลอดภัย

ความปลอดภัยของโครงสร้าง คือ ความน่าจะเป็นหรือโอกาสที่โครงสร้างจะเกิดความเสียหายหรือวิบัติ ณ จุดที่พิจารณา มีค่าน้อยกว่าเกณฑ์ที่กำหนด สำหรับกรณีความปลอดภัยในการรับความล้าของสะพาน จุดที่พิจารณา คือ เวลา หรือ อายุการใช้งานของสะพาน ส่วนเกณฑ์กำหนด คือ 1 ใน 10,000 หรือ 10^{-4} ในเวลา 100 ปี (Vrouwenvelder and Waarts, 1993) ซึ่งหมายความว่า สะพานจะถือว่าปลอดภัยจากความล้าเมื่อความน่าจะเป็นที่จะเกิดความเสียหายมีค่าน้อยกว่า 10^{-4} หรือ 0.0001 ตลอดช่วงเวลา 100 ปีที่พิจารณา



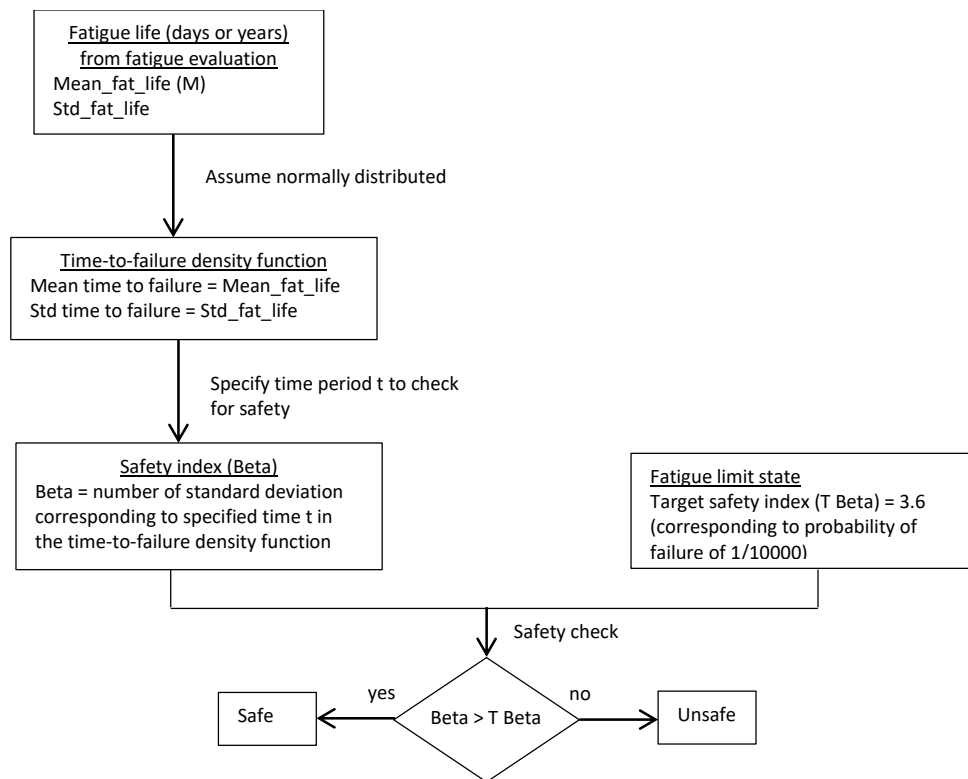
โดยทั่วไปความปลอดภัยนิยมนำมาในรูปของดัชนีความปลอดภัย (Safety Index, β) ซึ่งในกรณีของความล้ม ดัชนีความปลอดภัย ณ เวลาใดๆ คือ จำนวนเท่าของค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานจากค่าเฉลี่ยของเวลาที่เกิดความเสียหายมายังจุดเวลานั้นๆ รูปที่ 8.1-1 แสดงฟังก์ชันของดัชนีความปลอดภัย (Thoft-Christensen and Baker, 1982)



รูปที่ 8.1-1 ฟังก์ชันแสดงดัชนีความปลอดภัย

สมมติว่าการกระจายตัวของเวลาที่เกิดความเสียหายเป็นเส้นโค้งปกติ (Normal Distribution) ดังนั้นเกณฑ์ความปลอดภัยที่ความน่าจะเป็นน้อยกว่า 10^{-4} จากการเปิดตารางเส้นโค้งปกติมาตรฐาน (Standard Normal Distribution Table) จะได้ค่าเกณฑ์ดัชนีความปลอดภัย (Target Safety Index) เท่ากับ 3.6 นั่นคือโครงสร้างจะถือว่าปลอดภัยหากดัชนีความปลอดภัยที่คำนวณได้มีค่ามากกว่า 3.6 ขึ้นไป

แผนผังการคำนวณดัชนีความปลอดภัยแสดงในรูปที่ 8.1-2



รูปที่ 8.1-2 แผนผังการคำนวณดัชนีความปลอดภัย

สะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว มีจำนวน 3 สะพาน ประกอบด้วย

Flyover 1 : สะพานขาออกวิภาวดี (ดินแดง – คอนเมือง) จำนวน 13 ช่วงสะพาน

ขนาด (1x20.00+4x25.00+2x28.00+1x43.00+4x25.00+1x30.00)

Flyover 2 : สะพานขาออกวิภาวดี (เข้าพหลโยธินมุ่งหน้ารัชโยธิน) จำนวน 12 ช่วงสะพาน

ขนาด (1x20.00+6x25.00+1x22.00+1x34.40+2x25.00+1x20.00)

Flyover 3 : สะพานขาเข้าวิภาวดี (คอนเมือง – ดินแดง) จำนวน 12 ช่วงสะพาน

ขนาด (1x20.00+2x22.50+2x26.00+1x20.00+1x34.75+1x45.00+2x30.00+1x25.00+1x20.00)

ช่วงสะพานที่ทดสอบ

Flyover 1 : ช่วงสะพานที่ 9 ความยาวช่วง 25.00 เมตร

Flyover 2 : ช่วงสะพานที่ 9 ความยาวช่วง 34.40 เมตร

Flyover 3 : ช่วงสะพานที่ 7 ความยาวช่วง 34.75 เมตร (ช่วงที่เสียหายและได้ซ่อมแซม)

ช่วงสะพานที่ 8 ความยาวช่วง 45.00 เมตร

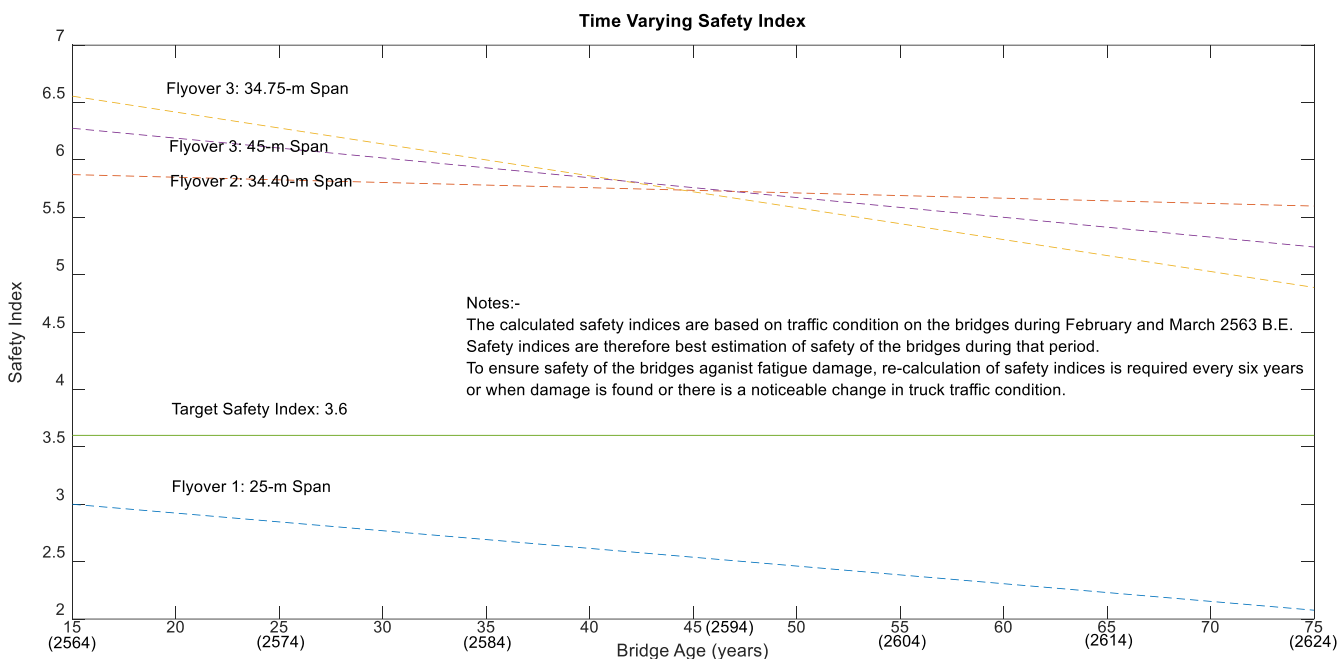


ผลการประเมินกำลังรับความล้าของโครงสร้างสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพานจากข้อมูลตรวจวัดในบทที่ 7 ได้ให้ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของกำลังรับความล้า (เวลาเป็นปีที่คานสะพานจะเกิดรอยแตกเนื่องจากการสะสมความล้า) ดังแสดงในรูปที่ 7.3-1 ถึงรูปที่ 7.3-4 ซึ่งนำมาสรุปอีกครั้งในตารางที่ 8.1-1

ตารางที่ 8.1-1 กำลังรับความล้าของคานสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว

ช่วงสะพานทดสอบ	กำลังรับความล้า (ปี)	
	ค่าเฉลี่ย	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน
สะพานตัวที่ 1 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-ดอนเมือง): ช่วงสะพานที่ 9 (25.00 เมตร)	210	65
สะพานตัวที่ 2 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-รัชโยธิน): ช่วงสะพานที่ 9 (34.40 เมตร)	1301	219
สะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง): ช่วงสะพานที่ 7 (34.75 เมตร)	251	36
สะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง): ช่วงสะพานที่ 8 (45.00 เมตร)	379	58

จากค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของกำลังรับความล้าของคานสะพานในตารางที่ 8.1-1 ทำให้สามารถคำนวณค่าดัชนีความปลอดภัยของคานสะพานที่อายุสะพานต่างๆ ได้ ดังแสดงในรูปที่ 8.1-3



รูปที่ 8.1-3 ดัชนีความปลอดภัยของคานสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว

จากกราฟในรูปที่ 8.1-3 แสดงให้เห็นว่ามีเพียงสะพานตัวที่ 1 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-ดอนเมือง) ช่วงสะพาน 25 เมตรเท่านั้นที่มีดัชนีความปลอดภัยจากความล้าต่ำกว่าเกณฑ์กำหนดที่ 3.6 ส่วนสะพานตัวที่ 2 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-รัชโยธิน) ช่วงสะพาน 34.40 เมตร และสะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง) ช่วงสะพาน 34.75 เมตร และช่วงสะพาน 45 เมตร มีดัชนีความปลอดภัยสูงกว่าเกณฑ์ แต่อย่างไรก็ตาม การคำนวณดัชนีความปลอดภัยใช้ข้อมูลการจราจรของรถบรรทุกที่วิ่งบนสะพานช่วงเดือนกุมภาพันธ์ถึงเดือนมีนาคม 2563 ดังนั้น ดัชนีความปลอดภัยที่คำนวณได้จึงสะท้อนความปลอดภัยของสะพานได้อย่างเหมาะสมเฉพาะในช่วงเวลาดังกล่าว เพื่อให้การตรวจสอบความปลอดภัยของโครงสร้างสะพานจากความล้ามีความแม่นยำ ควรทำการคำนวณดัชนีความปลอดภัยทุกๆ 6 ปี หรือเมื่อมีการตรวจพบความเสียหาย หรือ มีการเพิ่มขึ้นของปริมาณรถบรรทุกอย่างเด่นชัด

8.2. แนวทางการเสริมกำลังโครงสร้างสะพาน

อ้างอิงดัชนีความปลอดภัยในรูปที่ 8.1-3 ณ ปี 2564

สะพานตัวที่ 1 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-ดอนเมือง) ช่วงสะพาน 25 เมตร มีค่าดัชนีความปลอดภัยเท่ากับ 3.00 ในปี 2564 ซึ่งมีความน้อยกว่าเกณฑ์กำหนด 3.6 ดังนั้น ให้พิจารณาเสริมกำลังทันที

สะพานตัวที่ 2 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-รัชโยธิน) ช่วงสะพาน 34.40 เมตร มีค่าดัชนีความปลอดภัยเท่ากับ 5.87 ในปี 2564 และถึงแม้ว่าจะมีค่าลดลงเรื่อยๆ ในปีถัดๆ ไป แต่ก็ยังคงสูงกว่าเกณฑ์กำหนด 3.6 ค่อนข้างมาก ดังนั้น ยังไม่มีความจำเป็นต้องเสริมกำลัง ให้ทำการตรวจสอบสภาพสะพานอย่างละเอียด (Principal Inspection) ทุกๆ 2 ปีตามแผนการตรวจสอบ และให้คำนวณดัชนีความปลอดภัยใหม่ทุกๆ 6 ปีตาม



แผนการตรวจสอบเชิงป้องกัน (Preventive Inspection) หรือ เมื่อมีการตรวจพบความเสียหาย หรือ มีการเพิ่มขึ้นของปริมาณรถบรรทุกบนสะพานตัวที่ 2 นี้อย่างเด่นชัดเพื่อพิจารณาการเสริมกำลัง

สะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง) ช่วงสะพาน 34.75 เมตร และช่วงสะพาน 45 เมตร มีค่าดัชนีความปลอดภัย เท่ากับ 6.56 และ 6.28 ตามลำดับในปี 2564 และถึงแม้ว่าจะมีค่าลดลงเรื่อยๆ ในปีถัดๆ ไป แต่ก็ยังคงสูงกว่าเกณฑ์กำหนด 3.6 ก่อนข้างมาก ดังนั้น ยังไม่มีความจำเป็นต้องเสริมกำลัง ให้ทำการตรวจสอบสภาพสะพานอย่างละเอียด (Principal Inspection) ทุกๆ 2 ปีตามแผนการตรวจสอบ และให้คำนวณดัชนีความปลอดภัยใหม่ทุกๆ 6 ปีตามแผนการตรวจสอบเชิงป้องกัน (Preventive Inspection) หรือ เมื่อมีการตรวจพบความเสียหาย หรือ มีการเพิ่มขึ้นของปริมาณรถบรรทุกบนสะพานตัวที่ 3 นี้อย่างเด่นชัดเพื่อพิจารณาการเสริมกำลัง

เนื่องจากปริมาณการจราจรของรถบรรทุกบนสะพานตัวที่ 1 และสะพานตัวที่ 3 มีลักษณะคล้ายคลึงกันและลักษณะทางโครงสร้างของคานสะพานของทั้งสองสะพานเหมือนกัน (ดูรายละเอียดในบทที่ 7) จึงสามารถสรุปแนวทางการเสริมกำลังทั้งสองสะพานได้ ดังนี้

สะพานช่วงยาว 34.75 เมตร และ 45.00 เมตร มีดัชนีความปลอดภัยสูงกว่าเกณฑ์กำหนด 3.6 ก่อนข้างมากตลอดช่วงอายุการออกแบบใช้งาน ในขณะที่สะพานช่วงยาว 25.00 เมตร มีดัชนีความปลอดภัยต่ำกว่าเกณฑ์กำหนดตลอดช่วงอายุการออกแบบใช้งานที่เหลืออยู่ ดังนั้น เพื่อเป็นเผื่อความปลอดภัย ให้พิจารณาเสริมกำลังคานสะพานความยาวช่วงตั้งแต่ 30.00 เมตรลงมา ซึ่งได้แก่

■ สะพานตัวที่ 1 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-ดอนเมือง) เสริมกำลัง

- ช่วงสะพาน 20 เมตร จำนวน 1 ช่วง
- ช่วงสะพาน 25 เมตร จำนวน 8 ช่วง
- ช่วงสะพาน 28 เมตร จำนวน 2 ช่วง
- ช่วงสะพาน 30 เมตร จำนวน 1 ช่วง

รวมเสริมกำลังสะพานตัวที่ 1 ทั้งหมด 12 ช่วง

■ สะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง) เสริมกำลัง

- ช่วงสะพาน 20 เมตร จำนวน 3 ช่วง
- ช่วงสะพาน 22.50 เมตร จำนวน 2 ช่วง
- ช่วงสะพาน 25 เมตร จำนวน 1 ช่วง
- ช่วงสะพาน 26.50 เมตร จำนวน 2 ช่วง
- ช่วงสะพาน 30 เมตร จำนวน 2 ช่วง

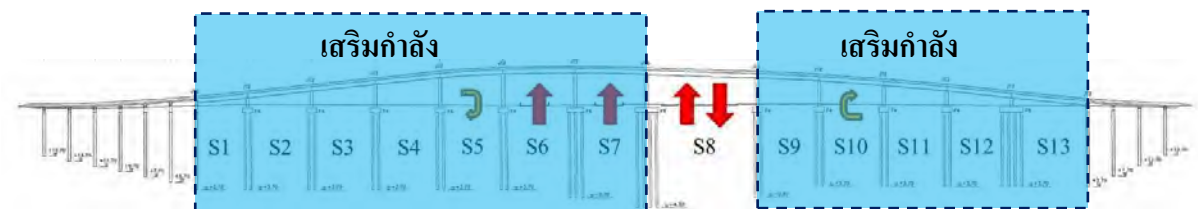
รวมเสริมกำลังสะพานตัวที่ 3 ทั้งหมด 10 ช่วง



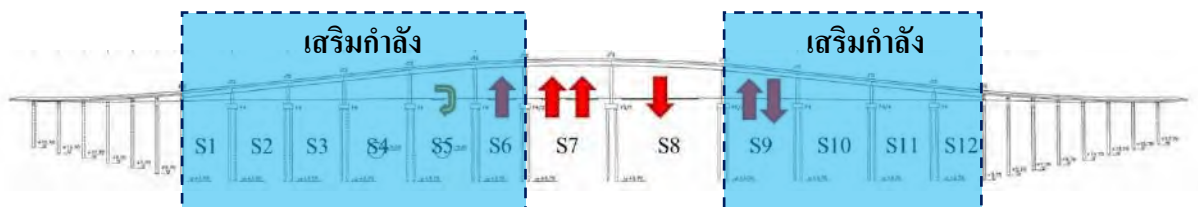
สะพานตัวที่ 2 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-รัชโยธิน) ไม่เสริมกำลัง ถึงแม้ว่าจะมีช่วงสะพานต่ำกว่า 30 เมตรก็ตาม ทั้งนี้เนื่องจากดัชนีความปลอดภัยของช่วงสะพานที่ทดสอบ (34.40 เมตร) มีค่าสูงกว่าเกณฑ์กำหนด 3.6 ค่อนข้างมาก ดังนั้น สะพานตัวที่ 2 ทุกช่วงสะพานยังไม่มีจำเป็นต้องเสริมกำลัง

รูปที่ 8.2-1 แสดงช่วงสะพานที่ต้องเสริมกำลังของสะพานตัวที่ 1 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-ดอนเมือง) และสะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง)

ทุกช่วงสะพานทั้งที่เสริมและไม่ได้เสริมกำลังของทุกสะพานให้ทำการตรวจสอบสภาพสะพานอย่างละเอียด (Principal Inspection) ทุกๆ 2 ปีตามแผนการตรวจสอบ และให้คำนวณดัชนีความปลอดภัยใหม่ทุกๆ 6 ปีตามแผนการตรวจสอบเชิงป้องกัน (Preventive Inspection) หรือ เมื่อมีการตรวจพบความเสียหาย หรือ มีการเพิ่มขึ้นของปริมาณรถบรรทุกบนสะพานอย่างเด่นชัดเพื่อพิจารณาการเสริมกำลัง (ดูรายละเอียดแผนการตรวจสอบสะพานในบทที่ 10)



สะพานตัวที่ 1 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-ดอนเมือง)



สะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง)

รูปที่ 8.2-1 ช่วงสะพานที่ต้องเสริมกำลังของสะพานตัวที่ 1 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-ดอนเมือง) และสะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง)

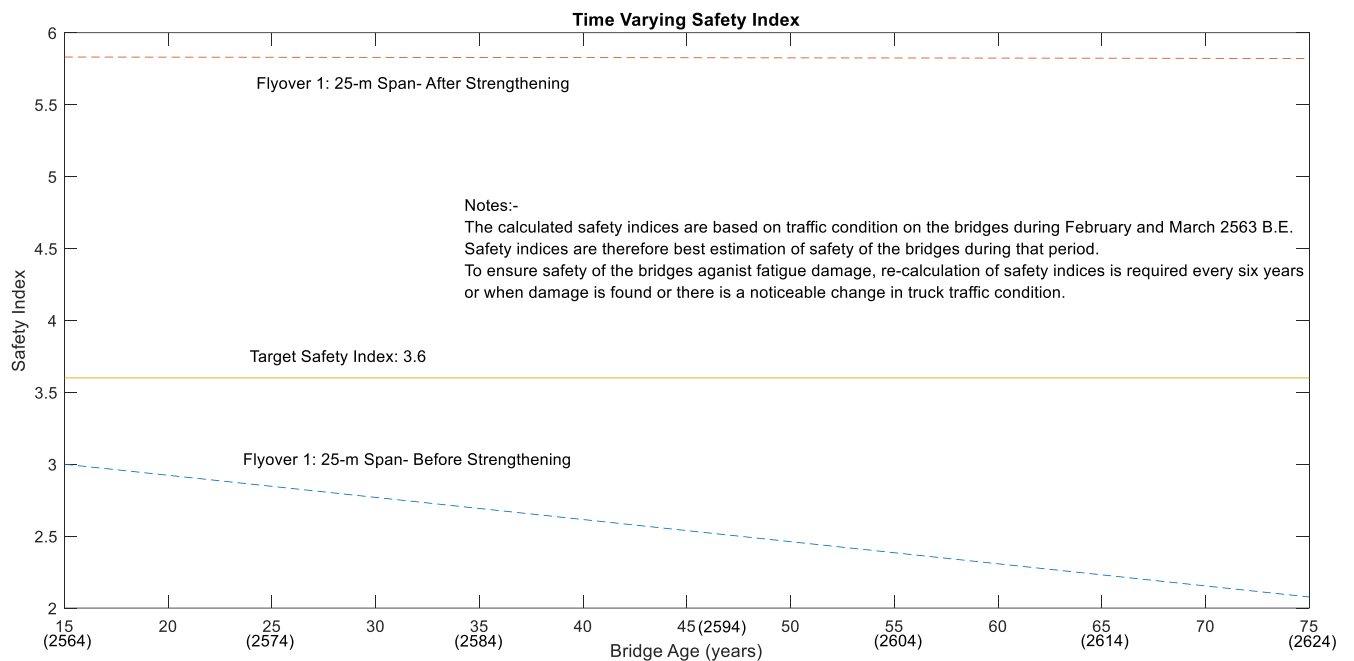


8.3. ดัชนีความปลอดภัยภายหลังการเสริมกำลังคานสะพาน

การคำนวณดัชนีความปลอดภัยของโครงสร้างสะพานภายหลังการเสริมกำลังคานสะพานจำเป็นต้องอาศัยข้อมูลการตรวจวัดสะพาน แต่อย่างไรก็ตาม ดัชนีความปลอดภัยของโครงสร้างสะพานสามารถประมาณให้เห็นภาพได้โดยอาศัยการเปลี่ยนแปลงของความเค้นที่เกิดขึ้นในคานสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรภายหลังการเสริมกำลังเทียบกับความเค้นที่เกิดขึ้นเมื่อก่อนเสริมกำลัง โดยสมมติว่าสัดส่วนการเปลี่ยนแปลงความเค้นที่วิเคราะห์ได้จากแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ในบทที่ 6 และบทที่ 9 เป็นสัดส่วนเดียวกันกับการเปลี่ยนแปลงความเค้นจากข้อมูลการตรวจวัดสะพานภายใต้น้ำหนักบรรทุกจรกระทำ ดังรายละเอียดต่อไปนี้

เนื่องจากความล้าที่เกิดขึ้นในคานสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรเป็นสัดส่วนโดยตรงกับความเค้นที่เกิดขึ้นยกกำลังสาม ซึ่งในทางกลับกันระยะเวลาที่เกิดความล้าสะสมเป็นส่วนกลับของความเค้นยกกำลังสาม สมมติให้อัตราส่วนความเค้นที่เกิดขึ้นในคานสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรภายหลังการเสริมกำลังต่อความเค้นที่เกิดขึ้นก่อนการเสริมกำลังเป็น a ดังนั้น ระยะเวลาที่จะเกิดความล้าสะสมในคานสะพานภายหลังการเสริมกำลังจะเท่ากับ $1/a^3$ คูณกับระยะเวลาที่จะเกิดความล้าสะสมในคานสะพานเดิมก่อนการเสริมกำลัง เช่น ถ้าภายหลังการเสริมกำลัง ความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรมีค่าลดลงเป็นครึ่งหนึ่งของความเค้นที่เกิดขึ้นก่อนการเสริมกำลัง หรือ $a = 0.5$ ถ้าสมมติว่าความล้าสะสมในระดับที่พิจารณาก่อนการเสริมกำลังใช้เวลา 1 ปี ดังนั้น ความล้าสะสมในระดับที่พิจารณาภายหลังการเสริมกำลังย่อมต้องใช้เวลา $(1/0.5^3) \times 1 = 8$ ปี หรือใช้เวลาในการสะสมความล้าจนถึงระดับที่พิจารณาเพิ่มขึ้น 8 เท่า

แนวทางข้างต้นสามารถนำมาใช้ในการคำนวณกำลังรับความล้าของคานช่วง 25 เมตรของสะพานตัวที่ 1 ที่จะทำการเสริมกำลังได้ โดยกำลังรับความล้าของคานสะพาน คือ ระยะเวลาที่ความล้าสะสมในคานสะพานมีเท่ากับ 1 ซึ่งได้ทำการคำนวณไว้แล้วก่อนการเสริมกำลังดังแสดงในตารางที่ 8.1-1 และจากผลการวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์ก่อนและหลังการเสริมกำลังคานตัวนี้ ในบทที่ 6 และบทที่ 9 พบว่า สัดส่วนความเค้นในคานสะพานหลังการเสริมกำลังต่อการเสริมกำลัง มีค่า $a = 11.883/65.577 = 0.181$ ดังนั้น กำลังรับความล้าของคานช่วง 25 เมตรของสะพานตัวที่ 1 ภายหลังการเสริมกำลังจะมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 35,280 ปี และมีค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 6,048 ปี ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานนี้ได้ถูกนำไปใช้ในการคำนวณหาดัชนีความปลอดภัยของคานช่วง 25 เมตรของสะพานตัวที่ 1 ตามวิธีการในหัวข้อที่ 8.1 รูปที่ 8.3-1 แสดงดัชนีความปลอดภัยก่อนและหลังการเสริมกำลังคานช่วง 25 เมตรของสะพานตัวที่ 1



รูปที่ 8.3-1 ดัชนีความปลอดภัยของคานช่วง 25 เมตร ก่อนและหลังการเสริมกำลัง

จากรูปที่ 8.3-1 จะเห็นได้ว่าภายหลังเสริมกำลังคานช่วง 25 เมตรของสะพานตัวที่ 1 (รายละเอียดการเสริมกำลังดูในบทที่ 9) ดัชนีความปลอดภัยของคานจะสูงขึ้นจาก 3.0 ก่อนเสริมกำลังเป็น 5.83 และค่อนข้างคงที่ ซึ่งสูงกว่าเกณฑ์กำหนดที่ 3.6 แสดงให้เห็นว่าการเสริมกำลังทำให้คานมีความปลอดภัยอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ แต่อย่างไรก็ตาม ดัชนีความปลอดภัยที่คำนวณภายหลังการเสริมกำลังควรได้รับการตรวจสอบจากข้อมูลตรวจวัดสะพานจริงอีกครั้งภายหลังการเสริมกำลัง

8.4. เอกสารอ้างอิง

1. Vrouwenvelder, A. C. W. M., and Waarts, P. H., "Traffic Loads on Bridges", *Structural Engineering International* 3(93), pp. 169-177.
2. Thoft-Christensen, P., and Baker, M. J., "*Structural Reliability Theory and its Applications*", Springer-Verlag, Berlin (1982).



บทที่ 9 การออกแบบบูรณะสะพานและ ประมาณราคา

จากผลการประเมินความสามารถของโครงสร้างสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว พบว่าสะพานเหล็กทั้งสามตัวผ่านการประเมินด้านกำลังรับน้ำหนักสูงสุดปลอดภัย อย่างไรก็ตาม ถ้ามีปริมาณรถบรรทุกใช้งานสะพานจำนวนมาก รอยต่อของสะพานอาจมีปัญหาจากความล้าได้ ตามมาตรฐาน AASHTO โดยทั่วไปจะแนะนำการออกแบบรอยต่อเหล็กให้มีอายุการใช้งานไม่จำกัด (Infinite Fatigue Life) แต่ถ้ามีข้อจำกัดด้านกายภาพหรืองบประมาณ อาจพิจารณาออกแบบให้มีอายุใช้งานจำกัดโดยจะต้องสามารถรองรับปริมาณรถหนักได้เพียงพอต่อความต้องการใช้งานสะพานตลอดอายุบริการออกแบบ 75 ปี

แต่จากการเก็บข้อมูลพฤติกรรมจราจรจริงบนสะพานเป็นระยะเวลา 7-9 วัน/สะพาน ในช่วงระหว่างวันที่ 4 กุมภาพันธ์ - 4 มีนาคม 2563 พบว่ารถหนักที่วิ่งบนแต่ละสะพานมีจำนวนไม่มาก โดยสะพานตัวที่ 1 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-ดอนเมือง), สะพานตัวที่ 2 ขาออกวิภาวดี (เข้าพหลโยธินมุ่งหน้ารัชโยธิน) และ สะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง) มีรถที่หนักตั้งแต่ 5 ตัน ขึ้นไป เฉลี่ยประมาณวันละ 800 คัน/วัน, 400 คัน/วัน และ 1000 คัน/วัน ตามลำดับ หากพิจารณาตามปริมาณรถหนักที่ใช้งานจริงบนสะพาน จะสามารถชะลอการเสริมกำลังลงได้บางส่วน ทำให้การบูรณะสะพานมีความประหยัด โดยการเสริมกำลังจะพิจารณาตามระดับความน่าเชื่อถือ (Safety Index) ซึ่ง Fatigue Limit State กำหนด Safety Index ไว้ที่ 3.6 หากผลการสะสมความล้าของช่วงสะพานใดมีค่า Safety Index ถึง 3.6 ในอีกไม่กี่ปีข้างหน้า ควรพิจารณาเสริมช่วงสะพานนั้นทันที หากช่วงสะพานใดจะมีค่า Safety Index ถึง 3.6 หลังใช้งานเกินอายุบริการออกแบบ 75 ปี ช่วงสะพานดังกล่าวยังไม่มีความจำเป็นที่จะต้องเสริมกำลัง ณ ปัจจุบัน ด้วยหลักการดังกล่าวจึงแนะนำให้เสริมกำลัง สะพานตัวที่ 1 และตัวที่ 3 ที่มีช่วงสะพาน 20 – 30 เมตร อย่างไรก็ตามในบทนี้ จะออกแบบเสริมกำลังเพื่อให้ครบทุกช่วงสะพาน ยกเว้นช่วงสะพาน 45 เมตร ซึ่งผ่านการประเมินความสามารถรับน้ำหนักสูงสุดและความสามารถในการต้านทานความล้าตามมาตรฐานการออกแบบสะพาน

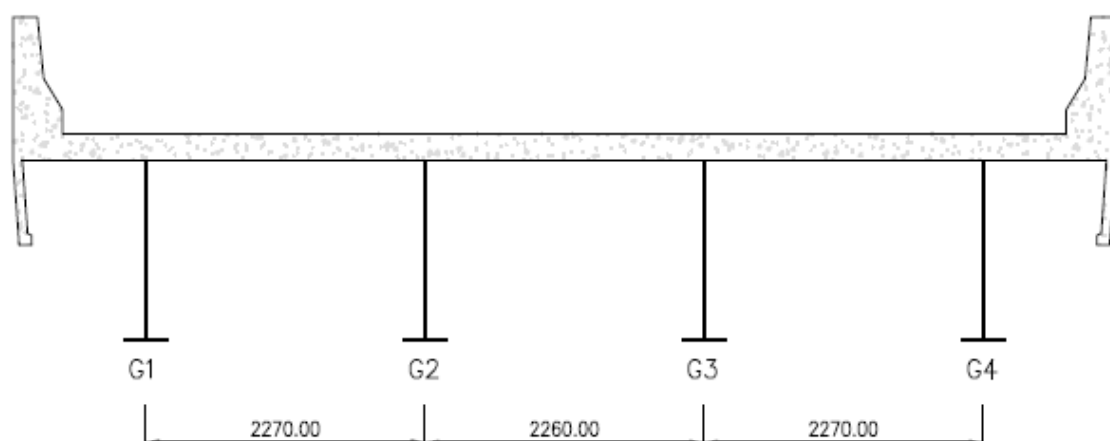
9.1. แนวทางการบูรณะสะพาน

จากผลการวิเคราะห์และประเมินความล้าในบทที่ 6 แสดงให้เห็นว่า ความเค้นที่เกิดขึ้นจาก Fatigue Truck ในคานสะพานมีค่าค่อนข้างสูง รวมถึงรายละเอียดรอยต่อโครงสร้างหลายตำแหน่งที่จัดอยู่ในประเภทรอยต่อที่มีกำลังต้านทานความล้าต่ำ ทำให้คานเหล็กของสะพานข้ามแยกลาดพร้าวไม่ผ่านการประเมินด้าน

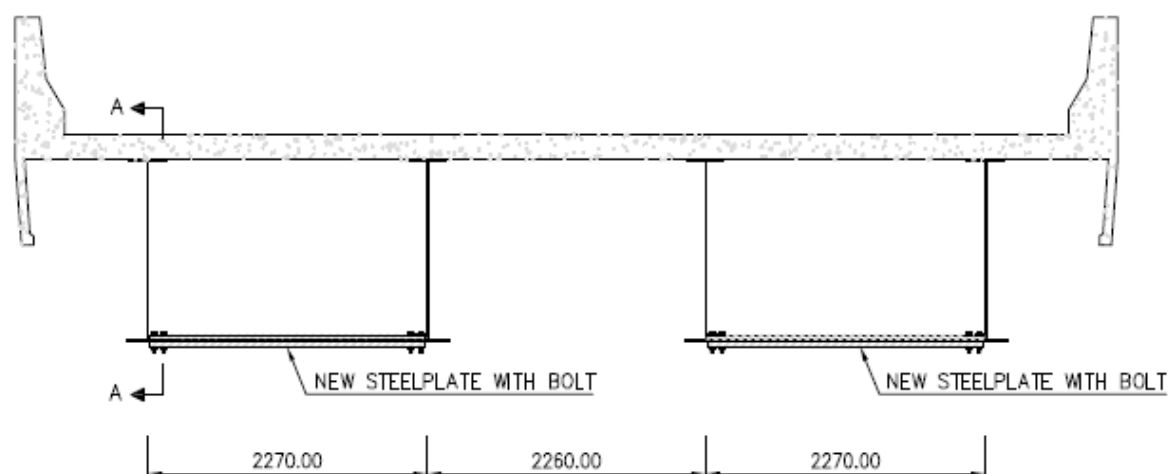


กำลังรับความล้าตามมาตรฐาน AASHTO LRFD แต่อย่างไรก็ตาม ความเค้นที่เกิดขึ้นค่อนข้างสูงนี้เกิดขึ้นเฉพาะกับคานตัวริมที่รองรับช่องจราจรซ้ายซึ่งเป็นช่องจราจรที่รถบรรทุกหนักใช้สัญจรบนสะพาน ดังนั้นหากทำให้คานตัวริมมีโมดูลัสของหน้าตัดที่เพิ่มขึ้นก็จะสามารถลดความเค้นที่จะเกิดขึ้นในคานตัวริมลงได้ ซึ่งจะช่วยให้คานสะพานตัวริมนี้มีการสะสมความล้าที่ลดลง หรือหากสามารถถ่ายแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรให้คานสะพานตัวอื่นๆ ในช่วงสะพานช่วยรับให้มากขึ้นก็จะสามารถลดความเค้นที่จะเกิดขึ้นในคานตัวริมลงได้ ซึ่งก็จะช่วยให้คานสะพานตัวริมนี้มีการสะสมความล้าที่ลดลง อีกทั้งยังเป็นการใช้งานคานสะพานตัวอื่นๆ ในช่วงสะพานได้อย่างคุ้มค่าด้วย

ตามที่ได้กล่าวข้างต้น การกระจายให้คานสะพานซึ่งมีอยู่ 4 ถึง 5 คานต่อช่วงสะพานช่วยกันรับแรงกระทำเนื่องรถบรรทุกหนักวิ่งในช่องจราจรซ้าย นอกจากจะช่วยลดความเค้นในคานตัวริมลงได้แล้วยังเป็นการใช้งานคานสะพานตัวอื่นๆ ได้อย่างคุ้มค่าด้วย ดังนั้น แนวทางการบูรณะสะพานจึงเป็นการปรับปรุงระบบการถ่ายแรงระหว่างคานสะพานให้ดีขึ้น ซึ่งแต่เดิมอาศัยเฉพาะพื้น สะพานคอนกรีตด้านบนและโครงเหล็กยึดคานทางขวาง (Cross Frame) ในการถ่ายแรง โดยการเพิ่มเติมแผ่นเหล็กยึดปีกกลางของคานตัวที่อยู่ข้างเคียงกันเข้าด้วยกันเป็นคานรูปตัวยู (U-shape Girder) ดังแสดงให้เห็นภาพในรูปที่ 9.1-1 คานรูปตัวยูมีความแข็งแกร่งในการต้านทานแรงดัด (Flexural Rigidity) และความแข็งแกร่งในการต้านทานแรงบิด (Torsional Rigidity) สูงกว่าคานรูปตัวไอเดิม ทำให้ความเค้นที่เกิดขึ้นในคานสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรลดลง ความล้าสะสมในคานสะพานก็ลดลงด้วย ส่งผลให้ความสามารถในการต้านทานความล้าของสะพานผ่านการประเมินตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ได้



AS BUILT SECTION
SCALE 1: 50



RETROFITTED SECTION
SCALE 1: 50

รูปที่ 9.1-1 การปรับปรุงโครงสร้างจากคานสะพานรูปตัวไอเป็นคานสะพานรูปตัวยู



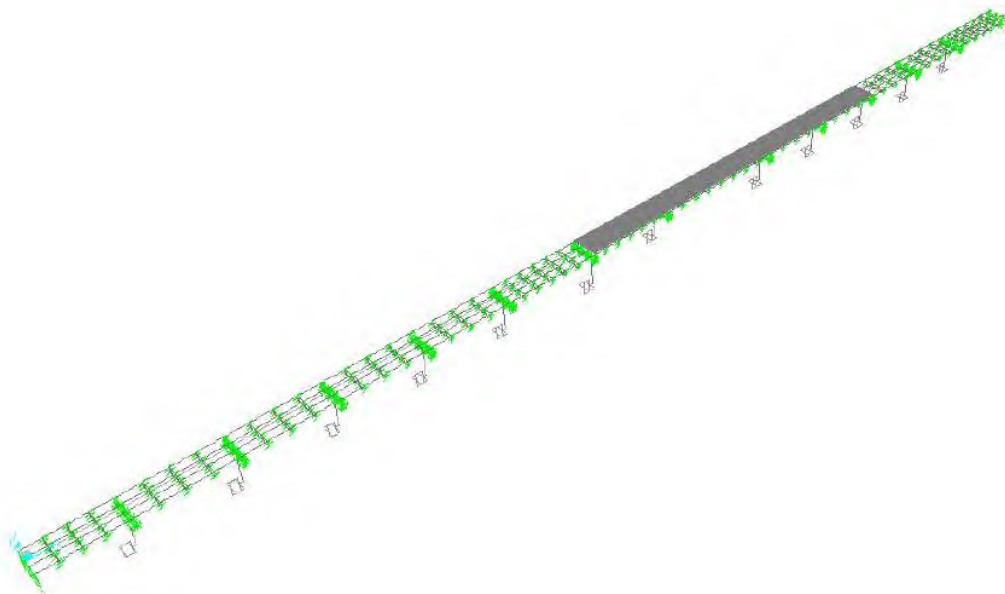
9.2. รายการคำนวณการปรับปรุงโครงสร้างสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 1 (สะพานฝั่งขาออก วิวาติมุ่งหน้าดอนเมือง)

สำหรับสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 1 นั้น ที่ปรึกษา ได้นำแบบก่อสร้างมาสร้างแบบจำลอง และนำไปเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในภาคสนาม จากนั้นจึงนำมาวิเคราะห์หาผลเนื่องจาก Fatigue Truck ตามข้อกำหนด AASHTO LRFD โดยแบบจำลองที่ใช้แสดงดังนี้



รูปที่ 9.2-1 แบบจำลอง FEA ของ สะพาน Flyover No.1 ที่เปรียบเทียบกับผลการทดสอบเรียบร้อยแล้ว

สำหรับผลการวิเคราะห์ Fatigue Truck แสดงดังนี้



รูปที่ 9.2-2 Flyover No.1 Traffic Lanes for Fatigue Effect (AASHTO LRFD)



General Vehicle Data

Vehicle name: Fatigue Truck Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge	0.3048
Lane Interior Edge	0.6096

Length Effects

Axle: None [Modify/Show...](#)
 Uniform: None [Modify/Show...](#)

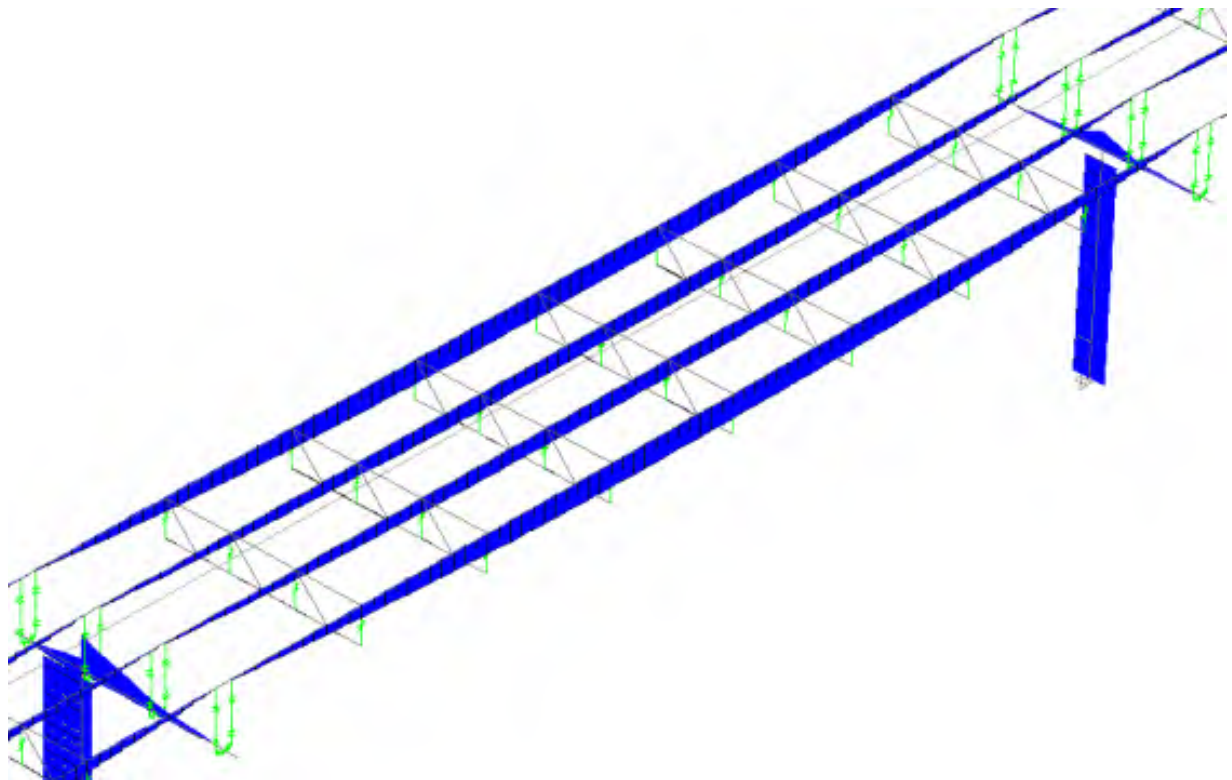
Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	9		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		35	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8
Fixed Length	9		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8

Load Plan

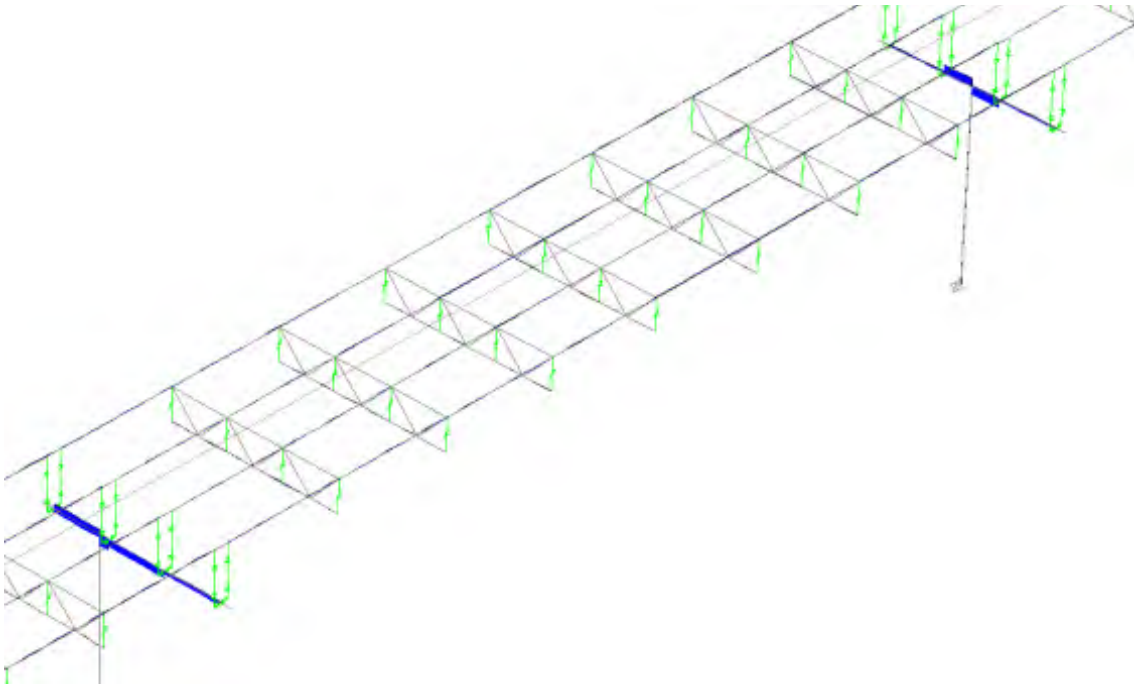
Load Elevation

รูปที่ 9.2-3 Flyover No.1 Truck for Fatigue Effect (AASHTO LRFD)



รูปที่ 9.2-4 Flyover No.1 Frame Response (M33:Fatigue Truck) (kN-m)

(Mmax = 871 kN-m)



รูปที่ 9.2-5 Flyover No.1 Frame Response (V22: Fatigue Truck)) (kN-m)
(Vmax = 34kN)

การตรวจสอบความสามารถในการรับผลของความล้าต่อโครงสร้างสะพานดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 ประมาณหาจำนวนของรอบของการเกิดการล้า (Number of Fatigue Cycles)

1.1 สำหรับสะพานข้ามแยกลาดพร้าว ใช้ ความกว้างช่องจราจรประมาณ 3.0 - 3.5 เมตร

มีค่า Lane Capacity ประมาณ	1800	PCU per Lane
ดังนั้นค่าของ ADT per Lane ประมาณ	27000	per Lane

สะพานมีเปิดใช้งานจำนวน 2 ช่องจราจรที่รถบรรทุกสามารถวิ่งได้

ดังนั้น Annual Daily Truck Traffic (ADTT) =	10800
---	-------

1.2 ADTTSL 9180

1.3 **Number of Fatigue Cycles (N)= 251,302,500.00 Cycles**

ความยาวคานสูงสุดมากกว่า	12.192	m	ค่า n =	1
-------------------------	--------	---	---------	---

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณหา Fatigue Strength (DFn)

(Fatigue 1 Limit State) As Per AASHTO LRFD (2010)

From Shop Drawing of Bridge, Category E Detail is adopted,

จากตาราง ค่า A = 1,100,000,000.00

และค่า DFTH =	4.5	ksi หรือ	31.03	Mpa
---------------	-----	----------	-------	-----



การประเมินค่า Stress Range ก่อนเสริมกำลัง (เลือกค่ามากระหว่างปีกคานด้านบนและปีกคานด้านล่าง)

Check Typical Girder Details- Fatigue Limit States

p.9-40

Fatigue 1 - HL-93 Fatigue Truck for Infinite Life ($\gamma = 1.50$)

Flexural fatigue stress ranges at the bottom flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{Tb}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{Ncb}} \right| =$$

9.04 ksi or **62.34 MPa**

Then compare with Value Permissible in the AASHTO

Flexural fatigue stress ranges at the top flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{Tt}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{Nct}} \right| =$$

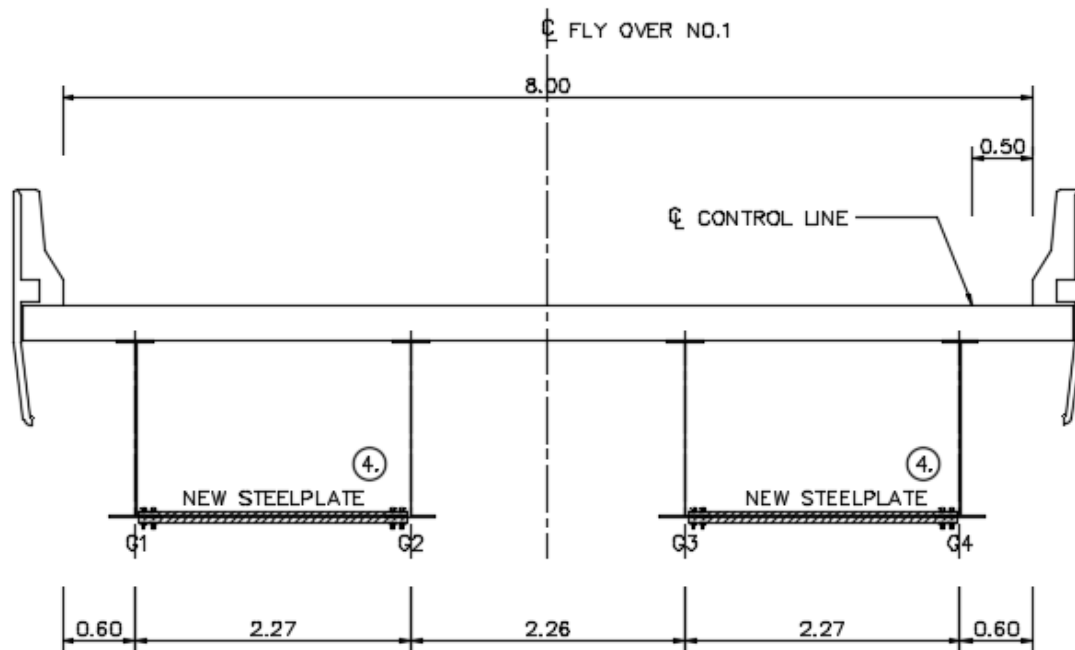
1.59 ksi or 10.93 MPa

ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State I (Infinite Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_I = 1.50$

$$\gamma_I \Delta f \leq \Delta F_{TH}$$

$$62.34 \text{ MPa} > 31.03 \text{ MPa} \text{ --- } > \text{Finite Life}$$

สรุปว่าคานช่วง 25 เมตร ของสะพาน Flyover No.1 ไม่สามารถรองรับผลเนื่องจาก Fatigue กรณี Infinite Life ได้ จึงควรเสริมกำลัง โดย รูปที่ 9.2-6 แสดงรูปแบบการเสริมกำลังสะพาน โดยมีรายละเอียดแสดงในแบบรายละเอียดการบูรณะสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว



SPAN 25.00 M.

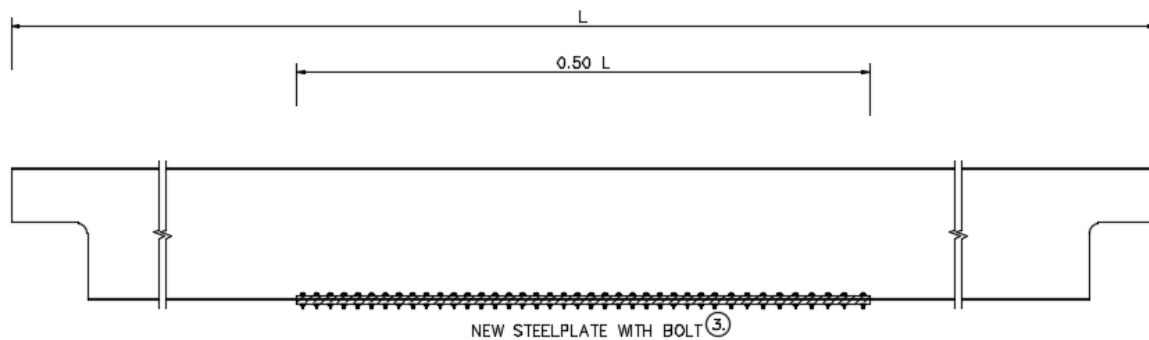
SECTION C - C

MIDDLE BEAM BRACING (RETROFITTED SECTION)

SCALE

1: 50

(ก) รูปหน้าตัดการเสริมกำลัง



SECTION D - D

AS BUILT GIRDER ELEVATION

SCALE

1: 50

(ข) รูปด้านข้างการเสริมกำลัง

รูปที่ 9.2-6 การออกแบบเสริมกำลังช่วงสะพาน 25 เมตร



การประเมินค่า Stress Range หลังเสริมกำลัง (เลือกค่ามากระหว่างปีกคานด้านบนและปีกคานด้านล่าง)

Check Typical Girder Details- Fatigue Limit States

Fatigue 1 - Fatigue Truck for Infinite Life

(Infinite Fatigue Life Case)

Flexural fatigue stress ranges at the bottom flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{STB}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCB}} \right| = 11.883 \text{ Mpa}$$

Flexural fatigue stress ranges at the top flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{STt}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCt}} \right| = 13.049 \text{ Mpa}$$

ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State I (Infinite Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_I = 1.50$

$$\gamma_I \Delta f \leq \Delta F_{TH}$$

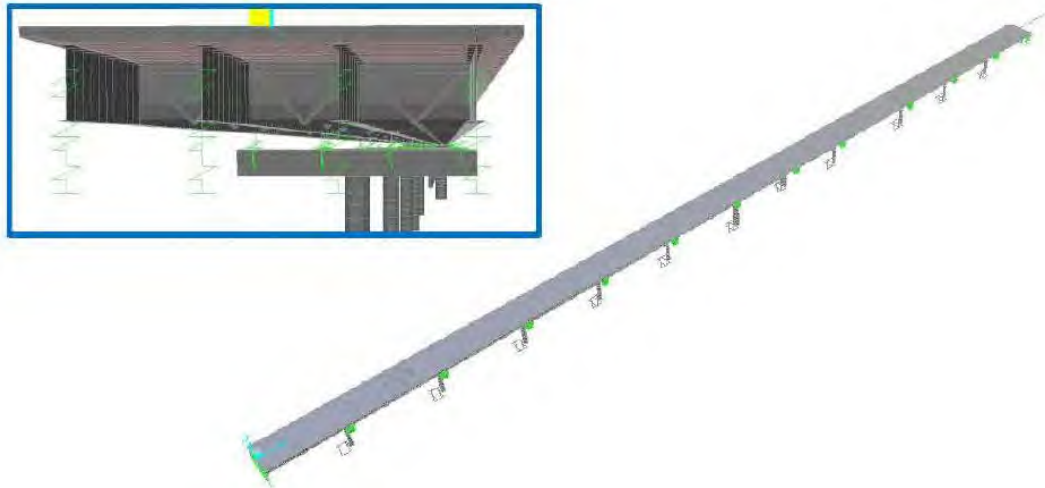
$$13.049 \text{ MPa} < 31.03 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Infinite Life}$$

จากค่าของ Stress Range ที่แสดงภายหลังการเสริมกำลัง พบว่า สะพานภายหลังการเสริมกำลัง คานช่วงความยาว 25 เมตร ของสะพาน Flyover No.1 สามารถรองรับปริมาณรถบรรทุกไม่จำกัดจำนวนรอบ (Infinite Fatigue Life)



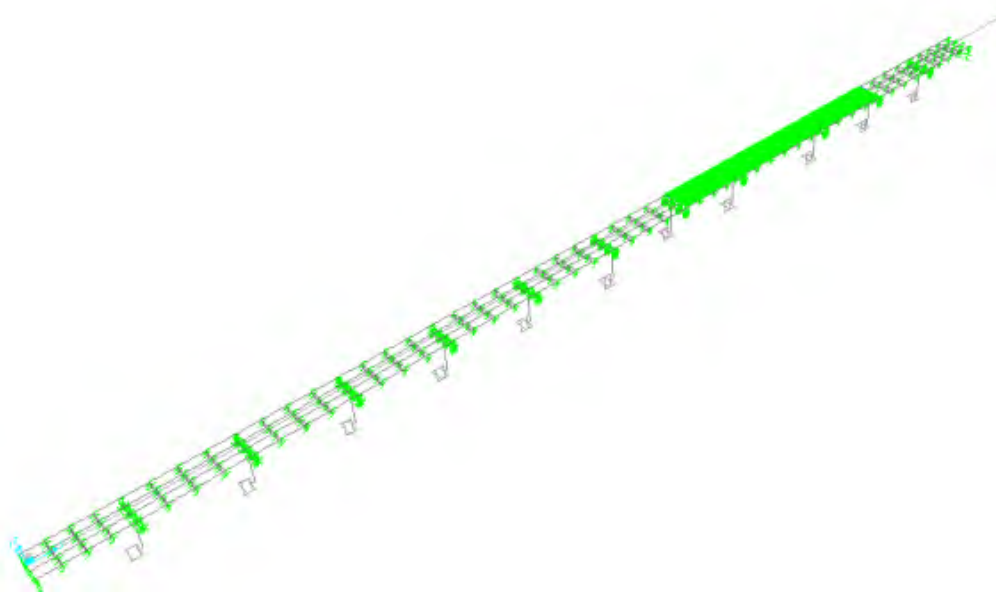
9.3. รายการคำนวณการปรับปรุงโครงสร้างสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 2 (สะพานฝั่งขาออก วิวาดิเข้าพหลโยธินมุ่งหน้ารัชโยธิน)

สำหรับสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 2 นั้นที่ปรึกษา ได้นำแบบก่อสร้างมาสร้างแบบจำลอง และนำไปเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในภาคสนาม จากนั้นจึงนำมาวิเคราะห์หาผลเนื่องจาก Fatigue Truck ตามข้อกำหนด AASHTO LRFD โดยแบบจำลองที่ใช้แสดงดังนี้



รูปที่ 9.3-1 แบบจำลอง FEA ของ สะพาน Flyover No.2 ที่เปรียบเทียบกับผลการทดสอบเรียบร้อยแล้ว

สำหรับผลการวิเคราะห์ Fatigue Truck แสดงดังนี้



รูปที่ 9.3-2 Flyover No.2 Traffic Lanes for Fatigue Effect (AASHTO LRFD)



General Vehicle Data

Vehicle name: Fatigue Truck Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge	0.3048
Lane Interior Edge	0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

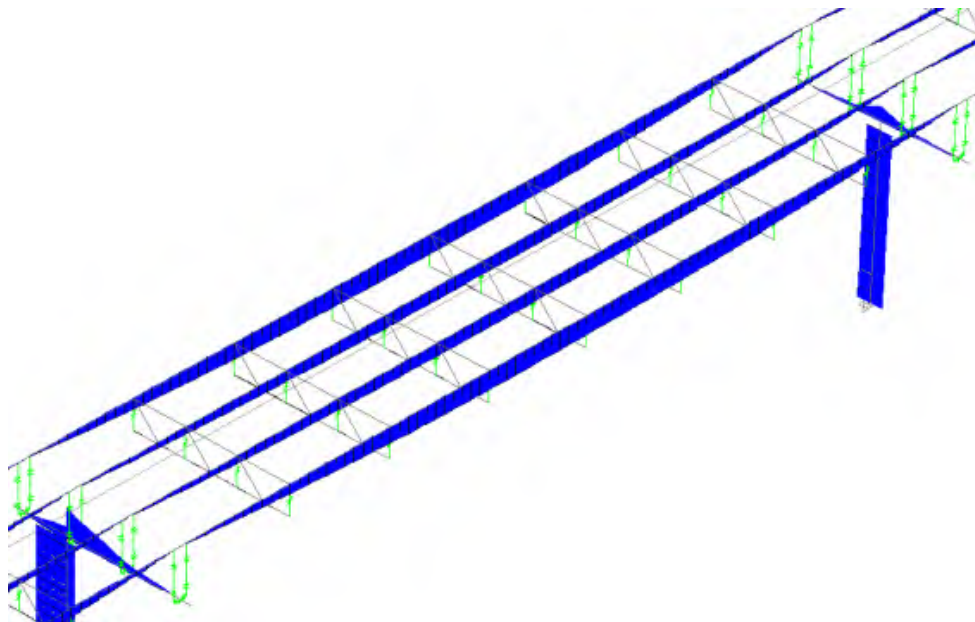
Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	9		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		35	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8
Fixed Length	9		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8

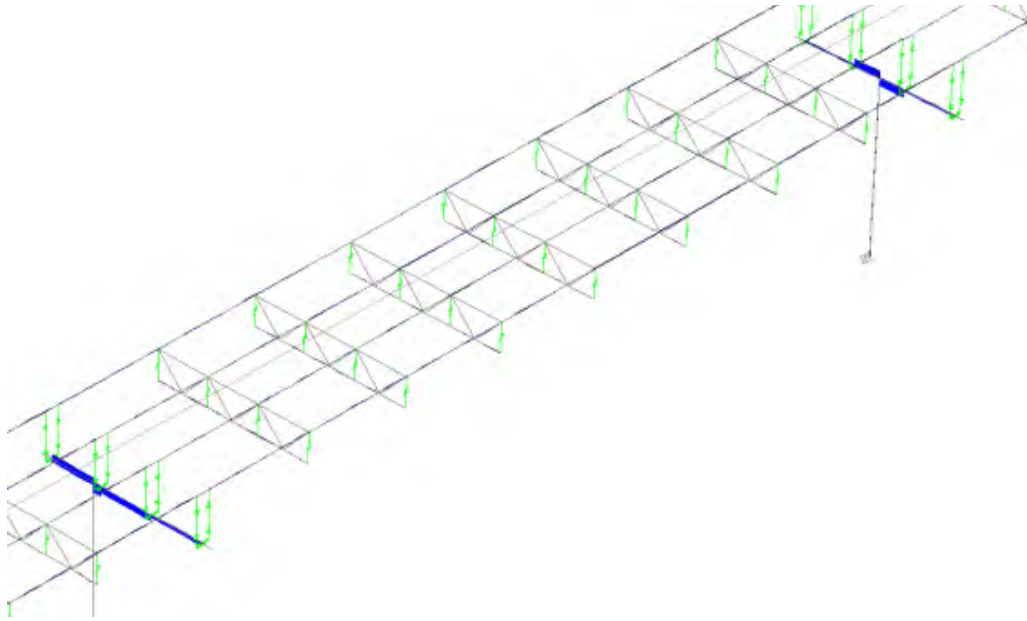
Load Plan

Load Elevation

รูปที่ 9.3-3 Flyover No.2 Truck for Fatigue Effect (AASHTO LRFD)



รูปที่ 9.3-4 Flyover No.2 Frame Response (M33:Fatigue Truck) (kN-m)
(Mmax = 845 kN-m)



รูปที่ 9.3-5 Flyover No.2 Frame Response (V22: Fatigue Truck)) (kN-m)
(Vmax = 76kN)

การตรวจสอบความสามารถในการรับผลของความล้าต่อโครงสร้างสะพานดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 ประเมินหาจำนวนของรอบของการเกิดการล้า (Number of Fatigue Cycles)

- 1.1 สำหรับสะพานข้ามแยกลาดพร้าว ใช้ ความกว้างช่องจราจรประมาณ 3.0 - 3.5 เมตร
มีค่า Lane Capacity ประมาณ 1800 PCU per Lane
ดังนั้นค่าของ ADT per Lane ประมาณ 27000 per Lane
- สะพานมีเปิดใช้งานจำนวน 2 ช่องจราจรที่รถบรรทุกสามารถวิ่งได้
ดังนั้น Annual Daily Truck Traffic (ADTT) = 10800

1.2 ADTTSL 9180

1.3 Number of Fatigue Cycles (N) = 251,302,500.00 Cycles

ความยาวคานสูงสุดมากกว่า 12.192 m ค่า n = 1

ขั้นตอนที่ 2 ประเมินหา Fatigue Strength (DFn)

(Fatigue 1 Limit State) As Per AASHTO LRFD (2010)

From Shop Drawing of Bridge, Category E Detail is adopted.

จากตาราง ค่า A = 1,100,000,000.00

และค่า DFTH = 4.5 ksi หรือ 31.03 Mpa



การประเมินค่า Stress Range ก่อนเสริมกำลัง (เลือกค่ามากระหว่างปีกคานด้านบนและปีกคานด้านล่าง)

Check Typical Girder Details- Fatigue Limit States

Fatigue 1 - HL-93 Fatigue Truck for Infinite Life

Flexural fatigue stress ranges at the bottom flange

(For Infinite Fatigue Life)

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{NTb}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCb}} \right| = 41.43 \text{ MPa}$$

Flexural fatigue stress ranges at the top flange

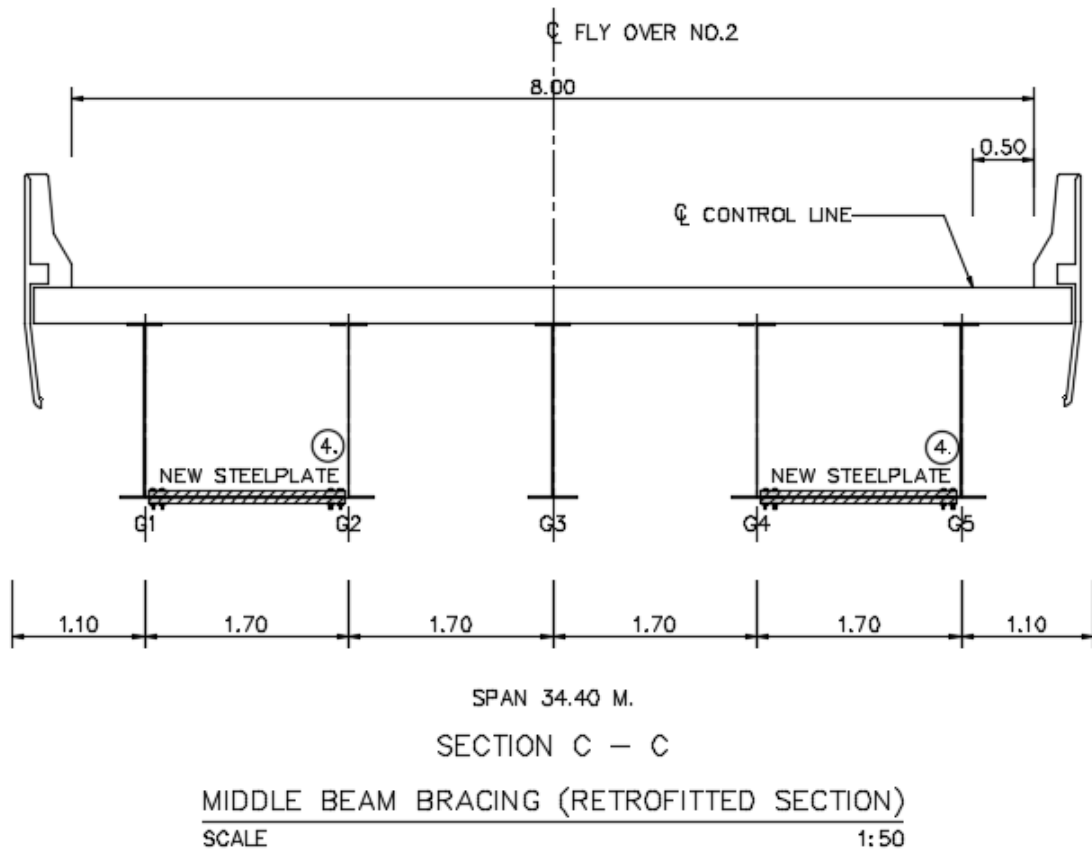
$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{NTt}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCt}} \right| = 14.68 \text{ MPa}$$

ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State I (Infinite Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_I = 1.50$

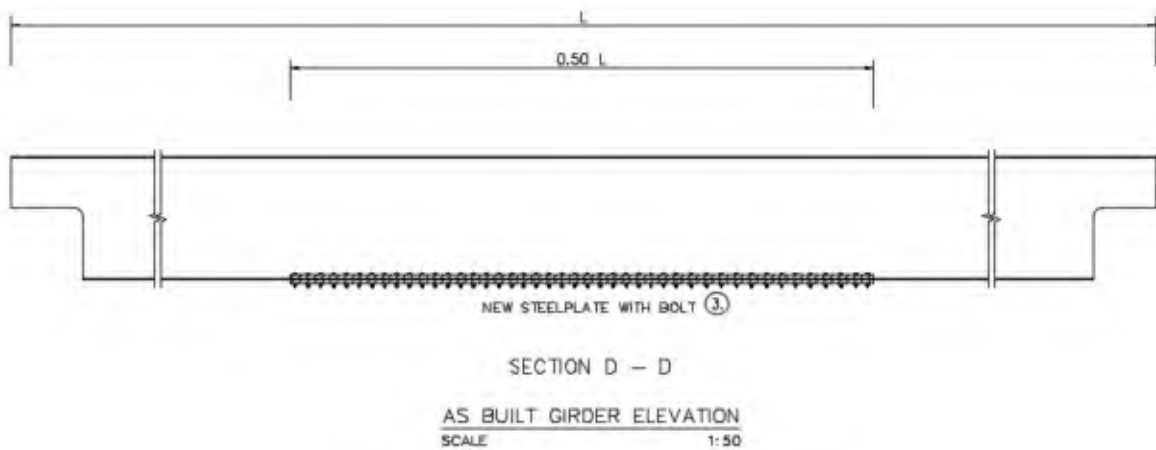
$$\gamma_I \Delta f \leq \Delta F_{TH}$$

$$41.43 \text{ MPa} > 31.03 \text{ MPa} \text{ — } > \text{Finite Life}$$

สรุปว่าคานช่วง 34.5 เมตร ของสะพาน Flyover No.2 ไม่สามารถรองรับผลเนื่องจาก Fatigue กรณี Infinite Life ได้ จึงควรเสริมกำลัง โดย รูปที่ 9.3-6 แสดงรูปแบบการเสริมกำลังสะพาน โดยมีรายละเอียดแสดงในแบบรายละเอียดการบูรณะสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว



(ก) รูปหน้าตัดการเสริมกำลัง



(ข) รูปด้านข้างการเสริมกำลัง

รูปที่ 9.3-6 การออกแบบเสริมกำลังช่วงสะพาน 34.5 เมตร



การประเมินค่า Stress Range หลังเสริมกำลัง (เลือกค่ามากระหว่างปีกคานด้านบนและปีกคานด้านล่าง)

Check Typical Girder Details- Fatigue Limit States

Fatigue 1 - Fatigue Truck for Infinite Life

Flexural fatigue stress ranges at the bottom flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{NTb}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCb}} \right| = 9.36 \text{ MPA}$$

Flexural fatigue stress ranges at the top flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{NTt}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCt}} \right| = 14.56 \text{ MPA}$$

ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State I (Infinite Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_I = 1.50$

$$\gamma_I \Delta f \leq \Delta F_{TH}$$

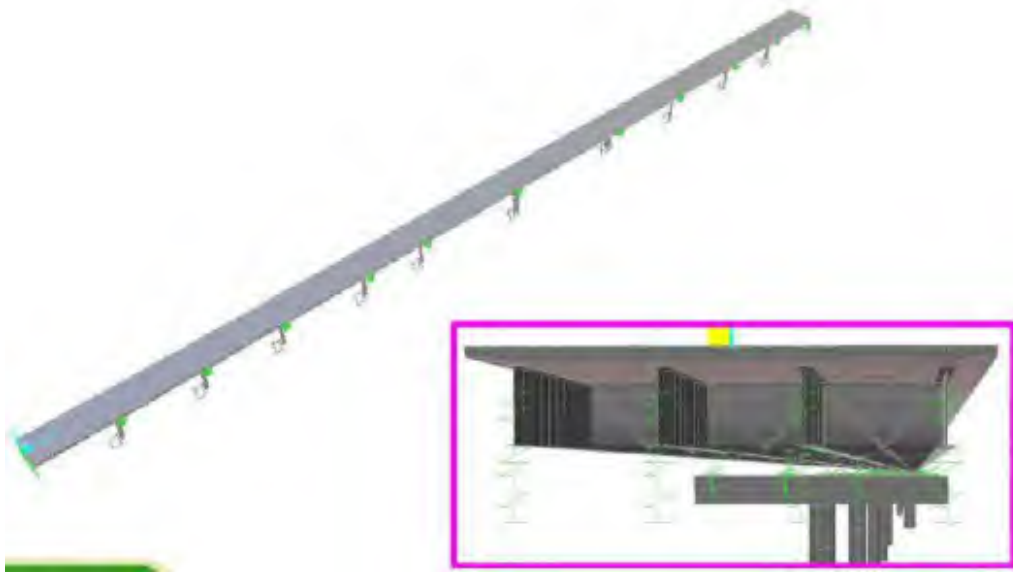
$$9.36 \text{ MPA} < 31.03 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Infinite Life}$$

จากค่าของ Stress Range ที่แสดงภายหลังการเสริมกำลัง พบว่า สะพานภายหลังการเสริมกำลัง คานช่วงความยาว 34.5 เมตร ของสะพาน Flyover No.2 สามารถรองรับปริมาณรถบรรทุกไม่จำกัดจำนวนรอบ (Infinite Fatigue Life)



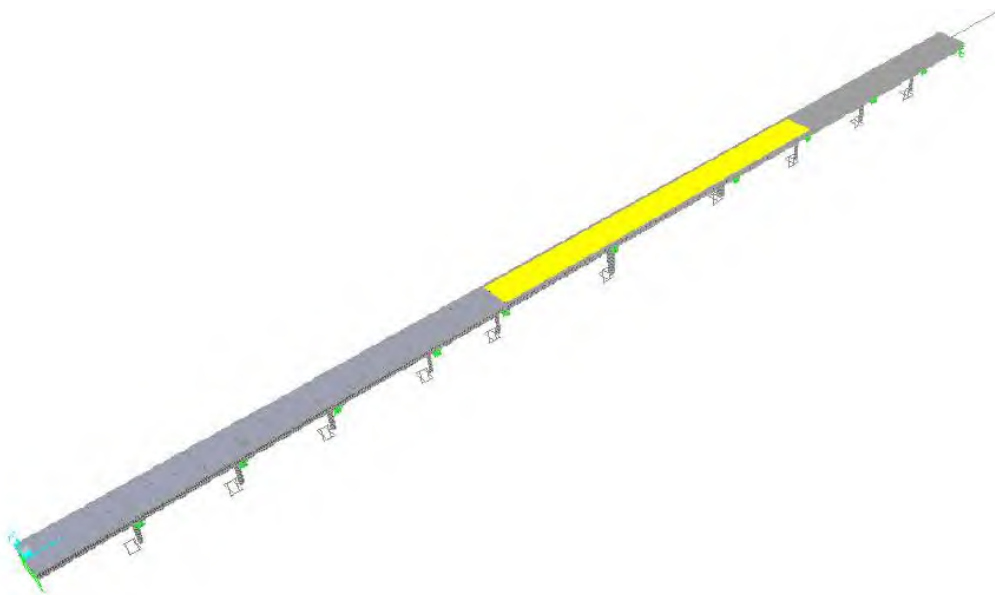
9.4. รายการคำนวณการปรับปรุงโครงสร้างสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 3 (สะพานฝั่งขา เข้า วิวาดมืองหน้าดินแดง)

สำหรับสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 3 นั้นที่ปรึกษา ได้นำแบบก่อสร้างมาสร้างแบบจำลอง
และนำไปเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในภาคสนาม จากนั้นจึงนำมาวิเคราะห์หาผลเนื่องจาก Fatigue Truck
ตามข้อกำหนด AASHTO LRFD โดยตัวอย่างของแบบจำลองที่ใช้แสดงดังนี้



รูปที่ 9.4-1 แบบจำลอง FEA ของ สะพาน Flyover No.3 ที่เปรียบเทียบกับผลการทดสอบเรียบร้อยแล้ว

สำหรับผลการวิเคราะห์ Fatigue Truck แสดงดังนี้



รูปที่ 9.4-2 Flyover No.3 Traffic Lanes for Fatigue Effect (AASHTO LRFD)



General Vehicle Data

Vehicle name: Fatigue Truck Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge	0.3048
Lane Interior Edge	0.6096

Length Effects

Axle: None [Modify/Show...](#)
 Uniform: None [Modify/Show...](#)

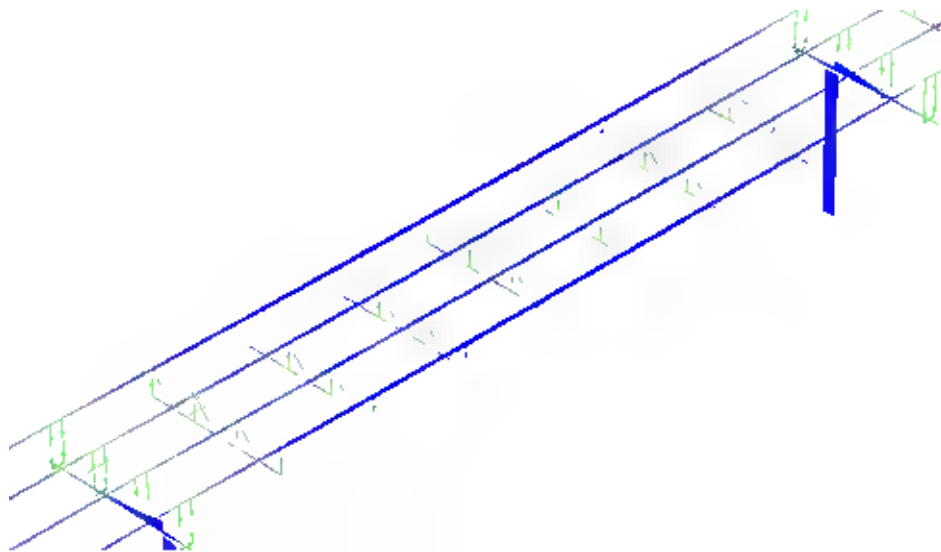
Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	9		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		35	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8
Fixed Length	9		0.	Zero Width		145	Two Points	1.8

Load Plan

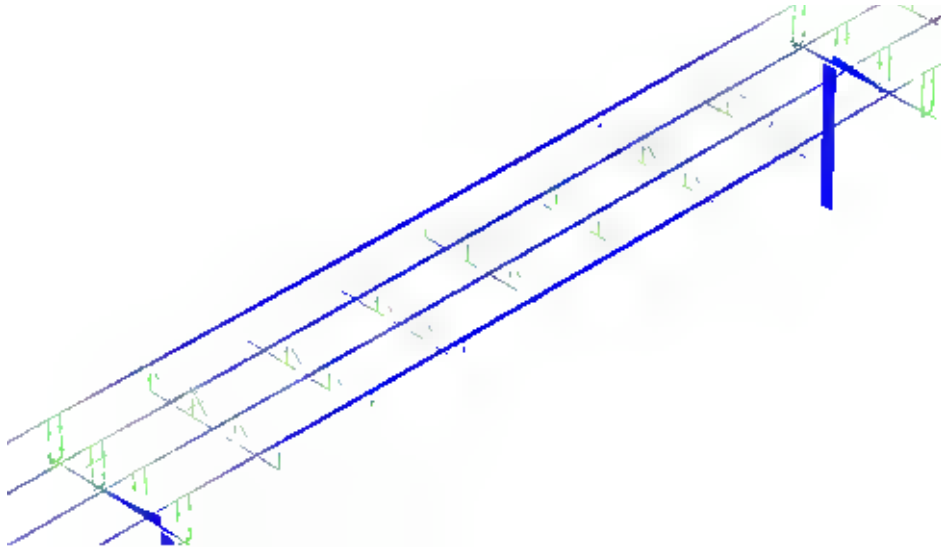
Load Elevation

รูปที่ 9.4-3 Flyover No.3 Truck for Fatigue Effect (AASHTO LRFD)



รูปที่ 9.4-4 Flyover No.3 Frame Response (M33:Fatigue Truck) (kN-m)

(Mmax = 462 kN-m) (Span 34.80m)



รูปที่ 9.4-5 Flyover No.3 Frame Response (M33:Fatigue Truck) (kN-m)
(Mmax = 597 kN-m) (Span 45m)

การตรวจสอบความสามารถในการรับผลของความล้าต่อโครงสร้างสะพานดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 ประมาณหาจำนวนของรอบของการเกิดการล้า (Number of Fatigue Cycles)

1.1 สำหรับสะพานข้ามแยกลาดพร้าว ใช้ ความกว้างช่องจราจรประมาณ 3.0 - 3.5 เมตร

มีค่า Lane Capacity ประมาณ	1800	PCU per Lane
ดังนั้นค่าของ ADT per Lane ประมาณ	27000	per Lane

สะพานมีเปิดใช้งานจำนวน 2 ช่องจราจรที่รถบรรทุกสามารถวิ่งได้

ดังนั้น Annual Daily Truck Traffic (ADTT) =	10800
---	-------

1.2 ADTSL 9180

1.3 Number of Fatigue Cycles (N) = 251,302,500.00 Cycles

ความยาวคานสูงสุดมากกว่า	12.192	m	ค่า n =	1
-------------------------	--------	---	---------	---

สำหรับ Flyover No.3 Span 34.75m ที่เกิดความเสียหายบริเวณรอยเชื่อมเดิมและเกิด Fatigue Crack พิจารณาใช้ Category E'

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณหา Fatigue Strength (DFn)

(Fatigue 1 Limit State) As Per AASHTO LRFD (2010)

From Shop Drawing of Bridge, Category E' Detail is adopted.

จากตาราง ค่า A = 390,000,000.00

และค่า DFTH = 2.6 ksi หรือ 17.93 Mpa



การประเมินค่า Stress Range ก่อนเสริมกำลัง (เลือกค่ามากระหว่างปีกคานด้านบนและปีกคานด้านล่าง)

Flyover No.3 (Span 34.75m) ช่วงสะพานที่เกิดความเสียหายเนื่องจาก Fatigue Crack

Check Typical Girder Details- Fatigue Limit States

Fatigue 1 - Fatigue Truck for Infinite Life

Flexural fatigue stress ranges at the bottom flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{NTb}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCb}} \right| = 41.43 \text{ MPa}$$

Flexural fatigue stress ranges at the top flange

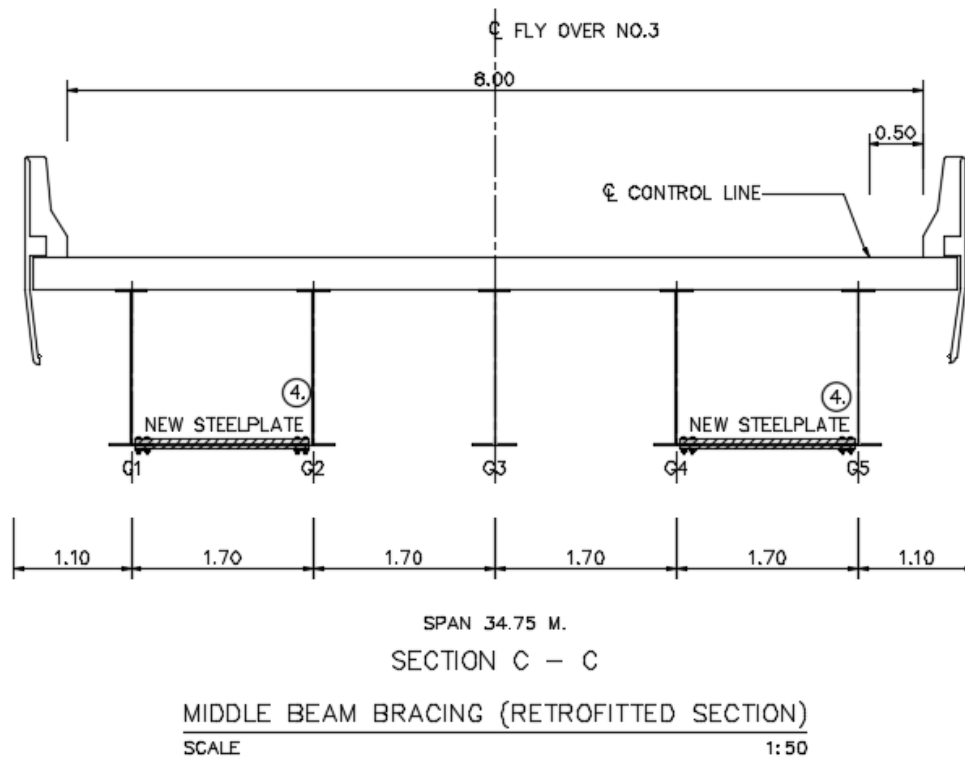
$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{NTt}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCt}} \right| = 14.68 \text{ MPa}$$

ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State I (Infinite Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_I = 1.50$

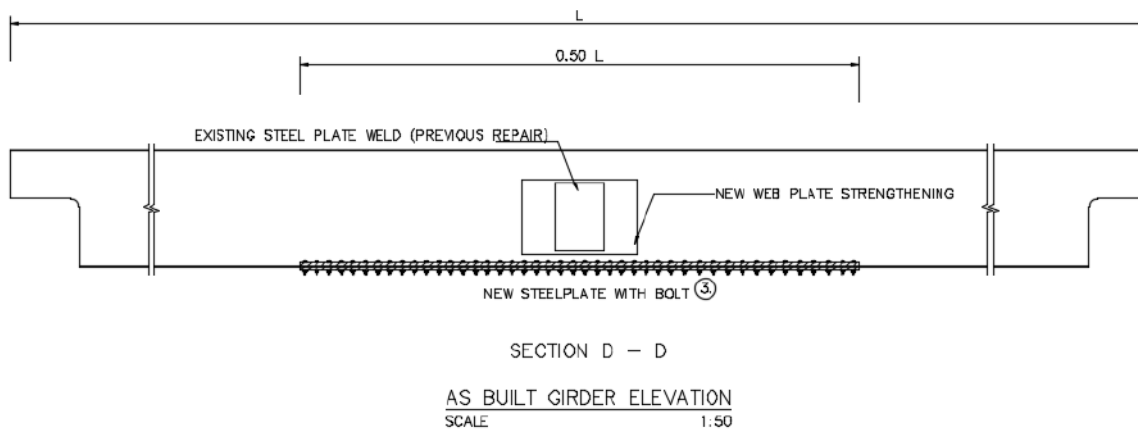
$$\gamma_I \Delta f \leq \Delta F_{TH}$$

$$41.43 \text{ MPa} > 17.93 \text{ MPa} \text{ --- } > \text{Finite Life}$$

สรุปว่าคานช่วง 34.75 เมตร ของสะพาน Flyover No.3 ไม่สามารถรองรับผลเนื่องจาก Fatigue กรณี Infinite Life ได้ จึงควรเสริมกำลัง โดย รูปที่ 9.3-6แสดงรูปแบบการเสริมกำลังสะพาน โดยมีรายละเอียดแสดงในแบบรายละเอียดการบูรณะสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว



(ก) รูปหน้าตัดการเสริมกำลัง



(ข) รูปด้านข้างการเสริมกำลัง

รูปที่ 9.4-6 การออกแบบเสริมกำลังช่วงสะพาน 34.75 เมตร



การประเมินค่าของ Fatigue หลังการเสริมกำลัง (Span 34.75 m)

Check Typical Girder Details- Fatigue Limit States

Fatigue 1 - Fatigue Truck for Infinite Life

Flexural fatigue stress ranges at the bottom flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{NTb}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCb}} \right| = 8.74 \text{ MPA}$$

Flexural fatigue stress ranges at the top flange

$$\gamma(\Delta f) = \left| \frac{+M}{S_{NTt}} \right| + \left| \frac{-M}{S_{NCt}} \right| = 14.54 \text{ MPA}$$

ประเมินความล้าที่ระดับ Fatigue Limit State I (Infinite Fatigue Life) โดยใช้ค่า $\gamma_I = 1.50$

$$\gamma_I \Delta f \leq \Delta F_{TH}$$

$$8.74 \text{ MPA} < 17.93 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Infinite Life}$$

จากค่าของ Stress Range ที่แสดงภายหลังการเสริมกำลัง พบว่า สะพานภายหลังการเสริมกำลัง สามารถรองรับปริมาณรถบรรทุกไม่จำกัดจำนวนรอบ (Infinite Fatigue Life)

ส่วนสะพานช่วงความยาว 45 เมตร ไม่จำเป็นต้องเสริมกำลัง เนื่องจากความสามารถการต้านทานความล้าเพียงพอ



9.5. การประมาณราคาค่าบูรณะสะพาน

สะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว ประกอบด้วย สะพานย่อย 3 สะพาน ได้แก่ สะพานตัวที่ 1 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-ดอนเมือง) จำนวน 13 ช่วงสะพาน ขนาด $(1 \times 20.00) + (4 \times 25.00) + (2 \times 28.00) + (1 \times 43.00) + (4 \times 25.00) + (1 \times 30.00)$ ความยาวรวม 349.00 เมตร สะพานตัวที่ 2 ขาออกวิภาวดี (เข้าพหลโยธินมุ่งหน้ารัชโยธิน) จำนวน 12 ช่วงสะพาน ขนาด $(1 \times 20.00) + (6 \times 25.00) + (1 \times 22.00) + (1 \times 34.40) + (2 \times 25.00) + (1 \times 20.00)$ ความยาวรวม 296.40 เมตร และสะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง) จำนวน 12 ช่วงสะพาน ขนาด $(1 \times 20.00) + (2 \times 22.50) + (2 \times 26.00) + (1 \times 20.00) + (1 \times 34.75) + (1 \times 45.00) + (2 \times 30.00) + (1 \times 25.00) + (1 \times 20.00)$ ความยาวรวม 322.50 เมตร โดยการประมาณราคาค่าซ่อมและเสริมกำลังสะพานเรียงตามความจำเป็นเร่งด่วนแยกตามสะพาน ดังนี้

งานซ่อมเร่งด่วน คือ การเสริมกำลังรอยซ่อมชั่วคราวของสะพานตัวที่ 3 ให้แข็งแรงยิ่งขึ้น มีค่าใช้จ่ายรวมทั้งสิ้น 3,610,826 บาท โดยมีรายละเอียดแสดงในตารางที่ 9.5-1

งานซ่อมและเสริมกำลังของสะพานแต่ละตัว โดยเรียงลำดับตามความจำเป็นเร่งด่วน ดังนี้

ลำดับที่ 1. งานซ่อมและเสริมกำลังสะพานตัวที่ 3 (มีปริมาณรถบรรทุกสูงสุด) ประกอบด้วย

- ก. ขันสลักเกลียวให้แน่น
- ข. ซ่อมบำรุงชิ้นส่วนที่มีการเสื่อมสภาพหรือเสียหาย
- ค. งานเสริมกำลังมี 2 ทางเลือก ดังนี้

1. เสริมกำลังตามมาตรฐานการออกแบบ (ช่วงความยาว 20 – 35 เมตร)

2. เสริมกำลังตาม Safety Index (ช่วงความยาว 20 – 30 เมตร)

แผนการซ่อมและเสริมกำลังสำหรับสะพานตัวที่ 3 มีค่าใช้จ่ายรวม (รายการ ก-ค) กรณีเลือกทางเลือกที่ 1 และทางเลือกที่ 2 เท่ากับ 36,156,503 และ 33,539,798 บาท ตามลำดับ โดยมีรายละเอียดแสดงในตารางที่ 9.5-2 และตารางที่ 9.5-3 ตามลำดับ

ลำดับที่ 2. งานซ่อมและเสริมกำลังสะพานตัวที่ 1 (มีปริมาณรถบรรทุกรองลงมา)

ประกอบด้วย

- ก. ขันสลักเกลียวให้แน่น
- ข. ซ่อมบำรุงชิ้นส่วนที่มีการเสื่อมสภาพหรือเสียหาย
- ค. งานเสริมกำลังมี 2 ทางเลือก ดังนี้

1. เสริมกำลังตามมาตรฐานการออกแบบ (ช่วงความยาว 20 – 30 เมตร)

หมายเหตุ สะพานตัวที่ 1 ไม่มีช่วงความยาว 35 เมตร



2. เสริมกำลังตาม Safety Index (ช่วงความยาว 20 – 30 เมตร)

แผนการซ่อมและเสริมกำลังสำหรับสะพานตัวที่ 1 กรณีเลือกทางเลือกที่ 1 และทางเลือกที่ 2 มีค่าใช้จ่ายรวม (รายการ ก-ค) เหมือนกัน เท่ากับ 41,768,355 บาท โดยมีรายละเอียดแสดงในตารางที่ 9.5-4

ลำดับที่ 3. งานซ่อมและเสริมกำลังสะพานตัวที่ 2 (มีปริมาณรถบรรทุกน้อยที่สุด)
ประกอบด้วย

- ก. ชันสลักเกลียวให้แน่น
- ข. ซ่อมบำรุงชิ้นส่วนที่มีการเสื่อมสภาพหรือเสียหาย
- ค. งานเสริมกำลังมี 2 ทางเลือก ดังนี้

1. เสริมกำลังตามมาตรฐานการออกแบบ (ช่วงความยาว 20 – 30 เมตร)

สะพานไม่มีช่วงความยาว 35 เมตร

2. เสริมกำลังตาม Safety Index ยังไม่มีความจำเป็น

แผนการซ่อมและเสริมกำลังสำหรับสะพานตัวที่ 2 มีค่าใช้จ่ายรวม (รายการ ก-ค) กรณีเลือกทางเลือกที่ 1 และทางเลือกที่ 2 เท่ากับ 38,674,398 และ 7,065,762 บาท ตามลำดับ โดยมีรายละเอียดแสดงในตารางที่ 9.5-5 และตารางที่ 9.5-6 ตามลำดับ

ในกรณีที่มียงบประมาณจำกัด อาจพิจารณาแบ่งการดำเนินการเป็น 2 ระยะ ดังนี้

ระยะสั้น (ภายใน 1-3 ปี) ประกอบด้วย

- การเสริมกำลังรอยซ่อมชั่วคราวของสะพานตัวที่ 3 ช่วงความยาว 34.75 เมตร (เร่งด่วน)
- งานชันสลักเกลียวให้แน่นทั้ง 3 สะพาน
- งานซ่อมบำรุงชิ้นส่วนที่เสื่อมสภาพหรือเสียหายทั้ง 3 สะพาน

ระยะยาว (ภายใน 3-10 ปี) ประกอบด้วย

- ลำดับที่ 1: งานเสริมกำลังสะพานตัวที่ 3 (มีปริมาณรถบรรทุกมากที่สุด)
- ลำดับที่ 2: งานเสริมกำลังสะพานตัวที่ 1 (มีปริมาณรถบรรทุกรองลงมา)
- ลำดับที่ 3: งานเสริมกำลังสะพานตัวที่ 2 (มีปริมาณรถบรรทุกน้อยที่สุด)



ตารางที่ 9.5-1 รายละเอียดการประมาณราคางานซ่อมเร่งด่วนสำหรับสะพานตัวที่ 3

รายละเอียดราคาทำบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 3 (Flyover 3)

มาตรการซ่อมแบบเร่งด่วน

ระยะเวลาดำเนินการ 7 เดือน

ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	ราคาต้นทุนต่อหน่วย (บาท)	ราคาต้นทุน (บาท)	Factor "Fb"	ราคาต่อหน่วย ง.ฟ. (บาท)	รวมเป็นเงิน (บาท)
1	งานเสริมกำลังคานเหล็กที่เสียหาย	จุด	1	1,085,106.75	1,085,107	1.1800	1,280,425.97	1,280,425.97
2	งานตรวจสอบแบบการซ่อมปรับปรุงโครงสร้างสะพาน การ รับรอง Shop Drawing และความแข็งแรงของสะพาน	งาน	1	886,000.00				886,000.00
3	ค่าใช้วัสดุพิเศษ							
	ป้ายแสดงรูปแบบขมวดของโครงการพร้อมติดตั้ง	แท่ง	5	10,000.00				50,000.00
	ค่าเช่าส้วมทำงาน	เดือน	7	30,000.00				210,000.00
	ค่าเช่าเครื่องกอบฟิวเดอร์ 2 ชุด	เดือน	7	4,000.00				28,000.00
	ค่านำประปา - ไฟฟ้า - โทรศัพท์	เดือน	7	10,000.00				70,000.00
	ค่าจัดหารถยนต์ปัดผิว 2 คัน (เช่า)	วัน	210	1,840.00				386,400.00
	งานประชาสัมพันธ์แผนผังและการจัดการจราจร	L.S.	1	700,000.00				700,000.00
รวมค่าใช้จ่ายงานบูรณะ Flyover 3								3,610,825.97



ตารางที่ 9.5-2 รายละเอียดการประมาณราคางานซ่อมและเสริมกำลังของสะพานตัวที่ 3 (ทางเลือกที่ 1)

รายละเอียดราคาทำบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 3 (Flyover 3)

การซ่อมตามแนวทางมาตรฐานการออกแบบ

ระยะเวลาดำเนินการ 12 เดือน

ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	ราคาต้นทุนต่อหน่วย (บาท)	ราคาต้นทุน (บาท)	Factor "F"	ราคาต่อหน่วย ร.ฟ.ท. (บาท)	รวมเป็นเงิน (บาท)
1	งานซ่อมบำรุงโครงสร้างที่ชำรุดเสียหาย							
	คานเหล็ก-จัดเสริมและทาสี	ตร.ม.	14.84	1,615.00	23,966.60	1.1800	1,905.70	28,280.59
	ฐานเสาตอม่อ-ซ่อมผิวคอนกรีต (ถักคั่น)	ตร.ม. ^๒	0.52	4,740.07	2,464.84	1.1800	5,593.28	2,908.51
	คานเหล็ก-ใส่บอคใหม่	ตัว	12	1,806.08	21,672.98	1.1800	2,131.18	25,574.12
2	งานขึ้น Boor (รวมค่ารถกระเช้าและการเข้าเมืองและยกวัสดุ)	ตัว	4,900	690.00	3,381,000	1.1800	814.20	3,989,580.00
3	งานเสริมกำลังสะพาน	ช่วงสะพาน	11	2,217,547.00	24,393,017	1.1800	2,616,705	28,783,760.06
4	งานตรวจสอบเก็บสารซ่อมปรับปรุงโครงสร้างสะพาน การ รับรอง Shop Drawing และความแข็งแรงของสะพาน	งาน	1	886,000.00				886,000.00
5	ค่าใช้จ่ายพิเศษ							
	ป้ายแสดงรูปแบบขนาดของโครงการพร้อมติดตั้ง	แห่ง	5	10,000.00				50,000.00
	ค่าเช่าสำนักงาน	เดือน	12	30,000.00				360,000.00
	ค่าเช่าเครื่องคอมพิวเตอร์ 2 ชุด	เดือน	12	4,000.00				48,000.00
	ค่าน้ำประปา - ไฟฟ้า - โทรศัพท์	เดือน	12	10,000.00				120,000.00
	ค่าจัดการขนส่งวัสดุ 2 คัน (เช้า)	วัน	360	1,840.00				662,400.00
	งานประชาสัมพันธ์และการจัดการจราจร	L.S.	1	1,200,000.00				1,200,000.00
	รวมค่าใช้จ่ายงานบูรณะ Flyover 3							36,156,503.28



โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบ
เพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว

ตารางที่ 9.5-3 รายละเอียดการประมาณราคางานซ่อมและเสริมกำลังสะพานตัวที่ 3 (ทางเลือกที่ 2)

รายละเอียดราคาทำบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 3 (Flyover 3)

การซ่อมตามแนวทาง Safety Index

ระยะเวลาดำเนินการ 12 เดือน

ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	ราคาต้นทุนต่อหน่วย (บาท)	ราคาต้นทุน (บาท)	Factor "Fb"	ราคาต่อหน่วย ร.ฟ.ช. (บาท)	รวมเป็นเงิน (บาท)
1	งานซ่อมบำรุงโครงสร้างที่ชำรุดเสียหาย							
	คานเหล็ก-ขัดสนิมและทาสี	ตร.ม.	14.84	1,615.00	23,966.60	1.1800	1,905.70	28,280.59
	ฐานเสาตอม่อ-ซ่อมผิวคอนกรีต (ถักต้น)	ตร.ม.	0.52	4,740.07	2,464.84	1.1800	5,593.28	2,908.51
	คานเหล็ก-ใส่สโตนใหม่	ตัว	12	1,806.08	21,672.98	1.1800	2,131.18	25,574.12
2	งานขึ้น Boil (รวมค่ารถกระเช้าและการเข้าถึง และค่าเชื้อเพลิง)	ตัว	4,900	690.00	3,381,000	1.1800	814.20	3,989,580.00
3	งานเสริมกำลังสะพาน	ช่วงสะพาน	10	2,217,547.00	22,175,470	1.1800	2,616,705	26,167,054.60
4	งานตรวจสภาพและเสริมโครงสร้างสะพาน การ รับรอง Shop Drawing และความแข็งแรงของสะพาน	งาน	1	886,000.00				886,000.00
5	ค่าใช้ขี้เถ้า							
	ปีนแสดงรูปแบบขนาดของโครงการพร้อมติดตั้ง	แห่ง	5	10,000.00				50,000.00
	ค่าเช่าสำนักงาน	เดือน	12	30,000.00				360,000.00
	ค่าเช่าเครื่องคอมพิวเตอร์ 2 ชุด	เดือน	12	4,000.00				48,000.00
	ค่าไฟฟ้า - โทรศัพท์	เดือน	12	10,000.00				120,000.00
	ค่าจัดหารถยนต์สปีดอัพ 2 คัน (เช่า)	วัน	360	1,840.00				662,400.00
	งานประชาสัมพันธ์และการจัดการจราจร	L.S.	1	1,200,000.00				1,200,000.00
รวมค่าใช้ของงานบูรณะ Flyover 3								33,539,797.82



ตารางที่ 9.5-4 รายละเอียดการประมาณราคางานซ่อมและเสริมกำลังของสะพานตัวที่ 1 (ทางเสียดที่ 1 เหมือนทางเสียดที่ 2)

รายละเอียดราคากำหนดราคาตามระดับชั้นแยกลาดพร้าวตัวที่ 1 (Flyover 1)
การซ่อมตามแนวทางมาตรฐานการออกแบบและ Safety Index

ระยะเวลาดำเนินการ 12 เดือน

ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	ราคาต้นทุนต่อหน่วย (บาท)	ราคาต้นทุน (บาท)	Factor "Fn"	ราคาต่อหน่วย x Fn (บาท)	รวมเป็นเงิน (บาท)
1	งานซ่อมบำรุงโครงสร้างที่ชำรุดเสียหาย							
	คานเหล็ก-ขัดสนิมและทาสี	ตร.ม.	6.03	1,615.00	9,738.45	1.1800	1,905.70	11,491.37
	ฐานเสาตอม่อ-ซ่อมผิวคอนกรีต (ขัดสนิมเหล็กเสริม)	ตร.ม.	0.38	4,740.07	1,801.23	1.1800	5,593.28	2,125.45
	ฐานเสาตอม่อ-ซ่อมผิวคอนกรีต (สกัดผิว)	ตร.ม.	0.44	1,806.08	794.68	1.1800	2,131.18	937.72
	คานเหล็ก-ไสยัดใหม่	ตัว	26	584.99	15,209.74	1.1800	690.29	17,947.49
	นั่งร้านทำงาน	ตร.ม.	30	3,220.00	96,600.00	1.1800	3,799.60	113,988.00
2	งานขัน Bolt (รวมค่าแรงใส่และทำการขัน) และการทดสอบ	ตัว	5,280	690.00	3,643,200	1.1800	814.20	4,298,976.00
3	งานเสริมกำลังสะพาน	ช่วงสะพาน	12	2,400,882.00	28,810,584	1.1800	2,833,041	33,996,489.12
4	งานตรวจสอบแบบการซ่อมปรับปรุงโครงสร้างสะพาน การ รับรอง Shop Drawing และความแข็งแรงของสะพาน	งาน	1	886,000.00				886,000.00
5	ค่าใช้ค่าพิเศษ							
	ป้ายแสดงรูปแบบขนาดของโครงการพร้อมติดตั้ง	แท่ง	5	10,000.00				50,000.00
	ค่าเช่าสำนักงาน	เดือน	12	30,000.00				360,000.00
	ค่าเช่าเครื่องคอมพิวเตอร์ 2 ชุด	เดือน	12	4,000.00				48,000.00
	ค่าน้ำประปา - ไฟฟ้า - โทรศัพท์	เดือน	12	10,000.00				120,000.00
	ค่าจัดการขนถ่ายวัสดุ 2 คัน (เช่า)	วัน	360	1,840.00				662,400.00
	งานประชาสัมพันธ์และการจัดการจราจร	L.S.	1	1,200,000.00				1,200,000.00
รวมค่าใช้จ่ายงานบูรณะ Flyover 1								41,768,355.15



ตารางที่ 9.5-5 รายละเอียดการประมาณราคางานซ่อมและเสริมกำลังของสะพานตัวที่ 2 (ทางเลือกที่ 1)

รายละเอียดราคาค่าบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 2 (Flyover 2)

การซ่อมตามแนวทางมาตรฐานการออกแบบ

ระยะเวลาดำเนินการ 12 เดือน

ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	ราคาต้นทุนต่อหน่วย (บาท)	ราคาต้นทุน (บาท)	Factor "Fn"	ราคาต่อหน่วย x Fn (บาท)	รวมเป็นเงิน (บาท)
1	งานซ่อมบำรุงโครงสร้างที่ชำรุดเสียหาย							
	คานเหล็ก-ขัดสีบิมและทาสี	ตร.ม.	3.42	1,615.00	5,523.30	1.1800	1,905.70	6,517.49
	ฐานเสาเดอม่อ-ซ่อมผิวคอนกรีต (ขัดสีบิมเหล็กเสริม)	ตร.ม.	0.16	4,740.07	758.41	1.1800	5,593.28	894.92
	ฐานเสาเดอม่อ-ซ่อมผิวคอนกรีต (สกัดคืน)	ตร.ม.	0.18	1,806.08	325.09	1.1800	2,131.18	383.61
	คานเหล็ก-ไล่นอตใหม่	ตัว	8	584.99	4,679.92	1.1800	690.29	5,522.31
2	งานฉันท Bol (รวมค่ารถกระเช้าและค่าเช่าเครื่องจักร)	ตัว	4,820	690.00	3,325,800.00	1.1800	814.20	3,924,444.00
3	งานเสริมกำลังสะพาน	ช่วงสะพาน	12	2,218,237.00	26,618,844	1.1800	2,617,520	31,410,235.92
4	งานตรวจสอบแบบการซ่อมปรับปรุงโครงสร้างสะพาน การ รับรอง Shop Drawing และความแข็งแรงของสะพาน	งาน	1	886,000.00				886,000.00
5	ค่าใช้ช่างพิเศษ							
	ป้ายแสดงรูปแบบขนาดของโครงการพร้อมติดตั้ง	แห่ง	5	10,000.00				50,000.00
	ค่าเช่าสำนักงาน	เดือน	12	30,000.00				360,000.00
	ค่าเช่าเครื่องกลึงเพียวเตอร์ 2 ชุด	เดือน	12	4,000.00				48,000.00
	ค่าไฟฟ้า - โทรศัพท์ - อินเทอร์เน็ต	เดือน	12	10,000.00				120,000.00
	ค่าอาหารและเครื่องดื่ม 2 คน (เช้า)	วัน	360	1,840.00				662,400.00
	งานประชาสัมพันธ์และการจัดการจราจร	L.S.	1	1,200,000.00				1,200,000.00
					รวมค่าใช้ช่างและบูรณะ Flyover 2			
								38,674,398.26



ตารางที่ 9.5-6 รายละเอียดการประมาณราคางานซ่อมของสะพานตัวที่ 2 (ทางเลือกที่ 2)

รายละเอียดราคากำบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าวตัวที่ 2 (Flyover 2)

การซ่อมตามแนวทางมาตรฐานการออกแบบ

ระยะเวลาดำเนินการ 10 เดือน

ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	ราคาต้นทุนต่อหน่วย (บาท)	ราคาต้นทุน (บาท)	Factor "Fn"	ราคาต่อหน่วย x Fn (บาท)	รวมเป็นเงิน (บาท)
1	งานซ่อมบำรุงโครงสร้างที่ชำรุดเสียหาย							
	คานเหล็ก-ขัดสนิมและทาสี	ตร.ม.	3.42	1,615.00	5,523.30	1.1800	1,905.70	6,517.49
	ฐานเสาตอม่อ-ซ่อมผิวคอนกรีต (ขัดสนิมเหล็กเสริม)	ตร.ม.	0.16	4,740.07	758.41	1.1800	5,593.28	894.92
	ฐานเสาตอม่อ-ซ่อมผิวคอนกรีต (สกัดต้น)	ตร.ม.	0.18	1,806.08	325.09	1.1800	2,131.18	383.61
	คานเหล็ก-ใส่นอตใหม่	ตัว	8	584.99	4,679.92	1.1800	690.29	5,522.31
2	งานขัน Bolt (รวมค่ารถกระเช้าและการจ้างช่างและการทดสอบ)	ตัว	4,820	690.00	3,325,800.00	1.1800	814.20	3,924,444.00
4	งานตรวจสอบแบบการซ่อมปรับปรุงโครงสร้างสะพาน การรับรอง Shop Drawing และความแข็งแรงของสะพาน	งาน	1	886,000.00				886,000.00
5	ค่าใช้จ่ายพิเศษ							
	ป้ายแสดงรูปแบบขนาดย่อของโครงการพร้อมติดตั้ง	แห่ง	5	10,000.00				50,000.00
	ค่าเช่าสำนักงาน	เดือน	10	30,000.00				300,000.00
	ค่าเช่าเครื่องคอมพิวเตอร์ 2 ชุด	เดือน	10	4,000.00				40,000.00
	ค่าน้ำประปา - ไฟฟ้า - โทรศัพท์	เดือน	10	10,000.00				100,000.00
	ค่าจัดหารถขนส่งไปรษณีย์ 2 คัน (เช่า)	วัน	300	1,840.00				552,000.00
	งานประชาสัมพันธ์และการจัดการจราจร	L.S.	1	1,200,000.00				1,200,000.00
	รวมค่าใช้จ่ายงานบูรณะ Flyover 2							7,065,762.34



อย่างไรก็ดี ราคาที่ประมาณการข้างต้น เป็นราคาที่ใช้ในการพิจารณากรอบงบประมาณการบูรณะสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวในเบื้องต้น ทั้งนี้ ในการพิจารณาจัดหาผู้รับจ้างที่จะดำเนินงานซ่อมและปรับปรุงเสริมกำลังสะพาน ควรดำเนินการพิจารณาราคาตามหลักการคิดราคาของกรมบัญชีกลางอีกครั้งหนึ่ง

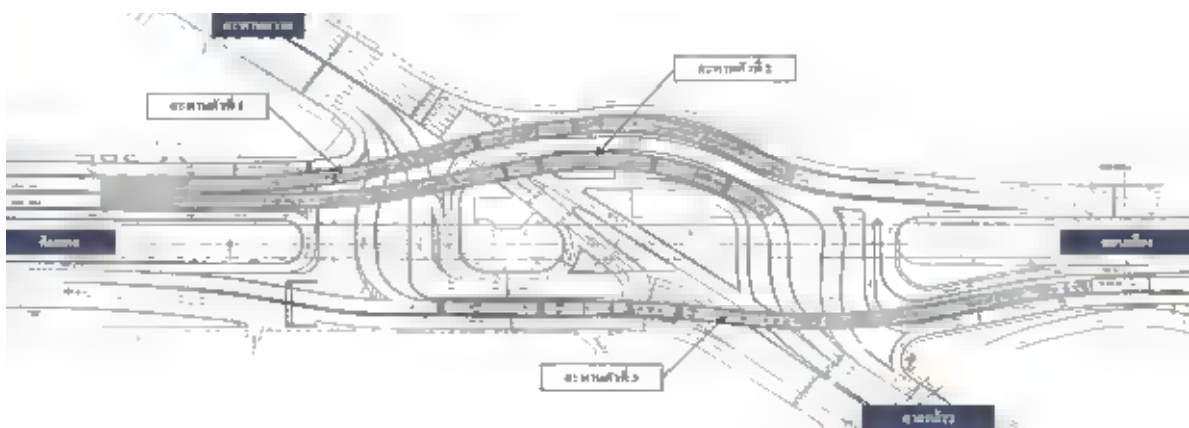


บทที่ 10 การจัดทำแผนการตรวจสอบสะพาน ภายหลังการบูรณะ

การตรวจสอบสะพานเป็นภารกิจที่ต้องกระทำอย่างต่อเนื่องเพื่อนำไปสู่การบำรุงรักษาที่เหมาะสม ซึ่งจะส่งผลให้สะพานสามารถให้บริการได้อย่างปลอดภัยตามที่ออกแบบ สะพานแต่ละประเภทต้องการการตรวจสอบและบำรุงรักษาที่แตกต่างกัน เนื้อหาในบทนี้นำเสนอแผนการตรวจสอบสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว ซึ่งเป็นสะพานโครงสร้างเหล็กระบบพื้นคานที่มีคานเหล็กประกอบรองรับพื้นสะพานคอนกรีต โดยมีตอม่อโครงสร้างเหล็กรองรับพื้นและคานสะพานทั้งหมด

10.1. ความเป็นมาของสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว

สะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวประกอบด้วยสะพาน 3 สะพาน ได้แก่ สะพานตัวที่ 1 เป็นสะพานขาออกตามแนวคูขนานถนนวิภาวดีรังสิต ขนาด 13 ช่วงสะพาน ความยาวรวม 349.00 เมตร สะพานตัวที่ 2 เป็นสะพานขาออกที่เชื่อมถนนวิภาวดีรังสิตมุ่งหน้าเข้าถนนพหลโยธิน ขนาด 12 ช่วงสะพาน ความยาวรวม 296.40 เมตร และสะพานตัวที่ 3 เป็นสะพานขาเข้าตามแนวคูขนานถนนวิภาวดีรังสิต ขนาด 12 ช่วงสะพาน ความยาวรวม 322.50 เมตร รูปที่ 10.1-1 แสดงรูปแบบของสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน



รูปที่ 10.1-1 แผนสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าว

สะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพานเป็นสะพานระบบพื้นคานที่มีคานเหล็กประกอบรูปตัว I รองรับพื้นสะพานคอนกรีต โดยมีตอม่อโครงสร้างเหล็กประเภทเสาเดี่ยว (Single Hammerhead Column) รองรับพื้นและคานสะพานทั้งหมด สะพานทั้ง 3 ได้ถูกก่อสร้างขึ้นเพื่อช่วยบรรเทาปัญหาการจราจรติดขัด



บริเวณทางแยกลาดพร้าวโดยสำนักงานโยธา กรุงเทพมหานครเมื่อปี พ.ศ. 2549 ต่อมาในปี พ.ศ. 2559 กรมทางหลวงรับโอนสะพานทั้ง 3 มาอยู่ในความดูแลรับผิดชอบ รูปที่ 10.1-2 แสดงโครงสร้างคานเหล็กรูปตัวไอและตอม่อประเภทเสาเดี่ยวของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว



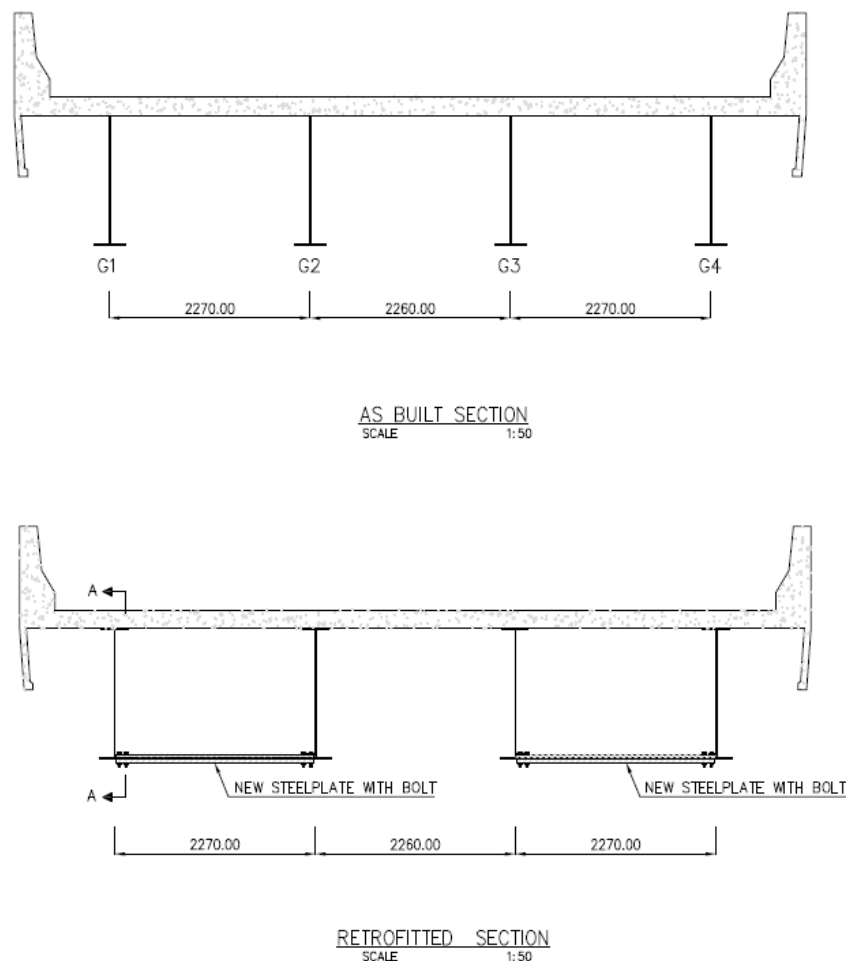
รูปที่ 10.1-2 คานเหล็กรูปตัวไอและตอม่อประเภทเสาเดี่ยวของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว

โครงสร้างเหล็กเป็นโครงสร้างที่เสี่ยงต่อการได้รับความเสียหายบริเวณรอยต่อโครงสร้าง โดยภายหลังจากสะพานทั้ง 3 เปิดให้บริการมาเป็นเวลา 11 ปี ในปลายปี พ.ศ. 2560 คานตัวริมของสะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 7 ความยาวช่วง 34.40 เมตร ได้เกิดการร่อนของรอยเชื่อมบริเวณกึ่งกลางคาน รอยร่อนเป็นแนวยาวจากท้องคานขึ้นไปจนเกือบถึงครึ่งหนึ่งของความลึกคาน แขวงทางหลวงกรุงเทพได้เข้าดำเนินการซ่อมแซมโดยนำแผ่นเหล็กมาเชื่อมปะกับรอยร่อนไว้จนสามารถเปิดใช้งานสะพานได้ตามปกติ เพื่อเป็นการยืนยันความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน สำนักวิจัยและพัฒนาทาง ร่วมกับสำนักสำรวจและออกแบบ สำนักบริหารบำรุงทาง และแขวงทางหลวงกรุงเทพ จึงได้ทำการตรวจสอบ ทดสอบ และวิเคราะห์ผลเชิงสถิติควบคู่กับการจัดทำแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์บริเวณรอยเชื่อมของคานที่ร่อน รวมถึงคานสะพานอื่นๆ อีก 3 ช่วงสะพานครอบคลุมสะพานทั้งฝั่งขาเข้าและขาออก

ผลการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว ทั้งในด้านกำลังรับน้ำหนักสูงสุดปลอดภัยและด้านกำลังรับความล้า แสดงให้เห็นว่า คานเหล็กของทั้ง 3 สะพาน มีความสามารถในการรับน้ำหนักสูงสุดปลอดภัยทั้งจากการประเมินตามมาตรฐานการออกแบบของสำนักสำรวจและออกแบบ กรมทางหลวง (อ้างอิงมาตรฐาน AASHTO LRFD 2010) และจากการประเมินโดยอาศัยข้อมูลการตรวจวัดสะพานภายใต้การจราจรปกติ แต่อย่างไรก็ตาม คานเหล็กของทั้ง 3 สะพานมีกำลังรับความล้าอยู่ในระดับต่ำ ซึ่งถึงแม้ว่าจะผ่านการประเมินโดยการวิเคราะห์ข้อมูลการตรวจวัดสะพานภายใต้การจราจรปกติแต่คานเหล็กของทั้ง 3 สะพานไม่สามารถต้านทานความล้าที่อายุออกแบบใช้งาน 75 ปีได้เมื่อประเมินตาม



มาตรฐาน AASHTO LRFD 2010 ดังนั้น เพื่อเป็นการเพื่อความปลอดภัยและเพื่อยกระดับสะพานให้เป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบ จึงมีความจำเป็นต้องทำการบูรณะสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน โดยการปรับปรุงโครงสร้างคานสะพานจากคานรูปตัวไอ (I-girder) เป็นคานรูปตัวยู (U-girder) ดังแสดงในรูปที่ 10.1-3



รูปที่ 10.1-3 การปรับปรุงโครงสร้างจากคานสะพานรูปตัวไอเป็นคานสะพานรูปตัวยู

คานรูปตัวยูมีความแข็งแกร่งในการต้านทานแรงดัด (Flexural Rigidity) และความแข็งแกร่งในการต้านทานแรงบิด (Torsional Rigidity) สูงกว่าคานรูปตัวไอเดิม ทำให้ความเค้นที่เกิดขึ้นในคานสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรลดลง ความล้าสะสมในคานสะพานก็ลดลงด้วย ส่งผลให้ความสามารถในการต้านทานความล้าของสะพานผ่านการประเมินตามมาตรฐาน AASHTO LRFD 2010 รายละเอียดเพิ่มเติมดูได้ในรายงานฉบับสุดท้าย (Final Report) โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบเพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว ปี พ.ศ. 2563 โดยสำนักวิจัยและพัฒนาทาง

การตรวจสอบและบำรุงรักษาสพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวยังคงเป็นภารกิจที่ต้องทำอย่างต่อเนื่อง ถึงแม้ว่าสะพานจะได้รับการปรับปรุงให้เป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบแล้วก็ตาม ทั้งนี้ เพื่อเป็นการยึด



อายุการใช้งานสะพานให้ยาวนานที่สุดและเพื่อความปลอดภัยสูงสุดของผู้ใช้ทาง เนื้อหาในหัวข้อต่อไป
นำเสนอแนวทางและแผนในการตรวจสอบและบำรุงรักษาสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว

10.2. องค์ประกอบของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว

เพื่อความสะดวกในการตรวจสอบและบำรุงรักษา สะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวได้ถูกแบ่ง
ออกเป็นองค์ประกอบต่างๆ 4 องค์ประกอบ ได้แก่ โครงสร้างส่วนบน โครงสร้างส่วนล่าง ฐานราก และ
องค์ประกอบอื่นๆ รายละเอียดของแต่ละองค์ประกอบมีดังนี้

(1) โครงสร้างส่วนบน (Superstructure)

โครงสร้างส่วนบน หมายถึง ส่วนของโครงสร้างที่อยู่เหนือแผ่นรองคานสะพานขึ้นไป ทำหน้าที่
หลักในการรับแรงกระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกจร ส่วนของโครงสร้างเหล่านี้ ได้แก่ พื้นสะพาน (Deck
Slab) คานสะพาน (Main Girder) และ ค้ำยันคานสะพาน (Bracing)

พื้นสะพาน (Deck Slab)

พื้นสะพานของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวเป็นพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่
หนา 15 เซนติเมตร เททับลงบนแผ่นพื้นสำเร็จรูปหนา 7 เซนติเมตร ซึ่งวางพาดระหว่างคานสะพาน พื้น
สะพานและแผ่นพื้นสำเร็จรูปยึดติดกับคานสะพานโดยอาศัยสลักรับแรงเฉือน (Shear Key) ซึ่งเชื่อมติดตาม
แนวปีกคานสะพานด้านบน พื้นสะพานเป็นโครงสร้างส่วนแรกที่ได้รับแรงกระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก
จร รูปที่ 10.2-1 แสดงพื้นสะพานของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว



รูปที่ 10.2-1 พื้นสะพานคอนกรีตหล่อในที่เททับลงบนแผ่นพื้นสำเร็จรูป



คานสะพาน (Main Girder)

คานสะพานของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวเป็นคานประกอบ (Built-up Plate Girder) รูปตัวไอ (I-shape) ช่วงเดี่ยว (Simple Span) ความลึก 1.45 เมตร ถึง 1.80 เมตร ความยาว 23.00 เมตร ถึง 41.00 เมตร ในแต่ละช่วงสะพานมีคานสะพาน 4 ถึง 5 คาน ระยะห่างระหว่างคาน 1.70 เมตร ถึง 2.50 เมตร คานสะพานประกอบด้วยชิ้นส่วนหลักๆ ดังนี้

แผ่นเหล็กปีกบน (Top Flange) ทำหน้าที่หลักในการรับแรงอัดเนื่องจากการคดตัวของคานอันเป็นผลมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกตายตัว (น้ำหนักคานและองค์ประกอบอื่นๆ ที่อยู่เหนือขึ้นไป) และน้ำหนักบรรทุกจร (น้ำหนักยานพาหนะที่สัญจรบนสะพาน)

แผ่นเหล็กปีกล่าง (Bottom Flange) ทำหน้าที่หลักในการรับแรงดึงเนื่องจากการคดตัวของคานอันเป็นผลมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกตายตัวและน้ำหนักบรรทุกจร

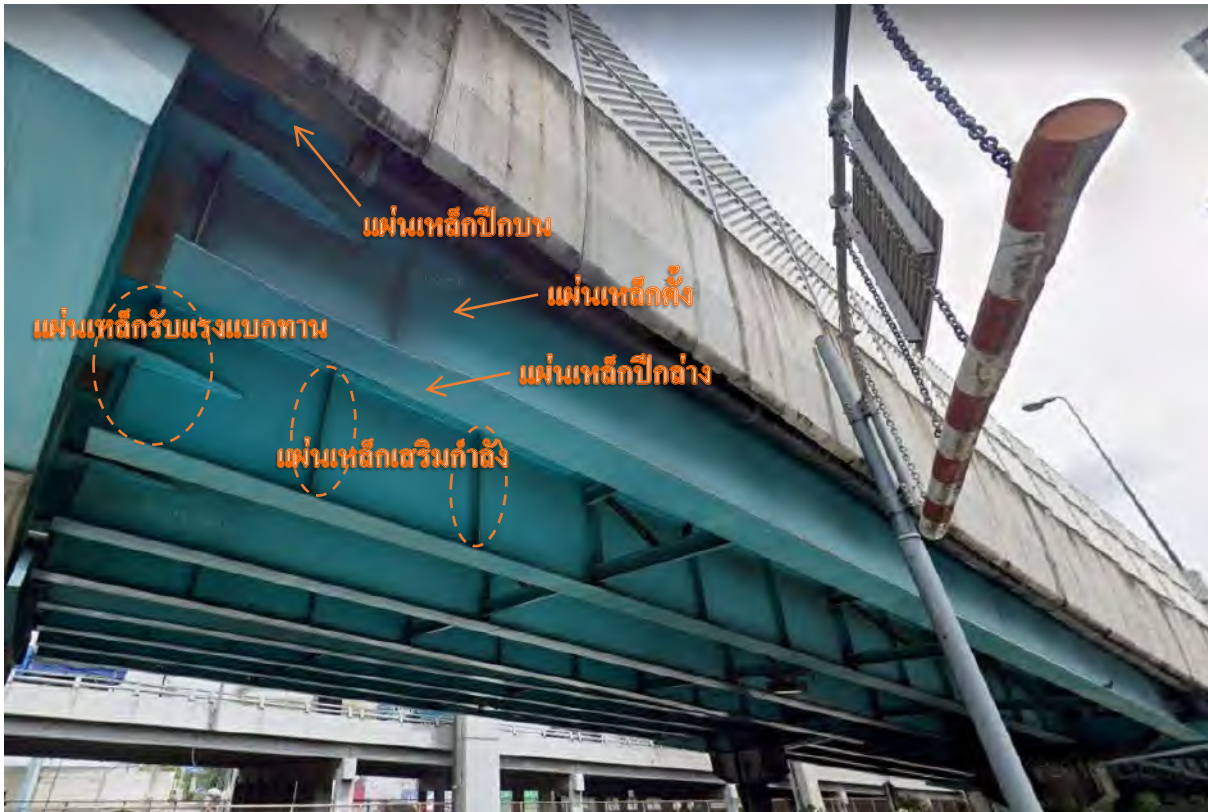
แผ่นเหล็กตั่ง (Web) ทำหน้าที่หลักในการรับแรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกตายตัวและน้ำหนักบรรทุกจร

แผ่นเหล็กเสริมกำลัง (Intermediate Stiffener) ทำหน้าที่หลักในการป้องกันไม่ให้แผ่นเหล็กตั่งตามแนวคานเกิดการโก่งเดาะ (Web Buckling) จนแผ่นเหล็กตั่งไม่สามารถทำหน้าที่รับแรงเฉือนได้ (Web Crippling)

แผ่นเหล็กรับแรงแบกทาน (Bearing Stiffener) ทำหน้าที่หลักในการถ่ายแรงเฉือนจากแผ่นเหล็กตั่งไปยังแผ่นรองคานสะพาน (Bearing) เพื่อถ่ายแรงลงสู่ตอม่อสะพานได้โดยที่ไม่ทำให้เกิด Web buckling and crippling

แผ่นเหล็กทาบ (Cover Plate) ทำหน้าที่หลักในการเพิ่มกำลังรับน้ำหนักบรรทุกให้คานสะพาน โดยเสริมเข้ากับแผ่นเหล็กหลักของคานสะพาน ได้แก่ แผ่นเหล็กปีกบน แผ่นเหล็กปีกล่าง หรือ แผ่นเหล็กตั่ง สำหรับสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวได้ทำการเสริมแผ่นเหล็กทาบเข้ากับแผ่นเหล็กปีกล่างและแผ่นเหล็กตั่งเพื่อเสริมกำลังให้กับคานสะพานตัวริม ช่วงสะพานที่ 7 ของสะพานตัวที่ 3 เนื่องจากการฉีกขาดของรอยเชื่อมบริเวณกึ่งกลางคาน

แผ่นเหล็กต่างๆ ประกอบกันเป็นคานสะพานโดยอาศัยการเชื่อมและการยึดด้วยสลักเกลียวกำลังสูง รูปที่ 10.2-2 แสดงรายละเอียดต่างๆ ของคานสะพาน



รูปที่ 10.2-2 รายละเอียดต่างๆ ของคานสะพาน



รูปที่ 10.2-2 (ต่อ) รายละเอียดต่างๆ ของคานสะพาน



รูปที่ 10.2-2 (ต่อ) รายละเอียดต่างๆ ของคานสะพาน

ค้ำยันคานสะพาน (Bracing)

ค้ำยันคานสะพานเป็นโครงสร้างในทิศทางขวางกับแนวกานสะพาน ทำหน้าที่หลักในการเสริมสร้างเสถียรภาพให้กับคานสะพานในแต่ละช่วงสะพานโดยยึดคานสะพานเข้าด้วยกัน และทำหน้าที่กระจายแรงกระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรลงคานสะพานเพื่อให้คานสะพานแต่ละตัวช่วยกันรับแรง ค้ำยันคานสะพานของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวมี 2 รูปแบบ ได้แก่ คานค้ำยัน (Diaphragm) ยึดคานสะพานที่ปลายช่วงคาน และโครงเหล็กค้ำยัน (Cross Frame) ยึดคานสะพานตามแนวกาน รูปที่ 10.2-3 แสดงค้ำยันคานสะพานทั้ง 2 รูปแบบ



รูปที่ 10.2-3 ค้ำยันคานสะพาน



รูปที่ 10.2-3 (ต่อ) ค้ำยันคานสะพาน

(2) โครงสร้างส่วนล่าง (Substructure)

โครงสร้างส่วนล่าง หมายถึง ส่วนของโครงสร้างที่อยู่ใต้แผ่นรองคานสะพานลงมาถึงระดับผิวดิน ซึ่งได้แก่ ตอม่อสะพาน ตอม่อสะพานของสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวเป็น โครงสร้างหลักประเภทเสาเดี่ยว (Single Hammerhead Column) ประกอบด้วย เสากลมกลวงแผ่นเหล็กประกอบ (Circular Hollow Column) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2.20 ถึง 2.40 เมตร และคานขวางกลวงแผ่นเหล็กประกอบ (Hollow Cross Beam) ซึ่งมีทั้งประเภทที่เป็นช่วงยื่น 2 ข้าง และช่วงยื่นข้างเดียว น้ำหนักโครงสร้างส่วนบนและองค์ประกอบอื่นๆ ที่อยู่เหนือขึ้นไป และน้ำหนักบรรทุกจรจะถ่ายผ่านแผ่นรองคานสะพานมายังคานขวาง ซึ่งจะถูกส่งต่อไปยังเสาสะพาน รอยต่อเสาสะพานเป็นประเภทรอยเชื่อม โดยมีโครงเหล็กสมอ (Anchored Frame) ที่ปลายเสาฝังลงในกรอบหัวเข็ม (Pile Cap) เพื่อช่วยสร้างเสถียรภาพในการถ่ายแรงลงฐานรากสะพาน (Footing) ในส่วนของคานขวางรอยต่อโครงสร้างมีทั้งรอยเชื่อมและสลักเกลียวกำลังสูง รูปที่ 10.2-4 แสดงรายละเอียดต่างๆ ของตอม่อสะพาน



รูปที่ 10.2-4 รายละเอียดต่างๆ ของตอม่อสะพาน

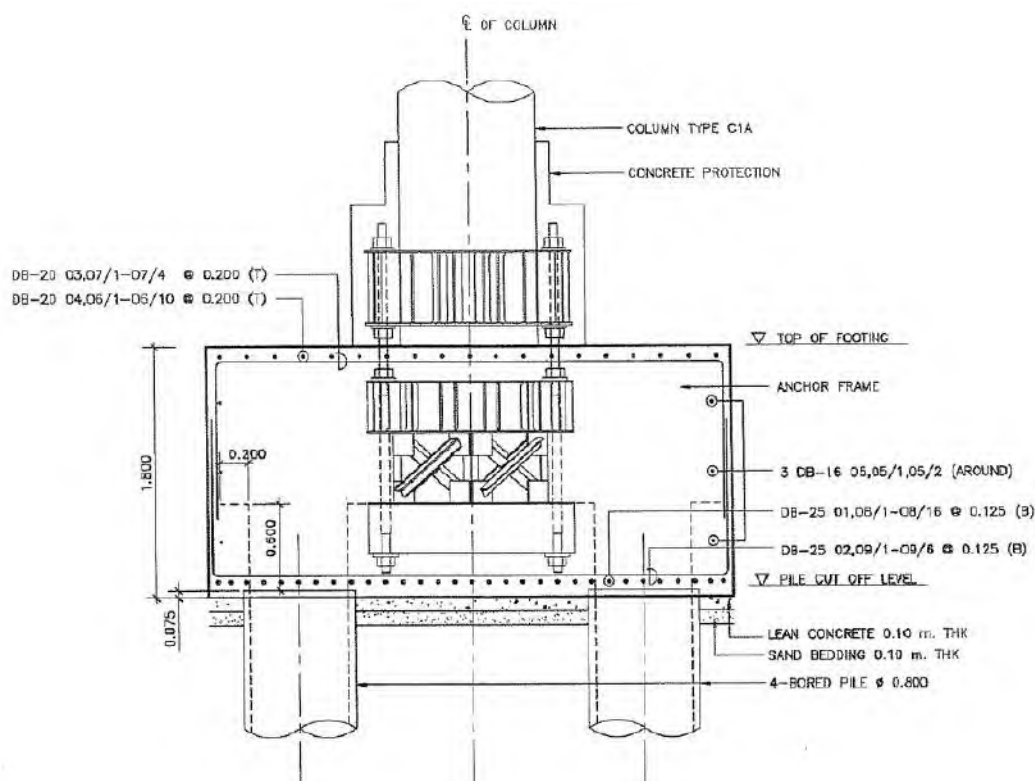


รูปที่ 10.2-4 (ต่อ) รายละเอียดต่างๆ ของตอม่อสะพาน



(3) ฐานราก (Footing)

ฐานรากทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักจากตอม่อสะพานลงสู่ชั้นดิน ฐานรากของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวเป็นฐานรากเสาเข็มเจาะ (Bored Pile) โดยมีเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.80 เมตร ยาวประมาณ 30 เมตร จำนวน 4 ต้นต่อฐานราก ครอบหัวเข็ม (Pile Cap) เป็นคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 1.80 เมตร แรงในแนวดิ่งทั้งหมดที่กระทำต่อสะพานจะถูกต้านทานโดยแรงเสียดทานระหว่างชั้นดินกับผิวเสาเข็ม (Skin Friction) นอกจากนี้ เสาเข็มยังมีกำลังรับน้ำหนักสำรองจากแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม (End Bearing) ที่วางอยู่บนชั้นทราย รูปที่ 10.2-5 แสดงแบบรายละเอียดของฐานรากสะพาน



รูปที่ 10.2-5 แบบรายละเอียดฐานรากสะพานเสาเข็มเจาะ

(4) องค์ประกอบอื่นๆ (Miscellaneous Elements)

องค์ประกอบอื่นๆ ของสะพาน หมายถึง องค์ประกอบที่เมื่อเกิดการชำรุดจะไม่ส่งผลกระทบต่อ หรือ อาจจะส่งผลกระทบต่อเพียงเล็กน้อยต่อความมั่นคงแข็งแรงและกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง สะพาน แต่จะส่งผลกระทบต่อความราบรื่นและความปลอดภัยในการขับขี่ของผู้ใช้ทาง สำหรับ สะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว องค์ประกอบเหล่านี้ได้แก่ แผ่นรองคานสะพานประเภทยางเสริมแผ่นเหล็ก (Steel Reinforced Elastomeric Bearing Pad) รอยต่อพื้นสะพานแบบแผ่นเหล็ก (Compression Seal Joint) ผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีต (AC Overlay) กำแพงคอนกรีตกันตก (Concrete Barrier) กำแพงกันเสียง (Noise Barrier) ระบบระบายน้ำผ่านท่อปัด (Pipe Drainage) และระบบไฟฟ้าแสงสว่าง (Lighting) ดังแสดงในรูปที่ 10.2-6 ถึงรูปที่ 10.2-11



รูปที่ 10.2-6 แผ่นรองคานสะพานประเภทยางเสริมแผ่นเหล็ก



รูปที่ 10.2-7 รอยต่อพื้นสะพานแบบแผ่นเหล็ก



รูปที่ 10.2-8 ผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีต



รูปที่ 10.2-9 กำแพงคอนกรีตกันตกและกำแพงกันเสียง



รูปที่ 10.2-10 ระบบระบายน้ำผ่านท่อปิด



รูปที่ 10.2-11 ระบบไฟฟ้าแสงสว่าง



10.3. ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับองค์ประกอบสะพาน

ความเสียหายที่คาดว่าจะเกิดขึ้นกับองค์ประกอบสะพานเป็นข้อมูลสำคัญในการนำไปพิจารณาแนว
แนวทางการตรวจสอบสะพานให้ถูกต้องและเป็นระบบซึ่งจะกล่าวในหัวข้อถัดไป เนื้อหาในหัวข้อนี้นำเสนอ
ความเสียหายสำคัญที่คาดว่าจะเกิดขึ้นกับองค์ประกอบต่างๆ ของสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวและแนว
การดำเนินการหากเกิดความเสียหายขึ้น

10.3.1. ความเสียหายของพื้นสะพานคอนกรีต

รอยแตก (Crack) เป็นความเสียหายสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อการใช้งานพื้นสะพานคอนกรีต แบ่งเป็น
2 ประเภทได้แก่ รอยแตกเนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีต (Durability Cracks or D-cracks) และรอย
แตกเดี่ยว (Individual Cracks)

รอยแตกเนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีต (D-cracks) เป็นรอยแตกที่มักเกิดขึ้นบริเวณท้องพื้น
คอนกรีตใกล้กับรอยต่อพื้นสะพาน สาเหตุเนื่องจากความชื้นสะสมบริเวณรอยต่อพื้นสะพานหรือการรั่วซึม
ของน้ำจากรอยต่อพื้นสะพานทำให้คอนกรีตพื้นสะพานเสื่อมสภาพและเกิดรอยแตกจากแรงดันน้ำ

รอยแตกเดี่ยว (Individual Cracks) เป็นรอยแตกที่มีทิศทางที่แน่นอน อาจจะเป็นรอยแตกรอยเดียว
หรือรอยแตกขนานกันหลายรอยก็ได้ รอยแตกเดี่ยวเป็นตัวบ่งชี้ว่ามีแรงดึงเกิดขึ้นทิศทางตั้งฉากกับรอยแตก
สาเหตุเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกที่สูงเกินหรือแรงกระแทกจากน้ำหนักบรรทุกจรทำให้คอนกรีตแตกร้าว

รูปที่ 10.3-1 เป็นภาพจำลองรอยแตกที่สามารถเกิดขึ้นได้เนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีตและ
รอยแตกเดี่ยว



รูปที่ 10.3-1 ภาพจำลองรอยแตกเนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีตและรอยแตกเดี่ยว



แนวทางการดำเนินการหากเกิดรอยแตกเนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีต

- 1) ตรวจสอบและแก้ไขการรั่วซึมของน้ำหรือการสะสมความชื้นบริเวณที่คอนกรีตเสื่อมสภาพ
- 2) ซ่อมผิวหน้าคอนกรีตส่วนที่เสื่อมสภาพด้วยวิธีสกัดฉาบด้วยมอร์ต้ากำลังอัดสูงชนิดไม่หดตัว (Non-shrink Rapid Strength Mortar) โดยในระหว่างการซ่อมให้ปิดจราจรบนสะพานเพื่อไม่ให้เกิดแรงกระแทก

แนวทางการดำเนินการหากเกิดรอยแตกเดี่ยว

- 1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม
- 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อมรอยแตก

ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

ไม่แนะนำให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี (Epoxy) เนื่องจากรอยแตกอาจจะยังไม่หยุดขยายตัว (Active Cracks)

แนะนำให้ปิดรอยแตกด้วยการอัดแรงจากภายนอก (External Pre-stressing) โดยออกแบบการอัดแรงให้มั่นใจว่าพื้นสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกตายตัวได้ตามเดิม การอัดแรงจากภายนอกอาจใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์อัดแรง (Pre-stressed Carbon Fiber) หรือ แผ่นเหล็กดัดอัดแรงยึดด้วยสลักเกลียว หรือ วิธีอื่นๆ ที่เหมาะสม

- 3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน

10.3.2. ความเสียหายของคานสะพาน ค้ำยันคานสะพาน และตอม่อสะพาน

คานสะพาน ค้ำยันคานสะพาน และตอม่อสะพานของสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวเป็นโครงสร้างเหล็ก ดังนั้น ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับองค์ประกอบดังกล่าวจึงความเสียหายที่เกิดกับโครงสร้างเหล็ก โดยความเสียหายสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อการใช้งานโครงสร้างเหล็ก ได้แก่ การเกิดสนิม (Rust) การเกิดรอยแตก (Crack) การเสียรูป (Distortion) และการชำรุดของสลักเกลียว (Disrepair of Bolt)

สนิม (Rust) คือ การผุกร่อน (Corrosion) ของเหล็กที่เกิดจากการทำปฏิกิริยาเคมีของเหล็กกับน้ำและอากาศกลายเป็นสนิมของเหล็ก สีของสนิมเหล็กมีตั้งแต่สีแดงเข้มไปจนถึงสีน้ำตาลเข้ม ในช่วงเริ่มต้นของการเกิดสนิม สนิมเหล็กจะเป็นผงละเอียดสีแดงๆ ต่อมาเมื่อสนิมกินลึกเข้าไปในเนื้อเหล็ก สนิมเหล็กจะเป็นแผ่นสะเก็ดๆ สีน้ำตาล มักเกิดขึ้นบริเวณที่มีความชื้นสะสม รูปที่ 10.3-2 แสดงสนิมที่เกิดขึ้นที่ปีกล่างของคานสะพานบริเวณใกล้ผิวดินที่มีการสะสมความชื้น



รูปที่ 10.3-2 สนิมเหล็กที่ปีกล่างของคานสะพานบริเวณใกล้ผิวดินที่มีการสะสมความชื้น

แนวทางการดำเนินการหากเกิดสนิมเหล็ก

กรณีสนิมเหล็กเป็นผงละเอียดที่ผิวเหล็ก

- 1) ตรวจสอบและแก้ไขการรั่วซึมของน้ำหรือการสะสมความชื้นบริเวณที่เกิดสนิม
- 2) ให้ขัดสนิมออก ทาสีกันสนิมอย่างน้อย 2 รอบ แล้วทาสีจริงทับให้มีความหนาสีตามที่ระบุในแบบ

กรณีสนิมเหล็กกินลึกเข้าไปในเนื้อเหล็กจนสูญเสียหน้าตัด

- 1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม
- 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

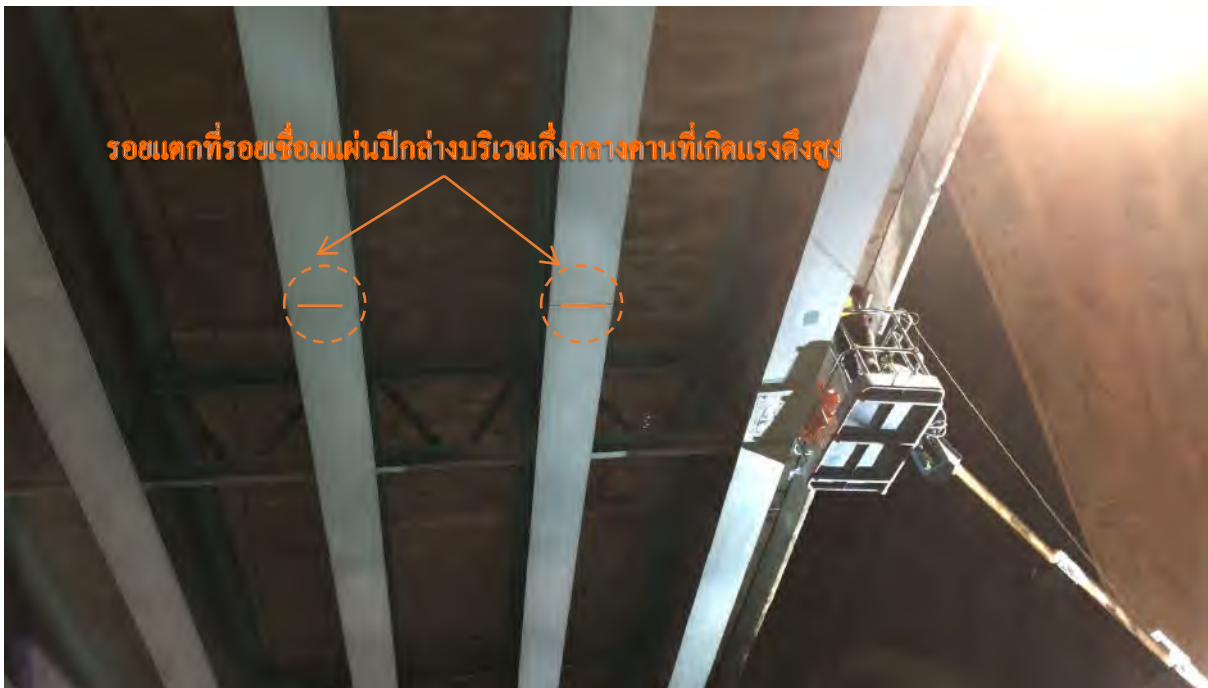
แนะนำให้ซ่อมคืนพื้นที่หน้าตัดให้กับโครงสร้างด้วยการเชื่อมเติมเนื้อเหล็ก (Added Metal for Strength) เข้าไปในบริเวณที่มีการสูญเสียหน้าตัด ให้ระลึกไว้เสมอว่าเนื้อเหล็กที่เติมเข้าไปมีผลในการรับน้ำหนักบรรทุกจรเท่านั้น ส่วนน้ำหนักบรรทุกตายตัวถูกรับโดยหน้าตัดที่ไม่สมบูรณ์ก่อนการเติมเนื้อเหล็ก ดังนั้น กำลังรับแรงของหน้าตัดจะลดลง ให้ตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักสุดท้ายของหน้าตัดอีกครั้ง ในกรณีที่ กำลังรับแรงของหน้าตัดไม่พอ ให้พิจารณาเสริมกำลังหน้าตัดด้วยการเชื่อมเสริมแผ่นเหล็กทาบ (Cover Plate) หรือ อาจจะพิจารณาเปลี่ยนชิ้นส่วนโครงสร้าง ซึ่งในกรณีหลังนี้จะต้องทำการคำนวณโครงสร้างชั่วคราวขณะเปลี่ยนชิ้นส่วนด้วย รายละเอียดเพิ่มเติมสามารถอ้างอิงได้จาก Guidelines for Evaluation and Repair of Damaged Steel Bridge Members (NCHRP 271) หรือ เอกสารอ้างอิงอื่นๆ ที่เหมาะสม

3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมโดยช่างเทคนิคที่มีความเชี่ยวชาญ ภายใต้การควบคุมของวิศวกร
โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน

รอยแตก (Crack) เป็นความเสียหายที่เป็นอันตรายต่อโครงสร้างเหล็กเป็นอย่างมากเนื่องจาก
โครงสร้างเหล็กจัดเป็นโครงสร้างที่มีความอ่อนไหวต่อการแตกร้าว (Fracture Critical Structure) รอยแตกใน
โครงสร้างเหล็กมักเกิดจากความล้าของโครงสร้างจากแรงกระทำซ้ำของน้ำหนักบรรทุกจร โดยจะเกิดบริเวณ
รอยเชื่อม หรือ บริเวณจุดหยุดรอยเชื่อม หรือ บริเวณที่มีการตัดกันของรอยเชื่อม หรือ รอยเชื่อมที่บริเวณการ
เปลี่ยนแปลงหน้าตัดของโครงสร้าง ซึ่งเป็นบริเวณที่มีการกระจุกตัวของหน่วยแรง (Stress Concentration)
รูปที่ 10.3-3 ถึงรูปที่ 10.3-7 แสดงภาพจำลองรอยแตกที่สามารถเกิดขึ้นได้ที่บริเวณตำแหน่งต่างๆ ของ
โครงสร้างเหล็ก



รูปที่ 10.3-3 ภาพจำลองรอยแตกบริเวณแผ่นเหล็กรับแรงเบกทานและแผ่นเหล็กเสริมกำลัง



รูปที่ 10.3-4 ภาพจำลองรอยแตกบริเวณแผ่นปีกล่างบริเวณกึ่งกลางคาน



รูปที่ 10.3-5 ภาพจำลองรอยแตกบริเวณแผ่นปีกล่างบริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงหน้าตัด



รูปที่ 10.3-6 ภาพจำลองรอยแตกบริเวณแผ่นเหล็กทาบ



รูปที่ 10.3-7 ภาพจำลองรอยแตกบริเวณรอยต่อคานยื่นกับเสาสะพาน



แนวทางการดำเนินการหากเกิดรอยแตก

กรณีรอยแตกขนาดเล็กมากบริเวณขอบรอยเชื่อม (ความยาวรอยแตกไม่เกิน 6 มิลลิเมตร มองเห็นด้วยสายตาโดยผ่านแว่นขยาย 10 เท่า)

1) ให้ทำการแก้ไขด้วยวิธีการเสริมความแข็งแรงให้ผิวเหล็ก (Peening) โดยใช้ค้อนลม (Air Hammer) กระแทกบริเวณที่เกิดรอยแตกเพื่อปรับสภาพผิวให้เกิดความเค้นอัดคงค้าง (Residual Compressive Stress) ซึ่งจะช่วยลดช่วงความเค้นดึงที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกจรลงได้ ซึ่งจะช่วยชะลอการสะสมความล้าของรอยต่อ อันเป็นการยืดอายุการใช้งานสะพานออกไปได้อีก รายละเอียดเพิ่มเติมสามารถอ้างอิงได้จาก Manual for Repair of Fatigue Cracks in Steel Bridges (FHWA-IF-13-020) หรือ เอกสารอ้างอิงอื่นๆ ที่เหมาะสม

2) ให้ดำเนินการโดยช่างเทคนิคที่มีความเชี่ยวชาญเฉพาะด้าน

กรณีรอยแตกขนาดเล็กบริเวณขอบรอยเชื่อม (ความยาวรอยแตก 6 มิลลิเมตรขึ้นไปแต่ไม่เกิน 75 มิลลิเมตร มองเห็นด้วยสายตา)

1) ให้ทำการแก้ไขด้วยการเชื่อมซ้ำด้วยการเชื่อมอาร์คทั้งสแตง โดยใช้ก๊าซปกคลุมแนวเชื่อม (Gas Tungsten Arc Re-melting) โดยไม่ต้องเติมเนื้อเหล็ก ซึ่งจะปลดการกระจุกตัวของหน่วยแรง (Stress Concentration) ลง อันเป็นการยืดอายุการใช้งานสะพานออกไปได้อีก รายละเอียดเพิ่มเติมสามารถอ้างอิงได้จาก Manual for Repair of Fatigue Cracks in Steel Bridges (FHWA-IF-13-020) ซึ่งได้แนบไว้ในภาคผนวก 4 หรือ เอกสารอ้างอิงอื่นๆ ที่เหมาะสม

2) ให้ดำเนินการโดยช่างเทคนิคที่มีความเชี่ยวชาญเฉพาะด้าน

กรณีรอยแตกขนาดใหญ่หรือรอยร้าวที่รอยเชื่อม

1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างการซ่อม

2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

ให้ซ่อมรอยเชื่อมโดยให้ทำความสะอาด ลอกสี และเจียรตบแต่งรอยเชื่อมที่เสียหาย จากนั้นให้เชื่อมรอยเชื่อมเดิมเข้าด้วยกัน ให้ระมัดระวังเสมอว่ารอยเชื่อมใหม่มีผลในการรับน้ำหนักบรรทุกจรเท่านั้น ส่วนน้ำหนักบรรทุกตายตัวถูกรับโดยหน้าตัดที่ไม่สมบูรณ์ก่อนการเชื่อมใหม่ ดังนั้น กำลังรับแรงของหน้าตัดจะลดลง ให้ตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักสุดท้ายของหน้าตัดอีกครั้ง ในกรณีที่กำลังรับแรงของหน้าตัดไม่พอ ให้พิจารณาเสริมกำลังหน้าตัดด้วยการเชื่อมเสริมแผ่นเหล็กทาบ (Cover Plate) รายละเอียดเพิ่มเติมสามารถอ้างอิงได้จาก Guidelines for Evaluation and Repair of Damaged Steel Bridge Members (NCHRP 271) หรือ เอกสารอ้างอิงอื่นๆ ที่เหมาะสม

3) ดำเนินการซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน
กรณีรอยแตกขนาดใหญ่หรือรอยร้าวที่แผ่นหลัก

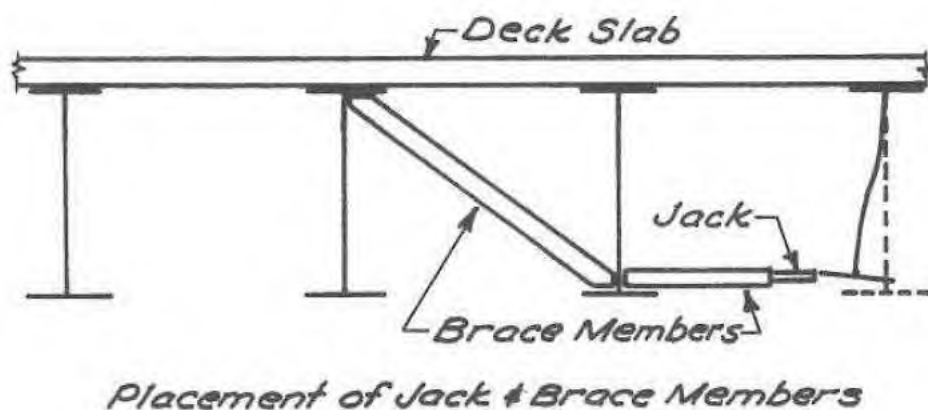
- 1) ห้ามรถทุกประเภทใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม
- 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

ให้ปิดรอยแตกด้วยการอัดแรงจากภายนอก (External Pre-stressing) โดยออกแบบการอัดแรงให้มั่นใจว่าแผ่นหลักสามารถรับน้ำหนักบรรทุกตายตัวได้ตามเดิม การอัดแรงจากภายนอกเพื่อปิดรอยแตกแนะนำให้ใช้แผ่นเหล็กทาบ (Cover Plate) ปิดคร่อมรอยแตก โดยให้เชื่อมแผ่นเหล็กทาบเข้ากับแผ่นหลักหลักด้านใดด้านหนึ่งของรอยแตก จากนั้นให้ความร้อนแก่แผ่นเหล็กทาบโดยใช้แก๊สเป่าให้แผ่นเหล็กทาบยึดตัวตามอุณหภูมิที่ออกแบบ โดยในขณะที่ยังให้ความร้อนแก่แผ่นเหล็กทาบ ให้เชื่อมที่อีกปลายของแผ่นเหล็กทาบเข้ากับแผ่นหลักหลัก และปล่อยให้แผ่นเหล็กทาบเย็นตัวลง แผ่นเหล็กทาบจะหดตัวกลับ ดึงรอยแตกให้กลับมาปิด จากนั้น ให้ทำการเชื่อมรอยแตกและเชื่อมขอบอย่างต่อเนื่องรอบแผ่นเหล็กทาบทุกด้าน การอัดแรงจากภายนอกอาจใช้วิธีการอื่นๆ ที่เหมาะสม เช่น ใช้แม่แรงดึงยึดแผ่นเหล็กทาบ จากนั้นถ่ายแรงให้สลักเกลียวที่เจาะยึดเตรียมไว้กับแผ่นหลักหลัก เพื่อดึงปิดรอยแตก จากนั้นให้ทำการเชื่อมรอยแตก รายละเอียดเพิ่มเติมสามารถอ้างอิงได้จาก Guidelines for Evaluation and Repair of Damaged Steel Bridge Members (NCHRP 271) หรือ เอกสารอ้างอิงอื่นๆ ที่เหมาะสม

3) ดำเนินการซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน

การเสียรูป (Distortion) เป็นความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างเหล็กเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกเกิน หรือ จากอุบัติเหตุรถชน ลักษณะจะเป็นการโก่งงอของโครงสร้าง โครงสร้างที่มักพบความเสียหาย คือ คานสะพานและค้ำยันคานสะพาน รูปที่ 10.3-8 แสดงแผนภาพการโก่งงอของคานสะพานและการดำเนินการแก้ไขโดยการตัดคานกลับ



รูปที่ 10.3-8 แผนภาพการโก่งงอของคานสะพานและการตัดคานกลับ



แนวทางการดำเนินการหากเกิดการเสียรูป

- 1) ห้ามรถทุกประเภทใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม
- 2) แจ้งวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

ให้ตัดส่วนโครงสร้างที่เสียรูปกลับสู่สภาพเดิม การดัดกลับแนะนำให้ใช้วิธีเชิงกล (Mechanical Straightening) โดยใช้แม่แรงและค้ำยันตามตำแหน่งที่เหมาะสม (ตัวอย่างในรูปที่ 10.3-8) การดัดกลับอาจใช้วิธีให้ความร้อนกับโครงสร้างบริเวณที่เสียรูป (Flame Straightening) รายละเอียดเพิ่มเติมสามารถอ้างอิงได้จาก Guidelines for Evaluation and Repair of Damaged Steel Bridge Members (NCHRP 271) หรือเอกสารอ้างอิงอื่นๆ ที่เหมาะสม

ในกรณีที่มีการเสียรูปของโครงสร้างเกิดจากน้ำหนักบรรทุกเกิน ให้พิจารณาเสริมกำลังโครงสร้างบริเวณที่ดัดกลับด้วย

- 3) ดำเนินการซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน

การชำรุดของสลักเกลียว (Disrepair of Bolt) หมายถึง การที่สลักเกลียวไม่สามารถใช้งานได้ตามที่ออกแบบ ได้แก่ สลักเกลียวหลวมคลายตัว สลักเกลียวหาย สลักเกลียวเสียรูปจากการรับแรงเกินกำลัง โดยสลักเกลียวที่มักชำรุดจะเป็นสลักเกลียวแถวแรก ซึ่งคือแถวที่อยู่ใกล้ขอบแผ่นเหล็กปะกับมากที่สุดเนื่องจากเป็นแถวที่สลักเกลียวรับแรงมากที่สุด

แนวทางการดำเนินการหากเกิดการชำรุดของสลักเกลียว

- 1) สลักเกลียวหลวมคลายตัว ให้ขันสลักเกลียวให้แน่นด้วยประแจทอร์ค (Torque Wrench) ตามค่าทอร์คที่ระบุในแบบสำหรับสลักเกลียวนั้นๆ
- 2) สลักเกลียวหาย ให้หาสลักเกลียวใหม่มาทดแทน
- 3) สลักเกลียวเสียรูปจากการรับแรงเกินกำลัง

- 3.1) ห้ามรถทุกประเภทใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม

- 3.2) ให้แจ้งวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

ให้ออกแบบเสริมกำลังรอยต่อด้วยการเชื่อมแผ่นเหล็กปะกับเข้ากับแผ่นเหล็กหลัก โดยให้พิจารณาว่ากลุ่มของสลักเกลียวที่ยังใช้งานได้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกตายตัวได้อย่างปลอดภัยหรือไม่ ถ้าได้ให้ออกแบบรอยเชื่อมให้รับเฉพาะน้ำหนักบรรทุกจร แต่ถ้าไม่ได้ให้ออกแบบรอยเชื่อมให้รับทั้งน้ำหนักบรรทุกตายตัวและน้ำหนักบรรทุกจร ให้ระลึกไว้เสมอว่า การเสียรูปของสลักเกลียวมักจะเกิดขึ้นพร้อมกับความเสียหายของแผ่นเหล็กปะกับ ดังนั้น จึงควรตรวจสอบและซ่อมแผ่นปะกับที่เสียหายด้วย



3.3) ดำเนินการซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน

10.3.3. ความเสียหายของแผ่นรองคานสะพานประเภทยางเสริมแผ่นเหล็ก

ความเสียหายที่มักพบเห็น คือ การเสื่อมสภาพของแผ่นยาง เช่น การบวมปลิ้น การยุบตัว การแข็ง แตกหลายา

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหาย

- 1) คิดป้ายเตือนชะลอความเร็วก่อนขึ้นสะพาน
- 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อพิจารณาความเหมาะสมในการยก เปลี่ยนแผ่นรองคานสะพาน

10.3.4. ความเสียหายของรอยต่อพื้นสะพานแบบแผ่นเหล็ก

การรั่วซึมและการสะสมของตะกอนดินและฝุ่นเป็นความเสียหายที่พบบ่อยที่สุดของรอยต่อพื้น สะพานแบบแผ่นเหล็ก

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหาย

- 1) ให้ทำความสะอาดรอยต่อโดยฉีดล้างรอยต่อด้วยน้ำแรงดันสูง
- 2) หากพบการรั่วซึมให้เปลี่ยนยางกันซึม (Elastomeric Compression Set)

10.3.5. ความเสียหายของผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีต

ความเสียหายที่มักเกิดขึ้นกับผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีต ได้แก่ การเกิดร่องล้อ (Rutting) และผิวลื่น (Polishing)

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหาย

- 1) คิดป้ายเตือนชะลอความเร็วก่อนขึ้นสะพาน
- 2) ปูผิวจราจรใหม่

10.3.6. ความเสียหายของกำแพงคอนกรีตกันตกและกำแพงกันเสียง

ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับกำแพงคอนกรีตกันตกและกำแพงกันเสียงมักมีสาเหตุมาจากอุบัติเหตุรถ เฉี่ยวชน

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหาย

- 1) คิดป้ายเตือนชะลอความเร็วก่อนขึ้นสะพาน
- 2) ตั้งกรวยจราจรกันตามแนวกำแพงคอนกรีตกันตก หรือ กำแพงกันเสียง ที่ได้รับความเสียหาย
- 3) ซ่อมแซมส่วนที่เสียหายให้มีสภาพมั่นคงแข็งแรง



10.3.7. ความเสียหายของระบบระบายน้ำผ่านท่อปิด

การอุดตันและการแตกชำรุดของท่อ HDPE เป็นความเสียหายที่พบบ่อยที่สุดของระบบระบายน้ำผ่านท่อปิด

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหาย

- 1) ให้ทำความสะอาดท่อ HDPE โดยฉีดล้างท่อด้วยน้ำแรงดันสูง
- 2) หากพบการรั่วซึมหรือการแตกชำรุดให้ซ่อมหรือเปลี่ยนท่อบริเวณนั้น

10.3.8. ความเสียหายของระบบไฟฟ้าแสงสว่าง

ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับระบบไฟฟ้าแสงสว่าง ได้แก่ หลอดไฟขาด ฟิวส์ขาด หรือ สายไฟชำรุด

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหาย

- 1) เปลี่ยนหลอดไฟ ฟิวส์ หรือ สายไฟชำรุด
- 2) ตรวจสอบการติดตั้งสายดินป้องกันไฟรั่ว



10.4. การตรวจสอบสะพาน

การตรวจสอบสะพานเป็นการตรวจสอบหาความเสียหายที่คาดว่าจะเกิดขึ้นกับองค์ประกอบต่างๆ ของสะพานตามที่ได้กล่าวในหัวข้อที่ 10.3

เพื่อความสะดวกและความเป็นระบบในการตรวจสอบสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าว การตรวจสอบสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวจะแบ่งออกเป็น 3 ประเภท ได้แก่ การตรวจสอบปกติ (Routine Inspection) การตรวจสอบใหญ่ (Principal Inspection) และการตรวจสอบเชิงป้องกัน (Preventive Inspection) รายละเอียดของการตรวจสอบแต่ละประเภทมีดังนี้

10.4.1. การตรวจสอบปกติ (Routine Inspection)

หลักการ

การตรวจสอบปกติจัดทำขึ้นเพื่อให้มั่นใจว่า สะพานอยู่ในสภาพที่เหมาะสมกับผู้ใช้ทาง มีความราบรื่นและความปลอดภัยในการขับขี่ (Good Housekeeping)

รอบการตรวจสอบ

1 ปี หรือ น้อยกว่านั้น แล้วแต่องค์ประกอบที่ตรวจสอบ

องค์ประกอบที่ทำการตรวจสอบ

องค์ประกอบอื่นๆ (Miscellaneous Elements) ทั้งหมดตามที่ได้กล่าวในหัวข้อ 10.2 (4) ได้แก่

- 1) แผ่นรองคานสะพานประเภทยางเสริมแผ่นเหล็ก (Steel Reinforced Elastomeric Bearing Pad)
- 2) รอยต่อพื้นสะพานแบบแผ่นเหล็ก (Compression Seal Joint)
- 3) ผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีต (AC Overlay)
- 4) กำแพงคอนกรีตกันตก (Concrete Barrier)
- 5) กำแพงกันเสียง (Noise Barrier)
- 6) ระบบระบายน้ำผ่านท่อปิด (Pipe Drainage)
- 7) ระบบไฟฟ้าแสงสว่าง (Lighting)

แนวทางการตรวจสอบ

แนวทางการตรวจสอบองค์ประกอบต่างๆ สรุปไว้ในตารางที่ 10.4-1



ตารางที่ 10.4-1 แนวทางการตรวจสอบปกติ (Routine Inspection)

องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
1) แผ่นรองคานสะพาน ประเภทยางเสริมแผ่นเหล็ก (Steel Reinforced Elastomeric Bearing Pad)	การเสื่อมสภาพของแผ่นยาง เช่น การบวมปลิ้น การ ยุบตัว การแข็งแตกกลางขา	สายตา (Visual Inspection)	1 ปี	1) ตัดป้ายเตือนชะลอความเร็วก่อนขึ้นสะพาน 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อ พิจารณาความเหมาะสมในการยกเปลี่ยนแผ่นรองคานสะพาน
2) รอยต่อพื้นสะพานแบบ แผ่นเหล็ก (Compression Seal Joint)	การรั่วซึมและการสะสม ของตะกอนดินและฝุ่น	สายตา (Visual Inspection)	1 ปี	1) ทำความสะอาดรอยต่อโดยฉีดล้างรอยต่อด้วยน้ำแรงดันสูง 2) หากพบการรั่วซึมให้เปลี่ยนยางกันซึม (Elastomeric Compression Set)
3) ผิวจราจรแอสฟัลต์ คอนกรีต (AC Overlay)	การเกิดร่องล้อ (Rutting) และผิวลื่น (Polishing)	สายตา (Visual Inspection)	1 ปี	1) ตัดป้ายเตือนชะลอความเร็วก่อนขึ้นสะพาน 2) ปูผิวจราจรใหม่
4) กำแพงคอนกรีตกันตก (Concrete Barrier)	การแตกร้าว แตกหัก กระเทาะ หลุดร่อน	สายตา (Visual Inspection)	6 เดือน หรือ เมื่อเกิด อุบัติเหตุ	1) ตัดป้ายเตือนชะลอความเร็วก่อนขึ้นสะพาน 2) ตั้งกรวยจราจรกั้นตามแนวที่ได้รับ ความเสียหาย 3) ซ่อมแซมส่วนที่เสียหายให้มีสภาพมั่นคงแข็งแรง
5) กำแพงกันเสียง (Noise Barrier)	การแตกร้าว แตกหัก กระเทาะ หลุดร่อน	สายตา (Visual Inspection)	6 เดือน หรือ เมื่อเกิด อุบัติเหตุ	1) ตัดป้ายเตือนชะลอความเร็วก่อนขึ้นสะพาน 2) ตั้งกรวยจราจรกั้นตามแนวที่ได้รับ ความเสียหาย 3) ซ่อมแซมส่วนที่เสียหายให้มีสภาพมั่นคงแข็งแรง
6) ระบบระบายน้ำผ่านท่อ ปิด (Pipe Drainage)	การอุดตันและการแตกชำรุด ของท่อ HDPE	สายตา (Visual Inspection) ร่วมกับการฉีดน้ำแรงดันสูง	2 ครั้งต่อปี (ช่วงก่อนและ หลังฤดูฝน)	1) ทำความสะอาดท่อ HDPE โดยฉีดล้างท่อด้วยน้ำแรงดันสูง 2) หากพบการรั่วซึมหรือการแตกชำรุดให้ซ่อมหรือเปลี่ยน
7) ระบบไฟฟ้าแสงสว่าง (Lighting)	หลอดไฟขาด ฟิวส์ขาด หรือ สายไฟชำรุด	สายตา (Visual Inspection)	1 ปี หรือ เมื่อเกิดการชำรุด	1) เปลี่ยนหลอดไฟ ฟิวส์ หรือ สายไฟชำรุด 2) ตรวจสอบการติดตั้งสายดินป้องกันไฟรั่ว



10.4.2. การตรวจสอบใหญ่ (Principal Inspection)

หลักการ

การตรวจสอบใหญ่จัดทำขึ้นเพื่อตรวจหาความเสียหายที่คาดว่าจะกระทบต่อความมั่นคงแข็งแรงของ
โครงสร้างสะพาน (Damage Detection)

รอบการตรวจสอบ

2 ปี

องค์ประกอบที่ทำการตรวจสอบ

โครงสร้างส่วนบน (Superstructure) และ โครงสร้างส่วนล่าง (Substructure) ทั้งหมดตามที่ได้กล่าว
ในหัวข้อ 10.2 (1) และ 10.2 (2) ได้แก่

- 1) พื้นสะพานคอนกรีต (Concrete Deck Slab)
- 2) คานสะพานเหล็กประกอบ (Built-up Steel Plate Girder)
- 3) คานเหล็กค้ำยัน (Steel Diaphragm)
- 4) โครงเหล็กค้ำยัน (Steel Cross Frame)
- 5) เสาสะพานเหล็กประกอบ (Built-up Steel Column)
- 6) คานขวางเหล็กประกอบ (Built-up Steel Cross Beam)

แนวทางการตรวจสอบ

แนวทางการตรวจสอบองค์ประกอบต่างๆ สรุปไว้ในตารางที่ 10.4-2



ตารางที่ 10.4-2 แนวทางการตรวจสอบใหญ่ (Principal Inspection)

วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
คอนกรีต (Concrete)	1) พื้นสะพาน (Deck Slab)	รอยแตกเนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีต (Durability Cracks or D-cracks)	ท้องพื้น ใกล้กับ รอยต่อพื้นสะพาน	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี	1) ตรวจสอบและแก้ไขการรั่วซึมของน้ำหรือการสะสมความชื้นบริเวณที่คอนกรีตเสื่อมสภาพ 2) ซ่อมผิวหน้าคอนกรีตส่วนที่เสื่อมสภาพด้วยวิธีสกัดาบด้วยมอร์ต้ากำลังอัดสูงชนิดไม่หดตัว (Non-shrink Rapid Strength Mortar) โดยในระหว่างการซ่อมให้ปิดจราจรบนสะพานเพื่อไม่ให้เกิดแรงกระแทก
		รอยแตกเดี่ยว (Individual Cracks)	ท้องพื้น			1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อมรอยแตก <u>ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u> ให้ปิดรอยแตกด้วยการอัดแรงจากภายนอก (External Pre-stressing) โดยออกแบบการอัดแรงให้มั่นใจว่าพื้นสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกตายตัวได้ตามเดิม การอัดแรงจากภายนอกอาจใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์อัดแรง (Pre-stressed Carbon Fiber) หรือแผ่นเหล็กอัดแรงยึดด้วยสลักเกลียว หรือ วิธีอื่นๆ ที่เหมาะสม 3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน



วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
เหล็ก (Steel)	2) คานสะพาน (Built-up Plate Girder)	สนิมเหล็กเป็นผงละเอียดที่ผิวเหล็ก	บริเวณที่มีความชื้นสะสม ใกล้ผิวดินหรือ รอยต่อพื้นสะพาน	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี	1) ตรวจสอบและแก้ไขการรั่วซึมของน้ำหรือการสะสมความชื้นบริเวณที่เกิดสนิม 2) ให้ขัดสนิมออก ทาสีกันสนิมอย่างน้อย 2 รอบ แล้วทาสีจริงทับให้มีความหนาตามที่ระบุในแบบ
	3) คานค้ำยัน (Diaphragm) 4) โครงค้ำยัน (Cross Frame) 5) เสาสะพาน (Built-up Column) 6) คานขวาง (Built-up Cross Beam)	สนิมเหล็กกินลึกเข้าไปในเนื้อเหล็กจนสูญเสียหน้าตัด				1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม <u>ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u> ให้ซ่อมคืนพื้นที่หน้าตัดให้กับโครงสร้างด้วยการเชื่อมเติมเนื้อเหล็ก (Added Metal for Strength) เข้าไปในบริเวณที่มีการสูญเสียหน้าตัด ให้ระลึกไว้เสมอว่าเนื้อเหล็กที่เดิมเข้าไปมีผลในการรับน้ำหนักบรรทุกจรเท่านั้น ส่วนน้ำหนักบรรทุกตายตัวถูกรับโดยหน้าตัดที่ไม่สมบูรณ์ก่อนการเติมเนื้อเหล็ก ดังนั้น กำลังรับแรงของหน้าตัดจะลดลง ให้ตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักสุดท้ายของหน้าตัดอีกครั้ง ในกรณีที่กำลังรับแรงของหน้าตัดไม่พอ ให้พิจารณาเสริมกำลังหน้าตัดด้วยการเชื่อมเสริมแผ่นเหล็กทาบ (Cover Plate) หรือ อาจจะพิจารณาเปลี่ยนชิ้นส่วนโครงสร้าง ซึ่งในกรณีหลังนี้จะต้องทำการคำนวณโครงสร้างชั่วคราวขณะเปลี่ยนชิ้นส่วนด้วย รายละเอียดเพิ่มเติมสามารถอ้างอิงได้จาก Guidelines for Evaluation and Repair of Damaged Steel Bridge Members (NCHRP 271) หรือ เอกสารอ้างอิงอื่นๆ ที่เหมาะสม 3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมโดยช่างเทคนิคที่มีความเชี่ยวชาญ ภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน



วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
เหล็ก (Steel)	2) คานสะพาน (Built-up Plate Girder) 3) คานค้ำยัน (Diaphragm) 4) โครงค้ำยัน (Cross Frame) 5) เสาสะพาน (Built-up Column)	รอยแตกขนาดเล็กมาก บริเวณขอบรอยเชื่อม (ความยาวรอยแตกไม่เกิน 6 มิลลิเมตร มองเห็นด้วยสายตาโดยผ่านแว่นขยาย 10 เท่า)	บริเวณรอยเชื่อม หรือ บริเวณจุดหยุดรอยเชื่อม หรือ บริเวณที่มีการตัดกันของรอยเชื่อม หรือ รอยเชื่อมที่บริเวณการเปลี่ยนแปลงหน้าตัดของโครงสร้าง	สายตาอย่างใกล้ชิด (Close Visual Inspection) และแว่นขยาย 10X	2 ปี	1) ให้ทำการแก้ไขด้วยวิธีการเสริมความแข็งแรงให้ผิวเหล็ก (Peening) โดยใช้ค้อนลม (Air Hammer) กระแทกบริเวณที่เกิดรอยแตกเพื่อปรับสภาพผิวให้เกิดความเค้นอัดคงค้าง (Residual Compressive Stress) ซึ่งจะช่วยลดช่วงความเค้นดึงที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกจรลงได้ ซึ่งจะชะลอการสะสมความล้าของรอยต่อ อันเป็นการยืดอายุการใช้งานสะพานออกไปได้อีก รายละเอียดเพิ่มเติมสามารถอ้างอิงได้จาก Manual for Repair of Fatigue Cracks in Steel Bridges (FHWA-IF-13-020) หรือ เอกสารอ้างอิงอื่นๆ ที่เหมาะสม 2) ให้ดำเนินการโดยช่างเทคนิคที่มีความเชี่ยวชาญเฉพาะด้าน
	6) คานขวาง (Built-up Cross Beam)	รอยแตกขนาดเล็กบริเวณขอบรอยเชื่อม (ความยาวรอยแตก 6 มิลลิเมตรขึ้นไป แต่ไม่เกิน 75 มิลลิเมตร มองเห็นด้วยสายตา)		สายตาอย่างใกล้ชิด (Close Visual Inspection)		1) ให้ทำการแก้ไขด้วยการเชื่อมซ้ำด้วยการเชื่อมอาร์คทั้งสแตน โดยใช้ก๊าซปกคลุมแนวเชื่อม (Gas Tungsten Arc Re-melting) โดยไม่ต้องเติมเนื้อเหล็ก ซึ่งจะปลดการกระจุกตัวของหน่วยแรง (Stress Concentration) ลง อันเป็นการยืดอายุการใช้งานสะพานออกไปได้อีก รายละเอียดเพิ่มเติมสามารถอ้างอิงได้จาก Manual for Repair of Fatigue Cracks in Steel Bridges (FHWA-IF-13-020) หรือ เอกสารอ้างอิงอื่นๆ ที่เหมาะสม 2) ให้ดำเนินการโดยช่างเทคนิคที่มีความเชี่ยวชาญเฉพาะด้าน



วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
เหล็ก (Steel)	2) คานสะพาน (Built-up Plate Girder) 3) คานค้ำยัน (Diaphragm) 4) โครงค้ำยัน (Cross Frame) 5) เสาสะพาน (Built-up Column) 6) คานขวาง (Built-up Cross Beam)	รอยแตกขนาดใหญ่ หรือ รอยร้าวที่รอยเชื่อม	บริเวณรอยเชื่อม หรือ บริเวณจุดหยุดรอยเชื่อม หรือ บริเวณที่มีการตัดกันของรอยเชื่อม หรือ รอยเชื่อมที่บริเวณการเปลี่ยนแปลงหน้าตัดของโครงสร้าง	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี	1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม <u>ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u> ให้ซ่อมรอยเชื่อมโดยให้ทำความสะอาด ลอกสี และเจียรลบแต่งรอยเชื่อมที่เสียหาย จากนั้นให้เชื่อมรอยเชื่อมเดิมเข้าด้วยกัน ให้ระลึกไว้เสมอว่ารอยเชื่อมใหม่มีผลในการรับน้ำหนักบรรทุกจรเท่านั้น ส่วนน้ำหนักบรรทุกตายตัวถูกรับโดยหน้าตัดที่ไม่สมบูรณ์ก่อนการเชื่อมใหม่ ดังนั้น กำลังรับแรงของหน้าตัดจะลดลง ให้ตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักสุดท้ายของหน้าตัดอีกครั้ง ในกรณีที่กำลังรับแรงของหน้าตัดไม่พอ ให้พิจารณาเสริมกำลังหน้าตัดด้วยการเชื่อมเสริมแผ่นเหล็กทาบ (Cover Plate) รายละเอียดเพิ่มเติมสามารถอ้างอิงได้จาก Guidelines for Evaluation and Repair of Damaged Steel Bridge Members (NCHRP 271) หรือ เอกสารอ้างอิงอื่นๆ ที่เหมาะสม 3) ดำเนินการซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน



วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
เหล็ก (Steel)	2) คานสะพาน (Built-up Plate Girder) 3) คานค้ำยัน (Diaphragm) 4) โครงค้ำยัน (Cross Frame) 5) เสาสะพาน (Built-up Column) 6) คานขวาง (Built-up Cross Beam)	รอยแตกขนาดใหญ่หรือ รอยร้าวขนาดเล็กที่แผ่นเหล็ก	บริเวณแผ่นเหล็กปีกล่างของคานสะพาน หรือ แผ่นเหล็กปีกบนของคานขวาง	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี	1) ห้ามรถทุกประเภทใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม <u>ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u> ให้ปิดรอยแตกด้วยการอัดแรงจากภายนอก (External Pre-stressing) โดยออกแบบการอัดแรงให้มั่นใจว่าแผ่นเหล็กสามารถรับน้ำหนักบรรทุกตายตัวได้ตามเดิม การอัดแรงจากภายนอกเพื่อปิดรอยแตกแนะนำให้ใช้แผ่นเหล็กทาบ (Cover Plate) ปิดคร่อมรอยแตก โดยให้เชื่อมแผ่นเหล็กทาบเข้ากับแผ่นเหล็กหลักด้านใดด้านหนึ่งของรอยแตก จากนั้น ให้ความร้อนแก่แผ่นเหล็กทาบโดยใช้แก๊สเป่าให้แผ่นเหล็กทาบยึดตัวตามอุณหภูมิที่ออกแบบ โดยในขณะที่ยังให้ความร้อนแก่แผ่นเหล็กทาบ ให้เชื่อมที่อีกปลายของแผ่นเหล็กทาบเข้ากับแผ่นเหล็กหลัก และปล่อยให้แผ่นเหล็กทาบเย็นตัวลง แผ่นเหล็กทาบจะหดตัวกลับ ดึงรอยแตกให้กลับมาปิด จากนั้น ให้ทำการเชื่อมรอยแตกและเชื่อมขอบอย่างต่อเนื่องรอบแผ่นเหล็กทาบทุกด้าน การอัดแรงจากภายนอกอาจใช้วิธีการอื่นๆ ที่เหมาะสม เช่น ใช้แม่แรงดึงยึดแผ่นเหล็กทาบ จากนั้นถ่ายแรงให้สลักเกลียวที่เจาะยึดเตรียมไว้กับแผ่นเหล็กหลัก เพื่อดึงปิดรอยแตก จากนั้นให้ทำการเชื่อมรอยแตก รายละเอียดเพิ่มเติมสามารถอ้างอิงได้จาก Guidelines for Evaluation and Repair of Damaged Steel Bridge Members (NCHRP 271) หรือ เอกสารอ้างอิงอื่นๆ ที่เหมาะสม 3) ดำเนินการซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน



วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
เหล็ก (Steel)	2) คานสะพาน (Built-up Plate Girder) 3) คานค้ำยัน (Diaphragm) 4) โครงค้ำยัน (Cross Frame) 5) เสาสะพาน (Built-up Column) 6) คานขวาง (Built-up Cross Beam)	การเสียรูป โค้งงอ	คานสะพาน คานค้ำยัน โครงค้ำยัน แผ่นเหล็กเสริมกำลัง และแผ่นเหล็กรับแรงแบกทาน	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี หรือเมื่อเกิดอุบัติเหตุ	<p>1) ห้ามรถทุกประเภทใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม</p> <p>2) แจ้งวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม</p> <p><u>ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u></p> <p>ให้ตัดส่วนโครงสร้างที่เสียรูปกลับสู่สภาพเดิม การดัดกลับแนะนำให้ใช้วิธีเชิงกล (Mechanical Straightening) โดยใช้แม่แรงและค้ำยันตามตำแหน่งที่เหมาะสม การดัดกลับอาจใช้วิธีให้ความร้อนกับโครงสร้างบริเวณที่เสียรูป (Flame Straightening)</p> <p>รายละเอียดเพิ่มเติมสามารถอ้างอิงได้จาก Guidelines for Evaluation and Repair of Damaged Steel Bridge Members (NCHRP 271) ซึ่งได้แนบไว้ในภาคผนวก 3 หรือเอกสารอ้างอิงอื่นๆ ที่เหมาะสม</p> <p>ในกรณีที่มีการเสียรูปของโครงสร้างเกิดจากน้ำหนักบรรทุกเกิน ให้พิจารณาเสริมกำลังโครงสร้างบริเวณที่ดัดกลับด้วย</p> <p>3) ดำเนินการซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน</p>



วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
เหล็ก (Steel)	2) คานสะพาน (Built-up Plate Girder) 3) คานค้ำยัน (Diaphragm) 4) โครงค้ำยัน (Cross Frame)	สลักเกลียวหลวมคลายตัว สลักเกลียวหาย	รอยต่อสลักเกลียว โดยสลักเกลียวที่มัก ชำรุด (หลวม สูญหาย และ เสียรูป) จะเป็น สลักเกลียวแถวแรก ซึ่งคือแถวที่อยู่ใกล้ ขอบแผ่นเหล็กปะกับ	สายตา (Visual Inspection) และ ใช้มือเขย่ารอยต่อ เพื่อตรวจสอบ ความแน่นหลวม ของสลักเกลียว เบื้องต้น	2 ปี	1) สลักเกลียวหลวมคลายตัว ให้ขันสลักเกลียวให้แน่นด้วยประแจทอร์ค (Torque Wrench) ตามค่าทอร์คที่ระบุในแบบสำหรับสลักเกลียวนั้นๆ 2) สลักเกลียวหาย ให้หาสลักเกลียวใหม่มาทดแทน
	5) เสาสะพาน (Built-up Column) 6) คานขวาง (Built-up Cross Beam)	สลักเกลียวเสียรูปจากการ รับแรงเกินกำลัง	มากที่สุด	สายตา (Visual Inspection)		1) ห้ามรถทุกประเภทใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบ ซ่อม ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา ให้ออกแบบเสริมกำลังรอยต่อด้วยการเชื่อมแผ่นเหล็กปะกับเข้ากับแผ่นเหล็กหลัก โดย ให้พิจารณาว่ากลุ่มของสลักเกลียวที่ยังใช้งานได้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกตายตัวได้ อย่างปลอดภัยหรือไม่ ถ้าได้ให้ออกแบบรอยเชื่อมให้รับเฉพาะน้ำหนักบรรทุกจร แต่ถ้า ไม่ได้ให้ออกแบบรอยเชื่อมให้รับทั้งน้ำหนักบรรทุกตายตัวและน้ำหนักบรรทุกจร ให้ ระลึกไว้เสมอว่า การเสียรูปของสลักเกลียวมักจะเกิดขึ้นพร้อมกับความเสียหายของ แผ่นเหล็กปะกับ ดังนั้น จึงควรตรวจสอบและซ่อมแผ่นปะกับที่เสียหายด้วย 3) ดำเนินการซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่าย บำรุงรักษาสะพาน



10.4.3. การตรวจเชิงป้องกัน (Preventive Inspection)

หลักการ

การตรวจสอบเชิงป้องกันจัดทำขึ้นเพื่อตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของโครงสร้างสะพาน เพื่อให้แน่ใจว่าสะพานยังคงสามารถรองรับการจราจรที่คาดว่าจะเกิดขึ้นในอนาคตได้อย่างปลอดภัยเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบ

รอบการตรวจสอบ

6 ปี หรือ เมื่อมีการเปลี่ยนมาตรฐานการออกแบบ

องค์ประกอบที่ทำการตรวจสอบ

โครงสร้างส่วนบน (Superstructure) และ โครงสร้างส่วนล่าง (Substructure)

แนวทางการตรวจสอบ

อาศัยข้อมูลตรวจวัดสะพาน (ความเครียดและความเร่งที่ตำแหน่งต่างๆ ของโครงสร้างสะพาน) ภายใต้การจราจรปกติที่ได้จากระบบ Long-term Health Monitoring ซึ่งคาดว่าจะได้ทำการติดตั้งไว้ ในกรณีที่ไม่สามารถใช้ข้อมูลจาก Long-term Health Monitoring ได้ ให้ทำการเก็บข้อมูลแบบ Short-term เป็นเวลาอย่างน้อย 3 เดือนก่อนครบกำหนดรอบการตรวจสอบ การวิเคราะห์ข้อมูลตรวจวัดเพื่อประเมินกำลังรับน้ำหนักให้ใช้แนวทางที่ได้จัดทำไว้ในรายงานฉบับสุดท้าย (Final Report) โครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบเพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว ปี พ.ศ. 2563 โดยสำนักวิจัยและพัฒนาทาง หรือ อาจใช้แนวทางอื่นๆ ที่เหมาะสมตามดุลยพินิจของวิศวกรผู้ประเมิน



10.5. เอกสารอ้างอิง

1. NCHRP 271. *Guidelines for Evaluation and Repair of Damaged Steel Bridge Members*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C. (1984).
2. FHWA-IF-13-020. *Manual for Repair and Retrofit of Fatigue Cracks in Steel Bridges*, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (2013).



บทที่ 11 สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

สะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวถูกก่อสร้างตามแนวนอนวิภาวดีรังสิตโดยกรุงเทพมหานครเมื่อปี พ.ศ.2549 โดยประกอบไปด้วยสะพานย่อย 3 สะพาน ได้แก่ สะพานตัวที่ 1 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-ดอนเมือง) จำนวน 13 ช่วงสะพาน ขนาด $(1 \times 20.00) + (4 \times 25.00) + (2 \times 28.00) + (1 \times 43.00) + (4 \times 25.00) + (1 \times 30.00)$ ความยาวรวม 349.00 เมตร สะพานตัวที่ 2 ขาออกวิภาวดี (เข้าพหลโยธินมุ่งหน้ารัชโยธิน) จำนวน 12 ช่วงสะพาน ขนาด $(1 \times 20.00) + (6 \times 25.00) + (1 \times 22.00) + (1 \times 34.40) + (2 \times 25.00) + (1 \times 20.00)$ ความยาวรวม 296.40 เมตร และสะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง) จำนวน 12 ช่วงสะพาน ขนาด $(1 \times 20.00) + (2 \times 22.50) + (2 \times 26.00) + (1 \times 20.00) + (1 \times 34.75) + (1 \times 45.00) + (2 \times 30.00) + (1 \times 25.00) + (1 \times 20.00)$ ความยาวรวม 322.50 เมตร ต่อมาในปี พ.ศ.2559 กรมทางหลวงได้รับมอบสะพานเหล็กทั้งสามมาอยู่ในความดูแลรับผิดชอบ หลังจากสะพานทั้งสามได้เปิดให้บริการมาเป็นเวลา 11 ปี คานตัวริมของสะพานที่ 3 (Flyover No.3) ช่วงความยาว 34.75 เมตร ได้เกิดการร่อนคลายที่รอยเชื่อมบริเวณกึ่งกลางคาน สาเหตุเบื้องต้นคาดว่าเกิดจากความล้าของรอยเชื่อม แขวงทางหลวงกรุงเทพได้รับดำเนินการซ่อมแซมโดยนำแผ่นเหล็กมาเชื่อมปะกับรอยร่อนคลายไว้ เพื่อป้องกันคานสะพานวิบัติ

จากเหตุการณ์ดังกล่าว ในปี พ.ศ. 2562 สำนักวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง จึงได้จัดทำโครงการตรวจสอบประเมินสภาพและออกแบบเพื่อบูรณะสะพานต่างระดับข้ามแยกลาดพร้าว โดยโครงการนี้ได้ดำเนินการสำรวจขนาดและมิติโครงสร้างของทั้ง 3 สะพาน พร้อมจัดทำแบบรายละเอียดโครงสร้างสะพานที่ก่อสร้างจริง จากนั้นได้ตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา (Visual Inspection) ตรวจสอบความบูรณ์ของรอยเชื่อมและความแน่นของสลักเกลียว ทดสอบพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบสถิตและแบบพลวัต (Static & Dynamic Load Test) ตรวจวัดพฤติกรรมสะพานภายใต้การจราจรปกติ หลังจากได้ทดสอบและเก็บข้อมูลภาคสนามเรียบร้อยแล้ว ได้นำข้อมูลทั้งหมดมาจัดทำเป็นแบบจำลองสะพานด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์และประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานตามมาตรฐาน AASHTO LRFD อีกทั้งได้ใช้ข้อมูลภาคสนามที่รวบรวมได้ในการประเมินความล้าและอายุการใช้งานตามสภาพการใช้งานจริงของสะพาน สุดท้ายเป็นการจัดทำแบบซ่อมบูรณะ ทำการประมาณราคา พร้อมทั้งแนะนำแนวทางการตรวจสอบสะพานภายหลังสะพานได้รับการบูรณะแล้ว โดยการดำเนินงานโครงการได้ข้อสรุปและข้อเสนอ ดังนี้



11.1. สรุปผลการศึกษา

ผลการสำรวจรายละเอียดโครงสร้างของสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน พบว่า ภาพรวมการก่อสร้างเป็นไปตามแบบก่อสร้างที่ได้รับมอบจากกรุงเทพมหานคร แต่มีความแตกต่างในรายละเอียดปลีกย่อยบางประการ เช่น ตำแหน่งรอยเชื่อมไม่ตรงกับแบบก่อสร้าง มีการเพิ่มตำแหน่งรอยต่อแบบสลักเกลียวในแบบก่อสร้าง เป็นต้น โดยรายละเอียดโครงสร้างทั้งหมดได้จัดทำไว้เป็นแบบก่อสร้างจริงเพื่อใช้อ้างอิงในอนาคต

ผลการสำรวจสภาพโครงสร้าง พบว่า สะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน มีสภาพการใช้งานโดยรวมค่อนข้างดี ยังไม่พบความเสียหายที่รุนแรงมาก อย่างไรก็ตามโครงสร้างเริ่มมีการเสื่อมสภาพในตำแหน่งต่าง ๆ เช่น พบสลักเกลียวหลุด 2 ตัว ที่คาน้ำยันตัวปลาย (End Diaphragm) ฐานเสาส่วนที่เป็นคอนกรีตมีรอยแตกและหลุดล่อนเล็กน้อย ชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็กเริ่มเกิดสนิม โดยเฉพาะชิ้นส่วนที่อยู่ระดับด้านล่าง ควรซ่อมบำรุงเพื่อป้องกันการเสื่อมสภาพและช่วยยืดอายุการใช้งาน

ผลการสุ่มตรวจสอบความสมบูรณ์ของรอยเชื่อมด้วยวิธี Eddy Current พบว่า รอยเชื่อมของโครงสร้างทั้งหมดอยู่ในสภาพปกติ แต่รอยปะซ่อมชั่วคราวในบริเวณที่คาน้ำยันริมทิศทาง พบว่า มีรอยแตกขนาดเล็กมาก (Micro Crack) อยู่ถัดจากแนวรอยเชื่อม อาจเกิดจากงานซ่อมฉุกเฉินไม่สามารถควบคุมคุณภาพให้เป็นไปตามมาตรฐานงานเชื่อมได้ ควรเสริมกำลังรอยปะซ่อมปัจจุบันให้แข็งแรงขึ้น ส่วนผลการสุ่มตรวจสอบความแน่นของสลักเกลียวด้วยวิธี Torque Examination พบว่า สลักเกลียวส่วนใหญ่ (91.3 % - 93.7%) มีสภาพหลวมเล็กน้อย และมีเพียงส่วนน้อย (6.3 % - 8.7 %) ที่มีสภาพแน่นเหมือนใหม่ ดังนั้นควรบำรุงรักษาโดยขันสลักเกลียวให้มีสภาพแน่นเหมือนใหม่ เพื่อรักษาประสิทธิภาพการใช้งานรอยต่อโครงสร้างสะพาน

สะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวทั้ง 3 สะพาน มีลักษณะโครงสร้างคล้ายคลึงกัน คือ เป็นระบบพื้นคอนกรีตวางบนคานเหล็กรูปตัวไอ โดยแต่ละช่วงสะพานอาจมีคานรูปตัวไอ 4 หรือ 5 ตัว ขึ้นอยู่กับความยาวของช่วงสะพาน โดยช่วงความยาวสะพานที่ใช้ใน 3 สะพาน มีรวมทั้งสิ้น 10 ขนาด คือ 20 เมตร, 22.5 เมตร, 25 เมตร, 26.5 เมตร, 28 เมตร, 30 เมตร, 34.40 เมตร, 34.75 เมตร, 43 เมตร และ 45 เมตร เนื่องจากสะพานมีลักษณะโครงสร้างคล้ายกัน จึงได้คัดเลือกตัวแทน 3 ช่วงความยาว คือ สั้น กลาง และยาว เพื่อเป็นตัวแทนพฤติกรรมของสะพานดังนี้

- สะพานตัวที่ 1 ช่วงสะพานที่ 9 ยาว 25 เมตร (สภาพปกติ)
- สะพานตัวที่ 2 ช่วงสะพานที่ 9 ยาว 34.40 เมตร (สภาพปกติ)
- สะพานตัวที่ 3 ช่วงสะพานที่ 7 ยาว 34.75 เมตร (สภาพมีรอยปะซ่อม) และช่วงสะพานที่ 8 ยาว 45 เมตร (สภาพปกติ)



ผลการทดสอบพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบสถิต (Static Load Test) พบว่า เมื่อวางรถบรรทุกสปีดหนัก 25 ตัน จำนวน 1 คัน ที่ช่องจราจรด้านซ้ายของช่วงสะพานสภาพปกติที่มีความยาว 25, 34.40, และ 45 เมตร จะเกิดความเครียดที่คานตัวริมด้านซ้ายเท่ากับ 145, 82, และ 78 microstrains ตามลำดับ ซึ่งการเพิ่มความยาวช่วงสะพานจะทำให้การแอ่นตัวและความเค้นเพิ่มขึ้น แต่อัตราการเพิ่มการแอ่นตัวจะสูงกว่าอัตราการเพิ่มความเค้น ซึ่งการออกแบบหน้าตัดคานสำหรับช่วงสะพานที่ยาวกว่าที่สามารถควบคุมการแอ่นตัวให้ไม่เกินระดับที่กำหนดจะทำให้ความเค้นและความเครียดลดลง ดังนั้นเมื่อวัดความเครียดของช่วงสะพานที่ยาวขึ้นจึงมีแนวโน้มได้ค่าที่ลดลง

ผลการทดสอบแบบพลวัต (Dynamic Load Test) พบว่า ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานในโหมดแรกเป็นแบบดัด (แอ่นตัว 1 โคง) โดยช่วงสะพานสภาพปกติที่มีความยาว 25, 34.40, และ 45 เมตร มีค่าความถี่ธรรมชาติเท่ากับ 4.09 Hz, 2.69 Hz, 2.20 Hz ตามลำดับ การที่ค่าความถี่ธรรมชาติมีค่าลดลงตามความยาวที่เพิ่มขึ้น เพราะว่าช่วงสะพานที่ยาวกว่าจะมีค่าสดีเฟนส (ความต้านทานการเสีรูป) ต่ำกว่าช่วงสะพานที่สั้นกว่า ส่วนช่วงสะพาน 34.75 เมตร ที่มีรอยปะซ่อมรอยฉีกขาด พบว่ามีค่าความถี่ธรรมชาติ 2.20 Hz ซึ่งน้อยกว่าช่วงสะพาน 34.40 เมตร ที่มีสภาพปกติ อาจเป็นไปได้ว่าการฉีกขาดมีผลทำให้สดีเฟนสโดยรวมของช่วงสะพาน 34.75 อ่อนลง ผลการประเมินแฟกเตอร์แรงกระแทก (Impact Factor, IM) พบว่าแรงกระแทกและการสั่นไหวของทั้ง 3 สะพาน มีค่าในช่วง 1.02 ถึง 1.28 ซึ่งยังไม่เกินค่าแฟกเตอร์แรงกระแทก $IM=1.33$ ที่ AASHTO LRFD เพื่อใช้ในการออกแบบ ผลการตรวจวัดอัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio) พบว่า ช่วงสะพานที่มีความยาว 25 เมตร มีอัตราส่วนความหน่วงน้อยกว่าช่วงสะพานที่มีความยาว 34.40 – 45 เมตร ทั้งนี้อาจเป็นเพราะคานของช่วงสะพาน 25 เมตร ถูกประกอบด้วยรอยเชื่อมทั้งหมด การสลายพลังงานจากการสั่นไหวที่รอยเชื่อมเกิดขึ้นได้น้อยมาก แต่คานของช่วงสะพาน 34.40 – 45 เมตร มีการใช้รอยต่อแบบสลักเกลียวในการประกอบคานย่อย 2 ตัว ให้เป็นคานแต่ละตัว การสลายพลังงานจากการสั่นไหวบริเวณรอยต่อแบบสลักเกลียวที่มีสภาพหลวมเล็กน้อยเกิดขึ้นได้มากกว่า

ผลการตรวจวัดความเครียดของคานสะพานภายใต้การจราจรปกติเป็นระยะเวลา 7-9 วัน/สะพาน และกรองข้อมูลเฉพาะรถที่หนักกว่า 10 ตัน พบว่าสะพานตัวที่ 1 ขาออกวิภาวดี (ดินแดง-ดอนเมือง) มีปริมาณรถหนักเฉลี่ยวันละ 351 คัน/วัน สะพานตัวที่ 2 ขาออกวิภาวดี (เข้าพหลโยธินมุ่งหน้ารัชโยธิน) มีปริมาณรถหนักเฉลี่ยวันละ 283 คัน/วัน สะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง) มีปริมาณรถหนักเฉลี่ยวันละ 744 คัน/วัน ซึ่งปริมาณรถหนักที่ตรวจวัดได้ค่อนข้างสอดคล้องกับสภาพการใช้งานจริงบนสะพาน อย่างไรก็ตามในการศึกษาความล้าจะกรองข้อมูลรถที่หนักมากกว่า 5 ตัน ขึ้นไป เพื่อให้ได้การกระจายตัวน้ำหนักรถที่เหมาะสมยิ่งขึ้นในการวิเคราะห์ความล้าเชิงสถิติ ซึ่งสะพานตัวที่ 1, 2 และ 3 จะมีรถที่หนักตั้งแต่ 5 ตันขึ้นไป เฉลี่ยประมาณวันละ 800 คัน/วัน, 400 คัน/วัน และ 1000 คัน/วัน ตามลำดับ

ผลการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพานตามมาตรฐาน AASHTO LRFD พบว่าสะพานเหล็กทั้ง 3 สะพาน มีความสามารถรับแรงดัดที่ระดับรถบรรทุกออกแบบ HL93 ได้เพียงพอ ส่วนการ



ประเมินด้านความล้า พบว่า ช่วงสะพาน 45 เมตร มีอายุใช้งานไม่จำกัด (Infinite Life) สามารถรองรับปริมาณรถบรรทุก 251×10^6 คัน ตลอดอายุการใช้งานออกแบบ 75 ปี ได้ตามมาตรฐานของสำนักสำรวจและออกแบบ กรมทางหลวง ส่วนช่วงสะพานที่มีความยาว 25 เมตร และ 34.40 เมตร มีอายุใช้งานจำกัด (Finite Life) ไม่สามารถรองรับปริมาณรถบรรทุก 251×10^6 คัน ตลอดอายุการใช้งานออกแบบ 75 ปี ได้ตามมาตรฐานของสำนักสำรวจและออกแบบ กรมทางหลวง ดังนั้น จึงได้ออกแบบเสริมกำลังโดยติดตั้งแผ่นเหล็กใต้ปีกคานด้านล่างของคาน 2 ตัว ที่วางข้างกัน ให้เป็นรูปตัวยู ซึ่งจะช่วยให้ได้หน้าตัดคานที่ใหญ่ขึ้น ความเค้นที่ปีกคานด้านล่างลดลง ต่ำกว่าเกณฑ์ความล้า (Fatigue Threshold) ทำให้ช่วงสะพานหลังเสริมกำลังสามารถรองรับปริมาณรถบรรทุกได้ไม่จำกัด มีความปลอดภัยในการใช้งานในระยะยาว

จากการเก็บข้อมูลพฤติกรรมจราจรจริงบนสะพานเป็นระยะเวลา 7-9 วัน/สะพาน ในช่วงระหว่างวันที่ 4 กุมภาพันธ์ - 4 มีนาคม 2563 พบว่ารถหนักที่วิ่งบนแต่ละสะพานมีจำนวนไม่มาก โดยสะพานตัวที่ 1, 2 และ 3 มีรถที่หนักตั้งแต่ 5 ตัน ขึ้นไป เฉลี่ยประมาณวันละ 800 คัน/วัน, 400 คัน/วัน และ 1000 คัน/วัน ตามลำดับ หากพิจารณาตามปริมาณรถหนักที่ใช้งานจริงบนสะพาน จะสามารถชะลอการเสริมกำลังตามมาตรฐานการออกแบบลงได้บางส่วน ทำให้การบูรณะสะพานมีความประหยัด โดยการเสริมกำลังจะพิจารณาตามระดับความปลอดภัย (Safety Index) ซึ่ง Fatigue Limit State กำหนด Safety Index ไว้ที่ 3.6 หากผลการสะสมความล้าของช่วงสะพานใดมีค่า Safety Index ต่ำกว่า 3.6 แล้ว ควรพิจารณาเสริมช่วงสะพานนั้นทันที หากช่วงสะพานใดจะมีค่า Safety Index ถึง 3.6 หลังใช้งานเกินอายุบริการออกแบบ 75 ปี ช่วงสะพานดังกล่าวยังไม่มีความเร่งด่วนที่จะต้องเสริมกำลังในตอนนี้อยู่ ด้วยหลักการดังกล่าวจึงแนะนำให้เสริมกำลังเฉพาะสะพานตัวที่ 3 (ปริมาณรถบรรทุกมากที่สุด) และสะพานตัวที่ 1 (ปริมาณรถบรรทุกรองลงมา) ในช่วงสะพานที่มีความยาว 20 – 30 เมตร ส่วนสะพานตัวที่ 2 (ปริมาณรถบรรทุกน้อยที่สุด) ยังไม่มีความจำเป็นเร่งด่วนที่ต้องเสริมกำลังในตอนนี้อยู่

การประมาณราคาค่าบูรณะสะพานได้นำเสนอตามลำดับความเร่งด่วนแยกตามสะพาน ดังนี้

- งานซ่อมเร่งด่วน คือ การเสริมกำลังรอยซ่อมชั่วคราวของสะพานตัวที่ 3 ช่วงความยาว 34.75 เมตร ให้แข็งแรงยิ่งขึ้น เพื่อความปลอดภัยในการใช้งาน โดยมีค่าใช้จ่ายรวมเท่ากับ 3,610,826 บาท
- ลำดับที่ 1 งานซ่อมและเสริมกำลังสะพานตัวที่ 3 (มีปริมาณรถบรรทุกมากที่สุด) ประกอบด้วย การขันสลักเกลียวให้แน่น งานซ่อมบำรุงชิ้นส่วนที่เสื่อมสภาพหรือเสียหาย และงานเสริมกำลัง ซึ่งมี 2 ทางเลือก คือ ทางเลือกที่ 1 เสริมกำลังตามมาตรฐานการออกแบบ (สะพานช่วงความยาว 20 – 35 เมตร) และทางเลือกที่ 2 เสริมกำลังตาม Safety Index (สะพานช่วงความยาว 20 – 30 เมตร) ซึ่งมีค่าใช้จ่ายรวมสำหรับทางเลือกที่ 1 และทางเลือกที่ 2 เท่ากับ 36,156,503 และ 33,539,798 บาท ตามลำดับ



- ลำดับที่ 2 งานซ่อมและเสริมกำลังสะพานตัวที่ 1 (มีปริมาณรถบรรทุกลงมา) ประกอบด้วย การขันสลักเกลียวให้แน่น งานซ่อมบำรุงชิ้นส่วนที่เสื่อมสภาพหรือเสียหาย และงานเสริมกำลัง เนื่องจากสะพานตัวที่ 1 ไม่มีสะพานช่วงความยาว 35 เมตร ดังนั้น ทางเลือกที่ 1 และทางเลือกที่ 2 จึงเสริมกำลังสะพานช่วงความยาว 20 – 30 เมตร เหมือนกัน ซึ่งมีค่าใช้จ่ายรวมเท่ากับ 41,768,355 บาท
- ลำดับที่ 3 งานซ่อมและเสริมกำลังสะพานตัวที่ 2 (มีปริมาณรถบรรทุกน้อยที่สุด) ประกอบด้วย การขันสลักเกลียวให้แน่น งานซ่อมบำรุงชิ้นส่วนที่เสื่อมสภาพหรือเสียหาย และงานเสริมกำลัง ซึ่งมี 2 ทางเลือก คือ ทางเลือกที่ 1 เสริมกำลังตามมาตรฐานการออกแบบ (สะพานช่วงความยาว 20 – 35 เมตร) และ ทางเลือกที่ 2 ตาม Safety Index ยังไม่มีความเร่งด่วนที่จะต้องเสริมกำลัง ดังนั้นค่าใช้จ่ายรวมสำหรับทางเลือกที่ 1 และทางเลือกที่ 2 เท่ากับ 38,674,398 และ 7,065,762 บาท ตามลำดับ

ในกรณีที่มีงบประมาณจำกัด อาจพิจารณาแบ่งการดำเนินการเป็น 2 ระยะ ดังนี้

ระยะสั้น (ภายใน 1-3 ปี) ประกอบด้วย

- การเสริมกำลังรอยซ่อมชั่วคราวของสะพานตัวที่ 3 ช่วงความยาว 34.75 เมตร (เร่งด่วน)
- งานขันสลักเกลียวให้แน่นทั้ง 3 สะพาน
- งานซ่อมบำรุงชิ้นส่วนที่เสื่อมสภาพหรือเสียหายทั้ง 3 สะพาน

ระยะยาว (ภายใน 3-10 ปี) ประกอบด้วย

- ลำดับที่ 1: งานเสริมกำลังสะพานตัวที่ 3 (มีปริมาณรถบรรทุกมากที่สุด)
- ลำดับที่ 2: งานเสริมกำลังสะพานตัวที่ 1 (มีปริมาณรถบรรทุกลงมา)
- ลำดับที่ 3: งานเสริมกำลังสะพานตัวที่ 2 (มีปริมาณรถบรรทุกน้อยที่สุด)

อย่างไรก็ดี ราคาที่ประมาณการข้างต้น เป็นราคาที่เพื่อใช้ในการพิจารณากรอบงบประมาณบูรณะสะพานหลักข้ามแยกลาดพร้าวในเบื้องต้น ทั้งนี้ ในการพิจารณาจัดหาผู้รับจ้างที่จะดำเนินงานซ่อมและปรับปรุงเสริมกำลังสะพาน ควรดำเนินการพิจารณาราคาตามหลักการคิดราคาของกรมบัญชีกลางอีกครั้งหนึ่ง หลังจากสะพานได้รับการซ่อมบำรุงและหรือเสริมกำลังเรียบร้อยแล้ว ควรดำเนินการตรวจสอบสะพานเป็นประจำ เพื่อเฝ้าติดตามสภาพการใช้งานสะพานในแต่ละช่วงอายุ และดำเนินการซ่อมบำรุง เพื่อยืดอายุการใช้งานสะพาน โดยแผนการตรวจสอบสะพานและรายละเอียดได้อธิบายไว้ในบทที่ 10



11.2. ข้อเสนอแนะ

ในระหว่างรองบซ่อมและเสริมกำลังสะพาน แขวงทางหลวงที่รับผิดชอบสะพานเหล็กข้ามแยกลาดพร้าวควรหมั่นตรวจสอบรอยปะซ่อมชั่วคราวในบริเวณที่เกิดรอยร้าวถึงแม้แผ่นเหล็กที่ใช้ปะกับจะมีความแข็งแรง แต่การพบรอยร้าวข้างรอยเชื่อม บ่งบอกถึงรอยเชื่อมมีคุณภาพไม่ดี

การจราจรบริเวณห้าแยกลาดพร้าวมีความสำคัญสูงต่อระบบการคมนาคมของกรุงเทพมหานคร กรมทางหลวงควรสำรวจข้อมูลการจราจรบนสะพานข้ามแยกลาดพร้าวเพิ่มเติมตามหลักวิศวกรรมจราจร ซึ่งจะมีการสุ่มเก็บข้อมูลที่ครอบคลุมวันธรรมดา วันหยุดสุดสัปดาห์ และครอบคลุมช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลงการจราจรตามฤดูกาล (Seasonal Variation) เพื่อให้ทราบค่าเฉลี่ยการจราจรต่อปีที่น่าเชื่อถือ สามารถใช้อ้างอิงประกอบการวางแผนซ่อมบำรุงสะพานในอนาคตได้

กรมทางหลวงควรตรวจสอบรอยเชื่อมด้วยวิธีไม่ทำลาย Non Destructive Testing เช่น Eddy Current เป็นระยะ ๆ เพื่อตรวจหารอยแตกขนาดเล็ก และดำเนินการยับยั้ง ก่อนที่จะลุกลามเป็นรอยร้าวขนาดใหญ่ดังเช่นที่เคยเกิดขึ้นกับคานตัวริมของสะพานตัวที่ 3 ขาเข้าวิภาวดี (ดอนเมือง-ดินแดง)