



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ แบบจำลองการเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้าของ
สะพานรถไฟโครงสร้างเหล็ก

โดย ดร.ปิยะ โชติกไกร

เมษายน 2552

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ แบบจำลองการเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้าของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็ก

คณะผู้วิจัย

1. ดร.ปิยะ โชติโกไกร

สังกัด

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สนับสนุนโดยสำนักงานคณะกรรมการการอุดมศึกษาและสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย

(ความเห็นในรายงานฉบับสมบูรณ์นี้เป็นของผู้วิจัย สกอ. และสกว. ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

บทคัดย่อ

การกระจายของแรงกระทำซ้ำซ้อนที่ก่อให้เกิดปัญหาความล้าในสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กได้ถูกวิเคราะห์โดยอาศัยข้อมูลน้ำหนักเพลารถไฟได้จากเครื่องชั่งน้ำหนักระบบ Weigh-In-Motion (WIM) ในการศึกษาได้รวบรวมข้อมูลน้ำหนักเพลารถไฟจากจุดทดสอบสามตำแหน่ง ซึ่งครอบคลุมเส้นการเดินทางของขบวนรถไฟที่เชื่อมต่อระหว่างกรุงเทพกับภาคเหนือ ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ภาคตะวันออก และภาคใต้ของประเทศไทย นอกจากนี้ การทดสอบในภาคสนามของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กจำนวนสองสะพานยังใช้เป็นข้อมูลสำคัญในการศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างสะพานภายใต้แรงกระทำของขบวนรถไฟที่ใช้เส้นทางในปัจจุบัน ข้อมูลน้ำหนักเพลารถไฟที่รวบรวมจากการตรวจวัดในภาคสนามได้นำมาใช้เป็นแรงกระทำในแบบจำลองทางโครงสร้างสำหรับสะพานรถไฟที่มีช่วงความยาวต่างๆ และวิเคราะห์ความเสียหายเนื่องจากขบวนรถไฟแต่ละประเภทโดยอาศัยหลักการของ Miner's ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า เปอร์เซ็นต์ความเสียหายจากขบวนรถไฟแต่ละประเภทอาจแตกต่างกันอย่างมากในแต่ละบริเวณ ทั้งนี้ ขึ้นอยู่กับจำนวนของขบวนรถไฟและน้ำหนักเพลารถไฟ นอกจากนี้ น้ำหนักเพลารถไฟที่ได้จากเครื่อง WIM ยังนำมาใช้ในการสร้างฐานข้อมูล เพื่อพัฒนาแบบจำลองสำหรับการประเมินค่าช่วงโมเมนต์ประสิทธิภาพ ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญในการประเมินความเสียหายของโครงสร้างเนื่องจากปัญหาความล้า จากผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า แบบจำลองที่ได้รับการพัฒนาสามารถนำไปใช้ประเมินค่าโมเมนต์ประสิทธิภาพได้ในอย่างเหมาะสมในหลายช่วงความยาวสะพาน ดังนั้น แบบจำลองนี้จึงอาจใช้เป็นทางเลือกหนึ่งในการประเมินปัญหาความล้าของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็ก

Abstract

A fatigue load spectra for the life estimation of steel railway bridges was developed based on weigh-in-motion (WIM) data. The train traffic loadings were monitored at three different sites located along the main transportation routes between Bangkok and the northern, northeastern, eastern, and southern regions of Thailand. Additionally, the experimental program was conducted on two steel railway bridges to investigate the structural responses under routine train traffic. The collected traffic data were simulated and used as input loadings for various analytical bridge models. Based on Miner's hypothesis, the damage accumulation caused by each car type was evaluated. The results indicate that the percentage of the fatigue damage caused by each car type can vary dramatically from site to site, depending on the number of occurrences and axle weights. In addition, the collected WIM data were used as crucial information in developing the axle weight database. Based on this database, the stochastic simulation procedure and the simplified live load model for estimating the effective moment range were developed. The results indicate that the proposed model can provide a reasonable estimate of the effective moment range for bridges with various span lengths. Therefore, the model may be used as another alternative in the fatigue evaluation.

Executive Summary

สะพานรถไฟเป็นโครงสร้างที่สำคัญต่อระบบการขนส่งและการพัฒนาโดยรวมของประเทศ ในปัจจุบัน การรถไฟแห่งประเทศไทยมีสะพานที่อยู่ภายใต้ความควบคุมดูแลอยู่ทั้งสิ้นมากกว่า 2,600 สะพาน โดยมีสะพานที่เป็นโครงสร้างเหล็กอยู่ประมาณ 57 เปอร์เซ็นต์ของจำนวนสะพานทั้งหมด ปัญหาการเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้าเป็นปัญหาหนึ่งที่พบบ่อยในสะพานรถไฟ โครงสร้างเหล็ก กล่าวคือ เมื่อส่วนของโครงสร้างรับแรงกระทำแบบซ้ำๆ อันเนื่องมาจากน้ำหนักของขบวนรถไฟเป็น เวลานาน ผลรวมของความเสียหายเนื่องจากหน่วยแรงของรถไฟเหล่านี้สามารถก่อให้เกิดรอยแตกร้าวในชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพาน และอาจส่งผลกระทบต่อกำลังความสามารถในการรับแรงโดยรวมของสะพานอีกด้วย โดยอัตราการเสื่อมสภาพเนื่องจากปัญหาความล้าของสะพานโครงสร้างเหล็กจะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายปัจจัยดังนี้ (1) หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักของรถไฟ (2) จำนวนรอบของการสั่นไหวของสะพานต่อขบวนรถไฟ (3) ลักษณะรายละเอียดของรอยต่อที่ใช้ในโครงสร้าง

อนึ่ง การประมาณค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพานสามารถหาได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง อย่างไรก็ดี เนื่องจากลักษณะการจัดเรียงล้อและการถ่วงน้ำหนักลงเพลลาของรถไฟแต่ละขบวนมีความแตกต่างกัน จึงส่งผลให้หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากรถไฟแต่ละขบวนแตกต่างกันไปด้วย ดังนั้น การประเมินสภาพของสะพานจึงมักใช้แบบจำลองของกลุ่มน้ำหนักอย่างง่าย เพื่อใช้เป็นตัวแทนของขบวนรถไฟทั้งหมดที่วิ่งผ่านสะพาน แบบจำลองกลุ่มน้ำหนักนี้ควรที่จะมีการจัดเรียงตัวของล้อและการกระจายน้ำหนักลงเพลลาที่ให้ค่าความเสียหาย เนื่องจากความล้าใกล้เคียงกับสภาพหน่วยแรงจริงมากที่สุด ในขณะที่ยังคงสะดวกในการนำมาใช้ประเมินการเสื่อมสภาพของสะพาน

อย่างไรก็ดี ในปัจจุบันการรถไฟแห่งประเทศไทยยังขาดฐานข้อมูลเกี่ยวกับการกระจายน้ำหนักลงเพลลาจริงของรถไฟแต่ละประเภทและแบบจำลองกลุ่มน้ำหนักที่เหมาะสมในการใช้ประเมินการเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้าของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็ก งานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นที่จะจัดทำฐานข้อมูลน้ำหนักเพลลาของขบวนรถไฟ โดยใช้การตรวจชั่งน้ำหนักเพลลาในภาคสนามด้วยเครื่องชั่งน้ำหนักระบบ Weigh-In-Motion (WIM) จากนั้นจึงนำฐานข้อมูลน้ำหนักที่ได้เป็นข้อมูลสำคัญในการพัฒนาแบบจำลองกลุ่มน้ำหนักที่สามารถนำมาใช้เป็นตัวแทนของรถไฟแบบต่างๆ ที่ใช้ในประเทศไทย ทั้งนี้ ผลของการศึกษาวิจัยจะสามารถนำไปช่วยใน การประเมินอายุการใช้งานปลอดภัยที่คงเหลือของสะพานและช่วยในการวางแผนซ่อมบำรุงสะพานของการรถไฟแห่งประเทศไทยให้สามารถดำเนินไปได้อย่างมีประสิทธิภาพ

สารบัญ

	หน้า
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา	2
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการ	2
1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย	2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	3
บทที่ 2 การทบทวนเอกสารและวิธีวิจัย	3
2.1 ประเภทของสะพานรถไฟในประเทศไทย	3
2.2 การประเมินความเสียหายเนื่องจากความล้า	6
2.3 แบบจำลองโครงสร้างสะพาน	13
บทที่ 3 นำนักบรรทุกจรและพฤติกรรมความล้าของทางโครงสร้างของสะพานรถไฟ	26
3.1 ข้อมูลนำนักบรรทุกจรที่ได้จากเครื่อง Weigh-In-Motion	26
3.2 การประเมินพฤติกรรมทางโครงสร้างด้วยการทดสอบในภาคสนาม	33
3.3 แบบจำลองโครงสร้างของสะพานรถไฟ	60
3.4 การศึกษาจำนวนรอบของการสั่นไหวและความเสียหายเนื่องจากความล้า	82
3.5 แบบจำลองนำนักบรรทุกจรสำหรับปัญหาความล้า	88
บทที่ 4 สรุป	96
เอกสารอ้างอิง	97
ภาคผนวก	
บทความนำเสนอในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 11 (11 th National Convention on Civil Engineering) ระหว่างวันที่ 20-22 เมษายน 2549	99
บทความนำเสนอในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12 (12 th National Convention on Civil Engineering) ระหว่างวันที่ 2-4 พฤษภาคม 2550	106
บทความนำเสนอในการประชุมวิชาการ The Tenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, ระหว่างวันที่ 3-5 สิงหาคม 2549	114

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา

สะพานรถไฟเป็นโครงสร้างที่สำคัญต่อระบบการขนส่ง และการพัฒนาโดยรวมของประเทศ ในปัจจุบันการรถไฟแห่งประเทศไทยมีสะพานที่อยู่ภายใต้ความควบคุมดูแลอยู่ทั้งสิ้นมากกว่า 2,600 สะพาน ทั้งนี้มีสะพานที่เป็นโครงสร้างเหล็กอยู่ประมาณ 57 เปอร์เซ็นต์ของจำนวนสะพานรถไฟทั้งหมด ในแต่ละปีการรถไฟแห่งประเทศไทยต้องใช้งบประมาณเป็นจำนวนมากในการซ่อมบำรุง และเสริมกำลังของสะพานเหล็กเหล่านี้ เพื่อให้สะพานอยู่ในสภาพที่ปลอดภัยต่อการใช้งาน อนึ่ง ปัญหาการเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้า (Fatigue) เป็นปัญหาหนึ่งที่พบบ่อยในสะพานรถไฟ โครงสร้างเหล็ก กล่าวคือ เมื่อส่วนของโครงสร้าง รับแรงกระทำแบบซ้ำๆ อันเนื่องมาจากน้ำหนักของรถไฟ เป็นเวลานาน ผลรวมของความเสียหายเนื่องจากหน่วยแรงของรถไฟเหล่านี้ สามารถก่อให้เกิดรอยแตก ร้าวในชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพาน และอาจส่งผลกระทบต่อกำลังความสามารถในการรับแรงโดยรวม ของสะพานอีกด้วย โดยอัตราการเสื่อมสภาพเนื่องจากปัญหาความล้าของสะพานโครงสร้างเหล็ก จะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายปัจจัย ดังนี้ (1) หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักของรถไฟ (2) จำนวนรอบ ของการสั่นไหวของสะพานต่อขบวนรถไฟ (3) ลักษณะรายละเอียดของรอยต่อที่ใช้ในโครงสร้าง

อนึ่ง การประมาณค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพาน สามารถหาได้จาก การวิเคราะห์โครงสร้าง (Structural Analysis) อย่างไรก็ตามเนื่องจากลักษณะการจัดเรียงล้อ และการถ่วง น้ำหนักลงเพลลาของรถไฟแต่ละขบวนมีความแตกต่างกัน จึงส่งผลให้หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากรถไฟ แต่ละขบวนแตกต่างกันไปด้วย ดังนั้นการประเมินสภาพของสะพานจึงมักใช้แบบจำลองของกลุ่มน้ำหนัก อย่างง่าย เพื่อใช้เป็นตัวแทนของขบวนรถไฟทั้งหมดที่วิ่งผ่านสะพาน แบบจำลองกลุ่มน้ำหนักนี้ควร ที่จะมีการจัดเรียงตัวของล้อและการกระจายน้ำหนักลงเพลลา ที่ให้ค่าความเสียหายเนื่องจากความล้าใกล้เคียงกับสภาพหน่วยแรงจริงมากที่สุด ในขณะที่ยังคงสะดวกในการนำมาใช้ประเมินการเสื่อมสภาพ ของสะพาน อย่างไรก็ตามในปัจจุบันการรถไฟแห่งประเทศไทยยังขาดฐานข้อมูลเกี่ยวกับการกระจายน้ำหนักลง เพลลาจริงของรถไฟแต่ละประเภท และแบบจำลองกลุ่มน้ำหนักที่เหมาะสมในการใช้ประเมินการเสื่อมสภาพ เนื่องจากความล้าของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็ก งานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นที่จะพัฒนาแบบจำลองกลุ่มน้ำหนัก ที่สามารถนำมาใช้เป็นตัวแทนของรถไฟแบบต่าง ๆ ที่ใช้ในประเทศไทย ทั้งนี้ผลของการศึกษาวิจัย จะสามารถนำไปช่วยในการประเมินอายุการใช้งานปลอดภัยที่คงเหลือของสะพาน และช่วยใน การ

วางแผนซ่อมบำรุงสะพานของการรถไฟแห่งประเทศไทย ให้สามารถดำเนินไปได้อย่างมีประสิทธิภาพ

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการ

1. เพื่อศึกษาผลกระทบของน้ำหนักรถไฟจริงที่ใช้ในประเทศไทยต่ออัตราการเสื่อมสภาพเนื่องจากปัญหาความล้าของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็ก
2. เพื่อศึกษาผลกระทบของลักษณะการจัดเรียงล้อของรถไฟที่ใช้ในประเทศไทยต่อจำนวนรอบของการสั่นไหวในชิ้นส่วนต่างๆของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็ก
3. เพื่อพัฒนาแบบจำลองกลุ่มน้ำหนักที่สามารถนำไปช่วยในการประเมินอัตราการเสื่อมสภาพ เนื่องจากปัญหาความล้าของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กในประเทศไทย

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

1. งานวิจัยนี้มุ่งที่จะศึกษาปัญหาความล้าของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กที่ใช้ส่วนใหญ่ในประเทศไทย
2. งานวิจัยนี้จะครอบคลุมไปถึงการพัฒนาแบบจำลองกลุ่มน้ำหนัก เพื่อใช้ในการประเมิน การเสื่อมสภาพของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็ก อันเนื่องมาจากรูปแบบการกระจาย น้ำหนัก และการจัดเรียงล้อของรถไฟที่ใช้ส่วนใหญ่ในประเทศไทย

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. ข้อเสนอรูปแบบของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กที่เหมาะสม และมีประสิทธิภาพซึ่งใช้ในประเทศไทย
2. ข้อเสนอของรูปแบบการกระจายน้ำหนักของรถไฟที่ใช้ในประเทศไทย และผลกระทบของรถไฟเหล่านี้ต่ออัตราการเสื่อมสภาพ เนื่องปัญหาความล้าของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็ก
3. แบบจำลองกลุ่มน้ำหนักเพื่อใช้ในการประเมินความเสียหายของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กที่มีความสะดวก และถูกต้องแม่นยำ ทั้งนี้จะช่วยส่งผลให้การวางแผนซ่อมบำรุง และเสริมกำลังสะพานเหล็กของการรถไฟแห่งประเทศไทยสามารถปฏิบัติได้อย่างมีประสิทธิภาพ

บทที่ 2 การทบทวนเอกสาร

2.1 สะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กในประเทศไทย

สะพานเหล็กได้ถูกนำมาใช้ในการรถไฟในยุคถัดมาจากสะพานไม้ประมาณ 70 – 100 ปีมาแล้ว โดยมีจำนวนประมาณ 60 เพอร์เซ็นต์ของสะพานรถไฟทั้งหมด ในการใช้งานสะพานรถไฟ โครงสร้างเหล็กจะมีปัญหาด้านการบำรุงรักษา เนื่องจากการเสื่อมสภาพจากความล้าและการเกิดสนิม โดยเฉพาะส่วนที่อยู่ต่ำกว่าระดับสันราง สะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กที่ใช้ในประเทศไทยสามารถแบ่งออกได้เป็น 7 ประเภท ดังนี้

1) สะพาน I-Beam, H-Beam และ Wide Flange

โครงสร้างประเภทนี้ใช้กับสะพานที่มีช่วงความยาวสั้นตั้งแต่ 2.50 เมตร ถึง 6 เมตร ตัว Girder เป็นเหล็กรูปพรรณหน้าตัดรูปตัว I, ตัว H และเหล็ก Wide Flange สะพานชนิดนี้ใช้สะดวก และมีมากในทางรถไฟทุกสาย

2) สะพานกะบะเหล็ก (Steel Slab Bridge)

สะพานประเภทนี้เป็นสะพานแบบที่เหมาะสมสำหรับสร้างข้ามทางรถยนต์ที่อยู่บริเวณในเมือง เพราะสามารถลดเสียงรบกวนลงได้บ้าง เนื่องจากมีหินโรยทางบนสะพาน ดังแสดงในภาพที่ 2-1 นอกจากนี้ ยังป้องกันมิให้มีสิ่งของตกหล่นจากสะพานลงไป โดนยวดยานที่สัญจรไปมาได้สะพานได้อีกด้วย



ภาพที่ 2-1 สะพานกะบะเหล็ก (ทวิ ทองปาน, 2537)

3) สะพานแม่แควเหล็กแผงลง (Deck Plate Girder)

ตัวแม่แควสะพานประกอบขึ้นเป็นหน้าตัดรูป I ด้วยเหล็กแผ่นและเหล็กฉาก ดังตัวอย่างแสดงในภาพที่ 2-2 สะพานประเภทนี้ปกติใช้สำหรับความยาวช่วงตั้งแต่ 6-10 เมตร โดยรองรับทางรถไฟและรองรับน้ำหนักโดยตรงจากรถไฟ เหมาะสำหรับสถานที่ๆ เป็นห้วยลึก เพราะสามารถหย่อนตัวแม่แควให้ต่ำลงไปได้ โดยไม่กีดขวางการใช้สอยพื้นที่ใต้สะพาน



ภาพที่ 2-2 สะพานแม่แควเหล็กแผงลง (ทวิ ทองปาน, 2537)

4) สะพานแม่แควเหล็กแผงขึ้น (Through Plate Girder)

สะพานแม่แควเหล็กแผงขึ้นประกอบขึ้นด้วยแผ่นเหล็กและเหล็กฉากเช่นเดียวกับ สะพานแม่แควเหล็กแผงลง แต่ตัวแม่แควสะพานรองรับทางรถไฟในลักษณะของคานหิ้ว แทนที่จะใช้เป็นคานรอง ดังแสดงในภาพที่ 2-3 สะพานประเภทนี้เป็นสะพานที่เหมาะสมกับสถานที่ๆ ท้องคลองตื้นไม่สามารถสร้างเป็นสะพานแบบแม่แควเหล็กแผงลงได้ จึงนำเอา สะพานแบบแม่แควเหล็กแผงขึ้นมาใช้แทน แต่โครงสร้างของสะพานยุ่งยากกว่า คือ มีทั้ง Stringers, Floor Beams และ Main Girders น้ำหนักรถไฟจะถ่ายโดย ตรงลงบน Stringers แล้วจาก Stringers ถ่ายไปสู่ Floor Beams จาก Floor Beams ลงสู่ Main Girders และ จาก Main Girders ลงสู่จานรองสะพาน และต่อม่อในที่สุด สะพานแบบ Through Plate Girder มีใช้มากในทางรถไฟทุกสาย ขนาดช่วงความยาวส่วนใหญ่จะอยู่ในช่วง 10-20 เมตร



ภาพที่ 2-3 สะพานแม่แควเหล็กแผ่นขึ้น (ทวิ ทองปาน, 2537)

5) สะพานโครงลง (Deck Truss)

ตัวแม่แควสะพานเป็นโครงข้อหมุน ขึ้นส่วนต่างๆ ยึดเหนี่ยวด้วยวิธีเวท ดังแสดงในภาพที่ 2-4 สะพานชนิดนี้เหมาะสำหรับใช้สร้างข้ามลำห้วยเล็กๆ ที่มีพื้นที่ว่างใต้สะพานไม่ต้องการใช้สอย เพราะตัว Main Truss อยู่ต่ำกว่าระดับสันราง สะพานโครงลงมีอยู่ 4 แห่ง แบ่งเป็นสายเหนือ 3 แห่ง และสายลำนารายณ์อีก 1 แห่ง



ภาพที่ 2-4 สะพานโครงลง (ทวิ ทองปาน, 2537)

6) สะพานโครงขึ้น (Through Truss)

ตัวแม่แควสะพานเป็นโครงข้อหมุน ขึ้นส่วนต่างๆ ยึดเหนี่ยวด้วยวิธีเวท สะพานชนิดนี้ใช้ในลักษณะของคานหิ้ว ดังแสดงในภาพที่ 2-5 เหมาะสำหรับใช้สร้างข้ามลำห้วยเล็กๆ สะพานประเภทนี้จะมีช่วงความยาวตั้งแต่ 25-90 เมตร แบ่งออกตามประเทศที่ผลิตได้ดังนี้ คือ อังกฤษ (บริษัท Cleveland) มีมากที่สุด รองมาเป็นของ ประเทศฝรั่งเศส (บริษัท Dayde) ต่อไปเป็นของประเทศญี่ปุ่น และเยอรมัน ตามลำดับ



ภาพที่ 2-5 สะพานโครงขึ้น (ทวี ทองปาน, 2537)

7) สะพานหอ (Viaduct Bridge)

สะพานหอเป็นสะพานที่เหมาะสมกับภูมิประเทศที่เป็นเหวหรือหุบเขา มีในทางรถไฟสายเหนือที่ กม. 677+903 และ กม. 678+324

2.2 การประเมินความเสียหายเนื่องจากความล้า

การประเมินความเสื่อมสภาพเนื่องมาจากปัญหาความล้าในสะพานโครงสร้างเหล็กสามารถ แบ่งออกเป็นวิธีการหลัก ๆ ได้ 2 วิธี คือ 1) การติดตั้งอุปกรณ์วัดหน่วยแรง (Strain Gage) บนชิ้นส่วนต่าง ๆ ของสะพาน ที่ต้องการประเมินในภาคสนาม 2) การวิเคราะห์หาค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นโดยอาศัยแบบจำลองทางโครงสร้างที่สร้างขึ้น โดยปกติหน่วยแรงที่ได้จากการทดสอบในภาคสนามในวิธีการแรกจะมีค่าใกล้เคียงกับสภาพการรับแรงจริงของโครงสร้างและให้ผลในการประเมินการเสื่อมสภาพที่ถูกต้องแม่นยำกว่าการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองทางโครงสร้างในวิธีการที่สอง แต่อย่างไรก็ดี เนื่องจากการทดสอบในภาคสนามต้องอาศัยงบประมาณเป็นจำนวนมาก ในการติดตั้งอุปกรณ์เครื่องมือ จึงทำให้วิธีการนี้ไม่เหมาะสมในการนำไปใช้งาน เมื่อจำนวนสะพานที่ต้องการประเมินมีเป็นจำนวนมาก อย่างเช่นสะพานของการรถไฟแห่งประเทศไทย

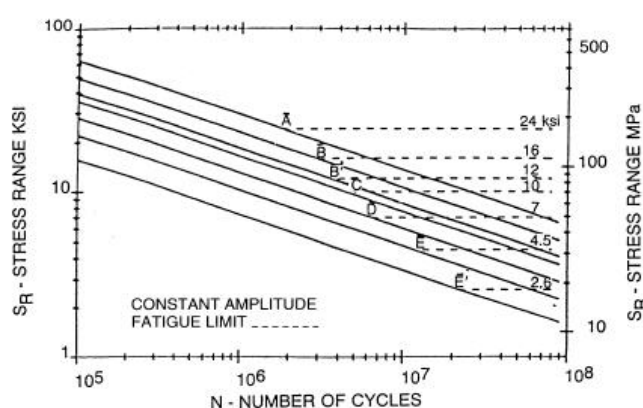
ในส่วนของวิธีการที่สองซึ่งเป็นการหาค่าหน่วยแรงจากการวิเคราะห์โครงสร้างสามารถกระทำได้สะดวกรวดเร็วกว่าวิธีการแรก แต่ความถูกต้องแม่นยำของการประเมินความเสื่อมสภาพจะขึ้นอยู่กับตัวแปรหลายตัวคือ (1) แบบจำลองของกลุ่มน้ำหนักที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง (2) จำนวนรอบของการสั่นไหว เนื่องจากการผ่านของขบวนรถไฟแต่ละขบวน (Number of Cycles per Passage) (3) ขนาดของแรงกระแทกที่เกิดขึ้น (Impact Factor) และ (4) ความเหมาะสมของแบบจำลองสะพานเอง ในส่วนของแบบจำลองของกลุ่มน้ำหนักที่ใช้ควรที่จะสามารถเป็นตัวแทนของรถไฟหลาย ๆ ประเภทที่ก่อให้เกิดหน่วยแรงจริงในสะพาน ซึ่งอาจมีลักษณะที่แตกต่างจากกลุ่ม

แรงที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้าง โดยส่วนมากน้ำหนักของรถไฟที่ใช้ในการออกแบบมักพิจารณาจากน้ำหนักสูงสุด ที่คาดว่าจะเกิดขึ้น ตลอดอายุการใช้งานของสะพาน ดังนั้น เมื่อนำกลุ่มแรงที่ใช้ในการออกแบบมาประเมินการเสื่อมสภาพของโครงสร้าง จะทำให้ได้ค่าอายุการใช้งานปลอดภัยที่คงเหลือของสะพานสั้นกว่าความเป็นจริงมาก ดังนั้น จะเห็นได้ว่าความถูกต้องในการประเมินความเสื่อมของโครงสร้าง จะขึ้นอยู่กับความเหมาะสมของแบบจำลองกลุ่มน้ำหนักของรถไฟที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง

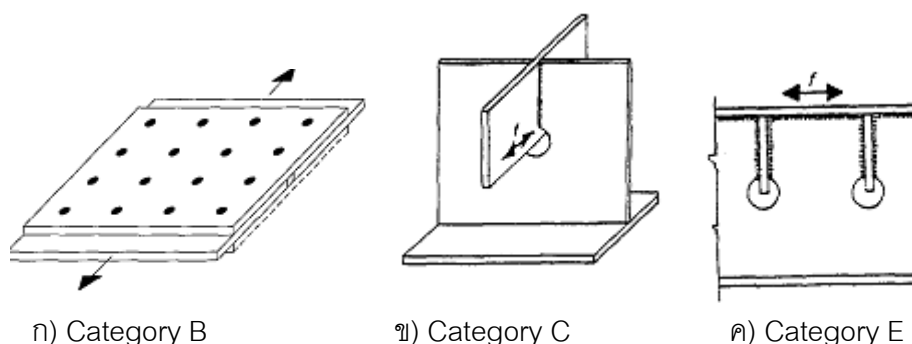
2.2.1 กำลังในการรับแรงกระทำซ้ำซ้อนของโครงสร้างเหล็ก

ในการประเมินกำลังในการรับน้ำหนักกระทำซ้ำซ้อนของโครงสร้างเหล็กสามารถวิเคราะห์ได้โดยใช้ 2 วิธีการหลัก คือ 1) วิธี Linear Elastic Fracture Mechanics (LEFM) และ 2) วิธี Stress Life Approach วิธี LEFM วิเคราะห์กำลังการรับน้ำหนักกระทำซ้ำซ้อนของโครงสร้างโดยอาศัยทฤษฎีอิลาสติก ในขณะที่วิธี Stress Life Approach หากำลังรับแรงกระทำซ้ำซ้อนของโครงสร้างจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ซึ่งจะทำให้สามารถรวมผลของหน่วยแรงคงค้าง และความไม่สมบูรณ์ต่างๆ ของจุดต่อในการประเมินกำลังรับแรงได้

มาตรฐาน AREMA ได้กำหนดให้ใช้วิธีการ Stress Life Approach ในการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักกระทำซ้ำซ้อนของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็ก โดยแสดงอยู่ในรูปของกราฟ S-N Curve ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างช่วงหน่วยแรง (S_R) หรือค่าความแตกต่างระหว่างหน่วยแรงสูงสุดและหน่วยแรงต่ำสุด และจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำซ้อนที่โครงสร้างจะสามารถรับได้ (N) ดังแสดงในภาพที่ 2-6 โดยแบ่งกำลังด้านความล้าของโครงสร้างออกเป็นหลายประเภทตั้งแต่ A ถึง E' ตามลักษณะรายละเอียดของโครงสร้าง ประเภท A มีกำลังในการรับแรงกระทำซ้ำซ้อนสูงสุด ส่วนประเภท E' มีกำลังในการรับแรงกระทำซ้ำซ้อนต่ำสุด ภาพที่ 2-7 แสดงตัวอย่างลักษณะของจุดต่อแต่ละประเภท



ภาพที่ 2-6 S-N Curves ของมาตรฐาน AREMA



ภาพที่ 2-7 ตัวอย่างประเภทรายละเอียดความล้า (Fatigue Category Details) ของโครงสร้าง

ค่าความสัมพันธ์ระหว่างช่วงหน่วยแรงและจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำซ้อนสามารถแสดงในรูปของสมการได้ดังนี้

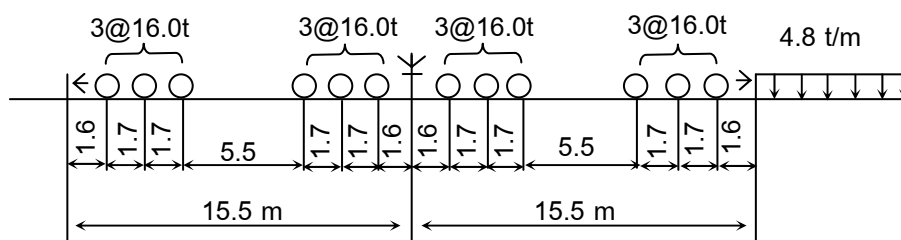
$$\text{Log}(N) = b - m\text{Log}(Sr) \quad (2-1)$$

เมื่อ b และ m คือค่าของจุดตัดแกนและความลาดชันของเส้นกราฟ S-N Curve สำหรับโครงสร้างเหล็กมาตรฐาน AREMA กำหนดค่าของความลาดชัน (m) โดยประมาณเท่ากับ 3 เพื่อความสะดวกในการใช้งาน

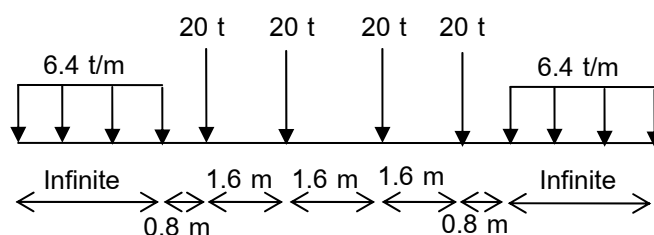
2.2.2 แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรของการรถไฟแห่งประเทศไทย

ปัจจุบันการรถไฟแห่งประเทศไทยกำหนดให้ใช้แบบจำลองน้ำหนักเพลามาตรฐาน DL – 16 และ U20 ดังแสดงในภาพที่ 2-8 ในการออกแบบและเสริมกำลังสะพาน แบบจำลองน้ำหนักเพลา DL-16 นี้ได้รับการอนุมัติให้ใช้โดยการรถไฟแห่งประเทศไทยตั้งแต่ปี พ.ศ. 2529 อย่างไรก็ตาม แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรดังกล่าวอาจไม่เหมาะสมที่นำมาใช้ในการประเมินสภาพของสะพาน เนื่องจากการพัฒนาทางเศรษฐกิจของประเทศในช่วงหลายทศวรรษที่ผ่านมา อาจส่งผลให้การกระจายน้ำหนักลงเพลาจริงที่ใช้ในปัจจุบันแตกต่างจากค่าที่ประมาณไว้ ดังนั้น การศึกษาการกระจายน้ำหนักลงเพลาจริงของรถไฟที่ใช้ในปัจจุบัน และการพัฒนาแบบจำลองกลุ่มน้ำหนักของรถไฟที่เหมาะสมในงานประเมินสภาพสะพานจึงเป็นสิ่งจำเป็นอย่างยิ่ง

สำหรับการประเมินการเสื่อมสภาพเนื่องจากปัญหาความล้า สามารถใช้น้ำหนักบรรทุกที่เป็นตัวแทนของขบวนรถโดยสารและขบวนรถสินค้า ซึ่งใช้สัญลักษณ์ PASS14 และ FREIGHT15 ตามลำดับ โดยกำหนดให้น้ำหนักกดเพลาสูงสุดของรถโดยสารมีค่า 14 ตัน ในขณะที่น้ำหนักเพลาสูงสุดของขบวนรถสินค้ามีค่าเท่ากับ 15 ตัน ดังแสดงในภาพที่ 2-9

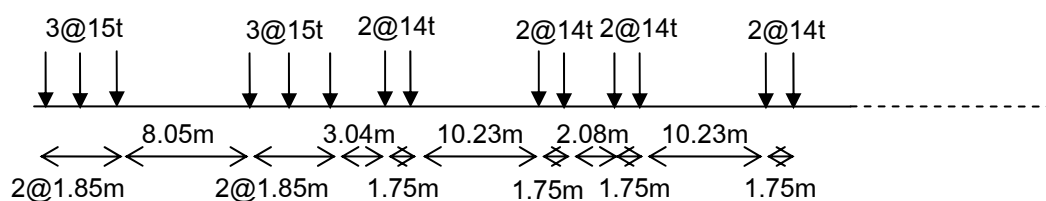


ก) น้ำหนักมาตรฐาน DL - 16

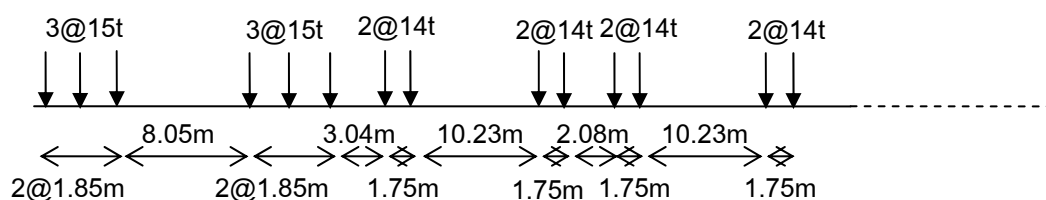


ข) น้ำหนักมาตรฐาน U20

ภาพที่ 2-8 แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกทุกจรสำหรับการออกแบบและประเมินกำลัง



ก) แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกทุกขบวนรถโดยสารขนาด 14 ตัน (PASS14)



ข) แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกทุกขบวนรถสินค้า 15 ตัน (FREIGHT15)

ภาพที่ 2-9 แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกทุกสำหรับการประเมินความล้า

2.2.3 จำนวนรอบของการสั่นไหว

การประเมินจำนวนรอบของการสั่นไหวสำหรับปัญหาความล้า จะใช้จำนวนรอบเทียบเท่าของการสั่นไหว หรือ Equivalent Number of Cycles per Passage ซึ่งเสนอโดย Schilling ในปี ค.ศ. 1984 ในการคำนวณ เนื่องจากการเคลื่อนผ่านของยานพาหนะที่ข้ามสะพานจะทำให้เกิดประวัติหน่วยแรงที่มีความซับซ้อน ซึ่งหากใช้วิธีการวิเคราะห์ด้วยวิธี Rainflow Cycle Count Method (ASTM E1049-85) จะสามารถแยกประวัติหน่วยแรงออกได้เป็นช่วงของหน่วยแรงหลัก (Primary Stress Range) และหน่วยแรงย่อย โดยหน่วยแรงหลักมีค่าเท่ากับความแตกต่างของหน่วยแรงสูงสุดและต่ำสุดของประวัติหน่วยแรง หากหลักการการรวมผลของความเสียหายของ Miner's Rule (1945) จะสามารถหาค่าจำนวนรอบของการสั่นไหวเทียบเท่าได้จากสมการที่ 2-2

$$N_e = 1 + \left(\sum_{i=1}^k \frac{S_{ri}}{S_{rp}} \right)^3 \quad (2-2)$$

เมื่อ N_e คือ จำนวนรอบเทียบเท่าของการสั่นไหว, S_{rp} คือ ช่วงหน่วยแรงย่อยหลัก (Primary Stress Range) และ S_{ri} คือ ช่วงหน่วยแรงย่อยอื่นๆ

หน่วยแรงย่อยหลักที่มีจำนวนรอบของการสั่นไหวเท่ากับจำนวนรอบเทียบเท่าจะให้ความเสียหายสะสมเท่ากับความเสียหายที่เกิดขึ้นจากประวัติหน่วยแรงที่มีความซับซ้อน จะเห็นได้ว่าการใช้หลักการของจำนวนรอบการสั่นไหวเทียบเท่าจะช่วยลดความซับซ้อนของการวิเคราะห์ปัญหาความเสียหายเนื่องจากความล้าได้ โดยอาศัยหลักการของจำนวนรอบของการสั่นไหวเทียบเท่าจะสามารถคำนวณความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างได้จากสมการที่ 2-3

$$D = \sum \frac{1}{N_i} = \frac{N_e S_{rp}^3}{10^b} \quad (2-3)$$

เมื่อ N_i คือ กำลังความต้านทานต่อความล้าที่สอดคล้องกับแต่ละช่วงหน่วยแรงในประวัติหน่วยแรง และ b คือ จุดตัดแกนในแผนภาพ S-N Curve

2.2.4 ค่าคูณเพิ่มทางพลวัต (Dynamic Amplification Factor)

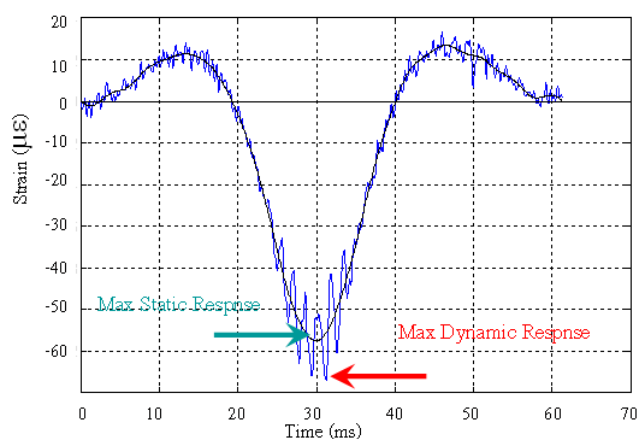
ค่าคูณเพิ่มทางพลวัตหรือค่า DAF เป็นค่าที่ใช้คูณเพื่อขยายผลการตอบสนองของพฤติกรรมทางสถิติศาสตร์ให้รวมผลจากการสั่นไหวของโครงสร้าง เนื่องจากแรงที่กระทำมีการเปลี่ยนแปลง

ขนาดและทิศทางตามเวลา อีกทั้งมีลักษณะเป็นแรงกระแทก ซึ่งเกิดจากการกระทำของแรงต่อโครงสร้าง โดยกำหนดให้ค่า DAF เป็นอัตราส่วนระหว่างความแตกต่างของการตอบสนองทางพลศาสตร์สูงสุด (R_{dyn}) และการตอบสนองทางสถิตศาสตร์สูงสุด (R_{sta}) ต่อ การตอบสนองทางสถิตศาสตร์สูงสุด ดังสมการที่ 2-4

$$DAF = \frac{R_{dyn} - R_{sta}}{R_{sta}} \times 100(\%) \quad (2-4)$$

เมื่อ R_{dyn} = การตอบสนองทางพลศาสตร์สูงสุดของสะพาน
 R_{sta} = การตอบสนองทางสถิตศาสตร์สูงสุดของสะพาน

ค่า R_{dyn} สามารถประเมินโดยใช้ข้อมูลที่บันทึกได้จากการตรวจวัดเชิงพลวัต ซึ่งจะเป็นผลตอบสนองทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง สำหรับกรณีที่ไม่สามารถทำการตรวจวัดแบบสถิตได้ จะสามารถวิเคราะห์หาพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างทางสถิตศาสตร์ โดยการนำข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดทางพลศาสตร์มาผ่านกระบวนการกรองสัญญาณต่ำ (Low - pass filter) เพื่อแยกส่วนของการตอบสนองทางสถิตศาสตร์แบบเทียบเท่า (Psuedo - static) ออกมาจากการตอบสนองทางพลศาสตร์ดังแสดงในภาพที่ 2-10 โดยการตอบสนองทางสถิตศาสตร์แบบเทียบเท่านี้จะเสมือนเป็นพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างที่ตำแหน่งที่ต้องการพิจารณาภายใต้ น้ำหนักกระทำเป็นแบบสถิต เมื่อน้ำหนักที่กระทำเคลื่อนที่ไปตามความยาวของช่วงสะพานโดยไม่มีผลจากการสั่นไหวของโครงสร้างเข้ามาเกี่ยวข้อง ค่า R_{sta} ที่ใช้ในการคำนวณในสมการข้างต้นจะเป็นค่าสูงสุดของการตอบสนองทางสถิตศาสตร์แบบเทียบเท่านี้



ภาพที่ 2-10 การตอบสนองเชิงพลวัตและสถิตสูงสุด

ขนาดของแรงกระแทกของรถไฟที่มีต่อโครงสร้างสะพานก็เป็นตัวแปรสำคัญในการประเมินสภาพของสะพาน มาตรฐานการออกแบบ และประเมินสภาพสะพานรถไฟของสหรัฐอเมริกาในปี ค.ศ. 2002 กำหนดให้ค่าคูณเพิ่มทางพลวัตขึ้นอยู่กับค่าขนาดความยาวของสะพานเพียงอย่างเดียว อย่างไรก็ตามจากผลการทดสอบภาคสนาม ของสะพานโครงสร้างเหล็กโดยนักวิจัยชาวอเมริกาพบว่า นอกจากช่วงความยาวของสะพานแล้ว ยังมีปัจจัยอื่น ๆ ที่มีผลต่อค่าขนาดของแรงกระแทกอีก อาทิเช่น ลักษณะเพลลาของรถไฟ ความเร็วของรถไฟ และตำแหน่งของชิ้นส่วนโครงสร้างในสะพาน เป็นต้น ดังนั้นการทดสอบสะพาน เพิ่มเติมเพื่อศึกษาขนาดของแรงกระแทก เนื่องจากรถไฟที่ใช้ในประเทศไทยต่อสะพานโครงสร้างเหล็ก จะช่วยให้เข้าใจถึงพฤติกรรมของสะพานรถไฟในประเทศไทยที่มีต่อปัญหาความล้าได้ดียิ่งขึ้น

สำหรับการออกแบบสะพานรถไฟนั้น ทางกรมรถไฟแห่งประเทศไทยจะใช้ค่า DAF ตามมาตรฐาน AREMA (2002) ซึ่งมีข้อกำหนดในการใช้ดังสมการที่ 2-5 และ 2-6 ดังนี้

$$DAF(\%) = RE + 40 - \frac{L^2}{48} \quad \text{เมื่อ } L \text{ น้อยกว่า } 24.4 \text{ ม.} \quad (2-5)$$

$$DAF(\%) = RE + 16 + \frac{180}{L - 9} \quad \text{เมื่อ } L \text{ มากกว่า } 24.4 \text{ ม.} \quad (2-6)$$

เมื่อ RE = ผลของความไม่สม่ำเสมอของรางรถไฟโดยทั่วไปคิดเป็น 10%
 L = ความยาวช่วงของสะพานวัดจากศูนย์กลางฐานรองรับถึงศูนย์กลางฐานรองรับ (ม.) หรือความยาวชิ้นส่วนโครงสร้างจากฐานรองรับหนึ่งไปอีกฐานรองรับหนึ่ง, ม.

ค่า DAF สำหรับการออกแบบโครงสร้างสะพานจะสามารถนำมาใช้ในการประเมินความล้าและกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพานได้ โดยต้องมีการปรับแก้ค่า DAF ในสมการที่ 2-5 และ 2-6 ตามขนาดช่วงสะพานและความเร็วของขบวนรถไฟ สำหรับการประเมินความล้าของโครงสร้างสะพาน มาตรฐาน AREMA (2002) กำหนดให้ใช้ค่า DAF เฉลี่ย (Mean DAF) โดยมีค่าเท่ากับค่า DAF ของมาตรฐานการออกแบบคูณกับค่าปรับแก้ ดังแสดงในตารางที่ 2-1

ตารางที่ 2-1 ค่าปรับแก้สำหรับการประเมินความล้าของโครงสร้างสะพาน

ความเร็วของขบวนรถไฟ (กม./ชม.)	ค่าปรับแก้
≤ 96.54	$1.00 - \frac{0.80}{2500} (60 - 0.62S)^2 \geq 0.20$
> 96.54	1.00

สำหรับการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้าง มาตรฐาน AREMA (2002) กำหนดให้ใช้ค่า DAF มีค่าเท่ากับค่า DAF ของมาตรฐานการออกแบบคูณด้วยค่าปรับแก้ ซึ่งมีขนาดขึ้นอยู่กับความเร็วของขบวนรถไฟ (S) ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2-2 ค่าปรับแก้สำหรับการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้าง

ความยาวสะพาน, ม.	ค่าปรับแก้
≤ 9.15	1.00
> 9.15	0.65

2.3 แบบจำลองโครงสร้างสะพาน

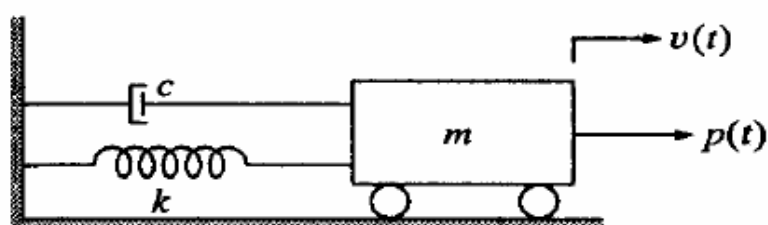
การตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานรถไฟภายใต้น้ำหนักกระทำแบบเคลื่อนที่ของขบวนรถไฟเป็นปัญหาที่ต้องพิจารณาในขั้นตอนออกแบบและบำรุงรักษา ดังนั้นจึงได้มีงานวิจัยที่พยายามศึกษาถึงความความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำของรถไฟกับโครงสร้างสะพานสืบเนื่องมาแล้วกว่า 100 ปี อย่างไรก็ตามในช่วง 10 ปีที่ผ่านมา ได้มีการคิดค้นแบบจำลองที่มีความซับซ้อนของล้อรถไฟที่เคลื่อนที่ผ่านสะพาน (Xia H, 2000) ซึ่งผลศึกษาดังกล่าวทำให้ทราบถึงความสัมพันธ์ระหว่างการตอบสนองทางพลศาสตร์ในแนวตั้งและแนวราบของสะพานกับการเคลื่อนที่ของรถไฟที่ข้ามผ่านสะพานและพบว่าการศึกษาการตอบสนองของสะพานต่อการเคลื่อนที่ของล้อรถไฟนั้นมีความซับซ้อนและต้องใช้สมการทางคณิตศาสตร์เป็นจำนวนมาก ซึ่งวิธี Finite element เป็นวิธีการหนึ่งที่สามารถนำมาใช้ในการวิเคราะห์ปัญหา โดยอาศัยโปรแกรมสำเร็จรูปช่วยในการคำนวณ

แบบจำลองที่ง่ายที่สุดของการศึกษาเกี่ยวกับพลศาสตร์โครงสร้างแสดงในภาพที่ 2-11 โดยระบบจะประกอบด้วยมวล (Mass, m) ค่าคุณสมบัติของความยืดหยุ่น (Stiffness, k) และตัวดูดซับพลังงาน (Damper, c) โดยที่มวลนั้นวางบนล้อเลื่อนที่ปราศจากความฝืดระหว่างล้อกับพื้น

ผิวสัมผัส ดังนั้น มวลจึงสามารถเคลื่อนที่ได้เฉพาะในแนวราบ ระบบนี้ถูกเรียกว่า Single-degree-of-freedom (SDOF) หากการเคลื่อนที่ของระบบนี้ไม่มีแรงภายนอกมากระทำและไม่มี ความหน่วง จะเรียกว่าเป็นการเคลื่อนที่แบบอิสระ (Free vibration) ซึ่งมีสมการของการเคลื่อนที่ เมื่อ y คือค่าการตอบสนองของโครงสร้างดังแสดงในสมการที่ 2-7

$$m\ddot{y} + ky = 0 \quad (2-7)$$

โดยค่าความถี่เชิงมุม (ω_0) ของการเคลื่อนที่จะมีค่าเท่ากับ $\sqrt{\frac{k}{m}}$



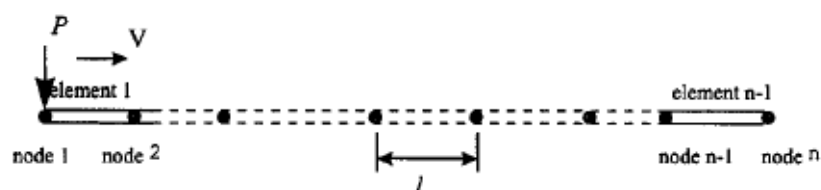
ภาพที่ 2-11 Single Degree of Freedom System (SDOF)

สำหรับกรณีที่ระบบถูกกระทำจากแรงภายนอก $p(t)$ สมการการเคลื่อนที่ที่สามารถเขียนได้ดังสมการที่ 2-8

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = p(t) \quad (2-8)$$

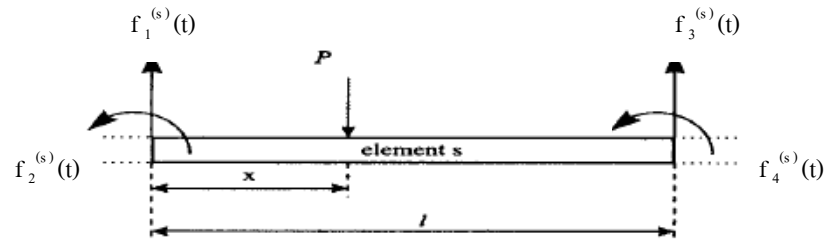
2.3.1 หลักการจำลองการเคลื่อนที่แบบ One-Force Model

หลักการจำลองการเคลื่อนที่ของแรงกระทำแบบ One-Force Model จะสมมติให้แรงที่เกิดจากโบกเกอร์ไฟ 1 โบกี้ มีค่าเท่ากับแรงหนึ่งแรงเคลื่อนที่จาก Node 1 ไปยัง Node n ด้วยความเร็วคงที่ V ดังภาพที่ 2-12



ภาพที่ 2-12 คานที่มีแรงแบบเคลื่อนที่ P เคลื่อนที่ด้วยความเร็วคงที่ V

ถ้าหากพิจารณาเพียง 1 Element พบว่าแรงที่เกิดขึ้นใน Element ภายใต้แรงเคลื่อนที่ P สามารถเขียนได้ดังภาพที่ 2-13



ภาพที่ 2-13 แรงที่เกิดขึ้นใน Element

เมื่อ $f_1^{(s)}(t)$ และ $f_3^{(s)}(t)$ คือแรงที่เกิดขึ้นในแนวดิ่งที่แต่ละปลายของ Element ส่วน $f_2^{(s)}(t)$ และ $f_4^{(s)}(t)$ คือโมเมนต์ที่เกิดขึ้นที่แต่ละปลายของ Element ซึ่ง Wu (2000) ได้เสนอว่าไม่ต้องนำค่าโมเมนต์ที่จุดปลายของแต่ละ Element มาพิจารณาในการคำนวณหาแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับความยาวของ Element ดังนั้นสำหรับ Element ที่มีความยาว (l) จะสามารถหาค่าของแรงได้จากสมการที่ 2-9 และ 2-10

$$f_1^{(s)}(t) = P\left(1 - \frac{x}{l}\right) \quad (2-9)$$

$$f_3^{(s)}(t) = P\left(\frac{x}{l}\right) \quad (2-10)$$

สำหรับเวลาที่ใช้ในการเคลื่อนแรงจาก Node 1 ไปยัง Node i สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2-11

$$t_i = \frac{(i-1)\Delta x}{v}, \quad i = 1, 2, 3, \dots, n \quad (2-11)$$

เมื่อ Δx คือความยาวของแต่ละ Element, $(x_i - x_{i-1})$, t_i คือเวลาที่แรงใช้ในการเคลื่อนที่จาก Node 1 ไปหา Node i และ v คือความเร็ว

2.3.2 หลักการจำลองการเคลื่อนที่แบบ Multi-Force Model

สำหรับการจำลองการเคลื่อนที่ของแรงในกรณีที่มีแรงมากกว่า 1 แรง ซึ่งเป็นลักษณะของการเคลื่อนที่ของโบกัรไฟฟ้าที่มีจำนวนล้อย่อยไปตามชนิดของขบวนการ ซึ่งจะส่งผลให้มีจำนวนของแรงกระทำแบบเคลื่อนที่เท่ากับจำนวนล้อย่อย ในกรณีนี้แรงทั้งหมดจะไม่ได้กระทำที่โครงสร้างพร้อมกัน แต่จะกระทำไปตามลำดับของแรงที่มาก่อนหลัง ตัวอย่างเช่นสมมติให้แรงที่ 1 กระทำที่ Node 1 เมื่อเวลา $t=0$ และแรงที่ 2 จะเคลื่อนที่มากระทำที่ Node 1 เมื่อเวลาผ่านไป t_2 หรือที่เรียกว่า Time delay ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2-12

$$t_2 = \frac{s_2}{V} \quad (2-12)$$

เมื่อ V คือความเร็วของแรง และ s_2 คือระยะห่างระหว่างแรงที่ 1 และแรงที่ 2 สำหรับกรณีของแรงที่ 3 ไปจนถึงแรงที่ n ก็สามารถคำนวณหา Time delay ได้จากการพิจารณาระยะห่างระหว่างแรงที่พิจารณากับแรงที่ 1

2.3.3 ทฤษฎีและหลักการของกลศาสตร์โครงสร้าง

สมการพื้นฐานทางกลศาสตร์ของโครงสร้างประกอบด้วย สมการสภาวะสมดุล สมการความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง และความเครียดของวัสดุ และสมการความต่อเนื่องของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและสภาพขอบเขต สมการพื้นฐานดังกล่าวมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1) สมการสภาวะสมดุล (Equilibrium equation)

โครงสร้างโดยรวมและแต่ละ Element จะต้องอยู่ภายใต้สภาวะสมดุลระหว่างแรงกระทำจากภายนอกและภายใน ซึ่งผลรวมของแรงจากภายนอกจะมีค่าเท่ากับผลรวมของแรงภายในของ Element ณ จุดต่อ (Node) ทั้งหมดของระบบโครงสร้างนั้น โดยมีเงื่อนไขว่าสมการสภาวะสมดุลสำหรับชิ้นส่วนนั้นจะต้องสอดคล้องกับสมการความต่อเนื่องของจุดต่อนั้นด้วย สำหรับที่จุดต่อภายในโครงสร้าง 3 มิติ จะต้องเป็นไปตามเงื่อนไขของสมการความสมดุลทั้ง 6 สมการ ดังสมการที่ 2-13

$$\begin{aligned} \sum F_x &= 0, \sum F_y = 0, \sum F_z = 0 \\ \sum M_x &= 0, \sum M_y = 0, \sum M_z = 0 \end{aligned} \quad (2-13)$$

2) ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของวัสดุ (Stress-strain relationship)

ในทางปฏิบัติสมการความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดจะถูกสมมติให้เป็นความสัมพันธ์เชิงเส้น (Linear stress-strain relationship) ในช่วงความยืดหยุ่น (Elastic) ของวัสดุ โดยความสัมพันธ์เชิงเส้นนี้สามารถเรียกอีกอย่างหนึ่งว่า กฎของฮุก (Hook's Law) ประกอบกับวัสดุจะถูกสมมติให้เป็นแบบ Isotropic นั่นคือวัสดุจะมีคุณสมบัติทางกลศาสตร์เหมือนกัน โดยไม่ขึ้นอยู่กับทิศทาง เนื่องจากมีความซับซ้อนน้อย ทำให้การคำนวณและแก้สมการเป็นไปได้สะดวกและง่าย

จากความสัมพันธ์เชิงเส้นของหน่วยแรงกับความเครียด และวัสดุเป็นแบบ Isotropic คุณสมบัติเชิงกลของวัสดุจะใช้ทำการวิเคราะห์ 2 ค่า คือ ค่าโมดูลัสของการยืดหยุ่น (Modulus of elasticity, E) และค่าอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio, ν) สมการความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดในชิ้นส่วนของวัสดุแบบ 3 มิติ สามารถเขียนได้ดังสมการที่ 2-14 ดังนี้

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_1 \\ \gamma_2 \\ \gamma_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{1}{E} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{21} \\ \tau_{31} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} \quad (2-14)$$

ค่าโมดูลัสแรงเฉือน (Shear modulus, G) หาได้จากความสัมพันธ์ของค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (E) และค่าอัตราส่วนปัวซอง (ν) ตามสมการที่ 2-15

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2-15)$$

สำหรับ Isotropic material แล้วมีเพียงค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (E) และค่าอัตราส่วนปัวซอง (ν) ที่ต้องมีการกำหนด ถ้าไม่ได้มีการกำหนดค่ามาให้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ส่วนใหญ่จะใช้สมการนี้ในการคำนวณค่า Shear modulus

3) ความต่อเนื่องของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและเงื่อนไขขอบเขต (Compatibility and Boundary conditions)

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

ในการกำหนดเงื่อนไขขอบเขตจะต้องกำหนดให้สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงตามที่ได้สำรวจพบ เช่น ฐานรองรับแบบหมุนได้แต่เคลื่อนที่ไม่ได้ (Hinge) ฐานรองรับแบบเคลื่อนที่ได้เฉพาะแนวอน (Roller) ฐานรองรับที่ไม่อนุญาตให้มีการหมุนและเคลื่อนที่ (Fixed) และฐานรองรับแบบสปริง (Spring) เป็นต้น อย่างไรก็ตามสภาพของฐานรองรับอาจมีพฤติกรรมกึ่งๆ ระหว่างฐานรองรับที่ได้กล่าวมาทั้ง 3 ดังนั้นจะต้องใช้วิจารณญาณในการเลือกแบบที่เหมาะสมและใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด

2.3.4 การวิเคราะห์ด้วย Finite Element

หลักการของวิธี Finite element ทำได้โดยการแบ่งโครงสร้างจริงให้มีขนาดเล็กหลายๆ ชิ้นส่วน โดยชิ้นส่วนเล็กแต่ละชิ้นเรียกว่า Element ในแต่ละ Element กำหนดโดยสมการพื้นฐานทางกลศาสตร์โครงสร้าง ประกอบด้วย สมการสภาวะสมดุล สมการความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของวัสดุ และสมการความต่อเนื่องของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและสภาพขอบเขต จากนั้นสมการของชิ้นส่วนทุกตัวจะถูกนำมาประกอบกันเป็นระบบสมการของโครงสร้างโดยรวม และทำการกำหนดสภาพขอบเขตของปัญหาหลังจากนั้นทำการแก้ระบบสมการ เพื่อหาคำตอบด้วยกระบวนการเชิงตัวเลข การวิเคราะห์ประกอบด้วยขั้นตอนต่างๆ ตามลำดับดังต่อไปนี้

1) การเลือกใช้ชนิด Element

การเลือกใช้ชนิดของชิ้นส่วนหรือเรียกว่า Element นั้นจะต้องเลือกชนิดของชิ้นส่วนให้เหมาะสมกับลักษณะของโครงสร้างจริงที่ทำการวิเคราะห์ โดยที่ชนิดของชิ้นส่วนจะต้องมีพฤติกรรมที่ใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริงมากที่สุด เช่น อาจจะใช้เอลิเมนต์ 1 มิติ (Beam element หรือ Frame element) แทน Girder ของสะพาน เป็นต้น ตลอดจนจะต้องคำนึงถึงการ

กระทำของน้ำหนัก รวมทั้งความละเอียดที่ผู้วิเคราะห์ต้องการคือ อาจจะใช้เอลิเมนต์ 2 มิติ เช่น เป็นชนิด Plate หรือ Shell element เป็นต้น

2) การแบ่งโครงสร้างสะพานเป็นชิ้นส่วนย่อย

การแบ่งโครงสร้างสะพานจริงให้ออกเป็นหลายๆ ชิ้นส่วนย่อย โดยแต่ละชิ้นส่วนจะต้องติดกับชิ้นส่วนข้างเคียงกับจุดขอบของชิ้นส่วนซึ่งเรียกว่า จุดต่อ (Node) และจะต้องคำนึงถึงรูปร่างลักษณะของโครงสร้างเดิมให้มากที่สุดกล่าวคือ แบบจำลองทาง Finite Element จะต้องเหมือนหรือสอดคล้องกับโครงสร้างเดิมมากที่สุด เช่น บริเวณที่มีส่วนเว้า ส่วนโค้ง หรือมีรู หรือบริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างอย่างฉับพลันก็จำเป็นต้องแทนด้วยชิ้นส่วนขนาดเล็กเพียงพอที่จะให้การวิเคราะห์นั้นถูกต้องแม่นยำ ส่วนบริเวณที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงมากนัก ก็อาจแทนด้วยชิ้นส่วนที่มีขนาดใหญ่ขึ้น แต่ถ้าแบบจำลองมีจำนวนชิ้นส่วนมากเกินไปก็จะทำให้เวลาในการคำนวณสูง และอาจไม่สามารถทำงานได้ถ้าคอมพิวเตอร์มีข้อจำกัดในเรื่องหน่วยความจำ และการนำเสนอข้อมูล

3) การเลือกฟังก์ชันการขจัด

การเลือกจะต้องเลือกใช้ฟังก์ชันการขจัด (Displacement function) ภายในชิ้นส่วนให้สอดคล้องกับจำนวนจุดต่อของชิ้นส่วนหรือสอดคล้องกับระดับความเสรี (Degree of freedom) ของชิ้นส่วน ฟังก์ชันการขจัดที่นิยมใช้คือ พอลิโนเมียลฟังก์ชัน ซึ่งอาจจะเป็นพอลิโนเมียลกำลังหนึ่ง กำลังสอง หรือกำลังสาม ส่วนฟังก์ชันที่เป็นอนุกรมทางเรขาคณิตก็สามารถเลือกใช้ได้แต่ไม่เป็นที่นิยม ทั้งนี้เพราะฟังก์ชันพอลิโนเมียลให้ความสะดวกมากกว่า ในกรณีของปัญหาเอลิเมนต์ 1 มิติ ฟังก์ชันการขจัดที่จุดต่อจะเขียนอยู่ในเทอมของพิกัดของระนาบ เช่นระนาบ x-y เป็นต้น ฟังก์ชันการขจัดที่จะเลือกใช้จะต้องทำให้ผลเฉลยมีความต่อเนื่องทั้งภายในชิ้นส่วน และแบบจำลองของระบบรวม

4) การกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับการขจัดและหน่วยแรงกับความเครียด

การหาสมการทาง Finite Element ของแต่ละชิ้นส่วน จำเป็นต้องอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับการขจัด และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดในกรณีของปัญหามิติเดียว การยืดหดตัวของชิ้นส่วน (u) ในทิศทางใดทิศทางหนึ่งเช่น ทิศทาง x จะมีความสัมพันธ์กับความเครียด ϵ_x ในกรณีที่ ϵ_x มีค่าน้อย $\epsilon_x = du/dx$ และถ้าวัสดุอยู่ในช่วงยืดหยุ่น จากกฎของฮุก จะสามารถแสดงความสัมพันธ์ของหน่วยแรงกับความเครียดได้ดังสมการที่ 2-16

$$\sigma_x = E\varepsilon_x \quad (2-16)$$

โดยที่ σ_x คือ หน่วยแรงในทิศทาง x และ E คือ โมดูลัสยืดหยุ่น

ผลเฉลยของการขจัด หน่วยแรง ความเครียด โดยวิธี Finite Element จะถูกต้องแม่นยำเพียงใด ย่อมขึ้นอยู่กับคุณสมบัติทางกลของวัสดุที่นำมาใช้ในการคำนวณและความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับการขจัด และหน่วยแรงกับความเครียดจะเป็นลักษณะเป็นสมการเชิงเส้นหรือไม่เป็นสมการเชิงเส้น

5) การหาสติฟเนสเมตริกและสมการของเอลิเมนต์

วิธีสมมูลโดยตรงนี้เป็นวิธีที่ง่ายที่สุด ซึ่งสามารถหา Stiffness matrix และสมการสมมูลของแรงในเทอมการกระจัดที่จุดต่อของ Element หรือเรียกว่าชิ้นส่วนได้ โดยเงื่อนไขการสมมูลของชิ้นส่วนส่วนมากจะใช้หา Stiffness matrix ของชิ้นส่วนมิติเดียวเช่น สปริง ท่อนโลหะ เพล้า และคาน เป็นต้น โดยอาศัยสมการสมมูลที่จุดต่อ เราจะได้สมการสมมูลของแรงในเทอมของสติฟเนสเมตริกของเอลิเมนต์ และการกระจัดที่จุดต่อของ Element สมการดังกล่าวสามารถเขียนในรูปของเมตริกดังสมการที่ 2-17

$$[f] = [k][d] \quad (2-17)$$

เมื่อ $[f]$ คือ เวกเตอร์ของแรงกระทำที่จุดต่อ, $[k]$ คือ สติฟเนสเมตริกของเอลิเมนต์ และ $[d]$ คือ จำนวนการกระจัดที่จุดต่อที่ยังไม่ทราบค่า

6) การกำหนดน้ำหนักบรรทุก

น้ำหนักบรรทุกคงที่คือน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อสะพานอยู่ตลอดอายุการใช้งานเช่น น้ำหนักตัวโครงสร้างเอง หรืออาจจะเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม เช่น หินร่องราง ไม้หมอน เป็นต้น สำหรับน้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำกับโครงสร้างสะพานหลักคือน้ำหนักของขบวนรถไฟโดยสาร ขบวนรถไฟดีเซลราง และขบวนรถไฟบรรทุกสินค้า

7) การหาสมการรวมของระบบและการกำหนดเงื่อนไขขอบเขต

สมการรวมของระบบโครงสร้างหาได้จากการรวมสมการของแต่ละ Element ในขั้นตอนที่ 5 เข้าด้วยกันโดยวิธี Superposition method หรือ Direct stiffness method โดยอาศัยหลักการ

สมมูลของแรงที่จุดต่อของชิ้นส่วนและความต่อเนื่องของโครงสร้าง สมการรวมของระบบโครงสร้างที่ได้รับสามารถเขียนอยู่ในรูปของเมตริกได้ดังสมการที่ 2-18

$$\{F\} = [K]\{d\} \quad (2-18)$$

เมื่อ $\{F\}$ คือ เวกเตอร์รวมของแรงที่จุดต่อ, $[K]$ คือ สติฟเนสเมตริกของระบบโครงสร้าง และ $\{d\}$ คือ เวกเตอร์รวมของการกระจัดที่อาจจะทราบค่าบางค่า และบางตัวอาจไม่ทราบค่า

เนื่องจาก $[K]$ เป็น Singular matrix ซึ่งมี Determinant เป็นศูนย์จึงไม่สามารถหาค่า $\{d\}$ โดยตรงได้ จึงต้องมีเงื่อนไขขอบ (Boundary condition) หรือเงื่อนไขบังคับ (Constraints) ที่เหมาะสมกับลักษณะของจุดรองรับจริง และไม่เกิดการเคลื่อนที่ในลักษณะ Rigid body motion ซึ่งจะทำให้ $[K]$ ไม่เป็น Singular matrix และสามารถหาค่าการกระจัดที่แต่ละจุดต่อที่ต้องการได้

8) การวิเคราะห์การตอบสนองของระบบโครงสร้างสะพาน

8.1) การวิเคราะห์แบบสถิต

หลังจากกำหนดเงื่อนไขขอบเขต หรือเงื่อนไขบังคับดังสมการที่ 2-18 แล้วจะสามารถหาการกระจัด $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$ ได้โดยการแก้สมการพีชคณิตพร้อมๆ กันคือการหาการกระจัด $\{d\}$ อาจจะใช้ Gauss's elimination method หรือ Iteration method หรืออาจหาจากการคูณด้วย $[K]^{-1}$ ตลอดโดย $[K]$ จะต้องไม่เป็น Singular matrix

ค่าสติฟเนสเมตริกสามารถหาได้จากการกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียด และคุณสมบัติของพื้นที่หน้าตัด ในแต่ละกรณีของการบรรทุกน้ำหนัก (Load case) โดยโปรแกรมสำเร็จรูป จะทำการสร้าง Load vector (r) และแก้สมการหาการขจัดสถิต (Static displacement, u) โดยอัตโนมัติ

8.2) การวิเคราะห์แบบพลวัต

ในส่วนการวิเคราะห์แบบพลวัต (Dynamic analysis) จะทำการวิเคราะห์แบบ Eigenvalue โดยที่การวิเคราะห์ Eigenvalue จะใช้ในกระบวนการปรับแก้แบบจำลองให้มีคุณสมบัติทางพลศาสตร์ทางด้านความถี่ของโครงสร้างสะพานให้ใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้จริงระหว่าง การทดสอบกับผลการวิเคราะห์ คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้างเช่น ค่าความถี่พื้นฐานธรรมชาติ และโหมดการสั่นไหว (Mode shapes) โดยอิสระแบบ Undamped สามารถหาได้จากสมการการวิเคราะห์ Eigenvalue ดังสมการที่ 2-19

$$[K - \omega^2 M]\phi = 0 \quad (2-19)$$

เมื่อ M คือ Diagonal mass matrix, ω^2 คือ Diagonal matrix of eigenvalue, และ ϕ คือ Matrix of corresponding eigenvalue (Mode shape)

Eigenvalue คือค่า Circular Frequency (ω) ของ Mode นั้นยกกำลังสอง ส่วนค่า Cycle Frequency (f) และ Period (T) ของ Mode นั้นจะสัมพันธ์กับ ω คือ $T = 1/f$ และ $f = \omega/2\pi$ แต่ ละคู่ของ Eigenvalue – Eigenvector เป็นโหมดการสั่นไหวธรรมชาติ (Natural vibration mode of structure) โดยที่โหมดต่างๆ ถูกบ่งชี้โดยหมายเลข 1 ถึง n ตามลำดับ

9) การหาค่าความเครียดและหน่วยแรง

การวิเคราะห์โครงสร้างนอกจากต้องการทราบการกระจัดแล้วยังต้องการทราบค่าของความเครียด หน่วยแรง หรือค่าของโมเมนต์และแรงเฉือน ค่าต่างๆเหล่านี้สามารถคำนวณหาได้ โดยใช้ความรู้พื้นฐานทางกลศาสตร์ เช่น ถ้าทราบค่าการกระจัด u ก็สามารถหาความเครียดจาก $\epsilon = du/dx$ และหาค่าหน่วยแรงจาก $\sigma = E \epsilon$ เป็นต้น

2.3.5 การวิเคราะห์การเชื่อมต่อของโครงสร้างสะพาน

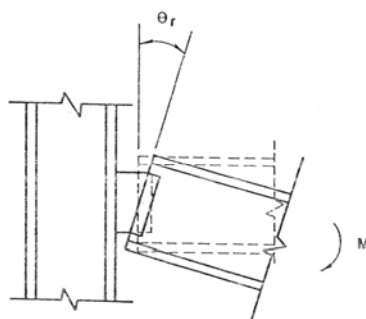
เนื่องจากโครงสร้างสะพานมีชิ้นส่วนที่เชื่อมต่อกันคือคานรองหมอนรถไฟ (Stringer) กับ คานขวาง (Floor beam) โดยทั่วไปในการออกแบบมักจะไม่ได้คิดถึงการเชื่อมต่อว่าเป็นรูปแบบใด ส่วนใหญ่จะออกแบบเป็นคานอย่างง่าย ซึ่งพฤติกรรมที่เกิดขึ้นบริเวณจุดเชื่อมต่ออาจจะไม่ใช่ เช่นนั้นก็ได้นั้นการตรวจสอบว่าเป็นการเชื่อมต่อรูปแบบไหน จะนำไปเปรียบเทียบกับ การเชื่อมต่อของโครงสร้างสะพานได้

The Allowable stress design (AISC, 1989) ได้ให้รูปแบบของการเชื่อมต่อของโครงสร้าง เป็น 3 ประเภทคือ

- 1) Rigid connection การเชื่อมต่อชนิดนี้จะสมมติว่าการเชื่อมต่อติดเป็นโครงสร้างเดียวกันระหว่างชิ้นส่วนแต่ละชิ้น โดยสมมติว่าอยู่ในช่วงพฤติกรรมการยืดหยุ่นของโครงสร้าง
- 2) Shear connection การเชื่อมต่อชนิดนี้จะสมมติว่ามีการถ่ายแรงเฉพาะแรงเฉือนเท่านั้นโดยปราศจากโมเมนต์เมื่อโครงสร้างมีแรงมากระทำ โดยการเชื่อมต่อนี้จะไม่เกิดหน่วยแรงยึดรั้ง (Restraint) เกิดขึ้น

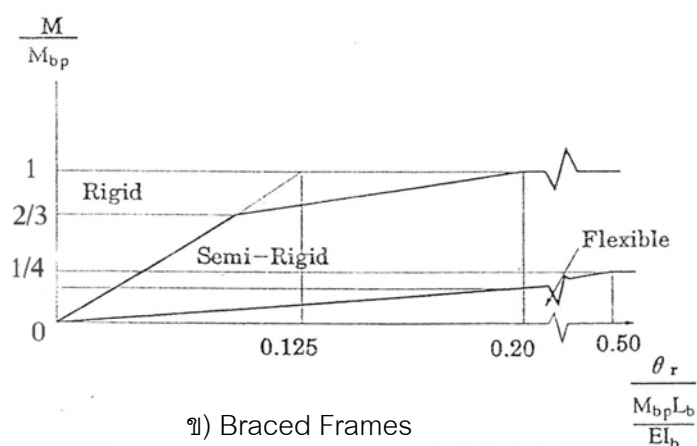
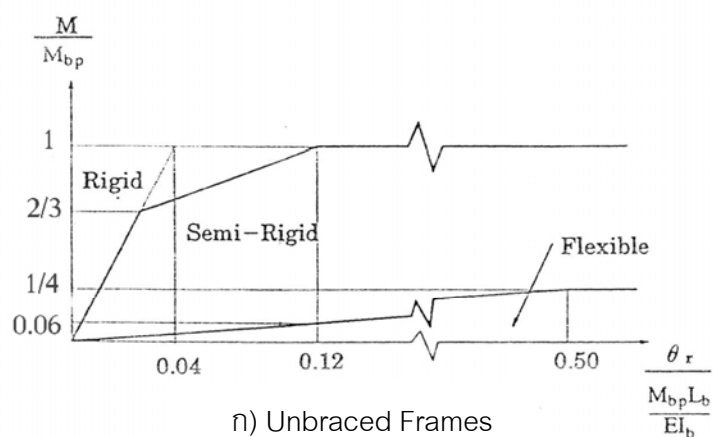
3) Semi-Rigid connection การเชื่อมต่อชนิดนี้สามารถถ่ายแรงเฉือนและยังสามารถถ่ายเทโมเมนต์ได้บางส่วน

การเชื่อมต่อโครงสร้างโดยทั่วไปนั้น จะมีแรงตามแนวแกน (Axial force) แรงเฉือน (Shear force) โมเมนต์ดัด (Bending moment) และโมเมนต์บิด (Torsion) ซึ่งในระนาบเดียวกันแรงตามแนวแกนและแรงเฉือนจะมีผลกระทบต่อโครงสร้างน้อยเมื่อเทียบกับโมเมนต์ดัด ดังนั้นจะมีผลกระทบของโมเมนต์กับมุมหมุนของจุดเชื่อมต่อเท่านั้นที่จะต้องพิจารณา เมื่อจุดเชื่อมต่อหมุนด้วยมุม θ_r เมื่อมีโมเมนต์ M กระทำ ค่าของมุมจะมีความสัมพันธ์กับการหมุนระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้างที่จุดเชื่อมต่อ ดังแสดงในภาพที่ 2-14



ภาพที่ 2-14 ความสัมพันธ์กับการหมุนระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้างที่จุดเชื่อมต่อ (AISC, 1989)

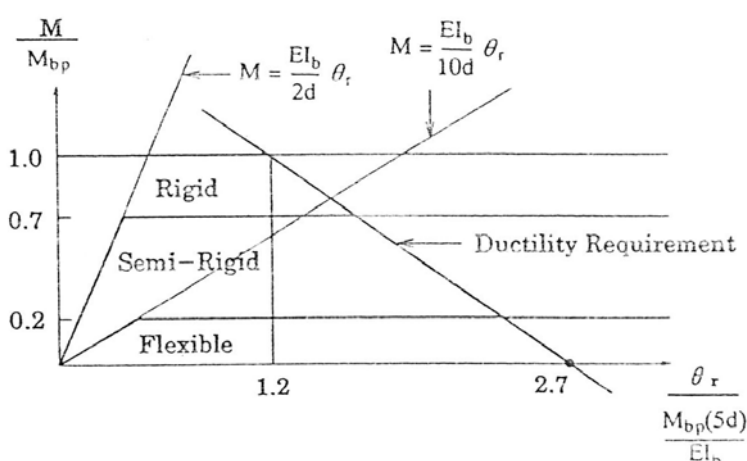
Eurocode (Cen, 1992) และ Bjorhovde (1990) ได้นำเสนอการจัดประเภทของการเชื่อมต่อดังแสดงในภาพที่ 2-15 และ 2-16 เมื่อ EI_b คือ Bending rigidity ของคานที่ต่อเชื่อม, L_b คือความยาวคาน และ M_{bp} คือ กำลังรับโมเมนต์ (Moment capacity) ของคานที่ต่อเชื่อม โดยในการจัดประเภทของ Bjorhovde จะเป็นค่าโดยประมาณเนื่องจากไม่ได้พิจารณาพฤติกรรมทั้งหมดของโครงข้อแข็ง ซึ่งของ Eurocode จะพิจารณาพฤติกรรมทั้งหมดแต่ต้องการรายละเอียดด้านกำลังของโครงข้อแข็งในระบบโครงสร้างมาก อีกทั้งไม่ได้พิจารณาค่า Ductility ของการเชื่อมต่อ แต่อย่างไรก็ตาม Eurocode ก็ได้ยอมรับการจัดประเภทวิธีการประมาณโดย Bjorhovde



ภาพที่ 2-15 การจัดประเภทของการเชื่อมต่อตามระบบ Eurocode (Cen, 1992)

หมายเหตุ EI_b = Bending rigidity of connected beam L_b = Beam length

M_{bp} = Moment capacity of connected beam



EI_b = Bending rigidity of connected beam d = Beam depth

M_{bp} = Moment capacity of connected beam

ภาพที่ 2-16 การจัดประเภทของการเชื่อมต่อตาม Bjorhovde (Bjorhovde, 1990)

Goto, Miyashita and Chen (1994) ได้ทำการทดสอบและใช้วิธีการวิเคราะห์แบบ Elastic-plastic finite displacement พบว่าขอบเขตการจัดประเภททั้ง Eurocode และ Bjorhovde ใช้ได้ แต่อาจจะต้องตรวจสอบการกระทำของน้ำหนักบรรทุกเพื่อพิจารณาความสามารถในการรับน้ำหนักของจุดเชื่อมต่อนั้น

สำหรับการหาดีกรีความต่อเนื่อง (Degree of continuity, α) ของการเชื่อมต่อของคานารองหมอนรถไฟ (Stringer) กับคานขวาง (Floor Beam) จากการตรวจวัด Mohammad Al-Emrani (2005) นำเสนอให้คำนวณจากสมการที่ 2-20

$$\alpha = \frac{M_p}{M_f} \quad (2-20)$$

เมื่อ M_p คือ โมเมนต์ที่เกิดขึ้นเป็นบางส่วน (Partially moment) ที่ได้จากการตรวจวัด และ M_f คือ โมเมนต์ที่เกิดขึ้นทั้งหมด (Fully moment) ที่ได้จากการวิเคราะห์ ซึ่งเมื่อดูจากดีกรีความต่อเนื่อง ก็จะสามารถพิจารณารูปแบบของการเชื่อมต่อของโครงสร้างสะพานโดยพิจารณาจากแกน Y ของการจัดประเภทของ Bjorhovde ได้

บทที่ 3 น้ำหนักบรรทุกและพฤติกรรมการล้าของโครงสร้างสะพานรถไฟ

การศึกษาวิจัยได้เก็บรวบรวมข้อมูลน้ำหนักบรรทุกของขบวนรถไฟที่วิ่งอยู่ในระบบการขนส่งทางรางของประเทศไทย โดยอาศัยข้อมูลน้ำหนักเพลานี้ได้จากเครื่องชั่งน้ำหนักระบบ Weigh-In-Motion ซึ่งสามารถตรวจวัดขนาดน้ำหนักเพลานี้ได้ในขณะที่ขบวนรถไฟเคลื่อนที่ผ่านเครื่องชั่ง จากข้อมูลน้ำหนักเพลานี้สามารถนำไปเปรียบเทียบกับแบบจำลองน้ำหนักจรที่ใช้ในการประเมินปัญหาความล้าในปัจจุบัน และใช้ในการพัฒนาแบบจำลองสำหรับการประมาณค่าหน่วยแรงในโครงสร้างสะพานและการวิเคราะห์ปัญหาด้านความล้าได้ นอกจากนี้ ในการศึกษาได้ทำการทดสอบพฤติกรรมทางโครงสร้างของสะพานรถไฟประเภทแม่แคร่เหล็กแผ่นขึ้นจำนวน 2 สะพานด้วยการทดสอบในภาคสนาม เพื่อนำผลการทดสอบที่ได้ไปใช้เป็นข้อมูลในการสร้างแบบจำลองทางโครงสร้างของสะพานรถไฟที่เหมาะสมต่อไป

3.1 ข้อมูลน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากเครื่อง Weigh-In-Motion

การศึกษาวิจัยได้รวบรวมข้อมูลน้ำหนักเพลาลักษณะการจัดเรียงเพลานี้ของขบวนรถไฟที่ใช้ในประเทศไทย โดยอาศัยเครื่องชั่งน้ำหนักรถไฟแบบพกพา (Portable Train Weighing System) ผลิตโดยบริษัท WEIGHWELL ของประเทศอังกฤษ เครื่องมือดังกล่าวสามารถตรวจชั่งน้ำหนักเพลานี้ได้ในขณะที่ขบวนรถไฟเคลื่อนที่ผ่านเครื่องชั่งด้วยความเร็วน้อยกว่าหรือเท่ากับ 5 กิโลเมตรต่อชั่วโมง

ในการทดสอบได้ทำการรวบรวมน้ำหนักเพลานี้ที่บริเวณใกล้กับสถานีรถไฟดอนเมือง สถานีรถไฟนครปฐม และสถานีรถไฟฉะเชิงเทรา ซึ่งสถานีรถไฟเหล่านี้ตั้งอยู่บนเส้นทางขนส่งหลักในการเชื่อมต่อระหว่าง กรุงเทพฯ กับภาคเหนือ ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ภาคใต้ และภาคตะวันออกตามลำดับ ภาพที่ 3-1 แสดงการเก็บรวบรวมน้ำหนักเพลานี้ที่บริเวณสถานีรถไฟดอนเมือง



ภาพที่ 3-1 การเก็บข้อมูลน้ำหนักเพลานี้ของขบวนรถไฟที่สถานีรถไฟดอนเมือง

สำหรับการทดสอบแต่ละที่ได้ทำการรวบรวมข้อมูลน้ำหนักเพลลาของขบวนรถไฟทุกประเภท ในทั้งสองทิศทางการจราจรเป็นเวลาต่อเนื่อง 48 ชั่วโมง โดยได้ทำการตรวจซึ่งขบวนรถไฟจำนวนรวมทั้งสิ้น 372 ขบวน ในจำนวนนี้แบ่งเป็นขบวนรถไฟฟ่งโดยสาร ขบวนรถไฟดีเซล เรลคาร์ และขบวนรถสินค้าจำนวน 175, 76 และ 121 ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 3-1

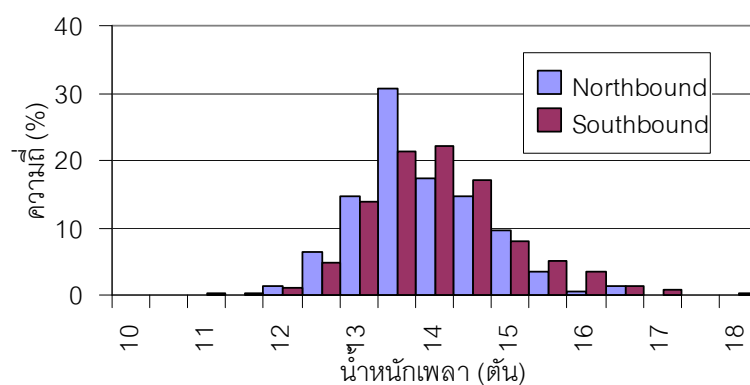
ตารางที่ 3-1 จำนวนของขบวนรถไฟที่ได้ตรวจซึ่งแบ่งตามประเภทขบวน

บริเวณทดสอบ	ทิศทางการจราจร	รถฟ่งโดยสาร	รถดีเซลเรลคาร์	รถฟ่งสินค้า	รวม
สถานีรถไฟดอนเมือง	ทิศเหนือ	54	24	14	92
	ทิศใต้	53	26	13	92
สถานีรถไฟนครปฐม	ทิศเหนือ	23	7	7	37
	ทิศใต้	29	10	7	46
สถานีรถไฟฉะเชิงเทรา	ทิศตะวันออก	9	5	38	52
	ทิศตะวันตก	7	4	42	53
รวม		175	76	121	372

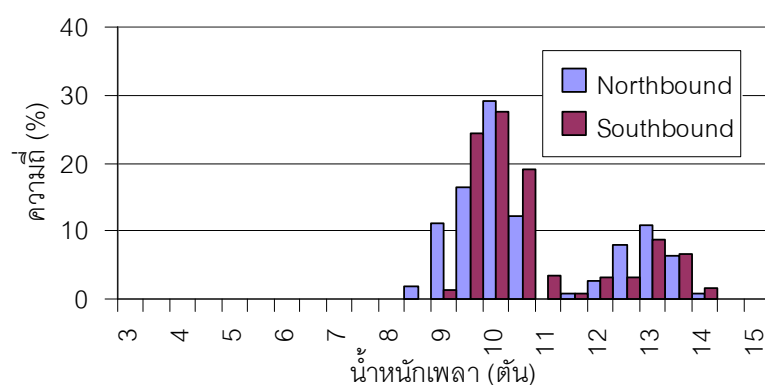
ขบวนรถส่วนใหญ่ที่ผ่านสถานีรถไฟดอนเมืองและสถานีรถไฟนครปฐมเป็นขบวน รถฟ่งโดยสาร แต่สำหรับสถานีรถไฟฉะเชิงเทรา ขบวนรถส่วนใหญ่จะเป็นขบวนรถไฟสินค้า ข้อมูลน้ำหนักเพลลาที่ได้จากการตรวจซึ่งในภาคสนาม ได้นำมาแสดงในรูปแบบของการกระจาย (Histogram) ในภาพที่ 3-2 ถึง 3-4 เพื่อให้ทราบถึงการกระจายน้ำหนักเพลลาของหัวรถจักร, Diesel Railcar, โบกี้โดยสาร และโบกี้สินค้า

ข้อมูลที่ได้แสดงให้เห็นว่าการกระจายน้ำหนักเพลลาในสองทิศทางการจราจรของหัวรถจักร จะมีค่าโดยประมาณอยู่ในช่วง 12-16 ตันทั้ง 3 จุดทดสอบ ในส่วนของการกระจายน้ำหนักเพลลาของโบกี้โดยสารและดีเซลเรลคาร์ของจุดทดสอบใกล้สถานีรถไฟดอนเมืองและสถานีรถไฟนครปฐมจะมีค่าใกล้เคียงกัน โดยจะมีค่าอยู่ในช่วง 6-12 ตันสำหรับโบกี้โดยสาร และ 7-14 ตันสำหรับดีเซลเรลคาร์ อย่างไรก็ตาม สำหรับการกระจายน้ำหนักเพลลาของโบกี้โดยสารและดีเซลเรลคาร์ที่จุดทดสอบใกล้สถานีรถไฟฉะเชิงเทราจะมีช่วงที่แคบกว่าค่าที่ได้จากสถานีทั้งสองในช่วงต้น ทั้งนี้เนื่องมาจากจำนวนของขบวนรถไฟโดยสารและดีเซลเรลคาร์ที่ได้ทำการตรวจซึ่งมีจำนวนไม่มากนักที่จุดทดสอบนี้

สำหรับลักษณะการกระจายของค่าน้ำหนักของโบกี้สินค้าจะอยู่ในช่วงที่กว้างกว่าแคร่หรือโบกี้ประเภทอื่น โดยมีค่าอยู่ในช่วง 3-16 ตัน ทั้งนี้ ขึ้นอยู่ว่ามีการบรรทุกหรือไม่ โดยพบว่าที่จุดทดสอบใกล้สถานีรถไฟดอนเมืองมีแนวโน้มที่จะมีการขนส่งเต็มพิกัดบรรทุกในทิศทางหนึ่ง ในส่วนอีกทิศทางหนึ่งจะเป็นเพียงแคร่หรือโบกี้เปล่า นอกจากนี้ ยังพบว่ามีโบกี้จำนวนหนึ่งที่มีน้ำหนักลงเพลามากกว่า 15 ตัน ซึ่งเป็นค่าน้ำหนักที่ยอมให้ใช้ได้ในปัจจุบัน สำหรับขบวนรถไฟที่มีการบรรทุกเกินอัตราพิกัดที่ยอมให้จะส่งผลต่อค่าความปลอดภัยของโครงสร้างในขณะใช้งานและอาจมีผลต่ออายุการใช้งานเมื่อพิจารณาถึงอัตราการเสื่อมสภาพเนื่องจากปัญหาความล้า

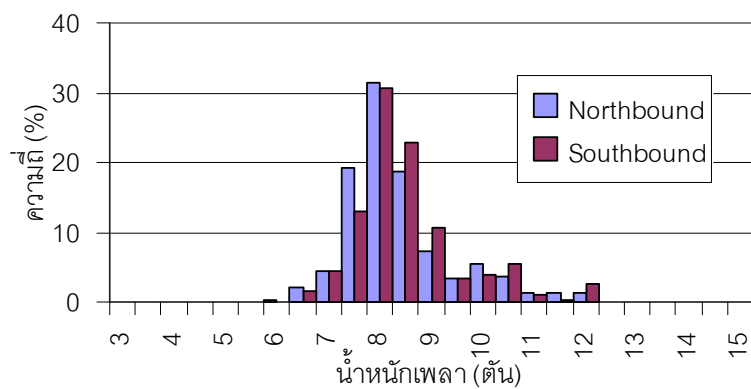


ก) หัวรถจักร

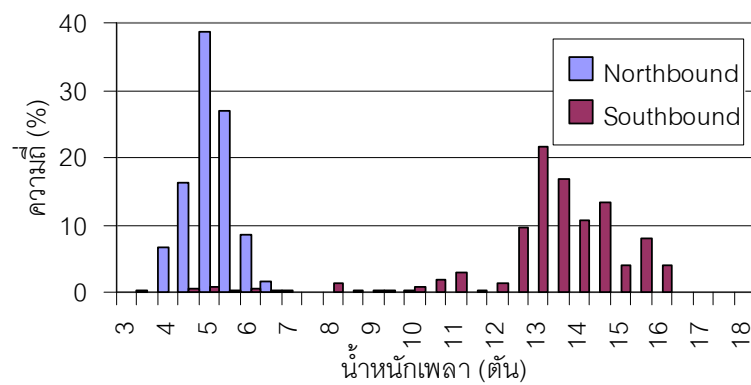


ข) รถดีเซลราง

ภาพที่ 3-2 การกระจายน้ำหนักเพลาของขบวนรถไฟบริเวณสถานีรถไฟดอนเมือง

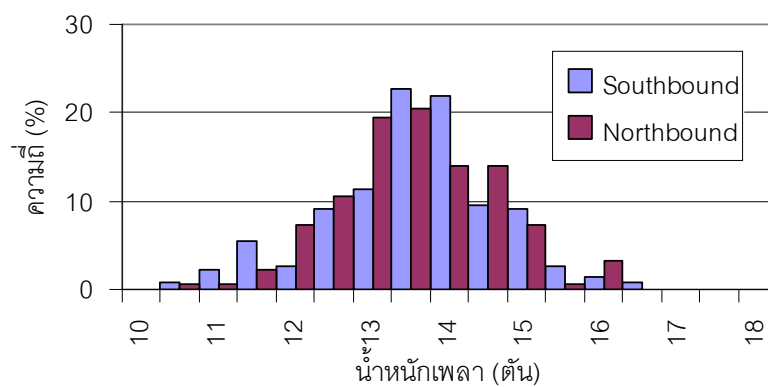


ค) โบกี้โดยสาร

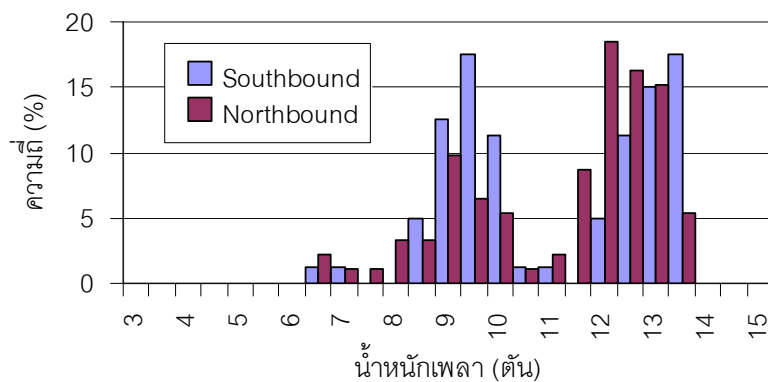


ง) โบกี้สินค้า

ภาพที่ 3-2 (ต่อ) การกระจายน้ำหนักรพลาของขบวนรถไฟบริเวณสถานีรถไฟดอนเมือง

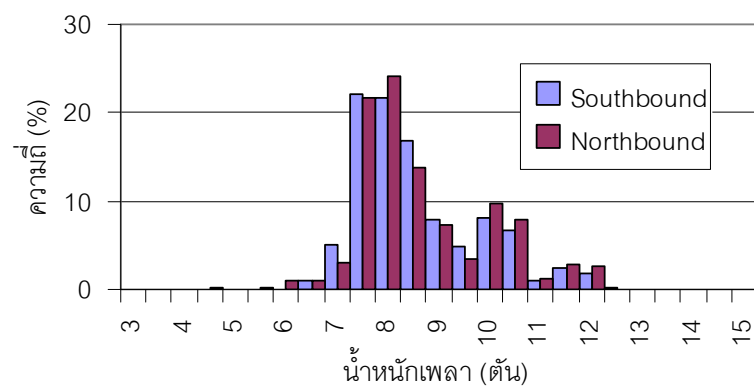


ก) หัวรถจักร

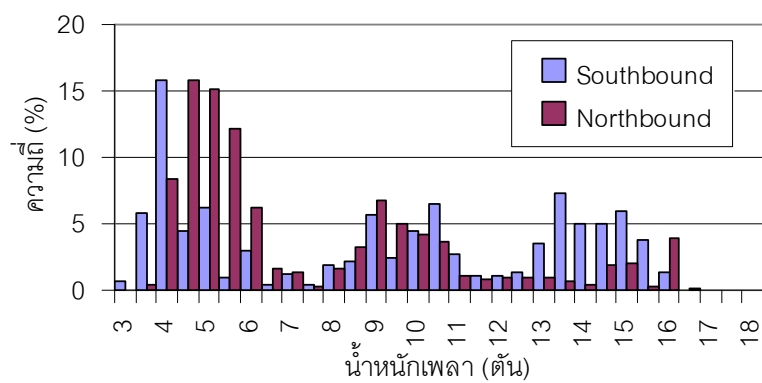


ข) รถดีเซลเรลคาร์

ภาพที่ 3-3 การกระจายน้ำหนักเพลลาของขบวนรถไฟบริเวณสถานีรถไฟนครปฐม

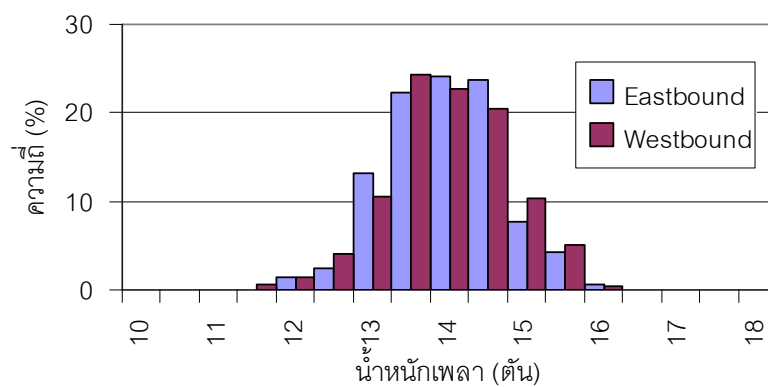


ค) โบกี้โดยสาร

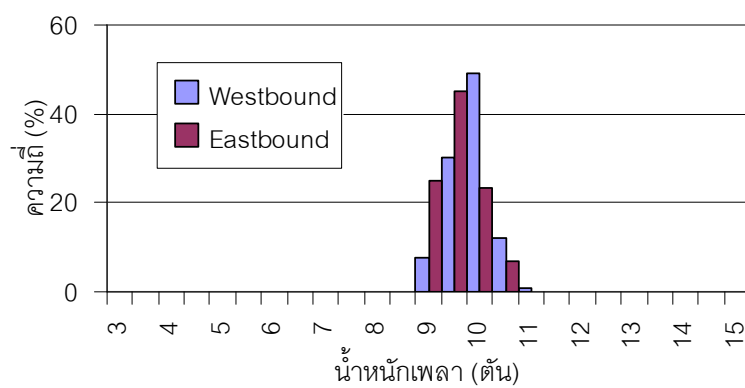


ง) โบกี้สินค้า

ภาพที่ 3-3 (ต่อ) การกระจายน้ำหนักเพลลาของขบวนรถไฟบริเวณสถานีรถไฟนครปฐม

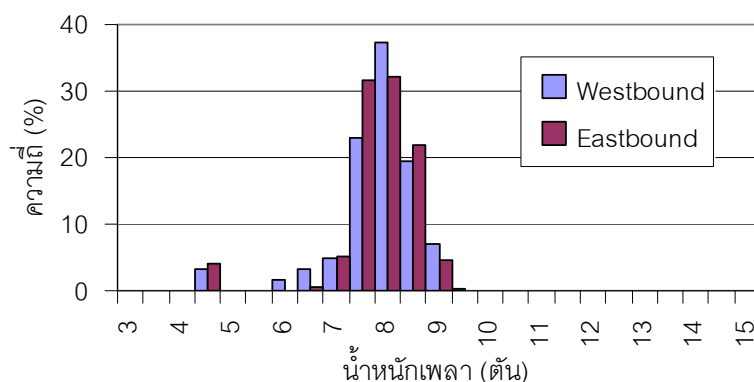


ก) หัวรถจักร

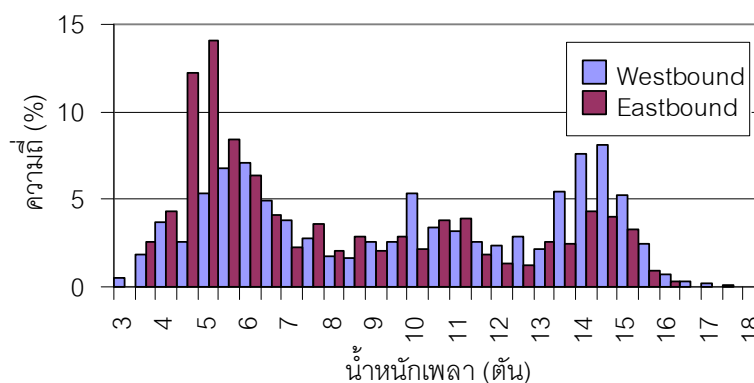


ข) รถดีเซลเรลคาร์

ภาพที่ 3-4 การกระจายน้ำหนักเพลาของขบวนรถไฟบริเวณสถานีรถไฟฉะเชิงเทรา



ค) โบกี้โดยสาร



ง) โบกี้สินค้า

ภาพที่ 3-4 (ต่อ) การกระจายน้ำหนักเพลลาของขบวนรถไฟบริเวณสถานีรถไฟฉะเชิงเทรา

3.2 การประเมินพฤติกรรมทางโครงสร้างด้วยการทดสอบในภาคสนาม

การดำเนินการทดสอบสะพานภายใต้สภาพการใช้งานจริงนั้นเป็นวิธีการที่ยอมรับกันว่าจะนำไปสู่ผลการประเมินพฤติกรรมของโครงสร้างที่ถูกต้องและใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด ดังนั้น การศึกษาวิจัยจึงได้ดำเนินการตรวจวัดพฤติกรรมทางโครงสร้างของสะพานรถไฟภายใต้สภาพการจราจรปกติเป็นระยะเวลาต่อเนื่อง 7 วัน โดยเลือกตัวอย่างสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กประเภทแม่แควร์เหล็กแผ่นขึ้นจำนวน 2 สะพาน เนื่องจากในปัจจุบันการรถไฟแห่งประเทศไทยมีสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กประเภทนี้อยู่เป็นจำนวนมาก

3.2.1 ลักษณะทั่วไปของโครงสร้างสะพาน

สะพานรถไฟที่ใช้ในการศึกษาเพื่อทำการตรวจวัดพฤติกรรมของโครงสร้าง และค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์นั้น มีลักษณะเป็นโครงสร้างสะพานเหล็กแบบแม่แควเหล็กแผ่นขึ้นจำนวน 2 สะพาน ซึ่งมีช่วงความยาวสะพานแตกต่างกัน สะพานรถไฟตัวแรกในภาพที่ 3-5 ตั้งอยู่ที่บริเวณใกล้กับสถานีรถไฟรังสิตสร้างขึ้นเมื่อปี พ.ศ.2471 มีความยาวสะพาน 10.08 ม. รองรับการจราจรขนส่งระหว่างกรุงเทพฯ กับภาคเหนือ และภาคตะวันออกเฉียงเหนือ โครงสร้างสะพานมีช่วงความยาวของคานรองรับหมอนรถไฟ 3 ช่วงความยาวที่เท่ากัน จากการประเมินด้วยสายตา พบว่าโครงสร้างสะพานยังมีสภาพอยู่ในเกณฑ์ค่อนข้างดี เนื่องจากการผูกกร่อนจากสนิมน้อย



ภาพที่ 3-5 สะพานรถไฟที่ทำการตรวจวัดที่ใกล้สถานีรถไฟรังสิต

สะพานรถไฟตัวที่สองในภาพที่ 3-6 ตั้งอยู่บริเวณใกล้กับสถานีรถไฟบางบำหรุ สร้างขึ้นเมื่อปี พ.ศ. 2466 มีความยาวสะพาน 19.98 ม. รองรับการจราจรขนส่งระหว่างกรุงเทพฯ กับภาคใต้ โครงสร้างสะพานมีช่วงความยาวของคานรองรับหมอนรถไฟ 6 ช่วงความยาวที่เท่ากัน จากการประเมินด้วยสายตา พบว่าโครงสร้างสะพานมีการเสื่อมสภาพเนื่องจากการผูกกร่อนและเป็นสนิมมากกว่าสะพานตัวแรก



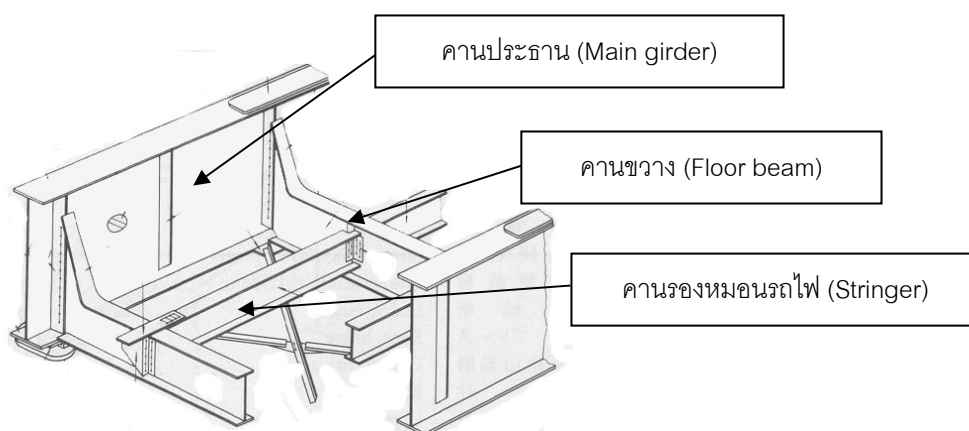
ภาพที่ 3-6 สะพานรถไฟที่ทำการตรวจวัดที่ใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

สะพานรถไฟแบบแม่แควเหล็กแผ่นขึ้นจะประกอบด้วยชิ้นส่วนโครงสร้างที่สำคัญดังแสดงในภาพที่ 3-7 ดังนี้

1) คานประธาน (Main girder) คือ คานที่ประกอบขึ้นเป็นหน้าตัดรูปตัวไอ มีปีกบน ปีกล่าง และเหล็กแผ่นเอวเป็นองค์ประกอบใช้วางพาตระหว่งตอม่อริมฝั่ง (Abutment) หรือตอม่อกลางน้ำ (Pier) คานประธานเป็นชิ้นส่วนโครงสร้างหลักของสะพานในการต้านทานน้ำหนักจากขบวนรถไฟ

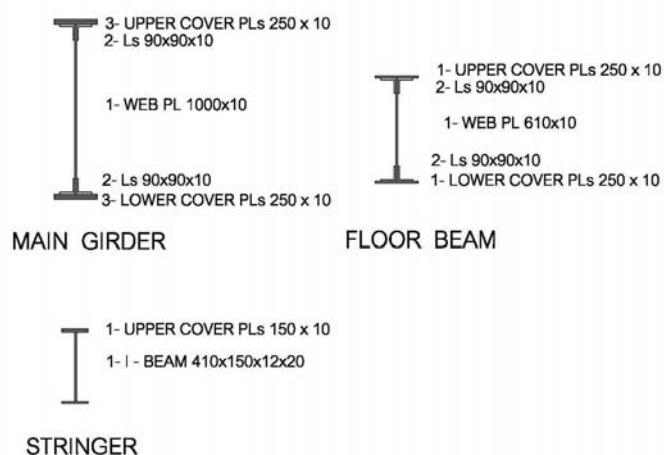
2) คานรองรับหมอนรถไฟ (Stringer) เป็นชิ้นส่วนโครงสร้างหนึ่งที่ประกอบขึ้นเป็นระบบพื้นของสะพาน เป็นคานรองรับไม้หมอนสะพาน ซึ่งรับน้ำหนักจากรถไฟโดยตรง และถ่ายน้ำหนักสู่คานขวาง

3) คานขวาง (Floor beam) เป็นชิ้นส่วนโครงสร้างหนึ่งที่ประกอบกันขึ้นเป็นระบบพื้น (Floor system) ของสะพานคานขวางมีหน้าที่รับน้ำหนักจากรถไฟที่ถ่ายมาจากคานรองรับหมอนรถไฟ (Stringer) โดยถ่ายน้ำหนักไปสู่คานประธาน (Main girder)

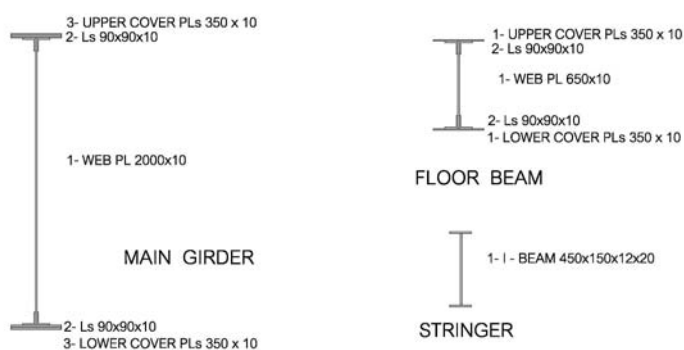


ภาพที่ 3-7 ลักษณะทางโครงสร้างของสะพานรถไฟแบบแม่แควเหล็กแผ่นขึ้น

สำหรับสะพานที่ศึกษาทั้ง 2 สะพานมีขนาดของหน้าตัดของแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้าง ดังแสดงในภาพที่ 3-8 และ 3-9



ภาพที่ 3-8 รายละเอียดของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต



ภาพที่ 3-9 รายละเอียดของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

3.2.2 ข้อมูลการจราจรเบื้องต้น

นอกเหนือไปจากลักษณะโครงสร้างของสะพานแล้ว ข้อมูลการจราจรก็เป็น สิ่งสำคัญ เพื่อที่จะได้ทราบว่า มีขบวนรถไฟแล่นผ่านสะพานวันละกี่ขบวน เพื่อความสะดวกในการติดตั้ง เครื่องมือและการเก็บข้อมูล จากการสำรวจการจราจรเบื้องต้นได้ข้อมูลจำนวนและสัดส่วนของ ประเภทขบวนรถดังแสดงในตารางที่ 3-2

ตารางที่ 3-2 รายละเอียดข้อมูลจราจรเบื้องต้น

สะพานรถไฟ	ปริมาณการจราจร (ขบวน/วัน)	%รถโดยสาร	% รถบรรทุก สินค้า	% รถดีเซลราง
1. ใกล้สถานีรังสิต	36	61%	22 %	17%
2. ใกล้สถานีบางบำหรุ	13	62%	15%	23%

3.2.3 เครื่องมือและอุปกรณ์ทดสอบ

ในการทดสอบได้อาศัยเครื่องมือและอุปกรณ์ในการตรวจวัดต่างๆ ดังแสดงในภาพที่ 3-10 ซึ่งมีรายละเอียดของอุปกรณ์ต่างๆ ดังนี้

1) Strain gage ใช้สำหรับวัดค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนต่างๆ ของโครงสร้างสะพาน มีความละเอียดในการตรวจวัด $1.0 \times 10^{-6} \text{ } \epsilon$ โดยอุปกรณ์ดังกล่าวนี้จะประกอบด้วยสายไฟที่มีความเรียบมากมาทำเป็นรูปแบบที่คล้ายกับตาราง และจะต้องทำให้ผลของความเครียดที่เกิดจากแรงเฉือนนั้นเกิดขึ้นน้อยที่สุด โดยที่ในการทำงานของอุปกรณ์ชิ้นนี้จะอาศัยหลักการของการเปลี่ยนแปลงค่าความต้านทานของสายไฟ ซึ่งเมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงของความต้านทานจะทำให้ความต่างศักย์มีการเปลี่ยนแปลง การทดสอบในภาคสนามจะสามารถหาค่าของความเครียดที่เกิดขึ้นในโครงสร้างได้จากขนาดการเปลี่ยนแปลงของค่าความต่างศักย์นี้

2) Accelerometer ใช้สำหรับวัดค่าความเร่งของการเคลื่อนที่ของชิ้นส่วนต่างๆ ของโครงสร้าง โดย Accelerometer ที่ใช้เป็นรุ่น Model ARF-50A SER No.DJ003105 ของบริษัท Tokyo Sokki Kenkyujo จำกัด มีขนาดวัดความเร่งสูงสุด $\pm 1\text{g}$ ความละเอียด 0.5 V/g สำหรับข้อมูลความเร่งที่ได้จะนำมาใช้ในการวิเคราะห์คุณสมบัติทางพลวัตที่สำคัญของโครงสร้างสะพาน 2 ชนิดคือ ความถี่ของโหมดการสั่นไหวและค่าอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้าง

3) Data logger เป็นอุปกรณ์ควบคุมการทำงานและแปลงสัญญาณอนาลอกเป็นดิจิตอล อุปกรณ์ชนิดนี้ประกอบด้วย ตัวควบคุมการทำงานของอุปกรณ์ตรวจวัด และตัวจ่ายกระแสไฟฟ้า Excitation ให้กับเครื่องมือตรวจวัดต่างๆ และวัดความต่างศักย์ Read out จากอุปกรณ์ดังกล่าว แปลงสัญญาณ Read out ซึ่งเป็นสัญญาณอนาลอกให้เป็นสัญญาณดิจิตอลตามความถี่ของ Sampling ที่ต้องการ ในการตรวจวัดโครงสร้างสะพานจะใช้ Data logger รุ่น SDA-810C Dynamic strain meter ของบริษัท Tokyo Sokki Kenkyujo จำกัด ความละเอียดสูงสุด $50,000 \text{ Hz}$ (สามารถเก็บข้อมูลได้ $50,000$ ข้อมูลใน 1 วินาที) และมีระบบ Low-pass filter ซึ่งจะทำหน้าที่ในการกรองสัญญาณที่มีความถี่สูงกว่าที่ต้องการออกไป โดยจะปล่อยให้ผ่านแต่สัญญาณที่มีความถี่ต่ำกว่าค่าที่ต้องการผ่านเท่านั้น



ก) Strain gage



ข) Accelerometer

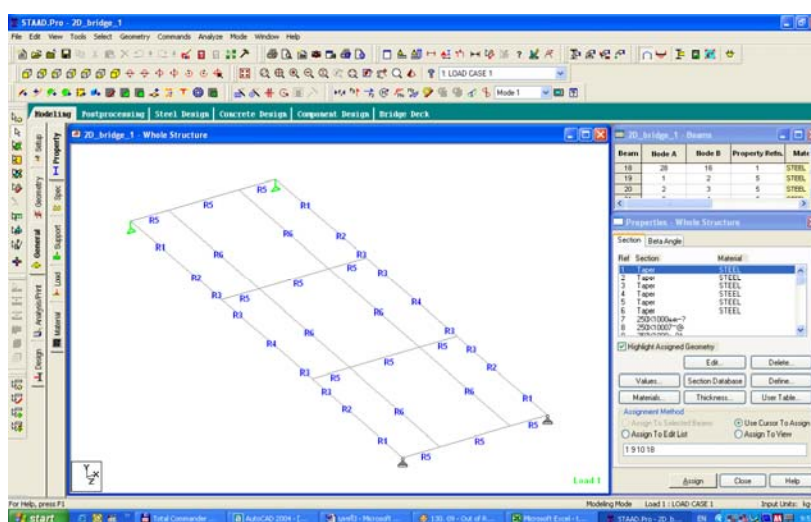


ค) Data logger

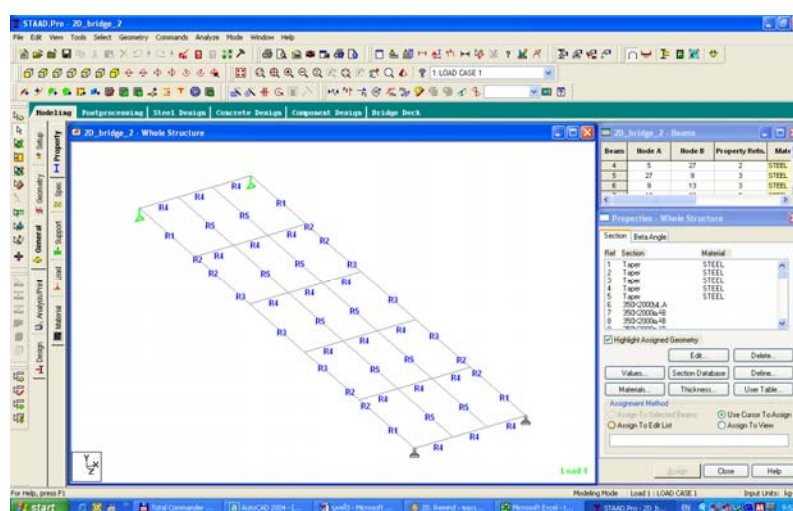
ภาพที่ 3-10 เครื่องมือและอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบสะพาน

3.2.4 การกำหนดตำแหน่งติดตั้งเครื่องมือทดสอบ

การตรวจวัดค่าความเครียดที่เกิดขึ้นจริงของสะพานในสภาพการจราจรปกติ จะเป็นข้อมูลหลักที่จะนำไปสู่การประเมินค่าคุณเพิ่มทางพลวัติ และพฤติกรรมของโครงสร้างสะพาน ดังนั้นจุดติดตั้งจึงมีความสำคัญอย่างยิ่ง รวมทั้งการบันทึกผลของข้อมูลจะต้องมีความเร็วในการเก็บข้อมูลเพียงพอกับพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างสะพาน ซึ่งในการเลือกตำแหน่งติดตั้งนั้นจะทำการตรวจสอบด้วยแบบจำลองคอมพิวเตอร์เบื้องต้นจากโปรแกรม STAAD PRO ดังแสดงในภาพที่ 3-11 และ 3-12



ภาพที่ 3-11 แบบจำลองเบื้องต้นของสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต



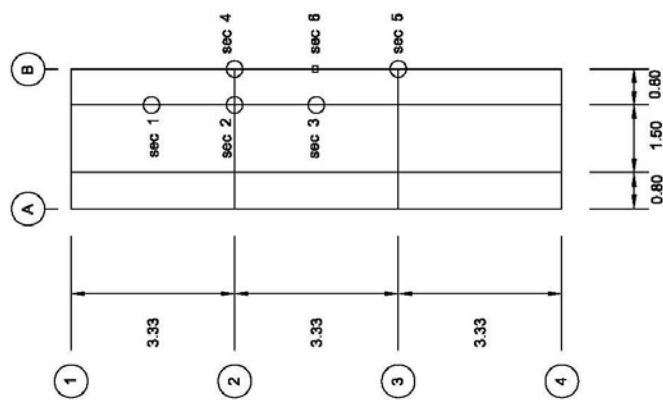
ภาพที่ 3-12 แบบจำลองเบื้องต้นของสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

เนื่องจากจำนวนช่องสัญญาณของเครื่องมือที่ทำการศึกษา มีจำนวนจำกัดจึงกำหนดตำแหน่งที่จะทำการติดตั้งเครื่องมือออกเป็น 4 กลุ่มด้วยกัน คือ

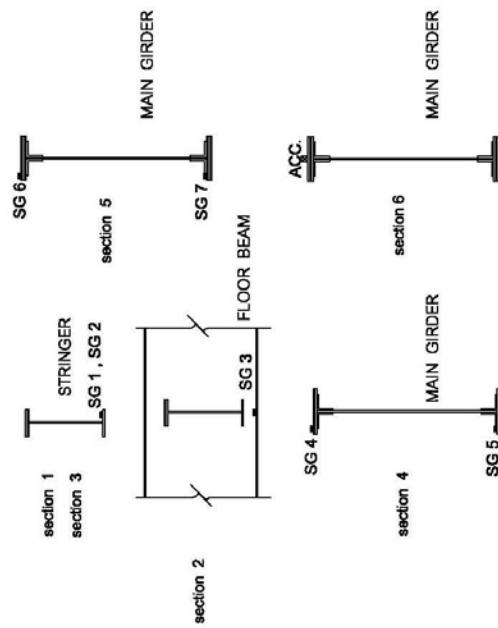
- 1) กลุ่มประเมินค่าคุณเพิ่มทางพลวัตของโครงสร้างสะพาน (DAF)
- 2) กลุ่มประเมินการถ่ายน้ำหนักของเพลารถไฟ (Wheel load distribution)
- 3) กลุ่มประเมินหน่วยแรงที่จุดต่อเชื่อม (Restraint)
- 4) กลุ่มประเมินความสมดุลของน้ำหนักเพลารถไฟ (Symmetry loading)

โดยในกลุ่มที่ 1 ใช้เพื่อตรวจวัดค่าคุณเพิ่มทางพลวัตของชิ้นส่วนโครงสร้างสำคัญของตัวสะพานเพื่อนำไปเปรียบเทียบกับมาตรฐานการออกแบบของ AREMA ว่ามีความแตกต่างกันเพียงใด และมีพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างสะพานเป็นอย่างไร โดยจะทำการติดตั้ง Strain gage จะติดไว้ที่ปีกล่าง (Bottom flange) และปีกบน (Top flange) ของคานประธาน คานรองรับหมอนรถไฟ และคานขวาง ในบริเวณช่วงความยาวแรก และบริเวณกึ่งกลางสะพาน เนื่องจากคาดว่าจะเกิดความเครียดดัด (Bending strain) มากที่สุด เพื่อให้ได้ผลการตอบสนองในแต่ละชิ้นส่วนที่สำคัญของโครงสร้างสะพาน สำหรับการติดตั้ง Accelerometer จะติดไว้บริเวณกึ่งกลางสะพาน เพื่อหาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน ส่วนในกลุ่ม 2, 3 และ 4 นั้น ใช้พิจารณาพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงของโครงสร้างสะพาน เพื่อนำไปใช้ประกอบกับการพัฒนาแบบจำลองคอมพิวเตอร์ให้มีสภาพใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด ภาพที่ 3-13 ถึง 3-17 แสดงตำแหน่งติดตั้งเครื่องมือของทั้งสองโครงสร้างสะพาน

DATA SETUP

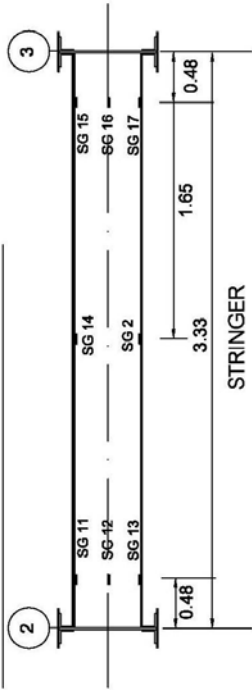


SET 1 DAF

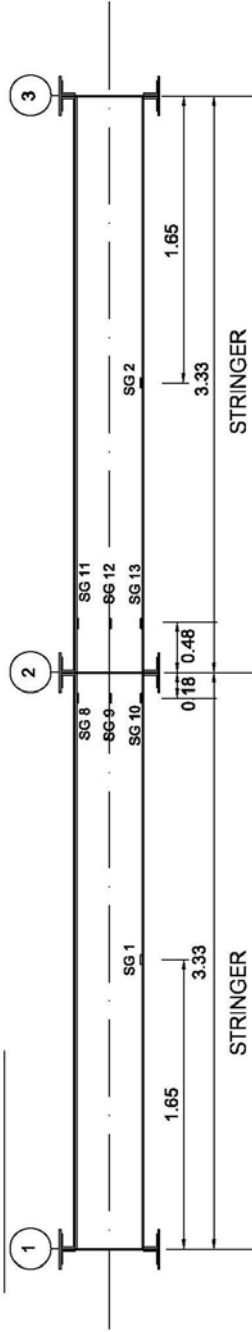


ภาพที่ 3-13 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือของสะพานในใกล้สถานีรถไฟ

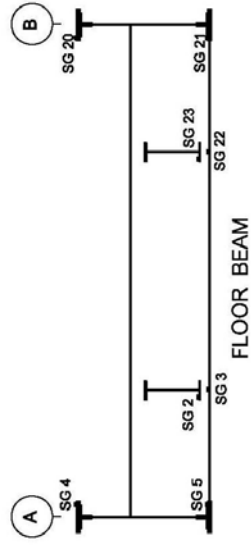
SET 2 WHEEL LOAD DISTRIBUTION



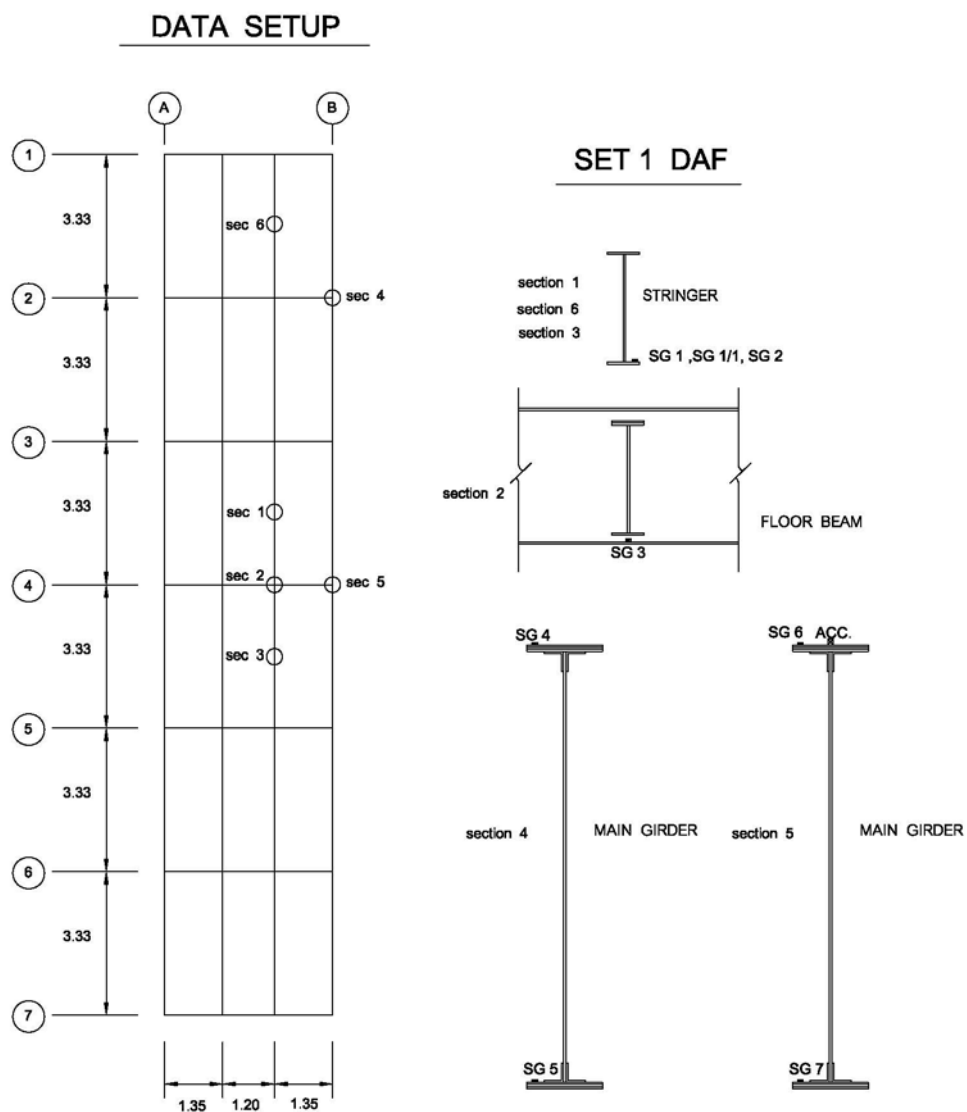
SET 3 RESTRAINED



SET 4 CHECK SYMMETRY LOADING

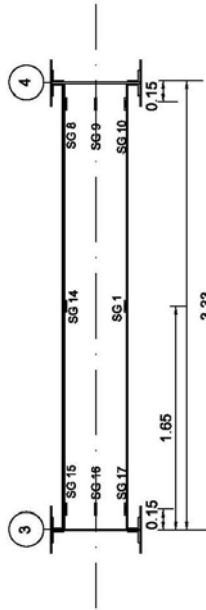


ภาพที่ 3-13 (ต่อ) ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือของสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต

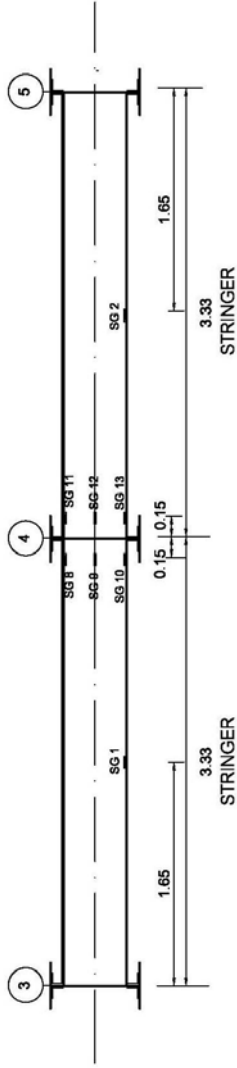


ภาพที่ 3-14 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือของสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

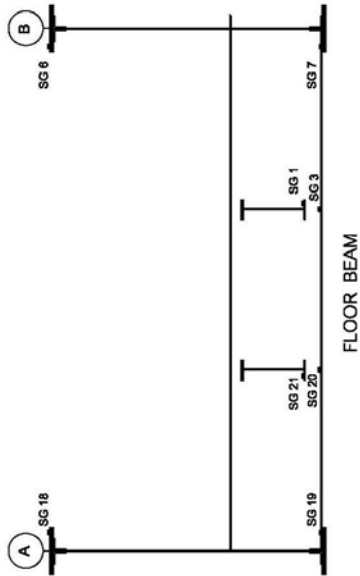
SET 2 WHEEL LOAD DISTRIBUTION



SET 3 RESTRAINED



SET 4 CHECK SYMMETRY LOADING



ภาพที่ 3-14 (ต่อ) ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือนำทางในการทดสอบ

การบันทึกข้อมูลจากอุปกรณ์การตรวจวัดการตอบสนองที่เกิดขึ้นของสะพานใช้ระบบดิจิทัล ซึ่งอุปกรณ์ดังกล่าวอาศัยการส่งงานจากคอมพิวเตอร์ โดยส่งผ่านข้อมูลจากสายเคเบิลมายัง Data logger และเก็บข้อมูลเข้าคอมพิวเตอร์อีกครั้งหนึ่ง ดังนั้นจะต้องมีตำแหน่งที่วางเครื่องมือและอุปกรณ์ต่างๆ ที่เหมาะสม ซึ่งจะกำหนดโดยอาศัยข้อมูลจากการสำรวจเบื้องต้น ดังแสดงในภาพที่ 3-15 และ 3-16



ภาพที่ 3-15 ตำแหน่งการจัดวางเครื่องมือของสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต



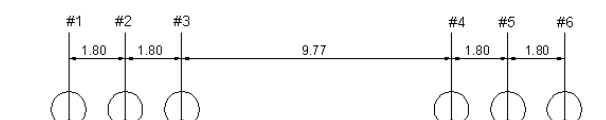
ภาพที่ 3-16 ตำแหน่งการจัดวางเครื่องมือของสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

3.2.5 การตรวจวัดการใช้งานของขบวนรถไฟ

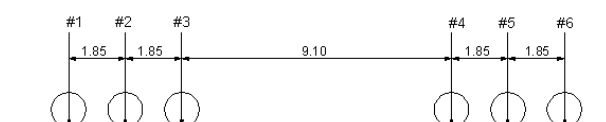
การที่จะศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของสะพานที่ทำการตรวจวัดทั้ง 2 สะพานนั้น จำเป็นที่จะต้องทำการเก็บข้อมูลลักษณะประเภทของขบวนรถไฟ และความเร็วของขบวนรถไฟ ไปพร้อมกับการตรวจวัด เพื่อนำไปประเมินผลกระทบต่อค่าคูณเพิ่มทางพลวัตที่เกิดขึ้นจากสภาพการ

ใช้งานจริงจากการจราจรขบวนรถไฟประเภทต่างๆ รวมทั้งสามารถตรวจสอบพฤติกรรมของขบวนรถไฟได้กรณีที่มีการเก็บบันทึกข้อมูลผิดพลาด จากลักษณะการจัดเรียงเพลาสถาบันแบ่งประเภทของขบวนรถไฟออกได้เป็นขบวนรถไฟพ่วงโดยสาร ขบวนรถไฟพ่วงสินค้า และขบวนรถไฟดีเซลราง ลักษณะการจัดวางกลุ่มเพลาดังแสดงในภาพที่ 3-17

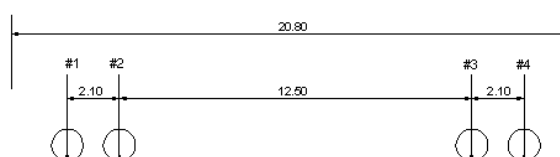
หัวรถจักร GEA



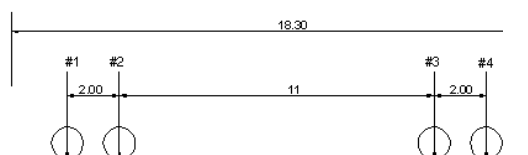
หัวรถจักร Hitachi



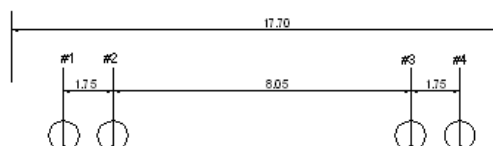
DESEL RAILCAR



PASSENGER CAR



FRIEGHT CAR



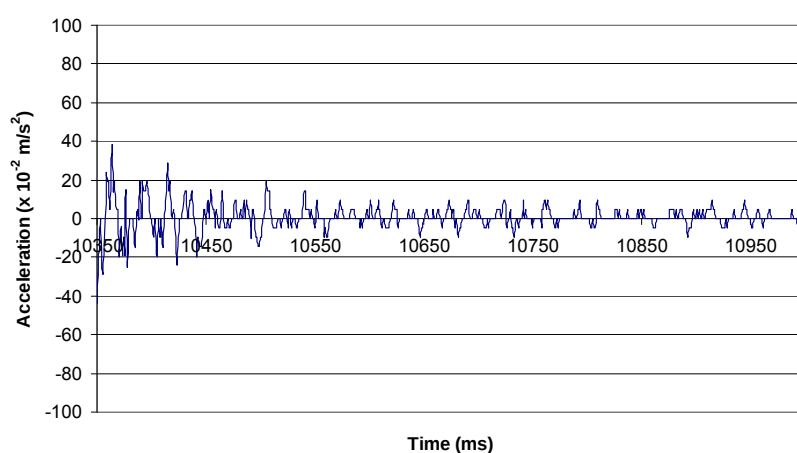
ภาพที่ 3-17 ตัวอย่างลักษณะการจัดวางกลุ่มเพลลาของหัวรถจักรและโบกี้ประเภทต่างๆ

การจับเวลาเพื่อตรวจวัดความเร็วเบื้องต้นใช้การคำนวณจากความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางของไม้ Staff ที่ตั้งระหว่างความยาวของสะพานและเวลาที่ใช้ในการเดินทางของขบวนรถไฟระหว่างไม้ Staff โดยข้อมูลการจราจรบนสะพานทั้งประเภทของขบวนรถไฟ ความเร็ว วันและเวลาที่ทำการตรวจวัด จะถูกบันทึกไว้ในแบบฟอร์มการบันทึก โดยแบบฟอร์มนั้นจะสามารถใส่ข้อมูลได้อย่างเป็นระเบียบ เพื่อสามารถนำไปใช้ตรวจสอบได้ในอนาคต

3.2.6 การวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดในภาคสนาม

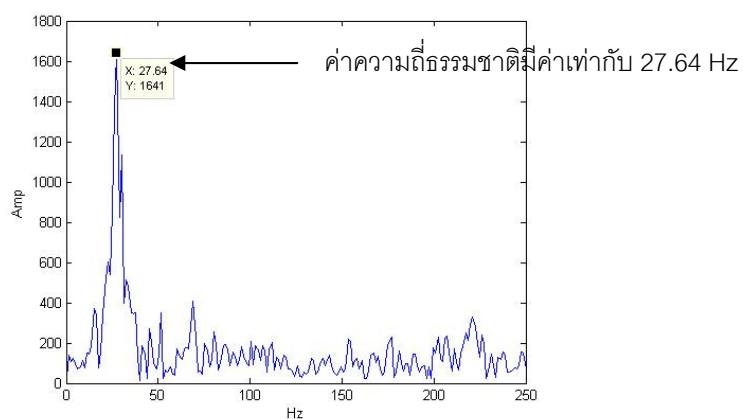
ข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดในภาคสนามได้นำมาใช้ในการประเมินพฤติกรรมทางสถิติศาสตร์และพลศาสตร์ของโครงสร้าง โดยในการศึกษาได้ใช้วิธีการวิเคราะห์สัญญาณ (Signal Analysis) ในการประเมินค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง รวมทั้งแยกผลการตอบสนองทางสถิติศาสตร์และพลศาสตร์ออกจากกัน

ค่าความถี่ธรรมชาติจะเป็นค่าความถี่ในการสั่นไหวแบบอิสระของโครงสร้าง (Free Vibration) เมื่อแรงกระทำมีความถี่ใกล้เคียงหรือเท่ากับค่าความถี่ธรรมชาติ ผลการตอบสนองจะมีการสั่นพ้อง (Resonance) ทำให้มีระดับการตอบสนองสูงกว่าปกติมาก สำหรับการหาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพานที่ใช้ในการศึกษานี้ ได้ใช้ข้อมูลความเร่งของการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระดังแสดงในภาพที่ 3-18

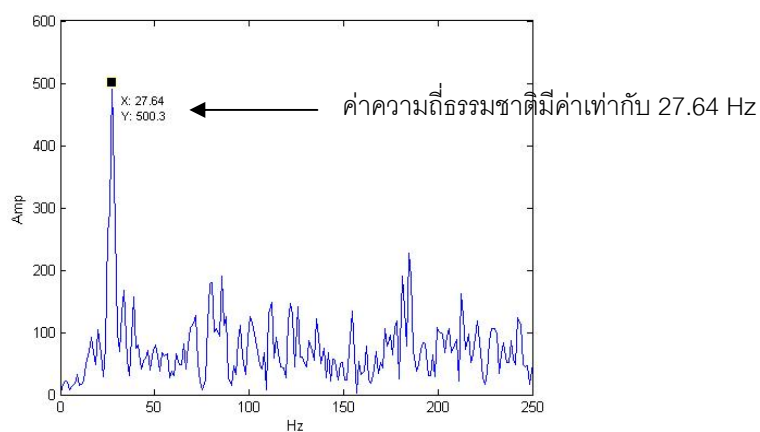


ภาพที่ 3-18 ข้อมูลความเร่งของการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระของคานประธาน

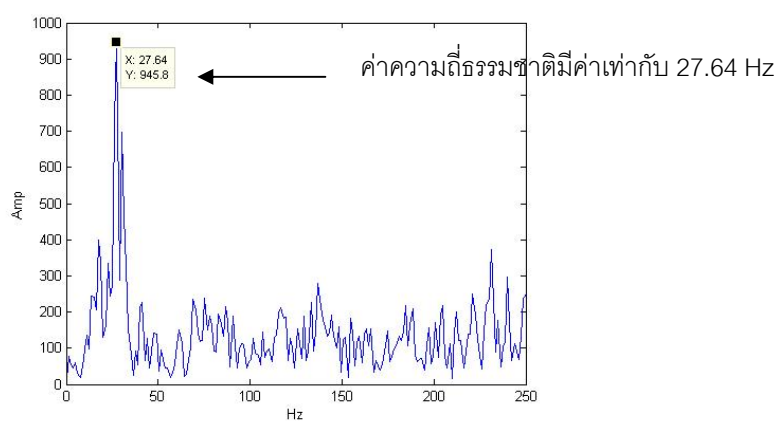
ภาพที่ 3-19 และ 3-20 แสดงการวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural frequency) โดยอาศัยวิธีการ Fast Fourier Transform (FFT) จากข้อมูลความเร่งของการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระของคานประธานของขบวนรถไฟหลายๆ ขบวนของทั้งสองสะพาน



ก) ขบวนการโดยสาร รหัส t62

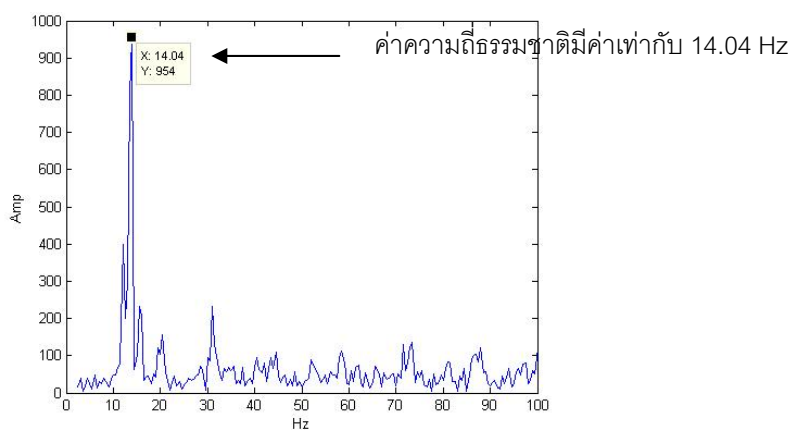


ข) ขบวนการโดยสาร รหัส t63

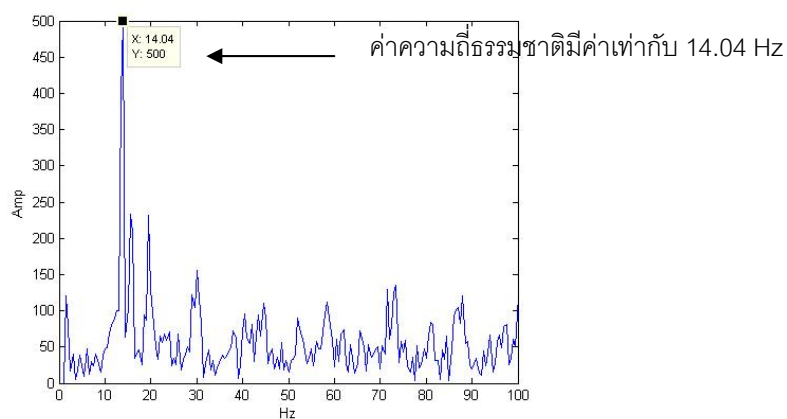


ค) ขบวนการโดยสาร รหัส t64

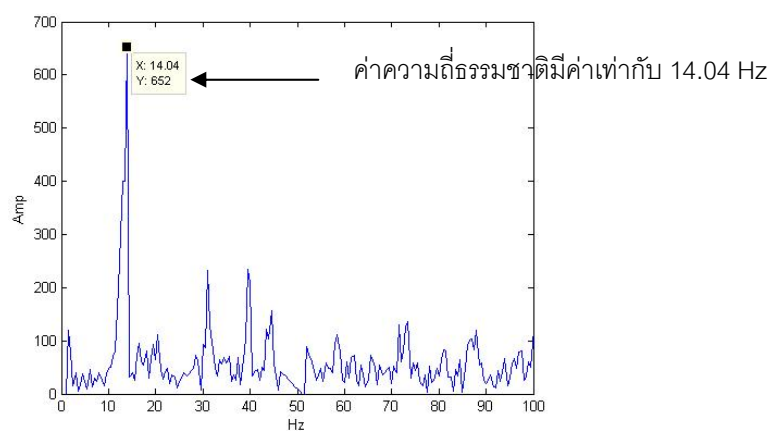
ภาพที่ 3-19 ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต



ก) ขบวนการโดยสาร รหัส tr45



ข) ขบวนการโดยสาร รหัส tr48

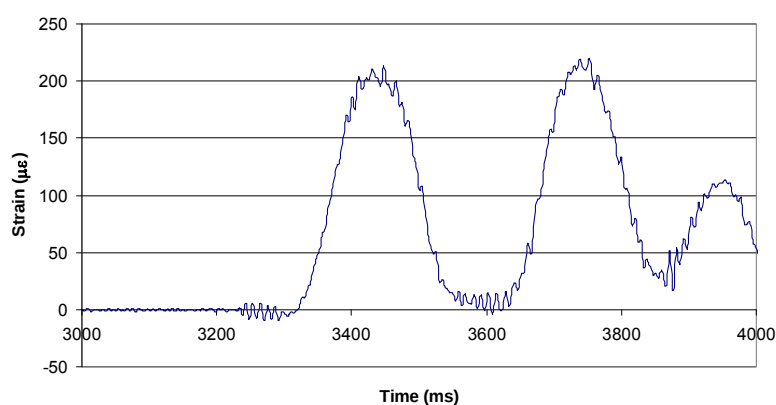


ค) ขบวนการดีเซลราง รหัส tr49

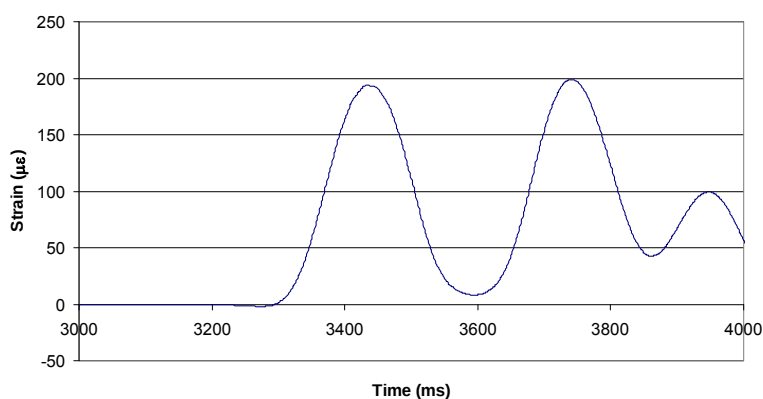
ภาพที่ 3-20 ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

จากการใช้ FFT วิเคราะห์การสั่นไหวในช่วง Free vibration เพื่อการหาค่าความถี่ธรรมชาติ พบว่าสำหรับสะพานรถไฟใกล้สถานีรถไฟรังสิต ความถี่ธรรมชาติมีค่า 27.64 Hz และสำหรับสะพานรถไฟใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ ความถี่ธรรมชาติมีค่า 14.04 Hz นอกจากนี้ จากข้อมูลความเร่งของการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระ พบว่าอัตราส่วนความหน่วงของสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิตมีค่าประมาณ 1% และอัตราส่วนความหน่วงของสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุมีค่าประมาณ 0.5%

ในการแยกพฤติกรรมทางสถิตศาสตร์และพลศาสตร์ออกจากข้อมูลผลการตอบสนองได้ อาศัยวิธีการกรองสัญญาณต่ำ (Low-pass filter) ในการแยกสัญญาณพลศาสตร์ที่มีค่าความถี่สูง ออกจากผลตอบสนองแบบสถิตที่มีค่าความถี่ต่ำ ภาพที่ 3-21 และ 3-22 แสดงผลการตอบสนองของโครงสร้างที่ได้จากการทดสอบสะพานทั้งสองแห่ง

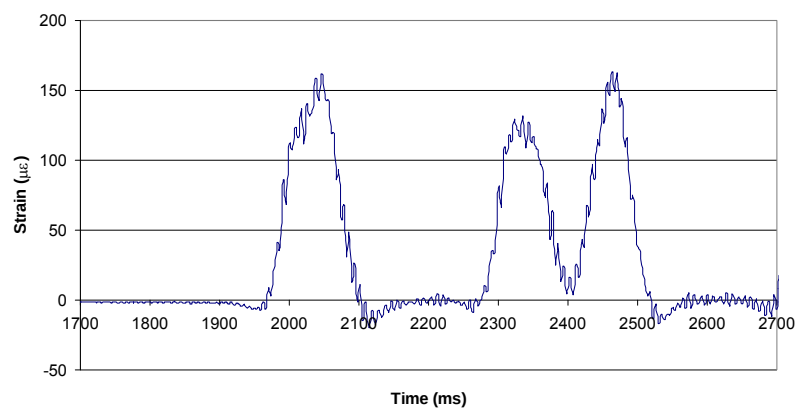


ก) ข้อมูลสัญญาณทางพลวัตของโครงสร้างสะพาน

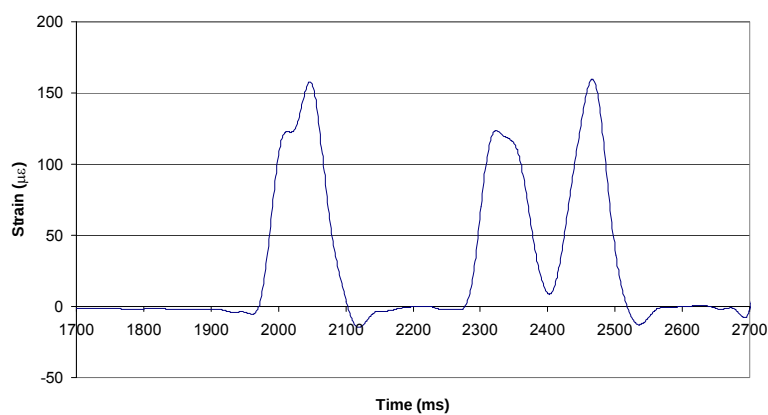


ข) ข้อมูลสัญญาณทางสถิตของโครงสร้างสะพาน

ภาพที่ 3-21 ผลการตอบสนองของคานรองรับนอนรถไฟของสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต



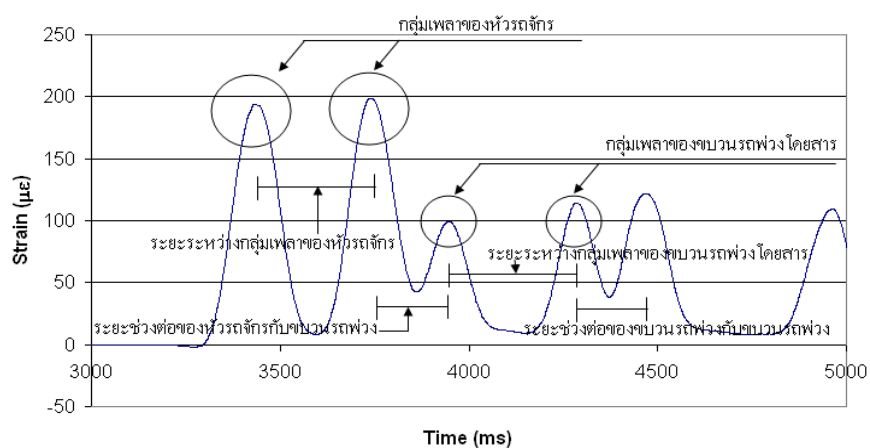
ก) ข้อมูลสัญญาณทางพลวัติของโครงสร้างสะพาน



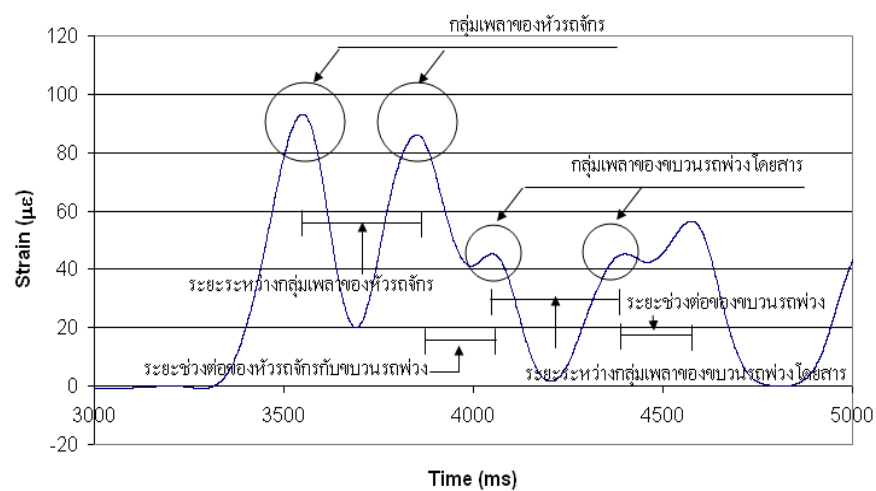
ข) ข้อมูลสัญญาณทางสถิตของโครงสร้างสะพาน

ภาพที่ 3-22 ผลการตอบสนองคานรองรับหมอนรถไฟของสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

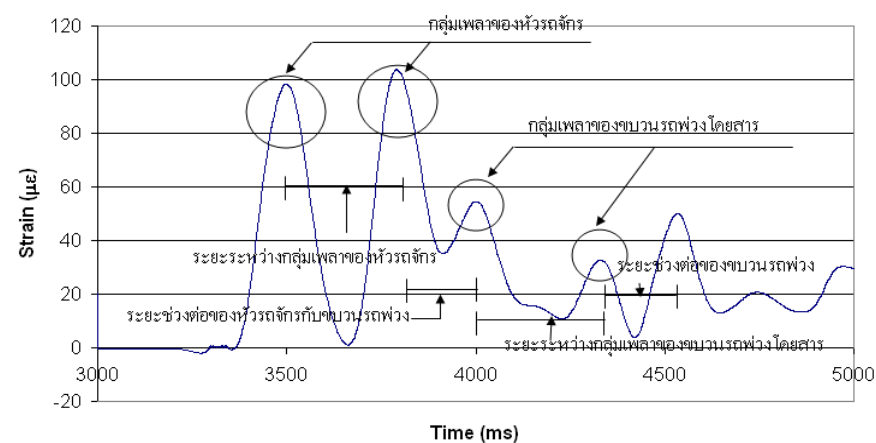
ภาพที่ 3-23 แสดงการตอบสนองทางสถิตศาสตร์ของโครงสร้างสะพานรถไฟใกล้สถานีรถไฟรังสิต เมื่อขบวนรถไฟวิ่งผ่านที่ได้จากการกรองสัญญาณ โดยค่าความเครียดสูงสุดที่เกิดขึ้นจะเป็นผลของแรงกระทำจากน้ำหนักกลุ่มเพลลาของหัวรถจักรและขบวนรถพ่วงเป็นหลัก



ก) คานรองหมอนรถไฟ



ข) คานประธาน



ค) คานขวาง

ภาพที่ 3-23 ตัวอย่างสัญญาณทางสถิติที่ผ่านการกรองสัญญาณแล้ว

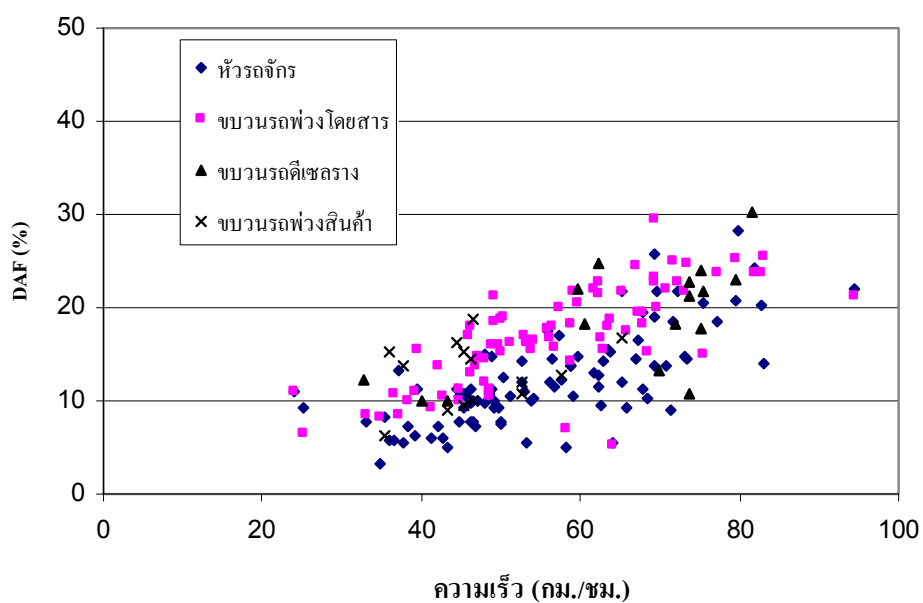
ในการทดสอบได้ตรวจวัดค่าการตอบสนองของโครงสร้างสะพานเป็นเวลาติดต่อกัน 7 วัน สำหรับแต่ละสะพาน โดยทำการบันทึกช่วงเวลาของรถไฟแต่ละขบวนที่วิ่งผ่านสะพาน ความเร็วของรถไฟ และประเภทของรถไฟ ซึ่งสามารถแบ่งแยกออกได้เป็นขบวนรถไฟโดยสาร ขบวนรถไฟว่างสินค้า และขบวนรถไฟดีเซลราง ดังสถิติของจำนวนขบวนรถไฟแสดงดังตารางที่ 3-3

ตารางที่ 3-3 สถิติของจำนวนขบวนรถไฟในการทดสอบภาคสนาม

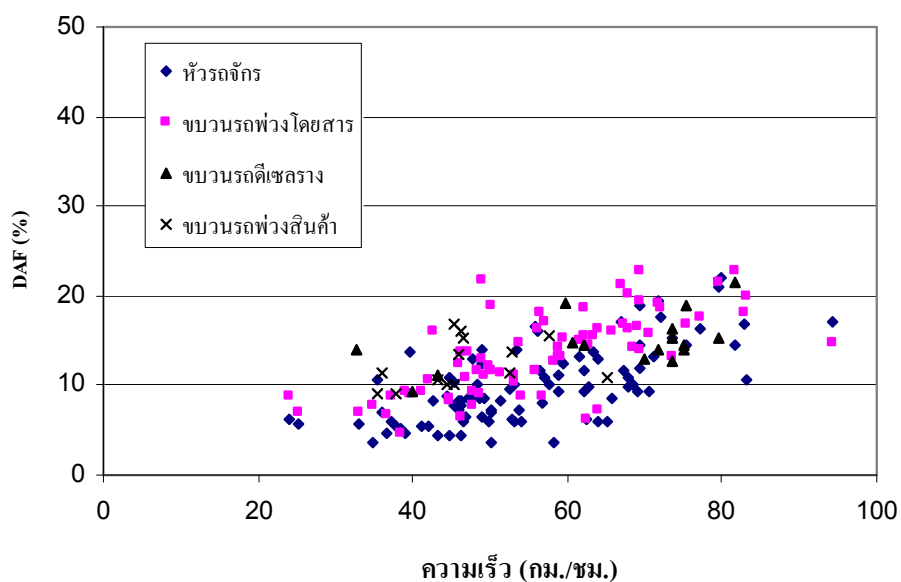
ประเภทขบวนรถไฟ	สะพานใกล้สถานีรังสิต (ขบวน)	สะพานใกล้สถานีบางบำหรุ (ขบวน)
หัวรถจักร	94	37
ขบวนรถไฟโดยสาร	76	25
ขบวนรถไฟดีเซลราง	16	16
ขบวนรถไฟว่างสินค้า	14	8

จากการวิเคราะห์ค่า DAF พบว่า เมื่อขบวนรถไฟมีความเร็วเพิ่มมากขึ้นจะมีผลให้ขนาดผลตอบสนองพลวัตและค่า DAF เพิ่มมากขึ้น ในกรณีของสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต เมื่อขบวนรถไฟมีความเร็วเพิ่มจาก 40 กม./ชม. เป็น 70 กม./ชม. ค่า DAF ของคานรองหมอนรถไฟมีค่าเพิ่มจาก 10% - 20% คานประธานมีค่าเพิ่มจาก 5% - 15% และคานขวางมีค่าเพิ่มจาก 10% - 30% ดังแสดงตัวอย่างในภาพที่ 3-24 ถึง 3-27 โดยที่ปีกล่างคานรองหมอนรถไฟตัวกลาง (Section 3) จะมีค่า DAF น้อยกว่าปีกล่างคานรองหมอนรถไฟตัวริม (Section 1) และคานประธานที่ Section 4 และ Section 5 มีค่า DAF ที่ใกล้เคียงกัน

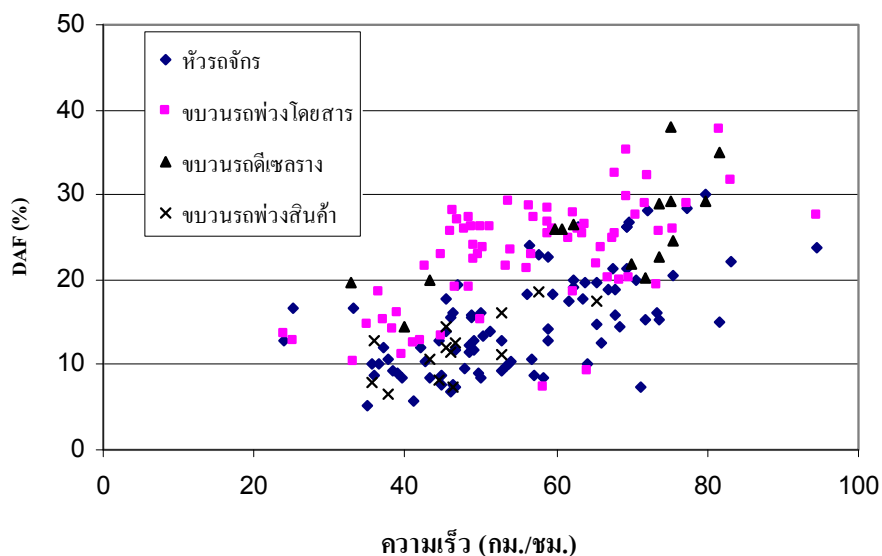
สำหรับสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ พบว่าเมื่อขบวนรถไฟมีความเร็วเพิ่มจาก 20 กม./ชม. เป็น 50 กม./ชม. ค่า DAF ของคานรองหมอนรถไฟมีค่าเพิ่มจาก 5% - 15% คานประธานมีค่าเพิ่มจาก 5% - 10% และคานขวางมีค่าเพิ่มจาก 5% - 10% โดยคานรองหมอนรถไฟตัวกลาง (Section 3) จะมีค่า DAF น้อยกว่าคานรองหมอนรถไฟตัวริม (Section 6) และคานประธานที่ Section 4 และ Section 5 มีค่า DAF ที่ใกล้เคียงกัน



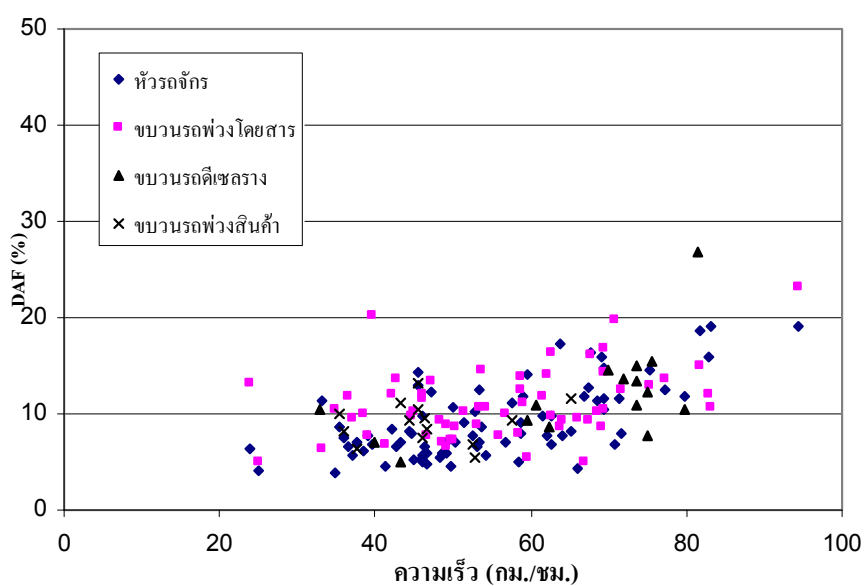
ภาพที่ 3-24 ค่า DAF ที่ปีกกลางของคานรองหมอนรถไฟตัวริม (Section 1) ของสะพานไถ่สถานี
รถไฟวังสิด



ภาพที่ 3-25 ค่า DAF ที่ปีกกลางของคานรองหมอนรถไฟตัวกลาง (Section 3) ของสะพานไถ่
สถานีรถไฟวังสิด



ภาพที่ 3-26 ค่า DAF ที่ปีกกลางของคานขวาง (Section 2) ของสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต



ภาพที่ 3-27 ค่า DAF ที่ปีกกลางของคานประธาน (Section 4) ของสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต

ค่า DAF ของสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานในแต่ละชั้นส่วนโครงสร้าง สำหรับแต่ละช่วงของความเร็วของขบวนรถไฟประเภทต่างๆ แสดงในตารางที่ 3-3 ถึง 3-6 และตารางที่ 3-7 แสดงค่าเฉลี่ย ค่าสูงสุด ค่าต่ำสุด และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของค่า DAF ในแต่ละชั้นส่วนโครงสร้าง สำหรับขบวนรถไฟประเภทต่างๆ

ตารางที่ 3-3 ค่า DAF ขณะหัวจักรข้ามผ่านโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต

ความเร็ว (กม./ชม.)	คานรองรับหมอนรถไฟ		คานประธาน		คานขวาง	
	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.
0-40	6.52	2.9	6.79	1.4	10.82	3.3
40-60	8.71	3.1	8.72	2.8	12.72	4.5
60-80	12.85	4.4	11.79	3.2	19.58	5.7
80-100	14.74	3.0	11.01	1.8	20.34	4.5

ตารางที่ 3-4 ค่า DAF ขณะขบวนรถพ่วงโดยสารข้ามผ่านโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต

ความเร็ว (กม./ชม.)	คานรองรับหมอนรถไฟ		คานประธาน		คานขวาง	
	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.
0-40	7.71	1.5	8.01	2.9	14.12	2.5
40-60	12.35	3.4	9.70	3.3	22.82	5.4
60-80	16.39	3.8	13.49	3.5	25.03	5.5
80-100	18.96	3.3	15.28	4.3	32.38	5.2

ตารางที่ 3-5 ค่า DAF ขณะขบวนรถดีเซลรางข้ามผ่านโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต

ความเร็ว (กม./ชม.)	คานรองรับหมอนรถไฟ		คานประธาน		คานขวาง	
	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.
0-40	14.01	-	7.13	-	19.71	-
40-60	13.21	5.2	9.33	1.2	20.13	5.7
60-80	14.83	1.7	12.12	5.0	26.70	5.1
80-100	21.59	-	15.12	-	34.99	-

ตารางที่ 3-6 ค่า DAF ขณะขบวนรถพ่วงสินค้าข้ามผ่านโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต

ความเร็ว (กม./ชม.)	คานรองรับหมอนรถไฟ		คานประธาน		คานขวาง	
	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.
0-40	9.84	1.3	9.21	0.9	9.12	3.3
40-60	13.30	2.6	9.38	2.3	12.25	3.4

ตารางที่ 3-7 ค่าเฉลี่ย ค่าสูงสุด ค่าต่ำสุด และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของค่า DAF ในแต่ละชั้นส่วน
โครงสร้าง เมื่อรถไฟประเภทต่างๆ ข้ามสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต

ชั้นส่วนโครงสร้าง	ประเภทรถไฟ	DAF (%) ค่าเฉลี่ย	DAF (%) ค่าสูงสุด	DAF (%) ค่าต่ำสุด	ค่าเบี่ยงเบน มาตรฐาน
คานรองหมอน รถไฟ	หัวรถจักร	10.70	14.74	6.52	3.76
	รถโดยสาร	13.85	18.96	7.71	4.91
	ดีเซลราง	15.91	21.59	13.21	3.84
	รถสินค้า	11.57	13.30	9.84	2.44
คานประธาน	หัวรถจักร	9.58	11.79	6.79	2.27
	รถโดยสาร	11.62	15.28	8.01	3.35
	ดีเซลราง	10.92	15.12	7.13	3.46
	รถสินค้า	9.29	9.38	9.21	0.12
คานขวาง	หัวรถจักร	15.86	20.34	10.82	4.80
	รถโดยสาร	23.59	32.38	14.12	7.52
	ดีเซลราง	25.38	34.99	19.71	7.16
	รถสินค้า	10.68	12.25	9.12	2.21

ค่า DAF ของสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานในแต่ละชั้นส่วน
โครงสร้าง สำหรับแต่ละช่วงของความเร็วของขบวนรถไฟประเภทต่างๆ แสดงในตารางที่ 3-8 ถึง 3-
11 และตารางที่ 3-12 แสดงค่าเฉลี่ย ค่าสูงสุด ค่าต่ำสุด และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของค่า DAF
ในแต่ละชั้นส่วนโครงสร้าง สำหรับขบวนรถไฟประเภทต่างๆ

ตารางที่ 3-8 ค่า DAF ขณะหัวจักรข้ามผ่านโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

ความเร็ว (กม./ชม.)	คานรองหมอนรถไฟ		คานประธาน		คานขวาง	
	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.
0-20	7.30	4.5	2.96	0.7	2.76	1.0
20-30	7.35	2.4	5.14	2.2	3.87	1.6
30-40	9.45	3.8	5.92	4.0	5.03	2.2
40-60	10.38	4.1	9.34	8.4	5.86	0.8

ตารางที่ 3-9 ค่า DAF ขณะขบวนรถพ่วงโดยสารข้ามผ่านโครงสร้างสะพาน
ใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

ความเร็ว (กม./ชม.)	คานรองหมอนรถไฟ		คานประธาน		คานขวาง	
	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.
0-20	2.53	1.2	8.01	2.9	1.53	0.2
20-30	9.79	6.6	9.70	3.3	3.60	2.1
30-40	11.91	6.9	13.49	3.5	6.81	5.1
40-60	-	-	-	-	-	-

ตารางที่ 3-10 ค่า DAF ขณะขบวนรถดีเซลรางข้ามผ่านโครงสร้างสะพาน
ใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

ความเร็ว (กม./ชม.)	คานรองหมอนรถไฟ		คานประธาน		คานขวาง	
	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.
0-20	-	-	-	-	-	-
20-30	-	-	-	-	-	-
30-40	14.42	3.1	4.75	2.0	3.65	3.4
40-60	14.90	4.7	7.75	2.6	8.16	5.9

ตารางที่ 3-11 ค่า DAF ขณะขบวนรถพ่วงสินค้าข้ามผ่านโครงสร้างสะพาน
ใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

ความเร็ว (กม./ชม.)	คานรองหมอนรถไฟ		คานประธาน		คานขวาง	
	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.	DAF (%) เฉลี่ย	SD.
0-20	2.74	0.9	2.32	0.2	1.72	0.0
20-30	4.75	2.5	2.19	-	4.07	1.2
30-40	3.76	2.9	5.07	1.9	4.08	0.1
40-60	-	-	-	-	-	-

ตารางที่ 3-12 ค่าเฉลี่ย ค่าสูงสุด ค่าต่ำสุด และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของค่า DAF ในแต่ละ
ชั้นส่วนโครงสร้าง เมื่อรถไฟประเภทต่างๆ ข้ามสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

ชั้นส่วนโครงสร้าง	ประเภทรถไฟ	DAF (%) ค่าเฉลี่ย	DAF (%) ค่าสูงสุด	DAF (%) ค่าต่ำสุด	ค่าเบี่ยงเบน มาตรฐาน
คานรองหมอน รถไฟ	หัวรถจักร	8.62	10.38	7.30	1.54
	รถโดยสาร	8.08	11.91	2.53	4.92
	ดีเซลราง	14.66	14.90	14.42	0.34
	รถสินค้า	3.75	4.75	2.74	1.01
คานประธาน	หัวรถจักร	5.84	9.34	2.96	2.65
	รถโดยสาร	10.40	13.49	8.01	2.81
	ดีเซลราง	6.25	7.75	4.75	2.12
	รถสินค้า	3.19	5.07	2.19	1.63
คานขวาง	หัวรถจักร	4.38	5.86	2.76	1.35
	รถโดยสาร	3.98	6.81	1.53	2.66
	ดีเซลราง	5.91	8.16	3.65	3.19
	รถสินค้า	3.29	4.08	1.72	1.36

สำหรับสะพานใกล้สถานีรถไฟรางสิต จากผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า เมื่อขบวนรถไฟ
ข้ามผ่านสะพาน ชั้นส่วนโครงสร้างสะพานที่มีค่า DAF จากมากไปหาน้อยคือ คานขวางคานรอง
หมอนรถไฟ และคานประธาน ตามลำดับ เนื่องจากรูปร่างหน้าตัดของคานมีผลต่อหน่วยแรง ซึ่งถ้ามี
ขนาดใหญ่จะทำให้เกิดหน่วยแรงน้อย โดยมีค่าเฉลี่ยอยู่ในช่วง 9% -25% ประเภทของรถไฟที่มีค่า
DAF มากที่สุดคือ ขบวนรถดีเซลรางเนื่องจากวิ่งผ่านสะพานรถไฟด้วยความเร็วสูง และมีน้ำหนัก
เบาเมื่อเทียบกับขบวนรถไฟประเภทอื่น

สำหรับสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ จากผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า เมื่อขบวน
รถไฟข้ามผ่านสะพาน ชั้นส่วนโครงสร้างสะพานที่มีค่า DAF จากมากไปหาน้อยคือ คานรองหมอน
รถไฟ คานขวาง และคานประธาน ตามลำดับ โดยมีค่าเฉลี่ยอยู่ในช่วง 4% -15% ประเภทของ
รถไฟที่มีค่า DAF มากที่สุดคือ ขบวนรถดีเซลราง

เมื่อพิจารณาจากมาตรฐานการออกแบบของ AREMA ในสมการ 2-5 โดยใช้ค่า $RE = 10\%$
จะได้ความแตกต่างจากการทดสอบในภาคสนามดังตารางที่ 3-13 และ 3-14 ผลของค่า DAF ที่

ตรวจวัดในภาคสนามจะมีค่าน้อยกว่ามาตรฐานการออกแบบของ AREMA โดยมีความแตกต่างจากการตรวจวัดจริงในภาคสนามอยู่ในช่วง 30% ถึง 85% และค่า DAF จากการตรวจวัดที่คานขวางจะมีความแตกต่างจากค่าของมาตรฐาน AREMA มากที่สุด

ตารางที่ 3-13 การเปรียบเทียบค่า DAF จากมาตรฐาน AREMA กับการตรวจวัดจริงในภาคสนาม
สำหรับโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟราง

ชิ้นส่วนโครงสร้าง	DAF (%) ของ AREMA	DAF (%) สูงสุดจากการตรวจวัด	% ความ แตกต่าง
คานรองหมอนรถไฟ (L=3.33)	49.76	21.59	56.61
คานประธาน (L=10.08)	47.88	15.28	68.08
คานขวาง(L=3.10)	49.79	34.99	29.72

ตารางที่ 3-14 การเปรียบเทียบค่า DAF จากมาตรฐาน AREMA กับการตรวจวัดจริงใน
ภาคสนามสำหรับโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

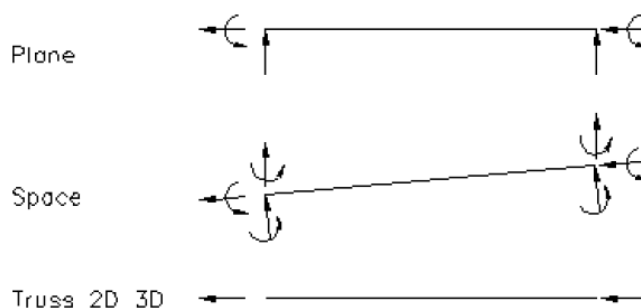
ชิ้นส่วนโครงสร้าง	DAF (%) ของ AREMA	DAF (%) สูงสุดจากการตรวจวัด	% ความ แตกต่าง
คานรองหมอนรถไฟ (L=3.33)	49.76	14.90	70.05
คานประธาน (L=19.98)	41.68	13.49	67.63
คานขวาง (L=2.90)	49.82	8.16	83.62

3.3 แบบจำลองโครงสร้างสะพานรถไฟ

การวิเคราะห์โครงสร้างที่มีความซับซ้อนหรือมีขนาดใหญ่จะต้องจำลองโครงสร้างในรูปแบบของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่มีรูปร่างคุณลักษณะต่างๆ ให้ใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุด วิธีที่นิยมใช้กันในปัจจุบันคือ วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่สามารถใช้ในการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้าง ซึ่งได้แก่การแอ่นตัว หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนต่างๆ และความถี่ธรรมชาติ เป็นต้น โดยจะแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 2 ส่วน ได้แก่ การวิเคราะห์แบบจำลองเบื้องต้น (2 มิติ) และการวิเคราะห์แบบจำลองแบบละเอียด (3 มิติ)

1) การวิเคราะห์แบบจำลองเบื้องต้น (2 มิติ)

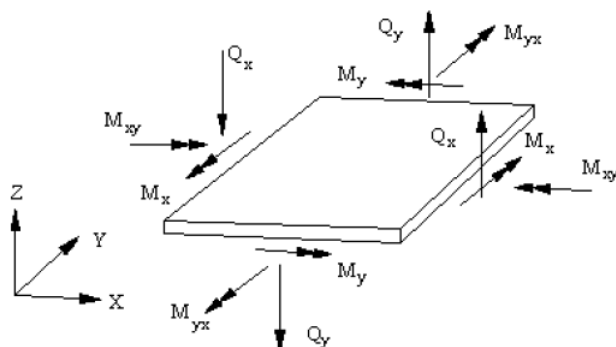
การวิเคราะห์โครงสร้างเบื้องต้นจะใช้แบบจำลองที่สร้างขึ้นจากแบบแปลนก่อสร้างและข้อมูลทางกายภาพของสะพานเท่าที่มีอยู่ ซึ่งในแบบจำลองจะใช้ Beam Element เพื่อหาค่าแรงภายในและค่าโมเมนต์ดัดรอบแกน 2 แกน ซึ่งมีสมมติฐานคือ รูปร่างและคุณสมบัติการยืดหยุ่นคงที่ตลอดความยาวของชิ้นส่วน และระนาบการเปลี่ยนรูปร่างยังคงเป็นระนาบเดิมใน 1 Element จะประกอบด้วยจุดต่อ (Node) จำนวน 2 จุด โดยจะสามารถวิเคราะห์ค่าแรงภายในและโมเมนต์ได้ตามชนิดของโครงสร้าง ดังแสดงในภาพที่ 3-28



ภาพที่ 3-28 ตัวอย่างของ Beam Element

2) การวิเคราะห์แบบจำลองละเอียด (3 มิติ)

การวิเคราะห์โครงสร้างแบบละเอียดจะใช้รายละเอียดรูปร่างของโครงสร้างสะพานที่ค่อนข้างสูง ซึ่งจะทำให้มีความถูกต้องมากขึ้น ในแบบจำลองจะใช้ Plate Element เพื่อหาค่าแรงต่างๆ ในโครงสร้าง ใน 1 Element จะประกอบด้วยจุดต่อ (Node) จำนวน 3 จุดหรือ 4 จุด และจะต้องเชื่อมต่อกันกับ Element อื่น โดยความละเอียดของความถูกต้องขึ้นอยู่กับการแบ่งจำนวน Element โดยถ้ามีจำนวน Element มากก็就会有ความถูกต้องสูง โดยจะสามารถวิเคราะห์ค่าแรงภายในและโมเมนต์ได้ในระบบ 3 มิติ ดังแสดงในภาพที่ 3-29



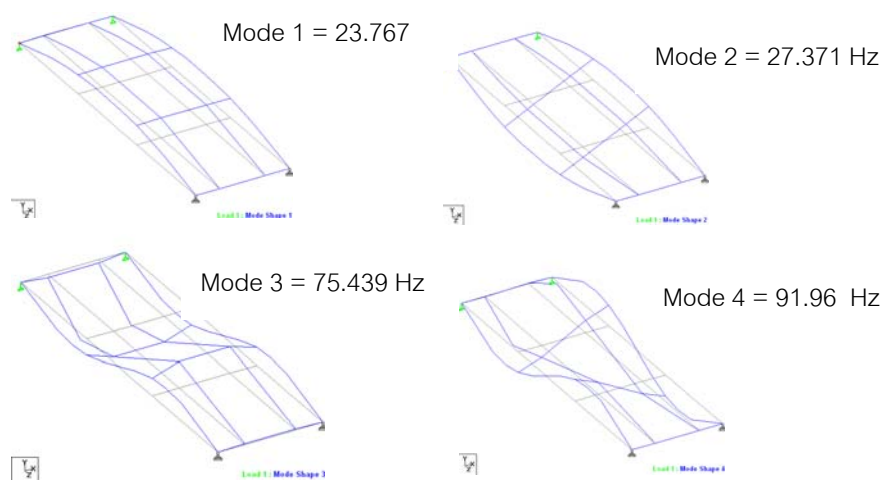
ภาพที่ 3-29 ตัวอย่างของ Plate Element

ในการสร้างแบบจำลอง ถ้าต้องการความถูกต้องในระดับสูงจากแบบจำลอง ลักษณะของหน่วยแรงและความเครียดในทิศทางและตำแหน่งต่างๆ จะค่อนข้างซับซ้อน ดังนั้น จึงมีความจำเป็นที่จะต้องทำแบบจำลองที่มีการใช้สมมติฐานต่างๆ ให้น้อยที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ ทั้งนี้ เป็นที่ทราบกันดีว่าแบบจำลองที่ใช้สมมติฐานน้อยจะมีรายละเอียดมากและจะใช้เวลาในการคำนวณมากแต่จะให้ผลการทำนายที่ดีกว่า

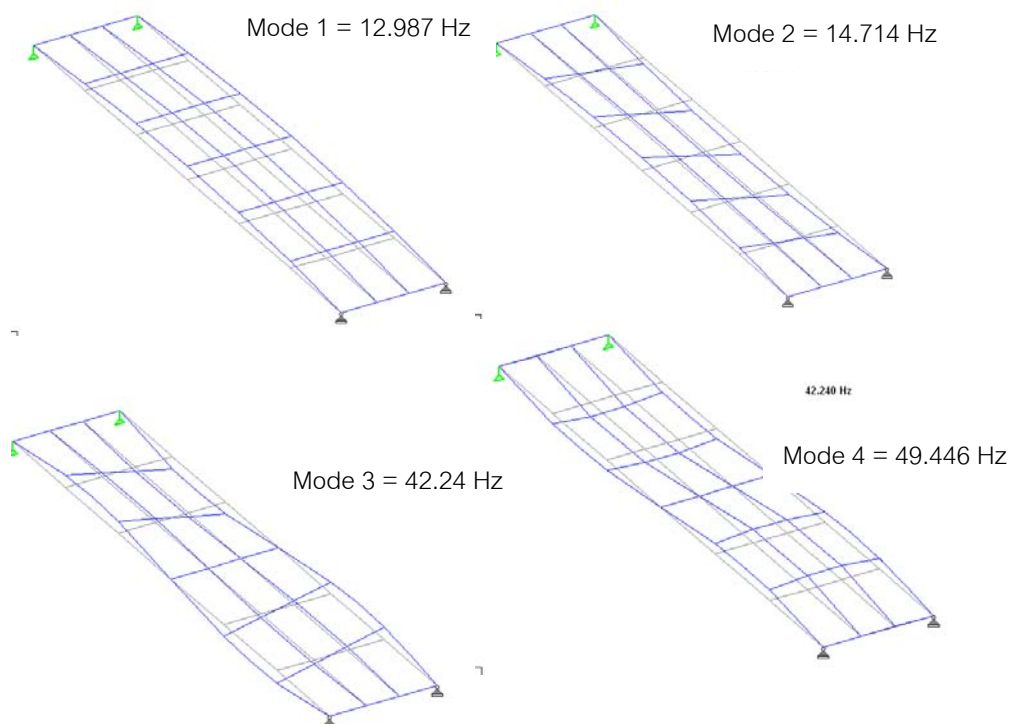
3.3.1 ค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน

การทำแบบจำลองโครงสร้างสะพานจะทำโดยวิธี Finite element โดยโปรแกรม STAAD PRO ซึ่งจะใช้ Beam Element ในการจำลองโครงสร้างสะพาน 2 มิติ ซึ่งจะใช้เงื่อนไขและข้อสมมติฐานตามทฤษฎีของ Bernoulli-Euler คือ ระยะเวลาของหน้าตัดโครงสร้างจะยังคงเป็นระนาบเดิมหลังจากมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างไปแล้ว และ Plate Element สำหรับการจำลองโครงสร้างสะพานใน 3 มิติ ซึ่งต้องการความถูกต้องในระดับสูง มีความต้องการลักษณะของหน่วยแรงและความเครียดในทิศทางและตำแหน่งต่างๆ ที่ค่อนข้างซับซ้อน Shape function ที่ใช้ในการประมาณค่าภายในของการขจัด (Displacement interpolation) ของ Plate element ที่เลือกใช้ มีลักษณะเป็น Linear shape function ในการทำแบบจำลองจะใช้ลักษณะของจตุรรองรับแบบ Simply support วิธีการวิเคราะห์ที่ใช้เป็นแบบเชิงเส้น โดยใช้ทฤษฎี Small displacement และคิดพฤติกรรมของวัสดุเหล็กในช่วงยืดหยุ่น

สำหรับโหมดการสั่นไหวแบบ 2 มิติของโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟวังสิดและสถานีรถไฟบางบำหรุแสดงค่าความถี่การสั่นไหวในแต่ละโหมดได้ดังภาพที่ 3-30 และ 3-31 ตามลำดับ

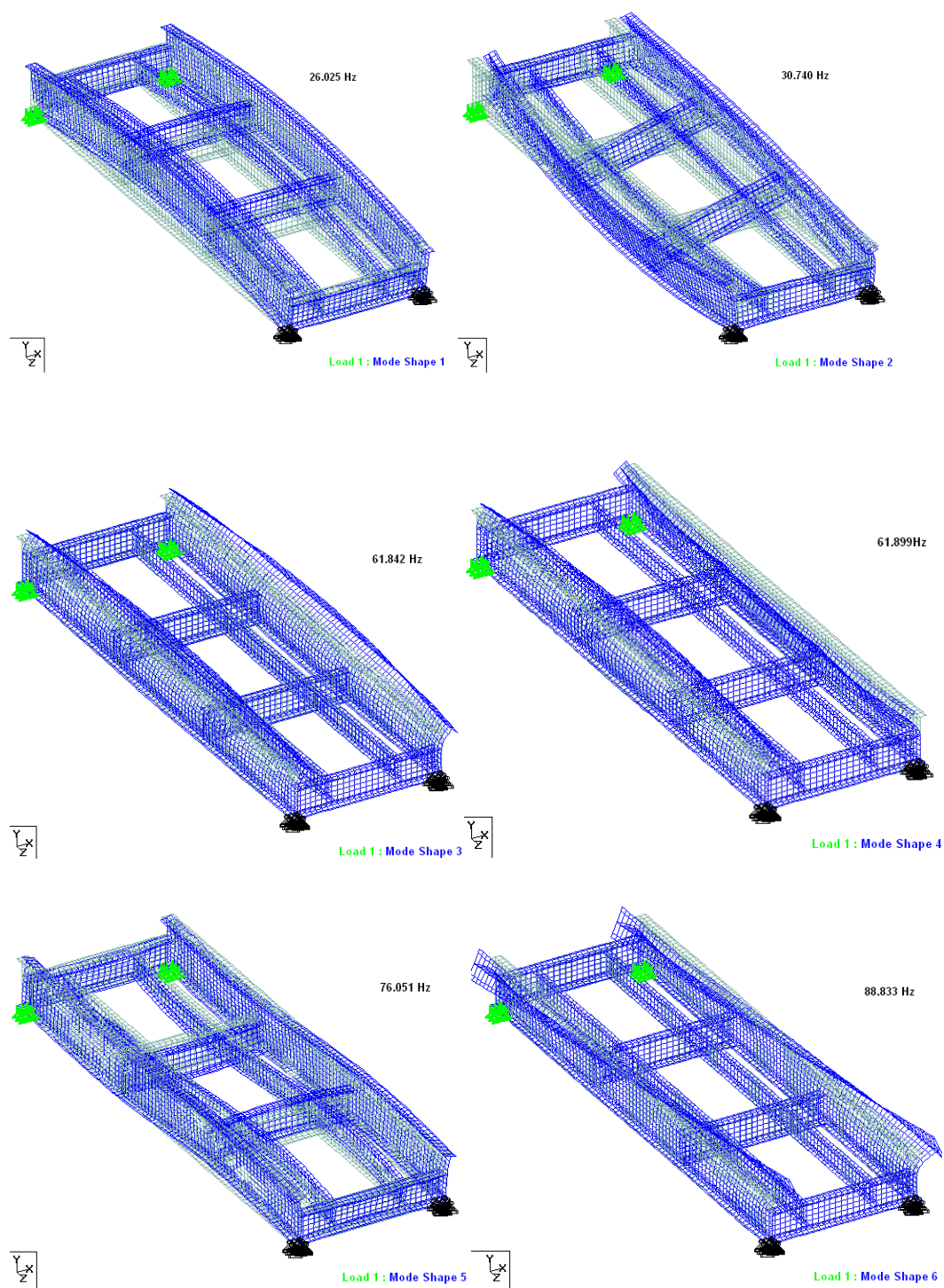


ภาพที่ 3-30 โหมดการสั่นไหวแบบ 2 มิติของโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต

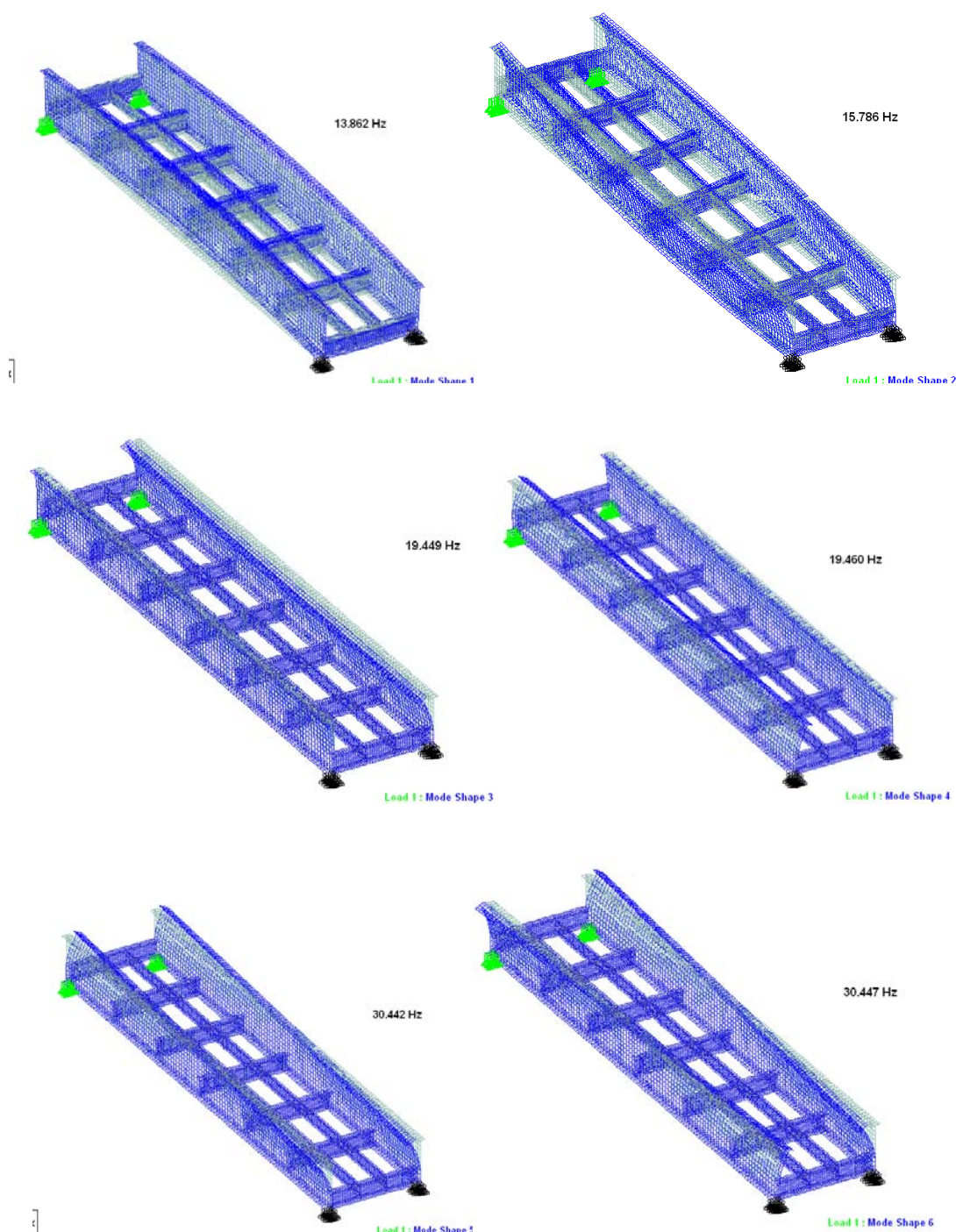


ภาพที่ 3-31 โหมดการสั่นไหวแบบ 2 มิติของโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

สำหรับโหมดการสั่นไหวแบบ 3 มิติของโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิตและสถานีบางบำหรุแสดงค่าความถี่การสั่นไหวในแต่ละโหมดได้ดังภาพที่ 3-32 และ 3-33



ภาพที่ 3-32 โหมดการสั่นไหวแบบ 3 มิติของโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต



ภาพที่ 3-33 โหมดการสั่นไหวแบบ 3 มิติของโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

ค่าความถี่และคาบของการสั่นไหวของแบบจำลองโครงสร้างสะพานที่วิเคราะห์ได้จากโปรแกรมสามารถแสดงในตารางที่ 3-15 และ 3-16 ซึ่งโหมดการสั่นไหวแรกจะเป็นการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานที่ได้จากการทดสอบในภาคสนาม เมื่อนำค่าที่ทำการตรวจวัดมาเปรียบเทียบกับ

แบบจำลองโครงสร้างสะพานทั้ง 2 มิติและ 3 มิติ พบว่าแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ จะให้ค่าที่ถูกต้องใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดสอบมากกว่า เนื่องแบบจำลอง 3 มิติมีรายละเอียดสูงและตรงกับสภาพความเป็นจริงของตัวสะพานมากกว่าแบบจำลอง 2 มิติ แสดงดังตารางที่ 3-17 และ 3-18

ตารางที่ 3-15 โหมดการสั่นไหวของแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 2 มิติ

Bridge 2-D model	Mode	Frequency (Hz)	Period (s)
1. ไกล่สถานีรังสิต	1	23.767	0.042
	2	27.371	0.036
	3	75.439	0.013
	4	91.96	0.010
2. ไกล่สถานีบางบำหรุ	1	12.987	0.077
	2	14.714	0.067
	3	42.24	0.023
	4	49.446	0.020

ตารางที่ 3-16 โหมดการสั่นไหวของแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ

Bridge 3-D model	Mode	Frequency (Hz)	Period (s)
1. ไกล่สถานีรังสิต	1	26.025	0.038
	2	30.74	0.032
	3	61.842	0.016
	4	61.899	0.016
	5	76.051	0.013
	6	88.833	0.011
2. ไกล่สถานีบางบำหรุ	1	13.862	0.072
	2	15.768	0.063
	3	19.449	0.051
	4	19.46	0.051
	5	30.442	0.032
	6	30.447	0.032

ตารางที่ 3-17 ค่าความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองโครงสร้างสะพานและผลการทดสอบใน
ภาคสนาม

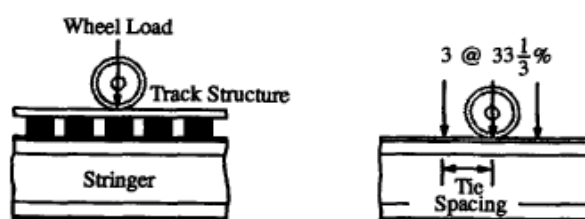
สะพาน	ความถี่ธรรมชาติ (Hz)		
	แบบจำลอง 2 มิติ	แบบจำลอง 3 มิติ	ทดสอบในภาคสนาม
1. โกสัถยานีรังสิต	23.767	26.025	27.64
2. โกสัถยานีบางบำหรุ	12.987	13.862	14.04

ตารางที่ 3-18 การเปรียบเทียบความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองโครงสร้างสะพานและผลการ
ทดสอบในภาคสนาม

สะพาน	% ความแตกต่างเมื่อเทียบกับการทดสอบในภาคสนาม	
	แบบจำลอง 2 มิติ	แบบจำลอง 3 มิติ
1. โกสัถยานีรังสิต	14.01 %	5.84 %
2. โกสัถยานีบางบำหรุ	7.50 %	1.26 %

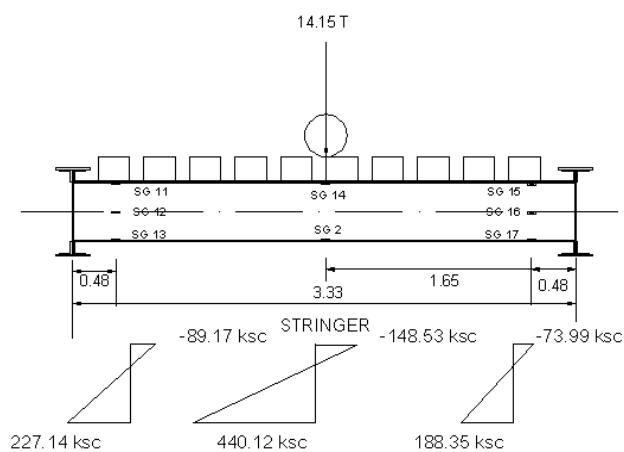
3.3.2 การจำลองน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อแบบจำลองโครงสร้างสะพาน

จากการตรวจวัดข้อมูลในภาคสนาม น้ำหนักของขบวนรถไฟจะผ่านไม้มอนรถไฟก่อน แล้วจึงถ่ายลงคานรองหมอนรถไฟ ซึ่งจะใช้ข้อมูลของกลุ่มประเมินการถ่ายน้ำหนักของเพลารถไฟ (Wheel load distribution) ในการวิเคราะห์ข้อมูลการตรวจสอบการแบ่งน้ำหนักของเพลารถไฟ ถ่ายลงสู่สะพานนั้นจะใช้การแบ่งน้ำหนักตามมาตรฐานของ AREMA โดยจะแบ่งน้ำหนักเพลารถไฟออกเป็น 3 ส่วนตามระยะของไม้มอนดังแสดงในภาพที่ 3-34

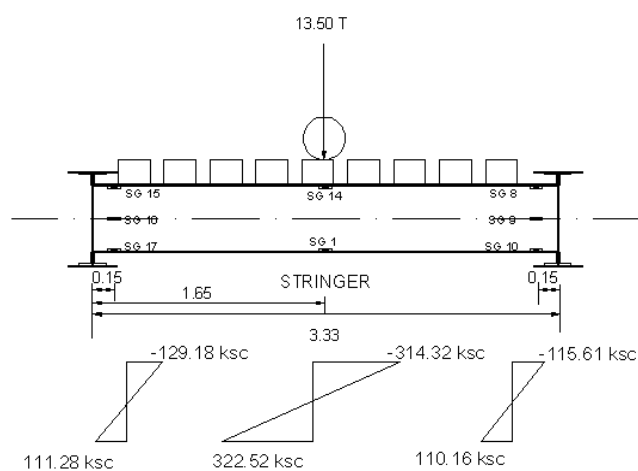


ภาพที่ 3-34 การแบ่งน้ำหนักเพลารถไฟตามมาตรฐาน AREMA

จากข้อมูลการทดสอบในภาคสนาม ค่าการกระจายหน่วยแรงที่เกิดขึ้นแสดงได้ในภาพที่ 3-35 นอกจากนี้ เพื่อตรวจสอบการแบ่งน้ำหนักเพลารถไฟของ AREMA จึงได้ทำการเปรียบเทียบการแบ่งน้ำหนักออกเป็น 1 ส่วน, 2 ส่วน และ 3 ส่วน



ก) สะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต

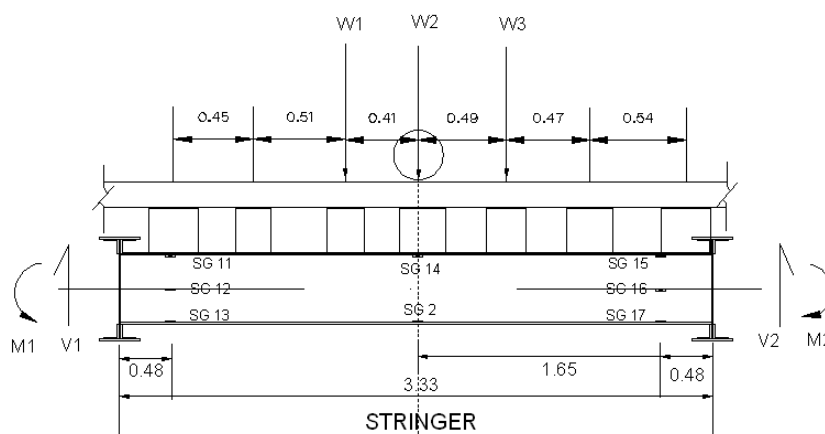


ข) สะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

ภาพที่ 3-35 ค่าการกระจายหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคานรองรับมอนรถไฟตัวกลาง

ความสัมพันธ์ของการแบ่งน้ำหนักเพลารถไฟ กับค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นจากตรวจวัดในภาคสนาม โดยพิจารณาจากน้ำหนักเพลารถไฟ (W) โมเมนต์ (M) และแรงเฉือน (V) ดังแสดงในภาพที่ 3-36 และตารางที่ 3-19 แสดงค่าโมเมนต์ที่เกิดจากการแบ่งน้ำหนักเพลารถไฟออกเป็น 1 ส่วน,

2 ส่วน และ 3 ส่วน จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง Finite element เบื้องต้น (2 มิติ) แบบ Rigid connection



ภาพที่ 3-36 การแบ่งน้ำหนักรถไฟของโครงสร้างสะพานที่ทำการทดสอบ

ตารางที่ 3-19 ค่าโมเมนต์ที่เกิดจากการแบ่งน้ำหนักรถไฟออกเป็น 1 ส่วน, 2 ส่วน และ 3 ส่วน
จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง Finite element

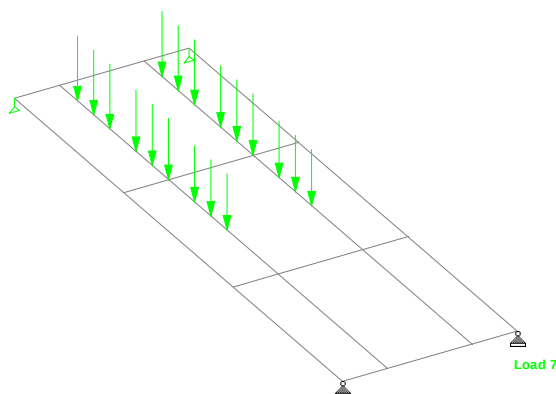
สะพาน	โมเมนต์จากการแบ่งน้ำหนักรถไฟ-M1 (kg-cm)			
	1 ส่วน	2 ส่วน	3 ส่วน	การทดสอบ
1. โกดังสถานีรังสิต	165360	161221	156518	141778
2. โกดังสถานีบางบำหรุ	137708	133759	129272	123748

เมื่อตรวจสอบค่าโมเมนต์ที่ได้จากการตรวจวัดพบว่า โมเมนต์ที่เกิดจากการแบ่งน้ำหนักรถไฟเป็น 3 ส่วนจะมีค่าใกล้เคียงกับความเป็นจริงที่สุด จึงเลือกการแบ่งน้ำหนักรถไฟเป็น 3 ส่วนในการใส่ค่าลงในแบบจำลอง Finite element ของโครงสร้างสะพาน

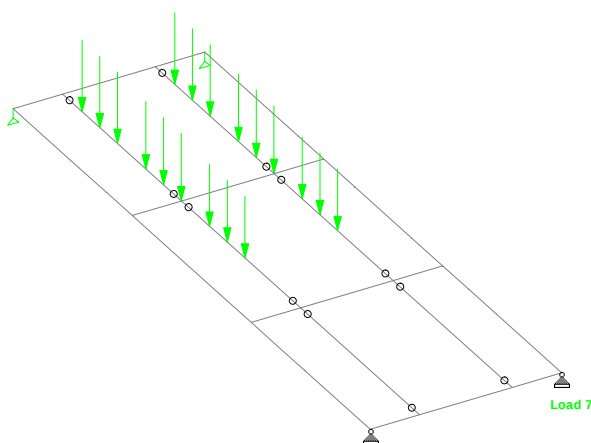
3.3.3 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้จากโปรแกรม

ในการศึกษาได้ตรวจสอบความคลาดเคลื่อนของผลตอบสนองที่ได้จากการประมาณด้วยแบบจำลอง 2 มิติ และ 3 มิติ กับผลการทดสอบในภาคสนาม โดยพิจารณาจุดเชื่อมต่อระหว่างคานรองหมอนรถไฟและคานขวางของแบบจำลอง 2 มิติ ในสองลักษณะคือ Flexible connection และ Rigid connection เพื่อตรวจสอบการตอบสนองของสะพาน ส่วนแบบจำลอง 3 มิติ จะทำการจำลองเป็น Rigid connection ซึ่งในกรณี Flexible connection นั้นมีความยุ่งยากในการจำลอง

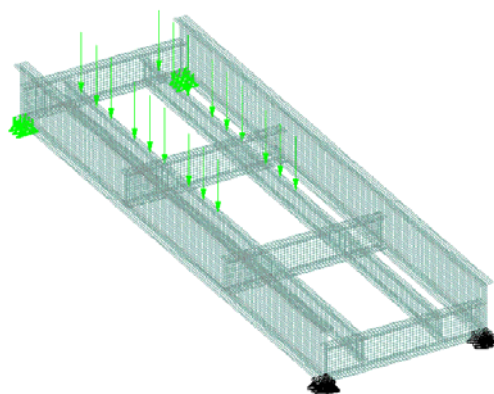
มากจึงไม่ได้ทำการเปรียบเทียบ โดยค่าการวิเคราะห์จะพิจารณาที่ค่าหน่วยแรงสถิต (Static stress) ที่เกิดขึ้นในช่วงที่โครงสร้างมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น ในส่วนของน้ำหนักเพลานำมาวิเคราะห์ในแบบจำลองโครงสร้างสะพานจะใช้ข้อมูลจากการชั่งน้ำหนักรถไฟขณะเคลื่อนที่ (Weigh-In-Motion) และการแบ่งน้ำหนักกลุ่มเพลามาตามมาตรฐาน AREMA ซึ่งจะแบ่งน้ำหนักลงเพลานี้เป็นออกเป็น 3 ส่วนขนาดเท่าๆ กัน ดังแสดงในภาพที่ 3-37 ถึง 3-39



ภาพที่ 3-37 ตัวอย่างน้ำหนักเพลารถไฟทำการแบ่งน้ำหนักกลุ่มเพลานี้เป็น 3 ส่วนต่อแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 2 มิติ แบบ Rigid connection

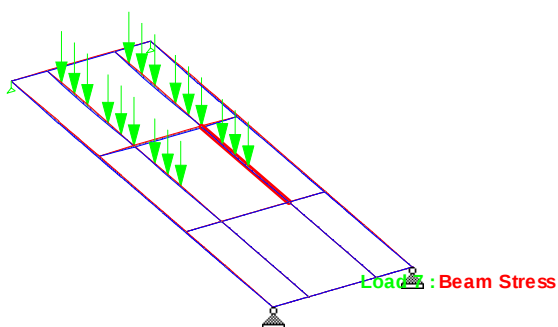


ภาพที่ 3-38 ตัวอย่างน้ำหนักเพลารถไฟทำการแบ่งน้ำหนักกลุ่มเพลานี้เป็น 3 ส่วนต่อแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 2 มิติ แบบ Flexible connection

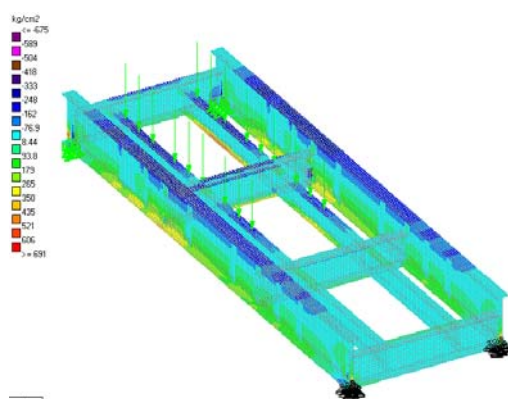


ภาพที่ 3-39 ตัวอย่างน้ำหนักเพลาารถไฟที่ทำการแบ่งน้ำหนักกลุ่มเพลเป็น 3 ส่วนต่อแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ แบบ Rigid connection

โดยผลการวิเคราะห์ค่าของหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 2 มิติจะใช้ผลการวิเคราะห์ของ Beam element ส่วนในแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติจะใช้ผลการวิเคราะห์ของ Plate element แสดงออกมาเป็น Stress contour ซึ่งจะมีรายละเอียดสูงกว่า ดังแสดงในภาพที่ 3-40 และ 3-41



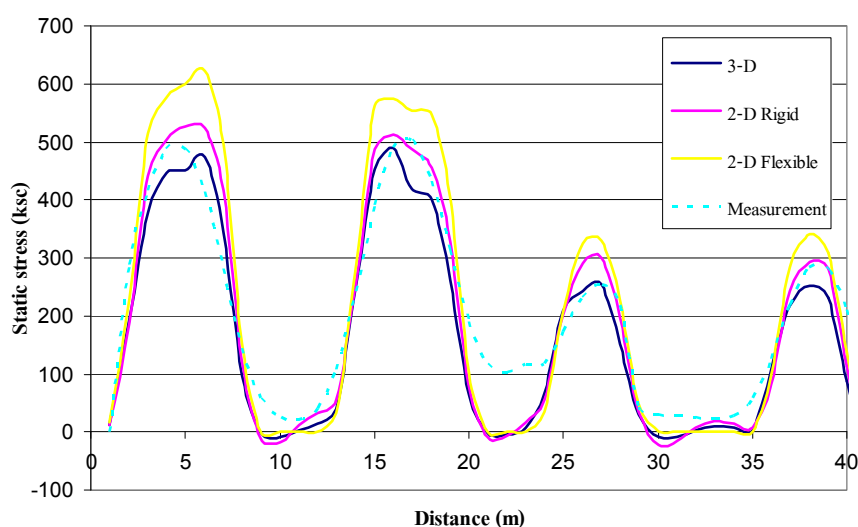
ภาพที่ 3-40 ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน 2 มิติ แบบ Rigid connection



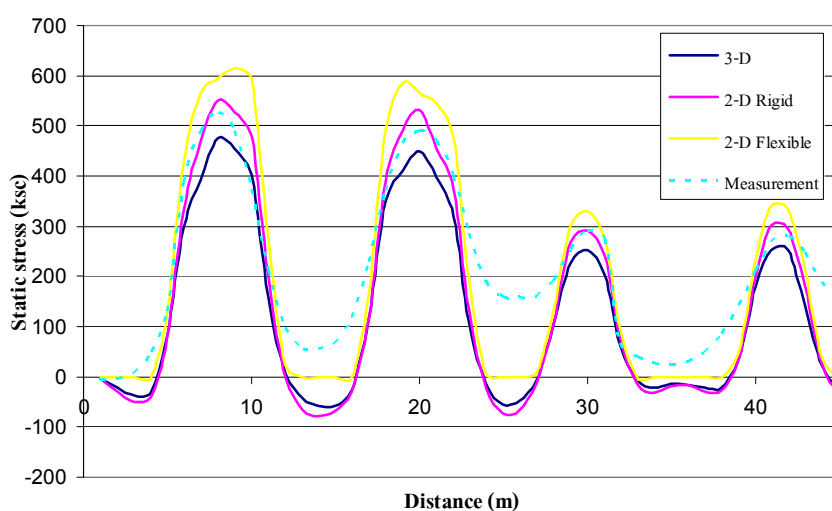
ภาพที่ 3-41 ค่าหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน 3 มิติ แบบ Rigid connection

3.3.3.1 โครงสร้างสะพานใกล้สถานีรังสิต

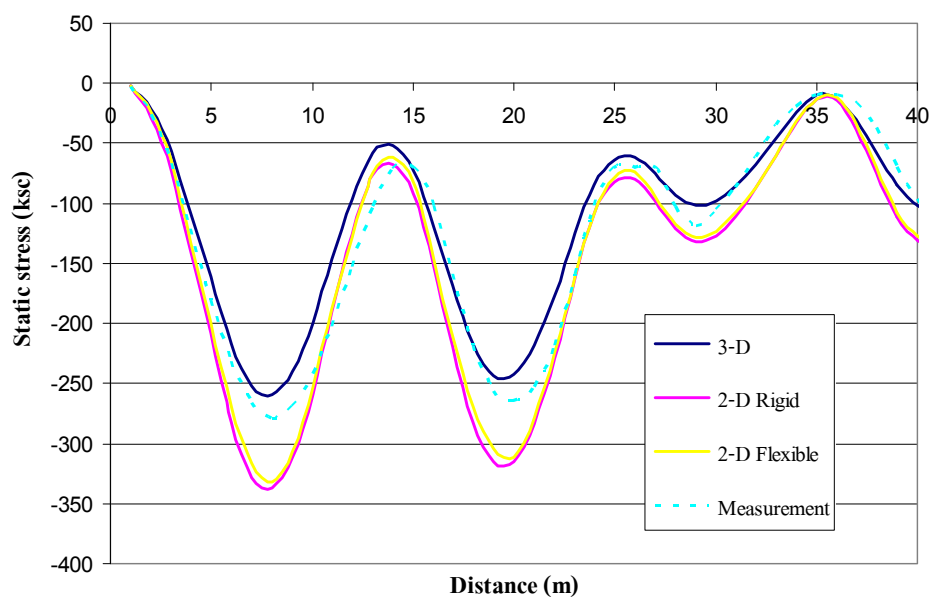
ผลการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรังสิต พบว่าเมื่อเปรียบเทียบค่าหน่วยแรงสถิตกับแบบจำลองแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ กับการทดสอบในภาคสนาม แล้วแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติมีความใกล้เคียงกับการตรวจวัดจริงดังแสดงในภาพที่ 3-42 ถึง 3-48



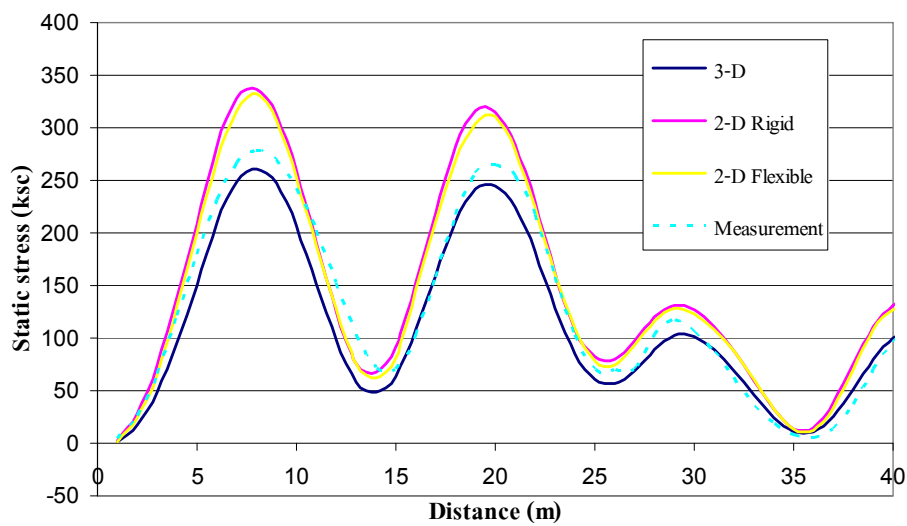
ภาพที่ 3-42 ค่าหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองกับการทดสอบในภาคสนามที่ปีกกลางของคาน
รองรับถนนรถไฟตัวริม (Section 1) ของสะพานใกล้สถานีรังสิต



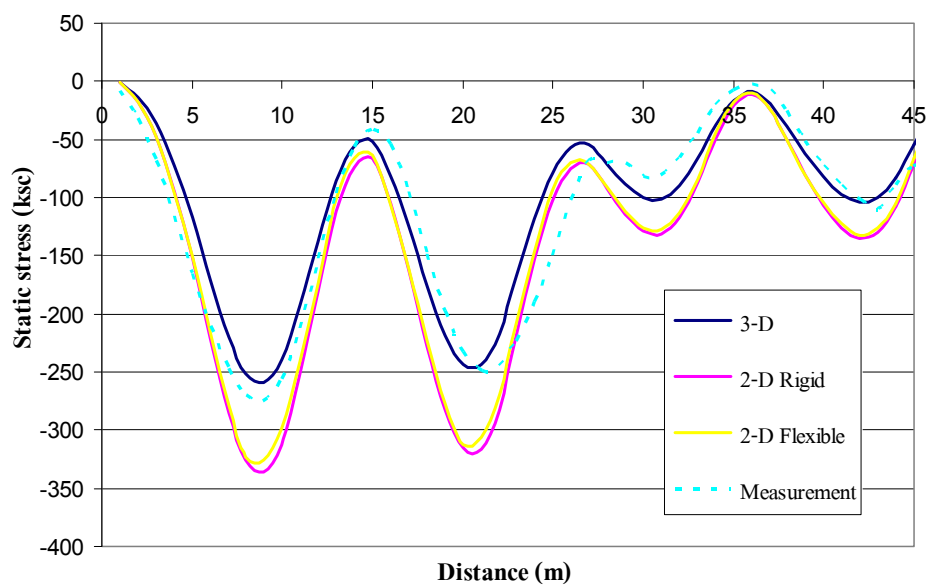
ภาพที่ 3-43 ค่าหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองกับการทดสอบในภาคสนามที่ปีกกลางของคาน
รองรับถนนรถไฟตัวกลาง (Section 3) ของสะพานใกล้สถานีรังสิต



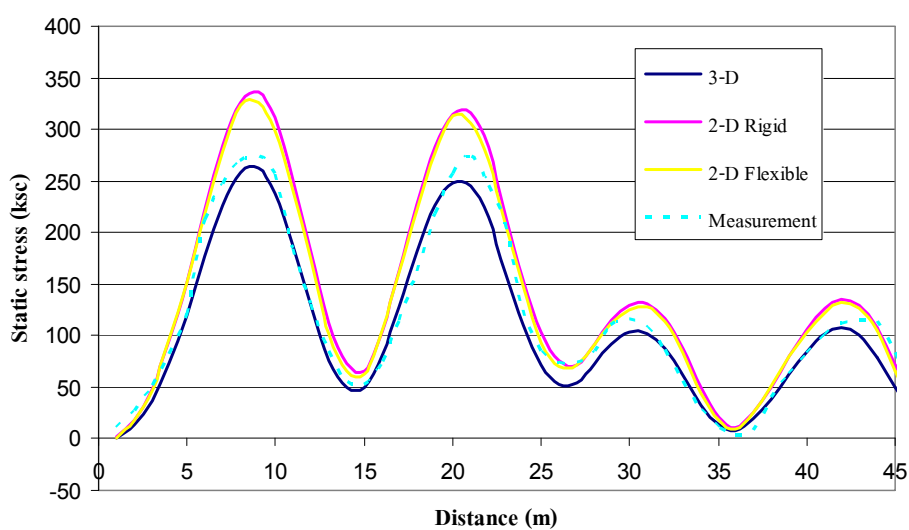
ภาพที่ 3-44 ค่าหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองกับการทดสอบในภาคสนามที่ปีกบนของคาน
ประธาน (Section 4) ของสะพานไถ่สถานีวังสิต



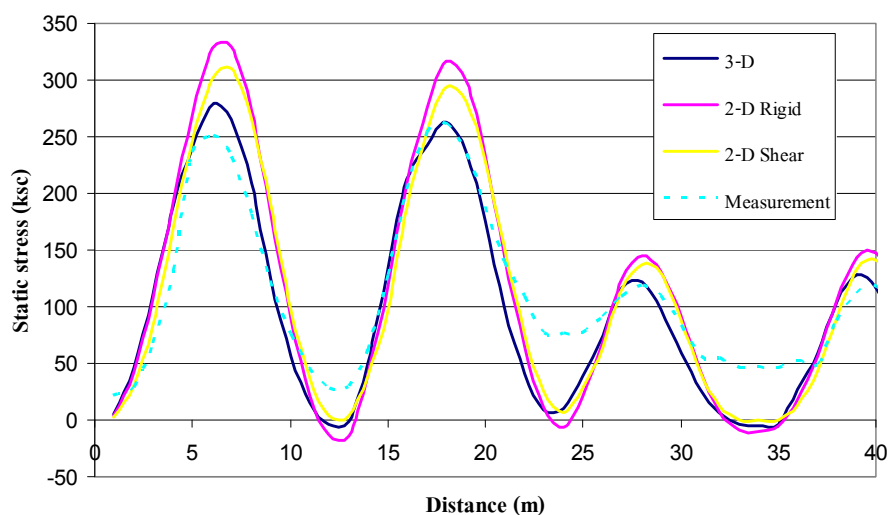
ภาพที่ 3-45 ค่าหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองกับการทดสอบในภาคสนามที่ปีกล่างของ
คานประธาน (Section 4) ของสะพานไถ่สถานีวังสิต



ภาพที่ 3-46 ค่าหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองกับการทดสอบในภาคสนามที่ปีกบนของ
คานประจัน (Section 5) ของสะพานใกล้สถานีรังสิต



ภาพที่ 3-47 ค่าหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองกับการทดสอบในภาคสนามที่ปีกล่างของ
คานประจัน (Section 5) ของสะพานใกล้สถานีรังสิต



ภาพที่ 3-48 ค่าหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองกับการทดสอบในภาคสนามที่ปีกกลางของคานขวาง (Section 2) ของสะพานใกล้สถานีรังสิต

จากแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 2 มิติ 3 มิติ และการทดสอบในภาคสนามจะได้ค่าหน่วยแรงสถิตสูงสุดของแต่ละชั้นส่วนของโครงสร้างสะพานดังตารางที่ 3-20 และตารางที่ 3-21 แสดงการเปรียบเทียบหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองโครงสร้างสะพานและการทดสอบในภาคสนาม โดยมีความแตกต่างกันมากที่สุดประมาณ 6 % ในแต่ละชั้นส่วนของโครงสร้างสะพานสำหรับแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ

ตารางที่ 3-20 ค่าหน่วยแรงสถิตสูงสุดของแต่ละชั้นส่วนของโครงสร้างสะพานใกล้สถานีรังสิต

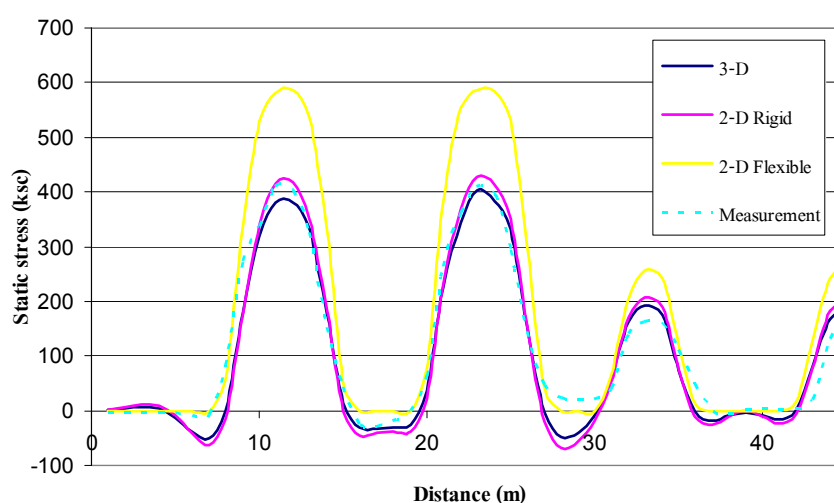
ชั้นส่วนโครงสร้างสะพาน	หน่วยแรงสถิต (2-D Flexible)	หน่วยแรงสถิต (2-D Rigid)	หน่วยแรงสถิต (3-D)	การทดสอบในภาคสนาม
คานรองหมอน				
รถไฟ	621.48	525.95	488.84	502.67
คานประธาน	332.18	336.98	261.21	278.19
คานขวาง	309.75	329.57	278.61	264.12

ตารางที่ 3-21 การเปรียบเทียบหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองโครงสร้างสะพานและทดสอบ
ในภาคสนามของสะพานใกล้สถานีรังสิต

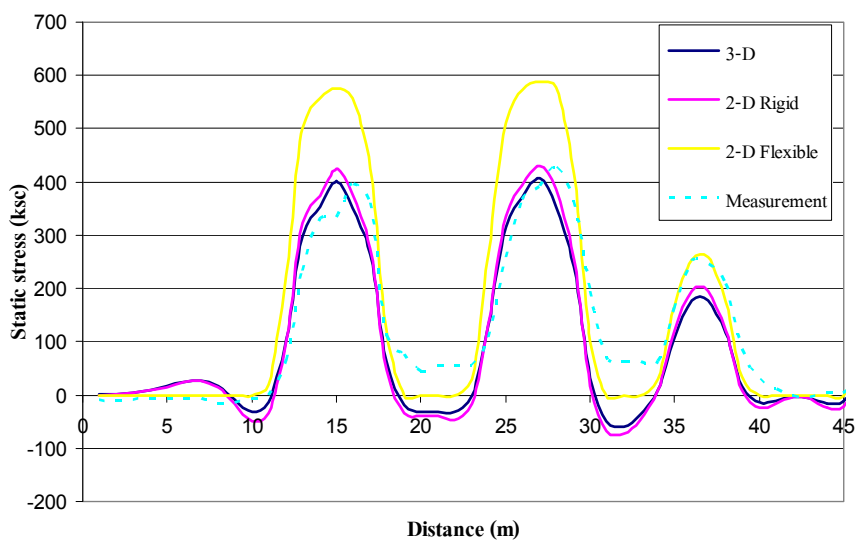
% ความแตกต่าง เทียบกับการทดสอบ	2-D Flexible	2-D Rigid	3-D
คานรองรับหมอนรถไฟ	23.63	4.63	2.75
คานประธาน	19.40	21.13	6.10
คานขวาง	17.28	24.78	5.49

3.3.3.2 สะพานรถไฟใกล้สถานีบางบำหรุ

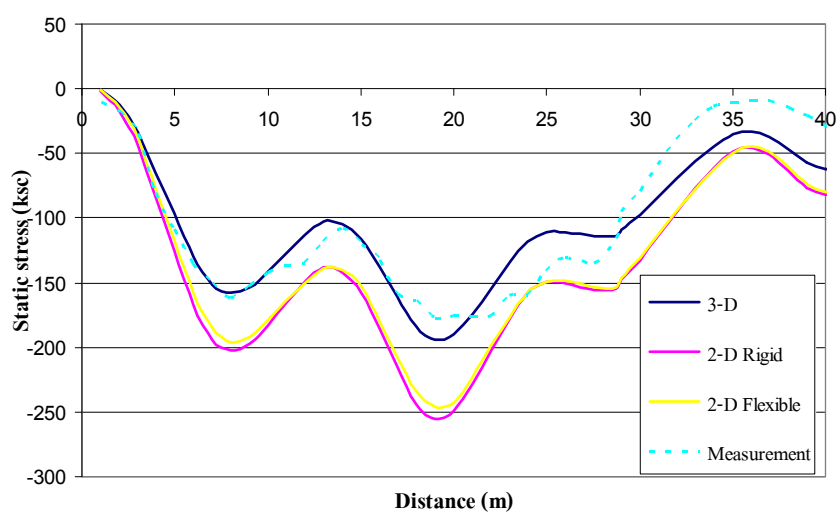
ผลการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างสะพานใกล้สถานีบางบำหรุ พบว่าเมื่อเปรียบเทียบค่าหน่วยแรงสถิตกับแบบจำลองแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ กับการตรวจวัดในภาคสนาม แล้วแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติมีความใกล้เคียงกับการตรวจวัดจริงดังแสดงในภาพที่ 3-49 ถึง 3-



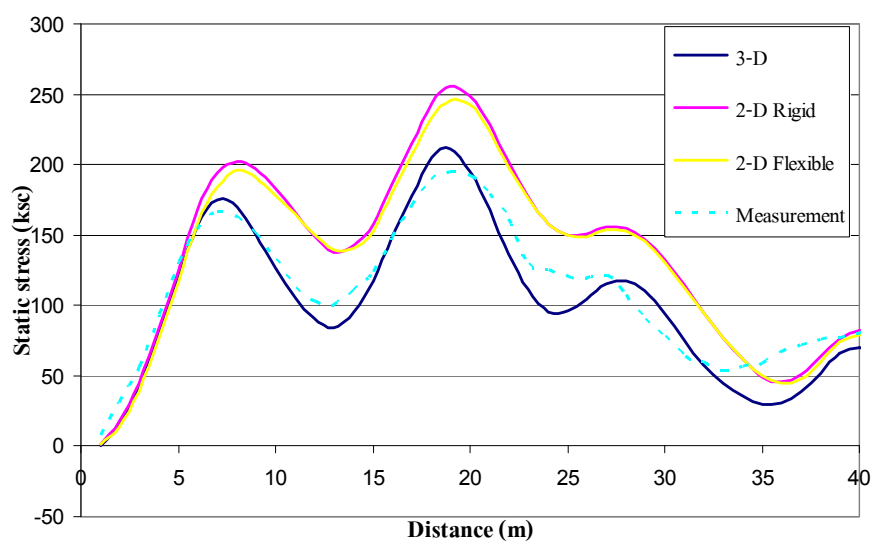
ภาพที่ 3-49 ค่าหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองกับการทดสอบในภาคสนามที่ปีกกลางของคานรองรับหมอนรถไฟตัวริม (Section 6) ของสะพานใกล้สถานีบางบำหรุ



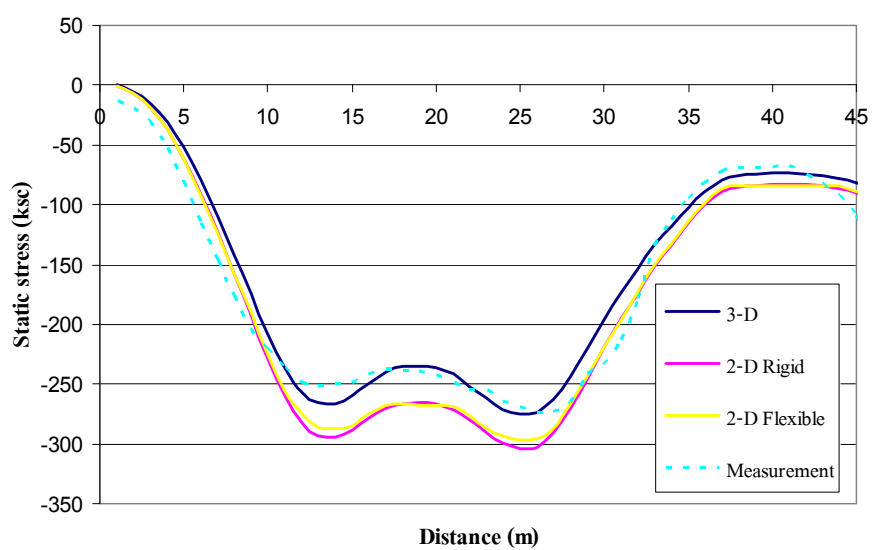
ภาพที่ 3-50 ค่าหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองกับการทดสอบในภาคสนามที่ปีกล่างของคานรองรับ
หมอนรถไฟตัวกลาง (Section 3) ของสะพานใกล้สถานีบางบำหรุ



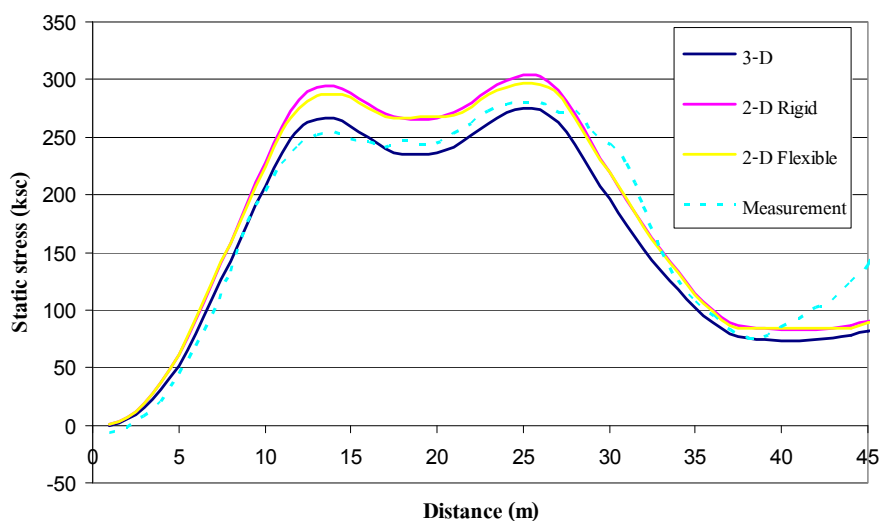
ภาพที่ 3-51 ค่าหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองกับการทดสอบในภาคสนามที่ปีกบนของ
คานประธาน (Section 4) ของสะพานใกล้สถานีบางบำหรุ



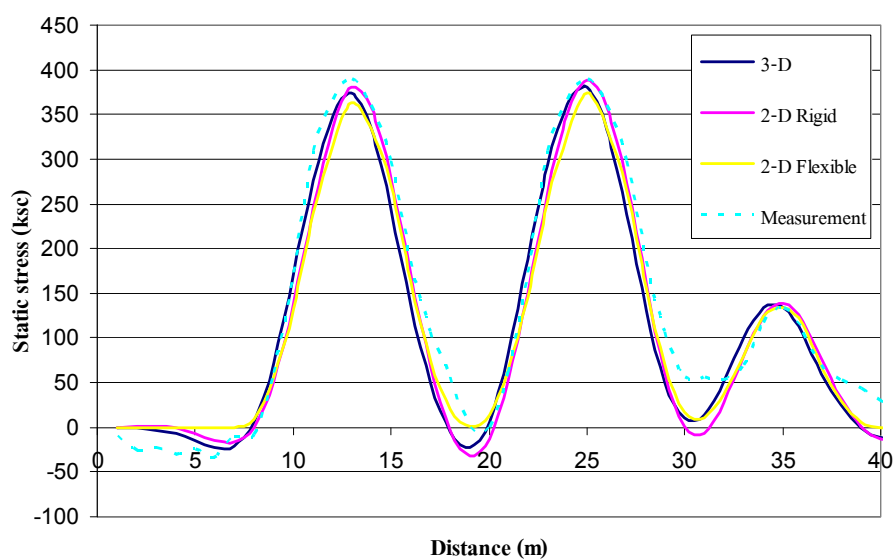
ภาพที่ 3-52 ค่าหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองกับการทดสอบในภาคสนามที่ปีกล่างของ
คานประธาน (Section 4) ของสะพานไถ่สถานีบางบำหรุ



ภาพที่ 3-53 ค่าหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองกับการทดสอบในภาคสนามที่ปีกบนของ
คานประธาน (Section 5) ของสะพานไถ่สถานีบางบำหรุ



ภาพที่ 3-54 ค่าหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองกับการทดสอบในภาคสนามที่ปีกกลางของ
คานประธาน (Section 5) ของสะพานไถ่สถานีบางบำหรุ



ภาพที่ 3-55 ค่าหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองกับการทดสอบในภาคสนามที่ปีกกลางของคาน
ขวาง (Section 2) ของสะพานไถ่สถานีบางบำหรุ

จากแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 2 มิติ 3 มิติ และการทดสอบในภาคสนามจะได้ค่า
หน่วยแรงสถิตสูงสุดของแต่ละชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพานดังตารางที่ 3-22 และตารางที่ 3-23
แสดงการเปรียบเทียบหน่วยแรงสถิตของแบบจำลองโครงสร้างสะพานและการทดสอบใน

ภาคสนาม โดยมีความแตกต่างไม่เกินประมาณ 10 % ในแต่ละชั้นส่วนของโครงสร้างสะพาน สำหรับแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ

ตารางที่ 3-22 ค่าหน่วยแรงสถิติสูงสุดของแต่ละชั้นส่วนของโครงสร้างสะพานของสะพานใกล้สถานีบางบำหรุ

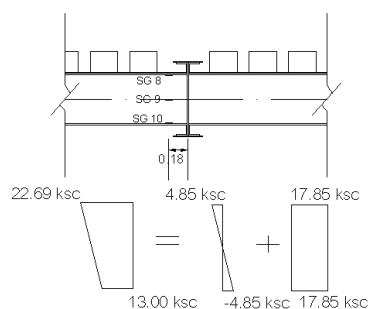
ชั้นส่วนโครงสร้าง สะพาน	หน่วยแรงสถิติ (2-D Flexible)	หน่วยแรงสถิติ (2-D Rigid)	หน่วยแรงสถิติ (3-D)	การทดสอบใน ภาคสนาม
คานรองหมอนรถไฟ	585.10	427.45	402.48	410.12
คานประธาน	245.62	255.16	211.02	195.04
คานขวาง	363.64	379.72	373.75	389.67

ตารางที่ 3-23 การเปรียบเทียบหน่วยแรงสถิติของแบบจำลองโครงสร้างสะพานและทดสอบในภาคสนามของสะพานใกล้สถานีบางบำหรุ

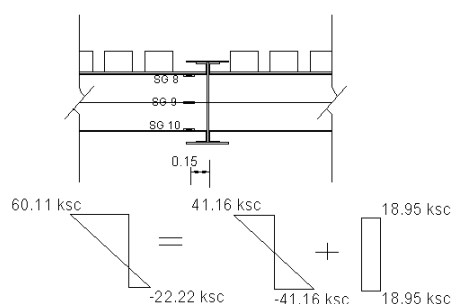
% ความแตกต่าง เทียบกับการทดสอบ	2-D Flexible	2-D Rigid	3-D
คานรองหมอนรถไฟ	42.67	4.23	1.86
คานประธาน	25.93	30.82	8.19
คานขวาง	6.68	2.55	4.08

3.3.4 การเปรียบเทียบค่าหน่วยแรงที่จุดต่อเชื่อม

ค่าหน่วยแรงที่ได้จากการตรวจวัดของการเชื่อมต่อที่คานรองหมอนรถไฟ (Stringer) กับคานขวาง (Floor Beam) ที่บริเวณปีกบนและปีกล่างของคานรองหมอนรถไฟของสะพานรถไฟใกล้สถานีรังสิตและสะพานรถไฟใกล้สถานีบางบำหรุ สามารถนำมาใช้ประเมินพฤติกรรมของจุดต่อภาพที่ 3-56 แสดงตัวอย่างค่าการกระจายหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่จุดต่อเชื่อมของคานรองหมอนรถไฟ (Stringer) กับ คานขวาง (Floor Beam) ที่ได้จากการทดสอบในภาคสนาม จากข้อมูลผลการทดสอบและการวิเคราะห์ที่จุดเชื่อมต่อที่สรุปในตารางที่ 3-24 และ 3-25 จะสามารถหาดีกรีความต่อเนื่อง (Degree of continuity, α) จากสมการที่ 2-20 ได้ เมื่อไม่นำผลของแรงตามแนวแกนมาคิดจะได้ค่า $\alpha = 0.38$ และ $\alpha = 0.40$ สำหรับสะพานรถไฟใกล้สถานีรังสิต และสถานีบางบำหรุ ตามลำดับ ดังนั้นจุดเชื่อมต่อของคานรองหมอนรถไฟกับคานขวางเปรียบเสมือนรอยต่อแบบ Semi-rigid เนื่องจากอยู่ในช่วง 0.2-0.7 จากการจัดประเภทของ Bjorhovde



ก) สะพานใกล้สถานีรถไฟรังสิต



ข) สะพานใกล้สถานีรถไฟบางบำหรุ

ภาพที่ 3-56 การกระจายหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่จุดต่อเชื่อมของคานรองรับถนนรถไฟกับคานขวาง

ตารางที่ 3-24 ค่าหน่วยแรงที่จุดเชื่อมต่อของสะพานรถไฟใกล้สถานีรังสิต

Stringer	Measurement (ksc)	Analysis (ksc)
top	22.69	32.35
bottom	13.00	6.75
axial	17.85	19.55
Moment	Mp = 5236.93 kg -cm	Mf = 12789.63 kg-cm

ตารางที่ 3-25 ค่าหน่วยแรงที่จุดเชื่อมต่อของสะพานรถไฟใกล้สถานีบางบำหรุ

Stringer	Measurement (ksc)	Analysis (ksc)
top	60.11	116.19
bottom	-22.22	-93.08
axial	18.95	11.55
Moment	Mp = 44494.94 kg -cm	Mf = 104509.43 kg-cm

3.4 การศึกษาจำนวนรอบของการสั่นไหวและความเสียหายเนื่องจากความล้า

ช่วงหน่วยแรงประสิทธิผลและจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงเป็นพารามิเตอร์สำคัญที่ใช้ในการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างพฤติกรรมด้านความล้าของโครงสร้างที่รับแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบคงที่ (Constant Amplitude Fatigue Behavior) และพฤติกรรมของโครงสร้างที่รับแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบไม่คงที่ (Variable Amplitude Fatigue Behavior) โดยความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบคงที่ที่มีขนาดของหน่วยแรงเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลและมีจำนวนรอบการสั่นไหวเท่ากับจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงจะมีค่าเท่ากับความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบไม่คงที่ที่มีจำนวนรอบของการสั่นไหวตามที่กำหนดให้ ดังนั้น ระดับของความเสียหายในโครงสร้าง ที่รับแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบไม่คงที่ อย่างเช่น โครงสร้างสะพานจึงสามารถประเมินได้โดยใช้ค่าของช่วงหน่วยแรงเพียงค่าเดียว ซึ่งมีขนาดเท่ากับค่าช่วงหน่วยแรงประสิทธิผล โดยอาศัยหลักการของแบบจำลองความเสียหายสะสมของ Miner's Rule ที่พิจารณาให้ความเสียหายสะสมที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับผลรวมของความเสียหายของแต่ละช่วงหน่วยแรงย่อย ค่าช่วงหน่วยแรงประสิทธิผลจะสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3-1

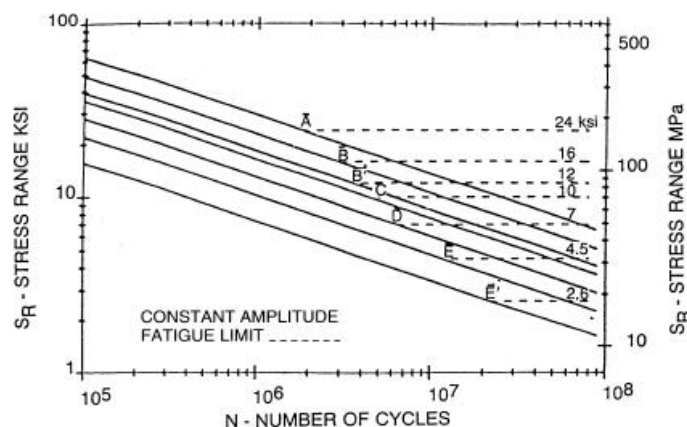
$$S_{re} = \left(\sum f_i S_{ri}^3 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3-1)$$

เมื่อ S_{re} คือค่าช่วงหน่วยแรงประสิทธิผล และ f_i คือค่าความถี่ของช่วงหน่วยแรงที่มีขนาดเท่ากับ S_{ri}

หลังจากที่ได้ค่าของช่วงหน่วยแรงประสิทธิผลแล้วจะสามารถประมาณค่ากำลังความต้านทานต่อความล้าที่บริเวณจุดต่อที่พิจารณาได้จากสมการ 3-2 หรือจากแผนภาพ S-N ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ของค่าช่วงหน่วยแรงและค่ากำลังความต้านทานต่อความล้าในกราฟแกนพิกัดลอการิทึม (Log-Log Graph) ดังตัวอย่างแสดงในภาพที่ 3-57

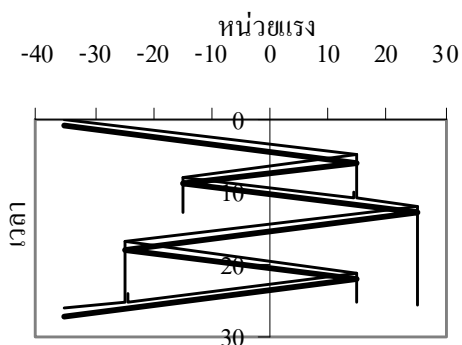
$$N = \frac{10^b}{S_{re}^3} \quad (3-2)$$

เมื่อ b คือจุดตัดแกนในกราฟ S-N Curve



ภาพที่ 3-57 แผนภาพ S-N ตามมาตรฐาน AREMA

นอกจากค่าช่วงหน่วยแรงประสิทธิผลแล้ว จำนวนรอบของการสั่นไหวที่เกิดขึ้น เนื่องจากขบวนรถไฟเคลื่อนผ่านสะพานก็มีความสำคัญในการประเมินอายุการใช้งานปลอดภัยของโครงสร้าง ทั้งนี้ เนื่องจากแรงที่กระทำต่อโครงสร้างสะพานมีขนาดไม่คงที่ และมีความซับซ้อน ดังนั้น ในการวิเคราะห์หาจำนวนรอบของการสั่นไหวจึงต้องอาศัยวิธีการในการแยกช่วงหน่วยแรงย่อยออกมาจากหน่วยแรงที่ซับซ้อนดังกล่าว โดยใน ASTM E1049-85 (Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis) ได้ให้วิธีการหลายวิธีในการแยกช่วงหน่วยแรงย่อยนี้ ซึ่งแต่ละวิธีจะให้ค่าของช่วงหน่วยแรงและจำนวนรอบของการสั่นไหวที่แตกต่างกัน อย่างไรก็ตาม Rainflow Cycle Counting Method เป็นวิธีที่มักใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาความล้าของโครงสร้างสะพาน เนื่องจากวิธีการดังกล่าวสามารถให้ค่าของช่วงหน่วยแรงที่ถูกต้องตาม Hysteresis Loops ในระบบที่มีแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบไม่คงที่ ทั้งนี้ ในการแยกช่วงหน่วยแรงด้วยวิธี Rainflow Counting Method จะต้องทำการจัดให้แกนเวลาของประวัติหน่วยแรง (Stress History) อยู่ในแนวดิ่งและมีทิศชี้ลงล่าง ดังแสดงตัวอย่าง ในภาพที่ 3-58 จากนั้นก็พิจารณาเสมือนว่ามีน้ำไหลลงมาจากจุดบนสุดของประวัติหน่วยแรง ซึ่งจะใช้แต่ละช่วงเส้นทางไหลของน้ำในการบ่งชี้หน่วยแรงย่อยในประวัติหน่วยแรงและกำหนดให้หน่วยแรงย่อยนี้มีจำนวนรอบของการสั่นไหวเท่ากับครึ่งรอบ



ภาพที่ 3-58 การวิเคราะห์ประวัติหน่วยแรงโดยวิธี Rainflow Counting Method

ดังนั้น ประวัติของหน่วยแรงที่เกิดจากแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบไม่คงที่จะสามารถแยกออกได้เป็นช่วงหน่วยแรงย่อยที่มีขนาดและจำนวนรอบการสั่นไหวที่แตกต่างกัน ซึ่งช่วงหน่วยแรงย่อยเหล่านี้จะก่อให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างสะพานที่แตกต่างกัน เพื่อทำให้เกิดความสะดวกในการคำนวณออกแบบและประเมินความเสียหายของโครงสร้างจึงได้มีการนำจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงมาใช้ในการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างความเสียหายที่เกิดขึ้น เนื่องจากแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบไม่คงที่และแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบคงที่ โดยอาศัยหลักการของ Miner's Hypothesis จะสามารถคำนวณจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงได้จากสมการที่ 3-3

$$N_e = 1 + \left(\sum_{i=1}^k \frac{S_{ri}}{S_{rp}} \right)^3 \quad (3-3)$$

เมื่อ N_e คือจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรง และ S_{rp} คือ ช่วงหน่วยแรงย่อยหลัก (Primary Stress Range) หรือช่วงหน่วยแรงที่มีขนาดมากสุดในประวัติหน่วยแรงที่พิจารณา

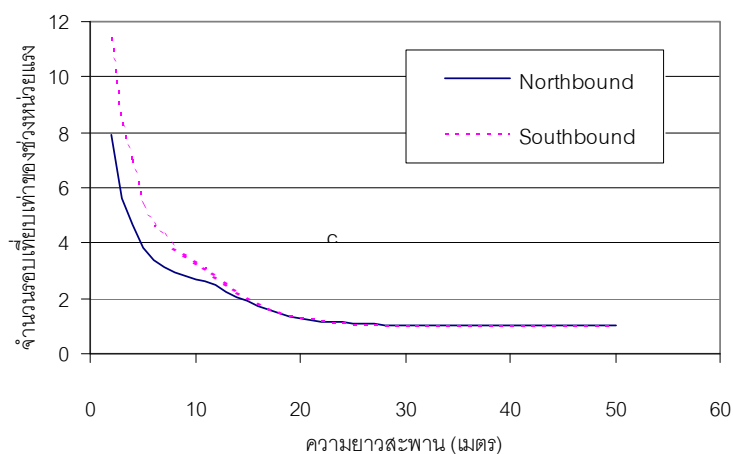
โดยอาศัยหลักการของจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงจะสามารถคำนวณ ความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างได้จากสมการที่ 3-4

$$D = \sum \frac{1}{N_i} = \frac{N_e S_{rp}^3}{10^b} \quad (3-4)$$

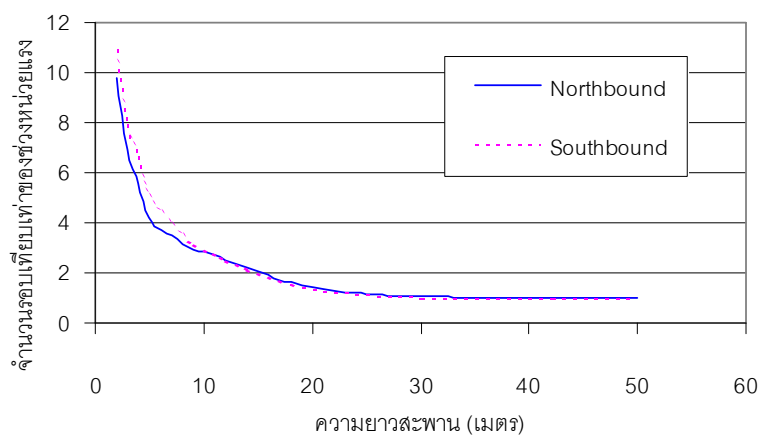
เมื่อ N_i คือ กำลังความต้านทานต่อความล้าที่สอดคล้องกับแต่ละช่วงหน่วยแรงในประวัติ หน่วยแรง และ b คือ จุดตัดแกนในแผนภาพ S-N

ในการศึกษาได้นำข้อมูลที่ได้จากการตรวจซึ่งน้ำหนักในภาคสนามมาใช้ในการวิเคราะห์หาจำนวนรอบของช่วงหน่วยแรงเนื่องจากขบวนรถไฟที่กระทำต่อสะพานในหลายช่วงความยาว โดยจำนวนรอบของช่วงหน่วยแรงที่ได้จากการวิเคราะห์นี้จะมีความสอดคล้องกับลักษณะการจัดเรียงเพลลา และการกระจายน้ำหนักลงเพลลาจริงของขบวนรถไฟ ในการวิเคราะห์ได้จำลองการเคลื่อนผ่านของขบวนรถไฟแต่ละขบวนบนแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ Simple Span ที่มีช่วงความยาวตั้งแต่ 2 ถึง 50 เมตร และพิจารณาผลของขบวนรถไฟเหล่านี้ต่อพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานทุกๆ ช่วงความยาวที่เพิ่มขึ้น 1 เมตร โดยได้บันทึกค่าของโมเมนต์ที่ตรงตำแหน่งกึ่งกลางความยาวสะพานเมื่อขบวนรถไฟแต่ละขบวนเคลื่อนผ่านแบบจำลองโครงสร้างสะพานจากนั้นทำการหาช่วงโมเมนต์ย่อยด้วยวิธี Rainflow Counting Method และใช้สมการที่ 3-3 ในการคำนวณหาจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงเนื่องจากขบวนรถไฟแต่ละขบวน โดยในการคำนวณนี้มีสมมติฐานว่า พฤติกรรมของโครงสร้างสะพานในขณะที่ขบวนรถไฟเคลื่อนผ่านยังอยู่ในช่วงอีลาสติก ดังนั้น การแทนค่าช่วงโมเมนต์ในสมการที่ 3-3 จึงให้ค่าเท่ากับการแทนด้วยค่าช่วงหน่วยแรง

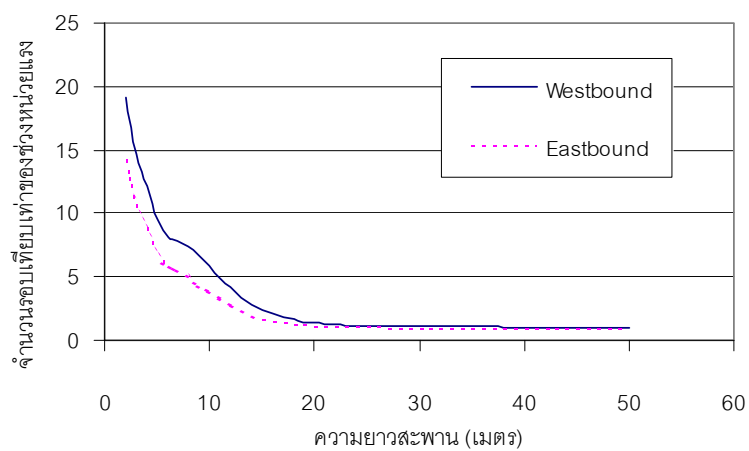
ภาพที่ 3-59 แสดงจำนวนรอบเทียบเท่าเฉลี่ยของช่วงหน่วยแรงที่เกิดจากขบวนรถไฟเคลื่อนผ่านสะพานที่มีช่วงความยาว 2 ถึง 50 เมตร สำหรับแต่ละทิศทางการจราจร จากการศึกษาพบว่าจำนวนรอบเทียบเท่าเฉลี่ยของช่วงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากการผ่านหนึ่งครั้งของขบวนรถไฟสินค้าที่ไม่มีการบรรทุก ขบวนรถไฟว่างโดยสารจะมีค่าไม่แตกต่างกันมากนักสำหรับสะพานทุกช่วงความยาว แต่สำหรับขบวนรถไฟสินค้าที่มีการบรรทุกจะให้ค่าจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงมากกว่าขบวนรถไฟประเภทอื่นๆ มากในสะพานช่วง สั้น โดยสำหรับขบวนรถไฟสินค้าที่มีการบรรทุกเต็มพิกัดสามารถทำให้เกิดจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงได้มากถึง 20 รอบในสะพานที่สั้นกว่า 4 เมตร



ก) สถานีรถไฟดอนเมือง



ข) สถานีรถไฟนครปฐม

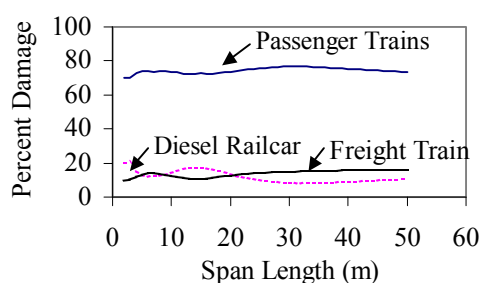


ค) สถานีรถไฟฉะเชิงเทรา

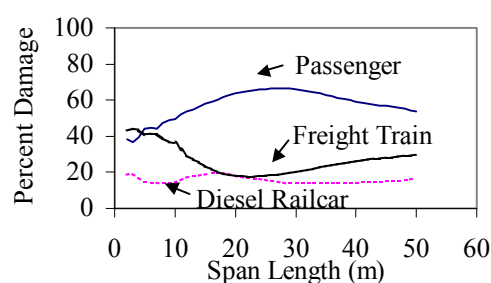
ภาพที่ 3-59 จำนวนรอบเทียบเท่าเฉลี่ยของช่วงหน่วยแรง

ทั้งนี้ เนื่องจากจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสะพานช่วงสั้นจะมี ค่าขึ้นอยู่กับน้ำหนักบรรทุกและจำนวนโบกี้ของขบวนรถไฟเป็นสำคัญ โดยแต่ละเพลหรือแต่ละคู่เพลจะสามารถทำให้เกิดหน่วยแรงย่อยหนึ่งหน่วยแรงในสะพานช่วงสั้น และผลของน้ำหนักเพลที่มีต่อจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงจะมีค่ามากขึ้นเมื่อน้ำหนักเพลมีค่ามาก นอกจากนี้ ผลที่ได้ยังแสดงให้เห็นว่า เมื่อสะพานมีช่วงความยาวมากกว่า 20 เมตร การเคลื่อนผ่านของขบวนรถไฟแต่ละขบวนจะทำให้เกิดจำนวนรอบเทียบเท่าของหน่วยแรงเพียงหนึ่งรอบและลักษณะของการจัดเรียงเพลที่แตกต่างกันของแต่ละโบกี้จะมีผลกระทบค่อนข้างน้อยต่อจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรง

จากหลักการการรวมผลความเสียหายสะสมของ Miner's Hypothesis สามารถนำมาวิเคราะห์หาความเสียหายสะสมเนื่องจากความล้าของขบวนรถไฟแต่ละประเภทได้ ในการศึกษาได้ทำการวิเคราะห์ความเสียหายของสะพานช่วงความยาวต่างๆ โดยใช้ข้อมูลที่ได้จากการจำลองการเคลื่อนตัวของขบวนรถไฟผ่านแบบจำลองทางโครงสร้าง 2 มิติ ภาพที่ 3-60 ถึง 3-62 แสดงเปอร์เซ็นต์ความเสียหายจากขบวนรถไฟแต่ละประเภทที่บริเวณสถานีดอนเมือง สถานีฉะเชิงเทรา และสถานีนครปฐม ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า ที่บริเวณสถานีดอนเมืองและสถานีนครปฐมขบวนรถไฟประเภทรถโดยสารจะก่อให้เกิดความเสียหายกับสะพานมากกว่าขบวนรถไฟประเภทอื่นในทั้งสองทิศทางการจราจร อย่างไรก็ตาม เปอร์เซ็นต์ความเสียหายเนื่องจากขบวนรถสินค้ามีแนวโน้มสูงขึ้นในการจราจรทิศใต้ของสถานีดอนเมืองและในทั้งสองทิศทางการจราจรของสถานีนครปฐมเมื่อความยาวช่วงของสะพานมีค่าเพิ่มมากขึ้น เนื่องจากขบวนรถสินค้าในทิศนี้ส่วนใหญ่เป็นขบวนรถที่มีการบรรทุก ในขณะที่ขบวนรถสินค้าส่วนใหญ่ในการจราจรทิศเหนือของสถานีดอนเมืองจะเป็นขบวนรถเปล่า นอกจากนี้ ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า ความเสียหายส่วนใหญ่ของสะพานในทั้งสองทิศทางการจราจรที่บริเวณสถานีฉะเชิงเทราจะเกิดจากขบวนรถสินค้า

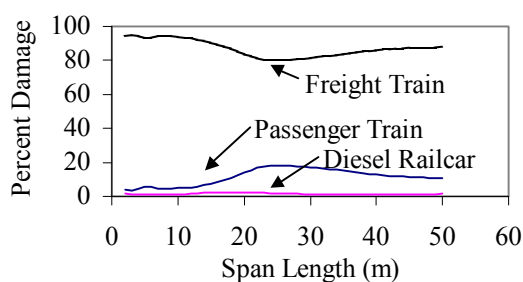


ก) การจราจรทิศเหนือ

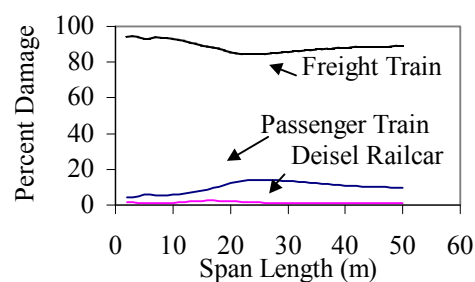


ข) การจราจรทิศใต้

ภาพที่ 3-60 เปอร์เซนต์ความเสียหายเนื่องจากขบวนรถไฟแต่ละประเภทบริเวณสถานีดอนเมือง



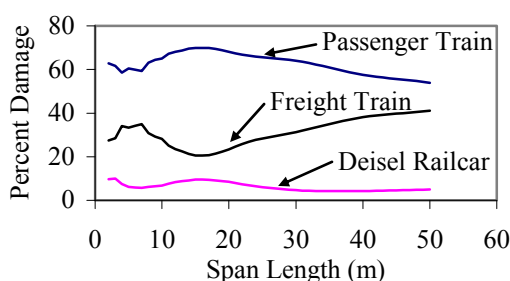
ก) การจราจรทิศตะวันตก



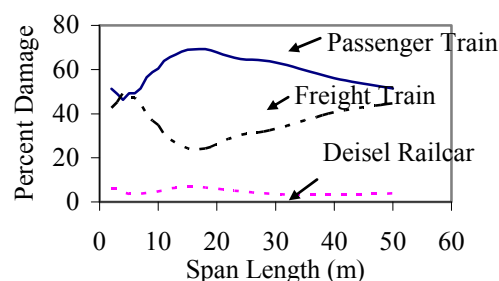
ข) การจราจรทิศตะวันออก

ภาพที่ 3-61 เปอร์เซ็นต์ความเสียหายเนื่องจากขบวนรถไฟแต่ละประเภท

บริเวณสถานีฉะเชิงเทรา



ก) การจราจรทิศเหนือ



ข) การจราจรทิศใต้

ภาพที่ 3-62 เปอร์เซ็นต์ความเสียหายเนื่องจากขบวนรถไฟแต่ละประเภท

บริเวณสถานีนครปฐม

3.5 แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับปัญหาความล้า

ในการประเมินความเสียหายเนื่องจากความล้าจำเป็นต้องอาศัยการประมาณค่าช่วงหน่วยแรงในโครงสร้างที่มีความสอดคล้องกับสภาพการใช้งานจริง เนื่องจากความเสียหายของโครงสร้างจากปัญหาความล้าเป็นความเสียหายสะสมของขบวนรถไฟที่เคลื่อนผ่านสะพานตลอดช่วงอายุการใช้งาน ดังนั้น ขนาดของน้ำหนักที่ใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาความล้าจึงมีความแตกต่างจากน้ำหนักที่ใช้ประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพาน หลักการของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Range) มักนำมาใช้ในการประเมินความเสียหายและอายุการใช้งานที่คงเหลือของโครงสร้าง จากข้อมูลน้ำหนักเพลลาที่ได้จากการรวบรวมด้วยเครื่อง Weigh-In-Motion และพฤติกรรมการรับน้ำหนักของสะพานรถไฟที่ได้จากการทดสอบในภาคสนาม ในการศึกษานี้ได้วิเคราะห์หาแนวทางในการประเมินค่าของหน่วยแรงประสิทธิผล 2 วิธีการคือ การวิเคราะห์โดย

อาศัยฐานข้อมูลและการจำลองขบวนการไฟฟ้าทางสถิติ หรือ Stochastic Simulation และการวิเคราะห์โดยใช้ค่าน้ำหนักเพลลาเทียบเท่า โดยมีรายละเอียดของแต่ละวิธีการดังต่อไปนี้

3.5.1 Stochastic Simulation

ข้อมูลน้ำหนักเพลลาที่รวบรวมจากเครื่องชั่งน้ำหนักระบบ Weigh-In-Motion ได้นำมาใช้ในการสร้างฐานข้อมูลน้ำหนักสำหรับหัวรถจักร รถดีเซลเรลคาร์ โบกี้โดยสาร โบกี้สินค้าเปล่า และโบกี้สินค้าที่มีการบรรทุก ดังแสดงค่าความน่าจะเป็นสะสมของโบกี้แต่ละประเภทด้วยกราฟ Normal Probability Plot ในภาพที่ 3-63 ภาพแสดงให้เห็นว่าน้ำหนักหัวรถจักรมีการกระจายแบบปกติ (Normal Distribution) ในขณะที่ด้าน Right Hand Tail ของการกระจายน้ำหนักเพลลาของรถดีเซลคาร์ โบกี้โดยสาร และโบกี้สินค้าเปล่ามีแนวโน้มที่จะมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการประมาณจากการกระจายแบบปกติ

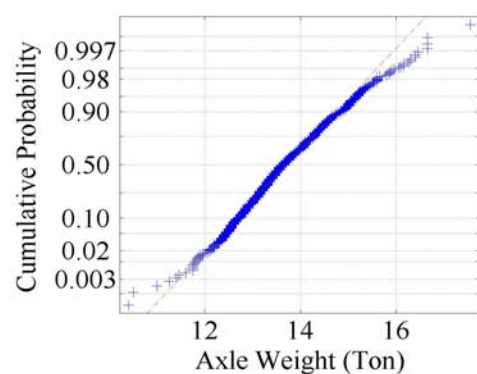
แบบจำลองการจราจรของขบวนรถไฟสามารถจำลองโดยอาศัยฐานข้อมูลน้ำหนักเพลลาที่สร้างขึ้น ข้อมูลจำนวนขบวนรถไฟ ระยะการจัดเรียงล้อ และวิธีการจำลองทางสถิติ ดังแสดงขั้นตอนการวิเคราะห์ในภาพที่ 3-64 ในระหว่างการจำลองจะสุ่มตัวเลขจากฟังก์ชันความน่าจะเป็นของการกระจายแบบสม่ำเสมอ (Uniform Probability Density Function) ที่มีค่าระหว่าง 0 ถึง 1 จากนั้นใช้ค่าตัวเลขที่ได้จากการสุ่มในการหาค่าน้ำหนักเพลลาที่มีค่าความน่าจะเป็นสะสมเท่ากับค่าที่สุ่มมาได้ แล้วจึงนำขบวนรถไฟที่ได้จากการจำลองนี้ไปใช้ในการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของโครงสร้างสะพาน

เพื่อตรวจสอบความเหมาะสมของขั้นการจำลองการจราจรของขบวนรถไฟที่นำเสนอ ในการศึกษาได้ใช้วิธีการดังกล่าวในการหาค่าช่วงโมเมนต์ประสิทธิภาพ (Effective Moment Range) ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยการจำลองทางสถิตินี้เปรียบเทียบกับค่าช่วงโมเมนต์ประสิทธิภาพที่ได้จากการใช้ข้อมูลน้ำหนักเพลลาจริงที่เก็บรวบรวมบริเวณสถานีรถไฟดอนเมืองและฉะเชิงเทรา ถึงแม้ว่าในสมการที่ 3-2 จะแสดงค่าจำนวนรอบการสั่นไหวที่โครงสร้างสามารถรับได้ในฟังก์ชันของค่าช่วงหน่วยแรงประสิทธิภาพ แต่สำหรับพฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงอิลาสติก ซึ่งค่าหน่วยแรงแปรผันโดยตรงกับค่าของโมเมนต์ ค่าจำนวนรอบการสั่นไหวก็จะแปรผันโดยตรงกับค่าช่วงโมเมนต์ประสิทธิภาพด้วย ค่าช่วงโมเมนต์ประสิทธิภาพสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3-5

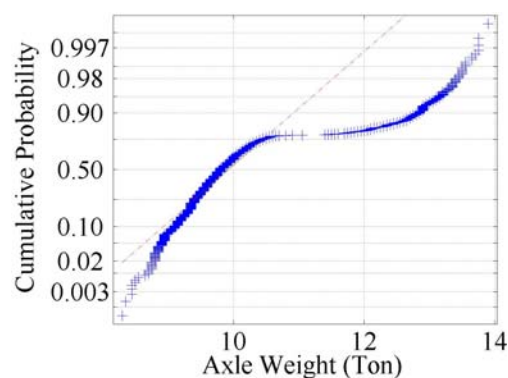
$$M_{re} = \left(\sum f_i M_n^3 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3-5)$$

เมื่อ f_i คือ ค่าความถี่ของช่วงโมเมนต์ M_{fi} .

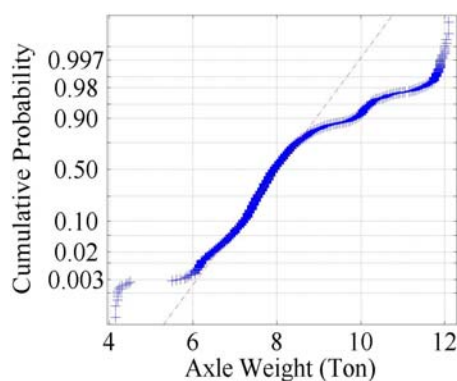
ตารางที่ 3-26 แสดงอัตราส่วนระหว่างค่าช่วงโมเมนต์ประสิทธิภาพที่ได้จากการจำลองด้วยวิธีทางสถิติและข้อมูลน้ำหนักเพลาจริงที่ได้จากการเก็บรวบรวมสำหรับสะพานช่วงความยาว 5-25 เมตร ภาพที่ 3-65 แสดงกระจายของค่าช่วงโมเมนต์ที่ได้จากการจำลองทางสถิติเปรียบเทียบกับข้อมูลน้ำหนักเพลาจริงสำหรับช่วงความยาวสะพาน 20 เมตร ผลการเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่า ถึงแม้ว่าการกระจายของช่วงโมเมนต์ที่ได้จากการจำลองด้วยวิธีทางสถิติจะแตกต่างจากการกระจายช่วงโมเมนต์จริง แต่ค่าช่วงโมเมนต์ของทั้งสองวิธีการมีค่าใกล้เคียงกัน โดยมีค่าความแตกต่างสูงสุดอยู่ในช่วง 10 เปอร์เซ็นต์



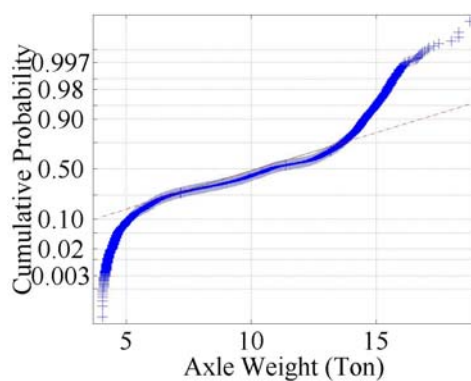
ก) หักรถจักร



ข) รถดีเซลเรลคาร์

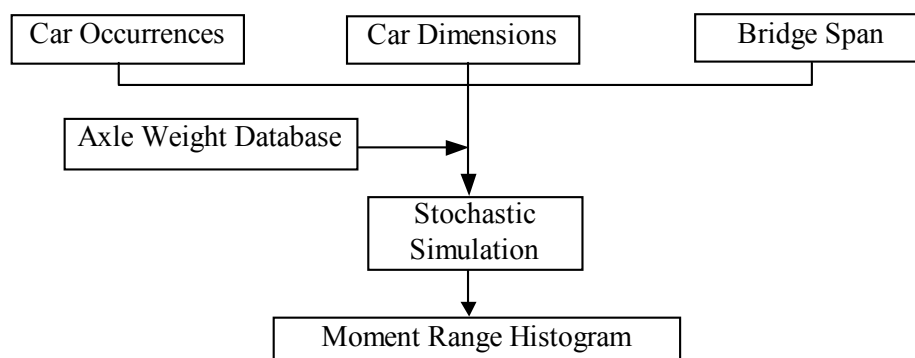


ค) บัสโดยสาร



ง) บัสสินค้าที่มีการบรรทุก

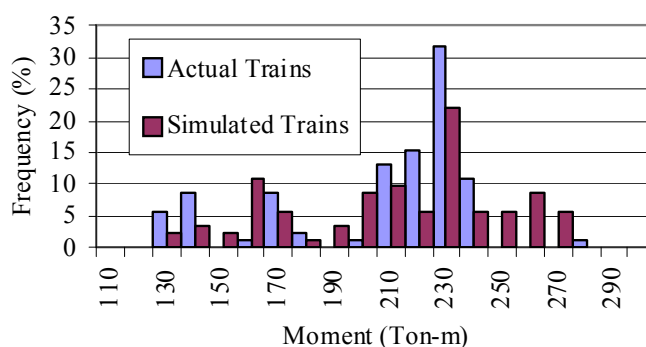
ภาพที่ 3-63 Normal Probability Plot ของน้ำหนักเพลาน้ำหนักฐานข้อมูล



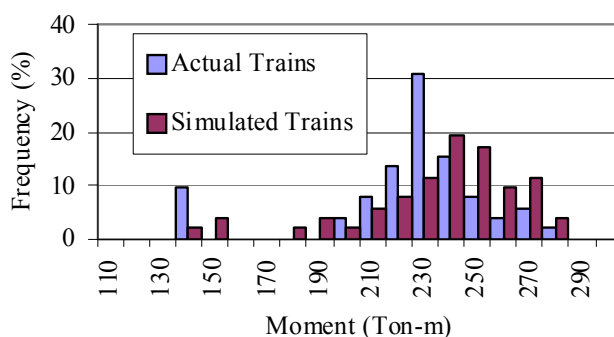
ภาพที่ 3-64 ขั้นตอนการสร้างแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกทุกจรสำหรับปัญหาความล้า

ตารางที่ 3-26 อัตราส่วนระหว่างค่าช่วงโมเมนต์ประสิทธิภาพที่ได้จากการจำลองทางสถิติและข้อมูลการจัดเรียงเพลลาจริง

สถานี	ทิศการจราจร	ความยาวช่วงสะพาน (m)				
		5	10	15	20	25
ดอนเมือง	Northbound	1.02	1.01	1.03	1.03	1.02
	Southbound	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01
ฉะเชิงเทรา	Westbound	1.02	1.02	1.02	1.04	1.03
	Eastbound	0.95	0.93	0.91	0.94	0.95



ก) การกระจายสถิติเหนือที่สถานีดอนเมือง



ข) การกระจายสถิติตะวันตกที่สถานีฉะเชิงเทรา

ภาพที่ 3-65 การกระจายของช่วงโมเมนต์ที่ความยาวช่วงสะพาน 20 เมตร

3.5.2 คำนำน้หนักเพลาสถิติผล

จากผลการทดสอบพฤติกรรมของโครงสร้างในภาคสนามแสดงให้เห็นว่า ขนาดของหน่วยแรงภายในโครงสร้างสะพานจะมีความสัมพันธ์โดยตรงกับขนาดน้ำหนักเพลลาของขบวนรถไฟ โดยเฉพาะในสะพานที่ช่วงความยาวสั้น สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้ช่วงอิลาสติก ค่าช่วงหน่วยแรงสถิติผลที่ใช้ในการคำนวณอายุการใช้งานของโครงสร้างในสมการที่ 3-1 จะมีความสัมพันธ์โดยตรงกับค่าน้ำหนักเพลลาสถิติผล (Effective Axle Weight) ที่คำนวณได้จากสมการ 3-6

$$W = (f_i \times W_i^3)^{1/3} \quad (3-6)$$

เมื่อ f_i คือ ความถี่ของขนาดน้ำหนักเพลลาที่มีค่าเท่ากับ W_i

จากฐานข้อมูลน้ำหนักเพลลาได้จากการรวบรวมด้วยเครื่องชั่งน้ำหนักระบบ WIM ที่บริเวณ สถานีดอนเมือง สถานีนครปฐม และสถานีฉะเชิงเทรา จะสามารถนำมาใช้ในการคำนวณค่าน้ำหนักเพลลาประสิทธิผลได้ ซึ่งมีค่าน้ำหนักดังต่อไปนี้

- น้ำหนักเพลลาประสิทธิผลของหัวรถจักร = 13.92 ตัน
- น้ำหนักเพลลาประสิทธิผลของโบกี้โดยสาร = 8.61 ตัน
- น้ำหนักเพลลาประสิทธิผลของดีเซลเรลคาร์ = 10.82 ตัน
- น้ำหนักเพลลาประสิทธิผลของโบกี้สินค้าเปล่า = 5.57 ตัน
- น้ำหนักเพลลาประสิทธิผลของโบกี้สินค้าที่มีการบรรทุกน้ำหนัก = 12.91 ตัน

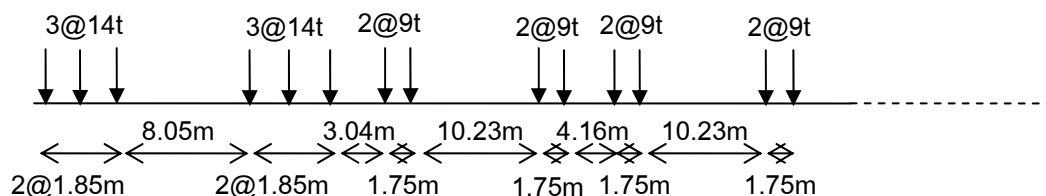
ค่าน้ำหนักเพลลาประสิทธิผลที่ได้นี้มีค่าน้อยกว่าน้ำหนักเพลลาของแบบจำลอง PASS14 และ FREIGHT15 ที่ใช้สำหรับการประเมินปัญหาความล่าช้าในปัจจุบัน ซึ่งมีขนาดน้ำหนักเพลลาเท่ากับ 14 และ 15 ตัน ตามลำดับ ดังนั้น แบบจำลองความล่าช้า PASS14 และ FREIGHT15 จึงมีแนวโน้มที่จะให้ค่าความเสียหายเนื่องจากปัญหาความล่าช้ามากกว่าความเป็นจริง อย่างไรก็ตาม เนื่องจากขบวนรถไฟส่วนใหญ่ในระบบการขนส่งทางรางเป็นขบวนรถโดยสารและขบวนรถสินค้า ดังนั้น แบบจำลองอย่างง่ายที่นำเสนอในการศึกษาวิจัยนี้ จึงได้ปรับเปลี่ยนแบบจำลอง PASS14 และ FREIGHT15 (แสดงในภาพที่ 2-9) ให้มีขนาดน้ำหนักที่สอดคล้องกับการใช้งานจริงเพิ่มมากขึ้น ดังแสดงในภาพที่ 3-66

เพื่อประเมินความเหมาะสมของแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกทุกอย่างง่ายที่นำเสนอ ในการศึกษาจึงได้ทำการเปรียบเทียบค่าความเสียหายเนื่องจากความล่าช้าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองอย่างง่ายและค่าความเสียหายที่ได้จากข้อมูลน้ำหนักรถไฟจริงในภาคสนามสำหรับสะพานช่วงความยาวต่างๆ ดังแสดงในภาพที่ 3-67 โดยแสดงอยู่ในรูปของอัตราส่วนความเสียหาย (Damage Ratio) ดังแสดงในสมการที่ 3-7

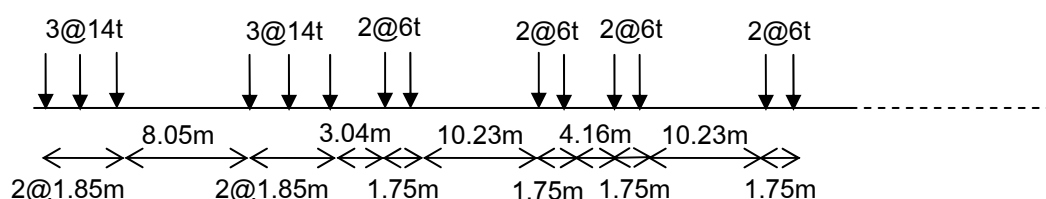
$$\text{Damage Ratio} = \frac{D_{\text{Actual}}}{D_{\text{Model}}} = \left(\frac{\sum NC_i M_i^3}{\sum NC_{mi} M_{mi}^3} \right) \quad (3-7)$$

เมื่อ NC_i และ NC_{mi} คือ จำนวนรอบเทียบเท่าของการสั่นไหว (Equivalent Number of Cycles) ของขบวนรถไฟจริงและแบบจำลองน้ำหนักบรรทุก ตามลำดับ, M_i และ M_{mi} คือ ค่าช่วง

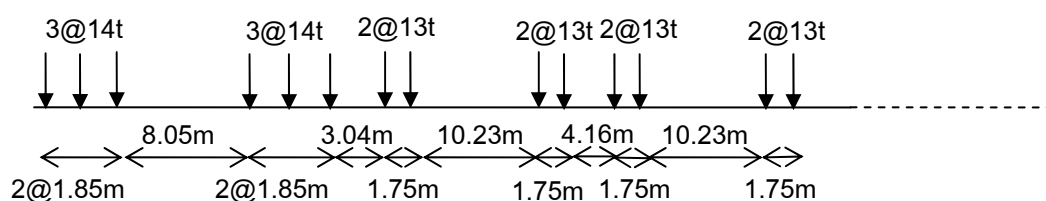
โมเมนต์หลัก (Primary Moment Range) ของแต่ละขบวนรถไฟจริงและแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกทุกตามลำดับ



ก) แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกทุกขบวนรถโดยสารขนาด 9 ตัน (PASS9)



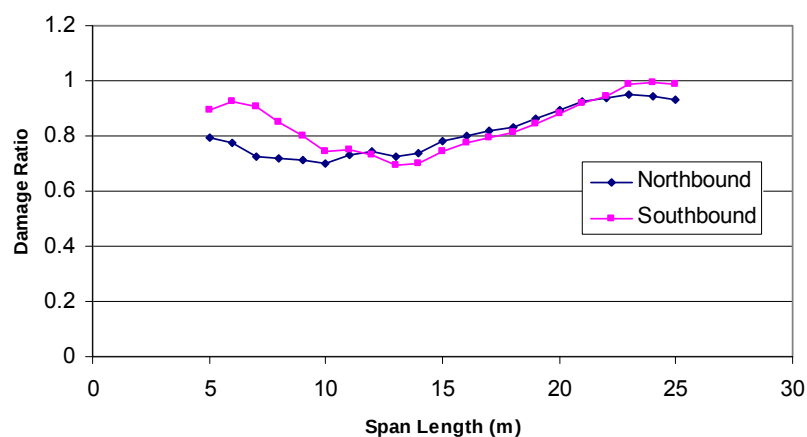
ข) แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกทุกขบวนรถสินค้า 6 ตัน (FREIGHT6)



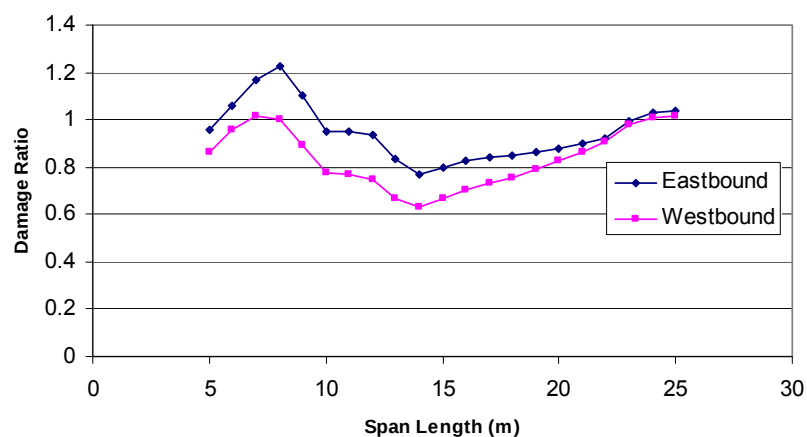
ค) แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกทุกขบวนรถสินค้า 13 ตัน (FREIGHT13)

ภาพที่ 3-66 แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกทุกสำหรับการประเมินความล้ม

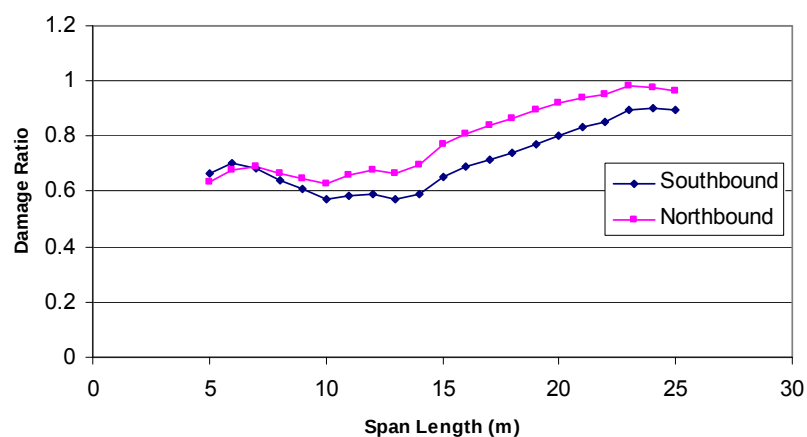
ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกมีแนวโน้มที่จะให้ค่าอัตราส่วนความเสียหายส่วนใหญ่อยู่นในช่วง 0.7 ถึง 1.0 สำหรับลักษณะการจราจรที่แตกต่างกันในช่วงความยาวสะพานตั้งแต่ 5 ถึง 25 เมตร โดยแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกมีแนวโน้มที่จะให้ค่าความเสียหายมากกว่าค่าความเสียหายจริงที่สถานีรถไฟนครปฐมในสะพานที่มีช่วงความยาวสั้นกว่า 15 เมตร ดังนั้น แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจึงอาจนำไปใช้ในการประเมินความเสียหายเนื่องจากความล้มของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กได้



ก) สถานีรถไฟดอนเมือง



ข) สถานีรถไฟฉะเชิงเทรา



ค) สถานีรถไฟนครปฐม

ภาพที่ 3-67 อัตราส่วนความเสียหายของขบวนรถไฟจริงและแบบจำลองน้ำหนักรบรรทุก

บทที่ 4 สรุป

1. การทดสอบในภาคสนามสามารถให้ค่าพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างที่สอดคล้องกับลักษณะการใช้งานจริง โดยผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าค่าคูณเพิ่มทางพลวัตหรือค่า DAF ของโครงสร้างมีค่าน้อยกว่าค่าที่คำนวณได้จากมาตรฐานการออกแบบของ AREMA
2. ผลการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างสะพานทั้ง 2 สะพาน โดยใช้น้ำหนักเพลลาที่ได้จากข้อมูลการชั่งน้ำหนักรถไฟขณะเคลื่อนที่ (Weigh-In-Motion) และใช้การแบ่งน้ำหนักเพลลาตามมาตรฐาน AREMA โดยแบ่งน้ำหนักเพลลาออกเป็น 3 ส่วนที่มีน้ำหนักเท่าๆ กัน พบว่า เมื่อเปรียบเทียบค่าหน่วยแรงสถิตกับแบบจำลองแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ กับการทดสอบในภาคสนามแล้ว แบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติมีความใกล้เคียงกับการตรวจวัดจริงมากกว่าแบบจำลอง 2 มิติ โดยมีความแตกต่างมากที่สุดประมาณ 10 % สำหรับในแต่ละชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพาน
3. ค่าของน้ำหนักที่ใช้ในการวิเคราะห์หาอัตราการเสื่อมสภาพ เนื่องจากความล้มเหลวที่จะรวมผลของการกระจายน้ำหนักของ ขบวนรถไฟทุกขบวนที่เคลื่อนผ่านสะพาน ซึ่งแบบจำลองน้ำหนักเพลลาที่เหมาะสมสำหรับการประเมินการเสื่อมสภาพด้านความล้าจะมีความแตกต่างไปจากแบบมาตรฐานที่ใช้ในการออกแบบเพื่อความแข็งแรงด้านกำลัง
4. จำนวนรอบของช่วงหน่วยแรงเนื่องจากรถไฟแต่ละขบวนจะขึ้นอยู่กับน้ำหนักเพลลาและจำนวนโบกี้ โดยปัจจัยดังกล่าวจะมีผลกระทบที่น้อยลงต่อจำนวนรอบของช่วงหน่วยแรงเมื่อสะพานมีความยาวมากขึ้น
5. ขบวนรถไฟสินค้าที่มีการบรรทุกเต็มพิกัดจะก่อให้เกิดความเสียหายมากกว่าขบวนรถไฟประเภทอื่นๆ มากในสะพานช่วงสั้น เนื่องจากจำนวนรอบของช่วงหน่วยแรงที่มีค่ามากกว่า ซึ่งความแตกต่างของระดับความเสียหายนี้จะมีค่าลดลงในสะพานที่มีช่วงยาวมากขึ้น
6. แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกที่พัฒนาในการศึกษาวิจัยสามารถประเมินความเสียหายเนื่องจากความล้าได้อย่างเหมาะสมสำหรับการจราจรที่มีลักษณะแตกต่างกันและสะพานในช่วงความยาวต่างๆ ดังนั้น แบบจำลองนี้จึงอาจนำไปใช้เป็นทางเลือกหนึ่งในการประเมินความเสียหายเนื่องจากความล้าของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กได้

เอกสารและสิ่งอ้างอิง

- ทวี ทองปาน. 2537. สะพานรถไฟของ ร.ฟ.ท. *เทคนิคเกี่ยวกับงานสะพาน*. กรุงเทพฯ.
- Al-Emrani M. 2005. Fatigue Performance of Stringer-to-Floor-Beam Connections in Riveted Railway Bridges. *Journal of Bridge Engineering*. Vol. 10
- American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA). 2002. *Steel Structures*, Washington D.C.
- ASCE Committee on Loads and Forces on Bridges of the Committee on Bridges of the Structural Division. 1981. Recommended Design Loads for Bridges. *Journal of the Structural Division*. 107: 1161-1213.
- ASTM E1049-85 (1997). *Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis*, American Society for Testing and Materials.
- Billing J.R. and R. Green. 1984. Dynamic Loading and Testing of Bridges in Ontario. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 11: 833-843.
- Bjorhovde, R., J. Brozzetti and A. Colson. 1990. A Classification System for Beam to Column Connections. *Journal of Structural Engineering*. ASCE. 116: 3059-3076.
- Committee on Fatigue and Fracture Reliability of the Committee on Structural Safety and Reliability of the Structural Division. (1982). Fatigue Reliability: Variable Amplitude Loading. *Journal of Structural Division*, Vol. 108, No. 1, pp.47-69.
- David, I.M. and M.L. Lee. 1998. Dynamic Impact Factors for Bridge. *Synthesis of Highway Practice 266*, Nation Research Council, Washington D.C.
- Dowling, N.E. (1972). Fatigue Failure Predictions for Complicated Stress-Strain Histories. *Journal of Materials*, Vol.7, No.1, pp.71-87.
- Goicolea, J.M. 2002. Dynamic Loads in New Engineering Codes for Railway Bridges in Europe and Spain. *Bridges for High Speed Railways*. 43-58.
- Miner, M.A. (1945). Cumulative Damage in Fatigue. *Transactions of the American Society of Mechanical Engineers*, Vol. 67.

- Schilling, C.G. (1984). Stress Cycles for Fatigue Design of Steel Bridges. *Journal of Structural Engineering*, Vol.110, No.6, June.
- Wu, J.J., A.R. Whittaker and M.P. Cartmell. 2000. The Use of Finite Element Technique for Calculating the Dynamics Response of Structure to Moving Load. *Computer & Structure*. 78: 789-799.

ภาคผนวก

บทความนำเสนอในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 11 (11th National Convention on Civil Engineering) ระหว่างวันที่ 20-22 เมษายน 2549

การประเมินการเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้าของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็ก
โดยใช้ข้อมูลการชั่งน้ำหนักรถไฟขณะเคลื่อนที่
FATIGUE EVALUATION OF STEEL RAILWAY BRIDGES USING
WEIGH-IN-MOTION DATA

ปิยะ โชติกไกร (Piya Chotickai)¹
ต่อกุล กาญจนาลัย (Torkul Kanchanalai)²
อภิรัฐ ขำทอง (Apirat Khumtong)³

¹อาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (fengpyc@ku.ac.th)

²ศาสตราจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (fengtkkc@ku.ac.th)

³นิสิตปริญญาโท คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (apiratirr@hotmail.com)

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้นำเสนอการประเมินการเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้าของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กโดยใช้ข้อมูลการชั่งน้ำหนักรถไฟขณะเคลื่อนที่ที่ทำการบันทึกบริเวณสถานีรถไฟดอนเมือง ข้อมูลการจัดเรียงล้อและน้ำหนักเพลาที่ได้จากการทดสอบในภาคสนามได้นำมาใช้เป็นแรงกระทำบนแบบจำลองโครงสร้างสะพานที่มีช่วงความยาวต่างๆ กัน เพื่อศึกษาค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในโครงสร้างเนื่องจากแรงกระทำของน้ำหนักรถไฟ แล้วจึงนำค่าของโมเมนต์ที่ได้จากการจำลองนี้ไปวิเคราะห์หาจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงและระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากขบวนรถไฟแต่ละประเภทโดยใช้หลักการของ Miner ผลจากการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงและระดับความเสียหายในสะพานช่วงสั้นจะขึ้นกับน้ำหนักและจัดเรียงเพลาของขบวนรถไฟเป็นสำคัญ แต่ปัจจัยเหล่านี้จะมีผลกระทบต่อระดับความเสียหายน้อยลงสำหรับสะพานที่มีความยาวมากกว่า 20 เมตร

ABSTRACT : Fatigue damage accumulation of steel railway bridges was evaluated using weigh-in-motion (WIM) data collected at Donmuang station. The collected train traffic data were simulated over simple-span analytical bridge models with various span lengths to investigate the moment responses of bridge structures under actual train traffic loadings. Based on Miner's hypothesis, an equivalent number of stress cycles and fatigue damage caused by each train type were investigated. The results indicate that the axle weights and axle spacings control the fatigue damage in short span bridges. However, these parameters become less important for bridges with span longer than 20 m.

KEYWORDS : Fatigue, Steel railway bridges, Stress cycles

1. รายละเอียดทั่วไป

การเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้าเป็นปัญหาหนึ่งที่พบบ่อยในสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็ก ความเสียหายสะสมเนื่องจาก

การใช้งานโครงสร้างสะพานเป็นระยะเวลานานสามารถทำให้เกิดรอยร้าวและอาจส่งผลกระทบต่อกำลังความสามารถในการรับแรงโดยรวมของโครงสร้างอีกด้วย โดยปกติแล้วโครงสร้างสะพาน

จะได้รับการคำนวณให้มีอายุการใช้งานและความปลอดภัยระดับหนึ่งในขั้นตอนของการออกแบบ อย่างไรก็ตาม การเปลี่ยนแปลงสภาพการใช้งานของโครงสร้างที่แตกต่างไปจากสมมติฐานที่ตั้งไว้ในขั้นตอนของการออกแบบอาจทำให้ชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานมีระดับของหน่วยแรง (Stress) สูงเกินกว่าที่คาดไว้และส่งผลให้โครงสร้างมีอายุการใช้งานปลอดภัยสั้นกว่าที่กำหนด

ในส่วนของการเสื่อมสภาพเนื่องจากปัญหาความล้าในช่วงหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Range) จำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรง (Equivalent Number of Stress Cycles) และลักษณะของการเชื่อมต่อ (Fatigue Critical Details) เป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญในการประเมินอายุการใช้งานปลอดภัยของโครงสร้าง โดยค่าของช่วงหน่วยแรงประสิทธิผลและจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงจะมีค่าขึ้นอยู่กับลักษณะโครงสร้างของสะพาน ลักษณะการจัดเรียงเพลาน้ำหนักเพลาน้ำหนักของขบวนรถไฟ และช่วงความยาวของโครงสร้างสะพานที่พิจารณา ซึ่งค่าปัจจัยต่างๆ เหล่านี้จะมีความแตกต่างกันไปตามแต่ละโครงสร้างสะพาน ในส่วนของการประเมินค่ากำลังต้านทานต่อความล้าตามลักษณะของการเชื่อมต่อที่ใช้ในโครงสร้างสะพานนั้น สามารถทำการพิจารณาหาค่าที่เหมาะสมได้จากมาตรฐานต่างๆ อาทิเช่น มาตรฐาน AREMA (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association) ของประเทศสหรัฐอเมริกา หรือ BS Code (British Standard) ของประเทศอังกฤษ

ในการศึกษานี้ได้ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลการจัดเรียงล้อของขบวนรถไฟและข้อมูลน้ำหนักเพลาน้ำหนักเพลาน้ำหนักของรถไฟประเภทต่างๆ ทั้งขบวนรถไฟโดยสารและขบวนรถไฟสินค้า โดยใช้เครื่องชั่งน้ำหนักรถไฟแบบพกพา (Portable Train Weighing System) ข้อมูลที่ได้จากการเก็บรวบรวมนี้ได้นำมาใช้เป็นข้อมูลสำคัญในการพิจารณาถึงขนาดน้ำหนักเพลาน้ำหนักเพลาน้ำหนักของขบวนรถไฟที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน อีกทั้งยังนำมาใช้ในการวิเคราะห์หาอัตราการเสื่อมสภาพและจำนวนรอบของช่วงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในโครงสร้างสะพานเนื่องจากการเคลื่อนผ่านของขบวนรถไฟ

2. ช่วงหน่วยแรงประสิทธิผลและจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรง

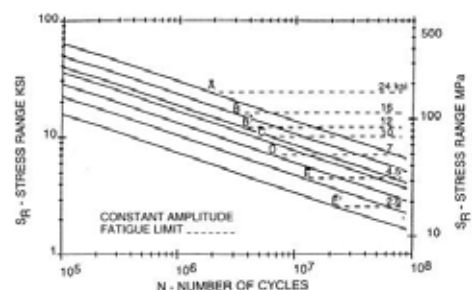
ช่วงหน่วยแรงประสิทธิผลและจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงเป็นพารามิเตอร์สำคัญที่ใช้ในการสร้างความสัมพันธ์

ระหว่างพฤติกรรมด้านความล้าของโครงสร้างที่รับแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบคงที่ (Constant Amplitude Fatigue Behavior) และพฤติกรรมของโครงสร้างที่รับแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบไม่คงที่ (Variable Amplitude Fatigue Behavior) โดยความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบคงที่ที่มีขนาดของหน่วยแรงเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลและมีจำนวนรอบการสั่นไหวเท่ากับจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงจะมีค่าเท่ากับ ความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบไม่คงที่ที่มีจำนวนรอบของการสั่นไหวตามที่กำหนดให้ ดังนั้นระดับของความเสียหายในโครงสร้างที่รับแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบไม่คงที่ อย่างเช่น โครงสร้างสะพาน จึงสามารถประเมินได้โดยใช้ค่าของช่วงหน่วยแรงเพียงค่าเดียว ซึ่งมีขนาดเท่ากับค่าช่วงหน่วยแรงประสิทธิผล โดยอาศัยหลักการของแบบจำลองความเสียหายสะสมของ Miner's Hypothesis [5] ที่พิจารณาให้ความเสียหายสะสมที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับผลรวมของความเสียหายเนื่องจากแต่ละช่วงหน่วยแรงย่อย ค่าช่วงหน่วยแรงประสิทธิผลจะสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 1

$$S_{re} = \left(\sum f_i S_{ri}^3 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (1)$$

เมื่อ S_{re} คือค่าช่วงหน่วยแรงประสิทธิผล และ f_i คือค่าความถี่ของช่วงหน่วยแรงที่มีขนาดเท่ากับ S_{ri}

หลังจากที่ได้ค่าของช่วงหน่วยแรงประสิทธิผลแล้ว จะสามารถประมาณค่ากำลังความต้านทานต่อความล้าที่บริเวณจุดต่อที่พิจารณาได้จากแผนภาพ S-N ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ของค่าช่วงหน่วยแรงและค่ากำลังความต้านทานต่อความล้าในกราฟแกนพิกัดลอการิทึม (Log-Log Graph) ดังแสดงตัวอย่างในภาพที่ 1

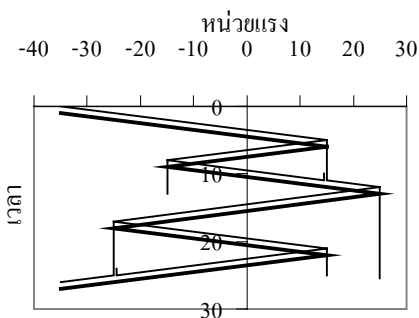


ภาพที่ 1 แผนภาพ S-N ตามมาตรฐาน AREMA [1]

นอกจากค่าช่วงหน่วยแรงประสิทธิผลแล้ว จำนวนรอบของการสั่นไหวที่เกิดขึ้นเนื่องจากขบวนรถไฟเคลื่อนผ่านสะพานก็มี

ความสำคัญในการประเมินอายุการใช้งานตลอดชีพของโครงสร้าง ทั้งนี้ เนื่องจากแรงที่กระทำต่อโครงสร้างสะพานมีขนาดไม่คงที่และมีความซับซ้อน ดังนั้น ในการวิเคราะห์หาจำนวนรอบของการสั่นไหวจึงต้องอาศัยวิธีการในการแยกช่วงหน่วยแรงย่อยออกมาจากหน่วยแรงที่ซับซ้อนดังกล่าว โดยใน ASTM E1049-85 (Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis) [2] ได้ให้วิธีการหลายวิธี ในการแยกช่วงหน่วยแรงย่อยนี้ ซึ่งแต่ละวิธีจะให้ค่าของช่วงหน่วยแรงและจำนวนรอบของการสั่นไหวที่แตกต่างกัน

อย่างไรก็ดี Rainflow Cycle Counting Method เป็นวิธีที่มักใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาความล้าของโครงสร้างสะพาน เนื่องจาก วิธีการดังกล่าวสามารถให้ค่าของช่วงหน่วยแรงที่ถูกติดตาม Hysteresis Loops ในระบบที่มีแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบไม่คงที่ [4] ทั้งนี้ ในการแยกช่วงหน่วยแรงด้วยวิธี Rainflow Counting Method จะต้องทำการจัดให้แกนเวลาของประวัติหน่วยแรง (Stress History) อยู่ในแนวดิ่งและมีทิศชี้ลงล่าง ดังแสดงตัวอย่างในภาพที่ 2 จากนั้นก็พิจารณาเสมือนว่ามีน้ำไหลลงมาจากจุดบนสุดของประวัติหน่วยแรง ซึ่งจะใช้แต่ละช่วงเส้นทางไหลของน้ำในการบ่งชี้หน่วยแรงย่อยในประวัติหน่วยแรงและกำหนดให้หน่วยแรงย่อยนี้มีจำนวนรอบของการสั่นไหวเท่ากับครึ่งรอบ [3]



ภาพที่ 2 การวิเคราะห์ประวัติหน่วยแรงโดยวิธี Rainflow Counting Method

ดังนั้น ประวัติของหน่วยแรงที่เกิดจากแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบไม่คงที่ที่จะสามารถแยกออกได้เป็นช่วงหน่วยแรงย่อยที่มีขนาดและจำนวนรอบการสั่นไหวที่แตกต่างกัน ซึ่งช่วงหน่วยแรงย่อยเหล่านี้จะก่อให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างสะพานที่แตกต่างกัน เพื่อทำให้เกิดความสะดวกในการคำนวณออกแบบและประเมินความเสียหายของโครงสร้าง จึงได้มีการนำจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงมาใช้ในการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบ

ไม่คงที่และแรงกระทำซ้ำซ้อนแบบคงที่ โดยอาศัยหลักการของ Miner's Hypothesis จะสามารถคำนวณจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงได้จากสมการที่ 2 [6]

$$N_e = 1 + \left(\sum_{i=1}^k \frac{S_{pi}}{S_p} \right)^3 \quad (2)$$

เมื่อ N_e คือจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรง และ S_p คือช่วงหน่วยแรงย่อยหลัก (Primary Stress Range) หรือช่วงหน่วยแรงที่มีขนาดมากสุดในประวัติหน่วยแรงที่พิจารณา

โดยอาศัยหลักการของจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงจะสามารถคำนวณความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างได้จากสมการที่ 3

$$D = \sum \frac{1}{N_i} = \frac{N_e S_p^3}{10^b} \quad (3)$$

เมื่อ N_i คือ กำลังความต้านทานต่อความล้าที่สอดคล้องกับแต่ละช่วงหน่วยแรงในประวัติหน่วยแรง และ b คือ จุดตัดแกนในแผนภาพ S-N

3. ข้อมูลน้ำหนักเพลลาของขบวนรถไฟ

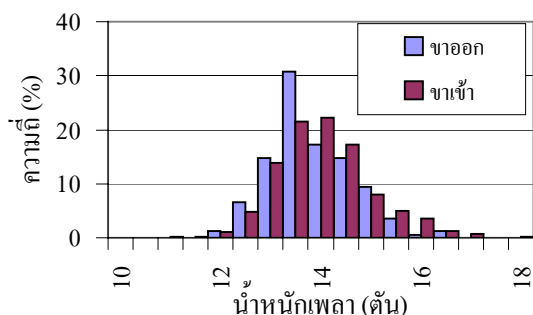
ในการศึกษานี้ได้ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลน้ำหนักเพลลา โดยใช้เครื่องชั่งน้ำหนักรถไฟแบบพกพา (Portable Train Weighing System) ผลิตโดยบริษัท WEIGHWELL ของประเทศอังกฤษ เครื่องมือดังกล่าวสามารถตรวจชั่งน้ำหนักเพลลาได้ ในขณะที่ขบวนรถไฟที่เคลื่อนที่ผ่านเครื่องชั่งด้วยความเร็วน้อยกว่าหรือเท่ากับ 5 กิโลเมตรต่อชั่วโมง ในส่วนเบื้องต้นของการศึกษานี้ได้ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลน้ำหนักเพลลาที่บริเวณสถานีรถไฟดอนเมืองเป็นระยะเวลาทั้งสิ้น 48 ชั่วโมง ซึ่งสถานีรถไฟดังกล่าวเป็นสถานีที่ตั้งอยู่บนเส้นทางหลักในการเชื่อมต่อระหว่างกรุงเทพฯ กับภาคเหนือและภาคตะวันออกเฉียงเหนือ โดยได้ทำการตรวจชั่งขบวนรถไฟทั้งขาเข้าและขาออกจากกรุงเทพฯ รวมทั้งสิ้น 184 ขบวน ซึ่งสามารถแยกเป็นขบวนรถไฟฟ่งสินค้าจำนวน 27 ขบวน ขบวนรถไฟฟ่งโดยสารจำนวน 107 ขบวน และขบวนรถไฟโดยสารประเภทรถดีเซลเรลคาร์จำนวน 50 ขบวน ภาพที่ 3 แสดงตำแหน่งการติดตั้งและการตรวจชั่งน้ำหนักที่สถานีรถไฟดอนเมือง



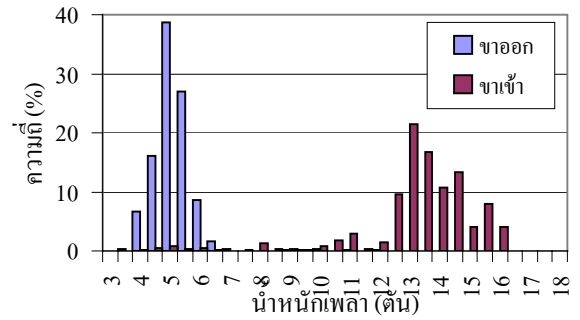
ภาพที่ 3 การเก็บข้อมูลน้ำหนักเพลของขบวนรถไฟที่สถานีคอนเมือง

ภาพที่ 4 ถึง 7 แสดง Histogram น้ำหนักเพลของขบวนรถไฟที่ได้จากการตรวจชั่ง โดยมีค่าน้ำหนักเพลเฉลี่ยของหัวรถจักร โบกี้สินค้า โบกี้โดยสาร และดีเซลเรลคาร์ในขาออกเท่ากับ 13.8, 5.1, 8.4 และ 10.7 ตัน ตามลำดับ ส่วนในขาเข้ามีค่าเท่ากับ 14.0, 13.3, 8.5 และ 10.7 ตัน ตามลำดับ ข้อมูลที่ได้จากการชั่งน้ำหนักเพลรถไฟนี้แสดงให้เห็นว่าการกระจายของน้ำหนักเพลของหัวรถจักร โบกี้โดยสาร และดีเซลเรลคาร์ในทั้งสองทิศทางมีค่าไม่ต่างกันมากนัก ซึ่งจะต่างไปจากน้ำหนักเพลของโบกี้สินค้า ซึ่งมีแนวโน้มที่จะมีการขนส่งเต็มพิกัดในทิศทางหนึ่งและเป็นโบกี้เปล่าในอีกทิศทางหนึ่ง

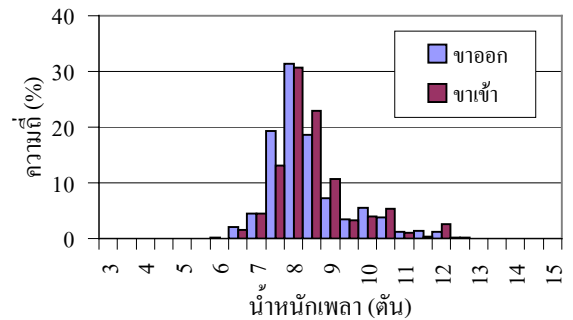
นอกจากนี้ ข้อมูลที่ได้แสดงให้เห็นว่าน้ำหนักเพลโดยส่วนใหญ่ของทั้งขบวนรถสินค้าและขบวนรถโดยสารมีน้ำหนักเพลน้อยกว่า 16 ตัน ซึ่งเป็นน้ำหนักเพลสูงสุดตามน้ำหนักมาตรฐาน DL-16 (แสดงในภาพที่ 8) ที่ใช้สำหรับการออกแบบและเสริมกำลังสะพาน ทั้งนี้ เนื่องจากการเสื่อมสภาพของโครงสร้างสะพานเนื่องจากความล้าเป็นผลของความเสียหายสะสมของขบวนรถไฟทุกขบวนที่ผ่านสะพาน ซึ่งขบวนรถไฟเหล่านี้จะมีลักษณะการจัดเรียงเพลและน้ำหนักเพลไม่เท่ากัน ดังนั้น ข้อมูลน้ำหนักที่ได้จากทดสอบในภาคสนาม จึงมีความใกล้เคียงกับน้ำหนักที่ใช้จริงและมีความเหมาะสมในการนำไปใช้ประเมินอัตราการเสื่อมสภาพของโครงสร้างสะพานที่อยู่บริเวณใกล้เคียงหรือมีลักษณะการจราจรใกล้เคียงกับตำแหน่งที่ทำการศึกษามากกว่าแบบจำลองน้ำหนักเพลมาตรฐานที่ใช้ในการออกแบบ



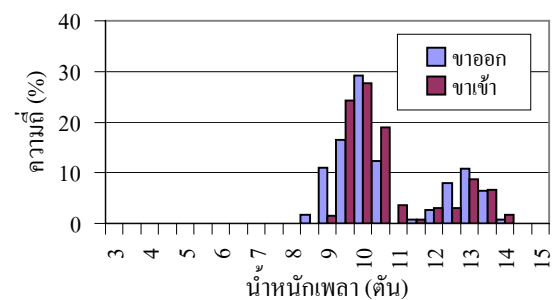
ภาพที่ 4 Histogram น้ำหนักเพลของหัวรถจักร (Locomotive)



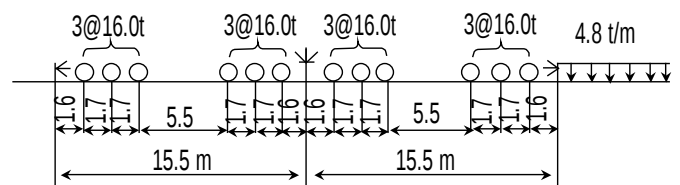
ภาพที่ 5 Histogram น้ำหนักเพลของโบกี้สินค้า (Freight Coach)



ภาพที่ 6 Histogram น้ำหนักเพลของโบกี้โดยสาร (Passenger Coach)



ภาพที่ 7 Histogram น้ำหนักเพลของดีเซลเรลคาร์



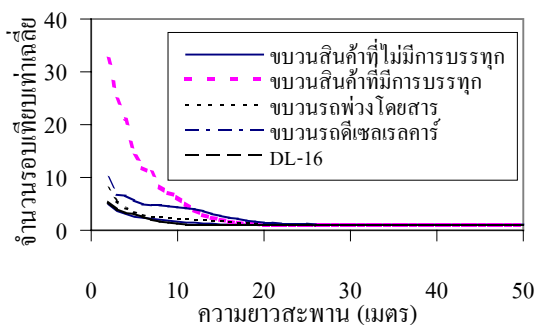
ภาพที่ 8 น้ำหนักเพลมาตรฐาน DL-16

4. ผลการวิเคราะห์จำนวนรอบของการสั่นไหว

ข้อมูลที่ได้จากการตรวจชั่งน้ำหนักในภาคสนามได้นำมาใช้ในการวิเคราะห์หาจำนวนรอบของช่วงหน่วยแรงเนื่องจากขบวนรถไฟแต่ละประเภทที่กระทำต่อสะพานในหลายช่วงความยาว โดยจำนวนรอบของช่วงหน่วยแรงที่ได้จากการวิเคราะห์นี้จะมีผลสอดคล้องกับลักษณะการจัดเรียงเพลและการกระจาย

น้ำหนักลงเพลาจริงของขบวนรถไฟ ในการศึกษานี้ได้ทำการจำลองการเคลื่อนผ่านของขบวนรถไฟแต่ละขบวนบนแบบจำลองโครงสร้างสะพานแบบ Simple Span ที่มีช่วงความยาวตั้งแต่ 2 ถึง 50 เมตรและพิจารณาผลของขบวนรถไฟเหล่านี้ต่อพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานต่างๆ ช่วงความยาวที่เพิ่มขึ้น 1 เมตร โดยได้บันทึกค่าของโมเมนต์ที่ตรงตำแหน่งกึ่งกลางความยาวสะพานเมื่อขบวนรถไฟแต่ละขบวนเคลื่อนผ่านแบบจำลองโครงสร้างสะพาน จากนั้นทำการหาช่วงโมเมนต์ย่อยด้วยวิธี Rainflow Counting Method และใช้สมการที่ 2 ในการคำนวณหาจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงเนื่องจากขบวนรถไฟแต่ละขบวน โดยในการคำนวณนี้มีสมมติฐานว่าพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานในขณะที่ขบวนรถไฟเคลื่อนผ่านยังอยู่ในช่วงอีลาสติก ดังนั้น การแทนค่าช่วงโมเมนต์ในสมการที่ 2 จึงให้ค่าเท่ากับการแทนค่าช่วงหน่วยแรง

ภาพที่ 9 แสดงจำนวนรอบเทียบเท่าเฉลี่ยของช่วงหน่วยแรงที่เกิดจากขบวนรถไฟประเภทต่างๆ ในช่วงความยาวสะพาน 2 ถึง 50 เมตร โดยแยกเป็นขบวนรถสินค้าที่ไม่มีและมีการบรรทุกขบวนรถพ่วงโดยสาร ขบวนรถดีเซลเรลคาร์ และเพลามาตรฐาน DL-16 จากการศึกษาพบว่า จำนวนรอบเทียบเท่าเฉลี่ยของช่วงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากการผ่านหนึ่งครั้งของขบวนรถไฟสินค้าที่ไม่มีการบรรทุก ขบวนรถพ่วงโดยสาร และน้ำหนักเพลามาตรฐาน DL-16 จะมีค่าไม่แตกต่างกันมากนักสำหรับสะพานทุกช่วงความยาว แต่สำหรับขบวนรถสินค้าที่มีการบรรทุกจะให้ค่าจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงมากกว่าขบวนรถไฟประเภทอื่นๆ มากในสะพานช่วงสั้น โดยสำหรับขบวนรถสินค้าที่มีการบรรทุกเต็มพิกัดสามารถทำให้เกิดจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงได้มากถึง 20 รอบในสะพานที่สั้นกว่า 4 เมตร



ภาพที่ 9 จำนวนรอบเทียบเท่าเฉลี่ยของช่วงหน่วยแรงสำหรับขบวนรถไฟแต่ละประเภท

ทั้งนี้ เนื่องจากจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสะพานช่วงสั้นจะมีค่าขึ้นอยู่กับน้ำหนักบรรทุกและจำนวนโบกี้ของขบวนรถไฟเป็นสำคัญ โดยแต่ละเพลารือแต่ละคู่เพลาก็จะสามารถทำให้เกิดหน่วยแรงย่อยหนึ่งหน่วยแรงในสะพานช่วงสั้น และผลของน้ำหนักเพลาก็มีต่อจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงจะมีค่ามากขึ้นเมื่อน้ำหนักเพลามีค่ามาก นอกจากนี้ผลที่ได้ยังแสดงให้เห็นว่า การจำลองน้ำหนักเพลามาตรฐานด้วยการกระจายน้ำหนักแบบคงที่ (Uniformly Distributed Load) อาจให้ค่าจำนวนรอบของการสั่นไหวที่ไม่ปลอดภัยสำหรับการวิเคราะห์ปัญหาความล้าของสะพานช่วงสั้น

อย่างไรก็ดี เมื่อสะพานมีช่วงความยาวมากกว่า 20 เมตร การเคลื่อนผ่านของขบวนรถไฟแต่ละขบวนจะทำให้เกิดจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรงเพียงหนึ่งรอบ และลักษณะของการจัดเรียงเพลาก็แตกต่างกันของแต่ละโบกี้จะมีผลกระทบค่อนข้างน้อยต่อจำนวนรอบเทียบเท่าของช่วงหน่วยแรง

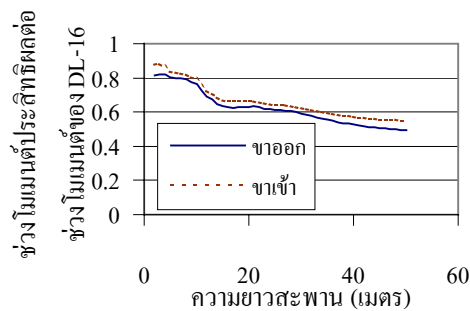
5. ผลการวิเคราะห์การเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้า

ช่วงหน่วยแรงประสิทธิผลเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญตัวหนึ่งในการประเมินอัตราการเสื่อมสภาพของโครงสร้างสะพานเนื่องจากความล้า โดยสำหรับโครงสร้างสะพานที่ยังมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติกจะสามารถใช้ค่าของโมเมนต์ประสิทธิผลนี้ในการวิเคราะห์เปรียบเทียบอัตราการเสื่อมสภาพเนื่องจากขบวนรถไฟแต่ละประเภทได้แทนค่าช่วงหน่วยแรงประสิทธิผลที่กล่าวมาแล้วข้างต้น ดังแสดงในสมการที่ 4

$$M_{re} = \left(\sum f_i M_n^3 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4)$$

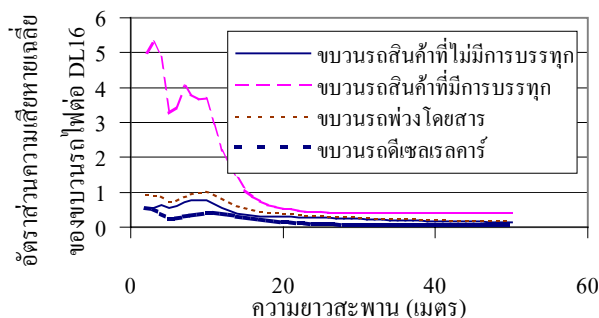
เมื่อ M_n คือค่าช่วงโมเมนต์ประสิทธิผล และ f_i คือค่าความถี่ของช่วงโมเมนต์ที่มีขนาดเท่ากับ M_n

อัตราส่วนของช่วงโมเมนต์ประสิทธิผลเนื่องจากขบวนรถไฟทั้งขาออกและเข้ากรุงเทพฯ ต่อค่าช่วงโมเมนต์ของน้ำหนักมาตรฐาน DL-16 แสดงในภาพที่ 10 โดยในการคำนวณค่าโมเมนต์ประสิทธิผลนี้จะได้จากการพิจารณาช่วงโมเมนต์ของขบวนรถไฟทุกขบวนในแต่ละทิศทาง ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า ค่าของช่วงโมเมนต์ประสิทธิผลในแต่ละทิศทางมีค่าโดยประมาณอยู่ในช่วง 50 ถึง 90 เปอร์เซ็นต์ของช่วงโมเมนต์ที่ได้จากน้ำหนักมาตรฐาน DL-16



ภาพที่ 10 อัตราส่วนของค่าช่วงโมเมนต์ประสิทธิผลของขบวนรถไฟในแต่ละทิศทางต่อค่าช่วงโมเมนต์ของน้ำหนักมาตรฐาน DL-16

นอกจากนี้ เพื่อให้ทราบถึงระดับของความเสียหายโดยประมาณเนื่องจากขบวนรถไฟแต่ละประเภทที่เคลื่อนผ่านสะพาน ในการศึกษาจึงได้คำนวณหาความเสียหายเฉลี่ยขบวนรถไฟแต่ละประเภทเทียบกับค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักเพลามาตรฐาน DL-16 ดังแสดงในภาพที่ 11 ผลจากการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า ระดับความเสียหายเฉลี่ยเนื่องจากการผ่านหนึ่งครั้งของขบวนรถสินค้าที่ไม่มีการบรรทุกขบวนรถพ่วงโดยสาร และขบวนดีเซลเรลคาร์จะมีค่าไม่แตกต่างกันมากนัก และมีค่าน้อยกว่าความเสียหายที่ให้โดยน้ำหนักเพลามาตรฐาน DL-16 ในส่วนของขบวนสินค้าที่มีการบรรทุกจะให้ค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างต่อขบวนมากกว่าขบวนรถประเภทอื่นๆ มาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งในสะพานช่วงสั้น ทั้งนี้เนื่องจากจำนวนรอบของช่วงหน่วยแรงที่มีค่ามากสำหรับขบวนรถประเภทนี้ อย่างไรก็ดี ความแตกต่างของระดับความเสียหายนี้จะมีค่าลดลงสำหรับสะพานที่มีความยาวมากกว่า 20 เมตร โดยเมื่อพิจารณาความเสียหายที่เกิดขึ้นทั้งหมดเนื่องจากขบวนรถไฟทุกขบวนพบว่าขบวนรถไฟสินค้าจะทำให้เกิดความเสียหายกับโครงสร้างสะพานโดยประมาณอยู่ในช่วง 10 ถึง 16 เปอร์เซ็นต์ และ 18 ถึง 44 เปอร์เซ็นต์สำหรับทิศทางขาออกและขาเข้า กรุงเทพฯ ตามลำดับ



ภาพที่ 11 อัตราส่วนของความเสียหายเฉลี่ยของขบวนรถไฟแต่ละประเภทเทียบกับน้ำหนักเพลามาตรฐาน DL-16

6. สรุป

ผลจากการศึกษาข้างต้นนำมาสรุปได้ดังนี้

- 1) ค่าของน้ำหนักที่ใช้ในการวิเคราะห์หาอัตราการเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้าควรที่จะรวมผลของการกระจายน้ำหนักของขบวนรถไฟทุกขบวนที่เคลื่อนผ่านสะพาน ซึ่งแบบจำลองน้ำหนักเพลานี้เหมาะสมสำหรับการประเมินการเสื่อมสภาพด้านความล้า นี้จะมีความแตกต่างไปจากแบบมาตรฐานที่ใช้ในการออกแบบเพื่อความแข็งแรงด้านกำลัง
- 2) จำนวนรอบของช่วงหน่วยแรงเนื่องจากรถไฟแต่ละขบวนจะขึ้นอยู่กับน้ำหนักเพลาน้ำหนักและจำนวนโบกี้ โดยปัจจัยดังกล่าวจะมีผลกระทบที่น้อยลงต่อจำนวนรอบของช่วงหน่วยแรงเมื่อสะพานมีความยาวมากขึ้น
- 3) ขบวนรถไฟสินค้าที่มีการบรรทุกเต็มพิกัดจะก่อให้เกิดความเสียหายมากกว่าขบวนรถไฟประเภทอื่นๆ มากในสะพานช่วงสั้น เนื่องจากจำนวนรอบของช่วงหน่วยแรงที่มีค่ามากกว่า ซึ่งความแตกต่างของระดับความเสียหายนี้จะมีค่าลดลงในสะพานที่มีช่วงยาวมากขึ้น

7. กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้แต่งขอขอบพระคุณการสนับสนุนด้านทุนวิจัยจากสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย และขอขอบพระคุณการรถไฟแห่งประเทศไทยที่ให้ความอนุเคราะห์เครื่องมือพร้อมเจ้าหน้าที่ในการเก็บรวบรวมข้อมูล

4. เอกสารอ้างอิง

- [1] American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA). (2002). *Steel Structures*, Washington D.C.
- [2] ASTM E1049-85 (1997). *Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis*, American Society for Testing and Materials.
- [3] Committee on Fatigue and Fracture Reliability of the Committee on Structural Safety and Reliability of the Structural Division. (1982). "Fatigue Reliability: Variable Amplitude Loading." *Journal of Structural Division*, Vol. 108, No. 1, pp.47-69.
- [4] Dowling, N.E. (1972). "Fatigue Failure Predictions for Complicated Stress-Strain Histories." *Journal of Materials*, Vol.7, No.1, pp.71-87.
- [5] Miner, M.A. (1945). "Cumulative Damage in Fatigue." *Transactions of the American Society of Mechanical Engineers*, Vol. 67.
- [6] Schilling, C.G. (1984). "Stress Cycles for Fatigue Design of Steel Bridges." *Journal of Structural Engineering*, Vol.110, No.6, June.

บทความนำเสนอในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12 (12th National Convention on Civil Engineering) ระหว่างวันที่ 2-4 พฤษภาคม 2550

ค่าคูณเพิ่มทางพลวัตของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กแบบแม่แครงเหล็กแผ่นขึ้น

DYNAMIC AMPLIFICATION FACTOR OF THROUGH PLATE GIRDER RAILWAY BRIDGES

¹
อภิรัฐ ขำทอง (Apirat Khumtong)

²
ปิยะ โชติกไกร (Piya Chotickai)

¹
นิสิตปริญญาโท คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (apiratir@hotmail.com)

²
อาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (fengpyc@ku.ac.th)

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้นำเสนอค่าคูณเพิ่มทางพลวัตของสะพานรถไฟโครงสร้างเหล็กแบบแม่แครงเหล็กแผ่นขึ้น ซึ่งมีความยาวช่วงสะพาน 11 ม. โดยอาศัยข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดในภาคสนาม ด้วยการใช้เครื่องมือตรวจวัดความเครียด และความเร่งของการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของโครงสร้างสะพาน เพื่อศึกษาพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงของโครงสร้างภายใต้น้ำหนักของขบวนรถไฟที่ใช้งานอยู่ในปัจจุบัน ค่าการตอบสนองทางสถิตศาสตร์และพลศาสตร์สำหรับรถไฟแต่ละขบวนสามารถหาได้จากการวิเคราะห์สัญญาณที่ได้จากการตรวจวัดด้วยวิธี Fast Fourier Transform (FFT) โดยที่ค่าคูณเพิ่มทางพลวัตในแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้างของสะพานจะมีค่าเท่ากับอัตราส่วนของการตอบสนองสูงสุดทางพลศาสตร์ต่อทางสถิตศาสตร์ ผลการวิจัยแสดงให้เห็นว่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ของโครงสร้างสะพานมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการประมาณด้วยมาตรฐาน AREMA (American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association) มาก จากการทดสอบพบว่าค่าคูณเพิ่มทางพลวัตสำหรับในแต่ละชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพานมีค่าเฉลี่ยอยู่ในช่วง 9% ถึง 25% โดยขึ้นอยู่กับขนาดของน้ำหนักเพลและความเร็วของขบวนรถไฟ ดังนั้น ค่าคูณเพิ่มทางพลวัตที่ได้จากการทดสอบจะสามารถนำไปใช้ในการประเมินสภาพและทำนายอายุการใช้งานของโครงสร้างสะพานได้อย่างถูกต้องยิ่งขึ้น

ABSTRACT : The dynamic amplification factors of a through plate girder railway bridge with 11- m span length was evaluated using field investigation. Strain gage instrumentation and accelerometer measurement were utilized to monitor the actual bridge behavior under routine train traffic loadings. The equivalent static and dynamic responses for each train passage were first determined using the fast fourier transform (FFT) technique. The dynamic amplification factors in several bridge members were obtained from the ratio of maximum instantaneous dynamic response and maximum static response. The results indicate that the dynamic response can be notably overestimated by the current available standards. The averages of dynamic amplification factor for each bridge member were found to be in a range of 9% - 25%, depending on the axle weights and train velocity. Therefore, the more accurate life prediction can be obtained using the measured amplification factors.

KEYWORDS : Dynamic amplification factor , Natural frequency

1. บทนำ

ค่าของแรงที่กระทำกับโครงสร้างสะพานเมื่อรถไฟข้ามผ่านจะประกอบไปด้วยค่าของน้ำหนักจรซึ่งมาจากน้ำหนักของรถไฟและแรงพลวัตที่เกิดจากการสั่นสะเทือนของโครงสร้างสะพาน ผลรวมของแรงเหล่านี้จะทำให้เกิดผลตอบสนองทางพลวัตของสะพานรถไฟ สำหรับการออกแบบโครงสร้างสะพานจะต้องพิจารณาถึงค่าน้ำหนักรถไฟและแรงพลวัตที่เกิดจากการสั่นสะเทือน โดยคำนึงถึงระดับความปลอดภัยที่ต้องการและโอกาสที่ขบวนรถไฟจะมีค่าน้ำหนักเกินกว่าที่กำหนด ซึ่งโดยส่วนใหญ่มาตรฐานการออกแบบสะพานจะกำหนดค่าแรงพลวัตนี้เป็นส่วนที่เพิ่มขึ้นจากน้ำหนักทางสถิตที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง ซึ่งจะเรียกค่านี้อีกว่า ค่าคูณเพิ่มทางพลวัต (Dynamic Amplification Factors, DAF) [1]

ผลกระทบทางพลศาสตร์ที่เกิดขึ้นเมื่อขบวนรถไฟวิ่งข้ามผ่านสะพานสามารถประมาณอย่างถูกต้องได้ยากกว่าพฤติกรรมทางสถิตศาสตร์ของโครงสร้าง เนื่องจากพฤติกรรมทางพลศาสตร์จะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง อาทิเช่น คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้างสะพาน และขบวนรถไฟ เป็นต้น อย่างไรก็ตาม ในการออกแบบโดยส่วนใหญ่จะใช้วิธีการกำหนดสมการอย่างง่ายในการคำนวณผลกระทบทางพลศาสตร์นี้เพื่อที่จะช่วยให้การออกแบบสามารถทำได้สะดวก และมีความถูกต้องในระดับหนึ่ง สำหรับมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างสะพานรถไฟที่ใช้ในประเทศไทย ได้อ้างอิงแนวทางการออกแบบของมาตรฐาน AREMA (American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association) และมาตรฐาน UIC (International Union of Railways) ซึ่งลักษณะของโครงสร้างสะพานและแรงกระทำที่ใช้ในการพัฒนามาตรฐานเหล่านี้ อาจมีความแตกต่างอย่างมากจากสภาพการใช้งานของสะพานรถไฟในประเทศไทย ดังนั้น ในการวิจัยนี้จึงมีความสนใจที่จะศึกษาพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของโครงสร้างสะพานที่มีค่าน้ำหนักของขบวนรถไฟประเภทต่างๆ ที่ใช้อยู่ในประเทศไทย ด้วยวิธีการทดสอบในภาคสนาม

2. ค่าคูณเพิ่มทางพลวัต

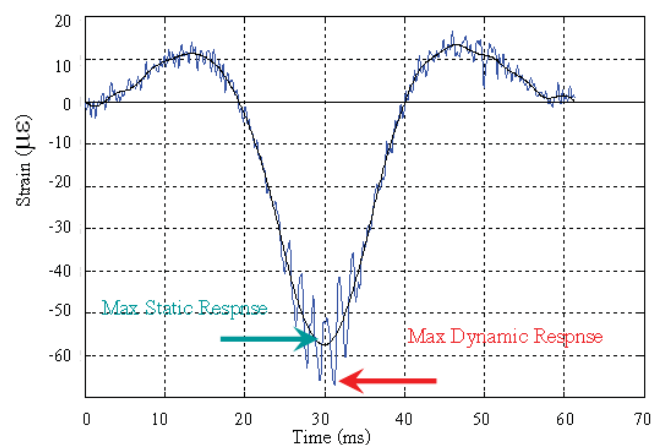
ค่าคูณเพิ่มทางพลวัต หรือค่า DAF เป็นค่าที่ใช้คูณเพื่อขยายผลการตอบสนองพฤติกรรมทางสถิตศาสตร์ให้รวมผลจากการสั่นไหวของโครงสร้าง เนื่องจากแรงที่กระทำมีการเปลี่ยนแปลง

แปลงขนาดและทิศทางตามเวลา อีกทั้งมีลักษณะเป็นแรงกระแทก (Impact Force) ซึ่งเกิดจากการสั่นสะเทือน ในข้อกำหนดของมาตรฐาน AREMA เรียกค่า DAF นี้ว่า Impact Factor โดยกำหนดให้ค่า DAF เป็นอัตราส่วนระหว่างความแตกต่างของการตอบสนองเชิงพลวัตสูงสุด (R_{dyn}) และการตอบสนองเชิงสถิตสูงสุด (R_{sta}) ต่อการตอบสนองเชิงสถิตสูงสุด ดังสมการที่ 1

$$DAF = \frac{R_{dyn} - R_{sta}}{R_{sta}} \times 100(\%) \quad (1)$$

เมื่อ R_{dyn} = การตอบสนองเชิงพลวัตสูงสุดของสะพาน
 R_{sta} = การตอบสนองเชิงสถิตสูงสุดของสะพาน

ค่า R_{dyn} สามารถประเมินโดยใช้ข้อมูลที่บันทึกได้จากการตรวจวัดเชิงพลวัต ซึ่งจะเป็นผลตอบสนองทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง สำหรับกรณีที่ไม่สามารถทำการตรวจวัดแบบสถิตได้จะสามารถวิเคราะห์หาพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างทางสถิตศาสตร์ โดยการนำข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดเชิงพลวัตมาผ่านกระบวนการกรองสัญญาณต่ำ (Low - Pass Filter) เพื่อแยกส่วนของการตอบสนองเชิงสถิตแบบเทียบเท่า (Pseudo - Static) ออกจากการตอบสนองเชิงพลวัต โดยการตอบสนองเชิงสถิตแบบเทียบเท่านี้จะเสมือนพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างที่ตำแหน่งที่ต้องการพิจารณาภายใต้ค่าน้ำหนักกระทำเป็นแบบสถิต และน้ำหนักที่กระทำเคลื่อนที่ไปตามความยาวของช่วงสะพานโดยไม่มีผลจากการสั่นไหวของโครงสร้างเข้ามาเกี่ยวข้อง ค่า R_{sta} ที่ใช้ในการคำนวณในสมการข้างต้นจะเป็นค่าสูงสุดของการตอบสนองเชิงสถิตแบบเทียบเท่านี้ [2]



ภาพที่ 1. แสดงการตอบสนองเชิงพลวัตและสถิตสูงสุด

3.ข้อกำหนดของค่าคูณเพิ่มทางพลวัตในการออกแบบ สะพานรถไฟในประเทศไทย

สำหรับการออกแบบสะพานรถไฟนั้น ทางการรถไฟแห่งประเทศไทยจะใช้ค่า DAF หรือ Impact Factor ตามมาตรฐาน AREMA [3] บทที่ 15-1-18 ซึ่งมีข้อกำหนดในการใช้ ดังสมการที่ 2 และ 3 ดังนี้

$$DAF(\%) = RE + 40 - \frac{L^2}{48} \quad \text{เมื่อ } L \text{ น้อยกว่า } 24.4 \text{ ม.} \quad (2)$$

$$DAF(\%) = RE + 16 - \frac{180}{L-9} \quad \text{เมื่อ } L \text{ มากกว่า } 24.4 \text{ ม.} \quad (3)$$

เมื่อ RE = ผลของความไม่สม่ำเสมอของรางรถไฟ โดยทั่วไปคิดเป็น 10%
L = ความยาวช่วงของสะพานวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางฐานรองรับ, ม.

4.การทดสอบโครงสร้างสะพานรถไฟในสนาม

4.1 รายละเอียดของสะพานรถไฟที่ทำการตรวจวัด

สะพานรถไฟที่ใช้ในการศึกษา เพื่อทำการตรวจวัดพฤติกรรมของโครงสร้างและค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ นั้นมีลักษณะเป็นสะพานโครงสร้างเหล็กแบบแม่แครงเหล็กแผงขึ้น (Though Plate Girder) ดังแสดงในภาพที่ 2



ภาพที่ 2. แสดงลักษณะสะพานรถไฟที่ทำการตรวจวัด

สะพานรถไฟนี้ตั้งอยู่ที่บริเวณใกล้กับสถานีรถไฟรังสิต สร้างขึ้นเมื่อปี พ.ศ.2471 มีความยาวสะพาน 10.89 ม. ซึ่งรองรับการจราจรขนส่งระหว่างกรุงเทพฯ กับภาคเหนือ และภาคตะวันออกเฉียงเหนือ โครงสร้างสะพานมีช่วงความยาวของคานรองรับหมอนรถไฟ 3 ช่วงความยาวที่เท่ากัน จากการประเมิน

ด้วยสายตา พบว่าโครงสร้างสะพานยังมีสภาพอยู่ในเกณฑ์ค่อนข้างดี เนื่องจากการผุกร่อนจากสนิมน้อย

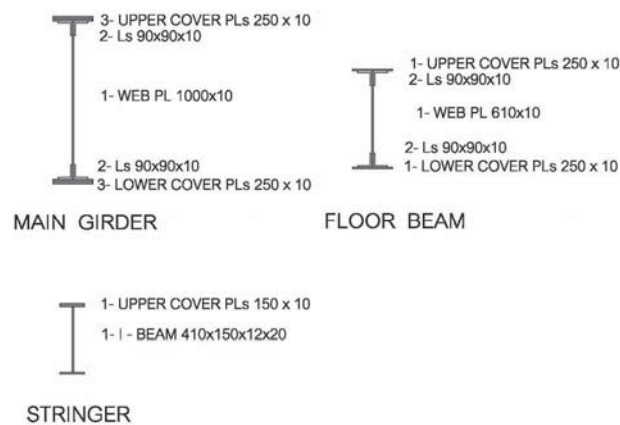
สะพานรถไฟแบบแม่แครงเหล็กแผงขึ้นจะประกอบ ด้วยชิ้นส่วนโครงสร้างที่สำคัญดังนี้คือ

1.คานประธาน (Main Girder) คือ คานที่ประกอบขึ้นเป็นหน้าตัดรูปตัวไอ มีปีกบน ปีกล่าง และเหล็กแผ่นเอวเป็นองค์ประกอบใช้วางพากระหว่างตะม่อริมฝั่ง (Abutment) หรือตะม่อกลางน้ำ (Pier) คานประธานเป็นชิ้นส่วนโครงสร้างหลักของสะพานในการต้านทานน้ำหนักจากขบวนรถไฟ

2.คานรองรับหมอนรถไฟ (Stringer) เป็นชิ้นส่วนโครงสร้างหนึ่งที่ประกอบขึ้นเป็นระบบพื้นของสะพาน เป็นคานรองรับไม้หมอนสะพาน ซึ่งรับน้ำหนักจากรถไฟโดยตรง และถ่ายน้ำหนักสู่คานขวาง

3.คานขวาง (Floor Beam) เป็นชิ้นส่วนโครงสร้างหนึ่งที่ประกอบกันขึ้นเป็นระบบพื้น (Floor System) ของสะพานคานขวางมีหน้าที่รับน้ำหนักรถไฟที่ถ่ายมาจากคานรองรับหมอนรถไฟ(Stringer) โดยถ่ายน้ำหนักไปสู่คานประธาน (Main Girder)

สำหรับสะพานที่ศึกษามีขนาดของหน้าตัดของแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้าง ดังแสดงในภาพที่ 3 และตารางที่ 1



ภาพที่ 3. แสดงรายละเอียดของชิ้นส่วนโครงสร้าง
ตารางที่1. แสดงคุณสมบัติชิ้นส่วนโครงสร้าง

ชิ้นส่วน โครงสร้าง	พื้นที่หน้าตัด (มม. ²)	โมเมนต์ความเฉื่อย (มม. ⁴)
คานประธาน	9.903 x 10 ³	2.129 x 10 ⁹
คานขวาง	8.177 x 10 ³	6.170 x 10 ⁸
คานรองรับหมอนรถไฟ	7.680 x 10 ³	1.793 x 10 ⁸

4.2 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบ

ในการตรวจวัดจริงในภาคสนาม ได้ทำการตรวจวัดค่าความเครียดของชิ้นส่วนโครงสร้าง และค่าความเร่งของสะพานในขณะที่ขบวนรถไฟวิ่งผ่าน ในการตรวจวัดค่าความเครียดนั้นใช้ Strain Gage โดยมีการติดตั้งวงจรแบบ Full Bridge ในลักษณะแบบ Load Cell [4] เพื่อให้ได้ค่าที่ถูกต้องมากที่สุดและเป็นการป้องกันความคลาดเคลื่อนที่อาจเกิดจากการยึดหดตัวตามอุณหภูมิของโครงสร้างรวมทั้งผลจากความยาวของสายต่อที่ไม่เท่ากัน เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบมีความละเอียดในการตรวจวัดถึง $1.0 \times 10^{-6} \text{ } \epsilon$ นอกจากนี้ ในการศึกษายังใช้เครื่องมือวัดความเร่ง (Accelerometer) เพื่อวัดการสั่นไหวของสะพานในขณะที่ขบวนรถไฟเคลื่อนผ่าน ข้อมูลความเร่งที่ได้นี้จะนำมาใช้ในการวิเคราะห์คุณสมบัติทางพลวัตที่สำคัญของโครงสร้างสะพาน คือ ความถี่ธรรมชาติ หรือความถี่โหมดการสั่นไหว (Natural Frequency)

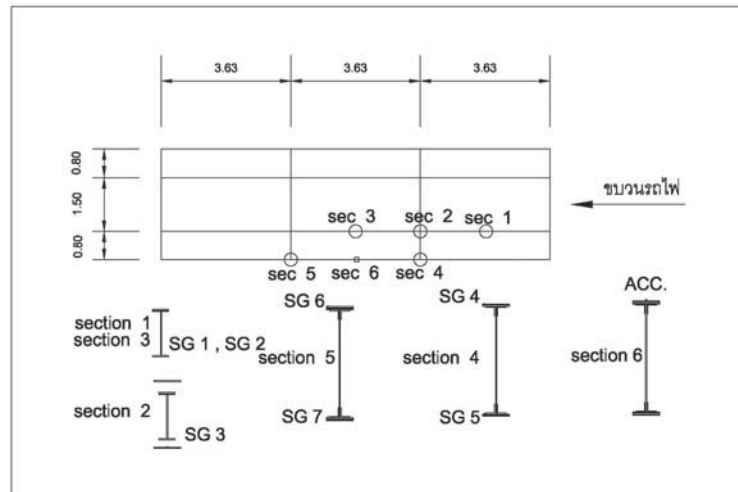
การติดตั้ง Strain Gage จะติดไว้ที่ปีกล่าง (Bottom Flange) และปีกบน (Top Flange) ของคานประธาน คานรองรับหมอนรถไฟ และคานขวาง ในบริเวณช่วงความยาวแรกและบริเวณกึ่งกลางสะพานดังแสดงในภาพที่ 4 และภาพที่ 5 เนื่องจากคาดว่าจะเกิดความเครียดดัด (Bending strain) มากที่สุดเพื่อให้ได้ผลการตอบสนองในแต่ละชิ้นส่วนที่สำคัญของโครงสร้างสะพาน สำหรับการติดตั้ง Accelerometer จะติดไว้บริเวณกึ่งกลางสะพาน เพื่อหาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน



ภาพที่ 4. แสดงตัวอย่างการติดตั้ง Strain gage บนสะพาน

การบันทึกข้อมูลจะใช้ Data Logger รุ่น SDA-810C Dynamic Strain Meter ของบริษัท Tokyo Sokki Kenkyujo จำกัด ซึ่งมีความสามารถในการทดสอบด้วยความละเอียดสูงสุดถึง

50,000 Hz อย่างไรก็ตามในการศึกษานี้ใช้ความเร็วในการบันทึกข้อมูล 500 Hz ซึ่งมากพอที่จะบันทึกการตอบสนองของโครงสร้างสะพาน



ภาพที่ 5. แสดงตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือบนสะพาน

4.3 ข้อมูลที่ได้ทำการตรวจวัด

ในการทดสอบได้ทำการตรวจวัดค่าการตอบสนองของโครงสร้างเป็นเวลาติดต่อกัน 7 วัน โดยทำการบันทึกช่วงเวลาของรถไฟแต่ละขบวนที่วิ่งผ่านสะพาน ความเร็วของรถไฟ และประเภทของรถไฟ ซึ่งสามารถแบ่งแยกออกได้เป็นขบวนรถพ่วงโดยสาร ขบวนรถพ่วงสินค้า และขบวนรถดีเซลราง สำหรับค่าของความเครียด ความเร่งของการสั่นไหว และความเร็วที่ได้จากการตรวจวัดจะนำไปหาพฤติกรรมของโครงสร้างและค่าคุณสมบัติทางพลวัตต่อไป

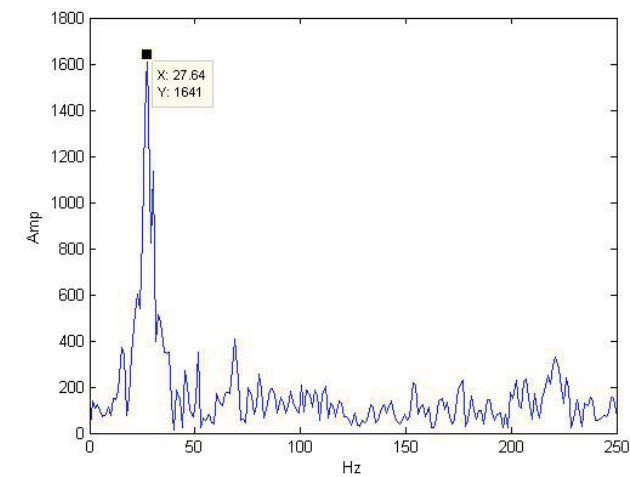
5.การดำเนินการวิเคราะห์ข้อมูล

5.1 การหาค่าความถี่ธรรมชาติ และการตรวจสอบช่วงสัญญาณรบกวนจากวิธีการของ Fast Fourier Transform (FFT)

หลักการของ FFT นั้นคือ การนำข้อมูลที่บันทึกได้จากการทดสอบซึ่งอยู่ในรูปประวัติของเวลา (Time History) มาแปลงให้อยู่ในรูปสัญญาณความถี่ (Frequency Domain) โดยค่าความถี่หลักของการสั่นไหว จะเป็นความถี่ที่มีขนาดของค่าสัมประสิทธิ์ฟูเรียร์สูงสุด [5]

ค่าความถี่ธรรมชาติจะเป็นค่าความถี่ในการสั่นไหวแบบอิสระของโครงสร้าง (Free Vibration) เมื่อแรงกระทำที่มีความถี่ใกล้เคียงหรือเท่ากับค่าความถี่ธรรมชาติ ผลการตอบสนองจะมีการสั่นพ้อง (Resonance) ทำให้มีระดับการตอบสนองสูงกว่าปกติมาก สำหรับการหาค่าความถี่ธรรมชาติ

ของโครงสร้างสะพานที่ใช้ในการศึกษานี้ ได้ใช้ข้อมูลความเร่งของการสั่นไหวในช่วงการสั่นแบบอิสระ

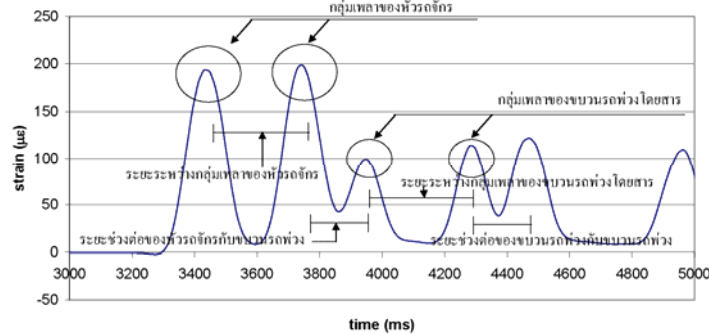


ภาพที่ 6. แสดงการคำนวณค่าความถี่ธรรมชาติของสะพาน โดยนำค่าสัญญาณที่ตรวจวัดมาวิเคราะห์ด้วยวิธีการของ FFT และได้ผลดังแสดงในภาพที่ 6 จากการวิเคราะห์พบว่า สะพานมีค่าความถี่ธรรมชาติเท่ากับ 27.64 Hz

สำหรับการตรวจสอบช่วงสัญญาณรบกวนจะใช้วิธีการของ FFT ตรวจสอบสัญญาณดิบที่ได้จาก Strain Gage ว่ามีความถี่อยู่ในช่วงสัญญาณที่เกิดจากแรงพลวัตหรือไม่ แล้วทำการตัดสัญญาณรบกวนออกด้วยวิธีการกรองสัญญาณต่ำ (Low - Pass Filter) และวิธีการตัดช่วงสัญญาณ (Band - Pass Filter)

5.2 ผลตอบสนองของสัญญาณ

เมื่อทำการกรองสัญญาณรบกวนแล้วสัญญาณที่ได้จะเป็นผลการตอบสนองเชิงพลวัต ซึ่งจะต้องทำการกรองสัญญาณต่ำ (Low - Pass Filter) อีกครั้งหนึ่ง เพื่อแยกส่วนของพฤติกรรม การตอบสนองเชิงสถิต ออกจากพฤติกรรมการตอบสนองทั้งหมดของโครงสร้าง

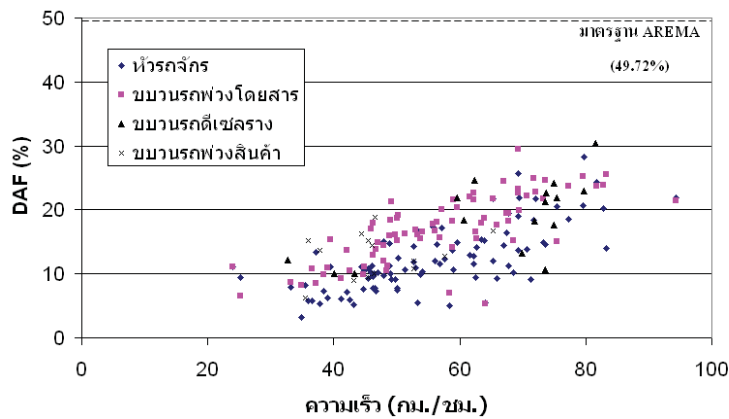


ภาพที่ 7. สัญญาณทางสถิตที่ผ่านการกรองสัญญาณแล้ว สัญญาณที่ได้จะแสดงพฤติกรรมของการตอบสนองเชิงสถิตของโครงสร้างเมื่อขบวนรถไฟวิ่งผ่าน มีรายละเอียดดังแสดงในภาพที่ 7 โดยค่าความเครียดสูงสุดที่เกิดขึ้นจะเป็นผลของแรง

กระทำจากน้ำหนักกลุ่มเพลของหัวรถจักรและขบวนรถพ่วงเป็นหลัก

6.ผลการวิเคราะห์ข้อมูล

จากการตรวจวัดสะพานรถไฟเพื่อหาค่า DAF พบว่าเมื่อรถไฟวิ่งผ่านสะพานด้วยความเร็วมากขึ้นจะเกิดค่า DAF ที่มากขึ้นด้วยดังแสดงในภาพที่ 8 โดยค่า DAF ของคานรองหมอนรถไฟมีค่าเฉลี่ยเพิ่มจาก 10% - 20% เมื่อขบวนรถไฟมีความเร็วเพิ่มจาก 40 กม./ชม. เป็น 70 กม./ชม. ตารางที่ 2 แสดงค่าเฉลี่ยค่าสูงสุด ค่าต่ำสุด และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของค่า DAF ในแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้าง เมื่อรถไฟประเภทต่างๆข้ามสะพาน



ภาพที่ 8. แสดงตัวอย่างกราฟระหว่างค่า DAF กับความเร็วของรถไฟประเภทต่างๆ ที่คานรองหมอนรถไฟ

ตารางที่ 2. แสดงข้อมูลจากผลการวิเคราะห์

ชิ้นส่วน โครงสร้าง	ประเภท รถไฟ	DAF (%) ค่าเฉลี่ย	DAF (%) สูงสุด	DAF (%) ต่ำสุด	ค่า เบี่ยงเบน มาตรฐาน
คานรอง หมอนรถไฟ	หัวรถจักร	9.95	14.74	6.52	4.24
	รถโดยสาร	13.51	18.96	7.71	4.50
	ดีเซลราง	14.90	21.59	14.01	3.04
	รถสินค้า	12.38	10.81	9.84	2.70
คานประธาน	หัวรถจักร	9.55	11.01	6.79	3.25
	รถโดยสาร	11.14	15.28	8.01	4.02
	ดีเซลราง	11.47	15.12	7.13	4.48
	รถสินค้า	9.87	16.73	9.21	2.77
คานขวาง	หัวรถจักร	14.95	20.34	10.82	5.92
	รถโดยสาร	22.87	32.38	14.12	6.42
	ดีเซลราง	25.47	34.99	19.71	6.11
	รถสินค้า	11.96	17.60	9.12	3.76

จากผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าเมื่อรถไฟวิ่งผ่านสะพาน ชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานที่มีค่า DAF มากคือ คานขวาง

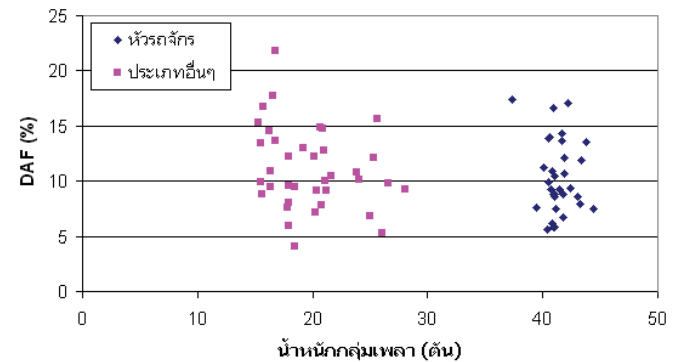
คานรองหมอนรถไฟ และคานประธาน ตามลำดับ โดยมีค่าเฉลี่ยอยู่ในช่วง 9% -25% ประเภทของรถไฟที่มีค่า DAF มากที่สุดคือ ขบวนรถดีเซลรางเนื่องจากวิ่งผ่านสะพานรถไฟด้วยความเร็วสูง เมื่อพิจารณาจากมาตรฐานการออกแบบของ AREMA จะมีความแตกต่างจากการตรวจวัดในภาคสนามดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3. แสดงการเปรียบเทียบค่า DAF จากมาตรฐาน AREMA กับการตรวจวัดจริงในภาคสนาม

ชิ้นส่วนโครงสร้าง	DAF (%) ของ AREMA	DAF (%) สูงสุดจาก การตรวจวัด	% ความ แตกต่าง
คานรองหมอนรถไฟ	49.72	21.59	56.57
คานประธาน	47.52	16.73	64.79
คานขวาง	49.79	34.99	30.89

ผลของค่า DAF ที่ตรวจวัดในภาคสนามจะมีค่าน้อยกว่ามาตรฐานการออกแบบของ AREMA อยู่ในช่วง 30% ถึง 65% โดยที่คานประธานจะมีความแตกต่างมากที่สุด

เมื่อพิจารณาค่า DAF กับน้ำหนักของกลุ่มเพลารถไฟ โดยอาศัยข้อมูลการชั่งน้ำหนักรถไฟขณะเคลื่อนที่ (Weight - In Motion) จากการเก็บรวบรวมข้อมูลน้ำหนักเพลารถไฟโดยใช้เครื่องชั่งน้ำหนักรถไฟแบบพกพา (Portable Train Weighing System) ผลิตโดยบริษัท WEIGHWELL ของประเทศอังกฤษ เครื่องมือดังกล่าวสามารถตรวจชั่งน้ำหนักเพลารถไฟได้ ในขณะที่ขบวนรถไฟที่เคลื่อนที่ผ่านเครื่องชั่งด้วยความเร็วน้อยกว่าหรือเท่ากับ 5 กิโลเมตรต่อชั่วโมง พบว่าเมื่อน้ำหนักกลุ่มเพลามากค่า DAF มีแนวโน้มที่จะมีค่าน้อยลง ดังแสดงในภาพที่ 9



ภาพที่ 9. แสดงผลของน้ำหนักเพลารถไฟกับ DAF ของคาน

7.สรุปผลการวิเคราะห์

1) ปัจจัยสำคัญที่มีผลต่อค่าคูณเพิ่มทางพลวัตหรือค่า DAF คือความเร็วของรถไฟ และน้ำหนักกลุ่มเพลารถไฟ เมื่อขบวนรถไฟมีความเร็วมากและมีน้ำหนักกลุ่มเพลาน้อยจะมีค่าคูณเพิ่มทางพลวัตมากขึ้น

2) การตรวจวัดในภาคสนามสามารถให้ค่าพฤติกรรม การตอบสนองของโครงสร้างที่สอดคล้องกับลักษณะการใช้งานจริง โดยผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าค่าคูณเพิ่มทางพลวัตหรือค่า DAF น้อยกว่าค่าที่คำนวณได้จากมาตรฐานการออกแบบของ AREMA อยู่มากถึง 65%

3) ค่าคูณเพิ่มทางพลวัตจริงในสนามที่ได้จากการทดสอบในภาคสนามสามารถนำไปใช้ในการประเมินความแข็งแรงของโครงสร้าง และทำนายอายุการใช้งานของโครงสร้างให้มีความถูกต้องยิ่งขึ้น

8.กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้แต่งขอขอบพระคุณการสนับสนุนด้านทุนวิจัยจาก สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย และขอขอบพระคุณการรถไฟแห่งประเทศไทยที่ให้ความอนุเคราะห์เครื่องมือพร้อมเจ้าหน้าที่ในการเก็บรวบรวมข้อมูล

9.เอกสารอ้างอิง

[1] David I.M. and Lee M.L.(1998). “Dynamic Impact Factors for Bridge.” *Synthesis of Highway practice* 266, Nation Research Council, Washington D.C.

[2] Lee M.L. and Chiu.W.K.(2005).“ A Comparative Study on Impact Force Prediction on a Railway Track-like Structure.” *Structural Health Monitoring*, Vol.4, pp.355-376.

[3] American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA). (2002). *Steel Structures*, Washington D.C.

[4] Dally J.W.(1993). “ Measuring Instruments.” *Instrumentation for Engineering Measurements*, New York.

[5] Johan Weisberg.(2006).“ Bridge Monitoring to Allow for Reliable Dynamic FE Modeling.”, Bulletin 81.

10. เกี่ยวกับผู้เขียน



นาย อภิรัฐ จำทอง เกิดเมื่อวันที่ 4 พ.ย. 2524

จบการศึกษาปริญญาตรีจากมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรม
ชลประทาน ปัจจุบันทำงานที่บริษัท ชิกม่า ไฮโดร คอนซัลแตนท์ จำกัด
จบการศึกษาปริญญาตรีจากมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรม
ชลประทาน ปัจจุบันทำงานที่บริษัท ชิกม่า ไฮโดร คอนซัลแตนท์ จำกัด



ดร. ปิยะ โชติกไกร จบปริญญาโทจาก

มหาวิทยาลัย Texas at Austin และจบปริญญาเอกจาก มหาวิทยาลัย Purdue
ประเทศสหรัฐอเมริกา ปัจจุบันดำรงตำแหน่งอาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรม
โยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน

บทความนำเสนอในการประชุมวิชาการ The Tenth East Asia-Pacific Conference on
Structure Engineering and Construction ระหว่างวันที่ 3-5 สิงหาคม 2549

FATIGUE LOAD SPECTRA FOR STEEL RAILWAY BRIDGES USING SIMULATION AND FIELD DATA

Piya CHOTICKAI¹ and Torkul KANCHANALAI²

ABSTRACT: A fatigue load spectra for the life estimation of steel railway bridges was developed based on weigh-in-motion (WIM) data. The train traffic loadings were monitored at two different sites located along the main transportation routes between Bangkok and the northern, northeastern, and eastern regions of Thailand. The collected traffic data were simulated and used as input loadings for various analytical bridge models. Based on Miner's hypothesis, the damage accumulation caused by each car type was evaluated. The results indicate that the percentage of the fatigue damage caused by each car type can vary dramatically from site to site, depending on the number of occurrences and axle weights. In addition, the collected WIM data were used as crucial information in developing the axle weight database. Based on this database, the stochastic simulation procedure for estimating the effective moment range was demonstrated. The results indicate that the procedure can provide a reasonable estimate of the effective moment range for bridges with various span lengths. Therefore, the procedure may be used as another alternative in the fatigue evaluation.

KEYWORDS: Axle load, Damage accumulation, Fatigue, Stochastic simulation, Steel railway bridges

1. INTRODUCTION

Steel railway bridges are normally subjected to a large number of stress cycles over their service life. The damage accumulation caused by these stress cycles can initiate fatigue cracks in members. An accurate evaluation procedure for determining the remaining life is, therefore, desired so that appropriate decisions regarding inspection, repair, or maintenance could be properly performed. There are two primary tasks in the fatigue calculation: 1) an evaluation of the fatigue strength for given details and 2) an estimation of the bridge responses under actual train traffic loadings. The American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA) [1] utilizes a family of S-N curves to represent fatigue strengths for typical details used in railway bridges. In the AREMA code, the fatigue strengths are prescribed as categories A through E'. In addition to the fatigue resistance model, proper fatigue load models are required for the accurate assessment of the remaining fatigue life. Train traffic loadings are random in nature and can vary considerably from site to site. To accurately estimate a fatigue life, it is, therefore, essential to incorporate train traffic characteristics into the fatigue life calculation. However, in many cases, the information on the traffic characteristics is not available at an investigated site.

A potential benefit of using the stochastic simulation to estimate the fatigue load spectrum for railway bridges was examined in the study. Weigh-in-motion (WIM) data collected at two different sites in Thailand were simulated over analytical bridge models to investigate the structural responses under

¹ Lecturer, Department of Civil Engineering, Kasetsart University, Thailand

² Professor, Department of Civil Engineering, Kasetsart University Thailand

actual train traffic loadings. Based on Miner's hypothesis, the damage accumulation caused by each car type was evaluated. In addition, the traffic flow model was generated using the stochastic simulation procedure. The estimate of the effective moment range obtained from the simulation was investigated and compared with the value provided by the actual train traffic loadings.

2. FATIGUE LOAD MODEL

The fatigue loadings generally contain variable amplitude stress cycles. Therefore, a linear cumulative fatigue damage rule of Palmgren-Miner [2] is widely adopted to estimate the cumulative fatigue damage. Miner's rule neglects sequence and mean stress effects. The damage of each stress cycle in a stress history is, therefore, independent. Based on Miner's rule, the total fatigue damage (D) can be determined from:

$$D = \sum_{i=1}^k \Delta D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (1)$$

Where n_i is a number of cycles of stress range S_{ri} , and N_i is the total fatigue life in cycles under the repeated constant stress range S_{ri} . According to this relationship, the fatigue damage caused by each stress range is proportional to the number of cycles of the particular stress range.

An effective stress range is generally used to relate a variable amplitude fatigue behavior to a constant amplitude fatigue behavior. The fatigue damage caused by a given number of cycles of the effective stress range is the same as the damage caused by a variable amplitude fatigue loading with an equivalent number of cycles. By means of the effective stress range, a fatigue life can be predicted with the constant amplitude S-N data. Based on Miner's hypothesis, the effective stress range (S_{re}) can be calculated from:

$$S_{re} = \left(\sum f_i S_{ri}^3 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2)$$

Where f_i is the frequency of occurrences of the stress range S_{ri} . By utilizing the S-N curves, the total fatigue life corresponding to a given stress range spectrum can be determined from:

$$N = \frac{10^b}{S_{re}^3} \quad (3)$$

Where b is the intercept of S-N line for the detail being evaluated.

3. DATA COLLECTION

Train traffic was monitored continuously for 48 hours at two different sites. The first site is at Donmuang Station located on the main transportation route connecting Bangkok to the northern and northeastern regions of Thailand. Passenger trains account for approximately 60 percent of the total train population at this station. The second site is located near Chachoengsao Station along the main route between Bangkok and the eastern region of Thailand. Freight trains govern more than 70 percent of the train traffic at this station. The axle weight data of all trains in both traffic directions were obtained using a WEIGHWELL portable train weighing system, as presented in Figure 1. The system has a capability of measuring axle weights with 2-percent accuracy when trains run over the system with slow speed.



Figure 1. WEIGHWELL portable train weighing system

The histograms of the WIM data recorded at both sites are presented in Figure 2. The train traffic at Donmuang Station includes 107 passenger trains, 50 diesel railcars, and 27 freight trains, in a total of 184 trains. Meanwhile, the WIM data collected at Chachoengsao Station are composed of 16 passenger trains, 9 diesel railcars, and 80 freight trains, in a total of 105 trains. The histograms indicate that although the train traffic characteristics at both stations are different, the axle weight distributions are relatively comparable. The maximum axle weight was observed to be as high as 18 tons; however, most of the recorded data were less than a 15-ton maximum axle weight allowed for train traffic in Thailand.

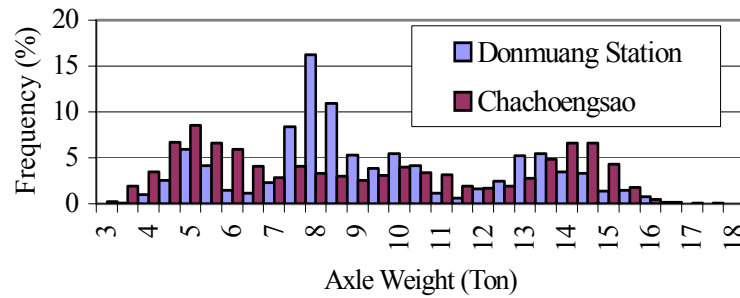


Figure 2. Axle weight histogram of all train types

The statistics of the collected WIM data for each car type are summarized in Table 1. The statistics revealed that most of the freight trains at Donmuang Station were unloaded in the northbound direction and fully loaded in the southbound direction. Meanwhile, freight trains at Chachoengsao Station were a mixed composition of loaded and unloaded trains. In addition, the average axle weights of locomotives, diesel railcars, and passenger coaches were relatively close at all monitored locations.

Table 1. Statistics of axle weight for each car type

Station	Traffic Direction	Locomotive		Diesel Railcar		Passenger Coach		Freight Car	
		Mean	Std.	Mean	Std.	Mean	Std.	Mean	Std.
Donmuang	Northbound	13.59	0.86	10.48	1.50	8.14	1.11	4.86	0.83
	Southbound	13.80	0.96	10.48	1.36	8.28	1.07	13.08	1.93
Chachoengsao	Westbound	13.74	0.73	9.62	0.39	7.59	0.85	9.52	3.91
	Eastbound	13.64	1.37	9.36	0.35	7.58	0.83	7.77	3.69

4. ANALYSIS OF WIM DATABASE

A sample of the axle weight data collected at two sites was used to examine the structural responses of railway bridges under actual train traffic loadings. The collected trains were simulated over simple-span analytical bridge models with spans ranging from 2 m to 50 m. Static moment ranges were monitored at the middle span. The moment cycles caused by each train passage were decomposed by

using rainflow counting method [3]. The maximum moment range and number of stress cycles caused by each train crossing was then evaluated. This procedure was applied to all trains in the database.

Based on Miner's hypothesis, the fatigue damage cause by each train type at Donmuang and Chachoengsao Stations were determined, as presented in Figures 3 and 4. The results indicate that the fatigue damage in both traffic directions at Donmuang Station is dominated by passenger trains. However, the percentage of the fatigue damage caused by freight trains tends to increase in long bridge spans for train traffic in the southbound direction. Although the numbers of freight trains in both traffic directions are similar at Donmuang Station, freight trains in the southbound direction governed a higher percentage of the fatigue damage than those in the northbound direction. The main factor causing this variation is the percentages of loaded and unloaded trains in a specific direction. For the train traffic at Chachoengsao Station, freight trains dominate most of the fatigue damage in both traffic directions.

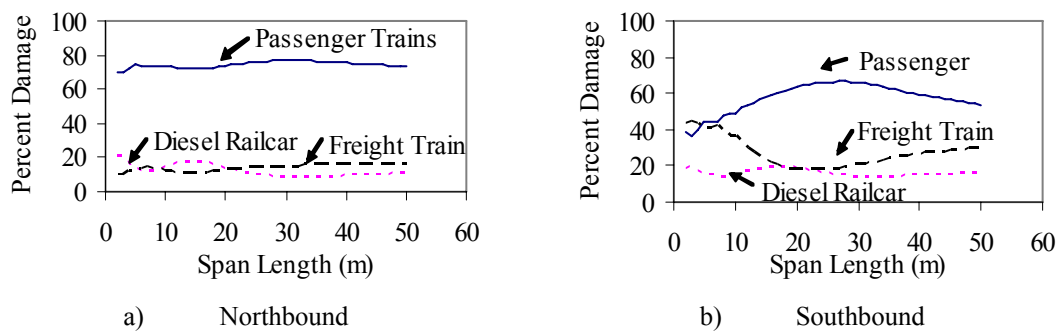


Figure 3. Percent fatigue damage of each train type at Donmuang station

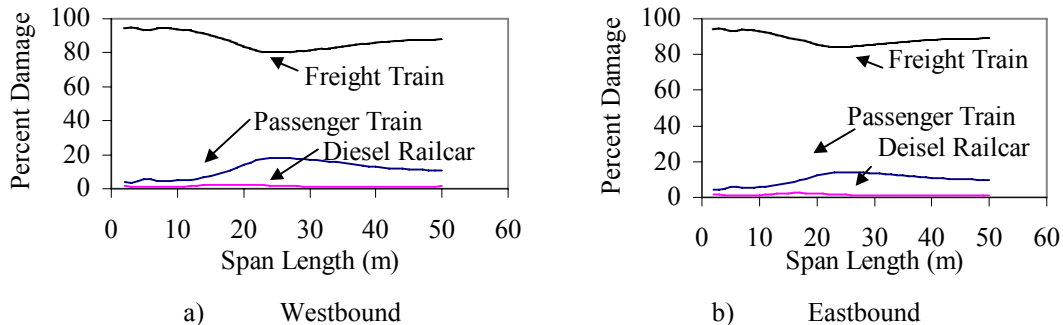


Figure 4. Percent fatigue damage of each train type at Chachoengsao station

5. APPLICATION OF STOCHASTIC SIMULATION IN TRAIN CONFIGURATIONS

The WIM data obtained from the field investigation were used to develop the axle weight database for locomotives, diesel railcars, passenger coaches, unloaded freight cars, and loaded freight cars. The cumulative probabilities of some car types in the axle weight database are presented using the normal probability plot in Figure 5. The plots indicate that the locomotive axle weights are quite well approximated by a normal distribution. In addition, it has been found that the right hand tails of the axle weights for diesel railcars, passenger coaches, and unloaded freight cars tend to be higher than the values predicted by the normal distribution.

Based on the axle weight database, the train traffic flow can be generated using the stochastic simulation illustrated in Figure 6. The number of occurrences, car dimensions, and bridge span must be first determined at an investigated site. The axle weights for each car can then be predicted using the stochastic simulation. During the simulation, random numbers are generated from the uniform

probability density function between 0 and 1.0. The axle weights for a specific car type are obtained from the values in the corresponding weight distribution with cumulative probabilities equal to the generated numbers. The structural responses of railway bridges under actual train traffic loadings can then be estimated from the train configurations simulated from the procedure.

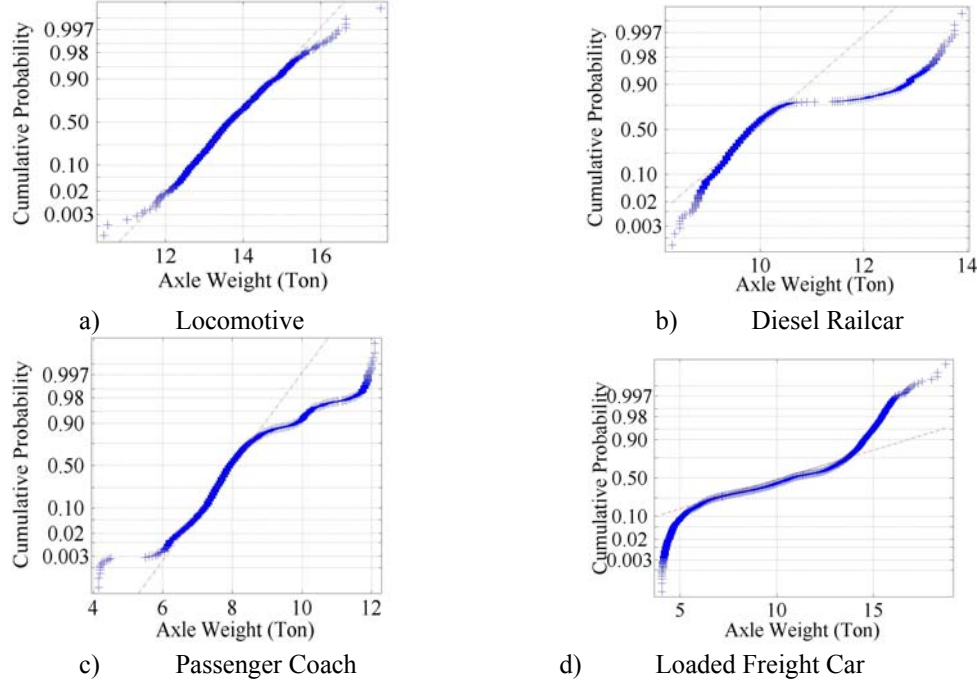


Figure 5. Normal probability plot of sample axle weights in database

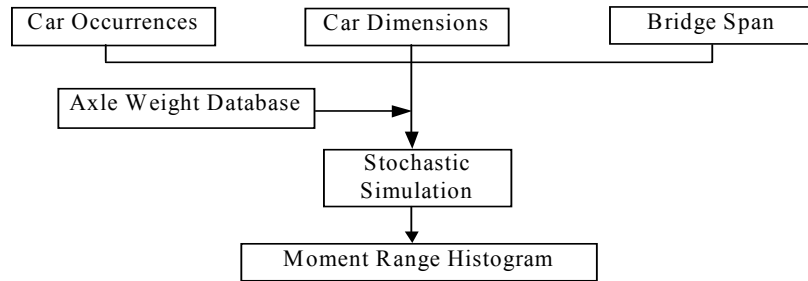


Figure 6. Flow chart of load model for fatigue evaluation

To evaluate the accuracy of the proposed simulation procedure, the effective moment ranges obtained from the simulated trains were compared with those provided by the actual train configurations observed at Donmuang and Chachoengsao Stations. Although the fatigue life is expressed in terms of the effective stress range in Equation 3, it can also be calculated from the effective moment range for linear elastic behavior based on the assumption that they are proportional. Therefore, the effective moment range can be written as:

$$M_{re} = \left(\sum f_i M_i^3 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4)$$

Where f_i is the frequency of occurrences for the moment range M_i . Table 2 presents the ratio of the effective moment ranges obtained from the simulated and actual train configurations for bridge spans ranging from 5 m to 25 m with a 5-m increment. Figure 7 presents a comparison of the moment range histograms provided by the two train configurations for a 20-m bridge span at Donmuang and Chachoengsao Stations.

Table 2. Ratio of the effective moment ranges obtained simulated and actual train configurations

Station	Direction	Span Length (m)				
		5	10	15	20	25
Donmuang	Northbound	1.02	1.01	1.03	1.03	1.02
	Southbound	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01
Chachoengsao	Westbound	1.02	1.02	1.02	1.04	1.03
	Eastbound	0.95	0.93	0.91	0.94	0.95

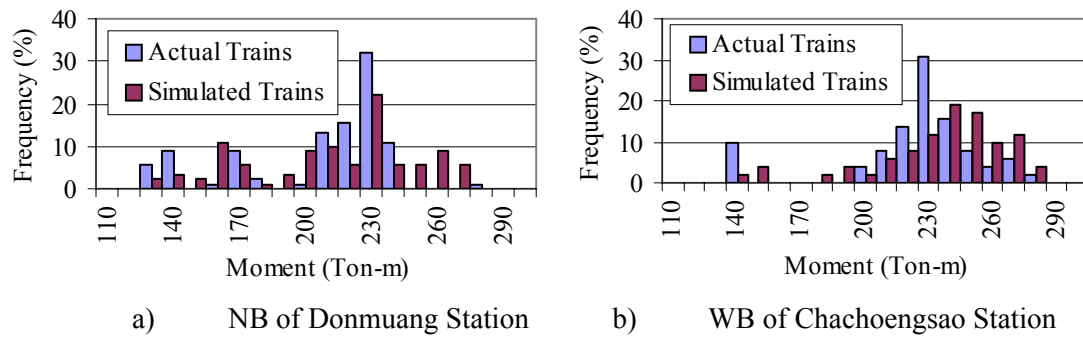


Figure 7. Moment range histogram for 20-m bridge span

The results indicate that although the moment range histograms obtained from the simulated and actual train populations are not similar, the effective moment ranges predicted by the stochastic simulation procedure are relatively close to those provided by the actual train configurations at the two stations. An error of less than 10 percent was observed in the study.

6. CONCLUSIONS

Train traffic data collected from two different sites were simulated over simple-span analytical bridge models to investigate the moment range responses of bridge structures under actual train traffic loadings. Based on Miners' hypothesis, the fatigue damage caused by actual train traffic loadings was evaluated. In addition, the potential benefit of using the stochastic simulation procedure to estimate the effective moment range in steel railway bridges were investigated. The results indicate that the effective moment ranges provided by the actual train traffic loadings at the two different sites could be reasonably evaluated by using the proposed simulation procedure. Therefore, the procedure may be employed as another alternative in the fatigue evaluation.

7. ACKNOWLEDGEMENT

The research reported herein was conducted with the financial support from the Thailand Research Fund. Support and assistance provided by the State Railway of Thailand is also acknowledged.

8. REFERENCES

1. American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA), *Steel Structures*, Washington D.C, 2002.
2. Miner, M.A., "Cumulative Damage in Fatigue," *Transactions of the American Society of Mechanical Engineers*, Vol. 67, 1945.
3. ASTM E1049-85, *Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis*, American Society for Testing and Materials, 1997.
4. Ang, A. H-S. and Tang, W.H., *Probability Concepts in Engineering Planning and Design Volume II Decision, Risk, and Reliability*, John Wiley & Sons, 1984.