

การศึกษาการรับน้ำหนักบรรทุกตลอดภัยและอายุการใช้งานของโครงสร้างสะพานแบบแผ่นพื้น



นาย กิตติ จิวโพธิ์เจริญ

ศูนย์วิทยทรัพยากร

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2552

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

STUDY OF SAFE LOAD CARRYING CAPACITY AND SERVICE LIFE OF SLAB-TYPE BRIDGES



Mr. Kitti Jewpocharone

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements  
for the Degree of Master of Engineering Program in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2009

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

การศึกษาการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยและอายุการใช้งาน  
ของโครงสร้างสะพานแบบแผ่นพื้น

โดย

นายกิตติ จิวโพธิ์เจริญ

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

รองศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่ง  
ของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโท

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์  
(รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศนรินทร์วงศ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ  
(ศาสตราจารย์ ดร. ทักษิณ เทพชาติศรี)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก  
(รองศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว)

..... กรรมการ  
(รองศาสตราจารย์ ดร. ธีรพงศ์ เสนจันทร์มิไชย)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย  
(ดร. ปัญญา ชูพานิช)

ศูนย์วิศวกรรมโยธา  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

กิตติ จิวโพธิ์เจริญ : การศึกษาการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยและอายุการใช้งานของโครงสร้างสะพานแบบแผ่นพื้น. (STUDY OF SAFE LOAD CARRYING CAPACITY AND SERVICE LIFE OF SLAB-TYPE BRIDGES) อ. ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก : รศ.ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว, 174 หน้า

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยและอายุการใช้งานของโครงสร้างสะพานแบบแผ่นพื้น โดยโครงสร้างสะพานอ้างอิงตามแบบมาตรฐานของกรมทางหลวง สะพานมีความยาวช่วงระหว่าง 5-10 เมตร

ในงานวิจัยนี้ได้ทำการหาค่าน้ำหนักของรถบรรทุกสิบล้อที่กระทำต่อสะพานโดยวิธีการหาค่าน้ำหนักรถบรรทุกขณะเคลื่อนที่บนสะพานในภาคสนาม โดยใช้วิธีการหาค่าน้ำหนักรถบรรทุกโดยปราศจากอุปกรณ์การตรวจจับเพลา ทำการวิเคราะห์เพื่อหาค่าน้ำหนักรถบรรทุก โดยได้ทำเปรียบเทียบค่าจากการทดสอบรวม 2 วิธี คือการทดสอบจากรถบรรทุกทดสอบ และทดสอบหาค่าน้ำหนักเปรียบเทียบกับค่าน้ำหนัก โดยจากผลการทดสอบพบว่าความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักที่หาได้อยู่ในช่วง +/-15% ทำให้สามารถนำระบบนี้มาใช้ในการเก็บข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกในระยะยาวได้ ซึ่งเป็นการเก็บข้อมูลของน้ำหนักรถบรรทุกตามการจราจรจริง ข้อมูลที่ทำการบันทึกได้ในระยะประกอบด้วย รถบรรทุกสิบล้อจำนวน 2000 คัน รถบรรทุกกึ่งพ่วง 500 คัน และ รถบรรทุกพ่วง 500 คัน ซึ่งจากข้อมูลน้ำหนักที่ได้พบว่ามีรถบรรทุกจำนวนถึง 29 % ที่มีน้ำหนักเกินขีดที่กฎหมายกำหนด และเมื่อนำน้ำหนักนี้มาประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน โดยใช้หลักการของค่า Bridge load rating factor ที่ให้ไว้ตามมาตรฐานของ Manual for Condition Evaluation ของสมาคมทางหลวงและขนส่งแห่งประเทศสหรัฐอเมริกา ( AASHTO) พบว่าสะพานยังสามารถรับน้ำหนักของรถบรรทุกได้ แต่อย่างไรก็ดีการประเมินจากน้ำหนักรถบรรทุกที่เกิดพิบัติกฎหมายพบว่าแม้สะพานจะสามารถรับน้ำหนักรถบรรทุกได้โดยไม่เกิดการวิบัติในทันที แต่สะพานอาจเกิดความเสียหายหรือมีอายุการใช้งานที่สั้นลงอย่างมีนัยสำคัญ โดยเฉพาะสะพานที่มีความยาวช่วง 6-8 เมตร

นอกจากนี้ยังทำการพิจารณาถึงการเสื่อมสภาพของโครงสร้างสะพานเนื่องจากความล้า ซึ่งเกิดน้ำหนักของรถที่กระทำซ้ำ ๆ ต่อสะพาน ซึ่งผลการประเมินจากน้ำหนักรถบรรทุกที่ทำการบันทึกพบว่าสะพานจะมีอายุการใช้งานได้มากกว่าอายุตามมาตรฐานการออกแบบของสะพาน (75ปี) และอีกประการหนึ่งของการพิจารณาการเสื่อมสภาพของสะพานได้คำนึงถึงผลจากการเกิดสนิมในเหล็กเสริม โดยพิจารณาจาก 2 ปัจจัยคือ ผลจากคลอไรด์ และ ผลจากคาร์บอนเนชั่น โดยผลของการประเมินพบว่า สะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่อยู่ใกล้แนวชายฝั่งทะเลอาจได้รับความเสียหายจนกระทั่งต้องหยุดใช้งานเพื่อซ่อมแซมหากไม่มีการบำรุงรักษาภายใน 30 ปี ส่วนผลของการเสื่อมสภาพจากคาร์บอนเนชั่นพบว่าสะพานสามารถมีอายุการใช้งานได้มากกว่าอายุตามมาตรฐานการออกแบบสะพาน ซึ่งจากผลการวิจัยทั้งหมดนี้เชื่อว่าเป็นประโยชน์ต่อการออกแบบ บำรุงรักษา ตลอดจนการซ่อมแซม โครงสร้างสะพานให้มีความปลอดภัยและมีประสิทธิภาพการใช้งานอย่างสูงสุด

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่อนิสิต..... กิตติ จิวโพธิ์เจริญ.....  
สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่ออ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก..... — e e .....

ปีการศึกษา...2552...

# # 5070215521 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS : LOAD CARRYING CAPACITY / SLAB-TYPE BRIDGES / SERVICE LIFE.

KITTI JEWPOCHARONE : STUDY OF SAFE LOAD CARRYING CAPACITY AND SERVICE LIFE OF SLAB-TYPE BRIDGES : ASSOC. PROF. TOSPOL PINKAEW, D.Eng., 174 pp.

This research studies the safe load carrying capacity and the service life of the bridges. The slab-type reinforced concrete bridges having the span length from 5 to 10 meters are considered since they are the most popular bridge type used in Thailand.

To accurately evaluate the safe load carrying capacity and the service life, the related field data from the actual bridge are collected. The Bridge WIM system is installed in a test bridge to monitor the actual traffic data. Two test trucks running on the bridge with various speed and conditions are employed to perform the system calibration. By comparing with the nearby weight station, the installed B-WIM system can provide the total weight accuracy within +/- 15%. This system is used to conduct a long-term monitoring of traffic data. About 2000 ten-wheel trucks, 500 semi-trailers and 500 full trailers are collected. It is found that around 29% of truck traffic carry higher weight than the legal limits. Based on these obtained truck traffic data, the structural safety of the standard slab-type bridges in term of bridge load ratings are evaluated adopting the AASHTO evaluation standard. The obtained load ratings show that the bridges have adequate safety under monitored truck. However, the damage or deterioration of the bridges caused by the heavy trucks can be expected during their design life, especially for the bridges having span lengths of 6-8 m.

The fatigue life of the bridges due to the passages of truck traffic is investigated. The induced stress ranges in concrete as well as reinforcement are calculated. Based on the monitored truck weights and volumes, the remaining fatigue life of the standard bridges is found much greater than the design life of 75 years. The useful life of the bridges governed by corrosion is also considered both due to chloride and carbonation. The deterioration models suggested by the NCHRP (2006) and CEB-FIP Model Code (1997) are employed to predict the corrosive deterioration from chloride and carbonation, respectively. Using the data of chloride in actual bridges, the useful life of the bridges close to the shore line is expected to be about 30 years. While the deterioration due to carbonation yields the bridge life of much longer than 75 years. The results obtained from this study are believed to be useful information for bridge designers and owners for their effective design and maintenance planning of the bridges.

Department : .....CIVIL ENGINEERING.....

Student's Signature *Kitti Jewpocharone*

Field of Study : .....CIVIL ENGINEERING.....

Advisor's Signature *Tospol Pinkaew*

Academic Year : .....2009.....

## กิตติกรรมประกาศ

กระผมขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา ครอบครัว และครูบาอาจารย์ที่อบรม สั่งสอน ให้การอุปถัมภ์ จนกระผมได้มีโอกาสศึกษาเล่าเรียนและมีหน้าที่การงานเติบโตใหญ่จนถึงบัดนี้

วิทยานิพนธ์นี้ไม่สามารถสำเร็จลุล่วงได้ หากปราศจากคณาจารย์ทุกท่านที่ให้ความรู้วิชาพื้นฐาน ภาคทฤษฎีก่อนทำงานวิจัย หากปราศจากการให้คำปรึกษา แนะนำวิธีการศึกษาและการแก้ปัญหาในการทำ วิทยานิพนธ์ โดยอาจารย์ที่ปรึกษา รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว จนวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์ ปราศจากความกรุณารับเป็นประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์โดยศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาติรี และ ความกรุณารับเป็นกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ รวมทั้งได้ให้ความกรุณาตรวจแก้และให้คำปรึกษาในการทำ วิทยานิพนธ์นี้โดย ดร.ปัญญา ชูพานิช และรองศาสตราจารย์ ดร.ธีรพงศ์ เสนจันทร์มิไชย

ขอขอบพระคุณกรมทางหลวง ที่ให้ความอนุเคราะห์ทำการทดสอบสะพานและให้ข้อมูลน้ำหนัก รถบรรทุก ซึ่งเป็นข้อมูลที่สำคัญในงานวิจัยครั้งนี้ ทำให้งานวิจัยนี้สามารถดำเนินงานสำเร็จลุล่วงลงได้

ขอขอบคุณหน่วยงานบัณฑิตวิทยาลัยและหน่วยงานบัณฑิตภาควิศวกรรมโยธา คุณ วรรณภา ช้างเกิด อธิการภาคส่วนประสานงานบัณฑิตศึกษา ที่ช่วยประสานงานด้านระเบียบการจบการศึกษา คุณ สุจรรยา จินดาวงศ์ บรรณารักษ์ห้องสมุดภาควิศวกรรมโยธา และหน่วยงานบรรณารักษ์ประจำห้องสมุดคณะ วิศวกรรมศาสตร์ทุกท่าน ที่ให้ความอนุเคราะห์ช่วยเหลือในการสืบค้นข้อมูลในการทำงานวิจัยเป็นอย่างดี

ขอขอบคุณคณะทำงาน เพื่อนๆ นิสิตปริญญาโท รหัสปีการศึกษา 50 สาขาวิชาวิศวกรรมโครงสร้างทุกคนที่ช่วยกันทำการทดสอบในภาคสนามจนแล้วเสร็จ และขอขอบคุณรุ่นพี่นิสิตที่อยู่ในความดูแลของ รศ.ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว โดยเฉพาะอย่างยิ่ง คุณธีระชัย ดีสมสุข, คุณปาลพิพัฒน์ แสงชูวงศ์ ที่ได้ให้คำแนะนำ ความช่วยเหลือต่างๆ ในการศึกษาตลอดการทำงานวิจัยนี้

ท้ายที่สุดนี้หวังเป็นอย่างยิ่งว่างานวิจัยนี้มีส่วนให้ข้อมูลผู้สนใจศึกษา จุดประกายความคิดและเป็น รากฐานงานวิจัยอื่นเพื่อประโยชน์ของประเทศชาติต่อไป

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

# สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย .....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ .....	จ
กิตติกรรมประกาศ .....	ฉ
สารบัญ .....	ช
สารบัญตาราง .....	ญ
สารบัญภาพ .....	ฐ
บทที่	
1 บทนำ .....	1
1.1 ความเป็นมา .....	2
1.2 งานวิจัยที่ผ่านมา .....	3
1.2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการดูแลรักษาและซ่อมบำรุงสะพานจาก ผลการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกและผลการเสื่อมสภาพของสะพาน .....	3
1.2.2 งานวิจัยที่ศึกษาความปลอดภัยในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน .....	4
1.2.3 งานวิจัยที่ศึกษาอายุการใช้งานของสะพาน .....	6
1.3 วัตถุประสงค์ .....	22
1.4 ขอบเขตการวิจัย .....	22
1.5 ประโยชน์ที่ได้รับ .....	22
1.6 การดำเนินงานวิจัย .....	23
2 หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง .....	24
2.1 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน .....	24
2.1.1 การประเมินความปลอดภัยด้วยวิธี Bridge load rating factor ตามมาตรฐาน AASHTO .....	24
2.1.1.1 การจัดระดับความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพานอย่างปลอดภัย .....	24
2.1.1.2 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพาน .....	25
2.1.2 การห่าน้ำหนักบรรทุกขณะเคลื่อนที่บนสะพาน (B-WIM) .....	26
2.1.2.1 ระบบปฏิกิริยาตอบสนองของสะพานภายใต้แรงกระทำแบบเคลื่อนที่ .....	26
2.1.2.2 การคำนวณน้ำหนักบรรทุก การหาความเร็วรถ และการหาระยะห่างระหว่างเพลา .....	27
2.1.2.3 วิธีการคำนวณห่าน้ำหนักบรรทุกแบบปราศจากข้อมูลตำแหน่งรถ .....	31
2.1.2.4 การหาค่าเหมาะที่สุด .....	33
2.1.2.5 วิธีการคำนวณห่าน้ำหนักบรรทุกกึ่งพวงและรถบรรทุกสี่ล้อพวง .....	35

บทที่	หน้า
2.2 การเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้า .....	40
2.2.1 พฤติกรรมความล้าของโครงสร้าง .....	40
2.2.2 กฎของพาลเกรน-ไมเนอร์ (Palgren – Miner Rule) .....	42
2.2.3 สมการความสัมพันธ์ $S_r-N$ .....	44
2.2.4 ช่วงความเค้นประสิทธิผล (Effective Stress Range) .....	44
2.2.5 หลักการคำนวณช่วงความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย .....	46
2.2.6 การประเมินอายุการใช้งานของสะพานเนื่องจากความล้า .....	47
2.3 การเสื่อมสภาพเนื่องจากการเกิดสนิมในเหล็กเสริม .....	50
2.3.1 การเกิดสนิมในเหล็กเสริมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก .....	50
2.3.2 ปฏิริยาเคมีของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์ .....	51
2.3.3 การประเมินอายุการใช้งานของสะพานเนื่องจากการเกิดสนิมในเหล็กเสริม เนื่องจากคลอไรด์ .....	53
2.3.4 ปริมาณคลอไรด์และค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของคลอไรด์ในคอนกรีต .....	56
2.3.5 ปฏิริยาเคมีของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเนื่องจากคาร์บอนชั้น .....	57
2.3.6 การประเมินอายุการใช้งานที่เหลือของสะพานจากการเกิดสนิมในเหล็กเสริม เนื่องจากคอนกรีตเกิดคาร์บอนชั้น .....	61
3 การตรวจวัดสะพานภาคสนาม .....	67
3.1 การเตรียมการทดสอบสะพานภาคสนาม .....	67
3.1.1 สะพานทดสอบ .....	67
3.1.2 การติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดสำหรับสะพาน .....	69
3.1.3 ระบบเก็บข้อมูลความเครียดและอุปกรณ์ทดสอบอื่น .....	71
3.1.3.1 ระบบเก็บข้อมูลความเครียด .....	71
3.1.3.2 อุปกรณ์ตรวจจับการเคลื่อนที่ผ่านของรถ .....	72
3.2 ประสิทธิภาพการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกทุก .....	74
3.2.1 ทดสอบโดยรถบรรทุกที่ทราบน้ำหนัก .....	74
3.2.2 ทดสอบโดยเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกกับด้านซึ่งน้ำหนัก .....	83
3.3 การตรวจวัดน้ำหนักบรรทุกทุกในระยะยาว .....	89
3.3.1 การหาน้ำหนักบรรทุกทุกจากสภาพการจราจรจริง .....	89
3.3.2 ผลการตรวจวัดน้ำหนักบรรทุกทุกในระยะยาว .....	92
4 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของสะพาน .....	103
4.1 การคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของโครงสร้างสะพาน .....	105
4.2 การวิเคราะห์โครงสร้างสะพานด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ .....	107
4.2.1 ลักษณะของสะพานแบบจำลอง .....	107
4.2.2 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์และผลวิเคราะห์ .....	109



บทที่	หน้า
4.3 ผลการประเมินความปลอดภัยในการรับน้ำหมักบรทุกของรถบรทุกสิบล้อ .....	117
4.4 ผลการประเมินความปลอดภัยในการรับน้ำหมักบรทุกของรถบรทุกกึ่งพวงและรถพวง .....	122
5 การประเมินอายุการใช้งานของสะพาน .....	130
5.1 การประเมินอายุการใช้งานของสะพานเนื่องจากความล้า .....	130
5.1.1 ข้อมูลการตรวจวัดน้ำหมักบรทุกและการกระจายน้ำหมัก .....	133
5.1.2 การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ .....	135
5.2 การประเมินอายุการใช้งานของสะพานเนื่องจากการเสื่อมสภาพจากสนิมเหล็กจากคลอไรด์ .....	147
5.2.1 การเก็บข้อมูลและการวิเคราะห์ข้อมูล .....	147
5.2.2 การประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่จากการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์ .....	152
5.3 การประเมินอายุการใช้งานของสะพานเนื่องจากการเสื่อมสภาพจากสนิมเหล็ก จากคาร์บอนชั้น .....	156
5.3.1 การเก็บข้อมูลและการวิเคราะห์ข้อมูล .....	156
5.3.2 การประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่จากการเกิดสนิมในเหล็กเสริม เนื่องจากคาร์บอนชั้น .....	158
6 สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ .....	165
6.1 ประสิทธิภาพการหาน้ำหมักรถแบบปราศจากข้อมูลตำแหน่งรถในภาคสนาม .....	166
6.2 ผลการหาน้ำหมักรถบรทุกที่ตรวจวัดได้จากระบบ B-WIM-FAD .....	166
6.3 ผลการประเมินการรับน้ำหมักของรถบรทุกของสะพาน .....	167
6.4 ผลการประเมินอายุการใช้งานที่เหลือจากการเสื่อมสภาพจากความล้า .....	169
6.5 ผลการประเมินอายุการใช้งานที่เหลือจากการเสื่อมสภาพจากการเกิดสนิมของเหล็กเสริม .....	169
รายการอ้างอิง .....	171
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์ .....	174

## สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 1.1	ค่าตัวแปรที่ใช้ในการประเมินความเสียหายที่เกิดจากคลอไรด์ ของมลรัฐในประเทศสหรัฐอเมริกา ..... 11
ตารางที่ 1.2	คุณสมบัติของรถบรรทุก ..... 12
ตารางที่ 1.3	ปริมาณคลอไรด์ที่ผิวของคอนกรีต (กก./ลบ.ม.) ..... 12
ตารางที่ 1.4	ค่าอัตราการเกิดคาร์บอนเนชั่นของคอนกรีต ..... 16
ตารางที่ 1.5	ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองคาร์บอนเนชั่นที่เสนอโดย CEB-FIP (1997) ..... 17
ตารางที่ 1.6	ค่าสัมประสิทธิ์ความรุนแรงของการเกิดคาร์บอนเนชั่น ..... 19
ตารางที่ 2.1	ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองคาร์บอนเนชั่นที่เสนอโดย CEB-FIP (1997) ..... 62
ตารางที่ 3.1	การทดสอบสะพานโดยรถบรรทุกทดสอบ ..... 74
ตารางที่ 3.2	คุณสมบัติรถบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบ ..... 76
ตารางที่ 3.3	ผลการหาน้ำหนักและความเร็วของรถบรรทุกสิบล้อ ..... 80
ตารางที่ 3.4	ตัวอย่างผลการคำนวณที่หาได้จากระบบ B-WIM-FAD และข้อมูลน้ำหนักจากด้านข้างน้ำหนัก ..... 85
ตารางที่ 3.5	ค่าพารามิเตอร์รถบรรทุกสิบล้อ ..... 90
ตารางที่ 3.6	ค่าพารามิเตอร์รถบรรทุกกึ่งพ่วง ..... 90
ตารางที่ 3.7	ค่าพารามิเตอร์รถบรรทุกพ่วง ..... 91
ตารางที่ 3.8	แสดงผลการหาน้ำหนักและความเร็วของรถบรรทุกสิบล้อจากวิธี B-WIM FAD ..... 94
ตารางที่ 3.9	แสดงผลการหาน้ำหนักและความเร็วของรถบรรทุกกึ่งพ่วงจากวิธี B-WIM FAD ..... 99
ตารางที่ 3.10	แสดงผลการหาน้ำหนักและความเร็วของรถบรรทุกพ่วงจากวิธี B-WIM FAD ..... 102
ตารางที่ 4.1	กำลังรับน้ำหนักกระทำของชิ้นส่วนแผ่นพื้นสะพานความยาวช่วง 5 ถึง 10 เมตร ..... 107
ตารางที่ 4.2	ความหนาของแผ่นพื้นสะพาน ..... 108
ตารางที่ 4.3	การเสริมเหล็กของแผ่นพื้นสะพาน ..... 109
ตารางที่ 4.4	แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่ ..... 110
ตารางที่ 4.5	แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักของรถบรรทุกสูงสุดที่ตรวจพบ (43 ตัน) ..... 114
ตารางที่ 4.6	แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักของรถบรรทุกตามพิกัดของกฎหมาย (25 ตัน) ..... 114
ตารางที่ 4.7	แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักของรถบรรทุก HS20-44 ..... 115
ตารางที่ 4.8	แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักของรถบรรทุกกึ่งพ่วงสูงสุดที่ตรวจพบ ..... 115
ตารางที่ 4.9	แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักของรถบรรทุกกึ่งพ่วงตามพิกัดของกฎหมาย ..... 115
ตารางที่ 4.10	แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักของรถบรรทุกพ่วงสูงสุดที่ตรวจพบ ..... 116
ตารางที่ 4.11	แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักของรถบรรทุกพ่วงตามพิกัดของกฎหมาย ..... 116
ตารางที่ 4.12	สัมประสิทธิ์แรงกระทำของน้ำหนักบรรทุกจร ..... 117

ตารางที่ 4.13	ค่า Rating factor ของโมเมนต์ของสะพานความยาวช่วง 5-10 เมตร จากรถบรรทุกสี่ล้อ .....	118
ตารางที่ 4.14	ค่า Rating factor ของแรงเฉือนของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ความยาวช่วง 5-10 เมตร จากรถบรรทุกสี่ล้อ .....	120
ตารางที่ 4.15	ค่า Rating factor ของโมเมนต์ของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ความยาวช่วง 5-10 เมตร จากรถบรรทุกกึ่งพ่วง .....	123
ตารางที่ 4.16	ค่า Rating factor ของแรงเฉือนของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ความยาวช่วง 5-10 เมตร จากรถบรรทุกกึ่งพ่วง .....	124
ตารางที่ 4.17	ค่า Rating factor ของโมเมนต์ของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ความยาวช่วง 5-10 เมตร จากรถบรรทุกกึ่งพ่วง .....	127
ตารางที่ 4.18	ค่า Rating factor ของแรงเฉือนของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ความยาวช่วง 5-10 เมตร จากรถบรรทุกกึ่งพ่วง .....	128
ตารางที่ 5.1	น้ำหนักประสิทธิผลเฉลี่ยของรถบรรทุกแต่ละประเภท .....	132
ตารางที่ 5.2	ผลการวิเคราะห์ค่าความเค้นจากน้ำหนักคงที่ของสะพาน .....	134
ตารางที่ 5.3	ผลการวิเคราะห์ค่าความเค้นของคอนกรีตจากน้ำหนักคงที่รวมกับน้ำหนักรถบรรทุก .....	134
ตารางที่ 5.4	ผลการวิเคราะห์ค่าความเค้นของเหล็กเสริมจากน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากรถบรรทุก .....	134
ตารางที่ 5.5	ปริมาณการจราจรของรถบรรทุก .....	136
ตารางที่ 5.6	สัดส่วนของรถบรรทุกบนถนนทางหลวงหมายเลข 2 บริเวณ กม. 21+000 .....	137
ตารางที่ 5.7	ปริมาณจราจรของรถบรรทุกแต่ละประเภทแยกตามสัดส่วน .....	137
ตารางที่ 5.8	ตัวอย่างการคำนวณจำนวนรถบรรทุกสี่ล้อในช่วงที่มีอัตราการเปลี่ยนแปลง ปริมาณจราจร .....	139
ตารางที่ 5.9	ตัวอย่างการคำนวณจำนวนรถบรรทุกกึ่งพ่วงในช่วงที่มีอัตราการเปลี่ยนแปลง ปริมาณจราจร .....	140
ตารางที่ 5.10	ตัวอย่างการคำนวณจำนวนรถบรรทุกพ่วงในช่วงที่มีอัตราการเปลี่ยนแปลง ปริมาณจราจร .....	141
ตารางที่ 5.11	อายุการใช้งานของสะพานจากการเสื่อมสภาพเนื่องจากความด้า .....	142
ตารางที่ 5.12	ตัวอย่างการคำนวณจำนวนรถบรรทุกสี่ล้อในช่วงที่มีอัตราการเปลี่ยนแปลง ปริมาณจราจร .....	143
ตารางที่ 5.13	ตัวอย่างการคำนวณจำนวนรถบรรทุกกึ่งพ่วงในช่วงที่มีอัตราการเปลี่ยนแปลง ปริมาณจราจร .....	144
ตารางที่ 5.14	ตัวอย่างการคำนวณจำนวนรถบรรทุกพ่วงในช่วงที่มีอัตราการเปลี่ยนแปลง ปริมาณจราจร .....	145
ตารางที่ 5.15	อายุการใช้งานของสะพานจากการเสื่อมสภาพเนื่องจากความด้า .....	146

	หน้า
ตารางที่ 5.16 แสดงปริมาณคลอไรด์ที่ตรวจพบในผงตัวอย่างของแผ่นพื้น.....	150
ตารางที่ 5.17 แสดงปริมาณคลอไรด์ที่ตรวจพบในผงตัวอย่างของคาน.....	150
ตารางที่ 5.18 แสดงปริมาณคลอไรด์ที่ตรวจพบในผงตัวอย่างของเสา.....	151
ตารางที่ 5.19 ระบุหุ้มเหล็กเสริมจากการวัดภาคสนาม.....	152
ตารางที่ 5.20 ผลการวิเคราะห์ของคลอไรด์จากผงตัวอย่าง.....	153
ตารางที่ 5.21 ค่าความชื้นสัมพัทธ์ในพื้นที่ต่าง ๆ ในประเทศไทย.....	156
ตารางที่ 5.22 ค่าความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์.....	157
ตารางที่ 5.23 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองคาร์บอนเนชั่นที่เสนอโดย CEB-FIP (1997).....	158
ตารางที่ 5.24 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศ และอัตราการกัดกร่อน เหล็กเสริมในคอนกรีตช่วงเวลาเริ่มต้น (สำหรับ $w = 0.68$ ).....	163
ตารางที่ 5.25 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศ และอัตราการกัดกร่อน เหล็กเสริมในคอนกรีตช่วงเวลากัดกร่อน (สำหรับ $w = 0.68$ ).....	163
ตารางที่ 5.25 แสดงอายุการใช้งาน และระดับความเสียหายของสะพาน.....	163

## สารบัญภาพ

	หน้า
รูปที่ 1.1 กราฟความสัมพันธ์ $S - N$ ของเหล็กเสริม .....	8
รูปที่ 1.2 การแตกหักของเหล็กเสริมในคอนกรีต .....	8
รูปที่ 1.3 กราฟความสัมพันธ์ $S - N$ ของคอนกรีต .....	9
รูปที่ 1.4 กราฟความเสียหายของโครงสร้างจากคลอไรด์ตามระยะเวลา .....	11
รูปที่ 1.5 ค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์ตามอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน .....	15
รูปที่ 1.6 ปริมาณความเข้มข้นของการคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศ .....	18
รูปที่ 1.7 ระดับความรุนแรงของการเกิดคาร์บอนเนชั่น .....	20
รูปที่ 1.8 ค่าสัมประสิทธิ์ของการผสมแก้าลอย .....	20
รูปที่ 2.1 การวัดค่าโมเมนต์ดัดของสะพานจากน้ำหนักบรรทุกทุกจริง .....	27
รูปที่ 2.2 การคำนวณค่าโมเมนต์ดัดของสะพานจากน้ำหนักรถจำลอง ความเร็ว และระยะห่างระหว่างเพลลา .....	27
รูปที่ 2.3 เส้นอิทธิพลของโมเมนต์ดัดที่จุดวัดตำแหน่งกึ่งกลางสะพานช่วงที่ 2 .....	29
รูปที่ 2.4 แผนผังการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกทุกแบบใช้ขอบเขตและเงื่อนไขในการวนรอบ .....	32
รูปที่ 2.5 การวัดค่าโมเมนต์ดัดของสะพานที่เกิดจากรถบรรทุกกึ่งพวง .....	35
รูปที่ 2.6 การคำนวณค่าโมเมนต์ดัดของสะพานจากน้ำหนักรถจำลอง ความเร็ว .....	35
รูปที่ 2.7 แผนผังการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกทุกแบบใช้ขอบเขตและเงื่อนไขในการวนรอบ .....	36
รูปที่ 2.8 การวัดค่าโมเมนต์ดัดของสะพานที่เกิดจากรถบรรทุกพวง .....	38
รูปที่ 2.9 การคำนวณค่าโมเมนต์ดัดของสะพานจากโมเมนต์ดัดของสะพาน .....	38
รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดของสะพานกับน้ำหนักบรรทุกทุก .....	39
รูปที่ 2.11 ความเสียหายด้านใต้ของแผ่นพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก .....	40
รูปที่ 2.12 แสดงหน่วงแรงที่มีแอมพลิจูดไม่คงที่ .....	41
รูปที่ 2.13 กราฟความสัมพันธ์ $S_r - N$ ของเหล็กเสริม .....	42
รูปที่ 2.14 กราฟความสัมพันธ์ $S_r - N$ ของคอนกรีต .....	43
รูปที่ 2.15 แสดงการหาจำนวนรอบที่ทำให้เกิดการวิบัติ .....	44
รูปที่ 2.16 ตัวอย่างสัญญาณความเครียดที่ตรวจวัดได้ในอดีต .....	45
รูปที่ 2.17 แสดงอัตราการเพิ่มขึ้นของความถี่ในการวิ่งผ่านของรถต่อวัน .....	48
รูปที่ 2.18 การถูกกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีตจากคลอไรด์ .....	50
รูปที่ 2.19 การซึมเข้าถึงเหล็กเสริมของคลอไรด์ .....	52
รูปที่ 2.20 การเกิดปฏิกิริยาทางเคมีของเหล็กเสริมจากคลอไรด์ .....	52
รูปที่ 2.21 กระบวนการเกิดสนิมของเหล็กเสริมส่งผลเสียต่อคอนกรีต .....	53
รูปที่ 2.22 การแตกออกของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม .....	55

	หน้า
รูปที่ 2.23 ตัวอย่างการทดสอบปริมาณคลอไรด์เทียบกับความลึก .....	56
รูปที่ 2.24 คอนกรีตที่เกิดความเสียหายจากการเกิดคาร์บอนเนชั่น .....	58
รูปที่ 2.25 การสูญเสียความเป็นด่างในเนื้อคอนกรีตจากการเกิดคาร์บอนเนชั่น .....	60
รูปที่ 2.26 การเกิดสนิมของเหล็กเสริมเนื่องจากเกิดคาร์บอนเนชั่น .....	61
รูปที่ 2.27 อิทธิพลของระดับความอิ่มตัวของรูพรุนที่มีต่ออัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริม .....	66
รูปที่ 2.28 ผลกระทบของความชื้นสัมพัทธ์ต่อระดับความอิ่มตัวของรูพรุน .....	66
รูปที่ 3.1 สะพานตัวอย่างที่ทำการทดสอบ .....	68
รูปที่ 3.2 สะพานตัวอย่างช่วงที่สี่ ที่ใช้ในการทดสอบ .....	69
รูปที่ 3.3 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดได้สะพาน .....	70
รูปที่ 3.4 ขั้นตอนการติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดในสะพานเข้ากับแผ่นพื้นคอนกรีต .....	70
รูปที่ 3.5 รูปกล่องบริจคอมพลีทชั่น .....	71
รูปที่ 3.6 รูปดาต้าลอคเกอร์ .....	71
รูปที่ 3.7 แสดงแผนผังการทำงานของระบบเก็บข้อมูลความเครียด .....	72
รูปที่ 3.8 แสดงแผนผังการทำงานของระบบถ่ายภาพจากกล้องวีดีโอ .....	73
รูปที่ 3.9 กล้องวีดีโอที่ติดตั้งบนเสาไฟฟ้าข้างตู้คอนเทนเนอร์สำหรับเก็บภาพขณะทดสอบ .....	73
รูปที่ 3.10 รถบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบน้ำหนักระบบ FAD B-WIM .....	76
รูปที่ 3.11 ขนาดของรถบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบ .....	77
รูปที่ 3.12 แผนผังการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกทุกแบบใช้ขอบเขต และเงื่อนไขในการวนรอบ .....	78
รูปที่ 3.13ก โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ดัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ L/3 .....	79
รูปที่ 3.13ข โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ดัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ L/2 .....	79
รูปที่ 3.13ค โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ดัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ 2L/3 .....	79
รูปที่ 3.14 ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักเพลาน้ำหนักที่คำนวณได้เทียบกับความเร็วจริง .....	81
รูปที่ 3.15 ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักเพลาน้ำหนักหลังที่คำนวณได้เทียบกับความเร็วจริง .....	81
รูปที่ 3.16 ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมที่คำนวณได้ของรถบรรทุกเทียบกับความเร็วจริง .....	82
รูปที่ 3.17 ตัวอย่างรูปรถบรรทุก (ก) และสัญญาณโมเมนต์ที่วัดได้ (ข) .....	83
รูปที่ 3.18ก โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ดัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ L/3 .....	84
รูปที่ 3.18ข โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ดัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ L/3 .....	84

รูปที่ 3.18ค	โมเมนต์ตัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ตัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ $L/3$ .....	84
รูปที่ 3.19	ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมที่คำนวณได้ของรถบรรทุกเทียบกับความเร็วจริง.....	86
รูปที่ 3.20	ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมที่คำนวณได้ของรถบรรทุกเทียบกับน้ำหนักจริง.....	86
รูปที่ 3.21	ตัวอย่างรูปรถบรรทุกฟวง (ก) และสัญญาณโมเมนต์ที่วัดได้ (ข).....	87
รูปที่ 3.22ก	โมเมนต์ตัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ตัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ $L/3$ .....	88
รูปที่ 3.22ข	โมเมนต์ตัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ตัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ $L/2$ .....	88
รูปที่ 3.22ค	โมเมนต์ตัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ตัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ $2L/3$ .....	88
รูปที่ 3.23	ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมที่คำนวณได้ของรถบรรทุกเทียบกับน้ำหนักจริง.....	89
รูปที่ 3.24	การกระจายน้ำหนักของรถบรรทุกสิบล้อ.....	90
รูปที่ 3.25	การกระจายน้ำหนักของรถบรรทุกกึ่งฟวง.....	91
รูปที่ 3.26	การกระจายน้ำหนักของรถบรรทุกฟวง.....	91
รูปที่ 3.27	สัญญาณภาพรถบรรทุกสิบล้อที่บันทึกจากกล้องวงจรมืด.....	92
รูปที่ 3.28	สัญญาณความเครียดที่เกิดขึ้นจากรถบรรทุกเป็นสัญญาณที่ระยะ $L/2$ .....	92
รูปที่ 3.29ก	โมเมนต์ตัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ตัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ $L/3$ .....	93
รูปที่ 3.29ข	โมเมนต์ตัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ตัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ $L/2$ .....	93
รูปที่ 3.29ค	โมเมนต์ตัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ตัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ $2L/3$ .....	93
รูปที่ 3.30	พารามิเตอร์ของรถบรรทุกสิบล้อ.....	94
รูปที่ 3.31ก	กราฟแท่งแบบความถี่ของน้ำหนักเพลหน้าของรถสิบล้อ.....	94
รูปที่ 3.31ข	กราฟแท่งแบบความถี่ของน้ำหนักเพลหลังของรถสิบล้อ.....	95
รูปที่ 3.31ค	กราฟแท่งแบบความถี่ของน้ำหนักรวมของรถสิบล้อ.....	95
รูปที่ 3.31ง	กราฟแท่งแบบความถี่ของระยะห่างเพลรถบรรทุกสิบล้อ.....	95
รูปที่ 3.31จ	กราฟแท่งแบบความถี่ของความเร็วรถบรรทุกสิบล้อ.....	96
รูปที่ 3.32	พารามิเตอร์ของรถบรรทุกกึ่งฟวง.....	97
รูปที่ 3.33	สัญญาณภาพรถบรรทุกกึ่งฟวงที่บันทึกจากกล้องวงจรมืด.....	97
รูปที่ 3.34	สัญญาณความเครียดที่เกิดขึ้นจากรถบรรทุกเป็นสัญญาณที่ระยะ $L/2$ .....	97

รูปที่ 3.35ก	โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ดัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ L/3.....	98
รูปที่ 3.35ข	โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ดัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ L/2.....	98
รูปที่ 3.35ค	โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้, $\hat{m}_1(t)$ (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณ โมเมนต์ดัดจริง, $m_1(t)$ (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ 2L/3.....	98
รูปที่ 3.36ก	กราฟแท่งแบบความถี่ของน้ำหนักเพลาน้ำหนักบรรทุกกึ่งพวง.....	99
รูปที่ 3.36ข	กราฟแท่งแบบความถี่ของน้ำหนักเพลากลางรถบรรทุกกึ่งพวง.....	99
รูปที่ 3.36ค	กราฟแท่งแบบความถี่ของน้ำหนักเพลาลงของรถบรรทุกกึ่งพวง.....	100
รูปที่ 3.36ง	กราฟแท่งแบบความถี่ของน้ำหนักรวมของรถบรรทุกกึ่งพวง.....	100
รูปที่ 3.37	พารามิเตอร์ของรถบรรทุกพวง.....	101
รูปที่ 3.38	สัญญาณภาพรถบรรทุกพวงที่บันทึกจากกล้องวงจรปิด.....	101
รูปที่ 3.39	สัญญาณความเครียดที่เกิดขึ้นจากรถบรรทุกพวง เป็นสัญญาณที่ระยะ L/2.....	101
รูปที่ 3.40	กราฟแท่งแบบความถี่ของน้ำหนักรวมของรถบรรทุกพวง.....	102
รูปที่ 4.1	แสดงแบบมาตรฐานของสะพานในส่วนของ (ก) รายละเอียดรอยต่อเพื่อการขยายตัว (Expansion Joint) (ข) หน้าตัด (ค) แพลน.....	108
รูปที่ 4.2	ตัวอย่างแบบจำลองสะพานที่ความยาวสะพาน 10 เมตร.....	109
รูปที่ 4.3	แสดงตัวอย่างผลการวิเคราะห์แบบจำลอง (ก) น้ำหนักกระทำ (ข) โมเมนต์จากน้ำหนักคงที่.....	110
รูปที่ 4.4ก	พารามิเตอร์ของรถบรรทุกสี่ล้อสูงสุดที่ตรวจวัดได้จริง.....	111
รูปที่ 4.4ข	พารามิเตอร์ของรถบรรทุกสี่ล้อตามพิกัดกฎหมายกำหนด.....	111
รูปที่ 4.4ค	พารามิเตอร์ของรถบรรทุกสี่ล้อตามมาตรฐาน AASTHO.....	112
รูปที่ 4.4ง	พารามิเตอร์ของรถบรรทุกกึ่งพวงสูงสุดที่ตรวจวัดได้.....	112
รูปที่ 4.4จ	พารามิเตอร์ของรถบรรทุกกึ่งพวงตามพิกัดกฎหมายกำหนด.....	112
รูปที่ 4.4ฉ	พารามิเตอร์ของรถบรรทุกพวงสูงสุดที่ตรวจวัดได้.....	113
รูปที่ 4.4ช	พารามิเตอร์ของรถบรรทุกพวงตามพิกัดกฎหมายกำหนด.....	113
รูปที่ 4.5	แสดงตัวอย่างผลการวิเคราะห์แบบจำลองจากรถบรรทุกสี่ล้อ (ก) โมเมนต์จากน้ำหนักจร (ข) ผลแรงเฉือนจากน้ำหนักจร.....	113
รูปที่ 4.6ก	Rating factor ของโมเมนต์ จากน้ำหนักรถบรรทุก 43 ตัน.....	119
รูปที่ 4.6ข	Rating factor ของโมเมนต์ จากน้ำหนักรถบรรทุก 25 ตัน.....	119
รูปที่ 4.6ค	Rating factor ของโมเมนต์ จากน้ำหนักรถบรรทุก HS20-44.....	119
รูปที่ 4.7ก	Rating factor ของแรงเฉือน จากน้ำหนักรถบรรทุก 43 ตัน.....	121
รูปที่ 4.7ข	Rating factor ของแรงเฉือน จากน้ำหนักรถบรรทุก 25 ตัน.....	121
รูปที่ 4.7ค	Rating factor ของแรงเฉือน จากน้ำหนักรถบรรทุก HS20-44.....	121



	หน้า
รูปที่ 4.8ก Rating factor ของโมเมนต์ จากน้ำหนักรถบรรทุกกึ่งพ่วงสูงสุด .....	123
รูปที่ 4.8ข Rating factor ของโมเมนต์ จากน้ำหนักรถบรรทุกกึ่งพ่วงตามพิกัดกฎหมาย .....	124
รูปที่ 4.9ก Rating factor ของแรงเฉือน จากน้ำหนักรถบรรทุกกึ่งพ่วงสูงสุด .....	125
รูปที่ 4.9ข Rating factor ของแรงเฉือน จากน้ำหนักรถบรรทุกกึ่งพ่วงตามพิกัดกฎหมาย .....	125
รูปที่ 4.10 การกระจายน้ำหนักของรถบรรทุกพ่วง .....	126
รูปที่ 4.11 พารามิเตอร์ของน้ำหนักพ่วงที่กระทำต่อสะพาน .....	126
รูปที่ 4.12ก Rating factor ของโมเมนต์ จากน้ำหนักรถบรรทุกพ่วงสูงสุด .....	127
รูปที่ 4.12ข Rating factor ของโมเมนต์ จากน้ำหนักรถบรรทุกพ่วงตามพิกัดกฎหมาย .....	128
รูปที่ 4.13ก Rating factor ของแรงเฉือน จากน้ำหนักรถบรรทุกพ่วงสูงสุด .....	129
รูปที่ 4.14ข Rating factor ของแรงเฉือน จากน้ำหนักรถบรรทุกพ่วงตามพิกัดกฎหมาย .....	129
รูปที่ 5.1 รถบรรทุกขนาดใหญ่ 3 ประเภท .....	131
รูปที่ 5.2 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ .....	133
รูปที่ 5.3 ผลค่าความเค้นของแผ่นพื้นสะพาน (ก) ผลจากน้ำหนักคงที่, $S_{DL}$ (ข) ผลจากน้ำหนักคงที่ร่วมกับน้ำหนักจรของรถบรรทุก, $S_{DL+LL}$ .....	133
รูปที่ 5.4 แสดงปริมาณจราจรของรถบรรทุก .....	136
รูปที่ 5.5 แสดงปริมาณจราจรแยกตามประเภทของรถบรรทุก สีแดงคือ รถ 6 ล้อ, สีน้ำเงินคือ รถกึ่งพ่วง และสีฟ้าคือ รถพ่วง .....	137
รูปที่ 5.6 การเก็บผงคอนกรีตที่ผิวของโครงสร้าง .....	148
รูปที่ 5.7 การวัดระยะหุ้มเหล็กเสริม (ก) เครื่องมือวัดระยะหุ้มเหล็กเสริม (ข) การวัดระยะหุ้มเหล็กเสริม ..	148
รูปที่ 5.8 เครื่องทดสอบหาปริมาณคลอไรด์จากผงคอนกรีต .....	149
รูปที่ 5.9 การวัดระยะหุ้มเหล็กเสริม (ก) เครื่องมือวัดระยะหุ้มเหล็กเสริม (ข) การวัดระยะหุ้มเหล็กเสริม ..	149
รูปที่ 5.10 การเสื่อมสภาพของสะพานจากคลอไรด์ตามอายุการใช้งาน .....	155

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความเป็นมา

ในปัจจุบันสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบแผ่นพื้น (slab type) ตามแบบมาตรฐานซึ่งกรมทางหลวง ออกแบบให้รองรับน้ำหนักบรรทุกตามเกณฑ์สากลได้ถูกนำมาใช้ในเส้นทางคมนาคมเป็นอย่างมาก แต่เนื่องจาก น้ำหนักบรรทุกของยวดยานที่แล่นผ่านสะพานนั้นมีแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงที่เพิ่มขึ้นตลอดมา ประกอบกับมี ยวดยานจำนวนมากฝ่าฝืนกฎหมายบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัดทำให้สะพานได้รับความเสียหายมากขึ้น โดยความเสียหายที่เพิ่มขึ้นมีผลโดยตรงต่อระดับความปลอดภัยในการใช้งานสะพานและต่ออายุการใช้งานของสะพานที่ เหลือ

การวิเคราะห์โครงสร้างสะพานด้านความปลอดภัยนั้น ข้อมูลน้ำหนักบรรทุก และ การกระจาย น้ำหนักเป็นข้อมูลที่สำคัญที่แสดงให้เห็นถึงขนาดของน้ำหนักบรรทุก และ ความถี่ที่กระทำต่อโครงสร้างสะพาน ระบบ weigh-in-motion หรือ WIM ได้ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อหาข้อมูลต่าง ๆ ของน้ำหนักบรรทุก เช่น น้ำหนักเพลลา, ระยะห่างระหว่างเพลลา และจำนวนเพลลาของยวดยานพาหนะ ขณะที่กำลังเคลื่อนที่อยู่บนถนนหรือสะพาน ซึ่ง โดยปกติระบบ WIM สามารถติดตั้งได้ทั้งกับผิวทาง (ถนน) หรือ สะพาน ในกรณีที่ใช้กับสะพาน(Bridge-WIM, B-WIM) จะนำตัวเซ็นเซอร์ต่างๆ เช่น มาตรวัดความเครียด (strain gauge) เครื่องตรวจวัดความเร่ง (accelerometer) ไปติดตั้งที่คาน (girder) ได้สะพาน ข้อมูลที่ได้จากตัวเซ็นเซอร์ดังกล่าวสามารถจะนำไป วิเคราะห์เพื่อหาน้ำหนักของรถที่วิ่งผ่านบนสะพานได้ จากข้อมูลที่ได้จากระบบ B-WIM นั้น จะทำให้ทราบถึง น้ำหนักบรรทุกที่แท้จริงที่กระทำต่อสะพาน ทำให้สามารถนำมาใช้ในการประเมินระดับความปลอดภัยในการใช้ งานสะพานได้อย่างถูกต้อง

การประเมินความคงทนต่อการใช้งานของสะพานสามารถพิจารณาได้จากความเสียหายสองประการ คือ ด้านความเสียหายเนื่องจากความล้า (fatigue) เกิดจากการที่รถบรรทุกวิ่งผ่านสะพานเป็นจำนวนมากทำให้เกิดการกระทำของน้ำหนักที่ซ้ำ ๆ ส่งผลให้วัสดุโครงสร้างสะพานเกิดความเสียหายสะสม และอีกประการหนึ่งคือ ความเสียหายเนื่องจากการเกิดสนิมในเหล็กเสริม (corrosion) ซึ่งอาจเกิดจากการที่คลอไรด์แพร่ผ่านเนื้อ คอนกรีตไปทำปฏิกิริยากับเหล็กเสริมทำให้เหล็กเสริมได้รับความเสียหายจากการเกิดสนิม หรืออาจเกิดจากการ เกิดคาร์บอนขึ้นทำให้คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมเปลี่ยนสภาพส่งผลให้น้ำและอากาศเข้าทำปฏิกิริยาเกิดสนิมเหล็ก ซึ่งผลจากความเสียหายของทั้งสองประการนี้ส่งผลโดยตรงต่ออายุการใช้งานที่เหลือของสะพาน

ในการศึกษาได้ทำการตรวจวัดน้ำหนักบรรทุกจากสภาพจริง โดยใช้หลักการตรวจวัดน้ำหนักบรรทุกแบบ ปราศจากอุปกรณ์ตรวจจับเพลลา และนำข้อมูลมาประเมินระดับความปลอดภัยในการรับน้ำหนักบรรทุกของ สะพานและอายุการใช้งานที่เหลือเนื่องจากความล้า ซึ่งเกิดจากการกระทำของน้ำหนักบรรทุกจริง อีกทั้งทำการ เก็บข้อมูลปริมาณคลอไรด์และการกระจายตัวของคลอไรด์จากสะพานจริง และทำการรวบรวมข้อมูลที่เป็นปัจจัย ของการคาร์บอนขึ้น แล้วนำมาทำการประเมินอายุการใช้งานที่เหลือของสะพาน เพื่อให้ผลการศึกษาโครงสร้าง สะพานแบบแผ่นพื้นตามแบบมาตรฐานของกรมทางหลวง ถูกต้องใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด

## 1.2 งานวิจัยที่ผ่านมา

1.2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการดูแลรักษาและซ่อมบำรุงสะพานจากผลการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกและผลการเสื่อมสภาพของสะพาน

Steven B. Chase และ Glenn Washer (1997) ได้ศึกษาสะพานทั้งหมดในสหรัฐอเมริกาประมาณ 570,000 สะพาน โดย แยก อุโมงค์ (tunnel) และ สะพานลำเลียงสิ่งของ (culvert) ออกจะเหลือ ประมาณ 470,000 และจากจำนวนนี้ถูกแบ่งออกเป็น 5 ประเภท ตามวัสดุที่ใช้ก่อสร้างดังนี้ (1) สะพานเหล็ก (2) สะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก (3) สะพานคอนกรีตอัดแรง (4) สะพานไม้ (5) สะพานอื่น ๆ โดยพบว่าในสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก มีจำนวนสะพานที่ต้องทำการหยุดใช้งานเพื่อซ่อมแซม เป็นจำนวนถึงร้อยละ 14 ของสะพานคอนกรีตทั้งหมด

The American Society for Civil Engineer (ASCE), (2005) ได้แสดงว่าปี 2002 และ 2003 สหรัฐอเมริกามีสะพานที่ได้รับความเสียหายจากการใช้งาน เป็นจำนวน ร้อยละ 28.5 และ ร้อยละ 27.1 ตามลำดับ จากจำนวนสะพานทั้งหมดประมาณ 600,000 สะพาน โดยสะพานที่เสียหายเหล่านี้ต้องใช้งบประมาณถึง 9.4 พันล้านเหรียญสหรัฐ ต่อปี และใช้เวลาประมาณ 20 ปี จึงจะส่งผลให้สะพานที่มีความเสียหายในสหรัฐนั้นลดลงจากการสำรวจในแต่ละปี

ปัญญา ชูพานิช (2007) ได้ศึกษาว่าในปัจจุบันกรมทางหลวงมีสะพานที่อยู่ในความดูแลเป็นจำนวนมากกว่า 12,000 แห่ง สะพานเหล่านี้เมื่อใช้งานไปได้ระยะเวลาหนึ่งจะเกิดการเสื่อมสภาพและชำรุดเสียหาย (deterioration and damage) ทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพานลดลงจากที่ได้ออกแบบไว้ เบื้องต้น อีกทั้งในปัจจุบันรัฐบาลมีนโยบายที่จะเพิ่มพิกัดน้ำหนักของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านถนนและสะพานบนทางหลวง เช่น กรณีรถบรรทุกสิบล้อน้ำหนักรวมจาก 21 ตัน เพิ่มเป็น 25 ตัน ซึ่งสูงกว่ามาตรฐานน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการออกแบบ ทำให้ประสิทธิภาพของสะพานในการรับน้ำหนักบรรทุกลดลง ซึ่งส่งผลต่อความปลอดภัยในการใช้รถและถนน นอกจากนั้นยังเป็นการเพิ่มภาระงบประมาณซ่อมบำรุงถนนและสะพานด้วย

ทั้งนี้รัฐบาลต้องใช้งบประมาณในการบำรุงรักษาทางและสะพานสูงถึง ประมาณปีละ 8.6 พันล้านบาท (ข้อมูลจาก สำนักงบประมาณ สำนักนายกรัฐมนตรี งบประมาณในส่วนของ กระทรวงคมนาคม กรมทางหลวง งานบำรุงรักษาทางและสะพาน)

จากงานวิจัยข้างต้นพบว่า งบประมาณในการดูแลบำรุงรักษาสะพานในแต่ละปีนั้นต้องใช้เป็นจำนวนมาก ดังนั้นหากมีการวิเคราะห์และออกแบบสะพานที่ดี หรือมีงานวิจัยที่ศึกษาความปลอดภัยและคงทนของสะพานในด้านต่าง ๆ ก็จะช่วยลดงบประมาณการใช้จ่ายได้ ที่สำคัญสะพานเหล่านั้นจะถูกใช้งานอย่างมีประสิทธิภาพและปลอดภัย

## 1.2.2 งานวิจัยที่ศึกษาความปลอดภัยในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน

### 1.2.2.1 งานวิจัยที่ศึกษาการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน

สมาคมทางหลวงและขนส่งแห่งสหรัฐอเมริกา America Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO (2000) ได้ทำการศึกษาศักยภาพในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน โดยใช้วิธีของ Load rating เพื่อเป็นข้อมูลในการตัดสินใจของวิศวกร ในการดูความปลอดภัยในการใช้งานสะพาน โดยการทำ rating สะพานนั้นตามมาตรฐานนี้ได้แบ่งออกเป็น 2 ระดับคือระดับใช้งานปกติ (Inventory) กับ ระดับสูงสุดของการใช้งาน (Operating) โดยทั้งสองระดับนี้สามารถคำนวณได้จากวิธีหน่วยแรงใช้งาน (allowable stress) และวิธีตัวประกอบน้ำหนัก (load factor) และค่า Bridge load rating นี้คำนวณจากบนพื้นฐานของน้ำหนักที่กระทำจริงต่อโครงสร้างสะพาน ดังนั้นค่า Bridge load rating จึงควรมีการปรับ (update) ข้อมูลให้ตรงตามน้ำหนักที่กระทำจริงมากที่สุด และเมื่อสามารถหาค่า Bridge load rating ของสะพานได้ ก็จะสามารถประเมินความปลอดภัยในการใช้งานสะพานได้

ธีระชัย ดีสมสุข และ ทศพล ปิ่นแก้ว (2008) ได้ทำการประเมินระดับความปลอดภัยในการใช้งานสะพานภายใต้สภาพการบรรทุกน้ำหนักจริง โดยได้ทำการเก็บข้อมูลสภาพการบรรทุกจริงของรถบรรทุก 10 ล้อ ด้วยระบบการหาน้ำหนักรถบรรทุกจริงขณะเคลื่อนที่บนสะพาน (B-WIM) และทำการประเมินความปลอดภัยด้วยวิธี Bridge load rating factor ตามมาตรฐาน AASHTO พบว่า ปริมาณรถบรรทุกกว่าร้อยละ 75 ของจำนวนทดสอบ (1000 คัน) แม้จะไม่ส่งผลเสียหายโดยตรงต่อสะพาน แต่มีผลทำให้อายุการใช้งานของสะพานสั้นลงอย่างมีนัยสำคัญ และพบข้อมูลที่น่าวิตกคือ ปริมาณรถบรรทุกที่ตรวจวัดได้ประมาณ ร้อยละ 2 จากจำนวนทั้งหมด อาจจะทำให้เกิดความเสียหายโดยตรงต่อสะพานได้ เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกมากกว่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานตามทฤษฎี และยังพบว่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุด สูงถึง 42.90 ตัน จากน้ำหนักที่กำหนดต้องไม่เกิน 21 ตันตามกฎหมายที่บังคับใช้ในช่วงเวลาศึกษา

ปัญญา ชูพานิช และ คณะ (2008) ทำการทดสอบและประเมินกำลังการรับน้ำหนักบรรทุกสะพานของกรมทางหลวง เนื่องจากมีการปรับน้ำหนักจำกัดจาก 21 ตัน เป็น 25 ตัน ตามกฎกระทรวงปี พ.ศ. 2548 โดยการทดสอบมีขั้นตอนดังต่อไปนี้ – การจัดกลุ่มสะพาน – การสำรวจสภาพความเสียหายด้วยสายตา – การทดสอบคุณสมบัติวัสดุ – การวิเคราะห์ทางโครงสร้างเบื้องต้น – การทดสอบด้วยรถบรรทุกหนัก – การวิเคราะห์ทางโครงสร้างอย่างละเอียด – การประเมินกำลังรับน้ำหนักของสะพาน รวมทั้งหมด 7 ขั้นตอน ดังกล่าว สำหรับขั้นตอนการทดสอบด้วยรถบรรทุกหนัก ได้ใช้รถบรรทุกสิบล้อหนัก 25 ตัน จำนวน 2 คัน มาทำการทดสอบวิ่งบนสะพานพร้อมกัน และทำการประเมินกำลังรับน้ำหนักของสะพานโดยใช้วิธีการ National Cooperative Research Program ตามมาตรฐานของ AASHTO โดยค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ปลอดภัยของสะพานจะระบุด้วยว่า Rating Factor (RF) โดยถ้าผลการวิเคราะห์พบว่า  $RF > 1.0$  แสดงว่าสะพานตัวนั้นสามารถรับน้ำหนักบรรทุก 25 ตัน จำนวน 2 คันบนสะพานได้อย่างปลอดภัย โดยผลจากการทดสอบ สะพานทั้งหมด 31 สะพาน พบว่า หากพิจารณาด้าน Moment Rating Factor มีสะพานที่  $RF < 1.0$  อยู่ 9 สะพาน และพิจารณาด้าน Shear

Rating Factor มีสะพานที่  $RF < 1.0$  อยู่ 1 สะพาน ซึ่งทั้งหมดเป็นสะพานประเภทแผ่นพื้น (slab type) และ Box Girder

ปัญญา ชูพานิช และ คณะ (2008) โครงการสำรวจสภาพความเสียหายและทดสอบการรับน้ำหนักของสะพานแบบ slab type ในพื้นที่สำนักทางหลวงที่ 5 จังหวัดขอนแก่น, สำนักวิจัยและพัฒนาทางกรมทางหลวง (2008) ได้ทำการทดสอบความปลอดภัยของสะพานที่สร้างตามแบบมาตรฐานกรมทางหลวง ทั้งตามมาตรฐานเก่า และมาตรฐานใหม่รวม 12 สะพาน โดยใช้การประเมินตามมาตรฐานของ AASHTO ซึ่งใช้หลักการ Rating Factor (RF) พบว่าค่าดัชนีความปลอดภัยของพื้นสะพาน (slab) มีค่าต่ำกว่าส่วนโครงสร้างอื่น เช่น คานสะพาน (cap beam), เสาตอม่อ (pier) และฐานราก (pile)

ปัญญา ชูพานิช และ คณะ (2009) ได้ทำโครงการสำรวจสภาพความเสียหายและทดสอบการรับน้ำหนักของสะพานแบบ slab type ในพื้นที่สำนักทางหลวงที่ 14 จังหวัดนครศรีธรรมราช ต่อจากสำนักทางหลวงที่ 5 ได้ทำการศึกษาความปลอดภัยของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่สร้างตามแบบมาตรฐานกรมทางหลวง จำนวนรวม 8 สะพาน โดยมีการประเมินคล้ายกับสำนักทางหลวงที่ 5 ซึ่งใช้หลักการ Rating Factor (RF) ตามมาตรฐานของ AASHTO โดยผลการศึกษาพบว่าสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกตามพิกัดที่กฎหมายกำหนด (25 ตัน) ได้อย่างปลอดภัย ( $RF > 1$ ) นอกจากนั้นได้ทำการศึกษารูปร่างของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กจากความล้ม และการเกิดสนิมที่เหล็กเสริมเพื่อประเมินอายุการใช้งานที่เหลือของสะพานด้วย

1.2.2.2 งานวิจัยที่ศึกษาระบบการหาน้ำหนักบรรทุกทุกขณะเคลื่อนที่ทั้งแบบใช้อุปกรณ์ตรวจจับเพลลา และแบบปราศจากอุปกรณ์ตรวจจับเพลลา

Lamann และ Novak (1996) จากประเทศอเมริกา ได้นำระบบ WIM มาทำการวัดกับสะพานที่ประกอบด้วยคาน (girder) เหล็ก 5 อัน เพื่อทำการพัฒนาแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับความล้ม ความเครียดจะถูกวัดภายใต้การจราจรปกติ โดยวิธีการของเรนโฟล (rainflow) ข้อมูลดังกล่าวถูกเก็บรวบรวมและถูกบันทึกด้วยการใช้เครื่องมือ 2 ชุด ชุดที่ 1 คือ ระบบการวัดความเค้น (Stress Measuring System; SMS) ทำหน้าที่เก็บรวบรวมความเค้นในอดีตที่ผ่านมา ภายใต้การจราจรปกติและทำการรวบรวมเข้ากับแผนภูมิแท่งซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับจำนวนรอบ โดยการนับจำนวนรอบของวิธีเรนโฟล rainflow และโดยวิธีอื่นๆ ชุดที่ 2 คือ ระบบการชั่งน้ำหนักบรรทุกทุก (Truck Weighing System, TWS) ทำการคำนวณน้ำหนักรวมของรถบรรทุกและน้ำหนักเพลลาจากความเครียดในอดีต โดยการใช้เส้นอินฟลูเอนซ์ไลน์ (Influence line) ของสะพาน องค์ประกอบต่างๆของรถบรรทุกสามารถหาได้ โดยการใช้ตัวเซนเซอร์ 2 ตัวติดขนานกันไว้กับผิวทาง

Law S.S. และ Fang Y.L. (2001) ได้ทำการหาน้ำหนักรถที่กำลังเคลื่อนที่จากแบบจำลองย่อยส่วน โดยการใช้เทคนิคของไดนามิกโปรแกรมมิ่ง (dynamic programming) ซึ่งเป็นการทำให้ความ

คลาดเคลื่อนระหว่างปฏิบัติการตอบสนองที่วัดได้กับปฏิบัติการตอบสนองที่สร้างขึ้นจากน้ำหนักที่หาได้มีค่าน้อยที่สุด ผลการศึกษายังพบว่ามีความคลาดเคลื่อนในการหาน้ำหนักรถค่อนข้างมาก (มากกว่า 20%)

รัช อัครวิทยานุมิ (2003) ได้นำเทคนิคการหาน้ำหนักรถขณะเคลื่อนที่บนสะพานด้วยเทคนิคของไดนามิคโปรแกรมมิ่ง ทำการปรับปรุงให้มีความแม่นยำเพิ่มมากขึ้นด้วยการใช้เทคนิคการคำนวณซ้ำ (Iteration Technique) โดยการนำเอาค่าความเครียดเนื่องจากผลทางพลศาสตร์ที่ได้ มาทำการคำนวณในไดนามิคโปรแกรมมิ่งอีกครั้ง เพื่อให้ค่าน้ำหนักรถเข้าสู่หาค่าที่ถูกต้องมากขึ้นกว่าการคำนวณครั้งแรก

พัชรพงษ์ อาสนจินดา (2004) ได้ทำการทดสอบด้วยแบบจำลองย่อส่วน โดยพิจารณาถึงปัจจัยสำคัญต่าง ๆ ที่มีผลต่อการทำนายน้ำหนักของรถบรรทุก อันได้แก่ ผลของความขรุขระ ผลของจำนวนเพลลาที่เพิ่มขึ้นจากเพลลาหลังที่เป็นเพลลาเดี่ยวเป็นเพลลาคู่ และผลของสภาพของจุดรองรับ (support condition) หรือรูปแบบสะพานแบบหลายช่วง จากการทดสอบทั้งหมด 540 การทดสอบพบว่า กรณีรถบรรทุกแบบ 2 เพลลาเคลื่อนที่บนสะพานช่วงเดียวที่พื้นผิวไม่มีความขรุขระนั้นให้ผลการทำนายน้ำหนักรวมที่มีความคลาดเคลื่อนอยู่ในช่วง  $\pm 5\%$  ส่วนผลการทดสอบกรณีรูปแบบสะพานเป็นแบบต่อเนื่องและกรณีที่รถบรรทุกมีจำนวนเพลลาเพิ่มขึ้น พบว่ามีค่าความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมสูงสุด  $\pm 20\%$

ภาณุ ฟุ้งสุข (2005) ได้ทำการทดสอบภาคสนาม โดยการทดสอบได้มีการติดมาตรวัดความเครียดสำหรับวัดผลตอบสนองของสะพานภายใต้การเคลื่อนที่ของรถบรรทุกเช่นกันโดยจะทำการติดตั้งมาตรวัดความเครียดที่ได้สะพาน ผลการทดสอบทั้ง 51 การทดสอบ โดยในกรณีเคลื่อนที่โดยใช้ช่องจราจรกลาง ค่าความคลาดเคลื่อนสำหรับน้ำหนักรวมไม่เกิน  $\pm 6\%$  เมื่อพิจารณาผลของการกระแทกของรถบรรทุกที่เกิดขึ้นระหว่างการวิ่งข้ามสะพานคือ ผลของการกระแทกก่อนเข้าสะพานและผลของการกระแทกช่วงกลางสะพาน พบว่าผลการทำนายน้ำหนักรวมโดยส่วนใหญ่มีค่าความคลาดเคลื่อนไม่เกิน  $\pm 10\%$

คณะกรรมาธิการยุโรป (2001) ได้ทำการพัฒนาระบบ WIM ด้วยการใส่สะพานเป็นหลัก เรียกว่า bridge WIM หรือ B-WIM โดยทำการหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบปราศจากอุปกรณ์ตรวจจับเพลลา (free of axle detector หรือ FAD) ได้ทำการทดสอบสะพาน Pont de Normandie ซึ่งเป็นสะพานที่มีความบางมาก จึงมีความจำเป็นที่จะต้องไม่ทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจจับเพลลา (axle detector) เนื่องจากเหตุผลของการบำรุงรักษา และ ระบบการกันซึมของสะพาน ระบบ FAD B-WIM จึงถูกคิดค้นขึ้นโดยทำการหาค่าตัวแปรเริ่มต้นได้แก่ จำนวนเพลลา, ระยะเพลลา และ ความเร็วของรถบรรทุกด้วยมาตรวัดความเครียดที่ติดตั้งที่ท้องสะพานเท่านั้น เมื่อทราบตัวแปรเริ่มต้นจึงทำการหาค่าน้ำหนักเพลลาและค่าน้ำหนักรถบรรทุกโดยการหาค่าที่เหมาะสมที่สุด (optimization) รวมอีกครั้งหนึ่ง จากการทดลองได้ผลว่าระบบการหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบปราศจากอุปกรณ์ตรวจจับเพลลานั้นสามารถใช้ได้กับรถบรรทุก 43 คันในจำนวนทั้งหมด 44 คัน โดยรถบรรทุกคันที่ไม่สามารถใช้ระบบนี้ได้เป็นรถบรรทุกเปล่าที่มีระยะเพลลาใกล้มาก และค่าความเร็วที่ได้นั้นมีความคลาดเคลื่อนไม่เกิน  $\pm 5\%$  ค่าระยะเพลลาไม่เกินขอบเขตที่กำหนดไว้ ค่าน้ำหนักรถบรรทุกที่คำนวณได้มีความแม่นยำอยู่ในช่วง  $\pm 20\%$

สำหรับแบบจำลอง 1 มิติ และ คำนวณน้ำหนักบรรทุกที่คำนวณได้มีความแม่นยำอยู่ในช่วง  $\pm 15\%$  สำหรับแบบจำลอง 2 มิติ

पालพิพัฒน์ แสงชูวงศ์ (2007) ทำการศึกษาเพื่อลดข้อจำกัดของวิธี B-WIM ที่ต้องมีการใช้อุปกรณ์ตรวจวัดตำแหน่งรถ เพื่อให้ทราบถึงข้อมูลระยะห่างเพลลา จำนวนเพลลา และความเร็วรถ ซึ่งทำให้มีความไม่สะดวกในการนำไปใช้งานกับสภาพจริง จึงได้ทำการศึกษาการหาน้ำหนักบรรทุกของรถ จากโมเมนต์ดัดของสะพานโดยปราศจากการตรวจจับเพลลา โดยได้ใช้หลักการของการหาน้ำหนักบรรทุกโดยกระบวนการหาค่าเหมาะสมที่สุด (optimization) ซึ่งมีฟังก์ชันจุดประสงค์ (objective function) คือ ผลต่างกำลังสองระหว่างค่าโมเมนต์ดัดจากการวัด และค่าโมเมนต์ดัดที่คำนวณได้โดย ทำการหาค่าที่น้อยที่สุดในฟังก์ชันจุดประสงค์นี้ โดยได้ทดสอบประสิทธิภาพการทำงานกับ 3 สถานะการคือ (1) ทดสอบกับแบบจำลองในคอมพิวเตอร์ โดยมีความสมฤทธิ์ผลในการหาน้ำหนักบรรทุกคิดเป็น 98% โดยที่การหาน้ำหนักรวมของรถบรรทุก มีความคลาดเคลื่อนไม่เกิน 15% (2) ทดสอบประสิทธิภาพการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุก กรณีศึกษาจากผลการทดสอบภาคสนาม โดยนำข้อมูลการทดสอบภาคสนามของ ภาณุ พุ่งสุข (2005) โดยสามารถหาน้ำหนักได้ทุกกรณี (47 กรณี) และน้ำหนักรวมที่หาได้มีความคลาดเคลื่อนมากที่สุดที่ 15% (3) ทดสอบประสิทธิภาพกับการประยุกต์ใช้งานในภาคสนาม โดยใช้ข้อมูลจากงานวิจัยของ ธีระชัย ดีสมสุข (2008) ซึ่งได้ทำการทดลองหาน้ำหนักบรรทุกขณะใช้งานจริง โดยสรุปได้ว่าวิธีการหาน้ำหนักที่ได้มีความสมฤทธิ์ผลเพียงพอที่จะนำมาหาน้ำหนักบรรทุกจริงได้ แต่เนื่องจากไม่สามารถทราบค่าน้ำหนักจริงของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานแต่ละคันได้ จึงยังมีข้อจำกัดในการวัดประสิทธิภาพที่สถานะแท้จริงในการใช้งานสะพานอยู่

### 1.2.3 งานวิจัยที่ศึกษาอายุการใช้งานของสะพาน

1.2.3.1 งานวิจัยที่ศึกษาการเสื่อมสภาพของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากความล้า J.M. Hanson, M.F. Somes and T. Helagson (1971) ได้ทำการทดสอบศึกษา ค่าพารามิเตอร์ที่มีผลต่อความล้าของโครงสร้างเนื่องจากน้ำหนักกระทำ โดยศึกษาพารามิเตอร์ทั้งหมด 5 พารามิเตอร์ คือ (1) หน่วยแรงความเค้น (stress range,  $S_r$ ) (2) ความเค้นขั้นต่ำ โดยเลือกทดสอบระดับความเค้นขั้นต่ำคือ 6 ksi (41.37 MPa) สำหรับหน่วยแรงอัด 6 ksi และ 18 ksi (124.10 MPa) สำหรับหน่วยแรงดึง (3) ขนาดของเหล็กเสริม ขนาดเหล็กเสริมที่ใช้ในการทดสอบ 5, 6, 8, 10 และ 11 นิ้ว (4) รูปร่างของตัวอย่างทดสอบ ใช้คอนกรีตเสริมเหล็กรูป ตัวที (T-beam) (5) กำลังวัสดุของเหล็กเสริม โดยเลือกกำลังวัสดุของเหล็กเสริมที่ 40, 60 และ 70 ในงานวิจัยนี้ ได้ทำการทดสอบตัวอย่าง 236 ตัวอย่าง โดยการทดสอบได้ทำเพื่อจำลองโครงสร้าง แผ่นพื้นและคานสะพานคอนกรีต โดยจากการทดสอบพบว่า พารามิเตอร์ ความเค้นขั้นต่ำ ขนาดของเหล็กเสริม และ กำลังวัสดุของเหล็ก จะมีผลต่ออายุของความล้า (fatigue life) น้อยมาก ส่วนพารามิเตอร์ รูปร่างของตัวอย่างทดสอบหรือความลึกประสิทธิผล (depth effective) แทบจะไม่มีผลต่ออายุของความล้า จึงสรุปว่า พารามิเตอร์ที่มีผลต่ออายุของความล้ามากที่สุดคือ หน่วยแรงความเค้น ( $S_r$ ) และจากผลการทดสอบได้สรุปเป็นความสัมพันธ์ระหว่าง  $S_r - N$  ได้ดังสมการที่ 1.1

$$\log N = 6.9690 - 0.0383S_r \quad (1.1)$$

โดย  $N$  คือ จำนวนรอบสูงสุดที่เกิดการวิบัติ

$S_r$  คือ หน่วยแรงความเค้น (ksi)

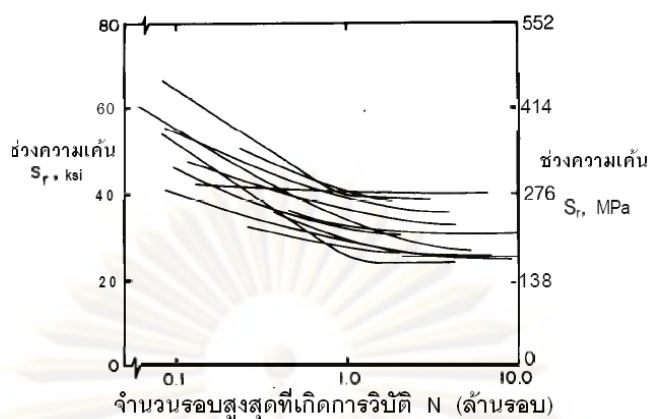
Max Schläfli และ Eugen Brühwiler (1998) ได้ทำการศึกษาความเสียหายจากความล้าของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ในประเทศ สวิตเซอร์แลนด์ โดยกล่าวว่าชิ้นส่วนที่สำคัญของสะพานที่ต้องรับความเสียหายจากความล้าคือแผ่นพื้น (deck slab) จากสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไปนั้นจะมีน้ำหนักกระทำจากล้อรถประมาณ 100 ล้าน รอบต่ออายุการใช้งานสะพาน การศึกษานี้ได้ทำการทดสอบกับแบบจำลองพื้นสะพานทั้งหมด 27 ตัวอย่าง ให้น้ำหนักกระทำที่ 4.5 Hz (รอบ/วินาที) และใช้  $S_r - N$  curve โดยมีความสัมพันธ์ดังสมการที่ 1.2

$$NS_r^4 = 10^{15.22} \quad (1.2)$$

โดยผลการทดสอบที่น่าสนใจคือ ความเสียหายหรือการวิบัติของโครงสร้างแบบแผ่นพื้นที่เกิดจากความล้า นั้นเกิดขึ้นที่เหล็กเสริมเป็นหลัก

สถาบันคอนกรีตสหรัฐอเมริกา (American Concrete Institute : ACI) 215R-74 (2005) ได้ทำการศึกษาผลกระทบจากความล้าของเหล็กเสริมในคอนกรีตเสริมเหล็ก จากการศึกษาทดสอบเสริมเหล็กในคานคอนกรีตขนาด 11 นิ้ว กำลังวัสดุเกรด 60 พบว่า การที่เหล็กเสริมในคอนกรีตจะได้รับความวิบัติจากความล้า นั้น ช่วงหน่วยความเค้น (stress range) ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 21 ksi (145 MPa) โดยการวิบัติจะเกิดขึ้นที่ 1,200,000 รอบ โดยความเค้นขั้นต่ำ (minimum stress) ที่ทดสอบคือ 17.5 ksi (121 MPa) ความเสียหาย (fracture) ของเหล็กเสริมเนื่องจากการกระทำซ้ำของน้ำหนัก (repeating load) แสดงดังรูปที่ 1.1 ทั้งนี้ ACI ได้อธิบายถึงความสัมพันธ์ระหว่าง ช่วงความเค้น (stress range,  $S_r$ ) กับจำนวน รอบกระทำของน้ำหนัก ( $N$ ) ในรูปของกราฟ  $S_r - N$  curve โดยได้แบ่งกราฟออกเป็น 2 ช่วงคือ (1) ช่วงที่กราฟมีความชัน (steeper slope) และ (2) ช่วงที่กราฟไม่มีความชัน (flatter slope) จากกราฟช่วงที่สองแสดงให้เห็นว่าความล้า นั้นมีขีดจำกัด หรือที่เรียกว่า ขีดจำกัดความล้า (fatigue limit) และจากการที่แบ่งกราฟออกเป็นสองช่วงนี้ทำให้ ACI สรุปได้ว่า มีความล้า 2 ช่วง คือ ความล้าที่มีผลต่ออายุสะพาน (finite life) และ ความล้าไม่มีผลต่ออายุสะพาน (long life) โดยหากค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่า ขีดจำกัดความล้า แสดงว่าความล้า นั้นมีผลต่อสะพาน แต่หากค่าช่วงความเค้นมีค่าน้อยกว่า ขีดจำกัดความล้า ก็จะไม่ส่งผลต่ออายุของสะพานหรืออีกนัยหนึ่งคือความล้าไม่ก่อให้เกิดความเสียหายแก่สะพาน โดยรูปที่ 1.1 แสดงกราฟ  $S - N$  curve ของเหล็กเสริม และ รูปที่ 1.2 แสดงภาพการหักของเหล็กเสริมในคอนกรีตเนื่องจากความล้า





รูปที่ 1.1 กราฟความสัมพันธ์  $S - N$  ของเหล็กเสริม



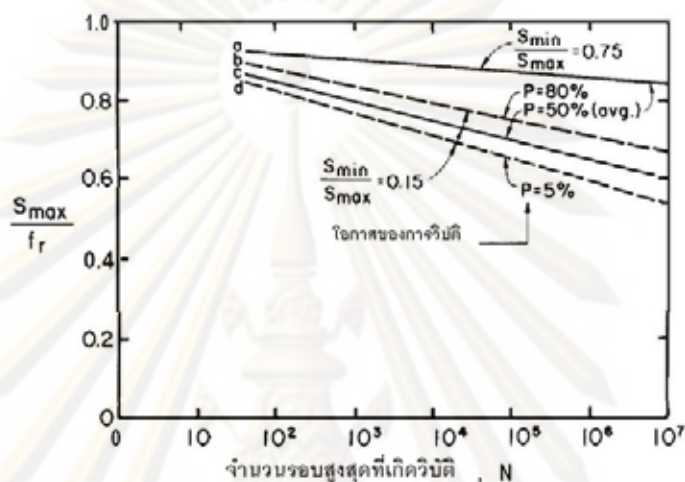
รูปที่ 1.2 การแตกหักของเหล็กเสริมในคอนกรีต

สถาบันคอนกรีตสหรัฐอเมริกา (American Concrete Institute : ACI) 215R-74 (2005) ได้ทำการศึกษาผลกระทบจากความล้าของคอนกรีต ได้ศึกษาถึงปัจจัยที่มีผลกระทบต่อ กำลังวัสดุจากความล้า (Fatigue Strength) ของโครงสร้างคอนกรีต โดยมีปัจจัยต่างๆ ดังนี้ ช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง อัตราการกระทำของน้ำหนัก การเยื้องศูนย์ของน้ำหนักที่กระทำ น้ำหนักกระทำที่ผ่านมา คุณสมบัติของวัสดุ และสภาพแวดล้อม

สำหรับปัจจัย ช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นในโครงสร้างคอนกรีตนั้น ACI ได้ศึกษาจากผลการทดสอบของ plain concrete และนำมาหาความสัมพันธ์ของ ช่วงความเค้น กับ จำนวนรอบสูงสุดที่เกิดการวิบัติ เนื่องจากความล้า ( $S - N$  Curve) ดังรูปที่ 1.3 โดยพิภัดตามแนวตั้งได้เสนอในสัดส่วนของหน่วยแรงสูงสุด ( $S_{max}$ ) ต่อ โมดูลัสการแตกร้าว (modulus of rupture,  $f_r$ ) และตามแนวนอนเป็นจำนวนรอบสูงสุดที่เกิดการวิบัติเนื่องจากความล้า ในมาตราส่วนของล็อกฐานสิบ จากรูปที่ 1.3 ได้เสนอค่าสัดส่วนของความเค้นต่ำสุด ( $S_{min}$ ) ต่อความเค้นสูงสุด ( $S_{max}$ ) เท่ากับ 0.75 (a) และ 0.15 (b c d) และได้อธิบายตามค่าสถิติ เส้น a c มีค่าความเป็นไปได้ที่โครงสร้างจะเกิดการวิบัติเท่ากับร้อยละ 50 และเส้น b d มีค่าความเป็นไปได้ที่โครงสร้างจะเกิดการวิบัติเท่ากับร้อยละ 80 และ ร้อยละ 5 ตามลำดับ โดย ACI กล่าวว่าการ  $S - N$  ที่ใช้กันทั่วไปค่าความ

เป็นไปได้ที่โครงสร้างจะเกิดการวิบัติเท่ากับร้อยละ 50 แต่อย่างไรก็ตาม ผู้ออกแบบสามารถใช้ค่าความเป็นไปได้ที่มีต่ำกว่าร้อยละ 50 ได้

ความเสียหายของโครงสร้างเนื่องจากความล้า คำนวณโดยใช้กฎของ ไมเนอร์ (Miner) ที่อธิบายว่า โครงสร้างจะเกิดการวิบัติก็ต่อเมื่อ  $\sum (n_r / N_r) = 1$  เมื่อ  $n_r$  เป็นจำนวนรอบของน้ำหนักกระทำ และ  $N_r$  คือ จำนวนรอบสูงสุดที่เกิดการวิบัติ



รูปที่ 1.3 กราฟความสัมพันธ์  $S - N$  ของคอนกรีต

Binsheng Zhang and Keru Wu (1996) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับ กำลังที่เหลือของคอนกรีตจากความล้า ภายใต้สภาวะดัด โดยได้เสนอว่าในการศึกษาความล้าในโครงสร้างคอนกรีตที่ผ่านมา นั้น ได้เสนอความสัมพันธ์ในรูปแบบของ หน่วยแรงเค้น (stress,  $S$ ) และ จำนวนรอบสูงสุดที่เกิดการวิบัติเนื่องจากความล้า ( $N$ ) โดยมีสมการที่ 1.3

$$\frac{S_{\max}}{f_c} = C_f [1 - (1 - R)\beta \log N] \quad (1.3)$$

โดยที่  $f_c$  คือ ค่ากำลังวัสดุ ณ สภาวะสถิต (static strength),  $S_{\max}$  คือ หน่วยความเค้นสูงสุด,  $S_{\min}$  คือ หน่วยความเค้นต่ำสุด,  $C_f$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของความถี่ของน้ำหนักกระทำ,  $R'$  คือ อัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงสูงสุดต่อหน่วยแรงต่ำสุด ( $S_{\max} / S_{\min}$ ),  $\beta$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของคุณสมบัติวัสดุ แต่ในงานวิจัยนี้ผู้ศึกษาได้พิจารณาถึงจำนวนรอบของน้ำหนักที่กระทำในอดีตเพื่อหากำลังวัสดุที่เหลือ โดยสมมติให้  $N_1$  เป็นจำนวนรอบที่เกิดขึ้นในอดีต และ  $f_{cr}$  เป็นกำลังวัสดุที่เหลือ ดังนั้นจึงได้เสนอสมการ ดังสมการที่ 1.4

$$\frac{S_{\max}}{f_{cr}} = C_f [1 - (1 - R')\beta \log(N - N_1)] \quad (1.4)$$

และเมื่อหาความสัมพันธ์จากสองสมการข้างต้นจะได้ว่า

$$\bar{f}_{cr} = \frac{f_{cr}}{f_c} = \frac{1 - (1 - R')\beta \log(N)}{1 - (1 - R')\beta \log(N - N_1)} \cdot \exp \left[ -A(N_1/N)^B (1 - N_1/N)^C \right] \quad (1.5)$$

โดยที่  $\bar{f}_{cr}$  เป็นความสัมพันธ์ของกำลังวัสดุที่เหลือกับกำลังวัสดุเริ่มต้นที่สภาวะสถิต และค่า  $A$   $B$  และ  $C$  เป็นตัวแปรจากวัสดุ หลังจากนั้นผู้วิจัยได้ทำการหาค่าคงที่จากการทดสอบและสรุปผลได้ว่า หากทราบจำนวนรอบกระทำของน้ำหนักที่เกิดขึ้นในอดีต  $N_1$  ก็จะสามารถประมาณ ค่ากำลังวัสดุที่เหลือจากความล้าได้

1.2.3.2 งานวิจัยที่ศึกษาการเสื่อมสภาพของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์

Strategic Highway Research Program, SHRP-S-360 (1993) ได้ทำการศึกษาในเรื่องของการเสื่อมสภาพของคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากการเกิดสนิมในเหล็กเสริม และมุ่งศึกษาเฉพาะโครงสร้างสะพาน ในประเทศสหรัฐอเมริกา โดยได้เสนอหลักการป้องกันและแก้ไขเมื่อเกิดความเสียหาย และได้เสนอหลักการอีกหลายประการเช่น การประเมินอายุของโครงสร้างสะพาน การคำนวณราคาและค่าใช้จ่าย ขั้นตอนกระบวนการก่อสร้างสะพาน ขั้นตอนการดูแลรักษา และการเลือกใช้วัสดุที่เหมาะสม รวมไปถึงวิธีการซ่อมบำรุงสะพานเมื่อสะพานเกิดการชำรุด หลังจากใช้สะพานถึงระดับ End of Function Service Life และในส่วนของ การประเมินอายุสะพาน SHRP ได้แบ่งออกเป็น 3 ช่วงเวลา(รูปที่ 1.4) คือ

1. ระยะเวลาของการซึมผ่านคอนกรีตของคลอไรด์ (Time to Diffusion)
2. ระยะเวลาการเกิดสนิมและการแตกออกของคอนกรีต (Time to Corrode and Spalling)
3. ระยะเวลาการเสื่อมสภาพจนถึงระดับหยุดการใช้งานสะพาน (Time to Deteriorate)



รูปที่ 1.4 กราฟความเสียหายของโครงสร้างจากคลอไรด์ตามระยะเวลา

โดยกระบวนการกัดกร่อนเหล็กเสริมของคลอไรด์จะเริ่มเมื่อคลอไรด์ซึมผ่านคอนกรีตถึงระดับวิกฤติ (threshold level) จากนั้นเมื่อฟิล์มของเหล็กเสริมถูกทำลายจึงเกิดสนิมที่เหล็กเสริม และเกิดการขยายปริมาตรเนื่องจากสนิมเหล็กส่งผลให้คอนกรีตให้แตกตัวออกดังรูปที่ 1.3 นอกจากนี้ SHRP ได้ใช้สมการของ Fick's second law เป็นพื้นฐานในการประเมินความเสียหายที่เกิดจากคลอไรด์ และได้เสนอค่าตัวแปรที่ใช้ในการคำนวณในสมการตามรัฐต่าง ๆ ในสหรัฐอเมริกา เช่น ตัวอย่างในตารางที่ 1.1 โดยค่าปริมาณคลอไรด์เริ่มต้นที่ผิวคอนกรีต  $C_0$  มีค่าอยู่ระหว่าง 0 - 8.9 กก./ลบ.ม. และค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์  $D_c$  มีค่าอยู่ระหว่าง 0.32 - 2.13 ซม.<sup>2</sup>/ปี

ตารางที่ 1.1 ค่าตัวแปรที่ใช้ในการประเมินความเสียหายที่เกิดจากคลอไรด์ของมลรัฐในประเทศสหรัฐอเมริกา

รัฐ State	ปริมาณคลอไรด์เริ่มต้น $C_0$ (กก./ลบ.ม.)	ค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ของ คลอไรด์ $D_c$ (ซม. <sup>2</sup> /ปี)
แคลิฟอร์เนีย	1.8	1.61
ฟลอริดา	3.5	2.13
อินเดียนา	5.3	0.58

Hobbs and Matthews (1998) ได้ทำการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์ในคอนกรีตกับค่าอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบ พบว่าคลอไรด์จะแพร่ผ่านคอนกรีตที่มีค่าอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์สูงได้เร็วกว่าคอนกรีตที่มีค่าอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ต่ำ โดยได้นำเสนอสมการที่ 1.6

$$D_c = 0.04(1166^{w/c}) \times 10^{-12} \quad (1.6)$$

โดยที่  $D_c$  คือ การแพร่ของคลอไรด์ในคอนกรีต (ตร.ม./วินาที)

$w/c$  คือ สัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์

สมาคมวิศวกรรมโยธาของญี่ปุ่น (Japan Society of Civil Engineers : Japan code ,2002) ได้กำหนดมาตรฐานการประเมินค่าปริมาณคลอไรด์ที่ผิวของคอนกรีต ( $C_o$ ) ตามระยะทางจากฝั่งทะเลเข้าสู่แผ่นดินดังตารางที่ 1.3 และกำหนดค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์ในคอนกรีตดังสมการที่ 1.7

$$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \left(\frac{w}{l}\right) \cdot \left(\frac{w}{w_a}\right)^2 \cdot D_o \quad (1.7)$$

โดยที่  $D_k$  คือ สัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์ในคอนกรีตที่ไม่แตกร้าว (ตร.ซม./ปี)  
 $\gamma_c$  คือ ปัจจัยจากคุณภาพของคอนกรีต เช่น การบ่ม มีค่าตั้งแต่ 1.0 ถึง 1.3  
 $D_o$  คือ สัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์ในคอนกรีตแตกร้าว ซึ่งกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 200 ซม.<sup>2</sup>/ปี  
 $l$  คือ ระยะห่างโดยเฉลี่ยของรอยแตกร้าว (มม.)  
 $w$  คือ ขนาดความกว้างของรอยแตกร้าว (มม.)  
 $w_a$  คือ ขนาดความกว้างของรอยแตกร้าวที่มากที่สุดที่ยอมให้ได้ (มม.) แสดงดังตารางที่ 1.2

ตารางที่ 1.2 ค่าขนาดความกว้างของรอยแตกร้าวมากที่สุดที่ยอมให้

ประเภทของเหล็กเสริม	สภาพความรุนแรงของการเกิดสนิม		
	ปกติ	รุนแรง	รุนแรงมาก
เหล็กข้ออ้อย หรือ เหล็กเส้นกลม	0.005c	0.004c	0.0035c
ลวดอัดแรง	0.004c	-----	-----

หมายเหตุ C คือ ระยะหุ้มเหล็กเสริม(มม.)

ตารางที่ 1.3 ปริมาณคลอไรด์ที่ผิวของคอนกรีต (กก./ลบ.ม.)

บริเวณแนวชายฝั่ง	ระยะทางจากชายฝั่งทะเล				
	ใกล้แนวชายฝั่ง	0.1	0.25	0.5	1.0
13.0	9.0	4.5	3.0	2.0	1.5

Tomoyoshi Nakajo et al. (2006) ได้ศึกษาระยะหุ้มเหล็กเสริมของคอนกรีตอัดแรงในโครงสร้างสะพานในสิ่งแวดล้อมที่เป็นบริเวณชายฝั่งทะเล ซึ่งเป็นบริเวณที่มีปริมาณคลอไรด์ในอากาศสูง ทำให้เหล็กเสริมหรือลวดเหล็กอัดแรงเกิดความเสียหายจากสนิมเหล็ก โดยได้หาค่าความเข้มข้นของปริมาณคลอไรด์ในอากาศและทำการแบ่งออกเป็นโซนตามปริมาณความเข้มข้น และได้หาความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณคลอไรด์

ในอากาศกับปริมาณคลอไรด์ที่ผิวของคอนกรีต โดยได้เสนอสมการ  $C_o = 1.5C_{air}^{0.4}$  โดยที่  $C_o$  คือปริมาณคลอไรด์ที่ผิวของคอนกรีต ( $\text{kg/m}^3$ ) และ  $C_{air}$  คือ ปริมาณ คลอไรด์ที่อยู่ในอากาศ ( $\text{mg}/100 \text{ cm}^2/\text{day}$ )

Lou Chung, Husam Najm และ Perumalsamy Balaguru (2007) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่เหล็กเสริมได้รับความเสียหายจากการเป็นสนิม (rust) โดยทำการทดสอบตัวอย่างแผ่นพื้นทั้งหมด 70 ตัวอย่าง ให้เป็นแบบฐานรองรับอย่างง่าย (simply support) และกำหนดเหล็กเสริมมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มิลลิเมตร มีตัวแปรที่ทำการศึกษาคือ (1) ปริมาณการเกิดสนิมในเหล็กเสริมศึกษาในช่วง 0%-4.6% ของการหายไปของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง (2) ระยะยึดเหนี่ยว (bond length) ของเหล็กเสริม ศึกษาในช่วงยาว 10-440 มิลลิเมตร ทั้งนี้ที่ผู้วิจัยได้เลือกศึกษาสองตัวแปรนี้เพราะ ได้ตั้งสมมุติฐานว่า ในการเกิดสนิมของเหล็กเสริมนั้น กำลังของคอนกรีตเสริมเหล็กที่ลดลงเกิดจาก (1) สนิมทำให้เนื้อที่หน้าตัดในการรับแรงของเหล็กเสริมลดลง (2) เมื่อเกิดสนิมจะทำให้การยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมหายไป จึงได้ทำการศึกษาดูตัวแปรสองตัวนี้ โดยจากผลการทดสอบพบว่า ถ้าการเกิดขึ้นของสนิมมีเพียงเล็กน้อย (น้อยกว่า 1%) จะไม่ผลทำให้กำลังของตัวอย่างทดสอบลดลง แต่เมื่อเกิดสนิมถึงระดับ 2% ของเส้นผ่านศูนย์กลางที่หายไป จะทำให้กำลังของตัวอย่างลดลงอย่างชัดเจน และยังสามารถสรุปได้ว่าตัวแปรด้านการเสื่อมสภาพของการยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตมีผลกระทบต่อกำลังมากกว่าการหายไปของพื้นที่หน้าตัดในการรับแรงของเหล็กเสริม

ปรัชญา จูเหล็ก และคณะ (2007) ทำการพัฒนาแบบจำลองที่ใช้ในการทำนายอายุการใช้งานที่ปลอดภัยการบำรุงรักษาของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในสิ่งแวดล้อมคลอไรด์ การทดลองได้เก็บข้อมูลปริมาณคลอไรด์จากโครงสร้างที่มีสิ่งแวดล้อมเป็นทะเล เช่น กำแพงกันคลื่น ท่าเทียบเรือ มีพื้นที่ศึกษาอยู่ในจังหวัดชลบุรี และจังหวัดฉะเชิงเทรา ทั้งนี้การศึกษาได้คำนึงถึงสัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์ในคอนกรีต และปริมาณเกลือคลอไรด์ที่ผิวหน้าของคอนกรีตที่แตกต่างกัน จากผลการศึกษา ผู้วิจัยได้เสนอสมการเบื้องต้นเพื่อใช้ประมาณปริมาณเกลือคลอไรด์ที่ผิวของคอนกรีตที่ตั้งอยู่ในสิ่งแวดล้อมทะเลในบริเวณที่ทำการสำรวจ ดังสมการที่ 1.8 และ 1.9

สำหรับโครงสร้างที่ตั้งออกจากชายฝั่งทะเล :

$$C_s = (0.05 \times (W/B)^{-0.30}) \times 2.75t^{0.80} \quad (1.8)$$

สำหรับโครงสร้างที่ตั้งบนแผ่นดิน :

$$C_s = (0.05 \times (W/B)^{-0.30}) \times 3.00t^{0.275} \times (e^{(-0.01d)} + 0.153) \quad (1.9)$$

โดยที่

- $W/B$  คือ อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน  
 $t$  คือ เวลานั้นนับจากเริ่มเผชิญกับคลอไรด์ (ปี)  
 $d$  คือ ระยะทางจากชายฝั่งเข้าสู่แผ่นดิน (เมตร)

นอกจากนี้ผู้วิจัยได้เสนอสมการหาสัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์ดังสมการที่ 1.10

$$D_e = 2.00 \times (t^{-0.15}) \times (W/B)^2 \quad (1.10)$$

อย่างไรก็ดีผู้วิจัยที่ทำการศึกษานี้ได้ทำการวิเคราะห์ความถูกต้องของค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์ที่คำนวณจากสมการ พบว่ายังมีความคลาดเคลื่อนอยู่พอสมควร ทั้งนี้ผู้วิจัยได้อธิบายสาเหตุว่าเนื่องจากจำนวนข้อมูลที่ใช้ในการพัฒนาสมการยังมีไม่มากนัก ดังนั้นจึงต้องมีการศึกษาและเก็บข้อมูลให้มากขึ้นต่อไปในอนาคต

สมนึก ตังเต็มสิริกุล และคณะ (2008) ทำการพัฒนาข้อกำหนดมาตรฐานวัสดุและการก่อสร้างสำหรับโครงสร้างคอนกรีต ในส่วนของคุณภาพของคอนกรีตพิจารณาในด้านความคงทนและการใช้งาน (Concrete specification considering durability and service life) โดยได้นำเสนอการออกแบบโครงสร้างเพื่อป้องกันการเกิดความเสียหายของเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์ สมการที่กำหนดให้สามารถออกแบบให้โครงสร้างไม่ต้องทำการซ่อมแซมในช่วงอายุการใช้งาน ดังสมการที่ 1.11

$$\gamma_i \cdot C_d = C_{lim} \quad (1.11)$$

โดยที่  $C_{lim}$  คือ ปริมาณคลอไรด์ที่เริ่มทำให้เหล็กเสริมถูกกัดกร่อนจากสนิม (กก./ลบ.ม.)

$\gamma_i$  คือ ตัวคูณความปลอดภัย (กก./ลบ.ม.)

$C_d$  คือ ปริมาณคลอไรด์ที่ผิวของเหล็กเสริมในคอนกรีตโดยสามารถหาได้จากสมการที่ 1.12

$$C_d = \left( \left( \frac{C_s}{B} \times 100 \right) - C_o \right) \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{c}{2\sqrt{D_a t}} \right) \right] + C_o \quad (1.12)$$

โดยที่  $C_s$  คือ ปริมาณของคลอไรด์ที่ผิวของคอนกรีต (กก./ลบ.ม.) หาได้จากสมการ

$C_o$  คือ ปริมาณของคลอไรด์เริ่มต้นในคอนกรีตที่ผิวของเหล็กเสริม (กก./ลบ.ม.)

$c$  คือ ระยะหุ้มของคอนกรีต (ซม.)

$D_a$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์เข้าคอนกรีต (ซม.<sup>2</sup>/ปี)

$t$  คือ ระยะเวลาที่โครงสร้างผ่านการใช้งาน (ปี)

$B$  คือ ความหนาแน่นของวัสดุประสาน (กก./ลบ.ม.)

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\pi} \int_0^x e^{-t^2} dt$$

โดยที่ค่าปริมาณของคลอไรด์ที่ผิวของคอนกรีต  $C_s$  สามารถหาได้จากสมการ 1.13 และ 1.14

สำหรับโครงสร้างที่ตั้งบนแผ่นดิน :

$$C_s = (0.02 \times (W/B)^{-0.20}) \times 7.0t^{0.25} \times (e^{(-0.01d)} + 0.153) \quad (1.13)$$

สำหรับโครงสร้างที่ตั้งออกจากชายฝั่งทะเล :

$$C_s = (0.02 \times (W/B)^{-0.20}) \times 7.50t^{0.80} \times H \quad (1.14)$$

โดยที่  $(W/B)$  คือ สัดส่วนระหว่างน้ำตอวัสดุประสาน

$t$  คือ ระยะเวลาที่โครงสร้างผ่านการใช้งาน (ปี)

$d$  คือ ระยะทางจากฝั่งทะเล (ม.)

$H$  คือ สัมประสิทธิ์ความสูง

$$\text{ความสูงเหนือระดับน้ำทะเล : } H = 1.3102 \times e^{-0.9007L}$$

$$\text{ความสูงต่ำกว่าระดับน้ำทะเล : } H = 1.3102 \times e^{0.4622L}$$

$L$  คือ ระยะจากระดับน้ำทะเลสูงสุด (ม.)

และค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์  $D_d$  สามารถหาได้จากสมการ 1.15

$$D_d = D_k + \left(\frac{w}{l}\right) \cdot \left(\frac{w}{w_a}\right)^2 \cdot D_o \quad (1.15)$$

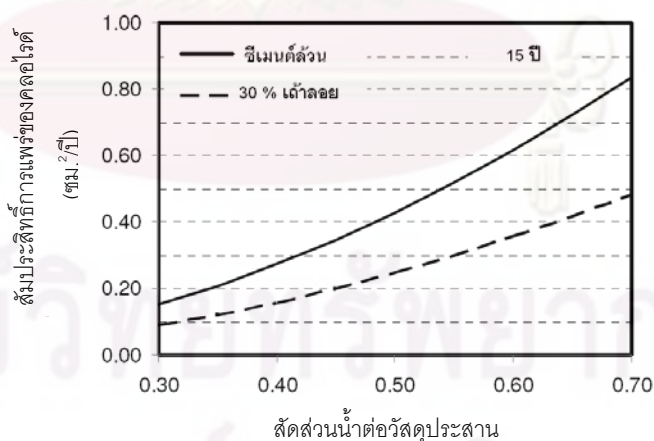
โดยที่  $D_k$  คือ สัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์ในคอนกรีตที่ไม่แตกร้าว (ซม.<sup>2</sup>/ปี)

$D_o$  คือ สัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์ในคอนกรีตแตกร้าว ซึ่งกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 200 ซม.<sup>2</sup>/ปี

$l$  คือ ระยะห่างโดยเฉลี่ยของรอยแตกร้าว (มม.)

$w$  คือ ขนาดความกว้างของรอยแตกร้าว (มม.)

$w_a$  คือ ขนาดความกว้างของรอยแตกร้าวที่มากที่สุดที่ยอมให้ได้ (มม.)



รูปที่ 1.5 ค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์ตามสัดส่วนน้ำตอวัสดุประสาน



### 1.2.3.2 งานวิจัยที่ศึกษาการเสื่อมสภาพของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเนื่องจากคาร์บอนชั้น

นิพนธ์ จงพิทักษ์ศิลป์ (1996) ได้ศึกษาอัตราการเสื่อมสภาพของคอนกรีตและอัตราการเกิดสนิมของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพฯ ได้อธิบายการเกิดสนิมของเหล็กเสริม เป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้อายุการใช้งานโครงสร้างลดลง โดยสนิมที่เกิดขึ้นจะดันให้เนื้อคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมแตกออก และเส้นผ่าศูนย์กลาง หรือหน้าตัดเหล็กเสริมมีขนาดลดลง เนื่องจากกลายเป็นสนิมเหล็ก ส่งผลให้ความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพานลดลง จนกระทั่งโครงสร้างมีระดับความเสียหายถึงระดับหยุดซ่อมแซม ตามมาตรฐาน CEB Bulletin No. 162 โดยอายุการใช้งานของโครงสร้าง แบ่งออกเป็น 2 ช่วง ได้แก่ 1) ช่วงเวลาเริ่มต้น (initial period) เป็นช่วงเวลาที่คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมเกิดการคาร์บอนชั้นจนกระทั่งถึงเหล็กเสริม แต่ไม่เกิดการกัดกร่อน 2) ช่วงเวลาการกัดกร่อน (corrosion period) เป็นช่วงเวลาที่เหล็กเสริมเริ่มถูกกัดกร่อน จนกระทั่งโครงสร้างมีระดับความเสียหายที่ต้องซ่อมแซม ได้ผลการทดสอบว่าในงานคอนกรีตทั่ว ๆ ไป ซึ่งมีกำลังอัดประมาณ 200-300 กก./ซม.<sup>2</sup> จะมีอัตราการเกิดคาร์บอนชั้นประมาณ 3.5 มม./√ปี และสำหรับในกรณีของงานคอนกรีตอัดแรง ซึ่งมีกำลังอัดประมาณ 300-400 กก./ซม.<sup>2</sup> จะมีอัตราการเกิดคาร์บอนชั้นประมาณ 2.4 มม./√ปี และอัตราการเกิดสนิมในช่วงเวลาการกัดกร่อน สำหรับคอนกรีตที่มีกำลังอัดประมาณ 300 กก./ซม.<sup>2</sup> จะมีอัตราการเกิดสนิมเท่ากับ  $2.01 \times 10^{-2}$  มม./ปี

P. castro, M.A. Sanjuán and J. Genescá (1999) ได้ทำการศึกษาการเกิดคาร์บอนชั้นของคอนกรีตในบริเวณอ่าวเม็กซิโก (Mexican Gulf) ซึ่งเป็นบริเวณริมชายฝั่งทะเล การทดสอบได้แสดงผลการเกิดคาร์บอนชั้นของโครงสร้างที่มีคุณภาพของคอนกรีตที่แตกต่างกัน 5 ตัวอย่าง ผู้วิจัยทำการหาความลึกคาร์บอนชั้นด้วยการพ่นสารฟีนอล์ฟทาไลน์อินดิเคเตอร์ ผลการศึกษาพบว่าโครงสร้างที่ตั้งอยู่ห่างออกไปจากชายฝั่งทะเล จะมีอัตราการเกิดคาร์บอนชั้นที่มากกว่าโครงสร้างที่ตั้งอยู่ริมชายฝั่งเนื่องจากบริเวณริมฝั่งทะเลจะมีความชื้นสัมพัทธ์และปริมาณเกลือที่สูงทำให้คาร์บอนไดออกไซด์ไม่สามารถแพร่เข้าสู่เนื้อคอนกรีตได้จึงส่งผลให้อัตราการเกิดคาร์บอนชั้นมีน้อย และยังพบว่าเมื่อทดสอบที่ตำแหน่งห่างจากฝั่งทะเล 50 เมตร ตัวอย่างที่มีกำลังของคอนกรีตสูงจะยับยั้งการเกิดคาร์บอนชั้นได้ดีกว่าคอนกรีตที่มีกำลังต่ำ แต่เมื่อทดสอบตัวอย่างที่ระยะห่าง 100 เมตร และ 780 เมตร พบว่าคอนกรีตที่มีกำลังสูงกว่า 22 Mpa อัตราการเกิดคาร์บอนชั้นจะมีความสัมพันธ์ที่ไม่ชัดเจนกับกำลังของคอนกรีตอีกต่อไป ทั้งนี้ผู้วิจัยได้เสนอค่าอัตราการเกิดคาร์บอนชั้นตามกฎรากที่สองของเวลาดังนี้  $x = K\sqrt{t}$  โดยที่ ค่า  $K$  ขึ้นอยู่กับคุณภาพของคอนกรีตดังแสดงในตารางที่ 1.4

ตารางที่ 1.4 ค่าอัตราการเกิดคาร์บอนชั้นของคอนกรีต

คุณภาพของคอนกรีต	คอนกรีตแฉะ	คอนกรีตทั่วไป	คอนกรีตดี
$K$ (มม/ปี <sup>0.5</sup> )	>9	$9 < K < 6$	<6

CEB-FIP (1997) ใน Model code CEB-FIP (1990) ได้เสนอสมการแบบจำลองการเกิดคาร์บอนเนชั่น ซึ่งขึ้นอยู่กับตัวแปรต่าง ๆ ดังนี้ สัมประสิทธิ์การแพร่ของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ และปริมาณของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่ทำให้คอนกรีตหนึ่งหน่วยปริมาตรเกิดคาร์บอนเนชั่นโดยสมบูรณ์ จนกระทั่งปี 1997 CEB-FIP ได้ทำการปรับปรุงและเสนอแบบจำลองการเกิดคาร์บอนเนชั่นที่สมบูรณ์ขึ้น โดยเพิ่มปัจจัยของสภาพการใช้งานของคอนกรีตแบ่งเป็น สภาพเปียกชื้นตลอดเวลา สภาพเปียกบางเวลา (เมื่อฝนตก) สภาพใช้งานในที่ร่ม และปัจจัยจากการบ่มของคอนกรีต ทำให้แบบจำลองถูกนำมาใช้ได้อย่างสมบูรณ์ขึ้น ดังสมการที่ 1.16

$$x_{cb} = \sqrt{2 \cdot \psi_1 \cdot \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot C_{cb,s}} \cdot \sqrt{\frac{D_{cb}}{a} \cdot t \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^\psi} \quad (1.16)$$

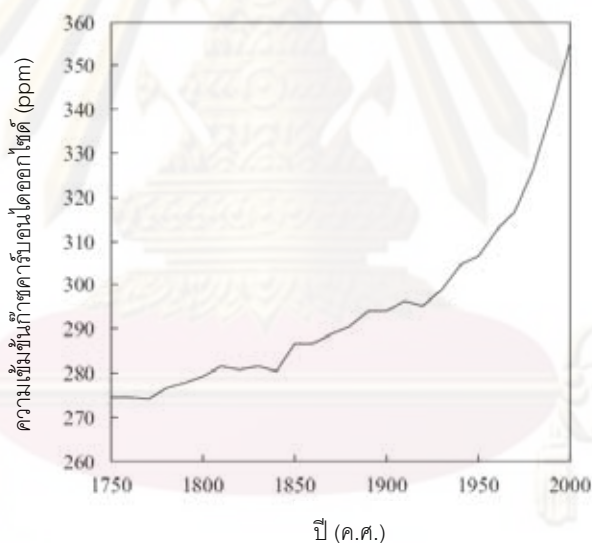
- โดยที่  $x_{cb}$  คือ ความลึกของการเกิดคาร์บอนเนชั่น  
 $\psi_1$  คือ พารามิเตอร์ของภูมิภาค เช่น ความชื้น  
 $\psi_2$  คือ พารามิเตอร์ของการบ่มคอนกรีต  $\psi_3$  คือ พารามิเตอร์ของอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์  
 $\psi$  คือ พารามิเตอร์ของภูมิภาคขึ้นอยู่กับสภาพการใช้งาน (เปียกชื้นตลอดแห่ง)  
 $C_{cb,s}$  คือ ความชื้นของการก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์  
 $D_{cb}$  คือ สัมประสิทธิ์การแพร่ของก๊าซ คาร์บอนไดออกไซด์  
 $a$  คือ ปริมาณของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่ทำให้คอนกรีตหนึ่งหน่วยปริมาตรเกิดคาร์บอนเนชั่นโดยสมบูรณ์  
 $t_0$  คือ ระยะเวลาที่อ้างอิง (1 ปี)  
 $t$  คือ ระยะเวลาของการใช้งานสะพาน

ตารางที่ 1.5 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองคาร์บอนเนชั่นที่เสนอโดย CEB-FIP (1997)

กรณี	I	II	III	IV	V
การบ่ม	แย่	ดี	ดี	ดี	ดี
$\psi_1$	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6
$\psi_2$	2.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$\psi_3$	1.5	1.2	1.2	1.0	1.0
$\psi$	0.3	0.3	0.2	0.1	0.05
I, II: บริเวณกลางแจ้ง III: บริเวณน้ำฝนเข้าถึง IV, V: บริเวณในร่ม (มีส่วนบังฝน)					

In-Seok Yoon et al. (2007) ได้ทำการวิจัยถึงผลกระทบต่ออัตราการเกิดคาร์บอนเนชั่นจากสภาวะโลกร้อน เนื่องจากปัจจุบันสภาวะอุณหภูมิของโลกที่ร้อนขึ้นและความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (CO<sub>2</sub>) ที่มากขึ้น จากการส่งเสริมงานอุตสาหกรรม และการคมนาคม ส่งผลกระทบต่อความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตจากการเกิดคาร์บอนเนชั่นสูงขึ้น ตามปริมาณการก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เพราะเป็นสารตั้งต้นที่สำคัญของการเกิดปฏิกิริยา โดยในการศึกษานี้ผู้วิจัยได้อ้างอิงปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่เพิ่มขึ้นจากสถาบัน Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) ซึ่งพบว่าปริมาณของกาซคาร์บอนไดออกไซด์มีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้นตลอดมาตั้งแต่ปี ค.ศ.1750-2000 ดังแสดงในรูปที่ 1.6

ผู้วิจัยได้ใช้แบบจำลองการแพร่ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ตามกฎของฟิคส์ ในการประเมินการเกิดคาร์บอนเนชั่นโดยผลการศึกษาพบว่า เมื่อปริมาณความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เพิ่มขึ้น คอนกรีตที่มีค่าสัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์สูงจะมีอัตราการเกิดคาร์บอนเนชั่นที่สูงกว่าคอนกรีตที่มีค่าอัตราน้ำต่อซีเมนต์ต่ำ และพบว่าเหล็กเสริมจะเริ่มถูกกัดกร่อนเมื่อความลึกของส่วนที่ไม่เกิดคาร์บอนเนชั่นเหลือน้อยกว่า 5 มม. ดังนั้นจากผลการศึกษาผู้วิจัยจึงเสนอแนะให้ทุกโครงสร้างควรมีการเพิ่มระยะหุ้มเหล็กเสริม เพื่อเป็นการป้องกันการเสื่อมสภาพของคอนกรีตจากการเกิดคาร์บอนเนชั่นของสภาวะอากาศโลกที่เปลี่ยนไป



รูปที่ 1.6 ปริมาณความเข้มข้นของการคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศ

ทศพล ปิ่นแก้ว และคณะ(2006) ได้ทำการตรวจสอบโบราณสถานประเภทสะพานรถสัญจรในกรุงเทพมหานคร โดยได้ทำการทดสอบสภาพของสะพานที่มีอายุมากกว่า 70 ปี เพื่อศึกษาความปลอดภัยในการใช้งานของสะพาน โดยในการศึกษานี้ได้ทำการตรวจสอบสะพานในหลายด้าน ไม่ว่าจะเป็นด้านกำลังในการรับน้ำหนัก หรือการเสื่อมสภาพของสะพานจากสิ่งแวดล้อม เช่น การเกิดสนิมของเหล็กเสริม โดยได้ใช้วิธีการตรวจสอบหลายด้านเช่น การทดสอบ Ultrasonic Pulse Velocity Tests (UPT) การตรวจสอบด้วยภาพถ่าย Thermography การทดสอบ Half Cell Potential รวมทั้งทำการเก็บผงตัวอย่างคอนกรีตเพื่อตรวจสอบหาปริมาณคลอไรด์ และการเจาะคอนกรีตเพื่อหาความลึกคาร์บอนเนชั่น ในห้องปฏิบัติการ โดยผลการศึกษาที่

น่าสนใจคือ จากการทดสอบทั้งหมด 18 สะพาน พบว่ามีสะพานจำนวนหนึ่งที่ผลการสำรวจพบว่าสะพานอาจมีความเสียหายจากการเกิดสนิมที่เหล็กเสริม โดยหากพิจารณาการเกิดสนิมจากคลอไรด์พบว่ามีสะพานจำนวน 4 แห่งที่มีปริมาณคลอไรด์ซึมผ่านคอนกรีตเข้าถึงเหล็กเสริมในปริมาณที่สามารถทำให้เหล็กเกิดสนิมได้ ได้แก่ สะพาน ผ่านฟ้าลีลาศ เฉลิมพันธ์ 53 เจริญราษฎร์ 32 มหาตไทยอุทิศ และเมื่อพิจารณาการเกิดสนิมจากคาร์บอนเนชั่นพบว่ามีสะพานจำนวนเท่ากันคือ 4 แห่งที่มีโอกาสเกิดสนิมที่เหล็กเสริมได้แก่ สะพาน พิทยเสถียร เจริญราษฎร์ 31 มหาตไทยอุทิศ และผ่านพิภพลีลา ซึ่งจากผลการศึกษาชี้ให้เห็นว่าการเสื่อมสภาพของสะพานจากการเกิดสนิมที่เหล็กเสริมเป็นปัญหาที่ควรต้องคำนึงถึง ไม่ว่าจะเป็นขั้นตอนในการออกแบบ หรือการวางแผนเพื่อบำรุงรักษาสะพาน

สมนึก ตั้งเต็มสิริกุล และคณะ (2008) เสนอสมการการออกแบบให้โครงสร้างไม่เกิดความเสียหายจากการเกิดคาร์บอนเนชั่นดังสมการที่ 1.17

$$\gamma_i \cdot X_c \leq c \quad (1.17)$$

โดยที่  $c$  คือ ความหนาน้อยสุดของระยะหุ้มเหล็กเสริม (มม.)

$X_c$  คือ ความลึกของคาร์บอนเนชั่น (มม.)

$\gamma_i$  คือ ตัวคูณความปลอดภัย

ความลึกของคาร์บอนเนชั่นสามารถประมาณได้จากสมการที่ 1.18

$$X_c = \alpha_1 \alpha_2 k t^{0.5} \quad (1.18)$$

โดยที่  $\alpha_1$  คือ สัมประสิทธิ์ความขึ้นของการใช้งาน

$\alpha_1 = 1.0$  สำหรับโครงสร้างที่ไม่มีสภาวะเปียกชื้นในการใช้งาน

$\alpha_1 = 1.1$  สำหรับโครงสร้างที่มีสภาวะเปียกชื้นในการใช้งานหรือจากน้ำฝน

$\alpha_2$  คือ สัมประสิทธิ์ความรุนแรงของการเกิดคาร์บอนเนชั่น แสดงดังตารางที่ 1.6 และรูปที่ 1.7

$k$  คือ สัมประสิทธิ์ความลึกของคาร์บอนเนชั่น (มม./ปี<sup>0.5</sup>) หาได้จากสมการที่ 1.19

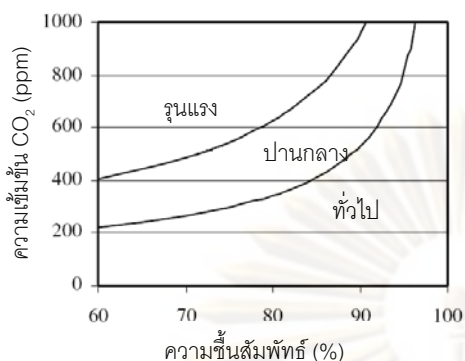
$$k = 17.5 k_r (w/b)^3 \quad (1.19)$$

$k_r$  คือ สัมประสิทธิ์ของการผสมแก้ดอย แสดงดังรูปที่ 1.8

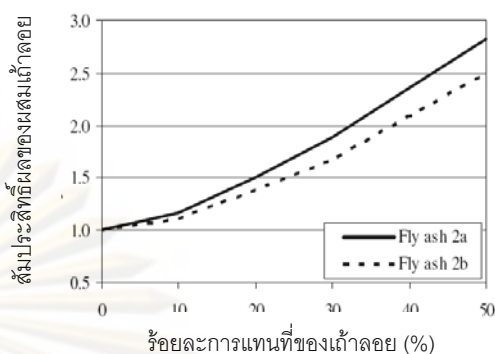
$(w/b)$  คือ อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน

ตารางที่ 1.6 ค่าสัมประสิทธิ์ความรุนแรงของการเกิดคาร์บอนเนชั่น

ความรุนแรงของสภาพแวดล้อม	$\alpha_2$
สถานะทั่วไป	0.65
เสี่ยงต่อคาร์บอนเนชั่นปานกลาง	0.85
เสี่ยงต่อคาร์บอนเนชั่นรุนแรง	1.00



รูปที่ 1.7 ระดับความรุนแรงของการเกิดคาร์บอนเนชั่น



รูปที่ 1.8 ค่าสัมประสิทธิ์ของการผสมเถ้าลอย

สมาคมวิศวกรรมโยธาของญี่ปุ่น (Japan Society of Civil Engineers : Japan code, 2002) ได้กำหนดมาตรฐานการประเมินอัตราการเกิดคาร์บอนเนชั่นจากพารามิเตอร์ของน้ำต่อซีเมนต์เป็นหลักโดยได้ให้สมการในการคำนวณความลึกคาร์บอนเนชั่นดังสมการที่ 1.20

$$y_d = \gamma_{cd} \cdot \alpha_d \cdot \sqrt{t} \quad (1.20)$$

โดยที่  $\gamma_{cd}$  คือ ตัวคูณความปลอดภัย (1.15)  $t$  คือ ระยะเวลาการใช้งานของโครงสร้าง

$\alpha_d$  คือ อัตราการเกิดคาร์บอนเนชั่น  $\alpha_d = \gamma_p \alpha_p$ ;  $\gamma_p = 1.1$

$\alpha_p = -3.54 + 9.0(w/c)$ ;  $(w/c)$  คืออัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์

สถาบันคอนกรีตสหรัฐอเมริกา (American Concrete Institute: ACI) 222R-3 (2005) ได้อธิบายการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีตที่เกิดคาร์บอนเนชั่น ได้กล่าวถึงส่วนของแผ่นฟิล์มของเหล็กเสริม (passive film) จะช่วยเป็นสิ่งที่ขัดขวางการเกิดปฏิกิริยาการเกิดสนิมเหล็กซึ่งเกิดขึ้นระหว่างเหล็ก  $Fe$  กับออกซิเจน  $O_2$  อย่างไรก็ตาม passive film ไม่ได้ยับยั้งการเกิดสนิมเหล็กได้ยังสมบูรณ์เพียงแต่สามารถลดการเกิดสนิมได้อย่างมีนัยสำคัญ โดยสำหรับเหล็กเสริมในคอนกรีต ACI ได้ในค่าอัตราการเกิดสนิมเหล็กเป็น  $0.1 \mu m/yr$  และได้ให้สมการในการคำนวณอัตราการกัดกร่อน (corrosion rate) เพื่อใช้ในการคำนวณหน้าตัดของเหล็กเสริมที่หายไปจากการเกิดสนิมโดยอ้างอิงจากกฎของฟาราเดย์ (Faraday's law) ดังสมการ 1.21

$$M = \frac{ItA_w}{nF} \quad (1.21)$$

โดยที่  $M$  คือ น้ำหนักที่หายไปจากการกัดกร่อน  $I$  คือ ความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้า

$t$  คือ ระยะเวลา  $A_w$  คือ น้ำหนักโมเลกุล  $n$  คือ จำนวนประจุอิเล็กตรอน

$F$  คือ ค่าคงที่ของฟาราเดย์ = 96,500

เมื่อนำค่าน้ำหนักที่ได้ไปหารด้วยความหนาแน่นของเหล็กก็จะได้เป็นความลึกของเหล็กเสริมที่ถูกกัดกร่อน โดยสำหรับเหล็กนั้น ค่า การกัดกร่อนจะเท่ากับ  $11.8 \mu\text{m}/\text{yr}$  ถ้า ความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้าเท่ากับ  $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  หรือหาได้จากสมการ 1.22

$$V_{corr} = 11.8.i_{corr} \quad (1.22)$$

โดยที่  $V_{corr}$  คือ อัตราการกัดกร่อนของสนิมเหล็ก ( $\mu\text{m}/\text{yr}$ )

$i_{corr}$  คือ ความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้า ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )

Andrade et al. (1990) ทำการทดลองเพื่อหาความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้า โดยหาตัวแปรต่าง ๆ ที่มีผลกระทบต่ออัตราการเกิดสนิมของเหล็ก เช่น ความชื้นในคอนกรีต ปริมาณของคลอไรด์ในคอนกรีต ชนิดของซีเมนต์ และได้ผลสรุปว่า ความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้าที่ต่ำกว่า  $0.1$  ไมโครแอมป์/ซม.<sup>2</sup> จะมีอัตราการเกิดสนิมน้อยมาก แต่ถ้าหากมีมากกว่า  $0.2$  ไมโครแอมป์/ซม.<sup>2</sup> จะสามารถตรวจพบการเกิดสนิมได้ และในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงตรวจพบความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้ามากถึง  $200$  ไมโครแอมป์/ซม.<sup>2</sup>

Gonzales et al. (1993) ได้ทำการศึกษาถึงปัจจัยของความชื้นที่มีผลต่อการกัดกร่อนของเหล็กเสริมที่ฝังอยู่ในมอร์ตาร์ ซึ่งได้ผลการศึกษาที่ได้ไปในแนวทางเดียวกันกับงานวิจัยอื่น ๆ คือปัจจัย วงจรการเปลี่ยนแปลงความชื้น-แห้ง มีผลต่ออัตราการกัดกร่อน โดยภายใต้สภาวะที่ความชื้นอิ่มตัวอย่างต่อเนื่อง การกัดกร่อนของเหล็กจะไม่เกิดขึ้น แต่เมื่อความชื้นลดลงทำให้การส่งผ่านออกซิเจนดีขึ้น ส่งผลให้อัตราการกัดกร่อนของเหล็กมากขึ้นและยังพบว่า ประจุคลอไรด์จะช่วยเร่งให้เกิดการกัดกร่อน

จากงานวิจัยที่ศึกษาทั้งหมดในข้างต้น พบว่าการศึกษารวบรวมในด้านการรับน้ำหนัก จะศึกษาจากแบบจำลองเป็นหลัก ไม่ว่าจะเป็นแบบจำลองในคอมพิวเตอร์ หรือในห้องปฏิบัติการ จึงขาดข้อมูลการทดสอบในภาคสนามจริง ดังนั้นในงานวิจัยนี้จะทำการทดสอบในภาคสนามจริงเพื่อเป็นการนำทฤษฎีไปประยุกต์ใช้งานในสภาวะจริง ดังเช่น ในงานวิจัยการศึกษาหาน้ำหนักกรวดโดยปราศจากข้อมูลการตรวจจับเพลายังจำกัดเฉพาะในห้องปฏิบัติการ ดังนั้น ในงานวิจัยนี้จะเป็นการพัฒนาระบบการหาน้ำหนักของรถบรรทุกแบบปราศจากการตรวจจับเพล่า เพื่อให้สามารถประยุกต์ใช้งานกับสภาพจริงได้ นอกจากนี้ยังสามารถนำข้อมูลน้ำหนักบรรทุกจริงที่ได้มาทำการประเมินความปลอดภัยในการใช้งานสะพาน ทั้งในแง่ของความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก และอายุการใช้งานเนื่องจากผลของความล้า อีกทั้งผลการศึกษาก็เกี่ยวกับการเสื่อมสภาพเนื่องจากสนิมเหล็ก ก็จะทำให้การเก็บและรวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้องให้ได้มากที่สุดเพื่อให้การประเมินการเสื่อมสภาพของสะพานมีความสมบูรณ์ จึงคาดว่าผลของการศึกษาที่ได้จะเป็นประโยชน์อย่างยิ่งต่อการวางแผนหรือกำหนดนโยบายในการบำรุงรักษาสะพานของประเทศต่อไป

### 1.3 วัตถุประสงค์

ในการวิจัยครั้งนี้มีวัตถุประสงค์ดังต่อไปนี้

- 1.3.1 เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกและการเสื่อมสภาพของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบแผ่นพื้น
- 1.3.2 เพื่อศึกษาประสิทธิภาพการประยุกต์ใช้งานจริงของระบบ Bridge weigh-in-motion (B-WIM) แบบปราศจากอุปกรณ์ตรวจจับเพลลา (Free of Axle Detector หรือ FAD) ในการตรวจวัดน้ำหนักบรรทุก
- 1.3.3 เพื่อประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน
- 1.3.4 เพื่อประเมินอายุการใช้งานของสะพานเนื่องจากการเสื่อมสภาพทั้งจากผลของความล้าและการเกิดสนิมในเหล็กเสริม

### 1.4 ขอบเขตการวิจัย

ขอบเขตของการศึกษาและทำการวิจัยประกอบไปด้วย

- 1.4.1 พิจารณาโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบแผ่นพื้น (slab type)
- 1.4.2 พิจารณาโครงสร้างสะพานที่ออกแบบและก่อสร้างตามแบบมาตรฐานกรมทางหลวง
- 1.4.3 พิจารณาสะพานที่มีช่วงความยาวระหว่าง 5-10 เมตร
- 1.4.4 พิจารณาโครงสร้างสะพานมีพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกเป็นแบบอิลาสติกเชิงเส้น

### 1.5 ประโยชน์ที่ได้รับ

จากการวิจัยพบว่ามีประโยชน์ที่ได้รับดังต่อไปนี้

- 1.5.1 ทำให้ทราบถึงค่าน้ำหนักรวมทางสถิต (static gross weight) และน้ำหนักเพลลาทางสถิต (static axle weight) ของรถบรรทุกจริงที่กำลังเคลื่อนที่อยู่บนสะพาน
- 1.5.2 ทำให้ทราบค่าความปลอดภัยของสะพานในการรับน้ำหนักบรรทุก
- 1.5.3 ทำให้ทราบระยะเวลาที่เหลือในการใช้งานสะพานด้วยความปลอดภัย
- 1.5.4 สามารถนำผลการศึกษาที่ได้ไปใช้ประโยชน์ด้านการวิเคราะห์ออกแบบการกำหนดมาตรฐานและการวางแผนบำรุงรักษาสะพาน

## 1.6 การดำเนินงานวิจัย

ในวิทยานิพนธ์เล่มนี้มีขั้นตอนการดำเนินการวิจัยตามลำดับดังต่อไปนี้

- 1.6.1 ศึกษาทฤษฎีที่เกี่ยวข้องและการวิจัยที่ผ่านมา
- 1.6.2 จัดทำโครงร่างวิทยานิพนธ์
- 1.6.3 ทำการทดสอบวิเคราะห์ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานด้วยแบบจำลองคอมพิวเตอร์
- 1.6.4 ทำการสำรวจสะพานเพื่อคัดเลือกตัวอย่างสะพานทดสอบ และติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ
- 1.6.5 ทำการทดสอบสะพานด้วยรถบรรทุกที่ทราบค่าน้ำหนัก (bridge load test)
- 1.6.6 ทำการตรวจวัดค่าหน่วยแรงและผลตอบสนองของสะพานในระยะยาว (2-3 เดือน)
- 1.6.7 ทำการเก็บตัวอย่างเพื่อตรวจหาค่าปริมาณคลอไรด์ในสะพาน
- 1.6.8 ทำการรวบรวมข้อมูลการเกิดคาร์บอนเนชั่นของคอนกรีต
- 1.6.9 ประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานจากน้ำหนักบรรทุกจริง
- 1.6.10 ทำการศึกษาอายุการใช้งานที่เหลือของสะพานจากการเสื่อมสภาพในด้านต่างๆ
- 1.6.11 วิเคราะห์ข้อมูล และสรุปผลการศึกษา
- 1.6.12 จัดทำวิทยานิพนธ์

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



## บทที่ 2

### หลักการและทฤษฎีเกี่ยวข้อง

#### 2.1 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน

ความปลอดภัยในการใช้งานสะพาน ขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายด้าน เริ่มตั้งแต่การวิเคราะห์โครงสร้าง สะพานก่อนการก่อสร้าง เพื่อให้สะพานสามารถรับน้ำหนักกระทำจากรถบรรทุกโดยไม่เกิดความเสียหาย การดูแลป้องกันสะพาน การบำรุงรักษาสะพานเมื่อสะพานเกิดชำรุดจากการใช้งาน และนอกจากนี้ยังมีปัจจัยที่ไม่อาจคาดได้จากการใช้งานจริงของสะพาน เช่น น้ำหนักบรรทุกที่มากกว่ากำหนด เป็นต้น ดังนั้นการประเมินความปลอดภัยของสะพาน จากการรับน้ำหนักบรรทุกจริงที่เกิดขึ้นต่อสะพาน จึงมีความสำคัญอย่างยิ่ง

##### 2.1.1 การประเมินความปลอดภัยด้วยวิธี Bridge load rating factor ตามมาตรฐาน AASHTO

การประเมินความปลอดภัยของโครงสร้างสะพาน ในงานวิจัยนี้จะเลือกใช้ค่า Bridge load rating factor ตามมาตรฐานของ American Association States Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2000) ในการประเมินกำลังรับน้ำหนักของสะพาน

ค่า Bridge load rating factor เป็นค่าที่บ่งชี้ถึงการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน โดยปกติแล้วโครงสร้างสะพานจะมีหลายชิ้นส่วน แต่ละชิ้นส่วนก็จะมีค่า Load rating ต่างกันตามกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้าง ซึ่งค่าที่ใช้แสดงจะเป็นค่าที่น้อยที่สุดของชิ้นส่วนโครงสร้างในสะพานนั้น

##### 2.1.1.1 การจัดระดับความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพานอย่างปลอดภัย

ตามมาตรฐานของ AASHTO ได้แบ่งระดับของ Rating ออกเป็น 2 ระดับคือ

- Inventory level เป็นระดับในการใช้งานสะพานโดยปลอดภัย ภายใต้น้ำหนักบรรทุกจากรถบรรทุกยานพาหนะในสภาวะปกติ ตลอดอายุการใช้งานสะพาน โดย Load Rating ระดับ Inventory เป็นระดับเทียบกับมาตรฐานการออกแบบสะพาน ดังนั้นผลจากน้ำหนักกระทำจึงไม่ทำให้สะพานเกิดการวิบัติ

- Operating level เป็นระดับการใช้งานของสะพานโดยปลอดภัย ภายใต้น้ำหนักบรรทุกจากรถบรรทุกที่ยอมให้จากพาหนะในสภาวะที่ไม่ปกติ หรือสภาวะที่ยอมให้เกิดเป็นครั้งคราว โดยหากระดับน้ำหนักบรรทุกในสภาวะไม่ปกติดังกล่าว ยังไม่ทำให้เกิดค่า Rating Factor น้อยกว่า 1.0 แสดงว่าโครงสร้างสะพานยังไม่เกิดการวิบัติ (collapse) ที่ระดับน้ำหนักบรรทุกนั้น ๆ แต่อาจจะเกิดความเสียหายต่อโครงสร้างสะพาน (structure damages) และส่งผลกระทบต่ออายุการใช้งานของสะพาน

วิธีการ Rating ตามมาตรฐาน AASHTO แบ่งการตรวจความสามารถในการรับน้ำหนักของชิ้นส่วนออกเป็น 2 วิธี คือ วิธีหน่วยแรงใช้งาน (allowable stress) และวิธีตัวประกอบน้ำหนัก (load factor)

1) วิธีหน่วยแรงใช้งาน (allowable stress) พิจารณาจากน้ำหนักกระทำตามจริง และหน่วยแรงกระทำสูงสุดเกิดจากการรวมกันของหน่วยแรง แต่ต้องไม่เกินกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ โดยหน่วยแรงที่ยอมให้ นั้นคำนวณจากกำลังวัสดุคูณกับตัวประกอบที่เหมาะสมเพื่อความปลอดภัย

2) วิธีตัวประกอบน้ำหนัก (load factor) พิจารณาจากน้ำหนักที่คูณตัวประกอบ และรวมหน่วยแรงที่ได้จากน้ำหนักนั้น โดยหน่วยแรงสูงสุดต้องไม่เกิดกว่าที่กำลังวัสดุสามารถรับได้

### 2.1.1.2 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพาน

การหา Load rating คำนวณได้จากสมการพื้นฐานตามสมการที่ 2.1

$$\text{Bridge Rating Factor (RF)} = \frac{C - A_1 DL}{A_2 LL(1 + I)} \quad (2.1)$$

โดยที่  $RF$  คือ ค่า Rating Factor สำหรับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจร โดยเมื่อนำไปคูณกับน้ำหนักบรรทุกจร

ของรถบรรทุกมาตรฐานจะได้เป็น Bridge member rating

- $C$  คือ ความสามารถในการรับน้ำหนักของชิ้นส่วน ( $R_u$ )  
 $DL$  คือ ผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่ (dead load) ต่อชิ้นส่วนโครงสร้าง  
 $LL$  คือ ผลจากน้ำหนักบรรทุกจร (live load) ต่อชิ้นส่วนโครงสร้าง  
 $I$  คือ ตัวคูณเนื่องจากการกระแทกของน้ำหนักบรรทุก  
 $A_1$  คือ ตัวคูณสำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ ( $\gamma_{DL}$ )  
 $A_2$  คือ ตัวคูณสำหรับน้ำหนักบรรทุกจร ( $\gamma_{LL}$ )

ดังนั้นจะได้สมการทั่วไปสำหรับโครงสร้างคือ

$$\text{Bridge Rating Factor (RF)} = \frac{R_u - \phi_{DL} DL}{\phi_{LL} LL(1 + I)} \quad (2.2)$$

โดยที่  $R_u$  คือ กำลังรับน้ำหนักของชิ้นส่วนโครงสร้าง

จากมาตรฐาน Manual for condition evaluation of bridge (AASHTO, 2000) กำหนด ตัวประกอบน้ำหนัก (load factor) ดังต่อไปนี้

วิธีหน่วยแรงใช้งาน (allowable stress)

- $\phi_{DL} = 1.0$  สำหรับ Inventory level และ Operating level
- $\phi_{LL} = 1.0$  สำหรับ Inventory level และ Operating level

วิธีตัวประกอบน้ำหนัก (load factor)

- $\phi_{DL} = 1.3$  สำหรับ Inventory level และ Operating level
- $\phi_{LL} = 2.17$  สำหรับ Inventory level
- $\phi_{LL} = 1.3$  สำหรับ Operating level

โดยในงานวิจัยนี้จะใช้วิธี ตัวประกอบน้ำหนัก (load factor) ในการคำนวณค่าความสามารถในการรับน้ำหนักของชิ้นส่วน เมื่อนำตัวคูณประกอบแทนค่าลงในสมการด้านบนจะสามารถคำนวณค่า Rating Factor ( $RF$ ) ได้ดังต่อไปนี้

- INVENTORY LEVEL

$$\text{Bridge Rating Factor } (RF_{inv}) = \frac{\phi R_n - 1.3DL}{2.17LL(1+I)} \quad (2.3)$$

- OPERATING LEVEL

$$\text{Bridge Rating Factor } (RF_{opr}) = \frac{\phi R_n - 1.3DL}{1.3LL(1+I)} \quad (2.4)$$

### 2.1.2 การหาน้ำหนักบรรทุกทุกขณะเคลื่อนที่บนสะพาน (B-WIM)

ข้อมูลของแรงที่ยานพาหนะกระทำต่อสะพานที่ถูกต้องตามความเป็นจริง คือข้อมูลที่สำคัญสำหรับการออกแบบสะพาน เพราะการพิจารณาความปลอดภัย หรือแม้กระทั่งความคงทนของสะพานล้วนขึ้นอยู่กับน้ำหนักของยานพาหนะที่กระทำ การวัดแรงดังกล่าวโดยตรงด้วยการใช้เครื่องมือที่ติดตั้งไว้กับรถจะเสียค่าใช้จ่ายสูง ดังนั้นระบบการหาน้ำหนักรถจริงขณะเคลื่อนที่บนสะพาน ซึ่งเรียกว่าระบบ Bridge Weigh-In-Motion หรือ B-WIM จึงถูกนำมาใช้

#### 2.1.2.1 ระบบปฏิบัติการตอบสนองของสะพานภายใต้แรงกระทำแบบเคลื่อนที่

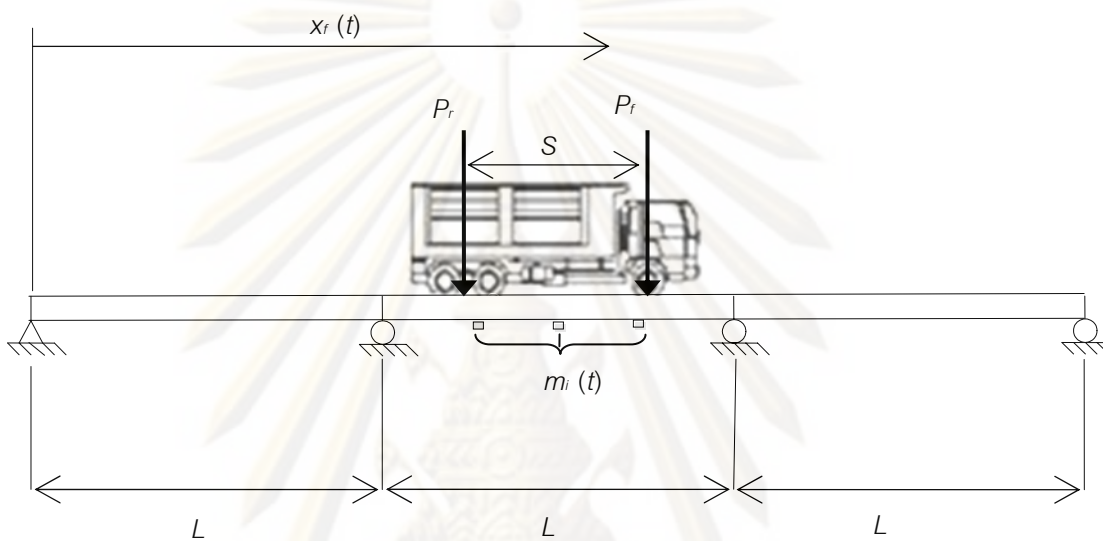
ในการศึกษานี้การพิจารณาปฏิบัติการตอบสนองระหว่างโครงสร้างสะพาน และรถบรรทุก จะพิจารณาเป็นปัญหาแบบควบคุมอย่างสมบูรณ์ เนื่องจากวิธีดังกล่าวสามารถรวมสะพาน และ รถบรรทุกให้เป็นระบบควบคุมระบบเดียวซึ่งสามารถแก้ปัญหาได้พร้อมกันในแต่ละช่วงเวลาโดยไม่ต้องใช้กระบวนการทำซ้ำในแต่ละช่วงเวลาเพื่อที่จะหาสมดุลย์ระหว่างรถบรรทุก และ สะพานอีกครั้ง

การวิเคราะห์แก้ปัญหปฏิบัติตอบสนองระหว่างโครงสร้างสะพาน และรถบรรทุก นั้นสามารถทำได้หลายวิธี เช่น วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (finite element method) วิธีเชิงโหมด (modal method) และวิธีการแก้ระบบสมการเชิงอนุพันธ์ (differential equation) เป็นต้น แต่การวิเคราะห์ผลตอบสนองทางพลศาสตร์ระบบแยกส่วน (discrete system) จะเหมาะสมสำหรับสำหรับโครงสร้างสะพานเพราะมีความซับซ้อน ซึ่งต่างไปจากวิธีที่ใช้พื้นฐานจากระบบต่อเนื่อง (continuous system) และเทคนิคการรวมโหมด (mode superposition

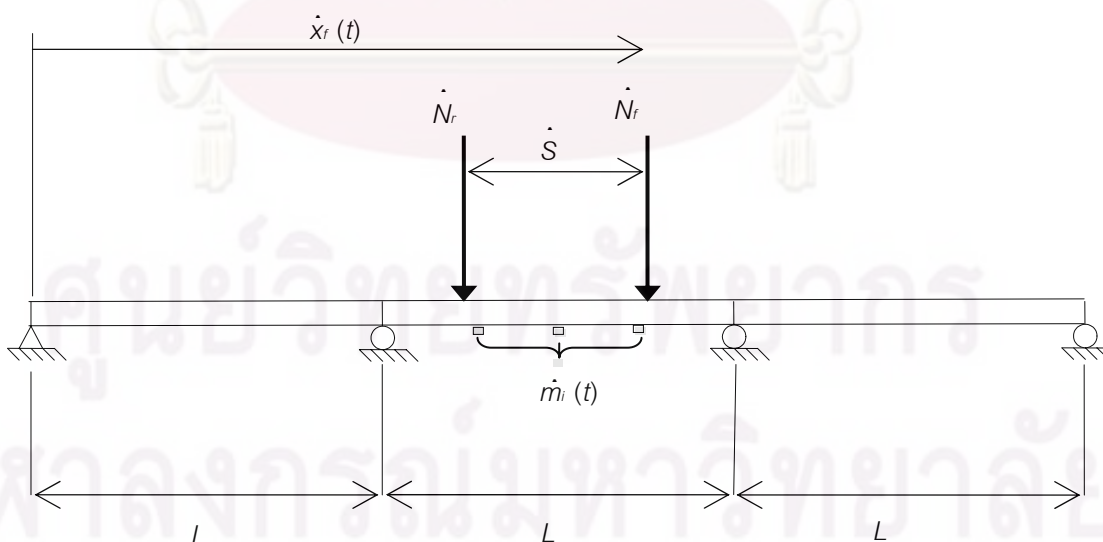
technique) ซึ่งยากแก่การประยุกต์ใช้ในโครงสร้างที่ซับซ้อน ดังนั้นในงานวิจัยนี้จะประยุกต์ใช้วิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติเพื่อจำลองปฏิกิริยาระหว่างสะพาน-รถบรรทุก

2.1.2.2 การคำนวณน้ำหนักบรรทุก การหาความเร็วรถ และการหาระยะห่างระหว่างเพลลา

การหาน้ำหนักสถิตของรถบรรทุกด้วยวิธีการเส้นอิทธิพล (influence line method)



รูปที่ 2.1 การวัดค่าโมเมนต์ตัดของสะพานจากน้ำหนักบรรทุกจริง



รูปที่ 2.2 การคำนวณค่าโมเมนต์ตัดของสะพานจากน้ำหนักรถจำลอง ความเร็ว และระยะห่างระหว่างเพลลา

ในงานวิจัยนี้ได้ใช้วิธีการเส้นอิทธิพล (influence line method) ทำการหาน้ำหนักสถิติของรถบรรทุก ( $\hat{N}_f, \hat{N}_r$ ), ความเร็วรถบรรทุก ( $\hat{v}$ ) และ ระยะห่างระหว่างเพลลา ( $\hat{S}$ ) โดยการหาค่าต่ำสุดของฟังก์ชันจุดประสงค์ (objective function) ซึ่งเป็นฟังก์ชันของค่าโมเมนต์ดัดที่วัดได้ (รูปที่ 2.1) กับค่าโมเมนต์ดัดที่ได้จากการคำนวณ (รูปที่ 2.2) โดยที่ค่าโมเมนต์ดัดจากการคำนวณเป็นฟังก์ชันของน้ำหนักเพลลา ตำแหน่งเพลลา และระยะเพลลา ซึ่งตำแหน่งเพลลาเป็นฟังก์ชันของความเร็วรถบรรทุก และเวลา เวกเตอร์ของโมเมนต์ดัด  $\mathbf{Z}(t)$  ที่ตำแหน่งจุดวัด  $k$  ของสะพานคือ

$$\mathbf{Z}(t) = \begin{Bmatrix} m_1(t) \\ m_2(t) \\ \vdots \\ m_k(t) \end{Bmatrix} \quad (2.5)$$

โดยที่  $m_k(t)$  คือโมเมนต์ดัดที่วัดได้ของสะพานที่ตำแหน่ง  $x_k$  ขณะที่เวกเตอร์โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้จากตัวแปรที่ต้องการคือ  $\hat{\mathbf{Z}}(t)$

$$\hat{\mathbf{Z}}(t) = \begin{Bmatrix} \hat{m}_1(t) \\ \hat{m}_2(t) \\ \vdots \\ \hat{m}_k(t) \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

ฟังก์ชันจุดประสงค์ (objective function) ที่จะถูกหาค่าต่ำสุด (หรือหาค่าเหมาะที่สุด) คือค่ากำลังสองของผลต่างระหว่าง ค่าโมเมนต์ดัดที่วัดได้ กับค่าโมเมนต์ดัดที่ได้จากการคำนวณ

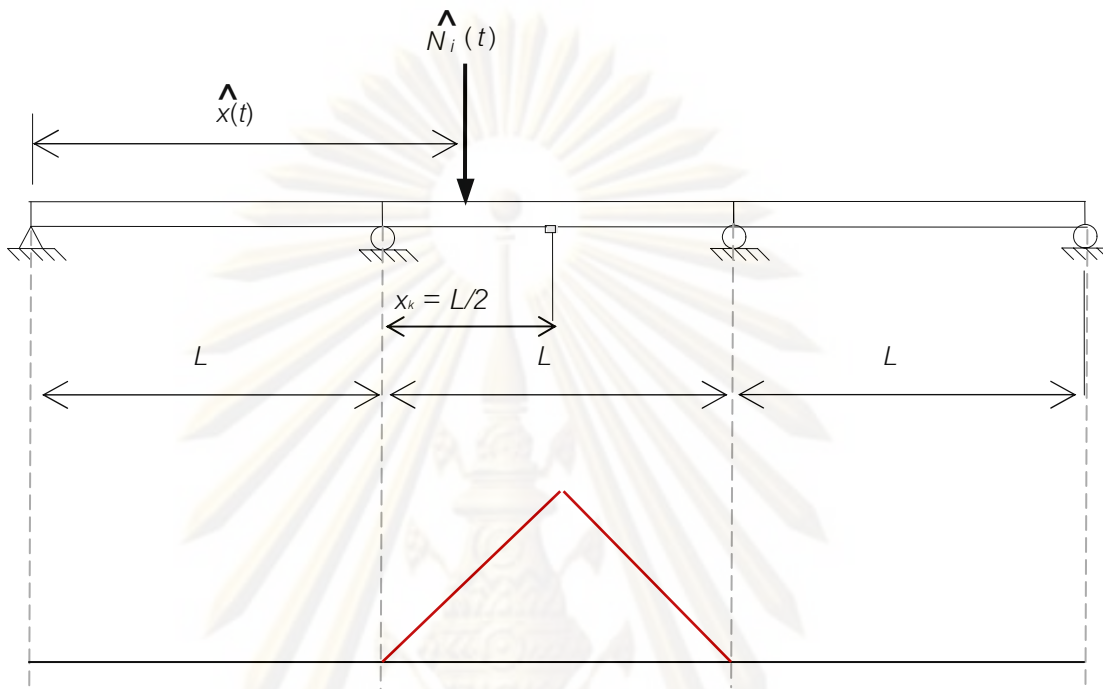
$$E = \sum_{i=1}^N [(\mathbf{Z}_i - \hat{\mathbf{Z}}_i)^T \mathbf{B} (\mathbf{Z}_i - \hat{\mathbf{Z}}_i)] \quad (2.7)$$

โดยที่เวกเตอร์  $\mathbf{Z}_i = \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ \vdots \\ m_k \end{Bmatrix}_i$  และ  $\hat{\mathbf{Z}}_i = \begin{Bmatrix} \hat{m}_1 \\ \hat{m}_2 \\ \vdots \\ \hat{m}_k \end{Bmatrix}_i$  จะอยู่ในรูปของพจน์ไม่ต่อเนื่อง (discrete form)

เมทริกซ์  $\mathbf{B}$  เป็นเมทริกซ์น้ำหนัก (weighting matrix) ซึ่งจะต้องมีคุณสมบัติเป็นบวกแน่นอน (positive definite) และ  $N$  คือจำนวนของข้อมูล

โมเมนต์ดัดที่ได้จากการคำนวณในวิธีนี้ ได้ใช้หลักการของเส้นอิทธิพลของน้ำหนักสถิติ ซึ่งสมมุติน้ำหนักคงที่ของแรงกระทำเคลื่อนที่ หลักการที่เรียบง่ายของวิธีนี้มีข้อเสียคือไม่สามารถหาน้ำหนักแรงกระทำทางพลศาสตร์ของรถบรรทุกได้

การหาน้ำหนักของรถบรรทุก 2 เพลาแล่นบนสะพานช่วงเดียว โดยค่าที่วัดได้คือค่าความเครียดของสะพานที่ตำแหน่งท้องคาน ซึ่งสามารถแปลงเป็นค่าโมเมนต์ดัดของสะพานที่ตำแหน่งวัดได้ ดังนั้นฟังก์ชันเส้นอิทธิพลของโมเมนต์ดัดที่ตำแหน่งวัดจึงถูกพิจารณา



รูปที่ 2.3 เส้นอิทธิพลของโมเมนต์ดัดที่จุดวัดตำแหน่งกึ่งกลางสะพานช่วงที่ 2

และเส้นอิทธิพลของโมเมนต์ดัดสามารถเขียนเป็นฟังก์ชันของตำแหน่งแรง และความยาวช่วงสะพานได้ดังนี้

$$I_{L_k}(\hat{x}) = \begin{cases} x - \frac{x \cdot x_k}{L} & , \hat{x} < x_k \\ x_k - \frac{x \cdot x_k}{L} & , x_k \leq \hat{x} \end{cases} \quad (2.8)$$

โดยที่  $\hat{x}$  คือ ตำแหน่งของแรงกระทำ  
 $x_k$  คือ ตำแหน่งที่ติดตั้งอุปกรณ์วัด ซึ่งเท่ากับ  $L/2$  ในรูปที่ 2.3

ดังนั้นค่าโมเมนต์ดัดเมื่อมีน้ำหนักสถิตกระทำ  $\hat{N}$  จึงมีค่าเท่ากับ

$$\hat{m}_k(x) = \hat{N} \cdot IL_k(\hat{x}) \quad (2.9)$$

เมื่อมีจำนวนแรงกระทำเท่ากับจำนวนเพลลาของรถบรรทุก (ซึ่งเท่ากับ 2) สามารถรวมค่าโมเมนต์ดัดของสะพานได้โดยใช้หลักการรวมผล (superposition method) ดังนี้

$$\begin{bmatrix} \hat{m}_1(x) \\ \hat{m}_2(x) \\ \vdots \\ \hat{m}_k(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \hat{N}_f \cdot IL_1(\hat{x}_f) + \hat{N}_r \cdot IL_1(\hat{x}_r) \\ \hat{N}_f \cdot IL_2(\hat{x}_f) + \hat{N}_r \cdot IL_2(\hat{x}_r) \\ \vdots \\ \hat{N}_f \cdot IL_k(\hat{x}_f) + \hat{N}_r \cdot IL_k(\hat{x}_r) \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

ในงานวิจัยนี้กำหนดให้ความเร็วรถบรรทุกที่ใช้ในการคำนวณมีค่าคงที่ จึงสามารถเขียนสมการของตำแหน่งเพลลาหน้า ( $\hat{x}_f(t)$ ) และตำแหน่งเพลลาหลัง ( $\hat{x}_r(t)$ ) ในรูปของความเร็รถบรรทุก ( $\hat{v}$ ), เวลา ( $t$ ) และ ระยะห่างระหว่างเพลลา ( $\hat{S}$ ) ได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \hat{x}_f &= \hat{v} \cdot t \\ \hat{x}_r &= \hat{v} \cdot t - \hat{S} \end{aligned} \quad (2.11)$$

เขียนสมการ 2.10 ในรูปของความเร็รถบรรทุก ( $\hat{v}$ ), เวลา ( $t$ ) และระยะห่างระหว่างเพลลา ( $\hat{S}$ ) ได้ดังนี้

$$\begin{bmatrix} \hat{m}_1(x) \\ \hat{m}_2(x) \\ \vdots \\ \hat{m}_k(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \hat{N}_f \cdot IL_1(\hat{v} \cdot t) + \hat{N}_r \cdot IL_1(\hat{v} \cdot t - \hat{S}) \\ \hat{N}_f \cdot IL_2(\hat{v} \cdot t) + \hat{N}_r \cdot IL_2(\hat{v} \cdot t - \hat{S}) \\ \vdots \\ \hat{N}_f \cdot IL_k(\hat{v} \cdot t) + \hat{N}_r \cdot IL_k(\hat{v} \cdot t - \hat{S}) \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

ซึ่งเวกเตอร์ทางซ้ายของสมการ 2.12 คือเวกเตอร์โมเมนต์ดัดในสมการที่ 2.14 จากสมการที่ 2.12 นี้จะเห็นว่าค่าโมเมนต์ดัดเป็นฟังก์ชันของน้ำหนักสถิต และความเร็รถ เมื่อพิจารณาจากรถบรรทุก 2 เพลลาแล่นข้ามสะพานต่อเนื่องดังกล่าวน่าจะมีตัวแปรในฟังก์ชันจุดประสงค์ (objective function) 4 ตัวแปรคือ น้ำหนักเพลลาหน้า ( $\hat{P}_f(t)$ ), น้ำหนักเพลลาหลัง ( $\hat{P}_r(t)$ ), ความเร็รถบรรทุก ( $\hat{v}$ ) และ ระยะห่างระหว่างเพลลา ( $\hat{S}$ ) ดังนั้นสมการที่ 2.7 สามารถเขียนใหม่ได้เป็น

$$E(\hat{P}_f, \hat{P}_r, \hat{v}, \hat{S}) = \sum_{i=1}^N [(\mathbf{Z}_i - \hat{\mathbf{Z}}_i(\hat{N}_f, \hat{N}_r, \hat{v}, \hat{S}))^T \mathbf{B}(\mathbf{Z}_i - \hat{\mathbf{Z}}_i(\hat{N}_f, \hat{N}_r, \hat{v}, \hat{S}))] \quad (2.13)$$

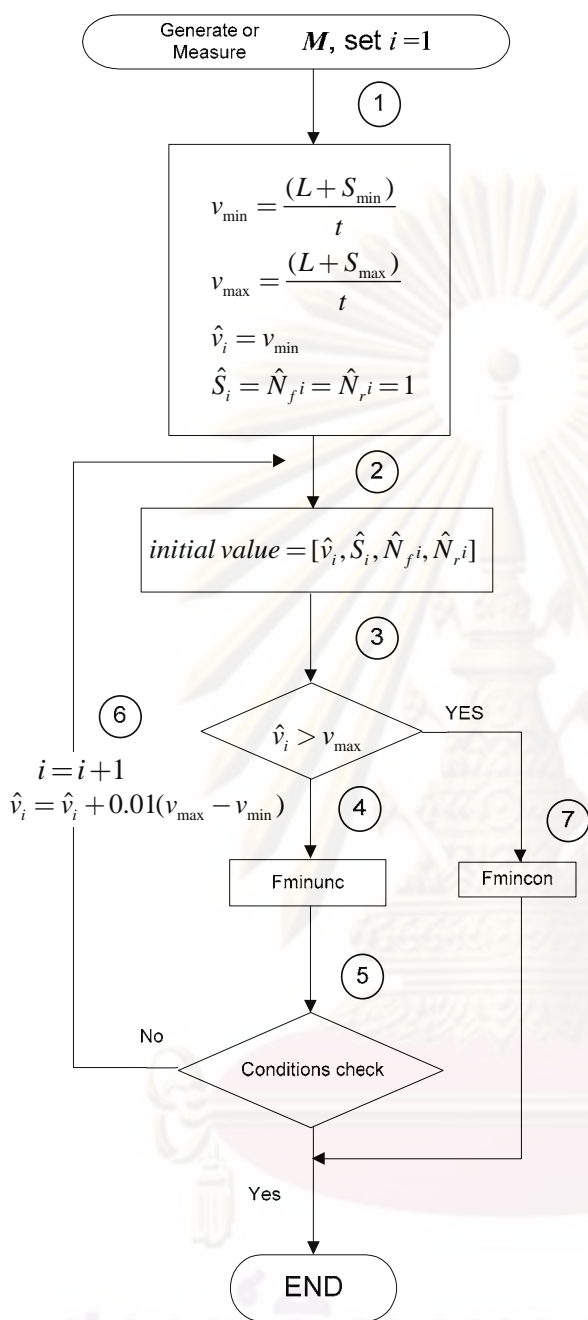
จากสมการ 2.13 จะสามารถหาค่า  $E$  ที่ต่ำที่สุดที่จะให้ตัวแปรที่ต้องการออกมาได้

### 2.1.2.3 วิธีการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบปราศจากข้อมูลตำแหน่งรถ

วิธีการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกที่เสนอใช้ในงานวิจัยนี้คือ วิธีการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบใช้ขอบเขต และเงื่อนไขทางกายภาพในการวนรอบการคำนวณ ซึ่งเป็นการหาน้ำหนักโดยใช้คำสั่ง Fminunc (find minimum of unconstrained multivariable function) ทำการคำนวณโดยที่มีการกำหนดขอบเขต และเงื่อนไขทางกายภาพเพิ่มเติม เพื่อให้ได้คำตอบที่เป็นไปได้ และใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด

ทำการคำนวณโดยใช้ค่าเริ่มต้นซึ่งได้แก่ค่าความเร็ว ค่าระยะห่างเพลลา ค่าน้ำหนักเพลลาหน้า และค่าน้ำหนักเพลลาหลังของรถบรรทุก โดยที่ค่าความเร็วเริ่มต้นกำหนดให้เท่ากับค่าความเร็วน้อยที่สุดที่เป็นไปได้ ในส่วนของค่าระยะห่างเพลลา ค่าน้ำหนักเพลลาหน้า และค่าน้ำหนักเพลลาหลังเริ่มต้นกำหนดให้เท่ากับ 1 ทำการคำนวณในแต่ละรอบ เมื่อเกิดการวนรอบการคำนวณ จะทำการเปลี่ยนแปลงค่าความเร็วเริ่มต้นที่ละ 1% ของผลต่างระหว่างความเร็วมากที่สุด กับความเร็วน้อยที่สุดที่เป็นไปได้ ทำการคำนวณวนรอบจนกว่าจะได้คำตอบที่มีค่าตัวแปรต่างๆ อยู่ในเงื่อนไขที่กำหนดให้ หรือเมื่อค่าความเร็วเริ่มต้นมีค่ามากกว่าค่าความเร็วมากที่สุดที่เป็นไปได้ (แต่ค่าตัวแปรยังไม่อยู่ในเงื่อนไขที่กำหนด) จะส่งค่าไปคำนวณโดยใช้ฟังก์ชัน Fmincon แบบไม่มีเงื่อนไขในการวนรอบ และจะถือว่าคำตอบที่ได้จากการคำนวณนี้ เป็นคำตอบของวิธีหาน้ำหนักแบบมีเงื่อนไขการวนรอบ ซึ่งขั้นตอนการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบใช้เงื่อนไขในการวนรอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.4





1. กำหนดค่าความเร็วน้อยที่สุด และค่าความเร็วมากที่สุดที่เป็นไปได้ โดยที่ กำหนดให้ค่าระยะทางเพลาน้อยที่สุดเท่ากับ 2 เมตร และค่าระยะทางเพลามากที่สุดเท่ากับ 12 เมตร รวมทั้ง กำหนดค่าเริ่มต้นในการคำนวณต่างๆ
2. ให้ค่าเริ่มต้นในการคำนวณ เท่ากับค่าที่กำหนดให้
3. ตรวจสอบเงื่อนไขความเร็วเริ่มต้น ว่ามีค่าเกินกว่าค่าความเร็วมากที่สุดหรือไม่
4. ทำการคำนวณหาหน้าหนักรถบรรทุก โดยใช้ฟังก์ชัน Fminunc
5. ตรวจสอบขอบเขต และเงื่อนไขที่ใช้ในการวนรอบได้แก่
  - 1)  $0 < \hat{v} \leq 100$  เมตร/วินาที
  - 2)  $1 < \hat{S} \leq 20$  เมตร
  - 3)  $1 < \hat{N}_f \leq 20$  ตัน
  - 4)  $1 < \hat{N}_r \leq 80$  ตัน
  - 5)  $\hat{N}_f / \hat{N}_r < 0.65$
6. ทำการวนรอบการคำนวณเมื่อคำตอบที่ได้ยังไม่อยู่ในเงื่อนไขที่กำหนด ด้วยการเพิ่มค่าความเร็วเริ่มต้นในการคำนวณ เพื่อใช้ในการคำนวณรอบถัดไป
7. หากคำตอบที่ได้ยังไม่อยู่ในเงื่อนไขในการคำนวณ แต่ความเร็วเริ่มต้นมีค่าเกินกว่าค่าความเร็วมากที่สุดที่เป็นไปได้ ให้คำนวณโดยใช้ฟังก์ชัน Fmincon แบบไม่ใช้เงื่อนไขในการวนรอบ และถือว่าคำตอบที่ได้เป็นคำตอบของกระบวนการนี้

รูปที่ 2.4 แผนผังการคำนวณหาหน้าหนักรถบรรทุกแบบใช้ขอบเขตและเงื่อนไขในการวนรอบ

### 2.1.2.4 การหาค่าเหมาะที่สุด (optimization)

#### หลักการทั่วไป

ในงานวิจัยนี้ใช้วิธีการ BFGS (Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno) เป็นวิธีการหลักในการหาค่าเหมาะที่สุดแบบไม่มีเงื่อนไขบังคับ (unconstrained optimization) ในการหาผลลัพธ์ วิธีการ BFGS นี้เป็นวิธีการหาค่าเหมาะที่สุดแบบกึ่งนิวตัน (Quasi-Newton algorithm) โดยที่หลักการของวิธีการนี้ได้ถูกพัฒนามาจากวิธีการของนิวตัน

#### การหาค่าเหมาะที่สุด (optimization) ด้วยวิธีกึ่งนิวตัน (quasi Newton's method)

ในวิธีกึ่งนิวตันเฮกเซียนเมทริกซ์ของฟังก์ชันไม่จำเป็นต้องถูกนำมาพิจารณา เฮกเซียนเมทริกซ์จะถูกหาโดยเวกเตอร์เกรเดียนต์แทน วิธีกึ่งนิวตันจึงใช้หลักการของวิธีซีแคนต์ (secant method) หลักการของวิธีนี้ เริ่มต้นเหมือนหลักการของวิธีนิวตันโดยการกระจายฟังก์ชันด้วยวิธีการกระจายแบบเทย์เลอร์ ถึงเทอมอนุพันธ์อันดับที่สอง

$$f(x_0 + \Delta x) \cong f(x_0) + \nabla f(x_0)^T \Delta x + \frac{1}{2} \Delta x^T H \Delta x \quad (2.14)$$

โดยที่  $\nabla f$  คือเกรเดียนต์ของฟังก์ชัน  $f(x)$   
 $H$  คือเฮกเซียนเมทริกซ์

ทำการประมาณเกรเดียนต์ด้วยวิธีการกระจายแบบเทย์เลอร์ถึงเทอมอนุพันธ์อันดับที่หนึ่งได้

$$\nabla f(x_0 + \Delta x) \cong \nabla f(x_0) + H \Delta x \quad (2.15)$$

สมการที่ 2.15 คือสมการซีแคนต์ (secant equation) หาคำตอบของสมการนี้ได้

$$\begin{aligned} \nabla f(x_0 + \Delta x) &= 0 \quad \text{ได้} \\ \Delta x_0 &= -H^{-1} \nabla f(x_0) \end{aligned} \quad (2.16)$$

แต่  $H$  คือตัวแปรไม่ทราบค่า ในปัญหาหนึ่งตัวแปรการหา  $H$  โดยใช้วิธีนิวตันก็คือวิธีซีแคนต์นั่นเอง ในปัญหาหลายตัวแปรการหา  $H$  จะมีหลากหลายวิธี โดยทั่วไปเมทริกซ์เริ่มต้นของ  $H$  นิยมใช้เมทริกซ์เอกลักษณ์  $I$  ซึ่งบ่อยครั้งจะทำให้คำตอบที่คำนวณได้ลู่เข้าเร็วมาก ตัวแปรไม่ทราบค่า  $x_k$  ที่ถูกปรับปรุงค่าจะถูกนำมาใช้ในการคำนวณแบบนิวตัน โดยการหาเฮกเซียนเมทริกซ์ต่อไป

การหาค่าที่เหมาะสมที่สุด (optimization) ด้วยวิธี BFGS

วิธี BFGS เป็นวิธีการหาค่าที่เหมาะสมที่สุดแบบกึ่งนิวตัน ที่ถูกพัฒนาโดย Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno ในปี ค.ศ. 1970 เป็นวิธีการหาค่าที่เหมาะสมที่สุดโดยใช้เทคนิคไต่เขา (hill-climbing optimization techniques) เพื่อหาดำแหน่งคงที่ซึ่งมีเกรเดียนต์เท่ากับศูนย์ของฟังก์ชัน หลักการของวิธีนี้เริ่มจากพิจารณา  $\Delta x_k$  คือทิศทางของการค้นหาที่ลำดับ  $k$  สามารถหาได้โดยสมการที่ 2.16

$$H_k \Delta x_k = -\nabla f(x_k) \quad (2.17)$$

การค้นหาเชิงเส้นในทิศทาง  $\Delta x_k$  ใช้หาดำแหน่งถัดไป  $x_{k+1}$  และแทนที่จะหาเฮสเซียนเมทริกซ์ที่ตำแหน่ง  $x_{k+1}$  เฮสเซียนเมทริกซ์จะถูกประมาณโดยการเพิ่ม 2 เมทริกซ์ดังนี้

$$H_{k+1} = H_k + U_k + V_k \quad (2.18)$$

โดยที่ทั้งเมทริกซ์  $U_k$  และ  $V_k$  เป็นเมทริกซ์ที่มีหนึ่งแรงค์ ลำดับการคำนวณของวิธี BFGS สามารถแสดงได้ดังนี้

1. สมมติเมทริกซ์เริ่มต้นของ  $H$  เป็นเมทริกซ์เอกลักษณ์  $H_1 = I$
2. หาค่า  $\Delta x_k$  โดยแก้สมการ  $H_k \Delta x_k = -\nabla f(x_k)$
3. ทำการค้นหาเชิงเส้นโดยใช้ค่า  $\alpha_k$  ที่เหมาะสมทำการปรับปรุง  $x_{k+1} = x_k + \alpha_k \Delta x_k$
4. คำนวณค่า  $y_k = \nabla f(x_{k+1}) - \nabla f(x_k)$
5. คำนวณเฮสเซียนเมทริกซ์ในลำดับ  $k+1$  โดยสูตรของ BFGS

$$H_{k+1} = H_k + (y_k y_k^T) / (y_k^T \Delta x_k) - (H_k \Delta x_k \Delta x_k^T H_k) / (\Delta x_k^T H_k \Delta x_k) \quad (2.19)$$

การลู่เข้าของคำตอบสามารถตรวจสอบได้โดยนอร์มของเกรเดียนต์  $|\nabla f(x_k)|$  ในทางปฏิบัติเฮสเซียนเมทริกซ์เริ่มต้นจะใช้เมทริกซ์เอกลักษณ์  $I$  และในขั้นตอนแรกของการคำนวณรอบถัดไป จะต้องคำนวณเมทริกซ์ผกผันของเฮสเซียนเมทริกซ์ (inverse of the Hessian matrix,  $H_{k+1}^{-1}$ ) ซึ่งโดยทั่วไปจะประยุกต์ใช้สูตรของเชอร์แมน-มอริสัน (Sherman-Morrison formula) กับสมการที่ 2.19 ได้

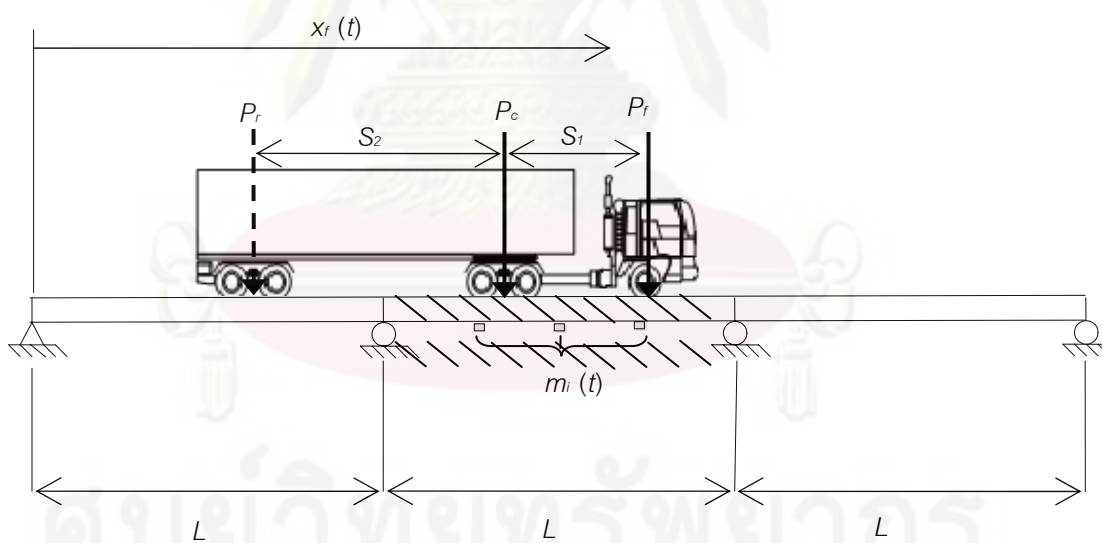
$$H_{k+1}^{-1} = H_k^{-1} + (1 + y_k^T H_k^{-1} y_k / \Delta x_k^T y_k) / (\Delta x_k \Delta x_k^T) (\Delta x_k^T y_k) - (\Delta x_k y_k^T H_k^{-1} + H_k^{-1} y_k \Delta x_k^T) / (\Delta x_k^T y_k) \quad (2.20)$$

ในที่สุดช่วงคำตอบที่เชื่อถือได้จะหาได้จากเมทริกซ์ผกผันของเฮสเซียนเมทริกซ์ของการคำนวณรอบสุดท้าย

### 2.1.2.5 วิธีการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกทุกกึ่งพวงและรถบรรทุกสี่ล้อพวง

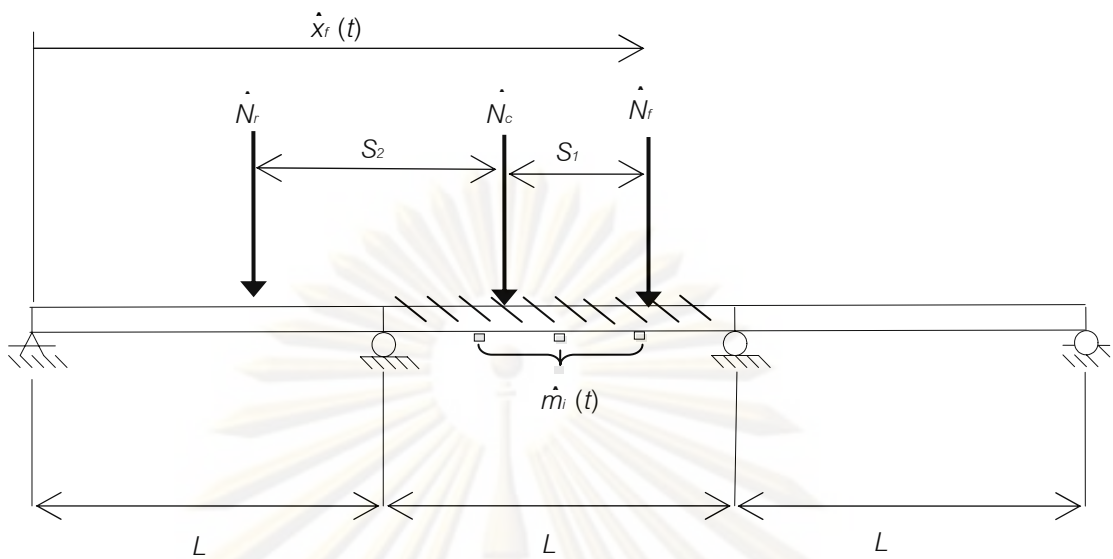
#### วิธีการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกทุกกึ่งพวง

วิธีการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกทุกกึ่งพวงที่เสนอใช้ในงานวิจัยนี้มีเทคนิคการคำนวณคล้ายกับการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกสี่ล้อ ซึ่งเป็นวิธีการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกแบบใช้ขอบเขต และเงื่อนไขทางกายภาพในการวนรอบการคำนวณ เป็นการหาน้ำหนักโดยใช้คำสั่ง Fminunc (find minimum of unconstrained multivariable function) ทำการคำนวณโดยที่มีการกำหนดขอบเขต และเงื่อนไขทางกายภาพเพิ่มเติม แต่ทั้งนี้เนื่องจากรถบรรทุกทุกกึ่งพวงมีตัวแปรที่ต้องคำนวณหาค่าเพิ่มขึ้น (น้ำหนักเพลาและระยะห่างระหว่างเพลา) ทำให้การคำนวณหาน้ำหนักโดยใช้คำสั่ง Fminunc ไม่สามารถค้นหาค่าที่ต้องการทราบได้ครบทุกค่า จึงจำเป็นต้องลดค่าตัวแปรที่ต้องการหาค่าลง โดยการวัดค่าระยะห่างเพลาของรถบรรทุกทุกกึ่งพวงจากรถจริง แล้วป้อนใส่ค่าให้โปรแกรม เพื่อคำนวณเพื่อให้สามารถทำการหาน้ำหนักสถิติของรถบรรทุก ( $\hat{N}_f, \hat{N}_c, \hat{N}_r$ ) และความเร็วรถบรรทุก ( $\hat{v}$ ) โดยการหาค่าต่ำสุดของฟังก์ชันจุดประสงค์ (objective function) ซึ่งเป็นฟังก์ชันของค่าโมเมนต์ดัดที่วัดได้ (รูปที่ 2.1)



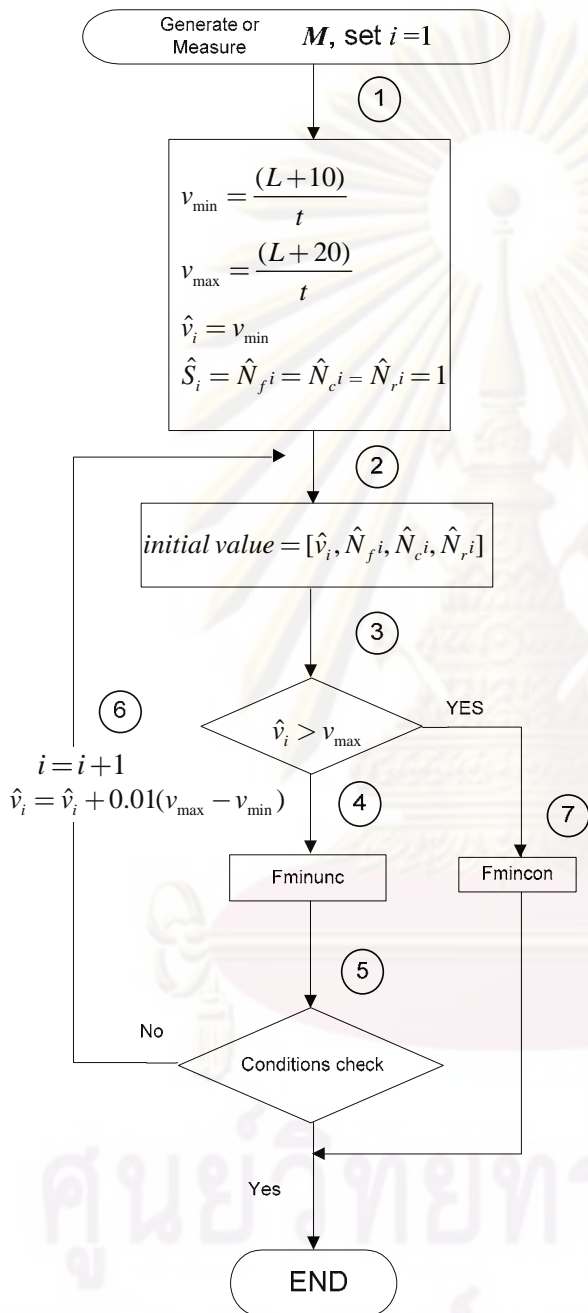
รูปที่ 2.5 การวัดค่าโมเมนต์ดัดของสะพานที่เกิดจากรถบรรทุกทุกกึ่งพวง

ศูนย์วิจัยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.6 การคำนวณค่าโมเมนต์ตัดของสะพานจากน้ำหนักรถจำลอง ความเร็ว

การคำนวณใช้ค่าเริ่มต้นซึ่งได้แก่ค่าความเร็ว ค่าน้ำหนักเพลหน้า ค่าน้ำหนักเพลกลาง และค่าน้ำหนักเพลหลังของรถบรรทุกกึ่งพวง โดยที่ค่าความเร็วเริ่มต้นกำหนดให้เท่ากับค่าความเร็วน้อยที่สุดที่เป็นไปได้ โดยนำมาจากค่าความเร็วต่ำสุดที่วัดได้ของรถบรรทุกสิบล้อ ในส่วนของค่าระยะห่างเพลได้ใช้ค่าที่ได้จากการวัดจากภาคสนาม จากนั้นทำการคำนวณรอบจนกว่าจะได้คำตอบที่มีค่าตัวแปรต่างๆ อยู่ในเงื่อนไขที่กำหนดให้ ซึ่งขั้นตอนการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบใช้เงื่อนไขในการวนรอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.7

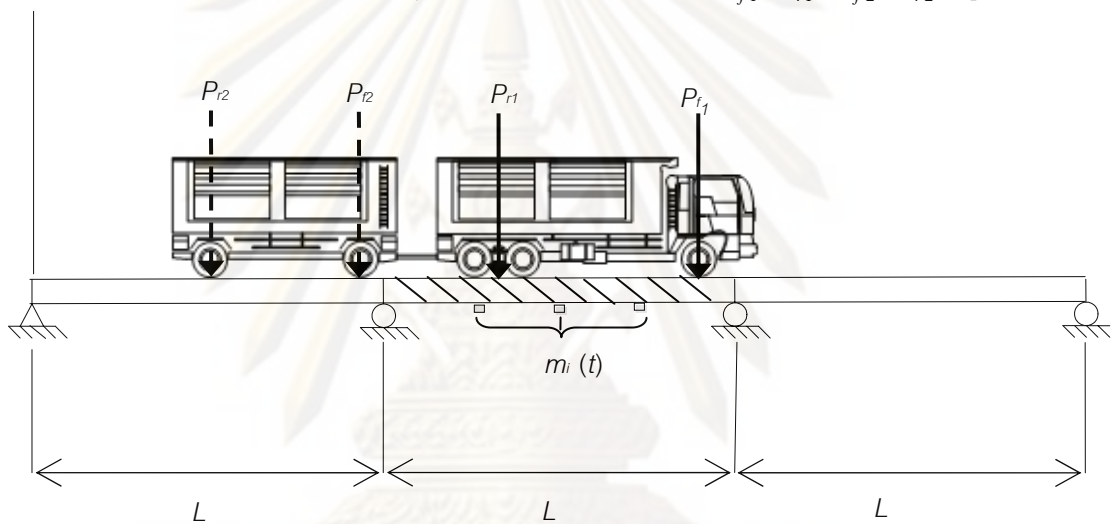


1. กำหนดค่าความเร็วน้อยที่สุด และค่าความเร็วมากที่สุดที่เป็นไปได้ โดยที่ กำหนดให้ค่าระยะห่างเพลาชวงหน้า ( $S_1$ ) เท่ากับ 4.3 เมตร และค่าระยะห่างเพลาชวงท้าย ( $S_2$ ) เท่ากับ 8.6 เมตร รวมทั้งกำหนดค่าเริ่มต้นในการคำนวณต่างๆ
2. ให้ค่าเริ่มต้นในการคำนวณเท่ากับค่าที่กำหนดให้
3. ตรวจสอบเงื่อนไขความเร็วเริ่มต้นว่ามีค่าเกินกว่าค่าความเร็วมากที่สุด
4. ทำการคำนวณหาจำนวนกรบรถบรรทุกโดยใช้ฟังก์ชัน Fminunc
5. ตรวจสอบขอบเขต และเงื่อนไขที่ใช้ในการวนรอบได้แก่
  - 6)  $0 < \hat{v} \leq 100$  เมตร/วินาที
  - 7)  $1 < \hat{N}_f \leq 20$  คัน
  - 8)  $1 < \hat{N}_c \leq 80$  คัน
  - 9)  $1 < \hat{N}_r \leq 80$  คัน
  - 10)  $\hat{N}_f / \hat{N}_c < 0.65$
  - 11)  $\hat{N}_f / \hat{N}_r < 0.65$
6. ทำการวนรอบการคำนวณเมื่อคำตอบที่ได้ยังไม่อยู่ในเงื่อนไขที่กำหนด ด้วยการเพิ่มค่าความเร็วเริ่มต้นในการคำนวณ เพื่อใช้ในการคำนวณรอบ
7. หากคำตอบที่ได้ยังไม่อยู่ในเงื่อนไขในการคำนวณ แต่ความเร็วเริ่มต้นมีค่าเกินกว่าค่าความเร็วมากที่สุดที่เป็นไปได้ ให้คำนวณโดยใช้ฟังก์ชัน Fmincon แบบไม่ใช้เงื่อนไขในการวนรอบและถือว่าคำตอบที่ได้เป็นคำตอบของกระบวนการนี้

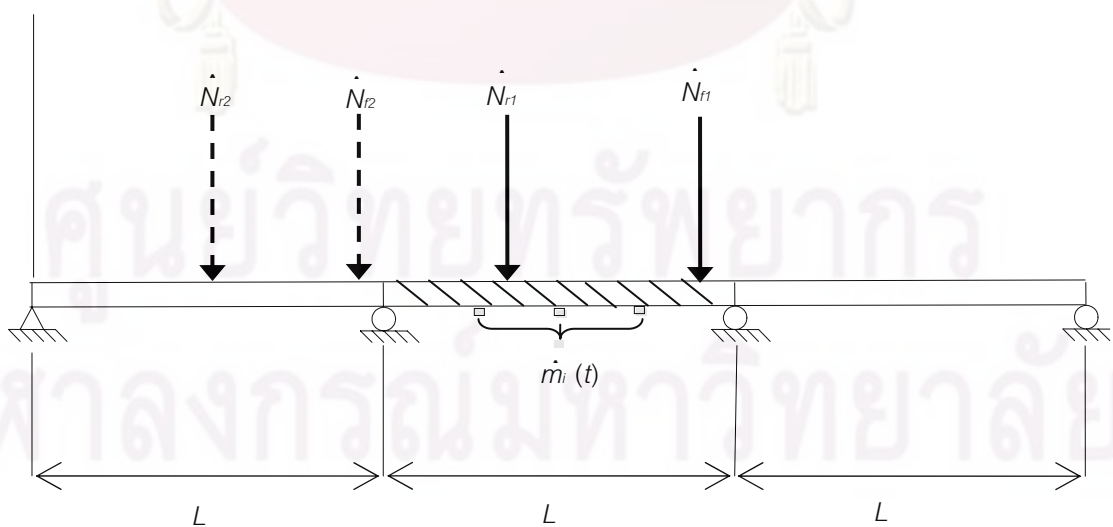
รูปที่ 2.7 แผนผังการคำนวณหาจำนวนกรบรถบรรทุกแบบใช้ขอบเขตและเงื่อนไขในการวนรอบ

### วิธีการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกสิบล้อพ่วง

วิธีการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกสิบล้อพ่วงจะใช้วิธีการคำนวณที่แตกต่างไปจากการคำนวณของรถบรรทุกทั้งสองประเภทที่ผ่านมา เนื่องจากรถบรรทุกพ่วงมีตัวแปรที่เพิ่มขึ้นจากจำนวนเพลลาของรถ (รูปที่ 2.8) ทำให้เทคนิคการหาน้ำหนักรถจากโมเมนต์ตัดของสะพานไม่สามารถนำมาให้หาน้ำหนักรถได้ ผู้วิจัยจึงได้ทำการเปลี่ยนวิธีการหาน้ำหนักจากเดิมหาจากการสร้างโมเมนต์ตัดจำลองให้มีความใกล้เคียงกับโมเมนต์จริงที่เกิดขึ้นเพื่อให้ได้น้ำหนักรถบรรทุกที่กระทำต่อสะพาน เปลี่ยนเป็นการหาน้ำหนักรถจากค่าสูงสุดของโมเมนต์ตัดของสะพาน โดยการหาได้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์ตัดสูงสุดที่เกิดขึ้นกับน้ำหนักของรถสิบล้อที่ตรวจจับได้ แล้วนำมาสร้างสมการความสัมพันธ์เพื่อใช้ในการหาน้ำหนักรถบรรทุกสิบล้อพ่วง โดยค่าที่ต้องการหาได้แก่ น้ำหนักสถิติของรถบรรทุกสิบล้อพ่วงของแต่ละเพลลา ( $\hat{N}_{f1}, \hat{N}_{r1}, \hat{N}_{f2}, \hat{N}_{r2}$ ) (รูปที่ 2.9)



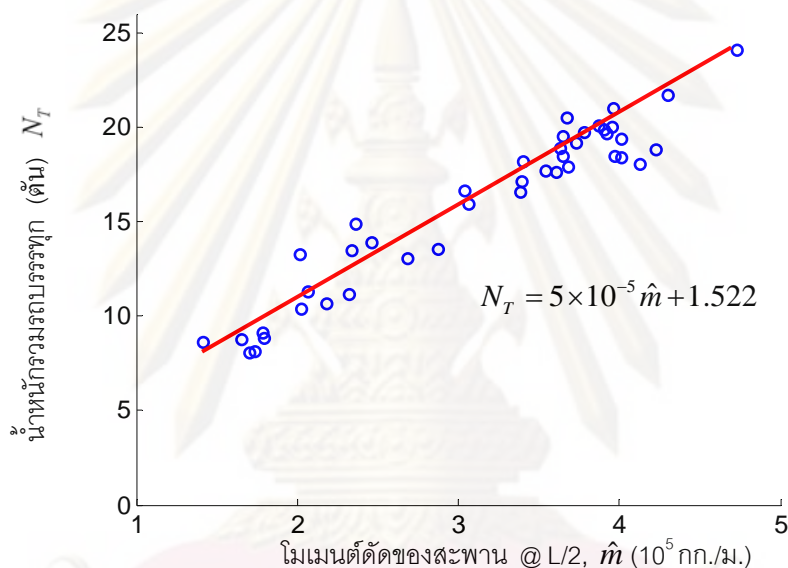
รูปที่ 2.8 การวัดค่าโมเมนต์ตัดของสะพานที่เกิดจากรถบรรทุกพ่วง



รูปที่ 2.9 การคำนวณค่าโมเมนต์ตัดของสะพานจากโมเมนต์ตัดของสะพาน

การหาน้ำหนักของรถบรรทุกพ่วงจากวิธีเบื้องต้น จำเป็นต้องรู้ความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดสูงสุด กับน้ำหนักรถเพื่อใช้เป็นสมการในการคำนวณ จึงทำการศึกษาโดยการหาน้ำหนักรถบรรทุกสิบล้อ โดยใช้วิธี Fminunc เพื่อให้รู้ถึงน้ำหนักของรถบรรทุกเป็นอันดับแรก และจากนั้นเนื่องจากการหาน้ำหนักของรถบรรทุกสิบล้อตามวิธีที่ได้ใช้นั้น จำเป็นต้องทราบค่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในแต่ละช่วงเวลาที่รถวิ่งอยู่บนสะพานอยู่แล้ว ดังนั้นการนำโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นมาหาค่าสูงสุดจึงสามารถทำได้ควบคู่กันกับการหาน้ำหนักรถบรรทุก

การหาน้ำหนักน้ำหนักรถบรรทุกสิบล้อ ได้ใช้ข้อมูลจากภาคสนามที่ได้ทำการเก็บไว้ โดยการหาน้ำหนักได้ใช้วิธีการสุ่มจากข้อมูลรถบรรทุกซึ่งกระจายตามวันและเวลาต่าง ๆ กัน เพื่อให้ได้น้ำหนักรถที่แตกต่างกันเพื่อให้ความหลากหลายในการหาความสัมพันธ์ โดยผลที่ได้แสดงดังรูปที่ 2.10



รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดของสะพานกับน้ำหนักรถบรรทุก

จากผลของความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเครียด (strain) และโมเมนต์ดัด (bending moment) ที่หน้าตัด  $L/2$  สามารถนำไปหาสมการความสัมพันธ์ได้ดังสมการที่ 2.21

$$N_T = 5 \times 10^{-5} \hat{m} + 1.522 \quad (2.21)$$

เมื่อ  $N_T$  คือ น้ำหนักรวมของรถบรรทุกพ่วง (ตัน)

$\hat{m}$  คือ โมเมนต์ดัดของสะพานที่หน้าตัด  $L/2$  ที่ได้จากรัด (กก.-ม.)



## 2.2 การเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้า

ความล้า คือความเสียหายของวัสดุที่เกิดจากถูกน้ำหนักกระทำแบบซ้ำ ๆ ผลเสียหายที่เกิดขึ้นจะเริ่มจากการแตกร้าวเพียงเล็กน้อย ต่อจากนั้นน้ำหนักที่กระทำซ้ำจะทำให้รอยแตกขยายเพิ่มขึ้น จนกระทั่งโครงสร้างเกิดการวิบัติในที่สุด ในระหว่างที่โครงสร้างถูกน้ำหนักกระทำแบบซ้ำ ๆ นั้น โครงสร้างจะเกิดการเสียรูปแบบพลาสติกขึ้น และการเสียรูปนี้ก่อให้เกิดความเสียหายอย่างถาวรต่อโครงสร้าง ฉะนั้นขึ้นส่วนที่มีจำนวนรอบการกระทำของน้ำหนักมากขึ้น ความเสียหายก็จะเพิ่มขึ้นตาม และเมื่อจำนวนรอบเพิ่มขึ้นถึงระดับหนึ่ง โครงสร้างจะเกิดการแยกขาดทำให้โครงสร้างนั้นพังทลายลง

สำหรับโครงสร้างที่ทำการศึกษาคือสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยสะพานจะรับน้ำหนักกระทำซ้ำจากรถบรรทุกที่วิ่งผ่าน ก่อให้เกิดหน่วยแรงต่อโครงสร้าง โดยเฉพาะขึ้นส่วนแผ่นพื้นของสะพานที่ต้องรับน้ำหนักกระทำซ้ำที่มีขนาดของหน่วยแรงมากกว่ากระทำโดยตรง ทำให้เกิดความเสียหายและมีผลต่ออายุการใช้งานของสะพาน สุดท้ายอาจทำให้สะพานเกิดการวิบัติเนื่องจากความล้าได้ รูปที่ 2.11 การเกิดความเสียหายของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบแผ่นพื้น บริเวณด้านใต้ท้องสะพาน



รูปที่ 2.11 ความเสียหายด้านใต้ของแผ่นพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก

### 2.2.1 พฤติกรรมความล้าของโครงสร้าง

ความล้า (fatigue) เป็นการเปลี่ยนแปลงอย่างถาวรในโครงสร้างของวัสดุที่เกิดเป็นจุด ๆ โดยเกิดขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงที่เกิดจากน้ำหนักกระทำซ้ำ ปัจจัยที่มีผลต่อการวิบัติเนื่องจากความล้ามีหลายปัจจัย คือ ช่วงความเค้น, ความเค้นขั้นต่ำ, ขนาดของเหล็กเสริม และกำลังวัสดุของเหล็กเสริม โดยปัจจัยที่มีความสำคัญคือ ค่าช่วงความเค้น (stress range,  $S_r$ ) จำนวนรอบของน้ำหนักกระทำ (number of cycle) ที่เกิดขึ้นสำหรับแต่ละช่วงของความเค้นนั้น ๆ โดยจากปัจจัยที่สำคัญสองประการสามารถนำมาเขียนเป็นกราฟความสัมพันธ์  $S_r - N$  Diagram ซึ่งกราฟนี้ได้จากการทดสอบวัสดุในห้องปฏิบัติการ โดยใช้หน่วยแรงกระทำซ้ำที่มีลักษณะคงที่ (constant amplitude stressing) กระทำจนกระทั่งวัสดุเกิดการวิบัติ ก็จะทราบจำนวนรอบที่วิบัติ

ในกราฟ  $S_r - N$  มีส่วนสำคัญอีกส่วนหนึ่งคือขีดจำกัดความล้า (fatigue limit) ซึ่งเป็นค่าที่ต่ำสุดของหน่วยแรงที่กระทำต่อวัสดุแล้วเกิดการวิบัติเนื่องจากความล้า และถ้าหน่วยแรงที่กระทำต่อวัสดุต่ำกว่าค่าดังกล่าวแล้ววัสดุจะไม่เกิดการวิบัติเนื่องจากความล้า แม้ว่าจำนวนรอบของการเกิดหน่วยแรงจะมีจำนวนมากก็ตาม

## 2.2.2 กฎของพาลเกรน-ไมเนอร์ (Palgren – Miner Rule)

ในโครงสร้างทั่วไปน้ำหนักที่กระทำจะมีขนาดต่าง ๆ กัน ทำให้ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นมีค่าไม่เท่ากัน ดังรูปที่ 2.12 Miner จึงได้เสนอหลักการประเมินอัตราความเสียหาย (damage ratio) ของวัสดุเนื่องจากความล้าในค่าช่วงความเค้นที่แตกต่างกันหรือค่าช่วงความเค้นที่มีค่าเท่ากัน โดยอธิบายผ่านเส้นความเสียหาย (damage line) ที่ค่าช่วงความเค้นต่าง ๆ ซึ่งแทนด้วยกราฟ  $S_r - N$  ดังนั้นเมื่อมีค่าช่วงความเค้น ( $S_{r,j}$ ) เกิดขึ้น จะสามารถคำนวณหาจำนวนรอบที่ทำให้เกิดการวิบัติ ( $N_i$ ) นั้น ๆ ได้ และอัตราความเสียหายเนื่องจากความล้าของช่วงความเค้นนั้นก็คือ อัตราส่วนจำนวนรอบที่หน่วยแรงนั้นเกิดขึ้น ( $n_i$ ) ต่อจำนวนรอบที่ทำให้เกิดการวิบัติที่ค่าช่วงความเค้น ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

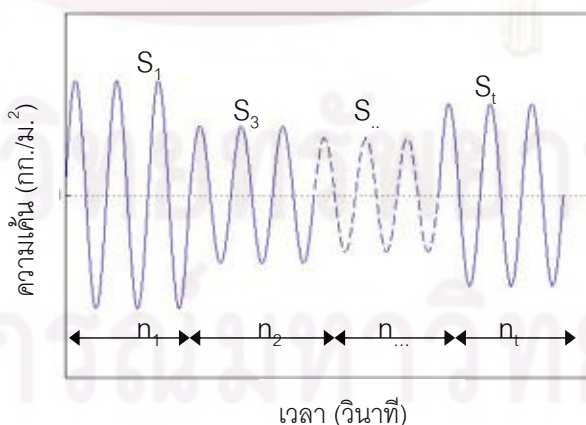
$$D_i = \frac{n_i}{N_i} \quad (2.22)$$

จากสมการที่ 2.22 จะสามารถหาค่า  $D_i$  อัตราความเสียหายต่อการถูกน้ำหนักกระทำหนึ่งครั้ง และโครงสร้างจะเกิดการวิบัติก็ต่อเมื่อผลรวมของอัตราความเสียหายเท่ากับหนึ่ง

$$\sum D_i = \sum \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (2.23)$$

เมื่อ  $n_i$  คือ จำนวนรอบของหน่วยแรงที่เกิดขึ้น

$N_i$  คือ จำนวนรอบที่ทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติ



รูปที่ 2.12 แสดงหน่วยแรงที่มีแอมพลิจูดไม่คงที่

### 2.2.3 สมการความสัมพันธ์ $S_r - N$

จากกราฟ  $S_r - N$  จะสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนรอบสูงสุดที่เกิดการวิบัติกับค่าช่วงความเค้นตามวัสดุได้ดังนี้

สมการ  $S_r - N$  สำหรับเหล็กเสริมในคอนกรีตเสริมเหล็ก

$$NS_r^B = A \quad (2.24)$$

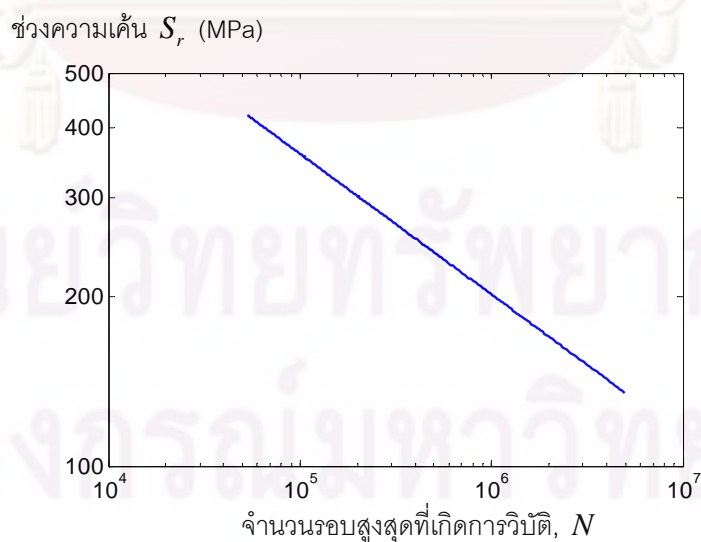
- โดยที่  $N$  คือ จำนวนรอบสูงสุดที่เกิดการวิบัติเนื่องจากความล้า  
 $S_r$  คือ ช่วงความเค้น (stress range) เท่ากับ  
 ความแตกต่างระหว่างหน่วยความเค้นสูงสุดกับหน่วยความเค้นต่ำสุด  
 $A$  คือ ค่าคงที่  
 $B$  คือ ค่าคงที่ซึ่งขึ้นอยู่กับประเภทของวัสดุ

จากการศึกษาของ Max และ Eugen (1998) พบว่าค่า

$$\begin{aligned} A &= 1.66 \times 10^{15} \\ B &= 4 \end{aligned}$$

$$NS_r^4 = 1.66 \times 10^{15} \quad (2.25)$$

เมื่อนำมาเขียนกราฟความสัมพันธ์  $S_r - N$  ของเหล็กเสริมได้ดังรูปที่ 2.13



รูปที่ 2.13 กราฟความสัมพันธ์  $S_r - N$  ของเหล็กเสริม

สมการ  $S_r - N$  สำหรับคอนกรีต

$$\frac{S_{mac}}{f_c} = C_f [1 - (1 - R')\beta \log N] \quad (2.26)$$

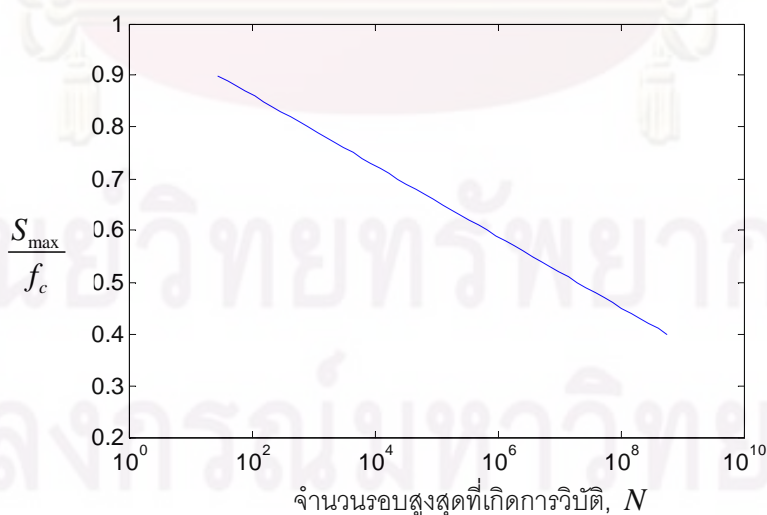
โดยที่	$N$	คือ จำนวนรอบสูงสุดที่เกิดการวิบัติเนื่องจากความล้า
	$f_c$	คือ ค่ากำลังวัสดุ ณ สภาวะสถิต (static strength)
	$S_{max}$	คือ หน่วยความเค้นสูงสุด (stress maximum)
	$S_{min}$	คือ หน่วยความเค้นต่ำสุด (stress minimum)
	$C_f$	คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของความถี่ของน้ำหนักกระทำ (ในงานวิจัยนี้ให้ $C_f = 1$ )
	$R'$	คือ $\frac{S_{min}}{S_{max}}$
	$\beta$	คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของคุณสมบัติวัสดุ

จากการศึกษาของ Binsheng Zhang and Keru Wu (1996) ใช้ค่า

$$\beta = 0.0807$$

จะได้ความสัมพันธ์  $S_r - N$  ของคอนกรีตดังรูปที่ 2.14

$$\frac{S_{max}}{f_c} = 1 - 0.0807 \left(1 - \frac{S_{min}}{S_{max}}\right) \log N \quad (2.27)$$

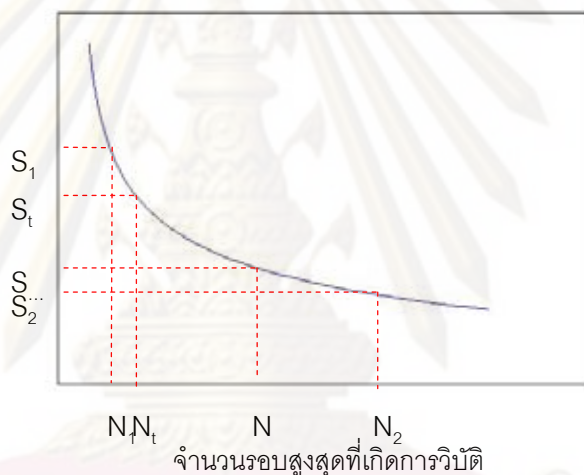


รูปที่ 2.14 กราฟความสัมพันธ์  $S_r - N$  ของคอนกรีต

เมื่อทราบความสัมพันธ์ของ  $S_r - N$  สำหรับวัสดุแต่ละชนิดแล้วจะสามารถหาจำนวนรอบสูงสุด ( $N$ ) ที่เกิดการวิบัติเนื่องจากความล้าได้ และโดยจากกฎของพาลเกรน-ไมเนอร์ กล่าวคือ ถ้ามีน้ำหนักกระทำต่อโครงสร้างจำนวน  $t$  ครั้ง ทำให้มีค่าช่วงความเค้น  $S_{r,1}, S_{r,2}, \dots, S_{r,t}$  กระทำต่อวัสดุที่พิจารณา เป็นจำนวนรอบ  $n_1, n_2, \dots, n_t$  และมีจำนวนรอบที่ทำให้เกิดการวิบัติที่ได้จากความสัมพันธ์ของ  $S_r - N$  ตามสมการ (2.24) สำหรับเหล็กเสริม และสมการ (2.26) สำหรับคอนกรีต เป็น  $N_1, N_2, \dots, N_t$  รอบ ดังรูปที่ 2.15 โครงสร้างจะเกิดการวิบัติเมื่อ

$$\sum D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_t}{N_t} = 1 \quad (2.28)$$

ช่วงความเค้น



รูปที่ 2.15 แสดงการหาจำนวนรอบที่ทำให้เกิดการวิบัติ

ทั้งนี้การวิบัติของส่วนโครงสร้าง (เหล็กเสริม และ คอนกรีต) จะถือเอาวัสดุที่เกิดการวิบัติก่อนเป็นตัวกำหนด

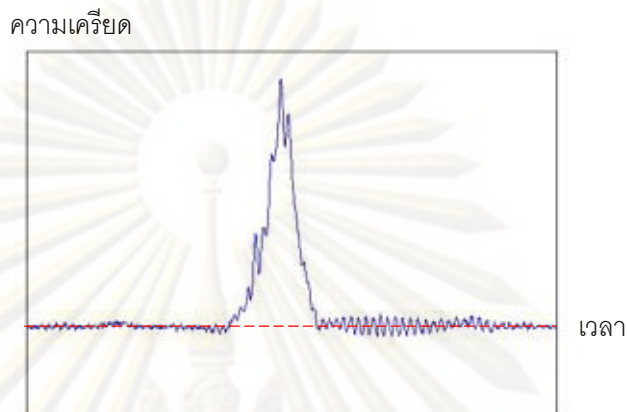
#### 2.2.4 ช่วงความเค้นประสิทธิผล (Effective Stress Range)

ในการทดสอบสามารถตรวจวัดสัญญาณ สมมติให้มีรอบบรรทุกครั้งที่  $i$  วิ่งผ่านช่วงสะพานที่ทดสอบ จะทำให้เกิดสัญญาณความเครียดขึ้นในชิ้นส่วนโครงสร้างที่ทำการตรวจวัด สัญญาณความเครียดที่ได้จะมีลักษณะดังรูปที่ 2.16 และจากสัญญาณความเครียดสามารถแปลงเป็นความเค้นได้โดย

จากกฎของฮุก (Hook's law)

$$\sigma_i = E \varepsilon_i \quad (2.29)$$

- โดยที่  $\sigma_i$  คือ ค่าความเค้นที่เกิดขึ้นจากรถบรรทุกคันที่  $i$  ตลอดช่วงเวลาที่รถบรรทุกวิ่งผ่านช่วงสะพาน  
 $\varepsilon_i$  คือ ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นจากรถไฟขบวนที่  $i$  ตลอดช่วงเวลาที่รถบรรทุกวิ่งผ่านสะพาน  
 $E$  คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุ



รูปที่ 2.16 ตัวอย่างสัญญาณความเครียดที่ตรวจวัดได้ในอดีต

เนื่องจากสัญญาณความเครียดที่วัดได้จากการทดสอบนั้น มีความสลับซับซ้อน เพื่อให้สะดวกต่อการคำนวณค่าความเสียหายจึงใช้ค่าช่วงความเค้นประสิทธิผล ( $S_e$ ) แทนผลของความเสียหายเนื่องจากความล่าในการผ่านของรถบรรทุก 1 คัน โดยกำหนดให้เสมือนผลของการกระทำของแรงจำนวน 1 รอบ ทั้งนี้อาศัยหลักการของวิธี เรนโฟล์วเคาน์ดิง (ASTM E1049) ซึ่งจะทำให้สามารถหาความเสียหายที่เกิดจากรถบรรทุกวิ่งผ่าน 1 คัน ( $D_e$ ) ได้ว่า

$$D_e = \frac{1}{N_e} = \frac{S_e^4}{A} \quad (\text{สำหรับเหล็กเสริม}) \quad (2.30)$$

$$D_e = \frac{1}{N_e} = \frac{1}{10^{\frac{1 - (S_{\max}/f_c)}{\beta(1 - (S_{\min}/S_{\max}))}}} \quad (\text{สำหรับคอนกรีต}) \quad (2.31)$$

โดยที่  $A = 1.66 \times 10^{15}$  และ  $\beta = 0.0807$

จากสมการที่ 2.30 และ 2.31 จะสามารถหาความเสียหายที่เกิดจากรถบรรทุก 1 คัน ได้ แต่โดยทั่วไปโครงสร้างสะพานนั้นมีรถบรรทุกวิ่งผ่านเป็นจำนวนมาก ดังนั้นข้อมูลที่สำคัญอีกประการหนึ่งในการหาความเสียหายรวมของสะพานคือปริมาณจราจรของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน โดยส่วนใหญ่ข้อมูลจะเก็บในรูปแบบของปริมาณรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานต่อหนึ่งวันโดยเฉลี่ยในระยะเวลาหนึ่งปี (Average Daily Truck Traffic, ADTT) กล่าวคือหากกำหนดให้มีรถบรรทุกวิ่งผ่านสะพานจำนวน  $T$  คัน และรถบรรทุกทำให้มีค่าช่วง

ความเค้นประสิทธิผลเป็น  $S_{e,1}, S_{e,2}, \dots, S_{e,T}$  ต่อโครงสร้างสะพาน จะทำให้เกิดอัตราความเสียหายรวม ( $D_T$ ) เนื่องจากรถบรรทุก  $T$  คัน เท่ากับ

$$D_T = \frac{1}{N_{e,1}} + \frac{1}{N_{e,2}} + \dots + \frac{1}{N_{e,i}} = \sum_{i=1}^T \frac{1}{N_{e,i}} \quad (2.32)$$

โดยที่  $D_T$  คือ อัตราความเสียหายรวมเนื่องจากรถบรรทุก  $T$  คัน  
 $N_{e,i}$  คือ จำนวนรอบสูงสุดที่เกิดการวิบัติเนื่องจากรถบรรทุกคันที่  $i$

เมื่อเรานำค่า  $N$  จากสมการที่ 2.24 สำหรับเหล็กเสริม และ 2.26 สำหรับคอนกรีต แทนลงในสมการ 2.32 จะได้ว่า

$$D_T = \sum_{i=1}^T \frac{S_{e,i}^4}{A} \quad (\text{สำหรับเหล็กเสริม}) \quad (2.33)$$

$$D_T = \sum_{i=1}^T \frac{1}{10^{\beta(1-(S_{\min,i}/S_{\max,i}))}} \frac{1}{1-(S_{\max,i}/f_c)} \quad (\text{สำหรับคอนกรีต}) \quad (2.34)$$

### 2.2.5 หลักการคำนวณช่วงความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย

หากกำหนดให้เมื่อมีรถบรรทุกจำนวน  $T$  คันวิ่งผ่านสะพาน อัตราความเสียหายทั้งหมดที่เกิดจากรถบรรทุก  $T$  คันวิ่งผ่านโดยที่รถบรรทุกแต่ละคันมีค่าช่วงความเค้นเป็น  $S_i$  ดังนั้นอัตราความเสียหายรวมเนื่องจากรถบรรทุก  $T$  คัน เท่ากับ

$$\sum_{i=1}^T D_i = \sum_{i=1}^T \frac{1}{N_i} = \sum_{i=1}^T \frac{S_i^4}{A} \quad (2.35)$$

ค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ( $\bar{S}_e$ ) เป็นค่าเฉลี่ยของอัตราความเสียหายของค่าช่วงความเค้น  $S_1, S_2, \dots, S_T$  จำนวน  $T$  ลูก หมายความว่าความเสียหายเนื่องจากความล้าที่เกิดจากค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ( $\bar{D}_e$ ) จำนวน  $T$  ลูก ดังสมการ 2.35 จะทำให้เกิดความเสียหายเท่ากับค่าช่วงความเค้น  $S_1, S_2, \dots, S_T$  ทั้งหมดรวมกัน

$$T \cdot \bar{D}_e = \frac{T \cdot \bar{S}_e^4}{A} \quad (2.36)$$

จากสมการ 2.35 และ 2.36 เมื่ออัตราความเสียหายเท่ากัน จะได้

$$\frac{T \cdot \bar{S}_e^4}{A} = \sum_{i=1}^T \frac{S_i^4}{A} \quad (2.37)$$

$$\bar{S}_e = \sqrt[4]{\sum_{i=1}^T \frac{S_i^4}{T}} \quad (2.38)$$

โดยที่  $S_i$  คือ ค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลที่เกิดจากรอบบรรทุกครั้งที่  $i$   
 $\bar{S}_e$  คือ ค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย  
 $T$  คือ จำนวนรอบบรรทุก

## 2.2.6 การประเมินอายุการใช้งานของสะพานเนื่องจากการความล้า

ในการประเมินผลของอัตราความเสียหายเนื่องจากการความล้า กราฟ  $S_r - N$  ที่นำมาใช้ประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานเป็นแบบช่วงความเค้นคงที่ แต่เนื่องจากสัญญาณที่ทำการตรวจวัดมีลักษณะเป็นสัญญาณที่ซับซ้อนไม่คงที่ ซึ่งขีดจำกัดความล้าสำหรับช่วงความเค้นไม่คงที่ต่ำกว่าขีดจำกัดสำหรับช่วงความเค้นคงที่ ดังนั้นจะพิจารณาว่าวัสดุไม่มีขีดจำกัดความล้า เพื่อค่าที่ได้ในการประเมินอายุการใช้งานจะอยู่ในด้านความปลอดภัย รวมทั้งมีความสะดวกในการประเมินอายุการใช้งาน

พิจารณาสมการที่ (2.24) ในกรณีของเหล็กเสริม เมื่อใช้ช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นสามารถแทนด้วยค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ( $\bar{S}_e$ ) ที่ได้จากการตรวจวัดสัญญาณความเครียดในระยะยาว จะได้จำนวนรอบทั้งหมดที่ทำให้โครงสร้างสะพานเกิดการวิบัติเป็น

$$N = \frac{A}{\bar{S}_e^4} \quad (2.39)$$

หากกำหนดให้จำนวนปริมาณจราจรบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานต่อวันในอดีตเท่ากับปัจจุบัน ดังนั้นจำนวนรอบที่เกิดขึ้นจากการใช้งานในอดีต

$$N_P = T_{ADTT} \cdot 365 \cdot Y_P \quad (2.40)$$



โดยที่  $N_p$  คือ จำนวนรอบที่เกิดขึ้นจากการใช้งานในอดีต  
 $T_{ADTT}$  คือ จำนวนรอบบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานต่อหนึ่งวันในปัจจุบัน (คัน/วัน)  
 $Y_p$  คือ อายุการใช้งานของสะพาน (ปี)

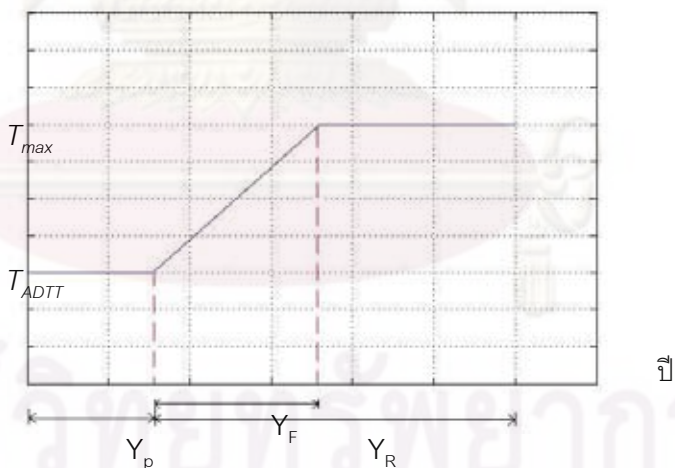
จึงสามารถหาอายุการใช้งานที่เหลือได้จาก สมการที่ 2.41

$$T_{ADTT} \cdot 365 \cdot Y_R = N - N_p \quad (2.41)$$

จะได้ 
$$Y_R = \frac{N - N_p}{T_{ADTT} \cdot 365} \quad (2.42)$$

เนื่องจากปริมาณจราจรของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานมีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้นทุกปี ในการประเมินอายุสะพานนี้จึงคำนึงถึงอัตราความเสียหายที่เพิ่มขึ้นจากการเพิ่มของปริมาณจราจร (growth rate) โดยในงานวิจัยนี้จะสมมติให้อัตราการเพิ่มขึ้นเป็นค่าคงที่ คือกำหนดให้เพิ่มขึ้นคิดเป็น ร้อยละ ต่อปีจากปีปัจจุบัน และกำหนดให้ปริมาณจราจรในอดีตมีค่าเท่ากับปัจจุบัน อย่างไรก็ตามปริมาณจราจรที่เพิ่มขึ้นจะมีค่าจำกัดค่าหนึ่ง ซึ่งเป็นค่าสูงสุดของปริมาณรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานต่อหนึ่งวัน โดยรูปที่ 2.17 แสดงความถี่ในการวิ่งผ่านของรถต่อวันตั้งแต่อดีตจนถึงอนาคต การคำนวณอายุการใช้งานที่เหลืออยู่จะมีวิธีดังนี้

ปริมาณรถ ADTT



รูปที่ 2.17 แสดงอัตราการเพิ่มขึ้นของความถี่ในการวิ่งผ่านของรถต่อวัน

ให้  $T_{ADTT}$  คือ ปริมาณจราจรของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน  
 $T_{max}$  คือ ปริมาณรถบรรทุกสูงสุดต่อวันที่เป็นไปได้ในอนาคต  
 $r$  คือ อัตราการเพิ่มขึ้นของปริมาณจราจร  
 $Y_F$  คือ จำนวนปีที่ปริมาณจราจรต่อวันเพิ่มขึ้นจากปัจจุบันถึงค่าที่เป็นไปได้ในอนาคต  
 $Y_p$  คือ อายุการใช้งานสะพานตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน

- $Y_R$  คือ อายุการใช้งานสะพานที่เหลือ  
 $N_P$  คือ จำนวนรอบที่เกิดขึ้นจากการใช้งานในอดีต  
 $N_F$  คือ จำนวนรอบที่เกิดขึ้นภายใต้อัตราการเพิ่มขึ้น  $r$  และ จำนวนปี  $Y_F$

อายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานที่ทำการประเมิน ( $Y_R$ ) หาได้โดย

หา  $N_F$  จากสมการ 2.43

$$\left(\frac{r}{100} \cdot T_{ADTT}\right) \cdot Y_F + T_{ADTT} = T_{\max} \quad (2.43)$$

ดังนั้น

$$Y_F = \frac{(T_{\max} - T_{ADTT}) \cdot 100}{r \cdot T_{ADTT}} \quad (2.44)$$

จะได้

$$N_F = \sum_{i=1}^{Y_F} \left(\frac{r \cdot T_{ADTT} \cdot i}{100} + T_{ADTT}\right) \cdot 365 \quad (2.45)$$

หรือ

$$N_F = \left[\left(\frac{r \cdot T_{ADTT}}{100}\right) \cdot \left(\frac{1 + Y_F}{2}\right) + T_{ADTT}\right] \cdot Y_F \cdot 365 \quad (2.46)$$

เพื่อความสะดวกในการประเมินอายุสะพาน จึงแบ่งความเป็นไปได้ออกเป็น 2 กรณีคือ

- ถ้า  $N_F > (N - N_P)$  จะหมายความว่าสะพานเกิดการวิบัติ ก่อนที่ปริมาณรถบรรทุกที่วิ่งผ่านต่อวัน จะเท่ากับปริมาณสูงสุดที่เป็นไปได้ ซึ่งจะหาอายุการใช้งานที่เหลือของสะพานได้จากสมการ 2.47

$$Y_R = \frac{\sqrt{\left(\frac{r \cdot T_{ADTT}}{200} + T_{ADTT}\right)^2 + \frac{r \cdot T_{ADTT} \cdot (N - N_P)}{50 \cdot 365}} - \left(\frac{r \cdot T_{ADTT}}{200} + T_{ADTT}\right)}{\frac{r \cdot T_{ADTT}}{100}} \quad (2.47)$$

- ถ้า  $N_F < (N - N_P)$  จะหมายความว่าสะพานยังไม่เกิดการวิบัติในขณะที่ปริมาณรถบรรทุกที่วิ่งผ่านต่อวันเท่ากับปริมาณสูงสุดที่เป็นไปได้ ซึ่งจะหาอายุการใช้งานที่เหลือของสะพานได้จากสมการ 2.48

$$Y_R = Y_F + \frac{[(N - N_P) - N_F]}{365 \cdot T_{\max}} \quad (2.48)$$

## 2.3 การเสื่อมสภาพเนื่องจากการเกิดสนิมในเหล็กเสริม

เหล็กเป็นวัสดุที่ใช้เป็นองค์ประกอบสำคัญในโครงสร้างทางวิศวกรรมโยธา อย่างไรก็ตามปัญหาสำคัญที่เกิดขึ้นจากการใช้งานเหล็กคือ การเกิดสนิม (rust) ซึ่งเกิดจากการที่เหล็กสัมผัสกับน้ำและอากาศ ทำให้เหล็กเกิดปฏิกิริยาทางเคมี กลายเป็น เหล็กออกไซด์ หรือที่เรียกว่า สนิมเหล็ก ( $Fe_2O_3 \cdot H_2O$ ) ทั้งนี้ ปริมาณ คลอไรด์เป็นส่วนสำคัญของปฏิกิริยา โดย ประพจน์ตัวในลักษณะคล้าย ๆ กับ ตัวเร่งปฏิกิริยาทางเคมี เมื่อเหล็กเกิดสนิม จะทำให้เนื้อเหล็กถูกกัดกร่อน ส่งผลให้เหล็กมีประสิทธิภาพในการใช้งานลดลง (รูปที่ 2.18)

ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก กระบวนการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเป็นปัญหาสำคัญต่อความคงทนและอายุการใช้งานของโครงสร้าง โดยเฉพาะโครงสร้างที่ต้องสัมผัสโดยตรงกับน้ำทะเล หรืออยู่ในบริเวณใกล้เคียงจากทะเล เพราะมีทั้งเกลือคลอไรด์ และมีความชื้นอยู่ตลอดเวลา ทำให้เกิดปฏิกิริยาได้ดี และเมื่อเหล็กเสริมในคอนกรีตถูกกัดกร่อนจากสนิมเหล็กจะส่งผลเสียต่อโครงสร้าง 2 ประการ คือ (1) เหล็กเสริมที่เกิดสนิมจะถูกกัดกร่อนเนื้อเหล็กทำให้ปริมาณเหล็กที่รับแรงน้อยลง (2) เมื่อเหล็กเสริมเกิดสนิมจะทำให้ปริมาตรของเหล็กมากขึ้น จึงดันให้คอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมแตกออก ซึ่งจากผลของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมนี้ส่งผลโดยตรงต่อกำลังต้านทานของโครงสร้าง และเมื่อถูกกัดกร่อนอย่างต่อเนื่องอาจทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติได้



รูปที่ 2.18 การถูกกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีตจากคลอไรด์

### 2.3.1 การเกิดสนิมในเหล็กเสริมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

โดยทั่วไปคอนกรีตจะสามารถป้องกันการเกิดสนิมของเหล็กเสริมได้ เพราะคอนกรีตมีคุณสมบัติเป็นด่าง ทำให้ปฏิกิริยาการเกิดสนิมไม่เกิดขึ้น แต่เนื่องจากในบางสภาพแวดล้อมที่มีปริมาณคลอไรด์สูง เช่น บริเวณชายฝั่งทะเล หรือโครงสร้างในทะเล ทำให้คอนกรีตถูกคลอไรด์แทรกซึมเข้าเนื้อส่งผลคลอไรด์ซึมผ่านถึงเหล็กเสริมได้ ทั้งนี้ คลอไรด์อาจมีอยู่ในคอนกรีตตั้งแต่เริ่ม เช่น มีคลอไรด์ในน้ำที่ผสมคอนกรีต หรืออาจเจือปนอยู่ในหินหรือทรายที่ใช้ผสมคอนกรีต หรือแม้กระทั่งในสภาพแวดล้อมที่มีปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศสูง อาจทำให้ก๊าซและความชื้นซึมเข้าในคอนกรีตทำปฏิกิริยากับเนื้อคอนกรีต

ส่งผลให้คอนกรีตสูญเสียความเป็นค่า่าง โดยเริ่มจากผิวคอนกรีต และกระจายเข้าสู่ด้านในจนเข้าใกล้บริเวณที่เป็นเหล็กเสริม และเมื่อผนวกกับเจอน้ำกับก๊าซออกซิเจนในอากาศที่แพร่เข้าไปในเนื้อคอนกรีต จึงทำให้เหล็กเสริมเกิดเป็นสนิมขึ้นได้

จากที่ได้กล่าวมาปัจจัยที่มีผลต่ออัตราการเกิดสนิมนั้นมีหลายประการ เช่น สภาพแวดล้อม (ความชื้น และ ปริมาณคลอไรด์) ระยะเวลาที่เหล็กเสริม อัตราร่วนของน้ำตอซีเมนต์ในคอนกรีต หรือชนิดของปูนซีเมนต์และคุณภาพคอนกรีต โดยปัจจัยที่สำคัญคือ ระยะเวลาที่เหล็กเสริมของคอนกรีต

เหล็กเสริมคอนกรีตโดยทั่วไปนั้น จะมีชั้นของฟิล์มออกไซด์ (passive oxide layer) เคลือบอยู่ที่บริเวณผิวของเหล็กเสริมเรียกว่า ฟิล์มออกไซด์ของเหล็ก (passive iron oxide film) ซึ่งจะทำหน้าที่ป้องกันคลอไรด์ที่ผ่านคอนกรีตเข้ามาไม่ให้ทำปฏิกิริยากับเหล็กเสริม แต่อย่างไรก็ตามถ้าปริมาณคลอไรด์ที่ซึมผ่านเข้าไปถึงระดับหนึ่ง หรือคอนกรีตเกิดคาร์บอนเนชั่นจนถึงเหล็กเสริม จะทำให้เหล็กเสริมเกิดความสูญเสียความสามารถในการต้านทานการเกิดสนิม ซึ่งเรียกว่า ปริมาณคลอไรด์วิกฤติ (chloride threshold) หรือความลึกคาร์บอนเนชั่นวิกฤติ (critical carbonation depth) ชั้นของฟิล์มออกไซด์ดังกล่าวจะเริ่มถูกทำลาย จนกระทั่งเมื่อชั้นฟิล์มของเหล็กเสริมถูกทำลายลง (เป็นการทำลายเฉพาะที่) และเมื่อในสภาพแวดล้อมนั้นมี ความชื้นและอากาศ จะทำให้กระบวนการเป็นสนิมของเหล็กเสริมเกิดขึ้น

### 2.3.2 ปฏิกิริยาเคมีของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์

การที่คลอไรด์สามารถผ่านเข้าถึงเหล็กเสริมได้ ไม่ว่าจะผ่านทางที่คลอไรด์สามารถเข้าโดยตรงผ่านรอยแตกร้าวของคอนกรีต การซึมผ่านเนื้อคอนกรีต หรือแม้กระทั่งผ่านรอยการหดตัวเมื่อคอนกรีตแห้งตัวแล้ว (drying shrinkage) ดังรูปที่ 2.19 และเมื่อคลอไรด์สามารถเข้าถึงระดับปริมาณคลอไรด์วิกฤติ ตามมาตรฐานคือ 1.2 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตรของเนื้อคอนกรีต จะทำให้เหล็กเสริมเกิด ปฏิกิริยาทางเคมี ตามขั้นตอนดังนี้

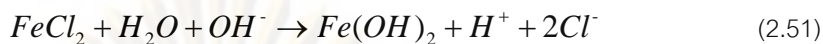
เนื่องจากเหล็กเป็นธาตุในธรรมชาติ มีเลข ออกซิเดชัน คือ +2 ทำให้ เหล็กจะปล่อยประจุ อิออนลบ 2 ประจุ



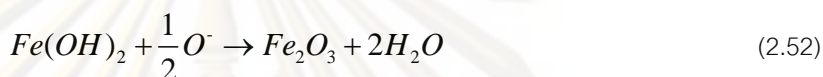
และเมื่อเจอกับ คลอไรด์ อิออน จึงเกิดเป็น สารประกอบ เฟอริกคลอไรด์ ( $FeCl_2$ ) ตามสมการ



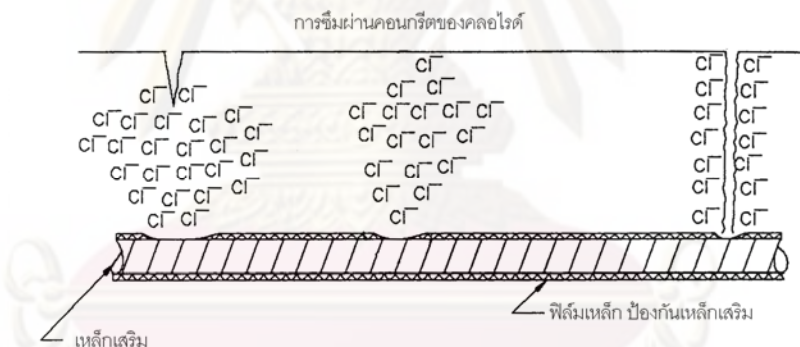
สารประกอบ เฟอริกคลอไรด์ เมื่อเจอกับน้ำ หรือความชื้น จะกลายเป็น เฟอริกไฮดรอกไซด์ ( $Fe(OH)_2$ )



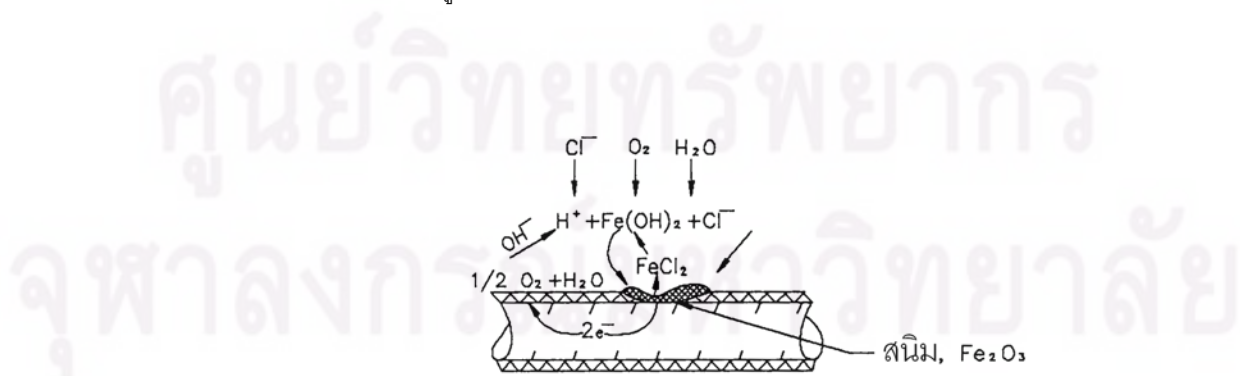
จากปฏิกิริยานี้จะพบว่า ผลของสมการจะได้ คลอไรด์ไอออน ซึ่งสามารถกลับไปเกิดปฏิกิริยากับ เหล็กไอออนได้อีก และเมื่อสารเฟอริกไฮดรอกไซด์เจอกับอากาศจะทำให้เกิดเป็น สนิมเหล็ก ( $Fe_2O_3 \cdot H_2O$ ) รูปที่ 2.20แสดงการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์



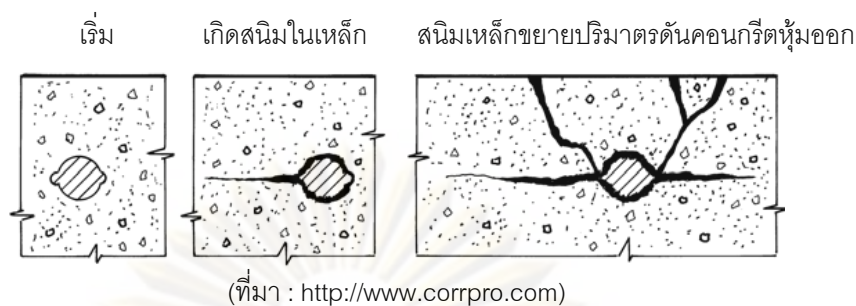
สนิมเหล็ก (rust) ทำให้เหล็กเสริมเกิดความเสียหาย อีกทั้งคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมจะถูกดันจากสนิมเหล็กทำให้คอนกรีตแตกออก (spalling) ดังรูป 2.21 เกิดความเสียหายต่อโครงสร้าง



รูปที่ 2.19 การซึมเข้าถึงเหล็กเสริมของคลอไรด์



รูปที่ 2.20 การเกิดปฏิกิริยาทางเคมีของเหล็กเสริมจากคลอไรด์



รูปที่ 2.21 กระบวนการเกิดสนิมของเหล็กเสริมส่งผลเสียต่อคอนกรีต

### 2.3.3 การประเมินอายุการใช้งานที่เหลือของสะพานจากการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์

หลักการประเมินอายุสะพานจากความเสียหายของสนิมในเหล็กเสริมจากคลอไรด์ในการศึกษานี้จะยึดตามแนวทางตามมาตรฐานของ National Cooperative Highway Research Program, NCHRP (2006) โดยได้แบ่งระยะเวลาของการเสื่อมสภาพเนื่องจากสนิมในเหล็กเสริมของสะพาน ตั้งแต่สะพานเริ่มใช้งานจนกระทั่งถึงเวลาหยุดการใช้งานสะพาน (end of service) เป็น 3 ช่วงเวลาคือ

1. ระยะเวลาของการซึมผ่านคอนกรีตของคลอไรด์ (time to diffusion)
2. ระยะเวลาการเกิดสนิมและการแตกออกของคอนกรีต (time to corrode and spalling)
3. ระยะเวลาการเสื่อมสภาพจนถึงระดับหยุดการใช้งานสะพาน (time to deteriorate)

โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1. ระยะเวลาของการซึมผ่านคอนกรีตของคลอไรด์ (time to diffusion)

การประเมินอายุสะพานช่วงแรกเป็นช่วงที่คลอไรด์ซึมผ่านคอนกรีตจนถึงเหล็กเสริม และมีปริมาณเพียงพอในการเกิดสนิมในเหล็กเสริม โดยการคำนวณระยะเวลาการซึมผ่านคอนกรีตของคลอไรด์นั้น ใช้กฎข้อที่สองของ ฟิคส์ (Fick's second law) มีสมการดังนี้

$$C(x,t) = C_o \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{X}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right\} \quad (2.53)$$

โดยที่  $C(x,t)$  คือ ปริมาณคลอไรด์วิกฤติที่ทำให้เกิดสนิมในเหล็กเสริม,  $1.20 \text{ kg/m}^3$

$C_o$  คือ ปริมาณคลอไรด์ในคอนกรีตเริ่มต้น โดยกำหนดให้เป็นปริมาณคลอไรด์ที่มีความลึก 0.5 นิ้ว จากผิวคอนกรีต

$D_c$	คือ ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านคอนกรีตของคลอไรด์
$t$	คือ เวลาที่คลอไรด์ใช้ในการซึมผ่านคอนกรีตจนถึงระดับ ปริมาณคลอไรด์วิกฤติ ทำให้เหล็กเสริมสามารถเกิดสนิมได้
$X$	คือ ความลึกของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม

ระยะหุ้มเหล็กเสริมของคอนกรีตเป็นหนึ่งในปัจจัยของระยะเวลาในการซึมผ่านคอนกรีตของคลอไรด์ การหาระยะหุ้มเหล็กเสริมในสะพานที่ทำการทดสอบนั้น กำหนดให้จำนวนข้อมูลที่ทำการบินที่ขึ้นอยู่กับปริมาณพื้นที่ผิวของสะพานทดสอบ โดยกำหนดตามนี้

- 1 สะพานที่มีพื้นที่ผิวไม่เกิน 740 ตารางเมตร เก็บข้อมูลไม่น้อยกว่า 40 จุด
- 2 สะพานที่มีพื้นที่ผิวมากกว่า 740 ตารางเมตร เก็บข้อมูลไม่น้อยกว่า  $(\text{พท.ผิว} / 740) \times 40$  จุด

ข้อมูลระยะหุ้มเหล็กเสริมที่บันทึกได้ นำมาวิเคราะห์หาค่าเฉลี่ย (mean) และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (standard deviation) เป็นข้อมูลในการคำนวณระยะเวลาการซึมผ่านคอนกรีตของคลอไรด์

2. ระยะเวลาการเกิดสนิมและการแตกออกของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม (time to corrosion and spalling)

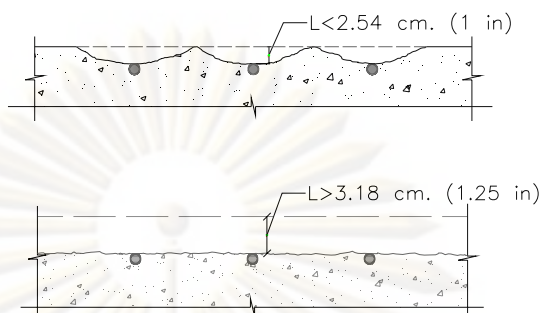
ระยะเวลาช่วงที่สองเป็นช่วงตั้งแต่ คลอไรด์สามารถซึมเข้าถึงเนื้อเหล็กได้ถึงระดับวิกฤติ (chloride threshold) จนกระทั่งคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมแตกและหลุดออก โดยเวลาในช่วงนี้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.54 (Cady, P. D. and R. E. Weyers, 1984)

$$t_{cor} = \rho_{cor} \frac{D\Delta D}{S \cdot j_r} \quad (2.54)$$

โดยที่	$t_{cor}$	คือ ระยะเวลาที่ทำให้คอนกรีตหุ้มแตกออก (ปี)
	$\rho_{cor}$	คือ mass density of corroded reinforcement
	$D$	คือ เส้นผ่านศูนย์กลางเริ่มต้นของเหล็กเสริม
	$\Delta D$	คือ ระยะเส้นผ่านศูนย์กลางที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากสนิม ขึ้นอยู่กับลักษณะการแตกร้าวของคอนกรีต
	$S$	คือ ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม (เซนติเมตร)
	$j_r$	คือ rate of rust product area

ลักษณะการแตกร้าวและหลุดออกของคอนกรีตนั้นแบ่งออกเป็น 2 ลักษณะ โดยลักษณะขึ้นอยู่กับความลึกของระยะหุ้มคอนกรีต ถ้า (1) ความลึกไม่มากกว่า 2.54 เซนติเมตร การแตกออกจะเป็น

ลักษณะแตกออกเป็นหลุม (2) ความลึกไม่น้อยกว่า 3.18 เซนติเมตร การแตกจะเป็นลักษณะแตกออกเป็นแนวยาว รูปที่ 2.22 แสดงการแตกออกของคอนกรีต



รูปที่ 2.22 การแตกออกของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม

โดย ค่าระยะเส้นผ่านศูนย์กลางที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากสนิมคำนวณโดย ( $\Delta D$ )

$$\Delta D = 2f'_t \frac{L}{D} \delta_{pp} \quad \text{สำหรับลักษณะการแตกออกเป็นหลุม} \quad (2.55ก)$$

$$\Delta D = f'_t \left( \frac{S}{D} - 1 \right) \delta_{pp} \quad \text{สำหรับลักษณะการแตกเป็นแนวยาว} \quad (2.55ข)$$

$$\text{โดยที่} \quad \delta_{pp} \approx \left[ \frac{D(1+\Phi_{cr})}{E} \right] \left\{ (1+\nu) + D^2 \left[ \frac{2}{S^2} + \frac{1}{4L(L+D)} \right] \right\} \quad (2.56)$$

$f'_t$  คือ ค่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

$L$  คือ ระยะหุ้มคอนกรีต

$\delta_{pp}$  คือ bar hold flexibility

$E$  คือ ค่าอิลาสติกโมดูลัสของคอนกรีต

$\Phi_{cr}$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์การคืบ (Creep)

$\nu$  คือ Poisson' ratio of concrete

### 3. ระยะเวลาการเสื่อมสภาพจนถึงระดับหยุดการใช้งานสะพาน (time to deteriorate)

เนื่องจากระยะเวลาช่วงที่สามไม่มีสมการคำนวณที่แน่นอนจึงใช้หลักการตามการทดลองของ Philip D. Cady et al (1984) ได้เสนอว่าช่วงเวลาที่มีความเสียหายของพื้นผิวถนนในช่วง 2.50 - 40.0 เปอร์เซ็นต์



จะมีอัตราความเสียหายที่เพิ่มขึ้นเป็นค่าคงที่มีค่าร้อยละ 2.1 ต่อปี ทำให้สามารถคำนวณระยะเวลาเสื่อมสภาพจนถึงระดับหยุดการใช้งานสะพานได้

ระดับความเสียหายที่จะหยุดการใช้งานของสะพาน (end of function service) วัดจากปริมาณความเสียหายของพื้นผิวถนน (pavement roughness) ที่มาจากเลน (lane) ที่มีความชำรุดเสียหายมากที่สุด โดยพิจารณาเป็นร้อยละของความเสียหาย ตามสมการที่ 2.57

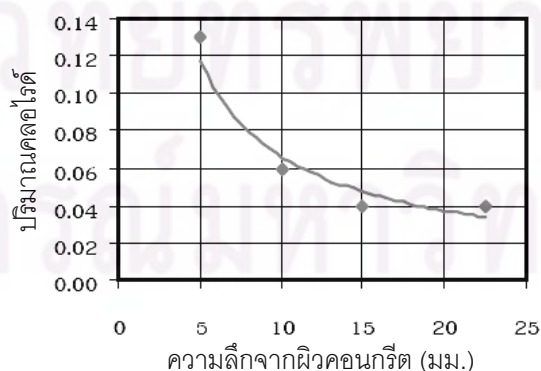
$$\text{ค่าร้อยละความเสียหาย} = \frac{X}{A} \cdot 100 \quad (2.57)$$

โดยที่  $X$  คือ พื้นที่ทั้งหมดที่เกิดความเสียหาย  
 $A$  คือ พื้นที่ผิวของคอนกรีตทั้งหมด

Weyers, R. E. et al (1992) ได้ศึกษาระดับความเสียหายที่จะหยุดการใช้งานของสะพานเพื่อซ่อมบำรุง โดยจากผลการประเมินอายุสะพานจะได้รับระดับการหยุดใช้งาน (end of function service) โดยแบ่งตามชั้นส่วนของโครงสร้างดังนี้ สำหรับชั้นส่วนโครงสร้างแผ่นพื้นของสะพาน ใช้ที่ระดับร้อยละ 9-14 ของพื้นที่ โดยในงานวิจัยนี้ใช้ที่ระดับร้อยละ 12 เป็นเกณฑ์ในการหยุดใช้งานสะพาน และกำหนดร้อยละ 20 - 60 สำหรับชั้นส่วนโครงสร้างสะพานส่วนล่าง (substructure)

### 2.3.4 ปริมาณคลอไรด์และค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของคลอไรด์ในคอนกรีต

การตรวจสอบปริมาณคลอไรด์สามารถกระทำได้ด้วยเครื่องมือที่เรียกว่า Chloride Analyzer หรืออาจใช้ขบวนการทางเคมีในห้องปฏิบัติการตามมาตรฐานการทดสอบ ASTM C 114 โดยการทดสอบคือนำคอนกรีตที่ระดับความลึกต่างๆ มาทดสอบหาปริมาณคลอไรด์ และหากเราทำกราฟความสัมพันธ์กับความลึก ความลึก รูปที่ 2.23 ก็จะได้แนวโน้มของการซึมผ่านของคลอไรด์ ซึ่งจะทำให้เราสามารถประเมินระยะเวลาที่เหลืออยู่ได้



รูปที่ 2.23 ตัวอย่างการทดสอบปริมาณคลอไรด์เทียบกับความลึก

โดยค่าตัวแปรของคลอไรด์ที่ได้จากการทดสอบคือ

- $C_0$  (Chloride content) ปริมาณคลอไรด์ในคอนกรีตเริ่มต้น โดยกำหนดให้เป็นปริมาณคลอไรด์ที่ความลึก 0.5 นิ้ว จากผิวคอนกรีต
- $D_c$  (Chloride diffusion constants) ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านคอนกรีตของคลอไรด์

### 2.3.5 ปฏิริยาเคมีของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเนื่องจากคาร์บอนเนชั่น

คาร์บอนเนชั่น เป็นปฏิริยาทางเคมีที่เกิดจากก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในบรรยากาศ ได้เข้าทำปฏิริยากับสารประกอบในคอนกรีต (แคลเซียมไฮดรอกไซด์เป็นหลัก) ส่งผลให้คอนกรีตมีสถานะของความเป็นด่างลดลง โดยทั่วไปคอนกรีตมีค่า pH ประมาณ 12 แต่เมื่อเกิดคาร์บอนเนชั่นจะทำให้คอนกรีตมีค่า pH ลดลงต่ำกว่า 9 ความลึกที่ค่าความเป็นด่างลดลงจะถูกเรียกว่า ความลึกของคาร์บอนเนชั่น (carbonation depth) ซึ่งในช่วงความลึกนี้หากมีเหล็กเสริมอยู่จะทำให้ผิวออกไซด์ที่เคลือบอยู่เสื่อมสภาพ (passive) ทำให้ความชื้นและออกซิเจนในอากาศ สามารถแพร่เข้าไปทำปฏิริยาการเกิดสนิมของเหล็กได้ และเมื่อปฏิริยานี้เกิดขึ้นจนกระทั่งถึงจุด ๆ หนึ่งจะทำให้คอนกรีตเกิดรอยร้าว (crack) และแตกออกเนื่องจากสนิมเหล็กที่เกิดขึ้น ส่งผลให้โครงสร้างได้รับความเสียหาย ความสามารถในการรับน้ำหนักกระทำลดลง และต้องหยุดใช้งานเพื่อทำการซ่อมแซม

การเกิดคาร์บอนเนชั่นเป็นสาเหตุหลักประการหนึ่งที่ทำให้คอนกรีตเสริมเหล็กได้รับความเสียหาย แต่เนื่องจากอัตราการเกิดคาร์บอนเนชั่นในแต่ละพื้นที่นั้นมีค่าที่แตกต่างกันขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ เช่น ปริมาณความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศ ค่าสัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์ของคอนกรีต ความชื้นสัมพัทธ์ ปริมาณสารประกอบในซีเมนต์ที่สามารถเกิดคาร์บอนเนชั่นได้ เป็นต้น แสดงให้เห็นว่าหากจะพิจารณาอัตราการเกิดของปฏิริยานั้นจำเป็นต้องศึกษาถึงปัจจัยต่าง ๆ โดยละเอียด ซึ่งจากงานวิจัยที่ผ่านมาสามารถนำมาสรุปเกี่ยวกับปัจจัยของการเกิดคาร์บอนเนชั่นได้ดังนี้

1. ปริมาณน้ำในคอนกรีตซึ่งเป็นความสัมพันธ์โดยตรงกับความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศ โดยน้ำในคอนกรีตจะกีดขวางการเคลื่อนตัวของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ซึ่งเป็นตัวการสำคัญของการเกิดปฏิริยาการคาร์บอนเนชั่น
2. ความพรุนของคอนกรีต ซึ่งขึ้นอยู่กับสัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์ สภาพการบ่มคอนกรีต ความพรุนของมวลรวม และการทำให้แน่น ซึ่งความพรุนของคอนกรีตจะมีผลต่อปริมาณน้ำและความสามารถในการแพร่ของก๊าซ ซึ่งส่งผลโดยตรงต่อการเกิดคาร์บอนเนชั่น
3. ประเภทของซีเมนต์ และปริมาณของสารประกอบในซีเมนต์ที่สามารถเกิดการคาร์บอนเนชั่นได้

4. ความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศ ขึ้นอยู่สิ่งแวดล้อมและสถานที่ เช่น บริเวณที่มีการจราจรหนาแน่น หรือบริเวณนิคมอุตสาหกรรม ก็จะมีปริมาณความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศ สูงกว่าบริเวณอื่น ๆ

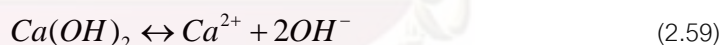


รูปที่ 2.24 คอนกรีตที่เกิดความเสียหายจากการเกิดคาร์บอนขึ้น

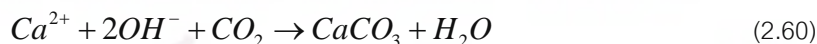
การเกิดคาร์บอนขึ้นในคอนกรีตส่วนใหญ่เกิดมาจากปฏิกิริยาระหว่างก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ( $CO_2$ ) และแคลเซียมไฮดรอกไซด์  $Ca(OH)_2$  ซึ่งมี น้ำ ( $H_2O$ ) ทำหน้าที่เป็นตัวกลางของการเกิดปฏิกิริยา สามารถเขียนเป็นสมการเคมีได้ ตามสมการที่ 2.58



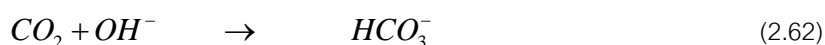
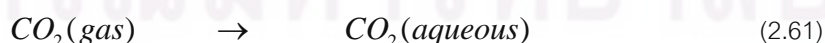
จากปฏิกิริยาข้างต้นอธิบายการเกิดอย่างเป็นขั้นตอนดังนี้ (Papadakis et. al. 1989) แคลเซียมไฮดรอกไซด์ จะละลายกับน้ำที่อยู่ในรูพรุน ดังสมการที่ 2.59

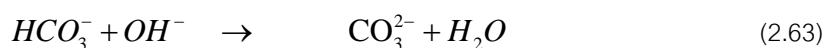


เกิดการแพร่ของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ผ่านรูพรุนในส่วนที่เป็นอากาศ โดยจะเคลื่อนตัวจากบริเวณที่มีความเข้มข้นสูง ไปสู่ที่มีความเข้มข้นต่ำ (แพร่จากผิวเข้าสู่เนื้อคอนกรีต) และจะละลายโดยน้ำที่อยู่ด้านในคอนกรีต จากนั้นจะทำปฏิกิริยากับสารละลาย แคลเซียมไฮดรอกไซด์ ดังสมการที่ 2.60



โดยมีขั้นตอนการทำปฏิกิริยา ดังต่อไปนี้





โดยแคลเซียมคาร์บอเนต ( $CaCO_3$ ) ที่เกิดขึ้นในรูปพูนของคอนกรีต จะลดความเป็นด่างของคอนกรีต โดยเริ่มจากผิวคอนกรีตจนกระทั่งถึงเหล็กเสริมดังรูป 2.25 เป็นเหตุให้เหล็กเสริมถูกกัดกร่อนได้ ทั้งนี้ความเร็วของการเกิดคาร์บอนเนชันนอกจากจะอยู่ที่ความหนาของคอนกรีตหุ้มผิวแล้ว ยังเกิดจากจำนวนรูปพูนของคอนกรีตที่สามารถทำให้เกิดแคลเซียมคาร์บอเนตด้วย

นอกจากแคลเซียมไฮดรอกไซด์ที่ทำปฏิกิริยากับคาร์บอนไดออกไซด์ซึ่งทำให้เกิดคาร์บอนเนชันในคอนกรีตดังที่ได้กล่าวมาในข้างต้นแล้ว ยังมีสารประกอบอีกหลายตัวที่สามารถทำปฏิกิริยาเคมีในเกิดคาร์บอนเนชันได้ เช่น แคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต ( $CSH$ ) ไตรแคลเซียมซิลิเกต ( $C_3S$ ) และ ไดแคลเซียมซิลิเกต ( $C_2S$ ) ของซีเมนต์เพสต์ ซึ่งสาร  $CSH$  สามารถทำปฏิกิริยาได้ในสภาวะที่ไม่มีน้ำในรูปพูนของคอนกรีตได้ และปฏิกิริยาทางเคมีจาก  $C_3S$  และ  $C_2S$  จะไม่เกิดขึ้นถ้าปฏิกิริยาไฮเดรชันเกิดขึ้นอย่างสมบูรณ์ แต่อย่างไรก็ตามจากการศึกษาของ Steinour (1988) พบว่าสารเคมีในคอนกรีตที่มีความสำคัญในการเกิดคาร์บอนเนชันมากที่สุดคือแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ( $Ca(OH)_2$ ) เนื่องจากคาร์บอนไดออกไซด์จะทำปฏิกิริยากับแคลเซียมไฮดรอกไซด์เป็นอันดับแรก และจะทำปฏิกิริยากับสารอื่น ๆ เมื่อค่า pH ต่ำกว่า 12.4 ซึ่งยืนยันผลจากการทดลองของ Papadakis (1991) พบว่าอัตราส่วนค่าคงที่ของปฏิกิริยา ระหว่างสาร แคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต กับ แคลเซียมไฮดรอกไซด์ มีค่าโดยประมาณ  $7.8 \times 10^{-3}$  แสดงให้เห็นว่าปฏิกิริยาหลักของการเกิดคาร์บอนเนชันมาจากสารแคลเซียมไฮดรอกไซด์

ภายหลังจากคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมเกิดคาร์บอนเนชัน ความเป็นด่างในเนื้อคอนกรีตลดลง ทำให้แผ่นฟิล์มที่ผิวหน้าของเหล็กเสริมที่มีความสามารถต้านทานการเกิดสนิมถูกทำลาย จึงทำให้เหล็กเสริมเกิดสนิมตามแบบทั่ว ๆ ไป ซึ่งมีลักษณะคล้ายกับการเกิดสนิมของเหล็กเปลือยภายใต้สภาวะความชื้น

การเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต (รูปที่ 2.26) จะเริ่มจากความเป็นด่างที่ลดลงของคอนกรีต หลังจากนั้นเหล็กจะเกิดปฏิกิริยาออกซิเดชันที่อโนด ทำให้เกิดประจุของเหล็ก ( $Fe^{2+}$ ) สามารถเขียนเป็นสมการได้ดังสมการที่ 2.65

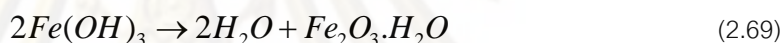
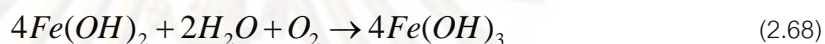
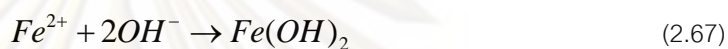


ปฏิกิริยาดังกล่าวทำให้พื้นที่บริเวณนั้นมีคุณสมบัติเป็นขั้วลบ ทำให้พื้นที่ผิวเหล็กเสริมที่ติดกับพื้นที่อโนด เริ่มทำหน้าที่เป็นคาโทด อิเล็กตรอนที่เกิดขึ้น จะเคลื่อนตัวไปยังพื้นที่คาโทดหรือบริเวณที่แผ่นฟิล์มเหล็กยังไม่ถูกทำลาย ทำให้เกิดกระแสไฟฟ้า ( $i_{corr}$ ) ขึ้น และเมื่อมีออกซิเจนจะแพร่ผ่านคอนกรีตไปยังเหล็กเสริม

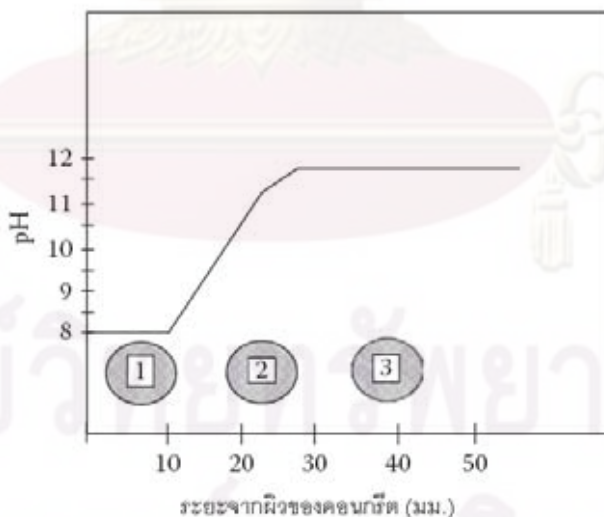
ออกซิเจนจะละลายรวมกับน้ำที่มีอยู่ในคอนกรีต และทำปฏิกิริยากับอิเล็กตรอนจากเหล็กเสริม เกิดเป็นประจุของไฮดรอกซิล ดังสมการที่ 2.66



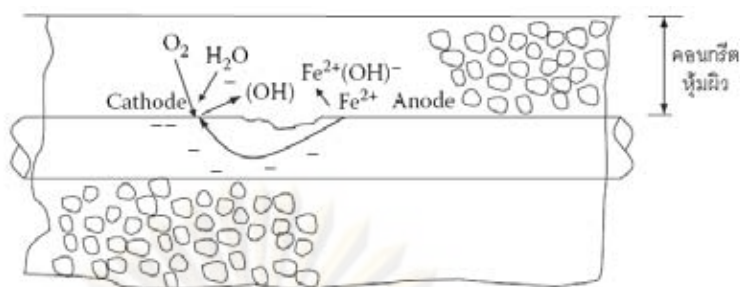
จากนั้นกระแสไฟฟ้าจะไหลผ่าน สารละลายอิเล็กโทรไลต์ภายในเนื้อคอนกรีต และประจุของไฮดรอกซิลที่เคลื่อนตัวเข้ามาถึงพื้นที่อาโนดจะรวมตัวกับ  $Fe^{2+}$  ทำให้เกิดสนิมเหล็กดังสมการที่ 2.67-2.69



จากปฏิกิริยาการเกิดสนิมจะเห็นได้ว่าออกซิเจนเป็นสิ่งจำเป็นต่อขบวนการ ออกซิเจนจะถูกนำมาใช้ทั้งในพื้นที่ของ อาโนด และ คาโทด ดังนั้นการขาดออกซิเจนไปในบริเวณดังกล่าวจะช่วยลดการเกิดสนิมได้



รูปที่ 2.25 การสูญเสียความเป็นด่างในเนื้อคอนกรีตจากการเกิดคาร์บอนขึ้น



รูปที่ 2.26 การเกิดสนิมของเหล็กเสริมเนื่องจากเกิดคาร์บอนเนชั่น

### 2.3.6 การประเมินอายุการใช้งานที่เหลือของสะพานจากการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเนื่องจากคอนกรีตเกิดคาร์บอนเนชั่น

หลักการประเมินความเสียหายจากการเกิดสนิมในเหล็กเสริมจากคาร์บอนเนชั่น สามารถแบ่งช่วงของความเสียหายออกเป็น 2 ช่วง คือ ช่วงเวลาเริ่มต้น และช่วงเวลากัดกร่อน โดยทั้งสองช่วงจะมีระยะเวลาของการเกิดกระบวนการที่แตกต่างกัน ซึ่งมีหลักการดังนี้

#### 1. ช่วงเวลาเริ่มต้น

ช่วงเริ่มต้น (initial period) เป็นช่วงเวลาของการเกิดคาร์บอนเนชั่นของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม โดยมีระยะเวลาดังแต่การก่อสร้างสะพานเสร็จ ถือเป็นจุดเริ่มต้นที่คอนกรีตเริ่มถูกผลกระทบจากสิ่งแวดล้อมทำให้คอนกรีตเริ่มเกิดปฏิกิริยาคาร์บอนเนชั่น โดยการเกิดจะเริ่มจากที่ผิวและต่อเนื่องไปจนกระทั่งเนื้อคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมเกิดคาร์บอนเนชั่นอย่างสมบูรณ์ แต่ในช่วงเวลานี้เหล็กเสริมยังอยู่ในสภาวะไม่ถูกกระตุ้น ฟิล์มที่ป้องกันการเกิดสนิมของเหล็กเสริมยังคงทำงานอยู่แต่เริ่มถูกทำลายจากความเป็นด่างของคอนกรีต ซึ่งเหล็กเสริมในช่วงนี้ยังไม่เกิดสนิมหรือมีอัตราการเกิดสนิมที่น้อยมาก

การประเมินระยะเวลาของการเกิดช่วงเริ่มต้น ในการศึกษาครั้งนี้ได้ใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่เสนอโดย CEB-FIP (1997) ซึ่งได้ให้แบบจำลองเพื่อประเมินเวลาของการเกิดคาร์บอนเนชั่นของคอนกรีต โดยแบบจำลองได้พิจารณาตามความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของคาร์บอนเนชั่น (carbonation depth) ในคอนกรีตเทียบกับระยะเวลา ดังสมการที่ 2.70 และได้กำหนดค่าพารามิเตอร์ตามสภาพการใช้งานของผิวคอนกรีตดังตารางที่ 2.1

$$x_{cb} = \sqrt{2 \cdot \psi_1 \cdot \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot C_{cb,s} \cdot \sqrt{\frac{D_{cb}}{a} \cdot t \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^\nu}} \quad (2.70)$$

โดยที่	$x_{cb}$	คือ ความลึกของการเกิดคาร์บอนเนชั่น
	$\psi_1$	คือ พารามิเตอร์ของภูมิภาค เช่น ความชื้น
	$\psi_2$	คือ พารามิเตอร์ของการบ่มคอนกรีต
	$\psi_3$	คือ พารามิเตอร์การแยกตัวของคอนกรีต
	$\psi$	คือ พารามิเตอร์ของภูมิภาคขึ้นอยู่กับสภาพการใช้งาน (เปียกชื้นตลอด แห่ง)
	$C_{cb;s}$	คือ ความชื้นของการก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศ
	$D_{cb}$	คือ สัมประสิทธิ์การแพร่ของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในคอนกรีต
	$a$	คือ ปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่ทำให้คอนกรีตหนึ่งหน่วยปริมาตรเกิดคาร์บอนเนชั่นโดยสมบูรณ์
	$t_0$	คือ ระยะเวลาที่อ้างอิง (1 ปี)
	$t$	คือ ระยะเวลาของการใช้งานสะพาน

ตารางที่ 2.1 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองคาร์บอนเนชั่นที่เสนอโดย CEB-FIP (1997)

กรณี	I	II	III	IV	V
การบ่ม	แย	ดี	ดี	ดี	ดี
$\psi_1$	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6
$\psi_2$	2.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$\psi_3$	1.5	1.2	1.2	1.0	1.0
$\psi$	0.3	0.3	0.2	0.1	0.05

I, II: ตำแหน่งอยู่กลางแจ้ง

III: ตำแหน่งเปียกเมื่อฝนตกสาดใส่

IV, V: ตำแหน่งอยู่ในที่ร่ม ไม่เปียกเมื่อฝนตก

### สัมประสิทธิ์การแพร่ของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์

ค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ประสิทธิผลของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในเนื้อคอนกรีตขึ้นอยู่กับตัวแปรจำนวนมาก เช่น สัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์ สภาพการบ่มแน่น ชนิดและสัดส่วนของส่วนประกอบของซีเมนต์ และสภาพแวดล้อม แต่จากตัวแปรทั้งหมดสามารถสรุปลดลงเหลือเพียง 3 องค์ประกอบได้แก่ ความพรุน ความชื้นสัมพัทธ์ และสัดส่วนของส่วนประกอบของซีเมนต์ โดย CEB-FIP (1997) ได้เสนอค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ประสิทธิผล เขียนเป็นสมการที่ 2.71

$$D_{cb} = B \cdot C \cdot \varepsilon^{4.5} \cdot (1 - RH^{10})^5 \quad (2.71)$$

เมื่อ	$D_{cb}$	คือ สัมประสิทธิ์การแพร่ประสิทธิผลของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (ตร.ม./วินาที)
	$B$	คือ ค่าคงที่มีค่าเท่ากับ $6.8 \times 10^{-9}$ เมตร <sup>5</sup> /วินาที
	$C$	คือ ปริมาณซีเมนต์ในคอนกรีตหนึ่งหน่วยปริมาตร
	$\varepsilon$	คือ ความพรุนของซีเมนต์โพสท์
	$RH$	คือ ค่าความชื้นสัมพัทธ์ (%)

ปริมาณของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่ทำให้คอนกรีตหนึ่งหน่วยปริมาตรเกิดคาร์บอนเนชั่นโดยสมบูรณ์

การเกิดปฏิกิริยาคาร์บอนเนชั่นในคอนกรีตจำเป็นต้องใช้ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในการทำปฏิกิริยา ประกอบกับปริมาณสารเคมีที่อยู่ในซีเมนต์ที่สามารถเกิดปฏิกิริยาคาร์บอนเนชั่นได้ โดยปริมาณของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่ต้องใช้จึงสามารถคำนวณได้จากสมการทางเคมีตามสัดส่วนของสารประกอบในซีเมนต์ ซึ่งใน CEB-FIP(1997) และ Papadakit et al. (1990) ได้เสนอหลักการในการคำนวณหาปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์จากสมการทางเคมีของสารประกอบสองตัวในซีเมนต์คือ แคลเซียมไฮดรอกไซด์ ( $Ca(OH)_2$ ) และ แคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต ( $CSH$ ) แต่เนื่องจากอัตราส่วนการเกิดปฏิกิริยาของสารแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรตจะมีสัดส่วนการทำปฏิกิริยาน้อยมาก ทำให้ปริมาณของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่ใช้ในการปฏิกิริยาจะขึ้นอยู่กับปริมาณแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ดังนั้นในการศึกษานี้เพื่อให้การประเมินอายุการใช้งานอยู่ในด้านความปลอดภัย การคำนวณปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์จึงคำนวณจากปฏิกิริยาที่ทำกับสารแคลเซียมไฮดรอกไซด์เพียงสารประกอบเดียว เพื่อให้อัตราการเกิดคาร์บอนเนชั่นอยู่ในด้านของความปลอดภัย

คำนวณปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่ใช้ทำปฏิกิริยากับสารแคลเซียมไฮดรอกไซด์ จากการทราบปริมาณของไตรแคลเซียมซิลิเกต และไดแคลเซียมซิลิเกตก่อนเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันจะสามารถคำนวณหาปริมาณของแคลเซียมไฮดรอกไซด์ และแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต ได้จากสมการเคมี โดยสัดส่วนของสารประกอบซีเมนต์กำหนดให้เป็นตามตารางที่ 2.2 ซึ่งมวลโมเลกุลของไตรแคลเซียมซิลิเกต และไดแคลเซียมซิลิ



เกต มีค่าเท่ากับ 228 และ 172 กรัม ตามลำดับจะได้ปริมาณของแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ( $Ca(OH)_2$ ) ดังสมการที่ 2.72

$$[Ca(OH)_2] = \left[ \frac{3}{2} \times \frac{0.49}{228} + \frac{1}{2} \times \frac{0.25}{172} \right] \times 1000 \times C \quad (\text{โมล/ม.}^3 \text{ ของคอนกรีต}) \quad (2.72)$$

โดยที่  $C$  คือ ปริมาณซีเมนต์ในคอนกรีตหนึ่งหน่วยปริมาตร

จากสมการที่ 2.58 แสดงถึงสัดส่วนของการทำปฏิกิริยา ระหว่างก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ กับ แคลเซียมไฮดรอกไซด์ ทำให้ทราบปริมาณของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ที่ใช้ทำปฏิกิริยาเคมีคือ

$$[C_{CH}] = [Ca(OH)_2] \quad (\text{โมล/ม.}^3 \text{ ของคอนกรีต})$$

โดยที่  $[C_{CH}]$  คือ ปริมาณแคลเซียมไฮดรอกไซด์ที่ทำปฏิกิริยา

จึงสามารถคำนวณปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ได้จากสมการที่ 2.73

$$[Ca(OH)_2] = \left[ \frac{3}{2} \times \frac{0.49}{228} + \frac{1}{2} \times \frac{0.25}{172} \right] \times 1000 \times C \times \frac{44}{1000} \quad (\text{กก./ม.}^3)$$

$$[Ca(OH)_2] = 0.1738C \quad (2.73)$$

ตารางที่ 2.2 ปริมาณโดยน้ำหนักของสารประกอบในซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

ชนิดของซีเมนต์	คุณสมบัติ	ก่อนการเกิดไฮเดรชัน				ผลิตภัณฑ์	
		$C_3S$	$C_2S$	$C_3A$	$C_4AF$	$Ca(OH)_2$	$CSH$
I	ใช้งานทั่วไป	49	25	12	8	21.13	61.75
II	ปรับเพิ่มเพื่อใช้งานทั่วไป	46	29	6	12	19.69	63.50
III	กำลังสูง	56	15	12	8	22.47	57.00
IV	ความร้อนต่ำ	30	46	5	13	15.08	68.50
V	ป้องกันซัลเฟต	43	36	4	12	20.23	68.25

### 1 ช่วงเวลาการกัดกร่อน

ช่วงกัดกร่อน (corrosion period) คือช่วงที่เหล็กเสริมเริ่มเกิดสนิมทำให้สูญเสียหน้าตัดในการรับแรง โดยช่วงเวลานี้จะเริ่มนับตั้งแต่ฟิล์มออกไซด์ที่เคลือบเหล็กเสริมอยู่เสื่อมสภาพ (passive) ทำให้เหล็กเสริมไม่มีอะไรป้องกันประกอบกับในอากาศมีความชื้น และก๊าซออกซิเจนจึงทำให้เกิดปฏิกิริยาของสนิมเหล็กได้ โดยระยะเวลาของช่วงนี้สามารถคำนวณได้จากสมการการกัดกร่อนเหล็กของสนิมซึ่งให้ไว้ใน ACI 222R โดยได้เสนอตามหลักการของฟาราเดย์ ดังสมการที่ 2.74

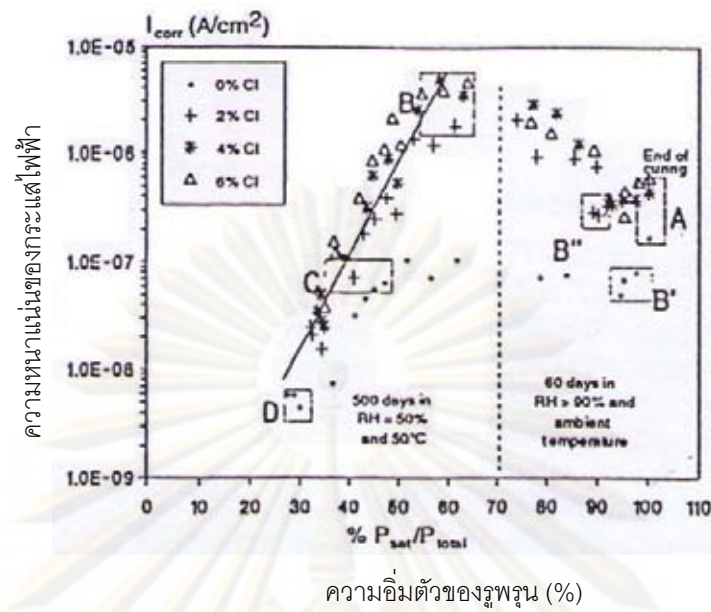
$$M = \frac{i_{corr} t A_w}{nF} \quad (2.74)$$

โดยที่

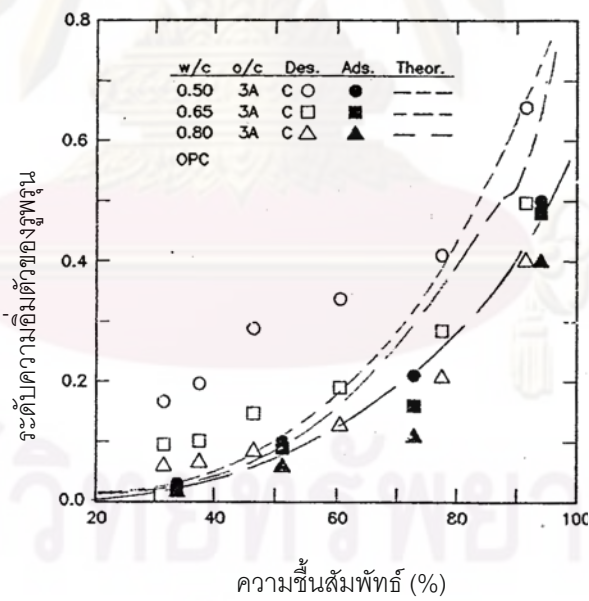
- $M$  คือ น้ำหนักที่หายไปจากการกัดกร่อน
- $i_{corr}$  คือ ความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้า
- $A_w$  คือ น้ำหนักมวลโมเลกุล
- $n$  คือ จำนวนประจุอิเล็กตรอน (เท่ากับ 2 ตามสมการที่ 2.65)
- $F$  คือ ค่าคงที่ของฟาราเดย์ = 96,500
- $t$  คือ ระยะเวลาของการเกิดสนิม

#### ความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้า

จากสมการที่ 2.74 จะเห็นว่าค่าความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้า ( $i_{corr}$ ) เป็นตัวแปรเดียวที่เปลี่ยนแปลงได้ ดังนั้น ความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้าจึงเป็นตัวบ่งบอกอัตราการเกิดสนิมหรือ อัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีต ซึ่งในอดีตได้มีการทดสอบเพื่อวัดค่าความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้า ( $i_{corr}$ ) ที่เกิดขึ้นจากอิเล็กตรอนที่เคลื่อนตัวไประหว่างบริเวณ อานอด และ คาโธด ซึ่ง Gonzalez et.al.(1993) ได้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่าง ความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้า และสารละลายอิเล็กโทรไลต์ภายในรูพรุนคอนกรีต โดยพิจารณาถึงระดับความอิ่มตัวของรูพรุน ดังรูปที่ 2.27 โดยแบ่งตามสภาวะที่เป็นตัวควบคุมการกัดกร่อน แบ่งออกเป็น 3 ประเภท ได้แก่ 1.การควบคุมการกัดกร่อนโดยคาโธด (cathodic control) 2.การควบคุมการกัดกร่อนโดยอานอด (anodic control) 3.การควบคุมการกัดกร่อนโดยความต้านทาน (resistance control) นอกจากนี้จากงานวิจัยของ Papadaki et.al. (1991) พบว่าที่ความชื้นเดียวกัน ระดับความอิ่มตัวของรูพรุน จะขึ้นกับสัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์ (ดังรูปที่ 2.28) โดยสัดส่วนของน้ำต่อซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น จะทำให้ระดับอิ่มตัวของรูพรุนลดลง



รูปที่ 2.27 อิทธิพลของระดับความชื้นตัวของรูพรุนที่มีต่ออัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริม



รูปที่ 2.28 ผลกระทบของความชื้นสัมพัทธ์ต่อระดับความชื้นตัวของรูพรุน

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## บทที่ 3

### การทดสอบภาคสนามและการประเมินความถูกต้องของการหาน้ำหนัก

จากผลการทดสอบการหาน้ำหนักของรถบรรทุกคณะเคลื่อนที่บนสะพานที่ผ่านมาของ ปาลพิพัฒน์ (2006) ได้ใช้เทคนิคการหาน้ำหนักรถบรรทุกจากโมเมนต์ดัดของสะพานโดยปราศจากการตรวจจับเพลลา (Free Axle Detector; FAD) โดยในการศึกษาครั้งนี้จะนำเทคนิคดังกล่าว มาใช้ในการหาน้ำหนักของรถที่วิ่งผ่านสะพานในภาคสนาม เพื่อศึกษาความถูกต้องของระบบการหาน้ำหนักรถ ในบทนี้จะกล่าวถึงผลการทดสอบจากรูปแบบการทดสอบทั้งหมดและผลการประเมินความถูกต้องของระบบการหาน้ำหนัก จากนั้นเมื่อได้ผลการประเมินที่มีความเชื่อถือในระดับหนึ่ง จึงทำการเก็บข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกในระยะยาวจากการจราจรจริง เพื่อหาข้อมูลน้ำหนักรถที่กระทำต่อสะพาน และทำการวิเคราะห์ผลของน้ำหนักรถบรรทุก ตลอดจนสรุปค่าน้ำหนักของรถบรรทุกที่เก็บได้ในระยะยาวเพื่อนำมาวิเคราะห์หาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน และวิเคราะห์ความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นต่อไป

#### 3.1 การเตรียมการทดสอบสะพานภาคสนาม

เพื่อให้ผลการทดสอบที่ได้ตรงตามความเป็นจริงกับน้ำหนักของรถที่กระทำต่อสะพาน พร้อมกับการทำการทดสอบเป็นไปอย่างสะดวก การเตรียมการทดสอบสะพานภาคสนาม จึงเป็นขั้นตอนที่สำคัญในการทดสอบครั้งนี้ ซึ่งจะประกอบด้วย การเลือกสะพานสำหรับใช้ในการทดสอบ ลักษณะของรถบรรทุกที่สัญจรบนสะพาน ตำแหน่งและขั้นตอนการติดตั้งเครื่องมือวัดสัญญาณ อุปกรณ์ต่างๆที่ใช้ในการทดสอบ ตลอดจนการมีด้านชั่งน้ำหนักรถบรรทุกในบริเวณอันใกล้ เพื่อให้สามารถศึกษาถึงปัจจัยต่างๆ ที่อาจมีผลกระทบต่อความถูกต้องในการหาน้ำหนักด้วยการทดสอบบนโครงสร้างสะพานจริงได้

##### 3.1.1 สะพานทดสอบ

โครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ตามแบบมาตรฐานของกรมทางหลวงนั้นมีหลายประเภท เช่น สะพานแผ่นพื้น (slab type) สะพานคอนกรีตอัดแรง (prestressing) ซึ่งจากการตรวจสอบข้อมูลจำนวนสะพานจากกรมทางหลวงพบว่า สะพานประเภทแผ่นพื้น (slab type) มีจำนวนทั่วประเทศมากกว่า 9000 สะพาน ดังนั้นในการทดสอบครั้งนี้จึงเลือกใช้สะพานแบบแผ่นพื้นในการทดสอบ เพื่อให้เกิดประโยชน์ในการนำไปประยุกต์ใช้ได้จำนวนมาก ทั้งนี้ในการเลือกสะพานทดสอบนอกจากจะเลือกชนิดของสะพานแล้ว ยังคงต้องคัดเลือกสะพานตัวอย่างที่จะใช้ในการทดสอบโดยหลักการในการเลือกสะพานตัวอย่างได้พิจารณาถึงปัจจัยหลายประการ เช่น ตำแหน่งที่ตั้งของสะพาน ความหนาแน่นของปริมาณรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน ความยาวของช่วงสะพานที่เหมาะสมเมื่อเปรียบเทียบกับขนาดรถบรรทุก ความสะดวกในการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ และปัจจัยที่สำคัญในการเลือกสะพานตัวอย่างครั้งนี้คือการมีด้านชั่งน้ำหนัก (weight station) อยู่ในระยะทางที่ไม่

ไกล เพื่อให้รถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานวิ่งเข้าซึ่งน้ำหนักที่ด้านซึ่ง ทำให้สามารถทำการเปรียบเทียบระหว่าง ข้อมูล น้ำหนักที่ระบบหาได้ กับข้อมูลน้ำหนักที่ได้จากด้านซึ่งได้

จากการสำรวจสะพานบนถนนเพชรเกษม (ทางหลวงแผ่นดินหมายเลข 4) ช่วงระหว่าง กรุงเทพฯ – ราชบุรี พบว่าสะพานข้ามคลองส่งน้ำที่ กม. 95.939 เป็นสะพานที่เหมาะสมในการใช้เป็นสะพานทดสอบ โดย สะพานอยู่ในความดูแลของ แขวงทางราชบุรี มีลักษณะเป็นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบแผ่นพื้น มีความ ยาวอยู่ในช่วงที่เหมาะสม สะพานยาวช่วงละ 10 เมตร ความหนาแน่นของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานเพียงพอต่อ การทดสอบ มีความสะดวกในการดำเนินการติดตั้งอุปกรณ์ในการทดสอบ และเป็นสะพานมีลักษณะโครงสร้าง ของสะพานตรงตามแบบมาตรฐานของกรมทางหลวง

สะพานทดสอบมีลักษณะเป็นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 2 ช่องทางจราจร (ต่อ 1 ทิศทาง) มี ช่วงสะพานทั้งหมด 4 ช่วง ยาวช่วงละ 10 เมตรมีความยาวรวมประมาณ 40 เมตร โดยรูปแบบโครงสร้างสะพาน ใช้ระบบแผ่นพื้นหล่อในที่ มีความหนารวมประมาณ 55 เซนติเมตร กว้าง 14 เมตร ผิวบนสะพานเททับหน้าด้วย ยางมะตอย โดยมีคานขวางแบบคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 70x50 เซนติเมตร<sup>2</sup> และเสาต่อมอสะพานเป็นเสา คอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 35x35 เซนติเมตร<sup>2</sup> ดังแสดงในรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 สะพานตัวอย่างที่ทำการทดสอบ

ภายหลังจากได้สะพานตัวอย่างจึงทำการสำรวจช่วงสะพาน เพื่อเลือกช่วงที่เหมาะสมในการติดตั้ง อุปกรณ์ทดสอบ ซึ่งได้เลือกช่วงสะพานที่ 4 เป็นช่วงสำหรับการทดสอบ (รูปที่ 3.2) โดยสาเหตุที่เลือกสะพานช่วง

นี้ เนื่องจากได้สะพานมีความเหมาะสมในการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบเพราะ มีความสูงเหมาะสมและไม่มีน้ำขังอยู่ จึงสะดวกในการทำงาน



รูปที่ 3.2 สะพานตัวอย่างช่วงที่ 4 ที่ใช้ในการทดสอบ

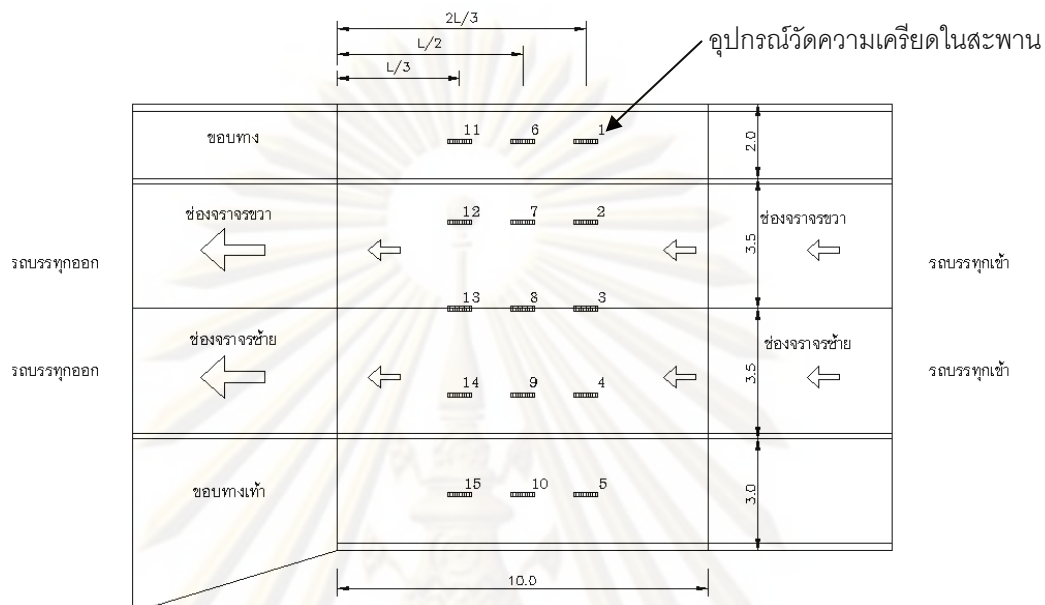
### 3.1.2 การติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดสำหรับสะพาน

ในการคำนวณน้ำหนักของรถบรรทุกจากโมเมนต์ดัดของสะพาน จะต้องทำการตรวจวัดผลตอบสนองของตัวสะพานภายใต้การเคลื่อนที่ผ่านของรถบรรทุกโดยอาจจะเป็นค่าความเร่งหรือค่าความเครียดก็ได้ ซึ่งในการศึกษานี้ได้ใช้การตรวจวัดค่าความเครียดในส่วนต่างๆ ของสะพานโดยการติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดในสะพานโดยใช้มาตรวัดความเครียด (strain gauge) สำหรับคอนกรีต เป็นตัวเก็บสัญญาณ

การทดสอบครั้งนี้ได้ทำการติดตั้งระบบเก็บข้อมูลทั้งหมดที่บริเวณใต้สะพาน โดยติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียด 3 ช่วง คือที่ตำแหน่ง  $L/3$   $L/2$  และ  $2L/3$  หรือ 3.33 เมตร 5.00 เมตร และ 6.66 เมตร ตามลำดับ ซึ่งจะติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดหน้าตัดละ 5 ตัวแบ่งตามช่องทางรถวิ่ง 2 ตัว กึ่งกลางสะพาน 1 ตัว และที่ได้ขอบของสะพานอีกสองข้างจำนวน 2 ตัว รวมเป็น 5 ตัวต่อหนึ่งหน้าตัด ดังนั้นจะต้องใช้มาตรวัดความเครียดติดได้สะพาน 15 ตัว ดังแสดงในรูปที่ 3.3 ซึ่งสาเหตุที่ติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดหลายตัวในแต่ละหน้าตัดนี้ก็เพื่อควบคุมผลของตำแหน่งในการวิ่งของรถบรรทุก ตลอดจนตรวจสอบพฤติกรรมการแอ่นตัวของสะพาน

โดยขั้นตอนการติดตั้งมาตรวัดความเครียด (strain gauge) กับใต้ท้องแผ่นพื้นสะพานมีขั้นตอนดังนี้ (รูปที่ 3.4) เริ่มจากการเตรียมพื้นที่ใต้สะพานซึ่งมีวัชพืชปกคลุมอยู่ โดยการถางออกเป็นบริเวณกว้างเพื่อให้มีความสะดวกในการทำงาน จากนั้นทำการติดตั้งนั่งร้านเพื่อเพิ่มความสูงในการขึ้นไปติดตั้ง strain gauge ตรวจสอบความแข็งแรงของนั่งร้านเพื่อความปลอดภัยในการทำงาน เมื่อตรวจสอบระบบรองรับเรียบร้อยแล้วจึงเข้าสู่กระบวนการติดตั้ง strain gauge เริ่มจากการขัดผิวคอนกรีตส่วนหน้าออกเพื่อให้ผิวคอนกรีตเรียบในระดับหนึ่ง จากนั้นทำการติด strain gauge ชนิดสำหรับคอนกรีต กับแผ่นพื้นสะพานในตำแหน่งที่ได้ระบุไว้ ติดตั้งกล่องปริจคอมพลีทชั่น และสายสัญญาณ (LAN) เข้าสู่ตู้คอนเทนเนอร์เพื่อเตรียมต่อเข้ากับอุปกรณ์คอมพิวเตอร์

ในการเก็บรวบรวมข้อมูลและทำการวิเคราะห์ผลต่อไป ทั้งนี้ในทุกขั้นตอนจำเป็นต้องมีการตรวจสอบสัญญาณเป็นระยะเพื่อไม่ให้เกิดความขัดข้องในภายหลัง



รูปที่ 3.3 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์วัดความเคียดใต้สะพาน



รูปที่ 3.4 ขั้นตอนการติดตั้งอุปกรณ์วัดความเคียดในสะพานเข้ากับแผ่นพื้นคอนกรีต

### 3.1.3 ระบบเก็บข้อมูลความเครียดและอุปกรณ์ทดสอบอื่น

#### 3.1.3.1 ระบบเก็บข้อมูลความเครียด

ระบบเก็บข้อมูลความเครียดที่ใช้ในการทดสอบครั้งนี้จะประกอบด้วยอุปกรณ์หลายชนิดดังแสดงในรูปที่ 3.5 โดยอุปกรณ์ที่สำคัญสำหรับการทดสอบประกอบด้วย อุปกรณ์วัดความเครียดได้สะพานกล่องบริจคอมพลีทชั่น (bridge completion) ดังแสดงในรูปที่ 3.5 ดาต้าลอคเกอร์ (data logger) ดังแสดงในรูปที่ 3.6 โดยมีรายละเอียดของระบบเก็บข้อมูลความเครียดดังนี้

เริ่มจากอุปกรณ์วัดความเครียดที่ได้แปะพื้นสะพานตรวจวัดค่าความเครียดที่เกิดขึ้นขณะรถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพาน โดยอุปกรณ์วัดความเครียดคือ มาตรการวัดความเครียด (strain gauge) ใช้หลักการของความต้านทานไฟฟ้า มีคุณสมบัติเปลี่ยนค่าตามการยืดและหดของตัว strain gauge ทำให้มีความต่างศักย์ไฟฟ้า และส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของความต่างศักย์ไฟฟ้าของวงจรถับ (bridge) ซึ่งวงจรถับจะส่งสัญญาณ อนุาลอค (analog signal) ผ่านสายแลน (สาย RJ-45) ไปยังดาต้าลอคเกอร์ (data logger) เพื่อทำการแปลงสัญญาณให้เป็นสัญญาณดิจิทัล (digital signal) ในการทดสอบนี้มีทั้งหมด 15 ช่องสัญญาณ โดยความถี่ที่ใช้เก็บสัญญาณมีค่าเท่ากับ 256 รอบต่อวินาที จากนั้นดาต้าลอคเกอร์ก็จะส่งสัญญาณดังกล่าวเข้าสู่เครื่องคอมพิวเตอร์ผ่านทางยูเอสบีพอร์ต (USB port) เพื่อทำการคำนวณหาหน้าหนรถบรรทุกต่อไป ดังแสดงรูปที่ 3.7 โดยข้อมูลสัญญาณจะบันทึกข้อมูลเป็นแฟ้มข้อมูลที่มีนามสกุล MAT ซึ่งเป็นแฟ้มข้อมูลของโปรแกรม MATLAB

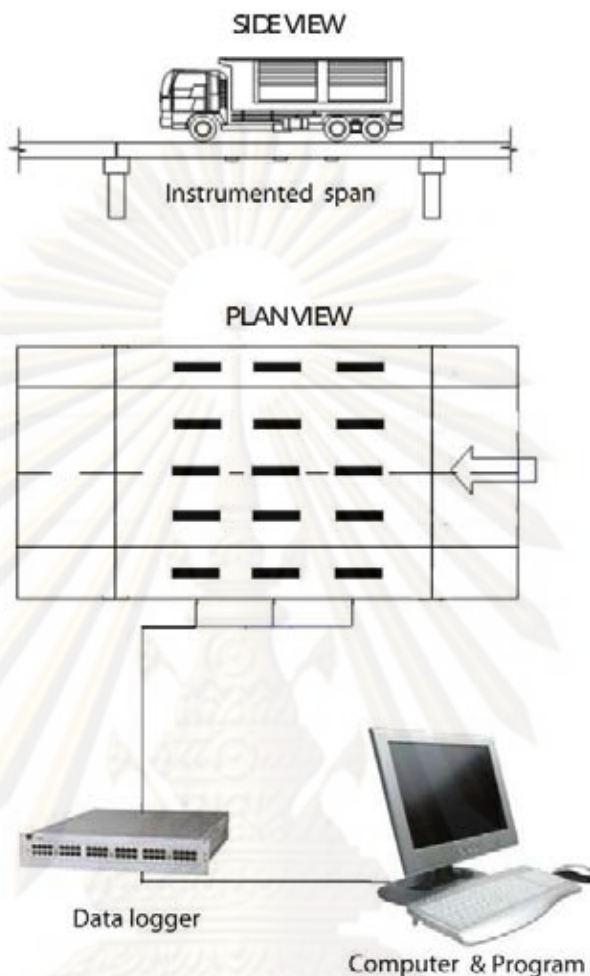


รูปที่ 3.5 รูปกล่องบริจคอมพลีทชั่น



รูปที่ 3.6 รูปดาต้าลอคเกอร์

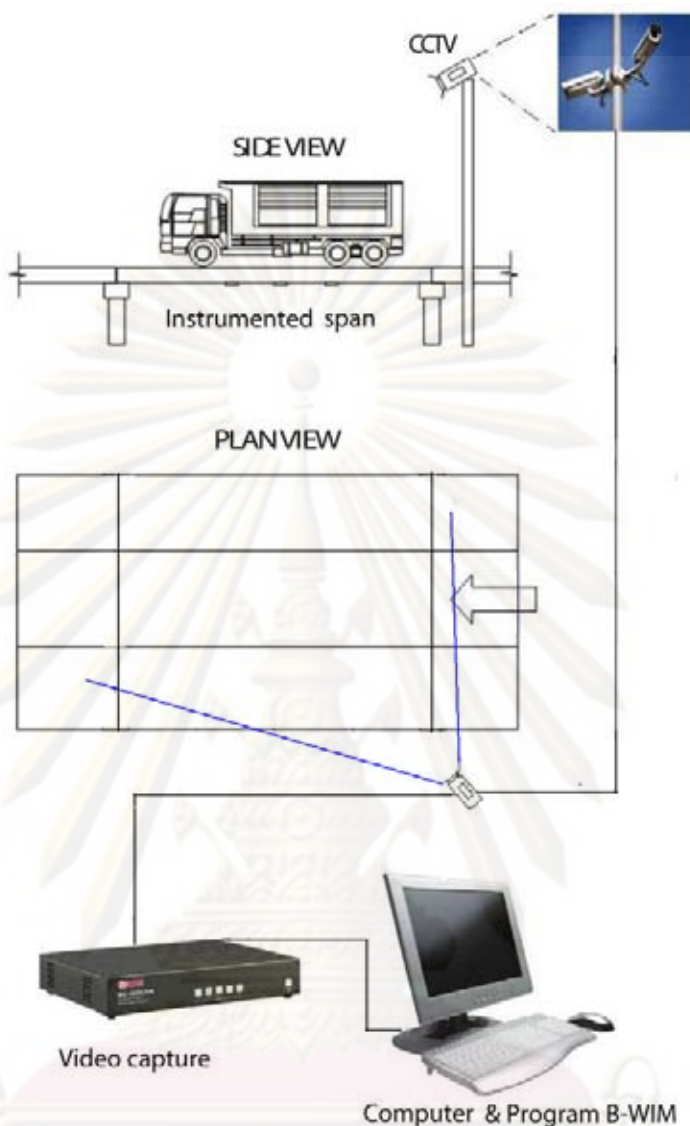




รูปที่ 3.7 แสดงแผนผังการทำงานของระบบเก็บข้อมูลความเครียด

### 3.1.3.2 อุปกรณ์บันทึกสัญญาณภาพขณะรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน

ในการทดสอบครั้งนี้ได้มีการบันทึกสัญญาณภาพขณะทดสอบด้วย (รูปที่ 3.8) เพื่อตรวจสอบลักษณะการเคลื่อนที่ของรถบรรทุกระหว่างการทดสอบว่ามีตำแหน่งการเคลื่อนที่ตามช่องจราจรตามขวางอย่างไร และทั้งยังสามารถตรวจสอบเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นทั้งหมดระหว่างการทดสอบได้ ซึ่งหลักการทำงานของระบบบันทึกภาพเริ่มจากกล้องวิดีโอ (CCTV) จับสัญญาณภาพขณะทำการทดสอบ (รูปที่ 3.9) โดยสัญญาณภาพจะส่งผ่านสายสัญญาณภาพ (สาย AV) ไปที่การ์ดแปลงสัญญาณ (card capture) เพื่อทำการแปลงสัญญาณอนาล็อก (analog signal) ให้เป็นสัญญาณดิจิทัล (digital signal) ก่อนทำการบันทึกเพิ่มข้อมูลลงในคอมพิวเตอร์ เพื่อเก็บไว้เป็นข้อมูลสำหรับการหาหน้าหนักต่อไป



รูปที่ 3.8 แสดงแผนผังการทำงานของระบบบันทึกภาพจากกล้องวิดีโอที่สน์



รูปที่ 3.9 กล้องวิดีโอที่ติดตั้งบนเสาไฟฟ้าข้างตู้คอนเทนเนอร์สำหรับเก็บภาพขณะทดสอบ

### 3.2 ประสิทธิภาพการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุก

รูปแบบการทดสอบภาคสนามเพื่อศึกษาประสิทธิภาพการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุก ในการทดสอบครั้งนี้ได้แบ่งการทดสอบออกเป็น 2 วิธี คือ การทดสอบโดยรถบรรทุกที่ทราบค่า และการทดสอบโดยการเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกกับด้านชั่งน้ำหนัก

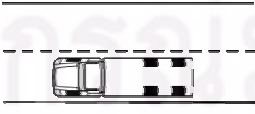
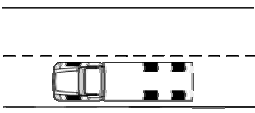
#### 3.2.1 ทดสอบโดยรถบรรทุกที่ทราบค่าน้ำหนัก

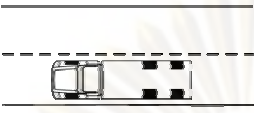
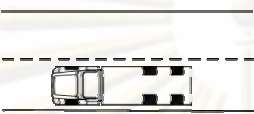
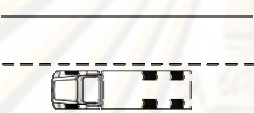

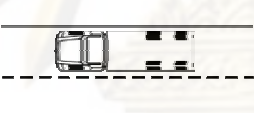
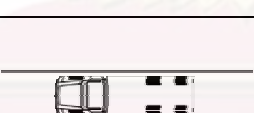
การทดสอบในครั้งนี้จะทำการทดสอบภาคสนามโดยเลือกใช้สะพานตัวอย่างในการทดสอบซึ่งมีความเหมาะสมในหลายด้านซึ่งได้กล่าวในหัวข้อ 3.1.1 เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของวิธีการหาน้ำหนักก่อนการใช้งาน ดังนั้นการหาน้ำหนักรถบรรทุกในการทดสอบภาคสนามครั้งนี้ จะทำการศึกษาดังตัวแปรต่างๆ ที่มีผลต่อการหาน้ำหนักคือ น้ำหนักของรถบรรทุก ความเร็วของรถบรรทุกในขณะวิ่งข้ามสะพาน และตำแหน่งช่องจราจรของการวิ่ง

โดยน้ำหนักรถบรรทุกสปีดจะแบ่งออกเป็น 2 ระดับ ได้แก่ น้ำหนักบรรทุกปานกลาง (Middle) และน้ำหนักบรรทุกตามพิคตของกฎหมาย (Heavy) เช่นเดียวกัน ในส่วนของความเร็วของรถบรรทุกในขณะวิ่งข้ามสะพานก็จะแบ่งออกเป็น 3 ระดับ ได้แก่ ระดับความเร็วของรถบรรทุกที่วิ่งช้า (low speed) ระดับความเร็วของรถบรรทุกที่วิ่งปกติ (normal speed) ระดับความเร็วของรถบรรทุกที่วิ่งเร็ว (high speed) ซึ่งจะทำการทดสอบทั้งหมดโดยวิ่งในช่องจราจรซ้าย (left lane) และ วิ่งในช่องจราจรขวา (right lane) เพื่อประเมินความถูกต้องของการหาน้ำหนัก โดยมีรายละเอียดการทดสอบภาคสนามดังตารางที่ 3.1

เนื่องจากในการทดสอบวิ่งรถบรรทุกช่องขวามีความอันตรายจากรถที่สัญจรไปมา เพราะเนื่องจากการทดสอบครั้งนี้ได้ทำการปิดการจราจรเพื่อทำการทดสอบ จึงไม่อาจทดสอบที่ความเร็วต่ำ และ ความเร็วปานกลางได้ ดังนั้นจึงสามารถทดสอบได้เฉพาะที่ความเร็วสูงเท่านั้น

ตารางที่ 3.1 รูปแบบการทดสอบสะพานโดยรถบรรทุกทดสอบ

การทดสอบ	ลักษณะช่องทางการวิ่ง	ระดับความเร็วของรถบรรทุก	น้ำหนักรถ (ตัน)
1		ช้า	20
2		ปกติ	20

การทดสอบ	ลักษณะช่องทางการวิ่ง	ระดับความเร็ว ของรถบรรทุก	น้ำหนัก (ตัน)
3		เร็ว	20
4		ช้า	25
5		ปกติ	25
6		เร็ว	25
7		เร็ว	20
8		เร็ว	25

### รถบรรทุกทดสอบ

จากรูปแบบการทดสอบภาคสนามได้ทำการทดสอบโดยใช้น้ำหนักบรรทุกทุก 2 ระดับ ได้แก่ น้ำหนักบรรทุกปานกลาง (ประมาณ 20 ตัน) และน้ำหนักตามพิกัดของกฎหมาย (ประมาณ 25 ตัน) ดังแสดงไว้ในตารางที่ 3.2 โดยได้ทำการชั่งน้ำหนักจากโรงโม่หินก่อนการทดสอบ ซึ่งมีใบรับรองน้ำหนักประกอบ ซึ่งใช้หาคลุกเป็นน้ำหนักในการบรรทุก รูปที่ 3.10 และมีขนาดของรถตามรูปที่ 3.11

ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติรถบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบ

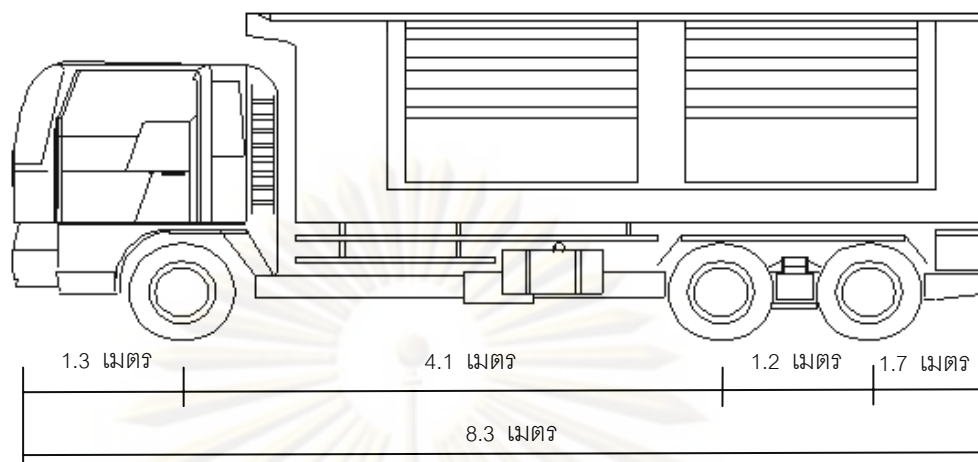
ลำดับ	น้ำหนักบรรทุก	วันที่ทดสอบ	ระยะเพลลา (ม.)	น้ำหนัก (กก.)		
				เพลลาหน้า	เพลลาหลัง	น้ำหนักรวม
1	ปานกลาง	12/3/2005	4.70	5950	14050	20000
2	หนัก	12/3/2005	4.70	6150	18850	25000

ในการทดสอบรถบรรทุกวิ่งด้วยความเร็ว 3 ระดับได้แก่ ระดับความเร็วของรถบรรทุกที่วิ่งช้า ระดับความเร็วของรถบรรทุกที่วิ่งปกติ ระดับความเร็วของรถบรรทุกที่วิ่งเร็ว ทำการทดสอบ 13 กรณีในช่องจราจรซ้าย และ 4 กรณีในช่องจราจรซ้าย รวมเป็นการทดสอบทั้งสิ้น 17 กรณี



รูปที่ 3.10 รถบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบหาน้ำหนักระบบ FAD B-WIM

ศูนย์วิจัยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

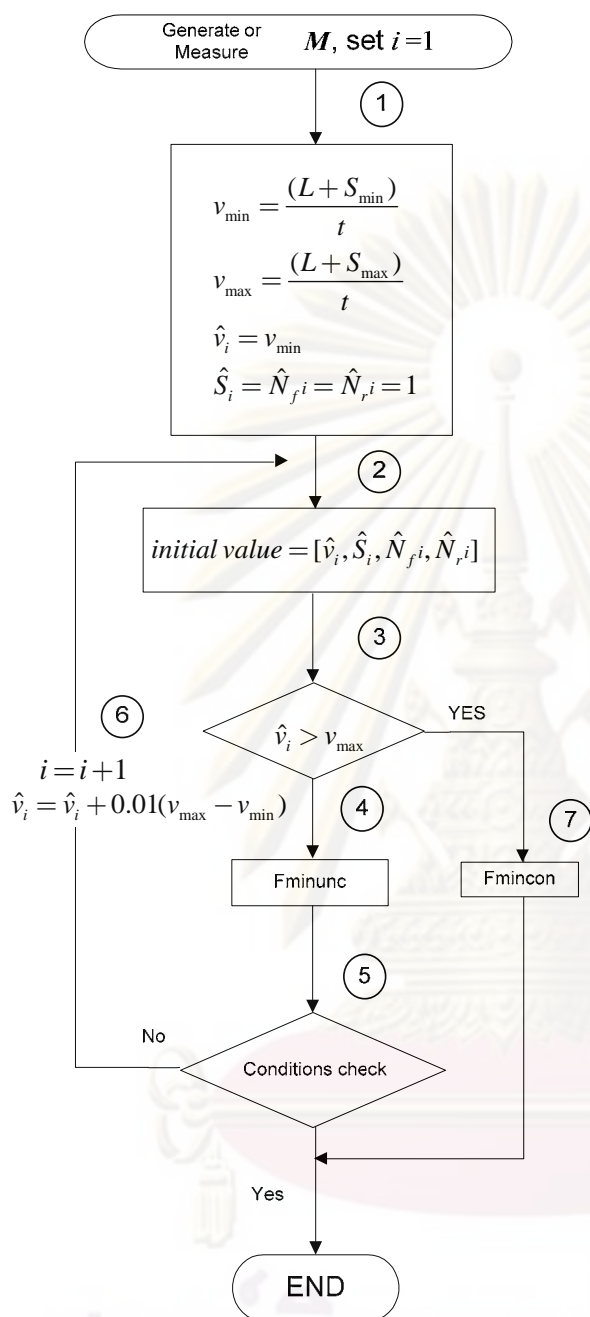


รูปที่ 3.11 ขนาดของรถบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบ

#### ผลการหาน้ำหนักรถบรรทุกจากผลการทดสอบภาคสนาม

การคำนวณหาน้ำหนักรถจากข้อมูลการทดสอบภาคสนามได้ทำการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบไม่ใช้ข้อมูลตำแหน่งรถ (free of axle detector หรือ FAD B-WIM) หรือ การคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกจากโมเมนต์ดัดของสะพาน ในหัวข้อนี้ใช้วิธีการคำนวณแบบใช้เงื่อนไขในการวนรอบการคำนวณ ซึ่งเป็นงานวิจัยของปาลพิพัฒน์ (2007) โดยใช้คำสั่ง Fminunc ซึ่งเป็นฟังก์ชันสำเร็จรูปในโปรแกรม MATLAB ซึ่งคำสั่ง Fminunc (Find minimum of unconstrained multivariable function) เป็นฟังก์ชันในการหาค่าต่ำที่สุดของอ็อบเจกทีฟฟังก์ชันโดยที่ไม่กำหนดขอบเขตของตัวแปร แต่ทั้งนี้เราสามารถกำหนดขอบเขตได้จากคำสั่งที่สร้างขึ้นเพื่อตรวจสอบค่าที่ได้ ในส่วนรายละเอียดของวิธีการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบใช้เงื่อนไขในการวนรอบการคำนวณ ที่เสนอใช้ในงานวิจัยนี้ได้อธิบายไว้ในหัวข้อที่ 2.1.2.3 ซึ่งขั้นตอนการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบใช้เงื่อนไขในการวนรอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.12 โดยทำการคำนวณจนกว่าจะได้ค่าที่อยู่ในขอบเขต และเงื่อนไขของตัวแปรที่กำหนดให้จึงจะถือว่าคำตอบที่ได้เป็นคำตอบที่ถูกต้อง

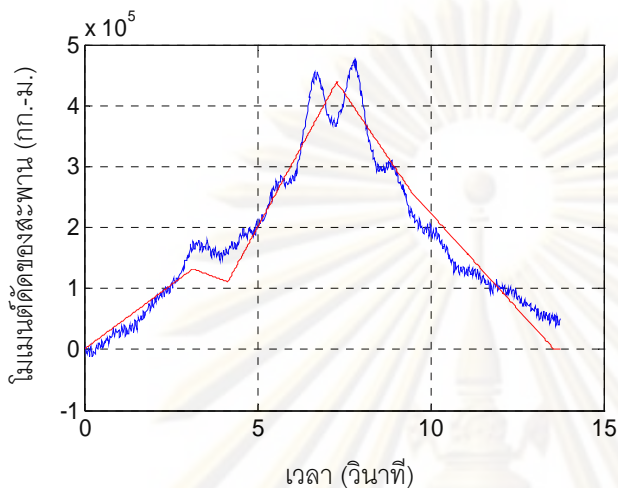
ผลการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบไม่ใช้ข้อมูลตำแหน่งรถกรณีวิ่งช่องทางซ้ายสะพาน และกรณีวิ่งช่องทางขวาของสะพาน แสดงดังตารางที่ 3.3 จากข้อมูลทั้งหมด 17 กรณี มี 2 กรณีที่ไม่สามารถหาน้ำหนักรถบรรทุกได้ คือ รถน้ำหนัก 25 ตัน และรถน้ำหนัก 20 ตัน วิ่งช่องทางขวา ซึ่งจากผลการคำนวณที่ได้ 15 ข้อมูลพบว่าความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักเพลาน้ำอยู่ในช่วง -30% ถึง +5% ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักเพลาลงอยู่ในช่วง -2% ถึง +13% และความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมอยู่ในช่วง -3% ถึง 4% โดยที่การเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักเพลาน้ำ น้ำหนักเพลาลง และน้ำหนักรวมของรถบรรทุกเทียบกับความเร็วได้แสดงในรูปที่ 3.14-3.16 ตามลำดับ



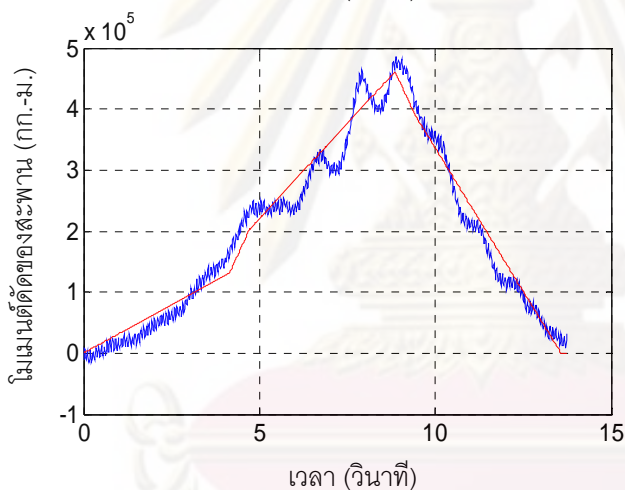
1. กำหนดค่าความเร็วน้อยที่สุด และค่าความเร็วมากที่สุดที่เป็นไปได้ โดยที่ กำหนดให้ค่าระยะห่างเพลาน้อยที่สุดเท่ากับ 2 เมตร และค่าระยะห่างเพลามากที่สุดเท่ากับ 12 เมตร รวมทั้ง กำหนดค่าเริ่มต้นในการคำนวณต่างๆ
2. ให้ค่าเริ่มต้นในการคำนวณ เท่ากับค่าที่กำหนดให้
3. ตรวจสอบเงื่อนไขความเร็วเริ่มต้น ว่ามีค่าเกินกว่าค่าความเร็วมากที่สุดหรือไม่
4. ทำการคำนวณหาหน้าหนักรถบรรทุก โดยใช้ฟังก์ชัน Fminunc
5. ตรวจสอบขอบเขต และเงื่อนไขที่ใช้ในการวนรอบได้แก่
  - 1)  $0 < \hat{v} \leq 100$  เมตร/วินาที
  - 2)  $1 < \hat{S} \leq 20$  เมตร
  - 3)  $1 < \hat{N}_f \leq 20$  ตัน
  - 4)  $1 < \hat{N}_r \leq 80$  ตัน
  - 5)  $\hat{N}_f / \hat{N}_r < 0.65$
6. ทำการวนรอบการคำนวณเมื่อคำตอบที่ได้ยังไม่อยู่ในเงื่อนไขที่กำหนด ด้วยการเพิ่มค่าความเร็วเริ่มต้นในการคำนวณ เพื่อใช้ในการคำนวณรอบถัดไป
7. หากคำตอบที่ได้ยังไม่อยู่ในเงื่อนไขในการคำนวณ แต่ความเร็วเริ่มต้นมีค่าเกินกว่าค่าความเร็วมากที่สุดที่เป็นไปได้ ให้คำนวณโดยใช้ฟังก์ชัน Fmincon แบบไม่ใช้เงื่อนไขในการวนรอบ และถือว่าคำตอบที่ได้เป็นคำตอบของกระบวนการนี้

รูปที่ 3.12 แผนผังการคำนวณหาหน้าหนักรถบรรทุกแบบใช้ขอบเขตและเงื่อนไขในการวนรอบ

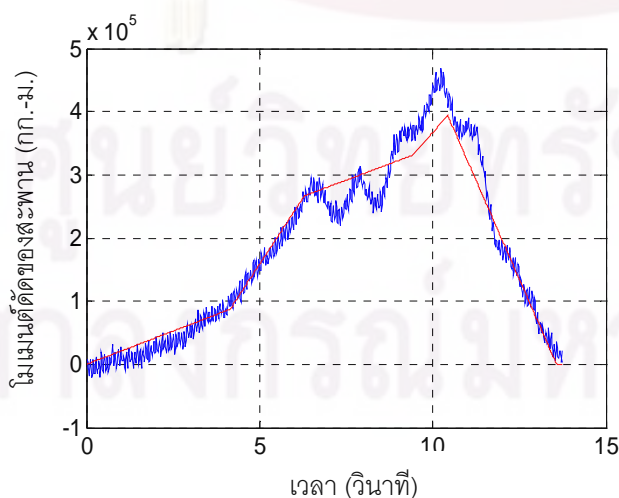
รูปที่ 3.13 แสดงตัวอย่างสัญญาณโมเมนต์ที่วัดได้จริง เทียบกับสัญญาณโมเมนต์ที่คำนวณได้ของการทดสอบกรณีที่ 1 ของกรณีรถบรรทุกวิ่งช่องทางซ้ายของสะพาน โดยที่รถบรรทุกมีความเร็ว 4.17 เมตร/วินาที (15.01 กม./ชม.) ระยะห่างเพลลา 4.7 เมตร น้ำหนักเพลลาหน้า 6.43 ตัน และน้ำหนักเพลลาหลัง 19.16 ตัน



รูปที่ 3.13ก โมเมนต์ตัดที่คำนวณได้  $\hat{m}_1(t)$  (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณโมเมนต์ตัดจริง,  $m_1(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ  $L/3$



รูปที่ 3.13ข โมเมนต์ตัดที่คำนวณได้  $\hat{m}_1(t)$  (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณโมเมนต์ตัดจริง,  $m_1(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ  $L/2$

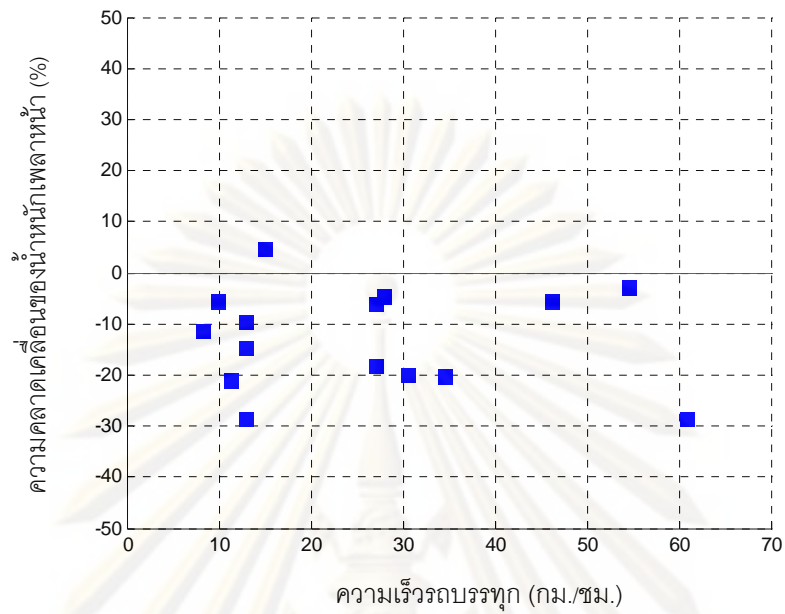


รูปที่ 3.13ค โมเมนต์ตัดที่คำนวณได้  $\hat{m}_1(t)$  (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับสัญญาณโมเมนต์ตัดจริง,  $m_1(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ  $2L/3$

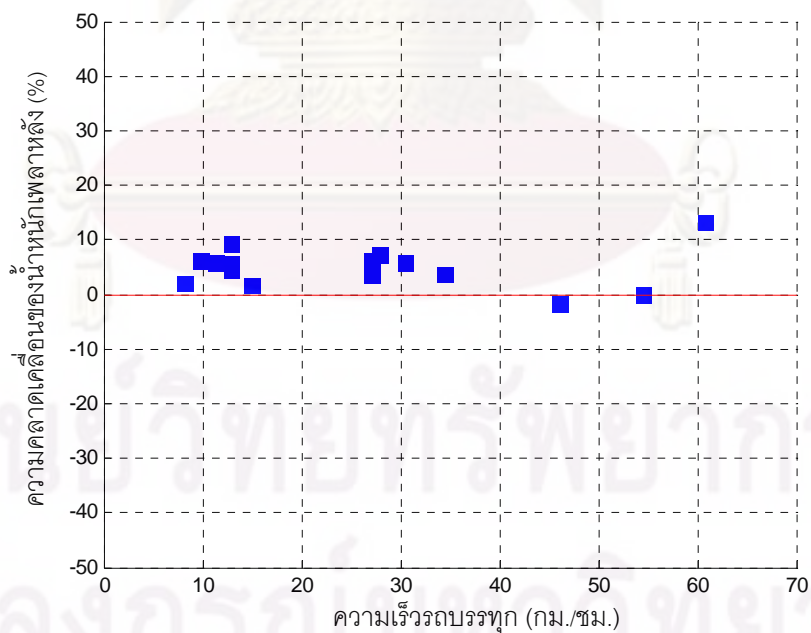


ตารางที่ 3.3 ผลการหาน้ำหนักและความเร็วของรถบรรทุกสิบล้อ

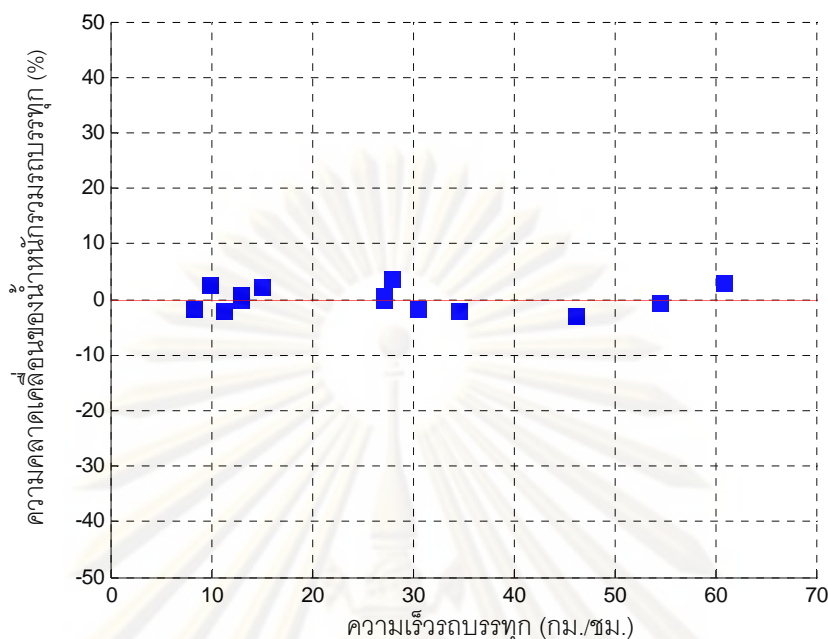
ระดับ ความเร็ว ของ รถบรรทุก	ความเร็ว	ระยะห่าง เพลลา	น้ำหนักเพลลาหน้า				น้ำหนักเพลลาหลัง				น้ำหนักรวม			
	$v$	$S$	$N_f$	$\hat{N}_f$	ความคลาดเคลื่อน		$N_r$	$\hat{N}_r$	ความคลาดเคลื่อน		$N_t$	$\hat{N}_t$	ความคลาดเคลื่อน	
	(กม./ชม)	เมตร	(ตัน)	(ตัน)	(ตัน)	%	(ตัน)	(ตัน)	(ตัน)	%	(ตัน)	(ตัน)	(ตัน)	%
ช้า	15.01	4.70	6.15	6.43	0.28	4.55	18.85	19.16	-0.88	1.64	25	25.58	0.58	2.32
	12.96	4.70	6.15	5.24	-0.91	-14.80	18.85	19.89	-0.57	5.52	25	25.14	0.14	0.56
	12.96	4.70	6.15	5.55	-0.6	-9.76	18.85	19.66	-0.88	4.30	25	25.21	0.21	0.84
	12.96	4.70	6.15	4.38	-1.77	-28.78	18.85	20.56	-0.50	9.07	25	24.94	-0.06	-0.24
	9.86	4.70	5.95	5.61	-0.34	-5.71	14.05	14.89	-0.46	5.98	20	20.5	0.5	2.5
	11.38	4.70	5.95	4.69	-1.26	-21.18	14.05	14.86	-0.47	5.77	20	19.55	-0.45	-2.25
	8.24	4.70	5.95	5.27	-0.68	-11.43	14.05	14.33	-0.96	1.99	20	19.61	-0.39	-1.95
ปานกลาง	27.25	4.70	6.15	5.02	-1.13	-18.37	18.85	19.98	-0.44	5.99	25	25	0	0
	34.56	4.70	6.15	4.9	-1.25	-20.33	18.85	19.55	0.34	3.71	25	24.45	-0.55	-2.2
	28.01	4.70	5.95	5.67	-0.28	-4.71	14.05	15.06	-1.14	7.19	20	20.73	0.73	3.65
	27.25	4.70	5.95	5.58	-0.37	-6.22	14.05	14.53	0.06	3.42	20	20.11	0.11	0.55
	30.49	4.70	5.95	4.75	-1.2	-20.17	14.05	14.85	-0.19	5.69	20	19.6	-0.4	-2
เร็ว	60.84	4.70	6.15	4.37	-1.78	-28.94	18.85	21.29	-0.68	12.94	25	25.66	0.66	2.64
	54.58	4.70	6.15	5.97	-0.18	-2.93	18.85	18.85	-0.03	0.00	25	24.82	-0.18	-0.72
	46.26	4.70	5.95	5.61	-0.34	-5.71	14.05	13.77	-0.17	-1.99	20	19.38	-0.62	-3.1



รูปที่ 3.14 ความคลาดเคลื่อนของน้ำหน้าเพลาน้ำที่คำนวณได้เทียบกับความเร็วจริง



รูปที่ 3.15 ความคลาดเคลื่อนของน้ำหน้าเพลาน้ำหลังที่คำนวณได้เทียบกับความเร็วจริง



รูปที่ 3.16 ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมที่คำนวณได้ของรถบรรทุกเทียบกับความเร็วจริง

จากรูปที่ 3.14 - 3.16 พบว่าน้ำหนักเพลาน้ำของรถบรรทุกมีค่าความคลาดเคลื่อนมากเนื่องจากน้ำหนักเพลาน้ำมีค่าน้อย (ประมาณ 4-6 ตัน) เมื่อนำความคลาดเคลื่อนมาคำนวณเป็นสัดส่วนจึงมีค่ามาก โดยความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักเพลาน้ำจะอยู่ในช่วงความคลาดเคลื่อนเป็นลบ หรือความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยเท่ากับ -13% ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักเพลาลังอยู่ในช่วงความคลาดเคลื่อนติดบวก หรือความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยเท่ากับ +5% และความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมจะกระจายในช่วงบวก และลบ อยู่ในช่วง  $\pm 4\%$  เมื่อพิจารณาความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักเพลาน้ำ น้ำหนักเพลาลัง และน้ำหนักรวมของรถบรรทุกเทียบกับความเร็วจะพบว่า ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักเพลาน้ำ และน้ำหนักรวมมีการกระจายตัวอย่างค่อนข้างสม่ำเสมอไม่เพิ่มขึ้น หรือลดลงอย่างชัดเจนเมื่อความเร็วของรถบรรทุกทดสอบเพิ่มขึ้น

### 3.2.2 ทดสอบโดยการเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกกับด้านชั่งน้ำหนัก

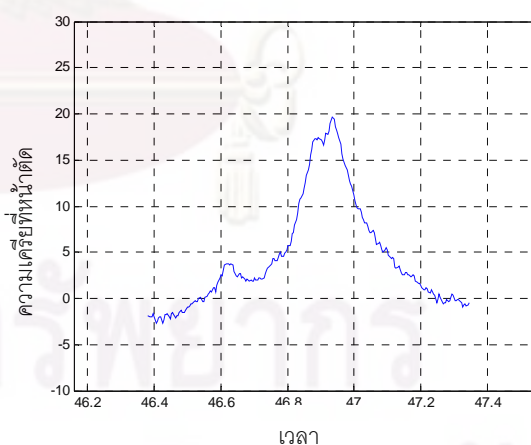
เนื่องจากสภาพการใช้งานจริงของสะพาน จะมีความหลากหลายของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน โดยมีความแตกต่างของประเภทรถ ความหลากหลายของความเร็ว หรือแม้แต่กระทั่งระยะห่างของเพลาล้อในรถประเภทเดียวกัน ซึ่งล้วนแล้วแต่มีผลกระทบต่อภาระน้ำหนักของรถบรรทุก ดังนั้นการทดสอบประสิทธิภาพระบบน้ำหนักบรรทุกจึงควรที่จะทดสอบจากสภาพการจราจรจริง โดยในการศึกษาครั้งนี้ได้ทำการทดสอบน้ำหนักจากระบบ B-WIM-FAD แล้วนำมาทำการเปรียบเทียบกับน้ำหนักที่ได้จากด้านชั่งน้ำหนัก โดยได้รับความอนุเคราะห์ข้อมูลน้ำหนักบรรทุกจาก สำนักงานควบคุมน้ำหนักยานพาหนะ กรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม เป็นข้อมูลข้อมูลที่ได้จะแสดงผลการชั่งน้ำหนัก เลขทะเบียนรถ ประเภทรถ

#### การทดสอบรถบรรทุกสิบล้อ

การคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกดังที่ได้กล่าวไว้เบื้องต้น ต้องใช้ข้อมูลภาพของรถบรรทุก และสัญญาณความเครียดที่เกิดขึ้น ดังรูปที่ 3.17 และรูปที่ 3.18 แสดงตัวอย่างสัญญาณโมเมนต์ที่วัดได้จริง เทียบกับสัญญาณโมเมนต์ที่คำนวณได้ของการทดสอบกรณีที่ 4 โดยที่รถบรรทุกมีความเร็ว 11.08 เมตร/วินาที (39.9 กม./ชม.) ระยะห่างเพลาล้อ 4.4 เมตร น้ำหนักเพลาล้อหน้า 3.92 ตัน และน้ำหนักเพลาล้อหลัง 17.98 ตัน และตารางที่ 3.3 แสดงตัวอย่างผลการหาน้ำหนักและความเร็วรถบรรทุกจากระบบ B-WIM FAD และค่าน้ำหนักรถที่ได้จากด้านชั่ง

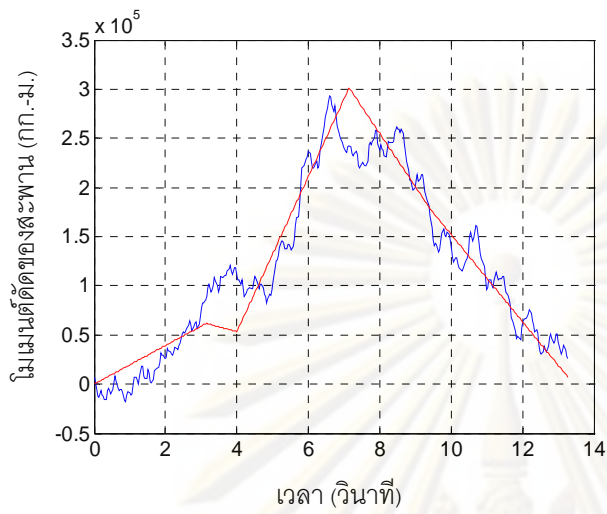


(ก)

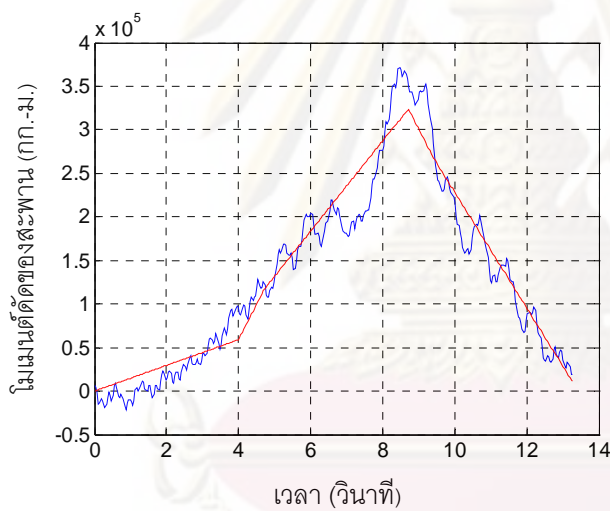


(ข)

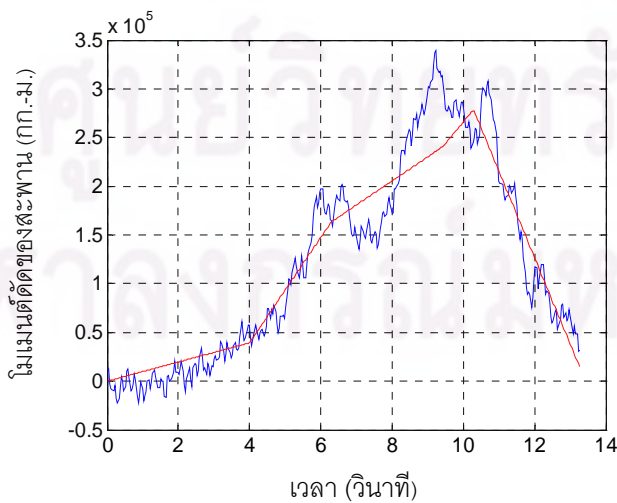
รูปที่ 3.17 ตัวอย่างรูปรถบรรทุก (ก) และสัญญาณความเครียดที่วัดได้ (ข)



รูปที่ 3.18ก โมเมนต์ตัดที่คำนวณได้  $\hat{m}_1(t)$  (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับ สัญญาณโมเมนต์ตัดจริง,  $m_1(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ  $L/3$



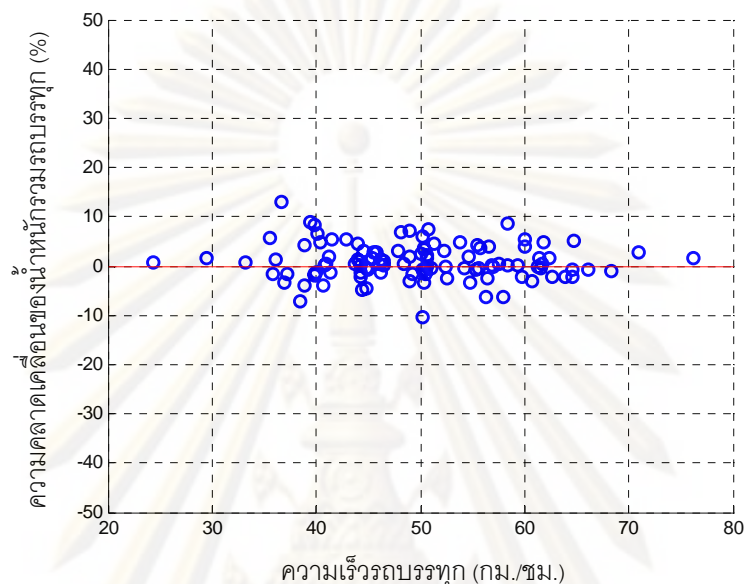
รูปที่ 3.13ข โมเมนต์ตัดที่คำนวณได้  $\hat{m}_1(t)$  (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับ สัญญาณโมเมนต์ตัดจริง,  $m_1(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ  $L/2$



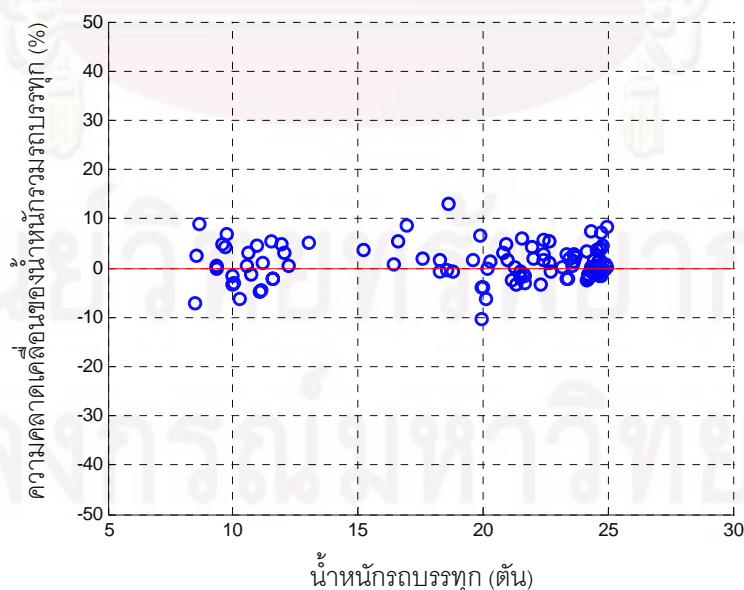
รูปที่ 3.13ค โมเมนต์ตัดที่คำนวณได้  $\hat{m}_1(t)$  (เส้นสีแดง) เปรียบเทียบกับ สัญญาณโมเมนต์ตัดจริง,  $m_1(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) ที่ระยะ  $2L/3$



ผลการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกแบบไม่ใช้ข้อมูลตำแหน่งรถกรณีทดสอบจากรถบรรทุกในสภาพจริงที่วิ่งผ่านสะพาน จำนวนรถบรรทุกทดสอบจำนวน 112 คัน โดยผลการคำนวณได้ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมอยู่ในช่วง -10% ถึง 14% โดยที่การเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนรวมของรถบรรทุกเทียบกับความเร็วและเทียบกับน้ำหนักที่ได้จากด้านข้างดังแสดงในรูปที่ 3.19 – 3.20 ตามลำดับ



รูปที่ 3.19 ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมที่คำนวณได้ของรถบรรทุกสิบล้อเทียบกับความเร็วจริง



รูปที่ 3.20 ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมที่คำนวณได้ของรถบรรทุกสิบล้อเทียบกับน้ำหนักจริง

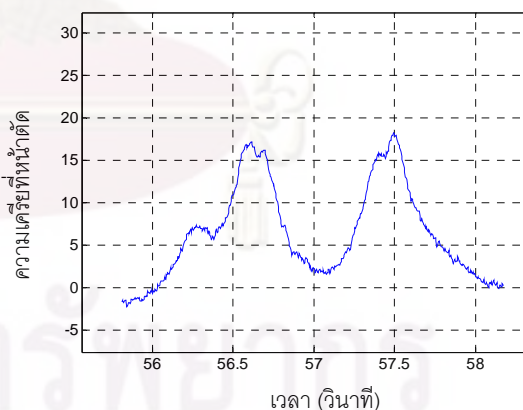
จากรูปที่ 3.19 - 3.20 เมื่อพิจารณาความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมของรถบรรทุก เทียบกับความเร็ว จะพบว่า ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักมีการกระจายตัวอย่างค่อนข้างสม่ำเสมอไม่เพิ่มขึ้น หรือลดลงอย่างชัดเจนเมื่อความเร็วของรถบรรทุกเพิ่มขึ้น เช่นเดียวกับการพิจารณาความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมของรถบรรทุก เทียบกับน้ำหนักของรถบรรทุกพบว่ามีการกระจายตัวอย่างค่อนข้างสม่ำเสมอ

#### การทดสอบรถบรรทุกกึ่งพ่วง

การคำนวณน้ำหนักรถบรรทุกกึ่งพ่วง ได้กล่าวถึงวิธีการหาน้ำหนักอย่างละเอียดไว้ในหัวข้อ 2.1.2.4 โดยรูปที่ 3.21 แสดงภาพรถบรรทุกกึ่งพ่วงที่ได้บันทึกไว้ในรูปแบบวิดีโอ และสัญญาณความเครียดของสะพานที่เกิดขึ้นจากรถบรรทุกกึ่งพ่วงในภาพ

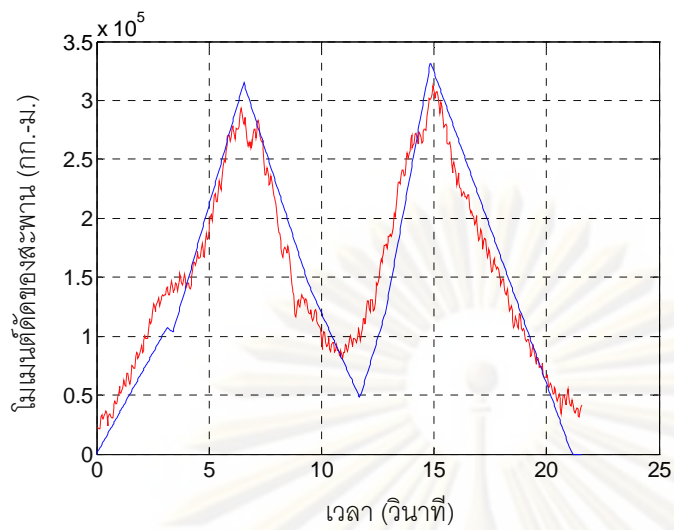
รูปที่ 3.22 แสดงตัวอย่างสัญญาณโมเมนต์ที่วัดได้จริง เทียบกับสัญญาณโมเมนต์ที่คำนวณได้ของการทดสอบกรณีนี้ 10 ของกรณีรถบรรทุกกึ่งพ่วงวิ่งในช่องทางซ้ายของสะพาน โดยที่รถบรรทุกมีความเร็ว 10.45 เมตร/วินาที (37.62 กม./ชม.) ระยะห่างเพลา 3.8 เมตรและ 8.3 เมตร น้ำหนักเพลาหน้า 6.54 ตัน น้ำหนักเพลากลาง 13.28 ตัน และ น้ำหนักเพลาหลัง 16.38 ตัน น้ำหนักรวมทั้งคัน 36.2 ตัน

โดยผลการคำนวณน้ำหนักรถบรรทุกกึ่งพ่วงจำนวน 23 คัน สามารถคำนวณหาน้ำหนักรถได้ 22 คัน โดยมีความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมอยู่ในช่วง -5% ถึง 8% โดยรูปที่ 3.23 แสดงค่าความคลาดเคลื่อนรวมของรถบรรทุกเทียบกับน้ำหนักที่ได้จากด่านซึ่ง โดยจะพบว่าความคลาดเคลื่อนอยู่ในเกณฑ์ที่ดี มีค่าความคลาดเคลื่อนค่อนข้างน้อย

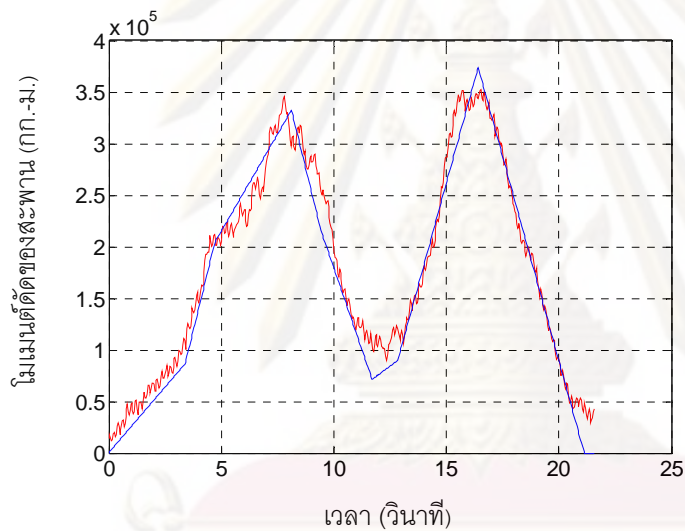


รูปที่ 3.21 ตัวอย่างรูปรถบรรทุกกึ่งพ่วง (ก) และสัญญาณความเครียดที่วัดได้ (ข)

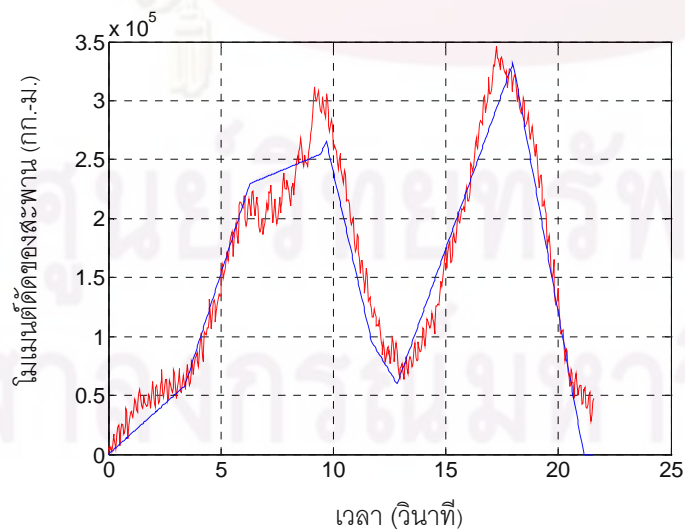




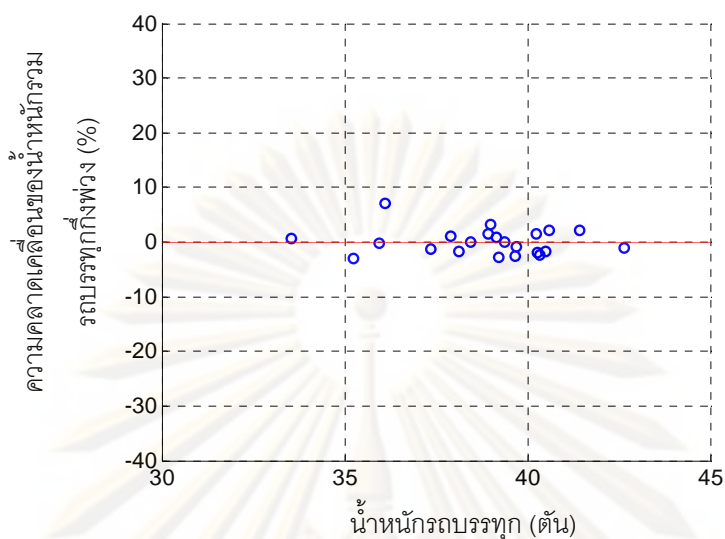
รูปที่ 3.22ก โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้,  $\hat{m}_1(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) เปรียบเทียบกับ โมเมนต์ดัดจริง,  $m_1(t)$  (เส้นสีแดง) ที่ระยะ  $L/3$



รูปที่ 3.22ข โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้,  $\hat{m}_1(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) เปรียบเทียบกับ โมเมนต์ดัดจริง,  $m_1(t)$  (เส้นสีแดง) ที่ระยะ  $L/2$



รูปที่ 3.22ค โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้,  $\hat{m}_1(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) เปรียบเทียบกับ โมเมนต์ดัดจริง,  $m_1(t)$  (เส้นสีแดง) ที่ระยะ  $2L/3$



รูปที่ 3.23 ความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมที่คำนวณได้ของรถบรรทุกกิ่งฟุ้งเทียบกับน้ำหนักจริง

### 3.3 การตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุกในระยะยาว

#### 3.3.1 การหาน้ำหนักรถบรรทุกจากสภาพการจราจรจริง

ในการทดสอบที่ผ่านมาของระบบการหาน้ำหนักรถบรรทุกขณะเคลื่อนที่ผ่านสะพานจากโมเมนต์ดัดโดยปราศจากการตรวจจับเพลลา(B-WIM-FAD) ได้มีการทดสอบทั้งระบบของแบบจำลองในคอมพิวเตอร์ และจากแบบจำลองย่อส่วน ซึ่งผลที่ได้อยู่ในค่าที่เหมาะสมในการใช้งาน และในการศึกษานี้ได้ยืนยันประสิทธิภาพการทดสอบในภาคสนามว่าสามารถใช้งานได้จริง ในหัวข้อนี้จึงจะกล่าวถึงการนำระบบการหาน้ำหนักมาใช้เก็บข้อมูลภาคสนามในระยะยาว เพื่อนำไปประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน และอายุการใช้งานสะพานต่อไป

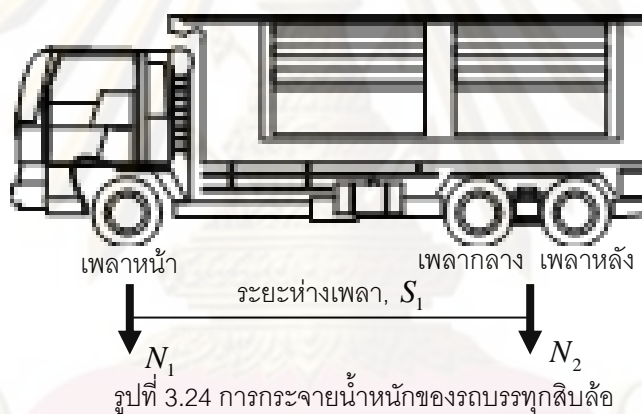
#### พารามิเตอร์ของรถบรรทุก

การหาข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกจากระบบ B-WIM-FAD ของรถที่วิ่งผ่านสะพานจำเป็นต้องทราบข้อมูลพื้นฐานของพารามิเตอร์ของรถบรรทุก เพื่อใช้ประกอบในการหาน้ำหนัก โดยในการทดสอบครั้งนี้ได้ใช้ข้อมูลทดสอบจากรถบรรทุก 3 ประเภทคือ รถบรรทุกสิบล้อ รถบรรทุกกิ่งฟุ้ง และรถบรรทุกฟุ้ง โดยทั้งสามประเภทนี้เป็นรถที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในการขนส่งสินค้า และวัสดุต่างๆ และที่สำคัญจากงานวิจัยที่ผ่านมา (ชัยชาญ, 1999) พบว่ารถบรรทุกทั้งสามประเภทนี้ก่อให้เกิดความเสียหายแก่สะพานในด้านการใช้งานมากที่สุด ดังนั้นในการศึกษานี้จึงเลือกพิจารณาเฉพาะรถบรรทุกทั้ง 3 ประเภท โดยข้อมูลพารามิเตอร์พื้นฐานของรถบรรทุกทั้ง

3 ประเภท เช่น น้ำหนักเพลาหน้า เพลากลาง และ เพลาหลัง น้ำหนักรวมของรถบรรทุก ระยะห่างของเพลา และ ความเร็วของรถบรรทุก รูปที่ 3.24 – 3.26 และตารางที่ 3.5-3.7 เป็นข้อมูลที่พบได้ในรถบรรทุกทั่วไปที่ใช้อยู่ในประเทศไทย โดยข้อมูลที่ได้จากการสำรวจมีดังต่อไปนี้

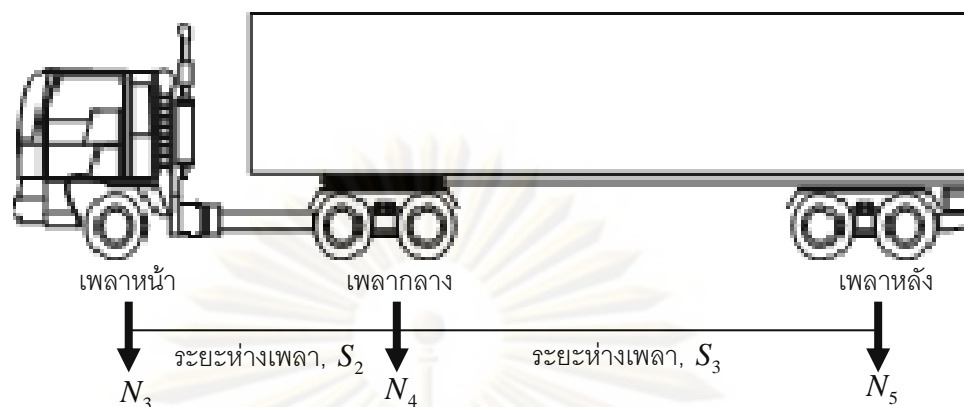
ตารางที่ 3.5 ค่าพารามิเตอร์รถบรรทุกสี่ล้อ

พารามิเตอร์	ค่าพื้นฐาน
น้ำหนักเพลาหน้า $N_1$	> 2.00 ตัน
น้ำหนักเพลากลางและเพลาหลัง $N_2$	> 8.00 ตัน
น้ำหนักรวม ( $N_1 + N_2$ )	> 10.00 ตัน
ระยะห่างเพลา, $S_1$	3.00-5.00 เมตร



ตารางที่ 3.6 ค่าพารามิเตอร์รถบรรทุกกึ่งพวง

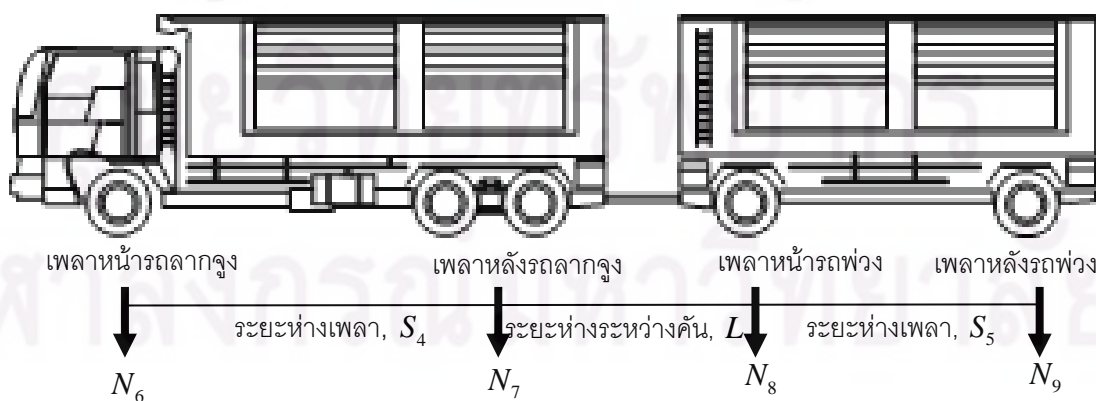
พารามิเตอร์	ค่าพื้นฐาน
น้ำหนักเพลาหน้า	> 2.00 ตัน
น้ำหนักเพลากลาง	> 8.00 ตัน
น้ำหนักเพลาหลัง	> 8.00 ตัน
น้ำหนักรวม	> 18.00 ตัน
ระยะห่างเพลา, $S_2$	2.00-4.00 เมตร
ระยะห่างเพลา, $S_3$	6.00-10.00 เมตร



รูปที่ 3.25 การกระจายน้ำหนักของรถบรรทุกกึ่งพ่วง

ตารางที่ 3.7 ค่าพารามิเตอร์รถบรรทุกพ่วง

พารามิเตอร์	ค่าพื้นฐาน
น้ำหนักเพลาน้ำรถลากจูง	> 2.00 ตัน
น้ำหนักเพลากลางรถลากจูง	> 8.00 ตัน
น้ำหนักเพลากลางรถพ่วง	> 2.00 ตัน
น้ำหนักเพลาลังรถพ่วง	> 2.00 ตัน
น้ำหนักรวม	> 14.00 ตัน
ระยะห่างเพลาน้ำ, $S_4$	3.00-5.00 เมตร
ระยะห่างระหว่างคัน, $L$	3.00-6.00 เมตร
ระยะห่างเพลาลัง, $S_5$	3.00-5.00 เมตร



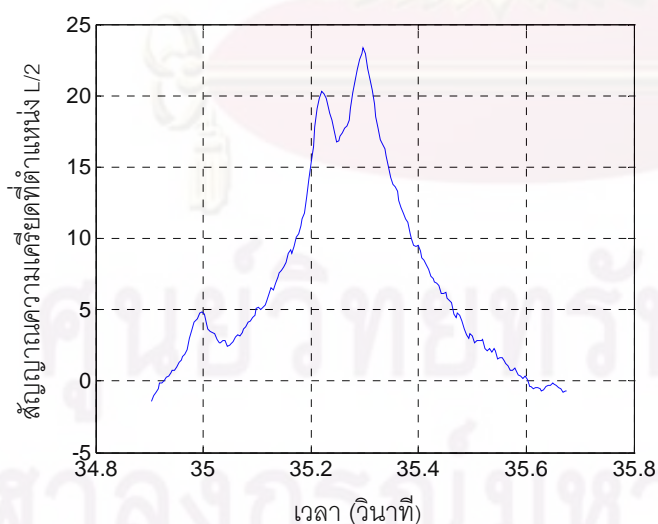
รูปที่ 3.26 การกระจายน้ำหนักของรถบรรทุกพ่วง

### 3.3.2 ผลการตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุกในระยะยาว

จากการเก็บข้อมูลสัญญาณที่เกิดขึ้นกับสะพานจากกระทำของรถบรรทุกในระยะเวลาานาน ทำให้ได้ข้อมูลเป็นจำนวนมาก ซึ่งเมื่อนำมาวิเคราะห์หาหน้าหนักรถบรรทุกก็จะได้ข้อมูลที่มีความหลากหลาย เป็นข้อมูลจากการจรวจจริง ซึ่งจะสะท้อนให้เห็นถึงความเสียหายที่เกิดขึ้นได้เป็นอย่างดี โดยข้อมูลที่เก็บได้แบ่งออกเป็น 2 ส่วนหลัก คือ กับข้อมูลสัญญาณภาพ (รูปที่ 3.27) ข้อมูลสัญญาณความเครียดของสะพาน (รูปที่ 3.28) ซึ่งข้อมูลทั้งสองจะมีความสัมพันธ์กันจาก เวลา วัน เดือน ปี ในขณะที่รถบรรทุกวิ่งผ่านสะพาน ซึ่งได้ข้อมูลทั้งสองนี้ก็จะสามารถนำมาหารรถบรรทุกได้

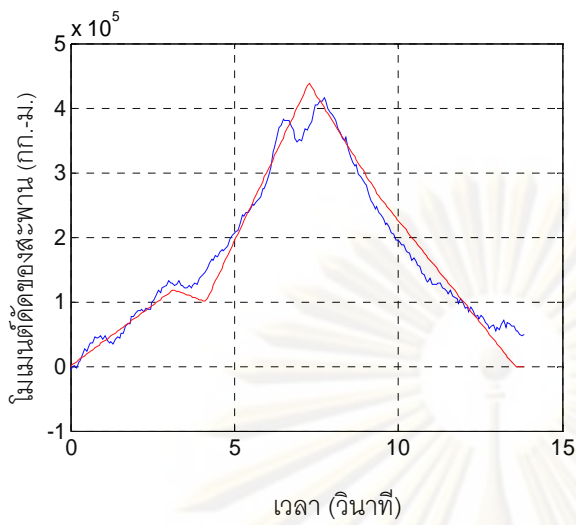


รูปที่ 3.27 สัญญาณภาพรถบรรทุกสับล้อที่บันทึกจากกล้องวงจรปิด

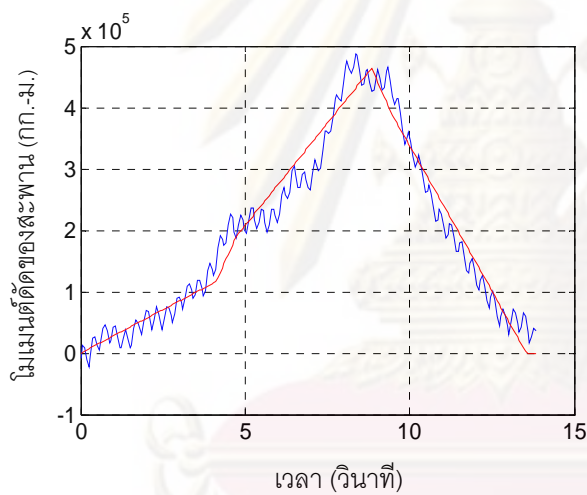


รูปที่ 3.28 สัญญาณความเครียดที่เกิดขึ้น จากรถบรรทุก เป็นสัญญาณที่ระยะ L/2

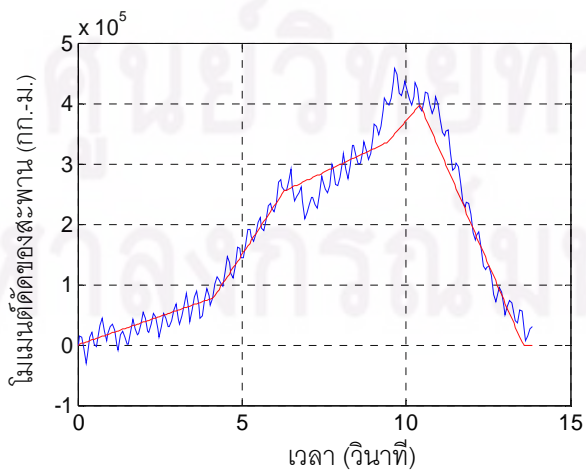
รูปที่ 3.29 แสดงตัวอย่างสัญญาณโมเมนต์ที่วัดได้จริง เทียบกับสัญญาณโมเมนต์ที่คำนวณได้ของการทดสอบกรณีที่ 65 ของกรณีรถบรรทุกวิ่งในช่องทางซ้ายของสะพาน โดยที่รถบรรทุกมีความเร็ว 15.83 เมตร/วินาที (57.0 กม./ชม.) ระยะห่างเพลลา 4.13 เมตร น้ำหนักเพลลาหน้า 5.75 ตัน และน้ำหนักเพลลาหลัง 19.36 ตัน



รูปที่ 3.29ก โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้,  $\hat{m}_1(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) เปรียบเทียบกับ โมเมนต์ดัดจริง,  $m_1(t)$  (เส้นสีแดง) ที่ระยะ  $L/3$

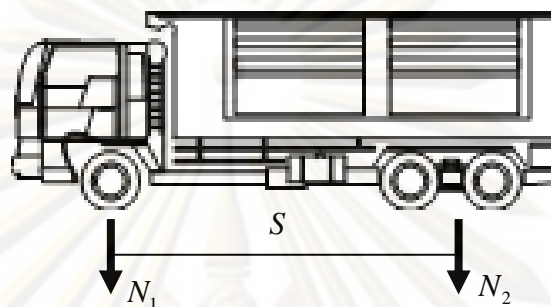


รูปที่ 3.29ข โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้,  $\hat{m}_2(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) เปรียบเทียบกับ โมเมนต์ดัดจริง,  $m_2(t)$  (เส้นสีแดง) ที่ระยะ  $L/2$



รูปที่ 3.29ค โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้,  $\hat{m}_3(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) เปรียบเทียบกับ โมเมนต์ดัดจริง,  $m_3(t)$  (เส้นสีแดง) ที่ระยะ  $2L/3$

น้ำหนักเพลาของรถบรรทุกสี่ล้อ ที่หาโดยวิธี B-WIM-FAD ประกอบด้วย น้ำหนักเพลาหน้า และน้ำหนักเพลากลางและเพลาหลัง และน้ำหนักรวมของรถสี่ล้อคือน้ำหนักเพลาทั้งสามรวมกัน(รูปที่ 3.30) สาเหตุที่น้ำหนักเพลากลางและเพลาหลังเป็นน้ำหนักเดียวกัน เพราะตำแหน่งของเพลากลางและเพลาหลังมีความใกล้เคียงกัน (ประมาณ 1.3 เมตร) จึงสมมุติให้เป็นน้ำหนักที่มีเพลาเดียวกันและมีค่าน้ำหนักที่เท่ากัน โดยค่าที่ได้จากการวัดน้ำหนักรถบรรทุกสี่ล้อจำนวน 2043 คัน แสดงผลดังตารางที่ 3.8

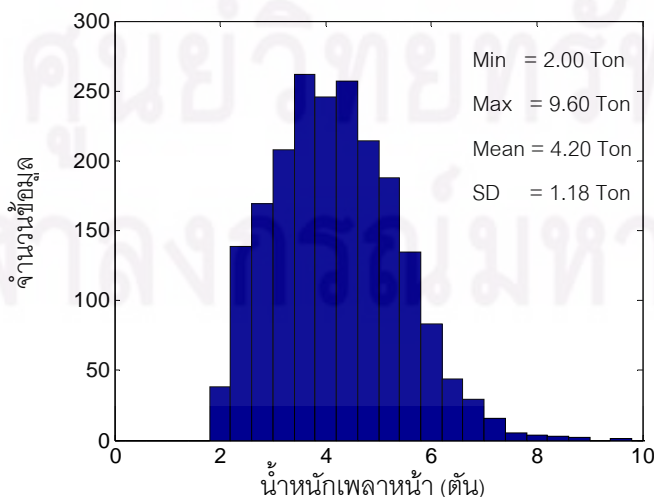


รูปที่ 3.30 พารามิเตอร์ของรถบรรทุกสี่ล้อ

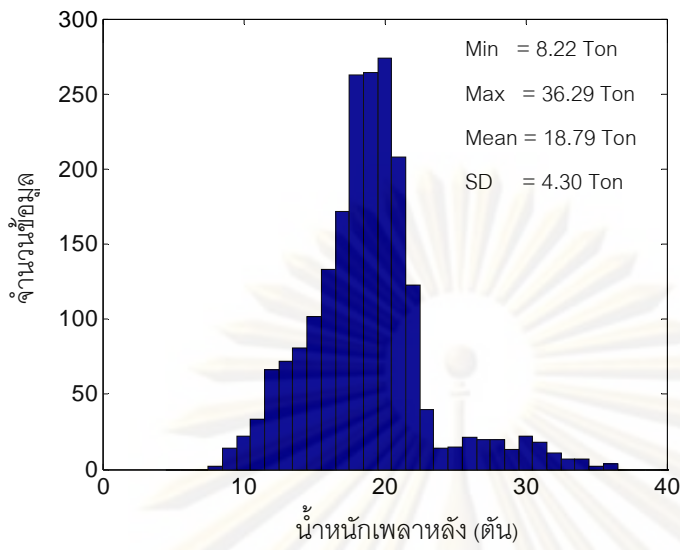
ตารางที่ 3.8 แสดงผลการหาน้ำหนักและความเร็วของรถบรรทุกสี่ล้อจากวิธี B-WIM FAD

พารามิเตอร์	ช่วงค่าน้ำหนัก (ตัน)	ค่าเฉลี่ย (ตัน)	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน
น้ำหนักเพลาหน้า $N_1$	2.00 – 9.60	4.20	1.18
น้ำหนักเพลากลางและเพลาหลัง $N_2$	8.22 – 36.29	18.79	4.30
น้ำหนักรวม ( $N_1 + N_2$ )	10.27 – 42.90	22.99	5.05
ระยะห่างเพลา, $S$	----	3.82	---
ความเร็วรถบรรทุก	----	53.71	---

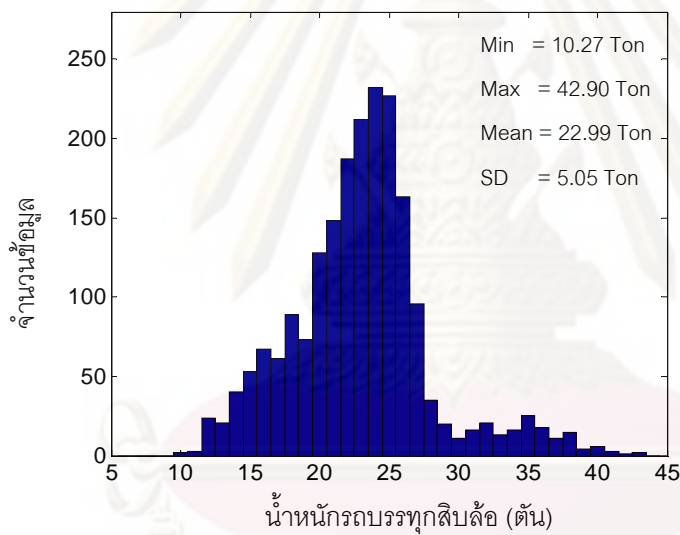
โดยเมื่อนำข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกสี่ล้อทั้งหมดที่ได้ทำการตรวจวัดจำนวน 2043 คัน มาทำการวิเคราะห์เชิงสถิติ ซึ่งได้ผลการกระจายน้ำหนักของรถบรรทุกสี่ล้อที่ผ่านสะพานแสดงในรูปที่ 3.31



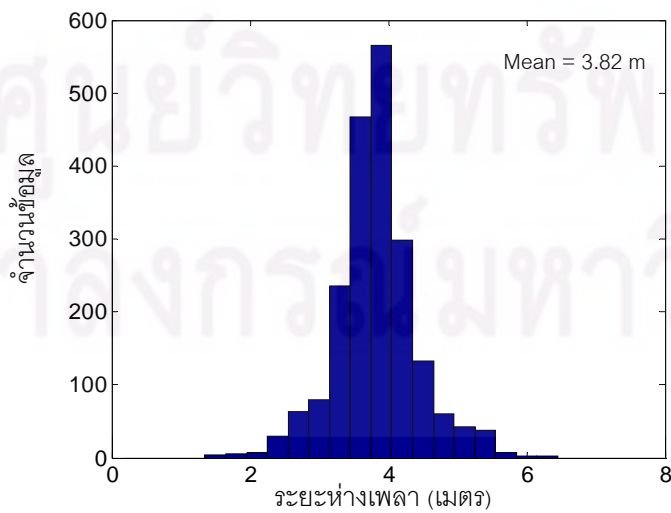
รูป 3.31ก กราฟแท่งแบบความถี่ของน้ำหนักเพลาหน้าของรถสี่ล้อ



รูป 3.31ข กราฟแท่งแบบความถี่  
ของน้ำหนักรวมของเพลากลางและเพลาลัง  
ของรถสิบล้อ

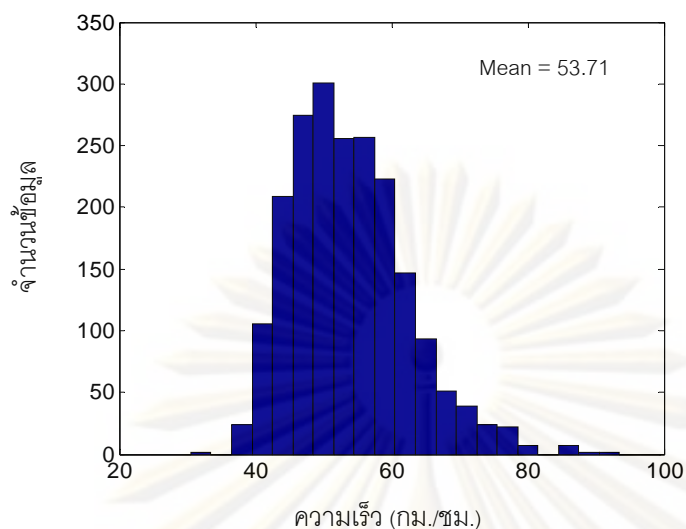


รูป 3.31ค กราฟแท่งแบบความถี่  
ของน้ำหนักรวมของรถสิบล้อ



รูป 3.31ง กราฟแท่งแบบความถี่  
ของระยะห่างเพลลาของรถสิบล้อ



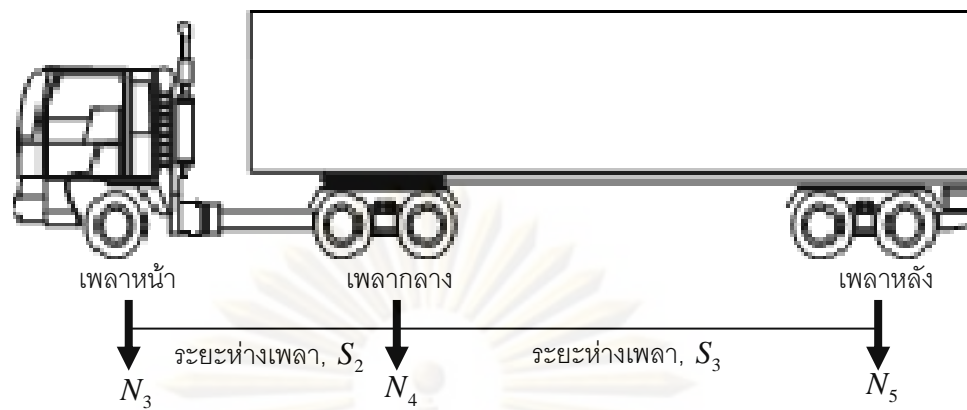


รูป 3.31จ กราฟแท่งแบบความถี่  
ของความเร็วยานรถบรรทุกสิบล้อ

#### ผลการตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุกประเภทกึ่งพ่วง

การหาน้ำหนักรถบรรทุกกึ่งพ่วงจะมีวิธีการหาค่าเดียวกับวิธีของรถบรรทุกสิบล้อ แต่มีความแตกต่างตรงจำนวนเพลลาของรถบรรทุกที่เพิ่มขึ้น ดังรูปที่ 3.32 ดังนั้นการหาน้ำหนักรถบรรทุกกึ่งพ่วงจึงต้องเพิ่มพารามิเตอร์ขึ้นอีก 2 พารามิเตอร์ ซึ่งทั้งหมดจะประกอบด้วย น้ำหนักเพลลาหน้า และน้ำหนักเพลลาหลัง (2 เพลลาติดกัน) น้ำหนักเพลลาหลัง (2 เพลลาติดกัน) และน้ำหนักรวมของรถสิบล้อ คือน้ำหนักเพลลาทั้งสามรวมกัน ในการหาน้ำหนักเพลลาหลังหรือเพลลาหลังรวมจากสองเพลลาเป็นน้ำหนักเดียว โดยมีเหตุผลเดียวกับรถบรรทุกสิบล้อคือ ตำแหน่งของเพลลาที่ติดกันจะมีระยะห่างที่น้อยมาก จึงสมมติให้เป็นน้ำหนักที่มีเพลลาเดียวกันและมีค่าน้ำหนักที่เท่ากัน

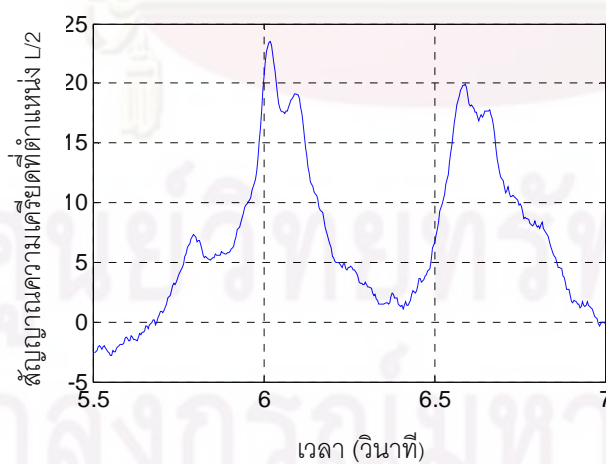
ทั้งนี้เนื่องจากพารามิเตอร์ที่ต้องการหามีจำนวนเพิ่มขึ้นทำให้คำสั่ง Fminunc ซึ่งเป็นฟังก์ชันที่ใช้ในการหาน้ำหนักรถบรรทุกไม่สามารถคำนวณพารามิเตอร์ทุกตัวที่ต้องการได้ ผู้วิจัยจึงได้ทำการลดพารามิเตอร์ในการคำนวณ โดยทำการวัดค่าระยะห่างของเพลลาของรถบรรทุกกึ่งพ่วงจากรถจริง แล้วนำมาป้อนใส่ในคำสั่งเพื่อทำให้โปรแกรมสามารถคำนวณค่าน้ำหนักของรถบรรทุกกึ่งพ่วงในแต่ละเพลลาได้สะดวกขึ้น การหาน้ำหนักรถบรรทุกแสดงในรูปที่ 3.33 - 3.35 แสดงภาพรถบรรทุกกึ่งพ่วงที่บันทึกได้ สัญญาณความเครียดของสะพาน และตัวอย่างสัญญาณโมเมนต์ที่วัดได้จริง เทียบกับสัญญาณโมเมนต์ที่คำนวณได้ของการทดสอบกรณีที่ 347 ของกรณีรถบรรทุกกึ่งพ่วงวิ่งในช่องทางซ้ายของสะพาน โดยที่รถบรรทุกมีความเร็ว 9.67 เมตร/วินาที (24.43 กม./ชม.) ระยะห่างเพลลา 3.5 เมตรและ 8.3 เมตร น้ำหนักเพลลาหน้า 5.23 ตัน น้ำหนักเพลลาหลัง 12.92 ตัน และน้ำหนักเพลลาหลัง 16.17 ตัน โดยจากผลการตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุกกึ่งพ่วงทั้งหมดจากจำนวนรถ 502 คัน สามารถคำนวณน้ำหนัก และความเร็วดังแสดงในตารางที่ 3.9



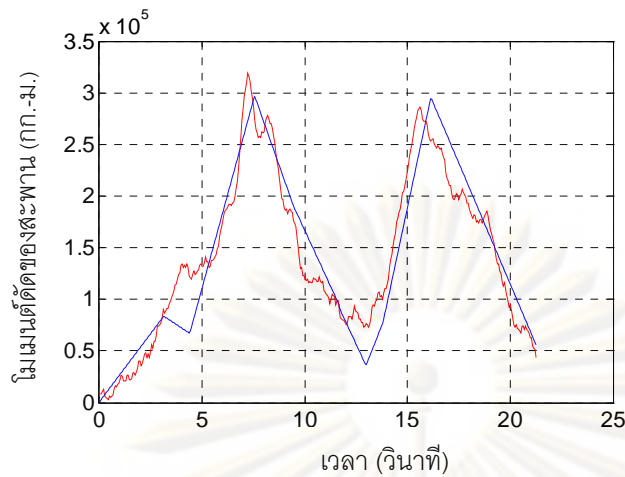
รูปที่ 3.32 พารามิเตอร์ของรถบรรทุกกึ่งพ่วง



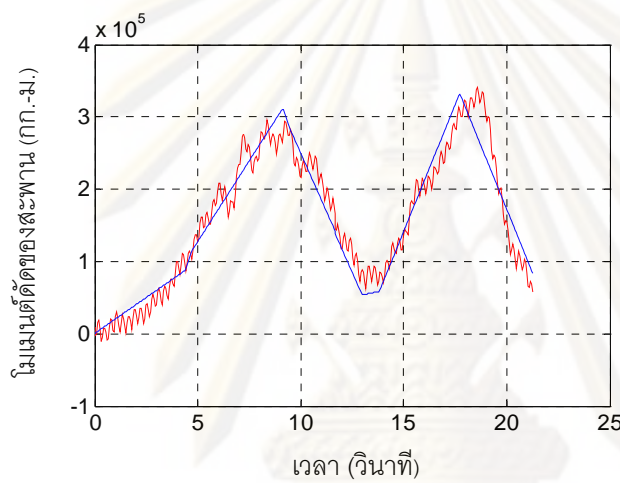
รูปที่ 3.33 ลักษณะและสัญญาณภาพรถบรรทุกกึ่งพ่วงที่บันทึกจากกล้องวงจรปิด



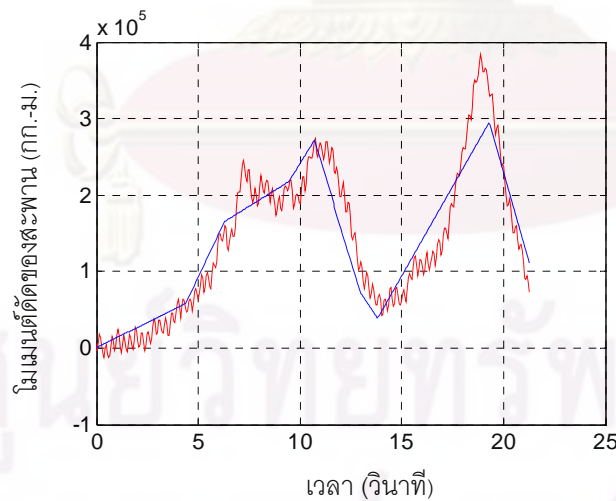
รูปที่ 3.34 สัญญาณความเครียดที่เกิดขึ้นจากรถบรรทุกกึ่งพ่วง เป็นสัญญาณที่ระยะ  $L/2$



รูปที่ 3.35ก โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้,  $\hat{m}_3(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) เปรียบเทียบกับ โมเมนต์ดัดจริง,  $m_3(t)$  (เส้นสีแดง) ที่ระยะ  $L/3$



รูปที่ 3.35ข โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้,  $\hat{m}_3(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) เปรียบเทียบกับ โมเมนต์ดัดจริง,  $m_3(t)$  (เส้นสีแดง) ที่ระยะ  $L/2$

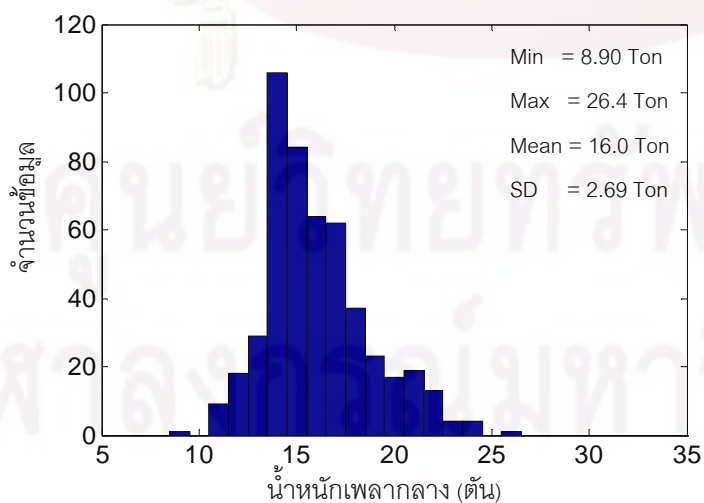
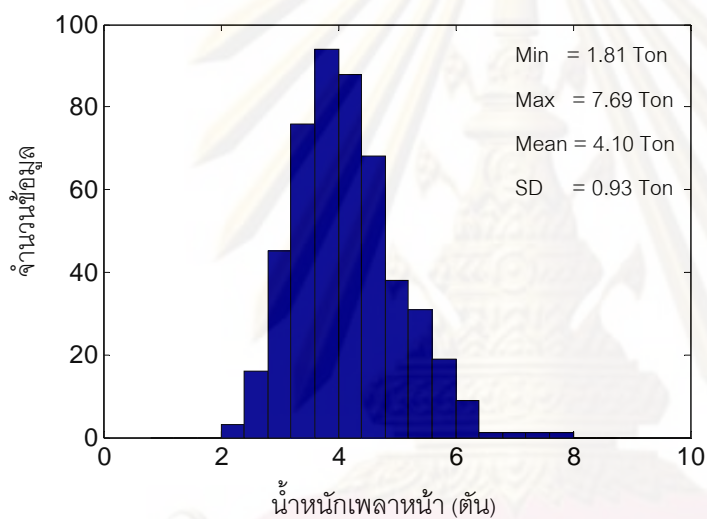


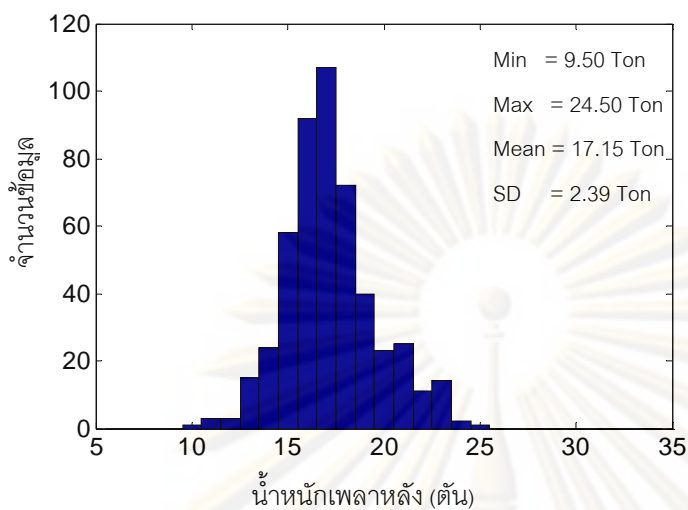
รูปที่ 3.35ค โมเมนต์ดัดที่คำนวณได้,  $\hat{m}_3(t)$  (เส้นสีน้ำเงิน) เปรียบเทียบกับ โมเมนต์ดัดจริง,  $m_3(t)$  (เส้นสีแดง) ที่ระยะ  $2L/3$

เมื่อนำข้อมูลน้ำหนักบรรทุกทุกกึ่งพ่วงและความเร็วที่ได้จากการตรวจวัด มาทำการวิเคราะห์เชิงสถิติ จะพบว่าผลของน้ำหนักบรรทุกทุกกึ่งพ่วงมีการกระจายของน้ำหนักดังแสดงในรูปที่ 3.36

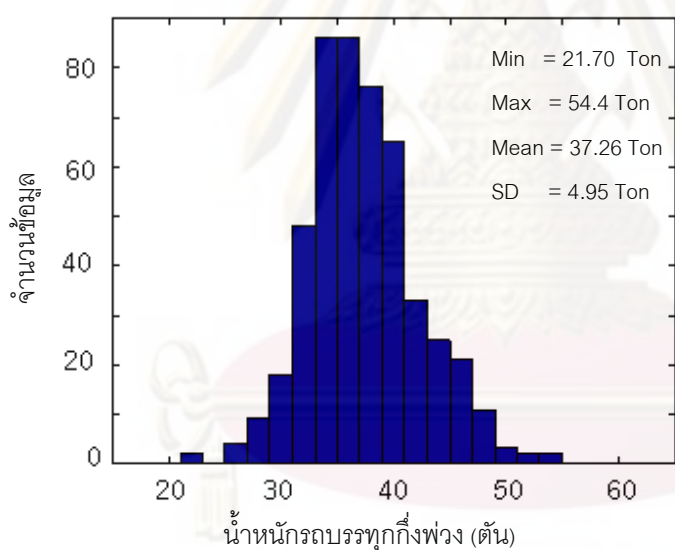
ตารางที่ 3.9 แสดงผลการหาน้ำหนักและความเร็วของรถบรรทุกกิ่งฟุ้งจากวิธี B-WIM FAD

พารามิเตอร์	ช่วงค่าน้ำหนัก (ตัน)	ค่าเฉลี่ย (ตัน)	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน
น้ำหนักเพลาน้ำ	1.8 – 7.7	4.10	0.93
น้ำหนักเพลากลาง	8.9 - 26.4	16.01	2.69
น้ำหนักเพลาลัง	9.5 -24.5	17.15	2.39
น้ำหนักรวม	21.7 - 54.4	37.26	4.95
ความเร็วรถ,	---	46.80	---





รูปที่ 3.36ค กราฟแท่งแบบ  
ความถี่ของน้ำหนักเพลาล้าง  
ของรถบรรทุกกิ่งฟวง

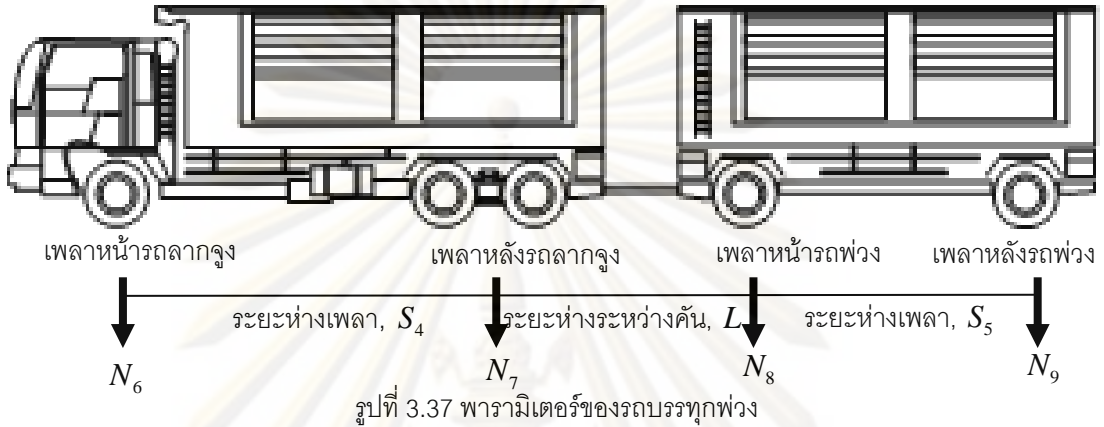


รูปที่ 3.36ง กราฟแท่งแบบ  
ความถี่ของน้ำหนักรวมของ  
รถบรรทุกกิ่งฟวง

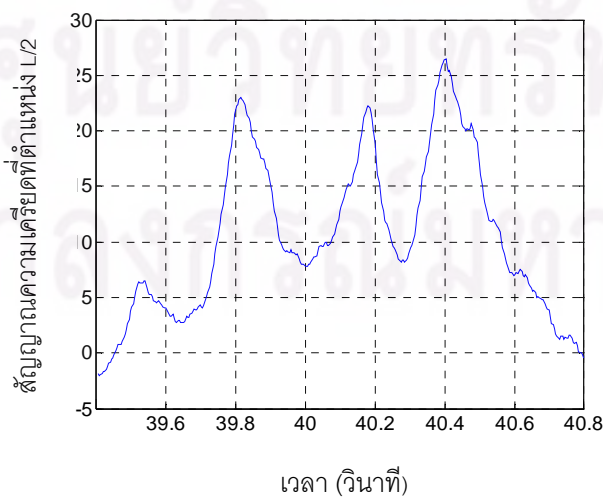
#### ผลการตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุกประเภทรถฟวง

การหาน้ำหนักรถบรรทุกฟวงมีพารามิเตอร์ที่เพิ่มขึ้นหลายตัวจากจำนวนเพลลาที่เพิ่มขึ้น(รูปที่ 3.37) โดยในการคำนวณหาน้ำหนักรถจากฟังก์ชัน Fuminunc ที่ได้ใช้ในการหาน้ำหนักรถทั้งสองประเภทที่ผ่านมาไม่สามารถหาน้ำหนักรถบรรทุกฟวงได้ จึงจำเป็นต้องเปลี่ยนวิธีการหาน้ำหนักจากการหาน้ำหนักจากโมเมนต์ตัดของสะพาน เป็นวิธีการหาน้ำหนักจากความเครียดของสะพาน โดยหาความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของสะพานที่เกิดขึ้นกับน้ำหนักของรถบรรทุกฟวง

น้ำหนักเพลลาของรถบรรทุกพ่วงจะมีความคล้ายกับรถบรรทุกสิบล้อ เพียงแต่มีเพิ่มเพลลาจกคันหลังขึ้นมาอีก 2 พารามิเตอร์ ทำให้ข้อมูลที่ได้จะประกอบด้วยพารามิเตอร์ต่อไปนี้ น้ำหนักเพลลาน้ำรถลากจูง น้ำหนักเพลลาหลังรถลากจูง น้ำหนักเพลลาน้ำรถพ่วง น้ำหนักเพลลาหลังรถพ่วง และน้ำหนักของรถบรรทุกพ่วงคือรวมน้ำหนักของทั้ง 4 เพลลา และระยะห่างเพลลาของรถลากจูง ระยะห่างรถสองคัน ระยะห่างเพลลาของรถพ่วง



รูปที่ 3.38 สัญญาณภาพรถบรรทุกสิบล้อที่บันทึกจากกล้องวงจรปิด

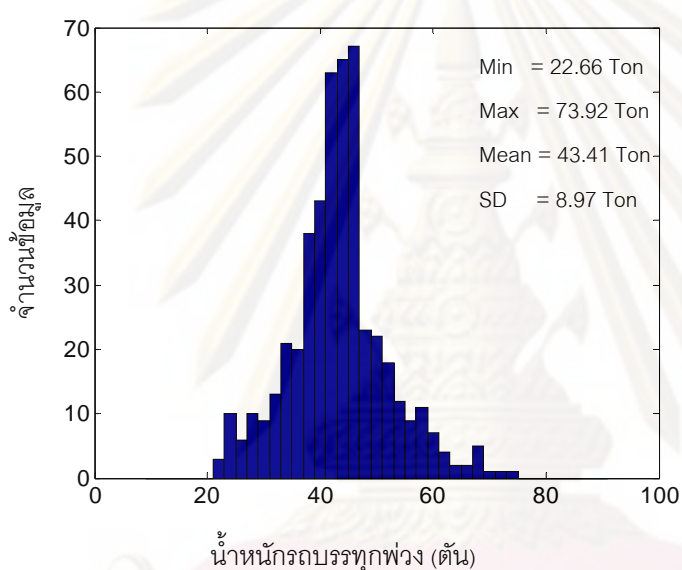


รูปที่ 3.39 สัญญาณความเครียดที่เกิดขึ้นจากรถบรรทุกพ่วง เป็นสัญญาณที่ระยะ L/2

จากการตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุกพ่วงจำนวน 508 คันได้ผลดังตารางที่ 3.10 และนำมาทำการวิเคราะห์ข้อมูลน้ำหนักรถเชิงสถิติ จะพบว่าผลของน้ำหนักรถบรรทุกพ่วงมีการกระจายของน้ำหนักดังแสดงในรูปที่ 3.40

ตารางที่ 3.10 แสดงผลการหาน้ำหนักและความเร็วของรถบรรทุกพ่วงจากวิธี B-WIM FAD

พารามิเตอร์	ช่วงค่าน้ำหนัก (ตัน)	ค่าเฉลี่ย (ตัน)	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน
น้ำหนักรวม	22.66 – 73.92	43.41	8.97



รูปที่ 3.40 กราฟแท่งแบบความถี่ของน้ำหนักรวมของรถบรรทุกพ่วง

จากการตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุกทั้ง 3 ประเภทในระยะยาว ทำให้พบว่ารถบรรทุกส่วนใหญ่จะบรรทุกน้ำหนักตามพิกัดที่กฎหมายกำหนดไว้ แต่อย่างไรก็ดียังมีรถจำนวนหนึ่งที่ฝ่าฝืนกฎหมายทำการบรรทุกน้ำหนักเกิน ซึ่งน้ำหนักบรรทุกที่เกินกว่ากำหนดนี้อาจทำให้สะพานได้รับความเสียหายหรืออาจทำให้อายุการใช้งานของสะพานน้อยลงจากที่ออกแบบไว้ ทำให้จำเป็นต้องมีการนำข้อมูลน้ำหนักที่ได้จากการตรวจวัดน้ำหนักบรรทุกในระยะยาวในภาคสนามมาประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน ตลอดจนทำการประเมินการเสื่อมสภาพของสะพานจากความล้าที่เกิดขึ้น

## บทที่ 4

### การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน

ดังได้กล่าวไว้ในบทที่ 3 ถึงการหาน้ำหนักบรรทุกและกระจายน้ำหนักบรรทุกซึ่งถือเป็นข้อมูลสำคัญที่แสดงให้เห็นถึงขนาดของแรงกระทำที่เกิดขึ้นบนถนนและสะพานเพื่อใช้ประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน โดยในการประเมินได้ใช้วิธีที่ระบุไว้ใน Manual for Condition Evaluation ของสมาคมทางหลวงและขนส่งแห่งประเทศสหรัฐอเมริกา (American Association of State Highway and Transportation Officials: AASHTO) ปี 1994 ซึ่งกำหนดค่า Bridge load rating factor เป็นค่าบ่งชี้ถึงระดับความปลอดภัยเชิงโครงสร้างของสะพาน โดยจะบอกเป็นอัตราส่วนของความสามารถในการรับน้ำหนักของชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพานหักลบด้วยผลจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ของสะพาน แล้วจึงนำไปเทียบกับผลเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร หากค่าดังกล่าวมีค่าต่ำกว่า 1 แสดงว่าชิ้นส่วนนั้นอยู่สภาพที่ไม่ปลอดภัยต่อการใช้งาน จำเป็นจะต้องมีการซ่อมแซมแก้ไขให้สามารถรับน้ำหนักได้ตามที่ออกแบบไว้ โดยปกติแล้วแต่ละชิ้นส่วนจะมีค่า Bridge load rating factor ต่างกันตามกำลังและผลของน้ำหนักที่กระทำต่อแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้าง ซึ่งค่าที่ชี้แสดงจะเป็นค่าที่น้อยที่สุดของชิ้นส่วนของโครงสร้างในสะพานนั้น โดย AASHTO ได้แบ่งระดับการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้าง สะพานออกเป็น 2 ระดับตามสภาพการใช้งานดังที่ได้กล่าวในบทที่ 2 ได้แก่

- Inventory level เป็นระดับในการใช้งานสะพานโดยปลอดภัย ภายใต้น้ำหนักบรรทุกจรจากยานพาหนะในสภาวะปกติ ตลอดอายุการใช้งานของสะพาน เป็นระดับที่เทียบกับมาตรฐานการออกแบบสะพาน
- Operating level เป็นระดับการใช้งานสะพานภายใต้น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ยอมรับเนื่องจากยานพาหนะในสภาพการจราจรที่ไม่ปกติ เช่นกรณีที่มีรถบรรทุกน้ำหนักสูงกว่าค่าที่ออกแบบไว้แล่นผ่านสะพาน ซึ่งสภาวะดังกล่าวยอมให้เกิดขึ้นได้เป็นบางครั้งคราวเท่านั้น โดยหากระดับน้ำหนักบรรทุกในสภาวะไม่ปกติดังกล่าว ยังไม่ทำให้เกิดค่า Rating factor น้อยกว่า 1.0 แสดงว่าโครงสร้างสะพานยังไม่เกิดการวิบัติ (collapse) ที่ระดับน้ำหนักบรรทุกนั้นๆ แต่อาจจะเกิดความเสียหายต่อโครงสร้างสะพาน (structural damages) ได้ แต่ในอีกทางหนึ่งหากระดับน้ำหนักบรรทุกดังกล่าวทำให้ค่า Rating factor น้อยกว่า 1.0 อาจทำให้โครงสร้างเสียหายถึงขั้นเกิดการวิบัติได้

AASHTO ได้กำหนดให้ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมรับของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานใดๆ ในระดับ Inventory level มีค่าเท่ากับค่ากำลังรับน้ำหนักที่ยอมรับตามมาตรฐานการออกแบบ ในขณะที่ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกในระดับ Operating level จะยอมให้มีค่าสูงขึ้นกว่าค่าเดียวกันในระดับ Inventory level เช่น กำลังรับแรงดึงที่ยอมรับของเหล็กโครงสร้างในระดับ Inventory level มีค่าเป็น 0.55 เท่าของค่ากำลังดึงคราก ในขณะที่จะมีค่าเป็น 0.75 เท่าของค่ากำลังดึงครากสำหรับระดับ Operating level



ในมาตรฐานของ AASHTO เสนอการคำนวณโดยวิธีตัวคือน้ำหนักบรรทุก (load factor method, LF) เป็นวิธีที่วิเคราะห์โครงสร้างสะพานภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มค่า และพิจารณาพฤติกรรมของโครงสร้างสูงขึ้น จนถึงช่วงไม่ยืดหยุ่น (inelastic behavior) ค่า Rating factor ในกรณีนี้จะพิจารณาเมื่อค่าหน่วยแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลรวมของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มค่าแล้วทั้งหมด มีค่าเท่ากับค่ากำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างที่ได้มีการปรับลดค่าแล้ว ซึ่งแสดงได้ดังสมการที่ (4.1)

$$\text{Bridge Rating Factor (RF)} = \frac{R_u - \phi_D DL}{\phi_L LL(1+I)} \quad (4.1)$$

โดยที่  $RF$  = ค่า Rating factor สำหรับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริงที่ใช้คำนวณ Rating factor  
 $R_u$  = กำลังรับน้ำหนักของชิ้นส่วนโครงสร้าง  
 $\phi_D$  = ตัวคูณสำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ (ใช้ค่า 1.3 ตามมาตรฐาน AASHTO)  
 $\phi_L$  = ตัวคูณสำหรับน้ำหนักบรรทุกจร

ซึ่งตัวคูณ  $\phi_L$  นี้ ตามมาตรฐาน Manual for condition evaluation of bridge (AASHTO, 2000) จะขึ้นอยู่กับระบบการประเมิน ทั้งนี้สำหรับ Inventory level และ Operating level สามารถแสดงได้ดังสมการ (4.2) และ (4.3) ดังนี้

$$\text{Bridge Rating Factor (RF}_{(inv)}) = \frac{R_u - 1.3DL}{2.17LL(1+I)} \quad (4.2)$$

$$\text{Bridge Rating Factor (RF}_{(opr)}) = \frac{R_u - 1.3DL}{1.3LL(1+I)} \quad (4.3)$$

จากหลักการหาค่า Bridge load rating factor ที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น สามารถนำไปประยุกต์ใช้ได้กับ สะพานที่มีแบบโครงสร้างทุกประเภท โดยสามารถนำข้อมูลจากมาตรฐานที่ใช้ออกแบบและแบบรายละเอียด โครงสร้างมาคำนวณหาค่าต่างๆได้ อย่างไรก็ตาม ในงานวิจัยนี้จะศึกษากับสะพานที่ใช้ทดสอบแบบแผ่นพื้น ประเภทหล่อในที่ (reinforced concrete, RC slab type) เพราะเป็นสะพานที่มีจำนวนมากในความดูแลของกรม ทางหลวงและเป็นสะพานที่ส่วนใหญ่มีอายุการใช้งานมายาวนานและค่า Bridge load rating factor มีแนวโน้ม ต่ำกว่าสะพานประเภทอื่น

การศึกษางานวิจัยที่ผ่านมา (รายงานของโครงการสำรวจสภาพความเสียหายและทดสอบการรับ น้ำหนักของสะพานแบบ SLAB TYPE, และพัฒนางานทาง กรมทางหลวง) พบว่าสะพานแบบแผ่นพื้น (slab type) ชิ้นส่วนที่มีค่าความปลอดภัยน้อยที่สุดได้แก่ ชิ้นส่วนแผ่นพื้น ซึ่งมีค่าความปลอดภัย Bridge load rating

factor น้อยกว่า ขึ้นส่วน คานหัวเสา หรือ เสาสะพาน ดังนั้นในการประเมินความปลอดภัยในการใช้งานสะพาน จึงทำการประเมินจากขึ้นส่วนแผ่นพื้นสะพานเป็นหลักสำคัญ

การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน ปัจจัยที่สำคัญประการหนึ่งในการประเมินคือ น้ำหนักของรถบรรทุกซึ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำต่อสะพาน โดยในการประเมินนี้ได้กำหนดน้ำหนักบรรทุกจรที่ใช้ในการประเมินแบ่งออกเป็น 3 ลักษณะคือ

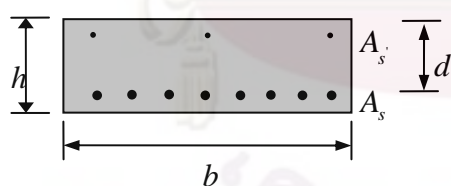
- น้ำหนักบรรทุกสูงสุด ที่ได้จากการตรวจวัดน้ำหนักบรรทุกในภาคสนาม
- น้ำหนักบรรทุกสูงสุดตามกฎหมาย
- น้ำหนักของรถบรรทุกตามมาตรฐาน AASTHO คือ รถบรรทุก HS20-44

#### 4.1 การคำนวณกำลังของขึ้นส่วนโครงสร้างสะพาน

ในการคำนวณกำลังของโครงสร้างสะพานในงานวิจัยนี้ได้กำหนดพารามิเตอร์ของขึ้นส่วน ตามแบบมาตรฐานของกรมทางหลวง พ.ศ. 2537 โดยได้ยกตัวอย่างการคำนวณขึ้นส่วนหลักของโครงสร้างสะพานแบบแผ่นพื้นในส่วนของโครงสร้างพื้น โดยมีตัวอย่างรายการคำนวณดังต่อไปนี้

พิจารณาการคำนวณกำลังรับโมเมนต์ดัดและกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดพื้นสะพานแบบแผ่นพื้น (slab type) ที่ใช้สำหรับสะพานที่มีความยาวช่วงสะพาน 10 เมตร

คุณสมบัติของแผ่นพื้น



$$h = 53 \text{ ซม.}$$

$$b = 100 \text{ ซม.}$$

$$\text{ระยะหุ้มเหล็ก} = 2.5 \text{ ซม.}$$

$$\text{เหล็กเสริมหลัก} = \text{DB25 @ 0.09 ม.}$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัดคอนกรีต, } A_c = 5,300 \text{ ตร.ซม.}$$

คำนวณโมเมนต์ต้านทานแรงดัด ( $M_u$ )

$$\text{กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต, } f'_c = 210 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

$$\therefore f'_c \leq 280 \text{ ksc}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\text{กำลังครากของเหล็กเสริม, } f_y$$

$$= 3,000 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

ระยะจากจุดศูนย์ถ่วงเหล็กเสริมรับแรงดึงไปยังขอบนอกสุดของพื้นรับแรงอัด ,  $d$

$$53 - 2.5 - \frac{2.5}{2} = 42.95 \text{ ซม.}$$

ระยะจากจุดศูนย์ถ่วงเหล็กเสริมรับแรงอัดไปยังขอบนอกสุดของพื้นรับแรงอัด ,  $d'$

$$2.5 + \frac{2.5}{2} = 3.75 \text{ ซม.}$$

พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อความกว้างหน้าตัด 1 เมตร ,

$$A_s \text{ (DB25 @ 0.09)} = 54.00 \text{ ตร.ซม./ม.}$$

พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงอัดต่อความกว้างหน้าตัด 1 เมตร ,

$$A_s' \text{ (RB9 @ 0.30)} = 1.90 \text{ ตร.ซม./ม.}$$

คำนวณหาค่า  $a$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{54 \times 3000}{0.85 \times 210 \times 100} = 9.08 \text{ ตร.ซม./ม.}$$

คำนวณหาค่ากำลังรับโมเมนต์ดัด ( $M_u$ )

$$\begin{aligned} M_n &= A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \\ &= 54.00 \times 3,000 \left( 49.25 - \frac{9.08}{2} \right) \times \frac{1}{100} + 1.90 \times 3,000 (49.25 - 3.75) \times \frac{1}{100} = 75,034 \text{ กก.-ม./ม.} \\ M_u &= \phi M_n = 0.9 \times M_n = 67,531 \text{ กก.-ม./ม.} \end{aligned}$$

– คำนวณหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน ( $V_u$ )

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c' b d} = 0.53 \sqrt{210 \times 100 \times 49.25} = 37,826 \text{ กก./ม.}$$

$$V_u = \phi V_c = 0.85 \times V_c = 32,152 \text{ กก./ม.}$$

ซึ่งผลการคำนวณกำลังของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบแผ่นพื้นในแต่ละความยาวช่วงของสะพาน สามารถสรุปผลได้ในตารางที่ 4.1

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง 4.1 กำลังรับน้ำหนักกระทำของชิ้นส่วนแผ่นพื้นสะพานความยาวช่วง 5 ถึง 10 เมตร  
(คิดต่อความกว้างสะพาน 1 เมตร)

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	กำลังรับน้ำหนักกระทำของชิ้นส่วน ( $R_u$ )	
	โมเมนต์ $M_u$ (ตัน - ม.)	แรงเฉือน $V_u$ (ตัน)
5	21.76	18.44
6	25.15	21.05
7	31.65	23.01
8	39.95	25.62
9	53.89	28.24
10	67.53	32.15

#### 4.2 การวิเคราะห์โครงสร้างสะพานด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างหาผลของแรงที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกทุกที่มีต่อสะพาน ในงานวิจัยนี้ได้เลือกใช้การวิเคราะห์โครงสร้างแบบไฟไนต์เอลิเมนต์จากโปรแกรมคอมพิวเตอร์ เพราะนอกจากสามารถวิเคราะห์หาผลของแรงได้ทุกชิ้นส่วนของโครงสร้างแล้ว ยังสามารถนำผลการวิเคราะห์ที่ได้ไปใช้ได้กับสะพานจำนวนมากที่มีแบบการก่อสร้างเหมือนกัน ทั้งนี้ในการวิเคราะห์โครงสร้างจะเป็นการสร้างแบบจำลองลงในโปรแกรมคอมพิวเตอร์ โดยจำลองรูปร่างลักษณะของโครงสร้าง คุณลักษณะของวัสดุ ให้ตรงตามแบบมาตรฐานกรมทางหลวง เพื่อให้สามารถนำผลวิเคราะห์ที่ได้ไปประยุกต์ใช้ได้กับสะพานจำนวนมาก ดังนั้นในการทำแบบจำลองให้มีคุณสมบัติใกล้เคียงกับโครงสร้างสะพานจริงจะเป็นตัวแทนพฤติกรรมของโครงสร้างได้ดี และผลวิเคราะห์ที่ได้จะสามารถนำไปในการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพานนั้น ๆ ได้อย่างถูกต้อง

##### 4.2.1 ลักษณะของสะพานแบบจำลอง

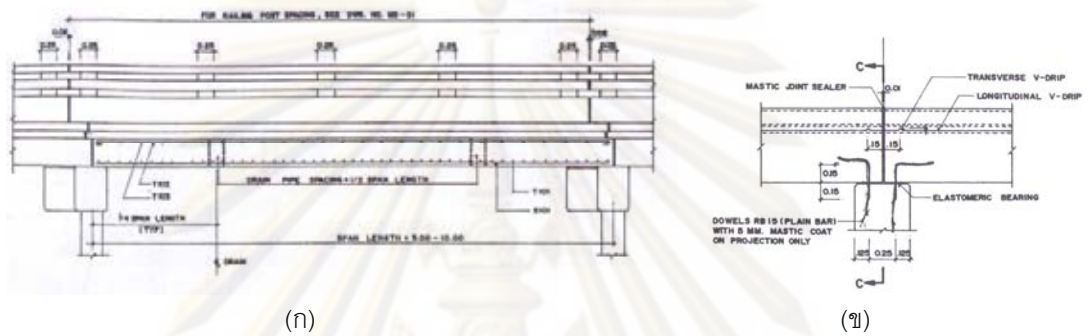
ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์นั้น ได้ทำการวิเคราะห์เลือกชนิดของชิ้นส่วนให้มีความเหมาะสมกับลักษณะของโครงสร้างจริง และมีพฤติกรรมที่ใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริงมากที่สุด เช่น ใช้ชิ้นส่วนแบบแผ่นโค้ง (shell element) แทนพื้นของสะพาน (deck) ใช้ชิ้นส่วนแบบคาน (beam element) แทนคานหลัก (girder) ของสะพานเป็นต้น โดยสะพานตัวอย่างที่ทำการศึกษาคือเป็นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบแผ่นพื้น (slab type) ตามแบบมาตรฐานกรมทางหลวง ในการวิเคราะห์หาแรงภายใต้ทำการสร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์ เพื่อใช้กับโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างทางวิศวกรรม โดยใช้โปรแกรม SAP2000 ซึ่งเป็นโปรแกรมที่ใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการวิเคราะห์โครงสร้าง และการสร้างแบบจำลองได้อ้างอิงตามแบบมาตรฐานโดยมีลักษณะและคุณสมบัติ ของวัสดุดังนี้

ก) รูปร่างลักษณะของโครงสร้าง มีลักษณะเป็นแบบคานช่วงเดียว ขนาด 2 ช่องทาง (1 ทิศทางจราจร) ซึ่งมีความยาวช่วงตั้งแต่ 5, 6, 7, 8, 9 และ 10 เมตร โดยมีความหนาของแผ่นพื้นและปริมาณเหล็กเสริมที่ต่างกันตามมาตรฐานดังตารางที่ 3.1

ข) คุณลักษณะของวัสดุ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

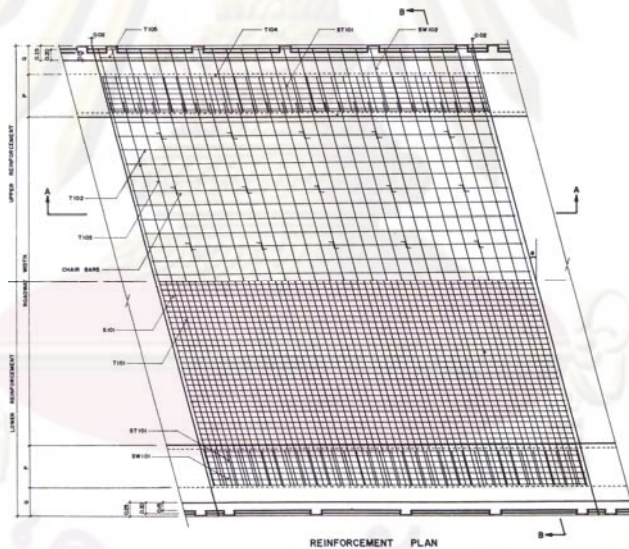
กำลังอัดประลัยของคอนกรีต  $f'_c = 210$  กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

กำลังคลากของเหล็กเสริมหลัก  $f_y = 3,000$  กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร



(ก)

(ข)



(ค)

รูปที่ 4.1 แสดงแบบมาตรฐานของสะพานในส่วนของ (ก) รายละเอียดรอยต่อเพื่อการขยายตัว (Expansion Joint) (ข) หน้าตัด (ค) แพลน

ตารางที่ 4.2 ความหนาของแผ่นพื้นสะพาน

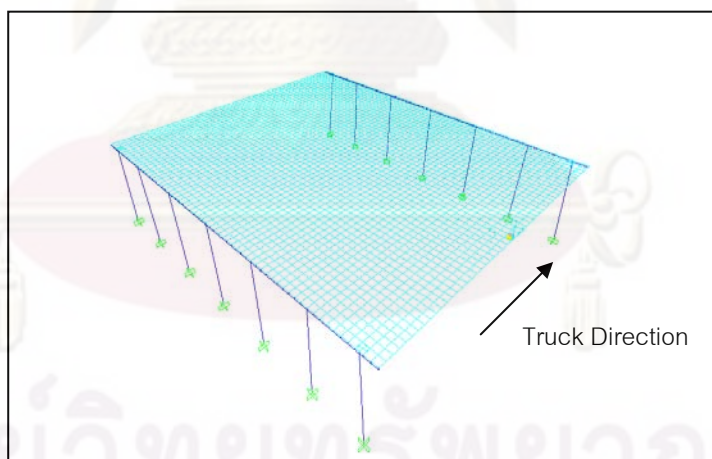
ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00
ความหนาของแผ่นพื้น (เมตร)	0.32	0.36	0.39	0.43	0.47	0.53

ตารางที่ 4.3 การเสริมเหล็กของแผ่นพื้นสะพาน

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	เหล็กเสริมหลัก (แนวรถวิ่ง)		เหล็กเสริมรอง (แนวตั้งฉากรถวิ่ง)	
	เหล็กเสริมบน	เหล็กเสริมล่าง	เหล็กเสริมบน	เหล็กเสริมล่าง
5	RB9 @ 0.30	DB25 @ 0.16	RB9 @ 0.30	DB12 @ 0.15
6	RB9 @ 0.30	DB25 @ 0.15	RB9 @ 0.30	DB12 @ 0.15
7	RB9 @ 0.30	DB25 @ 0.13	RB9 @ 0.30	DB12 @ 0.14
8	RB9 @ 0.30	DB25 @ 0.12	RB9 @ 0.30	DB12 @ 0.14
9	RB9 @ 0.30	DB25 @ 0.10	RB9 @ 0.30	DB12 @ 0.13
10	RB9 @ 0.30	DB25 @ 0.09	RB9 @ 0.30	DB12 @ 0.11

#### 4.2.2 แบบจำลองคอมพิวเตอร์

แบบจำลองคอมพิวเตอร์ของสะพานได้ทำเพื่อจำลองโครงสร้างสะพานตามแบบมาตรฐาน การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในโปรแกรมคอมพิวเตอร์มีลักษณะดังรูปที่ 4.2 ซึ่งเป็นตัวอย่างแบบจำลองของสะพานความยาวช่วง 10 เมตร



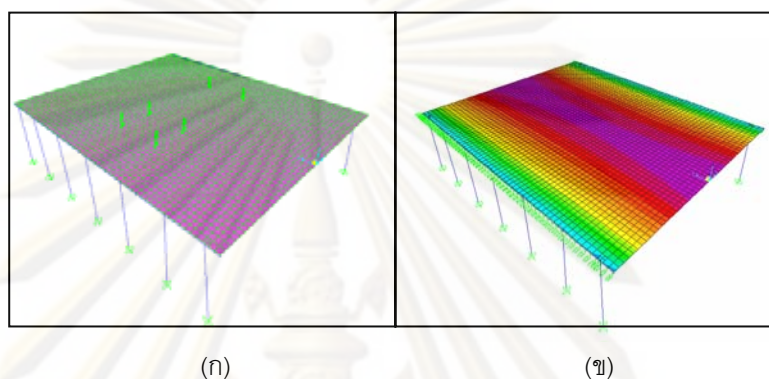
รูปที่ 4.2 ตัวอย่างแบบจำลองสะพานที่ความยาวสะพาน 10 เมตร

ผลการวิเคราะห์โครงสร้างจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ สามารถแบ่งออกเป็น 2 ส่วนหลักเพื่อนำไปวิเคราะห์ในเรื่องที่ศึกษาคือ

1. ผลการวิเคราะห์แรงที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่
2. ผลการวิเคราะห์แรงที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกจร

### การวิเคราะห์ผลแรงที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่

จากการวิเคราะห์แรงภายในจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม SAP 2000 สามารถสรุปผลการวิเคราะห์แรงที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ของสะพานความยาวช่วง 5 ถึง 10 เมตร ได้ในตารางที่ 4.4 และรูปที่ 4.3 แสดงตัวอย่างผลการใส่น้ำหนักกระทำจากรถสิบล้อ และการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ (DL)



รูปที่ 4.3 แสดงตัวอย่างผลการวิเคราะห์แบบจำลอง (ก) น้ำหนักกระทำ (ข) โมเมนต์จากน้ำหนักที่

ตารางที่ 4.4 แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ (คิดต่อความกว้างสะพาน 1 เมตร)

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	โมเมนต์ (ตัน-เมตร) กึ่งกลางช่วงสะพาน	แรงเฉือน (ตัน) ปลายช่วงสะพาน
5	2.38	1.83
6	3.85	2.47
7	6.49	3.30
8	8.16	3.72
9	11.30	4.73
10	15.66	5.71

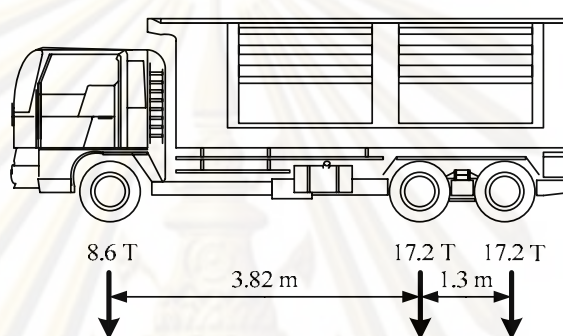
### การวิเคราะห์ผลแรงที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกจร

สำหรับการวิเคราะห์หาผลของแรงที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกจร (live load) ที่มีต่อสะพาน เนื่องจากน้ำหนักของรถบรรทุกที่กระทำต่อสะพานจะมีลักษณะเป็นน้ำหนักบรรทุกเคลื่อนที่ ดังนั้นในการวิเคราะห์โครงสร้างจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (finite element model) จึงจำเป็นต้องจำลองการวิ่งของรถบรรทุกโดยใช้การวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นขั้นตอน โดยแต่ละขั้นตอนแทนตำแหน่งของรถที่กระทำต่อสะพาน เพื่อวิเคราะห์ผลของแรงที่เกิดขึ้น โดยในการศึกษานี้ได้สร้างแบบจำลองของรถบรรทุกแต่ละประเภท (พารามิเตอร์จากบทที่ 3) จากนั้นได้ทำการวิเคราะห์โดยการให้น้ำหนักกระทำเคลื่อนที่ไปที่ละขั้นตอนเป็นการจำลองการวิ่งของรถบรรทุก

โดยหนึ่งชั้นตอนเท่ากับหนึ่งตำแหน่งของรถบรรทุกที่กระทำต่อสะพาน และวิเคราะห์เคลื่อนไปที่ละชั้นจนกระทั่งตำแหน่งของรถออกจากสะพาน

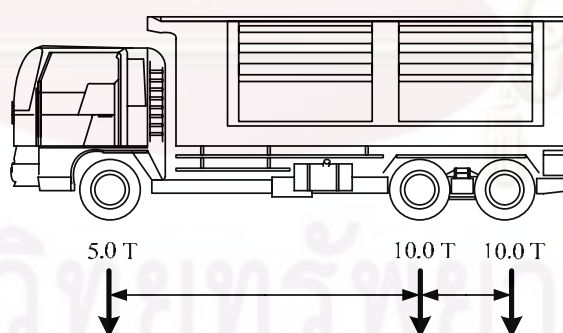
น้ำหนักจรถบรรทุกที่นำมาวิเคราะห์เพื่อหาแรงภายในจะพิจารณาทั้งรถบรรทุกสี่ล้อ รถบรรทุกกึ่งพวง และรถบรรทุกพวง โดยรถบรรทุกสี่ล้อได้แบ่งออกเป็น 3 น้ำหนักกระทำตามที่ได้กล่าวไว้เบื้องต้น ส่วนรถบรรทุกกึ่งพวง และรถพวงจะแบ่งออกเป็น 2 น้ำหนักกระทำ ซึ่งน้ำหนักกระทำของรถบรรทุกทั้ง 3 ประเภทมีค่าพารามิเตอร์ดังต่อไปนี้ (รูปที่ 4.4)

1. น้ำหนักจากรถบรรทุกสี่ล้อสูงสุดที่ตรวจวัดได้ (43.00 ตัน)



รูปที่ 4.4ก พารามิเตอร์ของรถบรรทุกสี่ล้อสูงสุดที่ตรวจวัดได้

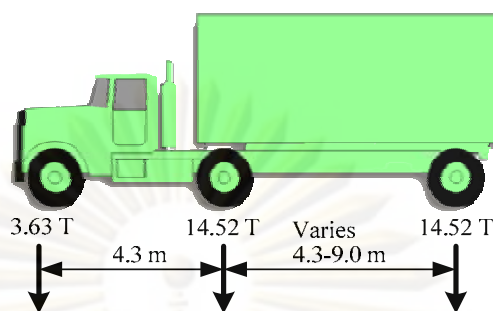
2. น้ำหนักจากรถบรรทุกสี่ล้อตามพิกัดกฎหมายกำหนด (25 ตัน)



รูปที่ 4.4ข พารามิเตอร์ของรถบรรทุกสี่ล้อตามพิกัดกฎหมายกำหนด

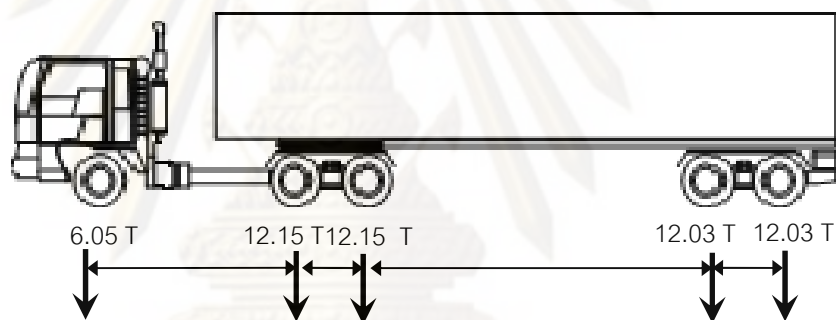


3. น้ำหนักจากรถบรรทุกสี่ล้อมาตรฐาน AASTHO (32.67 ตัน)



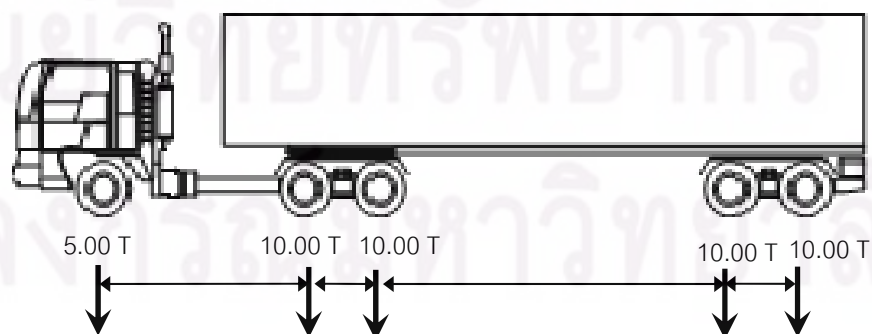
รูปที่ 4.4ค พารามิเตอร์ของรถบรรทุกสี่ล้อมาตรฐาน AASTHO

4. น้ำหนักจากรถบรรทุกกึ่งพ่วงสูงสุดที่ตรวจวัดได้ (54.40 ตัน)



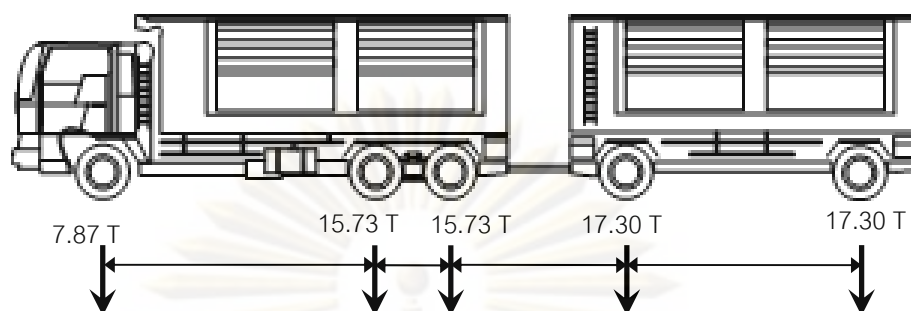
รูปที่ 4.4ง พารามิเตอร์ของรถบรรทุกกึ่งพ่วงสูงสุดที่ตรวจวัดได้

5. น้ำหนักจากรถบรรทุกกึ่งพ่วงตามพิกัดกฎหมายกำหนด (45.00 ตัน)



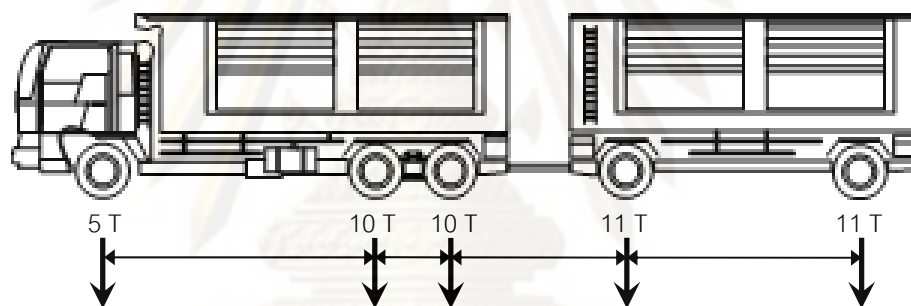
รูปที่ 4.4จ พารามิเตอร์ของรถบรรทุกกึ่งพ่วงตามพิกัดกฎหมายกำหนด

6. น้ำหนักจากรถบรรทุกพ่วงสูงสุดที่ตรวจวัดได้ (73.93 ตัน)



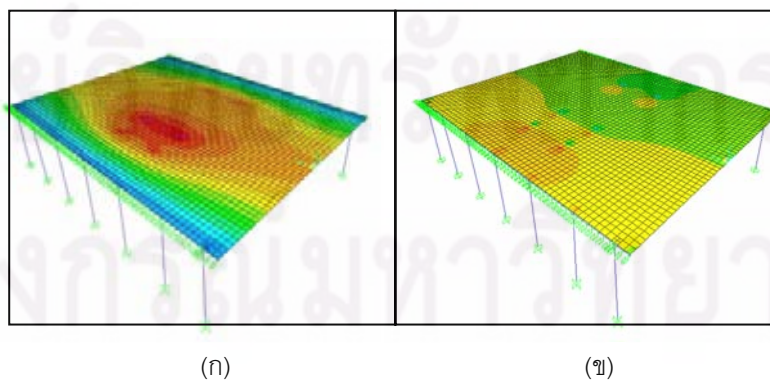
รูปที่ 4.4ด พารามิเตอร์ของรถบรรทุกพ่วงสูงสุดที่ตรวจวัดได้

7. น้ำหนักจากรถบรรทุกพ่วงตามพิกัดกฎหมายกำหนด (47.00 ตัน)



รูปที่ 4.4ข พารามิเตอร์ของรถบรรทุกพ่วงตามพิกัดกฎหมายกำหนด

รูปที่ 4.5 แสดงผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จากโปรแกรมคอมพิวเตอร์ แบบจำลองมีความยาวช่วง 10 เมตร และรถบรรทุกสี่ขนาด 25 ตัน



รูปที่ 4.5 แสดงตัวอย่างผลการวิเคราะห์แบบจำลองจากรถบรรทุกสี่ล้อ  
(ก) โมเมนต์จากน้ำหนักจร (ข) ผลแรงเฉือนจากน้ำหนักจร

เมื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างตามวิธีข้างต้น สามารถสรุปผลการวิเคราะห์แรงที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำโดยรถบรรทุกทั้ง 3 ประเภท ของสะพานความยาวช่วง 5 เมตร ถึง 10 เมตร ได้ในตารางที่ 4.5 ถึง ตารางที่ 4.11 ซึ่งเป็นผลจากน้ำหนักบรรทุกจรที่ได้กล่าวไว้เบื้องต้น

ตารางที่ 4.5 แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักของรถบรรทุกสูงสุดที่ตรวจพบ (43 ตัน)  
(คิดต่อความกว้างสะพาน 1 เมตร)

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	โมเมนต์ (ตัน-เมตร) กึ่งกลางช่วงสะพาน	แรงเฉือน (ตัน) ปลายช่วงสะพาน
5	7.93	5.42
6	9.55	5.40
7	11.62	5.60
8	12.47	5.63
9	14.35	5.71
10	16.01	5.78

ตารางที่ 4.6 แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักของรถบรรทุกตามพิสัยของกฎหมาย (25 ตัน)  
(คิดต่อความกว้างสะพาน 1 เมตร)

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	โมเมนต์ (ตัน-เมตร) กึ่งกลางช่วงสะพาน	แรงเฉือน (ตัน) ปลายช่วงสะพาน
5	4.62	2.72
6	5.56	2.85
7	6.66	3.06
8	7.25	3.11
9	8.32	3.19
10	9.33	3.24

ตารางที่ 4.7 แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักของรถบรรทุก HS20-44 (32.67 ตัน)  
(คิดต่อความกว้างสะพาน 1 เมตร)

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	โมเมนต์ (ตัน-เมตร) กึ่งกลางช่วงสะพาน	แรงเฉือน (ตัน) ปลายช่วงสะพาน
5	3.70	3.02
6	4.89	3.22
7	6.02	3.50
8	7.40	3.52
9	8.15	3.73
10	9.00	3.78

ตารางที่ 4.8 แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักของรถบรรทุกกึ่งพ่วงสูงสุดที่ตรวจพบ (54.4 ตัน)  
(คิดต่อความกว้างสะพาน 1 เมตร)

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	โมเมนต์ (ตัน-เมตร)	แรงเฉือน (ตัน)
5	5.55	3.48
6	6.69	3.57
7	8.06	3.78
8	8.72	3.82
9	10.02	3.90
10	11.22	3.96

ตารางที่ 4.9 แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักของรถบรรทุกกึ่งพ่วงตามพิคัดของกฎหมาย (45 ตัน)  
(คิดต่อความกว้างสะพาน 1 เมตร)

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	โมเมนต์ (ตัน-เมตร)	แรงเฉือน (ตัน)
5	4.65	2.72
6	5.61	2.80
7	6.75	2.95
8	7.31	2.98
9	8.40	3.06
10	9.40	3.40

ตารางที่ 4.10 แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักของรถบรรทุกพ่วงสูงสุดที่ตรวจพบ (73.93 ตัน)  
(คิดต่อความกว้างสะพาน 1 เมตร)

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	โมเมนต์ (ตัน-เมตร)	แรงเฉือน (ตัน)
5	7.25	5.42
6	8.74	5.60
7	10.61	6.06
8	11.40	6.17
9	13.32	6.30
10	15.90	6.43

ตารางที่ 4.11 แรงที่เกิดขึ้นของแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักของรถบรรทุกพ่วงตามพิภคของกฎหมาย (47 ตัน)  
(คิดต่อความกว้างสะพาน 1 เมตร)

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	โมเมนต์ (ตัน-เมตร)	แรงเฉือน (ตัน)
5	4.68	2.74
6	5.48	2.95
7	6.58	3.15
8	7.55	3.45
9	8.47	4.14
10	10.12	6.66

ส่วนในข้อกำหนดเรื่องแรงกระแทก (impact load) ที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้างสะพาน ซึ่งในการวิเคราะห์ AASHTO ได้กำหนดวิธีการคิดค่าสัมประสิทธิ์แรงกระแทก  $I$  จากแรงกระแทกของน้ำหนักบรรทุกจรของรถที่วิ่งผ่านสะพานดังนี้สมการที่ 4.4 ทำให้สามารถสรุปค่าสัมประสิทธิ์แรงกระแทกได้ตามความยาวช่วงของสะพานที่ทำการศึกษาดังตารางที่ 4.12

$$I = \frac{15.24}{L + 38} < 0.3 \quad (4.4)$$

โดยที่  $L$  = ความยาวของสะพาน (เมตร)

ตารางที่ 4.12 สัมประสิทธิ์แรงกระแทกของน้ำหนักรถบรรทุก

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	$\frac{15.24}{L+38}$	ค่าสัมประสิทธิ์แรงกระแทก $I < 0.30$
5	0.354	0.30
6	0.346	0.30
7	0.338	0.30
8	0.331	0.30
9	0.324	0.30
10	0.317	0.30

#### 4.3 ผลการประเมินความปลอดภัยในการรับน้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกสิบล้อ

จากข้อมูลที่ได้ทำการวิเคราะห์กำลังของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพาน ( $R_u$ ) และแรงที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่ ( $DL$ ) และน้ำหนักบรรทุกจร ( $LL$ ) สามารถนำไปคำนวณหาค่าดัชนีความปลอดภัยของส่วนต่างๆ ของโครงสร้างตามสมการที่ 4.2 และ 4.3

ตัวอย่าง การคำนวณค่าดัชนีความปลอดภัยของสะพานช่วง 10 เมตร

ตัวอย่างการคำนวณ

Moment Rating Factor เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของรถบรรทุกสิบล้อ

$$RF_{(opr)} = \frac{R_u - \phi_D D}{\phi_L L(1+I)} = \frac{(65,187) - (1.3 \times 15,660)}{1.3 \times 16,010 \times (1+0.3)} = 1.66$$

$$RF_{(inv)} = \frac{R_u - \phi_D D}{\phi_L L(1+I)} = \frac{(65,187) - (1.3 \times 15,660)}{2.17 \times 16,010 \times (1+0.3)} = 0.99$$

Moment Rating Factor เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกตามพิกัดของกฎหมาย

$$RF_{(opr)} = \frac{R_u - \phi_D D}{\phi_L L(1+I)} = \frac{(65,187) - (1.3 \times 15,660)}{1.3 \times 9,330 \times (1+0.3)} = 2.84$$

$$RF_{(inv)} = \frac{R_u - \phi_D D}{\phi_L L(1+I)} = \frac{(65,187) - (1.3 \times 15,660)}{2.17 \times 9,330 \times (1+0.3)} = 1.70$$

Moment Rating Factor เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกมาตรฐาน HS20-44

$$RF_{(opr)} = \frac{R_u - \phi_D D}{\phi_L L(1+I)} = \frac{(65,187) - (1.3 \times 15,660)}{1.3 \times 9,000 \times (1+0.3)} = 2.95$$

$$RF_{(inv)} = \frac{R_u - \phi_D D}{\phi_L L(1+I)} = \frac{(65,187) - (1.3 \times 15,660)}{2.17 \times 9,000 \times (1+0.3)} = 1.77$$

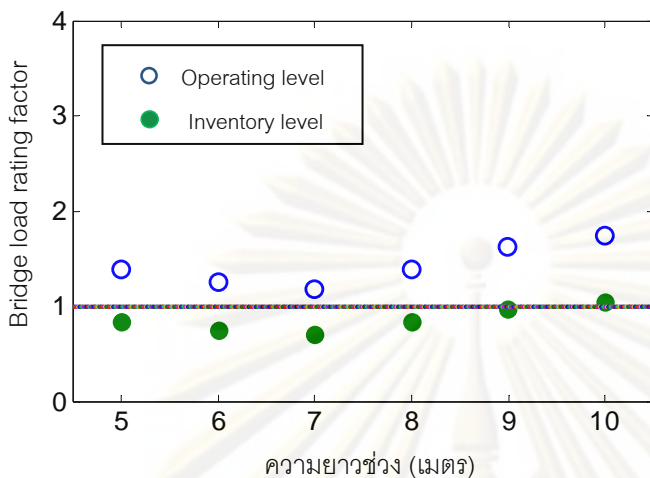
ผลการประเมินความปลอดภัยในการรับน้ำหนักบรรทุกของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพาน Rating factor ของสะพานช่วงความยาว 5 ถึง 10 เมตร โดยมีน้ำหนักบรรทุกจรของรถบรรทุกสี่ล้อ 3 ลักษณะ คือ น้ำหนักสูงสุดที่ตรวจพบ น้ำหนักตามพิกัดที่กฎหมายกำหนด และน้ำหนักตามมาตรฐาน HS20-44 ตามลำดับ ผลที่ได้แสดงดังตารางที่ 4.13-4.14

ตารางที่ 4.13 ค่า Rating factor ของโมเมนต์ของสะพานความยาวช่วง 5-10 เมตรจากรถบรรทุกสี่ล้อ

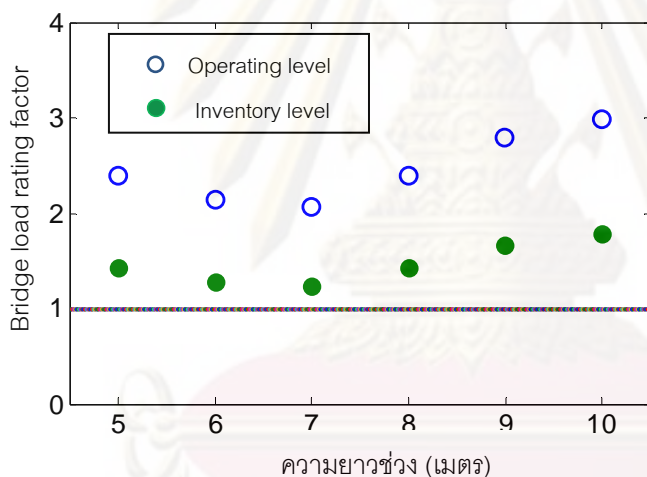
ความยาว ช่วงสะพาน (เมตร)	กรณี	กำลังของ ชิ้นส่วน $R_u$	โมเมนต์จาก น้ำหนักคงที่ $M_{DL}$	โมเมนต์จาก น้ำหนักจร $M_{LL}$	Rating factor	
					(ตัน-เมตร)	(ตัน-เมตร)
5	น้ำหนักสูงสุด	21.76	2.38	7.93	1.39	<b>0.83</b>
	น้ำหนักพิกัด			4.62	2.39	1.43
	รถบรรทุกAASHTO			3.7	2.98	1.79
6	น้ำหนักสูงสุด	25.15	3.85	9.55	1.25	<b>0.75</b>
	น้ำหนักพิกัด			5.56	2.14	1.28
	รถบรรทุกAASHTO			4.89	2.44	1.46
7	น้ำหนักสูงสุด	31.65	6.49	11.62	1.18	<b>0.71</b>
	น้ำหนักพิกัด			6.66	2.06	1.24
	รถบรรทุกAASHTO			6.02	2.28	1.37
8	น้ำหนักสูงสุด	39.95	8.16	12.47	1.39	<b>0.83</b>
	น้ำหนักพิกัด			7.25	2.39	1.43
	รถบรรทุกAASHTO			7.40	2.35	1.41
9	น้ำหนักสูงสุด	53.89	11.3	14.35	1.62	<b>0.97</b>
	น้ำหนักพิกัด			8.32	2.79	1.67
	รถบรรทุกAASHTO			8.15	2.85	1.71
10	น้ำหนักสูงสุด	67.53	15.66	16.01	1.74	1.04
	น้ำหนักพิกัด			9.33	2.99	1.79
	รถบรรทุกAASHTO			9.00	3.10	1.86

หมายเหตุ น้ำหนักสูงสุด คือ รถบรรทุกสูงสุดที่ตรวจพบ (43 ตัน)

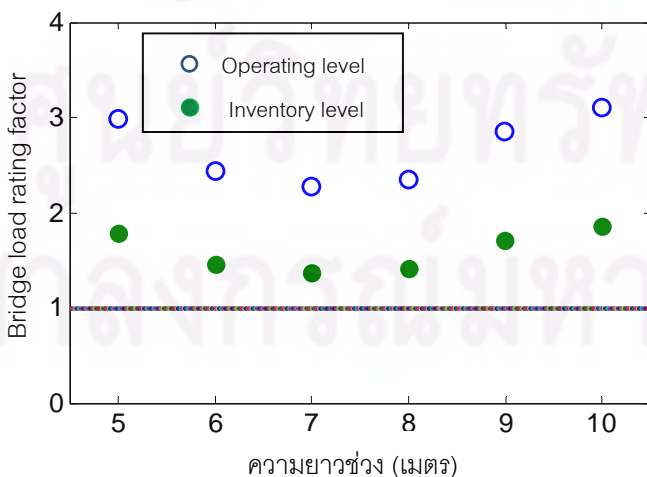
เมื่อนำค่า Rating factor ของโมเมนต์ของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กความยาวช่วง 5-10 เมตรในตารางที่ 4.13 มาทำกราฟแสดงผลแยกตามน้ำหนักของรถสิบล้อจะได้ดังรูปที่ 4.6



รูปที่ 4.6ก Rating factor ของโมเมนต์ จากน้ำหนักรถบรรทุก 43 ตัน



รูปที่ 4.6ข Rating factor ของโมเมนต์ จากน้ำหนักรถบรรทุก 25 ตัน



รูปที่ 4.6ค Rating factor ของโมเมนต์ จากน้ำหนักรถบรรทุก HS20-44



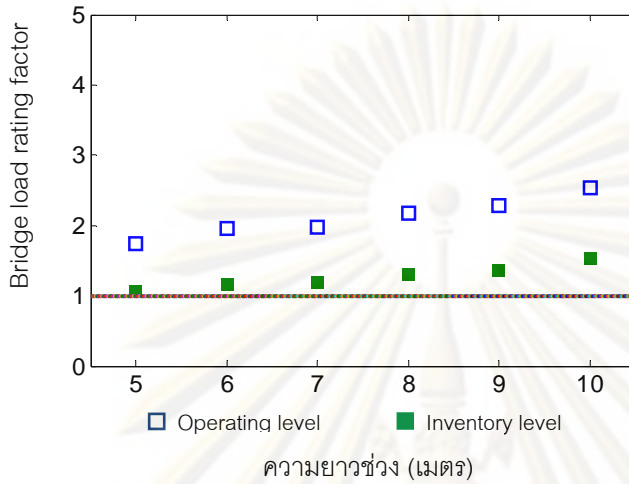
จากการคำนวณค่าความปลอดภัยในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน RF จากโมเมนต์ดัดพบว่า หากเป็นรถบรรทุกที่มีน้ำหนักไม่เกินน้ำหนักสูงสุดที่กฎหมายกำหนด (25 ตัน) สะพานสามารถรับน้ำหนักกระทำได้โดยปลอดภัย โดยค่า RF ทั้งระดับ inventory และ operating มีค่ามากกว่าหนึ่ง แต่อย่างไรก็ดีจากการตรวจวัดภาคสนามในการศึกษานี้พบว่า มีรถที่บรรทุกน้ำหนักมากกว่าพิกัดของกฎหมายและยังพบว่า มีรถบรรทุกสิบล้อที่บรรทุกน้ำหนักเกินสูงถึง 43 ตัน ซึ่งเมื่อนำมาประเมินความปลอดภัยจึงพบว่าค่า RF ในระดับ operating มีค่าน้อยกว่าหนึ่ง แต่ระดับ inventory ยังคงสูงกว่าหนึ่ง ซึ่งแสดงให้เห็นว่าปริมาณรถบรรทุกที่บรรทุกน้ำหนักเกินเหล่านี้แม้จะไม่ทำให้สะพานวิบัติในทันที แต่มีผลทำให้สะพานอาจเกิดความเสียหายหรืออายุการใช้งานสะพานลดสั้นลงอย่างมีนัยสำคัญ (Inventory rating < 1.0 แต่ Operating rating > 1.0) ส่วนการประเมินจากน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐาน AASTHO (HS20-44) พบว่าค่า RF ของโมเมนต์ดัดของพื้นสะพานมีค่ามากกว่า 1

ตารางที่ 4.14 ค่า Rating factor ของแรงเฉือนของสะพานความยาวช่วง 5-10 เมตร จากรถบรรทุกสิบล้อ

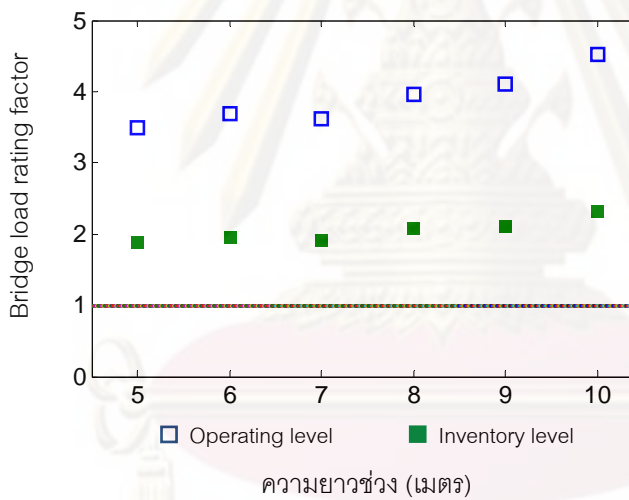
ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	กรณี	กำลังของชิ้นส่วน $V_u$	แรงเฉือนจากน้ำหนักคงที่ $V_{DL}$	แรงเฉือนจากน้ำหนักจร $V_{LL}$	Rating factor	
					operating	inventory
5	น้ำหนักสูงสุด	18.44	1.83	5.42	1.75	1.05
	น้ำหนักพิกัด			2.72	3.49	1.89
	รถบรรทุกAASHTO			3.02	3.15	2.09
6	น้ำหนักสูงสุด	21.05	2.47	5.4	1.96	1.17
	น้ำหนักพิกัด			2.85	3.70	1.96
	รถบรรทุกAASHTO			3.22	3.28	2.22
7	น้ำหนักสูงสุด	23.01	3.3	5.6	1.98	1.19
	น้ำหนักพิกัด			3.06	3.62	1.90
	รถบรรทุกAASHTO			3.5	3.17	2.17
8	น้ำหนักสูงสุด	25.62	3.72	5.63	2.18	1.31
	น้ำหนักพิกัด			3.11	3.96	2.09
	รถบรรทุกAASHTO			3.52	3.49	2.37
9	น้ำหนักสูงสุด	28.24	4.73	5.71	2.29	1.37
	น้ำหนักพิกัด			3.19	4.10	2.10
	รถบรรทุกAASHTO			3.73	3.50	2.45
10	น้ำหนักสูงสุด	32.15	5.71	5.78	2.53	1.52
	น้ำหนักพิกัด			3.24	4.52	2.32
	รถบรรทุกAASHTO			5.42	3.87	2.71

หมายเหตุ น้ำหนักสูงสุด คือ รถบรรทุกสูงสุดที่ตรวจพบ (43 ตัน)

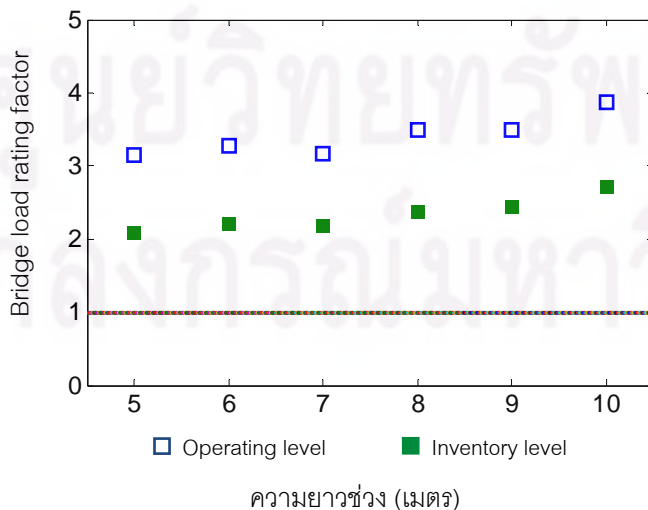
เมื่อนำค่า Rating factor ของแรงเฉือนของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กความยาวช่วง 5-10 เมตรในตารางที่ 4.14 มาทำเขียนกราฟแสดงผลแยกตามน้ำหนักของรถบรรทุกสิบล้อจะได้ดังรูปที่ 4.7



รูปที่ 4.7ก Rating factor ของแรงเฉือน จากน้ำหนักรถบรรทุก 43 ตัน



รูปที่ 4.7ข Rating factor ของแรงเฉือน จากน้ำหนักรถบรรทุก 25 ตัน



รูปที่ 4.7ค Rating factor ของแรงเฉือน จากน้ำหนักรถบรรทุก HS20-44

การประเมินค่า Rating factor ของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กจากผลของแรงเฉือน พบว่าถึงแม้รถบรรทุกสิบล้อจะบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัดกฎหมายแต่ค่าความปลอดภัยในการรับน้ำหนักในแง่ของแรงเฉือนดังรูปที่ 4.5 ค่า RF ทั้งระดับ inventory และ operating ยังคงมีค่ามากกว่าหนึ่ง

#### 4.4 ผลการประเมินความปลอดภัยในการรับน้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกกึ่งพ่วงและรถพ่วง

เนื่องจากการจราจรในปัจจุบันรถบรรทุกขนาดใหญ่ที่สัญจรบนถนนหรือสะพานมีหลากหลายประเภท ความเสียหายของสะพานจึงอาจเกิดจากน้ำหนักจรของรถประเภทอื่น ๆ ในการศึกษาครั้งนี้จึงทำการประเมินความปลอดภัยในการรับบรรทุกของสะพานจากรถบรรทุกขนาดใหญ่เพิ่มขึ้นอีกสองประเภทคือ รถบรรทุกกึ่งพ่วง (semi-trailer) รถบรรทุกพ่วง (trailer) โดยวิธีการประเมินมีลักษณะเหมือนกับการประเมินความปลอดภัยจากรถสิบล้อ แต่ทำการเปลี่ยนน้ำหนักและรูปแบบของน้ำหนักบรรทุกจรที่ใช้ประเมินเป็นของรถทั้งสองประเภท

##### ผลการประเมินความปลอดภัยในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานจากรถบรรทุกกึ่งพ่วง

วิธีการทำการประเมินความปลอดภัยของสะพานจากรถบรรทุกกึ่งพ่วง มีวิธีคล้ายกับการประเมินของรถสิบล้อ ซึ่งผลของการคำนวณกำลังของชิ้นส่วน ( $R_u$ ) หรือผลกระทบจากน้ำหนักคงที่ ( $DL$ ) จะมีค่าเหมือนกัน เนื่องจากเป็นจากหน้าตัดตามแบบมาตรฐานของสะพาน แต่ผลที่มีการเปลี่ยนแปลงไปจากรถบรรทุกสิบล้อคือผลกระทบจากน้ำหนักจร ( $LL$ ) ซึ่งรถบรรทุกกึ่งพ่วงจะมีจำนวนเพลามากกว่ารถสิบล้อ โดยรถบรรทุกกึ่งพ่วงมีน้ำหนักที่กระทำต่อสะพานดังที่ได้แสดงในเบื้องต้น คือน้ำหนักจากรถบรรทุกกึ่งพ่วงสูงสุดที่ตรวจพบ และน้ำหนักจากรถบรรทุกกึ่งพ่วงตามพิกัดของกฎหมาย จากการวิเคราะห์ในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของรถบรรทุกกึ่งพ่วงได้ผลของแรง ดังตารางที่ 4.8 ดังตารางที่ 4.9

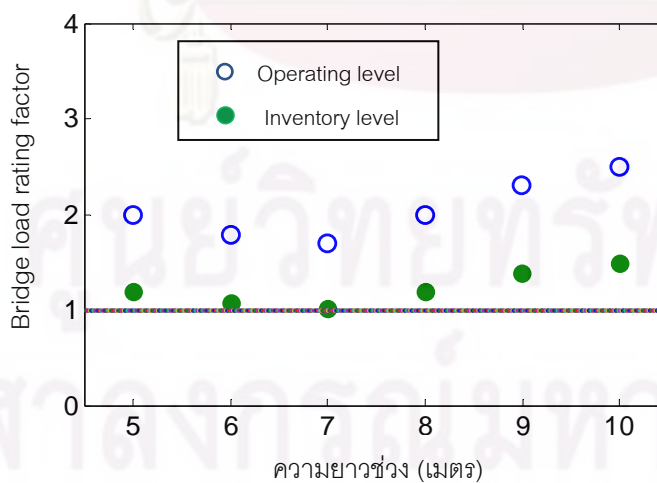
เมื่อได้ผลการวิเคราะห์เรียบร้อยแล้ว จากนั้นจึงทำการประเมินความปลอดภัยของโครงสร้างสะพาน โดยใช้สมการที่ 4.1 และ 4.2 โดยประเมินทั้งผลกระทบจากโมเมนต์และจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นกับสะพาน ซึ่งได้ผลการประเมินดังตารางที่ 4.15 และ 4.16 และนำผลประเมินที่ได้มาแสดงเป็นกราฟระหว่างความยาวช่วงของสะพานกับค่าความปลอดภัย (RF) ได้ดังรูปที่ 4.8 และรูปที่ 4.9

ศูนย์วิจัยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

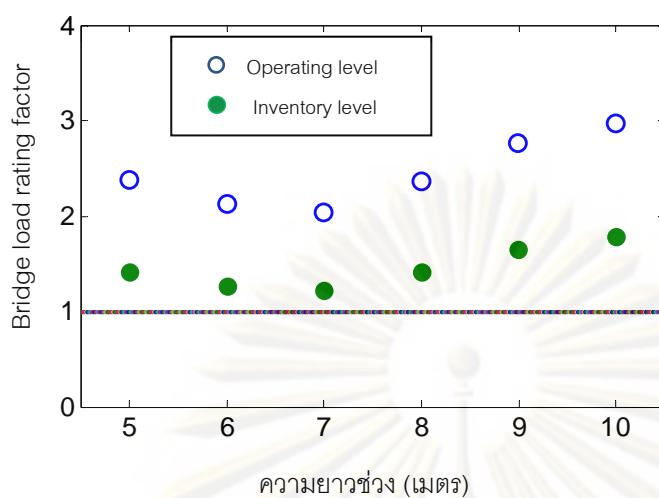
ตารางที่ 4.15 ค่า Rating factor ของโมเมนต์ของสะพานความยาวช่วง 5-10 เมตรจากรถบรรทุกกึ่งพ่วง

ความยาว ช่วงสะพาน (เมตร)	กรณี	กำลังของ ชิ้นส่วน $R_u$ (ตัน-เมตร)	โมเมนต์จาก น้ำหนักคงที่ $M_{DL}$ (ตัน-เมตร)	โมเมนต์จาก น้ำหนักจร $M_{LL}$ (ตัน-เมตร)	Rating factor	
					operating	inventory
5	น้ำหนักสูงสุด	21.76	2.38	5.55	1.99	1.19
	น้ำหนักพิกัด			4.65	2.38	1.42
6	น้ำหนักสูงสุด	25.15	3.85	6.69	1.78	1.07
	น้ำหนักพิกัด			5.61	2.12	1.27
7	น้ำหนักสูงสุด	31.65	6.49	8.06	1.70	1.02
	น้ำหนักพิกัด			6.75	2.03	1.22
8	น้ำหนักสูงสุด	39.95	8.16	8.72	1.99	1.19
	น้ำหนักพิกัด			7.31	2.37	1.42
9	น้ำหนักสูงสุด	53.89	11.3	10.02	2.31	1.39
	น้ำหนักพิกัด			8.40	2.76	1.65
10	น้ำหนักสูงสุด	67.53	15.66	11.22	2.49	1.49
	น้ำหนักพิกัด			9.40	2.97	1.78

หมายเหตุ น้ำหนักสูงสุด คือ รถบรรทุกกึ่งพ่วงสูงสุดที่ตรวจพบ (54.4 ตัน)



รูปที่ 4.8น Rating factor ของโมเมนต์ จากน้ำหนัก รถบรรทุกกึ่งพ่วงสูงสุด

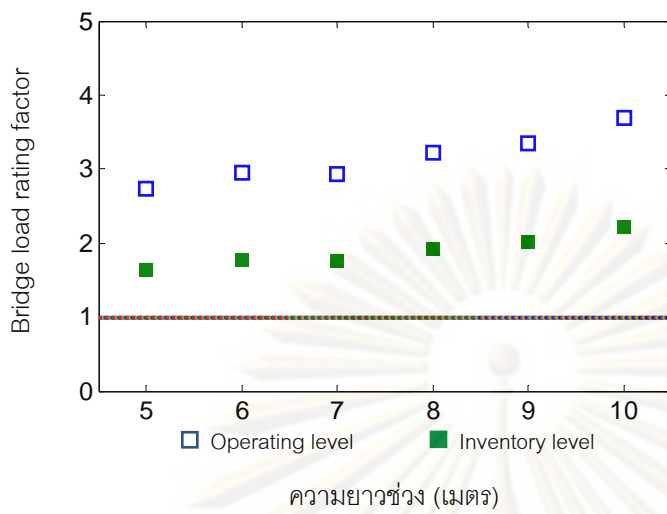


รูปที่ 4.8 ข Rating factor ของโมเมนต์จากน้ำหนักรถบรรทุกกึ่งพ่วงตามพิกัดกฎหมาย

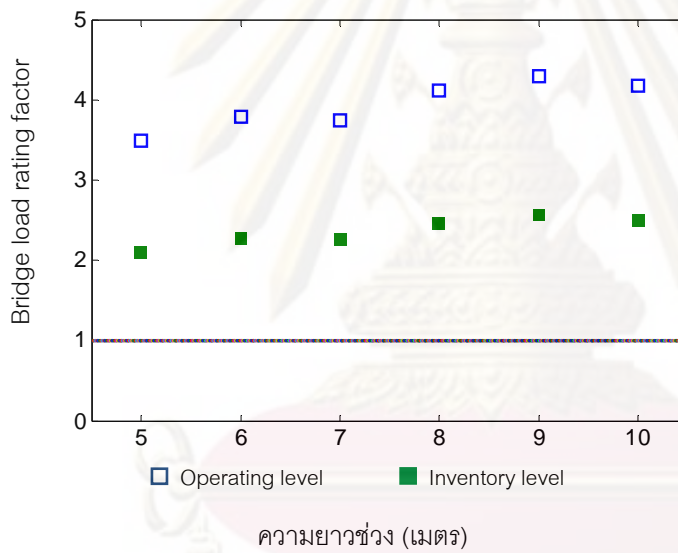
ตารางที่ 4.16 ค่า Rating factor ของแรงเฉือนของสะพานความยาวช่วง 5-10 เมตรจากรถบรรทุกกึ่งพ่วง

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	กรณี	กำลังของชิ้นส่วน $V_u$	แรงเฉือนจากน้ำหนักคงที่ $V_{DL}$	แรงเฉือนจากน้ำหนักจร $V_{LL}$	Rating factor	
					operating	inventory
	รถบรรทุก	(ตัน)	(ตัน)	(ตัน)		
5	น้ำหนักสูงสุด	18.44	1.83	3.48	2.73	1.64
	น้ำหนักพิกัด			2.72	3.63	2.17
6	น้ำหนักสูงสุด	21.05	2.47	3.57	2.96	1.77
	น้ำหนักพิกัด			2.80	3.72	2.23
7	น้ำหนักสูงสุด	23.01	3.3	3.78	2.93	1.76
	น้ำหนักพิกัด			2.95	3.56	2.13
8	น้ำหนักสูงสุด	25.62	3.72	3.82	3.22	1.93
	น้ำหนักพิกัด			2.98	3.62	2.17
9	น้ำหนักสูงสุด	28.24	4.73	3.9	3.35	2.01
	น้ำหนักพิกัด			3.06	3.59	2.15
10	น้ำหนักสูงสุด	32.15	5.71	3.96	3.70	2.21
	น้ำหนักพิกัด			3.40	3.85	2.31

หมายเหตุ น้ำหนักสูงสุด คือ รถบรรทุกกึ่งพ่วงสูงสุดที่ตรวจพบ (54.4 ตัน)



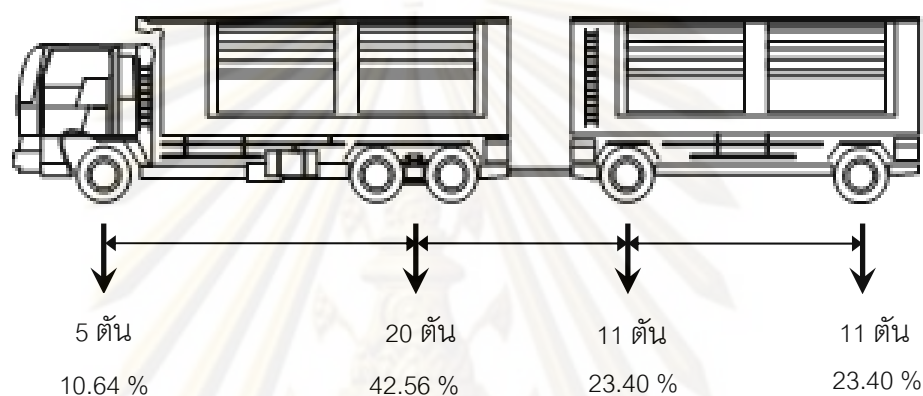
รูปที่ 4.9ก Rating factor  
ของแรงเค้น จากน้ำหนัก  
รถบรรทุกกึ่งพ่วงสูงสุด



รูปที่ 4.9ข Rating factor  
ของแรงเค้น จากน้ำหนัก  
รถบรรทุกกึ่งพ่วงตามพิกัด  
กฎหมาย

### ผลการประเมินความปลอดภัยในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานจากรถบรรทุกพ่วง

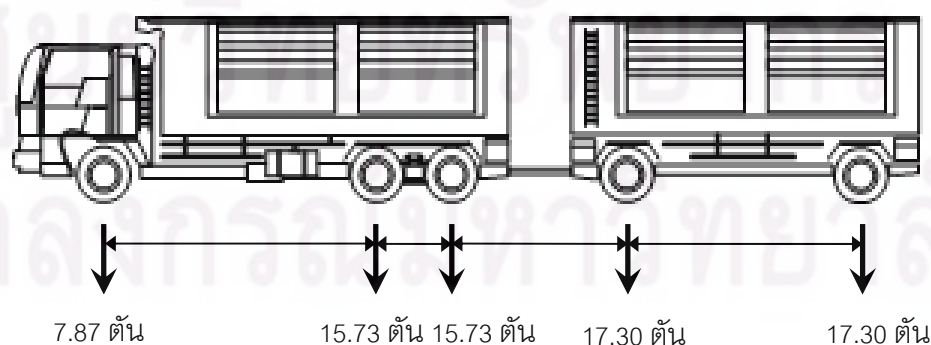
การประเมินความปลอดภัยจากรถบรรทุกพ่วง เนื่องจากการหาน้ำหนักของรถบรรทุกสิบล้อจากวิธีนำเสนอสมาารถทำได้เพียงน้ำหนักโดยรวมทำให้ไม่สามารถระบุถึงน้ำหนักเพลาน้ำหนักเพลาดังนั้นการใส่แรงกระทำจากรถบรรทุกสิบล้อพ่วง ในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จึงทำการกระจายแรงตามน้ำหนักของรถบรรทุกพ่วงสูงสุดที่กฎหมายกำหนด โดยมีการกระจายน้ำหนักดังรูปที่ 4.10



รูปที่ 4.10 การกระจายน้ำหนักของรถบรรทุกพ่วง

โดยจากการตรวจวัดรถบรรทุกพ่วงในภาคสนามพบว่ามียุทธบรรทุกสูงสุดหนัก 73.92 ตัน ซึ่งเมื่อนำน้ำหนักรวมของรถมากระจายเป็นแรงที่เพลาก็ได้น้ำหนักเพลาน้ำหนักเพลาลง 7.87 ตัน น้ำหนักเพลาลงรถลาก 31.46 ตัน น้ำหนักเพลาน้ำหนักพ่วง 17.30 และ น้ำหนักเพลาลงรถพ่วง 17.30 ตัน ดังรูปที่ 4.11

เมื่อนำผลของน้ำหนักที่ได้จากการกระจายแรงเบื้องต้นมาใส่เป็นน้ำหนักกระทำในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของสะพาน และทำการวิเคราะห์ผลของแรงภายในจากน้ำหนักของรถทำให้ได้ผลของแรงตามตารางที่ 4.10 - 4.11



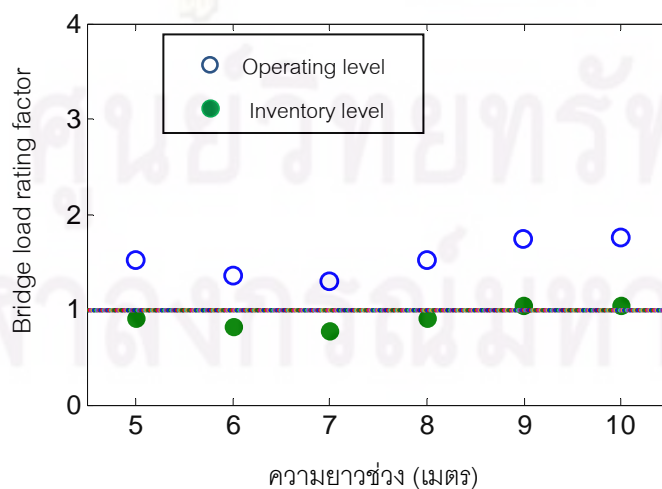
รูปที่ 4.11 พารามิเตอร์ของน้ำหนักพ่วงที่กระทำต่อสะพาน

จากนั้นนำแรงภายในของแผ่นพื้นที่ได้มาทำการวิเคราะห์หาค่าความปลอดภัยของสะพานซึ่งผลการประเมินทั้งจากโมเมนต์ และแรงเฉือน แสดงได้ดังตารางที่ 4.17 – 4.18 ตามลำดับ และรูปที่ 4.12 - 4.13 แสดงเป็นกราฟระหว่างความยาวช่วงของสะพานกับค่าความปลอดภัย (RF)

ตารางที่ 4.17 ค่า Rating factor ของโมเมนต์ของสะพานความยาวช่วง 5-10 เมตรจากรถบรรทุกพ่วง

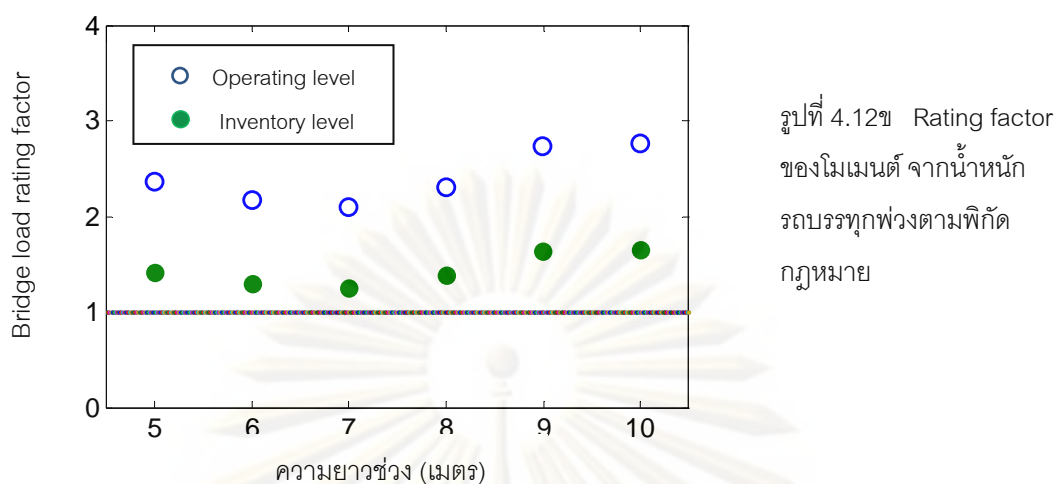
ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	กรณี	กำลังของชิ้นส่วน $R_u$	โมเมนต์จากน้ำหนักคงที่ $M_{DL}$	โมเมนต์จากน้ำหนักจร $M_{LL}$	Rating factor	
					operating	inventory
5	น้ำหนักสูงสุด	21.76	2.38	7.25	1.52	0.91
	น้ำหนักพิกัด			4.68	2.36	1.41
6	น้ำหนักสูงสุด	25.15	3.85	8.74	1.36	0.82
	น้ำหนักพิกัด			5.48	2.17	1.30
7	น้ำหนักสูงสุด	31.65	6.49	10.61	1.29	0.78
	น้ำหนักพิกัด			6.58	2.09	1.25
8	น้ำหนักสูงสุด	39.95	8.16	11.4	1.52	0.91
	น้ำหนักพิกัด			7.55	2.30	1.38
9	น้ำหนักสูงสุด	53.89	11.3	13.32	1.74	1.04
	น้ำหนักพิกัด			8.47	2.74	1.64
10	น้ำหนักสูงสุด	67.53	15.66	15.9	1.76	1.05
	น้ำหนักพิกัด			10.12	2.76	1.65

หมายเหตุ น้ำหนักสูงสุด คือ รถบรรทุกกึ่งพ่วงสูงสุดที่ตรวจพบ (73.92 ตัน)



รูปที่ 4.12ก Rating factor ของโมเมนต์ จากน้ำหนักรถบรรทุกพ่วงสูงสุด

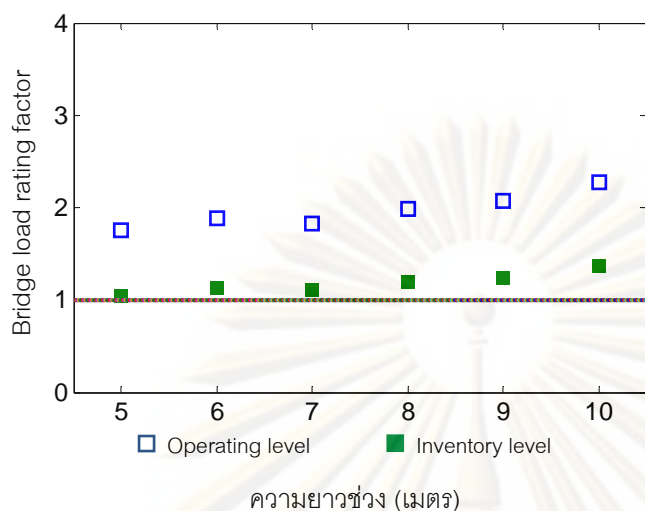




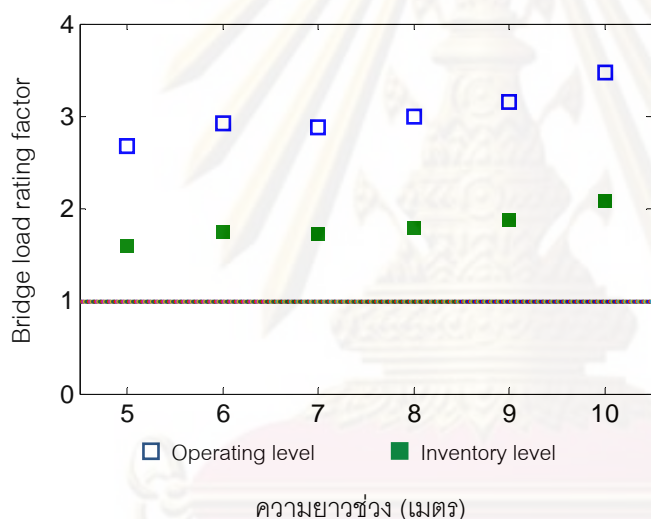
ตารางที่ 4.18 ค่า Rating factor ของแรงเฉือนของสะพานความยาวช่วง 5-10 เมตรจากรถบรรทุกพ่วง

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	กรณี	กำลังของชิ้นส่วน $V_u$	แรงเฉือนจากน้ำหนักคงที่ $V_{DL}$	แรงเฉือนจากน้ำหนักจร $V_{LL}$	Rating factor	
					รถบรรทุก	inventory
5	น้ำหนักสูงสุด	18.44	1.83	5.42	1.75	1.05
	น้ำหนักพิกัด			3.55	2.68	1.60
6	น้ำหนักสูงสุด	21.05	2.47	5.60	1.89	1.13
	น้ำหนักพิกัด			3.62	2.92	1.75
7	น้ำหนักสูงสุด	23.01	3.3	6.06	1.83	1.10
	น้ำหนักพิกัด			3.85	2.88	1.72
8	น้ำหนักสูงสุด	25.62	3.72	6.17	1.99	1.19
	น้ำหนักพิกัด			4.10	3.00	1.80
9	น้ำหนักสูงสุด	28.24	4.73	6.30	2.07	1.24
	น้ำหนักพิกัด			4.14	3.16	1.89
10	น้ำหนักสูงสุด	32.15	5.71	6.43	2.28	1.36
	น้ำหนักพิกัด			4.22	3.47	2.08

หมายเหตุ น้ำหนักสูงสุด คือ รถบรรทุกกึ่งพ่วงสูงสุดที่ตรวจพบ (73.92 ตัน)



รูปที่ 4.13ก Rating factor  
ของโมเมนต์ จากน้ำหนัก  
รถบรรทุกพ่วงสูงสุด



รูปที่ 4.13ข Rating factor  
ของแรงเฉือน จากน้ำหนัก  
รถบรรทุกพ่วงตามพิกัด  
กฎหมาย

การประเมินความปลอดภัยในการรับน้ำหนักของสะพานจากน้ำหนักของรถบรรทุกพ่วง จากน้ำหนักสูงสุดที่ตรวจพบ และน้ำหนักตามพิกัดตามกฎหมาย พบว่าสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกตามพิกัดของกฎหมายได้อย่างปลอดภัย (RF มากกว่า 1 ทั้งระดับ Inventory และ Operating) แต่หากเป็นน้ำหนักบรรทุกพ่วงที่บรรทุกน้ำหนักเกินกว่าพิกัดที่กฎหมายกำหนดสะพานอาจได้รับความเสียหายดังในการประเมินรถบรรทุกพ่วงจากน้ำหนักสูงสุดที่พบ ทำให้เห็นว่าค่า RF ของโมเมนต์ระดับ operating มีค่าน้อยกว่าหนึ่ง มีเพียง Inventory ที่มากกว่า 1.0 แสดงว่าสะพานจะได้รับความเสียหายจากน้ำหนักแต่อาจยังไม่ถึงขั้นวิบัติ แต่อย่างไรก็ดีการให้สะพานต้องรับน้ำหนักบรรทุกที่เกินกว่าพิกัดของกฎหมายจะทำให้สะพานได้รับความเสียหาย ส่งผลให้มีอายุการใช้งานที่สั้นลงไม่เป็นไปตามอายุที่ออกแบบไว้

## บทที่ 5

### การประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่เนื่องจากการเสื่อมสภาพของสะพาน

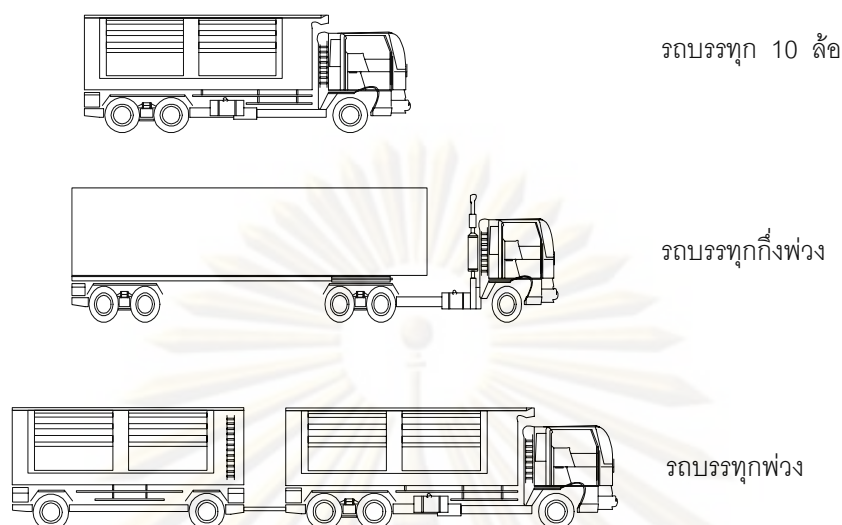
เนื้อหาในบทนี้นำเสนอการประเมินการเสื่อมสภาพของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กจากความล้า โดยทำการประเมินจากน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากการตรวจวัดในภาคสนามในบทที่ 3 และทำการประเมินการเสื่อมสภาพของสะพานเนื่องจากสนิมเหล็ก โดยสมมติให้การเสื่อมสภาพทั้ง 2 ลักษณะข้างต้นไม่มีผลต่อกัน

#### 5.1 การประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่เนื่องจากความล้าของสะพาน

ความล้า เป็นสาเหตุหนึ่งของการเสื่อมสภาพในการใช้งานของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบแผ่นพื้น ซึ่งความล้าของสะพานเกิดจากการกระทำซ้ำของน้ำหนักบรรทุกของรถที่วิ่งผ่าน เมื่อรถบรรทุกวิ่งผ่านสะพานจะทำให้สะพานเกิดความเค้นที่เพิ่มขึ้น ทำให้เกิดความแตกต่างของความเค้นในชิ้นส่วนของสะพานหรือเรียกว่าค่าช่วงความเค้น และค่าช่วงความเค้นนี้เป็นปัจจัยสำคัญที่ทำให้เกิดการเกิดการเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้าของสะพาน ทั้งนี้นอกจากช่วงความเค้นที่เป็นปัจจัยของการเกิดความล้าแล้ว ยังมีปัจจัยอื่นที่สำคัญ ได้แก่ ลักษณะการวิ่งของรถบรรทุก ปริมาณการจราจร และอัตราการเพิ่มขึ้นของปริมาณจราจรในอนาคตและกำลังวัสดุด้านความล้า เป็นต้น ปัจจัยเหล่านี้ล้วนมีผลทำให้สะพานเกิดการเสื่อมสภาพ ส่งผลกระทบโดยตรงต่ออายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพาน

การประเมินอายุการใช้งานที่เหลือของสะพานได้ใช้หลักการประยุกต์จากความสัมพันธ์ของ  $S_r - N$  Diagram ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่าง ค่าช่วงความเค้น (stress range,  $S_r$ ) กับจำนวนรอบของน้ำหนักกระทำ (number of cycle,  $N$ ) ที่เกิดขึ้นสำหรับแต่ละช่วงของความเค้นนั้น ๆ ดังที่ได้อธิบายในบทที่ 2 โดยใช้น้ำหนักบรรทุกประสิทธิผลเฉลี่ยเป็นตัวแทนของน้ำหนักรถ และข้อมูลปริมาณรถบรรทุก จะทำให้สามารถประเมินอายุการใช้งานของสะพานได้

ในการประเมินความเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้าจะพิจารณาเฉพาะผลกระทบจากรถบรรทุกขนาดใหญ่เพราะทำให้เกิดช่วงความเค้นมากกว่าขีดจำกัดความล้า (fatigue limit) ซึ่งในการศึกษานี้ได้จำแนกรถที่ทำการศึกษออกเป็น 3 ประเภท คือ รถบรรทุกสิบล้อ รถบรรทุกกึ่งพ่วง และรถบรรทุกพ่วง ดังแสดงในรูปที่ 5-1 โดยข้อมูลน้ำหนักของรถบรรทุกที่นำมาใช้ในการประเมินนั้นนำมาจากการเก็บข้อมูลระยะยาวจากระบบ B-WIM-FAD ดังที่ได้แสดงในบทที่ 3



รูปที่ 5.1 รถบรรทุกขนาดใหญ่ 3 ประเภท

จากการวัดข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกในภาคสนามซึ่งมาจากการจราจรจริง โดยผลที่ได้ดังแสดงในบทที่ 3 พบว่าค่าของน้ำหนักรถที่ได้นั้นมีการเปลี่ยนแปลงไม่คงที่ ดังนั้นในการประเมินนี้จึงได้ใช้หลักการ ให้น้ำหนักรถบรรทุกหนึ่งคันเพื่อเป็นตัวแทนการประเมินการเสื่อมสภาพของสะพาน โดยที่ความเสียหายที่เกิดจากรถบรรทุกตัวแทนคูณจำนวนรถจะเท่ากับความเสียหายรวมที่เกิดจากรถบรรทุกทุกคัน โดยน้ำหนักของรถบรรทุกที่จะเป็นตัวแทน คือน้ำหนักประสิทธิผลเฉลี่ย ซึ่งมีวิธีการหาดังต่อไปนี้

เริ่มจากสมการที่ 5.1 (หรือสมการที่ 2.37) ซึ่งเป็นสมการที่ใช้หาค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย

$$\bar{S}_e = \sqrt[4]{\sum_{i=1}^T \frac{S_i^4}{T}} \quad (5.1)$$

โดยที่  $S_i$  คือ ค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลที่เกิดจากรถบรรทุกคันที่  $i$   
 $\bar{S}_e$  คือ ค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย  
 $T$  คือ จำนวนรถบรรทุก

และจากความสัมพันธ์ของความเค้น ( $\sigma$ ) และความเครียด ( $\varepsilon$ )

$$\sigma = E\varepsilon = \frac{Mc}{I} \quad (5.2)$$

เมื่อ  $c$  คือ ระยะความลึกของแนวแกนสะเทินของหน้าตัดสะพาน  
 $I$  คือ โมเมนต์ความเฉื่อย (moment of inertia) ของหน้าตัดสะพาน

$E$  คือ อีลาสติกโมดูลัสของสะพาน

$M$  คือ โมเมนต์ดัดของสะพาน

และจากความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับแรงที่กระทำพบว่า

$$M = \frac{Px}{2} \quad (5.3)$$

เมื่อ  $x$  คือ ระยะทางจากฐานรองรับของสะพาน

$P$  คือ น้ำหนักกระทำ

เมื่อนำสมการที่ 5.2 และ 5.3 มาพิจารณาพบว่า ความเค้นที่เกิดขึ้นมีความสัมพันธ์เชิงเส้นกับแรงที่กระทำ ( $P$ ) หรือน้ำหนักของรถบรรทุก ( $W$ ) ที่กระทำต่อสะพาน ดังแสดงสมการที่ 5.4

$$\sigma = \frac{xc}{2I} P = \frac{xc}{2I} W \quad (5.4)$$

ดังนั้นเมื่อนำค่าความเค้นไปแทนลงในสมการที่ 5.1 จะได้เป็น

$$\bar{W}_e = \sqrt[4]{\sum_{i=1}^T \frac{W_i^4}{T}} \quad (5.5)$$

โดยที่  $\bar{W}_e$  คือ น้ำหนักประสิทธิผลเฉลี่ย

$W_i$  คือ น้ำหนักรถบรรทุกคันที่  $i$

$T$  คือ จำนวนรถบรรทุก

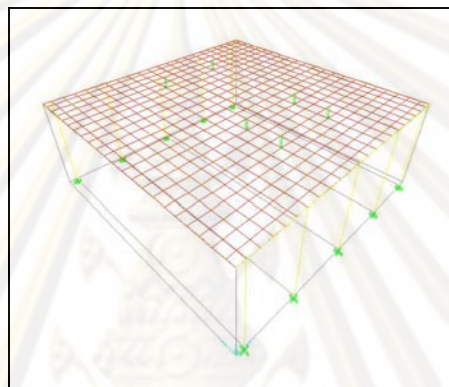
โดยจากการรวบรวมข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกขนาดใหญ่ทั้งสามประเภท (ตามข้อมูลบทที่ 3) สามารถนำมาคำนวณหาน้ำหนักประสิทธิผลเฉลี่ยของรถบรรทุกเพื่อทำการประเมินการเสื่อมสภาพของสะพานได้ดังตารางที่ 5.1

ตารางที่ 5.1 น้ำหนักประสิทธิผลเฉลี่ยของรถบรรทุกแต่ละประเภท

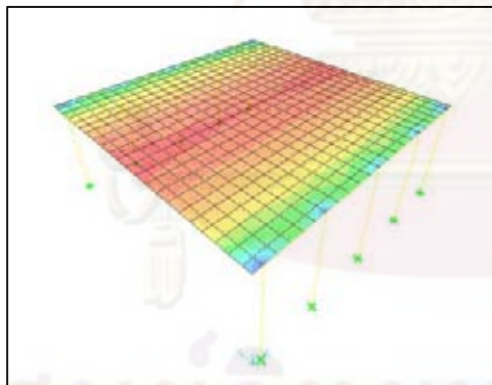
ประเภทรถบรรทุก	จำนวนข้อมูลรถ (คัน)	น้ำหนักประสิทธิผลเฉลี่ย (ตัน)
รถบรรทุกสิบล้อ	2043	24.67
รถบรรทุกกึ่งพ่วง	502	38.25
รถบรรทุกพ่วง	508	46.41

### 5.1.1 การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

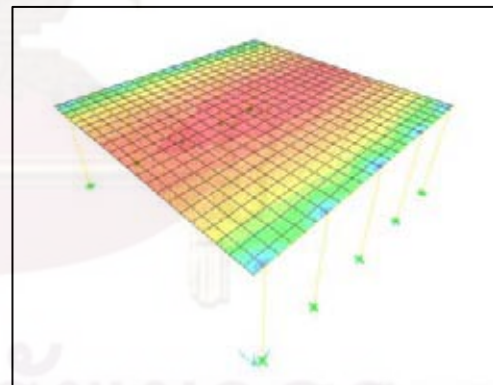
ในบทที่ 4 ได้กล่าวถึงการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งเป็นการจำลองโครงสร้างสะพานด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (finite element model) อย่างละเอียด เพื่อวิเคราะห์หาผลของแรงที่เกิดขึ้นจากการกระทำของน้ำหนักบรรทุกของรถ โดยในบทนี้จะนำแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์มาทำการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาค่าความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ของสะพาน และน้ำหนักบรรทุกจรของรถบรรทุกของรถ รูปที่ 5.2-5.3 แสดงตัวอย่างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ความเค้นที่ได้จากการวิเคราะห์จากน้ำหนักคงที่ และน้ำหนักบรรทุกจร ของสะพานความยาวช่วง 10 เมตร



รูปที่ 5.2 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์



(ก)



(ข)

รูปที่ 5.3 ผลค่าความเค้นของแผ่นพื้นสะพาน (ก) ผลจากน้ำหนักคงที่,  $S_{DL}$

(ข) ผลจากน้ำหนักจรของรถบรรทุก,  $S_{LL}$

ผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถหาค่าความเค้นที่เกิดขึ้น สรุปผลดังตารางต่อไปนี้

- ผลความเค้นของคอนกรีตจากน้ำหนักคงที่ของสะพาน ตารางที่ 5.2
- ผลความเค้นของคอนกรีตจากน้ำหนักคงที่ที่รวมกับน้ำหนักบรรทุก ตารางที่ 5.3
- ผลความเค้นของเหล็กเสริมจากน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากรถบรรทุก ตารางที่ 5.4

ตารางที่ 5.2 ผลการวิเคราะห์ค่าความเค้นของคอนกรีตจากน้ำหนักคงที่ของสะพาน

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	ความเค้นจากผลของน้ำหนักคงที่ (Mpa)
5	1.44
6	1.77
7	2.58
8	2.66
9	3.08
10	3.29

ตารางที่ 5.3 ผลการวิเคราะห์ค่าความเค้นของคอนกรีตจากน้ำหนักคงที่ร่วมกับน้ำหนักรถบรรทุก

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	ค่าความเค้นรวมของคอนกรีต (Mpa)		
	รถบรรทุกสี่ล้อ	รถบรรทุกกึ่งพ่วง	รถบรรทุกพ่วง
5	4.63	4.87	4.85
6	4.87	5.17	4.91
7	5.73	5.82	5.89
8	5.40	5.71	5.88
9	5.68	5.96	6.08
10	5.50	5.86	6.12

ตารางที่ 5.4 ผลการวิเคราะห์ค่าความเค้นของเหล็กเสริมจากน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากรถบรรทุก

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	ค่าช่วงความเค้นของเหล็กเสริม (Mpa)		
	รถบรรทุกสี่ล้อ	รถบรรทุกกึ่งพ่วง	รถบรรทุกพ่วง
5	30.57	32.91	32.72
6	29.77	32.65	30.14
7	30.23	31.12	31.76
8	26.26	29.20	30.86
9	24.91	27.66	28.81
10	21.28	24.71	27.15

เมื่อได้ผลวิเคราะห์ค่าความเค้นของเหล็กเสริมและคอนกรีตที่เกิดขึ้นในแผ่นพื้นของสะพาน เมื่อนำมาคำนวณรวมกับปริมาณจราจรของรถบรรทุก จะสามารถประเมินอายุการใช้งานของสะพานได้ตามหลักการในบทที่ 2

### 5.1.2 ผลการประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่เนื่องจากความล้าของสะพาน

การประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กจากการใช้งานภายใต้การจราจรปกติ ในการศึกษาทำการแบ่งการประเมินอายุเป็น 2 ส่วนคือ การประเมินอายุจากความล้าคอนกรีต และการประเมินอายุจากความล้าของเหล็กเสริม จากนั้นนำอายุที่ได้จากสองส่วนมาเปรียบเทียบเพื่อเลือกอายุที่น้อยกว่าเป็นอายุการใช้งานของสะพาน

การประเมินอายุการใช้งานของสะพานใช้หลักความสัมพันธ์ของ  $S_r - N$  Diagram ของคอนกรีตและเหล็กเสริม โดยสมการของเหล็กเสริมใช้สมการที่ 5.6 และของคอนกรีตใช้สมการที่ 5.7 ดังรายละเอียดในบทที่ 2

$$NS_r^4 = 10^{15.22} \quad (5.6)$$

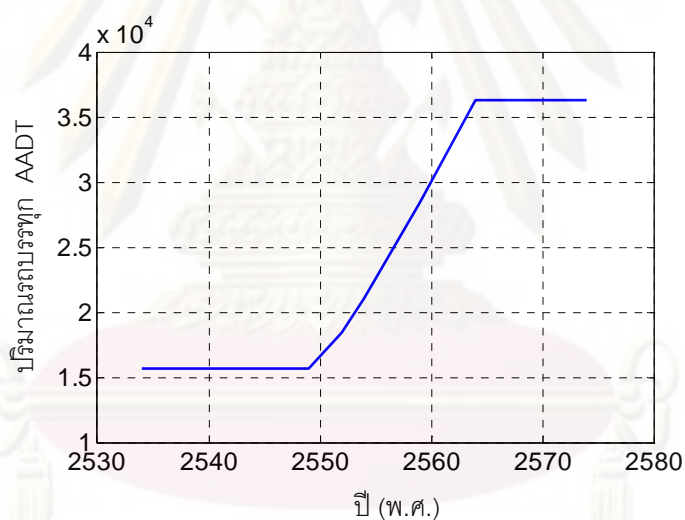
$$N = 10^{\frac{1-(S_{\max}/f_c)}{0.0807(1-(S_{\min}/S_{\max}))}} \quad (5.7)$$

เมื่อได้สมการ  $S_r - N$  Diagram และค่าความเค้นของสะพาน จากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ดังที่ได้กล่าวมาเบื้องต้นแล้ว ทำให้สามารถประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานได้ โดยวิธีการประเมินได้กล่าวไว้รายละเอียดในบทที่ 2 ทั้งนี้การประเมินอายุการใช้งานของสะพาน จะใช้ข้อมูลปริมาณจราจรของรถบรรทุกจากถนนทางหลวงหมายเลข 2 ถนนมิตรภาพ บริเวณสี่แยกขอนแก่น กม.21+000 แขวงทางหลวงชนบท 1 สำนักทางหลวงที่ 5 โดยข้อมูลได้นำมาจาก รายงานของโครงการสำรวจสภาพความเสียหายและทดสอบการรับน้ำหนักของสะพานแบบ SLAB TYPE ในพื้นที่สำนักทางหลวงที่ 5 จังหวัดขอนแก่น จัดทำการศึกษาโดย สำนักวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง โดยในรายงานนอกจากจะแสดงปริมาณการจราจรที่มีในปัจจุบัน ยังทำการคาดการณ์ปริมาณจราจรในอนาคต(traffic growth) ตามสมมติฐานของปริมาณจราจรจะมีความสัมพันธ์กับตัวแปรต่าง ๆ ทางด้านเศรษฐกิจและสังคม ซึ่งประกอบด้วย ปริมาณประชากร ผลิตภัณฑ์มวลรวม การครอบครองยานพาหนะ ทำให้ข้อมูลปริมาณการจราจรมีแนวโน้มตามความเป็นจริง ส่งผลให้การประเมินความเสื่อมสภาพของสะพานมีความแม่นยำมากขึ้น แต่อย่างไรก็ดีข้อมูลที่ได้แสดงในรายงานไม่ได้ทำการแยกประเภทของรถบรรทุกไว้ ดังนั้นข้อมูลปริมาณการจราจรทั้งหมดของรถบรรทุกขนาดใหญ่ไว้เพียงค่าเดียว โดยข้อมูลจราจรแสดงในตารางที่ 5.5 และรูปที่ 5.4



ตารางที่ 5.5 ปริมาณการจราจรของรถบรรทุก

ปี	จำนวนรถบรรทุก (คัน)
เริ่มใช้สะพาน	15688
2549	15688
2552	18399
2554	21110
2559	28403
2564	36272
2569	36272
2574	36272



รูปที่ 5.4 แสดงปริมาณจราจรของรถบรรทุกขนาดใหญ่

เนื่องจากข้อมูลจราจรที่ได้จากรายงานไม่ได้ทำการแยกประเภทของรถบรรทุกขนาดใหญ่ ดังนั้นเพื่อให้การประเมินสามารถแบ่งความเสียหายตามประเภทของรถบรรทุกได้ ผู้วิจัยจึงได้ใช้สัดส่วนของรถบรรทุกขนาดใหญ่ของถนนมิตรภาพบริเวณ กม. 21+000 ตามข้อมูลการจราจรของกรมทางหลวงในปี 2550 เพื่อนำมาแยกประเภทรถบรรทุกออก โดยสัดส่วนของรถบรรทุกที่ได้แสดงดังตารางที่ 5.6

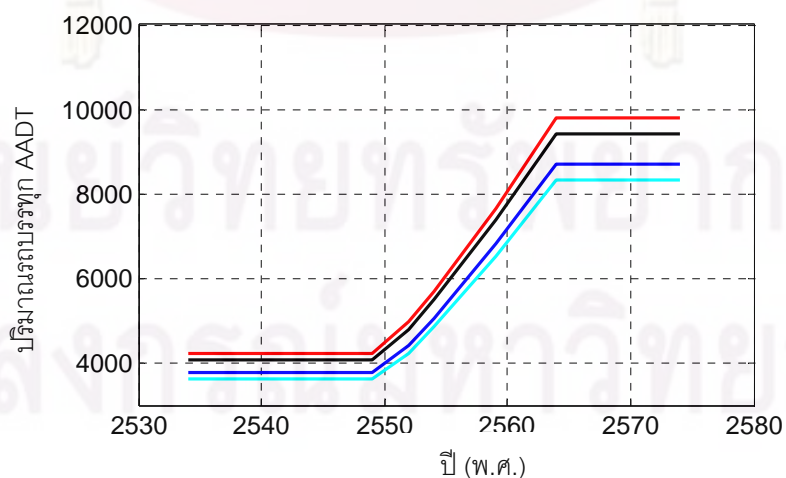
ตารางที่ 5.6 สัดส่วนของรถบรรทุกบนถนนทางหลวงหมายเลข 2 บริเวณ กม. 21+000

ประเภทรถบรรทุก	รถบรรทุก 2 เพลา (6 ล้อ)	รถบรรทุก 3 เพลา (10 ล้อ)	รถบรรทุกกึ่งพ่วง (มากกว่า 3 เพลา)	รถบรรทุกพ่วง (มากกว่า 3 เพลา)
สัดส่วน (ร้อยละ)	27	26	24	23

เมื่อนำข้อมูลปริมาณจราจรในตารางที่ 5.5 ซึ่งแสดงปริมาณการจราจรที่มีในปัจจุบัน และที่คาดการณ์ปริมาณจราจรในอนาคต มาคำนวณแบ่งออกตามประเภทของรถบรรทุกจะได้ดังตารางที่ 5.7 และแสดงรูปที่ 5.5

ตารางที่ 5.7 ปริมาณจราจรของรถบรรทุกแต่ละประเภทแยกตามสัดส่วน

ปี	รถบรรทุก 6 ล้อ	รถบรรทุก 10 ล้อ	รถบรรทุก กึ่งพ่วง	รถบรรทุก พ่วง	รวมรถบรรทุก (คัน)
เริ่มใช้สะพาน	4236	4079	3765	3608	15688
2549	4236	4079	3765	3608	15688
2552	4968	4784	4416	4232	18399
2554	5700	5489	5066	4855	21110
2559	7669	7385	6817	6533	28403
2564	9793	9431	8705	8343	36272
2569	9793	9431	8705	8343	36272
2574	9793	9431	8705	8343	36272



รูปที่ 5.5 แสดงปริมาณจราจรแยกตามประเภทของรถบรรทุก สีแดงคือ รถ 6 ล้อ, สีดำคือ รถ 10 ล้อ, สีน้ำเงินคือ รถบรรทุกกึ่งพ่วง และสีฟ้าคือ รถบรรทุกพ่วง

### 5.1.2.1 การประเมินอายุการใช้งานจากความล้าของเหล็กเสริม

ตัวอย่างการประเมินหาอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก

การประเมินหาอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กความยาวช่วง 10 เมตร โดยแบ่งการประเมินตามประเภทของรถบรรทุกดังต่อไปนี้

การประเมินความเสียหายจากรถบรรทุกสิบล้อ

ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของรถบรรทุกสิบล้อ	=	21.28	Mpa
ปริมาณรถบรรทุกสิบล้อต่อวันในปัจจุบัน	=	4,784	คันต่อวัน
อายุการใช้งานของสะพานที่ผ่านมา	=	15	ปี

คำนวณจำนวนรอบสูงสุดที่ทำให้เกิดการวิบัติที่ค่าความเค้น  $\bar{S}_e$  หาได้จากสมการ

$$N = \frac{10^{15.22}}{S_r^4} = 8.09 \times 10^9$$

ทำการคำนวณจำนวนรอบที่เกิดขึ้นจากการใช้งานในอดีต  $N_p$  โดยกำหนดให้ปริมาณจราจรในอดีตเท่ากับปริมาณจราจร ณ ปัจจุบัน สามารถหาจำนวนรอบได้จากสมการ

$$\begin{aligned} N_p &= T_{ai} \cdot 365 \cdot Y_p \\ &= 15 \times 365 \times 4,784 \\ &= 2.62 \times 10^7 \end{aligned}$$

เมื่อทราบจำนวนรอบที่ผ่านมาในอดีตจะสามารถประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานต่อ โดยความเสียหายที่เกิดขึ้นในอนาคตจะขึ้นอยู่กับปริมาณจราจรที่เพิ่มขึ้น (growth rate) ในบทที่ 2 ได้กล่าวถึงวิธีคำนวณอายุการใช้งานที่เหลือของสะพาน แต่เนื่องจากข้อมูลจราจรในการศึกษาจริงมีค่าอัตราการเพิ่มของปริมาณจราจรไม่คงที่ มีการเปลี่ยนแปลงไปทุก 5 ปี ทำให้ไม่สามารถใช้สมการที่เสนอในบทที่ 2 ได้ ดังนั้นในการประเมินอายุการใช้งานที่เหลือของสะพาน จึงใช้วิธีการตามกฎของพาลเกรน-ไมเนอร์ คือเมื่อโครงสร้างสะพานถูกกระทำซ้ำ ๆ จากน้ำหนักรถ จะทำให้สะพานเกิดความเสียหายจากความล้า โดยโครงสร้างสะพานจะเกิดการวิบัติก็ต่อเมื่อผลรวมของอัตราความเสียหายเท่ากับหนึ่ง หรือสามารถอธิบายจากสมการที่ 5.8

$$\sum D_i = \sum \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (5.8)$$

เมื่อ  $n_i$  คือ จำนวนรอบของหน่วยแรงที่เกิดขึ้น  
 $N_i$  คือ จำนวนรอบที่ทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติ

การประเมินอัตราความเสียหายในช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาณจราจร คำนวณโดยนำข้อมูลจากตารางที่ 5.7 มาคำนวณหาจำนวนรถในช่วง 2552 – 2564 โดยทำการหาค่าเฉลี่ยปริมาณการจราจรในช่วงนั้น แล้วคูณด้วยจำนวนปีในช่วง จะได้ปริมาณจราจรของรถบรรทุกดังตารางที่ 5.8

ตารางที่ 5.8 ตัวอย่างการคำนวณจำนวนรถบรรทุกทุกสปีดในช่วงที่มีอัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาณจราจร

ช่วงปี	ค่าเฉลี่ยจำนวนรถ (คันต่อวัน)	จำนวนปี	ปริมาณจราจร
2552-2554	5,136	3	$0.562 \times 10^7$
2555-2559	6,626	5	$1.209 \times 10^7$
2560-2564	8,612	5	$1.572 \times 10^7$
		รวม	$3.343 \times 10^7$

อัตราความเสียหายจากรถบรรทุกทุกสปีดรวมทั้งสองช่วง

$$\begin{aligned} \sum D &= (2.62 \times 10^7 + 3.34 \times 10^7) / 8.09 \times 10^9 \\ &= 0.00737 \end{aligned}$$

การประเมินความเสียหายจากรถบรรทุกกึ่งพ่วง

ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของรถบรรทุกทุกสปีด = 24.71 Mpa  
 ปริมาณรถบรรทุกทุกสปีดต่อวันในปัจจุบัน = 4,416 คันต่อวัน  
 อายุการใช้งานของสะพานที่ผ่านมา = 15 ปี

คำนวณจำนวนรอบสูงสุดที่ทำให้เกิดการวิบัติที่ค่าความเค้น  $\bar{S}_e$  หาได้จากสมการ

$$N = \frac{10^{15.22}}{S_r^4} = 4.45 \times 10^9$$

จำนวนรอบที่เกิดขึ้นจากการใช้งานในอดีต  $N_p$  โดยให้ปริมาณจราจรในอดีตเท่ากับปริมาณจราจร ณ ปัจจุบัน สามารถหาได้จากสมการ

$$\begin{aligned} N_p &= T_{ai} \cdot 365 \cdot Y_p \\ &= 15 \times 365 \times 4,416 \\ &= 2.42 \times 10^7 \end{aligned}$$

การประเมินอัตราความเสียหายในช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาณจราจร นำข้อมูลจากตารางที่ 5.7 มาคำนวณหาจำนวนรถในช่วง 2552 – 2564 จะได้ปริมาณจราจรของรถบรรทุกดังตารางที่ 5.9

ตารางที่ 5.9 ตัวอย่างการคำนวณจำนวนรถบรรทุกที่วิ่งในช่วงที่มีอัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาณจราจร

ช่วงปี	ค่าเฉลี่ยจำนวนรถ (คันต่อวัน)	จำนวนปี	ปริมาณจราจร
2552-2554	4,741	3	$0.519 \times 10^7$
2555-2559	6,116	5	$1.116 \times 10^7$
2560-2564	7,950	5	$1.451 \times 10^7$
		รวม	$3.086 \times 10^7$

อัตราความเสียหายจากรถที่วิ่งรวมทั้งสองช่วง

$$\begin{aligned} \sum D &= (2.42 \times 10^7 + 3.09 \times 10^7) / 4.45 \times 10^9 \\ &= 0.0123 \end{aligned}$$

การประเมินความเสียหายจากรถบรรทุกที่วิ่ง

$$\begin{aligned} \text{ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของรถบรรทุกสิบล้อ} &= 27.15 \text{ Mpa} \\ \text{ปริมาณรถบรรทุกสิบล้อต่อวันในปัจจุบัน} &= 4,232 \text{ คันต่อวัน} \\ \text{อายุการใช้งานของสะพานที่ผ่านมา} &= 15 \text{ ปี} \end{aligned}$$

คำนวณจำนวนรอบสูงสุดที่ทำให้เกิดการวิบัติที่ค่าความเค้น  $\bar{S}_e$  หาได้จากสมการ

$$N = \frac{10^{15.22}}{S_r^4} = 3.05 \times 10^9$$

จำนวนรอบที่เกิดขึ้นจากการใช้งานในอดีต  $N_p$  โดยให้ปริมาณจราจรในอดีตเท่ากับปริมาณจราจร ณ ปัจจุบัน สามารถหาได้จากสมการ

$$\begin{aligned} N_p &= T_{ai} \cdot 365 \cdot Y_p \\ &= 15 \times 365 \times 4,232 \\ &= 2.32 \times 10^7 \end{aligned}$$

จำนวนรอบที่เกิดขึ้นในขนาดตในช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาณจราจร นำข้อมูลจากตารางที่ 5.7 มาคำนวณหาจำนวนรถในช่วง 2552 – 2564 จะได้ปริมาณจราจรของรถบรรทุกดังตารางที่ 5.10

ตารางที่ 5.10 ตัวอย่างการคำนวณจำนวนรถบรรทุกทุกฟองในช่วงที่มีอัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาณจราจร

ช่วงปี	ค่าเฉลี่ยจำนวนรถ (คันต่อวัน)	จำนวนปี	ปริมาณจราจร
2552-2554	4,543	3	$0.497 \times 10^7$
2555-2559	5,861	5	$1.069 \times 10^7$
2560-2564	7,618	5	$1.390 \times 10^7$
		รวม	$2.956 \times 10^7$

$$\begin{aligned} \text{รวมอัตราความเสียหาย} \quad \sum D &= (2.32 \times 10^7 + 2.96 \times 10^7) / 3.05 \times 10^9 \\ &= 0.0173 \end{aligned}$$

เมื่อประเมินอัตราความเสียหายที่เกิดขึ้นตั้งแต่อดีตจนถึงปี 2564 ซึ่งเป็นปีที่สะพานมีอายุเท่ากับ 28 ปี สะพานมีอัตราความเสียหายรวมเท่ากับ

$$\begin{aligned} \sum D &= 0.00737 + 0.0123 + 0.0173 \\ &= 0.037 < 1.0 \text{ โครงสร้างยังไม่เกิดการวิบัติ} \end{aligned}$$

การประเมินอายุการใช้งานสะพานในช่วงปริมาณจราจรคงที่ สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 5.9

$$1 - \sum D = \sum \frac{Y_R \cdot T_{ADTT} \cdot 365}{N} \quad (5.9)$$

โดยที่  $Y_R$  คือ จำนวนอายุการใช้งานที่เหลือในช่วงการจราจรคงที่  
 $T_{ADTT}$  คือ ปริมาณจราจรคงที่ในอนาคต  
 $N$  คือ จำนวนรอบสูงสุดที่ทำให้เกิดการวิบัติ

$$1 - 0.037 = \sum \frac{Y_R \cdot T_{ADTT} \cdot 365}{N}$$

$$Y_R = 450 \text{ ปี}$$

จากการคำนวณจะพบว่าสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กความยาวช่วง 10 เมตร มีอายุการใช้งานทั้งหมดเท่ากับ  $28 + 450 = 478$  ปี ซึ่งมากกว่าอายุการออกแบบสะพานที่ 75 ปี แสดงว่าสะพานคอนกรีตแบบแผ่นพื้น จะไม่เกิดความเสียหายจากความล้าของเหล็กเสริมจนเกิดการวิบัติในช่วงอายุการออกแบบของสะพาน

การประเมินอายุการใช้งานของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบแผ่นพื้นตามความยาวช่วง 5 – 10 เมตรแสดงดังตารางที่ 5.11

ตารางที่ 5.11 อายุการใช้งานของสะพานจากการเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้า

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	อายุการใช้งานของสะพาน (ปี)
5	173
6	199
7	196
8	>200
9	>200
10	>200

#### 5.1.2.2 การประเมินอายุการใช้งานจากความล้าของคอนกรีต

ตัวอย่างการประเมินหาอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุก

การประเมินหาอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กความยาวช่วง 10 เมตร โดยแบ่งการประเมินตามประเภทของรถดังต่อไปนี้

การประเมินความเสียหายจากรถบรรทุกสิบล้อ

ความเค้นต่ำสุดของคอนกรีตจากรถบรรทุกสิบล้อ ( $S_{\min}$ ) = 3.29 Mpa

ความเค้นสูงสุดของคอนกรีตจากรถบรรทุกสิบล้อ ( $S_{\max}$ ) = 5.50 Mpa

ปริมาณรถบรรทุกสิบล้อต่อวันในปัจจุบัน = 4,784 คันต่อวัน

อายุการใช้งานของสะพานที่ผ่านมา = 15 ปี

คำนวณจำนวนรอบสูงสุดที่ทำให้เกิดการวิบัติที่ค่าความเค้นหาได้จากสมการ

$$N = 10^{\frac{1-(S_{\max}/f_c)}{0.0807(1-(S_{\min}/S_{\max}))}} = 7.54 \times 10^{13}$$

การคำนวณปริมาณจราจรที่ผ่านมาและในอนาคตจะใช้หลักการคำนวณคล้ายกับของเหล็กเสริม ซึ่งสามารถคำนวณจำนวนรอบที่เกิดขึ้นจากการใช้งานในอดีต  $N_p$  ได้จาก

$$\begin{aligned} N_p &= T_{ai} \cdot 365 \cdot Y_p \\ &= 15 \times 365 \times 4,784 \\ &= 2.62 \times 10^7 \end{aligned}$$

การคำนวณปริมาณจราจรในอนาคตได้คำนึงถึงผลของการจราจรที่เพิ่มขึ้น (growth rate) การประเมินจึงใช้วิธีการตามกฎของพาลเกรน-ไมเนอร์ กล่าวคือโครงสร้างสะพานจะเกิดการวิบัติก็ต่อเมื่อผลรวมของอัตราความเสียหายเท่ากับหนึ่ง

การประเมินอัตราความเสียหายในช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาณจราจร คำนวณโดยหาจำนวนรถในช่วง 2552 – 2564 จากนั้นทำการหาค่าเฉลี่ยปริมาณการจราจรในช่วงนั้น แล้วคูณด้วยจำนวนปีในช่วง จะได้ปริมาณจราจรของรถบรรทุกดังตารางที่ 5.12

ตารางที่ 5.12 ตัวอย่างการคำนวณจำนวนรถบรรทุกสิบล้อในช่วงที่มีอัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาณจราจร

ช่วงปี	ค่าเฉลี่ยจำนวนรถ (คันต่อวัน)	จำนวนปี	ปริมาณจราจร
2552-2554	5,136	3	$0.562 \times 10^7$
2555-2559	6,626	5	$1.209 \times 10^7$
2560-2564	8,612	5	$1.572 \times 10^7$
		รวม	$3.343 \times 10^7$

ดังนั้นอัตราความเสียหายของทั้งสองช่วงเท่ากับ

$$\begin{aligned} \sum D &= (2.62 \times 10^7 + 3.34 \times 10^7) / 7.54 \times 10^{13} \\ &= 7.90 \times 10^{-7} \end{aligned}$$



การประเมินความเสียหายจากรถบรรทุกกึ่งพ่วง

ความเค้นต่ำสุดของคอนกรีตจากรถบรรทุกทุกสิบล้อ ( $S_{\min}$ )	=	3.29	Mpa
ความเค้นสูงสุดของคอนกรีตจากรถบรรทุกทุกสิบล้อ ( $S_{\max}$ )	=	5.86	Mpa
ปริมาณรถบรรทุกสิบล้อต่อวันในปัจจุบัน	=	4,416	คันต่อวัน
อายุการใช้งานของสะพานที่ผ่านมา	=	15	ปี

คำนวณจำนวนรอบสูงสุดที่ทำให้เกิดการวิบัติจากค่าความเค้นที่หาได้

$$N = 10^{\frac{1-(S_{\max}/f_c)}{0.0807(1-(S_{\min}/S_{\max}))}} = 4.98 \times 10^{11}$$

จำนวนรอบที่เกิดขึ้นจากการใช้งานในอดีต  $N_p$  โดยให้ปริมาณจราจรในอดีตเท่ากับปริมาณจราจร ณ ปัจจุบัน

$$\begin{aligned} N_p &= T_{ai} \cdot 365 \cdot Y_p \\ &= 15 \times 365 \times 4,416 \\ &= 2.42 \times 10^7 \end{aligned}$$

การประเมินอัตราความเสียหายในช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาณจราจร นำข้อมูลจากตารางที่ 5.7 มาคำนวณหาจำนวนรถในช่วง 2552 – 2564 จะได้ปริมาณจราจรของรถบรรทุกดังตารางที่ 5.13

ตารางที่ 5.13 ตัวอย่างการคำนวณจำนวนรถบรรทุกกึ่งพ่วงในช่วงที่มีอัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาณจราจร

ช่วงปี	ค่าเฉลี่ยจำนวนรถ (คันต่อวัน)	จำนวนปี	ปริมาณจราจร
2552-2554	4,741	3	$0.519 \times 10^7$
2555-2559	6,116	5	$1.116 \times 10^7$
2560-2564	7,950	5	$1.451 \times 10^7$
		รวม	$3.086 \times 10^7$

อัตราความเสียหายรวมทั้งสองช่วงที่เกิดจากรถกึ่งพ่วง

$$\begin{aligned} \sum D &= (2.42 \times 10^7 + 3.09 \times 10^7) / 4.98 \times 10^{11} \\ &= 1.11 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

การประเมินความเสียหายจากรถบรรทุกพ่วง

ความเค้นต่ำสุดของคอนกรีตจากรถบรรทุกทุกสิบล้อ ( $S_{\min}$ )	=	3.29	Mpa
ความเค้นสูงสุดของคอนกรีตจากรถบรรทุกทุกสิบล้อ ( $S_{\max}$ )	=	6.12	Mpa
ปริมาณรถบรรทุกสิบล้อต่อวันในปัจจุบัน	=	4,232	คันต่อวัน
อายุการใช้งานของสะพานที่ผ่านมา	=	15	ปี

$$N = 10^{\frac{1-(S_{\max}/f_c)}{0.0807(1-(S_{\min}/S_{\max}))}} = 2.50 \times 10^{10}$$

จำนวนรอบที่เกิดขึ้นจากการใช้งานในอดีต  $N_p$  โดยให้ปริมาณจราจรในอดีตเท่ากับปริมาณจราจร ณ ปัจจุบัน

$$\begin{aligned} N_p &= T_{ai} \cdot 365 \cdot Y_p \\ &= 15 \times 365 \times 4,232 \\ &= 2.32 \times 10^7 \end{aligned}$$

จำนวนรอบที่เกิดขึ้นในอนาคตในช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาณจราจร มีค่าดังตารางที่ 5.14

ตารางที่ 5.14 ตัวอย่างการคำนวณจำนวนรถบรรทุกพ่วงในช่วงที่มีอัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาณจราจร

ช่วงปี	ค่าเฉลี่ยจำนวนรถ (คันต่อวัน)	จำนวนปี	ปริมาณจราจร
2552-2554	4,543	3	$0.497 \times 10^7$
2555-2559	5,861	5	$1.069 \times 10^7$
2560-2564	7,618	5	$1.390 \times 10^7$
		รวม	$2.956 \times 10^7$

ตั้งนี้้อัตรความเสียหายรวมที่เกิดจากรถพ่วง

$$\begin{aligned} \sum D &= (2.32 \times 10^7 + 2.96 \times 10^7) / 2.50 \times 10^{10} \\ &= 2.11 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

เมื่อประเมินอัตราความเสียหายที่เกิดขึ้นตั้งแต่อดีตจนถึงปี 2564 ซึ่งเป็นปีที่สะพานมีอายุเท่ากับ 28 ปี สะพานมีอัตราความเสียหายรวมเท่ากับ

$$\begin{aligned} \sum D &= 7.90 \times 10^{-7} + 1.11 \times 10^{-4} + 2.11 \times 10^{-3} \\ &= 2.23 \times 10^{-3} < 1.0 \quad \text{โครงสร้างยังไม่เกิดการวิบัติ} \end{aligned}$$

การประเมินอายุการใช้งานสะพานในช่วงปริมาณจราจรคงที่ สามารถคำนวณปีได้จากสมการที่ 5.8

$$1 - \sum D = \sum \frac{Y_R \cdot T_{ADTT} \cdot 365}{N}$$

โดยที่  $Y_R$  คือ จำนวนอายุการใช้งานที่เหลือในช่วงการจราจรคงที่  
 $T_{ADTT}$  คือ ปริมาณจราจรคงที่ในอนาคต  
 $N$  คือ จำนวนรอบสูงสุดที่ทำให้เกิดการวิบัติ

$$1 - 2.23 \times 10^{-3} = \sum \frac{Y_R \cdot T_{ADTT} \cdot 365}{N}$$

$$Y_R = 7771 \text{ ปี} > 200 \text{ ปี}$$

จากการคำนวณจะพบว่าสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กความยาวช่วง 10 เมตร มีอายุการใช้งานทั้งหมดเท่ากับ  $28 + 7771 = 7799$  ปี ซึ่งมากกว่าอายุการออกแบบสะพานมาก

การประเมินอายุการใช้งานของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบแผ่นพื้นตามความยาวช่วง 5 - 10 เมตรแสดงดังตารางที่ 5.15

ตารางที่ 5.15 อายุการใช้งานของสะพานจากการเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้า

ความยาวช่วงสะพาน (เมตร)	อายุการใช้งานของสะพาน (ปี)
5	169
6	>200
7	>200
8	>200
9	>200
10	>200

จากตารางที่ 5.11 และ ตารางที่ 5.14 จะพบว่าอายุจากการประเมินของเหล็กเสริมจะสั้นกว่าอายุจากการประเมินของคอนกรีต มีเพียงสะพานช่วงยาว 5 เมตรที่มีอายุการใช้งานที่ใกล้เคียงกัน แต่อย่างไรก็ดีจากอายุ

ของสะพานที่ประเมินได้นั้นสามารถสรุปได้ว่า สะพานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบแผ่นพื้นตามมาตรฐานของกรมทางหลวง สามารถมีอายุการใช้งานมากกว่า 100 ปี ซึ่งเป็นอายุที่มากกว่าเกณฑ์ตามมาตรฐานการออกแบบสะพานซึ่งมักจะกำหนดไว้ไม่ต่ำกว่า 75 ปี โดยมีสะพานที่ความยาวช่วง 5 เมตรจะมีอายุการใช้งานน้อยสุด และสะพานความยาวช่วง 10 เมตรมีอายุการใช้งานมากที่สุด จากผลการศึกษาค้นคว้าครั้งนี้ทำให้มั่นใจได้ว่าสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กจะไม่เกิดการวิบัติเนื่องจากความล้า

## 5.2 การประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่เนื่องจากการเสื่อมสภาพจากสนิมเหล็กจากคลอไรด์

การเสื่อมสภาพของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากการคลอไรด์ เป็นความเสียหายของคอนกรีตเสริมเหล็กทางด้านเคมี ซึ่งได้รับผลกระทบจากสิ่งแวดล้อม ส่งผลเสียหายโดยตรงต่อความคงทนของโครงสร้างสะพาน โดยลักษณะและพฤติกรรมของการเสื่อมสภาพของคอนกรีตเสริมเหล็กได้กล่าวไว้อย่างละเอียดในบทที่ 2 โดยการออกแบบโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กให้มีความคงทนต่อการเสื่อมสภาพจากคลอไรด์นั้นอาจต้องคำนึงถึงความรุนแรงของผลกระทบจากสิ่งแวดล้อมของสะพานนั้น ๆ ด้วย เช่น บริเวณชายฝั่งทะเล หรือโครงสร้างบริเวณที่เป็นน้ำกร่อย ซึ่งปริมาณของคลอไรด์ในอากาศจะแปรผันตามระยะจากชายฝั่งถึงสะพาน โดยสะพานที่อยู่ใกล้ชายฝั่งจะเจอกับประมาณคลอไรด์ในอากาศค่อนข้างสูง โครงสร้างจึงอาจได้รับความเสียหายจากการเป็นสนิมของเหล็กเสริมได้เร็วกว่าโครงสร้างสะพานที่อยู่ไกลออกไปจากชายฝั่งทะเล

### 5.2.1 การเก็บข้อมูลและการวิเคราะห์ข้อมูล

การเก็บข้อมูลปริมาณคลอไรด์เพื่อทำการวิเคราะห์การเสื่อมสภาพของคอนกรีตเสริมเหล็กได้ทำการเก็บข้อมูลพื้นฐานทางเคมีและทางกายภาพของสะพานตัวอย่างที่ทำการทดสอบ โดยในการเก็บข้อมูลพื้นฐานนั้น ได้ทำการเก็บข้อมูลพื้นฐานทางเคมี ได้แก่ ค่าปริมาณคลอไรด์ในเนื้อคอนกรีตพื้นสะพานที่ระดับความลึกต่างๆ และค่าระดับความเป็นกรดต่าง (pH) ส่วนข้อมูลทางกายภาพ ได้แก่ ค่าความลึกของระดับเหล็กเสริม รวมถึงข้อมูลการเกิดการแตกร้าวของผิวคอนกรีต โดยข้อมูลที่เก็บได้จะถูกนำมาวิเคราะห์เพื่อใช้ในการประเมินความเสียหายต่อไป

การเก็บข้อมูลเพื่อมาวิเคราะห์ตามมาตรฐานของ NCHRP กำหนดให้เก็บข้อมูลในชั้นส่วนโครงสร้างแผ่นพื้นอย่างน้อย 3 จุด และชั้นส่วนเสาและคานอย่างน้อย 3 จุด ซึ่งในการศึกษาค้นคว้าครั้งนี้จึงทำการเก็บข้อมูลมาดังนี้ ชั้นส่วนแผ่นพื้น 3 จุด จุดละ 6 ตัวอย่างรวม 18 ตัวอย่าง ชั้นส่วนคานเก็บข้อมูล 2 จุด จุดละ 6 ตัวอย่างรวม 12 ตัวอย่าง และ ชั้นส่วนเสาเก็บข้อมูล 2 จุด จุดละ 6 ตัวอย่างรวม 12 ตัวอย่าง

#### ขั้นตอนในการเก็บข้อมูลพื้นฐานของคลอไรด์

ในการศึกษาการเสื่อมสภาพของสะพานเนื่องจากการคลอไรด์ จำเป็นต้องเก็บข้อมูลพื้นฐานของคลอไรด์เพื่อนำมาหาพารามิเตอร์ที่ใช้ในการประเมินการเสื่อมสภาพของสะพานคือ ปริมาณคลอไรด์ที่ผิวคอนกรีต และ

สัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์ในคอนกรีต ดังที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 2 ดังนั้นการเก็บข้อมูลจึงแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ

### 1. การเก็บข้อมูลปริมาณคลอไรด์ที่ผิวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

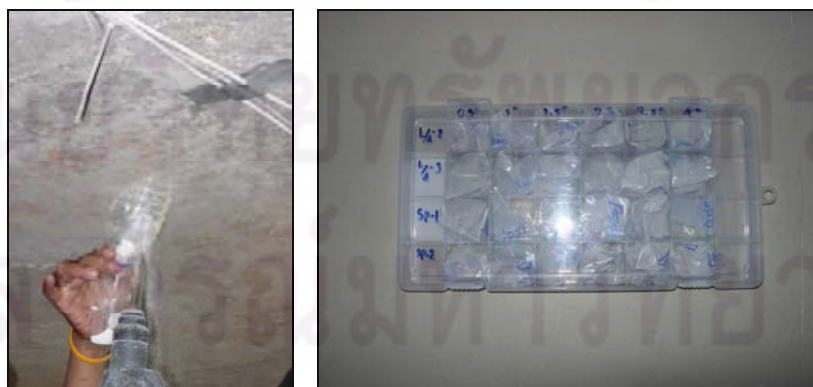
วิธีการเก็บข้อมูลปริมาณคลอไรด์ที่ผิวหน้าของคอนกรีต ทำโดยการเก็บตัวอย่างผงคอนกรีตด้วยการเจาะที่บริเวณผิวของคอนกรีต โดยปริมาณของผงคอนกรีตที่เก็บเพื่อให้เพียงพอต่อการวิเคราะห์ในห้องปฏิบัติการจึงเก็บมาประมาณ 10 กรัม ต่อตัวอย่าง รูปที่ 5.6 แสดงการเก็บตัวอย่างเพื่อหาปริมาณคลอไรด์ที่ผิวของคอนกรีต



รูปที่ 5.6 การเก็บผงคอนกรีตที่ผิวของโครงสร้าง

### 2. การเก็บข้อมูลเพื่อหาสัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์

ในการหาสัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์ จำเป็นต้องรู้ข้อมูลสำคัญ 2 ส่วนคือ อายุของโครงสร้างคอนกรีต และ ปริมาณคลอไรด์ที่ความลึกต่าง ๆ การหาปริมาณคลอไรด์ที่กระจายตามความลึกนั้น ทำโดยการเก็บตัวอย่างจากการเจาะตามความลึกเท่ากับ 1.25 2.50 3.75 5.00 6.25 และ 10 เซนติเมตร (หรือ 0.5 1 1.5 2 2.5 และ 4 นิ้วตามลำดับ) ตามมาตรฐาน NCHRP โดยหนึ่งความลึกทำการเก็บเป็นหนึ่งตัวอย่าง เก็บตัวอย่างละประมาณ 5 กรัม จากนั้นนำตัวอย่างมาเก็บใส่กล่องตามความลึกตามความลึกที่ระบุไว้ รูปที่ 5.7



(ก)

(ข)

รูปที่ 5.7 การเก็บผงคอนกรีตตามความลึกต่าง ๆ (ก) การเจาะคอนกรีตเก็บผงตัวอย่าง

(ข) กล่องใส่ผงตัวอย่างของคอนกรีต

### การวิเคราะห์ปริมาณของคลอไรด์จากผงคอนกรีต

การวิเคราะห์ปริมาณคลอไรด์ในผงคอนกรีต จำเป็นต้องทำในห้องปฏิบัติการ ซึ่งในการศึกษาครั้งนี้ ได้รับความอนุเคราะห์จากกรมทางหลวง ในการให้ใช้ห้องปฏิบัติการเพื่อทำการทดสอบหาปริมาณคลอไรด์จากผงตัวอย่างคอนกรีตที่เก็บมา โดยในห้องปฏิบัติการของกรมทางหลวงมีเครื่องทดสอบหาปริมาณคลอไรด์ ดังรูปที่ 5.8 ซึ่งเครื่องทดสอบได้ใช้หลักการไตเตรตสารละลายเพื่อหาปริมาณคลอไรด์จากตัวอย่างที่เก็บมา



รูปที่ 5.8 เครื่องทดสอบหาปริมาณคลอไรด์จากผงคอนกรีต

### ผลการวิเคราะห์ปริมาณของคลอไรด์

จากการวิเคราะห์หาปริมาณคลอไรด์ในผงคอนกรีตตัวอย่างที่เก็บมาจากสะพานทดสอบ ทำให้ได้ปริมาณคลอไรด์ของแต่ละตัวอย่าง แสดงในตารางที่ 5.16 – 5.18

ตารางที่ 5.16 แสดงปริมาณคลอไรด์ที่ตรวจพบในผงตัวอย่างของแผ่นพื้น

ความลึกจากผิวคอนกรีต (เซนติเมตร)	ปริมาณคลอไรด์ (กก./ลบ.ม.)		
	จุดที่ 1	จุดที่ 2	จุดที่ 3
0.00	0.44	0.12	0.036
1.25	0.03	0	0
2.50	0	0	0
3.75	0	0	0
5.00	0	0	0
6.25	0	0	0
10.00	0	0	0
ค่าสัมประสิทธิ์การแพร่	-	-	-

ตารางที่ 5.17 แสดงปริมาณคลอไรด์ที่ตรวจพบในผงตัวอย่างของคาน

ความลึกจากผิวคอนกรีต (เซนติเมตร)	ปริมาณคลอไรด์ (กก./ลบ.ม.)	
	จุดที่ 1	จุดที่ 2
0.00	0.533	0
1.25	0.06	0
2.50	0	0
3.75	0	0
5.00	0	0
6.25	0	0
10.00	0	0
ค่าสัมประสิทธิ์การแพร่	-	-

ตารางที่ 5.18 แสดงปริมาณคลอไรด์ที่ตรวจพบในผงตัวอย่างของเสาคอนกรีต

ความลึกจากผิวคอนกรีต (เซนติเมตร)	ปริมาณคลอไรด์ (กก./ลบ.ม.)	
	จุดที่ 1	จุดที่ 2
0.00	0.287	0.375
1.25	0.112	0.134
2.50	0	0
3.75	0	0
5.00	0	0
6.25	0	0
10.00	0	0
ค่าสัมประสิทธิ์การแพร่	-	-

จากผลการวิเคราะห์พบปริมาณคลอไรด์ในคอนกรีตของสะพานทดสอบมีปริมาณน้อยมาก โดยปริมาณสูงสุดที่พบยังไม่ถึงปริมาณคลอไรด์วิกฤติ (1.2 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร) แสดงให้เห็นว่าเหล็กเสริมจะไม่เกิดสนิมจากคลอไรด์ ซึ่งสาเหตุที่มีปริมาณคลอไรด์ในคอนกรีตน้อยอาจเป็นเพราะว่าในอากาศ หรือน้ำที่อยู่ใต้สะพานมีปริมาณคลอไรด์ที่น้อยมากหรืออาจไม่มีเลย ทำให้ไม่มีคลอไรด์แพร่เข้าเนื้อคอนกรีต โครงสร้างสะพานจึงปลอดภัยจากการเกิดสนิมจากคลอไรด์

#### การเก็บข้อมูลระยะหุ้มเหล็กเสริมของคอนกรีต

คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมถือเป็นตัวแปรที่สำคัญในการประเมินอายุการใช้งานที่เหลือของสะพาน โดยการหาระยะของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมหาได้จากเครื่องมือ วัดระยะหุ้มเหล็ก ดังรูปที่ 5.9 ซึ่งวิธีการใช้งานเครื่องมือ ทำโดยการนำไปสแกนที่ผิวของคอนกรีตเมื่อเครื่องเจอเหล็กเสริมที่ฝังอยู่ก็จะบอกถึงระยะห่างของเหล็กจากผิวของคอนกรีต ทำให้ทราบระยะหุ้มผิวโดยไม่ต้องทำลายคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมอยู่



รูปที่ 5.9 การวัดระยะหุ้มเหล็กเสริม (ก) เครื่องมือวัดระยะหุ้มเหล็กเสริม

(ข) การวัดระยะหุ้มเหล็กเสริม



โดยผลการวัดระยะหุ้มเหล็กเสริมในภาคสนามจากสะพานตัวอย่างที่ทำการทดสอบ และสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบแผ่นพื้นตัวอื่น ๆ ทำให้ได้ข้อมูลระยะหุ้มเหล็กเสริมดังตารางที่ 5.19

ตารางที่ 5.19 ระยะหุ้มเหล็กเสริมจากการวัดภาคสนาม

จุดที่	ระยะหุ้ม (มม.)	จุดที่	ระยะหุ้ม (มม.)
1	25	21	25
2	30	22	31
3	25	23	32
4	25	24	25
5	26	25	25
6	27	26	24
7	25	27	27
8	28	28	27
9	29	29	28
10	28	30	29
11	25	31	31
12	29	32	23
13	29	33	31
14	24	34	22
15	24	35	28
16	26	36	27
17	28	37	29
18	30	38	23
19	26	39	29
20	24	40	26

#### 5.2.2 การประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่จากการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์

เนื่องจากสะพานตัวอย่างที่ทำการทดสอบมีปริมาณคลอไรด์น้อยมาก (ตารางที่ 5.10 - 5.12) ทำให้ไม่สามารถประเมินการเสื่อมสภาพจากการเกิดสนิมในเหล็กเสริมจากคลอไรด์ ในการศึกษาครั้งนี้จึงได้นำข้อมูลที่ได้จากรายงานโครงการสำรวจความเสียหายและทดสอบการรับน้ำหนักของสะพานในพื้นที่สำนักทางหลวงที่ 14 (นครศรีธรรมราช) ซึ่งเป็นการทดสอบสะพานในเขตจังหวัดภาคใต้จำนวน 8 สะพาน (B1-B8) โดยสะพานอยู่ใน

พื้นที่ที่ติดชายฝั่งทะเล เป็นบริเวณที่มีปริมาณคลอไรด์ในน้ำและในอากาศสูง มาทำการประเมินการเสื่อมสภาพของสะพาน เพื่อให้เห็นถึงผลของการเสียหาย และระยะเวลาของการเกิด เพื่อนำไปประเมินอายุการใช้งานของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กได้ต่อไป

ข้อมูลปริมาณคลอไรด์ที่ได้จากการเก็บในภาคสนามและนำมาทำการวิเคราะห์เพื่อหาค่า ปริมาณคลอไรด์ที่ผิวของคอนกรีต ( $C_0$ ) และสัมประสิทธิ์การแพร่ของคลอไรด์ ( $D_c$ ) ได้ดังตารางที่ 5.20

ตารางที่ 5.20 ผลการวิเคราะห์ของคลอไรด์จากผงดตัวอย่าง  
(โครงการสำรวจความเสียหายและทดสอบการรับน้ำหนักของสะพานในพื้นที่สำนักทางหลวงที่ 14)

ลำดับ	สะพาน	สภาพแวดล้อม	ปริมาณคลอไรด์ที่ผิว $C_0$ (กก./ลบ.ม.)	สัมประสิทธิ์การแพร่ของ คลอไรด์, $D_c$ (ซม. <sup>2</sup> /ปี)
1	B1	น้ำจืด	0.590	-
2	B4	น้ำจืด	0.543	0.35
3	B5	น้ำจืด	0.897	0.53
4	B6	น้ำจืด	0.826	-
5	B7	น้ำกร่อย	0.425	0.11
6	B2	น้ำกร่อย	1.227	0.06
7	B3	น้ำกร่อย	0.873	-
8	B8	น้ำทะเล	1.935	0.44

จากผลการวิเคราะห์ปริมาณคลอไรด์ในคอนกรีตทั้ง 8 สะพานดังตารางที่ 5.8 พบว่ามีเพียงสะพาน B2 และ B8 ซึ่งมีสภาพน้ำเป็นน้ำกร่อย และน้ำเค็มตามลำดับ ที่มีปริมาณคลอไรด์สูงระดับที่ทำให้เหล็กเสริมเกิดสนิมได้ โดยการคำนวณอายุการใช้งานของสะพานจากการเสื่อมสภาพเนื่องจากคลอไรด์ สามารถคำนวณได้ตามหลักการที่อธิบายในบทที่ 2 โดยขอยกตัวอย่างรายการคำนวณของสะพาน B8 ซึ่งเป็นสะพานที่ติดชายฝั่งทะเลทำให้มีปริมาณคลอไรด์ในคอนกรีตสูง

#### ตัวอย่างการคำนวณอายุการใช้งานจากการเสื่อมสภาพจากคลอไรด์

ระยะหุ้มเหล็กเสริมและระดับความคลาดเคลื่อนของระยะหุ้มเหล็ก

ค่าเฉลี่ยของระยะหุ้มเหล็กเสริม ( $\bar{x}$ ) = 3.12 ซม. (จากการตรวจวัดภาคสนาม)  
(อ้างอิงตามรายงานโครงการสำรวจความเสียหายของสะพานในพื้นที่สำนักทางหลวงที่ 14)

พิจารณาใช้ค่า = 2.50 ซม. (ตามแบบมาตรฐาน)

ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน = 0.152 ซม. (จากการตรวจวัดภาคสนาม)

ปริมาณคลอไรด์ที่ผิวของคอนกรีต  $C_0$  = 1.94 กก./ลบ.ม.

การแพร่ของคลอไรด์ผ่านคอนกรีต  $D_c = 0.44$  ซม.<sup>2</sup>/ปี

หาความลึก (X) ของการแพร่ผ่านเนื้อคอนกรีต ( $X = \bar{x} - \alpha\sigma_{n-1}$ )

จาก Strategic Highway Research Program, SHRP ใช้  $\alpha = 1.96$

$$\text{ดังนั้น } X = 2.50 - (1.96 \times 0.152) \quad \text{ซม.}$$

$$= 2.20 \quad \text{ซม.}$$

ระยะเวลาของการแพร่ผ่านคอนกรีตของคลอไรด์ (Diffusion initiation period)

จากสมการ Fick's diffusion Law สมการที่ 5.10

$$C_{(x,t)} = C_o \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{X}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right] \quad (5.10)$$

โดย  $C_{(x,t)}$  คือปริมาณคลอไรด์วิกฤติที่ทำให้เกิดสนิมในเหล็กกับ 1.2 กก./ลบ.ม.

$$\text{ดังนั้น } 1.20 = 1.94 \times \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{2.20}{2\sqrt{0.44 \cdot t}} \right) \right]$$

$$\operatorname{erf} \left( \frac{2.82}{2\sqrt{0.44t}} \right) = 0.381$$

จากตารางที่ 13  $\operatorname{erf} y = 0.381$  จะได้  $y = 0.36$

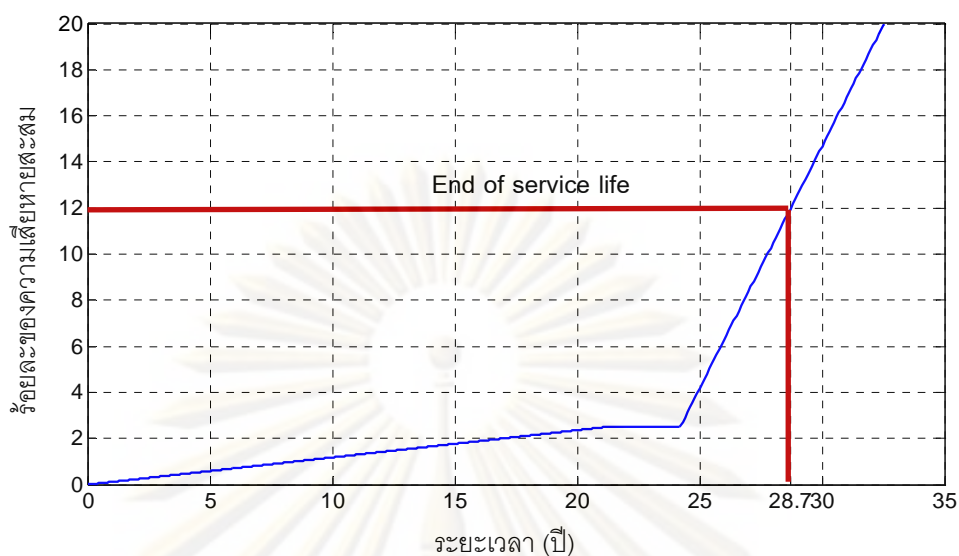
$$\text{ดังนั้น } \frac{2.20}{2\sqrt{0.44t}} = 0.36 \quad \text{จะได้ } t = 21.2 \text{ ปี}$$

Diffusion initiation period,  $t_1 = 21.2$  ปี

Time to cracking,  $t_2 = 3.0$  ปี

Time for continued deterioration,  $t_3 = \frac{(12.0 - 2.5)}{2.1} = 4.5$  ปี

ดังนั้นอายุการใช้งานของสะพาน เท่ากับ  $21.2 + 3.0 + 4.5 = 28.7$  ปี



รูปที่ 5.10 การเสื่อมสภาพของสะพานจากคลอไรด์ตามอายุการใช้งาน

และการประเมินอายุการใช้งานของสะพาน B2 พบว่ามีอายุการใช้งานมากกว่า 100 ปี ซึ่งมากกว่าอายุการใช้งานที่ออกแบบตามมาตรฐาน

จากผลการวิเคราะห์และประเมินอายุการใช้งานของสะพานจากการเสื่อมสภาพเนื่องจากคลอไรด์แสดงให้เห็นว่าสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กจะได้รับความเสียหายเมื่อตำแหน่งที่ตั้งของสะพานอยู่ในบริเวณริมชายฝั่งทะเลและมีลักษณะของน้ำที่ไหลผ่านใต้สะพานเป็นน้ำเค็ม มีปริมาณคลอไรด์ในน้ำและอากาศสูง ซึ่งบริเวณนี้จะส่งผลให้สะพานมีการเสื่อมสภาพจากเหล็กเสริมเกิดสนิม ทำให้อายุการใช้งานของโครงสร้างสะพานสั้นลงอย่างมีนัยสำคัญ

### 5.3 การประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่เนื่องจากการเสื่อมสภาพจากสนิมเหล็กจากคาร์บอนเนชั่น

การเสื่อมสภาพของคอนกรีตเสริมเหล็กจากการเกิดคาร์บอนเนชั่นที่เนื้อคอนกรีต เกิดขึ้นจากก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และน้ำสามารถแพร่ผ่านรูพรุนและเข้าทำปฏิกิริยากับเนื้อคอนกรีตทำให้คอนกรีตมีคุณสมบัติเปลี่ยนไป โดยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์อาจทำปฏิกิริยากับคอนกรีตโดยตรง หรืออาจรวมตัวกับน้ำกลายเป็นกรดคาร์บอนิก แล้วทำปฏิกิริยากับคอนกรีต จนทำให้คอนกรีตสูญเสียความเป็นด่าง และเมื่อเกิดคาร์บอนเนชั่นจนเข้าใกล้บริเวณที่เป็นเหล็กเสริมจะทำให้ฟิล์มออกไซด์ซึ่งทำหน้าที่ป้องกันการเกิดสนิมถูกทำลายลง ทำให้น้ำและก๊าซออกซิเจนที่แพร่เข้าไปในเนื้อคอนกรีตสามารถทำให้เหล็กเสริมเกิดเป็นสนิมขึ้น ซึ่งสนิมที่เกิดขึ้นนอกจากจะทำให้หน้าตัดเหล็กเสริมลดลงแล้วนั้น ยังทำให้ปริมาตรของเหล็กเสริมที่เป็นสนิมเพิ่มขึ้นเป็น 6-10 เท่า (John P. Broomfield, 2007) ทำให้เกิดแรงดันในเนื้อคอนกรีตจนกระทั่งคอนกรีตแตกร่อนออก จากนั้นเหล็กเสริมจะสัมผัสกับอากาศโดยตรง และถูกกัดกร่อนด้วยอัตราที่รุนแรงกว่าเดิม ซึ่งขบวนการดังกล่าวจะใช้เวลาในการเกิดการเปลี่ยนแปลงที่แตกต่างกันขึ้นอยู่กับสภาพแวดล้อม และคุณสมบัติของคอนกรีต จึงทำให้โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีอายุที่แตกต่างกัน

#### 5.3.1 การรวบรวมข้อมูลและวิเคราะห์ข้อมูล

##### ค่าความชื้นสัมพัทธ์ของอากาศ

ค่าความชื้นสัมพัทธ์ของอากาศมีผลต่ออัตราการเกิดคาร์บอนเนชั่น โดยความชื้นที่ทำให้อัตราการเกิดคาร์บอนเนชั่นสูงจะมีค่าประมาณ 70 - 80 เปอร์เซ็นต์ โดยข้อมูลความชื้นสัมพัทธ์สามารถรวบรวมข้อมูลได้จากกรมอุตุนิยมวิทยา ซึ่งได้ทำการเก็บข้อมูลค่าความชื้นสัมพัทธ์สูงสุด ต่ำสุด ของแต่ละพื้นที่ ตารางที่ 5.21 สามารถนำมาหาค่าทางสถิติ เช่น ค่าเฉลี่ย เพื่อใช้ในการคำนวณอัตราการเกิดคาร์บอนเนชั่นในคอนกรีตได้

ตารางที่ 5.21 ค่าความชื้นสัมพัทธ์ในพื้นที่ต่าง ๆ ในประเทศไทย (กรมอุตุนิยม)

ภาคในประเทศไทย	ค่าความชื้นสัมพัทธ์ (%)			
	ฤดูหนาว	ฤดูร้อน	ฤดูฝน	เฉลี่ย
ภาคเหนือ	73	62	81	74
ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ	69	65	80	72
ภาคกลาง	71	69	79	73
ภาคตะวันออก	71	74	81	76
ภาคใต้ฝั่งตะวันออก	81	77	78	79
ภาคใต้ฝั่งตะวันตก	77	76	84	80

ตารางที่ 5.21 ได้แสดงค่าความชื้นสัมพัทธ์ในภาคต่าง ๆ ของประเทศไทยโดยจากข้อมูลจะพบว่าพื้นที่ที่มีความชื้นสัมพัทธ์มากที่สุดและน้อยสุดได้แก่ ภาคใต้ฝั่งตะวันตก มีความชื้นสัมพัทธ์เท่ากับ 84 และ ภาคเหนือ มีความชื้นสัมพัทธ์เท่ากับ 62 ตามลำดับ

#### ปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศ

การวัดปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศ จะวัดเป็นความเข้มข้นในหนึ่งลูกบาศก์เมตร โดยหน่วยของความเข้มข้นที่ใช้นี้มักจะเป็น ส่วนในล้านส่วนโดยปริมาตร (ppmv) โดยการวัดปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่ได้จะมีปริมาณที่แตกต่างกันไปในแต่ละเดือน แต่จากการศึกษาทางวิจัยที่ผ่านมาพบว่าการเปลี่ยนแปลงความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงต่อความลึกคาร์บอนชั้นน้อยมาก ดังนั้นจึงใช้ค่าความเข้มข้นเฉลี่ยรายปีเป็นตัวแทนของข้อมูล

ซึ่งข้อมูลความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในการศึกษานี้ ได้นำข้อมูลมาจากเมืองต่าง ๆ ของโลกซึ่งมีปริมาณความเข้มข้นที่แตกต่างกันดังตารางที่ 5.22 แล้วนำมาคำนวณเปลี่ยนหน่วยจากหน่วย ppmv เป็นหน่วยน้ำหนักต่อปริมาตรของก๊าซ โดยคำนวณได้จากสมการที่ 5.11

$$PV = nR_0T \quad (5.11)$$

- โดย
- $P$  คือ ความดันบรรยากาศมีค่าเท่ากับ  $1.01 \times 10^5$  นิวตัน/ม.<sup>2</sup>
  - $V$  คือ ปริมาตรของก๊าซ (ม.<sup>3</sup>)
  - $n$  คือ จำนวนโมลของก๊าซ
  - $R_0$  คือ ค่าคงที่ของก๊าซ มีค่าเท่ากับ 8.314 จูล / โมล.เคลวิน
  - $T$  คือ อุณหภูมิสัมบูรณ์ (เคลวิน)

ตารางที่ 5.22 ค่าความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (Earth System Research Laboratory)

เมือง/ประเทศ	ค่าความเข้มข้นของก๊าซ $CO_2$ (ppmv)	ค่าความเข้มข้นของก๊าซ $CO_2$ (กก./ม. <sup>3</sup> )
Briggs dale, Colorado, United States	384.90	$6.84 \times 10^{-4}$
Bukit Kototabang, Indonesia	378.73	$6.73 \times 10^{-4}$
NOAA ESRL Carbon Cycle, United States	386.29	$6.86 \times 10^{-4}$
NOAA ESRL GMD Carbon Cycle, United States	384.43	$6.83 \times 10^{-4}$

### 5.3.2 การประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่จากการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเนื่องจากคาร์บอนชั้น

การประเมินอายุการใช้งานถูกแบ่งออกเป็น 2 ช่วง คือ ช่วงเวลาเริ่มต้น และช่วงเวลากัดกร่อน

ตัวอย่างการคำนวณอายุการใช้งานของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก

#### 1. ช่วงเวลาเริ่มต้น

ช่วงเริ่มต้น เป็นช่วงของการเกิดคาร์บอนชั้นที่คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม โดยที่เหล็กเสริมยังไม่เกิดสนิม ซึ่งการพิจารณาอัตราการเกิดคาร์บอนชั้น โดยทั่วไปแล้วจะพิจารณาตามความสัมพันธ์ระหว่างความลึกคาร์บอนชั้นในคอนกรีตเทียบกับระยะเวลา ในงานวิจัยนี้ได้ใช้สมการความสัมพันธ์ที่ให้ไว้ในมาตรฐาน CEB-FIB Model Code (1997) ตามสมการที่ 5.12

$$x_{cb} = \sqrt{2 \cdot \psi_1 \cdot \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot C_{cb,s}} \cdot \sqrt{\frac{D_{cb}}{a} \cdot t_i} \cdot \left(\frac{1}{t}\right)^\psi \quad (5.12)$$

ค่าตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับสภาพการใช้งานคอนกรีตในบริเวณที่กำลังพิจารณาอัตราการเกิดคาร์บอนชั้นได้เลือกใช้กรณีที่ 5 (V) ตามตารางที่ 5.23 เนื่องจากเป็นบริเวณที่ตรงกับเงื่อนไขของบริเวณได้แผ่นพื้นสะพานมากที่สุด โดยตัวแปรที่ได้มีค่าดังนี้

$$\psi_1 = 0.6, \quad \psi_2 = 1.0, \quad \psi_3 = 1.0, \quad \psi = 0.05$$

ตารางที่ 5.23 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองคาร์บอนชั้นที่เสนอโดย CEB-FIP (1997)

กรณี	I	II	III	IV	V
การบ่ม	พอใช้	ดี	ดี	ดี	ดี
$\psi_1$	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6
$\psi_2$	2.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$\psi_3$	1.5	1.2	1.2	1.0	1.0
$\psi$	0.3	0.3	0.2	0.1	0.05

I, II: ตำแหน่งอยู่กลางแจ้ง

III: ตำแหน่งเปียกเมื่อฝนตกสาดใส่

IV, V: ตำแหน่งอยู่ในที่ร่ม ไม่เปียกเมื่อฝนตก

### ความเข้มข้นของการกักคาร์บอนไดออกไซด์

ความเข้มข้นของการกักคาร์บอนไดออกไซด์ NOAA ESRL Carbon Cycle, United States

$$(ตารางที่ 5.18) \quad C_{cb;s} = 6.86 \times 10^{-4} \text{ กก./ม.}^3$$

### สัมประสิทธิ์การแพร่ของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์

การหาค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ประสิทธิผลของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เข้าสู่เนื้อคอนกรีตขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย อาทิ สัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์ สภาพการบ่มแน่น ชนิด และสัดส่วนของส่วนประกอบของซีเมนต์ และสภาพแวดล้อม แต่จากปัจจัยทั้งหมดพอที่จะพิจารณาเฉพาะปัจจัยหลัก 3 ปัจจัยได้แก่ ความพรุน ความชื้นสัมพัทธ์ และส่วนประกอบของซีเมนต์ โดยที่ Wierig (1984) ได้เสนอค่าสัมประสิทธิ์การแพร่ประสิทธิผล และ CEB-FIP (1997) ได้นำมาใช้ในการคำนวณดังสมการที่ 5.13

$$D_{cb} = B \cdot C \cdot \varepsilon^{4.5} \cdot (1 - RH^{10})^5 \quad (5.13)$$

เมื่อ	$D_{cb}$	คือ	สัมประสิทธิ์การแพร่ประสิทธิผลของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (ตร.ม./วินาที)
	$B$	คือ	ค่าคงที่มีค่าเท่ากับ $6.8 \times 10^{-9}$ เมตร <sup>5</sup> / วินาที
	$C$	คือ	คือปริมาณซีเมนต์ในคอนกรีตหนึ่งหน่วยปริมาตร
	$\varepsilon$	คือ	ความพรุนของซีเมนต์เพสต์
	$RH$	คือ	ค่าความชื้นสัมพัทธ์ (%)

ความพรุนของซีเมนต์เพสต์ขึ้นกับ สัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์ โดยความสัมพันธ์ระหว่างความพรุนของซีเมนต์เพสต์ และสัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์สามารถประมาณได้จากสมการที่สร้างขึ้นจากผลการทดลองของ Papadakis et. al (1991) แสดงดังสมการที่ 5.14

$$\varepsilon = 0.63w - 0.05 \quad (5.14)$$

เมื่อ  $w$  คือ สัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์

หากคำนวณตามแบบมาตรฐานของกรมทางหลวงที่มีกำลังอัดเท่ากับ 210 กก./ตร.ซม. จะมีค่า  $w = 0.68$



ปริมาณของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่ทำให้คอนกรีตหนึ่งหน่วยปริมาตรเกิดคาร์บอนเนชั่นโดยสมบูรณ์

การคำนวณปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่ใช้ทำปฏิกิริยากับสารแคลเซียมไฮดรอกไซด์ พิจารณาจากปริมาณสารประกอบแคลเซียมไฮดรอกไซด์ในคอนกรีตหนึ่งหน่วย โดยจำนวนโมลของปริมาณคาร์บอนไดออกไซด์ และแคลเซียมไฮดรอกไซด์จะมีค่าเท่ากัน จึงสามารถคำนวณหาปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่ต้องใช้ในการเกิดคาร์บอนเนชั่นของคอนกรีตหนึ่งหน่วยได้จากสมการที่ 5.15

$$[Ca(OH)_2] = \left[ \frac{3}{2} \times \frac{0.49}{228} + \frac{1}{2} \times \frac{0.25}{172} \right] \times 1000 \times C \times \frac{44}{1000} \quad (\text{กก./ม.}^3) \quad (5.15)$$

เมื่อนำค่าสัมประสิทธิ์ทุกค่าที่หาได้แทนลงในสมการที่ 5.10 จะได้

$$x_{cb} = \sqrt{6.9 \times 10^{-9} \cdot C \cdot \varepsilon^{4.5} \cdot (1 - RH^{10})^5} \cdot \sqrt{\frac{2 \times 0.6 \times 1 \times 1 \times 6.86 \times 10^{-4}}{\left[ \frac{3}{2} \times \frac{0.49}{228} + \frac{1}{2} \times \frac{0.25}{172} \right] \times 1000 \times C \times \frac{44}{1000}}} \cdot \sqrt{t} \cdot \left( \frac{1}{t} \right)^{0.05}$$

จาก  $f'_c = 210$  ksc จะได้  $w = 0.68$  และ กำหนดให้  $RH = 80\%$   $C = 280$  กก./ม.<sup>3</sup> จะได้

$$x_{cb} = 2.71 \sqrt{t} \cdot \left( \frac{1}{t} \right)^{0.05}$$

จากระยะหุ้มเหล็กเสริมตามแบบมาตรฐาน  $x_{cb} = 25.0$  มิลลิเมตร

$$25.0 = 2.71 \cdot \sqrt{t} \cdot \left( \frac{1}{t} \right)^{0.05}$$

$$t_i = 139 \text{ ปี}$$

## 2. ช่วงเวลาดักกร่อน

ช่วงดักกร่อน เป็นช่วงที่เหล็กเสริมเริ่มถูกการกัดกร่อนจากความชื้นและก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ทำเหล็กเสียหายตัดในการรับแรง โดย ACI 222R ได้เสนอหลักการคำนวณหาหน้าหน้ของเหล็กที่หายไปจากการเกิดสนิมโดยใช้กฎของ ฟาราเดย์ ดังสมการที่ 5.16 (สมการที่ 2.73 ในบทที่ 2)

$$M = \frac{i_{corr} t A_w}{nF} \quad (5.16)$$

โดยที่  $M$  คือมวลของเหล็กที่เกิดสนิม หากนำมาหารออกด้วยความหนาแน่นของเหล็กก็ได้เป็นหน่วยความลึกของสนิมเหล็ก กำหนดให้ความหนาแน่นของเหล็กเท่ากับ 7.85 กรัม/ซม.<sup>3</sup> จะสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของอัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริม (ในหน่วยมิลลิเมตร/ปี) ได้ดังนี้

$$R = \frac{M}{D_{st}} = \frac{i_{corr} t A_w}{nF D_{st}}$$

โดยที่  $D_{st}$  คือ ความหนาแน่นของเหล็กเท่ากับ 7.85 กรัม/ลบ.ซม.  
จะได้

$$R = \frac{55.85 \times 60 \times 60 \times 24 \times 365 \times 10 \times i_{corr}}{2 \times 96,500 \times 7.85}$$

$$R = 11,625 \cdot i_{corr}$$

โดยอัตราการกัดกร่อนได้แบ่งออกเป็นสองช่วงคือ อัตราการกัดกร่อนในช่วงเวลาเริ่มต้น ( $R_{ci}$ ) และอัตราการกัดกร่อนในช่วงเวลาการกัดกร่อน ( $R_{cc}$ ) ซึ่งมีสมการในการคำนวณดังสมการที่ 5.17-5.19

$$R_{ci} = 11,625 \cdot i_{corr,ci} \quad (5.17)$$

$$R_{cc} = 11,625 \cdot i_{corr,cc} \quad (5.18)$$

ดังนั้น อัตราการลดลงของเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริม ณ เวลาใด ๆ

$$\phi_{reduction}(t) = \frac{\phi_i - \phi(t)}{\phi_i} \times 100 \quad (5.19)$$

$$\text{เมื่อ } \phi(t) = \phi_i - 23,250.i_{corr,ci}.t_i - 23,250.i_{corr,cc}.t_c$$

หรือพิจารณาในรูปของอัตราการลดลงของหน้าตัดเหล็กเสริม ณ เวลาใด ๆ จะได้ว่า

$$A_{reduction}(t) = \frac{\phi_i^2 - \phi^2(t)}{\phi_i^2} \times 100 \quad (5.20)$$

- โดยที่  $\phi_i$  คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมในตอนเริ่มต้น (มิลลิเมตร)  
 $\phi(t)$  คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริม ณ เวลาใด ๆ (มิลลิเมตร)  
 $i_{corr,ci}$  คือ ความหนาแน่นกระแสไฟฟ้าในช่วงเวลาเริ่มต้น (แอมป์/ตร.ซม.)  
 $i_{corr,cc}$  คือ ความหนาแน่นกระแสไฟฟ้าในช่วงเวลาการกัดกร่อน (แอมป์/ตร.ซม.)  
 $t_c$  คือ ช่วงเวลาการกัดกร่อน (ปี)

เมื่อโครงสร้างมีระดับความเสียหายที่หน้าตัดของเหล็กเสริมลดลง 10 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งถือว่าเป็นระดับความเสียหายที่ต้องได้รับการซ่อมแซม สำหรับเหล็กเสริมที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 25 มิลลิเมตร คำนวณเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมเมื่อหน้าตัดลดลง 10 เปอร์เซ็นต์ ดังนี้

$$\phi(t) = \sqrt{25^2 - \frac{10 \times 25^2}{100}} = 23.72$$

ดังนั้นระยะเวลาที่เหล็กเสริมเริ่มเกิดสนิมจนกระทั่งสะพานหยุดเพื่อซ่อมแซม ที่ความชื้นสัมพัทธ์ 80 เปอร์เซ็นต์ จะได้

$$i_{corr,ci} = 3.0 \times 10^{-8} \text{ แอมป์/ซม.}^2$$

$$i_{corr,cc} = 3.63 \times 10^{-7} \text{ แอมป์/ซม.}^2$$

จะสามารถคำนวณระยะเวลาได้

$$t_c = \frac{25 - 23,250 \times 3.0 \times 10^{-8} \times 139 - 23.72}{23,250 \times 3.63 \times 10^{-7}} = 141 \text{ ปี}$$

ในการทำงานเดียวกันจะสามารถหาค่า  $\phi(t_i)$ ,  $A_{reduction}(t_i)$ ,  $\phi(t_i + t_c)$  และ  $t_c$  ของโครงสร้างสะพานที่มีสัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.68 ที่ความชื้นสัมพัทธ์ 60, 70, 90 เปอร์เซ็นต์ ได้ดังตารางที่ 5.24 - 5.26

ตารางที่ 5.24 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศ และอัตราการกัดกร่อนเหล็กเสริม  
ในคอนกรีตช่วงเวลาเริ่มต้น (สำหรับ  $w = 0.68$ )

RH(%)	PS(%)	$i_{ci}$ (แอมป์/ชม. <sup>2</sup> )	$R_{ci}$ (มม./ปี)
60	20	---	---
70	30	$1.0 \times 10^{-8}$	$1.16 \times 10^{-4}$
80	42	$3.0 \times 10^{-8}$	$1.16 \times 10^{-3}$
90	55	$1.0 \times 10^{-7}$	$1.16 \times 10^{-3}$

ตารางที่ 5.25 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศ และอัตราการกัดกร่อนเหล็กเสริม  
ในคอนกรีตช่วงเวลากัดกร่อน (สำหรับ  $w = 0.68$ )

RH(%)	PS(%)	$i_{ci}$ (แอมป์/ชม. <sup>2</sup> )	$R_{ci}$ (มม./ปี)
60	20	$1.77 \times 10^{-9}$	$2.06 \times 10^{-5}$
70	30	$5.83 \times 10^{-8}$	$6.77 \times 10^{-4}$
80	43	$3.63 \times 10^{-7}$	$4.22 \times 10^{-3}$
90	56	$4.61 \times 10^{-6}$	$5.36 \times 10^{-2}$

ตารางที่ 5.26 แสดงอายุการใช้งาน และระดับความเสียหายของสะพาน

Bar Diameter	$RH$ (%)	$i_{corr,ci}$ (แอมป์/ชม. <sup>2</sup> )	$t_i$ (ปี)	$A_{red}(t_i)$ (%)	$i_{corr,cc}$ (แอมป์/ชม. <sup>2</sup> )	$t_c$ (ปี)	$t_{SL}$ (ปี)
$\phi 12$	60	---	76	0.00	$1.00 \times 10^{-8}$	2667	>300
	70	$1.0 \times 10^{-8}$	87	0.34	$5.83 \times 10^{-8}$	443	>300
	80	$3.0 \times 10^{-8}$	139	1.61	$3.63 \times 10^{-7}$	62	201
	90	$1.0 \times 10^{-7}$	801	>10	$4.61 \times 10^{-6}$	---	>300
$\phi 25$	60	---	76	0.00	$1.00 \times 10^{-8}$	5548	>300
	70	$1.0 \times 10^{-8}$	87	1.61	$5.83 \times 10^{-8}$	937	>300
	80	$3.0 \times 10^{-8}$	139	2.57	$3.63 \times 10^{-7}$	141	280
	90	$1.0 \times 10^{-7}$	801	>10	$4.61 \times 10^{-6}$	---	>300

จากตารางที่ 5.24 แสดงให้เห็นว่าระดับความเสียหายของเหล็กเสริมในคอนกรีตที่เวลาใด ๆ ในช่วงเวลาเริ่มต้นอัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริมจะมีค่าแตกต่างกันขึ้นอยู่กับระดับของความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศ หรือระดับความอึดตัวของน้ำในรูปพูนของคอนกรีต ซึ่งการกัดกร่อนในช่วงนี้ อยู่ในสภาวะการควบคุมการกัดกร่อนโดยอาโนด เมื่อความชื้นสัมพัทธ์มากขึ้นจะทำให้อัตราการกัดกร่อนมากขึ้นด้วย

สำหรับในช่วงเวลาการกัดกร่อนซึ่งเริ่มต้นหลังจากคาร์บอนขึ้นเข้าถึงผิวเหล็กเสริมอัตราการกัดกร่อนในช่วงเวลาดังกล่าว จะมีค่าสูงกว่าในช่วงเวลาเริ่มต้น จึงทำให้อัตราการกัดกร่อนมีค่าที่สูงกว่า การกัดกร่อนในช่วงนี้อยู่ในสภาวะการควบคุมการกัดกร่อนโดยความต้านทาน ขึ้นอยู่กับระดับความพูนของคอนกรีต หรือความชื้นสัมพัทธ์ เมื่อความชื้นสัมพัทธ์เพิ่มขึ้น จะทำให้อัตราการกัดกร่อนมากขึ้นด้วย โดยจากตารางที่ 5.26 สามารถสรุปได้ว่า สะพานคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถต้านทานการเสื่อมสภาพจากคาร์บอนขึ้นได้เป็นอย่างดี โดยมีช่วงความชื้นสัมพัทธ์ที่ 80 % เป็นความชื้นที่ทำให้เหล็กเสริมเกิดการกัดกร่อนได้เร็วสุด แต่อย่างไรก็ดีอายุการใช้งานของสะพานที่คำนวณได้ยังคงมีค่ามากกว่าอายุที่ออกแบบตามมาตรฐานของสะพาน (75 ปี) จึงสรุปได้ว่าการเสื่อมสภาพจากคาร์บอนขึ้นของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กจะไม่ก่อให้เกิดปัญหาแก่สะพานในตลอดอายุการใช้งาน

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## บทที่ 6

### สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

จากการศึกษางานวิจัยและบทความที่ผ่านมาในอดีตพบว่าการศึกษาและประเมินการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก มักใช้น้ำหนักของรถบรรทุกมาตรฐานตามเกณฑ์การออกแบบหรือตามพิถักฎหมายมาประเมินความปลอดภัยในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน แต่ในความเป็นจริงรถบรรทุกบางคันอาจบรรทุกน้ำหนักเกินกว่าน้ำหนักตามพิถักฎหมาย ส่งผลให้สะพานได้รับความเสียหายที่รุนแรงขึ้น ดังนั้นในการทดสอบครั้งนี้จึงทำการทดสอบเพื่อหาน้ำหนักรถบรรทุกด้วยวิธีการหาน้ำหนักรถจากโมเมนต์ตัดของสะพานแบบปราศจากข้อมูลตำแหน่งรถ โดยใช้เทคนิคการหาค่าความคลาดเคลื่อนต่ำสุด เพื่อหาน้ำหนักรถบรรทุกที่แท้จริงที่กระทำต่อสะพาน

การศึกษาการหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบปราศจากข้อมูลตำแหน่ง ได้เคยมีการศึกษาจากการสร้างแบบจำลองในคอมพิวเตอร์เพื่อศึกษาว่าวิธีการหาน้ำหนักรถบรรทุกนั้นมีข้อจำกัดในด้านใดบ้างตลอดจนทำการทดสอบด้วยแบบจำลองย่อส่วนเพื่อยืนยันประสิทธิภาพ แต่ก็ยังมีข้อจำกัดมากมายที่ไม่สามารถยืนยันได้ว่าวิธีการหาน้ำหนักรถบรรทุกนั้นมีความสามารถในการใช้งานจริงได้ เช่น ลักษณะการกระจายแรงของสะพานหรือความแตกต่างของแบบจำลองสะพานกับรถบรรทุกกับของจริงเป็นต้น การทดสอบการหาน้ำหนักรถบรรทุกในครั้งนี้จึงเป็นการทดสอบกับสะพานจริงเป็นครั้งแรก โดยจากการตรวจสอบพบว่าขนาดสัญญาณค่าความเครียดที่ทำการตรวจวัดได้มีค่ามากเพียงพอสำหรับการประยุกต์ใช้เทคนิคการหาน้ำหนักจากค่าความเครียดหรือค่าโมเมนต์ ซึ่งสามารถใช้วิธีการหาน้ำหนักด้วยวิธีเทคนิคค่าความคลาดเคลื่อนต่ำสุดนี้ เพื่อนำไปสู่คำตอบที่ถูกต้องที่ใกล้เคียงกับน้ำหนักจริงได้

ทั้งนี้นอกจากสะพานจะได้รับความเสียหายจากน้ำหนักกระทำของรถบรรทุก สะพานอาจได้รับความเสียหายจากผลกระทบของสิ่งแวดล้อมทางเคมีอีกด้วย ดังนั้นการศึกษาครั้งนี้จึงทำการประเมินทั้งการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน และอายุการใช้งานของโครงสร้างสะพานแบบแผ่นพื้น ซึ่งแยกออกเป็นการศึกษาน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อสะพานจากการจรวจปกติในบทที่ 3 การศึกษาความปลอดภัยในการรับน้ำหนักบรรทุกจากการจรวจปกติในบทที่ 4 และการศึกษาอายุการใช้งานจากการเสื่อมสภาพทั้งทางกายภาพและเคมีของสะพานในบทที่ 5 ซึ่งสามารถสรุปผลโดยแยกเป็นหัวข้อต่างๆ ได้ดังต่อไปนี้

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## 6.1 ประสิทธิภาพการหาน้ำหนักรถแบบปราศจากข้อมูลตำแหน่งรถในภาคสนาม

จากการหาน้ำหนักของรถบรรทุกในอดีตได้ใช้อุปกรณ์ตรวจจับเพลลาเพื่อที่จะให้หาข้อมูลตำแหน่งรถบรรทุก ซึ่งเป็นข้อมูลที่สำคัญในการนำไปใช้ในการหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบ bridge weigh in motion หรือ B-WIM แต่จากการทดลองที่ผ่านมาพบว่าเกิดปัญหาในการหาตำแหน่งที่แน่นอนของรถขณะที่รถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้มุ่งเน้นไปที่การหาน้ำหนักโดยไม่ใช้ข้อมูลตำแหน่งรถดังกล่าว แต่จะใช้เทคนิคการหาค่าความคลาดเคลื่อนต่ำสุดจากฟังก์ชันจุดประสงค์ (objective function) ทำการหาน้ำหนักรถพร้อมๆ กับการหาตำแหน่งรถ (ซึ่งความคลาดเคลื่อนถูกเขียนเป็นฟังก์ชันของความเร็ว และระยะห่างเพลลา) โดยใช้เวลาในการคำนวณประมาณ 5 ถึง 10 วินาที ในแต่ละรอบการคำนวณ ซึ่งเป็นผลมาจากมีตัวแปรอยู่เพียง 4 ตัวแปร คือ ความเร็วของรถบรรทุก ระยะห่างเพลลา น้ำหนักเพลลาหน้า และน้ำหนักเพลลาหลังของรถบรรทุก ทำให้ฟังก์ชันจุดประสงค์ที่จะนำไปใช้ในการหาน้ำหนักมีความซับซ้อนน้อย จากผลการศึกษาในการหาน้ำหนักรถบรรทุกในภาคสนามใช้เวลาในการคำนวณหาน้ำหนักต่อคันสั้นที่สุด 6 วินาที และใช้เวลาในการคำนวณมากที่สุด 15 นาที โดยเวลาคำนวณเฉลี่ยอยู่ที่ 40 วินาที โดยที่มีจำนวนกรณีที่ใช้เวลาคำนวณมากกว่า 5 นาที ทั้งสิ้น 31 กรณี หรือคิดเป็น 1.52% ของกรณีศึกษาทั้งหมด

เมื่อพิจารณาถึงประสิทธิผลในเชิงความสำเร็จ หรือความสัมฤทธิ์ผลของวิธีการหาน้ำหนักจากการทดสอบในภาคสนามพบว่าวิธีการหาน้ำหนักสามารถหาน้ำหนักของรถสิบล้อได้ทั้งหมด 112 กรณี หรือคิดเป็นความสัมฤทธิ์ผล 100% โดยมีความแม่นยำในการหาน้ำหนักรวมของรถบรรทุกอยู่ในช่วง  $\pm 15\%$  สำหรับประสิทธิผลของการหาน้ำหนักรถบรรทุกที่พ่วงจากข้อมูลใช้งานจริง ซึ่งพิจารณาเฉพาะกรณีที่รถบรรทุกแล่นข้ามสะพาน โดยที่สัญญาณโมเมนต์ตัดมีความสมบูรณ์ พบว่าวิธีการที่เสนอมีประสิทธิผลในการหาน้ำหนักรถบรรทุกได้ประมาณ 95% จากกรณีที่พิจารณาทั้งสิ้น 23 กรณี โดยมีความแม่นยำในการหาน้ำหนักรวมของรถบรรทุกอยู่ในช่วง  $\pm 10\%$  โดยในกรณีศึกษาการหาน้ำหนักรถบรรทุกที่พ่วงจากภาคสนาม สามารถหาน้ำหนักรถบรรทุกในกรณีที่ไม่สามารถหาน้ำหนักในตอนแรกได้ปรับเปลี่ยน และขอบเขตของตัวแปรต่างๆ เป็นกรณีไป ทำให้การทดลองหาน้ำหนักรถบรรทุกสามารถหาค่าตอบได้ทั้งหมด จึงสามารถสรุปได้ว่าวิธีการหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบปราศจากข้อมูลตำแหน่งรถที่เสนอมีความสัมฤทธิ์ผลในการหาน้ำหนัก

## 6.2 ผลการหาน้ำหนักรถบรรทุกที่ตรวจวัดได้จากระบบ B-WIM-FAD

จากการตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุกขนาดใหญ่ 3 ประเภทตามการจราจรปกติในระยะยาว พบว่าผลการวิเคราะห์ทางสถิติของน้ำหนักรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานมีดังต่อไปนี้

รถบรรทุกสิบล้อ ได้ตรวจพบว่าน้ำหนักรวมเฉลี่ยอยู่ที่ 23.0 ตัน ซึ่งค่าเฉลี่ยนี้มีค่าต่ำกว่าที่กีดตามกฎหมายกำหนดไว้ที่ 25 ตัน และหากพิจารณาแยกตามเพลลาของรถจะพบว่าน้ำหนักเพลลาหน้าเฉลี่ยหนัก 4.20 ตัน และเพลลาหลังเฉลี่ยหนัก 18.79 ตัน การพิจารณาในด้านน้ำหนักบรรทุกตามที่กฎหมายกำหนดพบว่ามี

รถบรรทุกจำนวนหนึ่งที่มีน้ำหนักบรรทุกเกิน 25 ตัน (ร้อยละ 28.7) แต่ข้อมูลที่สำคัญที่ได้จากการตรวจครั้งนี้คือการตรวจพบว่ารถบรรทุกบางคันอาจมีน้ำหนักบรรทุกสูงถึง 42.90 ตัน ซึ่งจากข้อมูลความเร็วของรถบรรทุกคันดังกล่าวพบว่ารถยังคงวิ่งด้วยความเร็วปกติ จึงตั้งข้อสมมติว่าอาจมีรถบรรทุกที่สามารถบรรทุกน้ำหนักได้มากกว่านี้วิ่งผ่านสะพานได้

รถบรรทุกกึ่งพ่วง ตรวจวัดน้ำหนักรวมเฉลี่ยที่ 37.26 ตัน หากพิจารณาแยกตามเพลลาของรถที่ได้จากการตรวจพบว่าน้ำหนักเพลลาหน้าได้น้ำหนักเฉลี่ยที่ 4.10 ตัน น้ำหนักเฉลี่ยเพลลากลางที่ 16.01 ตัน และน้ำหนักเฉลี่ยเพลลาหลังหนัก 17.51 ตัน ซึ่งในข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดพบว่ามียานยนต์บรรทุกกึ่งพ่วงจำนวนหนึ่งที่บรรทุกน้ำหนักเกินกว่าที่กฎหมายกำหนด และพบรถที่มีน้ำหนักสูงสุดหนักถึง 54.4 ตัน

รถบรรทุกพ่วง ในการตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุกพ่วงพบว่าน้ำหนักรวมเฉลี่ยอยู่ที่ 43.41 ตัน และพบน้ำหนักสูงสุดเท่ากับ 73.92 ตัน

### 6.3 ผลการประเมินการรับน้ำหนักของรถบรรทุกของสะพาน

จากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์และทำการประเมินโครงสร้างสะพานประเภทแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC slab-type) ที่ช่วงความยาวสะพานตั้งแต่ 5 เมตร ถึง 10 เมตร โดยการประเมินได้อ้างอิงข้อมูลตามแบบก่อสร้างมาตรฐานของกรมทางหลวงมาทำการประเมินค่า Bridge load rating factor ทั้งระดับ Inventory rating และระดับ Operating rating โดยพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทั้ง 3 ประเภทคือ รถบรรทุกสิบล้อ รถบรรทุกกึ่งพ่วง และรถบรรทุกพ่วง ตามสภาพความเป็นจริงของยวดยานที่ใช้ในประเทศไทย

การประเมินการรับน้ำหนักของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้ทำการประเมินโดยพิจารณาจากทั้งโมเมนต์ และจากแรงเฉือน ซึ่งจากผลการประเมินพบว่าค่า Rating Factor ที่ประเมินจากแรงเฉือนมีค่าสูงกว่า 1.0 ทุกกรณี จึงสามารถสรุปได้ว่าการพิจารณาความปลอดภัยในด้านแรงเฉือนของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กจากรถบรรทุกทุกประเภท การประเมินอยู่ในเกณฑ์ที่ดี ไม่เกิดความเสียหายจากแรงเฉือน

สำหรับผลการประเมินค่า Bridge load rating จากโมเมนต์พบว่า หากพิจารณาที่รถบรรทุกสิบล้อ น้ำหนักตามพิกัดของกฎหมาย 25 ตัน จะได้ว่าทั้งระดับ Inventory rating และระดับ Operating rating ของสะพานในช่วงความยาวตั้งแต่ 5-10 เมตร จะมีค่าสูงกว่า 1.0 แต่ถ้าน้ำหนักบรรทุกสูงถึง 42.9 ตัน (น้ำหนักสูงสุดที่ตรวจพบ) จะทำให้การประเมินที่ระดับ Inventory rating จะมีค่าต่ำกว่า 1.0 แต่ระดับ Operating rating ยังมีค่ามากกว่า 1 ซึ่งแสดงให้เห็นว่า หากรถบรรทุกสิบล้อบรรทุกน้ำหนักรวมไม่เกินกว่าน้ำหนักที่กฎหมายกำหนดไว้จะทำให้สะพานสามารถรับน้ำหนักได้อย่างปลอดภัย แต่ถ้ารถบรรทุกสิบล้อฝ่าฝืนกฎหมายบรรทุกน้ำหนักเกินกว่าที่กำหนดก็อาจทำให้สะพานได้รับความเสียหายได้ แม้จะไม่ทำให้สะพานเกิดความเสียหายขั้นวิบัติในทันที แต่ก็ส่งผลให้สะพานมีการเสื่อมสภาพจากการใช้งานอย่างมีนัยสำคัญ (Inventory rating < 1.0 แต่ Operating rating > 1.0) ตามทฤษฎีแล้วพบว่าหากน้ำหนักรถบรรทุกสิบล้อมีค่าเกินกว่า 48.75 ตัน ก็จะทำให้สะพานเกิดการวิบัติในทันที (Operating rating < 1.0) ซึ่งจากผลการตรวจวัดสะพานระยะยาวในการศึกษานี้ โดยสมมติให้ค่าน้ำหนักที่ได้มีการกระจายของข้อมูลแบบปกติ จะทำให้พอที่จะประเมินโอกาสที่รถบรรทุกจะมี



น้ำหนักถึง 48.75 ตันได้เท่ากับ 0.000000174 ซึ่งจากผลการคำนวณทางสถิตินี้จะเห็นได้ว่าสะพานมีความเสี่ยงสูงมากที่จะเกิดการวิบัติจากน้ำหนักกระทำของรถบรรทุกสิบล้อ แต่อย่างไรก็ดีเนื่องจากความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพานจริง จะมีค่ามากกว่าการคำนวณตามทฤษฎีเนื่องจากมีวัสดุต่าง ๆ ที่ช่วยเสริมกำลังของสะพาน เช่น ชิ้นส่วนของสะพานที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก อาทิเช่น ราวสะพาน หรือ ทางเท้าริมสะพาน รวมไปถึงวัสดุที่ทำผิวทาง ซึ่งล้วนแล้วแต่ช่วยให้สะพานมีกำลังรับน้ำหนักได้มากกว่าการคำนวณ ทำให้สะพานมีความสามารถในการรับน้ำหนักเพิ่มขึ้น ซึ่งโอกาสที่จะเกิดการวิบัติก็จะน้อยลง

เมื่อพิจารณาการประเมินจากน้ำหนักรถบรรทุกกึ่งพ่วง เนื่องจากสะพานที่ทำการประเมินมีความยาวช่วงมากสุดคือ 10 เมตร ผลของน้ำหนักรถที่กระทำต่อสะพาน จึงไม่เต็มคันทันเพราะระยะห่างเพลาน้ำหนักถึงเพลาลงสุดของรถบรรทุกกึ่งพ่วงมีความยาวมากกว่าสะพาน การประเมินความปลอดภัยจึงพิจารณาจากแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นเมื่อรถบรรทุกกึ่งพ่วงวิ่งผ่านสะพาน โดยพบว่าค่า Inventory rating ของสะพานในช่วงความยาว 6 เมตร และ 7 เมตร มีค่าต่ำกว่า 1.0 แต่ค่าระดับ Operating rating ยังคงมากกว่า 1 แต่หากนำน้ำหนักบรรทุกตามพิกัดของกฎหมายมาประเมินความปลอดภัยพบว่า สะพานสามารถรับน้ำหนักได้อย่างปลอดภัย ค่า Inventory rating ของทุกช่วงมีค่ามากกว่า 1.0 แสดงให้เห็นว่าหากมีรถบรรทุกกึ่งพ่วงที่มีน้ำหนักเกินกว่าพิกัดของกฎหมาย อาจทำให้สะพานได้รับความเสียหายตามระดับของน้ำหนักที่บรรทุกเกิน ซึ่งบางน้ำหนักหนักอาจจะยังไม่ทำให้สะพานเกิดการวิบัติในทันทีแต่ส่งผลทำให้สะพานเสียหายอย่างมีนัยสำคัญ

ในกรณีของรถบรรทุกพ่วงจะมีการกระทำของรถคล้ายกับรถบรรทุกกึ่งพ่วงคือความยาวสะพานไม่พอที่จะรับน้ำหนักรถทั้งคัน ทำให้การประเมินจึงนำค่ามาจากตำแหน่งที่เกิดแรงภายในสูงสุดเมื่อรถวิ่งผ่านสะพานทั้งคัน จากการประเมินจากน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของรถพ่วงที่ได้จากการตรวจวัด (73.92 ตัน) โดยพบว่าค่า Inventory rating ของสะพานในช่วงความยาวตั้งแต่ 5-9 เมตร จะมีค่าต่ำกว่า 1.0 มีเพียงที่ความยาว 10 เมตร ที่มีค่ามากกว่า 1 ส่วนค่าระดับ Operating rating ยังคงมากกว่า 1 ทุกช่วงความยาว จึงทำให้สะพานเพียงได้รับความเสียหายในระดับที่มีผลต่อการเสื่อมสภาพจากการใช้งาน แต่ไม่ถึงขั้นเสียหายจนสะพานเกิดการวิบัติ

จากการประเมินความปลอดภัยของสะพานตามน้ำหนักที่ได้จากการตรวจวัดของรถบรรทุกขนาดใหญ่ทุกประเภททำให้พบว่า รถบรรทุกประเภทสิบล้อมีผลการประเมินความปลอดภัยต่ำสุด และตามด้วย รถพ่วง และรถกึ่งพ่วง ตามลำดับ แต่อย่างไรก็ดีจากผลการประเมินยังพบว่าค่าการประเมินในระดับ Operating rating ยังคงมากกว่า 1.0 ถึงแม้จะมีบางช่วงสะพานที่มีค่าระดับ Inventory rating ต่ำกว่าหนึ่ง แสดงให้เห็นว่าสะพานยังคงสามารถรับน้ำหนักรถบรรทุกตามการจราจรปกติ ณ สภาวะปัจจุบันได้ แต่หากมีการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกของรถสูงขึ้น สะพานอาจไม่มีความปลอดภัยในการใช้งาน ตลอดจนอาจเกิดความเสียหายถึงขั้นวิบัติของสะพานจากการกระทำของรถบรรทุกได้ ดังนั้นควรทำการตรวจสอบเพื่อประเมินสภาพของสะพานเป็นระยะตามอายุการใช้งาน และกำหนดแนวทางป้องกันปัญหาที่อาจจะเกิดขึ้น เช่น อาจมีบทลงโทษสำหรับรถบรรทุกที่มีน้ำหนักเกินพิกัดของกฎหมายที่แรงขึ้นและมีการบังคับใช้อย่างจริงจัง หรือ แม้กระทั่งการออกแบบสะพานให้มีความสามารถในการรับน้ำหนักเพิ่มขึ้นจากน้ำหนักที่ใช้ออกแบบในปัจจุบัน เพื่อให้สะพานสามารถรับน้ำหนักจริงของรถบรรทุก

ได้อย่างปลอดภัย เป็นการป้องกันไม่ให้เกิดการวิบัติจากระบบบรรทุกที่บรรทุกน้ำหนักเกินกว่าที่กฎหมายกำหนด ทั้งนี้พฤติกรรมกรรมการบรรทุกน้ำหนักของรถจะทราบได้ก็ต่อเมื่อมีข้อมูลน้ำหนักจากการจราจรจริง และมีจำนวนข้อมูลในปริมาณที่มากพอจะสามารถอธิบายถึงพฤติกรรมกรรมการบรรทุกน้ำหนักของรถได้ ดังนั้นการเก็บข้อมูลจากการจราจรจริงในระยะยาว จึงเป็นข้อเสนอแนะจากงานวิจัยครั้งนี้เพื่อให้ทราบถึงข้อมูลจริงที่เป็นอยู่ในปัจจุบัน ซึ่งจะช่วยให้สามารถหาแนวทางป้องกัน และวางแผนบำรุงรักษาสะพานได้อย่างมีประสิทธิภาพ

#### 6.4 ผลการประเมินอายุการใช้งานที่เหลือจากการเสื่อมสภาพจากความล้า

การใช้งานสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก อาจเกิดการเสื่อมสภาพจากความล้าของวัสดุเนื่องจากน้ำหนักที่กระทำต่อสะพาน โดยในงานวิจัยนี้ได้ทำการประเมินการเสื่อมสภาพที่เกิดขึ้นและประเมินเป็นอายุการใช้งานของโครงสร้างสะพาน โดยในบทที่ 5 ได้ทำการประเมินอายุของโครงสร้างจากการกระทำของรถบรรทุก 3 ประเภทได้แก่ รถบรรทุกสิบล้อ รถบรรทุกกึ่งพ่วง และรถบรรทุกพ่วง โดยจากการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกที่ใช้เป็นตัวแทนในการประเมินด้านความล้าได้น้ำหนักดังนี้ 24.67 ตัน 38.25 ตัน และ 46.41 ตันตามลำดับ ซึ่งจากการประเมินพบว่า รถบรรทุกทั้ง 3 ประเภทได้ทำให้สะพานเกิดความเสียหายจากความล้า แต่ความเสียหายที่เกิดขึ้นจะไม่เห็นผลในช่วงอายุการออกแบบของสะพาน เนื่องจากสะพานสามารถรับจำนวนรอบของน้ำหนักกระทำได้ โดยจากผลการประเมินพบว่าสะพานที่มีอายุน้อยสุดคือสะพานความยาวช่วง 5 เมตร พบว่ามีอายุการใช้งาน 170 ปี และอายุของสะพานที่นานสุดได้แก่สะพานช่วงยาว 10 เมตร ซึ่งผลการประเมินเชิงทฤษฎีจะบออายุด้านความล้ามีมากกว่า 200 ปี จากผลการทดสอบจึงสามารถสรุปได้ว่าสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทแผ่นพื้นสามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัย ต่อความเสียหายที่เกิดจากความล้า

#### 6.5 ผลการประเมินอายุการใช้งานที่เหลือจากการเสื่อมสภาพจากการเกิดสนิมของเหล็กเสริม

การเสื่อมสภาพของสะพานโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจากการเกิดสนิมที่เหล็กเสริมเกิดจาก 2 สาเหตุหลักได้แก่ การเกิดสนิมจากคลอไรด์ และการเกิดคาร์บอนขึ้นในคอนกรีตทำให้เหล็กเสริมเกิดสนิม ซึ่งจากการศึกษาสามารถสรุปแยกตามสาเหตุได้ดังนี้

การเกิดสนิมของเหล็กเสริมจากคลอไรด์ โดยจากการศึกษาเก็บตัวอย่างคอนกรีตกับสะพานทดสอบพบว่าสะพานจะไม่เกิดการเสื่อมสภาพจากการเกิดสนิมเหล็กจากการกระทำของคลอไรด์ เนื่องจากข้อมูลที่ได้แสดงถึงปริมาณคลอไรด์ในคอนกรีตที่ต่ำกว่าค่าที่จะทำให้เหล็กเสริมเกิดสนิมได้ แต่หากพิจารณาข้อมูลของสะพานในเขตจังหวัดภาคใต้ที่อยู่บริเวณติดชายฝั่งทะเล จะพบปริมาณคลอไรด์ในคอนกรีตสูงถึงขั้นที่สามารถทำให้เหล็กเสริมเกิดสนิมได้ โดยจากการประเมินอายุสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กตามแบบมาตรฐานของกรมทางหลวงพบว่า สะพานที่อยู่ใกล้ชายฝั่งทะเลจะมีอายุการใช้งานก่อนการซ่อมแซมประมาณ 29 ปี ซึ่งเป็นอายุการใช้งานที่น้อยกว่าตามมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างสะพาน (75 ปี) จะเห็นได้ว่าการเสื่อมสภาพของสะพานจากการกระทำของคลอไรด์จะมีความรุนแรงในบริเวณใกล้ทะเล เพราะมีปริมาณคลอไรด์ในอากาศและน้ำค่อนข้างสูง ทั้งนี้การป้องกันการเสื่อมสภาพเนื่องจากคลอไรด์นั้นสามารถป้องกันได้โดยการเพิ่มระยะหุ้มเหล็ก

เสริม เพื่อให้เพิ่มระยะเวลาในการแพร่ผ่านเนื้อคอนกรีตของคลอไรด์ หรือหากสะพานที่ได้รับความเสียหายจากคลอไรด์แล้วนั้นการซ่อมแซมจำเป็นต้องเปลี่ยนคอนกรีตหุ้มผิวบริเวณที่คอนกรีตมีคลอไรด์ในปริมาณวิกฤติเพื่อเป็นการนำ คลอไรด์ที่จะเข้ามาทำปฏิกิริยากับเหล็กเสริมออก ซึ่งจะทำให้สามารถขยายระยะเวลาการใช้งานของโครงสร้างสะพานได้ ส่วนโครงสร้างสะพานที่อยู่ในแผ่นดินที่ไกลจากชายฝั่งทะเลจะไม่พบปัญหาการเสื่อมสภาพของคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากคลอไรด์

ข้อเสนอแนะจากการศึกษาการเสื่อมสภาพคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากคลอไรด์ จากการศึกษาพบว่าการเกิดความเสียหายจากคลอไรด์จะเกิดขึ้นก็ต่อเมื่อบริเวณนั้นมีปริมาณคลอไรด์ในน้ำและอากาศสูง แสดงให้เห็นว่าโครงสร้างบริเวณริมชายฝั่งทะเล หรือบริเวณที่น้ำที่มึ้นน้ำทะเลหนุนถึง จะเกิดความเสียหายจากคลอไรด์ แต่อย่างไรก็ดีความเสียหายหรืออัตราการเสื่อมสภาพนั้นอาจแตกต่างกัน ขึ้นอยู่กับปริมาณคลอไรด์ซึ่งมีแนวโน้มที่ผันตามระยะทางจากชายฝั่ง ดังนั้นหากมีการศึกษาหรือการทดสอบการเสื่อมสภาพของโครงสร้างสะพานเปรียบเทียบกับระยะทางจากชายฝั่ง ก็อาจจะทำให้ทราบพฤติกรรมการเสื่อมสภาพจากคลอไรด์ได้ดียิ่งขึ้น

ส่วนการเกิดสนิมของเหล็กเสริมจากการเกิดคาร์บอนเนชั่นของคอนกรีตหุ้มเหล็กนั้น ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเกิดคาร์บอนเนชั่นคือ ปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ และความชื้นสัมพัทธ์ของอากาศ โดยในการศึกษาได้นำข้อมูลมาทำการประเมินอายุการใช้งานก่อนการซ่อมแซม โดยอายุการใช้งานที่คำนวณได้พบว่ามีค่าประมาณ 200 ปี ขึ้นไป ขึ้นอยู่กับปริมาณความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศ และปริมาณความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ซึ่งผลการประเมินอายุการใช้งานของสะพานจากการเสื่อมสภาพเนื่องจากคาร์บอนเนชั่น ทำให้ทราบว่าอายุการใช้งานของโครงสร้างสะพานจะมีค่ามากกว่าอายุการออกแบบโครงสร้างสะพาน (75 ปี) ทำให้สามารถสรุปได้ว่าโครงสร้างสะพานจะไม่เกิดความเสียหายจากการเกิดสนิมในเหล็กเสริมเนื่องจากคาร์บอนเนชั่นในคอนกรีตตลอดอายุการใช้งานที่ออกแบบไว้

ในการประเมินการเสื่อมสภาพของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กจากคาร์บอนเนชั่นมีค่าสัมประสิทธิ์และตัวแปรหลายตัวที่ใช้ในการคำนวณ ดังนั้นหากมีการศึกษาผลของค่าสัมประสิทธิ์และตัวแปรที่มากขึ้น โดยอาจเปรียบเทียบกับผลทดสอบการเกิดคาร์บอนเนชั่นจริงของสะพานตามอายุการใช้งาน และสภาพแวดล้อม ก็จะทำให้สามารถประเมินการเสื่อมสภาพของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กได้ดียิ่งขึ้น และเป็นประโยชน์ต่อการออกแบบตลอดจนการวางแผนบำรุงรักษาสะพานต่อไป

## รายการอ้างอิง

### ภาษาไทย

ธวัช อัครวิทยาภุมิ. การเพิ่มความถูกต้องของการหาน้ำหนักบรรทุกขณะเคลื่อนที่ด้วยเทคนิคการคำนวณซ้ำ  
วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, จุฬาลงกรณ์  
มหาวิทยาลัย, 2545

ธีระชัย ดีสมสุข และ ทศพล ปิ่นแก้ว, ระดับความปลอดภัยในการใช้งานของสะพานภายใต้สภาพการบรรทุก  
น้ำหนักจริง, การสัมมนาทางครั้งที่ 3, 2551

นิพนธ์ จงพิทักษ์ศิลป์. การศึกษาอัตราการเสื่อมสภาพของคอนกรีต และอัตราการเกิดสนิมของเหล็กเสริมของ  
โครงสร้างสะพานคอนกรีต ในเขตกรุงเทพมหานคร. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารบัณฑิต, ภาควิชา  
วิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2539

ปัญญา ชูพานิช, โครงการสำรวจสภาพความเสียหายและทดสอบการรับน้ำหนัก, สำนักงานวิจัยและพัฒนา กรม  
ทางหลวง กระทรวงคมนาคม, 2550

ปัญญา ชูพานิช และ คณะ การทดสอบและประเมินการรับน้ำหนักสะพานของกรมทางหลวง, การสัมมนาทาง  
ทางครั้งที่ 3, 2551

ปรัชญา จูเหล็ก และคณะ. แบบจำลองเพื่อทำนายอายุการใช้งานที่ปลอดภัยการบำรุงรักษาของโครงสร้างคอนกรีต  
เสริมเหล็กในสิ่งแวดล้อมคลอไรด์, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 13, 2550

พัชรพงษ์ อาสนจินดา. การหาน้ำหนักบรรทุกขณะเคลื่อนที่บนสะพานโดยใช้แบบจำลองย่อส่วน วิทยานิพนธ์  
ปริญญาโทบริหารบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย,  
2546

ภาณุ พุ่งสุข. การหาน้ำหนักบรรทุกขณะเคลื่อนที่บนสะพานด้วยการทดสอบภาคสนาม วิทยานิพนธ์ปริญญา  
โทบริหารบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2547

ภาษาอังกฤษ

Aas-Jakobsen, K. Fatigue of concrete beams and columns. *Bulletion No. 70-1*, Trondheim NTH Institutt for Betonkonstruksjoner, 1970 p. 148

Andrade et al. An Initial Effort to Use the Corrosion Rate Measurement for Estimating Rebar Durability. In N.S. Berke, V.Chaker, *Corrosion Rates of Steel in Concrete*, pp.29-37. Philadephia : ASTM STP1065, 1990

America Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Manual for Condition Evaluation of Bridge, 2000

American Concrete Institute 215R-74 Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading, Reported by ACI Committee 215, 2005

American Concrete Institute 222R-3, Protection of Metals in Concrete Against Corrosion, Reported by ACI Committee 222, 2005

CEB-FIP model code, New Approach to Durability Design, an example for carbonation induced corrosion (No. 238), Comité Euro-International du Béton, Lausanne. 1997

Cady, P. D., and R. E. Weyers. Deterioration Rates of Concrete Bridge Decks. *Journal of Transportation Engineering*, vol. 110, no. 1, 1984 p. 35-44.

Helgason, T., Somes M.F. and Hanson, J.M. Investigation of Design Factors Affecting Fatigue Strength of Reinforcing Bars-Test Program, *Fatigue of Concrete*, SP-41 ACI, 1974, p. 71-105.

Hobbs and Matthews. Minimum requirements for concrete to resist deterioration due to chloride-induced corrosion, in D.W. Hobbs (ed.) *Minimum Requirements for Durable Concrete*, Crowthorne, British Cement Association, 1998 p. 43–89.

In-Seok Yoon et al. Effect of global climatic change on carbonation progress of concrete. Faculty CiTG, Microlab, Delft University of Technology, P.O. The Netherlands. 2007

- J.A. Gozalez et al. Considerations on reproducibility of potential and corrosion rate measurements in reinforced concrete. National Centre for Metallurgical Research, CENIM, Avda Gregorio del Amo, No. 8, 28040 Madrid, Spain. 2004
- Japan Society of Civil Engineers .Verification of Serviceability, Standard Specification for Durability of Concrete, (in Japanese) 2002
- Laman, J. A., and Nowak, A. S. Fatigue-Load Models for Girder Bridges. Journal of Structural Engineering. 1996 : 726-733.
- Law, S. S., and Fang, Y. L. Moving Force Identification : Optimal State Estimation Approach. Journal of Sound and Vibration. 2001: 233-254.
- Lou Chung, Husam Najm and Perumalsamy Balaguru. Flexural behavior of concrete slabs with corroded bars. Dankook University, South Korea and The state University of New Jersey, USA. 2007
- Max Schläfli and Eugen Brühwiler. Fatigue of existing reinforced concrete bridge deck slabs. Switzerland .Swiss Federal Institute of Technology. 1998 p. 991-998
- National Cooperative Highway Research Program (NCHRP-558). Manual on Service Life of Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Bridge Superstructure Elements. Transportation Research Board. Federal Highway Administration. UAS., 2006
- P. castro, M.A. Sanjuán and J. Genescá. Carbonation of concretes in the Mexican Gulf. Centro de InvestigacioAn y de Estudios Avanzados del IPN, Unidad, Mexico. 1999
- Richard E. Weyers, Michael G. Fitch, Erin P. Larsen, Imad L. A1-Qadi. Service Life Estimates. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP-S-668), Transportation Research Board. Federal Highway Administration. UAS.,1994

## ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายกิตติ จิวโพธิ์เจริญ เกิดเมื่อวันที่ 5 พฤศจิกายน พ.ศ. 2525 ที่จังหวัดสุพรรณบุรี สำเร็จการศึกษาระดับมัธยมศึกษาจากโรงเรียนมหิดลวิทยานุสรณ์ จังหวัดนครปฐม สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2547 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโครงสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อ พ.ศ. 2550 โดยทำการศึกษาและวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบแผ่นพื้น ซึ่งในงานวิจัยนี้มุ่งเน้นศึกษาการรับน้ำหนักบรรทุกตลอดภัยและอายุการใช้งานของโครงสร้างสะพาน



ศูนย์วิทยุทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย