

สมรรถนะด้านโครงสร้างของทางวิ่งยกระดับในเส้นทางรถไฟความเร็วสูง ไทย-จีน



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2563

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Structural Performance of Typical Viaduct for Thai-China Highspeed Railway



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

Department of Civil Engineering

FACULTY OF ENGINEERING

Chulalongkorn University

Academic Year 2020

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	สมรรถนะด้านโครงสร้างของทางวิ่งยกระดับในเส้นทาง รถไฟความเร็วสูง ไทย-จีน
โดย	นายศรัณย์ เรืองศรี
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	ศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่ง
ของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

.....	คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)	
คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์	
.....	ประธานกรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.พิชชา จงวิวัฒน์สกุล)	
.....	อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว)	
.....	กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(รองศาสตราจารย์ ดร.นคร ภู่วโรดม)	

CHULALONGKORN UNIVERSITY

ศรัณย์ เรืองศรี : สมรรถนะด้านโครงสร้างของทางวิ่งยกระดับในเส้นทางรถไฟความเร็วสูง ไทย-จีน. (Structural Performance of Typical Viaduct for Thai-China Highspeed Railway) อ.ที่ปรึกษาหลัก : ศ. ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว

ปัจจุบันประเทศไทยได้เริ่มโครงการรถไฟความเร็วสูงสายแรกขึ้น เพื่อเป็นยุทธศาสตร์ในการพัฒนาประเทศและภูมิภาค แต่เนื่องจากโครงการรถไฟความเร็วสูงยังเป็นสิ่งใหม่ ดังนั้นการออกแบบโครงสร้างทางวิ่งยกระดับในโครงการจึงอาศัยวิศวกรชาวจีน ซึ่งอ้างอิงตามมาตรฐานของประเทศจีน อย่างไรก็ตามเนื่องจากการก่อสร้างนั้นดำเนินการโดยผู้รับเหมาไทยที่ยังอาจขาดประสบการณ์ จึงกำหนดให้มีการทดสอบสมรรถนะโครงสร้างทางวิ่งยกระดับขนาดจริงก่อนการก่อสร้างจริง โดยใช้เกณฑ์ของประเทศจีนในการทดสอบและประเมินระดับความปลอดภัย ผลการทดสอบสมรรถนะโครงสร้างทางวิ่งยกระดับพบว่าโครงสร้างที่ออกแบบนั้นมีความอนุรักษ์สูง ประกอบกับโครงการมีระยะทางที่ยาวมากถึง 600 กิโลเมตร จึงเกิดแนวคิดที่จะนำผลการทดสอบที่ได้นี้มาใช้ประโยชน์ในการปรับปรุงให้ได้โครงสร้างทางวิ่งที่ประหยัดขึ้น งานวิจัยฉบับนี้จึงมุ่งเน้นการออกแบบจำลองคอมพิวเตอร์ของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับซึ่งเปรียบเทียบพฤติกรรมกับผลการทดสอบโครงสร้างจริง แล้วจึงนำไปลองปรับลดปริมาณคอนกรีตและปริมาณลวดอัดแรงที่ใช้เพื่อให้ความประหยัด แต่โครงสร้างยังคงมีสมรรถนะตามเกณฑ์มาตรฐานของประเทศจีน ซึ่งผลการศึกษาที่ได้แสดงให้เห็นว่าการปรับเปลี่ยนคุณสมบัติของหน้าตัดโครงสร้างทางวิ่งยกระดับที่เหมาะสม จะสามารถลดต้นทุนค่าก่อสร้างได้เกือบ 10,000 ล้านบาท โดยยังคงความปลอดภัยและประสิทธิภาพในการใช้งานได้เพียงพอตามมาตรฐานการออกแบบของประเทศจีน

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต

ปีการศึกษา 2563

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก

6270272221 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORD: High-speed railway, Full-scale load test, Viaduct testing, Structural performance

Sarun Ruangsee : Structural Performance of Typical Viaduct for Thai-China Highspeed Railway. Advisor: Prof. TOSPOL PINKAEW, Ph.D.

Nowadays, Thailand has initiated the first high speed rail (HSR) project as a development strategy of the country and the region. Since HSR project is new to Thailand, the design of the viaduct structures is done by Chinese engineers according to Chinese standard. However, these viaduct structures shall be constructed by Thai contractors who are inexperienced, the full span load test of typical viaduct under Chinese testing protocol and acceptance criteria is required before the actual construction. The test results indicate that the existing design is rather conservative. With almost 600 km of project route, the viaduct optimization from the obtained test results is considered. This research focuses on a computer modeling of a viaduct structure which is accurately calibrated from tested data. Then the quantities of concrete and prestress tendons are minimized while the structural performances are kept above the Chinese standard. The results from this study reveal that an appropriate modification of viaduct cross-sectional properties can reduce the project cost of almost 10,000 million baht while the safety and serviceability are sufficiently maintained according to Chinese design standards.

Field of Study: Civil Engineering

Student's Signature

Academic Year: 2020

Advisor's Signature

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนวิทยานิพนธ์ขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ที่ให้ความกรุณาเป็นที่ปรึกษาแนะนำแนวและการแก้ปัญหาที่เกิดขึ้นตลอดการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

ขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.พิชชา จองวิวัฒน์สกุล ประธานกรรมการการสอบวิทยานิพนธ์ และรองศาสตราจารย์ ดร.นคร ภูวโรตม กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่ให้ความกรุณาเสนอแนวทางอันเป็นประโยชน์ในการปรับปรุงแก้ไขและปรับปรุงวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ให้มีความถูกต้องและสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น

ขอขอบคุณ ดร.ธีระชัย ตีสมสุข นายณัฐดนัย อมรปฏิเวธ นายสมเกียรติ สีหะวงษ์ นายปณณธร ศิริวัฒน์เวชกุล นายอภิรณันท์ บุราคร นายวรากร อิมรักษา และนายณรงค์ชัย ปักษา คณะผู้ปฏิบัติการทดสอบภาคสนาม แก้ไขปัญหา และทำให้การทดสอบภาคสนามสำเร็จลุล่วงเป็นอย่างดี

สุดท้ายนี้ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา ที่ให้ความอุปการะและเป็นกำลังให้แก่ข้าพเจ้าทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงเป็นอย่างดี

ศรัณย์ เรืองศรี

สารบัญ

	หน้า
.....	ค
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ค
.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ง
กิตติกรรมประกาศ.....	จ
สารบัญ.....	ฉ
สารบัญตาราง.....	ฉ
สารบัญรูป.....	ฒ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญ.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตของการวิจัย.....	2
1.4 ประโยชน์ที่ได้รับ.....	3
1.5 แผนการดำเนินงาน.....	3
บทที่ 2 งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมและการทดสอบโครงสร้างสะพาน.....	4
2.1.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการปรับปรุงแบบจำลอง.....	12
2.1.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการปรับปรุงหน้าตัดโครงสร้าง.....	18
2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย.....	23
บทที่ 3 การทดสอบสมรรถนะทางวิ่งยกระดับ.....	28

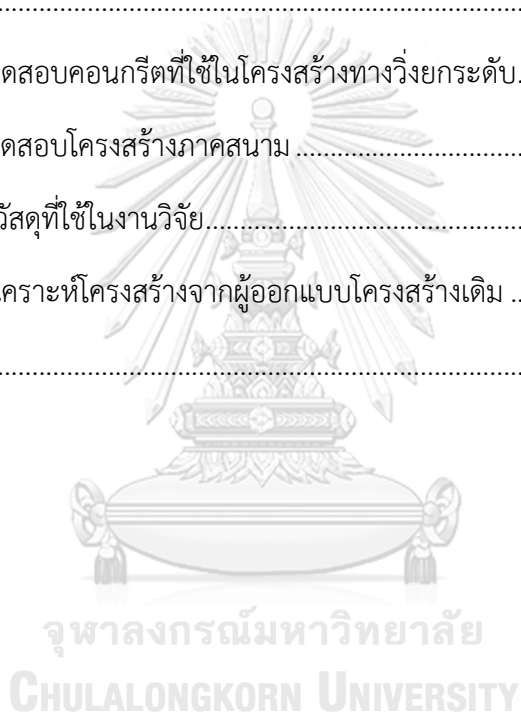
3.1	คุณสมบัติของทางวิ่งยกระดับที่ใช้ในการทดสอบ	28
3.2	การให้แรงกระทำแก่โครงสร้างทางวิ่งยกระดับ.....	29
3.3	การทดสอบเชิงพลวัต	33
3.4	การทดสอบเชิงสถิต.....	33
3.4.1	การให้แรงกระทำเชิงสถิตแก่โครงสร้างทางวิ่งยกระดับ.....	34
3.4.2	การทดสอบถึงภาระกระทำ 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	37
3.4.3	การทดสอบถึงภาระกระทำ 1.60 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	38
3.4.4	การทดสอบถึงภาระกระทำ 2.00 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	39
3.4.5	การทดสอบแรงเฉือน	40
3.5	การตรวจวัดผลตอบสนอง	42
3.6	เกณฑ์การทดสอบโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ.....	48
3.6.1	เกณฑ์การทดสอบเชิงพลวัต.....	48
3.6.2	เกณฑ์การทดสอบเชิงสถิต (การทดสอบแรงดัด).....	48
3.6.2.1	เกณฑ์การแอ่นตัว.....	49
3.6.2.2	เกณฑ์มุมหมุนที่ฐานรองรับ	49
3.6.2.3	เกณฑ์ความเค้น.....	49
3.6.2.4	เกณฑ์รอยร้าว	50
3.6.2.5	เกณฑ์ขีดจำกัดของโครงสร้าง	50
3.6.3	เกณฑ์การทดสอบเชิงสถิต (การทดสอบแรงเฉือน)	51
3.6.3.1	เกณฑ์รอยร้าว	51
3.6.3.2	เกณฑ์ความเค้น.....	51
3.6.3.3	เกณฑ์การทรุดตัวที่ฐานรองรับ	51
บทที่ 4	ผลการทดสอบสมรรถนะโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ	52
4.1	การทดสอบสมรรถนะโครงสร้างจริงในภาคสนาม	52

4.1.1 ข้อมูลในการทดสอบเชิงพลวัต	52
4.1.2 ข้อมูลในการทดสอบเชิงสถิต.....	56
4.1.2.1 การจัดการข้อมูลจากตัวตรวจจับการเคลื่อนที่ (Displacement sensor)	58
4.1.2.2 การจัดการข้อมูลจากตัวตรวจจับความลาดเอียง (Inclinometer).....	59
4.1.2.3 การจัดการข้อมูลจากตัวตรวจจับความเครียด (Strain gauge)	61
4.2 ผลการทดสอบสมรรถนะโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ.....	63
4.2.1 ผลการทดสอบเชิงพลวัต	63
4.2.2 ผลการทดสอบเชิงสถิต.....	64
4.2.2.1 ผลการทดสอบถึงภาระกระทำ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	64
4.2.2.1.1 ค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างและการทรุดตัวของฐานรองรับ.....	64
4.2.2.1.2 ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับ	65
4.2.2.1.3 ค่าความเครียดและค่าความเค้น	66
4.2.2.1.4 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในการทดสอบ	68
4.2.2.2 ผลการทดสอบถึงภาระกระทำ 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	70
4.2.2.2.1 ค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างและการทรุดตัวของฐานรองรับ.....	70
4.2.2.2.2 ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับ	71
4.2.2.2.3 ค่าความเครียดและค่าความเค้น	72
4.2.2.2.4 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในการทดสอบ	75
4.2.2.3 ผลการทดสอบถึงภาระกระทำ 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	80
4.2.2.3.1 ค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างและการทรุดตัวของฐานรองรับ.....	80
4.2.2.3.2 ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับ	81
4.2.2.3.3 ค่าความเครียดและค่าความเค้น	82
4.2.2.3.4 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในการทดสอบ	85
4.2.2.4 ผลการทดสอบแรงเฉือน.....	87

4.2.2.4.1	ค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างและการทรุดตัวของฐานรองรับ.....	87
4.2.2.4.2	ค่ามูมหมุนที่ฐานรองรับ	87
4.2.2.4.3	ค่าความเครียดและค่าความเค้น	88
4.2.2.4.4	รอยร้าวที่เกิดขึ้นในการทดสอบ	90
4.3	สรุปผลการทดสอบโครงสร้างทางวิงยกระดับ.....	90
4.3.1	สรุปผลการทดสอบเชิงพลวัต.....	90
4.3.2	สรุปผลการทดสอบเชิงสถิต.....	91
4.3.2.1	สรุปผลการทดสอบแรงดัด.....	91
4.3.2.1.1	การแอ่นตัวของโครงสร้าง.....	91
4.3.2.1.2	เกณฑ์มูมหมุนที่ฐานรองรับ.....	91
4.3.2.1.3	เกณฑ์ความเค้น	92
4.3.2.1.4	เกณฑ์รอยร้าว.....	92
4.3.2.1.5	อัตราส่วนความปลอดภัยของการทดสอบแรงดัด.....	92
4.3.2.2	สรุปผลการทดสอบแรงเฉือน.....	93
4.3.2.2.1	เกณฑ์รอยร้าว.....	93
4.3.2.2.2	เกณฑ์ความเค้น	93
4.3.2.2.3	เกณฑ์การทรุดตัวของฐานรองรับ	94
4.3.2.2.4	อัตราส่วนความปลอดภัยของการทดสอบแรงเฉือน.....	94
บทที่ 5	การปรับปรุงแบบจำลองด้วยผลการทดสอบสมรรถนะโครงสร้าง	95
5.1	แบบจำลองเบื้องต้น.....	95
5.1.1	ลักษณะทางกายภาพของแบบจำลองเบื้องต้น.....	95
5.1.2	คุณสมบัติของวัสดุ (Material properties).....	98
5.1.3	แรงกระทำที่ใช้ในแบบจำลองโครงสร้างเบื้องต้น.....	98
5.1.3.1	แรงกระทำจากน้ำหนักโครงสร้าง	98

5.1.3.2	แรงกระทำจากเส้นลวดอัดแรง	99
5.1.3.3	แรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกจรเคลื่อนที่	99
5.1.3.4	แรงกระทำในการทดสอบเชิงสถิติ	99
5.2	ผลการวิเคราะห์โครงสร้างแบบจำลองเบื้องต้น	100
5.2.1	ผลการวิเคราะห์เชิงพลวัต	100
5.2.2	ผลการวิเคราะห์เชิงสถิติ.....	100
5.3	การปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้น.....	101
5.3.1	การเลือกผลตอบสนองสมรรถนะโครงสร้างเพื่อใช้ปรับปรุงแบบจำลอง.....	101
5.3.2	การวิเคราะห์และเลือกข้อมูลผลการทดสอบเชิงสถิติ	102
5.3.2.1	การเลือกข้อมูลการแอ่นตัว.....	103
5.3.2.2	การเลือกข้อมูลการทรุดตัวของฐานรองรับ	103
5.3.2.3	การเลือกข้อมูลมุมหมุนที่ฐานรองรับ	104
5.3.2.4	การเลือกข้อมูลความเครียดดึง	105
5.3.2.5	การเลือกข้อมูลความเครียดอัด.....	106
5.3.3	สรุปผลการเลือกข้อมูลเพื่อนำมาปรับปรุงแบบจำลอง	107
5.3.3.1	ข้อมูลที่ใช้ในการปรับปรุงค่า Modulus of Elasticity ของคอนกรีต.....	107
5.3.3.2	ข้อมูลที่ใช้ในการปรับคุณสมบัติของฐานรองรับ.....	108
5.3.4	การปรับปรุงค่า Modulus of Elasticity ของคอนกรีต	108
5.3.5	การปรับคุณสมบัติของฐานรองรับ	111
5.4	ผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่ผ่านการปรับปรุงแล้ว.....	111
5.4.1	ผลวิเคราะห์โครงสร้างเชิงพลวัต.....	111
5.4.2	ผลวิเคราะห์โครงสร้างเชิงสถิติ	112
5.5	สรุปผลการปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้น	113
บทที่ 6	การปรับปรุงหน้าตัดโครงสร้างเพื่อความคุ้มค่าในการก่อสร้าง	114

6.1	วัตถุประสงค์ในการปรับปรุงหน้าตัด.....	114
6.2	ขอบเขตและข้อจำกัดในการปรับปรุงความคุ้มค่า.....	114
6.3	กระบวนการปรับปรุงและผลการปรับปรุงความคุ้มค่าในการออกแบบ	115
6.4	การประเมินต้นทุนค่าก่อสร้างที่ประหยัดได้	122
6.5	สรุปผลการปรับปรุงหน้าตัดโครงสร้างเพื่อความคุ้มค่าในการก่อสร้าง	125
บทที่ 7	สรุปผลการวิจัย.....	126
	บรรณานุกรม.....	129
	ภาคผนวก ก ผลการทดสอบคอนกรีตที่ใช้ในโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ.....	134
	ภาคผนวก ข ผลการทดสอบโครงสร้างภาคสนาม	135
	ภาคผนวก ค ราคาค่าวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย.....	148
	ภาคผนวก ง ผลการวิเคราะห์โครงสร้างจากผู้ออกแบบโครงสร้างเดิม	149
	ประวัติผู้เขียน.....	150



สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2-1 คำว่าวัสดุที่ถูกที่สุดสำหรับการก่อสร้างโครงสร้างสะพานรูปกล่อง (Kaveh et al., 2016)	21
ตารางที่ 3-1 ตารางสรุปการให้ภาระกระทำแก่โครงสร้างทางวิ่งยกระดับในการทดสอบแรงดัด	37
ตารางที่ 3-2 ตารางสรุปการให้ภาระกระทำแก่โครงสร้างทางวิ่งยกระดับในการทดสอบแรงเฉือน ...	41
ตารางที่ 3-3 เกณฑ์ความเค้นในการทดสอบแรงดัดตามมาตรฐาน TB 10621-2014	50
ตารางที่ 3-4 การเลือกผลตอบสนองเพื่อใช้พิจารณาเกณฑ์ความเค้นของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ .	50
ตารางที่ 3-5 เกณฑ์ความเค้นในการทดสอบแรงเฉือนตามมาตรฐาน TB 10621-2014.....	51
ตารางที่ 4-1 วันที่ทดสอบโครงสร้างเชิงสถิติ.....	56
ตารางที่ 4-2 ผลการทดสอบเชิงพลวัต	63
ตารางที่ 4-3 ผลการปรับแก้ค่าความถี่ธรรมชาติด้วยวิธีชดเชยมวล.....	63
ตารางที่ 4-4 ค่าความเค้นจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	68
ตารางที่ 4-5 ระยะห่างระหว่างจุดอ้างอิงในการทดสอบถึงระดับ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุก ออกแบบ	69
ตารางที่ 4-6 ตารางสรุปรอยร้าวสำคัญที่เกิดขึ้นในการทดสอบถึงระดับ 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุก ออกแบบ	78
ตารางที่ 4-7 ระยะห่างระหว่างจุดอ้างอิงในการทดสอบถึงระดับ 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุก ออกแบบ	79
ตารางที่ 4-8 สรุปผลการทดสอบค่าความถี่ธรรมชาติแนวดิ่ง.....	91
ตารางที่ 4-9 การเปรียบเทียบความเค้นจากผลทดสอบแรงดัดและเกณฑ์ความเค้น TB 10621-2014	92
ตารางที่ 4-10 อัตราส่วนความปลอดภัยของการแอ่นตัวของโครงสร้างและมุมหมุนที่ฐานรองรับ	93
ตารางที่ 4-11 การคำนวณค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของค่าความเค้น	93

ตารางที่ 4-12 การเทียบความเค้นจากผลทดสอบแรงเฉือนและเกณฑ์ความเค้น TB 10621-2014 .	94
ตารางที่ 4-13 อัตราส่วนความปลอดภัยของการทดสอบแรงเฉือน	94
ตารางที่ 5-1 ชนิดหน้าตัดในของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ	97
ตารางที่ 5-2 คุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลองเบื้องต้น.....	98
ตารางที่ 5-3 รายละเอียดหน่วยแรงในเส้นลวดอัดแรง	99
ตารางที่ 5-4 แรงกระทำแบบจุดในแบบจำลองเบื้องต้น	100
ตารางที่ 5-5 ผลการวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติแนวดิ่งจากแบบจำลองเบื้องต้น	100
ตารางที่ 5-6 ผลตอบสนองเชิงสถิติจากการวิเคราะห์โครงสร้างแบบจำลองเบื้องต้น.....	101
ตารางที่ 5-7 ผลตอบสนองเชิงสถิติจากผลการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ.....	102
ตารางที่ 5-8 การเปรียบเทียบระหว่างผลตอบสนองจากการทดสอบและแบบจำลองเบื้องต้น	107
ตารางที่ 5-9 ผลตอบสนองของแบบจำลองที่ปรับปรุงแล้ว.....	109
ตารางที่ 5-10 ค่าความต่างระหว่างผลการทดสอบและผลตอบสนองจากแบบจำลองที่ปรับปรุงแล้ว	110
ตารางที่ 5-11 การคำนวณค่าความแข็งของฐานรองรับ	111
ตารางที่ 5-12 ค่าความถี่ธรรมชาติแนวดิ่งจากการปรับปรุงแบบจำลอง.....	111
ตารางที่ 5-13 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างจากแบบจำลองที่ผ่านการปรับปรุงแล้ว	112
ตารางที่ 5-14 ผลตอบสนองจากการทดสอบเชิงสถิติถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	112
ตารางที่ 5-15 การเปรียบเทียบผลการทดสอบและผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่ปรับปรุงแล้ว	113
ตารางที่ 6-1 ผลการวิเคราะห์หน้าตัดบางชื่อ-ตอนเมือง.....	116
ตารางที่ 6-2 ผลการวิเคราะห์หน้าตัด Section A.....	119
ตารางที่ 6-3 ผลการวิเคราะห์หน้าตัด Section B.....	119
ตารางที่ 6-4 ผลการวิเคราะห์หน้าตัด Section C.....	120
ตารางที่ 6-5 ผลการเปรียบเทียบการวิเคราะห์จากโปรแกรม Midas Civil และ Midas FEA.....	120

ตารางที่ 6-6 การคำนวณราคาลวดอัดแรงในหน้าตัดดั้งเดิม (Original Section)	123
ตารางที่ 6-7 การคำนวณราคาลวดอัดแรงในหน้าตัด Bangsue-Donmuang Scaled-section	123
ตารางที่ 6-8 การคำนวณราคาลวดอัดแรงในหน้าตัด Section B2	123
ตารางที่ 6-9 การคำนวณราคาลวดอัดแรงในหน้าตัด Section C4	124
ตารางที่ 6-10 การสรุปราคาค่าลวดอัดแรงในหน้าตัดประเภทต่าง ๆ.....	124
ตารางที่ 6-11 การคำนวณราคาคอนกรีตที่ใช้ในหน้าตัดประเภทต่าง ๆ.....	124
ตารางที่ 6-12 การสรุปราคาทั้งหมดจากคอนกรีตและลวดแรงที่ใช้ในหน้าตัดประเภทต่าง ๆ.....	124



สารบัญรูป

	หน้า
รูปที่ 2-1 รอยต่อระหว่างชิ้นส่วนก่อนเกิดการวิบัติ (Takebayashi et al., 1994)	5
รูปที่ 2-2 การเปรียบเทียบค่าการแอ่นตัวของสะพานทดสอบ McClure and West (1984)	6
รูปที่ 2-3 คานคอนกรีตอัดแรงประกอบรูปกล่อง (Yuan et al., 2013).....	6
รูปที่ 2-4 ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นตัวและความเครียดอัด (Saibabu et al., 2013)	7
รูปที่ 2-5 การเปรียบเทียบค่า DAF จากผลการทดสอบและค่า DAF ที่แนะนำโดยมาตรฐาน Eurocode (Bacinskas et al., 2013)	9
รูปที่ 2-6 แบบจำลองการให้แรงกระทำในการทดสอบสมรรถนะโครงสร้าง (Bagge et al., 2014)....	9
รูปที่ 2-7 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวคูณแรงกระทำและความเร็วรถบรรทุก (Deng and Cai, 2010)	10
รูปที่ 2-8 ผลการวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติจากสัญญาณความเร่ง (Ghindea et al., 2019).....	11
รูปที่ 2-9 ความสัมพันธ์ระหว่างความถี่ธรรมชาติและมุมเอียงโครงสร้างทดสอบ (He et al., 2012) 11	
รูปที่ 2-10 การกระแทกจากรถบรรทุกเพื่อเหนี่ยวนำให้เกิดพฤติกรรมเชิงพลวัต (Gatti, 2019).....	12
รูปที่ 2-11 สะพานโครงสร้างเหล็กช่วงพาดยาว 39 m ที่ใช้งานวิจัย (Park et al., 2017)	14
รูปที่ 2-12 ค่าความถี่ธรรมชาติก่อนและหลังการปรับปรุงแบบจำลอง (Malveiro et al., 2018).....	15
รูปที่ 2-13 สะพาน Brivio ประเทศอิตาลี (Ferrari et al., 2019)	16
รูปที่ 2-14 แบบจำลองสะพานรถไฟ Guadalquivir ประเทศสเปน (Tran-Ngoc et al., 2020)	17
รูปที่ 2-15 สะพาน Yingzhou ประเทศจีน (Cheng and Song, 2021).....	18
รูปที่ 2-16 ตัวแปรที่ใช้ในการกำหนดมิติหน้าตัดสำหรับการออกแบบหน้าตัด (Kaveh et al., 2016) 21	
รูปที่ 2-17 หน้าตัดสะพานคอนกรีตที่ใช้คานรองรับแบบ T-girder (Nour et al., 2021).....	22
รูปที่ 2-18 แบบจำลองโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ.....	23
รูปที่ 2-19 แบบจำลองคาน.....	23
รูปที่ 2-20 การเสียรูปของชิ้นส่วนย่อย.....	23

รูปที่ 2-21 ชิ้นส่วนไฟไนต์เอลิเมนต์ย่อย.....	25
รูปที่ 2-22 ความเค้นดัดและความเค้นเฉือนในหน้าตัด (Hibbeler, 2017).....	27
รูปที่ 3-1 แพลนจำลองโครงสร้างทางวิงยกระดับ.....	28
รูปที่ 3-2 หน้าตัดแบบบริเวณฐานรองรับ.....	29
รูปที่ 3-3 หน้าตัดแบบปกติ.....	29
รูปที่ 3-4 ผังการติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิคด้านหน้า.....	30
รูปที่ 3-5 ผังการติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิคด้านข้าง.....	30
รูปที่ 3-6 การติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิคภาคสนามสำหรับการทดสอบแรงดัด (Bending test).....	31
รูปที่ 3-7 ตำแหน่งการให้แรงในการทดสอบแรงดัด.....	32
รูปที่ 3-8 ตำแหน่งการให้แรงในการทดสอบแรงเฉือน.....	32
รูปที่ 3-9 การปล่อยมวลถ่วงทรายเพื่อเหนี่ยวนำให้เกิดการสั่นแบบอิสระ.....	33
รูปที่ 3-10 น้ำหนักรถไฟตามมาตรฐานจีน ZK Train Load.....	35
รูปที่ 3-11 ลำดับการให้แรงในการทดสอบถึงระดับ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ.....	38
รูปที่ 3-12 ลำดับการให้แรงในการทดสอบถึงระดับ 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ.....	39
รูปที่ 3-13 ลำดับการให้แรงในการทดสอบถึงระดับ 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ.....	40
รูปที่ 3-14 ตำแหน่งการติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิคภาคสนามในการทดสอบแรงเฉือน.....	41
รูปที่ 3-15 ลำดับการให้แรงในการทดสอบแรงเฉือน.....	41
รูปที่ 3-16 Very high sensitivity seismometer (Kinematics).....	42
รูปที่ 3-17 High sensitive accelerometer (Kyowa).....	42
รูปที่ 3-18 Displacement sensor (DTH-A-50, Kyowa).....	43
รูปที่ 3-19 Inclinator (Level developments).....	43
รูปที่ 3-20 Strain gauge (Kyowa).....	43
รูปที่ 3-21 กล้องกำลังขยาย 10x ใช้ตรวจสอบรอยร้าว.....	44
รูปที่ 3-22 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงดัด (Segment 1).....	44

รูปที่ 3-23 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงดัด (Segment 5, L/3).....	44
รูปที่ 3-24 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงดัด (Segment 7, L/2).....	44
รูปที่ 3-25 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงดัด (Segment 9, 2L/3).....	45
รูปที่ 3-26 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงดัด (Segment 13).....	45
รูปที่ 3-27 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 1).....	46
รูปที่ 3-28 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 5, L/3)	46
รูปที่ 3-29 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 7, L/2)	46
รูปที่ 3-30 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 9, 2L/3)..	46
รูปที่ 3-31 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 11).....	47
รูปที่ 3-32 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 12/1).....	47
รูปที่ 3-33 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 12/2).....	47
รูปที่ 3-34 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 13).....	47
รูปที่ 4-1 การทดสอบเชิงพลวัต.....	52
รูปที่ 4-2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งในแนวดิ่งของโครงสร้างกับเวลาจากตัวตรวจจับ AC-1 (L/2) ในการทดสอบครั้งที่ 1.....	55
รูปที่ 4-3 Frequency power spectrum จากตัวตรวจจับ AC-1 (L/2) ในการทดสอบครั้งที่ 1	55
รูปที่ 4-4 โครงสร้างทางวิงยกระดับก่อนการทดสอบโครงสร้าง.....	56
รูปที่ 4-5 เครื่องควบคุมแม่แรงไฮดรอลิก	56
รูปที่ 4-6 Data Locker สำหรับใช้เก็บข้อมูลผลตอบสนองของโครงสร้าง	57
รูปที่ 4-7 หน้าจอแสดงผลตอบสนองเพื่อใช้เฝ้าระวังระหว่างการทดสอบโครงสร้าง	57
รูปที่ 4-8 การตรวจสอบรอยร้าวโดยใช้กล้องกำลังขยายสูง.....	57
รูปที่ 4-9 ผลตอบสนองค่าการแอ่นตัวในการทดสอบถึง 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (Second cycle).....	58
รูปที่ 4-10 การแอ่นตัวของโครงสร้างเทียบกับเกณฑ์การทดสอบในการทดสอบระดับ 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ.....	59

รูปที่ 4-11 ผลตอบสนองค่ามูมหมุนในการทดสอบถึง 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (Second cycle).....	60
รูปที่ 4-12 ค่ามูมหมุนเทียบกับเกณฑ์การทดสอบในการทดสอบระดับ 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (Second cycle).....	60
รูปที่ 4-13 ค่าความเครียดก่อนการปรับแก้ค่าในการทดสอบระดับ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	61
รูปที่ 4-14 ค่าความเครียดหลังการปรับแก้ค่าในการทดสอบระดับ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	62
รูปที่ 4-15 ค่าความเครียดในการทดสอบระดับ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	62
รูปที่ 4-16 ค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	65
รูปที่ 4-17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการแอ่นตัว (1.20x design load, Second cycle).....	65
รูปที่ 4-18 ค่ามูมหมุนที่ฐานรองรับจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	66
รูปที่ 4-19 ค่าความเครียดดึงจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	67
รูปที่ 4-20 ค่าความเครียดอัดจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	67
รูปที่ 4-21 ค่าความเค้นเฉือนจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	68
รูปที่ 4-22 ค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	70
รูปที่ 4-23 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการแอ่นตัว (1.60x design load).....	71
รูปที่ 4-24 ค่ามูมหมุนที่ฐานรองรับจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	72
รูปที่ 4-25 ค่าความเครียดดึงจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	73

รูปที่ 4-26 ค่าความเครียดอัดจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุก ออกแบบ	74
รูปที่ 4-27 ค่าความเครียดเฉือนจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุก ออกแบบ	74
รูปที่ 4-28 แผนภาพรอยร้าวจากการสำรวจรอยร้าวในระดับการให้แรง C14 (K=1.45) ในการทดสอบ ถึงระดับการให้แรง 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	76
รูปที่ 4-29 แผนภาพรอยร้าวจากการสำรวจรอยร้าวในระดับการให้แรง C17 (K=1.60) ในการทดสอบ ถึงระดับการให้แรง 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	77
รูปที่ 4-30 ค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ	80
รูปที่ 4-31 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการแอ่นตัว (2.00x design load)	81
รูปที่ 4-32 ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุก ออกแบบ	82
รูปที่ 4-33 ค่าความเครียดดึงจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุก ออกแบบ	83
รูปที่ 4-34 ค่าความเครียดอัดจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุก ออกแบบ	84
รูปที่ 4-35 ค่าความเครียดเฉือนจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุก ออกแบบ	84
รูปที่ 4-36 แผนภาพรอยร้าวหลังจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุก ออกแบบ	86
รูปที่ 4-37 ค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบแรงเฉือน.....	87
รูปที่ 4-38 ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับจากการทดสอบแรงเฉือน	88
รูปที่ 4-39 ค่าความเครียดดึงจากการทดสอบแรงเฉือน	89
รูปที่ 4-40 ค่าความเครียดอัดจากการทดสอบแรงเฉือน.....	89
รูปที่ 4-41 ค่าความเครียดทแยงจากการทดสอบแรงเฉือน	90

รูปที่ 5-1 ภาพรวมแบบจำลองเบื้องต้น.....	96
รูปที่ 5-2 มิติหน้าตัดชนิดปลายช่วง.....	96
รูปที่ 5-3 มิติหน้าตัดชนิดกึ่งกลางช่วง.....	96
รูปที่ 5-4 มิติตามขวางของแนวลวดอัดแรง.....	97
รูปที่ 5-5 มิติตามยาวของแนวลวดอัดแรง.....	97
รูปที่ 5-6 น้ำหนักบรรทุกจรเคลื่อนที่ ZK live load.....	99
รูปที่ 5-7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการแอ่นตัว (1.20x Design load, Second cycle).....	103
รูปที่ 5-8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและค่าการทรุดตัว (1.20x Design load, Second cycle)....	104
รูปที่ 5-9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและค่าการทรุดตัวที่จะนำไปใช้ปรับปรุงคุณสมบัติฐานรองรับ .	104
รูปที่ 5-10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและมุมหมุนที่ฐานรองรับ(1.20x Design load, Second cycle)	105
รูปที่ 5-11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและค่าความเครียดดึง (1.20x Design load, Second cycle)	106
รูปที่ 5-12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและค่าความเครียดอัด (1.20x Design load, Second cycle)	107
รูปที่ 5-13 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าตัวคูณ ALPHA และ Mean Absolute Difference.....	110
รูปที่ 6-1 แบบจำลองโครงสร้างจากโปรแกรม Midas FEA.....	118
รูปที่ 6-2 การแอ่นตัวของโครงสร้างจากแรงกระทำ ZK Live load จากโปรแกรม Midas FEA	118
รูปที่ 6-3 มิติหน้าตัด Bangsue-Donmuang Section.....	121
รูปที่ 6-4 มิติหน้าตัด Bangsue-Donmuang Scaled-section.....	121
รูปที่ 6-5 มิติหน้าตัด Section B2.....	121
รูปที่ 6-6 มิติหน้าตัด Section C4.....	122
รูปที่ 6-7 มิติหน้าตัดบริเวณฐานรองรับ Bangsue-Donmuang Scaled-section.....	122

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญ

ประวัติการใช้รถไทยของประเทศไทยนั้นมีมาอย่างยาวนานโดยมีการก่อสร้างทางรถไฟสายแรกตั้งแต่ปีพุทธศักราช 2433 ในสมัยของรัชกาลที่ 5 ทางรถไฟตั้งแต่ครั้งอดีตได้ถูกออกแบบสำหรับรถไฟความเร็วธรรมดาโดยทำความเร็วได้สูงสุดเพียงไม่เกิน 100-120 กิโลเมตรต่อชั่วโมง แต่ในปัจจุบันนั้นการเดินทางโดยใช้รถไฟความเร็วธรรมดาไม่สอดคล้องสภาพความต้องการของสังคมไทยเนื่องจากใช้เวลานานเมื่อเทียบกับการเดินทางโดยการขนส่งสาธารณะอื่น ๆ เช่น การเดินทางด้วยรถยนต์ หรือเครื่องบิน ภาครัฐได้เล็งเห็นถึงปัญหาจึงริเริ่มโครงการรถไฟความเร็วสูงขึ้นมาในประเทศไทย ซึ่งโครงการรถไฟความเร็วสูงนั้นตัวรถไฟมีขีดความสามารถในการทำความเร็วได้ถึง 250 กิโลเมตรต่อชั่วโมง ซึ่งเป็นที่คาดหวังว่าโครงการรถไฟความเร็วสูงจะเข้ามาแก้ไขปัญหาในเรื่องของเวลาการเดินทางได้ และอาจจะสามารถบรรเทาปัญหาการกระจุกตัวภายในเมืองใหญ่ได้ในอนาคต

โครงการรถไฟความเร็วสูงเป็นโครงการขนาดใหญ่ของทางรถไฟแห่งประเทศไทย ภายใต้ความร่วมมือระหว่างรัฐบาลไทยและสาธารณรัฐประชาชนจีนโดยแบ่งความรับผิดชอบออกเป็นสองส่วน โดยส่วนแรกทางรัฐบาลไทยจะเป็นผู้รับผิดชอบและลงทุนทั้งหมดในวงเงิน 179,412 ล้านบาท อีกส่วนหนึ่งเป็นความรับผิดชอบของทางประเทศจีนซึ่งเป็นผู้รับผิดชอบในส่วนของการออกแบบ และติดตั้งงานระบบราง ระบบไฟฟ้าเครื่องกล ระบบควบคุมการเดินทาง จัดหาขบวนรถไฟความเร็วสูง และฝึกอบรมบุคลากร โดยเส้นทางของโครงการรถไฟความเร็วสูงนั้นจะเชื่อมระหว่างกรุงเทพ-หนองคาย มีทั้งหมด 11 สถานีคือ สถานีกลางบางซื่อ สถานีดอนเมือง สถานีอยุธยา สถานีสระบุรี สถานีปากช่อง สถานีนครราชสีมา สถานีบัวใหญ่ สถานีบ้านไผ่ สถานีขอนแก่น สถานีอุดรธานี สถานีหนองคาย โดยมีระยะทางรวมประมาณ 608 กิโลเมตร

เนื่องจากโครงการรถไฟความเร็วสูงนั้นเป็นโครงการที่มีขนาดใหญ่ สัญญาต่าง ๆ จึงถูกแบ่งออกเป็นหลายสัญญา โดยสัญญาที่ 2-1 นั้นเป็นสัญญาที่รับผิดชอบโดยบริษัทซีวิลเอ็นจิเนียริงจำกัด รับผิดชอบงานโยธาในช่วงตำบล สีคิ้ว-กุดจิก จังหวัดนครราชสีมา ระยะทาง 11 กิโลเมตร โดยสัญญานั้นจะกำหนดให้ทดสอบสภาพการรับน้ำหนักจริงของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับช่วงพาดอย่าง

ง่ายมีความยาว 32.6 เมตร โดยมีระยะระหว่างศูนย์กลางฐานรองรับ (Bearing) 31.5 เมตร โดยสามารถแบ่งการทดสอบออกเป็น การทดสอบเชิงสถิตและการทดสอบเชิงพลวัต

งานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างจากผลการทดสอบโครงสร้างสะพาน และการใช้ข้อมูลจากผลการทดสอบเพื่อนำไปปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้นของโครงสร้างให้มีคุณสมบัติต่าง ๆ ใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุด โดยมุ่งหวังว่าจะสามารถนำแบบจำลองโครงสร้างที่ปรับปรุงแล้วไปใช้ในการศึกษาความเป็นไปได้ที่จะลดราคาค่าก่อสร้างโครงสร้างลง และมุ่งหวังว่าการศึกษานี้จะเป็นแนวทางที่จะนำไปวิเคราะห์ประมวลผลความคุ้มค่าของโครงการในอนาคตที่มีลักษณะโครงสร้างสะพานคล้ายกับโครงสร้างสะพานที่ถูกทดสอบและใช้ในงานวิจัย

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1.2.1 เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงและสมรรถนะทางโครงสร้างของทางวิ่งยกระดับในเส้นทางรถไฟความเร็วสูงไทย-จีน

1.2.2 เพื่อทำการทดสอบโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจริงในภาคสนามแบบ Full-scale Load Test

1.2.3 เพื่อสร้างแบบจำลองโครงสร้างในคอมพิวเตอร์และเปรียบเทียบกับผลการทดสอบโครงสร้างจริงในภาคสนาม

1.2.4 เพื่อศึกษาความเป็นไปได้ในการปรับปรุงหน้าตัดโครงสร้างทางวิ่งยกระดับให้มีประสิทธิภาพและประหยัดยิ่งขึ้น

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

1.3.1 ใช้แบบจำลองแบบเส้น (Line element) และแบบจำลองแบบก้อน (Solid element) ในแบบจำลองโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ

1.3.2 การทดสอบโครงสร้างจริงในภาคสนาม (Full-scaled Load Test) และมาตรฐานการออกแบบจะอ้างอิงจากมาตรฐานของจีน TB 2092-2003 และ TB 10621-2014 ตามลำดับ

1.3.3 การเปรียบเทียบแบบจำลองโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจะคำนึงถึงผลการทดสอบโครงสร้างจริงในภาคสนาม โดยจะปรับปรุงค่าเฉพาะคุณสมบัติของฐานรองรับ คุณสมบัติของคอนกรีต และคุณสมบัติของเส้นลวดอัดแรง

1.3.4 การปรับปรุงขนาดของโครงสร้างทางวิงยกระดับจะคงความลึกและความกว้างของโครงสร้าง แต่จะปรับเปลี่ยนเฉพาะความหนาของชิ้นส่วน คุณสมบัติของลวดอัดแรง และคุณสมบัติของคอนกรีต

1.3.5 การปรับปรุงหน้าตัดโครงสร้างทางวิงยกระดับจะไม่พิจารณาผลของความเค้นเฉพาะจุด (local stress) ในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

1.3.6 พิจารณาเฉพาะโครงการรถไฟความเร็วสูงในความร่วมมือระหว่างประเทศไทยและสาธารณรัฐประชาชนจีน

1.4 ประโยชน์ที่ได้รับ

1.4.1 ทราบถึงพฤติกรรมในการรับแรงของโครงสร้างทางวิงยกระดับของโครงการรถไฟความเร็วสูง ซึ่งออกแบบโดยวิศวกรชาวจีนตามมาตรฐานการออกแบบของประเทศจีน

1.4.2 เป็นแนวทางการปรับปรุงการวิเคราะห์ออกแบบโครงสร้างทางวิงยกระดับรถไฟความเร็วสูง ให้มีประสิทธิภาพและมีความประหยัดยิ่งขึ้นสำหรับโครงการในอนาคต

1.5 แผนการดำเนินงาน

1.5.1 ศึกษางานวิจัย ทฤษฎี มาตรฐานที่เกี่ยวข้องในงานทดสอบสะพาน การปรับปรุงแบบจำลอง และการพัฒนาหน้าตัดโครงสร้างสะพาน

1.5.2 ทดสอบโครงสร้างทางวิงยกระดับในภาคสนามตามมาตรฐานจีน

1.5.3 วิเคราะห์และสรุปผลการทดสอบภาคสนาม

1.5.4 สร้างแบบจำลองโครงสร้างในคอมพิวเตอร์และเปรียบเทียบแบบจำลองโครงสร้างตามผลการทดสอบภาคสนาม

1.5.5 ปรับปรุงคุณลักษณะทางกายภาพของแบบจำลองเพื่อความคุ้มค่าและความประหยัดโดยยังคงได้มาตรฐานตามเกณฑ์การทดสอบและการออกแบบของประเทศจีน

1.5.6 สรุปผลการวิจัย

บทที่ 2

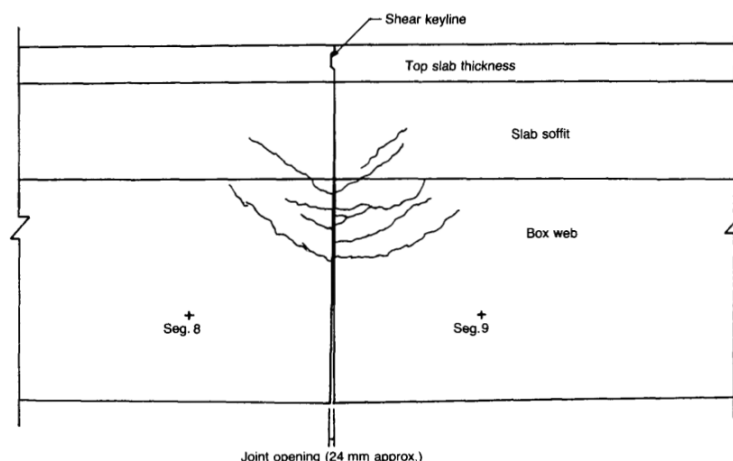
งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมและการทดสอบโครงสร้างสะพาน

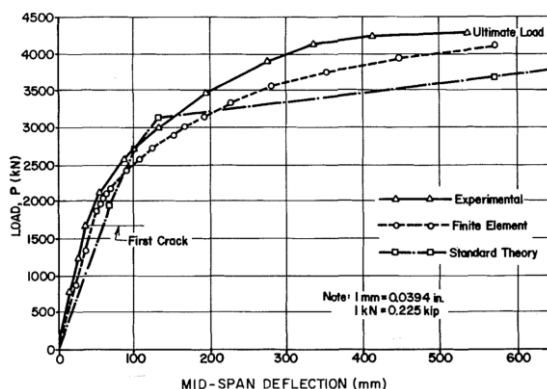
การศึกษาเพื่อการประเมินและทดสอบโครงสร้างสะพานเต็มรูปแบบ (Full-scale load test) นั้นจะต้องพิจารณาในหลายแง่มุมในการทดสอบเพื่อให้การทดสอบนั้นมีประสิทธิภาพและมีความปลอดภัย การทดสอบสมรรถนะโครงสร้างในงานวิจัยฉบับนี้พิจารณาเกณฑ์มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างรถไฟความเร็วสูงของประเทศจีน (TB10621-2014) และใช้มาตรฐานการทดสอบโครงสร้างสะพานคอนกรีตอัดแรงของประเทศจีน (TB2092-2003) โดยมีงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบโครงสร้างทางวิ่งยกระดับดังต่อไปนี้

Takebayashi et al. (1994) และคณะได้ทำการทดสอบโครงสร้างทางวิ่งยกระดับขนาดจริงด้วยวิธีทำลาย โครงสร้างที่ใช้ทดสอบมีความยาว 44.25 เมตรและใช้ลวดอัดแรงชนิดภายนอก (External tendon) หน้าตัดมีความกว้างของปีกบน 10.20 เมตรและมีความลึก 2.40 เมตร การศึกษาของ Takebayashi ใช้วิธีกำหนดภาระกระทำด้วยโมเมนต์ที่กึ่งกลางช่วงโดยมีการศึกษาทั้งพฤติกรรมของความเครียดที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างที่ขึ้นส่วนย่อยต่าง ๆ รวมถึงการศึกษาพฤติกรรมของการวิบัติ (Failure mechanism) พบว่าก่อนเกิดการวิบัตินั้นรอยต่อระหว่างชิ้นส่วนนั้น มีระยะห่างเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องและมีรอยร้าวด้านข้างปรากฏดังแสดงในรูปที่ 2-1 นอกจากนี้ Takebayashi ยังสรุปผลงานวิจัยไว้อีกว่าการทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับนั้นสามารถใช้แบบจำลองคาบธรรมดาในการทำนายพฤติกรรมได้อย่างแม่นยำในช่วง Service Load โดยหลังจากที่รอยต่อระหว่างชิ้นส่วนนั้นเปิดออก จะต้องใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ซับซ้อนเพื่อใช้ทำนายผล Ultimate moment capacity ของโครงสร้างให้แม่นยำ



รูปที่ 2-1 รอยต่อระหว่างชิ้นส่วนก่อนเกิดการวิบัติ (Takebayashi et al., 1994)

McClure and West (2011) ได้ทำการทดสอบเต็มรูปแบบ (Full scale load test) ด้วยวิธีเชิงสถิติกับสะพานคอนกรีตอัดแรงความยาวช่วง 37 เมตรโดยใช้น้ำหนักกระทำจากรถบรรทุกจริงซึ่งใช้ทำน้ำหนักบรรทุกตามขนาดมาตรฐาน AASHTO HS20-44 สำหรับการทดสอบที่ระดับการใช้งาน (Service load) ใช้วิธีเคลื่อนรถบรรทุกไปตามความยาวของสะพานอย่างช้า ๆ ด้วยความเร็ว 1 ไมล์ต่อชั่วโมง (1.61 km/h) เพื่อหลีกเลี่ยงผลจากแรงกระแทก และใช้แรงจากแม่แรงไฮดรอลิคผ่านทาง Loading frame สำหรับการทดสอบทำลาย การทดสอบนั้นมุ่งเน้นในเรื่องของการตรวจวัดค่าแอนตัวของโครงสร้าง ค่ามูมหมุนที่ฐานรองรับ และค่าความเครียดที่กึ่งกลางช่วงพาดโดยมีการเปรียบเทียบกันระหว่างผลจากการทดสอบจริงและผลจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ผลการทดสอบระบุว่าค่าการแอนตัวที่กึ่งกลางช่วงนั้นมีค่าสูงกว่าจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ดังแสดงในรูปที่ 2-2 และค่าความเค้นที่ตรวจวัดได้มีค่าสูงกว่าค่าจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 17% โดย McClure และ West ให้เหตุผลไว้ว่าเนื่องจากค่าความเค้นดังกล่าวมีผลมาจากทั้งแรงดัดและแรงบิดทำให้ค่าความเค้นที่ตรวจวัดได้มีค่าสูงกว่าในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ สะพานที่ใช้ทดสอบนั้นวิบัติจากการแตกหักของคอนกรีตบริเวณรอยต่อที่กึ่งกลางช่วงโดยก่อนเกิดการวิบัตินั้นโครงสร้างมีค่าการแอนตัวเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว 6.35 mm โดยจากการตรวจสอบพบว่าเส้นลวดอัดแรงทุกเส้นขาดออกจากกันมีเพียงเหล็กเส้นเท่านั้นที่ยึดรั้งโครงสร้างสะพานเอาไว้ไม่ให้แยกจากกัน



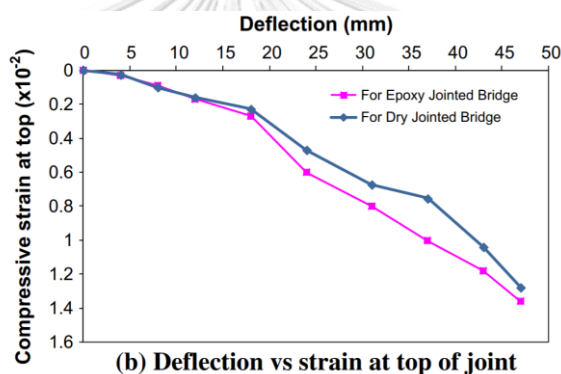
รูปที่ 2-2 การเปรียบเทียบค่าการแอ่นตัวของสะพานทดสอบ McClure and West (1984)

Yuan et al. (2013) ได้ทำการทดสอบคานคอนกรีตอัดแรงประกอบรูปกล่อง (Segmental concrete box beam) ด้วยวิธีการทดสอบแบบทำลายโดยตัวคานที่นำมาทดสอบนั้นเป็นคานยาว 5.76 เมตรซึ่งจำลองมาจากสะพานที่ใช้ก่อสร้างจริงโดยมีอัตราส่วนขนาดย่อดังแสดงในรูปที่ 2-3 ลวดอัดแรงที่ใช้ภายในคานนั้นถูกตัดแปลงให้มีทั้งชนิดภายใน (Internal Tendons) และภายนอก (External tendons) เพื่อใช้ศึกษาพฤติกรรมโครงสร้าง รอยร้าวและรูปแบบการวิบัติ จากการทดสอบได้ผลสรุปว่าเมื่อโครงสร้างได้รับโมเมนต์กระทำเพิ่มขึ้นรอยร้าวที่เกิดบริเวณรอยต่อ่นั้นมีการขยายตัวอย่างต่อเนื่อง อีกทั้งยังได้ข้อสรุปที่สำคัญว่าลวดชนิดภายในนั้นมีประสิทธิภาพมากกว่าทั้งในด้านการรับแรง (Load-carrying capacity) และด้านความเหนียว (Ductility) โดยจากการทดสอบถึงการวิบัติพบว่าโครงสร้างคาน 2 ใน 3 ตัวนั้นวิบัติที่ตำแหน่งรอยต่อบริเวณด้านบนของชิ้นส่วนย่อย แสดงถึงโครงสร้างนั้นมีจุดเปราะบางที่รอยต่อระหว่างชิ้นส่วนย่อยบริเวณกลางช่วงพาด



รูปที่ 2-3 คานคอนกรีตอัดแรงประกอบรูปกล่อง (Yuan et al., 2013)

Saibabu et al. (2013) ได้ทำการทดสอบโครงสร้างทางวิ่งยกระดับคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องโดยทำการทดลองสมรรถนะของรอยต่อระหว่างชิ้นส่วนโดยใช้รอยต่อแบบแห้ง (Dry) และแบบใช้ Epoxy โดยให้การให้แรงแบบ Cyclic loading เพื่อใช้เปรียบเทียบสมรรถนะทางโครงสร้างโดยรวม จากการศึกษาพบว่าหลังเกิดรอยร้าวขึ้นครั้งแรก (First crack) กำลังของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับที่ใช้รอยต่อแบบแห้งนั้นน้อยกว่ารอยต่อที่ใช้ Epoxy โดยโครงสร้างที่ใช้รอยต่อแบบแห้งนั้นมีการแอ่นตัวของโครงสร้างสูงกว่าดังแสดงผลการทดสอบในรูปที่ 2-4 ทำให้คณะผู้วิจัยสรุปเอาไว้ว่าหลังจากเกิดรอยร้าวครั้งแรก (First crack) คุณสมบัติของรอยต่อนั้นมีผลต่อกำลังโดยรวมของโครงสร้างและโครงสร้างที่ใช้รอยต่อทั้งสองแบบนี้ก็มีการวิบัติเกิดขึ้นที่ตำแหน่งรอยต่อที่กึ่งกลางช่วงบริเวณด้านบนหรือบริเวณที่รับความเค้นอัดซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ Yuan และ Takebayashi ที่มีรูปแบบการวิบัติเหมือนกัน



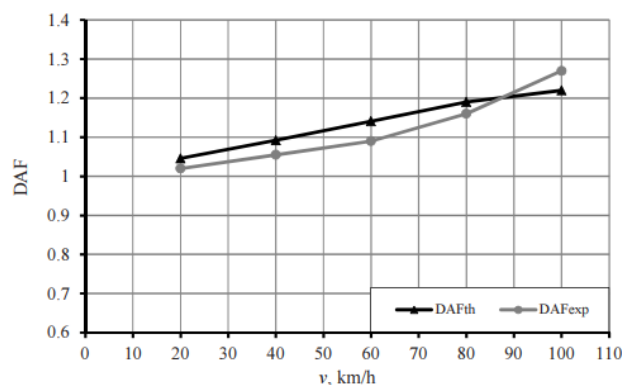
รูปที่ 2-4 ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นตัวและความเครียดอัด (Saibabu et al., 2013)

Bacinskas et al. (2013) และคณะได้มีการดำเนินงานวิจัยการทดสอบสะพานรถไฟประเภทเหล็กคอนกรีตช่วงเดียว (Single span composite steel-concrete railway bridge) ซึ่งมีขนาดช่วงยาว 32 m จำนวน 2 ทางวิ่งโดยมีการทดสอบเชิงเปรียบเทียบระหว่างการทดสอบบนสะพานจริงด้วยหัวรถจักรหนัก 2M62 ซึ่งมีภาระกระทำ 2,328 kN ทั้งการทดสอบเชิงสถิตและการทดสอบเชิงพลวัต การทดสอบนั้นจะใช้ความเร็วหัวรถจักรในการวิ่งตั้งแต่ 20 ถึง 100 km/h โดยมีจุดมุ่งหมายในการทดสอบเพื่อหาค่าแอ่นตัวสูงสุดจากแรงกระทำเชิงสถิตเพื่อเปรียบเทียบกับแรงกระทำเชิงพลวัต นอกจากนี้ยังมีการเก็บข้อมูลเพื่อวิเคราะห์ลักษณะเฉพาะของการสั่นของสะพานเพื่อพิจารณาถึง Mode shapes, ความถี่, อัตราส่วนความหน่วง (Damping ratios) และ ตัวคูณขยายแบบพลวัต (Dynamic Amplification Factor) สะพานที่ใช้ทดสอบคือสะพานรถไฟ Kaunas-Kybartai โครงสร้างทั้งหมดถูกออกแบบด้วยมาตรฐาน Eurocode แบบจำลองเบื้องต้นที่ใช้วิเคราะห์

ผลการทดสอบนั้นจะใช้วิธีวิเคราะห์ด้วยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ทั้งการวิเคราะห์เชิงสถิตและการวิเคราะห์เชิงพลวัต โดยใช้การวิเคราะห์ในช่วงการเสียรูปแบบเส้นตรงเท่านั้น (Linear elastic analysis)

หัวรถจักร 2M62 นั้นถูกนำมาเล่นด้วยความเร็ว 3-5 km/h บนช่วงสะพานทดสอบโดยใช้วิธี Quasi-static loading ซึ่งทำให้เกิดมีการแอ่นตัวมากที่สุดเท่ากับ 4.15 mm คิดเป็น $1/7710$ ซึ่งผ่านเกณฑ์ของ Eurocode ที่ $1/600$ เมื่อเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งได้ผลการวิเคราะห์การแอ่นตัวที่ตำแหน่งเดียวกันที่ 4.34 มิลลิเมตร โดยมีอัตราส่วนการแอ่นตัวของผลการวิเคราะห์ในโปรแกรมต่อผลการทดสอบเท่ากับ 1.05 ซึ่งผู้ทำการวิจัยนั้นได้ลงความเห็นว่าเป็นค่าที่สามารถยอมรับได้โดยไม่ต้องปรับปรุงแบบจำลอง

การทดสอบเชิงพลวัตของสะพานนั้นจะใช้หัวรถจักร 2M62 จำนวน 2 หัวรถจักรซึ่งทดสอบโดยการให้หัวรถจักรเคลื่อนที่ด้วยความเร็ว 20, 40, 60, 80 และ 100 km/h โดยที่ความเร็วสูงสุดที่อนุญาตในการใช้งานสะพานในช่วงนี้อยู่ที่ประมาณ 80 km/h ผลการทดสอบนั้นแบ่งออกเป็นผลตอบสนองความเร่ง, Mode shapes, ค่าความถี่ธรรมชาติ, อัตราส่วนความหน่วง, การแอ่นตัวเชิงพลวัต และ ค่า dynamic amplification factors (DAF) จากผลการศึกษาพบว่าความเร่งในแนวตั้งสูงสุดที่ตรวจวัดได้มีค่า 0.452 m/s^2 ซึ่งไม่เกินเกณฑ์ตามมาตรฐาน Eurocode ที่จำกัดไว้ 3.5 m/s^2 ความถี่ธรรมชาติในแนวตั้งต่ำสุดจากการทดสอบมีค่าเท่ากับ 5.49 Hz ซึ่งผ่านเกณฑ์มาตรฐาน Eurocode (LST EN 1990/A1/AC) ที่กำหนดให้ความถี่ธรรมชาติในโหมดแรกนั้นมีค่าระหว่าง 3.93-9.86 Hz อัตราส่วนความหน่วงในงานวิจัยนั้นใช้วิธีการคำนวณแบบ Relatively Simple Logarithmic Decrement Method ซึ่งจะพิจารณาเฉพาะจากค่ามูลฐานเท่านั้นโดยมีค่าอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 1.916% ซึ่งมากกว่าค่าขีดจำกัดที่กำหนดไว้ 0.5% ค่า DAF ที่ได้จากการทดสอบด้วยวิธี Quasi-static loading และใช้รถไฟเล่นด้วยความเร็ว 100 km/h มีค่า 1.268 โดยค่า DAF ที่คำนวณโดยมาตรฐาน Eurocode มีค่า 1.23 จึงสามารถสรุปได้ว่าค่าที่แนะนำโดยมาตรฐาน Eurocode นั้นไม่มีความอนุรักษ์เมื่อเทียบกับผลการทดสอบจริง

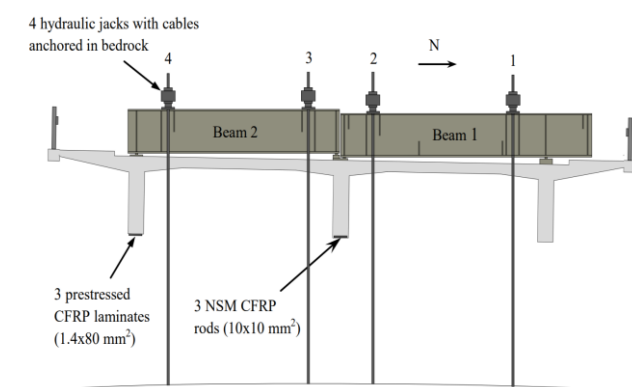


รูปที่ 2-5 การเปรียบเทียบค่า DAF จากผลการทดสอบและค่า DAF ที่แนะนำโดยมาตรฐาน

Eurocode (Bacinskas et al., 2013)

เนื่องจากในงานวิจัยของ Bacinskas D. ใช้สะพานที่มีความยาวช่วงใกล้เคียงกันกับความยาวช่วงที่จะใช้ทดสอบโครงการรถไฟฟ้าความเร็วสูง กรุงเทพมหานคร-นครราชสีมา ดังนั้นงานวิจัยชิ้นนี้จึงเป็นงานวิจัยที่สามารถนำมาใช้ประโยชน์และเปรียบเทียบกับการศึกษานี้ได้เป็นอย่างดี

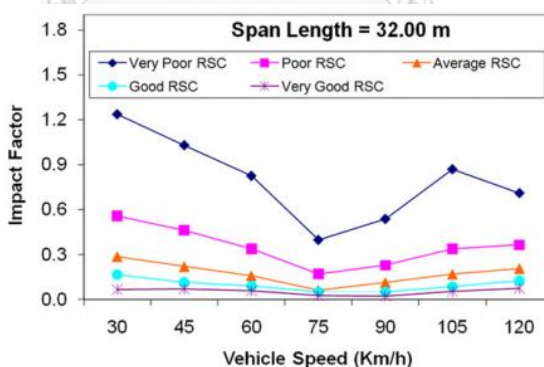
Bagge et al. (2014) และคณะได้ทำการทดสอบสะพานคอนกรีตอัดแรงชนิดดิ่งที่หลัง (Post-Tensioned Concrete Bridge) ที่มีความยาวช่วงพาด 18 ถึง 29.35 เมตรโดยมีจุดประสงค์เพื่อปรับปรุงแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จากการประเมินสมรรถนะโครงสร้างของสะพานที่เปิดใช้มาแล้ว 55 ปี สะพานถูกทดสอบโดยใช้แรงจากแม่แรงไฮดรอลิกผ่านคานตามขวางดังแสดงในรูปที่ 2-6 จากการใช้ LVDT sensor (Linear Variable Differential Transformer) และ Strain Gauge จำนวนมากที่ติดตั้งอยู่ทั่วทั้งคานและแผ่นพื้นทำให้ทางคณะผู้วิจัยสามารถนำผลการทดสอบทั้งหมดไปใช้ปรับปรุงแบบจำลองในโปรแกรม ABAQUS โดยสามารถให้ผลการตอบสนองที่แม่นยำมากยิ่งขึ้นเมื่อเทียบกับแบบจำลองต้นแบบ



รูปที่ 2-6 แบบจำลองการให้แรงกระทำในการทดสอบสมรรถนะโครงสร้าง (Bagge et al., 2014)

งานวิจัยทั้งสี่งานของ McClure, Bagge, Yuan และ Takebayashi นำเสนอแง่มุมการทดสอบไว้อย่างน่าสนใจทั้งรูปแบบการให้แรงกระทำแก่โครงการ การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจจับเช่น LVDT และ Strain Gauge ในตำแหน่งที่เหมาะสมสำหรับการวิจัยโดยงานวิจัยของ Yuan และ Takebayashi ได้ข้อสรุปร่วมกันว่าโครงสร้างทางวิ่งยกระดับที่ประกอบด้วยชิ้นส่วนย่อยหลายชิ้นนั้นมีจุดเปราะบาง (Critical point) ที่ตำแหน่งด้านบน (Compression zone) ของจุดต่อระหว่างชิ้นส่วนย่อยบริเวณกึ่งกลางช่วงพาด อย่างไรก็ตามงานวิจัยที่ได้กล่าวมานั้นเป็นเพียงงานวิจัยที่ศึกษาพฤติกรรมเชิงสถิตของโครงสร้างสะพาน โดยงานวิจัยที่ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมเชิงพลวัตนั้นมีงานวิจัยที่เป็นประโยชน์และในอ้างอิงในการทำวิทยานิพนธ์ดังนี้

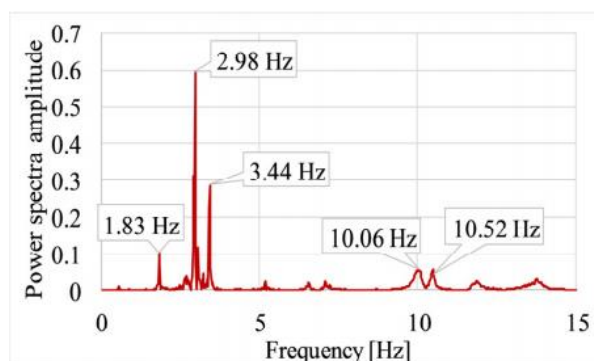
Deng and Cai (2010) ได้ศึกษาผลกระทบของค่าตัวคูณแรงกระทำ (Impact factor) ของสะพานหลายความยาวช่วงเพื่อเปรียบเทียบกับค่า Impact factor ที่แนะนำโดยมาตรฐาน AASHTO กับผลตอบสนองจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ สภาพพื้นผิวทางวิ่งในแบบจำลองนั้นได้จากการสำรวจพื้นผิวของสะพานจริงที่มีสภาพผิวจราจรหลายรูปแบบและนำไปสร้างฟังก์ชันผิวทางวิ่งขึ้น 5 แบบตามสภาพพื้นผิวจากดีที่สุดไปแย่ที่สุด จากผลการศึกษาพบว่าค่า Impact factor ที่แนะนำโดยมาตรฐาน AASHTO นั้นมีค่าที่ต่ำและไม่อนุรักษ์เมื่อเทียบผลตอบสนองจากแบบจำลองกรณีพื้นผิวแย่มาก



รูปที่ 2-7 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวคูณแรงกระทำและความเร็วรถบรรทุก (Deng and Cai, 2010)

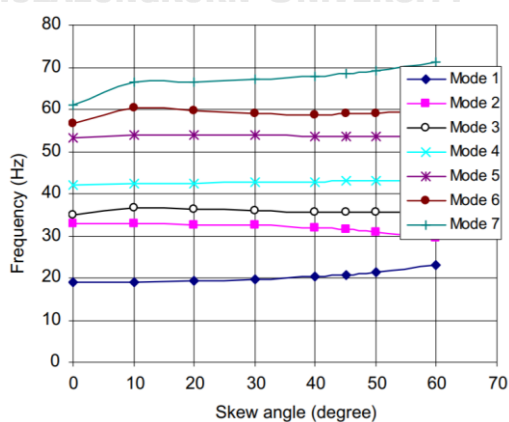
Ghindea et al. (2019) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมเชิงพลวัตของโครงสร้างสะพานแขวน Agigea ในประเทศโรมาเนีย โครงสร้างสะพานมีช่วงพาด 80 m, 200 m, และ 80 m ตามลำดับ ในการทดสอบโครงสร้างนั้น ผู้วิจัยได้ใช้รถบรรทุกขนาด 32 ตันโดยใช้ความเร็วตั้งแต่ 10-50 km/h ผ่านเนินสามเหลี่ยมที่เตรียมไว้โดยเมื่อล้อรถบรรทุกตกลงมากกระทบกับสะพานจึงทำให้เกิดแรงเหวี่ยงทำให้สะพานเกิดพฤติกรรมเชิงพลวัตขึ้น จากผลการศึกษาพบว่าโครงสร้างสะพานแขวน

ดังกล่าวนี้มีค่าความถี่ธรรมชาติแนวตั้งโหมดแรกเท่ากับ 2.98 Hz อัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) 4.81% และค่าความเร่งสูงสุดของโครงสร้างมีค่า 1.86 m/s^2 ซึ่งไม่เกินเกณฑ์มาตรฐาน Eurocode กำหนดที่ 3.50 m/s^2



รูปที่ 2-8 ผลการวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติจากสัญญาณความเร่ง (Ghindea et al., 2019)

He et al. (2012) ได้ทำการศึกษาและทดสอบโครงจำลองสร้างทางวิ่งยกระดับสำหรับรถไฟความเร็วสูงที่มีมุมเอียง (Skew angle) ตั้งแต่ 0 องศาถึง 60 องศาที่มีต้นแบบมาจากทางรถไฟระหว่างเมืองปักกิ่งและเซี่ยงไฮ้ในประเทศจีน โครงสร้างดังกล่าวมีขนาด 1:8 เท่าของขนาดจริงโดยมีช่วงพาดยาว 5.00-8.75-5.00 m จากผลการทดสอบเชิงพลวัตพบว่าค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานทดสอบนั้นมีค่าค่อนข้างคงที่ดังในรูปที่ 2-9 โดยผลของโหมดของการบิด (Torsional mode) นั้นเริ่มแสดงให้เห็นถึงความแตกต่างของความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 7 ขึ้นไปซึ่งให้ผลการทดสอบใกล้เคียงกับผลจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์กล่าวคือมุมเอียงของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับสามารถเพิ่มผลกระทบจากแรงบิดที่เกิดขึ้นจากแรงกระทำเชิงพลวัตได้ (Dynamic event)



รูปที่ 2-9 ความสัมพันธ์ระหว่างความถี่ธรรมชาติและมุมเอียงโครงสร้างทดสอบ (He et al., 2012)

Gatti (2019) ได้ทำการทดสอบสะพานในเมือง Ferrara ประเทศอิตาลี ทั้งการทดสอบเชิงสถิติและการทดสอบเชิงพลวัต สะพานที่ใช้ในการทดสอบมีช่วงพาด 3 ช่วงโดยช่วงที่ใช้ทำการทดสอบนั้นมีความยาวช่วง 18 m การทดสอบเชิงสถิติกระทำโดยใช้รถน้ำหนัก 36 ตันจำนวนสองคันในการทดสอบโดยการทดสอบดังกล่าวนั้นได้ใช้มาตรฐานเก่าในการทดสอบเนื่องจากสะพานดังกล่าวถูกทดสอบเชิงสถิติแล้วครั้งหนึ่งในปี ค.ศ. 1960 เพื่อจะเปรียบเทียบค่าการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นในปัจจุบัน Gatti จึงเลือกใช้น้ำหนักบรรทุกเดิมในการทดสอบสะพาน การทดสอบเชิงพลวัตถูกกระทำโดยใช้รถบรรทุกขนาดเล็กน้ำหนัก 2 ตันวิ่งผ่านขึ้นไปบนทางลาดคอนกรีตที่นำมาวางไว้ดังแสดงในรูปที่ 2-10 และตกลงมากระทบกับผิวสะพานเพื่อเหนี่ยวนำให้สะพานเกิดผลตอบสนองเชิงพลวัต จากผลการทดสอบพบว่าสะพานมีค่าความแข็งแรงรวมลดลงเนื่องจากสะพานมีค่าการแอ่นตัวเพิ่มขึ้นในการทดสอบเชิงสถิติ



รูปที่ 2-10 การกระทบจากรถบรรทุกเพื่อเหนี่ยวนำให้เกิดพฤติกรรมเชิงพลวัต (Gatti, 2019)

จากผลการทดสอบเชิงพลวัต Gatti ได้นำพฤติกรรมของโครงสร้างมาปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้นให้มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบเชิงสถิติมากขึ้นเนื่องจากในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์นั้นโครงสร้างมีค่าความถี่ธรรมชาติสูง Gatti จึงได้ทำการปรับปรุงแบบจำลองโดยใช้วิธีการปรับปรุงหน้าตัดโครงสร้างเพื่อเปลี่ยนค่ามวลและความแข็งของโครงสร้าง โดยหลังจากการปรับปรุงโครงสร้าง สะพาน แบบจำลองที่ปรับปรุงแล้วของ Gatti สามารถให้ผลตอบสนองทั้งเชิงสถิติและเชิงพลวัตใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริง

2.1.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการปรับปรุงแบบจำลอง

Algahtani et al. (1995) ได้ทำการศึกษาการปรับปรุงความคุ่มค่าคานคอนกรีตอัดแรงที่มีช่วงพาด 24.40 m จำนวนสองช่วงพาดโดยมีการปรับปรุงค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ จำนวน 30 ค่าซึ่งประกอบไปด้วย มิติของหน้าตัด แนวการวางเหล็กเส้น และแนวการเดินทางลวดอัดแรงโดยไม่

เปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของคอนกรีต เหล็กเส้นและเส้นลวดอัดแรง การปรับปรุงความคุ้มค่าในงานวิจัยนั้นแบ่งออกเป็น 5 ลักษณะได้แก่ ความคุ้มค่าทางด้านราคา การใช้คอนกรีตในปริมาณที่ต่ำที่สุด การใช้น้ำหนักของเหล็กเส้นน้อยที่สุด โครงสร้างมีน้ำหนักน้อยที่สุด และโครงสร้างมีความลึกของหน้าตัดน้อยที่สุด โดยใช้มาตรฐาน ACI ในการออกแบบซึ่งการคำนวณราคาของโครงสร้างของงานวิจัยฉบับนี้จะพิจารณาเฉพาะค่าคอนกรีต เหล็กเส้น ลวดอัดแรง และไม้แบบที่ใช้ในการหล่อโครงสร้าง จากการปรับปรุงโครงสร้างทั้ง 5 แบบนั้นพบว่าโครงสร้างที่ใช้ปริมาณคอนกรีตต่ำที่สุดนั้นมีค่าใช้จ่ายโดยรวมสูงสุดจากการเปรียบเทียบโครงสร้างทั้ง 5 แบบโดยมีค่าวัสดุสูงกว่าโครงสร้างที่มีความคุ้มค่าทางด้านราคาสูงสุดถึง 2 เท่า จากผลการศึกษาพบว่าการใช้ปริมาณคอนกรีตที่น้อยเกินไปนั้นจำเป็นที่จะต้องใช้ปริมาณเหล็กเส้นและเส้นลวดอัดแรงจำนวนมากทำให้ราคาโดยรวมสูงขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ

Schommer et al. (2017) ได้ทำการปรับปรุงแบบจำลองจากผลการตรวจสอบสภาพโครงสร้าง (Structural health monitoring) สะพานเก่าที่ก่อสร้างในเมื่อปี ค.ศ. 1955 โดยใช้ข้อมูลจากการทดสอบจากทั้งการทดสอบเชิงสถิติและการทดสอบเชิงพลวัตในการปรับปรุงแบบจำลอง การปรับปรุงโครงสร้างนั้นใช้วิธีการกำหนดฟังก์ชันวัตถุประสงค์ (Objective function) และใช้การปรับปรุงแบบจำลองเพื่อให้ฟังก์ชันวัตถุประสงค์นั้นมีค่าน้อยที่สุด (Minimization) สะพานที่ใช้ทดสอบเป็นสะพานคอนกรีตอัดแรงยาว 46 m การทดสอบเชิงสถิตินั้นใช้การวางมวลคอนกรีตที่ตำแหน่งต่าง ๆ เพื่อวัดค่าการแอ่นตัวของสะพานโดยในการทดสอบนั้นมีการชดเชยค่าการแอ่นตัวจากผลของอุณหภูมิ (Temperature compensation) โดยใช้การเก็บข้อมูลการแอ่นตัวของโครงสร้างย้อนหลังเพื่อนำไปปรับแก้ค่าการแอ่นตัวที่เกิดในการทดสอบจริง การทดสอบเชิงพลวัตทดสอบโดยใช้การกระตุ้นจากการกระแทกมวลที่บริเวณกึ่งกลางช่วงพาดของสะพาน การปรับปรุงแบบจำลองนั้นใช้ทั้งการปรับค่า Modulus of elasticity ของคอนกรีต และการปรับ Local stiffness ของสะพาน เนื่องจากสะพานมีสภาพไม่สมบูรณ์ ผลการศึกษาพบว่าแบบจำลองที่ผ่านการปรับปรุงแล้วมีผลตอบสนองใกล้เคียงกับผลการทดสอบภาคสนามมากขึ้นเมื่อเทียบกับแบบจำลองเบื้องต้น

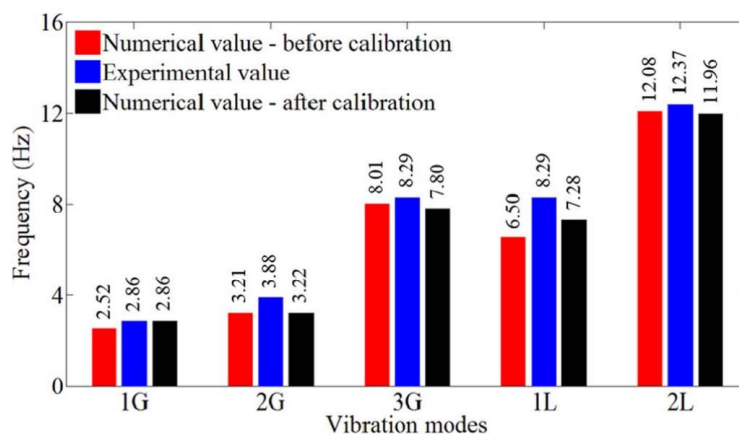
Park et al. (2017) ได้ทำการศึกษาการต้านทานการหมุน (Rotational stiffness) ของฐานรองรับจากโครงสร้างสะพานขนาดย่อและสะพานจริง (รูปที่ 2-11) ที่มีช่วงพาด 2 m และ 39 m ตามลำดับเพื่อใช้พฤติกรรมของโครงสร้างจริงในการปรับปรุงคุณสมบัติของฐานรองรับในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ จากการเปรียบเทียบพฤติกรรมของโครงสร้างจริงและแบบจำลองเบื้องต้นพบว่า ค่าการแอ่นตัวสูงสุด ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับ และค่าความถี่ธรรมชาติใน

แนวตั้ง (Bending mode) และแนวบิด (Torsion mode) มีค่าคลาดเคลื่อนสูง (สูงสุดประมาณ 115.2%) โดยหลังจากการเพิ่มคุณสมบัติการต้านทานการหมุน 2.90×10^9 ton-mm/rad ในฐานรองรับด้านซ้ายและ 1.80×10^8 ton-mm/rad ในฐานรองรับด้านขวาพบว่าผลตอบสนองทั้งหมดในแบบจำลองนั้นมีพฤติกรรมใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากขึ้นโดยมีค่าความคลาดเคลื่อนสูงสุดเหลือเพียง 7.0% เท่านั้น ทำให้เห็นถึงผลในการปรับปรุงฐานรองรับของแบบจำลองโครงสร้างทางวิงยกระดับเพื่อให้แบบจำลองนั้นมีผลตอบสนองใกล้เคียงกับการทดสอบจริงยิ่งขึ้น



รูปที่ 2-11 สะพานโครงสร้างเหล็กช่วงพาดยาว 39 m ที่ใช้งานวิจัย (Park et al., 2017)

Malveiro et al. (2018) ได้ทำการศึกษาการปรับปรุงแบบจำลองโครงสร้างสะพานรถไฟที่เป็นโครงสร้างคอมโพสิตระหว่างเหล็กและคอนกรีตโดยใช้สะพาน Alcácer do Sal ในประเทศโปรตุเกสเป็นต้นแบบ การปรับปรุงโครงสร้างสะพานในงานวิจัยจะใช้ข้อมูลจากผลการทดสอบเชิงพลวัตของสะพานเพื่อนำมาปรับเปลี่ยนคุณสมบัติต่าง ๆ ให้แบบจำลองนั้นมีพฤติกรรมเชิงพลวัตใกล้เคียงกับการทดสอบจริงมากยิ่งขึ้น สะพานที่ใช้ในการทดสอบมีการออกแบบให้รถไฟสามารถทำความเร็วได้สูงสุด 250 km/h ช่วงพาดที่ใช้ในงานวิจัยนั้นมีลักษณะฐานรองรับอย่างง่าย (Simply supported structure) ความยาวช่วง 45 เมตร ในการทดสอบโครงสร้างนั้นผู้วิจัยได้พิจารณาใช้การทดสอบจากขบวนรถไฟจริง Alfa Pendular (AP) ที่ความเร็ว 220 km/h เพื่อเหนี่ยวนำให้เกิดพฤติกรรมเชิงพลวัตขึ้น ในกระบวนการวิจัยนั้นพบว่าผู้วิจัยได้พิจารณาปรับเปลี่ยนค่าความหนาแน่นของคอนกรีต ค่าโมดูลัสของเหล็ก ค่าความแข็งตามแนวแกนของฐานรองรับ (Longitudinal stiffness) ค่าโมดูลัสของบัลลาสต์ ค่าความหนาแน่นของบัลลาสต์โดยใช้วิธีการเชิงตัวเลข Genetic Algorithm ในการปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้นจากโปรแกรม MATLAB จากผลการศึกษาพบว่าค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดต่าง ๆ จากแบบจำลองที่ผ่านการปรับปรุงแล้วนั้นมีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบเชิงพลวัตมากขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2-12



รูปที่ 2-12 ค่าความถี่ธรรมชาติก่อนและหลังการปรับปรุงแบบจำลอง (Malveiro et al., 2018)

Hester et al. (2019) ได้เสนอวิธีการทำการทดสอบสะพานช่วงเดียวความยาวช่วง 36 m และมีฐานรองรับอย่างง่ายทั้งสองด้านโดยมีฐานรองรับชนิดเคลื่อนที่ได้และเคลื่อนที่ไม่ได้อยู่ที่บริเวณฐานรองรับทั้งสองด้านของสะพาน เพื่อศึกษาพฤติกรรมของฐานรองรับสะพานโดยนำข้อมูลจากการทดสอบไปปรับปรุงแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งทำการทดสอบสะพานทั้งเชิงสถิตและเชิงพลวัต เพื่อให้การปรับปรุงแบบจำลองมีประสิทธิภาพมากที่สุด การทดสอบสะพานจริงเชิงพลวัตได้ถูกศึกษาขึ้นในการศึกษาก่อนหน้านั้น (Hester et al., 2018) ซึ่ง Hester ได้นำผลการทดสอบของตนมาใช้ในงานวิจัยนี้ โดยใช้ความถี่ธรรมชาติ อัตราส่วนความหน่วง และ mode shape ต่าง ๆ ของสะพานช่วงเดียวจากผลการทดสอบเชิงพลวัตพบว่า ค่าตอบสนองที่ได้นั้นใกล้เคียงกับแบบจำลองที่ใช้ฐานรองรับชนิดเคลื่อนที่ไม่ได้ทั้งสองด้านมากกว่าแบบจำลองตามสภาพจริงที่ด้านหนึ่งนั้นสามารถเคลื่อนที่ได้ และจากการทดสอบเชิงสถิตโดยใช้วิธีการเคลื่อนแรงกระทำไปอย่างช้า ๆ นั้นพบว่าฐานรองรับชนิดเคลื่อนที่ได้นั้นมีพฤติกรรมของแรงเสียดทานเข้าร่วมโดยจากการวิเคราะห์ Hester และคณะพบว่าแบบจำลองชนิดเคลื่อนที่ได้โดยมีสัมประสิทธิ์ความฝืดเท่ากับ 0.0263 นั้นให้ผลตอบสนองที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบโครงสร้างจริงมากที่สุด

Shi et al. (2019) ได้ทำการศึกษาการปรับปรุงแบบคุณสมบัติของฐานรองรับในแบบจำลองจากผลการทดสอบเชิงพลวัตจากโครงสร้างทางวิงยกระดับรถไฟรางเดี่ยวสาย Jiaoxin ในประเทศจีน การปรับปรุงคุณสมบัติของฐานรองรับนั้นผู้วิจัยได้พิจารณาปรับเพิ่มคุณสมบัติการต้านการหมุนของฐานรองรับ และเปลี่ยนคุณสมบัติจากการต้านการเคลื่อนที่ในแนวราบโดยสมบูรณ์เป็นการต้านการเคลื่อนที่ในแนวราบบางส่วน จากผลการศึกษาพบว่าการเปลี่ยนคุณสมบัติที่ฐานรองรับ

ของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับสามารถทำให้ผลตอบสนองจากแบบจำลองนั้นมีค่าใกล้เคียงกับผลตอบสนองจากการทดสอบจริงมากขึ้น

Ferrari et al. (2019) ได้ทำการศึกษาโครงสร้างสะพาน Brivio (รูปที่ 2-13) ในประเทศอิตาลี เป็นสะพานคอนกรีตที่มีช่วงพาดยาว 44 m การศึกษาของ Ferrari นั้นจะใช้ผลการทดสอบเชิงพลวัตในการปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้น เพื่อให้แบบจำลองมีความถูกต้องมากยิ่งขึ้นเมื่อเทียบกับผลการตอบจากโครงสร้างจริง ค่าความคลาดเคลื่อนเบื้องต้นจากการเปรียบเทียบพบว่าแบบจำลองเบื้องต้นนั้นมีค่าความคลาดเคลื่อนสูงสุด 9% ในค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดของการบิด เพื่อที่จะลดค่าความคลาดเคลื่อนลง Ferrari และคณะได้พิจารณาปรับค่าโมดูลัสและความหนาแน่นขององค์ประกอบต่าง ๆ ภายในโครงสร้างสะพานได้แก่ แผ่นพื้น คานหลัก และโครงสร้างคอนกรีตโค้ง (Parabolic arches) โดยมีการเพิ่มค่าโมดูลัสสูงสุดในแผ่นพื้นประมาณ 28.50% ภายหลังจากการปรับค่าในแบบจำลอง ค่าความคลาดเคลื่อนในโหมดเดิมนั้นลดลงเหลือเพียง 5.70% และมีความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยในโหมดต่าง ๆ เหลือเพียง 4% โดยจากการปรับปรุงแบบจำลองนั้นพบว่าโครงสร้างทั้งหมดยกเว้นแผ่นพื้นถูกปรับลดค่าโมดูลัสลงเนื่องจากความเก่าแก่ของสะพานในขณะที่แผ่นพื้นนั้นมีค่าโมดูลัสเพิ่มขึ้นเนื่องจากการคิดผลความแข็งของวัสดุปิดผิวหน้ารวมเพิ่มเข้าไปในแผ่นพื้นทำให้มีความแข็งโดยรวมเพิ่มขึ้น

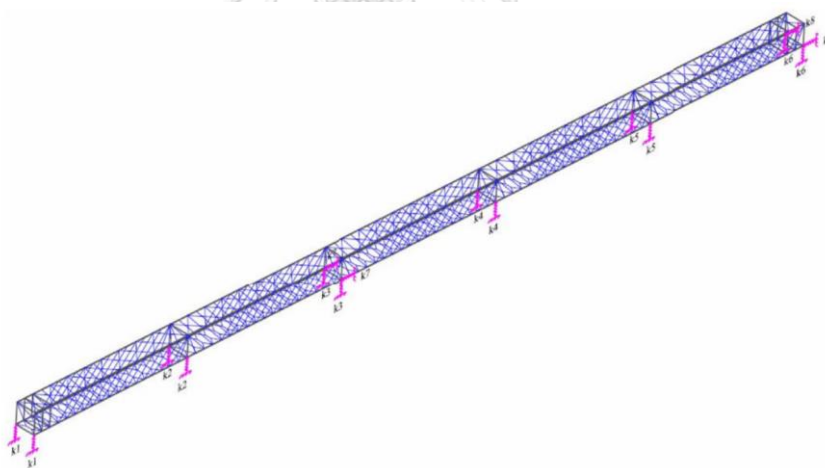


รูปที่ 2-13 สะพาน Brivio ประเทศอิตาลี (Ferrari et al., 2019)

Kumar Bagha et al. (2020) ได้ศึกษาการปรับปรุงโครงสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อให้แบบจำลองมีผลตอบสนองใกล้เคียงกับผลการทดสอบคานประกอบเหล็ก-คอนกรีตมากยิ่งขึ้นโดยการเปลี่ยนคุณสมบัติของโมดูลัสของคอนกรีตในทิศทางตามแนวแกนและตั้งฉากกับแกน (E_{xx} และ E_{yy}) ค่าความหนาแน่นของคอนกรีต อัตราส่วนปัวซอง และโมดูลัสของแรงเฉือน (Modulus

of rigidity) ผลการศึกษาพบว่าค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1-9 นั้นมีค่าความคลาดเคลื่อนน้อยลง จากผลการทดสอบจริงอย่างมีนัยสำคัญ

Tran-Ngoc et al. (2020) ได้ทำการทดสอบโครงสร้างสะพานรถไฟข้ามแม่น้ำ Guadalquivir ในประเทศสเปนถูกสร้างขึ้นเมื่อปี ค.ศ. 1929 ภายหลังจากการเปิดใช้งานสะพานได้มีการซ่อมแซมและเสริมกำลังของโครงสร้างหลายครั้ง โครงสร้างสะพานประกอบไปด้วยช่วงพาด 5 ช่วงพาดโดยมีขนาดช่วงพาดช่วงละ 51 m คณะผู้ทำวิจัยได้เก็บผลการทดสอบเชิงสถิติและจำแนก Mode การสั่นออกเป็นทั้งหมด 22 โหมดซึ่งประกอบไปด้วยโหมดการสั่นแนวตั้ง (Vertical) แนวราบ (Transverse) และแนวบิด (Torsion) จากการเปรียบเทียบผลการทดสอบพบว่าผลจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์นั้นยังให้ค่าผลตอบสนองที่คลาดเคลื่อนจากผลการทดสอบจริงทั้ง Mode shape และค่าความถี่ธรรมชาติดังนั้นคณะผู้วิจัยจึงได้พิจารณาปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้นด้วยการปรับปรุงคุณสมบัติการต้านการเคลื่อนที่ของแบบจำลอง 8 ค่าดังแสดงในรูปที่ 2-14 โดยใช้วิธีเชิงตัวเลข ผลการปรับปรุงผลการทดสอบพบว่าค่าความคลาดเคลื่อนของค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดต่าง ๆ นั้นลดลงอย่างมีนัยสำคัญและแสดง Mode shape ที่ถูกต้องมากขึ้นในโหมดต่าง ๆ อีกด้วย



รูปที่ 2-14 แบบจำลองสะพานรถไฟ Guadalquivir ประเทศสเปน (Tran-Ngoc et al., 2020)

Vardhan et al. (2021) ได้ทำการศึกษาปรับเปลี่ยนคุณสมบัติของฐานรองรับจากโครงสร้างสะพานทางวิ่งยกระดับรถไฟโดยพิจารณาใช้ภาระกระทำจากน้ำหนักคงที่ (DL) น้ำหนักบรรทุกจรเคลื่อนที่ (LL) น้ำหนักบรรทุกคงที่ส่วนเพิ่ม (SDL) แรงเหวี่ยงของรถไฟ (Centrifugal force; CF) และแรงหยุด (Braking Force; BF) โดยใช้รูปแบบหน้าตัดของฐานรองรับสองชนิดคือแบบสี่เหลี่ยมและแบบวงกลมโดยมีการใช้วัสดุทั้งหมด 3 ชนิดได้แก่ Neoprene, Silicone rubber

และ PTFE (Polytetrafluoroethylene) การศึกษานั้นเลือกใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในการจำลองพฤติกรรมของฐานรองรับ จากผลการศึกษาพบว่าฐานรองรับชนิดวงกลมนั้นมีค่าการทรุดตัวและค่าความเครียดที่ต่ำกว่าฐานรองรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมทั่วไปอีกทั้งค่าความเค้นภายในฐานรองรับวงกลมนั้นยังมีความสม่ำเสมอมากกว่าฐานรองรับชนิดสี่เหลี่ยม

Cheng and Song (2021) ได้ศึกษาพฤติกรรมและผลตอบสนองของสะพาน Yingzhou (รูปที่ 2-15) ในประเทศจีนที่สร้างขึ้นในปี 2009 เพื่อนำมาใช้ปรับปรุงแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่สร้างขึ้น สะพาน Yingzhou นั้นเป็นสะพานโครงถักขนาดใหญ่มีช่วงพาดยาว 120 m จากผลการทดสอบพบว่าค่าความถี่ธรรมชาติที่ได้จากการทดสอบนั้นมีค่าต่างจากในแบบจำลองมาก ดังนั้นผู้วิจัยจึงพิจารณาปรับค่าหน่วยน้ำหนัก (Density) และ Elastic of modulus ของโครงถัก (Main arch) คานหลัก (Main girder) และส่วนโครงสร้างรับแรงอัด (Rigid Triangle zone) โดยใช้ทางสถิติเพื่อใช้หาค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่เหมาะสม จากการปรับปรุงแบบจำลองพบว่าค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 ถึง 4 นั้นมีความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยลดลงจาก 87.66% เหลือเพียง 7.90% และเพื่อยืนยันถึงความถูกต้องของแบบจำลองผู้วิจัยจึงได้ทำการเปรียบเทียบผลตอบสนองจากแบบจำลองที่ปรับปรุงแล้วกับผลการทดสอบเชิงสถิติที่ศึกษาไว้แล้วก่อนหน้านี้โดย Wu Y. (2010) พบว่าผลตอบสนองการแอ่นตัวของโครงสร้างมีความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยเหลือเพียง 6.44% จากเดิม 76.28% เมื่อเทียบกับแบบจำลองเบื้องต้น



รูปที่ 2-15 สะพาน Yingzhou ประเทศจีน (Cheng and Song, 2021)

2.1.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการปรับปรุงหน้าตัดโครงสร้าง

Marti and Gonzalez-Vidoso (2010) ได้ทำการศึกษาการออกแบบโครงสร้างสะพานคนเดินรูปตัวยู (U) โดยมีจุดประสงค์เพื่อหาหน้าตัดและความยาวช่วงที่เหมาะสมสำหรับการสร้างสะพานคนเดินสาธารณะขึ้นโดยมีความยาวช่วงพาดตั้งแต่ 20 m ถึง 40 m และความกว้างทางเดิน

ตั้งแต่ 3 m ถึง 6 m การออกแบบโครงสร้างนั้นถูกกำหนดโดยมาตรฐานการออกแบบของประเทศสเปน (Spanish Code) และใช้ภาระกระทำจากมาตรฐาน IAP การออกแบบโครงสร้างนั้นได้ใช้พารามิเตอร์เพื่อกำหนดค่ามิติ คุณสมบัติวัสดุ ต่าง ๆ รวม 59 ตัวแปรโดยใช้กระบวนการเชิงตัวเลข Simulated annealing (SA) และ Threshold accepting (TA) ผลการศึกษาพบว่าค่าความลึกของคานและค่าโมดูลัสของคอนกรีตที่เหมาะสมนั้นแปรผันโดยตรงกับความยาวช่วงพาดของสะพานในขณะที่ความหนาของชั้นส่วนย่อยภายในหน้าตัดที่เหมาะสมนั้นค่อนข้างมีค่าคงที่และไม่เปลี่ยนแปลงไปตามความยาวช่วงสะพาน

Wang et al. (2015) ได้ทำการทดสอบ คอนกรีตกำลังสูงพิเศษ (ultra-high performance concrete; UHPC) และได้สรุปผลไว้ว่า UHPC นั้นมีกำลังแรงอัด กำลังแรงดึง อัตราการซึมผ่านของน้ำ และความคงทนสูงกว่าคอนกรีตกำลังสูงทั่วไป โดยปกติแล้ว UHPC นั้นจะถูกนำไปใช้สร้างเป็นฐานรองรับประเภทต่าง ๆ เนื่องจากสามารถรับแรงอัดได้มากกว่าคอนกรีตธรรมดาทั่วไป คอนกรีตกำลังสูงพิเศษ (UHPC) นั้นมีงานวิจัยรองรับมากมาย เช่นมีความคงทนต่อความล้า (fatigue) มากเป็นพิเศษจากการต่อแผ่นพื้น UHPC กับคานยาวในลักษณะของคานประกอบ (composite beam) เนื่องจากคุณสมบัติเด่นของคอนกรีตคุณภาพสูงพิเศษนั้นคือเรื่องของกำลังความคงทน ต้นทุน ดังนั้นนักวิจัย ผู้ออกแบบ และ ผู้รับเหมาก่อสร้างจึงให้ความสนใจแก่คอนกรีตกำลังสูงพิเศษ ต่อมาจึงมีงานวิจัยการใช้คอนกรีตกำลังสูงพิเศษในงานสะพานทางหลวงขึ้นและได้ข้อสรุปว่าคอนกรีตกำลังสูงพิเศษนั้นสามารถเพิ่มความยาวช่วงของสะพานได้โดยเปรียบเทียบกับการออกแบบแบบเดิมที่ใช้คอนกรีตธรรมดา

จากประโยชน์ทั้งหลายของคอนกรีตคุณภาพสูงพิเศษนั้น Su et al. (2020) มีแนวคิดที่จะนำเสนอวิธีการปรับปรุงหน้าตัดสะพานด้วยวิธีการลดขนาดหน้าตัดลงด้วยการลดความหนาของชั้นส่วนของสะพานตัวอย่าง คือสะพานที่ออกแบบโดยใช้คอนกรีตกำลังสูงพิเศษแห่งแรกของสาธารณรัฐประชาชนจีน เพื่อใช้ออกแบบสะพานขึ้นใหม่โดยใช้หน้าตัดที่เล็กลง โดยมีวัตถุประสงค์คือการประหยัดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างสะพาน ในแบบจำลองเบื้องต้นของสะพานที่ถูกปรับปรุงขนาดหน้าตัดมาแล้วนั้น นักวิจัยได้ใช้โปรแกรม ABAQUS เพื่อใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองต่าง ๆ ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ และทดสอบตัวสะพานจริงที่ผ่านการปรับปรุงลดขนาดหน้าตัดมาแล้วด้วยผลการทดสอบเชิงสถิติ โดยการศึกษาวิจัยนี้มีขอบเขตในการศึกษาค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางสะพาน พฤติกรรมรอยร้าวที่เกิดขึ้น ความเครียดในโครงสร้างสะพานที่ตำแหน่งต่าง ๆ และความเค้นดึงที่ตำแหน่งกึ่งกลางคานเท่านั้น สะพานที่ใช้เป็นต้นแบบในงานวิจัยของ Jia-zhan คือสะพาน UHPC

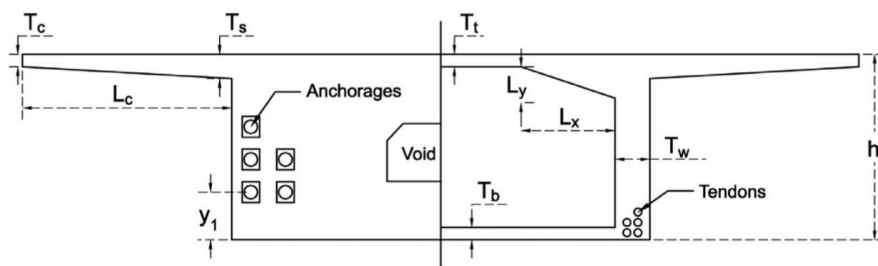
แห่งแรกในประเทศจีนนั้นเป็นสะพานที่มีความยาว 4 ช่วงสะพานโดยเป็นสะพานต่อเนื่องมีช่วงความยาวในแต่ละช่วงยาว 30 เมตรประกอบไปด้วย 2 ทางวิ่งความกว้างสะพาน 8 เมตรโดยในแต่ละช่วงความยาวสะพานนั้นถูกรองรับด้วยโครงสร้างกล่อง (box girder) ซึ่งมีความลึก 1.6 เมตร และมีลวดอัดแรงที่ถูกดึงด้วยกำลัง 1395 เมกกะนิวตันบริเวณปีกกลางของโครงสร้างกล่อง โดยคอนกรีตที่ใช้นั้นมีค่าโมดูลัสของความยืดหยุ่นที่ 45.3 GPa

วิธีในการปรับปรุงหน้าตัดนั้นไม่ได้ถูกระบุไว้ในงานวิจัย แต่จุดประสงค์ของการปรับปรุงขนาดหน้าตัดของโครงสร้างคานกล่องคือความต้องการที่จะลดขนาดลงเพื่อลดปริมาณการใช้คอนกรีต โดยจะมีผลต่อราคาการก่อสร้างสะพานทั้งทางตรง คือการลดปริมาณการใช้คอนกรีตลง และการลดต้นทุนทางอ้อมคือการลดจำนวนรอบการขนส่งคอนกรีต ลดจำนวนคนงานที่ใช้ในงานคอนกรีต รวมถึงต้นทุนอื่น ๆ จากผลการทดสอบโครงสร้างของ Jia-zhan และค้นพบว่าโครงสร้างสะพานที่ออกแบบขึ้นใหม่นั้นมีความประหยัดมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อเทียบกับโครงสร้างเดิม โดยผลการทดสอบที่ได้ นั้นมีความสอดคล้องและได้ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงกับค่าทางทฤษฎีที่จำลองโดยโปรแกรม ABAQUS เป็นอย่างมาก ทำให้ข้อมูลที่ได้นั้นมีความน่าเชื่อถือสูง โดยสามารถนำการปรับลดหน้าตัดโครงสร้างคอนกรีตกำลังสูงพิเศษไปประยุกต์ใช้ได้ในการวิจัยอื่น ๆ ต่อไป

Kaveh et al. (2016) ทำการศึกษาการออกแบบสะพานคอนกรีตอัดแรง (Post-tensioned concrete bridge) เพื่อให้โครงสร้างมีต้นทุนค่าวัสดุต่ำที่สุดโดยใช้ระเบียบวิธีเชิงตัวเลข CBO (Colliding Bodies Optimization) โดยมาตรฐานที่ใช้ในการออกแบบ AASHTO และใช้แรงกระทำจากรถบรรทุกมาตรฐาน H20-44 และ HS20-44 ตัวแปรที่ใช้ในการกำหนดหน้าตัดโครงสร้างมีทั้งหมด 17 ตัวได้แก่ ค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (f_c') คุณสมบัติของเหล็กเส้นและลวดอัดแรง 6 ตัวแปร และมีติของหน้าตัดโครงสร้าง 10 ตัวแปรดังแสดงในรูปที่ 2-16 โดยค่าคุณสมบัตินอกจากที่กล่าวมาจะเป็นค่าคงที่ทั้งหมด เช่น ขนาดของแรงกระทำ ความกว้างถนน น้ำหนักคอนกรีต ค่าโมดูลัสของคอนกรีต กำลังของเส้นลวดอัดแรง ๆ จากผลการศึกษาที่พิจารณาความกว้างของทางวิ่ง 12 เมตร ดังในตารางที่ 2-1 ซึ่งมีค่าวัสดุสำหรับโครงสร้างสะพานความยาวช่วงพาด 40 m มีความลึกของหน้าตัด 2.39 m เท่ากับ \$114.4 ต่อตารางเมตร (คิดจากพื้นที่ผิวทาง) คิดเป็นประมาณ 3,576 บาทต่อตารางเมตร

จากผลการศึกษาของ Kaveh และคณะ จะทำให้สามารถประเมินค่าวัสดุจากการออกแบบสำหรับโครงสร้างทางวิ่งยกระดับช่วงพาด 32.60 m โดยมีต้นทุนค่าวัสดุเท่ากับ 3,576 บาท

ต่อตารางเมตรได้ประมาณ 1.42 ล้านบาทต่อช่วงพาดโดย หากรวมสัดส่วนของต้นทุนและค่าใช้จ่ายในการดำเนินงานก่อสร้างที่ประมาณ 15% แล้วจะทำให้มีต้นทุนค่าก่อสร้างประมาณ 1.64 ล้านบาทต่อช่วงพาด 32.60 m อย่างไรก็ตามเนื่องจากในการพิจารณาการออกแบบโครงสร้างสะพานของ Kaveh นั้นใช้ภาระกระทำจากรถบรรทุกมาตรฐาน H20-44 และ HS20-44 ในขณะที่งานวิจัยฉบับนี้ใช้ภาระกระทำจากรถไฟมาตรฐาน ZK Loading ซึ่งมีขนาดของแรงกระทำที่สูงกว่ามาก ประกอบกับต้นทุนค่าวัสดุในงานวิจัยของ Kaveh นั้นอ้างอิงราคาจากประเทศสหรัฐอเมริกาจึงอาจไม่สามารถนำมาเปรียบเทียบกับผลการศึกษาในงานวิทยานิพนธ์ได้โดยตรง



รูปที่ 2-16 ตัวแปรที่ใช้ในการกำหนดมิติหน้าตัดสำหรับการออกแบบหน้าตัด (Kaveh et al., 2016)

ตารางที่ 2-1 ค่าวัสดุที่ถูกที่สุดสำหรับการก่อสร้างโครงสร้างสะพานรูปกล่อง (Kaveh et al., 2016)

Variable	W = 12			L = 40			L = 60		
	L = 30								
	PSO	CBO	MCBO	PSO	CBO	MCBO	PSO	CBO	MCBO
f_c'	36	35	35	35	35	35	48	41	47
h	1.69	1.70	1.67	2.39	2.39	2.33	3.21	3.86	3.81
T_t	34	34	35	35	33	34	28	28	27
T_b	21	21	21	20	21	21	19	21	19
T_w	50	50	50	50	49	50	50	50	50
L_c	2.44	2.40	2.39	2.49	2.39	2.42	2.71	2.50	2.65
T_c	20	20	18	27	19	20	24	18	21
T_s	50	50	50	50	50	50	50	50	50
L_x	160	166	156	151	161	154	140	155	146
L_y	25	26	25	25	26	25	25	25	25
N_s	7	14	18	17	17	17	21	12	17
$N_{g/2}$	8	4	3	4	4	4	4	9	6
N_A	2	2	2	2	2	2	1	2	1
y_1	23	37	31	42	51	39	56	97	46
η (%)	75	76	77	78	75	78	76	81	80
ρ_s (%)	0.75	0.76	0.74	0.69	0.81	0.76	1.01	1.09	1.11
ρ_c (%)	0.26	0.26	0.25	0.26	0.26	0.25	0.29	0.29	0.29
Cost (\$/m²)	101.0	101.6	99.5	114.4	116.0	114.1	147.7	150.1	146.6

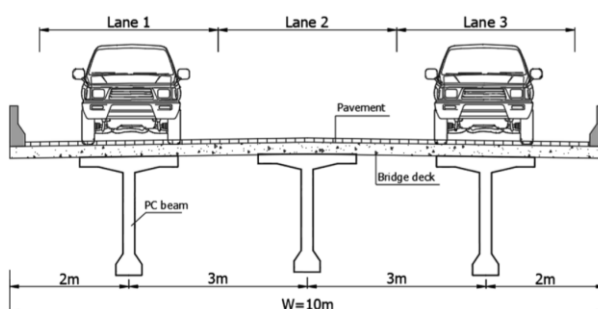
Abd Elrehim et al. (2019) ทำการศึกษาและปรับปรุงโครงสร้างสะพานคอนกรีตโค้งโดยใช้วิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์และมีการปรับความยาวช่วง ความหนาของแผ่นพื้น ความกว้างของคาน โดยคงค่ากำลังของคอนกรีตไว้ไม่เปลี่ยนแปลง จากผลการศึกษาพบว่าโครงสร้างสะพานคอนกรีตโค้ง

นั้นมีความคุ้มค่าในการก่อสร้างในความยาวช่วงประมาณ 50 เมตรโดยจากการปรับปรุงความคุ้มค่าสามารถลดค่าวัสดุได้ประมาณ 30% ถึง 35% ขึ้นกับความยาวช่วงและมีค่าความเค้นเฉือนเป็นค่าขีดจำกัดในการปรับปรุงหน้าตัดโครงสร้างโดยที่ค่าการแอ่นตัวของโครงสร้าง ค่าความเค้นอัดและความเค้นดึงยังไม่ถึงขีดจำกัดตามมาตรฐานการออกแบบของประเทศอียิปต์

Skoglund et al. (2020) ได้นำเสนอวิธีการปรับปรุงโครงสร้างสะพานโดยใช้วิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์รวมกับการใช้ Genetic algorithm ในการปรับปรุงตัวแปรต่าง ๆ เช่น ความกว้างผิวทางวิ่ง จำนวนคาน ความหนาในชิ้นส่วนต่าง ๆ ทุกชิ้นส่วนและสามารถปรับปรุงโครงสร้างสะพานให้มีความคุ้มค่าเฉพาะค่าวัสดุลดลง 33.31% โดยหน้าตัดของชิ้นส่วนย่อยภายในโครงสร้างมีขนาดเล็กลงในขณะที่โครงสร้างยังสามารถรับน้ำหนักได้ตามมาตรฐาน Eurocode 3 (มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็ก)

Nour et al. (2021) ได้ทำการศึกษาการปรับปรุงหน้าตัดโครงสร้างสะพานให้มีความคุ้มค่าทางด้านราคาสูงสุดโดยที่โครงสร้างยังคงผ่านเกณฑ์การออกแบบของประเทศฝรั่งเศส (BPEL) การปรับปรุงพิจารณาเฉพาะคานคอนกรีตอัดแรงรูปตัวที (T-shaped section) ที่รองรับโครงสร้างสะพานดังแสดงในรูปที่ 2-17 ปรับปรุงความคุ้มค่าคานคอนกรีตอัดแรงนั้น จะพิจารณาใช้ตัวแปรทั้งหมด 7 ค่าได้แก่ ความลึกของหน้าตัด ความกว้างของเอว ความกว้างของฐาน ความสูงของฐาน ความชันของฐาน จำนวนเหล็กเส้น และคุณสมบัติของเส้นลวดอัดแรง จากผลการศึกษาการออกแบบหน้าตัดเพื่อความคุ้มค่าสูงสุดกรณีสะพานช่วงพาดยาว 25 m และ 40 m พบว่าต้นทุนค่าวัสดุทั้งหมดมีค่าเท่ากับ 25,491.5 € และ 55,956 € ตามลำดับ

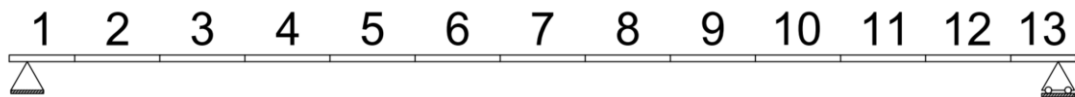
จากงานวิจัยของ Nour และคณะทำให้สามารถประเมินค่าวัสดุจากการเทียบสัดส่วนสำหรับสะพานช่วงพาด 32.60 m โดยหากรวมสัดส่วนของต้นทุนและค่าใช้จ่ายในการดำเนินงานก่อสร้างที่ประมาณ 15% จะทำให้มีต้นทุนค่าก่อสร้างประมาณ 1.72 ล้านบาทต่อช่วงพาด 32.60 m



รูปที่ 2-17 หน้าตัดสะพานคอนกรีตที่ใช้คานรองรับแบบ T-girder (Nour et al., 2021)

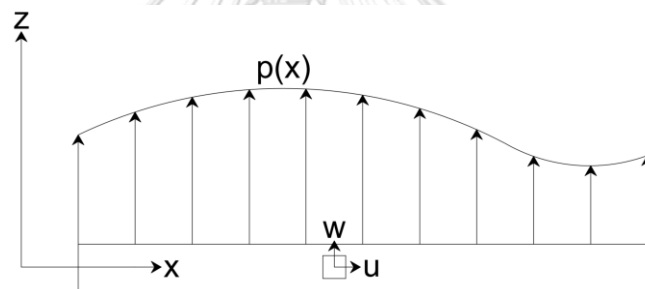
2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย

โครงสร้างทางวิ่งยกระดับที่ใช้ในงานวิจัยเป็นสะพานช่วงเดียวมีฐานรองรับอย่างง่ายซึ่งแบ่งออกเป็น 13 ชิ้นส่วนย่อยที่มีค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต ค่าโมเมนต์ความเฉื่อย และความยาวของชิ้นส่วนเฉพาะตัวโดยมีรูปจำลองโครงสร้างอย่างง่ายแสดงในรูปที่ 2-18 การวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาค่าการเสียรูปของโครงสร้างในงานวิจัยฉบับนี้จะใช้วิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์

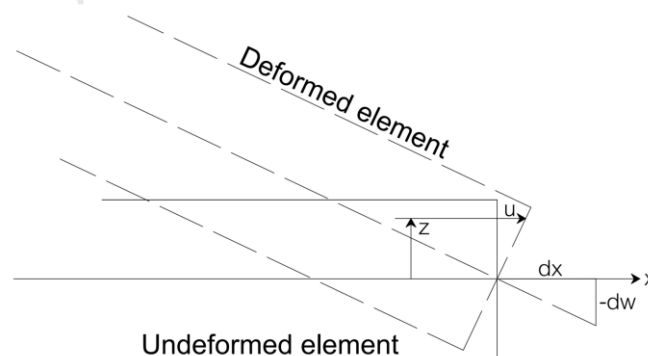


รูปที่ 2-18 แบบจำลองโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ

การวิเคราะห์โครงสร้างจะเริ่มสมการเชิงอนุพันธ์การโก่งของคานเนื่องจากแรงกระจาย $p(x)$ ดังแสดงในรูปที่ 2-19 ทำให้ชิ้นส่วนย่อยเสียรูปดังแสดงในรูปที่ 2-20



รูปที่ 2-19 แบบจำลองคาน
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2-20 การเสียรูปของชิ้นส่วนย่อย

จากสมการอนุพันธ์การโก่งตัวของคาน
$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 w}{dx^2} \right) = 0 \quad (2-1)$$

เมื่อพิจารณาพลังงานศักย์ที่เกิดจากความเครียดในวัตถุ (Q) จะได้

$$Q = \frac{1}{2} \int_V \sigma_x \varepsilon_x dV \quad (2-2)$$

จากความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและการเสียรูปของชิ้นส่วนย่อยจะได้

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} = -z \frac{d^2w}{dx^2} \quad (2-3)$$

จากสมการที่ 2-2 และ 2-3 จะได้

$$Q = \frac{1}{2} \int_V E z^2 \left(\frac{d^2w}{dx^2} \right)^2 dV \quad (2-4)$$

เมื่อพิจารณาคานยาว L และมีพื้นที่หน้าตัด A จะได้

$$Q = \frac{1}{2} \int_0^L \left[\int_A E z^2 \left(\frac{d^2w}{dx^2} \right)^2 dA \right] dx \quad (2-5)$$

$$Q = \frac{1}{2} \int_0^L E \left(\frac{d^2w}{dx^2} \right)^2 \left[\int_A z^2 dA \right] dx \quad (2-6)$$

$$Q = \frac{1}{2} \int_0^L EI \left(\frac{d^2w}{dx^2} \right)^2 dx \quad (2-7)$$

โดยที่ E คือค่าโมดูลัสของความยืดหยุ่น และ I คือโมเมนต์ความเฉื่อย

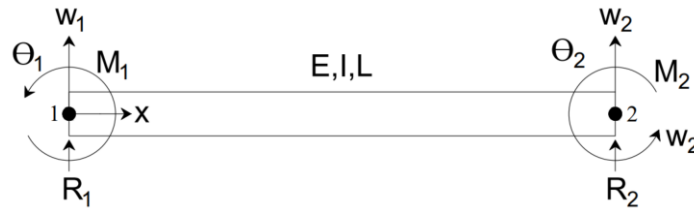
เมื่อพิจารณาพลังงานศักย์ที่เกิดจากแรงภายนอก (G) จะได้

$$G = -Work = \int_0^L p(x)w(x)dx - \sum_1^2 R_i w_i - \sum_1^2 M_i \theta_i \quad (2-8)$$

เมื่อ $R_i w_i$ และ $M_i \theta_i$ แทนงานที่เกิดที่จุดต่อทั้งสองเนื่องมาจากแรง R_i และโมเมนต์ M_i ตามลำดับ ดังนั้นจากพลังงานศักย์รวม (J) เท่ากับพลังงานศักย์ที่เกิดจากความเครียดในวัตถุ (Q) รวมกับพลังงานศักย์ที่เกิดจากแรงภายนอก (G) จะได้

$$J = \frac{1}{2} \int_0^L EI \left(\frac{d^2w}{dx^2} \right)^2 dx - \int_0^L p(x)w(x)dx - \sum_1^2 R_i w_i - \sum_1^2 M_i \theta_i \quad (2-9)$$

เนื่องจากพลังงานศักย์รวมในสมการที่ 2-9 นั้นประกอบด้วยพจน์ของอนุพันธ์อันดับสองของค่าเคลื่อนตัวในแนวตั้ง ดังนั้นการเคลื่อนตัวและค่าความชันของการเคลื่อนตัวจะถูกสมมติให้มีความต่อเนื่องระหว่างเอลิเมนต์ ผลลัพธ์จะมีความถูกต้องเข้าใกล้ค่าจริงหากใช้จำนวนเอลิเมนต์สูงขึ้น โดยแบบจำลองแสดงเอลิเมนต์ย่อยแสดงในรูปที่ 2-21



รูปที่ 2-21 ชิ้นส่วนไฟไนต์เอลิเมนต์ย่อย

เนื่องจากเอลิเมนต์คานประกอบไปด้วยตัวแปร 4 ค่าได้แก่การเคลื่อนที่ในแนวตั้งและการเคลื่อนที่เชิงมุมของทั้งสองจุดต่อจึงสามารถสร้างความสัมพันธ์ลักษณะการกระจายของค่าเคลื่อนตัว w จากการโค้งของคานได้ดังนี้

$$w(x) = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 x^2 + \alpha_4 x^3 \quad (2-10)$$

โดยที่ $\{\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4\}$ เป็นค่าคงตัวซึ่งได้จากการแก้สมการจุดต่อ (node) ดังต่อไปนี้

$$w_{(x=0)} = w_1 \quad (2-11)$$

$$w_{(x=L)} = w_2 \quad (2-12)$$

$$\frac{dw}{dx} \Big|_{(x=0)} = \theta_1 \quad (2-13)$$

$$\frac{dw}{dx} \Big|_{(x=L)} = \theta_2 \quad (2-14)$$

ดังนั้นการกระจายของค่าเคลื่อนตัว w ให้อยู่ในรูปแบบของตัวไม่รู้ค่าจากวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์จะ

$$w(x) = \begin{bmatrix} N_1 & N_2 & N_3 & N_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_1 \\ \phi_1 \\ w_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N \end{bmatrix}_{1 \times 4} \{ \delta \}_{4 \times 1} \quad (2-15)$$

เมื่อ $N_1 = 1 - 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{L}\right)^3$, $N_2 = x\left(\frac{x}{L} - 1\right)$, $N_3 = \left(\frac{x}{L}\right)^2\left(3 - 2\frac{x}{L}\right)$, $N_4 = \left(\frac{x^2}{L}\right)\left(\frac{x}{L} - 1\right)$

จะได้ว่า $\frac{d^2w}{dx^2} = \left[\frac{d^2N}{dx^2} \right]_{1 \times 4} \{\delta\}_{4 \times 1} = \left[\delta \right]_{1 \times 4} \left\{ \frac{d^2N}{dx^2} \right\}_{4 \times 1}$ (2-16)

และ $J = \frac{1}{2} \int_0^L \left[\delta \right] \left\{ \frac{d^2N}{dx^2} \right\} EI \left[\frac{d^2N}{dx^2} \right] \{\delta\} dx - \int_0^L p(x)w(x)dx - \sum_{i=1}^2 R_i w_i - \sum_{i=1}^2 M_i \theta_i$ (2-17)

$$J = \frac{1}{2} \left[\delta \right] [K] \{\delta\} - \left[\delta \right] \{F\} - \left[\delta \right] \{R\}$$
 (2-18)

เมื่อหาค่าต่ำสุดของพลังงานศักย์รวมหรือ $\frac{\partial J}{\partial \{\delta\}} = 0$

จะได้ $[K] \{\delta\} = \{F\} + \{R\}$ (2-19)

เมื่อ δ คือเวกเตอร์การเสียรูปของคาน

K คือเมทริกซ์ของความแข็งเกร็ง (Stiffness matrix)

R คือเวกเตอร์แรงภายในที่จุดต่อ

F คือโหนดเวกเตอร์ซึ่งขึ้นกับแรงภายนอก

โดยที่ $[K] = \frac{2EI}{L^3} \begin{bmatrix} 6 & 3L & -6 & 3L \\ 3L & 2L^2 & -3L & L^2 \\ -6 & -3L & 6 & -3L \\ 3L & 6 & -3L & 2L^2 \end{bmatrix}$ สำหรับเอลิเมนต์ของคาน (2-20)

สมการที่ 2-19 แสดงสมการทางไฟไนต์เอลิเมนต์ซึ่งสามารถนำไปใช้หาค่าการเสียรูปของโครงสร้างทางวิงยกระดับ ได้แก่ ค่าการแอ่นตัวและค่ามุมหมุนที่บริเวณฐานรองรับได้ โดยการวิเคราะห์โครงสร้างจะใช้คุณสมบัติของคอนกรีตตามผลการทดสอบคอนกรีตในภาคผนวก ก โมเมนต์ความเฉื่อย และความยาวของชิ้นส่วนย่อย

เนื่องจากโครงสร้างทางวิงยกระดับที่ใช้ทดสอบในงานวิจัยนั้น มีสภาพโครงสร้างเป็นคานอย่างง่าย (Simply supported beam) ดังนั้นการหาแรงภายในจึงใช้เพียงสมการสมดุลเพียงอย่างเดียว (Equilibrium equation) ทำให้สามารถหาค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ภายในได้โดยง่าย โดยค่า

ความเค้นดัดและความเค้นเฉือนสามารถใช้ทฤษฎีโครงสร้างเบื้องต้นในการคำนวณดังในสมการที่ 2-21 และสมการที่ 2-22 ตามลำดับ

$$\sigma_{xx} = -\frac{Mz}{I_y} \quad (2-21)$$

โดยที่

σ_{xx} คือความเค้นตั้งฉากในแนวแกน x

M คือโมเมนต์ภายในหน้าตัด

z คือระยะทางจากเส้นปกติถึงตำแหน่งที่พิจารณาความเค้นดัด

I_y คือโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัด

และ

$$\tau = \frac{VQ}{IB} \quad (2-22)$$

โดยที่

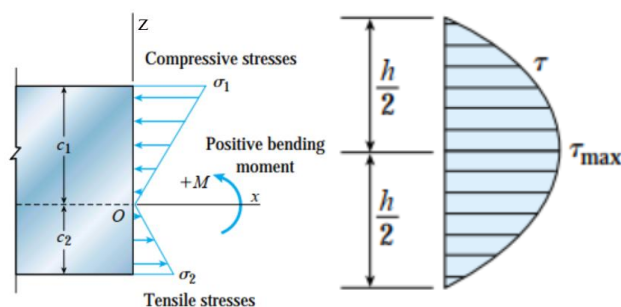
τ คือค่าความเค้นเฉือนในหน้าตัด

V คือแรงเฉือนภายในหน้าตัด

Q คือโมเมนต์ของพื้นที่ของตำแหน่งความเค้นเฉือนที่สนใจ

I คือโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัด

B คือความกว้างของหน้าตัด



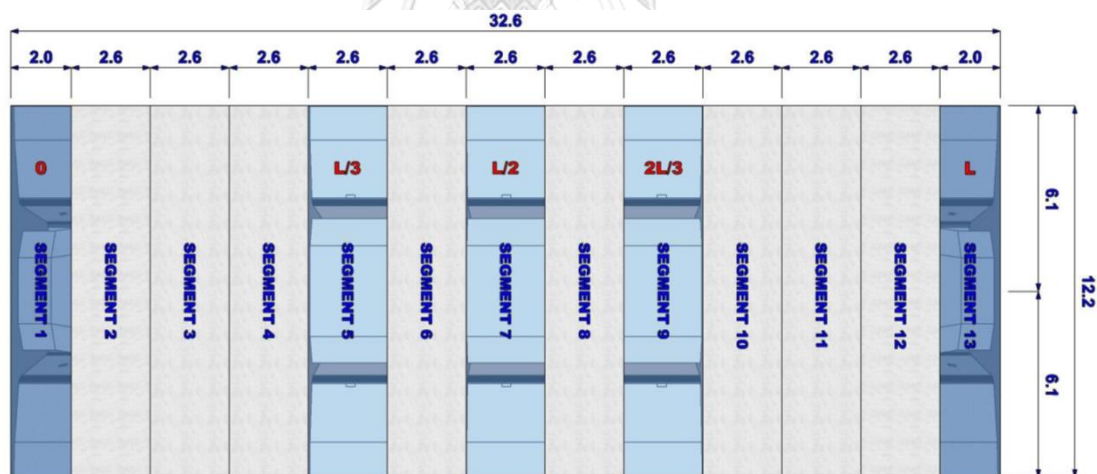
รูปที่ 2-22 ความเค้นดัดและความเค้นเฉือนในหน้าตัด (Hibbeler, 2017)

บทที่ 3

การทดสอบสมรรถนะทางวิงยกระดับ

3.1 คุณสมบัติของทางวิงยกระดับที่ใช้ในการทดสอบ

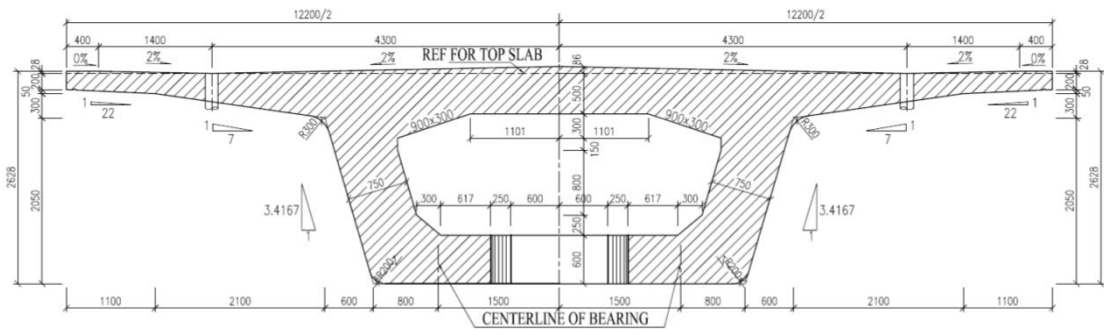
ทางวิงยกระดับ (Viaduct) ที่ใช้ในการทดสอบนั้นเป็นโครงสร้างสะพานแบบคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง ระบบขึ้นส่วนสำเร็จ (Precast segmental box girder bridge) เสริมด้วยลวดอัดแรงชนิดอัดแรงภายหลัง (Post-tensioning) โดยลวดทั้งหมดวางตัวอยู่ในคอนกรีต (Internal tendon) โดยมีความยาวช่วงพาดระหว่างฐานรองรับเท่ากับ 31.5 เมตรแบ่งออกเป็นทั้งหมด 13 ขึ้นส่วนย่อย แต่ละขึ้นส่วนยาว 2.6 เมตรเว้นแต่ขึ้นแรกและขึ้นสุดท้ายยาวขึ้นละ 2.0 เมตร รวมความยาวทั้งหมด 32.6 เมตร ความกว้างของแผ่นพื้นด้านบนและด้านล่างมีค่า 12.2 เมตร และ 4.6 เมตรตามลำดับ คอนกรีตที่ใช้เป็นเกรด C50 มีกำลังรับแรงอัดระบุ (f_c') 50 MPa และมีค่าโมดูลัสระบุ (E_c) 33,600 MPa รูปแปลนจำลองโครงสร้างทางวิงยกระดับแสดงไว้ในรูปที่ 3-1 โดยมีเลขแสดงขึ้นส่วนย่อยระบุไว้เพื่อเป็นตำแหน่งอ้างอิงในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้



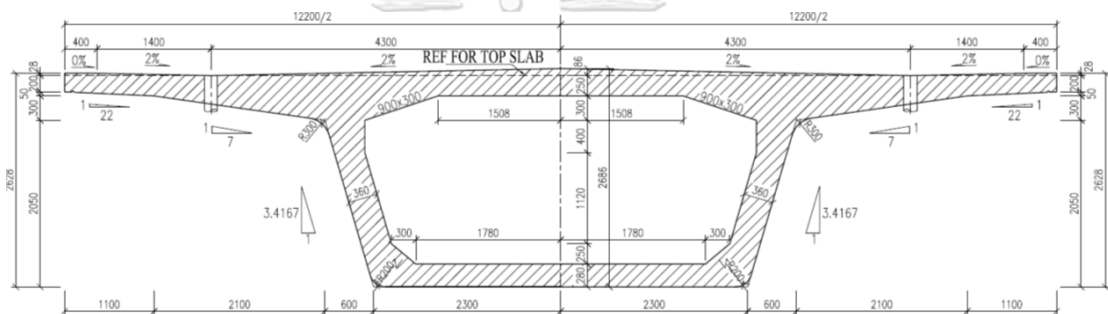
รูปที่ 3-1 แปลนจำลองโครงสร้างทางวิงยกระดับ

หน้าตัดของทางวิงยกระดับแบ่งออกเป็น 2 แบบคือ หน้าตัดชนิดบริเวณฐานรองรับ และ หน้าตัดปกติ โดยหน้าตัดบริเวณฐานรองรับจะมีความหนามากกว่าหน้าตัดกึ่งกลางช่วงเนื่องจากต้องออกแบบให้สามารถรับแรงเฉือนที่บริเวณฐานรองรับได้ หน้าตัดชนิดบริเวณฐานรองรับจะอยู่ในขึ้นส่วนย่อยขึ้นที่ 1 และขึ้นส่วนที่ 13 ทั้งหมดรวมถึงขึ้นส่วนย่อยที่ 2 และ 12 บางส่วนโดยรูปและมิติ

ของหน้าตัดแบบบริเวณฐานรองรับและหน้าตัดแบบปกติแสดงไว้ในรูปที่ 3-2 และ รูปที่ 3-3 ตามลำดับ



รูปที่ 3-2 หน้าตัดแบบบริเวณฐานรองรับ



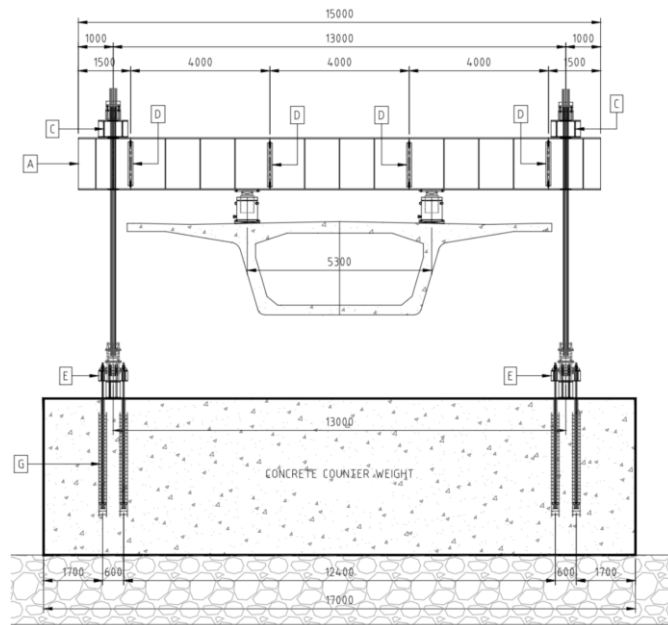
รูปที่ 3-3 หน้าตัดแบบปกติ

3.2 การให้แรงกระทำแก่โครงสร้างทางวิ่งยกระดับ

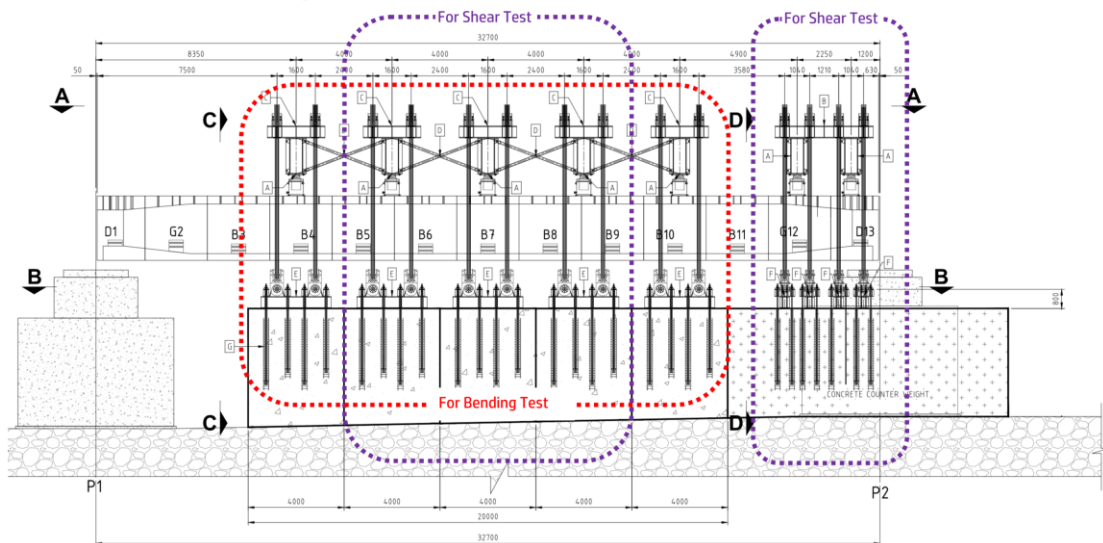
การทดสอบทางวิ่งยกระดับนั้นสามารถแบ่งการทดสอบได้เป็น 2 ประเภท ได้แก่ การทดสอบเชิงสถิต (Static test) และการทดสอบเชิงพลวัต (Dynamic test) การทดสอบเชิงสถิต จัดเป็นการทดสอบใหญ่โดยจะแบ่งสามารถแบ่งย่อยออกได้เป็นสองการทดสอบย่อยคือ การทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ (1.20x design load) เพื่อใช้ทดสอบสมรรถนะโครงสร้างตามเกณฑ์มาตรฐานจีน และการทดสอบถึงระดับการให้แรง 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ (2.00x design load) เพื่อใช้ทดสอบสมรรถนะโดยรวมของโครงสร้าง รวมถึงการทดสอบแรงเฉือน ส่วนการทดสอบเชิงพลวัตจะทดสอบเพื่อหาความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ

การให้แรงกระทำเชิงสถิตแก่โครงสร้างทางวิ่งยกระดับจะกระทำได้โดยการให้แรงผ่านแม่แรงไฮดรอลิกที่ติดตั้งไว้บริเวณส่วนบนของโครงสร้างจำนวน 10 เครื่องโดยการให้แม่แรง

ไฮดรอลิกแต่ละตัวดึงมวลถ่วง (Counter weight) บริเวณฐานด้านล่าง ทำให้การให้แรงผ่านการดึงมวลถ่วงเปรียบเสมือนการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกทุกชั้นบนโครงสร้างเพื่อจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างจริง ผังการติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกด้านหน้าและด้านข้างแสดงไว้ในรูปที่ 3-4 และ รูปที่ 3-5 ตามลำดับซึ่ง การทดสอบแรงดัด (Bending test) และการทดสอบแรงเฉือน (Shear test) นั้นจะมีการติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกที่ต่างกันโดยมีรูปการติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกสำหรับการทดสอบแรงดัดในภาคสนามแสดงไว้ในรูปที่ 3-6



รูปที่ 3-4 ผังการติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกด้านหน้า



รูปที่ 3-5 ผังการติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกด้านข้าง



รูปที่ 3-6 การติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกภาคสนามสำหรับการทดสอบแรงดัด (Bending test)

แม่แรงไฮดรอลิกสำหรับการทดสอบแรงดัดจะถูกติดตั้งห่างกันคู่ละ 4 เมตรตามแนวยาว โดยคู่ที่ 3 จะถูกติดตั้ง ณ กึ่งกลางช่วงพาดในขณะที่การติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกสำหรับการทดสอบแรงเฉือนจะเปลี่ยนตำแหน่งคู่ที่ 1 และ 5 มาที่ตำแหน่งบริเวณฐานรองรับเพื่อให้เกิดประสิทธิภาพในการให้แรงเฉือนแก่ตัวโครงสร้างดังแสดงในรูปที่ 3-5 ในการทดสอบแรงดัดโครงสร้างพิจารณาการให้แรงของแม่แรงไฮดรอลิก P_i กระทำรูปที่ 3-7 จะสามารถคำนวณโมเมนต์กระทำ ณ กึ่งกลางช่วงได้จากสมการที่ 3-1

$$\text{จาก } M = \frac{10P_i}{2} \times \frac{L}{2} - \sum_{i=1}^2 P_i x_i \quad (3-1)$$

$$\text{จะได้ } = \frac{10P_i}{2} \times \frac{31.5}{2} - (2 \times 4) - (2 \times 8) = 54.75P_i$$

โดยที่

M คือโมเมนต์ ณ กึ่งกลางช่วงพาด

P_i คือแรงกระทำจากแม่แรงไฮดรอลิกหนึ่งเครื่อง

L คือความยาวช่วงพาด

x_i คือระยะทางระหว่างแม่แรงไฮดรอลิกถึงกึ่งกลางช่วงพาด

การทดสอบแรงเฉือนโครงสร้างจะพิจารณาการให้แรงของแม่แรงไฮดรอลิก P_{1-6} และ P_{7-10} กระทำรูปที่ 3-8 จะสามารถคำนวณแรงปฏิกิริยาที่ฐานรองรับด้านขวามือได้จากสมการที่ 3-2

$$\begin{aligned} \text{จาก } R_{right_sp} L = & (2P_{1-6}) \left\{ \left(\frac{L}{2} - 4 \right) + \left(\frac{L}{2} \right) + \left(\frac{L}{2} + 4 \right) \right\} \\ & + (2P_{7-10}) \{ (L - 2.85) + (L - 0.6) \} \end{aligned} \quad (3-2)$$

$$\text{จะได้ } R_{right_sp} = 3P_{1-6} + 3.781P_{7-10}$$

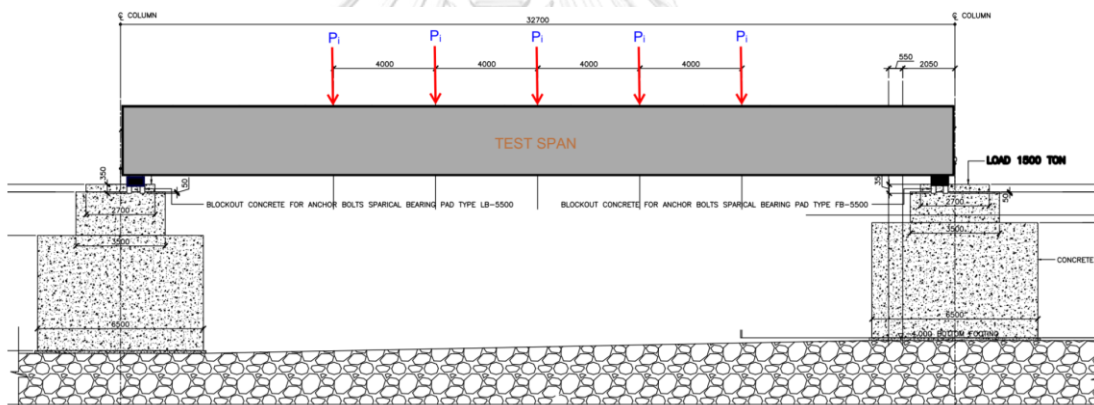
โดยที่

R_{right_sp} คือแรงปฏิกิริยาด้านขวาของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ

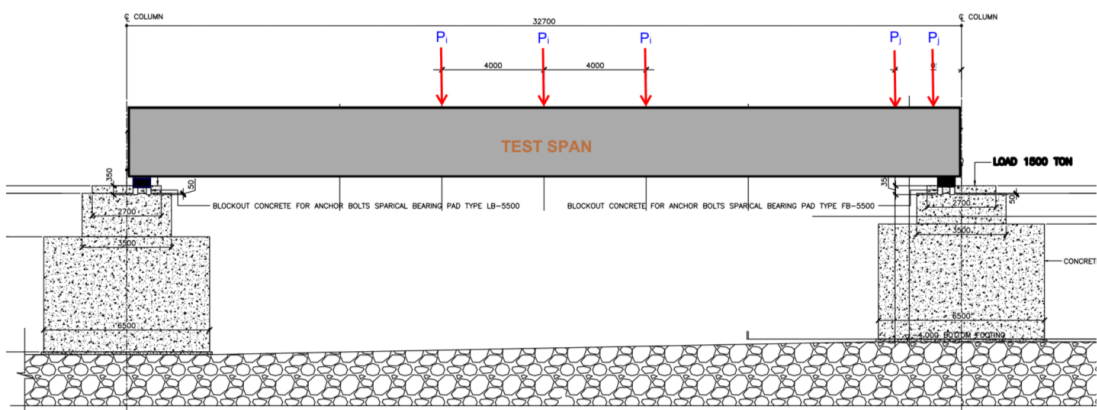
P_{1-6} คือแรงกระทำจากแม่แรงไฮดรอลิกหมายเลข 1 ถึงหมายเลข 6

P_{7-10} คือแรงกระทำจากแม่แรงไฮดรอลิกหมายเลข 7 ถึงหมายเลข 10

L คือความยาวช่วงพาด



รูปที่ 3-7 ตำแหน่งการให้แรงในการทดสอบแรงดัด



รูปที่ 3-8 ตำแหน่งการให้แรงในการทดสอบแรงเฉือน

การให้แรงกระทำเชิงพลวัตจะกระทำได้โดยการปล่อยตุลทรายหนักประมาณ 1 ตันลงบนโครงสร้างที่ความสูงประมาณ 1 เมตรเพื่อให้เกิดการเหนี่ยวนำให้เกิดการสั่นแบบอิสระขึ้นและนำไปแปรผลสัญญาณต่อไป โดยรูปที่ 3-9 แสดงการทดสอบจริงในการปล่อยมวลตุลทรายลงบนโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ



รูปที่ 3-9 การปล่อยมวลตุลทรายเพื่อเหนี่ยวนำให้เกิดการสั่นแบบอิสระ

3.3 การทดสอบเชิงพลวัต

การทดสอบเชิงพลวัตเพื่อหาความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับนั้น จำเป็นที่จะต้องทดสอบเป็นลำดับแรกเนื่องจากหลังการทดสอบเชิงสถิตนั้นโครงสร้างทางวิ่งยกระดับอาจมีค่าความแข็ง (Stiffness) ของโครงสร้างโดยรวมเปลี่ยนไปทำให้ผลการทดสอบเชิงพลวัตที่ได้นั้นไม่น่าเชื่อถือ การทดสอบเชิงพลวัตนั้นจะกระทำโดยใช้ปั้นจั่นสนามที่อยู่บนพื้นยกตุลทรายมวล 1 ตันลอยสูงขึ้นไปจากผิวบนของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับที่ตำแหน่งกึ่งกลางช่วงพาดและทำการปล่อยกระแทกกับตัวโครงสร้างเพื่อเหนี่ยวนำให้เกิดการสั่นแบบอิสระเป็นจำนวน 3 ครั้ง

อย่างไรก็ดีโครงสร้างทางวิ่งยกระดับขณะทดสอบนั้นไม่มีน้ำหนักบรรทุกคงที่ส่วนเพิ่ม (Superimposed dead load) ทำให้ผลการทดสอบที่ได้ไม่สอดคล้องความเป็นจริง จึงจำเป็นต้องทำการปรับแก้ผลการทดสอบด้วยการวิเคราะห์เชิงพลวัตอย่างง่ายด้วยวิธีการชดเชยมวลดังแสดงไว้ในหัวข้อที่ 4.1.1 เพื่อให้ผลการทดสอบมีความถูกต้อง

3.4 การทดสอบเชิงสถิต

การทดสอบเชิงสถิตจะแบ่งออกได้เป็นการทดสอบแรงดัด (Bending test) และการทดสอบแรงเฉือน (Shear test) ในการทดสอบแรงดัดเนื่องจากแรงกระทำจริงนั้นมีลักษณะการถ่าย

แรงแบบแผ่ (Area load) ซึ่งยากที่จะจำลองได้ในการทดสอบจริง การจำลองพฤติกรรมของโครงสร้าง จึงกำหนดให้โมเมนต์ดัด ณ กึ่งกลางช่วงพาดมีค่าใกล้เคียงกันกับโมเมนต์ดัดที่เกิดจากพฤติกรรมของ โครงสร้างจริง การให้โมเมนต์ดัดแก่ตัวทางวิ่งยกระดับจะเพิ่มแรงกระทำเป็นวงรอบการให้แรง แบ่งเป็น 3 ระดับการทดสอบย่อยเพื่อความปลอดภัยของผู้ปฏิบัติการทดสอบได้แก่ การทดสอบโดย ให้ภาระกระทำที่ 1.20, 1.60 และ 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (Design load) โดยแต่ละ การทดสอบย่อยจะค่อย ๆ เพิ่มแรงกระทำแก่ตัวสะพานโดยมีค่าการให้แรงรวมสูงสุดเท่ากับ 1000 tons, 1550 tons และ 2050 tons ตามลำดับ

3.4.1 การให้แรงกระทำเชิงสถิตแก่โครงสร้างทางวิ่งยกระดับ

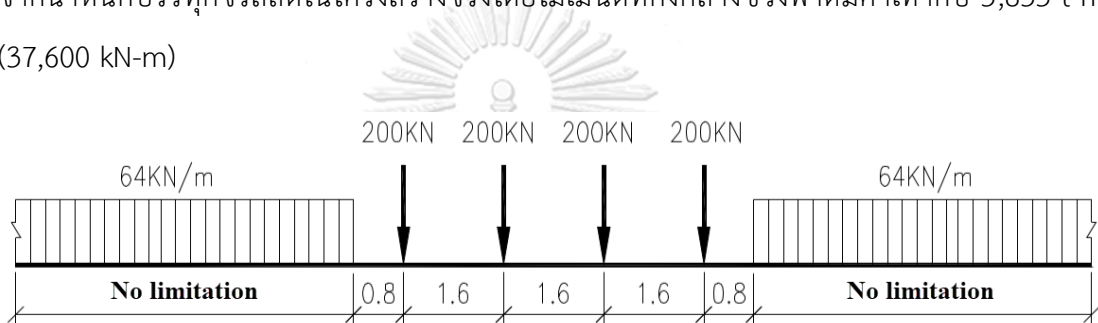
การทดสอบเชิงสถิตนั้นจะมีลำดับการให้แรงแก่ตัวโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจากแม่แรง ไฮดรอลิกโดยมีการขึ้นลำดับการให้แรงที่สำคัญได้แก่ ภาระกระทำเริ่มต้น (Initial state) สภาวะ น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Base level, K_a) สภาวะน้ำหนักบรรทุกจรสถิต (Static live load, K_b) สภาวะ น้ำหนักบรรทุกจรออกแบบ (Design load level, $K=1.00$) และการให้แรงที่ระดับเกินกว่าสภาวะ ออกแบบที่ $K=1.20$ $K=1.60$ และ $K=2.00$ ซึ่งสภาพการให้แรงที่ระดับต่าง ๆ นั้นสามารถสรุปได้ดังนี้

ภาระกระทำเริ่มต้น (Initial state) เป็นภาระกระทำขั้นต่ำที่แม่แรงไฮดรอลิกสามารถที่ จะคงสภาพการดึงมวลถ่วงไว้ได้อย่างมีประสิทธิภาพและใช้เป็นภาระกระทำอ้างอิงที่ต่ำที่สุดสำหรับ การทดสอบโดยภาระกระทำเริ่มต้นจะใช้แรงจากแม่แรงไฮดรอลิก 10 ตัน/Jack ซึ่งคิดเป็นภาระ กระทำ ณ กึ่งกลางช่วงได้เท่ากับ 547.5 t-m (5370 kN-m)

น้ำหนักบรรทุกทุกส่วนเพิ่ม (Superimposed dead load, SDL) เป็นน้ำหนักที่เกิดจากราว กันตก (Barrier) ระบบราง และโครงสร้างอื่น ๆ ที่วางตัวอยู่บนโครงสร้างทางวิ่งยกระดับที่ใช้ก่อสร้าง จริง ซึ่งในการทดสอบนั้นไม่มีโครงสร้างใด ๆ วางตัวอยู่ที่ผิวบนโครงสร้างทดสอบ ทำให้จะต้องจำลอง การให้แรงแก่โครงสร้างทดสอบเพื่อให้พฤติกรรมของโครงสร้างมีลักษณะใกล้เคียงกับสภาพการใ้ งานจริง โดยน้ำหนักบรรทุกทุกส่วนเพิ่มนั้นคิดเป็นภาระกระทำ 192 kN/m หรือคิดเป็นโมเมนต์ดัดที่ กึ่งกลางช่วง 23,700 kN-m การจำลองพฤติกรรมของน้ำหนักบรรทุกทุกส่วนเพิ่มจะต้องใช้แรงจากแม่ แรงไฮดรอลิก 30 ตัน/Jack ร่วมกันกับน้ำหนักของ loading frame และตัวแม่แรงไฮดรอลิกซึ่ง คำนวณเฉลี่ยออกมาได้เท่ากับ 15.13 ตัน/Jack รวมทั้งหมดเป็น 45 ตัน/Jack คิดเป็นโมเมนต์ดัดที่ กึ่งกลางช่วง 2,464 t-m (24,200 kN-m) การให้แรงกระทำจากแม่แรงไฮดรอลิก 30 ตัน/Jack จึง

เปรียบเสมือนว่าโครงสร้างทดสอบนั้นอยู่ในสภาพที่ใกล้เคียงกันกับสภาพการใช้งานจริงและเรียกสภาวะการให้แรงนี้ว่าสภาวะน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Base level, K_b)

สภาวะน้ำหนักบรรทุกจรสถิต (Static live load, K_b) โดยมาตรฐานจีนกำหนดน้ำหนักบรรทุกจรเป็นรูปแบบ ZK Live Load (รูปที่ 3-10) เคลื่อนที่ไปบนโครงสร้างทางวิ่งยกระดับโดยโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้น ณ กึ่งกลางช่วงมีค่าเท่ากับ 21,500 kN-m โดยสามารถจำลองพฤติกรรมได้โดยใช้แรงจากแม่แรงไฮดรอลิก 40 ตัน/Jack ซึ่งเมื่อรวมกับแรงจากสภาวะพื้น (30 ตัน/Jack, K_a) ทำให้จะต้องใช้แรงจากแม่แรงไฮดรอลิกสุทธิเท่ากับ 70 ตัน/Jack เพื่อใช้ในการจำลองพฤติกรรมที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกจรสถิตในโครงสร้างจริงโดยโมเมนต์ที่กึ่งกลางช่วงพาดมีค่าเท่ากับ 3,833 t-m (37,600 kN-m)



รูปที่ 3-10 น้ำหนักรถไฟตามมาตรฐานจีน ZK Train Load

สภาวะน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (Design load level, $K=1.00$) เป็นภาระกระทำที่เกิดจากการปรับค่าน้ำหนักบรรทุกจรสถิตโดยการคูณค่าการคูณขยายทางพลวัต Dynamic factor (μ) ในสมการที่ 3-3 เพื่อใช้เพิ่มขนาดของแรงกระทำเนื่องจากผลของการกระแทก โดยเมื่อแทนค่าในสมการดังกล่าวจะได้ว่าค่าการคูณขยายมีค่าเท่ากับ 1.086 ทำให้เมื่อนำไปคูณกับน้ำหนักบรรทุกจรสถิตจะได้ว่าจะต้องใช้แรงจากแม่แรงไฮดรอลิก 43.4 ตัน/Jack เพื่อความสะดวกในการทำการทดสอบ จึงพิจารณาใช้แรงจากแม่แรงไฮดรอลิก 45 ตัน/Jack ในการแทนพฤติกรรมของภาระจากสภาวะน้ำหนักบรรทุกจรออกแบบซึ่งเมื่อรวมกับแรงจากสภาวะน้ำหนักบรรทุกคงที่ (30 ตัน/Jack, K_a) ทำให้จะต้องใช้แรงจากแม่แรงไฮดรอลิกสุทธิเท่ากับ 75 ตัน/Jack เพื่อใช้ในการจำลองพฤติกรรมที่เกิดจากสภาวะน้ำหนักบรรทุกจรออกแบบโดยคิดเป็นโมเมนต์ที่กึ่งกลางช่วงพาดมีค่าเท่ากับ 4,106 t-m (40,300 kN-m)

$$\text{จาก } (1 + \mu) = 1 + \left(\frac{1.44}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} - 0.18 \right) \quad (3-3)$$

$$\begin{aligned} \text{จะได้} &= 1 + \left(\frac{1.44}{\sqrt{31.5} - 0.2} - 0.18 \right) \\ &= 1.086 \end{aligned}$$

โดยที่

μ คือตัวค่าการคูณขยายทางพลวัต

L_ϕ คือความยาวช่วงพาด

สภาวะการให้แรงที่ 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (1.20x design load level, K=1.20) เป็นการให้แรงกระทำแก่โครงสร้างทางวิ่งยกระดับโดยมีระดับการให้แรง 100 ตัน/Jack คิดเป็นโมเมนต์ที่กึ่งกลางช่วงพาดมีค่าเท่ากับ 5,475 t-m (53,700 kN-m) เพื่อตรวจสอบและยืนยันว่าหน้าตัดที่ก่อสร้างไม่เกิดรอยร้าวซึ่งจะทำให้โครงสร้างทางวิ่งยกระดับนั้นมีความคงทนและสามารถใช้งานได้เกิน 100 ปีตามมาตรฐานจีน

สภาวะการให้แรงที่ 1.60 เท่าของค่าการออกแบบ (1.60x design load level, K=1.60) เป็นการให้แรงกระทำแก่โครงสร้างทางวิ่งยกระดับโดยมีระดับการให้แรง 155 ตัน/Jack คิดเป็นโมเมนต์ที่กึ่งกลางช่วงพาดมีค่าเท่ากับ 8,486 t-m (83,200 kN-m) จัดเป็นภาระกระทำเพื่อการประเมินระดับน้ำหนักบรรทุกที่อาจทำให้เกิดการแตกร้าวขึ้น (Cracking resistance)

สภาวะการให้แรงที่ 2.00 เท่าของค่าการออกแบบ (2.00x design load level, K=2.00) เป็นการให้แรงกระทำแก่โครงสร้างทางวิ่งยกระดับโดยมีระดับการให้แรง 205 ตัน/Jack คิดเป็นโมเมนต์ที่กึ่งกลางช่วงพาดมีค่าเท่ากับ 11,224 t-m (110,000 kN-m) จัดเป็นภาระกระทำสูงสุดในการทดสอบ โดยที่ระดับการให้แรงที่ 2.00 เท่าอาจทำให้เกิดการวิบัติขึ้น (Load carrying capacity) ดังนั้นการให้แรงกระทำในขั้นนี้จะใช้เพื่อยืนยันถึงความแข็งแรงของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับโดยตารางที่ 3-1 แสดงระดับการให้แรงกระทำ ภาระโมเมนต์กระทำกึ่งกลางช่วง และภาระโมเมนต์สุทธิที่รวมผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้างซึ่งมีผลการวิเคราะห์ละเอียดในบทที่ 5 (โมเมนต์กึ่งกลางช่วงจากน้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ 2437.4 t-m) และน้ำหนักรวมจากแม่แรงไฮดรอลิกและ Loading frame คิดเป็น 30.26 tons/frame หรือคิดเป็นแรงกระทำเฉลี่ย 15.13 tons ที่ตำแหน่งแม่แรงไฮดรอลิก

ตารางที่ 3-1 ตารางสรุปการให้ภาระกระทำแก่โครงสร้างทางวิงยกระดับในการทดสอบแรงดัด

Load level	Actual K	Jack load (P _j) (tons/Jack)	Bending Moment at Mid-span (t-m)		Support Reaction (tons)
			Applied Moment	Total Moment	
Dead load	0.33	0	0	2437	343
Prestress	-	-	-6423	-	0
Frame load	0.45	Equivalent 15.13	838	3276	76
Initial state	0.52	10	548	3823	50
ZK live load	0.63	-	2186	4624	299
Static live load - Base level (K _b -K _a)	0.63	40	2190	4627	200
SDL=192 kN/m	0.67	-	2425	4863	319
Base level (K _a)	0.67	30	1643	4918	150
K=0.80	0.79	45	2464	5739	225
Static live load (K _b)	0.97	70	3833	7108	350
Theoretical design load level	1.00	73.4	4019	7294	367
Design load level (K=1.00)	1.01	75	4106	7382	375
K=1.05	1.05	80	4380	7656	400
K=1.10	1.09	85	4654	7929	425
K=1.15	1.12	90	4928	8203	450
K=1.20	1.20	100	5475	8751	500
K=1.25	1.27	110	6023	9298	550
K=1.30	1.31	115	6296	9572	575
K=1.35	1.35	120	6570	9846	600
K=1.40	1.39	125	6844	10119	625
K=1.45	1.42	130	7118	10393	650
K=1.50	1.50	140	7665	10941	700
K=1.55	1.54	145	7939	11214	725
K=1.60	1.61	155	8486	11762	775
K=1.65	1.65	160	8760	12036	800
K=1.70	1.69	165	9034	12309	825
K=1.80	1.80	180	9855	13131	900
K=1.90	1.88	190	10403	13678	950
K=2.00	1.99	205	11224	14499	1025

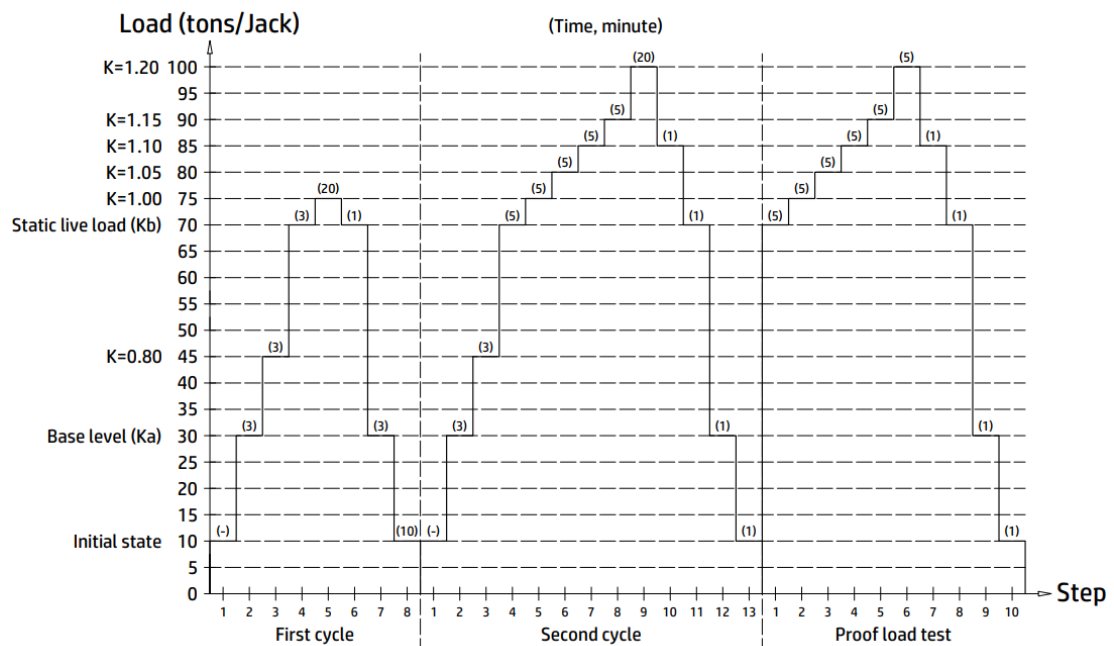
3.4.2 การทดสอบถึงภาระกระทำ 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ

การทดสอบถึงภาระกระทำ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบมีวัตถุประสงค์หลักในการทดสอบตามมาตรฐานจีน ด้านการแอ่นตัว มุมหมุนที่ฐานรองรับ ค่าความเค้นที่ตำแหน่งต่าง ๆ รวมถึงเกณฑ์ทางด้านรอยร้าวโดยสามารถแบ่งการทดสอบออกเป็น 3 วงรอบย่อยได้แก่ First cycle, Second cycle และ Proof load test ตามลำดับ ขนาดของการให้แรงในแต่ละวงรอบ และเวลาที่ใช้ในการค้ำแรงจากแม่แรงไฮดรอลิคแสดงไว้ในรูปที่ 3-11

การทดสอบย่อย First cycle เป็นการทดสอบย่อยแรกที่ให้ภาระกระทำถึงค่าออกแบบ (design load, K=1.00) เพื่อจำลองพฤติกรรมจริงของทางวิงยกระดับเมื่อมีการใช้งานตามปกติโดยแบ่งเป็นระดับการให้แรงทั้งหมด 8 ระดับ

การทดสอบย่อย Second cycle เป็นการทดสอบย่อยที่สองที่ให้ภาระกระทำถึง $K=1.20$ โดยตามมาตรฐานจีนกำหนดว่าจะต้องไม่เกิดรอยร้าวขึ้นในหน้าตัดโครงสร้างทางวงยกระดับเพื่อความคงทนของโครงสร้าง (Durability) เนื่องจากโครงสร้างถูกออกแบบให้มีอายุการใช้งานอย่างน้อย 100 ปี ในการทดสอบจะแบ่งการให้แรงทั้งหมด 13 ระดับ โดยเมื่อถึงการให้แรงสูงสุดที่ 100 ตัน/Jack จะทำการค้างภาระกระทำไว้ 20 นาทีเพื่อให้เกิดความปลอดภัยกับทีมงานในการสำรวจรอยร้าวและเพื่อให้รอยร้าวที่อาจเกิดขึ้นนั้นปรากฏชัดเจนก่อนการเข้าสำรวจ

การทดสอบย่อย Proof load test เป็นการทดสอบย่อยสุดท้ายที่ให้ภาระกระทำสูงสุดเท่ากับการทดสอบย่อยที่สอง (Second cycle) โดยการทดสอบย่อยนี้มีขึ้นเพื่อใช้ยืนยันผลการตรวจสอบรอยร้าวที่อาจเกิดขึ้นในหน้าตัดของทางวงยกระดับ การทดสอบจะให้แรงกระทำสูงสุดที่ระดับการให้แรง $K=1.20$ เช่นเดียวกันกับการทดสอบย่อยที่สอง

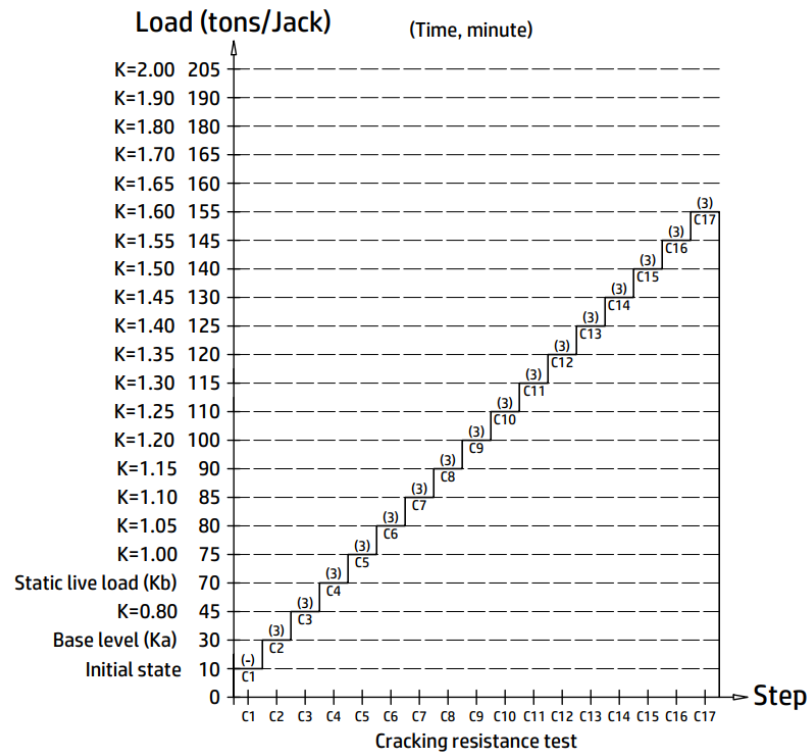


รูปที่ 3-11 ลำดับการให้แรงในการทดสอบถึงระดับ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

3.4.3 การทดสอบถึงภาระกระทำ 1.60 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

การทดสอบถึงภาระกระทำ 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ มีวัตถุประสงค์หลักในการประเมินระดับน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้หน้าตัดเกิดการแตกร้าวขึ้น (Cracking resistance test) การทดสอบนี้จะเน้นการตรวจสอบรอยร้าวที่อาจเกิดขึ้นในหน้าตัดบริเวณภายใต้โครงสร้างที่ตำแหน่ง

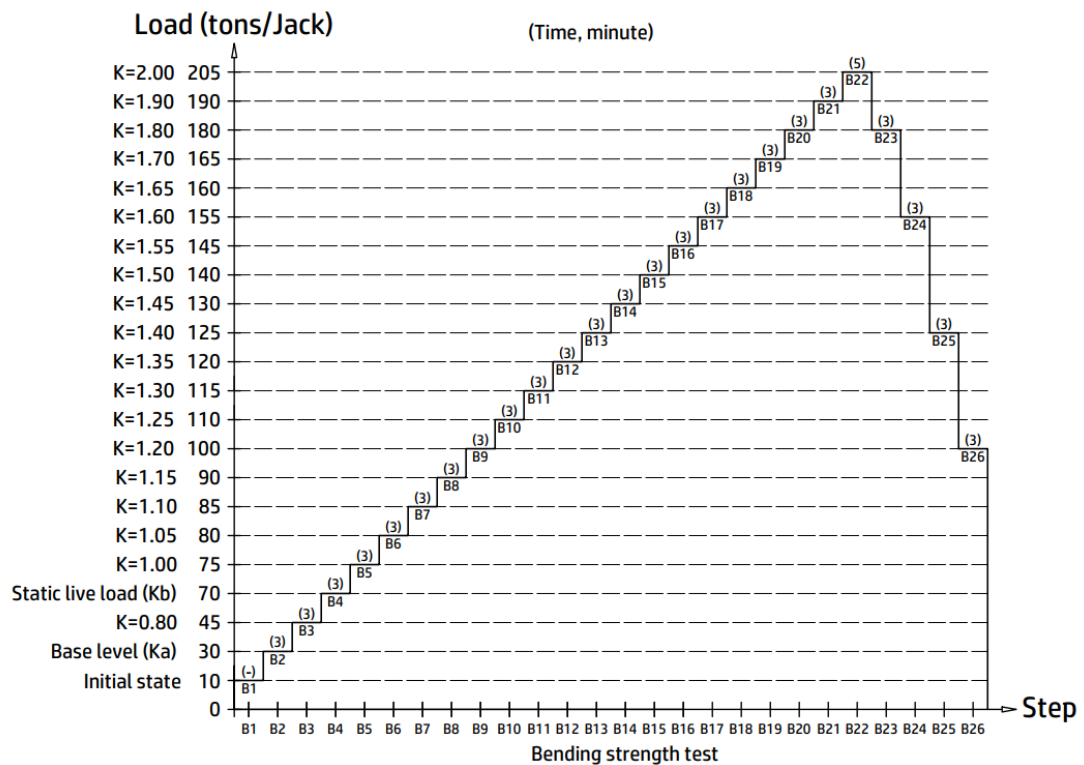
กึ่งกลางช่วงพาดซึ่งเป็นบริเวณที่เกิดความเค้นดึง (Tensile stress) สูงที่สุด โดยจะแบ่งระดับการให้แรงออกเป็น 17 ระดับดังแสดงในรูปที่ 3-12 การตรวจรอยร้าวนั้นจะเริ่มตรวจสอบหลังจากการให้แรงในระดับ $K=1.20$ ขึ้นไปโดยมีระดับการให้แรงกระทำสูงสุดที่ระดับ $K=1.60$



รูปที่ 3-12 ลำดับการให้แรงในการทดสอบถึงระดับ 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

3.4.4 การทดสอบถึงภาระกระทำ 2.00 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

การทดสอบถึงภาระกระทำ 2.00 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบหรือ Bending strength test มีวัตถุประสงค์หลักในการทดสอบเพื่อประเมินน้ำหนักบรรทุกที่อาจทำให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับหรือความสามารถในการแบกทานน้ำหนักของโครงสร้าง (Load carrying capacity) โดยการทดสอบจะทำการตรวจสอบรอยร้าวและค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างในการประเมิน โดยจะแบ่งระดับการให้แรงออกเป็น 26 ระดับดังแสดงในรูปที่ 3-13 การตรวจสอบรอยร้าวที่เกิดขึ้นจะต้องพิจารณารอยร้าวที่เกิดขึ้นใหม่ นอกเหนือจากรอยร้าวเดิมที่อาจเกิดขึ้นเนื่องจากโครงสร้างอาจได้รับความเสียหายจากการทดสอบที่ระดับ 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ (Cracking resistance test) โดยการทดสอบนี้มีระดับการให้แรงกระทำสูงสุดที่ระดับ $K=2.00$ ซึ่งคิดเป็น 2 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ



รูปที่ 3-13 ลำดับการให้แรงในการทดสอบถึงระดับ 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ

3.4.5 การทดสอบแรงเฉือน

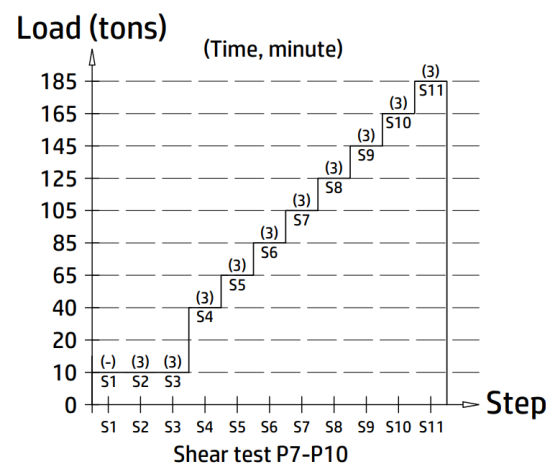
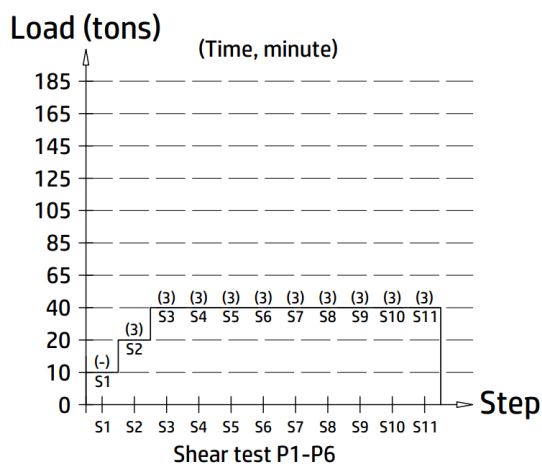
การทดสอบแรงเฉือน (Shear test) จะทำทดสอบหลังการทดสอบแรงดัดเสร็จสิ้น การทดสอบแรงเฉือนจะเน้นการตรวจสอบรอยร้าวที่อาจเกิดขึ้นบริเวณฐานรองรับด้านที่ติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิก โดยจะมีการเปลี่ยนตำแหน่งแม่แรงไฮดรอลิกดังแสดงในรูปที่ 3-14 แม่แรงไฮดรอลิก ตำแหน่ง P1 ถึง P6 จะให้ภาระกระทำที่แตกต่างจากตำแหน่ง P7 ถึง P10 เพื่อใช้จำลองพฤติกรรมแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบริเวณฐานรองรับอันเนื่องมาจากการใช้งานจริงและระหว่างการก่อสร้างซึ่งมีแรงปฏิกิริยาประมาณ 672.9 และ 948.1 ตันตามลำดับ โดยมีรายละเอียดระดับแรงปฏิกิริยาที่ฐานรองรับแสดงในตารางที่ 3-2 และมีลำดับการให้แรงทั้งหมด 11 ระดับดังแสดงรายละเอียดไว้ในรูปที่ 3-15



รูปที่ 3-14 ตำแหน่งการติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกภาคสนามในการทดสอบแรงเฉือน

ตารางที่ 3-2 ตารางสรุปการให้ภาระกระทำแก่โครงสร้างทางวิ่งยกระดับในการทดสอบแรงเฉือน

Load level	Load Step	Applied Jack Load (tons)		Reaction Force (tons)	Total Reaction Force (tons)
		P1-P6	P7-P10		
Dead load	-	0	0	342.6	Self weight
Frame load	-	Equivalent 15.13	Equivalent 15.13	102.6 (Right side)	102.6
(1) Initial state	S1	10	10	67.8	170.4
2	S2	20	10	97.8	200.4
3	S3	40	10	157.8	260.4
4	S4	40	40	271.2	373.8
5	S5	40	65	365.8	468.4
6	S6	40	85	441.4	544.0
7	S7	40	105	517.0	619.6
Theoretical SDL+LL	-	-	-	672.9	672.9
8 (SDL+LL)	S8	40	125	592.6	695.2
9	S9	40	145	668.2	770.8
10	S10	40	165	743.9	846.5
Theoretical Max. Erection	-	-	-	948.1	948.1
11 (Max Erection)	S11	40	185	819.5	922.1



รูปที่ 3-15 ลำดับการให้แรงในการทดสอบแรงเฉือน

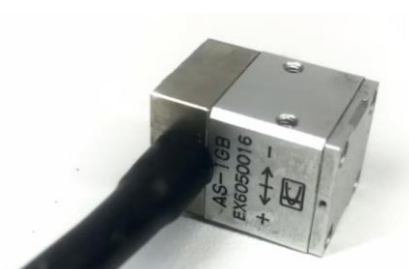
3.5 การตรวจวัดผลตอบสนอง

ผลตอบสนองที่เกิดขึ้นจากการทดสอบภาคสนามทั้งการทดสอบเชิงสถิตและการทดสอบเชิงพลวัตจะใช้อุปกรณ์ตรวจจับที่แตกต่างกัน โดยการทดสอบเชิงพลวัตจะใช้ตัวตรวจจับความเร่ง 5 ตัว แบ่งเป็นตัวตรวจจับคลื่นแผ่นดินไหวความไวสูง (Very high sensitivity seismometer) และตัวตรวจจับความเร่งความไวสูง (High sensitive accelerometer) ส่วนการทดสอบเชิงสถิตจะใช้ อุปกรณ์ตรวจจับความแม่นยำสูงจำนวน 35 และ 33 ตัวในการทดสอบแรงคัตและการทดสอบแรงเฉือนตามลำดับ โดยจะแบ่งเป็นตัวตรวจจับการเคลื่อนที่ (Displacement sensor) ตัวตรวจจับความลาดเอียง (Inclinometer) และเกจวัดความเครียด (Strain gauge) นอกจากนี้การตรวจสอบรอยร้าวที่อาจเกิดขึ้นจำเป็นต้องใช้กล้องกำลังขยาย 10x ในการตรวจสอบโดยมีรายละเอียดและผังการติดตั้งอุปกรณ์ตัวตรวจจับต่าง ๆ ดังนี้

การตรวจจับผลตอบสนองจากการทดสอบเชิงพลวัตนั้น จะใช้ความเร็วการเก็บข้อมูล 250 ข้อมูลต่อวินาทีเพื่อให้ข้อมูลที่เก็บได้นั้นมีความน่าเชื่อถือต่อการแปลงผลและรายงานผลการทดสอบ โดยตัวตรวจจับคลื่นแผ่นดินไหวความไวสูง (รูปที่ 3-16, AC-1) จำนวน 1 ตัวจะถูกติดตั้งไว้ที่ตำแหน่งกึ่งกลางช่วงพาด (L/2) และตัวตรวจจับความเร่งความไวสูงจำนวน 4 ตัว (รูปที่ 3-17, AC-2 ถึง AC-5) จะถูกติดตั้งไว้ที่ตำแหน่ง L/3, L/2 และ 2L/3 ตำแหน่งการติดตั้งของตัวตรวจจับทั้งสองแบบแสดงไว้ในรูปที่ 3-22 ถึงรูปที่ 3-26



รูปที่ 3-16 Very high sensitivity seismometer (Kinemetrics)



รูปที่ 3-17 High sensitive accelerometer (Kyowa)

การตรวจจับผลตอบสนองจากการทดสอบเชิงสถิติในการทดสอบแรงดัดจะใช้ตัวตรวจจับ 3 ชนิด โดยมีตัวตรวจจับการเคลื่อนที่จำนวน 7 ตัว (รูปที่ 3-18, DP-1 ถึง DP-7) ติดตั้งไว้ที่ตำแหน่งฐานรองรับทั้งสองด้าน, L/3, L/2 และ 2L/3 ตัวตรวจจับความลาดเอียงจำนวน 2 ตัว (รูปที่ 3-19, IC-1 และ IC-4) ติดตั้งไว้ที่ตำแหน่งฐานรองรับทั้งสองด้านและที่ตำแหน่ง L/2 เกจวัดความเครียดจำนวน 22 ตัว (รูปที่ 3-20, SG-1 ถึง SG-22) ติดตั้งไว้ที่ตำแหน่งฐานรองรับทั้งสองด้าน, L/3, L/2 และ 2L/3 โดยมีตำแหน่งการติดตั้งของตัวตรวจจับทั้งสามชนิดแสดงไว้ในรูปที่ 3-22 ถึงรูปที่ 3-26 และใช้กล้องกำลังขยาย 10x (รูปที่ 3-21) ในการตรวจสอบรอยร้าวที่อาจเกิดขึ้นในการทดสอบสมรรถนะโครงสร้าง



รูปที่ 3-18 Displacement sensor (DTH-A-50, Kyowa)



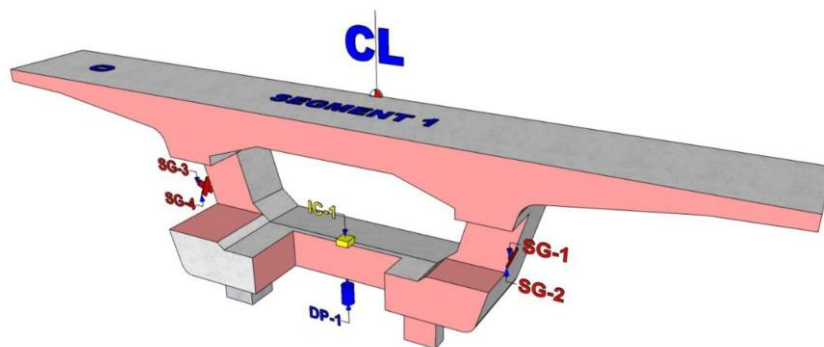
รูปที่ 3-19 Inclinometer (Level developments)



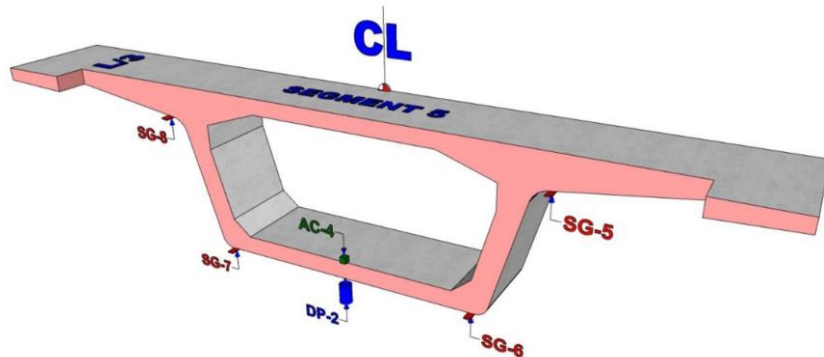
รูปที่ 3-20 Strain gauge (Kyowa)



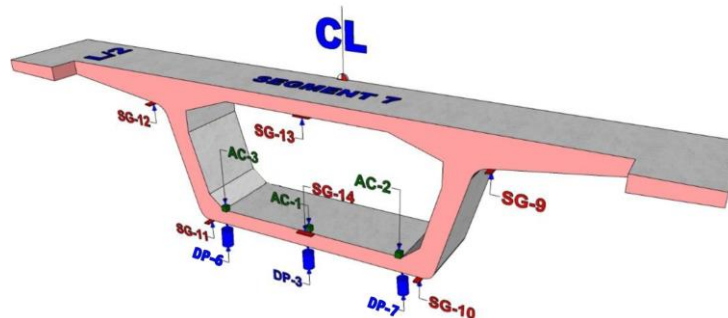
รูปที่ 3-21 กล้องกำลังขยาย 10x ใช้ตรวจสอบรอยร้าว



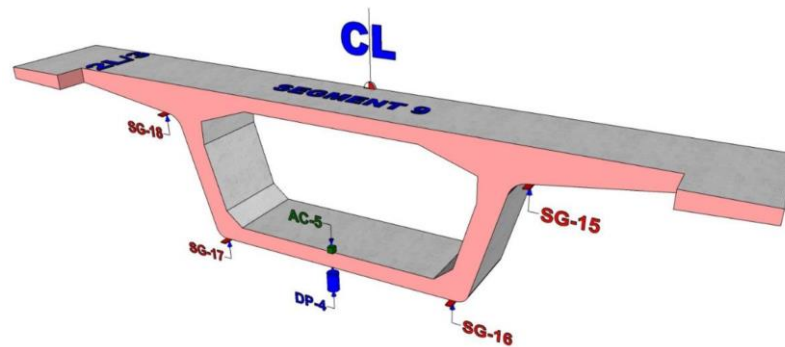
รูปที่ 3-22 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงดัด (Segment 1)



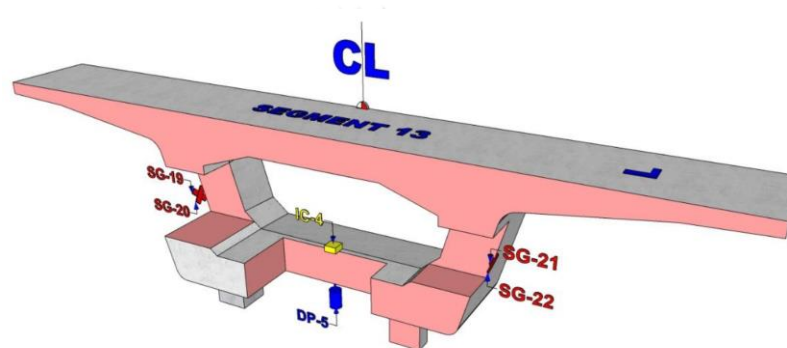
รูปที่ 3-23 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงดัด (Segment 5, L/3)



รูปที่ 3-24 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงดัด (Segment 7, L/2)

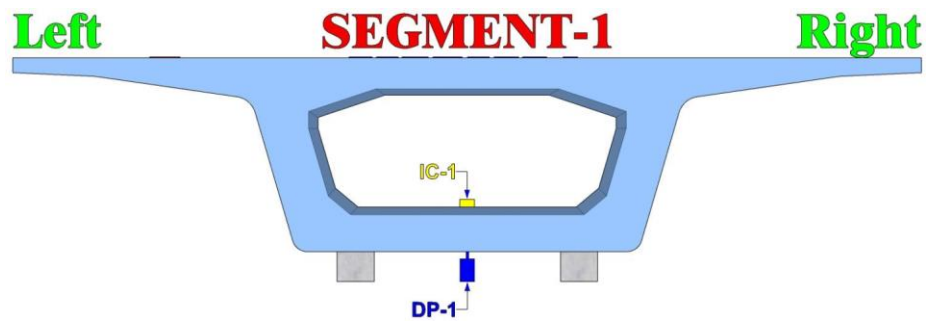


รูปที่ 3-25 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงดัด (Segment 9, 2L/3)

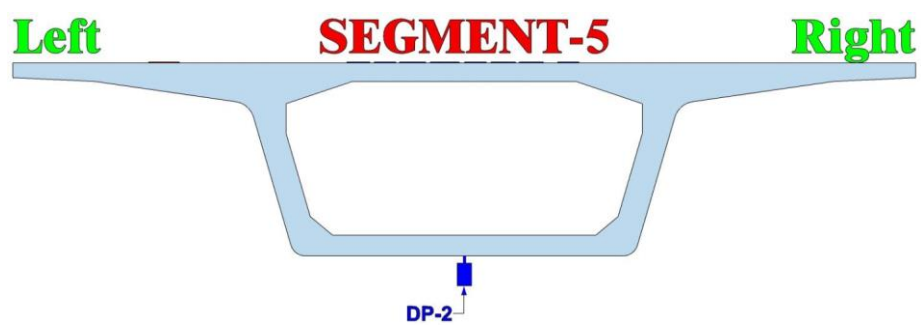


รูปที่ 3-26 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงดัด (Segment 13)

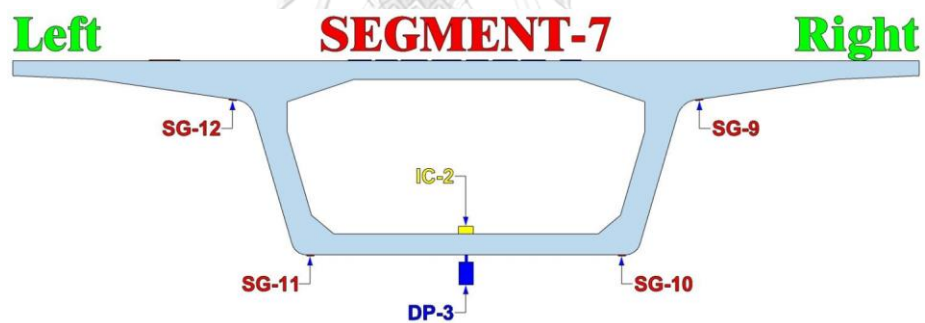
การตรวจจับผลตอบสนองจากการทดสอบเชิงสถิตในการทดสอบแรงเฉือนจะใช้ตัวตรวจจับเช่นเดียวกับการทดสอบแรงดัด โดยมีตัวตรวจจับการเคลื่อนที่จำนวน 8 ตัว (DP-1 ถึง DP-4 และ DP-8 ถึง DP-11) ติดตั้งไว้ที่ตำแหน่งฐานรองรับทั้งสองด้านโดยมีการเพิ่มตัวตรวจจับการเคลื่อนที่เพิ่มเติมบริเวณใกล้ฐานรองรับด้านที่ติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิก L/3, L/2 และ 2L/3 ตัวตรวจจับความลาดเอียงจำนวน 3 ตัว (IC-1 ถึง IC-3) ติดตั้งไว้ที่ตำแหน่งฐานรองรับทั้งสองด้านและที่ตำแหน่ง L/2 เกจวัดความเครียดจำนวน 22 ตัว (SG-9 ถึง SG-12 และ SG-15 ถึง SG-3) ติดตั้งไว้ที่ตำแหน่ง 2L/3 ตลอดจนบริเวณฐานรองรับด้านที่ติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกโดยตำแหน่งการติดตั้งของตัวตรวจจับทั้งสามชนิดแสดงไว้ในรูปที่ 3-27 ถึงรูปที่ 3-34



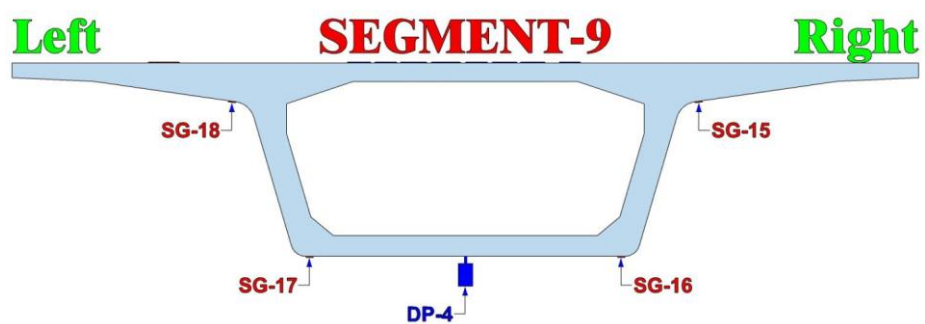
รูปที่ 3-27 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 1)



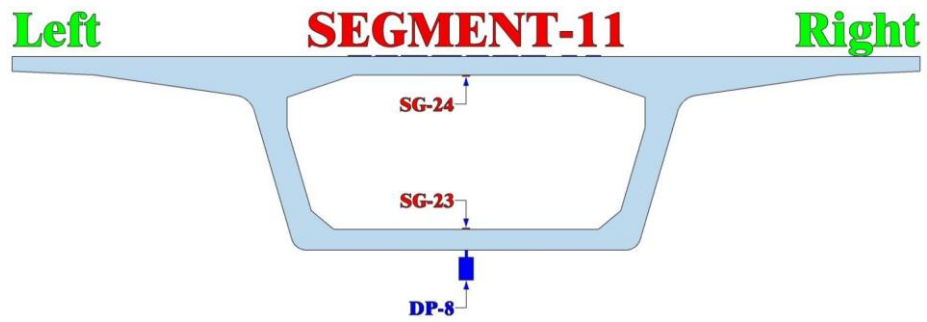
รูปที่ 3-28 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 5, L/3)



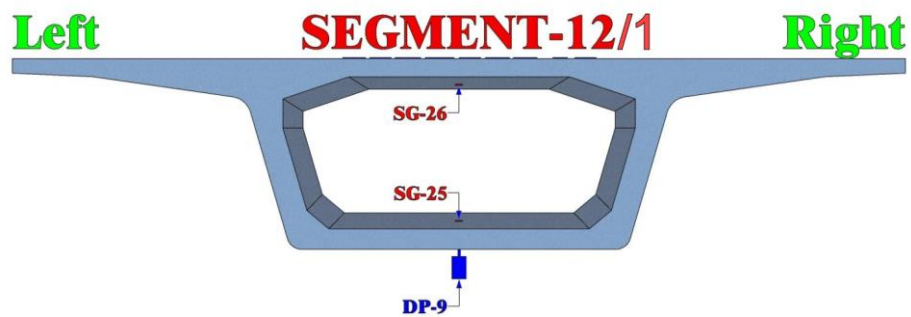
รูปที่ 3-29 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 7, L/2)



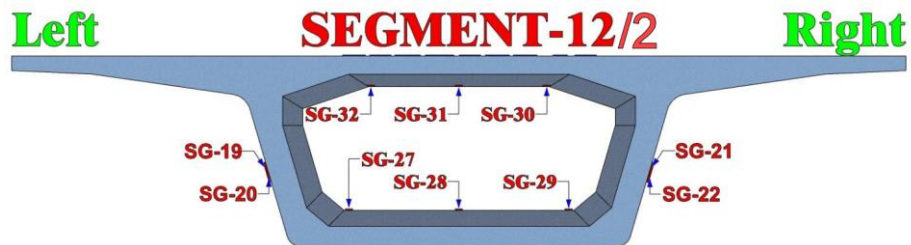
รูปที่ 3-30 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 9, 2L/3)



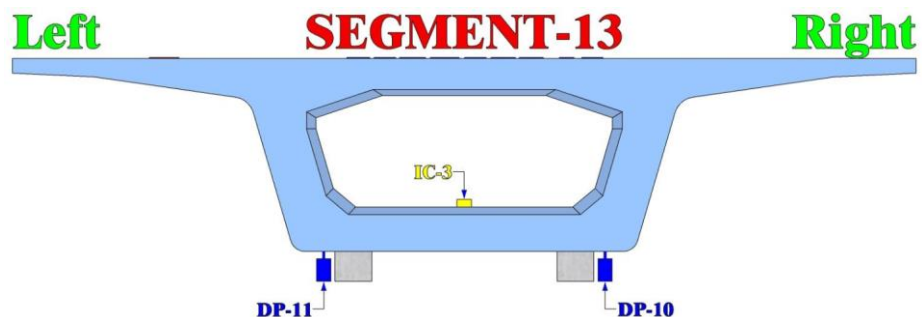
รูปที่ 3-31 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 11)



รูปที่ 3-32 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 12/1)



รูปที่ 3-33 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 12/2)



รูปที่ 3-34 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสำหรับการทดสอบแรงเฉือน (Segment 13)

3.6 เกณฑ์การทดสอบโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ

เกณฑ์การทดสอบสมรรถนะโครงสร้างทางวิ่งยกระดับในโครงการรถไฟความเร็วสูงในความร่วมมือระหว่างประเทศไทยและจีนนั้น จะพิจารณาใช้เกณฑ์มาตรฐานการออกแบบของประเทศจีน (TB 10621-2014) เป็นเกณฑ์การทดสอบเนื่องจากเป็นข้อกำหนดของทางประเทศจีนและผู้ออกแบบชาวจีน เกณฑ์การทดสอบสมรรถนะโครงสร้างสามารถแบ่งประเภทการทดสอบออกเป็น การทดสอบเชิงพลวัต การทดสอบเชิงสถิต (การทดสอบแรงดัด) และการทดสอบเชิงสถิต (การทดสอบแรงเฉือน) โดยการทดสอบสมรรถนะโครงสร้างจะใช้ผลจากการทดสอบภาคสนามเพื่อใช้ประเมินเกณฑ์การทดสอบต่าง ๆ

3.6.1 เกณฑ์การทดสอบเชิงพลวัต

เพื่อตอบสนองความสะดวกสบายของผู้โดยสารในการเดินทางด้วยรถไฟความเร็วสูง มาตรฐานจีนจึงกำหนดเกณฑ์ความถี่ธรรมชาติขั้นต่ำในแนวตั้งเพื่อใช้ยืนยันถึงความแข็งในแนวตั้ง (Vertical stiffness) ที่มากพอ โดยการทดสอบเชิงพลวัตจะทำการทดสอบเพื่อหาความถี่ธรรมชาติในแนวตั้งของตัวโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจากตักกระแทกของมวลถ่วงทราย เกณฑ์ตามมาตรฐานจีนระบุให้ใช้ค่าความถี่ธรรมชาติขั้นต่ำตามสมการที่ 3-4

$$\text{จาก} \quad f(L) = 23.58L^{-0.592} \quad (3-4)$$

$$\text{จะได้} \quad = 23.58(31.5)^{-0.592} = 3.059 \text{ Hz}$$

โดยที่

f เป็นเกณฑ์ความถี่ธรรมชาติขั้นต่ำ

L เป็นความยาวช่วงพาด

3.6.2 เกณฑ์การทดสอบเชิงสถิต (การทดสอบแรงดัด)

เกณฑ์การทดสอบเชิงสถิตในส่วนของ การทดสอบแรงดัดเป็นเกณฑ์ที่ใช้ประเมินเพื่อใช้ยืนยันความปลอดภัยในการใช้งานจริง ความคงทนของโครงสร้าง และขีดจำกัดของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ โดยเกณฑ์การทดสอบสามารถแบ่งออกได้เป็นเกณฑ์การแอ่นตัว เกณฑ์มุมหมุนที่ฐานรองรับ เกณฑ์ความเค้น เกณฑ์รอยร้าว และเกณฑ์ขีดจำกัดของโครงสร้างซึ่งมีรายละเอียดระบุไว้ในหัวข้อที่ 3.6.2.1 ถึงหัวข้อที่ 3.6.2.5 ตามลำดับ

3.6.2.1 เกณฑ์การแอ่นตัว

เกณฑ์การแอ่นตัวของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจะพิจารณาจากการแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจากภาระกระทำเคลื่อนที่ ZK live load ไม่เกิน $L/1400$ หรือ 22.5 มิลลิเมตร ภาระกระทำ ZK live load นั้นสามารถจำลองพฤติกรรมได้โดยการใช้ผลต่างของผลตอบสนองการแอ่นตัวจากสภาวะน้ำหนักบรรทุกจรสถิตเคลื่อนที่ (Static live load, K_b) และผลตอบสนองจากภาระกระทำจากสภาวะพื้น (Base level, K_a) โดยที่ค่าการแอ่นตัวดังกล่าวจะต้องเป็นค่าการแอ่นตัวสุทธิกล่าวคือจะต้องนำค่าการแอ่นตัวลบด้วยค่าเฉลี่ยของการทรุดตัวของฐานรองรับทั้งสองด้าน

3.6.2.2 เกณฑ์มุมหมุนที่ฐานรองรับ

เกณฑ์มุมหมุนที่ฐานรองรับของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจะพิจารณาจากมุมหมุนที่ฐานรองรับทั้งสองด้านจากภาระกระทำเคลื่อนที่ ZK live load ไม่เกิน 0.0020 เรเดียน ภาระกระทำ ZK live load นั้นสามารถจำลองพฤติกรรมได้โดยการใช้ผลต่างของผลตอบสนองมุมหมุนที่ฐานรองรับจากภาระกระทำโดยน้ำหนักบรรทุกจรสถิตเคลื่อนที่ (Static live load, K_b) และผลตอบสนองจากภาระกระทำจากสภาวะพื้น (Base level, K_a)

3.6.2.3 เกณฑ์ความเค้น

ความเค้นที่เกิดขึ้นในโครงสร้างทางวิ่งยกระดับนั้นสามารถแบ่งออกได้เป็นทั้งความเค้นดึง ความเค้นอัด และความเค้นเฉือนโดยจะใช้ภาระกระทำร่วม (Load combination) 2 กรณีดังแสดงในตารางที่ 3-3 ซึ่งประกอบภาระกระทำจากน้ำหนักคงที่ของทางวิ่งยกระดับ (DL) แรงในเส้นลวดอัดแรง (PS) น้ำหนักคงที่ที่ส่วนเพิ่ม (SDL=192 kN/m) และ ZK live load การจำลองภาระกระทำดังกล่าวจะใช้ผลต่างของผลตอบสนองในการทดสอบโครงสร้างโดยมีรายละเอียดในตารางที่ 3-4

การทดสอบสมรรถนะโครงสร้างนั้นจะพิจารณาความเค้นดึงที่ผิวล่างของคอนกรีต ตำแหน่งกึ่งกลางช่วงพาด (Bottom-fiber, mid-span) ขณะที่ความเค้นอัดจะพิจารณาจากตำแหน่งที่ติดगेจวัดความเครียดเพื่อใช้วัดผลตอบสนองความเครียดอัดซึ่งสูงจากผิวล่างคอนกรีต 2.077 m ที่ตำแหน่งกึ่งกลางช่วงพาด

ความเค้นดึง ความเค้นอัด และความเค้นเฉือนจากเส้นลวดอัดแรง (Prestressed Tendon, PS) จะใช้การคำนวณด้วยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม Midas Civil ในการ

วิเคราะห์โครงสร้างซึ่งมีรายละเอียดระบุไว้ในบทที่ 5 โดยจะได้ผลตอบสนองความเค้นดึง ความเค้นอัด และความเค้นเฉือนเท่ากับ -22.10 MPa, -3.53 MPa และ -1.85 MPa ตามลำดับ

ตารางที่ 3-3 เกณฑ์ความเค้นในการทดสอบแรงดัดตามมาตรฐาน TB 10621-2014

Admissible Stress Values for Bending test (MPa)		
Stress criteria	DL+PS+ZK live load	DL+PS+SDL+ZK live load
Max. Shear stress at support	$0.17f_c = 5.70$	$0.17f_c = 5.70$
Max. Principal compressive stress at mid span	$0.60f_c = -20.10$	$0.66f_c = -22.11$
Max. Principal tension stress at mid span	$f_{ct} = 3.10$	$f_{ct} = 3.10$

ตารางที่ 3-4 การเลือกผลตอบสนองเพื่อใช้พิจารณาเกณฑ์ความเค้นของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ

Load case	Mid-Span moment (tons-m)	Shear force (1.70m from Support) (tons)	Tensile Stress (Mid-Span) (MPa)	Compressive Stress (Mid-Span) (MPa)	Shear Stress (1.70 m from Support) (MPa)
DL	2437.4	279.04	$K=1.00 - K_a$	$K=1.00 - K_a$	$K=1.10 - K_a$
PS	-6422.8	-472.11	-22.10 (FEM Analysis)	-3.53 (FEM Analysis)	-1.85 (FEM Analysis)
SDL	2425.4	275.07	$K=1.00 - K_a$	$K=1.00 - K_a$	$K=1.10 - K_a$
ZK live load	2186.4	263.25	$K_b - K_a$	$K_b - K_a$	$K=1.10 - K_a$
Base level (Ka)	1643	150			
Static live load (Kb)	3833	350			
K=1.00	4106	375			
K=1.10	4654	425			
$K_b - K_a$	2190	200			
$K=1.00 - K_a$	2463	225			
$K=1.10 - K_a$	3011	275			

3.6.2.4 เกณฑ์รอยร้าว

เกณฑ์รอยร้าวของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจะพิจารณาจากแรงกระทำ $K=1.20$ โดยโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจะผ่านเกณฑ์ทางด้านรอยร้าวหากตรวจสอบด้วยกล้องส่องกำลังขยาย $10\times$ บริเวณผิวล่างของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับโดยไม่พบรอยร้าวอันเนื่องมาจากแรงดัดหลังจากคงภาระกระทำไว้ 20 นาที

3.6.2.5 เกณฑ์ขีดจำกัดของโครงสร้าง

เกณฑ์ขีดจำกัดของโครงสร้างจะพิจารณาจากภาระกระทำทำให้แรงสูงสุดที่ภาระกระทำ $K=2.00$ โดยโครงสร้างยังสามารถคงสภาพไว้ได้โดยไม่เกิดการวิบัติขึ้นจึงจะถือว่าผ่านเกณฑ์ขีดจำกัดของโครงสร้าง

3.6.3 เกณฑ์การทดสอบเชิงสถิติ (การทดสอบแรงเฉือน)

เกณฑ์การทดสอบเชิงสถิติในส่วนของ การทดสอบแรงเฉือนเป็นเกณฑ์ที่ใช้ยืนยันความปลอดภัยระหว่างการใช้งานจริง และระหว่าง การก่อสร้างโครงสร้างทางวิงยกระดับโดยเกณฑ์การทดสอบสามารถแบ่งออกได้เป็นเกณฑ์รอยร้าว เกณฑ์ความเค้น และเกณฑ์การทรุดตัวที่ฐานรองรับซึ่งมีรายละเอียดระบุไว้ในหัวข้อที่ 3.6.3.1 ถึงหัวข้อที่ 3.6.3.3 ตามลำดับ

3.6.3.1 เกณฑ์รอยร้าว

เกณฑ์รอยร้าวของโครงสร้างทางวิงยกระดับจะพิจารณาจากภาระกระทำสูงสุดที่ระดับ S11 โดยโครงสร้างทางวิงยกระดับจะผ่านเกณฑ์ทางด้านรอยร้าวหากตรวจสอบด้วยกล้องส่องกำลังขยาย 10x บริเวณผิวล่างของโครงสร้างทางวิงยกระดับโดยไม่พบรอยร้าวจากการทดสอบบริเวณฐานรองรับหลังจากคงภาระกระทำไว้ 3 นาที

3.6.3.2 เกณฑ์ความเค้น

ความเค้นที่เกิดขึ้นในโครงสร้างทางวิงยกระดับนั้นสามารถแบ่งออกได้เป็นทั้งความเค้นดึง ความเค้นอัด และความเค้นเฉือน เกณฑ์ความเค้นจะใช้ภาระกระทำสูงสุดที่ระดับ S11 โดยความเค้นดึงสูงสุดที่ผิวบนของแผ่นพื้น ความเค้นอัดสูงสุดที่ผิวล่างของแผ่นพื้น และความเค้นเฉือนสูงสุดมีค่าไม่เกิน 1.50MPa -1.80MPa และ 5.70MPa ตามลำดับดังแสดงไว้ในตารางที่ 3-5

ตารางที่ 3-5 เกณฑ์ความเค้นในการทดสอบแรงเฉือนตามมาตรฐาน TB 10621-2014

Admissible Stress Values for Shear test (MPa)	
Stress criteria	S11 (40 tons/jack and 185 tons / jack)
Max. Shear stress at support	$0.17f_c = 5.70$
Max. compressive stress of the top surface of the bottom surface at support	-1.80
Max. tensile stress of the bottom surface of the top slab at support	1.50

3.6.3.3 เกณฑ์การทรุดตัวที่ฐานรองรับ

ผลการทดสอบจะผ่านเกณฑ์การทรุดตัวที่ฐานรองรับก็ต่อเมื่อการทรุดตัวที่ฐานรองรับจากผลการตอบสนองโดยภาระกระทำสูงสุดจากการก่อสร้างซึ่งเทียบเท่าระดับการให้แรงสูงสุดที่ระดับ S11 (Max. Erection) ซึ่งจะต้องเกิดค่าการทรุดตัวที่ฐานรองรับไม่เกิน 2 mm

บทที่ 4

ผลการทดสอบสมรรถนะโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ

4.1 การทดสอบสมรรถนะโครงสร้างจริงในภาคสนาม

4.1.1 ข้อมูลในการทดสอบเชิงพลวัต

การทดสอบเชิงพลวัตมีการทดสอบเมื่อวันที่ 10 ธันวาคม พ.ศ. 2563 โดยทดสอบทั้งหมด 3 ครั้งจากการใช้มวลถ่วงทรายหนัก 1 ตันกระแทกลงบนโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจากการตัดเชือกดังแสดงในรูปที่ 4-1 ข้อมูลการทดสอบเชิงพลวัตนั้นอยู่ในรูปของ Matrix ขนาดใหญ่โดยแถว (Row) ของ Matrix นั้นเป็นลำดับของข้อมูลที่เก็บโดยมีความเร็วในการเก็บข้อมูล 500 แถวต่อวินาทีและหลัก (Column) นั้นเป็นลำดับของตัวตรวจจับความเร่งที่ใช้ในการทดสอบ (AC-1 ถึง AC-5) ผลการทดสอบที่ได้นั้นยังไม่สามารถนำมารายงานผลได้โดยตรงด้วยเหตุผล 2 ข้อ โดยข้อแรกเนื่องจากผลการทดสอบมีโดเมนและเรนจ์เป็นเวลาและความเร่งตามลำดับ ซึ่งเกณฑ์การทดสอบเชิงพลวัตนั้นจะพิจารณาจากค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดที่ 1 เป็นสำคัญจึงจำเป็นต้องเปลี่ยนจากโดเมนเวลาเป็นโดเมนความถี่เพื่อนำไปใช้เปรียบเทียบต่อไป และข้อที่สองเนื่องจากโครงสร้างทางวิ่งยกระดับที่ใช้ทดสอบนั้นไม่มีน้ำหนักภาระกระทำคงที่เพิ่มเติม (SDL) อีกทั้งยังมีมวลของ Loading frame ที่จะต้องนำมาปรับแก้ทำให้มวลของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับที่ใช้ทดสอบไม่ตรงกับสภาพการใช้งานจริง จึงจำเป็นต้องมีการปรับแก้ค่าความถี่ธรรมชาติที่ได้จากการทดสอบก่อนนำไปใช้รายงานผลต่อไป



รูปที่ 4-1 การทดสอบเชิงพลวัต

การแปลงโดเมนจากเวลาเป็นความถี่นั้นจะพิจารณาใช้การวิเคราะห์แบบ Frequency power spectrum โดยใช้การแปลงฟังก์ชันด้วยวิธีฟูเรียร์จากฟังก์ชันพื้นฐาน FFT (Fast Fourier transform) ในโปรแกรม MATLAB โดยรูปที่ 4-2 และรูปที่ 4-3 แสดงตัวอย่างสัญญาณความถี่ในโดเมนเวลา และ Frequency power spectrum ที่ได้จากการแปลงโดยวิธีฟูเรียร์ตามลำดับโดยใช้ข้อมูลจากการทดสอบเชิงพลวัตครั้งที่ 1 จากตัวตรวจจับ AC-1 (L/2)

การปรับแก้ค่าความถี่ธรรมชาติอันเนื่องมาจากมวลโครงสร้างทางวิงยกระดับไม่ตรงกับสภาพการใช้งานจริงนั้น จะพิจารณาให้ความแข็งของโครงสร้าง (Structural stiffness) เป็นค่าคงที่ โดยจะปรับขนาดของมวลตามการคำนวณในสมการที่ 4-1 และมีตัวอย่างการคำนวณกรณีน้ำหนักภาระกระทำคงที่เพิ่มเติม (SDL) 209kN/m โดยใช้ค่าความถี่ธรรมชาติจากข้อมูลการทดสอบเชิงพลวัตครั้งที่ 1 จากตัวตรวจจับ AC-1 (L/2) (6.176 Hz)

$$\begin{aligned} \text{จาก } f &= \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \\ &= \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{m'}} \\ \text{จะได้ } f_{ex} &= \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{m'_{ex}}} \quad \text{และ} \quad f_{md} = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{m'_{md}}} \end{aligned}$$

$$\therefore f_{md} = f_{ex} \sqrt{\frac{m'_{ex}}{m'_{md}}}$$

$$f_{md} = f_{ex} \sqrt{\frac{\frac{M_{VD} + M_{LD}}{L}}{\frac{M_{VD} + M_{SDL}}{L}}}$$

$$f_{md} = f_{ex} \sqrt{\frac{M_{VD} + M_{LD}}{M_{VD} + M_{SDL}}} \quad (4-1)$$

โดยที่

f_{ex} เป็นความถี่ธรรมชาติที่ได้จากการทดสอบเชิงพลวัต

f_{md} เป็นความถี่ธรรมชาติที่ผ่านการปรับปรุงค่าแล้ว

- m'_{ex} เป็นมวลต่อความยาวของโครงสร้างจริง
 m'_{md} เป็นมวลต่อความยาวที่ผ่านการปรับปรุงค่าแล้ว
 E เป็นค่าโมดูลัสเฉื่อยของโครงสร้าง
 I เป็นโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดโครงสร้าง
 L เป็นความยาวช่วงพาด
 M_{VD} เป็นมวลเฉพาะโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ
 M_{LF} เป็นมวลรวมของ Loading frame
 M_{SDL} เป็นมวลรวมของน้ำหนักกระทำคงที่ส่วนเพิ่ม (SDL)

เมื่อแทนค่าจากผลการทดสอบพลวัตครั้งที่ 1 โดยใช้ข้อมูลจากตัวตรวจจับ AC-1 (L/2) พิจารณากรณีน้ำหนักกระทำคงที่ส่วนเพิ่ม 209 kN/m กระทำตลอดความยาวโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ 32.6m และโครงสร้างทางวิ่งยกระดับมีพื้นที่หน้าตัดเฉลี่ย 7.985 m² โดยคอนกรีตมีน้ำหนัก 25 kN/m³ และเส้นลวดอัดแรงมีน้ำหนัก 77.09 kN/m³

จะได้ว่า

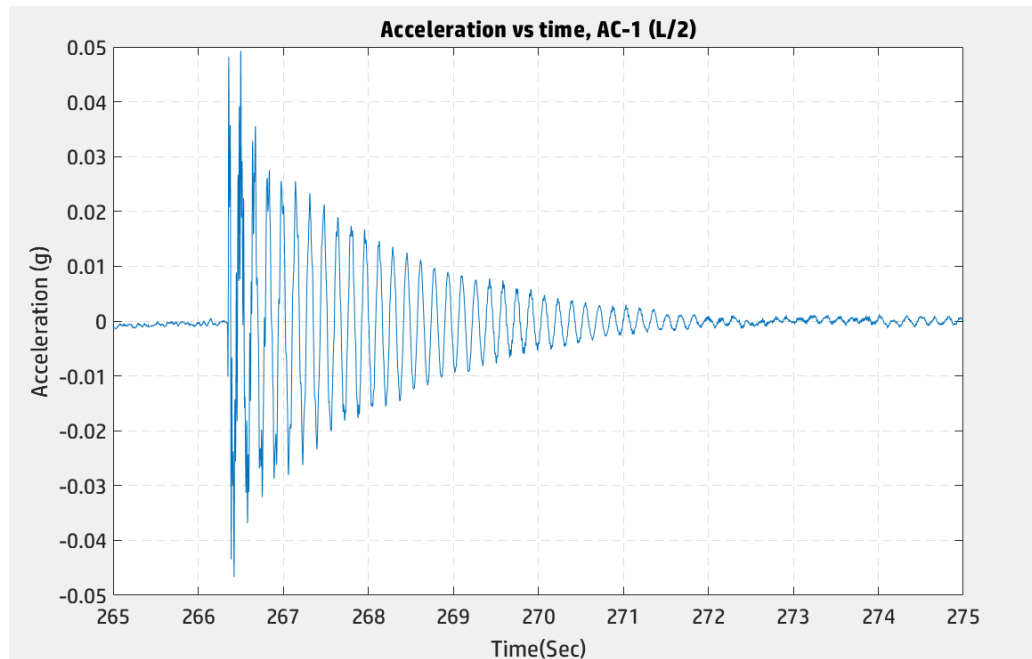
$$f_{ex} = 6.176 \text{ Hz}$$

$$M_{VD} = 685.1 \text{ tons (จากผลวิเคราะห์ในบทที่ 5)}$$

$$M_{LF} = 30.26 \text{ tons / frame} \times 5 \text{ frame} = 151.3 \text{ tons}$$

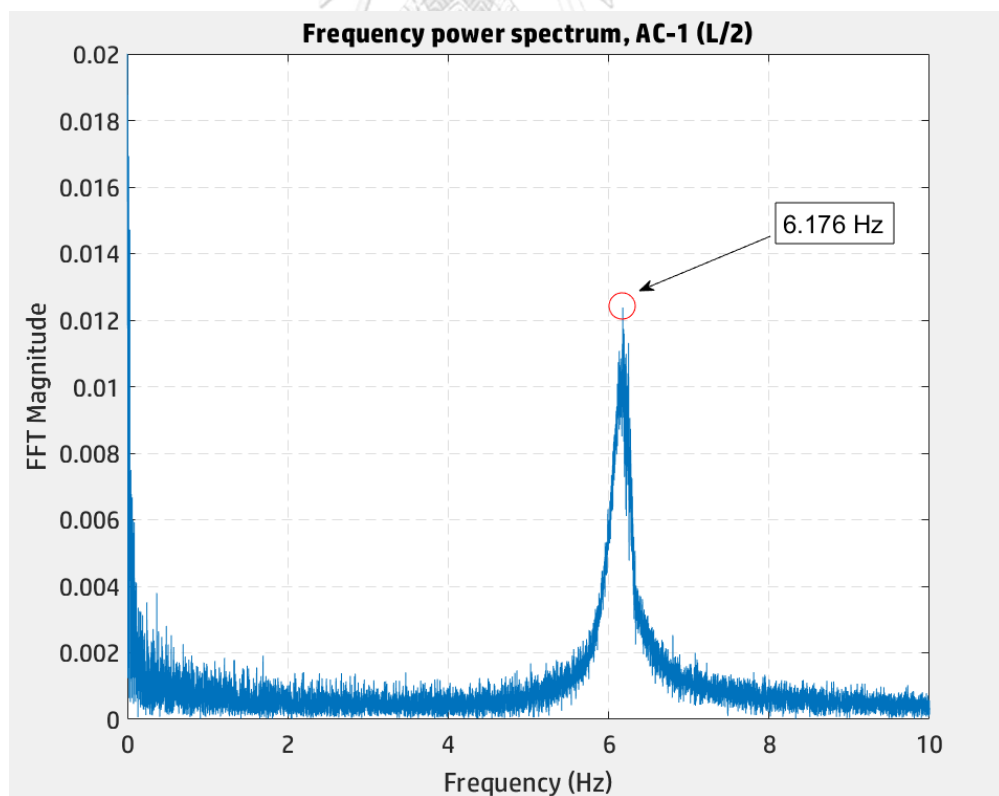
$$M_{SDL} = 209 \text{ kN / m} \times 32.6 \text{ m} = 6,813 \text{ kN} = 694.8 \text{ tons}$$

$$\therefore f_{md} = 6.176 \sqrt{\frac{685.1 + 151.3}{685.1 + 694.8}} = 4.808 \text{ Hz}$$



รูปที่ 4-2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งในแนวดิ่งของโครงสร้างกับเวลาจากตัวตรวจจับ AC-1 (L/2)

ในการทดสอบครั้งที่ 1



รูปที่ 4-3 Frequency power spectrum จากตัวตรวจจับ AC-1 (L/2) ในการทดสอบครั้งที่ 1

4.1.2 ข้อมูลในการทดสอบเชิงสถิติ

การทดสอบเชิงสถิติแบ่งการทดสอบออกเป็นทั้งหมด 4 วัน โดยมีรายละเอียดในตารางที่ 4-1 โครงสร้างทางวิ่งยกระดับที่ใช้ในการทดสอบ (รูปที่ 4-4) จะใช้เครื่องควบคุมจำนวน 3 เครื่อง (รูปที่ 4-5) เพื่อควบคุมระดับการให้แรงจากแม่แรงไฮดรอลิกจำนวน 5 คู่ (10 ตัว) โดยผลตอบสนองจากโครงสร้างทั้งหมดจะถูกเก็บข้อมูลไว้ใน Data Locker (รูปที่ 4-6) ในการทดสอบโครงสร้างจริงจะมีการเฝ้าระวังโดยพิจารณาค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างอยู่ตลอดการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 4-7 เพื่อความปลอดภัยในการเข้าสังเกตการณ์ภายใต้โครงสร้างและการตรวจสอบรอยร้าวที่อาจเกิดขึ้นในระหว่างการทดสอบ ซึ่งรอยร้าวภายใต้โครงสร้างถูกตรวจสอบโดยใช้กล้องกำลังขยายสูงดังแสดงในรูปที่ 4-8

ตารางที่ 4-1 วันที่ทดสอบโครงสร้างเชิงสถิติ

DATE	Testing Objective	Target Load level
December 19, 2020	1.20x DL Test	1.20x Design Load Level (Max. Applied Load = 1,000 tons)
January 7, 2021	Cracking Resistance Test	1.60x Design Load Level (Max. Applied Load = 1,550 tons)
January 14, 2021	Bending Strength Test	2.00x Design Load Level (Max. Applied Load = 2,050 tons)
January 21, 2021	Shear Strength Test	Erection Load Level (Max. Applied Reaction = 820 tons)



รูปที่ 4-4 โครงสร้างทางวิ่งยกระดับก่อนการทดสอบโครงสร้าง



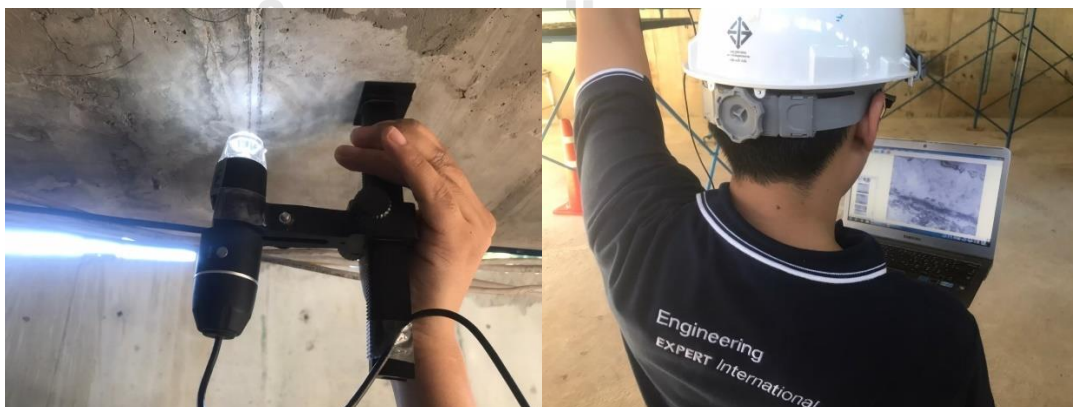
รูปที่ 4-5 เครื่องควบคุมแม่แรงไฮดรอลิก



รูปที่ 4-6 Data Locker สำหรับใช้เก็บข้อมูลผลตอบแทนของโครงสร้าง



รูปที่ 4-7 หน้าจอแสดงผลตอบสนองเพื่อใช้เฝ้าระวังระหว่างการทดสอบโครงสร้าง

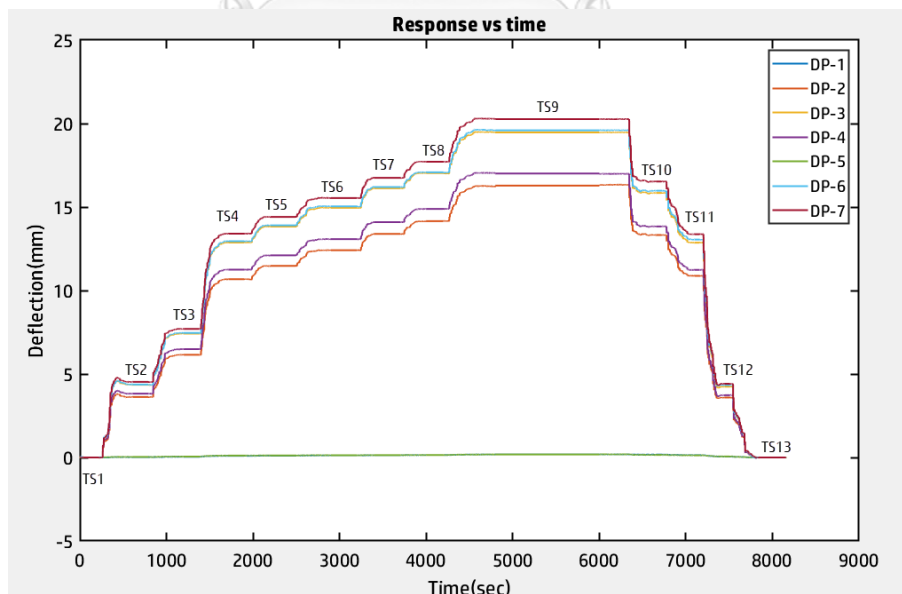


รูปที่ 4-8 การตรวจสอบรอยร้าวโดยใช้กล้องกำลังขยายสูง

ข้อมูลการทดสอบเชิงสถิตินั้นอยู่ในรูปของ Matrix ขนาดใหญ่โดยแถว (Row) ของ Matrix นั้นเป็นลำดับของข้อมูลที่เก็บโดยมีความเร็วในการเก็บข้อมูล 200 แถวต่อวินาทีและหลัก (Column) นั้นเป็นลำดับของตัวตรวจจับทั้งสามชนิดได้แก่ Displacement sensor, Inclinator และ Strain gauge โดยข้อมูลจากตัวตรวจจับทั้งสามชนิดมีวิธีการจัดการข้อมูลที่แตกต่างกันเนื่องจากจะต้องพิจารณาเกณฑ์การทดสอบเชิงสถิตเป็นหลักในการจัดการข้อมูลเพื่อให้สามารถนำข้อมูลมาเปรียบเทียบกับเกณฑ์การทดสอบได้

4.1.2.1 การจัดการข้อมูลจากตัวตรวจจับการเคลื่อนที่ (Displacement sensor)

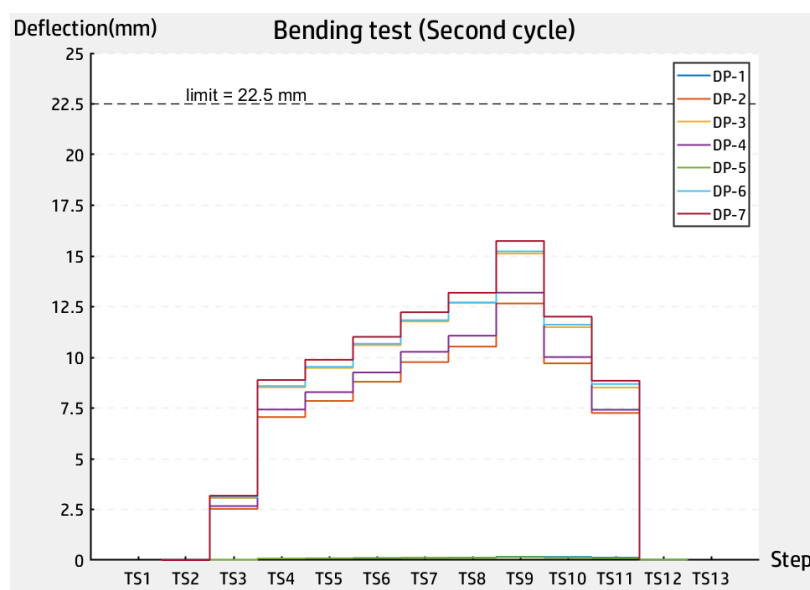
ข้อมูลขั้นต้นที่ได้จากตัวตรวจจับการเคลื่อนที่นั้นยังไม่สามารถนำมาใช้รายงานผลเพื่อนำไปเทียบกับเกณฑ์การทดสอบได้ เนื่องจากมีสัญญาณรบกวนจึงจะใช้ค่าเฉลี่ย (Mean value) ของผลตอบสนองในแต่ละระดับการให้แรง เพื่อให้ข้อมูลที่ได้มีความน่าเชื่อถือ ผลตอบสนองการแอ่นตัวที่ได้นั้น จะต้องนำมาลบกับค่าการทรุดตัวของฐานรองรับกล่าวคือผลตอบสนองจากตัวตรวจจับการเคลื่อนที่ DP-2, DP-3, DP-4, DP-6 และ DP-7 จะต้องนำมาลบกับค่าเฉลี่ยของผลตอบสนอง DP-1 และ DP-5 จึงจะทำให้ได้ผลการแอ่นตัวสุทธิสอดคล้องกับเกณฑ์การแอ่นตัวของโครงสร้าง รูปที่ 4-9 แสดงตัวอย่างผลตอบสนองจากตัวตรวจจับการเคลื่อนที่ในการทดสอบแรงดัดถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบในวงรอบที่สอง (Second cycle)



รูปที่ 4-9 ผลตอบสนองค่าการแอ่นตัวในการทดสอบถึง 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ

(Second cycle)

การเปรียบเทียบผลการทดสอบกับเกณฑ์การแอ่นตัวในการทดสอบโครงสร้างนั้น จะเริ่มพิจารณาการแอ่นตัวจากสภาวะน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ (Base level, K_a) ขึ้นไปโดยจะใช้ผลตอบสนองเฉลี่ยของแต่ละระดับการให้มาแสดงผลดังแสดงตัวอย่างไว้ในรูปที่ 4-10 ซึ่งเป็นการแสดงผลการแอ่นตัวของโครงสร้างโดยเริ่มแสดงผลตอบสนองจากสภาวะน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ขึ้นในการทดสอบการแอ่นตัวในการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (Second cycle)

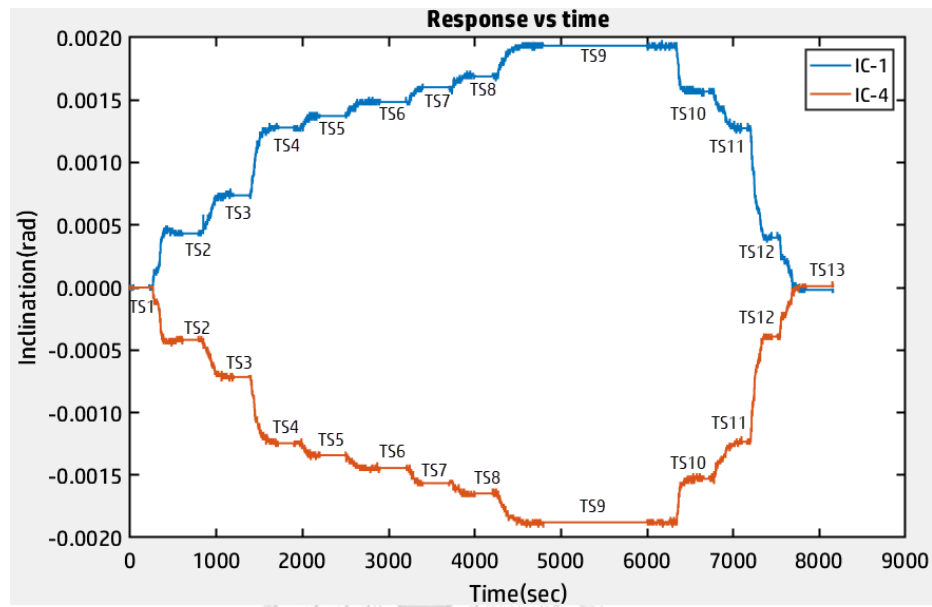


รูปที่ 4-10 การแอ่นตัวของโครงสร้างเทียบกับเกณฑ์การทดสอบในการทดสอบระดับ 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ

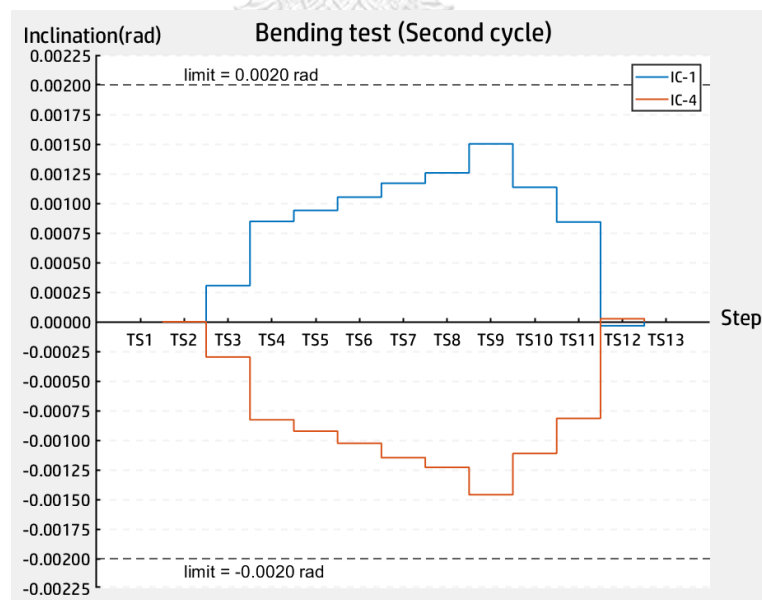
4.1.2.2 การจัดการข้อมูลจากตัวตรวจจับความลาดเอียง (Inclinometer)

ข้อมูลขั้นต้นที่ได้จากตัวตรวจจับการเคลื่อนที่นั้นยังไม่สามารถนำมาใช้รายงานผลเพื่อนำไปเทียบกับเกณฑ์การทดสอบได้ เนื่องจากมีสัญญาณรบกวนจึงจะใช้ค่าเฉลี่ย (Mean value) ของผลตอบสนองในแต่ละระดับการให้แรงเพื่อให้ข้อมูลที่ได้มีความน่าเชื่อถือ โดยรูปที่ 4-11 แสดงตัวอย่างผลตอบสนองจากตัวตรวจจับแนวลาดเอียงทั้งสองด้านในการทดสอบแรงตัดถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบในวงรอบที่สอง (Second cycle) การแสดงผลการเปรียบเทียบผลการทดสอบกับเกณฑ์มุมหมุนที่ฐานรองรับจะพิจารณามุมหมุนเริ่มต้นจากการให้แรงที่ระดับสภาวะน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ (Base level, K_b) โดยจะใช้ผลตอบสนองเฉลี่ยของแต่ละระดับมาแสดงผล ดังแสดงตัวอย่างไว้ในรูปที่ 4-12 ซึ่งเริ่มแสดงผลตอบสนองจากสภาวะน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ขึ้น

ไปในการทดสอบมุมหมุนที่ฐานรองรับในการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (Second cycle)



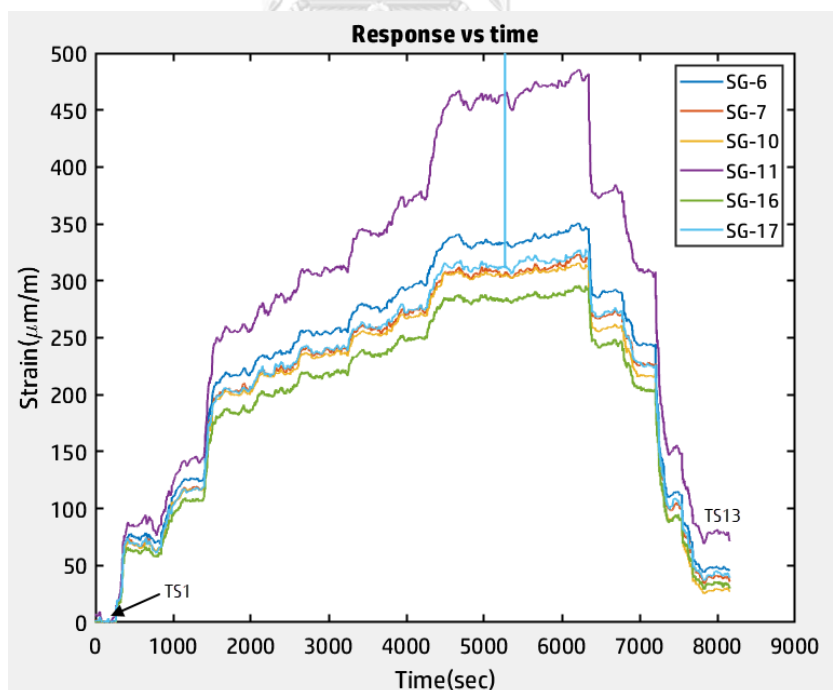
รูปที่ 4-11 ผลตอบสนองค่ามุมหมุนในการทดสอบถึง 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (Second cycle)



รูปที่ 4-12 ค่ามุมหมุนเทียบกับเกณฑ์การทดสอบในการทดสอบระดับ 1.20 เท่าของค่าน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (Second cycle)

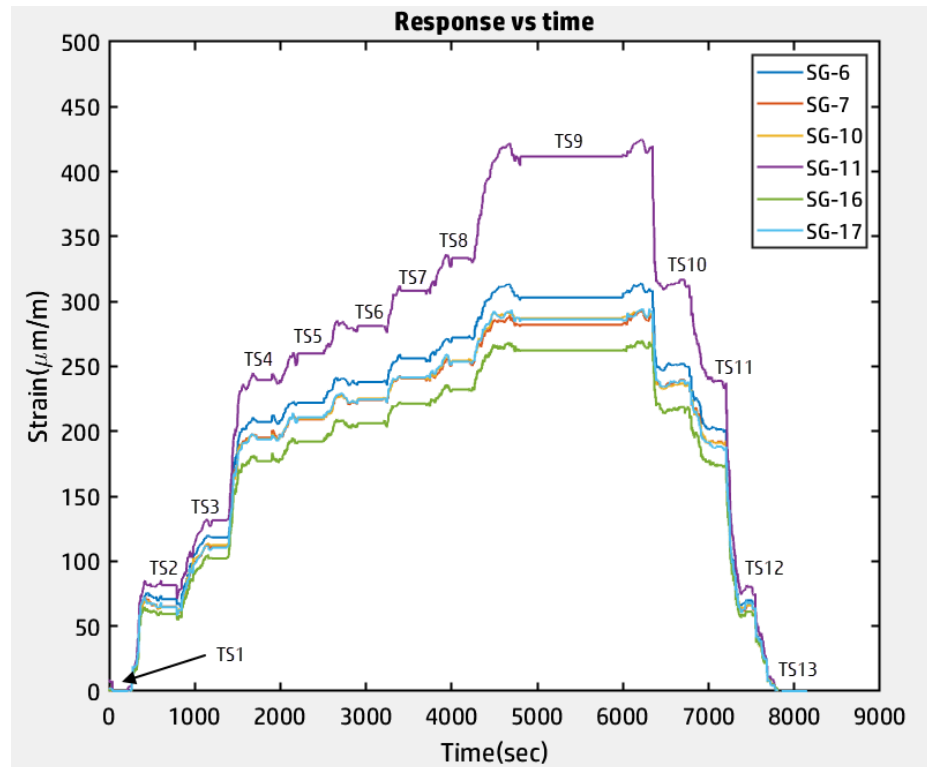
4.1.2.3 การจัดการข้อมูลจากตัวตรวจจับความเครียด (Strain gauge)

ปัญหาที่สำคัญของการตรวจจับความเครียดและอาจส่งผลต่อการปรับปรุงแบบจำลองโครงสร้างในบทที่ 5 คือผลตอบสนองที่เกิดขึ้นจากภาระกระทำเดียวกันนั้นให้ผลตอบสนองที่ต่างกัน อย่างมีนัยสำคัญโดยรูปที่ 4-13 แสดงผลตอบสนองความเครียดดึง (Tensile strain) ที่เกิดขึ้นจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ (Second cycle) เนื่องจากภาระกระทำในระดับการให้แรง TS1 และ TS13 อยู่ในระดับ Initial stage (10 ตัน/Jack) ซึ่งควรจะให้ผลตอบสนองที่ใกล้เคียงกันแต่จากผลการทดสอบพบว่าผลตอบสนองความเครียดมีค่าต่างกันโดยเฉลี่ยประมาณ $50 \mu\text{m}/\text{m}$ การแก้ปัญหาที่เกิดขึ้นนั้นตั้งอยู่บนสมมติฐานว่าค่าความเครียดที่ต่างกันนั้นแปรผันโดยตรงกับเวลาที่ใช้ในการทดสอบเนื่องจากผลของการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ ดังนั้นเพื่อเป็นการแก้ปัญหาที่เกิดขึ้นจึงได้พิจารณาปรับลดผลตอบสนองความเครียดจากการทดสอบแบบเส้นตรงและจะใช้ค่าเฉลี่ยในแต่ละระดับการให้แรงเพื่อให้ผลตอบสนองนั้นมีความน่าเชื่อถือมากยิ่งขึ้น รูปที่ 4-14 แสดงผลการทดสอบที่ปรับปรุงผลการตอบสนองตามวิธีการที่กล่าวไว้ และรูปที่ 4-15 แสดงผลตอบสนองโดยพิจารณาความเครียดเริ่มต้นจากการให้แรงที่ระดับสภาวะน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Base level, K_0)



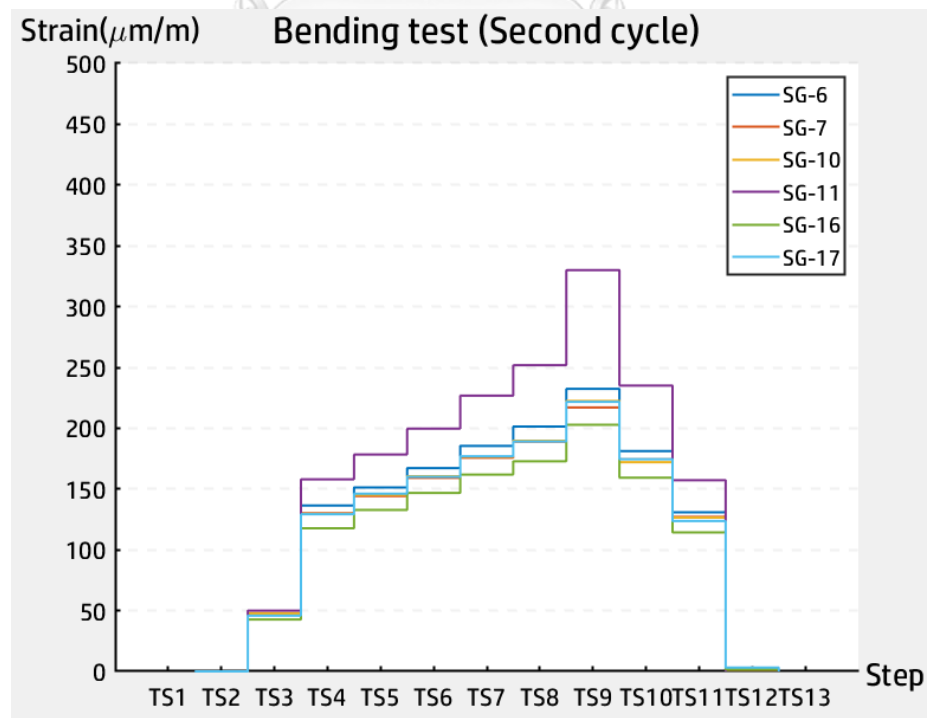
รูปที่ 4-13 ค่าความเครียดก่อนการปรับแก้ค่าในการทดสอบระดับ

1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ



รูปที่ 4-14 ค่าความเครียดหลังการปรับแก้ค่าในการทดสอบระดับ

1.20 เฑาะของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ



รูปที่ 4-15 ค่าความเครียดในการทดสอบระดับ 1.20 เฑาะของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ

4.2 ผลการทดสอบสมรรถนะโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ

การทดสอบสมรรถนะโครงสร้างทางวิ่งยกระดับมีลำดับการทดสอบเริ่มจากการทดสอบเชิงพลวัต การทดสอบแรงดัดถึงภาระกระทำ 1.20 1.60 และ 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบตามด้วยการทดสอบแรงเฉือนตามลำดับ เกณฑ์การแอ่นตัว มุมหมุนที่ฐานรองรับ ค่าความเค้น และเกณฑ์รอยร้าวจะเน้นเปรียบเทียบในการทดสอบแรงดัดถึงภาระกระทำ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบเนื่องจากการทดสอบถึงภาระกระทำ 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบนั้น โครงสร้างเกิดรอยร้าวขึ้นบนโครงสร้างซึ่งอาจส่งผลกระทบต่อความน่าเชื่อถือในการใช้เปรียบเทียบผลตอบสนองกับเกณฑ์การทดสอบดังกล่าว

4.2.1 ผลการทดสอบเชิงพลวัต

การทดสอบเชิงพลวัตนั้นจะกระทำเป็นจำนวน 3 ครั้งโดยที่ตำแหน่งกึ่งกลางช่วง (L/2) จะพิจารณาใช้ผลการตอบสนองจาก AC-1 เพียงตัวตรวจจับเดียว เนื่องจากเป็นตัวตรวจจับที่มีความแม่นยำในการวัดผลมากที่สุด โดย AC-4 และ AC-5 จะแสดงค่าผลตอบสนองที่ L/3 และ 2L/3 ตามลำดับโดยผลการทดสอบเชิงพลวัตแสดงไว้ในตารางที่ 4-2 ในการปรับค่าความถี่ธรรมชาติจากการชดเชยมวลจะใช้ค่าความถี่ธรรมชาติที่ต่ำที่สุดจากการทดสอบซึ่งมีค่าเท่ากับ 6.176 Hz โดยผลการปรับค่าความถี่ธรรมชาติด้วยวิธีชดเชยมวลแสดงไว้ในตารางที่ 4-3 ซึ่งผลตอบสนองความถี่ที่น้อยที่สุดจากการปรับค่าชดเชยมวลมีค่าเท่า 4.808 Hz โดยที่สัญญาณความถี่จากตัวตรวจจับ Frequency power spectrum จากการทดสอบ และรูประหว่างการทดสอบนั้นแสดงไว้ในภาคผนวก ข ในส่วนของผลการทดสอบเชิงพลวัต

ตารางที่ 4-2 ผลการทดสอบเชิงพลวัต

Test No.	Natural frequency (Hz)		
	L/3	L/2	2L/3
1	6.176	6.176	6.187
2	6.208	6.194	6.194
3	6.197	6.197	6.197
Average	6.194	6.189	6.193
Minimum	6.176	6.176	6.187

ตารางที่ 4-3 ผลการปรับแก้ค่าความถี่ธรรมชาติด้วยวิธีชดเชยมวล

Viaduct Configuration	Mass (tons)				Vertical Frequency Hz	Min. Frequency (Hz) TB 10621-2014
	Viaduct	Loading Frame	SDL	Total		
Viaduct without SDL	685.1	151.3	0	836.4	6.176	
Viaduct with SDL=173kN/m	685.1	0	575.1	1260.2	5.031	3.059
Viaduct with SDL=192kN/m	685.1	0	638.3	1323.4	4.910	
Viaduct with SDL=209kN/m	685.1	0	694.8	1379.9	4.808	

4.2.2 ผลการทดสอบเชิงสถิติ

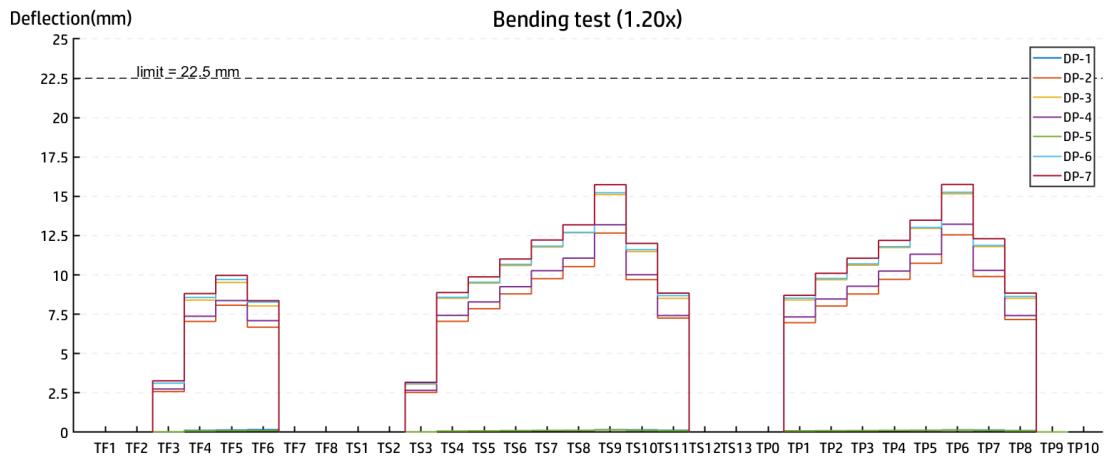
ผลการทดสอบโดยละเอียดแสดงไว้ในภาคผนวก ข ในส่วนของการทดสอบโครงสร้างเชิงสถิติโดยผลตอบสนองในการทดสอบเชิงสถิตินั้น จะเริ่มพิจารณาหลังจากการกระทำระดับ Base level (K_b) หรือที่ระดับการให้แรง 30 ตัน/Jack ในทุกการทดสอบเพื่อความสะดวกในการพิจารณาเกณฑ์การทดสอบโครงสร้างเทียบกับผลการทดสอบโครงสร้าง

ผลการทดสอบทั้งด้านความเค้นดึง ความเค้นอัด และความเค้นเฉือนนั้นจำเป็นที่จะต้องใช้ค่าจากตัวตรวจจับความเครียดในการทดสอบแล้วจึงนำมาแปลงผลจากความเครียดเป็นความเค้น โดยใช้ค่าโมดูลัสของคอนกรีตจากผลการทดสอบคอนกรีตที่ระบุไว้ในภาคผนวก ก

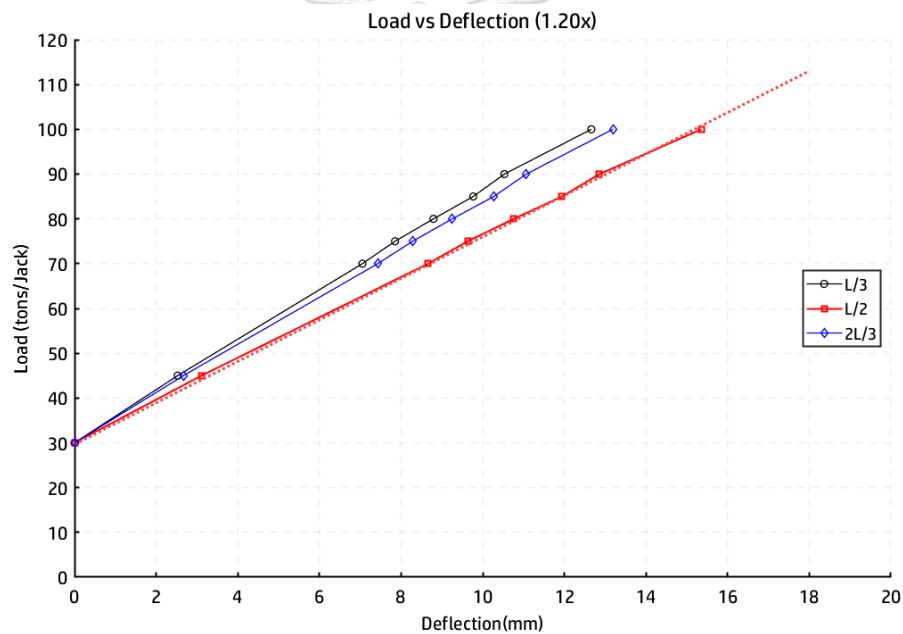
4.2.2.1 ผลการทดสอบถึงภาระกระทำ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

4.2.2.1.1 ค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างและการทรุดตัวของฐานรองรับ

ผลตอบสนองการแอ่นตัวของโครงสร้างที่ตำแหน่ง 0, L/3, L/2, 2L/3 และ L แสดงไว้ในรูปที่ 4-16 โดยสัญญาณจาก DP-1 และ DP-5 แสดงค่าการทรุดตัวที่ฐานรองรับทางด้านซ้าย (0) และทางด้านขวา (L) ตามลำดับ DP-2 และ DP-4 แสดงค่าการแอ่นตัวที่ตำแหน่ง L/3 และ 2L/3 ตามลำดับและ DP-3, DP-6 และ DP-7 แสดงค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่ง L/2 โดย DP-6 และ DP-7 ถูกติดตั้งเพิ่มเติมเพื่อให้การเก็บข้อมูลที่ตำแหน่ง L/2 สามารถบ่งบอกถึงพฤติกรรมการให้แรงที่เหมาะสม (ไม่มีการบิดตัว) ค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ฐานรองรับและค่าการแอ่นตัวสุทธิสูงสุดจากระดับการให้แรง $K=1.20$ (100 ตัน/Jack) มีค่า 0.18 mm และ 15.36 mm ตามลำดับ ค่าการแอ่นตัวสุทธิจากระดับการให้แรง Static live load (70 ตัน/Jack, K_b) มีค่าเท่ากับ 8.66 mm ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการแอ่นตัวสูงสุดของโครงสร้างที่กึ่งกลางช่วงของโครงสร้างในการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบในวงรอบที่สอง (Second cycle) แสดงไว้ในรูปที่ 4-17



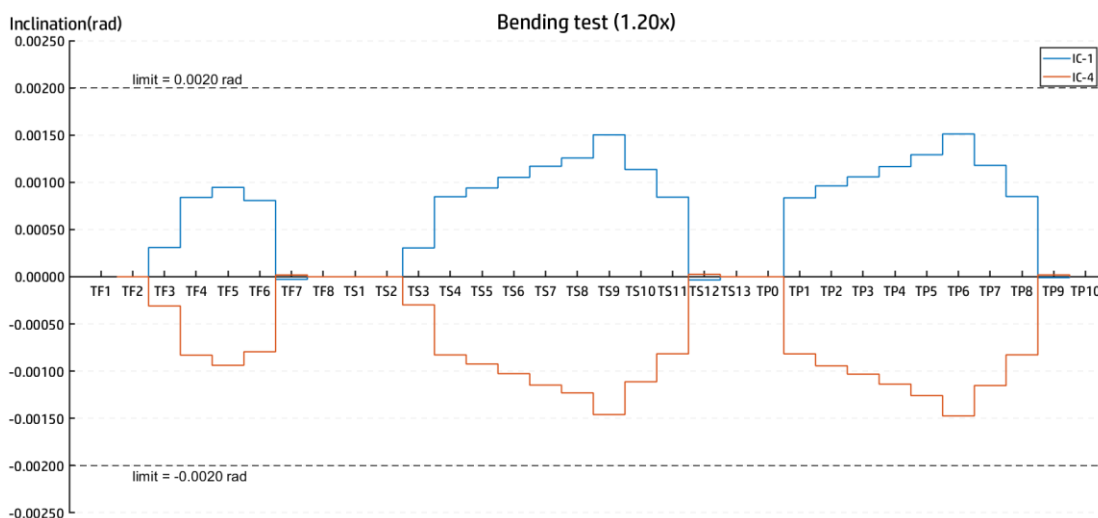
รูปที่ 4-16 ค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ



รูปที่ 4-17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการแอ่นตัว (1.20x design load, Second cycle)

4.2.2.1.2 ค่ามูมหมุนที่ฐานรองรับ

ผลตอบสนองมูมหมุนของโครงสร้างที่ตำแหน่งฐานรองรับด้านซ้าย (0, IC-1) และด้านขวา (L, IC-4) แสดงไว้ในรูปที่ 4-18 ค่ามูมหมุนจากระดับการให้แรง Static live load (70 ตัน/Jack, K_b) และค่ามูมหมุนสูงสุดมีค่า 0.00085 เรเดียน (0.0487 องศา) และ 0.00150 เรเดียน (0.0859 องศา) ตามลำดับ



รูปที่ 4-18 ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง

1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

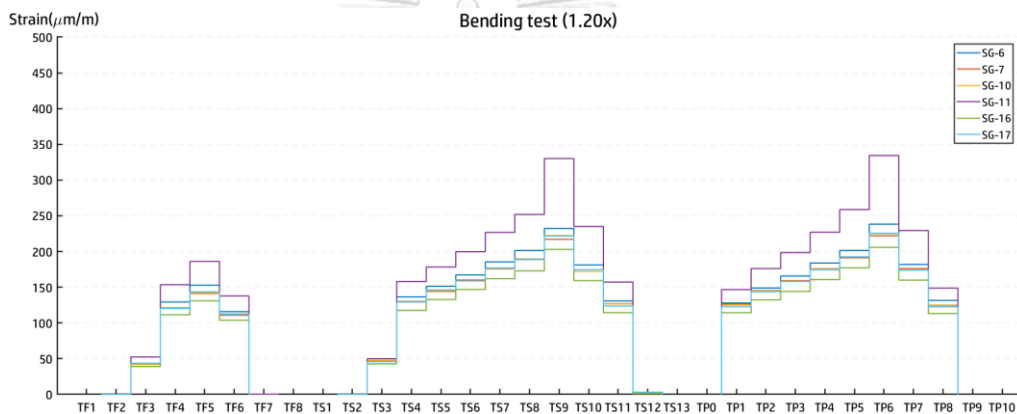
4.2.2.1.3 ค่าความเครียดและค่าความเค้น

ผลตอบสนองความเครียดตั้งตำแหน่ง $L/3$, $L/2$ และ $2L/3$ แสดงไว้ในรูปที่ 4-19 ค่าความเครียดตั้งสูงสุดที่กึ่งกลางช่วงพาดจากแรงระดับ Base level (30 ตัน/Jack, K_a), Static live load (70 ตัน/Jack, K_b), $K=1.00$ (75 ตัน/Jack), $K=1.10$ (85 ตัน/Jack) และค่าความเครียดตั้งสูงสุด(SG-11) จากระดับแรง $K=1.20$ (100 ตัน/Jack) มีค่าเท่ากับ 81.61, 239.54, 259.95, 308.32 และ 411.65 $\mu\text{m/m}$ ตามลำดับ โดยสามารถคิดเป็นค่าความเค้นตั้งได้เท่ากับ 3.34, 9.80, 10.63, 12.61 และ 16.84 MPa ตามลำดับ

ผลตอบสนองความเครียดอัดตำแหน่ง $L/3$, $L/2$ และ $2L/3$ แสดงไว้ในรูปที่ 4-20 ค่าความเครียดอัดสูงสุดที่กึ่งกลางช่วงพาดจากแรงระดับ Base level (30 ตัน/Jack, K_a), Static live load (70 ตัน/Jack, K_b), $K=1.00$ (75 ตัน/Jack), $K=1.10$ (85 ตัน/Jack) และค่าความเครียดอัดสูงสุดจากระดับแรง $K=1.20$ (100 ตัน/Jack) มีค่าเท่ากับ -10.83, -26.24, -27.38, -33.45 และ -43.74 $\mu\text{m/m}$ โดยสามารถคิดเป็นค่าความเค้นอัดได้เท่ากับ -0.44 MPa, -1.07, -1.12, -1.37 และ -1.79 MPa ตามลำดับ

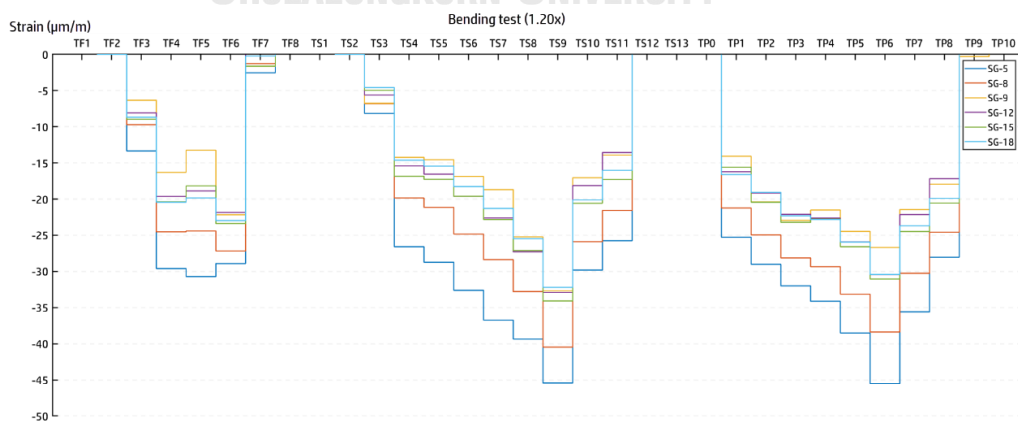
ผลตอบสนองความเค้นเฉือนจะพิจารณาความเครียดที่ตำแหน่ง 0 และ L แสดงไว้ในรูปที่ 4-21 โดยความเครียดที่ตำแหน่ง SG-19 และ SG-20 (ตำแหน่งด้านซ้ายของชิ้นส่วนย่อยชิ้นที่ 2, L) ให้ผลตอบสนองที่มากที่สุดซึ่งค่าความเครียดที่ตำแหน่ง SG-19 จากแรงระดับ Base level (30 ตัน/

Jack, K_a), Static live load (70 ตัน/Jack, K_b), $K=1.00$ (75 ตัน/Jack), $K=1.10$ (85 ตัน/Jack) และค่าความเครียดสูงสุดจากระดับแรง $K=1.20$ (100 ตัน/Jack) มีค่าเท่ากับ 14.46, 46.23, 48.68, 55.57 และ 56.26 $\mu\text{m/m}$ ตามลำดับส่วนค่าความเครียดที่ตำแหน่ง SG-20 จากแรงระดับ Base level (30 ตัน/Jack, K_a), Static live load (70 ตัน/Jack, K_b), $K=1.00$ (75 ตัน/Jack), $K=1.10$ (85 ตัน/Jack) และค่าความเครียดสูงสุดจากระดับแรง $K=1.20$ (100 ตัน/Jack) มีค่า -16.71, -40.03, -41.81, -50.40 และ -65.02 $\mu\text{m/m}$ ตามลำดับ จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด จะสามารถวิเคราะห์ค่าความเค้นเฉือนที่ให้ผลตอบสนองสูงสุดที่การให้แรงระดับ Base level (30 ตัน/Jack, K_a), Static live load (70 ตัน/Jack, K_b), $K=1.00$ (75 ตัน/Jack), $K=1.10$ (85 ตัน/Jack) และ $K=1.20$ (100 ตัน/Jack) เท่ากับ 0.81, 2.23, 2.34, 2.74 และ 3.14 ตามลำดับ



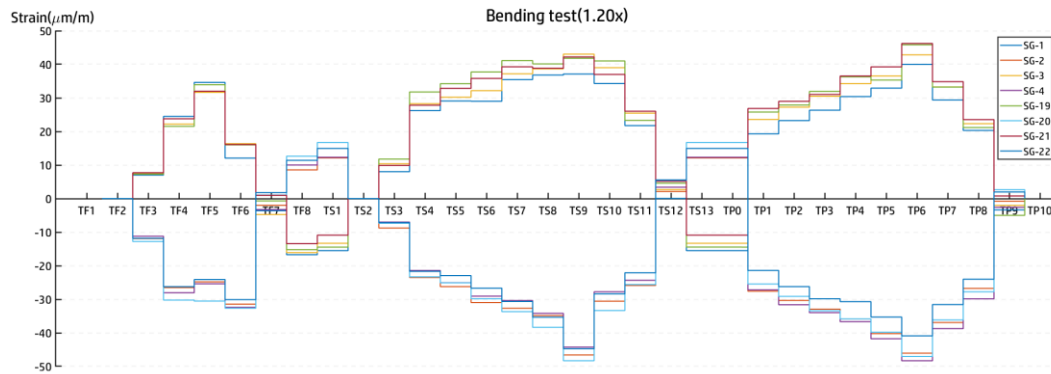
รูปที่ 4-19 ค่าความเครียดดึงจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง

1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ



รูปที่ 4-20 ค่าความเครียดอัดจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง

1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ



รูปที่ 4-21 ค่าความเค้นเฉือนจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง

1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ

จากผลการตอบสนองความเค้นจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบนั้นสามารถสรุปค่าความเค้นกรณีต่าง ๆ ได้ในตารางที่ 4-4 โดยที่ค่าความเค้นถึงความเค้นอัด และความเค้นเฉือนจากแรงจากลวดอัดแรง (PS) นั้นได้ทำการวิเคราะห์ตามรายละเอียดแสดงไว้ในบทที่ 5

ตารางที่ 4-4 ค่าความเค้นจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ

Stress Values from Bending test (1.20x DL)			
Load case	Tensile stress (MPa)	Compressive stress (MPa)	Shear stress (MPa)
Base level (K_b)	2.99	-0.41	0.81
Static live load (K_b)	8.87	-1.02	2.23
K=1.00	9.61	-1.05	2.34
K=1.10	11.24	-1.26	2.74
K=1.20	14.29	-1.75	3.14
Static live load (K_b) - Base level (K_b)	5.88	-0.61	-
K=1.00 - Base level (K_b)	6.62	-0.64	-
K=1.10 - Base level (K_b)	-	-	1.93
DL	6.62	-0.64	1.93
PS	-22.10	-3.53	-1.85
SDL=192 kN/m	6.62	-0.64	1.93
ZK live load	5.88	-0.61	1.93
DL+PS+ZK live load	-9.61	-4.77	2.01
DL+PS+SDL+ZK live load	-2.99	-5.41	3.94

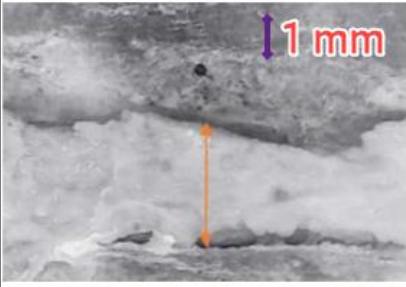
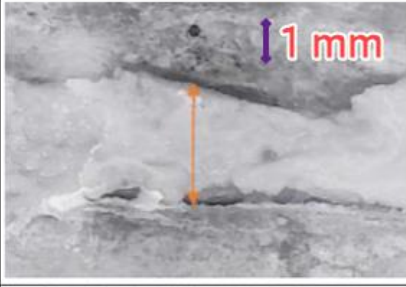


4.2.2.1.4 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในการทดสอบ

จากการตรวจสอบรอยร้าวบริเวณตำแหน่งที่มีโมเมนต์ดัดสูงสุดบริเวณกึ่งกลางช่วงในการทดสอบถึงระดับ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบทั้ง 3 วงรอบ พบว่าไม่พบรอยร้าวอันเนื่องมาจากแรงกระทำจากการทดสอบใด ๆ เพื่อยืนยันถึงความถูกต้องในการตรวจสอบรอยร้าวจึงพิจารณาสังเกตการณ์ที่บริเวณรอยต่อของชิ้นส่วนย่อยที่ 6 และชิ้นส่วนย่อยที่ 7 โดยใช้กล้อง

กำลังขยาย 10 เท่าในการตรวจสอบและทำการวิเคราะห์ระยะห่างของตำแหน่งอ้างอิง 2 จุดพบว่าที่ตำแหน่งอ้างอิงนั้นมีระยะห่างระหว่างจุดอ้างอิง 2 จุดเท่าเดิมทุกระดับการให้แรง (2.625 mm) ตลอดทั้งการทดสอบดังแสดงในตารางที่ 4-5

ตารางที่ 4-5 ระยะห่างระหว่างจุดอ้างอิงในการทดสอบถึงระดับ

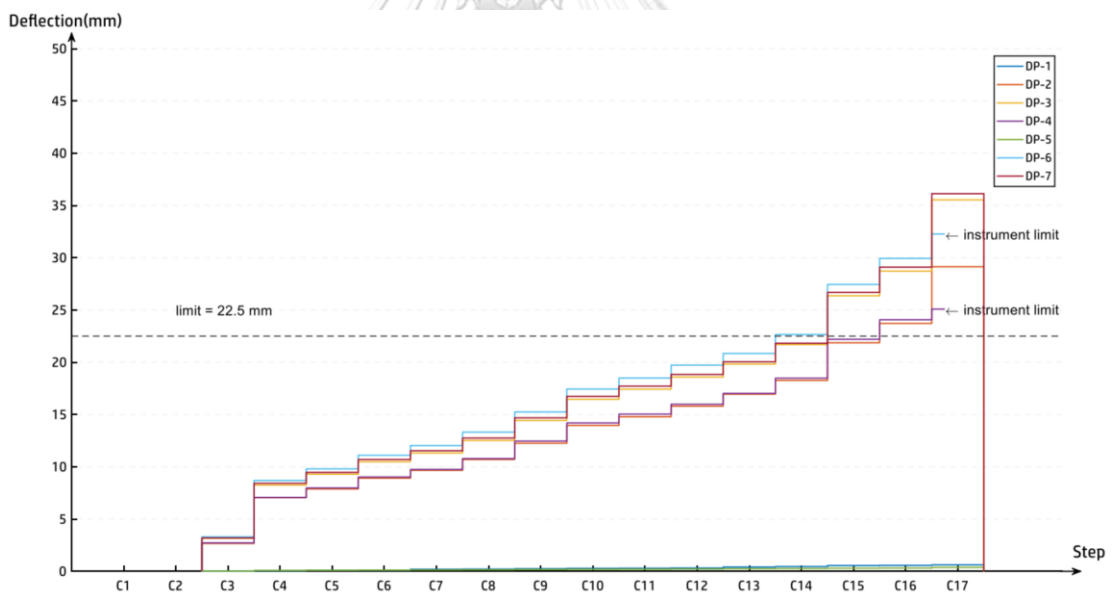
1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

Joint Width Monitoring			
Load Cycle	Load Step	Joint width between 2 reference points (mm)	Reference
First cycle	Initial state	2.625	
First cycle	TF5 (75 tons)	2.625	
Second cycle	TS9 (100 tons)	2.625	
Proof load test	TP6 (100 tons)	2.625	

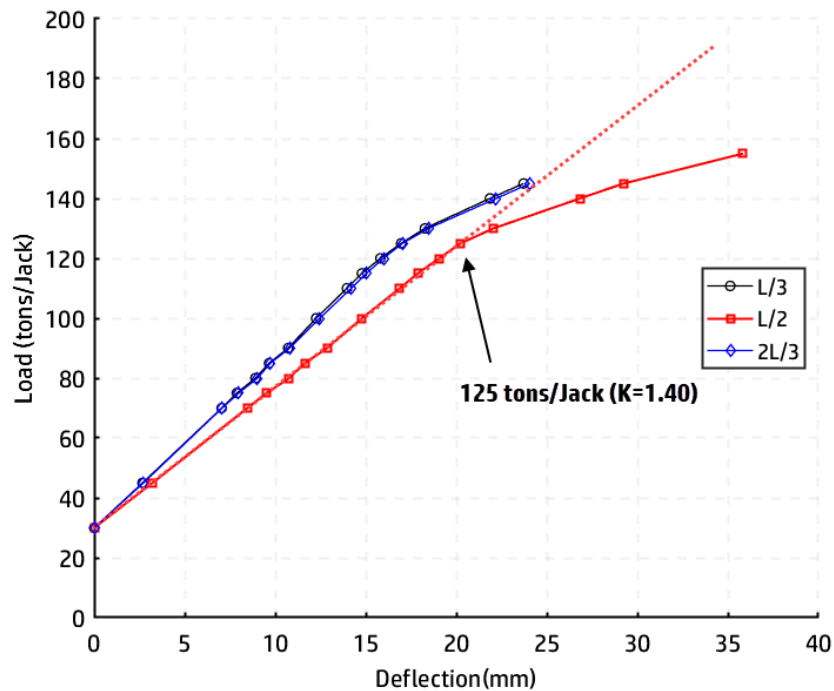
4.2.2.2 ผลการทดสอบถึงภาระกระทำ 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ

4.2.2.2.1 ค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างและการทรุดตัวของฐานรองรับ

ผลตอบสนองการแอ่นตัวของโครงสร้างที่ตำแหน่ง 0, L/3, L/2, 2L/3 และ L แสดงไว้ในรูปที่ 4-22 โดยสัญญาณจาก DP-1 และ DP-5 แสดงค่าการทรุดตัวของฐานรองรับทางด้านซ้าย (0) และทางด้านขวา (L) ตามลำดับ DP-2 และ DP-4 แสดงค่าการแอ่นตัวที่ตำแหน่ง L/3 และ 2L/3 ตามลำดับ และ DP-3, DP-6, DP-7 แสดงค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่ง L/2 โดยค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ฐานรองรับและค่าการแอ่นตัวสุทธิสูงสุดจากระดับการให้แรง $K=1.60$ (155 ตัน/Jack) มีค่า 0.62 mm และ 35.84 mm ตามลำดับ โดยภาระกระทำสูงสุดที่ยังคงผ่านเกณฑ์การทดสอบด้านการแอ่นตัวของโครงสร้างอยู่ที่ระดับการให้แรง $K=1.45$ (130 tons/Jack) ซึ่งมีผลการแอ่นตัวกึ่งกลางช่วง 22.05 mm ความสัมพันธ์ระหว่างแรงจากแม่แรงไฮดรอลิกและการแอ่นตัวสูงสุดของโครงสร้างที่กึ่งกลางช่วงพบในการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.60 เท่าของแสดงไว้ในรูปที่ 4-23 โดยมีขีดจำกัดเส้นตรงอยู่ระหว่างการให้แรงที่ระดับ $K=1.40$ และ $K=1.45$



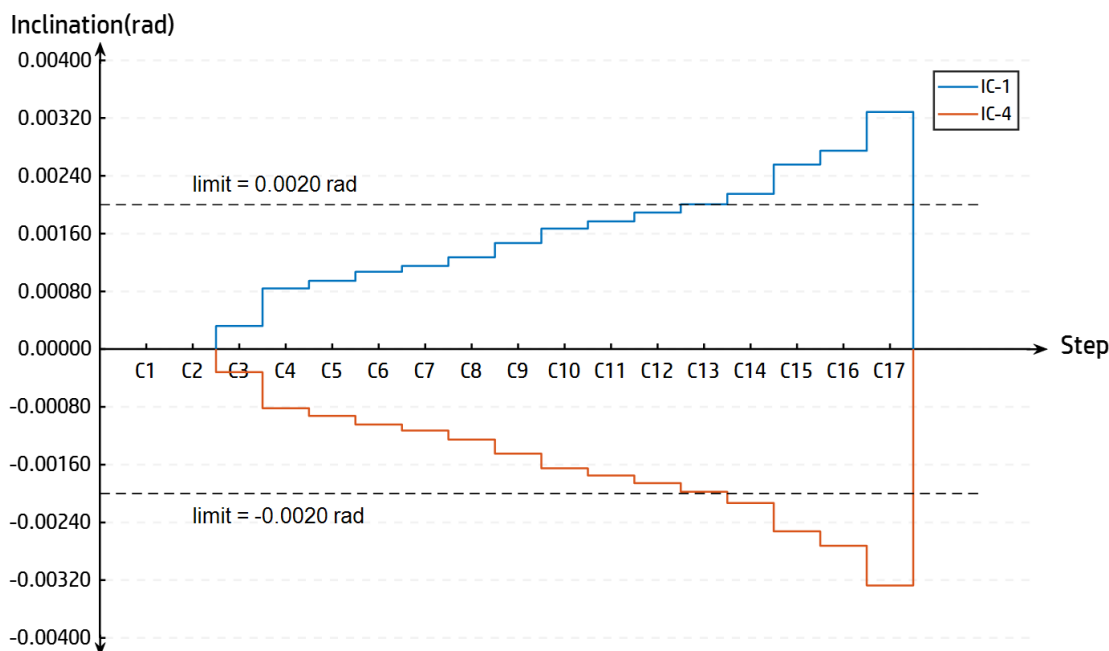
รูปที่ 4-22 ค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ



รูปที่ 4-23 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการแอ่นตัว (1.60x design load)

4.2.2.2.2 ค่ามูมหมุนที่ฐานรองรับ

ผลตอบสนองมูมหมุนของโครงสร้างที่ตำแหน่งฐานรองรับด้านซ้าย (0, IC-1) และด้านขวา (L, IC-4) แสดงไว้ในรูปที่ 4-24 ค่ามูมหมุนจากระดับการให้แรง Static live load (70 ตัน/Jack, K_b) และค่ามูมหมุนสูงสุด ($K=1.60$) มีค่า 0.00084 เรเดียน (0.0481 องศา) และ 0.00328 เรเดียน (0.1879 องศา) ตามลำดับ โดยภาระกระทำสูงที่สุดที่ยังคงผ่านเกณฑ์การทดสอบด้านมูมหมุนที่ฐานรองรับอยู่ที่ระดับการให้แรง $K=1.40$ (125 tons/Jack) ซึ่งมีผลตอบสนอง 0.00200 เรเดียน (0.1146 องศา)



รูปที่ 4-24 ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง

1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

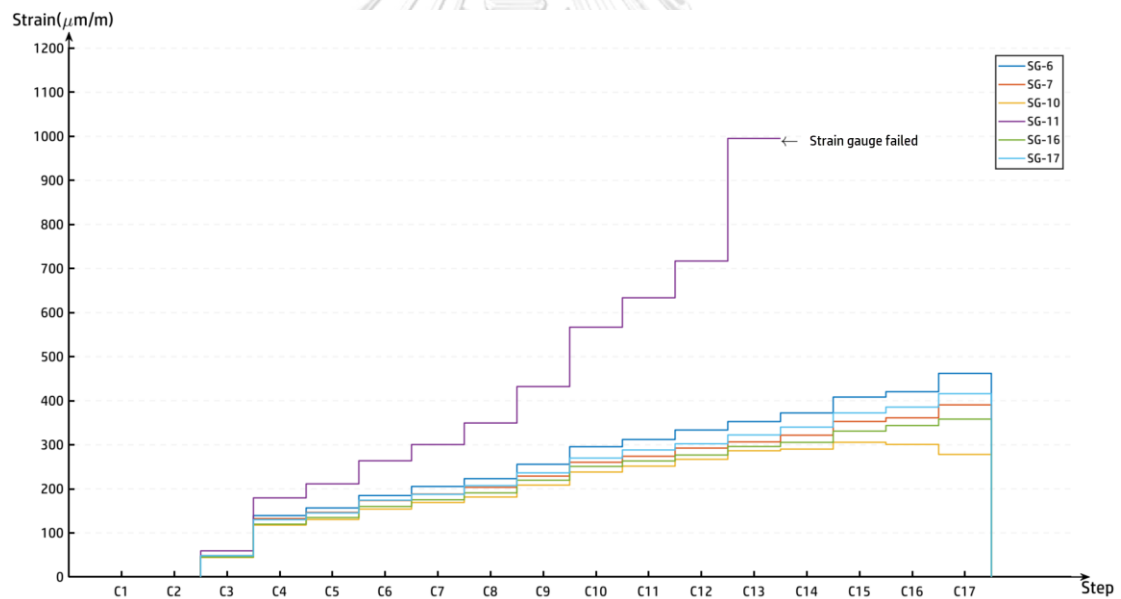
4.2.2.2.3 ค่าความเครียดและค่าความเค้น

ผลตอบสนองความเครียดดึงตำแหน่ง L/3, L/2 และ 2L/3 แสดงไว้ในรูปที่ 4-25 โดยที่ตำแหน่งกึ่งกลางช่วงนั้นเกจวัดความเครียด SG-11 สามารถตรวจวัดได้เพียงถึงระดับการให้แรง $K=1.35$ (120 tons/Jack) เนื่องจากตัวโครงสร้างทางวิ่งยกระดับมีความเครียดที่สูงขึ้นมากในระดับการให้แรง $K=1.40$ (125 tons/Jack) จึงทำให้เกจวัดความเครียดเกิดความเสียหายขึ้นอย่างไรก็ตามเกจวัดความเครียด SG-10 นั้นให้ผลการทดสอบที่ต่างออกไปโดยเกจวัดความเครียด SG-10 นั้นสามารถวัดผลตอบสนองได้ตลอดการทดสอบแต่ผลการตอบสนองที่ตรวจวัดได้นั้นมีค่าน้อยกว่าผลตอบสนองทั้งที่ตำแหน่ง L/3 และ 2L/3 จากเกจวัดความเครียด SG-6, SG-7, SG-16 และ SG-17 โดยมีผลต่างของผลการตอบสนองความเครียดระหว่างระดับแรง $K=1.35$ และ Base level (K_0) เท่ากับ $800.99 \mu\text{m/m}$ คิดเป็นความเค้นดึง 32.76 MPa ซึ่งเป็นความเค้นที่สูงที่สุดที่สามารถวัดได้ก่อนเกจวัดความเครียด SG-11 ชำรุด

ผลตอบสนองความเครียดอัดตำแหน่ง L/3, L/2 และ 2L/3 แสดงไว้ในรูปที่ 4-26 จากผลตอบสนองความเครียดอัดนั้น แสดงถึงค่าความเครียดอัดที่เกิดขึ้นในโครงสร้างทางวิ่งยกระดับมี

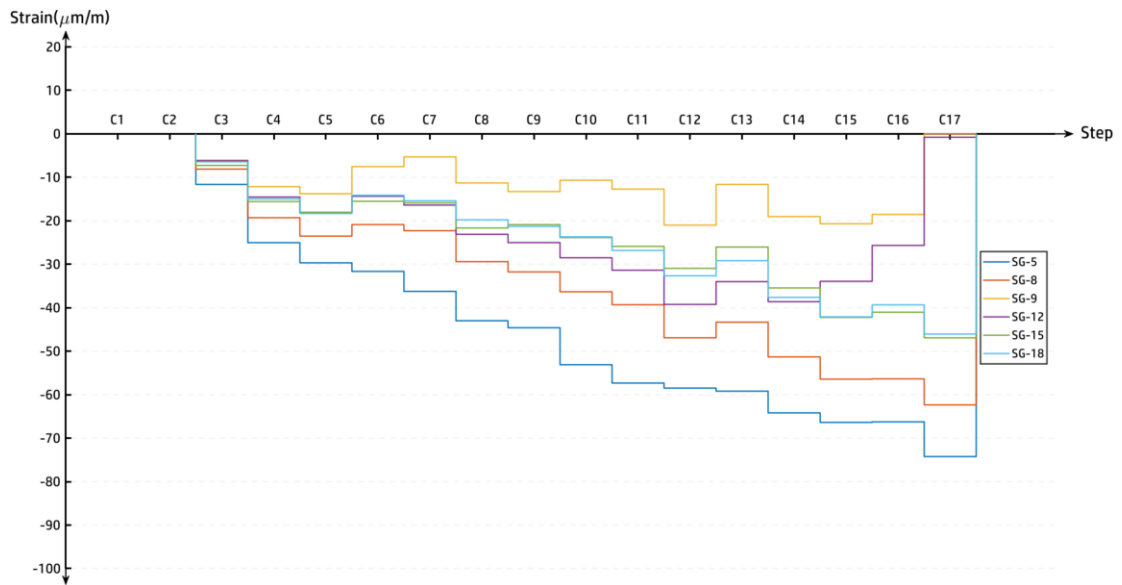
ค่าสูงสุดที่ตำแหน่ง 2L/3 (SG-5) ซึ่งมีผลต่างของผลตอบสนองความเครียดระหว่างระดับแรง $K=1.60$ และ Base level (K_a) เท่ากับ $-77.2 \mu\text{m/m}$ คิดเป็นความเค้นอัด -3.21 MPa

ผลตอบสนองความเค้นเฉือนจะพิจารณาความเครียดที่ตำแหน่ง 0 และ L แสดงไว้ในรูปที่ 4-27 พบว่าความเครียดที่ตำแหน่ง SG-19 และ SG-20 (ตำแหน่งด้านซ้ายของชิ้นส่วนย่อยชิ้นที่ 12, L) ให้ผลตอบสนองที่มากที่สุด โดยค่าความเครียด SG-19 จากผลต่างระหว่างแรงระดับ Base level (30 ตัน/Jack, K_a) และ $K=1.60$ (155 ตัน/Jack) มีค่า $90.22 \mu\text{m/m}$ โดยค่าความเครียด SG-20 จากผลต่างระหว่างแรงระดับ Base level (30 ตัน/Jack, K_a) และระดับแรง $K=1.60$ (155 ตัน/Jack) มีค่า $-90.97 \mu\text{m/m}$ จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจะสามารถวิเคราะห์หาค่าความเค้นเฉือนที่ให้ผลตอบสนองสูงสุดจากแรงระดับ $K=1.60$ (155 ตัน/Jack) ได้เท่ากับ 4.69 MPa



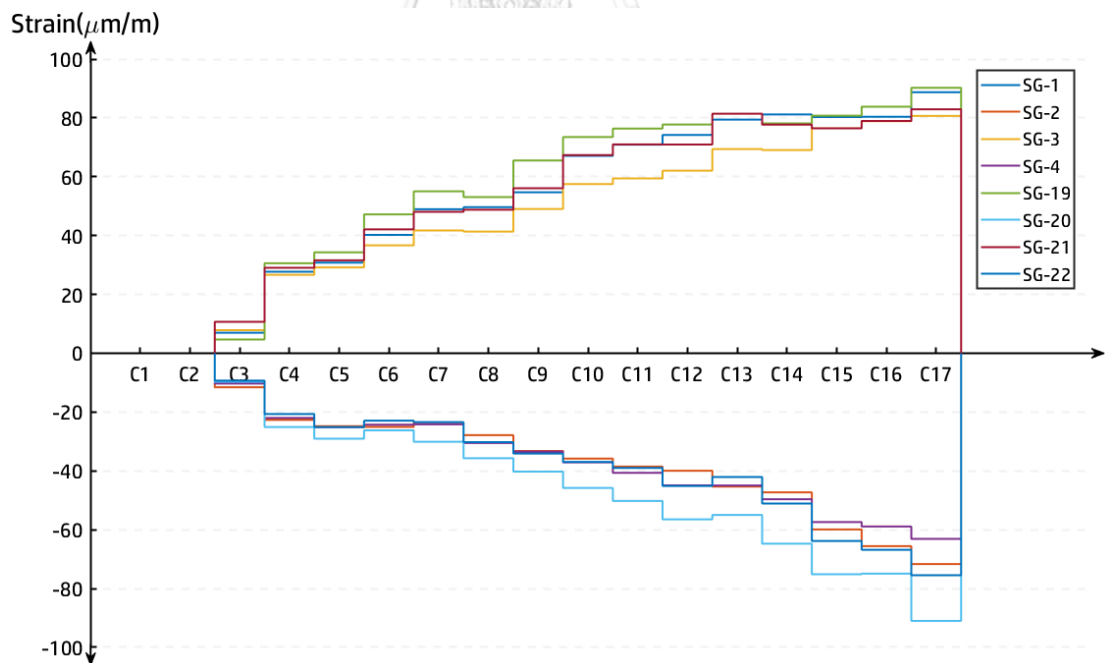
รูปที่ 4-25 ค่าความเครียดดึงจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง

1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ



รูปที่ 4-26 ค่าความเครียดอัดจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง

1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ



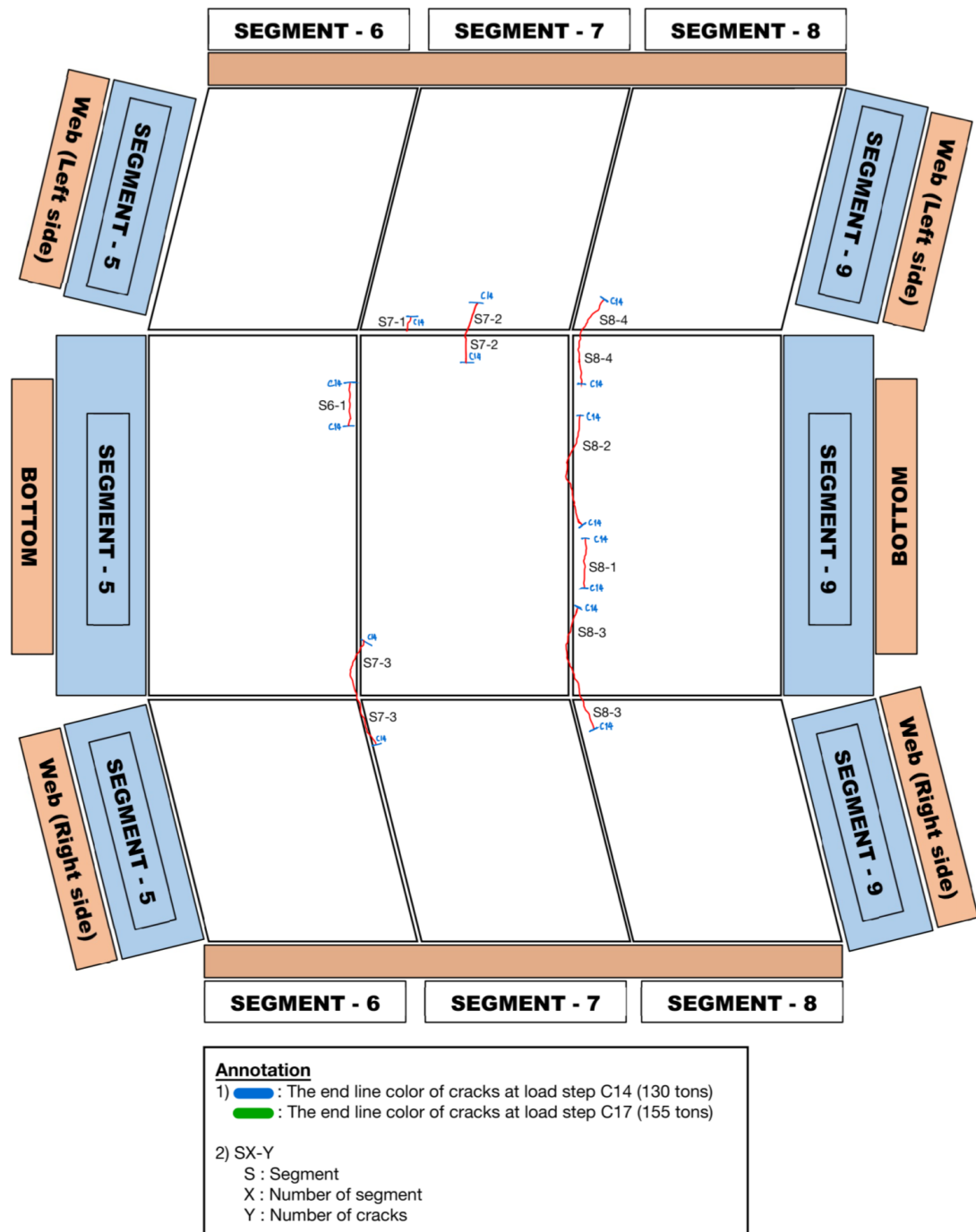
รูปที่ 4-27 ค่าความเครียดเฉือนจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง

1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

4.2.2.2.4 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในการทดสอบ

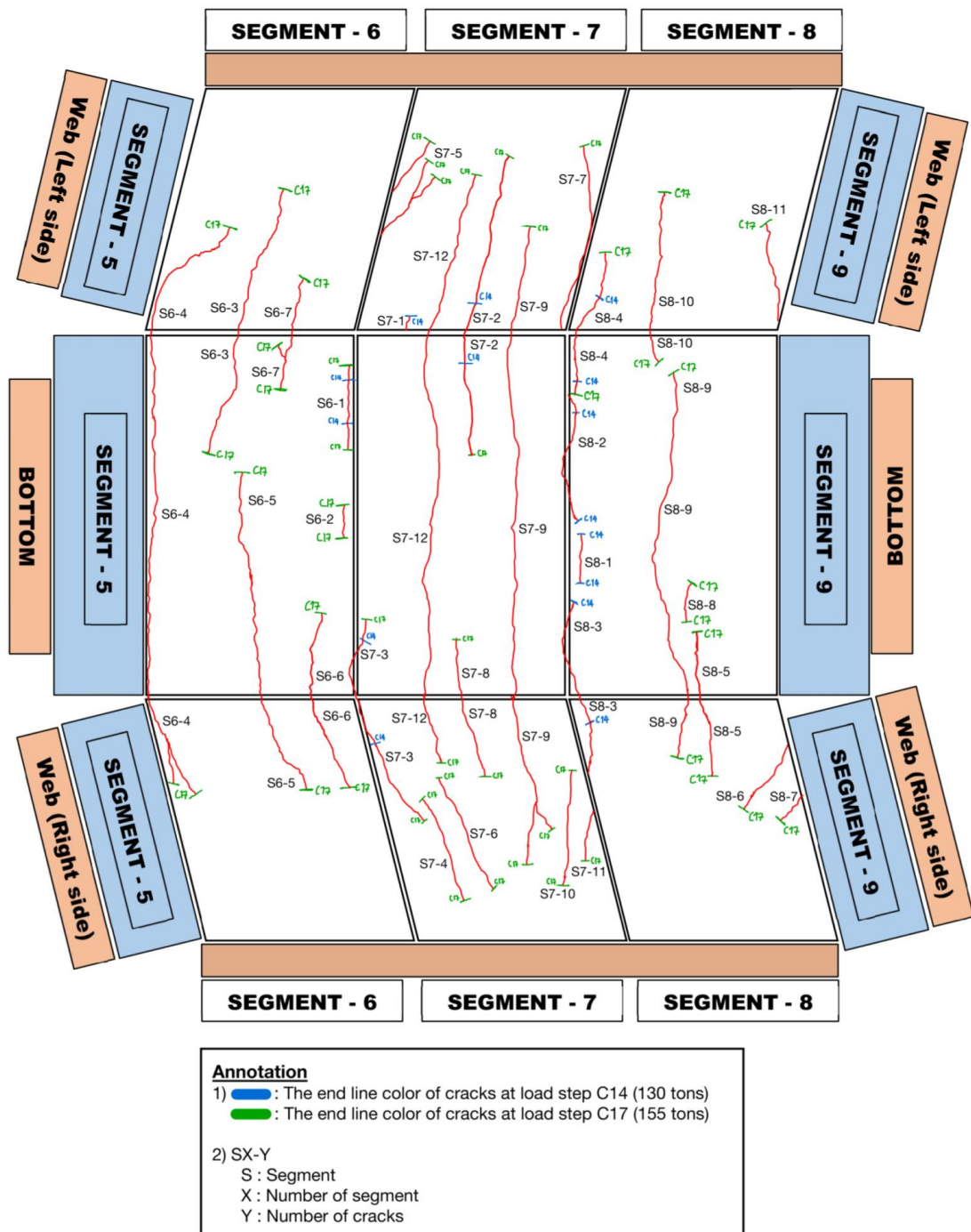
จากการตรวจสอบรอยร้าวบริเวณตำแหน่งที่มีโมเมนต์ดัดสูงบริเวณ $L/3$ ถึง $2L/3$ (ชิ้นส่วนย่อยที่ 5 ถึง 9) พบว่าที่ระดับการให้แรง $K=1.45$ (130 tons/Jack) โครงสร้างเริ่มมีรอยร้าวปรากฏให้เห็นดังแสดงในรูปที่ 4-28 สอดคล้องกับพฤติกรรมการแอ่นตัวของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ ซึ่งเริ่มมีพฤติกรรมโครงสร้างไม่เป็นเส้นตรง (Non-linear deflection) ในระดับการให้แรงดังกล่าว รอยร้าวที่ปรากฏขึ้นนั้นได้พัฒนาต่อไปจนถึงระดับการให้แรงสูงสุด $K=1.60$ (155 tons/Jack) ดังแสดงในรูปที่ 4-29 ซึ่งรอยร้าวที่มีความกว้าง (Width) สูงสุดนั้นมีความกว้าง 0.166 mm ดังแสดงในตารางที่ 4-6

การตรวจสอบการพัฒนาของรอยร้าวนี้ไม่สามารถตรวจสอบได้โดยง่ายเนื่องจากเหตุผลด้านความปลอดภัยของทีมงานสำรวจ ดังนั้นจึงได้พิจารณาสังเกตรอยต่อของชิ้นส่วนย่อยที่ 6 และชิ้นส่วนย่อยที่ 7 โดยใช้กล้องกำลังขยาย 10 เท่าในการตรวจสอบและทำการวิเคราะห์ระยะห่างของตำแหน่งอ้างอิง 2 จุดโดยจะเก็บข้อมูลที่ระดับการให้แรง $K=1.00$, $K=1.20$, $K=1.45$ และ $K=1.60$ ตามลำดับโดยจากการสำรวจรอยต่อพบว่าตำแหน่งจุดอ้างอิง 2 จุดนั้นเริ่มมีระยะห่างมากขึ้นตั้งแต่ระดับแรง $K=1.45$ (130 tons/Jack) โดยจุดอ้างอิง 2 จุดนั้นมีระยะห่างเพิ่มขึ้น 0.625 mm จาก 3.700 mm เป็น 4.325 mm ที่ระดับแรงสูงสุด $K=1.60$ (1.55 tons/Jack) ดังแสดงในตารางที่ 4-7



รูปที่ 4-28 แผนภาพรอยร้าวจากการสำรวจรอยร้าวในระดับการให้แรง C14 ($K=1.45$) ในการทดสอบ

ถึงระดับการให้แรง 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

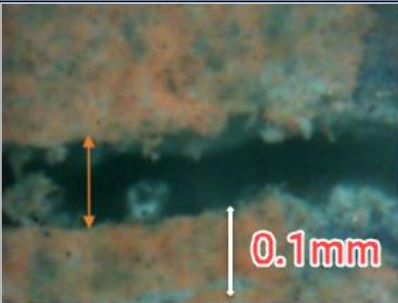





รูปที่ 4-29 แผนภาพรอยร้าวจากการสำรวจรอยร้าวในระดับการให้แรง C17 ($K=1.60$) ในการทดสอบ

ถึงระดับการให้แรง 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ

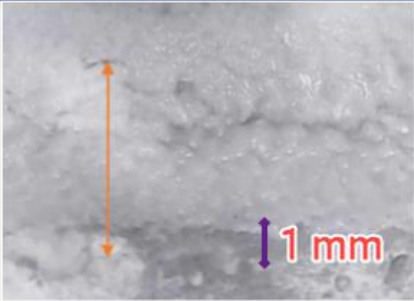
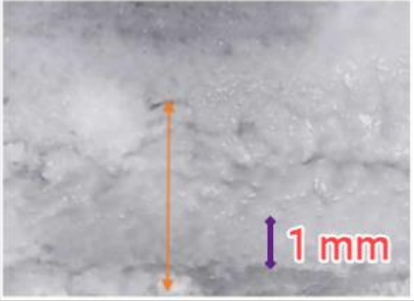
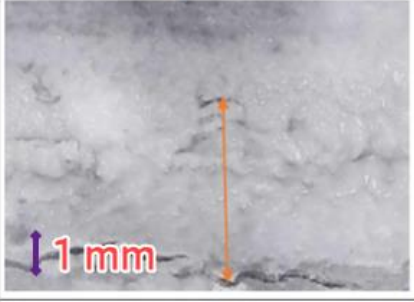
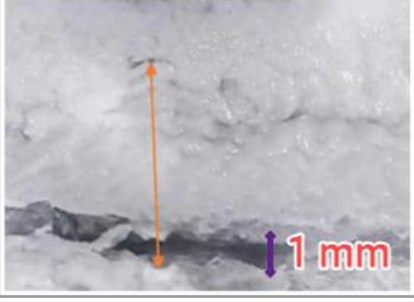
ตารางที่ 4-6 ตารางสรุปรอยร้าวสำคัญที่เกิดขึ้นในการทดสอบถึงระดับ 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุก

ออกแบบ

Joint Width Monitoring				
Location	Crack No.	Crack Width (mm)	Length (m)	Referecnce
Segment 7	6	0.138	1.12	
Segment 7	7	0.166	1.44	
Segment 7	8	0.094	0.70	
Segment 7	9	0.083	7.01	

ตารางที่ 4-7 ระยะห่างระหว่างจุดอ้างอิงในการทดสอบถึงระดับ 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุก

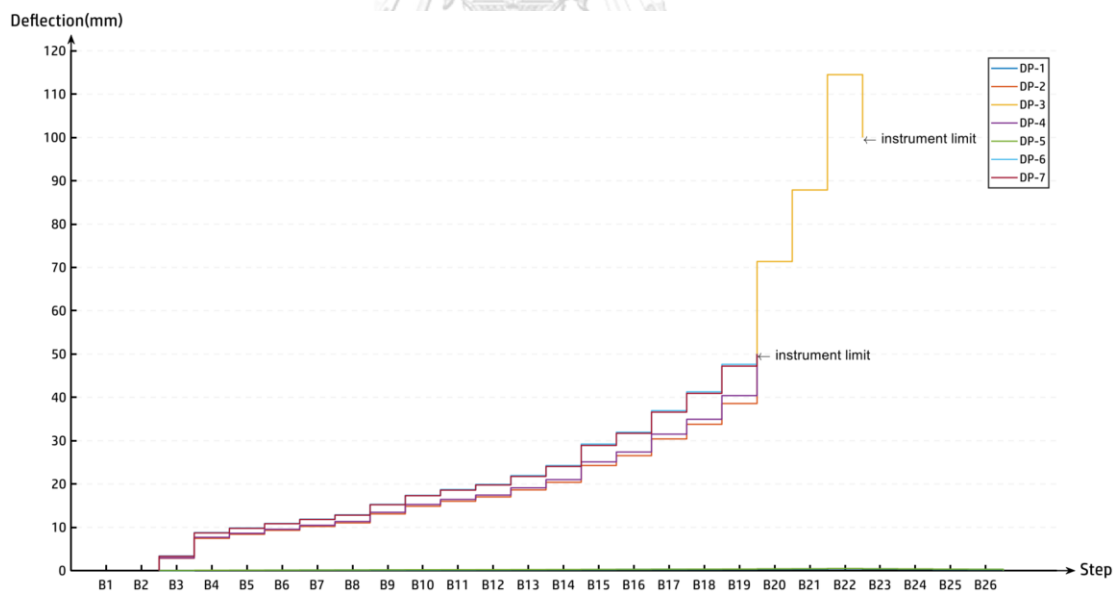
ออกแบบ

Joint Width Monitoring			
Load Cycle	Load Step	Joint width between 2 reference points (mm)	Reference
Cracking Resistance Test	K=1.00 C5 (75 tons/Jack)	3.700	 A photograph showing a crack in concrete. An orange vertical double-headed arrow indicates the crack width. A purple vertical double-headed arrow to the right indicates a 1 mm reference scale.
Cracking Resistance Test	K=1.20 C9 (100 tons/Jack)	3.700	 A photograph showing a crack in concrete. An orange vertical double-headed arrow indicates the crack width. A purple vertical double-headed arrow to the right indicates a 1 mm reference scale.
Cracking Resistance Test	K=1.45 C14 (130 tons/Jack)	3.888	 A photograph showing a crack in concrete. An orange vertical double-headed arrow indicates the crack width. A purple vertical double-headed arrow to the left indicates a 1 mm reference scale.
Cracking Resistance Test	K=1.60 C17 (155 tons/Jack)	4.325	 A photograph showing a crack in concrete. An orange vertical double-headed arrow indicates the crack width. A purple vertical double-headed arrow to the right indicates a 1 mm reference scale.

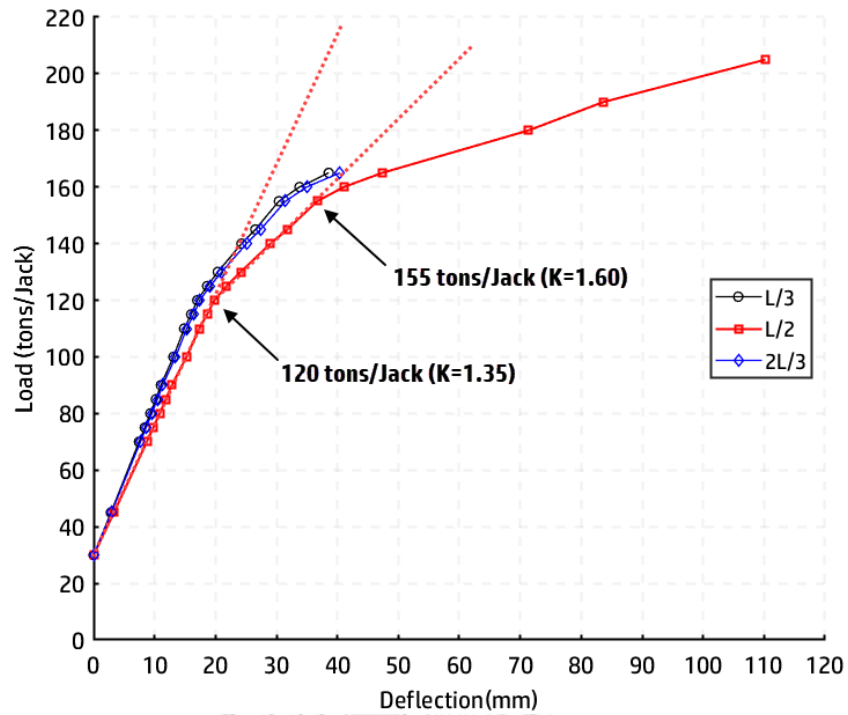
4.2.2.3 ผลการทดสอบถึงภาระกระทำ 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ

4.2.2.3.1 ค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างและการทรุดตัวของฐานรองรับ

ผลตอบสนองการแอ่นตัวของโครงสร้างที่ตำแหน่ง 0, L/3, L/2, 2L/3 และ L แสดงไว้ในรูปที่ 4-30 โดยสัญญาณจาก DP-1 และ DP-5 แสดงค่าการทรุดตัวของฐานรองรับทางด้านซ้าย (0) และทางด้านขวา (L) ตามลำดับ DP-2 และ DP-4 แสดงค่าการแอ่นตัวที่ตำแหน่ง L/3 และ 2L/3 ตามลำดับและ DP-3, DP-6, DP-7 แสดงค่าการทรุดตัวที่ตำแหน่ง L/2 โดยค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ฐานรองรับและค่าการแอ่นตัวสุทธิสูงสุดจากระดับการให้แรง $K=2.00$ (205 ตัน/Jack) มีค่า 0.62 mm และ 110.21 mm ตามลำดับ โดยภาระกระทำสูงสุดที่ยังคงผ่านเกณฑ์การทดสอบด้านการแอ่นตัวของโครงสร้างอยู่ที่ระดับการให้แรง $K=1.40$ (125 tons/Jack) ซึ่งมีผลการแอ่นตัวกึ่งกลางช่วง 21.82 mm ความสัมพันธ์ระหว่างแรงจากแม่แรงไฮดรอลิกและการแอ่นตัวสูงสุดของโครงสร้างที่กึ่งกลางช่วงพบในการทดสอบถึงระดับการให้แรง 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ แสดงไว้ในรูปที่ 4-31 โดยมีขีดจำกัดเส้นตรงแรกอยู่ระหว่างการให้แรงที่ระดับ $K=1.35$ และ $K=1.40$ และมีขีดจำกัดเส้นตรงที่สองอยู่ระหว่างการให้แรงที่ระดับ $K=1.60$ และ $K=1.65$



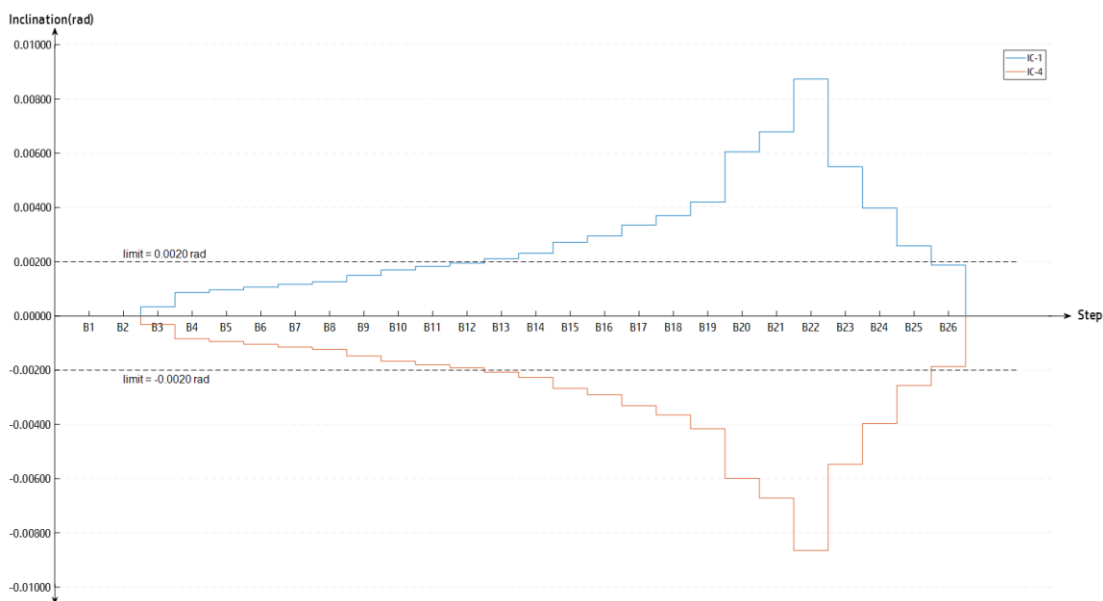
รูปที่ 4-30 ค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ



รูปที่ 4-31 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการแอ่นตัว (2.00x design load)

4.2.2.3.2 ค่ามูมหมุนที่ฐานรองรับ

ผลตอบสนองมูมหมุนของโครงสร้างที่ตำแหน่งฐานรองรับด้านซ้าย (0, IC-1) และด้านขวา (L, IC-4) แสดงไว้ในรูปที่ 4-32 ค่ามูมหมุนจากระดับการให้แรง Static live load (70 ตัน/Jack, K_b) และค่ามูมหมุนสูงสุด ($K=2.00$) มีค่า 0.00086 เรเดียน (0.0493 องศา) และ 0.00873 เรเดียน (0.5002 องศา) ตามลำดับ โดยภาระกระทำสูงที่สุดที่ยังคงผ่านเกณฑ์การทดสอบด้านมูมหมุนที่ฐานรองรับอยู่ที่ระดับการให้แรง $K=1.35$ (120 tons/Jack) ซึ่งมีผลตอบสนอง 0.00194 เรเดียน (0.1112 องศา)



รูปที่ 4-32 ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง

2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

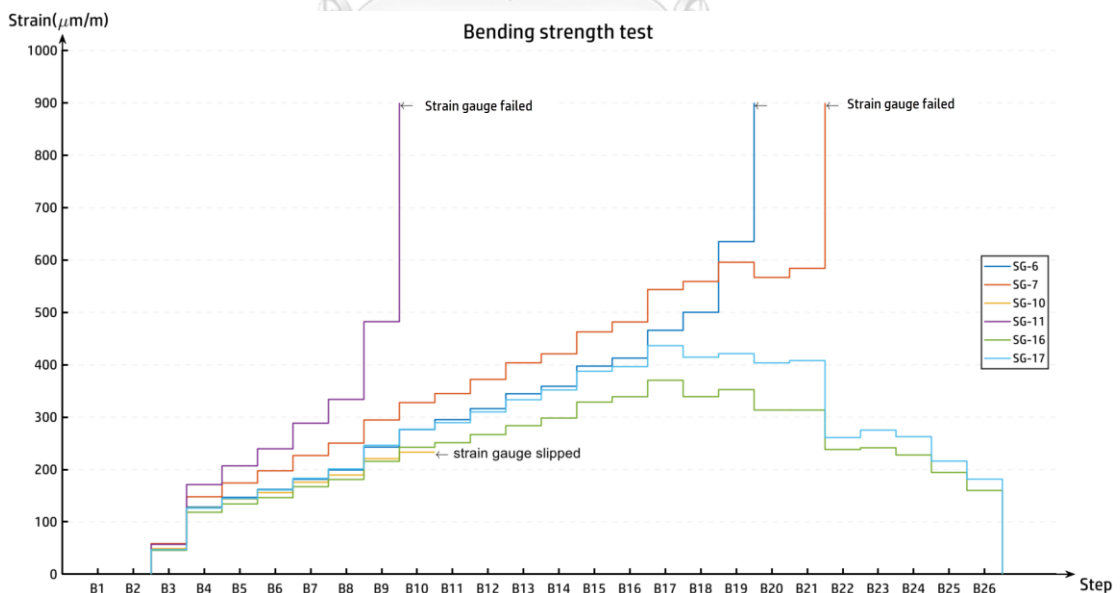
4.2.2.3.3 ค่าความเครียดและค่าความเค้น

ผลตอบสนองความเครียดดึงตำแหน่ง L/3, L/2 และ 2L/3 แสดงไว้ในรูปที่ 4-33 เนื่องจากโครงสร้างทางวิ่งยกระดับนั้นมีความเสียหายจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ ดังนั้นผลตอบสนองจากตำแหน่ง L/2 (SG-11) จึงสามารถวัดผลตอบสนองได้เพียงถึงระดับการให้แรง $K=1.20$ (100 tons/Jack) ซึ่งสามารถวัดผลตอบสนองเทียบกับระดับการให้แรงที่ Base level (K_a) ได้เท่ากับ $561.20 \mu\text{m/m}$ (22.95 MPa) ก่อนที่गेจวัดความเครียดจะเกิดความเสียหายขึ้นผลตอบสนองจากตำแหน่ง L/3 (SG-6 และ SG-7) สามารถวัดผลตอบสนองได้ถึงระดับการให้แรง $K=1.70$ (165 tons/Jack) และผลตอบสนองจากตำแหน่ง 2L/3 (SG-16 และ SG-17) สามารถวัดผลได้ตลอดการทดสอบ แต่ผลการตอบสนองสูงสุดนั้นสามารถวัดได้ที่ระดับการให้แรง $K=1.60$ (155 tons/Jack) ก่อนที่ผลตอบสนองความเครียดดึงนั้นจะลดลงแม้ว่าจะเพิ่มระดับแรงกระทำขึ้นจนถึงระดับการให้แรงสูงสุดที่ระดับ $K=2.00$ (205 tons/Jack)

ผลตอบสนองความเครียดอัดตำแหน่ง L/3, L/2 และ 2L/3 แสดงไว้ในรูปที่ 4-34 จากผลการทดสอบค่าความเครียดอัดในโครงสร้างพบว่าที่ตำแหน่งกึ่งกลางช่วงผลการตอบสนองจากगेจวัดความเครียด SG-9 ที่ระดับการให้แรงไม่เกิน $K=1.40$ (125 tons/Jack) ให้ผลตอบสนองความเครียดอัดสูงที่สุดในการทดสอบเท่ากับ $-55.36 \mu\text{m/m}$ (-2.26 MPa) เมื่อเทียบกับระดับการให้แรง Base

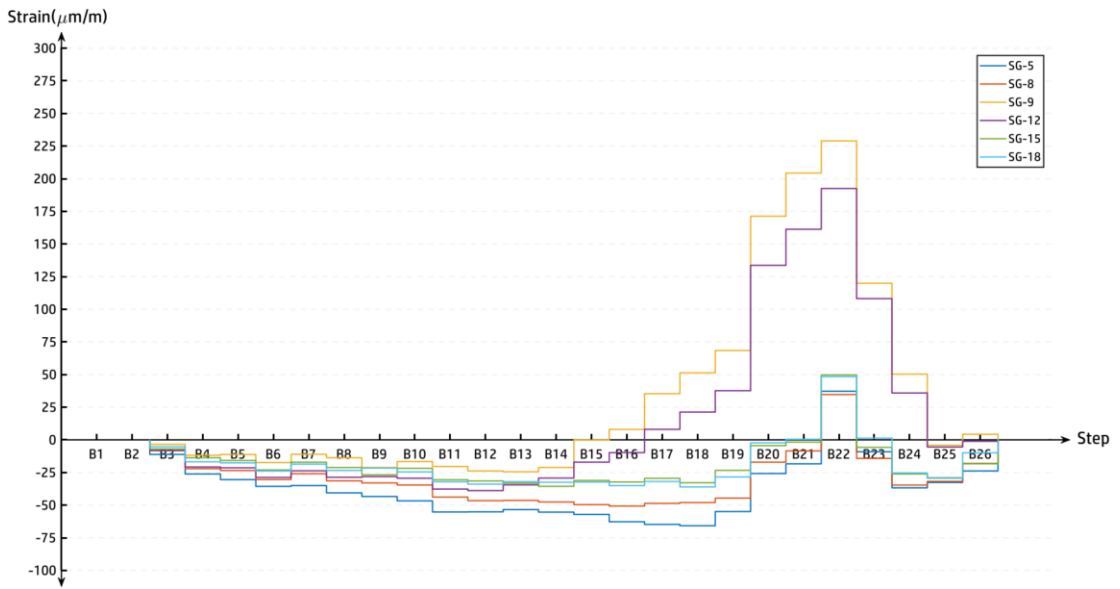
level (K_a) หลังจากระดับการให้แรง $K=1.40$ นั้นผลตอบสนองความเครียดอัดที่วัดได้มีค่าลดลงจนเมื่อถึงระดับการให้แรง $K=1.50$ (140 tons/Jack) ตัวตรวจจับความเครียด SG-9 (L/2) ให้ผลการตอบสนองเป็นปกติ ($0 \mu\text{m/m}$, Neutral) โดยผลตอบสนองจากทุกเกจวัดความเครียดนั้นสามารถวัดผลตอบสนองเป็นความเครียดดึงได้เพิ่มมากขึ้น จากผลการทดสอบที่ระดับการให้แรงสูงสุด $K=2.00$ (205 tons/Jack) ตัวตรวจจับความเครียด SG-9 (L/2) สามารถวัดความเครียดดึงได้สูงสุด $228.98 \mu\text{m/m}$ (9.36 MPa)

ผลตอบสนองความเค้นเฉือนจะพิจารณาความเครียดที่ตำแหน่ง 0 และ L แสดงไว้ในรูปที่ 4-35 โดยความเครียดที่ตำแหน่ง SG-19 และ SG-20 (ตำแหน่งด้านซ้ายของชิ้นส่วนย่อยชิ้นที่ 12, L) ให้ผลตอบสนองที่มากที่สุดที่ระดับการให้แรง $K=1.80$ (180 tons/Jack) โดยผลตอบสนองที่ระดับการให้แรง $K=2.00$ (205 tons/Jack) นั้นให้ผลตอบสนองที่น้อยกว่าซึ่งค่าความเครียด SG-19 จากผลต่างระหว่างแรงระดับ Base level (30 ตัน/Jack, K_a) และ $K=1.80$ (180 ตัน/Jack) มีค่า $112.39 \mu\text{m/m}$ ค่าความเครียด SG-20 จากผลต่างระหว่างแรงระดับ Base level (30 ตัน/Jack, K_a) และระดับแรง $K=1.80$ (180 ตัน/Jack) มีค่า $-100.38 \mu\text{m/m}$ จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจะสามารถวิเคราะห์หาค่าความเค้นเฉือนที่ให้ผลตอบสนองสูงสุดจากแรงระดับ $K=1.80$ (180 ตัน/Jack) ได้เท่ากับ 5.51 MPa



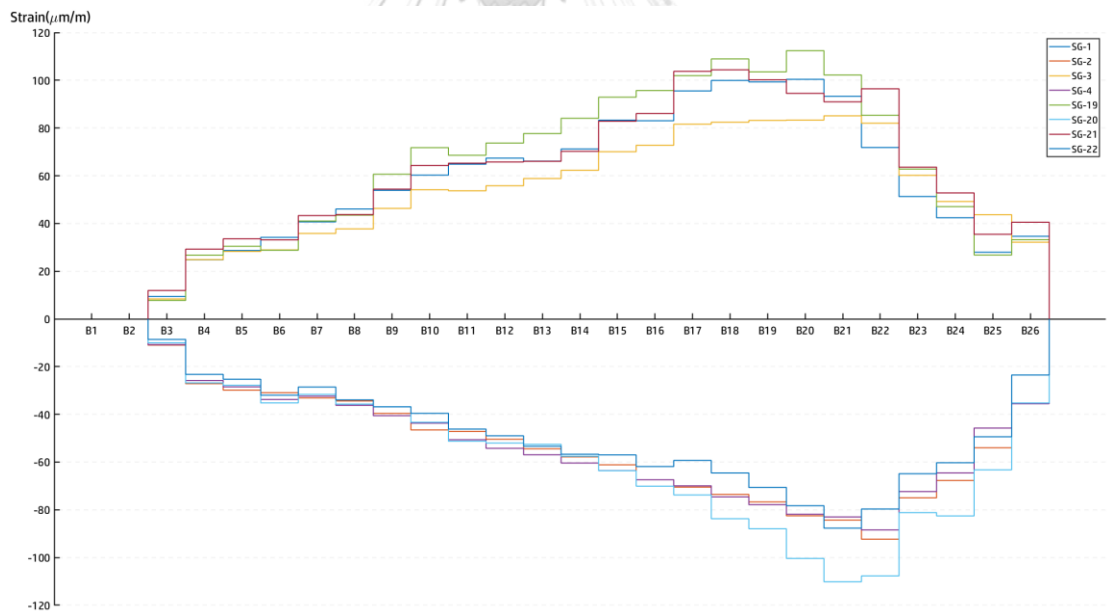
รูปที่ 4-33 ค่าความเครียดดึงจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง

2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ



รูปที่ 4-34 ค่าความเครียดอัดจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง

2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ



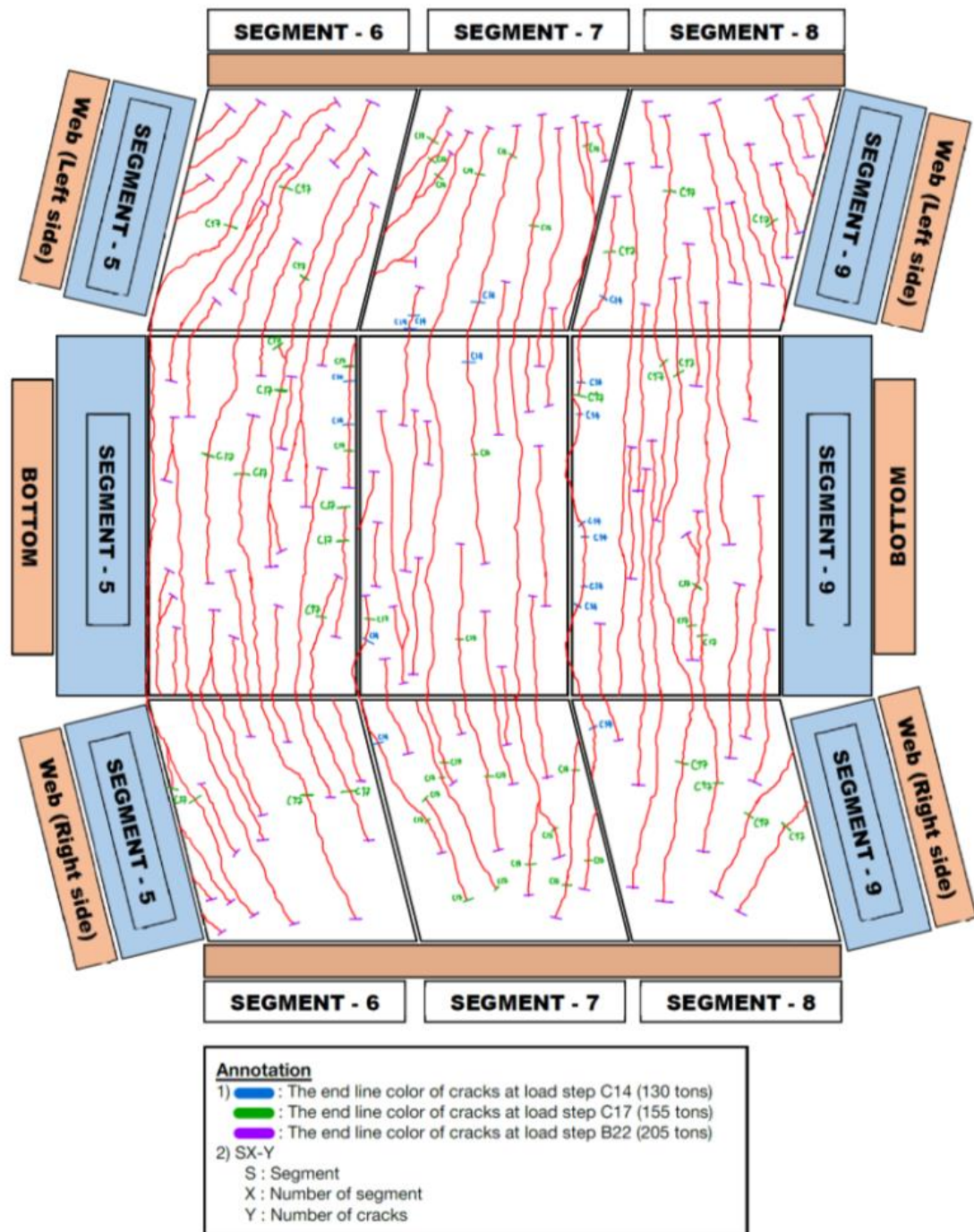
รูปที่ 4-35 ค่าความเครียดเฉือนจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง

2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

4.2.2.3.4 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในการทดสอบ

การตรวจสอบรอยร้าวในการทดสอบถึงระดับการให้แรง 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุก ออกแบบนั้นสามารถตรวจสอบได้เพียงที่ระดับการให้แรงสูงสุด $K=2.00$ (205 tons/Jack) จากเหตุผลด้านความปลอดภัยเนื่องจากโครงสร้างมีความเสียหายและมีรอยร้าวก่อนการเริ่มการทดสอบ เนื่องจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบก่อนหน้า โดยหลังจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง $K=2.00$ นั้นพบว่ามีรอยร้าวเกิดขึ้นจำนวนมากดังในรูปที่ 4-36





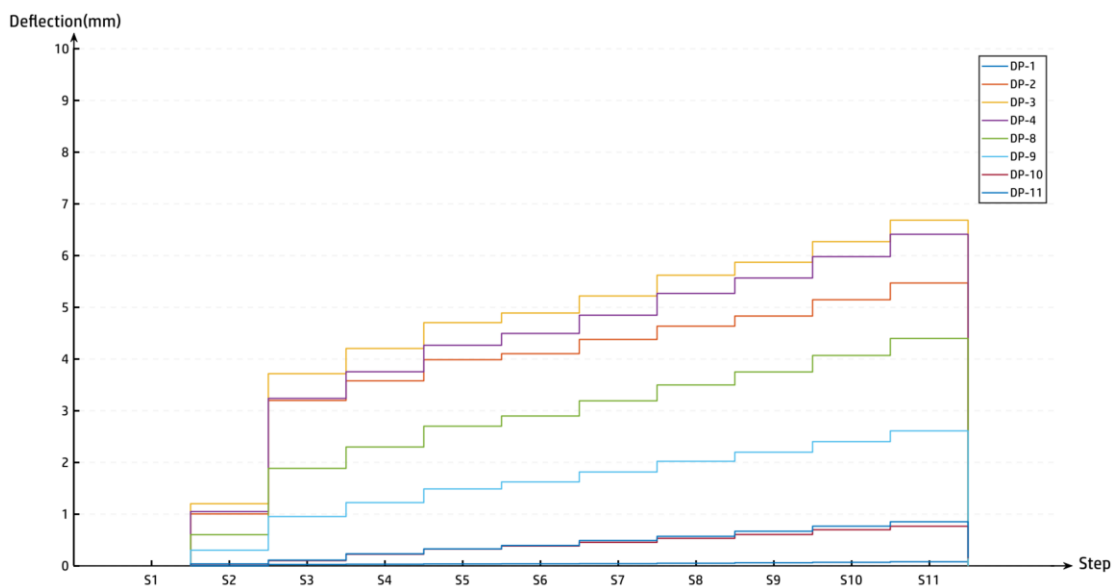
รูปที่ 4-36 แผนภาพรอยร้าวหลังจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง

2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

4.2.2.4 ผลการทดสอบแรงเฉือน

4.2.2.4.1 ค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างและการทรุดตัวของฐานรองรับ

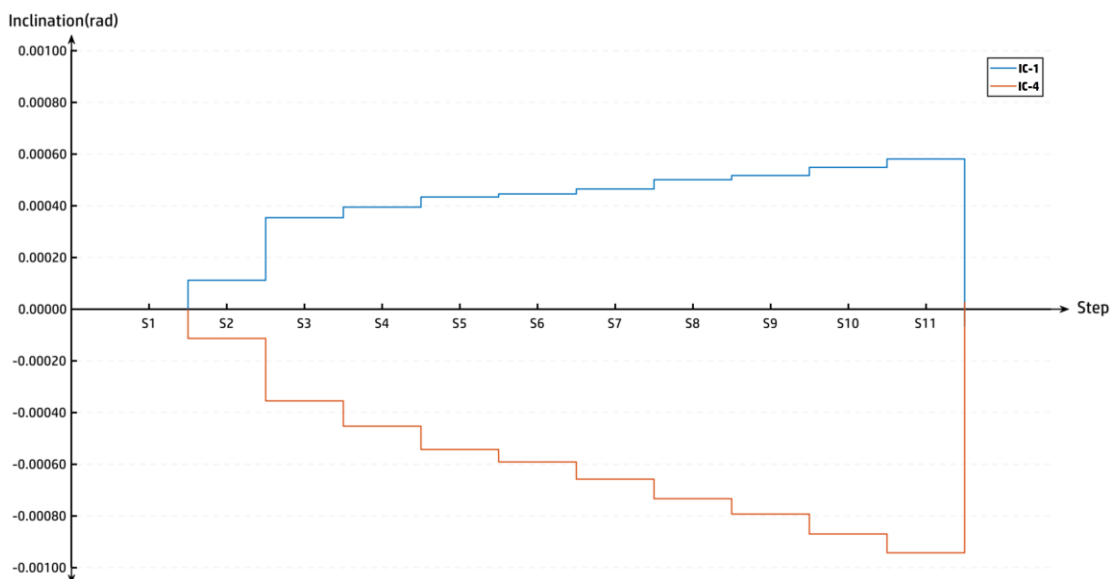
ผลการแอ่นตัวอันเนื่องมาจากการทดสอบแรงเฉือนนั้น แสดงไว้ในรูปที่ 4-37 โดยผลต่างระหว่างการแอ่นตัวสูงสุดที่กึ่งกลางช่วงจากการให้แรงระดับ S11 (Max Erection load, 40/185 tons/Jack) และ S1 (10/10 tons/Jack) นั้นมีค่าเท่ากับ 6.69 mm และค่าการทรุดตัวสูงสุดของฐานรองรับด้านซ้าย (O) และด้านขวา (L) มีค่าเท่ากับ 0.08 และ 0.85 mm ตามลำดับ



รูปที่ 4-37 ค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบแรงเฉือน

4.2.2.4.2 ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับ

ผลการแอ่นตัวอันเนื่องมาจากการทดสอบแรงเฉือนนั้นแสดงไว้ในรูปที่ 4-38 โดยจากการทดสอบพบว่า ค่ามุมหมุนทั้งสองฝั่ง (O, L) มีอัตราการเปลี่ยนแปลงที่ไม่เท่ากันตามลักษณะการให้แรงแก่โครงสร้างโดยที่ระดับการให้แรงสูงสุด S11 (Max Erection load, 40/185 tons/Jack) นั้นพบว่าค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับด้านซ้ายและด้านขวามีค่าเท่ากับ 0.00058 เรเดียน (0.033 องศา) และ 0.00094 เรเดียน (0.054 องศา) ตามลำดับ



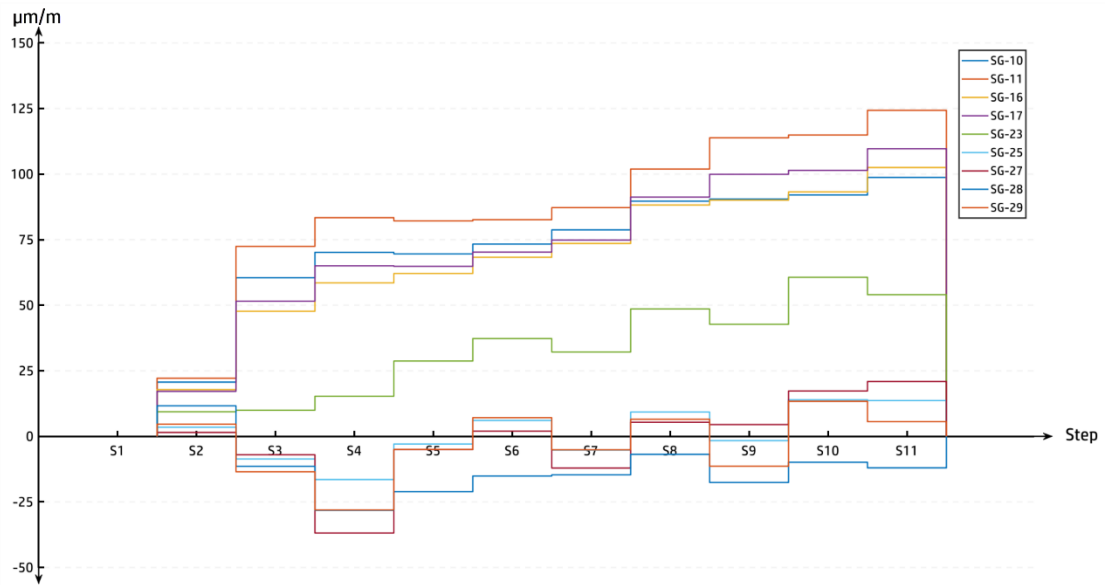
รูปที่ 4-38 ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับจากการทดสอบแรงเฉือน

4.2.2.4.3 ค่าความเครียดและค่าความเค้น

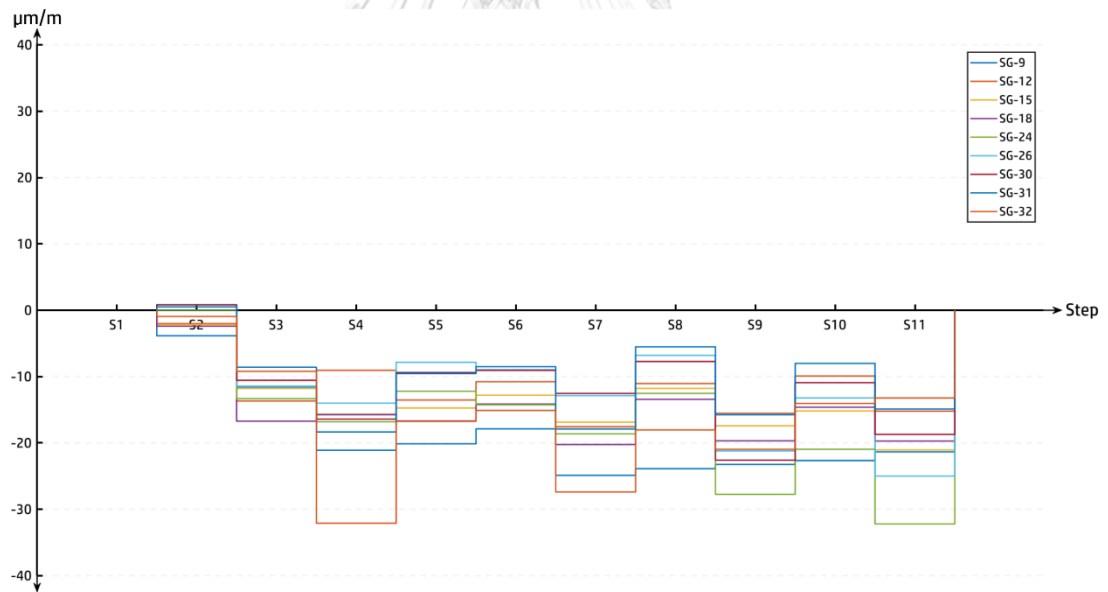
ผลตอบสนองความเครียดตั้งในการทดสอบแรงเฉือนแสดงไว้ในรูปที่ 4-39 การทดสอบแรงเฉือนนั้นจะพิจารณาความเครียดตั้งเฉพาะบริเวณฐานรองรับโดยจะพิจารณาเฉพาะเกจวัดความเครียด SG-27 ถึง SG-29 โดยมีความเครียดตั้งสูงสุดจากการให้แรงระดับ S11 (Max Erection, 40/185 tons/Jack) เท่ากับ 20.92, -12.00, 5.60 $\mu\text{m}/\text{m}$ ตามลำดับ ซึ่งคิดเป็นความเค้นตั้งสูงสุดเท่ากับ 1.08 MPa

ผลตอบสนองความเครียดอัดในการทดสอบแรงเฉือนแสดงไว้ในรูปที่ 4-40 การทดสอบแรงเฉือนนั้นจะพิจารณาความเครียดอัดเฉพาะบริเวณฐานรองรับโดยจะพิจารณาเฉพาะเกจวัดความเครียด SG-30 ถึง SG-32 โดยมีความเครียดอัดสูงสุดจากการให้แรงระดับ S11 (Max Erection, 40/185 tons/Jack) เท่ากับ -18.81, -14.89 และ -13.23 $\mu\text{m}/\text{m}$ ตามลำดับ ซึ่งคิดเป็นความเค้นอัดสูงสุดเท่ากับ -0.97 MPa

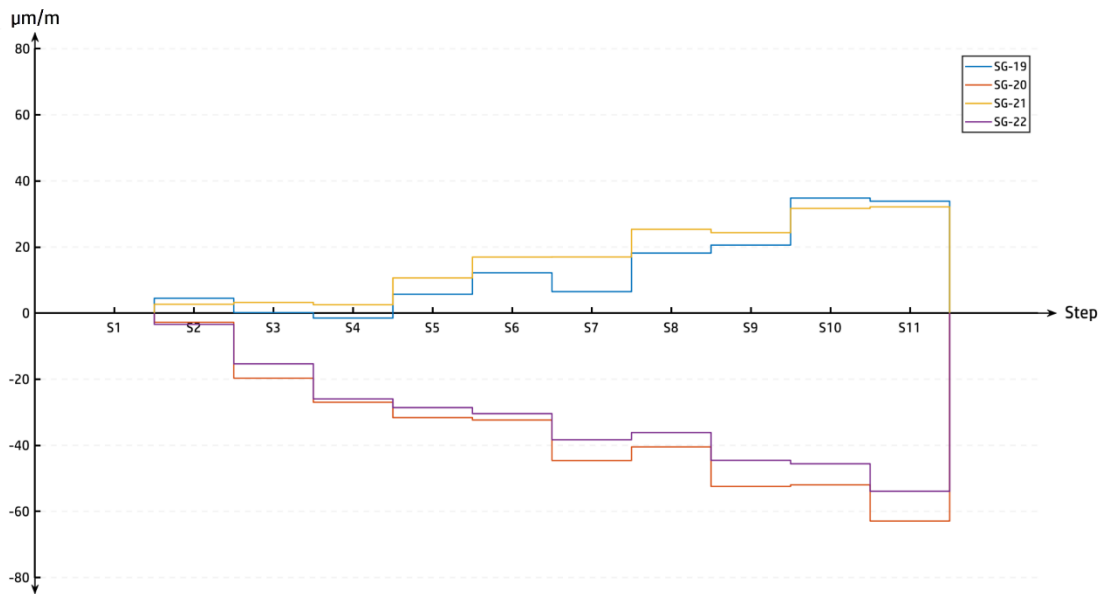
ผลตอบสนองความเค้นเฉือนจะพิจารณาความเครียดที่ฐานรองรับด้านขวา (L) โดยมีผลตอบสนองแสดงรูปที่ 4-41 จากผลการทดสอบพบว่าความเครียดที่ตำแหน่งด้านซ้ายของชิ้นส่วนย่อยชิ้นที่ 12 (SG-19 และ SG-20, L) ให้ผลตอบสนองสูงสุดเมื่อเทียบกับตำแหน่งอื่น ๆ ที่ระดับการให้แรง S11 (Max Erection, 40/185 tons/Jack) โดยค่าความเครียดสูงสุดจาก SG-19 และ SG-20 มีค่า 33.86 และ -62.90 $\mu\text{m}/\text{m}$ ซึ่งสามารถคิดเป็นความเค้นเฉือนสูงสุดได้เท่ากับ 2.51 MPa



รูปที่ 4-39 ค่าความเครียดดึงจากการทดสอบแรงเหวี่ยง



รูปที่ 4-40 ค่าความเครียดอัดจากการทดสอบแรงเหวี่ยง



รูปที่ 4-41 ค่าความเครียดตแยงจากการทดสอบแรงเฉือน

4.2.2.4.4 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในการทดสอบ

การทดสอบแรงเฉือนโครงสร้างทางวิงยกระดับนั้นมีการให้แรงทั้งหมด 11 ระดับ การให้แรง S1-S11 โดยหลังจากการทดสอบระดับการให้แรงสูงสุดที่ระดับ S11 (Max Erection, 40/185 tons/Jack) พบว่าไม่มีรอยร้าวใด ๆ ปรากฏเพิ่มขึ้นจากการสำรวจโครงสร้างโดยใช้กล้องกำลังขยาย 10 เท่าที่บริเวณชิ้นส่วนย่อยชิ้นที่ 9, 10, 11 และ 12

4.3 สรุปผลการทดสอบโครงสร้างทางวิงยกระดับ

4.3.1 สรุปผลการทดสอบเชิงพลวัต

ผลการทดสอบความถี่ธรรมชาติทางวิงยกระดับทำให้สามารถวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติต่ำสุดได้เท่ากับ 6.176 Hz เมื่อนำค่าความถี่ธรรมชาติดังกล่าวไปปรับแก้ด้วยวิธีชดเชยมวล ดังแสดงในตารางที่ 4-3 ทำให้สามารถคำนวณค่าความถี่ธรรมชาติแนวตั้งต่ำสุดได้เท่ากับ 4.808 Hz ซึ่งมาตรฐานการทดสอบของเงินกำหนดให้ค่าความถี่ธรรมชาติแนวตั้งไม่ต่ำกว่า 3.059 Hz ทำให้โครงสร้างทางวิงยกระดับผ่านการทดสอบเชิงพลวัตตามมาตรฐานเงิน TB 10621-2014 ดังแสดงในตารางที่ 4-8

ตารางที่ 4-8 สรุปผลการทดสอบค่าความถี่ธรรมชาติแนวตั้ง

Viaduct Configuration	Vertical Natural Frequency (Hz)	Recommended Vertical Natural Frequency from Calculation Report (Hz)	Min. Frequency (Hz) TB 10621-2014
Viaduct without SDL	6.176	-	
Viaduct with SDL=173kN/m	5.031	3.616	3.059
Viaduct with SDL=192kN/m	4.910	3.612	
Viaduct with SDL=209kN/m	4.808	3.611	

4.3.2 สรุปผลการทดสอบเชิงสถิติ

4.3.2.1 สรุปผลการทดสอบแรงดัด

4.3.2.1.1 การแอนตัวของโครงสร้าง

การแอนตัวของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจะพิจารณาใช้ค่าการแอนตัวสูงสุดจากการทดสอบถึงระดับ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบในวงรอบที่สอง (1.20x Design load, Second cycle) ค่าการแอนตัวสูงสุดจากผลต่างระหว่างระดับการให้แรง Static live load (K_b) และ Base level (K_a) ซึ่งเทียบเท่าได้กับภาระกระทำ ZK live load มีค่าเท่ากับ 8.66 mm โดยค่าการแอนตัวของโครงสร้างมีค่าไม่เกินค่าการแอนตัวสูงสุดที่กำหนดโดยมาตรฐานจีนที่ 21.5 mm จึงทำให้โครงสร้างทางวิ่งยกระดับนั้นผ่านเกณฑ์การแอนตัวตามมาตรฐานจีน TB 10621-2014

การแอนตัวของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับมีพฤติกรรมการแอนตัวเป็นเส้นตรงโดยมีขีดจำกัดเส้นตรงแรก que ระดับให้แรง $K=1.40$ และมีขีดจำกัดเส้นตรงที่สองที่ระดับการให้แรง $K=1.60$ ซึ่งที่ระดับการให้แรงสูงสุด $K=2.00$ โครงสร้างมีค่าการแอนตัวสูงสุดเท่ากับ 110.21 mm และมีการทรุดตัวสูงสุดที่ฐานรองรับ 0.55 mm ที่ระดับการให้แรง $K=2.00$

4.3.2.1.2 เกณฑ์มูมหมุนที่ฐานรองรับ

เกณฑ์มูมหมุนที่ฐานรองรับของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจะพิจารณาใช้ค่ามูมหมุนสูงสุดจากการทดสอบถึงระดับ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบในวงรอบที่สอง (1.20x Design load, Second cycle) ค่าการมูมหมุนสูงสุดจากผลต่างระหว่างระดับการให้แรง Static live load (K_b) และ Base level (K_a) ซึ่งเทียบเท่าได้กับภาระกระทำ ZK live load มีค่าเท่ากับ 0.00085 เรเดียน โดยค่ามูมหมุนที่ฐานรองรับมีค่าไม่เกินค่ามูมหมุนสูงสุดที่กำหนดโดยมาตรฐานจีนที่ 0.0020 เรเดียน จึงทำให้โครงสร้างทางวิ่งยกระดับนั้นผ่านเกณฑ์มูมหมุนที่ฐานรองรับตามมาตรฐานจีน TB 10621-2014

4.3.2.1.3 เกณฑ์ความเค้น

ความเค้นของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจะพิจารณาใช้ผลตอบสนองจากการทดสอบถึงระดับ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบในวงรอบที่สอง (1.20x Design load, Second cycle) จากผลการทดสอบสามารถสรุปเทียบค่าความเค้นดึง ความเค้นอัด และความเค้นเฉือนเทียบกับเกณฑ์ตามมาตรฐานจีนได้ดังตารางที่ 4-9 ซึ่งค่าความเค้นทั้งหมดนั้นมีค่าไม่เกินกว่าที่มาตรฐานกำหนดจึงสามารถสรุปได้ว่าโครงสร้างทางวิ่งยกระดับผ่านเกณฑ์ความเค้นตามมาตรฐานจีน TB 10621-2014 ตารางที่ 4-9 การเปรียบเทียบความเค้นจากผลทดสอบแรงดัดและเกณฑ์ความเค้น TB 10621-2014

Comparison of Stress Values (MPa)				
Stress criteria	DL+PS+ZK live load		DL+PS+SDL+ZK live load	
	Bending test	TB 10621-2014	Bending test	TB 10621-2014
Max. Shear stress (1.70m from support)	2.01	5.70	3.94	5.70
Max. Principal compressive stress at mid span	-4.84	-20.10	-5.52	-22.10
Max. Principal tension stress at mid span	-8.35	3.10	-1.06	3.10

4.3.2.1.4 เกณฑ์รอยร้าว

การทดสอบรอยร้าวจะพิจารณาจากการทดสอบถึงระดับ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ โดยจากการตรวจสอบรอยร้าวเมื่อให้แรงสูงสุดที่ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (K=1.20) ไม่พบว่ามียรอยร้าวใด ๆ ปรากฏขึ้นจากการทดสอบซึ่งทำให้ผ่านเกณฑ์รอยร้าวตามมาตรฐานจีน TB 10621-2014

4.3.2.1.5 อัตราส่วนความปลอดภัยของการทดสอบแรงดัด

อัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety; F.S.) หมายถึงอัตราส่วนระหว่างค่าขีดจำกัดจากเกณฑ์การทดสอบต่อผลตอบสนองจากการทดสอบโครงสร้าง ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของการแอนตัวของโครงสร้างและค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับแสดงไว้ในตารางที่ 4-10 ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของความเค้นนั้นจะแบ่งออกเป็น 2 กรณีตามการเกณฑ์ความเค้นโดยมีรายละเอียดการคำนวณอัตราส่วนความปลอดภัยของความเค้นดึง ความเค้นอัด และความเค้นเฉือนแสดงไว้ละเอียดในตารางที่ 4-11 โดยอัตราส่วนความปลอดภัยที่น้อยที่สุดจากผลการทดสอบสมรรถนะโครงสร้างคืออัตราส่วนความปลอดภัยของความเค้นเฉือนซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.91

ตารางที่ 4-10 อัตราส่วนความปลอดภัยของการแอ่นตัวของโครงสร้างและมุมหมุนที่ฐานรองรับ

Bending Test			
Criteria	Response	Limit	F.S.
Deflection (mm)	8.66	21.5	2.48
Inclination (rad)	0.00085	0.002	2.35

ตารางที่ 4-11 การคำนวณค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของค่าความเค้น

Bending Test										
Criteria	Load case	Stress (MPa)	Limit	Load combination (1)			Load combination (2)			Min. F.S.
				DL+PS	Interval	F.S.	DL+PS+SDL	Interval	F.S.	
Tensile Stress	DL	6.62	3.1	-15.48	18.58	3.16	-8.87	11.97	2.04	2.04
	PS	-22.10								
	SDL	6.62								
	ZK live load	5.88								
Compressive Stress	DL	-0.64	-22.1	-4.17	-17.93	29.58	-4.80	-17.30	28.53	28.53
	PS	-3.53								
	SDL	-0.64								
	ZK live load	-0.61								
Shear Stress	DL	1.93	5.7	0.08	5.62	2.91	2.01	3.69	1.91	1.91
	PS	-1.85								
	SDL	1.93								
	ZK live load	1.93								

4.3.2.2 สรุปผลการทดสอบแรงเฉือน

4.3.2.2.1 เภมท์รอยร้าว

การทดสอบรอยร้าวจะพิจารณาจากการทดสอบด้วยแรงสูงสุดที่ระดับ S11 พบว่าไม่มีรอยร้าวใด ๆ ปรากฏขึ้นจากการทดสอบซึ่งสามารถยืนยันได้ว่าโครงสร้างบริเวณฐานรองรับมีความสามารถในการรองรับภาระกระทำจากการใช้งานและจากการก่อสร้างทำให้โครงสร้างผ่านเกณฑ์รอยร้าวตามมาตรฐานจีน TB 10621-2014

4.3.2.2.2 เภมท์ความเค้น

ความเค้นของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจะพิจารณาใช้ผลตอบสนองจากการให้แรงระดับสูงสุด S11 (Max. Erection) โดยผลการทดสอบสามารถสรุปเทียบค่าความเค้นดึง ความเค้นอัด และความเค้นเฉือนเทียบกับเกณฑ์ตามมาตรฐานจีนไว้ในตารางที่ 4-12 ซึ่งค่าความเค้นทั้งหมดมีค่าไม่เกิน

กว่าที่มาตรฐานกำหนดจึงสามารถสรุปได้ว่าโครงสร้างทางวิ่งยกระดับผ่านเกณฑ์ความเค้นตามมาตรฐานจีน TB 10621-2014

ตารางที่ 4-12 การเทียบความเค้นจากผลทดสอบแรงเฉือนและเกณฑ์ความเค้น TB 10621-2014

Comparison of Stress Values (MPa)		
Stress criteria	Shear test (S11)	TB 10621-2014
Max. Shear stress at support	2.51	5.70
Max. compressive stress of the top surface of the bottom surface at support	-0.97	-1.80
Max. tensile stress of the bottom surface of the top slab at support	1.08	1.50

4.3.2.2.3 เกณฑ์การทรุดตัวที่ฐานรองรับ

การทรุดตัวของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับจะพิจารณาใช้ค่าการทรุดตัวสูงสุดจากการให้แรงระดับสูงสุด S11 (Max. Erection) ซึ่งมีค่าการทรุดตัวสูงสุดเท่ากับ 0.85 mm โดยมาตรฐานจีนกำหนดให้การทรุดตัวที่ฐานรองรับมีค่าไม่เกิน 2.00 mm ดังนั้นจึงสามารถสรุปได้ว่าโครงสร้างทางวิ่งยกระดับผ่านเกณฑ์การทรุดตัวที่ฐานรองรับตามมาตรฐานจีน TB 10621-2014

4.3.2.2.4 อัตราส่วนความปลอดภัยของการทดสอบแรงเฉือน

อัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety; F.S.) ของการทดสอบแรงเฉือนนั้นจะพิจารณาเหมือนกับการทดสอบแรงคดตั้งแสดงไว้ในตารางที่ 4-13 จากผลการทดสอบแรงเฉือนนั้นจะได้ว่าค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของความเค้นดังนั้นมีค่าน้อยที่สุดซึ่งเท่ากับ 1.39

ตารางที่ 4-13 อัตราส่วนความปลอดภัยของการทดสอบแรงเฉือน

Shear Test				
Criteria	Location	Response	Limit	F.S.
Shear stress (MPa)	Right support	2.51	5.70	2.27
Compressive stress (MPa)	Top surface of the bottom surface at right support	-0.97	-1.80	1.86
Tensile stress (MPa)	Bottom surface of the top slab at right support	1.08	1.50	1.39
Support settlement (mm)	Right support	0.85	2.00	2.35

บทที่ 5

การปรับปรุงแบบจำลองด้วยผลการทดสอบสมรรถนะโครงสร้าง

5.1 แบบจำลองเบื้องต้น

แบบจำลองโครงสร้างทางวิงยกระดับเบื้องต้นมีความสำคัญเป็นอย่างยิ่งในการใช้ประเมินพฤติกรรมของโครงสร้างจริงจากภาระกระทำต่าง ๆ ทั้งพฤติกรรมเชิงพลวัตและพฤติกรรมเชิงสถิต การสร้างแบบจำลองเบื้องต้นในงานวิจัยนี้จะใช้โปรแกรม Midas Civil ในการวิเคราะห์ผลตอบสนอง เพื่อจะนำไปใช้ทำนายพฤติกรรมโครงสร้างจริง และนำผลการวิเคราะห์ที่ได้ไปปรับเทียบ (Calibrate) กับผลตอบสนองจากการทดสอบสมรรถนะโครงสร้างภาคสนาม เพื่อใช้ในการปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้นให้มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงมากยิ่งขึ้น

5.1.1 ลักษณะทางกายภาพของแบบจำลองเบื้องต้น

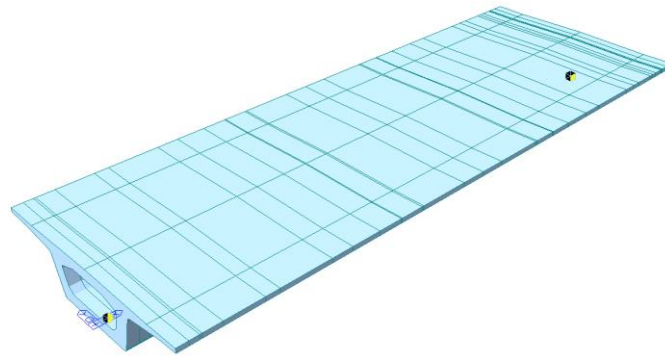
การสร้างแบบจำลองเบื้องต้นเพื่อวิเคราะห์ผลการทดสอบนั้น จะใช้โปรแกรม Midas Civil จำลองโครงสร้างทางวิงยกระดับที่มีช่วงพาดความยาว 32.6 เมตร ซึ่งเป็นความยาวช่วงพาดที่ใช้มากที่สุดเป็นต้นแบบในการสร้างแบบจำลองเบื้องต้น โดยเป็นรูปแบบเดียวกับโครงสร้างทางวิงยกระดับที่ใช้ในการทดสอบสมรรถนะดังที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 4

แบบจำลองเบื้องต้นโครงสร้างทางวิงยกระดับเป็นโครงสร้างสะพานรูปกล่องประกอบไปด้วย 13 ชิ้นส่วนย่อยในลักษณะเดียวกันกับโครงสร้างทางวิงยกระดับจริงที่ใช้ทดสอบสมรรถนะ โครงสร้าง แบบจำลองเบื้องต้นจะใช้แบบจำลองเชิงเส้น (Line element) โดยมีลักษณะเป็นคานอย่างง่าย (Simple beam) ที่มีความยาวทั้งหมด 32.60 m คิดเป็นความยาวช่วงพาด 31.50 m ฐานรองรับฝั่งซ้ายเป็น Pinned-support และฐานรองรับฝั่งขวาเป็น Roller support โดยฐานรองรับทั้งสองฝั่งอยู่ถัดเข้ามาจากปลายสุดทั้งสองด้าน 0.55 m มีลักษณะทางกายภาพโดยรวมแสดงไว้ในรูปที่ 5-1

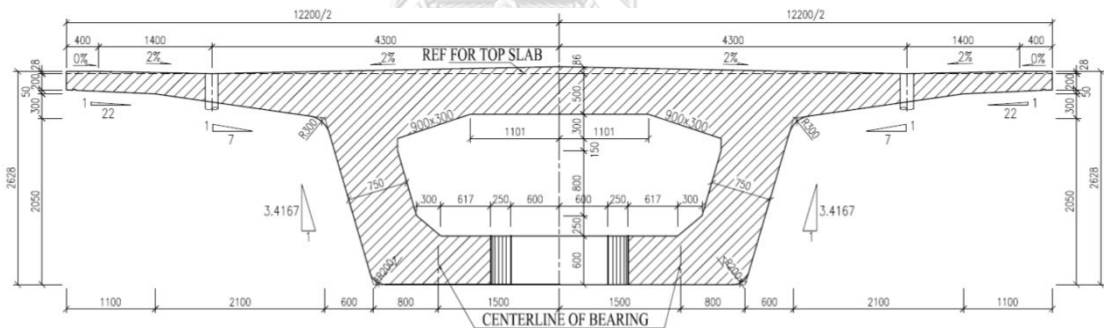
หน้าตัดของโครงสร้างทางวิงยกระดับมีความลึกตามแนวเส้นกึ่งกลาง 2.686 m มีความกว้างของแผ่นพื้นด้านบนและด้านล่างเท่ากับ 12.20 m และ 4.60 m ตามลำดับโดยมีรูปแบบหน้าตัดที่ใช้ 3 รูปแบบได้แก่หน้าตัดชนิดปลายช่วง (End section) ชนิดกึ่งกลางช่วง (Mid-span section) และชนิดผสม (Tapered section) ซึ่งเป็นหน้าตัดที่ปลายด้านหนึ่งเป็นชนิดปลายช่วงและอีกด้านหนึ่ง

เป็นชนิดกึ่งกลางช่วง มิติของหน้าตัดชนิดปลายช่วงและกึ่งกลางช่วงแสดงไว้ในรูปที่ 5-2 และรูปที่ 5-3 ตามลำดับ โดยตำแหน่งของหน้าตัดแต่ละชนิดแสดงไว้ในตารางที่ 5-1

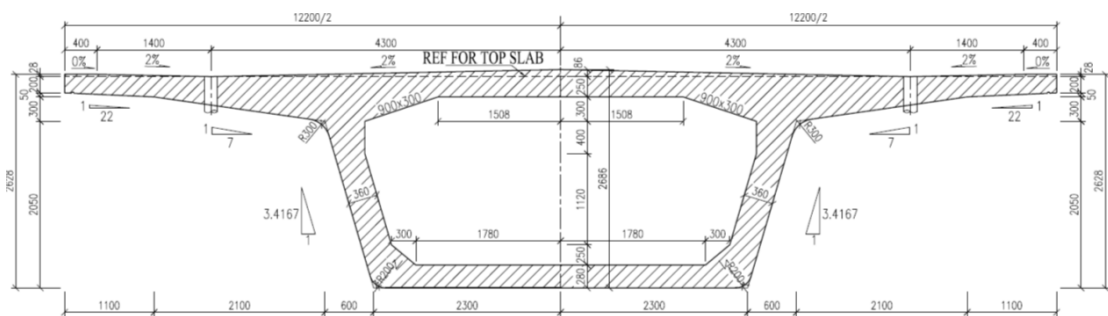
แบบจำลองเบื้องต้นจะใช้ลวดอัดแรงชนิดภายในหน้าตัด (Internal tendon) ตลอดทั้งโครงสร้างโดยมีเส้นทางการเดินลวด (Tendon profile) ทั้งหมด 19 แนว โดยสามารถแบ่งกลุ่มได้เป็น 8 กลุ่ม (N1 ถึง N8) รายละเอียดมิติตามขวางและมิติตามยาวของแนวเส้นลวดอัดแรงแสดงไว้ในรูปที่ 5-4 และ รูปที่ 5-5 ตามลำดับ



รูปที่ 5-1 ภาพรวมแบบจำลองเบื้องต้น



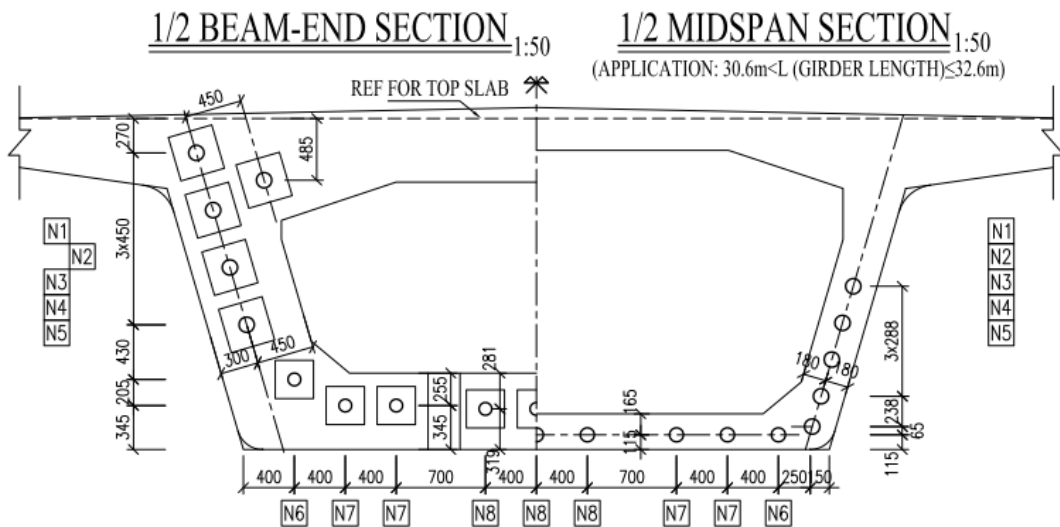
รูปที่ 5-2 มิติหน้าตัดชนิดปลายช่วง



รูปที่ 5-3 มิติหน้าตัดชนิดกึ่งกลางช่วง

ตารางที่ 5-1 ชนิดหน้าตัดในของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ

Location		Section type
Start (m)	End (m)	
0.00	1.10	End section
1.10	3.90	Tapered section
3.90	28.70	Mid-span section
28.70	31.50	Tapered section
31.50	32.60	End section



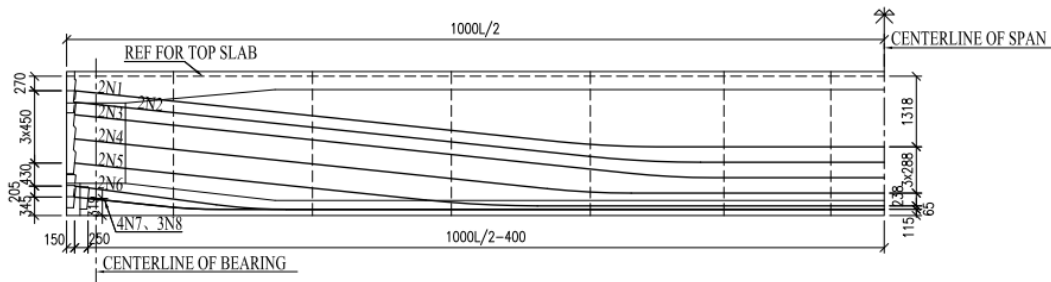
CHULALONGKORN UNIVERSITY

รูปที่ 5-4 มิติตามขวางของแนวลวดอัดแรง

1/2 ELEVATION LAYOUT OF PRESTRESSED STEEL BARS I

(APPLICATION :30.6m<L (GIRDER LENGTH)≤32.6m)

1:100



รูปที่ 5-5 มิติตามยาวของแนวลวดอัดแรง

5.1.2 คุณสมบัติของวัสดุ (Material properties)

แบบจำลองเบื้องต้นประกอบด้วยวัสดุ 2 ประเภทได้แก่ลวดอัดแรงและคอนกรีต ลวดอัดแรงที่ใช้ในแบบจำลองเป็นชนิด A416-270 (Low relaxation) มีค่า Modulus of Elasticity 196,500 MPa และมีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 7.709 kN/m³ คอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลองจะพิจารณาใช้ผลการทดสอบคอนกรีตของโครงสร้างทางวิงยกระดับจริงโดยมีค่า Modulus of elasticity , Compressive strength และหน่วยน้ำหนัก ของแต่ละชิ้นส่วนย่อยแสดงไว้ในตารางที่ 5-2

ตารางที่ 5-2 คุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลองเบื้องต้น

Concrete properties			
Segment No.	Modulus of Elasticity (MPa)	Compressive strength (MPa)	Unit weight (kN/m ³)
1	46100	52.59	25.0
2	42000	59.87	25.0
3	44200	53.34	25.0
4	41600	63.67	25.0
5	41600	63.67	25.0
6	44500	56.77	25.0
7	40900	59.03	25.0
8	44800	62.43	25.0
9	41900	65.73	25.0
10	43900	59.91	25.0
11	48600	59.13	25.0
12	51800	54.47	25.0
13	48300	58.40	25.0

5.1.3 แรงกระทำที่ใช้ในแบบจำลองโครงสร้างเบื้องต้น

การกำหนดแรงกระทำที่ใช้ในแบบจำลองเบื้องต้นจะพิจารณาจากสภาวะการให้แรงในการทดสอบสมรรถนะโครงสร้างภาคสนาม กล่าวคือตำแหน่งและขนาดของแรงกระทำจะมีลักษณะเดียวกันกับการทดสอบจริงในการทดสอบเชิงสถิติโดยแรงกรณี (Load case) ที่ใช้ในแบบจำลองเบื้องต้นมีรายละเอียดแสดงในหัวข้อที่ 5.1.3.1 ถึงหัวข้อที่ 5.1.3.4

5.1.3.1 แรงกระทำจากน้ำหนักโครงสร้าง

แรงกระทำจากน้ำหนักโครงสร้างจะแบ่งเป็น 2 ประเภทได้แก่แรงจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead load; DL) และน้ำหนักคงที่ส่วนเพิ่ม (Superimposed dead load; SDL) ซึ่งน้ำหนักบรรทุกคงที่ส่วนเพิ่มนั้นมีระดับการให้แรงอยู่ทั้งหมด 3 กรณีได้แก่ 173 kN/m, 192 kN/m และ 209 kN/m

ดังนั้นเพื่อที่จะคำนวณหาค่าความถี่ธรรมชาติในสภาพการใช้งานจริงของโครงสร้างจึงพิจารณาใช้มวลของโครงสร้างร่วมกับมวลเสมือน (Load to mass) จากกรณีน้ำหนักคงที่ส่วนเพิ่ม

5.1.3.2 แรงกระทำจากเส้นลวดอัดแรง

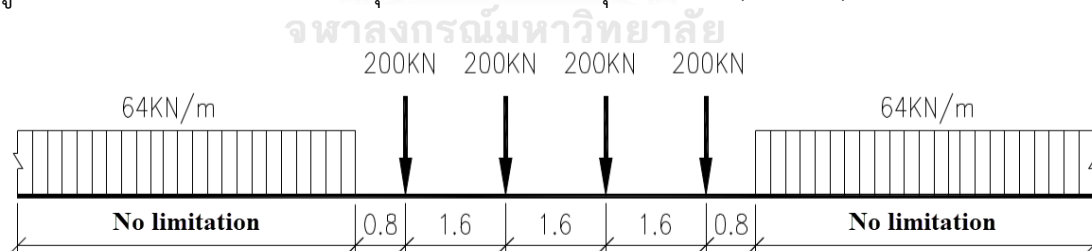
เส้นลวดอัดแรงที่ใช้ในแบบจำลองเบื้องต้นมีค่า Ultimate strength และ Yield Strength เท่ากับ 1,860 และ 1,569 MPa ตามลำดับโดยรายละเอียดจำนวนเส้นลวดและหน่วยแรงที่ใช้ภายในเส้นลวดอัดแรงแต่ละกลุ่ม (N1 ถึง N8) แสดงไว้ในตารางที่ 5-3

ตารางที่ 5-3 รายละเอียดหน่วยแรงในเส้นลวดอัดแรง

Tendon Group	No. of Tendon	Total area (mm ²)	Tension method	Jacking stress (MPa)
N1	20-7Ø12.7mm	2780	Both ends	1295
N2	20-7Ø12.7mm	2780	Both ends	1339
N3	20-7Ø12.7mm	2780	Both ends	1295
N4	18-7Ø12.7mm	2502	Both ends	1295
N5	18-7Ø12.7mm	2502	Both ends	1295
N6	15-7Ø12.7mm	2085	Both ends	1220
N7	15-7Ø12.7mm	2085	Both ends	1220
N8	15-7Ø12.7mm	2085	Both ends	1220

5.1.3.3 แรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกจรเคลื่อนที่

แรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกจรเคลื่อนที่ที่ใช้ตามมาตรฐานจีน ZK live load ดังแสดงในรูปที่ 5-6 โดยมีจำนวนขบวนน้อยสุด 1 ขบวนและมากที่สุด 2 ขบวน (2 ทางวิ่ง)



รูปที่ 5-6 น้ำหนักบรรทุกจรเคลื่อนที่ ZK live load

5.1.3.4 แรงกระทำในการทดสอบเชิงสถิติ

แรงกระทำเชิงสถิติที่ใช้ในแบบจำลองเบื้องต้นจะใช้เป็นแรงกระทำแบบจุด (Point load) กระทำตำแหน่งเดียวกันกับแม่แรงไฮดรอลิกที่ใช้ในการทดสอบเชิงสถิติตามการให้แรงถึงระดับ 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบโดยแสดงกรณีแรงทั้งหมดในตารางที่ 5-4

ตารางที่ 5-4 แรงกระทำแบบจุดในแบบจำลองเบื้องต้น

Load Case	Force (-Z Direction) (tons/node)
Initial state	10
Base level	30
K=0.80	45
Static live load	70
K=1.00	75
K=1.05	80
K=1.10	85
K=1.15	90
K=1.20	100

5.2 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างแบบจำลองเบื้องต้น

5.2.1 ผลการวิเคราะห์เชิงพลวัต

ผลการวิเคราะห์เชิงสถิตจะแบ่งกรณีตามมวลโครงสร้างทางวิ่งยกระดับออกเป็น 4 กรณี ได้แก่ มวลเฉพาะจากโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ และมวลโครงสร้างทางวิ่งยกระดับรวมกับมวลเสมือนจาก SDL โดยผลการวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติในแนวดิ่งโหมดแรกนั้นแสดงไว้ในตารางที่ 5-5

ตารางที่ 5-5 ผลการวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติแนวดิ่งจากแบบจำลองเบื้องต้น

Viaduct Configuration	Vertical Frequency (Hz)	Tested Vertical Frequency (Hz)
Viaduct without SDL	5.605	6.176
Viaduct with SDL=173kN/m	4.072	5.031
Viaduct with SDL=192kN/m	3.971	4.910
Viaduct with SDL=209kN/m	3.886	4.808

5.2.2 ผลการวิเคราะห์เชิงสถิต

การวิเคราะห์เชิงสถิตจากแบบจำลองเบื้องต้นนั้นจะแบ่งผลการตอบสนองออกเป็นค่าการแอ่นตัวของโครงสร้าง ค่ามุมหมุน ค่าความเค้นอัด ค่าความเค้นดึง และค่าความเค้นเฉือน ผลการวิเคราะห์เชิงสถิตนั้นแสดงไว้ในตารางที่ 5-6 โดยผลตอบสนองจะถูกนำไปเทียบกับผลตอบสนองที่ได้จากการทดสอบภาคสนาม เพื่อใช้ในการเปรียบเทียบแบบจำลองเบื้องต้นให้มีผลตอบสนองใกล้เคียงกับการทดสอบสมรรถนะโครงสร้างจริงมากขึ้นในหัวข้อที่ 5.3

ตารางที่ 5-6 ผลตอบสนองเชิงสถิติจากการวิเคราะห์โครงสร้างแบบจำลองเบื้องต้น

		Original Model								
Response	Location	Initial state 10 t/node	Base level 30 t/node	K=0.80 45 t/node	Static LL 70 t/node	K=1.00 75 t/node	K=1.05 80 t/node	K=1.10 85 t/node	K=1.15 90 t/node	K=1.20 100 t/node
Deflection (mm)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	L/3	0.00	3.48	6.08	10.43	11.30	12.17	13.04	13.91	15.64
	L/2	0.00	4.01	7.02	12.03	13.04	14.04	15.04	16.04	18.05
	2L/3	0.00	3.44	6.02	10.33	11.19	12.05	12.91	13.77	15.49
	L	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Inclination (rad)	Left	0.00000	0.00036	0.00063	0.00108	0.00117	0.00126	0.00135	0.00144	0.00163
	Right	0.00000	0.00036	0.00062	0.00106	0.00115	0.00124	0.00133	0.00142	0.00160
Tensile strain ($\mu\text{m/m}$) (Bottom fiber)	L/3	0.00	55.20	96.60	165.61	179.41	193.21	207.01	220.81	248.41
	L/2	0.00	65.29	114.26	195.87	212.20	228.53	244.84	261.17	293.81
	2L/3	0.00	54.84	95.97	164.51	178.22	191.93	205.64	219.36	246.76
Compressive strain ($\mu\text{m/m}$) (2.077m above bottom fiber)	L/3	0.00	-10.76	-18.83	-32.28	-34.98	-37.66	-40.35	-43.04	-48.43
	L/2	0.00	-12.76	-22.34	-38.29	-41.48	-44.67	-47.87	-51.06	-57.44
	2L/3	0.00	-10.68	-18.69	-32.04	-34.71	-37.38	-40.05	-42.72	-48.06

5.3 การปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้น

5.3.1 การเลือกผลตอบสนองสมรรถนะโครงสร้างเพื่อใช้ปรับปรุงแบบจำลอง

ผลตอบสนองโครงสร้างทางวิงยกระดับเชิงสถิติจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบในวงรอบที่สอง (Second cycle) จะถูกใช้เป็นผลตอบสนองหลักในการปรับเทียบแบบจำลอง โดยมีผลการทดสอบสรุปไว้ในตารางที่ 5-7 โดยค่าความเครียดเฉือนจะไม่ถูกนำมาพิจารณาเนื่องจากตำแหน่งที่ติดगेวัดความเครียดทั้ง 4 จุดในโครงสร้างทางวิงยกระดับนั้นอยู่ในช่วงหน้าตัดแบบผสม (Tapered section) ทำให้ผลตอบสนองที่ได้มีความคลาดเคลื่อนสูง จึงไม่เหมาะที่จะนำมาพิจารณาจากปรับปรุงโครงสร้างแบบจำลอง และจากผลการทดสอบจะพบค่าความเครียดอัด (Compressive strain) ที่ตำแหน่ง L/2 มีค่าต่ำผิดปกติอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับตำแหน่ง L/3 และ 2L/3 ซึ่งขัดต่อทฤษฎีโครงสร้างเบื้องต้น ดังนั้นการปรับปรุงแบบจำลองจะไม่นำข้อมูลความเครียดอัดที่ตำแหน่ง L/2 มาพิจารณาในการเปรียบเทียบระหว่างผลตอบสนองจากแบบจำลองเบื้องต้นและผลตอบสนองจากการทดสอบสมรรถนะโครงสร้าง

จากผลการทดสอบทั้งค่าการแอ่นตัว ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับ และค่าความเครียดบ่งชี้ว่าค่าความแข็งโดยรวมของโครงสร้าง (Structural stiffness) จากผลการทดสอบสมรรถนะโครงสร้างมีค่าน้อยกว่าผลตอบสนองจากแบบจำลองเบื้องต้น เหตุที่โครงสร้างจริงนั้นมีค่าความแข็งของโครงสร้างโดยรวมน้อยกว่าในค่าความแข็งโดยรวมในแบบจำลองนั้นในงานวิจัยนี้มีสมมติฐานว่าค่าความแข็งโดยรวมของโครงสร้างถูกลดทอนจากความไม่สมบูรณ์ของรอยต่อระหว่างชิ้นส่วนย่อยทั้ง 13 ชิ้นส่วนย่อย ดังนั้นการปรับปรุงแบบจำลองโครงสร้างทางวิงยกระดับจะมุ่งเน้นในการปรับลดค่า Modulus of Elasticity ของคอนกรีตเพื่อลดความแข็งโดยรวมของโครงสร้างและเปลี่ยนคุณสมบัติ

ของฐานรองรับเป็นแบบ Spring เพื่อให้โครงสร้างในแบบจำลองเบื้องต้นนั้นมีการทรุดตัวเกิดขึ้นเช่นเดียวกันกับการทดสอบจริง

ตารางที่ 5-7 ผลตอบสนองของเชิงสถิติจากผลการทดสอบถึงระดับการให้แรง

1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

Structural Performance Test (1.20x Design load, Second cycle)										
Response	Location	Initial state 10 t/Jack	Base level 30 t/Jack	K=0.80 45 t/Jack	Static LL 70 t/Jack	K=1.00 75 t/Jack	K=1.05 80 t/Jack	K=1.10 85 t/Jack	K=1.15 90 t/Jack	K=1.20 100 t/Jack
Deflection (mm)	0	0.00	0.02	0.04	0.10	0.11	0.12	0.14	0.14	0.18
	L/3	0.00	3.60	6.10	10.57	11.36	12.29	13.25	14.01	16.10
	L/2	0.00	4.39	7.48	12.97	13.93	15.05	16.22	17.13	19.59
	2L/3	0.00	3.80	6.44	11.15	11.99	12.95	13.96	14.74	16.83
	L	0.00	0.03	0.06	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.18
Inclination (rad)	Left	0.00000	0.00043	0.00074	0.00128	0.00137	0.00148	0.00160	0.00169	0.00193
	Right	0.00000	-0.00042	-0.00072	-0.00125	-0.00134	-0.00144	-0.00157	-0.00165	-0.00188
Tensile stain ($\mu\text{m}/\text{m}$) (Bottom fiber)	L/3	0.00	67.91	115.16	201.20	215.64	231.07	248.48	263.00	292.59
	L/2	0.00	73.16	122.00	216.86	234.92	253.23	274.80	293.93	349.38
	2L/3	0.00	62.03	106.33	185.46	201.51	215.43	231.42	242.98	274.29
Compressive strain ($\mu\text{m}/\text{m}$) (2.077m above bottom fiber)	L/3	0.00	-13.83	-21.31	-37.05	-38.77	-42.55	-46.38	-49.90	-56.78
	L/2	0.00	-10.04	-16.22	-24.87	-25.59	-28.29	-30.69	-36.29	-42.84
	2L/3	0.00	-11.51	-16.28	-27.25	-27.86	-30.45	-33.57	-37.81	-44.66

จากผลการทดสอบเชิงพลวัตจะพบว่าค่าความถี่ธรรมชาติแนวตั้งที่ต่ำที่สุดมีค่า 4.808 Hz ในขณะที่ค่าความถี่ธรรมชาติจากแบบจำลองเบื้องต้นนั้นมีความถี่ธรรมชาติแนวตั้งที่ต่ำที่สุด 3.886 Hz โดยจากการเปรียบเทียบจะพบว่าค่าความแข็งของโครงสร้างทดสอบนั้นมีความสูงกว่าในแบบจำลอง ซึ่งแตกต่างกับผลการทดสอบเชิงสถิต ที่เป็นเช่นนี้อาจเกิดจากโครงสร้างและจตุรองรับของ Loading Frame ที่ใช้ติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกส่งผลต่อค่าความแข็งโดยรวมของโครงสร้างทำให้ค่าความถี่ธรรมชาติแนวตั้งที่ได้จากการทดสอบสูงกว่าแบบจำลองเบื้องต้นมาก อย่างไรก็ตามเนื่องจากค่าความถี่ที่ได้ทั้งจากแบบจำลองและผลการทดสอบโครงสร้างจริง มีความสูงกว่าเกณฑ์ขั้นต่ำตามมาตรฐานจึ้นค่อนข้างมาก การปรับปรุงหน้าตัดจึงแทบไม่ส่งผลกระทบต่อความถี่ที่ไม่ผ่านเกณฑ์

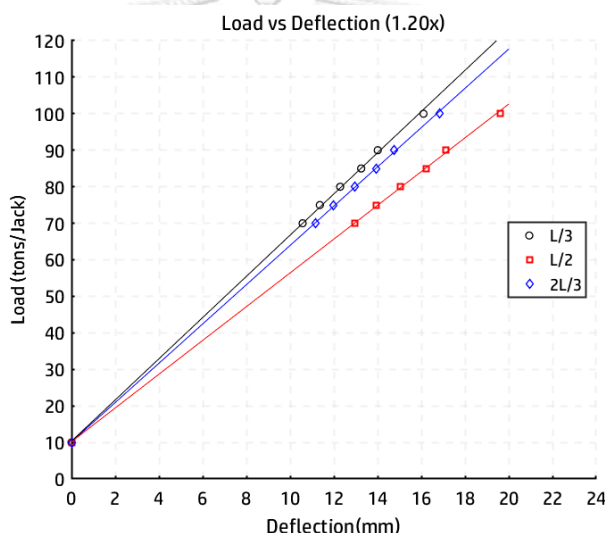
5.3.2 การวิเคราะห์และเลือกข้อมูลผลการทดสอบเชิงสถิต

จากผลการทดสอบโครงสร้างทางวิงัยกระดับในระดับการให้แรงถึง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบนั้น โครงสร้างมีพฤติกรรมยืดหยุ่นโดยสมบูรณ์ดังนั้นผลตอบสนองควรจะมีความเป็นเส้นตรงจึงไม่จำเป็นต้องใช้ข้อมูลจากทุกระดับการให้แรงในการปรับเทียบค่าโมดูลัสของคอนกรีต แต่จะพิจารณาใช้ค่าที่นำเชื่อถือบางค่าเท่านั้นโดยข้อมูลจากผลการทดสอบโครงสร้างนั้นจะไม่พิจารณาที่ระดับการให้แรงที่ระดับ Base level (30 tons/Jack) และ K=0.80 (45 tons/Jack) เนื่องจากมีระดับการให้แรงต่ำทำให้มีเปอร์เซ็นต์ความคลาดเคลื่อนในการกำหนดแรงจากแม่แรงไฮดรอลิกสูง รายละเอียดการเลือกข้อมูลที่จะใช้ในการปรับเทียบค่าโมดูลัสของคอนกรีตจะพิจารณาจาก

ข้อมูลการแอ่นตัว ข้อมูลการทรุดตัวของฐานรองรับ ข้อมูลมุมหมุนที่ฐานรองรับ ข้อมูลความเครียดดึง และข้อมูลความเครียดอัด โดยจะแสดงรายละเอียดไว้ในหัวข้อที่ 5.3.2.1 ถึงหัวข้อที่ 5.3.2.5 ตามลำดับ

5.3.2.1 การเลือกข้อมูลการแอ่นตัว

ค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ แสดงไว้ในรูปที่ 5-7 จากข้อมูลจะสามารถพิจารณาได้ว่าผลตอบสนองค่าการแอ่นตัวทั้งที่ตำแหน่ง $L/3$, $L/2$ และ $2L/3$ มีลักษณะเป็นเส้นตรงโดยไม่มีผลตอบสนองจากแรงกระทำใด ๆ ที่ให้ผลตอบสนองห่างจากเส้นแนวโน้ม (Trend line) โดยในงานวิจัยฉบับนี้จะเลือกเฉพาะกรณีแรง Static live load (70 tons/Jack) เพื่อนำไปใช้ปรับเทียบปรับเทียบค่าโมดูลัสของคอนกรีต

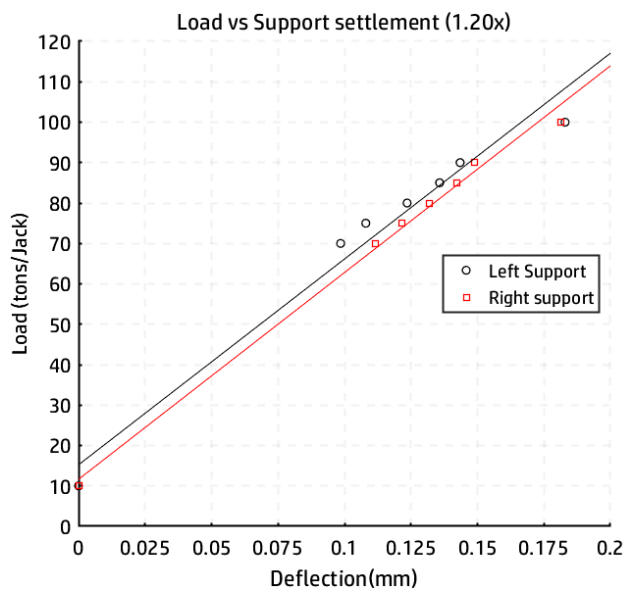


รูปที่ 5-7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการแอ่นตัว (1.20x Design load, Second cycle)

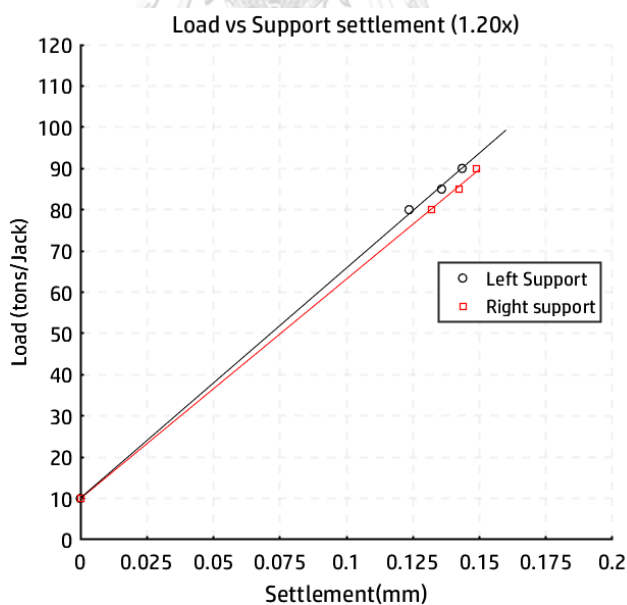
5.3.2.2 การเลือกข้อมูลการทรุดตัวของฐานรองรับ

ค่าการทรุดตัวจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ แสดงไว้ในรูปที่ 5-8 ค่าการทรุดตัวของฐานรองรับจะนำไปใช้ปรับคุณสมบัติของฐานรองรับให้มีพฤติกรรมเป็นแบบยึดหยุ่น กล่าวคือจะใช้ข้อมูลการทรุดตัวในการหาค่าความแข็งของฐานรองรับจากค่าความชันซึ่งมีหน่วยเป็น tons/mm จากข้อมูลจะสามารถพิจารณาได้ว่าที่ระดับการให้แรง $K=1.20$ ค่าการทรุดตัวเริ่มมีแนวโน้มที่จะเบนออกจากเส้นแนวโน้ม (Trend line) และค่าการทรุดตัวของฐานรองรับด้านซ้ายที่ระดับการให้แรง Static live load และ $K=1.00$ นั้นค่อนข้างเบนออกจากเส้นแนวโน้มเมื่อเทียบกับการให้แรงที่ระดับ $K=1.05$ ถึง $K=1.15$ ดังนั้นในการปรับค่าคุณสมบัติ

ฐานรองรับจะพิจารณาใช้ข้อมูลจากระดับการให้แรง $K=1.05$, $K=1.10$ และ $K=1.15$ เท่านั้นโดยในรูปที่ 5-9 แสดงข้อมูลการทรุดตัวของฐานรองรับที่จะนำไปใช้ปรับค่าคุณสมบัติของฐานรองรับ



รูปที่ 5-8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและค่าการทรุดตัว (1.20x Design load, Second cycle)

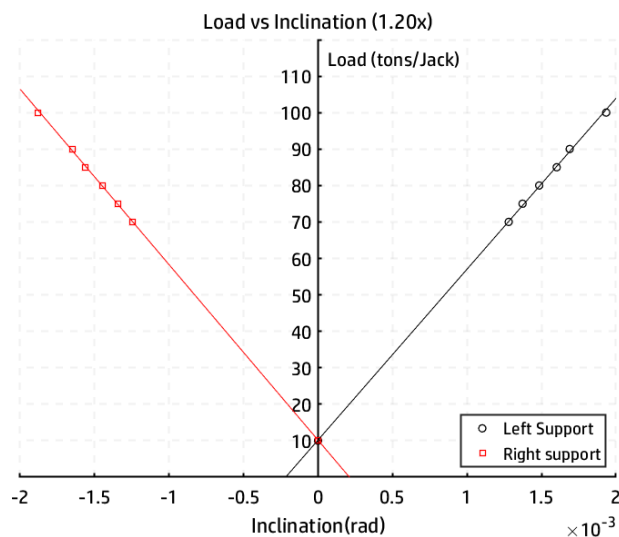


รูปที่ 5-9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและค่าการทรุดตัวที่จะนำไปใช้ปรับปรุงคุณสมบัติฐานรองรับ

5.3.2.3 การเลือกข้อมูลมุมหมุนที่ฐานรองรับ

ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบแสดงไว้ในรูปที่ 5-10 จากข้อมูลจะสามารถพิจารณาได้ว่าผลตอบสนองค่ามุมหมุนที่

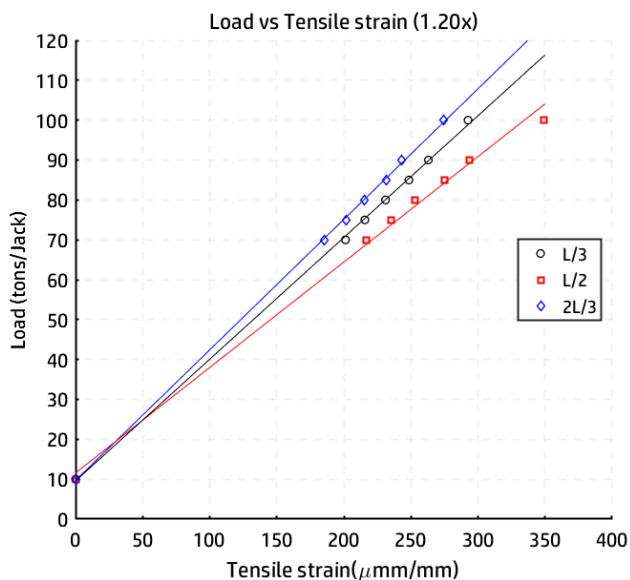
ฐานรองรับทั้งด้านซ้าย (O) และด้านขวา (L) มีลักษณะเป็นเส้นตรงโดยไม่มีผลตอบสนองจากแรงกระทำใด ๆ ที่ให้ผลตอบสนองห่างจากเส้นแนวโน้ม (Trend line) โดยในงานวิจัยนี้จะเลือกเฉพาะกรณีแรง Static live load (70 tons/Jack) เพื่อนำไปใช้ปรับเทียบค่าโมดูลัสของคอนกรีต



รูปที่ 5-10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและมุมหมุนที่ฐานรองรับ(1.20x Design load, Second cycle)

5.3.2.4 การเลือกข้อมูลความเครียดดึง

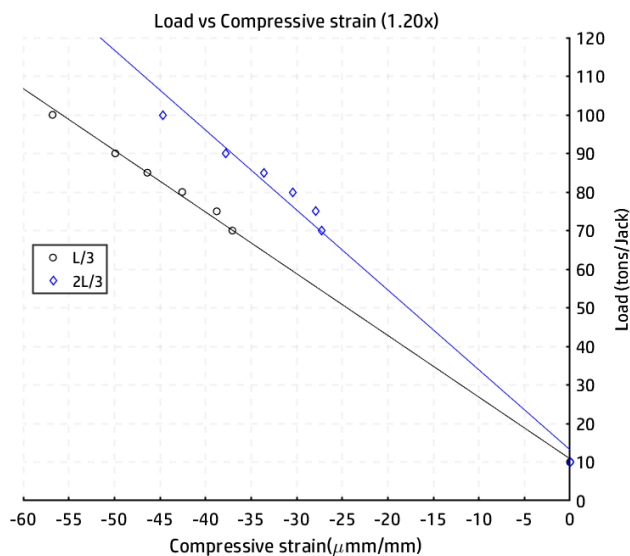
ค่าความเครียดดึงจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุก ออกแบบแสดงไว้ในรูปที่ 5-11 จากข้อมูลจะสามารถพิจารณาได้ว่าผลตอบสนองเกือบทั้งหมดมีลักษณะเป็นเส้นตรงโดยมีเพียงผลตอบสนองจากแรงระดับสูงสุด $K=1.20$ ตำแหน่ง $L/2$ ที่เริ่มเบนออกจากเส้นแนวโน้ม (Trend line) โดยในงานวิจัยฉบับนี้จะเลือกเฉพาะกรณีแรง Static live load (70 tons/Jack) เพื่อนำไปใช้ปรับเทียบค่าโมดูลัสของคอนกรีต



รูปที่ 5-11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและค่าความเครียดถึง (1.20x Design load, Second cycle)

5.3.2.5 การเลือกข้อมูลความเครียดอด

ค่าความเครียดอดจากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุก ออกแบบแสดงไว้ในรูปที่ 5-12 จากข้อมูลจะสามารถพิจารณาได้ว่าผลตอบสนองจากตำแหน่ง 2L/3 นั้นมีลักษณะค่อนข้างเบนออกจากเส้นแนวโน้ม (Trend line) และไม่มีความสม่ำเสมอของข้อมูล ดังนั้นในการพิจารณาการเปรียบเทียบค่าโมดูลัสของคอนกรีตจะพิจารณาเฉพาะผลตอบสนองที่ตำแหน่ง L/3 ซึ่งมีผลการตอบสนองค่อนข้างสม่ำเสมอและข้อมูลมีการเบนออกจากเส้นแนวโน้มเพียงเล็กน้อย โดยในงานวิจัยนี้จะพิจารณาเลือกเฉพาะกรณีแรง Static live load (70 tons/Jack)



รูปที่ 5-12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและค่าความเครียดอัด (1.20x Design load, Second cycle)

5.3.3 สรุปผลการเลือกข้อมูลเพื่อนำมาปรับปรุงแบบจำลอง

5.3.3.1 ข้อมูลที่ใช้ในการปรับปรุงค่า Modulus of Elasticity ของคอนกรีต

การปรับปรุงคุณสมบัติของคอนกรีตด้วยวิธีการลดค่า Modulus of Elasticity ของคอนกรีตนั้น จะใช้ข้อมูลจากค่าการแอ่นตัวที่ตำแหน่ง L/3, L/2 และ 2L/3 ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับ ด้านซ้ายและด้านขวา ค่าความเครียดดึงที่ตำแหน่ง L/3, L/2 และ 2L/3 และค่าความเครียดอัดที่ตำแหน่ง L/3 โดยจะพิจารณาจากกรณีแรง Static live load เพียงกรณีเดียวเนื่องจากผลตอบสนองที่เลือกใช้ในการปรับปรุงคุณสมบัติของคอนกรีตนั้น มีลักษณะค่อนข้างเป็นเส้นตรงดังแสดงในหัวข้อที่ 5.3.2 โดยตารางที่ 5-8 แสดงการเปรียบเทียบค่าผลตอบสนองที่นำไปใช้ในการปรับปรุงค่า Modulus of Elasticity ของคอนกรีตจากการทดสอบและจากผลตอบสนองจากแบบจำลองเบื้องต้น

ตารางที่ 5-8 การเปรียบเทียบระหว่างผลตอบสนองจากการทดสอบและแบบจำลองเบื้องต้น

Response	Location	Initial state 10 t/node or Jack	Performance test 70 t/Jack	Original model 70 t/node	Diff. (%)	Mean Absolute Diff. (%)
Deflection (mm)	L/3	0.00	10.57	10.43	1.34	5.30
	L/2	0.00	12.97	12.03	7.24	
	2L/3	0.00	11.15	10.33	7.34	
Inclination (rad)	Left	0.00000	0.00128	0.00108	15.36	14.98
	Right	0.00000	-0.00125	-0.00106	14.61	
Tensile stain (μm/m) (Bottom fiber)	L/3	0.00	201.20	165.61	17.69	12.89
	L/2	0.00	216.86	195.87	9.68	
	2L/3	0.00	185.46	164.51	11.30	
Compressive strain (μm/m) (2.077m above bottom fiber)	L/3	0.00	-37.05	-32.28	12.86	12.86

5.3.3.2 ข้อมูลที่ใช้ในการปรับคุณสมบัติของฐานรองรับ

ข้อมูลที่ใช้ในการปรับคุณสมบัติของฐานรองรับจะแบ่งชุดข้อมูลออกเป็นฐานรองรับด้านซ้ายและฐานรองรับด้านขวาโดยใช้ผลของแรงกระทำ $K=1.05$, $K=1.10$ และ $K=1.15$ ในการปรับแก้คุณสมบัติของฐานรองรับในแบบจำลองเบื้องต้นเพื่อให้ฐานรองรับทั้งสองข้างนั้นมีการทรุดตัวใกล้เคียงกับผลการทดสอบเชิงสถิติ

5.3.4 การปรับปรุงค่า Modulus of Elasticity ของคอนกรีต

การปรับปรุงค่า Modulus of Elasticity ของคอนกรีต (E_c) จะเป็นการปรับค่าโดยใช้ตัวคูณค่าอัลฟา (α) ในการปรับลดค่ากำลังของคอนกรีตเนื่องจากแบบจำลองเบื้องต้นนั้นมีความแข็งโดยรวมสูงกว่าโครงสร้างจริงโดยการปรับค่าโมดูลัสของคอนกรีตนั้นจะใช้ค่าอัลฟา (α) เท่ากันทุกชิ้น ส่วนย่อย โดยผลการปรับลดค่ากำลังคอนกรีตจะพิจารณาใช้ค่าอัลฟาตั้งแต่ 1.00 จนถึง 0.80 โดยผลการทดสอบที่ได้จากการปรับค่าอัลฟาและการเปรียบเทียบผลการทดสอบดังกล่าวกับการทดสอบเชิงสถิติแสดงไว้ในตารางที่ 5-9 และตารางที่ 5-10 ตามลำดับ จากตารางที่ 5-10 ค่าบวก (+) บ่งบอกถึงค่าผลตอบสนองที่ได้จากแบบจำลองมีค่าน้อยกว่าผลการทดสอบเชิงสถิติ (ไม่อนุรักษ์) และค่าลบ (-) แสดงถึงค่าการตอบสนองที่ได้จากแบบจำลองมีค่ามากกว่าผลการทดสอบเชิงสถิติ (อนุรักษ์) ซึ่งแต่ละประเภทของผลตอบสนองจะมีค่าเฉลี่ยสัมบูรณ์ของการเปรียบเทียบผลตอบสนองระหว่างผลตอบสนองจากการทดสอบและผลตอบสนองจากแบบจำลองที่ปรับค่า E_c แล้วโดยใช้ตัวคูณ อัลฟา ดังแสดงในคอลัมน์ MAD (Mean Absolute Difference) โดยรูปที่ 5-13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าตัวคูณอัลฟากับค่า MAD ของแต่ละประเภทของผลตอบสนอง

การเลือกใช้ค่าตัวคูณอัลฟาในการปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้นนั้นขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ในการนำแบบจำลองไปใช้งาน โดยแนวทางในการปรับค่าในงานวิจัยนี้เสนอไว้ 2 แนวทางดังแสดง แถบสีชมพูและสีเขียวตามลำดับโดยแนวทางแรกเป็นแนวทางที่จะนำไปใช้ในการปรับปรุงความคุ่มค่าในการก่อสร้างซึ่งจะกล่าวต่อไปในบทที่ 6

แนวทางการปรับค่าตัวคูณอัลฟาวิธีแรกนั้นจะพิจารณาเลือกค่าตัวคูณอัลฟาที่ทำให้ค่าเฉลี่ยของ MAD มีค่าต่ำที่สุดส่งผลให้ค่าผลตอบสนองโดยรวมของแบบจำลองนั้นมีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุดโดยจากตารางที่ 5-10 จะพบว่ามีเพียงค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับเท่านั้นที่เป็นค่าไม่อนุรักษ์ (ผลตอบสนองของแบบจำลองต่ำกว่าผลการทดสอบ) ค่าการแอ่นตัวนั้นเป็นค่าอนุรักษ์สูง (ผลตอบสนองของแบบจำลองสูงกว่าผลการทดสอบมาก) โดยที่ผลตอบสนองความเครียดอัดและ

ความเครียดดึงนั้นมีความแม่นยำโดยให้ผลตอบสนองใกล้เคียงกับผลตอบสนองจากการทดสอบสมรรถนะโครงสร้าง

จากผลการทดสอบสมรรถนะโครงสร้างถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุก ออกแบบนั้นพบว่าค่าความเครียดดึงมีอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำที่สุด ดังนั้นการเลือกใช้ค่าอัลฟาเท่ากับ 0.88 จึงมีความเหมาะสมในการนำแบบจำลองไปใช้ปรับปรุงความค้ำค่าในบทที่ 6 เนื่องจากแบบจำลองที่ปรับปรุงแล้วจะมีความเที่ยงตรงต่อผลการตอบสนองความเครียดดึงมาก โดยที่ยังให้ผลตอบสนองที่อนุรักษ์อยู่ที่ตำแหน่ง L/2 (-1.55%) ในขณะที่ค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับมีอัตราส่วนความปลอดภัยสูงทำให้ผลตอบสนองของแบบจำลองที่เป็นผลตอบสนองไม่อนุรักษ์นั้นสามารถนำไปใช้ปรับปรุงความค้ำค่าต่อไปได้

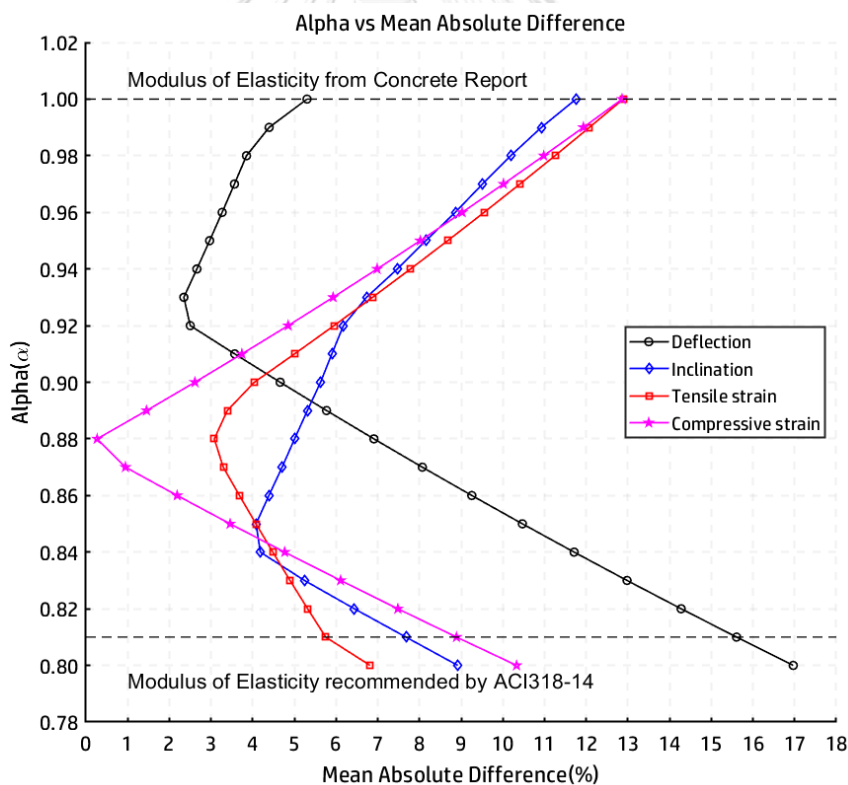
การปรับค่าตัวคูณอัลฟาวิธีที่สองจะพิจารณาการใช้ค่าตัวคูณอัลฟาที่ทำให้ผลตอบสนองทั้งหมดนั้นเป็นค่าอนุรักษ์ กล่าวคือแบบจำลองที่ผ่านการปรับปรุงนั้นจะให้ค่าผลตอบสนองที่ไม่เที่ยงตรงเมื่อเทียบกับการทดสอบแต่จะให้ค่าผลตอบสนองที่สูงกว่าในทุกผลการตอบสนองซึ่งการใช้แบบจำลองดังกล่าวในการปรับปรุงความค้ำค่าในบทที่ 6 นั้นจะมีความปลอดภัยสูงที่สุด แต่ในงานวิจัยนี้จะพิจารณาใช้ค่าตัวคูณอัลฟาวิธีแรกด้วยเหตุผลที่กล่าวไว้แล้วในข้างต้น

ตารางที่ 5-9 ผลตอบสนองของแบบจำลองที่ปรับปรุงแล้ว

α	Deflection (mm)			Inclination (rad)		Tensile stain ($\mu\text{m}/\text{m}$) (Bottom fiber)			Compressive strain ($\mu\text{m}/\text{m}$) (2.077m above bottom fiber)
	L/3	L/2	2L/3	Left	Right	L/3	L/2	2L/3	L/3
1.00	10.43	12.03	10.33	0.00108	-0.00106	165.61	195.87	164.51	-32.28
0.99	10.53	12.15	10.43	0.00109	-0.00107	167.15	197.69	166.04	-32.63
0.98	10.63	12.27	10.53	0.00110	-0.00108	168.72	199.55	167.61	-32.98
0.97	10.74	12.39	10.63	0.00112	-0.00110	170.32	201.44	169.20	-33.34
0.96	10.84	12.51	10.74	0.00113	-0.00111	171.95	203.36	170.82	-33.70
0.95	10.95	12.63	10.84	0.00114	-0.00112	173.62	205.33	172.47	-34.08
0.94	11.06	12.76	10.95	0.00115	-0.00113	175.31	207.33	174.16	-34.46
0.93	11.17	12.89	11.07	0.00116	-0.00114	177.04	209.37	175.88	-34.85
0.92	11.29	13.02	11.18	0.00117	-0.00115	178.80	211.45	177.63	-35.25
0.91	11.41	13.16	11.30	0.00118	-0.00116	180.60	213.58	179.42	-35.66
0.90	11.53	13.30	11.41	0.00120	-0.00118	182.44	215.74	181.24	-36.08
0.89	11.65	13.44	11.54	0.00121	-0.00119	184.31	217.95	183.11	-36.51
0.88	11.77	13.58	11.66	0.00122	-0.00120	186.23	220.21	185.01	-36.95
0.87	11.90	13.73	11.79	0.00124	-0.00121	188.18	222.51	186.95	-37.40
0.86	12.03	13.88	11.92	0.00125	-0.00123	190.17	224.87	188.93	-37.86
0.85	12.17	14.04	12.05	0.00126	-0.00124	192.21	227.27	190.96	-38.33
0.84	12.30	14.19	12.18	0.00128	-0.00125	194.29	229.72	193.02	-38.81
0.83	12.44	14.36	12.32	0.00129	-0.00127	196.42	232.23	195.14	-39.31
0.82	12.59	14.52	12.46	0.00131	-0.00128	198.59	234.80	197.30	-39.82
0.81	12.73	14.69	12.61	0.00132	-0.00130	200.81	237.42	199.51	-40.34
0.80	12.88	14.86	12.76	0.00134	-0.00131	203.09	240.10	201.77	-40.87

ตารางที่ 5-10 ค่าความต่างระหว่างผลการทดสอบและผลตอบสนองจากแบบจำลองที่ปรับปรุงแล้ว

α	Deflection Diff. (%)				Inclination Diff.(%)			Tensile stain Diff (%)				Compressive strain Diff (%)		Mean of MADs (%)
	L/3	L/2	2L/3	MAD	Left	Right	MAD	L/3	L/2	2L/3	MAD	L/3	MAD	
1.00	1.34	7.24	7.34	5.30	15.36	14.61	11.76	17.69	9.68	11.30	12.89	12.86	12.86	10.70
0.99	0.39	6.35	6.45	4.39	14.58	13.80	10.92	16.92	8.84	10.47	12.08	11.93	11.93	9.83
0.98	-0.58	5.44	5.54	3.85	13.72	13.00	10.19	16.14	7.98	9.63	11.25	10.98	10.98	9.07
0.97	-1.56	4.51	4.61	3.56	12.86	12.12	9.51	15.35	7.11	8.77	10.41	10.02	10.02	8.37
0.96	-2.57	3.57	3.67	3.27	12.07	11.24	8.86	14.54	6.22	7.90	9.55	9.02	9.02	7.68
0.95	-3.59	2.60	2.71	2.97	11.14	10.35	8.15	13.71	5.32	7.00	8.68	8.02	8.02	6.95
0.94	-4.64	1.62	1.72	2.66	10.28	9.47	7.47	12.87	4.39	6.10	7.79	6.99	6.99	6.23
0.93	-5.70	0.62	0.72	2.35	9.34	8.51	6.73	12.01	3.45	5.17	6.88	5.93	5.93	5.47
0.92	-6.79	-0.41	-0.30	2.50	8.40	7.62	6.18	11.13	2.49	4.22	5.95	4.85	4.85	4.87
0.91	-7.91	-1.45	-1.35	3.57	7.46	6.66	5.90	10.24	1.51	3.26	5.00	3.74	3.74	4.55
0.90	-9.04	-2.52	-2.41	4.66	6.53	5.70	5.63	9.33	0.51	2.28	4.04	2.61	2.61	4.23
0.89	-10.20	-3.61	-3.50	5.77	5.51	4.66	5.31	8.39	-0.50	1.27	3.39	1.45	1.45	3.98
0.88	-11.38	-4.72	-4.61	6.91	4.49	3.61	5.00	7.44	-1.55	0.25	3.08	0.27	0.27	3.81
0.87	-12.59	-5.86	-5.75	8.07	3.48	2.57	4.70	6.47	-2.61	-0.80	3.29	-0.95	0.95	4.25
0.86	-13.83	-7.02	-6.91	9.26	2.38	1.53	4.39	5.48	-3.69	-1.87	3.68	-2.19	2.19	4.88
0.85	-15.10	-8.21	-8.10	10.47	1.37	0.40	4.08	4.47	-4.80	-2.96	4.08	-3.46	3.46	5.52
0.84	-16.39	-9.43	-9.31	11.71	0.19	-0.64	4.18	3.44	-5.93	-4.08	4.48	-4.77	4.77	6.29
0.83	-17.71	-10.67	-10.56	12.98	-0.90	-1.85	5.24	2.38	-7.09	-5.22	4.89	-6.11	6.11	7.31
0.82	-19.06	-11.94	-11.83	14.28	-2.07	-2.97	6.44	1.30	-8.27	-6.38	5.32	-7.48	7.48	8.38
0.81	-20.45	-13.24	-13.13	15.61	-3.24	-4.17	7.67	0.19	-9.48	-7.57	5.75	-8.89	8.89	9.48
0.80	-21.86	-14.58	-14.46	16.97	-4.42	-5.38	8.92	-0.94	-10.72	-8.79	6.81	-10.33	10.33	10.76



รูปที่ 5-13 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าตัวคูณ ALPHA และ Mean Absolute Difference

5.3.5 การปรับคุณสมบัติของฐานรองรับ

แบบจำลองเบื้องต้นนั้นจะใช้ฐานรองรับที่ไม่สามารถหลุดตัวได้ ($D_2 = 0$ mm) โดยการปรับคุณสมบัติของฐานรองรับนั้น จะพิจารณาใช้ค่าความชันระหว่างแรงปฏิกิริยาที่ฐานรองรับและค่าการหลุดตัวที่ได้จากการทดสอบถึงระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกกออกแบบโดยจากตารางที่ 5-11 การปรับคุณสมบัติของฐานรองรับทั้งสองข้างจะเปลี่ยนจากด้านการเคลื่อนที่ในแนวตั้งสมบูรณ์เป็นฐานรองรับที่สามารถหลุดตัว (Spring support) ได้โดยใช้ค่าความแข็ง (Stiffness) ของฐานรองรับด้านซ้ายและฐานรองรับด้านขวาเท่ากับ 2788.2 และ 2661.0 tons/mm ตามลำดับ

ตารางที่ 5-11 การคำนวณค่าความแข็งของฐานรองรับ

Load (tons/Jack)	Left Support			Right Support		
	Reaction (tons)	Settlement (mm)	Slope (tons/mm)	Reaction (tons)	Settlement (mm)	Slope (tons/mm)
10	50	0.000		50.0	0.000	
80	400	0.124	2788.2	400.0	0.132	2661.0
85	425	0.136		425.0	0.142	
90	450	0.143		450.0	0.149	

5.4 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่ผ่านการปรับปรุงแล้ว

5.4.1 ผลวิเคราะห์โครงสร้างเชิงพลวัต

แบบจำลองที่ปรับปรุงแล้วนั้นจะมีค่าความแข็งโดยรวมของโครงสร้าง (Structural stiffness) ลดลงเนื่องจากการปรับลดค่ากำลังของคอนกรีต ดังนั้นความถี่ธรรมชาติแนวตั้งที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างจึงมีคาลดลงเช่นเดียวกัน เนื่องจากค่าความถี่ธรรมชาตินั้นแปรผันโดยตรงกับรากที่สองของค่าความแข็งของโครงสร้างโดยมีผลการวิเคราะห์แสดงไว้ในตารางที่ 5-12 ซึ่งมีค่าความถี่ธรรมชาติที่ต่ำที่สุดจากกรณี $SDL=209$ kN/m มีค่าเท่ากับ 3.640 Hz

ตารางที่ 5-12 ค่าความถี่ธรรมชาติแนวตั้งจากการปรับปรุงแบบจำลอง

Viaduct Configuration	Vertical Natural Frequency (Hz)		Min. Frequency (Hz) TB 10621-2014
	Original Model	Modified Model	
Viaduct without SDL	5.605	5.249	
Viaduct with $SDL=173$ kN/m	4.072	3.814	3.059
Viaduct with $SDL=192$ kN/m	3.971	3.718	
Viaduct with $SDL=209$ kN/m	3.886	3.640	

ตารางที่ 5-15 การเปรียบเทียบผลการทดสอบและผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่ปรับปรุงแล้ว

Comparison of Results (Calibrated Model vs Structural Performance Test)										
Response	Location	Initial state 10 t/Jack	Base level 30 t/Jack	K=0.80 45 t/Jack	Static LL 70 t/Jack	K=1.00 75 t/Jack	K=1.05 80 t/Jack	K=1.10 85 t/Jack	K=1.15 90 t/Jack	K=1.20 100 t/Jack
Deflection (mm)	0	0.00%	-110.61%	-47.6%	-9.19%	-7.91%	-1.61%	0.94%	0.01%	11.78%
	L/3	0.00%	-10.20%	-13.76%	-12.54%	-13.45%	-12.94%	-12.22%	-13.23%	-10.82%
	L/2	0.00%	-4.07%	-6.96%	-5.69%	-6.60%	-6.28%	-5.66%	-6.71%	-4.94%
	2L/3	0.00%	-3.42%	-6.74%	-5.72%	-6.46%	-6.17%	-5.54%	-6.57%	-5.03%
	L	0.00%	-24.27%	-18.44%	-1.05%	-0.44%	0.21%	1.03%	-0.95%	6.81%
Inclination (rad)	Left	0.00%	5.65%	3.17%	4.42%	3.46%	3.88%	4.56%	3.44%	5.14%
	Right	0.00%	4.14%	2.13%	3.53%	2.98%	2.93%	4.00%	2.72%	4.00%
Tensile stain ($\mu\text{m}/\text{m}$) (Bottom fiber)	L/3	0.00%	8.60%	5.68%	7.45%	6.45%	5.98%	6.33%	5.60%	4.54%
	L/2	0.00%	-0.33%	-5.28%	-1.54%	-1.54%	-1.45%	-0.16%	0.12%	5.47%
	2L/3	0.00%	0.59%	-1.48%	0.26%	0.55%	-0.18%	0.08%	-1.51%	-1.16%
Compressive strain ($\mu\text{m}/\text{m}$) (2.077m above bottom fiber)	L/3	0.00%	10.95%	-1.13%	0.26%	-3.26%	-1.30%	0.41%	1.26%	2.39%
	L/2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2L/3	-	-	-	-	-	-	-	-	-

5.5 สรุปผลการปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้น

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างเชิงพลวัตที่ผ่านการปรับปรุงแล้วจะสามารถสรุปได้ว่า ค่าความถี่ธรรมชาติแนวตั้งของแบบจำลองนั้นมีค่าลดลงโดยมีผลมาจากทั้งการปรับลดค่ากำลังของคอนกรีตและการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของฐานรองรับโดยค่าความถี่ธรรมชาติแนวตั้งต่ำสุดนั้นมีค่าลดลงจาก 3.886 Hz เป็น 3.640 Hz ซึ่งลดลง 6.33% แต่เมื่อเทียบกับขีดจำกัดจากมาตรฐาน TB 10621-2014 นั้นพบว่ายังคงสามารถผ่านเกณฑ์การทดสอบได้

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างเชิงสถิตที่ผ่านการปรับปรุงแล้วพบว่าผลตอบสนองการแอ่นตัวของโครงสร้างนั้นมีความอนุรักษ์สูง เนื่องจากผลตอบสนองที่ได้นั้นมีค่ามากกว่าผลการทดสอบโครงสร้างเฉลี่ยประมาณ 8% ในขณะที่ผลตอบสนองค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับนั้นไม่มีความอนุรักษ์ เนื่องจากผลตอบสนองที่ได้จากแบบจำลองนั้นมีค่าต่ำกว่าผลทดสอบในช่วงประมาณ 4% ผลตอบสนองความเค้นอัดและความเค้นดึงนั้นเป็นผลตอบสนองหลักที่จะมีความสำคัญในการพิจารณาปรับความคุ่มค่าในการก่อสร้างในบทที่ 6 ดังนั้นในงานวิจัยฉบับนี้จึงมุ่งเน้นในการปรับแบบจำลองให้มีความเที่ยงตรงต่อผลตอบสนองความเค้น โดยทั้งค่าความเค้นดึงและค่าความเค้นอัดมีค่าแตกต่างจากผลการทดสอบโดยเฉลี่ยประมาณ 3% ซึ่งมีเพียงค่าความเค้นที่ตำแหน่ง L/3 จากแบบจำลองเท่านั้นที่ให้ค่าไม่อนุรักษ์เมื่อเทียบกับผลการทดสอบ

แบบจำลองที่ผ่านการปรับปรุงแล้วมีพฤติกรรมและผลตอบสนองใกล้เคียงกับผลการทดสอบโครงสร้าง โดยให้ค่าผลตอบสนองที่ปลอดภัยในผลตอบสนองความเค้นดึง ความเค้นอัด และค่าการแอ่นตัวของโครงสร้าง ทำให้การนำแบบจำลองที่ผ่านการปรับปรุงแล้วไปประยุกต์ใช้ในการปรับปรุงความคุ่มค่าในการก่อสร้างต่อไปในบทที่ 6

บทที่ 6

การปรับปรุงหน้าตัดโครงสร้างเพื่อความคุ้มค่าในการก่อสร้าง

6.1 วัตถุประสงค์ในการปรับปรุงหน้าตัด

เนื่องจากโครงการรถไฟฟ้าความเร็วสูง กรุงเทพฯ - หนองคาย ถูกออกแบบโดยวิศวกรจากประเทศจีนซึ่งอาจไม่มีข้อมูลของคุณภาพในกระบวนการก่อสร้างทางวิ่งยกระดับในประเทศไทยเช่น การควบคุมคุณภาพของคอนกรีต เหล็ก ฯลฯ และคุณภาพการก่อสร้างของแรงงานฝีมือ จึงอาจมีการเผื่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัยไว้สูง ประกอบกับการเลือกใช้โครงสร้างที่ใช้การเดินลวดอัดแรงชนิดภายใน (Internal tendons) ทำให้โครงสร้างมีความอนุรักษ์สูง และอาจเกิดความจำเป็นเมื่อเทียบกับเกณฑ์การออกแบบตามมาตรฐานจีน ซึ่งสามารถยืนยันได้โดยผลการทดสอบในบทที่ 4 และผลวิเคราะห์ในบทที่ 5 ดังนั้นการปรับปรุงหน้าตัดโครงสร้างโดยอ้างอิงผลการทดสอบสมรรถนะ โครงสร้างจะช่วยเพิ่มความมั่นใจสำหรับวิศวกรผู้ออกแบบหากจะนำไปปรับแก้แบบการก่อสร้างให้มีความประหยัดมากขึ้นก่อนการก่อสร้างจริง หรือนำไปปรับใช้ในช่วงการก่อสร้างโครงสร้างทางวิ่งยกระดับเฟสอื่นต่อไปในอนาคต ซึ่งงานวิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีจุดประสงค์หลักในการศึกษาความเป็นไปได้ในการทำให้โครงสร้างมีประสิทธิภาพ และมีความประหยัดในการก่อสร้างมากขึ้นเมื่อเทียบกับโครงสร้างเดิมที่ใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ผ่านการปรับเทียบจากผลการทดสอบสมรรถนะภาคสนามดังแสดงรายละเอียดไว้ในบทที่ 5

6.2 ขอบเขตและข้อจำกัดในการปรับปรุงความคุ้มค่า

การปรับปรุงความคุ้มค่าในการออกแบบโครงสร้างทางวิ่งยกระดับนั้นมีขอบเขตการศึกษาเฉพาะโครงสร้างทางวิ่งยกระดับโครงรถไฟฟ้าความเร็วสูงในความร่วมมือระหว่างรัฐบาลไทยและรัฐบาลจีนเท่านั้น การปรับปรุงความคุ้มค่าในการออกแบบจะพิจารณาใช้แบบจำลองที่ปรับปรุงด้วยผลการทดสอบสมรรถนะโครงสร้างในบทที่ 5 โดยใช้คุณสมบัติของวัสดุ แรงกระทำในกรณีต่าง ๆ และคุณสมบัติของฐานรองรับตามเดิม ในการปรับปรุงความคุ้มค่าจะการใช้การปรับลดปริมาณคอนกรีต และเส้นลวดอัดแรงผ่านการปรับลดค่าความหนาของหน้าตัดที่ใช้ในโครงสร้างทางวิ่งยกระดับและการเปลี่ยนจำนวนเส้นลวดอัดแรงภายในหน้าตัดโครงสร้าง เนื่องจากการปรับปรุงความคุ้มค่าในการออกแบบนั้นจะพิจารณาเพื่อใช้แทนที่โครงสร้างที่อาจเกิดขึ้นในอนาคต ดังนั้นเพื่อรักษาเส้นทาง (Alignment) และระดับความสูงช่องลอดใต้โครงสร้าง (Clearance) เดิม จึงต้องคงความลึกของหน้า

ตัด ความกว้างส่วนปีกและความกว้างแผ่นพื้นไว้ที่ 2.686 เมตร 12.20 เมตรและ 4.60 เมตรตามขนาดโครงสร้างเดิม

6.3 กระบวนการปรับปรุงและผลการปรับปรุงความคุ้มค่าในการออกแบบ

การปรับปรุงความคุ้มค่าในการออกแบบจะใช้เกณฑ์การออกแบบตามมาตรฐานจีนเพื่อใช้กำหนดขีดจำกัดของโครงสร้าง โดยค่าการแอ่นตัวและมูมหมุนที่บริเวณฐานรองรับของโครงสร้างจะใช้ผลตอบสนองจาก ZK live load เพียงอย่างเดียว ในขณะที่ค่าความเค้นที่เกิดขึ้นนั้นจะพิจารณาจากการรวมแรง (Load combination) 2 แบบ จากแรง 4 ชนิดได้แก่ DL+PS+ZK live load และ DL+SDL+PS+ZK live load ซึ่งเป็นการรวมแรงวิกฤตตามผู้ออกแบบโครงสร้างจากประเทศจีนดังแสดงผลการวิเคราะห์โครงสร้างทางวิงยกระดับเดิมไว้ในภาคผนวก ง โดยน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่ (DL) น้ำหนักบรรทุกทุกคงที่ส่วนเพิ่ม (SDL) แรงจากลวดอัดแรง (PS) และแรงจาก ZK live load เป็นแรงกระทำหลักแก่ตัวโครงสร้างทางวิงยกระดับ (Viaduct) โดยในงานวิจัยฉบับนี้จะไม่คำนึงถึงผลจากแรงกระทำอื่น ๆ เช่น แรงเหวี่ยง (CF) แรงลม (WF) แรงจากแรงเบรก (BF) ฯลฯ เนื่องจากโครงสร้างทางวิงยกระดับมีลักษณะเป็นโครงสร้างคานอย่างง่ายและไม่ต่อเนื่อง ดังนั้นแรงกระทำดังกล่าวจะรับภาระส่วนใหญ่โดยเสาและฐานรากของโครงสร้างทางวิงยกระดับ

การปรับปรุงความคุ้มค่าในงานวิจัยนี้จะพิจารณาเริ่มจากการใช้หน้าตัดที่ออกแบบไว้สำหรับโครงสร้างทางวิงรถไฟโครงการเชื่อมสามสนามบินช่วงบางซื่อ-ดอนเมือง หน้าตัดดังกล่าวมีการเดินลวดอัดแรงชนิดภายนอก (External tendon) ทำให้มีขนาดความหนาโดยรวมน้อยกว่าโครงสร้างต้นแบบ จากการวิเคราะห์โครงสร้างทางวิงรถไฟบางซื่อ-ดอนเมืองโดยใช้ปัจจัยพื้นฐานตามแบบจำลองที่ผ่านการปรับปรุงแล้วในบทที่ 5 (มีคุณสมบัติของวัสดุ คุณสมบัติของฐานรองรับ ความยาวช่วง และจำนวนชิ้นส่วนย่อยภายในช่วงพาดตามเดิม) พบว่าโครงสร้างทางวิงยกระดับจากต้นแบบรถไฟบางซื่อ-ดอนเมือง (Bangsue-Donmuang Original Section) มีค่าความถี่ธรรมชาติในแนวตั้งไม่ผ่านเกณฑ์การทดสอบที่มีขีดจำกัดต่ำสุดเท่ากับ 3.059 Hz ดังแสดงผลตอบสนองเทียบเกณฑ์การทดสอบ TB 10621-2014 ในตารางที่ 6-1 อย่างไรก็ตามหน้าตัดในโครงสร้างทางวิงรถไฟบางซื่อ-ดอนเมืองมีขนาดความกว้างของแผ่นพื้นบน แผ่นพื้นล่าง และความลึกของหน้าตัดเพียง 10.20, 4.0 และ 2.30 เมตรเท่านั้น เพื่อรักษามิติเดิมจึงจำเป็นต้องทำการขยายขนาดหน้าตัดให้ได้มิติสอดคล้องกับโครงการรถไฟความเร็วสูงในงานวิจัย

หน้าตัด Bangsue-Donmuang Scaled-section เป็นหน้าตัดที่ผ่านการปรับขนาดของหน้าตัดให้มีความกว้างและความลึกตามโครงสร้างในโครงการรถไฟฟ้าความเร็วสูง ไทย-จีน โดยเมื่อนำไปวิเคราะห์โครงสร้างแล้วพบว่าผลตอบสนองผ่านเกณฑ์การทดสอบทุกประการ โดยมีผลการใช้คอนกรีตและลวดอัดแรงลง 18.5% และ 23.7% ตามลำดับดังในตารางที่ 6-1 ดังนั้นหน้าตัดชนิดนี้จึงเป็นเสมือนจุดเริ่มต้นในงานวิจัยซึ่งจะนำไปใช้คำนวณความคุ้มค่าต่อไป

เนื่องจากหน้าตัด Bangsue-Donmuang Scaled-section นั้นยังคงผ่านเกณฑ์การทดสอบโครงสร้าง ในงานวิจัยฉบับนี้จึงเสนอแนวทางในการลดขนาดหน้าตัดเพิ่มเติมโดยจะลดขนาดขึ้นส่วนชนิดกึ่งกลางช่วงเท่านั้นโดยจะพิจารณาคงขึ้นส่วนบริเวณฐานรองรับเอาไว้ให้มีขนาดตามเดิมเนื่องจากแบบจำลองที่ปรับปรุงแล้วในบทที่ 5 ไม่ได้นำค่าความเค้นเฉือนมาเป็นข้อพิจารณาเพื่อความปลอดภัยเนื่องจากบริเวณฐานรองรับนั้นมีค่าความเค้นเฉือนสูง งานวิจัยฉบับนี้จึงพิจารณาไม่ปรับลดความหนาของขึ้นส่วนที่บริเวณฐานรองรับซึ่งมีความยาวด้านละ 2.0 เมตรโดยจะพิจารณาเปลี่ยนแปลงขนาดของโครงสร้างในขึ้นส่วนที่เหลือรวมความยาว 28.6 เมตรจากความยาวทั้งหมดรวม 32.6 เมตร

ตารางที่ 6-1 ผลการวิเคราะห์หน้าตัดบางข้อ-ตอนเมือง

Optimization					
Load combination	Properties and criteria	Limit	Original Section (Mid-Span Section)	Bangsue-Donmuang Section	
				Original Section	Scaled-section
Section Properties	Concrete cross section area (m ²)	-	7.358	4.291 (-41.7%)	5.994 (-18.5%)
	Total tendon cross section area (m ²)	-	0.04545	0.03468 (-23.7%)	0.03468 (-23.7%)
	Number of Tendons per duct	-	20/18/15	25	25
	Moment of Inertia (I _{yy}) (m ⁴)	-	6.498	3.189	6.074
	Width (m)	12.200	12.200	10.200	12.200
	Depth (m)	2.686	2.686	2.300	2.686
ZK live load	Deflection (mm)	22.5	9.04	18.95	10.18
	End rotation (rad)	0.002	0.00083	0.001781	0.00093
-	Natural frequency [DL+SDL] (Hz)	3.059	3.640	2.929	3.732
PS+DL +ZK LL	Max. stress at top slab (MPa)	3.10	-1.33	1.39	-1.74
	Min. stress at top slab (MPa)	-20.10	-4.24	-6.87	-6.01
	Max. stress at bottom slab (MPa)	3.10	-7.33	-1.08	-0.68
	Min. stress at bottom slab (MPa)	-20.10	-17.64	-17.65	-14.62
	Max. shear stress (MPa)	5.70	1.85	3.29	2.14
	Min. shear stress (MPa)	-5.70	-1.72	-1.51	-0.87
PS+DL+SDL +ZK LL	Max. stress at top slab (MPa)	3.10	-2.07	-2.87	-2.83
	Min. stress at top slab (MPa)	-22.11	-7.58	-9.67	-8.58
	Max. stress at bottom slab (MPa)	3.10	-4.27	-2.29	-0.05
	Min. stress at bottom slab (MPa)	-22.11	-12.83	-9.13	-7.15
	Max. shear stress (MPa)	5.70	2.25	1.52	2.12
	Min. shear stress (MPa)	-5.70	-2.23	-2.28	-2.12

เพื่อเป็นแนวทางเบื้องต้นในการศึกษาการปรับปรุงความคุ้มค่าในการออกแบบกระบวนการในการลดขนาดหน้าตัดและการลดจำนวนเส้นลวดอัดแรงนั้น จะเริ่มจากการกำหนดหน้า

ตัด Section A1 ถึง Section A6 โดยหน้าตัดดังกล่าวเป็นหน้าตัดที่ลดขนาดความหนาภายในของหน้าตัดบางส่วน Bangsue-Donmuang Scaled-section ลง 10% ถึง 60% ตามลำดับโดยมีจำนวนเส้นลวด 25 เส้นต่อท่อ (Duct) ตามเดิม ผลการวิเคราะห์พบว่าหน้าตัด Section A1 และ Section A2 ยังคงผ่านเกณฑ์การทดสอบโดยที่ Section A3 ถึง Section A5 ไม่ผ่านเกณฑ์ความเค้น และ Section A6 ไม่ผ่านเกณฑ์ค่าความถี่ธรรมชาติและเกณฑ์ความเค้นดังตารางที่ 6-2 ดังนั้น Section A6 จึงไม่ถูกพิจารณาต่อ

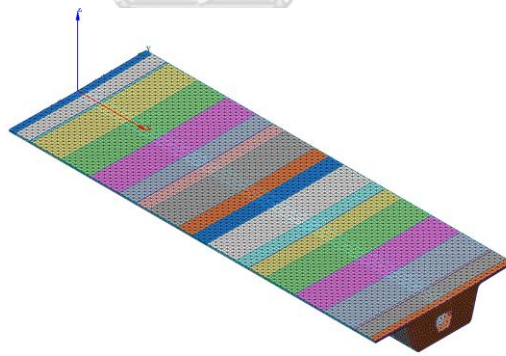
หน้าตัด Section B1 ถึง B5 และ Section C1 ถึง C5 ถูกกำหนดขึ้นมาเพื่อใช้หาจำนวนเส้นลวดภายในหน้าตัด Section A1 ถึง Section A5 ที่น้อยที่สุดที่เป็นไปได้โดยมีความแตกต่างคือ Section B1 ถึง Section B5 จะไม่ยอมให้เกิดความเค้นดึงขึ้นบนหน้าตัดแต่ Section C1 ถึง Section C5 จะยอมให้เกิดความเค้นดึงขึ้นได้ตามที่มาตรฐาน TB 10621-2014 กำหนด (3.10 MPa) จากการวิเคราะห์โครงสร้างพบว่า Section B3 ถึง B5 และ Section C5 ไม่ผ่านเกณฑ์โดยมีผลแสดงในตารางที่ 6-3 และ ตารางที่ 6-4 สำหรับ Section B และ Section C ตามลำดับ หน้าตัดที่ผ่านเกณฑ์และมีความคุ้มค่าที่สุดจากการวิเคราะห์ได้แก่ Section B2 หากไม่ยอมให้มีความเค้นดึงภายในหน้าตัดและ Section C4 โดยยอมให้มีความเค้นดึงเกิดขึ้นได้ไม่เกิน 3.10 MPa

หน้าตัด Section B2 และ Section C4 นั้นผ่านเกณฑ์การทดสอบโครงสร้างตามมาตรฐาน TB 10621-2014 ด้วยขีดจำกัดด้านความเค้นดึงและความเค้นอัด โดยจากบทที่ 5 แบบจำลองที่ปรับปรุงแล้วนั้นไม่ให้อายุการใช้งานในผลตอบแทนของมุมหมุนที่ฐานรองรับและค่าความเค้นเฉือน ดังนั้นจากการที่ผลตอบแทนค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับและค่าความเค้นเฉือนจากแบบจำลองที่ใช้หน้าตัด Section B2 และ Section B4 ยังมีค่าต่ำกว่าขีดจำกัดอยู่พอสมควรทำให้แบบจำลองที่ใช้จากการปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้นในบทที่ 5 นั้นมีความน่าเชื่อถือมากยิ่งขึ้น

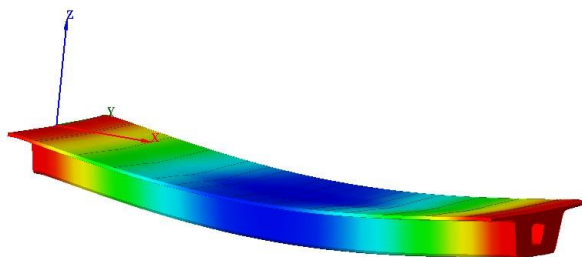
การจำลองพฤติกรรมโครงสร้างในการพิจารณาความคุ้มค่าในการลดขนาดหน้าตัดทั้งหมดนั้น ใช้แบบจำลองโครงสร้างซึ่งเป็นโครงสร้างเชิงเส้น (Line Element) ในโปรแกรม Midas Civil อย่างไรก็ตามเพื่อเป็นการยืนยันผลการวิเคราะห์และเพื่อตรวจสอบผลตอบแทนในงานวิจัยฉบับนี้จึงพิจารณาใช้การวิเคราะห์โดยใช้โครงสร้างของแข็ง (Solid Element) ในโปรแกรม Midas FEA โดยจะพิจารณาใช้ขนาดความกว้างของเอลิเมนต์ไม่เกิน 200 mm เพื่อให้ผลตอบแทนนั้นมีความแม่นยำ แต่จะไม่พิจารณาถึงผลของความเค้นเฉพาะจุด (local stress) ที่ตำแหน่งต่าง ๆ ของหน้าตัด โครงสร้างโดยฐานรองรับในแบบจำลองจะเปลี่ยนเป็นฐานรองรับแบบพื้นที่ (Surface boundary)

โดยมีรูปตัวอย่างแบบจำลองและการแอนตัวจากภาระกระทำ ZK Live load ในรูปที่ 6-1 และรูปที่ 6-2 ตามลำดับ จากการวิเคราะห์โครงสร้างพบว่าผลตอบสนองที่ได้จากโปรแกรม Midas FEA ให้ค่าใกล้เคียงกันกับผลตอบสนองจากโปรแกรม Midas Civil ดังแสดงในตารางที่ 6-5 โดยทั้งหน้าตัด Section B2 และ Section C4 นั้นยังคงผ่านเกณฑ์การทดสอบตามมาตรฐานจีน TB 10621-2014

หน้าตัดตามขวาง Bangsue-Donmuang section, Bangsue-Donmuang Scaled-section, Section B2 และ Section C4 มีมิติแสดงไว้ในรูปที่ 6-3 ถึงรูปที่ 6-6 ตามลำดับโดยทั้งสี่หน้าตัดดังกล่าวจะใช้หน้าตัดชนิดปลายช่วงที่มีมิติแสดงในรูปที่ 6-7 จากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้นด้วยผลการทดสอบสมรรถนะภาคสนามพบว่า หน้าตัด Bangsue-Donmuang Scaled-section, Section B2 และ Section C4 นั้นเป็นหน้าตัดที่สามารถใช้แทนหน้าตัดโครงสร้างรถไฟความเร็วสูง ไทย-จีน ได้โดยยังคงผ่านเกณฑ์การทดสอบ TB 10621-2014 อย่างไรก็ตามการจะนำหน้าตัดทั้งสามไปประยุกต์ใช้ในโครงการรถไฟความเร็วสูงในอนาคตจำเป็นต้องออกแบบอย่างละเอียดต่อไปเนื่องจากการวิเคราะห์ดังกล่าวเป็นเพียงการวิเคราะห์ที่พิจารณาเฉพาะโครงสร้างส่วนบน (Superstructure) เพื่อแสดงให้เห็นถึงความเป็นไปได้ในการลดต้นทุนค่าก่อสร้าง



รูปที่ 6-1 แบบจำลองโครงสร้างจากโปรแกรม Midas FEA



รูปที่ 6-2 การแอนตัวของโครงสร้างจากแรงกระทำ ZK Live load จากโปรแกรม Midas FEA

ตารางที่ 6-2 ผลการวิเคราะห์หน้าตัด Section A

Load combination	Properties and criteria	Limit	Optimization					
			Optimized section					
			Section A1	Section A2	Section A3	Section A4	Section A5	Section A6
Section Properties	Concrete cross section area (m ²)	-	5.162 (-29.8%)	4.682 (-36.4%)	4.256 (-42.2%)	3.819 (-48.1%)	3.469 (-52.9%)	2.998 (-59.3%)
	Total tendon cross section area (m ²)	-	0.03468 (-23.7%)	0.03468 (-23.7%)	0.03468 (-23.7%)	0.03468 (-23.7%)	0.03468 (-23.7%)	0.03468 (-23.7%)
	Number of Tendons per duct	-	25	25	25	25	25	25
	Moment of Inertia (I _{yy}) (m ⁴)	-	5.365	4.920	4.484	4.032	3.604	3.113
	Width (m)	12.200	12.200	12.200	12.200	12.200	12.200	12.200
	Depth (m)	2.686	2.686	2.686	2.686	2.686	2.686	2.686
ZK live load	Deflection (mm)	22.5	11.56	12.62	13.86	15.44	17.27	20.01
	End rotation (rad)	0.002	0.00106	0.00115	0.00126	0.00140	0.00157	0.00182
-	Natural frequency [DL+SDL] (Hz)	3.059	3.611	3.521	3.419	3.301	3.171	3.010
PS+DL +ZK LL	Max. stress at top slab (MPa)	3.10	-1.34	-1.29	-1.18	-0.99	-0.80	-0.80
	Min. stress at top slab (MPa)	-20.10	-6.87	-7.44	-7.96	-8.64	-9.19	-10.33
	Max. stress at bottom slab (MPa)	3.10	-0.75	-0.78	-0.81	-0.83	-0.86	-0.89
	Min. stress at bottom slab (MPa)	-20.10	-17.65	-20.05	-22.93	-26.55	-31.21	-37.78
	Max. shear stress (MPa)	5.70	2.64	3.00	3.44	4.00	4.74	5.79
	Min. shear stress (MPa)	-5.70	-1.15	-1.35	-1.59	-1.90	-2.29	-2.87
PS+DL+SDL +ZK LL	Max. stress at top slab (MPa)	3.10	-2.83	-2.83	-2.83	-2.83	-2.83	-2.83
	Min. stress at top slab (MPa)	-22.11	-9.67	-10.21	-10.79	-11.52	-11.99	-13.11
	Max. stress at bottom slab (MPa)	3.10	-0.13	-0.16	-0.19	-0.22	-0.25	-0.28
	Min. stress at bottom slab (MPa)	-22.11	-9.13	-10.76	-12.68	-15.07	-18.15	-22.53
	Max. shear stress (MPa)	5.70	2.28	2.38	2.53	2.72	3.01	3.39
	Min. shear stress (MPa)	-5.70	-2.28	-2.38	-2.53	-2.72	-3.01	-3.39

ตารางที่ 6-3 ผลการวิเคราะห์หน้าตัด Section B

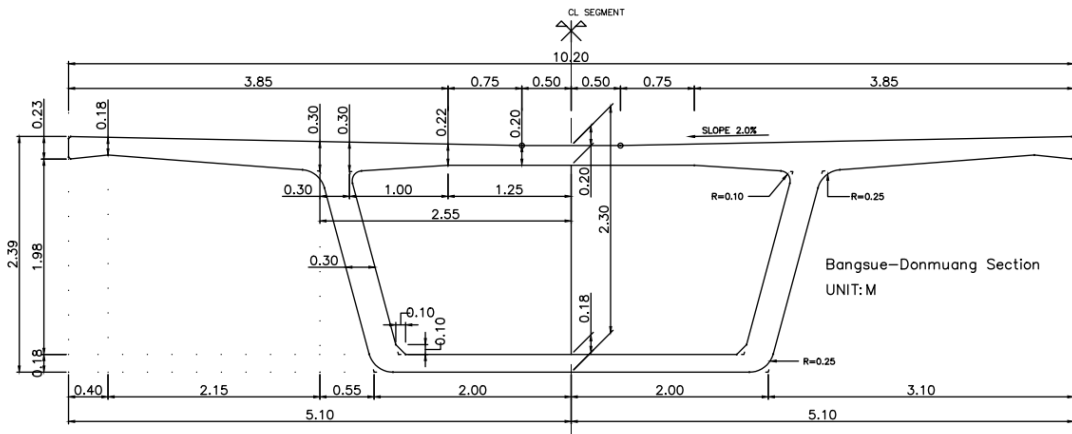
Load combination	Properties and criteria	Limit	Optimization				
			Optimized section				
			Section B1	Section B2	Section B3	Section B4	Section B5
Section Properties	Concrete cross section area (m ²)	-	5.162 (-29.8%)	4.682 (-36.4%)	4.256 (-42.2%)	3.819 (-48.1%)	3.469 (-52.9%)
	Total tendon cross section area (m ²)	-	0.03329 (-26.8%)	0.03190 (-29.8%)	0.03190 (-29.8%)	0.03051 (-32.9%)	0.03051 (-32.9%)
	Number of Tendons per duct	-	24	23	23	22	22
	Moment of Inertia (I _{yy}) (m ⁴)	-	5.365	4.920	4.484	4.032	3.604
	Width (m)	12.200	12.200	12.200	12.200	12.200	12.200
	Depth (m)	2.686	2.686	2.686	2.686	2.686	2.686
ZK live load	Deflection (mm)	22.5	11.56	12.62	13.86	15.44	17.27
	End rotation (rad)	0.002	0.00106	0.00115	0.00126	0.00140	0.00157
-	Natural frequency [DL+SDL] (Hz)	3.059	3.611	3.419	3.419	3.301	3.171
PS+DL +ZK LL	Max. stress at top slab (MPa)	0.00	-1.40	-1.41	-1.30	-1.18	-1.01
	Min. stress at top slab (MPa)	-20.10	-6.64	-6.94	-7.43	-7.76	-8.25
	Max. stress at bottom slab (MPa)	0.00	-0.68	-0.65	-0.67	-0.64	-0.67
	Min. stress at bottom slab (MPa)	-20.10	-16.73	-18.03	-20.68	-22.73	-26.81
	Max. shear stress (MPa)	5.70	2.52	2.72	3.12	3.46	4.11
	Min. shear stress (MPa)	-5.70	-1.02	-1.07	-1.27	-1.36	-1.67
PS+DL+SDL +ZK LL	Max. stress at top slab (MPa)	0.00	-2.71	-2.60	-2.60	-2.49	-2.48
	Min. stress at top slab (MPa)	-22.11	-9.69	-10.27	-10.84	-11.60	-12.07
	Max. stress at bottom slab (MPa)	0.00	-0.06	-0.03	-0.05	-0.01	-0.05
	Min. stress at bottom slab (MPa)	-22.11	-8.22	-8.74	-10.42	-11.25	-13.75
	Max. shear stress (MPa)	5.70	2.41	2.66	2.85	3.26	3.64
	Min. shear stress (MPa)	-5.70	-2.41	-2.66	-2.85	-3.26	-3.64

ตารางที่ 6-4 ผลการวิเคราะห์หน้าตัด Section C

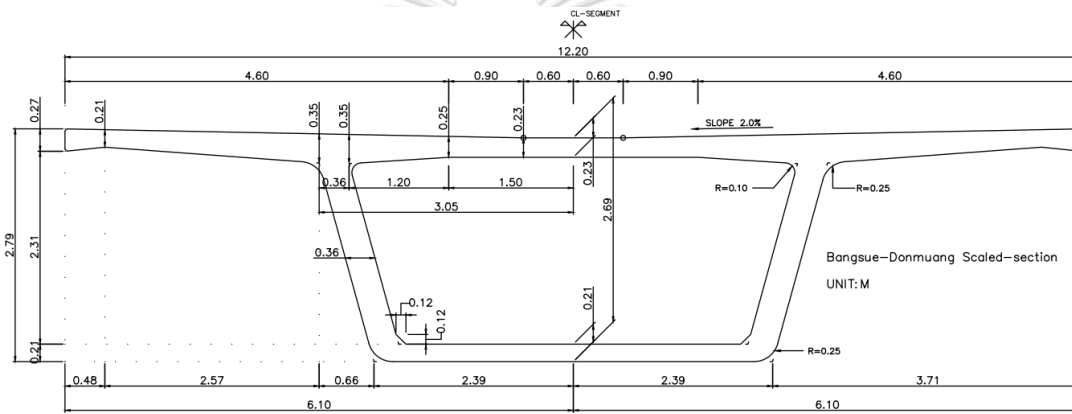
Optimization							
Load combination	Properties and criteria	Limit	Optimized section				
			Section C1	Section C2	Section C3	Section C4	Section C5
Section Properties	Concrete cross section area (m ²)	-	5.162 (-29.8%)	4.682 (-36.4%)	4.256 (-42.2%)	3.819 (-48.1%)	3.469 (-52.9%)
	Total tendon cross section area (m ²)	-	0.02774 (-39.0%)	0.02774 (-39.0%)	0.02635 (-42.0%)	0.02635 (-42.0%)	0.02635 (-42.0%)
	Number of Tendons per duct	-	20	20	19	19	19
	Moment of Inertia (I _{yy}) (m ⁴)	-	5.365	4.920	4.484	4.032	3.604
	Width (m)	12.200	12.200	12.200	12.200	12.200	12.200
	Depth (m)	2.686	2.686	2.686	2.686	2.686	2.686
ZK live load	Deflection (mm)	22.5	11.56	12.62	13.86	15.44	17.27
	End rotation (rad)	0.002	0.00106	0.00115	0.00126	0.00140	0.00157
-	Natural frequency [DL+SDL] (Hz)	3.059	3.611	3.419	3.419	3.301	3.171
PS+DL+ZK LL	Max. stress at top slab (MPa)	3.10	-1.64	-1.59	-1.55	-1.37	-1.21
	Min. stress at top slab (MPa)	-20.10	-5.93	-6.35	-6.52	-7.01	-7.39
	Max. stress at bottom slab (MPa)	3.10	-0.41	-0.45	-0.40	-0.43	-0.46
	Min. stress at bottom slab (MPa)	-20.10	-13.07	-15.00	-16.17	-18.91	-22.41
	Max. shear stress (MPa)	5.70	2.00	2.29	2.49	2.92	3.49
	Min. shear stress (MPa)	-5.70	-0.51	-0.64	-0.64	-0.82	-1.04
PS+DL+SDL+ZK LL	Max. stress at top slab (MPa)	3.10	-2.26	-2.26	-2.14	-2.14	-2.14
	Min. stress at top slab (MPa)	-22.11	-9.86	-10.37	-10.96	-11.73	-12.20
	Max. stress at bottom slab (MPa)	3.10	2.83	2.40	2.99	2.50	2.04
	Min. stress at bottom slab (MPa)	-22.11	-4.55	-5.70	-5.92	-7.43	-9.34
	Max. shear stress (MPa)	5.70	2.92	3.09	3.48	3.80	4.27
	Min. shear stress (MPa)	-5.70	-2.92	-3.09	-3.48	-3.79	-4.27

ตารางที่ 6-5 ผลการเปรียบเทียบการวิเคราะห์จากโปรแกรม Midas Civil และ Midas FEA

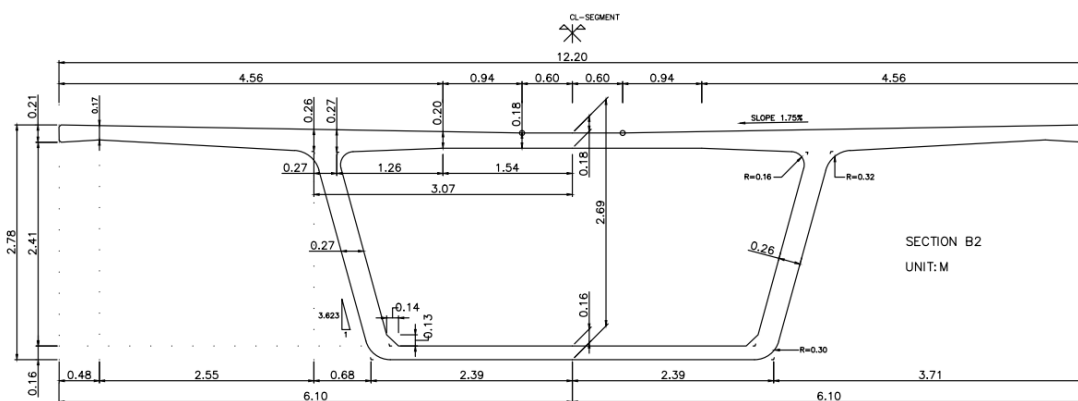
Comparison of Models						
Load combination	Properties and criteria	Limit	Section B2		Section C4	
			Midas Civil	Midas FEA	Midas Civil	Midas FEA
Section properties	Concrete cross section area (m ²)	-	4.682 (-36.4%)	4.682 (-36.4%)	3.819 (-48.1%)	3.819 (-48.1%)
	Total tendon cross section area (m ²)	-	0.03190 (-29.8%)	0.02774 (-39.0%)	0.02635 (-42.0%)	0.02635 (-42.0%)
	Number of Tendons per duct	-	23	23	19	19
	Moment of Inertia (I _{yy}) (m ⁴)	-	4.92	4.92	4.032	4.032
	Width (m)	12.200	12.200	12.200	12.200	12.200
	Depth (m)	2.686	2.686	2.686	2.686	2.686
ZK live load	Deflection (mm)	22.5	12.62	12.45	15.44	15.41
	End rotation (rad)	0.002	0.00115	0.00118	0.00140	0.00145
-	Natural frequency [DL+SDL] (Hz)	3.059	3.419	3.413	3.301	3.291
PS+DL+ZK LL	Max. stress at top slab (MPa)	3.10	-1.41	-1.46	-1.37	-1.45
	Min. stress at top slab (MPa)	-20.10	-6.94	-8.50	-7.01	-8.14
	Max. stress at bottom slab (MPa)	3.10	-0.65	-0.79	-0.43	-0.55
	Min. stress at bottom slab (MPa)	-20.10	-18.03	-18.18	-18.91	-19.11
	Max. shear stress (MPa)	5.70	2.72	3.07	2.92	3.41
	Min. shear stress (MPa)	-5.70	-2.72	-3.05	-2.92	-3.33
PS+DL+SDL+ZK LL	Max. stress at top slab (MPa)	3.10	-2.60	-1.45	-2.14	-0.98
	Min. stress at top slab (MPa)	-22.11	-10.27	-9.73	-11.73	-11.14
	Max. stress at bottom slab (MPa)	3.10	-0.03	-0.11	2.50	2.71
	Min. stress at bottom slab (MPa)	-22.11	-8.74	-9.12	-7.43	-8.01
	Max. shear stress (MPa)	5.70	2.66	2.72	3.80	4.01
	Min. shear stress (MPa)	-5.70	-2.66	-2.77	-3.79	-3.98



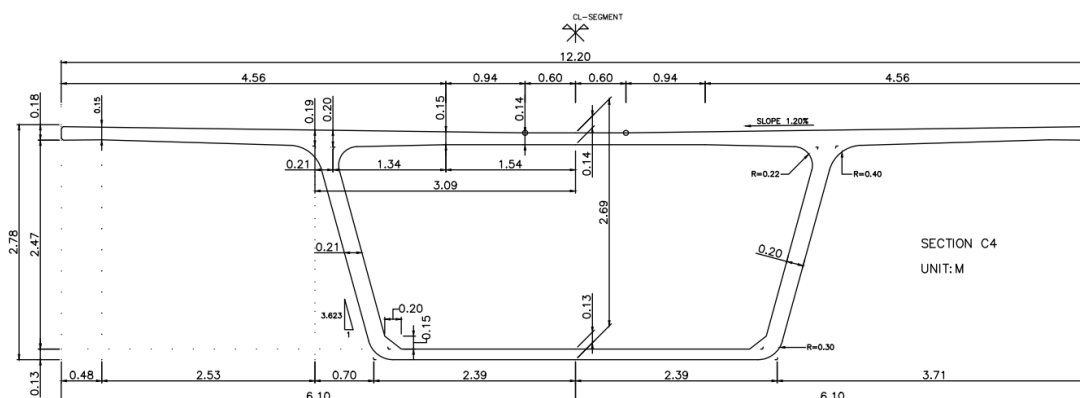
รูปที่ 6-3 มิติหน้าตัด Bangsue-Donmuang Section



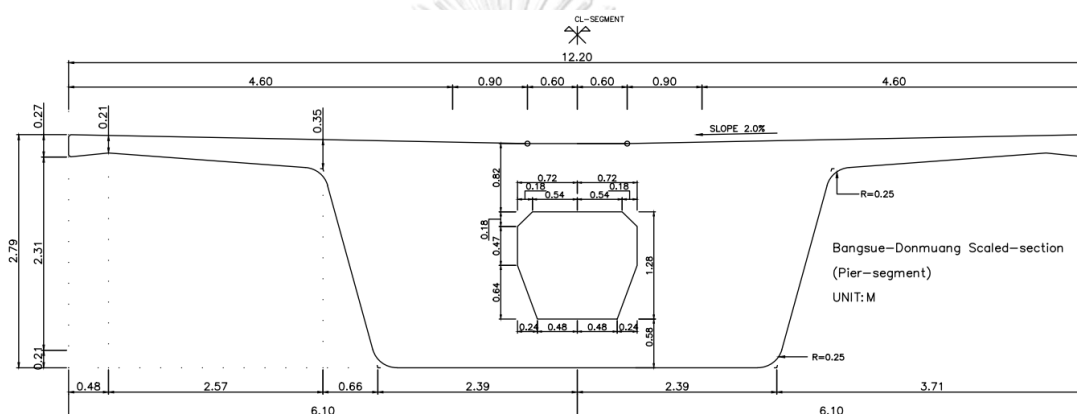
รูปที่ 6-4 มิติหน้าตัด Bangsue-Donmuang Scaled-section



รูปที่ 6-5 มิติหน้าตัด Section B2



รูปที่ 6-6 มิติหน้าตัด Section C4



รูปที่ 6-7 มิติหน้าตัดบริเวณฐานรองรับ Bangsue-Donmuang Scaled-section

6.4 การประเมินต้นทุนค่าก่อสร้างที่ประหยัดได้

การประเมินความคุ้มค่าของการปรับปรุงในการออกแบบจะพิจารณาจากหน้าตัดทั้งหมด 4 แบบได้แก่หน้าตัดดั้งเดิม (Original Section), Bangsue-Donmuang Scaled-section, Section B2 และ Section C4 ตามลำดับ การประเมินความคุ้มค่าเบื้องต้นจะคำนวณเฉพาะส่วนของคอนกรีตและลวดอัดแรงเท่านั้นโดยใช้ราคากลางจากโครงการรถไฟฟ้าความเร็วสูงในความร่วมมือระหว่างรัฐบาลไทยและรัฐบาลจีนในสัญญาที่ 1 ช่วงกรุงเทพ-นครราชสีมา โดยมีรายละเอียดราคาและ BOQ บางส่วนแสดงในภาคผนวก ค จึงพิจารณาใช้ราคาคอนกรีตเกรด C50 เท่ากับ 3,345.05 บาทต่อลูกบาศก์เมตรและราคาเส้นลวดอัดแรงเท่ากับ 76,646.74 บาทต่อตัน โดยราคาดังกล่าวเป็นราคาที่รวมถึงค่าใช้จ่ายในการดำเนินงานก่อสร้างอันประกอบด้วย ค่าอำนวยการ ค่าดอกเบี้ย กำไรและภาษีไว้แล้ว

การคำนวณปริมาณงานจะพิจารณาเฉพาะโครงสร้างที่มีความยาวทางวิ่งยกระดับ 32.60 เมตรซึ่งคิดเป็นประมาณ 70% (อ้างอิงตามราคากลาง) ของโครงการรถไฟความเร็วสูงในความร่วมมือระหว่างรัฐบาลไทยและรัฐบาลจีนในสัญญาที่ 2 ช่วงกรุงเทพ-หนองคายซึ่งมีระยะทางประมาณ 608 กิโลเมตร การคิดราคาค่าคอนกรีตและลวดอัดแรงนั้นมีรายละเอียดการคำนวณโดยละเอียดแสดงไว้ในตารางที่ 6-6 ถึงตารางที่ 6-12

ตารางที่ 6-6 การคำนวณราคาลวดอัดแรงในหน้าตัดดั้งเดิม (Original Section)

BOQ of Prestress Steel Tendon (Original Section)									
Tendon Profile	Tendon area (mm ²)	No. of tendon	Total area (mm ²)	Length (m)	Volume (m ³)	Unit weight (ton/m ³)	Weight (tons)	Unit price (Baht/ton)	Price (Baht)
T1L	139	20	2780	32.407	0.09009	7.861	0.7082	76646.74	54,282
T1R	139	20	2780	32.407	0.09009	7.861	0.7082	76646.74	54,282
T2L	139	20	2780	32.437	0.09017	7.861	0.7089	76646.74	54,332
T2R	139	20	2780	32.437	0.09017	7.861	0.7089	76646.74	54,332
T3L	139	20	2780	32.423	0.09014	7.861	0.7086	76646.74	54,309
T3R	139	20	2780	32.423	0.09014	7.861	0.7086	76646.74	54,309
T4L	139	18	2502	32.405	0.08108	7.861	0.6373	76646.74	48,851
T4R	139	18	2502	32.405	0.08108	7.861	0.6373	76646.74	48,851
T5L	139	18	2502	32.378	0.08101	7.861	0.6368	76646.74	48,810
T5R	139	18	2502	32.378	0.08101	7.861	0.6368	76646.74	48,810
T6L	139	15	2085	32.351	0.06745	7.861	0.5302	76646.74	40,641
T6R	139	15	2085	32.351	0.06745	7.861	0.5302	76646.74	40,641
T7LL	139	15	2085	32.321	0.06739	7.861	0.5297	76646.74	40,603
T7LR	139	15	2085	32.321	0.06739	7.861	0.5297	76646.74	40,603
T7RL	139	15	2085	32.321	0.06739	7.861	0.5297	76646.74	40,603
T7RR	139	15	2085	32.321	0.06739	7.861	0.5297	76646.74	40,603
T8L	139	15	2085	31.819	0.06634	7.861	0.5215	76646.74	39,973
T8M	139	15	2085	31.819	0.06634	7.861	0.5215	76646.74	39,973
T8R	139	15	2085	31.819	0.06634	7.861	0.5215	76646.74	39,973
Total	-	327	-	613.543	1.46847	-	11.5436	-	884,781

ตารางที่ 6-7 การคำนวณราคาลวดอัดแรงในหน้าตัด Bangsue-Donmuang Scaled-section

BOQ of Prestress Steel Tendon (Bangsue-Donmuang Scaled-section)									
Tendon Profile	Tendon area (mm ²)	No. of tendon	Total area (mm ²)	Length (m)	Volume (m ³)	Unit weight (ton/m ³)	Weight (tons)	Unit price (Baht/ton)	Price (Baht)
T1L	139	25	3475	32.688	0.11359	7.861	0.8929	76646.74	68,441
T1R	139	25	3475	32.688	0.11359	7.861	0.8929	76646.74	68,441
T2L	139	25	3475	32.808	0.11401	7.861	0.8962	76646.74	68,692
T2R	139	25	3475	32.808	0.11401	7.861	0.8962	76646.74	68,692
T3L	139	25	3475	32.737	0.11376	7.861	0.8943	76646.74	68,543
T3R	139	25	3475	32.737	0.11376	7.861	0.8943	76646.74	68,543
T4L	139	25	3475	32.802	0.11399	7.861	0.8960	76646.74	68,679
T4R	139	25	3475	32.802	0.11399	7.861	0.8960	76646.74	68,679
Total	-	200	-	262.070	0.91069	-	7.159	-	548,710

ตารางที่ 6-8 การคำนวณราคาลวดอัดแรงในหน้าตัด Section B2

BOQ of Prestress steel tendon (Section B2)									
Tendon Profile	Tendon area (mm ²)	No. of tendon	Total area (mm ²)	Length (m)	Volume (m ³)	Unit weight (ton/m ³)	Weight (tons)	Unit price (Baht/ton)	Price (Baht)
T1L	139	23	3197	32.688	0.10450	7.861	0.8215	76646.74	62,965
T1R	139	23	3197	32.688	0.10450	7.861	0.8215	76646.74	62,965
T2L	139	23	3197	32.808	0.10489	7.861	0.8245	76646.74	63,197
T2R	139	23	3197	32.808	0.10489	7.861	0.8245	76646.74	63,197
T3L	139	23	3197	32.737	0.10466	7.861	0.8227	76646.74	63,060
T3R	139	23	3197	32.737	0.10466	7.861	0.8227	76646.74	63,060
T4L	139	23	3197	32.802	0.10487	7.861	0.8244	76646.74	63,185
T4R	139	23	3197	32.802	0.10487	7.861	0.8244	76646.74	63,185
Total	-	184	-	262.070	0.83784	-	6.586	-	504,813

ตารางที่ 6-9 การคำนวณราคาลวดอัดแรงในหน้าตัด Section C4

BOQ of Prestress Steel Tendon (Section C4)									
Tendon Profile	Tendon area (mm ²)	No. of tendon	Total area (mm ²)	Length (m)	Volume (m ³)	Unit weight (ton/m ³)	Weight (tons)	Unit price (Baht/ton)	Price (Baht)
T1L	139	19	2641	32.688	0.08633	7.861	0.6786	76646.74	52,015
T1R	139	19	2641	32.688	0.08633	7.861	0.6786	76646.74	52,015
T2L	139	19	2641	32.808	0.08665	7.861	0.6811	76646.74	52,206
T2R	139	19	2641	32.808	0.08665	7.861	0.6811	76646.74	52,206
T3L	139	19	2641	32.737	0.08646	7.861	0.6796	76646.74	52,093
T3R	139	19	2641	32.737	0.08646	7.861	0.6796	76646.74	52,093
T4L	139	19	2641	32.802	0.08663	7.861	0.6810	76646.74	52,196
T4R	139	19	2641	32.802	0.08663	7.861	0.6810	76646.74	52,196
Total	-	152	-	262.070	0.69213	-	5.441	-	417,020

ตารางที่ 6-10 การสรุปราคาลวดอัดแรงในหน้าตัดประเภทต่าง ๆ

Total price of Prestress Steel Tendon				
Section Type	Total Weight (tons)	Unit Price (Baht/ton)	Price (Baht)	Price Ratio
Original Structure	11.544	76646.74	884,781	1.00
Donmuang-Bangsue Scaled-section	7.159	76646.74	548,710	0.62
Section B2	6.586	76646.74	504,813	0.57
Section C4	5.441	76646.74	417,020	0.47

ตารางที่ 6-11 การคำนวณราคาคอนกรีตที่ใช้ในหน้าตัดประเภทต่าง ๆ

BOQ of Concrete										
Section Type	End-segment		Mid-span segment		Quantity (m ³)	Volum of Tendons (m ³)	Net Quantity (m ³)	Unit Price (Baht/m ³)	Price (Baht)	Price Ratio
	Length (m)	Cross section area (m ²)	Length (m)	Cross section area (m ²)						
Original Structure	2.55	11.007	27.50	7.358	230.4	1.468	228.9	3345.05	765,830	1.00
Donmuang-Bangsue Scaled-section	2.00	14.941	28.60	5.994	201.3	0.911	200.4	3345.05	670,347	0.88
Section B2	2.00	14.941	28.60	4.682	163.8	0.838	162.9	3345.05	545,074	0.71
Section C4	2.00	14.941	28.60	3.819	139.1	0.692	138.4	3345.05	462,999	0.60

ตารางที่ 6-12 การสรุปราคาทั้งหมดจากคอนกรีตและลวดอัดแรงที่ใช้ในหน้าตัดประเภทต่าง ๆ

Section Type	Total Price				
	Concrete Price (Baht)	Tendon Price (Baht)	Total Price per Span (Baht)	Total Price per km (Baht)	Price ratio
Original Structure	765,830	884,781	1,650,611	50,477,414	1.00
Donmuang-Bangsue Scaled-section	670,347	548,710	1,219,057	37,280,037	0.74
Section B2	545,074	504,813	1,049,887	32,106,640	0.64
Section C4	462,999	417,020	880,019	26,911,898	0.53

จากผลการคำนวณเบื้องต้นพบว่าโครงสร้างหน้าตัดเดิมมีต้นทุนเฉพาะส่วนที่ใช้ในโครงสร้างทางวิงยกระดับ (Viaduct) จากราคาคอนกรีตและลวดอัดแรงประมาณ 1.65 ล้านบาทต่อความยาวช่วงพาดโดยหากเปลี่ยนประเภทหน้าตัดเป็น Bangsue-Donmuang Scaled-section, Section B2 และ Section C4 จะสามารถลดค่าใช้จ่ายลงเหลือ 1.22, 1.05 และ 0.88 ล้านบาทตามลำดับซึ่งคิดเป็นค่าใช้จ่ายที่ลดลงร้อยละ 26, 36 และ 47 ตามลำดับ

6.5 สรุปผลการปรับปรุงหน้าตัดโครงสร้างเพื่อความคุ้มค่าในการก่อสร้าง

จากการปรับปรุงหน้าตัดโดยใช้วิธีลดปริมาณการใช้คอนกรีตและเส้นลวดอัดแรงภายในหน้าตัด พบว่าโครงสร้างที่เปลี่ยนไปใช้หน้าตัด Section C4 เป็นหน้าตัดที่มีความเค้นดึงภายในหน้าตัดจากแรงกระทำร่วมไม่เกินที่เกณฑ์มาตรฐานเงินกำหนดโดยสามารถประหยัดค่าใช้จ่ายจากคอนกรีตและเส้นลวดอัดแรงได้มากที่สุดโดยลดการใช้ลงประมาณ 36% โครงสร้างที่เปลี่ยนไปใช้หน้าตัด Section B2 ซึ่งเป็นหน้าตัดที่ควบคุมไม่ให้เกิดความเค้นดึงภายในหน้าตัดซึ่งมีความคงทนในการนำไปใช้งานมากกว่า Section C4 สามารถประหยัดค่าใช้จ่ายจากคอนกรีตและเส้นลวดอัดแรงได้ประมาณ 47% และหน้าตัด Bangsue-Donmuang Scaled-section ที่ปรับมิติมาจากหน้าตัดที่ออกแบบสำหรับโครงการอื่นสามารถประหยัดต้นทุนคอนกรีตและเส้นลวดอัดแรงได้ประมาณ 26%

ในแง่ของงบประมาณที่สามารถประหยัดได้นั้น หากพิจารณาในเบื้องต้นพบว่าตลอดระยะทางของโครงการรถไฟความเร็วสูง กรุงเทพฯ-หนองคาย ซึ่งมีระยะทางรวม 608 กิโลเมตรนั้นมีสัดส่วนของทางวิงยกระดับประมาณ 80% และในส่วนที่เป็นทางวิงยกระดับดังกล่าวจะเป็นโครงสร้างที่ใช้ช่วงพาดมาตรฐานอยู่ที่ประมาณ 85% จึงคิดเป็นระยะทางของโครงสร้างช่วงพาดมาตรฐานเท่ากับ 413.4 กิโลเมตร ซึ่งหากสามารถประหยัดค่าก่อสร้างเฉพาะในส่วนของต้นทุนวัสดุคอนกรีตและลวดอัดแรงตามหน้าตัดที่ปรับปรุงความคุ้มค่า (หน้าตัด C4) ตามที่ได้อภิปรายไว้ข้างต้น จะทำให้สามารถลดต้นทุนค่าก่อสร้างของโครงการลงได้เท่ากับ 9,742.9 ล้านบาท

บทที่ 7

สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาการทดสอบโครงสร้างทางวิงยกระดับช่วงพาดยาว 32.60 m ของโครงการรถไฟฟ้าความเร็วสูง ไทย-จีน ช่วงกรุงเทพฯ-หนองคายโดยมีการทดสอบเชิงพลวัตและการทดสอบเชิงสถิตเพื่อเปรียบเทียบกับเกณฑ์การทดสอบตามมาตรฐานของประเทศจีนแล้วนำไปใช้ปรับปรุงแบบจำลองโครงสร้างในคอมพิวเตอร์เบื้องต้นให้มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับผลการทดสอบโดยคงไว้ซึ่งความอนุรักษ์เพื่อความปลอดภัยในการนำแบบจำลองไปใช้ศึกษาความเป็นไปได้ในการปรับปรุงหน้าตัดให้มีประสิทธิภาพและประหยัดยิ่งขึ้นในโครงการรถไฟฟ้าความเร็วสูงที่อาจเกิดขึ้นในอนาคต โดยผลการดำเนินการวิจัยได้ข้อสรุปดังต่อไปนี้

1. โครงสร้างทางวิงยกระดับช่วงพาดยาว 32.60 m ที่ใช้ในโครงการรถไฟฟ้าความเร็วสูงในเส้นทางกรุงเทพฯ - นครราชสีมา สัญญาที่ 2-1 ช่วงระหว่างอำเภอ สีคิ้ว-กุฉีกรักษ์ ผ่านเกณฑ์การทดสอบตามมาตรฐานการออกแบบ TB 10621-2014 ด้วยวิธีการทดสอบภาคสนาม TB 2092-2003 ของประเทศจีน โครงสร้างทางวิงยกระดับมีค่าความถี่ธรรมชาติในแนวตั้งน้อยที่สุดเท่ากับ 4.808 Hz จากการปรับแก้ด้วยวิธีชดเชยมวล ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่น้อยที่สุดจากการทดสอบแรงดัดและการทดสอบแรงเฉือนของโครงสร้างมีค่าเท่ากับ 1.91 และ 1.39 ตามลำดับโดยที่โครงสร้างทางวิงยกระดับสามารถรับโมเมนต์ดัดได้ถึงระดับ 2 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ โดยไม่เกิดการวิบัติขึ้นโดยมีค่าการแอ่นตัวสูงสุดที่กึ่งกลางช่วงพาด 110.21 mm และโครงสร้างมีการทรุดตัวสูงสุดที่ฐานรองรับด้านขวา 0.85 mm จากการทดสอบแรงเฉือนที่ระดับการให้แรงสูงสุดซึ่งจำลองพฤติกรรมจริงระหว่างการก่อสร้างโครงสร้างทางวิงยกระดับ

2. โครงสร้างทางวิงยกระดับมีค่าความทนทานตามที่มาตรฐานจีนกำหนด โดยจากผลการทดสอบแรงดัดที่ระดับการให้แรง 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ พบว่าโครงสร้างทางวิงยกระดับไม่ปรากฏรอยร้าวใด ๆ จากการทดสอบ ซึ่งยืนยันถึงประสิทธิภาพของหน้าตัดที่จะสามารถใช้งานได้โดยไม่เกิดการแตกร้าว ทำให้มีความทนทานของโครงสร้างมีอายุการใช้งานอย่างน้อย 100 ปี ตามมาตรฐานการออกแบบของประเทศจีน การทดสอบพบรอยร้าวชุดแรกปรากฏขึ้นที่ระดับการให้แรง 1.45 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบซึ่งสัมพันธ์กับค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างที่แสดงพฤติกรรมสูญเสียความแข็งแรงบางส่วนจากการที่คอนกรีตเริ่มแตกร้าวที่ระดับการให้แรงเดียวกัน และหลังจากการให้แรงถึงระดับ 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ ค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างแสดง

พฤติกรรมสูญเสียความแข็งแรงในรอบที่สองโดยมีรอยร้าวปรากฏมากขึ้นอย่างชัดเจน จากผลการทดสอบ โครงสร้างพบว่าความสูงของ Neutral axis ขยับสูงขึ้นทำให้ค่าความเค้นดัดบริเวณใต้ปีก โครงสร้างตำแหน่งที่ติดอุปกรณ์ Strain gauge นั้นกลายเป็นความเค้นดึงเมื่อถึงระดับการให้แรง 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ

3. การปรับค่าโมดูลัสของคอนกรีตสามารถปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้นให้มีค่าความคลาดเคลื่อนน้อยลงได้อย่างเป็นระบบ โดยแบบจำลองเบื้องต้นให้ผลตอบสนองเชิงสถิติต่างจากการทดสอบจริงเฉลี่ย 10.70 % จากการปรับปรุงแบบจำลองเบื้องต้นพบว่าค่าการปรับลดค่าโมดูลัสจากผลทดสอบคอนกรีตลง 12% ส่งผลให้ความแตกต่างของผลตอบสนองเมื่อเทียบกับผลการทดสอบจริงเหลือเฉลี่ย 3.81% โดยที่ผลตอบสนองจากแบบจำลองที่ปรับปรุงแล้วยังคงมีความอนุรักษ์เมื่อเทียบกับผลการทดสอบจริง ยกเว้นผลตอบสนองค่ามุมหมุนที่ฐานรองรับและค่าความเค้นเฉือนสูงสุด

4. ค่าการทรุดตัวของฐานรองรับทั้งสองข้างของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับมีค่าแตกต่างกันเล็กน้อย จากการปรับคุณสมบัติของฐานรองรับในแบบจำลองเบื้องต้นให้มีค่าการทรุดตัวใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริงพบว่าจะต้องกำหนดคุณสมบัติของฐานรองรับให้มีอัตราการทรุดตัวที่ฐานรองรับด้านซ้ายและด้านขวาเท่ากับ 2788.2 และ 2661.0 tons/mm ตามลำดับ

5. โครงสร้างทางวิ่งยกระดับในเส้นทางรถไฟความเร็วสูง ไทย-จีน นั้นมีความอนุรักษ์ค่อนข้างสูงเมื่อพิจารณาจากเกณฑ์มาตรฐานการออกแบบ TB 10621-2014 ซึ่งเมื่อทำการปรับรูปร่างความคุ่มค่าเบื้องต้นพบว่าสามารถลดต้นทุนค่าคอนกรีตและเส้นลวดอัดแรงได้โดยการปรับเปลี่ยนขนาดและคุณสมบัติของหน้าตัด จากผลการศึกษาพบว่าการใช้หน้าตัดโครงสร้างของโครงการอื่นซึ่งเป็นโครงสร้างทางวิ่งยกระดับที่ใช้ลวดอัดแรงชนิดภายนอก สามารถลดต้นทุนค่าคอนกรีตและเส้นลวดอัดแรงได้ประมาณ 26% และเมื่อใช้หน้าตัด Section B2 และ C4 แทนที่โครงสร้างเดิมจะสามารถประหยัดได้เพิ่มขึ้นเป็น 36% และ 47% ตามลำดับโดยโครงสร้างที่ใช้หน้าตัดดังกล่าวยังสามารถผ่านเกณฑ์มาตรฐาน TB 10621-2014 ของประเทศจีนได้ทุกเกณฑ์การทดสอบ

6. หากนำหน้าตัด Section B2 และหน้าตัด Section C4 มาใช้แทนที่หน้าตัดโครงสร้างเดิมจะสามารถลดค่าใช้จ่ายเฉพาะส่วนของคอนกรีตและลวดอัดแรงได้รวม 18.37 และ 23.57 ล้านบาทต่อกิโลเมตรตามลำดับ โดยสามารถลดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างเฉพาะทางวิ่งยกระดับ (Viaduct) ได้เท่ากับ 36% และ 47% ตามลำดับ และหากพิจารณาตลอดโครงการรถไฟความเร็วสูง ไทย-จีน จะ

สามารถประหยัดค่าใช้จ่ายได้ 7594.2 และ 9742.9 ล้านบาทตามลำดับ หรือคิดเป็น 4.23 % และ 5.43% ของมูลค่ารวมทั้งโครงการ (199,412.2 ล้านบาท) ตามลำดับ

ข้อเสนอแนะ

1. เนื่องจากการติด Strain gauge เพื่อวัดความเค้นเฉือนที่บริเวณฐานรองรับทั้งสองด้านของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับอยู่ในตำแหน่งชิ้นส่วน Tapered segment ของโครงสร้าง ซึ่งเป็นชิ้นส่วนที่ใช้เชื่อมระหว่างหน้าตัดชนิดปลายช่วงและกึ่งกลางช่วง ทำให้ผลตอบสนองของความเค้นเฉือนที่ได้นั้นยังไม่ใช่ค่าสูงสุดทางทฤษฎี โดยการติด Strain gauge เพื่อวัดค่าความเค้นเฉือนสูงสุดภายในโครงสร้างควรติดที่ตำแหน่งถัดจาก Tapered segment เพื่อให้การทดสอบสมรรถนะโครงสร้างนั้นสามารถวัดค่าความเค้นเฉือนสูงสุดภายในโครงสร้างได้อย่างแม่นยำ

2. การเปรียบเทียบค่าความเครียดจาก Strain gauge ที่เกิดจากผลของความต่างของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปโดยใช้การปรับลดผลตอบสนองแบบเส้นตรง (Linear calibration) เป็นเพียงสมมติฐานเบื้องต้น โดยการเปรียบเทียบที่มีประสิทธิภาพควรใช้การเก็บข้อมูลจริงของการเพิ่มขึ้นของความเครียดจากการติด Strain gauge เพิ่มเพื่อใช้อ้างอิงในการปรับค่าได้อย่างมีประสิทธิภาพ

3. การลดขนาดหน้าตัดโครงสร้างทางวิ่งยกระดับโดยใช้หน้าตัด B2 และ หน้าตัด C4 นอกจากสามารถลดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างทางวิ่งยกระดับได้แล้ว ยังสามารถลดภาระจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (DL) ที่ลงสู่ฐานรากและเสาเข็มของโครงสร้างทางวิ่งยกระดับได้ โดยสามารถขยายผลการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาความเป็นไปได้ในการลดขนาดหรือจำนวนของเสาเข็มที่ใช้ภายในโครงการรถไฟความเร็วสูงได้ ซึ่งอาจนำไปสู่การลดค่าใช้จ่ายในโครงการได้เพิ่มขึ้น

4. ค่าความเค้นเฉพาะจุด (local stress) อาจเป็นข้อจำกัดในการปรับปรุงหน้าตัดโครงสร้าง เนื่องจากหน้าตัด B2 และหน้าตัด C4 มีแผ่นพื้นด้านบนและแผ่นพื้นด้านล่างของหน้าตัดบาง ทำให้ควรพิจารณาผลของน้ำหนักบรรทุกเคลื่อนที่เพิ่มเติมโดยจะต้องทำการสร้างแบบจำลองที่สมจริง (Realistic model) ขึ้นเพื่อพิจารณาผลของความเค้นเฉพาะจุด โดยแบบจำลองที่สมจริงนั้นจำเป็นที่จะต้องจำลองเหล็กเส้น (Mild steel) ที่มีผลต่อค่าความเค้นเฉพาะจุด ทั้งความเค้นอัด ความเค้นดึง และความเค้นเฉือน เพิ่มลงไปแบบจำลองเพื่อให้ผลการวิเคราะห์นั้นมีความแม่นยำต่อการทำนายผลของความเค้นเฉพาะจุดมากที่สุด

บรรณานุกรม

- ABD ELREHIM, M. Z., EID, M. A. & SAYED, M. G. 2019. Structural optimization of concrete arch bridges using Genetic Algorithms. *Ain Shams Engineering Journal*, 10, 507-516.
- ALGAHTANI, A. S., ALSAADOUN, S. S. & ABULFEILAT, E. A. 1995. Design Optimization of Continuous Partially Prestressed Concrete Beams. *Computers & Structures*, 55, 365-370.
- BACINSKAS, D., KAMAITIS, Z., JATULIS, D. & KILIKEVICIUS, A. 2013. Load Testing and Model Updating of a Single Span Composite Steel-concrete Railway Bridge. *Procedia Engineering*, 57, 127-135.
- BAGGE, N., NILIMAA, J., BLANKSVÄRD, T. & ELFGREN, L. 2014. Instrumentation and Full-Scale Test of a Post-Tensioned Concrete Bridge. *Nordic Concrete Research*, 51, 63-83.
- CHENG, X. X. & SONG, Z. Y. 2021. Modal experiment and model updating for Yingzhou Bridge. *Structures*, 32, 746-759.
- DENG, L. & CAI, C. S. 2010. Development of dynamic impact factor for performance evaluation of existing multi-girder concrete bridges. *Engineering Structures*, 32, 21-31.
- FERRARI, R., FROIO, D., RIZZI, E., GENTILE, C. & CHATZI, E. N. 2019. Model updating of a historic concrete bridge by sensitivity- and global optimization-based Latin Hypercube Sampling. *Engineering Structures*, 179, 139-160.
- GATTI, M. 2019. Structural health monitoring of an operational bridge: A case study. *Engineering Structures*, 195, 200-209.
- GHINDEA, C. L., CRUCIAT, R. I. & RACANEL, I. R. 2019. Dynamic test of a bridge over the Danube - Black Sea Channel at Agigea. *Materials Today: Proceedings*, 12, 491-498.
- HE, X. H., SHENG, X. W., SCANLON, A., LINZELL, D. G. & YU, X. D. 2012. Skewed concrete box girder bridge static and dynamic testing and analysis. *Engineering Structures*, 39, 38-49.

- HESTER, D., BROWNJOHN, J., BOCIAN, M., XU, Y. & QUATTRONE, A. 2018. Using inertial measurement units originally developed for biomechanics for modal testing of civil engineering structures. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 104, 776-798.
- HESTER, D., KOO, K., XU, Y., BROWNJOHN, J. & BOCIAN, M. 2019. Boundary condition focused finite element model updating for bridges. *Engineering Structures*, 198.
- HIBBELER, R. C. 2017. *Mechanics of materials : plus MasteringEngineering*.
- KAVEH, A., MANIAT, M. & ARAB NAEINI, M. 2016. Cost optimum design of post-tensioned concrete bridges using a modified colliding bodies optimization algorithm. *Advances in Engineering Software*, 98, 12-22.
- KUMAR BAGHA, A., GUPTA, P. & PANWAR, V. 2020. Finite element model updating of a composite material beam using direct updating method. *Materials Today: Proceedings*, 27, 1947-1950.
- MALVEIRO, J., RIBEIRO, D., SOUSA, C. & CALÇADA, R. 2018. Model updating of a dynamic model of a composite steel-concrete railway viaduct based on experimental tests. *Engineering Structures*, 164, 40-52.
- MARTI, J. V. & GONZALEZ-VIDOSA, F. 2010. Design of prestressed concrete precast pedestrian bridges by heuristic optimization. *Advances in Engineering Software*, 41, 916-922.
- MCCLURE, R. & WEST, H. 2011. Full-scale testing of a prestressed concrete segmental bridge. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 11, 505-515.
- MCCLURE, R. M. & WEST, H. H. 1984. Full-scale testing of a prestressed concrete segmental bridge. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 11, 505-515.
- NOUR, N. A., VIE, D., CHATEAUNEUF, A., AMZIANE, S. & KALLASSY, A. 2021. Dimensioning of partially prestressed concrete beams, optimization of T-shaped section with heels. *Engineering Structures*, 235.
- PARK, Y. S., KIM, S., KIM, N. & LEE, J. J. 2017. Finite element model updating considering boundary conditions using neural networks. *Engineering Structures*, 150, 511-519.
- SAIBABU, S., SRINIVAS, V., SASMAL, S., LAKSHMANAN, N. & IYER, N. R. 2013. Performance evaluation of dry and epoxy jointed segmental prestressed box girders under

- monotonic and cyclic loading. *Construction and Building Materials*, 38, 931-940.
- SCHOMMER, S., NGUYEN, V. H., MAAS, S. & ZÜRBESE, A. 2017. Model updating for structural health monitoring using static and dynamic measurements. *Procedia Engineering*, 199, 2146-2153.
- SHI, Z., HONG, Y. & YANG, S. L. 2019. Updating boundary conditions for bridge structures using modal parameters. *Engineering Structures*, 196.
- SKOGLUND, O., LEANDER, J. & KAROUMI, R. 2020. Optimizing the steel girders in a high strength steel composite bridge. *Engineering Structures*, 221, 110981.
- SU, J. Z., MA, X. L., CHEN, B. C. & SENNAH, K. 2020. Full-scale bending test and parametric study on a 30-m span prestressed ultra-high performance concrete box girder. *Advances in Structural Engineering*, 23, 1276-1289.
- TAKEBAYASHI, T., DEEPRASERTWONG, K. & LEUNG, Y. W. 1994. A Full-Scale Destructive Test of a Precast Segmental Box-Girder Bridge with Dry Joints and External Tendons. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 104, 297-315.
- TB2092-2003 Post-tensioned Pre-Cast Concrete Simple-support Girder for Railway Bridge. *Professional Standard of the People's Republic of China, National Railway Administration of the People's Republic of China.*
- TB10621-2014 Code for Design of High-speed Railway (2015). *Professional Standard of the People's Republic of China, National Railway Administration of the People's Republic of China.*
- TRAN-NGOC, H., HE, L., REYNDERS, E., KHATIR, S., LE-XUAN, T., DE ROECK, G., BUI-TIEN, T. & ABDEL WAHAB, M. 2020. An efficient approach to model updating for a multispan railway bridge using orthogonal diagonalization combined with improved particle swarm optimization. *Journal of Sound and Vibration*, 476, 115315.
- VARDHAN, G. H., KRISHNA, B. V., NAVEEN, C. S., REVANTH, B. & SINGH, S. 2021. Design optimization of bridge pier bearings based on material and shape. *Materials Today: Proceedings*.
- WANG, D. H., SHI, C. J., WU, Z. M., XIAO, J. F., HUANG, Z. Y. & FANG, Z. 2015. A review on ultra high performance concrete: Part II. Hydration, microstructure and

properties. *Construction and Building Materials*, 96, 368-377.

YUAN, A., DAI, H., SUN, D. & CAI, J. 2013. Behaviors of segmental concrete box beams with internal tendons and external tendons under bending. *Engineering Structures*, 48, 623-634.





ภาคผนวก ก

ผลการทดสอบคอนกรีตที่ใช้ในโครงสร้างทางวิ่งยกระดับ

Concrete specimen laboratory test report summary

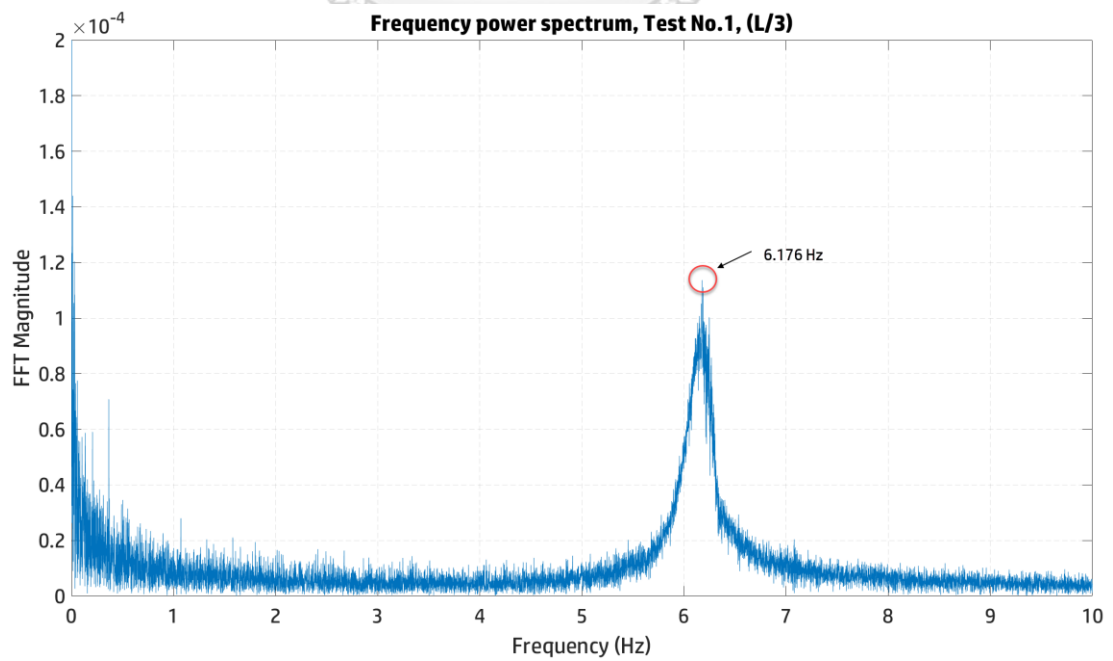
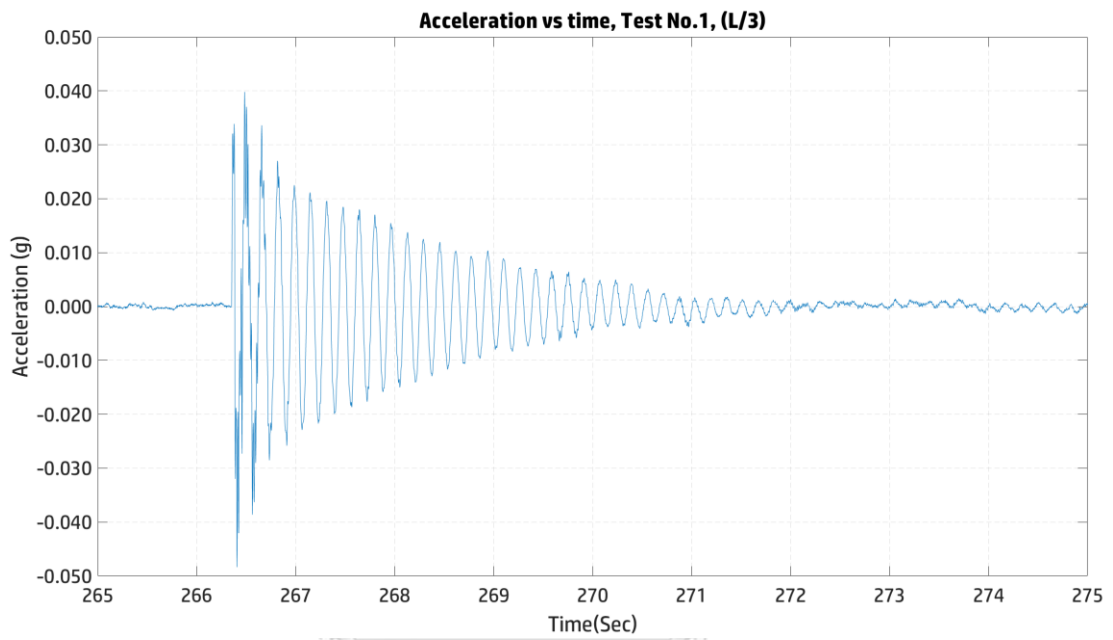
Segment	Date of test	Axial compressive strength (f'_c) (MPa)		Compressive modulus (E_c) (MPa)		Compressive modulus (E_c) (MPa); $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$: ACI318-14
		Single value	Group value	Single value	Group value	Group value
1	5-Jun-2020	48.66	52.59	4.38E+04	4.61E+04	3.41E+04
		54.09		4.92E+04		
		55.03		4.53E+04		
2	19-Dec-2019	55.56	59.87	4.20E+04	4.20E+04	3.64E+04
		67.80		4.12E+04		
		56.27		4.29E+04		
3	6-Dec-2019	56.25	53.34	4.49E+04	4.42E+04	3.43E+04
		52.70		4.44E+04		
		51.07		4.35E+04		
4	11-Dec-2019	63.12	63.67	4.19E+04	4.16E+04	3.75E+04
		62.64		4.13E+04		
		65.25		4.16E+04		
5	11-Dec-2019	63.12	63.67	4.19E+04	4.16E+04	3.75E+04
		62.64		4.13E+04		
		65.25		4.16E+04		
6	13-Dec-2019	54.26	56.77	4.39E+04	4.45E+04	3.54E+04
		61.28		4.26E+04		
		54.79		4.70E+04		
7	14-Dec-2019	52.67	59.03	4.18E+04	4.09E+04	3.61E+04
		62.41		3.97E+04		
		62.03		4.12E+04		
8	16-Dec-2019	62.06	62.43	4.17E+04	4.48E+04	3.71E+04
		58.77		4.11E+04		
		66.46		5.16E+04		
9	17-Dec-2019	67.88	65.73	3.97E+04	4.19E+04	3.81E+04
		63.59		4.14E+04		
		65.72		4.48E+04		
10	22-Dec-2019	61.84	59.91	5.06E+04	4.39E+04	3.64E+04
		59.03		4.00E+04		
		58.87		4.11E+04		
11	23-Dec-2019	60.59	59.13	4.83E+04	4.86E+04	3.61E+04
		58.38		4.76E+04		
		58.42		5.00E+04		
12	28-Dec-2019	55.21	54.47	5.18E+04	5.18E+04	3.47E+04
		53.71		5.08E+04		
		54.49		5.30E+04		
13	28-Dec-2019	58.56	58.40	4.98E+04	4.83E+04	3.59E+04
		58.45		4.80E+04		
		58.21		4.71E+04		
Average			59.15		4.46E+04	3.61E+04

ภาคผนวก ข

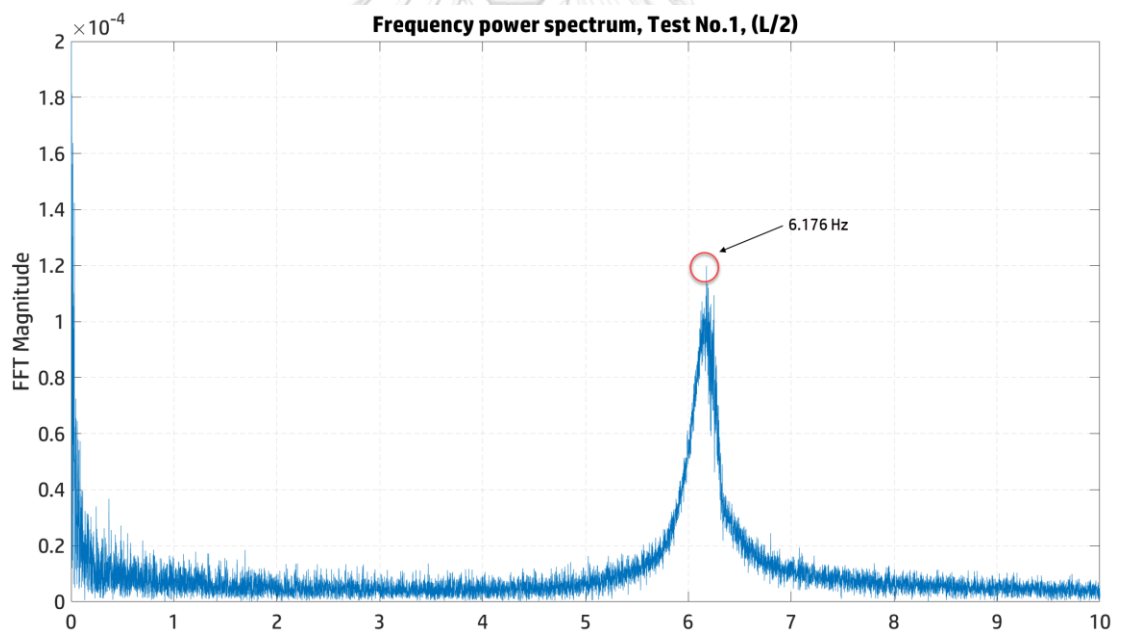
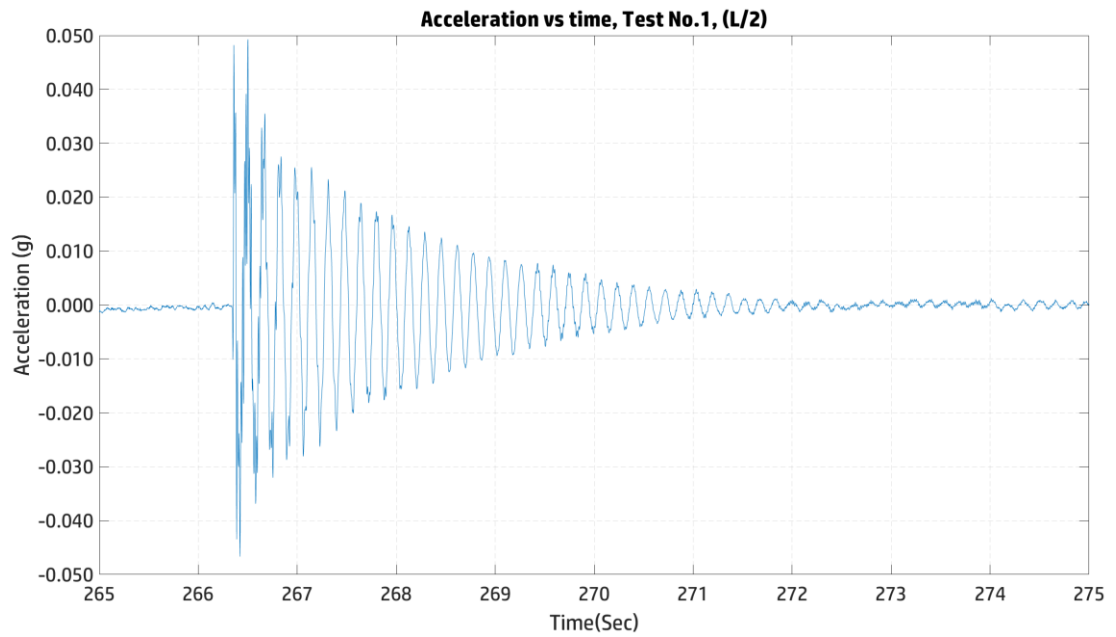
ผลการทดสอบโครงสร้างภาคสนาม

ผลการทดสอบเชิงพลวัต

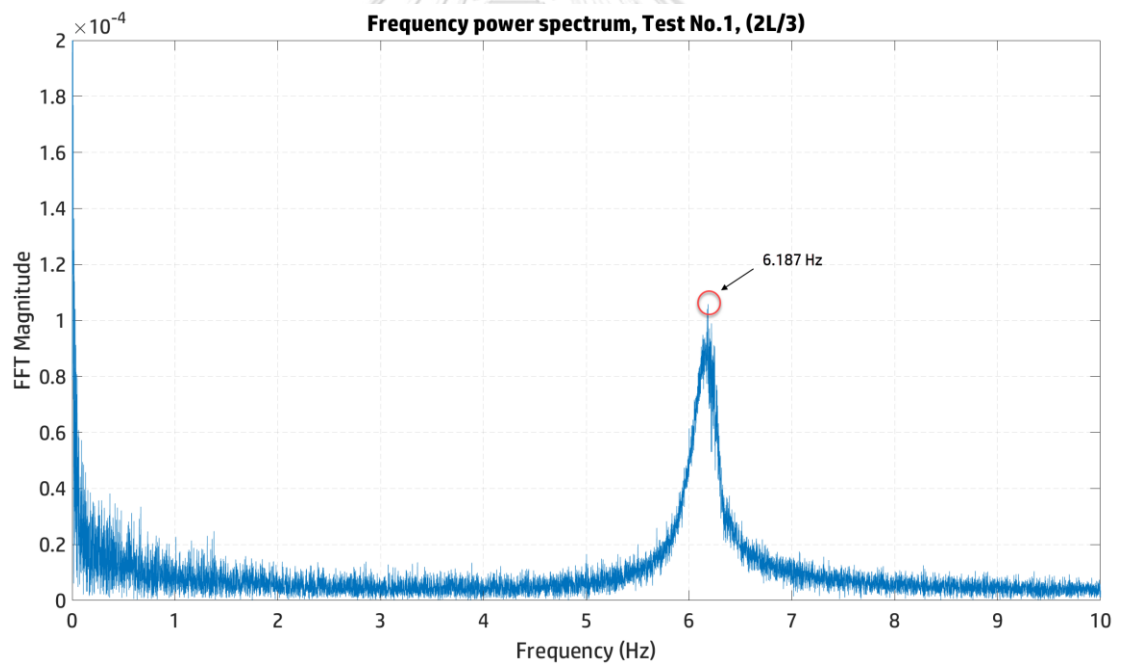
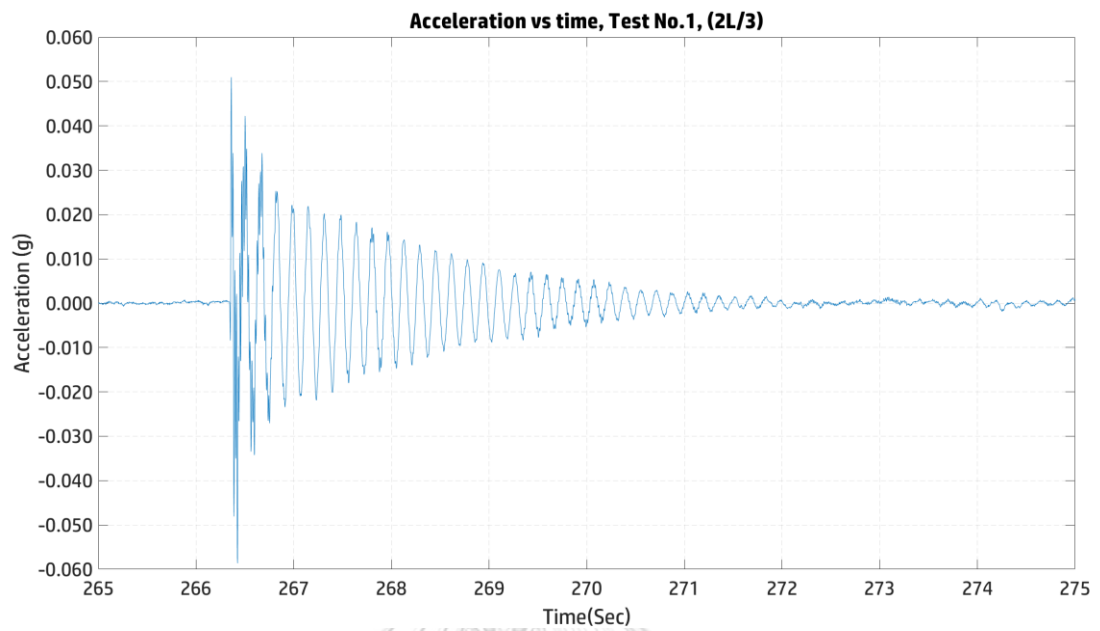
Test No.1, L/3



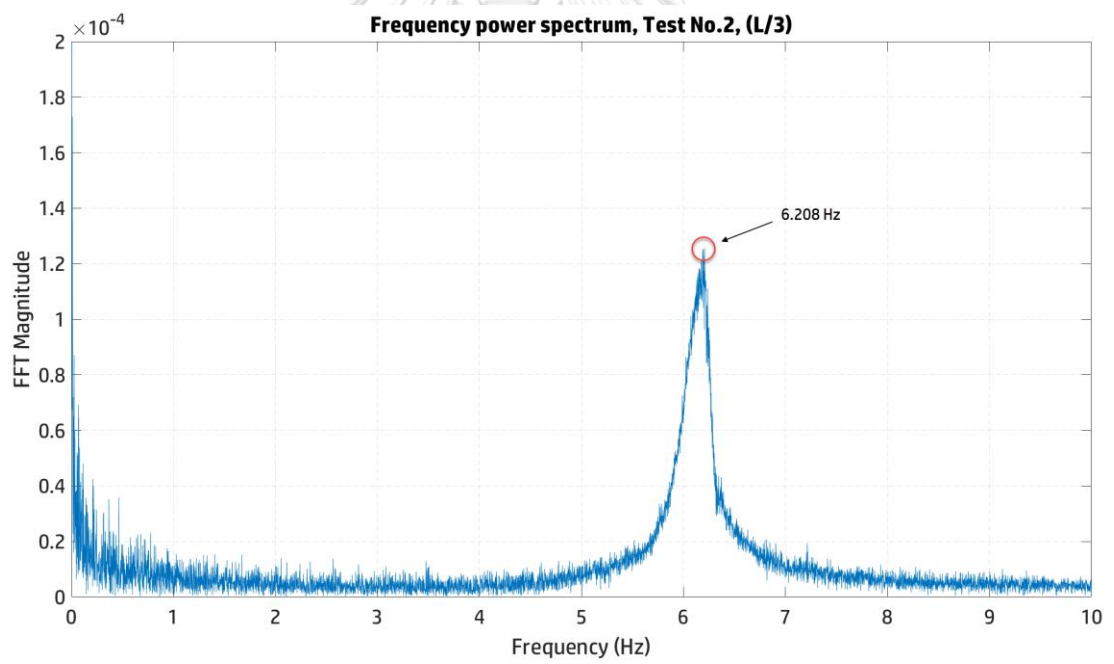
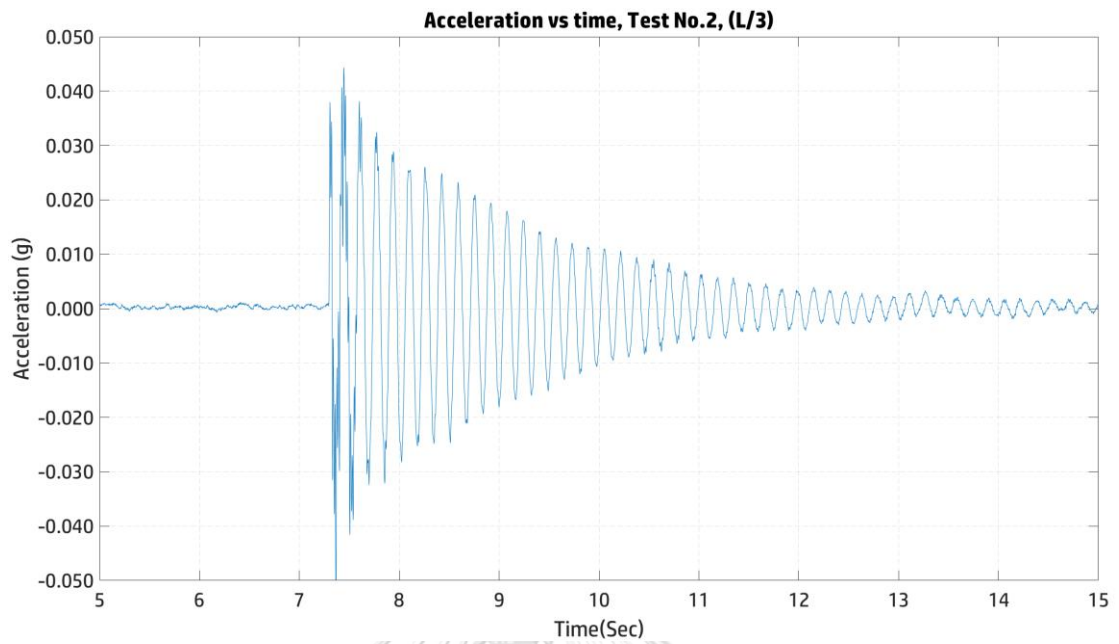
Test No.1, L/2



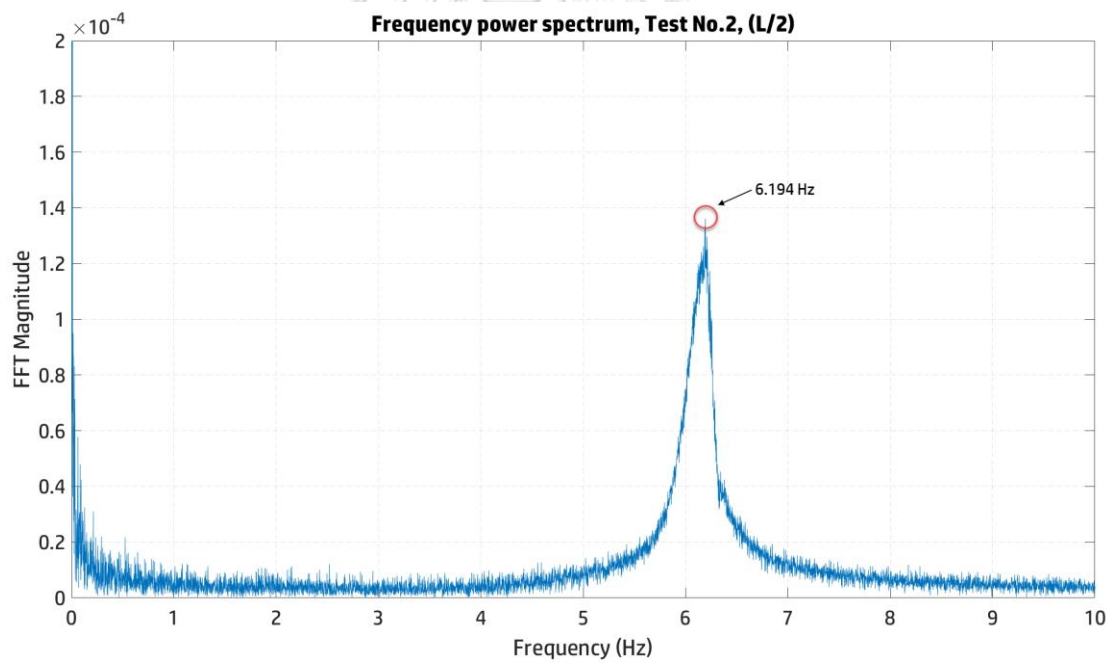
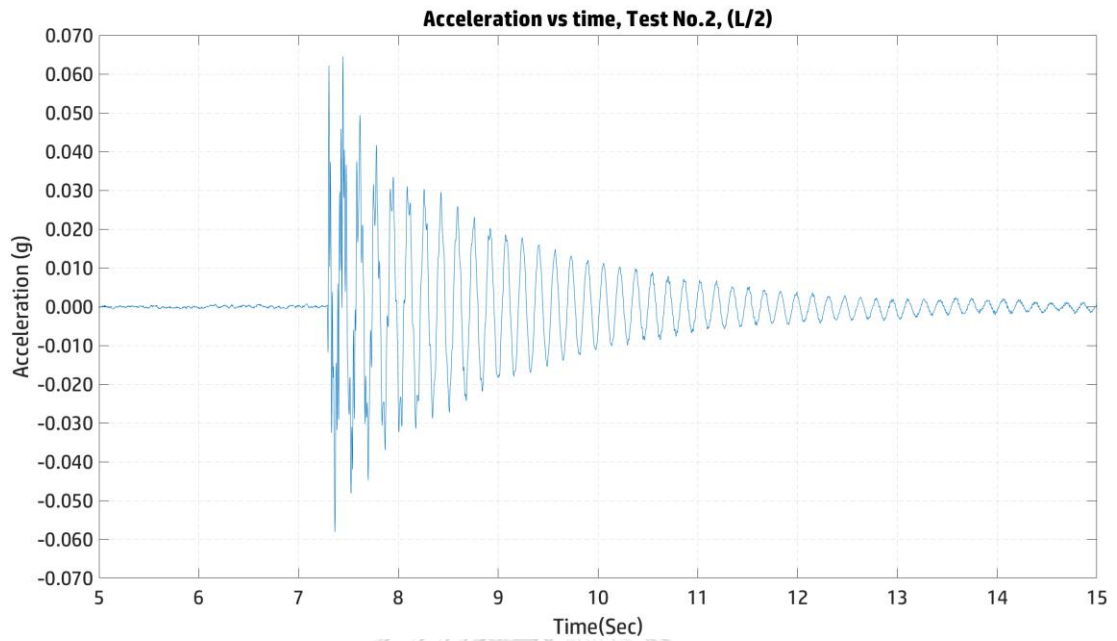
Test No.1, 2L/3



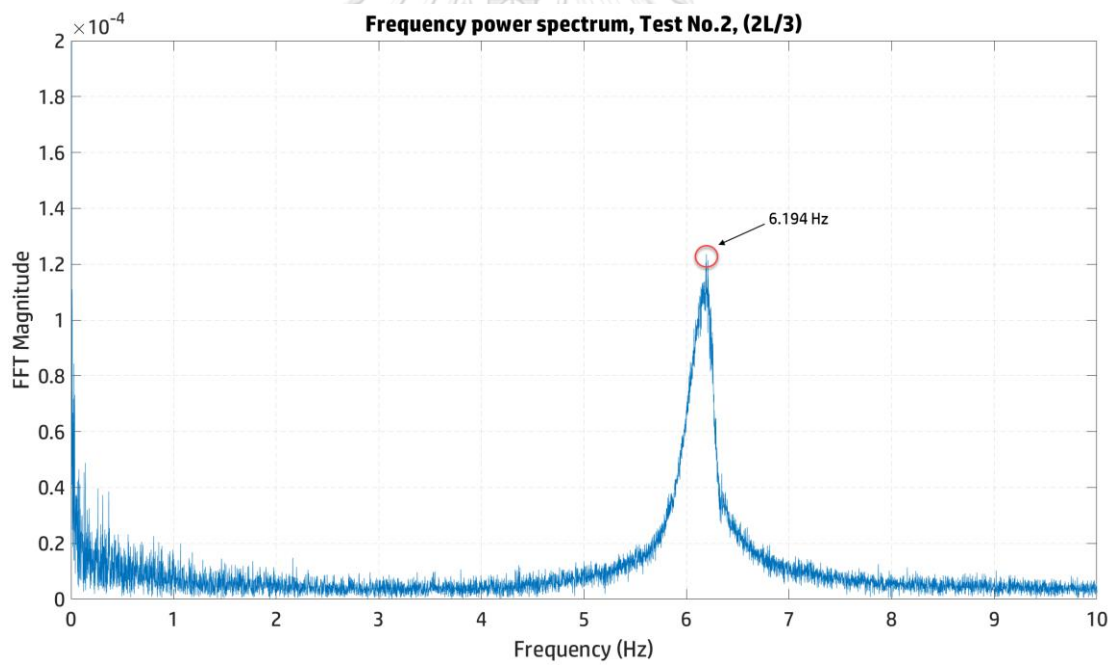
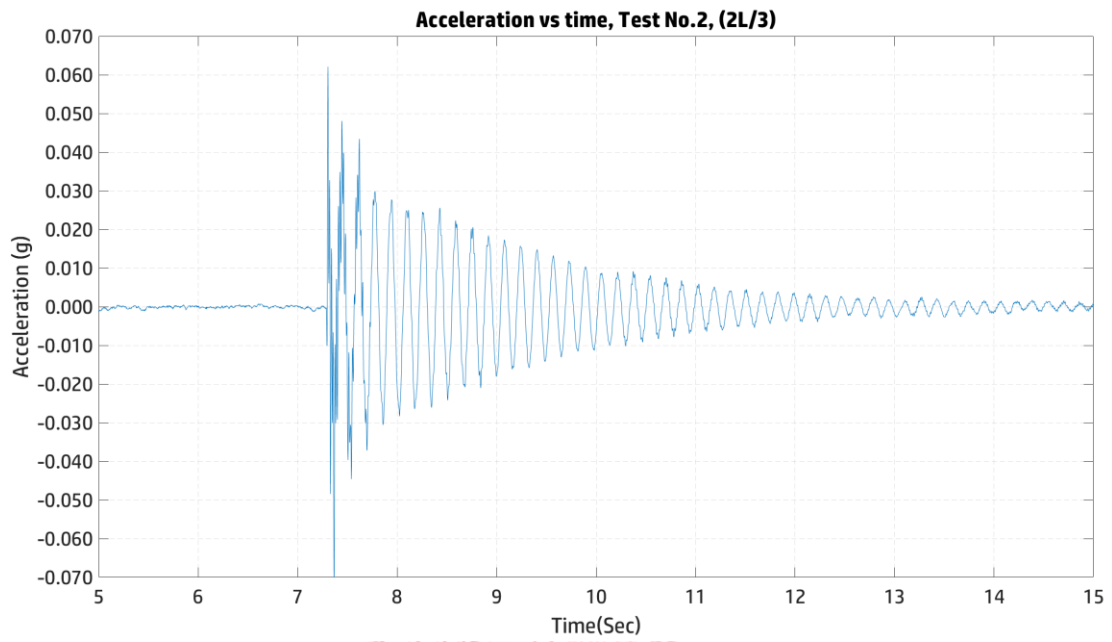
Test No.2, L/3



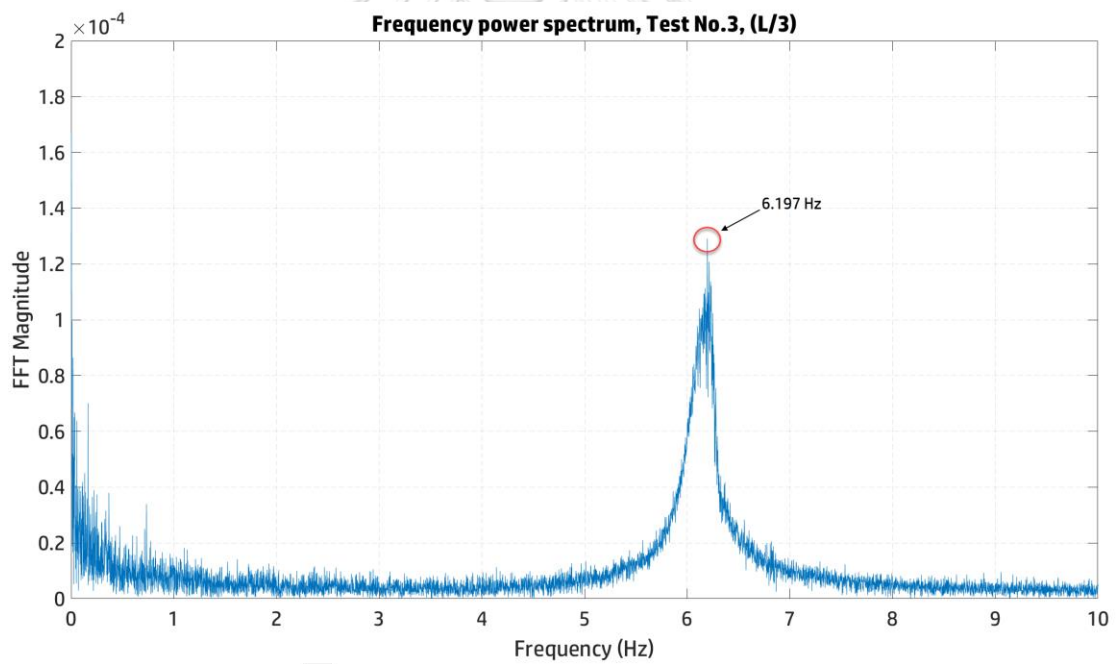
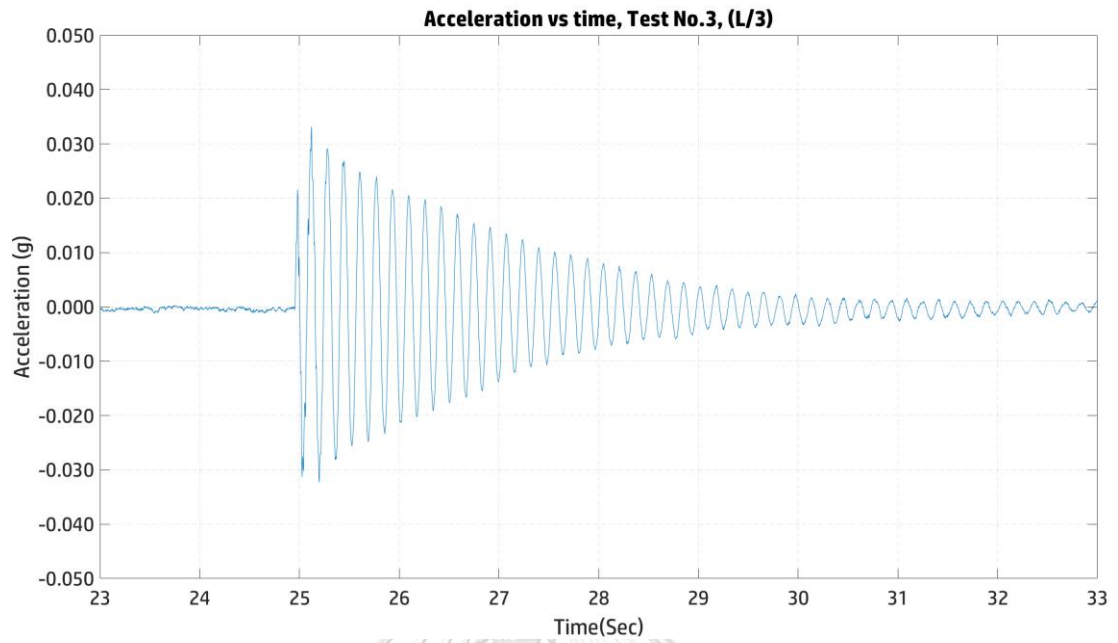
Test No.2, L/2



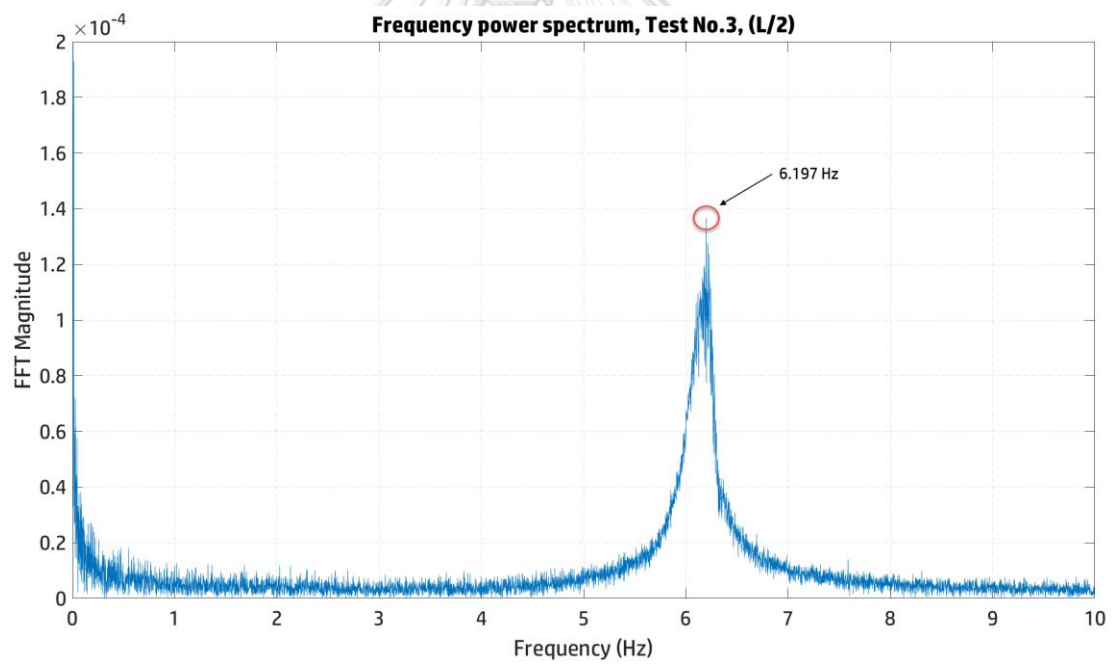
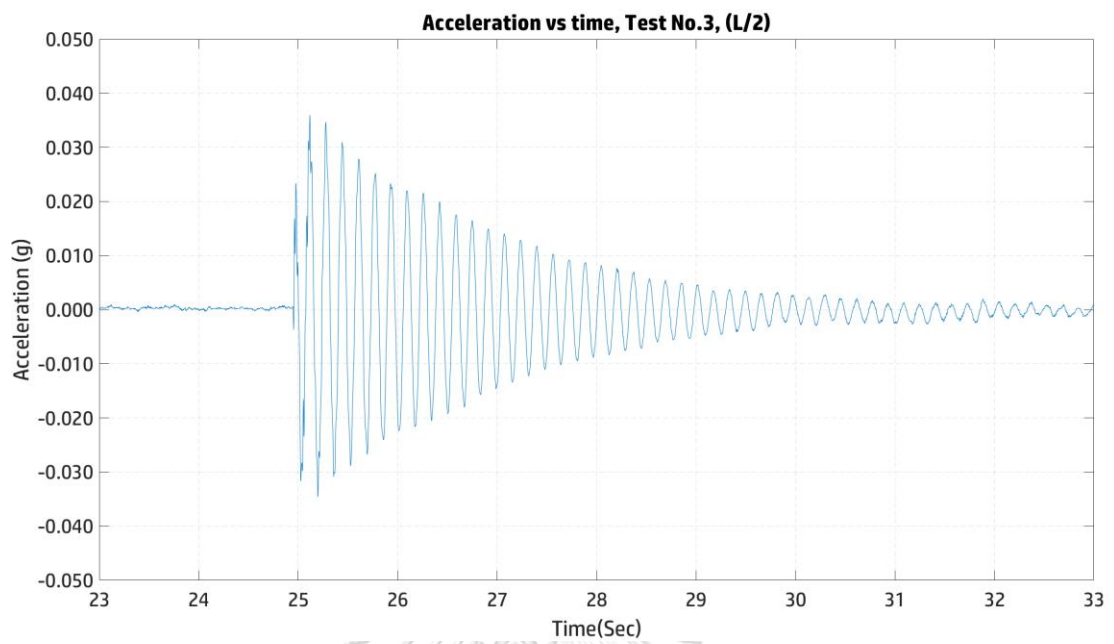
Test No.2, 2L/3



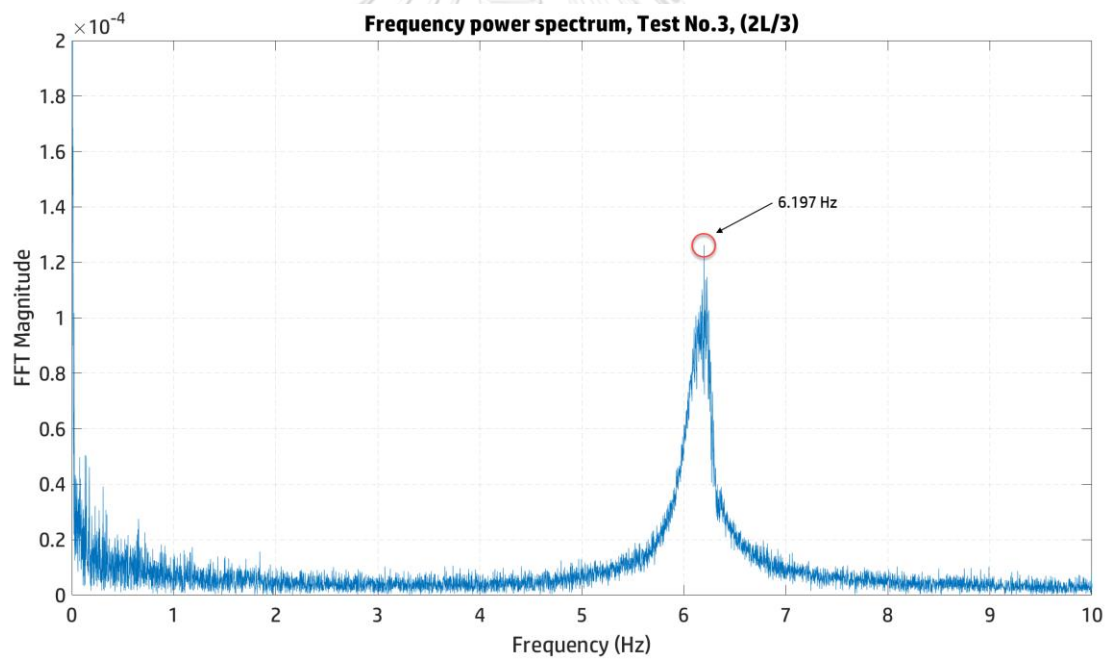
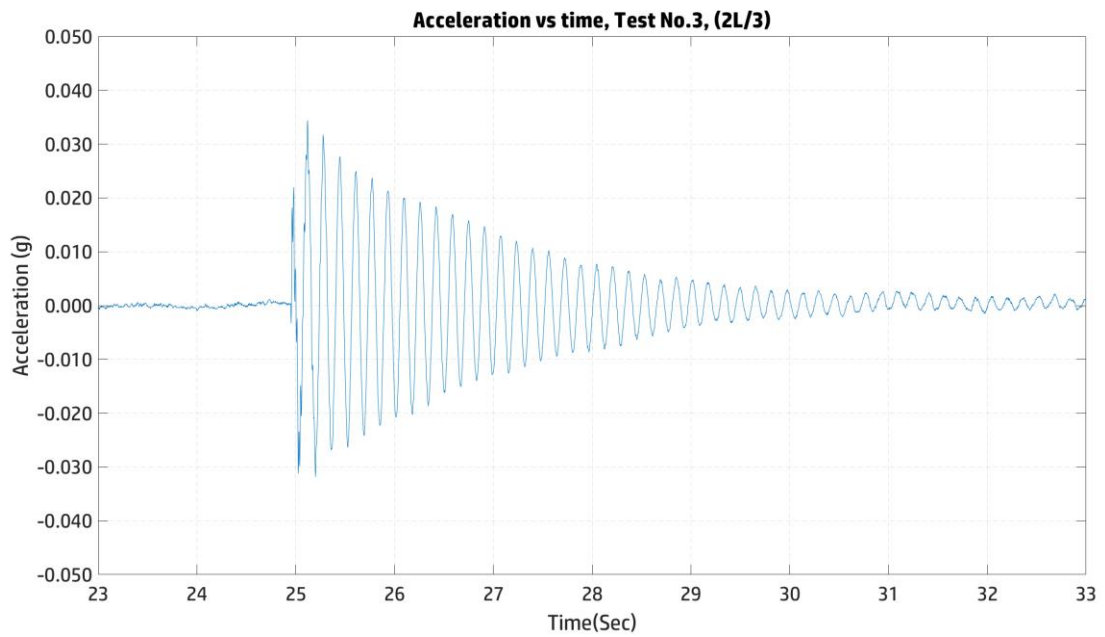
Test No.3, L/3



Test NO.3, L/2



Test No.3, 2L/3



ผลการทดสอบเชิงสถิติ

การทดสอบแรงดัด 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบวงรอบที่ 1 (1.20x DL, First cycle)

TF (1.20x)	Step	TF1	TF2	TF3	TF4	TF5	TF6	TF7	TF8
	Load step Load (tons)	Initial 10	Ka 30	K=0.80 45	Kb 70	K=1.00 75	Kb 70	Ka 30	Initial 10
Deflection (mm)	DP-1	0.00	0.05	0.08	0.17	0.19	0.22	0.16	0.12
	DP-2	0.00	3.48	6.06	10.53	11.55	10.16	3.21	-0.25
	DP-3	0.00	4.23	7.35	12.64	13.76	12.26	3.92	-0.12
	DP-4	0.00	3.71	6.46	11.09	12.08	10.81	3.56	0.01
	DP-5	0.00	0.04	0.08	0.13	0.15	0.15	0.08	0.05
	DP-6	0.00	4.25	7.38	12.82	13.97	12.53	4.21	0.07
	DP-7	0.00	4.38	7.65	13.20	14.35	12.75	3.99	-0.14
Inclination (mrad)	IC-1	0.00	0.42	0.73	1.26	1.37	1.23	0.40	-0.01
	IC-4	0.00	-0.41	-0.72	-1.24	-1.34	-1.20	-0.39	0.00
Tensile strain ($\mu\text{m/m}$)	SG-6	0.0	72.6	116.0	201.9	225.4	188.4	67.0	0.0
	SG-7	0.0	69.0	111.1	190.1	210.3	179.9	60.4	0.0
	SG-10	0.0	68.0	110.6	189.7	210.3	180.8	60.7	0.0
	SG-11	0.0	76.6	129.1	230.1	262.8	214.4	77.0	0.0
	SG-16	0.0	61.2	100.1	172.7	192.1	164.9	56.3	0.0
	SG-17	0.0	64.3	108.0	184.6	207.9	176.5	61.2	0.0
Compressive strain ($\mu\text{m/m}$)	SG-5	0.0	-10.1	-23.4	-39.7	-40.8	-39.0	-12.6	0.0
	SG-8	0.0	-11.1	-20.8	-35.6	-35.5	-38.2	-12.3	0.0
	SG-9	0.0	-8.4	-14.8	-24.7	-21.7	-30.6	-10.1	0.0
	SG-12	0.0	-8.2	-16.3	-27.8	-27.1	-30.0	-7.6	0.0
	SG-15	0.0	-7.7	-16.6	-28.1	-25.9	-31.1	-9.3	0.0
	SG-18	0.0	-8.8	-17.5	-29.2	-28.6	-31.8	-9.0	0.0
Shear strain ($\mu\text{m/m}$)	SG-1	0.0	16.7	23.7	41.2	51.3	28.8	13.1	0.0
	SG-2	0.0	-8.5	-20.4	-35.0	-33.3	-40.0	-10.5	0.0
	SG-3	0.0	16.1	23.5	38.3	47.8	32.5	11.4	0.0
	SG-4	0.0	-10.0	-21.2	-38.1	-35.4	-42.4	-13.3	0.0
	SG-19	0.0	15.2	22.5	36.7	49.1	31.2	14.5	0.0
	SG-20	0.0	-12.6	-25.4	-42.9	-43.2	-45.3	-11.6	0.0
	SG-21	0.0	13.4	21.1	37.2	45.4	29.5	14.4	0.0
	SG-22	0.0	-11.4	-23.2	-37.6	-35.5	-41.5	-9.6	0.0

การทดสอบแรงดัด 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกก้ออกแบบวงรอบที่ 2 (1.20x DL, Second cycle)

TS (1.20x)	Step	TS1	TS2	TS3	TS4	TS5	TS6	TS7	TS8	TS9	TS10	TS11	TS12	TS13
	Load step Load (tons)	Initial 10	Ka 30	K=0.80 45	Kb 70	K=1.00 75	K=1.05 80	K=1.10 85	K=1.15 90	K=1.20 100	K=1.10 85	Kb 70	Ka 30	Initial 10
Deflection (mm)	DP-1	0.00	0.02	0.04	0.10	0.11	0.12	0.14	0.14	0.18	0.17	0.14	0.05	0.00
	DP-2	0.00	3.62	6.15	10.68	11.47	12.42	13.39	14.15	16.28	13.33	10.88	3.59	0.00
	DP-3	0.00	4.35	7.42	12.87	13.83	14.95	16.12	17.03	19.47	15.84	12.87	4.24	0.00
	DP-4	0.00	3.82	6.49	11.25	12.11	13.08	14.10	14.89	17.01	13.84	11.24	3.73	0.00
	DP-5	0.00	0.03	0.06	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.18	0.16	0.13	0.06	0.00
	DP-6	0.00	4.37	7.46	12.95	13.90	15.04	16.20	17.08	19.60	15.98	13.05	4.34	0.00
	DP-7	0.00	4.52	7.70	13.41	14.41	15.54	16.75	17.71	20.26	16.53	13.37	4.41	0.00
Inclination (mrad)	IC-1	0.00	0.43	0.74	1.28	1.37	1.48	1.60	1.69	1.93	1.57	1.27	0.40	-0.02
	IC-4	0.00	-0.42	-0.72	-1.25	-1.34	-1.44	-1.57	-1.65	-1.88	-1.53	-1.23	-0.39	0.01
Tensile strain ($\mu\text{m}/\text{m}$)	SG-6	0.0	70.8	118.4	207.3	222.1	238.0	256.2	272.2	303.1	251.9	201.6	69.8	0.0
	SG-7	0.0	65.1	111.9	195.1	209.2	224.2	240.8	253.8	282.1	239.7	192.1	66.7	0.0
	SG-10	0.0	64.7	112.4	194.2	209.9	225.2	241.3	254.4	287.1	236.7	191.2	66.0	0.0
	SG-11	0.0	81.6	131.5	239.5	259.9	281.2	308.3	333.5	411.6	316.7	238.9	80.3	0.0
	SG-16	0.0	59.4	102.2	177.1	192.2	206.2	221.3	232.3	262.3	218.7	173.8	61.2	0.0
	SG-17	0.0	64.6	110.5	193.8	210.8	224.6	241.5	253.7	286.3	239.2	188.3	67.8	0.0
Compressive strain ($\mu\text{m}/\text{m}$)	SG-5	0.0	-14.7	-22.9	-41.3	-43.5	-47.3	-51.5	-54.1	-60.2	-44.5	-40.5	-11.8	0.0
	SG-8	0.0	-12.9	-19.7	-32.8	-34.1	-37.8	-41.3	-45.7	-53.4	-38.8	-34.5	-8.6	0.0
	SG-9	0.0	-9.3	-16.0	-23.5	-23.8	-26.1	-27.9	-34.5	-41.9	-26.3	-23.2	-5.0	0.0
	SG-12	0.0	-10.8	-16.4	-26.2	-27.4	-30.5	-33.4	-38.1	-43.7	-29.0	-24.4	-5.0	0.0
	SG-15	0.0	-11.5	-16.5	-28.4	-28.8	-31.1	-34.3	-38.6	-45.6	-32.1	-28.8	-6.4	0.0
	SG-18	0.0	-11.5	-16.1	-26.1	-26.9	-29.8	-32.8	-37.0	-43.7	-31.6	-27.5	-7.4	0.0
Shear strain ($\mu\text{m}/\text{m}$)	SG-1	0.0	15.5	23.5	41.7	44.6	44.5	51.0	52.3	52.6	49.8	37.3	15.5	0.0
	SG-2	0.0	-12.1	-20.9	-35.6	-38.3	-43.1	-44.8	-47.0	-58.7	-42.7	-38.0	-10.0	0.0
	SG-3	0.0	13.3	23.7	41.6	43.5	45.5	50.5	52.0	56.4	52.3	38.8	16.0	0.0
	SG-4	0.0	-12.3	-19.3	-33.7	-37.4	-41.4	-42.7	-46.5	-56.6	-40.1	-36.6	-8.9	0.0
	SG-19	0.0	14.5	26.2	46.2	48.7	52.2	55.6	54.6	56.3	55.5	37.7	19.1	0.0
	SG-20	0.0	-16.7	-24.0	-40.0	-41.8	-46.6	-50.4	-55.1	-65.0	-50.1	-42.3	-11.3	0.0
	SG-21	0.0	10.9	20.8	38.7	43.8	46.7	50.2	49.7	53.1	47.9	36.9	16.0	0.0
	SG-22	0.0	-14.9	-22.1	-36.6	-37.9	-41.7	-45.6	-50.3	-59.7	-43.3	-37.1	-9.4	0.0

การทดสอบแรงดัด 1.20 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบวงรอบที่ 3 (1.20x DL, Proof load test)

TP (1.20x)	Step	TPO	TP1	TP2	TP3	TP4	TP5	TP6	TP7	TP8	TP9	TP10
	Load step Load (tons)	Initial 10	Kb 70	K=1.00 75	K=1.05 80	K=1.10 85	K=1.15 90	K=1.20 100	K=1.10 85	Kb 70	Ka 30	Initial 10
Deflection (mm)	DP-1	0.00	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.17	0.16	0.13	0.04	0.00
	DP-2	0.00	10.59	11.65	12.41	13.34	14.36	16.17	13.52	10.79	3.52	0.00
	DP-3	0.00	12.76	14.05	14.97	16.09	17.31	19.51	16.15	12.87	4.21	0.00
	DP-4	0.00	11.15	12.30	13.10	14.07	15.14	17.05	14.11	11.24	3.70	0.00
	DP-5	0.00	0.11	0.13	0.13	0.14	0.15	0.17	0.15	0.12	0.05	0.00
	DP-6	0.00	12.89	14.14	15.07	16.17	17.38	19.62	16.24	13.01	4.32	0.00
	DP-7	0.00	13.23	14.63	15.59	16.72	18.00	20.28	16.83	13.37	4.36	0.00
Inclination (mrad)	IC-1	0.00	1.27	1.39	1.49	1.60	1.72	1.94	1.61	1.28	0.42	0.00
	IC-4	0.00	-1.23	-1.36	-1.45	-1.56	-1.68	-1.89	-1.57	-1.24	-0.40	0.00
Tensile strain (µm/m)	SG-6	0.0	198.7	219.7	236.4	254.6	272.2	309.1	252.6	202.3	65.6	0.0
	SG-7	0.0	191.5	210.4	224.2	240.9	256.3	287.1	241.3	189.7	61.6	0.0
	SG-10	0.0	189.9	209.6	222.8	240.0	257.3	289.6	238.9	189.8	63.6	0.0
	SG-11	0.0	228.3	257.7	280.1	308.5	340.3	416.0	310.9	230.3	69.2	0.0
	SG-16	0.0	173.7	191.8	203.6	220.2	236.5	265.2	219.3	172.6	57.2	0.0
	SG-17	0.0	187.4	208.3	222.7	239.2	257.2	290.2	238.4	187.1	61.5	0.0
Compressive strain (µm/m)	SG-5	0.0	-40.0	-43.7	-46.7	-48.9	-53.2	-60.2	-50.3	-42.8	-14.1	0.0
	SG-8	0.0	-34.2	-37.9	-41.1	-42.3	-46.1	-51.3	-43.2	-37.5	-12.5	0.0
	SG-9	0.0	-23.3	-29.6	-32.2	-30.8	-33.7	-36.0	-30.7	-27.2	-9.5	0.0
	SG-12	0.0	-27.0	-30.0	-32.9	-33.5	-36.7	-41.3	-33.0	-28.0	-9.0	0.0
	SG-15	0.0	-27.1	-31.9	-34.7	-34.3	-38.1	-42.6	-36.0	-32.1	-11.2	0.0
Shear strain (µm/m)	SG-18	0.0	-28.1	-30.6	-33.8	-34.3	-37.4	-41.9	-35.2	-31.4	-10.7	0.0
	SG-1	0.0	34.8	38.7	41.8	45.9	48.4	55.5	44.9	35.8	12.2	0.0
	SG-2	0.0	-39.7	-42.4	-45.0	-48.0	-52.3	-58.2	-49.0	-38.9	-12.9	0.0
	SG-3	0.0	36.9	40.6	43.8	47.6	49.8	56.2	46.6	35.7	11.3	0.0
	SG-4	0.0	-39.5	-43.9	-46.3	-49.0	-54.1	-60.6	-51.0	-42.2	-14.9	0.0
	SG-19	0.0	40.2	42.3	46.4	50.7	49.8	60.3	47.7	35.6	9.5	0.0
	SG-20	0.0	-42.2	-45.8	-50.1	-52.6	-56.5	-63.8	-52.9	-44.5	-14.0	0.0
	SG-21	0.0	37.7	39.9	41.9	47.4	50.1	57.1	45.7	34.4	11.7	0.0
SG-22	0.0	-36.4	-41.2	-44.8	-45.7	-50.3	-55.8	-46.5	-39.0	-13.0	0.0	

การทดสอบแรงดัด 1.60 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ

(1.60x)	Step	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17	C18
	Load step Load (tons)	Initial 10	Ka 30	K=0.80 45	Kb 70	K=1.00 75	K=1.05 80	K=1.10 85	K=1.15 90	K=1.20 100	K=1.25 110	K=1.30 115	K=1.35 120	K=1.40 125	K=1.45 130	K=1.50 140	K=1.55 145	K=1.60 155	Initial 10
Deflection (mm)	DP-1	0.00	0.02	0.03	0.07	0.11	0.12	0.21	0.23	0.27	0.30	0.31	0.33	0.43	0.57	0.59	0.64	0.64	0.48
	DP-2	0.00	3.50	6.17	10.54	11.38	12.41	13.16	14.20	15.76	17.46	18.29	19.31	20.45	21.77	25.36	27.21	32.63	-0.22
	DP-3	0.00	4.14	7.30	12.39	13.43	14.63	15.46	16.66	18.58	20.60	21.57	22.73	23.97	25.83	30.50	32.87	39.68	-0.22
	DP-4	0.00	3.54	6.26	10.61	11.51	12.56	13.28	14.32	15.99	17.74	18.58	19.52	20.56	22.01	25.73	27.61	-	-
	DP-5	0.00	0.05	0.08	0.13	0.15	0.17	0.18	0.20	0.22	0.25	0.26	0.27	0.31	0.33	0.35	0.37	0.43	0.18
	DP-6	0.00	4.31	7.62	13.01	14.11	15.42	16.34	17.62	19.56	21.75	22.80	24.03	25.16	26.96	31.75	34.24	-	-
	DP-7	0.00	4.24	7.43	12.66	13.71	14.94	15.78	16.99	18.92	20.98	21.95	23.08	24.29	26.06	30.92	33.34	40.37	-0.29
Inclination (mrad)	IC-1	0.00	0.42	0.74	1.26	1.37	1.49	1.57	1.69	1.89	2.09	2.19	2.31	2.42	2.57	2.98	3.17	3.71	-0.04
	IC-4	0.00	-0.40	-0.72	-1.22	-1.33	-1.45	-1.53	-1.65	-1.85	-2.05	-2.15	-2.26	-2.38	-2.53	-2.93	-3.13	-3.67	0.00
Tensile strain (µm/m)	SG-6	0.0	70.2	118.6	209.6	226.9	255.1	275.7	293.4	326.0	365.9	382.2	403.8	422.9	442.5	478.5	490.7	532.3	3.2
	SG-7	0.0	65.3	113.5	197.8	211.9	238.8	253.5	268.8	294.3	325.6	339.3	357.9	371.9	387.1	418.3	426.5	456.0	2.7
	SG-10	0.0	60.8	105.1	178.6	191.3	214.9	229.9	242.3	269.2	298.9	312.3	327.8	347.3	351.0	366.4	361.6	338.9	2.2
	SG-11	0.0	84.0	143.3	263.5	295.4	347.7	384.5	433.5	516.1	650.9	717.7	801.0	1079.3	-	-	-	-	-
	SG-16	0.0	60.9	106.2	180.7	195.7	220.9	236.1	251.8	280.5	311.8	324.3	337.7	357.0	366.4	391.9	404.5	419.2	2.3
	SG-17	0.0	65.7	113.9	195.8	211.0	240.1	253.2	273.1	302.1	335.7	354.0	368.0	388.1	405.8	438.1	451.3	481.8	2.7
Compressive strain (µm/m)	SG-5	0.0	-13.0	-24.7	-38.1	-42.7	-44.7	-49.3	-56.0	-66.2	-70.4	-71.5	-72.2	-77.2	-79.4	-79.3	-87.3	0.0	
	SG-8	0.0	-11.1	-19.2	-30.4	-34.7	-32.0	-33.4	-40.5	-42.9	-47.5	-50.4	-58.1	-62.5	-67.6	-67.5	-73.5	0.0	
	SG-9	0.0	-6.8	-12.8	-18.9	-20.6	-14.3	-12.1	-18.1	-20.1	-17.4	-19.5	-27.8	-18.4	-25.8	-27.5	-25.3	4.2	0.0
	SG-12	0.0	-8.0	-14.2	-22.5	-26.0	-22.3	-24.4	-31.1	-33.0	-36.5	-39.3	-47.2	-42.0	-46.6	-41.9	-33.6	-8.7	0.0
	SG-15	0.0	-7.2	-14.5	-22.8	-25.3	-22.7	-23.1	-28.9	-31.1	-33.1	-38.2	-33.3	-42.7	-49.4	-48.3	-54.2	0.0	
Shear strain (µm/m)	SG-18	0.0	-8.0	-14.4	-22.9	-26.3	-22.1	-23.4	-27.7	-29.3	-31.7	-34.8	-40.6	-37.1	-45.6	-50.1	-47.3	-54.0	0.0
	SG-1	0.0	14.1	21.1	41.8	44.9	54.4	63.1	63.8	68.8	81.2	85.0	88.3	93.6	95.3	94.4	94.5	102.8	0.0
	SG-2	0.0	-12.6	-24.1	-35.2	-37.4	-37.6	-36.0	-40.4	-45.8	-48.4	-51.1	-52.5	-57.9	-59.9	-72.4	-78.1	-84.2	0.0
	SG-3	0.0	13.1	20.9	39.7	42.2	49.7	54.8	54.4	62.1	70.6	72.5	75.1	82.5	82.1	89.5	91.9	93.7	0.0
	SG-4	0.0	-11.5	-21.9	-33.5	-36.7	-35.8	-35.7	-42.0	-45.0	-48.6	-52.2	-56.5	-56.5	-61.2	-68.9	-70.4	-74.6	0.0
	SG-19	0.0	19.4	24.0	50.0	53.6	66.6	74.4	72.4	84.9	92.9	95.7	97.1	100.8	97.5	100.1	103.1	109.6	0.0
	SG-20	0.0	-12.7	-22.5	-37.8	-41.8	-38.9	-42.8	-48.4	-53.0	-58.5	-62.9	-69.2	-67.7	-77.4	-87.9	-87.6	-103.7	0.0
	SG-21	0.0	14.9	25.6	43.9	46.5	57.0	63.0	63.7	71.0	82.3	85.9	85.8	96.3	92.6	91.3	93.9	97.8	0.0
SG-22	0.0	-9.8	-19.1	-30.4	-34.9	-32.7	-33.2	-40.0	-43.9	-46.7	-48.8	-54.9	-51.8	-60.8	-73.6	-76.6	-85.2	0.0	

การทดสอบแรงดัด 2.00 เท่าของน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ

(2.00x)	Step Load step Load (tons)	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13
		Initial	Ka	K=0.80	Kb	K=1.00	K=1.05	K=1.10	K=1.15	K=1.20	K=1.25	K=1.30	K=1.35	K=1.40
		10	30	45	70	75	80	85	90	100	110	115	120	125
Deflection (mm)	DP-1	0.00	0.06	0.07	0.12	0.13	0.14	0.16	0.16	0.19	0.20	0.21	0.23	0.24
	DP-2	0.00	3.77	6.62	11.23	12.16	13.08	13.97	14.80	16.86	18.63	19.79	20.79	22.41
	DP-3	0.00	4.34	7.65	13.05	14.11	15.17	16.15	17.15	19.56	21.65	22.93	24.11	26.09
	DP-4	0.00	3.90	6.83	11.60	12.52	13.45	14.37	15.24	17.37	19.18	20.34	21.34	23.02
	DP-5	0.00	0.05	0.09	0.15	0.17	0.18	0.20	0.21	0.24	0.26	0.27	0.28	0.30
	DP-6	0.00	4.40	7.81	13.20	14.26	15.30	16.29	17.30	19.72	21.79	23.14	24.32	26.37
	DP-7	0.00	4.34	7.65	13.05	14.11	15.17	16.15	17.15	19.56	21.65	22.93	24.11	26.09
Inclination (mrad)	IC-1	0.00	0.43	0.76	1.29	1.39	1.50	1.60	1.69	1.92	2.13	2.26	2.37	2.54
	IC-4	0.00	-0.43	-0.75	-1.28	-1.37	-1.48	-1.58	-1.67	-1.90	-2.10	-2.23	-2.34	-2.51
Tensile strain (µm/m)	SG-6	0.0	65.6	112.7	193.9	212.3	227.6	246.9	264.7	308.4	341.9	360.8	381.8	410.2
	SG-7	0.0	89.7	148.2	237.5	264.0	287.3	316.4	340.0	384.3	417.4	434.7	461.7	493.3
	SG-10	0.0	62.4	111.3	189.1	205.8	218.2	238.0	251.8	283.0	295.5	290.7	295.9	297.6
	SG-11	0.0	78.9	135.9	250.1	285.9	318.5	367.4	412.7	561.2	1150.3	-	-	-
	SG-16	0.0	59.5	105.1	177.9	193.8	205.8	226.7	240.5	275.1	302.0	310.7	326.2	343.2
	SG-17	0.0	64.5	111.4	190.6	209.0	225.3	247.8	265.7	310.8	341.3	354.0	374.4	397.7
Compressive strain (µm/m)	SG-5	0.0	-15.9	-27.0	-42.0	-46.3	-51.5	-50.9	-56.5	-59.3	-62.6	-71.1	-71.0	-69.3
	SG-8	0.0	-17.2	-25.5	-39.3	-40.7	-47.6	-43.2	-48.6	-50.2	-51.9	-61.1	-63.8	-63.6
	SG-9	0.0	-16.1	-19.5	-27.8	-27.3	-33.4	-27.1	-29.8	-37.3	-32.7	-36.5	-39.9	-40.5
	SG-12	0.0	-15.1	-23.2	-35.9	-36.5	-43.9	-38.8	-43.8	-43.2	-44.5	-52.8	-54.0	-49.6
	SG-15	0.0	-14.3	-21.3	-28.0	-30.1	-37.3	-31.4	-35.5	-41.1	-36.1	-44.9	-45.8	-47.5
	SG-18	0.0	-14.8	-20.1	-31.5	-32.4	-38.6	-33.4	-38.2	-36.4	-39.3	-46.9	-48.7	-46.8
Shear strain (µm/m)	SG-1	0.0	15.5	24.9	40.2	44.1	49.6	56.1	61.5	69.3	75.7	80.3	82.8	81.6
	SG-2	0.0	-12.3	-23.3	-39.4	-42.1	-43.2	-45.4	-46.7	-51.9	-58.8	-59.4	-62.7	-66.7
	SG-3	0.0	11.0	19.4	35.9	39.3	40.0	46.9	48.8	57.4	65.2	64.7	66.8	69.9
	SG-4	0.0	-15.9	-26.7	-41.7	-44.4	-49.7	-48.3	-52.1	-56.5	-59.6	-66.5	-70.1	-72.8
	SG-19	0.0	13.3	21.1	40.1	43.8	42.1	54.4	56.8	74.0	85.1	81.9	87.0	91.0
	SG-20	0.0	-18.7	-28.7	-45.5	-46.5	-53.9	-50.3	-54.4	-55.5	-62.0	-69.9	-70.7	-71.3
	SG-21	0.0	10.2	22.1	39.4	43.8	43.3	53.5	53.9	64.6	74.5	75.4	75.9	76.2
	SG-22	0.0	-17.1	-25.7	-40.3	-42.4	-49.1	-45.7	-51.1	-53.9	-56.7	-63.3	-66.1	-70.5

(2.00x)	Step Load step Load (tons)	B14	B15	B16	B17	B18	B19	B20	B21	B22	B23	B24	B25	B26	B27
		K=1.45	K=1.50	K=1.55	K=1.60	K=1.65	K=1.70	K=1.80	K=1.90	K=2.00	K=1.80	K=1.60	K=1.40	K=1.20	Initial
		130	140	145	155	160	165	180	190	205	180	155	125	100	10
Deflection (mm)	DP-1	0.25	0.27	0.30	0.33	0.35	0.37	0.41	0.42	0.50	0.43	0.40	0.34	0.30	0.12
	DP-2	24.16	28.04	30.31	34.17	37.55	42.34	-	-	-	-	-	-	-	-
	DP-3	28.40	33.25	36.05	40.93	45.28	51.56	75.70	87.93	114.55	67.53	-	-	-	-
	DP-4	24.91	29.01	31.29	35.41	38.84	44.31	-	-	-	-	-	-	-	-
	DP-5	0.31	0.34	0.35	0.38	0.40	0.42	0.47	0.49	0.55	0.48	0.45	0.40	0.36	0.36
	DP-6	28.68	33.63	36.36	41.34	45.69	52.04	-	-	-	-	-	-	-	-
	DP-7	28.40	33.25	36.05	40.93	45.28	51.56	-	-	-	-	-	-	-	-
Inclination (mrad)	IC-1	2.74	3.15	3.38	3.79	4.13	4.63	6.49	7.22	9.16	5.94	4.41	3.01	2.30	0.17
	IC-4	-2.70	-3.11	-3.33	-3.74	-4.08	-4.59	-6.42	-7.15	-9.08	-5.91	-4.40	-3.00	-2.30	-0.20
Tensile strain (µm/m)	SG-6	424.5	463.0	478.2	531.4	565.8	700.7	-	-	-	-	-	-	-	-
	SG-7	510.5	552.4	571.4	633.3	648.7	685.4	656.4	673.7	-	-	-	-	-	-
	SG-10	292.3	291.1	281.2	272.0	215.8	218.9	142.8	140.6	121.2	202.5	225.3	233.9	208.2	0.0
	SG-11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SG-16	357.7	388.2	398.5	429.9	398.6	412.0	373.0	373.0	297.7	301.0	287.2	253.8	219.6	0.0
	SG-17	416.4	452.1	461.0	501.0	479.0	485.8	468.1	472.5	325.5	339.7	327.2	280.6	246.1	0.0
Compressive strain (µm/m)	SG-5	-71.2	-73.0	-78.6	-80.6	-81.6	-70.8	-41.7	-34.2	21.4	-25.0	-52.7	-48.5	-39.7	0.0
	SG-8	-64.8	-66.9	-68.0	-65.9	-65.3	-61.9	-34.3	-25.7	17.4	-31.5	-51.9	-49.1	-35.3	0.0
	SG-9	-37.2	-16.2	-8.1	19.3	35.2	52.3	155.2	188.3	212.9	103.9	34.3	-20.2	-11.8	0.0
	SG-12	-44.4	-32.2	-24.9	-7.0	6.2	22.5	118.6	146.2	177.4	93.1	20.8	-20.6	-16.2	0.0
	SG-15	-49.9	-45.4	-46.6	-43.7	-47.1	-37.7	-18.7	-16.0	35.4	-20.0	-40.4	-43.3	-32.6	0.0
	SG-18	-47.2	-47.1	-49.8	-46.6	-50.8	-43.2	-17.0	-14.3	33.6	-13.5	-40.1	-44.1	-24.7	0.0
Shear strain (µm/m)	SG-1	86.7	98.8	98.5	111.0	115.4	114.8	115.9	108.7	87.3	66.7	57.8	43.4	50.1	0.0
	SG-2	-70.1	-73.4	-79.7	-82.8	-85.8	-89.0	-94.8	-96.6	-104.6	-87.3	-80.0	-66.3	-47.6	0.0
	SG-3	73.3	81.1	83.8	92.6	93.5	94.2	94.3	96.1	93.1	71.2	60.2	54.7	43.2	0.0
	SG-4	-76.3	-79.5	-83.3	-85.9	-90.5	-93.8	-97.7	-98.9	-104.4	-88.3	-80.4	-61.7	-51.4	0.0
	SG-19	97.4	106.3	109.0	115.3	122.3	116.9	125.7	115.6	98.7	76.1	60.4	40.1	46.6	0.0
	SG-20	-76.2	-82.3	-88.8	-92.4	-102.4	-106.6	-119.1	-128.8	-126.4	-99.9	-101.3	-81.9	-53.9	0.0
	SG-21	80.4	93.0	96.3	113.9	114.6	110.4	104.7	101.2	106.6	73.8	63.0	45.6	50.7	0.0
	SG-22	-73.8	-74.1	-79.0	-76.4	-81.7	-87.7	-95.4	-104.8	-96.8	-82.0	-77.4	-66.5	-40.6	0.0

ภาคผนวก ค

ราคาค่าวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

ราคากลางจากโครงการรถไฟฟ้าความเร็วสูง กรุงเทพฯ-หนองคาย สัญญาที่ C4-3

THE COOPERATION BETWEEN THE GOVERNMENT OF THE KINGDOM OF THAILAND AND THE GOVERNMENT OF THE PEOPLE'S REPUBLIC OF CHINA
 ON BANGKOK - NONG KHAI HSR DEVELOPMENT FOR REGIONAL CONNECTIVITY (SECTION 1 BANGKOK - NAKHON RATCHASIMA)
 Contract C4-3 SECTION: NAVA NAKHON - BAN PHO (DK 37+004.54 TO DK 60+001.64) TOTAL LENGTH: 23.00 KM.

แบบ บร.4 แล่งที่ 5 /40
 หน้า บร. 6

BILL NO.4 : STRUCTURAL WORKS Unit : Baht

ITEM No.	DESCRIPTION	UNIT	QUANTITY	UNIT RATE	AMOUNT	FACTOR F	UNIT RATE x FF	TOTAL AMOUNT	REMARKS
4.122	Testing bored piles(diameter of 1.5m)	ea.	22.00	826,840.06	18,190,481.32	1.1458	947,393.34	20,842,653.30	
4.123	Testing bored piles(diameter of 2.0m)	ea.	-	-	-	-	-	-	
4.124	Piers and abutments								
4.124(1)	Concrete (C50)	cu.m.	1,298.86	2,919.40	3,791,894.80	1.1458	3,345.05	4,344,753.07	
4.124(2)	Concrete (C40)	cu.m.	-	-	-	-	-	-	
4.124(3)	Concrete (C40)	cu.m.	76,003.12	2,605.88	198,055,010.35	1.1458	2,985.82	226,931,430.85	
4.124(4)	Concrete (C35)	cu.m.	3,710.87	2,329.45	8,644,281.46	1.1458	2,669.08	9,904,617.70	
4.124(5)	Concrete (C30)	cu.m.	-	-	-	-	-	-	
4.124(6)	Concrete (C25)	cu.m.	-	-	-	-	-	-	
4.124(7)	Concrete (C20)	cu.m.	-	-	-	-	-	-	
4.124(8)	Concrete (C15)	cu.m.	-	-	-	-	-	-	
4.124(9)	Reinforcement RB 9mm. dia.	ton	26.95	28,072.20	756,489.65	1.1458	32,165.13	866,785.84	
4.124(10)	Reinforcement DB 12mm. dia.	ton	3,812.23	26,386.26	100,590,491.96	1.1458	30,233.38	115,256,585.69	
4.124(11)	Reinforcement DB 16mm. dia.	ton	311.73	25,931.41	8,083,598.44	1.1458	29,712.21	9,262,187.09	
4.124(12)	Reinforcement DB 20mm. dia.	ton	4,674.51	24,601.83	115,001,500.35	1.1458	28,188.78	131,768,719.10	
4.124(13)	Reinforcement DB 25mm. dia.	ton	242.13	25,377.19	6,144,579.01	1.1458	29,077.18	7,040,458.64	
4.124(14)	Reinforcement DB 28mm. dia.	ton	-	-	-	-	-	-	
4.124(16)	Prestressed steel stand of frame pier	ton	-	-	-	-	-	-	
4.125	Segmental prefabricated concrete simply supported box girder								
4.125(1)	20m simply supported box girder(Double Line)	Lm	-	-	-	-	-	-	
4.125(2)	24m simply supported box girder(Double Line)	Lm	592.80	171,377.45	101,592,552.36	1.1458	196,364.28	116,404,746.49	
4.125(3)	32m simply supported box girder(Double Line)	Lm	19,456.50	166,783.70	3,245,065,972.05	1.1458	191,103.06	3,718,196,590.77	
4.125(4)	40m simply supported box girder(Double Line)	Lm	122.10	199,649.95	24,377,258.90	1.1458	228,758.91	27,931,463.24	
4.125(5)	20m simply supported box girder(Single Line)	Lm	-	-	-	-	-	-	
4.125(6)	24m simply supported box girder(Single Line)	Lm	-	-	-	-	-	-	
4.125(7)	32m simply supported box girder(Single Line)	Lm	-	-	-	-	-	-	
4.125(8)	40m simply supported box girder(Single Line)	Lm	-	-	-	-	-	-	
4.125(9)	Nonstandard cross simply supported box girder(Single Line)	Lm	-	-	-	-	-	-	

THE COOPERATION BETWEEN THE GOVERNMENT OF THE KINGDOM OF THAILAND AND THE GOVERNMENT OF THE PEOPLE'S REPUBLIC OF CHINA
 ON BANGKOK - NONG KHAI HSR DEVELOPMENT FOR REGIONAL CONNECTIVITY (SECTION 1 BANGKOK - NAKHON RATCHASIMA)
 Contract C4-3 SECTION: NAVA NAKHON - BAN PHO (DK 37+004.54 TO DK 60+001.64) TOTAL LENGTH: 23.00 KM.

แบบ บร.4 แล่งที่ 12 /40
 หน้า บร. 6

BILL NO.4 : STRUCTURAL WORKS Unit : Baht

ITEM No.	DESCRIPTION	UNIT	QUANTITY	UNIT RATE	AMOUNT	FACTOR F	UNIT RATE x FF	TOTAL AMOUNT	REMARKS
4.319	Detection of piles (integrity testing)								
4.319(1)	Piles detection with acoustic transmission method / sound wave transmission method / sonic logging testing	ea.	430.00	49,037.32	21,086,047.60	1.1458	56,186.96	24,160,393.34	
4.319(2)	Piles detection with low-strain reflected wave method / low strain integrity testing / low strain seismic testing	ea.	-	-	-	-	-	-	
4.32	Testing bored piles(diameter of 1.0m)	ea.	-	-	-	-	-	-	
4.321	Testing bored piles(diameter of 1.2m)	ea.	-	-	-	-	-	-	
4.322	Testing bored piles(diameter of 1.5m)	ea.	-	-	-	-	-	-	
4.323	Testing bored piles(diameter of 2.0m)	ea.	-	-	-	-	-	-	
4.324	Piers and abutments								
4.324(1)	Concrete (C50)	cu.m.	8,093.90	5,207.68	42,150,461.98	1.1458	5,966.96	48,295,999.34	
4.324(2)	Concrete (C45)	cu.m.	-	-	-	-	-	-	
4.324(3)	Concrete (C40)	cu.m.	10,706.99	2,572.13	27,539,772.76	1.1458	2,947.15	31,555,071.63	
4.324(4)	Concrete (C35)	cu.m.	308.27	2,323.40	716,234.52	1.1458	2,662.15	820,661.51	
4.324(5)	Concrete (C30)	cu.m.	-	-	-	-	-	-	
4.324(6)	Concrete (C25)	cu.m.	-	-	-	-	-	-	
4.324(7)	Concrete (C20)	cu.m.	-	-	-	-	-	-	
4.324(8)	Concrete (C15)	cu.m.	1,439.24	2,017.85	2,904,160.34	1.1458	2,312.04	3,327,586.92	
4.324(9)	Reinforcement RB 9mm. dia.	ton	106.90	25,448.20	2,720,310.79	1.1458	29,158.55	3,116,932.10	
4.324(10)	Reinforcement DB 12mm. dia.	ton	583.72	26,108.14	15,239,739.05	1.1458	29,914.71	17,461,693.00	
4.324(11)	Reinforcement DB 16mm. dia.	ton	535.44	24,151.66	12,931,764.83	1.1458	27,672.97	14,817,216.14	
4.324(12)	Reinforcement DB 20mm. dia.	ton	536.59	24,318.27	13,048,940.50	1.1458	27,863.87	14,951,476.02	
4.324(13)	Reinforcement DB 25mm. dia.	ton	842.42	25,443.64	21,607,843.94	1.1458	29,382.48	24,758,267.58	
4.324(14)	Reinforcement DB 28mm. dia.	ton	-	-	-	-	-	-	
4.324(16)	Prestressed steel stand of frame pier	ton	321.81	66,893.65	21,527,313.08	1.1458	76,646.74	24,665,995.33	
4.325	Segmental prefabricated concrete simply supported box girder								
4.325(1)	20m simply supported box girder(Double Line)	Lm	-	-	-	-	-	-	
4.325(2)	24m simply supported box girder(Double Line)	Lm	-	-	-	-	-	-	

ภาคผนวก ง

ผลการวิเคราะห์โครงสร้างจากผู้ออกแบบโครงสร้างเดิม

Main calculation results of beam:

Chart – 1.10.2 calculation results (superimposed dead load 209kN/m)

LOAD COMBINATION	Max. Normal stress of top flange (mpa)	Min. Normal stress of top flange (mpa)	Max. Normal stress of bottom flange (mpa)	Min. Normal stress of bottom flange (mpa)	Min. Normal of epoxied joints (mpa)	Max. Shear stress (mpa)	Max. Principle compressive stress (mpa)	Max. Principle tensile stress (mpa)	Min. Safety factor of strength	Min. Safety factor of crack resistance
Main force	8.13	0.86	15.76	6.93	1.36	2.72	15.76	1.67	2.05	1.34
Main force + additional force	8.62	0.63	16.26	6.72	1.18	2.74	16.26	2.13	2.05	1.33

Chart -1.10.3 calculation results (superimposed dead load 192kN/m)

Load combination	Max. Normal stress of top flange (mpa)	Min. Normal stress of top flange (mpa)	Max. Normal stress of bottom flange (mpa)	Min. Normal stress of bottom flange (mpa)	Min. Normal of epoxied joints (mpa)	Max. Shear stress (mpa)	Max. Principle compressive stress (mpa)	Max. Principle tensile stress (mpa)	Min. Safety factor of strength	Min. Safety factor of crack resistance
Main force	7.94	0.94	15.25	6.68	1.41	2.61	15.25	1.60	2.06	1.34
Main force + additional force	8.44	0.71	15.75	6.47	1.23	2.62	15.75	2.05	2.06	1.32

Chart – 1.10.4 calculation results (superimposed dead load 173kN/m)

Load combination	Max. Normal stress of top flange (mpa)	Min. Normal stress of top flange (mpa)	Max. Normal stress of bottom flange (mpa)	Min. Normal stress of bottom flange (mpa)	Min. Normal of epoxied joints (mpa)	Max. Shear stress (mpa)	Max. Principle compressive stress (mpa)	Max. Principle tensile stress (mpa)	Min. Safety factor of strength	Min. Safety factor of crack resistance
Main force	7.65	0.82	15.16	6.61	1.25	2.55	15.16	1.56	2.08	1.34
Main force + additional force	8.14	0.59	15.66	6.41	1.07	2.57	15.66	2.02	2.07	1.33

Chart – 1.10.5 admissible value

Load combination	Max. Normal stress of top flange (mpa)	Min. Normal stress of top flange (mpa)	Max. Normal stress of bottom flange (mpa)	Min. Normal stress of bottom flange (mpa)	Min. Normal of epoxied joints (mpa)	Max. Shear stress (mpa)	Max. Principle compressive stress (mpa)	Max. Principle tensile stress (mpa)	Min. Safety factor of strength	Min. Safety factor of crack resistance
Main force	16.75	0.00	16.75	0.00	1.00	5.70	20.10	3.10	2.00	1.20
Main force + additional force	18.43	0.00	18.43	0.00	1.00	5.70	22.11	3.10	1.80	1.20

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-สกุล	นายศรัณย์ เรืองศรี
วัน เดือน ปี เกิด	8 มิถุนายน พ.ศ. 2538
สถานที่เกิด	จังหวัดกรุงเทพมหานคร
วุฒิการศึกษา	จบการศึกษาระดับมัธยมปลายจากโรงเรียนสวนกุหลาบวิทยาลัย จบการศึกษาระดับปริญญาตรีจากภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เข้าศึกษาระดับปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ปีการศึกษา 2562
ที่อยู่ปัจจุบัน	ตำบลบางรักพัฒนา อำเภอบางบัวทอง จังหวัดนนทบุรี 11110



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY