

แบบจำลองนำหน้าบัตรทูลเกล้าฯ สำหรับการออกแบบสะพานของประเทศไทย



นายสมาวิษฐ์ พุกษ์จินดา

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต  
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา  
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
ปีการศึกษา 2556  
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)  
เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository (CUIR)  
are the thesis authors' files submitted through the University Graduate School.

LIVE LOAD MODEL FOR BRIDGE DESIGN OF THAILAND

The emblem of Chulalongkorn University, featuring a central figure holding a sword, surrounded by a sunburst of rays, all resting on a tiered base.

Mr. Samavit Prukjinda

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CHULALONGKORN UNIVERSITY

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 2013

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

แบบจำลองน้ำหนักรทุกจรสำหรับการออกแบบสะพาน  
ของประเทศไทย

โดย

นายสมาวิชฐ์ พฤกษ์จินดา

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน  
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์

(ศาสตราจารย์ ดร.บัณฑิต เอื้ออาภรณ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ

(ศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาติตรี)

.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

(รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว)

.....กรรมการ

(ศาสตราจารย์ ดร.ธีรพงศ์ แสนจันทร์ฉิมไชย)

.....กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย

(ดร.ธีระชัย ดีสมสุข)

สมาชิษฐ์ พุกษ์จินดา : แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับการออกแบบสะพานของประเทศไทย. (LIVE LOAD MODEL FOR BRIDGE DESIGN OF THAILAND) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: รศ. ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว, 106 หน้า.

การออกแบบสะพานในประเทศไทยนั้น โดยปกติอ้างอิงมาตรฐาน AASHTO ของประเทศสหรัฐอเมริกาเป็นหลัก แต่ด้วยความแตกต่างของพิกัดน้ำหนักตามกฎหมาย และลักษณะทางกายภาพของรถบรรทุกของไทยนั้นแตกต่างจากประเทศสหรัฐอเมริกา อีกทั้งในความเป็นจริงรถบรรทุกของไทยยังมีการบรรทุกเกินพิกัดจำนวนมาก ดังนั้นการประยุกต์ใช้มาตรฐาน AASHTO ในการออกแบบสะพานของไทย โดยไม่ปรับเปลี่ยนแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจร (Live load model) ให้เหมาะสม จึงอาจไม่เหมาะสม เพราะสะพานอาจมีระดับความปลอดภัยไม่เป็นไปตามเกณฑ์มาตรฐาน ซึ่งทำให้สิ้นเปลืองงบประมาณค่าก่อสร้างและบำรุงรักษา

งานวิจัยนี้จะศึกษาและนำเสนอแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบสะพานในประเทศไทย ด้วยวิธีตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกและความต้านทาน (LRFD) โดยการประยุกต์ทฤษฎีความเชื่อมั่นของโครงสร้าง (Structural reliability) มาวิเคราะห์หาตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร (Live load factor) ที่เหมาะสม จากข้อมูลรถยนต์ที่ตรวจวัดจริงในภาคสนามจำนวน 8,814 คัน และข้อมูลคุณสมบัติของสะพานที่มีความยาวช่วงระหว่าง 5-80 เมตร

เนื่องจากวิศวกรไทยจะคุ้นเคยกับแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรแบบ HL-93 ของมาตรฐาน AASHTO การปรับใช้แบบจำลองดังกล่าวจึงเป็นการสะดวก แม้ลักษณะทางกายภาพของแบบจำลองจะแตกต่างกับลักษณะของรถบรรทุกไทย ซึ่งผลของความแตกต่างนี้และความแตกต่างของพิกัดน้ำหนักทำให้ต้องปรับแก้ค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรของ AASHTO ที่กำหนดไว้เท่ากับ 1.75 ให้สอดคล้องกับสภาพรถยนต์ของไทย

ผลการวิเคราะห์หาค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรพบว่า หากคงค่าตัวคูณเพิ่มไว้ที่ 1.75 ตามมาตรฐาน AASHTO จะทำให้สะพานที่ออกแบบมีระดับความปลอดภัยต่ำกว่าเกณฑ์ความปลอดภัยตามมาตรฐานค่อนข้างมาก กล่าวคือสะพานจะมีค่าความน่าจะเป็นที่จะวิบัติได้สูงถึง  $1/2660$  สำหรับอายุการใช้งาน 75 ปี ซึ่งสูงกว่าเกณฑ์ปกติถึง 1.62 เท่า ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงเสนอควรให้ใช้ค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรเป็น 2.20 สำหรับใช้ในการวิเคราะห์ออกแบบสะพานของไทย เพื่อให้ได้ระดับความปลอดภัยและอายุการใช้งานสะพานสอดคล้องกับเป้าหมายในการออกแบบตามมาตรฐานสากล

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต .....

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก .....

ปีการศึกษา 2556

# # 5570410021 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: LIVE LOAD MODEL / TRUCK LOAD / STRUCTURAL RELIABILITY-BASED / RC BRIDGE

SAMAVIT PRUKJINDA: LIVE LOAD MODEL FOR BRIDGE DESIGN OF THAILAND. ADVISOR: ASSOC. PROF.TOSPOL PINKAEW, 106 pp.

The design of bridges in Thailand adopts the American's AASHTO standard. However, due to the differences in limited legal weights of trucks, their configurations, and their overloaded behaviors between Thailand and America, directly applying the live load model from AASHTO without modification might lead to either sub-standard design in term of bridge safety or higher construction cost.

This research studies and proposes the live load model that is suitable for bridge design of Thailand using the load and resistant factor design (LRFD) framework. Employing the structural reliability analysis, the suitable live load factor is determined based on the actual field records of 8,814 trucks and the properties of the bridges having span lengths between 5-80 m.

Although, the HL 93 load pattern from AASHTO is significantly difference with Thai's truck configurations. The application of this load pattern is proposed, since the Thai engineers feel familiar and convenience. Consequently, the live load factor of 1.75 from AASHTO needs to be modified to cope with this difference and the inconsistent of legal weight limits.

The obtained results clearly indicate that the direct use of live load factor of 1.75 based on AASHTO LRFD standard could lead to the significantly lower safety of the designed bridges than normal acceptable standard. In other words, the probability of failure of the bridges will be approximately 1/2660 for 75 year useful life, which is 1.62 times the normal standard value. Therefore, based on the obtained reliability analysis, the research proposes to increase the live load factor to be 2.20 for bridge design in Thailand in order to achieve the safety and useful life criterions as required by the international standard.

Department: Civil Engineering

Student's Signature .....

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature .....

Academic Year: 2013

## กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์นี้ไม่สามารถสำเร็จลุล่วงได้ หากปราศจากคณาจารย์ทุกท่านที่ให้ความรู้วิชาภาคทฤษฎีก่อนทำงานวิจัย หากปราศจากการให้คำปรึกษาอันมีค่า แนะนำวิธีการศึกษาและการแก้ปัญหาในการทำวิทยานิพนธ์ โดยอาจารย์ที่ปรึกษา รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว จนวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์ หากปราศจากความกรุณารับเป็นประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ โดยศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาตรี และความกรุณาเป็นกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ รวมทั้งได้ให้ความกรุณาตรวจแก้และให้คำปรึกษาในการทำวิทยานิพนธ์นี้โดย ศาสตราจารย์ ดร.ธีรพงศ์ เสนจันทร์ชัย และ ดร.ธีระชัย ตีสมสุข

นอกจากนี้ขอขอบคุณ ดร.ราชวัลลภ กัมพูพงศ์ สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง ที่อนุเคราะห์ข้อมูลรถบรรทุกและข้อมูลทางสถิติของสะพานในประเทศไทย ตลอดจนรุ่นพี่นิสิตที่อยู่ในความดูแลของ รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว ที่ได้ให้คำแนะนำ ความช่วยเหลือต่างๆ ในการศึกษาตลอดการทำงานวิจัยนี้

ท้ายที่สุดนี้หวังเป็นอย่างยิ่งว่างานวิจัยนี้จะมีส่วนให้ข้อมูลผู้ที่สนใจศึกษา จุดประกายความคิดและเป็นรากฐานงานวิจัยอื่นเพื่อประโยชน์ของประเทศชาติต่อไป

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ญ
สารบัญรูป.....	ฎ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมา.....	1
1.2 งานวิจัยที่ผ่านมา.....	2
1.2.1 งานวิจัยที่ศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบของน้ำหนักรถบรรทุกไทยสำหรับการออกแบบสะพาน.....	2
1.2.2 งานวิจัยที่ศึกษาความเสียหายของสะพานเนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกไทย.....	3
1.2.3 งานวิจัยที่ศึกษาเกี่ยวกับการตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุก (WIM).....	5
1.2.4 การพัฒนาแบบน้ำหนักรถบรรทุกจรของมาตรฐาน AASHTO.....	8
1.2.5 งานวิจัยที่ศึกษาแบบจำลองน้ำหนักรถบรรทุกจรและการวิเคราะห์ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร (Live load factor).....	13
1.3 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	19
1.4 ขอบเขตการวิจัย.....	19
1.5 ประโยชน์ที่ได้รับ.....	19
1.6 ขั้นตอนดำเนินการวิจัย.....	20
บทที่ 2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	21
2.1 ทฤษฎีวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของโครงสร้าง.....	21
2.1.1 ความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ (Probability of Failure).....	21
2.1.2 ดัชนีความเชื่อมั่นและเกณฑ์ความปลอดภัย (Reliability index).....	23
2.1.3 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลากับดัชนีความเชื่อมั่น (Time Period & Reliability index).....	27
2.2 ทฤษฎีค่าสุดขีดของกัมเบล (Gumbel's Extreme value type I distribution).....	28

บทที่ 3 สะพาน .....	32
3.1 รูปแบบสะพานที่พิจารณา .....	32
3.2 น้ำหนักบรรทุกคงที่ .....	36
3.3 ความต้านทานแรงของสะพาน .....	40
บทที่ 4 น้ำหนักบรรทุกจร .....	44
4.1 น้ำหนักบรรทุกจรจากการตรวจวัดในภาคสนาม .....	44
4.1.1 น้ำหนักบรรทุกจรจากการตรวจวัดในภาคสนามของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย .....	44
4.1.2 น้ำหนักบรรทุกจรจากการตรวจวัดภาคสนามของกรมทางหลวง (กรมทางหลวง, 2013) .....	49
4.1.3 ฐานข้อมูลน้ำหนักบรรทุกจรรวม .....	49
4.2 พารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องกับการจำลองน้ำหนักบรรทุกจร .....	56
4.2.1 แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรมาตรฐาน HL-93 .....	56
4.2.2 ระยะห่างระหว่างเพลลา .....	58
4.2.3 น้ำหนักเพลลา .....	59
4.2.4 ตัวประกอบการกระจายน้ำหนัก (Distribution factor) .....	60
4.2.5 ปริมาณการจราจรของรถบรรทุกเฉลี่ยต่อวัน (ADTT) .....	61
4.2.6 ความน่าจะเป็นที่รถบรรทุกวิ่งบนสะพานพร้อมกันหลายคัน (Multiple Presence) .....	62
4.2.7 ตัวประกอบการกระทบทางพลศาสตร์ (Impact factor) .....	63
4.3 การจำลองน้ำหนักบรรทุกจร .....	66
4.4 น้ำหนักบรรทุกจรสูงสุดจากแบบจำลองและน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุดที่ 75 ปี .....	69
4.5 น้ำหนักบรรทุกจรสูงสุดของโครงสร้างสะพาน .....	77
บทที่ 5 วิเคราะห์ความเชื่อมั่นของสะพาน .....	79
5.1 พารามิเตอร์ทางสถิติที่ใช้และการอ้างอิง .....	79
5.2 ดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานหากประยุกต์ใช้ AASHTO LRFD โดยตรง .....	80
5.3 ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรขั้นต่ำตามเกณฑ์ความปลอดภัยมาตรฐาน .....	84
5.4 แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรที่เหมาะสมและเกณฑ์ความปลอดภัยที่ได้ .....	87
บทที่ 6 บทสรุป .....	90
รายการอ้างอิง .....	93



ภาคผนวก.....	96
ภาคผนวก ก การเปรียบเทียบพารามิเตอร์จากผลการศึกษาของไทยและ AASHTO LRFD .....	97
ภาคผนวก ข ตรวจสอบดัชนีความเชื่อมั่นที่ควบคุมความปลอดภัยของสะพานในต่างประเทศ ...	100
ภาคผนวก ค ตรวจสอบสมมติฐานการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ.....	102
ภาคผนวก ง ตรวจสอบผลของการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักบรรทุกคงที่ต่อตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร .....	104
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์ .....	106



สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 1.1 ความสัมพันธ์ระยะเวลาการออกแบบ,จำนวนรถบรรทุก และความน่าจะเป็นที่สะพานจะ  
วิบัติ (Andrzej. Nowak ,1995)..... 14

ตารางที่ 1.2 ค่าปรับแก้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร ( $\alpha$ ) สำหรับโมเมนต์และแรงเฉือนที่ ADTT ต่างๆ  
(Kwon, Kim et al. ,2011) ..... 18

ตารางที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าดัชนีความเชื่อมั่น ( $\beta$ ) และความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ  
( $P_f$ ) ..... 24

ตารางที่ 3.1 สะพานตัวอย่างจำนวน 16 สะพาน..... 35

ตารางที่ 3.2 ข้อมูลสะพานที่อยู่ภายใต้การดูแลของกรมทางหลวง(กรมทางหลวง, 2002)..... 36

ตารางที่ 3.3 พารามิเตอร์ทางสถิติของน้ำหนักบรรทุกคงที่ ..... 38

ตารางที่ 3.4 น้ำหนักบรรทุกคงที่และส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานน้ำหนักบรรทุกคงที่ของชิ้นส่วนวิกฤติใน  
สะพานตัวอย่าง ..... 39

ตารางที่ 3.5 ค่าทางสถิติของกำลังวัสดุที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองทางสถิติของความต้านของหน้าตัด  
สะพาน (กรมทางหลวง, 2013 ) ..... 41

ตารางที่ 3.6 รายละเอียดของสะพานที่พิจารณาทั้งหมด 31 แห่ง (กรมทางหลวง, 2013 ) ..... 42

ตารางที่ 3.7 พารามิเตอร์ทางสถิติของความต้านทานของสะพานที่ใช้ ..... 43

ตารางที่ 4.1 ข้อมูลน้ำหนักบรรทุกจากผลการตรวจวัดของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ..... 49

ตารางที่ 4.2 ข้อมูลน้ำหนักบรรทุกจากผลการตรวจวัดของกรมทางหลวง..... 50

ตารางที่ 4.3 ฐานข้อมูลน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ทั้งหมดในงานวิจัยนี้ ..... 54

ตารางที่ 4.4 ตัวประกอบการกระทำสำหรับการออกแบบของ AASHTO LRFD..... 64

ตารางที่ 4.5 จำนวนปีเทียบเท่าของแบบจำลองที่ใช้วิเคราะห์..... 68

ตารางที่ 4.6 น้ำหนักบรรทุกสูงสุด ( $\bar{L}_{max}$ ) จากเหตุการณ์สมมติของรถบรรทุกไทยและรถบรรทุกที่  
AASHTO ใช้วิเคราะห์ แสดงเป็นจำนวนเท่าเมื่อเทียบกับมาตรฐาน HL-93 ..... 71

ตารางที่ 4.7 น้ำหนักบรรทุกสูงสุด ( $\bar{L}_{max}$ ) ของรถบรรทุกไทยที่ 75 ปีและรถบรรทุกที่ AASHTO  
ใช้วิเคราะห์ที่ 75 ปี แสดงเป็นจำนวนเท่าเมื่อเทียบกับมาตรฐาน HL-93 ..... 72

ตารางที่ 5.1 สรุปผลการศึกษาที่ใช้อ้างอิงของพารามิเตอร์ทั้งหมด..... 79

ตารางที่ 5.2 ผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานตัวอย่าง ( $\gamma_L = 1.75$ ) ..... 83

ตารางที่ 5.3 ผลการวิเคราะห์ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรของสะพานตัวอย่าง ( $\beta = 3.5$ ) ..... 86

ตารางที่ 5.4 ผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานตัวอย่าง สำหรับตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุก จรที่นำเสนอ ( $\gamma_L = 2.20$ ).....	89
ตารางที่ ก-1 ตัวประกอบความคลาดเคลื่อนความต้านทานของสะพาน ( $\lambda_R$ ) และสัมประสิทธิ์ความ แปรปรวนของความต้านทาน ( $\sigma_R$ ).....	95
ตารางที่ ก-2 ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกคงที่ ( $\gamma_L$ ).....	96
ตารางที่ ก-3 ตัวประกอบความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักบรรทุกคงที่ ( $\lambda_D$ ) และสัมประสิทธิ์ความ แปรปรวนน้ำหนักบรรทุกคงที่ ( $\sigma_{DL}$ ).....	96
ตารางที่ ก-4 ตัวประกอบภาระกระทำทางพลศาสตร์ ( $\overline{IM}$ ).....	97
ตารางที่ ก-5 ปริมาณการจราจรของรถบรรทุกเฉลี่ยต่อวัน (ADTT).....	97
ตารางที่ ก-6 ความน่าจะเป็นที่รถบรรทุกวิ่งบนสะพานพร้อมกันหลายคัน ( $P_{sxs}$ ).....	97
ตารางที่ ข-1 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นสำหรับแรงเฉือน(V)และโมเมนต์ (M) ของ สะพานในรัฐ Michigan (Fu.G , W.van de Lindt 2006).....	99
ตารางที่ ง-1 เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงของตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรเมื่อน้ำหนักบรรทุกคงที่ เปลี่ยนไป 10% และ 20% .....	103

## สารบัญรูป

หน้า

รูปที่ 1.1	สถานีเก็บข้อมูลรถบรรทุกด้วยวิธี (WIM) ในประเทศเกาหลี (Hwang et al. ,2012).....	6
รูปที่ 1.2	การติดตั้งเซนเซอร์เพื่อวัดน้ำหนักรถบรรทุก (Hwang, Nguyen et al. ,2012).....	7
รูปที่ 1.3	การบันทึกภาพด้วยกล้องวิดีโอ เพื่อหาค่า Multiple presence (Hwang, Nguyen et al. ,2012).....	7
รูปที่ 1.4	ขบวนรถบรรทุกของ AASHTO ฉบับปี ค.ศ.1935 ในหน่วยอเมริกันตัน (AASHTO standard, 2002).....	9
รูปที่ 1.5	น้ำหนัก ELL ซึ่งแผ่กระจายในช่วง 10 ฟุต ซึ่งกำหนดขึ้นแทน Truck train ฉบับปี ค.ศ. 1935 (AASHTO standard, 2002).....	9
รูปที่ 1.6	รถบรรทุกชนิด H ตามมาตรฐาน AASHTO ค.ศ.1944 (AASHTO standard, 2002).....	11
รูปที่ 1.7	รถบรรทุกชนิด HS ตามมาตรฐาน AASHTO ค.ศ.1944 (AASHTO standard, 2002).....	11
รูปที่ 1.8	น้ำหนักแผ่ซึ่งใช้วิเคราะห์คู่กับน้ำหนักรถบรรทุกตามมาตรฐาน AASHTO ค.ศ. 1944 (AASHTO standard, 2002).....	11
รูปที่ 1.9	การพัฒนาความเชื่อมั่นของสะพานที่ออกแบบด้วยมาตรฐาน AASHTO (AASHTO standard, 2002).....	13
รูปที่ 1.10	ตัวอย่างการวิเคราะห์ข้อมูลจากช่วงเวลาปัจจุบันที่เก็บข้อมูลไปจนถึงอายุการใช้งาน สะพานที่ออกแบบด้วยวิธีเส้นแนวโน้ม (Extrapolate) (Andrzej. Nowak ,1995).....	15
รูปที่ 1.11	ขั้นตอนการทำงานของแบบจำลองอนุกรมเวลา (Tamokoshi และ Nakasu ,2006).....	17
รูปที่ 1.12	การจัดน้ำหนักรถบรรทุกสุ่มวิ่งของแบบจำลอง (Tamokoshi และ Nakasu ,2006).....	17
รูปที่ 1.13	ความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีความเชื่อมั่นกับค่าปรับแก้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ( $\alpha$ ) สำหรับโมเมนต์และแรงเฉือน (Kwon, Kim et al. ,2011).....	18
รูปที่ 2.1	หลักการพื้นฐานวิเคราะห์ความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ ( $P_f$ ).....	21
รูปที่ 2.2	ความสัมพันธ์ของค่ามาตรฐาน ( $Z$ ) กับความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ ( $P_f$ ).....	22
รูปที่ 2.3	การเลื่อนของเส้นโค้ง Load effect และ Resistance เมื่ออายุการใช้งานสะพานเพิ่มขึ้น ...	27
รูปที่ 2.4	ตัวอย่างลักษณะการแจกแจงของโมเมนต์จากรถบรรทุกที่ตรวจวัดจริง (WIM) ทหารด้วย โมเมนต์จากรถมาตรฐาน HL-93 เปรียบเทียบกับการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ (Michel Ghosn., Bala Sivakumar, et al. ,2013).....	29

รูปที่ 2.5 ตัวอย่างภาพขยายการแจกแจงบริเวณปลายของโมเมนต์จากรถบรรทุกที่ตรวจวัดจริง (WIM) หารด้วยโมเมนต์จากรถมาตรฐาน HL-93 เปรียบเทียบกับการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ (Michel Ghosn., Bala Sivakumar, et al. ,2013).....	29
รูปที่ 2.6 ตัวอย่างกราฟการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติของโมเมนต์จากรถบรรทุกที่ตรวจวัดจริง (WIM) หารด้วยโมเมนต์จากรถ มาตรฐาน HL-93 และการทำเส้นตรงแนวโน้มส่วนปลายของข้อมูล (Michel Ghosn., Bala Sivakumar, et al. ,2013).....	30
รูปที่ 2.7 ตัวอย่างการแจกแจงความน่าจะเป็นสะสม (CDF) ของโมเมนต์จากรถบรรทุกที่ตรวจวัดจริง (WIM) หารด้วยโมเมนต์จากรถมาตรฐาน HL-93 สำหรับค่าสูงสุดใน 1 วัน และค่าสูงสุดใน 75 ปี (Michel Ghosn., Bala Sivakumar, et al. ,2013).....	31
รูปที่ 3.1 ภาพตัดขวางของแผ่นพื้นสะพาน (R/C Slab).....	33
รูปที่ 3.2 ภาพตัดขวางของคานสะพาน (Multi-beam).....	33
รูปที่ 3.3 ภาพตัดขวางของคานสะพานรูปตัวไอ (I-girder).....	34
รูปที่ 3.4 ภาพตัดขวางของคานสะพานรูปกล่อง (Box-girder).....	34
รูปที่ 4.1 สะพานทดสอบที่ตรวจวัดน้ำหนักบรรทุก ..... 45	45
รูปที่ 4.2 แผนผังการทำงานของระบบเก็บข้อมูลความเครียด ..... 46	46
รูปที่ 4.3 ตำแหน่งการติดตั้งวัดความเครียดของสะพานทดสอบเพื่อหาโมเมนต์ดัด ..... 46	46
รูปที่ 4.4 สะพานที่ทำการเก็บค่าน้ำหนักบรรทุก บริเวณวงแหวนตะวันตก กม.28+170.31 ข้ามคลองบางน้อย เขตบางแค กรุงเทพมหานคร ..... 47	47
รูปที่ 4.5 ลักษณะทางกายภาพของสะพานที่ทำการทดสอบ ..... 48	48
รูปที่ 4.6 ตำแหน่งติดตั้งมาตรวัดความเครียด(Strain gage), อุปกรณ์ตรวจจับเพลลา (Axle detector) และกล้อง CCTV ..... 48	48
รูปที่ 4.7 การกระจายความถี่ของน้ำหนักรถสิบล้อจากผลการตรวจวัดของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.. 51	51
รูปที่ 4.8 การกระจายความถี่ของน้ำหนักรถสิบล้อจากผลการตรวจวัดของกรมทางหลวง..... 51	51
รูปที่ 4.9 การกระจายความถี่ของน้ำหนักรถกึ่งพ่วงจากผลการตรวจวัดของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. 52	52
รูปที่ 4.10 การกระจายความถี่ของน้ำหนักรถกึ่งพ่วงจากผลการตรวจวัดของกรมทางหลวง ..... 52	52
รูปที่ 4.11 การกระจายความถี่ของน้ำหนักรถพ่วงจากผลการตรวจวัดของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย .. 53	53
รูปที่ 4.12 การกระจายความถี่ของน้ำหนักรถพ่วงจากผลการตรวจวัดของกรมทางหลวง..... 53	53
รูปที่ 4.13 การกระจายความถี่ของน้ำหนักรถบรรทุกที่ใช้ในการวิจัยรวมทุกประเภท ..... 55	55
รูปที่ 4.14 น้ำหนักบรรทุกมาตรฐานสำหรับออกแบบ (Design Truck HS20-44)..... 57	57

รูปที่ 4.15 น้ำหนักทางรถสำหรับออกแบบ (Design Lane load).....	57
รูปที่ 4.16 น้ำหนักรถบรรทุกช่วงเพลาสั้นสำหรับออกแบบ (Design Tandem).....	57
รูปที่ 4.17 ระยะห่างระหว่างเพลารถบรรทุกที่ใช้จริงในประเทศไทย.....	58
รูปที่ 4.18 ระยะห่างระหว่างเพลารถบรรทุกที่ใช้จริงในประเทศไทย.....	58
รูปที่ 4.19 ระยะห่างระหว่างเพลารถบรรทุกที่ใช้จริงในประเทศไทย.....	59
รูปที่ 4.20 เหตุการณ์ที่พิจารณาความน่าจะเป็นที่รถบรรทุกวิ่งบนสะพานพร้อมกันหลายคัน ( $P_{xxx}$ ) สำหรับสะพาน 2 ช่องจราจร.....	62
รูปที่ 4.21 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียด (เอกวิทย์ ชันแก้วและ ทศพล ปิ่นแก้ว 2012).....	65
รูปที่ 4.22 ตัวประกอบการกระทบที่ตำแหน่งต่างๆจากข้อมูลรถบรรทุกที่มีน้ำหนัก 10 ตันขึ้นไป 4,975 คัน (เอกวิทย์ ชันแก้วและ ทศพล ปิ่นแก้ว 2012).....	65
รูปที่ 4.23 ตัวอย่างการจำลองน้ำหนักบรรทุกจรจากการเคลื่อนที่ของขบวนรถบรรทุกบนสะพานช่วง เดียว.....	66
รูปที่ 4.24 ตัวอย่างการจำลองน้ำหนักบรรทุกจรจากการเคลื่อนที่ของขบวนรถบรรทุกบนสะพานช่วง ต่อเนื่อง.....	66
รูปที่ 4.25 ตัวอย่างการกระจายความถี่ของโมเมนต์จากเหตุการณ์สมมติของรถบรรทุกไทยหารด้วย โมเมนต์จากมาตรฐาน HL-93 สำหรับสะพานความยาว 20 เมตร.....	69
รูปที่ 4.26 ตัวอย่างการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติของโมเมนต์จากเหตุการณ์สมมติของรถบรรทุก ไทยหารด้วยโมเมนต์จากมาตรฐาน HL-93 สำหรับสะพานความยาว 20 เมตร.....	70
รูปที่ 4.27 ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนสูงสุดเปรียบเทียบกับ AASHTO สำหรับสะพานหนึ่งช่อง จราจร.....	73
รูปที่ 4.28 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์บวกสูงสุดเปรียบเทียบกับ AASHTO สำหรับสะพานหนึ่งช่อง จราจร.....	73
รูปที่ 4.29 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์ลบสูงสุดเปรียบเทียบกับ AASHTO สำหรับสะพานหนึ่งช่อง จราจร.....	74
รูปที่ 4.30 ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนสูงสุดเปรียบเทียบกับ AASHTO สำหรับสะพานสองช่อง จราจร.....	74
รูปที่ 4.31 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์บวกสูงสุดเปรียบเทียบกับ AASHTO สำหรับสะพานสองช่อง จราจร.....	75
รูปที่ 4.32 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์ลบสูงสุดเปรียบเทียบกับ AASHTO สำหรับสะพานสองช่อง จราจร.....	75

รูปที่ 4.33 การกระจายน้ำหนักบรรทุกจรลงคานสำหรับน้ำหนักบรรทุกหนึ่งช่องจราจรและสองช่องจราจร .....	78
รูปที่ 5.1 ขั้นตอนการวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของสะพาน (Reliability analysis) .....	80
รูปที่ 5.2 ผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่น สำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจร ( $\gamma_L=1.75$ ) .....	82
รูปที่ 5.3 ผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่น สำหรับสะพานสองช่องจราจร ( $\gamma_L=1.75$ ).....	82
รูปที่ 5.4 ผลการวิเคราะห์ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร สำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจร ( $\beta=3.5$ ) .....	85
รูปที่ 5.5 ผลการวิเคราะห์ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร สำหรับสะพานสองช่องจราจร ( $\beta=3.5$ ).....	85
รูปที่ 5.6 ผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่น สำหรับตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรที่นำเสนอ ( $\gamma_L=2.20$ ) .....	88
รูปที่ ข-1 ผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นสำหรับโมเมนต์บวกของสะพานในรัฐ Missouri (Kwon , Kim และ Orton 2011).....	98
รูปที่ ข-2 ผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นสำหรับแรงเฉือนของสะพานในรัฐ Missouri (Kwon , Kim และ Orton 2011).....	98
รูปที่ ค-1 ตัวอย่างการแจกแจงความน่าจะเป็นของแรงเฉือนจากเหตุการณ์สมมติของรถบรรทุกไทยหารด้วยแรงเฉือนจากรถมาตรฐาน HL93 เปรียบเทียบกับการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติสำหรับสะพานความยาว 20 เมตร.....	101
รูปที่ ค-2 ตัวอย่างการแจกแจงความน่าจะเป็นของโมเมนต์จากเหตุการณ์สมมติของรถบรรทุกไทยหารด้วยแรงเฉือนจากรถมาตรฐาน HL93 เปรียบเทียบกับการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติสำหรับสะพานความยาว 20 เมตร.....	101

## บทที่ 1

### บทนำ

#### 1.1 ความเป็นมา

การเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจของประเทศไทย ทำให้การขนส่งและระบบโลจิสติกส์เข้ามามีบทบาทสำคัญส่งผลให้มีปริมาณรถบรรทุกเพิ่มขึ้น ทั้งยังสร้างการแข่งขันทำให้มีการบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัดกฎหมายจำนวนมาก ซึ่งส่งผลโดยตรงต่อความเสียหายและอายุการใช้งานของถนนและสะพาน

ที่ผ่านมาการออกแบบสะพานในประเทศไทยมักอ้างอิงมาตรฐาน AASHTO ของประเทศสหรัฐอเมริกาเป็นหลัก ซึ่งในอดีตเป็นวิธี ASD และต่อมาพัฒนามาเป็นวิธี LRFD ในปัจจุบัน แต่ด้วยความแตกต่างของลักษณะทางกายภาพของรถบรรทุกและพิกัดน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมายของประเทศไทย และสหรัฐอเมริกา ทำให้การประยุกต์ใช้ค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร (Live load factor) ตามที่แนะนำในมาตรฐาน AASHTO อาจจะไม่เหมาะสม เพราะสะพานที่ออกแบบอาจมีระดับความปลอดภัยที่ต่ำหรือสูงกว่ามาตรฐานเกินควร

แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรของมาตรฐาน AASHTO LRFD นั้น เป็นผลการศึกษาของ Nowak จากฐานข้อมูลรถบรรทุก 9,250 คันที่ตรวจชั่งในเมือง Ontario ประเทศแคนาดา ช่วงเวลา 2 สัปดาห์ ในปี ค.ศ. 1975 โดยคาดการณ์ให้สะพานมีอายุการใช้งาน 75 ปี และใช้แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกมาตรฐาน HL-93 ทำให้ได้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร ( $\gamma_L$ ) เท่ากับ 1.75 คูณด้วยน้ำหนักบรรทุกจรจากรถบรรทุกมาตรฐาน HL-93

งานวิจัยนี้จะเสนอแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบด้วยวิธี LRFD ของสะพานประเทศไทย โดยเลือกใช้รถบรรทุกมาตรฐานแบบ HL-93 เช่นเดียวกับมาตรฐาน AASHTO เนื่องจากวิศวกรไทยมีความคุ้นเคย อีกทั้งการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ทั่วไปก็สนับสนุนมาตรฐานแบบ HL-93 แต่ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร (Live load factor) สำหรับการออกแบบสะพานของประเทศไทยนั้น เนื่องจากไม่สามารถใช้ค่า 1.75 ตามที่แนะนำโดย AASHTO ได้ จึงจะทำการศึกษาวิเคราะห์หาค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรที่เหมาะสมจากข้อมูลรถบรรทุกและพารามิเตอร์ทางสถิติที่ตรวจวัดจริงในภาคสนามของไทย โดยประยุกต์ใช้ทฤษฎีความเชื่อมั่นของโครงสร้าง (Structural reliability) และใช้เกณฑ์ความปลอดภัยเดียวกับมาตรฐาน AASHTO LRFD ปัจจุบัน



## 1.2 งานวิจัยที่ผ่านมา

### 1.2.1 งานวิจัยที่ศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบของน้ำหนักรถบรรทุกไทยสำหรับการออกแบบสะพาน

สมบัติและสมพร (1999) ได้ศึกษาผลกระทบของความแตกต่างระหว่างรูปแบบและน้ำหนักของรถบรรทุกจริงในประเทศไทยกับน้ำหนักบรรทุกจรตามมาตรฐาน AASHTO ในการออกแบบสะพาน เพื่อปรับปรุงการออกแบบสะพานให้สอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุกจริงของประเทศไทย โดยทำการตรวจสอบความปลอดภัย ของคานสะพานเนื่องจากรถบรรทุกไทยวิ่งเป็นขบวนโดยมีระยะห่างระหว่างรถบรรทุกเท่าๆ กันและนำผลลัพธ์ที่ได้มา เปรียบเทียบกับน้ำหนักบรรทุกจรจากมาตรฐาน HS20-44 โดยใช้รถบรรทุกที่นิยมในประเทศไทยจำนวน 7 ประเภท (จากจำนวนทั้งหมด 72 ประเภท ตามประกาศของกรมทางหลวง) ซึ่งการศึกษาจำกัดความยาวคานสะพานไว้เพียง 37.16 เมตร ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าหน่วยแรงในคานสะพานเนื่องจากรถบรรทุกประเภทที่ 3 (รถกึ่งพ่วง หนัก 38 ตัน) และประเภทที่ 6 (รถพ่วงหนัก 35 ตัน) มีค่ามากกว่าหน่วยแรงสูงสุดจากมาตรฐาน HS20-44 ถึง 26% และ 23% ตามลำดับ สอดคล้องกับข้อเสนอแนะโดยกรมทางหลวงที่ให้เพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรจากมาตรฐาน HS20-44 ของ AASHTO ขึ้นอีก 30%

โครงการศึกษาผลกระทบและความเป็นไปได้ในการเพิ่มมาตรฐานการรับน้ำหนักบรรทุกโดยจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (2002) พบว่าสะพานของกรมทางหลวงที่ออกแบบตามมาตรฐานการก่อสร้างของกรมทางหลวง (DOH drawing 1994) หรือตามประกาศกรมทางหลวงฉบับปี พ.ศ. 2535 สามารถที่จะรองรับรถบรรทุกที่เกิดจากชุดรถ 10 ล้อ 25 ตัน โดยไม่ต้องมีการเสริมกำลัง แต่หากต้องการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกเป็น 30 และ 35 ตัน ต้องใช้ค่าใช้จ่ายในการเสริมกำลังสะพานสูงสุดถึง 9,050 และ 11,500 ล้านบาท ตามลำดับ อย่างไรก็ตาม จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยได้เสนอตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร 3 ค่า สำหรับการออกแบบสะพานตามการเพิ่มเติมน้ำหนักบรรทุกได้แก่ 1. สำหรับสะพานช่วงความยาวไม่เกิน 34 เมตร ควรใช้ค่าตัวคูณเพิ่มเป็น 1.3 เท่าของ AASHTO standard (น้ำหนักบรรทุกจรจากมาตรฐาน HS20-44) เพื่อปรับน้ำหนักบรรทุกจรให้เท่ากับรถบรรทุก 10 ล้อ 25 ตันของไทย 2. สำหรับสะพานช่วงความยาวไม่เกิน 34 เมตร ควรใช้ค่าตัวคูณเพิ่มเป็น 1.50 เท่าของ AASHTO standard เพื่อปรับน้ำหนักบรรทุกจรให้เท่ากับรถบรรทุก 10 ล้อ 30 ตันของไทยและ 3. สำหรับสะพานช่วงความยาวไม่เกิน 34 เมตรควรใช้ค่าตัวคูณเพิ่มเป็น 1.80 เท่าของ AASHTO standard เพื่อปรับน้ำหนักบรรทุกจรให้เท่ากับรถบรรทุก 10 ล้อ 35 ตันของไทย ทั้งนี้หลังจากเอกสารฉบับดังกล่าวได้รับการยอมรับ กรมทางหลวงจึงอนุญาตให้รถบรรทุก 10 ล้อ 25 ตันวิ่งบนทางหลวงแผ่นดิน (ยกเว้นตอนเมืองโทลล์เวย์) ตามประกาศกรมทางหลวงฉบับปี พ.ศ.2548 เป็นต้นมา

กรรณิการ์และ สมโพธิ์ (2005) ได้ทำการเปรียบเทียบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นของคานสะพานเนื่องจากรถสิบล้อไทยที่บรรทุกน้ำหนักเกินพิกัด จาก 21 ตันไปเป็น 26 , 28 และ 35 ตัน ตามลำดับ

เปรียบเทียบกับหน่วยแรงจากรถมมาตรฐาน HS20-44 บนสะพานช่วงเดียวที่มีความยาวช่วง ตั้งแต่ 10 ถึง 38 เมตร โดยจัดรูปแบบการวิ่งของรถเป็นขบวน ซึ่งรูปแบบของรถบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์ จำลองมาจากลักษณะของรถบรรทุกที่จำหน่ายอยู่ในประเทศไทยขณะนั้น ผลการวิเคราะห์พบว่า สำหรับคานช่วงสั้นที่มีความยาวช่วงไม่เกิน 15 เมตร การออกแบบสะพานตาม AASHTO โดยใช้รถมาตรฐาน HS20-44 สามารถใช้แทนรถสิบล้อไทยน้ำหนัก 21 ตัน ได้อย่างปลอดภัย ในขณะที่ความยาวช่วงเกิน 15 เมตร ขึ้นไป หน่วยแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นจากรถสิบล้อไทยน้ำหนัก 21 ตัน เมื่อเปรียบเทียบกับรถมาตรฐาน HS20-44 จะมีค่ามากกว่าถึง 94.69% ที่ความยาวช่วง 38 เมตรและ หากเพิ่มน้ำหนักของรถสิบล้อไทยเป็น 28 และ 35 ตัน พบว่าจะสร้างหน่วยแรงส่วนเกินเมื่อเปรียบเทียบกับรถมาตรฐาน HS20-44 ที่ความยาวสูงสุด 38 เมตร ถึง 170.64% และ 238.30% ตามลำดับ

สุนิติและคณะ (2011) ได้ศึกษาเปรียบเทียบแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในคานสะพาน ช่วงเดียวช่วงความยาวตั้งแต่ 5-60 เมตร เนื่องจากรถบรรทุกไทยตามประกาศของกรมทางหลวงตั้งแต่ ปีพ.ศ. 2548-2552 พบว่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดสูงสุดในแต่ละความยาวช่วงสะพานเกิดจากรถบรรทุกรูปแบบต่างชนิดกันและไม่จำเป็นต้องเกิดจากรถบรรทุกที่มีน้ำหนักบรรทุกรวมมากที่สุด ทั้งนี้จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างได้เสนอสัดส่วนแรงเฉือนและสัดส่วนโมเมนต์ดัดซึ่งสัมพันธ์กับความยาวช่วงสะพาน โดยสัดส่วนที่เสนอนี้สามารถนำไปปรับเพิ่มค่าน้ำหนักบรรทุกจรตามมาตรฐาน AASHTO เพื่อให้สอดคล้องกับน้ำหนักรถบรรทุกไทยได้ตัวอย่างงานวิจัยข้างต้นมีประโยชน์ต่องานออกแบบงานสะพานในประเทศไทยอย่างมาก อนึ่งหากมีการพิจารณารูปแบบสะพานช่วงต่อเนื่องเพิ่มเติมจะทำให้สามารถนำไปประยุกต์ใช้ได้ครอบคลุมสะพานในประเทศไทยยิ่งขึ้น

### 1.2.2 งานวิจัยที่ศึกษาความเสียหายของสะพานเนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกไทย

ปัญญา ชูพานิช (2007) ศึกษาพบว่าในปัจจุบันกรมทางหลวงมีสะพานที่อยู่ในความดูแลเป็น จำนวนมากกว่า 12,000 แห่ง สะพานเหล่านี้เมื่อใช้งานไปได้ระยะเวลาหนึ่งจะเกิดการเสื่อมสภาพและ ชำรุดเสียหาย (deterioration and damage) ทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพานลดลง จากที่ได้ออกแบบไว้ อีกทั้งในปัจจุบันรัฐบาลมีนโยบายที่จะเพิ่มพิกัดน้ำหนักของรถบรรทุกที่วิ่งผ่าน ถนนและสะพานบนทางหลวง เช่น กรณีรถบรรทุกสิบล้อน้ำหนักรวมจาก 21 ตัน เพิ่มเป็น 25 ตัน ซึ่ง สูงกว่ามาตรฐานน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการออกแบบ ทำให้ประสิทธิภาพของสะพานในการรับน้ำหนัก บรรทุกลดลง ซึ่งส่งผลต่อความปลอดภัยในการใช้รถและถนน นอกจากนั้นยังเป็นการเพิ่มภาระ งบประมาณซ่อมบำรุงถนนและสะพานด้วย ทั้งนี้รัฐบาลต้องใช้งบประมาณในการบำรุงรักษาทางและ สะพานสูงถึงประมาณปีละ 8.6 พันล้านบาท

ธีระชัย ดีสมสุข และ ทศพล ปิ่นแก้ว (2008) ได้ทำการประเมินระดับความปลอดภัยในการใช้ งานสะพานภายใต้สภาพการบรรทุกน้ำหนักจริง โดยได้ทำการเก็บข้อมูลสภาพการบรรทุกจริงของ

รถบรรทุก 10 ล้อ ด้วยระบบการหาน้ำหนักรถบรรทุกจริงขณะเคลื่อนที่บนสะพาน (B-WIM) และทำการประเมินความปลอดภัยด้วยวิธี Bridge load rating factor ตามมาตรฐาน AASHTO พบว่าปริมาณรถบรรทุกกว่าร้อยละ 75 ของจำนวนทดสอบ (1000 คัน) แม้จะไม่ส่งผลเสียหายโดยตรงต่อสะพาน แต่มีผลทำให้อายุการใช้งานของสะพานสั้นลงอย่างมีนัยสำคัญ และพบข้อมูลที่น่าวิตกคือปริมาณรถบรรทุกที่ตรวจวัดได้ประมาณ ร้อยละ 2 จากจำนวนทั้งหมด อาจจะทำให้เกิดความเสียหายโดยตรงต่อสะพานได้ เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกมากกว่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานตามทฤษฎี และยังพบว่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุด สูงถึง 42.90 ตัน จากน้ำหนักที่กำหนดต้องไม่เกิน 21 ตันตามกฎหมายที่บังคับใช้ในช่วงเวลาศึกษา

กิตติ จิวโพธิ์เจริญ และ ทศพล ปิ่นแก้ว (2009) ได้ทำการหาน้ำหนักของรถบรรทุกสิบล้อที่กระทำต่อสะพานในช่วง 5-10 เมตรโดยวิธีการหาน้ำหนักรถบรรทุกขณะเคลื่อนที่บนสะพานในภาคสนาม โดยใช้วิธีการหาน้ำหนักโดยปราศจากอุปกรณ์การตรวจจับเพลลา ทำการวิเคราะห์เพื่อหาค่าน้ำหนักรถบรรทุก โดยได้ทำเปรียบเทียบค่าจากการทดสอบรวม 2 วิธี คือการทดสอบจากรถบรรทุกทดสอบ และทดสอบหาน้ำหนักเปรียบเทียบกับค่าน้ำหนัก โดยจากผลการทดสอบพบว่าความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักที่หาได้อยู่ในช่วง 15% ทำให้สามารถนำระบบนี้มาใช้ในการเก็บข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกในระยะยาวได้ ซึ่งเป็นการเก็บข้อมูลของน้ำหนักรถบรรทุกตามการจราจรจริง ข้อมูลที่ทำการบันทึกได้ในระยะประกอบด้วย รถบรรทุกสิบล้อจำนวน 2000 คัน รถบรรทุกกึ่งพ่วง 500 คัน และ รถบรรทุกพ่วง 500 คัน ซึ่งจากข้อมูลน้ำหนักที่ได้นี้พบว่ามียานรถบรรทุกจำนวนถึง 29 % ที่มีน้ำหนักเกินพิกัดที่กฎหมายกำหนด และเมื่อนำน้ำหนักนี้มาประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน โดยใช้หลักการของค่า Bridge load rating factor ที่ให้ไว้ตามมาตรฐานของ Manual for Condition Evaluation ของสมาคมทางหลวงและขนส่งแห่งประเทศสหรัฐอเมริกา ( AASHTO) พบว่าสะพานยังสามารถรับน้ำหนักของรถบรรทุกได้ แต่อย่างไรก็ดีการประเมินจากน้ำหนักรถบรรทุกที่เกิดพิกัดกฎหมายพบว่าแม้สะพานจะสามารถรับน้ำหนักรถบรรทุกได้โดยไม่เกิดการวิบัติในทันที แต่สะพานอาจเกิดความเสียหายหรือมีอายุการใช้งานที่สั้นลงอย่างมีนัยสำคัญ โดยเฉพาะสะพานที่มีความยาวช่วง 6-8 เมตร

จากงานวิจัยข้างต้นพบว่า น้ำหนักบรรทุกของยานยนต์ในสภาพความเป็นจริงนั้นสูงกว่าพิกัดน้ำหนักของกฎหมายอย่างมีนัยสำคัญ ซึ่งน่าจะเป็นเหตุผลหลักที่ทำให้สะพานและถนนเกิดความเสียหายหรือเสื่อมสภาพ ส่งผลให้ประเทศไทยต้องใช้งบประมาณประจำปีในการดูแลบำรุงรักษาสะพานเป็นจำนวนมาก ดังนั้นหากมีการปรับปรุงหลักการออกแบบสะพานใหม่คือปรับตัวประกอบการคูนน้ำหนักบรรทุกจรรยาให้เหมาะสมกับน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นและลักษณะองค์ประกอบของรถบรรทุกในปัจจุบันที่มีการเปลี่ยนแปลงไปจากอดีต ก็จะช่วยลดงบประมาณการซ่อมบำรุงสะพานของรัฐบาลได้ ที่สำคัญจะมีผลทำให้สะพานที่ได้รับการออกแบบใหม่มีความสามารถ

ในการรองรับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างเหมาะสมตรงตามเกณฑ์ความปลอดภัยของมาตรฐานสากล อีกทั้งยังประหยัดงบประมาณค่าก่อสร้างอีกด้วย

### 1.2.3 งานวิจัยที่ศึกษาเกี่ยวกับการตรวจวัดน้ำหนักบรรทุก (WIM)

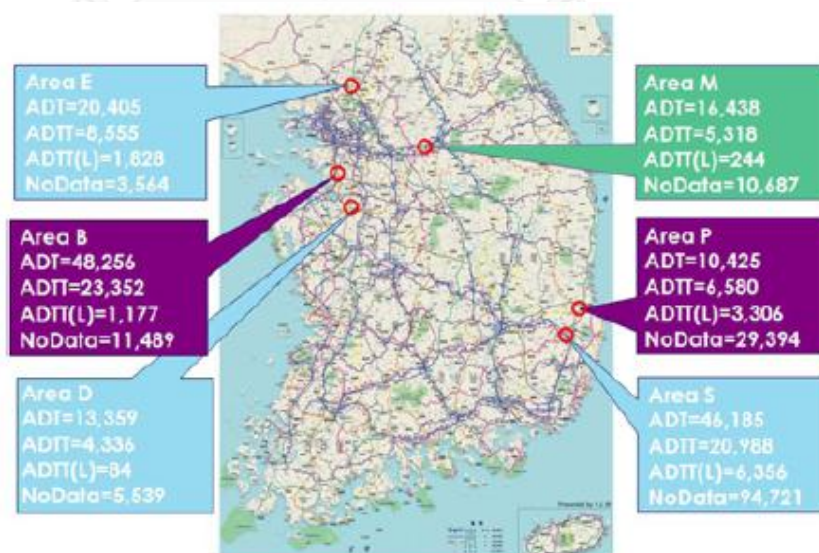
การเก็บฐานข้อมูลบรรทุกด้วยวิธี WIM (Weight in Motion) เป็นวิธีที่นำอุปกรณ์ตรวจวัดหลายรูปแบบ อาทิเช่น เซ็นเซอร์ตรวจวัดทั้งมาตรวัดความเครียด (Strain gauge) ตลอดจนเครื่องตรวจวัดความเร่ง (Accelerometer) ไปติดตั้งอยู่ใต้สะพาน (ใต้คาน Girder) เพื่อตัดแปลงสะพานให้สามารถทำหน้าที่เป็นเครื่องมือในการวัดน้ำหนักบรรทุกทุกคันที่วิ่งข้ามสะพาน ซึ่งข้อมูลที่ได้จากตัวเซ็นเซอร์ดังกล่าวสามารถที่จะนำไปวิเคราะห์เพื่อหาน้ำหนักของรถที่วิ่งผ่านบนถนนหรือสะพานได้ โดยที่รถไม่จำเป็นต้องจอดหรือชะลอตัว และสามารถตรวจวัดได้ทั้งกลางวันและกลางคืนโดยไม่ส่งผลกระทบต่อการใช้งานท้องถนน ซึ่งผู้ขับขี่ก็ไม่ทราบว่ามีรถบรรทุกที่ขับที่กำลังถูกตรวจวัดน้ำหนักอยู่ ข้อมูลที่ได้จึงไม่ถูกบิดเบือนจากการหลีกเลี่ยงการตรวจวัดของรถบรรทุก และสะท้อนถึงน้ำหนักจริงมากกว่าข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดน้ำหนักที่ด่านซึ่ง

Nowak และ Lamann (1996) จากประเทศอเมริกา ได้นำระบบ WIM มาใช้เก็บข้อมูลน้ำหนักบรรทุกขณะที่วิ่งบนสะพาน ซึ่งอุปกรณ์หลักประกอบด้วยคาน (Girder) เหล็ก 5 อัน เพื่อทำการพัฒนาแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับความล้ม โดยที่ความเครียดจะถูกวัดภายใต้การจราจรปกติ โดยวิธีการของเรนโพล (Rainflow) ข้อมูลดังกล่าวถูกเก็บรวบรวมและถูกบันทึกด้วยการใช้เครื่องมือ 2 ชุด ชุดที่ 1 คือ ระบบการวัดความเค้น (Stress Measuring System; SMS) ทำหน้าที่เก็บรวบรวมความเครียดในอดีตที่สภาพการจราจรปกติและทำการรวบรวมเข้ากับแผนภูมิแท่งซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับจำนวนรอบ โดยการนับจำนวนรอบด้วยวิธีเรนโพลร่วมกับวิธีอื่นๆ ชุดที่ 2 คือ ระบบการชั่งน้ำหนักบรรทุก (Truck Weighing System, TWS) และทำการคำนวณน้ำหนักรวมของรถบรรทุกและน้ำหนักเพลลาจากความเครียดที่ตรวจได้ ด้วยหลักการเส้นอิทธิพล (Influence line) องค์ประกอบต่างๆของรถบรรทุกสามารถหาได้ โดยการใช้ตัวเซนเซอร์ 2 ตัวติดขนานกันไว้กับผิวทาง โดยแบตเตอรี่ที่ใช้สำหรับทำการศึกษานี้ของ Lamann และ Nowak สามารถใช้ได้อย่างต่อเนื่องถึง 3 สัปดาห์

คณะกรรมการยุโรป (2001) ได้ทำการพัฒนาระบบ WIM ด้วยการใส่สะพานเป็นหลัก เรียกว่า Bridge WIM หรือ B-WIM โดยทำการหาน้ำหนักบรรทุกแบบปราศจากอุปกรณ์ตรวจจับเพลลา (free of axle detector หรือ FAD) ได้ทำการทดสอบสะพาน Pont de Normandie ซึ่งเป็นสะพานที่มีความบางมาก จึงมีความจำเป็นที่จะต้องไม่ทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจจับเพลลา (Axle detector) เนื่องจากเหตุผลของการบำรุงรักษา และระบบการกันซึมของสะพาน ระบบ FAD B-WIM จึงถูกคิดค้นขึ้นโดยทำการหาค่าตัวแปรเริ่มต้นได้แก่ จำนวนเพลลา, ระยะเพลลา และ ความเร็วของรถบรรทุกด้วยมาตรวัดความเครียดที่ติดตั้งที่ท้องสะพานเท่านั้น เมื่อทราบตัวแปรเริ่มต้นจึงทำการ

หาค่าน้ำหนักเพลาและค่าน้ำหนักรถบรรทุกโดยการหาค่าที่เหมาะสมที่สุด (Optimization) รวมอีกครั้งหนึ่ง จากการทดลองได้ผลว่าระบบการหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบปราศจากอุปกรณ์ตรวจจับเพลานั้นสามารถใช้ได้กับรถบรรทุก 43 คันในจำนวนทั้งหมด 44 คัน โดยรถบรรทุกคันที่ไม่สามารถใช้ระบบนี้ได้เป็นรถบรรทุกเปล่าที่มีระยะเพลาใกล้มาก และค่าความเร็วที่ได้นั้นมีความคลาดเคลื่อนไม่เกิน  $\pm 5\%$  ค่าระยะเพลาไม่เกินขอบเขตที่กำหนดไว้ ค่าน้ำหนักรถบรรทุกที่คำนวณได้มีความแม่นยำอยู่ในช่วง  $\pm 20\%$  สำหรับแบบจำลอง 1 มิติ และ ค่าน้ำหนักรถบรรทุกที่คำนวณได้มีความแม่นยำอยู่ในช่วง  $\pm 15\%$  สำหรับแบบจำลอง 2 มิติ

Hwang และ Nguyen และ Kim (2012) ได้เก็บฐานข้อมูลรถบรรทุกด้วยวิธี (WIM Weight in Motion) ในประเทศเกาหลีเพราะเป็นวิธีที่สะดวกและติดตั้งง่ายด้วย เซ็นเซอร์ไฟฟ้า (Piezoelectric Sensor) โดยติดตั้ง 6 สถานีทั่วประเทศ เพื่อวัดน้ำหนักลงแต่ละเพลาของยานพาหนะและระยะห่างระหว่างเพลา ความเร็ว ความหนาแน่นของการจราจร และความถี่ของน้ำหนักรถบรรทุกเพื่อสร้างฮิสโทแกรม จากนั้นทำการแบ่งประเภทรถบรรทุกเป็น 12 ชนิดจากข้อมูลที่สำรวจได้ และหาค่าทางสถิติ ความน่าจะเป็นที่รถบรรทุกวิ่งบนสะพานพร้อมกันหลายคัน (Multiple Presence) จากการตั้งกล้องวิดีโอเพื่อจับเวลาระหว่างเหตุการณ์และทราบความเร็วของรถบรรทุกทำให้วิเคราะห์ความน่าจะเป็นนั้นๆได้ โดยนำตัวแปรต่างๆจากฐานข้อมูล WIM ไปใช้วิเคราะห์ต่อไปในการสร้างแบบจำลองของน้ำหนักบรรทุกจร และหาค่าตัวคูณเพิ่มของน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับการออกแบบสะพานในประเทศเกาหลีให้เหมาะสมต่อไป



รูปที่ 1.1 สถานีเก็บข้อมูลรถบรรทุกด้วยวิธี (WIM) ในประเทศเกาหลี (Hwang et al. ,2012)



รูปที่ 1.2 การติดตั้งเซนเซอร์เพื่อวัดน้ำหนักรถบรรทุก (Hwang, Nguyen et al. ,2012)



รูปที่ 1.3 การบันทึกภาพด้วยกล้องวิดีโอ เพื่อหาค่า Multiple presence (Hwang, Nguyen et al. ,2012)

Nowak และ Rakoczy (2012) ศึกษาและรวบรวมน้ำหนักรถบรรทุกและข้อมูลทางสถิติจากการตรวจวัดด้วยสถานี WIM ทั่วประเทศสหรัฐอเมริกา เพื่อนำไปใช้วิเคราะห์และพัฒนาน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับการออกแบบด้วยมาตรฐาน AASHTO LRFD (2010) เนื่องจากฐานข้อมูลเริ่มต้นที่ใช้พัฒนามาตรฐาน AASHTO นั้นมาจากข้อมูลรถบรรทุกจากเมือง Ontario ประเทศแคนาดา ซึ่งเป็นข้อมูลที่เก็บตั้งแต่ทศวรรษที่ 70 จึงเห็นสมควรที่จะปรับปรุงใหม่ โดยที่สถานี WIM ซึ่งทำการตรวจวัดทั้ง 32 สะพาน สะพานดังกล่าวมีลักษณะทางกายภาพที่แตกต่างกันซึ่งครอบคลุมหลายรัฐของสหรัฐอเมริกา โดยฐานข้อมูลประกอบด้วย น้ำหนักรถบรรทุกแต่ละคันที่ข้ามผ่านสะพาน ลักษณะทางกายภาพของรถบรรทุก จำนวนเพลลา ระยะห่างระหว่างเพลลา น้ำหนักลงแต่ละเพลลา ความเร็ว

ปริมาณการจราจรของรถบรรทุกเฉลี่ยในแต่ละวัน (Average Daily Truck Traffic, ADTT ) โดยตัดข้อมูลที่ไม่น่าเชื่อถือ หรือไม่ตรงตามเกณฑ์ออกเหลือจำนวนข้อมูลทั้งสิ้น 35 ล้านคันตลอดระยะเวลา 1 ปีในการตรวจวัด จากนั้นจึงนำฐานข้อมูลที่ได้ไปพิจารณาตัวแปรทางสถิติ คือ น้ำหนักรถบรรทุกเฉลี่ย GVW (Gross Vehicle Weight) และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard deviation) แล้วจึงวิเคราะห์หาโมเมนต์ตัดและแรงเฉือนจากผลของน้ำหนักรถบรรทุกนั้นๆ ด้วยหลักการเส้นอิทธิพล (Influence line) ที่ช่วงความสะพานต่างๆ ตั้งแต่ 9 ถึง 60 เมตร และศึกษาฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นสะสมของน้ำหนักบรรทุกจากรถบรรทุก จากการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ (Normal probability) และวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกสูงสุดตลอดอายุการใช้งานสะพาน 75ปี ด้วยวิธีเส้นแนวโน้ม (Extrapolated) โดยเทียบกับรถบรรทุกมาตรฐาน HL-93 ของสหรัฐอเมริกา เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของจำนวนรถบรรทุกในอนาคต

สำหรับงานวิจัยนี้จะทำการใช้ฐานข้อมูลของรถบรรทุกไทยจากการทดสอบในภาคสนามเป็นหลัก ซึ่งกรมทางหลวงจะช่วยเหลือทางด้านข้อมูลปรับปรุงใหม่ และนำฐานข้อมูลรถบรรทุกไทยดังกล่าวไปใช้วิเคราะห์ค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรถให้เหมาะสมกับการออกแบบสะพานในประเทศไทยต่อไป

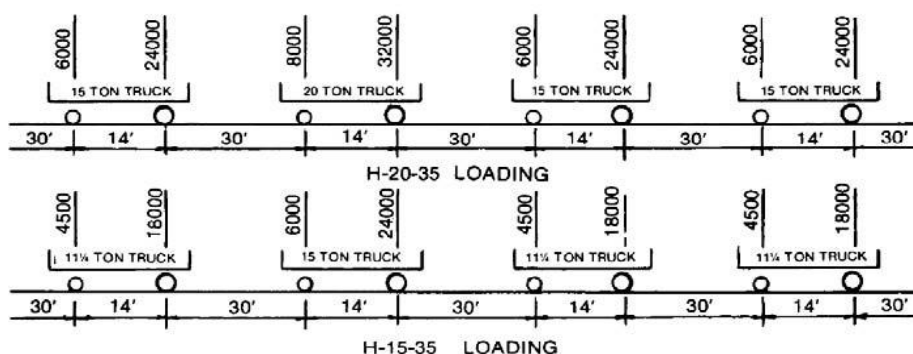
#### 1.2.4 การพัฒนาแบบน้ำหนักบรรทุกจรถของมาตรฐาน AASHTO

##### (ก) มาตรฐาน AASHTO standard

สมาคมทางหลวงแห่งสหรัฐอเมริกา (American Association of State Highway Officials, AASHTO) ก่อตั้งขึ้นเมื่อ เดือนธันวาคม ค.ศ. 1914 และได้เริ่มจัดทำ “ข้อกำหนดมาตรฐานสำหรับสะพานทางหลวง (Standard Specifications for Highway Bridges)” ตั้งแต่ปี ค.ศ. 1921 ซึ่งใช้แนวคิดการออกแบบจากหน่วยแรงที่ยอมให้ (ASD, Allowable Stress Design) ในการพัฒนามาตรฐาน และเผยแพร่เป็นครั้งแรกในปี ค.ศ.1931 ตั้งแต่นั้นเป็นต้นมามาตรฐานดังกล่าวถูกใช้อย่างแพร่หลายในประเทศสหรัฐอเมริกาและประเทศอื่นๆทั่วโลก

ต่อมาในปี ค.ศ. 1927 คณะกรรมการของ AASHTO ได้เสนอน้ำหนักรถบรรทุกสำหรับการออกแบบสะพานในรูปแบบของขบวนรถบรรทุก หรือ Truck train ดังแสดงในรูปที่ 1.4 ซึ่งต่อมาน้ำหนักบรรทุกดังกล่าวถูกบรรจุอยู่ในมาตรฐาน ของ AASHTO ฉบับ ค.ศ. 1935 โดย Truck train ค.ศ. 1935 นั้นประกอบขึ้นจากรถ 2 เพลา ซึ่งใช้ตัวย่อ คือ H เรียงต่อกันเป็นขบวน เพลาท้ายของคันหน้าห่างจากเพลาหน้าของคันถัดไปเท่ากับ 10 ฟุต (9.14 เมตร ) โดย ตัวรถพื้นฐานกำหนดให้เลือกใช้ 2 ขนาด คือ 1. 20 อเมริกันตัน (18.15เมตริกตัน) ใช้ตัวย่อ คือ H-20-35 (เลข 35 ที่ต่อท้ายคือ ค.ศ. ที่รถเริ่มใช้) และ 2. 15 อเมริกันตัน (13.50เมตริกตัน) ใช้ตัวย่อ คือ H-15-35 โดยรถพื้นฐานทั้ง 2 จะถูกเรียงสลับด้วยรถพื้นฐานในชุดนั้นแต่ลดค่าลง 75%

TRUCK TRAIN AND EQUIVALENT LOADINGS — 1935 SPECIFICATIONS  
AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS

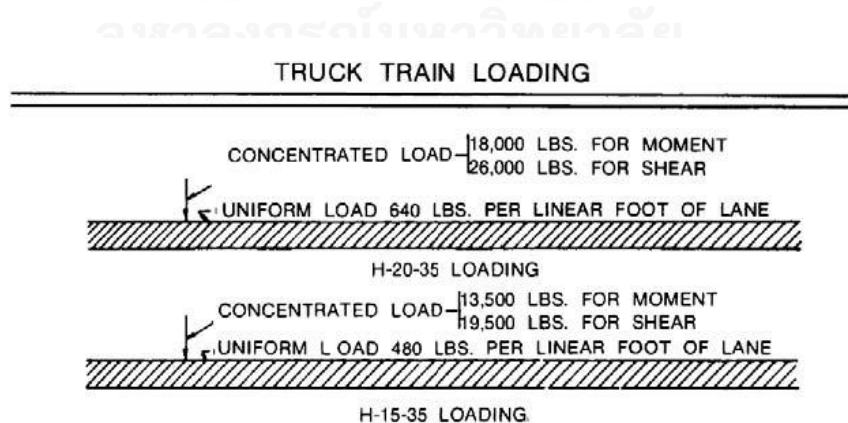


รูปที่ 1.4 ขบวนรถบรรทุกของ AASHO ฉบับปี ค.ศ.1935 ในหน่วยอเมริกันตัน  
(AASHTO standard, 2002)

ต่อมาเพื่อความสะดวกในการออกแบบ Truck train ฉบับปี ค.ศ. 1935 ถูกปรับปรุงและระบุให้ใช้ “น้ำหนักแผ่เต็มช่องจราจรเสมือน” หรือ Equivalent Lane Load (ELL) ในปี ค.ศ. 1941 (พ.ศ. 2484) โดยค่า ELL มีค่าเท่ากับ 640 ปอนด์/ฟุต (9.34 kN/m) และ 480 ปอนด์/ฟุต (7.01 kN/m) สำหรับ H20 และ H15 ตามลำดับ และยังกำหนดเพิ่มเติมให้ ELL ข้างต้นต้องพิจารณาควบคู่กับ น้ำหนักแบบจุด (Concentrated load) ซึ่งมีขนาดเท่ากับ

- 18,000 ปอนด์ (80.07 kN/m) และ 26,000 ปอนด์ (115.63 kN/m) สำหรับการคำนวณโมเมนต์และแรงเฉือนตามลำดับ (กรณี H20)
- 13,500 ปอนด์ (60.05 kN/m) และ 19,500 ปอนด์ (86.74 kN/m) สำหรับการคำนวณโมเมนต์และแรงเฉือนตามลำดับ (กรณี H15)

ทั้งนี้ตำแหน่งของน้ำหนักแบบจุดทั้ง 2 แบบ สามารถปรับไปมาได้แต่ต้องก่อให้เกิดหน่วยแรงสูงสุดสำหรับการออกแบบโมเมนต์และแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 1.5



รูปที่ 1.5 น้ำหนัก ELL ซึ่งแผ่กระจายในช่วง 10 ฟุต ซึ่งกำหนดขึ้นแทน Truck train  
ฉบับปี ค.ศ. 1935 (AASHTO standard, 2002)



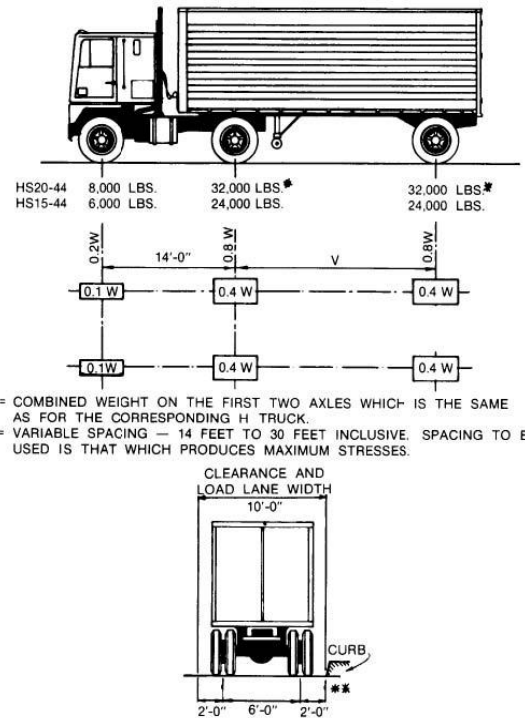
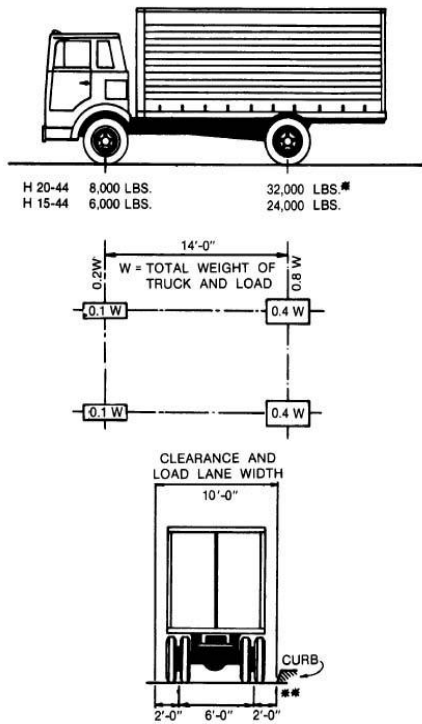
ต่อมาในปี ค.ศ. 1944 มาตรฐาน AASHO ได้เสนอน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบใหม่ ซึ่งประกอบด้วยสองรูปแบบน้ำหนักได้แก่ รถบรรทุกทุกออกแบบเดี่ยว (Single design truck) และ น้ำหนักแผ่ (Lane load) ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1. รถบรรทุกทุกออกแบบเดี่ยว สามารถเลือกใช้ได้ทั้ง “ชนิดสองเพลา” ใช้ตัวย่อ H และ “ชนิดสาม เพลา” ใช้ตัวย่อ HS ซึ่งรวมทั้งหมดมี 5 แบบ ประกอบด้วย HS20-44, HS15-44, H20-44, H15-44 และ H10-44 โดยภายหลังได้ตัด H10-44 ออกไปจึงเหลือเพียงชุดน้ำหนัก 20 และ 15 อเมริกกันตันเท่านั้น โดยเลข 44 ต่อท้าย หมายถึง ปีที่มีการกำหนดใช้รถนั้นๆคือ ค.ศ.1944 ดังแสดงน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบเดี่ยวที่ใช้ในรูปที่ 1.6 และ 1.7

โดยในระยะแรกรถบรรทุกกึ่งพ่วง (Semi-trailer) ชนิด 3 เพลา จะใช้สัญลักษณ์ H และ S แยกกัน ดังนั้น H20-S16-44 หมายถึง รถบรรทุก H20 น้ำหนัก 20 อเมริกกันตัน ลากตัวกึ่งพ่วง S16 น้ำหนัก 16 อเมริกกันตัน (รวมน้ำหนัก 32 อเมริกกันตัน หรือ 72,000 ปอนด์) ซึ่งภายหลังเขียนรวมเป็น HS20-44 หลังจากที่ AASHO เปลี่ยนชื่อเป็น “สมาคมทางหลวงและการขนส่งแห่งสหรัฐอเมริกา (American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO)” ในปี ค.ศ. 1972 ได้มีความพยายามที่จะเปลี่ยนชื่อการเรียกน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบอีกครั้ง (ค.ศ. 1977) เพื่อให้สอดคล้องกับหน่วยเมตริก (Metric) ที่ใช้กันทั่วไป โดยเปลี่ยนสัญลักษณ์จาก H เป็น M และ HS เป็น MS ในขณะที่มีการเปลี่ยนแปลงตัวเลขน้ำหนักจาก 20 เป็น 18 และ 15 เป็น 13.5 โดยเขียนควบกันดังนี้ H20-44 (M18), HS20-44 (MS-18), H15-44 (M13.5) และ HS15-44 (MS13.5) โดยสัญลักษณ์ M หมายถึงหน่วยเมตริก ส่วนหน่วยน้ำหนักที่ตามหลัง หมายถึง น้ำหนักที่มีหน่วยเป็นเมตริกตัน ซึ่งต่อมาภายหลังมีการปรับปรุงข้อกำหนดในปี ค.ศ. 1983 โดยกลับไปใช้ระบบหน่วยเดิม และยกเลิกสัญลักษณ์ M และ MS

2. น้ำหนักแผ่ (Lane load) ซึ่งใช้ค่าคล้ายกับที่กำหนดในปี ค.ศ.1935 ดังแสดงในรูปที่ 1.8

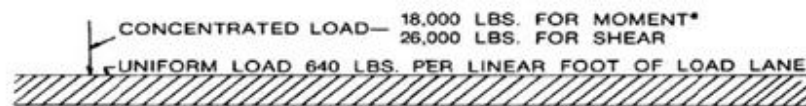
นอกจากนี้รูปแบบของน้ำหนักบรรทุกทั้งสองคือ รถบรรทุกทุกออกแบบเดี่ยว (Single design truck) และ น้ำหนักแผ่ (Lane load) กำหนดให้ต้องพิจารณาแผ่กระจายในช่องจราจรความกว้าง 10 ฟุต และใช้ตัวที่มากกว่าเป็นค่าควบคุมการออกแบบ



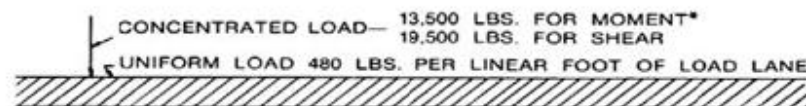
W = COMBINED WEIGHT ON THE FIRST TWO AXLES WHICH IS THE SAME AS FOR THE CORRESPONDING H TRUCK.  
 V = VARIABLE SPACING — 14 FEET TO 30 FEET INCLUSIVE. SPACING TO BE USED IS THAT WHICH PRODUCES MAXIMUM STRESSES.

รูปที่ 1.6 รถบรรทุกชนิด H ตามมาตรฐาน AASHO ค.ศ.1944 (AASHO standard, 2002)

รูปที่ 1.7 รถบรรทุกชนิด HS ตามมาตรฐาน AASHO ค.ศ.1944 (AASHO standard, 2002)



H20-44 LOADING  
 HS20-44 LOADING



H15-44 LOADING  
 HS15-44 LOADING

รูปที่ 1.8 น้ำหนักแผ่นซึ่งใช้วิเคราะห์คู่กับน้ำหนักรถบรรทุกตามมาตรฐาน AASHO ค.ศ. 1944 (AASHTO standard, 2002)

สำหรับมาตรฐาน AASHTO standard เริ่มนำเข้ามาใช้ในประเทศไทยโดยกรมทางหลวง ตั้งแต่ พ.ศ. 2498 เป็นต้นมา ซึ่งตั้งแต่นั้นมาตรฐานดังกล่าวก็กลายเป็นแนวทางหลักที่วิศวกรใช้ในการออกแบบสะพานของประเทศไทย

## (ข) มาตรฐาน AASHTO LRFD

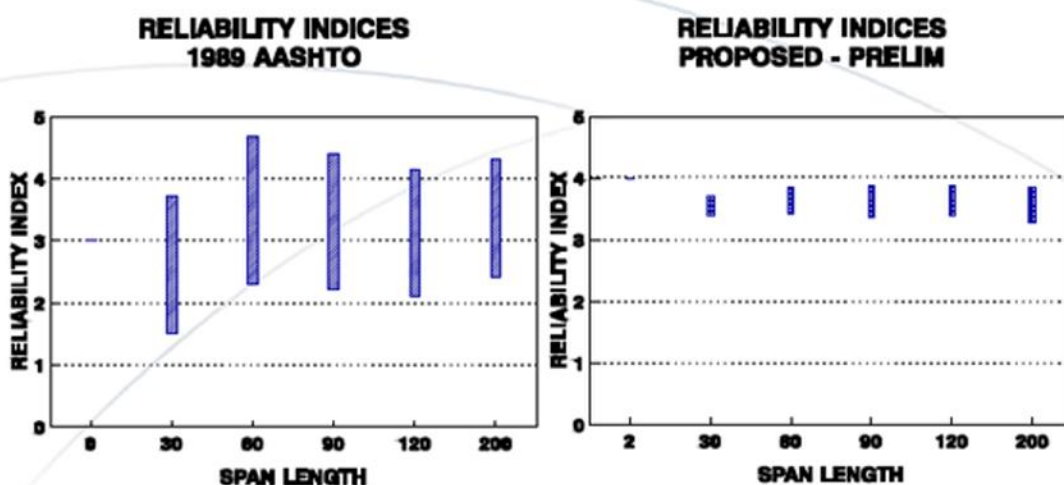
การพัฒนาหน้าหน้กบรรทุกจรของมาตรฐานสหรัฐอเมริกา AASHTO LRFD ริเริ่มขึ้นเมื่อมีการตรวจพบว่าหน้าหน้กบรรทุกจรจากรถบรรทุกของสหรัฐอเมริกาในยุคปัจจุบันมีการเปลี่ยนแปลงไปจากเดิมในสมัยที่พัฒนา AASHTO standard ขึ้น อีกทั้งมีการกำเนิดเทคโนโลยีในการออกแบบโครงสร้างขึ้นมาใหม่ในยุคหลัง โดยตั้งแต่ช่วง ค.ศ. 1969 มีนักวิจัยหลายท่านในสหรัฐอเมริกาพยายามที่จะเสนอการปรับหน้าหน้กบรรทุกจรและวิธีการออกแบบของ AASHTO standard โดยเฉพาะในส่วนของหน้าหน้กบรรทุกจรที่ต้องปรับตามแนวคิดของหลักการความน่าจะเป็น (Probabilistic concepts) ให้สอดคล้องและเหมาะสมมากยิ่งขึ้น

จนกระทั่งในปี ค.ศ. 1986 AASHTO เริ่มศึกษาแนวทางที่จะนำหลักการออกแบบด้วยตัวคุณหน้าหน้กบรรทุกจรและความต้านทาน (Load and Resistance Factor Design, LRFD) มาใช้ในมาตรฐาน ต่อมาก็เป็นผลสำเร็จ เพราะในปี ค.ศ. 1994 AASHTO ได้จัดพิมพ์มาตรฐานการออกแบบตามแนวคิดดังกล่าวออกมาโดยสำเร็จเป็นครั้งแรก โดยใช้ชื่อว่า AASHTO LRFD Bridge Design Specifications และได้มีการปรับปรุงและตีพิมพ์ฉบับต่อไปเรื่อยๆ จนในปัจจุบัน AASHTO LRFD มีฉบับที่ตีพิมพ์ในปี ค.ศ. 2012 แล้วและมีแนวโน้มที่จะปรับปรุงอยู่เรื่อยๆต่อไป

นอกจากนี้การเพิ่มปรัชญาการออกแบบตามความเชื่อมั่น (Reliability Based Design Philosophies) ของ AASHTO LRFD ส่งผลให้มีการเปลี่ยนแปลงต่างจาก AASHTO standard ทั้งการปรับปรุงแบบหน้าหน้กบรรทุกจรที่ใช้แบบ (Live load model) การกระจายแรงไปตามสะพาน (Load distribution) รวมถึงแนวคิดในการใช้ค่าตัวคูณกระทบ (Impact factor) ทั้งนี้หากพิจารณาเฉพาะแบบจำลองหน้าหน้กบรรทุกจรพบว่า AASHTO LRFD ได้เสนอน้ำหน้กบรรทุกจรชุดใหม่ที่เรียกว่า HL-93 โดยการรวมเอาหน้าหน้กของ AASHTO standard เดิม ซึ่งก็คือหน้าหน้กรถบรรทุกออกแบบ (HS20-44) และหน้าหน้กแม่ (Lane load) ที่เคยแยกพิจารณามาพิจารณาร่วมกันและเพิ่มหน้าหน้กเพลาคู่ (Tandem axle load) มาพิจารณาร่วมด้วย

ทั้งนี้เมื่อทำการเปรียบเทียบความปลอดภัยของสะพานจากดัชนีความเชื่อมั่น (Reliability index,  $\beta$ ) จากการตรวจสอบสะพานที่ออกแบบด้วย มาตรฐาน AASHTO standard (1989) และ AASHTO LRFD (1998) เป็นจำนวน 175 สะพาน พบว่า AASHTO LRFD (1998) มีช่วงของดัชนีความเชื่อมั่นประมาณ 3.5 ทุกๆความยาวสะพานดังแสดงในรูปที่ 1.9 ขณะที่ AASHTO standard (1989) มีช่วงของดัชนีความเชื่อมั่นที่กว้างกว่าอยู่ระหว่าง 1.5-4.5 แตกต่างกันตามความยาวสะพานนั้นหมายถึง LRFD มีการปรับปรุงมาตรฐานให้สะพานที่ออกแบบมีช่วงดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานที่คงที่ขึ้นหรือสะพานที่ออกแบบด้วยมาตรฐาน AASHTO LRFD มีความปลอดภัยคงที่ทุกๆความยาวสะพานนั่นเอง

## Reliability of AASHTO standard (1989) VS AASHTO LRFD (1998)



รูปที่ 1.9 การพัฒนาความเชื่อมั่นของสะพานที่ออกแบบด้วยมาตรฐาน AASHTO (AASHTO standard, 2002)

### 1.2.5 งานวิจัยที่ศึกษาแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรและการวิเคราะห์ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร (Live load factor)

A.S.Nowak และ Y.K.Hong (1991) ได้ศึกษาการสร้างแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อคำนวณหา โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของสะพานเหล็กที่ช่วงความยาว 9-60 เมตร โดยพัฒนามาจากหลักการความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ (Probability of failure) โดยเลือกใช้รถบรรทุก HS20-44 เปรียบเทียบ ในช่วงระยะเวลาการใช้งานสะพานออกแบบ 75 ปี โดยได้ศึกษาทั้งหมด 2 รูปแบบโดยแบ่งเป็น หนึ่งช่องจราจรสำหรับโมเมนต์และแรงเฉือน และ สองช่องจราจรสำหรับโมเมนต์และแรงเฉือน นอกจากนี้ยังมีตัวแปรที่สำคัญคือ ตัวประกอบการกระจายน้ำหนักลงคาน (Distribution Factor) ผลการวิจัยพบว่า แบบจำลองสำหรับหนึ่งช่องจราจรที่จำลองโดยใช้รถบรรทุก 1 คันวิ่งบนสะพานหรือน้ำหนักแม่เทียบเท่าจะเหมาะสมสามารถใช้หาค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นตั้งแต่ช่วงความยาวสะพาน 9-36 เมตรได้ และ ใช้หาค่าแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นตั้งแต่ 9-27 เมตรได้ดี ส่วนช่วงความยาวสะพานมากกว่านั้นจะเหมาะสมสำหรับใช้รถบรรทุก 2 คันวิ่งบนสะพานตามกันด้วยระยะห่างระหว่างคัน (Headway Distance) เท่ากับหรือน้อยกว่า 15 เมตร

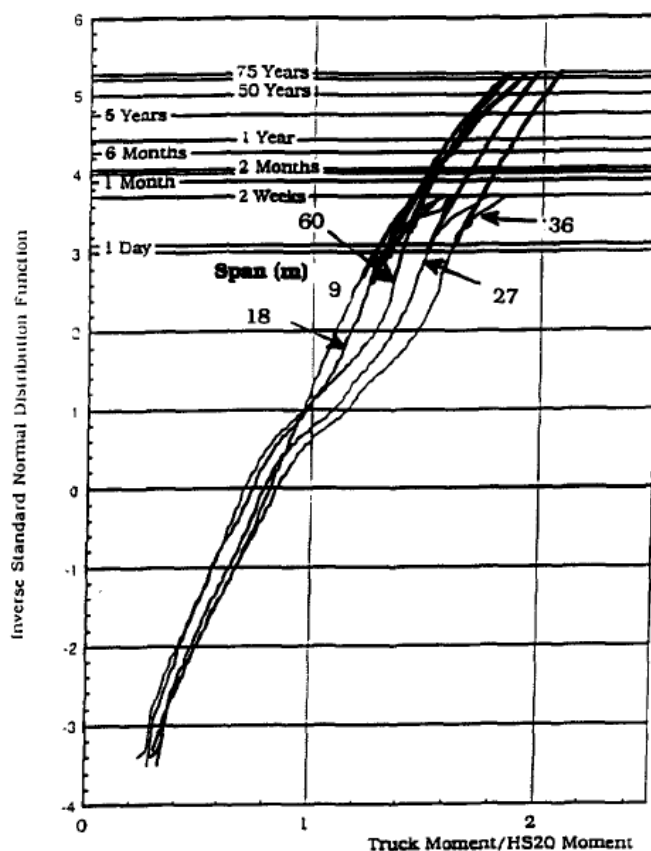
สำหรับแบบจำลองสำหรับสองช่องจราจรนั้นค่าโมเมนต์และแรงเฉือนสูงสุดสามารถพิจารณาได้จากการจำลองรถบรรทุกสองคันวิ่งบนสะพานด้วยความน่าจะเป็นที่รถบรรทุกวิ่งบนสะพานพร้อมกันหลายคันเดียวกัน (Multiple presence) และวิเคราะห์ด้วยวิธีเส้นอิทธิพล

Andrzej. Nowak (1995) ได้นำเสนอถึงที่มาของค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร ( Live load factor) ที่เหมาะสม ใน AASHTO LRFD design bridge code (standard 1992) ซึ่งพื้นฐานของการหาค่านี้มาจากหลักการของความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ (Probability of Failure & Reliability) โดยพิจารณาให้ความต้านทานของสะพานมีลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบ Lognormal ในขณะที่น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อสะพานมีลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบปกติ (Standard Normal Distribution) และพิจารณาค่าดัชนีความน่าเชื่อถือ (  $\beta$ ) ของสะพานเป็น 3.5 ตลอดอายุการใช้งานสะพาน 75 ปี นอกจากนี้ยังใช้วิธีการทำนายค่าในอนาคตของน้ำหนักบรรทุกจรจากเส้นแนวโน้ม (Extrapolated Normal distribution) ในการวิเคราะห์ข้อมูลในปัจจุบันไปสู่ 75 ปี สำหรับสหรัฐอเมริกาใช้ปริมาณการจราจรเฉลี่ยของรถบรรทุกต่อวัน (ADTT) เท่ากับ 5000 คัน อีกทั้งยังเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกที่เกิดขึ้นจากรถบรรทุกจริงในสนามกับรถบรรทุกมาตรฐาน HS20-44 และศึกษาสะพานหลายประเภท ทั้งสะพานเหล็ก, คอนกรีตเสริมเหล็ก, คอนกรีตอัดแรงและสะพานโครงสร้างประกอบ

พบว่าการคำนวณดัชนีความเชื่อมั่น (  $\beta$  Reliability index) จะมีค่าแตกต่างกันตามความยาวสะพาน, ระยะห่างของคาน, ชนิดของโครงสร้าง, โมเมนต์หรือแรงเฉือน แต่สรุปแล้วผลการวิจัยได้เสนอให้ใช้ค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 1.75 ที่ดัชนีความเชื่อมั่นเป็น 3.5 ซึ่งเท่ากับความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ 1/4300

ตารางที่ 1.1 ความสัมพันธ์ระยะเวลาการออกแบบ, จำนวนรถบรรทุก และความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ (Andrzej. Nowak ,1995)

Time period $T$	Number of trucks $N$	Probability $1/N$	Inverse normal $z$
75 years	20,000,000	$5 \cdot 10^{-8}$	5.33
50 years	15,000,000	$7 \cdot 10^{-8}$	5.27
5 years	1,500,000	$7 \cdot 10^{-7}$	4.83
1 year	300,000	$3 \cdot 10^{-6}$	4.50
6 months	150,000	$7 \cdot 10^{-6}$	4.36
2 months	50,000	$2 \cdot 10^{-5}$	4.11
1 month	30,000	$3 \cdot 10^{-5}$	3.99
2 weeks	10,000	$1 \cdot 10^{-4}$	3.71
1 day	1,000	$1 \cdot 10^{-3}$	3.09



รูปที่ 1.10 ตัวอย่างการวิเคราะห์ข้อมูลจากช่วงเวลาปัจจุบันที่เก็บข้อมูลไปจนถึงอายุการใช้งานสะพานที่ออกแบบด้วยวิธีเส้นแนวโน้ม (Extrapolate) (Andrzej. Nowak ,1995)

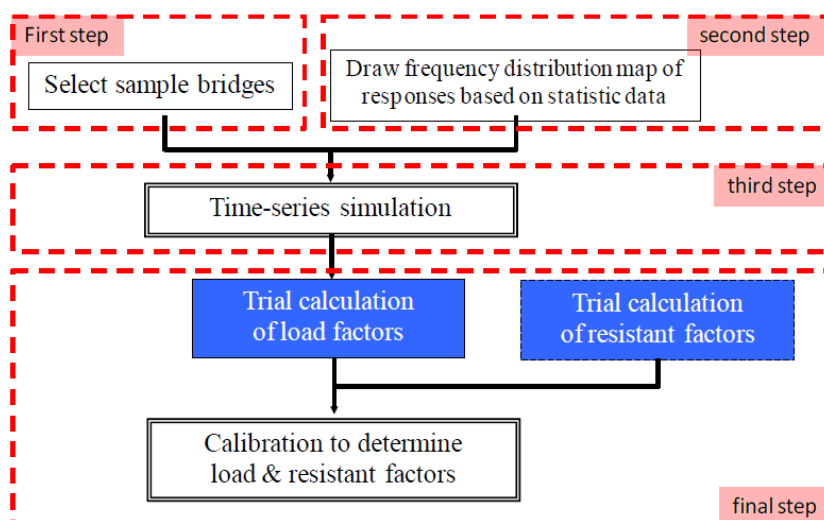
Miao และ Chan (2002) จากฮ่องกงได้ทำการวิจัยและพัฒนาแบบจำลองน้ำหนักรถบรรทุกสำหรับช่วงสะพานความยาว 5-40 เมตร โดยใช้ฐานข้อมูลรถบรรทุกซึ่งเก็บข้อมูลเป็นเวลา 10 ปี ด้วยวิธี WIM จาก 5 สถานีในฮ่องกง โดยมีขั้นตอนการทำงานดังนี้คือ

1. วิเคราะห์ตัวแปรทางสถิติสำหรับสร้าง แบบจำลองน้ำหนักรถบรรทุก เช่น น้ำหนักลงแต่ละเพลลา ระยะห่างเพลลา และน้ำหนักรถบรรทุกรวม จากฐานข้อมูล WIM สำหรับน้ำหนักรถบรรทุกจริงของรถบรรทุกที่สำรวจ
2. ใช้การแบ่งสภาพการจราจรในฮ่องกงเป็น 2 ประเภท คือสภาพการจราจรไม่หนาแน่นพิจารณาใช้น้ำหนักรถบรรทุกมาตรฐาน และ ที่สภาพการจราจรหนาแน่นพิจารณาใช้น้ำหนักรถบรรทุกแผ่เทียบเท่า ตามพิกัดกฎหมายที่กำหนด

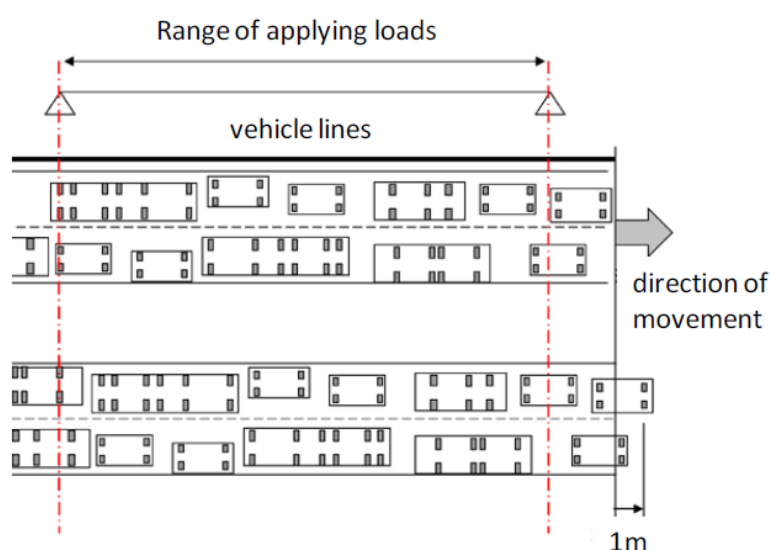
3. ใช้วิธีคำนวณระยะบรรทุกแผ่นตามมาตรฐานแคนาดา ( Ontario equivalent base length ) ประกอบในการหาค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของรถบรรทุกมาตรฐานฮ่องกง
4. สร้างแบบจำลองจากผลของน้ำหนักรถบรรทุกสำหรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนต่อสะพานของฮ่องกง ความยาวสะพานตั้งแต่ 5-40 เมตร โดยใช้ตัวแปรที่หามาจากขั้นตอนก่อนหน้านี้ให้สอดคล้องกับข้อกำหนดในกฎหมายฮ่องกง

ด้วยเหตุที่ฮ่องกงยังไม่มีข้อกำหนดน้ำหนักรถบรรทุกมาตรฐานที่ใช้ออกแบบมีแต่เพียงข้อเสนอแนะย่อยๆ ในรายละเอียดน้ำหนักดั่งนั้น ผลการศึกษาของงานวิจัยนี้สรุปว่าการใช้วิธีคำนวณระยะบรรทุกแผ่นตามมาตรฐานแคนาดา ( Ontario equivalent base length ) คือการหาระยะแผ่นที่เหมาะสมของน้ำหนักรถบรรทุกในฮ่องกง ทั้งที่กระทำทั้งน้ำหนักลงเพลาคซึ่งเป็นแบบไม่ต่อเนื่องและน้ำหนักสิ่งของที่บรรทุกซึ่งเป็นน้ำหนักแผ่นต่อเนื่องรวมกัน ทำให้วิธีนี้สามารถปรับใช้ได้กับรถบรรทุกทุกๆ ประเภทซึ่งมีลักษณะทางกายภาพแตกต่างกัน และนำค่านี้ไปหาน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับคำนวณหาโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนต่อไปได้

Tamakoshi และ Nakasu (2006) จากญี่ปุ่นได้เสนอวิธีการหาค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรให้มีประสิทธิภาพและสอดคล้องกับสะพานในญี่ปุ่นมากยิ่งขึ้น โดยพิจารณาสะพาน 20 แห่ง โดยใช้การสร้างแบบจำลองอนุกรมเวลา ( Time-series simulation ) เก็บข้อมูลการตอบสนองของสะพานแบบแจกแจงความถี่จากผลของน้ำหนักบรรทุกจรเนื่องจากยานพาหนะแล่นบนสะพานและเก็บตัวแปรทางสถิติต่างๆ ส่วนผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่ ( Dead load ) พิจารณาจากแบบโครงสร้างของทั้ง 20 สะพานนั้น แล้วจึงสร้างแบบจำลองที่สัมพันธ์กับเวลาในอีก 100 ปีข้างหน้าตามการกำหนดอายุการใช้งานสะพานของญี่ปุ่น ด้วยวิธีการจำลองสะพานยาว 1,000,000 เมตรและจัดน้ำหนักรถบรรทุกแบบสุ่มและแล่นตลอดความยาวสะพานที่ละ 1 เมตร จากนั้นจึงวิเคราะห์ผลน้ำหนักบรรทุกจรต่อสะพานสำหรับโมเมนต์และแรงเฉือนสูงสุดและวิเคราะห์ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรและตัวคูณลดกำลังต้านทานจากแบบจำลองสะพานนั้นๆ ด้วยวิธีลองผิดลองถูก ( Trial and Error ) เมื่อผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นของแบบจำลองเทียบกับมาตรฐานการออกแบบสะพานมีค่าเท่ากัน ทำให้ได้ค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรที่เหมาะสมในที่สุด



รูปที่ 1.11 ขั้นตอนการทำงานของแบบจำลองอนุกรมเวลา (Tamokoshi และ Nakasu ,2006)



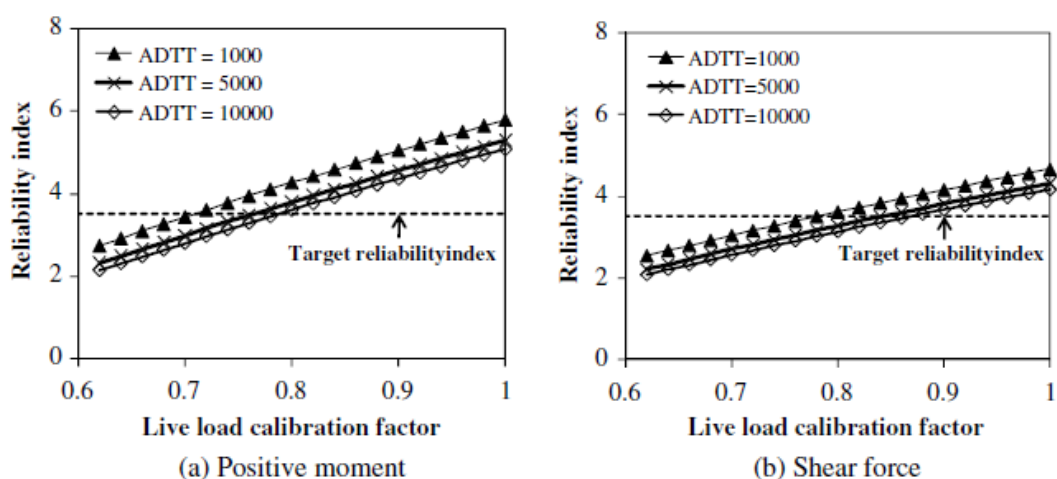
รูปที่ 1.12 การจัดนำหน้ารถบรรทุกทุกคู่ของแบบจำลอง (Tamokoshi และ Nakasu ,2006)

Kwon , Kim และ Orton (2011) ได้ศึกษาถึงการปรับแก้ลดค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร 1.75 จาก AASHTO LRFD bridge design ปี 2007 ซึ่งใช้ปริมาณการจราจรเฉลี่ยต่อวันของรถบรรทุก (ADTT) 5000 คัน ให้เหมาะสมกับสภาพการจราจรในรัฐ Missouri สหรัฐอเมริกาซึ่งมีปริมาณการจราจรน้อยกว่า โดยทำการเก็บข้อมูลสภาพจราจรและน้ำหนักบรรทุกทุกเป็นเวลา 5 ปี ด้วยวิธี WIM

ผลการศึกษาพบว่า เมื่อตรวจสอบสะพาน 105 แห่งที่ออกแบบตามมาตรฐาน AASHTO LRFD พบว่ามีค่าดัชนีความเชื่อมั่น (Reliability index) มากกว่า 3.5 นั้นหมายถึงสะพานที่ออกแบบด้วยมาตรฐาน AASHTO นั้นมีความปลอดภัยเกินจำเป็นและสิ้นเปลืองงบประมาณค่าก่อสร้าง



ดังนั้นสำหรับการออกแบบสะพานใหม่ในรัฐ Missouri จะลดค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร ( live load factor ) ลงเป็นฟังก์ชันกับปริมาณการจราจรเฉลี่ยต่อวันของรถบรรทุก (ADTT) ของรัฐ Missouri ซึ่งน้อยกว่า 5000 คัน โดยสรุปเมื่อปรับแก้ ADTT ลดลงแล้วพบว่าค่าดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานจะมากขึ้นหมายถึงสะพานมีความปลอดภัยสูงขึ้น สุดท้ายแล้วจะสามารถวิเคราะห์หาค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรที่เหมาะสมกับดัชนีความเชื่อมั่นเป้าหมายได้ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงนำเสนอค่าปรับแก้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร  $\alpha$  (Calibration factor) ด้วยสมการ  $\gamma_{LL}=1.75\alpha$  โดยคำนวณจากการให้กำลังต้านทานของสะพานเป็นการแจกแจงแบบลอการิทึม (Lognormal distribution), ผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่เป็นการแจกแจงปกติ (Normal distribution) และผลของน้ำหนักบรรทุกจรต่อสะพานในช่วงระยะเวลาออกแบบ 75 ปี เป็นการแจกแจงค่าสูงสุดของกัมเบล (Gumbel distribution) จากนั้นจึงวิเคราะห์หาค่าดัชนีความเชื่อมั่นสะพานเปรียบเทียบกับค่าดัชนีความเชื่อมั่นเป้าหมายเท่ากับ 3.5 ผลการวิจัยค่า  $\alpha$  แสดงในรูปที่ 1.13 และตารางที่ 1.2



รูปที่ 1.13 ความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีความเชื่อมั่นกับค่าปรับแก้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร ( $\alpha$ ) สำหรับโมเมนต์และแรงเฉือน (Kwon, Kim et al. ,2011)

	Live-load calibration factor			
	ADTT $\leq$ 1,000	1,000 < ADTT $\leq$ 5,000	5,000 < ADTT $\leq$ 10,000	10,000 < ADTT
Moment	0.72	0.78	0.80	—
Shear	0.78	0.84	0.88	—
Proposed factors	0.80	0.85	0.90	1.00

ตารางที่ 1.2 ค่าปรับแก้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร ( $\alpha$ ) สำหรับโมเมนต์และแรงเฉือนที่ ADTT ต่างๆ (Kwon, Kim et al. ,2011)

จากการศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาและที่เกี่ยวข้องพบว่าในแต่ละประเทศจะมีการปรับแก้หรือวิเคราะห์ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร ( Live load factor ) ให้เหมาะสมกับน้ำหนักบรรทุกทุก, สภาพและความหนาแน่นการจราจร,รูปแบบของโครงสร้างสะพานและความปลอดภัยตามเกณฑ์ในแต่ละประเทศ เพื่อให้เกิดประสิทธิภาพในการใช้งานสะพานตลอดอายุการใช้งานและเกิดความคุ้มค่าในทางเศรษฐศาสตร์มากที่สุด

อีกทั้งในปัจจุบันและอนาคตอาจมีการเปลี่ยนแปลงพิกัดน้ำหนักบรรทุกทุกตามกฎหมายในประเทศไทยให้เพิ่มขึ้นอีก ดังนั้นคงจะเป็นประโยชน์หากในประเทศไทยมีงานวิจัยที่ศึกษาเกี่ยวกับแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรและตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อจะได้สามารถใช้ออกแบบสะพานในประเทศให้เหมาะสมและส่งผลให้ประหยัดงบประมาณของชาติต่อไป

### 1.3 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1. ศึกษาแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจร (Live load model) ที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบสะพานของประเทศไทย
2. ศึกษาโอกาสและความเป็นไปได้ที่สะพานช่วงความยาวต่างๆจะเกิดการวิบัติภายใต้ น้ำหนักบรรทุกจรที่นำเสนอ

### 1.4 ขอบเขตการวิจัย

1. ใช้ข้อมูลรถบรรทุกจากการสุ่มวัดในภาคสนามจากงานวิจัยในอดีตของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยและจากการสุ่มวัดในภาคสนามของกรมทางหลวง
2. พิจารณาโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กและสะพานคอนกรีตอัดแรงที่ออกแบบและก่อสร้างตามแบบมาตรฐานก่อสร้างสะพานของกรมทางหลวงในปัจจุบัน
3. พิจารณาสะพานที่มีช่วงความยาวตั้งแต่ 5-80 เมตร ทั้งช่วงเดี่ยวและช่วงต่อเนื่อง
4. พิจารณาหลักเกณฑ์และเงื่อนไขสำหรับการวิเคราะห์ห้อกแบบสะพานตามมาตรฐาน AASHTO LRFD (2012)

### 1.5 ประโยชน์ที่ได้รับ

1. สามารถต่อยอดงานวิจัยนี้ไปเป็นส่วนหนึ่งของการสร้างมาตรฐานการออกแบบสะพานทางด้านน้ำหนักบรรทุกจรในประเทศไทยได้
2. ทราบค่าน้ำหนักบรรทุกจรที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์ห้อกแบบสะพานตามเกณฑ์ความ เชื่อมั่นของสะพานตามมาตรฐานสากล

## 1.6 ขั้นตอนดำเนินการวิจัย

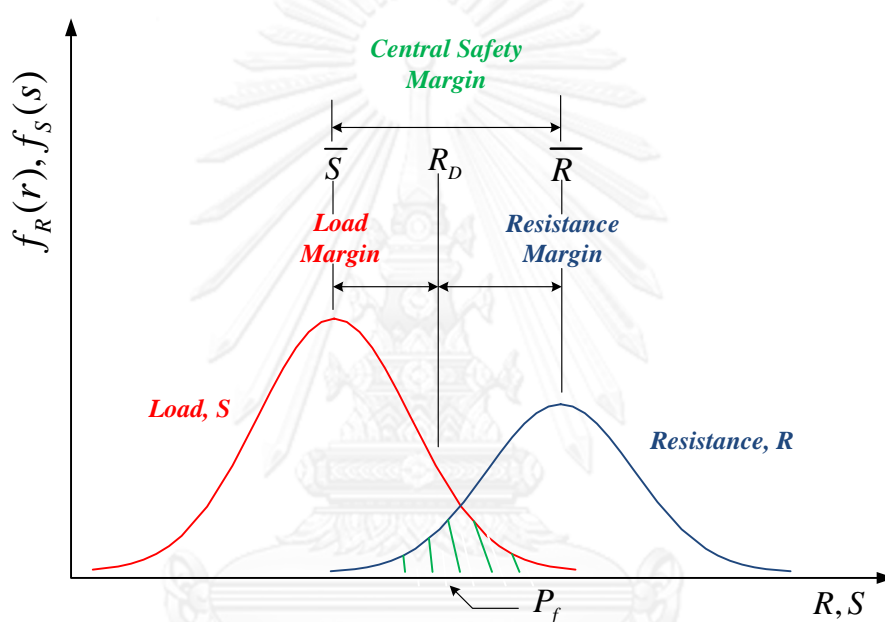
1. ศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาเกี่ยวกับแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจร ( Live load Model ) ด้วยวิธีออกแบบ LFRD ที่เหมาะสมกับสะพานในประเทศไทย ด้วยวิธีวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของโครงสร้าง (Reliability analysis)
2. ศึกษาฐานข้อมูลรถบรรทุกที่จะนำมาใช้และหาข้อมูลทางสถิติ
3. คำนวณผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead load) จากแบบมาตรฐานการก่อสร้างสะพาน ที่ความยาวต่างๆของกรมทางหลวง
4. ศึกษาผลของน้ำหนักบรรทุกจรจากพารามิเตอร์รถบรรทุกทั้งที่ได้จากการเก็บค่าในสนาม จากนั้นสร้างแบบจำลองด้วยคอมพิวเตอร์ให้เกิดค่าสูงสุดที่กรณีต่างๆ
5. วิเคราะห์หาความต้านทานของโครงสร้างสะพาน
6. ประเมินหาค่าดัชนีความเชื่อมั่นที่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างสะพานในประเทศไทย
7. ปรับปรุงตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร (Live load factor)
8. สรุปผลงานวิจัย
9. จัดทำรูปเล่มวิทยานิพนธ์

## บทที่ 2

### ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 ทฤษฎีวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของโครงสร้าง

##### 2.1.1 ความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ (Probability of Failure)



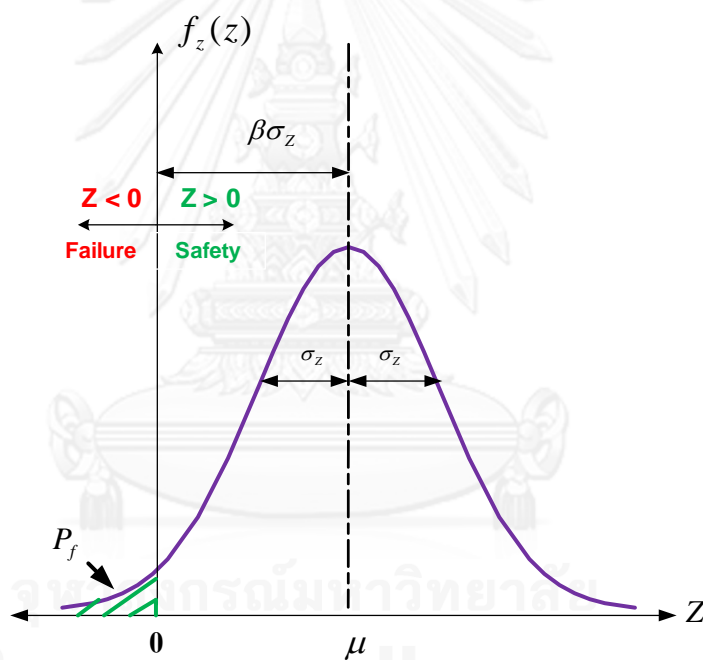
รูปที่ 2.1 หลักการพื้นฐานวิเคราะห์ความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ ( $P_f$ )

ความปลอดภัยในการใช้งานสะพาน ขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายด้าน เริ่มตั้งแต่การวิเคราะห์โครงสร้างสะพานก่อนการก่อสร้าง เพื่อให้สะพานสามารถรับน้ำหนักกระทำจากรถบรรทุกและน้ำหนักของตัวโครงสร้างสะพานเองโดยไม่เกิดความเสียหาย การดูแลป้องกันสะพาน การบำรุงรักษาสะพานเมื่อสะพานเกิดชำรุดจากการใช้งาน และนอกจากนี้ยังมีปัจจัยที่ไม่อาจคาดได้จากการใช้งานจริงของสะพาน เช่น น้ำหนักรถบรรทุกที่มากกว่ากำหนด เป็นต้น ดังนั้นการประเมินความปลอดภัยของสะพาน จากการรับน้ำหนักบรรทุกจริงที่เกิดขึ้นต่อสะพาน จึงมีความสำคัญอย่างยิ่ง

การวิเคราะห์ระดับความปลอดภัยของสะพานที่ออกแบบตลอดอายุการใช้งานสะพาน ซึ่งความปลอดภัยดังกล่าวจะแปรผกผันกับความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ (Probability of Failure) นอกจากนี้ในการออกแบบสะพานจะมีความแปรปรวนของค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ (Load effect,  $S$ ) ซึ่งจะแตกต่างจากค่าที่ใช้ออกแบบ ส่วนค่ากำลังต้านทานของสะพาน (Resistance,  $R$ ) ในความจริงก็จะแตกต่างไปจากค่าความต้านทานที่กำหนด (Nominal resistance) โดยความแปรปรวนของ

ค่าต่างๆ มักถูกสมมติให้เป็นตัวแปรสุ่มที่มีรูปแบบการแจกแจงแบบเฉพาะเจาะจง เช่นสมมติเป็นตัวแปรสุ่มแบบปกติ (Normal random variable) ทำให้การวิเคราะห์ความน่าจะเป็นที่สะพานวิบัติสามารถคำนวณได้จากพารามิเตอร์ทางสถิติคือ ค่าเฉลี่ย (Mean) ตัวประกอบคลาดเคลื่อน (Bias factor,  $\lambda$ ) และสัมประสิทธิ์ความเบี่ยงเบน (Coefficient of Variation,  $V$ )

สำหรับหลักการพื้นฐานคือ เมื่อทำการแจกแจงฟังก์ชันความน่าจะเป็นโดยมีเส้นโค้งการแจกแจงความน่าจะเป็นจากผลของน้ำหนักบรรทุกทุกที่กระทำต่อสะพาน (Load effect) และเส้นโค้งการแจกแจงความน่าจะเป็นของความต้านทานของโครงสร้างสะพาน (Resistance) ดังแสดงด้วยเส้นโค้งสีแดงและสีน้ำเงินในรูปที่ 2.1 จะพบว่ามีความน่าจะเป็นที่ค่า Resistance < Load effect นั้นหมายถึงมีโอกาสที่สะพานจะเกิดการวิบัติเท่ากับพื้นที่ใต้เส้นโค้งทั้งสองที่ซ้อนกัน ( $P_f = P[R \leq S]$ ) ทำให้ส่งผลต่อความปลอดภัยในการใช้งานสะพาน ดังแสดงตามรูปที่ 2.1 แกนนอนคือ ค่าความต้านทานของสะพาน (Resistance) หรือน้ำหนักบรรทุกทุก(Load effect) แกนตั้งคือค่าของฟังก์ชันความน่าจะเป็น



รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ของค่ามาตรฐาน ( $Z$ ) กับความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ ( $P_f$ )

อย่างไรก็ดีเมื่อพิจารณาวิเคราะห์ความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติต่อไป ดังแสดงด้วยรูปที่ 2.2 (จากความสัมพันธ์ที่ดัดแปลงมาจากรูปที่ 2.1) โดยด้านซ้ายที่ค่า  $Z < 0$  สะพานที่ออกแบบจะมีโอกาสเกิดการวิบัติ (Failure Side) ส่วนด้านขวาที่ค่า  $Z > 0$  สะพานที่ออกแบบจะมีความปลอดภัย (Safety Side) โดยแกนตั้งคือค่าฟังก์ชันความน่าจะเป็นและแกนนอนเป็นค่าความปลอดภัย (Margin of Safety,  $Z$ ) ซึ่งอธิบายได้ด้วยหลักการแจกแจงความน่าจะเป็นของตัวแปรสุ่ม (Probability distribution function) ส่งผลให้ความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ (Probability of Failure,  $P_f$ ) เกิดขึ้นเมื่อ ค่า  $Z$  ติดลบ ดังแสดงในส่วนพื้นที่แรเงาในรูปที่ 2.2 โดยความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติสามารถพิจารณาได้ด้วยสมการ

$$Z = R - S \quad 2.1$$

$$P_f = P[R \leq S] = P[Z \leq 0] \quad 2.2$$

โดยที่

$P_f$  = ความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ (Probability of failure)

$Z$  = ค่าความปลอดภัย (Margin of safety)

$R$  = ความต้านทานของสะพาน (Resistance capacity)

$S$  = น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดของสะพาน (Total Load effect)

นอกจากนี้ทฤษฎีวิเคราะห์ความเชื่อมั่นดังกล่าวยังมีวัตถุประสงค์เพื่อหาความปลอดภัยในการออกแบบสะพานที่สามารถยอมรับได้โดยแสดงเป็นดัชนีความเชื่อมั่น (Reliability index,  $\beta$ ) เมื่อดัชนีความเชื่อมั่นสูงแสดงว่าพื้นที่ที่ซ้อนกันของเส้นโค้งทั้งสองต่ำส่งผลให้มีความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติต่ำ ทำให้ต้องใช้ค่าใช้จ่ายในการสร้างสะพานสูง แต่หากดัชนีความเชื่อมั่นต่ำแสดงว่าพื้นที่ที่ซ้อนกันของเส้นโค้งทั้งสองสูงส่งผลให้มีความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติสูง ทำให้ต้องใช้ค่าใช้จ่ายในการสร้างสะพานต่ำ

สุดท้ายสรุปแล้วจะมีค่าความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ ( Probability of Failure ) หรือดัชนีความเชื่อมั่น (Reliability Index) ที่ยอมรับได้ เพื่อให้เกิดความคุ้มค่าทางเศรษฐศาสตร์จากค่าใช้จ่ายในการสร้างสะพานที่เหมาะสมนั่นเอง

### 2.1.2 ดัชนีความเชื่อมั่นและเกณฑ์ความปลอดภัย (Reliability index)

ดัชนีความเชื่อมั่น (Reliability index,  $\beta$ ) เป็นพารามิเตอร์หนึ่งที่ใช้เป็นเกณฑ์ในการวิเคราะห์ความปลอดภัยของสะพาน ซึ่งมีความสัมพันธ์กับความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ ( $P_f$ ) เนื่องจากพื้นที่ใต้โค้งปกติสะสมของค่ามาตรฐานตั้งแต่  $-\infty$  จนถึง  $-\beta$  เท่ากับความน่าจะเป็นที่สะพานวิบัติดังแสดงด้วยสมการที่ 2.3 ซึ่งสามารถเปิดตารางพื้นที่ใต้โค้งมาตรฐานประกอบการพิจารณาได้ทั่วไป

$$P_f = \Phi(-\infty < Z \leq \beta) \quad 2.3$$

โดยที่

$P_f$  = ความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ

$\Phi$  = พื้นที่ใต้โค้งการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ

$Z$  = ค่ามาตรฐานการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ

$\beta$  = ดัชนีความเชื่อมั่น (Reliability index)

ยกตัวอย่างเช่น ที่  $\beta = 3.5$  ความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติเป็น  $P_f = 0.000233 = 1/4300$  ซึ่งหมายความว่า หากปัจจุบันออกแบบสะพาน 4300 แห่งเสร็จสิ้นแล้วนั้น เมื่อเปิดใช้งาน

สะพานจนครบอายุการใช้งานสะพาน 75 ปี จะมีสะพาน 1 แห่งที่เกิดการวิบัติ โดยสรุปแล้วความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติค่าหนึ่งจะมีค่าดัชนีความเชื่อมั่น 1ค่าที่สอดคล้องกัน ดังแสดงความสัมพันธ์  $\beta$  กับ  $P_f$  ในตารางที่ 2.1 โดยค่าดัชนีความเชื่อมั่นจะแปรผกผันกับความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ กล่าวคือหากค่าดัชนีความเชื่อมั่นสูงสะพานก็จะมีความปลอดภัยสูงตามไปด้วย ทั้งนี้ช่วงของค่าดัชนีความเชื่อมั่นที่มักใช้ในจุดประสงค์ต่างๆสำหรับการออกแบบหรือประเมินสะพานในแต่ละประเทศมักมีค่าอยู่ระหว่าง 2-4 เช่น สำหรับการออกแบบสะพาน AASHTO LRFD ใช้  $\beta = 3.5$  เป็นเกณฑ์ความปลอดภัย หรือสำหรับการประเมินสะพาน AASHTO LRFR ใช้  $\beta = 2.5$  เป็นเกณฑ์ความปลอดภัย

ตารางที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าดัชนีความเชื่อมั่น ( $\beta$ ) และความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ ( $P_f$ )

$\beta$	$P_f$
1.0	0.159
1.5	0.067
2.0	0.023
2.5	0.0062
3.0	0.0013
3.5	0.000233
4.0	0.0000317
4.5	0.0000034
5.0	0.00000029
7.0	0.00000000000128
8.0	0.00000000000000666

อนึ่งการวิเคราะห์ความปลอดภัยของสะพานด้วยดัชนีความเชื่อมั่น ( $\beta$ ) นั้น สำหรับการพิจารณาคำนวณค่า  $\beta$  จะขึ้นอยู่กับลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นของพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องในสองส่วนได้แก่ ความต้านทานของสะพาน (Resistance, R) และน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อสะพาน (Load effect, S)

ดัชนีความเชื่อมั่น ( $\beta$ ) สามารถวิเคราะห์ด้วยวิธี

1. เมื่อความต้านทานของสะพาน (R) และน้ำหนักบรรทุก(S) มีลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติเหมือนกันทั้งคู่ (Normal Distribution) สามารถคำนวณ  $\beta$  ด้วยสมการ

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad 2.4$$

2. เมื่อความต้านทานของสะพาน (R) และน้ำหนักบรรทุก(S) มีลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบลอการิทึมเหมือนกันทั้งคู่ (Lognormal Distribution) หรือกล่าวคือ ลอการิทึมของพารามิเตอร์ R และ S มีลักษณะการแจกแจงปกติ สามารถคำนวณ  $\beta$  ด้วยสมการ

$$\beta = \frac{\ln \left( \frac{\bar{R} \sqrt{1+V_S^2}}{\bar{S} \sqrt{1+V_R^2}} \right)}{\sqrt{\ln \left[ (1+V_R^2)(1+V_S^2) \right]}} \quad 2.5$$

โดยที่

$\bar{R}$	=	ความต้านทานเฉลี่ย
$\bar{S}$	=	น้ำหนักบรรทุกเฉลี่ย
$\sigma_R$	=	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของความต้านทาน
$\sigma_S$	=	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของน้ำหนักบรรทุก
$V_R$	=	สัมประสิทธิ์ความแปรปรวนของความต้านทาน
$V_S$	=	สัมประสิทธิ์ความแปรปรวนของน้ำหนักบรรทุก

3. เมื่อความต้านทานของสะพาน (R) และน้ำหนักบรรทุก (S) มีใช้ลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติหรือลอการิทึมที่เหมือนกันทั้งคู่ เช่น R มีลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบลอการิทึม และ S มีลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ การวิเคราะห์หาค่าดัชนีความเชื่อมั่นจะใช้สมการสำเร็จรูปไม่ได้ ต้องพิจารณาจากวิธีอัลกอริธึมการคำนวณหรือจากวิธีการสร้างแบบจำลองตัวแปรสุ่ม

3.1 FORM algorithm (First Order Reliability Methods) ซึ่งคิดค้นขึ้นโดย Rackwitz and Fiessler (1978) เป็นวิธีการคำนวณแบบวนซ้ำเพื่อประมาณความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติจากการลู่เข้าของเส้นโค้งส่วนซ้อนทับในส่วนที่สะพานจะวิบัติ ( $R-S \leq 0$ ) เมื่อเทียบกับค่าเฉลี่ยตรงกลางโค้ง และหยุดการคำนวณซ้ำเมื่อความแตกต่างของค่าทั้งสองเข้าใกล้ศูนย์ ตัวอย่างงานวิจัยที่ใช้ FORM algorithm ในการวิเคราะห์หาค่าดัชนีความเชื่อมั่นได้แก่ Nowak (1999) AASHTO LRFD USA, Kwon, Kim et al. (2010) Missouri USA, Michel Ghosn (2011) NewYork USA ซึ่งมีลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นของความต้านทานของสะพาน (Resistance) เป็นแบบลอการิทึม และการแจกแจงความน่าจะเป็นของน้ำหนักบรรทุก (Load effect) เป็นแบบปกติ

3.2 Monte Carlo simulations หรือแบบจำลองมอนติคาร์โล เป็นวิธีที่เหมาะสมสำหรับการแจกแจงแบบใดๆของตัวแปรสุ่มแต่ใช้เวลาในการประมวลผลมาก จากการสร้างแบบจำลองขึ้นมาทดสอบสะพานจำนวนเหตุการณ์มหาศาล โดยการสุ่มค่าความต้านทานและน้ำหนักบรรทุกมาวิเคราะห์ผลที่เกิดขึ้นต่อสะพาน และพิจารณาจำนวนเหตุการณ์ที่ค่าความต้านทานและน้ำหนักบรรทุกจากการสุ่มทำให้สะพานวิบัติ และ จำนวนเหตุการณ์ทั้งหมดที่สร้างขึ้น ดังนั้นความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติคือผลหารระหว่าง



จำนวนเหตุการณ์ทั้งสองนั่นเอง ส่งผลให้สามารถประมวลผลค่าดัชนีความเชื่อมั่นในที่สุด ตัวอย่างงานวิจัยที่ใช้ Monte Carlo simulations ได้แก่ Tamakoshi และ Nakasu (2006) Japan

นอกจากนี้ดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานจะแตกต่างกันในแต่ละชิ้นส่วน ตามรูปแบบการวิบัติ ซึ่งอาจเกิดจากโมเมนต์ดัดหรือแรงเฉือน โดยค่าดัชนีความเชื่อมั่นที่น้อยที่สุดจะเป็นค่าควบคุมความปลอดภัยของสะพานนั้นๆ ซึ่งเมื่อต้องการหาค่าดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานเพื่อตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับตามมาตรฐานสำหรับการออกแบบ ก็ต้องพิจารณาถึงพารามิเตอร์ต่างๆ ที่เกี่ยวข้องให้ครอบคลุมเงื่อนไขต่างๆ ที่อาจเป็นไปได้ เช่น ช่วงความยาวสะพานต่างๆ ระยะห่างระหว่างคานประเภทของโครงสร้างสะพาน และปริมาณการจราจรรถบรรทุกเฉลี่ยต่อวัน (ADTT) เป็นต้น

สำหรับงานวิจัยนี้จะใช้ค่าดัชนีความเชื่อมั่น  $\beta = 3.5$  ที่อายุการใช้งานสะพาน 75 ปี เป็นเกณฑ์ในการวิเคราะห์หาตัวคูณประกอบน้ำหนักบรรทุก ( $\gamma_L$ ) ที่เหมาะสมกับสะพานของไทย โดยเกณฑ์ดังกล่าวเท่ากับความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติ เป็น 1/4300 ซึ่งเป็นเกณฑ์ระดับเดียวกับมาตรฐาน AASHTO LRFD และใช้สมมติฐานให้ความต้านทานของสะพาน (R) และน้ำหนักบรรทุก (S) มีลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติเพื่อความสะดวกและประหยัดเวลาในการวิเคราะห์ อีกทั้งการใช้สมมติฐานดังกล่าวยังทำให้ผลลัพธ์ระดับความปลอดภัยของสะพานอยู่ในเชิงอนุรักษ์อีกด้วย (Conservative) เนื่องจากเมื่อใช้ R และ S ชุดเดียวกันมาวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นด้วยวิธีต่างๆ ดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานจากการวิเคราะห์ด้วยสมมติฐานการแจกแจงปกติ ( $\beta_{normal}$ ) จะมีค่าน้อยที่สุด ( $\beta_{normal} < \beta_{lognormal} < \beta_{FORM} \leq \beta_{MontecarloSim.}$ ) โดยสมการหลักที่ใช้ในงานวิจัยนี้ได้แก่สมการที่ 2.7 ทั้งนี้ผลการตรวจสอบลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นของความต้านทานของหน้าตัดสะพานและน้ำหนักบรรทุกที่กระทำแสดงไว้ในภาคผนวก ค

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{\bar{R} - \overline{DL} - \overline{LL}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_{DL}^2 + \sigma_{LL}^2}} \quad 2.6$$

และเมื่อพิจารณาละเอียดขึ้น

$$\beta = \frac{\lambda_R(\gamma_D DL + \gamma_L L_n) - \lambda_D DL - \overline{LL}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_{DL}^2 + \sigma_{LL}^2}} \quad 2.7$$

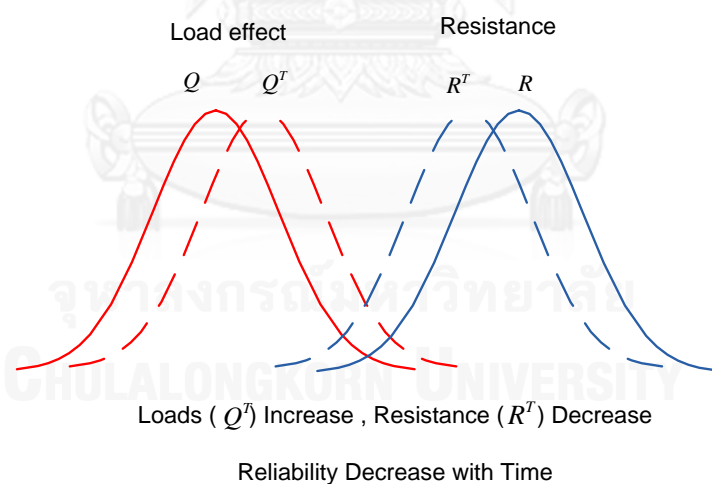
เมื่อ

$\bar{R}$	=	ความต้านทานเฉลี่ย
$\bar{S}$	=	น้ำหนักบรรทุกเฉลี่ย
$\overline{DL}$	=	น้ำหนักบรรทุกคงที่เฉลี่ย
$\overline{LL}$	=	น้ำหนักบรรทุกจรเฉลี่ยรวมผลทางพลศาสตร์ที่อายุการใช้งานสะพาน

$\sigma_R$	=	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของความต้านทาน
$\sigma_S$	=	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของน้ำหนักบรรทุก
$\sigma_{DL}$	=	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของน้ำหนักบรรทุกคงที่
$\sigma_{LL}$	=	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของน้ำหนักบรรทุกจร
$DL$	=	น้ำหนักบรรทุกคงที่
$L_n$	=	น้ำหนักบรรทุกจรรวมผลทางพลศาสตร์สำหรับการออกแบบ
$\lambda_R$	=	ตัวประกอบคลาดเคลื่อนของความต้านทาน
$\lambda_D$	=	ตัวประกอบคลาดเคลื่อนของน้ำหนักบรรทุกคงที่
$\gamma_D$	=	ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกคงที่
$\gamma_L$	=	ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร

### 2.1.3 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลากับดัชนีความเชื่อมั่น (Time Period & Reliability index)

#### Time Dependant Reliability



รูปที่ 2.3 การเลื่อนของเส้นโค้ง Load effect และ Resistance เมื่ออายุการใช้งานสะพานเพิ่มขึ้น

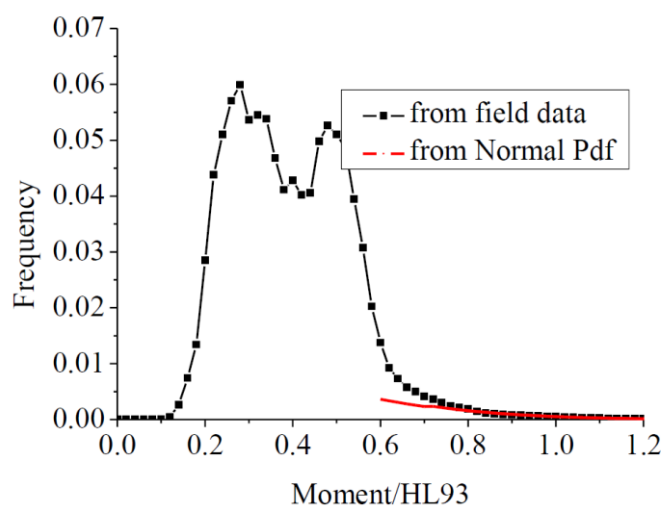
ในอนาคตเมื่ออายุการใช้งานมากยิ่งขึ้นดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานจะลดลง โดยตลอดเวลาที่ใช้งานสะพานน้ำหนักบรรทุกที่กระทบต่อสะพาน (Load effect) จะสูงขึ้นเนื่องจากการเติบโตของปริมาณการจราจรจากการเพิ่มขึ้นของประชากรและพฤติกรรมการบรรทุกน้ำหนักเพิ่มขึ้นของรถบรรทุกในอนาคต ทำให้น้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำต่อสะพานมีค่าสูงขึ้นส่งผลให้เส้นโค้งสีแดงในรูปที่ 2.3 คือน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อสะพานจะเลื่อนไปทางขวา

ในขณะที่ความต้านทานของสะพาน (Resistance) เส้นสีน้ำเงินในรูป 2.3 จะเลื่อนไปทางซ้าย เพราะความต้านทานของวัสดุลดลงจากการเสื่อมสภาพเมื่อเวลาใช้งานสะพานไปมากขึ้น ส่งผลให้ความน่าจะเป็นที่สะพานจะวิบัติเพิ่มขึ้นเนื่องจากมีพื้นที่ใต้กราฟที่ซ้อนกันมากขึ้นนั่นเอง ส่งผลกระทบต่อความปลอดภัยในการใช้งานสะพาน เช่น การออกแบบสะพานใหม่ให้มีความปลอดภัยตลอดอายุการใช้งาน หรือการประเมินความปลอดภัยของสะพานในการใช้งานสะพานที่เกิดความเสียหายขึ้น ดังนั้นการวิจัยปรับค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุก (Load factor) หรือตัวคูณลดกำลังต้านทาน (Resistance factor) หรืออีกนัยหนึ่งคือการเลื่อนเส้นโค้งทั้งสองด้วยตัวคูณดังกล่าวจนตรงตามเกณฑ์ความปลอดภัยที่ต้องการจึงเป็นวิธีหนึ่งที่จะทำให้การออกแบบสะพานสอดคล้องเหมาะสมกับระดับความปลอดภัยสากล

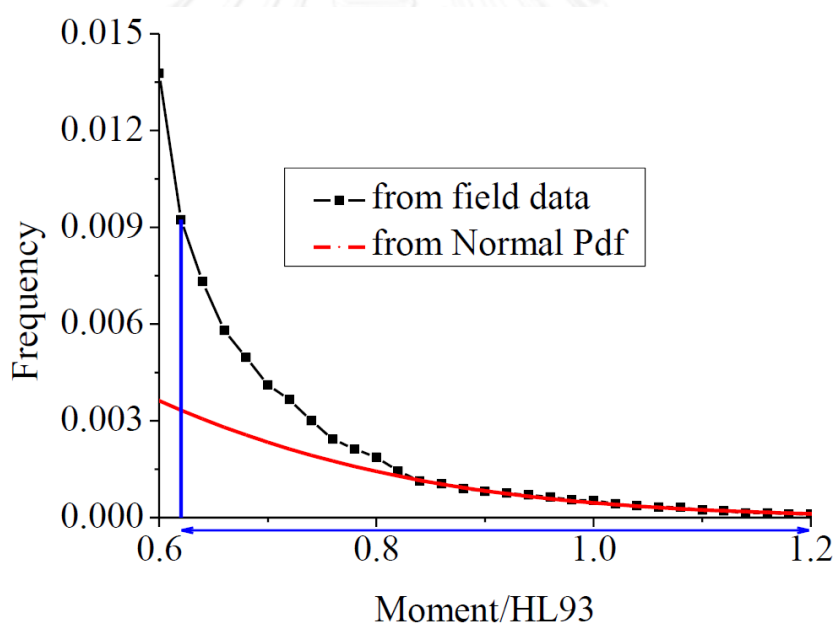
## 2.2 ทฤษฎีค่าสุดขีดของกัมเบล (Gumbel's Extreme value type I distribution)

อนึ่งการวิเคราะห์ความปลอดภัยของสะพานนั้นต้องคำนึงถึงผลของน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุดที่อาจเกิดขึ้นตลอดระยะเวลาการใช้งานสะพานที่ 75 ปี ซึ่งปริมาณการจราจรที่เพิ่มขึ้นและพารามิเตอร์ของรถบรรทุกทั้งน้ำหนักบรรทุกและระยะห่างระหว่างเพลานั้นอาจเปลี่ยนแปลงไปในอนาคตได้ จึงต้องใช้ทฤษฎีการประมาณค่าน้ำหนักบรรทุกจรในอนาคตจากลักษณะการแจกแจงของน้ำหนักบรรทุกจรในปัจจุบัน ดังแสดงด้วยรูปที่ 2.4

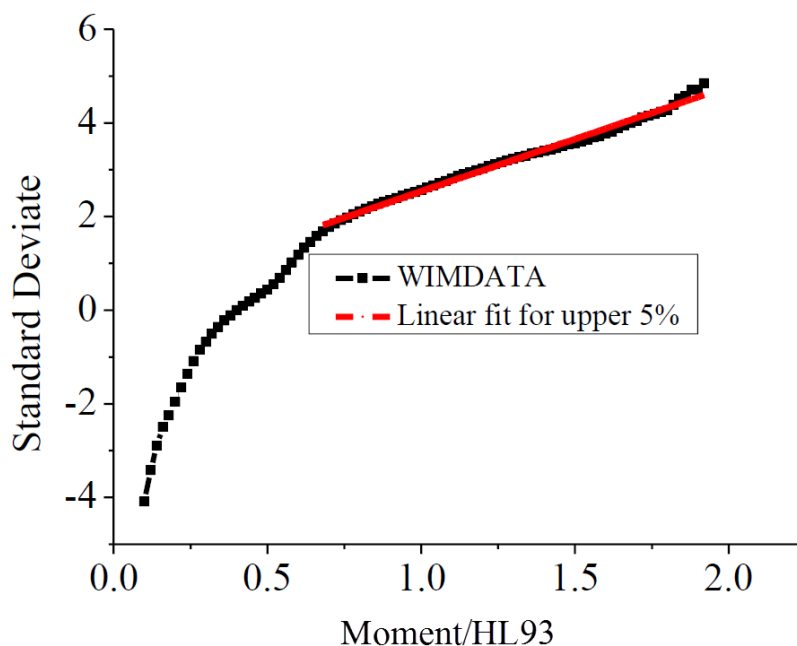
อย่างไรก็ดีการวิเคราะห์โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนสูงสุดที่อาจเกิดขึ้นในอนาคตในช่วงอายุการใช้งานสะพาน 75 ปี นั้นจะใช้ทฤษฎีค่าสุดขีดของกัมเบล (Gumbel's Extreme value type I distribution) (Gumbel, 1958) ซึ่งอธิบายถึงการทำนายค่าสูงสุดในช่วงระยะเวลาหนึ่งของตัวแปรสุ่มใดๆ สำหรับการวิเคราะห์จากการที่ขอบเขตของทฤษฎีดังกล่าวสามารถใช้ลักษณะการแจกแจงของค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนสูงสุดบริเวณปลายที่มีลักษณะการแจกแจงเป็นแบบปกติ (Normal probability distribution function) ไปทำนายค่าสูงสุดในอนาคตได้ ดังแสดงด้วยเส้นสีแดงในรูปที่ 2.4 และรูปที่ 2.5 จากนั้นจึงสร้างกราฟการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ (Normal probability plot) ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 2.6 โดยแกน y คือ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard deviate) ซึ่งเป็นอินเวอร์สฟังก์ชันความน่าจะเป็นสะสมของน้ำหนักบรรทุกจรนั้นๆ จากการแจกแจงแบบปกติ (Inverse standard normal distribution function) ส่วนแกน x คือ น้ำหนักบรรทุกจรจากข้อมูลรถบรรทุกที่ตรวจวัดจากสถานี WIM เทียบกับรถบรรทุกมาตรฐาน HL-93 ซึ่งพบว่าข้อมูลส่วนปลาย 5% บน ( $Z > 1.65$ ) เส้นสีแดงในรูปที่ 2.6 มีลักษณะใกล้เคียงเส้นตรง แสดงถึงการแจกแจงความน่าจะเป็นใกล้เคียงแบบปกติ ดังนั้นจึงทำเส้นตรงแนวโน้ม (Linear fit) เพื่อใช้จุดตัดแกน y (n) และความชันของเส้นตรง (m) ไปแทนค่าในสมการของกัมเบลเพื่อหาน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุดตลอดอายุการใช้งานสะพานต่อไป



รูปที่ 2.4 ตัวอย่างลักษณะการแจกแจงของโมเมนต์จากรถบรรทุกที่ตรวจวัดจริง (WIM) ทหารด้วยโมเมนต์จากรถมาตรฐาน HL-93 เปรียบเทียบกับการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ (Michel Ghosn., Bala Sivakumar, et al. ,2013)



รูปที่ 2.5 ตัวอย่างภาพขยายการแจกแจงบริเวณปลายของโมเมนต์จากรถบรรทุกที่ตรวจวัดจริง (WIM) ทหารด้วยโมเมนต์จากรถมาตรฐาน HL-93 เปรียบเทียบกับการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ (Michel Ghosn., Bala Sivakumar, et al. ,2013)



รูปที่ 2.6 ตัวอย่างกราฟการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติของโมเมนต์จากรถบรรทุกที่ตรวจวัดจริง (WIM) ทหารด้วยโมเมนต์จากรถ มาตรฐาน HL-93 และการทำเส้นตรงแนวโน้มส่วนปลายของข้อมูล (Michel Ghosn., Bala Sivakumar, et al. ,2013)

โดยสามารถพิจารณาคำนวณหาโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนสูงสุดที่อายุการใช้งานสะพาน (Mean maximum Live load effect,  $\bar{L}_{max}$ ) จากสมการที่ 2.8 และสัมประสิทธิ์ความเบี่ยงเบน (Coefficient of variation,  $V_{L_{max}}$ ) จากสมการที่ 2.9 ( Ang and Tang ,2007)

$$\bar{L}_{max} = u_N + \frac{0.577216}{\alpha_N} \quad 2.8$$

$$V_{L_{max}} = \frac{\sigma_{L_{max}}}{\bar{L}_{max}} \quad 2.9$$

โดยที่

$$u_N = \mu_{event} + \sigma_{event} \left( \sqrt{2 \ln(N)} - \frac{\ln(\ln(N)) + \ln(4\pi)}{2\sqrt{2 \ln(N)}} \right) \quad 2.10$$

$$\alpha_N = \sqrt{\frac{2 \ln(N)}{\sigma_{event}}} \quad 2.11$$

$$\sigma_{event} = \frac{1}{m} \quad 2.12$$

$$\mu_{event} = -\frac{n}{m} \quad 2.13$$

$$\sigma_{L_{max}} = \frac{\pi}{\sqrt{6}\alpha_N} \quad 2.14$$

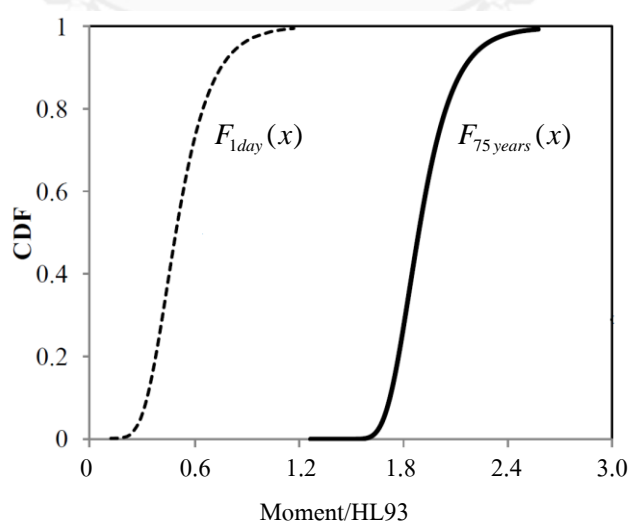
และ

$n$	=	จุดตัดแกน y ของเส้นตรง (Normal Pdf)
$m$	=	ความชันของเส้นตรง (Normal Pdf)
$N$	=	จำนวนรถบรรทุกตลอดอายุการใช้งานสะพาน ( $ADTT \times 365 \times 75$ )
$\mu_{event}$	=	น้ำหนักบรรทุกจรเฉลี่ย
$\sigma_{event}$	=	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของน้ำหนักบรรทุกจร
$\alpha_N$	=	ส่วนกลับการกระจายตัวของกัมเบล
$u_N$	=	น้ำหนักบรรทุกจรเฉลี่ยที่อายุการใช้งานสะพาน
$\sigma_{L_{max}}$	=	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของ $\bar{L}_{max}$

นอกจากนี้เมื่อสามารถวิเคราะห์ค่าสูงสุดของน้ำหนักบรรทุกจรที่อายุการใช้งานสะพานได้แล้ว ทฤษฎีค่าสุดขีดของกัมเบลดังกล่าวยังสามารถใช้วิเคราะห์ฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นที่ระยะเวลาใดๆของค่าสูงสุดของตัวแปรสุ่ม  $x$  (Probability distribution function,  $f_N(x)$ ) และฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นสะสมที่ระยะเวลาใดๆของค่าสูงสุดของตัวแปรสุ่ม  $x$  (Cumulative distribution function,  $F_N(x)$ ) จากพารามิเตอร์ที่แสดงข้างต้นได้อีกด้วย โดยระยะเวลาดังกล่าวมักพิจารณาด้วยอายุการใช้งานสะพานออกแบบ ดังสมการที่ 2.15 และ 2.16

$$f_N(x) = \alpha_N e^{-\alpha_N(x-u_N)} e^{-e^{-\alpha_N(x-u_N)}} \quad 2.15$$

$$F_N(x) = e^{-e^{-\alpha_N(x-u_N)}} \quad 2.16$$



รูปที่ 2.7 ตัวอย่างการแจกแจงความน่าจะเป็นสะสม(CDF) ของโมเมนต์จากรถบรรทุกที่ตรวจวัดจริง (WIM) ทหารด้วยโมเมนต์จากรถมาตรฐาน HL-93 สำหรับค่าสูงสุดใน 1 วัน และค่าสูงสุดใน 75 ปี (Michel Ghosn., Bala Sivakumar, et al. ,2013)

## บทที่ 3

### สะพาน

#### 3.1 รูปแบบสะพานที่พิจารณา

สะพานที่พิจารณาเป็นโครงสร้างสะพานประเภทที่นิยมก่อสร้างในประเทศไทยตามแบบมาตรฐานของกรมทางหลวงและกรมทางหลวงชนบท จำนวน 16 แบบ ครอบคลุมความยาวช่วงระหว่าง 5-80 เมตร ความกว้าง 4 ช่องจราจร (2 ทิศทางจราจร) ซึ่งในปัจจุบันแบบมาตรฐานการก่อสร้างสะพานในประเทศไทยที่มีอยู่มักยังอ้างอิงมาจากหลักการออกแบบของ AASHTO standards เป็นหลัก แม้เริ่มมีการพัฒนาแบบมาตรฐานสะพานการก่อสร้างสะพานในประเทศไทยใหม่ตามหลักการออกแบบที่เปลี่ยนไปของ AASHTO LRFD แต่ยังไม่ได้นำไปใช้งาน ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงพิจารณารูปแบบสะพานตามที่กำหนดในแบบมาตรฐานของประเทศไทยเท่าที่มีอยู่ในปัจจุบันเป็นหลัก ซึ่งอาจจะมีได้ครอบคลุมกับหลักการออกแบบด้วยวิธี LRFD ในทุกๆช่วงความยาวสะพานที่ศึกษา

สำหรับสะพานช่วงความยาว 5-40 เมตรจะพิจารณาโครงสร้างสะพานยึดตามแบบมาตรฐานการก่อสร้างสะพานของกรมทางหลวง (Standard Drawing for Highway Construction 1994) ซึ่งออกแบบสำหรับรับน้ำหนักบรรทุก HS20-44 ของ AASHTO standards (ซึ่งกำหนดตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกคงที่เป็น 1.3 และตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรเป็น 2.17 (1.3[Impact]x1.67) สำหรับการรวมแรงแบบ Strength Limit state I)

สำหรับสะพานช่วงความยาว 45-80 เมตรได้พิจารณาโครงสร้างสะพานยึดตามแบบมาตรฐานที่เหมาะสมจากแบบมาตรฐานทั้งสองต่อไปนี้ร่วมกัน

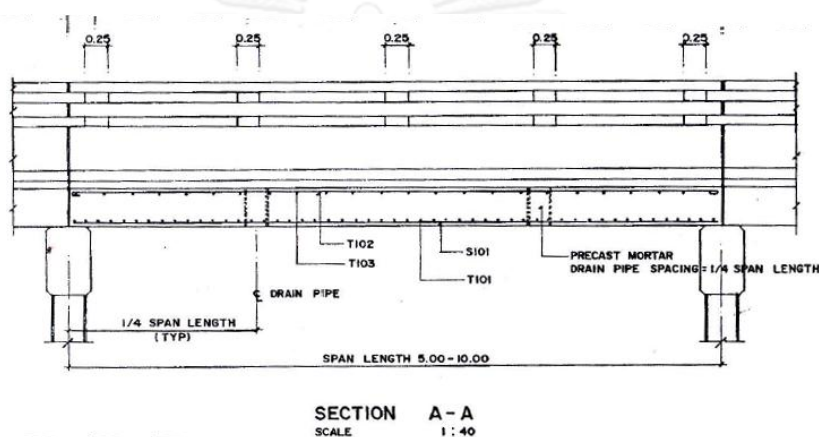
1. แบบมาตรฐานโครงสร้างสะพานช่วงยาวของกรมทางหลวงชนบท (2009) ซึ่งออกแบบสำหรับรับน้ำหนักบรรทุกได้ 1.8 เท่าของแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจร HS20-44 ของ AASHTO standards (ซึ่งกำหนดตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกคงที่เป็น 1.3 และตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรเป็น 2.17 สำหรับการรวมแรงแบบ Strength Limit state I)
2. แบบมาตรฐานสำหรับการออกแบบสะพานด้วยวิธี LRFD ของกรมทางหลวง (2014) ซึ่งออกแบบสำหรับรับน้ำหนักบรรทุก HL 93 ของ AASHTO LRFD (ซึ่งกำหนดตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกคงที่เป็น 1.3 และตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรเป็น 1.75 สำหรับการรวมแรงแบบ Strength Limit state I)

โดยเมื่อเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกคงที่ของสะพานที่ออกแบบตามแบบมาตรฐานทั้งสองพบว่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ของแบบมาตรฐานสำหรับการออกแบบสะพานด้วยวิธี LRFD ของกรมทางหลวง (2014) น้อยกว่าแบบมาตรฐานโครงสร้างสะพานช่วงยาวของกรมทางหลวงชนบท (2009) อยู่ 10% ( $DL_{HL93} < DL_{1.8 \times HS20-44}$ ) อย่างไรก็ตามก็ควรจะพิจารณาสะพานช่วงความยาว 45-80

เมตรจากแบบมาตรฐาน LRFD (2014) เนื่องด้วยความสะดวกล่องกับทฤษฎีวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของสะพานและความทันสมัย อนึ่งการวิเคราะห์เพิ่มเติมถึงความสัมพันธ์ของการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่กับตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรได้แสดงไว้ในภาคผนวก ง

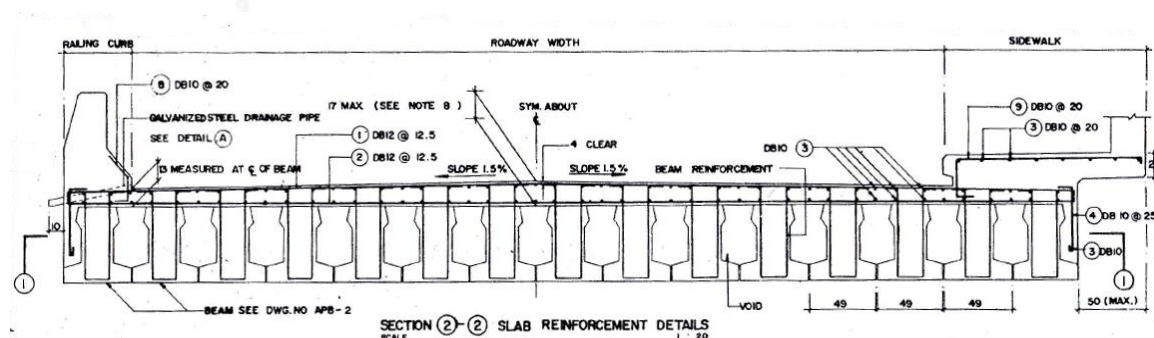
โดยงานวิจัยนี้พิจารณารูปแบบของสะพาน 4 ประเภท สำหรับแต่ละช่วงความยาวที่เหมาะสมและที่มักนิยมใช้ในการก่อสร้างสะพานในประเทศไทยได้แก่

1. สะพานคอนกรีตเสริมเหล็กระบบแผ่นพื้น (R/C slab) ที่ช่วงความยาวสะพาน 5 เมตร และ 10 เมตรโดยแผ่นพื้นมีความหนาอยู่ระหว่าง 32 ถึง 53 เซนติเมตร



รูปที่ 3.1 ภาพตัดขวางของแผ่นพื้นสะพาน (R/C Slab)

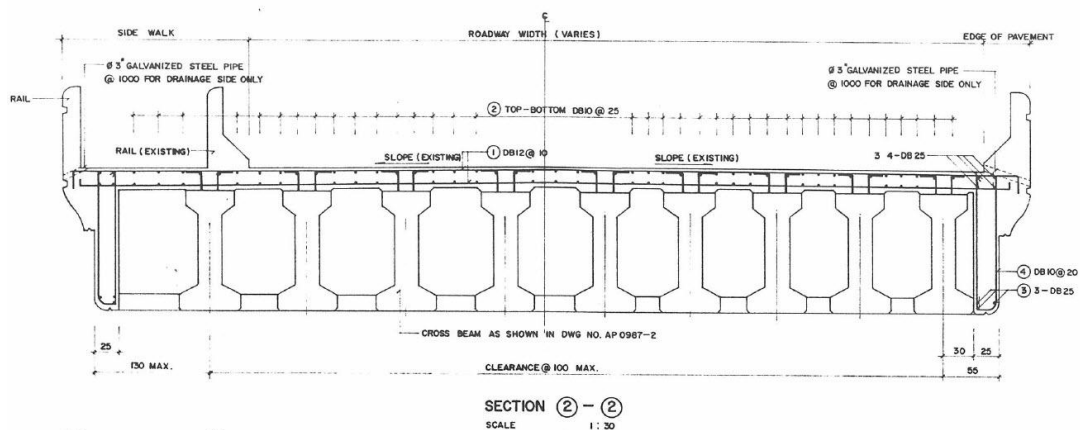
2. สะพานคอนกรีตอัดแรงระบบคานย่อย (Multi-beam P/C) ที่ช่วงความยาวสะพาน 15, 20 และ 25 เมตร โดยคานมีความลึกอยู่ระหว่าง 44 ถึง 80 เซนติเมตรและมีระยะห่างระหว่างคานเท่ากับ 49 เซนติเมตร



รูปที่ 3.2 ภาพตัดขวางของคานสะพาน (Multi-beam)

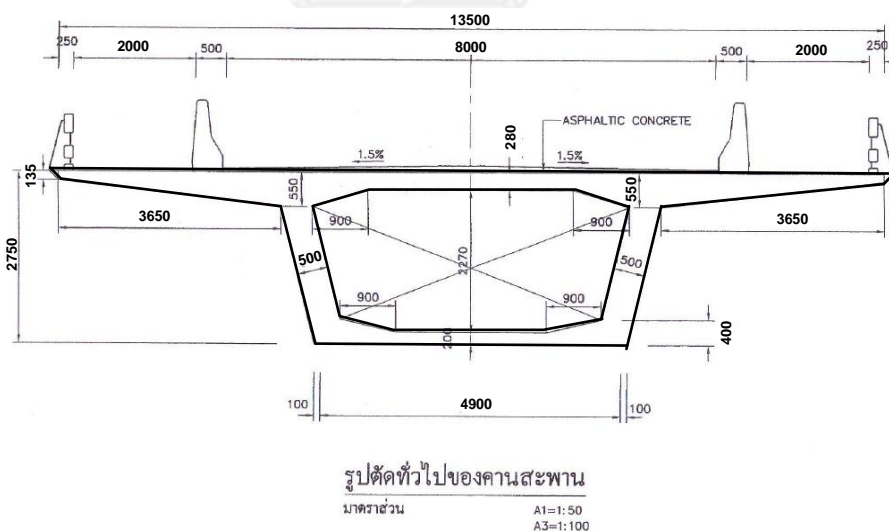


3. สะพานคอนกรีตอัดแรงระบบคานหลักรูปตัวไอ (I-girder P/C) ที่ช่วงความยาวสะพาน 30, 35 และ 40 เมตร โดยคานมีความลึกอยู่ระหว่าง 100 ถึง 170 เซนติเมตรและมีระยะห่างระหว่างคานเท่ากับ 100 เซนติเมตร



รูปที่ 3.3 ภาพตัดขวางของคานสะพานรูปตัวไอ (I-girder)

4. สะพานคอนกรีตอัดแรงระบบคานรูปกล่อง (Box-girder P/C) ที่ช่วงความยาวสะพาน 45, 50, 55, 60, 65, 70, 75 และ 80 เมตร โดยคานมีความลึกอยู่ระหว่าง 225 ถึง 475 เซนติเมตร



รูปที่ 3.4 ภาพตัดขวางของคานสะพานรูปกล่อง (Box-girder)

พิจารณาระบบสะพานช่วงเดียวสำหรับสะพานที่มีความยาวช่วง 5 ถึง 40 เมตร และระบบสะพานแบบต่อเนื่อง (3ช่วง ความยาวเท่ากัน) สำหรับสะพานที่มีความยาวช่วง 45 ถึง 80 เมตรโดยเลือกวิเคราะห์ความปลอดภัยของสะพานจากชิ้นส่วนวิกฤติ (Critical member) แสดงในตารางที่ 3.1

และเพื่อให้ครอบคลุมความปลอดภัยของสะพานทุกลักษณะการวิบัติ จะพิจารณาผลของโมเมนต์บวกที่กึ่งกลางช่วงและแรงเฉือนที่ฐานรองรับสำหรับระบบสะพานช่วงเดียว และจะพิจารณาผลของโมเมนต์บวกที่กึ่งกลางช่วง โมเมนต์ลบและแรงเฉือนที่ฐานรองรับสำหรับระบบสะพานช่วงต่อเนื่อง

ตารางที่ 3.1 สะพานตัวอย่างจำนวน 16 สะพาน

Bridge Type	Structural Type	Span length (m)	Critical member
Slab R/C	Simple span	5	Slab
	Simple span	10	Slab
Multi-beam P/C	Simple span	15	Beam
	Simple span	20	Beam
	Simple span	25	Beam
I-girder P/C	Simple span	30	I-girder
	Simple span	35	I-girder
	Simple span	40	I-girder
Box-girder P/C	Continuous span	45	Box girder
	Continuous span	50	Box girder
	Continuous span	55	Box girder
	Continuous span	60	Box girder
	Continuous span	65	Box girder
	Continuous span	70	Box girder
	Continuous span	75	Box girder
	Continuous span	80	Box girder

ทั้งนี้จากผลการสำรวจรวบรวมข้อมูลสะพานทั่วประเทศไทยที่อยู่ภายใต้การดูแลของกรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม (2002) ในด้านความยาวสะพานและจำนวนช่วงแสดงในตารางที่ 3.2 ซึ่งจากตารางดังกล่าวสรุปได้ว่าความยาวช่วงสะพานที่เลือกพิจารณาในงานวิจัยนี้คือ 5-80 เมตร นั้นจะครอบคลุมร้อยละ 99.78 ของจำนวนช่วงรวมของสะพาน และร้อยละ 98.29 ของความยาวรวมของสะพาน ซึ่งถือว่าเป็นส่วนใหญ่ของโครงสร้างสะพานที่อยู่ภายใต้การดูแลของกรมทางหลวง (ในขณะที่ผลการวิจัยของ AASHTO LRFD พิจารณาสะพานช่วงความยาวเพียง 6-60 เมตรเท่านั้น)

ตารางที่ 3.2 ข้อมูลสะพานที่อยู่ภายใต้การดูแลของกรมทางหลวง (กรมทางหลวง, 2002)

Span length (m)	Number of span	Sum length (m)	Percent of total span (%)	Percent of total length (%)	Cumulative percent of span (%)	Cumulative percent of length (%)
< 5	5,129	24,919	10.49	5.16	10.49	5.16
5-10	37,556	318,515	76.8	66	87.29	71.16
10-15	1,796	24,128	3.68	5	90.97	76.16
15-20	2,049	39,564	4.17	8.2	95.14	84.36
20-25	680	15,815	1.4	3.28	96.54	87.64
25-30	1,024	29,734	2.1	6.16	98.64	93.8
30-34	188	5,996	0.39	1.24	99.03	95.04
34-40	221	8,584	0.45	1.78	99.48	96.82
40-50	149	7,074	0.3	1.47	99.78	98.29
50-100	103	7,520	0.21	1.56	99.99	99.85
>100	6	743	0.01	0.15	100	100

### 3.2 น้ำหนักบรรทุกคงที่

ผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่ต่อโครงสร้างสะพานประกอบด้วยน้ำหนักของตัวโครงสร้างสะพานและองค์ประกอบที่ไม่ใช่โครงสร้าง เช่น ผิวทาง ทางเท้า ขอบทาง ราวกันตก เป็นต้น โดยพิจารณาเป็นน้ำหนักแบบแผ่ต่อความยาวสะพาน ในแต่ละความยาวและประเภทของโครงสร้างสะพานจากแบบมาตรฐาน สำหรับช่วงความยาวสะพานซึ่งไม่ตรงกับความยาวที่ระบุในแบบมาตรฐานจะใช้การประมาณเชิงเส้นในการพิจารณาหน่วยน้ำหนักดังกล่าว ทั้งนี้แรงเฉือนและโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้างวิฤตสามารถวิเคราะห์ได้จากหน่วยน้ำหนักแบบแผ่ต่อความยาวสะพาน

อย่างไรก็ดี เนื่องจากมีความคลาดเคลื่อนในการก่อสร้างต่างกันตามประเภทของโครงสร้าง ทั้งความแปรปรวนด้านขนาดและมิติ ความแปรปรวนทางน้ำหนัก ซึ่งส่งผลให้น้ำหนักบรรทุกคงที่จากการวิเคราะห์ตามแบบมาตรฐานมีความคลาดเคลื่อน จึงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกคงที่ประกอบด้วยปัจจัย 3 ส่วนตาม Nowak (1999) ดังสมการที่ 3.1

$$\overline{DL} = \overline{DC}_1 + \overline{DC}_2 + \overline{D}_w \quad 3.1$$

โดย

$$\overline{DL} = \text{น้ำหนักบรรทุกคงที่}$$

$$\overline{DC}_1 = \text{น้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้างคอนกรีตอัดแรง}$$

$$\overline{DC}_2 = \text{น้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้างคอนกรีตหล่อในที่}$$

$$\overline{D}_w = \text{น้ำหนักบรรทุกคงที่ของผิวทางแอสฟัลท์}$$

อนึ่งค่าน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่จากการก่อสร้างสะพานตามแบบมาตรฐานมีความแตกต่างกับค่าน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่จริงของสะพานเมื่อก่อสร้างเสร็จสิ้น ดังนั้นจึงต้องคิดรวมผลความคลาดเคลื่อนดังกล่าวด้วยพารามิเตอร์ตัวประกอบความคลาดเคลื่อน  $\lambda_{DL}$  (Bias factor) ตามแต่ละองค์ประกอบของสะพาน

$$\bar{D}_{C1} = \lambda_{D_{C1}} D_{C1} \quad 3.2$$

$$\bar{D}_{C2} = \lambda_{D_{C2}} D_{C2} \quad 3.3$$

$$\bar{D}_W = \lambda_W D_W \quad 3.4$$

ดังนั้นส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่จึงเป็นผลรวมของส่วนเบี่ยงเบนของทั้ง 3 องค์ประกอบดังสมการที่

$$\sigma_{DL} = \sqrt{\sigma_{D_{C1}}^2 + \sigma_{D_{C2}}^2 + \sigma_{D_W}^2} \quad 3.5$$

โดยที่

$\sigma_{D_{C1}}$  = ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของโครงสร้างคอนกรีตอัดแรง

$\sigma_{D_{C2}}$  = ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของโครงสร้างคอนกรีตหล่อในที่

$\sigma_{D_W}$  = ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของผิวทางแอสฟัลท์

ซึ่งมีความสัมพันธ์ระหว่างค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานกับสัมประสิทธิ์การแปรผัน (Coefficient of Variation) คือ

$$V_{DL} = \frac{\sigma_{DL}}{DL} \quad 3.6$$

ทั้งนี้เนื่องจากไม่มีข้อมูลพารามิเตอร์ทางสถิติสำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ของสะพานในประเทศไทย งานวิจัยนี้จึงเลือกใช้ค่าที่แนะนำของ Nowak จากการสำรวจเก็บข้อมูลสะพานในประเทศสหรัฐอเมริกาจำนวนมาก ทั้งน้ำหนักบรรทุกคงที่, ความคลาดเคลื่อนของหน่วยน้ำหนักและความคลาดเคลื่อนขนาดทางมิติของโครงสร้างสะพานและใช้สมมติฐานให้การแจกแจงความน่าจะเป็นของน้ำหนักบรรทุกคงที่เป็นการแจกแจงปกติ ดังแสดงพารามิเตอร์ดังกล่าวในตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.3 พารามิเตอร์ทางสถิติของน้ำหนักบรรทุกคงที่

Component	Bias factor ( $\lambda_{DL}$ )	Coefficient of Variation ( $V_{DL}$ )
Pre-stressed concrete (DC1)	1.03	0.08
Cast-in-place concrete (DC2)	1.05	0.10
Asphalt (DW)	1.00	0.25

สำหรับผลการวิจัยน้ำหนักบรรทุกคงที่และส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของน้ำหนักบรรทุกคงที่ของชิ้นส่วนวิกฤติตามประเภทของสะพานตัวอย่างและความยาวช่วงสะพาน แสดงในตารางที่ 3.4 โดยแบ่งเป็น แรงเฉือน (V) ในหน่วยตัน, โมเมนต์บวก (M+) ในหน่วยตัน-เมตร และ โมเมนต์ลบ (M-) ในหน่วยตัน-เมตร ทั้งนี้ได้แสดงทั้งผลรวมของน้ำหนักบรรทุกคงที่และองค์ประกอบของน้ำหนักบรรทุกคงที่ในแต่ละประเภทของโครงสร้าง เพื่อความชัดเจนในการพิจารณา

ตารางที่ 3.4 น้ำหนักบรรทุกคงที่และส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานน้ำหนักบรรทุกคงที่ของชิ้นส่วนวิกฤติในสะพานตัวอย่าง

Bridge Type	Span length (m)	Structural Type	Critical member	Load Effect	$\bar{D}_{C1}$	$\bar{D}_{C2}$	$\bar{D}_W$	$\bar{DL}$	$\sigma_{D_{C1}}$	$\sigma_{D_{C2}}$	$\sigma_{D_W}$	$\sigma_{DL}$
					(T,T-m)	(T,T-m)	(T,T-m)	(T,T-m)	(T,T-m)	(T,T-m)	(T,T-m)	(T,T-m)
Slab R/C	5	S.S.	Slab	V	0.0	9.7	1.1	10.8	0.0	1.0	0.3	1.0
				M+	0.0	12.1	1.3	13.4	0.0	1.2	0.3	1.3
	10	S.S.	Slab	V	0.0	30.0	2.2	32.2	0.0	3.0	0.5	3.0
				M+	0.0	75.0	5.4	80.4	0.0	7.5	1.3	7.6
Multibeam P/C	15	S.S.	Beam	V	3.8	2.3	0.4	6.5	0.3	0.2	0.1	0.4
				M+	14.4	8.5	1.4	24.3	1.2	0.9	0.4	1.5
	20	S.S.	Beam	V	6.2	3.7	0.6	10.4	0.5	0.4	0.1	0.6
				M+	30.8	18.3	3.0	52.1	2.5	1.8	0.7	3.2
	25	S.S.	Beam	V	9.2	5.4	0.9	15.5	0.7	0.5	0.2	0.9
				M+	57.4	34.0	5.6	97.0	4.6	3.4	1.4	5.9
I-girder P/C	30	S.S.	I-girder	V	17.0	13.4	1.9	32.2	1.4	1.3	0.5	2.0
				M+	127.1	100.3	14.0	241.4	10.2	10.0	3.5	14.7
	35	S.S.	I-girder	V	30.2	14.2	2.3	46.7	2.4	1.4	0.6	2.9
				M+	264.5	124.4	19.8	408.7	21.2	12.4	4.9	25.0
	40	S.S.	I-girder	V	41.3	19.4	3.1	63.9	3.3	1.9	0.8	3.9
				M+	413.2	194.4	30.9	638.5	33.1	19.4	7.7	39.1
Box girder P/C	45	C.S.	Box Girder	V	111.9	66.3	10.8	189.0	8.9	6.6	2.7	11.5
				M+	671.3	398.0	64.6	1133.9	53.7	39.8	16.2	68.8
				M-	839.1	497.4	80.8	1417.3	67.1	49.7	20.2	86.0
	50	C.S.	Box Girder	V	134.3	79.6	12.9	226.8	10.7	8.0	3.2	13.8
				M+	895.2	530.7	86.2	1512.1	71.6	53.1	21.5	91.7
				M-	1118.9	663.3	107.7	1890.0	89.5	66.3	26.9	114.6
	55	C.S.	Box Girder	V	158.4	93.9	15.3	267.6	12.7	9.4	3.8	16.2
				M+	1162.1	688.9	111.9	1962.9	93.0	68.9	28.0	119.0
				M-	1452.6	861.1	139.9	2453.5	116.2	86.1	35.0	148.8
	60	C.S.	Box Girder	V	183.8	108.9	17.7	310.4	14.7	10.9	4.4	18.8
				M+	1470.0	871.4	141.5	2482.9	117.6	87.1	35.4	150.6
				M-	1837.4	1089.2	176.9	3103.5	147.0	108.9	44.2	188.2
	65	C.S.	Box Girder	V	219.2	130.4	17.7	367.3	17.5	13.0	4.4	22.3
				M+	1899.9	1129.8	153.7	3183.4	152.0	113.0	38.4	193.2
				M-	2374.8	1412.2	192.1	3979.1	190.0	141.2	48.0	241.5
	70	C.S.	Box Girder	V	251.1	149.3	20.3	420.7	20.1	14.9	5.1	25.5
				M+	2343.5	1393.6	189.6	3926.7	187.5	139.4	47.4	238.4
				M-	2929.3	1741.9	237.0	4908.2	234.3	174.2	59.2	297.9
75	C.S.	Box Girder	V	246.1	146.3	19.9	412.3	19.7	14.6	5.0	25.0	
			M+	2461.0	1463.4	199.1	4123.5	196.9	146.3	49.8	250.3	
			M-	3076.1	1829.2	248.9	5154.2	246.1	182.9	62.2	312.9	
80	C.S.	Box Girder	V	238.0	141.5	19.3	398.8	19.0	14.2	4.8	24.2	
			M+	2539.0	1509.9	205.4	4254.3	203.1	151.0	51.4	258.2	
			M-	3173.8	1887.3	256.8	5317.9	253.9	188.7	64.2	322.8	

### 3.3 ความต้านทานแรงของสะพาน

ความต้านทานแรงของสะพาน (Resistance) ขึ้นอยู่กับความต้านทานของชิ้นส่วนที่มีความปลอดภัยน้อยที่สุดของสะพานหรือชิ้นส่วนวิกฤติ โดยที่การวิเคราะห์ความปลอดภัยของสะพานด้วยดัชนีความเชื่อมั่นนั้น หากออกแบบสะพานด้วยมาตรฐาน AASHTO LRFD ความต้านทานที่ใช้พิจารณาจะเป็นความต้านทานขั้นต่ำของสะพานซึ่งเป็นผลรวมของน้ำหนักบรรทุกคงที่คูณด้วยตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead load factor) บวกกับน้ำหนักบรรทุกจรจากรถบรรทุกมาตรฐานที่ใช้ออกแบบคูณด้วยตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร (Live load factor) ดังแสดงในสมการที่ 3.6 โดยใช้สมมติฐานให้ความต้านทานของสะพานไม่เปลี่ยนแปลงไปตามเวลากว่าคือค่าความต้านทานคงที่ตลอดอายุการใช้งานสะพาน 75 ปี ไม่คิดผลของการเสื่อมสภาพ

$$R = \gamma_D DL + \gamma_L L_n \quad 3.6$$

โดยที่

$R$	=	ความต้านทานของสะพาน
$\gamma_D$	=	ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead load factor)
$DL$	=	น้ำหนักบรรทุกคงที่
$\gamma_L$	=	ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร (Live load factor)
$L_n$	=	น้ำหนักบรรทุกจากรถบรรทุกออกแบบ HL-93 รวมผลการกระทบทางพลศาสตร์ ( $IM = 1.33$ )

อนึ่ง เนื่องจากค่ากำลังวัสดุที่กำหนด (Nominal value) และกำลังวัสดุจริงจากการทดสอบ (Mean value) มีความแตกต่างกัน ส่งผลให้ความต้านทานทั้งโมเมนต์และแรงเฉือนของสะพานนั้นแปรปรวนตามกำลังวัสดุ ในแต่ละประเภทของสะพาน

$$\lambda = \frac{\text{mean}}{\text{nominal}} \quad 3.7$$

ซึ่งข้อมูลทางสถิติของกำลังวัสดุที่ใช้ในการกำหนดค่าตัวแปรต่างๆในการออกแบบตามมาตรฐานของสหรัฐอเมริกาหรือมาตรฐาน AASHTO LRFD อาจไม่สอดคล้องกับข้อมูลทางสถิติของกำลังวัสดุในประเทศไทย ดังนั้นงานวิจัยนี้จะพิจารณาตัวแปรปรับแก้ความคลาดเคลื่อน (Bias factor,  $\lambda$ ) ของความต้านทานของสะพานในประเทศไทย จากผลการศึกษาของกรมทางหลวงในโครงการทดสอบสะพานกรมทางหลวงภายใต้การกระตุ้นแบบพลวัตเนื่องจากการจราจรและแผ่นดินไหวเพื่อปรับปรุงการออกแบบและเสริมกำลัง (2013) ซึ่งมีการรวบรวมข้อมูลกำลังวัสดุที่ใช้ออกแบบสะพานได้แก่

1. กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตหล่อในที่ จากการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตที่พื้นสะพาน 80 ตัวอย่างและตอม่อสะพาน 120 ตัวอย่าง

2. กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตอัดแรง จากการรวบรวมข้อมูลผลการทดสอบจากโรงงานจำหน่ายคอนกรีตผสมเสร็จและจากห้องปฏิบัติการของสถาบันการศึกษาที่มีความน่าเชื่อถือ (CPAC, Lab KU)
3. กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมและลวดอัดแรงจากห้องปฏิบัติการของสถาบันการศึกษา (Lab AIT)

โดยผลการศึกษาดังกล่าวพิจารณาสะพานทั้งหมด 31 แห่งในประเทศไทยซึ่งออกแบบตามมาตรฐานการก่อสร้างของกรมทางหลวง ดังแสดงรายละเอียดของสะพานแต่ละแห่งในตารางที่ และพิจารณาสะพานทั้งหมด 4รูปแบบได้แก่

1. สะพานคอนกรีตเสริมเหล็กระบบแผ่นพื้น (R/C Slab)
2. สะพานคอนกรีตอัดแรงระบบแผ่นพื้น (Plank girder P/C)
3. สะพานคอนกรีตอัดแรงระบบคานหลักรูปตัวไอ (I-girder P/C)
4. สะพานคอนกรีตอัดแรงระบบคานหลักรูปกล่อง (Box-girder P/C)

โดยสามารถคำนวณหาความต้านทานของหน้าตัดสะพานทั้งโมเมนต์และแรงเฉือนจากค่าค่ากำลังวัสดุที่ระบุตามแบบมาตรฐานการก่อสร้างของกรมทางหลวง 1 ชุด (Nominal value) และวิเคราะห์ความต้านทานของหน้าตัดสะพานจริง (Mean value) อีก 1ชุด จากการสร้างแบบจำลองทางสถิติของตัวแปรสุ่ม (Simulation Random variable) โดยการสุ่มค่ากำลังวัสดุของสะพานที่รวบรวมและตรวจวัดจริงมาวิเคราะห์หน้าตัดสะพาน เพื่อหาพารามิเตอร์ทางสถิติ และตัวแปรปรับแก้ความคลาดเคลื่อน ( $\lambda$ )

ตารางที่ 3.5 ค่าทางสถิติของกำลังวัสดุที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองทางสถิติของความต้านของหน้าตัดสะพาน (กรมทางหลวง, 2013 )

List	Spec.	Nominal	Mean	S.D.	Bias	COV	Reference	
$f'_c$	Ultimate Strength (ksc)	180 ksc	180	192.77	66.05	1.07	0.34	Field Test
		300 ksc	300	359.20	43.10	1.20	0.12	KU
		350 ksc	350	461.00	69.15	1.32	0.15	KU
$f_y$	Yield Strength (ksc)	SD 40 (DB 12)	4,000	5,259.14	503.86	1.31	0.10	AIT
		SD 30 (DB 25)	3,000	3,512.26	386.35	1.17	0.11	AIT
		SR 24 (RB 6)	2,400	3,936.32	495.20	1.64	0.13	AIT
		SR 24 (RB 9)	2,400	3,709.53	484.34	1.55	0.13	AIT
$f_{pu}$	Ultimate Strength (ksc)	Wire 7mm	16,000	16,640.00	499.20	1.04	0.03	Ai-Harty (1994)
		Strand 9.53 mm	18,600	20,068.00	456.68	1.08	0.02	AIT
		Strand 12.70 mm	18,600	20,205.47	365.10	1.09	0.02	AIT



ตารางที่ 3.6 รายละเอียดของสะพานที่พิจารณาทั้งหมด 31 แห่ง (กรมทางหลวง, 2013 )

ลำดับ	แขวงทาง ทาง	ชื่อสะพาน	ทางหลวง หมายเลข	กิโลเมตร	ช่วงความยาว (เมตร)	ประเภท
1	กำแพงเพชร	คลองขลุง	1	417+355 LT	10	Plank Girder
2	กำแพงเพชร	คลองเกาะรากเสียด	1	476+425 RT	8	Slab Type
3	กำแพงเพชร	คลองแดงโม	1	485+454 RT	6	Slab Type
4	ตาก	ทุ่งเกาะฤๅษี	1	494+557 LT	7	Plank Girder
5	กำแพงเพชร	คลองสวนหมาก	1	458+451 LT	20	Box-Girder
6	ตาก	กิตติขจร	1	520+550 LT	50	I-Girder
7	ตาก	กิตติขจร	1	520+550 RT	50	I-Girder
8	นครราชสีมา	ข้ามทางรถไฟ นครราชสีมา	2	160+728 LT	15	I-Girder
9	นครราชสีมา	ลาดสวายเรียง	2	200+993 RT	7	Slab Type
10	นครราชสีมา	ห้วยฝายหลวง	2	246+494 RT	10	Slab Type
11	ขอนแก่น	ข้ามทางรถไฟ ขอนแก่น	2	371+124 LT	35	I-Girder
12	ขอนแก่น	ห้วยสระอะ	2	420+248 RT	5	Plank Girder
13	ขอนแก่น	ห้วยใหญ่	2	11+436 RT	8	Plank Girder
14	ขอนแก่น	น้ำพองเก่า	2	31+249 LT	15	I-Girder
15	ชลบุรี	ข้ามแยกกระทิงลาย	3	137+628	25	I-Girder
16	ชลบุรี	คลองใหญ่	36	18+969 LT	7	Slab Type
17	ระยอง	คลองหลอด	3	207+835 LT	10	Slab Type
18	ระยอง	คลองแดงเม	3	211+886 LT	5	Slab Type
19	ระยอง	ข้ามทางรถไฟ ระยอง	3	191+508 LT	18	I-Girder
20	ระยอง	ต่างระดับ ชลบุรี	36	54+326 LT	25	I-Girder
21	นครปฐม	คลองธรรมศาลา	4	51+087 RT	5	Plank Girder
22	ราชบุรี	คลองหนองม่วง	4	76+885 LT	7	Slab Type
23	ราชบุรี	ต่างระดับ แยกบางแพ	4	80+617 LT	26.50	I-Girder
24	ราชบุรี	ต่างระดับ (บึกซี)	4	100+000 LT	18	I-Girder
25	ราชบุรี	สิริลักษณ์	4	100+600 LT	12	I-Girder
26	สุพรรณบุรี	คลองหมูกอง	340	59+674 RT	8	Plank Girder
27	สุพรรณบุรี	คลองท่าโฆลง	340	92+022 LT	7	Plank Girder
28	อยุธยา	ต่างระดับ บางปะหัน	32	34+100	20	I-Girder
29	อยุธยา	คลองบางแก้ว	32	52+194 LT	30.50	I-Girder
30	อยุธยา	คลองกระท่อ	347	47+563 LT	10	Plank Girder
31	นครปฐม	คลองทุ่งรี	321	67+974 LT	10	Plank Girder

อย่างไรก็ดี การพิจารณาปรับใช้ตัวแปรปรับแก้ความคลาดเคลื่อน ( $\lambda$ ) ตามผลการศึกษาของกรมทางหลวงนั้นน่าจะมีความเหมาะสมเพราะความต้านทานของหน้าตัดสะพานสอดคล้องกับแบบมาตรฐานการก่อสร้างสะพานของไทย ในขณะที่สัมประสิทธิ์ความเป็ยงเบน (Coefficient of variation) นั้นหากปรับใช้ตามผลการศึกษาของกรมทางหลวงอาจจะไม่เหมาะสมเนื่องจากจำนวน

การเก็บตัวอย่างกำลังวัสดุมีน้อยและไม่ครอบคลุมทุกรูปแบบของสะพาน (เจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตจากสะพานจริงเฉพาะสะพานรูปแบบแผ่นพื้นเท่านั้น) ซึ่งพารามิเตอร์ทางสถิติที่ความน่าเชื่อถือของพารามิเตอร์จะขึ้นอยู่กับจำนวนตัวอย่างเป็นสำคัญ

สรุปแล้วงานวิจัยนี้จะพิจารณาใช้ค่า  $\lambda$  ตามผลการศึกษาของกรมทางหลวงเป็นสำคัญและพิจารณาใช้ค่า  $V_R$  จากผลการศึกษาของ Nowak 1999 ซึ่งมีการเก็บข้อมูลกำลังวัสดุของสะพานเป็นจำนวนมากในสหรัฐอเมริกาแทน โดยพารามิเตอร์ทางสถิติสำหรับความต้านทานของสะพานแต่ละประเภทที่ใช้ แสดงในตารางที่ 3.7

ตารางที่ 3.7 พารามิเตอร์ทางสถิติของความต้านทานของสะพานที่ใช้

Bridge Type	Bias factor ( $\lambda_R$ )		Coefficient of Variation ( $V_R$ )	
	Moment	Shear	Moment	Shear
R/C slab	1.12	1.01	0.13	0.15
Multi-beam	1.04	1.08	0.07	0.14
I-Girder	1.07	1.18	0.07	0.14
Box-girder	1.12	1.28	0.07	0.14

## บทที่ 4 น้ำหนักบรรทุกจร

### 4.1 น้ำหนักบรรทุกจรจากการตรวจวัดในภาคสนาม

ฐานข้อมูลน้ำหนักบรรทุกจรที่เคลื่อนที่บนสะพานตามสภาพการจราจรจริงในประเทศไทยคือข้อมูลที่สำคัญสำหรับการวิเคราะห์แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบสะพานของประเทศไทย เพราะความปลอดภัยของสะพานที่ออกแบบนั้นสัมพันธ์กับน้ำหนักบรรทุกจรจากยานพาหนะที่กระทำต่อสะพาน ซึ่งในความเป็นจริงมีรถบรรทุกบางส่วน อาจบรรทุกน้ำหนักเกินกว่าพิกัดสูงสุดตามกฎหมาย ส่งผลให้สะพานได้รับความเสียหายที่รุนแรงเกินควร ดังนั้นจึงต้องตรวจวัดน้ำหนักบรรทุกจรในแต่ละสถานีโดยที่ผู้ขับขี่ไม่ทราบล่วงหน้ามาก่อนเพื่อป้องกันการหลีกเลี่ยงการตรวจวัดและสะท้อนถึงความเสียหายที่เกิดขึ้นจริงต่อสะพาน

สำหรับฐานข้อมูลรถบรรทุกในงานวิจัยนี้มาจากการตรวจวัดในภาคสนามของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยและกรมทางหลวงร่วมกัน โดยใช้ระบบการห่าน้ำหนักบรรทุกจรขณะเคลื่อนที่บนสะพานซึ่งเรียกว่าระบบ Bridge Weigh-In-Motion หรือ B-WIM ทั้งที่มีอุปกรณ์ตรวจจับเพลลาและไม่มีอุปกรณ์ตรวจจับเพลลา โดยหลักการพื้นฐานคือเก็บสัญญาณค่าความเครียดของสะพานขณะที่รถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านทำให้ทราบถึงโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นของสะพาน และสามารถห่าน้ำหนักบรรทุกจรได้ด้วยวิธีการคำนวณย้อนกลับนั่นเอง

#### 4.1.1 น้ำหนักบรรทุกจรจากการตรวจวัดในภาคสนามของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

(ก) การตรวจวัดภาคสนามในเส้นทางหลวงหมายเลข 4 (กิตติ จิวโพธิ์เจริญ และ ทศพล ปิ่นแก้ว, 2009)

จากการศึกษาในหัวข้อเรื่องการรับน้ำหนักบรรทุกจรปลอดภัยและอายุการใช้งานของโครงสร้างสะพานแบบแผ่นพื้น โดยการเก็บข้อมูลน้ำหนักบรรทุกจรที่ได้จากการตรวจวัดน้ำหนักบรรทุกจรในภาคสนามที่สภาพการจราจรจริง เพื่อหาข้อมูลน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อสะพาน และทำการวิเคราะห์ผลของน้ำหนักบรรทุกจร ตลอดจนสรุปค่าน้ำหนักของรถบรรทุกที่เก็บได้ในระยะยาว โดยตรวจวัดน้ำหนักบรรทุกจรจริงเป็นจำนวน 3031 คัน โดยแบ่งเป็นรถสิบล้อ 2043คัน รถกึ่งพ่วง 502 คันและรถพ่วง 486คัน จากสะพานบนถนนเพชรเกษม (ทางหลวงแผ่นดินหมายเลข 4) แขวงการทางราชบุรีที่ กม. 95.939 ซึ่งเป็นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทแผ่นพื้น (slab type) จำนวน 2 ช่องทางจราจร (ต่อ 1 ทิศทาง) มีช่วงสะพานทั้งหมด 4 ช่วง ยาวช่วงละ 10 เมตรมีความยาวรวมประมาณ 40 เมตร ความหนาแน่นของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานเพียงพอต่อการทดสอบ และมีลักษณะโครงสร้างของสะพานตรงตามแบบมาตรฐานของกรมทางหลวง โดยสะพานนี้มีด่านชั่งน้ำหนัก (weight station) อยู่ในระยะทางที่ไม่ไกลทำให้รถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานวิ่งเข้าชั่งน้ำหนักที่ด่านชั่ง

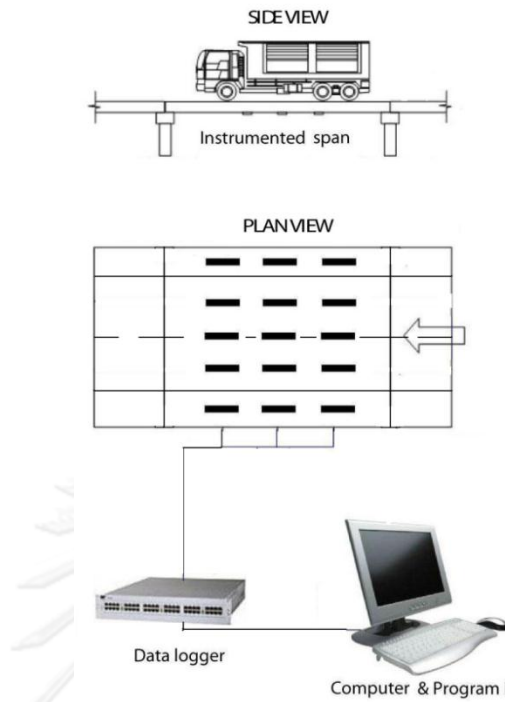
ทำให้สามารถทำการเปรียบเทียบระหว่างข้อมูลน้ำหนักรถที่ได้จากการตรวจวัดกับข้อมูลน้ำหนักรถที่ได้จากด่านชั่ง

การศึกษานี้ได้ใช้วิธีการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกทุกแบบปราศจากข้อมูลตำแหน่งรถและอุปกรณ์ตรวจจับเพลลา (B-WIM FAD) จากการเก็บค่าความเครียดที่วัดได้จากสะพานขณะที่รถบรรทุกวิ่งจากการติดตั้งมาตรวัดความเครียด 15 ตำแหน่ง และแยกประเภทของรถบรรทุกต่างๆจากการบันทึกสัญญาณภาพขณะรถเคลื่อนที่ผ่านด้วยกล้อง CCTV จากนั้นจึงใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกจากสัญญาณค่าความเครียดที่วัดได้

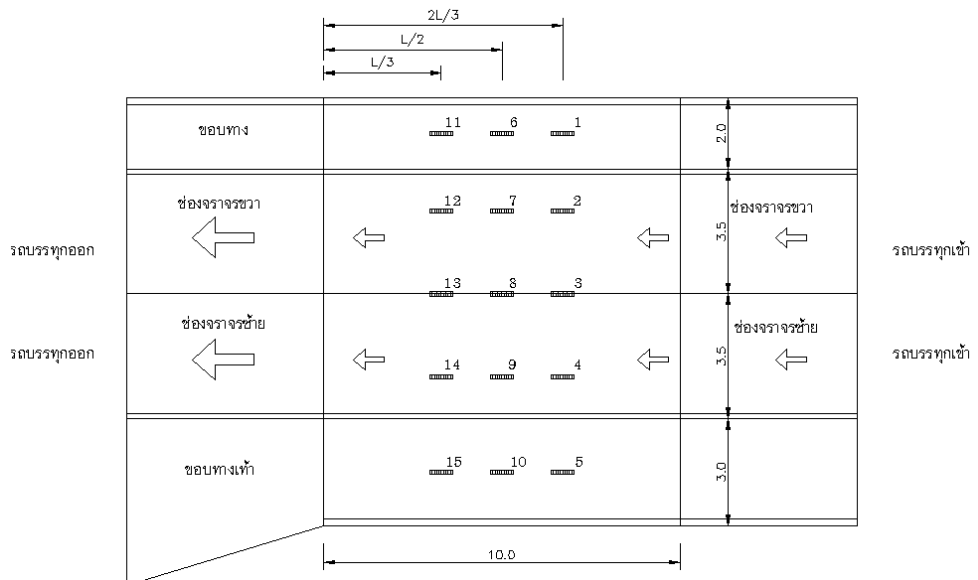
อย่างไรก็ดีผลการคำนวณหาน้ำหนักรถบรรทุกทุกแบบไม่ใช่ข้อมูลตำแหน่งรถสอบเทียบกับน้ำหนักรถบรรทุกที่ทราบค่าจากด่านชั่ง มีความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรวมอยู่ในช่วง -10% ถึง 14%



รูปที่ 4.1 สะพานทดสอบที่ตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุก



รูปที่ 4.2 แผนผังการทำงานของระบบเก็บข้อมูลความเครียด



รูปที่ 4.3 ตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดของสะพานทดสอบเพื่อหาโมเมนต์ตัด

(ข) การตรวจวัดภาคสนามในถนนวงแหวนตะวันตก (ธีระชัย ดีสมสุข และ ทศพล ปิ่นแก้ว, 2008)

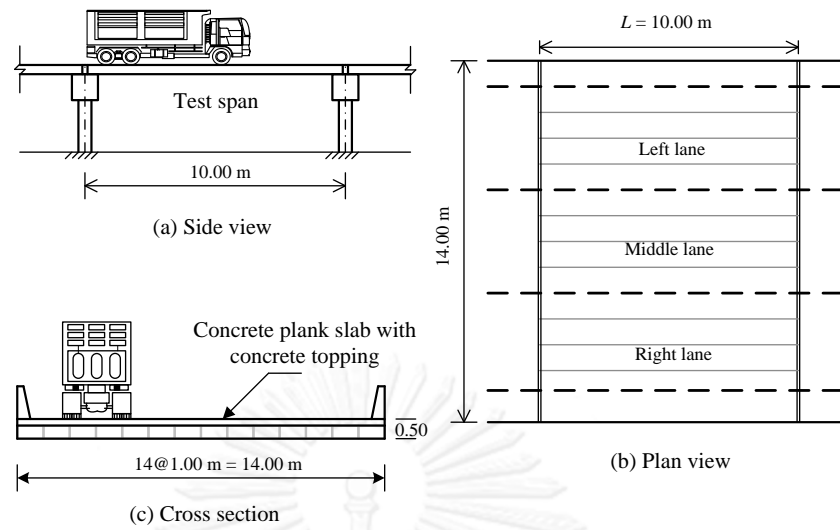
จากการศึกษาในหัวข้อ การหาน้ำหนักของรถบรรทุกขณะเคลื่อนที่จากโมเมนต์ดัดของสะพาน โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อที่จะประเมินประสิทธิภาพของวิธีในการหาน้ำหนักรถบรรทุกแบบน้ำหนักเพลาลื่นแปลงตามเวลาโดยใช้วิธีไดนามิกโปรแกรมมิ่งและเรกูลาร์ไรเซชันร่วมกับเทคนิคการปรับปรุงองค์ประกอบทางสถิติ (USC) โดยมีการทดสอบเก็บข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกที่ได้จากการตรวจวัดในภาคสนามที่สภาพการจราจรจริงเฉพาะรถบรรทุกสิบล้อด้วยระบบ B-WIM เป็นจำนวน 4827 คัน จากสะพานบริเวณวงแหวนตะวันตก กม.28+170.31 ข้ามคลองบางน้อย เขตบางแค กรุงเทพมหานคร โดยสะพานมีความยาวทั้งหมด 250 เมตร ประกอบด้วย 25 ช่วง แต่ละช่วง (span length) ความยาว 10 เมตร 3 ช่องจราจรในแต่ละทิศทาง เป็นโครงสร้างคอนกรีตอัดแรง

ทั้งนี้ตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุกด้วยระบบ B-WIM จากการติดตั้งอุปกรณ์หลักคือ มาตรการวัดความเครียด (Strain gage) 36 ตำแหน่ง , เซนเซอร์ตรวจจับเพลาลื่น (Axle detector) 2 ตำแหน่ง และกล้องวิดีโอบันทึกภาพดิจิทัล (CCTV)

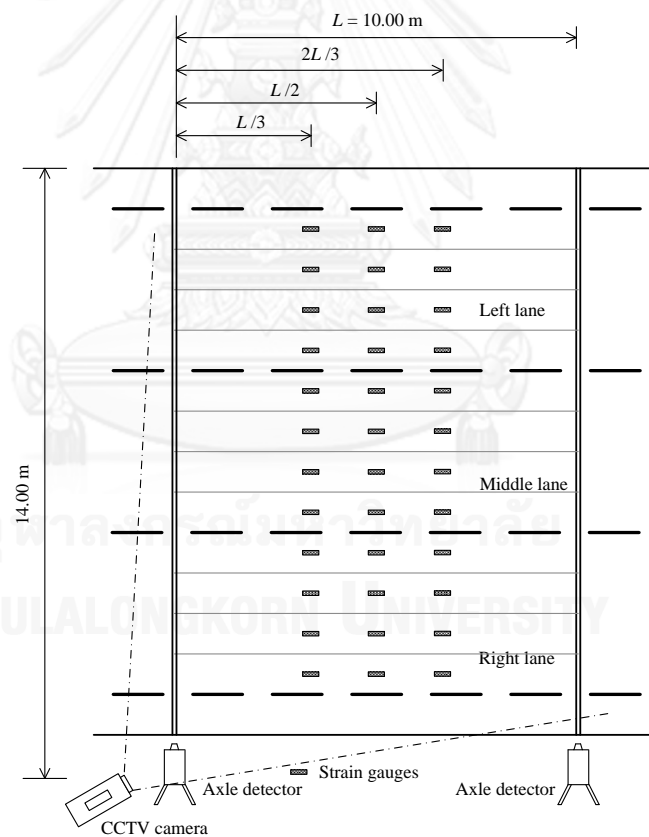
อนึ่งผลการทดสอบพบว่าข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไดนามิกโปรแกรมมิ่งเมื่อสอบเทียบกับน้ำหนักจริงจากการตรวจวัดมีความคลาดเคลื่อนไม่เกิน 6% เท่านั้น



รูปที่ 4.4 สะพานที่ทำการเก็บค่าน้ำหนักรถบรรทุก บริเวณวงแหวนตะวันตก กม.28+170.31 ข้ามคลองบางน้อย เขตบางแค กรุงเทพมหานคร



รูปที่ 4.5 ลักษณะทางกายภาพของสะพานที่ทำการทดสอบ



รูปที่ 4.6 ตำแหน่งติดตั้งมาตรวัดความเครียด (Strain gage), อุปกรณ์ตรวจจับเพลลา (Axle detector) และกล้อง CCTV

#### 4.1.2 น้ำหนักบรรทุกจากการตรวจวัดภาคสนามของกรมทางหลวง (กรมทางหลวง , 2013)

จากการทดสอบสะพานของกรมทางหลวงเพื่อศึกษาการรับน้ำหนักของสะพานเนื่องจากการใช้งานภายใต้สภาพการจราจรปกติ ซึ่งมีการเก็บข้อมูลน้ำหนักบรรทุกทุกด้วยวิธีการหาน้ำหนักบรรทุกทุกแบบปราศจากข้อมูลตำแหน่งรถและอุปกรณ์ตรวจจับเพลลา (B-WIM FAD) จากสัญญาณที่ได้จากมาตรวัดความเครียดที่ติดตั้ง ณ ตำแหน่งต่างๆ ได้สะพานจำนวน 30 ตำแหน่งและบันทึกพฤติกรรมจราจรบนสะพานเป็นเวลา 2 วัน วันละ ไม่ต่ำกว่า 4 ชั่วโมงด้วยเครื่องบันทึกภาพระบบดิจิทัล (Digital Video Recorder) โดยทำการตรวจวัดน้ำหนักบรรทุกทุกที่สะพาน 2 แห่งได้แก่

1. สะพานคลองกระท่อ ทางหลวง 347 กม.47+563LT. จังหวัด พระนครศรีอยุธยา ช่วงสะพานยาว 10 เมตร สะพานประเภทแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง
2. สะพานคลองทุ่งรี ทางหลวง 321 กม.67+974LT. จังหวัด นครปฐม ช่วงสะพานยาว 10 เมตร สะพานประเภทแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง

โดยตรวจวัดรถบรรทุกทั้งหมดเป็นจำนวน 956 คัน แบ่งเป็น 3 ประเภทได้แก่ รถสิบล้อ 358 คัน รถกึ่งพ่วง 210 คันและรถพ่วง 388 คัน อนึ่งจากการสอบเทียบค่าความเครียดกับน้ำหนักบรรทุกทุกที่ทราบค่า พบว่าความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักบรรทุกทุกที่ได้จากการตรวจวัดอยู่ในเกณฑ์ไม่เกิน 7 %

#### 4.1.3 ฐานข้อมูลน้ำหนักบรรทุกทุกรวม

สำหรับข้อมูลน้ำหนักบรรทุกทุกจากการตรวจวัดในภาคสนามของงานวิจัยทั้งสองจากจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยรวมเป็นจำนวนทั้งหมด 7858 คันแบ่งเป็น รถสิบล้อ 6870 คัน รถกึ่งพ่วง 502 คันและรถพ่วง 486 คัน พบว่ารถบรรทุกทั้งสามประเภทมีการฝ่าฝืนบรรทุกน้ำหนักสูงสุดเกินพิกัดตามกฎหมายทั้งสิ้น (ประกาศผู้อำนวยการทางหลวง ฉบับที่ 7 พ.ศ.2556) โดยรถสิบล้อพบน้ำหนักบรรทุกสูงสุดถึง 43 ตัน รถกึ่งพ่วง 54.4 ตัน รถพ่วง 73.9 ตัน ในขณะที่พิกัดสูงสุดตามกฎหมายเป็น 25 , 45 และ 50.5 ตันตามลำดับเท่านั้น ดังแสดงน้ำหนักบรรทุกและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานในตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 ข้อมูลน้ำหนักบรรทุกทุกจากผลการตรวจวัดของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Truck type	Total Data	Mean (Tons)	Maximum (Tons)	Minimum (Tons)	S.D. (Tons)	Legal limit (Tons)
Ten-Wheel	6870	22.4	43	10.3	4.6	25
Semi-Trailer	502	37.3	54.4	21.7	4.9	45
Full-Trailer	486	43.3	73.9	22.6	8.7	50.5

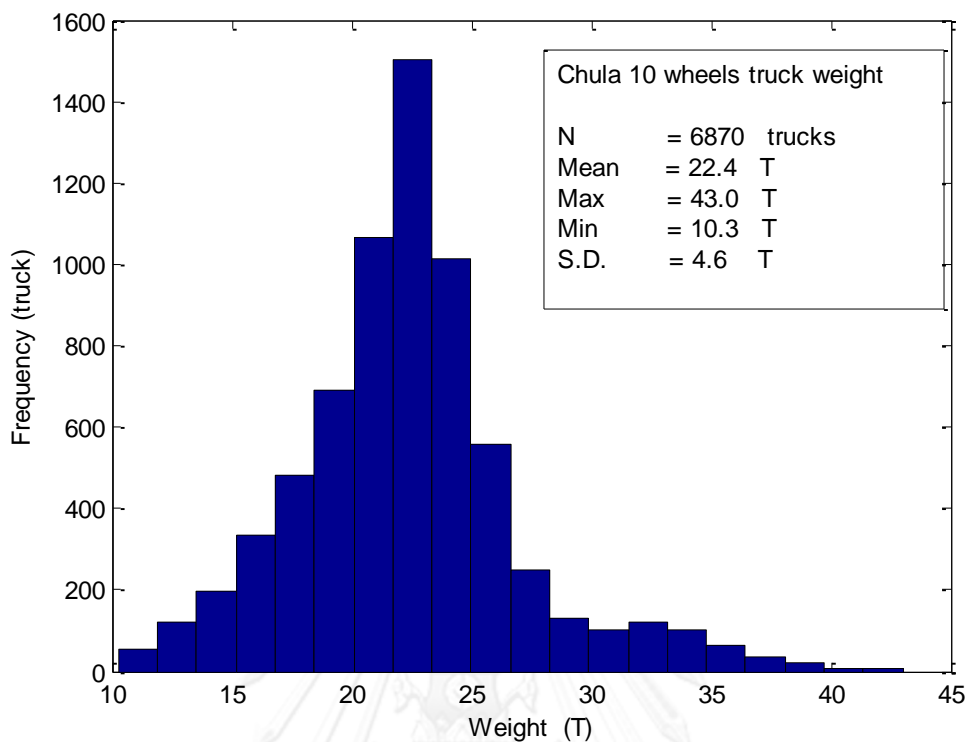


สำหรับข้อมูลน้ำหนักบรรทุกทุกจากการตรวจวัดในภาคสนามของกรมทางหลวง ทั้งหมดจำนวน 956 คัน แบ่งเป็น รถสิบล้อ 358 คัน รถกึ่งพ่วง 210 คัน และรถพ่วง 388 คัน ผู้ประกอบการขนส่งก็ยังคงฝ่าฝืนบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัดกฎหมายปัจจุบันเช่นเดียวกับข้อมูลจากจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย โดยพบน้ำหนักสูงสุดถึง 43.7, 78.1 และ 87.7 สำหรับรถสิบล้อ รถกึ่งพ่วงและรถพ่วงตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 4.2

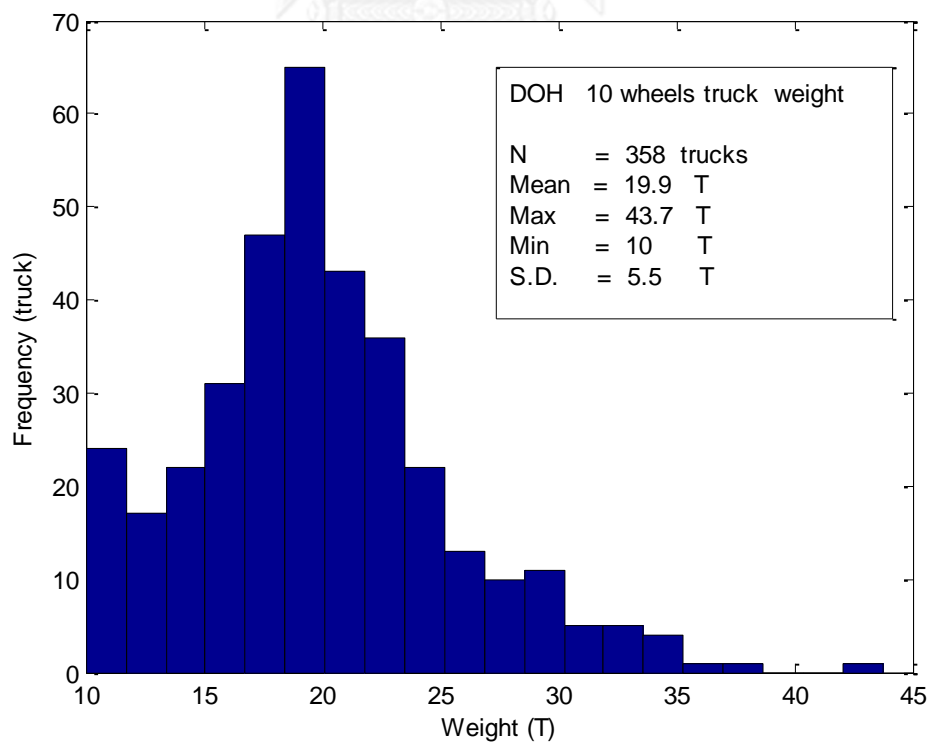
ตารางที่ 4.2 ข้อมูลน้ำหนักบรรทุกทุกจากผลการตรวจวัดของกรมทางหลวง

Truck type	Total Data	Mean (Tons)	Maximum (Tons)	Minimum (Tons)	S.D. (Tons)	Legal limit (Tons)
Ten-Wheel	358	19.9	43.7	10	5.5	25
Semi-Trailer	210	38.4	78.1	18	13.9	45
Full-Trailer	388	43	87.7	20.1	12.8	50.5

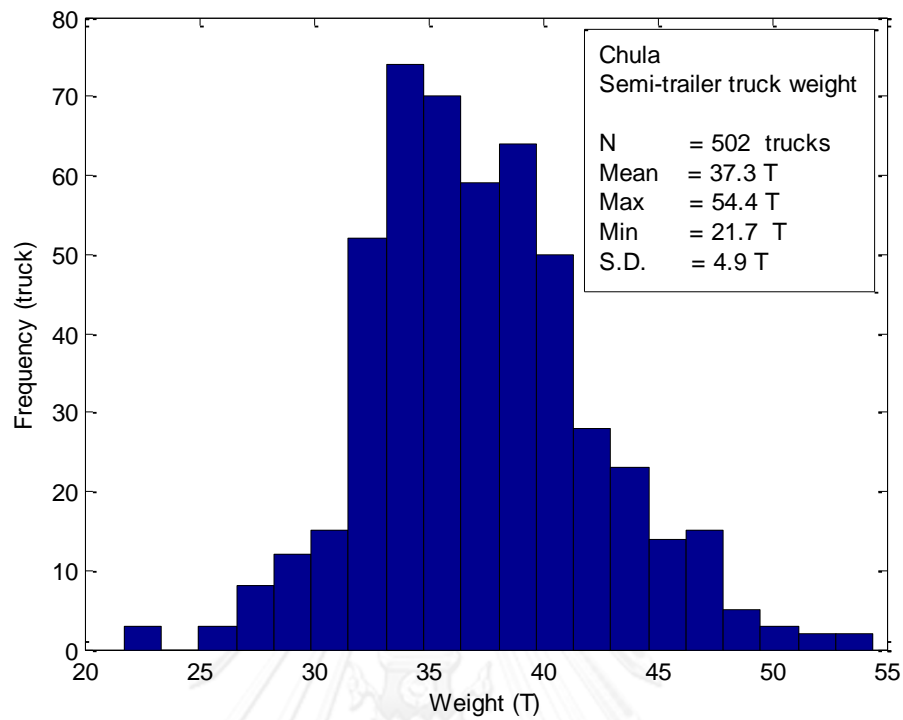
อีกทั้งข้อมูลจากการตรวจวัดในภาคสนามทั้งจากจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยและกรมทางหลวง แสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าจำนวนรถบรรทุกที่ฝ่าฝืนบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัดกฎหมายมีจำนวนมากดังแสดงด้วยกราฟการกระจายความถี่ ในรูปที่ 4.7 และ 4.8 สำหรับรถสิบล้อ รูปที่ 4.9 และ 4.10 สำหรับรถกึ่งพ่วงและรูปที่ 4.11 กับ 4.12 สำหรับรถพ่วง



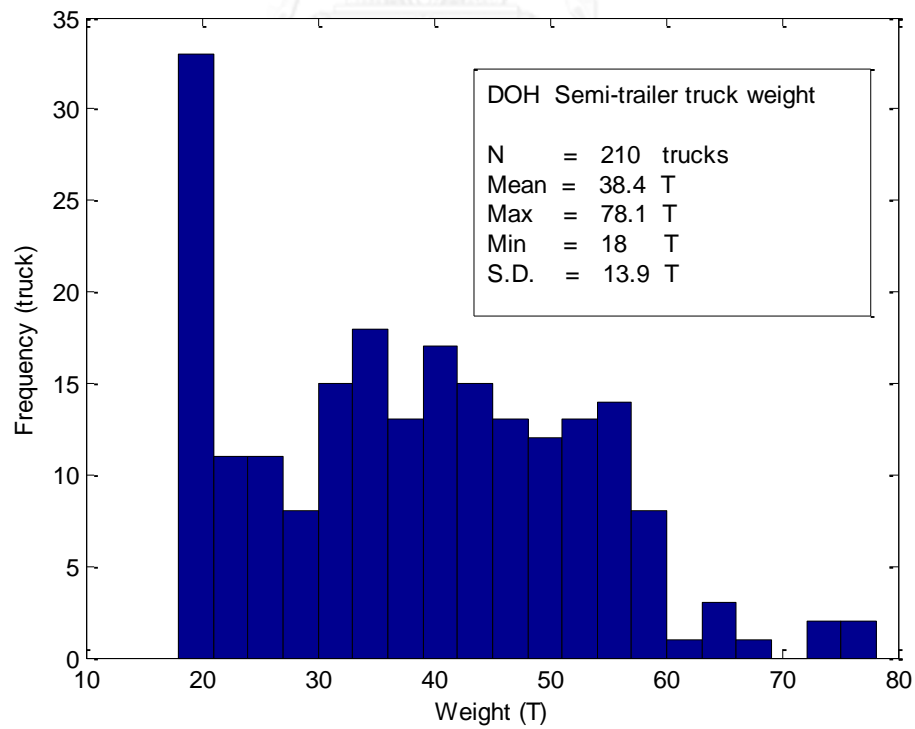
รูปที่ 4.7 การกระจายความถี่ของน้ำหนักรถสิบล้อจากผลการตรวจวัดของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



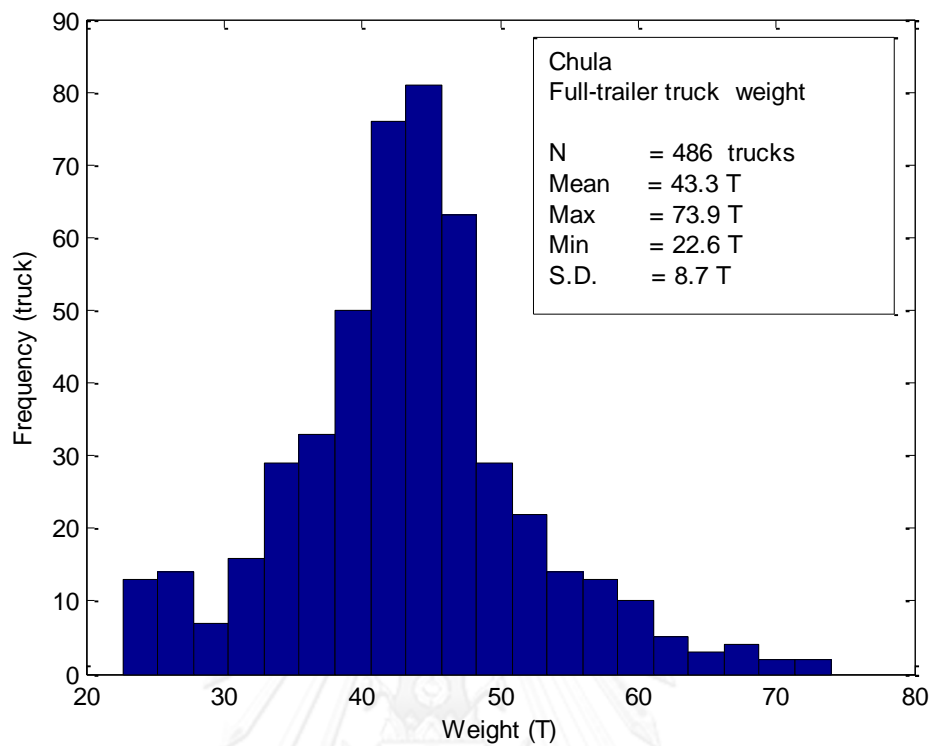
รูปที่ 4.8 การกระจายความถี่ของน้ำหนักรถสิบล้อจากผลการตรวจวัดของกรมทางหลวง



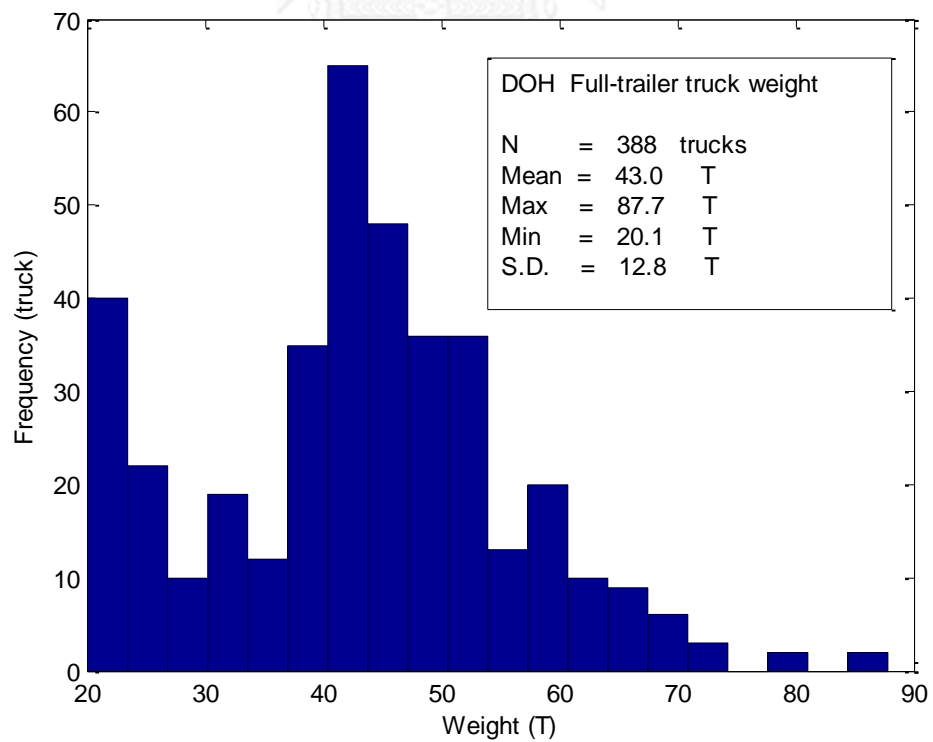
รูปที่ 4.9 การกระจายความถี่ของน้ำหนักรถกึ่งพ่วงจากผลการตรวจวัดของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.10 การกระจายความถี่ของน้ำหนักรถกึ่งพ่วงจากผลการตรวจวัดของกรมทางหลวง



รูปที่ 4.11 การกระจายความถี่ของน้ำหนักรถพ่วงจากผลการตรวจวัดของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.12 การกระจายความถี่ของน้ำหนักรถพ่วงจากผลการตรวจวัดของกรมทางหลวง

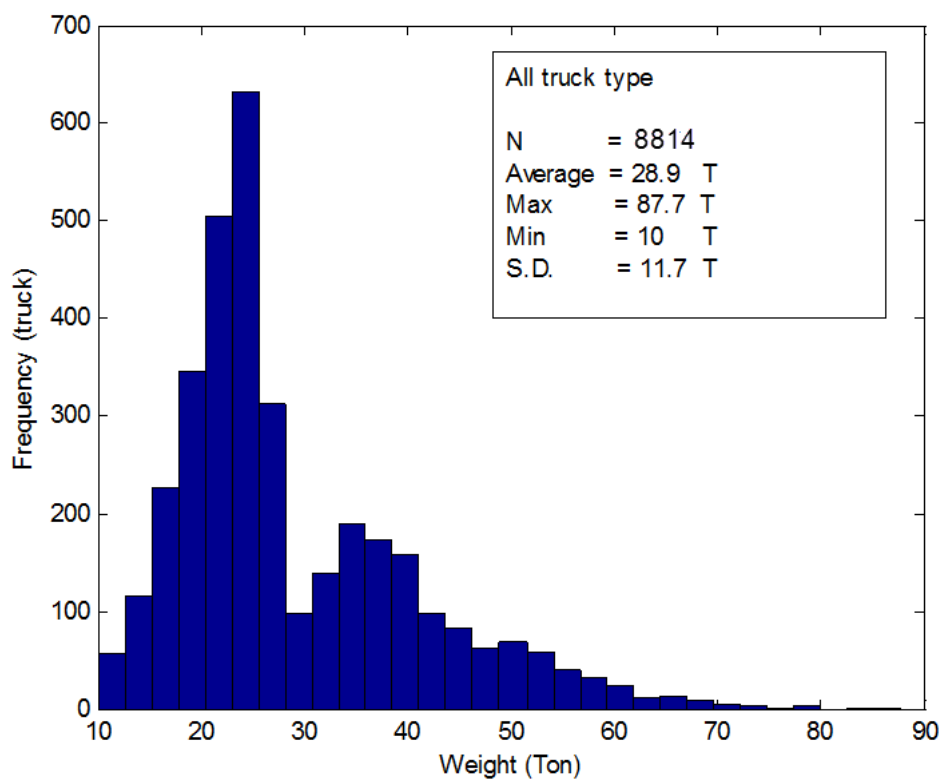
สำหรับงานวิจัยนี้ใช้ฐานข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกไทยจากการตรวจวัดของทั้งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยและกรมทางหลวงร่วมกันเพื่อเพิ่มจำนวนข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกและครอบคลุมความหลากหลายของเส้นทางการขนส่งจากสะพานที่ทำการตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุกทั้ง 3 เส้นทาง 4 สถานีสะพานทดสอบ ได้แก่ ทางหลวงหมายเลข 4 จังหวัดราชบุรี ทางหลวงหมายเลข 3 จังหวัดพระนครศรีอยุธยาและนครปฐม รวมถึง วงแหวนตะวันตก เขตบางแค กรุงเทพมหานคร ซึ่งให้ข้อมูลที่มีความน่าเชื่อถือและสอดคล้องกับการรับน้ำหนักของสะพานภายใต้สภาพการจราจรจริงเพราะตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุกที่วิ่งบนสะพานโดยไม่มีการบอกกล่าวล่วงหน้าเพื่อป้องกันการหลีกเลี่ยงบรรทุกน้ำหนักเกิน

ทั้งนี้ข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกทั้งหมดที่ใช้ในการศึกษารวมเป็นจำนวน 8814 คัน เป็นรถสิบล้อ 7228 คัน รถกึ่งพ่วง 712 คัน และรถพ่วง 874 คัน ซึ่งจำนวนข้อมูล 8814 คันนี้อยู่ในระดับใกล้เคียงกับฐานข้อมูลรถบรรทุกของสหรัฐอเมริกาที่ใช้เริ่มต้นในการศึกษาค่าตัวคุณประกอบน้ำหนักบรรทุกจรที่เหมาะสมของมาตรฐาน AASHTO 1999 จำนวน 9,250 คันจากการตรวจวัดด้วยวิธี WIM (Weigh in Motion) ที่เมือง Ontario Canada ทั้งนี้พบว่าความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักรถบรรทุกเนื่องจากวิธีการตรวจวัดทั้งของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยและกรมทางหลวง (-10 ถึง +14 %) ยังมีค่าน้อยกว่าความคลาดเคลื่อนของข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกในสหรัฐอเมริกาที่ใช้ในการพัฒนามาตรฐาน AASHTO 1999 ( -15 ถึง 15%) อีกด้วย

อนึ่งจำนวนและน้ำหนักรถบรรทุกทั้งหมดที่ใช้ในงานวิจัยนี้ได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.3 และกราฟลักษณะการกระจายน้ำหนักของรถบรรทุกทั้งหมดทั้ง 3 ประเภทได้แสดงในรูปที่ 4.13

ตารางที่ 4.3 ฐานข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกที่ใช้ทั้งหมดในงานวิจัยนี้

Truck type	Total Data	Mean (Tons)	Maximum (Tons)	Minimum (Tons)	S.D. (Tons)	Legal limit (Tons)
Ten-Wheel	7228	22.3	43.7	10	4.7	25
Semi-Trailer	712	37.6	78.1	18	8.6	45
Full-Trailer	874	43.2	87.7	20	10.8	50.5



รูปที่ 4.13 การกระจายความถี่ของน้ำหนักรถบรรทุกที่ใช้ในการวิจัยรวมทุกประเภท

## 4.2 พารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องกับการจำลองน้ำหนักบรรทุกจร

### 4.2.1 แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรมาตรฐาน HL-93

ในการวิเคราะห์หาแรงภายในโครงสร้างสะพานเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างสะพานนั้น วิศวกรจะพิจารณาให้มีรถยนต์ต่างๆวิ่งผ่านบนโครงสร้างสะพานจากนั้นจึงวิเคราะห์หาค่าสูงสุดของแรงภายในที่เกิดขึ้นแล้วนำค่าดังกล่าวไปใช้ในการออกแบบต่อไป แต่ในการที่จะจำลองขบวนของรถยนต์ที่วิ่งผ่านบนโครงสร้างสะพานแล้วคำนวณหาค่าสูงสุดของแรงภายในที่เกิดขึ้นนั้นกระทำได้ยากและไม่ค่อยสะดวก AASHTO จึงได้ทำการศึกษาและได้เสนอน้ำหนักบรรทุกจรสมมติที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างสะพานในสหรัฐอเมริกา

แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรของมาตรฐาน AASHTO LRFD นั้น เป็นผลการศึกษาของ Nowak จากฐานข้อมูลรถบรรทุก 9,250 คันที่ตรวจชั่งในเมือง Ontario ประเทศแคนาดา ช่วงเวลา 2 สัปดาห์ ในปี ค.ศ.1975 โดยคาดการณ์ให้สะพานมีอายุการใช้งาน 75 ปี และใช้แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรมาตรฐาน HL-93 ทำให้ได้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร ( $\gamma_L$ ) เท่ากับ 1.75 คูณด้วยน้ำหนักบรรทุกจรจากรถบรรทุกมาตรฐาน HL-93

ทั้งนี้แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรมาตรฐาน HL-93 ประกอบด้วยองค์ประกอบ 3 ส่วน ดังแสดงในรูปที่ 4.14 ถึง 4.16 ได้แก่

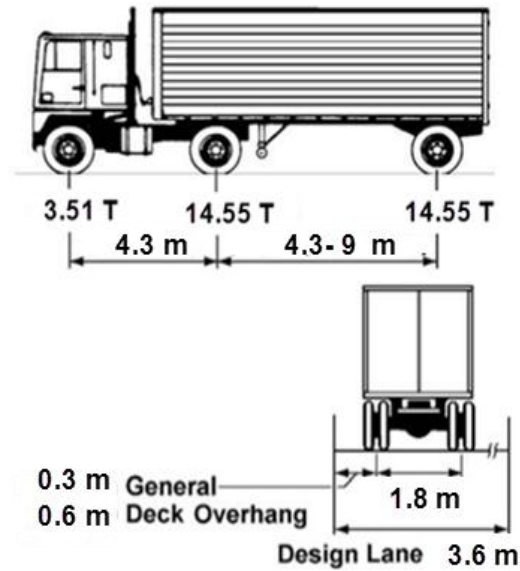
1. น้ำหนักบรรทุกจรมาตรฐาน (Design Truck HS20-44) เป็นน้ำหนักรถกึ่งพวง 3 เพลา น้ำหนักบรรทุกรวม 32.6 ตันแบ่งเป็นน้ำหนักลงเพลาหน้า 3.51 ตัน เพลากลาง 14.55 ตันและเพลาหลัง 14.55 ตัน ความกว้างเพลา 1.8 เมตร โดยกำหนดให้ระยะห่างระหว่างเพลาหน้าและเพลากลางเท่ากับ 4.3 เมตรและระยะห่างระหว่างเพลากลางและเพลาหลังมีค่าได้ตั้งแต่ 4.3 ถึง 9 เมตร โดยเลือกใช้ค่าที่ทำให้เกิดแรงภายในจากน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุด
2. น้ำหนักทางรถ (Design Lane load) เป็นน้ำหนักแผ่เทียบเท่าขนาด 0.93 ตันต่อเมตร จัดวางเต็มความกว้างช่องจราจร 3.6 เมตร
3. น้ำหนักบรรทุกจรช่วงเพลาสั้น (Design Tandem) เป็นน้ำหนักเพลาคู่ เพลาละ 11 ตัน ความกว้างเพลา 1.8 เมตรและระยะห่างระหว่างเพลาเท่ากับ 1.2 เมตร

โดยกำหนดค่าที่ใช้ในการออกแบบให้เลือกใช้ค่าสูงสุดจากการรวมน้ำหนักบรรทุกจรใน 2 กรณี คือ

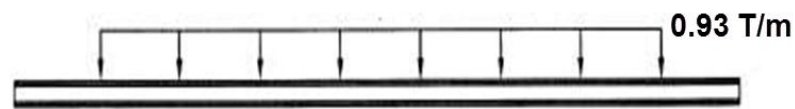
1. น้ำหนักบรรทุกจรมาตรฐาน (Design Truck HS20-44) รวมกับ น้ำหนักทางรถ (Design Lane Load)
2. น้ำหนักบรรทุกจรช่วงเพลาสั้น (Design Tandem) รวมกับ น้ำหนักทางรถ (Design Lane Load)

สำหรับงานวิจัยนี้จะเสนอแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบด้วยวิธี LRFD ของสะพานประเทศไทย โดยเลือกใช้รถบรรทุกมาตรฐานแบบ HL-93 เช่นเดียวกับ

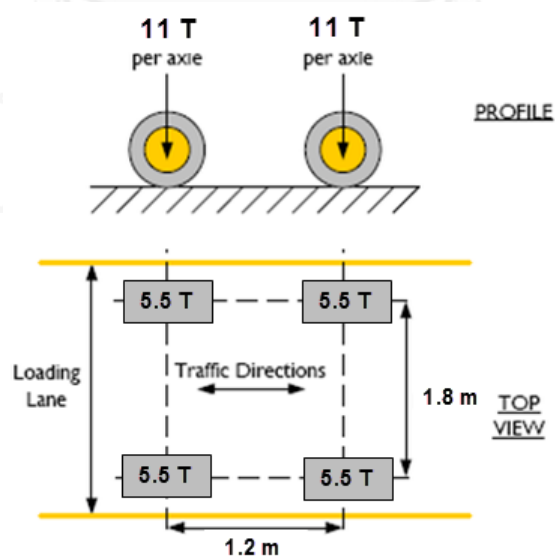
มาตรฐาน AASHTO เนื่องจากวิศวกรไทยมีความคุ้นเคย อีกทั้งการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ทั่วไปก็สนับสนุนรถมาตรฐานแบบ HL-93



รูปที่ 4.14 น้ำหนักรถบรรทุกมาตรฐานสำหรับออกแบบ (Design Truck HS20-44)



รูปที่ 4.15 น้ำหนักทางรถสำหรับออกแบบ (Design Lane load)

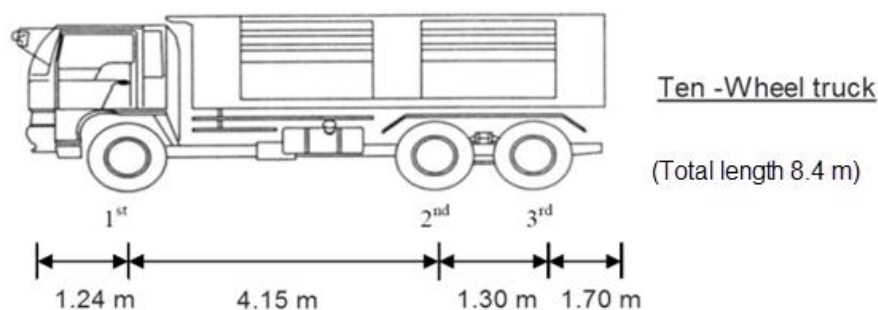


รูปที่ 4.16 น้ำหนักรถบรรทุกช่วงเพลาสั้นสำหรับออกแบบ (Design Tandem)

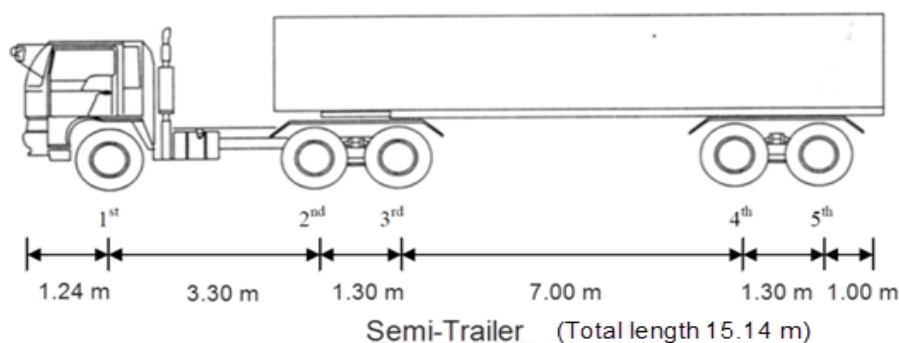


#### 4.2.2 ระยะห่างระหว่างเพลลา

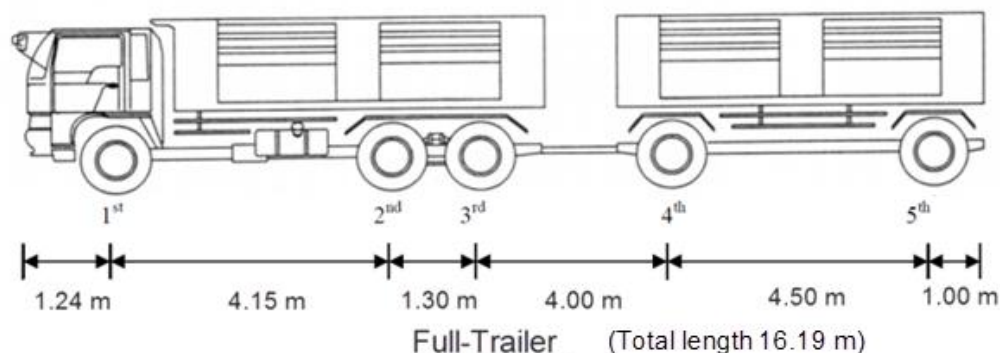
พารามิเตอร์หนึ่งที่สำคัญและจำเป็นในการจำลองน้ำหนักบรรทุกจรจากการเคลื่อนที่ของรถบรรทุกบนสะพานในแต่ละช่วงความยาวได้แก่ระยะห่างระหว่างเพลลา ซึ่งที่ช่วงความยาวสะพานต่างๆกันประเภทของรถบรรทุกที่มักทำให้เกิดน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุดทั้งโมเมนต์และแรงเฉือนต่อสะพานนั้นก็แตกต่างกันไปด้วย เนื่องจากระยะห่างระหว่างเพลลา ความยาวตัวรถและลักษณะทางกายภาพของรถบรรทุกที่ต่างกัน เช่น สำหรับช่วงความยาวสะพานสั้นๆ การเคลื่อนที่ของรถสล้อ มักจะก่อให้เกิดน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุด เนื่องจากรถสล้อมีความยาวไม่มากนัก สะพานจึงต้องรับน้ำหนักบรรทุกจรจากรถสล้อทั้งคัน ในขณะที่เมื่อช่วงความยาวสะพานเพิ่มขึ้นการจำลองการเคลื่อนที่เพื่อหาน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุดด้วยรถกึ่งพ่วงหรือรถพ่วงซึ่งมีความยาวตัวรถสูงกว่ารถสล้อ อาจมีความเหมาะสมกว่าเป็นต้น ดังนั้นเพื่อให้การจำลองน้ำหนักบรรทุกจรสอดคล้องกับการรับน้ำหนักของสะพานและพฤติกรรมการจราจรที่มีความหลากหลายของประเภทรถบรรทุก งานวิจัยนี้จึงพิจารณาประเภทรถบรรทุก 3 ประเภทได้แก่ รถสล้อ รถกึ่งพ่วงและรถพ่วง ซึ่งเป็นประเภทรถบรรทุกที่นิยมของผู้ประกอบการขนส่งและมีสัดส่วนเป็นจำนวนมากเมื่อเทียบกับจำนวนรถบรรทุกรวมกันทุกประเภทในประเทศไทย อีกทั้งยังเป็นประเภทรถบรรทุกที่ก่อให้เกิดความเสียหายต่อสะพานเป็นหลัก ซึ่งจำนวนเพลลา, ระยะห่างระหว่างเพลลาตลอดจนความยาวรวมของตัวรถบรรทุกในแต่ละประเภทที่ใช้จริงในประเทศไทยแสดงในรูปที่ 4.17 ถึง 4.19



รูปที่ 4.17 ระยะห่างระหว่างเพลลาของรถสล้อที่ใช้จริงในประเทศไทย



รูปที่ 4.18 ระยะห่างระหว่างเพลลาของรถกึ่งพ่วงที่ใช้จริงในประเทศไทย



รูปที่ 4.19 ระยะห่างระหว่างเพลลาของรถพ่วงที่ใช้จริงในประเทศไทย

### 4.2.3 น้ำหนักเพลลา

ในการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกจรด้วยหลักการของเส้นอิทธิพล (Moving load Influence line) นั้นจำเป็นต้องทราบถึงน้ำหนักในแต่ละเพลลาของรถบรรทุกเพื่อที่จะจำลองเหตุการณ์การเคลื่อนที่ของชุดเพลลาบรรทุกสัมพันธ์กับค่าอิทธิพลในแต่ละตำแหน่งของสะพาน โดยน้ำหนักเพลลาของรถบรรทุกในแต่ละประเภทรันขึ้นอยู่กัลักษณะการกระจายน้ำหนักจากน้ำหนักบรรทุกรวมไปสู่แต่ละเพลลาของรถบรรทุกนั้นๆ

อย่างไรก็ดีเนื่องด้วยข้อมูลน้ำหนักบรรทุกจรถจากสถานีการตรวจวัดของกรมทางหลวงและจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย(กิตติ จิวโพธิ์เจริญ และ ทศพล ปิ่นแก้ว 2009 ) ทราบเฉพาะน้ำหนักบรรทุกรวมเนื่องจากข้อจำกัดของวิธีการตรวจวัดซึ่งปราศจากอุปกรณ์ตรวจจับเพลลาทำให้ไม่ทราบถึงน้ำหนักเพลลาของรถบรรทุกแต่ละคัน ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงใช้การกระจายน้ำหนักเพลลาในแต่ละประเภทของรถบรรทุกจากสมการความสัมพันธ์ลอการิทึมระหว่างน้ำหนักบรรทุกรวมและน้ำหนักเพลลาจากผลการศึกษาของ Kumpoopong R. ในสมการที่ 4.1 ถึง 4.8 ซึ่งสอดคล้องกับลักษณะทางกายภาพของรถบรรทุกที่ใช้จริงในไทย อนึ่งพบว่าความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักเพลลาที่หาได้จากสมการดังกล่าวเมื่อสอบเทียบกับข้อมูลน้ำหนักเพลลาจากการตรวจวัดด้วยเซนเซอร์ตรวจจับเพลลา (ธีระชัย ดีสมสุข และ ทศพล ปิ่นแก้ว 2008) มีค่าอยู่ในเกณฑ์  $\pm 7\%$

ประเภท รถสิบล้อ

$$\log(Y_1) = 0.5231 \cdot \log(X) + 0.0213 \quad 4.1$$

$$\log(Y_2) = \log(Y_3) = 1.1871 \cdot \log(X) - 0.6789 \quad 4.2$$

ประเภท รถกึ่งพ่วง

$$\log(Y_1) = 0.2416 \cdot \log(X) + 0.3052 \quad 4.3$$

$$\log(Y_2) = \log(Y_3) = 0.9175 \cdot \log(X) - 0.5987 \quad 4.4$$

$$\log(Y_4) = \log(Y_5) = 1.3397 \cdot \log(X) - 1.1624 \quad 4.5$$

ประเภท รถพ่วง

$$\log(Y_1) = 0.4437 \cdot \log(X) + 0.0628 \quad 4.6$$

$$\log(Y_2) = \log(Y_3) = 1.0864 \cdot \log(X) - 0.8218 \quad 4.7$$

$$\log(Y_4) = \log(Y_5) = 1.1715 \cdot \log(X) - 0.9474 \quad 4.8$$

โดยที่

$$X = \text{น้ำหนักบรรทุกรวม (Ton)}$$

$$Y_1, Y_2, Y_3, Y_4, Y_5 = \text{น้ำหนักเพลลาที่ 1,2,3,4 และ 5 ของรถบรรทุก (Ton)}$$

#### 4.2.4 ตัวประกอบการกระจายน้ำหนัก (Distribution factor)

การวิเคราะห์ความปลอดภัยของสะพานนั้นขึ้นอยู่กับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อชิ้นส่วนโครงสร้างวิกฤติ ซึ่งน้ำหนักบรรทุกจรจากการจำลองเหตุการณ์การเคลื่อนที่ของขบวนรถบรรทุกบนสะพานแล้ววิเคราะห์ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์นั้นเป็นน้ำหนักบรรทุกจรต่อช่องจราจรหรือสองช่องจราจร ดังนั้นจึงต้องกระจายน้ำหนักดังกล่าวไปสู่ชิ้นส่วนวิกฤติด้วยพารามิเตอร์ตัวประกอบการกระจายน้ำหนัก (Distribution factor,  $\overline{DF}$ ) สำหรับคานคอนกรีต ซึ่งงานวิจัยนี้พิจารณาใช้สมการของมาตรฐาน AASHTO LRFD 2007 ในการหาพารามิเตอร์ดังกล่าว ซึ่งสัมพันธ์กับระยะห่างระหว่างคาน, ความยาวคานและสติฟเนสพารามิเตอร์ตามแนวยาว ดังแสดงในสมการที่ 4.9 ถึง 4.12 สำหรับโมเมนต์ของสะพานหนึ่งช่องจราจร

$$\overline{DF} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad 4.9$$

สำหรับโมเมนต์ของสะพานสองช่องจราจร

$$\overline{DF} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad 4.10$$

สำหรับแรงเฉือนของสะพานหนึ่งช่องจราจร

$$\overline{DF} = 0.36 + \frac{S}{7600} \quad 4.11$$

สำหรับแรงเฉือนของสะพานสองช่องจราจร

$$\overline{DF} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2 \quad 4.12$$

โดยที่

$$\overline{DF} = \text{ตัวประกอบการกระจายน้ำหนัก (lane)}$$

$$S = \text{ระยะห่างระหว่างคาน (mm)}$$

$$L = \text{ความยาวช่วงสะพาน (mm)}$$

$$K_g = \text{สติฟเนสพารามิเตอร์ตามแนวยาว (mm}^4\text{)}$$

$$t_s = \text{ความหนาของแผ่นพื้น (mm)}$$

ทั้งนี้พจน์  $\left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)$  สามารถแทนค่าเป็น 1.0 ตามข้อแนะนำของ AASHTO LRFD 2007 เพื่อ

ความสะดวกในการวิเคราะห์ โดยสัมพันธ์กับความเบี่ยงเบนจากการกระจายน้ำหนัก ( $V_{DF}$ ) มีค่าเท่ากับ 8% ซึ่งระบุไว้จากการใช้สมการ AASHTO LRFD ในการวิเคราะห์ตัวประกอบการกระจายน้ำหนัก

#### 4.2.5 ปริมาณการจราจรของรถบรรทุกเฉลี่ยต่อวัน (ADTT)

ปริมาณการจราจรของรถบรรทุกเฉลี่ยต่อวัน (ADTT average daily truck traffic) เป็นพารามิเตอร์หนึ่งที่เป็นในวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่สะพานจะต้องรองรับตลอดอายุการใช้งานสะพาน 75 ปี ซึ่งปริมาณการจราจรของรถบรรทุกเฉลี่ยต่อวันมีความสัมพันธ์กับสภาพเศรษฐกิจและอัตราการเพิ่มขึ้นของประชากรในประเทศ แต่การที่จะทำนายการเพิ่มขึ้นของการขนส่งและปริมาณการจราจรของรถบรรทุกเนื่องจากความเติบโตของเศรษฐกิจและทำนายจำนวนประชากรในอนาคตนั้นเป็นไปได้ยากและไม่สะดวก ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงใช้สมมติฐานให้ ADTT คงที่ตลอดอายุการใช้งานสะพาน

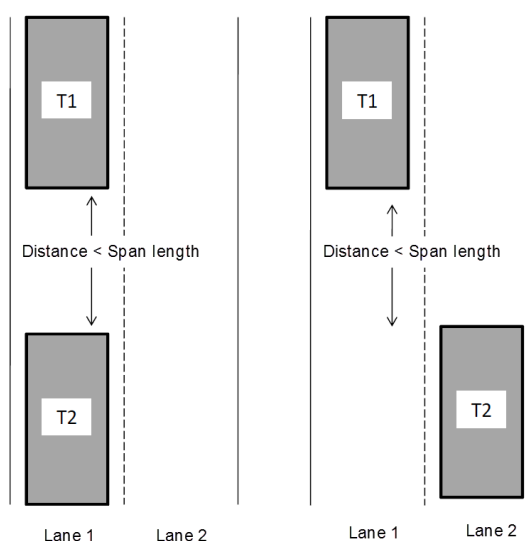
อย่างไรก็ดีสำหรับ ADTT ของประเทศไทยในแต่ละสายทางที่สะพานรองรับนั้นก็มีความแตกต่างกันไป เช่น หากเป็นสะพานตามทางหลวงสายย่อยหรือพื้นที่ชนบทนั้นก็จะมีค่า ADTT น้อย ในขณะที่สะพานตามทางหลวงสายหลักระหว่างจังหวัดหรือพื้นที่อุตสาหกรรมก็จะมีค่า ADTT มาก โดยเมื่อสำรวจข้อมูลในปัจจุบันของประเทศไทย (การศึกษาพิภคน้ำหนักบรรทุก วิทยาลัยโลจิสติกส์และโซ่อุปทาน มหาวิทยาลัยนเรศวร, กรมทางหลวง 2556) พบว่าสายทางบางแห่งมีค่า ADTT สูงสุดถึง 4000 คันต่อช่องจราจรและมีค่าน้อยลงลดหลั่นกันไปตามความสำคัญของสายทาง ทั้งนี้สำหรับมาตรฐานการออกแบบสะพานของสหรัฐอเมริกาในปัจจุบันนั้น (AASHTO LRFD) ได้ใช้ค่า ADTT เท่ากับ 5000 คันต่อช่องจราจรในการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกสูงสุดตลอดอายุการใช้งานสะพาน 75 ปี โดยน้ำหนักบรรทุกสูงสุดจากการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีค่าสุดขีดของกัมเบล เป็นฟังก์ชันกับ ADTT จากจำนวนรถบรรทุกตลอดอายุการใช้งานสะพาน 75 ปี ( $ADTT \times 365 \text{ วัน} \times 75 \text{ ปี}$ ) และมีความสัมพันธ์แบบแปรผันตรงคือเมื่อพิจารณาให้สะพานรองรับ ADTT มากขึ้น น้ำหนักบรรทุกที่คาดหมายก็จะเพิ่มขึ้นตามไปด้วย อย่างไรก็ตามสำหรับสะพานในประเทศไทยเมื่อพิจารณาค่า ADTT ที่ต้องครอบคลุมทุกๆสะพานในประเทศ, แนวโน้มการเพิ่มขึ้นของ ADTT ในอนาคต, พิจารณาวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกในเชิงอนุรักษ์ (conservative) และสามารถเปรียบเทียบกับมาตรฐาน AASHTO ได้สะดวก งานวิจัยนี้จึงเสนอใช้ค่า ADTT เท่ากับ 5000 คันต่อช่องจราจรทุกสะพานตัวอย่าง ในการวิเคราะห์ความปลอดภัยของสะพานและตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไป

#### 4.2.6 ความน่าจะเป็นที่รถบรรทุกวิ่งบนสะพานพร้อมกันหลายคัน (Multiple Presence)

ในการจำลองการเคลื่อนที่ของขบวนรถบรรทุกบนสะพานเพื่อวิเคราะห์หาหน้าหนักบรรทุกจรสูงสุดที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้างวิกฤติที่พิจารณา (critical member) ทั้งแรงเฉือนและโมเมนต์นั้น จำเป็นต้องจำลองการเคลื่อนที่ดังกล่าวให้สอดคล้องกับจำนวนช่องจราจรของสะพาน เนื่องจากพฤติกรรมจราจรของรถบรรทุกบนสะพานที่มี 1 ช่องจราจร, 2 ช่องจราจรหรือ 3 ช่องจราจร มีความแตกต่างกัน อาทิเช่น ประเทศไทยกฎหมายได้กำหนดให้รถบรรทุกต้องวิ่งในช่องจราจรซ้ายสุดของสะพานเป็นหลัก(ช่องจราจรที่1) ทำให้แนวโน้มที่รถบรรทุกจะวิ่งในช่องจราจรที่ 1 มีมากและน้อยลงในช่องจราจรที่ 2 และลดหลั่นกันไปในช่วงระยะเวลาหนึ่งๆ ทั้งนี้จากความน่าจะเป็นที่รถบรรทุกจะวิ่งบนสะพานพร้อมกันทั้ง 3ช่องจราจรหรือมากกว่ามีน้อย ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงพิจารณาจำลองหน้าหนักบรรทุกจรสำหรับสะพาน 1ช่องและ 2ช่องจราจรเป็นสำคัญ

สำหรับสะพาน 2 ช่องจราจรการจำลองหน้าหนักบรรทุกจรจากการเคลื่อนที่ของรถบรรทุกสัมพันธ์กับความน่าจะเป็นที่รถบรรทุกวิ่งบนสะพานพร้อมกันหลายคัน (Multiple presence,  $P_{sxs}$ ) ซึ่งแสดงเป็นเปอร์เซ็นต์ของจำนวนเหตุการณ์ที่รถบรรทุกวิ่งบนสะพานพร้อมกันหลายคันต่อจำนวนรถบรรทุกทั้งหมดที่วิ่งบนสะพานในช่วงระยะเวลาหนึ่งๆ ทั้งนี้จะพิจารณารถบรรทุกหลายคันวิ่งบนสะพานพร้อมกันเมื่อระยะห่างระหว่างเพลาท้ายของรถบรรทุกคันที่วิ่งนำหน้าและเพลานำรถบรรทุกคันที่วิ่งตามหลังน้อยกว่าความยาวสะพาน สำหรับการนับจำนวนเหตุการณ์ดังกล่าวเป็นผลรวมของทั้ง 2 รูปแบบเหตุการณ์ต่อไปนี้

1. รถบรรทุกวิ่งตามกันในช่องจราจรเดียวกันบนสะพาน
2. รถบรรทุกวิ่งตามกันในสองช่องจราจรบนสะพาน



รูปที่ 4.20 เหตุการณ์ที่พิจารณาความน่าจะเป็นที่รถบรรทุกวิ่งบนสะพานพร้อมกันหลายคัน ( $P_{sxs}$ ) สำหรับสะพาน 2 ช่องจราจร

โดยที่สำหรับสะพาน 2 ช่องจราจร น้ำหนักบรรทุกสูงสุดจากการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีค่าสุดขีดของกัมเบล พารามิเตอร์จำนวนรถบรรทุกตลอดอายุการใช้งานสะพาน (N) จะใช้สมการในพิจารณาคือ

$$N = ADTT \times 365 \times 75 \times P_{xxx} \quad 4.13$$

สำหรับความน่าจะเป็นที่รถบรรทุกวิ่งบนสะพานพร้อมกันหลายคัน ( $P_{xxx}$ ) ของประเทศไทย จากผลการศึกษาของกรมทางหลวง เรื่อง การตรวจวัดในภาคสนามจากโครงการทดสอบสะพานกรมทางหลวงภายใต้การกระตุ้นแบบพลวัตเนื่องจากการจราจรและแผ่นดินไหวเพื่อปรับปรุงการออกแบบและเสริมกำลัง (2013) พบว่ามีค่าเฉลี่ยเป็น 2% (ขณะที่ AASHTO LRFD มีค่าเป็น 6.67%) จากการเก็บข้อมูลบันทึกพฤติกรรมการจราจรบนสะพานที่อยู่บนทางหลวงสายหลักของประเทศ ตลอดช่วงระยะเวลาทดสอบด้วยเครื่องบันทึกภาพระบบดิจิทัล (Digital Video Recorder) เป็นระยะเวลา 2 วัน วันละไม่ต่ำกว่า 4 ชั่วโมงต่อสะพาน โดยติดตั้งกล้องในตำแหน่งที่สามารถเก็บภาพได้ครอบคลุมช่วงความยาวสะพานทดสอบภายใต้การจราจรปกติจำนวนทั้งสิ้น 31 สะพาน อนึ่งสำหรับรายละเอียดของสะพานที่ทดสอบได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.6 ในบทของสะพาน

#### 4.2.7 ตัวประกอบการกระทบทางพลศาสตร์ (Impact factor)

ในปกติแล้วการวิเคราะห์และออกแบบสะพาน น้ำหนักบรรทุกที่ใช้วิเคราะห์ต้องพิจารณารวมผลตอบสนองทางด้านพลศาสตร์ของสะพานเนื่องจากการเคลื่อนที่ของรถบรรทุกบนพื้นผิวจราจรด้วย ซึ่งพารามิเตอร์หนึ่งที่ใช้พิจารณาคือตัวประกอบการกระทบทางพลศาสตร์ (Impact factor,  $\overline{IM}$ ) ซึ่งขึ้นอยู่กับความขรุขระของผิวทาง, ความเร็วของรถบรรทุกและน้ำหนักจลน์รถบรรทุก ซึ่งตัวประกอบการกระทบ  $\overline{IM}$  นั้นเกี่ยวข้องกับการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกใน 2 ส่วน ได้แก่

1. น้ำหนักบรรทุกรวมผลทางพลศาสตร์สำหรับการออกแบบ ( $L_n$ )
2. น้ำหนักบรรทุกรวมผลทางพลศาสตร์ที่เกิดขึ้นจริงจากรถบรรทุกไทย ( $LL$ )

สำหรับน้ำหนักบรรทุกรวมผลทางพลศาสตร์สำหรับการออกแบบ ( $L_n$ ) เมื่อออกแบบสะพานตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ที่สภาวะจำกัดกำลัง กำหนดให้ใช้ค่าตัวประกอบการกระทบเป็น 33% หรือเท่ากับ 1.33 คงที่ตลอดความยาวสะพาน ทำให้น้ำหนักบรรทุกรวมผลทางพลศาสตร์ที่ใช้ออกแบบสะพานคือน้ำหนักบรรทุก HL-93 คูณด้วยตัวประกอบการกระทบ 1.33 แสดงด้วยสมการ

$$L_n = LL_{HL93} \times \overline{IM} \quad 4.14$$

โดยที่

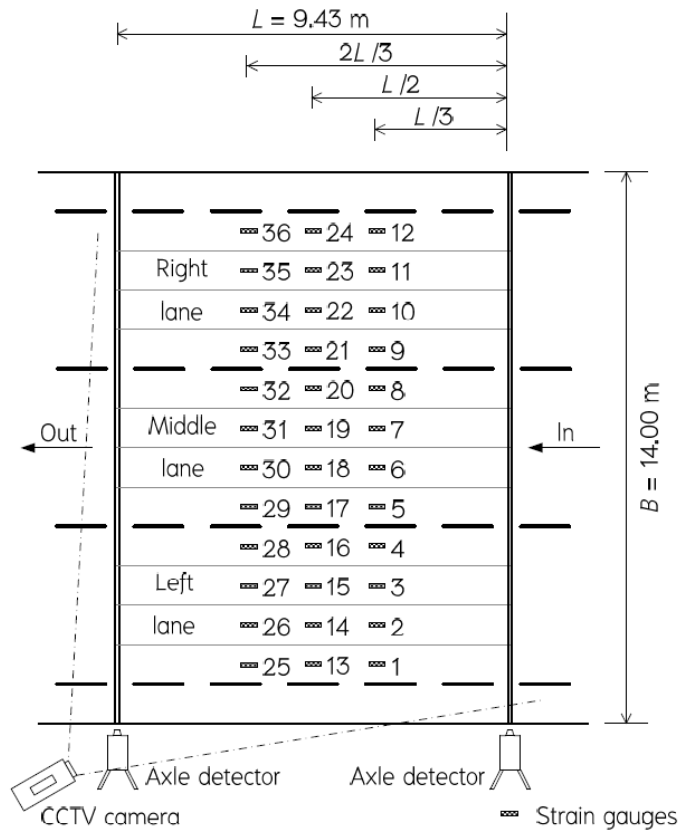
$$\begin{aligned} L_n &= \text{น้ำหนักบรรทุกรวมผลทางพลศาสตร์สำหรับการออกแบบ} \\ LL_{HL93} &= \text{น้ำหนักบรรทุก HL-93} \\ \overline{IM} &= \text{ตัวประกอบการกระทบทางพลศาสตร์ (1.33)} \end{aligned}$$

ตารางที่ 4.4 ตัวประกอบการกระทบสำหรับการออกแบบของ AASHTO LRFD

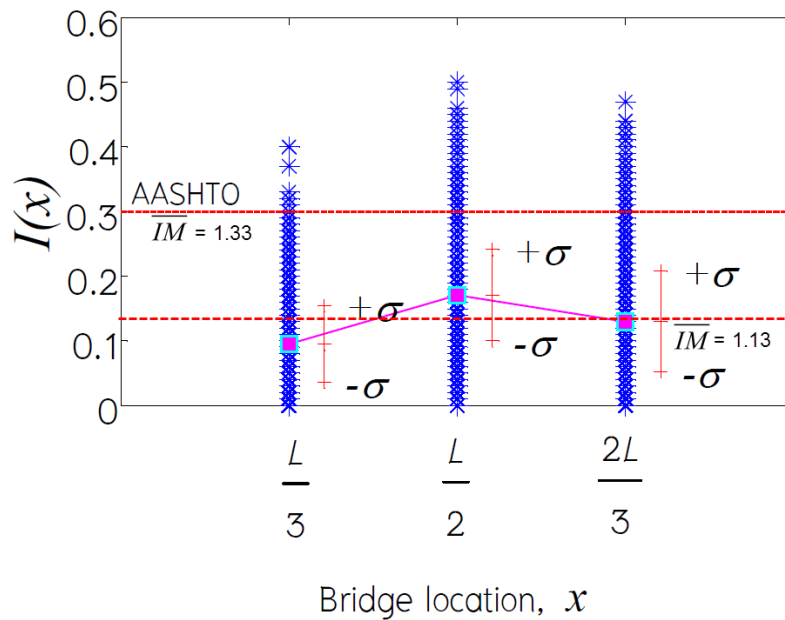
Component	$IM$
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

สำหรับน้ำหนักบรรทุกจรรวมผลทางพลศาสตร์ที่เกิดขึ้นจริงจากรถบรรทุกไทย ( $LL$ ) การรวมผลตอบสนองทางด้านพลศาสตร์และใช้ตัวประกอบการกระทบ ( $IM = 1.33$ ) ตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LRFD อาจจะไม่สอดคล้องและเหมาะสม เนื่องจากตัวประกอบการกระทบแปรผันตรงกับความเร็วยานพาหนะและแปรผกผันกับน้ำหนักจรรวมรถบรรทุก ดังนั้นความแตกต่างของพฤติกรรมการบรรทุกน้ำหนักของรถบรรทุกไทยและรถบรรทุกสหรัฐอเมริกา ตลอดจนคุณภาพผิวทาง, ลักษณะพื้นผิวจราจรและสภาพการจราจรบนสะพานซึ่งส่งผลต่อความเร็วของรถบรรทุกในไทยและสหรัฐอเมริกามีความแตกต่างกัน จึงเป็นสาเหตุหลักที่ทำให้หากใช้  $IM = 1.33$  จะไม่สอดคล้องกับผลทางพลศาสตร์ของรถบรรทุกไทย ส่งผลให้การพิจารณาตัวประกอบการกระทบจากการตรวจวัดสะพานจริงในภาคสนามจะได้ค่าที่ถูกต้องและน่าเชื่อถือมากกว่า

สำหรับงานวิจัยนี้จะพิจารณาผลการศึกษารายงานของ เอกวิทย์ ชันแก้ว และทศพล ปิ่นแก้ว (2012) ในหัวข้อเรื่อง ตัวประกอบการกระทบตามตำแหน่งต่างๆบนพื้นสะพานจากการตรวจวัดสะพานจริงจากผลการตรวจวัดการสั่นไหวของสะพานจริงภายใต้สภาพการจราจรปกติของรถบรรทุก โดยติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดเป็นตัวเก็บสัญญาณใน 3 ช่วงคือ 1/3, 1/2 และ 2/3 ของความยาวสะพาน โดยแต่ละช่วงติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียด 12 ตัว รวมทั้งสิ้น 36 ตัว ดังแสดงในรูปที่ และพิจารณาเฉพาะรถบรรทุกหนักที่มีน้ำหนักจรรวมมากกว่า 10 ตันขึ้นไปจำนวน 4,975 คัน ทั้งนี้สะพานทดสอบอยู่ที่วงแหวนตะวันตก กม.28+170.31 ข้ามคลองบางน้อย เขตบางแค กรุงเทพมหานคร ซึ่งเป็นสะพานแห่งเดียวกับการตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุกในภาคสนามของ ธีระชัย ดีสมสุข และ ทศพล ปิ่นแก้ว (2008) สำหรับตัวประกอบการกระทบคำนวณมาจากโมเมนต์ดัดของสะพานซึ่งวิเคราะห์ได้จากสัญญาณความเครียด โดยหาค่าตัวประกอบการกระทบ ณ ตำแหน่งต่างๆจากค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด ณ ตำแหน่งต่างๆขณะที่รถบรรทุกเคลื่อนไปบนสะพาน กับค่าโมเมนต์ดัดเชิงสถิต ณ ตำแหน่งต่างๆ และพิจารณาตัวประกอบการกระทบตามตำแหน่ง 1/3, 1/2 และ 2/3 ของความยาวสะพาน(L) สำหรับผลการศึกษาพบว่าค่าเฉลี่ยตัวประกอบการกระทบทุกตำแหน่งมีค่าเป็น 0.13 หรือ 13% ( $IM = 1.13$ ) และสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนของตัวประกอบการกระทบ ( $V_{IM}$ ) เท่ากับ 7% ดังแสดงในรูปที่ 4.21 และ 4.22



รูปที่ 4.21 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียด (เอกวิทย์ ชันแก้วและทศพล ปิ่นแก้ว 2012)

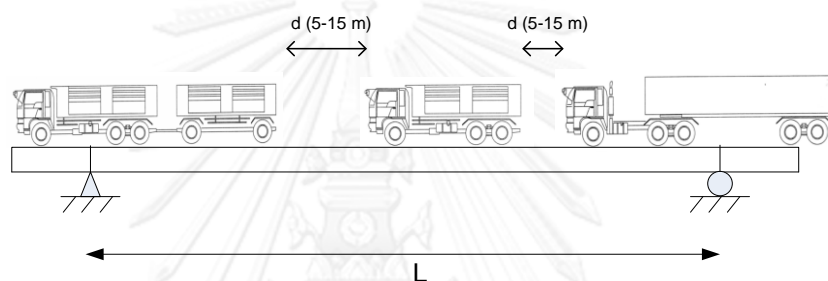


รูปที่ 4.22 ตัวประกอบการกระแทกที่ตำแหน่งต่างๆจากข้อมูลรถบรรทุกที่มีน้ำหนัก 10 ตันขึ้นไป 4,975 คัน (เอกวิทย์ ชันแก้ว และทศพล ปิ่นแก้ว 2012)

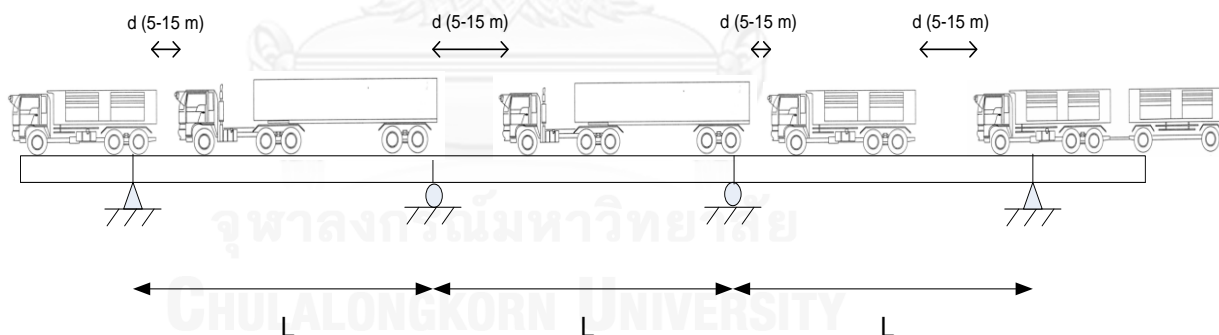


อย่างไรก็ดีค่าเฉลี่ยตัวประกอบการกระแทกจากผลการศึกษาดังกล่าว ( $\overline{IM} = 1.13$ ) วิเคราะห์มาจากผลการทดสอบสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรเท่านั้น แต่ความยาวสะพานที่ใช้ศึกษาในงานวิจัยนี้ครอบคลุมความยาวตั้งแต่ 5 ถึง 80 เมตร ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงเสนอใช้ตัวประกอบการกระแทกจากการจราจรจริงมีค่าเป็น 10% เท่านั้น ( $\overline{IM} = 1.10$  อ้างอิงจากค่าต่ำสุดของผลการศึกษาดังกล่าวที่ตำแหน่ง  $L/3$ ) เนื่องจากความสัมพันธ์เมื่อความยาวสะพานเพิ่มขึ้นค่าตัวประกอบการกระแทกของสะพานจะลดลง ( $\overline{IM} \propto \frac{1}{L}$ )

### 4.3 การจำลองน้ำหนักบรรทุกจร



รูปที่ 4.23 ตัวอย่างการจำลองน้ำหนักบรรทุกจรจากการเคลื่อนที่ของขบวนรถบรรทุกบนสะพานช่วงเดียว



รูปที่ 4.24 ตัวอย่างการจำลองน้ำหนักบรรทุกจรจากการเคลื่อนที่ของขบวนรถบรรทุกบนสะพานช่วงต่อเนื่อง

การจำลองน้ำหนักบรรทุกจรบนสะพานเพื่อวิเคราะห์โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนสูงสุดในปัจจุบัน พิจารณาจากการสุ่มข้อมูลรถบรรทุกทั้งหมด 8,818 คัน (ซึ่งคละประเภทกัน) และสุ่มระยะห่างระหว่างรถบรรทุกคันหน้าและคันตามหลัง (Headway distance,  $d$ ) ซึ่งสมมติให้มีค่าอยู่ระหว่าง 5 ถึง 15 เมตร เพื่อให้สอดคล้องกับสภาพการจราจรจริงบนสะพานมากที่สุด ยกตัวอย่างเช่น เมื่อสภาพการจราจรหนาแน่นระยะห่างระหว่างคันอาจมีค่าน้อย ในขณะที่เมื่อสภาพการจราจร

คล่องตัวระยะห่างดังกล่าวอาจมีค่ามาก โดยพิจารณาด้วยความน่าจะเป็นในการสุ่มเท่ากัน (Uniform probability distribution) จากนั้นจึงจำลองการเคลื่อนที่ของขบวนรถบรรทุกบนสะพานด้วยชุดคำสั่งของโปรแกรมคอมพิวเตอร์ (MATLAB) โดยพิจารณาทั้ง 1 ช่องจราจร และ 2 ช่องจราจร โดย 2 ช่องจราจรพิจารณาจากความน่าจะเป็นที่รถบรรทุกวิ่งบนสะพานพร้อมกันหลายคัน (Multiple presence) ซึ่งมีค่าประมาณ 2 % สำหรับสะพานไทย แล้วคำนวณโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนสูงสุดด้วยวิธีเส้นอิทธิพล (Influence line) จากตำแหน่งของขบวนชุดน้ำหนักเพลานบนสะพาน โดยสำหรับสะพานช่วงเดียวพิจารณาโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนสูงสุด สำหรับสะพานช่วงต่อเนื่องพิจารณาโมเมนต์ดัดบวก โมเมนต์ดัดลบ และแรงเฉือนสูงสุด

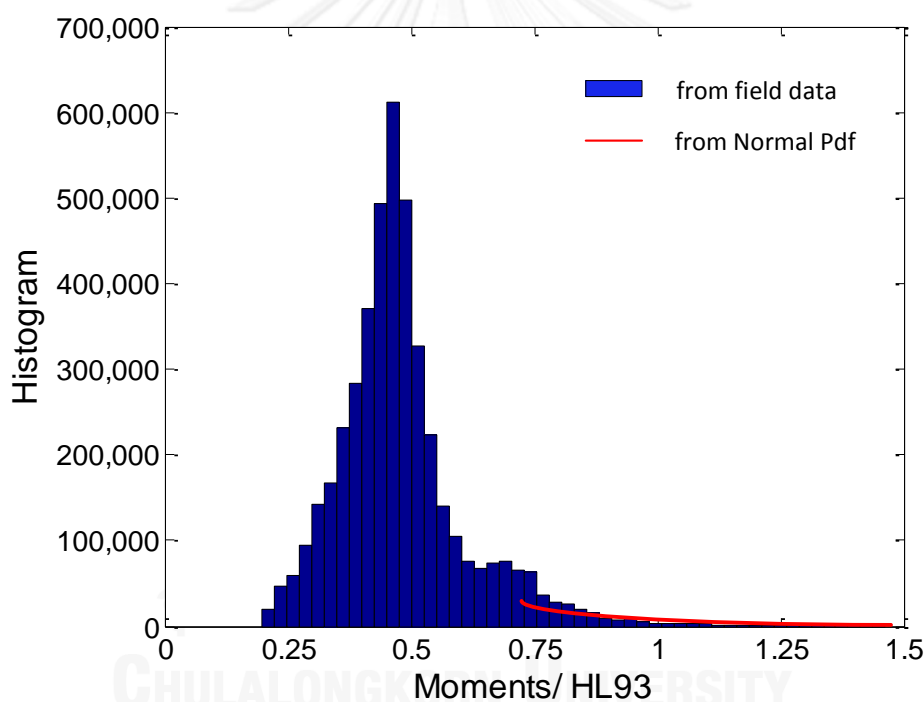
ทั้งนี้ได้ทำการจำลองเหตุการณ์ของรถบรรทุกข้ามสะพานจำนวน 5,000,000 เหตุการณ์สมมติ ในแต่ละความยาวของสะพานที่พิจารณา เพื่อให้ลักษณะการแจกแจงมีความละเอียดเพียงพอ โดยพิจารณาแบ่งจำนวนเหตุการณ์สมมติดังกล่าวเท่าๆกันเช่น กรณีความยาวสะพาน 30เมตร จำนวนรถบรรทุกมากที่สุดที่สามารถวิ่งบนสะพานได้คือ 3 คัน (รถสิบล้อความยาว 8.4 เมตรบวกกับระยะ Headway distance 5 เมตร รวมกัน 2 คัน และเพลาน้ำหนักของรถสิบล้อคันที่ 3) จึงจำลองเหตุการณ์ที่รถบรรทุกวิ่ง 1 คัน, วิ่ง 2 คัน และวิ่ง 3 คัน อย่างละเท่าๆกันคือ  $5,000,000/3 = 1,666,666$  เหตุการณ์ ดังนั้นการจำลองเหตุการณ์สมมติจำนวน 5,000,000 เหตุการณ์จะสามารถพิจารณาเทียบเท่าจำนวนเหตุการณ์ทั้งหมดที่รถบรรทุกวิ่งบนสะพานของไทยในช่วงเวลาใดๆได้ (ปริมาณการจราจรทั้งหมดของรถบรรทุกบนสะพาน =  $ADTT \times 365 \times \text{Years}$ ) ดังแสดงจำนวนปีเทียบเท่าของแบบจำลองที่ใช้วิเคราะห์ ( 5,000,000 เหตุการณ์) สำหรับแต่ละความยาวสะพานในตารางที่ 4.5

ตารางที่ 4.5 จำนวนปีเทียบเท่าของแบบจำลองที่ใช้วิเคราะห์

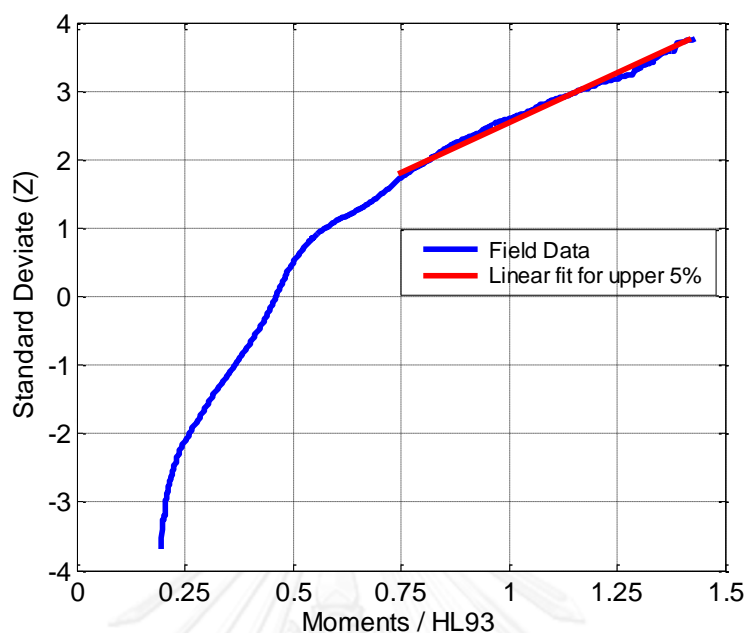
Bridge Type	Span length (m)	Structural Type	Equivalent traffic event (years)
Slab R/C	5	S.S.	2.7
	10	S.S.	4.1
Multibeam P/C	15	S.S.	4.1
	20	S.S.	4.1
	25	S.S.	5.5
I-girder P/C	30	S.S.	5.5
	35	S.S.	6.9
	40	S.S.	6.9
Box girder P/C	45	C.S.	16.4
	50	C.S.	17.8
	55	C.S.	20.6
	60	C.S.	21.9
	65	C.S.	23.3
	70	C.S.	24.7
	75	C.S.	26.0
	80	C.S.	27.0

#### 4.4 น้ำหนักบรรทุกสูงสุดจากแบบจำลองและน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ 75 ปี

น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ได้จากการจำลองด้วยรถบรรทุกจริงของไทยทั้งโมเมนต์และแรงเฉือนสูงสุดจะถูกนำไปหารด้วยค่าโมเมนต์หรือแรงเฉือนสูงสุดของรถมาตรฐาน HL-93 สำหรับแต่ละความยาวสะพาน (เพื่อลดหน่วยความจำที่ใช้เก็บข้อมูลและระยะเวลาในการประมวลผลของคอมพิวเตอร์) และจะได้ผลของน้ำหนักบรรทุกสูงสุด  $\bar{L}_{max}$  เป็นค่าไร้มิติและสามารถพิจารณาการกระจายความถี่ของน้ำหนักบรรทุกได้ ดังตัวอย่างของโมเมนต์ในรูปที่ 4.25 เพื่อนำลักษณะการแจกแจงบริเวณปลาย (Tail end distribution) ไปประมาณค่าสูงสุดของโมเมนต์ตัดและแรงเฉือนที่ระยะเวลาออกแบบ 75 ปีต่อไป ด้วยทฤษฎีค่าสุดขีดของกัมเบล (Gumbel's Extreme value type I distribution)



รูปที่ 4.25 ตัวอย่างการกระจายความถี่ของโมเมนต์จากเหตุการณ์สมมติของรถบรรทุกไทยหารด้วยโมเมนต์จากรถมาตรฐาน HL-93 สำหรับสะพานความยาว 20 เมตร



รูปที่ 4.26 ตัวอย่างการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติของโมเมนต์จากเหตุการณ์สมมติของรถบรรทุกไทยหารด้วยโมเมนต์จากรถ HL-93 สำหรับสะพานความยาว 20 เมตร

สำหรับการวิเคราะห์จะใช้ลักษณะการแจกแจงของค่าโมเมนต์ตัดและแรงเฉือนสูงสุดบริเวณปลายโดยใช้สมมติฐานให้เป็นการแจกแจงแบบปกติ (Normal probability distribution function) ดังแสดงด้วยเส้นสีแดงในรูปที่ 4.25 จากนั้นจึงสร้างกราฟการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ (Normal probability plot) ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 4.26 โดยแกน y คือ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard deviate) ซึ่งเป็นอินเวอร์สฟังก์ชันความน่าจะเป็นสะสมของน้ำหนักบรรทุกจรรยาๆ จากการแจกแจงแบบปกติ (Inverse standard normal distribution function) ส่วนแกน x คือ น้ำหนักบรรทุกจรรยาจากข้อมูลรถบรรทุกไทยเทียบกับรถบรรทุกมาตรฐาน HL-93 ซึ่งพบว่าข้อมูลส่วนปลาย 5% บน ( $Z > 1.65$ ) เส้นสีแดงในรูปที่ 4.26 มีลักษณะใกล้เคียงเส้นตรง แสดงถึงการแจกแจงความน่าจะเป็นใกล้เคียงแบบปกติ ดังนั้นจึงทำเส้นตรงแนวโน้ม (Linear fit) เพื่อใช้จุดตัดแกน y และความชันของเส้นตรง ไปวิเคราะห์หาพารามิเตอร์ทางสถิติและคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ 75 ด้วยชุดสมการของกัมเบลต่อไป (สมการที่ 2.8 และ 2.9)

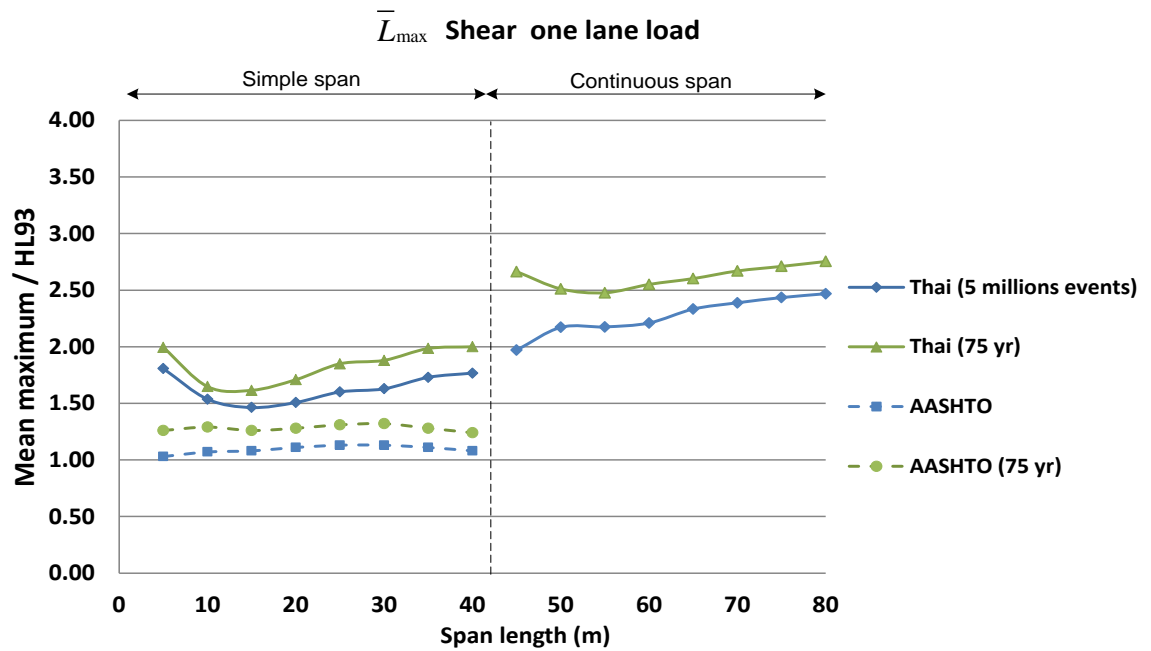
สำหรับผลการศึกษาของงานวิจัยนี้ได้ค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดจากเหตุการณ์สมมติ 5,000,000 เหตุการณ์ ( $\bar{L}_{\max}$  Thai [5,000,000 events]) และน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ 75 ปี ( $\bar{L}_{\max}$  Thai 75years) ของข้อมูลรถบรรทุกที่สำรวจในไทย 8,814 คัน เปรียบเทียบกับน้ำหนักบรรทุกจรรยาจรรยาฐานข้อมูลรถบรรทุก 9,250 คันที่มาตรฐาน AASHTO LRFD 2007 ใช้ในการวิเคราะห์โดยแสดงเป็นจำนวนเท่าของน้ำหนักบรรทุกจรรยาจรรยาฐานออกแบบ HL-93 ในตารางที่ 4.6 และ 4.7

ตารางที่ 4.6 น้ำหนักบรรทุกจรสูงสุด ( $\bar{L}_{max}$ ) จากเหตุการณ์สมมติของรถบรรทุกไทยและรถบรรทุกที่ AASHTO ใช้วิเคราะห์ แสดงเป็นจำนวนเท่าเมื่อเทียบกับรถมาตรฐาน HL-93

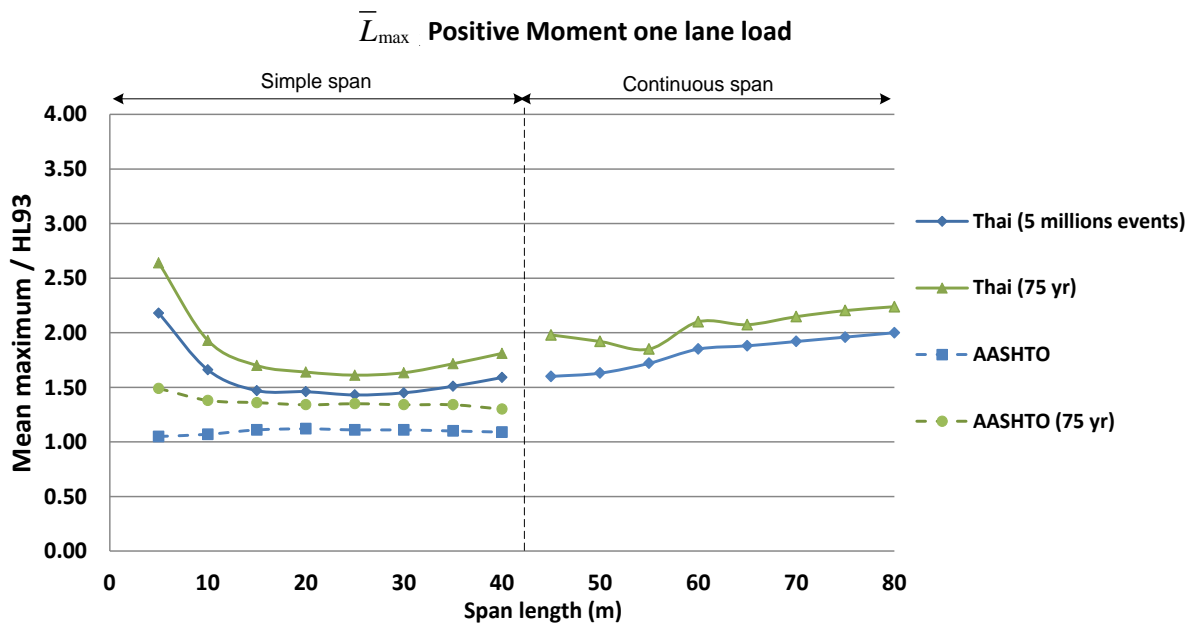
Bridge Type	Span length (m)	Structural Type	Load Effect	$\bar{L}_{max}$ Thai (5,000,000 events)		$\bar{L}_{max}$ AASHTO		
				1 lane	2 lane	1 lane	2 lane	
Slab R/C	5	S.S.	V	1.81	2.35	1.03	1.34	
			M+	2.18	2.83	1.05	1.37	
	10	S.S.	V	1.54	2.00	1.07	1.39	
			M+	1.66	2.16	1.07	1.39	
Multibeam P/C	15	S.S.	V	1.46	1.90	1.08	1.40	
			M+	1.47	1.91	1.11	1.44	
	20	S.S.	V	1.51	1.96	1.11	1.44	
			M+	1.46	1.90	1.12	1.46	
	25	S.S.	V	1.60	2.08	1.13	1.47	
			M+	1.43	1.86	1.11	1.44	
I-girder P/C	30	S.S.	V	1.63	2.12	1.13	1.47	
			M+	1.45	1.89	1.11	1.44	
	35	S.S.	V	1.73	2.25	1.11	1.44	
			M+	1.50	1.95	1.10	1.43	
	40	S.S.	V	1.77	2.30	1.08	1.40	
			M+	1.59	2.07	1.09	1.42	
	Box girder P/C	45	C.S.	V	1.97	2.56	-	-
				M+	1.60	2.08	-	-
M-				2.25	2.93	1.11	1.44	
50		C.S.	V	2.17	2.82	-	-	
			M+	1.63	2.12	-	-	
			M-	2.45	3.19	1.11	1.44	
55		C.S.	V	2.18	2.83	-	-	
			M+	1.72	2.24	-	-	
			M-	2.55	3.32	1.11	1.44	
60		C.S.	V	2.21	2.87	-	-	
			M+	1.85	2.41	-	-	
			M-	2.62	3.41	1.11	1.44	
65		C.S.	V	2.33	3.03	-	-	
			M+	1.88	2.44	-	-	
			M-	2.67	3.47	-	-	
70		C.S.	V	2.39	3.11	-	-	
			M+	1.92	2.50	-	-	
			M-	2.71	3.52	-	-	
75	C.S.	V	2.43	3.16	-	-		
		M+	1.96	2.55	-	-		
		M-	2.76	3.59	-	-		
80	C.S.	V	2.47	3.21	-	-		
		M+	2.00	2.60	-	-		
		M-	2.80	3.64	-	-		

ตารางที่ 4.7 น้ำหนักบรรทุกจรสูงสุด ( $\bar{L}_{max}$ ) ของรถบรรทุกไทยที่ 75 ปีและรถบรรทุกที่ AASHTO ใช้วิเคราะห์ที่ 75 ปี แสดงเป็นจำนวนเท่าเมื่อเทียบกับมาตรฐาน HL-93

Bridge Type	Span length (m)	Structural Type	Load Effect	$\bar{L}_{max}$ Thai 75 years		$\bar{L}_{max}$ AASHTO 75 years		
				1 lane	2 lane	1 lane	2 lane	
Slab R/C	5	S.S.	V	1.99	2.59	1.26	1.64	
			M+	2.64	3.43	1.49	1.94	
	10	S.S.	V	1.65	2.14	1.29	1.68	
			M+	1.93	2.51	1.38	1.79	
Multibeam P/C	15	S.S.	V	1.62	2.10	1.26	1.64	
			M+	1.70	2.21	1.36	1.77	
	20	S.S.	V	1.71	2.22	1.28	1.66	
			M+	1.64	2.13	1.34	1.74	
	25	S.S.	V	1.85	2.41	1.31	1.70	
			M+	1.61	2.09	1.35	1.76	
	I-girder P/C	30	S.S.	V	1.88	2.44	1.32	1.72
				M+	1.63	2.12	1.34	1.74
35		S.S.	V	1.98	2.57	1.28	1.66	
			M+	1.72	2.24	1.34	1.74	
40		S.S.	V	2.00	2.60	1.24	1.61	
			M+	1.81	2.35	1.30	1.69	
Box girder P/C	45	C.S.	V	2.66	3.46	-	-	
			M+	1.98	2.57	-	-	
			M-	2.86	3.72	1.23	1.60	
	50	C.S.	V	2.51	3.26	-	-	
			M+	1.92	2.50	-	-	
			M-	2.78	3.61	1.23	1.60	
	55	C.S.	V	2.48	3.22	-	-	
			M+	1.85	2.41	-	-	
			M-	2.90	3.77	1.23	1.60	
	60	C.S.	V	2.55	3.32	-	-	
			M+	2.10	2.73	-	-	
			M-	2.98	3.87	1.23	1.60	
	65	C.S.	V	2.60	3.38	-	-	
			M+	2.07	2.70	-	-	
			M-	2.98	3.87	-	-	
	70	C.S.	V	2.67	3.47	-	-	
			M+	2.15	2.79	-	-	
			M-	3.02	3.92	-	-	
75	C.S.	V	2.71	3.52	-	-		
		M+	2.20	2.86	-	-		
		M-	3.09	4.01	-	-		
80	C.S.	V	2.75	3.58	-	-		
		M+	2.24	2.91	-	-		
		M-	3.14	4.09	-	-		

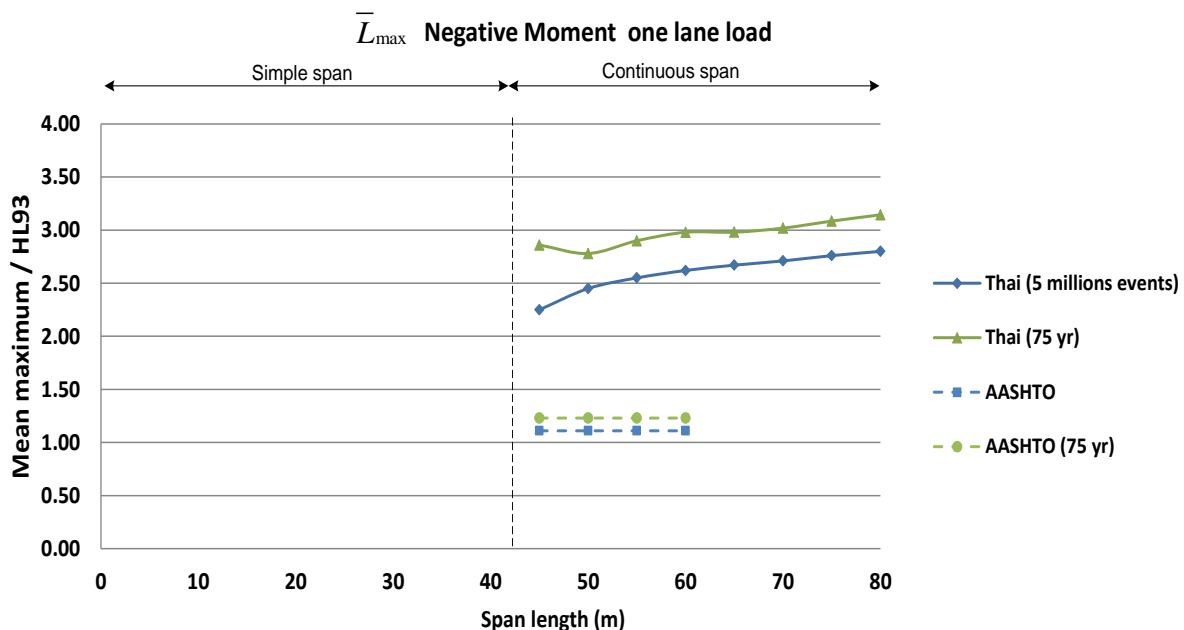


รูปที่ 4.27 ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนสูงสุดเปรียบเทียบกับ AASHTO สำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจร

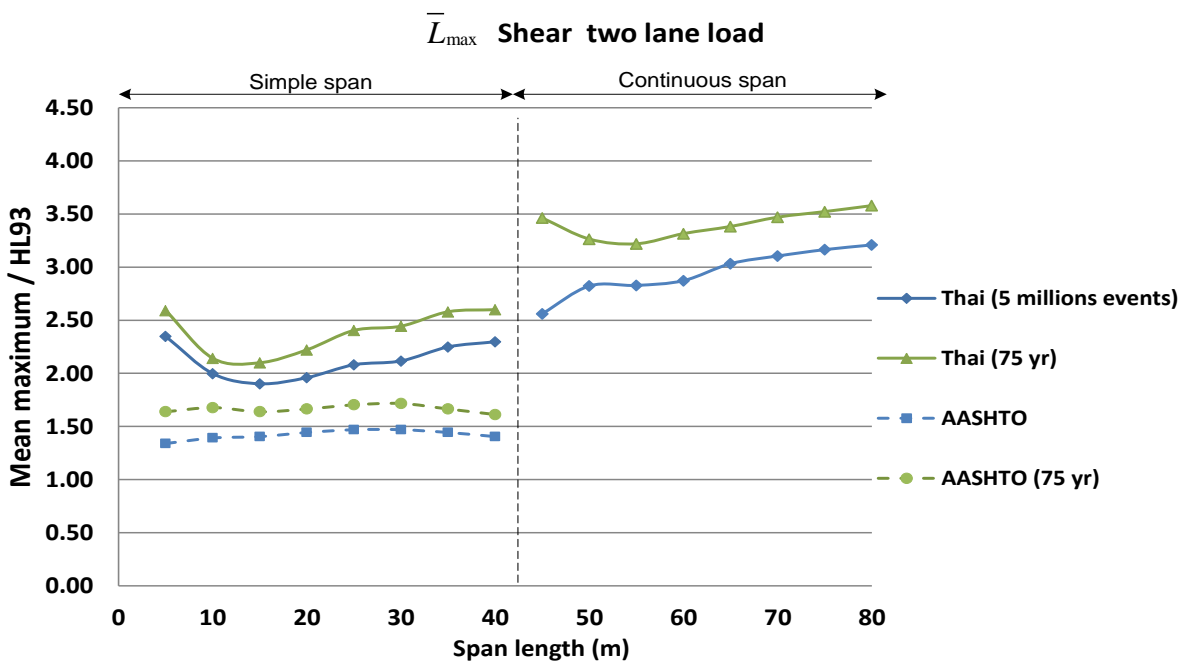


รูปที่ 4.28 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์บวกสูงสุดเปรียบเทียบกับ AASHTO สำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจร

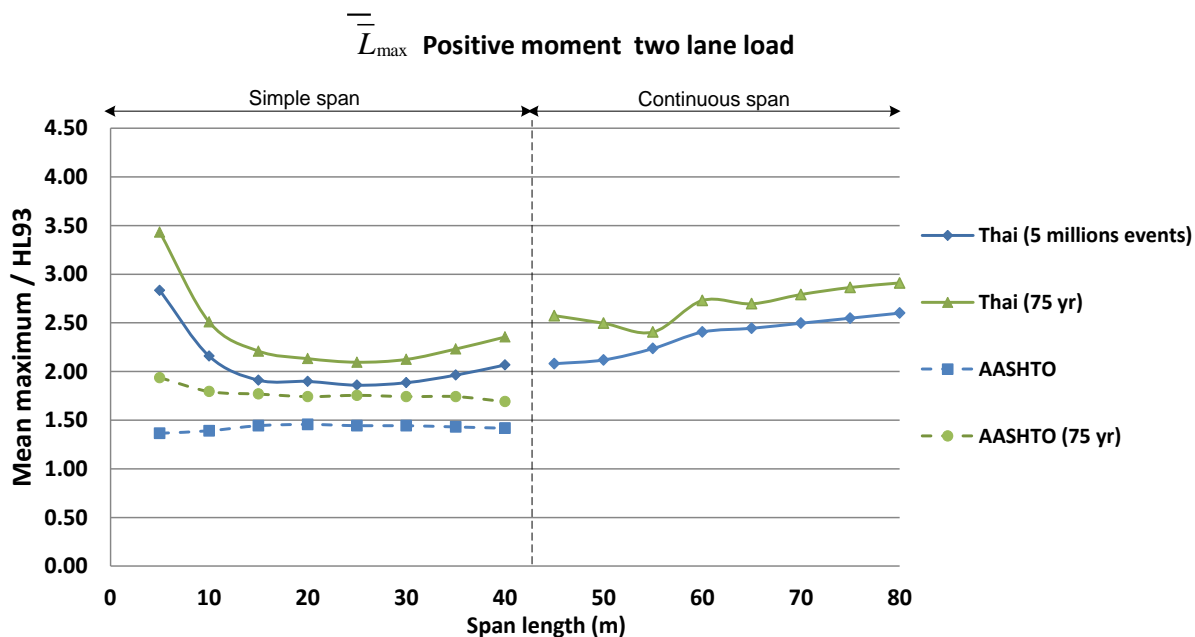




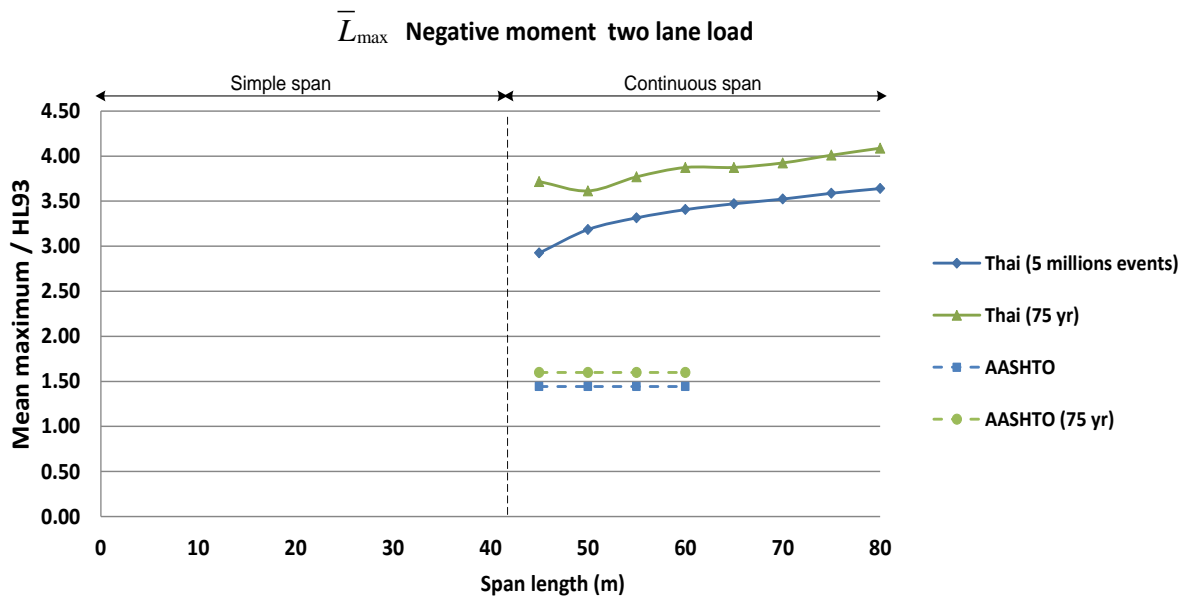
รูปที่ 4.29 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์ลบสูงสุดเปรียบเทียบกับ AASHTO สำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจร



รูปที่ 4.30 ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนสูงสุดเปรียบเทียบกับ AASHTO สำหรับสะพานสองช่องจราจร



รูปที่ 4.31 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์บวกสูงสุดเปรียบเทียบกับ AASHTO สำหรับสะพานสองช่องจราจร



รูปที่ 4.32 ผลการวิเคราะห์โมเมนต์ลบสูงสุดเปรียบเทียบกับ AASHTO สำหรับสะพานสองช่องจราจร

ผลการวิจัยสำหรับสะพานช่วงเดียวหนึ่งช่องจราจร พบว่าเกิดน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ความยาวช่วงสะพาน 5 เมตร โดยแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในสะพานจากรถบรรทุกหนักตลอดอายุการใช้งานสะพาน 75 ปี จะมีค่าเป็น 1.99 เท้าเมื่อเทียบกับรถมาตรฐาน HL-93 (รูปที่ 4.27) ในขณะที่แรงเฉือนสูงสุดของ AASHTO ที่ 75 ปีนั้นมีค่าเพียง 1.26 เท้า ส่วนโมเมนต์บวกสูงสุดที่เกิดขึ้นในสะพานจากรถบรรทุกหนักตลอดอายุการใช้งานสะพาน 75 ปีเท่ากับ 2.64 เท้า ในขณะที่โมเมนต์สูงสุดของ AASHTO ที่ 75 ปีนั้นมีค่าเพียง 1.49 เท้า (รูปที่ 4.28) โดยความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกจากรถบรรทุกไทยกับความยาวสะพานนั้นมีทั้งค่าเพิ่มขึ้นและลดลงตามความยาวสะพาน

สำหรับสะพานช่วงต่อเนื่องหนึ่งช่องจราจร พบว่าเกิดน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ความยาวช่วงสะพาน 80 เมตร โดยแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในสะพานจากรถบรรทุกหนักตลอดอายุการใช้งานสะพาน 75 ปี จะมีค่าเป็น 2.75 เท้าเมื่อเทียบกับรถมาตรฐาน HL-93 (รูปที่ 4.27) โดยแรงเฉือนสูงสุดของ AASHTO นั้นไม่พบข้อมูล (เนื่องจาก AASHTO วิจัยในช่วงความยาวสะพาน 5-60 เมตรเท่านั้น) สำหรับโมเมนต์บวกที่เกิดขึ้นในสะพานจากรถบรรทุกหนักตลอดอายุการใช้งานสะพาน 75 ปี จะมีค่าเป็น 2.24 เท้า (รูปที่ 4.28) โดยที่โมเมนต์บวกสูงสุดของ AASHTO นั้นไม่พบข้อมูล ส่วนโมเมนต์ลบสูงสุดที่เกิดขึ้นในสะพานจากรถบรรทุกหนักตลอดอายุการใช้งานสะพาน 75 ปีเท่ากับ 3.14 เท้า (รูปที่ 4.29) ในขณะที่โมเมนต์ลบสูงสุดของ AASHTO ที่ 75 ปีนั้นมีค่าเพียง 1.23 เท้าที่ความยาวสะพาน 60 เมตร โดยความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกจากรถบรรทุกไทยกับความยาวสะพานนั้นมีค่าเพิ่มขึ้นตามความยาวสะพาน

โดยน้ำหนักรถบรรทุกสูงสุดสำหรับสะพานสองช่องจราจร มีค่าเป็น 1.3 เท้าของน้ำหนักรถบรรทุกสูงสุดสำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจรทั้งช่วงเดียวและช่วงต่อเนื่อง (รูปที่ 4.30 ถึง 4.32) นอกจากนี้ผลของระยะเวลาใช้งานสะพานที่ยาวนานขึ้นจากปัจจุบันไปยัง 75 ปีนั้น ผลการศึกษาพบว่าส่งผลให้น้ำหนักบรรทุกทางด้านแรงเฉือนเพิ่มขึ้น 7-35% สำหรับโมเมนต์บวกเพิ่มขึ้น 8-24% และสำหรับโมเมนต์ลบเพิ่มขึ้น 11-27% ที่สำคัญจากผลการศึกษาแสดงให้เห็นชัดเจนว่าน้ำหนักรถบรรทุกของไทยมีค่าสูงกว่าน้ำหนักรถบรรทุกของ AASHTO มาก ทำให้การประยุกต์ใช้มาตรฐาน AASHTO ในการออกแบบสะพานของไทยโดยตรงอาจส่งผลกระทบต่อความปลอดภัยในการใช้งานสะพานต่ำกว่าเกณฑ์มาตรฐานอย่างมีนัยสำคัญ

อย่างไรก็ดีการที่เส้นกราฟน้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกไทยนั้นมีค่าไม่สม่ำเสมอตลอดความยาวสะพานเหมือนเส้นกราฟน้ำหนักบรรทุกของ AASHTO ที่ค่อนข้างเรียบนั้น อาจมีสาเหตุมาจากลักษณะทางกายภาพของรถบรรทุกไทยนั้นแตกต่างกับรถบรรทุกในสหรัฐอเมริกา เนื่องจากรถมาตรฐาน HL 93 นั้นเป็นรถที่ไม่มีอยู่จริงแต่เป็นรถในอุดมคติสำหรับการออกแบบสะพาน กล่าวคือรถมาตรฐาน HL-93 เป็นผลมาจากการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกจริงๆ ในสหรัฐอเมริกาแล้วจึงพัฒนาสร้างรถมาตรฐานขึ้นมาให้สอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุกจริงที่เกิดขึ้นจนได้ค่าค่อนข้างสม่ำเสมอทุกๆความยาวสะพานนั่นเอง

#### 4.5 น้ำหนักบรรทุกสูงสุดของโครงสร้างสะพาน

น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ระยะเวลา 75 ปี ( $\bar{L}_{max}$ ) นั้นเป็นผลของน้ำหนักบรรทุกต่อ 1 ช่องจราจร และ 2 ช่องจราจร ดังนั้นจึงต้องกระจายน้ำหนักบรรทุกลงชิ้นส่วนโครงสร้างวิกฤติ(Critical member) ตามแต่ละประเภทสะพานได้แก่ แผ่นพื้น, คาน, คานรูปตัวไอ (I-girder) และคานรูปกล่อง (Box-girder) โดยพิจารณาผลของการกระแทกทางพลศาสตร์ (Dynamic amplification) ร่วมด้วย และใช้ตัวประกอบการกระจายน้ำหนักลงคาน (Distribution factor) ตามสมการของ AASHTO LRFD ซึ่งสัมพันธ์กับระยะห่างระหว่างคานและความยาวคาน โดยที่น้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพาน ( $\bar{LL}$ ) นั้นพิจารณาด้วยสมการที่ 4.15 และ 4.16 (Nowak 1999) ตามจำนวนช่องจราจรของน้ำหนักบรรทุกที่วิเคราะห์ตามลำดับ

สำหรับหนึ่งช่องจราจร

$$\bar{LL} = \bar{L}_{max} \times HL_{93} \times \overline{IM} \times \overline{DF} / 1.2 \quad 4.15$$

สำหรับสองช่องจราจร

$$\bar{LL} = \bar{L}_{max} \times HL_{93} \times \overline{IM} \times \overline{DF} / 2 \quad 4.16$$

โดย

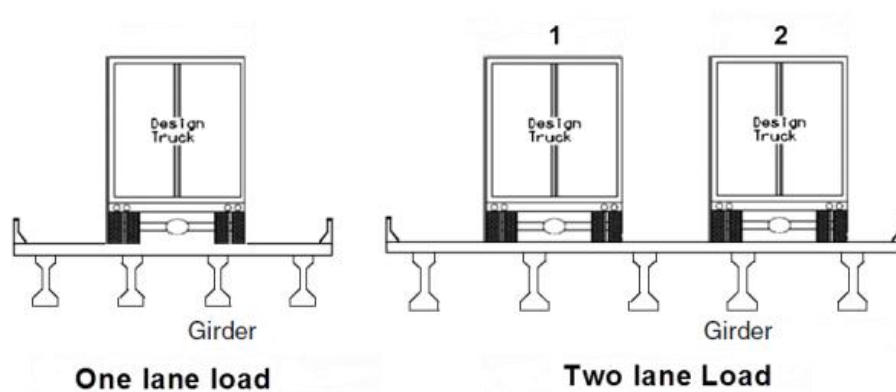
$$\begin{aligned} HL_{93} &= \text{น้ำหนักบรรทุกจราจรจากรถ HL-93} \\ \overline{IM} &= \text{ตัวประกอบการกระแทกทางพลศาสตร์ (Impact Factor)} \\ \overline{DF} &= \text{ตัวประกอบการกระจายน้ำหนัก (Distribution Factor)} \\ \bar{L}_{max} &= \text{น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ 75 ปี} \end{aligned}$$

สำหรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพาน ( $V_{LL}$ ) นั้นมีสัมประสิทธิ์ความเบี่ยงเบนแสดงตามสมการที่ 4.17 ซึ่งเป็นผลรวมความเบี่ยงเบนของตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์

$$V_{LL} = \sqrt{V_{L_{max}}^2 + V_{IM}^2 + V_{DF}^2} \quad 4.17$$

โดยที่

$$\begin{aligned} V_{L_{max}} &= \text{สัมประสิทธิ์ความเบี่ยงเบนของน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ 75 ปี} \\ V_{IM} &= \text{สัมประสิทธิ์ความเบี่ยงเบนของตัวประกอบการกระแทกทางพลศาสตร์} \\ V_{DF} &= \text{สัมประสิทธิ์ความเบี่ยงเบนของตัวประกอบการกระจายน้ำหนัก} \end{aligned}$$



รูปที่ 4.33 การกระจายน้ำหนักบรรทุกจรลงคานสำหรับน้ำหนักบรรทุก  
หนึ่งช่องจราจรและสองช่องจราจร

## บทที่ 5

### วิเคราะห์ความเชื่อมั่นของสะพาน

#### 5.1 พารามิเตอร์ทางสถิติที่ใช้และการอ้างอิง

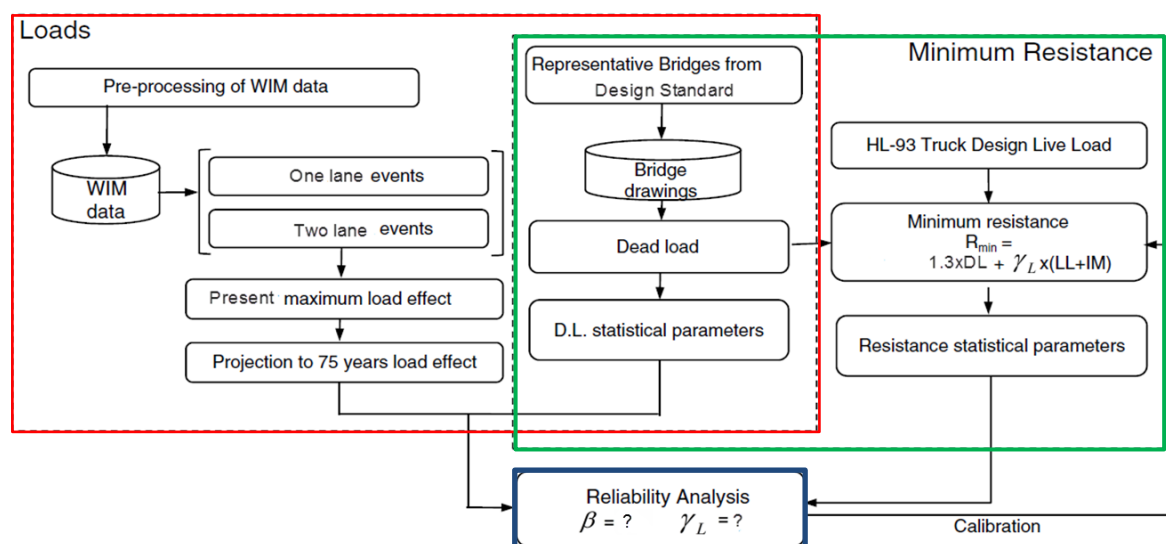
สำหรับการวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของสะพาน เมื่อแทนค่าพารามิเตอร์ทั้งหมดที่เกี่ยวข้องลงในสมการหลักเพื่อหาค่าดัชนีความเชื่อมั่นในแต่ละสะพาน (สมการที่ 2.7) จะทำให้สามารถหาค่าดัชนีความเชื่อมั่น ( $\beta$ ) หรือตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร ( $\gamma_L$ ) สำหรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของชิ้นส่วนวิกฤติตามแต่ละประเภทสะพานที่พิจารณาได้ในที่สุด สำหรับงานวิจัยนี้พารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องทั้งหมดจะพิจารณาเลือกใช้จากผลการศึกษาในประเทศไทยเป็นหลัก ทั้งนี้หากในประเทศไทยไม่มีการศึกษาของพารามิเตอร์ดังกล่าวจะพิจารณาใช้ค่าตาม AASHTO LRFD ที่สอดคล้องแทนเนื่องจากข้อมูลมีความน่าเชื่อถือเพราะเก็บตัวอย่างเป็นจำนวนมากและครอบคลุมระยะเวลาทดสอบยาวนานตามหลักสถิติ อนึ่งสำหรับงานวิจัยนี้ข้อมูลพารามิเตอร์ที่ใช้ทั้งหมดอ้างอิงมาจากผลการศึกษาต่างๆได้สรุปไว้ในตารางที่ 5.1 โดยค่าของพารามิเตอร์ที่ใช้และค่าของพารามิเตอร์ในแต่ละผลการศึกษาก็ได้แสดงเปรียบเทียบไว้ในภาคผนวก ก

ตารางที่ 5.1 สรุปผลการศึกษาที่ใช้อ้างอิงของพารามิเตอร์ทั้งหมด

Group $\bar{R}$			Group $\overline{DL}$			Group $\overline{LL}$		
$\lambda_R(\gamma_D \overline{DL} + \gamma_L L_n)$			$\lambda_D \overline{DL}$			$\overline{L}_{max} \times HL_{93} \times \overline{IM} \times \overline{DF}$		
Symbol	Description	Based on Data	Symbol	Description	Based on Data	Symbol	Description	Based on Data
$\lambda_R$	Resistance Bias factor	DOH	$\lambda_D$	Dead load Bias factor	AASHTO	$\overline{L}_{max}$	Live load effect for 75 years	DOH and Chula
$\gamma_D$	Dead load factor	AASHTO	$\overline{DL}$	Dead load effect	DOH	$\overline{IM}$	Impact factor	Chula
$\overline{DL}$	Dead load effect	DOH	$\sigma_{DL}$	S.D. of Dead load	AASHTO	$\overline{DF}$	Load distribution factor	AASHTO
$\gamma_L$	Live load factor	Calibration				ADTT	Average daily truck traffic	AASHTO
$L_n$	Live load effect from HL93	HL-93				Gumbel parameters	Extreme value at 75 years	CDF curve
$\sigma_R$	S.D. of Resistance	AASHTO				$P_{sxs}$	Multiple presence	DOH
						$d$	Headway distance	AASHTO
						$\sigma_{LL}$	S.D. of Live load	DOH and Chula

\*DOH (Department Of Highway กรมทางหลวง)

## 5.2 ดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานหากประยุกต์ใช้ AASHTO LRFD โดยตรง



รูปที่ 5.1 ขั้นตอนการวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของสะพาน (Reliability analysis)

หนึ่งในวัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้คือการประเมินความปลอดภัยของสะพานในประเทศไทยจากสะพานตัวอย่างที่พิจารณา หากออกแบบด้วยมาตรฐาน AASHTO LRFD โดยที่ไม่ปรับเปลี่ยนแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกทุกจรให้เหมาะสมกับประเทศไทย เพื่อให้บรรลุวัตถุประสงค์ดังกล่าวจึงวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นของสะพาน ( $\beta$ ) โดยพิจารณาใช้ค่า  $\gamma_L = 1.75$  ตามที่กำหนดใน AASHTO LRFD และใช้น้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบชนิด HL 93 สำหรับการพิจารณารวมแรงแบบ Strength limit I เพื่อเปรียบเทียบผลการศึกษาดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานตัวอย่างกับดัชนีความเชื่อมั่นตามเกณฑ์ของ AASHTO ( $\beta = 3.5$ ) ซึ่งในงานวิจัยนี้จะพิจารณาเกณฑ์ดัชนีความเชื่อมั่นของ AASHTO ในการอ้างอิงเป็นหลัก

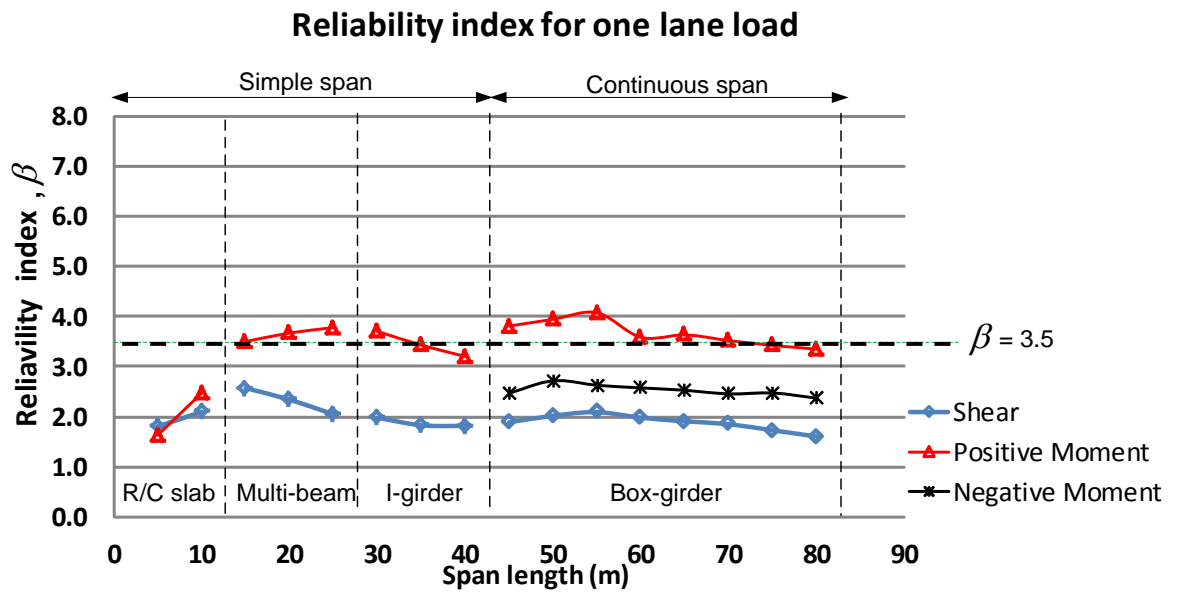
สำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจรแสดงผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นในรูปที่ 5.2 ซึ่งพบว่าในด้านแรงเฉือนสะพานตัวอย่างทุกๆความยาวมีระดับความปลอดภัยต่ำกว่าเกณฑ์มาตรฐาน AASHTO ( $\beta = 3.5$ ) ทั้งสิ้น โดยมีดัชนีความเชื่อมั่นน้อยสุดที่ความยาวสะพาน 80 เมตร (Box-girder type) เท่ากับ 1.6 ขณะที่ในด้านโมเมนต์บวกพบว่าสะพานตัวอย่างมีระดับความปลอดภัยค่อนข้างใกล้เคียงและสูงกว่าเกณฑ์ของ AASHTO เล็กน้อย ยกเว้นในช่วงความยาวสะพานประเภทแผ่นพื้น (R/C slab type) ที่มีค่าดัชนีความเชื่อมั่นต่ำกว่าเกณฑ์มากที่สุดเท่ากับ 1.63 ที่ความยาวสะพาน 5 เมตร สำหรับด้านโมเมนต์ลบสะพานตัวอย่างทุกๆความยาวมีระดับความปลอดภัยต่ำกว่าเกณฑ์ของ AASHTO ทั้งหมด อย่างไรก็ตาม ดัชนีความเชื่อมั่นมีแนวโน้มลดลงเมื่อความยาวสะพานมากขึ้น (โดยเฉพาะช่วงความยาวเกิน 80 เมตร) ทั้งผลของแรงเฉือน โมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบ ซึ่งค่าดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานไทยสำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจรทางด้านแรงเฉือน โมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบมีค่าเฉลี่ยเป็น 1.97, 3.42 และ 2.53 ตามลำดับ

สำหรับสะพานสองช่องจราจรแสดงผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นในรูปที่ 5.3 ซึ่งพบว่า สะพานสองช่องจราจรจะมีระดับความปลอดภัยสูงกว่าหนึ่งช่องจราจร เนื่องจากความน่าจะเป็นที่ รถบรรทุกจะวิ่งพร้อมกันทั้ง 2 ช่องจราจรมีน้อย และค่าของตัวประกอบการกระจายน้ำหนัก ( $\overline{DF}$ ) ของ 1 ช่องจราจรมากกว่า 2 ช่องจราจรทำให้ชิ้นส่วนวิกฤติรับน้ำหนักบรรทุกจรมากกว่า โดยในด้านแรงเฉือนสะพานตัวอย่างทุกๆความยาวก็ยังคงมีระดับความปลอดภัยต่ำกว่าเกณฑ์มาตรฐาน AASHTO ( $\beta = 3.5$ ) โดยมีดัชนีความเชื่อมั่นน้อยสุดที่ความยาวสะพาน 80 เมตร (Box-girder type) เป็น 2.05 ในขณะที่โมเมนต์บวกพบว่าสะพานตัวอย่างมีระดับความปลอดภัยสูงกว่าเกณฑ์ของ AASHTO ยกเว้นในช่วงความยาวสะพานประเภทแผ่นพื้น (R/C slab type) ซึ่งมีค่าดัชนีความเชื่อมั่นน้อยที่สุด เท่ากับ 2.01 ที่ความยาวสะพาน 5 เมตรเช่นเดียวกับความยาวสะพานสำหรับหนึ่ง ช่องจราจร สำหรับด้านโมเมนต์ลบสะพานตัวอย่างทุกๆความยาวมีระดับความปลอดภัยใกล้เคียงกับ เกณฑ์ AASHTO โดยพบว่าดัชนีความเชื่อมั่นมีแนวโน้มลดลงเมื่อความยาวสะพานมากขึ้น (โดยเฉพาะช่วงความยาวเกิน 80 เมตร) ทั้งแรงเฉือน โมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบเช่นเดียวกันกับ แนวโน้มของสะพานหนึ่งช่องจราจร ซึ่งค่าดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานไทยสำหรับสะพานสองช่อง จราจรทางด้านแรงเฉือน โมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบมีค่าเฉลี่ยเป็น 2.51, 4.26 และ 3.31 ตามลำดับ

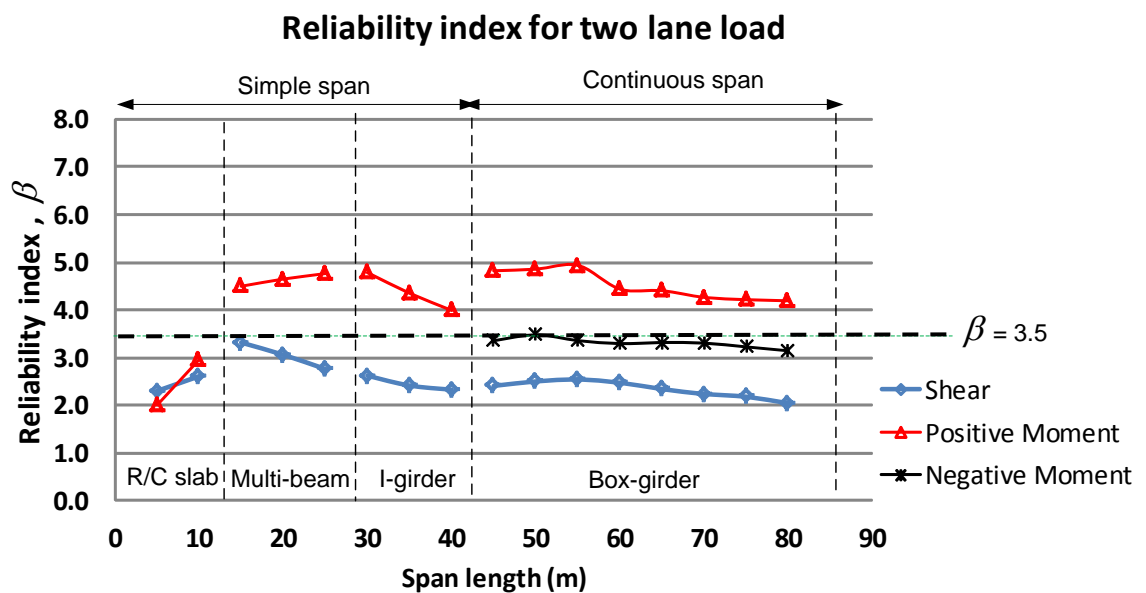
นอกจากนี้ผลการศึกษายังพบว่า ผลของโมเมนต์บวกจะมีความปลอดภัยสูงสุดโดยมักมีค่า สูงกว่าเกณฑ์มาตรฐาน (ความยาวสะพาน 15 ถึง 80 เมตร) ในขณะที่โมเมนต์ลบและแรงเฉือนจะมี ค่าน้อยลงตามลำดับและพบว่ามีค่าต่ำกว่าเกณฑ์มาตรฐานทั้งสิ้น

จากผลการวิจัยที่ได้จึงสามารถสรุปได้ว่า หากออกแบบสะพานในประเทศไทยโดยประยุกต์ใช้ มาตรฐาน AASHTO LRFD โดยตรง (ใช้  $\gamma_L = 1.75$  คู่กับน้ำหนักบรรทุกจรจากรถ HL-93 เช่นเดิม) จะส่งผลให้สะพานดังกล่าวมีระดับความปลอดภัยต่ำกว่าเกณฑ์มาตรฐาน  $\beta < 3.5$  และมีค่าความน่า เป็นที่สะพานจะวิบัติได้สูงถึง 1/2660 สำหรับอายุการใช้งาน 75 ปี ซึ่งสูงกว่าเกณฑ์ของ AASHTO ถึง 1.62 เท่า อีกทั้งไม่ครอบคลุมความปลอดภัยทั้งโมเมนต์และแรงเฉือนในแต่ละความยาวสะพาน อีกด้วย





รูปที่ 5.2 ผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่น สำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจร ( $\gamma_L = 1.75$ )



รูปที่ 5.3 ผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่น สำหรับสะพานสองช่องจราจร ( $\gamma_L = 1.75$ )

ตารางที่ 5.2 ผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานตัวอย่าง ( $\gamma_L = 1.75$ )

Bridge Type	Span length (m)	Structural Type	Load Effect	Reliability index ( $\beta$ )	
				1 lane	2 lane
Slab R/C	5	S.S.	V	1.81	2.30
			M+	1.63	2.01
	10	S.S.	V	2.10	2.61
			M+	2.47	2.96
Multibeam P/C	15	S.S.	V	2.57	3.32
			M+	3.50	4.50
	20	S.S.	V	2.34	3.06
			M+	3.67	4.65
	25	S.S.	V	2.05	2.76
			M+	3.78	4.76
I-girder P/C	30	S.S.	V	1.98	2.62
			M+	3.70	4.78
	35	S.S.	V	1.83	2.41
			M+	3.43	4.35
	40	S.S.	V	1.82	2.33
			M+	3.20	3.99
Box girder P/C	45	C.S.	V	1.89	2.41
			M+	3.81	4.82
	50	C.S.	M-	2.47	3.36
			V	2.02	2.50
	55	C.S.	M+	3.94	4.86
			M-	2.72	3.48
	60	C.S.	V	2.09	2.55
			M+	4.07	4.94
	65	C.S.	M-	2.63	3.36
			V	1.98	2.48
	70	C.S.	M+	3.58	4.44
			M-	2.57	3.29
	75	C.S.	V	1.91	2.34
			M+	3.63	4.41
	80	C.S.	M-	2.53	3.32
			V	1.85	2.24
			M+	3.52	4.26
			M-	2.45	3.30
			V	1.73	2.18
			M+	3.42	4.22
			M-	2.47	3.23
			V	1.60	2.05
			M+	3.35	4.19
			M-	2.37	3.14

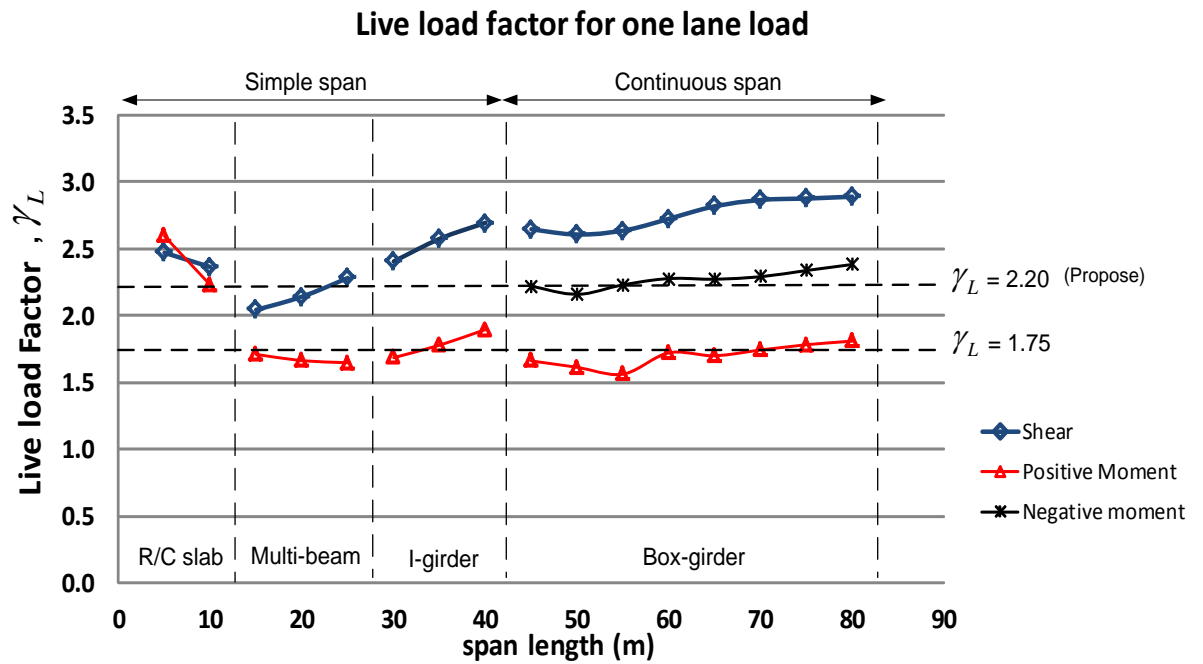
### 5.3 ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรขั้นต่ำตามเกณฑ์ความปลอดภัยมาตรฐาน

จากผลการวิจัยดังกล่าว เมื่อระดับความปลอดภัยของสะพานข้างต้นต่ำกว่าเกณฑ์มาตรฐาน หากออกแบบสะพานโดยประยุกต์ใช้ AASHTO LRFD โดยตรง ดังนั้นจึงใช้เกณฑ์ความปลอดภัย  $\beta = 3.5$  เป็นมาตรฐานในการวิเคราะห์และพิจารณาตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร ( $\gamma_L$ ) ขั้นต่ำเพื่อให้สะพานที่ออกแบบมีระดับความปลอดภัยเทียบเท่าเกณฑ์มาตรฐาน ทั้งนี้ผลการวิเคราะห์  $\gamma_L$  สำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจรและสะพานสองช่องจราจรแสดงในรูปที่ 5.4 และ 5.5 ตามลำดับ

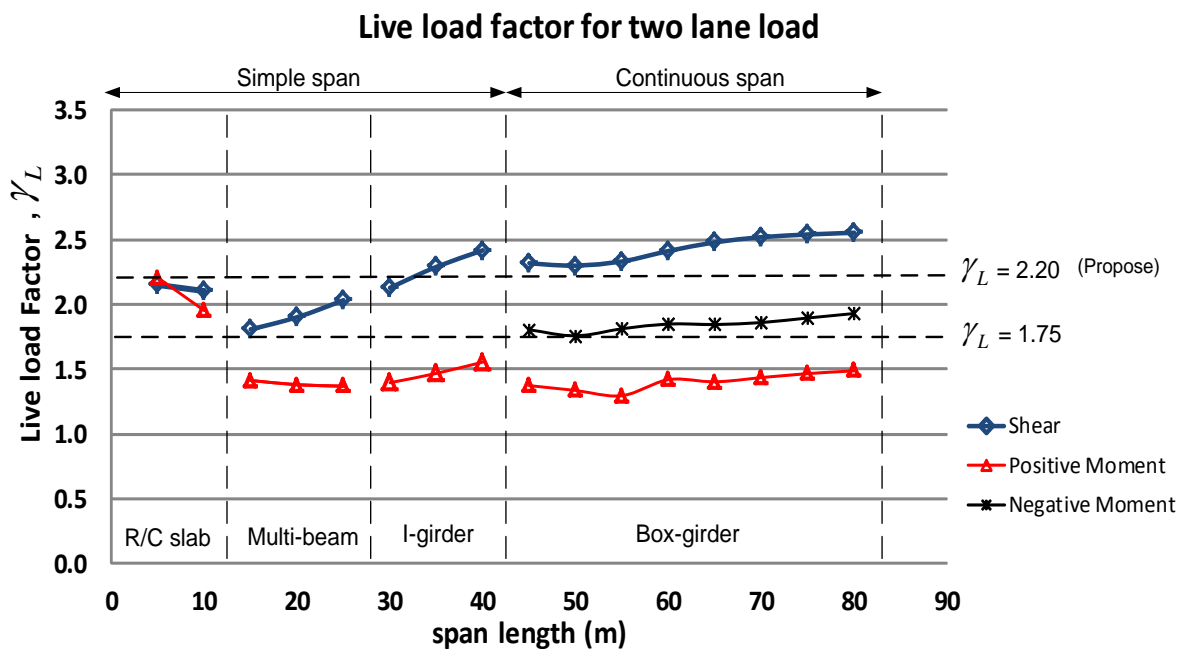
สำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจร จากรูปที่ 5.4 พบว่า  $\gamma_L = 2.89$  สำหรับแรงเฉือนของความยาวช่วงสะพาน 80 เมตร (Box-girder type) เป็นค่าสูงสุดที่ควบคุมความปลอดภัยของสะพานหนึ่งช่องจราจร สำหรับโมเมนต์บวกพบค่าสูงสุด  $\gamma_L = 2.59$  ที่ความยาวช่วงสะพาน 5 เมตร (R/C slab type) และโมเมนต์ลบพบค่าสูงสุดที่ความยาวสะพาน 80 เมตร  $\gamma_L = 2.38$  ซึ่งค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรขั้นต่ำของสะพานไทยสำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจรทางด้านแรงเฉือน โมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบบมีค่าเฉลี่ยเป็น 2.57, 1.8 และ 2.27 ตามลำดับ

สำหรับสะพานสองช่องจราจร จากรูปที่ 5.5 พบว่า  $\gamma_L = 2.55$  สำหรับแรงเฉือนของความยาวช่วงสะพาน 80 เมตร (Box-girder type) เป็นค่าสูงสุดที่ควบคุมความปลอดภัยของสะพานสองช่องจราจร สำหรับโมเมนต์บวกพบค่าสูงสุด  $\gamma_L = 2.21$  ที่ความยาวช่วงสะพาน 5 เมตร (R/C slab type) และโมเมนต์ลบพบค่าสูงสุดที่ความยาวสะพาน 80 เมตร  $\gamma_L = 1.93$  ซึ่งค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรขั้นต่ำของสะพานไทยสำหรับสะพานสองช่องจราจรทางด้านแรงเฉือน โมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบบมีค่าเฉลี่ยเป็น 2.28, 1.5 และ 1.85 ตามลำดับ

นอกจากนี้ผลการศึกษพบว่าแรงเฉือนจะเป็นตัวควบคุมระดับความปลอดภัยของสะพาน (ต้องใช้  $\gamma_L$  สูงกว่า ผลของโมเมนต์ เพื่อให้สะพานมีระดับความปลอดภัย  $\beta = 3.5$ ) ซึ่งสอดคล้องกับผลการวิจัยของต่างประเทศ (รัฐ Missouri และ รัฐ Michigan ประเทศสหรัฐอเมริกา) ดังแสดงในภาคผนวก ข ส่วนสาเหตุดังกล่าวสืบเนื่องมาจากผลของน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุดที่อายุการใช้งานสะพาน 75 ปี สำหรับแรงเฉือนมากกว่าโมเมนต์นั่นเอง



รูปที่ 5.4 ผลการวิเคราะห์ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกทุกจร สำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจร ( $\beta = 3.5$ )



รูปที่ 5.5 ผลการวิเคราะห์ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกทุกจร สำหรับสะพานสองช่องจราจร ( $\beta = 3.5$ )

ตารางที่ 5.3 ผลการวิเคราะห์ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกของสะพานตัวอย่าง ( $\beta = 3.5$ )

Bridge Type	Span length (m)	Structural Type	Load Effect	Live load factor ( $\gamma_L$ )	
				1 lane	2 lane
Slab R/C	5	S.S.	V	2.47	2.15
			M+	2.59	2.20
	10	S.S.	V	2.36	2.10
			M+	2.23	1.95
Multibeam P/C	15	S.S.	V	2.04	1.81
			M+	1.71	1.41
	20	S.S.	V	2.14	1.90
			M+	1.66	1.38
	25	S.S.	V	2.28	2.03
			M+	1.65	1.37
I-girder P/C	30	S.S.	V	2.40	2.13
			M+	1.68	1.40
	35	S.S.	V	2.57	2.29
			M+	1.78	1.47
	40	S.S.	V	2.69	2.42
			M+	1.90	1.56
Box girder P/C	45	C.S.	V	2.65	2.32
			M+	1.66	1.37
			M-	2.22	1.81
	50	C.S.	V	2.61	2.30
			M+	1.61	1.34
			M-	2.16	1.76
	55	C.S.	V	2.63	2.33
			M+	1.56	1.30
			M-	2.23	1.81
	60	C.S.	V	2.72	2.41
			M+	1.72	1.42
			M-	2.28	1.85
	65	C.S.	V	2.82	2.48
			M+	1.70	1.40
			M-	2.27	1.85
	70	C.S.	V	2.87	2.52
			M+	1.74	1.44
			M-	2.29	1.86
75	C.S.	V	2.88	2.54	
		M+	1.78	1.47	
		M-	2.34	1.90	
80	C.S.	V	2.89	2.55	
		M+	1.81	1.49	
		M-	2.38	1.93	

## 5.4 แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรที่เหมาะสมและเกณฑ์ความปลอดภัยที่ได้

เพื่อให้การออกแบบสะพานของประเทศไทยทำได้สะดวกจึงเสนอใช้แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรแบบ HL-93 ซึ่งเป็นแบบเดียวกับที่ใช้ในมาตรฐาน AASHTO LRFD ฉบับปัจจุบัน อย่างไรก็ตาม วิศวกรรมการศึกษาแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่า การใช้ตัวคูณประกอบน้ำหนักบรรทุกจร  $\gamma_L = 1.75$  ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD นั้นไม่เหมาะสม เพราะทำให้สะพานที่ออกแบบมีระดับความปลอดภัยต่ำกว่าเกณฑ์มาตรฐาน ซึ่งอาจเป็นอันตรายต่อผู้ใช้งานสะพาน อีกทั้งอาจสิ้นเปลืองงบประมาณบำรุงรักษาสะพานจากความเสียหายที่เกิดขึ้นก่อนเวลาอันควร

อย่างไรก็ดีสำหรับการออกแบบสะพานใหม่ในประเทศไทย วิศวกรผู้ออกแบบมักออกแบบให้สะพานสามารถรองรับช่องจราจรขั้นต่ำ 2 ช่องหรือมากกว่า อีกทั้งเมื่อตรวจสอบข้อมูลสะพานในความดูแลของกรมทางหลวงพบว่าสะพานทั้งหมดที่ยังใช้งานอยู่ในปัจจุบันล้วนมีช่องจราจรมากกว่าหรือเท่ากับ 2 ช่องทั้งสิ้น ทั้งนี้หากสะพานมีจำนวนช่องจราจรเพิ่มขึ้น ความปลอดภัยของสะพานนั้นๆจะสูงขึ้นตามไปด้วย

ด้วยเหตุดังกล่าวงานวิจัยนี้จึงเสนอให้ใช้ค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร  $\gamma_L$  ไม่ควรต่ำกว่า 2.20 สำหรับการออกแบบสะพานของประเทศไทย (ช่องจราจรมากกว่า 2 ช่อง) ด้วยมาตรฐาน AASHTO LRFD ดังแสดงในรูปที่ 5.5 เพื่อให้มีสะพานที่ออกแบบมีระดับความปลอดภัยเทียบเท่าเกณฑ์มาตรฐาน และสอดคล้องกับข้อมูลทางสถิติและพฤติกรรมการบรรทุกหนักของรถบรรทุกของประเทศไทย ซึ่งหากออกแบบสะพานโดยใช้ค่า  $\gamma_L = 2.20$  ดังกล่าว จะได้ระดับความปลอดภัยของสะพานสำหรับโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบจะครอบคลุมทุกๆความยาวสะพาน โดยมีค่าสูงกว่าหรือเท่ากับเกณฑ์มาตรฐาน ( $\beta \geq 3.5$ ) ในขณะที่สำหรับแรงเฉือน ความปลอดภัยของสะพานจะมีค่าสูงกว่าเกณฑ์มาตรฐาน ( $\beta > 3.5$ ) ครอบคลุมความยาวสะพาน 5 ถึง 25 เมตร และมีค่าต่ำกว่าเกณฑ์มาตรฐาน ( $\beta < 3.5$ ) ในช่วงความยาว 35 ถึง 80 เมตร และจะได้ค่าระดับความปลอดภัยสำหรับแรงเฉือน โมเมนต์บวก และโมเมนต์ลบมีค่าเฉลี่ยเป็น 3.44, 5.70 และ 4.22 ตามลำดับ อีกทั้งยังพบว่าระดับความปลอดภัยที่ได้มีค่าค่อนข้างสม่ำเสมอในแต่ละความยาวสะพานโดยเฉพาะแรงเฉือนและโมเมนต์ลบ ดังแสดงดัชนีความเชื่อมั่นหากออกแบบสะพานด้วยตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรที่นำเสนอ  $\gamma_L = 2.20$  ไว้ในรูปที่ 5.6

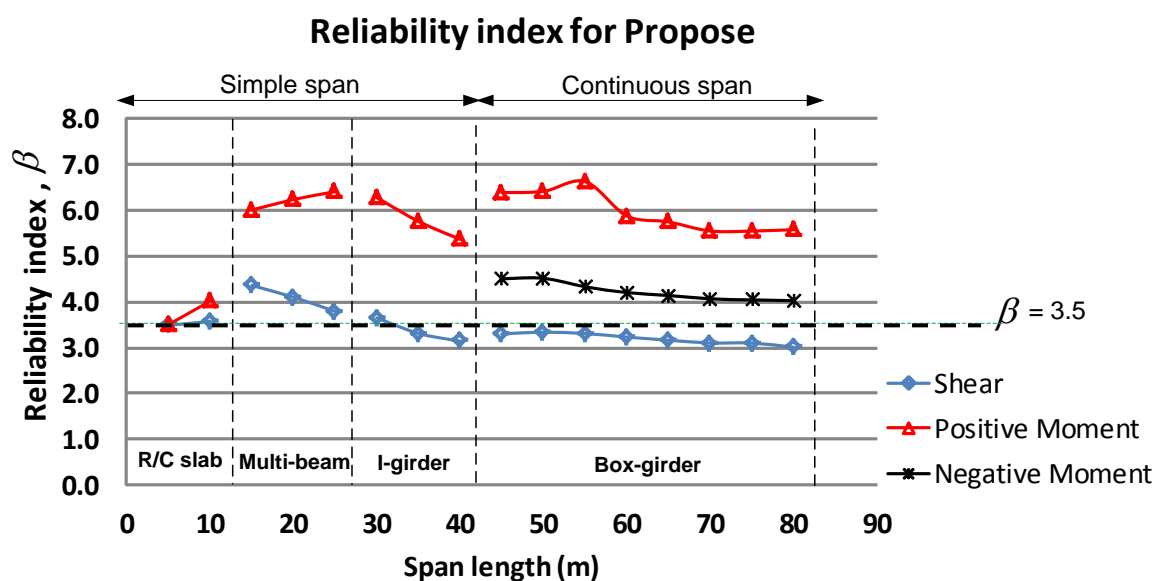
ทั้งนี้สาเหตุที่เสนอตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร  $\gamma_L = 2.20$  โดยที่เกณฑ์ความปลอดภัยไม่ครอบคลุม ( $\beta < 3.5$ ) สำหรับแรงเฉือนช่วงความยาวสะพานมากกว่า 30 เมตรนั้น เป็นเพราะว่าในความเป็นจริงขนาดของหน้าตัดสะพานมักถูกออกแบบให้มีความต้านทานสำหรับรับโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบเป็นหลัก ซึ่งในขั้นตอนการวิเคราะห์โครงสร้างมักไม่พบว่าแรงเฉือนจะเป็นตัวควบคุมแต่อย่างใด (โดยเฉพาะอย่างยิ่งช่วงความยาวสะพานมากกว่า 30 เมตรเป็นต้นไป) ทำให้หน้าตัดสะพานที่ได้มักมีความต้านทานสำหรับรับแรงเฉือนสูงกว่าแรงที่เกิดขึ้นค่อนข้างมาก อีกทั้งในทางปฏิบัติผู้ออกแบบมักใช้หน้าตัดค่อนข้างคงที่สำหรับแรงเฉือน ตลอดจนความต้านทานจริงของหน้าตัดสะพานนั้นจะมีค่าสูงกว่าความต้านทานของหน้าตัดสะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์ เนื่องจากความ

ต้านทานที่ใช้วิเคราะห์มาจากสมมติฐานความต้านทานขั้นต่ำ (Minimum Resistance) ตามทฤษฎีการออกแบบ ซึ่งส่งผลให้ระดับความปลอดภัยของสะพานอยู่ในเชิงอนุรักษ์ (Conservative) นั่นเอง

โดยสรุปแล้วสำหรับการออกแบบสะพานในประเทศไทยอาจจะพิจารณาเสนอเพิ่มพารามิเตอร์สำหรับประเทศไทยขึ้นมาคูณกับตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรปกติของมาตรฐาน AASHTO LRFD ( $\gamma_L = 1.75$ ) อีกตัวหนึ่ง เพื่อความสะดวกของผู้ออกแบบ โดยอาจใช้ชื่อพารามิเตอร์นี้ว่าตัวคูณประกอบของรถบรรทุกไทย (Thai truck factor) เนื่องจากรูปแบบการวางเพลาล้อและการถ่ายน้ำหนักลงเพลลาที่แตกต่างกัน โดยมีค่าเท่ากับ  $2.20/1.75 = 1.257 \approx 1.25$  ทำให้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรรวมสำหรับประเทศไทยเป็น

$$\gamma_L = 1.25 \times 1.75 = 2.19 \approx 2.20 \quad (\text{OK})$$

อนึ่งในอนาคตหากมีการเก็บข้อมูลน้ำหนักบรรทุกและพารามิเตอร์ทางสถิติของสะพานทั้งแง่ปริมาณและคุณภาพเพิ่มมากขึ้น ก็จะสามารถทำให้วิเคราะห์ค่าตัวคูณประกอบน้ำหนักบรรทุกจร ( $\gamma_L$ ) ที่สอดคล้องและเหมาะสมกับประเทศไทยมากยิ่งขึ้น



รูปที่ 5.6 ผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่น สำหรับตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรที่นำเสนอ ( $\gamma_L = 2.20$ )

ตารางที่ 5.4 ผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานตัวอย่าง สำหรับตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่นำเสนอ ( $\gamma_L = 2.20$ )

Bridge Type	Span length (m)	Structural Type	Load Effect	Reliability index ( $\beta$ )
				( $\gamma_L = 2.20$ )
Slab R/C	5	S.S.	V	3.52
			M+	3.50
	10	S.S.	V	3.58
			M+	4.02
Multibeam P/C	15	S.S.	V	4.36
			M+	6.00
	20	S.S.	V	4.10
			M+	6.23
	25	S.S.	V	3.79
			M+	6.40
I-girder P/C	30	S.S.	V	3.65
			M+	6.27
	35	S.S.	V	3.31
			M+	5.75
	40	S.S.	V	3.14
			M+	5.36
Box girder P/C	45	C.S.	V	3.30
			M+	6.38
	50	C.S.	M-	4.50
			V	3.34
	55	C.S.	M+	6.41
			M-	4.51
	60	C.S.	V	3.31
			M+	6.62
	65	C.S.	M-	4.33
			V	3.23
	70	C.S.	M+	5.87
			M-	4.20
	75	C.S.	V	3.16
			M+	5.74
	80	C.S.	M-	4.14
			V	3.10
			M+	5.54
			M-	4.06
			V	3.10
			M+	5.54
			M-	4.04
			V	3.01
			M+	5.57
			M-	4.02



## บทที่ 6

### บทสรุป

ในการออกแบบสะพาน ความปลอดภัยของสะพานเป็นวัตถุประสงค์หลักของการออกแบบ ซึ่งความปลอดภัยของสะพานนั้นมีความสัมพันธ์กับความต้านทานของสะพาน น้ำหนักบรรทุกจร น้ำหนักบรรทุกคงที่และพารามิเตอร์ทางสถิติ สำหรับการออกแบบสะพานในประเทศไทยนั้นในอดีตจนปัจจุบัน ผู้ออกแบบมักอ้างอิงมาตรฐานของสหรัฐอเมริกา AASHTO ซึ่งต่อมาได้พัฒนาเป็น AASHTO LRFD แต่เนื่องด้วยพิภคน้ำหนักตามกฎหมายและลักษณะรถบรรทุกที่แตกต่างกัน ทำให้น้ำหนักบรรทุกจรของสหรัฐอเมริกากับน้ำหนักบรรทุกจรของไทยนั้นมีความแตกต่าง ดังนั้นหากต้องการออกแบบสะพานให้มีระดับความปลอดภัยเทียบเท่ามาตรฐาน AASHTO จึงต้องพัฒนาแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรที่เหมาะสมกับประเทศไทย ด้วยเหตุดังกล่าวจึงเป็นที่มาของงานวิจัยชิ้นนี้

บทที่หนึ่งได้นำเสนอถึงงานวิจัยที่ผ่านมาในอดีตของประเทศไทยในด้านผลกระทบของน้ำหนักบรรทุกจรไทยสำหรับการออกแบบสะพาน ความเสียหายที่เกิดขึ้นของสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรไทย ตลอดจนการตรวจซึ่งข้อมูลน้ำหนักบรรทุกจรในสภาพการจราจรจริง และข้อจำกัดของข้อมูลน้ำหนักบรรทุกจรทั้งในประเทศไทยและต่างประเทศ จากนั้นจึงนำเสนอถึงการพัฒนาแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรของมาตรฐาน AASHTO จากข้อมูลรถบรรทุก 9,250 คัน ในเมือง Ontario ประเทศแคนาดา และการวิเคราะห์ตัวคุณพื่อน้ำหนักบรรทุกจรที่เหมาะสมในประเทศต่างๆ ได้แก่ สหรัฐอเมริกา ฮองกง เกาหลีและญี่ปุ่น รวมทั้งหลายมลรัฐในสหรัฐอเมริกา เพื่อให้เห็นภาพรวมถึงแนวโน้มในปัจจุบันสำหรับพัฒนาด้านความปลอดภัยในการวิเคราะห์ออกแบบสะพาน ในประเด็นที่เกี่ยวข้องกับการกำหนดน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อใช้ออกแบบ โดยผลการศึกษาพบว่า ในประเทศไทยยังไม่มีงานวิจัยชิ้นใดที่ศึกษาการพัฒนาแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับการออกแบบสะพานโดยใช้ทฤษฎีวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของโครงสร้าง เพื่อให้สะพานที่ได้รับการออกแบบใหม่มีความสามารถในการรองรับน้ำหนักบรรทุกจรได้อย่างเหมาะสม โดยกำหนดเกณฑ์ความปลอดภัยของสะพานตามมาตรฐานสากล มีเพียงแต่งานวิจัยที่ศึกษาการประเมินความปลอดภัยของสะพานที่เปิดใช้งานแล้ว และงานวิจัยที่ศึกษาแบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรในแง่ หน่วยแรงที่เกิดขึ้นของสะพานเนื่องจากรถบรรทุกไทยตามประกาศของกรมทางหลวงหรือรถบรรทุกไทยในสภาพการจราจรจริงเปรียบเทียบกับรถบรรทุกมาตรฐาน AASHTO ในแต่ละความยาวสะพาน และเสนอตัวคุณพื่อน้ำหนักหน่วยแรงเทียบเท่ากันเท่านั้น ซึ่งมีได้สอดคล้องและอ้างอิงกับกรอบการกำหนดระดับความปลอดภัยของสะพานแต่อย่างใด

ในบทที่สองได้อธิบายถึงทฤษฎีที่ใช้ในการวิจัย ได้แก่ ทฤษฎีวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของโครงสร้าง (Structural Reliability) และ ทฤษฎีค่าสุดขีดของกัมเบล (Gumbel's Extreme value distribution) ตลอดจนการกำหนดเกณฑ์ความปลอดภัยตามมาตรฐานสากล และการพิจารณาวิเคราะห์ความปลอดภัยของสะพานด้วยวิธีต่างๆตามสมมติฐานที่กำหนด ซึ่งทฤษฎีที่ใช้ในการวิจัยนี้มีพื้นฐานมาจากปรัชญาการออกแบบตามความเชื่อมั่น (Reliability based Design Philosophy)

และแนวคิดของหลักการความน่าจะเป็น (Probabilistic concept) ซึ่งอ้างอิงกับพารามิเตอร์ทางสถิติ ดังนั้นจึงสามารถนำทฤษฎีดังกล่าวมาปรับใช้กับข้อมูลทางสถิติของสะพานและรถบรรทุกไทยได้อย่าง สอดคล้องและเหมาะสม

สำหรับบทที่สามอธิบายถึง สะพานตัวอย่างที่งานวิจัยนี้เลือกพิจารณาให้เป็นตัวแทนของ สะพานในประเทศไทย ทั้งรูปแบบของสะพานและโครงสร้างวิกฤติที่ใช้วิเคราะห์ สำหรับแต่ละช่วง ความยาวที่เหมาะสมและที่มักนิยมก่อสร้างสะพานในประเทศไทย โดยอ้างอิงจากข้อมูลสะพานใน ประเทศไทยและสะพานที่ออกแบบตามมาตรฐานกรมทางหลวงเป็นหลัก ซึ่งรูปแบบของสะพานและ ช่วงความยาวของสะพานที่ศึกษามีความครอบคลุมสะพานส่วนใหญ่ในประเทศ และยังสอดคล้องกับ แนวโน้มของการก่อสร้างสะพานในอนาคต ซึ่งเมื่อวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกคงที่ของสะพานและ พารามิเตอร์ทางสถิติ โดยหน่วยน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่พิจารณาจากแบบมาตรฐาน พบว่าน้ำหนัก บรรทุกคงที่ของแบบมาตรฐานสำหรับการออกแบบสะพานด้วยวิธี LRFD ของกรมทางหลวง ซึ่ง ออกแบบสำหรับรับน้ำหนักบรรทุกทุก HL-93 จะเบากว่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ของแบบมาตรฐาน โครงสร้างสะพานช่วงยาวของกรมทางหลวงชนบท ซึ่งออกแบบสำหรับรับน้ำหนักบรรทุกทุก 1.8 เท่า ของ HS 20-44 อยู่ประมาณ 10% ( $DL_{HL93} < DL_{1.8 \times HS20-44}$ ) กล่าวคือแนวโน้มในอนาคตหากมี การปรับปรุงแบบมาตรฐานก่อสร้างสะพานสำหรับช่วงความยาวต่างๆ ของไทยไปใช้การออกแบบ ด้วยวิธี LRFD ด้วยน้ำหนักบรรทุกทุก HL-93 ก็จะทำให้หน่วยน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่มีการ เปลี่ยนแปลงจากแบบมาตรฐานที่มีอยู่ในปัจจุบัน ซึ่งส่วนใหญ่มักออกแบบสำหรับรับน้ำหนักบรรทุก HS 20-44 คุณกับตัวคุณเพิ่ม โดยการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักบรรทุกคงที่ดังกล่าวสัมพันธ์กับค่าตัวคุณ เพิ่มที่ใช้ตามแต่ละแบบมาตรฐาน อย่างไรก็ตามเมื่อคำนึงถึงข้อจำกัดของแบบมาตรฐานที่ใช้อ้างอิงใน งานวิจัยนี้ซึ่งมีได้มาจากหลักการออกแบบด้วยวิธี LRFD สำหรับทุกๆ ช่วงความยาวสะพาน พบว่า หากน้ำหนักบรรทุกคงที่จากแบบมาตรฐานใหม่มีค่าเปลี่ยนแปลง  $\pm 20\%$  เทียบกับน้ำหนักบรรทุก คงที่ที่ใช้ในงานวิจัยนี้ จะส่งผลให้ตัวคุณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรเปลี่ยนแปลงไปเพียง  $\pm 5\%$  ดังแสดงใน ภาคผนวก ง โดยมีความสัมพันธ์แบบแปรผันตรงต่อกัน

สำหรับความต้านทานแรงของสะพาน ซึ่งพิจารณาจากสมมติฐานความต้านทานขั้นต่ำ (Minimum Resistance) อันเป็นผลรวมของน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับการ ออกแบบภายหลังคุณตัวประกอบทั้งหมด โดยพารามิเตอร์ทางสถิติของความต้านทานสะพานที่ใช้ ประกอบด้วยพารามิเตอร์ทางด้านกำลังซึ่งนำมาจากผลการศึกษาของกรมทางหลวงที่พบว่าตัว ประกอบความคลาดเคลื่อนทางด้านโมเมนต์ของไทยมีค่าเฉลี่ยสูงกว่าสหรัฐอเมริกา (ไทย 9%, สหรัฐอเมริกา 7 %) ในขณะที่ด้านแรงเฉือนของไทยมีค่าเฉลี่ยต่ำกว่าสหรัฐอเมริกา (ไทย 14%, สหรัฐอเมริกา 16 %) สำหรับความแปรปรวนพิจารณาจากข้อมูลของสหรัฐอเมริกาเนื่องด้วยจำนวน ตัวอย่างและความน่าเชื่อถือทางสถิติดีกว่า ผลการศึกษาพบว่าความแปรปรวนทางด้านโมเมนต์และ แรงเฉือนของไทยมีค่าเฉลี่ยต่ำกว่าสหรัฐอเมริกา (ไทย 6%, สหรัฐอเมริกา 9 % และไทย 11%, สหรัฐอเมริกา 14 % ตามลำดับ)

ในบทที่สี่ได้อธิบายถึง การตรวจวัดน้ำหนักบรรทุกทุกในภาคสนามของประเทศไทยจากผล การตรวจวัดของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยและกรมทางหลวงในอดีต คิดเป็นฐานข้อมูลรถบรรทุก รวมทั้งสิ้น 8,814 คัน ซึ่งประกอบด้วยประเภทรถบรรทุกสิบล้อ, รถกึ่งพ่วงและรถพ่วง จากนั้นจึงแสดงถึง

พารามิเตอร์หลักที่จำเป็นในการจำลองน้ำหนักบรรทุกจร ได้แก่รถบรรทุกมาตรฐานแบบ HL-93 ระยะห่างระหว่างเพลาน้ำหนักลงเพลานี้ในแต่ละประเภทของรถบรรทุกที่ใช้จริงในประเทศไทย ตัวประกอบการกระจายน้ำหนักตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ปริมาณการจราจรของรถบรรทุกเฉลี่ยต่อวันที่สมมติเท่ากับ 5,000 คัน ความน่าจะเป็นที่รถบรรทุกวิ่งบนสะพานพร้อมกันหลายคันบนสะพาน (ของไทยมีค่า 2%) และตัวประกอบการระแทกทางพลศาสตร์ที่เกิดขึ้นจริง (ของไทยมีค่า 1.10) แล้วจึงแสดงถึงหลักการจำลองน้ำหนักบรรทุกจรจากขบวนรถบรรทุกด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์จำนวน 5,000,000 เหตุการณ์สำหรับแต่ละความยาวสะพาน ซึ่งเทียบเท่าปริมาณการจราจรบนสะพานตั้งแต่ 3-25 ปี แล้วจึงวิเคราะห์หาค่าสูงสุดของน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับอายุการใช้งานสะพาน 75 ปี ด้วยทฤษฎีค่าสุดขีดของกัมเบล สำหรับผลการศึกษาพบว่าน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุดที่ 75 ปีจากการประยุกต์ใช้ทฤษฎีของกัมเบล เมื่อเทียบกับน้ำหนักบรรทุกจรจากการสมมติเหตุการณ์ด้วยแบบจำลองจะมีค่าเพิ่มขึ้นระหว่าง 7-35% และพบว่าน้ำหนักบรรทุกจรของไทยมีค่าสูงกว่าน้ำหนักบรรทุกจรของ AASHTO มาก

ในบทสุดท้าย บทที่ห้าซึ่งเป็นเป้าหมายของงานวิจัยได้แสดงถึงการวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของสะพาน โดยผลการศึกษาพบว่าหากออกแบบสะพานโดยประยุกต์ใช้ AASHTO LRFD โดยตรง ( $\gamma_L = 1.75$ ) ค่าดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานไทยสำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจร ทางด้านแรงเฉือน โมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบมีค่าเฉลี่ยเป็น 1.97, 3.42 และ 2.53 ตามลำดับ สำหรับสะพานสองช่องจราจรมีค่าเฉลี่ยเป็น 2.51, 4.26 และ 3.31 ตามลำดับ ซึ่งถือเป็นระดับความปลอดภัยที่ต่ำกว่าเกณฑ์มาตรฐาน ( $\beta < 3.5$ ) นั่นคือสะพานจะมีค่าความน่าจะเป็นที่จะวิบัติได้สูงถึง  $1/2660$  สำหรับอายุการใช้งาน 75 ปี ซึ่งสูงกว่าเกณฑ์ปกติถึง 1.62 เท่า ดังนั้นจึงวิเคราะห์หาค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรขั้นต่ำ ( $\gamma_L$ ) ที่เหมาะสมสำหรับสะพานของไทย เพื่อให้สะพานที่ออกแบบมีระดับความปลอดภัยเทียบเท่าเกณฑ์มาตรฐาน ( $\beta = 3.5$ ) ซึ่งพบว่าสำหรับสะพานหนึ่งช่องจราจรเมื่อพิจารณาผลด้านแรงเฉือน โมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบ ค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรขั้นต่ำมีค่าเฉลี่ยเป็น 2.57, 1.8 และ 2.27 ตามลำดับ สำหรับสะพานสองช่องจราจรมีค่าเฉลี่ยเป็น 2.28, 1.5 และ 1.85 ตามลำดับ แม้ผลของแรงเฉือนจะเป็นตัวควบคุมระดับความปลอดภัยของสะพาน แต่ในทางปฏิบัติพบว่าหน้าตัดสะพานที่ออกแบบมักถูกควบคุมด้วยผลของโมเมนต์เป็นหลัก งานวิจัยนี้จึงเสนอตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร  $\gamma_L = 2.20$  สำหรับการออกแบบสะพานในประเทศไทย ซึ่งเมื่อใช้ค่าตัวคูณเพิ่มดังกล่าวจะทำให้ได้ระดับความปลอดภัยด้านแรงเฉือน โมเมนต์บวก และโมเมนต์ลบ มีค่าเฉลี่ยเป็น 3.44, 5.70 และ 4.22 ตามลำดับ ซึ่งครอบคลุมเกณฑ์ความปลอดภัยมาตรฐานสำหรับโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบ ( $\beta > 3.5$ ) และใกล้เคียงเกณฑ์สำหรับแรงเฉือน ทุกช่วงความยาวสะพาน 5-80 เมตร อีกทั้งยังพบว่าระดับความปลอดภัยที่ได้มีค่าค่อนข้างสม่ำเสมอในแต่ละความยาวสะพานโดยเฉพาะแรงเฉือนและโมเมนต์ลบ

จากผลการวิจัยที่ได้รับ จึงนำเสนอการใช้แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบสะพานของไทย โดยการประยุกต์ใช้น้ำหนักบรรทุกออกแบบชนิด HL-93 ของ AASHTO คูณด้วยตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร  $\gamma_L = 2.20$  และพิจารณาผลของแรงกระทำและปัจจัยอื่นๆ ตามมาตรฐาน AASHTO เพื่อให้ได้ระดับความปลอดภัยและอายุการใช้งานสะพานเป็นไปตามหลักเกณฑ์ตามมาตรฐานสากล

### รายการอ้างอิง

1. AASHTO, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. 2012: Washington Dc, USA.
2. AASHTO, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (SI unit)*. 2007: Washington DC, USA.
3. AASHTO, *AASHTO Standard Specifications for Highway Bridge*. 2002: Washington DC, USA.
4. CSA, *Canadian highway bridge design code*. 2006: Toronto, Canada.
5. Kumpoopong, R., *A Hybrid Stochastic/Mechanic Model for Determining Bridge Condition Rating*. 2010, Asian Institute of Technology.
6. Ang, A.H.-S. and W.-H. Tang, *Probability Concepts in Engineering*. 2007, New York: Wiley.
7. O'Connor., C. and P. A.Shaw., *Bridge Loads and International perspective*. 2000, London: Spon Press.
8. Hwang, E.-S. and T. Nguyen, *Live Load Factors for Reliability-based Bridge Evaluation*. KSCE J.Civil, 2012. **17**(3): p. 499-508.
9. Kwon, O., E. Kim, and S. Orton, *Calibration of Live-Load Factor in LRFD Bridge Design Specification Based on State-Specific Traffic Environments*. J.Bridge Eng, 2011. **16**: p. 812-819.
10. Kwon, O., et al., *Calibration of live load factor in LRFD design guidelines*. 2010, Missouri Department of Transportation: Jefferson City, MO.
11. Miao, T.J. and T.H.T. Chan, *Bridge live load models from WIM data*. Engineering Structures 2002. **24**: p. 1071-1084.
12. Moses, F., *Calibration of load factors for LRFR bridge evaluation*, in *NCHRP Rep.No.454*. 2001, Transportation Research Board, National Research Council: Washington, DC.
13. Ghosn., M., B. Sivakumar., and F. Miao., *Load and Resistance Factor rating (LRFR) in NYS*, in *Project No.C-06-13*. 2013, New York Department of Transportation.
14. Nowak, A.S. and Y.K. Hong, *Bridge live-load models*. Journal of Structural Engineering ASCE, 1991. **117**(9): p. 2757-2767.
15. Nowak, A.S., *Live load model for highway bridges*. J.Struc.Safety., 1993. **13**: p. 53-66.
16. Nowak, A.S., *Calibration of LRFD Bridge Code*. J.Struct.Safety., 1995. **121**(8): p. 1245-1251.
17. Nowak, A.S., *Calibration of LRFD bridge design code*, in *NCHRP Report 368*. 1999, Transportation Research Board and National Research Council: Washington, DC.

18. Nowak, A.S. and K.R. Collins, *Reliability of Structures*. 2000, New York, USA.: McGrawHill.
19. Nowak, A.S. and P. Rakoczy, *WIM-Based Live Load for Bridges*. KSCE J.CE, 2012. **17**(3): p. 568-574.
20. Pelphrey, J. and C. Higgins, *State-Specific LRFR Live Load Factors Using Weigh-in-Motion Data*. J.Bridge Eng. , ASCE, 2008. **13**: p. 339-350.
21. Pelphrey, J. and C. Higgins, *Calibration of LRFR live load factors for Oregon state-owned bridges using weigh-in-motion data*. 2006, Kiewit Center for Infrastructure and Transportation Rep, Dept. of Civil Engineering, Oregon State University.
22. Tamakoshi, T. and K. Nakasu, *Calibration of Load Factors for Highway Bridge design*. 2002, RESERACH REPORT of National Institute for Land and Infrastructure Management.
23. Hanselman, D. and B. Littlefield, *Mastering MATLAB : a comprehensive tutorial and reference*. 1996, New Jersey: Prentice-Hall.
24. *Weighing-In-Motion of Axles and Vehicles for Europe (WAVE) – Bridge WIM systems (B-WIM)*. 2001, European Commission 4th Framework Programme Transport, University College Dublin.
25. Laman, J.A. and A.S. Nowak, *Fatigue-Load Models for Girder Bridges*. Journal of Structural Engineering, 1996: p. 726-733.
26. Sivakumar., B., M. Ghosn., and F. Moses., *Protocols for Collecting and Using Traffic Data in Bridge Design*, in *NCHRP report 683, National Cooperative Highway Research Program , Transportation Research Board*. 2011: Washington, DC.
27. Kulicki, M.J., R.D. Mertz, and A.S. Nowak, *Updating the calibration report for AASHTO LRFD Code*, in *NCHRP Project 20-07 Task186, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board*. 2007: Washington, DC.
28. กรมทางหลวง, แบบรายละเอียดการก่อสร้าง โครงการ “ปรับปรุงและจัดทำแบบมาตรฐานโครงสร้างสะพานพิเศษ (LRFD)” , พ.ศ. 2557.
29. กรมทางหลวงชนบท, แบบรายละเอียดการก่อสร้าง โครงการ “การศึกษาจัดทำแบบมาตรฐานโครงสร้างสะพานช่วงความยาว 40-100 เมตร” , พ.ศ. 2552.
30. กรมทางหลวง, แบบมาตรฐานก่อสร้างสะพานของกรมทางหลวง (*Standard Drawing for Highway Construction 1994*), พ.ศ. 2537.
31. กรมทางหลวง, รายงานฉบับสมบูรณ์โครงการศึกษาพิกัดน้ำหนักรถบรรทุก, วิทยาลัยโลจิสติกส์และซัพพลาย มหาวิทยาลัยนเรศวร, พ.ศ. 2556.
32. ชีระชัย ดีสมสุข และ ทศพล ปิ่นแก้ว, ระดับความปลอดภัยในการใช้งานของสะพานภายใต้สภาพการบรรทุกน้ำหนักจริง, การสัมมนาทางหลวงครั้งที่ 3, พ.ศ. 2551.

33. กิตติ จิวโพธิ์เจริญ , ทศพล ปิ่นแก้ว, ธีระชัย ดีสมสุข และปัญญา ชูพานิช, การศึกษาการรับน้ำหน้กบรทุกปลอดภัยและอายุการใช้งานของโครงสร้างสะพานแบบแผ่นพื้น, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 14, พ.ศ. 2552.
34. ปัญญา ชูพานิช, โครงการสำรวจสภาพความเสียหายและทดสอบการรับน้ำหน้ก, สำนักงานวิจัยและพัฒนา กรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม, พ.ศ. 2550.
35. ปัญญา ชูพานิช และ คณะ, การทดสอบและประเมินการรับน้ำหน้กสะพานของกรมทางหลวง, การสัมมนาทางครั้งที่ 3, พ.ศ. 2551.
36. ประกาศผู้อำนวยการทางหลวงพิเศษผู้อำนวยการทางหลวงแผ่นดินและผู้อำนวยการทางหลวงสัมปทาน “ห้ามใช้ยานพาหนะที่มีน้ำหน้ก น้ำหน้กบรทุกหรือน้ำหน้กลงเพลาเกินกว่าที่ได้กำหนด” ราชกิจจานุเบกษา เล่ม 130 ตอนพิเศษ 8 ง , พ.ศ. 2556.
37. ประกาศผู้อำนวยการทางหลวงพิเศษ ผู้อำนวยการทางหลวงแผ่นดินและผู้อำนวยการทางหลวงสัมปทาน , ห้ามใช้ยานพาหนะที่มีน้ำหน้ก น้ำหน้กบรทุกหรือน้ำหน้กลงเพลาเกินกว่าที่ได้กำหนด , ราชกิจจานุเบกษา เล่ม 129 ตอนพิเศษ 197 ง , พ.ศ. 2555.
38. สำนักวิจัยและพัฒนาทาง, “โครงการทดสอบสะพานกรมทางหลวงภายใต้การกระตุ้นแบบพลวัตเนื่องจากการจราจรและแผ่นดินไหวเพื่อปรับปรุงการออกแบบและเสริมกำลัง” รายงานฉบับสมบูรณ์, กรมทางหลวง, พ.ศ. 2556.
39. เอกวิทย์ ชันแก้ว และ ทศพล ปิ่นแก้ว, ตัวประกอบการกระแทกตามตำแหน่งต่างๆ บนพื้นสะพานจากการตรวจวัดจริง, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 17, พ.ศ. 2555.
40. รายงานฉบับสมบูรณ์โครงการศึกษาผลกระทบและความเป็นไปได้ในการเพิ่มมาตรฐานการรับน้ำหน้กบรทุก, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กระทรวงคมนาคม, พ.ศ. 2545.



ภาคผนวก

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

## ภาคผนวก ก

## การเปรียบเทียบพารามิเตอร์จากผลการศึกษาของไทยและ AASHTO LRFD

ในการวิเคราะห์ความเชื่อมั่นของสะพาน ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้จะส่งผลต่อดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานหรือตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรอย่างมีนัยสำคัญ ดังนั้นเพื่อแสดงถึงค่าพารามิเตอร์ที่เลือกใช้จากการพิจารณาความสมเหตุสมผลของวิธีการเก็บข้อมูล จำนวนตัวอย่างและหลักสถิติ จึงทำการสรุปเปรียบเทียบค่าระหว่างผลการศึกษาต่างๆดังแสดงในตาราง โดยแบ่งตามพารามิเตอร์ในส่วนของความต้านทาน, พารามิเตอร์ในส่วนน้ำหนักบรรทุกคงที่และพารามิเตอร์ในส่วนน้ำหนักบรรทุกจรตามลำดับ ทั้งนี้ค่าที่ขีดเส้นใต้หมายถึงค่าที่ใช้ในงานวิจัยนี้

## พารามิเตอร์ในส่วนของความต้านทานของสะพาน

ตารางที่ ก-1 ตัวประกอบความคลาดเคลื่อนความต้านทานของสะพาน ( $\lambda_R$ ) และสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนของความต้านทาน ( $\sigma_R$ )

Bridge Type	DOH				AASHTO LRFD			
	Bias factor		Coefficient of variation		Bias factor		Coefficient of variation	
	Moment	Shear	Moment	Shear	Moment	Shear	Moment	Shear
Slab	<u>1.12</u>	<u>1.01</u>	0.13	0.18	1.14	1.20	<u>0.13</u>	<u>0.15</u>
Multi-beam	<u>1.04</u>	<u>1.08</u>	0.05	0.07	1.05	1.15	<u>0.07</u>	<u>0.14</u>
I-Girder	<u>1.07</u>	<u>1.18</u>	0.02	0.09	1.05	1.15	<u>0.07</u>	<u>0.14</u>
Box-girder	<u>1.12</u>	<u>1.28</u>	0.03	0.11	1.05	1.15	<u>0.07</u>	<u>0.14</u>



พารามิเตอร์ในส่วนน้ำหนักบรรทุกคงที่

ตารางที่ ก-2 ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกคงที่ ( $\gamma_L$ )

Bridge Type	AASHTO LRFD
Slab	<u>1.3</u>
Multi-beam	<u>1.3</u>
I-girder	<u>1.3</u>
Box-girder	<u>1.3</u>

ตารางที่ ก-3 ตัวประกอบความคลาดเคลื่อนของน้ำหนักบรรทุกคงที่ ( $\lambda_D$ ) และสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนน้ำหนักบรรทุกคงที่ ( $\sigma_{DL}$ )

Dead load Type	AASHTO LRFD	
	Bias factor	Coefficient of variation
DC1 (Pre-stressed concrete)	<u>1.05</u>	<u>0.10</u>
DC2 (Cast in place)	<u>1.03</u>	<u>0.08</u>
DW (wearing surface)	<u>1.00</u>	<u>0.25</u>

พารามิเตอร์ในส่วนน้ำหนักบรรทุกจร

ตารางที่ ก-4 ตัวประกอบการกระทบทางพลศาสตร์ ( $\overline{IM}$ )

Bridge Type	Chulalongkorn University		AASHTO LRFD	
	Impact factor	Coefficient of variation	Impact factor	Coefficient of variation
Slab	<u>1.10</u>	<u>0.07</u>	1.33	0.09
Multi-beam	<u>1.10</u>	<u>0.07</u>	1.33	0.09
I-girder	<u>1.10</u>	<u>0.07</u>	1.33	0.09
Box-girder	<u>1.10</u>	<u>0.07</u>	1.33	0.09

ตารางที่ ก-5 ปริมาณการจราจรของรถบรรทุกเฉลี่ยต่อวัน (ADTT)

	DOH	AASHTO LRFD
ADTT	4000	<u>5000</u>

ตารางที่ ก-6 ความน่าจะเป็นที่รถบรรทุกวิ่งบนสะพานพร้อมกันหลายคัน ( $P_{sxs}$ )

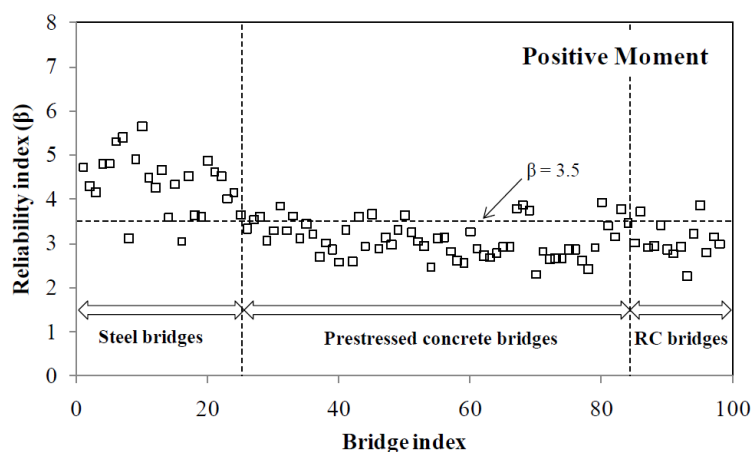
	DOH	AASHTO LRFD
$P_{sxs}$	<u>2%</u>	6.67%

## ภาคผนวก ข

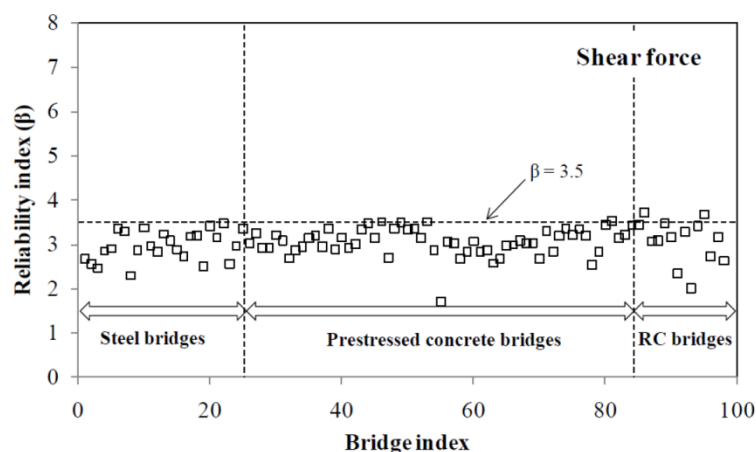
### ตรวจสอบดัชนีความเชื่อมั่นที่ควบคุมความปลอดภัยของสะพานในต่างประเทศ

เพื่อแสดงถึงความสอดคล้องของผลการวิจัยซึ่งดัชนีความเชื่อมั่นที่ควบคุมความปลอดภัยของสะพานไทยซึ่งพบว่าเป็นแรงเฉือนจึงทำการเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นของงานวิจัยในต่างประเทศอื่นๆ สำหรับการตรวจสอบงานวิจัยของรัฐ Missouri (Kwon , Kim และ Orton 2011) และรัฐ Mchiagani (Fu.G , W.van de Lindt 2006) ในสหรัฐอเมริกาพบว่าดัชนีความเชื่อมั่นสำหรับแรงเฉือนมีค่าสูงกว่าดัชนีความเชื่อมั่นสำหรับโมเมนต์เช่นเดียวกันกับงานวิจัยนี้

#### รัฐ Missouri



รูปที่ ข-1 ผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นสำหรับโมเมนต์บวกของสะพานในรัฐ Missouri (Kwon , Kim และ Orton 2011)



รูปที่ ข-2 ผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นสำหรับแรงเฉือนของสะพานในรัฐ Missouri (Kwon , Kim และ Orton 2011)

## รัฐ Michigan

ตารางที่ ข-1 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นสำหรับแรงเฉือน(V)และโมเมนต์ (M) ของสะพานในรัฐ Michigan (Fu.G , W.van de Lindt 2006)

Appendix G continued: Reliability indices without additional live load factor for Metro Region							
Type	I.D.	Load Effect	FC01	FC02	FC11	FC12	FC14
PI	S11-19033	M15	4.23		2.87	4.07	4.47
		V10	3.07		2.28	2.86	3.17
	B02-11052	M15	4.15		2.60	3.73	4.37
		V10	3.13		2.06	2.58	3.20
	B04-11057	M15	4.25		2.88	4.09	4.49
		V10	3.13		2.32	2.94	3.22
	B02-11112	M15	4.34		2.85	4.06	4.59
		M25	4.29		2.82	4.02	4.54
		V10	3.12		2.26	2.86	3.20
	R01-19034	V20	3.12		2.25	2.84	3.20
		M15	4.93		1.53	3.53	4.85
		M25	5.38		1.72	4.27	5.31
		V10	3.76		2.03	3.12	3.76
	PCA	S05-82022	V20	3.88		1.99	3.37
M15			3.81		2.11	3.31	3.95
S06-82022		V10	2.81		1.25	1.83	2.85
		M15	3.83		2.17	3.34	3.95
S25-82022		V10	2.81		1.29	1.83	2.84
		M15	3.71		2.49	3.70	3.87
S01-11015		V10	2.93		1.68	2.28	3.00
		M15	4.24		1.08	2.97	4.22
		V10	3.15		0.84	1.77	3.16
		M25	3.83		2.34	3.62	3.96
		V20	2.76		1.17	1.73	2.79
		M45	4.03		2.38	4.71	4.97
B02-46082		V40	3.03		1.20	2.25	3.38
		M15	5.88		3.02	5.43	5.82
	V10	4.01		2.31	3.61	4.05	

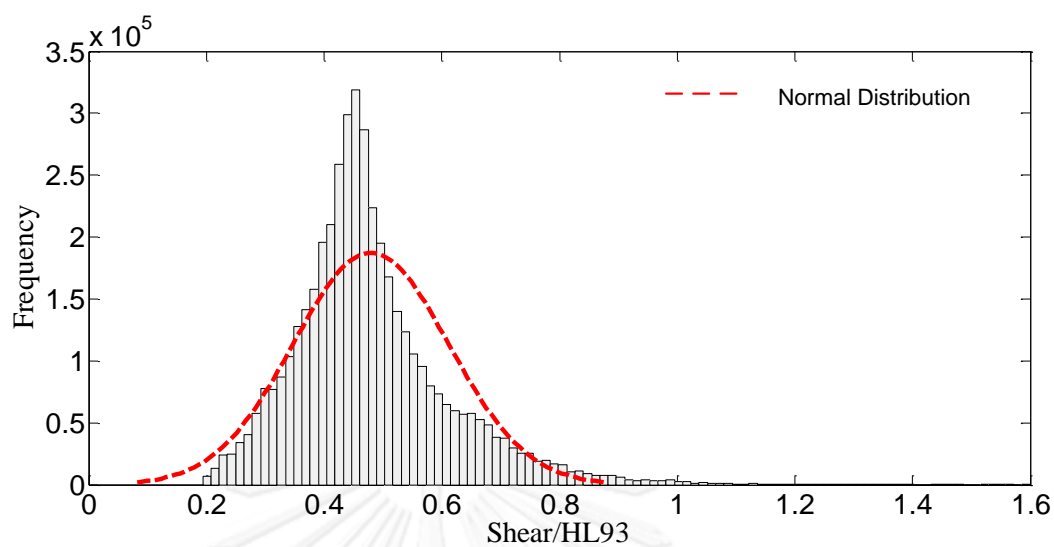
## ภาคผนวก ค

### ตรวจสอบสมมติฐานการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ

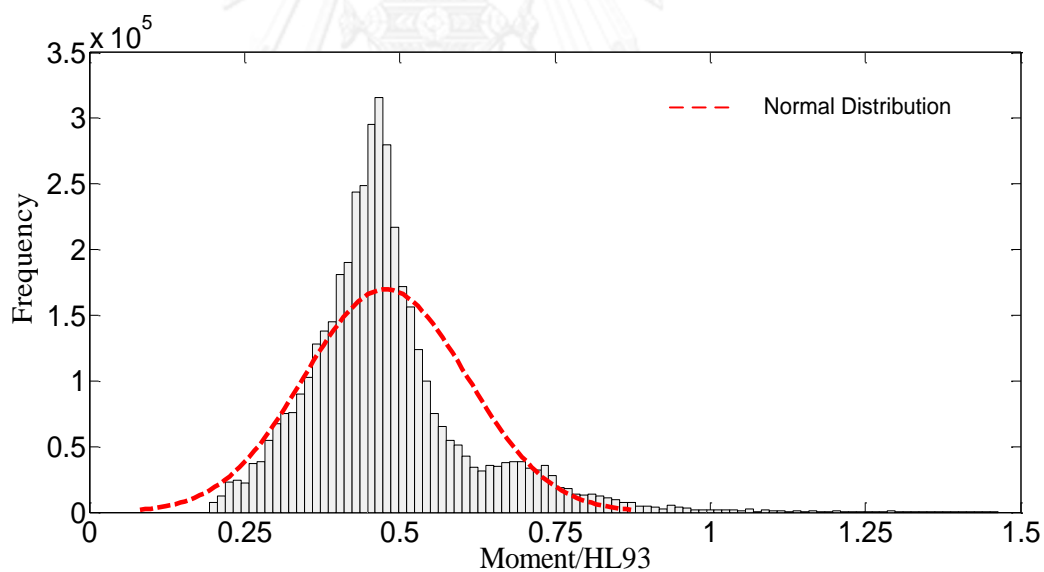
เนื่องจากวิธีการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานนั้นสัมพันธ์กับลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นของพารามิเตอร์ในสองส่วนได้แก่ ความต้านทานของสะพาน (Resistance) และน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อสะพานซึ่งเป็นผลรวมของน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead load) และน้ำหนักบรรทุกจร (Live load) โดยเมื่อทำการตรวจสอบลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นในความเป็นจริงพบว่า ความต้านทานของสะพานมักมีลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบปกติ (Normal distribution) เนื่องจากความต้านทานของหน้าตัดสะพานในความจริงวิเคราะห์มาจากแบบจำลองทางสถิติของกำลังวัสดุ (Simulation random variable) ซึ่งมักมีลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ แตกต่างจากสมมติฐานความต้านทานขั้นต่ำ (Minimum Resistance) ตามทฤษฎีการออกแบบด้วยวิธี LRFD ซึ่งเป็นผลรวมของน้ำหนักบรรทุกคงที่คูณกับตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรหลังคูณตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร ในขณะที่น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อสะพานจริง ทางด้านน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่จะมีลักษณะการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติเพราะหน่วยน้ำหนักของวัสดุก่อสร้างสะพาน เช่น คอนกรีต คอนกรีตอัดแรง ผิวทางแอสฟัลท์ เป็นการแจกแจงปกติ สำหรับทางด้านน้ำหนักบรรทุกจรนั้น เมื่อนำแรงเฉือนและโมเมนต์จากเหตุการณ์สมมติของแบบจำลองไปทดสอบการยอมรับสมมติฐานการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติด้วยวิธีของ Kolmogorov-Smirnov test ที่ความเชื่อมั่น 95% พบว่า ได้ค่า p-value ต่ำกว่า 0.05 หรือหมายถึงการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติอาจจะมิใช่ตัวแทนลักษณะการกระจายของน้ำหนักบรรทุกจรจากรถบรรทุกไทยที่สมบูรณ์นัก ดังแสดงในรูปที่ ค-1 สำหรับแรงเฉือนและรูปที่ ค-2 สำหรับโมเมนต์

เนื่องด้วยสาเหตุดังกล่าวจึงเป็นข้อจำกัดอย่างหนึ่งของการใช้สมการสำเร็จรูปจากสมมติฐานการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติของทั้งความต้านทานของสะพานและน้ำหนักบรรทุกในการวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นในงานวิจัยนี้ ซึ่งในปัจจุบันวิธีที่ทันสมัยและมีประสิทธิภาพแม่นยำกว่าคือ การสร้างแบบจำลองมอนติคาร์โล (Monte Carlo simulations) หรือ การวิเคราะห์ด้วยอัลกอริทึม (FORM First Order Reliability method) ซึ่งเป็นวิธีที่เหมาะสมสำหรับการแจกแจงแบบใดๆของตัวแปรสุ่มแต่ใช้เวลาในการประมวลผลมาก ทั้งนี้เมื่อทดลองใช้สมการสำเร็จรูปจากสมมติฐานการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบลอการิทึมปกติ (Lognormal distribution) ของทั้งความต้านทานสะพานและน้ำหนักบรรทุก พบว่าสมการดังกล่าวไม่สามารถใช้ได้เนื่องจากได้ผลลัพธ์ติดลบ อาจเนื่องมาจากลักษณะการแจกแจงของความต้านทานสะพานและน้ำหนักบรรทุกมิได้เป็นไปตามสมมติฐานแบบลอการิทึมปกติ อย่างไรก็ตาม เมื่อคำนึงถึงการเริ่มต้นและเป็นพื้นฐานของงานวิจัยเกี่ยวกับระดับความปลอดภัยของการออกแบบสะพานในประเทศไทย เพื่อความสะดวกและประหยัดเวลาในการประมวลผล งานวิจัยนี้จึงเลือกวิเคราะห์ดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานด้วยสมการสำเร็จรูปจากสมมติฐานการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติของทั้งความต้านทานของสะพานและน้ำหนักบรรทุก อีกทั้งผลลัพธ์ดัชนีความเชื่อมั่นของสะพานที่ได้ก็มีความเหมาะสมเพราะอยู่ในเชิงอนุรักษ์อีกด้วย

$$(\beta_{normal} < \beta_{lognormal} < \beta_{FORM} \leq \beta_{MontecarloSim}.)$$



รูปที่ ค-1 ตัวอย่างการแจกแจงความน่าจะเป็นของแรงเฉือนจากเหตุการณ์สมมติของรถบรรทุกไทย  
หารด้วยแรงเฉือนจากรมาตรฐาน HL93 เปรียบเทียบกับการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ  
สำหรับสะพานความยาว 20 เมตร



รูปที่ ค-2 ตัวอย่างการแจกแจงความน่าจะเป็นของโมเมนต์จากเหตุการณ์สมมติของรถบรรทุกไทย  
หารด้วยโมเมนต์จากรมาตรฐาน HL93 เปรียบเทียบกับการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ  
สำหรับสะพานความยาว 20 เมตร

## ภาคผนวก ง

### ตรวจสอบผลของการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ต่อตัวคุณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร

เมื่อพิจารณาถึงข้อจำกัดของแบบมาตรฐานสะพานของประเทศไทยเท่าที่มีอยู่ในปัจจุบันซึ่งมิได้ครอบคลุมตามหลักการออกแบบด้วยวิธี LRFD ในทุกๆช่วงความยาวสะพานที่ศึกษา ดังนั้นเมื่อคำนึงถึงแนวโน้มในอนาคต หากมีการพัฒนาแบบมาตรฐานก่อสร้างสะพานขึ้นใหม่ด้วยวิธี LRFD ในแต่ละรูปแบบของสะพานซึ่งจะส่งผลให้น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่เปลี่ยนแปลงและทำให้ตัวคุณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร ( $\gamma_L$ ) ในแบบจำลองสำหรับการออกแบบสะพานของประเทศไทยเปลี่ยนไป จากสาเหตุดังกล่าวจึงได้ทำการศึกษาเพิ่มเติมถึงผลของการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ต่อตัวคุณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร โดยทำการวิเคราะห์เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงของตัวคุณเพิ่มน้ำหนักจรขั้นต่ำที่ดัชนีความเชื่อมั่น  $\beta = 3.5$  เมื่อน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่จากแบบมาตรฐานใหม่มีค่าเพิ่มขึ้นหรือลดลง 10% และ 20% เทียบกับน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่จากแบบมาตรฐานที่ใช้ในงานวิจัยนี้

ผลลัพธ์ที่ได้พบว่า ตัวคุณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรเปลี่ยนแปลงไปเพียง  $\pm 2.3\%$  และ  $\pm 4.7\%$  หากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่จากแบบมาตรฐานใหม่มีค่าเพิ่มขึ้นหรือลดลง 10 % และ 20 % ตามลำดับ เนื่องจากในการวิเคราะห์ความปลอดภัยของสะพานนั้น น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่มามีอิทธิพลต่อดัชนีความเชื่อมั่นต่ำกว่าน้ำหนักบรรทุกจรอย่างมากนั่นเอง

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CHULALONGKORN UNIVERSITY

ตารางที่ ง-1 เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงของตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจรเมื่อน้ำหนักบรรทุกคงที่เปลี่ยนไป 10% และ 20%

Bridge Type	Span length (m)	Structural Type	Load Effect	$\gamma_L$ change (%)			
				+10% DL	-10% DL	+20% DL	-20% DL
Slab R/C	5	S.S.	V	0.6	-0.6	1.3	-1.2
			M+	0.4	-0.4	0.7	-0.7
	10	S.S.	V	1.4	-1.4	2.8	-2.8
			M+	1.1	-1.1	2.2	-2.2
Multibeam P/C	15	S.S.	V	0.5	-0.5	1.0	-1.0
			M+	0.0	0.0	0.0	0.0
	20	S.S.	V	0.7	-0.7	1.5	-1.4
			M+	0.1	-0.1	0.2	-0.1
	25	S.S.	V	1.0	-0.9	1.9	-1.9
			M+	0.3	-0.2	0.5	-0.4
I-girder P/C	30	S.S.	V	1.3	-1.3	2.6	-2.6
			M+	0.4	-0.4	0.9	-0.8
	35	S.S.	V	1.7	-1.7	3.4	-3.4
			M+	0.7	-0.6	1.4	-1.2
	40	S.S.	V	2.2	-2.1	4.3	-4.3
			M+	0.9	-0.9	1.9	-1.8
Box girder P/C	45	C.S.	V	1.4	-1.4	2.8	-2.7
			M+	-0.3	0.3	-0.5	0.6
			M-	-0.3	0.3	-0.5	0.7
			50	C.S.	V	1.6	-1.6
M+	-0.3	0.3			-0.5	0.6	
			M-	-0.3	0.3	-0.5	0.6
			55	C.S.	V	1.8	-1.8
M+	-0.2	0.3			-0.5	0.6	
			M-	-0.3	0.3	-0.5	0.6
			60	C.S.	V	2.0	-2.0
M+	-0.3	0.3			-0.5	0.6	
			M-	-0.3	0.3	-0.5	0.6
			65	C.S.	V	2.2	-2.2
M+	-0.2	0.3			-0.4	0.6	
			M-	-0.2	0.3	-0.5	0.6
			70	C.S.	V	2.3	-2.3
M+	-0.2	0.3			-0.4	0.6	
			M-	-0.2	0.3	-0.4	0.6
			75	C.S.	V	2.2	-2.2
M+	-0.2	0.3			-0.5	0.6	
			M-	-0.2	0.3	-0.4	0.6
			80	C.S.	V	2.1	-2.1
M+	-0.2	0.3			-0.5	0.6	
			M-	-0.2	0.3	-0.5	0.6



### ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นาย สมวิษฐ์ พฤกษ์จินดา เกิดวันที่ 27 กันยายน พ.ศ. 2533 ที่จังหวัดสมุทรปราการ สำเร็จการศึกษาระดับมัธยมศึกษาจากโรงเรียนราชวินิตบางแก้ว จังหวัดสมุทรปราการ สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2554 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโครงสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา ที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อ พ.ศ. 2555



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY