

การสอบเทียบแบบจำลองคอมพิวเตอร์ของโครงสร้างสะพานโดยการทดสอบด้วย
เครื่องปล่อยน้ำหนัก

นายธีรวิทย์ วุฒิสิริศาสตร์

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ปีการศึกษา 2555
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)
เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

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 Graduate School.

CALIBRATION OF COMPUTER MODEL OF A BRIDGE STRUCTURE BY USING
FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER

Mr. Teerit Wutthisirisart

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 2012

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

การสอบเทียบแบบจำลองคอมพิวเตอร์ของโครงสร้าง
สะพานโดยการทดสอบด้วยเครื่องปล่อยน้ำหนัก

โดย

นายธีรวิทย์ วุฒิศิริศาสตร์

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็น
ส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร.บุญสม เลิศหิรัญวงศ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว)

.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี)

.....กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัมย์)

.....กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ดร.หทัยรัตน์ มณีเทศ)

วิธีที่ วุฒิสถิติศาสตร์ : การสอบเทียบแบบจำลองคอมพิวเตอร์ของโครงสร้างสะพานโดยการทดสอบด้วยเครื่องปล่อยน้ำหนัก. (CALIBRATION OF COMPUTER MODEL OF A BRIDGE STRUCTURE BY USING FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER) อ.ที่
 ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก : ผศ.ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี, 155 หน้า.

การตรวจสอบและประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพานที่มีอยู่เดิมให้อยู่ในสภาพที่สมบูรณ์และใช้งานได้ด้วยความสะดวกและปลอดภัยเป็นสิ่งจำเป็น การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานเป็นกระบวนการหนึ่งในการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน โดยปกติการทดสอบจะกระทำภายใต้แรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุก ซึ่งในการทดสอบลักษณะดังกล่าวมีขั้นตอนในการทดสอบและค่าใช้จ่ายค่อนข้างสูง ดังนั้นในงานวิจัยนี้ได้นำเครื่อง falling weight deflectometer ซึ่งเป็นเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบการแอ่นตัวของถนนมาประยุกต์ใช้ในการทดสอบโครงสร้างสะพานห้วยสามหาง ซึ่งเป็นสะพานคอนกรีตอัดแรง โดยได้ทำการทดสอบทั้งในสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรและ 20 เมตร จากนั้นจะทำการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม SAP2000 และทำการศึกษาพารามิเตอร์ที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน พร้อมทั้งสอบเทียบแบบจำลองโครงสร้างสะพานกับผลการทดสอบจนมีพฤติกรรมใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุด โดยพบว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและสภาพฐานรองรับของแบบจำลองมีผลต่อพฤติกรรมการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระทำและความถี่ธรรมชาติในโหมดการสั่นไหวที่ 1 ของแบบจำลองค่อนข้างมาก โดยแบบจำลองโครงสร้างสะพานที่ปรับแก้แล้วจะถูกนำมาประเมินหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกตามข้อแนะนำของมาตรฐาน AASHTO ในรูปของค่าดัชนีความปลอดภัย ด้วยวิธีตัวคูณน้ำหนักบรรทุก โดยจากการศึกษาพบว่า สะพานห้วยสามหางมีค่าดัชนีความปลอดภัยที่มากกว่า 1 ในทุกกรณีที่ทำ การประเมิน สำหรับการประเมินในสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร และมีค่าดัชนีความปลอดภัยที่น้อยกว่า 1 ในบางกรณีที่ทำ การประเมินในสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อนิสิต.....
 สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก.....
 ปีการศึกษา.....2555.....

5270609321 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS : BRIDGE / CALIBRATION / LOAD-CARRYING CAPACITY / RATING FACTOR
/ FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER

TEERIT WUTTHISIRISART : CALIBRATION OF COMPUTER MODEL OF A BRIDGE
STRUCTURE BY USING FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER. ADVISOR: ASST.
PROF. CHATPAN CHINTANAPAKDEE, Ph.D., 155 pp.

Bridge evaluation is an essential process to ensure public safety. Normally, truck loads are used in conducting live load test of a bridge, which often requires costly equipments and involves cumbersome process. This study aims to explore the application of falling weight deflectometer (FWD) to replace truck loading in a bridge test. FWD was applied to the Huay Sam Harn bridge in Petchaburi by dropping a 100 kg mass onto the bridge causing impact force of about 5 tons. The vibration of the bridge due to impact of dropped mass was measured by 10 geo-phones and converted into deflections at many locations of the bridge. Then, a computer model of the bridge was created by SAP2000 software and the structural parameters affecting the bridge characteristics were investigated. It was found that modulus of elasticity and support conditions of the structure significantly influence the natural vibration frequency and deflection of the bridge. The parameters were adjusted so that the bridge computer model has deflection and fundamental natural frequency close to the values obtained from using FWD. Then, the computer model of the bridge was used in the evaluation of Rating Factor (RF) according to AASHTO manual for condition evaluation of bridges. The results show that RF of the Huay Sam Harn bridge are greater than 1 for most cases.

Department : ...Civil Engineering..... Student's Signature.....

Field of Study : ...Civil Engineering..... Advisor's Signature.....

Academic Year : 2012.....

กิตติกรรมประกาศ

ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์เป็นอย่างสูง ที่ได้ให้คำแนะนำและความรู้ต่างๆ ที่เป็นประโยชน์ในการทำวิจัย รวมทั้งกรุณาตรวจสอบและแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนสำเร็จลุล่วงอย่างสมบูรณ์

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว ที่ช่วยให้คำแนะนำแนวทางที่มีประโยชน์ในการทำวิจัย

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัศมี ที่ให้คำแนะนำที่เป็นประโยชน์แก่วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ตลอดจนคณาจารย์ทุกท่านที่ได้อบรมสั่งสอนให้ความรู้แก่ข้าพเจ้า

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ ดร.หทัยรัตน์ มณีเทศ และกรมทางหลวงชนบทสำหรับข้อมูลและแบบก่อสร้างของสะพาน

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ ดร.ชาครีย์ บำรุงวงศ์ สำหรับข้อมูลและคำแนะนำที่เป็นประโยชน์ในการทำวิจัย

ข้าพเจ้าขอขอบคุณรุ่นพี่ รุ่นน้อง เพื่อน ๆ ทุกคนที่ให้ความช่วยเหลือ ตลอดจนให้คำแนะนำต่าง ๆ ที่เป็นประโยชน์ต่อการทำวิจัย

ที่สำคัญที่สุดข้าพเจ้าขอขอบพระคุณคือ บิดา มารดา ที่ช่วยอบรมสั่งสอนและให้กำลังใจ ทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ลุล่วงไปด้วยดี

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฎ
สารบัญรูป.....	ฅ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	2
1.2.1 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของสะพาน.....	2
1.2.2 การทดสอบและตรวจวัดพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้าง สะพานเนื่องจากแรงกระแทก.....	8
1.2.3 การศึกษาพารามิเตอร์และการปรับแก้แบบจำลองโครงสร้างสะพาน.....	16
1.3 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	17
1.4 ขอบเขตของงานวิจัย.....	18
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	18
1.6 แนวทางและขั้นตอนการวิจัย.....	19
บทที่ 2 หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	20
2.1 พลศาสตร์ของโครงสร้าง (Dynamics of Structure).....	20

2.1.1 คุณสมบัติพื้นฐานที่สำคัญของโครงสร้างในระบบพลศาสตร์.....	20
2.1.2 พลศาสตร์ของโครงสร้างในระบบที่มวลมีการกระจายตัว.....	25
2.1.3 พฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงดล.....	30
2.2 การประมวลผลสัญญาณดิจิทัล (Digital Signal Processing).....	32
2.2.1 อนุกรมฟูรีเยร์ (Fourier Series).....	33
2.2.2 ฟูรีเยร์อินทิกรัล (Fourier Integral).....	35
2.2.3 การแปลงฟูรีเยร์แบบไม่ต่อเนื่อง (DFT) และ การแปลงฟูรีเยร์แบบเร็ว (FFT).....	36
2.2.4 การกรองสัญญาณดิจิทัล (Digital Filtering).....	37
บทที่ 3 การทดสอบโครงสร้างสะพาน.....	39
3.1 สะพานห้วยสามหาง จังหวัดเพชรบุรี.....	39
3.2 การทดสอบและตรวจวัดพฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างสะพาน ภายใต้แรงกระทำจากเครื่อง FWD.....	41
3.2.1 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ.....	41
3.2.2 การติดตั้งอุปกรณ์การทดสอบ.....	43
3.2.3 การทดสอบและเก็บข้อมูล.....	44
3.2.3.1 การทดสอบสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร.....	45
3.2.3.2 การทดสอบสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร.....	48
3.3 การวิเคราะห์ผลการทดสอบและตรวจวัด.....	52
3.3.1 ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง (Natural Frequency).....	52

3.3.2 อัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้าง (Damping Ratio).....	62
บทที่ 4 แบบจำลองโครงสร้างสะพาน.....	64
4.1 การสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพาน.....	64
4.1.1 แบบจำลองโครงสร้างสะพาน 2 มิติ.....	65
4.1.1.1 แบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร 2 มิติ.....	66
4.1.1.2 แบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร 2 มิติ.....	71
4.1.2 แบบจำลองโครงสร้างสะพาน 3 มิติ.....	76
4.1.2.1 แบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร 3 มิติ.....	76
4.1.2.2 แบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร 3 มิติ.....	83
บทที่ 5 การสอบเทียบแบบจำลองโครงสร้างสะพาน.....	91
5.1 แบบจำลองโครงสร้างสะพานที่จะทำการสอบเทียบ.....	91
5.2 การศึกษาพารามิเตอร์ที่มีผลต่อความถี่ธรรมชาติของแบบจำลอง โครงสร้างสะพาน.....	97
5.2.1 ผลของโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตต่อความถี่ธรรมชาติ ของแบบจำลอง.....	97
5.2.2 ผลของสภาพฐานรองรับต่อความถี่ธรรมชาติของแบบจำลอง.....	99
5.3 การศึกษาพารามิเตอร์ที่มีผลต่อการแอมพลิจูดที่ผิวสะพานเนื่องจากแรงกระแทก.....	101
5.3.1 ผลของโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตต่อการแอมพลิจูดของแบบจำลอง เนื่องจากแรงกระแทก.....	102

5.3.2 ผลของสภาพฐานรองรับต่อการแอ่นตัวของแบบจำลองเนื่องจากแรงกระแทก.....	103
5.4 การสอบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบภาคสนาม.....	105
บทที่ 6 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพาน.....	111
6.1 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานด้วยค่าดัชนีความปลอดภัย (Rating Factor) โดยวิธีตัวค้ำน้ำหนักบรรทุก (Load Factor).....	111
6.2 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานช่วง 10 เมตร.....	113
6.2.1 การวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักของชิ้นส่วนโครงสร้าง.....	113
6.2.2 การวิเคราะห์แรงภายในจากน้ำหนักบรรทุกของแบบจำลองสะพาน.	120
6.2.3 การวิเคราะห์ค่า RF ของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น.....	123
6.3 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานช่วง 20 เมตร.....	125
6.3.1 การวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักของชิ้นส่วนโครงสร้าง.....	126
6.3.2 การวิเคราะห์แรงภายในจากน้ำหนักบรรทุกของแบบจำลองสะพาน.	128
6.2.3 การวิเคราะห์ค่า RF ของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง.....	130
บทที่ 7 สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ.....	133
7.1 ผลการทดสอบโครงสร้างสะพาน.....	134
7.2 ผลการสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพาน.....	135
7.3 ผลการศึกษาพารามิเตอร์ที่มีผลต่อพฤติกรรมของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน...	136
7.4 ผลการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน.....	137
7.5 ข้อเสนอแนะ.....	138

รายการอ้างอิง.....	139
ภาคผนวก.....	144
ภาคผนวก ก การสอบเทียบแบบจำลองโดยใช้ข้อมูลจากเครื่องวัดความเร่ง.....	145
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	155

สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 1.1 ตัวคูณลดกำลังตามการเสื่อมสภาพ ρ_c	4
ตารางที่ 3.1 กำลังของคอนกรีตที่ใช้.....	40
ตารางที่ 3.2 แรงกระทำที่ตำแหน่งต่างๆในการทดสอบช่วงสะพาน 10 เมตร.....	46
ตารางที่ 3.3 แรงกระทำที่ตำแหน่งต่างๆในการทดสอบช่วงสะพาน 20 เมตร.....	49
ตารางที่ 3.4 ความถี่ธรรมชาติของสะพานห้วยสามหาง ช่วงสะพาน 10 เมตร (FFT).....	53
ตารางที่ 3.5 ความถี่ธรรมชาติของสะพานห้วยสามหาง ช่วงสะพาน 20 เมตร (FFT).....	54
ตารางที่ 3.6 ความถี่ธรรมชาติของสะพานห้วยสามหางโดยวิธีพิจารณาความถี่ในช่วง การสั่นไหวแบบอิสระ.....	55
ตารางที่ 3.7 โมเมนต์ดัดภายในของระบบคานจริงและคานสมมติ.....	57
ตารางที่ 3.8 อัตราส่วนความหน่วงของสะพานห้วยสามหาง.....	63
ตารางที่ 4.1 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองสะพาน 2 มิติที่มีความยาวช่วง 10 เมตร.....	70
ตารางที่ 4.2 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองสะพาน 2 มิติที่มีความยาวช่วง 20 เมตร.....	74
ตารางที่ 4.3 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองเฉพาะคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น.....	77
ตารางที่ 4.4 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลอง คอนกรีตอัดแรงแบบแผ่นพื้นมีคอนกรีตทับหน้า..	78
ตารางที่ 4.5 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลอง คอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีต ทับหน้าและราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ	80
ตารางที่ 4.6 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลอง คอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีต ทับหน้าและราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง	81
ตารางที่ 4.7 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลอง คอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีต ทับหน้าและราวสะพานต้น.....	83
ตารางที่ 4.8 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองเฉพาะคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง.....	85

ตารางที่ 4.9 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องที่มีคอนกรีต ทับหน้า.....	86
ตารางที่ 4.10 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีต ทับหน้าและราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ.....	87
ตารางที่ 4.11 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีต ทับหน้าและราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง.....	88
ตารางที่ 4.12 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีต ทับหน้าและราวสะพานต้น.....	90
ตารางที่ 5.1 รายละเอียดของแบบจำลองที่จะทำการสอบเทียบ.....	91
ตารางที่ 5.2 ผลของโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตต่อความถี่ธรรมชาติโหมด 1 ของแบบจำลอง...	97
ตารางที่ 5.3 ผลของสภาพฐานรองรับต่อความถี่ธรรมชาติโหมด 1 ของแบบจำลอง.....	99
ตารางที่ 5.4 รายละเอียดของแผ่นยางรองสะพานของสะพานห้วยสามหาง.....	104
ตารางที่ 5.5 ค่าความคลาดเคลื่อนของการแอนตัวเนื่องจากแรงกระทำของแบบจำลอง.....	108
ตารางที่ 5.6 อัตราส่วนระหว่างความถี่ธรรมชาติโหมด 1 ของแบบจำลองกับผลการทดสอบ....	108
ตารางที่ 6.1 แรงภายในของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นเนื่องจากน้ำหนัก บรรทุกคงที่.....	121
ตารางที่ 6.2 แรงภายในของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร....	122
ตารางที่ 6.3 ค่าดัชนีความปลอดภัย (RF) ของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น.....	124
ตารางที่ 6.4 แรงภายในของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่.....	129
ตารางที่ 6.5 แรงภายในของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร.....	129
ตารางที่ 6.6 ค่าดัชนีความปลอดภัย (RF) ของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง.....	131
ตารางที่ 7.1 ความถี่ธรรมชาติของสะพานห้วยสามหางที่วิเคราะห์ได้จากผลการทดสอบ.....	134
ตารางที่ ก.1 ความถี่ธรรมชาติที่วิเคราะห์ได้จากผลการทดสอบ.....	145

ตารางที่ ก.2 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองที่ปรับแก้แล้ว.....	149
ตารางที่ ก.3 แบบจำลองสะพานห้วยสามหางที่ปรับแก้แล้ว.....	150

สารบัญรูป

หน้า

รูปที่ 1.1 เครื่องมือ small rocket equipment (Ying และคณะ, 1988).....	9
รูปที่ 1.2 เครื่องมือปล่อยน้ำหนักที่ใช้ในการศึกษาของ Agardh และคณะ (1991).....	9
รูปที่ 1.3 ระบบของเครื่องมือ falling weight deflectometer (Warren และ Shope, 1992).....	10
รูปที่ 1.4 เครื่องมือ impact hammer ที่ใช้ในการศึกษาของ Green และคณะ (1995).....	11
รูปที่ 1.5 การทดสอบและเครื่องมือ impulse mechanism (Pate, 1995).....	11
รูปที่ 1.6 เครื่องมือ energy-accumulating elastic hammer (Ying และคณะ, 1996).....	13
รูปที่ 1.7 การติดตั้งเครื่องมือและการทดสอบของ Hardyniec (2009).....	16
รูปที่ 1.8 หน้าตัดรูปกล่องแบบต่างๆ ที่ทำการศึกษาโดย Gupta (2010).....	17
รูปที่ 2.1 ระบบสปริง.....	21
รูปที่ 2.2 ดีกรีแห่งความอิสระ.....	22
รูปที่ 2.3 Single DOF Mass-Spring-Damping System.....	23
รูปที่ 2.4 ระบบที่มีดีกรีแห่งความอิสระเท่ากับ 2.....	24
รูปที่ 2.5 โครงสร้างในระบบที่มีมวลมีการกระจายตัว.....	26
รูปที่ 2.6 ความถี่ธรรมชาติและรูปร่างการสั่นไหวของคานสมำเสมออย่างง่าย.....	30
รูปที่ 2.7 แรงดล.....	30
รูปที่ 2.8 การแสดงแรงดลให้เป็นผลรวมของฟังก์ชันอย่างง่าย.....	31
รูปที่ 2.9 สัญญาณต่อเนื่องและสัญญาณไม่ต่อเนื่อง (พรชัย ภววงษ์ศักดิ์, 2000).....	32
รูปที่ 2.10 ส่วนประกอบในระบบประมวลผลสัญญาณดิจิทัล (พรชัย ภววงษ์ศักดิ์, 2000).....	33

รูปที่ 2.11 Logical steps during operation of the FFT algorithm (Newland, D.E., 1993)...	37
รูปที่ 2.12 การกรองสัญญาณโดยวิธี moving average filter.....	38
รูปที่ 3.1 รูปด้านสะพานห้วยสามหาง จังหวัดเพชรบุรี.....	39
รูปที่ 3.2 สะพานห้วยสามหาง จังหวัดเพชรบุรี.....	39
รูปที่ 3.3 รูปตัดคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น.....	40
รูปที่ 3.4 รูปตัดคานคอนกรีตอัดแรงประเภทกล่อง.....	40
รูปที่ 3.5 ช่วงสะพานที่ทำการทดสอบ.....	41
รูปที่ 3.6 เครื่องมือ Falling Weight Deflectometer.....	42
รูปที่ 3.7 เครื่องวัดความเร่ง (Accelerometer).....	42
รูปที่ 3.8 อุปกรณ์รวมสัญญาณ HBM รุ่น QuantumX.....	43
รูปที่ 3.9 เครื่องคอมพิวเตอร์แบบกระเป๋าหิ้ว (Laptop) และโปรแกรม catman Easy.....	43
รูปที่ 3.10 การติดตั้งอุปกรณ์การตรวจวัดและเครื่องวัดความเร่งที่ผิวบนของพื้นสะพาน.....	44
รูปที่ 3.11 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องวัดความเร็วของเครื่อง FWD.....	44
รูปที่ 3.12 การทดสอบสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร.....	45
รูปที่ 3.13 ตำแหน่งที่ให้แรงกระทำและแนวการทดสอบในสะพานช่วง 10 เมตร.....	45
รูปที่ 3.14 ความเร่งที่ตรวจวัดได้จากการปล่อยน้ำหนัก 3 ครั้ง.....	46
รูปที่ 3.15 การแ่นตัวของสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S1.....	47
รูปที่ 3.16 การแ่นตัวของสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S2.....	47
รูปที่ 3.17 การแ่นตัวของสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S3.....	48
รูปที่ 3.18 การทดสอบสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร.....	48

รูปที่ 3.19 ตำแหน่งที่ให้แรงกระทำและแนวการทดสอบในช่วงสะพาน 20 เมตร.....	49
รูปที่ 3.20 การแ่นตัวของสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L1.....	50
รูปที่ 3.21 การแ่นตัวของสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L2.....	51
รูปที่ 3.22 การแ่นตัวของสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L3.....	51
รูปที่ 3.23 ความเร่งช่วงการสั่นไหวแบบอิสระของโครงสร้าง.....	52
รูปที่ 3.24 ข้อมูลการตรวจวัดช่วงสะพาน 10 เมตรที่ถูกแปลงให้อยู่ในโดเมนความถี่.....	53
รูปที่ 3.25 การวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติจากช่วงการสั่นไหวแบบอิสระของโครงสร้าง.....	55
รูปที่ 3.26 คานอย่างง่าย 2 มิติ ที่มีดีกรีของความอิสระเท่ากับ 1.....	56
รูปที่ 3.27 คานอย่างง่าย 2 มิติ ที่ถูกแรงภายนอกกระทำ 1 หน่วยที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน.....	57
รูปที่ 3.28 ระบบคานจริงและระบบคานสมมติ.....	57
รูปที่ 3.29 ราวสะพานตามแบบ.....	58
รูปที่ 3.30 คานอย่างง่าย 2 มิติและหน้าตัดของสะพานทดสอบช่วง 10 เมตร.....	58
รูปที่ 3.31 หน้าตัดแปลงของสะพานทดสอบช่วง 10 เมตร.....	59
รูปที่ 3.32 คานอย่างง่าย 2 มิติและหน้าตัดของสะพานทดสอบช่วง 20 เมตร.....	61
รูปที่ 3.33 ตัวอย่างสัญญาณความเร่งของช่วงสะพาน 20 เมตรที่ผ่านการกรอง โดยวิธี 100-point moving average filter.....	62
รูปที่ 4.1 ชิ้นส่วนโครงสร้างแบบเส้น.....	64
รูปที่ 4.2 ชิ้นส่วนโครงสร้างแบบเปลือกบาง.....	65
รูปที่ 4.3 ชิ้นส่วนโครงสร้างแบบของแข็ง.....	65
รูปที่ 4.4 คานอย่างง่าย 2 มิติ.....	66

รูปที่ 4.5 แบบจำลองเฉพาะคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น 2 มิติ.....	66
รูปที่ 4.6 แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้า 2 มิติ.....	67
รูปที่ 4.7 แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้า และราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ 2 มิติ.....	68
รูปที่ 4.8 แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้า และราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง 2 มิติ.....	69
รูปที่ 4.9 แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้า และราวสะพานต้น 2 มิติ.....	70
รูปที่ 4.10 แบบจำลองเฉพาะคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง 2 มิติ.....	71
รูปที่ 4.11 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้า 2 มิติ.....	72
รูปที่ 4.12 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้า และราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ 2 มิติ.....	73
รูปที่ 4.13 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้า และราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง 3 มิติ.....	73
รูปที่ 4.14 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องมีคอนกรีตทับหน้า และราวสะพานต้น 2 มิติ.....	74
รูปที่ 4.15 รูปร่างการสั่นไหวในโหมดที่ 1 และ 2 ของแบบจำลอง 2 มิติ.....	75
รูปที่ 4.16 หน้าตัดของคานที่แสดงคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น.....	76
รูปที่ 4.17 แบบจำลองเฉพาะคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น 3 มิติ.....	77
รูปที่ 4.18 รูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองเฉพาะคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น.....	77
รูปที่ 4.19 แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้า 3 มิติ.....	78

รูปที่ 4.20	รูปร่างการสั้นไหวของแบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นที่มี คอนกรีตทับหน้า.....	78
รูปที่ 4.21	แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและ ราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ 3 มิติ.....	79
รูปที่ 4.22	รูปร่างการสั้นไหวของแบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมี คอนกรีตทับหน้าและราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ.....	80
รูปที่ 4.23	แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและ ราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง 3 มิติ.....	81
รูปที่ 4.24	รูปร่างการสั้นไหวของแบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมี คอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง.....	81
รูปที่ 4.25	แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและ ราวสะพานต้น 3 มิติ.....	82
รูปที่ 4.26	รูปร่างการสั้นไหวของแบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมี คอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้น.....	82
รูปที่ 4.27	หน้าตัดของคานที่แสดงคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง.....	83
รูปที่ 4.28	แบบจำลองเฉพาะคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง 3 มิติ.....	84
รูปที่ 4.29	รูปร่างการสั้นไหวของแบบจำลองเฉพาะคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง.....	84
รูปที่ 4.30	แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้า 3 มิติ.....	85
รูปที่ 4.31	รูปร่างการสั้นไหวของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมี คอนกรีตทับหน้า.....	85

รูปที่ 4.32 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและ ราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ 3 มิติ.....	86
รูปที่ 4.33 รูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีต ทับหน้าและราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ.....	87
รูปที่ 4.34 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพาน ต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง 3 มิติ.....	88
รูปที่ 4.35 รูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีต ทับหน้าและราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง.....	88
รูปที่ 4.36 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและ ราวสะพานต้น 3 มิติ.....	89
รูปที่ 4.37 รูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีต ทับหน้าและราวสะพานต้น.....	89
รูปที่ 5.1 ลักษณะของแรงที่กระทำในแบบจำลอง.....	92
รูปที่ 5.2 การแ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S1.....	92
รูปที่ 5.3 การแ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S2.....	93
รูปที่ 5.4 การแ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S3.....	93
รูปที่ 5.5 การแ่นตัวที่ผิวของแบบจำลองสะพานช่วง 10 เมตรเนื่องจากแรงกระแทก.....	94
รูปที่ 5.6 การแ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L1.....	94
รูปที่ 5.7 การแ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L2.....	95
รูปที่ 5.8 การแ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L3.....	95
รูปที่ 5.9 การแ่นตัวที่ผิวของแบบจำลองสะพานช่วง 20 เมตรเนื่องจากแรงกระแทก.....	96

รูปที่ 5.10 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตกับความถี่ธรรมชาติ โหมด 1 ในแบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร.....	98
รูปที่ 5.11 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสติเฟนสแบบหมุนที่ฐานรองรับกับความถี่ธรรมชาติ โหมด 1 ในแบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร.....	101
รูปที่ 5.12 ผลของโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตต่อการแอ่นตัวของแบบจำลองเนื่องจาก แรงกระแทก.....	102
รูปที่ 5.13 แผ่นยางรองสะพานแบบเรียบ (plain elastometric bearing pad).....	104
รูปที่ 5.14 ผลของสภาพฐานรองรับต่อการแอ่นตัวของแบบจำลองเนื่องจากแรงกระแทก.....	105
รูปที่ 5.15 การแอ่นตัวของแบบจำลองที่ปรับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและ สภาพฐานรองรับ.....	106
รูปที่ 5.16 ความถี่ธรรมชาติโหมด 1 ของแบบจำลองสะพานที่ปรับค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ของคอนกรีตและสภาพฐานรองรับ.....	107
รูปที่ 5.17 ค่าความคลาดเคลื่อนของการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระแทกของแบบจำลอง.....	109
รูปที่ 5.18 อัตราส่วนระหว่างความถี่ธรรมชาติโหมด 1 ของแบบจำลองกับผลการทดสอบ.....	109
รูปที่ 6.1 รถบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	113
รูปที่ 6.2 หน้าตัดของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นที่พิจารณา.....	114
รูปที่ 6.3 การกระจายของหน่วยแรงยึดหดตัวและหน่วยแรงที่สถานะประลัย.....	115
รูปที่ 6.4 แบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรที่นำมาวิเคราะห์.....	120
รูปที่ 6.5 หน้าตัดของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องที่พิจารณา.....	126
รูปที่ 6.6 แบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตรที่นำมาวิเคราะห์.....	128
รูปที่ ก.1 ความถี่ธรรมชาติของสะพานห้วยสามหาง.....	145

รูปที่ ก.2 รูปร่างการสั้นไหวในโหมดที่ 1 ถึง 4 ของแบบจำลองที่มีตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง.....	146
รูปที่ ก.3 แบบจำลองโครงสร้างสะพานที่ตัวเชื่อมต่อระหว่างคานหลักเคลื่อนที่ได้ในแนวตั้ง.....	147
รูปที่ ก.4 รูปร่างการสั้นไหวในโหมดที่ 1 ถึง 4 ของแบบจำลองที่ตัวเชื่อมต่อเคลื่อนที่ได้ในแนวตั้ง..	147
รูปที่ ก.5 การหมุนในแนว R1 ของตัวเชื่อมต่อระหว่างคานหลัก.....	150
รูปที่ ก.6 ลักษณะของแรงที่กระทำในแบบจำลอง.....	151
รูปที่ ก.7 การแอ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S1.....	151
รูปที่ ก.8 การแอ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S2.....	152
รูปที่ ก.9 การแอ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S3.....	152
รูปที่ ก.10 การแอ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L1.....	153
รูปที่ ก.11 การแอ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L2.....	153
รูปที่ ก.12 การแอ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L3.....	154

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

สะพานเป็นโครงสร้างพื้นฐานที่มีส่วนสำคัญในการเชื่อมโยงระบบเครือข่ายคมนาคมให้มีประสิทธิภาพ นอกเหนือไปจากการก่อสร้างสะพานใหม่ที่เพิ่มมากขึ้นแล้วการตรวจสอบและประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพานที่มีอยู่เดิมให้อยู่ในสภาพที่สมบูรณ์และใช้งานได้ด้วยความสะดวก และปลอดภัยจึงเป็นสิ่งจำเป็น

ในการทดสอบเพื่อประเมินหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของโครงสร้างสะพานนั้น เรามีความจำเป็นที่จะต้องเข้าใจถึงพฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานภายใต้แรงกระทำจากภายนอก โดยปกติแล้วการทดสอบและศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานจะทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกทุกทดสอบ โดยจะแบ่งการทดสอบออกเป็น 2 ลักษณะคือ การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตและการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบพลวัต จากนั้นจึงนำผลการตรวจวัดที่ได้มาวิเคราะห์ควบคู่ไปกับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้างสะพานทดสอบเพื่อนำไปประเมินหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของสะพานต่อไป ซึ่งในการทดสอบดังกล่าวมีค่าใช้จ่ายที่สูงและมีข้อจำกัดในการทดสอบ รวมถึงการติดตั้งเครื่องมือและการทดสอบทำได้ค่อนข้างช้า ดังนั้นจากข้อจำกัดในการทดสอบข้างต้น ผู้วิจัยจึงได้ศึกษาถึงความเป็นไปได้ในการนำเครื่องมือ falling weight deflectometer (FWD) ซึ่งเป็นเครื่องมือที่ใช้ทดสอบการแอ่นตัวของถนนมาประยุกต์ใช้เพื่อทดสอบและประเมินหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของโครงสร้างสะพานภายใต้แรงกระทำจากน้ำหนักกระแทก รวมไปถึงการวิเคราะห์หาค่าคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้างสะพาน ซึ่งได้แก่ ค่าความถี่ธรรมชาติ (natural frequency) และค่าอัตราส่วนความหน่วง (damping ratio)

การสอบเทียบแบบจำลองให้มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับโครงสร้างสะพานจริงมากที่สุด เป็นกระบวนการหนึ่งในการประเมินหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพาน ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาถึงพารามิเตอร์ที่มีผลต่อความถี่ธรรมชาติและการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระทำของแบบจำลองคอมพิวเตอร์ ได้แก่ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและสภาพฐานรองรับของแบบจำลอง พร้อมทั้งทำการสอบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบด้วยเครื่องปล่อยน้ำหนัก

1.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ในส่วนนี้จะกล่าวถึงงานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้อง โดยจะแบ่งออกเป็น 3 หัวข้อดังต่อไปนี้

1.2.1 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน

ในการตรวจสอบสภาพของสะพาน มาตรฐาน AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) ได้ให้แนวทางการประเมินการเสื่อมสภาพโดยใช้วิธีการประเมินด้วยสายตา ซึ่งจะพิจารณาถึงการเสื่อมสภาพของโครงสร้างในลักษณะต่างๆ เช่น การหลุดร่อนของคอนกรีต รอยแตกและการเกิดสนิมของเหล็กเสริม เป็นต้น ซึ่งปัจจัยต่างๆเหล่านี้ ทำให้ความสามารถในการรับแรงของโครงสร้างลดลง

สำหรับวิธีการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพานนั้น มาตรฐาน AASHTO ได้ให้หลักเกณฑ์ในการประเมินกำลังของโครงสร้างซึ่งสามารถระบุได้ในรูปของดัชนีความปลอดภัย (Rating Factor, RF) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างกำลังรับน้ำหนักของชิ้นส่วนโครงสร้างที่ถูกหักลบออกด้วยผลการตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกแบบคงที่ต่อผลการตอบสนองของโครงสร้างเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร ดังสมการ 1.1

$$RF = \frac{\text{capacity} - \text{dead load effect}}{\text{live load effect}} \quad (1.1)$$

ค่าดัชนีความปลอดภัย (RF) เป็นค่าที่แสดงถึงขีดความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพาน ซึ่งมาตรฐาน Manual for Condition Evaluation of Bridges

(1994) ได้ให้วิธีการคำนวณค่า RF ไว้ 2 วิธี ได้แก่ วิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ (Allowable Stress, AS) และวิธีตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุก (Load Factor, LF) ซึ่งทั้ง 2 วิธีดังกล่าวจะไม่คิดผลของการเสื่อมสภาพของโครงสร้าง โดยจะคิดเสมือนกับเป็นโครงสร้างใหม่ ต่อมาในปี ค.ศ. 2003 AASHTO ได้ออกมาตรฐาน Load and Resistance Factor Rating (LRFR) สำหรับใช้ในการประเมินสภาพโครงสร้างสะพาน โดยมาตรฐานดังกล่าวได้รับการพัฒนาโดยจะพิจารณาถึงความไม่แน่นอนของกำลังรับแรงของโครงสร้างและน้ำหนักที่มากกระทำ และได้มีการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ โดยอาศัยข้อมูลทางสถิติ ซึ่งค่า RF สำหรับวิธี LRFR จะสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 1.2

$$RF = \frac{\phi_c \phi_s \phi_{R_n} - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_L)(LL + IM)} \quad (1.2)$$

โดยที่ ϕ คือ ตัวคูณลดกำลัง (resistance factor) มีค่าเท่ากับ 0.9 สำหรับกำลังต้านแรงดัดของคอนกรีตเสริมเหล็ก

ϕ_c คือ ตัวคูณลดกำลังตามการเสื่อมสภาพ (condition factor) มีค่าระหว่าง 0.85 - 1.00 ดังแสดงในตารางที่ 1.1

ϕ_s คือ ตัวคูณลดกำลังของระบบ (system factor) มีค่าอยู่ระหว่าง 0.85 - 1.00

γ_{DC} คือ ตัวคูณเพิ่มสำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ มีค่าเท่ากับ 1.25

γ_{DW} คือ ตัวคูณเพิ่มสำหรับพื้นผิวสะพาน มีค่าเท่ากับ 1.50

DC คือ ผลตอบสนองของโครงสร้างสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่

DW คือ ผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานเนื่องจากน้ำหนักพื้นผิว

γ_L คือ ตัวคูณเพิ่มสำหรับน้ำหนักบรรทุกจร มีค่าเท่ากับ 1.35 สำหรับระดับ operating และมีค่าเท่ากับ 1.75 สำหรับระดับ inventory

IM คือ ปัจจัยแรงกระแทกเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร มีค่าเท่ากับ 33%

LL คือ ผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรแบบเพลาดียวหารด้วยค่าค่าตัวคูณเพื่อรวมผลของการกระจายน้ำหนักของล้อ (Equivalent width, E)

E คือ ค่าตัวคูณเพื่อรวมผลของการกระจายน้ำหนักของล้อ โดยมาตรฐาน AASHTO LRFR (2008) ได้กำหนดค่า Equivalent width (E) ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 1.3 และ 1.4 ดังนี้

$$E_1 = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1} \quad \text{สำหรับ 1 ช่องจราจร} \quad (1.3)$$

$$E_2 = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{12.0W}{N_L} \quad \text{สำหรับ 2 ช่องจราจรขึ้นไป} \quad (1.4)$$

โดยที่ E_1 และ E_2 คือ ค่าการกระจายของน้ำหนักล้อ (Equivalent width)

L_1 คือ ความยาวของพื้นสะพานที่พิจารณา

W_1 คือ ความกว้างแปลงของพื้นสะพานจากขอบถึงขอบ

W คือ ความกว้างทางกายภาพของพื้นสะพานจากขอบถึงขอบ

N_L คือ จำนวนช่องจราจรที่ใช้ในการออกแบบ

ตารางที่ 1.1 ตัวคูณลดกำลังตามการเสื่อมสภาพ ϕ_c ตามมาตรฐาน NBI condition rating

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

มนตรี เดชาสกุลสม และคณะ (2006) ได้ทำการทดสอบและประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานต่อน้ำหนักบรรทุกทุก 25 ตันและน้ำหนักสูงสุดที่รับได้ จำนวน 30 สะพานโดยทำการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกทั้งแบบสถิตย์และแบบพลวัต สะพานที่ทำการทดสอบแบ่งเป็นประเภทต่างๆ 5 ประเภท ซึ่งได้ผลดังต่อไปนี้ 1) สะพานประเภทแผ่นพื้นคอนกรีต

เสริมเหล็ก (RC slab bridge) จำนวน 6 สะพาน พบว่า ไม่พบความเสียหายจำนวน 5 สะพาน เสียหายจำนวน 1 สะพาน 2) สะพานประเภทแผ่นพื้นคานคกรัดแน่น (PC plank girder bridge) จำนวน 7 สะพาน พบว่า ไม่พบความเสียหายจำนวน 5 จำนวน พบเหล็กเสริมเกิดสนิมจำนวน 2 สะพาน 3) สะพานประเภทคานคกรัดแน่น (PC multi-beam bridge) จำนวน 3 สะพาน พบว่า ไม่พบความเสียหายทั้ง 3 สะพาน 4) สะพานประเภทคานคกรัดแน่นรูปกล่องวางประชิด (PC box girder bridge) จำนวน 7 สะพาน พบว่า ไม่พบความเสียหายจำนวน 5 สะพาน พบความเสียหายที่บ่ารับแรงเฉือน (shear key) จำนวน 2 สะพาน และ 5) สะพานประเภทคานคกรัดแน่นรูปตัวไอ (PC I-girder bridge) จำนวน 8 สะพาน พบว่า ไม่พบความเสียหายจำนวน 7 สะพาน เสียหายอย่างรุนแรงจำนวน 1 สะพาน

ปัญญา ชูพานิช และคณะ (2008) ได้ทำโครงการสำรวจสภาพความเสียหายและทดสอบการรับน้ำหนักของสะพานแบบแผ่นพื้น (slab type) ในพื้นที่สำนักทางหลวงที่ 5 จังหวัดขอนแก่น โดยได้ทำการทดสอบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน โดยใช้น้ำหนักทดสอบจากรถบรรทุกสิบล้อขนาด 25 ตัน ที่รัฐยะเพลลาที่แน่นอน โดยได้ทำการคัดเลือกสะพานเฉพาะประเภทแผ่นพื้น จำนวน 12 สะพาน เพื่อทำการทดสอบและประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของสะพาน ได้ทำการทดสอบดังนี้

- 1) การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกแบบสถิตย์ (static load test)
- 2) การทดสอบการรับน้ำหนักแบบพลวัต (dynamic load test)
- 3) การทดสอบโครงสร้างฐานราก (substructure test)

ซึ่งผลการทดสอบและประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก สรุปได้ว่าสะพานทั้ง 12 สะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกหนัก 25 ตันได้ และจากการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพานโดยวิธีดัชนีความปลอดภัย (rating factor) พบว่าค่าดัชนีความปลอดภัยของพื้นสะพาน (deck) ที่วิเคราะห์ได้มีค่าต่ำกว่าโครงสร้างส่วนอื่น ซึ่งได้แก่ คานวางสะพาน (cap beam) เสาตอม่อ (pier) และฐานราก (pile)

ปัญญา ชูพานิช และคณะ (2008) ได้ทำโครงการสำรวจสภาพความเสียหายและทดสอบการรับน้ำหนักของสะพานกรมทางหลวงในพื้นที่สำนักทางหลวงที่ 2 จังหวัดแพร่ โดยได้มีการคัดเลือกสะพานมา 8 สะพาน เพื่อทำการทดสอบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกจริงทั้งแบบสถิตย์และแบบพลวัต โดยใช้รถบรรทุกสิบล้อ 3 เพลา น้ำหนักรวมประมาณ 25-30 ตัน จำนวน 2 คันในการทดสอบ จากนั้นได้ทำการสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพานด้วยโปรแกรม SAP2000 โดยเลือกใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งในการจำลองคานขวาง เสาตอม่อและทางเท้า และใช้ชิ้นส่วนแบบเปลือกบางแทนพื้นสะพานและคอนกรีตทับหน้า สอบเทียบแบบจำลองดังกล่าวกับผลการทดสอบและประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพาน โดยประเมินในรูปของ rating factor ด้วยวิธี LRFR ตามมาตรฐานของ AASHTO ได้ผลว่า มีจำนวน 6 สะพาน ที่มีค่า RF ต่ำกว่า 1 โดยที่ 3 สะพานจาก 6 สะพานนี้มีความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดไม่เพียงพอ มี 1 สะพานที่มีความสามารถในการรับแรงเฉือนไม่เพียงพอ และ 2 สะพานมีความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนไม่เพียงพอ

รัฐภูมิ ภูมมา (2009) ได้ทำการประเมินสภาพและกำลังรับน้ำหนักของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสื่อมสภาพโดยวิธีการประเมินสภาพด้วยสายตาโดยค่าดัชนีชี้วัด (condition rating) พร้อมทั้งทำการทดสอบเพื่อหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างจริง โดยได้ทำการประเมินในรูปของค่า rating factor (RF) และได้ทำการศึกษาและเปรียบเทียบค่า RF จาก 3 วิธี ได้แก่ วิธี AS, LF และ LRFR ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 1.5, 1.6 และ 1.7 ตามลำดับ

$$RF = \frac{R_n - A_1 D}{A_2 L (1 + IM)} \quad \text{สำหรับวิธี AS} \quad (1.5)$$

$$RF = \frac{\phi R_n - A_1 D}{A_2 L (1 + IM)} \quad \text{สำหรับวิธี LF} \quad (1.6)$$

$$RF = \frac{\phi_c \phi_s \phi R_n - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_L)(LL + IM)} \quad \text{สำหรับวิธี LRFR} \quad (1.7)$$

โดยในการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพาน ได้แบ่งพิจารณาเป็น 2 กรณี คือ กรณีที่ไม่พิจารณาการเสื่อมสภาพของโครงสร้าง หรือกำหนดให้ค่า condition rating มีค่าเท่ากับ

9 และกรณีที่พิจารณาผลของการเสื่อมสภาพของโครงสร้าง ซึ่งผลการเปรียบเทียบค่า RF จากทั้ง 3 วิธีพบว่า ในกรณีที่พิจารณาผลของการเสื่อมสภาพของโครงสร้างในการประเมินกำลัง วิธี AS มีแนวโน้มให้ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ต่ำกว่าวิธีอื่น โดยเฉพาะการประเมินที่ระดับ inventory ส่วนในกรณีที่พิจารณาผลของการเสื่อมสภาพของโครงสร้างที่มีผลต่อการลดกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดพบว่า วิธี modified LF และวิธี LRFR จะให้ค่า RF ที่มีการกระจายในช่วงกว้างกว่ากรณีไม่พิจารณาผลของการเสื่อมสภาพในการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้าง นอกจากนี้วิธี LRFR มีแนวโน้มที่จะให้ค่า RF สูงกว่าวิธี modified LF ที่ ระดับ inventory

กิตติ จิวโพธิ์เจริญ (2009) ได้ทำการศึกษาหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยและประเมินอายุการใช้งานของโครงสร้างสะพานแบบแผ่นพื้น (slab type) โดยในการทดสอบการรับน้ำหนักของโครงสร้าง ได้ตรวจวัดผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานด้วยอุปกรณ์วัดความเครียด และได้มีการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกแบบไม่ใช้ข้อมูลตำแหน่งรถ (FAD B-WIM) การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานจะประเมินในรูปของดัชนีความปลอดภัย (RF) ด้วยวิธี LF ที่กำหนดโดยมาตรฐาน AASHTO โดยได้ทำการประเมินกำลังรับน้ำหนักของชิ้นส่วนโครงสร้างทั้งจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน พบว่าค่า rating factor ที่ประเมินจากแรงเฉือนมีค่าสูงกว่า 1 ทุกกรณี จึงสามารถสรุปได้ว่าการพิจารณาความปลอดภัยในด้านแรงเฉือนของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กจากรถบรรทุกทุกประเภท การประเมินอยู่ในเกณฑ์ที่ปลอดภัย ไม่เกิดความเสียหายจากแรงเฉือน แต่สำหรับผลการประเมินค่า RF จากโมเมนต์ดัดพบว่า หากพิจารณาในกรณีรถบรรทุกสิบล้อน้ำหนักตามพิกัดของกฎหมาย 25 ตัน พบว่าทั้งระดับ inventory และระดับ operating ของสะพานที่มีความยาวช่วงตั้งแต่ 5-10 เมตร จะมีค่า RF ที่สูงกว่า 1 แต่ในกรณีที่พิจารณาน้ำหนักบรรทุกสูงสุด 42.9 ตัน (น้ำหนักสูงสุดที่ตรวจพบ) จะทำให้การประเมินค่าดัชนีความปลอดภัยที่ระดับ inventory มีค่าต่ำกว่า 1 แต่การประเมินในระดับ operating ยังมีค่ามากกว่า 1 ซึ่งแสดงให้เห็นว่า หากรถบรรทุกสิบล้อบรรทุกน้ำหนักรวมไม่เกินกว่าน้ำหนักที่กฎหมายกำหนดไว้จะทำให้สะพานสามารถรับน้ำหนักได้อย่างปลอดภัย แต่ถ้าวรถบรรทุกสิบล้อฝ่าฝืนกฎหมายบรรทุกน้ำหนักเกินกว่าที่กำหนดก็อาจทำให้สะพานได้รับความเสียหายได้

Jeffrey และ Civjan (2009) ได้ทำการทดสอบและประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานทดสอบ 2 สะพาน ได้แก่ สะพาน Royalton Bridge ซึ่งเป็นสะพานประเภทคานคอนกรีตเสริมเหล็กรูปตัวที และสะพาน Weathersfield Bridge ซึ่งเป็นสะพานคอนกรีตประเภทคานเหล็กรูปตัวไอ โดยได้ทำการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกทั้งแบบสถิตย์และแบบพลวัตโดยใช้น้ำหนักบรรทุกหนักประมาณ 29 ตันกระทำกับสะพาน และตรวจวัดพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานโดยใช้เครื่องวัดความเครียด (strain gauge) จากนั้นได้ทำการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของสะพานทั้งสองควบคู่ไปกับการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟไนท์เอลิเมนต์ โดยประเมินในรูปของค่าดัชนีความปลอดภัย ซึ่งจะประเมินจากผลของโมเมนต์ดัดด้วยวิธี LRFR ตามมาตรฐาน AASHTO ในการประเมินจะประเมินโดยใช้น้ำหนักบรรทุก 6 ชนิด ได้แก่ H20หนัก 20 ตัน, HS20หนัก 36 ตัน, 3S2หนัก 36 ตัน, 6 Axleหนัก 66 ตัน, 3 Axleหนัก 30 ตัน, 4 Axleหนัก 34 ตัน และ 5 Axleหนัก 38 ตัน จากการประเมินพบว่า ในการประเมินในระดับ operating rating มีค่า RF มากกว่า 1 ในทุกกรณีสำหรับสะพานทั้งสอง แต่ในระดับ inventory rating พบว่า สะพาน Royalton Bridge มีค่า RF เกิน 1 สำหรับกรณีที่ประเมินโดยใช้น้ำหนักจากรถบรรทุกชนิด H20, 3S2 และ 5 Axle ส่วนในสะพาน Weathersfield Bridge พบว่าค่า RF มีค่าต่ำกว่า 1 สำหรับกรณีที่ประเมินโดยใช้น้ำหนักจากรถบรรทุกชนิด 6 Axle และ 4 Axle

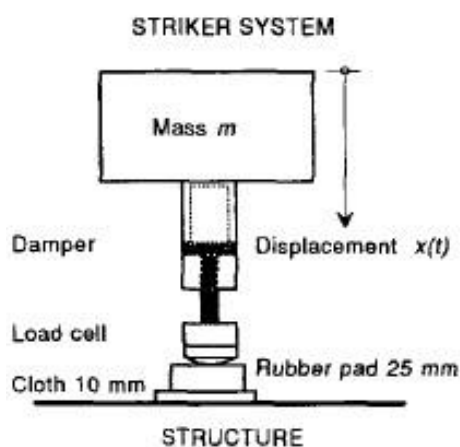
1.2.2 การทดสอบและตรวจวัดพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างสะพานเนื่องจากแรงกระแทก

Ying และคณะ (1988) ได้ทำการทดสอบโครงสร้างสะพาน Qiantang River Bridge ซึ่งเป็นสะพานรถไฟประเภทโครงสร้างเหล็ก ในเมืองหางโจว ประเทศจีน โดยในการทดสอบได้ให้แรงกระทำกับโครงสร้างสะพานด้วยเครื่องมือ small rocket equipment (ดังรูปที่ 1.1) ซึ่งมีลักษณะยึดติดไปกับผิวโครงสร้าง และให้แรงกระทำในแนวตั้งฉากกับผิวโครงสร้าง จากนั้นได้ทำการวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพานได้เท่ากับ 0.99 Hz และ 1.13 Hz



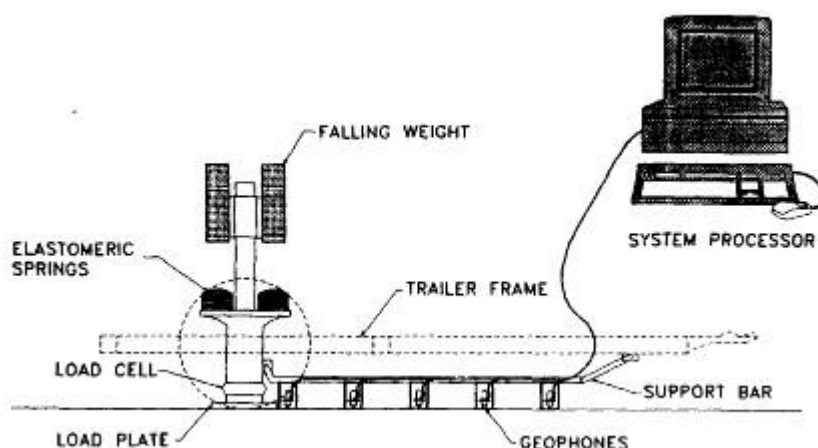
รูปที่ 1.1 เครื่องมือ small rocket equipment (Ying และคณะ, 1988)

Agardh และคณะ (1991) ได้ทำการทดสอบสะพาน Nabben highway bridge ซึ่งเป็นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศสวีเดนที่มีความยาวช่วง 20 เมตร โดยใช้เครื่องมือปล่อยน้ำหนักลักษณะดังรูป 1.2 ซึ่งเป็นเครื่องมือที่สามารถเคลื่อนย้ายได้ง่าย น้ำหนักที่ปล่อยสามารถปรับได้ตั้งแต่ 37 กิโลกรัมไปจนถึง 97 กิโลกรัม โดยในการทดสอบได้ทำการทดสอบโดยปรับมวลน้ำหนักเป็น 3 ค่าที่แตกต่างกันได้แก่ 37, 57 และ 77 กิโลกรัม และปรับความเร็วเริ่มต้นต่างๆกัน คือ 2, 3 และ 4 เมตรต่อวินาที ผู้วิจัยได้ทำการทดสอบสะพานเดียวกันนี้ 2 ครั้งคือ ครั้งที่ 1 เดือนพฤษภาคม ปี 1991 และครั้งที่ 2 เมื่อเดือนสิงหาคม ปี 1991 และได้วิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติและโหมดการสั่นไหวจากผลการทดสอบ พบว่า ได้ความถี่ธรรมชาติที่ใกล้เคียงกันทั้ง 2 ครั้ง โดยความถี่ธรรมชาติที่ได้มีค่าแตกต่างกันไม่เกิน 1.5%



รูปที่ 1.2 เครื่องมือปล่อยน้ำหนักที่ใช้ในการศึกษาของ Agardh และคณะ (1991)

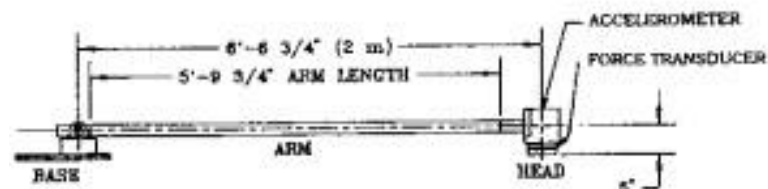
Warren และ Shope (1992) ได้ทำการทดสอบสะพาน HB-4 bridge ในรัฐนิวเจอร์ซีย์ ประเทศสหรัฐอเมริกา ซึ่งเป็นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ความยาวทั้งสิ้น 432 ฟุต โดยในการทดสอบจะให้แรงกระทำกับโครงสร้างสะพานโดยใช้เครื่องมือ falling weight deflectometer (FWD) ซึ่งมีลักษณะและการทำงานดังรูปที่ 1.3 ในการทดสอบจะทำการปล่อยน้ำหนักที่ตำแหน่งต่างๆ ให้ได้แรงกระทำประมาณ 50 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว และทำการตรวจวัดพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานโดยใช้เครื่องวัดการแอ่นตัวที่ตำแหน่งกึ่งกลางช่วงสะพานทดสอบ จากนั้นจึงทำการสอบเทียบค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบกับแบบจำลองไฟไนท์เอลิเมนต์ที่สร้างด้วยโปรแกรม ADINA โดยในงานวิจัยนี้ได้ทำการสร้างแบบจำลองเป็น 2 ลักษณะคือ แบบจำลอง isotropic model และ orthotropic model พบว่าแบบจำลอง orthotropic ให้ผลการวิเคราะห์ค่าการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระทำที่สอดคล้องกับผลการทดสอบมากกว่า



รูปที่ 1.3 ระบบของเครื่องมือ falling weight deflectometer (Warren และ Shope, 1992)

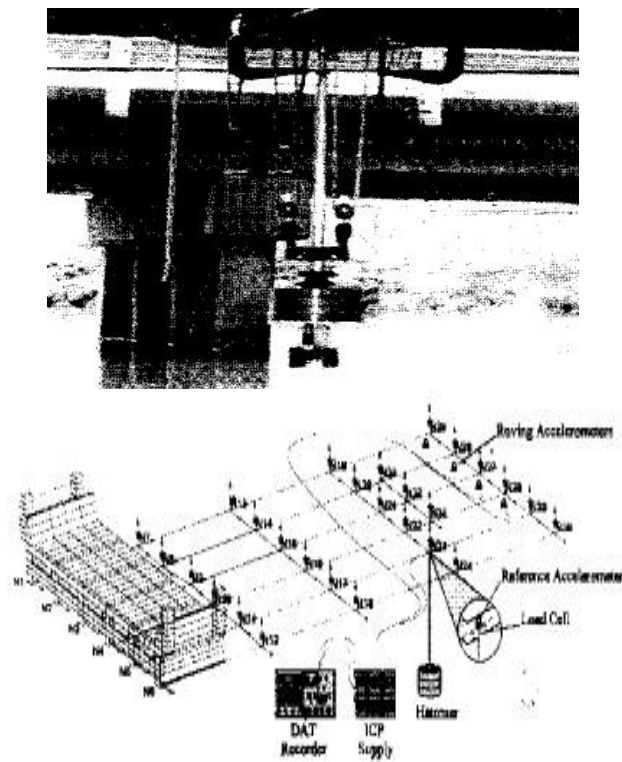
Green และคณะ (1995) ได้ทำการทดสอบโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่มีความยาวช่วงสะพาน 20 เมตร โดยใช้เครื่องมือ impact hammer น้ำหนักประมาณ 20 กิโลกรัม (ดังรูปที่ 1.4) และได้ทำการทดสอบสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กอีกสะพานหนึ่ง ที่มีความยาวช่วงสะพาน 12 เมตร โดยใช้เครื่องมือ PCB 086B50 hammer ซึ่งมีน้ำหนักประมาณ 5.5 กิโลกรัม จากนั้นได้นำผลการทดสอบมาวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติและค่าอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้างสะพาน โดยจากการทดสอบพบว่า ขนาดน้ำหนักของ impact hammer ที่ใช้ในการ

ทดสอบสะพานนั้นจะต้องมีค่าเพิ่มขึ้นตามขนาดของสะพานที่ทำการทดสอบ และพบว่า การทดสอบสะพานโดยใช้ impact hammer นั้นจะได้ผลที่ดีเมื่อทำการทดสอบกับสะพานที่มีช่วง สะพานสั้น หรือช่วงสะพานไม่เกิน 30 เมตร



รูปที่ 1.4 เครื่องมือ impact hammer ที่ใช้ในการศึกษาของ Green และคณะ (1995)

Pate (1995) ได้ทำการทดสอบโครงสร้างสะพานคอนกรีตประเภทคานเหล็ก โดยใช้ เครื่องมือ impulse mechanism และตรวจวัดพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานดังรูปที่ 1.5 จากนั้น นำผลการทดสอบมาวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพานเปรียบเทียบกับ แบบจำลองไฟไนท์เอลิเมนต์ พบว่าได้ค่าความถี่ธรรมชาติที่สอดคล้องกัน



รูปที่ 1.5 การทดสอบและเครื่องมือ impulse mechanism (Pate, 1995)

Hoadley และ Gomez (1996) ได้ทำการศึกษาความเป็นไปได้ในการตรวจวัดค่า stiffness ของโครงสร้างสะพานโดยใช้เครื่องมือ falling weight deflectometer (FWD) พร้อมทั้งนำผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานจากการทดสอบมาปรับแก้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ โดยในงานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบและตรวจวัดผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานจำนวน 2 สะพาน ได้แก่ สะพานประเภทคานคอนกรีตอัดแรงรูปตัวไอ และสะพานคอนกรีตประเภทคานเหล็กรูปตัวไอ โดยจะทำการทดสอบและตรวจวัดพฤติกรรมภายใต้แรงกระทำจากเครื่องมือ falling weight deflectometer และการทดสอบการรับน้ำหนักแบบสถิตย์ภายใต้แรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุก สำหรับแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ใช้ในงานวิจัยนี้จะจำลองด้วยโปรแกรม ALGOR ซึ่งจากผลการทดสอบพบว่า ค่า stiffness ที่คำนวณได้จากการทดสอบโดยเครื่องมือ falling weight deflectometer จะมีค่ามากที่สุด ส่วนค่า stiffness ที่วิเคราะห์ได้จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ถูกรับแก้แล้วจะมีค่าที่ใกล้เคียงกับค่า stiffness ที่คำนวณได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักแบบสถิตย์ และค่า stiffness ที่คำนวณได้จากทั้ง 2 สะพานจะมีค่ามากที่สุดที่บริเวณฐานรองรับ และจะมีค่าน้อยที่สุดที่ตำแหน่งกึ่งกลางช่วงสะพาน

Kong และ Liang (1996) ได้ทำการทดสอบโครงสร้างสะพานจำลองซึ่งจำลองมาจากสะพานคอนกรีตประเภทคานเหล็กรูปตัวไอ ด้วยมาตราส่วน 1:6 โดยได้ทำการทดสอบทั้งวิธี impact vibration test ซึ่งกระตุ้นสะพานจำลองด้วย PCB impulse hammer และทดสอบโดยวิธี ambient vibration test ซึ่งใช้รถจำลองวิ่งบนสะพานด้วยความเร็วประมาณ 3-4 ฟุตต่อวินาที จากนั้นจึงทำการตรวจวัดพฤติกรรมของแบบจำลองโครงสร้างสะพานและวิเคราะห์หาค่าคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง ได้แก่ ค่าความถี่ธรรมชาติ (natural frequency) และค่าอัตราส่วนความหน่วง (damping ratio) ซึ่งผลที่ได้จากการวิเคราะห์จากการทดสอบทดสอบทั้ง 2 วิธีพบว่า ค่าความถี่ธรรมชาติที่ได้จากการทดสอบทั้ง 2 วิธีมีความใกล้เคียงสอดคล้องกัน แต่ค่าอัตราส่วนความหน่วงที่ได้ไม่สอดคล้องกัน และการทดสอบโดยวิธี ambient vibration สามารถพิจารณาค่าความถี่ธรรมชาติได้ในโหมดการสั่นไหวที่สูงกว่าการทดสอบโดยวิธี impact vibration

Ying และคณะ (1996) ได้ทำการทดสอบสะพาน Sandaokan Yellow River Railway Bridge ซึ่งเป็นสะพานรถไฟข้ามแม่น้ำในเมืองวูไห่ ประเทศจีน โดยได้ทำการทดสอบและตรวจวัด

พฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างสะพานโดยใช้เครื่องมือ energy-accumulating elastic hammer (ดังรูปที่ 1.6) จากนั้นได้ทำการวิเคราะห์เพื่อหาค่าคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง พร้อมทั้งวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ พบว่าค่าความถี่ธรรมชาติและค่าอัตราส่วนความหน่วงที่วิเคราะห์ได้จากการทดสอบภาคสนามมีความสอดคล้องใกล้เคียงกับการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์



รูปที่ 1.6 เครื่องมือ energy-accumulating elastic hammer (Ying และคณะ, 1996)

Cioara และ Alampali (2001) ได้ทำการทดสอบและตรวจวัดพฤติกรรมตอบสนองของโครงสร้างสะพาน และเพื่อให้วิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างถูกต้องยิ่งขึ้น งานวิจัยนี้จึงจะพยายามทำการวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างในโหมดที่สูงขึ้น เพื่อเป็นการลดตัวแปรที่ไม่แน่นอนอันได้แก่ แรงในแนวแกนเนื่องจากผลของอุณหภูมิ ดังสมการที่ 1.8

$$\omega_{Fr} = \omega_r \sqrt{1 - k_f \frac{F_a}{r^2 F_o}} \quad (1.8)$$

โดยที่ F_a คือ แรงในแนวแกน

k_f มีค่าเท่ากับ 1 เมื่อ F_a เป็นแรงอัด และมีค่าเท่ากับ -1 เมื่อ F_a เป็นแรงดึง

F_o คือ ค่า critical buckling force คำนวณได้จากสมการที่ 1.9

$$F_o = \pi^2 \frac{EI}{L^2} \quad (1.9)$$

L คือ ความยาวช่วงสะพาน

ω_r คือ ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างโดยไม่พิจารณาผลของแรงในแนวแกน สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 1.10

$$\omega_r = \left(\frac{\pi r}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho_a}} \quad (1.10)$$

r คือ โหมดการสั่นไหวที่พิจารณา

ρ_a คือ ความหนาแน่นของชิ้นส่วนโครงสร้าง

ในการทดสอบภาคสนาม Cioara และ Alampali (2001) ได้ทำการทดสอบสะพานทดสอบ 2 สะพาน ซึ่งถูกกระตุ้นด้วยแรงกระทำจากเครื่องมือ handheld hammer และ portable hammer และทำการตรวจวัดผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานด้วยเครื่องวัดความเร่ง จากนั้นจึงทำการวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติโดยวิธี FFT ซึ่งพบว่า สะพานที่ทดสอบโดยเครื่องมือ handheld hammer สามารถวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติได้ถึงโหมดการสั่นไหวที่ 15-20 ในขณะที่การทดสอบโดยแรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกทุกสามารถวิเคราะห์ได้เพียง 2-3 โหมดการสั่นไหวแรกเท่านั้น ส่วนสะพานที่ทดสอบโดยเครื่องมือ portable hammer นั้นจะให้ผลการตอบสนองที่ชัดเจนกว่าการทดสอบโดยใช้ handheld hammer และสามารถวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างได้ถึงโหมดที่ 7-10

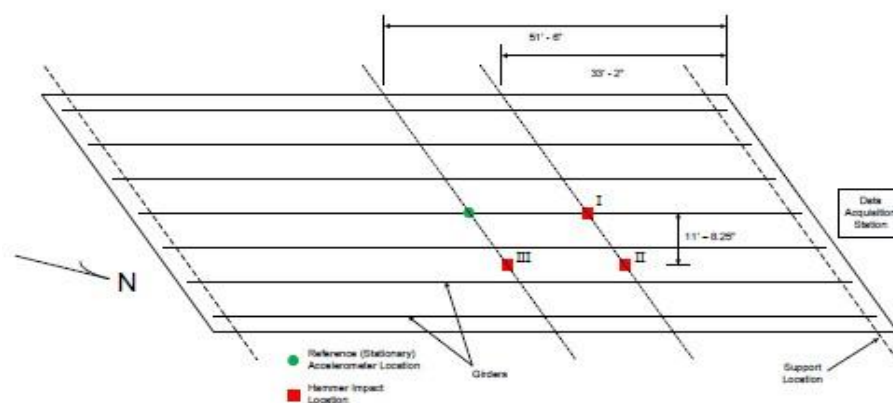
Raynolds และ Pavic (2001) ได้ทำการทดสอบพฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานและวิเคราะห์หาค่าคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้างสะพานได้แก่ ความถี่ธรรมชาติและอัตราส่วนความหน่วง โดยเปรียบเทียบค่าดังกล่าวจากการทดสอบโดยวิธี ambient vibration เนื่องจากแรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกทุกกับการทดสอบโดยวิธี forced vibration จากการทดสอบโดยการปล่อยน้ำหนัก (drop weight test) ในการวิเคราะห์หาค่าคุณสมบัติทางพลศาสตร์

ดังกล่าว จะวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม DIAMOND ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ค่าคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้างสะพานจากการทดสอบด้วยทั้ง 2 วิธีข้างต้น พบว่าการทดสอบโดยวิธี forced vibration สามารถวิเคราะห์หาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ได้ถึงโหมดที่สูงกว่าวิธี ambient vibration นอกจากนี้ยังพบว่า spectral function และ mode shape ที่วิเคราะห์ได้จากวิธี forced vibration มีความชัดเจนมากกว่าวิธี ambient vibration

Siswobusono และคณะ (2004) ได้ทำการทดสอบและตรวจวัดผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานคอนกรีตประเภทคานเหล็ก โดยได้ทำการทดสอบพฤติกรรมของโครงสร้างทั้งแบบสถิตย์และแบบพลวัต ในการการทดสอบแบบพลวัต โครงสร้างจะถูกกระตุ้นโดยแรงกระทำจากเครื่องมือ 20-lb sledgehammer และตรวจวัดการตอบสนองของโครงสร้างสะพานด้วยเครื่องวัดความเร่ง ซึ่งติดตั้งไว้ที่ระยะกึ่งกลางห้องคานตัวนอกสุด โดยผลการวิเคราะห์ความถี่ธรรมชาติของทั้งสองสะพานในโหมดที่ 1 ได้เท่ากับ 18 Hz และ 12 Hz ตามลำดับ ส่วนในการทดสอบแบบสถิตย์ จะใช้น้ำหนักจากรถบรรทุกชนิด 2 เพลา น้ำหนักประมาณ 15000 ปอนด์ จอดที่ตำแหน่งต่างๆบนสะพาน และตรวจวัดการตอบสนองของโครงสร้างสะพานด้วย dial gage จากผลการทดสอบทั้ง 2 วิธีจะถูกนำมา normalized แรงกระทำเพื่อเปรียบเทียบผลการแอนตัวของโครงสร้าง พบว่าการแอนตัวของโครงสร้างมีความแตกต่างกัน 15% และ 20% ในสะพานที่ 1 และสะพานที่ 2 ตามลำดับ

Hardyniec (2009) ได้ทำการทดสอบสะพานคอนกรีตประเภทคานเหล็ก ซึ่งเป็นสะพานช่วงเดียว ในรัฐเวอร์จิเนีย ประเทศสหรัฐอเมริกา โดยใช้เครื่องมือ PCB impact hammer ให้แรงกระทำกับโครงสร้างสะพาน และตรวจวัดพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานด้วยเครื่องวัดความเร่งติดตั้งไว้ที่ผิวด้านบนของพื้นสะพาน ดังรูปที่ 1.7 จากนั้นนำผลการทดสอบมาวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติและอัตราส่วนความหน่วงโดยวิธี peak picking จาก frequency response function (FRF) และเปรียบเทียบค่าความถี่ธรรมชาติที่ได้จากผลการทดสอบกับแบบจำลองไฟไนท์เอลิเมนต์ที่จำลองพฤติกรรมของฐานรองรับเป็นแบบ ยึดหมุน (pin-roller support) พบว่าพฤติกรรมของฐานรองรับของโครงสร้างจริงนั้นมีพฤติกรรมอยู่ระหว่างแบบยึดหมุนกับแบบยึดแน่น

และพบว่า การเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของฐานรองรับของแบบจำลองโครงสร้างมีผลโดยตรงกับค่าความถี่ธรรมชาติของสะพาน



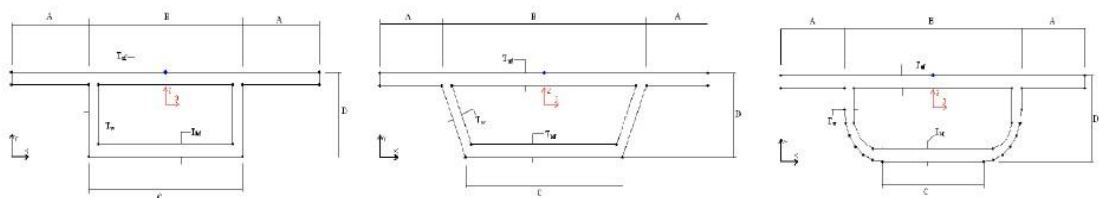
รูปที่ 1.7 การติดตั้งเครื่องมือและการทดสอบของ Hardyneic (2009)

1.2.3 การศึกษาพารามิเตอร์และการปรับแก้แบบจำลองโครงสร้างสะพาน

วัชรพงษ์ ประสานเกลียว (2003) ได้นำเสนอกระบวนการในการปรับแก้และประเมินค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สะพานสมเด็จพระเจ้าตากสินมหาราช โดยได้ทำการสร้างแบบจำลองสะพานสามมิติโดยใช้ชิ้นส่วนแบบเปลือกบาง (shell element) จุดรองรับที่ริมฝั่งแม่น้ำจำลองด้วยสภาพฐานรองรับแบบยึดหมุน ส่วนจุดรองรับที่ต่อม่อ (Piers) จะจำลองด้วยชิ้นส่วนสปริง (spring element) ในทิศทางแนวตั้ง (vertical spring support) ทิศทางแนวข้าง (lateral spring support) และทิศทางในแนวบิด (torsional spring support) จากนั้นได้ทำการประเมินพารามิเตอร์ของแบบจำลองกับผลการทดสอบด้วยวิธี Sensitivity-Based FE Model Updating Method ซึ่งเป็นวิธีที่รวม 2 หลักการ ได้แก่ least-squares error analysis และ

sensitivity analysis โดยพบว่ากระบวนการประเมินพารามิเตอร์ของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ด้วยวิธีดังกล่าว สามารถใช้เพื่อประเมินตัวแปรที่เหมาะสมสำหรับแบบจำลองได้อย่างมีประสิทธิภาพ ซึ่งในงานวิจัยนี้พบว่าผลต่างของการตอบสนองหลังปรับแก้มีค่าไม่เกิน 7.9% เมื่อเทียบกับผลการตรวจวัด และพารามิเตอร์ที่ปรับแก้มีค่าไม่เกิน 30% เมื่อเทียบกับค่าเริ่มต้น

Gupta และคณะ (2010) ได้ทำการศึกษาพารามิเตอร์ที่มีผลต่อพฤติกรรมการรับแรงของ โครงสร้างสะพานแบบ box girder โดยในงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาสะพานคอนกรีตรูปกล่องที่มี หน้าตัดแตกต่างกัน ได้แก่ หน้าตัดกล่องรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า หน้าตัดกล่องรูปสี่เหลี่ยมคางหมู หน้า ตัดกล่องรูปครึ่งวงกลม ดังรูปที่ 1.8 จากนั้นจะทำการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วย โปรแกรม SAP2000 โดยในงานวิจัยนี้ได้เลือกใช้ชิ้นส่วนแบบเปลือกบางในการจำลองโครงสร้าง ส่วนบน และได้ทำการแปรผันค่าความลึกของหน้าตัดสะพาน เพื่อศึกษาถึงค่าการแอ่นตัวที่ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุก IRC Class 70R และค่าความเครียดดัดใน แนวตามยาวและตามขวางของสะพาน โดยพบว่าผลที่วิเคราะห์ด้วยวิธีการคำนวณตามทฤษฎี (simple beam theory) ไม่มีความละเอียดเพียงพอ เมื่อเทียบกับผลที่วิเคราะห์ได้จากแบบจำลอง ไฟไนต์เอลิเมนต์



รูปที่ 1.8 หน้าตัดรูปกล่องแบบต่างๆ ที่ทำการศึกษาโดย Gupta (2010)

1.3 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ดังต่อไปนี้

- 1) เพื่อศึกษาถึงความเป็นไปได้ในการนำเครื่องมือ Falling Weight Deflectometer มาใช้ ในการทดสอบโครงสร้างสะพาน เพื่อใช้สอบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบ

2) เพื่อศึกษาพารามิเตอร์ที่มีผลต่อพฤติกรรมการตอบสนองของแบบจำลองโครงสร้างสะพานเนื่องจากแรงกระแทก

3) เพื่อประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานทดสอบ

1.4 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีขอบเขตของงานวิจัยดังนี้

1) สะพานที่จะทำการทดสอบความสามารถในการรับน้ำหนักคือ สะพานห้วยสามหาง จังหวัดเพชรบุรี

2) แบบจำลองโครงสร้างสะพานจะจำลองด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ SAP2000 (Computer and Structure Inc., SAP2000, Berkeley, CA, 1998) โดยจะอ้างอิงจากแบบก่อสร้างของสะพาน

3) การทดสอบและศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานจะพิจารณาเฉพาะโครงสร้างส่วนบน (superstructure) เท่านั้น

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากงานวิจัยนี้คือ

1) ทำให้ทราบถึงผลของค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและสภาพฐานรองรับที่มีต่อความถี่ธรรมชาติและการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระแทกของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน

2) ทำให้ทราบค่าดัชนีความปลอดภัยของสะพานที่ทำการทดสอบ

3) สามารถนำเครื่องมือ falling weight deflectometer มาประยุกต์ใช้ในการทดสอบโครงสร้างสะพานเพื่อประเมินหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยได้

1.6 แนวทางและขั้นตอนการวิจัย

สำหรับแนวทางและขั้นตอนที่ใช้ในงานวิจัยนี้ จะแบ่งออกเป็น 7 ขั้นตอน ดังต่อไปนี้

- 1) ศึกษางานวิจัยในอดีตและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง
- 2) ศึกษาอุปกรณ์และเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบโครงสร้างสะพาน ได้แก่
 - เครื่องวัดความเร่ง (accelerometer)
 - falling weight deflectometer (FWD)
 - อุปกรณ์รวบรวมสัญญาณ (data acquisition, DAQ)
- 3) ทดสอบและตรวจวัดพฤติกรรมการสั่นไหวของสะพานห้วยสามหาง จังหวัดเพชรบุรี ด้วยแรงกระทำจากเครื่อง falling weight deflectometer
- 4) สร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้างสะพาน ด้วยโปรแกรม SAP2000
- 5) ศึกษาและปรับแก้พารามิเตอร์ของแบบจำลอง ได้แก่ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและสภาพฐานรองรับ เพื่อให้คุณสมบัติของโครงสร้าง ได้แก่ ความถี่ธรรมชาติในโหมดการสั่นไหวที่ 1 และค่าการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระทำมีความสอดคล้องกับผลการทดสอบภาคสนาม
- 6) ประเมินหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกที่ปลอดภัยของโครงสร้างสะพานห้วยสามหางในรูปของค่าดัชนีความปลอดภัย (rating factor, RF) โดยวิธีตัวคูนน้ำหนักบรรทุก (load factor method, LF) ตามมาตรฐานของ AASHTO
- 7) สรุปผลการวิจัย

บทที่ 2

ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในบทนี้จะกล่าวถึงทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย โดยจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วนใหญ่ๆ ได้แก่ พลศาสตร์ของโครงสร้างและการประมวลผลสัญญาณดิจิทัล ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

2.1 พลศาสตร์ของโครงสร้าง (Dynamics of Structure)

ในส่วนนี้จะอธิบายถึงคุณสมบัติพื้นฐานที่สำคัญของโครงสร้างในระบบพลศาสตร์ ซึ่งได้แก่ มวล สติฟเนส ความหน่วง และดักิริแห่งความอิสระ รวมไปถึงการวิเคราะห์โครงสร้างในระบบการกระจายมวลและพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงดล โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

2.1.1 คุณสมบัติพื้นฐานที่สำคัญของโครงสร้างในระบบพลศาสตร์

ในการศึกษาพลศาสตร์ของโครงสร้างเบื้องต้นเพื่อวิเคราะห์การเสียรูปและแรงภายในที่เกิดขึ้นของโครงสร้างเมื่อถูกแรงภายนอกกระทำแบบพลวัต เรามีความจำเป็นที่จะต้องศึกษาถึงคุณสมบัติทางกายภาพที่สำคัญของโครงสร้างอันประกอบไปด้วย มวล (mass) สติฟเนส (stiffness) และคุณสมบัติความหน่วงของโครงสร้าง (damping properties) ซึ่งเป็นพื้นฐานที่สำคัญในการพิจารณาสมดุลแรงของระบบ โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

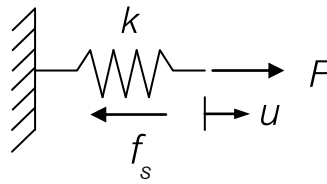
1) มวล (mass)

มวลของโครงสร้างเป็นคุณสมบัติพื้นฐานของระบบต่างๆไป มักจะใช้สัญลักษณ์แทนด้วย m ในการสร้างแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์ การประมาณค่ามวลของระบบนั้นสามารถทำได้โดยรวมมวลไว้ที่ดักิริแห่งความอิสระหนึ่งที่เหมาะสม และจากกฎการเคลื่อนที่ข้อที่สองของนิวตัน (Newton's second law of motion) เมื่อมวลเกิดการเคลื่อนที่ด้วยความเร่ง จะเกิดแรงเฉื่อย (inertia force) ต้านทานการเคลื่อนที่ในทิศทางตรงกันข้ามกับการเคลื่อนที่ โดยที่แรงเฉื่อยดังกล่าวจะมีขนาดเท่ากับมวลคูณด้วยความเร่งดังสมการที่ 2.1

$$f_i = m \frac{d^2 u}{dt^2} = m\ddot{u} \quad (2.1)$$

2) สติฟเนส (stiffness)

ค่าสติฟเนสของระบบ (k) หมายถึง ค่าความต้านทานของส่วนโครงสร้างในการยืดโยงมวลต่อการถูกทำให้เคลื่อนที่ออกจากจุดสมดุลเหมือนสปริง ดังรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 ระบบสปริง

สำหรับโครงสร้างในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) แรงสติฟเนส f_s จะมีค่าเท่ากับค่าสติฟเนสคูณด้วยการขจัด u ดังสมการที่ 2.2

$$f_s = ku \quad (2.2)$$

3) ความหน่วง (damping)

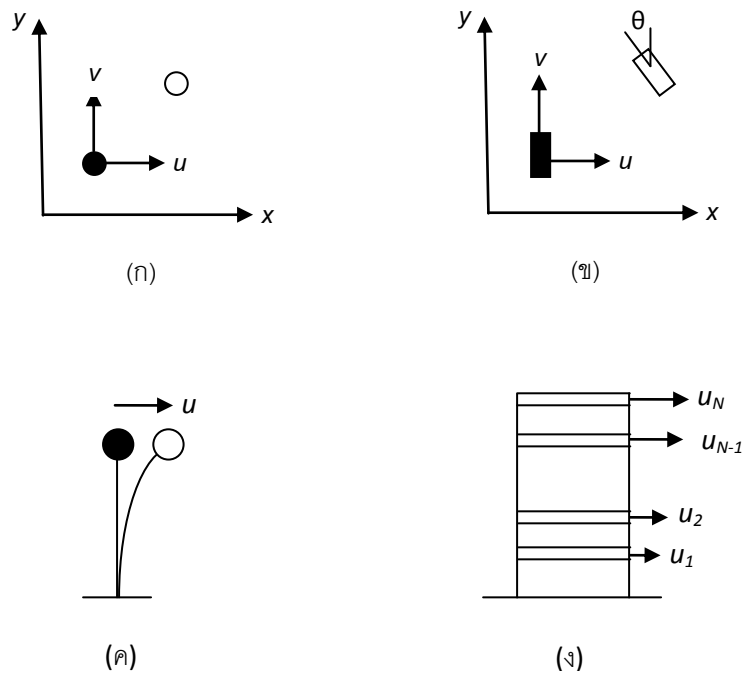
ความหน่วง (c) คือคุณสมบัติในการสลายพลังงานของการเคลื่อนที่ โดยการเปลี่ยนพลังงานในการเคลื่อนที่ให้เป็นพลังงานในรูปแบบอื่น เช่น ความร้อน หรือเสียง เป็นต้น ดังนั้นในการเคลื่อนที่ของระบบโครงสร้างเมื่อเวลาผ่านไป พลังงานของการเคลื่อนที่ก็จะค่อยๆ ลดลงทำให้ระยะการขจัดมีค่าน้อยลงจนกระทั่งเป็นศูนย์ในที่สุด จากการทดลองพบว่าแรงหน่วงจะมีทิศทางตรงกันข้ามกับการเคลื่อนที่ของมวลเสมอ และจะมีขนาดมากขึ้นหากความเร็วในการเคลื่อนที่ของมวลเพิ่มขึ้น ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการของแรงได้ดังนี้

$$f_d = c \frac{du}{dt} = c\dot{u} \quad (2.3)$$

โดยที่ c คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของความหน่วง

4) ดีกรีแห่งความอิสระ (degree of freedom , DOF)

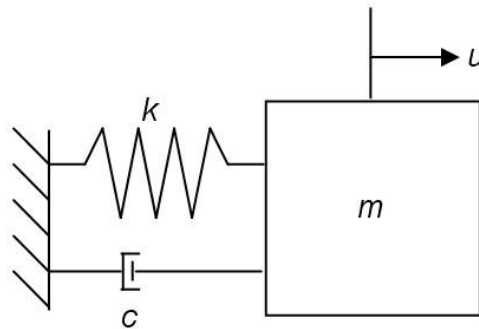
ดีกรีแห่งความอิสระ หมายถึงตัวแปรที่ใช้ในการอธิบายลักษณะการเสียรูปหรือการเคลื่อนที่ของโครงสร้างได้อย่างสมบูรณ์ ตัวอย่างเช่น ในรูปที่ 2.2(ก) การเคลื่อนที่ของอนุภาคในระนาบจะใช้พิกัด u และ v ในการอธิบายการเคลื่อนที่ ดังนั้นอนุภาคในระนาบนี้จะมีดีกรีแห่งความอิสระเท่ากับสอง สำหรับในรูปที่ 2.2(ข) การเคลื่อนที่ของวัตถุในระนาบจะมีพิกัดของมุม θ เพิ่มขึ้นในการอธิบายการเคลื่อนที่แบบหมุนในระนาบ ดังนั้นระบบนี้จึงมีดีกรีแห่งความอิสระเท่ากับสาม ในรูปที่ 2.2(ค) เป็นการเคลื่อนที่ของมวลบนปลายเสาที่ไม่มีน้ำหนัก ซึ่งสามารถอธิบายได้ด้วยระยะพิกัดในแนวราบเท่านั้น ระบบนี้จึงมีจำนวน DOF เท่ากับหนึ่ง และในรูปที่ 2.2(ง) เป็นตัวอย่างของตึก N ชั้น โดยให้การเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นเป็นอิสระต่อกัน ดังนั้นจำนวนดีกรีแห่งความอิสระของอาคารนี้จึงมีค่าเท่ากับ N



รูปที่ 2.2 ดีกรีแห่งความอิสระ

4.1) Single Degree of Freedom System

สำหรับระบบโครงสร้างแบบง่ายที่จะใช้ในการอธิบายเบื้องต้นคือระบบที่สามารถแสดงการสั่นไหวด้วยดีกรีแห่งความอิสระเพียงตัวเดียว (Single Degree of Freedom System, SDOF System) ดังรูปที่ 2.3 โดยระบบจะประกอบไปด้วย มวล (m) ความหน่วง (c) และสปริง (k) และมีแรงกระทำจากภายนอกเป็น $p(t)$



รูปที่ 2.3 Single DOF Mass-Spring-Damping System

จากกฎการเคลื่อนที่ข้อที่สองของนิวตัน จะสามารถเขียนสมการสมดุลทางพลศาสตร์ได้ดังสมการที่ 2.4

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.4)$$

โดยให้มีสถานะเริ่มต้น (initial condition) ของการสั่นไหวที่เวลา $t = 0$ คือ

$$u(0) = u_0 \quad \dot{u}(0) = \dot{u}_0 \quad (2.5)$$

จากสมการที่ 2.4 สามารถจัดรูปใหม่ให้อยู่ในรูปทั่วไปได้ดังนี้

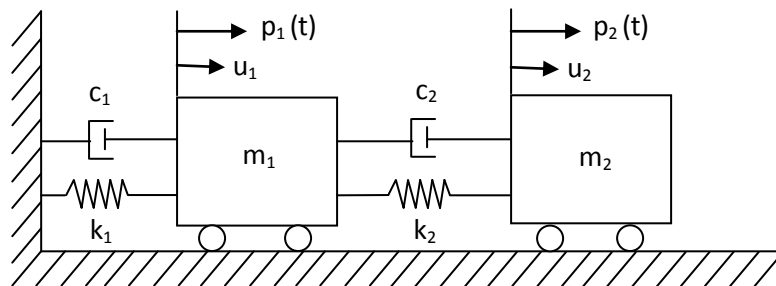
$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = p(t) \quad (2.6)$$

โดยที่ $\xi = c/2m\omega_n$ คือ อัตราส่วนความหน่วง (damping ratio)

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{คือ} \quad \text{ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง (natural frequency)}$$

4.2) Multi Degree of Freedom System

เป็นระบบที่ประกอบไปด้วยดีกรีแห่งความอิสระตั้งแต่สองตัวขึ้นไป เพื่อให้ง่ายต่อการอธิบายในระบบ Multi Degree of Freedom (MDOF) จะพิจารณาระบบที่ประกอบไปด้วยมวลสองก้อนที่ถูกกระทำด้วยแรงภายนอก $p_1(t)$ และ $p_2(t)$ โดยการวิเคราะห์จะได้จำนวน DOF คือ การขจัดทางด้านข้างของมวลทั้งสองก้อน คือ u_1 และ u_2 ดังนั้นจำนวนดีกรีแห่งความอิสระของระบบนี้จึงมีค่าเท่ากับ 2 (2 DOFs) ดังรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 ระบบที่มีดีกรีแห่งความอิสระเท่ากับ 2

จากกฎการเคลื่อนที่ข้อ 2 ของนิวตัน เมื่อพิจารณามวลในแต่ละก้อนจะได้ดังสมการที่ 2.7

$$p_i(t) - f_{si} - f_{di} = m_i \ddot{u}_i \quad \text{หรือ} \quad m_i \ddot{u}_i + f_{si} + f_{di} = p_i(t) \quad (2.7)$$

สำหรับระบบที่พิจารณา สมการที่ 2.7 จะประกอบด้วย $i = 1$ และ 2 ซึ่งสามารถเขียนให้อยู่ในรูปเมตริกซ์ได้ดังนี้

$$\begin{pmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} f_{d1} \\ f_{d2} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{pmatrix} \quad (2.8)$$

สมมติว่าระบบมีพฤติกรรมเป็นเส้นตรง (linear) แรงยืดหยุ่นต้านทาน (elastic resisting forces) จะมีความสัมพันธ์กับการขจัดดังสมการที่ 2.9

$$f_{s1} = k_1 u_1 + k_2 (u_1 - u_2) \quad \text{และ} \quad f_{s2} = k_2 (u_2 - u_1) \quad (2.9)$$

จากสมการที่ 2.9 จะสามารถเขียนให้อยู่ในรูปเมตริกซ์ได้ดังนี้

$$\begin{pmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \end{pmatrix} \quad (2.10)$$

แรงหน่วง f_d จะมีความสัมพันธ์กับความเร็ว \dot{u}_1 และ \dot{u}_2 ดังนี้

$$f_{d1} = c_1 \dot{u}_1 + c_2 (\dot{u}_1 - \dot{u}_2) \quad \text{และ} \quad f_{d2} = c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) \quad (2.11)$$

จะสามารถสร้างเมทริกซ์จากสมการที่ 2.11 ได้ดังสมการที่ 2.12

$$\begin{pmatrix} f_{d1} \\ f_{d2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{pmatrix} \quad (2.12)$$

แทนสมการที่ 2.10 และ 2.12 ลงในสมการที่ 2.8 จะได้ดังนี้

$$\begin{pmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{pmatrix} \quad (2.13)$$

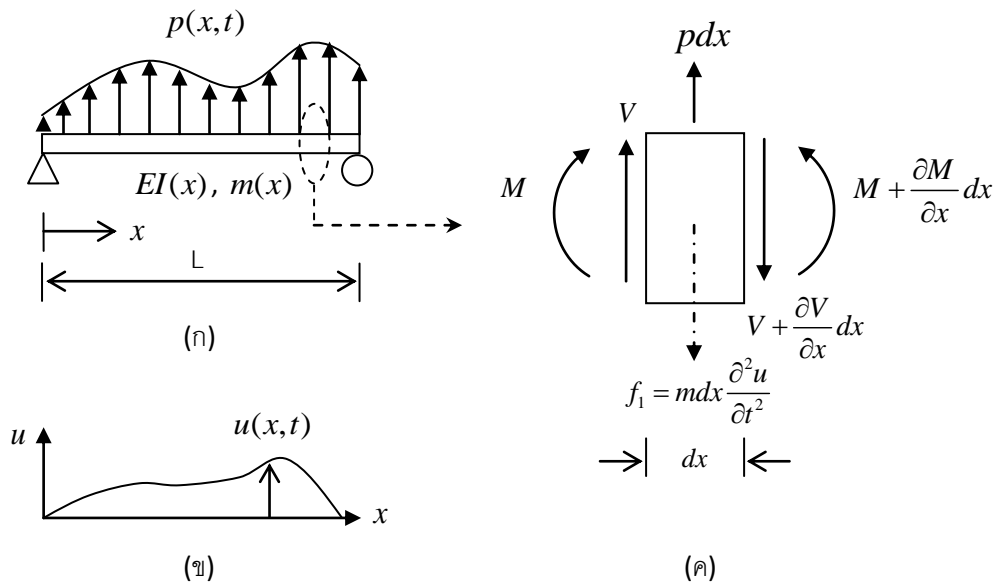
ซึ่งสามารถเขียนให้อยู่ในรูปทั่วไปของสมการสมดุลทางพลศาสตร์ (Equation of Motion) ได้ดังสมการที่ 2.14

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.14)$$

2.1.2 พลศาสตร์ของโครงสร้างในระบบที่มีมวลมีการกระจายตัว (Distributed Mass System)

ในหัวข้อที่ 2.1.1 ได้กล่าวถึงพลศาสตร์ของโครงสร้างในระบบที่มีการรวมมวล (lumped mass system) ได้แก่ ระบบที่มีดีกรีแห่งความอิสระเพียงตัวเดียว (SDOF System) และระบบที่มีดีกรีแห่งความอิสระหลายตัว (MDOF System) ซึ่งระบบดังกล่าวเป็นระบบที่นิยมใช้ในการจำลองโครงสร้างอย่างง่าย เนื่องจากสามารถจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างได้ดี แต่สำหรับโครงสร้างบางประเภท เช่น สะพาน หรือเขื่อนแบบโค้ง (arch dam) การจำลองโครงสร้างเป็นระบบที่มีมวลมีการกระจายตัว (Distributed Mass System) ซึ่งมีดีกรีแห่งความอิสระนับไม่ถ้วน (infinite DOF) จะสามารถจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างได้เหมาะสมกว่า

สำหรับสมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่ไม่พิจารณาผลของความหน่วงเนื่องจากมีแรงภายนอกกระทำ ในที่นี้จะขอยกตัวอย่างคานอย่างง่าย 2 มิติที่มีแรงภายนอก $p(x,t)$ ซึ่งแปรผันตามระยะทาง x และเวลา t มากระทำ โดยคานดังกล่าวมีค่าความแข็งเชิงดัด (flexural rigidity) เท่ากับ $EI(x)$ และมีมวล $m(x)$ ต่อหนึ่งหน่วยความยาว ดังรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.5 โครงสร้างในระบบที่มีมวลมีการกระจายตัว (ก) คานอย่างง่ายที่มีแรงภายนอกมากระทำ

(ข) การกระจัดของคาน (ค) แรงกระทำในชิ้นส่วนคาน

ระบบที่มีมวลมีการกระจายตัวดังรูปที่ 2.5 มีดีกรีแห่งความอิสระนับไม่ถ้วน เนื่องจากมวลของคานมีการกระจายตัวตลอดทั้งความยาว ดังนั้นเมื่อพิจารณาแรงภายในของชิ้นส่วนคานดังรูปที่ 2.5(ค) เมื่อคานอยู่ในสภาวะสมดุลของแรงในทิศทางแกน y จะได้ดังสมการที่ 2.15

$$m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \frac{\partial V}{\partial x} = p \tag{2.15}$$

จากรูปที่ 2.5(ค) เมื่อไม่พิจารณาผลของโมเมนต์ความเฉื่อยร่วมกับความเร่งเชิงมุม สมการสมดุลของการหมุนของชิ้นส่วนคาน จะได้ดังสมการที่ 2.16

$$V = \frac{\partial M}{\partial x} \tag{2.16}$$

จากสมการที่ 2.15 และ 2.16 เมื่อไม่พิจารณาผลของการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือน ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง (moment – curvature relationship) จะเป็นดังสมการที่ 2.17

$$M = EI \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (2.17)$$

เมื่อแทนค่าสมการที่ 2.16 และ 2.17 ลงในสมการที่ 2.15 จะได้สมการสมดุลของแรงดังสมการที่ 2.18

$$m(x) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} [EI(x) \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}] = p(x,t) \quad (2.18)$$

สำหรับการวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติและรูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้าง จากสมการที่ 2.18 เมื่อไม่มีแรงภายนอกมากระทำจะได้

$$m(x) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} [EI(x) \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}] = 0 \quad (2.19)$$

กำหนดให้คำตอบของสมการที่ 2.19 เป็นดังรูป

$$u(x,t) = \phi(x)q(t) \quad (2.20)$$

ดังนั้นจะได้

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \phi(x)\ddot{q}(t) \quad \text{และ} \quad \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \phi''(x)q(t) \quad (2.21)$$

เมื่อแทนค่าสมการที่ 2.21 ลงในสมการที่ 2.19 จะได้ดังสมการที่ 2.22

$$m(x)\phi(x)\ddot{q}(t) + q(t)[EI(x)\phi''(x)]'' = 0 \quad (2.22)$$

หารสมการ 2.22 ด้วย $m(x)\phi(x)q(t)$ ทั้ง 2 ข้างจะได้

$$\frac{-\ddot{q}(t)}{q(t)} = \frac{[EI(x)\phi''(x)]''}{m(x)\phi(x)} \quad (2.23)$$

จากสมการที่ 2.23 จะเห็นได้ว่า ทางด้านซ้ายของสมการเป็นฟังก์ชันของเวลา (t) เพียงอย่างเดียว ส่วนทางด้านขวาของสมการเป็นฟังก์ชันของระยะทาง (x) ดังนั้นจากสมการที่ 2.23 เมื่อกำหนดให้ฟังก์ชันของเวลาหรือฟังก์ชันของระยะทางเป็นค่าคงที่ คือ ω^2 จะได้สมการอนุพันธ์สามัญ (Ordinary Differential Equation) 2 สมการดังต่อไปนี้

$$\ddot{q} + \omega^2 q = 0 \quad (2.24)$$

$$[EI(x)\phi''(x)]'' - \omega^2 m(x)\phi(x) = 0 \quad (2.25)$$

สมการที่ 2.24 เป็นสมการที่มีรูปแบบเดียวกันกับสมการการสั่นไหวแบบอิสระของระบบที่มีดีกรีแห่งความอิสระเท่ากับ 1 โดยที่ ω คือค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง และจากสมการที่ 2.25 สำหรับกรณีคานสมำเสมอที่มีค่า $EI(x) = EI$ และ $m(x) = m$ จะได้

$$EI\phi^{IV}(x) - \omega^2 m\phi(x) = 0 \quad \text{หรือ} \quad \phi^{IV}(x) - \beta^4 \phi(x) = 0 \quad (2.26)$$

$$\text{เมื่อ} \quad \beta^4 = \frac{\omega^2 m}{EI} \quad (2.27)$$

ดังนั้นจะได้คำตอบทั่วไปของสมการที่ 2.26 ดังนี้

$$\phi(x) = C_1 \sin \beta x + C_2 \cos \beta x + C_3 \sinh \beta x + C_4 \cosh \beta x \quad (2.28)$$

สำหรับกรณีของคานสมำเสมออย่างง่าย (uniform simply supported beam) ที่ระยะ $x=0$ และ $x=L$ มีค่าการกระจัดและโมเมนต์ดัดของคานเท่ากับ 0 ดังนั้นเมื่อแทนค่าสภาพขอบเหล่านี้ลงในสมการที่ 2.17, 2.20 และสมการที่ 2.28 ที่ตำแหน่ง $x=0$ จะได้

$$u(0,t) = 0 \rightarrow \phi(0) = 0 \rightarrow C_2 + C_4 = 0 \quad (2.29ก)$$

$$M(0,t) = 0 \rightarrow EI\phi''(0) = 0 \rightarrow \beta^2(-C_2 + C_4) = 0 \quad (2.29ข)$$

จากสมการที่ 2.29ก และ 2.29ข จะได้ค่า $C_2 = C_4 = 0$ ดังนั้นคำตอบทั่วไปของสมการจะสามารถลดรูปได้ดังนี้

$$\phi(x) = C_1 \sin \beta x + C_3 \sinh \beta x \quad (2.30)$$

และที่ตำแหน่ง $x = L$ จะได้

$$u(L, t) = 0 \rightarrow \phi(L) = 0 \rightarrow C_1 \sin \beta L + C_3 \sinh \beta L = 0 \quad (2.31ก)$$

$$M(L, t) = 0 \rightarrow EI\phi''(L) = 0 \rightarrow \beta^2 (-C_1 \sin \beta L + C_3 \sinh \beta L) = 0 \quad (2.31ข)$$

จากสมการที่ 2.31ก และ 2.31ข จะได้ $C_3 \sinh \beta L = 0$ แต่เนื่องจากค่าของ $\sinh \beta L$ ไม่สามารถมีค่าเท่ากับ 0 ได้ ดังนั้นจะได้ค่า $C_3 = 0$ และเมื่อแทนค่าลงในสมการที่ 2.31ก จะได้

$$C_1 \sin \beta L = 0 \quad (2.32)$$

จากสมการที่ 2.32 เมื่อ $C_1 \neq 0$ จะได้

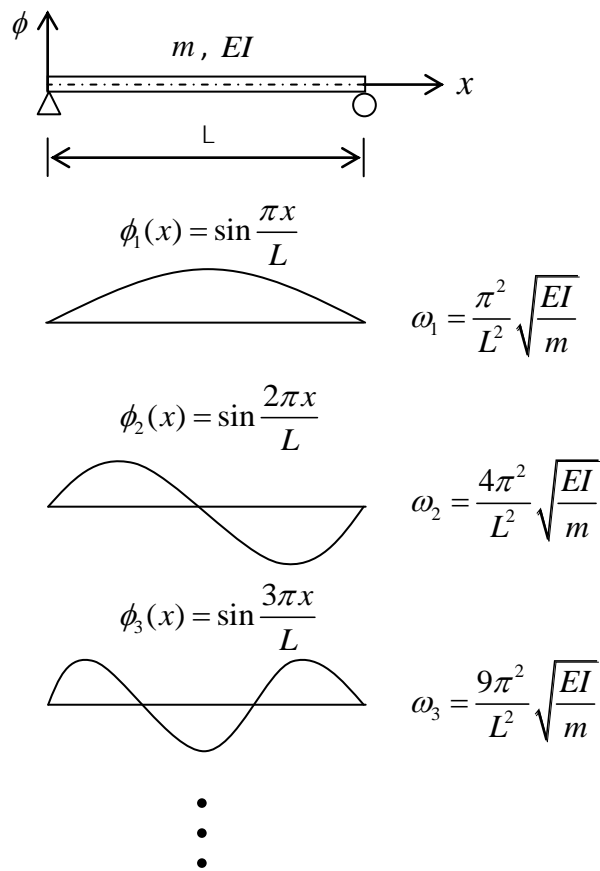
$$\beta L = n\pi \quad \text{เมื่อ} \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (2.33)$$

แทนค่าสมการที่ 2.33 ลงในสมการที่ 2.27 จะสามารถหาความถี่ธรรมชาติ (ω) ได้ดังสมการที่ 2.34

$$\omega_n = \frac{n^2 \pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad \text{เมื่อ} \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (2.34)$$

และเมื่อแทนค่าสมการที่ 2.33 ลงในสมการที่ 2.30 เมื่อ $C_3 = 0$ จะได้ฟังก์ชันของรูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้างดังนี้

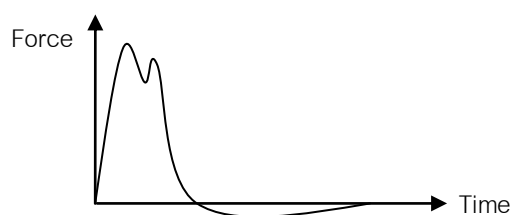
$$\phi_n(x) = C_1 \sin \frac{n\pi x}{L} \quad \text{เมื่อ} \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (2.35)$$



รูปที่ 2.6 ความถี่ธรรมชาติและรูปร่างการสั่นไหวของคานาสมำเสมออย่างง่าย

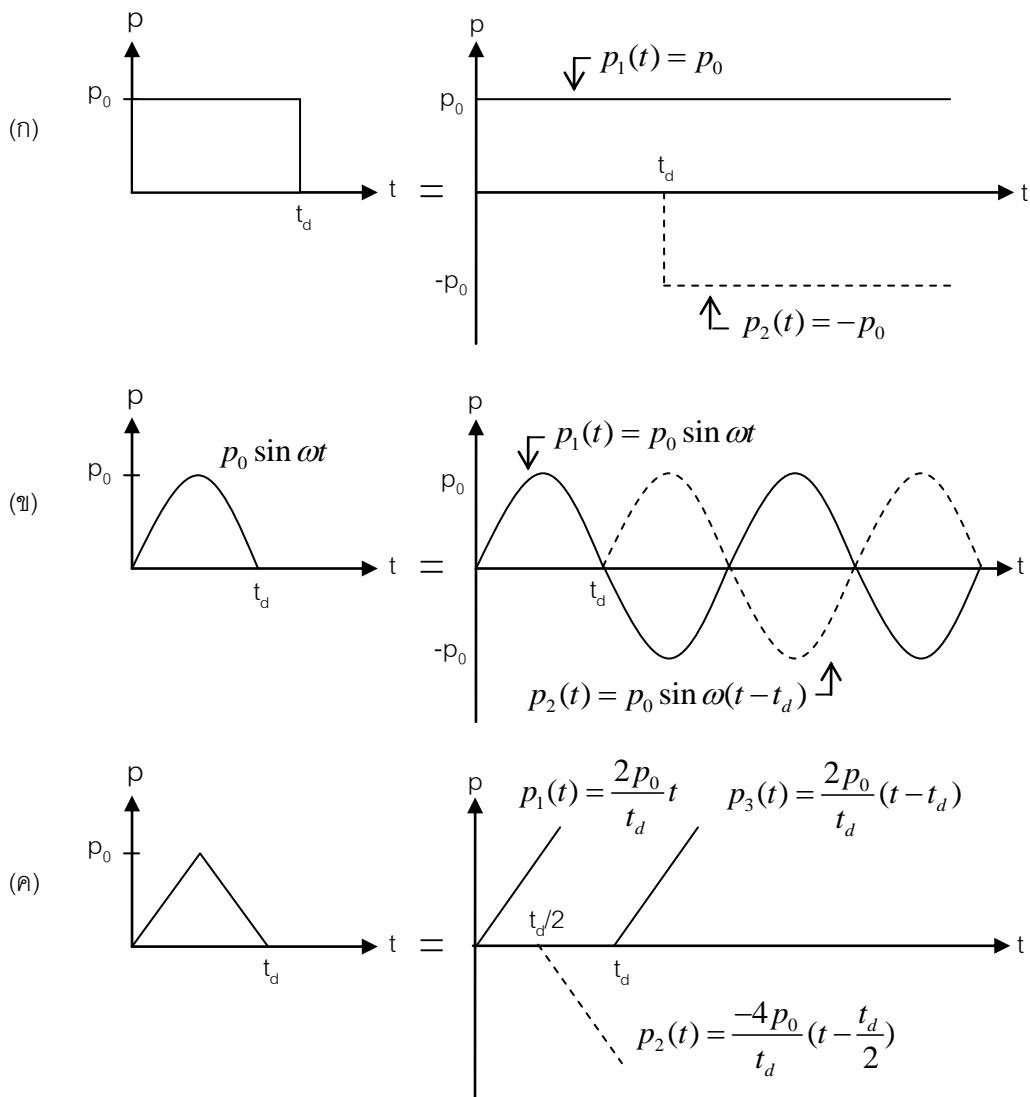
2.1.3 พฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงดล (Impulse Load)

แรงดล (Impulse Force) เป็นแรงกระทำภายนอกที่มีระยะเวลาที่แรงกระทำสั้นๆ ดังรูปที่ 2.7 โดยทั่วไปในการวิเคราะห์จะจำลองแรงดลเป็นรูปร่างอย่างง่าย เช่น รูปสี่เหลี่ยม (Rectangular Pulse Force) รูปครึ่งคาบของฟังก์ชันไซน์ (Half-Cycle Sine Pulse Force) หรือรูปสามเหลี่ยม (Triangular Pulse Force) เป็นต้น



รูปที่ 2.7 แรงดล

การวิเคราะห์ผลการตอบสนองของโครงสร้างเนื่องจากแรงดลสามารถทำได้หลายวิธี ได้แก่ (1) วิธีแก้สมการอนุพันธ์โดยตรง (Classical Method) (2) วิธีหาค่าจากอินทิกรัลของดูฮาเมล (Evaluating Duhamel's Integral Method) และ (3) วิธีรวมผลการตอบสนองของโครงสร้าง (Superposition Method) โดยวิธีที่ (3) จะแสดงแรงดลให้เป็นผลรวมของแรงกระทำอย่างง่ายหลายๆแรง แล้วจึงพิจารณาผลการตอบสนองของโครงสร้าง ดังรูปที่ 2.8

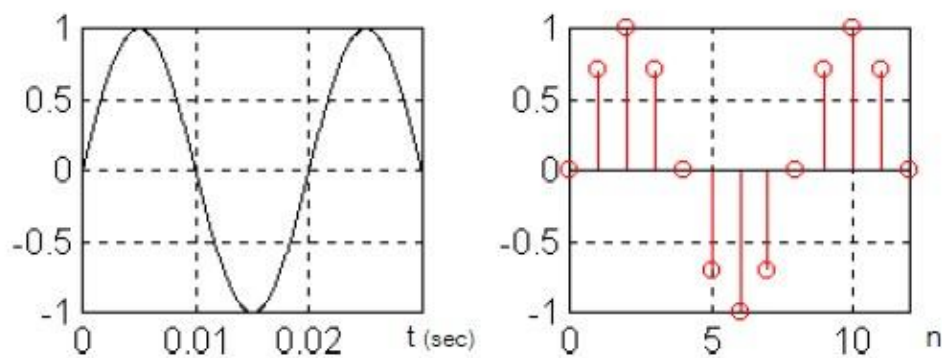


รูปที่ 2.8 การแสดงแรงดลให้เป็นผลรวมของฟังก์ชันอย่างง่าย (ก) แรงดลรูปสี่เหลี่ยม

(ข) แรงดลรูปครึ่งคาบของฟังก์ชันไซน์ (ค) แรงดลรูปสามเหลี่ยม

2.2 การประมวลผลสัญญาณดิจิทัล (Digital Signal Processing)

สำหรับการประมวลผลสัญญาณดิจิทัลนั้น สิ่งแรกที่จะต้องทำความเข้าใจก็คือ สัญญาณต่อเนื่อง (continuous-time signal) และสัญญาณไม่ต่อเนื่อง (discrete-time signal) สัญญาณต่อเนื่องหรือไม่ต่อเนื่องนี้จะหมายถึงสัญญาณนั้นมีค่าต่อเนื่องในทางเวลาหรือไม่ สัญญาณต่อเนื่อง เช่น สัญญาณเสียงหรือสัญญาณไฟฟ้า 50 Hz เป็นต้น โดยสัญญาณต่อเนื่องนี้จะเรียกอีกอย่างว่า สัญญาณแอนะล็อก (analog signal) ส่วนสัญญาณไม่ต่อเนื่องหรือที่เรียกอีกอย่างหนึ่งว่า สัญญาณดิจิทัล (digital signal) นั้น เป็นสัญญาณที่มีค่าเพียงบางจุดของเวลา โดยทั่วไปจะเกิดจากการสุ่มสัญญาณต่อเนื่องด้วยคาบเวลาของการสุ่มที่คงที่ ดังแสดงในรูปที่ 2.9



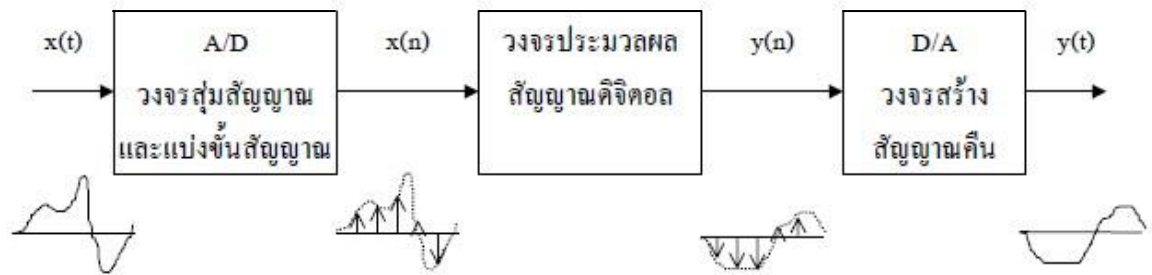
รูปที่ 2.9 สัญญาณต่อเนื่องและสัญญาณไม่ต่อเนื่อง (พรชัย ภาวงษ์ศักดิ์, 2000)

ส่วนประกอบในระบบประมวลผลสัญญาณดิจิทัลโดยทั่วไปนั้น จะประกอบไปด้วย 3 ส่วนใหญ่ๆ ดังนี้

1) วงจรแปลงสัญญาณแอนะล็อกเป็นดิจิทัล (A/D converter) จะเป็นออกเป็น 2 กระบวนการย่อยคือ วงจรสุ่มสัญญาณ (sampler) และวงจรแบ่งขั้นสัญญาณ (quantizer)

2) วงจรประมวลผลสัญญาณ (signal processing) จะเป็นการกระทำผลบางอย่างกับสัญญาณ เช่น การกรองความถี่บางย่านออกและให้ผลลัพธ์ของการประมวลผลเป็นสัญญาณขาออก เป็นต้น

3) วงจรสร้างสัญญาณคืน (signal reconstruction) จะทำหน้าที่ในการแปลงสัญญาณไม่ต่อเนื่องหรือสัญญาณดิจิทัลให้กลับไปเป็นสัญญาณต่อเนื่องหรือสัญญาณแอนะล็อก



รูปที่ 2.10 ส่วนประกอบในระบบประมวลผลสัญญาณดิจิทัล (พรชัย ภาวรงค์ศักดิ์, 2000)

สำหรับการประมวลผลการตรวจวัดเพื่อวิเคราะห์หาคุณสมบัติทางพลศาสตร์นั้น มักจะวิเคราะห์โดยการแปลงข้อมูลในโดเมนของเวลา (time domain) มาเป็นโดเมนของความถี่ (frequency domain) โดยใช้เทคนิคการแปลงฟูเรียร์ (fourier transform) และการใช้เทคนิคที่เรียกว่า การแปลงฟูเรียร์แบบเร็ว (Fast Fourier Transform, FFT) มาวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

2.2.1 อนุกรมฟูเรียร์ (Fourier Series)

อนุกรมฟูเรียร์เป็นอนุกรมอนันต์ที่ประกอบไปด้วยพจน์ของฟังก์ชัน sine และ cosine ซึ่งสามารถใช้ในการแทนที่ชุดข้อมูลที่มีลักษณะเป็นฟังก์ชันคาบ (periodic function) แม้ว่าข้อมูลชุดนั้นจะต่อเนื่องหรือไม่ก็ตาม โดยจะแสดงได้ดังสมการนี้

$$F(t) = a_0 + a_1 \cos \omega t + a_2 \cos 2\omega t + a_3 \cos 3\omega t + \dots + a_n \cos n\omega t + \dots$$

$$+ b_1 \sin \omega t + b_2 \sin 2\omega t + b_3 \sin 3\omega t + \dots + b_n \sin n\omega t$$

หรือ

$$F(x) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cos n\omega t + b_n \sin n\omega t) \quad (2.36)$$

โดยที่ ω คือ ความถี่ของฟังก์ชันมีค่าเท่ากับ $\frac{2\pi}{T}$

T คือ คาบของฟังก์ชัน

d คือ ตัวกำหนดช่วงของการอินทิเกรต

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_d^{d+T} F(t) dt \quad (2.36ก)$$

$$a_n = \frac{2}{T} \int_d^{d+T} F(t) \cos(n\omega t) dt \quad (2.36ข)$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_d^{d+T} F(t) \sin(n\omega t) dt \quad (2.36ค)$$

จากสมการของ Euler คือ

$$\sin(n\omega t) = \frac{e^{in\omega t} - e^{-in\omega t}}{2i} \quad (2.37ก)$$

$$\cos(n\omega t) = \frac{e^{in\omega t} + e^{-in\omega t}}{2} \quad (2.37ข)$$

เมื่อแทนค่าสมการที่ 2.37ก และ 2.37ข ลงในสมการที่ 2.36 จะได้สมการอนุกรมฟูเรียร์ที่อยู่ในรูปเชิงซ้อน (Complex Exponential Form of the Fourier Series) ดังนี้

$$F(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} C_n e^{in\omega t} \quad (2.38)$$

$$\text{โดยที่ } C_n = \frac{1}{T} \int_d^{d+T} F(t) e^{-in\omega t} dt \quad (2.38ก)$$

2.2.2 ฟูรีเยร์อินทิกรัล (Fourier Integral)

เนื่องจากอนุกรมฟูรีเยร์มีความสามารถค่อนข้างจำกัดในการแทนที่ชุดข้อมูลที่มีลักษณะเป็นฟังก์ชันคาบ (periodic function) เท่านั้น แต่ในความเป็นจริงแล้วฟังก์ชันที่สำคัญมักจะไม่มีความเป็นฟังก์ชันคาบ (non-periodic function) ดังนั้นฟูรีเยร์อินทิกรัลจึงมีความสำคัญในการถูกนำมาใช้แทนที่ของชุดข้อมูลลักษณะดังกล่าว โดยฟูรีเยร์อินทิกรัลจะทำการแปลงฟังก์ชันของเวลา (t) ให้เป็นฟังก์ชันของความถี่ (ω) จากนั้นคำตอบที่ได้จากโดเมนความถี่จะถูกแปลงกลับมาให้อยู่ในโดเมนของเวลาอีกครั้งหนึ่ง

ฟูรีเยร์อินทิกรัลสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของจำนวนเชิงซ้อน (Complex Exponential Fourier Integral) ได้ดังนี้

$$F(t) = \int_{-\infty}^{\infty} C(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (2.39)$$

$$\text{โดยที่ } C(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2.39ก)$$

จากสมการของ Euler ในสมการที่ 2.37ก และ 2.37ข จะสามารถเขียนฟูรีเยร์อินทิกรัลให้อยู่ในรูปของจำนวนจริง (Standard Fourier Integral) ได้ดังสมการที่ 2.40

$$F(t) = \int_0^{\infty} [A(\omega) \cos \omega t + B(\omega) \sin \omega t] d\omega \quad (2.40)$$

$$\text{โดยที่ } A(\omega) = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(t) \cos \omega t dt \quad (2.40ก)$$

$$B(\omega) = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(t) \sin \omega t dt \quad (2.40ข)$$

2.2.3 การแปลงฟูรีเยร์แบบไม่ต่อเนื่อง (Discrete Fourier Transform Analysis, DFT) และ การแปลงฟูรีเยร์แบบเร็ว (Fast Fourier Transform Analysis, FFT)

DFT เป็นกระบวนการหาค่าสัมประสิทธิ์ของอนุกรมฟูรีเยร์จากข้อมูลที่มีลักษณะเป็นค่าเฉพาะเวลาที่ไม่ต่อเนื่อง (discrete data) โดยมีหลักการที่ว่าเมื่อฟังก์ชันที่ต่อเนื่องมีลักษณะเป็นคาบถูกแบ่งเป็นจำนวนเท่ากัน N ช่วง โดยแต่ละช่วงมีค่า $t_0, t_1, t_2, \dots, t_{N-2}$ ($\Delta t = \frac{T}{N}$) โดยที่ $t_j = j\Delta t$ ดังนั้นสมการค่าสัมประสิทธิ์ของอนุกรมฟูรีเยร์สามารถประมาณค่าได้ดังสมการที่ 2.41

$$F(t) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} (a_n \cos n\omega t + b_n \sin n\omega t) \quad n=0,1,2,3,\dots \quad (2.41)$$

$$\text{โดยที่ } a_n = \frac{1}{T} \sum_{j=0}^{N-1} F(t) \cos n\omega t_j \Delta t \quad (2.41ก)$$

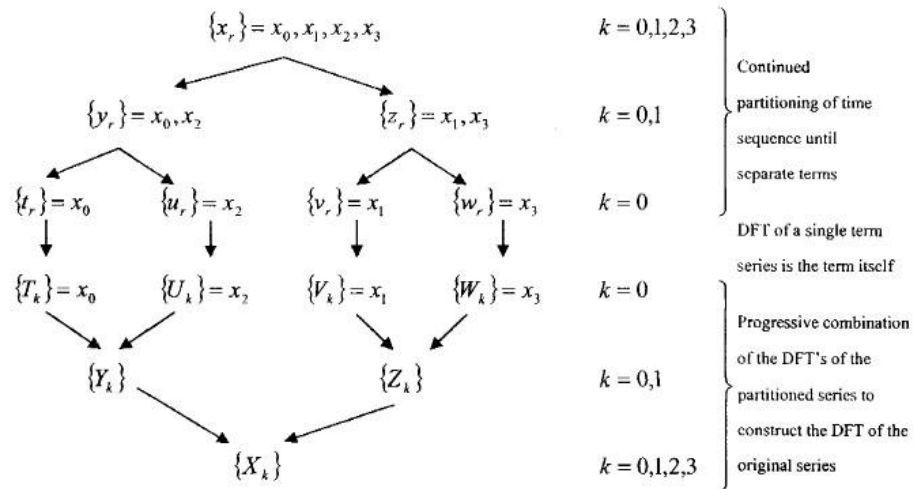
$$b_n = \frac{1}{T} \sum_{j=0}^{N-1} F(t) \sin n\omega t_j \Delta t \quad (2.41ข)$$

จากสมการข้างต้นสามารถแปลงให้อยู่ในรูปเชิงซ้อนได้ดังนี้

$$F(t) = \sum_{n=0}^{N-1} C_n e^{2\pi i \left(\frac{n}{N}\right)} \quad n=0,1,2,3,\dots,(N-1) \quad (2.42)$$

$$\text{โดยที่ } C_n = \frac{1}{T} \sum_{j=0}^{N-1} F(t_j) e^{-2\pi i \left(\frac{n}{N}\right) \Delta t} \quad (2.42ก)$$

FFT เป็นกระบวนการคำนวณทางคณิตศาสตร์สำหรับวิเคราะห์ DFT ที่เหมาะกับการวิเคราะห์ด้วยคอมพิวเตอร์โดยจะทำการแยกช่วงชุดข้อมูลออกด้วยช่วงสม่ำเสมอออกเป็นชุดข้อมูลหลายๆชุด พร้อมทำการวิเคราะห์หา DFT ในส่วนย่อยดังกล่าวแทนเพื่อเพิ่มความสะดวกและรวดเร็วในกระบวนการคำนวณ



รูปที่ 2.11 Logical steps during operation of the FFT algorithm on four-term sequence $\{x_r\}$ (Newland, D.E., 1993)

2.2.4 การกรองสัญญาณดิจิทัล (Digital Filtering)

การกรองสัญญาณดิจิทัลเป็นกระบวนการที่สำคัญมากของการประมวลผลสัญญาณดิจิทัล โดยทั่วไปการกรองสัญญาณดิจิทัลจะใช้เพื่อจุดประสงค์ 2 ข้อ คือ ใช้เพื่อแยกสัญญาณต่างๆที่ผสมกัน เช่น การกรองสัญญาณรบกวน (noise) และใช้เพื่อซ่อมแซมสัญญาณที่เสียหาย

Moving Average Filter เป็นวิธีการกรองสัญญาณดิจิทัลที่นิยมใช้มากที่สุด เนื่องจากง่ายต่อการเข้าใจและใช้งาน การกรองสัญญาณดิจิทัลด้วยวิธีนี้นิยมใช้ในการลดสัญญาณรบกวนแบบสุ่ม (random noise) ที่เกิดขึ้นกับสัญญาณขาเข้า โดยจะทำได้ดีกับสัญญาณในทางเวลา (time domain) แต่ไม่เหมาะกับการนำมาใช้กรองสัญญาณในทางความถี่ (frequency domain) เนื่องจากการกรองสัญญาณดิจิทัลด้วยวิธี moving average filter นี้ไม่มีความสามารถในการแยกแถบความถี่ต่างๆออกจากกันได้ดีมากนัก

โดยหลักการของการกรองสัญญาณดิจิทัลด้วยวิธี moving average filter นั้น จะทำการเฉลี่ยค่าของข้อมูลสัญญาณขาเข้า ดังสมการที่ 2.43 ซึ่งจำนวนข้อมูลที่นำมาเฉลี่ยจะขึ้นอยู่กับการใช้งานและความถูกต้องของสัญญาณขาออกที่จะนำไปใช้

$$y[i] = \frac{1}{M} \sum_{j=0}^{M-1} x[i+j] \quad (2.43)$$

โดยที่ $x[i]$ คือ สัญญาณขาเข้า

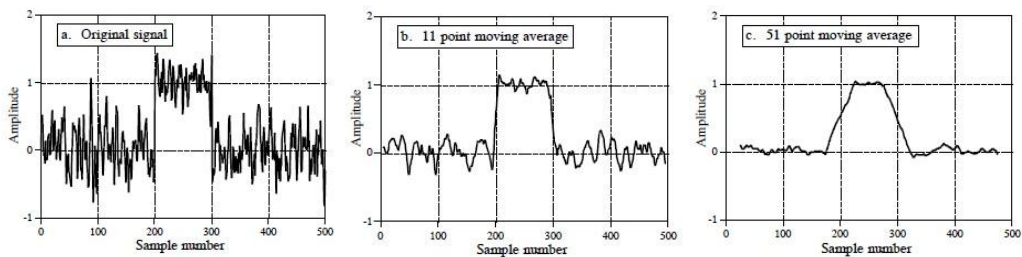
$y[i]$ คือ สัญญาณขาออก

M คือ จำนวนข้อมูลที่ใช้ในการเฉลี่ย

ตัวอย่างการกรองสัญญาณดิจิทัลโดยใช้วิธี 5-point moving average filter นั้น สัญญาณขาออกของข้อมูลจุดที่ 80 จะสามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 2.44

$$y[80] = \frac{x[80] + x[81] + x[82] + x[83] + x[84]}{5} \quad (2.44)$$

โดยปกติการกรองสัญญาณดิจิทัลด้วยวิธี moving average filter มักจะนำมาใช้ในการกรองสัญญาณรบกวน ซึ่งความราบเรียบและลักษณะของสัญญาณขาออกจะขึ้นอยู่กับจำนวนข้อมูลที่นำมาเฉลี่ย ดังตัวอย่างในรูปที่ 2.12



(ก)

(ข)

(ค)

รูปที่ 2.12 การกรองสัญญาณโดยวิธี moving average filter (ก) สัญญาณดิจิทัลขาเข้า

(ข) สัญญาณดิจิทัลหลังจากกรองสัญญาณโดยใช้ 11 point moving average filter

(ค) สัญญาณดิจิทัลหลังจากกรองสัญญาณโดยใช้ 51 point moving average filter

(Smith, 2008)

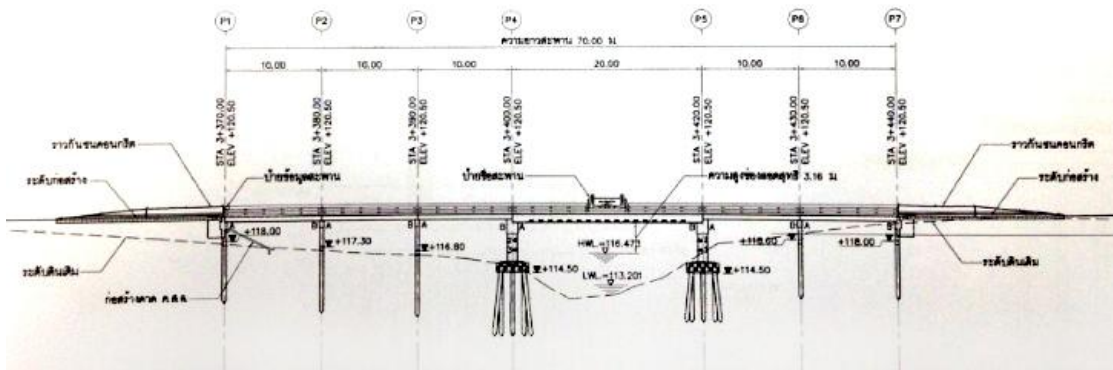
บทที่ 3

การทดสอบโครงสร้างสะพาน

สำหรับโครงสร้างสะพานที่จะทำการทดสอบและศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวในงานวิจัยนี้ จะมีลักษณะและวิธีการทดสอบดังต่อไปนี้

3.1 สะพานห้วยสามหาง จังหวัดเพชรบุรี

สะพานห้วยสามหาง เป็นสะพานข้ามลำน้ำห้วยผาก ตั้งอยู่ในอำเภอท่ายาง จังหวัดเพชรบุรี เป็นสะพานประเภทคอนกรีตอัดแรง (prestressed concrete bridge) ผิวจราจรกว้างประมาณ 10 เมตร ทางเท้ากว้าง 1.25 เมตร แบ่งเป็นช่วงสะพานยาว 10 เมตร จำนวน 5 ช่วง สะพานและช่วงสะพานยาว 20 เมตร จำนวน 1 ช่วงสะพาน ดังรูปที่ 3.1 และ 3.2



รูปที่ 3.1 รูปด้านสะพานห้วยสามหาง จังหวัดเพชรบุรี

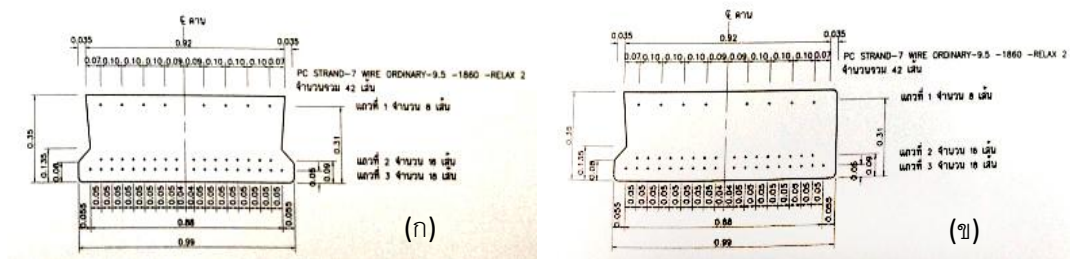


รูปที่ 3.2 สะพานห้วยสามหาง จังหวัดเพชรบุรี

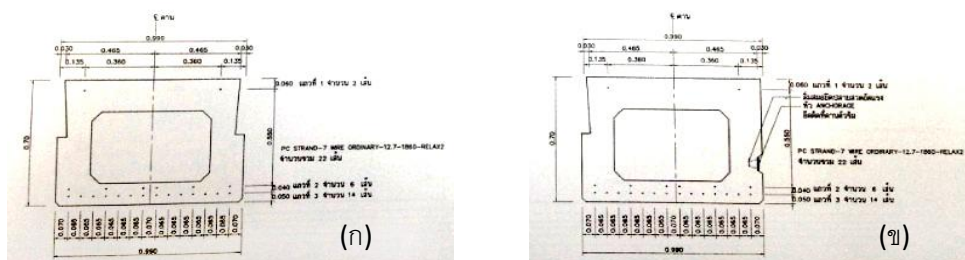
โครงสร้างส่วนบน (superstructure) ของสะพานห้วยสามหางที่มีความยาวช่วง 10 เมตร มีลักษณะเป็นคานกรีดอัดแรงประเภทแผ่นพื้น (prestressed plank girder) กว้าง 99 ซม. ลึก 35 ซม. ดังรูปที่ 3.3 ส่วนสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร มีลักษณะเป็นคานคานกรีดอัดแรงรูปกล่อง (prestressed box girder) กว้าง 99 ซม. ลึก 70 ซม. ดังรูปที่ 3.4 โดยกำลังของคานกรีดที่ใช้จะแสดงในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 กำลังของคานกรีดที่ใช้

ส่วนประกอบของโครงสร้าง	แรงอัดประลัยต่ำสุดของแท่งคานกรีดมาตรฐานที่อายุ 28 วัน (กก./ซม. ²)	
	ทรงกระบอก Ø 15x30 ซม.	ลูกบาศก์ 15x15x15 ซม.
คานคานกรีดอัดแรง	350	420
เสาเข็มคานกรีดอัดแรง	350	420
เสาเข็มคานกรีดเสริมเหล็ก	250	300
ตอม่อ	250	300
พื้นสะพาน, คานขวางและราวสะพาน	250	300
approach slab และถนนคานกรีด	250	300
บ่อพักระบายน้ำและอื่นๆที่ไม่ได้ระบุ	200	240



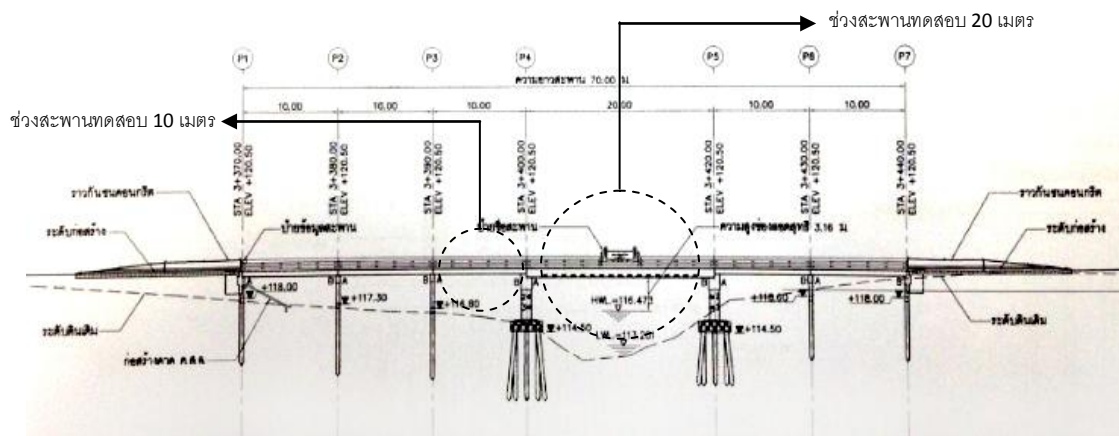
รูปที่ 3.3 รูปตัดคานคานกรีดอัดแรงประเภทแผ่นพื้น (ก) คานตัวใน (ข) คานตัวริม



รูปที่ 3.4 รูปตัดคานคานกรีดอัดแรงประเภทกล่อง (ก) คานตัวใน (ข) คานตัวริม

3.2 การทดสอบและตรวจวัดพฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานภายใต้แรงกระทำจากเครื่อง FWD

เป็นการทดสอบและตรวจวัดพฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานภายใต้แรงกระทำแบบกระแทก โดยใช้เครื่องปล่อยน้ำหนัก หรือเครื่องมือ falling weight deflectometer (FWD) ซึ่งเป็นเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบการแอ่นตัวของผิวถนนมาประยุกต์ใช้ในการทดสอบกับโครงสร้างสะพาน โดยจะทำการทดสอบทั้งในสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร และ 20 เมตร ดังรูปที่ 3.5 ซึ่งมีรายละเอียดและวิธีการทดสอบดังต่อไปนี้



รูปที่ 3.5 ช่วงสะพานที่ทำการทดสอบ

3.2.1 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ

1) เครื่อง Falling Weight Deflectometer (FWD)

เครื่องมือ falling weight deflectometer ที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นเครื่องมือ FWD รุ่น PRI 2100 ซึ่งมีลักษณะเป็นรถพ่วงที่ใช้รถตู้ 4 ล้อลากไปในขณะปฏิบัติงาน ในส่วนของเครื่องมือ FWD จะประกอบไปด้วยเครื่องมือและอุปกรณ์ที่สำคัญ ได้แก่ ก้อนมวลน้ำหนัก ซึ่งมีน้ำหนักก้อนละประมาณ 20 กิโลกรัม จำนวน 10 ก้อนวางซ้อนกัน แกนปล่อยน้ำหนัก แผ่นรองรับก้อนน้ำหนักและแผ่นยางกันกระแทก และเครื่องวัดความเร็ว (Geophones) ซึ่งสามารถปรับตำแหน่งในการตรวจวัดได้

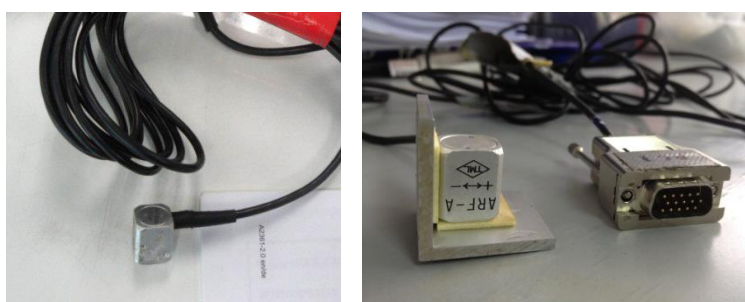
สำหรับกลไกควบคุมการยกและปล่อยก้อนน้ำหนักบนแผ่นรองรับน้ำหนักนั้นเป็นระบบอิเล็กทรอนิกส์-ไฮดรอลิก ซึ่งเชื่อมต่อและควบคุมด้วยระบบคอมพิวเตอร์ที่อยู่ในรถตู้ แรงกระแทกที่กระทำต่อโครงสร้างสะพานสามารถปรับเพิ่มลดได้จากจำนวนก้อนมวลน้ำหนักและระยะความสูงในการปล่อยน้ำหนัก



รูปที่ 3.6 เครื่องมือ Falling Weight Deflectometer

2) เครื่องวัดความเร่ง (Accelerometer)

เป็นอุปกรณ์ที่ใช้สำหรับวัดการสั่นไหวของโครงสร้างสะพาน โดยเครื่องวัดความเร่งที่ใช้ในงานวิจัยนี้จะเป็นแบบ piezoelectric ยี่ห้อ TML ซึ่งมีลักษณะดังรูปที่ 3.7



รูปที่ 3.7 เครื่องวัดความเร่ง (Accelerometer)

3) อุปกรณ์รวบรวมสัญญาณ (Data Acquisition)

เป็นอุปกรณ์ที่มีหน้าที่ในการรวมสัญญาณจากอุปกรณ์ตรวจวัดและควบคุมการทำงาน ด้วยคอมพิวเตอร์ โดยในงานวิจัยนี้ได้ใช้อุปกรณ์รวบรวมสัญญาณของบริษัท HBM รุ่น QuantumX ซึ่ง

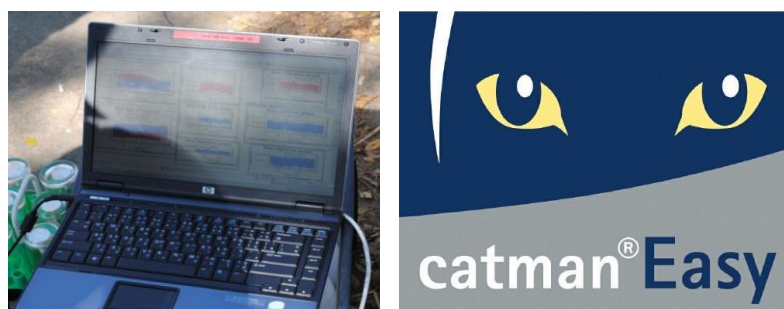
มีช่องสัญญาณเข้า 8 ช่องสัญญาณ และมีความถี่ในการเก็บข้อมูล (Sampling Rate) สูงสุด 19200 Hz



รูปที่ 3.8 อุปกรณ์รวมสัญญาณ HBM รุ่น QuantumX

4) เครื่องคอมพิวเตอร์แบบกระเป๋าหิ้ว (Laptop)

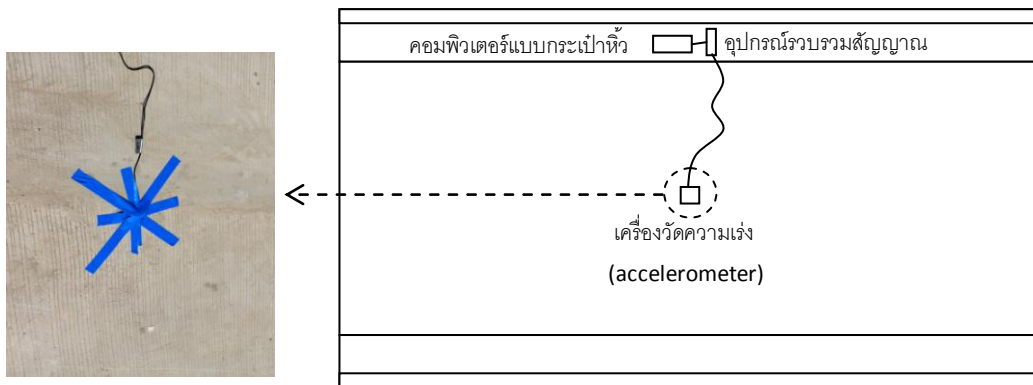
เป็นอุปกรณ์ที่ใช้สำหรับควบคุมการทำงานของอุปกรณ์รวมสัญญาณและบันทึกผล โดยโปรแกรมที่ใช้ในการบันทึกผลและแสดงผลของค่าสัญญาณในรูปแบบความสัมพันธ์ของสัญญาณเทียบกับเวลาคือ โปรแกรม catman Easy



รูปที่ 3.9 เครื่องคอมพิวเตอร์แบบกระเป๋าหิ้ว (Laptop) และโปรแกรม catman Easy

3.2.2 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ

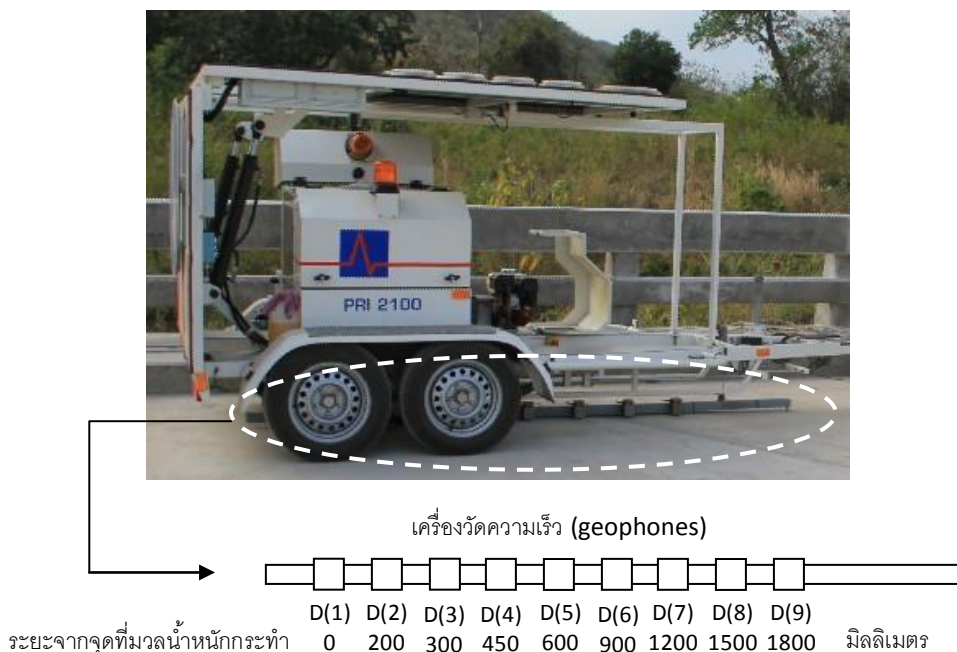
ในการทดสอบจะทำการติดตั้งเครื่องวัดความเร่งที่บริเวณกึ่งกลางผิวบนของพื้นสะพาน ควบคุมการทำงานและบันทึกผลการตรวจวัดจากเครื่องคอมพิวเตอร์และอุปกรณ์รวบรวมสัญญาณที่บริเวณทางเท้า ดังแสดงในรูปที่ 3.10



รูปที่ 3.10 การติดตั้งอุปกรณ์การตรวจวัดและเครื่องวัดความเร่งที่ผิวบนของพื้นสะพาน

3.2.3 การทดสอบและเก็บข้อมูล

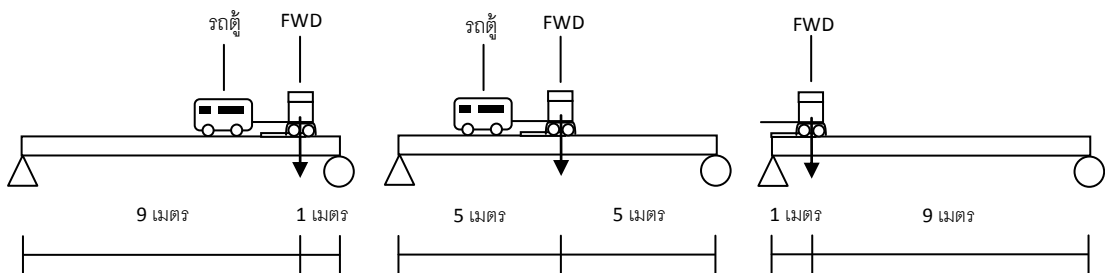
เป็นการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างสะพานเนื่องจากแรงกระทำจากเครื่องมือ FWD และตรวจวัดผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานโดยเครื่องวัดความเร่งที่ติดตั้งอยู่บริเวณกึ่งกลางของผิวบนสะพาน และเครื่องวัดความเร็ว (geophones) จากเครื่องมือ falling weight deflectometer ซึ่งมีการติดตั้งตำแหน่งระยะการตรวจวัดดังรูปที่ 3.11 โดยจะทำการทดสอบทั้งในสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรและ 20 เมตร ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้



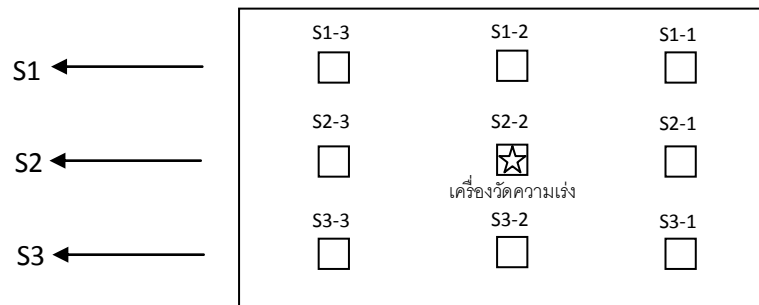
รูปที่ 3.11 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องวัดความเร็วของเครื่อง FWD

3.2.3.1 การทดสอบสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร

ในการทดสอบโครงสร้างสะพานห้วยสามหางความยาวช่วง 10 เมตร จะให้แรงกระทำกับโครงสร้าง โดยใช้เครื่องมือ falling weight deflectometer กระทำกับสะพานที่ระยะ $L/10$, $L/2$ และ $9L/10$ จากฐานรองรับ โดยจะแบ่งแนวการทดสอบออกเป็น 3 แนว ได้แก่ แนวกึ่งกลางช่องการจราจรขวา (S1) แนวกึ่งกลางช่วงสะพาน (S2) และแนวกึ่งกลางช่องการจราจรซ้าย (S3) ดังรูปที่ 3.12 และรูปที่ 3.13



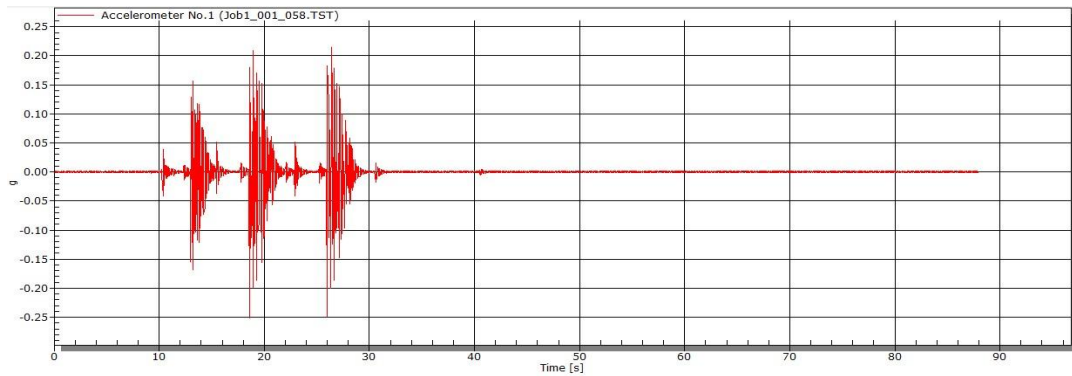
รูปที่ 3.12 การทดสอบสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร



รูปที่ 3.13 ตำแหน่งที่ให้แรงกระทำและแนวการทดสอบในสะพานช่วง 10 เมตร

ในแต่ละตำแหน่งที่ทำการปล่อยน้ำหนักจะกำหนดให้มีแรงกระทำกับโครงสร้างประมาณ 5 ตัน และมีระยะเวลาที่แรงกระทำ (impact pulse duration) ประมาณ 0.0265 วินาที โดยในการทดสอบจะทำการปล่อยน้ำหนัก 3 ครั้ง ในครั้งแรกเครื่องจะทำการคำนวณความสูงในการปล่อยน้ำหนักเพื่อที่จะให้ได้แรงกระทำตามที่กำหนด จากนั้นเครื่องมือ FWD จะทำการปรับแก้ความสูงใหม่เพื่อให้ได้แรงกระทำ 5 ตันตามที่ต้องการ โดยจะทำการปล่อยน้ำหนักในระดับความสูงที่คำนวณได้ประมาณ 26.4 ซม. ในครั้งที่ 2 และครั้งที่ 3 ซึ่งตัวอย่างความเร่งที่ตรวจวัดได้ที่ตำแหน่ง

กึ่งกลางสะพานและขนาดของแรงกระทำที่ตำแหน่งต่างๆจาก load cell จะแสดงในรูปที่ 3.14 และตารางที่ 3.2 ตามลำดับ

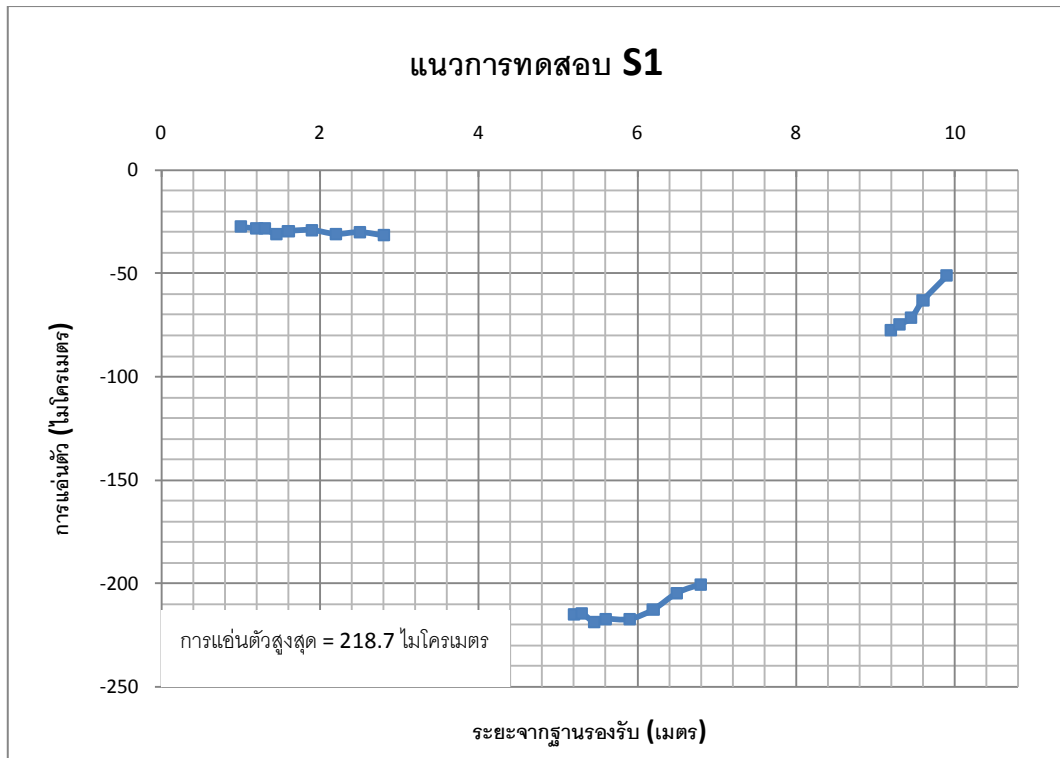


รูปที่ 3.14 ความเร่งที่ตรวจวัดได้จากการปล่อยน้ำหนัก 3 ครั้ง

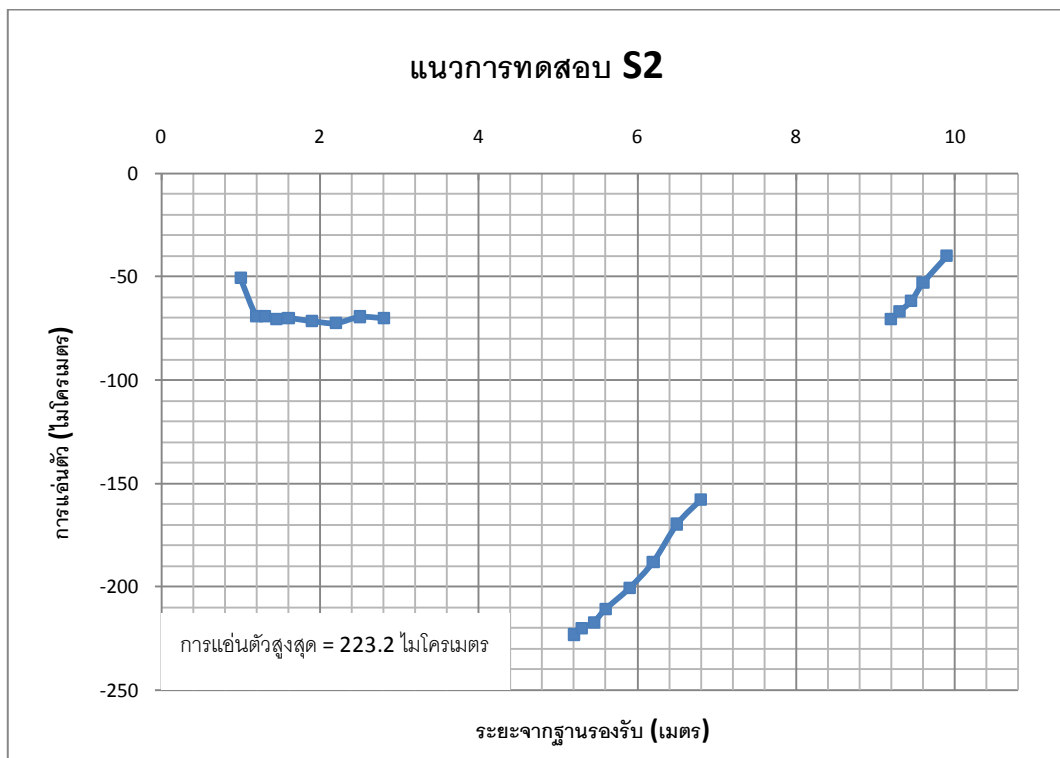
ตารางที่ 3.2 แรงกระทำที่ตำแหน่งต่างๆในการทดสอบช่วงสะพาน 10 เมตร

ตำแหน่งที่ปล่อยน้ำหนัก	ความสูงที่ปล่อยน้ำหนัก (ซม.)	ระยะเวลาที่แรงกระทำ (วินาที)	ขนาดของแรงที่กระทำ (ตัน)
S1-1	26.4	0.02700	5.559
S1-2	26.4	0.02650	5.089
S1-3	26.4	0.02675	5.275
S2-1	26.4	0.02650	5.142
S2-2	26.4	0.02675	5.090
S2-3	26.4	0.02700	5.547
S3-1	26.4	0.02725	5.943
S3-2	26.4	0.02700	5.600
S3-3	26.4	0.02700	5.315

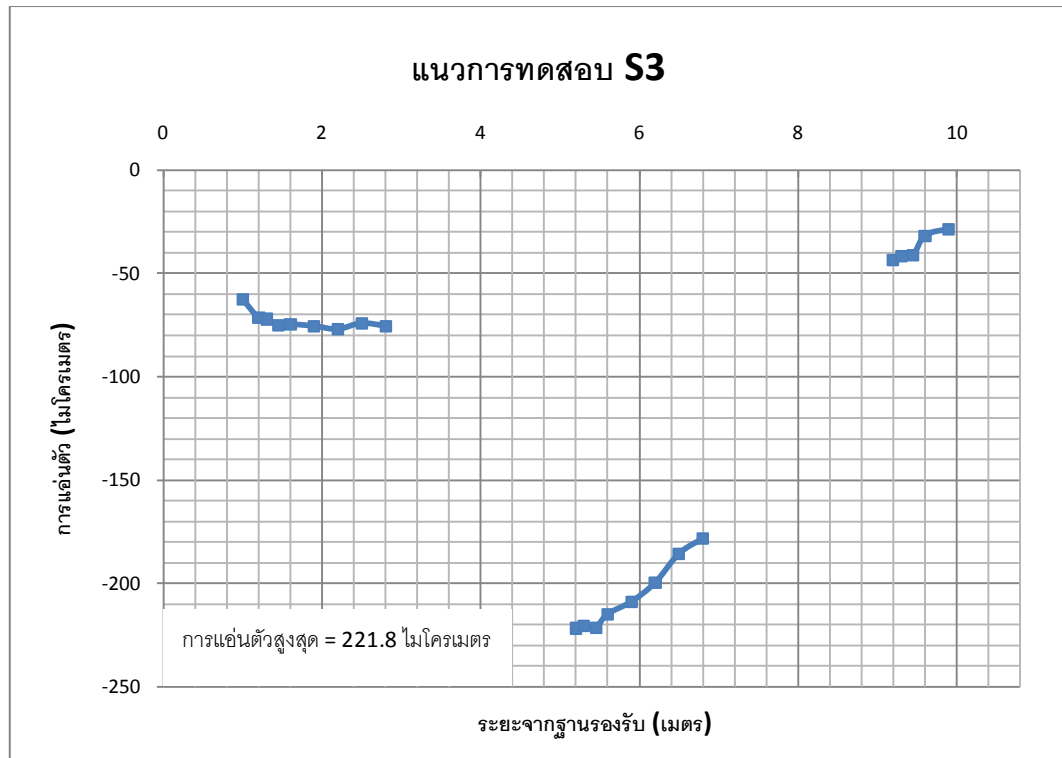
ค่าการอ่อนตัวที่ตรวจวัดได้ที่ตำแหน่งต่างๆจากเครื่องวัดความเร็วของเครื่อง falling weight deflectometer จะแสดงในรูปที่ 3.15 สำหรับแนวการทดสอบ S1 และแสดงในรูปที่ 3.16 และ 3.17 สำหรับแนวการทดสอบ S2 และ S3 ตามลำดับ



รูปที่ 3.15 การแอนตัวของสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S1



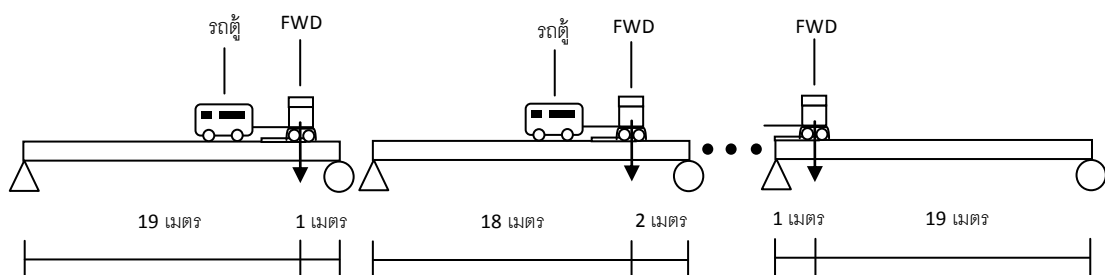
รูปที่ 3.16 การแอนตัวของสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S2



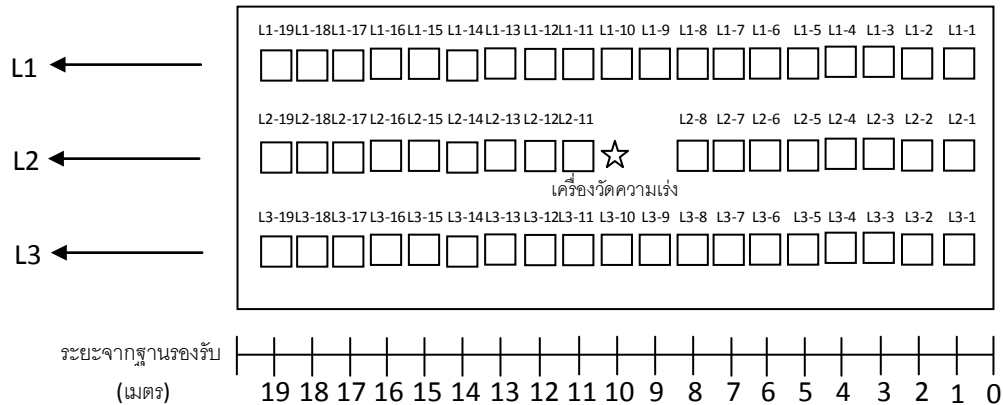
รูปที่ 3.17 การแอ่นตัวของสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S3

3.2.3.2 การทดสอบสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร

การทดสอบโครงสร้างสะพานห้อยสามทางที่มีความยาวช่วง 20 เมตร จะให้แรงกระทำกับโครงสร้าง โดยใช้เครื่องมือ falling weight deflectometer กระทำกับสะพานที่ระยะทุกๆ 1 เมตร จากฐานรองรับ ดังรูปที่ 3.18 โดยจะแบ่งแนวการทดสอบออกเป็น 3 แนว ได้แก่ แนวกึ่งกลางช่องการจราจรขวา (L1) แนวกึ่งกลางช่วงสะพาน (L2) และแนวกึ่งกลางช่องการจราจรซ้าย (L3) ดังรูปที่ 3.19



รูปที่ 3.18 การทดสอบสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร



รูปที่ 3.19 ตำแหน่งที่ให้แรงกระทำและแนวการทดสอบในช่วงสะพาน 20 เมตร

ในแต่ละตำแหน่งจะทำการปล่อยน้ำหนักที่ระดับความสูง 26.4 ซม. โดยกำหนดให้มีแรงกระทำกับโครงสร้างประมาณ 5 ตันเช่นเดียวกับการทดสอบในช่วงสะพาน 10 เมตร โดยขนาดของแรงกระทำที่ตำแหน่งต่างๆจะแสดงในตารางที่ 3.3

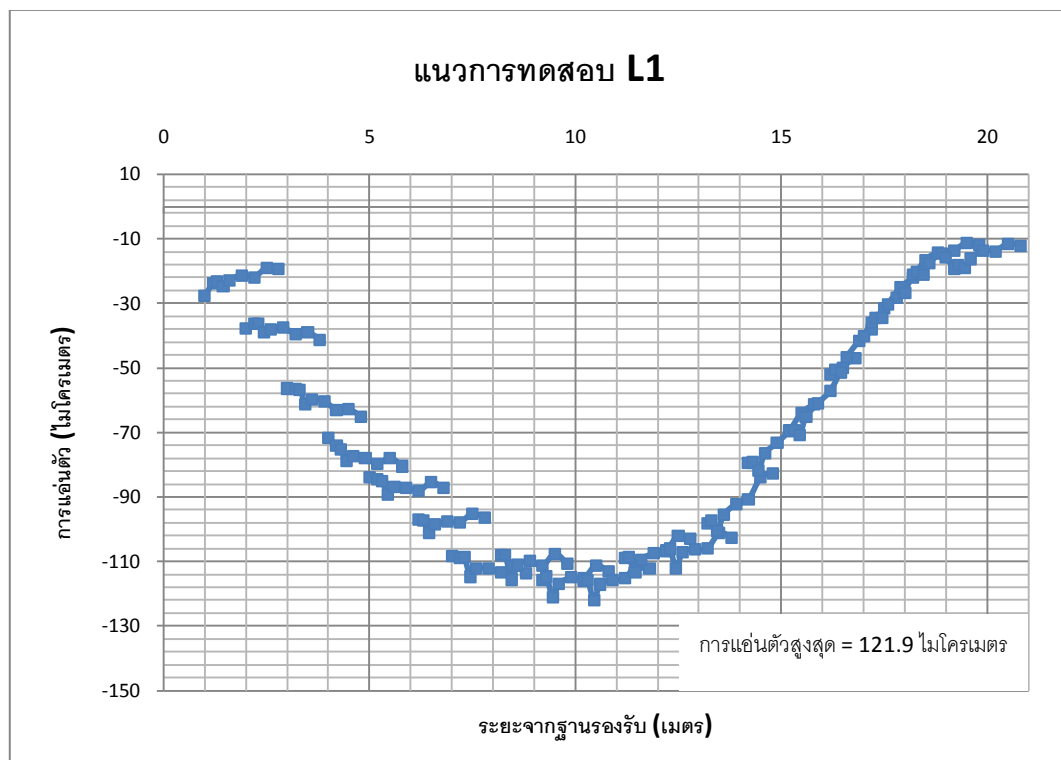
ตารางที่ 3.3 แรงกระทำที่ตำแหน่งต่างๆในการทดสอบช่วงสะพาน 20 เมตร

ตำแหน่งที่ปล่อยน้ำหนัก (L1)	ระยะเวลาที่แรงกระทำ (วินาที)	ขนาดของแรงที่กระทำ (ตัน)	ตำแหน่งที่ปล่อยน้ำหนัก (L2)	ระยะเวลาที่แรงกระทำ (วินาที)	ขนาดของแรงที่กระทำ (ตัน)	ตำแหน่งที่ปล่อยน้ำหนัก (L3)	ระยะเวลาที่แรงกระทำ (วินาที)	ขนาดของแรงที่กระทำ (ตัน)
L1-1	0.02650	5.031	L2-1	0.02725	5.254	L3-1	0.02650	5.077
L1-2	0.02650	4.844	L2-2	0.02675	5.638	L3-2	0.02650	5.050
L1-3	0.02650	4.960	L2-3	0.02675	5.426	L3-3	0.02650	4.927
L1-4	0.02650	5.157	L2-4	0.02650	5.261	L3-4	0.02650	5.075
L1-5	0.02650	5.116	L2-5	0.02650	5.231	L3-5	0.02725	5.977
L1-6	0.02650	5.000	L2-6	0.02675	5.011	L3-6	0.02700	5.448
L1-7	0.02625	5.189	L2-7	0.02625	5.912	L3-7	0.02675	4.959
L1-8	0.02675	5.133	L2-8	0.02675	5.299	L3-8	0.02650	5.023
L1-9	0.02650	5.258	-	-	-	L3-9	0.02675	5.134
L1-10	0.02675	5.172	-	-	-	L3-10	0.02700	5.602
L1-11	0.02650	5.643	L2-11	0.02675	5.352	L3-11	0.02700	5.241
L1-12	0.02700	5.089	L2-12	0.02675	5.423	L3-12	0.02700	5.633
L1-13	0.02650	5.548	L2-13	0.02775	6.006	L3-13	0.02675	5.117
L1-14	0.02675	5.641	L2-14	0.02650	5.120	L3-14	0.02725	5.616
L1-15	0.02675	5.163	L2-15	0.02775	6.412	L3-15	0.02650	4.923

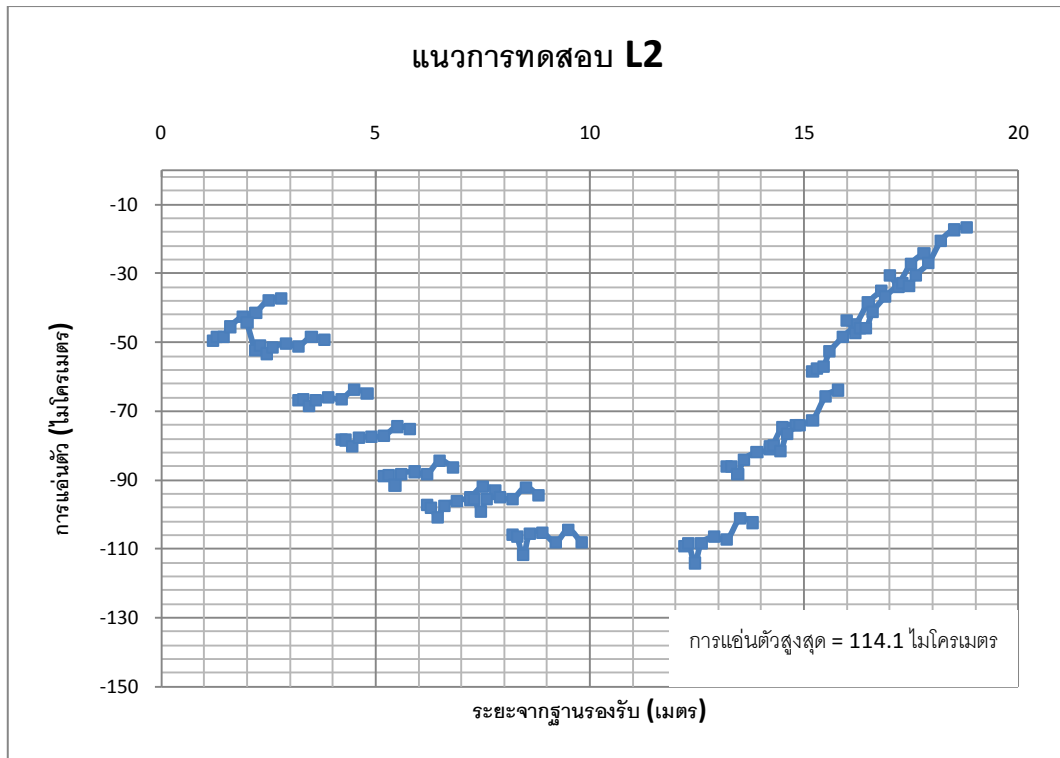
ตารางที่ 3.3 แรงกระทำที่ตำแหน่งต่างๆในการทดสอบช่วงสะพาน 20 เมตร (ต่อ)

ตำแหน่ง ที่ปล่อย น้ำหนัก (L1)	ระยะเวลา ที่แรง กระทำ (วินาที)	ขนาด ของ แรงที่ กระทำ (ตัน)	ตำแหน่ง ที่ปล่อย น้ำหนัก (L2)	ระยะเวลา ที่แรง กระทำ (วินาที)	ขนาด ของ แรงที่ กระทำ (ตัน)	ตำแหน่ง ที่ปล่อย น้ำหนัก (L3)	ระยะเวลา ที่แรง กระทำ (วินาที)	ขนาด ของ แรงที่ กระทำ (ตัน)
L1-16	0.02675	5.340	L2-16	0.02725	6.003	L3-16	0.02675	5.018
L1-17	0.02700	5.364	-	-	-	L3-17	0.02675	5.076
L1-18	0.02725	5.163	-	-	-	L3-18	0.02675	5.236
L1-19	0.02725	6.124	-	-	-	L3-19	0.02675	5.122

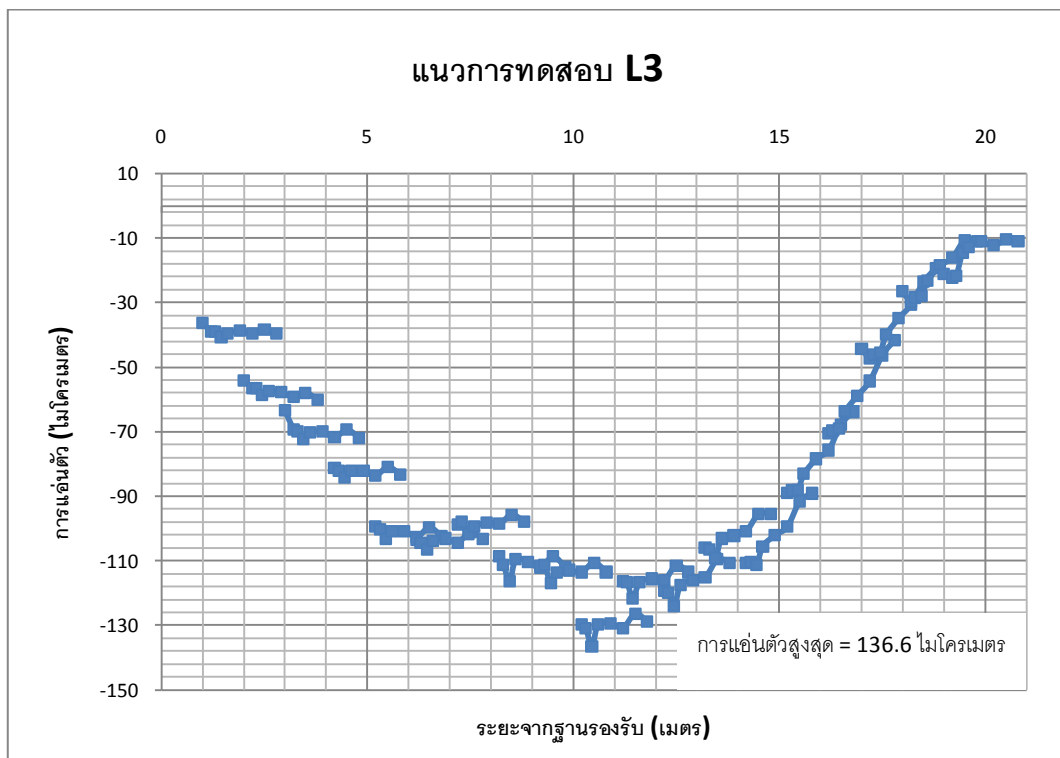
ค่าการแอ่นตัวของสะพานที่ตรวจวัดได้จากการอินทิเกรตความเร็วจากเครื่องวัดความเร็วของเครื่องมือ FWD เนื่องจากแรงกระทำแบบกระแทกที่ตำแหน่งต่างๆดังตารางที่ 3.3 จะแสดงในรูปที่ 3.20, 3.21 และรูปที่ 3.22 สำหรับแนวการทดสอบ L1, L2 และ L3 ตามลำดับ



รูปที่ 3.20 การแอ่นตัวของสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L1



รูปที่ 3.21 การแอ่นตัวของสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L2



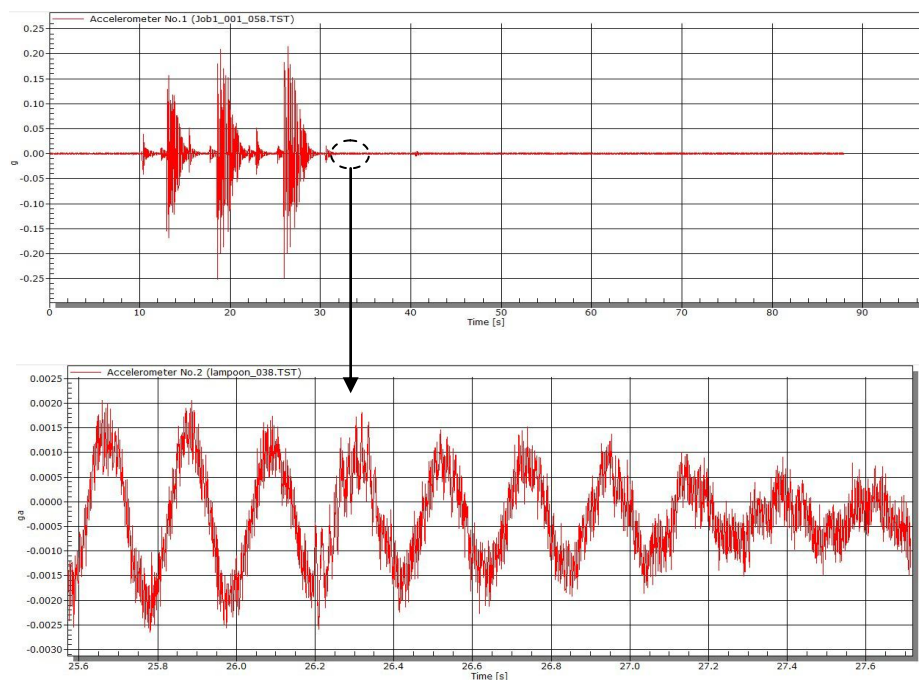
รูปที่ 3.22 การแอ่นตัวของสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L3

3.3 การวิเคราะห์ผลการทดสอบและตรวจวัด

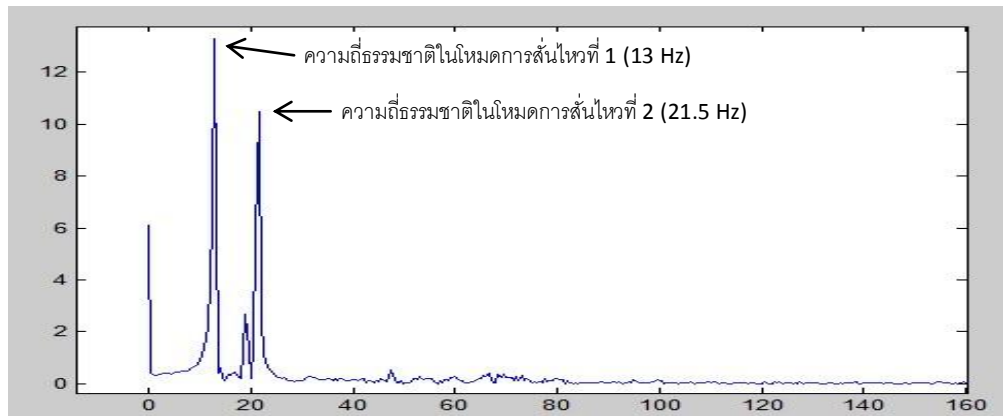
ความเร่งบริเวณกึ่งกลางของสะพานที่ตรวจวัดได้จะถูกนำมาวิเคราะห์หาค่าคุณสมบัติทางพลศาสตร์ที่สำคัญของโครงสร้าง ได้แก่ ค่าความถี่ธรรมชาติ (natural frequency) และค่าอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้าง (damping ratio)

3.3.1 ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง (Natural Frequency)

เป็นคุณสมบัติพื้นฐานทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง ที่แสดงถึงค่าความถี่ในการสั่นไหวแบบอิสระของโครงสร้าง (Free Vibration) เมื่อมีแรงภายนอกมากระทำ การวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพานจากข้อมูลการตรวจวัด จะนำข้อมูลที่บันทึกได้จากการตรวจวัดในช่วงการสั่นไหวแบบอิสระซึ่งอยู่ในรูปโดเมนของเวลา (Time Domain) มาแปลงให้อยู่ในโดเมนของความถี่ (Frequency Domain) โดยใช้เทคนิคการแปลงฟูเรียร์แบบเร็ว (Fast Fourier Transform) ตัวอย่างข้อมูลในช่วงการสั่นไหวแบบอิสระของโครงสร้างจะแสดงในรูปที่ 3.23 จากนั้นจะพิจารณาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพานจากค่าความถี่ที่มีขนาดของค่าสัมประสิทธิ์ฟูเรียร์สูงสุด ตัวอย่างข้อมูลที่แปลงให้อยู่ในโดเมนความถี่จะแสดงในรูปที่ 3.24



รูปที่ 3.23 ความเร่งช่วงการสั่นไหวแบบอิสระของโครงสร้าง



รูปที่ 3.24 ข้อมูลการตรวจวัดช่วงสะพาน 10 เมตรที่ถูกแปลงให้อยู่ในโดเมนความถี่ โดยวิธี FFT

จากการวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานห้วยสามหางโดยวิธีการแปลงฟูเรียร์แบบเร็ว (FFT) ได้ความถี่ธรรมชาติของสะพานห้วยสามหางในโหมดการสั่นไหวที่ 1 เท่ากับ 12.86 Hz และ 5.44 Hz สำหรับช่วงสะพาน 10 เมตรและ 20 เมตรตามลำดับ และได้ความถี่ธรรมชาติในโหมดการสั่นไหวที่ 2 เท่ากับ 21.02 Hz และ 16.04 Hz สำหรับช่วงสะพาน 10 เมตรและ 20 เมตรตามลำดับ โดยผลการวิเคราะห์จะแสดงในตารางที่ 3.4 และตารางที่ 3.5

ตารางที่ 3.4 ความถี่ธรรมชาติของสะพานห้วยสามหาง ช่วงสะพาน 10 เมตร (FFT)

ตำแหน่ง ที่ปล่อย น้ำหนัก	ความถี่ธรรมชาติใน โหมดการสั่นไหวที่ 1 (Hz)			ความถี่ธรรมชาติใน โหมดการสั่นไหวที่ 2 (Hz)		
	L1	L2	L3	L1	L2	L3
1 เมตร	12.5	12.5	13.2	21.0	21.0	21.2
5 เมตร	13.0	12.5	13.0	21.5	20.5	21.0
9 เมตร	13.0	13.0	13.0	21.0	21.0	21.0
เฉลี่ย	12.86			21.02		

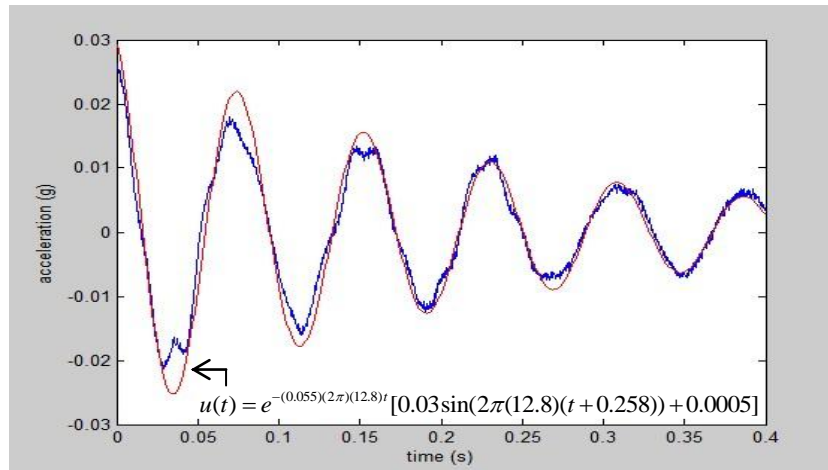
ตารางที่ 3.5 ความถี่ธรรมชาติของสะพานห้วยสามหาง ช่วงสะพาน 20 เมตร (FFT)

ตำแหน่ง ที่ปล่อย น้ำหนัก	ความถี่ธรรมชาติใน โหมดการสั่นไหวที่ 1 (Hz)			ความถี่ธรรมชาติใน โหมดการสั่นไหวที่ 2 (Hz)		
	L1	L2	L3	L1	L2	L3
1 เมตร	5.2	5.7	5.8	16.0	16.0	16.4
2 เมตร	5.2	5.4	5.5	16.0	16.0	16.2
3 เมตร	5.2	5.6	5.4	16.0	15.8	16.4
4 เมตร	5.0	5.6	5.6	16.0	15.6	16.2
5 เมตร	5.0	5.6	5.6	16.2	15.8	16.2
6 เมตร	5.2	5.6	5.6	16.0	15.8	16.2
7 เมตร	5.2	5.4	5.6	16.0	16.0	16.2
8 เมตร	5.2	5.6	5.4	16.0	15.8	16.2
9 เมตร	5.2	-	5.6	15.8	-	16.2
10 เมตร	5.2	-	5.4	16.2	-	-
11 เมตร	5.2	5.7	5.3	16.8	15.7	16.3
12 เมตร	5.2	5.6	5.6	15.8	15.8	16.4
13 เมตร	5.5	5.6	5.4	15.5	15.8	16.2
14 เมตร	5.4	5.6	5.8	15.8	16.0	16.2
15 เมตร	5.2	5.6	5.6	15.8	15.8	16.4
16 เมตร	5.0	5.6	5.4	16.2	16.0	16.0
17 เมตร	5.4	5.6	5.6	16.0	15.6	16.4
18 เมตร	5.4	5.6	5.6	16.2	16.0	16.2
19 เมตร	5.4	5.5	5.6	16.4	15.8	16.2
เฉลี่ย	5.44			16.04		

นอกเหนือไปจากการวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติด้วยวิธี FFT แล้ว ในงานวิจัยนี้ได้วิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพานอีกวิธีหนึ่ง คือวิธีการวิเคราะห์หาค่าความถี่จากผลการตอบสนองของโครงสร้างในช่วงการสั่นไหวแบบอิสระ (free vibration) โดยการเขียนกราฟ $u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} (A \sin \omega_D t)$ หรือ $u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} (A \sin \omega_n \sqrt{1-\zeta^2} t)$ เปรียบเทียบกับ

พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานจริงในช่วงการสั่นไหวแบบอิสระ ดังรูปที่ 3.25 แล้วจึง

พิจารณาค่าความถี่ธรรมชาติจาก $f = \frac{\omega_n}{2\pi}$



รูปที่ 3.25 การวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติจากช่วงการสั่นไหวแบบอิสระของโครงสร้าง

จากการวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานห้วยสามหางด้วยวิธีพิจารณาความถี่ในช่วงการสั่นไหวแบบอิสระ (free vibration) ได้ความถี่ธรรมชาติของสะพานในโหมดการสั่นไหวที่ 1 เท่ากับ 12.93 Hz และ 5.39 Hz สำหรับช่วงสะพานทดสอบ 10 เมตรและช่วงสะพานทดสอบ 20 เมตรตามลำดับ โดยผลการวิเคราะห์จะแสดงในตารางที่ 3.6

ตารางที่ 3.6 ความถี่ธรรมชาติของสะพานห้วยสามหางโดยวิธีพิจารณาความถี่ในช่วงการสั่นไหวแบบอิสระ

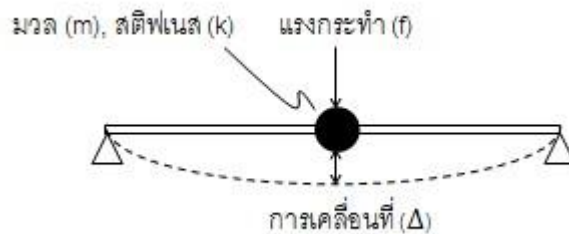
ตำแหน่งที่แรงกระทำ ช่วงสะพาน 10 เมตร	f (hz)	ตำแหน่งที่แรงกระทำ ช่วงสะพาน 20 เมตร	f (hz)
S1-2	12.80	L1-10	5.16
S2-2	13.00	L2-11	5.63
S3-2	13.00	L3-10	5.37
เฉลี่ย	12.93	เฉลี่ย	5.39

ค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดการสั่นไหวที่ 1 ของสะพานห้วยสามหางที่วิเคราะห์ได้จากผลการตรวจวัด จะถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ทางทฤษฎี โดยจะทำการจำลอง

โครงสร้างสะพานให้เป็นแบบคานอย่างง่าย (simple beam) 2 มิติ และกำหนดให้มีดีกรีของความอิสระเท่ากับ 1 ที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน ดังรูปที่ 3.26 ซึ่งรายละเอียดการคำนวณจะแสดงดังต่อไปนี้

คุณสมบัติของวัสดุ น้ำหนักคอนกรีตต่อหนึ่งหน่วยปริมาตร = 2400 กก./ลบ.ม.

$$\begin{aligned} \text{โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตอัดแรง (E)} &= 15210\sqrt{f'_c} \\ &= 2.79 \times 10^{10} \text{ นิวตัน/ตร.ม.} \end{aligned}$$



รูปที่ 3.26 คานอย่างง่าย 2 มิติ ที่มีดีกรีของความอิสระเท่ากับ 1

การคำนวณหาค่าสติฟเนสของคานอย่างง่าย 2 มิติ ที่มีดีกรีของความอิสระเท่ากับ 1 จะคำนวณได้จากสมการที่ 3.1

$$k = \frac{f}{\Delta} \quad (3.1)$$

โดยการเคลื่อนที่ของคานเนื่องจากแรงกระทำภายนอก 1 หน่วยกระทำที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน จะวิเคราะห์ด้วยวิธีพลังงานสมมติ (Virtual Work Method) ดังสมการที่ 3.2 (Kassimali, 2005) ซึ่งมีรายละเอียดการคำนวณดังต่อไปนี้

$$1(\Delta) = \int_0^L \frac{M_v M}{EI} dx \quad (3.2)$$

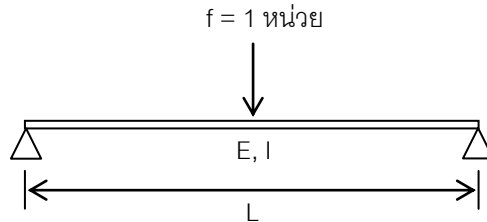
โดยที่ Δ คือ การเคลื่อนที่เนื่องจากแรงภายนอกกระทำกับระบบคานจริง

M_v คือ โมเมนต์ดัดภายในของระบบคานสมมติ

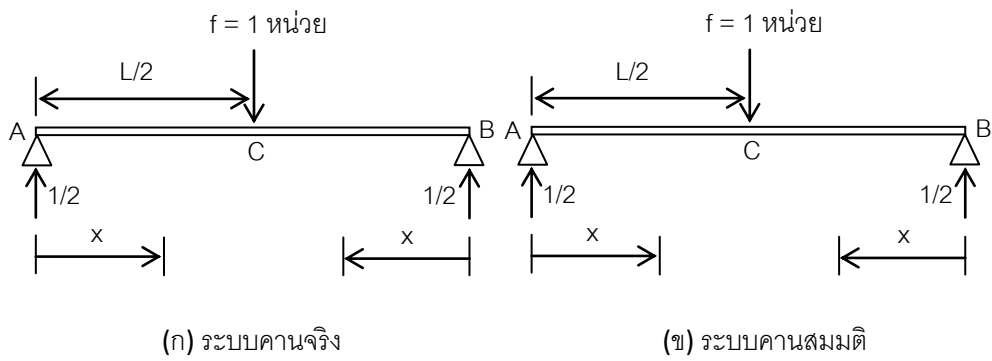
M คือ โมเมนต์ดัดภายในของระบบคานจริง

E คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคาน

I คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคาน



รูปที่ 3.27 คานอย่างง่าย 2 มิติ ที่ถูกแรงภายนอกกระทำ 1 หน่วยที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน



รูปที่ 3.28 ระบบคานจริงและระบบคานสมมติ

จากรูปที่ 3.28 ค่าโมเมนต์ตัดภายในของระบบคานจริงและคานสมมติจะสามารถคำนวณได้ดังตารางที่ 3.7

ตารางที่ 3.7 โมเมนต์ตัดภายในของระบบคานจริงและคานสมมติ

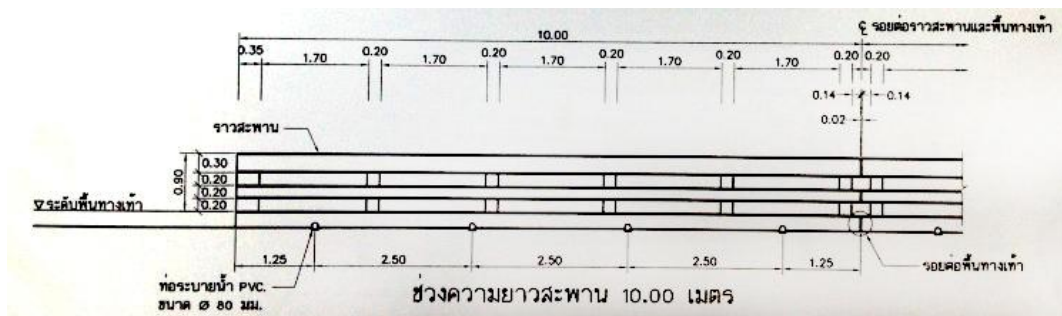
ส่วนของคาน	พิกัดของ x		M	M_v
	จุดกำเนิด	ขอบเขต		
AC	A	$0 - L/2$	$x/2$	$x/2$
BC	B	$0 - L/2$	$x/2$	$x/2$

แทนค่าจากตารางที่ 3.7 ลงในสมการที่ 3.2 จะได้ Δ เท่ากับ $\frac{L^3}{48EI}$ และจากสมการที่ 3.1

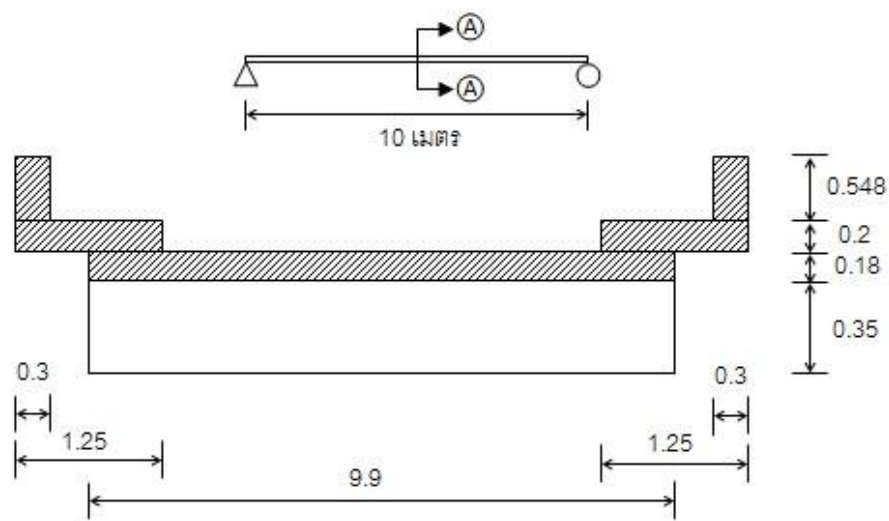
จะได้ค่าสตีเฟนของคานอย่างง่ายเท่ากับ $\frac{48EI}{L^3}$

1) ช่วงสะพานทดสอบ 10 เมตร

การวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดการสั่นไหวที่ 1 ของสะพานห้วยสามหางที่มีความยาวช่วง 10 เมตรนั้น ได้ทำการจำลองช่วงสะพานทดสอบเป็นแบบคานอย่างง่าย 2 มิติ (simple beam) ดังรูปที่ 3.30 โดยในส่วนที่เป็นราวสะพาน เนื่องจากราวสะพานของโครงสร้างสะพานจริงมีลักษณะเป็นดังในรูปที่ 3.29 และเพื่อลดความซับซ้อนในการคำนวณค่าคุณสมบัติของหน้าตัด จึงได้ทำการจำลองเป็นราวสะพานแบบตันตลอดช่วงความยาวและได้ปรับลดความสูงของราวสะพานตามโครงสร้างจริงลงมาโดยให้มีมวลเท่าเดิม ซึ่งความสูงของราวสะพานที่ปรับลดแล้วจะมีความสูงเท่ากับ 54.8 เซนติเมตร



รูปที่ 3.29 ราวสะพานตามแบบ

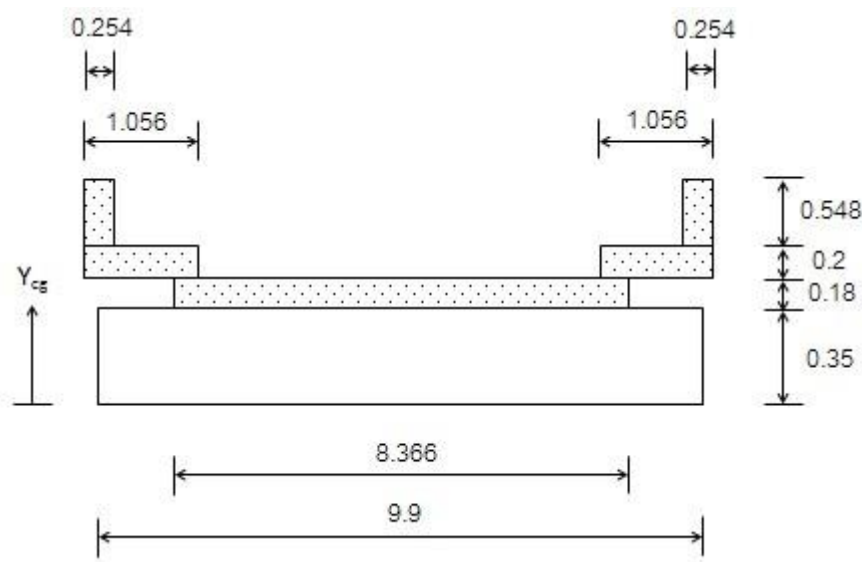


หน้าตัดคาน A - A

รูปที่ 3.30 คานอย่างง่าย 2 มิติและหน้าตัดของสะพานทดสอบช่วง 10 เมตร (เมตร)

เนื่องจากหน้าตัดดังรูปที่ 3.30 เป็นหน้าตัดประกอบ (Composite Section) ซึ่งมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุไม่เท่ากันทั้งหน้าตัด ดังนั้นการคำนวณหาค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัด จะต้องทำการแปลงหน้าตัดประกอบให้เป็นหน้าตัดแปลงซึ่งมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุเท่ากันทั้งหน้าตัด ดังรูปที่ 3.31 โดยที่ความกว้างเทียบเท่าของพื้นสะพาน ทางเท้า และราวสะพานสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \text{อัตราส่วนของค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (n)} &= \frac{15210 \sqrt{f'_c(\text{concrete})}}{15210 \sqrt{f'_c(\text{prestess})}} = 0.845 \\ \text{ความกว้างเทียบเท่าของพื้นสะพาน} &= 9.9 \times 0.845 = 8.366 \text{ เมตร} \\ \text{ความกว้างเทียบเท่าของทางเท้า} &= 1.25 \times 0.845 = 1.056 \text{ เมตร} \\ \text{ความกว้างเทียบเท่าของราวสะพาน} &= 0.3 \times 0.845 = 0.254 \text{ เมตร} \end{aligned}$$



รูปที่ 3.31 หน้าตัดแปลงของสะพานทดสอบช่วง 10 เมตร (เมตร)

จากหน้าตัดแปลงดังรูปที่ 3.31 จะสามารถคำนวณหาตำแหน่งของจุดศูนย์กลางถ่วงของหน้าตัด (Y_{cg}) ได้ดังต่อไปนี้

$$Y_{cg} = \frac{[A(1) \times Y_{cg}(1)] + [A(2) \times Y_{cg}(2)] + \dots + [A(n) \times Y_{cg}(n)]}{A(1) + A(2) + \dots + A(n)}$$

$$Y_{cg} =$$

$$\frac{(0.35 \times 9.9 \times 0.175) + (0.18 \times 8.366 \times 0.44) + 2(0.2 \times 1.056 \times 0.63) + 2(0.548 \times 0.254 \times 1.004)}{(0.35 \times 9.9) + (0.18 \times 8.366) + 2(0.2 \times 1.056) + 2(0.548 \times 0.254)}$$

$$Y_{cg} = 0.32 \text{ เมตร}$$

โมเมนต์ความเฉื่อย (I) ของหน้าตัดแปลงสามารถคำนวณได้ดังต่อไปนี้

$$I = \left[\left(\frac{1}{12} \times 9.9 \times 0.35^3 \right) + (0.35 \times 9.9 \times 0.145^2) \right] +$$

$$\left[\left(\frac{1}{12} \times 8.366 \times 0.18^3 \right) + (0.18 \times 8.366 \times 0.12^2) \right] +$$

$$2 \left[\left(\frac{1}{12} \times 1.056 \times 0.2^3 \right) + (0.2 \times 1.056 \times 0.31^2) \right] +$$

$$2 \left[\left(\frac{1}{12} \times 0.254 \times 0.548^3 \right) + (0.548 \times 0.254 \times 0.684^2) \right]$$

$$I = 0.3129 \text{ เมตร}^4$$

จากโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดที่ได้ จะสามารถคำนวณหาค่าสตีเฟนเนสของโครงสร้าง และค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดการสั่นไหวที่ 1 ได้จากสมการที่ 3.3 ซึ่งมีรายละเอียดการคำนวณดังต่อไปนี้

$$\omega = 2\pi f = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.3)$$

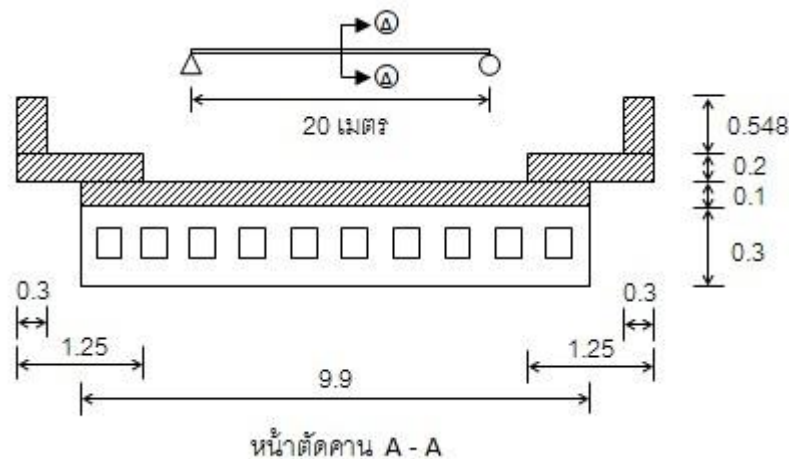
$$\text{โดยที่ } k = \frac{48EI}{L^3} = (48)(2.71 \times 10^{10})(0.3129)/10^3 = 4.19 \times 10^8 \text{ นิวตัน/เมตร}$$

$$\text{จะได้ } f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{4.19 \times 10^8}{2400 \times 5.671 \times 5}} = 12.49 \text{ Hz}$$

จากค่าความถี่ธรรมชาติที่ได้จากการวิเคราะห์ทางทฤษฎี (12.49 Hz) พบว่ามีความใกล้เคียงกับค่าความถี่ธรรมชาติที่ได้จากการวิเคราะห์ผลการทดสอบโดยวิธีการแปลงฟูเรียร์แบบเร็ว (12.86 Hz) โดยพบว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ทั้ง 2 วิธี มีความแตกต่างกัน 2.88 %

2) ช่วงสะพานทดสอบ 20 เมตร

การวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดการสั่นไหวที่ 1 ของโครงสร้างสะพานห้วยสามหาง ช่วงสะพานทดสอบ 20 เมตรนั้น จะทำการวิเคราะห์ในลักษณะเดียวกันกับช่วงสะพานทดสอบ 10 เมตร โดยหน้าตัดของสะพานช่วง 20 เมตรที่วิเคราะห์จะแสดงในรูปที่ 3.32



รูปที่ 3.32 คานอย่างง่าย 2 มิติและหน้าตัดของสะพานทดสอบช่วง 20 เมตร (เมตร)

จากการวิเคราะห์ในลักษณะเดียวกันกับการวิเคราะห์ในช่วงสะพาน 10 เมตร จะได้ค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดการสั่นไหวที่ 1 เท่ากับ 4.3 Hz ซึ่งแตกต่างจากค่าที่วิเคราะห์ได้จากผลการทดสอบโดยวิธีการแปลงฟูเรียร์แบบเร็ว (5.44 Hz) อยู่ 20.9 %

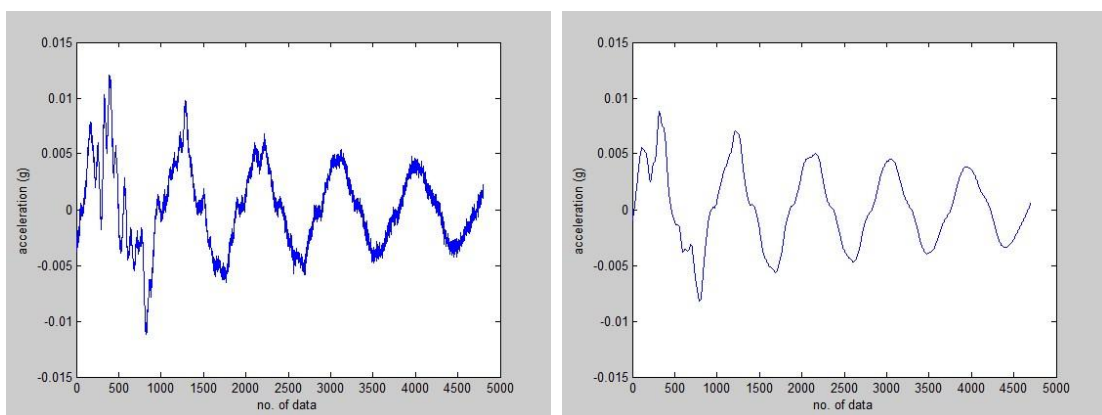
3.3.2 อัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้าง (Damping Ratio)

เป็นคุณสมบัติพื้นฐานทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง ที่แสดงถึงความสามารถในการสลายพลังงานเมื่อมีแรงภายนอกกระทำ การวิเคราะห์หาค่าอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้างนั้นจะพิจารณาในช่วงการสั่นไหวแบบอิสระ โดยจะสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.4 (Chopra, 1995)

$$\zeta = \frac{1}{2\pi j} \ln \frac{\ddot{u}_i}{\ddot{u}_{i+j}} \quad (3.4)$$

โดยที่	j	คือ	จำนวนรอบคลื่นที่พิจารณา
	\ddot{u}_i	คือ	แอมพลิจูดความเร่งของคลื่นลูกแรกที่พิจารณา
	\ddot{u}_{i+j}	คือ	แอมพลิจูดความเร่งของคลื่นลูกสุดท้ายที่พิจารณา

สำหรับการวิเคราะห์หาค่าอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้างสะพานห้วยสามหางนั้น ได้ทำการวิเคราะห์ผลการตรวจวัดความเร่งที่ตำแหน่งกึ่งกลางของช่วงสะพานทดสอบในช่วงการสั่นไหวแบบอิสระ โดยได้ทำการกรองสัญญาณรบกวนของข้อมูลโดยใช้วิธี 100-point moving average filter โดยตัวอย่างสัญญาณความเร่งที่ผ่านการกรองโดยวิธี moving average filter จะแสดงในรูปที่ 3.33 จากนั้นจะทำการวิเคราะห์ค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงของโครงสร้างตามสมการที่ 3.4 ซึ่งผลการวิเคราะห์จะแสดงในตารางที่ 3.8



รูปที่ 3.33 ความเร่งของสะพานช่วง 20 เมตรที่กรองโดยวิธี 100-point moving average filter

ตารางที่ 3.8 อัตราส่วนความหน่วงของสะพานห้วยสามหาง

ตำแหน่งที่แรงกระทำ ช่วงสะพาน 10 เมตร	ζ (%)	ตำแหน่งที่แรงกระทำ ช่วงสะพาน 20 เมตร	ζ (%)
S1-2	5.37	L1-10	3.71
S2-2	6.09	L2-11	3.34
S3-2	4.99	L3-10	3.15
เฉลี่ย	5.48	เฉลี่ย	3.40

บทที่ 4

แบบจำลองโครงสร้างสะพาน

ในบทนี้ได้กล่าวถึงหลักการและวิธีในการสร้างแบบจำลองของโครงสร้างสะพานด้วยระเบียบวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ ทั้งแบบจำลอง 2 มิติและ 3 มิติ รวมไปถึงการศึกษาส่วนประกอบต่างๆที่มีผลต่อความถี่ธรรมชาติของแบบจำลอง โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

4.1 การสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพาน

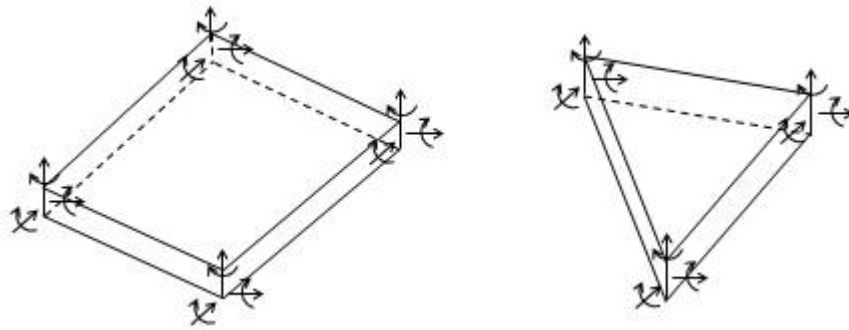
สำหรับการสร้างแบบจำลองของโครงสร้างสะพานห่วยสามทางในงานวิจัยนี้ ได้ทำการสร้างแบบจำลองด้วยระเบียบวิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยใช้โปรแกรม SAP2000 ซึ่งในการสร้างแบบจำลอง เรามีความจำเป็นที่จะต้องเข้าใจในลักษณะของชิ้นส่วนโครงสร้างแบบต่างๆ เพื่อที่จะได้เลือกชนิดของชิ้นส่วนโครงสร้างได้อย่างเหมาะสม ได้แก่

1) ชิ้นส่วนโครงสร้างแบบเส้น (Line Element) เป็นชิ้นส่วนของโครงสร้างที่มีจุดต่อ (Node) 2 จุด แต่ละจุดต่อมีดีกรีของความอิสระเท่ากับ 6 (ดังรูปที่ 4.1) ได้แก่ ชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง (Frame Element), ชิ้นส่วนสายเคเบิล (Cable Element) และชิ้นส่วนเอ็นลวด (Tendon Element)



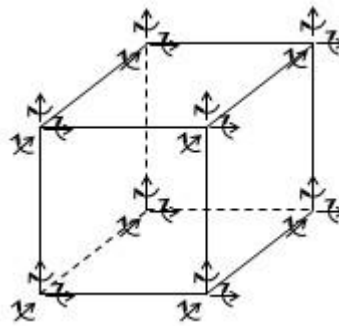
รูปที่ 4.1 ชิ้นส่วนโครงสร้างแบบเส้นใน 3 มิติ

2) ชิ้นส่วนโครงสร้างแบบพื้นที่ (Area Element) เป็นชิ้นส่วนของโครงสร้างที่มีจุดต่อ (Node) 3 จุดขึ้นไปตามมุมของพื้นที่นั้นๆ แต่ละจุดต่อมีดีกรีของความอิสระเท่ากับ 6 (ดังรูปที่ 4.2) ชิ้นส่วนโครงสร้างประเภทนี้ได้แก่ ชิ้นส่วนโครงสร้างแบบเปลือกบาง (Shell Element), ชิ้นส่วนแบบแผ่นบาง (Plate Element) และชิ้นส่วนผิวบาง (Membrane Element)



รูปที่ 4.2 ชิ้นส่วนโครงสร้างแบบเปลือกบาง

3) ชิ้นส่วนโครงสร้างแบบของแข็ง (Solid Element) เป็นชิ้นส่วนโครงสร้างแบบ 3 มิติ ที่มีจุดต่อ (Node) ทั้งหมด 8 จุด ดังรูปที่ 4.3 โดยแต่ละจุดต่อมีดีกรีของความอิสระเท่ากับ 6

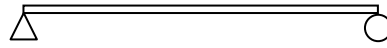


รูปที่ 4.3 ชิ้นส่วนโครงสร้างแบบของแข็ง

ในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้างสะพานห้อยสามหาง ได้ทำการสร้างแบบจำลองเป็นแบบ 2 มิติและแบบ 3 มิติ ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

4.1.1 แบบจำลองโครงสร้างสะพาน 2 มิติ

ในเบื้องต้นได้ทำการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้างสะพานห้อยสามหางเป็นแบบคานอย่างง่าย (Simple Beam) 2 มิติ โดยกำหนดให้สภาพฐานรองรับเป็นแบบยึดหมุน ดังรูปที่ 4.4 ซึ่งมีรายละเอียดของแบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรและ 20 เมตร ดังต่อไปนี้



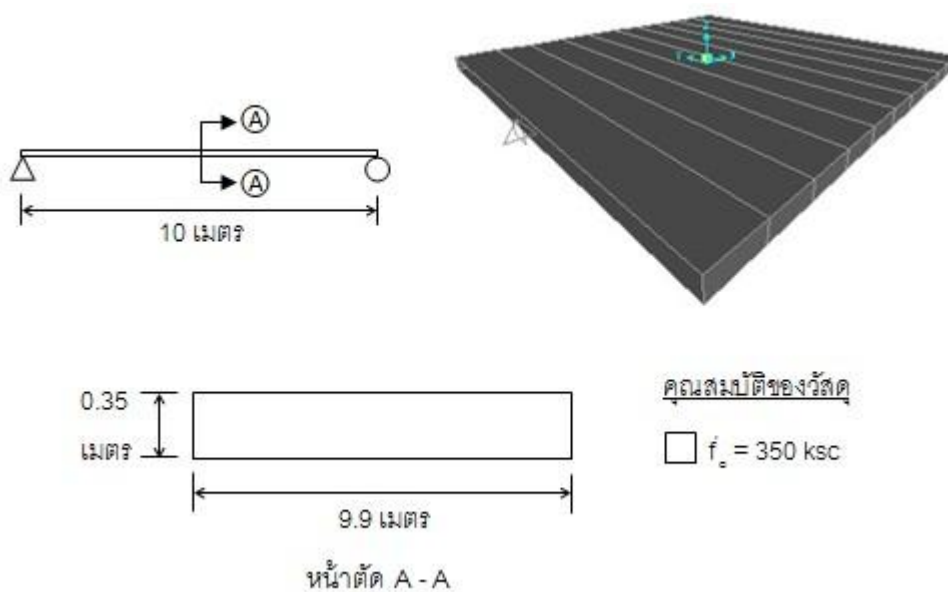
รูปที่ 4.4 คานอย่างง่าย 2 มิติ

4.1.1.1 แบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร แบบ 2 มิติ

ได้ทำการสร้างแบบจำลองสะพานแบบต่างๆ เพื่อศึกษาถึงส่วนประกอบในแบบจำลองที่มีผลต่อค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง โดยแบ่งออกเป็น 5 กรณี ดังต่อไปนี้

1) แบบจำลองเฉพาะคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น

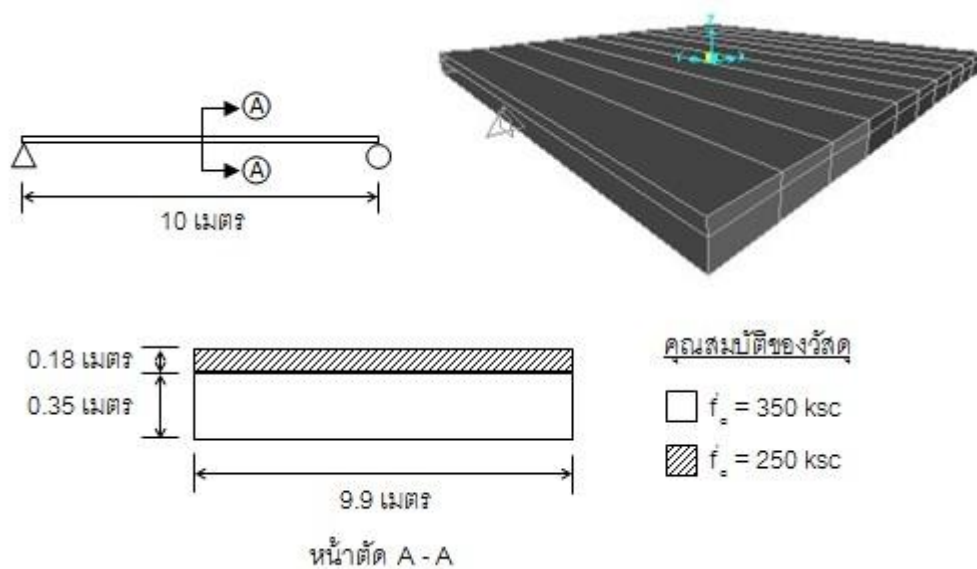
เป็นแบบจำลองคานอย่างง่าย 2 มิติ ที่หน้าตัดแสดงเฉพาะคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น ซึ่งมีค่ากำลังรับแรงอัดของวัสดุเท่ากับ 350 กก./ซม.^2 ดังรูปที่ 4.5



รูปที่ 4.5 แบบจำลองเฉพาะคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น 2 มิติ

2) แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้า

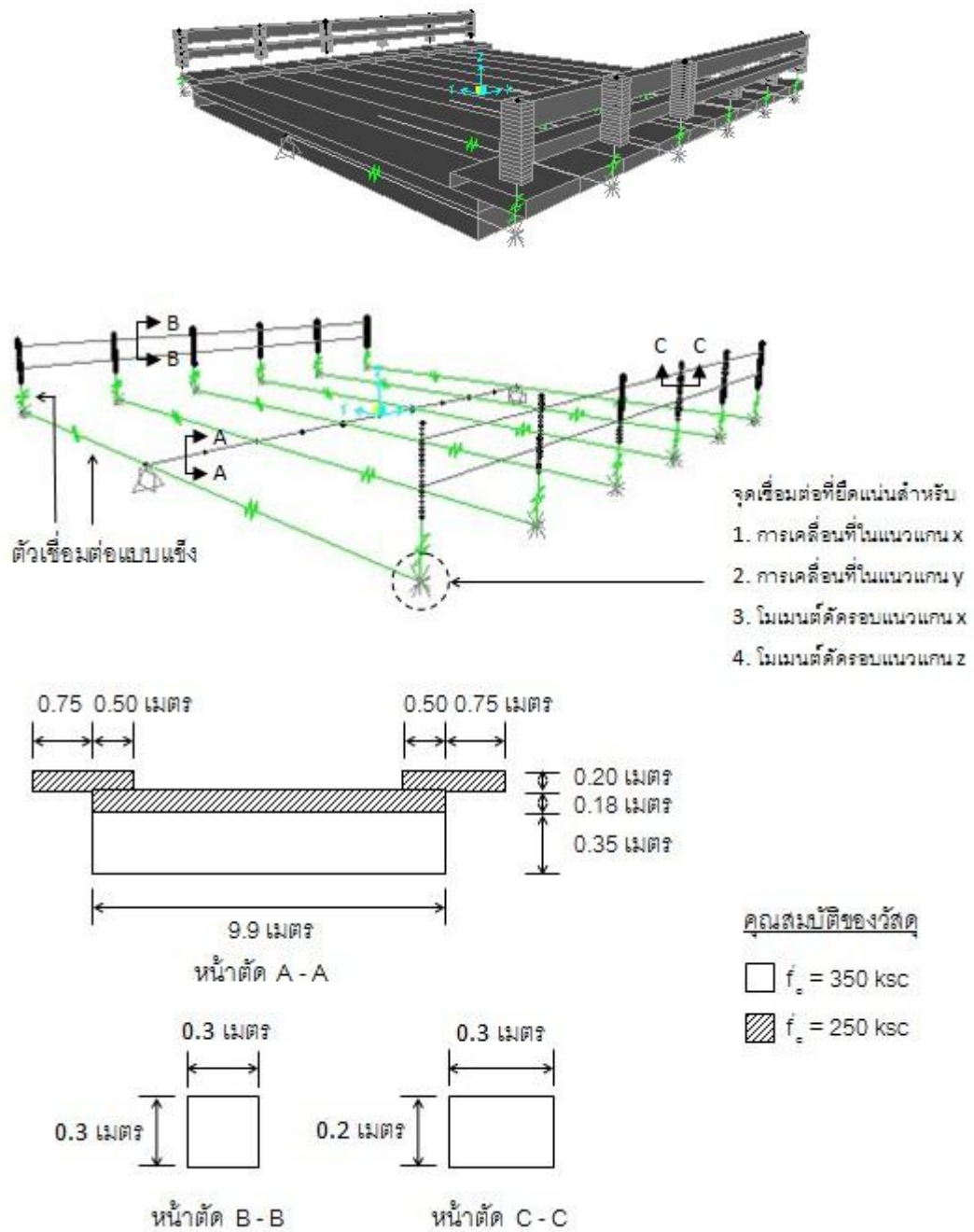
เป็นแบบจำลองคานอย่างง่าย 2 มิติ ที่มีหน้าตัดเป็นคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น ซึ่งมีค่ากำลังรับแรงอัดของวัสดุเท่ากับ 350 กก./ซม.^2 และคอนกรีตทับหน้ามีค่ากำลังรับแรงอัดเท่ากับ 250 กก./ซม.^2 ดังรูปที่ 4.6



รูปที่ 4.6 แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้า 2 มิติ

3) แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพาน
เหมือนจริงตามแบบ

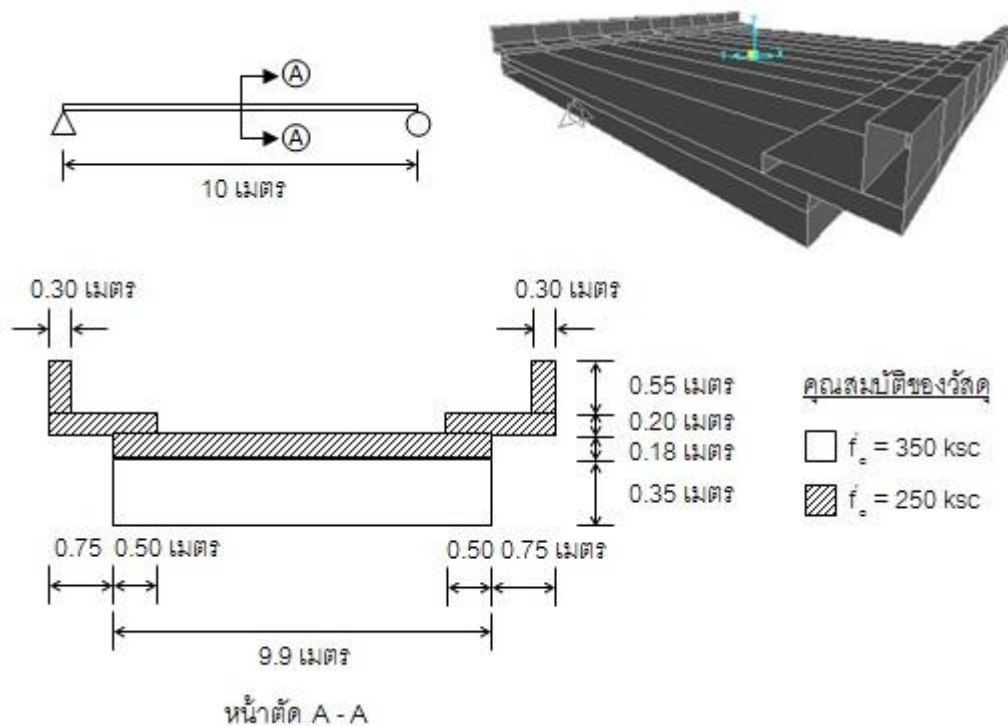
เป็นแบบจำลองคานอย่างง่าย 2 มิติที่มีหน้าตัดเป็นคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น มีคอนกรีตทับหน้าและทางเท้า เชื่อมต่อกับราวสะพานด้วยตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง (rigid link) โดยรายละเอียดของแบบจำลองจะแสดงในรูปที่ 4.7



รูปที่ 4.7 แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพาน
เหมือนจริงตามแบบ 2 มิติ

4) แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง

เป็นแบบจำลองคานอย่างง่าย 2 มิติ ที่มีหน้าตัดเป็นคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น รวมถึงไปถึงคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นตลอดช่วงความยาวสะพานซึ่งปรับความสูงให้มีมวลเท่ากับราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ โดยความสูงที่ปรับแล้วจะเท่ากับ 0.55 เมตร ดังรูปที่ 4.8

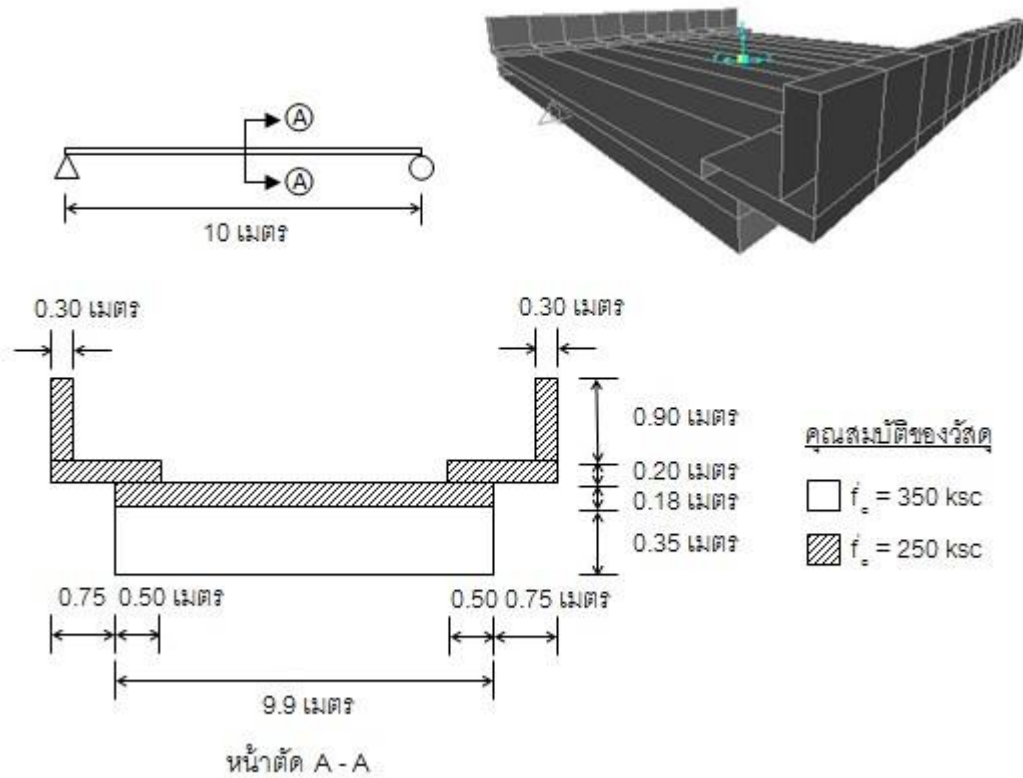


รูปที่ 4.8 แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง 2 มิติ

5) แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้น

เป็นแบบจำลองคานอย่างง่าย 2 มิติ ที่มีหน้าตัดเป็นคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น คอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นซึ่งมีความสูงเท่ากับแบบตลอดช่วงความยาวสะพาน ดังรูปที่

4.9



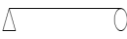


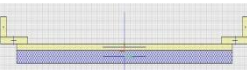
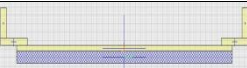
รูปที่ 4.9 แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและ
ราวสะพานต้น 2 มิติ

ความถี่ธรรมชาติจากแบบจำลองสะพาน 2 มิติที่มีความยาวช่วง 10 เมตรแบบต่างๆซึ่งมี
สภาพฐานรองรับเป็นแบบยึดหมุน (pinned support) และแบบยึดแน่น (fixed support) สามารถ
สรุปได้ดังตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองสะพาน 2 มิติที่มีความยาวช่วง 10 เมตร (Hz)

หน้าตัดของสะพาน	สภาพฐานรองรับแบบยึดหมุน			สภาพฐานรองรับแบบยึดแน่น		
	โหมด 1	โหมด 2	อัตราส่วน	โหมด 1	โหมด 2	อัตราส่วน
	f_1	f_2	f_2/f_1	f_1	f_2	f_2/f_1
1)	5.40	21.50	3.98	12.17	33.21	2.73
2)	7.84	31.01	3.96	17.52	47.30	2.70

ตารางที่ 4.1 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองสะพาน 2 มิติที่มีความยาวช่วง 10 เมตร (Hz) (ต่อ)

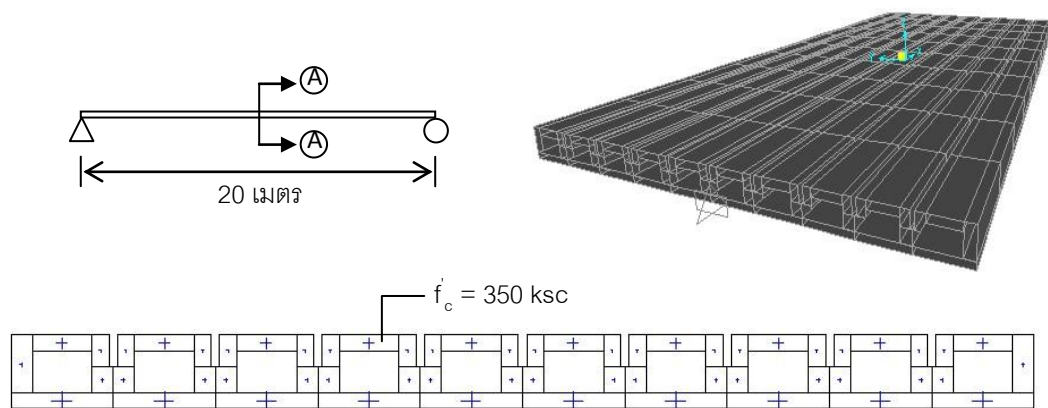
หน้าตัดของสะพาน	สภาพฐานรองรับแบบยืดหยุ่น			สภาพฐานรองรับแบบยึดแน่น		
						
	โหมด 1 f_1	โหมด 2 f_2	อัตราส่วน f_2/f_1	โหมด 1 f_1	โหมด 2 f_2	อัตราส่วน f_2/f_1
3) 	11.49	38.86	3.38	21.35	55.24	2.59
4) 	12.00	46.19	3.85	25.90	66.67	2.57
5) 	15.15	55.35	3.65	30.61	73.41	2.40

4.1.1.2 แบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร แบบ 2 มิติ

ได้ทำการสร้างแบบจำลองสะพานแบบต่างๆ เพื่อศึกษาถึงส่วนประกอบต่างๆ ในแบบจำลองที่มีผลต่อค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง โดยแบ่งออกเป็น 5 กรณีเช่นเดียวกันกับแบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร ได้แก่

1) แบบจำลองเฉพาะคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง

เป็นแบบจำลองคานอย่างง่าย 2 มิติ ที่มีหน้าตัดแสดงเฉพาะคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง ซึ่งมีค่ากำลังรับแรงอัดของวัสดุเท่ากับ 350 กก./ซม.^2 ดังรูปที่ 4.10

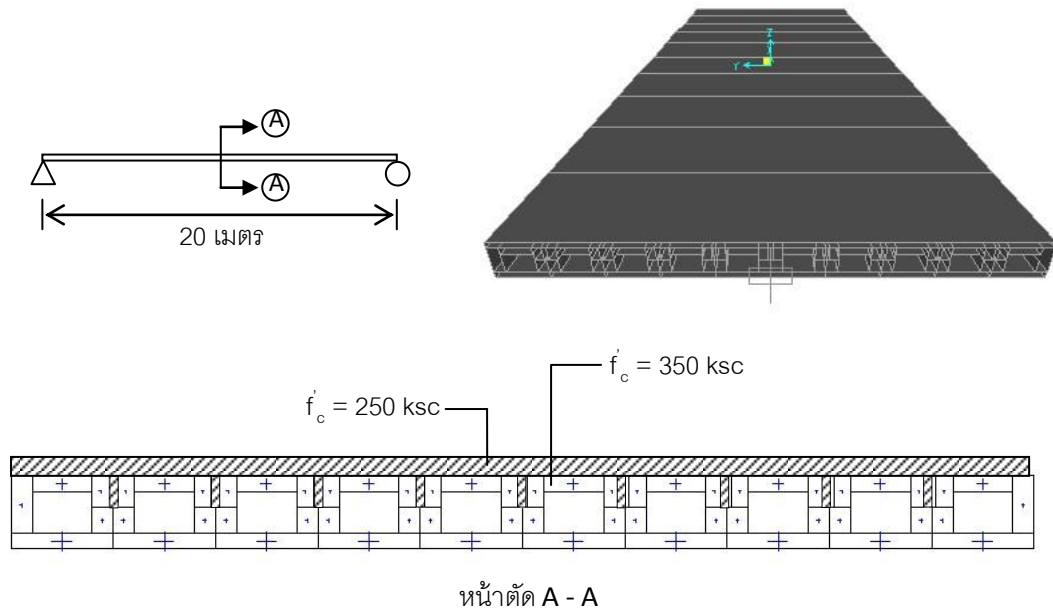


หน้าตัด A - A

รูปที่ 4.10 แบบจำลองเฉพาะคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง 2 มิติ

2) แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้า

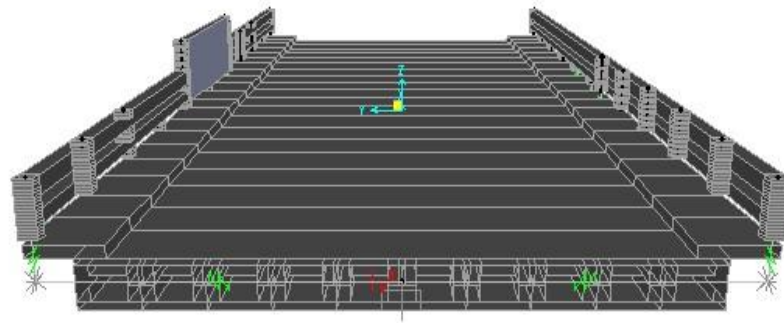
เป็นแบบจำลองคานอย่างง่าย 2 มิติ ที่มีหน้าตัดเป็นคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องและคอนกรีตทับหน้า ดังรูปที่ 4.11



รูปที่ 4.11 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้า 2 มิติ

3) แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ

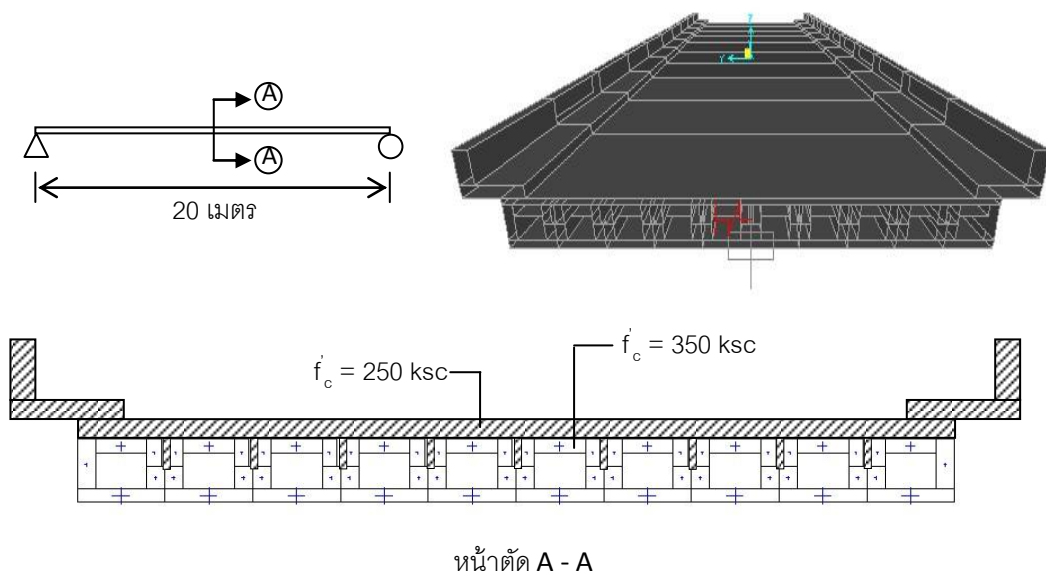
เป็นแบบจำลองคานอย่างง่าย 2 มิติ ที่มีหน้าตัดเป็นคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องและมีคอนกรีตทับหน้ากับทางเท้าซึ่งเชื่อมต่อกับราวสะพานด้วยตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง (rigid link) โดยรายละเอียดของแบบจำลองจะมีลักษณะเดียวกันกับแบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ ดังรูปที่ 4.12



รูปที่ 4.12 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพาน
เหมือนจริงตามแบบ 2 มิติ

4) แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นที่
ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง

เป็นแบบจำลองคานอย่างง่าย 2 มิติ ที่มีหน้าตัดเป็นคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง คอนกรีตทับ
หน้าและราวสะพานต้นตลอดช่วงความยาวสะพานซึ่งปรับความสูงให้มีมวลเท่ากับราวสะพาน
เหมือนจริงตามแบบ โดยความสูงที่ปรับแล้วจะเท่ากับ 0.55 เมตร ดังรูปที่ 4.13

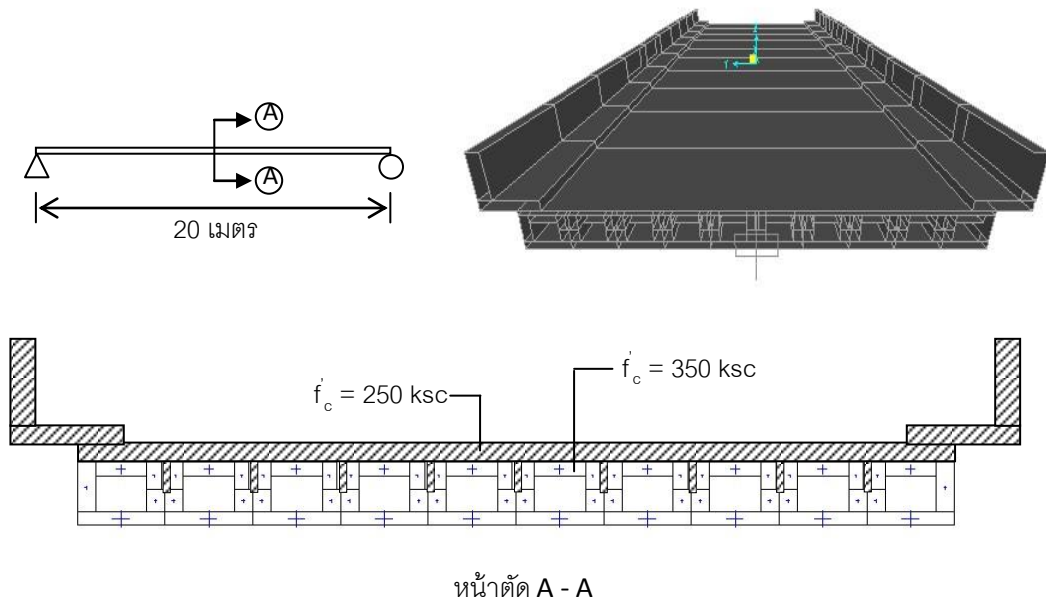


หน้าตัด A - A

รูปที่ 4.13 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นที่
ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง 3 มิติ

5) แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้น

เป็นแบบจำลองคานอย่างง่าย 2 มิติ ที่มีหน้าตัดเป็นคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง คอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นซึ่งมีความสูงเท่ากับแบบตลอดช่วงความยาวสะพาน ดังรูปที่ 4.14





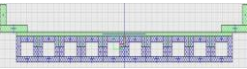
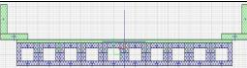
รูปที่ 4.14 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้น 2 มิติ

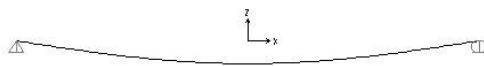
ความถี่ธรรมชาติและรูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองสะพาน 2 มิติที่มีความยาวช่วง 20 เมตรแบบต่างๆซึ่งมีสภาพฐานรองรับเป็นแบบยึดหมุนและแบบยึดแน่น สามารถสรุปได้ดังตารางที่ 4.2 และรูปที่ 4.15

ตารางที่ 4.2 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองสะพาน 2 มิติที่มีความยาวช่วง 20 เมตร (Hz)

หน้าตัดของสะพาน	สภาพฐานรองรับแบบยึดหมุน			สภาพฐานรองรับแบบยึดแน่น		
	โหมด 1	โหมด 2	อัตราส่วน	โหมด 1	โหมด 2	อัตราส่วน
	f_1	f_2	f_2/f_1	f_1	f_2	f_2/f_1
1)	3.12	12.36	3.96	6.99	18.91	2.71
2)	3.38	13.37	3.96	7.56	20.38	2.70

ตารางที่ 4.2 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองสะพาน 2 มิติที่มีความยาวช่วง 20 เมตร (Hz) (ต่อ)

หน้าตัดของสะพาน	สภาพฐานรองรับแบบยืดหยุ่น			สภาพฐานรองรับแบบยึดแน่น		
						
	โหมด 1	โหมด 2	อัตราส่วน	โหมด 1	โหมด 2	อัตราส่วน
	f_1	f_2	f_2/f_1	f_1	f_2	f_2/f_1
3) 	4.19	15.69	3.74	8.60	22.42	2.61
4) 	4.20	16.54	3.94	9.33	24.97	2.68
5) 	4.90	19.10	3.90	10.73	28.18	2.63



รูปร่างการสั่นไหวในโหมดที่ 1



รูปร่างการสั่นไหวในโหมดที่ 2

รูปที่ 4.15 รูปร่างการสั่นไหวในโหมดที่ 1 และ 2 ของแบบจำลอง 2 มิติ

จากผลการวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) และรูปร่างการสั่นไหว (Mode Shape) ของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน 2 มิติพบว่า แบบจำลอง 2 มิติไม่สามารถแสดงรูปร่างการสั่นไหวในแนวทแยงได้ และในการทดสอบโครงสร้างสะพานห้วยสามหาง (ในบทที่ 3) ได้ทำการติดตั้งเครื่องวัดความเร่งและตรวจวัดพฤติกรรมของโครงสร้างที่ตำแหน่งกึ่งกลางของพื้นสะพาน ดังนั้นการตรวจวัดรูปร่างการสั่นไหวในโหมดที่ 2 ดังรูปที่ 4.15 จึงไม่น่าจะสามารถตรวจวัดได้จากการทดสอบดังกล่าว การสร้างแบบจำลอง 3 มิติจึงมีความจำเป็นเพื่อให้ได้แบบจำลองที่มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับสะพานจริงมากที่สุด

4.1.2 แบบจำลองโครงสร้างสะพาน 3 มิติ

ในการสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพานห้วยสามหางแบบ 3 มิตินั้น มีความจำเป็นที่จะต้องเลือกชนิดของชิ้นส่วนโครงสร้างให้มีความเหมาะสมกับลักษณะของโครงสร้างจริงมากที่สุด โดยในงานวิจัยนี้ได้เลือกใช้ชิ้นส่วนแบบเปลือกบาง (shell element) ในการจำลองพื้นและทางเท้าของสะพาน และใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็ง (frame element) ในการจำลองคานหลัก (girder) และราวสะพาน โดยในแต่ละชิ้นส่วนเชื่อมต่อกันโดยใช้ตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง (rigid link) ซึ่งมีรายละเอียดของแบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรและ 20 เมตรดังต่อไปนี้

4.1.2.1 แบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร 3 มิติ

ในการสร้างแบบจำลองสะพานแบบ 3 มิติของสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร ได้ทำการสร้างแบบจำลองโดยใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งแทนคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น และเชื่อมต่อคานแต่ละตัวด้วยตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง โดยหน้าตัดของคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นตัวริมและตัวในจะแสดงในรูปที่ 4.16

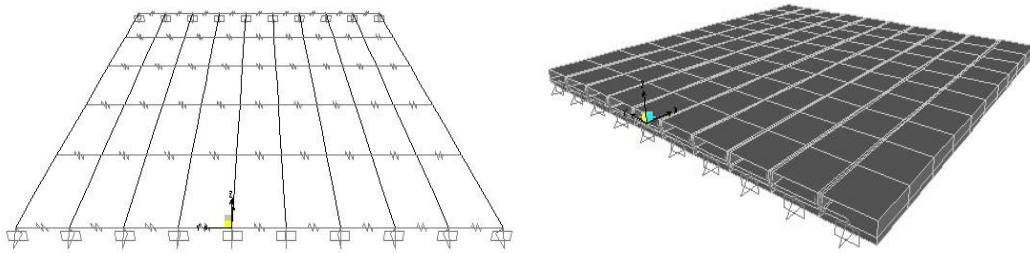


รูปที่ 4.16 หน้าตัดของคานที่แสดงคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น (เมตร)

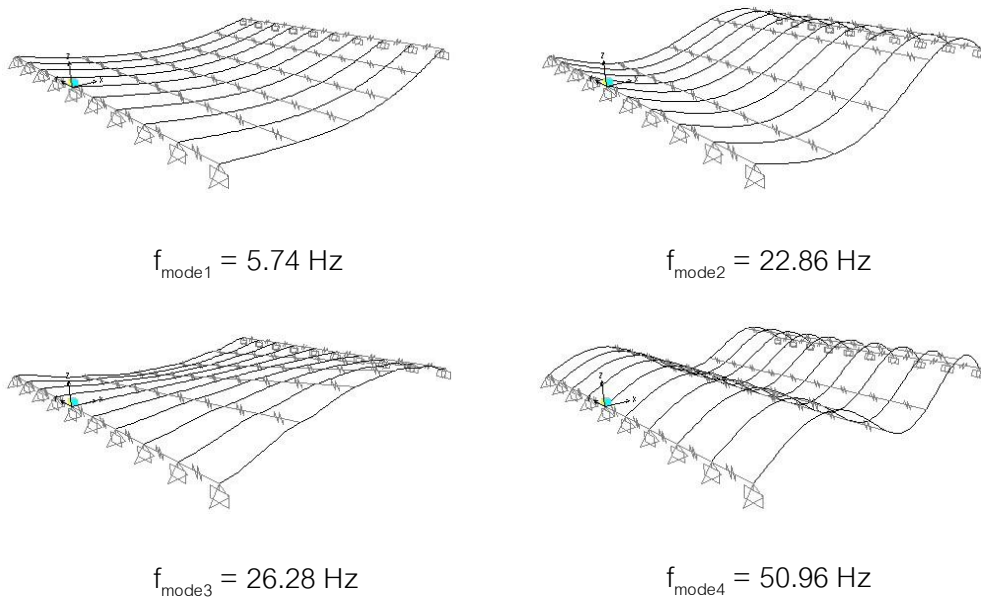
ในงานวิจัยนี้ได้ทำการสร้างแบบจำลอง 3 มิติของสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรแบบต่างๆ เพื่อศึกษาถึงส่วนประกอบในแบบจำลองที่มีผลต่อค่าความถี่ธรรมชาติและรูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้าง โดยแบ่งออกเป็น 5 กรณี ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1) แบบจำลองเฉพาะคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น

เป็นแบบจำลองที่ใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งแทนคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น และคานแต่ละตัวเชื่อมต่อกันด้วยตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง ดังรูปที่ 4.7 โดยรูปร่างการสั่นไหวและความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองจะแสดงดังรูปที่ 4.18 และตารางที่ 4.3 ตามลำดับ



รูปที่ 4.17 แบบจำลองเฉพาะคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น 3 มิติ



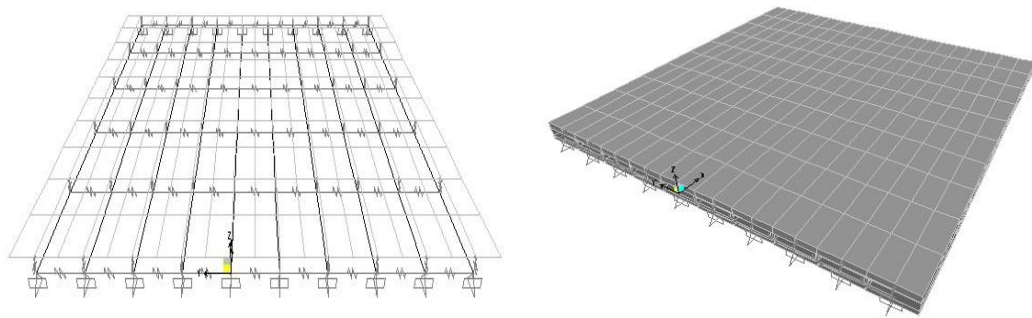
รูปที่ 4.18 รูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองเฉพาะคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น

ตารางที่ 4.3 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองเฉพาะคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น (Hz)

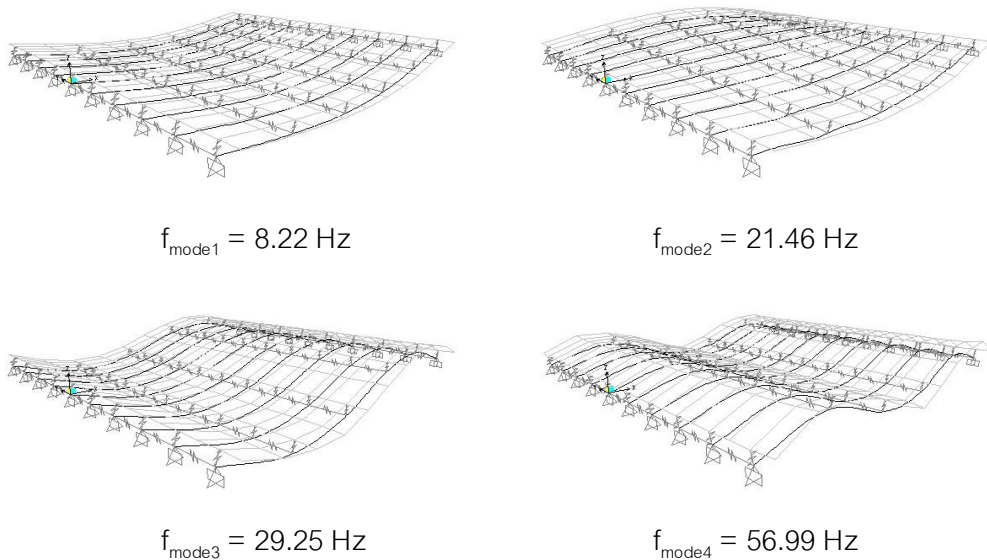
สภาพฐานรองรับแบบยืดหยุ่น				สภาพฐานรองรับแบบยึดแน่น			
f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}	f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}
5.74	22.86	26.28	50.96	12.94	26.28	35.33	68.47

2) แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้า

เป็นแบบจำลองที่ใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งแทนคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นซึ่งเชื่อมต่อกันด้วยตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง และใช้ชิ้นส่วนแบบเปลือกบางแทนคอนกรีตทับหน้า ดังรูปที่ 4.19



รูปที่ 4.19 แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้า 3 มิติ



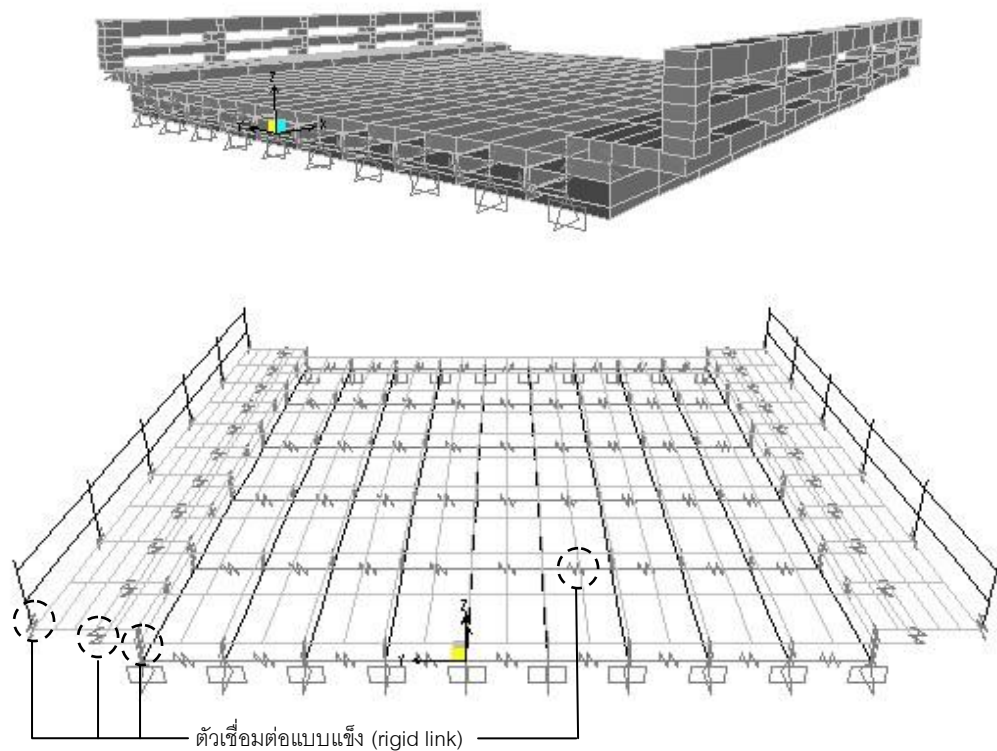
รูปที่ 4.20 รูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นที่มีคอนกรีตทับหน้า

ตารางที่ 4.4 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองคอนกรีตอัดแรงแบบแผ่นพื้นมีคอนกรีตทับหน้า (Hz)

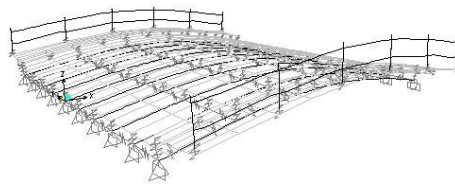
สภาพฐานรองรับแบบยืดหยุ่น				สภาพฐานรองรับแบบยึดแน่น			
f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}	f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}
8.22	21.46	29.25	56.99	15.82	21.46	38.05	64.48

3) แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพาน
เหมือนจริงตามแบบ

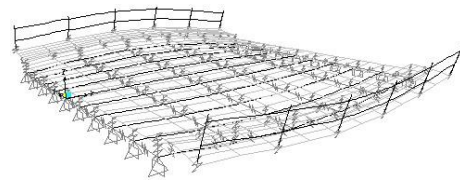
เป็นแบบจำลองที่ใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งแทนคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น
เชื่อมต่อกันด้วยตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง และใช้ชิ้นส่วนแบบเปลือกบางแทนคอนกรีตทับหน้าและทาง
เท้า ส่วนราวสะพานได้ทำการจำลองด้วยชิ้นส่วนแบบเสาและคานโดยอ้างอิงขนาดและหน้าตัด
ตามแบบก่อสร้างมากที่สุด ดังรูปที่ 4.21



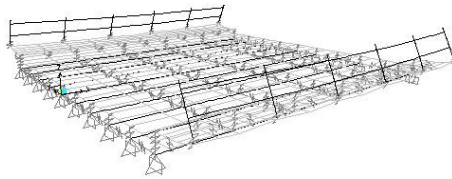
รูปที่ 4.21 แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพาน
เหมือนจริงตามแบบ 3 มิติ



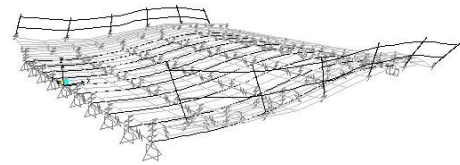
$$f_{\text{mode1}} = 9.69 \text{ Hz}$$



$$f_{\text{mode2}} = 18.26 \text{ Hz}$$



$$f_{\text{mode3}} = 27.29 \text{ Hz}$$



$$f_{\text{mode4}} = 32.21 \text{ Hz}$$

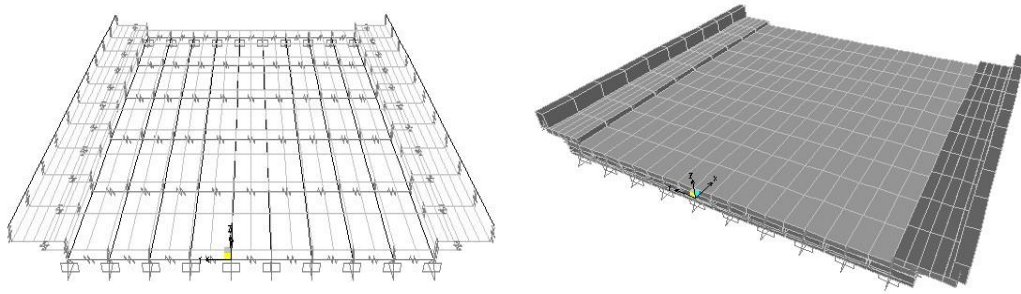
รูปที่ 4.22 รูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ

ตารางที่ 4.5 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ (Hz)

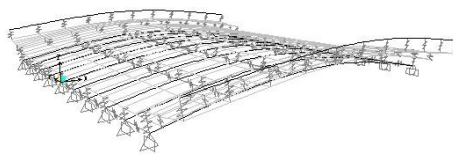
สภาพฐานรองรับแบบยึดหมุน				สภาพฐานรองรับแบบยึดแน่น			
f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}	f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}
9.69	18.26	27.29	32.21	16.04	18.26	27.24	38.11

4) แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง

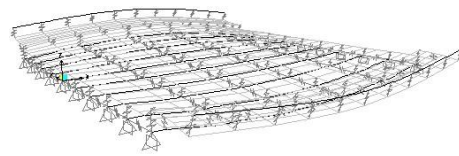
เป็นแบบจำลองที่ใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งแทนคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นเชื่อมต่อกันด้วยตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง และใช้ชิ้นส่วนแบบเปลือกบางแทนคอนกรีตทับหน้าและทางเท้า ส่วนราวสะพานจำลองโดยใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งที่ปรับความสูงให้ลดลงจนมีมวลเท่ากับราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ โดยความสูงของราวสะพานที่ปรับแล้วจะเท่ากับ 0.55 เมตร ดังรูปที่ 4.23



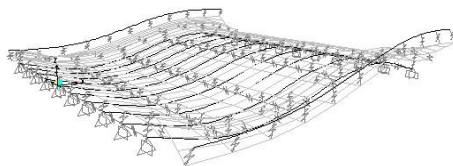
รูปที่ 4.23 แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง 3 มิติ



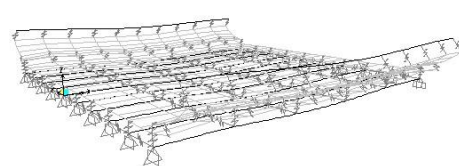
$$f_{\text{mode1}} = 10.64 \text{ Hz}$$



$$f_{\text{mode2}} = 19.03 \text{ Hz}$$



$$f_{\text{mode3}} = 32.04 \text{ Hz}$$



$$f_{\text{mode4}} = 44.71 \text{ Hz}$$

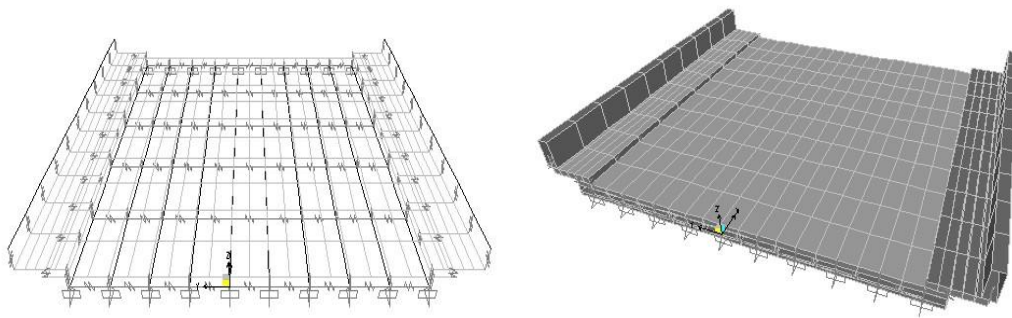
รูปที่ 4.24 รูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง

ตารางที่ 4.6 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง (Hz)

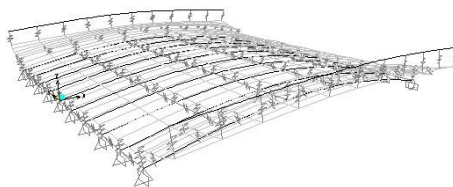
สภาพฐานรองรับแบบยึดหมุน				สภาพฐานรองรับแบบยึดแน่น			
f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}	f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}
10.64	19.03	32.04	44.71	16.74	19.03	37.99	44.72

5) แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้น

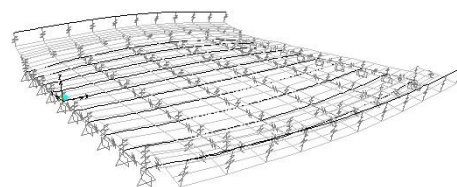
เป็นแบบจำลองที่ใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งแทนคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นซึ่งเชื่อมต่อกันด้วยตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง และใช้ชิ้นส่วนแบบเปลือกบางแทนคอนกรีตทับหน้าและทางเท้า ราวสะพานจำลองโดยใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งซึ่งมีหน้าตัดที่มีความสูงเท่ากับราวสะพานจริงตามแบบ ดังรูปที่ 4.25



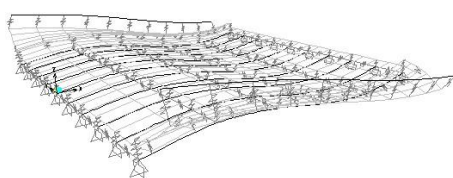
รูปที่ 4.25 แบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้น 3 มิติ



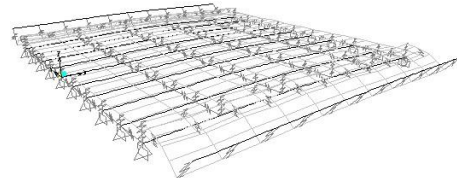
$$f_{\text{mode1}} = 11.67 \text{ Hz}$$



$$f_{\text{mode2}} = 18.74 \text{ Hz}$$



$$f_{\text{mode3}} = 31.56 \text{ Hz}$$



$$f_{\text{mode4}} = 33.23 \text{ Hz}$$

รูปที่ 4.26 รูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้น

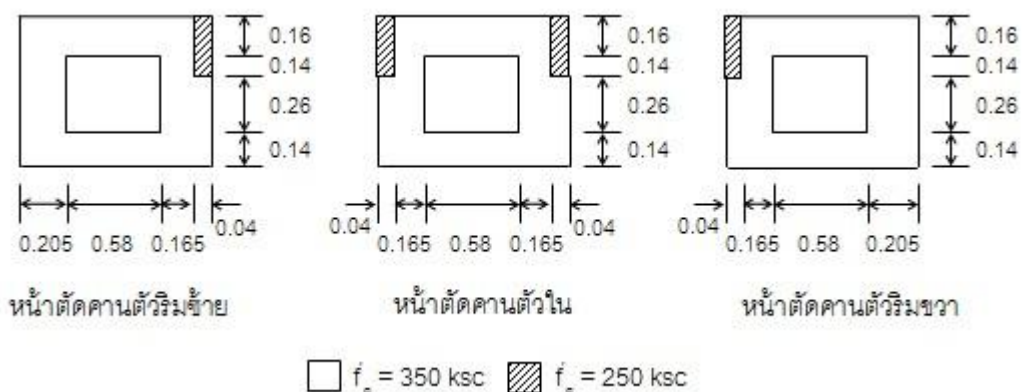
ตารางที่ 4.7 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้น (Hz)

สภาพฐานรองรับแบบยืดหยุ่น				สภาพฐานรองรับแบบยึดแน่น			
f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}	f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}
11.67	18.74	31.56	33.23	17.31	18.74	33.37	34.64

จากความถี่ธรรมชาติของสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรที่วิเคราะห์ได้จากผลการทดสอบโครงสร้างสะพานจริง พบว่าความถี่ธรรมชาติของสะพานในโหมดที่ 1 มีค่าอยู่ระหว่างค่าที่วิเคราะห์ได้จากแบบจำลองสะพานที่มีสภาพฐานรองรับเป็นแบบยืดหยุ่นและแบบยึดแน่น โดยแบบจำลองที่พิจารณาผลของทางเท้าและราวสะพานจะมีความถี่ธรรมชาติที่ใกล้เคียงผลการทดสอบมากกว่าในแบบจำลองที่ไม่พิจารณาผลของทางเท้าและราวสะพาน

4.1.2.2 แบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร แบบ 3 มิติ

ในการสร้างแบบจำลองสะพาน 3 มิติ ของสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร ได้ทำการสร้างแบบจำลองโดยใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งแทนคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง และเชื่อมต่อกันแต่ละตัวด้วยตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง โดยหน้าตัดของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องตัวริมและตัวในจะแสดงในรูปที่ 4.27

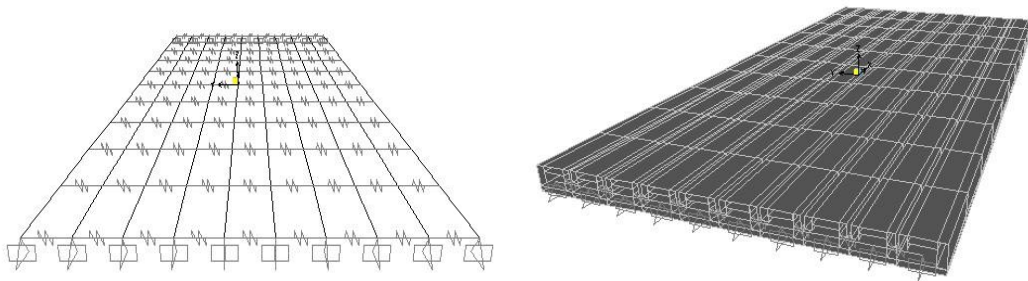


รูปที่ 4.27 หน้าตัดของคานที่แสดงคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง (เมตร)

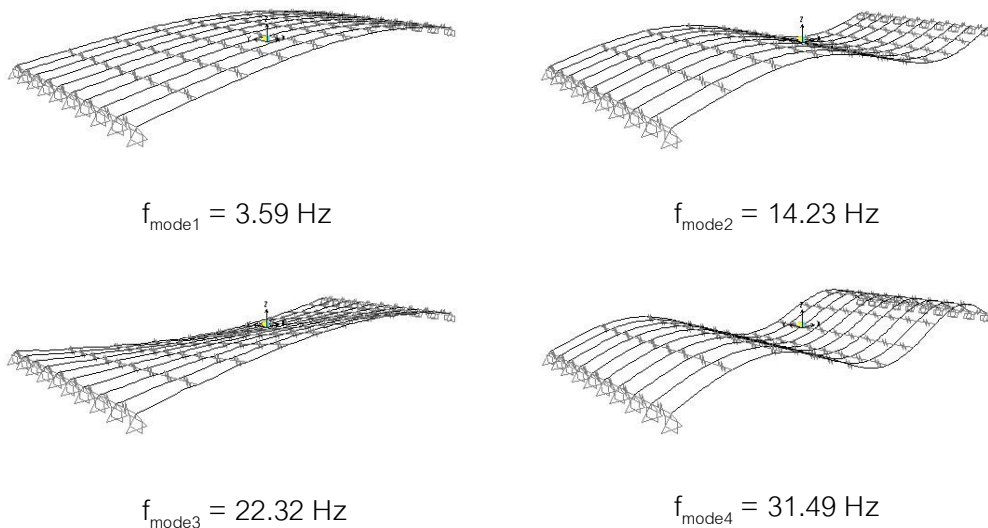
ในงานวิจัยนี้ได้ทำการสร้างแบบจำลอง 3 มิติของสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตรแบบต่างๆ เพื่อศึกษาถึงส่วนประกอบในแบบจำลองที่มีผลต่อค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง ซึ่งแบ่งออกเป็น 5 กรณี ดังต่อไปนี้

1) แบบจำลองเฉพาะคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง

เป็นแบบจำลองที่ใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งแทนคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง โดยคานแต่ละตัวเชื่อมต่อกันด้วยตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง ดังรูปที่ 4.28



รูปที่ 4.28 แบบจำลองเฉพาะคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง 3 มิติ



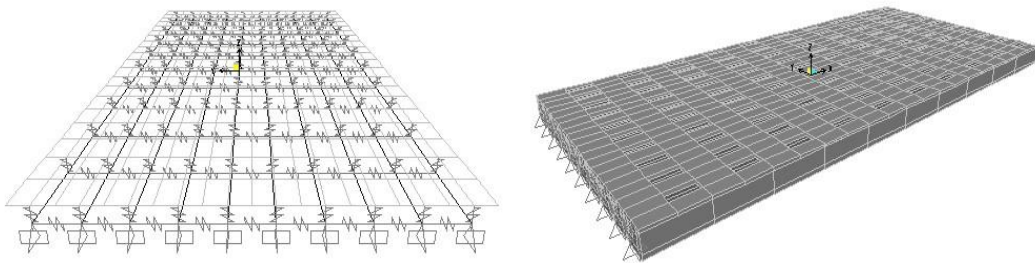
รูปที่ 4.29 รูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองเฉพาะคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง

ตารางที่ 4.8 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองเฉพาะคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง (Hz)

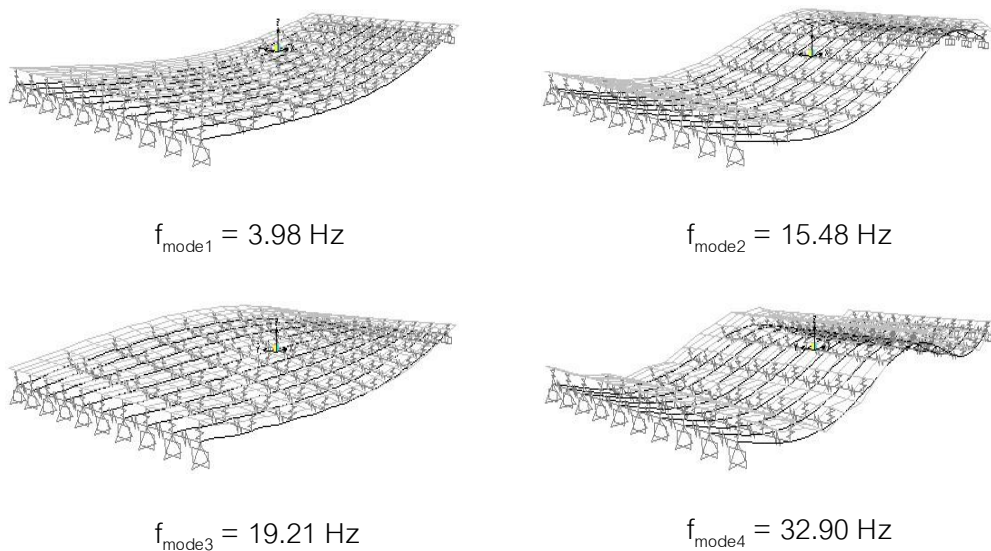
สภาพฐานรองรับแบบยืดหยุ่น				สภาพฐานรองรับแบบยึดแน่น			
f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}	f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}
3.59	14.23	22.32	31.49	8.04	21.77	22.32	41.60

2) แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้า

เป็นแบบจำลองที่ใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งแทนคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องที่เชื่อมต่อกันด้วยตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง และใช้ชิ้นส่วนแบบเปลือกบางแทนคอนกรีตทับหน้า ดังรูปที่ 4.30



รูปที่ 4.30 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้า 3 มิติ



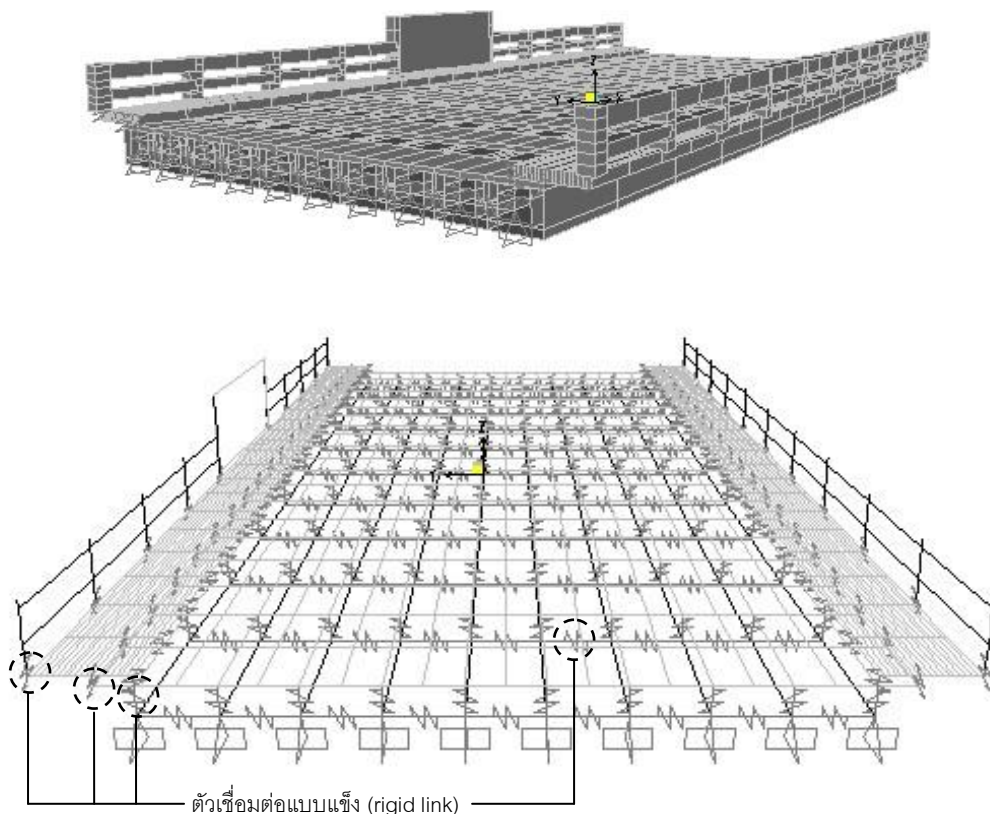
รูปที่ 4.31 รูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้า

ตารางที่ 4.9 ความถี่ธรรมชาติแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องที่มีคอนกรีตทับหน้า (Hz)

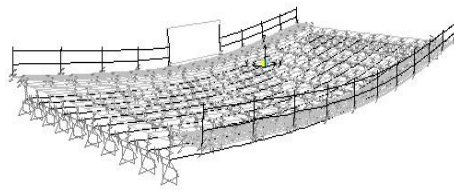
สภาพฐานรองรับแบบยืดหยุ่น				สภาพฐานรองรับแบบยึดแน่น			
f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}	f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}
3.98	15.48	19.21	32.90	8.65	19.21	22.82	41.36

3) แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ

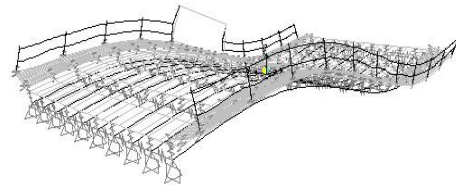
เป็นแบบจำลองที่ใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งแทนคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องที่เชื่อมต่อกันด้วยตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง และใช้ชิ้นส่วนแบบเปลือกบางแทนคอนกรีตทับหน้า ทางเท้าและป้ายสะพาน ส่วนราวสะพานได้ทำการจำลองด้วยชิ้นส่วนแบบเสาและคานโดยอ้างอิงขนาดและหน้าตัดตามแบบก่อสร้างมากที่สุด ดังรูปที่ 4.32



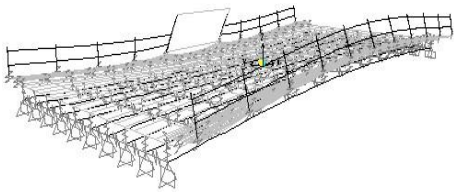
รูปที่ 4.32 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ 3 มิติ



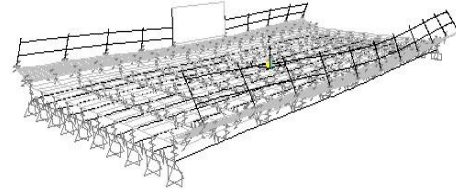
$$f_{\text{mode1}} = 4.30 \text{ Hz}$$



$$f_{\text{mode2}} = 15.52 \text{ Hz}$$



$$f_{\text{mode3}} = 16.27 \text{ Hz}$$



$$f_{\text{mode4}} = 24.68 \text{ Hz}$$

รูปที่ 4.33 รูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้า และราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ

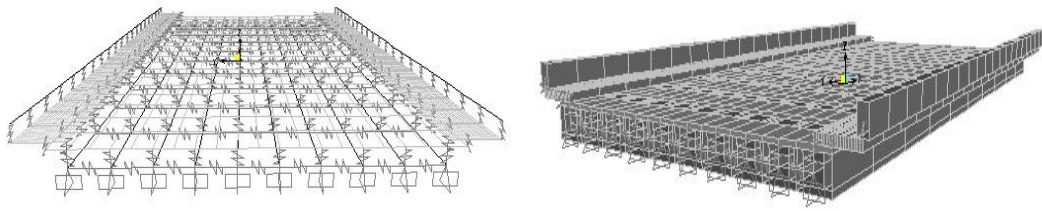
ตารางที่ 4.10 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ (Hz)

สภาพฐานรองรับแบบยืดหยุ่น				สภาพฐานรองรับแบบยึดแน่น			
f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}	f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}
4.30	15.52	16.27	24.68	8.38	16.70	20.19	24.79

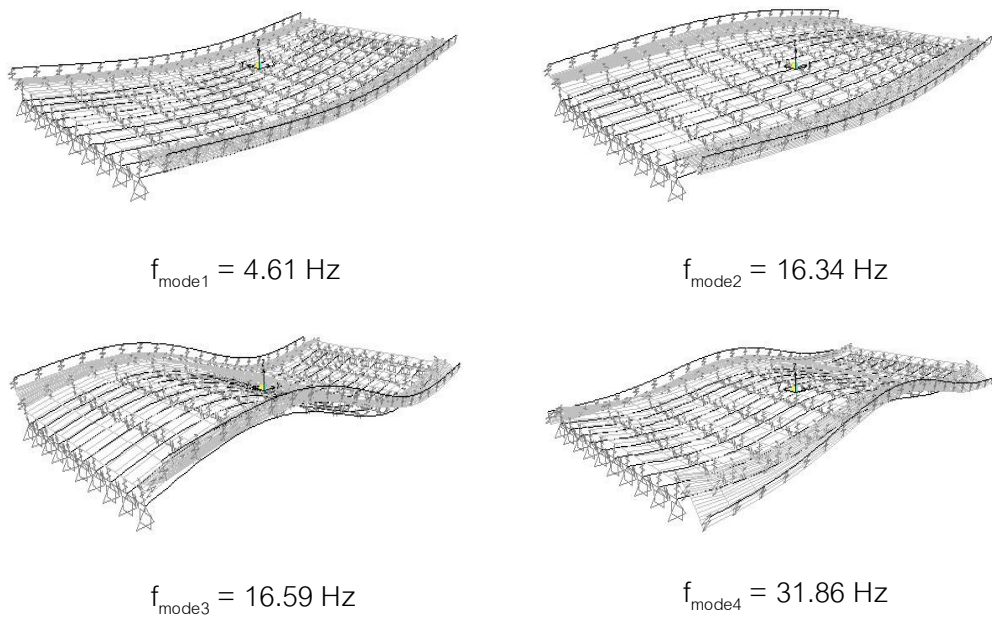
4) แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง

เป็นแบบจำลองที่ใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งแทนคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องที่เชื่อมต่อกันด้วยตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง และใช้ชิ้นส่วนแบบเปลือกบางแทนคอนกรีตทับหน้าและทางเท้า ราวสะพานจำลองโดยใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งที่มีหน้าตัดซึ่งปรับความสูงลดลงให้มีมวลเท่ากับราวสะพานตามแบบ โดยความสูงที่ทำการปรับแล้วจะเท่ากับ 0.55 เมตร แบบจำลองจะแสดงในรูปที่

4.34



รูปที่ 4.34 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง 3 มิติ



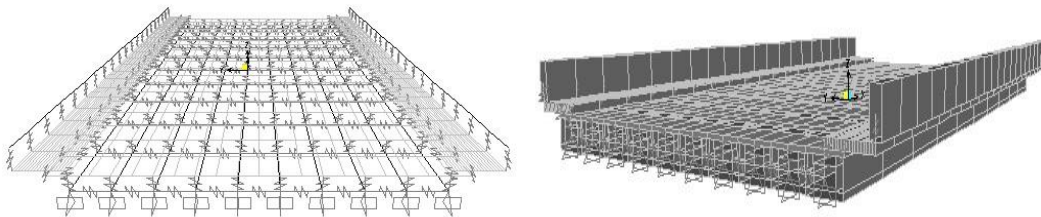
รูปที่ 4.35 รูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง

ตารางที่ 4.11 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้นที่ปรับความสูงให้มีมวลเทียบเท่าสะพานจริง (Hz)

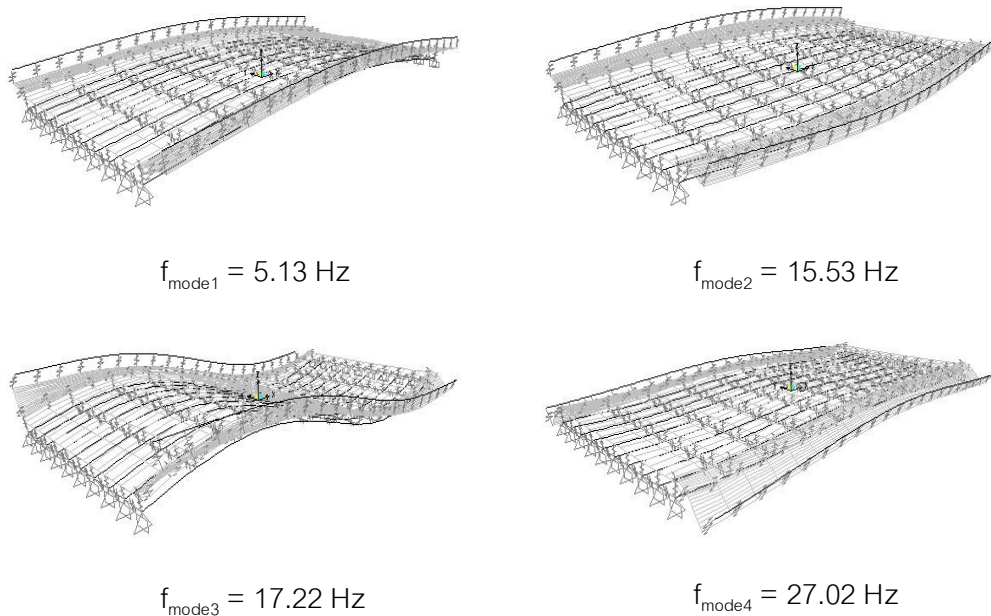
สภาพฐานรองรับแบบยึดหมุน				สภาพฐานรองรับแบบยึดแน่น			
f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}	f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}
4.61	16.34	16.59	31.86	8.81	16.34	22.74	34.64

5) แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้น

เป็นแบบจำลองที่ใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งแทนคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องซึ่งเชื่อมต่อกันด้วยตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง และใช้ชิ้นส่วนแบบเปลือกบางแทนคอนกรีตทับหน้าและทางเท้า ราวสะพานจำลองโดยใช้ชิ้นส่วนแบบโครงข้อแข็งซึ่งหน้าตัดมีความสูงเท่ากับราวสะพานจริงตามแบบดังรูปที่ 4.36



รูปที่ 4.36 แบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้น 3 มิติ



รูปที่ 4.37 รูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้น

ตารางที่ 4.12 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องแบบมีคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานต้น (Hz)

สภาพฐานรองรับแบบยืดหยุ่น				สภาพฐานรองรับแบบยึดแน่น			
f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}	f_{mode1}	f_{mode2}	f_{mode3}	f_{mode4}
5.13	15.53	17.22	27.02	9.11	15.53	22.67	27.09

จากความถี่ธรรมชาติและรูปร่างการสั่นไหวที่วิเคราะห์ได้จากแบบจำลองสะพาน 3 มิติที่มีความยาวช่วง 10 เมตรและ 20 เมตร พบว่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพานในโหมดที่ 1 ที่วิเคราะห์ได้จากผลการทดสอบมีค่าอยู่ระหว่างผลที่วิเคราะห์ได้จากแบบจำลองที่มีสภาพฐานรองรับเป็นแบบยืดหยุ่นและแบบยึดแน่น และพบว่าความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองที่พิจารณาผลของทางเท้าและราวสะพานมีความแตกต่างกับแบบจำลองที่ไม่พิจารณาผลของทางเท้าและราวสะพานอยู่ 10 – 20% ในแบบจำลองที่มีสภาพฐานรองรับแบบยืดหยุ่น ดังนั้นเพื่อให้ได้แบบจำลองที่มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุด เราจึงควรสร้างแบบจำลองโดยพิจารณาถึงผลของทางเท้าและราวสะพานด้วย

บทที่ 5

การสอบเทียบแบบจำลองโครงสร้างสะพาน

ในบทนี้จะกล่าวถึงการปรับแก้แบบจำลองโครงสร้างสะพานรวมถึงการศึกษาพารามิเตอร์ที่มีผลต่อพฤติกรรมการตอบสนองของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน ได้แก่ ค่าการแอ่นตัวที่ผิวสะพานเนื่องจากแรงกระทำและค่าความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน โดยจะทำการศึกษาถึงค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและสภาพขอบที่ฐานรองรับของแบบจำลอง แล้วจึงทำการสอบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบภาคสนาม ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

5.1 แบบจำลองโครงสร้างสะพานที่จะทำการสอบเทียบ

สำหรับแบบจำลองโครงสร้างสะพานที่จะนำมาทำการศึกษา คือ แบบจำลองโครงสร้างสะพาน 3 มิติที่พิจารณาผลของคอนกรีตทับหน้า ทางเท้าและราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ ซึ่งมีรายละเอียดอยู่ในหัวข้อที่ 4.1.2.1 และ 4.1.2.2 สำหรับสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรและ 20 เมตรตามลำดับ โดยรายละเอียดของแบบจำลองดังกล่าวจะแสดงในตารางที่ 5.1

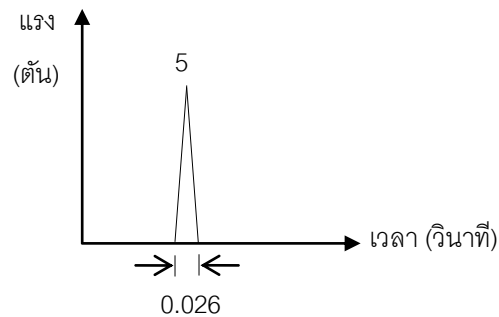
ตารางที่ 5.1 รายละเอียดของแบบจำลองที่จะทำการสอบเทียบ

สะพานที่มีความยาวช่วง	สภาพฐานรองรับ	f_c คอนกรีตอัดแรง (ksc)	f_c เหล็กใน (ksc)	ความถี่ธรรมชาติโหมด 1 ของแบบจำลอง (Hz)	ความถี่ธรรมชาติโหมด 1 จากการทดสอบ (Hz)
10 เมตร	ยึดหมุน	350	250	9.69	12.86
20 เมตร	ยึดหมุน	350	250	4.30	5.44

จากผลการวิเคราะห์ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองโครงสร้างสะพานดังตารางที่ 5.1 พบว่า ความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 ของแบบจำลองมีค่าน้อยกว่าค่าที่วิเคราะห์ได้จากผลการทดสอบทั้งในสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรและ 20 เมตร

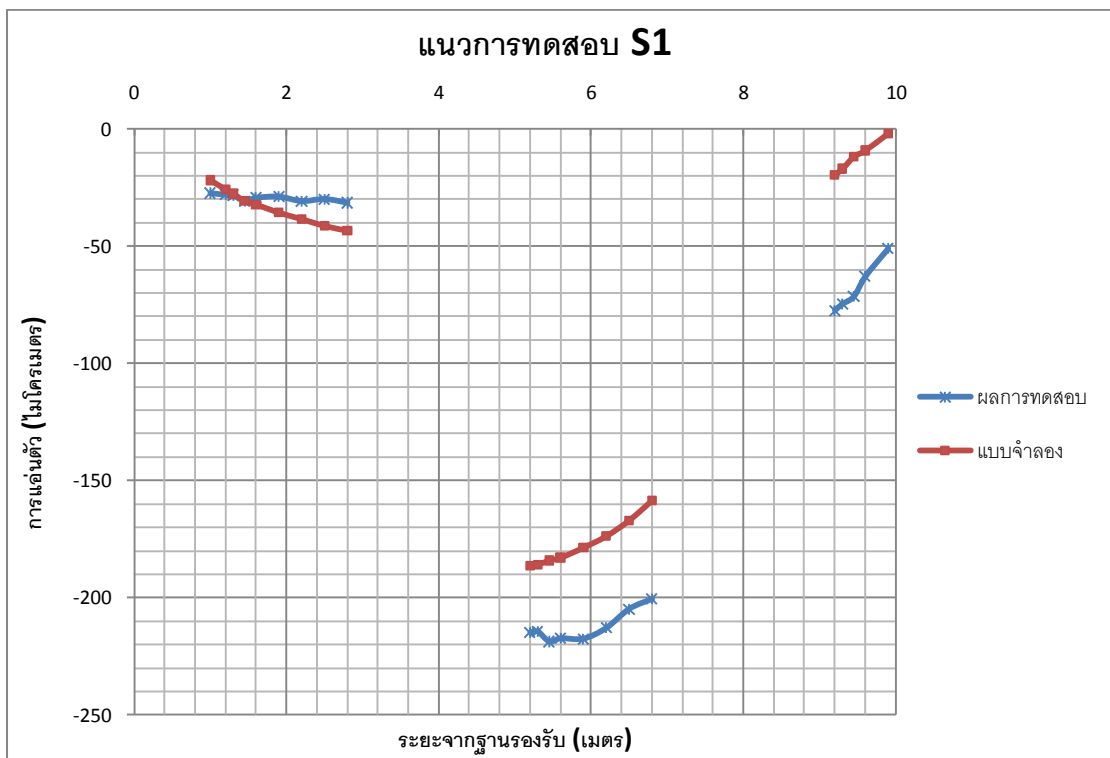
แบบจำลองโครงสร้างสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรและ 20 เมตรดังกล่าว จะถูกนำมาให้แรงกระทำแบบประวัติเวลา (time history) ในโปรแกรม SAP2000 โดยขนาดและ

ตำแหน่งที่ให้แรงกระทำจะมีลักษณะเดียวกันกับการทดสอบการปล่อยน้ำหนักกระทำกับโครงสร้างสะพานจริง (ในบทที่ 3) ลักษณะของแรงที่กระทำกับแบบจำลองจะแสดงในรูปที่ 5.1

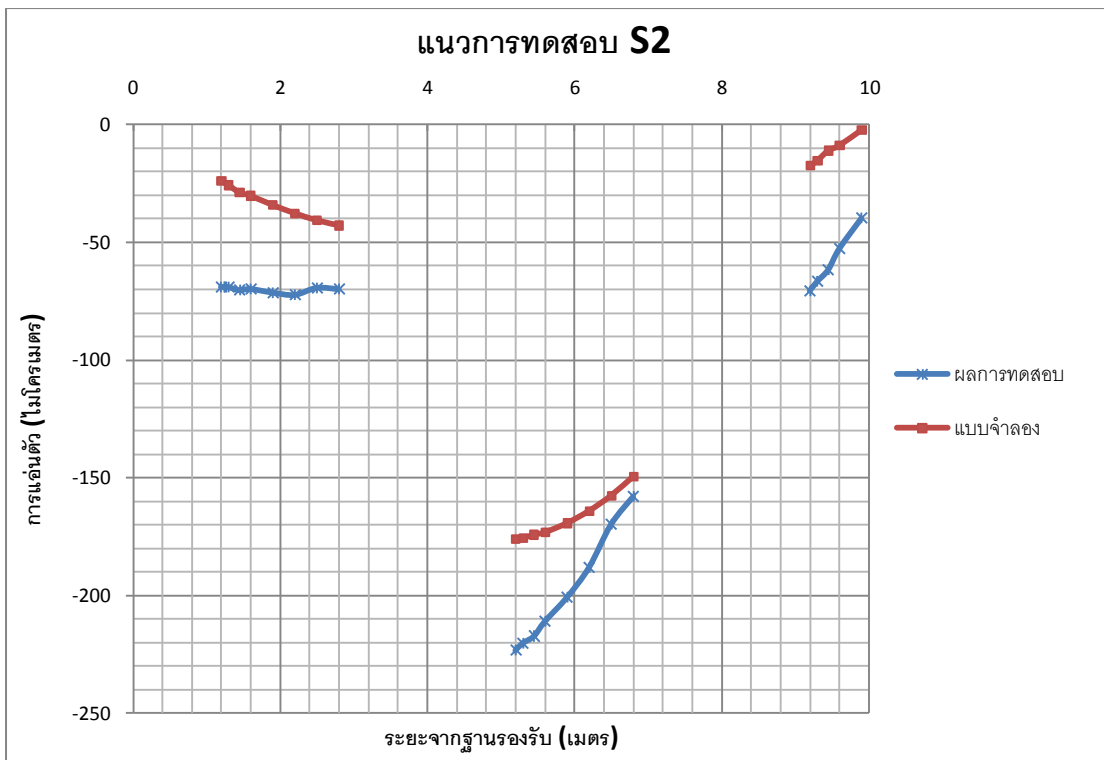


รูปที่ 5.1 ลักษณะของแรงที่กระทำในแบบจำลอง

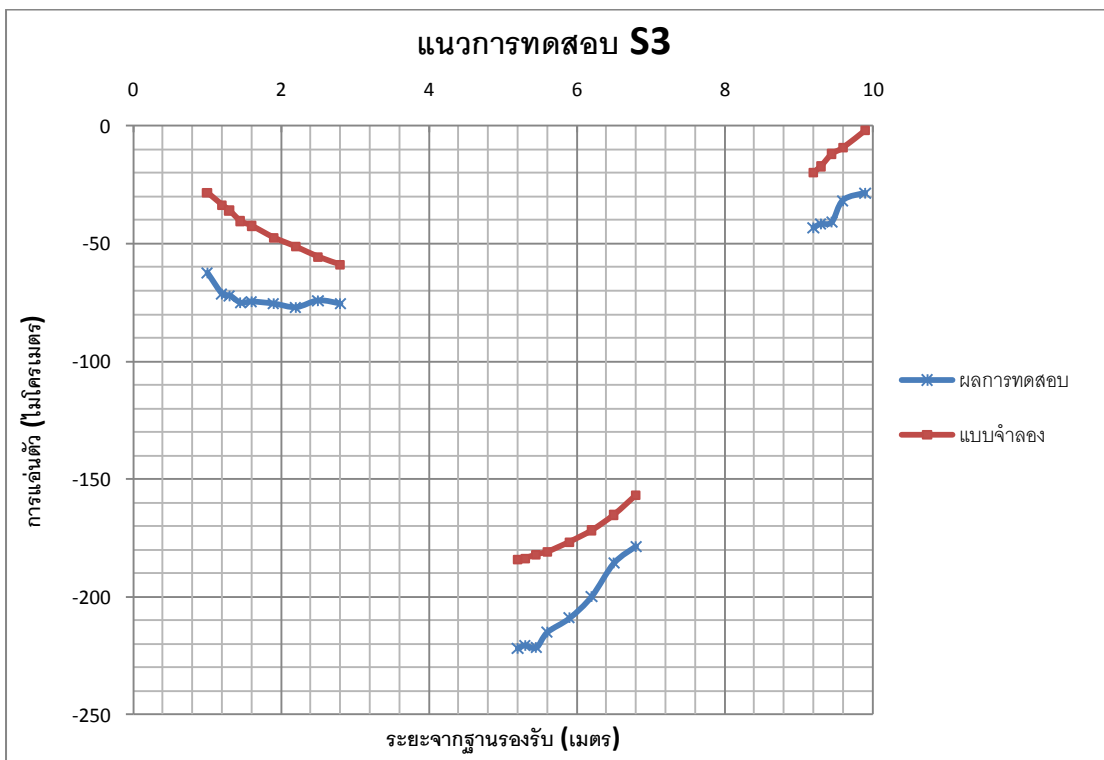
ค่าการแอ่นตัวที่ผิวสะพาน ณ ตำแหน่งต่างๆของแบบจำลองที่ถูกแรงกระทำดังรูปที่ 5.1 จะถูกนำมาเปรียบเทียบกับค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างสะพานจริงเนื่องจากแรงกระทำจากเครื่อง falling weight deflectometer ที่ตำแหน่งเดียวกัน ได้ผลดังรูปที่ 5.2 ถึงรูปที่ 5.9



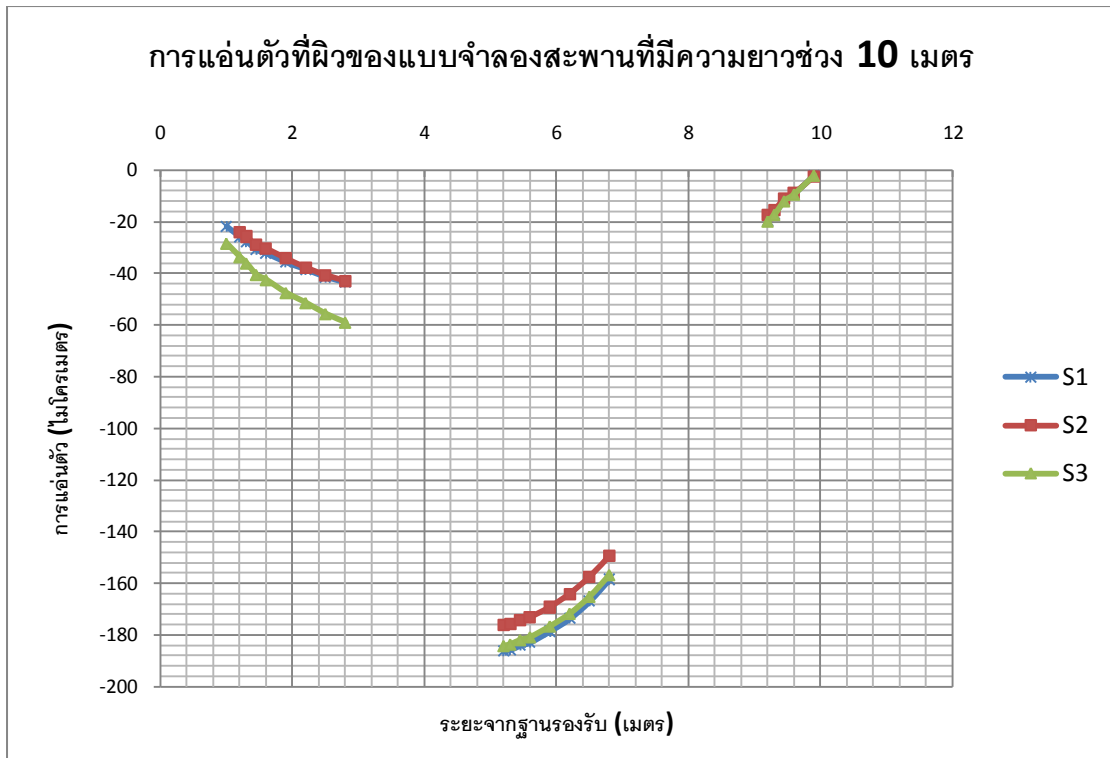
รูปที่ 5.2 การแอ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S1 เทียบกับผลทดสอบ



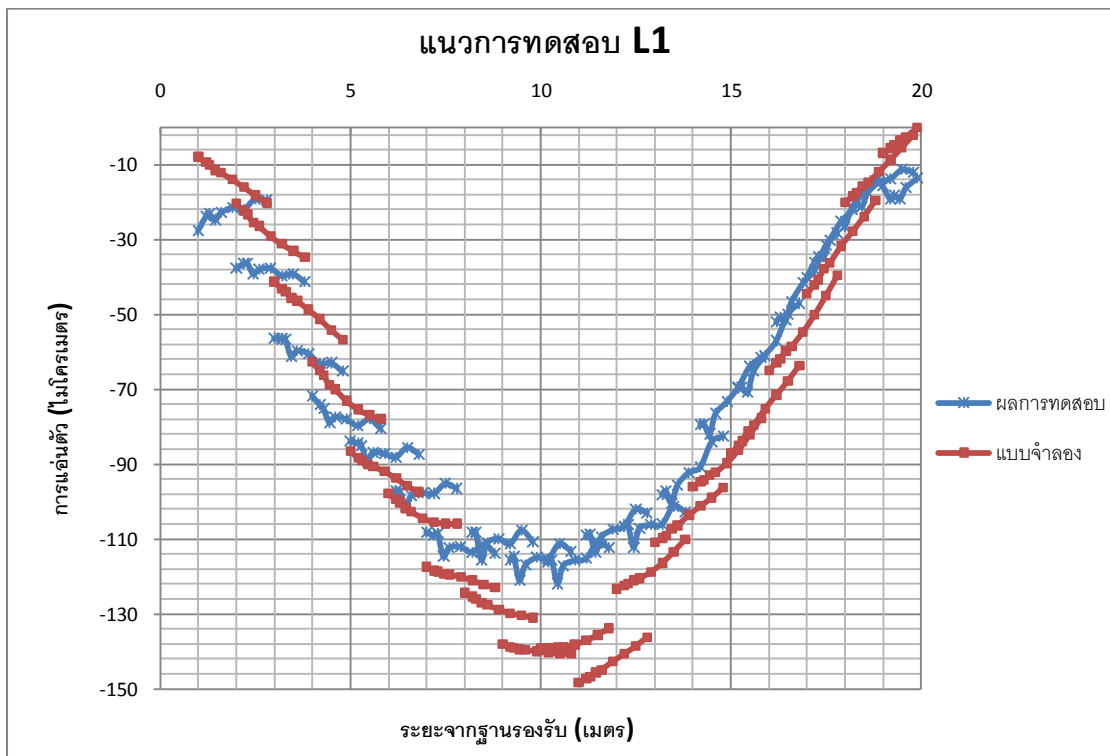
รูปที่ 5.3 การแ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S2 เทียบกับผลทดสอบ



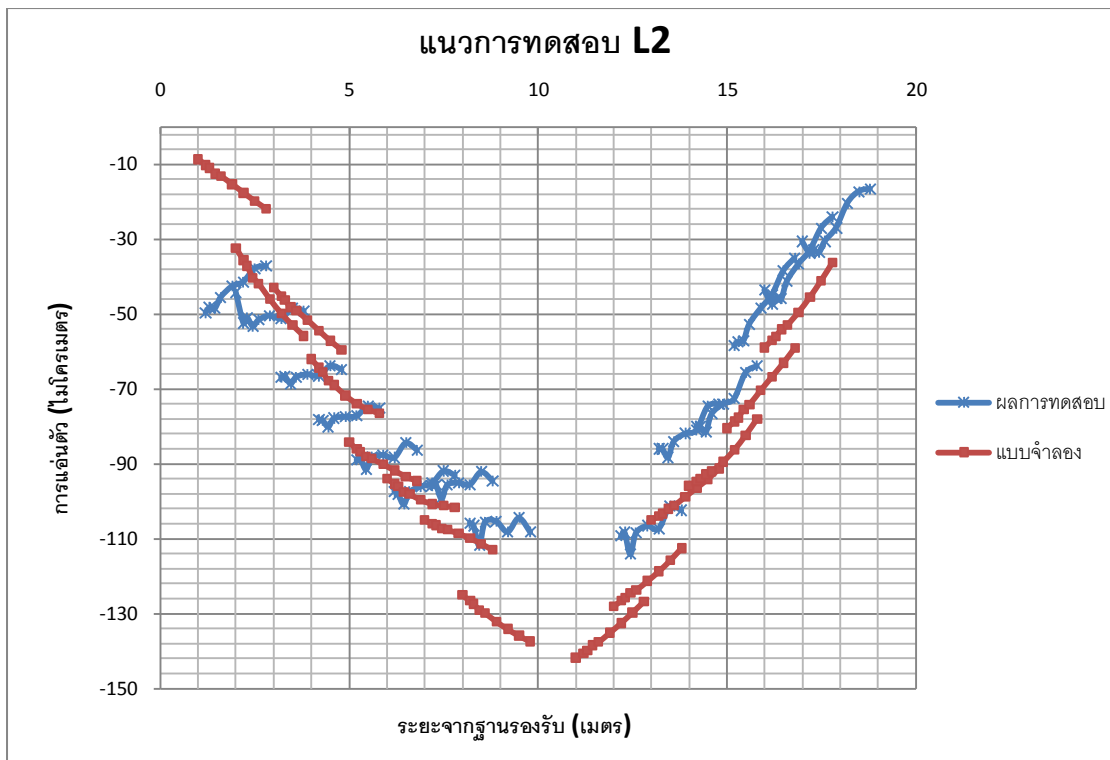
รูปที่ 5.4 การแ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S3 เทียบกับผลทดสอบ



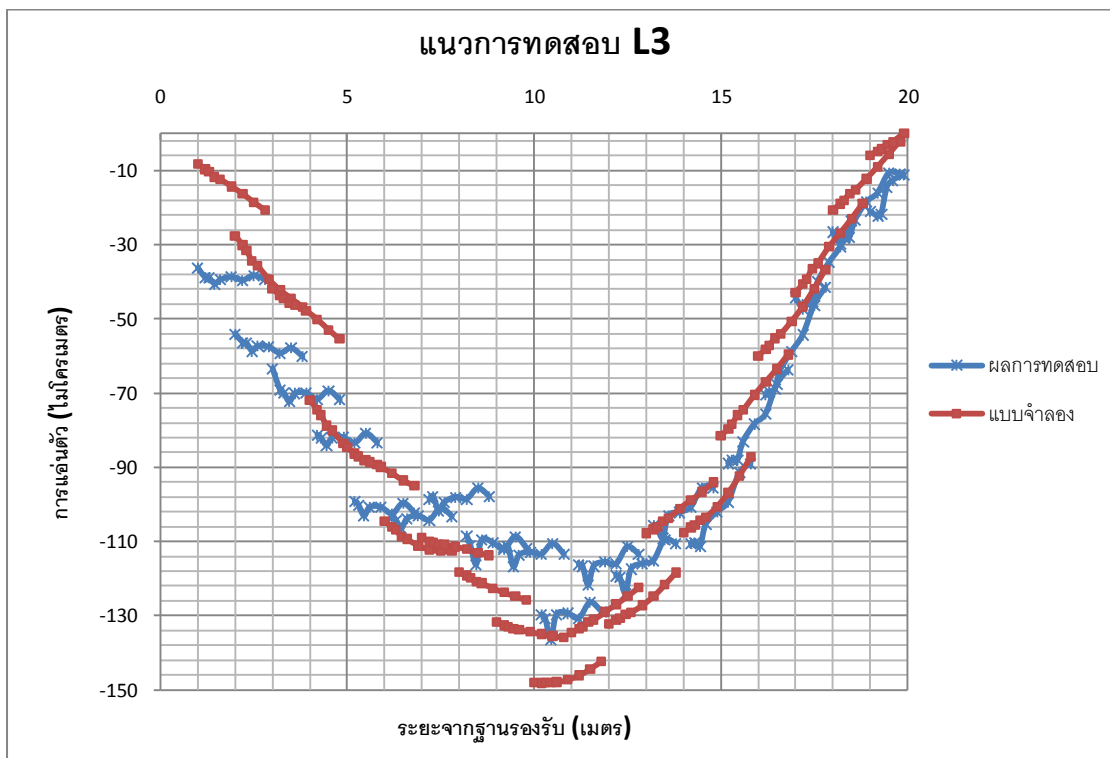
รูปที่ 5.5 การแอ่นตัวที่ผิวของแบบจำลองสะพานช่วง 10 เมตรเนื่องจากแรงกระทำ



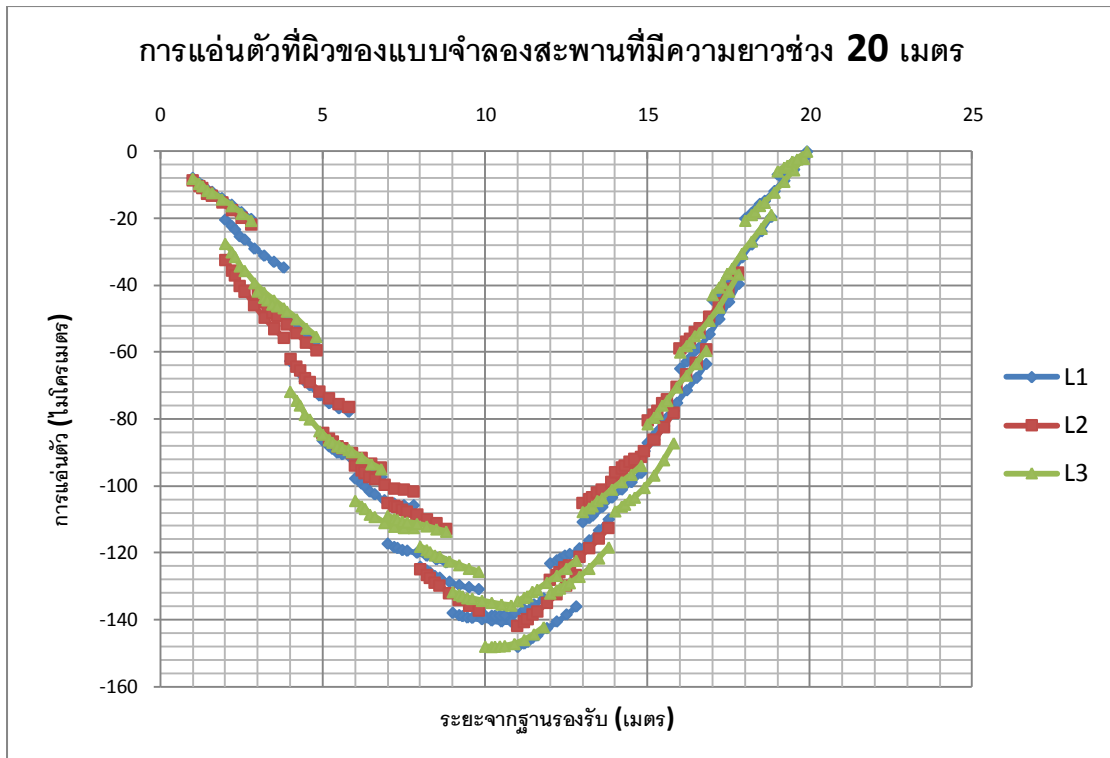
รูปที่ 5.6 การแอ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L1 เทียบกับผลทดสอบ



รูปที่ 5.7 การแอนตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L2 เทียบกับผลทดสอบ



รูปที่ 5.8 การแอนตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L3 เทียบกับผลทดสอบ



รูปที่ 5.9 การแอ่นตัวที่ผิวของแบบจำลองสะพานช่วง 20 เมตรเนื่องจากแรงกระทำ

จากผลการวิเคราะห์การแอ่นตัวที่ผิวของแบบจำลองโครงสร้างสะพานเปรียบเทียบกับผลการทดสอบพบว่า การแอ่นตัวที่ผิวสะพานของแบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรมีค่าน้อยกว่าการแอ่นตัวที่ตรวจวัดได้จากเครื่อง FWD จากการทดสอบ ซึ่งหมายความว่าแบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรน่าจะมีสติเฟเนสที่มากกว่าสะพานจริง แต่การแอ่นตัวที่ผิวของแบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตรพบว่า มีค่ามากกว่าค่าที่ตรวจวัดได้จากการทดสอบ ดังนั้นแบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตรจึงน่าจะมีสติเฟเนสที่น้อยกว่าโครงสร้างสะพานจริง

สำหรับแนวทางในการปรับแก้แบบจำลองให้มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับโครงสร้างสะพานจริงมากที่สุดนั้น จะทำการปรับแก้โดยมีสมมติฐานถึงความไม่แน่นอนของพารามิเตอร์บางตัวที่มีผลต่อความถี่ธรรมชาติและการแอ่นตัวที่ผิวของโครงสร้างสะพานเนื่องจากแรงกระทำ ได้แก่

- 1) ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (E) ของคอนกรีตของโครงสร้างจริงมีความคลาดเคลื่อนไปจากค่าที่ออกแบบ

2) สภาพฐานรองรับของโครงสร้างสะพานจริงมีพฤติกรรมอยู่ระหว่างสภาพฐานรองรับแบบยึดหมุนกับแบบยึดแน่น

โดยในงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาถึงพารามิเตอร์ที่มีผลต่อการแอ่นตัวที่ผิวของสะพานเนื่องจากแรงกระแทกและความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

5.2 การศึกษาพารามิเตอร์ที่มีผลต่อความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน

ในการศึกษาพารามิเตอร์ที่มีผลต่อความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน ได้ทำการศึกษาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (E) และค่าสตีเฟเนสแบบหมุนที่ฐานรองรับ (rotational stiffness) ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

5.2.1 ผลของโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตต่อความถี่ธรรมชาติของแบบจำลอง

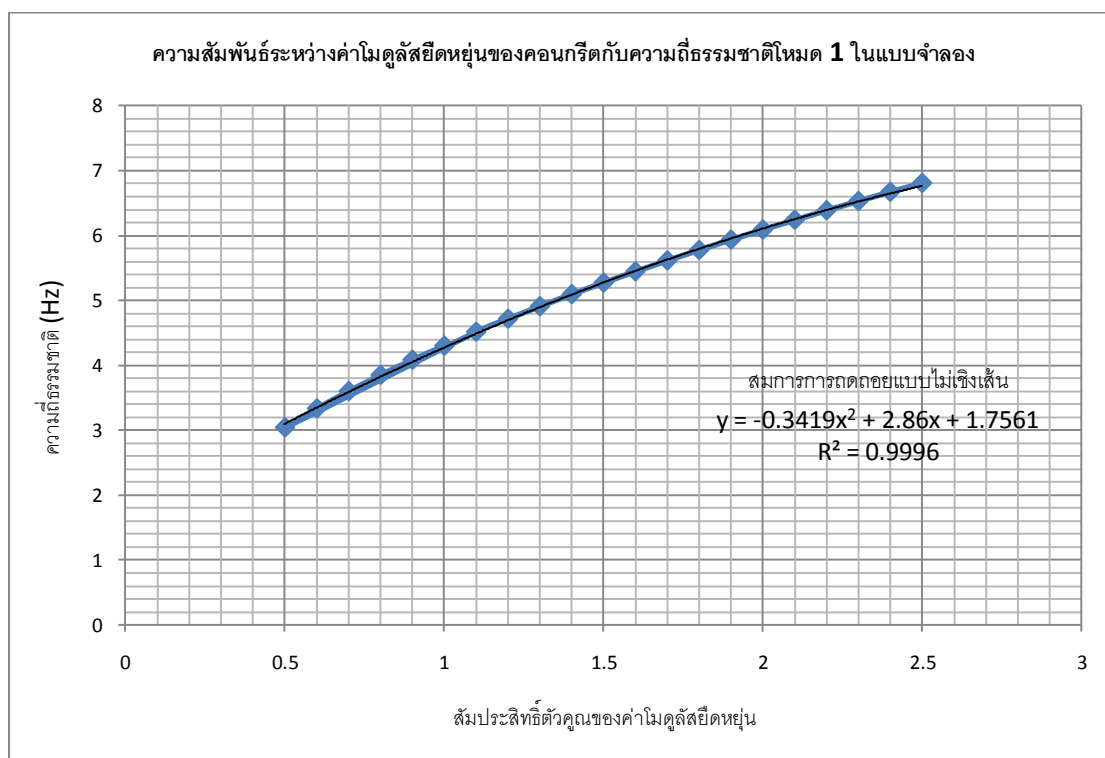
ได้ทำการปรับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตอัดแรงและคอนกรีตทับหน้าในแบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร ซึ่งมีสภาพฐานรองรับเป็นแบบยึดหมุน เป็นค่าต่างๆ และศึกษาผลของโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตต่อความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 ของแบบจำลอง โดยผลที่ได้จะแสดงในตารางที่ 5.2 และรูปที่ 5.10

ตารางที่ 5.2 ผลของโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตต่อความถี่ธรรมชาติโหมด 1 ของแบบจำลอง

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (E)	สัมประสิทธิ์ตัวคูณค่า E	ความถี่ธรรมชาติโหมด 1 (Hz)	f/f _{ตามแบบ}
ลดลง 50% จากค่าที่ออกแบบ	0.5	3.04	0.71
ลดลง 40% จากค่าที่ออกแบบ	0.6	3.33	0.77
ลดลง 30% จากค่าที่ออกแบบ	0.7	3.60	0.84
ลดลง 20% จากค่าที่ออกแบบ	0.8	3.85	0.90
ลดลง 10% จากค่าที่ออกแบบ	0.9	4.08	0.95
ตามแบบ	1	4.30	1
เพิ่มขึ้น 10% จากค่าที่ออกแบบ	1.1	4.51	1.05
เพิ่มขึ้น 20% จากค่าที่ออกแบบ	1.2	4.72	1.10
เพิ่มขึ้น 30% จากค่าที่ออกแบบ	1.3	4.91	1.14
เพิ่มขึ้น 40% จากค่าที่ออกแบบ	1.4	5.09	1.18

ตารางที่ 5.2 ผลของโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตต่อความถี่ธรรมชาติโหมด 1 ของแบบจำลอง (ต่อ)

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (E)	สัมประสิทธิ์ตัวคูณค่า E	ความถี่ธรรมชาติโหมด 1 (Hz)	f/f _{ตามแบบ}
เพิ่มขึ้น 50% จากค่าที่ออกแบบ	1.5	5.27	1.23
เพิ่มขึ้น 60% จากค่าที่ออกแบบ	1.6	5.44	1.27
เพิ่มขึ้น 70% จากค่าที่ออกแบบ	1.7	5.61	1.30
เพิ่มขึ้น 80% จากค่าที่ออกแบบ	1.8	5.77	1.34
เพิ่มขึ้น 90% จากค่าที่ออกแบบ	1.9	5.93	1.38
เพิ่มขึ้น 100% จากค่าที่ออกแบบ	2.0	6.09	1.42
เพิ่มขึ้น 110% จากค่าที่ออกแบบ	2.1	6.24	1.45
เพิ่มขึ้น 120% จากค่าที่ออกแบบ	2.2	6.38	1.48
เพิ่มขึ้น 130% จากค่าที่ออกแบบ	2.3	6.53	1.52
เพิ่มขึ้น 140% จากค่าที่ออกแบบ	2.4	6.67	1.55
เพิ่มขึ้น 150% จากค่าที่ออกแบบ	2.5	6.81	1.58



รูปที่ 5.10 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตกับความถี่ธรรมชาติโหมด 1 ในแบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร

จากการวิเคราะห์หาสมการการถดถอยแบบไม่เชิงเส้นของความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตกับความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 ของแบบจำลอง จะได้ดังสมการที่ 5.1

$$y = -0.3419x^2 + 2.86x + 1.7561 \quad (5.1)$$

โดยคำตอบของสมการที่ 5.1 จะแสดงในสมการที่ 5.2

$$x = \frac{-2.86 + \sqrt{(2.86)^2 - 4(-0.3419)(1.7561 - f)}}{2(-0.3419)} \quad (5.2)$$

โดยที่ f คือ ค่าความถี่ธรรมชาติที่ต้องการ

จากสมการที่ 5.2 เมื่อแทนค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 จากการทดสอบเท่ากับ 5.44 Hz จะได้ค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณของค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 1.59 ซึ่งหมายความว่า จะต้องเพิ่มค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตอัดแรงและคอนกรีตทับหน้า 59% จึงจะทำให้แบบจำลองมีความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 เท่ากับผลการทดสอบ

5.2.2 ผลของสภาพฐานรองรับต่อความถี่ธรรมชาติของแบบจำลอง

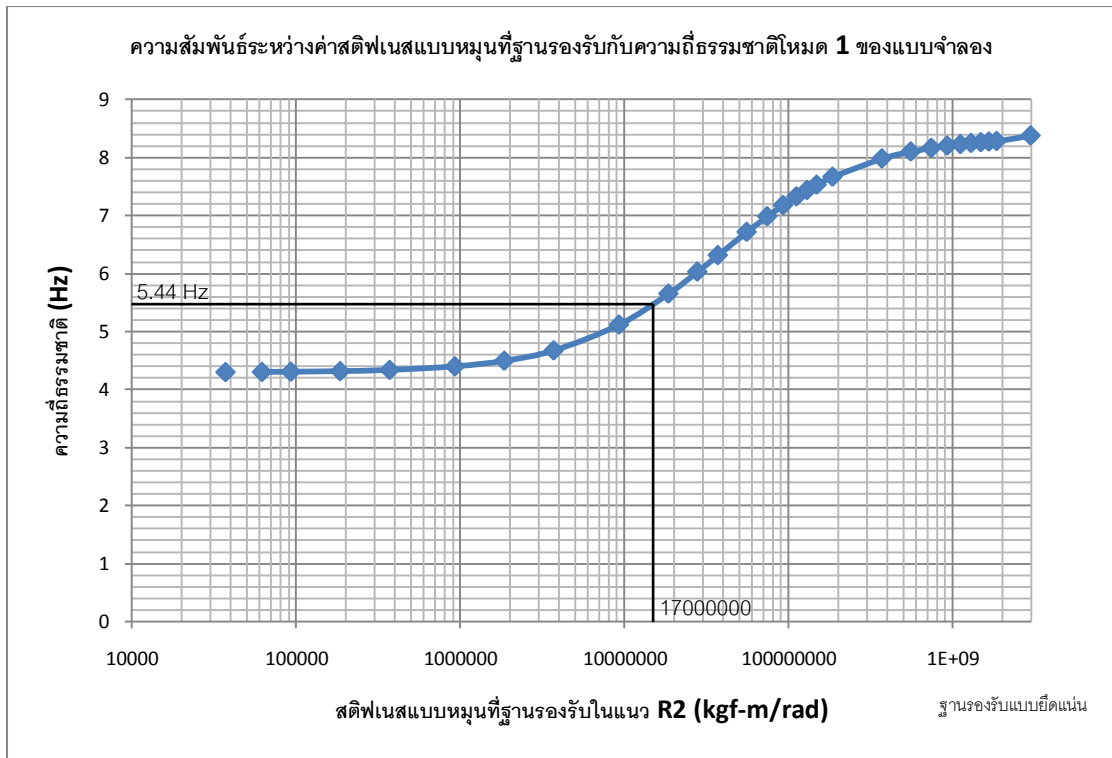
ได้ทำการปรับค่าสติเฟเนสแบบหมุนที่ฐานรองรับของแบบจำลองโครงสร้างสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร ซึ่งมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตเท่ากับค่าที่ออกแบบ และหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าสติเฟเนสแบบหมุนที่ฐานรองรับกับความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 ของแบบจำลอง ซึ่งได้ผลดังตารางที่ 5.3 และรูปที่ 5.11

ตารางที่ 5.3 ผลของสภาพฐานรองรับต่อความถี่ธรรมชาติโหมด 1 ของแบบจำลอง

สภาพฐานรองรับ	สติเฟเนสแบบหมุน (K_r) (กก.-ม./เรเดียน)	ความถี่ธรรมชาติโหมด 1 (Hz)	$f/f_{ยึดหมุน}$
ยึดหมุน	0	4.300	1.000
ลดค่าตามมาตรฐาน 50 เท่า	3.72×10^4	4.308	1.001
ลดค่าตามมาตรฐาน 30 เท่า	6.20×10^4	4.311	1.003
ลดค่าตามมาตรฐาน 20 เท่า	9.30×10^4	4.315	1.003
ลดค่าตามมาตรฐาน 10 เท่า	1.86×10^5	4.325	1.006
ลดค่าตามมาตรฐาน 5 เท่า	3.72×10^5	4.346	1.011

ตารางที่ 5.3 ผลของสภาพฐานรองรับต่อความถี่ธรรมชาติโหมด 1 ของแบบจำลอง (ต่อ)

สภาพฐานรองรับ	สติฟเนสแบบหมุน (K_r) (กก.-ม./เรเดียน)	ความถี่ธรรมชาติโหมด 1 (Hz)	$f/f_{ยึดหมุน}$
ลดค่าตามมาตรฐาน 2 เท่า	9.30×10^5	4.407	1.025
ตามมาตรฐาน AS.5100-2004	1.86×10^6	4.504	1.047
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 2 เท่า	3.72×10^6	4.682	1.089
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 5 เท่า	9.30×10^6	5.126	1.192
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 10 เท่า	1.86×10^7	5.659	1.316
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 15 เท่า	2.79×10^7	6.037	1.404
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 20 เท่า	3.72×10^7	6.321	1.470
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 30 เท่า	5.58×10^7	6.721	1.563
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 40 เท่า	7.44×10^7	6.989	1.625
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 50 เท่า	9.30×10^7	7.182	1.670
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 60 เท่า	1.12×10^8	7.330	1.705
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 70 เท่า	1.30×10^8	7.440	1.730
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 80 เท่า	1.49×10^8	7.533	1.752
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 100 เท่า	1.86×10^8	7.670	1.784
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 200 เท่า	3.72×10^8	7.984	1.857
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 300 เท่า	5.58×10^8	8.103	1.884
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 400 เท่า	7.44×10^8	8.165	1.899
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 500 เท่า	9.30×10^8	8.204	1.908
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 600 เท่า	1.12×10^9	8.230	1.914
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 700 เท่า	1.30×10^9	8.249	1.918
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 800 เท่า	1.49×10^9	8.263	1.922
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 900 เท่า	1.67×10^9	8.274	1.924
เพิ่มค่าตามมาตรฐาน 1000 เท่า	1.86×10^9	8.283	1.926
ยึดแน่น	Infinity	8.379	1.949



รูปที่ 5.11 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสติเฟเนสแบบหมุนที่ฐานรองรับกับความถี่ธรรมชาติโหมด 1 ในแบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร

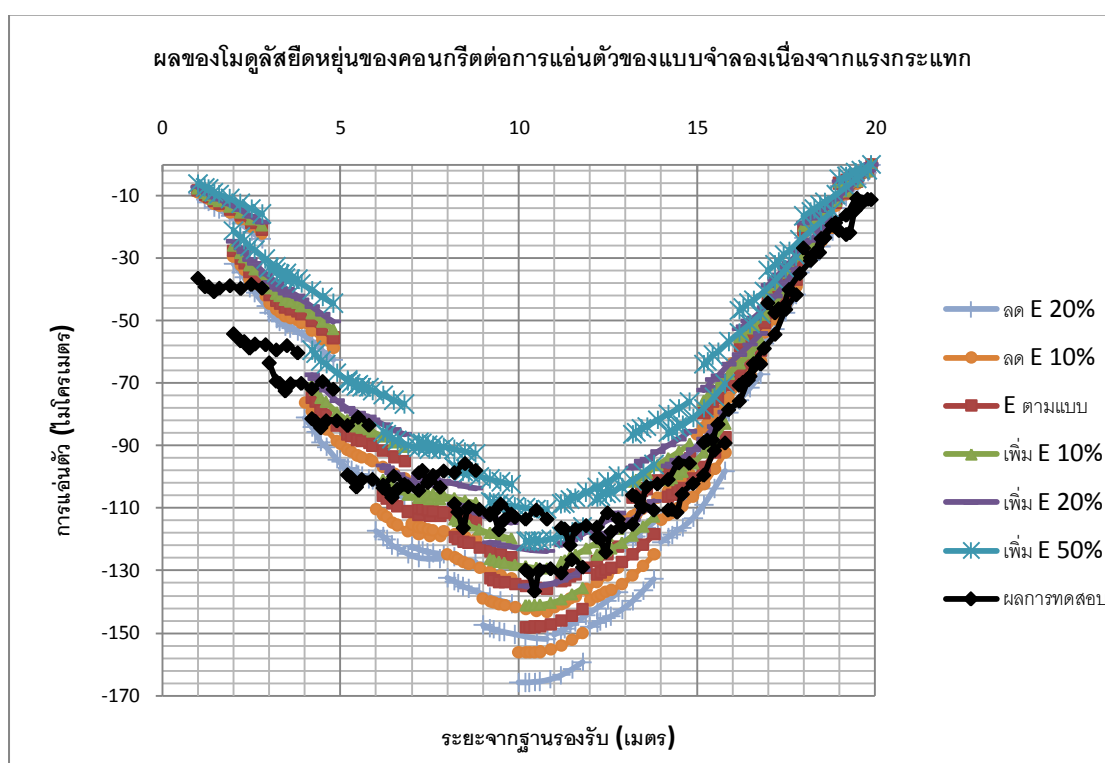
จากรูปที่ 5.11 พบว่า ถ้าต้องการให้แบบจำลองโครงสร้างสะพานมีค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 เท่ากับผลการทดสอบ คือ 5.44 Hz สภาพฐานรองรับของแบบจำลองจะต้องมีค่าสติเฟเนสแบบหมุนเท่ากับ 1.7×10^7 กก.-ม./เรเดียน

5.3 การศึกษาพารามิเตอร์ที่มีผลต่อการแอ่นตัวที่ผิวสะพานเนื่องจากแรงกระแทก

ในการศึกษาพารามิเตอร์ที่มีผลต่อการแอ่นตัวที่ผิวสะพานเนื่องจากแรงกระแทก ได้แก่ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและค่าสติเฟเนสแบบหมุนที่ฐานรองรับของแบบจำลอง จะทำการปรับค่าพารามิเตอร์ดังกล่าวในแบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร แล้วศึกษาค่าการแอ่นตัวที่ผิวสะพานเนื่องจากแรงกระแทกที่ตำแหน่งต่างๆ ในแนวการทดสอบ L3 เปรียบเทียบกับผลการแอ่นตัวที่ตรวจวัดได้จากการทดสอบโครงสร้างสะพานจริง ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

5.3.1 ผลของโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตต่อการแ่นตัวของแบบจำลองเนื่องจากแรงกระทำ

ได้ทำการศึกษาค่าการแ่นตัวของแบบจำลองเนื่องจากแรงกระทำโดยการปรับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตอัดแรงและคอนกรีตทับหน้าในแบบจำลองเป็นค่าต่างๆ ได้แก่ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตตามค่าที่ออกแบบ ปรับลดค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต 10% และ 20% ปรับเพิ่มค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต 10% 20% และ 50% โดยแบบจำลองที่จะทำการศึกษาคือ แบบจำลองโครงสร้างสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตรที่มีสภาพฐานรองรับเป็นแบบยึดหมุน ซึ่งผลการศึกษาจะแสดงในรูปที่ 5.12



รูปที่ 5.12 ผลของโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตต่อการแ่นตัวของแบบจำลองเนื่องจากแรงกระทำ

จากรูปที่ 5.12 พบว่าการแ่นตัวของแบบจำลองที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตตามแบบมีค่ามากกว่าผลการทดสอบภาคสนาม และการปรับเพิ่มค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตในแบบจำลองจะทำให้การแ่นตัวมีค่าลดลง โดยในกรณีที่ทำกรเพิ่มค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต 10% จะให้ผลการวิเคราะห์การแ่นตัวที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุด

5.3.2 ผลของสภาพฐานรองรับต่อการแอ่นตัวของแบบจำลองเนื่องจากแรงกระแทก

ได้ทำการศึกษาค่าการแอ่นตัวของแบบจำลองเนื่องจากแรงกระแทกโดยการปรับค่าสติฟเนสแบบหมุนที่ฐานรองรับในแบบจำลองเป็นค่าต่างๆ โดยในเบื้องต้นได้ทำการคำนวณค่าสติฟเนสแบบหมุนของแผ่นยางรองสะพาน (elastometric bearing pad) ตามมาตรฐานของ Australian Standard 5100.4-2004 for Bridge Design ดังสมการที่ 5.3 โดยรายละเอียดของแผ่นยางรองสะพานของสะพานห้วยสามหางจะแสดงในรูปที่ 5.13 และตารางที่ 5.4

$$K_r = \frac{EI}{t_n} \quad (5.3)$$

โดยที่ $E = E_n + \left[\frac{C_2 GS^2}{1 + \left(\frac{C_2 GS^2}{0.75B} \right)} \right]$ สำหรับแผ่นยางรองสะพานรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

$$E_n = 4G \left[1 - \left(\frac{m}{m^2 + 1} \right)^2 \right]$$

$$C_2 = 4 - \left[\frac{32}{10 + m(4 + 3m + m^2)} \right]$$

$$S = \text{Shape factor มีค่าเท่ากับ } \frac{A_r}{1.8Pt}$$

$$A_r = \text{พื้นที่ของแผ่นยางรองสะพาน}$$

$$P = \text{เส้นรอบรูปที่ผิวของแผ่นยางรองสะพาน}$$

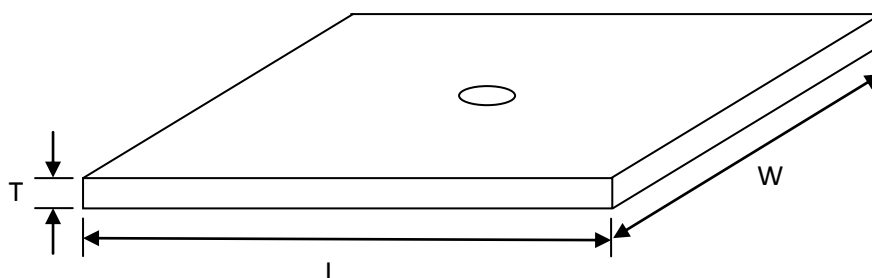
$$t = \text{ความหนาของแผ่นยางรองสะพาน}$$

$$B = \text{Bulk modulus ของแผ่นยางรองสะพาน}$$

$$G = \text{Shear modulus ของแผ่นยางรองสะพาน}$$

$$m = \text{อัตราส่วนความยาวต่อความกว้างของแผ่นยางรองสะพาน}$$

$$I = \text{โมเมนต์ความเฉื่อย}$$



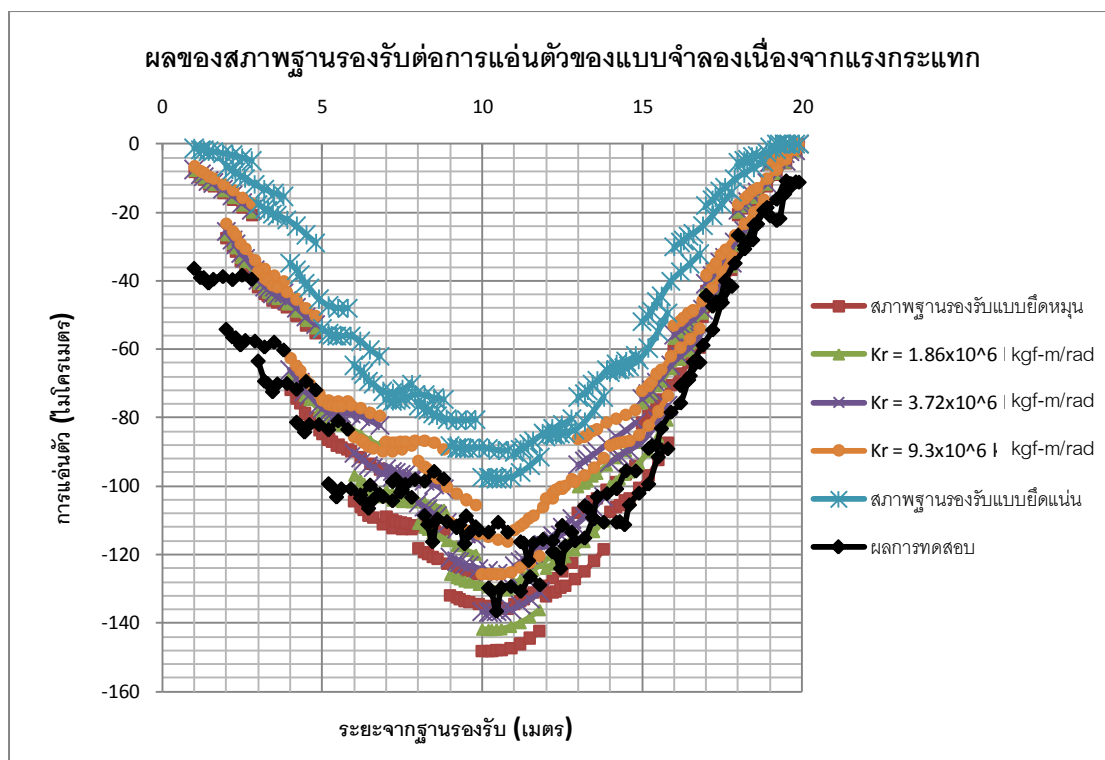
รูปที่ 5.13 แผ่นยางรองสะพานแบบเรียบ (plain elastometric bearing pad)

ตารางที่ 5.4 รายละเอียดของแผ่นยางรองสะพานของสะพานห้วยสามหาง

ชนิดของคาน	ขนาดของแผ่นยางรองสะพานต่อชิ้น (มม.)		
	ความกว้าง (W)	ความยาว (L)	ความหนา (T)
คานกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น	150	1000	10
คานกรีตอัดแรงรูปกล่อง	200	1000	20

จากรายละเอียดของแผ่นยางรองสะพานของสะพานห้วยสามหางดังตารางที่ 5.3 จะสามารถคำนวณค่าสติฟเนสแบบหมุนตามมาตรฐาน Australian Standard 5100.4-2004 for Bridge Design ได้เท่ากับ 6.19×10^6 กก./ม. และ 1.86×10^6 กก./ม. สำหรับสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรและ 20 เมตรตามลำดับ

จากนั้นได้ทำการศึกษาการแอ่นตัวของแบบจำลองเนื่องจากแรงกระแทกโดยการปรับค่าสติฟเนสแบบหมุนที่ฐานรองรับเป็นค่าต่างๆ ได้แก่ ค่าที่คำนวณได้ตามมาตรฐาน Australian Standard 5100.4-2004 for Bridge Design ค่าสติฟเนสที่ปรับเพิ่มขึ้นจากค่าที่คำนวณได้ 2 เท่า และ 5 เท่า สภาพฐานรองรับแบบยึดหมุนและแบบยึดแน่น ซึ่งผลการศึกษาจะแสดงในรูปที่ 5.14



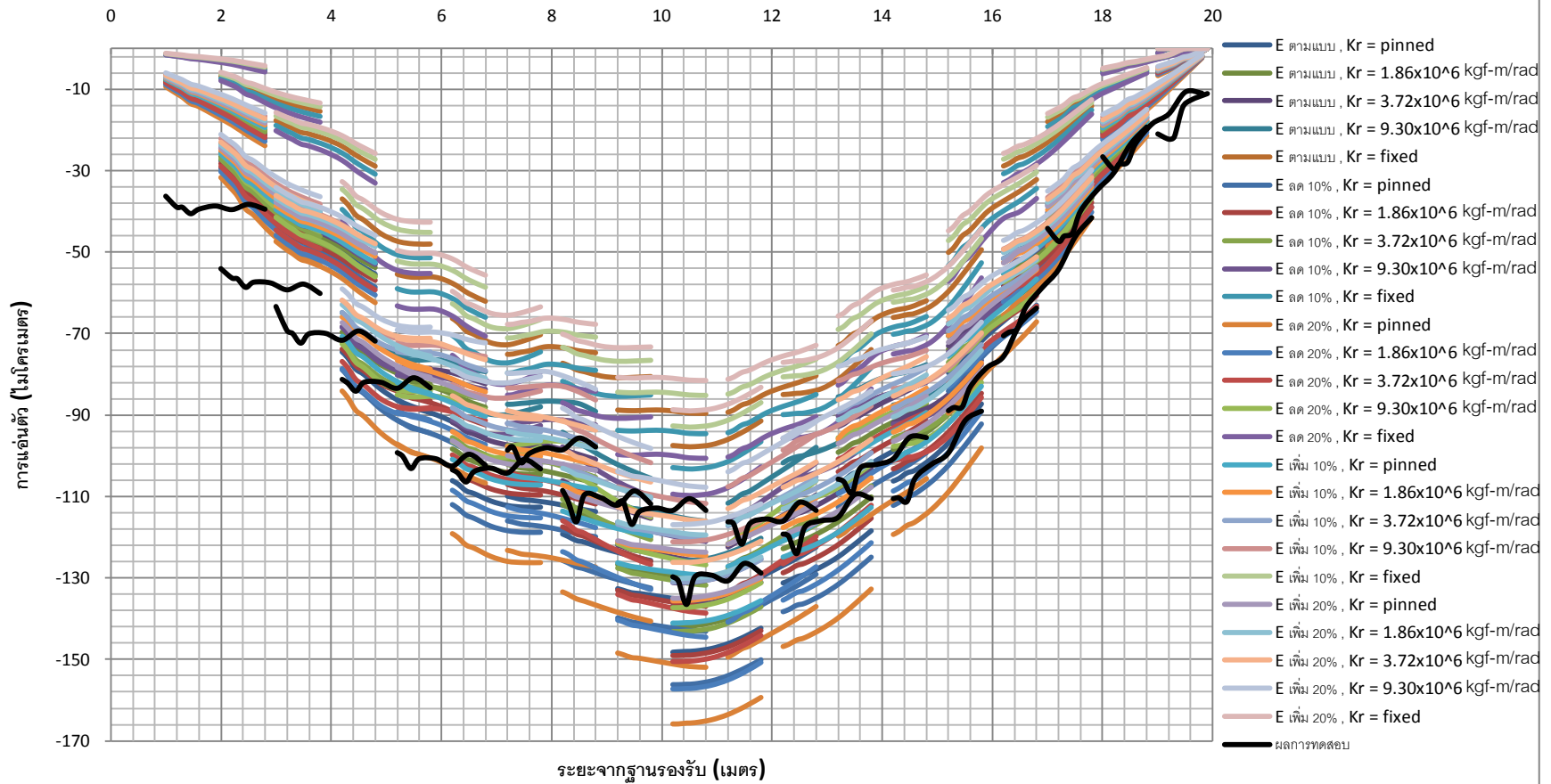
รูปที่ 5.14 ผลของสภาพฐานรองรับต่อการแอ่นตัวของแบบจำลองเนื่องจากแรงกระทำ

จากรูปที่ 5.14 พบว่าการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระทำของโครงสร้างสะพานจริงมีค่าอยู่ระหว่างแบบจำลองที่มีสภาพฐานรองรับเป็นแบบยืดหยุ่นและแบบยึดแน่น และแบบจำลองที่มีสภาพฐานรองรับเป็นแบบยึดแน่นจะมีลักษณะการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระทำที่ตำแหน่งแรกๆ (ทางด้านซ้ายของกราฟ) ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ โดยในแบบจำลองที่มีสติเฟเนสแบบหมุนที่ฐานรองรับตามมาตรฐาน Australian Standard 5100.4–2004 for Bridge Design จะมีการแอ่นตัวที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุด

5.4 การสอบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบภาคสนาม

ในการปรับแก้แบบจำลองโครงสร้างสะพานให้มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับโครงสร้างสะพานจริงมากที่สุด จะทำการปรับแก้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (E) และสภาพฐานรองรับ (K_r) ของแบบจำลอง โดยจะทำการศึกษาพฤติกรรมการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระทำและความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 ของแบบจำลองสะพานที่แปรผันค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและสภาพฐานรองรับทั้งหมด 25 กรณี ซึ่งผลการศึกษาจะแสดงในรูปที่ 5.15 และรูปที่ 5.16 ตามลำดับ

การแอ่นตัวของแบบจำลองสะพานที่ปรับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและสภาพฐานรองรับ



รูปที่ 5.15 การแอ่นตัวของแบบจำลองที่ปรับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและสภาพฐานรองรับ

จากผลการวิเคราะห์ในรูปที่ 5.15 และรูปที่ 5.16 แบบจำลองทั้ง 25 กรณีจะถูกนำมาวิเคราะห์หาค่าความคลาดเคลื่อนจากผลการทดสอบ โดยในการสอบเทียบการแอ่นตัวของสะพานเนื่องจากแรงกระทำจะใช้ค่าผลรวมกำลังสองของค่าความคลาดเคลื่อน (sum square of error) เป็นตัวบ่งชี้ และใช้ค่าอัตราส่วนระหว่างความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 ของแบบจำลองกับความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 จากผลการทดสอบ ($f_{\text{model}}/f_{\text{test}}$) เป็นตัวบ่งชี้สำหรับความคลาดเคลื่อนในการสอบเทียบความถี่ธรรมชาติ โดยผลการวิเคราะห์จะสรุปได้ดังตารางที่ 5.5, ตารางที่ 5.6, รูปที่ 5.17 และรูปที่ 5.18

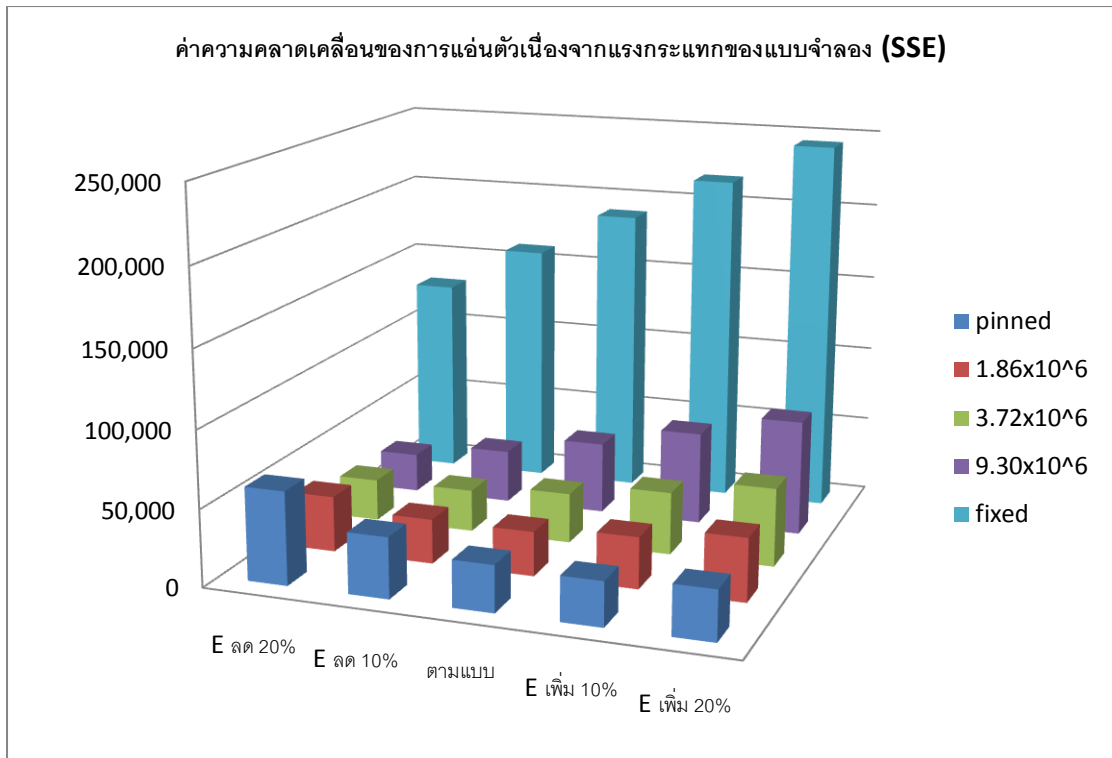
ตารางที่ 5.5 ค่าความคลาดเคลื่อนของการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระทำของแบบจำลอง (SSE)

	E ลด 20%	E ลด 10%	ตามแบบ	E เพิ่ม 10%	E เพิ่ม 20%	
pinned	60,627	39,418	30,278	28,776	32,349	ดีมาก
1.86×10^6	36,278	28,955	28,832	33,392	41,006	ดี
3.72×10^6	27,282	27,546	32,662	40,878	51,056	พอใช้
9.30×10^6	25,681	34,800	47,012	60,864	75,519	แย่มาก
fixed	130,454	159,946	189,095	217,328	244,324	แย่มาก

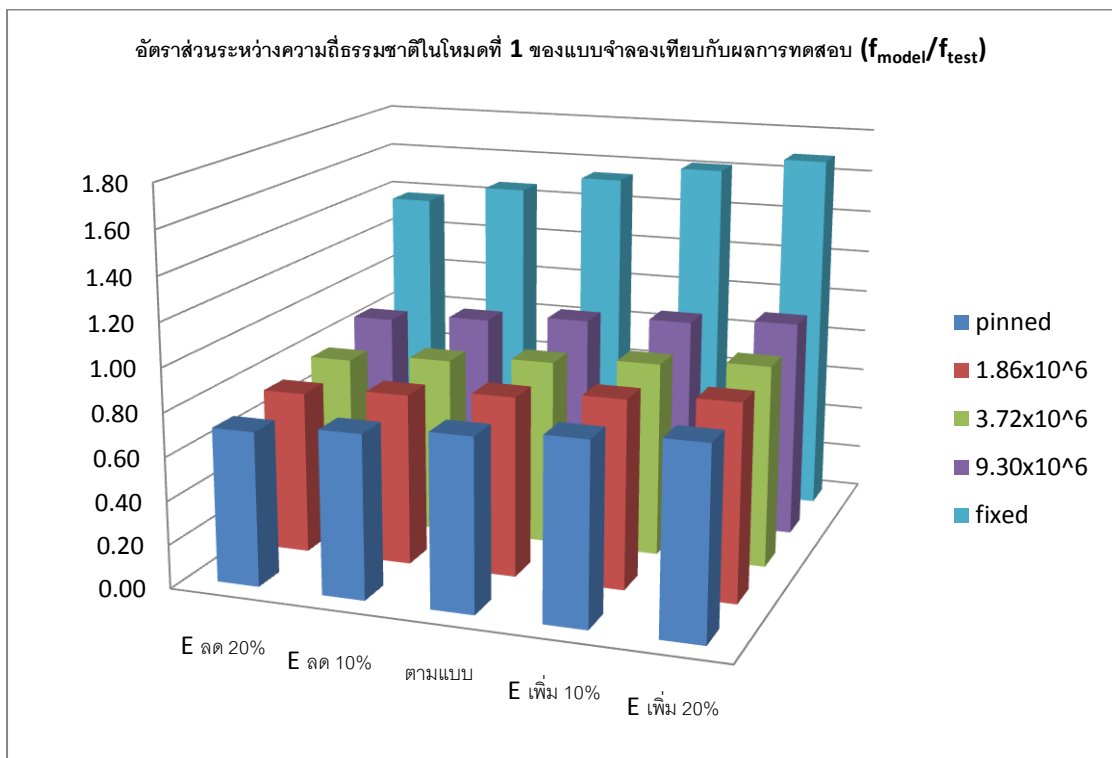
ตารางที่ 5.6 อัตราส่วนระหว่างความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 ของแบบจำลองกับผลการทดสอบ

($f_{\text{model}}/f_{\text{test}}$)

	E ลด 20%	E ลด 10%	ตามแบบ	E เพิ่ม 10%	E เพิ่ม 20%	
pinned	0.71	0.75	0.79	0.83	0.87	ดีมาก
1.86×10^6	0.75	0.79	0.83	0.87	0.90	ดี
3.72×10^6	0.78	0.82	0.86	0.90	0.93	พอใช้
9.30×10^6	0.87	0.91	0.94	0.98	1.01	แย่มาก
fixed	1.38	1.46	1.54	1.62	1.69	แย่มาก



รูปที่ 5.17 ค่าความคลาดเคลื่อนของการแอนตัวเนื่องจากแรงกระทำของแบบจำลอง (SSE)



รูปที่ 5.18 อัตราส่วนระหว่างความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 ของแบบจำลองกับผลการทดสอบ

จากผลการวิเคราะห์ในตารางที่ 5.5 และ 5.6 พบว่า แบบจำลองที่มีค่าความคลาดเคลื่อนของการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระแทกอยู่ในระดับดี (สีเขียว) คือแบบจำลองที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตตามแบบหรือมีการปรับลดค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตลง โดยแบบจำลองที่มีพฤติกรรมการแอ่นตัวใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุดคือ แบบจำลองที่ปรับลดค่าโมดูลัสยืดหยุ่นลง 20% และมีสตีเฟนสแบบหมุนที่ฐานรองรับเท่ากับ 9.30×10^6 กก.-ม./เรเดียน ส่วนแบบจำลองที่มีค่าความคลาดเคลื่อนของความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 อยู่ในระดับดี คือแบบจำลองที่มีสตีเฟนสแบบหมุนที่ฐานรองรับเท่ากับ 9.30×10^6 กก.-ม./เรเดียน

แบบจำลองที่มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับโครงสร้างสะพานจริงมากที่สุดคือ แบบจำลองที่มีการปรับลดค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตลง 20% ซึ่งหมายความว่า โครงสร้างสะพานจริงมีการเสื่อมสภาพของวัสดุ ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะต้องทำการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของสะพานดังกล่าว แต่เนื่องจากสะพานห้วยสามหาง จังหวัดเพชรบุรี เป็นสะพานที่เพิ่งสร้างใหม่ ยังไม่ได้เปิดใช้งาน เพราะฉะนั้นแบบจำลองที่มีการปรับลดค่าโมดูลัสยืดหยุ่น จึงไม่สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงเนื่องจากในการก่อสร้างจริง ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ทำการก่อสร้างควรมีค่าที่มากกว่าหรือเท่ากับค่าที่ทำการออกแบบ ดังนั้นในการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานในบทถัดไป จะใช้แบบจำลองสะพานที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นตามแบบและมีสภาพฐานรองรับเป็นแบบยึดหมุน โดยมีสมมติฐานว่า โครงสร้างสะพานจริงจะมีสตีเฟนสมากเมื่อมีแรงกระทำน้อย และจะมีสตีเฟนสน้อยลงเมื่อมีแรงกระทำมากขึ้น

บทที่ 6

การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของ โครงสร้างสะพาน

ในบทนี้จะเป็นการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของชิ้นส่วนโครงสร้างของสะพานหลายสามทาง โดยใช้ค่าดัชนีความปลอดภัย (Bridge Load Rating Factor) ซึ่งเป็นค่าที่บ่งบอกถึงระดับความปลอดภัยของชิ้นส่วนโครงสร้างตามที่ได้ระบุไว้ในมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและขนส่งแห่งประเทศสหรัฐอเมริกา (American Association of State Highway and Transportation Officials: AASHTO)

6.1 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานด้วยค่าดัชนีความปลอดภัย (Rating Factor) โดยวิธีตัวคูนน้ำหนักบรรทุก (Load Factor Method, LF)

ค่าดัชนีความปลอดภัย (RF) เป็นค่าที่แสดงถึงความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพาน ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างกำลังรับน้ำหนักของชิ้นส่วนโครงสร้างที่ถูกหักลบออกด้วยผลการตอบสนองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกแบบคงที่ต่อผลการตอบสนองของโครงสร้างเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร โดย AASHTO ได้แบ่งระดับการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของชิ้นส่วนโครงสร้างออกเป็น 2 ระดับ ได้แก่

- 1) ระดับ Inventory เป็นการประเมินสะพานภายใต้น้ำหนักบรรทุกจรถาวรจากยานพาหนะในสภาวะการใช้งานปกติ ตลอดอายุการใช้งานของสะพาน
- 2) ระดับ Operating เป็นการประเมินสะพานภายใต้น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ยอมให้เนื่องจากยานพาหนะในสภาวะการใช้งานที่ไม่ปกติ

งานวิจัยนี้ได้คำนวณค่าดัชนีความปลอดภัยด้วยวิธีตัวคูนน้ำหนักบรรทุก (LF) ซึ่งระบุไว้ในมาตรฐาน Manual for Condition Evaluation of Bridges ของ AASHTO โดยเป็นวิธีที่

วิเคราะห์โครงสร้างสะพานภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มค่า และพิจารณาค่าดัชนีความปลอดภัยของชิ้นส่วนโครงสร้างจากกำลังรับน้ำหนักของชิ้นส่วนโครงสร้างที่ปรับลดค่าลง ดังสมการที่ 5.1

$$RF = \frac{\phi R_n - A_1 D}{A_2 L(1+I)} \quad (5.1)$$

โดยที่ R_n คือ กำลังรับน้ำหนักของชิ้นส่วนโครงสร้าง

ϕ คือ ตัวคูณลดกำลัง (Reduction Factor) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.9 สำหรับกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของชิ้นส่วนโครงสร้าง และเท่ากับ 0.85 สำหรับกำลังต้านทานแรงเฉือน

A_1 คือ ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกคงที่ ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.3 สำหรับการประเมินในระดับ Inventory level และ Operating level

D คือ ผลการตอบสนองของโครงสร้างเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกแบบคงที่ ซึ่งพิจารณาถึงน้ำหนักของพื้นสะพาน ทางเท้า และราวสะพาน

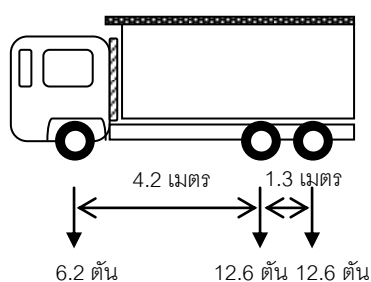
A_2 คือ ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจร ซึ่งมีค่าเท่ากับ 2.17 สำหรับการประเมินในระดับ Inventory level และมีค่าเท่ากับ 1.3 สำหรับการประเมินในระดับ Operating level

L คือ ผลการตอบสนองของโครงสร้างเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกแบบจร

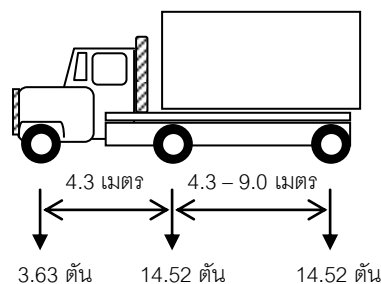
I คือ ปัจจัยแรงกระแทกเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร (Impact Factor) ซึ่งมีค่าเท่ากับ
$$\frac{50}{\text{ช่วงความยาวของสะพาน (ft)} + 125}$$

ในการวิเคราะห์แรงภายในของโครงสร้างที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกจรถนั้น จะใช้รถบรรทุก 2 ประเภทในการวิเคราะห์ ได้แก่ รถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย (Thai Truck) และรถบรรทุกประเภท HS20-44 ในมาตรฐาน AASHTO ซึ่งมีขนาดและน้ำหนักบรรทุกดังแสดงในรูปที่ 6.1 โดยจะทำการประเมินทั้งหมด 3 กรณี ดังต่อไปนี้

- 1) รถบรรทุกประเภท H20-44 จำนวน 2 คันแล่นเต็มทั้ง 2 เลน
- 2) รถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย จำนวน 2 คันแล่นเต็มทั้ง 2 เลน
- 3) รถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย จำนวน 6 คันแล่นต่อกันเป็นขบวนเต็มทั้ง 2 เลน



(ก) รถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย



(ข) รถบรรทุก AASHTO ประเภท HS20-44

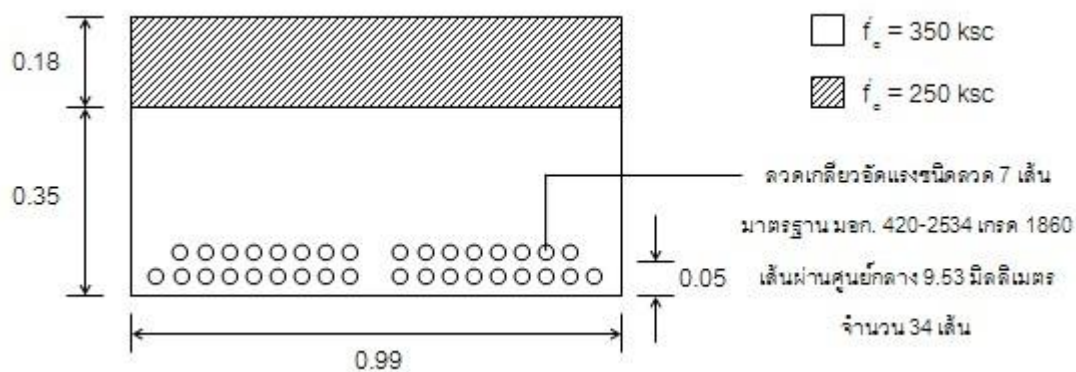
รูปที่ 6.1 รถบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์

6.2 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานช่วง 10 เมตร

การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของชิ้นส่วนคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นของสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรโดยใช้ค่าดัชนีความปลอดภัย จะทำการประเมินจากน้ำหนักบรรทุกจร 3 กรณีข้างต้น โดยในแต่ละกรณีจะทำการประเมินทั้งระดับ Inventory level และระดับ Operating level ซึ่งรายละเอียดจะแสดงดังต่อไปนี้

6.2.1 การวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักของชิ้นส่วนโครงสร้าง

ในการวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นนั้น หน้าตัดของคานที่พิจารณาจะมีลักษณะดังรูปที่ 6.2 โดยจะพิจารณาทั้งกำลังรับโมเมนต์ดัดและกำลังรับแรงเฉือน ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้



รูปที่ 6.2 หน้าตัดของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นที่พิจารณา (เมตร)

คุณสมบัติของวัสดุ

กำลังดึงประลัย (f_{pu}) ของลวดเกลียวอัดแรง	=	19018.96	กก./ซม. ²
กำลังดึงที่จุดคราก (f_{py}) ของลวดเกลียวอัดแรง	=	17117.07	กก./ซม. ²
กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (f_c')	=	350	กก./ซม. ²
ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด (d)	=	30	ซม.

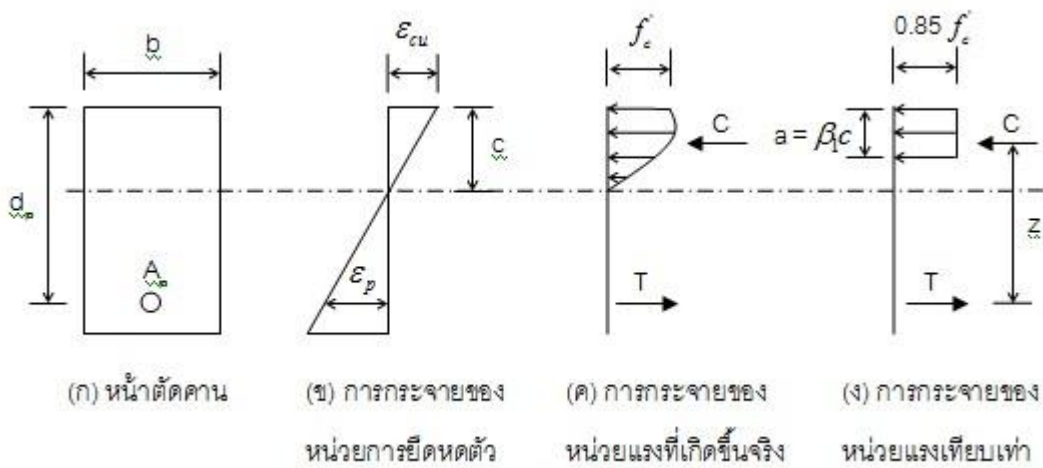
1) การวิเคราะห์กำลังรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัด

สมมติฐานทั่วไปในการคำนวณกำลังรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัด จะอ้างอิงกับมาตรฐาน ACI ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

- ก. การกระจายของหน่วยการยึดหดตัวในคอนกรีตและเหล็กเสริมเป็นเส้นตรง กล่าวคือ หน่วยการยึดหดตัวในคอนกรีตและเหล็กเสริม เป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะห่างจากแนวแกนสะเทิน
- ข. คอนกรีตไม่สามารถรับแรงดึงได้ ดังนั้นกำลังรับแรงดึงในคอนกรีตจะไม่ถูกนำมาพิจารณา
- ค. ที่สถานะประลัย หน่วยการยึดหดตัวของคอนกรีตที่ผิวด้านบนส่วนที่รับแรงอัดมีค่าเท่ากับ 0.003

พิจารณาการกระจายตัวของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตเทียบเท่าเป็นรูปสี่เหลี่ยม เมื่อหน้าตัดถูกแรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกภายนอก ดังรูปที่ 6.3 จะเห็นได้ว่าในขณะที่มีการกระจายของหน่วยการยืดหดตัวเป็นเส้นตรงและเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะทางจากแนวแกนสะเทิน ดังรูปที่ 6.3 (ข) การกระจายตัวของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตที่อยู่เหนือแนวแกนสะเทินจะมีลักษณะเป็นเส้นโค้งดังรูปที่ 6.3 (ค) เพื่อให้การคำนวณทำได้ง่ายขึ้น จึงคิดการกระจายตัวของหน่วยแรงอัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมเทียบเท่าดังรูปที่ 6.3 (ง) โดยใช้หลักการที่ว่าแรงอัดลัพธ์ C ในคอนกรีตจะต้องมีค่าเท่าเดิม และตำแหน่งของแรงอัดลัพธ์ C ต้องอยู่ที่ตำแหน่งเดิม ดังนั้นพื้นที่ภายในของรูปสี่เหลี่ยมเทียบเท่าในรูป 6.3 (ง) จะต้องมีพื้นที่เท่ากับพื้นที่ภายในรูปโค้งของรูป 6.3 (ค) และตำแหน่งจุดศูนย์กลางถ่วงของพื้นที่ทั้งสองต้องอยู่ที่ระดับเดียวกัน โดยมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตอัดแรงของ ว.ส.ท. ปี 2537 ได้กำหนดให้ความกว้างของหน่วยแรงอัดรูปสี่เหลี่ยมเทียบเท่ามีค่าเท่ากับ $0.85 f'_c$ และความสูง a มีค่าเท่ากับ $\beta_1 c$ ดังรูปที่ 6.3 (ง) โดยที่ c เป็นระยะตั้งฉากจากแกนสะเทินถึงผิวของคอนกรีตที่รับแรงอัด และค่า β_1 หาได้จากสมการที่ 6.1

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & \text{เมื่อ } f'_c \leq 300 \text{ ksc} \\ 0.85 - 0.0008(f'_c - 300) \geq 0.65 & \text{เมื่อ } f'_c > 300 \text{ ksc} \end{cases} \quad (6.1)$$



รูปที่ 6.3 การกระจายของหน่วยแรงยืดหดตัวและหน่วยแรงที่สถานะประลัย

จากสมการที่ 6.1 และคุณสมบัติของวัสดุของหน้าตัดดังรูปที่ 6.2 พบว่าคอนกรีตอัดแรงมีกำลังรับแรงอัดมากกว่า 300 กก./ซม.² ดังนั้นค่าการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีต (β_1) จึงมีค่าเท่ากับ $0.85 - 0.0008(350 - 300) = 0.81$

ในการออกแบบคอนกรีตอัดแรงที่สถานะประลัย จะต้องออกแบบให้การวิบัติเกิดขึ้นในลักษณะแรงดึงเป็นหลัก เพราะการวิบัติเนื่องจากแรงดึงจะเกิดขึ้นหลังจากเหล็กมีการยืดตัวจนเกินจุดคลากไปแล้ว โครงสร้างจะมีการโก่งตัวมาก่อนเกิดการวิบัติซึ่งการวิบัติในลักษณะนี้มีความเหนียว (Ductility) และเสียหายน้อยกว่าการวิบัติเนื่องจากแรงอัดเป็นหลัก ซึ่งการออกแบบให้โครงสร้างมีการวิบัติเนื่องจากแรงดึงเป็นหลักนั้น ปริมาณเหล็กเสริมอัดแรงจะต้องมีค่าน้อยกว่าเกณฑ์สมดุล โดยมาตรฐาน ว.ส.ท. ปี 2537 ได้กำหนดพิสัยของเหล็กเสริมในคอนกรีตอัดแรงไว้ดังต่อไปนี้

สำหรับหน้าตัดคานที่มีเหล็กเสริมอัดแรง

$$\omega_p \leq 0.36\beta_1 \quad (6.2ก)$$

สำหรับหน้าตัดคานที่มีเหล็กเสริมอัดแรงและเหล็กเสริมธรรมดา

$$\omega_p + (\omega - \omega') \frac{d}{d_p} \leq 0.36\beta_1 \quad (6.2ข)$$

สำหรับหน้าตัดคานที่มีปีก

$$\omega_{pw} + (\omega - \omega') \frac{d}{d_p} \leq 0.36\beta_1 \quad (6.2ค)$$

โดยที่ ω = ดัชนีเหล็กเสริมธรรมดารับแรงดึง $\omega = \rho f_y / f_c'$

ω' = ดัชนีเหล็กเสริมธรรมดารับแรงอัด $\omega' = \rho' f_y / f_c'$

ω_p = ดัชนีเหล็กเสริมอัดแรง $\omega_p = \rho_p f_{ps} / f_c'$

ρ = อัตราส่วนเหล็กเสริมธรรมดารับแรงดึง $\rho = A_s / bd_p$

ρ'	=	อัตราส่วนเหล็กเสริมธรรมดารับแรงอัด $\rho' = A_s' / bd_p$
ρ_p	=	อัตราส่วนเหล็กเสริมอัดแรง $\rho_p = A_{ps} / bd_p$
d	=	ระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงศูนย์กลางเหล็กเสริมรับแรงดึง
d_p	=	ระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงศูนย์กลางเหล็กเสริมอัดแรง
b	=	ความกว้างของคานหรือพื้น
A_s	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมธรรมดารับแรงดึง
A_s'	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมธรรมดารับแรงอัด
A_{ps}	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมอัดแรง
f_y	=	กำลังครากของเหล็กเสริมธรรมดา
f_{ps}	=	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรงที่สภาวะวิบัติ
f_{pu}	=	กำลังดึงประลัยของเหล็กเสริมอัดแรง
f_{py}	=	กำลังครากของเหล็กเสริมอัดแรง
$\omega_{pw}, \omega_w, \omega'_w$	=	ดัชนีเหล็กเสริมสำหรับหน้าตัดคานที่มีปีกเช่นรูปตัว T และ I คำนวณ เช่นเดียวกับ $\omega_p, \omega, \omega'$ ตามลำดับแต่ความกว้าง b ที่ใช้เป็นความกว้าง ของตัวแกน

สำหรับโครงสร้างที่เสริมเหล็กอัดแรงชนิดยึดเหนี่ยว (bonded tendon) ค่าหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรงที่สถานะประลัย (f_{ps}) จะสามารถคำนวณโดยประมาณได้ดังสมการที่ 6.3

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{r_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\} \quad (6.3)$$

โดยที่ r_p คือ ตัวคูณที่คำนึงถึงระดับกำลังครากของเหล็กเสริมอัดแรง มีค่าดังนี้

$$r_p = \begin{cases} 0.40 & \text{เมื่อ } 0.85 \leq \frac{f_{py}}{f_{pu}} < 0.90 \\ 0.28 & \text{เมื่อ } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.90 \end{cases} \quad (6.4)$$

f_{pu} คือ หน่วยแรงดึงประลัยในเหล็กเสริมอัดแรง (ksc)

จากคุณสมบัติของวัสดุข้างต้น จะสามารถคำนวณหาอัตราส่วนระหว่างกำลังดึงที่จุดคราก (f_{py}) กับกำลังดึงประลัย (f_{pu}) ของลวดเกลียวอัดแรง ได้เท่ากับ 0.90 ดังนั้นจากสมการ 6.4 จะได้ค่าตัวคูณที่คำนึงถึงระดับกำลังครากของเหล็กเสริมอัดแรงเท่ากับ 0.28

ค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมอัดแรง (ρ_p) จะสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\rho_p = A_{ps} / bd_p = \frac{(0.5484)(34)}{(99)(30)} = 0.006278$$

และเนื่องจากหน้าตัดไม่มีเหล็กเสริมแบบธรรมดา ดังนั้น ω และ ω' จึงมีค่าเท่ากับ 0

แทนค่า f_{pu} , r_p , β_1 และ ρ_p ลงไปในสมการที่ 6.3 จะสามารถคำนวณค่าหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรงที่สถานะประลัย (f_{ps}) ได้ดังนี้

$$f_{ps} = (19018.96) \left(1 - \frac{0.28}{0.81} \left(0.006278 \left(\frac{19018.96}{350} + 0 \right) \right) \right) = 16776.11 \text{ กก.}$$

ค่าโมเมนต์ดัดประลัยของคานคอนกรีตอัดแรง จะหาได้จากโมเมนต์ของแรงคู่ควบ C – T ที่สถานะประลัย ซึ่งที่สถานะประลัยนี้แรงอัดลัพท์ในคอนกรีต C หาได้จากการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตเทียบเท่าเป็นรูปสี่เหลี่ยม ซึ่งหาได้จาก $C = 0.85 f_c' ab$ และแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรง T หาได้จาก $T = A_{ps} f_{ps}$ โดยที่แรงอัดลัพท์ในคอนกรีต C จะต้องมีค่าเท่ากับแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรง T ดังนั้นจะได้

$$C = T$$

$$0.85 f_c' ab = A_{ps} f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps}}{0.85 f'_c b} \quad (6.5)$$

จากสมการที่ 6.5 จะสามารถคำนวณความลึกของแรงอัดรูปสี่เหลี่ยมเทียบเท่าได้เท่ากับ 10.62 และค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัดจะคำนวณได้จากสมการที่ 6.6

$$M_n = Cz = Tz = C(d_p - \frac{a}{2}) = T(d_p - \frac{a}{2}) \quad (6.6)$$

จากสมการที่ 6.6 จะสามารถคำนวณค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัดคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นสำหรับสะพานห้วยสามหางที่มีความยาวช่วง 10 เมตร ได้เท่ากับ 77229.71 กก.-เมตร หรือ 77.23 ตัน-เมตร

2) การวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด

สำหรับการวิเคราะห์ค่ากำลังรับแรงเฉือนในคอนกรีต จากผลการทดลองในอดีตพบว่า ในบริเวณที่มีแรงเฉือนมากแต่มีค่าโมเมนต์น้อย กำลังรับแรงเฉือนในคอนกรีตเป็นไปตามสมการที่ 6.7

$$V_c = 0.93 \sqrt{f'_c} bd \quad (6.7)$$

แต่ในบริเวณที่มีทั้งแรงเฉือนและโมเมนต์กระทำร่วมกัน เช่น บริเวณช่วงกลางคาน หรือฐานรองรับในคานต่อเนื่อง พฤติกรรมจะแตกต่างออกไป โดยที่การแตกร้าวจะเริ่มบริเวณผิวรับแรงดึงเนื่องจากผลของโมเมนต์ (Flexural crack) หลังจากนั้นรอยแตกร้าวจะขยับสูงขึ้นจนกระทั่งเลยเหล็กเสริมรับแรงดึง หลังจากนั้นการแตกร้าวจะเริ่มเอียงเข้าหาแกนสะเทิน เนื่องจากมีแรงเฉือนกระทำร่วมด้วย รอยร้าวแบบนี้จะพบมากกว่ารอยร้าวแบบแรก จากผลการทดลองพบว่า บริเวณที่มีโมเมนต์กระทำจะส่งผลให้กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตเป็นไปดังสมการ

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} bd \quad (6.8)$$

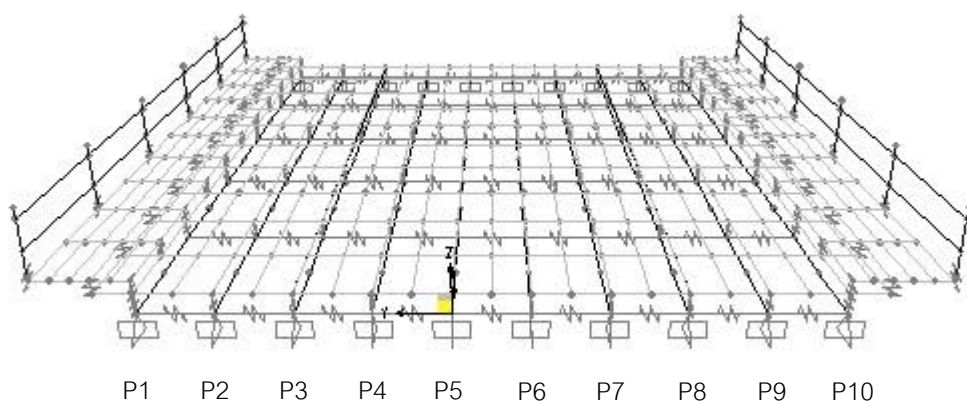
ดังนั้นจะสามารถคำนวณหา กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นของสะพานห้วยสามหางที่มีความยาวช่วง 10 เมตร ได้จากสมการที่ 6.8 ดังนี้

$$V_c = 0.53\sqrt{350}((99)(30) + (83.67)(18)) = 44381.89 \text{ กก.}$$

จะได้กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเท่ากับ 44381.89 กิโลกรัม หรือ 44.38 ตัน

6.2.2 การวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกของแบบจำลองสะพาน

การวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในหน้าตัดโครงสร้างสะพานนั้น เนื่องจากพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานจริงมีความซับซ้อนอยู่มาก และการวิเคราะห์โครงสร้างมีสมมติฐานและข้อจำกัดอยู่หลายข้อ ดังนั้นการวิเคราะห์แรงภายในของโครงสร้างสะพานจะใช้วิธีการวิเคราะห์จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งแบบจำลองที่นำมาวิเคราะห์จะต้องมีพฤติกรรมใกล้เคียงกับโครงสร้างสะพานจริงมากที่สุด โดยจะเลือกแบบจำลองสะพานห้วยสามทางที่มีความยาวช่วง 10 เมตรแบบ 3 มิติที่มีสภาพฐานรองรับเป็นแบบยึดหมุน ดังรูปที่ 6.4 (รายละเอียดของแบบจำลองจะแสดงในบทที่ 4)



รูปที่ 6.4 แบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรที่นำมาวิเคราะห์

สำหรับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับโครงสร้างสะพานโดยทั่วไปจะแบ่งเป็น 2 ประเภท คือ

- 1) น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load, DL) เป็นน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อสะพานตลอดอายุการใช้งาน สำหรับโครงสร้างส่วนบน น้ำหนักบรรทุกคงที่จะหมายถึงน้ำหนักของโครงสร้างหลัก ได้แก่ คานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น รวมไปถึงน้ำหนักของพื้นสะพาน (deck slab) ทางเท้า (side walks) และราวสะพาน (railings) โดยแรงภายในของคานคอนกรีตอัดแรงประเภท

แผ่นพื้นจากแบบจำลองสะพานดังรูปที่ 6.4 (คาน P1 ถึง P10) เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ จะสามารถวิเคราะห์ได้จากคำสั่ง section cut ในโปรแกรม SAP2000 โดยจะพิจารณาค่าโมเมนต์ดัด และแรงเฉือนที่มากที่สุดตลอดความยาวคานที่พิจารณา ผลการวิเคราะห์จะแสดงในตารางที่ 6.1

ตารางที่ 6.1 แรงภายในของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่

คาน	โมเมนต์ดัด, M_D (กก.-เมตร)	แรงเฉือน, V_D (กก.)
P1	11822	8519
P2	12084	5433
P3	12394	5632
P4	12559	5716
P5	12634	5755
P6	12654	5755
P7	12559	5716
P8	12394	5632
P9	12084	5433
P10	11822	8519

2) น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load, LL) คือน้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำกับโครงสร้างสะพาน ในระยะเวลาใดเวลาหนึ่ง ได้แก่ น้ำหนักยานพาหนะต่างๆที่แล่นผ่านบนสะพานเป็นต้น ซึ่งในการวิเคราะห์แรงภายในของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรนั้น เพื่อให้สอดคล้องกับการใช้งานจริงสำหรับประเทศไทย น้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำกับแบบจำลองสะพาน จะใช้น้ำหนักจากรถบรรทุกไทย (Thai Truck) ซึ่งมีน้ำหนักบรรทุก 25 ตัน และน้ำหนักจากรถบรรทุกประเภท HS20-44 ตามมาตรฐาน AASHTO ในการวิเคราะห์ ดังแสดงในรูปที่ 6.1 โดยจะพิจารณาเป็น 3 กรณี คือ รถบรรทุกประเภท H20-44 จำนวน 2 คันแล่นเต็มทั้ง 2 เลน, รถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย จำนวน 2 คันแล่นเต็มทั้ง 2 เลน และรถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย จำนวน 6 คันแล่นต่อกันเป็นขบวนเต็มทั้ง 2 เลน ซึ่งผลการวิเคราะห์จะแสดงในตารางที่ 6.2

ตารางที่ 6.2 แรงภายในของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร

คาน	กรณีศึกษา	โมเมนต์ดัด, M_{LL} (กก.-เมตร)	แรงเฉือน, V_{LL} (กก.)
P1	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	5378	1927
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	7187	2393
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	8394	3040
P2	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	6705	3467
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	8451	4415
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	9615	5097
P3	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	6777	4222
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	8550	4697
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	9770	5582
P4	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	7551	4773
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	9228	5661
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	10506	6640
P5	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	6554	3477
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	8658	4482
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	9971	5427
P6	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	6554	3477
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	8658	4482
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	9971	5427
P7	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	7551	4773
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	9228	5661
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	10506	6640
P8	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	6777	4222
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	8550	4697
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	9770	5582
P9	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	6705	3467
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	8451	4415
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	9615	5097
P10	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	5378	1927
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	7187	2393
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	8394	3040

6.2.3 การวิเคราะห์ค่าดัชนีความปลอดภัย (RF) ของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น

การคำนวณค่าดัชนีความปลอดภัยของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นสำหรับสะพานห้วยสามหางที่มีความยาวช่วง 10 เมตร จะทำการประเมินทั้งในระดับ Inventory level และระดับ Operating level ดังที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 6.1 ซึ่งค่าดัชนีความปลอดภัยจะสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 6.9 และ 6.10

$$RF_{Inventory} = \frac{\phi R_n - 1.3D}{2.17L(1+I)} \quad (6.9)$$

$$RF_{Operating} = \frac{\phi R_n - 1.3D}{1.3L(1+I)} \quad (6.10)$$

โดยที่ ϕ มีค่าเท่ากับ 0.90 สำหรับการประเมินกำลังรับโมเมนต์ดัด
0.80 สำหรับการประเมินกำลังรับแรงเฉือน

I คือ ค่าปัจจัยการกระแทก (Impact Factor) สามารถคำนวณได้จาก

$$I = \frac{50}{\text{ช่วงความยาวของสะพาน (ft)} + 125} \leq 0.33$$

สำหรับสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร (32.81 ฟุต) จะได้

$$I = 0.32 \quad \text{หรือ} \quad 32\%$$

R_n คือ กำลังรับโมเมนต์ดัดหรือกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด (6.2.1)

D คือ แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ (6.2.2)

L คือ แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกจร (6.2.2)

ตัวอย่างการวิเคราะห์ดัชนีความปลอดภัยของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น P5 เนื่องจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน ในกรณีที่ใช้น้ำหนักบรรทุกทุกที่ใช้ในประเทศไทย 2 คันแล่นเต็ม 2 เลน จะแสดงดังต่อไปนี้

1) ดัชนีความปลอดภัยของคาน P5 เนื่องจากโมเมนต์ดัด

$$RF_{Inventory} = \frac{0.9(77229) - 1.3(12634)}{2.17(8658)(1+0.32)} = 2.14$$

$$RF_{Operating} = \frac{0.9(77229) - 1.3(12634)}{1.3(8658)(1+0.32)} = 3.57$$

2) ดัชนีความปลอดภัยของคาน P5 เนื่องจากแรงเฉือน

$$RF_{Inventory} = \frac{0.85(44381) - 1.3(5755)}{2.17(4482)(1+0.32)} = 2.36$$

$$RF_{Operating} = \frac{0.85(44381) - 1.3(5755)}{1.3(4482)(1+0.32)} = 3.93$$

ผลการวิเคราะห์ค่าดัชนีความปลอดภัยของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นจะแสดง
ในตารางที่ 6.3

ตารางที่ 6.3 ค่าดัชนีความปลอดภัย (RF) ของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น

คาน	กรณีศึกษา	โมเมนต์ดัด		แรงเฉือน	
		RF _{INV}	RF _{OP}	RF _{INV}	RF _{OP}
P1	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	3.51	5.87	4.83	8.06
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	2.63	4.39	3.89	6.49
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	2.25	3.76	3.06	5.11
P2	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	2.80	4.67	3.09	5.15
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	2.22	3.71	2.42	4.05
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	1.95	3.26	2.10	3.50
P3	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	2.75	4.59	2.51	4.20
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	2.18	3.64	2.26	3.77
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	1.91	3.18	1.90	3.17
P4	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	2.46	4.10	2.22	3.70
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	2.01	3.36	1.87	3.12
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	1.77	2.95	1.59	2.66

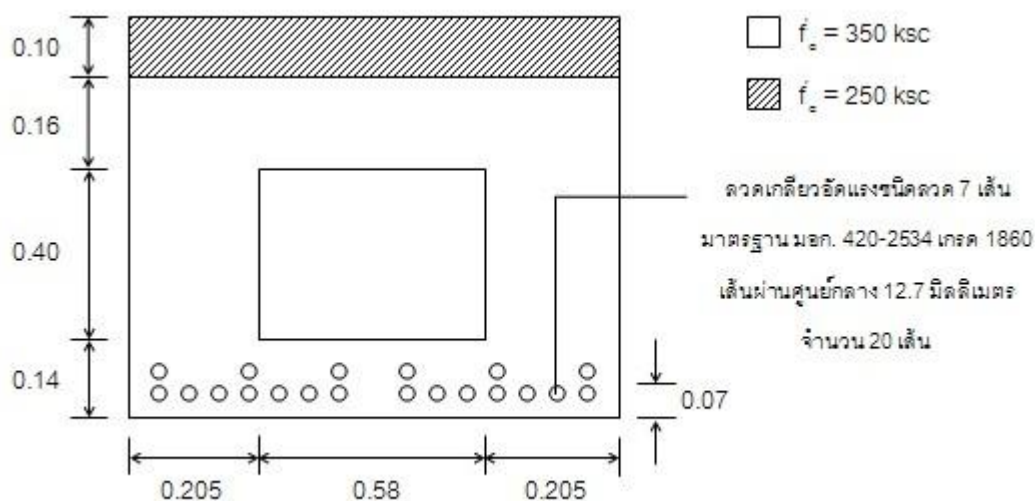
ตารางที่ 6.3 ค่าดัชนีความปลอดภัย (RF) ของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น (ต่อ)

คาน	กรณีศึกษา	โมเมนต์ดัด		แรงเฉือน	
		RF _{INV}	RF _{OP}	RF _{INV}	RF _{OP}
P5	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	2.83	4.72	3.04	5.07
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	2.14	3.57	2.36	3.93
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	1.86	3.10	1.95	3.25
P6	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	2.83	4.72	3.04	5.07
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	2.14	3.57	2.36	3.93
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	1.86	3.10	1.95	3.25
P7	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	2.46	4.10	2.22	3.70
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	2.01	3.36	1.87	3.12
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	1.77	2.95	1.59	2.66
P8	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	2.75	4.59	2.51	4.20
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	2.18	3.64	2.26	3.77
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	1.91	3.18	1.90	3.17
P9	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	2.80	4.67	3.09	5.15
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	2.22	3.71	2.42	4.05
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	1.95	3.26	2.10	3.50
P10	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	3.51	5.87	4.83	8.06
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	2.63	4.39	3.89	6.49
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	2.25	3.76	3.06	5.11

6.3 การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานช่วง 20 เมตร

การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของชิ้นส่วนคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องของสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตรโดยใช้ค่าดัชนีความปลอดภัย จะทำการประเมินจากน้ำหนักบรรทุกจร 3 กรณี ได้แก่ รถบรรทุกประเภท H20-44 จำนวน 2 คันแล่นเต็มทั้ง 2 เลน, รถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย จำนวน 2 คันแล่นเต็มทั้ง 2 เลน และรถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย จำนวน 6 คันแล่นต่อกันเป็นขบวนเต็มทั้ง 2 เลน โดยในแต่ละกรณีจะทำการประเมินทั้งระดับ

Inventory level และระดับ Operating level เช่นเดียวกับการประเมินในสะพานช่วง 10 เมตร ซึ่งหน้าตัดของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องที่พิจารณาจะแสดงดังรูปที่ 6.5



รูปที่ 6.5 หน้าตัดของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องที่พิจารณา (เมตร)

คุณสมบัติของวัสดุ

กำลังดึงประลัย (f_{pu}) ของลวดเกลียวอัดแรง = 18974.78 ksc

กำลังดึงที่จุดคราก (f_{py}) ของลวดเกลียวอัดแรง = 17095.53 ksc

กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (f_c') = 350 ksc

ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด (d) = 63 cm

6.3.1 การวิเคราะห์หาค่ารับน้ำหนักของชิ้นส่วนโครงสร้าง

1) การวิเคราะห์กำลังรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัด

ในการพิจารณากำลังรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัดคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องดังรูปที่ 6.5 จะพิจารณาในลักษณะเดียวกันกับคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น (รายละเอียดในหัวข้อที่ 6.2.1) ซึ่งรายละเอียดการคำนวณจะแสดงดังต่อไปนี้

- ค่าการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีต (β_1)

$$\beta_1 = 0.85 - 0.0008(350 - 300) = 0.81$$

- อัตราส่วนของกำลังดึงที่จุดคราก (f_{py}) กับกำลังดึงประลัย (f_{pu}) ของลวดเกลียวอัดแรง

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{17095.53}{18974.78} = 0.9$$

- ตัวคูณที่คำนึงถึงระดับกำลังครากของเหล็กเสริมอัดแรง (r_p)

$$r_p = 0.28$$

- ค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมอัดแรง (ρ_p)

$$\rho_p = \frac{(0.9871)(20)}{(99)(63)} = 0.003165$$

เนื่องจากหน้าตัดไม่มีเหล็กเสริมแบบธรรมดา ดังนั้น ω และ ω' จึงมีค่าเท่ากับ 0

- ค่าหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรงที่สถานะประลัย (f_{ps})

$$f_{ps} = (18974.78) \left[1 - \frac{0.28}{0.81} \left[(0.003165) \frac{18974.78}{350} + 0 \right] \right] = 17849.31 \text{ ksc}$$

- ความลึกของแรงอัดรูปสี่เหลี่ยมเทียบเท่า (a)

$$a = \frac{(0.9871)(20)(17849.31)}{0.85(350)(99)} = 11.96 \text{ ซม.}$$

จะวิเคราะห์หากล้างรับโมเมนต์ดัดของคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง (M_n) ได้เท่ากับ

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{(0.9871)(20)(17849.31) \left(63 - \frac{11.96}{2} \right)}{100} \\ &= 200927.69 \text{ กก.-เมตร} \\ &= 200.93 \text{ ตัน-เมตร} \end{aligned}$$

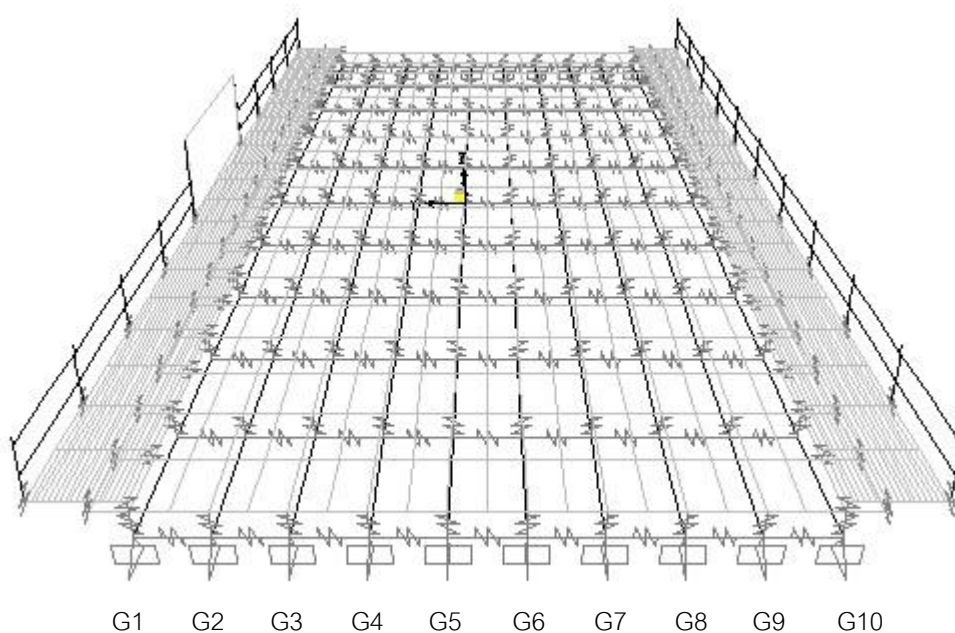
2) การวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด

จากหน้าตัดดังรูปที่ 6.5 จะสามารถคำนวณกำลังรับแรงเฉือนตามสมการที่ 6.8 ได้ดังนี้

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53\sqrt{350}[(99)(14-7) + (16)(99) + 2(20.5)(40) + (83.67)(10)] \\ &= 47134.80 \text{ กก.} \\ &= 47.13 \text{ ตัน} \end{aligned}$$

6.3.2 การวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกของแบบจำลองสะพาน

การวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในหน้าตัดโครงสร้างสะพานนั้น จะทำการวิเคราะห์จากแบบจำลองโครงสร้างสะพานห่วยสามทางที่มีความยาวช่วง 20 เมตรแบบ 3 มิติที่มีสภาพฐานรองรับเป็นแบบยึดหมุน ดังรูปที่ 6.6 (รายละเอียดของแบบจำลองจะแสดงในบทที่ 4) โดยแรงภายในของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรที่วิเคราะห์ได้จากแบบจำลองดังกล่าว จะแสดงในตารางที่ 6.4 และ 6.5 ตามลำดับ



รูปที่ 6.6 แบบจำลองสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตรที่นำมาวิเคราะห์

ตารางที่ 6.4 แรงภายในของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่

คาน	โมเมนต์ดัด, M_D (กก.-เมตร)	แรงเฉือน, V_D (กก.)
G1	59178	17514
G2	57750	12333
G3	58008	12536
G4	58182	12589
G5	58270	12595
G6	58276	12596
G7	58199	12591
G8	58030	12522
G9	57737	12193
G10	58880	16496

ตารางที่ 6.5 แรงภายในของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร

คาน	กรณีศึกษา	โมเมนต์ดัด, M_{LL} (กก.-เมตร)	แรงเฉือน, V_{LL} (กก.)
G1	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	19072	765
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	21049	978
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	36838	1873
G2	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	20881	5953
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	23231	6838
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	38827	11200
G3	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	21421	6100
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	22921	5238
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	38633	10606
G4	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	21993	7993
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	24071	7731
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	39971	14081
G5	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	20605	3813
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	22882	4412
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	38656	9277

ตารางที่ 6.5 แรงภายในของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร (ต่อ)

คาน	กรณีศึกษา	โมเมนต์ดัด, M_{LL} (กก.-เมตร)	แรงเฉือน, V_{LL} (กก.)
G6	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	20619	3813
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	22895	4412
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	38683	9277
G7	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	22033	7992
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	24108	7730
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	40051	14080
G8	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	21487	6101
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	22981	5240
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	38764	10615
G9	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	20966	5972
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	23308	6852
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	38998	11289
G10	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	19004	771
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	21069	1005
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	36747	2022

6.3.3 การวิเคราะห์ค่าดัชนีความปลอดภัย (RF) ของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง

การคำนวณค่าดัชนีความปลอดภัยของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องสำหรับสะพานห้วยสามหางที่มีความยาวช่วง 20 เมตร จะทำการประเมินทั้งในระดับ Inventory level และระดับ Operating level เช่นเดียวกับการประเมินในสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร โดยผลการวิเคราะห์ค่าดัชนีความปลอดภัยจะแสดงในตารางที่ 6.6

ตารางที่ 6.6 ค่าดัชนีความปลอดภัย (RF) ของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง

คาน	กรณีศึกษา	โมเมนต์ดัด		แรงเฉือน	
		RF _{INV}	RF _{OP}	RF _{INV}	RF _{OP}
G1	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	1.99	3.33	8.27	13.80
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	1.81	3.01	6.46	10.79
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	1.03	1.72	3.38	5.64
G2	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	1.85	3.09	1.48	2.46
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	1.67	2.78	1.29	2.15
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	1.00	1.66	0.78	1.31
G3	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	1.80	3.00	1.42	2.38
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	1.68	2.81	1.66	2.77
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	1.00	1.67	0.82	1.37
G4	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	1.75	2.92	1.08	1.81
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	1.60	2.67	1.12	1.87
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	0.96	1.61	0.62	1.03
G5	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	1.87	3.11	2.27	3.79
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	1.68	2.80	1.96	3.28
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	0.99	1.66	0.93	1.56
G6	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	1.86	3.11	2.27	3.79
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	1.68	2.80	1.96	3.28
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	0.99	1.66	0.93	1.56
G7	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	1.75	2.91	1.08	1.81
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	1.60	2.66	1.12	1.87
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	0.96	1.60	0.62	1.03
G8	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	1.79	2.99	1.43	2.38
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	1.68	2.80	1.66	2.77
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	0.99	1.66	0.82	1.37
G9	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	1.85	3.08	1.48	2.48
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	1.66	2.77	1.29	2.16
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	0.99	1.66	0.78	1.31
G10	รถบรรทุก AASHTO 2 คัน	2.01	3.35	8.83	14.74
	รถบรรทุกไทย 2 คัน	1.81	3.02	6.77	11.31
	รถบรรทุกไทย 6 คัน	1.04	1.73	3.37	5.62

จากการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานห้วยสามหาง จังหวัดเพชรบุรีพบว่า ค่าดัชนีความปลอดภัย (RF) ของคานคอนกรีตอัดแรงที่วิเคราะห์ได้จากแบบจำลองคอมพิวเตอร์ของสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรมีค่ามากกว่า 1 ในทุกกรณีที่ทำกรประเมิน แต่สำหรับสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตรพบว่า ในการประเมินค่าดัชนีความปลอดภัยเนื่องจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนมีค่ามากกว่า 1 สำหรับกรณีที่ประเมินโดยน้ำหนักบรรทุกประเภท H20-44 จำนวน 2 คันแล่นเต็มทั้ง 2 เลน และกรณีรถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย จำนวน 2 คันแล่นเต็มทั้ง 2 เลน สำหรับในกรณีรถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย จำนวน 6 คันแล่นต่อกันเป็นขบวนเต็มทั้ง 2 เลน ค่า RF ของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องบางตัวมีค่าน้อยกว่า 1 ในการประเมินโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนในระดับ Inventory level แต่การประเมินในระดับ Operating ทั้งจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนพบว่า ค่า RF มีค่ามากกว่า 1

บทที่ 7

สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

โครงสร้างสะพานเป็นโครงสร้างพื้นฐานที่มีความสำคัญอย่างมากในการเชื่อมต่อระบบคมนาคมให้มีประสิทธิภาพ ดังนั้นการตรวจสอบและประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานที่มีอยู่จึงเป็นสิ่งจำเป็น เพื่อเป็นการป้องกันไม่ให้เกิดความเสียหายทั้งทางด้านชีวิตและทรัพย์สิน

การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานจริงเป็นกระบวนการหนึ่งในการประเมินหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน โดยทั่วไป การทดสอบจะทำการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกซึ่งเป็นยานพาหนะที่มีขนาดและแรงกระทำต่อโครงสร้างมากที่สุดเมื่อเทียบกับยานพาหนะประเภทอื่น โดยจะทำการทดสอบการรับน้ำหนักทั้งแบบสถิตย์ (Static Load Test) และแบบพลวัต (Dynamic Load Test) ซึ่งการทดสอบดังกล่าวมีค่าใช้จ่ายและขั้นตอนการทดสอบที่ค่อนข้างมาก ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงได้ทำการศึกษาถึงความเป็นไปได้ในการทดสอบพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานด้วยแรงกระทำจากเครื่องปล่อยน้ำหนัก (Falling Weight Deflectometer) โดยเลือกสะพานห้วยสามหาง จังหวัดเพชรบุรี เป็นสะพานทดสอบ เนื่องจากสะพานดังกล่าวเป็นสะพานที่มีลักษณะโครงสร้างส่วนบนเป็น 2 แบบ คือ สะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรมีลักษณะเป็นคานคองกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้น (Prestressed Plank Girder) และสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตรมีลักษณะเป็นคานคองกรีตอัดแรงรูปกล่อง (Prestressed Box Girder) ซึ่งรายละเอียดการทดสอบจะอยู่ในบทที่ 3 จากนั้นจะทำการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม SAP2000 ทั้งแบบจำลองสะพาน 2 มิติและ 3 มิติ (บทที่ 4) แล้วจึงนำแบบจำลองสะพานดังกล่าวมาสอบเทียบพฤติกรรมกับผลการทดสอบภาคสนาม พร้อมทั้งศึกษาพารามิเตอร์ที่มีผลต่อการแอ่นตัวและความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน (บทที่ 5) แบบจำลองที่มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุดจะถูกนำมาประเมินหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยด้วยค่าดัชนีความปลอดภัย (Rating Factor, RF) โดยวิธีตัวคูนน้ำหนักบรรทุก (Load Factor Method, LF) ตาม

มาตรฐาน AASHTO (บทที่ 6) ซึ่งผลการศึกษาทั้งหมดจะสามารถสรุปโดยแยกเป็นหัวข้อได้ดังต่อไปนี้

7.1 ผลการทดสอบโครงสร้างสะพาน

จากผลการทดสอบพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานห้วยสามหางทั้งในช่วงความยาว 10 เมตรและ 20 เมตร โดยให้แรงกระทำแบบกระแทก (Impact Load) กับโครงสร้างประมาณ 5 ตัน จากเครื่องมือ falling weight deflectometer (FWD) พบว่าค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) ที่วิเคราะห์ได้จาก 3 วิธี ได้แก่ วิธีการแปลงฟูเรียร์แบบเร็ว (Fast Fourier Transform, FFT), วิธีการหาจากผลการตอบสนองของโครงสร้างในช่วงการสั่นไหวแบบอิสระ (Free Vibration) และการวิเคราะห์คานอย่างง่าย 2 มิติตามทฤษฎี มีความใกล้เคียงกัน โดยผลการวิเคราะห์จะแสดงในตารางที่ 7.1

ตารางที่ 7.1 ความถี่ธรรมชาติของสะพานห้วยสามหางที่วิเคราะห์ได้จากผลการทดสอบ

ความยาวช่วง	วิธีการวิเคราะห์	ความถี่ธรรมชาติ (Hz)	
		โหมด 1	โหมด 2
10 เมตร	การแปลงฟูเรียร์แบบเร็ว (FFT)	12.86	21.02
	ผลการตอบสนองของโครงสร้างในช่วงการสั่นไหวแบบอิสระ	12.93	-
	วิเคราะห์คานอย่างง่าย 2 มิติ	12.49	-
20 เมตร	การแปลงฟูเรียร์แบบเร็ว (FFT)	5.44	16.04
	ผลการตอบสนองของโครงสร้างในช่วงการสั่นไหวแบบอิสระ	5.39	-
	วิเคราะห์คานอย่างง่าย 2 มิติ	4.30	-

ผลการวิเคราะห์ค่าอัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio) ของสะพานห้วยสามหางด้วยวิธี free vibration decay โดยการวิเคราะห์จากค่าความเร่งที่ตำแหน่งกึ่งกลางสะพานที่ทำการกรองสัญญาณรบกวนด้วยวิธี 100-point moving average filter จะมีค่าเท่ากับ 5.48 % และ 3.40 % สำหรับสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรและ 20 เมตรตามลำดับ

7.2 ผลการสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพาน

จากการสร้างแบบจำลองโดยระเบียบวิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม SAP2000 พบว่า การสร้างแบบจำลองสะพานเป็นแบบคานอย่างง่าย (simple beam) 2 มิติไม่สามารถอธิบายรูปร่างการสั่นไหวในแนวตามขวาง (transverse) ของสะพานได้ ดังนั้นการสร้างแบบจำลองสะพานเป็นแบบ 3 มิติจึงมีความจำเป็นเพื่อให้ได้แบบจำลองที่มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุด โดยในงานวิจัยนี้ได้ทำการสร้างแบบจำลองสะพาน 3 มิติโดยใช้ชิ้นส่วนโครงสร้างแบบโครงข้อแข็ง (frame element) ในการจำลองคานหลัก (girder) และราวสะพาน และใช้ชิ้นส่วนแบบเปลือกบาง (shell element) ในการจำลองพื้นสะพาน (deck slab) และทางเท้า และจากการศึกษาส่วนประกอบของแบบจำลอง 3 มิติแบบต่างๆที่มีผลต่อค่าความถี่ธรรมชาติ พบว่า ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพานในโหมดที่ 1 ที่วิเคราะห์ได้จากผลการทดสอบมีค่าอยู่ระหว่างผลที่วิเคราะห์ได้จากแบบจำลองที่มีสภาพฐานรองรับแบบยึดหมุนและแบบยึดแน่น และพบว่าความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองที่พิจารณาผลของทางเท้าและราวสะพานมีความแตกต่างกับแบบจำลองที่ไม่พิจารณาผลของทางเท้าและราวสะพานอยู่ถึง 10 – 20% สำหรับแบบจำลองที่มีสภาพฐานรองรับแบบยึดหมุน ดังนั้นในการสร้างแบบจำลองให้มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุด จึงควรพิจารณาถึงคอนกรีตทับหน้า ทางเท้า และราวสะพานด้วย

7.3 ผลการศึกษาพารามิเตอร์ที่มีผลต่อพฤติกรรมของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน

จากการศึกษาพารามิเตอร์ซึ่งได้แก่ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและสภาพฐานรองรับของแบบจำลองที่มีผลต่อพฤติกรรมการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระทำและความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 ของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน 3 มิติที่พิจารณาผลของคอนกรีตทับหน้า ทางเท้าและราวสะพานพบว่า แบบจำลองที่มีพฤติกรรมการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระทำใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุด เมื่อพิจารณาให้แบบจำลองดังกล่าวมีสภาพฐานรองรับเป็นแบบยึดหมุนคือแบบจำลองที่ปรับเพิ่มค่าโมดูลัสยืดหยุ่น 10% จากค่าที่ออกแบบ และแบบจำลองที่มีค่าการแอ่นตัวใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุด เมื่อพิจารณาผลของสภาพฐานรองรับคือ แบบจำลองที่มีสตีเฟเนสแบบหมุนที่ฐานรองรับตามค่าที่คำนวณได้จากมาตรฐาน AS 5100.4-2004 ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.86×10^6 กก.-ม./เรเดียน

สำหรับแบบจำลองที่ทำการปรับแก้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและสภาพฐานรองรับพบว่า แบบจำลองที่มีพฤติกรรมการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระทำใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุด คือแบบจำลองที่ปรับลดค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตลง 20% และมีค่าสตีเฟเนสแบบหมุนที่ฐานรองรับเท่ากับ 9.3×10^6 กก.-ม./เรเดียน ส่วนแบบจำลองที่มีความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุดคือ แบบจำลองที่ปรับเพิ่มค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต 20% และมีค่าสตีเฟเนสแบบหมุนที่ฐานรองรับเท่ากับ 9.3×10^6 กก.-ม./เรเดียน

7.4 ผลการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน

จากการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานห้วยสามหาง โดยใช้ค่าดัชนีความปลอดภัย (RF) ด้วยวิธีตัวค้อนน้ำหนักบรรทุก (LF) ตามมาตรฐาน AASHTO จาก 3 กรณีศึกษา ได้แก่

- 1) รถบรรทุกประเภท H20-44 จำนวน 2 คันแล่นเต็มทั้ง 2 เลน
- 2) รถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย จำนวน 2 คันแล่นเต็มทั้ง 2 เลน
- 3) รถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย จำนวน 6 คันแล่นต่อกันเป็นขบวนเต็มทั้ง 2 เลน

พบว่า การประเมินในสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร ค่า RF ของคานคอนกรีตอัดแรงประเภทแผ่นพื้นทุกตัวมีค่ามากกว่า 1 ในทุกกรณีทั้งการประเมินจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนในระดับ Inventory level และ Operating level ส่วนการประเมินในสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร พบว่า ค่า RF เนื่องจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องทุกตัวมีค่ามากกว่า 1 สำหรับกรณีรถบรรทุกประเภท H20-44 จำนวน 2 คันแล่นเต็มทั้ง 2 เลน และกรณีรถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย จำนวน 2 คันแล่นเต็มทั้ง 2 เลน สำหรับในกรณีรถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย จำนวน 6 คันแล่นต่อกันเป็นขบวนเต็มทั้ง 2 เลน ค่า RF ของคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องบางตัวมีค่าน้อยกว่า 1 ในการประเมินโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนในระดับ Inventory level แต่การประเมินในระดับ Operating ทั้งจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนพบว่า ค่า RF มีค่ามากกว่า 1

7.5 ข้อเสนอแนะ

1) จากสมมติฐานที่ใช้ในการปรับแก้แบบจำลอง หากมีการทดสอบสมมติฐานดังกล่าว อาจทำให้สมมติฐานมีความน่าเชื่อถือมากยิ่งขึ้น โดยมีข้อเสนอแนะดังต่อไปนี้

- ทำการทดสอบสมมติฐานที่ว่า โครงสร้างจะมีสติเฟเนสที่มากเมื่อมีแรงภายนอกกระทำน้อย และจะมีสติเฟเนสที่น้อยลงเมื่อมีแรงภายนอกกระทำมากขึ้น

- ทำการทดสอบสมมติฐานที่ว่า ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตของโครงสร้างสะพานจริงมีความคลาดเคลื่อนไปจากค่าที่ทำการออกแบบ

2) ในการทดสอบพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานควรมีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดหลายตำแหน่งมากขึ้น เพื่อเป็นการป้องกันความผิดพลาดของข้อมูลและทำให้ข้อมูลมีความน่าเชื่อถือมากยิ่งขึ้น

3) จากการทดสอบและประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานในงานวิจัยนี้ ได้ทำการตรวจวัดและวิเคราะห์ค่าคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้างสะพาน ได้แก่ ความถี่ธรรมชาติและอัตราส่วนความหน่วง จากเครื่องวัดความเร่งที่ติดตั้งบริเวณกึ่งกลางผิวด้านบนของพื้นสะพาน หากมีการศึกษาเพิ่มเติมและทดสอบโครงสร้างสะพานโดยใช้ผลการตรวจวัดจากเครื่องวัดความเร็วของเครื่อง falling weight deflectometer มาวิเคราะห์ค่าคุณสมบัติทางพลศาสตร์ข้างต้นเพียงอย่างเดียว อาจจะทำให้การทดสอบมีความง่ายและรวดเร็วมากยิ่งขึ้น โดยในเบื้องต้นควรทำการทดสอบและวิเคราะห์ผลการตรวจวัดจากเครื่องมือทั้ง 2 เครื่อง เพื่อศึกษาถึงข้อดี ข้อด้อย รวมไปถึงข้อจำกัดของเครื่องมือทั้ง 2 เครื่อง

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

กิตติ จิวโพธิ์เจริญ. การศึกษาการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยและอายุการใช้งานของโครงสร้างสะพานแบบแผ่นพื้น. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2552.

นเรศ พันธธรร. การออกแบบคอนกรีตอัดแรง. กรุงเทพมหานคร : ไลบรารี นาย, 2540.

ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์. การวิเคราะห์โครงสร้าง. พิมพ์ครั้งที่ 5. กรุงเทพมหานคร : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, 2527.

ปัญญา ชูพานิช. โครงการสำรวจสภาพความเสียหายและทดสอบการรับน้ำหนักของสะพานแบบ SLAB TYPE ในพื้นที่สำนักทางหลวงที่ 5. สำนักงานวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม, 2551.

ปัญญา ชูพานิช. โครงการสำรวจสภาพความเสียหายและทดสอบการรับน้ำหนักของสะพานกรมทางหลวงในพื้นที่สำนักทางหลวงที่ 2. สำนักงานวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม, 2551.

พรชัย ภววงษ์ศักดิ์. การประมวลผลสัญญาณดิจิทัลเบื้องต้น. หนังสือประกอบการเรียนการสอนวิชาการประมวลผลสัญญาณเชิงตัวเลข. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร, 2552.

มนตรี เดชาสมสกุล. โครงการศึกษาผลกระทบต่อโครงสร้างสะพานในการรับน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นและออกแบบเพิ่มความแข็งแรงให้กับโครงสร้างสะพาน. สำนักวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม, 2549.

รัฐภูมิ ภูมมา. การประเมินสภาพและกำลังรับน้ำหนักของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสื่อมสภาพ.

วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2552.

ลัญจนกร วุฒิสีทธิกุลกิจ. การใช้งานโปรแกรม Matlab เบื้องต้น. กรุงเทพมหานคร : สำนักพิมพ์แห่ง

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2549.

วัชรพงษ์ ประสานเกลียว. การประเมินค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์และการ

ตอบสนองเชิงพลวัตของโครงสร้างสะพานแบบ Box Girder ภายใต้แรงกระทำจากรถบรรทุก. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, 2546.

ศูนย์บริการวิชาการแห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. โครงการตรวจสอบและประเมินสภาพสะพาน

เหล็กข้ามทางแยก ถนนพระรามที่ 4 – สายทอ. กรุงเทพมหานคร : จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย วิทยาลัย, 2555.

ภาษาอังกฤษ

Agardh, L. Impact Excitation of Concrete Highway Bridge. 12th International Modal

Analysis Conference, Honolulu, HI, February 1-4, 1994.

America Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Manual

for Condition Evaluation of Bridge, 1994.

America Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). AASHTO

Standard Specifications for Highway Bridges, 2002.

- America Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating (LRFR) of Highway Bridges, 2003.
- Chopra, A. K. Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering. Third edition. Prentice-Hall, 2007.
- Cioara, T. G., and Alampalli, S. Modal Testing of Bridge Structures by Impulse Excitation. 19th International Modal Analysis Conference, Orlando, FL, USA, February 5-8, 2001.
- Clough, R. W., and Penzien, J. Dynamics of Structures. McGraw-Hill, 1993.
- Computer and Structure Inc. SAP2000 Basic Analysis Reference. Berkeley, California, USA, 1998.
- Green, M. F. Modal Test Methods for Bridges. 13th International Modal Analysis Conference, Nashville, Tennessee, USA, February 13-16, 1995.
- Gupta, P. K., Singh, K. K., and Mishra, A. Parametric Study on Behaviour of Box-Girder Bridges Using Finite Element Method. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing) Vol. 11 (2010) : 135-148
- Hardyniec, A. B. Dynamic Testing and Modeling of a Superelevated Skewed Highway Bridge. Master's thesis, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, 2009.
- Hoadley, P. W., and Gomez, J. P. Structural Stiffness Identification of Bridge Superstructures. Virginia Transportation Research Council. Virginia Department of Transportation, 1996.

Jeffrey, A., Brena, S. F., and Civjan, S. A. Evaluation of Bridge Performance and Rating through Non-Destructive Load Testing. University of Massachusetts Amherst Department of Civil & Environment Engineering, 2009.

Kong, F., Liang, Z., and Lee, G. C. Responses of a Model Bridge Under Impact and Ambient Excitation. 14th International Modal Analysis Conference, Dearborn, Michigan, February 12-15, 1996.

Pate, J. W. Dynamic Testing of a Highway Bridge. 15th International Modal Analysis Conference, Orlando, Florida, February 3-6, 1997.

Reynolds, P., and Pavic, A. Comparison of Force and Ambient Vibration Measurements on a Bridge. In the XIX International Modal Analysis Conference, Orlando, February, pp. 846-851, 2001.

Siswobusono, S. E., Chen, S. E., Lei, Z., and Yamak, B. E. Dynamic Load Rating of Rural Bridges. 22nd International Modal Analysis Conference, Detroit, Michigan, February, 2004.

Smith, S. W. The Scientist and Engineer's Guide to Digital Signal Processing. Second edition. California Technical Publishing, 1999.

Wagner, J., and Burgemeister, J. Piezoelectric Accelerometers Theory and Application. 6th revised edition. Manfred Weber, 2012.

Warren, G., and Shope, R. Impact Load Method for Structural Assesment of Pier and Bridges. Naval Civil Engineering Laboratory. Port Hueneme, 1992.

Ying, H. Q., Shen, S., Ying, M., and Lin, J. M. Impact Test Technique for Large-Scale Structure. 25th International Modal Analysis Conference, Orlando, FL, USA, February 19-22, 2007.

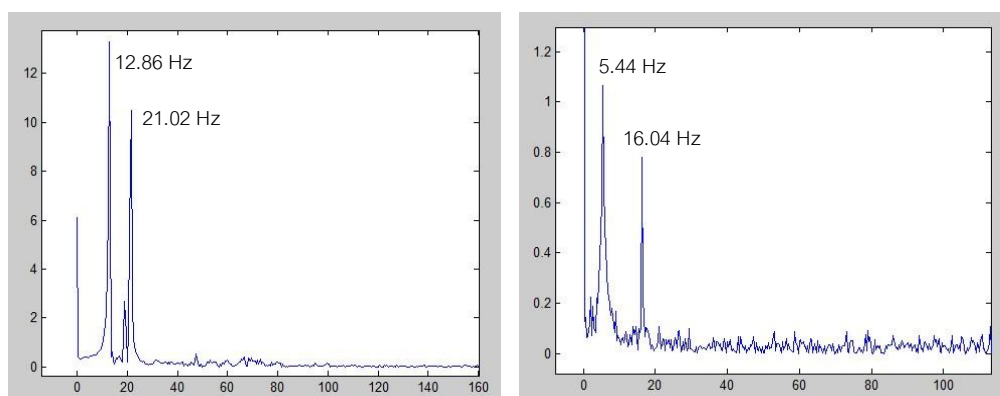
Ying, H. Q., Shen, S., Lei, S. H., and Liu, J. M. Yellow River Railway Bridge's Modal Test Exciting with Hammer. 17th International Modal Analysis Conference, Kissimmee, Florida, February 8-11, 1999.

ภาคผนวก

ภาคผนวก ก

การสอบเทียบแบบจำลองโดยใช้ข้อมูลจากเครื่องวัดความเร่ง

นอกเหนือจากการใช้เครื่องมือทดสอบแบบปล่อยน้ำหนักที่มีเครื่องวัดความเร่งเร็ว (geophones) ประกอบมาด้วย ในการทดสอบได้มีการติดตั้งเครื่องวัดความเร่งที่ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน เพื่อนำข้อมูลความเร่งที่ตรวจวัดได้ไปศึกษาหาค่าความถี่ธรรมชาติและอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้าง โดยตัวอย่างความถี่ธรรมชาติที่วิเคราะห์ได้จากวิธี FFT จะแสดงในรูปที่ ก.1(ก) และ ก.1(ข) สำหรับสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตรและ 20 เมตรตามลำดับ



(ก)

(ข)

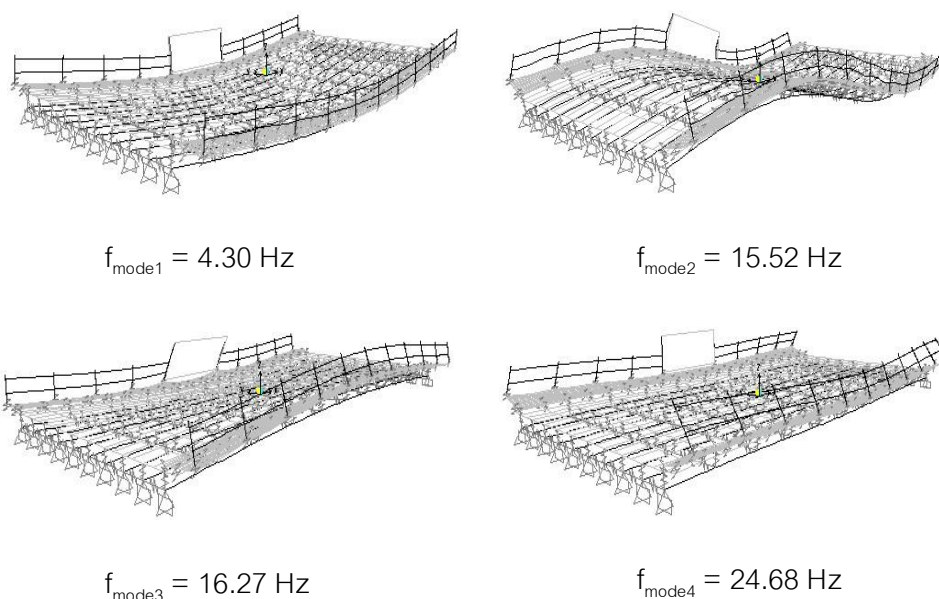
รูปที่ ก.1(ก) ความถี่ธรรมชาติของสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร (ข) ความถี่ธรรมชาติของสะพานที่มีความยาวช่วง 20 เมตร โดยวิธี FFT

จากรูปที่ ก.1 พบว่า ความถี่ธรรมชาติที่วิเคราะห์ได้จากผลการทดสอบด้วยวิธี FFT สามารถวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติได้ 2 โหมด โดยความถี่ธรรมชาติที่วิเคราะห์ได้จากผลการทดสอบจะแสดงในตารางที่ ก.1

ตารางที่ ก.1 ความถี่ธรรมชาติที่วิเคราะห์ได้จากผลการทดสอบ

สะพานที่มีความยาวช่วง	ความถี่ธรรมชาติโหมด 1 (Hz)	ความถี่ธรรมชาติโหมด 2 (Hz)
10 เมตร	12.86	21.02
20 เมตร	5.44	16.04

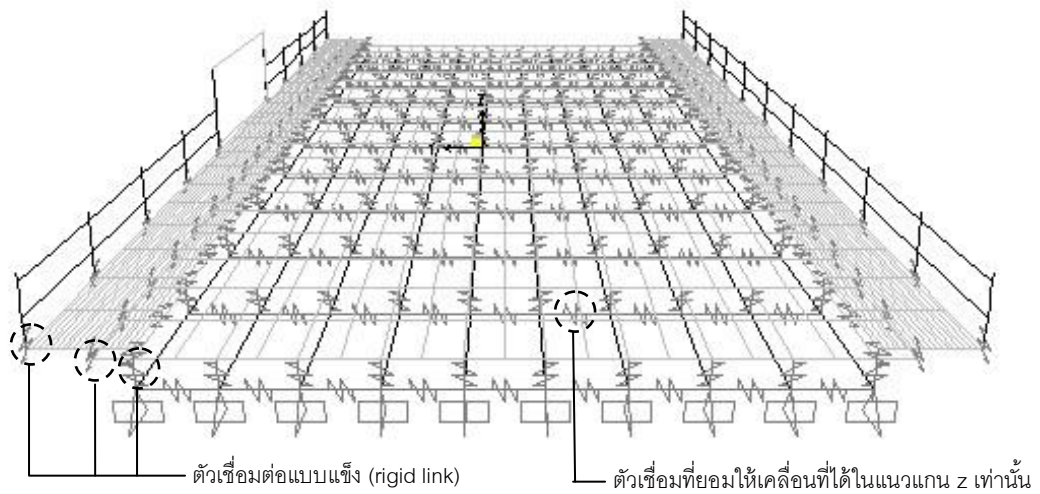
สำหรับแบบจำลองโครงสร้างสะพานที่จะนำมาสอบเทียบคือ แบบจำลอง โครงสร้าง สะพาน 3 มิติที่พิจารณาผลของคอนกรีตทับหน้าและราวสะพานเหมือนจริงตามแบบ ซึ่งจากเดิม ในบทที่ 4 การสร้างแบบจำลองจะพิจารณาให้ตัวเชื่อมต่อระหว่างคานหลักเป็นตัวเชื่อมต่อแบบ แข็ง (rigid link) โดยจะสามารถวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติและรูปร่างการสั่นไหวได้ดังรูปที่ ก.2



รูปที่ ก.2 รูปร่างการสั่นไหวในโหมดที่ 1 ถึง 4 ของแบบจำลองที่มีตัวเชื่อมต่อแบบแข็ง

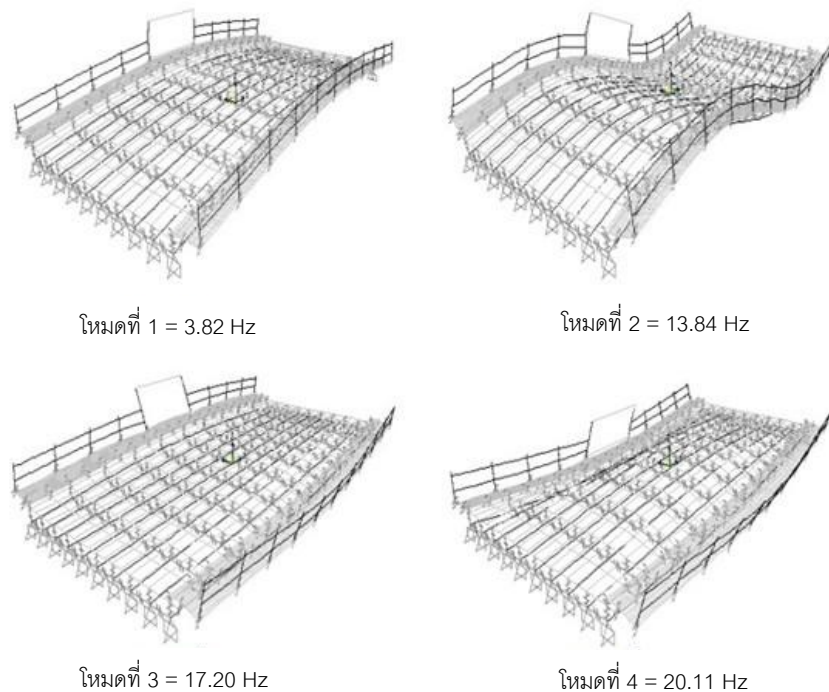
จากรูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองโครงสร้างสะพานในโหมดที่ 2 ถึง 4 ดังรูปที่ ก.2 พบว่าที่บริเวณกึ่งกลางสะพานไม่เกิดการเคลื่อนที่ และเนื่องจากในการทดสอบการปล่อยน้ำหนัก ได้ทำการติดตั้งเครื่องวัดความเร่งไว้ที่บริเวณกึ่งกลางสะพาน ดังนั้นการสั่นไหวในโหมดที่ 2 ถึง 4 ในรูปที่ ก.2 จึงไม่น่าจะตรวจวัดได้จากการทดสอบดังกล่าว

จากรูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองข้างต้น มีความไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบ ภาคสนาม ดังนั้นคุณสมบัติของตัวเชื่อมต่อระหว่างคานหลักจึงถูกนำมาพิจารณา ซึ่งในที่นี้จะ พิจารณาให้ตัวเชื่อมต่อระหว่างคานหลักเป็นตัวเชื่อมต่อที่มีความอ่อนตัว สามารถเคลื่อนที่ได้ ในแนวตั้ง ดังรูปที่ ก.3



รูปที่ ก.3 แบบจำลองโครงสร้างสะพานที่ตัวเชื่อมต่อระหว่างคานหลักสามารถเคลื่อนที่ได้ในแนวตั้ง

ผลการวิเคราะห์รูปร่างการสั่นไหวและความถี่ธรรมชาติในโหมดต่างๆด้วยโปรแกรม SAP2000 ของแบบจำลองที่มีตัวเชื่อมต่อระหว่างคานหลักที่สามารถเคลื่อนที่ได้ในแนวตั้ง จะได้ผลดังรูปที่ ก.4



รูปที่ ก.4 รูปร่างการสั่นไหวในโหมดที่ 1 ถึง 4 ของแบบจำลองที่มีตัวเชื่อมต่อเคลื่อนที่ได้ในแนวตั้ง

จากผลการวิเคราะห์หรือรูปร่างการสั่นไหวของแบบจำลองดังรูปที่ ก.4 พบว่า ความถี่ธรรมชาติ และรูปร่างการสั่นไหวที่ตรวจวัดได้จากการทดสอบการปล่อยน้ำหนักน่าจะเป็นรูปร่างการสั่นไหวในโหมดที่ 1 และโหมดที่ 4 จากแบบจำลอง เนื่องจากในการทดสอบภาคสนามได้ทำการติดตั้งเครื่องวัดความเร่งไว้ที่บริเวณกึ่งกลางของช่วงสะพานทดสอบ ดังนั้นรูปร่างการสั่นไหวในโหมดที่ 2 และโหมดที่ 3 จากแบบจำลองจึงไม่น่าจะตรวจวัดได้จากการทดสอบดังกล่าว



การปรับแก้แบบจำลองให้มีค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 ใกล้เคียงกับผลการทดสอบนั้น จะทำการปรับแก้โดยมีสมมติฐานดังต่อไปนี้

1) ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (E) ของคอนกรีตของโครงสร้างจริงมีความคลาดเคลื่อนไปจากค่าที่ออกแบบ

2) สภาพฐานรองรับของโครงสร้างสะพานจริงมีพฤติกรรมอยู่ระหว่างสภาพฐานรองรับแบบยึดหมุนกับแบบยึดแน่น

ในการปรับแก้สภาพฐานรองรับของแบบจำลองจะทำการใส่สปริงแบบหมุน (rotational spring) ไปที่ฐานรองรับและปรับค่าสติเฟเนชันได้ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองในโหมดที่ 1 มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบ ตามสมมติฐานข้างต้น โดยความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองที่ทำการปรับแก้แล้วจะแสดงในตารางที่ ก.2

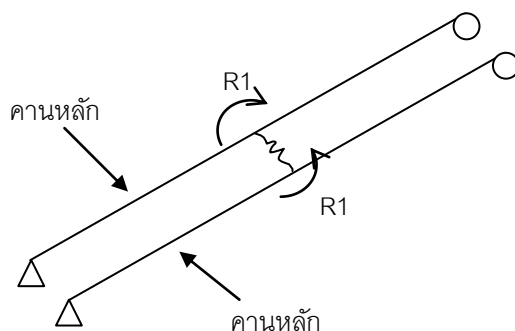
ตารางที่ ก.2 ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองที่ปรับแก้แล้ว

ช่วง สะพาน	สภาพฐานรองรับ	f_c คอนกรีต อัดแรง (ksc)	f_c คอนกรีต หล่อในที่ (ksc)	f_{mode1}  (Hz)	f_{mode2}  (Hz)
10 เมตร	ค่าที่ตรวจวัดได้			12.86	21.02
	แบบยึดหมุน	350	250	9.17	24.67
	แบบยึดแน่น	350	250	15.15	24.81
	แบบยึดหมุน	950	1300	12.86	34.41
	สปริงแบบหมุนที่มี สติฟเนส เท่ากับ 3.43×10^7 กก./ม.	350	250	12.86	24.74
20 เมตร	ค่าที่ตรวจวัดได้			5.44	16.04
	แบบยึดหมุน	350	250	3.82	20.11
	แบบยึดแน่น	350	250	7.51	20.21
	แบบยึดหมุน	950	1300	5.44	28.05
	สปริงแบบหมุนที่มี สติฟเนส เท่ากับ 2.81×10^7 กก./ม.	350	250	5.44	20.17

จากตารางที่ ก.2 พบว่าการปรับแก้แบบจำลองสะพานให้มีความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 ใกล้เคียงกับผลการทดสอบนั้น การปรับแก้แบบจำลองโดยการปรับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตเพียงอย่างเดียว จะต้องทำการปรับให้มีค่าเพิ่มขึ้นกว่าค่าที่ออกแบบถึง 280 % ดังนั้นในการปรับแก้แบบจำลองให้มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับโครงสร้างจริง จึงจะทำการปรับค่าสติฟเนสแบบหมุนที่ฐานรองรับจนแบบจำลองมีค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุด

สำหรับค่าความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองสะพานในโหมดที่ 2 จากตารางที่ ก.2 พบว่ามีค่าที่เปลี่ยนแปลงไปเพียง 0.5% เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงสภาพฐานรองรับจากแบบยึดหมุนเป็นแบบยึดแน่น ดังนั้นการปรับแก้แบบจำลองสะพานให้มีความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 2 สอดคล้องกับผล

การทดสอบจึงจะทำการปรับแก้ค่าสติฟเนสในแนว R1 ของตัวเชื่อมต่อระหว่างคานหลักในแบบจำลอง ดังรูปที่ ก.5



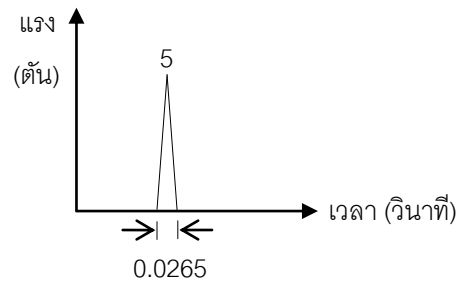
รูปที่ ก.5 การหมุนในแนว R1 ของตัวเชื่อมต่อระหว่างคานหลัก

แบบจำลองที่ทำการปรับแก้ค่าสติฟเนสแบบหมุนในแนว R1 ดังรูปที่ ก.3 จนมีค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดการสั่นไหวที่ 2 ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ จะแสดงในตารางที่ ก.2

ตารางที่ ก.3 แบบจำลองสะพานห้วยสามหางที่ปรับแก้แล้ว

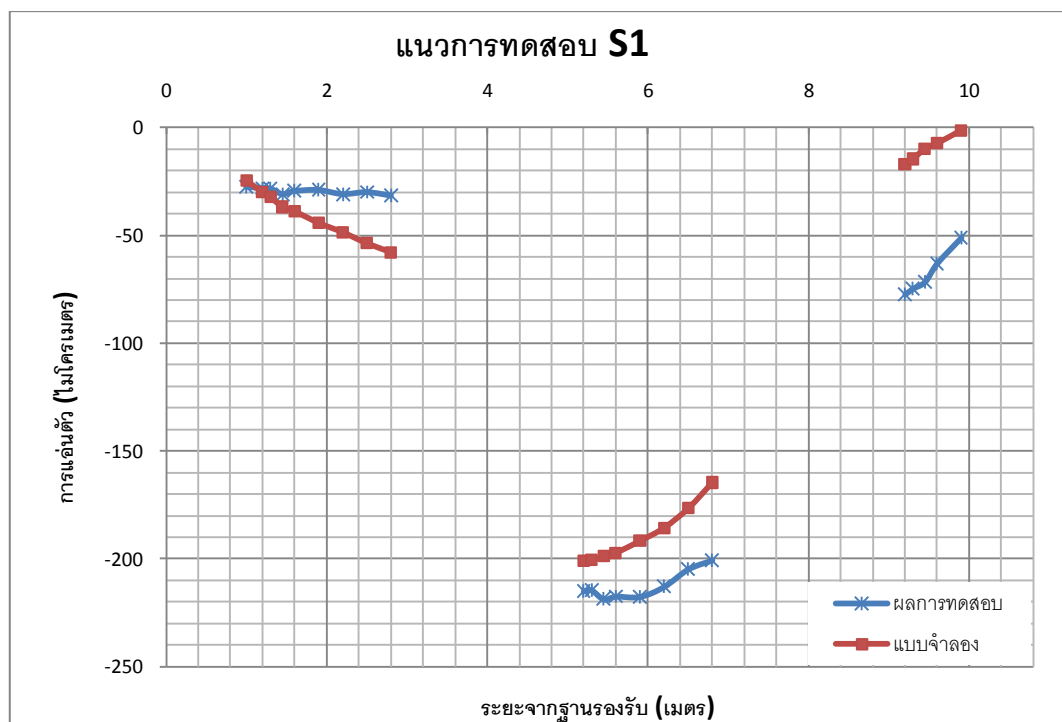
ช่วงสะพาน	10 เมตร	20 เมตร
f'_c คอนกรีตอัดแรง (ksc)	350	350
f'_c คอนกรีตหล่อในที่ (ksc)	250	250
สติฟเนสของสปริงแบบหมุนที่ฐานรองรับ (กก.-ม./เรเดียน)	3.43×10^7	2.81×10^7
สติฟเนสของตัวเชื่อมระหว่างคานหลัก (กก.-ม./เรเดียน)	1.395×10^8	7×10^8
ความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 (Hz)	12.74	5.44
ความคลาดเคลื่อนจากผลการทดสอบ (%)	0.9	0
ความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 2 (Hz)	21.02	16.88
ความคลาดเคลื่อนจากผลการทดสอบ (%)	0	5.2

แบบจำลองสะพานที่ทำการปรับแก้จนมีความถี่ธรรมชาติใกล้เคียงกับผลการทดสอบจะถูกนำมาให้แรงกระทำแบบกระแทกในโปรแกรม SAP2000 โดยตำแหน่งที่ให้แรงกระทำจะเป็นตำแหน่งเดียวกันกับตำแหน่งที่ทดสอบการปล่อยน้ำหนักกระทำกับโครงสร้างสะพานจริง (ในบทที่ 3) ลักษณะของแรงที่กระทำกับแบบจำลองจะแสดงในรูปที่ ก.6

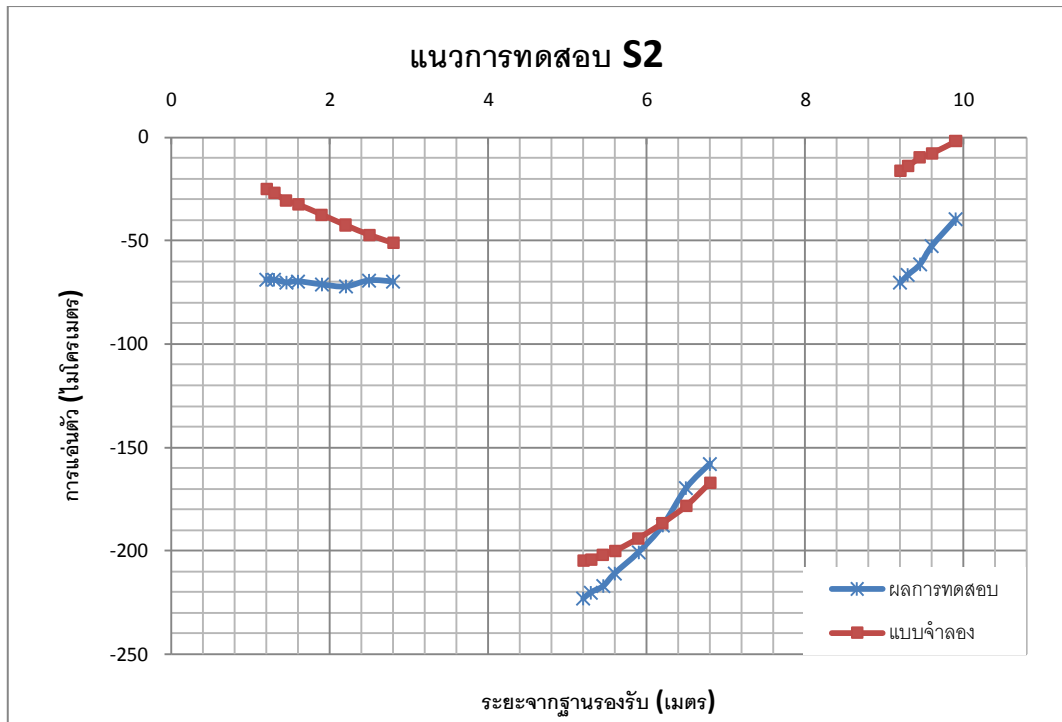


รูปที่ ก.6 ลักษณะของแรงที่กระทำในแบบจำลอง

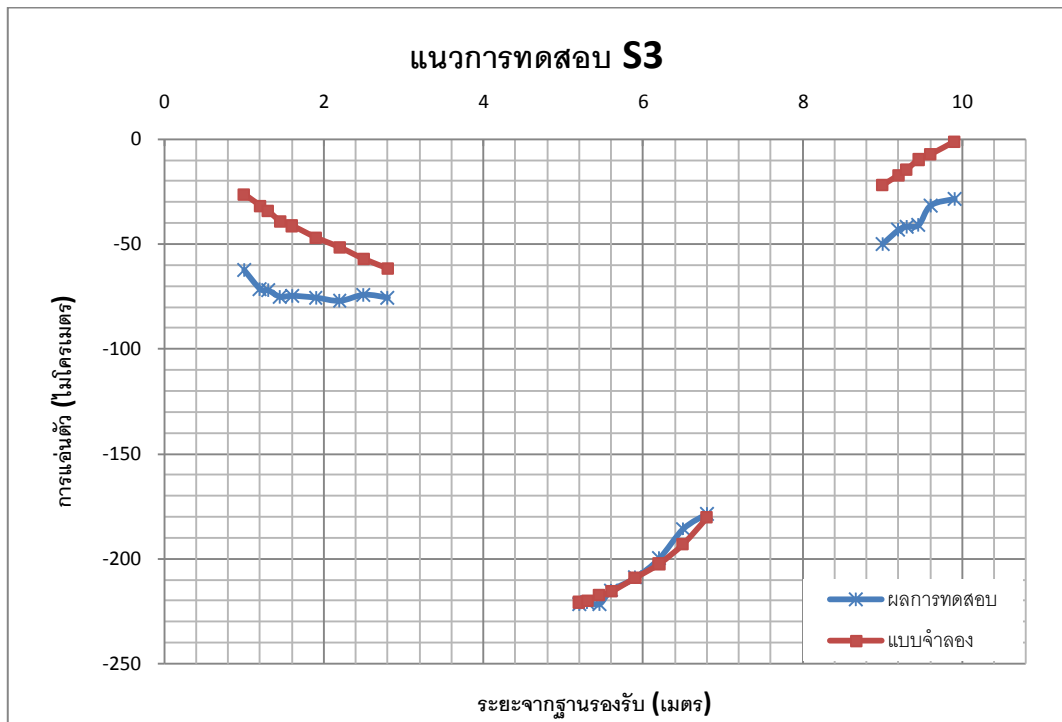
ค่าการแอ่นตัวที่ผิวสะพาน ณ ตำแหน่งต่างๆของแบบจำลองที่ถูกแรงกระทำดังรูปที่ ก.6 จะถูกนำมาเปรียบเทียบกับค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างสะพานจริงเนื่องจากแรงกระทำจากเครื่อง falling weight deflectometer ที่ตำแหน่งเดียวกัน ได้ผลดังรูปที่ ก.7 ถึงรูปที่ ก.12



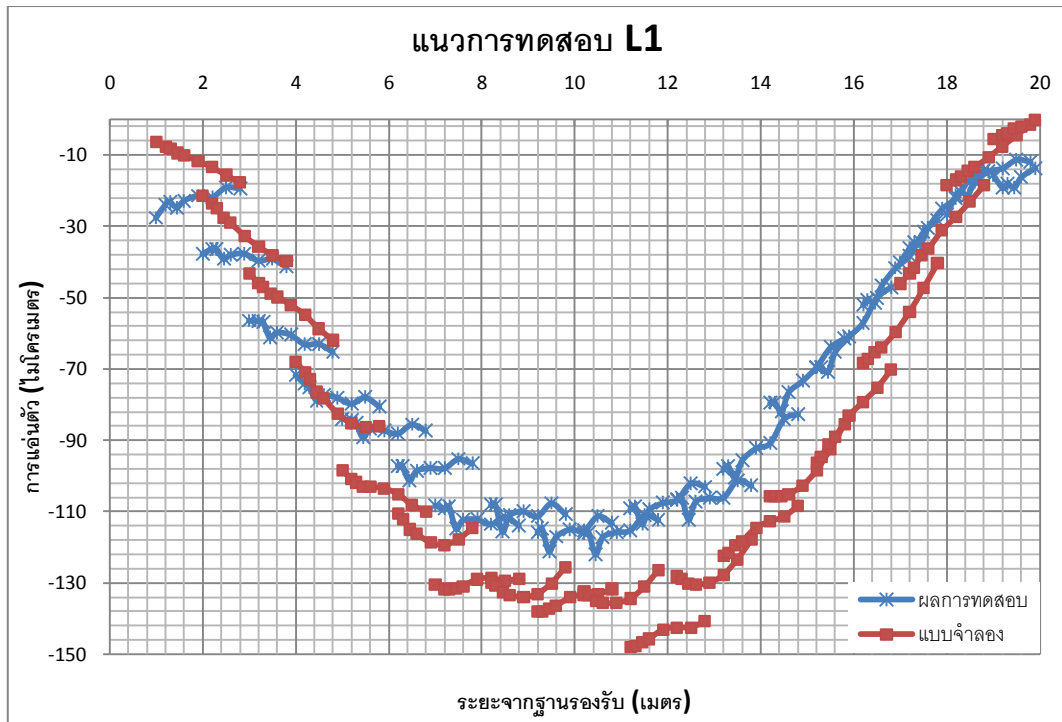
รูปที่ ก.7 การแอ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S1 เทียบกับผลทดสอบ



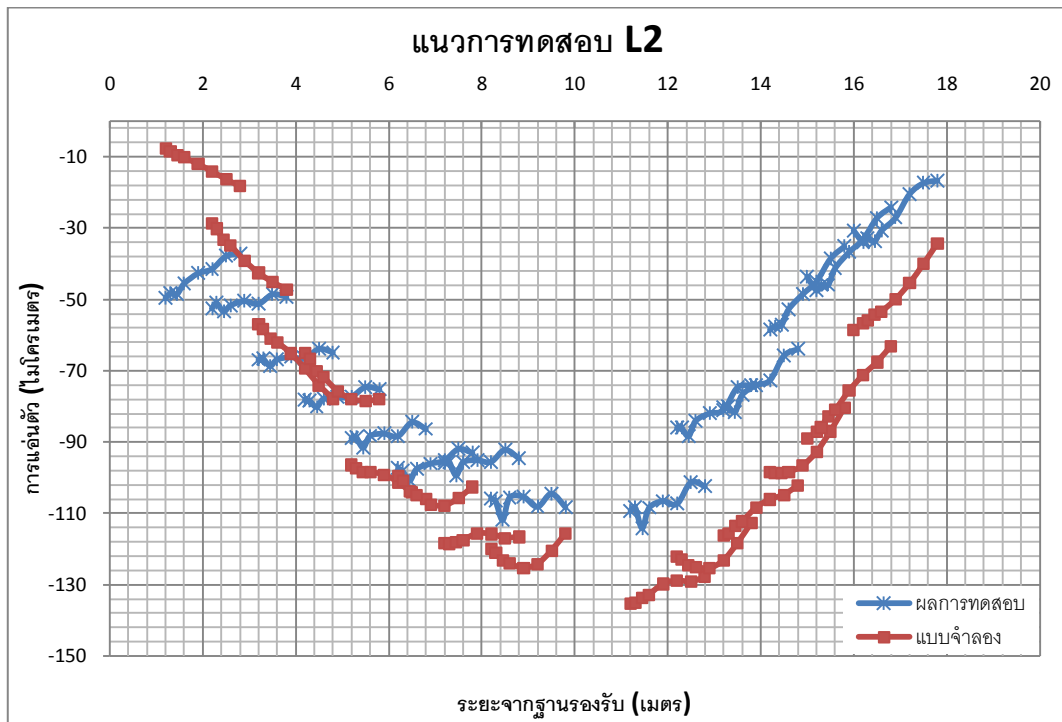
รูปที่ ก.8 การแอ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S2 เทียบกับผลทดสอบ



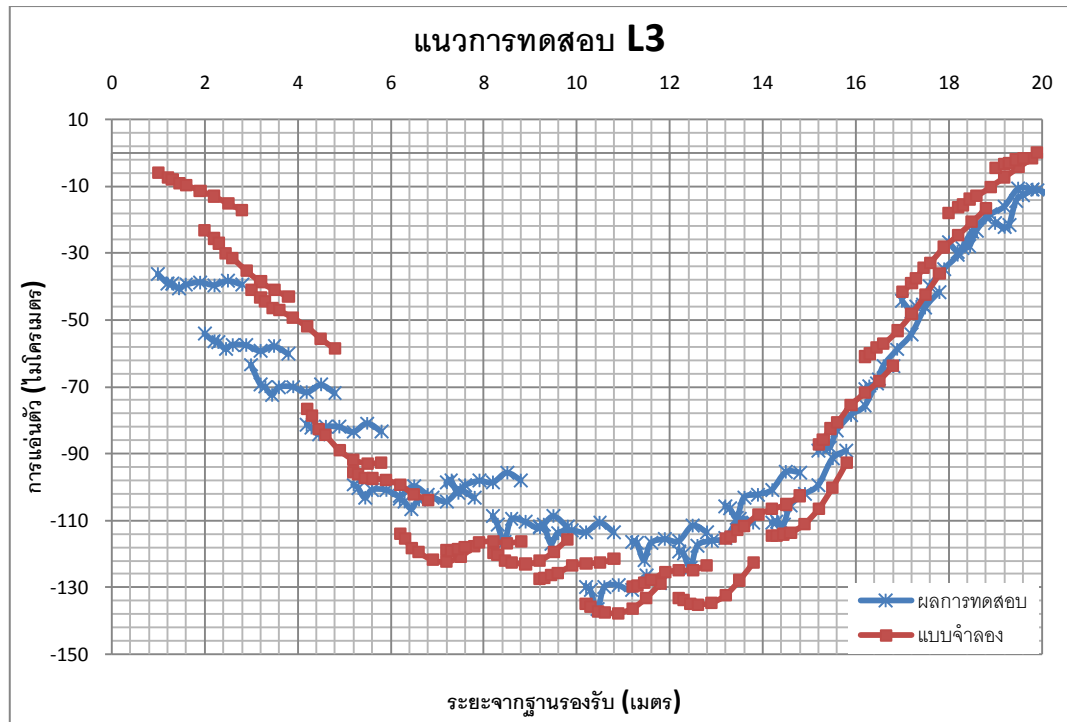
รูปที่ ก.9 การแอ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 10 เมตร แนวทดสอบ S3 เทียบกับผลทดสอบ



รูปที่ ก.10 การแ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L1 เทียบกับผลทดสอบ



รูปที่ ก.11 การแ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L2 เทียบกับผลทดสอบ



รูปที่ ก.12 การแ่นตัวของแบบจำลองสะพานช่วง 20 เมตร แนวทดสอบ L3 เทียบกับผลทดสอบ

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายธีรสิทธิ์ วุฒิสิริศาสตร์ เกิดวันที่ 1 ตุลาคม พ.ศ. 2528 ที่จังหวัดกรุงเทพมหานคร สำเร็จการศึกษาในระดับมัธยมศึกษาจากโรงเรียนเตรียมอุดมศึกษา จังหวัดกรุงเทพมหานคร ต่อมาได้สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2550 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง ภาควิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อ พ.ศ. 2552 โดยทำการศึกษาและวิจัยเกี่ยวกับการสอบเทียบแบบจำลองคอมพิวเตอร์ของโครงสร้างสะพานโดยการทดสอบด้วยเครื่องปล่อยน้ำหนัก