



**การตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานรัฟไฟแบบ SEGMENTAL BOX
GIRDER ชนิดโค้งร้าบ**

สมบัติ แสนເລີຄ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต^๑
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี

พ.ศ. 2555

ลิขสิทธิ์เป็นของมหาวิทยาลัยอุบลราชธานี



**DYNAMIC RESPONSES OF CURVED SEGMENTAL BOX GIRDER
RAILWAY BRIDGES**

SOMBUT SANLEART

**A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULLFILLMENT OF THE REQUIREMENTS
FOR THE DEGREE OF MASTER OF ENGINEERING
MAJOR IN CIVIL ENGINEERING
FACULTY OF ENGINEERING
UBON RATCHATHANI UNIVERSITY
YEAR 2012
COPY RIGHT OF UBON RATCHATHANI UNIVERSITY**



มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี
ในรับรองวิทยานิพนธ์
มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี
ปริญญา วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขา วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

เรื่อง การตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานรถไฟแบบ SEGMENTAL BOX GIRDER
ชนิดโค้งร้าบ

ผู้วิจัย นายสมปติ แสนเดิม

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

อาจารย์ที่ปรึกษา
(รองศาสตราจารย์ ดร.กิตติศักดิ์ ขันติวิชัย)

กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.เกรียงศักดิ์ แก้วกุลชัย)

กรรมการ
(ดร.วิเชียร โสมณวัฒน์)

คณะกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.นฤ แสงเทียน)

มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี รับรองแล้ว

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อุทธิ อินทร์ประสิทธิ์)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการ

ปฏิบัติราชการแทนอธิการบดี มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี

ปีการศึกษา 2555

กิตติกรรมประกาศ

ผู้จัดทำ ขอกราบขอบพระคุณบุคลากรต่อไปนี้ ที่ได้ช่วยให้วิทยานิพนธ์งานวิจัยนี้สำเร็จ
ลุล่วงไปด้วยดี

รองศาสตราจารย์ ดร.กิตติศักดิ์ ขันดิษฐ์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ได้ให้
คำแนะนำและให้คำปรึกษาที่เป็นประโยชน์ในการค้นคว้าข้อมูลที่หลากหลาย ผลักดันผู้ทำวิจัย
ตลอดเวลา และขอขอบคุณครอบครัวของอาจารย์ที่เอื้อเพื่อสถานที่และคำแนะนำอันมีค่าสำหรับ
งานวิจัยเล่มนี้

และขอบคุณอาจารย์มหาวิทยาลัยอุบลราชธานีทุกท่านที่ได้ประสิทธิประสาทวิชาให้
ข้าพเจ้าและยังให้ความรู้พื้นฐานเป็นอย่างดีในการทำวิทยานิพนธ์เล่มนี้

ขอขอบพระคุณท่านอาจารย์ที่เสียสละเวลาในการสอนวิทยานิพนธ์ ทุกท่าน^{*}
พร้อมทั้งคำแนะนำ และข้อเสนอแนะที่เป็นประโยชน์ต่อวิทยานิพนธ์

ขอขอบคุณเพื่อนร่วมงาน โครงการรถไฟฟ้าดูไบที่ให้ข้อมูลอันมีค่า ทุกแหล่งที่
ไม่สามารถเอียนามได้ทั้งหมด ที่ได้ให้ความร่วมมือเป็นอย่างดี

กราบขอบพระคุณ บิค่า มารดา บุคคลที่รักและเพื่อน ๆ ที่เคยเป็นกำลังใจให้กับฉัน
ผู้จัดทำ สามารถทำวิทยานิพนธ์สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

(นายสมบัติ แสนเลิศ)

ผู้เขียน

บทคัดย่อ

ชื่อเรื่อง : การตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานรถไฟแบบ SEGMENTAL BOX GIRDER ชนิดโถงรับ

โดย : สมบัติ แสนเลิศ

ชื่อปริญญา : วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชา : วิศวกรรมโยธา

ประธานกรรมการที่ปรึกษา : รองศาสตราจารย์ ดร. กิตติศักดิ์ ขันติยิวัชัย

คำที่สำคัญ : สะพานรถไฟแบบ segmental box girder การตอบสนองทางพลศาสตร์ ผลของความโถงของสะพาน

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้นำเสนอผลความโถงของสะพานรถไฟฟ้าชนิด Segmental Box Girder ภายใต้แรงกระทำแบบเคลื่อนไหวอันเนื่องมาจากการบวนรถไฟฟ้า ทั้งนี้ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแต่ละแบบจะพิจารณาจากค่าการแอล์ตัวในแนวตั้งและค่าความร่องของสะพาน โดยผลการตอบสนองของสะพานโถงรับจะถูกเปรียบกับกรณีของสะพานตรง นอกจากราบบังไดพิจารณาตัวแปรอื่นๆ ที่จะมีผลต่อพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพานไดแก่ จำนวนช่วงสะพาน จำนวนโบกีของรถไฟฟ้า ความเร็วของรถไฟฟ้า และลักษณะการวิ่งของรถไฟฟ้า จากผลการศึกษาพบว่าเมื่อสะพานมีความโถงจะทำให้ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานมีค่าลดลงเนื่องจากค่าสตีฟเนสในแนวตั้งของสะพานลดลง และถ้าเปรียบเทียบความยาวของช่วงสะพานพบว่าเมื่อความยาวช่วงสะพานเพิ่มขึ้นค่าความถี่ธรรมชาติจะมีค่าลดลง ในส่วนการตอบสนองทางพลศาสตร์พบว่าเมื่อมีการเพิ่มความโถงให้กับสะพานที่รถไฟวิ่งทางเดียว 1 รางและกรณีวิ่งแบบ 2 รางจะพบว่าค่าการแอล์ตัวในแนวตั้งสูงสุดจะเพิ่มขึ้นเมื่อรัศมีความโถงของสะพานมีขนาดเล็ก ($R=250$ เมตร) ทั้งนี้เนื่องจากสะพานชนิดโถงแคบจะมีค่าสตีฟเนสในแนวตั้งลดลงซึ่งส่งผลให้ค่าการแอล์ตัวสูงขึ้น โดยจะมีค่าสูงสุดเมื่อความเร็วของบวนรถไฟฟ้ามีค่าใกล้เคียงกับความเร็ววิกฤติของสะพาน ในส่วนของความร่องในแนวตั้งของสะพานพบว่ารัศมีความโถงจะพบว่าขนาดของรัศมีความโถงมากจะทำให้ค่าสตีฟเนสแนวตั้งของสะพานมีค่ามาก ($R=698$ เมตร) ซึ่งจะส่งผลให้ค่าความร่องในแนวตั้งมีแนวโน้มเหมือนกับสะพานตรงคือมีค่ามาก แต่ถ้าลดขนาดของรัศมีความโถงให้ลดลง (250 เมตร) ค่าสตีฟเนสแนวตั้งของสะพานมีค่าลดลงตามไปด้วยทำให้ค่าความร่องในแนวตั้งน้อยกว่ากรณีรัศมีความโถงมาก นอกจากราบบังไดจำนวนโบกีรถไฟฟ้าน้อยคือ 3 โบกี (ความยาวรถไฟฟ้าน้อยกว่าความ

ขาวช่วงสะพาน) ค่าการแย่นตัวในแนวคิ่งจะมีค่ามากกว่ากรณี 5 ใบก็ ประมาณร้อยละ 20 แต่ถ้าหากสะพานมีความโถ้งระบบพบร่วมกับการตอบสนองมีแนวโน้มเช่นเดียวกับสะพานตรง โดยค่าการการแย่นตัวแนวคิ่งจะเพิ่มขึ้น ส่วนผลของจำนวนใบก็ของรถไฟฟ้าต่อการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน พบร่วมกับความเร่งทั้งในแนวคิ่งและแนวราบน้อยมาก

ABSTRACT

TITLE : DYNAMIC RESPONSES OF CURVE SEGMENTAL BOX
GIRDERRAILWAY BRIDGES

BY : SOMBUT SANLEART

DEGREE : MASTER OF ENGINEERING

MAJOR : CIVIL ENGINEERING

CHAIR : ASSOC. PROF. KITTISAK KUNTIYAWICHAI, Ph.D.

KEYWORDS : SEGMENTAL BOX GIRDER / RAILWAY BRIDGE / DYNAMIC
RESPONSES / CURVATURE EFFECT

This thesis presents the radius effect of curvature on dynamic responses of segmental box girder railway bridge under passing train. The dynamic responses were evaluated in terms of displacement and acceleration responses. The dynamic behavior was also compared with that of the straight bridge. Moreover the parameters effecting dynamic responses of the bridge including number of bridge span, number of train bogie, train velocity and traffic directions were studied. From the natural frequency analysis, it expresses that the curved bridge has lower natural frequency than the straight bridge due to the stiffness reduction in the vertical direction. Increasing in bridge span causes the reduction of natural frequency. For dynamic response of the curved bridge subjected to 1 passing train and 2 passing trains, the maximum vertical displacement was found for the small radius due to the stiffness reduction of the bridge. The maximum vertical acceleration was found for the cases of straight and curved bridge with large radius. The maximum responses of the bridge for both cases were found when the train velocity was closed to the critical speed of the train. The radius of the bridge has no significant effect of the maximum vertical acceleration. When the length of the train was less than the bridge span, the maximum vertical response increased approximately 20%. In contrast, the length of the train has no effect on both vertical and horizontal acceleration responses.

สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ	ก
บทคัดย่อภาษาไทย	ข
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	ง
สารบัญ	จ
สารบัญตาราง	ช
สารบัญภาพ	ฉ
บทที่	ฉ
1 บทนำ	
1.1 ปัญหาและความสำคัญ	1
1.2 วัตถุประสงค์	2
1.3 ขอบเขตการวิจัย	3
1.4 แนวทางการวิจัยโดยสังเขป	3
2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	
2.1 สะพานแบบ Segmental Box Girder	5
2.2 ความรู้พื้นฐานของพลศาสตร์โครงสร้าง	14
2.3 วิธีการไฟไนท์อิลิเมนต์ (Finite Element Method)	18
2.4 การจำลองการเคลื่อนที่ของแรงกระทำแบบเคลื่อนไหว	19
2.5 การเคลื่อนที่ผ่านสะพานโถง	24
2.6 มาตรฐานในงานโครงสร้างสะพาน Segmental Box Girder	29
2.7 การนำผลการวิเคราะห์เพื่อใช้ออกแบบความเร็วรถไฟ	35
2.8 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	37
3 วิธีการวิจัย และการจำลองโครงสร้าง	
3.1 คุณสมบัติของ Segmental Box Girder ที่ทำการศึกษา	41
3.2 น้ำหนักรถไฟฟ้า และการใส่น้ำหนักรถไฟฟ้าในโปรแกรม	45
3.3 วิธีการใช้โปรแกรม SAP 2000 Nonlinear สร้างแบบจำลอง	49
3.4 แบบจำลองไฟไนท์อิลิเมนท์ที่ใช้ในงานวิจัยนี้	54

สารบัญ (ต่อ)	หน้า
3.5 ลำดับขั้นตอนการศึกษา	59
4 ผลการวิเคราะห์ข้อมูล	
4.1 ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพาน	60
4.2 ผลของรัศมีความโถ้งต่อการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน	65
4.3 ผลของจำนวนโนบกีของรถไฟฟ้าต่อการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน	94
4.4 ผลการวิเคราะห์ที่เปรียบเทียบกับมาตรฐาน UIC	98
4.5 ผลการวิเคราะห์ที่เปรียบเทียบกับผลทดสอบในสนาม (Rolling Stock)	100
5 สรุปผล อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ	
5.1 สรุปผลการวิจัย	101
5.2 ข้อเสนอแนะแนวทางในการพิจารณาการออกแบบสะพานแบบ Segmental Box Girder ภายใต้แรงกระทำอันเนื่องมาจากการขนรถไฟ	103
5.3 สิ่งที่สามารถศึกษาในขั้นต่อไป	104
เอกสารอ้างอิง	105
ประวัติผู้ท่วิจัย	107

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
3.1 กรณีที่ทำการศึกษา	37
3.2 คุณสมบัติของหน้าตัด Box Girder ของสะพานแบบ 1 ช่วง และ 2 ช่วง	41
3.3 คุณสมบัติของหน้าตัด Box Girder ของสะพานแบบ 3 ช่วง	43
4.1 ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานที่ทำการศึกษา	60
4.2 ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 1 ช่วง ความยาว 32 เมตร รถไฟ 3 โนกีรังเดียว	67
4.3 ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร รางคู่ (รถไฟ 3 โนกี วิ่ง 1 ราง)	71
4.4 ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร รางคู่ (รถไฟ 3 โนกี วิ่ง ทางเดียว 2 ราง)	73
4.5 ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร รางคู่ (รถไฟ 3 โนกี วิ่งสวนทาง 2 ราง)	75
4.6 ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร รางคู่ (รถไฟ 4 โนกี วิ่ง 1 ราง)	80
4.7 ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร รางคู่ (รถไฟ 4 โนกี วิ่งทางเดียว 2 ราง)	82
4.8 ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร รางคู่ (รถไฟ 4 โนกี สวนทาง 2 ราง)	84
4.9 ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร รางคู่ (รถไฟ 5 โนกี วิ่ง 1 ราง)	88
4.10 ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร รางคู่ (รถไฟ 5 โนกี วิ่งทางเดียว 2 ราง)	90
4.11 ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร รางคู่ (รถไฟ 5 โนกี วิ่งสวนทาง 2 ราง)	92
4.12 ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร รางคู่ (รถไฟ 3 โนกี วิ่ง 1 ราง)	96

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
4.13 ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร รังค์ (รถไฟ 4 โบกี วิ่ง 1 ราง)	97
4.14 ผลการเปรียบเทียบความถี่ธรรมชาติของสะพาน	98
4.15 ผลการเปรียบเทียบความเร่งของสะพาน	99
4.16 ผลการเปรียบเทียบค่าการยกตัวของสะพานเนื่องจากแรงบิด	99
4.17 ผลการเปรียบเทียบค่ามุมหมุนที่จุดรองรับ	100
4.18 ผลการเปรียบเทียบค่าความเร่งจากโปรแกรม SAP 2000 กับผลการทดสอบในสนาม	100
5.1 ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานที่ทำการศึกษา	102

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้า
2.1 การก่อสร้างสะพานแบบ Segmental Box Girder ในปัจจุบัน	6
2.2 รูปแบบหน้าตัดของ Box Girder ที่พบบ่อยๆ	6
2.3 การเตรียม Mould	7
2.4 การเตรียม Match Cast Segment	8
2.5 การปรับ Mould ให้เข้าตำแหน่ง	9
2.6 ขั้นตอนการลงเหล็ก	9
2.7 การกำหนดพิกัดรังวัคชันสุดท้าย	10
2.8 การเทคอนกรีต	11
2.9 การดึงลวดอัดแรงขึ้นแรก (Initial Stressing)	11
2.10 การถอดแบบ	12
2.11 วิธีการก่อสร้างสะพานอัดแรงรูปกล่องแบบชิ้นส่วนสำเร็จรูป	13
2.12 แบบจำลองเชิงคณิตศาสตร์ของระบบพลวัต	15
2.13 ค่าที่มีแรงแบบเคลื่อนที่ P เคลื่อนที่ด้วยความเร็วคงที่ V	19
2.14 แรงที่เกิดขึ้นใน Element	20
2.15 การเคลื่อนที่รถไฟบนสะพาน	21
2.16 การจำลองทั่วไป	22
2.17 การจำลองแบบ Sprung mass model	22
2.18 การจำลองแบบ Sprung mass model เมื่อพิจารณาเพียง 1 ล้อ	23
2.19 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของ Sprung mass model	23
2.20 ความเร็วิกฤตกับการพลิกครัวของรถไฟ	25
2.21 ขนาดของรางตามมาตรฐานคือ 1435 mm	25
2.22 วิธีการวัดค่า cant	26
2.23 Horizontal curve	26
2.24 sprung mass model ของสะพานโถง	28
2.25 ขอบเขตของความถี่ธรรมชาติของสะพานรถไฟ	32

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
2.26 แผนภาพการพิจารณาความจำเป็นในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ของสะพานรถไฟ	32
2.27 กราฟ Speed parameter กับค่าการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง	36
2.28 กราฟ Speed parameter กับ Impact factor	36
3.1 รูปร่างหน้าตัดของสะพานแบบ 1 ช่วง และ 2 ช่วง	42
3.2 จำนวนชีนส่วนในการติดตั้งของสะพาน 3 ช่วงความยาว 44-72-44 เมตร	43
3.3 หมายเลขอันดับส่วนในการติดตั้งของสะพาน 3 ช่วงความยาว 44-72-44 เมตร	44
3.4 รถไฟ 3 4 และ 5 โบกี	46
3.5 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์อย่างง่ายของ Sprung Mass model	47
3.6 เปรียบเทียบผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ระหว่าง Sprung mass model กับ Moving Load กรณี สะพานตรง (Yang และ Wu, 2001)	47
3.7 เปรียบเทียบผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ระหว่าง Sprung mass model กับ Moving Load กรณี สะพานโค้ง	48
3.8 รูปร่างสะพานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง	49
3.9 รายละเอียด Grid Only	50
3.10 หน้าตัดของสะพานรถไฟ	50
3.11 หน้าตัดของสะพานรถไฟ (3D)	50
3.12 วิธีการกำหนดเลน	51
3.13 วิธีการกำหนดระยะเขียงศูนย์และความกว้าง Lane	51
3.14 Lane	52
3.15 วิธีการป้อนค่าน้ำหนักบนรถไฟที่ถ่ายลงเพลาในรูปแบบของแรง	52
3.16 วิธีการป้อนค่าความเร็วของบนรถไฟ	53
3.17 การกำหนดเงื่อนไขในการ Run Analysis	53
3.18 การ Run Analysis	54
3.19 FE model สะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 32 เมตร	55
3.20 FE model สะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร	56

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
3.21 FE model สะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร	57
3.22 FE model สะพานแบบ 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร	58
4.1 Natural Frequency ของสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 32 เมตร	61
4.2 Natural Frequency ของสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร	62
4.3 Natural Frequency ของสะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร	63
4.4 Natural Frequency ของสะพานแบบ 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร	64
4.5 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 32 เมตร	68
4.6 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร (วิ่งทางเดียว 1 ราง)	72
4.7 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร (วิ่งทางเดียว 2 ราง)	74
4.8 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร (วิ่งสวนทาง 2 ราง)	76
4.9 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร (วิ่งทางเดียว 1 ราง)	81
4.10 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร (วิ่งทางเดียว 2 ราง)	83
4.11 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร (วิ่งสวนทาง 2 ราง)	85
4.12 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร (วิ่งทางเดียว 1 ราง)	89
4.13 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร (วิ่งทางเดียว 2 ราง)	91
4.14 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร (วิ่งสวนทาง 2 ราง)	93
4.15 เปรียบเทียบการแข่นตัวแนวคิ่งเมื่อเปลี่ยนความยาวรถไฟฟ้า	95

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ปัญหาและความสำคัญ

ในปัจจุบันระบบขนส่งมวลชนด้วยรถไฟฟ้ากลายเป็นทางเลือกหลักในการแก้ปัญหาจราจรในเมืองใหญ่ร่วมทั้งช่วยประหยัดพลังงาน โดยรวมด้วยอีกทางหนึ่ง ซึ่งการเดินทางด้วยรถไฟฟ้าจะทำให้การโดยสารถึงที่หมายตามเวลา มีความปลอดภัยความสะอาดสนับสนุนในระดับสูง และราคาค่าโดยสารไม่แพงเมื่อเทียบกับระบบทางจากเหตุผลดังกล่าวทำให้มีผู้ต้องการเดินทางด้วยรถไฟฟ้ามากขึ้น และมีแนวโน้มที่จะมีการขยายการสร้างระบบขนส่งมวลชนด้วยรถไฟฟ้าอย่างต่อเนื่องโดยผู้ออกแบบในหลายประเทศพยายามที่จะออกแบบให้รถไฟฟ้ามีความเร็วที่เพิ่มมากขึ้น และรับน้ำหนักได้มากขึ้น ซึ่งการก่อสร้างสามารถเลือกรอบโครงสร้างของโครงสร้างรถไฟฟ้าได้ 2 ลักษณะคือ โครงสร้างอยู่บนคินกับโครงสร้างที่อยู่ใต้ดิน ซึ่งโครงการรถไฟฟ้าส่วนใหญ่จะมีข้อจำกัดที่จะต้องสร้างในเมืองหรือบริเวณที่มีพื้นที่จำกัดและต้องคำนึงถึงเวลาในการสร้างที่ต้องการเสร็จเร็ว รวมทั้งทิศทางหรือตำแหน่งของโครงสร้างที่มารองรับของระบบรถไฟฟ้าจะอยู่ตามแนวของถนนเดิมหรือบางช่วงที่ต้องผ่านแม่น้ำหรือมีสิ่งกีดขวางก็อาจมีการสร้างอุโมงค์ในกรณีที่สร้างบนพื้นคินก์ต้องมีการยกกระดับ ทำให้ระบบโครงสร้างที่นิยมใช้กันมากในปัจจุบันจะเป็นแบบอยู่บนดินชนิดที่เรียกว่าสะพานแบบ Segmental Box Girder ทำให้สะพานชนิดนี้มีการพัฒนาอย่างต่อเนื่องทั้งในด้านของความสามารถในการต้านแรงดัดและแรงบิด ได้ดี การก่อสร้างทำได้รวดเร็ว การควบคุมคุณภาพได้ดีเพราหล่อที่โรงงาน การติดตั้งสามารถทำกลางคืนได้ เพื่อหลีกเลี่ยงปัญหาการจราจรในตอนกลางวัน นอกจากการยกกระดับสะพานให้สูงกว่าระดับถนนมากๆแล้ว การเปลี่ยนทิศทางของระบบรถไฟฟ้าเป็นต้องมีการทำทางโค้งเพื่อเปลี่ยนทิศทางของรถไฟ

การออกแบบโครงสร้างสะพานรถไฟฟ้าระบบที่อยู่บนคินแบบ Segmental Box Girder จะมีน้ำหนักที่กระทำกับโครงสร้างเป็นแรงแบบเคลื่อนที่ (Moving Load) เมื่อรถไฟวิ่งผ่านสะพาน จะทำให้รถไฟฟ้ากับสะพานมีการปฏิสัมพันธ์กันทางพลศาสตร์ (Vehicle-Bridge Interaction) สะพานจะมีการสั่นส่งผลให้รถไฟฟ้ามีการสั่นด้วย การวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์จะเป็นสิ่งที่จำเป็นอย่างมากในกระบวนการออกแบบสะพานชนิดนี้ ซึ่งเป้าหมายหลักของการวิเคราะห์คือการลดผลกระทบจากการเปลี่ยนทิศทางของระบบรถไฟฟ้า เป็นอันดับแรก โดยค่าที่ได้จากการวิเคราะห์จะอยู่ในรูปของการแอนตัว (Displacement) ความเร็ว (Velocity) และความเร่ง (Acceleration) ของสะพาน

ภายหลังจากงานก่อสร้างสะพานแบบ Segmental Box Girder เสร็จแล้วจะต้องมีการทดสอบพฤติกรรมของสะพานภายใต้แรงแบบเคลื่อนที่ (Rolling Stock) โดยเป็นการทดสอบค้านความปลอดภัย และค้านคุณภาพการขับขี่ (Running Safety and Ride Comfort of Railway Vehicle) ซึ่งเป็นการทดสอบพฤติกรรมค้านพลศาสตร์ โดยผลการทดสอบจะต้องผ่านตามเกณฑ์มาตรฐานที่กำหนดก่อนเปิดการใช้งาน อย่างไรก็ตามการเป็นที่ทราบกันดีว่าการทดสอบภาคสนามของโครงสร้างทางวิศวกรรมโดยชาจะมีค่าใช้จ่ายที่สูงและต้องดำเนินการหลังจากที่การก่อสร้างได้ดำเนินการแล้วเสร็จ ดังนั้นการที่เราทราบพฤติกรรมของโครงสร้างก่อนที่จะเริ่มการก่อสร้างก็จะเป็นการช่วยหาจุดบกพร่องของโครงสร้างก่อนที่จะทำการก่อสร้างจริงก็จะเป็นการดีกว่าที่จะแก้ไขขณะที่ก่อสร้างแล้วเสร็จดังเช่นกรณีของสะพาน Millennium Bridge ณ กรุงลอนדון ประเทศอังกฤษ ทั้งนี้สะพาน Millennium Bridge เป็นสะพานแขวนที่สร้างขึ้นเพื่อเฉลิมฉลองปี ค.ศ.2000 เพื่อให้คนสามารถเดินเท้าข้ามแม่น้ำ泰姆ส์ได้ แต่หลังพิธีเปิดขึ้นมาเพียง 2 วัน หลังจากตรวจสอบพบว่ามีสาเหตุมาจากการตอบสนองเรโซแนนซ์ของโครงสร้าง ทำให้ต้องปิดชั่วโมงเป็นเวลา 2 ปี ช่วงเวลาเดือน พฤษภาคม 2001 ถึงเดือน มกราคม 2002 โดยการใช้ตัวหน่วง (Dampers) ควบคุมการสั่นในแนวราบ ปัญหานี้แสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมทางพลศาสตร์เป็นสิ่งจำเป็นอย่างมากในการตรวจสอบโครงสร้างที่มีแรงกระทำแบบเคลื่อนไหวก่อนเปิดใช้งานจริง

วิทยานิพนธ์นี้จึงได้ทำการศึกษาถึงผลของความต้องต่อพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ Segmental Box Girder ภายใต้แรงกระทำแบบเคลื่อนไหว ซึ่งประเด็นหลักที่จะศึกษาคือ ผลของความโถงของสะพานต่อพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพาน โดยจะเปรียบกับกรณีของสะพานตรง นอกจากนี้ยังได้พิจารณาตัวแปรอื่นๆ ที่จะมีผลต่อพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพาน ได้แก่ จำนวนช่วงสะพาน จำนวนโนเบิลของรถไฟฟ้า ความเร็วของรถไฟฟ้า และลักษณะการวิ่งของรถไฟฟ้า โดยผลการศึกษามากส่วนในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จะถูกสอนเทียบความถูกต้องกับผลการทดสอบจริงในสนามก่อนที่จะทำการศึกษาตัวแปรอื่นๆ ที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น ซึ่งข้อมูลที่ได้จากการศึกษานี้สามารถนำไปใช้หรือประยุกต์ในการออกแบบพัฒนาระบบสะพานแบบ Segmental Box Girder ภายในประเทศไทยได้

1.2 วัตถุประสงค์

1.2.1 เพื่อศึกษาพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ Segmental Box Girder ชนิดตรงภายใต้แรงแบบเคลื่อนไหว

1.2.2 เพื่อศึกษาผลของความโค้งต่อพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ Segmental Box Girder ภายใต้แรงแบบเคลื่อนไหว

1.2.3 เพื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ Segmental Box Girder ที่คำนวณได้จากวัสดุประสมค์ข้อที่ 1.2.1 กับข้อที่ 1.2.2

1.2.4 เพื่อศึกษาผลของจำนวนช่วงสะพาน จำนวนโดยที่ของรถไฟฟ้า ความเร็วของรถไฟฟ้า และลักษณะการวิ่งของรถไฟฟ้า ต่อพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ Segmental Box Girder ทั้งชนิดตรงและโค้ง

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

1.3.1 ใช้ข้อมูลโครงสร้างสะพานแบบ Segmental Box Girder และผลการทดสอบภาคสนาม (Rolling Stock) ของโครงการรถไฟฟ้าดูในสายสีแดง

1.3.2 สร้างแบบจำลองของสะพาน (3D Mesh Model) แบบ Segmental Box Girder เพื่อใช้ในการคำนวณโดยระเบียบวิธีคำนวณเชิงตัวเลข (Finite Element Analysis) โดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง SAP 2000 Nonlinear

1.3.3 แรงแบบเคลื่อนไหวที่จะนำมากระทำกับแบบจำลองของสะพาน (3D Mesh Model) จะพิจารณากรีดไฟ 3 ตู้/บวน 4 ตู้/บวน 5 ตู้/บวน

1.3.4 จำลองความยาวสะพาน 4 ขนาด แบบตรง และโค้งรัศมี 250 เมตร 300 เมตร และ 698 เมตร รวมเป็น 12 โมเดล

1.3.4.1 สะพาน 1 ช่วง ความยาว 32 เมตร

1.3.4.2 สะพาน 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร

1.3.4.3 สะพาน 2 ช่วง ความยาว 44 เมตร – 44 เมตร

1.3.4.4 สะพาน 3 ช่วง ความยาว 44 เมตร – 72 เมตร – 44 เมตร

1.3.5 ตรวจสอบการตอบสนองทางพลศาสตร์ของการทดสอบตามมาตรฐาน UIC 776-2

1.3.6 ตรวจสอบการตอบสนองทางพลศาสตร์จากแบบจำลองแบบตรง และโค้งรัศมี ต่างๆ ภายใต้เงื่อนไขของการกระทำของแรงแบบต่างๆ

1.3.7 เสนอแนะแนวทางในการพิจารณาการออกแบบสะพานแบบ Segmental Box Girder ภายใต้แรงกระทำอันเนื่องมาจากการวิ่งรถไฟ

1.4 แนวทางการวิจัยโดยสังเขป

1.4.1 เก็บรวบรวมการทดสอบน้ำหนักแบบเคลื่อนที่ (Rolling Stock) ของโครงการรถไฟฟ้า

1.4.2 ศึกษาข้อมูลสะพานแบบ Segmental Box Girder

1.4.3 ศึกษาทฤษฎีและเนื้อหาที่เกี่ยวข้อง

1.4.4 ศึกษาการใช้โปรแกรมสำเร็จรูป SAP 2000 Nonlinear

1.4.5 สร้างแบบจำลองของสะพานแบบ Segmental Box Girder ในโปรแกรมสำเร็จรูป SAP2000 Nonlinear

1.4.6 ทำการวิเคราะห์พฤติกรรมของสะพาน

1.4.7 สรุปผลที่ได้จากการวิเคราะห์

1.4.8 จัดทำรูปเล่มรายงาน

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 สะพานแบบ Segmental Box Girder

2.1.1 บทนำ

ในศตวรรษที่ 20 การก่อสร้างสะพานแบบคอนกรีตอัดแรง (Prestressed concrete) ได้เริ่มนิการพัฒนาขึ้นอย่างมาก โดยในช่วงแรกของการพัฒนาการก่อสร้างสะพานแบบคอนกรีตอัดแรง ได้เริ่มขึ้นในปี 1950 โดยใช้เป็นส่วนหนึ่งในการขยายโครงข่ายทางไปรษณีย์ของญี่ปุ่นในช่วงสงครามโลกครั้งที่ 2 ซึ่งได้รับความเสียหายจากสงครามระหว่างเยอรมันและฝรั่งเศส จึงทำให้ต้องมีการสร้างถนนขนาดใหญ่ วางรถไฟ และสะพานขึ้นมาใหม่ โดยในสมัยนั้นการก่อสร้างสะพานนั้น จะต้องใช้วัสดุที่จะนำมาใช้ในการก่อสร้างมาโรงงานต่างๆ โดยเฉพาะชิ้นส่วนของเหล็ก แต่โรงงานเหล่านั้นได้ถูกทำลายเนื่องจากสงคราม ดังนั้นในการก่อสร้างสะพานนั้นจึงหันมาใช้วัสดุอื่นในการก่อสร้างแทนเพื่อให้หันต่อเวลา และเกิดความรวดเร็วในการส่งขาวสารต่างๆ ซึ่งคอนกรีตอัดแรง คือ สิ่งที่ถูกพัฒนาขึ้นภายใต้เงื่อนไขเหล่านี้ โดยในการก่อสร้างนั้นจะมีน้ำหนักที่ไม่มากและมีน้ำหนักที่น้อยกว่าโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก การก่อสร้างครั้งแรกเกิดขึ้นในการสร้างสะพานข้ามแม่น้ำ Lahn ในเยอรมัน ในปี 1951 ซึ่งต้องใช้ชิ้นส่วนอัดแรงถึง 300 ชิ้น และการก่อสร้างได้แล้วเสร็จในปี 1960 และในปัจจุบันได้มีการก่อสร้างสะพานทั้งแบบ Segmental Box Girder สำหรับสะพานช่วงยาว และแบบหล่อเป็นชิ้นเดียวหรือแบบหล่อในที่ (Cast-In-Place) สำหรับสะพานที่มีช่วงสั้นๆ โดยเทคนิคในการออกแบบก่อให้มีการพัฒนามาอย่างต่อเนื่องเพื่อความมั่นคงของสะพาน และสามารถรับน้ำหนักได้เพิ่มมากขึ้น ในปัจจุบันการก่อสร้างสะพานจะมีลักษณะดังภาพที่ 2.1



ภาพที่ 2.1 การก่อสร้างสะพานแบบ Segmental Box Girder ในปัจจุบัน

2.1.2 ประเภทของ Box Girder

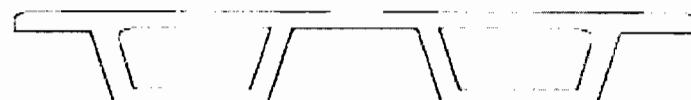
Box Girder โดยทั่วไปแล้วโครงสร้างจะประกอบด้วยคอนกรีตและเหล็กเสริม Box Girder หลายชั้นอาจจะถูกนำมาประกอบขึ้นเป็นพื้นถนนของสะพาน โดยค้านบนนั้นจะเป็นพื้นถนน ดังแสดงในภาพที่ 2.2 เมื่อนำ Box Girder มาสร้างเสร็จแล้ว สะพานจะสามารถรับแรงบิดได้มากกว่าโครงสร้างที่เป็นแบบ I-Girder หรือ I-Beam ระบบ Box Girder เหล่านี้ สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ประเภทหลักๆ คือ แบบ 1 และ 2 เชลล์ ดังแสดงในภาพที่ 2.2(ก), แบบหลายเชลล์ (3 เชลล์ หรือมากกว่า) ดังแสดงในภาพที่ 2.2(ข) และแบบกล่องแผ่นกระจาด (โดยเชลล์นั้นจะไม่ต่อเนื่องกัน) ดังแสดงในภาพที่ 2.2(ค) (Barker and Puckett, 2007)



ก แบบ 1 และ 2 เชลล์



ข แบบหลายเชลล์ (3 เชลล์ หรือมากกว่า)



ค แบบกล่องแผ่นกระจาด

ภาพที่ 2.2 รูปแบบหน้าตัดของ Box Girder ที่พบบ่อยๆ

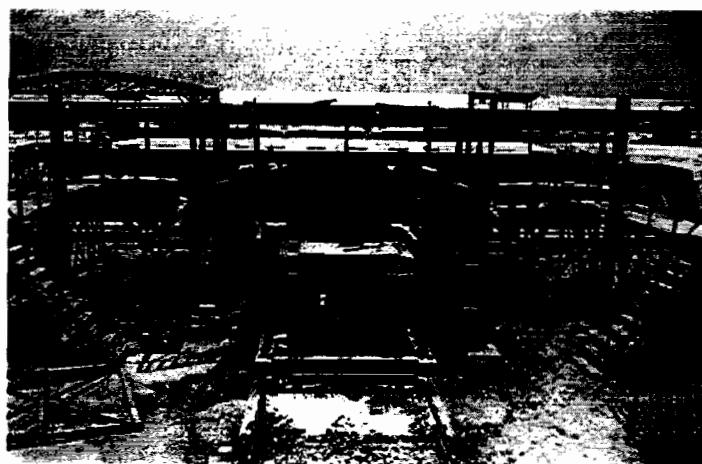
ระบบแบบ 1 และ 2 เชลล์นั้น โดยปกติจะมีขนาดที่แคบ เมื่อเปรียบเทียบกับความยาวของ Span และมีพุ่มกิรรมคถ้าบๆ คาน บ่อยครั้งในการทำแบบจำลองจะใช้เป็นแบบโครงข้อแข็ง (Frame) ดังนั้นในการออกแบบต้องคำนึงถึงค่าวิกฤตหลายค่า เช่น การคัด (Bending Moment), การเฉือน (Shear) และการบิด (Torsion) โดยค่าเหล่านี้จะทำให้เกิดผลกระทบทั้งภายนอกและภายใน โดยเป็นผลมาจากการพากหานะที่วิ่งบนพื้นถนนของ Box Girder โดยรวมแล้วผลกระทบภายนอกจะเกิดจากแรงกระทำภายนอกส่งผลไปยังระบบภายนอก เช่น การเกิดการโถกตัว, โนแมนต์ หรือการเฉือนของตัว Box Girder ส่วนผลกระทบภายในที่เกิดจากแรงภายใน คือ การเสียรูปอย่างไรก็ตามในปัจจุบันนี้รูปแบบหน้าตัดของ Box Girder ได้มีการพัฒนาจนกระทั่งมีรูปแบบที่แตกต่างไปจากภาพที่ 2.2 เนื่องจากเหตุผลของความประหัดและความสวยงาม

2.1.3 ขั้นตอนการผลิตชิ้นส่วน Segmental Box Girder

เนื่องจากการหล่อ Segments นั้นวิธีการหล่อชิ้นส่วนในแต่ละแบบมีรายละเอียดปลีกย่อยบางตัวต่างกัน ซึ่งเพื่อให้สะดวกต่อการอธิบายจึงขอวิธีการหล่อ Typical Segments มานำเสนอ ดังต่อไปนี้

2.1.3.1 ขั้นตอนการเตรียม Mould (Mould Preparation)

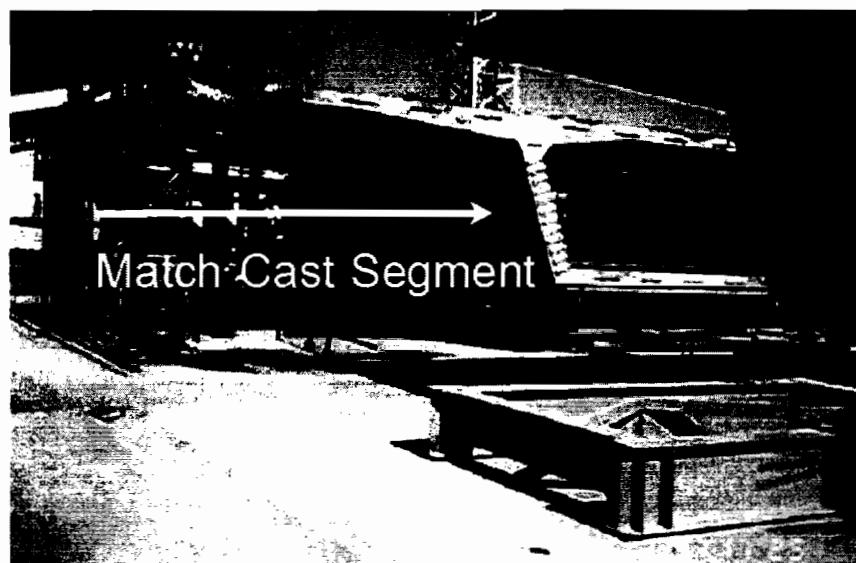
ในการหล่อชิ้นส่วนนั้น จะต้องมีการสร้างแบบหล่อคอนกรีตเป็นแบบเหล็กหรือที่เรียกว่าโดยทั่วไปว่า Mould ซึ่งจะมี Mould ทั้งหมด 2 ชนิดคือ กันคือ Mould ที่ใช้หล่อ Pier Segments และ Mould ที่ใช้หล่อ Typical Segments โดย Mould นั้นจะประกอบไปด้วยส่วนประกอบ 2 ส่วนหลักๆ คือ Internal Formwork หรือ Core Form และ External Formwork ส่วนการเตรียมแบบในการหล่อจะแสดงดังภาพที่ 2.3



ภาพที่ 2.3 การเตรียม Mould

2.1.3.2 การเตรียม Match Cast Segment (Setting the Match Cast Segment)

ในการหล่อ Segments นั้นจะต้องมีชิ้นส่วนที่เรียกว่า Match Cast Segment เพื่อนำมาเป็นแบบสร้าง Shear Keys ของ Segment ตัวใหม่ ภาพที่ 2.4 จะแสดง Shear Keys ของ Segment โดย Match Cast Segment ดังกล่าวก็คือ Segment ตัวที่เลื่อนออกจาก Mould หลังจาก ถอนแบบ ทั้งนี้ Shear Keys ของ Match Cast Segment นั้นจะต้องทำด้วย Bond Breaker เพื่อป้องกัน Shear Keys ของ Segment ตัวใหม่เกะดีดกับผิวของ Shear Keys ของ Segment ตัว Match Cast



ภาพที่ 2.4 การเตรียม Match Cast Segment

2.1.3.3 การกำหนดพิกัดรังวัดเบื้องต้น (Initial Survey Setup)

จะทำการปรับพิกัด Survey ของตัว Match Cast Segment จากค่าที่คำนวณได้จาก Drawings โดยการปรับพิกัดของ Match Cast Segment นั้นจะปรับโดยใช้ระบบ Hydraulic

2.1.3.4 การปรับ Mould ให้เข้าตำแหน่ง (Mould Setup)

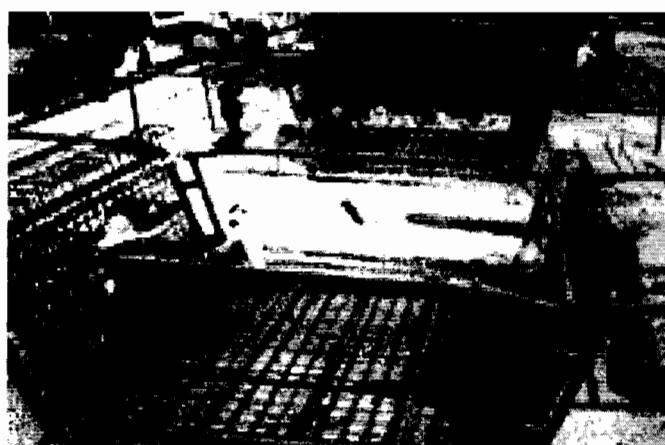
หลังจากปรับค่าพิกัด Survey ของตัว Match Cast Segment เสร็จเรียบร้อยแล้วนั้นจะทำการปรับ Mould ให้เข้าตำแหน่งดังภาพที่ 2.5 ซึ่งบางครั้งในการปรับนั้นอาจทำให้ค่าพิกัด Survey เคลื่อนไปอย่างไรก็คือทำการตรวจสอบพิกัด Survey อีกครั้ง หลังจากปรับ Mould ให้เข้าตำแหน่งเรียบร้อยแล้วนั้น ก็จะทำการทำความสะอาด ทันทีมั่นทาแบบและ Seal Joint ต่างๆ เพื่อป้องกันการรั่วของ Cement Mortar ในระหว่างที่เทคอนกรีต



ภาพที่ 2.5 การปรับ Mould ให้เข้าตำแหน่ง

2.1.3.5 ขั้นตอนการติดตั้งเหล็ก (Installation of Rebar Cage)

ในขั้นตอนนี้ Tower Crane จะยกโครงเหล็กที่ผูกเสร็จแล้วเข้าไปใน Mould โดยวางบน Soffit Carrier และทำการเลื่อน Core Form ให้เข้าตำแหน่ง โดยภาพที่ 2.6 จะเป็นการเตรียมเหล็กเสริมของ Box girder จากนั้นจึงทำการติดตั้งวัสดุฝังต่างๆ (Embedded Parts) เช่น ท่อระบายน้ำ (Gully Chute), ระบายน้ำ (Drain Hole) และทำการปรับ Core Form ให้แนบสนิทกับ Match Cast Segment และทำการ Seal Joint ต่างๆ อีกครั้งเพื่อป้องกันการรั่วของ Cement Mortar ซึ่งโครงเหล็ก (Rebar Cage) คั่งกล่าววนนั่นก่อนจะยกลงมาใน Mould นั้นจะทำการผูกโดยใช้ Jig เป็นตัวบังคับระยะให้ได้ตามแบบและทำการติดตั้งวัสดุฝังบางส่วนที่สามารถติดตั้งได้ก่อนที่จะยกลง Mould เช่น PT Duct (สำหรับ Transverse Post-tension), Earthing Terminal (อุปกรณ์ประกอบระบบรองรับพ้าผ่า) เป็นต้น



ภาพที่ 2.6 ขั้นตอนการลงเหล็ก

2.1.3.6 กำหนดพิกัดรังวัดชั้นสุดท้าย (Final Survey Setup)

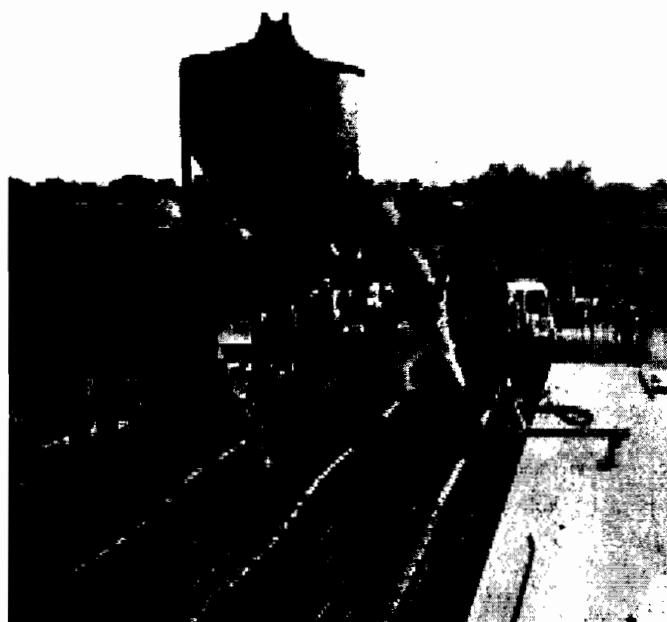
จะทำการเช็คค่าพิกัดของ Math Cast Segment ที่กำหนดไว้อีกครั้งว่ามีการเปลี่ยนแปลงหรือไม่ ดังภาพที่ 2.7 ซึ่งถ้าหากมีการเปลี่ยนแปลง จะต้องทำการปรับใหม่อีกครั้ง



ภาพที่ 2.7 การกำหนดพิกัดรังวัดชั้นสุดท้าย

2.1.3.7 การเทคอนกรีต (Placing Concrete)

หลังจากทำการตรวจสอบความเรียบร้อยของการ Setup Mould แล้วนั้น จึงทำการเทคอนกรีตลงไปใน Mould โดยขั้นตอนการเทนั้นจะต้องเทในส่วนของพื้นล่างก่อน ตามด้วยส่วนผนัง (Web) และปิดท้ายด้วยการเท Slap บน ภาพที่ 2.8 แสดงการเทคอนกรีตในแบบ ทั้งนี้ เพื่อป้องกันการแยกตัวของคอนกรีต ซึ่งโดยปกติแล้วในการหล่อจะใช้ Vibrator ทั้ง Internal Vibrator และ External Vibrator โดย External Vibrator นั้นจะติดอยู่กับตัว Mould และทำการเปิด เครื่องให้เขย่าในขณะเทคอนกรีต หลังจากเสร็จสิ้นการเทคอนกรีตแล้วนั้น ผิวคอนกรีตด้านบนที่ สัมผัสกับอากาศจะต้องทำการฉีดพ่นด้วยน้ำที่มีอุณหภูมิต่ำกว่า 10°C หรืออาจคลุมด้วยพลาสติกเพื่อ ป้องกันการระเหยของน้ำในคอนกรีต



ภาพที่ 2.8 การเทคอนกรีต

2.1.3.8 การรังวัดชิ้นงานหลังการผลิต (As Cast Survey)

หลังจากคอนกรีตแข็งตัวแล้ว จะทำการเก็บค่า “As Cast Data” ซึ่งเป็นการตรวจสอบข้อมูลทางด้าน Survey และนำข้อมูลเหล่านี้ไปใช้ Setup Segment ตัวถัดไป

2.1.3.9 การดึงลวดอัดแรงขั้นแรก (Initial Stressing)

เมื่อคอนกรีตสามารถรับกำลังอัด ได้อย่างต่อเนื่อง ตามกำหนดในการ Initial Stressing นี้ มีความสำคัญมาก เนื่องจากจะช่วยป้องกันการแตกหักและการโกร่งตัวของปีก Segments หลังจากที่เปิด Mould ส่วนที่เป็นปีกออกดังแสดงในภาพที่ 2.9



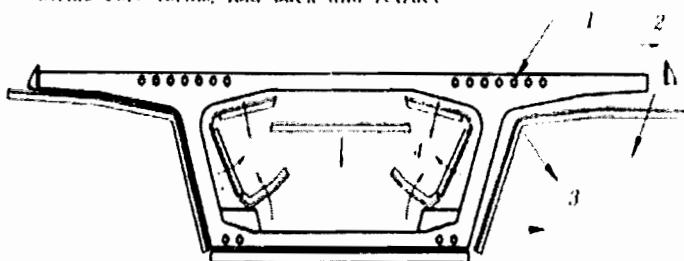
ภาพที่ 2.9 การดึงลวดอัดแรงขั้นแรก (Initial Stressing)

2.1.3.10 การถอดแบบ (Striking Formworks)

หลังจากคอนกรีตได้กำลังอัดตามที่กำหนดไว้ในการถอดแบบแล้ว จึงทำการถอดแบบออก โดยลำดับขั้นในการถอด ให้ถอดแบบปลายปัก (Wing Stop End Pieces) ออกก่อน ตามด้วยแบบปีก (Wing Soffit) และแบบ Core Form ตามลำดับ ภาพที่ 2.10 จะเป็นการถอดแบบ ออกจากส่วนต่างๆ ของ Box Girder

When concrete reaches required strength, commence striking forms

- 1 Disconnect inflated duct hoses or dolies
- 2 Remove wing stop end pieces
- 3 Drop wing soffit and pull back web outside forms
- 4 Strike core forms, fold back and retract



ภาพที่ 2.10 การถอดแบบ

2.1.3.11 การแยก Match Cast Segment (Striking Match Cast Segment)

หลังจากที่ได้ทำการถอดแบบออกแล้ว Match Cast Segment จะถูกแยกออกจาก Segment ตัวใหม่ ซึ่งในขั้นตอนนี้จะต้องระมัดระวังความเสียหายที่เกิดขึ้นกับ Shear Keys เนื่องจากในขั้นตอนของการแยกนั้นจะต้องทำการปรับระบบออก Hydraulic ให้ Segment ซึ่งมีทั้งหมด 4 ระบบออก ซึ่งโดยปกติแล้วต้องทำการปรับระดับระบบออก Hydraulic คู่หน้าหรือคู่ที่ติดกับ Segment ตัวใหม่ขึ้นก่อนและต้องปรับขึ้นเพียงเล็กน้อยและปรับอย่างช้าๆ ให้ Shear Keys พ้อแยกออกจากกันเท่านั้น แล้วจึงปรับระบบออกคู่หลังขึ้น ซึ่งหากไม่มีความชำนาญเพียงพอจะทำให้ Shear Keys ถูกงัดจนแตกได้

2.1.3.12 การเคลื่อนย้าย Segments เข้าเก็บใน Stock Yard (Storing & Stacking of Match Cast Segment)

หลังจาก Match Cast Segment ถูกแยกออกจากกันแล้ว จะถูกเลื่อนนำไปวางไว้บนแท่นสำรองหน้า Mould เพื่อรอรถยก (Shuttle Lift) นาแยกไปเก็บไว้ใน Stock Yard ซึ่งอยู่ในรูปแบบในการ Stock นั้นจะใช้ Supports รองรับ Segment จำนวน 3 จุดเพื่อป้องกัน Moment ที่เกิดจากการบิดของชิ้นส่วน และ Supports นั้นจะต้องวางให้อยู่ใกล้ Web ให้มากที่สุด เพื่อลด Shear

Stress ใน Segment รวมทั้งจำนวนชั้นในการ Stock ต้องไม่เกิด 2 ชั้นและในระหว่างที่ชั้นส่วนวางอยู่ใน Stock Yard นั้น ทางฝ่าย Post-Tensioning จะต้องตามมาตรฐานดึง拉力อัดแรงส่วนที่เหลือ (Final Stressing) และทำการอัดน้ำปูนเข้าไปในท่อ PT Duct

2.1.4 วิธีการก่อสร้างสะพานอัดแรงรูปกล่องแบบชั้นส่วนสำเร็จ (Construction methods for Precast Segmental Box Girder Bridge)

วิธีก่อสร้างสะพานรูปกล่องที่ได้รับความนิยมมากได้แก่วิธี launching truss method (ภาพที่ 2.11) โดยอาศัยโครงเหล็ก (launching truss) วางคร่อมช่วงคานระหว่างเสาตอม่อแล้วทำการลำเลียงชั้นส่วนคอนกรีตให้อยู่ในตำแหน่งตรง span ที่ต้องการ จากนั้นทำการดึงลวดอัดแรงพร้อมกันทั้งช่วงคาน หลังจากนั้นก็จะเคลื่อนโครงเหล็กไปข้างหน้าด้วย hydraulic jacks และทำการสร้างช่วงคานถัดไป บางครั้งจึงเรียกวิธีดังกล่าวว่า Span-by-span method โครงเหล็กที่ใช้ยังเบ่งออกเป็นแบบ over slung (ภาพที่ 2.11 (ก)) สำหรับกรณีที่โครงเหล็กอยู่ด้านบนของคานสะพานและ under slung ในกรณีที่โครงเหล็กอยู่ด้านล่างของคานสะพาน (ภาพที่ 2.11 (ข))



(ก) โครงเหล็กแบบ over slung



(ข) โครงเหล็กแบบ under slung

ภาพที่ 2.11 วิธีการก่อสร้างสะพานอัดแรงรูปกล่องแบบชั้นส่วนสำเร็จ

2.2 ความรู้พื้นฐานของพลศาสตร์โครงสร้าง (Fundamental of Structural Dynamics)

เนื่องจากขนาด ทิศทางและตำแหน่งของน้ำหนักพลวัตที่กระทำต่อโครงสร้างจะขึ้นอยู่กับเวลา ของการตอบสนอง (Response) ของโครงสร้าง เช่น การโถงที่เกิดขึ้นที่แผ่นพื้นที่เวลาใดเวลาหนึ่งเป็นต้น การวิเคราะห์โครงสร้างทางพลศาสตร์โดยทั่วไป เราชุมนุมด้วยน้ำหนักพลวัตนี รูปร่างลักษณะขนาดและทิศทางที่แน่นอน และการวิเคราะห์โครงสร้างทางพลศาสตร์และทางสถิติศาสตร์มีข้อแตกต่างกันสองประการคือ ลักษณะของน้ำหนักที่กระทำ และการตอบสนองของน้ำหนักนั้นๆ

ขั้นตอนการวิเคราะห์โครงสร้างทางพลศาสตร์ที่สำคัญมากขั้นตอนหนึ่งคือ การสร้างแบบจำลองเชิงคณิตศาสตร์ ส่วนแบบจำลองเชิงวิเคราะห์นั้นจะต้องคำนึงถึงรูปร่างลักษณะจริงของโครงสร้างให้มากที่สุด ซึ่งแบบจำลองเชิงวิเคราะห์นี้อาจจะเป็นของจริงที่ใช้งานอยู่แล้ว โดยทั่วไปแบบจำลองเชิงวิเคราะห์จะประกอบด้วยสามส่วนหลักได้แก่

- (1) สมมุติฐานที่จะใช้ในการวิเคราะห์ที่สอดคล้องกับระบบจริง
- (2) แผนภาพที่แสดงให้เห็นการกระทำงานหรือการเกี่ยวโยงของระบบและ
- (3) รายละเอียดของตัวแปรต่างๆ พร้อมทั้งขนาดและชนิดของวัสดุที่ใช้ทำโครงสร้าง

ของระบบ

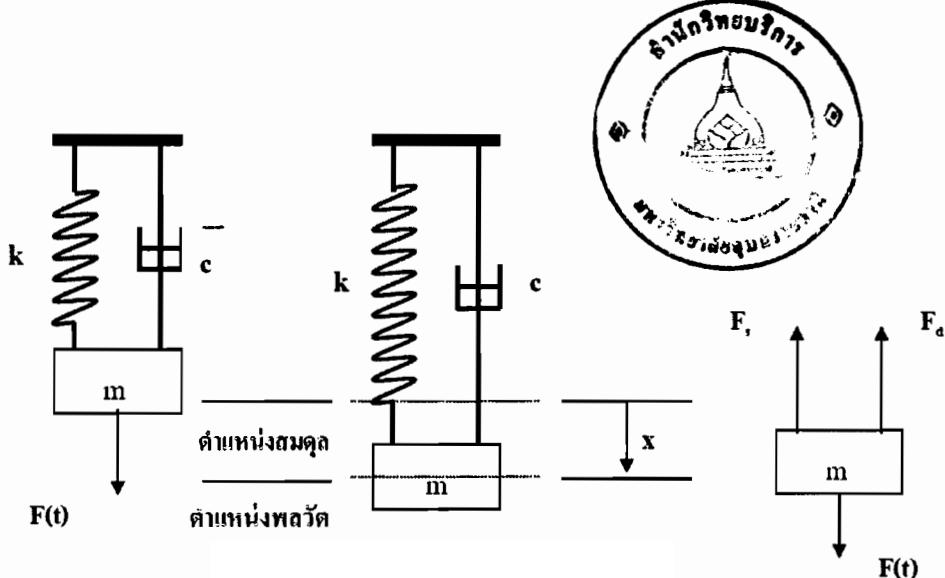
ขั้นตอนต่อไปของการวิเคราะห์เชิงพลวัตคือ แก้สมการอนุพันธ์เพื่อหาการตอบสนองทางพลวัตของระบบ ซึ่งแบ่งออกได้สองประเภทหลักคือ การตอบสนองต่อการสั่นสะเทือนแบบเสรี (Free vibration) และการตอบสนองต่อการสั่นสะเทือนแบบบังคับ (Forced vibration) การแก้สมการดังกล่าวจำเป็นต้องแก้ไขสมการเบื้องต้น (Initial condition) และเงื่อนไขบังคับ (Forced condition) จากภายนอก ถ้าระบบสั่นสะเทือนเป็นประเภทแบบเสรีและประเภทสั่นสะเทือนแบบบังคับตามลำดับ และผลเฉลยที่ได้รับก็จะเป็นการเคลื่อนที่หรือการสั่นสะเทือนของระบบโครงสร้างซึ่งเรียกรวมๆ ว่าการตอบสนองเชิงพลวัต (เดช พุทธเจริญทอง, 2542)

2.2.1 แบบจำลองเชิงคณิตศาสตร์ของระบบพลวัต

โดยทั่วไปแบบจำลองของระบบโครงสร้างทางพลวัตที่มีระดับความเสรีขึ้นเดียว ที่มีแรงผลวิ และไม่มีแรงภายนอกกระทำ การหาสมการดังกล่าวจำเป็นต้องอาศัยกฎ และหลักการต่างๆ เช่น กฎข้อที่สองของนิวตัน หลักของเคอเลมนเบิร์ต วิธีพลังงาน หลักของงานเอนเมื่อน และวิธีของ ลากรองจ์ เป็นต้น

ระบบโครงสร้างทางพลวัตที่มีระดับความเสรีขึ้นเดียวจะประกอบด้วยมวล-สปริง และตัวหน่วง (Damper) ภาพที่ 2.12 มวลของระบบจะแทนด้วย m ซึ่งมีหน่วยเป็นกิโลกรัม (kg) ส่วนที่ยึดอยู่ของระบบจะแทนด้วยค่าคงตัวสปริง k ซึ่งมีหน่วยเป็นนิวตันต่อมเมตร (N/m) และตัว

หน่วยการเคลื่อนที่จะแทนด้วยค่าคงตัว c หรือเรียกว่า ค่าสัมประสิทธิ์ตัวหน่วยนิคเหลว ซึ่งมีหน่วยเป็น นิวตันต่อเมตรต่อวินาที ($N/m/s$) ส่วน $F(t)$ เป็นแรงที่กระทำที่มวล m (แนวตั้ง) (เดช พุทธเจริญทอง, 2542)



ภาพที่ 2.12 แบบจำลองเชิงคณิตศาสตร์ของระบบพลวัต (เดช พุทธเจริญทอง, 2542)

กฎข้อที่สองของนิวตันกล่าวว่า ผลรวมของแรงที่กระทำต่อมวลยอมเท่ากับผลคูณ ของมวลและความเร่งในทิศทางเดียวกับแรงลัพธ์ จากภาพที่ 2.12 ถ้าให้ x เป็นการกระชับในแนวตั้ง ของมวล m โดยอาศัยกฎข้อที่สองของนิวตัน

$$\sum F_x = m\ddot{x} \quad (2.1)$$

จากแผนภาพเสรีพลวัต (Dynamic Free-Body Diagram) ของมวล m ภาพที่ 2.10 ผลรวมของแรงทางซ้ายมือของสมการ (2.1) คือ

$$F(t) - F_s - F_d = m\ddot{x} \quad (2.2)$$

ซึ่ง $F_s = kx$ = แรงด้านของสปริง, $F_d = c\ddot{x}$ = แรงด้านของตัวหน่วย ดังนั้นสามารถจะเขียนสมการ (2.1) ใหม่ได้ดังนี้

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F(t) \quad (2.3)$$

ซึ่ง สมการที่ (2.3) เป็นแบบจำลองเชิงคณิตศาสตร์ ในรูปของสมการเชิงอนุพันธ์ ธรรมชาติอันดับสองที่มีค่าสัมประสิทธิ์คงตัว

2.2.2 ความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency)

คือ ความถี่ของการสั่นของวัตถุ ซึ่งเกิดขึ้นจากการรับกวนวัตถุนั้น หรือการให้พลังงานกับวัตถุนั้น ซึ่งพลังงานที่ให้แก่วัตถุจะทำให้วัตถุเกิดการสั่นเร้าเรียกว่าความถี่ธรรมชาติ โดยขึ้นอยู่กับขนาดครูป่างของวัตถุนั้นๆ

2.2.3 ความถี่เรโซแนนท์ และการตอบสนองความถี่เรโซแนนท์

ความถี่เรโซแนนท์ หมายถึง ความถี่ที่ทำให้เกิดการตอบสนองของแอมพลิจูดที่สูงสุด โดยความถี่เรโซแนนท์ สามารถพิจารณาได้ 3 รูปแบบคือ (Chopra, 2007)

$$\text{Displacement Resonant Frequency} = \omega_n \sqrt{1 - 2\xi^2} \quad (2.4)$$

$$\text{Velocity Resonant Frequency} = \omega_n \quad (2.5)$$

$$\text{Acceleration Resonant Frequency} = \omega_n / \sqrt{1 - 2\xi^2} \quad (2.6)$$

สำหรับความถี่เรโซแนนท์ทั้ง 3 แบบ ชนิดที่ไม่มีแรงหน่วง จะเสื่อมและคล้ายกับ ความถี่ธรรมชาติ ω_n ส่วนความเรโซแนนท์ ชนิดที่มีแรงหน่วง ควรจะใช้ความถี่ธรรมชาติ จากสมการดังต่อไปนี้ $\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$ อย่างไรก็ตามค่าความถี่เรโซแนนท์จะความแตกต่างเพียงเล็กน้อย

2.2.4 ความถี่ (Frequency)

วัตถุที่มีการสั่นจะเคลื่อนที่กลับไปกลับมาผ่านตำแหน่งคงที่หนึ่ง เมื่อเคลื่อนที่ผ่านตำแหน่งสูงสุดค่าหนึ่งและกลับมาผ่านตำแหน่งสูงสุดอีกค่าหนึ่ง และข้อนกลับมาข้างตำแหน่งคงที่เดิม ถือว่ามีการเคลื่อนที่รอบ 1 รอบ (1 Cycle) จำนวนรอบของการสั่นของวัตถุในช่วงเวลา

1 วินาที จะเรียกว่า ความถี่ ซึ่งจะมีหน่วยเป็นเฮิรตซ์ (Hertz; Hz) หรือ 1 เฮิรตซ์จะเท่ากับการเคลื่อนที่ไปกลับ 1 รอบในเวลา 1 วินาที

2.2.5 แอมพลิจูด (Amplitude)

วัตถุที่มีการเคลื่อนที่แบบสั่นจะมีค่าระยะทางหรือการขัด (Displacement) มากที่สุดในแต่ละข้างของตำแหน่งคงที่หนึ่ง ซึ่งค่าระยะทางดังกล่าวจะเรียกว่า แอมพลิจูด และมีหน่วยเป็นมิลลิเมตร (Millimeter) หรือนิว (Inches) ความรุนแรงของการสั่นจะขึ้นกับค่าแอมพลิจูดนี้

2.2.6 ความเร็ว (Velocity)

วัตถุที่มีการเคลื่อนที่แบบสั่นจะมีการขัด (Displacement) ที่เปลี่ยนแปลงเทียบกับเวลาในระหว่างการเคลื่อนที่ จะเรียกว่า ความเร็ว ซึ่งจะมีหน่วยเป็นมิลลิเมตรต่อวินาที (mm/sec) หรือนิวต่อวินาที (in/sec)

2.2.7 ความเร่ง (Acceleration)

ความเร็วของการสั่นของวัตถุจากค่า 0 ถึงค่าสูงสุดระหว่างการสั่นแต่ละรอบ ค่าการเปลี่ยนแปลงดังกล่าวเทียบกับเวลาจะเรียกว่า ความเร่ง ซึ่งจะถูกวัดเพื่อให้ทราบถึงความเร็วของการเปลี่ยนแปลงความเร็วเทียบกับเวลา ดังนั้นหน่วยของความเร่งจึงแสดงໄດ້ด้วยค่ามิลลิเมตรหรือนิวต่อวินาทียกกำลังสอง (mm/sec^2) ค่าของความเร่งจะมีค่าเปลี่ยนแปลงตั้งแต่ 0 ถึงค่าสูงสุดระหว่างการสั่นแต่ละรอบ โดยจะมีค่าสูงสุดในตำแหน่งแอมพลิจูดและตำแหน่งสมดุล

2.2.8 มวล ความมั่นคงแข็งแรง และความหน่วง

ทั้ง 3 ปัจจัยหลักนี้จะแสดงให้ทราบถึงระดับพลังงานของการสั่นโดยปกติทั่วไป และผลของรูปแบบลักษณะการสั่นก็จะขึ้นอยู่กับมวล ความมั่นคงแข็งแรงและความหน่วง ดังนั้นจะพบว่าเครื่องจักรส่วนใหญ่ได้ถูกออกแบบให้มีระบบรองรับการเคลื่อนไหวแบบพลศาสตร์ที่เขียนอยู่กับมวลของชิ้นส่วนที่เคลื่อนไหว ความมั่นคงแข็งแรงของระบบรองรับการเคลื่อนไหวที่กำหนดไว้ และจำนวนความหน่วงที่กำหนดไว้

2.2.8.1 มวล (Mass) มวลเป็นคุณสมบัติของวัตถุในการอธิบายว่ามีปริมาณเนื้อวัสดุมากเพียงใด ในเวลานั้น แต่สำหรับหลักการทำงานทางพลศาสตร์แล้ว มวลจะอธิบายถึงความสามารถของวัตถุในการต้านแรงภายนอกที่มากระทำให้มากน้อยเพียงใด หรืออาจกล่าวได้ว่า ยิ่งวัตถุมีมวลมากก็ต้องใช้แรงปริมาณมากในการทำให้วัตถุเคลื่อนที่ด้วยความเร่งระดับหนึ่ง ในเรื่องของการวิเคราะห์การสั่นสะเทือนก็เช่นกัน คือถ้าเครื่องจักรมีมวลมากและสูญเสียภาวะสมดุลแล้ว ปริมาณการสั่นก็จะมากตามไปด้วย

2.2.8.2 ความมั่นคงแข็งแรง (Stiffness) ความมั่นคงแข็งแรงนี้เป็นคุณสมบัติของวัตถุที่คล้ายคุณสมบัติของสปริง คือจะบากถึงระดับความสามารถของวัตถุในการต้านแรงที่มา

กระทำซึ่งจะส่งผลให้ตัววัตถุเกิดการเปลี่ยนแปลงระยะทางหรือมิติรูปร่าง หน่วยของความมั่นคง แข็งแรงมักจะกำหนดเป็นน้ำหนักต่อระยะทาง (lbf/in) เครื่องจักรส่วนใหญ่มักจะมีคุณสมบัติความมั่นคงแข็งแรงในแกนของเพลา (Shaft Stiffness or Longitudinal Stiffness) ความมั่นคงแข็งแรงในแนวแกนตั้ง (Vertical Stiffness) ความมั่นคงแข็งแรงในแนวแกนนอน (Horizontal Stiffness) ด้วยหลักการดังกล่าว จึงได้ถูกนำมาประยุกต์ใช้สำหรับการกำหนดตำแหน่งของจุดที่ต้องการวัดการสั่นสะเทือนของเครื่องจักรต่างๆ นั่นเอง ซึ่งจะพบว่าขึ้นค่าความมั่นคงแข็งแรงมีค่ามากขึ้นอย่างเพียงใด ค่าการสั่นสะเทือนจะยิ่งมากขึ้นเท่านั้น

2.2.8.3 ความหน่วง (Damping) ความหน่วงเป็นคุณสมบัติที่แสดงถึงสภาพการต้านการเคลื่อนที่ที่มีผลทำให้ความเร็วของการสั่นลดลง โดยทั่วไปแล้วจะหมายถึงแรงต้านการเคลื่อนที่ที่เกิดจากการกระทำของของเหลวหรือแก๊ส และการเสียดสีสัมผัสกับวัตถุอื่น หน่วยของความหน่วงโดยมากจะกำหนดเป็นน้ำหนักต่อเวลา (lbf/in/sec หรือ lbf-sec/in)

2.3 วิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method)

วิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ ที่นิยมเรียกว่า FEM ซึ่งวิธีการนี้สามารถนำมาใช้กับปัญหาที่มีรูปร่างลักษณะที่ซับซ้อน ปัญหานี้จะประกอบด้วยสมการเชิงอนุพันธ์และเงื่อนไขขอบเขตที่กำหนดมาให้ ค่าผลเฉลยแม่นตรง (Exact solution) ของปัญหานี้ดังกล่าวจะประกอบด้วยค่าของตัวแปรต่างๆ กันตามตำแหน่งบนรูปร่างลักษณะของปัญหานี้ หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่าคือค่าผลเฉลยแม่นตรงจะประกอบด้วยค่าต่างๆ ทั้งหมดนับเป็นจำนวนอนันต์ค่า แทนที่จะทำการหาค่าแม่นตรงที่ประกอบด้วยค่าต่างๆ จำนวนมากๆ เช่นนี้ซึ่งสำหรับปัญหาในทางปฏิบัติจะทำไม่ได้ หลักการคือทำการเปลี่ยนค่าทั้งหมดที่มีจำนวนอนันต์ค่านั้นมาเป็นค่าโดยประมาณที่มีจำนวนที่นับได้ (Finite) ด้วยการแทนรูปร่างลักษณะของปัญหาด้วยเอลิเมนต์ (Elements) ซึ่งมีขนาดต่างๆ กัน

วิธีการดังกล่าวซึ่งเป็นนัยว่า ผลเฉลยของแต่ละเอลิเมนต์นั้นจำเป็นจะต้องสอดคล้อง (Satisfy) กับสมการเชิงอนุพันธ์และเงื่อนไขขอบเขตที่กำหนดให้ในปัญหานั้นๆ ซึ่งหมายความว่า หลักการของวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์จะเริ่มต้นจากการพิจารณาเอลิเมนต์ที่ลักษณะเอลิเมนต์ โดยทำการสร้างสมการสำหรับแต่ละเอลิเมนต์ที่ต้องอยู่บนรากฐานที่ว่า สมการที่สร้างขึ้นมาจำเป็นต้องสอดคล้องกับสมการเชิงอนุพันธ์ของปัญหาที่ทำอยู่นั้น จากนั้นจึงนำสมการของแต่ละเอลิเมนต์ที่สร้างขึ้นมาได้มาประกอบกันเข้ากันให้เกิดระบบสมการชุดใหญ่ ซึ่งในความหมายทางภาษาพากีศ คือขั้นตอนการนำทุกเอลิเมนต์มาประกอบรวมเข้าด้วยกันก่อนให้เกิดเป็นรูปร่างลักษณะทั้งหมดของปัญหาที่แท้จริง จากนั้นจึงทำการกำหนดเงื่อนไขของเขตที่ให้มາลงไว้ในระบบสมการชุดใหญ่นี้

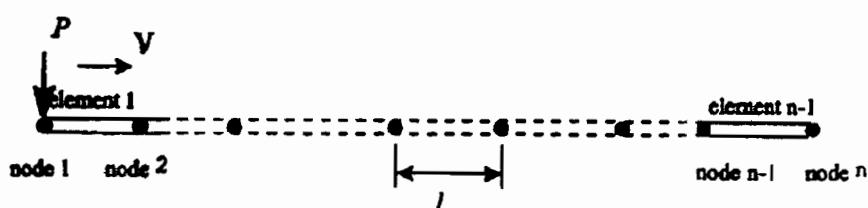
แล้วจึงทำการแก้สมการดังกล่าว ซึ่งจะก่อให้เกิดผลเฉลยโดยประมาณที่ต้องการ ณ ตำแหน่งต่างๆ ของปัญหานี้ (ปราโมทย์ เศษชาติไพบูลย์, 2542)

จากคำอธิบายนี้จะเห็นได้ว่า ความแม่นยำของค่าผลเฉลยโดยประมาณที่คำนวณออกมานั้นจะขึ้นอยู่กับขนาดและจำนวนของэлементที่ใช้ในการแก้ปัญหานี้ นอกจากนั้นความแม่นยำของผลเฉลยขึ้นอยู่กับการสมมุติรูปแบบของฟังก์ชันการประมาณภายใน (Interpolation function) ที่ใช้กับแต่ละэлементนั้น กล่าวคือ ฟังก์ชันการประมาณภายในที่สมมุติขึ้นมานั้นมีความใกล้เคียงกับผลเฉลยแม่นตรงของปัญหานั้นมากน้อยเพียงใด ลักษณะการกระจายของฟังก์ชันการประมาณภายในของэлементอาจสมมุติให้อยู่ในหลายรูปแบบ อาทิเช่น รูปแบบของการกระจายเชิงเส้นตรง (Linear distribution) เป็นต้น ส่วนขนาด (Magnitude) ของฟังก์ชันการประมาณภายในนี้จะขึ้นอยู่กับค่าที่จุดต่อ (Nodes) ของэlement

2.4 การจำลองการเคลื่อนที่ของแรงกระทำแบบเคลื่อนไหว

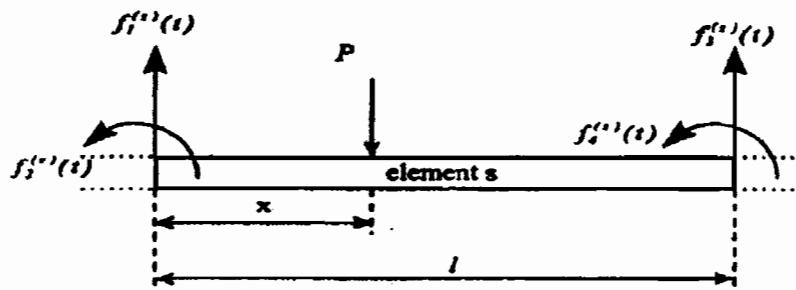
2.4.1 การจำลองการเคลื่อนที่แบบ One-Force Model

ในเบื้องต้นจะกล่าวถึงหลักการของการจำลองการเคลื่อนที่ของน้ำหนักบนรถโดยยกกรณีรถไฟ โดยจะสมมติให้เพลารถไฟ 1 เพลา มีค่าเท่ากับแรงเคลื่อนที่จาก Node 1 ไปยัง Node 2 ด้วยความเร็วคงที่ V ดังภาพที่ 2.13



ภาพที่ 2.13 งานที่มีแรงแบบเคลื่อนที่ P เคลื่อนที่ด้วยความเร็วคงที่ V

ถ้าหากพิจารณาเพียง 1 Element พนว่าแรงที่เกิดขึ้นใน Element ภายใต้แรงที่เคลื่อนที่ P สามารถเขียนได้ดังภาพที่ 2.14



ภาพที่ 2.14 แรงที่เกิดขึ้นใน Element

เมื่อ $f_1^{(s)}(t)$ และ $f_3^{(s)}(t)$ คือแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละปลายของ Element ส่วน $f_2^{(s)}(t)$ และ $f_4^{(s)}(t)$ คือโน้ม恩ต์ที่เกิดขึ้นในแต่ละปลายของ Element โดยที่ค่าโน้ม恩ต์ที่ปลายสามารถที่จะไม่ต้องคำนวณพิจารณาได้ ดังนั้นค่าของแรงสามารถหาค่าได้จากสมการข้างล่าง

$$f_1^{(s)}(t) = P \left(\ell - \frac{x}{l} \right) \quad (2.7)$$

$$f_3^{(s)}(t) = P \left(\frac{x}{l} \right) \quad (2.8)$$

สมการที่ 2.7 และ 2.8 เป็นค่าอย่างง่ายที่แนะนำ สำหรับเวลาที่ใช้ในการเคลื่อนแรงจาก Node 1 ไปยัง Node i ในภาพที่ 2.14 สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.9

$$t_i = \frac{(i-1)\Delta x}{V}, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2.9)$$

เมื่อ Δx คือความยาวของแต่ละ element, $(x_i - x_{i-1})$ ขณะที่ t_i คือเวลาที่แรงใช้ในการเคลื่อนที่จาก Node 1 ไปหา Node i และ V คือ ความเร็ว

2.4.2 หลักการจำลองการเคลื่อนที่แบบ Multi-Force Model

สำหรับการจำลองการเคลื่อนที่ของแรงในกรณีที่มีแรงมากกว่า 1 แรง ซึ่งเป็นลักษณะของการเคลื่อนที่ของโบกี้ร็อกไฟท์มีจำนวนล้านมากน้อยไปตามลักษณะของบวนรถซึ่งส่งผล

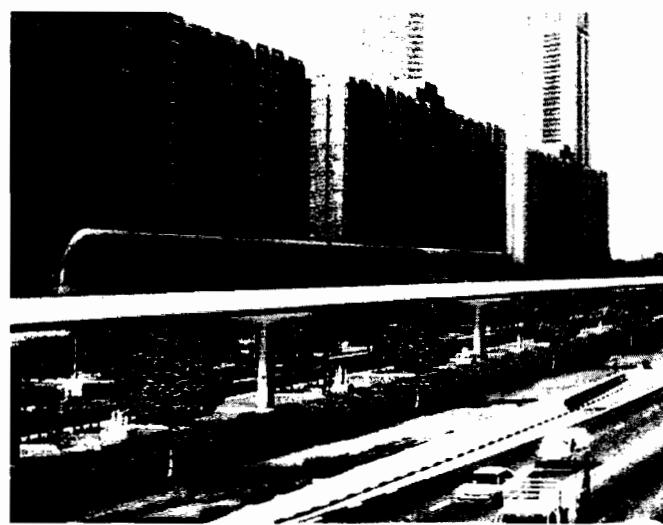
ให้มีแรงแบบเคลื่อนที่จำนวนเท่ากับจำนวนล้อ ในกรณีนี้แรงทั้งหมดจะไม่ได้กระทำที่โครงสร้างพร้อมกัน แต่จะกระทำไปตามลำดับของแรงที่มา ก่อนหลัง ตัวอย่างเช่นสมมติให้แรงที่ 1 กระทำที่ Node 1 เมื่อเวลา $t = 0$ ดังนั้นแรงที่ 2 จะเคลื่อนที่มากระทำที่ Node 1 ก็ต่อเมื่อเวลาผ่านไป t_2 หรือเรียกอีกอย่างหนึ่งว่า Time Delay ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.10

$$t_2 = s_2 / V \quad (2.10)$$

เมื่อ V คือความเร็วของแรง และ s_2 คือระยะห่างระหว่างแรงที่ 1 และแรงที่ 2 สำหรับกรณีของแรงที่ 3 ไปจนถึงแรงที่ n ก็สามารถคำนวณหา Time Delay ได้โดยเพียงพิจารณา ระยะห่างระหว่างแรงที่พิจารณา กับแรงที่ 1 ส่วนความเร็วที่มีค่าคงที่เนื่องจากเป็นขบวนรถไฟเดียวกัน

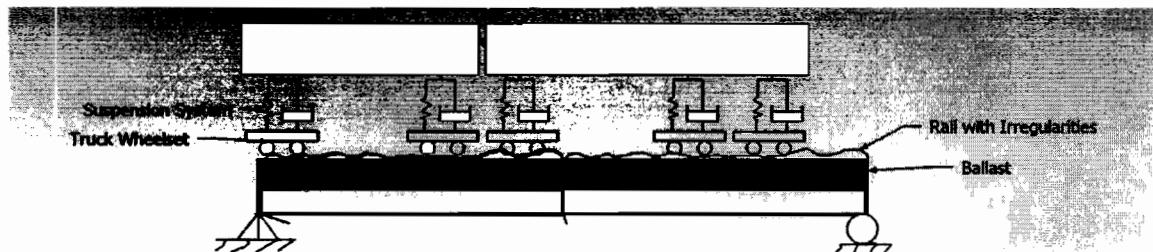
2.4.3 การจำลองการเคลื่อนที่แบบ Vehicle-Bridge Interaction Model

การจำลองการเคลื่อนที่โดยการพิจารณาการมีปฏิสัมพันธ์กันระหว่างสะพานกับรถไฟ (Vehicle-Bridge Interaction) จะเป็นการจำลองที่พิจารณาถึงมวลของรถไฟผลกระทบของระบบสั่นสะเทือน (Suspension) การสะละยพลังงาน (Energy Dissipation) ความไม่สม่ำเสมอของระบบบาง (Irregular Elevations) โดยสมการการเคลื่อนที่จะมี 2 ชุด สมการแรกจะเป็นของสะพาน (Bridge Element) สมการที่สองจะเป็นของมวลรถไฟเคลื่อนที่ (Moving Mass) และทั้งสองสมการจะเชื่อมต่อกันโดยแรงสัมผัส (Contact Force) (Yang, Yau and Wu, 2004)



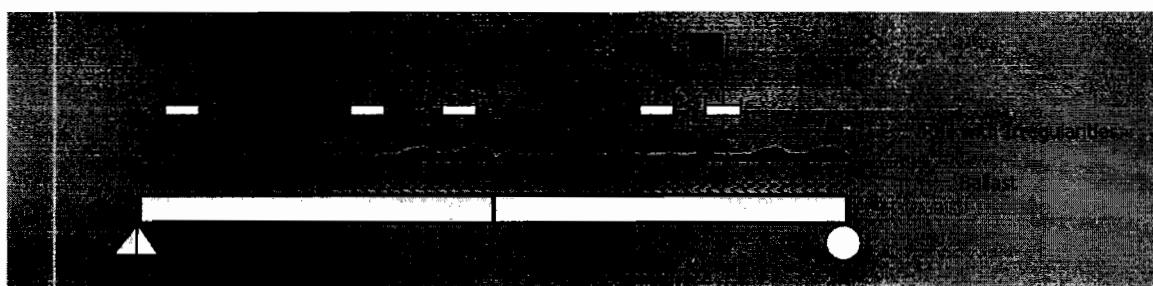
ภาพที่ 2.15 การเคลื่อนที่รถไฟบนสะพาน

จากภาพที่ 2.15 สามารถจำลองลักษณะของโครงสร้างจริงให้เป็นแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ได้ดังภาพที่ 2.16



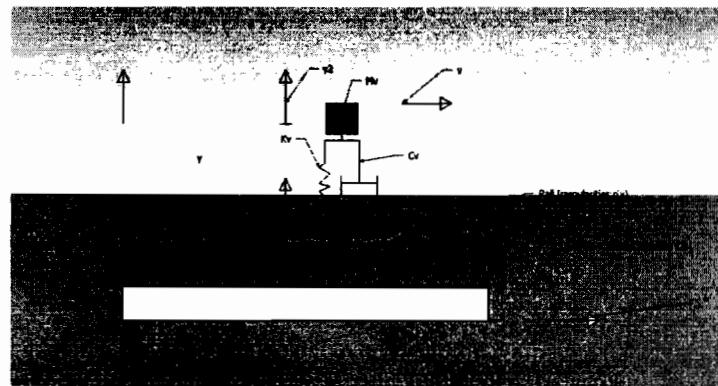
ภาพที่ 2.16 การจำลองทั่วไป

อย่างไรก็ตามแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่แสดงในภาพที่ 2.16 นั้นมีความซับซ้อนเนื่องจากมวลที่วางอยู่บนชุดสปริงนั้นเป็นระบบร่วมกันทำให้การสร้างสมการทางคณิตศาสตร์นั้นทำได้ยาก ดังนั้นเพื่อเป็นการลดความซับซ้อนของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์แบบจำลองที่เรียกว่า Sprung mass model จึงได้ถูกนำเสนอขึ้นดังแสดงในภาพที่ 2.17



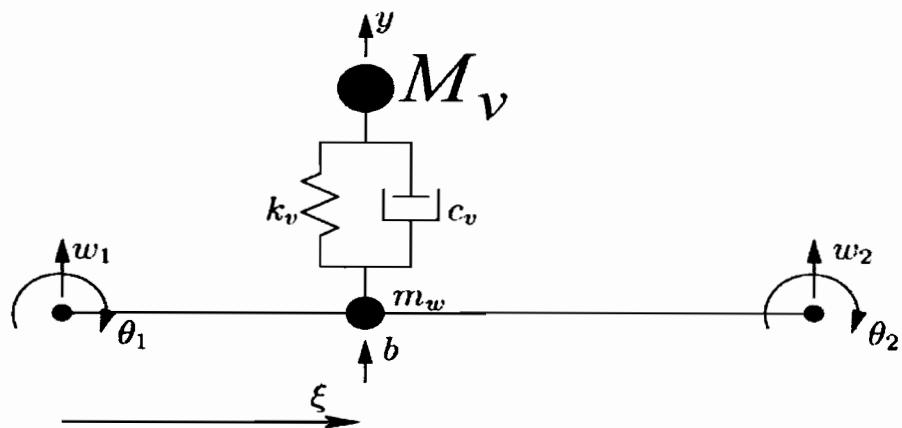
ภาพที่ 2.17 การจำลองแบบ Sprung mass model

จากภาพที่ 2.17 พบว่า Sprung mass model นั้นได้ถูกแยกพิจารณาออกเป็นแต่ละชุดล้อเดียวซึ่งถ้าหากจะพิจารณาเพียง 1 ล้อ จะมีตัวแปรต่างที่จะต้องพิจารณาในการเขียนสมการทางคณิตศาสตร์ได้ดังภาพที่ 2.18



ภาพที่ 2.18 การจำลองแบบ Sprung mass model เมื่อพิจารณาเพียง 1 ล้อ

จากภาพที่ 2.18 พบร่วมกันว่าจะต้องทำการแยกพิจารณาโครงสร้างออกเป็น 2 ส่วนคือส่วนของรถไฟและส่วนของสะพาน ดังแสดงในภาพที่ 2.19



ภาพที่ 2.19 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของ Sprung mass model

การแก้ปัญหาสมการของทั้งสองระบบ โดยแก้สมการของมวลรถไฟก่อน (Sprung Mass Equation) และวิจารณาในส่วนของสะพานดังนี้

สมการของ Sprung Mass Equation

$$\begin{bmatrix} m_w & 0 \\ 0 & M_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{z}_1 \\ \ddot{z}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_v & -c_v \\ -c_v & c_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{z}_1 \\ \dot{z}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_v & -k_v \\ -k_v & k_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} z_1 \\ z_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p + f_c \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.11)$$

$$f_c = k_B (\langle N_c \rangle \{u_b\} + r_c - z_1) \geq 0 \quad (2.12)$$

- เมื่อ m_w คือ lump mass ของชุดล้อ
 M_v คือ lump mass ของโบกีรรถไฟ
 C_v คือ สัมประสิทธิ์ความหน่วงของโบกีรรถไฟ
 z คือ nodal displacement
 p คือ total weight ของชุดล้อกับโบกีรรถไฟ $= (M_v + m_w)g$
 f_c คือ contact force ที่เกิดขึ้นระหว่างล้อกับสะพาน
 N_c คือ cubic Hermitian interpolation functions
 k_B คือ Ballast stiffness
 r_c คือ elevation of rail irregularity at contact point

ซึ่งสมการที่ 2.14 และ 2.15 สามารถเขียนให้อยู่ในสรุปของ equation of motion ที่พิจารณาผลของ sprung mass ได้ดังสมการที่ 2.17

สมการของสะพาน

$$[m_b]\{\ddot{u}_b\} + [c_b]\{\dot{u}_b\} + [k_b]\{u_b\} = \{p_b\} - \{N_c\} f_c \quad (2.13)$$

$$f_c = -p + m_w \ddot{z}_1 + M_v \ddot{z}_2 \quad (2.14)$$

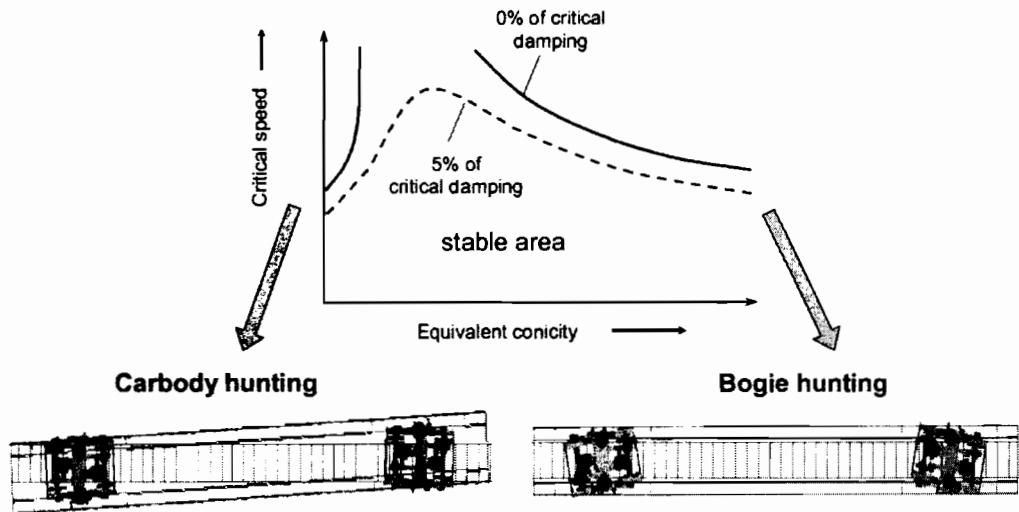
อย่างไรก็ตามถ้าหากความชุกระของรางมีค่าน้อยหรือผิวรางมีลักษณะที่เรียบ ทำให้ไม่ต้องคำนึงถึงพจน์ r_c ในสมการที่ 2.12 ทำให้ค่า f_c มีค่าน้อยลงด้วยการทำให้ผลที่ได้จากการวิเคราะห์โดยพิจารณา sprung mass กับ moving load มีค่าใกล้เคียงกันมาก (Yang, Yau and Wu, 2001)

2.5 การเคลื่อนที่ผ่านสะพานโค้ง (Curved Beams subjected to moving loads)

โดยปกติทางรถไฟจะประกอบไปด้วยทางตรง ช่วงเปลี่ยนโค้ง ช่วงโค้ง เมื่อรถไฟวิ่งผ่านสะพานโค้งทำให้เกิดแรงในแนวราบหรือแรงหนีศูนย์เกิดขึ้น (Centrifugal Force) ซึ่งเป็นแรงที่กระทำมีทิศทางออกจากจุดศูนย์กลางของความโค้งและพยายามทำให้รถไฟคว่ำ (Overturn) การแก้ปัญหาเพื่อลดผลกระทบจากแรงดังกล่าวจะทำโดยการยกระดับรางค้านนอกขึ้น การพิจารณาการออกแบบจะมีการตรวจเช็คพฤติกรรมค้านพลศาสตร์โดยมีเป้าหมายหลัก 2 เรื่อง คือ ค้านความปลอดภัย และค้านคุณภาพการขับขี่ (Running Safety and Ride Comfort of Railway Vehicle) ซึ่ง

เป็นการออกแบบพฤติกรรมค้านพลศาสตร์ ซึ่งภาพที่ 2.20 แสดงผลของความเร็ววิกฤตกับการพลิกคัว่ข่องรถไฟ (Pombo and Desprets, 2009)

Bogie and Carbody Stability

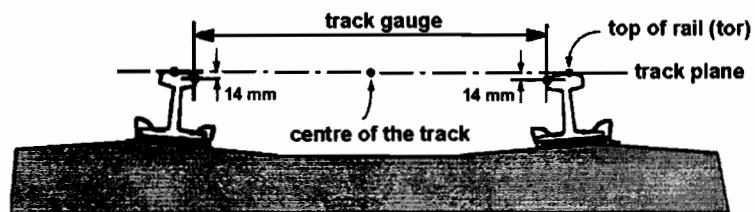


ภาพที่ 2.20 ความเร็ววิกฤตกับการพลิกคัว่ข่องรถไฟ

2.5.1 การพิจารณาออกแบบระบบราง (Track Geometry)

ในการออกแบบระบบรางจะมีการพิจารณาสิ่งต่อไปนี้

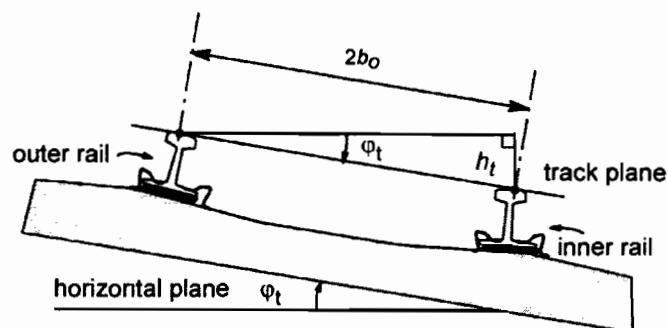
2.5.1.1 การออกแบบความกว้างราง (Track gauge)



ภาพที่ 2.21 ขนาดของรางตามมาตรฐานคือ 1435 mm

2.5.1.2 การออกแบบการยกโค้ง (Track cant)

Track cant, h_t คือความต่างระดับระหว่างรางทั้ง 2 ราง (เรียกอีกอย่างหนึ่งว่า Superelevation) ดังภาพที่ 2.22 ซึ่งมีไว้เพื่อชดเชยความเร่งในแนวราบที่จะเกิดขึ้นขณะที่รถเลี้ยวโค้งหาได้จาก



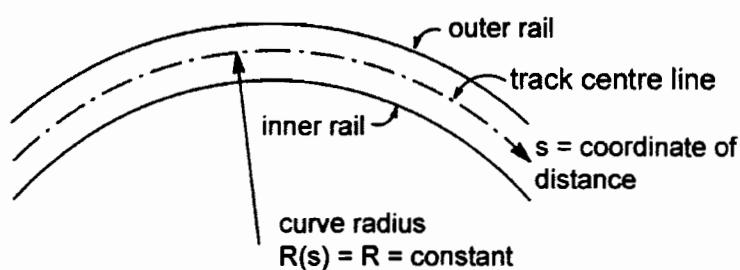
ภาพที่ 2.22 วิธีการวัดค่า cant

$$\varphi_t = \arcsin \frac{h_t}{2b_o} \quad (2.15)$$

เมื่อ $2b_o = 1.500 \text{ m}$ สำหรับ standard track gauge

2.5.1.3 การออกแบบการโค้งราบ (Horizontal curve)

ค่าที่มีผลในการออกแบบโค้งราบคือ ค่ารัศมีความโค้ง (R) ซึ่งสามารถแสดงได้ในรูปของความโค้ง (Curvature, $k=1/R$) ดังแสดงในภาพที่ 2.23



ภาพที่ 2.23 Horizontal curve

2.5.2 การพิจารณาออกแบบด้านความเร่ง (Acceleration on Car body)

เมื่อรถไฟวิ่งผ่านสะพาน โถงทำให้เกิดความเร่งในแนวราบหรือความเร่งหนีศูนย์ เกิดขึ้น (Centrifugal Acceleration, A_c) ความเร่งที่เกิดมาจากแรงในแนวราบหรือแรงหนีศูนย์ (Centrifugal Force) ในการออกแบบจะมีการพิจารณาการยกกระดับรางด้านนอกขึ้นมาด้าน ทำให้เกิด การลดความเร่งที่เกิดมาจากแรงในแนวราบหรือแรงหนีศูนย์ได้ การออกแบบจะมีการพิจารณาค่า การขาดเชยหรือลดความเร่ง (The Non-Compensated Acceleration, NCA) (Pombo and Despres, 2009)

$$NCA = A_c - A_g \quad (2.16)$$

A_c คือ ความเร่งที่เกิดมาจากแรงในแนวราบ

A_g คือ ความเร่งที่เกิดมาจากแรงโน้มถ่วงของโลก

โดยค่า NCA จะเป็นตัวบวกด้านคุณภาพการขับขี่เพื่อไม่ให้เกิดผลกระทบกับผู้โดยสารเวลาใช้บริการรถไฟ โดยมีการกำหนดค่า NCA ในตัวรถอยู่ที่ 1 m/s^2

2.5.3 การพิจารณาออกแบบแรงสัมผัสล้อในแนวราบท่อแรงในแนวตั้ง (Y/Q Ratio)

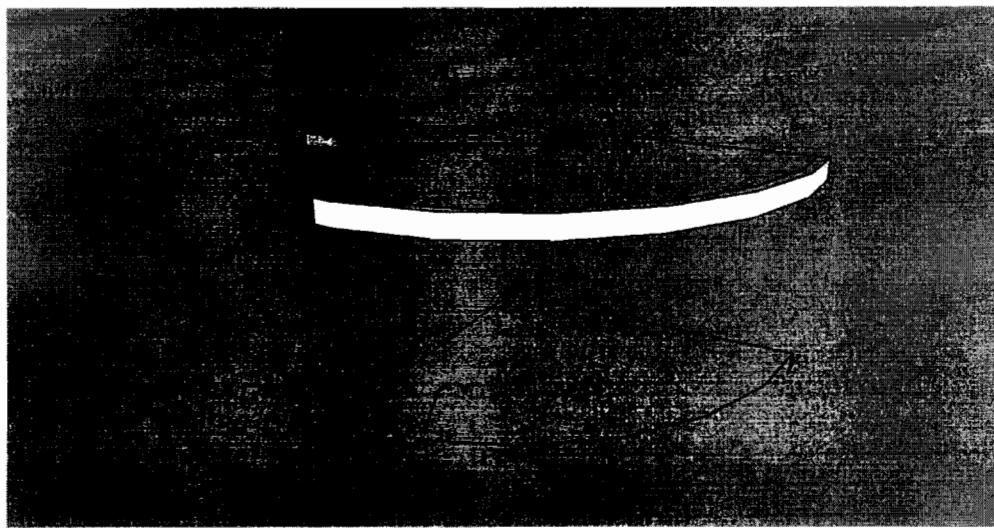
แรงสัมผัสระหว่างล้อกับรางจะมี 3 แรงคือ แรงตามยาว (Longitudinal) แรงในแนวราบทั้งๆ กับราง (Y) แรงในแนวตั้ง (Q) การพิจารณาค่า Y/Q จะเป็นตัวบวกด้านด้านความปลอดภัยจะบวกแนวโน้มการปืนแรงของล้อ การตกราง การพลิกคว่ำของรถไฟ เช่นการที่รถไฟเข้าทางโถงโดยไม่คำนึงถึงความเร็วิกฤติ (Critical Speed) (Pombo and Despres, 2009)

โดยทั่วไปเพื่อความปลอดภัย ค่า Y/Q จะกำหนดให้อยู่ในช่วง 0.8-1.2 เพื่อความปลอดภัยของการเดินรถ โดยมาตรฐานจะอ้างอิงถึง UIC 776-2

2.5.4 การเคลื่อนที่ผ่านสะพานโถงแบบ (Single Moving Load)

กรณีพิจารณาเฉพาะ Vertical Moving Load

การศึกษาการสั่นของสะพาน โถงในแนวตั้งเป็นสิ่งที่นำมายังการอันดับแรกของการศึกษาพัฒนาระบบทามพลาสต์ของสะพาน โดยสมการการเคลื่อนที่เป็นดังนี้ (Yang, Yau and Wu, 2004)



ภาพที่ 2.24 sprung mass model ของสะพานโค้ง

$$m\ddot{u}_y + EI \left(u_y''' - \frac{\theta_x''}{R} \right) + \frac{GJ}{R} \left(\theta_y'' - \frac{u_y''}{R} \right) = f_{v\delta}(x - vt) \quad (2.17)$$

$$PJ\ddot{\theta}_x + \frac{EI_z}{R} \left(u_y'' - \frac{\theta_x''}{R} \right) + GJ \left(\theta_x'' - \frac{u_y''}{R} \right) = 0 \quad (2.18)$$

$$u_y(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} q_{yi}(t) \sin \frac{i\pi x}{L} \quad (2.19)$$

$$a_1 = \frac{1}{m} \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 \left[EI_z \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 + \frac{GJ}{R^2} \right] \quad (2.20)$$

$$a_2 = \frac{1}{mR} \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 [EI_z + GJ] \quad (2.21)$$

$$b_1 = -\frac{1}{\rho J} \left[\frac{EI_z}{R^2} + GJ \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 \right] \quad (2.22)$$

$$b_2 = -\frac{1}{\rho J R} \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 [EI_z + GJ] \quad (2.23)$$

$$\omega_{v1} = \sqrt{\frac{a_1 + b_1 + \sqrt{(a_1 - b_1)^2 + 4a_2 b_2}}{2}} \quad (2.24)$$

$$\beta = \frac{b_1 - (\pi v/L)^2}{b_1 + a_1 - \omega_{v1}^2 - (\pi v/L)^2} \quad (2.25)$$

$$S_{v1} = \frac{\pi v}{L \omega_{v1}} \quad (2.26)$$

$$p_{y1} = \frac{2f_v}{mL} \frac{1}{\omega_{v1}^2} \frac{1}{1 - S_{v1}^2} \beta \quad (2.27)$$

$$q_{y1}(t) = -\frac{2m_v g}{mL} \frac{1}{\omega_{v1}^2} \frac{1}{1 - S_{v1}^2} \beta \psi_{v1}(t) \quad (2.28)$$

$$\psi_{v1}(t) = \sin \frac{\pi vt}{L} - S_{v1} \sin \omega_{v1} t \quad (2.29)$$

$$u_y(x, t) = -\frac{2m_v g}{mL} \frac{1}{\omega_{v1}^2} \frac{1}{1 - S_{v1}^2} \beta \psi_{v1}(t) \sin \frac{\pi x}{L} \quad (2.30)$$

$$u_y(\frac{L}{2}, t) = -\frac{2m_v g}{mL} \frac{1}{\omega_{v1}^2} \frac{1}{1 - S_{v1}^2} \beta \psi_{v1}(t) \quad (2.31)$$

E = Elastic Modulus

G = Shear Modulus

I = Moment Of Inertia

ω_{v1} = Fundamental Frequency Of Vibration For Vertical Direction

m = มวลของสะพานต่อหน่วยความยาว Mass/Length

S_{v1} = Speed Parameter

J = Torsional Constant

2.6 มาตรฐานในงานโครงสร้างสะพาน Segmental Box Girder

2.6.1 มาตรฐานในการออกแบบต่างๆ (Design standard and Codes of practice)

ในการออกแบบงานถนนโครงสร้างทางรถไฟฟ้ายกระดับ อาคารสถานี และการออกแบบทั่วไป ส่วนใหญ่ได้มีการอ้างอิงมาตรฐานดังต่อไปนี้

ACI	:	American Concrete Institute, “Building Cod Requirement for Reinforced Concrete” (ACI 318-95) Analysis and Design of Reinforced concrete Guide way Structures ACI 358 1R-92
AASHTO	:	American Association for State Highway and Transportation Officials Standard Specifications for Highway Bridges 15 th Edition 1992 Including Interim Specifications through 2002
		Guide Specification for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges “1989 Including Interim Specifications through 2002”
AISC	:	American Institute of Steel Construction: “Manual of Steel construction”
AWS	:	American Welding Society
ASTM	:	American Society for Testing and Material
PCI	:	Prestressed Concrete Institute
BS	:	British Standard
AREMA	:	American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association
ASBI	:	American Segmental Bridge Institute
UBC	:	Uniform Building Code
UIC	:	International Union of Railways
Caltrans	:	California Department of Transportation
JIS	:	Japanese Industrial Standard
CEB-FIP	:	MODEL CODE 1990

มาตรฐานอื่น : Specification for Highway Construction, 1994 ของกรมทางหลวง, การรถไฟแห่งประเทศไทย กรมทางหลวง, ว.ส.ท., ก.ท.ม.

2.6.2 มาตรฐานที่ใช้เป็นข้อกำหนดในการตรวจสอบแบบจำลอง

ในกรณีศึกษานี้การตรวจสอบผลการวิเคราะห์กับมาตรฐานจะใช้แบบจำลองที่มีค่าคุณสมบัติของคอนกรีตที่สม่ำเสมอเท่านั้นเป็นตัวเปรียบเทียบกับมาตรฐาน ซึ่งจะมีแบบจำลองที่ต้องทำการตรวจสอบ 2 แบบจำลอง คือ แบบจำลองที่มีความเร็วของรถไฟเท่ากับ 100 กม./ชม. โดยที่มาตรฐานที่ทำการเปรียบเทียบ คือ British Standard (BS EN 1991) (UIC, 2009)

2.6.2.1 ตรวจสอบความถี่ธรรมชาติ (n_0)

ความถี่ธรรมชาติของสะพานจะต้องอยู่ในช่วงของ ขอบเขตบนและขอบเขตล่าง ซึ่งเป็นมาตรฐานค่าที่กำหนด โดยมีค่าดังนี้

ขอบเขตบนของ n_0 (The upper limit)

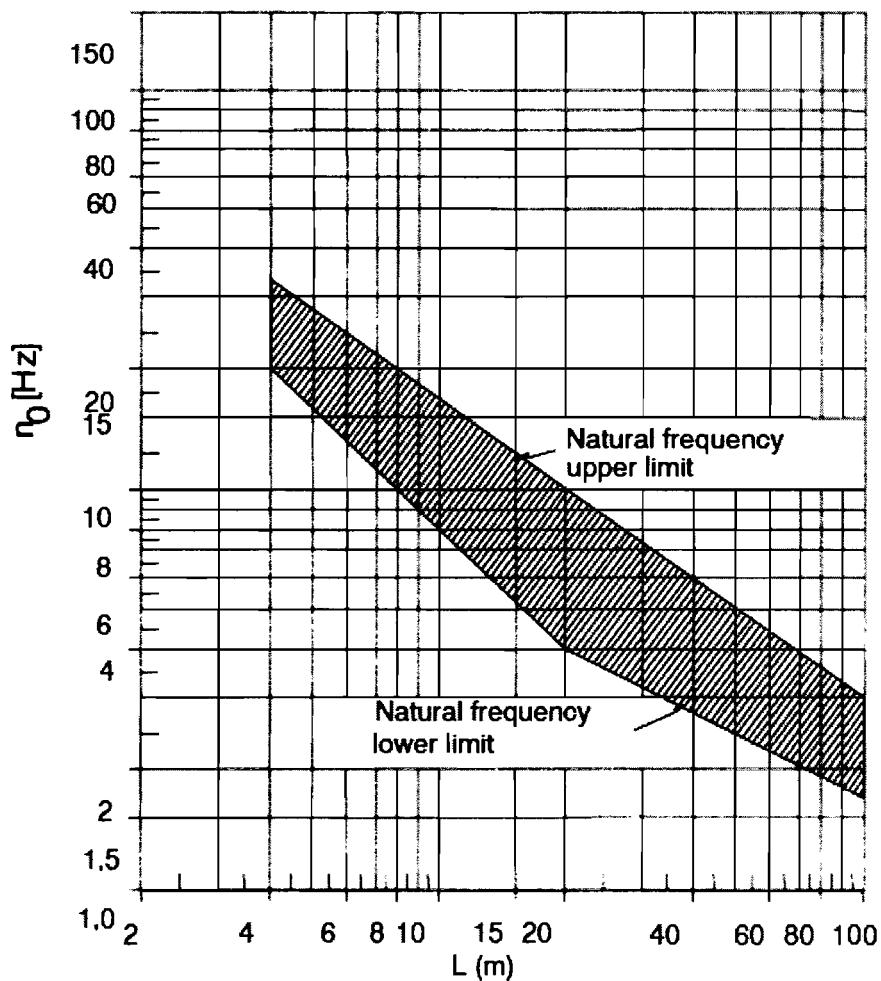
$$n_0 = 94.76 \times L_\varphi^{-0.748} \quad (2.32)$$

ขอบเขตล่างของ n_0 (The lower limit)

$$n_0 = 23.58 \times L_\varphi^{-0.592} \quad (2.33)$$

เมื่อ L_φ คือ ความยาวของช่วงสะพาน

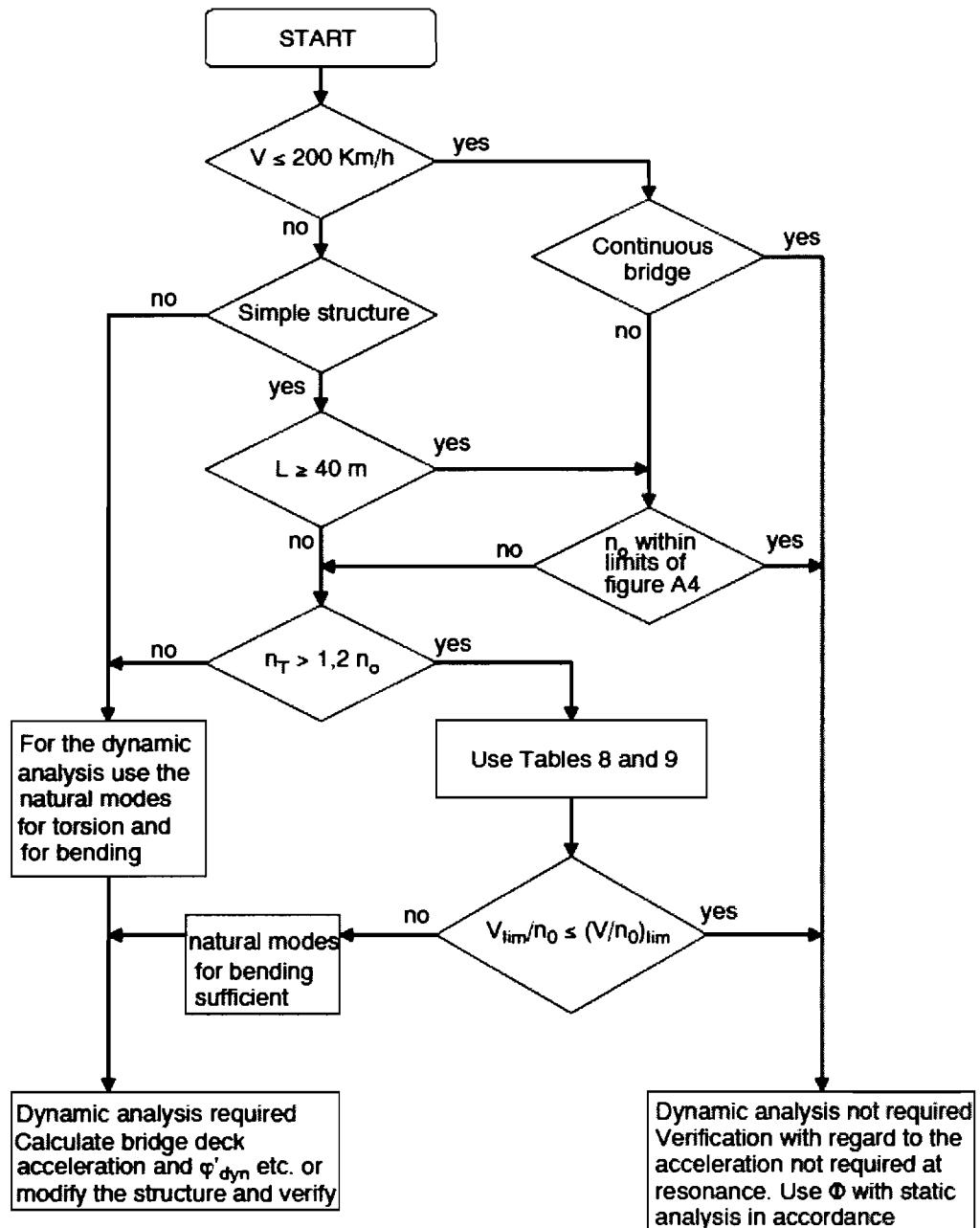
ถ้าค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานอยู่ภายในขอบเขตบนและล่างของ มาตรฐานแล้วหมายความว่าไม่จำเป็นต้องวิเคราะห์พลศาสตร์ของโครงสร้าง แต่ถ้าหากอยู่ภายนอก ของขอบเขตแล้วการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์จะมีความจำเป็นอย่างมากดังแสดงในภาพที่ 2.25 และ 2.26



n_0 is the first natural frequency of an unloaded bridge

L is the span for an isostatic bridge or L_ϕ for other types of bridge

ภาพที่ 2.25 ข้อมูลของความถี่ธรรมชาติของสะพานรถไฟ (UIC, 2009)



ภาพที่ 2.26 แผนภูมิการพิจารณาความจำเป็นในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ของสะพานรถไฟ (UIC, 2009)

2.6.2.2 ค่าความเร่งของสะพาน

ความเร่งสูงสุดของสะพานจะอยู่ที่คำนวณกึ่งกลางสะพาน โดยความเร่งที่ได้จะต้องไม่เกิน $0.35g$ เมื่อ g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงดึงดูดของโลก เท่ากับ 9.81 เมตร/วินาที²

2.6.2.3 ค่าการยกตัวของสะพานเนื่องจากแรงบิด

ค่าการยกตัวที่เกิดขึ้นจะต้องน้อยกว่า 0.4 มม./ม. ซึ่งค่าการยกตัวหาได้จากสมการ นี้

$$t = \frac{S \times \theta}{L} = S \times \frac{\left(\frac{T \times L}{G \times J} \right)}{L} \quad (2.34)$$

เมื่อ t คือ ค่าการยกตัวของสะพาน

S คือ ระยะเหยื่องศูนย์ของแรงรถไฟ

T คือ Torsion

L คือ ความยาวของช่วง Element

G คือ Shear Modulus of Elasticity

J คือ Torsional Constant

2.6.2.4 หมุนหมุนที่จุดรองรับ (End rotation limits)

หมุนหมุนที่จุดรองรับต้องไม่เกินค่าที่ได้จากสมการ

$$\theta \leq \left[\frac{8 \times 10^{-3}}{h(\text{ม})} \right] \text{ radian} \quad (2.35)$$

เมื่อ h คือ ระยะระหว่างบนสุดของรางกับจุดศูนย์กลางของ Bearing

2.6.2.5 ขอบเขตของการเคลื่อนตัวในแนวดึงกลางสะพาน (UIC, 2009)

ตารางที่ 2.1 ค่าขอบเขตของการเคลื่อนตัวในแนวดึงกลางสะพาน

ความยาวช่วงสะพาน(เมตร)	Span/Deflection Ratio
32	1065
36	1000
>54	800

2.7 การนำผลการวิเคราะห์เพื่อใช้ออกแบบความเร็วรถไฟ

ค่า Impact factor และ ค่า Speed parameter (Yang, Yau and Wu, 2004)

ผลของแรงทางพลศาสตร์จะทำให้ค่าการตอบสนองมีค่าสูงกว่าแรงที่กระทำแบบสติตซึ่งจะส่งผลให้เกิดแรงและหน่วงแรงในโครงสร้างสูงขึ้น ซึ่งกระบวนการทางพลศาสตร์ที่เกิดขึ้นสามารถเรียกอีกอย่างหนึ่งว่าค่า Impact factor (I) ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.36

$$I = \frac{R_d(x) - R_s(x)}{R_s(x)} \quad (2.36)$$

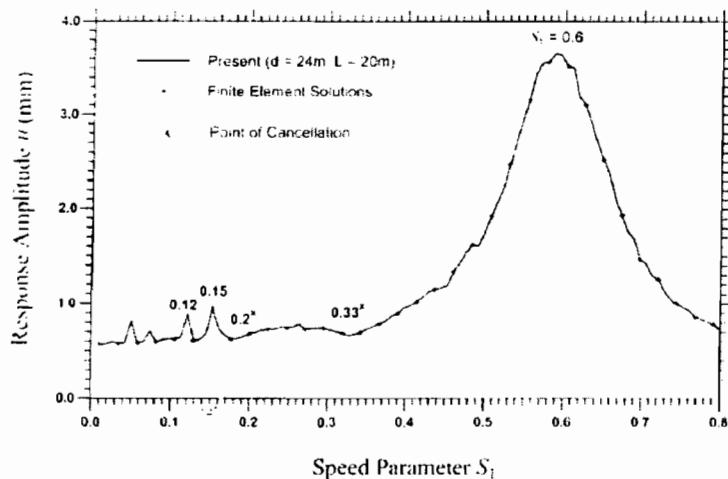
เมื่อ $R_d(x)$ คือ ค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์สูงสุดของสะพาน
 $R_s(x)$ คือ ค่าการตอบสนองทางสติตศาสตร์สูงสุดของสะพาน

ส่วนค่า Speed parameter (S) เป็นค่าแสดงสัดส่วนระหว่างความถี่ของขบวนรถไฟ (Exciting frequency) กับความถี่ธรรมชาติของสะพาน ดังสมการที่ 2.37

$$S = \frac{\pi v}{\omega L} \quad (2.37)$$

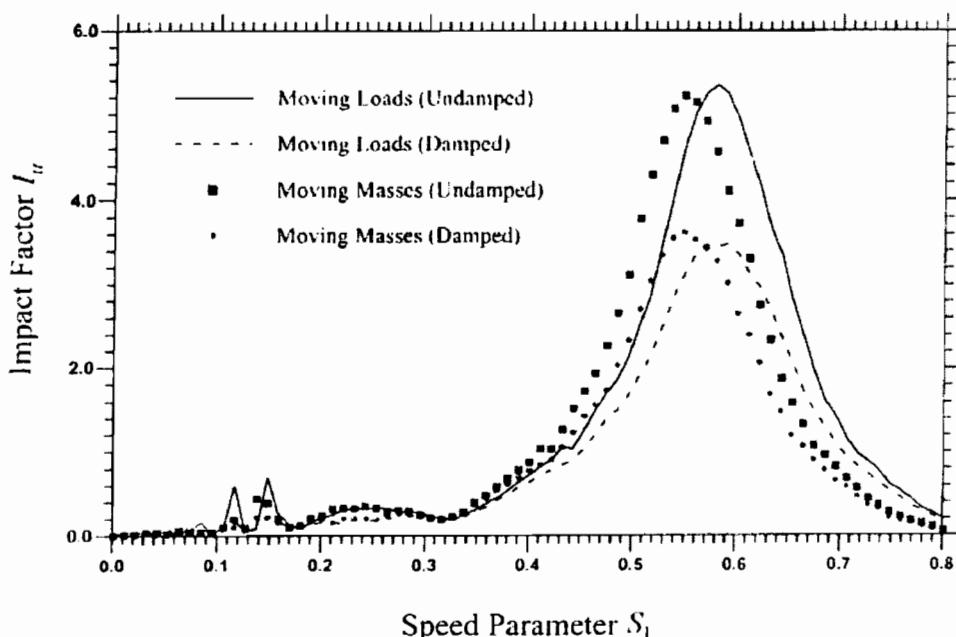
เมื่อ v คือ ความเร็วรถไฟ
 ω คือ ความถี่ธรรมชาติของสะพาน
 L คือ ความยาวของสะพาน

ค่า Impact factor และ ค่า Speed parameter เมื่อนำไปเขียนกราฟจะทำให้เข้าใจการตอบสนองทางทางพลศาสตร์ของโครงสร้างของสะพานแต่ละตัวได้เป็นอย่างดีและสามารถกำหนดความเร็วของรถไฟได้



ภาพที่ 2.27 กราฟ Speed parameter กับค่าการเคลื่อนตัวในแนวคิ่ง (Yang, Yau and Wu, 2004)

จากราฟสามารถความคุณการเดินรถให้ห้อยในช่วง $0.18 < S < 0.33$ ซึ่งสามารถแปลงกลับเป็นความเร็วอยู่ในช่วง $184 \text{ km/hr} < v < 338 \text{ km/hr}$ นอกจากนี้ยังบอกได้ว่าช่วงความเร็วลดลงดังกล่าว การตอบสนองของสะพานมีค่าไม่แตกต่างกันมาก จากกราฟในช่วง $0 < S < 0.2$ ยังบอกถึงความเร็วที่เพิ่มขึ้นไม่ได้เป็นปัจจัยหลักอย่างเดียวในการเพิ่มขึ้นของการตอบสนองของสะพานแต่ยังมีปัจจัยอื่นคือค่าความถี่ธรรมชาติของสะพาน ความยาวสะพานเป็นต้น



ภาพที่ 2.28 กราฟ Speed parameter กับ Impact factor (Yang, Yau and Wu, 2004)

จากการเป็นการนำค่า Impact factor และ ค่า Speed parameter นำมาเขียนกราฟโดย เป็นการเปรียบเทียบระหว่างสะพานมี Damped กับไม่มี Damped จากกราฟ $0.2 < S < 0.3$ บอกถึง ช่วงความเร็วที่ทำให้ค่าการตอบสนองของสะพานใกล้เคียงกัน และจากกราฟ $0.08 < S < 0.17$ เป็น ช่วงเกิดการตอบสนองของสะพานแบบความเร็วิกฤติ และความเร็วิกฤติของสะพานแต่ละตัวก็จะ เกิดที่ Speed parameter ต่างกัน ซึ่งในกรณีสะพานที่มีค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานใกล้เคียงกันบาง ช่วงค่าการตอบสนองของสะพานใกล้เคียงกันมากจนมองหาค่าการเปรียบเทียบความแตกต่างได้ยาก

2.8 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การวิเคราะห์พัฒนาระบบของโครงสร้างสะพานมีความซับซ้อนเนื่องจากแรงกระทำมี ลักษณะพลวัต โดยมีการเปลี่ยนแปลงทั้งขนาดของแรงและตำแหน่งที่แรงกระทำ การตอบสนองของ โครงสร้างจึงขึ้นอยู่กับองค์ประกอบหลายประการ งานวิจัยที่เกี่ยวข้องที่มีการกล่าวถึงองค์ประกอบ เหล่านี้มีดังนี้

Chang และ Lee (1994) ได้ทำการศึกษาโดยการสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพานสร้าง แบบจำลองเป็นแบบ Simple Beam และพิจารณาแบบจำลองของรถเป็น 4 แบบ ได้แก่ Moving Force, Moving Mass, Single DOF (มี Suspension System) และ Two DOF (มี Suspension System) และสรุปได้ว่า Impact Factor หรือ Dynamic Amplification Factor (DAF) ขึ้นอยู่กับ 3 ปัจจัยหลัก ได้แก่ คุณสมบัติของรถ คุณสมบัติของสะพาน และความรุนแรงของพื้นผิวราชรถ โดย DAF จะ เพิ่มขึ้นตามความเร็วรถและความรุนแรงของพื้นผิวราชรถและค่า DAF ของโน้ม-men ตัดจะสูงกว่า ของการเคลื่อนที่ในแนวคิ่ง

Humar และ Kashif (1995) ได้ศึกษาโดยการสร้างแบบจำลองไฟไนต์อิเมนต์ของ สะพานชนิดแผ่นพื้นเป็นแบบแผ่นบางส่วน โครงสร้างจำลองค้ำยมวล (Single Mass) และระบบกัน สะเทือน (Suspension System) ประกอบด้วยสปริง (Spring) และตัวหน่วง (Dashpot) การวิเคราะห์ ปัญหาเป็นแบบ Nonlinear งานวิจัยนี้สรุปได้ว่าตัวแปรที่มีผลต่อการสั่นไหวของสะพาน ได้แก่ ความเร็วของรถ น้ำหนักของรถบรรทุก และอัตราส่วนของความถี่ (Frequency Ratio) และให้ ข้อเสนอไว้ว่าตัวแปรที่สำคัญที่อยู่นอกเหนือของงานวิจัยนี้คือ ความรุนแรงของพื้นผิวราชรถ ในปีเดียวกัน Green และคณะ (1995) ซึ่งได้เสนองานวิจัยอีก 1 ชิ้นที่กล่าวถึงตัวแปรที่มีผลต่อการสั่นไหวของ โครงสร้างสะพานพบว่าประกอบด้วย ความเร็วรถความสอดคล้องกันของความถี่ระหว่างรถและ โครงสร้างสะพาน และความรุนแรงของพื้นผิวราชรถ

Kou และ DeWolf (1997) ได้ศึกษาการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานโดยใช้การสร้าง แบบจำลองไฟไนต์อิเมนต์ของสะพานและรถเป็นแบบ 3 มิติเพื่อศึกษาผลของตัวแปรต่างๆ ที่มีต่อ

การสั่นไหวของโครงสร้างสะพานและสรูปได้ไว้ ในส่วนของการเคลื่อนที่ของคานตัวแปรที่มีผลต่อการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานมากที่สุดได้แก่ การสั่นไหวเริ่มต้นของรถก่อนเข้าสะพาน ตัวแปรที่มีผลกระทบมาได้แก่ น้ำหนักรถ ความยืดหยุ่น (Flexibility) ของคานสะพาน ความเร็วของรถ ความหนาของแผ่นพื้นสะพาน ความชุربะของผิวจราจร ตามลำดับและตัวแปรที่ไม่มีผลต่อการสั่นของโครงสร้างสะพานได้แก่ ค่าความหน่วงของโครงสร้างสะพาน ในส่วนของความเร่งของการเคลื่อนที่ของคานตัวแปรที่มีผลต่อการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานมากที่สุดได้แก่ ความเร็วของรถ ตัวแปรที่มีผลกระทบมาได้แก่ น้ำหนักรถ (ชั้นรถชนิด 3 เพลานีพลมากกว่ารถชนิด 2 เพล่าที่น้ำหนักเดียวกัน) ความชุربะของผิวจราจร ความยืดหยุ่นของคานสะพาน ความหนาของแผ่นพื้นสะพาน ค่าความหน่วงของโครงสร้างสะพาน การสั่นไหวเริ่มต้นของรถก่อนเข้าสะพาน และความต่างระดับ (Slope) ของช่วงสะพานตามลำดับ

จากการวิจัยที่เกี่ยวข้องสามารถสรุปได้ว่าตัวแปรที่มีผลต่อการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานประกอบด้วย 3 ส่วนหลักคือ

- (1) คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของรถและโครงสร้าง เช่น ความถี่ธรรมชาติของการสั่นไหว และความหน่วงเป็นต้น ซึ่งส่วนนี้จะสัมพันธ์กับค่าสติฟเนสและมวลของรถและโครงสร้างสะพาน
- (2) ความเร็วของรถและลักษณะของการจราจรบนสะพาน
- (3) การโยนตัวของรถเนื่องจากความไม่สม่ำเสมอของผิวจราจร

บทที่ 3

วิธีการวิจัย และการจำลองโครงสร้าง

การดำเนินการศึกษาผลของความโค้งต่อพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ Segmental Box Girder โดยใช้รัศมีของความโค้ง (Radius of Curve) เป็นตัวแปรซึ่งจะใช้ SAP2000 Nonlinear V.14 เป็นเครื่องมือในการสร้างแบบจำลองและวิเคราะห์แบบจำลองของสะพานภายใต้แรงกระทำแบบเคลื่อนไหว (Moving load) อันเนื่องมาจากรถไฟฟ้า โดยจะพิจารณาสะพาน 4 รูปแบบ ดังนี้

- (1) สะพาน 1 ช่วง ความยาว 32 เมตร
- (2) สะพาน 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร
- (3) สะพาน 2 ช่วง ความยาว 44 เมตร – 44 เมตร
- (4) สะพาน 3 ช่วง ความยาว 44 เมตร – 72 เมตร – 44 เมตร

จากวัตถุประสงค์หลักของวิทยานิพนธ์นี้มุ่งที่จะศึกษาผลของความโค้งต่อพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ Segmental Box Girder วิทยานิพนธ์ฉบับนี้จึงได้แบ่งพิจารณารัศมีความโค้งของสะพานออกเป็น 4 ขนาด ได้แก่

- (1) สะพานตรง
- (2) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 250 เมตร
- (3) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 300 เมตร
- (4) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 698 เมตร

โดยข้อมูลความยาวและรัศมีโค้งเป็นข้อมูลจริงจากโครงการรถไฟฟ้า สะพานต่อเนื่อง 2 ช่วงและ 3 ช่วงก่อสร้างบริเวณทางแยกทางข้าม สะพาน 1 ช่วง 36 เมตร เป็นความยาว Typical สะพาน 1 ช่วง 32 เมตร สำหรับรถไฟวิ่งเข้าโรงซ่อม รัศมีโค้ง 250 เมตร และ 300 เมตร สร้างบริเวณที่มีสิ่งกีดขวางมาก รัศมีความโค้ง 698 เมตร สร้างบริเวณที่มีสิ่งกีดขวางน้อย

นอกจากนี้ตัวแปรที่มีผลต่อพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ Segmental Box Girder อันได้แก่ จำนวนโนบกีของรถไฟฟ้า ความเร็วของรถไฟฟ้า และลักษณะการวิ่งของรถไฟฟ้า ที่พิจารณาในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ด้วย โดยตารางที่ 3.1 ได้สรุปกรณีศึกษาทั้งหมดที่ได้ทำการศึกษาในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

ตารางที่ 3.1 กรณีที่ทำการศึกษา

3.1 คุณสมบัติของ Segmental Box Girder ที่ทำการศึกษา

ตามที่ได้กล่าวมาแล้วว่าลักษณะสะพานที่จะศึกษาแบ่งออกได้เป็น 4 รูปแบบ โดยแต่ละแบบจะมีรูปร่างหน้าตัดและความยาวช่วงแตกต่างกัน ดังนั้นหัวข้อนี้จะกล่าวถึงคุณสมบัติทางกายภาพของสะพานแต่ละรูปแบบดังสรุปได้ดังไปนี้

3.1.1 ลักษณะทางกายภาพของสะพาน และคุณสมบัติของวัสดุ

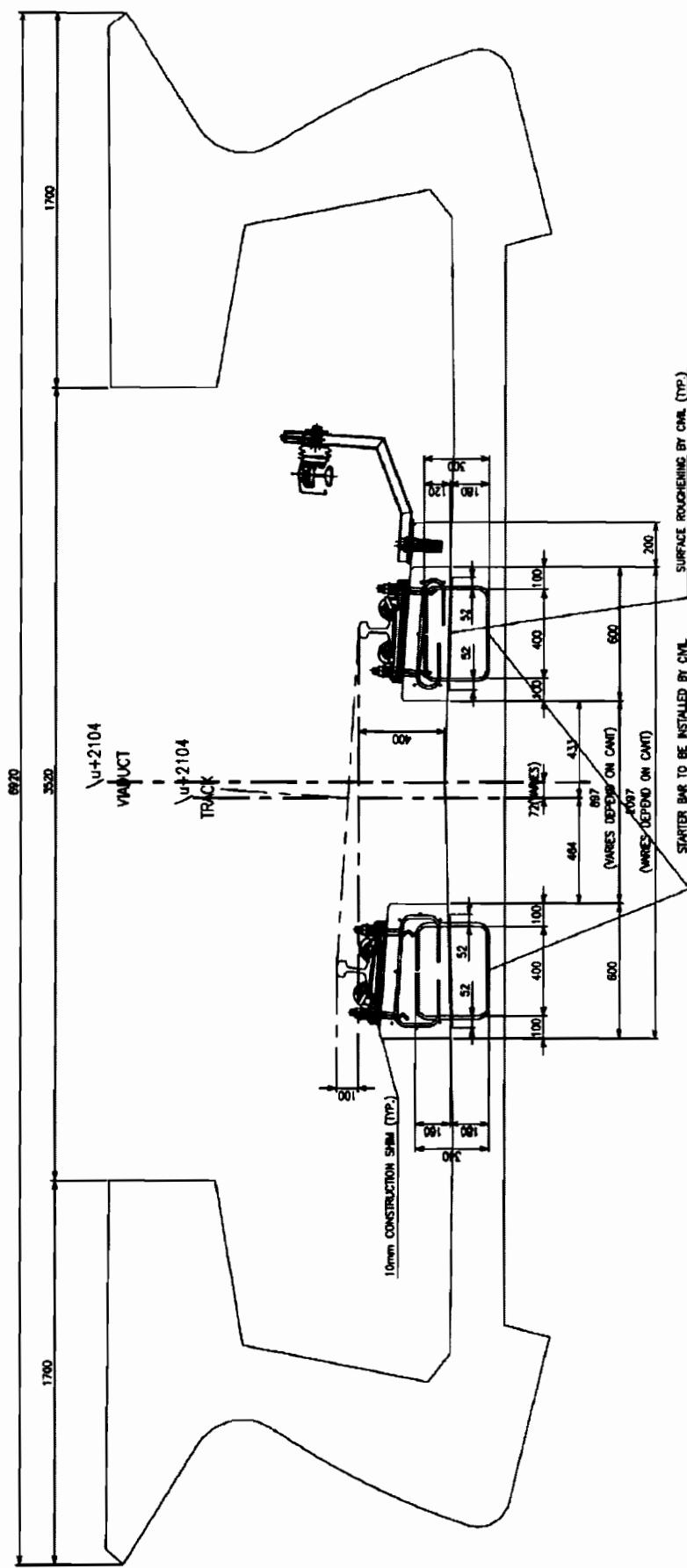
สะพานทั้ง 4 รูปแบบ จะเป็นสะพานแบบ Segmental Box Girder ที่ประกอบด้วย Box Girder หลากรูปแบบที่หล่อสำเร็จจากโรงงานหล่อแล้วนำไปประกอบติดตั้งเข้าด้วยกันที่หน้างาน แล้วแต่ละตัวจะถูกเชื่อมต่อโดยลวดอัดแรง ซึ่งรูปร่างหน้าตัดของแต่ละรูปแบบมีดังนี้

3.1.1.1 ลักษณะทางกายภาพของสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 32 และ 36 เมตร และสะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร

รูปร่างของหน้าตัดของ Box Girder ของสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 32 และ 36 เมตร สะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร จะมีรูปร่างเหมือนกันดังแสดงในภาพที่ 3.1 แต่สิ่งที่แตกต่างกัน ได้แก่ มิติต่างๆของหน้าตัด ดังจะสังผลให้คุณสมบัติของหน้าตัดมีค่าต่างกันดังสรุปในตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติของหน้าตัด Box Girder ของสะพานแบบ 1 ช่วงและ 2 ช่วง

จำนวนช่วง	ความยาว (m)	$A (m^2)$	$I (m^4)$
1	32	4.02	1.72
1	36	5.77	2.18
2	44-44	5.85	2.21



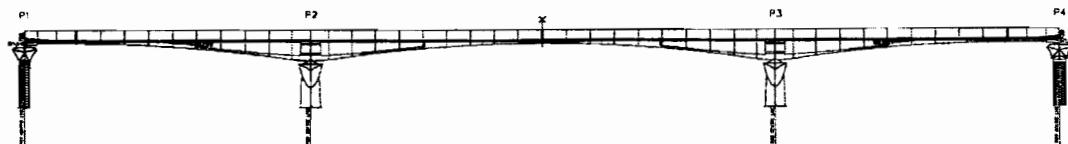
ภาพที่ 3.1 วิวระดับของตัวคุณสมบัติพื้นแบบ 1 ช่วง และ 2 ช่วง

3.1.1.2 อัកษอมะทากายภาพของสะพานแบบ 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร

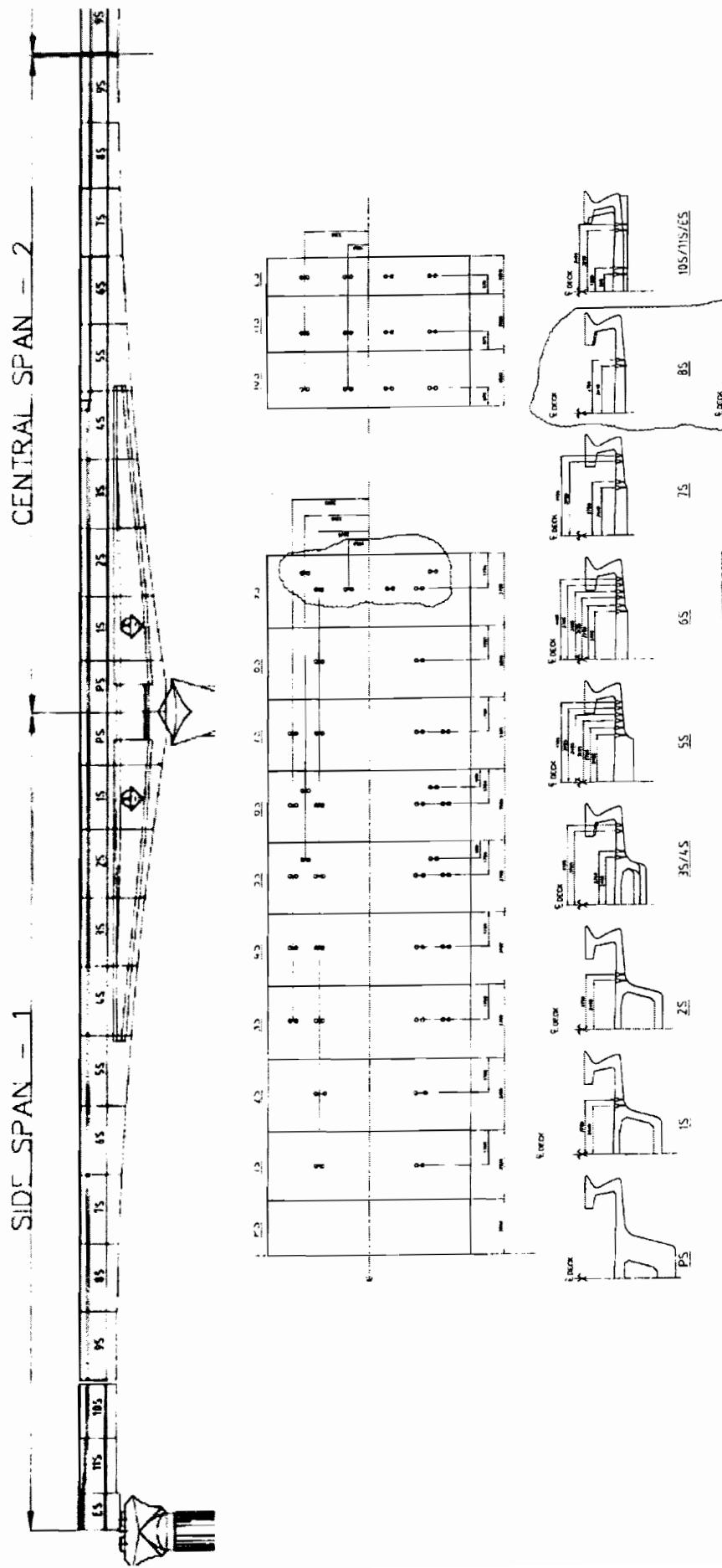
รูปร่างของหน้าตัดของ Box Girder ของสะพานแบบ 3 ช่วง จะมีความ
ยาวมากทำให้รูปร่างของหน้าตัดเปลี่ยนไปตลอดความยาวดังแสดงในภาพที่ 3.2 และ 3.3 ทำให้
คุณสมบัติของหน้าตัดมีค่าต่างกันดังสรุปในตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติของหน้าตัด Box Girder ของสะพานแบบ 3 ช่วง

หมายเลข Box Girder	$A(m^2)$	$I(m^4)$
PS	14.73	22.41
1S	10.4	19.63
2S	9.05	11.09
3S	8.45	7.67
4S	8.19	5.88
5S	10.24	5.45
6S	9.2	4.38
7S	8.244	3.648
8S	7.53	3.2
9S	7.075	2.96
10S	6.92	2.89



ภาพที่ 3.2 จำนวนชิ้นส่วนในการติดตั้งของสะพาน 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร



ภาพที่ 3.3 หมายเหตุชื่นส่วนในการติดตั้งของสะพาน 3 ช่วงความยาว 44-72-44 เมตร

3.1.1.3 ร่างรถไฟ

ร่างรถไฟแบ่งเป็น 2 แบบ ร่างเดี่ยว กับ ร่างคู่ โดย ร่างคู่ ความกว้างของ ร่างรถไฟเท่ากับ 1.435 เมตร ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของ ร่างรถไฟ กับ ศูนย์กลางของ ตัวสะพาน เท่ากับ 2.37 เมตร

3.1.1.4 คุณสมบัติของวัสดุ

ค่ากำลังอัดประดับของคอนกรีต (f'_c) และ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของ คอนกรีต มีค่าแตกต่าง ดังนี้

สะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 32 เมตร และ 36 เมตร

$$E = 340,000 \text{ กก./ตร.ซม}$$

$$f'_c = 400 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

$$\nu = 0.2$$

สะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร

$$E = 380,000 \text{ กก./ตร.ซม}$$

$$f'_c = 560 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

$$\nu = 0.2$$

สะพานแบบ 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร

$$E = 360,000 \text{ กก./ตร.ซม}$$

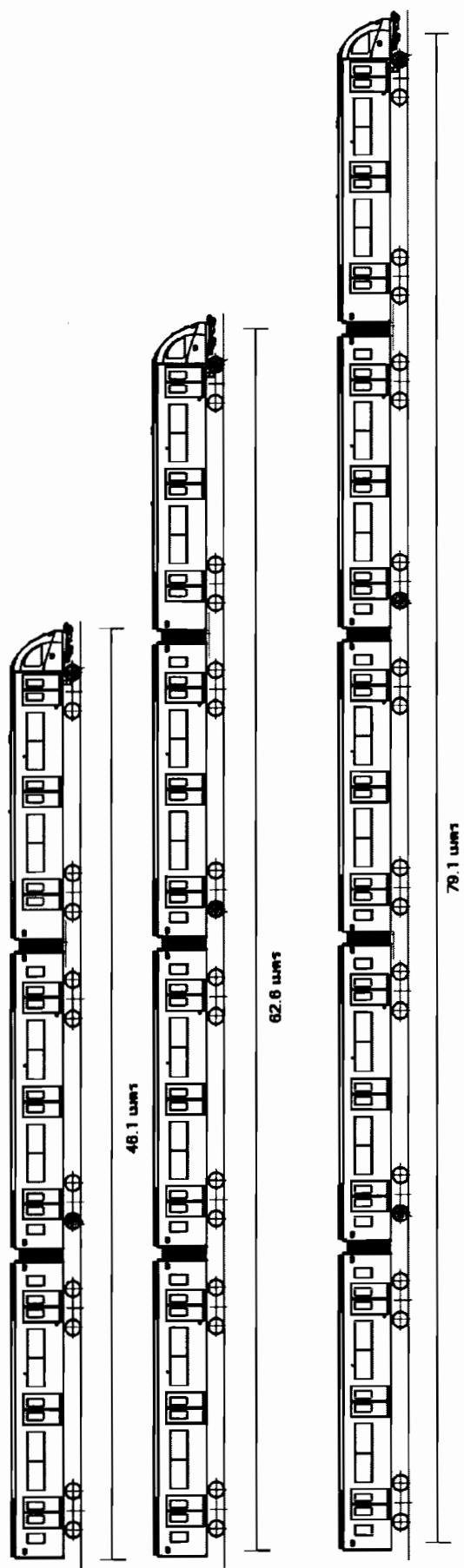
$$f'_c = 480 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

$$\nu = 0.2$$

3.2 น้ำหนักรถไฟฟ้า และ การใช้น้ำหนักรถไฟฟ้าในโปรแกรม

3.2.1 ตัวรถไฟฟ้า

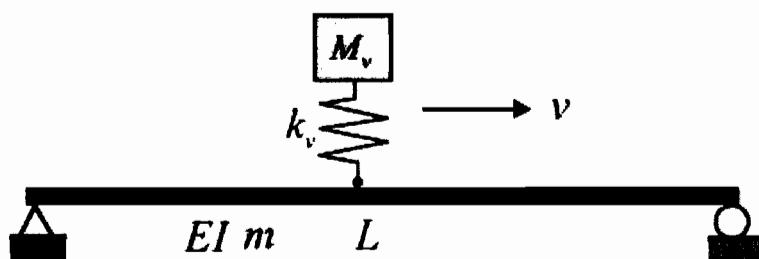
ในการวิเคราะห์ โครงสร้างทางพลศาสตร์ของสะพานนี้ แรงที่กระทำกับตัว สะพานจะเป็นแรงเคลื่อนไหว (Moving Load) ซึ่ง ได้มาจากการน้ำหนักของรถไฟ โดยน้ำหนักของ โบกี รถไฟฟ้า จะถ่ายลงสู่เพลา ทั้งนี้ ขึ้นตูกของน้ำหนักเพลา ที่จะถ่ายลงสู่สะพาน มีค่าเท่ากับ 78.76 kN และ จำนวน โบกี รถไฟที่พิจารณาสำหรับ 1 ขบวน ได้แก่ 3, 4 และ 5 โบกี ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 3.6



轨道ที่ 3.4 ระดับ 3.4 และ 5 บิ๊ก

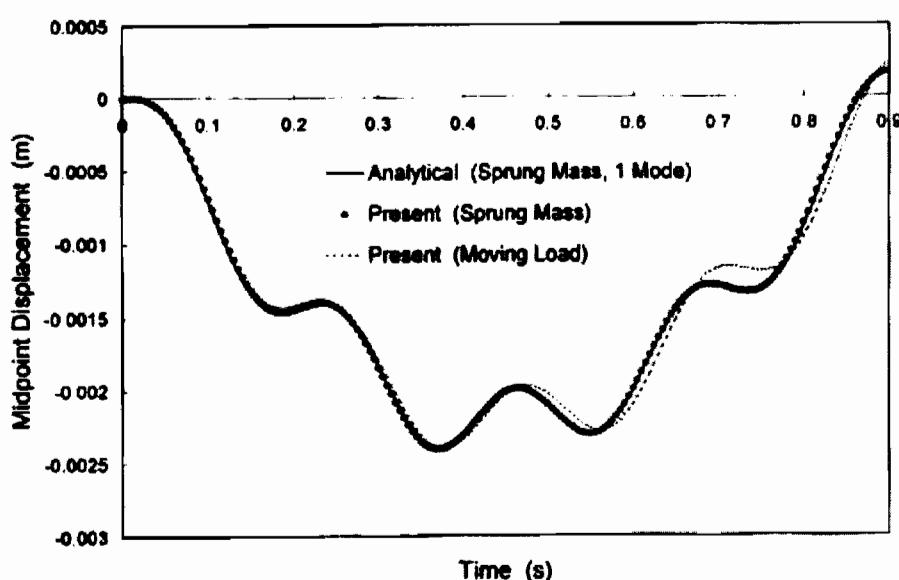
3.2.2 การใช้หน้าจอไฟฟ้าในโปรแกรม

ในการวิเคราะห์โครงสร้างทางพลศาสตร์ของสะพานเมื่อมีขบวนรถไฟฟ้าวิ่งผ่านสามารถเปลี่ยนเป็นแบบจำลองทางคณิตศาสตร์อย่างง่ายที่เรียกว่า Sprung Mass model ได้ดังภาพที่ 3.5



ภาพที่ 3.5 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์อย่างง่ายของ Sprung Mass model

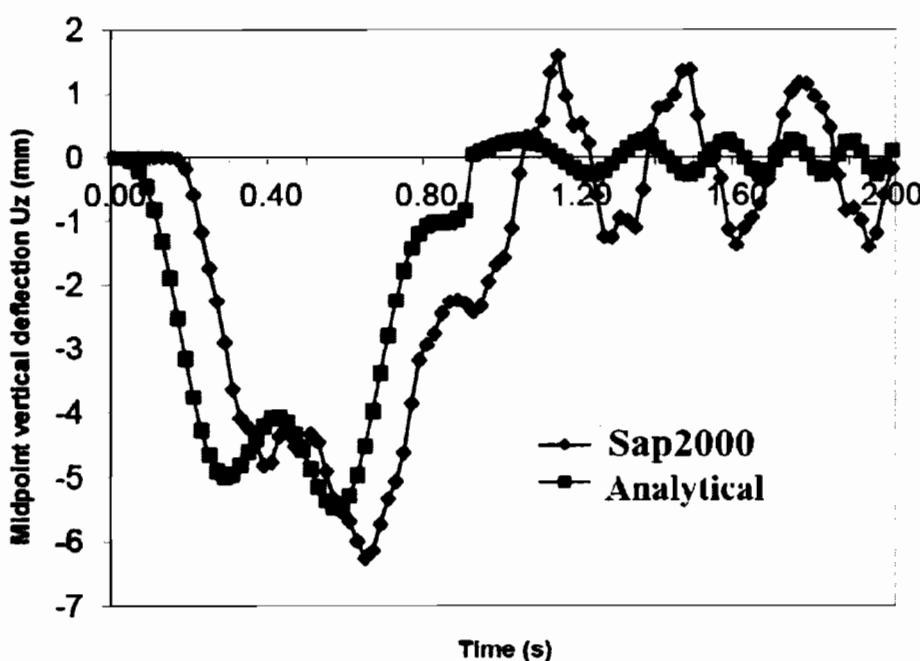
ทั้งนี้จากการทบทวนวรรณกรรมพบว่า Yang and Wu (2001) ได้ทำการศึกษาคาน 1 ช่วงแบบคงภายใน ได้ 1 Sprung Mass เปรียบเทียบกับ Moving Load ได้ผลการวิเคราะห์ดังแสดงในภาพที่ 3.6



ภาพที่ 3.6 เปรียบเทียบผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ระหว่าง Sprung mass model กับ Moving Load กรณีสะพานตรง (Yang and Wu, 2001)

จากภาพที่ 3.6 จะเห็นว่าผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของคานมีค่าไกล์เดียงกันไม่ว่าจะจำลองด้วย Sprung Mass หรือ Moving Load

สำหรับกรณีของสะพานรถไฟฟ้าชนิดโถ่ร้าน ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานโถ่ร้านชนิดนี้ภายใต้ Sprung Mass สามารถหาได้โดยการใช้สมการที่ 2.17 ถึง 2.31 (ในบทที่ 2) ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้สร้างแบบจำลองคานชนิดโถ่ร้านอย่างง่ายแบบ 1 ช่วง แล้ววิเคราะห์ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ภายใต้ Sprung Mass เพื่อเปรียบเทียบกับการใช้ Moving Load ซึ่งผลการวิเคราะห์ได้แสดงในภาพที่ 3.7



ภาพที่ 3.7 เปรียบเทียบผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ระหว่าง Sprung mass model กับ Moving Load กรณีสะพานโถ่

ข้อมูลที่ใช้คำนวณในภาพที่ 3.7 มีดังนี้

ความยาวสะพาน = 36 m, ความเร็วของแรงกระทำ = 40 m / Sec, E = 340,000 kg/cm², I = 1.9717 m⁴, G = 141,666 kg/cm², A = 5.69 m², R = 300m, Load = 560 KN

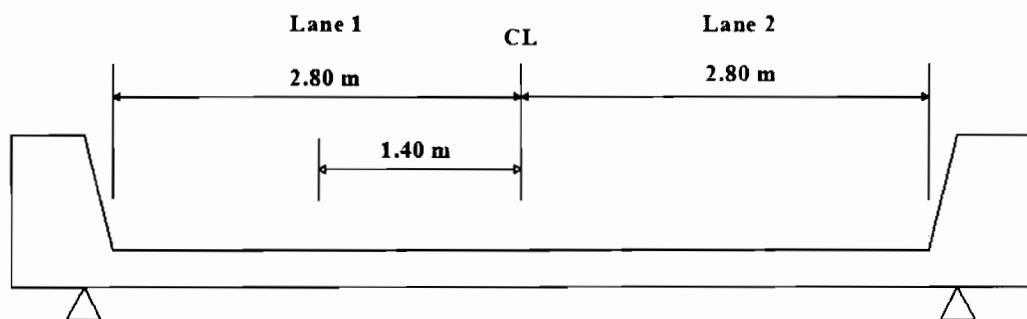
จากภาพที่ 3.7 จะเห็นว่าผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของคานมีค่าไกล์เดียงกันไม่ว่าจะจำลองด้วย Sprung Mass หรือ Moving Load เช่นเดียวกับกรณีสะพานตรง ดังนั้นเพื่อลดความซับซ้อนของแบบจำลองไฟฟ้าในท่อส่งน้ำที่ของสะพาน วิทยานิพนธ์ฉบับนี้จึงได้จำลองการเคลื่อนที่ของรถไฟฟ้าด้วย Moving Load

3.3 วิธีการใช้โปรแกรม SAP 2000 Nonlinear สร้างแบบจำลอง

หัวข้อนี้นำเสนอด้วยวิธีการใช้โปรแกรม SAP 2000 Nonlinear ในการสร้างแบบจำลองสะพานของรถไฟฟ้า โดยที่ตัวอย่างที่นำเสนอจะเป็นรูปร่างที่ผู้จัดทำขึ้นโดยขึ้นตอนการสร้างแบบจำลองสามารถแบ่งออกเป็นขั้นตอนดังนี้

3.3.1 รูปร่างของสะพาน

สะพานรถไฟที่ใช้แสดงเป็นตัวอย่างนี้มีรูปร่างค้างแสดงในภาพที่ 3.8 โดยสะพานจะมีรางรถไฟอยู่ 2 ราง มีความกว้างของ Lane = 2.8 เมตร และระยะเฉียงสูบของรถไฟ = 1.4 เมตร



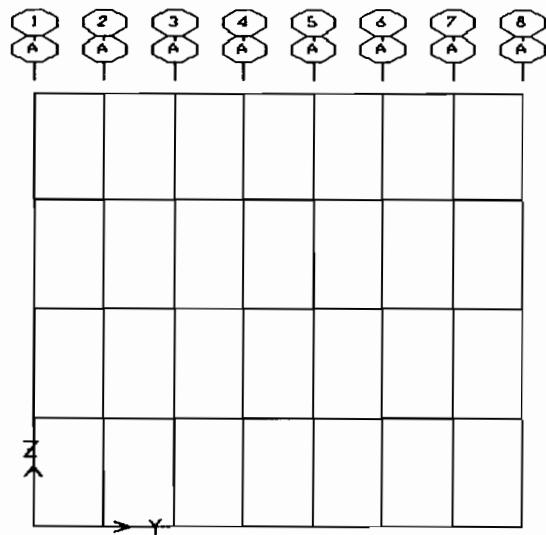
ภาพที่ 3.8 รูปร่างสะพานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง

3.3.2 วิธีการสร้างแบบจำลอง

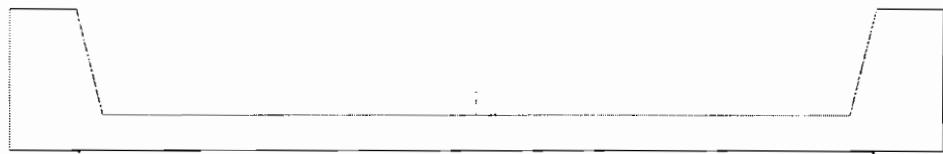
ในการสร้างแบบจำลองโดยใช้โปรแกรม SAP 2000 Nonlinear มีขั้นตอนแบ่งออกได้ดังนี้

3.3.2.1 การสร้างหน้าตัดสะพาน

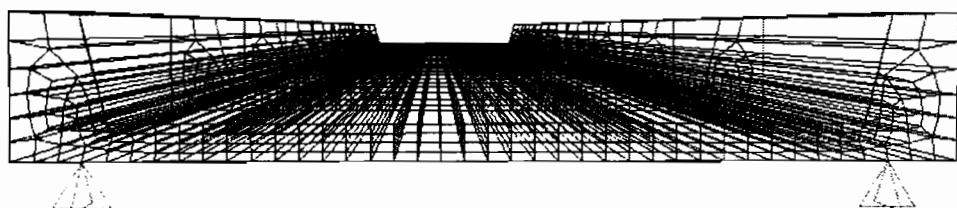
เปิดโปรแกรม SAP 2000 Nonlinear เปลี่ยนหน่วยให้อยู่ในหน่วยที่ต้องการ แล้วเลือกโหมด Grid Only เพื่อที่จะvacหน้าตัดของสะพาน ดังแสดงในภาพที่ 3.9 ถึง 3.11



ภาพที่ 3.9 รายละเอียด Grid Only



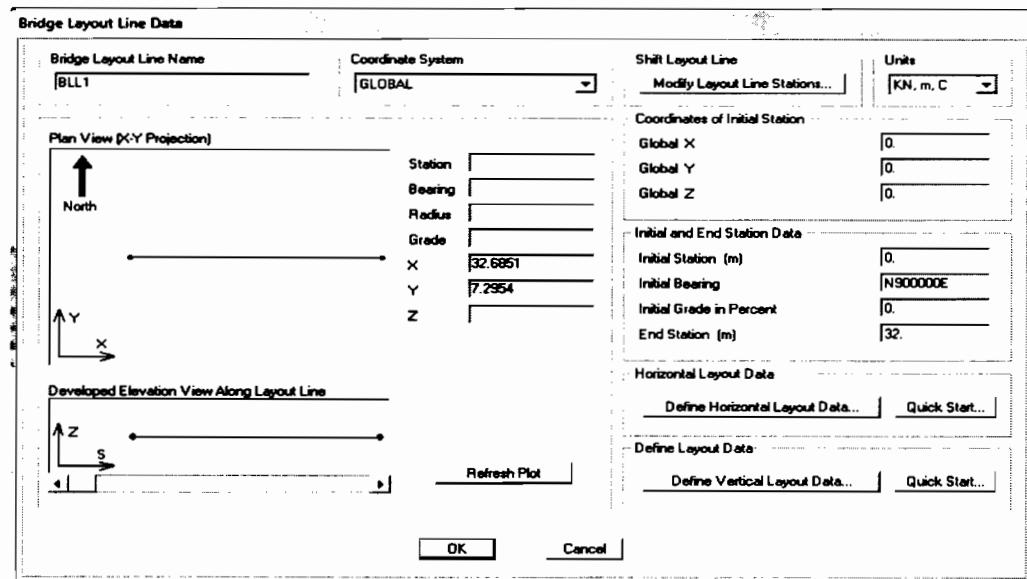
ภาพที่ 3.10 หน้าตัดของสะพานรถไฟ



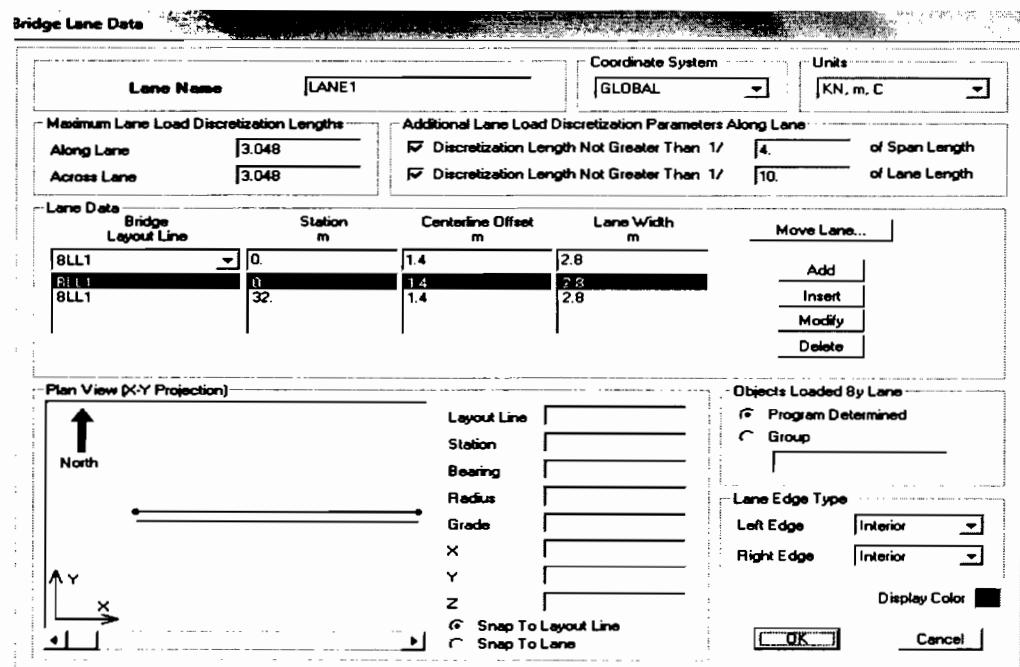
ภาพที่ 3.11 หน้าตัดของสะพานรถไฟ (3D)

3.3.2.2 การกำหนดเลน

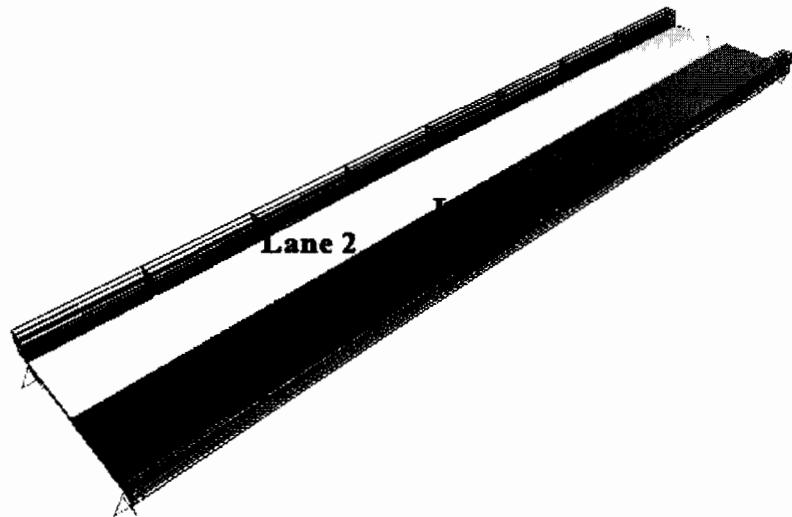
เมื่อวิเคราะห์หน้าตัดเสร็จแล้วกำหนดลักษณะและความกว้างเส้นทาง (Layout lines) ในที่เส้นทางจะเป็นทางตรงและความกว้าง 32 เมตร จากนั้นก็กำหนดระยะเบื้องศูนย์และความกว้างของ Lane ดังแสดงในภาพที่ 3.12 ถึง 3.14



ภาพที่ 3.12 วิธีการกำหนดเดิน



ภาพที่ 3.13 วิธีการกำหนดคระบะเบี้องคุณบี้และความกว้าง Lane



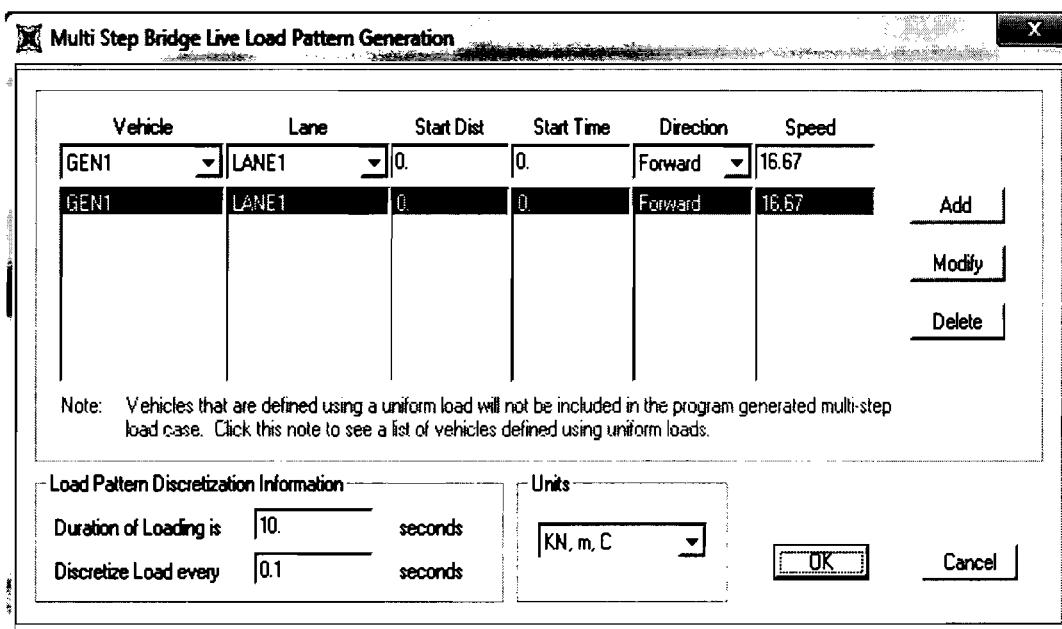
ภาพที่ 3.14 Lane

3.3.2.3 การใส่ค่าน้ำหนักและความเร็วของบวนรถไฟฟ้า

เมื่อกำหนด Lane แล้วขั้นตอนต่อไปเป็นการใส่ Load ซึ่งลักษณะของน้ำหนักที่ถ่ายลงพื้นาทีและความเร็วของบวนรถไฟฟ้าได้แสดงในภาพที่ 3.15 เมื่อใส่ค่าน้ำหนักที่ถ่ายลงพื้นาทีแล้วความเร็วของบวนรถไฟฟ้าจะแสดงในที่นี่จะใส่เป็น 60 กิโลเมตร/ชั่วโมง

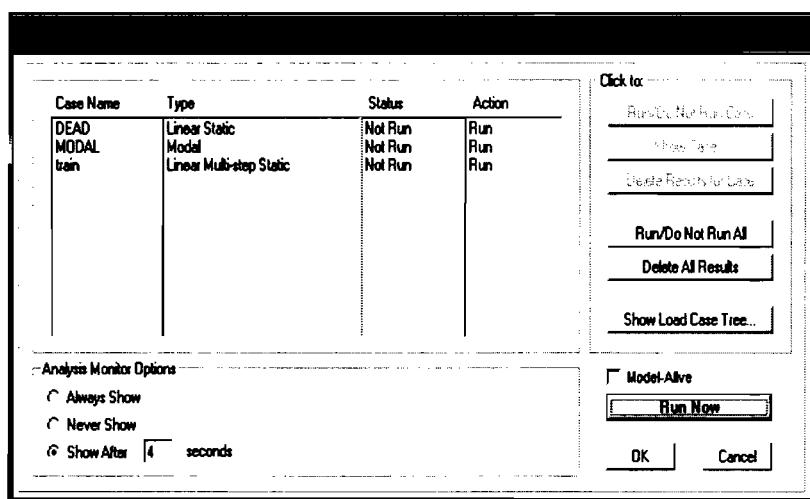
General Vehicle Data									
Vehicle name		Units							
GEN1		KN, m, C							
Floating Axle Loads									
Value		Width Type		Axe Width		Load Plan			
For Lane Moments		[0.]		One Point					
For Other Responses		[0.]		One Point					
<input type="checkbox"/> Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments									
Usage		Min Dist Allowed From Axe Load		Length Effects					
<input checked="" type="checkbox"/> Lane Negative Moments at Supports <input checked="" type="checkbox"/> Interior Vertical Support Forces <input checked="" type="checkbox"/> All other Responses		Lane Exterior Edge [0.3048] Lane Interior Edge [0.6096]		Axe [None] <input type="button" value="Modify/Show..."/> Uniform [None] <input type="button" value="Modify/Show..."/>					
Loads									
Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axe Load	Axe Width Type	Axe Width	
Fixed Length	1.		[0.]	Zero Width	[67.]	Two Points	[1.435]		
Fixed Length	1.		[0.]	Zero Width	[67.]	Two Points	[1.435]		
Fixed Length	8.9		[0.]	Zero Width	[67.]	Two Points	[1.435]		
Fixed Length	2.1		[0.]	Zero Width	[67.]	Two Points	[1.435]		
Fixed Length	3.4		[0.]	Zero Width	[67.]	Two Points	[1.435]		
Fixed Length	2.1		[0.]	Zero Width	[67.]	Two Points	[1.435]		
Fixed Length	8.9		[0.]	Zero Width	[67.]	Two Points	[1.435]		
<input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Insert"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/>									
<input type="checkbox"/> Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only <input type="checkbox"/> Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)					Straddle Reduction Factor		<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>		

ภาพที่ 3.15 วิธีการป้อนค่าน้ำหนักของบวนรถไฟฟ้าที่ถ่ายลงพื้นาทีในรูปแบบของแทร็ก

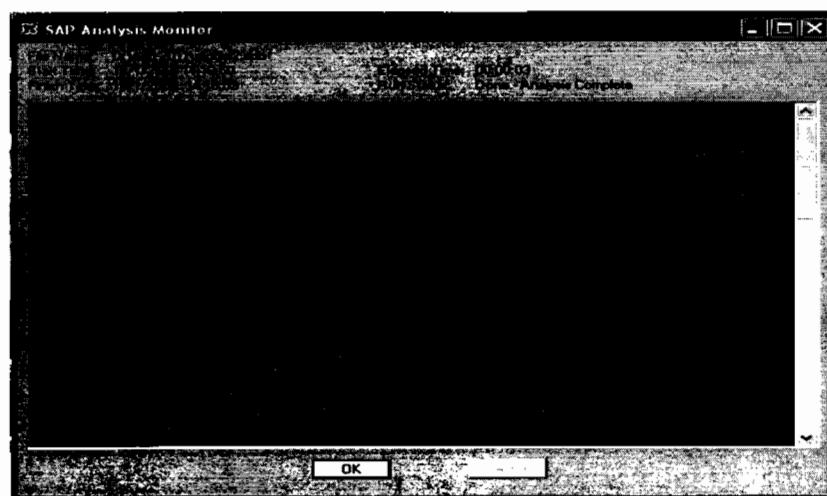


ภาพที่ 3.16 วิธีการป้อนค่าความเร็วของบนรถไฟ

3.3.2.4 การ Run Analysis
เมื่อกำหนดน้ำหนักและความเร็วบนรถไฟเสร็จแล้วขั้นตอนต่อไปเป็น^{การสั่งให้โปรแกรมทำการคำนวณผล}



ภาพที่ 3.17 การกำหนดเงื่อนไขในการ Run Analysis

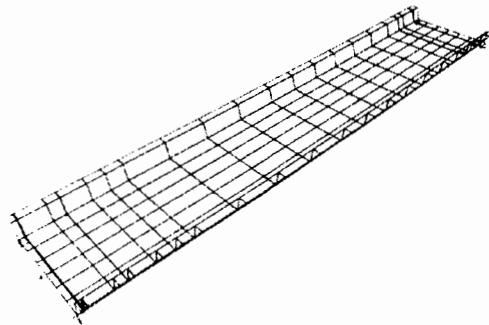


ภาพที่ 3.18 การ Run Analysis

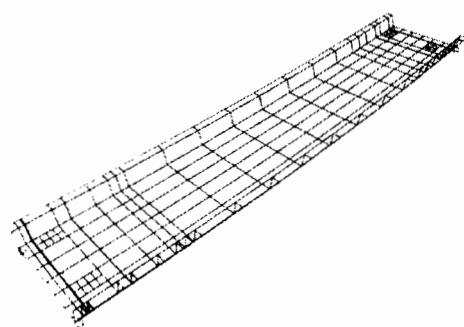
3.4 แบบจำลองไฟไนท์อิเลเม้นท์ที่ใช้ในงานวิจัยนี้

ในหัวข้อนี้จะแสดงแบบจำลองไฟไนท์อิเลเม้นท์ที่สร้างขึ้นโดยใช้โปรแกรม SAP 2000 Nonlinear

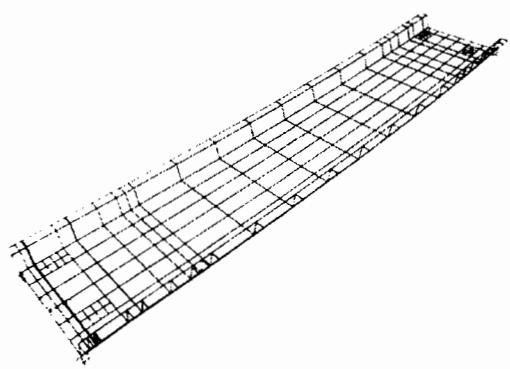
3.4.1 สะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 32 เมตร



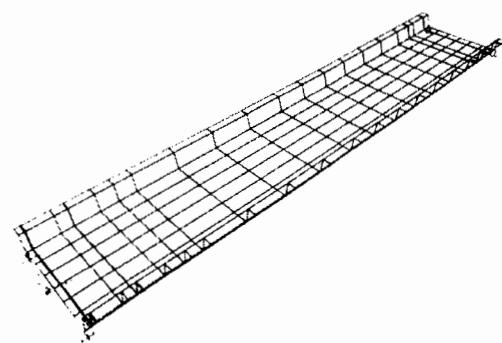
ก) สะพานตรง



ข) สะพานโค้งร้าบที่มีรัศมีความโค้ง 250 เมตร



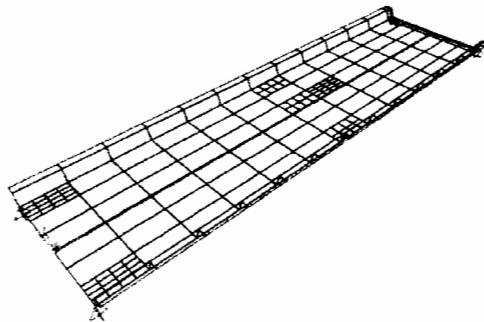
ค) สะพานโค้งร้าบที่มีรัศมีความโค้ง 300 เมตร



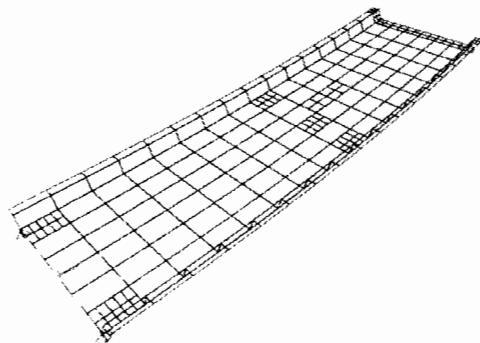
ง) สะพานโค้งร้าบที่มีรัศมีความโค้ง 698 เมตร

ภาพที่ 3.19 FE model สะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 32 เมตร

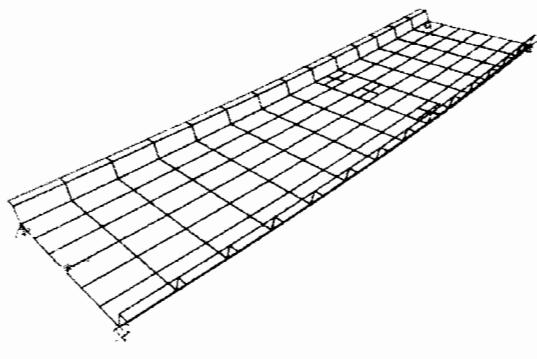
3.4.2 สะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร



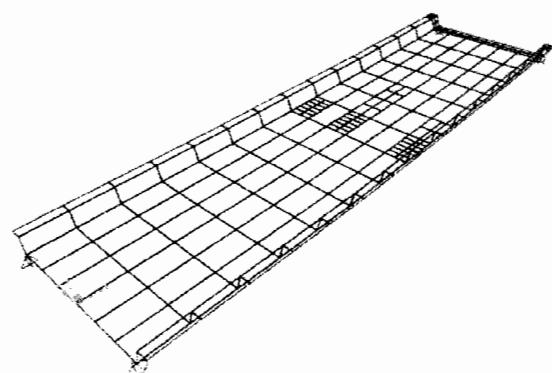
ก) สะพานตรง



ข) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 250 เมตร



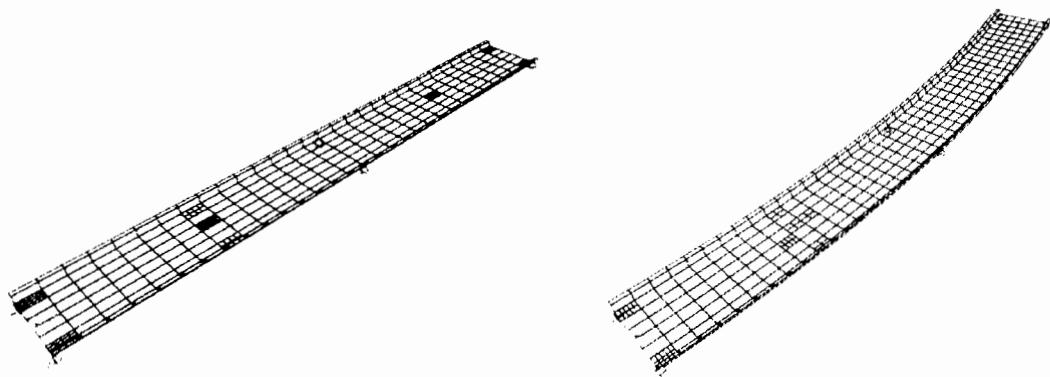
ค) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 300 เมตร



ง) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 698 เมตร

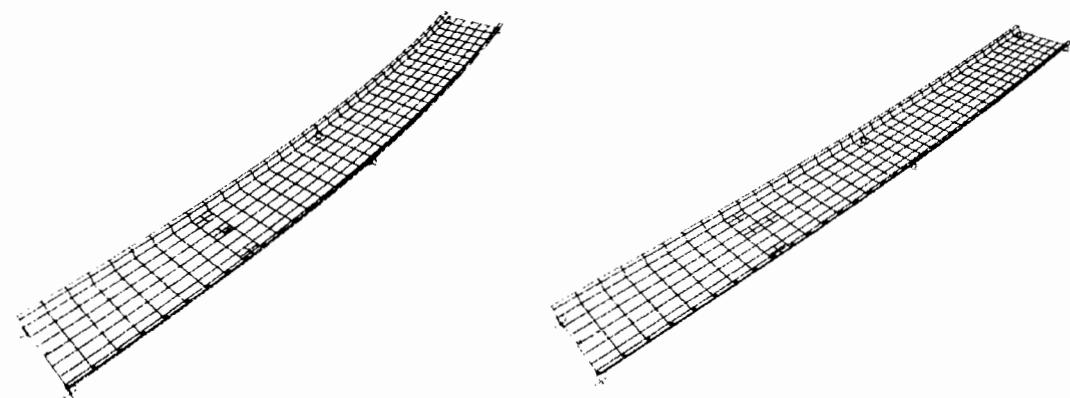
ภาพที่ 3.20 FE model สะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร

3.4.3 สะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร



ก) สะพานตรง

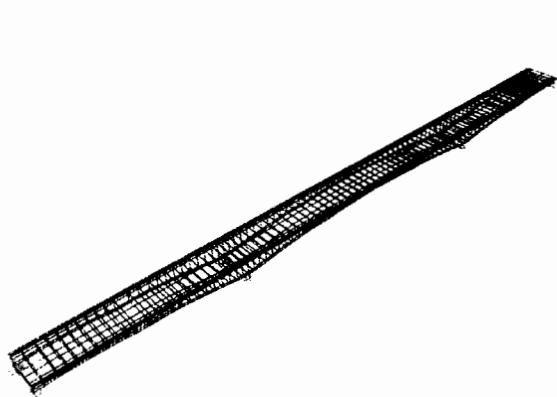
ข) สะพานโค้งร้าบที่มีรัศมีความโค้ง 250 เมตร



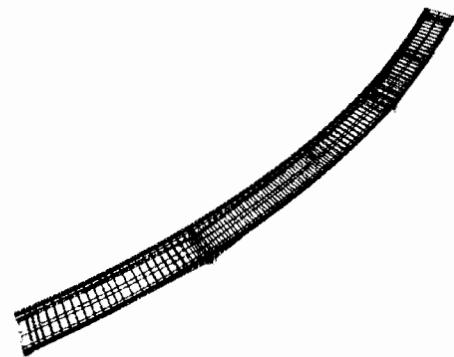
ค) สะพานโค้งร้าบที่มีรัศมีความโค้ง 300 เมตร

ง) สะพานโค้งร้าบที่มีรัศมีความโค้ง 698 เมตร

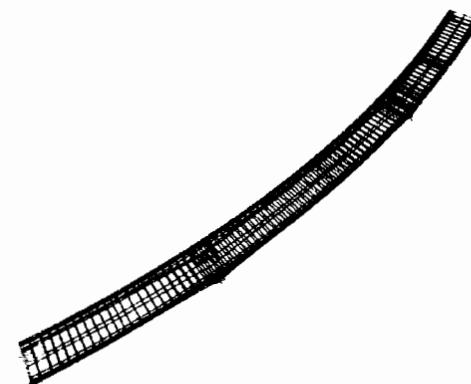
ภาพที่ 3.21 FE model สะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร

3.4.4 สะพานแบบ 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร

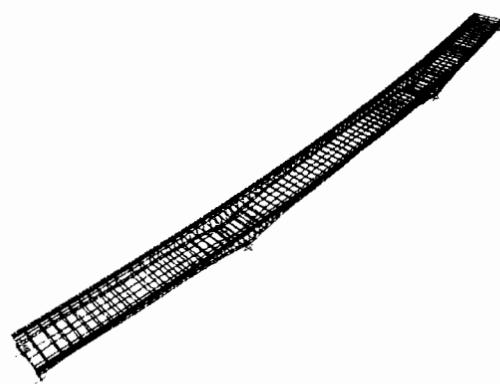
ก) สะพานตรง



ข) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 250 เมตร



ค) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 300 เมตร



ง) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 698 เมตร

ภาพที่ 3.22 FE model สะพานแบบ 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร

3.5 ลำดับขั้นตอนในการศึกษา

ในการดำเนินการศึกษาได้ทำการแบ่งงานออกเป็น 2 ส่วนใหญ่ๆดังนี้

3.5.1 ศึกษาพื้นที่กรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน

การตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SAP2000 Nonlinear จะพิจารณาเมื่อยู่ 3 ค่าคือ ค่าแอ่นตัวสูงสุดในแนวคี่ที่กลางสะพาน (Maximum Vertical Displacement) ค่าความเร่งแนวราบสูงสุดที่กลางสะพาน (Maximum Horizontal Acceleration) และค่าความเร่งแนวคี่สูงสุดที่กลางสะพาน (Maximum Vertical Acceleration) ของสะพานที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 3.4

3.5.2 ศึกษาตัวแปรที่มีผลพื้นที่กรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน

3.5.2.1 ผลของทิศทางการวิ่งของรถไฟฟ้า ได้แก่ วิ่งทางเดียว 1 ขบวน วิ่งทางเดียว 2 เลน พร้อมกัน และ วิ่งสวนทางกัน

3.5.2.2 ความเร็วของรถไฟฟ้า ได้แก่ 20, 80, 90, 100, 150, 200 กม./ชม.

3.5.2.3 ผลของจำนวนโบกีรถไฟฟ้า ได้แก่ 3 4 และ 5 โบกี

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์

การดำเนินการศึกษาเกี่ยวกับผลของความโถ้งต่อการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ Segmental Box Girder โดยนอกจากตัวแปรหลักที่ทำการศึกษาซึ่งได้แก่รัศมีความโถ้งของสะพานแล้ว ยังได้ทำการศึกษาตัวแปรอื่นๆที่จะมีผลต่อการตอบสนองทางพลศาสตร์อันได้แก่ จำนวนช่วงสะพาน จำนวนโนบกึ่งไฟฟ้า ความเร็ว และทิศทางการวิ่งของรถไฟฟ้า ก็ได้ศึกษาด้วย โดยวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ได้ใช้โปรแกรม SAP2000 Nonlinear เป็นเครื่องมือหลักในการศึกษาซึ่งมีผล การศึกษาดังนี้

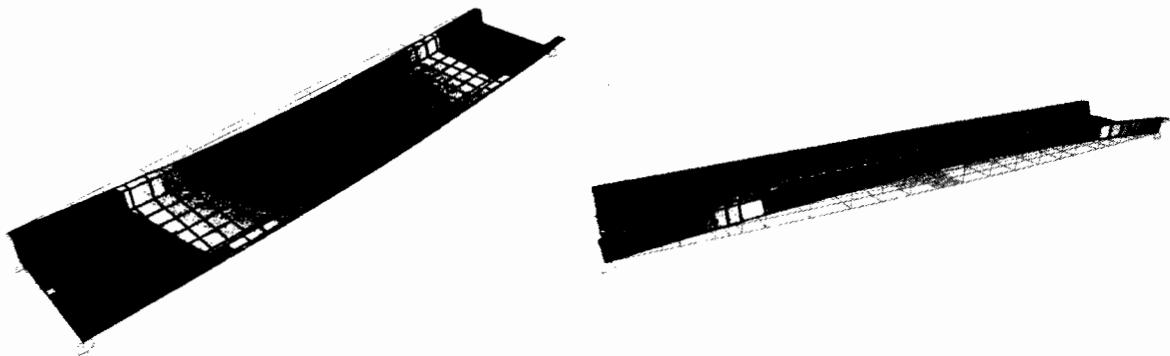
4.1 ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพาน

ในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ Segmental Box Girder แต่ละรูปแบบ นั้น จำเป็นต้องทราบถึงคุณสมบัติพื้นฐานทางพลศาสตร์ของสะพานอันได้แก่ ค่าความถี่ธรรมชาติ ของสะพาน ซึ่งจากการวิเคราะห์จะได้ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานแต่ละแบบดังสรุปในตารางที่ 4.1 และภาพที่ 4.1 ถึง 4.4

ตารางที่ 4.1 ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานที่ทำการศึกษา

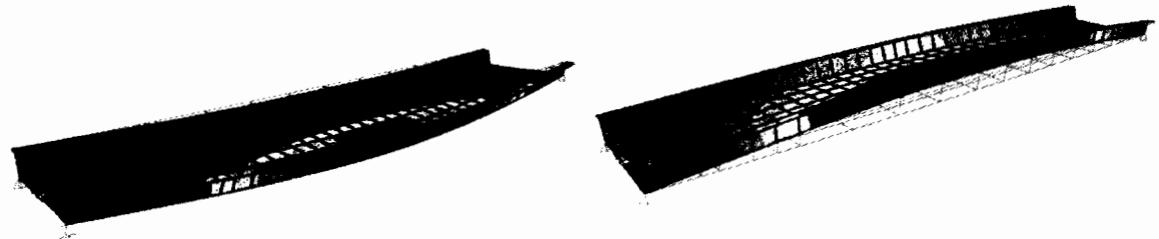
Radius of Curve (m)	Natural Frequency (Hz)			
	1 ช่วง 32 เมตร	1 ช่วง 36 เมตร	2 ช่วง 44-44 เมตร	3 ช่วง 44-72-44 เมตร
Straight	1.703	1.405	0.994	1.260
R698	1.687	1.382	0.950	1.120
R300	1.627	1.319	0.943	1.090
R250	1.604	1.290	0.941	1.074

จากตารางที่ 4.1 พบว่าเมื่อสะพานมีความโค้งจะทำให้ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานมีค่าลดลงเนื่องจากค่าสตีฟเนสในแนวตั้งของสะพานลดลง เมื่อพิจารณาความยาวช่วงสะพานพบว่า เมื่อความยาวช่วงสะพานเพิ่มขึ้นค่าความถี่ธรรมชาติก็จะมีค่าลดลง แต่สำหรับกรณีสะพานแบบ 2 ช่วงกับ 3 ช่วง พบว่าสะพานแบบ 3 ช่วงชี้ยาวกว่าแต่กลับมีค่าความถี่ธรรมชาติมากกว่าที่เป็น เช่นนี้ เพราะว่ารูปร่างหน้าตัดและกำลังของวัสดุแตกต่างกัน



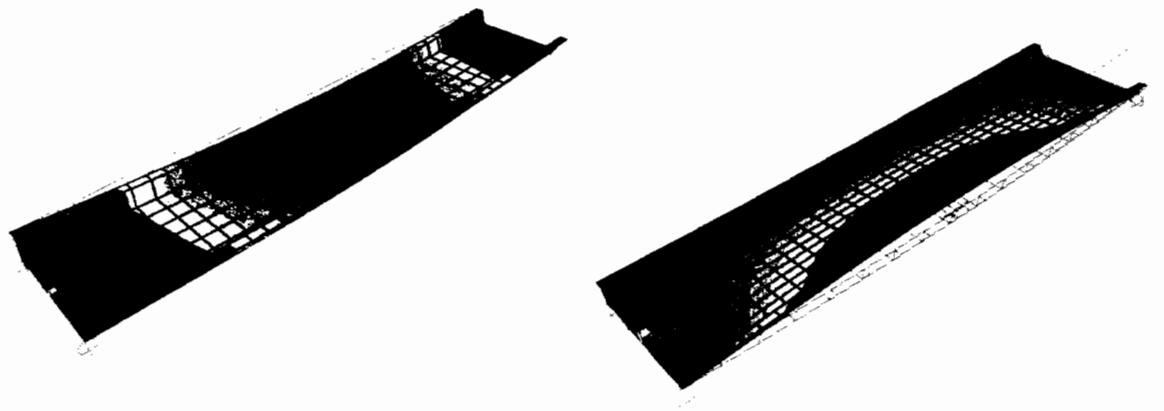
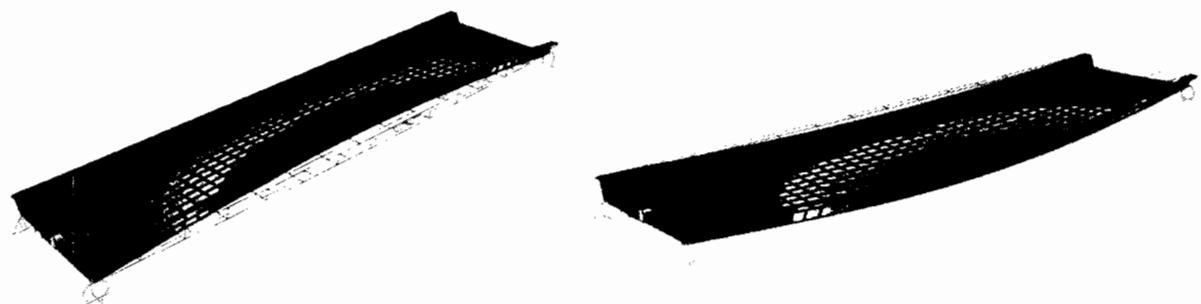
ก) สะพานตรง ($f=1.703 \text{ Hz}$)

ข) สะพานโค้งร้าบที่มีรัศมีความโค้ง 250 เมตร ($f=1.604 \text{ Hz}$)



ค) สะพานโค้งร้าบที่มีรัศมีความโค้ง 300 เมตร ($f=1.627 \text{ Hz}$) ง) สะพานโค้งร้าบที่มีรัศมีความโค้ง 698 เมตร ($f=1.687 \text{ Hz}$)

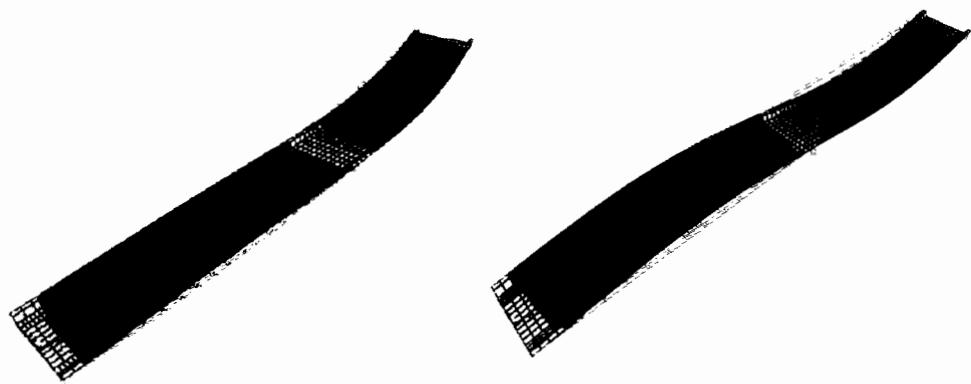
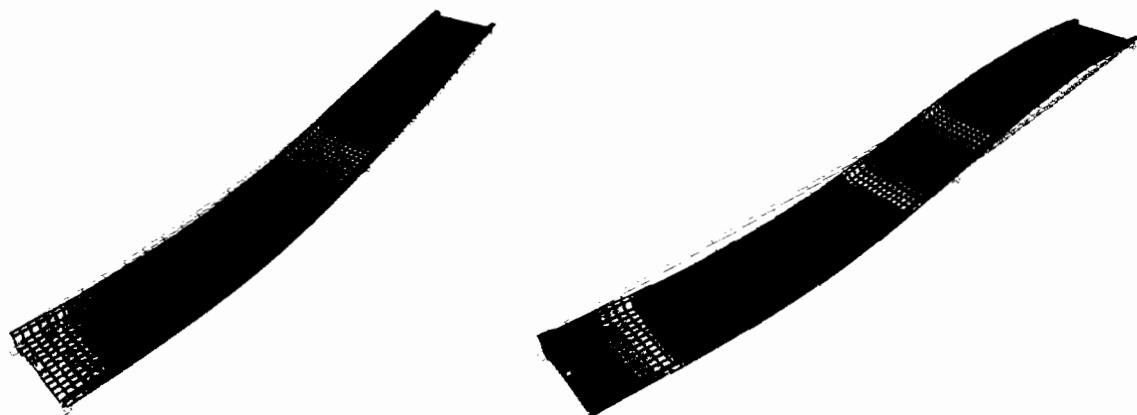
ภาพที่ 4.1 Natural Frequency ของสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 32 เมตร

ก) สะพานตรง ($f=1.405 \text{ Hz}$)ข) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 250 เมตร ($f=1.290 \text{ Hz}$)

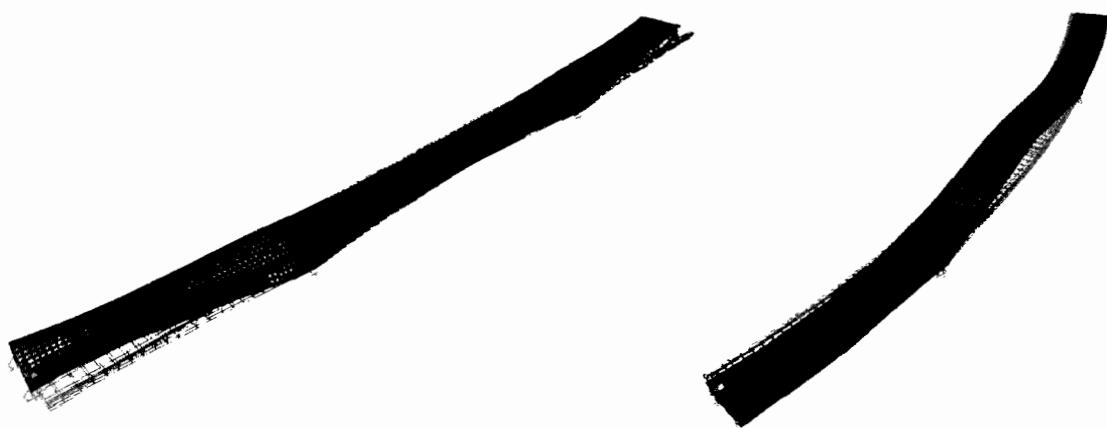
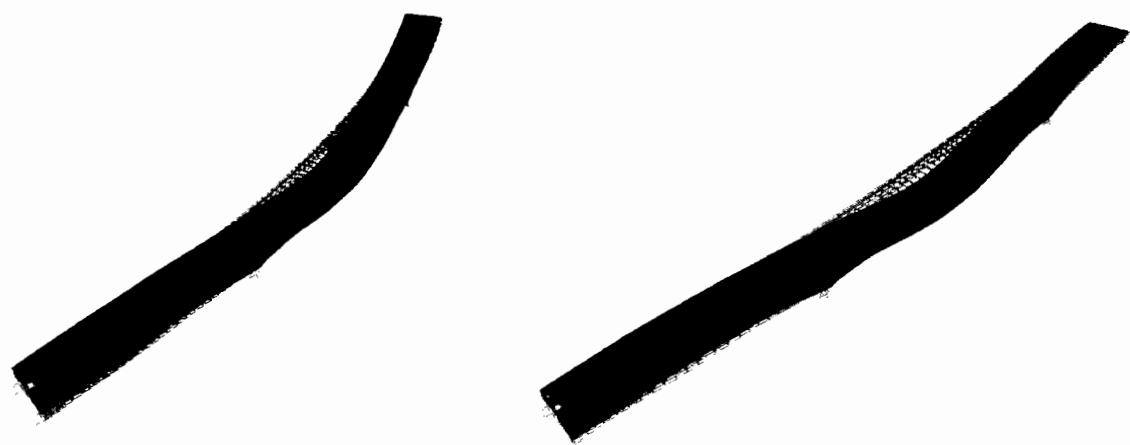
ก) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 300 เมตร ข) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 698 เมตร

($f=1.319 \text{ Hz}$)($f=1.382 \text{ Hz}$)

ภาพที่ 4.2 Natural Frequency ของสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร

ก) สะพานตรง ($f=0.994 \text{ Hz}$)ข) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 250 เมตร ($f=0.941 \text{ Hz}$)ค) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 300 เมตร ง) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 698 เมตร
($f=0.943 \text{ Hz}$) ($f=0.950 \text{ Hz}$)

ภาพที่ 4.3 Natural Frequency ของสะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร

ก) สะพานตรง ($f=1.260 \text{ Hz}$)ข) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 250 เมตร ($f=1.074 \text{ Hz}$)ค) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 300 เมตร
($f=1.090 \text{ Hz}$)ง) สะพานโค้งราบที่มีรัศมีความโค้ง 698 เมตร
($f=1.120 \text{ Hz}$)

ภาพที่ 4.4 Natural Frequency ของสะพานแบบ 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร

4.2 ผลของรัศมีความโถงต่อการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน

ในการศึกษาผลของรัศมีความโถงต่อการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน โดยการวิเคราะห์พฤติกรรมทางพลศาสตร์จะพิจารณาแรง Moving Load อันเนื่องมาจากการบวนรถไฟฟ้าที่วิ่งในลักษณะต่างๆ (กล่าวมาแล้วในบทที่ 3) และค่าความเร็วที่ต่างกัน หลังจากนั้นก็ทำการวัดค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน ซึ่งวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จะทำการวัดการตอบสนองใน 3 ลักษณะได้แก่ ค่าการ揺อตัวในแนวตั้งสูงสุด (Maximum Vertical Displacement) ค่าความเร่งสูงสุดในแนวตั้ง (Maximum Vertical Acceleration) และ ค่าความเร่งสูงสุดในแนวราบ (Maximum Horizontal Acceleration) โดยในหัวข้อนี้จะนำเสนอผลการวิเคราะห์ของสะพานแต่ละแบบก่อนแล้วจึงเปรียบเทียบสำหรับทุกรถในหัวข้อสุดท้าย

4.2.1 กรณีสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 32 เมตร

สำหรับสะพานแบบนี้เป็นสะพานที่มีช่วงความยาวที่สั้นที่สุดและจะมี戴上วิ่งเพียง 1 เดิน ดังนั้นทิศทางการวิ่งจึงมีลักษณะเดียวเมื่อมีรถไฟฟ้าชนิด 3 โบกีวิ่งผ่าน ซึ่งผลการตอบสนองของสะพานสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 4.2 และภาพที่ 4.5

จากตารางที่ 4.2 จะเห็นว่าเมื่อความเร็วเพิ่มขึ้นค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานทุกแบบจะมีค่าเพิ่มขึ้น ดังนั้นถ้าแบ่งพิจารณาแต่ละตัวโปรแกรมารถสรุปได้ดังนี้

4.2.1.1 กรณีสะพานตรง

ค่าการ揺อตัวแนวตั้งจะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มความเร็วของรถไฟฟ้าและจะเพิ่มขึ้นมากสุดที่ความเร็วเท่ากับ 90 km/hr เนื่องจากว่าเป็นความเร็วที่มีค่าใกล้เคียงกับความเร็ววิกฤต (94.2 km/hr) ส่วนค่าความเร่งในแนวตั้งจะก็จะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเช่นเดียวกับค่าการ揺อตัวแนวตั้ง อย่างไรก็ตามเป็นที่น่าสังเกตว่าค่าความเร่งในแนวราบของสะพานจะมีขนาดที่น้อยมากเมื่อเทียบความเร่งในแนวตั้ง เพราะฉะนั้นจึงถือว่าไม่มีนัยสำคัญต่อพฤติกรรมโดยรวมของสะพาน

4.2.1.2 กรณีสะพานโค้งรบกวน

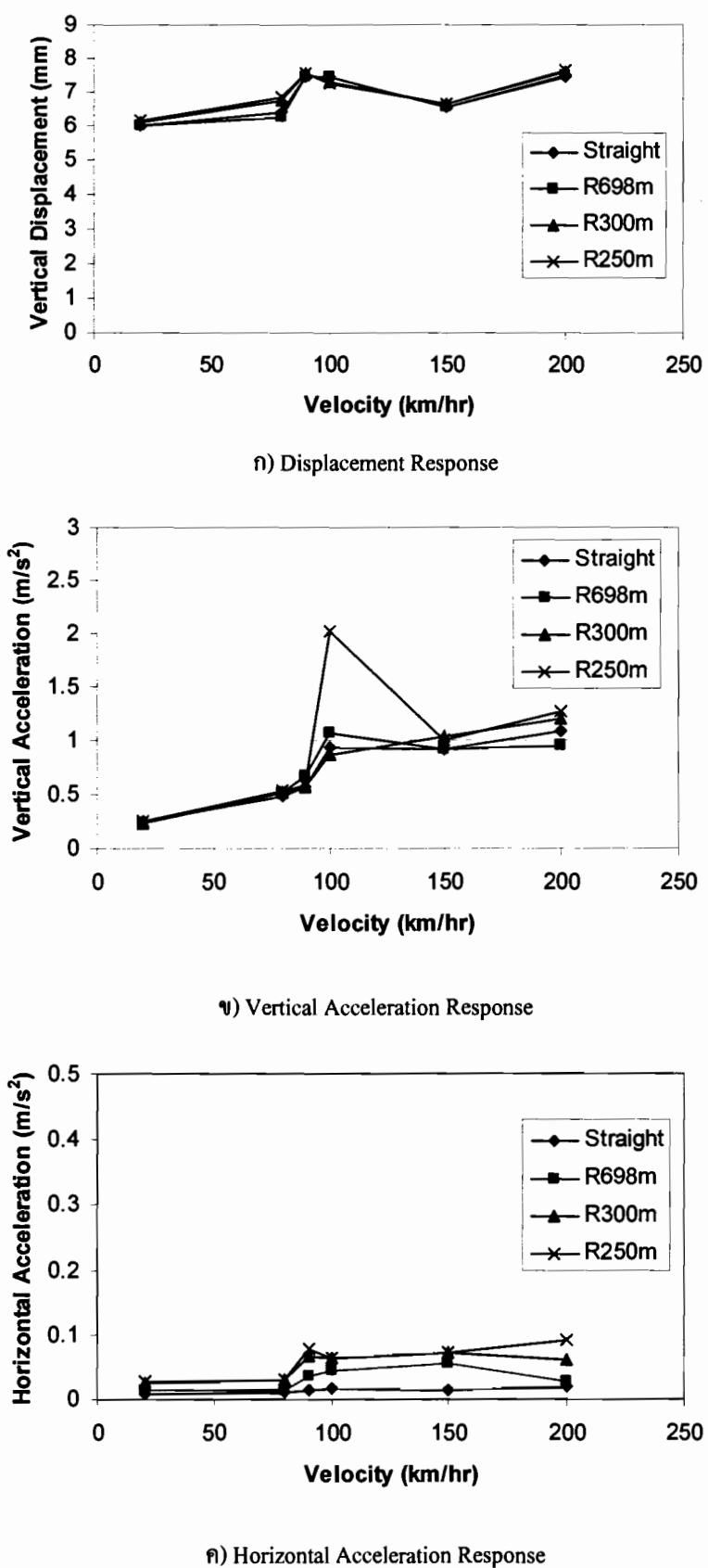
เมื่อมีการเพิ่มความโถงให้กับสะพานจะพบว่าค่าการ揺อตัวในแนวตั้งสูงสุดจะเพิ่มขึ้นสอดคล้องกับกรณีของสะพานตรงคือจะเพิ่มขึ้นมากสุดที่ความเร็วเท่ากับ 200 km/hr สำหรับรัศมีความโถง 250 เมตร เนื่องจากความเร็วของบวนรถไฟฟ้ามีค่าใกล้เคียงกับความเร็ววิกฤตของสะพาน ในส่วนของรัศมีความโถงจะพบว่าขนาดของรัศมีความโถงมากจะทำให้ค่าสตีฟเนสแนวตั้งของสะพานมีค่ามาก ($R=698 \text{ เมตร}$) ซึ่งจะส่งผลให้การตอบสนองทางพลศาสตร์มีแนวโน้มเหมือนกับสะพานตรง แต่ถ้าลดขนาดของรัศมีความโถงให้เหลือ (250 เมตร) ค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์จะสูงขึ้นถ้าความเร็วเพิ่มมากขึ้น

จากตารางบางค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานรัศมีความโถ่ 300 เมตร มีค่ามากกว่าสะพานรัศมีความโถ่ 250 เมตร บวกถึงนอกจากปัจจัยด้านสตีฟเนสแนวเดิมที่ลดลงของสะพานแล้ว ยังมีปัจจัยอื่นที่ทำให้การตอบสนองทางพลศาสตร์มากขึ้นหรือลดลง คือค่า Speed parameter ซึ่งเป็นค่าแสดงสัดส่วนระหว่างความถี่ของขบวนรุตไฟ (Exciting frequency) กับความถี่ธรรมชาติของสะพาน โดยอ้างอิงจากราฟของ Yang และคณะ (2009) ในบทที่ 2

ตารางที่ 4.2 ผลการ計算บนของทางพัสดุศรีของสะพาน 1 ช่วง ความยาว 32 เมตร รัฐไฟ 3 บันไดร่อง

Train Speed (km/hr)	Maximum Vertical Displacement (mm)					Maximum Vertical Acceleration (m/s ²)					Maximum Horizontal Acceleration (m/s ²)							
	Straight (C.S.= R698m (C.S.= 94.2 km/hr)	R300m (C.S.= 93.3 km/hr)	R250m (C.S.= 90 km/hr)	Max. Increa se (%)	Straight (C.S.= R698m (C.S.= 94.2 km/hr)	R300m (C.S.= 93.3 km/hr)	R250m (C.S.= 90 km/hr)	Max. Increas e (%)	Straight (C.S.= R698m (C.S.= 94.2 km/hr)	R300m (C.S.= 93.3 km/hr)	R250m (C.S.= 90 km/hr)	Max. Increas e (%)	Straight (C.S.= R698m (C.S.= 94.2 km/hr)	R300m (C.S.= 93.3 km/hr)	R250m (C.S.= 90 km/hr)	Max. Increas e (%)		
20	6.02	6.11	6.14	1.99	0.25	0.236	0.226	0.256	2.40	0.0075	0.015	0.024	0.027	NEGL				
80	6.41	6.27	6.73	6.84	6.71	0.486	0.52	0.51	0.53	9.05	0.01	0.014	0.03	0.03	NEGL			
90	7.44	7.45	7.53	7.54	1.34	0.56	0.67	0.57	0.59	5.35	0.014	0.035	0.065	0.078	NEGL			
100	7.47	7.44	7.32	7.25	-2.95*	0.936	1.063	0.86	2.02	115.8*	0.0153	0.043	0.063	0.064	NEGL			
150	6.55	6.54	6.64	6.66	1.68	0.92	0.913	1.03	1	8.69	0.014	0.055	0.071	0.072	NEGL			
200	7.47	7.48	7.61	7.66	2.54	1.09	0.95	1.2	1.27	16.51	0.019	0.027	0.06	0.091	NEGL			

*หมายเหตุ C.S. คือ Critical Speed ของปะวงรถไฟฟ้า



ภาพที่ 4.5 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 32 เมตร

4.2.2 กรณีสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร

สำหรับสะพานแบบนี้เป็นสะพานที่มีช่วงความยาวลำดับมาจากการความยาว 32 เมตร โดยสะพานจะมีร่างสำหรับวิ่ง 2 ราง ทำให้สามารถแบ่งรูปแบบการวิ่งของรถไฟฟ้าได้เป็น 3 รูปแบบ คือ วิ่งทางเดียว 1 เลน วิ่งทางเดียว 2 เลน และวิ่งสวนทาง 2 เลน สำหรับสะพานรูปแบบนี้ จะพิจารณากรณีรถไฟฟ้าชนิด 3 ไปกี ซึ่งผลการตอบสนองของสะพานสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 4.3 ถึง 4.5 และภาพที่ 4.6 ถึง 4.8

จากตารางที่ 4.3 และ ภาพที่ 4.6 จะเห็นว่าเมื่อความเร็วเพิ่มขึ้นค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานทุกแบบจะมีค่าเพิ่มขึ้น ดังนั้นถ้าแบ่งพิจารณาแต่ละตัวแปรสามารถสรุปได้ดังนี้

4.2.2.1 การตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร ร่างคู่ (รถไฟวิ่ง 1 ราง) (ข้อมูลในตารางที่ 4.3 และ ภาพที่ 4.6)

1) กรณีสะพานตรง

ค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานทั้ง 3 ค่า จะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มความเร็วของรถไฟฟ้ามีค่าใกล้กับองค์ประกอบของความเร็ววิกฤตของรถไฟ ซึ่งกรณีนี้ได้แก่ 77.7 km/hr 116.6 km/hr และ 233 km/hr ตามลำดับ ส่วนค่าความเร่งในแนวราบของสะพานจะมีขนาดอยู่ในสเกลเดียวกับความเร่งในแนวคี่ หมายความว่าค่าความเร่งในแนวราบเริ่มนีบทบทต่อการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน

สำหรับบางค่าที่เพิ่มความเร็วของรถไฟฟ้าจาก 90 km/hr เป็น 100 km/hr แต่มีค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ลดลง บอกถึงนอกจากปัจจัยด้านความเร็ว ที่ทำให้การตอบสนองทางพลศาสตร์สูงขึ้นแล้ว ยังมีปัจจัยอื่นที่ทำให้ค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์มากขึ้น หรือลดลง คือ ค่า Speed parameter ซึ่งเป็นค่าแสดงสัดส่วนระหว่างความถี่ของบวนรถไฟ (Exciting frequency) กับความถี่ธรรมชาติของ สะพาน โดยอ้างอิงจากราฟของ Yang และคณะ (2009) ในบทที่ 2

2) กรณีสะพานโค้งราบ

เมื่อมีการเพิ่มความโค้งให้กับสะพานจะพบว่าค่าการแอลอนตัวในแนวคี่สูงสุดจะเพิ่มขึ้นเมื่อรัศมีความโค้งของสะพานมีขนาดเล็ก ($R=250$ เมตร) ทั้งนี้เนื่องจากสะพานชนิดโค้งแคบจะมีค่าสตีฟเนสในแนวคี่ลดลงจึงส่งผลให้ค่าการแอลอนตัวสูงขึ้น โดยจะมีค่าสูงสุดเมื่อความเร็วของบวนรถไฟฟ้ามีค่าใกล้เคียงกับความเร็ววิกฤตของสะพาน ในส่วนของความเร่งในแนวคี่ของสะพานพบว่ารัศมีความโค้งจะพบร่วมกับขนาดของรัศมีความโค้งมากจะทำให้ค่าสตีฟเนสแนวคี่ของสะพานมีค่ามาก ($R=698$ เมตร) ซึ่งจะส่งผลให้ค่าความเร่งในแนวคี่มีแนวโน้ม

เหมือนกับสะพานครองคือมีค่ามาก แต่ถ้าลดขนาดของรัศมีความโถงให้ลดลง (250 เมตร) ค่าสตีฟเนสแนวคี่ของสะพานมีค่าลดลงตามไปด้วยทำให้ค่าความเร่งในแนวคี่น้อยกว่ากรณีรัศมีความโถงมาก

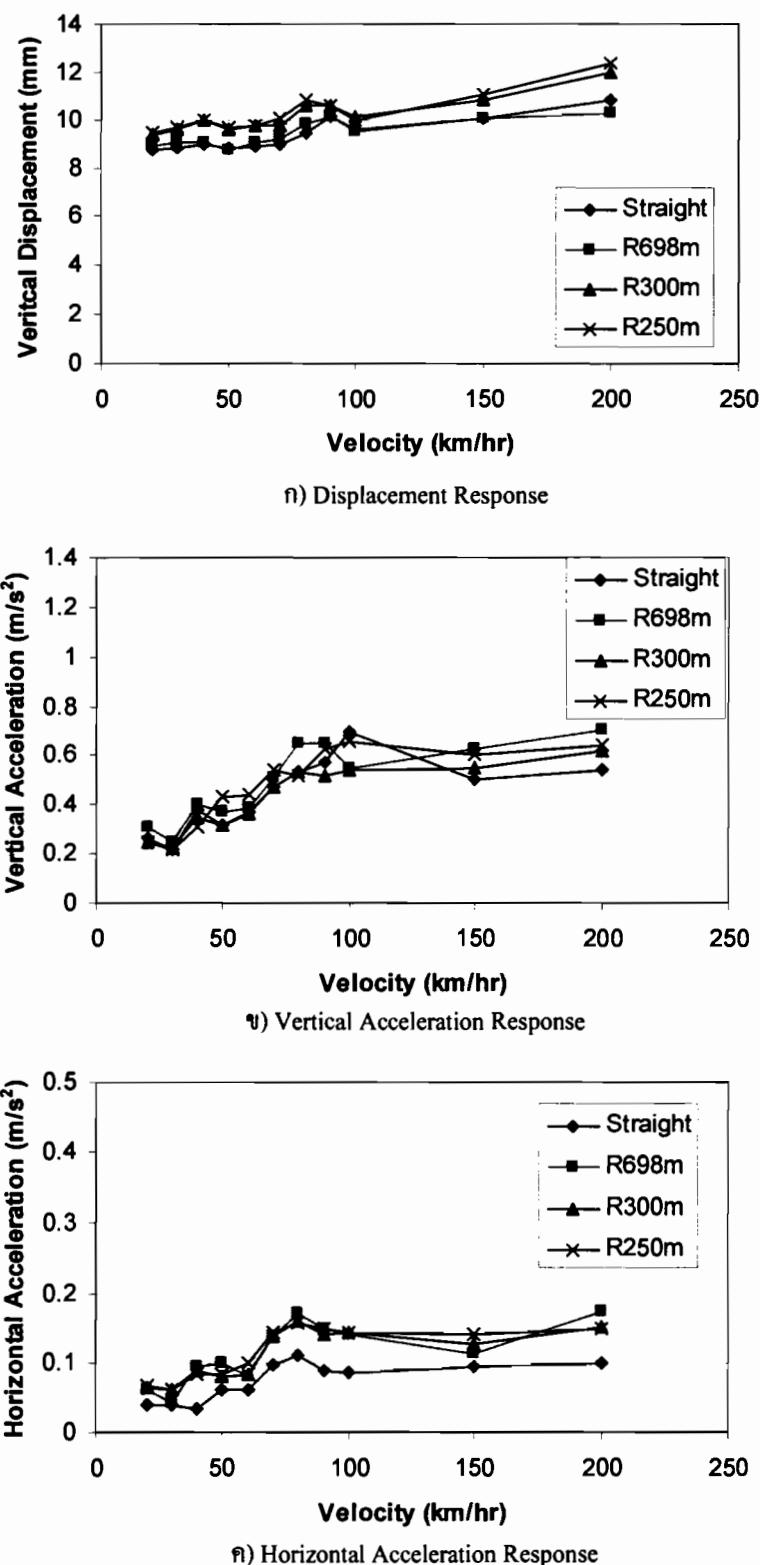
จากตารางบางค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานรัศมีความโถง 300 เมตรมีค่ามากกว่าสะพานรัศมีความโถง 250 เมตร บวกถึงนอกจากปัจจัยด้านสตีฟเนส ในแนวคี่ที่ลดลงของสะพานแล้ว ยังมีปัจจัยอื่นที่ทำให้ค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์มากขึ้นหรือลดลง คือ ค่า Speed parameter ซึ่งเป็นค่าแสดงสัดส่วนระหว่างความถี่ของขบวนรถไฟ (Exciting frequency) กับความถี่ธรรมชาติของสะพาน โดยอ้างอิงจากราฟของ Yang และคณะ (2009) ในบทที่ 2

ส่วนความเร่งบางค่าของสะพานรัศมีความโถง 250 เมตร มากกว่า ความเร่งของสะพานรัศมีความโถง 698 เมตร มีเหตุมาจากค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานมีค่า ใกล้เคียงกัน และค่า Speed parameter แตกต่างกัน นอกเหนือจากปัจจัยด้านสตีฟเนส ทำให้บางช่วงความเร่งของสะพานรัศมีความโถง 250 เมตร มากกว่าความเร่งของสะพานรัศมีความโถง 698 เมตร

ตารางที่ 4.3 ผลการทดสอบของทางพลาสติกของสะพาน 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร รัฐ (สะพาน 3 ไปก้าว 1 วา)

Train Speed (km/hr)	Maximum Vertical Displacement (mm)				Maximum Vertical Acceleration (m/s ²)				Maximum Horizontal Acceleration (m/s ²)			
	Straight (C.S.= 77.7 km/hr)	R698m (C.S.= 76.5 km/hr)	R250m (C.S.= 71.4 km/hr)	R300m (C.S.= 71.4 km/hr)	Straight (C.S.= 77.7 km/hr)	R698m (C.S.= 76.5 km/hr)	R300m (C.S.= 71.4 km/hr)	R250m (C.S.= 71.4 km/hr)	Straight (C.S.= 77.7 km/hr)	R698m (C.S.= 76.5 km/hr)	R300m (C.S.= 71.4 km/hr)	R250m (C.S.= 71.4 km/hr)
20	8.74	8.87	9.33	9.44	0.264	0.307	0.246	0.04	0.06	0.063	0.066	
30	8.83	9.02	9.59	9.7	0.214	0.25	0.227	0.215	0.04	0.041	0.06	0.06
40	8.97	9.02	9.97	9.98	0.38	0.4	0.35	0.31	0.033	0.094	0.088	0.083
50	8.78	8.76	9.59	9.64	0.316	0.37	0.32	0.436	0.062	0.1	0.081	0.084
60	8.89	9.04	9.71	9.77	0.373	0.39	0.36	0.44	0.062	0.079	0.082	0.099
70	8.96	9.21	9.77	10.09	0.47	0.513	0.47	0.54	0.098	0.139	0.139	0.145
80	9.47	9.85	10.6	10.84	0.53	0.65	0.53	0.52	0.11	0.17	0.16	0.157
90	10.11	10.13	10.63	10.6	0.573	0.65	0.516	0.63	0.088	0.15	0.142	0.15
100	9.58	9.48	10.15	9.96	0.696	0.55	0.54	0.66	0.085	0.14	0.143	0.144
150	10.02	10.06	10.82	11.04	0.50	0.63	0.55	0.606	0.093	0.113	0.126	0.14
200	10.83	10.26	12	12.38	0.54	0.7	0.62	0.64	0.1	0.174	0.153	0.15

* หมายเหตุ C.S. คือ Critical Speed ของขวางนรถไฟฟ้า

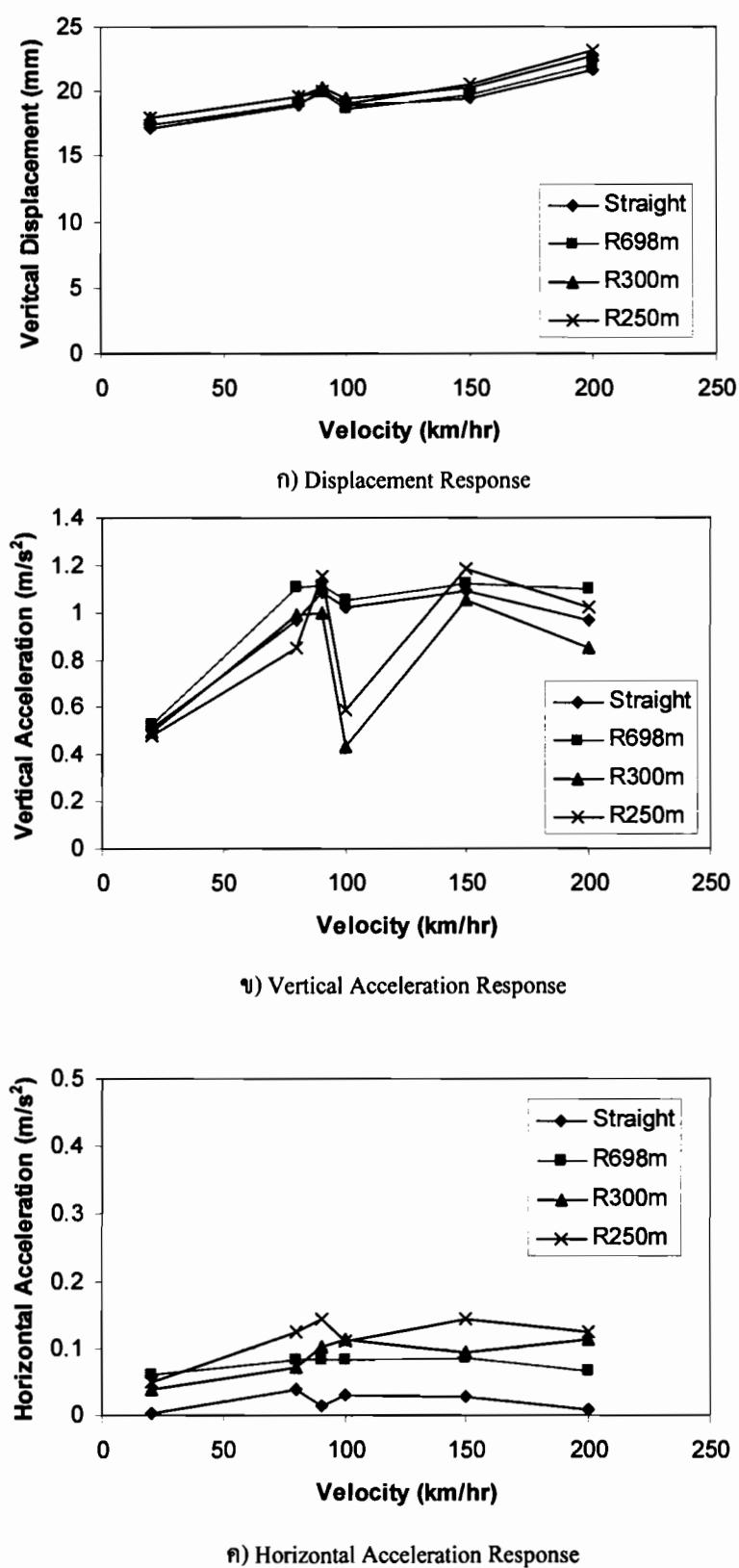


ภาพที่ 4.6 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร
(วิ่งทางเดียว 1 ราง)

ตารางที่ 4.4 ผลการตอบสนองทางพลาสติกของสะพาน 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร ร่างกี (รถไฟ 3 บิน วิ่งทางเดียว 2 ราง)

Train Speed (km/hr)	Maximum Vertical Displacement (mm)				Maximum Vertical Acceleration (m/s ²)				Maximum Horizontal Acceleration (m/s ²)			
	Straight (C.S.=	R698m (C.S.=	R300m (C.S.=	R250m (C.S.=	Straight (C.S.=	R698m (C.S.=	R300m (C.S.=	R250m (C.S.=	Straight (C.S.=	R698m (C.S.=	R300m (C.S.=	R250m (C.S.=
77.7	76.5	73	71.4	77.7	76.5	73	71.4	77.7	76.5	73	73	71.4
20	17.17	17.45	17.96	17.99	0.513	0.523	0.496	0.48	0.0039	0.062	0.04	0.049
80	18.91	19.02	19.56	19.59	0.97	1.106	0.99	0.85	0.038	0.084	0.073	0.123
90	20.13	19.86	20.29	20.06	1.08	1.11	0.996	1.15	0.013	0.084	0.103	0.143
100	18.89	18.65	19.43	19.12	1.02	1.05	0.43	0.59	0.03	0.082	0.114	0.11
150	19.46	19.71	20.26	20.64	1.59	1.12	1.05	1.18	0.028	0.087	0.094	0.143
200	21.67	22.05	22.74	23.14	0.97	1.096	0.85	1.02	0.0082	0.067	0.113	0.123

*หมายเหตุ C.S. คือ Critical Speed ของบันไดไฟฟ้า

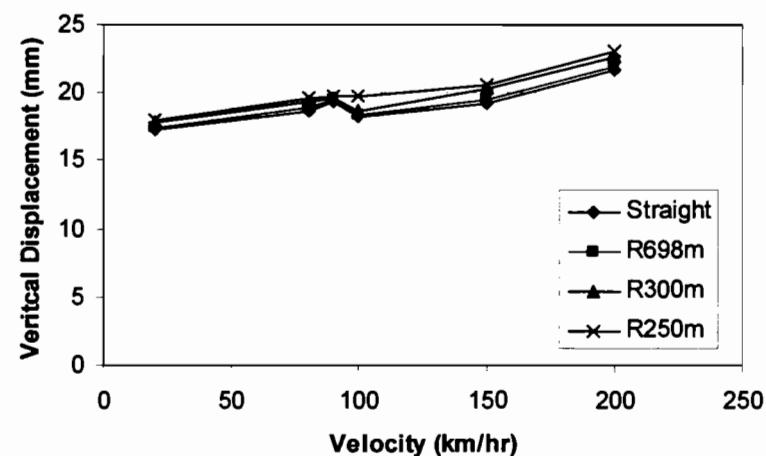


ภาพที่ 4.7 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร
(วิ่งทางเดียว 2 ราง)

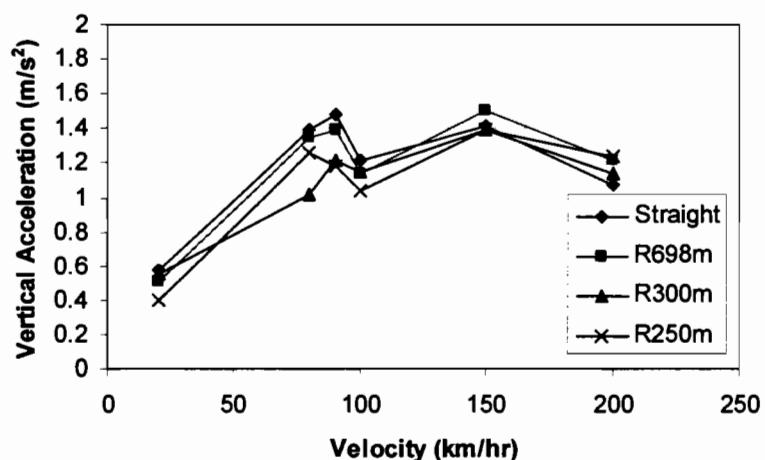
ตารางที่ 4.5 ผลการทดสอบของทางพลาสติกของสะพาน 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร รางคู่ (รถไฟ 3 บี๊ก ร่องสวนทาง 2 ราง)

Train Speed (km/hr)	Maximum Vertical Displacement (mm)				Maximum Vertical Acceleration (m/s ²)				Maximum Horizontal Acceleration (m/s ²)			
	Straight (C.S.= 77.7 km/hr)	R998m (C.S.= 76.5 km/hr)	R300m (C.S.= 73 km/hr)	R250m (C.S.= 71.4 km/hr)	Straight (C.S.= 77.7 km/hr)	R698m (C.S.= 76.5 km/hr)	R300m (C.S.= 73 km/hr)	R250m (C.S.= 71.4 km/hr)	Straight (C.S.= 77.7 km/hr)	R698m (C.S.= 76.5 km/hr)	R300m (C.S.= 73 km/hr)	R250m (C.S.= 71.4 km/hr)
20	17.21	17.45	17.8	17.96	0.57	0.506	0.55	0.396	0.036	0.079	0.089	0.116
80	18.64	18.94	19.34	19.57	1.39	1.35	1.02	1.26	0.054	0.097	0.22	0.156
90	19.33	19.45	19.66	19.756	1.48	1.39	1.22	1.186	0.072	0.091	0.143	0.156
100	18.29	18.43	18.68	19.79	1.22	1.14	1.15	1.04	0.069	0.074	0.171	0.18
150	19.26	19.53	20.24	20.57	1.41	1.5	1.39	1.39	0.104	0.087	0.16	0.15
200	21.62	21.99	22.72	23.06	1.07	1.22	1.14	1.94	0.089	0.116	0.116	0.113

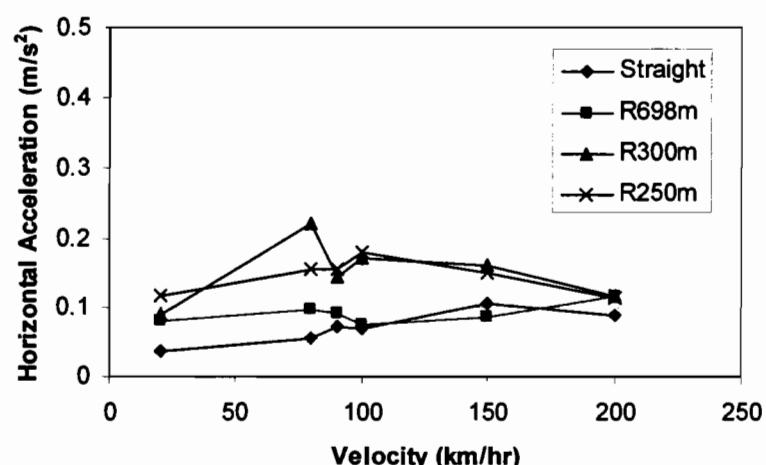
*หมายเหตุ C.S. คือ Critical Speed ของระบบรถไฟฟ้า



(a) Displacement Response



(b) Vertical Acceleration Response



(c) Horizontal Acceleration Response

ภาพที่ 4.8 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร
(วิ่งสวนทาง 2 ราง)

4.2.2.2 การตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 1 ช่วง ความยาว 36 เมตร รากคู่ (รถไฟวิ่งทางเดียว 2 ราง และ สวนทาง 2 ราง) (ข้อมูลในการที่ 4.4-4.5 และ ภาพที่ 4.7-4.8)

1) กรณีสะพานตรง

ค่าการแย่นตัวแนวคิ่ง และความเร่งในแนวคิ่งจะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มความเร็วของรถไฟฟ้าใกล้เคียงกับความเร็วิกฤติของสะพาน และจะเพิ่มขึ้นสูงสุด เมื่อความเร็ว 200 km/hr ส่วนค่าความเร่งในแนวราบของสะพานจะมีขนาดที่น้อยกว่าความเร่งในแนวคิ่งแต่จะมีขนาดอยู่ในสเกลเดียวกับความเร่งในแนวคิ่งหมายความว่าค่าความเร่งในแนวราบเริ่มนิพลด์ต่อสะพาน ที่มีช่วงที่ยาวขึ้น

2) กรณีสะพานโค้งร้าน

เมื่อมีการเพิ่มความโค้งให้กับสะพานจะพบว่าค่าการแย่นตัวในแนวคิ่งสูงสุดจะเพิ่มขึ้นสูงสุดเมื่อรัศมีความโค้งของสะพานมีขนาดเท่ากับ 250 เมตร เนื่องจากความเร็วของบนรถไฟฟ้ามีค่าใกล้เคียงกับความเร็วิกฤติของสะพาน ในส่วนของความเร่งของสะพานพบว่ารัศมีความโค้งมากจะทำให้ค่าสตีฟเนสแนวคิ่งของสะพานมีค่ามาก ($R=698$ เมตร) ซึ่งจะส่งผลให้ค่าความเร่งในแนวคิ่งมีค่าใกล้เคียงกับสะพานตรง อย่างไรก็ตามผู้ออกแบบรัศมีความโค้งของสะพานจะมีผลน้อยมากต่อความเร่งในแนวคิ่งของสะพาน แต่จะมีผลมากในการถือของค่าความเร่งในแนวราบ

จากการางบางค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานโค้ง 300 เมตร มีค่ามากกว่าสะพานรัศมีโค้ง 250 เมตร บวกถึงนอกจากเป็นจุดด้านสตีฟเนสในแนวคิ่งที่ลดลงของสะพานแล้ว ยังมีปัจจัยอื่นที่ทำให้ค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์มากขึ้นหรือลดลง คือ ค่า Speed parameter ซึ่งเป็นค่าแสดงสัดส่วนระหว่างความถี่ของบนรถไฟ (Exciting frequency) กับความถี่ธรรมชาติของสะพาน โดยอ้างอิงจากกราฟของ Yang และคณะ (2009) ในบทที่ 2

4.2.3 กรณีสะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร

สำหรับสะพานแบบนี้เป็นสะพานที่มีลักษณะเป็น Continuous beam โดยสะพานจะมีร่างสำหรับวิ่ง 2 ราง ทำให้สามารถแบ่งรูปแบบการวิ่งของรถไฟฟ้าได้เป็น 3 รูปแบบ คือ วิ่งทางเดียว 1 เลน วิ่งทางเดียว 2 เลน และวิ่งสวนทาง 2 เลน สำหรับสะพานรูปแบบนี้จะพิจารณากรณีรถไฟฟ้าชนิด 4 ໂบก් ซึ่งผลการตอบสนองของสะพานสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 4.6-4.8 และภาพที่ 4.9-4.11

จากการที่ 4.6 จะเห็นว่าเมื่อความเร็วเพิ่มขึ้นค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานทุกแบบจะมีค่าเพิ่มขึ้น ดังนั้นถ้าแบ่งพิจารณาแต่ละตัวโปรแกรมารณรงค์ได้ดังนี้

4.2.3.1 การตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร ร่างคู่ (รถไฟวิ่ง 1 ราง) (ข้อมูลในตารางที่ 4.6 และ ภาพที่ 4.9)

1) กรณีสะพานตรง

ค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานทั้ง 3 ค่า จะเพิ่มขึ้นเมื่อ เพิ่มความเร็วของรถไฟฟ้ามีค่าใกล้กับองค์ประกอบของความเร็ววิกฤตของรถไฟ ซึ่งกรณีได้แก่ 74.7 km/hr 112 km/hr และ 224 km/hr ตามลำดับ โดยจะเพิ่มขึ้นสูงสุดที่ความเร็วเท่ากับ 200 km/hr ส่วนค่าความเร่งในแนวราบท่องสะพานจะมีขนาดอยู่ในสเกลเดียวกับความเร่งในแนวตั้ง หมายความว่าค่าความเร่งในแนวราบทั้งสองข้างจะเท่ากัน สำหรับการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน

2) กรณีสะพานโค้งรบ

เมื่อมีการเพิ่มความโค้งให้กับสะพานจะพบว่าค่าการแย่นตัวในแนวตั้งสูงสุดจะเพิ่มขึ้นเมื่อรัศมีความโค้งของสะพานมีขนาดเล็ก ($R=250$ เมตร) ทั้งนี้เนื่องจาก สะพานชนิดโค้งแคบจะมีค่าสตีฟเนสในแนวตั้งลดลงจึงส่งผลให้ค่าการแย่นตัวสูงขึ้น (มากสุดร้อยละ 30) โดยจะมีค่าสูงสุดเมื่อความเร็วของขบวนรถไฟฟ้ามีค่าใกล้เคียงกับความเร็ววิกฤตของสะพาน ในส่วนของความเร่งในแนวตั้งของสะพานพบว่าผลของรัศมีความโค้งในสะพานชนิดต่อเนื่องจะมีผลน้อยมากต่อความเร่งของการตอบสนองของสะพานดังจะสังเกตได้จากภาพที่ 4.9

จากการงานค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานรัศมีความโค้ง 300 เมตรมีค่ามากกว่าสะพานรัศมีความโค้ง 250 เมตร นอกจากนี้หากเราปั๊บขึ้นด้านสตีฟเนส แนวตั้งที่ลดลงของสะพานแล้ว ยังมีปั๊บขึ้นที่ทำให้ค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์มากขึ้นหรือลดลง คือ ค่า Speed parameter ซึ่งเป็นค่าแสดงสัดส่วนระหว่างความถี่ของขบวนรถไฟ (Exciting frequency) กับความถี่ธรรมชาติของสะพาน โดยอ้างอิงจากกราฟของ Yang และคณะ (2009) ในบทที่ 2

4.2.3.2 การตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร ร่างคู่ (รถไฟวิ่งทางเดียว 2 ราง และ สวนทาง 2 ราง) (ข้อมูลในตารางที่ 4.7-4.8 และ ภาพที่ 4.10-4.11)

1) กรณีสะพานตรง

ค่าการแย่นตัวแนวตั้งของกรณีรถไฟฟ้าวิ่งทางเดียว 2 รางจะสูงกว่า กรณีรถไฟฟ้าวิ่งสวนทาง 2 ราง ประมาณร้อยละ 90 เนื่องจากน้ำหนักของรถไฟฟ้าที่เพิ่มขึ้นเป็น 2 เท่า ส่วนความเร่งในแนวตั้งและความเร่งในแนวราบทั้งสองข้างมีค่าใกล้เคียงกัน

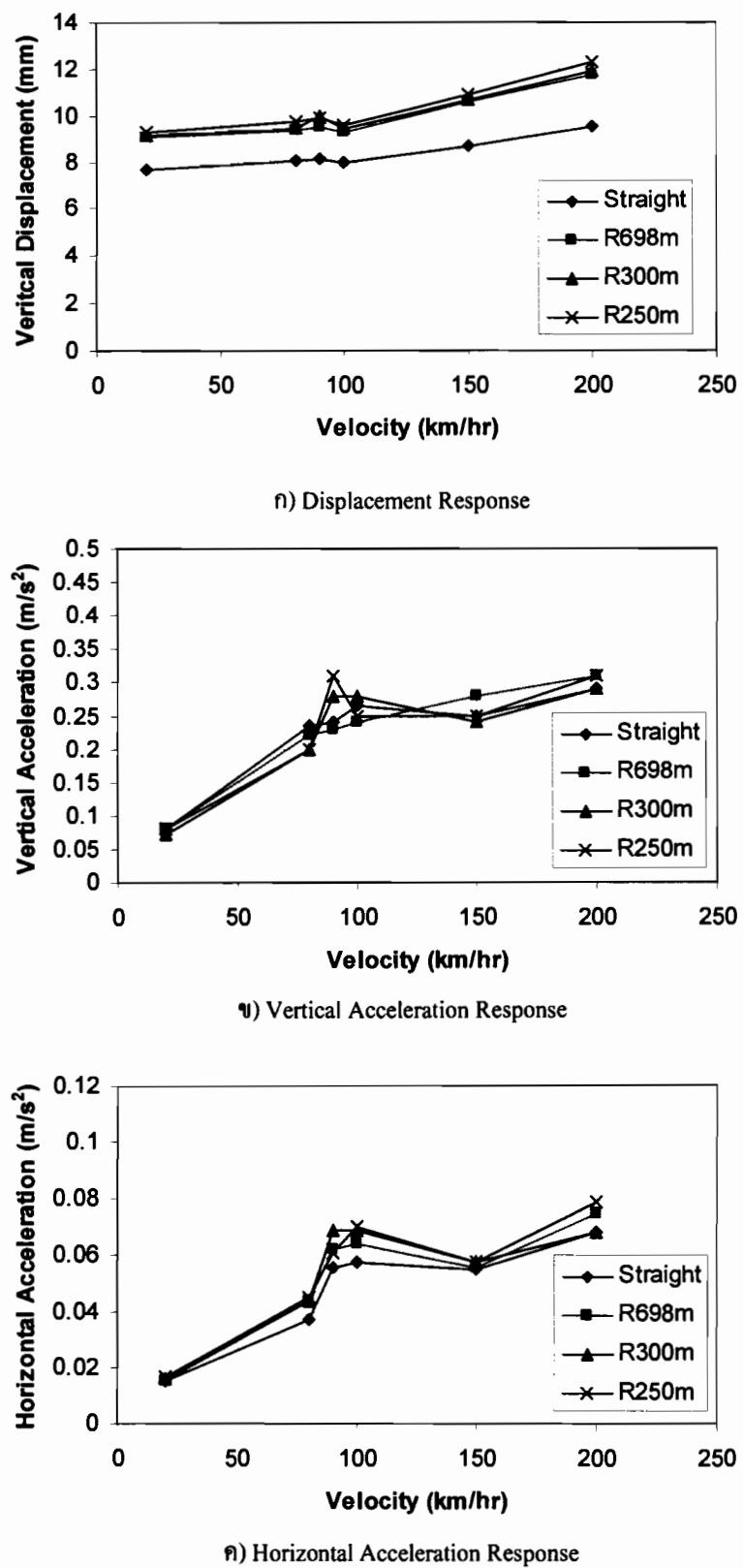
2) กรณีสะพานโค้งรบ

เมื่อมีการเพิ่มความโถงให้กับสะพานจะพบว่าค่าการแอล์ตัวในแนวคิ่งสูงสุดจะเพิ่มขึ้นสูงสุดเมื่อรัศมีความโถงของสะพานมีขนาดเท่ากับ 250 เมตร เนื่องจากค่าสตีฟเนสในแนวคิ่งลดลงก่อปรกับความเร็วของขบวนรถไฟฟ้ามีค่าใกล้เคียงกับความเร็ววิกฤติของสะพาน ในส่วนของความเร่งของสะพานทั้งในแนวคิ่งและแนวราบทองทั้ง 2 กรณี พบว่ารัศมีความโถงของสะพานมีผลต่อการตอบสนองของสะพานน้อยมากจนถือว่าไม่มีนัยสำคัญ ทั้งนี้เนื่องจากความแกร่งของโครงสร้างแบบ Continuous beam นั่นเอง

ตารางที่ 4.6 ผลการติดตั้งของทางพลาสติกบนสะพาน 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร ร่างก่อสร้าง (รถไฟ 4 โน๊ต ร่อง 1 ช่อง)

Train Speed (km/hr)	Maximum Vertical Displacement (mm)				Maximum Vertical Acceleration (m/s ²)				Maximum Horizontal Acceleration (m/s ²)			
	Straight (C.S.= km/hr)	R698m (C.S.= km/hr)	R300m (C.S.= km/hr)	R250m (C.S.= km/hr)	Straight (C.S.= km/hr)	R698m (C.S.= km/hr)	R300m (C.S.= km/hr)	R250m (C.S.= km/hr)	Straight (C.S.= km/hr)	R698m (C.S.= km/hr)	R300m (C.S.= km/hr)	R250m (C.S.= km/hr)
74.7	71.3	70.8	70.7	74.7	71.3	70.8	70.7	74.7	71.3	70.8	70.7	70.7
20	7.66	9.02	9.15	9.3	0.08	0.08	0.072	0.08	0.015	0.015	0.016	0.0163
80	8.01	9.39	9.47	9.72	0.236	0.22	0.2	0.2	0.037	0.044	0.044	0.045
90	8.13	9.5	9.94	9.88	0.241	0.23	0.28	0.31	0.056	0.062	0.069	0.061
100	7.95	9.3	9.4	9.58	0.266	0.24	0.28	0.25	0.058	0.0646	0.069	0.07
150	8.7	10.57	10.69	10.92	0.25	0.28	0.24	0.25	0.055	0.056	0.058	0.058
200	9.49	11.76	11.93	12.27	0.29	0.31	0.29	0.31	0.068	0.075	0.068	0.079

*หมายเหตุ C.S. คือ Critical Speed ของบันไดไฟฟ้า

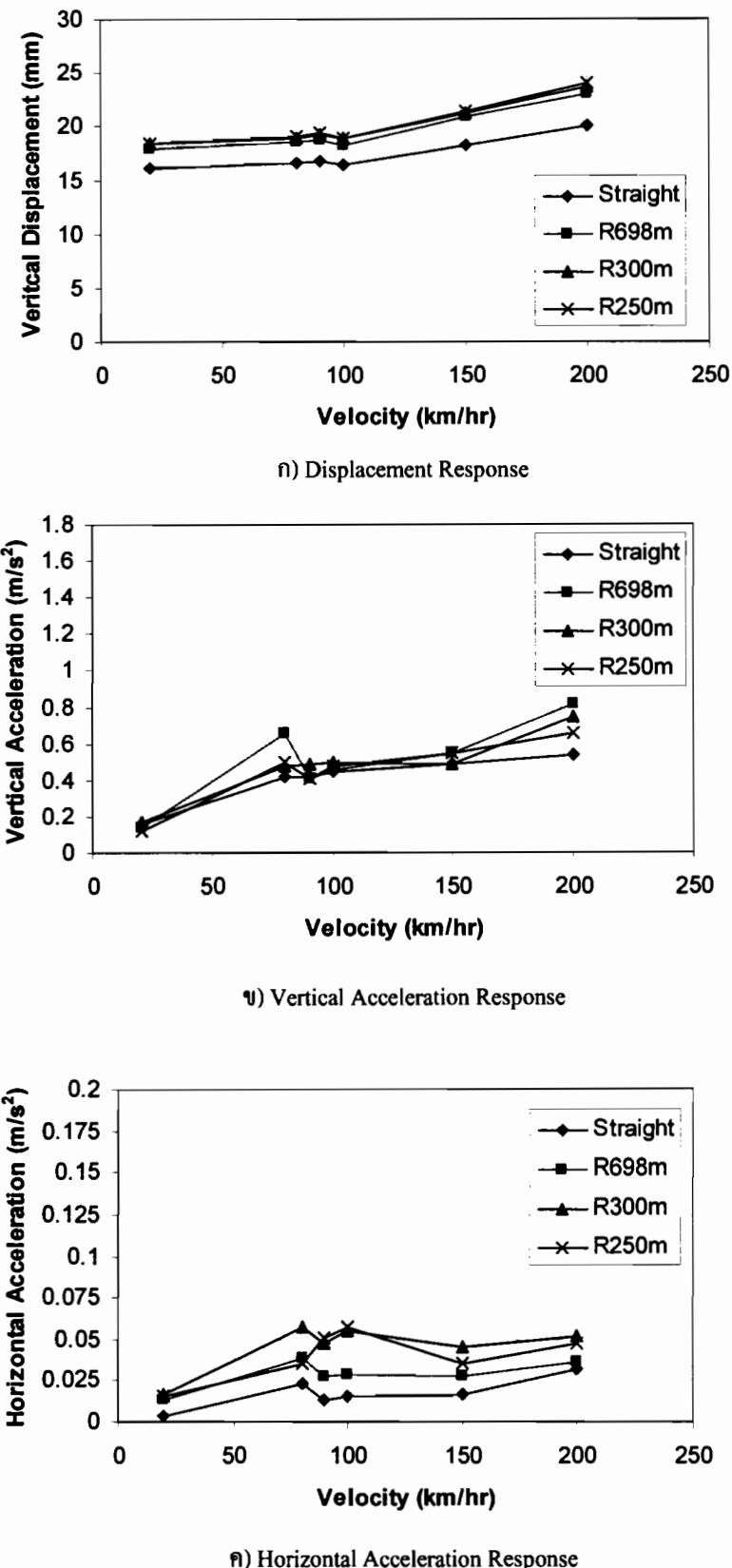


ภาพที่ 4.9 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร
(วิ่งทางเดียว 1 ราง)

ตารางที่ 4.7 ผลการตอนส่วนทางพื้นที่ของเส้นทาง 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร รั้งคู่ (รถไฟ 4 โน๊ต วิ่งทางเดียว 2 ช่วง)

Train Speed (km/hr)	Maximum Vertical Displacement (mm)				Maximum Vertical Acceleration (m/s ²)				Maximum Horizontal Acceleration (m/s ²)			
	Straight (C.S.= km/hr)	R698m (C.S.= km/hr)	R300m (C.S.= km/hr)	R250m (C.S.= km/hr)	Straight (C.S.= km/hr)	R698m (C.S.= km/hr)	R300m (C.S.= km/hr)	R250m (C.S.= km/hr)	Straight (C.S.= km/hr)	R698m (C.S.= km/hr)	R300m (C.S.= km/hr)	R250m (C.S.= km/hr)
74.7	71.3	70.8	70.7	74.7	71.3	70.8	70.7	74.7	71.3	70.8	70.7	70.7
20	16.03	17.88	18.34	18.45	0.157	0.143	0.17	0.115	0.0037	0.013	0.017	0.016
80	16.62	18.54	18.95	19.05	0.42	0.656	0.473	0.5	0.023	0.0386	0.057	0.035
90	16.79	18.72	19.3	19.41	0.42	0.41	0.49	0.406	0.013	0.028	0.048	0.051
100	16.43	18.24	18.84	18.97	0.45	0.46	0.493	0.476	0.015	0.029	0.055	0.057
150	18.23	20.88	21.17	21.39	0.483	0.55	0.49	0.546	0.017	0.028	0.045	0.035
200	20.01	23.07	23.73	23.99	0.54	0.82	0.743	0.656	0.032	0.037	0.052	0.048

*หมายเหตุ C.S. คือ Critical Speed ของบันไดไฟฟ้า

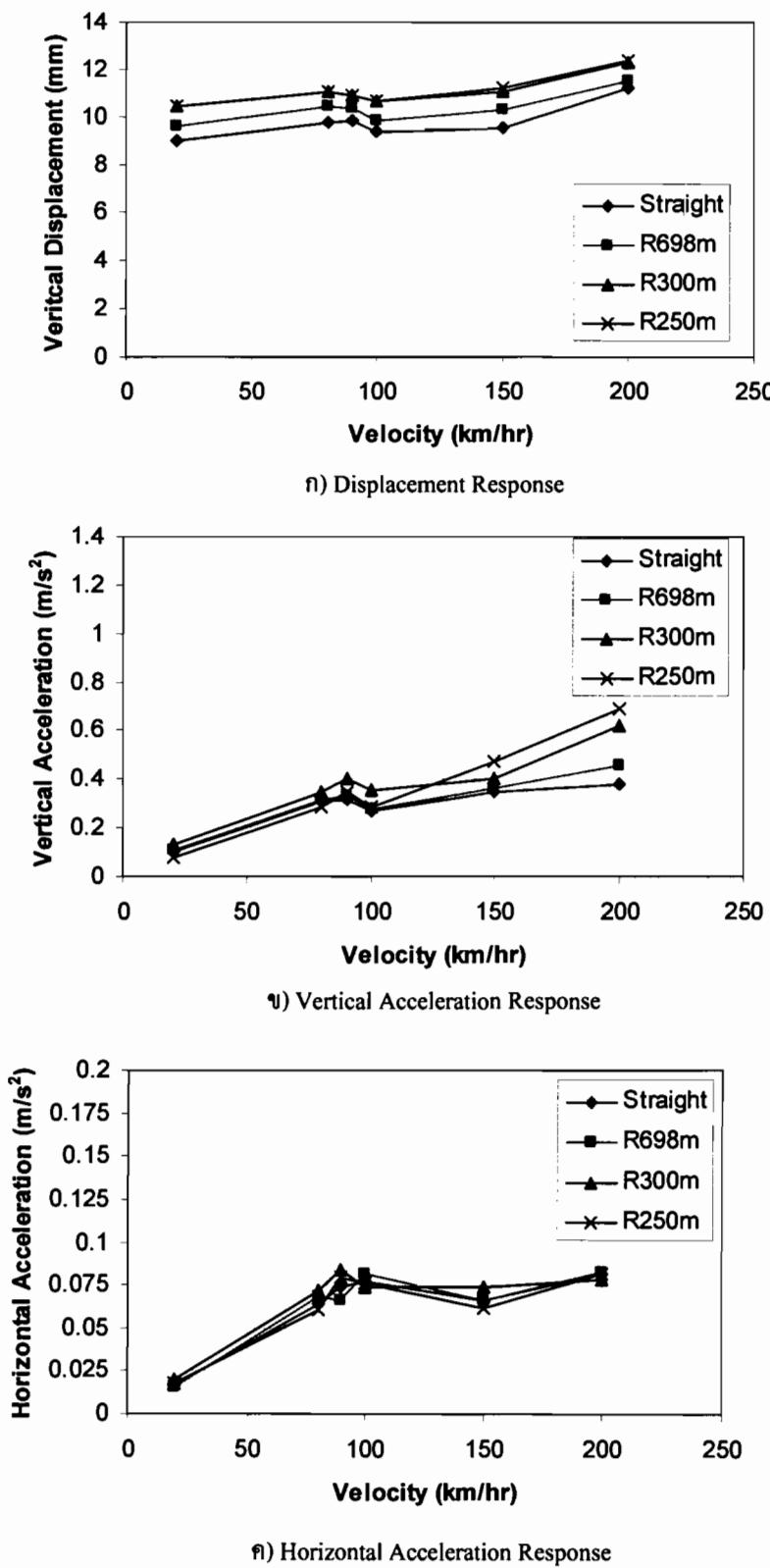


ภาพที่ 4.10 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร
(วิ่งทางเดียว 2 ราง)

ตารางที่ 4.8 ผลการทดสอบทางพลาสติกของสะพาน 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร รั้งคู่ (รถไฟร์ริ่ง 4 บีกี 誕วันทาง 2 วัน)

Train Speed (km/hr)	Maximum Vertical Displacement (mm)					Maximum Vertical Acceleration (m/s ²)					Maximum Horizontal Acceleration (m/s ²)				
	Straight (C.S.= R698m km/hr)	R300m (C.S.= 71.3 km/hr)	R250m (C.S.= 70.8 km/hr)	Straight (C.S.= 74.7 km/hr)	R698m (C.S.= 71.3 km/hr)	R300m (C.S.= 70.8 km/hr)	R250m (C.S.= 70.7 km/hr)	Straight (C.S.= 74.7 km/hr)	R698m (C.S.= 71.3 km/hr)	R300m (C.S.= 70.8 km/hr)	R250m (C.S.= 70.7 km/hr)	Straight (C.S.= 74.7 km/hr)	R698m (C.S.= 71.3 km/hr)	R300m (C.S.= 70.8 km/hr)	R250m (C.S.= 70.7 km/hr)
20	8.98	9.61	10.42	10.43	0.101	0.112	0.129	0.08	0.017	0.016	0.02	0.018			
40	80	9.72	10.43	11.08	11.07	0.31	0.32	0.35	0.29	0.064	0.069	0.072	0.061		
60	90	9.79	10.34	10.87	10.91	0.32	0.33	0.4	0.35	0.074	0.066	0.084	0.08		
80	100	9.35	9.845	10.69	10.7	0.27	0.28	0.356	0.29	0.077	0.082	0.074	0.076		
100	120	9.53	10.318	11.06	11.18	0.35	0.36	0.4	0.47	0.066	0.066	0.074	0.062		
120	140	11.21	11.55	12.29	12.39	0.38	0.456	0.62	0.69	0.082	0.083	0.079	0.082		

*หมายเหตุ C.S. คือ Critical Speed ของบนวนธรรมชาติ



ภาพที่ 4.11 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร
(วิ่งสวนทาง 2 ราง)

4.2.4 กรณีสะพานแบบ 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร

สำหรับสะพานแบบนี้เป็นสะพานที่มีลักษณะเป็น Continuous beam โดยสะพานจะมีรยางค์สำหรับวิ่ง 2 ราง ทำให้สามารถแบ่งรูปแบบการวิ่งของรถໄไฟฟ้าได้เป็น 3 รูปแบบ คือ วิ่งทางเดียว 1 เลน วิ่งทางเดียว 2 เลน และวิ่งสวนทาง 2 เลน สำหรับสะพานรูปแบบนี้จะพิจารณากรณีรถໄไฟฟ้าชนิด 5 ໂບกี้ ซึ่งผลการตอบสนองของสะพานสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 4.9-4.11 และภาพที่ 4.12-4.14

จากตารางที่ 4.9 จะเห็นว่าเมื่อความเร็วเพิ่มขึ้นค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานทุกแบบจะมีค่าเพิ่มขึ้น ดังนั้นถ้าแบ่งพิจารณาแต่ละตัวแปรสามารถสรุปได้ดังนี้

4.2.4.1 การตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร รางคู่ (รถໄไฟวิ่ง 1 ราง) (ข้อมูลในตารางที่ 4.9 และ ภาพที่ 4.12)

1) กรณีสะพานตรง

ค่าการแย่นตัวแปรคี่ของสะพานจะมีค่าค่อนข้างคงที่ไม่ขึ้นกับความเร็วรถทั้งนี้เนื่องจากความขาวของรถໄไฟฟ้าชนิด 5 ໂບกี้ มีความขาวรวม 79.1 เมตรชี้งขาวกว่าความขาวช่วงสะพาน ทำให้ค่าการสั่นถูกหักล้างกับน้ำหนักของรถໄไฟฟ้าที่กดลงบนสะพาน ในส่วนของความเร่งในแนวคี่และแนวราบพบว่าเมื่อความเร็วเพิ่มขึ้นค่าความเร่งจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อย

2) กรณีสะพานโถ้งราบ

เมื่อมีการเพิ่มความโถ้งให้กับสะพานจะพบว่าค่าการแย่นตัวในแนวคี่สูงสุดจะเพิ่มขึ้นเมื่อรัศมีความโถ้งของสะพานมีขนาดเล็ก ($R=250$ เมตร) ทั้งนี้เนื่องจากสะพานชนิดโถ้งแคบจะมีค่าสตีฟเนสในแนวคี่ลดลงจึงส่งผลให้ค่าการแย่นตัวสูงขึ้น (มากสุดร้อยละ 30) โดยจะมีค่าสูงสุดเมื่อความเร็วของuhnรถໄไฟฟ้ามีค่าใกล้เคียงกับความเร็ววิกฤติของสะพาน ในส่วนของความเร่งในแนวคี่และแนวราบท่องสะพานพบว่าผลของรัศมีความโถ้งในสะพานชนิดต่อเนื่องแบบ 3 ช่วง จะมีผลน้อยมากต่อความเร่งของการตอบสนองของสะพานดังจะสังเกตได้จากภาพที่ 4.12 ทั้งนี้เนื่องจากรูปร่างของหน้าตัดเป็นแบบ haunch

4.2.4.2 การตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน 2 ช่วง ความยาว 44-44 เมตร รางคู่ (รถໄไฟวิ่งทางเดียว 2 ราง และ สวนทาง 2 ราง) (ข้อมูลในตารางที่ 4.10-4.11 และ ภาพที่ 4.13-4.14)

1) กรณีสะพานตรง

ค่าการแย่นตัวแปรคี่ของกรณีรถໄไฟวิ่งทางเดียว 2 ราง และ สวนทาง 2 รางจะมีค่าใกล้เคียงกันและเกิดที่บริเวณกึ่งกลางสะพาน โดยค่าสูงสุดจะมีค่ามากกว่ากรณีวิ่ง 1 ราง

ประมาณร้อยละ 90 เนื่องจากน้ำหนักของรถไฟฟ้าที่เพิ่มขึ้นเป็น 2 เท่า ส่วนความเร่งในแนวคิ่ง และความเร่งในแนวราบจะมีค่าใกล้เคียงกัน

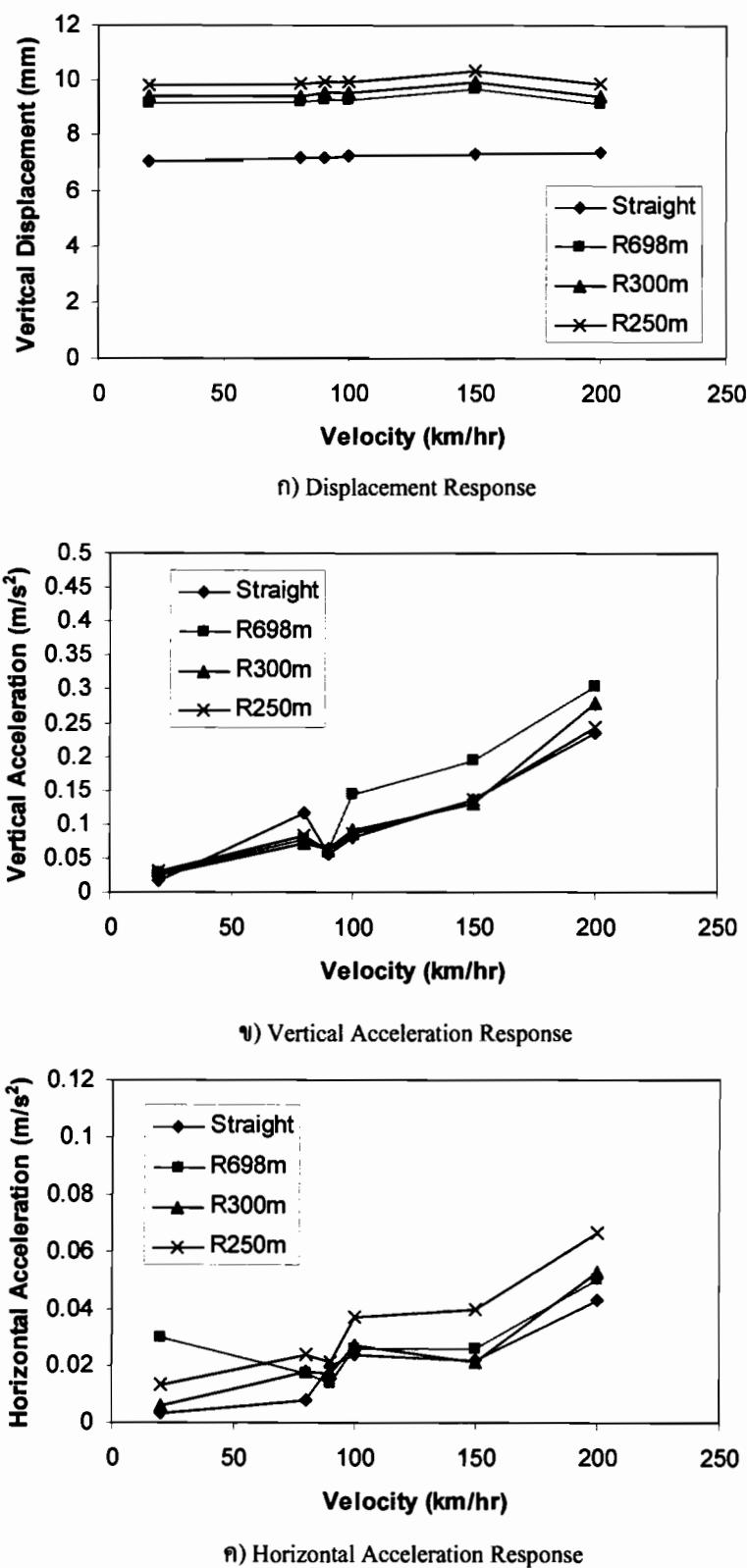
2) กรณีสะพานโถงระบายน้ำ

เมื่อมีการเพิ่มความโถงให้กับสะพานจะพบว่าค่าการแยกตัวในแนวคิ่งสูงสุดจะเพิ่มขึ้นสูงสุดเมื่อรัศมีความโถงของสะพานมีขนาดเท่ากับ 250 เมตร เนื่องจากค่าสตีฟเนตในแนวคิ่งลดลงกับความเร็วของขบวนรถไฟฟ้ามีค่าใกล้เคียงกับความเร็ววิกฤติของสะพาน ในส่วนของความเร่งของสะพานทั้งในแนวคิ่งและแนวราบทั้ง 2 กรณี พบว่ารัศมีความโถงของสะพานมีผลต่อการตอบสนองของสะพานน้อยมากจนถือว่าไม่มีนัยสำคัญ ทั้งนี้เนื่องจากความแกร่งของโครงสร้างแบบ Continuous beam นั่นเอง

ตารางที่ 4.9 ผลการทดสอบของทางพัสดุต่ำสูงสะพาน 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร รากศูนย์ (รถไฟ 5 บีก์ วี 1 ราน)

Train Speed (km/hr)	Maximum Vertical Displacement (mm)				Maximum Vertical Acceleration (m/s ²)				Maximum Horizontal Acceleration (m/s ²)			
	Straight (C.S.= R698m (C.S.= R300m (C.S.= R250m (C.S.= Straight (C.S.= R698m (C.S.= R300m (C.S.= R250m (C.S.= Straight (C.S.= R698m (C.S.= R300m (C.S.= R250m (C.S.=	R698m (C.S.= 119.6 106.3 km/hr) km/hr)	R300m (C.S.= 103.5 101.9 km/hr) km/hr)	R250m (C.S.= 119.6 106.3 km/hr) km/hr)	R698m (C.S.= 119.6 106.3 km/hr) km/hr)	R300m (C.S.= 103.5 101.9 km/hr) km/hr)	R250m (C.S.= 119.6 106.3 km/hr) km/hr)	R698m (C.S.= 119.6 106.3 km/hr) km/hr)	R300m (C.S.= 103.5 101.9 km/hr) km/hr)	R698m (C.S.= 103.5 101.9 km/hr) km/hr)	R300m (C.S.= 103.5 101.9 km/hr) km/hr)	
20	7.05	9.17	9.39	9.82	0.017	0.027	0.024	0.03	0.0033	0.03	0.006	0.013
40	7.16	9.23	9.44	9.88	0.115	0.078	0.071	0.082	0.008	0.017	0.0179	0.024
60	7.16	9.28	9.56	9.97	0.055	0.061	0.063	0.06	0.02	0.014	0.017	0.021
80	7.2	9.31	9.53	9.93	0.079	0.143	0.091	0.086	0.024	0.026	0.027	0.037
100	7.29	9.66	9.97	10.36	0.136	0.193	0.129	0.136	0.022	0.026	0.021	0.04
150	7.36	9.16	9.41	9.88	0.236	0.303	0.279	0.243	0.043	0.0503	0.053	0.067

*หมายเหตุ C.S. คือ Critical Speed ของระบบรถไฟฟ้า

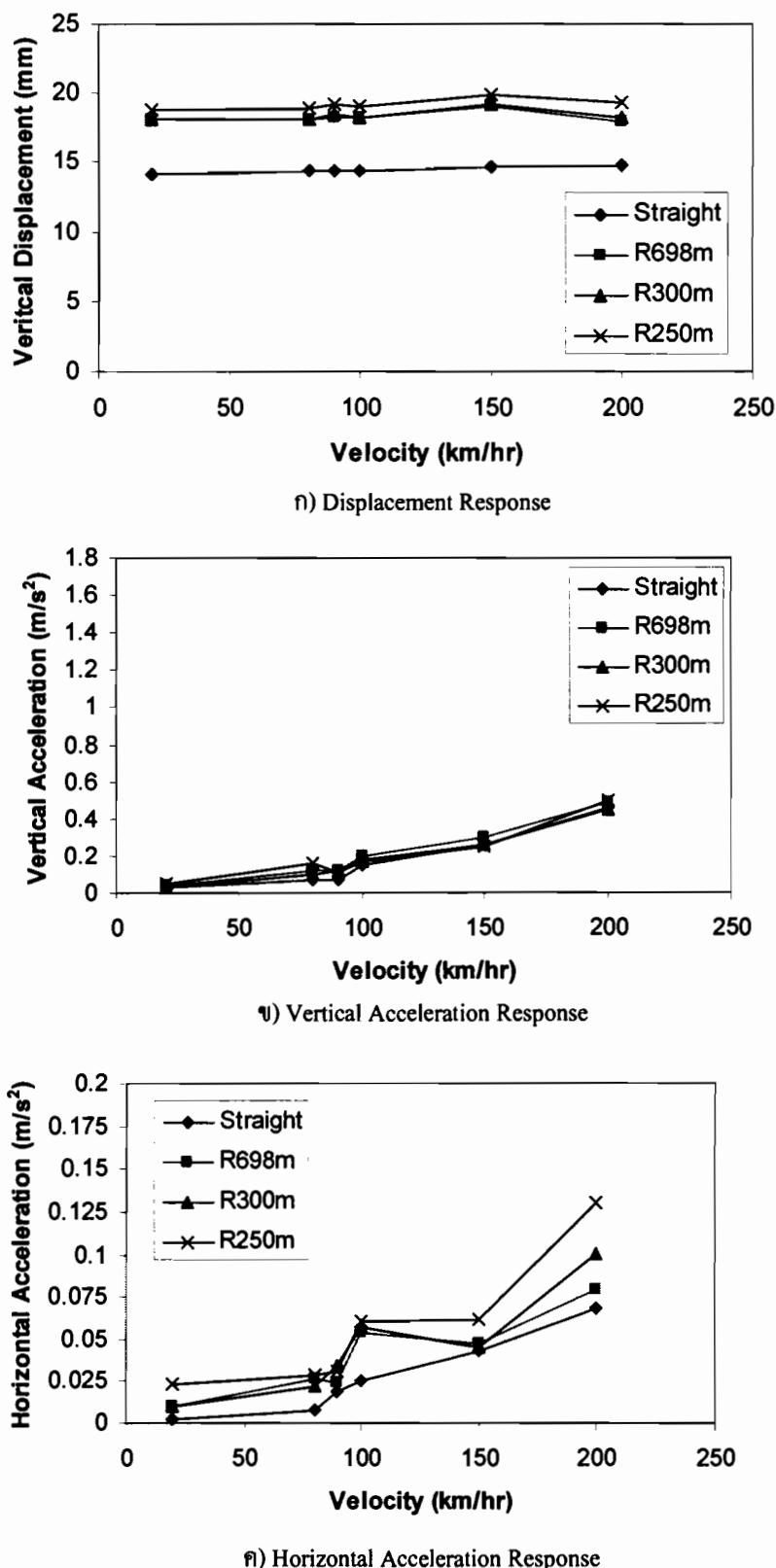


ภาพที่ 4.12 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร
(วิ่งทางเดียว 1 ราง)

ตารางที่ 4.10 ผลการทดสอบทางพลศาสตร์ของสะพาน 3 ชั้ง ความยาว 44-72-44 เมตร รากศูนย์ (รถไฟฟ้า รุ่นที่ 5 ไปกึ่งทางเดียว 2 ร่อง)

Train Speed (km/hr)	Maximum Vertical Displacement (mm)				Maximum Vertical Acceleration (m/s ²)				Maximum Horizontal Acceleration (m/s ²)			
	Straight (C.S.= R698m (C.S.= R300m (C.S.= R250m (C.S.= Straight (C.S.= R698m (C.S.= R300m (C.S.= R250m (C.S.= Straight (C.S.= R698m (C.S.= R300m (C.S.= R250m (C.S.= R250m (C.S.=	R698m (C.S.= 106.3 km/hr km/hr	R300m (C.S.= 103.5 km/hr km/hr	R250m (C.S.= 101.9 km/hr km/hr	R698m (C.S.= 119.6 km/hr km/hr	R300m (C.S.= 106.3 km/hr km/hr	R250m (C.S.= 103.5 km/hr km/hr	R698m (C.S.= 119.6 km/hr km/hr	R300m (C.S.= 106.3 km/hr km/hr	R250m (C.S.= 103.5 km/hr km/hr	R698m (C.S.= 101.9 km/hr km/hr	
20	14.09	18.04	18.07	18.82	0.029	0.04	0.032	0.05	0.002	0.01	0.01	0.023
80	14.39	18.15	18.16	18.95	0.065	0.12	0.104	0.156	0.0079	0.026	0.022	0.029
90	14.32	18.3	18.48	19.13	0.067	0.116	0.119	0.113	0.019	0.024	0.034	0.031
100	14.38	18.29	18.3	19.11	0.146	0.196	0.175	0.17	0.025	0.054	0.058	0.061
150	14.6	19.03	19.25	19.92	0.256	0.303	0.26	0.246	0.043	0.048	0.045	0.062
200	14.73	17.91	18.28	19.35	0.46	0.49	0.45	0.50	0.069	0.08	0.101	0.13

*หมายเหตุ C.S. คือ Critical Speed ของบัววนรถไฟฟ้า

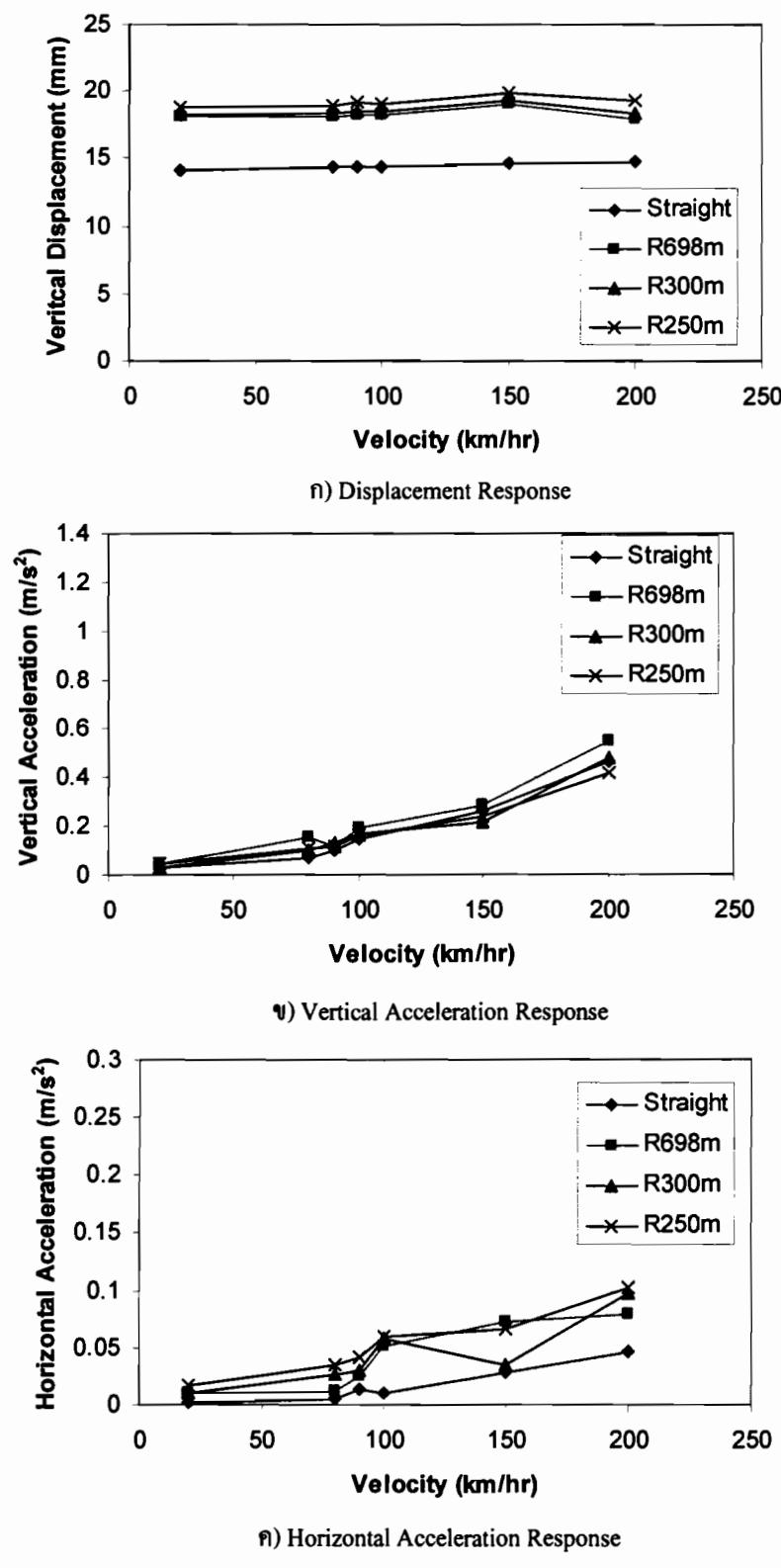


ภาพที่ 4.13 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 2 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร (วิ่งทางเดียว 2 ราง)

ตารางที่ 4.11 ผลการ計算บนทางพัสดุสถานีของสะพาน 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร รั้งคู่ (รถไฟ 5 บีก วิ่งส่วนทาง 2 ราง)

Train Speed (km/hr)	Maximum Vertical Displacement (mm)					Maximum Vertical Acceleration (m/s ²)					Maximum Horizontal Acceleration (m/s ²)				
	Straight (C.S.= 119.6 km/hr)	R698m (C.S.= 106.3 km/hr)	R300m (C.S.= 103.5 km/hr)	R250m (C.S.= 101.9 km/hr)	Straight (C.S.= 119.6 km/hr)	R698m (C.S.= 106.3 km/hr)	R300m (C.S.= 103.5 km/hr)	R250m (C.S.= 101.9 km/hr)	Straight (C.S.= 119.6 km/hr)	R698m (C.S.= 106.3 km/hr)	R300m (C.S.= 103.5 km/hr)	R250m (C.S.= 101.9 km/hr)	Straight (C.S.= 119.6 km/hr)	R698m (C.S.= 106.3 km/hr)	
20	14.09	18.07	18.23	18.81	0.029	0.048	0.032	0.044	0.044	0.002	0.01	0.01	0.017	0.01	0.01
80	14.38	18.16	18.36	18.98	0.066	0.151	0.099	0.111	0.099	0.0051	0.011	0.026	0.034	0.011	0.011
90	14.33	18.29	18.53	19.16	0.101	0.119	0.13	0.119	0.119	0.0132	0.025	0.03	0.041	0.016	0.016
100	14.38	18.3	18.52	19.11	0.148	0.193	0.173	0.16	0.16	0.01	0.052	0.058	0.059	0.011	0.011
150	14.6	19.04	19.32	19.93	0.26	0.29	0.22	0.243	0.243	0.028	0.073	0.034	0.066	0.016	0.016
200	14.73	17.93	18.4	19.27	0.463	0.55	0.48	0.42	0.42	0.046	0.08	0.098	0.102	0.022	0.022

*หมายเหตุ C.S. คือ Critical Speed ของระบบวน迴ไฟฟ้า

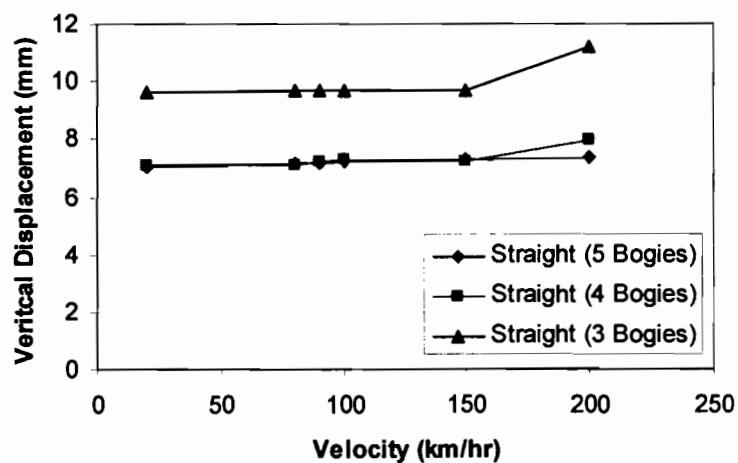


ภาพที่ 4.14 กราฟการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานแบบ 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร
(วิ่งสวนทาง 2 ราง)

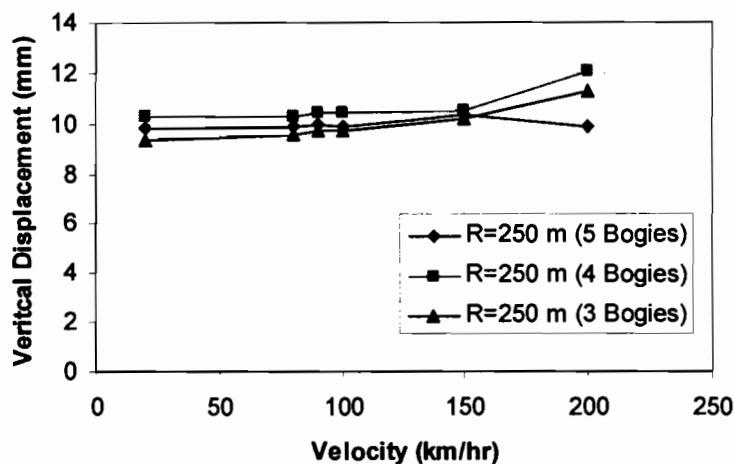
4.3 ผลของจำนวนโบกีของรถไฟฟ้าต่อการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน

ในส่วนนี้จะทำการศึกษาผลของจำนวนโบกีของรถไฟฟ้าต่อการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน ซึ่งได้จากการณ์ของสะพานแบบ 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร ใน การศึกษา โดยในส่วนนี้จะทำการศึกษาเพิ่มเติมสำหรับกรณีจำนวนโบกีรถไฟฟ้า 3 และ 4 โบกี วิ่งทางเดียว 1 ราง ได้ผลการศึกษาดังแสดงในตารางที่ 4.12 และ 4.13

สืบเนื่องจากที่ได้ศึกษาในหัวข้อที่ 4.2.4 แล้วว่าผลของรัศมีความโค้งจะมีผลต่อการแย่น ตัวในแนวคิ่งเพียงอย่างเดียว ส่วนความร่งทึ้งในแนวคิ่งและแนวราบจะมีผลน้อยมาก ดังนั้นจึงจะเปรียบเทียบเฉพาะผลของจำนวนโบกีรถไฟฟ้าต่อค่าการแย่นตัวในแนวคิ่งของสะพานตรงและสะพานโค้งรัศมีความโค้ง 250 เมตรดังแสดงในภาพที่ 4.15

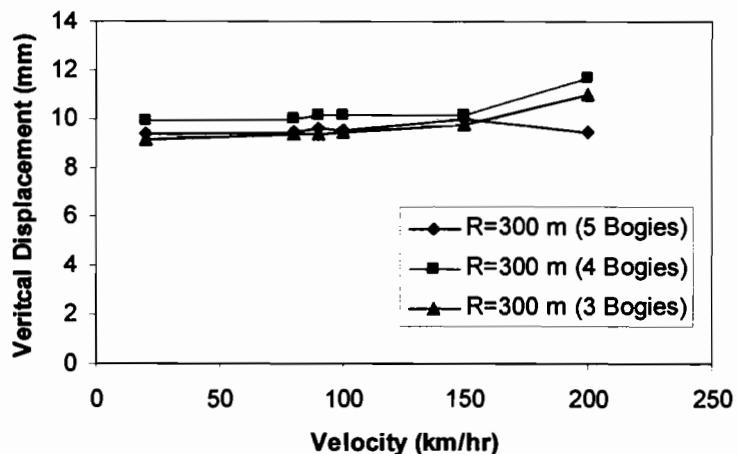


ก) สะพานตรง

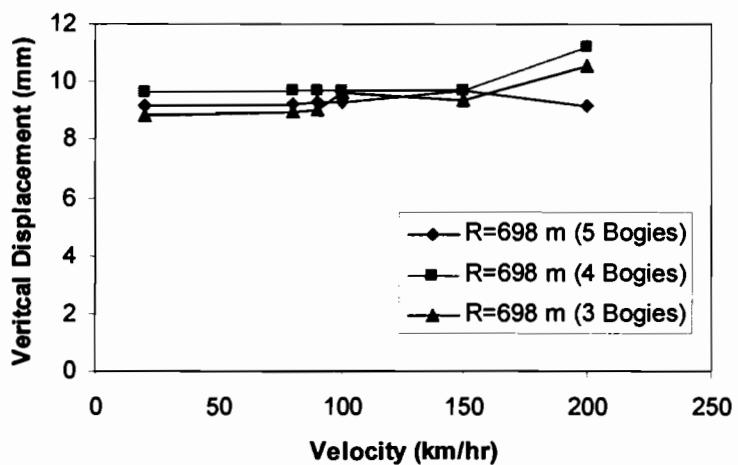


ข) สะพานโค้งรัศมีความโค้ง 250 เมตร

ภาพที่ 4.15 เปรียบเทียบการแย่นตัวแนวคิ่งเมื่อเปลี่ยนความยาวรถไฟฟ้า



ก) สะพานโค้งรับ รัศมีความโค้ง 250 เมตร



ง) สะพานโค้งรับ รัศมีความโค้ง 250 เมตร

ภาพที่ 4.15 เปรียบเทียบการแอ่นตัวแนวคิ่งเมื่อเปลี่ยนความยาวรถไฟฟ้า (ต่อ)

จากภาพที่ 4.15 ก พบร้าจำนวนโนบกีรรถไฟฟ้าน้อย 3 โนบกี (ความยาวรถไฟฟ้าน้อยกว่าความยาวช่วงสะพาน) ค่าการแอ่นตัวในแนวคิ่งจะมีค่ามากกว่ากรณี 5 โนบกีประมาณร้อยละ 20 แต่ถ้าหากสะพานมีความโค้งรับจะพบว่าการตอบสนองมีแนวโน้มเช่นเดียวกับสะพานตรงโดยค่าการแอ่นตัวแนวคิ่งจะเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 20 เช่นกัน

ตารางที่ 4.12 ผลการทดสอบของทางแพลตฟอร์มสะพาน 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร รากที่ 3 ไปวิ่ง 1 ราก

Train Speed (km/hr)	Maximum Vertical Displacement (mm)				Maximum Vertical Acceleration (m/s ²)				Maximum Horizontal Acceleration (m/s ²)			
	Straight (C.S.= R698m)	R300m (C.S.= 106.3)	R250m (C.S.= 103.5)	Straight (C.S.= 119.6)	R698m (C.S.= 106.3)	R300m (C.S.= 103.5)	R250m (C.S.= 101.9)	Straight (C.S.= 119.6)	R698m (C.S.= 106.3)	R300m (C.S.= 103.5)	R250m (C.S.= 101.9)	
119.6	106.3	103.5	101.9	119.6	106.3	103.5	101.9	119.6	106.3	103.5	101.9	
20	6.52	8.81	9.13	9.38	0.035	0.024	0.021	0.025	0.0035	0.0059	0.0068	
80	6.64	8.96	9.35	9.59	0.021	0.068	0.063	0.078	0.0052	0.014	0.016	
90	6.6	9.02	9.33	9.74	0.036	0.064	0.061	0.142	0.0097	0.017	0.016	
100	6.69	9.62	9.47	9.75	0.049	0.056	0.073	0.088	0.01	0.02	0.027	
150	6.86	9.38	9.78	10.18	0.087	0.109	0.12	0.135	0.01	0.016	0.017	
200	7.46	10.55	11.01	11.31	0.165	0.296	0.267	0.222	0.021	0.047	0.096	

*หมายเหตุ C.S. คือ Critical Speed ของระบบรถไฟฟ้า

ตารางที่ 4.13 ผลการทดสอบทางหลักทรัพย์ของสะพาน 3 ช่วง ความยาว 44-72-44 เมตร รากผู้ (รถไฟ 4 โน๊ต วิ่ง 1 ราง)

Train Speed (km/hr)	Maximum Vertical Displacement (mm)				Maximum Vertical Acceleration (m/s ²)				Maximum Horizontal Acceleration (m/s ²)			
	Straight (C.S.=	R698m (C.S.=	R300m (C.S.=	R250m (C.S.=	Straight (C.S.=	R698m (C.S.=	R300m (C.S.=	R250m (C.S.=	Straight (C.S.=	R698m (C.S.=	R300m (C.S.=	R250m (C.S.=
119.6	106.3	103.5	101.9	119.6	106.3	103.5	101.9	119.6	106.3	103.5	101.9	101.9
20	7.11	9.59	9.92	10.25	0.013	0.015	0.015	0.144	0.018	0.003	0.0066	0.033
80	7.08	9.66	9.99	10.31	0.037	0.065	0.065	0.77	0.097	0.007	0.016	0.016
90	7.24	9.69	10.12	10.41	0.054	0.093	0.093	0.836	0.064	0.017	0.016	0.020
100	7.27	9.71	10.15	10.41	0.085	0.071	0.071	1.17	0.091	0.0232	0.024	0.023
150	7.2	9.69	10.17	10.55	0.133	0.144	0.144	1.47	0.135	0.022	0.022	0.04
200	7.98	11.22	11.71	12.08	0.266	0.305	0.305	1.976	0.215	0.036	0.046	0.484
												0.049

*หมายเหตุ C.S. คือ Critical Speed ของบahnrun ไฟฟ้า

4.4 ผลการวิเคราะห์ที่เปรียบเทียบกับมาตรฐาน UIC

ในส่วนนี้จะนำเสนอการเปรียบเทียบพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพานแต่ละแบบกับมาตรฐาน UIC นั้นเบื้องต้นจะทำการเปรียบเทียบคุณสมบัติพื้นฐานของสะพานก่อน นั่นคือค่าความถี่ธรรมชาติ หลังจากนั้นก็จะเปรียบเทียบพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพานโดยจะพิจารณากรณีที่มีขบวนรถไฟ 3 โน๊กที่ความเร็วรถ 100 km/hr วิ่งผ่านสะพานแต่ละแบบโดยการตรวจสอบจะใช้ผลการวิเคราะห์จากโปรแกรม SAP2000 Nonlinear คือ ความร่วงสูงสุดในแนวคิ่งของสะพาน ค่าการยกตัวหน้าตัวสะพาน นุ่มนิ่นที่จุดรองรับตามลำดับ ซึ่งผลการเปรียบสามารถสรุปได้ดังนี้

4.4.1 ตรวจสอบความถี่ธรรมชาติ (ω)

เป็นการตรวจสอบจากภาพที่ 2.25 ซึ่งเป็นกราฟของ UIC โดยจะเป็นการเช็คว่าผลการวิเคราะห์จากโปรแกรม SAP2000 อยู่ในขอบเขตบนหรือขอบเขตล่างหรือไม่

ตารางที่ 4.14 ผลการเปรียบเทียบความถี่ธรรมชาติของสะพาน

รูปแบบสะพาน	Natural Frequency (Hz)				ขอบเขตความถี่ UIC (Hz)	
	Straight	R698m	R300m	R250m	ขอบเขตบน	ขอบเขตล่าง
1 ช่วง 32 เมตร	1.703	1.687	1.627	1.604	10	5
1 ช่วง 36 เมตร	1.405	1.382	1.319	1.290	10	4
2 ช่วง 44-44 เมตร	0.994	0.950	0.943	0.941	8	3.8
3 ช่วง 44-72-44 เมตร	1.260	1.120	1.090	1.074	5	2.7

จากการเปรียบเทียบค่าความถี่ธรรมชาติที่ได้จากโปรแกรมและกราฟของ UIC พบว่าค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานอยู่ต่ำกว่าขอบเขตล่างของมาตรฐาน UIC ในทุกกรณี จุดนี้บ่งบอกว่าสะพานทุกแบบจำเป็นต้องทำการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์เพื่อหาค่าการตอบสนองทางพลศาสตร์ต่อไป

4.4.2 ค่าความร่วงของสะพาน

ความร่วงสูงสุดของสะพานจะอยู่ที่ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน โดยความร่วงที่ได้จะต้องไม่เกิน $0.35g$ หรือเท่ากับ 3.43 m/s^2 ตารางที่ 4.15 แสดงการเปรียบเทียบค่าความร่วงในแนวคิ่งสูงสุดของสะพานที่ได้จากโปรแกรม SAP2000 มีค่าน้อยกว่าค่าที่กำหนดในมาตรฐาน UIC ซึ่งก็หมายความว่าสะพานมีความปลอดภัยในแง่ของ Passenger Comfort

ตารางที่ 4.15 ผลการเปรียบเทียบความเร่งของสะพาน

รูปแบบ สะพาน	ความยาว (m)	Maximum Vertical Acceleration (m/s^2)				Check $< 3.43 m/s^2$
		Straight	R698m	R300m	R250m	
1 ช่วง	32	0.936	1.063	0.86	2.02	O.K.
1 ช่วง	36	0.696	0.55	0.54	0.66	O.K.
2 ช่วง	44-44	0.266	0.24	0.28	0.25	O.K.
3 ช่วง	44-72-44	0.079	0.143	0.091	0.086	O.K.

4.4.3 ค่าการยกตัวของสะพานเนื่องจากแรงบิด

ค่าการยกตัวที่เกิดขึ้นจะต้องน้อยกว่า 0.4 mm/mm โดยค่าการยกตัวของสะพานที่ได้จากโปรแกรม SAP2000 มีค่าน้อยกว่า 0.4 mm/m

ตารางที่ 4.16 ผลการเปรียบเทียบค่าการยกตัวของสะพานเนื่องจากแรงบิด

รูปแบบ สะพาน	ความยาว (m)	Deck Twist (mm/m)				Check $t < 0.4 \text{ mm/m}$
		Straight	R698m	R300m	R250m	
1 ช่วง	32	0.28	0.285	0.157	0.235	O.K.
1 ช่วง	36	0.24	0.096	0.12	0.296	O.K.
2 ช่วง	44-44	0.124	0.256	0.32	0.345	O.K.
3 ช่วง	44-72-44	0.14	0.211	0.24	0.255	O.K.

4.4.4 มุมหมุนที่จุดรองรับ (End rotation limits)

มุมหมุนที่จุดรองรับต้องไม่เกินค่าที่ได้จากสมการ 2.35 ซึ่งคำนวณได้เท่ากับ 0.00963 radians โดยค่ามุมหมุนที่จุดรองรับของสะพานที่ได้จากโปรแกรม SAP2000 มีค่าน้อยกว่า 0.00963 radians ในทุกร่มแสดงว่าสะพานที่ศึกษาในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ผ่านมาตรฐาน UIC

ตารางที่ 4.17 ผลการเปรียบเทียบค่ามุมหมุนที่จุดรองรับ

รูปแบบ สะพาน	ความยาว (เมตร)	End Deck Rotations(radians)				Check <0.00963 radians
		Straight	R698m	R300m	R250m	
1 ช่วง	32	0.00081	0.00082	0.00082	0.00081	O.K.
1 ช่วง	36	0.00161	0.0014	0.00089	0.00132	O.K.
2 ช่วง	44-44	0.00063	0.00051	0.00044	0.00042	O.K.
3 ช่วง	44-72-44	0.00002	0.00017	0.00016	0.00014	O.K.

4.5 ผลการวิเคราะห์ที่เปรียบเทียบกับผลทดสอบในสนาม (Rolling Stock)

การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์จากการวิจัยนี้กับผลทดสอบในสนาม นั้นจะเปรียบเทียบเฉพาะสะพาน 1 ช่วงความยาว 36 เมตร โดยใช้รถไฟ 3 โน๊ก วิ่งแรงเดียว 1 ราง ซึ่งเหมือนกับการทดสอบจริงในสนาม ส่วนความเร็วที่ใช้ความเร็วจริงที่ใช้ในการวิ่งผ่านสะพาน โดยผลที่ได้จากการทดสอบที่นำมาเปรียบเทียบจะเป็นค่าความเร่งในแนวคันของสะพาน

ตารางที่ 4.18 ผลการเปรียบเทียบค่าความเร่งจากโปรแกรม SAP 2000 กับ ผลการทดสอบในสนาม

Radius of Curve	Train Speed (km/hr)	Max. Vertical Acceleration (m/s ²)	ผลการทดสอบในสนาม (m/s ²)
R250m	48	0.46	0.47
R250m	58	0.484	0.5
R250m	68	0.46	0.5
R698m	100	0.55	0.58
Straight	100	0.696	0.65

จากการเปรียบเทียบความเร่งสูงสุดในแนวคันของสะพานที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SAP 2000 กับผลการทดสอบผลในสนามพบว่าผลมีค่าใกล้เคียงนั้นหมายความว่า แบบจำลองของสะพานในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีคุณสมบัติและพฤติกรรมเชิงวิศวกรรมที่ใกล้เคียงกับสะพานที่ก่อสร้างจริง นั้นหมายความว่าผลการศึกษาที่ได้จะให้ผลที่ใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงในสนาม

บทที่ 5

สรุปผล อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการวิจัย

การออกแบบโครงสร้างสะพานรถไฟฟ้าระบบที่อยู่บนดินแบบ Segmental Box Girder จะมีน้ำหนักที่กระทำกับโครงสร้างเป็นแรงแบบเคลื่อนที่ (Moving Load) เมื่อรถไฟวิ่งผ่านสะพาน จะทำให้รถไฟกับสะพานมีการปฏิสัมพันธ์กันทางพลศาสตร์ (Vehicle-Bridge Interaction) สะพานจะมีการสั่นส่งผลให้รถไฟมีการสั่นคัวบ การวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์จึงเป็นสิ่งที่จำเป็นอย่างมากในกระบวนการออกแบบสะพานชนิดนี้ ซึ่งเป้าหมายหลักของการวิเคราะห์คือการลดความสั่นสะเทือนของสะพาน ซึ่งจากการทดลองแสดงว่า แรงกระแทกที่มาจากการวิเคราะห์จะอยู่ในรูปของการแย่นตัว (Displacement) ความเร็ว (Velocity) และความเร่ง (Acceleration) ของสะพาน ซึ่งจากการทบทวนวรรณกรรมส่วนใหญ่จะพิจารณาเฉพาะกรณีรถไฟวิ่งทางตรง จึงเป็นที่มาของการทำการวิเคราะห์ด้านพลศาสตร์ ฉบับนี้ที่จะมุ่งศึกษาถึงผลของความโถงต่อพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของสะพานชนิด Segmental Box Girder ซึ่งผลที่ได้จากการวิจัยสามารถสรุปได้เป็นกรณีต่างๆ ดังนี้

5.1.1 ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพาน

ในการวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพาน พบร่วมกับความต้องการที่ต้องดำเนินการให้ความถี่ธรรมชาติของสะพานมีค่าลดลงเนื่องจากค่าสตีฟเนนส์ในแนวตั้งของสะพานลดลง เมื่อพิจารณาความยาวช่วงสะพานพบว่าเมื่อความยาวช่วงสะพานเพิ่มขึ้นค่าความถี่ธรรมชาติก็จะมีค่าลดลง แต่สำหรับกรณีสะพานแบบ 2 ช่วงกับ 3 ช่วง พบว่าสะพานแบบ 3 ช่วงซึ่งยาวกว่าแต่กลับมีค่าความถี่ธรรมชาติมากกว่าที่เป็นเช่นนี้ เพราะว่ารูปร่างหน้าตัดและกำลังของวัสดุแตกต่างกันตารางที่ 5.1

ตารางที่ 5.1 ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานที่ทำการศึกษา

Radius of Curve (m)	Natural Frequency (Hz)			
	1 ช่วง 32 เมตร	1 ช่วง 36 เมตร	2 ช่วง 44-44 เมตร	3 ช่วง 44-72-44 เมตร
Straight	1.703	1.405	0.994	1.260
R698	1.687	1.382	0.950	1.120
R300	1.627	1.319	0.943	1.090
R250	1.604	1.290	0.941	1.074

5.1.2 ผลของรัศมีความโค้งต่อการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน

จากการวิเคราะห์แบบจำลองของสะพานทุกแบบสามารถสรุปได้ดังนี้

5.1.2.1 กรณีสะพานตรง

1) กรณีวิ่ง 1 ราง

ค่าการแย่นตัวแนวคิ่งจะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มความเร็วของรถไฟฟ้าและจะเพิ่มขึ้นมากสุดที่ความเร็วที่มีค่าใกล้เคียงกับความเร็วิกฤต ส่วนค่าความเร่งในแนวคิ่งจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเช่นเดียวกับค่าการแย่นตัวแนวคิ่ง อย่างไรก็ตามเป็นที่น่าสังเกตว่าค่าความเร่งในแนวราบของสะพานจะมีขนาดที่น้อยมากเมื่อเทียบความเร่งในแนวคิ่ง เพราะฉะนั้นจึงถือว่าไม่มีนัยสำคัญต่อพฤติกรรมโดยรวมของสะพาน นอกจากนี้ค่าความเร่งของสะพานแบบ 1 ช่วง ที่มีความยาวมากจะมีความเร่งมากกว่าทั้งสะพาน 1 ช่วงที่สั้นกว่า และสะพานแบบ Continuous beam

2) กรณีวิ่ง 2 ราง

ค่าการแย่นตัวแนวคิ่งของกรณีวิ่งทางเดียว 2 ราง และ สวนทาง 2 รางจะมีค่าใกล้เคียงกันและเกิดที่บริเวณกึ่งกลางสะพาน โดยค่าสูงสุดจะมีค่ามากกว่ากรณีวิ่ง 1 ราง ประมาณร้อยละ 90 เนื่องจากน้ำหนักของรถไฟฟ้าที่เพิ่มขึ้นเป็น 2 เท่า ส่วนความเร่งในแนวคิ่งและความเร่งในแนวราบจะมีค่าใกล้เคียงกัน

5.1.2.2 กรณีสะพานโค้งร้าน

1) กรณีวิ่ง 1 ราง

เมื่อมีการเพิ่มความโค้งให้กับสะพานจะพบว่าค่าการแย่นตัวในแนวคิ่งสูงสุดจะเพิ่มขึ้นเมื่อรัศมีความโค้งของสะพานมีขนาดเล็ก ($R=250$ เมตร) ทั้งนี้เนื่องจากสะพานชนิดโค้งแคบจะมีค่าสตีฟเนสในแนวคิ่งลดลงจึงส่งผลให้ค่าการแย่นตัวสูงขึ้น โดยจะมีค่าสูงสุดเมื่อความเร็วของบนรถไฟฟ้ามีค่าใกล้เคียงกับความเร็วิกฤติของสะพาน ในส่วนของความเร่งในแนวคิ่งของสะพานพบว่ารัศมีความโค้งจะพบว่าขนาดของรัศมีความโค้งมากจะทำให้ค่า

สตีฟเนสแนวคี่งของสะพานมีค่ามาก ($R=698$ เมตร) ซึ่งจะส่งผลให้ค่าความเร่งในแนวคี่งมีแนวโน้มเห็นอนกับสะพานตรงคือมีค่ามาก แต่ถ้าลดขนาดของรัศมีความโค้งให้ลดลง (250 เมตร) ค่าสตีฟเนสแนวคี่งของสะพานมีค่าลดลงตามไปด้วยทำให้ค่าความเร่งในแนวคี่งน้อยกว่ากรณีความโค้งมาก

2) กรณีวิ่ง 2 朗

เมื่อมีรถไฟฟ้าวิ่งแบบ 2 朗 บนสะพานโค้งรบจะพบว่าความโค้งสะพานจะส่งผลให้จะพบว่าค่าการแอล์ตัวในแนวคี่งสูงสุดจะเพิ่มขึ้นเมื่อรัศมีความโค้งของสะพานมีขนาดเล็ก ($R=250$ เมตร) ทั้งนี้เนื่องจากสะพานชนิดโค้งแคบจะมีค่าสตีฟเนสในแนวคี่งลดลงจึงส่งผลให้ค่าการแอล์ตัวสูงขึ้น (มากสูตร้อยละ 30) โดยจะมีค่าสูงสุดเมื่อความเร็วของบวนรถไฟฟ้ามีค่าใกล้เคียงกับความเร็วิกฤติของสะพาน ในส่วนของความเร่งในแนวคี่งของสะพานพบว่าผลของรัศมีความโค้งในสะพานชนิดต่อเนื่องจะมีผลน้อยมากต่อความเร่งของการตอบสนองของสะพาน

5.1.3 ผลของจำนวนโบกีของรถไฟฟ้าต่อการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน

จากการวิเคราะห์พบว่าถ้าจำนวนโบกีรถไฟฟ้าน้อยคือ 3 โบกี (ความยาวรถไฟฟ้าน้อยกว่าความยาวช่วงสะพาน) ค่าการแอล์ตัวในแนวคี่งจะมีค่ามากกว่ากรณี 5 โบกีประมาณร้อยละ 20 แต่ถ้าหากสะพานมีความโค้งรบจะพบว่าการตอบสนองมีแนวโน้มเช่นเดียวกับสะพานตรง โดยค่าการแอล์ตัวแนวคี่งจะเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 20 เช่นกัน ส่วนผลของจำนวนโบกีของรถไฟฟ้าต่อการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานพบว่ามีผลความเร่งทั้งในแนวคี่งและแนวราบน้อยมาก

5.2 ข้อเสนอแนะแนวทางในการพิจารณาการออกแบบสะพานแบบ Segmental Box Girder ภายใต้แรงกระทำอันเนื่องมาจากการบวนรถไฟ

จากการวิจัยนี้มีข้อเสนอแนะแนวทางสำหรับการออกแบบสะพานแบบ Segmental Box Girder ภายใต้แรงกระทำอันเนื่องมาจากการบวนรถไฟ ดังต่อไปนี้

5.2.1 ควรสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า Impact factor และ ค่า Speed parameter โดยการแปรผันความเร็วของรถไฟฟ้าทุกๆ 5 km/hr จนถึงความเร็วสูงสุดที่ต้องการ เพื่อใช้ในการออกแบบความเร็วรถ

5.2.2 ในกรณีที่มีการสร้างสะพานแบบ Segmental Box Girder ที่มีระยะห่างระหว่างเสาตอม่อ ยาวมาก เช่นบริเวณทางแยก ทางข้าม ควรออกแบบให้สะพานเป็นแบบต่อเนื่องเพื่อลดหน้าตัดของสะพานลง

5.2.3 การออกแบบสะพานแบบ Segmental Box Girder ภายใต้แรงกระทำอันเนื่องมาจากการบวนรถไฟ นอกจากจะออกแบบให้โครงสร้างสะพานรับแรงกระทำได้แล้ว ยังต้อง

พิจารณาในรูปแบบของการใช้งาน โดยจะต้องมีการพิจารณาการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานในรูปแบบของความเร่ง การเคลื่อนตัวของสะพาน เพราะถ้าไม่พิจารณาแล้วจะทำให้ผู้โดยสารมีความรู้สึกไม่สบายในการเดินทางด้วยรถไฟฟ้า โดยปกติหลังจากสร้างสะพานเสร็จ ก่อนเปิดให้บริการ จะมีการทดสอบภาคสนาม (Rolling Stock) เพื่อเช็คคุณภาพความเร่งมากเกินมาตรฐานหรือไม่

5.2.4 ในงานวิจัยฉบับนี้ เป็นการศึกษาแรงกระทำในแนวตั้ง (Vertical Train Loading) แต่เมื่อพิจารณาในการออกแบบจริงจะมีแรงกระทำอีกหลายชนิดที่ต้องนำมาพิจารณาประกอบกัน เช่น แรงลม แรงไขข่ายการก่อสร้าง แรงหนีศูนย์ แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว เป็นต้น การทดสอบภาคสนาม (Rolling Stock) นอกจากการวัดความเร่งแล้ว ในกรณีรถไฟวิ่งเข้าโค้งหรือวิ่งทางตรงจะมี การวัดแรงที่ล้อรถไฟเพื่อเหตุผลด้านความปลอดภัย โดยจะมีการวัดแรงในแนวราบ (Y) แรงในแนวตั้ง (Q) ค่า Y/Q จะเป็นตัวบอกด้านความปลอดภัยและบอกแนวโน้มการปืนร่างของล้อ การตกราง การพลิกคว่ำของรถไฟ

5.3 สิ่งที่สามารถศึกษาในขั้นตอนไป

จากการวิจัยนี้แสดงให้เห็นว่าผลของความโค้งของสะพานรถไฟฟ้าแบบ Segmental Box Girder จะทำให้ค่าสตีฟเนสในแนวตั้งลดลง ต่ำลงให้มีค่าการแอล์ตัวเพิ่มขึ้น แต่ในส่วนของค่าความเร่งทั้งในแนวราบแล้วแนวตั้งกลับมีผลกระทบน้อยมาก ดังนั้นสิ่งที่จะสามารถศึกษาต่อไปได้ อีกเพื่อที่จะอธิบายสาเหตุค้างกล่าวคือ

5.3.1 การพิจารณาถึงน้ำหนักบรรทุกที่ขนาดต่างๆ ซึ่งจะมีผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพาน

5.3.2 พิจารณาหน้าตัดของสะพานรถไฟฟ้าแบบ Segmental Box Girder รูปแบบต่างๆ

5.3.3 ศึกษาวิธีที่จะเพิ่มสตีฟเนสให้กับสะพานชนิดโค้งราบเพื่อช่วยลดขนาดของการแอล์ตัวในแนวตั้ง

เอกสารอ้างอิง

เอกสารอ้างอิง

เดช พุทธเจริญทอง. 2542. การวิเคราะห์โครงสร้างพลศาสตร์. กรุงเทพฯ : บริษัทพิมพ์ดี จำกัด.
 ปราโมทย์ เดชะอ่ำไฟ. 2542. ไฟในต่อเอลิเมนต์ในงานวิศวกรรม. พิมพ์ครั้งที่ 2. กรุงเทพฯ :
 โรงพิมพ์จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

International Union Of Railway. 2009. Design Requirements For Rail-Bridges Based On Interaction Phenomena Between Train, Track And Bridges.

http://www.uic.org/com/IMG/pdf/UIC_Leaflet_776-2.pdf. September 20, 2009.

K.Chopra. 2007. Dynamics Of Structures. New Jersey: Pearson Education.

Joseph W, Tedesco. William G, Mc.Alen Ross. 1999. Structural Dynamics: Theory And Applications. California: Addison Wesley Longman, Inc.

Richad M. Barker, Jay A. Puckett. 2007. Design Of Highway Bridges. Verginia:
 Jhon Wiley & Sons.

Benaim,R. 2008. The Design of Prestressed Concrete Bridges: Concepts And Principles.
 New York: Taylor & Francis.

Chag, D.and Lee, H. 1994. "Impact Factors for Simple-Span Highway Girder Bridges", Journal of Structure Engineering. 120: 704-715.

Jagmahan, L.H. and Ahmed,H. 1995. "Dynamic Response Analysis of Slab-Type Bridges",
Journal of Structure Engineering. 212: 48.

Kou J.W. and Dewolf, J.T. 1997. "Vibration Behavior of Continuous Span Highway Bridge Influencing Variables", Journal of Structure Engineering. 123: 333-344.

Pombo, J and Desprets, H. 2009. "Wheel Wear Evolution And Its Influence On The Dynamic Behavior Of Railway Vehicles", Euromech Solid Mechanics Conference. 7: 12-15.

Yang, Yeong-Bin and Wu, Yean-Seng. 2001. "A Versatile Element For analyzing Vehicle-Bridge Interaction Response", Engineering Structure. 5: 452-469.

Yang, Y.B., Yau, J.D. and Wu, Y.S. 2004. Vehicle-Bridge Interaction Dynamics: With Application To High-Speed Railways. Singapore: World Scientific Publishing.

Green,M.F. and Col, D.J. 1995. "Effects Of Vehicle Suspension On Dynamics Of Highway Bridge", Journal of Structural Engineering. 121: 272-282.

ประวัติผู้วิจัย

ชื่อ ประวัติการศึกษา ผลงานที่ได้รับการตีพิมพ์ ประวัติการทำงาน	นายสมบัติ แสนเลิศ ครุศาสตร์อุดสาหกรรมบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี สมบัติ แสนเลิศ, สุชาติ ลิ่มกตัญญู, กิตติศักดิ์ ขันติบวิชัย, 2555 “การตอบสนองทางพลศาสตร์ของสะพานรถไฟ แบบ Segmental Box Girder ชนิด โค้งงอ” การประชุม วิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 17, หน้า 33 (STR-054) กันขายน พ.ศ. 2538 – เมษายน 2539 บริษัท ธนาชร คุณศรรัคชั่น จำกัด ตำแหน่ง Project Engineer ประจำ โครงการก่อสร้าง โรงพยาบาลอินมัลซั่น จังหวัด ระยอง พฤศจิกายน พ.ศ. 2539 – มกราคม 2541 บริษัท Thai Bauer Co.,Ltd. ตำแหน่ง Site Engineer ประจำ โครงการก่อสร้างรถไฟฟ้า ไฮป์เวลต์ กุมภาพันธ์ พ.ศ. 2541-กรกฎาคม 2543 บริษัท CMC Construction Pte,Ltd. ตำแหน่ง Assistant Engineer ประจำโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้า Singapore สิงหาคม พ.ศ. 2543 – 2550 บริษัท Elneifeidi Group Co.,Ltd. ตำแหน่ง Project Engineer ประจำโครงการ Neifeidi Complex, Khatoum Sudan. มิถุนายน พ.ศ. 2551 – ธันวาคม 2553 บริษัท Obayashi Co.,Ltd. ตำแหน่ง Chief Engineer ประจำโครงการ Dubai Metro Project, Dubai UAE.
--	---

