

การปรับปรุงสะพานทางหลวงจากผลกระทบแผ่นดินไหวด้วยระบบแยกฐานและการเสริมค่า
ความหน่วงโดยใช้เหล็กเดือย



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ปีการศึกษา 2563
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Seismic Improvement of Highway Bridges Using Base Isolation and Supplementary
Damping by Steel Dowel Bars



A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering
Department of Civil Engineering
FACULTY OF ENGINEERING
Chulalongkorn University
Academic Year 2020
Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การปรับปรุงสะพานทางหลวงจากผลกระทบแผ่นดินไหว ด้วยระบบแยกฐานและการเสริมค่าความหน่วงโดยใช้เหล็ก เดือย
โดย	นายยงศักดิ์ จิระตระกูลธรรม
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	ศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัมย์

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่ง
ของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

..... คณะบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดิ์)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัมย์)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ปิยะวัชร ฝอยทอง)

ยงศักดิ์ จิระตระกูลธรรม : การปรับปรุงสะพานทางหลวงจากผลกระทบแผ่นดินไหวด้วยระบบแยกฐานและการเสริมค่าความหน่วงโดยใช้เหล็กเดือย. (Seismic Improvement of Highway Bridges Using Base Isolation and Supplementary Damping by Steel Dowel Bars) อ.ที่ปรึกษาหลัก : ศ. ดร.อาณัติ เรืองรัศมี

การออกแบบโครงสร้างสะพานภายใต้แรงแผ่นดินไหวด้วยระบบแยกฐาน สามารถลดผลกระทบที่เกิดจากแรงกระทำได้เป็นอย่างดี แต่ในขณะเดียวกันกลับทำให้โครงสร้างสะพานส่วนบนเกิดการเคลื่อนตัวที่มากขึ้นเป็นผลให้เกิดการชนกันระหว่างชิ้นส่วน และเกิดการวิบัติจากระยะรองรับช่วงสะพานที่ไม่เพียงพอ งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ในการศึกษาผลตอบสนองของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานที่ถูกออกแบบด้วยระบบแยกฐานและใช้เหล็กเดือยช่วยในการสลายพลังงานและลดการเคลื่อนตัวของคาน ซึ่งจะทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไฟไนต์อีลิเมนต์ โดยใช้โปรแกรม SAP2000 การศึกษาเลือกพิจารณาสะพานแบบคานคอนกรีตอัดแรงรูปตัวไอ มีความยาวช่วงเสา 20 เมตร ทั้งหมด 5 ช่วง มีการติดตั้งแผ่นยางรองคานสะพานเป็นอุปกรณ์แยกฐาน นอกจากนี้จะทำการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวให้สอดคล้องกับการสั่นไหวของพื้นดินที่เกิดขึ้นใน จังหวัดเชียงใหม่ ประเทศไทย หลังจากทำการสร้างแบบจำลองจะทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา โดยจะทำการเปรียบเทียบผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานทั้งก่อนและหลังการปรับปรุงโดยใช้เหล็กเดือย ซึ่งจะพิจารณาในกรณีที่เพิ่มความหนาของแผ่นยางรองคานสะพานจากเดิมขนาด 20 เป็น 100 มิลลิเมตร และทำการติดตั้งเหล็กเดือยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มิลลิเมตร เป็นอุปกรณ์ยึดรั้ง ผลการศึกษาพบว่าการเลือกปรับปรุงโดยการเลือกใช้เหล็กเดือยจำนวน 2 ชั้น ติดตั้งในระนาบที่ยึดรั้งบริเวณจุดรองรับของโครงสร้างสะพานส่วนบนกับโครงสร้างสะพานส่วนล่าง ให้ผลการตอบสนองที่เหมาะสมมากกว่ากรณีก่อนการปรับปรุง โดยระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นลดลงจาก 64 เป็น 51 มิลลิเมตร คิดเป็นร้อยละ 20 และยังช่วยลดผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานส่วนล่าง โดยเสาคอม่อเกิดการครากเพียงเล็กน้อย นอกจากนี้แรงเฉือนสูงสุดที่ฐานลดลงร้อยละ 22 เมื่อเทียบกับกรณีก่อนการปรับปรุงโครงสร้างสะพาน

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต

ปีการศึกษา 2563

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก

6170477021 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORD: Seismic isolation, Pounding effect, Elastomeric bearing, Dowel bar,
Nonlinear response history analysis

Yongsak Jiewatakunthum : Seismic Improvement of Highway Bridges Using
Base Isolation and Supplementary Damping by Steel Dowel Bars. Advisor:
Prof. Anat Ruangrassamee, Ph.D.

Seismic isolation of bridges can reduce force demands in columns, but the superstructure will have larger displacement, posing the risk of pounding and unseating. This research aimed to study the seismic isolation of a bridge with steel dowel restrainers to provide energy dissipation and to limit girder displacement. The structural responses were obtained using the finite element analysis by the SAP2000 software. The bridge was a prestressed concrete I-girder bridge with a span length of 20 m for 5 spans and had elastomeric bearings. The earthquake ground motions were matched with the ground motions at Chiang-Mai (Thailand). The nonlinear response time history analysis (NLRHA) was used to study the bridge. The thickness of rubber bearings and the number of steel dowels were varied. When increasing the rubber thickness from 20 mm to 100 mm and having two DB25 steel dowels, the significant improvement was obtained. The maximum girder displacement reduced by 20% from 64 mm to 51 mm and the column base shear reduced by 22% with slight yielding when comparing with the case before introducing seismic isolation.

Field of Study: Civil Engineering

Student's Signature

Academic Year: 2020

Advisor's Signature

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ เรื่อง การปรับปรุงสะพานทางหลวงจากผลกระทบแผ่นดินไหวด้วยระบบแยกฐาน และการเสริมค่าความหน่วงโดยใช้เหล็กเดือย สำเร็จลุล่วงไปได้ ด้วยความกรุณาจาก ศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ได้ให้คำแนะนำในการดำเนินงานตลอดจนที่ท่านได้สละเวลาในการตรวจสอบเนื้อหาตั้งแต่ต้นจนสำเร็จ และขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี ประธานกรรมการ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ปิยะวัชร ฝอยทอง กรรมการสอบ วิทยานิพนธ์ ที่กรุณาให้ความรู้, คำแนะนำในการดำเนินงาน และให้ข้อคิดเห็นเพิ่มเติมอันเป็นประโยชน์ ในการปรับปรุงเนื้อหาวิทยานิพนธ์ให้ดียิ่งขึ้น

นอกจากนี้ขอขอบพระคุณคณาจารย์ทุกท่านที่มอบวิชาความรู้ทางด้านวิศวกรรมให้สามารถ คิด, วิเคราะห์ และต่อยอดนำไปใช้งาน ขอขอบคุณเจ้าหน้าที่ทางภาควิชาวิศวกรรมโยธา ที่คอยให้ความช่วยเหลือในด้านต่าง ๆ สุดท้ายขอขอบพระคุณกำลังใจที่ได้รับจากผู้คนรอบข้างทั้งครอบครัว เพื่อน และคนอื่น ๆ อีกมากมาย

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ได้รับทุนอุดหนุนสำหรับการศึกษา จึงขอขอบคุณทุนอุดหนุนการศึกษา ระดับบัณฑิตศึกษาจากบัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เพื่อเฉลิมฉลองวโรกาสที่ พระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัวภูมิพลอดุลยเดชทรงเจริญพระชนมายุครบ 72 พรรษา

ประโยชน์จากการศึกษาวิทยานิพนธ์ในครั้งนี้ ผู้จัดทำขอมอบให้กับผู้ที่มาอ่านวิทยานิพนธ์ทุกท่าน และหวังเป็นอย่างยิ่งว่าจะเป็นประโยชน์ในการนำไปใช้ในการต่อยอดในงานอื่น ๆ ต่อไป เพราะ ประโยชน์ต่าง ๆ ที่จะเกิดขึ้น ล้วนแล้วแต่เป็นกำลังใจสำคัญที่ทำให้เกิดแรงผลักดันให้การทำวิทยานิพนธ์เล่มนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

ยงศักดิ์ จิวะตระกูลธรรม

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ค
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ง
กิตติกรรมประกาศ.....	จ
สารบัญ.....	ฉ
สารบัญตาราง.....	ฎ
สารบัญรูปภาพ.....	ฏ
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	4
1.3 ขอบเขตการศึกษา	4
บทที่ 2 ทบทวนวรรณกรรม และ งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1 การตอบสนองแรงสั่นสะเทือนที่กระทำต่อโครงสร้างสะพานระบบแยกฐานภายใต้แรง แผ่นดินไหว (Seismic response on isolated bridge system)	5
2.1.1 ผลกระทบที่เกิดจากการใช้งานโครงสร้างสะพานระบบแยกฐานภายใต้แรงแผ่นดินไหว	14
2.2 การสร้างแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของโครงสร้างสะพาน (Analytical modeling of bridges)	16
2.2.1 การเลือกใช้โปรแกรมในการสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพาน	19
2.2.2 การจำลองโครงสร้างสะพานส่วนบน.....	21
2.2.3 การจำลองโครงสร้างสะพานส่วนล่าง.....	24
2.2.4 การจำลองรอยต่อระหว่างโครงสร้างสะพานส่วนบนกับโครงสร้างส่วนล่าง.....	27
2.2.5 การจำลองตอม่อริม	28

2.3 อุปกรณ์แยกฐานที่พบได้ในโครงสร้างสะพาน (Base isolation devices).....	30
2.3.1 Low - Damping Rubber Bearing (LDRB).....	30
2.3.2 High - Damping Rubber Bearing (HDRB).....	31
2.3.3 Lead - Rubber Bearing (LRB).....	31
2.3.4 คุณสมบัติเชิงกลของ Elastomeric bearing.....	32
2.3.4.1 ค่าสติฟเนสในแนวตั้ง (Vertical stiffness), K_v	32
2.3.4.2 ค่าสติฟเนสในแนวราบ (Horizontal or Shear Stiffness), K_s	34
2.4 การติดตั้งเพิ่มเติมเพื่อปรับปรุงโครงสร้างสะพานด้วยอุปกรณ์ยึดรั้ง (Retrofitting for improve bridge with restrainer).....	34
2.5 การตอบสนองของกำแพงกันดินที่กระทำต่อดินถม (The response of abutment backwall to the backfill).....	46
2.5.1 การวิเคราะห์ค่าความดันดินพาสซีฟ (Passive earth pressure).....	47
2.5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินและดินถม.....	48
2.5.3 การเปรียบเทียบผลการทดสอบของระบบกำแพงกันดินและดินถมกับวิธีการประมาณต่าง ๆ.....	50
2.5.4 การประมาณค่าผลลัพธ์การตอบสนองของระบบกำแพงกันดินและดินถม โดยใช้มาตรฐานของ CALTRANS.....	51
บทที่ 3 วิธีการดำเนินงาน.....	55
3.1 โครงสร้างสะพานที่ใช้ในการศึกษาวิจัย.....	56
3.2 แบบจำลองโครงสร้างสะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์ และ กรณีศึกษาวิจัย.....	60
3.3 โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน.....	63
3.4 คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในแบบจำลอง (Material properties).....	64
3.4.1 คุณสมบัติของคอนกรีต.....	64
3.4.2 คุณสมบัติของเหล็กเสริม.....	65

3.4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของวัสดุภายในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	66
3.5 การสร้างแบบจำลองของโครงสร้างสะพานส่วนบน (Modeling of superstructure)	67
3.6 การสร้างแบบจำลองของเสาตอม่อ (Modeling of pier column).....	68
3.6.1 การคำนวณหาค่าระยะจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge length).....	69
3.6.2 การสอบเทียบแบบจำลองของเสา.....	71
3.6.3 การสอบเทียบแบบจำลองของโครงข้อแข็ง.....	75
3.7 การสร้างแบบจำลองของรอยต่อระหว่างชิ้นส่วน (Modeling of joint between parts)....	78
3.7.1 การสร้างแบบจำลองช่องว่าง (Modeling of gap element).....	79
3.8 การสร้างแบบจำลองของแผ่นรองคานสะพาน (Modeling of bearing).....	81
3.9 การสร้างแบบจำลองของเหล็กเดือย (Modeling of dowel bar).....	83
3.9.1 การสอบเทียบแบบจำลองคุณสมบัติของเหล็กเดือย	86
3.10 การสร้างแบบจำลองของตอม่อริม (Modeling of abutment).....	87
3.10.1 แบบจำลองตอม่อริมประเภท Roller abutment	87
3.10.2 แบบจำลองตอม่อริมประเภท Simplified abutment.....	88
3.10.3 การตอบสนองของดินถมที่กระทำต่อตอม่อริม	90
3.11 การสอบเทียบแบบจำลองโครงสร้างที่พิจารณาหนึ่งช่วงเสาตอม่อ.....	92
3.12 วิธีการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างสะพาน (Analysis method).....	96
3.12.1 การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างแบบโหมด (Modal analysis).....	96
3.12.2 การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างแบบประวัติเวลา (Response history analysis).....	97
3.11.2.1 วิธีอินทิเกรตโดยตรงด้วยวิธีการของ Newmark.....	98
3.13 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	100
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์โครงสร้าง	104

4.1 ผลการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างแบบโหมด	105
4.2 โครงสร้างสะพานที่ติดตั้งแผ่นยางรองคานสะพาน (Elastomeric bearing).....	108
4.2.1 ค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน	108
4.2.2 ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น.....	109
4.2.3 ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน	112
4.2.4 ระยะการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ	114
4.2.5 ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพาน.....	117
4.2.6 ผลการตอบสนองของเสาตอม่อ	119
4.2.7 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ.....	121
4.3 โครงสร้างสะพานที่พิจารณาการชนกันของชิ้นส่วนโครงสร้างด้วยการติดตั้งอิลิเมนต์ช่องว่าง (Gap element).....	123
4.3.1 ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น.....	123
4.3.2 ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน	126
4.3.3 แรงกระทำระหว่างคานรองรับแผ่นพื้น	128
4.3.4 ระยะการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ	132
4.3.5 ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพาน.....	135
4.3.6 ผลการตอบสนองของเสาตอม่อ	136
4.3.7 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ.....	138
4.4 โครงสร้างสะพานที่ถูกติดตั้งแผ่นยางรองคานสะพาน และ เหล็กเดือย	140
4.4.1 ค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน	140
4.4.2 ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น.....	141
4.4.3 ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน	144
4.4.4 ระยะการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ	146
4.4.5 ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพาน.....	148

4.4.6 ผลการตอบสนองของเหล็กเดี่ยว.....	149
4.4.7 ผลการตอบสนองของเสาตอม่อ	152
4.4.8 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ.....	153
4.5 การเปรียบเทียบผลการตอบสนองของโครงสร้างก่อนและหลังการปรับปรุงโดยใช้เหล็กเดี่ยว	155
4.5.1 ค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน	156
4.5.2 ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น.....	157
4.5.3 ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน	160
4.5.4 ระยะการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ	163
4.5.5 ผลการตอบสนองของเสาตอม่อ	166
4.5.6 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ.....	168
บทที่ 5 สรุปผลการศึกษา	171
บรรณานุกรม.....	173
ภาคผนวก ก. การตรวจสอบการลู่เข้าของค่าตอบจากการวิเคราะห์โครงสร้าง	178
ภาคผนวก ข. การประเมินค่าขีดความสามารถของหน้าตัด	183
ประวัติผู้เขียน.....	185

สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1 ค่าคุณสมบัติต่าง ๆ ที่ใช้ในการสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่แบบ Bilinear	10
ตารางที่ 2.2 การเปรียบเทียบค่าคาบการสั่นของโครงสร้างสะพานระหว่าง 4 โปรแกรม	20
ตารางที่ 2.3 การเปรียบเทียบค่าพารามิเตอร์คุณสมบัติเชิงกลของแท่งเหล็กที่ได้จากการคำนวณตามทฤษฎี, การประมาณการ และการทดสอบ	45
ตารางที่ 2.4 การเปรียบเทียบค่าแรงดันดินแบบพาสซีฟจากการทดสอบและการประมาณด้วยวิธีการต่าง ๆ	50
ตารางที่ 3.1 การเลือกใช้โอลิเมนต์ตามแต่ละชั้นส่วนโครงสร้างสะพาน	61
ตารางที่ 3.2 กรณีศึกษาวิจัยที่พิจารณาผลการวิเคราะห์โครงสร้าง	61
ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง	65
ตารางที่ 3.4 คุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ใช้ในแบบจำลอง	65
ตารางที่ 3.5 การเปรียบเทียบความสามารถและข้อจำกัดของแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกของเสาตอม่อ สำหรับ โปรแกรม SAP2000	68
ตารางที่ 3.6 การเปรียบเทียบการนำแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกของเสาตอม่อไปใช้ในการวิเคราะห์แบบต่าง ๆ	68
ตารางที่ 3.7 การคำนวณหาค่าระยะจุดหมุนพลาสติกของเสาตอม่อสะพาน	70
ตารางที่ 3.8 ขนาดส่วนประกอบในการจำลองตอม่อริม	89
ตารางที่ 3.9 คุณสมบัติที่ใช้กำหนดในการจำลองชิ้นส่วนภายใต้ผลการตอบสนองในทิศทางตามยาว 91	
ตารางที่ 3.10 คุณสมบัติที่ใช้กำหนดในการจำลองชิ้นส่วนภายใต้ผลการตอบสนองในทิศทางตามขวาง	91
ตารางที่ 3.11 การเปรียบเทียบของผลการตอบสนองในทิศทางตามแนวยาว (Longitudinal direction)	95

ตารางที่ 3.12 การเปรียบเทียบของผลการตอบสนองในทิศทางตามแนวขวาง (Transverse direction)	95
ตารางที่ 3.13 การเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ในวิธีการของ Newmark	99
ตารางที่ 3.14 ข้อมูลการสั่นไหว 4 คู่ สำหรับใช้ในการวิเคราะห์แผ่นดินไหวในจังหวัดเชียงใหม่	100
ตารางที่ 4.1 ค่าคาบการสั่นธรรมชาติและร้อยละของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมด ในแต่ละโหมดการสั่นไหวที่พิจารณา	106
ตารางที่ 4.2 การเปรียบเทียบค่าคาบการสั่นธรรมชาติต่อการเลือกใช้ความหนาของแผ่นยางรองคานสะพาน	108
ตารางที่ 4.3 ค่ามูมหมุนพลาสติก และ ค่าการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นจากจุดหมุนพลาสติก ณ ฐานเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1	120
ตารางที่ 4.4 ค่ามูมหมุนที่พิจารณาจากจุดหมุนพลาสติก ณ ฐานเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM2.....	137
ตารางที่ 4.5 การเปรียบเทียบค่าคาบการสั่นธรรมชาติต่อการเลือกใช้เหล็กเดียว.....	140
ตารางที่ 4.6 ค่ามูมหมุนพลาสติก และ ค่าการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นจากจุดหมุนพลาสติก ณ ฐานเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1	152
ตารางที่ 4.7 การเปรียบเทียบค่าคาบการสั่นธรรมชาติต่อการปรับปรุงโครงสร้างสะพานทั้งก่อนและหลังการติดตั้งเหล็กเดียว	156
ตารางที่ 4.8 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้น โดยเฉลี่ยจาก คลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด.....	157
ตารางที่ 4.9 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด.....	160
ตารางที่ 4.10 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ โดยเฉลี่ยจาก คลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด.....	163
ตารางที่ 4.11 ค่ามูมหมุนพลาสติก และ ค่าการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นจากจุดหมุนพลาสติก ณ ฐานเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1	166
ตารางที่ 4.12 การเปรียบเทียบแรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด .	168

ตารางที่ ก.1 ขนาดของช่วงเวลา (Time step) ที่พิจารณาเปรียบเทียบ..... 179

ตารางที่ ก.2 การเปรียบเทียบแรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อ (kN) ในแต่ละ Time step (Δt) .. 180

ตารางที่ ก.3 การเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้น (mm) ในแต่ละ Time step (Δt) 181

ตารางที่ ก.4 การเปรียบเทียบแรงกระแทกสูงสุดที่เกิดขึ้นระหว่างชั้นส่วน (kN) ในแต่ละ Time step (Δt) 182

ตารางที่ ข.1 ระดับสมรรถนะของค่ามูมหมุนที่ยอมให้ ตามมาตรฐาน ASCE41-13..... 183



สารบัญรูปภาพ

หน้า

รูปที่ 1.1 การวิบัติของช่วงสะพาน (Span collapse) จากแผ่นดินไหว Northridge (1994).....	1
รูปที่ 1.2 การวิบัติของเสาตอม่อ	2
รูปที่ 1.3 แบบจำลองแสดงการติดตั้งอุปกรณ์ยึดรั้ง (Restrainer) โดยใช้เหล็กเดือย	3
รูปที่ 2.1 ระบบต้านทานแผ่นดินไหวด้วยการแยกฐาน (Seismic base isolation system).....	5
รูปที่ 2.2 แนวคิดการออกแบบโครงสร้างสะพานแบบแยกฐาน	6
รูปที่ 2.3 ตัวอย่างการลดลงของความเร่งจากการขยับของค่าคาบการสั่นธรรมชาติที่เพิ่มขึ้น	7
รูปที่ 2.4 ตัวอย่างการลดลงของความเร่งจากการเพิ่มค่า Damping ที่เพิ่มขึ้น	8
รูปที่ 2.5 สเปกตรัมผลตอบสนองของ Displacement ที่อ้างอิงมาจาก Eurocode 08	8
รูปที่ 2.6 แบบจำลองสามมิติที่มี Elastomeric bearing เป็นส่วนประกอบ (Link elements).....	9
รูปที่ 2.7 แบบจำลอง Finite element	11
รูปที่ 2.8 แบบจำลอง Finite element (FEM) ของส่วนเชื่อมต่อที่เป็นช่องว่างระหว่าง Span	12
รูปที่ 2.9 แบบจำลอง Finite element (FEM) ของกำแพงกันดินกับดินถม	13
รูปที่ 2.10 แบบจำลอง Finite element (FEM) ของเสาเข็ม	13
รูปที่ 2.11 Pounding force time history	15
รูปที่ 2.12 Relative displacement time history.....	16
รูปที่ 2.13 ลำดับความยาก-ง่ายในการสร้างแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของโครงสร้างสะพานเพื่อนำเสนอผลการตอบสนองจากแรงแผ่นดินไหว	17
รูปที่ 2.14 ทิศทางตามแนวยาวและแนวขวางของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน	18
รูปที่ 2.15 การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวของจุดกึ่งกลางสะพานในทิศทางตามแนวยาว ระหว่าง 4 โปรแกรม.....	20
รูปที่ 2.16 ประเภทของแบบจำลอง 3 มิติ ที่สามารถใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน	21
รูปที่ 2.17 แบบจำลอง 3 มิติ ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน โดยใช้โปรแกรม SAP2000	22

รูปที่ 2.18 แบบจำลอง 3 มิติ ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน โดยโครงสร้างส่วนบนเลือกใช้ เป็น Shell element.....	22
รูปที่ 2.19 แบบจำลอง 3 มิติ ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน	23
รูปที่ 2.20 แบบจำลอง 3 มิติ ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน โดยโครงสร้างส่วนบนเลือกใช้ เป็น Spine model และ Elastic beam element	23
รูปที่ 2.21 ตัวอย่างการแบ่งจำนวนอิเลิเมนต์ในแบบจำลองของเสาตอม่อสะพาน	24
รูปที่ 2.22 ตัวอย่างการสร้างแบบจำลองของดัดตอม่อที่เชื่อมต่อกับโครงสร้างสะพานส่วนบน แบบ Monolithic connection.....	25
รูปที่ 2.23 บริเวณจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ของเสาตอม่อสะพาน	26
รูปที่ 2.24 แบบจำลอง Fiber element ของเสาตอม่อสะพาน.....	26
รูปที่ 2.25 แบบจำลองรอยต่อระหว่างโครงสร้างสะพานส่วนบนและส่วนล่าง.....	27
รูปที่ 2.26 ส่วนประกอบของตอม่อริม	28
รูปที่ 2.27 ลักษณะทิศทางของแรงดันดินที่กระทำต่อตอม่อริม.....	28
รูปที่ 2.28 แบบจำลองตอม่อริม (Abutment)	29
รูปที่ 2.29 ตัวอย่างอุปกรณ์ Base isolation.....	31
รูปที่ 2.30 กราฟแสดงค่าสัมประสิทธิ์ที่ใช้ในการหาค่า Compression modulus สำหรับ Bearings หน้าตัดสี่เหลี่ยม.....	34
รูปที่ 2.31 รูปแบบการติดตั้งอุปกรณ์เสริมทั้ง Restrainer, Shock Absorber Device และ Shear key	36
รูปที่ 2.32 การเปรียบเทียบค่า Impact force time history ระหว่างติดตั้งและไม่ได้ติดตั้ง Shock Absorber Device (SAD)	36
รูปที่ 2.33 ลักษณะของตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ.....	37
รูปที่ 2.34 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของเหล็กเดือยขนาด 2025 จากการกระทำของ แรงแบบ Monotonic โดยพิจารณาที่ระยะ d ที่แตกต่างกัน	38
รูปที่ 2.35 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของจุดเชื่อมต่อระหว่างการติดตั้งแผ่นเหล็กเสริมด้านข้างของ คาน กับคานที่ไม่ได้ติดตั้งแผ่นเหล็ก.....	38

รูปที่ 2.36 ลักษณะของแรงดึงตามแนวแกน (Tension) ของเหล็กเดือย ขณะเหล็กเดือยเกิดการ สูญเสียรูปร่าง	39
รูปที่ 2.37 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของจุดเชื่อมโดยเปรียบเทียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็ก เดือย	40
รูปที่ 2.38 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของจุดเชื่อมระหว่างการทดสอบโดยใช้แรงกระทำแบบ Monotonic กับ การใช้แรงกระทำแบบ Cyclic	40
รูปที่ 2.39 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของจุดเชื่อมต่อระหว่างการใช้วัสดุที่ใช้ในการ Grout ที่มีกำลัง ปกติ กับวัสดุที่มีกำลังสูง	41
รูปที่ 2.40 ลักษณะการติดตั้งและขนาดของตัวอย่างทดสอบแท่งเหล็ก (mm) โดยที่ a.) บริเวณที่ทำ การติดตั้งสำหรับการใช้งานจริง b.) ส่วนประกอบของอุปกรณ์ Restrainer	42
รูปที่ 2.41 แบบจำลอง Hysteretic ของแท่งเหล็ก	43
รูปที่ 2.42 ลักษณะการติดตั้งเครื่องมือทดสอบตัวอย่างแท่งเหล็ก โดยที่ a.) แผนภาพแสดงเครื่องมือที่ ใช้ในการทดสอบวัสดุ b.) รูปภาพอุปกรณ์เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ c.) แท่งเหล็กที่ถูกติดตั้งใน เครื่องมือทำการทดสอบ	44
รูปที่ 2.43 การเปรียบเทียบผลลัพธ์กราฟ Hysteretic จากวิธีการประมาณการและการทดสอบ	45
รูปที่ 2.44 ส่วนประกอบของ Abutment ในขณะที่มีแรงกระทำตามแนวยาวเข้าสู่ดินถม	46
รูปที่ 2.45 ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินที่กระทำต่อดินถม	46
รูปที่ 2.46 ลักษณะการวิบัติแบบ Log spiral	48
รูปที่ 2.47 ความสัมพันธ์ของแรงกับระยะการเคลื่อนตัวในรูปแบบของกราฟ Hyperbolic	49
รูปที่ 2.48 ความสัมพันธ์ของแรงกับระยะการเคลื่อนตัวในรูปแบบของกราฟ Hyperbolic	49
รูปที่ 2.49 ความสัมพันธ์ของแรงกับระยะการเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินและดินถมจากผลการ ทดสอบและวิธีการประมาณต่าง ๆ	51
รูปที่ 2.50 ความสัมพันธ์ของแรงกับระยะการเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินและดินถมในรูปแบบ ของ Elastic – Perfectly plastic	52
รูปที่ 2.51 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของแรงกับระยะการเคลื่อนตัวในช่วงต้นจากแบบจำลอง Bi-linear ที่ถูกกำหนดด้วยค่าสตีเฟนส์ตั้งต้น กับ ผลการทดสอบจริง	53

รูปที่ 3.1 แบบชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานส่วนบน	57
รูปที่ 3.2 แบบชิ้นส่วนโครงสร้างคานสะพานรูปตัวไอ (I-girder).....	57
รูปที่ 3.3 แบบชิ้นส่วนโครงสร้างตอม่อ	58
รูปที่ 3.4 แบบชิ้นส่วนโครงสร้างตอม่อริม	58
รูปที่ 3.5 แบบชิ้นส่วนแผ่นยางรองคานสะพาน (Elastomeric bearing)	59
รูปที่ 3.6 ระยะเวลาต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพานที่ศึกษาวิจัย	62
รูปที่ 3.7 แบบจำลองโครงสร้างสะพานในกรณีที่พิจารณาทุกชิ้นส่วนโครงสร้าง	62
รูปที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีและมีการโอบรัด	66
รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมตามแนวยาว	67
รูปที่ 3.10 ตำแหน่งของอิลิเมนต์จำลองชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานส่วนบน	67
รูปที่ 3.11 การเลือกใส่ Fiber hinge ในบริเวณจุดหมุนพลาสติก	69
รูปที่ 3.12 การเกิดจุดหมุนพลาสติกของเสา และระยะจุดหมุนพลาสติก (L_p)	70
รูปที่ 3.13 ขนาดและการเสริมเหล็กของเสาตอม่อสะพาน	70
รูปที่ 3.14 ขนาดและลักษณะการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ	72
รูปที่ 3.15 แบบจำลองการสอบเทียบเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก	72
รูปที่ 3.16 รูปแบบการให้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic loading scheme)	73
รูปที่ 3.17 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้งระหว่าง โปรแกรม SAP2000 กับ XTRACT	73
รูปที่ 3.18 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของหัวเสา ระหว่าง โปรแกรม SAP2000 กับผลการทดสอบ	74
รูปที่ 3.19 ขนาดและลักษณะการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ	76
รูปที่ 3.20 แบบจำลองการสอบเทียบโครงข้อแข็ง	76
รูปที่ 3.21 รูปแบบการให้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic loading scheme)	77
รูปที่ 3.22 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของโครงข้อแข็ง ระหว่างโปรแกรม SAP2000 กับผลการทดสอบ	77

รูปที่ 3.23 แบบจำลองของช่องว่างรอยต่อระหว่างชิ้นส่วน	78
รูปที่ 3.24 แบบจำลอง Gap element ประเภท Linear spring	80
รูปที่ 3.25 แบบจำลองการวิเคราะห์แบบ Elastic perfectly plastic ของแผ่นรองคานสะพาน.....	81
รูปที่ 3.26 พฤติกรรมของแผ่นรองคานสะพานแบบ Elastic perfectly-plastic	82
รูปที่ 3.27 การเสียรูปร่างของเหล็กเดือย โดยมีจุดรองรับแบบ Fixed-Fixed.....	84
รูปที่ 3.28 พฤติกรรมฮิสเทอรีซิสของเหล็กเดือยจากการทดสอบแบบวัฏจักร	84
รูปที่ 3.29 แบบจำลอง Bilinear แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเคลื่อนตัวในแนวราบ ของเหล็กเดือย.....	85
รูปที่ 3.30 การสอบเทียบแบบจำลองเหล็กเดือย	86
รูปที่ 3.31 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ในแนวราบของเหล็กเดือย ระหว่างโปรแกรม SAP2000 กับผลการทดสอบ	86
รูปที่ 3.32 แบบจำลอง Roller abutment.....	87
รูปที่ 3.33 ส่วนประกอบของแบบจำลอง Simplified abutment	88
รูปที่ 3.34 แบบจำลองแสดงการเชื่อมกันของอิลิเมนต์แบบอนุกรมในทิศทางตามแนวยาว	89
รูปที่ 3.35 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของตอม่อริมโดยเป็นผลมาจากดินถม.....	90
รูปที่ 3.36 แบบจำลองหนึ่งช่วงเสาตอม่อสำหรับการสอบเทียบ	93
รูปที่ 3.37 ตัวอย่างการให้แรงกระทำคงที่ต่อชิ้นส่วนคานในทิศทางตามแนวยาว	93
รูปที่ 3.38 การพิจารณาโครงสร้างด้วยระบบ SDOF สำหรับการคำนวณมือ.....	94
รูปที่ 3.39 ตัวอย่างรูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้างสะพาน (Mode shape) สำหรับ Multi-column bent.....	97
รูปที่ 3.40 การแปรผันของความเร่งในวิธีการของ Newmark	99
รูปที่ 3.41 การเปรียบเทียบ สเปกตรัมที่แปลงมาจากประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน กับ สเปกตรัม เป้าหมาย (Target spectrum)	102
รูปที่ 3.42 การเปรียบเทียบ สเปกตรัมปรับแก้จากการจับคู่กับสเปกตรัมเป้าหมาย กับ สเปกตรัม เป้าหมาย (Target spectrum)	102

รูปที่ 3.43 ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (ดั้งเดิม) สำหรับใช้ในการวิเคราะห์แผ่นดินไหวใน จังหวัด เชียงใหม่ ประเทศไทย.....	103
รูปที่ 3.44 ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (ปรับแก้) สำหรับใช้ในการวิเคราะห์แผ่นดินไหวใน จังหวัด เชียงใหม่ ประเทศไทย.....	103
รูปที่ 4.1 ตำแหน่งอ้างอิงที่พิจารณาผลการวิเคราะห์โครงสร้าง.....	104
รูปที่ 4.2 ตัวอย่างรูปร่างการสั่นไหวในแต่ละโหมด (Mode shape) ทั้งสามรูปแบบ.....	107
รูปที่ 4.3 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1.....	110
รูปที่ 4.4 ระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว.....	111
รูปที่ 4.5 ระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น.....	111
รูปที่ 4.6 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1.....	112
รูปที่ 4.7 ระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของคานระหว่างช่วงสะพาน ในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว.....	113
รูปที่ 4.8 ระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของคานระหว่างช่วงสะพาน โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น	113
รูปที่ 4.9 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1.....	115
รูปที่ 4.10 ระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว.....	116
รูปที่ 4.11 ระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาตอม่อโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น ...	116
รูปที่ 4.12 ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพานหนา 20 mm (ฝั่งซ้าย) กรณี GM1.....	118
รูปที่ 4.13 ความเครียดเฉือนสูงสุดเนื่องจากแรงเฉือนของแผ่นยางรองคานสะพานหนา 20 mm กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1.....	118
รูปที่ 4.14 ผลการตอบสนองของจุดหมุนพลาสติก บริเวณด้านล่างของเสาตอม่อ.....	120
รูปที่ 4.15 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1.....	121
รูปที่ 4.16 แรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว.....	122
รูปที่ 4.17 แรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น.....	122
รูปที่ 4.18 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM2.....	124
รูปที่ 4.19 ระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว.....	125

รูปที่ 4.20	ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น	125
รูปที่ 4.21	ระยะการเคลื่อนตัวคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1	126
รูปที่ 4.22	ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานระหว่างช่วงสะพาน ในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว	127
รูปที่ 4.23	ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานระหว่างช่วงสะพาน โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น	127
รูปที่ 4.24	แรงกระทำระหว่างคานรองรับแผ่นพื้น	129
รูปที่ 4.25	แรงกระทำระหว่างคานรองรับแผ่นพื้น	130
รูปที่ 4.26	แรงกระทำสูงสุดระหว่างคานรองรับแผ่นพื้นในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว	131
รูปที่ 4.27	แรงกระทำสูงสุดระหว่างคานรองรับแผ่นพื้นโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น	131
รูปที่ 4.28	ระยะการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM2	133
รูปที่ 4.29	ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว	133
รูปที่ 4.30	ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาตอม่อโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น	134
รูปที่ 4.31	ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพานหนา 100 mm (ฝั่งซ้าย) กรณี GM2	135
รูปที่ 4.32	ผลการตอบสนองของจุดหมุนพลาสติก บริเวณด้านล่างของเสาตอม่อ	137
รูปที่ 4.33	แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM2	138
รูปที่ 4.34	แรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว	139
รูปที่ 4.35	แรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น	139
รูปที่ 4.36	ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1	142
รูปที่ 4.37	ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว	143
รูปที่ 4.38	ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น	143
รูปที่ 4.39	ระยะการเคลื่อนตัวคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1	144
รูปที่ 4.40	ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานระหว่างช่วงสะพาน ในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว	145

รูปที่ 4.41 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานระหว่างช่วงสะพาน โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสี่	145
รูปที่ 4.42 ระยะการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1	146
รูปที่ 4.43 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว	147
รูปที่ 4.44 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาตอม่อโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสี่	147
รูปที่ 4.45 ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพานหนา 100 mm (ฝั่งซ้าย) กรณี GM1	148
รูปที่ 4.46 ค่าการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นจากเหล็กเดือยทั้งโครงสร้าง กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1	149
รูปที่ 4.47 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของเหล็กเดือยใน 1 อิลิเมนต์	150
รูปที่ 4.48 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของเหล็กเดือยใน 1 อิลิเมนต์	151
รูปที่ 4.49 ผลการตอบสนองของจุดหมุนพลาสติก บริเวณด้านล่างของเสาตอม่อ	152
รูปที่ 4.50 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1	153
รูปที่ 4.51 แรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว	154
รูปที่ 4.52 แรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสี่	154
รูปที่ 4.53 การเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย (คลื่นแผ่นดินไหว GM1)	158
รูปที่ 4.54 การเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่าง กรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย ในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว	159
รูปที่ 4.55 การเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างกรณีติดตั้ง แผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสี่	159
รูปที่ 4.56 การเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย (คลื่นแผ่นดินไหว GM1)	161

รูปที่ 4.57 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน
ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย
ในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว 162

รูปที่ 4.58 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน
ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย
โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น..... 162

รูปที่ 4.59 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยาง
หนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย (คลื่นแผ่นดินไหว GM1) 164

รูปที่ 4.60 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาตอม่อ ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่น
ยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย ในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว
..... 165

รูปที่ 4.61 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาตอม่อ ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่น
ยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย โดยเฉลี่ยจากคลื่น
แผ่นดินไหวทั้งสิ้น..... 165

รูปที่ 4.62 การเปรียบเทียบผลการตอบสนองของจุดหมุนพลาสติก บริเวณด้านล่างของเสาตอม่อ
ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย
(คลื่นแผ่นดินไหว GM1)..... 167

รูปที่ 4.63 การเปรียบเทียบแรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับ
กรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย (คลื่นแผ่นดินไหว GM1)..... 169

รูปที่ 4.64 การเปรียบเทียบแรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อ ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20
mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย ในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว..... 170

รูปที่ 4.65 การเปรียบเทียบแรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อ ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20
mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น
..... 170

รูปที่ ก.1 การเปรียบเทียบแรงปฏิกิริยา (kN) ในแต่ละ Time step (Δt) 180

รูปที่ ก.2 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น (mm) ในแต่ละ Time step
(Δt) 181

รูปที่ ก.3 การเปรียบเทียบแรงกระแทกระหว่างชิ้นส่วน (kN) ในแต่ละ Time step (Δt) 182

รูปที่ ข.1 พฤติกรรมจุดหมุนพลาสติกที่พิจารณาจากมาตรฐาน ASCE41-13 184



บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

แผ่นดินไหวเป็นปรากฏการณ์ทางธรรมชาติที่พื้นดินเกิดการสั่นสะเทือน เนื่องจากพลังงานที่ถูกปลดปล่อยจากแหล่งกำเนิดเป็นผลมาจากการเคลื่อนตัวอย่างฉับพลันของแผ่นเปลือกโลก พลังงานดังกล่าวเกิดเป็นคลื่นแผ่นดินไหวเคลื่อนตัวออกมาผ่านเส้นทางที่มีสภาพธรณีต่าง ๆ จนกระทั่งถึงบริเวณที่ตั้งของสิ่งปลูกสร้าง ซึ่งจะส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้าง เช่น อาคาร ถนน และสะพาน เป็นต้น ลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวจะขึ้นอยู่กับคุณลักษณะของชั้นดิน โดยทั่วไปคลื่นแผ่นดินไหวจะมีลักษณะสุม และมีระยะเวลาสั้น ๆ (นคร ภู่วโรดม, 2561) เหตุการณ์แผ่นดินไหวในอดีตที่รุนแรง เช่น แผ่นดินไหว San Fernando (1971), Northridge (1994) ในประเทศสหรัฐอเมริกา แผ่นดินไหว Kobe (1995) ในญี่ปุ่น และแผ่นดินไหว Chi-Chi ในสาธารณรัฐจีน (ไต้หวัน) ได้สร้างความเสียหายต่อโครงสร้างสะพาน ส่งผลให้เกิดการวิบัติของชิ้นส่วนต่าง ๆ ภายในโครงสร้างไปจนถึงการวิบัติของโครงสร้างสะพานทั้งหมด (Avsar, 2009)

การวิบัติของโครงสร้างสะพานจากเหตุแผ่นดินไหว โดยทั่วไปจะสามารถจำแนกประเภทได้ ดังนี้ 1. การวิบัติจากระยะรองรับช่วงสะพานที่ไม่เพียงพอ (Unseating) 2. การวิบัติภายในชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพานส่วนบน 3. การวิบัติของเสาจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน และ 4. การวิบัติจากการพังทลายของดิน เช่น ปรากฏการณ์ Liquefaction (Marsh et al., 2014)



รูปที่ 1.1 การวิบัติของช่วงสะพาน (Span collapse) จากแผ่นดินไหว Northridge (1994)
(Taylor, 2014)



a.) แผ่นดินไหว Kobe (1995)

(Ghasemi et al., 1996)

b.) แผ่นดินไหว Chi-Chi (1999)

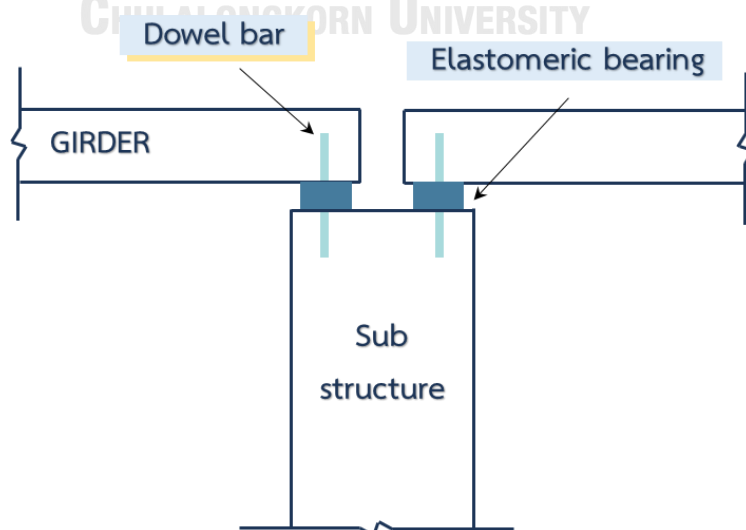
(Wen-Huei Yen, 2002)

รูปที่ 1.2 การวิบัติของเสาตอม่อ

ผลกระทบที่เกิดจากแผ่นดินไหวนำมาซึ่งความเสียหายต่อโครงสร้างสะพาน จากการทบทวนวรรณกรรมพบว่าในอดีตมีงานวิจัยจำนวนมากถูกคิดค้นและพัฒนาเพื่อนำเสนอวิธีการต่าง ๆ ในการบรรเทาผลกระทบจากแผ่นดินไหว เช่น งานวิจัยของ Akogul and Celik (2008); Li and Conte (2016); Priestley et al. (1996) ได้นำเสนอผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานที่ถูกออกแบบด้วยระบบแยกฐาน (Isolated bridge system) โดยทำการติดตั้งอุปกรณ์แยกฐาน (Isolator) ซึ่งผลการวิจัยชี้ให้เห็นว่าระบบแยกฐานทำให้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติมีค่าเพิ่มสูงขึ้น (Period shift) ส่งผลให้ค่าความเร่งตอบสนองจากแรงแผ่นดินไหวลดลง ผลดังกล่าวสามารถช่วยลดผลการตอบสนองอื่น ๆ ที่เกิดขึ้นจากแรงแผ่นดินไหว ณ บริเวณเสาตอม่อของโครงสร้างสะพานส่วนล่างได้เป็นอย่างดี เช่น ค่าแรงเฉือนและค่าโมเมนต์ดัดที่ฐานของเสาตอม่อ ซึ่งจะทำให้การวิบัติของเสาหรือส่วนของโครงสร้างสะพานส่วนล่าง (Substructure) เป็นไปได้ยากขึ้น แต่ในขณะเดียวกันการติดตั้งอุปกรณ์แยกฐาน กลับส่งผลกระทบทำให้โครงสร้างสะพานส่วนบน (Superstructure) มีระยะการเคลื่อนตัวมากขึ้น ทำให้เกิดการกระทบ (Pounding) ระหว่างชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพานส่วนบน โดย Jankowski and Mahmoud (2015) ได้นำเสนอผลการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานที่ได้พิจารณาถึงผลกระทบจากการกระทบ ซึ่งจะพบว่าผลของการกระทบจะทำให้ค่า Relative displacement ของโครงสร้างสะพานส่วนบนเพิ่มสูงขึ้น และการเคลื่อนที่ของโครงสร้างส่วนบนอาจทำให้ชิ้นส่วนโครงสร้าง เช่น คานสะพาน (Girder), พื้นสะพาน (Deck) เคลื่อนตัวออกจากจุดรองรับซึ่งจะทำให้โครงสร้างดังกล่าวพังถล่มลงมา (Unseating) (Priestley et al., 1996)

การเคลื่อนตัวของโครงสร้างสะพานส่วนบนนำมาซึ่งการวิบัติจากระยะรองรับช่วงสะพานที่ไม่เพียงพอ (Unseating) การวิบัติดังกล่าวทำให้มีงานวิจัยได้ศึกษาค้นคว้าเพื่อลดผลกระทบที่เกิดขึ้น เช่น งานวิจัยของ Abdel Raheem (2009); Liu and Gao (2018) ได้ทำการศึกษาสะพานที่ถูกติดตั้งอุปกรณ์ยึดรั้ง (Restrainer) เพิ่มเติม เพื่อลดระยะการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสะพานส่วนบน โดย Liu and Gao (2018) ได้นำแท่งเหล็กมาใช้เป็นอุปกรณ์ยึดรั้งระหว่างคานสะพาน (Girder) และเสาตอม่อ (Pier) ซึ่งวัสดุประเภทเหล็กมีความเหนียวสามารถช่วยต้านทานไม่ให้อานสะพานเกิดการเคลื่อนตัวที่มากเกินไปและพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของแท่งเหล็กยังสามารถช่วยสลายพลังงานที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวได้อีกด้วย

ปัญหาการวิบัติจากระยะรองรับช่วงสะพานที่ไม่เพียงพอ (Unseating) ซึ่งเป็นผลจากการตอบสนองของโครงสร้างสะพานที่ถูกออกแบบด้วยระบบแยกฐาน (Isolated bridge system) เป็นส่วนสำคัญของปัญหาที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างสะพาน และเป็นที่มาในการศึกษาวิจัยในปริญญาโทฉบับนี้ ผู้วิจัยจึงได้นำแนวความคิดการเสริมเหล็กเส้นรับแรงเฉือนหรือเหล็กเดือย (Dowel bar) มาใช้ติดตั้งเป็นอุปกรณ์ยึดรั้ง (Restrainer) ควบคู่ไปกับอุปกรณ์แยกฐาน (Isolator) ซึ่งเป็นแผ่นรองคานสะพานประเภท Elastomeric bearing เพื่อช่วยลดผลการตอบสนองจากแรงแผ่นดินไหว และป้องกันการเกิดการวิบัติแบบ Unseating เนื่องจากเหล็กเดือยเป็นชิ้นส่วนในงานก่อสร้างที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในประเทศไทย พฤติกรรมของเหล็กเดือยมีลักษณะคล้ายคลึงกับแท่งเหล็กที่เคยถูกนำมาใช้เป็นอุปกรณ์ Restrainer โดยการติดตั้งเหล็กเดือยจะติดตั้งในลักษณะคล้ายคลึงกับการติดตั้งแท่งเหล็กจากงานวิจัยของ Liu and Gao (2018) ซึ่งถูกติดตั้งบนโครงสร้างสะพานยึดระหว่างคานสะพานและเสาตอม่อ ลักษณะการติดตั้งอุปกรณ์ยึดรั้งร่วมกับแผ่นยางรองคานสะพานจะมีลักษณะดังรูปที่ 1.3



รูปที่ 1.3 แบบจำลองแสดงการติดตั้งอุปกรณ์ยึดรั้ง (Restrainer) โดยใช้เหล็กเดือย

1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษาพฤติกรรมหรือผลตอบสนองของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานหลังจากได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหว ซึ่งพิจารณาจากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น
2. เพื่อเปรียบเทียบผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานระหว่าง โครงสร้างสะพานเดิม กับ โครงสร้างสะพานที่ถูกติดตั้งอุปกรณ์ยึดรั้ง (Restrainer) โดยใช้เหล็กเดือย
3. เพื่อประเมินผลของการติดตั้งแผ่นรองคานสะพาน (Elastomeric bearing) และเหล็กเดือย ต่อการตอบสนองแบบพลศาสตร์ในชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพาน

1.3 ขอบเขตการศึกษา

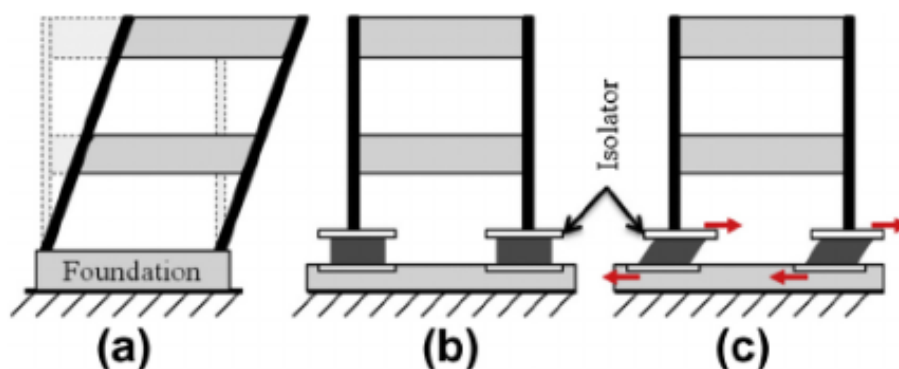
- โครงสร้างสะพานที่ศึกษาไม่คำนึงถึงมุมเฉียง (Skew angle) ของโครงสร้างสะพาน
- อุปกรณ์แยกฐาน (Isolator) และอุปกรณ์ยึดรั้ง (Restrainer) ที่ทำการศึกษา คือ แผ่นยางรองคานสะพาน ประเภท Elastomeric bearing และ เหล็กเดือย (Dowel bar) ตามลำดับ
- แผ่นยางรองคานสะพาน (Bearing) พิจารณาเฉพาะพฤติกรรมเชิงเส้นเท่านั้น โดยจะพิจารณาค่าคุณสมบัติเชิงกล เช่น ค่าสติฟเนสในแนวตั้งและแนวราบของแผ่นยางรองคานสะพาน โดยจะพิจารณาเฉพาะชิ้นส่วนแผ่นยางเป็นหลัก และจะไม่พิจารณาค่าสติฟเนสในการหมุน (Rotational stiffness)
- การจำลองเหล็กเดือย จะพิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการสูญเสียรูปร่างเป็นหลัก ไม่พิจารณาถึงการติดตั้งในรูปแบบต่าง ๆ
- แบบจำลองวิเคราะห์โครงสร้างสะพานเป็นแบบจำลอง 3 มิติ ทำการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม CSI SAP2000 v.21
- การวิเคราะห์โครงสร้างสะพานด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ (Dynamic analysis) ด้วยการวิเคราะห์การตอบสนองแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response history analysis)
- ทิศทางกระทำจากคลื่นแผ่นดินไหว กระทำในทิศทางตามแนวยาว (Longitudinal direction) ของโครงสร้างสะพาน และพิจารณาผลการตอบสนองจากทิศทางดังกล่าวเป็นหลัก

บทที่ 2

ทบทวนวรรณกรรม และ งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การตอบสนองแรงสั่นสะเทือนที่กระทำต่อโครงสร้างสะพานระบบแยกฐานภายใต้แรงแผ่นดินไหว (Seismic response on isolated bridge system)

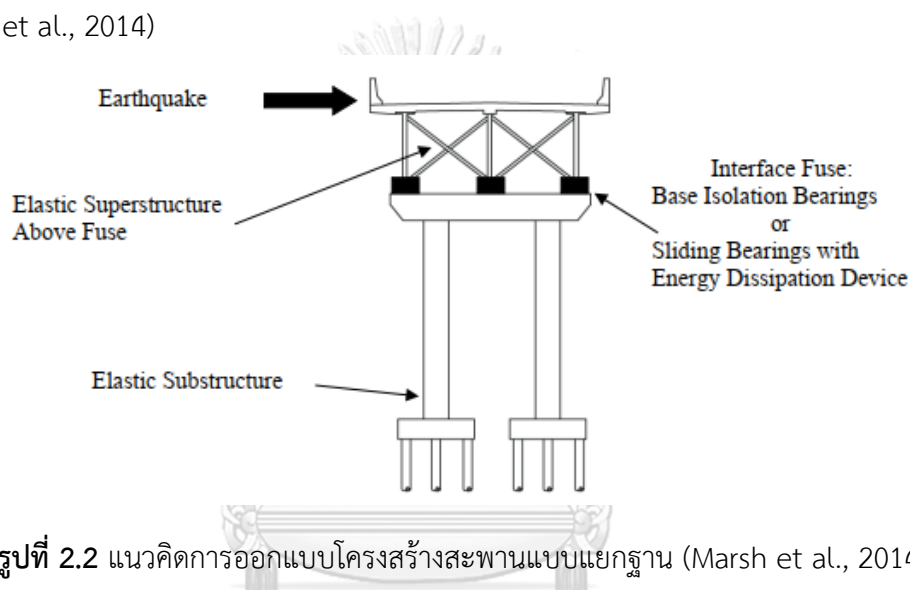
ระบบต้านทานแผ่นดินไหวด้วยการแยกฐาน (Seismic base isolation system) คือระบบที่ถูกออกแบบเพื่อช่วยลดผลกระทบจากแรงแผ่นดินไหวรุนแรง โดยเป็นแนวคิดที่จะลดผลกระทบจากความเสียหายมากกว่าที่จะออกแบบเพื่อเพิ่มกำลังหรือความต้านทานของส่วนโครงสร้างหลัก ระบบการแยกฐานแต่เดิมถูกคิดค้นเพื่อใช้สำหรับอาคาร โดยจะทำการแยกฐานระหว่างโครงสร้างหลักของอาคารกับฐานรากด้วยอุปกรณ์แยกฐาน (Isolator) ซึ่งอุปกรณ์ดังกล่าวมีค่าสติเฟนในแนวราบที่ต่ำสามารถเคลื่อนตัวในแนวราบได้ และมีความแข็งแรงเพียงพอที่จะรับน้ำหนักโครงสร้างด้านบน หลังทำการติดตั้งอุปกรณ์แยกฐานจะทำให้ส่วนโครงสร้างด้านบนสั่นด้วยความถี่ที่ลดลง เนื่องจากการสั่นไหวของพื้นดินที่มีความถี่สูงไม่สามารถที่จะส่งผลการตอบสนองดังกล่าวผ่านขึ้นมายังโครงสร้างด้านบนได้ เริ่มแรกจะใช้อุปกรณ์ต่าง ๆ เช่น Rollers, Balls, Cables, Rocking column หรือแม้กระทั่งทรายเป็นอุปกรณ์แยกฐาน ซึ่งประสิทธิภาพในการทำงานยังไม่เป็นผลดีมากนัก จึงได้มีการวิจัยเพื่อพัฒนาจนมีการนำเอาแผ่นยางและแผ่นเหล็กมาวางเรียงกันเป็นชั้นและประกบหัวท้ายด้วยแผ่นเหล็กที่หนากว่าด้านในซึ่งอุปกรณ์ดังกล่าวมีชื่อเรียกว่า Multilayer elastomeric bearing หลังจากนั้นเป็นต้นมาระบบการแยกฐานจึงเริ่มเป็นที่นิยมสำหรับการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว โดยประเทศในช่วงแรกที่มีการศึกษาระบบนี้ ได้แก่ สหรัฐอเมริกา, ญี่ปุ่น, นิวซีแลนด์ และอิตาลี (Naeim & Kelly, 1999)



รูปที่ 2.1 ระบบต้านทานแผ่นดินไหวด้วยการแยกฐาน (Seismic base isolation system)

(Thenozhi & Yu, 2013)

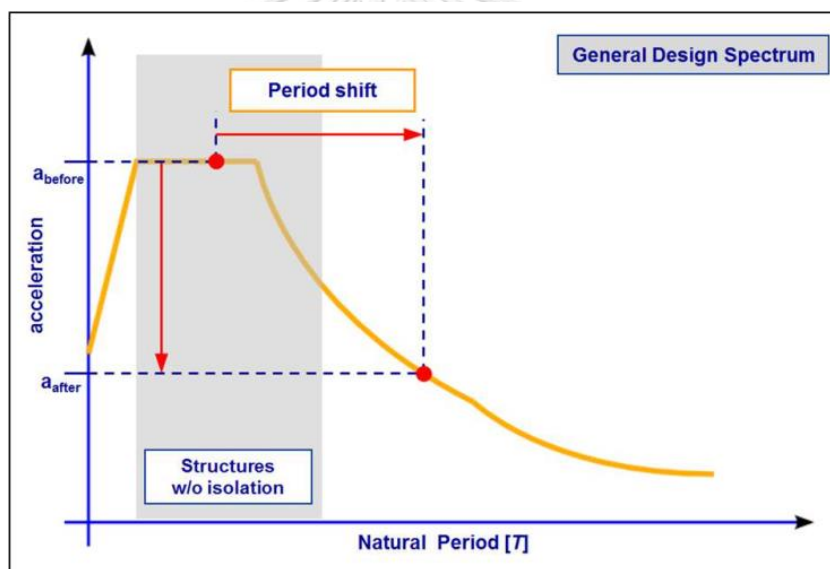
เมื่อระบบการแยกฐานรากของอาคารเป็นที่นิยมในการใช้งานมากยิ่งขึ้น จึงได้มีการนำเอาการออกแบบระบบต้านทานแผ่นดินไหวด้วยการแยกฐาน ไปประยุกต์ใช้กับการออกแบบโครงสร้างสะพานด้วยการแยกฐานระหว่างโครงสร้างสะพานส่วนบน (Superstructure) และโครงสร้างสะพานส่วนล่าง (Substructure) ดังรูปที่ 2.2 โดยรูปดังกล่าวมาจากแนวคิดในการออกแบบโครงสร้างสะพานต้านแรงแผ่นดินไหว ที่ติดตั้งอุปกรณ์แยกฐานแบบ Base isolation bearing เพื่อเพิ่มความยืดหยุ่นด้านข้าง (Lateral flexibility) และเพิ่มค่าความหน่วง (Damping) รวมทั้งอุปกรณ์บางประเภทยังสามารถสลายพลังงานจากแรงกระทำที่เกิดขึ้นจากแผ่นดินไหวได้อีกด้วย โดยแนวคิดนี้จะพยายามทำให้โครงสร้างสะพานทั้งสองส่วนยังคงมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (Elastic behavior) (Marsh et al., 2014)



ความยืดหยุ่น (Flexibility) ของโครงสร้างที่ทำให้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติมีค่ามากขึ้น และการสลายพลังงาน (Energy dissipating) เป็นส่วนประกอบสำคัญของระบบต้านทานแผ่นดินไหวด้วยการแยกฐานซึ่งเป็นผลดีต่อพฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้างสะพาน นอกจากนี้ยังมีส่วนประกอบที่สำคัญอีกหนึ่งอย่างนั่นก็คือค่าความแข็งแรงแริ่เริ่มต้น (Initial rigidity) ที่สูง สำหรับการรองรับ Service load ที่มีค่าน้อย เช่น แรงลม, แรง Braking และแรงแผ่นดินไหวขนาดเล็ก โดยส่วนประกอบนี้จะอยู่ในชิ้นส่วนภายในอุปกรณ์ Base isolation เช่น แท่งโลหะใน Lead – rubber bearing ซึ่งความแข็งแรงแริ่เริ่มต้นที่สูงนี้จะช่วยให้โครงสร้างสะพานส่วนบนมีการเคลื่อนตัวด้านข้างที่น้อย ในขณะที่ยังไม่มีแรงกระทำด้านข้างขนาดใหญ่มากระทำ (Buckle & Mayes, 1990)

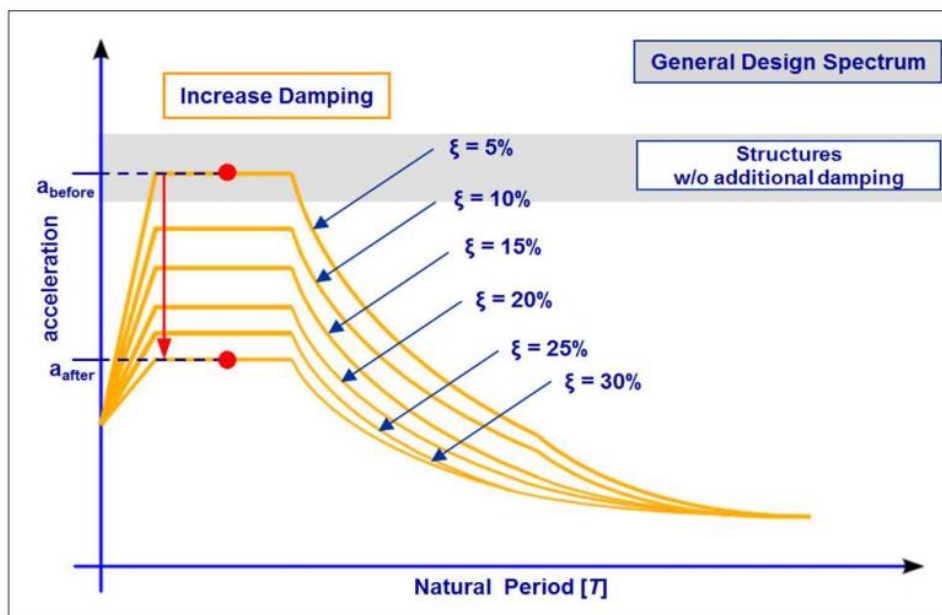
Priestley et al. (1996) ได้ยกตัวอย่างกราฟแสดงสเปกตรัมผลตอบสนองของความเร่งและระยะการเคลื่อนที่ ซึ่งอ้างอิงมาจากมาตรฐานการออกแบบ Eurocode 08 มาใช้ในการอธิบายผลการตอบสนองของสะพานที่ถูกออกแบบด้วยระบบต้านทานแผ่นดินไหวด้วยการแยกฐาน จากระบบดังกล่าวจะทำให้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติขยับ (Period shift) เพิ่มมากขึ้น โดยยกตัวอย่างพิจารณา

จากคาบที่ 0.6 ถึง 1 วินาที ซึ่งส่งผลให้ค่าความเร่งตอบสนองลดลง โดยแสดงดังตัวอย่างรูปที่ 2.3 ผลที่เกิดขึ้นทำให้ค่าแรงกระทำต่อโครงสร้างลดลง 40% แต่ในขณะเดียวกันการขยับเพิ่มขึ้นของค่าคาบการสั่นธรรมชาติก็ส่งผลทำให้เกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเพิ่มมากขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 2.5 จากกราฟแสดงสเปกตรัมผลตอบสนองของความเร่งและระยะการเคลื่อนที่ จะพบว่าเมื่อมีการขยับของค่าคาบการสั่นธรรมชาติที่เพิ่มมากขึ้น ค่าความเร่งตอบสนองจะมีค่าลดลงไปเรื่อย ๆ ซึ่งจะสวนทางกับค่าการเคลื่อนที่ด้านข้างที่สูงมากขึ้น แต่ถ้าหากพิจารณาแล้วจะพบว่าเมื่อค่าคาบการสั่นธรรมชาติมีค่าสูงกว่า 3 วินาที ค่าการเคลื่อนที่ด้านข้างจะมีลักษณะที่คงที่ แต่ในความเป็นจริงแล้วค่าดังกล่าวอาจจะลดลงและเข้าสู่ค่า Ground displacement นอกจากนี้เมื่อพิจารณารูปที่ 2.4 และรูปที่ 2.5 จะพบว่าการเพิ่มค่าอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) ให้กับโครงสร้างจะทำให้ค่าความเร่งตอบสนองลดลง และยังทำให้การเคลื่อนที่ด้านข้างมีค่าน้อยลงอีกด้วย

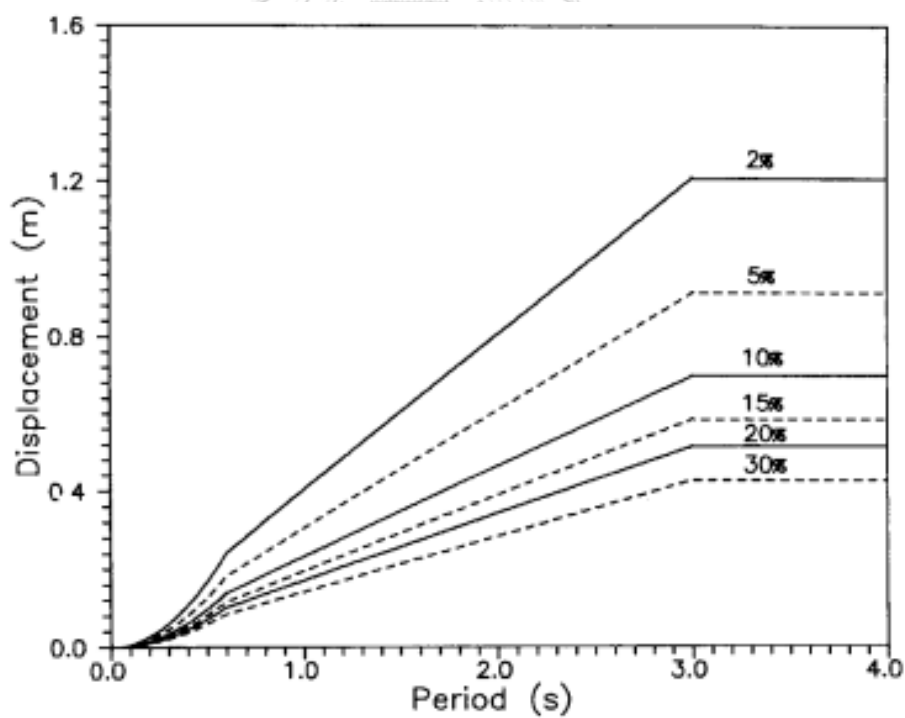


รูปที่ 2.3 ตัวอย่างการลดลงของความเร่งจากการขยับของค่าคาบการสั่นธรรมชาติที่เพิ่มขึ้น

(Mendez-Galindo et al., 2017)



รูปที่ 2.4 ตัวอย่างการลดลงของความเร่งจากการเพิ่มค่า Damping ที่เพิ่มขึ้น
(Mendez-Galindo et al., 2017)

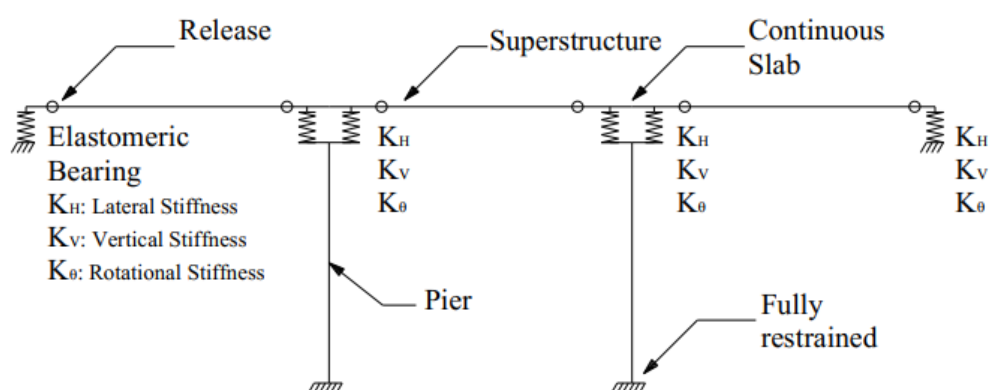


รูปที่ 2.5 สเปกตรัมผลตอบสนองของ Displacement ที่อ้างอิงมาจาก Eurocode 08
(Priestley et al., 1996)

Akogul and Celik (2008) ได้ทำการศึกษาผลการตอบสนองของสะพาน Akcaova ในประเทศตุรกีซึ่งเป็นสะพานคอนกรีตอัดแรงรูปตัวไอ (Prestressed concrete I-girder) ที่ถูกออกแบบโดยใช้ระบบต้านทานแผ่นดินไหวด้วยการแยกฐาน โดยได้ทำการติดตั้งอุปกรณ์แยกฐาน ประเภท Elastomeric bearing โดย Akogul และ Celik ได้สร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพานออกเป็นสองแบบจำลอง คือ 1. แบบจำลองสามมิติโดยวิเคราะห์โหมดโครงสร้างแบบหลายโหมด (3D multi-mode model) และ 2. แบบจำลองโครงสร้างอย่างง่าย (Simplified model or SDOF-system) เพื่อใช้ในการศึกษาถึงผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานที่เป็นผลมาจากการติดตั้ง Elastomeric bearing

สำหรับแบบจำลองสามมิตินั้นจะมีลักษณะเป็นโครงเฟรม มีความสูง 22 เมตร มีความยาวแต่ละช่วง คือ 28.7, 30.0 และ 28.7 เมตร ตามลำดับ โครงสร้างสะพานส่วนบนถูกออกแบบให้เป็น Continuous slab และถูกรองรับด้วย Elastomeric bearing โดยถูกกำหนดให้เป็น Link element ซึ่งจะใช้โปรแกรม SAP2000 ในการศึกษาและวิเคราะห์ผลการตอบสนองต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพาน ค่าสติฟเนสของ Bearing จะถูกกำหนดใน Link element ภายในโปรแกรม โดยจะสนใจทั้งหมด 3 ค่า ได้แก่ 1. ค่าสติฟเนสในแนวราบ (Lateral stiffness), 2. ค่าสติฟเนสในแนวตั้ง (Vertical stiffness), 3. ค่าสติฟเนสในการหมุน (Rotational stiffness) โดยแบบจำลองดังกล่าวจะมีลักษณะดังรูปที่ 2.6

ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองสามมิติจะพบว่าหลังการติดตั้ง Bearing ดังกล่าวช่วยทำให้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติ (Natural period) ของโครงสร้างมีค่ามากกว่าเดิม 80% และทำให้แรงกระทำภายในโครงสร้างลดลงสูงสุดถึง 60% โดยจะมีผลกระทบอย่างมากสำหรับโครงสร้างสะพานที่มีลักษณะเสาตอม่อที่แข็งและมีความสูงน้อย (Short and Rigid piers)



รูปที่ 2.6 แบบจำลองสามมิติที่มี Elastomeric bearing เป็นส่วนประกอบ (Link elements)

(Akogul & Celik, 2008)

Li and Conte (2016) ได้ทำการศึกษาวิเคราะห์โครงสร้างสะพานสำหรับรถไฟความเร็วสูงที่รัฐแคลิฟอร์เนีย (California High-Speed Rail, CHSR) ด้วยแบบจำลอง 3D nonlinear finite-element ซึ่งใช้โปรแกรม OPENSEES ในการศึกษาและวิเคราะห์โครงสร้าง โดยได้ทำการวิเคราะห์ผลการตอบสนองของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กจากแรงแผ่นดินไหวซึ่งจะเปรียบเทียบระหว่างโครงสร้างสะพานปกติ (Non-isolated bridge, NIB) กับ โครงสร้างสะพานที่มีระบบต้านทานแผ่นดินไหวด้วยการแยกฐาน (Isolated bridge, IB) โดยได้ติดตั้งอุปกรณ์แยกฐาน (Isolator) ที่ไม่ได้ระบุประเภทที่ชัดเจน (เช่น Elastomeric bearing, HDRB หรือ LRB) แต่ใช้ค่าคุณสมบัติต่าง ๆ ดังแสดงในตารางที่ 2.1 ในการสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่แบบ Bilinear โดยกราฟดังกล่าวจะถูกใช้สำหรับการระบุค่าคุณสมบัติของอุปกรณ์แยกฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์ภายในโปรแกรม

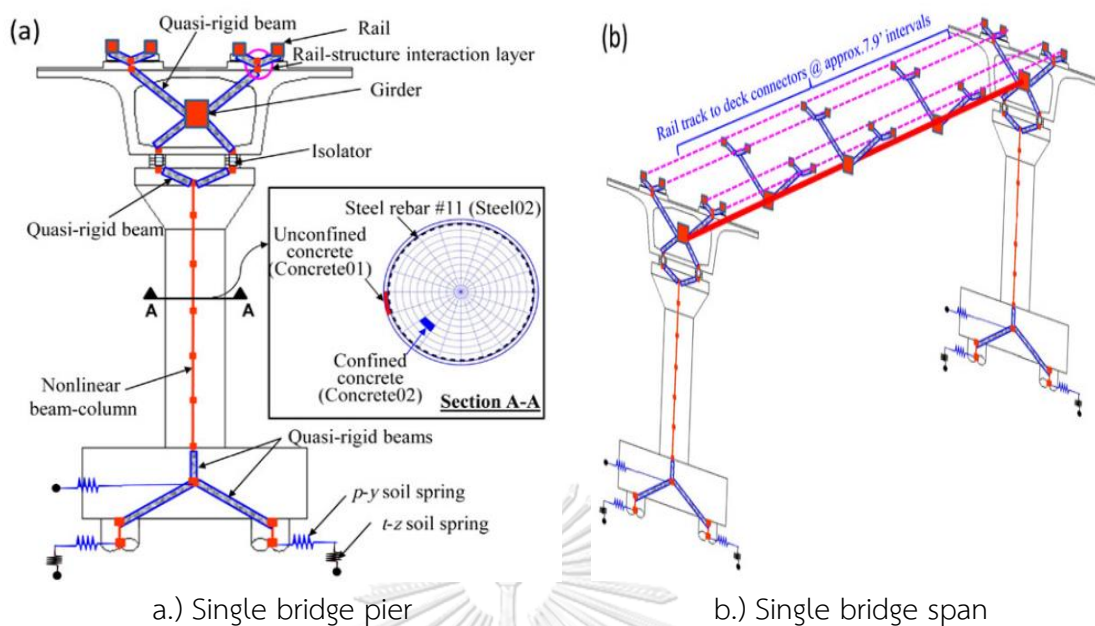
ตารางที่ 2.1 ค่าคุณสมบัติต่าง ๆ ที่ใช้ในการสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่แบบ Bilinear

Size	Material type	Initial stiffness	Yield force	Post-yield stiffness
large	bilinear inelastic	32.3 kN/mm	303.6 kN	3.2 kN/mm
small	bilinear inelastic	64.6 kN/mm	607.2 kN	6.5 kN/mm

ที่มา: (Li & Conte, 2016)

การจำลองโครงสร้างสะพานส่วนบน เช่น พื้นสะพาน (Deck) และคานสะพาน (Box-girder) จะออกแบบให้ส่วนประกอบดังกล่าวมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นหรือยืดหยุ่น มีลักษณะเป็นแบบ linear elastic beam-column โดยส่วนประกอบ Box-girder จะถูกแบ่งพิจารณาออกเป็น 14 ชิ้นส่วน และด้านบนของพื้นสะพานจะมี Rail element ซึ่งเป็นชิ้นส่วนแสดงส่วนประกอบของรางรถไฟ ซึ่งจะถูกเชื่อมต่อกับ Track to deck connector และชิ้นส่วนดังกล่าวยังถูกเชื่อมต่อกับคานสะพานผ่านชิ้นส่วน Quasi-rigid beam นอกจากนี้ชิ้นส่วน Quasi-rigid beam ยังถูกใช้ในการเชื่อมต่อระหว่างคานสะพานกับแผ่นรองคานสะพาน (Bearing) และถูกใช้เชื่อมต่อลงมายังตอม่อของโครงสร้างสะพานส่วนล่าง

ตอม่อสะพานจะถูกสร้างเป็นแบบจำลองชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น โดยมีการกำหนดในโปรแกรมเป็นชิ้นส่วนแบบหน้าตัดไฟเบอร์ (fiber section) จึงมีการสนใจระยะของจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) บริเวณฐานล่างของเสาตอม่อสำหรับโครงสร้างสะพานแบบ IB และบริเวณฐานล่างรวมทั้งส่วนบนของเสาตอม่อสำหรับโครงสร้างสะพานแบบ NIB โดยในงานวิจัยนี้จะประมาณระยะดังกล่าวมีค่าเท่ากับครึ่งหนึ่งของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาตอม่อ โดยแบบจำลองของพื้นสะพาน, คานสะพาน และตอม่อสะพาน สามารถพิจารณาได้จากรูปที่ 2.7 a.)

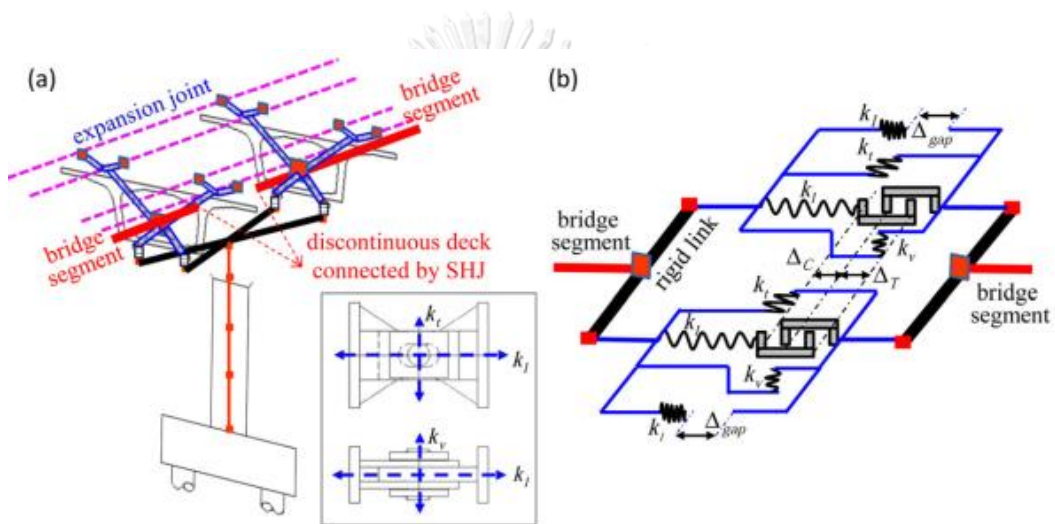


รูปที่ 2.7 แบบจำลอง Finite element (Li & Conte, 2016)

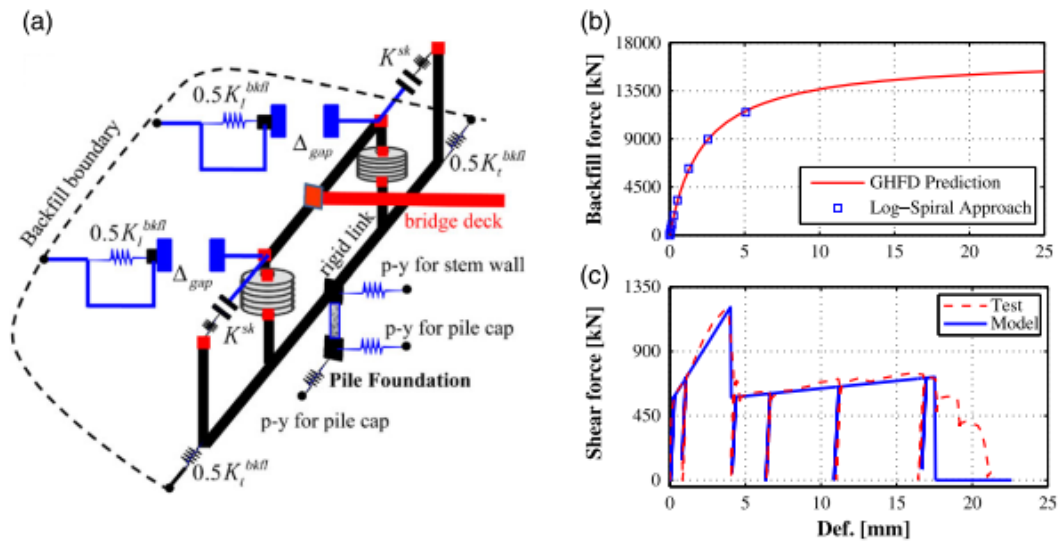
สำหรับส่วนเชื่อมต่อที่เป็นช่องว่างระหว่างช่วงสะพาน (Span) ของโครงสร้างสะพานส่วนบน (Expansion joint) จะถูกติดตั้งด้วยอุปกรณ์ Slotted hinge joint หรือ SHJ โดยมีลักษณะการติดตั้งและมีแบบจำลอง ดังรูปที่ 2.8 ซึ่งจะติดตั้งอยู่ในระดับเดียวกับระดับของจุดศูนย์กลางแรงเฉือน (Shear center) ของหน้าตัด Girder อุปกรณ์ดังกล่าวจะมีช่องว่าง (Slotted hole) ให้ส่วนของโครงสร้างสะพานส่วนบนในแต่ละช่วง สามารถขยับเคลื่อนที่ได้อย่างอิสระในทิศทางตามแนวยาว (Longitudinal) ภายในระยะที่กำหนด แต่การขยับเคลื่อนที่ในทิศทางตามแนวขวาง (Transverse) จะถูกกำหนดให้ขยับไปพร้อมกัน ซึ่งทำให้ไม่เกิดค่า Relative (transverse) displacement ระหว่างทั้งสองช่วงสะพาน แบบจำลองของ SHJ จะถูกเลือกใช้ในแบบจำลองของโครงสร้างด้วย Zero-length element ซึ่งจะประกอบไปด้วย Gap-hook และ bilinear hysteretic spring (เชื่อมต่อแบบอนุกรม) ในทิศทางตามแนวยาว และมี bilinear hysteretic spring ทั้งในทิศทางตามแนวขวางและในแนวตั้งของโครงสร้างซึ่งจะสามารถพิจารณาได้ในรูปที่ 2.8 b.)

ความสัมพันธ์ระหว่างดินกับตัวโครงสร้าง (Soil-structure interaction, SSI) เป็นอีกหนึ่งส่วนประกอบที่สำคัญในการวิเคราะห์โครงสร้างทั้งจากดินที่กระทำต่อปลายโครงสร้างสะพานบริเวณตอม่อริม (Abutment) และดินที่กระทำต่อเสาเข็มที่รองรับตัวโครงสร้างสะพาน โดยส่วนมากจะพิจารณาจากกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันดินกับการเคลื่อนตัวของดิน (p-y) โดยจะสนใจค่าสถิติเอนจากกราฟดังกล่าวเพื่อนำไปใช้ในการกำหนดค่าภายใน p-y spring ที่จะถูกใส่เข้าไปในแบบจำลอง สำหรับ Seat-type abutment จะมีแบบจำลอง finite element ในลักษณะ

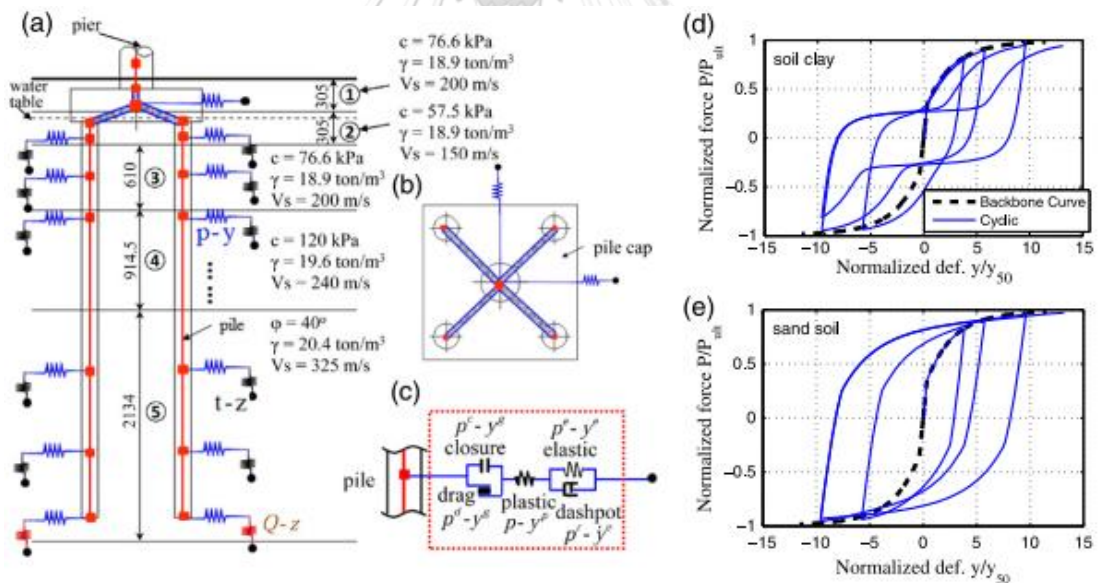
ดังรูปที่ 2.9 a.) ซึ่งจะประกอบไปด้วยส่วนสำคัญได้แก่ p-y spring, Gap-spring element เป็นต้น นอกจากนี้หากพิจารณาการเคลื่อนที่ของตอม่อริม ในทิศทางตามแนวขวางจะพบว่ามีส่วนประกอบของ Wingwall ที่ทำหน้าที่ในการต้านการเคลื่อนที่ในทิศทางดังกล่าว Li และ Conte จึงได้กำหนดแบบจำลอง Shear key เพิ่มเข้ามาโดยกำหนดให้เป็น Gap-spring element (K_{SK}) โดยมีลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเคลื่อนที่ดังรูปที่ 2.9 c.) สำหรับการสร้างแบบจำลองของเสาเข็มนั้นจะเป็นไปตามรูปที่ 2.10 โดยจะประกอบไปด้วย p-y spring และ t-z spring กระจายตลอดความยาวของเสาเข็มในทิศทางตามแนวยาวและแนวขวาง และสำหรับส่วนปลายล่างสุดของเสาเข็มจะมี Q-z spring



รูปที่ 2.8 แบบจำลอง Finite element (FEM) ของส่วนเชื่อมต่อที่เป็นช่องว่างระหว่าง Span โดยที่ a.) ลักษณะการติดตั้งอุปกรณ์ Slotted hinge joint (SHJ) และ b.) FEM ของ SHJ (Li & Conte, 2016)



รูปที่ 2.9 แบบจำลอง Finite element (FEM) ของกำแพงกันดินกับดินถม โดยที่ a.) ส่วนประกอบของแบบจำลอง b.) Backbone curve ของ p-y spring ในทิศทางตามแนว ยาว c.) p-y curve ของแบบจำลอง Shear key ในทิศทางตามแนวขวาง (Li & Conte, 2016)



รูปที่ 2.10 แบบจำลอง Finite element (FEM) ของเสาเข็ม โดยที่ a.) ส่วนประกอบของแบบจำลองและค่าคุณสมบัติของดิน b.) แบบจำลองของ Pile cap c.) p-y spring d.) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนตัวของ P-Y spring สำหรับดินประเภท Clay และ e.) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนตัวของ p-y spring สำหรับดินประเภท sand (Li & Conte, 2016)

เมื่อพิจารณาผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบโครงสร้างทั้งสองแบบจะพบว่าโครงสร้างสะพานที่มีระบบต้านทานแผ่นดินไหวด้วยการแยกฐาน (Isolated bridge, IB) นั้นจะมีค่าความเร่งตอบสนองของ Deck ลดลง ในกรณีที่ความเร่งที่เพิ่มขึ้นอย่างฉับพลันเนื่องจากผลของการกระทบ (Pounding) บริเวณจุดต่อ (Expansion joint) ไม่ถูกนำมาพิจารณา, ผลการตอบสนองที่เป็นแรงกระทำต่อโครงสร้างลดลง เช่น แรงเฉือนที่ฐานของเสาตอม่อลดลง 52% ในทั้งสองทิศทาง (Longitudinal, Transverse directions), ส่วนประกอบโครงสร้าง Pile cap มีการเคลื่อนตัวในแนวราบที่ลดลงประมาณ 77% ในทั้งสองทิศทาง, สำหรับ Pile foundation มีผลการตอบสนองที่ลดลง นอกจากนี้ผลที่ได้กล่าวไปทั้งหมดแล้วโครงสร้างสะพานแบบดังกล่าวอาจส่งผลกระทบต่อค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสะพานส่วนบน (Superstructure) มีระยะการเคลื่อนตัวที่มากขึ้นเนื่องจากการเสียรูปร่างของอุปกรณ์ Base isolation นอกจากนี้ผลของการเคลื่อนตัวดังกล่าวยังส่งผลทำให้ค่าความเค้นสูงสุดของรางรถไฟมีค่าสูงขึ้นโดยเฉพาะค่า Bending stress

นอกจากนี้งานวิจัยดังกล่าวยังแสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์ระหว่าง Moment และ Curvature โดยแสดงให้เห็นว่าเสาตอม่อของโครงสร้างที่ไม่ได้ติดตั้งอุปกรณ์ Base isolation จะมีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่นแล้ว (Inelastic behavior) แต่สำหรับโครงสร้างที่ได้ติดตั้งอุปกรณ์ดังกล่าว เสาตอม่อจะยังคงมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (Elastic behavior)

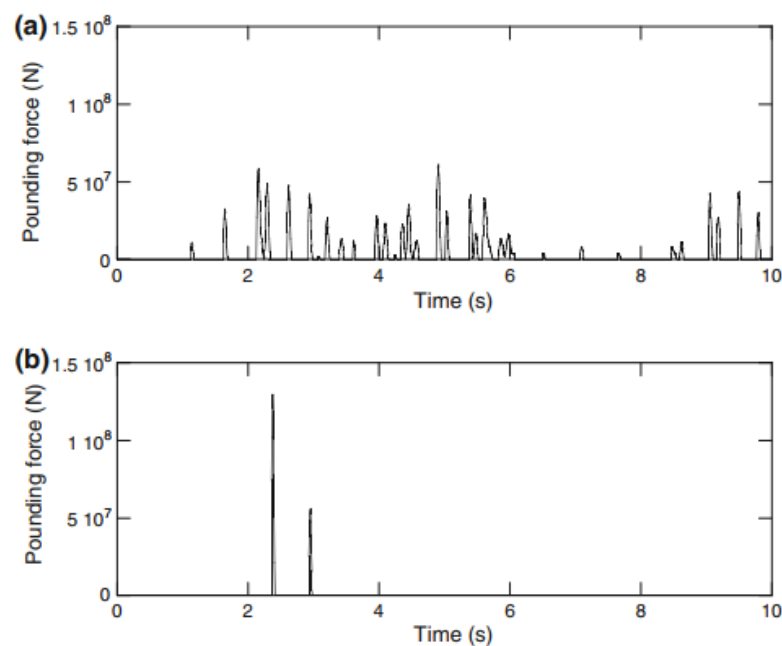
2.1.1 ผลกระทบที่เกิดจากการใช้งานโครงสร้างสะพานระบบแยกฐานภายใต้แรงแผ่นดินไหว

โครงสร้างสะพานที่ถูกออกแบบด้วยระบบต้านทานแผ่นดินไหวด้วยการแยกฐานโดยมีการติดตั้งอุปกรณ์แยกฐานระหว่างโครงสร้างสะพานส่วนบนและโครงสร้างสะพานส่วนล่าง ผลของการติดตั้งอุปกรณ์ดังกล่าวนอกจากส่งผลดีในการลดแรงภายในที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวแล้ว ก็ยังส่งผลกระทบต่อหรือผลเสียที่เกิดจากการเคลื่อนที่ของโครงสร้างส่วนบนที่มากกว่าเดิมก่อนทำการติดตั้ง การเคลื่อนที่ดังกล่าวจะส่งผลกระทบต่อให้เกิดการชนกัน (Pounding) ระหว่างคานรองรับแผ่นพื้น (Girder) โดยเฉพาะสะพานที่ถูกออกแบบแบบ Multi-span simply supported ซึ่งมีระยะห่างหรือช่องว่างระหว่างช่วงสะพาน (Span) และการชนกันระหว่างโครงสร้างสะพานส่วนบนกับชิ้นส่วนโครงสร้างตอม่อริม (Abutment) ที่อยู่ด้านปลายทั้งสองข้างของสะพานเมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวขนาดใหญ่

Jankowski and Mahmoud (2015) ได้นำเสนอผลการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานที่ได้ทำการวิเคราะห์ถึงผลกระทบจากการเกิดการกระทบระหว่างชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพานส่วนบนโดยรูปที่ 2.11 จะแสดงค่าของแรงกระทบระหว่างชิ้นส่วน (Pounding force) ในช่วงระยะเวลาต่าง ๆ โดยพิจารณาระยะห่างของช่วงสะพานหรือระยะช่องว่าง (Gap size) คือ 0.01 และ 0.11 เมตร จากรูปดังกล่าวจะพบว่าหากช่วงเวลาไหนเกิด Pounding force แสดงว่าชิ้นส่วนของโครงสร้างเกิดการ

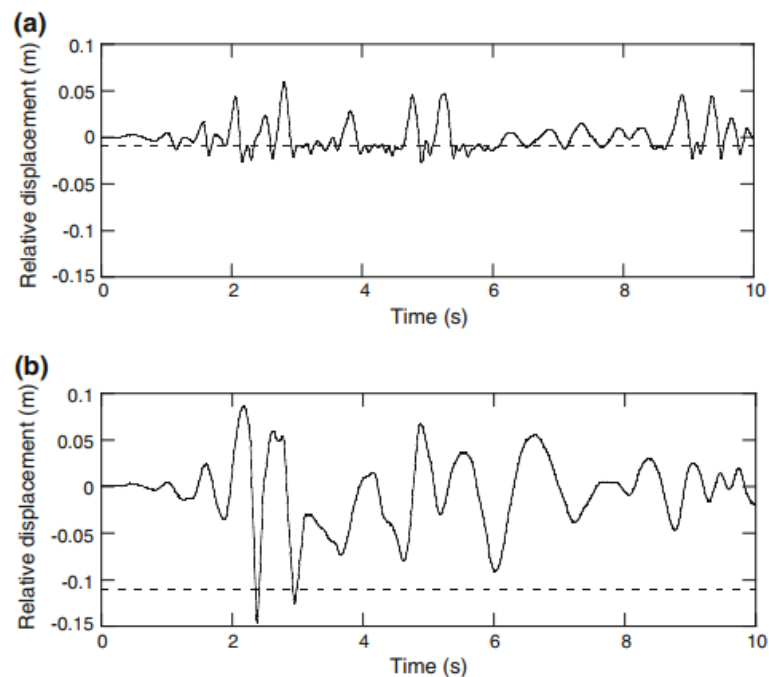
การกระทบระหว่างกัน ซึ่งจะทำให้ค่า Relative displacement ของโครงสร้างสะพานส่วนบนเพิ่มขึ้นสูงขึ้น โดยสามารถพิจารณาได้จากรูปที่ 2.12 สำหรับผลของระยะช่องว่างที่แตกต่างกันจะพบว่า ระยะห่างที่ 0.01 เมตร จะมีโอกาสที่เกิดการชนกันมากกว่า แต่ขนาดแรงกระทบนั้นจะน้อยกว่ามาก ทำให้ค่า Relative displacement น้อยด้วยเช่นกัน ซึ่งตรงข้ามกับช่วงสะพานที่มีระยะห่างที่ 0.11 เมตร โอกาสในการเกิดการชนกันจะน้อยกว่า แต่หากเกิดการชนกันจะทำให้เกิดแรงกระทบที่สูง และทำให้ค่า Relative displacement สูงตามไปด้วย

นอกจากนี้การเคลื่อนที่ของโครงสร้างส่วนบนอาจทำให้ชิ้นส่วนโครงสร้าง เช่น Girder เคลื่อนตัวออกจากจุดรองรับซึ่งจะทำให้โครงสร้างดังกล่าวพังถล่มลงมา (Unseating) (Priestley et al., 1996) จากผลกระทบดังกล่าวของโครงสร้างสะพานส่วนบน ทำให้มีงานวิจัยได้ศึกษาค้นคว้าเพื่อลดผลกระทบที่เกิดขึ้นด้วยการปรับปรุงโครงสร้างสะพานโดยจะมีรายละเอียดในหัวข้อถัดไป



รูปที่ 2.11 Pounding force time history

โดยที่ a.) gap size 0.01 m; b.) gap size 0.11 m (Jankowski & Mahmoud, 2015)



รูปที่ 2.12 Relative displacement time history

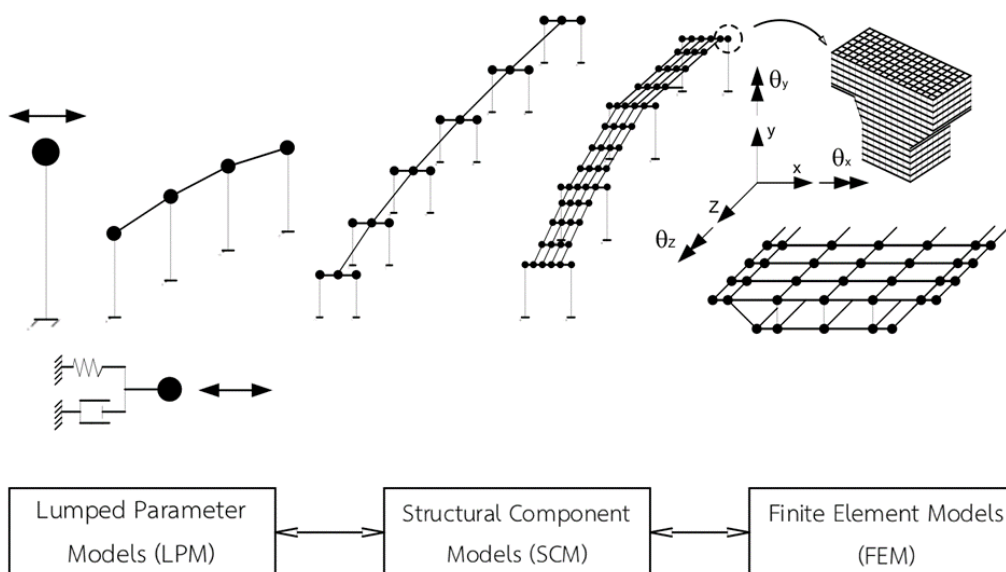
โดยที่ a.) gap size 0.01 m; b.) gap size 0.11 m (Jankowski & Mahmoud, 2015)

2.2 การสร้างแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของโครงสร้างสะพาน (Analytical modeling of bridges)

แบบจำลองของโครงสร้างสะพานถูกจำลองขึ้นมาเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง ให้ได้มาซึ่งผลการตอบสนองและทราบถึงพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างจากผลของแรงกระทำต่าง ๆ ที่มีต่อตัวโครงสร้างสะพาน โดยปกติผลตอบสนองของโครงสร้างที่สำคัญ ได้แก่ แรงและโมเมนต์ดัดภายใน, ความเค้น, ความเครียด และระยะการเคลื่อนตัวของชิ้นส่วนรวมทั้งโครงสร้างสะพาน สำหรับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ ผลตอบสนองที่สำคัญของโครงสร้างสะพาน ได้แก่ คาบการสั่นของโครงสร้าง และลักษณะของโหมดการตอบสนองของโครงสร้าง เป็นต้น จากคู่มือการออกแบบสะพานของกรมทางหลวง (2559) ได้แนะนำวิธีการสร้างแบบจำลองของโครงสร้างสะพานด้วยวิธีการไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) ซึ่งเป็นวิธีการสร้างแบบจำลองที่นิยมใช้งานอย่างแพร่หลาย และถูกพัฒนาเป็นพื้นฐานของโปรแกรมคอมพิวเตอร์เพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างขนาดใหญ่ สำหรับการสร้างแบบจำลองดังกล่าวจำเป็นต้องพิจารณา 3 ส่วน ได้แก่ 1. แบบจำลองของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพาน รอยต่อ และฐานรองรับ 2. คุณสมบัติของวัสดุ 3. แรงกระทำต่อโครงสร้างที่พิจารณา (กรมทางหลวง, 2559) แบบจำลองของโครงสร้างควรมีการจำลองที่ตั้งอยู่บนสมมติฐานที่

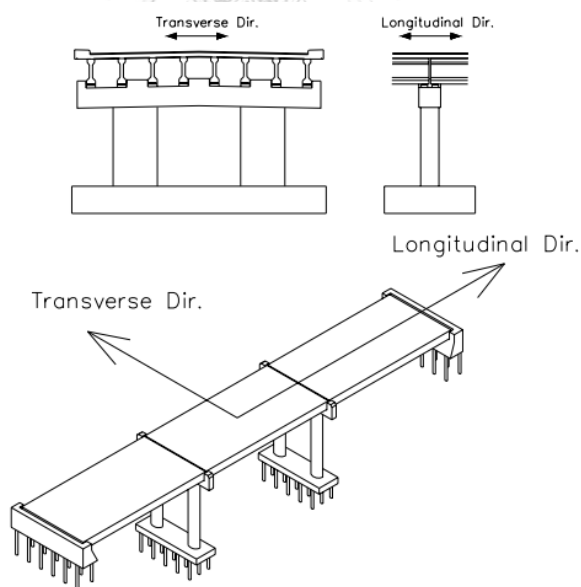
สามารถตรวจสอบความถูกต้องได้ง่าย เพราะแต่ละสมมติฐานที่เลือกใช้จะส่งผลต่อผลลัพธ์ที่ออกมาในแต่ละขั้นตอนของการสร้างแบบจำลองควมมีการจัดการอย่างเหมาะสมเพื่อให้ผลลัพธ์ที่ได้สอดคล้องกับความเป็นจริง และไม่ใช้ทรัพยากรในการคำนวณที่มากเกินไปจนความจำเป็นโดยเฉพาะระยะเวลาในการคำนวณ (Avşar, 2009)

Priestley et al. (1996) ได้นำเสนอลำดับความยาก-ง่ายในการสร้างแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของโครงสร้างสะพานเพื่อนำเสนอผลการตอบสนองจากแรงแผ่นดินไหว โดยเรียงลำดับตามความง่ายในการสร้างแบบจำลองไปยังยากสุด ดังนี้ 1. Lumped Parameter Models (LPM) 2. Structural Component Model (SCM) และ 3. Finite Element Models (FEM) ซึ่งจะแสดงดังรูปที่ 2.13 หากต้องการสร้างแบบจำลองเพื่อทราบผลลัพธ์เบื้องต้นเฉพาะค่าของคาบการสั่นไหวของโครงสร้าง, การเคลื่อนตัว, ความเร่ง, ความเร็ว และแรงเฉือนที่ฐาน สามารถเลือกใช้แบบจำลองประเภท LPM โดยการเลือกใช้แบบจำลองประเภทนี้ต้องอาศัยการปรับแก้ค่าของสติเฟเนสและมวลประสิทธิผลให้สามารถเป็นตัวแทนค่าของโครงสร้างสะพานโดยรวมได้ หากผลการวิเคราะห์มีความต้องการในระดับของแรงภายในของชิ้นส่วนโครงสร้าง เช่น ชิ้นส่วนของคานรองรับแผ่นพื้น, ชิ้นส่วนเสาตอม่อแบบจำลองประเภทนี้จะเลือกใช้เป็นแบบจำลอง SCM และหากต้องการรายละเอียดในส่วนที่มากขึ้น เช่น ค่าหน่วยแรงและความเครียดเฉพาะภายในชิ้นส่วนโครงสร้าง จึงจะเลือกใช้เป็นแบบจำลอง FEM โดยจะแบ่งชิ้นส่วนย่อยขนาดเล็ก (Element) เพื่อทำการวิเคราะห์ซึ่งจะแบ่งจำนวนชิ้นส่วนย่อยตามความเหมาะสมในการใช้งาน



รูปที่ 2.13 ลำดับความยาก-ง่ายในการสร้างแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของโครงสร้างสะพานเพื่อนำเสนอผลการตอบสนองจากแรงแผ่นดินไหว (Priestley et al., 1996)

มิติ (Dimension) ของแบบจำลองเป็นอีกหนึ่งสิ่งที่ควรคำนึงถึงตั้งแต่การเริ่มต้นสร้างแบบจำลอง โดยปกติแล้วการจำลองโครงสร้างใน 2 มิติ จะใช้สำหรับการวิเคราะห์สะพานในเบื้องต้นเพราะมีความสะดวกและรวดเร็วในการใช้งานและจะเลือกพิจารณาตามทิศทางที่สนใจในการศึกษา โดยทิศทางของแบบจำลองของโครงสร้างจะมีด้วยกัน 2 ทิศทางหลัก คือ ทิศทางตามแนวยาว (Longitudinal direction) และ ทิศทางตามแนวขวาง (Transverse direction) ดังรูปที่ 2.14 โดย Rashidi และ Ala Saadeghvaziri (1997), Choi (2002), DesRoches และคณะ (2004) ได้บอกว่าผลการตอบสนองของสะพานจะขึ้นอยู่กับทิศทางตามแนวยาวเป็นหลัก แต่บางงานวิจัยเช่น งานวิจัยของ Cheng และคณะ (1998), Wissawapaisal และ Aschheim (2000) ได้พูดถึงทิศทางตามแนวขวางที่อาจเกิดผลการตอบสนองต่อสะพานที่สำคัญ เมื่อระยะการเคลื่อนตัวในทิศทางตามแนวขวางมีค่ามากจะส่งผลต่อโครงสร้างสะพานส่วนล่าง เช่น การวิบัติของเสาตอม่อสะพานในบริเวณจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) จากผลดังกล่าวจึงทำให้การวิเคราะห์โครงสร้างสะพานอย่างละเอียดไม่เหมาะสมที่จะพิจารณาในทิศทางใดทิศทางหนึ่งด้วยการใช้แบบจำลอง 2 มิติ จึงแนะนำให้วิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง 3 มิติ ที่จะช่วยให้สามารถพิจารณาผลการตอบสนองที่เกิดขึ้นทั้งสองทิศทางภายในแบบจำลองเดียวกัน (Avşar, 2009)



รูปที่ 2.14 ทิศทางตามแนวยาวและแนวขวางของแบบจำลองโครงสร้างสะพาน (Avşar, 2009)

2.2.1 การเลือกใช้โปรแกรมในการสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพาน

การวิเคราะห์โครงสร้างสะพานด้วยแบบจำลอง 3 มิติ เป็นการวิเคราะห์ที่ไม่สามารถใช้วิธีการคำนวณมือโดยตรงได้ เนื่องจากความซับซ้อนของแบบจำลองและใช้ระยะเวลาในการคำนวณเป็นอย่างมาก โดยเฉพาะการวิเคราะห์ผลการตอบสนองแบบไม่เชิงเส้น จึงจำเป็นที่จะต้องใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์มาเป็นเครื่องมือช่วยเหลือในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน ในหลายงานวิจัยจึงได้เลือกใช้โปรแกรมต่าง ๆ เป็นเครื่องมือในการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างสะพาน เช่น งานวิจัยของ Li and Conte (2016) ได้เลือกใช้โปรแกรม OpenSees ซึ่งเป็นโปรแกรมที่ถูกคิดค้นและพัฒนาโดยหน่วยงานด้านการวิจัย Chen et al. (2017) ได้ใช้โปรแกรม SAP2000 ซึ่งเป็นโปรแกรมที่ใช้ในเชิงพาณิชย์ โดยทั้งสองโปรแกรมเป็นที่นิยมสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน

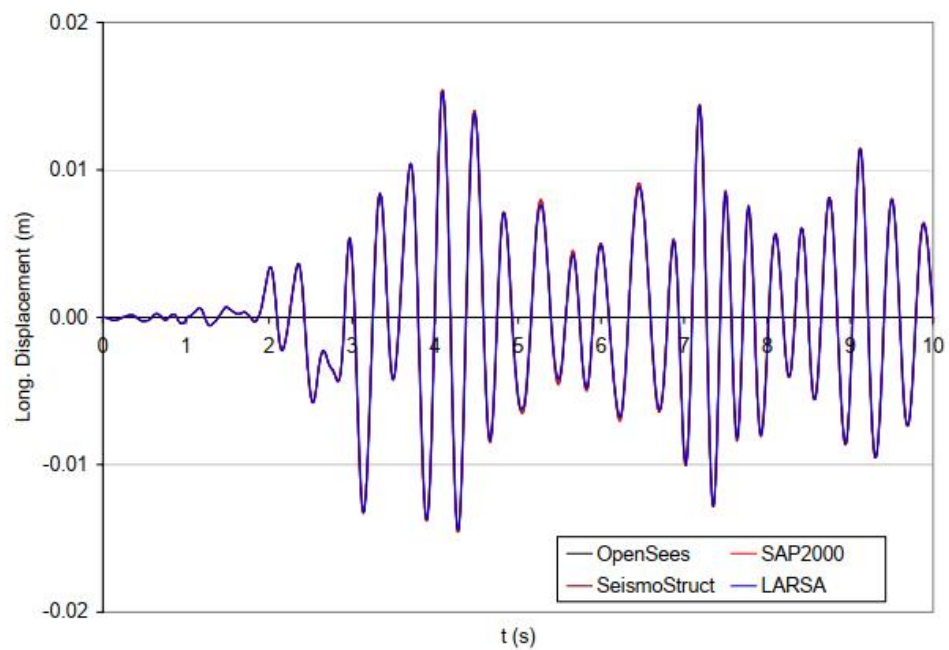
Avşar (2009) ได้ทำการเปรียบเทียบผลการตอบสนองจากแบบจำลองของโครงสร้างสะพาน ซึ่งได้ทำการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม OpenSees, SAP2000, SeismoStruct และ LARSA จากผลการวิเคราะห์ทั้ง 4 โปรแกรม พบว่าการวิเคราะห์แบบจำลองด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบโหมด (Modal analysis) และแบบประวัติเวลาเชิงเส้น (Linear response history analysis) ได้ค่าคาบการสั่นของโครงสร้างสะพาน และค่าการเคลื่อนที่ของจุดกึ่งกลางสะพานในทิศทางตามแนวยาว มีค่าใกล้เคียงกันทั้ง 4 โปรแกรม ดังตารางที่ 2.2 และรูปที่ 2.3 ตามลำดับจากผลลัพธ์ดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าหากพิจารณาการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น สามารถเลือกใช้ได้ทั้ง 4 โปรแกรม

นอกจากนี้ Avşar (2009) ได้ให้ความเห็นว่าการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นเพื่อใช้ในการตรวจสอบความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้างหรือต้องการทราบผลการตอบสนองที่ใกล้เคียงความจริง โปรแกรม OpenSees มีข้อได้เปรียบในการใช้งานมากกว่าโปรแกรมอื่นที่ได้กล่าวไป เช่น ค่าพารามิเตอร์ที่สามารถเลือกกำหนดได้อย่างครอบคลุม การจำลองพฤติกรรมแบบ Fiber element สามารถจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยเฉพาะเมื่อต้องการทราบถึงการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเชิง Inelastic

ตารางที่ 2.2 การเปรียบเทียบค่าคาบการสั่นของโครงสร้างสะพานระหว่าง 4 โปรแกรม

Mode	Natural Period, T (Sec)			
	OpenSees	SAP2000	SeismoStruct	Larsa
1	0.3722	0.3722	0.3722	0.3717
2	0.1478	0.1478	0.1478	0.1478
3	0.1265	0.1265	0.1265	0.1265
4	0.1014	0.1014	0.1014	0.1013
5	0.1002	0.1002	0.1002	0.1001
6	0.0482	0.0482	0.0482	0.0481
7	0.0451	0.0452	0.0452	0.0451
8	0.0433	0.0433	0.0433	0.0432
9	0.0401	0.0401	0.0401	0.0401
10	0.0393	0.0393	0.0393	0.0393

ที่มา: (Avşar, 2009)

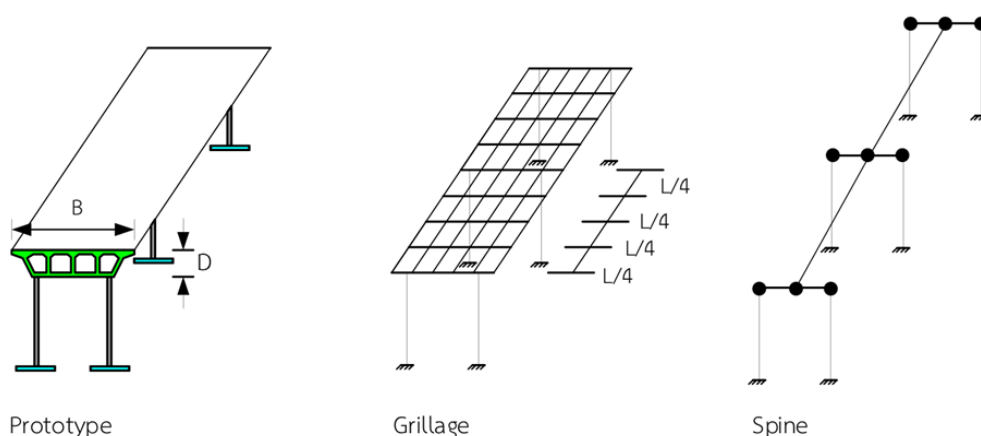


รูปที่ 2.15 การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวของจุดกึ่งกลางสะพานในทิศทางตามแนวยาวระหว่าง 4 โปรแกรม (Avşar, 2009)

2.2.2 การจำลองโครงสร้างสะพานส่วนบน

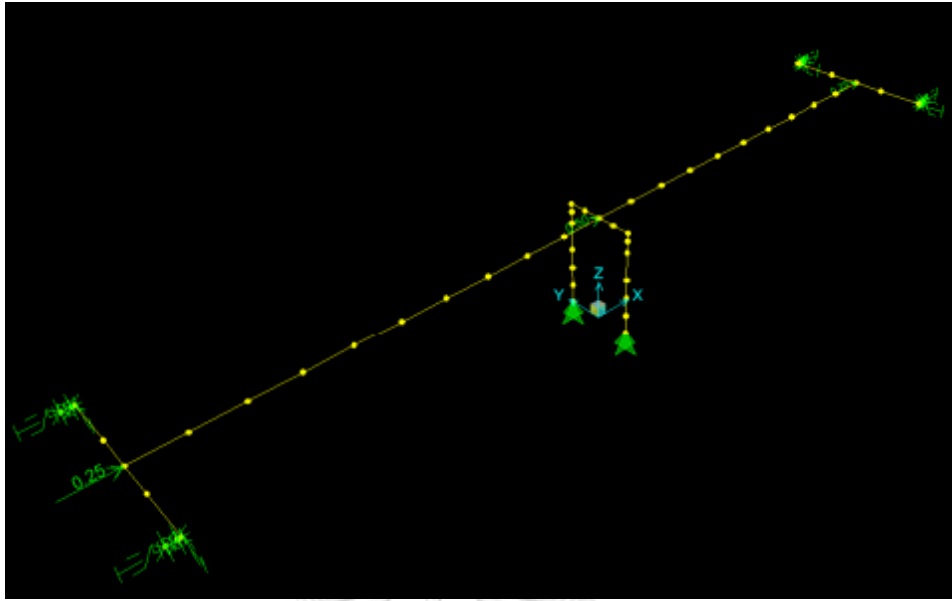
โครงสร้างสะพานส่วนบน (Superstructure) ของสะพานประเภท Slab bridge, Deck on Girder bridge หรือ Box Girder bridge สามารถใช้แบบจำลองประเภท Spine model ดังรูปที่ 2.16 ซึ่งสามารถใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานได้ โดยงานวิจัยของ Aviram et al. (2008); Avşar (2009) ก็ได้จำลองโครงสร้างสะพานส่วนบนตามแบบจำลองดังกล่าว อย่างไรก็ตามหากผลของค่าสติฟเนสตามแนวขวางและการบิดตัวของพื้นสะพานซึ่งรวมถึงผลของ Transverse diaphragm มีผลต่อการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน รวมทั้งการพิจารณาโหมดการสั่นที่ผสมกัน เช่น ในสะพานที่มีมุมเอียงมาก (Large skew angle) ควรเลือกใช้แบบจำลองประเภท Finite element ที่สร้างโดย Plate หรือ Shell element หรือการใช้แบบจำลอง Grillage ในการวิเคราะห์โครงสร้าง เช่น งานวิจัยของ Chen et al. (2017) ได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานที่มีมุมเอียง (Skew angle) มาเกี่ยวข้อง โดยเลือกใช้แบบจำลอง Shell element มาจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างส่วนบนประเภท PC box girder โดยได้ทำการศึกษาถึงผลการตอบสนองจากการเกิดการชนกันของแผ่นพื้นสะพาน แบบจำลองดังกล่าวจำเป็นต่อการวิเคราะห์ที่ครอบคลุมถึงผลที่เกิดจากโมเมนต์ดัดในแนวแกนของแผ่นพื้นและในทิศตั้งฉากกับแผ่นพื้น, แรงเฉือนพร้อมทั้งแรงในระนาบ (Membrane loading) (กรมทางหลวง, 2559)

ในกรณีทีวิเคราะห์โครงสร้างสะพานระบบแยกฐาน (Isolated bridge system) ในหลายงานวิจัย เช่น Hassan and Billah (2020); Zhang et al. (2020) ได้กำหนดให้ชิ้นส่วนในโครงสร้างสะพานส่วนบน เช่น คานรองรับแผ่นพื้น ยังคงมีพฤติกรรมแบบยึดหยุ่นจากผลของการติดตั้งอุปกรณ์แยกฐาน (Isolator) โดยจะเลือกใช้การจำลองอิลิเมนต์แบบ Elastic beam-column element

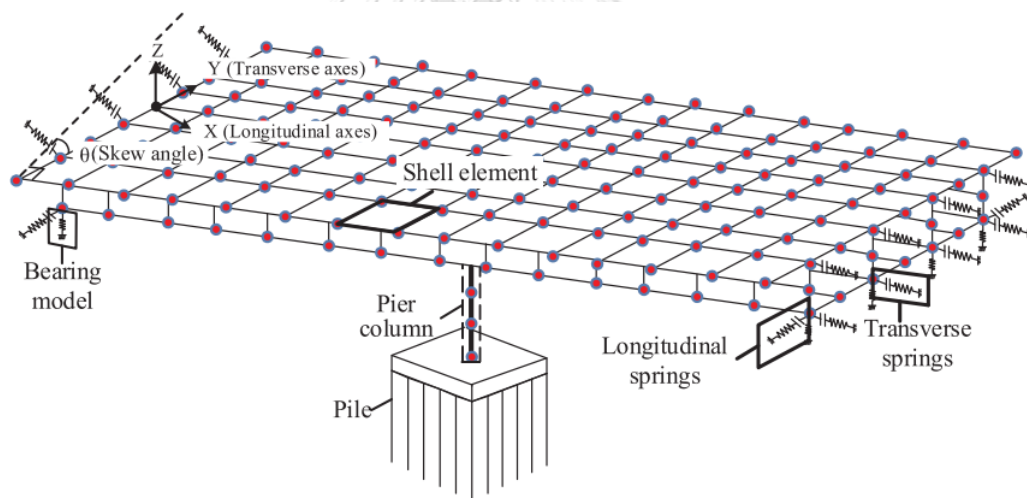


รูปที่ 2.16 ประเภทของแบบจำลอง 3 มิติ ที่สามารถใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน

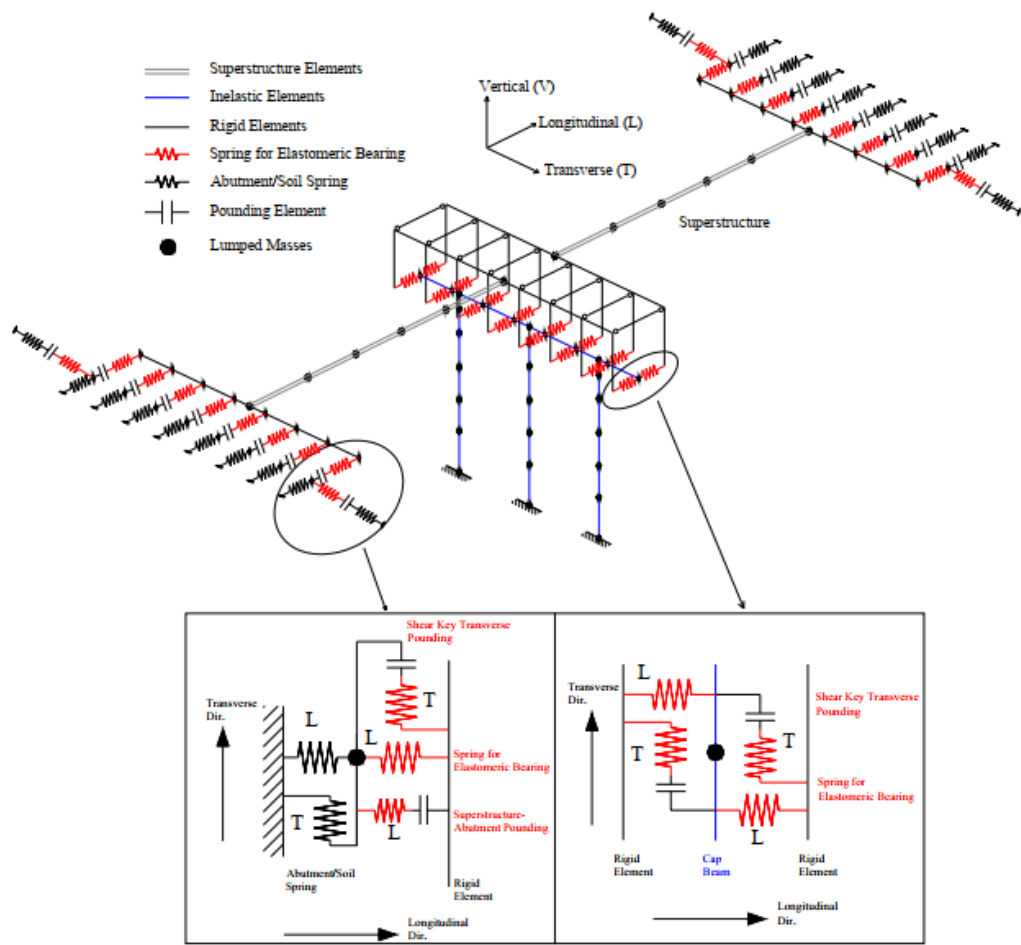
(กรมทางหลวง, 2559)



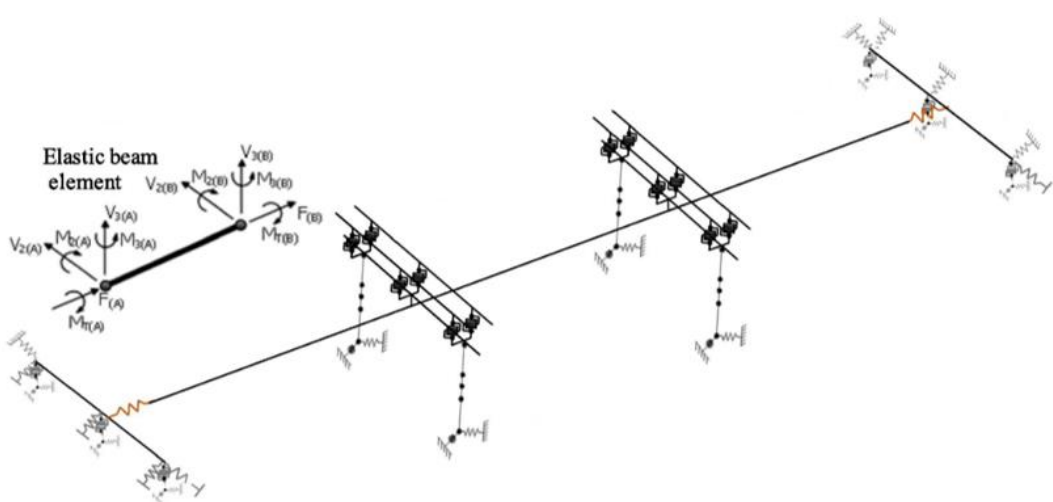
รูปที่ 2.17 แบบจำลอง 3 มิติ ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน โดยใช้โปรแกรม SAP2000
(Aviram et al., 2008)



รูปที่ 2.18 แบบจำลอง 3 มิติ ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน
โดยโครงสร้างส่วนบนเลือกใช้เป็น Shell element (Chen et al., 2017)



รูปที่ 2.19 แบบจำลอง 3 มิติ ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน (Avşar, 2009)

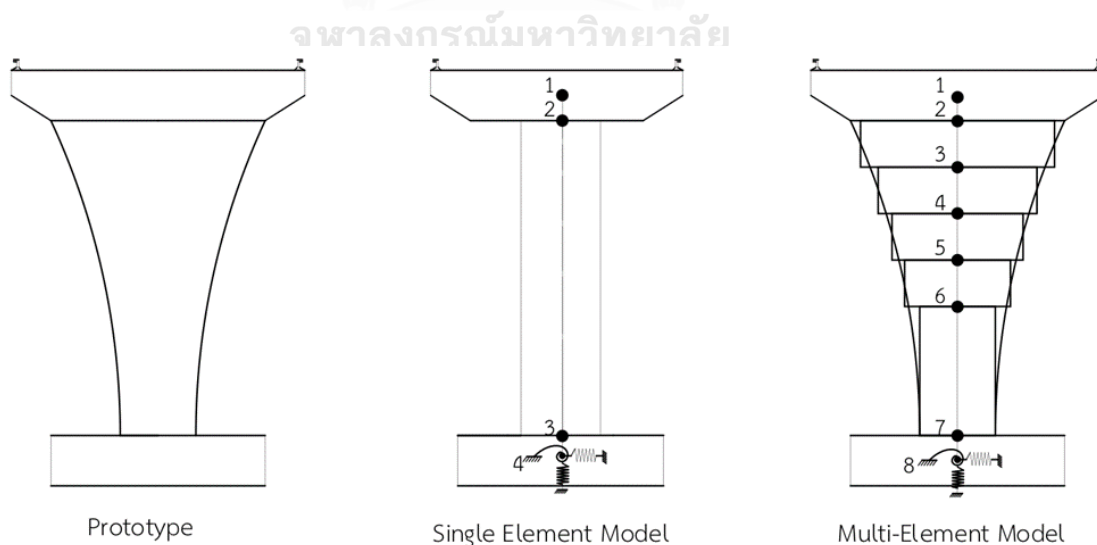


รูปที่ 2.20 แบบจำลอง 3 มิติ ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน โดยโครงสร้างส่วนบนเลือกใช้ เป็น Spine model และ Elastic beam element (Hassan & Billah, 2020)

2.2.3 การจำลองโครงสร้างสะพานส่วนล่าง

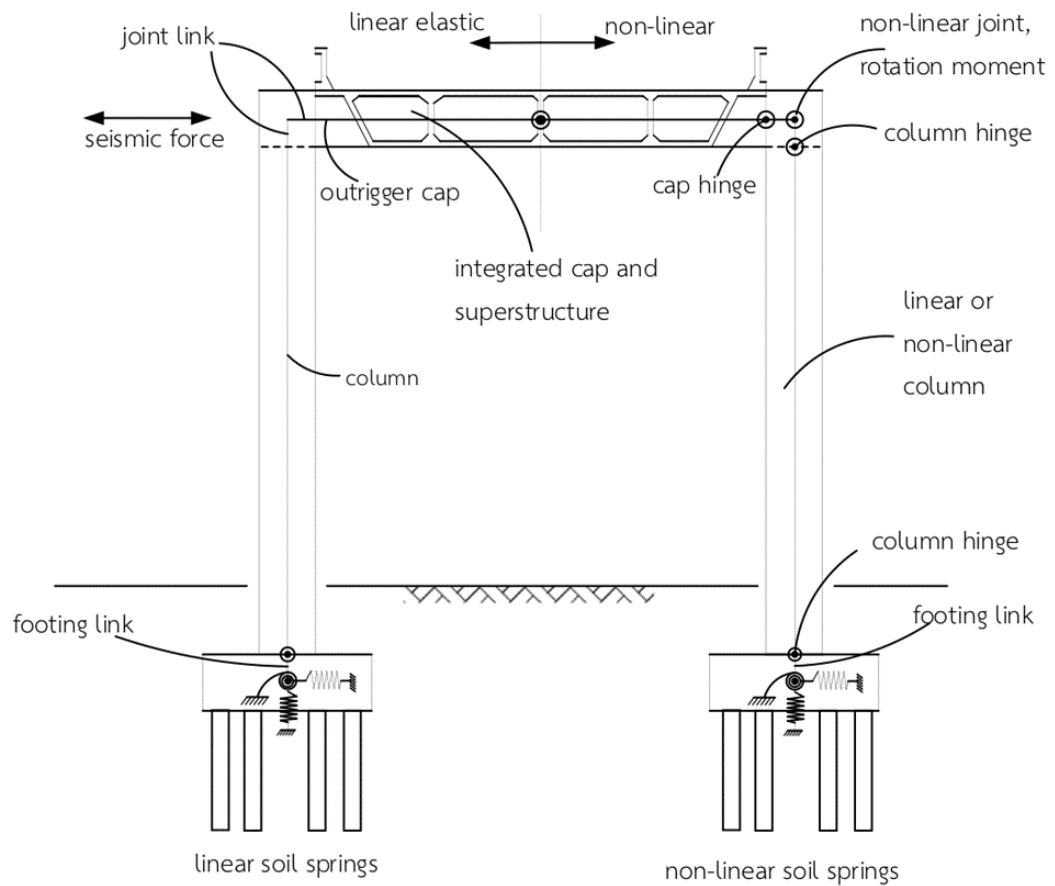
โครงสร้างสะพานส่วนล่าง (Substructure) คือส่วนของโครงสร้างที่อยู่ถัดลงมาจากโครงสร้างสะพานส่วนบน อาจมีการแบ่งโครงสร้างทั้งสองส่วนด้วยอุปกรณ์แยกฐาน (Isolator) สำหรับการจำลองโครงสร้างสะพานส่วนล่างมักจะพูดถึงการจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างของตอม่อ (Pier) โดยการจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างดังกล่าวควรพิจารณาผลของสติฟเนสที่เกิดจากโครงสร้างสะพานส่วนบนเพิ่มเข้าไปในส่วนของ Frame element ที่เป็นส่วนของการจำลอง Cap beam ของตอม่อ (Pier bent) โดยเฉพาะผลของค่าสติฟเนสตามแนวขวางและแนวการบิด (Transverse, Torsional stiffness) ที่เกิดจากคานรัดหัวเสา (Cap beam) ในกรณีที่โครงสร้างสะพานส่วนบนมีความหนาและหล่อเป็นเนื้อเดียวกับโครงสร้างส่วนล่าง (Monolithic connection) และมี Diaphragm ช่วยในการถ่ายแรงบริเวณรอยต่อดังแสดงในรูปที่ 2.22 โดยรูปดังกล่าวยังแสดงถึงแบบจำลองที่สนใจพฤติกรรมเชิงเส้นและไม่เชิงเส้นอีกด้วย นอกจากนี้การแบ่งจำนวนอิลิเมนต์ในเสาของตอม่อควรพิจารณาเลือกแบ่งจำนวนอย่างเหมาะสมเพื่อให้สามารถแสดงผลของโหมดการสั่นของโครงสร้างสะพานได้อย่างถูกต้อง โดยในรูปที่ 2.21 ได้แสดงตัวอย่างการแบ่งจำนวนอิลิเมนต์ของเสาตอม่อ

สำหรับการสร้างแบบจำลองของฐานราก (Footing) ที่ปลายด้านล่างของเสาตอม่อ หากเป็นกรณีที่ทราบรายละเอียดของฐานรากที่มีลักษณะยึดแน่นต่อการเคลื่อนตัวและการหมุนจะสามารถกำหนดให้จุดรองรับมีลักษณะเป็น Fixed support อย่างไรก็ดีหากฐานรากสามารถเกิดการแอ่นตัวของเสาเข็มหรือผลการตอบสนองจากดิน สามารถกำหนดให้จุดรองรับมีลักษณะเป็น Spring เพื่อจำลองถึงค่าสติฟเนสในแนวราบ แนวตั้ง และการหมุนในทิศทางต่าง ๆ ได้อย่างเหมาะสม



รูปที่ 2.21 ตัวอย่างการแบ่งจำนวนอิลิเมนต์ในแบบจำลองของเสาตอม่อสะพาน

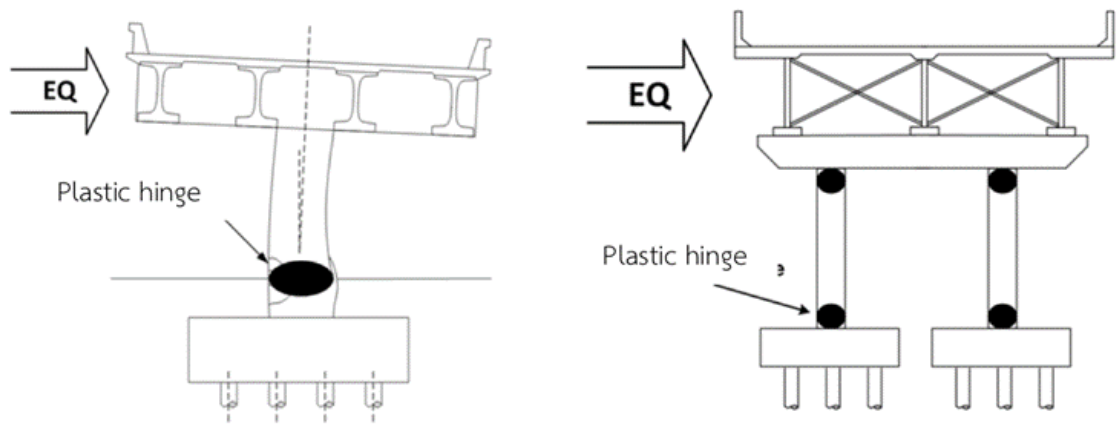
(กรมทางหลวง, 2559)



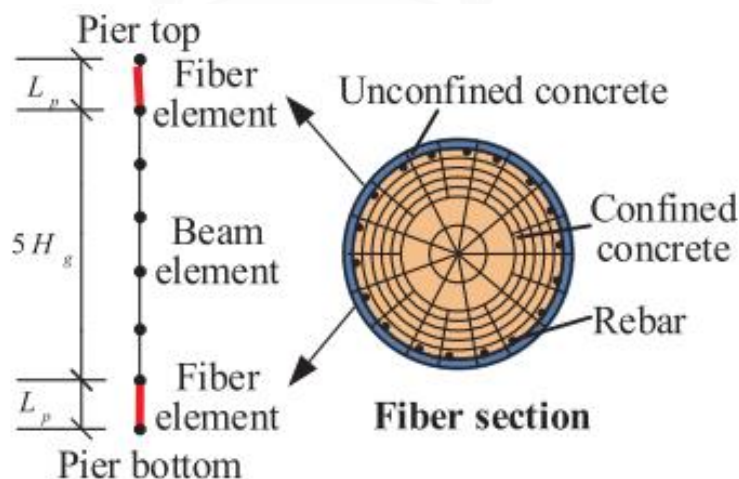
รูปที่ 2.22 ตัวอย่างการสร้างแบบจำลองของตอม่อที่เชื่อมต่อกับโครงสร้างสะพานส่วนบน แบบ Monolithic connection (กรมทางหลวง, 2559)

ในขณะที่เกิดแผ่นดินไหวนั้น สะพานจะมีผลการตอบสนองต่อคลื่นแผ่นดินไหวที่ส่งผ่านขึ้นมาจากพื้นดิน โดยปกติแล้วสะพานจะมีการตอบสนองแบบเชิงเส้นหากคลื่นแผ่นดินไหวส่งผลต่อสะพานในระดับต่ำ แต่ในกรณีที่คลื่นแผ่นดินไหวส่งผลต่อสะพานในระดับสูง พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นจะเกิดขึ้นในส่วนในบริเวณต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพาน นอกจากนี้หลักการที่ใช้ออกแบบในปัจจุบันยอมให้เกิดความเสียหายต่อชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานซึ่งเป็นผลให้ชิ้นส่วนดังกล่าวมีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นได้เช่นกัน (กรมทางหลวง, 2559) สำหรับชิ้นส่วนเสาตอม่อสะพานในหลายงานวิจัย เช่น Chen et al. (2017); Hassan and Billah (2020) จะวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง Fiber element ซึ่งเป็นการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น โดยแบบจำลองดังกล่าวจะอยู่ในบริเวณจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ของเสาตอม่อ ดังแสดงในรูปที่ 2.23

สำหรับวิธีการจำลอง Fiber element เป็นวิธีที่มีการแบ่งหน้าตัดของชิ้นส่วนให้เป็นหน้าย่อย ๆ (Fiber) ดังแสดงในรูปที่ 2.24 การวิเคราะห์อีลิเมนต์ชนิดดังกล่าว ต้องพิจารณาถึงพฤติกรรมของวัสดุที่อยู่ภายในหน้าตัด โดยพิจารณาถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (Stress, Strain) โดย Fiber element ของหน้าตัดเสาตอม่อจะประกอบไปด้วยพฤติกรรมของวัสดุ ดังนี้ 1. คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (Unconfined concrete) 2. คอนกรีตที่มีการโอบรัด (Confined concrete) 3. เหล็กเสริมตามยาว (Longitudinal reinforcement) ซึ่งงานวิจัยของ Chen et al. (2017); Hassan and Billah (2020) จะอ้างอิงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด ของคอนกรีตที่มีและไม่มีการโอบรัดจาก Mander et al. (1988) และจะอ้างอิงความสัมพันธ์ดังกล่าวของเหล็กเสริมตามยาวจาก Menegotto and Pinto (1973)



รูปที่ 2.23 บริเวณจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ของเสาตอม่อสะพาน (กรมทางหลวง, 2559)

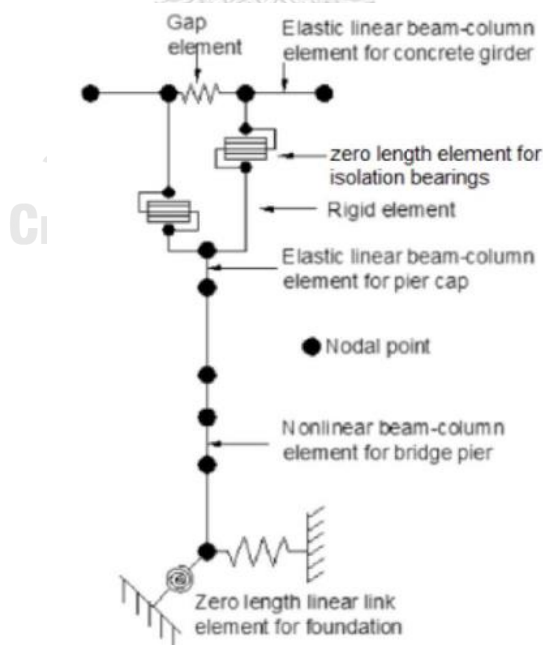


รูปที่ 2.24 แบบจำลอง Fiber element ของเสาตอม่อสะพาน (Chen et al., 2017)

2.2.4 การจำลองรอยต่อระหว่างโครงสร้างสะพานส่วนบนกับโครงสร้างส่วนล่าง

ในการจำลองรอยต่อระหว่างโครงสร้างสะพานส่วนบนและส่วนล่างที่เลือกใช้แผ่นรองคานสะพาน (Bearing) เป็นชิ้นส่วนเชื่อมต่อ ให้พิจารณาเลือกใช้ Rigid element ในการเชื่อมต่อระหว่างโครงสร้างทั้งส่วนบนและล่าง หากมีการพิจารณาค่าคุณสมบัติของแผ่นรองคานสะพานจะมีการเสริม Spring หรือ Link element เพื่อจำลองพฤติกรรมของแผ่นรองคานสะพาน ซึ่งจะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 2.25 สำหรับ Rigid element สามารถกำหนดได้ด้วยการกำหนดค่าสติฟเนสของชิ้นส่วนดังกล่าวให้มีค่าสูง การรูดู้เข้าของการประมาณการสำหรับการวิเคราะห์ Rigid element จะมีปัญหาเมื่อใส่ค่าสติฟเนสที่สูงเกินไป โดย Wilson (2002) แนะนำให้ใช้ค่าสติฟเนสที่ไม่เกิน 100 เท่าของค่าสติฟเนสของชิ้นส่วนที่อยู่ใกล้เคียง Rigid element (Avsar, 2009)

Hassan and Billah (2020) ได้จำลองรอยต่อระหว่างโครงสร้างสะพานส่วนบนและส่วนล่าง ดังรูปที่ 2.25 โดยเลือกใช้ Rigid element เชื่อมต่อทั้งสองส่วน นอกจากนี้ยังมีการติดตั้ง Zero-length element สำหรับจำลองแผ่นรองคานสะพาน และติดตั้ง Gap element เพื่อจำลองพฤติกรรมของช่องว่างระหว่างรอยต่อของ Girder อีกด้วย สำหรับ Gap element ในงานวิจัยดังกล่าวได้จำลองด้วย Zero-length nonlinear spring (Bilinear gap element) โดยอ้างอิงจากงานวิจัยของ Muthukumar and DesRoches (2006)

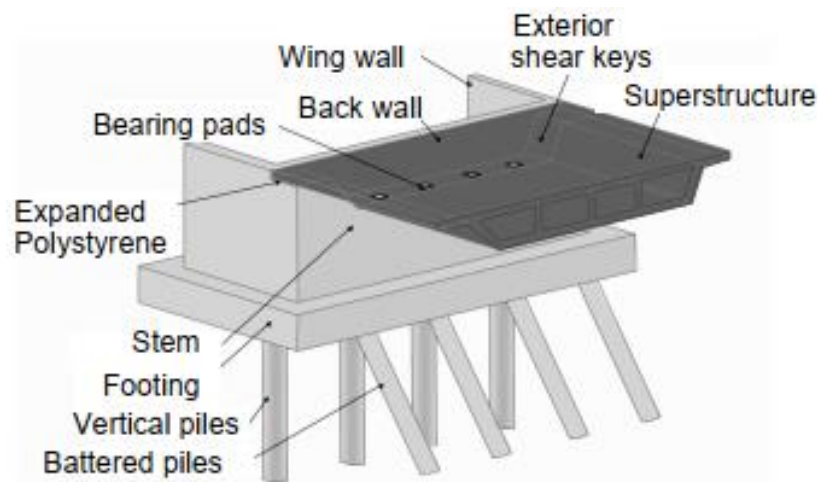


รูปที่ 2.25 แบบจำลองรอยต่อระหว่างโครงสร้างสะพานส่วนบนและส่วนล่าง

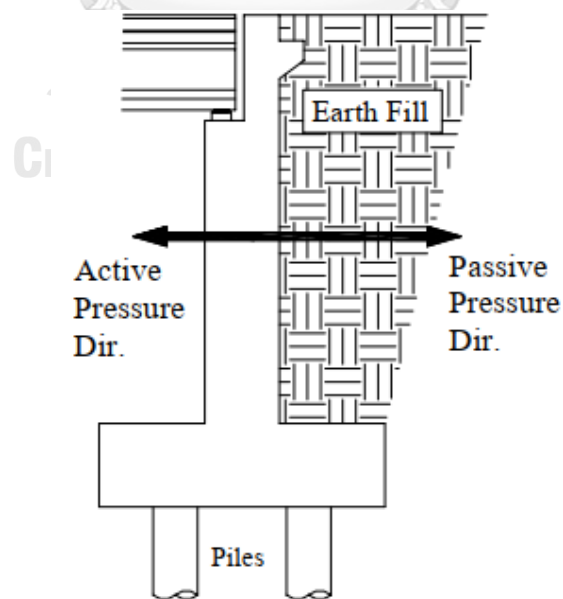
(Hassan & Billah, 2020)

2.2.5 การจำลองตอม่อริม

ตอม่อริม (Abutment) เป็นชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานที่ทำหน้าที่เปรียบเสมือนกำแพงกันดินโดยทำหน้าที่เชื่อมระบบโครงข่ายถนนเพื่อเข้าออกโครงสร้างสะพาน ส่วนประกอบต่าง ๆ ของตอม่อริมสามารถพิจารณาได้จากรูปที่ 2.26 เนื่องจากพฤติกรรมของตอม่อริมจะมีลักษณะคล้ายคลึงกับกำแพงกันดินจึงถูกออกแบบตามทฤษฎี Active and Passive earth pressure ซึ่งว่าด้วยแรงดันดินที่กระทำต่อตัวตอม่อริมดังรูปที่ 2.27 โดยทฤษฎีดังกล่าวจะถูกอธิบายเพิ่มเติมในหัวข้อที่ 2.5 (Aviram et al., 2008)



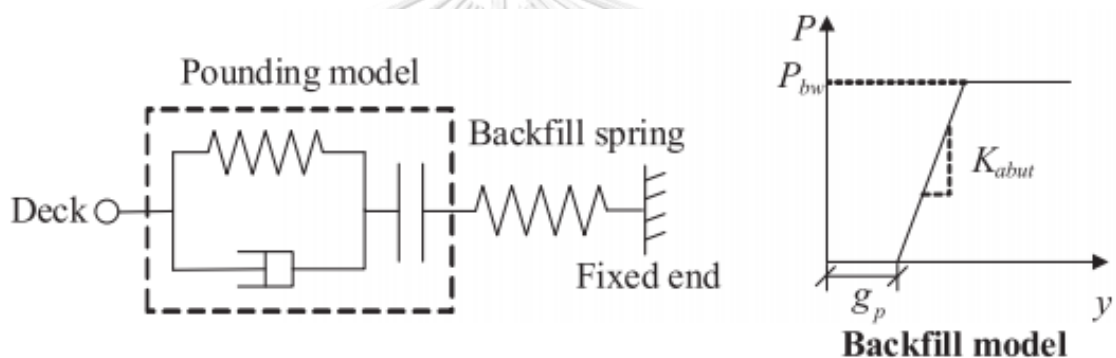
รูปที่ 2.26 ส่วนประกอบของตอม่อริม (Aviram et al., 2008)



รูปที่ 2.27 ลักษณะทิศทางของแรงดันดินที่กระทำต่อตอม่อริม (Avşar, 2009)

การพิจารณารอยต่อระหว่างตอม่อริมกับโครงสร้างสะพานส่วนบน ซึ่งมีลักษณะรอยต่อแบบขยายตัว (Expansion joint) ให้พิจารณาผลของรอยต่อดังกล่าวด้วยอิเลเมนต์ Spring ที่รับแรงอัดแต่ไม่รับแรงดึง โดยอิเลเมนต์ดังกล่าวจะพิจารณาค่าสติฟเนสของดินที่โอบรัดตอม่อริม ซึ่งเรียกขิ้นส่วนนี้ว่า Soil spring

Chen et al. (2017); Hassan and Billah (2020) ได้จำลองขิ้นส่วนตอม่อริมของโครงสร้างสะพาน โดยเลือกใช้อิเลเมนต์ Spring ซึ่งอ้างอิงค่าสติฟเนสตามคุณสมบัติของดินถม (Backfill) ที่โอบรัดรอบตอม่อริมจากมาตรฐานการออกแบบแผ่นดินไหว (Seismic Design Criteria, SDC) ของ Caltrans (2013) โดยจะมีรายละเอียดค่าสติฟเนสของดินถมดังกล่าวในหัวข้อที่ 2.5 นอกจากนี้แบบจำลองตอม่อริมของ Hassan and Billah (2020) ไม่มีการพิจารณาถึงผลการตอบสนองของขิ้นส่วน Wing wall ที่เป็นขิ้นส่วนกำแพงกันดินในทิศทางตามแนวขวางของตอม่อริม



รูปที่ 2.28 แบบจำลองตอม่อริม (Abutment) (Chen et al., 2017)

2.3 อุปกรณ์แยกฐานที่พบได้ในโครงสร้างสะพาน (Base isolation devices)

อุปกรณ์แยกฐาน (Base isolation) หรือ แผ่นรองคานสะพาน (Bridge bearing) ในโครงสร้างสะพาน เป็นอุปกรณ์ที่สามารถถ่ายแรงจากโครงสร้างสะพานส่วนบน (Superstructure) มายังโครงสร้างส่วนล่าง (Substructure) โดยแรงดังกล่าวสามารถเป็นได้ทั้งแรงในแนวตั้ง เช่น น้ำหนักบรรทุกทุกคงที่, น้ำหนักบรรทุกทุกจร รวมทั้งแรงในแนวราบ เช่น แรงลม, แรงแผ่นดินไหว โดย Elastomeric bearing เป็นอุปกรณ์ Base isolation ชนิดหนึ่งที่ถูกคิดค้นและใช้กันอย่างแพร่หลายในอดีตที่ผ่านมา โดยนำไปใช้ในการลดผลกระทบจากการเคลื่อนที่จากผลของการเกิดการขยายตัวทางความร้อน (Thermal expansion), การคืบ (Creep), การหดตัวของวัสดุคอนกรีต (Shrinkage) ในชั้นส่วนโครงสร้างสะพาน (The Colorado Department of Transportation (CDOT), 2018) ด้วยข้อจำกัดในการรับแรงแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ซึ่งทำให้โครงสร้างด้านบนของ Elastomeric bearing เกิดการเคลื่อนที่อย่างมากจนทำให้เกิดอันตรายต่อโครงสร้าง จึงทำให้อุปกรณ์ชนิดนี้ถูกนำไปใช้ในโครงสร้างสะพานในพื้นที่ที่เกี่ยวข้องกับแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรงน้อยถึงปานกลาง จากข้อจำกัดดังกล่าวจึงทำให้มีการพัฒนา อุปกรณ์ Base isolation ในรูปแบบอื่น ๆ เพื่อใช้ในโครงสร้างสะพานที่ถูกรอกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ได้

อุปกรณ์แยกฐาน (Base isolation) ยังสามารถจำแนกได้อีกหลายประเภทโดยจะยกตัวอย่างเฉพาะที่เกี่ยวข้องกับ Elastomeric bearing ซึ่งจะแสดงดังต่อไปนี้

2.3.1 Low - Damping Rubber Bearing (LDRB)

Low – damping rubber bearing (LDRB) เป็นอุปกรณ์ Base isolation ในยุคแรกเริ่ม โดยนิยมใช้อย่างแพร่หลายในประเทศญี่ปุ่น มีส่วนประกอบที่สำคัญคือแผ่นเหล็กที่อยู่ด้านบนและด้านล่างของอุปกรณ์ ในส่วนตรงกลางจะมีแผ่นยางสลับกับแผ่นเหล็กบางแทรกอยู่ ซึ่งแผ่นยางจะมีค่าความหน่วงที่ต่ำ มีค่าประมาณ 2 ถึง 3% เมื่อทำการติดตั้งอุปกรณ์ขึ้นนี้ในโครงสร้างสะพานจะพบค่าค่าสติฟเนสในแนวตั้ง (Vertical stiffness) จะมีค่าสูงกว่าค่าสติฟเนสในแนวราบ (Horizontal stiffness) อย่างมาก เนื่องจากค่าความหน่วงที่ต่ำอุปกรณ์ขึ้นนี้จึงมักถูกติดตั้งร่วมกับอุปกรณ์ขึ้นอื่นที่ช่วยเสริมค่าความหน่วง (Supplementary damping devices) เช่น Viscous damper, friction damper รวมไปถึงแท่งโลหะต่าง ๆ เช่น เหล็ก และ ตะกั่ว ซึ่งช่วยในการสลายพลังงานให้กับตัวโครงสร้าง (Naeim & Kelly, 1999)

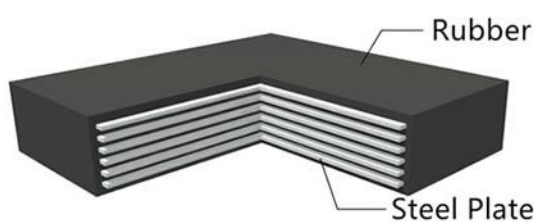
2.3.2 High - Damping Rubber Bearing (HDRB)

High damping rubber bearing (HDRB) เป็นอุปกรณ์ที่พัฒนามาจาก LDRB โดยปรับปรุงค่าคุณสมบัติความหน่วง (Damping) ของแผ่นยางที่อยู่ภายในอุปกรณ์ให้มีค่าที่สูงมากขึ้น โดยจะมีค่าอัตราส่วนความหน่วง ประมาณ 10 ถึง 20% เนื่องจากค่าความหน่วง ที่สูง จึงทำให้อุปกรณ์ชิ้นนี้ไม่ต้องการอุปกรณ์ชิ้นอื่นที่ช่วยเสริมค่าความหน่วงเหมือนกับ LDRB (Naeim & Kelly, 1999)

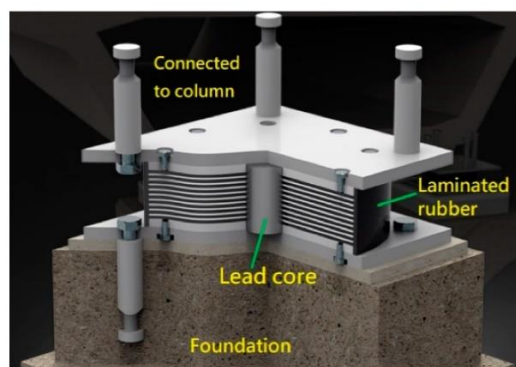
2.3.3 Lead - Rubber Bearing (LRB)

Lead - Rubber bearing (LRB) เป็นอุปกรณ์ที่พัฒนามาจาก LDRB ซึ่งถูกพัฒนาขึ้นที่ประเทศนิวซีแลนด์ในปี 1975 โดยนิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในประเทศนิวซีแลนด์ ญี่ปุ่น และ สหรัฐอเมริกา LRB ประกอบไปด้วยแผ่นยางและแผ่นเหล็กวางซ้อนกันเป็นชั้นคล้ายกับ LDRB แต่จะเสริมแท่งตะกั่วเข้าไปในอุปกรณ์ โดยจะอยู่ตรงกลางเสียบผ่านระหว่างชั้นของแผ่นยางและแผ่นเหล็ก แท่งตะกั่วจะช่วยในการสลายพลังงานที่ได้รับมาจากการตอบสนองต่อแรงกระทำด้านข้างโดยเฉพาะแรงแผ่นดินไหว และยังช่วยเพิ่มค่าความหน่วงอีกด้วย จากผลลัพธ์ดังกล่าวจึงไม่จำเป็นต้องใช้แผ่นยางที่มีค่าความหน่วงที่สูงเช่นเดียวกับ HDRB (Naeim & Kelly, 1999)

ในงานวิจัยฉบับนี้ได้สนใจศึกษา Elastomeric bearing ที่ประกอบไปด้วย แผ่นยาง (Rubber) และ แผ่นเหล็ก (Steel plate) เนื่องจากอุปกรณ์ชนิดนี้พบมากในโครงสร้างสะพานทั่วไปซึ่งโครงสร้างดังกล่าวไม่ได้ถูกออกแบบให้รองรับแรงแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ โดยจะศึกษาโครงสร้างสะพานที่ติดตั้ง Elastomeric bearing ร่วมกับอุปกรณ์ชิ้นอื่นที่ช่วยเสริมค่าความหน่วง (Supplementary damping devices) เพื่อช่วยเสริมคุณลักษณะที่เป็นข้อบกพร่องของอุปกรณ์ชนิดนี้



a.) Elastomeric bearing



b.) Lead-Rubber Bearing (LRB)

รูปที่ 2.29 ตัวอย่างอุปกรณ์ Base isolation (Ju et al., 2020)

2.3.4 คุณสมบัติเชิงกลของ Elastomeric bearing

คุณสมบัติเชิงกลของ Elastomeric bearing ที่จำเป็นสำหรับใช้ในการศึกษาสร้างแบบจำลองวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน โดยจะสนใจค่าสตีฟเนสในแนวตั้ง (Vertical stiffness) และค่าสตีฟเนสในแนวนอน (Horizontal or Shear Stiffness) ซึ่งโดยทั่วไปแล้ว Elastomeric bearing จะมีค่าสตีฟเนสในแนวตั้งที่สูงทำให้สามารถรับแรงกระทำจากโครงสร้างด้านบนในแนวตั้งได้เป็นอย่างดี ในทางตรงข้ามค่าสตีฟเนสในแนวนอนจะมีค่าน้อยกว่าแนวตั้งเป็นอย่างมาก ทำให้ Elastomeric bearing มีความยืดหยุ่นต่อการเคลื่อนที่ในแนวนอน (Naeim & Kelly, 1999) สำหรับค่าสตีฟเนสของอุปกรณ์ดังกล่าวมีรายละเอียดแสดงดังต่อไปนี้

2.3.4.1 ค่าสตีฟเนสในแนวตั้ง (Vertical stiffness), K_v

$$K_v = \frac{E_c A}{t_r} \quad (2.1)$$

โดยที่ E_c = Compression modulus ของวัสดุประกอบระหว่างยางและเหล็ก

S = ตัวประกอบรูปทรง (Shape factor)

t_r = ความหนาของแผ่นยางทั้งหมดใน Bearing

A = พื้นที่หน้าตัดของ Bearing

เมื่อ

ตัวประกอบรูปทรง (Shape factor), S

สามารถพิจารณาได้จากรูปทรงของแผ่นภายใน Bearing ประกอบไปด้วยพื้นที่หน้าตัดของ Bearing และความหนาของแผ่นยาง โดยแบ่งออกเป็น

สำหรับพื้นที่หน้าตัดสี่เหลี่ยม

$$S = \frac{wl}{2t(w+l)} \quad (2.2)$$

สำหรับพื้นที่หน้าตัดวงกลม

$$S = \frac{R}{2t} \quad (2.3)$$

โดยที่ W = ความกว้างของหน้าตัด

L = ความยาวของหน้าตัด

R = รัศมีวงกลมของหน้าตัด

t = ความหนาของแผ่นยาง (ต่อหนึ่งแผ่น)

Compression modulus ของวัสดุประกอบระหว่างยางและเหล็ก, E_c

สามารถพิจารณาหาค่า Compression modulus ได้จากค่าตัวประกอบรูปทรง (S) และค่าโมดูลัสของแรงเฉือน (Shear modulus, G) ซึ่งค่า G ของวัสดุประเภทยางจะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.4 ถึง 1.2 MPa โดยในงานวิจัยฉบับนี้ได้เลือกใช้ค่า G มีค่าเท่ากับ 0.68 MPa

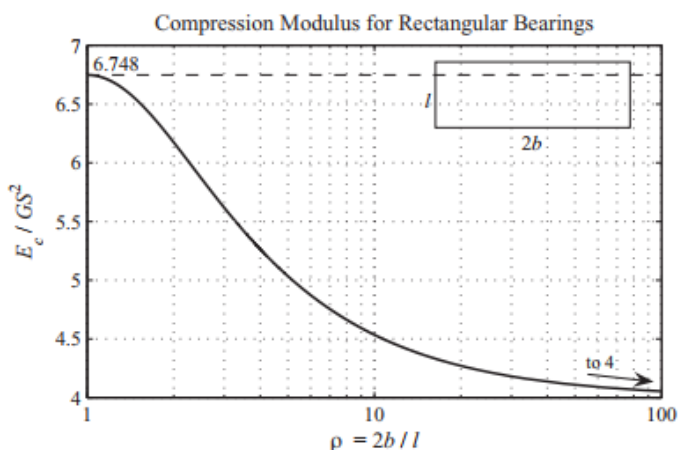
สำหรับหน้าตัดวงกลม

$$E_c = 6GS^2 \quad (2.4)$$

สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยม

$$E_c = nGS^2 \quad (2.5)$$

นอกจากนี้ค่าสัมประสิทธิ์ (n) ในสมการที่ 2.5 สามารถพิจารณาได้จากกราฟในรูปที่ 2.30 ซึ่งพิจารณาได้จากพื้นที่หน้าตัดของ Bearing โดยความกว้างคือ $2b$ และ ความยาวคือ l โดยในกรณีที่หน้าตัดเป็นสี่เหลี่ยมจัตุรัส ($2b = l$) จะพบว่าค่าสัมประสิทธิ์ (n) มีค่าเท่ากับ 6.748 (Kelly & Konstantinidis, 2011)



รูปที่ 2.30 กราฟแสดงค่าสัมประสิทธิ์ที่ใช้ในการหาค่า Compression modulus สำหรับ Bearings หน้าตัดสี่เหลี่ยม (Kelly & Konstantinidis, 2011)

2.3.4.2 ค่าสติฟเนสในแนวราบ (Horizontal or Shear Stiffness), K_s

$$K_s = \frac{GA}{t_r} \quad (2.6)$$

โดยที่ G = ค่าโมดูลัสของแรงเฉือน (Shear modulus) ของแผ่นยาง

A = พื้นที่หน้าตัดของ Bearing

t_r = ความหนาของแผ่นยางทั้งหมดที่อยู่ใน Bearing (Naeim & Kelly, 1999)

2.4 การติดตั้งเพิ่มเติมเพื่อปรับปรุงโครงสร้างสะพานด้วยอุปกรณ์ยึดรั้ง (Retrofitting for improve bridge with restrainer)

ปัญหาที่เกิดจากการเคลื่อนที่ของโครงสร้างสะพานส่วนบน จนทำให้เกิดการชนกันระหว่างชิ้นส่วนภายในโครงสร้างสะพาน ทำให้หลายงานวิจัยได้ทำการศึกษาเพื่อลดผลกระทบดังกล่าวโดยอาจจะติดตั้งอุปกรณ์เสริมเพิ่มเติมเพื่อช่วยลดการเคลื่อนที่ของชิ้นส่วนในโครงสร้างส่วนบน หรือติดตั้งอุปกรณ์เพื่อดูดซับพลังงานที่เกิดจากการกระแทก เช่น การใช้วัสดุประเภทยาง หรือ ใช้การสลายพลังงานจากการสูญเสียรูปร่างแบบพลาสติกจากวัสดุประเภทเหล็ก เป็นต้น สำหรับวัสดุประเภทเหล็กที่นำมาใช้ในการสลายพลังงานเพื่อลดผลกระทบจากการกระแทกจะศึกษาและพิจารณาจากเหล็กเส้นที่พบได้โดยทั่วไป

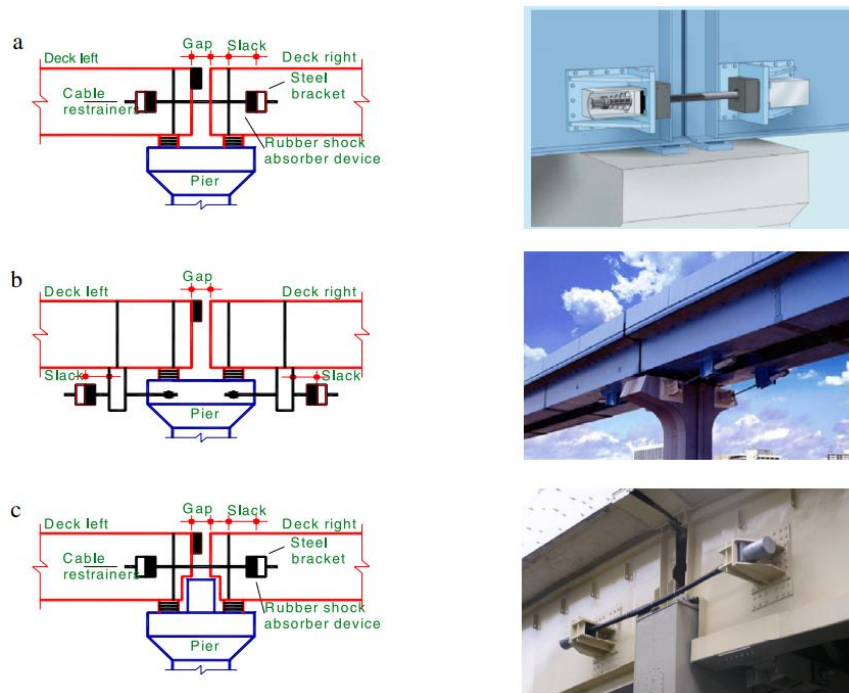
Abdel Raheem (2009) ได้ทำการศึกษาเพื่อลดผลกระทบจากการกระแทก (Pounding) และป้องกันการเลื่อนตกของชิ้นส่วนโครงสร้างจากจตุรรองรับ (Unseating) ในบริเวณช่องว่างเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้างของโครงสร้างสะพานที่มีระบบต้านทานแผ่นดินไหวด้วยการแยกฐาน และเป็นระบบโครงสร้างแบบหลายช่วง (Isolated Multi-span bridge) โดยได้ทำการเปรียบเทียบระหว่างโครงสร้างสะพานดั้งเดิม (Conventional bridge) กับโครงสร้างสะพานที่มีการติดตั้งอุปกรณ์เสริมซึ่งได้ทำการติดตั้งอุปกรณ์ยึดรั้ง (Restrainer) ชนิดสาย Cable และ Shock Absorber Device (SAD) ซึ่งเป็นวัสดุประเภทยาง โดยแบ่งออกเป็น 3 รูปแบบดังนี้

รูปแบบที่ 1: จะติดตั้งอุปกรณ์ยึดรั้ง ยึดระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้างด้านบน และมีการติดตั้ง SAD บริเวณช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้าง (Gap) และบริเวณระยะห่างระหว่าง Steel bracket กับที่ยึดบริเวณชิ้นส่วนโครงสร้างฝั่งเดียวกัน (Slack) ในลักษณะดังรูปที่ 2.31 (a.)

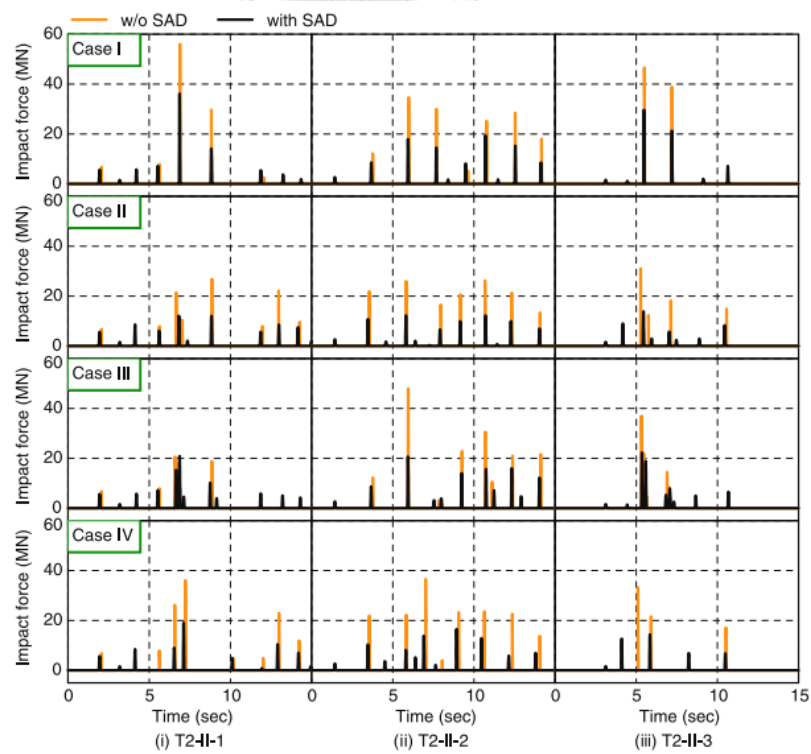
รูปแบบที่ 2: จะติดตั้งอุปกรณ์ยึดรั้ง ยึดชิ้นส่วนโครงสร้างด้านบนกับส่วนบนสุดของตอม่อ และมีการติดตั้ง SAD ในลักษณะดังรูปที่ 2.31 (b.)

รูปแบบที่ 3: จะติดตั้งอุปกรณ์ยึดรั้ง และ SAD ในลักษณะเดียวกับรูปแบบที่ 1 แต่จะเสริม Shear key บริเวณด้านบนสุดของตอม่อ ในลักษณะดังรูปที่ 2.31 (c.)

ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบพบว่ารูปแบบที่ 1 จะสามารถช่วยลดแรงกระแทกได้แต่การลดการเคลื่อนที่ของโครงสร้างส่วนบนในแนวราบยังไม่มีประสิทธิภาพมากพอจึงไม่สามารถป้องกันการเกิด Unseating ได้ แต่หากชิ้นส่วนโครงสร้างเคลื่อนตัวหลุดจากจตุรรองรับ สาย Cable อาจพวยพุ่งขึ้นส่วนได้บ้างเล็กน้อย สำหรับรูปแบบที่ 2 และ 3 นั้น จะมีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนที่ของโครงสร้างส่วนบนได้มากกว่ารูปแบบที่ 1 เนื่องจากการติดตั้งชิ้นส่วนต้านการเคลื่อนที่โดยเฉพาะ Shear key ในรูปแบบที่ 3 จึงทำให้ทั้งสองรูปแบบนี้สามารถป้องกันการเกิด Unseating ของชิ้นส่วนโครงสร้างส่วนบนได้ สำหรับผลที่ตามมาของการติดตั้ง Shear key ทำให้ผลการตอบสนองต่อการสั่นไหวของตอม่อมีค่าสูงกว่ากรณีก่อนทำการติดตั้ง สำหรับการปรับปรุงเพื่อลดแรงกระแทกนั้น ทั้งสามรูปแบบสามารถลดแรงกระแทกได้อย่างมีประสิทธิภาพจากชิ้นส่วน SAD ที่ติดตั้งอยู่ในทุกรูปแบบ ซึ่งสามารถพิจารณาผลของแรงกระแทกที่ลดลงได้จากรูปที่ 2.32 โดยชิ้นส่วน SAD ควรมีความหนาของแผ่นยางมากกว่าครึ่งหนึ่งของระยะห่างระหว่างชิ้นส่วน (Gap size) หรือครึ่งหนึ่งของระยะ Slack ซึ่งจะทำให้ SAD มีทั้งประสิทธิภาพและความคุ้มค่าในการลดผลกระทบจากการกระแทกระหว่างชิ้นส่วนรวมถึงผลตอบสนองความเร่งก็ลดลงอีกด้วย



รูปที่ 2.31 รูปแบบการติดตั้งอุปกรณ์เสริมทั้ง Restrainer, Shock Absorber Device และ Shear key (Abdel Raheem, 2009)



รูปที่ 2.32 การเปรียบเทียบค่า Impact force time history ระหว่างติดตั้งและไม่ได้ติดตั้ง Shock Absorber Device (SAD) (Abdel Raheem, 2009)

Psycharis and Mouzakis (2012) ได้ทำการทดสอบเพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมของเหล็กเส้นรับแรงเฉือนหรือเหล็กเดือย (Dowel bar) ที่ถูกติดตั้งเป็นจุดเชื่อมต่อแบบ Pinned ระหว่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อสำเร็จ (Precast) และเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งมีแผ่นยางรองรับระหว่างชิ้นส่วนทั้งสอง โดยดำเนินการทดสอบด้วยการขยับเคลื่อนที่ของคานในแนวระนาบแบบผลัก-ดึง (Push-Pull) เพื่อให้เกิดเงื่อนไขแรงเฉือนกระทำเฉพาะต่อเหล็กเดือย (Pure shear condition) การขยับดังกล่าวจะอาศัยแรงกระทำแบบ Monotonic และ Cyclic โดยจะกระทำด้วยการกำหนดระยะการเคลื่อนที่เป็นหลัก (Displacement-controlled loading) สำหรับตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจะมีรายละเอียดแสดงดังรูปที่ 2.33

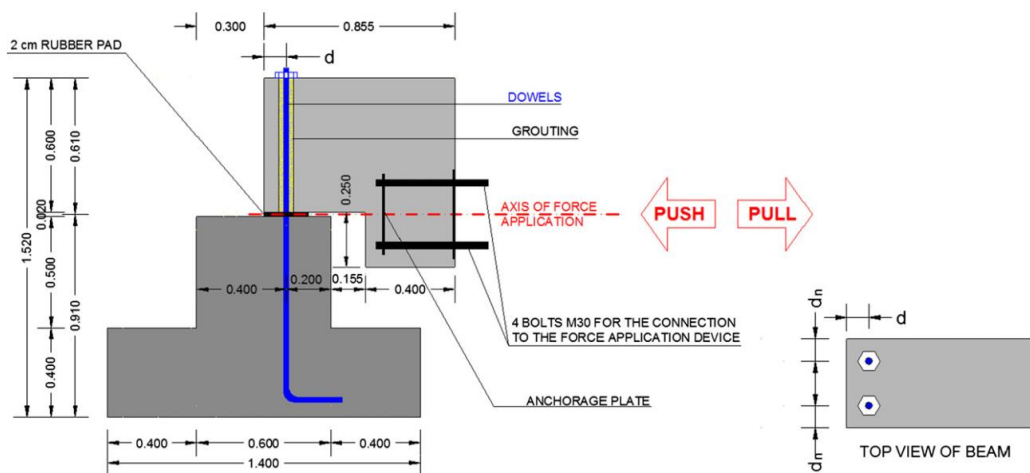
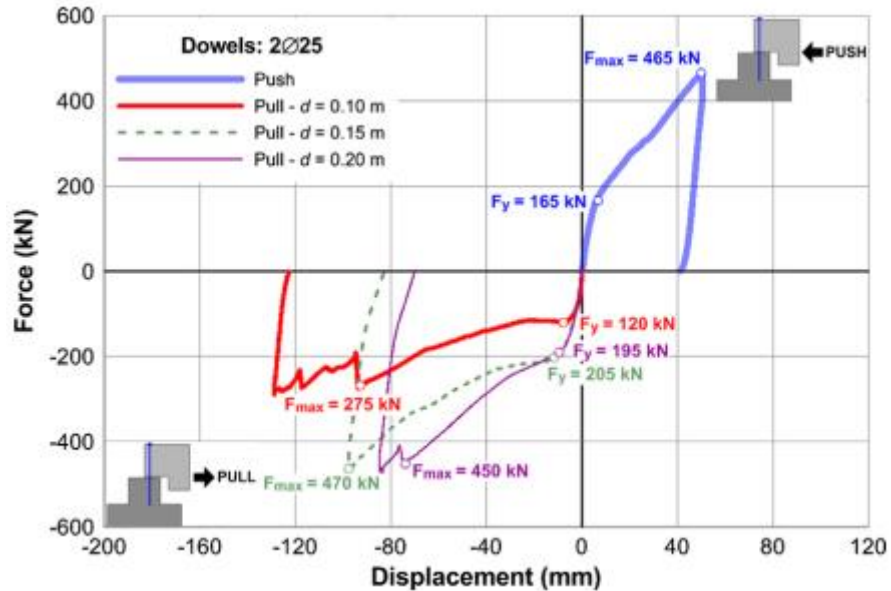


Fig. 1. General layout of the specimens.

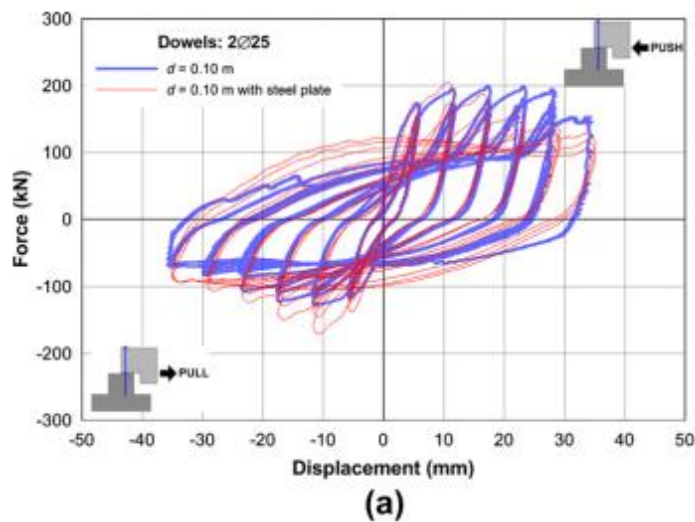
รูปที่ 2.33 ลักษณะของตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ (Psycharis & Mouzakis, 2012)

ผลการทดสอบพบว่าความหนาของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเดือย (Covering) ที่อยู่บริเวณปลายคานซึ่งฝังเหล็กเดือยไว้ (ระยะ d) หากพิจารณาในทิศทางเดียวกับแรงกระทำโดยเฉพาะในทิศที่ตั้งคานออกจากเสา (Pull direction) จะมีผลต่อการตอบสนองอย่างมาก โดยสามารถพิจารณาผลของระยะ d ได้จากรูปที่ 2.34 ซึ่งจะแสดงให้เห็นว่าหากมีระยะ d ที่มากเพียงพอจะทำให้กำลังรับแรงดันทันข้างในทิศทางตั้งออกจากเสามีกำลังที่มากขึ้น สำหรับระยะ d ที่น้อย (หรืออัตราส่วน d/D น้อย) จะทำให้เสี่ยงต่อการเกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเดือย (Spalling) เมื่อเกิดความเสียหายดังกล่าวจะทำให้กำลังต้านทานรับแรงเฉือนของจุดต่อลดน้อยลง โดย Psycharis และ Mouzakis ได้แนะนำให้ใช้ค่า d/D มากกว่า 6 ซึ่งค่า D คือขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเดือย แต่หากระยะ d มีค่าน้อยซึ่งอาจจะเกิดจากข้อจำกัดที่ไม่สามารถมีระยะมากกว่านี้ได้แล้ว จึงแนะนำให้เสริมแผ่นเหล็กเข้าไปบริเวณด้านข้างของคานแทนความหนาของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเดือย ซึ่งแผ่นเหล็กดังกล่าวจะ

ช่วยเสริมการต้านทานแรงกระทำในทิศทางดึง (Pull direction) ได้มากขึ้น พฤติกรรมหลังจากการเสริมแผ่นเหล็กสามารถพิจารณาได้จากรูปที่ 2.35

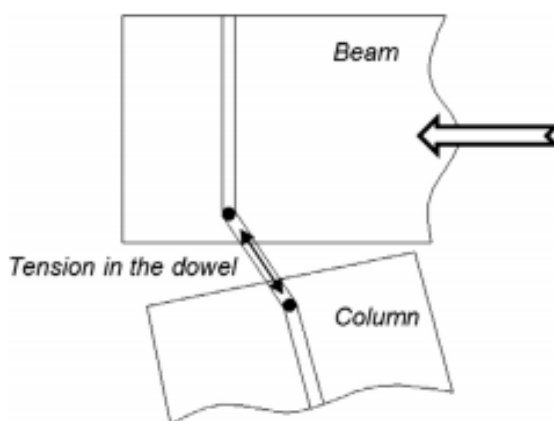


รูปที่ 2.34 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของเหล็กเดี่ยวขนาด 2Ø25 จากการกระทำของแรงแบบ Monotonic โดยพิจารณาที่ระยะ d ที่แตกต่างกัน (Psycharis & Mouzakis, 2012)



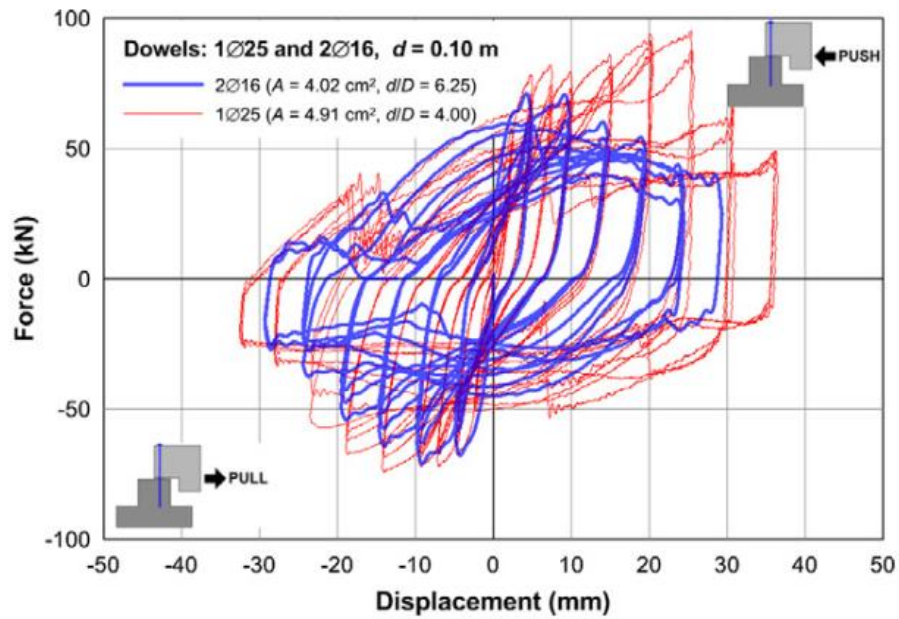
รูปที่ 2.35 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของจุดเชื่อมต่อระหว่างการติดตั้งแผ่นเหล็กเสริมด้านข้างของคาน กับคานที่ไม่ได้ติดตั้งแผ่นเหล็ก (Psycharis & Mouzakis, 2012)

เมื่อพิจารณา Force-displacement diagram จาก Monotonic loading จะพบว่าการพัฒนาของแรงจะเกิดเป็นสองช่วง ช่วงแรกจะพัฒนาขึ้นไปแบบยืดหยุ่น (Elastic) จนถึงจุดคราก (Yielding) ในช่วงดังกล่าวจะทำให้ทราบค่า Elastic stiffness การเพิ่มขึ้นของแรงในกราฟดังกล่าวเป็นผลมาจากการเสียรูปร่างของเหล็กเดียวจากแรงเฉือนที่กระทำโดยทำให้เกิดแรงตามแนวแกน (Axial force) ชนิดแรงดึง (Tension force) ขึ้นอีกด้วย ลักษณะของแรงดึงตามแนวแกนของเหล็กเดียวมีลักษณะดังรูปที่ 2.36

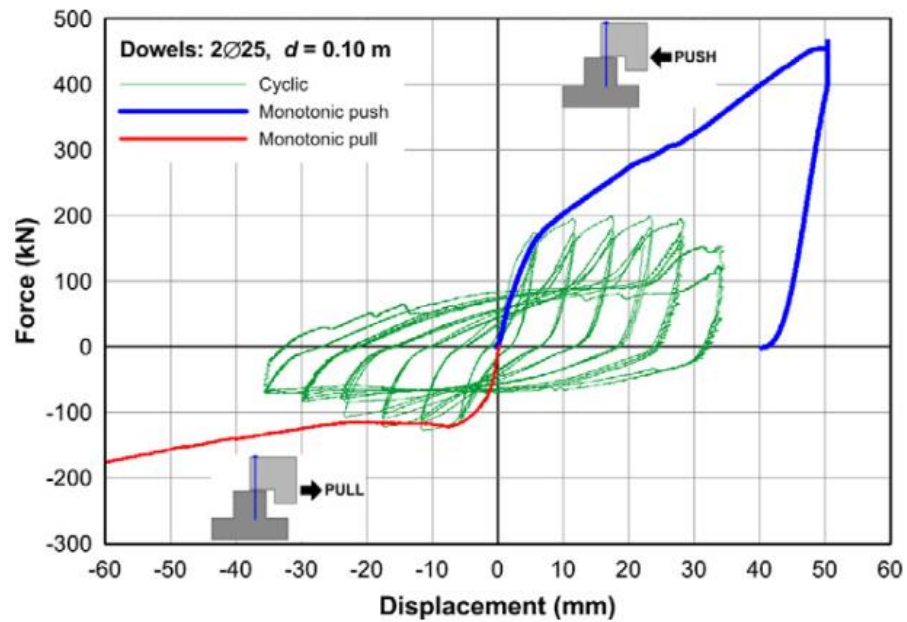


รูปที่ 2.36 ลักษณะของแรงดึงตามแนวแกน (Tension) ของเหล็กเดียว ขณะเหล็กเดียวเกิดการสูญเสียรูปร่าง (Zoubek et al., 2013)

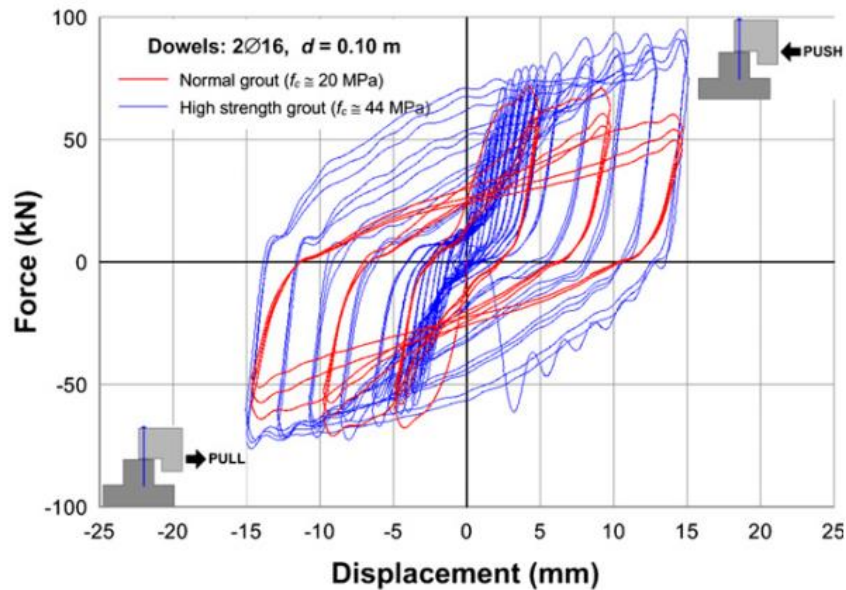
นอกจากนี้ยังพบว่าขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง (D) หรือขนาดหน้าตัดของเหล็กเดียว มีผลต่อกำลังรับแรงอย่างมาก โดยสามารถพิจารณาได้จากรูปที่ 2.37 ซึ่งจะพบว่าการติดตั้งเหล็กเดียวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มิลลิเมตร เพียงเส้นเดียวมีพฤติกรรมที่สามารถต้านทานแรงเฉือนและมีความเหนียวที่มากกว่าการติดตั้งเหล็กเดียวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มิลลิเมตร 2 เส้น สำหรับการทดสอบโดยใช้แรงกระทำแบบ Monotonic และ Cyclic ต่อตัวอย่างทดสอบนั้น จะพบว่าความต้านทานของจุดเชื่อมต่อเมื่อพิจารณาการตอบสนองโดยใช้แรงกระทำแบบ Cyclic จะน้อยกว่าครึ่งหนึ่งของการผลตอบสนองโดยใช้แรงกระทำแบบ Monotonic ดังรูปที่ 2.38 และสำหรับการ Grout เพื่อยึดเหล็กเดียวไว้กับคานและเสา คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการ Grout มีผลต่อกำลังรับแรง โดยจะแปรผันตามกำลังของวัสดุ นอกจากนี้ยังช่วยเพิ่มความเหนียว (Ductility) ในผลการตอบสนองของการทดสอบโดยใช้แรงกระทำแบบ Cyclic ซึ่งสามารถพิจารณาได้จากรูปที่ 2.39



รูปที่ 2.37 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของจุดเชื่อมโดยเปรียบเทียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็ก
เดียว (Psycharis & Mouzakis, 2012)

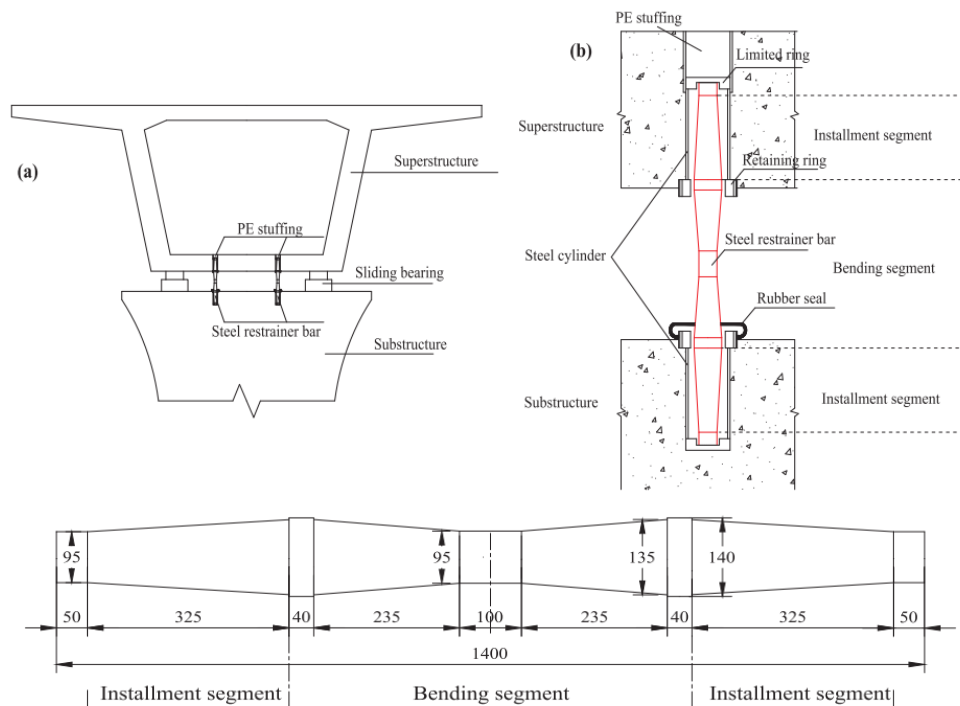


รูปที่ 2.38 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของจุดเชื่อมระหว่างการทดสอบโดยใช้แรงกระทำแบบ
Monotonic กับ การใช้แรงกระทำแบบ Cyclic (Psycharis & Mouzakis, 2012)



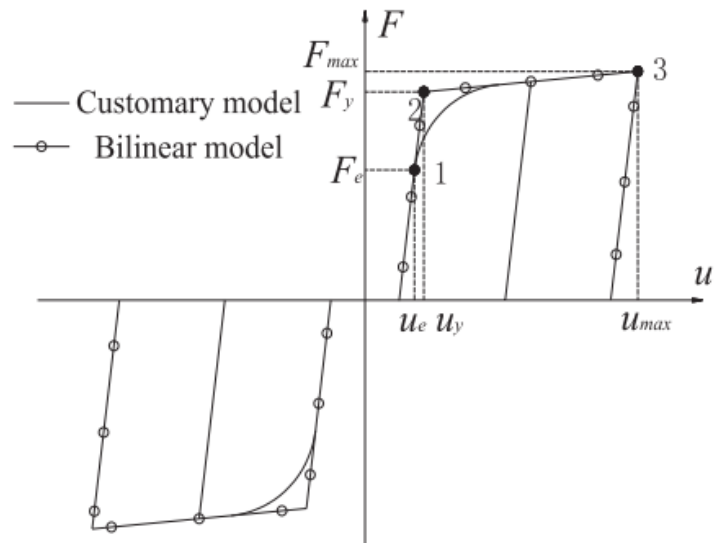
รูปที่ 2.39 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของจุดเชื่อมต่อระหว่างการใช้วัสดุที่ใช้ในการ Grout ที่มีกำลังปกติ กับวัสดุที่มีกำลังสูง (Psycharis & Mouzakis, 2012)

Liu and Gao (2018) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของแท่งเหล็ก (Steel restrainer bar) ที่ถูกติดตั้งฝังอยู่ระหว่างชิ้นส่วน Girder และ Pier ของโครงสร้างสะพาน โดยติดตั้งอุปกรณ์ Restrainer ดังกล่าวเพื่อช่วยลดผลกระทบจากการกระแทก (Pounding) และป้องกันการเลื่อนตกของชิ้นส่วนโครงสร้างจากจุดรองรับ (Unseating) ของโครงสร้างสะพานที่มีระบบต้านทานแผ่นดินไหวด้วยการแยกฐาน โดยทำการทดสอบและวิเคราะห์จากแบบจำลอง Finite element ในโปรแกรม ANSYS แท่งเหล็กจะสามารถพิจารณาแบ่งออกเป็นทั้งหมด 3 ช่วง คือ ช่วงฝังยึด (Installment) ซึ่งพิจารณาได้จากช่วงบนและล่างที่เป็นส่วนยึดเกาะของแท่งเหล็ก สำหรับช่วงดังกล่าวจะมีช่องว่างเล็กน้อย เพื่อป้องกันการเกิดการสูญเสียรูปร่างของเหล็กเนื่องจากผลของการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ, Creep และ Shrinkage สำหรับช่วงที่อยู่ตรงกลางพ้นจากส่วนที่ถูกยึดไว้จะถูกเรียกว่าช่วง Bending นอกจากนี้การติดตั้งอุปกรณ์ Restrainer ยังมีอุปกรณ์ติดตั้งเพิ่มเติมดังนี้ 1. อุปกรณ์ยึดบริเวณปลายของแท่งเหล็กที่ฝังในชิ้นส่วนโครงสร้าง (Limited ring) 2. อุปกรณ์ยึดบริเวณส่วนนอก (Retaining ring) และ 3. อุปกรณ์แผ่นยางซีล (Rubber seal) นอกจากนี้บริเวณด้านบนสุดจะถูกเติมด้วยวัสดุโพลีเอทิลีน (PE stuffing) เพื่อช่วยต่อการบำรุงรักษาสำหรับกรณีที่แท่งเหล็กเกิดความเสียหาย



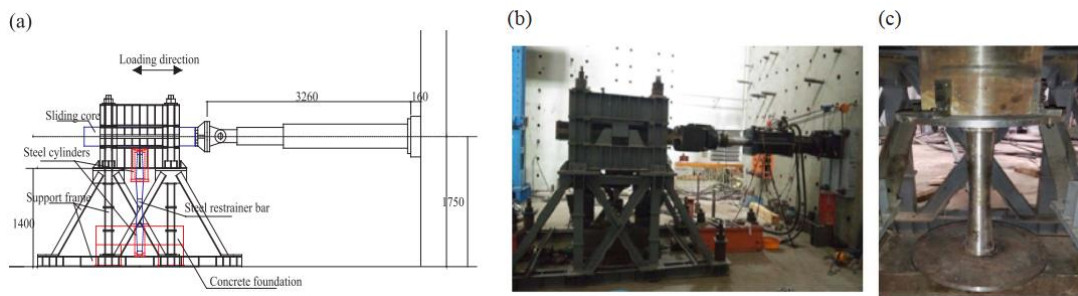
รูปที่ 2.40 ลักษณะการติดตั้งและขนาดของตัวอย่างทดสอบแท่งเหล็ก (mm) โดยที่ a.) บริเวณที่ทำการติดตั้งสำหรับการใช้งานจริง b.) ส่วนประกอบของอุปกรณ์ Restrainer (Liu & Gao, 2018)

คุณสมบัติเชิงกล (Mechanical properties) ของแท่งเหล็กจะถูกพิจารณาเพื่อที่จะนำมาสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของแท่งเหล็ก โดยพิจารณาเป็นแบบจำลอง Hysteretic ประเภท Bilinear ดังรูปที่ 2.41 โดยกราฟดังกล่าวจำเป็นต้องรู้ค่าในจุดสำคัญสามจุด ได้แก่ 1. บริเวณจุดขอบเขตของพฤติกรรมอีลาสติก (Elastic limit point) 2. บริเวณจุดคราก (Yield point) และ 3. บริเวณจุดสูงสุดที่ออกแบบไว้ (Maximum design or ultimate point) โดยที่ u_e , u_y , u_{max} คือ ระยะการเคลื่อนตัวของแท่งเหล็ก ณ ตำแหน่ง Elastic limit point, Yield point และ Maximum design point ตามลำดับ ในขณะที่ F_e , F_y , F_{max} คือค่าของแรงที่พิจารณาตามระยะการเคลื่อนที่ในตำแหน่งที่กล่าวไป



รูปที่ 2.41 แบบจำลอง Hysteretic ของแท่งเหล็ก (Liu & Gao, 2018)

การวิเคราะห์ตัวอย่างทดสอบและการวิเคราะห์ผลการประมาณค่าตอบจากแบบจำลองถูกนำมาใช้ในการคำนวณหาอัตราส่วนของ Post-yield stiffness ต่อ Initial stiffness (δ) และอัตราส่วนของ F_y ต่อ F_e (γ) สำหรับการทดสอบนั้นจะติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบรวมทั้งเครื่องมืออื่น ๆ ดังรูปที่ 2.42 โดยดำเนินการทดสอบด้วยการขยับเคลื่อนที่แบบ Cyclic ซึ่งจะอาศัยการควบคุมของระยะการเคลื่อนที่เป็นหลัก (Displacement controlled) โดยได้มีการกำหนดการเคลื่อนที่สูงสุด (Maximum design displacement) มีค่าเท่ากับ ± 160 มิลลิเมตร ระยะการเคลื่อนที่ที่ถูกกำหนดต่อตัวอย่างการทดสอบ (Displacement loading) จะเริ่มต้นตั้งแต่ 0 ถึง 40 มิลลิเมตร โดยเพิ่มทีละ 5 มิลลิเมตร และจะเพิ่มทีละ 20 มิลลิเมตร ในช่วงการเคลื่อนที่ระหว่าง 40 ถึง 160 มิลลิเมตร การเคลื่อนที่จะกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic) ด้วยกันสามรอบ โดยจะกำหนดให้แต่ละรอบมีระยะการเคลื่อนที่ 80, 120 และ 160 มิลลิเมตร ตามลำดับ สำหรับแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของแท่งเหล็กจะถูกพิจารณาเป็นแบบจำลอง Finite element และทำการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม ANSYS โดยได้มีการกำหนดให้ชิ้นส่วนของแท่งเหล็กกับฐานรากคอนกรีตที่ใช้รองรับเป็นชิ้นส่วนแบบ Solid ซึ่งมีการกำหนดคุณสมบัติเชิงกลของแท่งเหล็กตามพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ได้จกสมการตามทฤษฎีที่ได้ทำการทบทวนวรรณกรรมไว้ สำหรับการใส่แรงกระทำต่อแบบจำลองจะมีลักษณะเหมือนกับการทดสอบคือกำหนดระยะการเคลื่อนที่ที่แบบจำลองถูกกระทำ (Displacement loading) โดยจะกำหนดให้มีระยะการเคลื่อนที่ 80, 120 และ 160 มิลลิเมตร ตามลำดับ



รูปที่ 2.42 ลักษณะการติดตั้งเครื่องมือทดสอบตัวอย่างแท่งเหล็ก โดยที่ a.) แผนภาพแสดงเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบวัสดุ b.) รูปภาพอุปกรณ์เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ c.) แท่งเหล็กที่ถูกติดตั้งในเครื่องมือทำการทดสอบ (Liu & Gao, 2018)

ผลการทดสอบและผลการวิเคราะห์แบบจำลองของแท่งเหล็กโดยใช้โปรแกรม ANSYS เพื่อหาคำตอบแบบประมาณการจะพบว่าค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญในการสร้างกราฟ Hysteretic มีค่าดังตารางที่ 2.3 และสามารถสร้างกราฟ Hysteretic เปรียบเทียบระหว่างผลการทดสอบกับผลคำตอบประมาณการจากแบบจำลองได้ดังรูปที่ 2.43 หากพิจารณาค่า Initial stiffness จะพบว่าค่าดังกล่าวที่คำนวณได้จากวิธีประมาณการจะมีค่าที่มากกว่าผลลัพธ์ที่ได้จากการทดสอบเนื่องจากค่า Elastic limit displacement จากวิธีประมาณการมีค่าน้อยกว่าค่าที่คำนวณได้จากการทดสอบซึ่งเป็นผลมาจากค่าหน่วยแรงคราก (Yield stress) และขนาดหน้าตัดของแท่งเหล็กที่เปลี่ยนแปลงไประหว่างทำการทดสอบ จากผลลัพธ์ทั้งสองส่วนที่ได้จากการทดสอบและแบบจำลองจะทำให้เราทราบค่าอัตราส่วนของ Post-yield stiffness ต่อ Initial stiffness (δ) มีค่าอยู่ระหว่าง 0.06 ถึง 0.13 และอัตราส่วนของ F_y ต่อ $(\gamma)F_e$ มีค่าอยู่ระหว่าง 1.3 ถึง 2.4 ซึ่งสามารถพิจารณาได้จากสมการที่ 2.7 และ 2.8

$$K_d = \delta K_e \quad (2.7)$$

$$F_y = \gamma F_e \text{ และ } u_y = \gamma u_e \quad (2.8)$$

โดยที่ δ = อัตราส่วนระหว่าง Post-yield stiffness ต่อ Initial stiffness

γ = อัตราส่วนระหว่างแรงกระทำ ณ ตำแหน่ง Elastic limit point ต่อ Yield point

ตารางที่ 2.3 การเปรียบเทียบค่าพารามิเตอร์คุณสมบัติเชิงกลของแท่งเหล็กที่ได้จากการคำนวณตามทฤษฎี, การประมาณการ และการทดสอบ

		F_e (KN)	u_e (mm)	F_y (KN)	u_y (mm)	K_e (KN/mm)	K_d (KN/mm)
Theoretical results		421.59	18.27	421.59 γ	18.27 γ	23.07	-
Numerical results		420.08	20	566.35	32	21.004	1.54
Experiments	S1	419.32	29.87	521.71	43.42	14.04	1.68
	S2	421.76	30.61	537.24	44.02	13.78	1.81

ที่มา: (Liu & Gao, 2018)

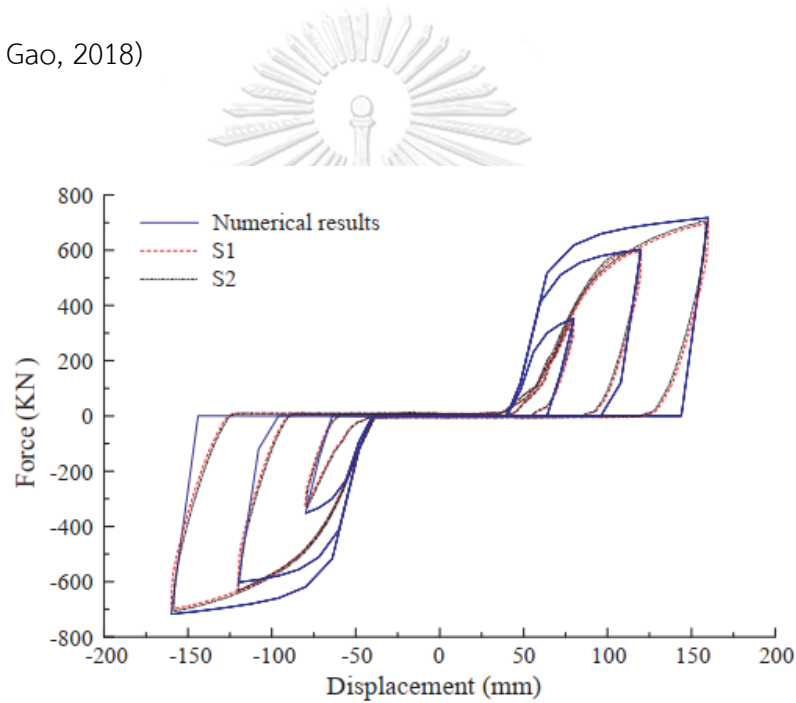
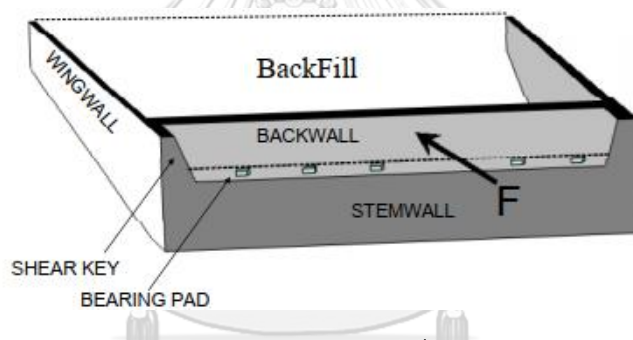


Fig. 7. Comparison of test hysteretic curves and numerical analysis results.

รูปที่ 2.43 การเปรียบเทียบผลลัพธ์กราฟ Hysteretic จากวิธีการประมาณการและการทดสอบ (Liu & Gao, 2018)

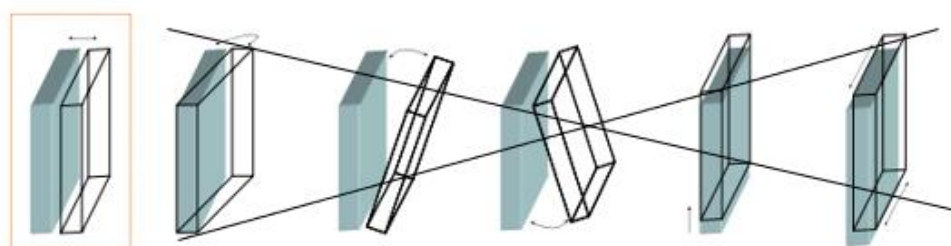
2.5 การตอบสนองของกำแพงกันดินที่กระทำต่อดินถม (The response of abutment backwall to the backfill)

โครงสร้างตอม่อริม (Abutment) ของสะพานโดยทั่วไปจะประกอบไปด้วยส่วนต่าง ๆ ดังรูปที่ 2.44 ซึ่งดินถม (Backfill) จะเป็นส่วนที่อยู่ด้านหลังสุดถัดมาจากกำแพงกันดิน (Backwall) โดยส่วนประกอบนี้เป็นส่วนสำคัญในการรับการเคลื่อนที่ของตอม่อริม โดยเฉพาะการเคลื่อนที่ตามแนวยาวของโครงสร้างสะพาน เมื่อกำแพงกันดินถูกยึดรั้งไม่ให้เกิดการเคลื่อนที่ตามแนวราบ จะเกิดความดันดินด้านข้างกระทำต่อกำแพงกันดินซึ่งจะแปรผันตามตำแหน่งความลึกโดยมีชื่อเรียกว่า ความดันดินสถิต (Earth pressure at rest) และเมื่อกำแพงกันดินเคลื่อนตัวตามแนวราบออกจากดินถม ความดันดินหลังกำแพงจะมีค่าลดลงจนถึงค่าคงที่จำนวนหนึ่งและถ้ายังมีการเคลื่อนที่ต่อไป ดินถมหลังกำแพงก็จะพังทลาย ความดันดินชนิดนี้เรียกว่า ความดันดินแอกทีฟ (Active earth pressure) ในทางกลับกัน เมื่อกำแพงกันดินถูกผลักให้เคลื่อนที่เข้าหาดินถมหลังกำแพงตามแนวราบ ความดันดินที่เกิดขึ้นมีชื่อเรียกว่า ความดันดินพาสซีฟ (Passive earth pressure)



รูปที่ 2.44 ส่วนประกอบของ Abutment ในขณะที่มีแรงกระทำตามแนวยาวเข้าสู่ดินถม (Stewart et al., 2007)

Stewart et al. (2007) ได้ตั้งสมมติฐานการทดสอบโดยให้การเคลื่อนที่ของกำแพงกันดินมีลักษณะการเคลื่อนตัวเข้าหาดินถมดังรูปซ้ายสุดของรูปที่ 2.45 ซึ่งจะเคลื่อนตัวทั้งโครงสร้างไปพร้อมกันทั้งหมด สมมติฐานการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในลักษณะนี้เป็นสมมติฐานพื้นฐานที่ปรากฏในงานวิจัยต่าง ๆ ที่จะกล่าวถึงในส่วนถัดไป



รูปที่ 2.45 ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินที่กระทำต่อดินถม (Stewart et al., 2007)

2.5.1 การวิเคราะห์ค่าความดันดินพาสซีฟ (Passive earth pressure)

การวิเคราะห์ประมาณการค่าความดันดินพาสซีฟ (Passive earth pressure) มีวิธีการคำนวณจากวิธีการต่าง ๆ ดังเดิม โดยวิธีที่เป็นที่นิยมที่จะกล่าวถึงในส่วนนี้มีด้วยกันทั้งหมด 3 วิธี ได้แก่ 1. วิธีการของ Coulomb 2. วิธีการของ Rankine 3. วิธีการ Log spiral โดยในแต่ละวิธีมีรายละเอียดเบื้องต้นดังต่อไปนี้

1. วิธีการของ Coulomb

Coulomb, C. A. (1776) ตั้งสมมติฐานว่าการวิบัติของดินเกิดการเคลื่อนตัวแบบวัสดุแข็งเกร็ง (Rigid body) ตลอดระนาบแรงเฉือน (Shear plane) ความดันดินแบบพาสซีฟจะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดินถม และความสูงของกำแพงกันดิน โดยสามารถหาได้จากสมการที่ 2.9

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (2.9)$$

โดยที่ P_p = แรงดันดินด้านข้างแบบพาสซีฟ (Passive earth pressure resultant force)

K_p = สัมประสิทธิ์ความดันดินพาสซีฟ (Coefficient of passive earth pressure)

γ = หน่วยน้ำหนักของดินถม (Unit weight of the backfill soil)

2. วิธีการของ Rankine

Rankine, W.J.M. (1857) ได้ทำการศึกษาค่าความดันดินพาสซีฟโดยอ้างอิงสมมติฐานตั้งต้นมาจากวิธีการของ Coulomb โดยได้ตั้งเงื่อนไขเพิ่มเติมซึ่งมีการสมมติว่า ไม่มีแรงเสียดทานเกิดขึ้นระหว่างผิวของกำแพงกันดินกับดินถม จากสมมติฐานดังกล่าวทำให้ค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินพาสซีฟลดรูปลงจากเดิมโดยจะแสดงให้เห็น ดังสมการที่ 2.10

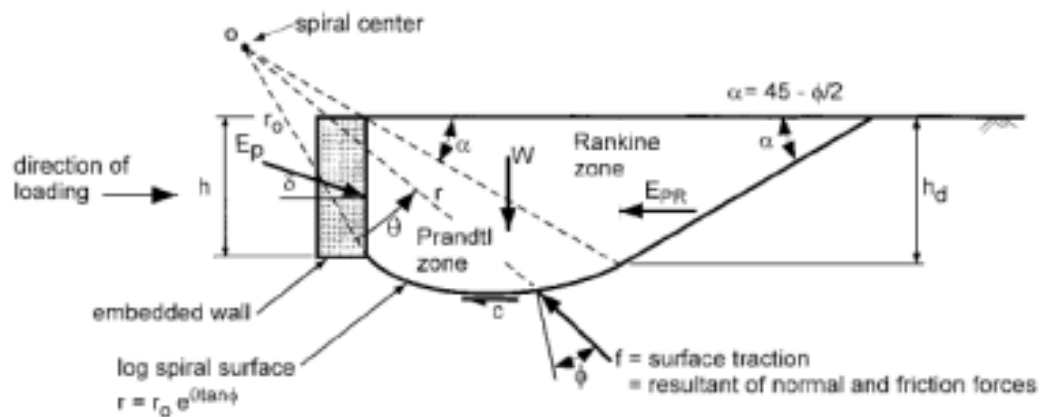
$$K_p = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} \quad (2.10)$$

โดยที่ ϕ = มุมเสียดทานระหว่างเม็ดดิน (Angle of friction)

3. วิธีการ Log spiral

Terzaghi, K. (1943) ได้นำวิธีการของ Coulomb มาประยุกต์ใช้ และพิจารณาลักษณะระนาบพื้นผิวของดินที่เกิดการวิบัติที่มีลักษณะเป็นแบบ log – spiral ณ บริเวณด้านล่างที่อยู่ติดกับกำแพงกันดิน และเปลี่ยนรูปร่างกลับมาเป็นเส้นตรง ดังรูปที่ 2.46 วิธีการดังกล่าวได้มีการเปรียบเทียบกับผล

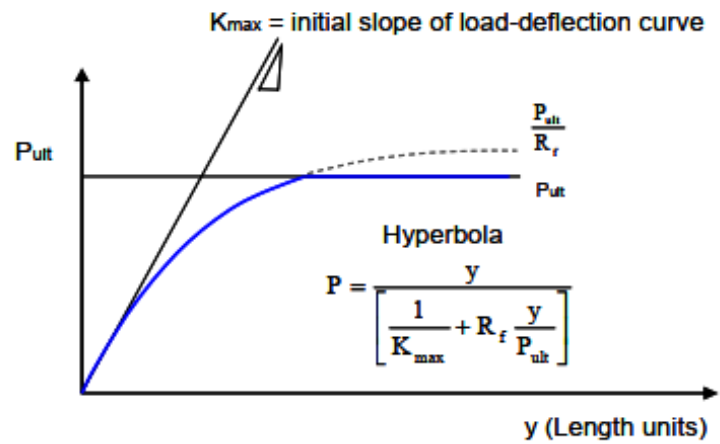
การทดสอบและถูกพัฒนาและนำไปใช้ในงานวิจัยของ Duncan and Mokwa (2001) ซึ่งให้ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงมากกว่าสองวิธีแรกที่ได้กล่าวไปในข้างต้น (Stewart et al., 2007)



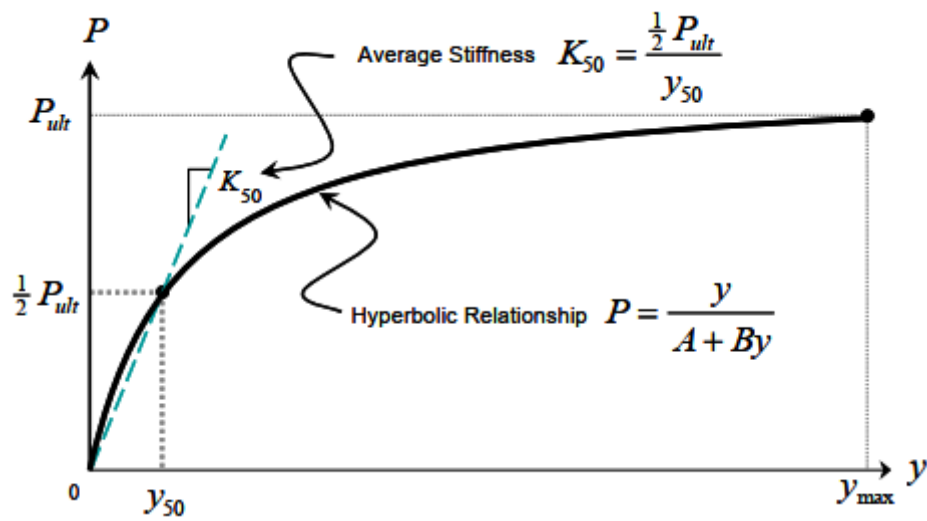
รูปที่ 2.46 ลักษณะการวิบัติแบบ Log spiral (Duncan & Mokwa, 2001)

2.5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินและดินถม

แบบจำลอง Hyperbolic ถูกนำมาใช้ในการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินและดินถม โดยพิจารณาความสัมพันธ์ในขณะที่กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนที่เข้าหาดินถมในแนวราบ สำหรับแบบจำลอง Hyperbolic ได้ถูกพัฒนาขึ้นมาในหลายงานวิจัย เช่น งานวิจัยของ Duncan and Mokwa (2001) และงานวิจัยของ Shamsabadi et al. (2007) โดยงานวิจัยของ Duncan และ Mokwa ได้นำเสนอแบบจำลอง Hyperbolic โดยมีลักษณะดังรูปที่ 2.47 ซึ่งกราฟแสดงความสัมพันธ์ของแบบจำลองนี้เป็นพื้นฐานในการศึกษาต่อยอดในงานวิจัยถัดไป สำหรับแรงดันดินด้านข้างสูงสุด (Ultimate passive resistance) ที่ปรากฏในกราฟสามารถหาได้จากวิธีการที่ได้พูดไปในหัวข้อก่อนหน้า สำหรับงานวิจัยของ Shamsabadi และคณะ ได้นำเสนอแบบจำลอง Hyperbolic ในลักษณะดังรูปที่ 2.48 โดยการพิจารณาความชันของเส้นกราฟเริ่มต้น (Initial stiffness) มีความแตกต่างไปจากแบบจำลองก่อนหน้าซึ่งได้มีการพิจารณาค่าความชันของเส้นสัมผัส (Secant line) ที่ลากจากจุดเริ่มต้นมายังตำแหน่งที่ 50% ของค่าแรงกระทำด้านข้างสูงสุด ($0.5P_{ult}$) โดยค่าความชันบริเวณดังกล่าวถูกเรียกว่า The average abutment stiffness, K_{50} นอกจากนี้ได้มีการพัฒนาแบบจำลอง Hyperbolic ดังกล่าวซึ่งมีชื่อเรียกว่า Hyperbolic Force-Displacement (HFD) ไปเป็นแบบจำลอง Logarithmic - Spiral failure coupled with modified Hyperbolic (LSH) ซึ่งมีการนำเอาวิธีการ Log spiral ไปประยุกต์ใช้ในสมการแสดงรูปร่างของกราฟ Hyperbolic ทำให้กราฟแสดงความสัมพันธ์ที่ได้จากแบบจำลองนี้ มีความใกล้เคียงกับพฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินมากกว่าแบบจำลอง HFD โดยจะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 2.49 ซึ่งอยู่ในหัวข้อถัดไป



รูปที่ 2.47 ความสัมพันธ์ของแรงกับระยะการเคลื่อนตัวในรูปแบบของกราฟ Hyperbolic
(Duncan & Mokwa, 2001)



รูปที่ 2.48 ความสัมพันธ์ของแรงกับระยะการเคลื่อนตัวในรูปแบบของกราฟ Hyperbolic
(Shamsabadi et al., 2007)

2.5.3 การเปรียบเทียบผลการทดสอบของระบบกำแพงกันดินและดินถมกับวิธีการประมาณต่าง ๆ

Stewart et al. (2007) ได้ทำการทดสอบระบบกำแพงกันดินและดินถมเพื่อเปรียบเทียบการหาค่าคุณสมบัติของความดันดินพาสซีฟ โดยทำการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการทดสอบกับผลลัพธ์ประมาณการด้วยวิธีการต่าง ๆ ดังที่กล่าวไว้ในหัวข้อก่อนหน้า และเปรียบเทียบกับผลลัพธ์จากการคำนวณโดยใช้สูตรจากมาตรฐานการออกแบบแผ่นดินไหว (Seismic Design Criteria, SDC) ของ Caltrans (2006) ซึ่งพิจารณาความแตกต่างเบื้องต้นได้จากตารางที่ 2.4 โดยจะพบว่าวิธีการของ Rankine, Coulomb และผลลัพธ์ที่ได้จากการคำนวณโดยอ้างอิงจากมาตรฐาน CALTRANS (2006) ให้ผลลัพธ์ที่ต่ำกว่าผลการทดสอบจริง สำหรับผลลัพธ์ที่ได้จากมาตรฐานดังกล่าวเป็นผลมาจากการประมาณค่าสตีฟเนสตั้งต้น (Initial stiffness, K_i) ที่ต่ำ เนื่องจากค่าสตีฟเนส ดังกล่าวถูกประมาณการมาจากการทดสอบของงานวิจัย Maroney (1995) ซึ่งได้ใช้วัสดุทดสอบดินถมเป็น Clay soil ซึ่งแตกต่างจากงานวิจัยของ Stewart และคณะ ที่ใช้วัสดุทดสอบดินถมเป็น Silty sand โดยมาตรฐานดังกล่าวจะมีรายละเอียดดังแสดงในหัวข้อถัดไป

นอกจากนี้ยังได้ทำการเปรียบเทียบระหว่างผลการทดสอบจริงกับกราฟแสดงความสัมพันธ์ที่ได้จากแบบจำลอง Hyperbolic ทั้ง HFD และ LSH โดยจะพบว่าทั้งสองแบบจำลองนี้ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริงโดยเฉพาะแบบจำลอง LSH โดยพิจารณาได้จากรูปที่ 2.49

ตารางที่ 2.4 การเปรียบเทียบค่าแรงดันดินแบบพาสซีฟจากการทดสอบและการประมาณด้วยวิธีการต่าง ๆ

Method:	Measured	Rankine ¹	Coulomb ²	Log Spiral ³	M. of Slices ⁴	Caltrans ⁵
<i>cohesion c = 0.3ksf, $\Phi = 40$</i>						
K_p :	16.3	4.6	8.26	7.95	16.14	n.a.
P_p [kip]:	497	254	404	440	479	440
<i>cohesion c = 0.5ksf, $\Phi = 39$</i>						
K_p :	16.3	4.4	7.77	7.84	18.5	n.a.
P_p [kip]:	497	319	420	562	528	440

¹ Rankine (1857)

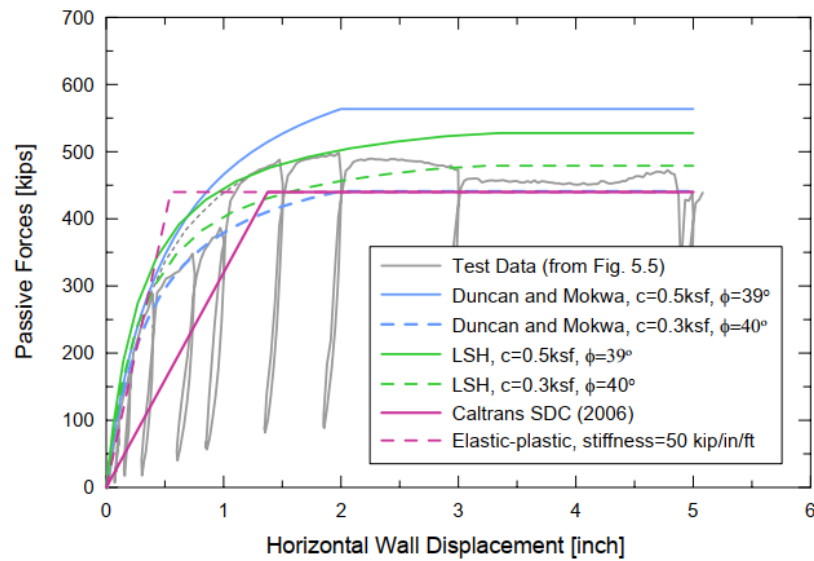
² Coulomb (1776)

³ Log Spiral using Duncan and Mowka (2001)

⁴ LSH Method by Shamsabadi et al. (2007)

⁵ Seismic Design Criteria (2006)

ที่มา: (Stewart et al., 2007)



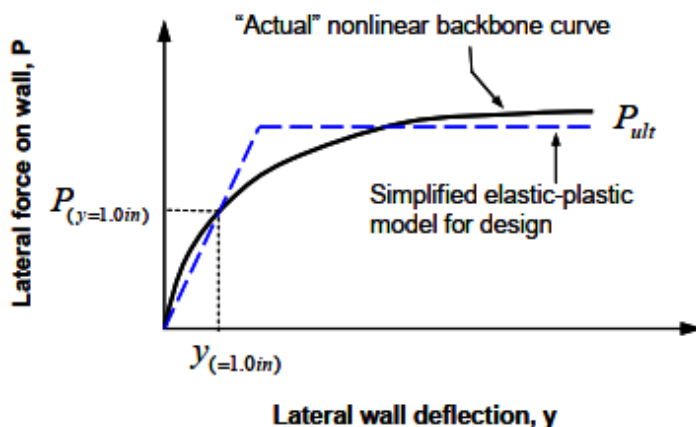
รูปที่ 2.49 ความสัมพันธ์ของแรงกับระยะการเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินและดินถมจากผลการทดสอบและวิธีการประมาณต่าง ๆ (Stewart et al., 2007)

2.5.4 การประมาณค่าผลลัพธ์การตอบสนองของระบบกำแพงกันดินและดินถม โดยใช้มาตรฐานของ CALTRANS

สำหรับมาตรฐานของ CALTRANS ได้ให้รายละเอียดการวิเคราะห์ความดันดินแบบพาสซีฟของดินถม โดยคำนึงถึงการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินซึ่งถูกพัฒนาขึ้นมาจากงานวิจัยที่ได้ทำการทดสอบกับกำแพงกันดินขนาดใหญ่ของ Maroney, B.H. (1995) และงานวิจัยของ Stewart et al. (2007) นอกจากนี้ยังมีงานวิจัยที่วิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง Hyperbolic ของ Shamsabadi et al. (2007) โดยมีรายละเอียดงานวิจัยเบื้องต้นดังนี้

Maroney (1995) ได้ทำการศึกษาวิเคราะห์พฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินและดินถม โดยได้ทำการทดสอบระบบกำแพงกันดินขนาดใหญ่มีขนาดความกว้าง 10 ฟุต และมีขนาดความสูงของดินถม 5.5 ฟุต ค่าแรงดันดินด้านข้างสูงสุดที่กระทำต่อกำแพงกันดิน (P_{ult}) ไม่ได้คำนวณมาจากวิธีการคำนวณพื้นฐานดังแสดงในหัวข้อที่ 2.5.1 แต่เป็นค่าความดันคงที่ที่กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 5.0 ksf กระทำตลอดทั้งหน้าตัดกำแพง หลังจากได้ผลลัพธ์เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะการเคลื่อนตัวแล้วจึงได้ทำการสร้างแบบจำลอง Bi-linear อย่างง่าย โดยมีลักษณะพฤติกรรมเป็นแบบ Elastic - Perfectly Plastic โดยสามารถพิจารณาได้จากโดยความชันของกราฟในช่วงแรกจะกำหนดให้ลากเส้นจากจุดเริ่มต้น ผ่านจุดที่มีค่าการเคลื่อนตัวเท่ากับ 1 นิ้ว ไปยังจุดที่มีค่าแรงดันดินด้านข้างสูงสุด ความชันของเส้นนี้ถูกเรียกว่าค่าสติฟเนสเริ่มต้น (Initial stiffness, K_1) โดยมีค่าประมาณ 20 kips/inch ต่อความยาวของกำแพงกันดิน 1 ft โดยค่าสติฟเนสเริ่มต้นดังกล่าว

จะถูกนำไปใช้ในมาตรฐานของ CALTRANS ปี 2006 โดยมีค่าน้อยกว่าผลทดสอบที่มาจากดินถมชนิดอื่น ๆ อย่างมาก (Stewart et al., 2007)

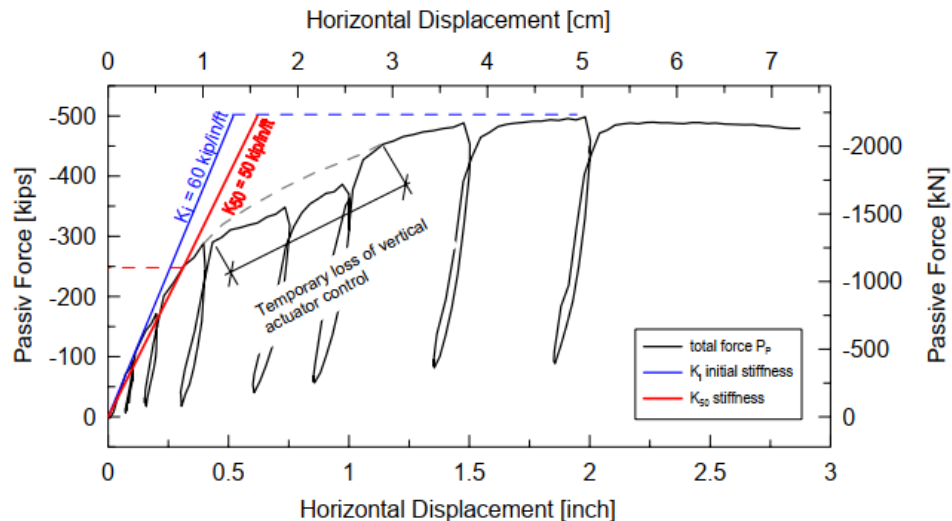


รูปที่ 2.50 ความสัมพันธ์ของแรงกับระยะการเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินและดินถมในรูปแบบของ Elastic – Perfectly plastic (Caltrans, 2004)

Stewart et al. (2007) ได้ทำการทดสอบกับระบบกำแพงกันดินซึ่งมีขนาดความกว้าง 16 ฟุต โดยมีดินถมสูง 5.5 ฟุต เช่นเดียวกับงานวิจัยของ Maroney (1995) แต่จะแตกต่างกันที่วัสดุดินถม โดยงานวิจัยนี้ได้เลือกใช้ Silty sand โดยมีชื่อเรียกว่า Sand-Equivalent 30 (SE30) ซึ่งวัสดุดินถมดังกล่าวเป็นที่นิยมในงานก่อสร้างกำแพงกันดินตามมาตรฐานของ CALTRANS จากการทดสอบให้ผลลัพธ์เป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์ของแรงกับระยะการเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินและดินถม ดังรูปที่ 2.51 นอกจากนี้ Stewart และคณะ ได้นำเสนอแบบจำลอง Bi-linear โดยพิจารณาความชันของเส้นกราฟเริ่มต้น (Initial stiffness) เป็นค่าความชันของเส้นสัมผัส (Secant line) ที่ลากจากจุดเริ่มต้นมายังตำแหน่งที่ 50% ของค่าแรงกระทำด้านข้างสูงสุด ($0.5P_{ult}$) โดยค่าความชันบริเวณดังกล่าวถูกเรียกว่า The average abutment stiffness, K_{50} ตามงานวิจัยของ Shamsabadi et al. (2007) แบบจำลองดังกล่าวมีค่าแรงดันดินสูงสุด (P_{ult}) เท่ากับ 497 kips และมีค่าครึ่งหนึ่ง (P_{50}) เท่ากับ 248.5 kips โดยตำแหน่งนั้นมีค่าการเคลื่อนที่ด้านข้าง (Y_{50}) เท่ากับ 0.31 inch ซึ่งสามารถหาค่า The average abutment stiffness, K_{50} ได้จากสมการที่ 2.11

$$K_{50} = \frac{\left(\frac{248.5 \text{ kips}}{0.31 \text{ inch}} \right)}{16 \text{ ft}} = \frac{50 \text{ kips}}{\text{inch}} / 1 \text{ ft} \quad (2.11)$$

เมื่อพิจารณารูปที่ 2.51 จะพบว่าแบบจำลอง Bi-linear ที่มีค่าสติฟเนสเริ่มต้น เท่ากับ 50 kips/inch/1ft มีลักษณะที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริง จึงทำให้ค่าสติฟเนสดังกล่าวเหมาะสมมากกว่าค่าที่ได้จากงานวิจัยของ Maroney (1995) ทำให้ Stewart et al. (2007) ได้เสนอให้ปรับปรุงมาตรฐานของ Caltrans (2006) โดยเลือกใช้ค่าสติฟเนสเริ่มต้น เท่ากับ 50 kips/inch/1ft ในมาตรฐานฉบับถัดไป



รูปที่ 2.51 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของแรงกับระยะการเคลื่อนตัวในช่วงต้นจากแบบจำลอง Bi-linear ที่ถูกกำหนดด้วยค่าสติฟเนสตั้งต้น กับ ผลการทดสอบจริง (Stewart et al., 2007)

Caltrans (2013) ได้นำผลการวิจัยจากงานวิจัยที่ได้กล่าวไปทั้งหมด มานำเสนอเป็นแบบจำลอง Bilinear ซึ่งเป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์ โดยสามารถหาค่าความชันของกราฟหรือค่าสติฟเนสได้จากสมการที่ 2.12 และหาค่าความดันดินแบบพาสซีฟสำหรับการต้านการเคลื่อนตัวของ Abutment (Passive pressure force resisting the movement at the abutment, P_{bw}) ได้จากสมการที่ 2.13

$$K_{abutment} = \begin{cases} K_i \times w \times \left(\frac{h}{5.5 \text{ ft}} \right) \\ K_i \times w \times \left(\frac{h}{1.7 \text{ m}} \right) \end{cases} \quad (2.12)$$

$$P_{seat_abutment} = \begin{cases} A_e \times 5.0 \text{ ksf} \times \left(\frac{h}{5.5 \text{ ft}} \right) \quad (\text{kips, ft}) \\ A_e \times 239 \text{ kPa} \times \left(\frac{h}{1.7 \text{ m}} \right) \quad (\text{kN, m}) \end{cases} \quad (2.13)$$

โดยที่

ค่าสติฟเนสตั้งต้น (Initial stiffness, K_i) หาได้จาก
สำหรับดินถมเป็นไปตามมาตรฐาน

$$K_i \approx \begin{cases} \frac{50 \text{ kips / inch}}{\text{ft}} & \text{for U.S. units} \\ \frac{28.7 \text{ kN / mm}}{\text{m}} & \text{for S.I. units} \end{cases}$$

สำหรับดินถมที่ไม่เป็นไปตามมาตรฐาน

$$K_i \approx \begin{cases} \frac{25 \text{ kips / inch}}{\text{ft}} & \text{for U.S. units} \\ \frac{14.35 \text{ kN / mm}}{\text{m}} & \text{for S.I. units} \end{cases}$$

พื้นที่ประสิทธิผลของ Abutment (Effective abutment area, A_e) หาได้จาก

$$A_e \approx \begin{cases} h_{seat} \times w_{seat} & \text{for Seat abutment and} \\ h_{dia} \times w_{dia} & \text{Diaphragm abutment} \end{cases}$$

ถึงแม้ว่าการคำนวณค่าการตอบสนองของกำแพงกันดิน โดยใช้แบบจำลอง Hyperbolic ทั้งสองแบบจำลอง จะสามารถให้ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริงมากกว่าแบบจำลองแบบ Bi-linear (Stewart et al., 2007) แต่ผลลัพธ์ดังกล่าวมีความแตกต่างกันไม่มาก และแบบจำลอง Hyperbolic ยังต้องใช้ข้อมูลจากคุณสมบัติของดินถมซึ่งต้องอาศัยการทดสอบ ดังนั้นแล้ววิทยานิพนธ์ฉบับนี้ได้เลือกใช้การคำนวณค่าการตอบสนองของกำแพงกันดินโดยอาศัยแบบจำลองแบบ Bi-linear ด้วยมาตรฐาน Caltrans (2013)

บทที่ 3

วิธีการดำเนินงาน

เนื้อหาในบทนี้กล่าวถึงวิธีการดำเนินงานในการศึกษาวิจัย ซึ่งเป็นการดำเนินงานเพื่อได้มาซึ่งคำตอบที่จะนำไปใช้ในการแก้ไขหรือบรรเทาปัญหาที่สอดคล้องตามวัตถุประสงค์ในการวิจัย โดยมีการจำลองโครงสร้างสะพานผ่านโปรแกรม SAP2000 และทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ โดยเนื้อหาหลักจะประกอบไปด้วย 3 ส่วน ได้แก่ 1. ข้อมูลที่จะใช้ในการศึกษาวิจัย โดยมีรายละเอียดของโครงสร้างและแบบจำลองของสะพานที่พิจารณา รวมทั้งกรณีที่ใช้ในการศึกษา 2. โปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์ และรายละเอียดแบบจำลองของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพาน โดยอธิบายถึงการจำลองของโครงสร้างในแต่ละชิ้นส่วน เช่น การจำลองโครงสร้างสะพานส่วนบน, เสาคอม่อ, รอยต่อระหว่างชิ้นส่วน, แผ่นรองคานสะพาน, เหล็กเดือย และค่อม่อริม เป็นต้น นอกจากนี้ยังแสดงรายละเอียดการสอบเทียบแบบจำลองเพื่อตรวจสอบความเหมาะสมในการจำลองชิ้นส่วนของโครงสร้างต่าง ๆ 3. รายละเอียดของการวิเคราะห์โครงสร้างและคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ โดยอธิบายถึงวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานที่นำมาใช้ในงานวิจัยนี้ เช่น การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างสะพานจากแผ่นดินไหวด้วยวิธีการแบบโหมด และ การวิเคราะห์แบบประวัติเวลา โดยจะเน้นเป็นการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น การวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างสะพานด้วยวิธีการวิเคราะห์ในรูปแบบต่าง ๆ ที่ได้กล่าวไป เป็นการวิเคราะห์เพื่อต้องการทราบถึงผลการตอบสนองต่อโครงสร้างสะพานเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว โดยจะพิจารณาผลการตอบสนองในทิศทางตามแนวยาวของโครงสร้าง (Longitudinal direction) เป็นหลัก เช่น ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นในแต่ละช่วงสะพาน และระหว่างช่วงสะพาน, ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาคอม่อ, ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพานและเหล็กเดือย, ผลการตอบสนองของเสาคอม่อ รวมทั้งแรงปฏิกิริยาที่จุดรองรับของเสาคอม่อหรือแรงเฉือนที่ฐาน เป็นต้น โดยจะไม่พิจารณาผลการตอบสนองใด ๆ ที่เป็นผลลัพธ์ในทิศทางตามขวาง (Transverse direction) เนื่องจากผลการตอบสนองในทิศทางตามแนวยาวเป็นทิศทางหลักที่มีผลต่อโครงสร้างสะพาน และไม่มีการพิจารณาชิ้นส่วนใดที่จำเป็นต้องอาศัยผลการตอบสนองในทิศทางตามขวาง เช่น การชนกันทางขวางที่เกิดบริเวณ Shear key เป็นต้น

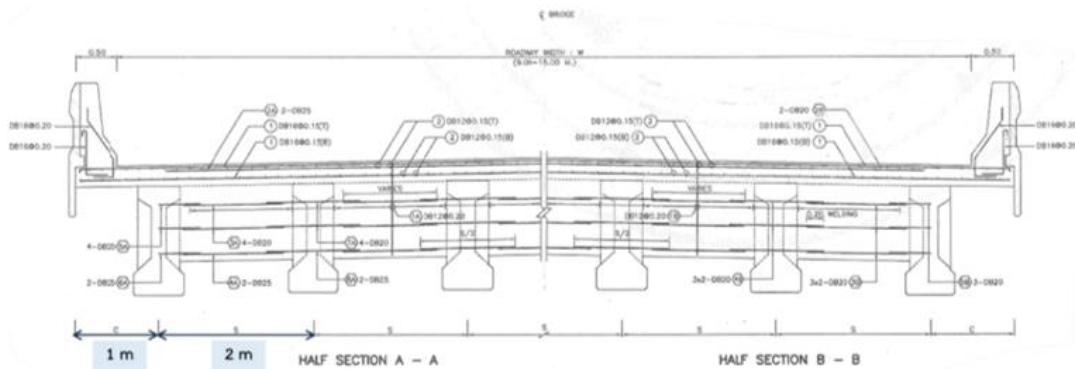
3.1 โครงสร้างสะพานที่ใช้ในการศึกษาวิจัย

โครงสร้างสะพานที่เลือกศึกษาเป็นโครงสร้างสะพานแบบคานคอนกรีตอัดแรงรูปตัวไอ (Prestressed concrete I-girder) และเลือกใช้แบบมาตรฐานโครงสร้างสะพานของกรมทางหลวง (2558) โดยเป็นแบบก่อสร้างสะพานที่ใช้ในประเทศไทย ลักษณะของโครงสร้างสะพานโดยรวม จะมีความยาวช่วงเสา 20 เมตร โดยมีช่วงสะพานทั้งหมด 5 ช่วง รวมความยาวของสะพาน 100 เมตร ซึ่งทั้งห้าช่วงจะมีลักษณะโครงสร้างสะพานแบบ Multi-span simply support โครงสร้างสะพานดังกล่าวจะไม่มีการวางตัวแบบเฉียง โดย Skew angle จะมีค่าเท่ากับ 0 องศา ชิ้นส่วนของโครงสร้างย่อย ๆ จะประกอบไปด้วย โครงสร้างสะพานส่วนบน ได้แก่ คานรองรับแผ่นพื้น (Girder), พื้นสะพาน (Slab) โครงสร้างสะพานส่วนล่าง ได้แก่ เสาตอม่อ (Pier column), คานรัดเสาตอม่อ (Cap beam) สำหรับส่วนเชื่อมต่อระหว่างโครงสร้างส่วนบนและส่วนล่าง จะมีแผ่นรองคานสะพาน (Bearing) ทำหน้าที่เป็นอุปกรณ์แยกฐาน (Isolator device) โดยได้เลือกใช้เป็น Elastomeric bearing สำหรับส่วนปลายทั้งสองฝั่งของโครงสร้างสะพานจะมีตอม่อริม (Abutment) ซึ่งเป็นโครงสร้างตอม่อริมแบบ Seat-type abutment

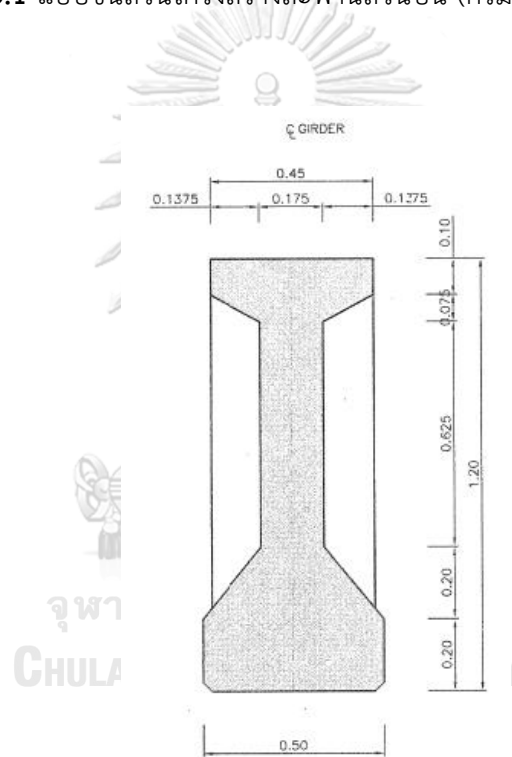
แบบชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานส่วนบนจะมีรายละเอียด ดังรูปที่ 3.1 ประกอบไปด้วยพื้นสะพานซึ่งเป็นพื้นผิวคอนกรีตเสริมเหล็ก มีความกว้างของถนน 9 เมตร มีการติดตั้งคานสะพานรูปตัวไอรองรับพื้นสะพานเป็นจำนวน 5 ชิ้นในแต่ละช่วงสะพาน ซึ่งมีขนาดดังรูปที่ 3.2 นอกจากนี้ยังมีแผ่นยางรองคานสะพาน (Elastomeric bearing) รองรับอยู่บนคานรัดหัวเสาของโครงสร้างสะพานส่วนล่าง โดยมีรายละเอียดดังรูปที่ 3.5

แบบชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานตอม่อ (Pier Bent) จะมีลักษณะเป็นตอม่อแบบหลายเสา (Multi-column bent) โดยมีเสาตอม่อทั้งหมด 2 ต้น ซึ่งมีรายละเอียด ดังรูปที่ 3.3 ประกอบไปด้วยคานรัดหัวเสา (Cap beam) และเสาตอม่อ (Pier column) หน้าตัดวงกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.10 เมตร โดยมีความสูง 8 เมตร

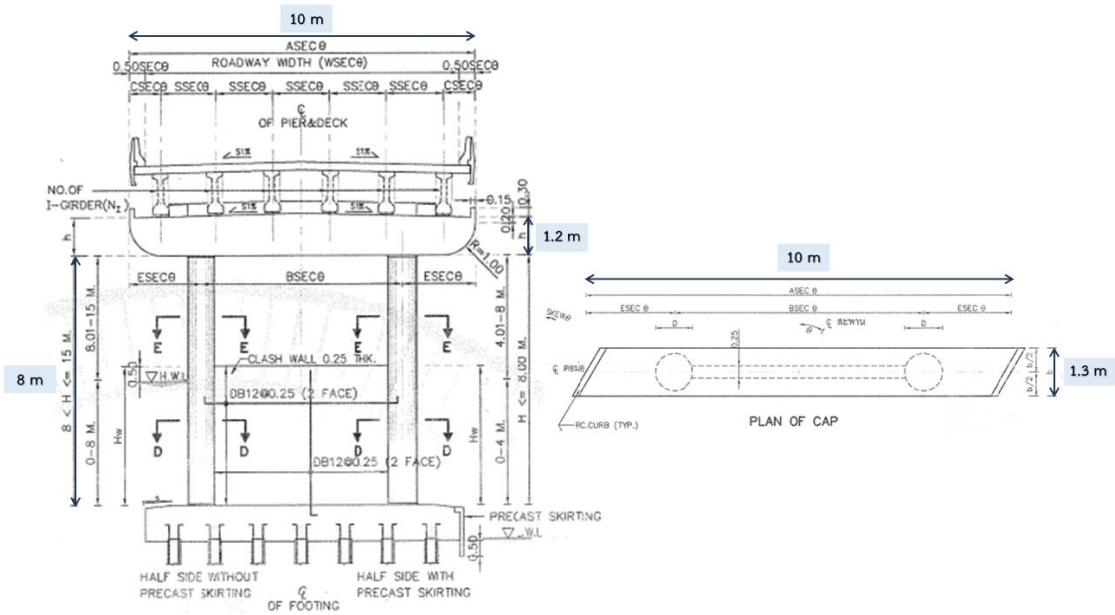
แบบชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานตอม่อริม (Abutment) เป็นโครงสร้างตอม่อริมแบบ Seat-type abutment โดยจะอยู่ที่ปลายทั้งสองฝั่งของโครงสร้างสะพาน โดยเชื่อมต่อกับโครงสร้างสะพานส่วนบน ซึ่งเป็นที่วางพาดของคานสะพาน โดย Backwall มีขนาดความกว้าง 10 เมตร ลึก 1.2 เมตร ซึ่งมีรายละเอียดดังรูปที่ 3.4



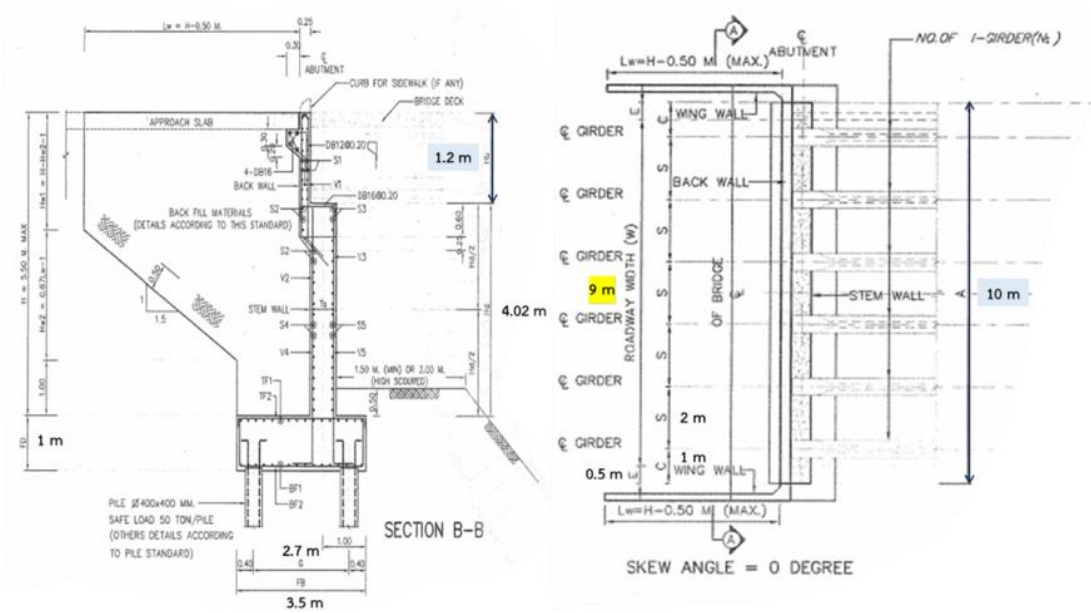
รูปที่ 3.1 แบบขึ้นส่วนโครงสร้างสะพานส่วนบน (กรมทางหลวง, 2558)



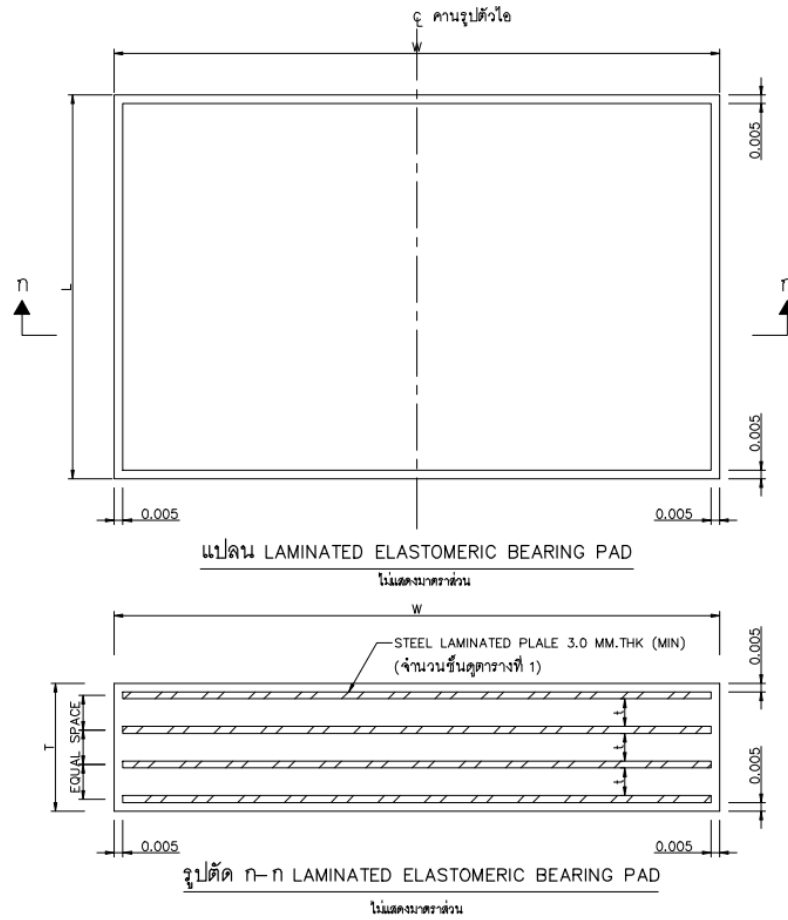
รูปที่ 3.2 แบบขึ้นส่วนโครงสร้างคานสะพานรูปตัวไอ (I-girder) (กรมทางหลวง, 2558)



รูปที่ 3.3 แบบชิ้นส่วนโครงสร้างตอม่อ (กรมทางหลวง, 2558)



รูปที่ 3.4 แบบชิ้นส่วนโครงสร้างตอม่อริม (กรมทางหลวง, 2558)



คานรูปตัวไอ	L (มม)	W (มม)	T (มม)	t (มม)	จำนวนชั้นของ STEEL LAMINATED PLAIE
คานรูปตัวไอช่วง 20 ม.	255	350	26	10	2
คานรูปตัวไอช่วง 25 ม.	255	385	36	10	3
คานรูปตัวไอช่วง 30 ม.	280	420	46	8	4
คานรูปตัวไอช่วง 35 ม.	280	455	56	8	5

รูปที่ 3.5 แบบชิ้นส่วนแผ่นยางรองคานสะพาน (Elastomeric bearing)
(กรมทางหลวงชนบท, 2562)

3.2 แบบจำลองโครงสร้างสะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์ และ กรณีศึกษาวิจัย

แบบจำลองโครงสร้างสะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์จะจำลองเป็นแบบจำลองสามมิติด้วยโปรแกรม SAP2000 โดยเป็นการจำลองสะพานประเภทคานคอนกรีตอัดแรงรูปตัวไอ ลักษณะของโครงสร้างสะพานจะมีความยาวช่วงเสา 20 เมตร ซึ่งมีช่วงสะพานทั้งหมด 5 ช่วง รวมความยาวของสะพานทั้งสิ้น 100 เมตร และมีเสาดอมสูง 8 เมตร ซึ่งมีรายละเอียดดังรูปที่ 3.6 คุณสมบัติของวัสดุทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริมจะพิจารณาให้เหมาะสมกับการจำลองถึงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของโครงสร้างโดยจะแสดงรายละเอียดในหัวข้อที่ 3.4 สำหรับการจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างจะพิจารณาชิ้นส่วนต่าง ๆ ดังนี้ 1. คานรองรับแผ่นพื้น 2. แผ่นพื้นสะพาน 3. คานรัดรอบหัวเสาดอม 4. เสาดอม 5. อิลิเมนต์ของช่องว่าง 6. แผ่นยางรองคานสะพาน 7. เหล็กเดือย และ 8. ตอม่อริม โดยการจำลองชิ้นส่วนต่าง ๆ จะเลือกใช้ประเภทของอิลิเมนต์ที่แตกต่างกัน โดยจะพิจารณาการเลือกใช้ดังตารางที่ 3.1 ซึ่งจะมีรายละเอียดเพิ่มเติมในหัวข้อย่อยต่าง ๆ ลักษณะโดยรวมของแบบจำลองโครงสร้างหากพิจารณาประกอบทุกชิ้นส่วนจะมีลักษณะดังรูปที่ 3.7

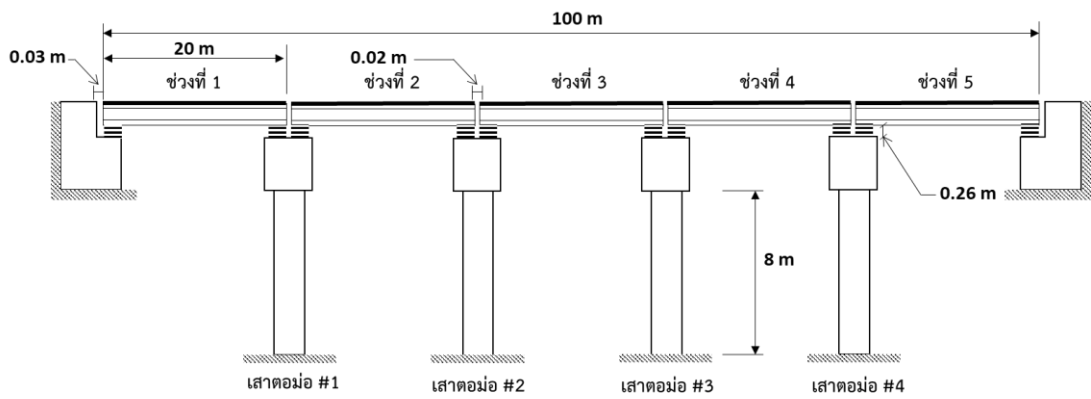
การศึกษาในงานวิจัยฉบับนี้จะพิจารณาจำลองโครงสร้างสะพาน โดยจะจำแนกกรณีศึกษาดังตารางที่ 3.2 โดยจะพิจารณาทั้งหมด 12 กรณี โดยกรณีที่ 1 ถึง 4 จะเป็นการเปรียบเทียบถึงผลของความหนาแผ่นยางที่มีผลต่อโครงสร้างสะพาน, กรณีที่ 5 ถึง 8 จะเป็นการศึกษาผลของการติดตั้งเหล็กเดือยที่มีผลต่อโครงสร้างสะพาน ซึ่งแบ่งตามจำนวนเหล็กเดือยที่ติดตั้งใน 1 ระบายที่ยึดรั้งระหว่างคานรองรับแผ่นพื้นในหนึ่งช่วงสะพานกับโครงสร้างสะพานส่วนล่าง โดยมีเหล็กเดือยจำนวน 1 เส้น (1-DB25), 2 เส้น (2-DB25), 4 เส้น (4-DB25) และ 5 เส้น (5-DB25) สำหรับกรณีช่วงสุดท้ายคือกรณีที่ 9 ถึง 12 จะเป็นการศึกษาผลของการติดตั้งอิลิเมนต์ช่องว่างที่พิจารณาการชนกันระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้าง สำหรับกรณีที่ 1 ถึง 8 จะไม่พิจารณาผลของแรงดันดินด้านข้างบริเวณตอม่อริม โดยจะพิจารณาจำลองตอม่อริมด้วยแบบจำลอง Roller abutment ซึ่งจะกำหนดให้ส่วนของตอม่อริมเป็นจุดรองรับแบบล้อเลื่อน (Roller Support) และกรณีที่ 9 ถึง 12 จะพิจารณาผลของแรงดันดินด้านข้าง โดยจะจำลองตอม่อริมด้วยแบบจำลอง Simplified abutment สำหรับการจำลองแผ่นยางรองคานสะพาน จะพิจารณาเฉพาะความหนาของแผ่นยางเป็นหลัก ไม่ได้ครอบคลุมไปถึงการเปลี่ยนขนาดความหนาหรือจำนวนของแผ่นเหล็กที่แทรกอยู่ระหว่างชิ้น เนื่องจากเป็นการวิเคราะห์เปรียบเทียบโดยเน้นไปที่ค่าสติเฟนของแผ่นยางทั้งในแนวตั้งและแนวราบที่เปลี่ยนแปลงซึ่งค่าดังกล่าวจะพิจารณาเฉพาะความหนาของแผ่นยางเท่านั้น ดังสมการที่ 2.1 และ 2.6

ตารางที่ 3.1 การเลือกใช้อิเลเมนต์ตามแต่ละชั้นส่วนโครงสร้างสะพาน

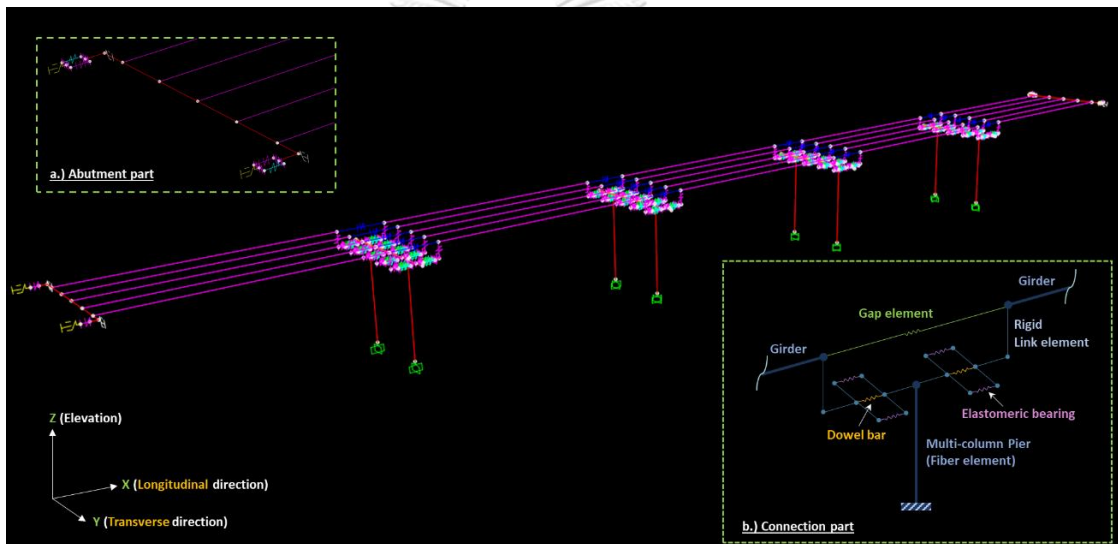
ชั้นส่วนโครงสร้างที่พิจารณา	ประเภทของอิเลเมนต์	รายละเอียดเพิ่มเติม
โครงสร้างสะพานส่วนบน		
คานรองรับแผ่นพื้น	Elastic frame element	หัวข้อที่ 3.5
แผ่นพื้นสะพาน	ถ่ายแรงลงสู่อิเลเมนต์ของคาน	
โครงสร้างสะพานส่วนล่าง		
คานรัศรอบหัวเสาตอม่อ	Elastic frame element	
เสาตอม่อ	Fiber element (Nonlinear)	หัวข้อที่ 3.6
บริเวณรอยต่อระหว่างชั้นส่วน		
อิเลเมนต์ช่องว่าง	Nonlinear Link element	หัวข้อที่ 3.7.1
แผ่นยางรองคานสะพาน	Linear Link element	หัวข้อที่ 3.8
เหล็กเดือย	Nonlinear Link element	หัวข้อที่ 3.9
บริเวณตอม่อริม		
ไม่พิจารณาแรงดันดิน	Roller abutment	หัวข้อที่ 3.10.1
พิจารณาแรงดันดิน (Soil stiffness)	Simplified abutment	หัวข้อที่ 3.10.2

ตารางที่ 3.2 กรณีศึกษาวิจัยที่พิจารณาผลการวิเคราะห์โครงสร้าง

กรณีที่	ความหนาของแผ่นยาง, mm	เหล็กเดือย	ช่องว่าง, mm	ตอม่อริม
			(Pounding element)	
1	10	x	ขนาดกว้างมาก	x
2	20	x	ขนาดกว้างมาก	x
3	100	x	ขนาดกว้างมาก	x
4	200	x	ขนาดกว้างมาก	x
5	100	1-DB25	ขนาดกว้างมาก	x
6	100	2-DB25	ขนาดกว้างมาก	x
7	100	4-DB25	ขนาดกว้างมาก	x
8	100	5-DB25	ขนาดกว้างมาก	x
9	100	x	ขนาดกว้างมาก	พิจารณา Soil Stiffness
10	100	x	10	พิจารณา Soil Stiffness
11	100	x	20	พิจารณา Soil Stiffness
12	100	x	30	พิจารณา Soil Stiffness



รูปที่ 3.6 ระยะต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพานที่ศึกษาวิจัย



รูปที่ 3.7 แบบจำลองโครงสร้างสะพานในกรณีทีพิจารณาทุกชิ้นส่วนโครงสร้าง

3.3 โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน

การวิเคราะห์โครงสร้างสะพานด้วยแบบจำลอง 3 มิติ จำเป็นต้องใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการช่วยเหลือเป็นอุปกรณ์ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง ไม่สามารถใช้วิธีการคำนวณมือได้โดยตรง เนื่องจากความซับซ้อนของแบบจำลองและใช้ระยะเวลาในการคำนวณยาวนาน โดยเฉพาะการวิเคราะห์ผลการตอบสนองแบบไม่เชิงเส้น ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีการศึกษาถึงความเหมาะสมในการเลือกใช้โปรแกรม จากการทบทวนวรรณกรรมพบว่าการศึกษาวิเคราะห์โครงสร้างสะพานได้มีการเลือกใช้โปรแกรมต่าง ๆ เช่น Opensees, SAP2000, SeismoStruct และ LARSA เป็นต้น (Avşar, 2009) สำหรับงานวิจัยฉบับนี้ได้เลือกใช้ SAP2000 ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน เนื่องจากเป็นโปรแกรมที่สามารถใช้งานได้อย่างคล่องตัว และให้ผลลัพธ์คำตอบจากการวิเคราะห์ในเชิงเส้นได้อย่างแม่นยำ เมื่อเทียบกับโปรแกรมอื่น ๆ แต่สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น SAP2000 อาจไม่ใช่โปรแกรมที่เหมาะสมมากที่สุด จึงจำเป็นต้องมีการตรวจสอบความถูกต้อง

การสร้างแบบจำลองภายในโปรแกรม SAP2000 จำเป็นต้องพิจารณาการจำลองชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพานอย่างถูกต้อง จึงได้สืบค้นวิธีการใช้งาน และศึกษาตัวอย่างการสร้างแบบจำลองในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน จากคู่มือการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานแบบไม่เชิงเส้นในรัฐแคลิฟอร์เนีย โดย Aviram et al. (2008) และคู่มือการใช้งานของโปรแกรม SAP2000 โดย Computers Structures Inc. (2017) นอกจากนี้ยังต้องมีการตรวจสอบความถูกต้อง ทั้งผลลัพธ์และ พฤติกรรมของชิ้นส่วนต่าง ๆ ที่ได้เลือกใช้ โดยจะทำการสอบเทียบแบบจำลองกับโปรแกรมอื่น ๆ เช่น การสอบเทียบแบบจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กในลักษณะเสายื่น (Cantilever column) โดยจะเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับมุมความโค้งของเสา (Moment-Curvature) กับโปรแกรม XTRACT และเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับระยะการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสา ซึ่งจะเปรียบเทียบความสัมพันธ์ดังกล่าวกับผลการทดสอบจากงานวิจัยของ วรากร สิงห์สุด (2551)

3.4 คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในแบบจำลอง (Material properties)

โครงสร้างสะพานที่เลือกใช้ในการศึกษาวิจัยเป็นโครงสร้างแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งวัสดุทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริมเป็นส่วนประกอบสำคัญของชิ้นส่วนต่าง ๆ ในโครงสร้างสะพาน เนื่องจากการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานที่เกี่ยวข้องกับแผ่นดินไหว จึงมีการวิเคราะห์ถึงพฤติกรรมของวัสดุต่าง ๆ ที่มีลักษณะไม่เชิงเส้น (Nonlinear behavior) การจำลองชิ้นส่วนเหล่านี้จำเป็นต้องพิจารณาถึงค่าคุณสมบัติของวัสดุเพิ่มเติม เช่น กำลังอัดของคอนกรีตที่คาดหวัง (Expected compressive strength) หรือ กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมที่คาดหวัง (Expected tensile strength) ค่าคุณสมบัติดังกล่าว เป็นการจำลองค่าเมื่อต้องการพิจารณาถึงพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างที่เกิดการครากจากผลของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่อชิ้นส่วนโครงสร้างที่พิจารณาออกแบบให้มีความเหนียว (Ductile member)

อย่างไรก็ตามค่าคุณสมบัติวัสดุที่คาดหวัง (Expected material properties) จะใช้เพื่อการประเมินความสามารถของชิ้นส่วนโครงสร้างสำหรับแรงแผ่นดินไหวเท่านั้น และความสามารถต้านทานแรงเฉือน (Seismic shear capacity) จะไม่พิจารณาถึงคุณสมบัติวัสดุที่คาดหวัง โดยจะพิจารณาตามค่าคุณสมบัติกำลังวัสดุโดยทั่วไป (Nominal material strength) (Caltrans, 2013)

3.4.1 คุณสมบัติของคอนกรีต

ค่ากำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง จะมีค่าแตกต่างกันขึ้นอยู่กับชิ้นส่วนของโครงสร้าง จากแบบโครงสร้างของกรมทางหลวงจะมีข้อมูลเฉพาะกำลังอัดที่ได้จากวัสดุทดสอบทรงลูกบาศก์ จึงทำการแปลงผลการทดสอบด้วยการคูณ 0.83 ซึ่งจะได้ค่ากำลังอัดคอนกรีตจากวัสดุทดสอบทรงกระบอกแบบประมาณ และสำหรับค่ากำลังอัดของคอนกรีตที่คาดหวัง จะทำการปรับค่าจากกำลังอัดปกติของคอนกรีตด้วยการคูณค่าสัมประสิทธิ์ เท่ากับ 1.3 ตามการอ้างอิงจากมาตรฐานการออกแบบแผ่นดินไหว (Seismic Design Criteria, SDC) ของ Caltrans (2013) ค่ากำลังอัดทั้งสองค่าของคอนกรีตในแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานสามารถพิจารณาได้จากตารางที่ 3.3

นอกจากนี้ค่าคุณสมบัติโดยทั่วไปทั้งค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น (Elastic modulus) และค่าโมดูลัสแรงเฉือน (Shear modulus) ของคอนกรีตสามารถหาได้จากสมการที่ 3.1 และ 3.2 ตามลำดับ

$$E_c = 4,700\sqrt{f'_c} \quad (3.1)$$

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (3.2)$$

โดยที่ f'_c = กำลังอัดของคอนกรีต (Compressive strength), MPa

ν = อัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio) มีค่าระหว่าง 0.18-0.2 : งานวิจัยนี้เลือกใช้ 0.2

ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง

Structural types	Structural elements	Compressive strength at 28 days, f'_c				Expected compressive strength, f'_{ce} for cylinder	
		Cube		Cylinder		MPa	kg/cm ²
		MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²		
Superstructure	Precast I-girder	50	510	42	423	54	550
	Deck slab	35	357	29	296	38	385
	Concrete topping	40	408	33	339	43	440
Substructure	Pier	35	357	29	296	38	385
	Cap beam	35	357	29	296	38	385
	Abutment	35	357	29	296	38	385

3.4.2 คุณสมบัติของเหล็กเสริม

แบบสะพานทางหลวงของกรมทางหลวง ได้เลือกใช้เหล็กเสริมตามมาตรฐานของ มอก. 24-2548 โดยเป็นเหล็กข้ออ้อยชนิด SD40 โดยจะมีกำลังจุดคราก (Yield strength, f_y) เท่ากับ 390 MPa และกำลังรับแรงดึงประลัย (Tensile strength, f_u) เท่ากับ 560 MPa (กระทรวงอุตสาหกรรม, 2548)

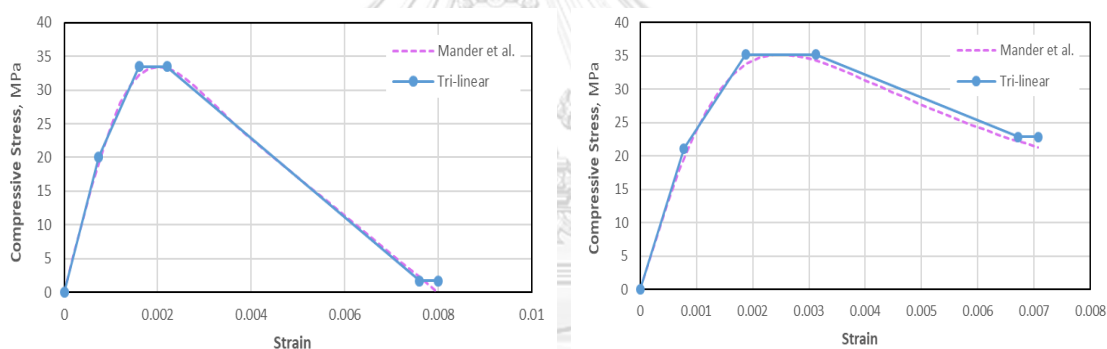
สำหรับค่ากำลังที่คาดหวังในการกำหนดให้เหล็กครากนั้น ทำได้ด้วยการปรับแก้กำลังพื้นฐานที่ระบุของเหล็กเส้นด้วยการคูณค่าสัมประสิทธิ์ R_y และ R_t กับกำลังจุดคราก และกำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็กข้ออ้อยตามลำดับ โดยเลือกใช้ค่าสัมประสิทธิ์ $R_y = 1.18$ และ $R_t = 1.17$ ซึ่งอ้างอิงค่าสัมประสิทธิ์ดังกล่าวจากมาตรฐาน AISC 341-16 ซึ่งเป็นค่าสัมประสิทธิ์ที่ใช้สำหรับเหล็กข้ออ้อยชนิด A615/A615M Grade 60 (420) ซึ่งมีกำลังจุดครากใกล้เคียงกับเหล็กข้ออ้อยที่ได้เลือกใช้ (AISC, 2016)

ตารางที่ 3.4 คุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ใช้ในแบบจำลอง

Specified		
Yield strength	f_y	390 MPa
Tensile strength	f_u	560 MPa
Expected		
Yield strength	f_{ye}	460 MPa
Tensile strength	f_{ue}	655 MPa

3.4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของวัสดุภายในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก

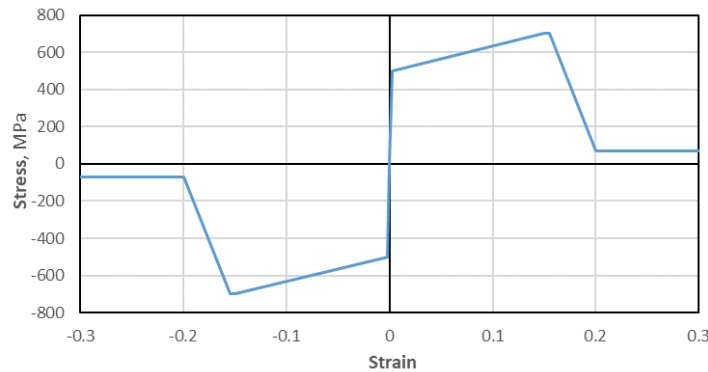
การพิจารณาวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น นอกจากคุณสมบัติด้านกำลังของวัสดุที่เลือกใช้ ยังต้องคำนึงถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของวัสดุภายในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กอีกด้วย โดยสำหรับความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มี การโอบรัด (Unconfined concrete) และคอนกรีตที่มีการโอบรัด (Confined concrete) คู่มือการใช้งานโปรแกรม SAP2000 ได้เลือกพิจารณาความสัมพันธ์ดังกล่าวจากงานวิจัยของ Mander et al. (1988) เป็นหลัก (Computers Structures Inc., 2017) สำหรับงานวิจัยนี้จะพิจารณาเฉพาะผลของคอนกรีตที่ไม่มี การโอบรัดเท่านั้น โดยไม่คำนึงถึงผลจากการโอบรัดของเหล็กปลอก และจะพิจารณาเป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์แบบ Tri-linear เพื่อความเหมาะสมในการใช้งานภายในโปรแกรม



a.) คอนกรีตที่ไม่มี การโอบรัด b.) คอนกรีตที่มีการโอบรัด

รูปที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีและมีการโอบรัด

คุณสมบัติของเหล็กเสริมตามแนวยาว (Longitudinal reinforcement) พิจารณาจากงานวิจัยของ Khy (2018) ซึ่งมีการพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเค้นของเหล็กเส้น จากงานวิจัยของ Menegotto and Pinto (1973) โดยมีการปรับแก้ให้เป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์แบบ Tri-linear เนื่องจากโปรแกรม SAP2000 จำเป็นต้องใช้กราฟแสดงความสัมพันธ์แบบดังกล่าวในการกำหนดคุณสมบัติของเหล็กเสริมภายในโปรแกรม ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเค้นของวัสดุภายในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 3.8 และรูปที่ 3.9

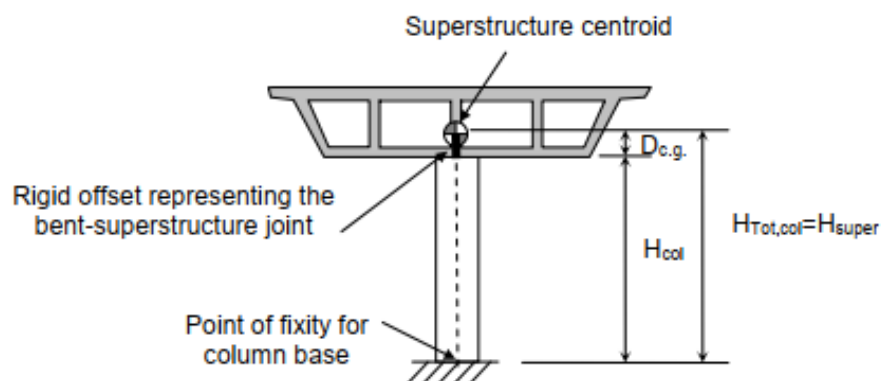


รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเหล็กเสริมตามแนวยาว

3.5 การสร้างแบบจำลองของโครงสร้างสะพานส่วนบน (Modeling of superstructure)

โครงสร้างสะพานส่วนบน (Superstructure) ที่พิจารณาในการวิเคราะห์โครงสร้าง จะประกอบไปด้วยแผ่นพื้นสะพาน (Deck) และคานรองรับแผ่นพื้น (Girder) การจำลองโครงสร้างสะพานส่วนบนจะสอดคล้องกับสมรรถนะการออกแบบ (Capacity design) ซึ่งกำหนดให้โครงสร้างดังกล่าวยังมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (Elastic behavior) โดยไม่ได้รับความเสียหายจากแผ่นดินไหว เป็นผลเนื่องมาจากการติดตั้งอุปกรณ์แยกฐาน (Isolator) โดยการติดตั้งแผ่นรองคานสะพาน (Bearing) (Marsh et al., 2014) ซึ่งทำให้เลือกใช้อีลิเมนต์ในการจำลองชิ้นส่วนคานรองรับแผ่นพื้นเป็นอีลิเมนต์ประเภท Linear-elastic beam-column element ระดับความสูงของชิ้นส่วนดังกล่าวจะอ้างอิงจากระดับความสูงที่พื้นจนถึงตำแหน่ง Centroid ของโครงสร้างสะพานส่วนบน (H_{super}) ดังรูปที่ 3.10 (Aviram et al., 2008)

สำหรับชิ้นส่วนประกอบโครงสร้างอื่น ๆ ที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก (Non-structural component) เช่น ทางเดินด้านข้าง และแผ่นกั้นสะพาน จะไม่พิจารณาอยู่ในแบบจำลองของโครงสร้างสะพานส่วนบน



รูปที่ 3.10 ตำแหน่งของอีลิเมนต์จำลองชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานส่วนบน (Aviram et al., 2008)

3.6 การสร้างแบบจำลองของเสาตอม่อ (Modeling of pier column)

การสร้างแบบจำลองของเสาตอม่อของโครงสร้างสะพานจะเลือกใช้ไอลิเมนต์เป็นสองส่วน ในบริเวณจุดหมุนพลาสติกจะพิจารณาเป็นพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น โดยจะเลือกใช้ Fiber element หรือ Fiber PMM Hinge สำหรับโปรแกรม SAP2000 ในขณะที่บริเวณทั่วไปของเสาตอม่อนอกเหนือจุดหมุนพลาสติกจะถูกจำลองด้วย Elastic frame element โดยจะคำนึงถึงหน้าตัดประสิทธิภาพ (Effective section) ควบคู่ไปด้วย การเลือกใช้ Fiber PMM Hinge มีความสามารถและข้อจำกัดซึ่งสามารถเทียบกับการจำลองด้วยตัวเลือกอื่น ๆ ดังตารางที่ 3.5 จากความสามารถและข้อจำกัดของแต่ละตัวเลือก นำมาซึ่งความเหมาะสมในการวิเคราะห์ด้วยวิธีการต่าง ๆ โดยมีข้อแนะนำให้เลือก ดังตารางที่ 3.6 ซึ่งแสดงให้เห็นว่ามีความเหมาะสมกับแบบจำลองโครงสร้าง 3 มิติ ที่วิเคราะห์ด้วยวิธีการแบบประวัติเวลา

ตารางที่ 3.5 การเปรียบเทียบความสามารถและข้อจำกัดของแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกของเสาตอม่อ สำหรับ โปรแกรม SAP2000

Nonlinear Option	Coupled behavior M2-M3	Axial-moment interaction: P-M2-M3	Degrading behavior	Ductility estimation	Numerical stability	Low computational effort
<i>Uncoupled Hinge M2,M3</i>			X	X		X
<i>Interaction PMM Hinge</i>	X	X	X	X		X
<i>Fiber PMM Hinge</i>	X	X	X		X	
<i>NL-link- Plastic Wen</i>					X	X
<i>NL-link- Multi-Linear Plastic</i>			X	X	X	X

ที่มา: (Aviram et al., 2008)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

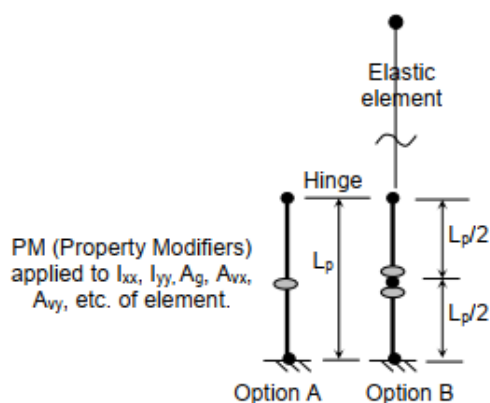
ตารางที่ 3.6 การเปรียบเทียบการนำแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกของเสาตอม่อไปใช้ในการวิเคราะห์แบบต่าง ๆ

Nonlinear Option ¹	2D Pushover Analysis (L or T directions)	3D Pushover Analysis (Simultaneous L and T directions)	Dynamic 2D (THA with L,V or T,V components)	Dynamic 3D (THA-Simultaneous L,T and V components)
<i>Uncoupled Hinge M2,M3</i>	X			
<i>Interaction PMM Hinge</i>	X	X		
<i>Fiber PMM Hinge</i>	X	X	X	X
<i>NL-link- Plastic Wen</i>	X		X	
<i>NL-link- Multi-Linear Plastic</i>	X		X	

¹ The applicability, limitations, and modeling recommendations for each nonlinear hinge option are presented in detail in the following sections.

ที่มา: (Aviram et al., 2008)

การจำลองจุดหมุนพลาสติกแบบ Fiber hinge เป็นการจำลองด้วย Lumped plasticity model โดยจะเลือกใส่ในอีลิเมนต์แบบอีลาสติกบริเวณตำแหน่งที่มีการกำหนดจุดหมุนพลาสติก ดังรูปที่ 3.11 การเลือกใช้แบบจำลองนี้เหมาะสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างต่าง ๆ เช่น Modal analysis, Nonlinear pushover analysis และ Nonlinear time history analysis เป็นต้น แบบจำลอง Fiber สามารถนำเสนอถึงผลการลดลงของค่าสติฟเนสอันเนื่องมาจากคอนกรีตที่เกิดความเสียหาย (Cracking), การครากของเหล็กเสริมเนื่องจากผลของ Flexural yielding และนำเสนอถึง Strain hardening อย่างไรก็ตามแบบจำลองชนิดนี้จะไม่คำนึงถึง Pinching และ Bond slip สำหรับพฤติกรรมของ Shear และ Torsion ของหน้าตัดเสาจะยังคงความยืดหยุ่น



รูปที่ 3.11 การเลือกใส่ Fiber hinge ในบริเวณจุดหมุนพลาสติก (Aviram et al., 2008)

3.6.1 การคำนวณหาค่าระยะจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge length)

Priestley et al. (1996) และ Caltrans (2013) ได้อธิบายเกี่ยวกับสมการที่ใช้ในการคำนวณหาระยะจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge length) ที่บริเวณด้านล่างของเสาที่ติดตั้งอยู่บนฐานรากโดยจะแสดงดังรูปที่ 3.12 ซึ่งระยะดังกล่าวสามารถหาได้โดยใช้สมการที่ 3.3 ระยะจุดหมุนพลาสติกและค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณสำหรับโครงสร้างสะพานที่ใช้ในการศึกษาจะแสดงดังตารางที่ 3.7

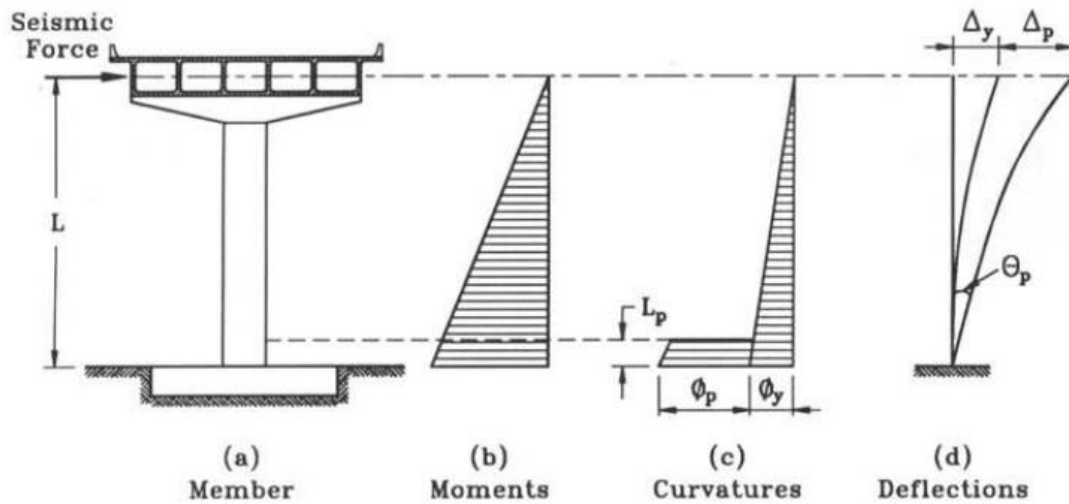
$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye} d_{bl} \quad (3.3)$$

มีเงื่อนไขคือ $L_p \geq 0.044f_{ye} d_{bl}$ และ $0.5D \geq L_p \geq 1.0D$

โดยที่ L = ความสูงของเสา, mm

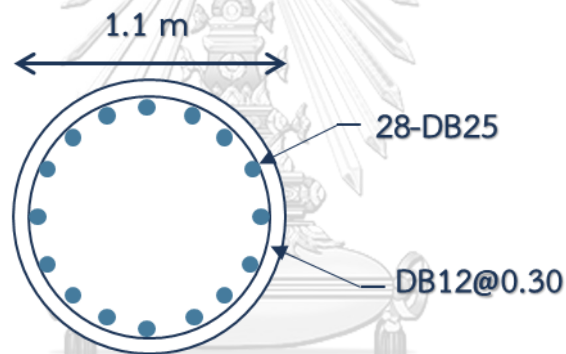
f_{ye} = กำลังจุดครากของเหล็กเสริม ที่คาดหวัง (Expected yield strength, MPa)

d_{bl} = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางกลางของเหล็กเสริมตามยาว (Longitudinal bar diameter), mm



รูปที่ 3.12 การเกิดจุดหมุนพลาสติกของเสา และระยะจุดหมุนพลาสติก (L_p)

(Priestley et al., 1996)



รูปที่ 3.13 ขนาดและการเสริมเหล็กของเสาต่อม่อสะพาน

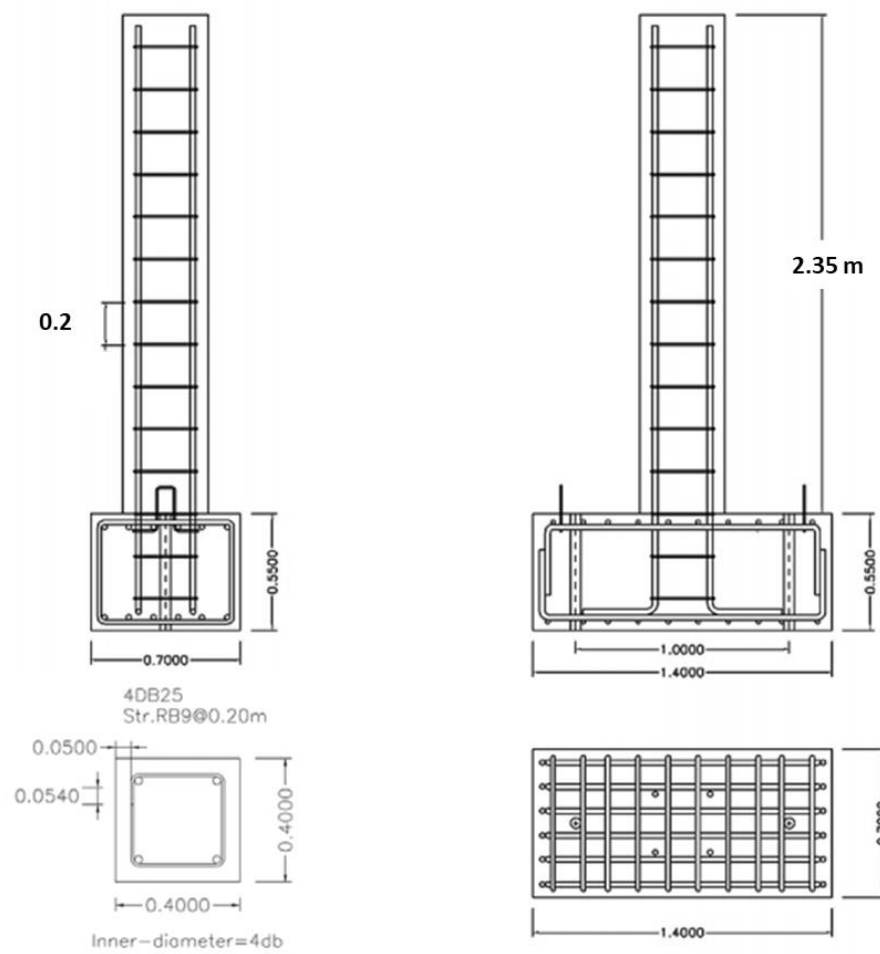
ตารางที่ 3.7 การคำนวณหาค่าระยะจุดหมุนพลาสติกของเสาต่อม่อสะพาน

Pier Bent Circular Column		
Length of column	L =	8000 mm
Diameter of column	D =	1100 mm
Expected yield strength	f_{ye} =	590 MPa
Norminal longitudinal bar diameter	d_{bl} =	25 mm
Plastic hinge length	L_p =	964.5 mm
Check conditions:		
$\geq 0.044f_{ye}d_{bl}$	=	649 Pass
$0.5D \geq L_p \geq D$		Pass

3.6.2 การสอบเทียบแบบจำลองของเสา

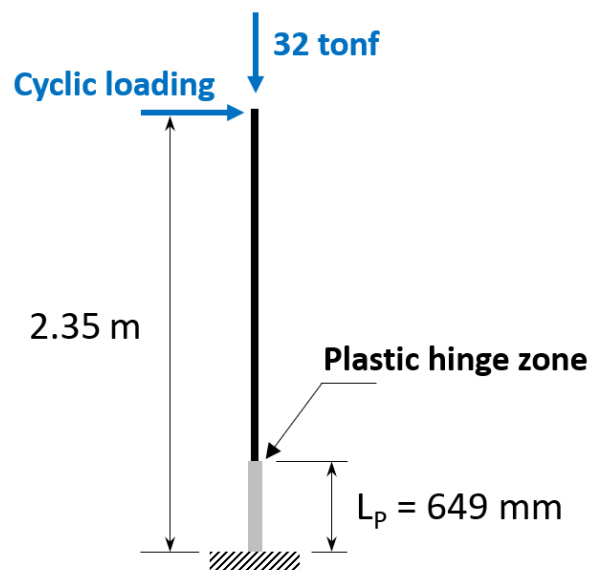
ในการพิจารณาผลตอบสนองหรือพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของเสาตอม่อ จำเป็นต้องมีการตรวจสอบความเหมาะสมในการเลือกใช้ค่าคุณสมบัติต่าง ๆ ที่ใส่ไว้ในแบบจำลอง เช่น คุณสมบัติของวัสดุภายในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก, ผลจากการเลือกใช้จุดหมุนพลาสติกแบบ Fiber PMM Hinge และค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่เลือกใช้ในการวิเคราะห์ผลการตอบสนองแบบไม่เชิงเส้น จึงทำการสอบเทียบแบบจำลองของเสาโดยทำการเปรียบเทียบผลการตอบสนองจากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SAP2000 กับผลการทดสอบจากงานวิจัยของวรกรกร สิงหสุต (2551) ซึ่งได้ทำการทดสอบสมรรถนะต้านทานแผ่นดินไหวของเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร โดยตัวอย่างทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กมีขนาดหน้าตัด 400×400 มิลลิเมตร สูง 2.35 เมตร และมีลักษณะการเสริมเหล็กดังรูปที่ 3.14 สำหรับการสอบเทียบแบบจำลองจะทำการสร้างแบบจำลองของเสาโดยมีลักษณะใกล้เคียงกับตัวอย่างทดสอบ ซึ่งจะจำลองในลักษณะดังรูปที่ 3.15 โดยมีจะแรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรและแรงกดอัดด้านบนสอดคล้องไปกับการทดสอบจริงที่เกิดขึ้น

การจำลองคุณสมบัติของวัสดุภายในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กจะเลือกใช้ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด และเหล็กเสริมตามแนวยาว เช่นเดียวกับที่ใช้ในการจำลองโครงสร้างสะพานในงานวิจัยฉบับนี้ ซึ่งเลือกพิจารณาความสัมพันธ์ดังกล่าวจากงานวิจัยของ Mander et al. (1988) และ Menegotto and Pinto (1973) ตามลำดับ โดยมีค่ากำลังอัดของคอนกรีตเท่ากับ 33.5 MPa และสำหรับเหล็กเสริมตามแนวยาวจะมีกำลังจุดครากเท่ากับ 500 MPa และกำลังรับแรงดึงประลัยเท่ากับ 700 MPa การตรวจสอบความเหมาะสมของการเลือกใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของวัสดุภายในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก จะทำการสอบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับมุมความโค้ง (Moment-Curvature) ของหน้าตัดเสา ที่พิจารณาจากโปรแกรม SAP2000 เปรียบเทียบกับความสัมพันธ์ดังกล่าวที่ได้มาจากโปรแกรม XTRACT สำหรับการพิจารณาผลตอบสนองแบบไม่เชิงเส้นของเสาจะพิจารณาจากความสัมพันธ์ของแรงกระทำด้านข้างกับระยะการเคลื่อนตัวของหัวเสา ซึ่งลักษณะของแรงกระทำดังกล่าว เป็นแรงกระทำแบบวัฏจักรโดยกำหนดควบคุมจากระยะการเคลื่อนตัว (Displacement controlled) ซึ่งกำหนดให้สอดคล้องกับการทดสอบจริงซึ่งมีลักษณะดังรูปที่ 3.16

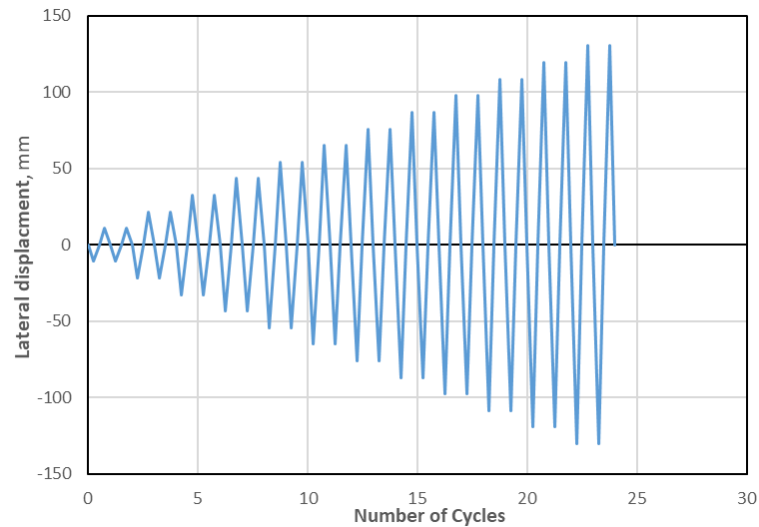


รูปที่ 3.14 ขนาดและลักษณะการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ (วรากร สิงหสูต, 2551)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

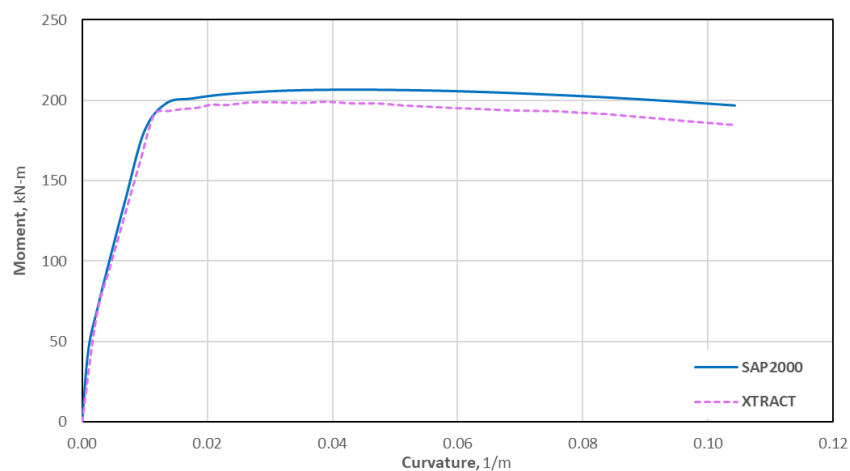


รูปที่ 3.15 แบบจำลองการสอบเทียบเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (วรากร สิงหสูต, 2551)



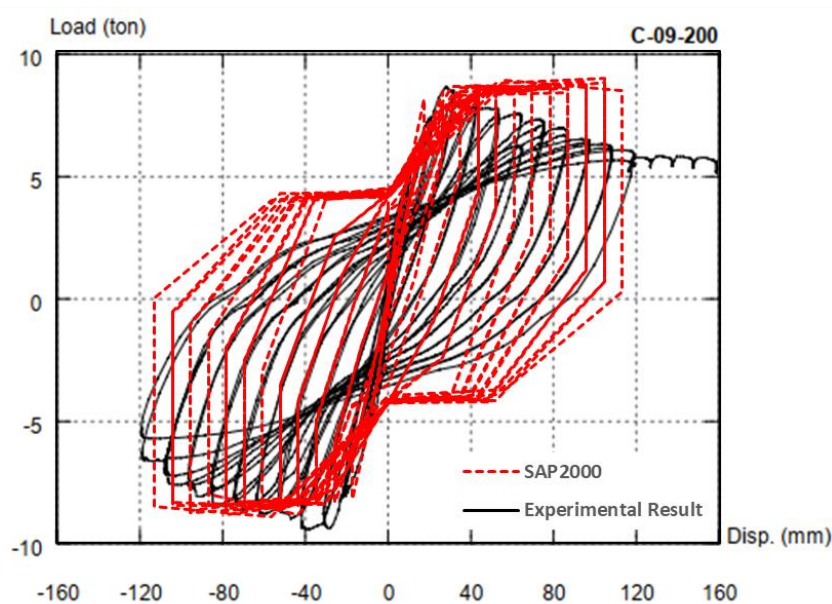
รูปที่ 3.16 รูปแบบการให้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic loading scheme)

ผลการสอบเทียบพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับมุมความโค้ง (Moment-Curvature) ของหน้าตัดเสา หากพิจารณาจากโปรแกรม SAP2000 ค่าโมเมนต์และมุมความโค้ง ณ จุดคราก จะมีค่าเท่ากับ 185.6 kN-m, 0.01095 1/m และหากพิจารณาจากโปรแกรม XTRACT จะมีค่าเท่ากับ 191 kN-m, 0.01151 1/m ตามลำดับ จะสังเกตเห็นว่าค่าทั้งสองจากโปรแกรม SAP2000 มีค่าน้อยกว่า XTRACT เมื่อพิจารณา ณ จุดคราก แต่หากพิจารณาค่าหลังผ่านจุดครากมาแล้วพบว่าค่าโมเมนต์จากโปรแกรม SAP2000 กลับมีค่ามากกว่า XTRACT เล็กน้อย จากรูปที่ 3.17 แสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับมุมความโค้งที่มีความสอดคล้องจากทั้งสองโปรแกรม ซึ่งแสดงให้เห็นว่าคุณสมบัติของวัสดุภายในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถเลือกใช้ได้



รูปที่ 3.17 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้งระหว่างโปรแกรม SAP2000 กับ XTRACT

สำหรับการสอบเทียบผลการตอบสนองแบบไม่เชิงเส้นของแบบจำลอง พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับระยะการเคลื่อนตัวของหัวเสา มีลักษณะดังรูปที่ 3.18 ซึ่งปรากฏให้เห็นถึงความสอดคล้องกันระหว่างผลการตอบสนองที่ได้จากโปรแกรม SAP2000 กับผลการทดสอบ โดยผลการตอบสนองจากโปรแกรม SAP2000 แสดงให้เห็นว่าแบบจำลองดังกล่าวไม่ได้พิจารณาถึงผลของการถดถอยในการสลายพลังงาน ทำให้ลักษณะของกราฟในด้านขวา ไม่ตกลงมาเหมือนอย่างผลการทดสอบ



รูปที่ 3.18 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของหัวเสา
ระหว่างโปรแกรม SAP2000 กับผลการทดสอบ

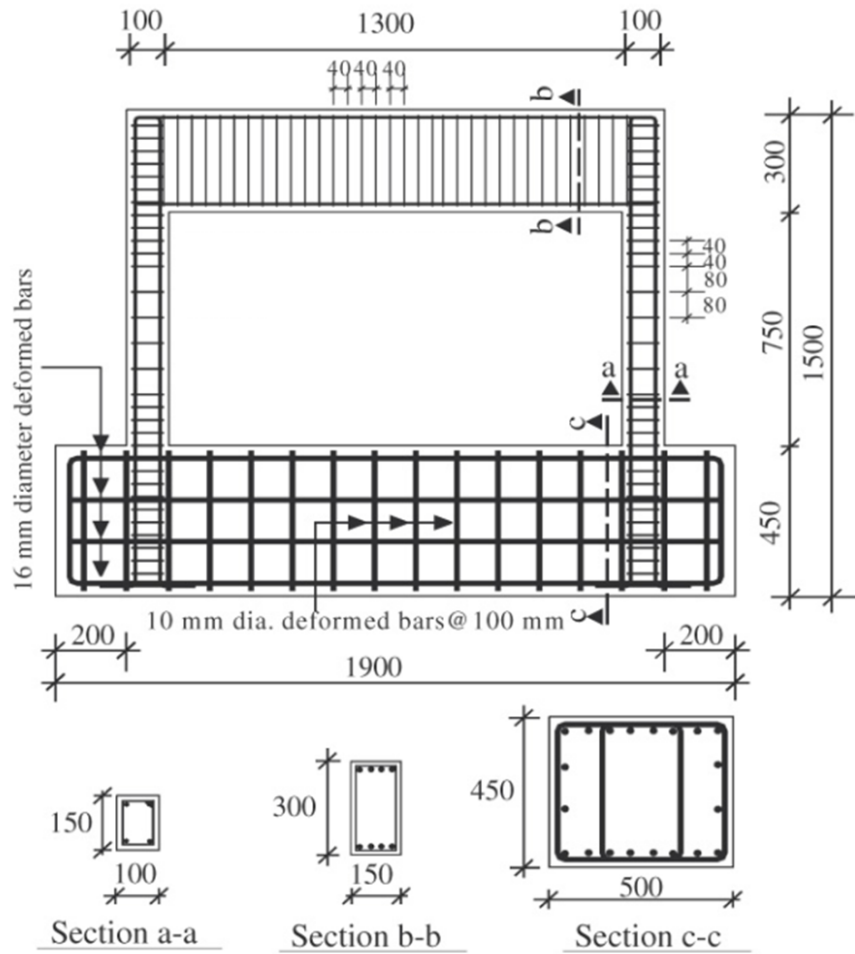
(วรากร สิงห์สุด, 2551)

3.6.3 การสอบเทียบแบบจำลองของโครงข้อแข็ง

นอกจากการตรวจสอบความถูกต้องและความเหมาะสมในการจำลองชิ้นส่วนเสาตอม่อเพียงต้นเดียว ยังทำการสอบเทียบแบบจำลอง โดยพิจารณาวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างไม่เชิงเส้นกรณีเป็นแบบจำลองโครงข้อแข็ง เพื่อตรวจสอบถึงความถูกต้องในการจำลองโครงสร้างสะพานส่วนล่างซึ่งประกอบไปด้วยเสาตอม่อและคานรัดหัวเสา โดยทำการเปรียบเทียบผลการตอบสนองจากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SAP2000 กับผลการทดสอบจากงานวิจัย Anil and Altin (2007) ซึ่งได้ทำการทดสอบพฤติกรรมของโครงข้อแข็งภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร โดยตัวอย่างทดสอบประกอบไปด้วยชิ้นส่วนเสาคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดหน้าตัด 150×100 มิลลิเมตร สูง 1.05 เมตร และคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดหน้าตัด 300×150 มิลลิเมตร ยาว 1.30 เมตร และมีลักษณะการเสริมเหล็กดังรูปที่ 3.19

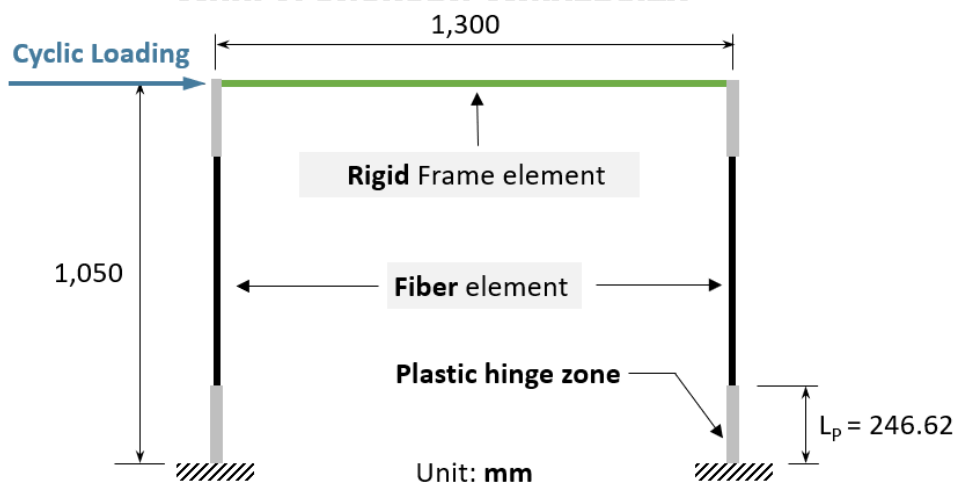
การจำลองคุณสมบัติของวัสดุภายในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กจะเลือกใช้ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีอาร์ม และเหล็กเสริมตามแนวยาว เช่นเดียวกับที่ใช้ในการจำลองโครงสร้างสะพานในงานวิจัยฉบับนี้ ซึ่งเลือกพิจารณาความสัมพันธ์ดังกล่าวจากงานวิจัยของ Mander et al. (1988) และ Menegotto and Pinto (1973) ตามลำดับ โดยจะเลือกใช้กับชิ้นส่วนแบบจำลองเสาทั้งสองต้นซึ่งจำลองด้วย Fiber element สำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะไม่ถูกพิจารณาในส่วนนี้ เพราะยังเป็นชิ้นส่วนที่พิจารณาเฉพาะพฤติกรรมแบบเชิงเส้นเพียงเท่านั้น ค่ากำลังวัสดุของชิ้นส่วนต่าง ๆ ทั้งเสาและคาน จะมีค่ากำลังอัดของคอนกรีตเท่ากับ 21.8 MPa และเหล็กเสริมตามแนวยาวจะมีกำลังจุดคราก เท่ากับ 475 MPa และกำลังรับแรงดึงประลัย เท่ากับ 689 MPa

สำหรับการสอบเทียบแบบจำลองโครงข้อแข็งจะทำการสร้างแบบจำลองของเสาและคานโดยมีลักษณะใกล้เคียงกับตัวอย่างทดสอบ ซึ่งจะประกอบไปด้วยส่วนของ Fiber element แทนการจำลองเสา และ Elastic frame element แทนการจำลองคาน โดยลักษณะของแบบจำลองเป็นดังรูปที่ 3.20 แรงกระทำด้านข้างจะมีลักษณะแบบวัฏจักรโดยกำหนดควบคุมจากระยะการเคลื่อนตัว (Displacement controlled) ซึ่งกำหนดให้สอดคล้องกับการทดสอบจริงซึ่งมีลักษณะดังรูปที่ 3.21

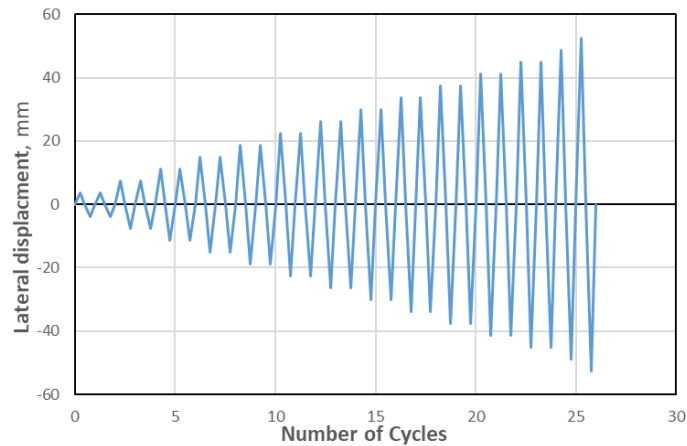


Dimensions in mm.

รูปที่ 3.19 ขนาดและลักษณะการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ (Anil & Altin, 2007)

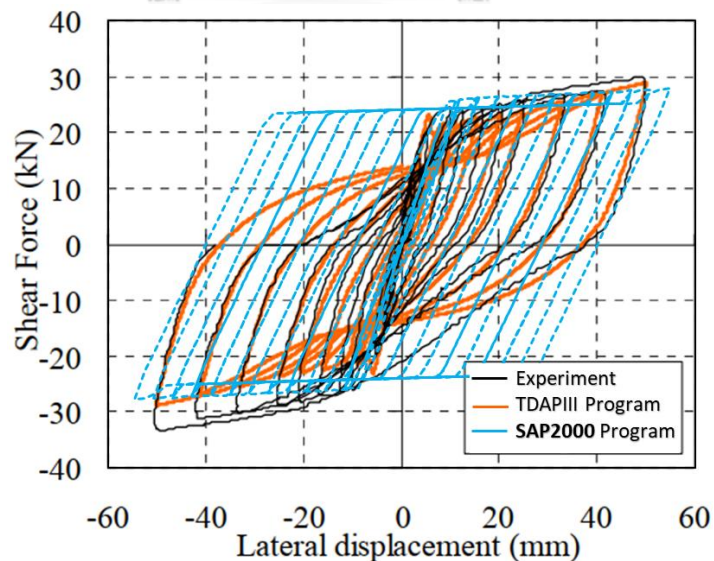


รูปที่ 3.20 แบบจำลองการสอบเทียบโครงข้อแข็ง (Anil & Altin, 2007)



รูปที่ 3.21 รูปแบบการให้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic loading scheme)

สำหรับการสอบเทียบผลการตอบสนองแบบไม่เชิงเส้นของแบบจำลองโครงข้อแข็ง พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของโครงข้อแข็งมีลักษณะใกล้เคียงกับผลการทดสอบและใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม TDAPIII จากงานวิจัยของ Foytong et al. (2013) ซึ่งแสดงให้เห็นดังรูปที่ 3.22 จากผลการตอบสนองดังกล่าวแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมฮิสเทอรีซิสที่มีข้อจำกัดเกิดขึ้นจากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของแบบจำลอง เมื่อพิจารณาจากกราฟฮิสเทอรีซิสจะพบว่าสมมติฐานที่เลือกใช้ในการจำลองโครงข้อแข็งไม่ได้คำนึงถึงผลของการถดถอยในการสลายพลังงานทำให้การสลายพลังงานที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่าความเป็นจริง



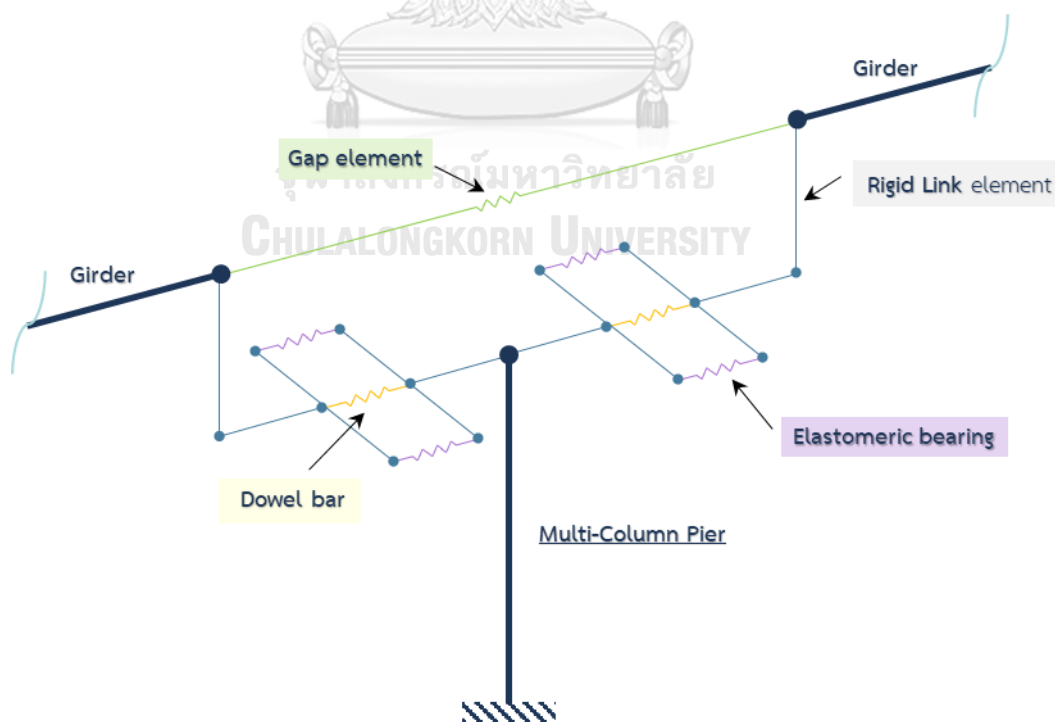
รูปที่ 3.22 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของโครงข้อแข็งระหว่างโปรแกรม SAP2000 กับผลการทดสอบ (Anil & Altin, 2007), (Foytong et al., 2013)

3.7 การสร้างแบบจำลองของรอยต่อระหว่างชิ้นส่วน (Modeling of joint between parts)

รอยต่อระหว่างชิ้นส่วน เป็นส่วนหนึ่งที่สำคัญในการจำลองโครงสร้างสะพาน ต้องคำนึงถึงลักษณะการถ่ายแรงระหว่างสองชิ้นส่วนที่เชื่อมโยงกันผ่านอุปกรณ์ที่ติดตั้ง เช่น แผ่นรองคานสะพาน (Bearing), อุปกรณ์ยึดรั้ง (Restrainer) เป็นต้น รวมทั้งในกรณีรอยต่อมีลักษณะเป็นช่องว่างเพื่อการขยายตัวของชิ้นส่วน (Expansion joint) อาจต้องคำนึงถึงผลการตอบสนองที่เกิดขึ้นระหว่างช่องว่างของทั้งสองชิ้นส่วน จากการเกิดการกระทบ (Pounding) ระหว่างกัน ซึ่งอาจส่งผลกระทบต่อผลการตอบสนองของโครงสร้างโดยรวม

สำหรับรอยต่อที่เชื่อมระหว่างโครงสร้างส่วนบนกับโครงสร้างส่วนล่าง ในงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาโดยเลือกใช้แผ่นยางรองคานสะพาน และอุปกรณ์ยึดรั้ง เป็นชิ้นส่วนเชื่อมระหว่างโครงสร้างทั้งสองส่วน โดยเลือกใช้ Link element จำลองชิ้นส่วนโครงสร้างทั้งสองชิ้น โดยเลือกใช้การเชื่อมต่อแบบขนาน (Parallel connection) และเชื่อม Link element ทั้งสองเข้ากับ Rigid link element ที่เชื่อมต่อจากโครงสร้างสะพานส่วนบนมายังโครงสร้างสะพานส่วนล่าง

สำหรับรอยต่อช่องว่างเพื่อการขยายตัวของชิ้นส่วน (Expansion joint) โครงสร้างสะพานส่วนบน จะจำลองด้วย Gap element ซึ่งเชื่อมระหว่างโครงสร้างสะพานส่วนบนระหว่างช่วงสะพาน (Span) การจำลองรอยต่อที่เชื่อมโยงกันทั้งสองส่วนแสดงให้เห็นดังรูปที่ 3.23



รูปที่ 3.23 แบบจำลองของช่องว่างรอยต่อระหว่างชิ้นส่วน

3.7.1 การสร้างแบบจำลองช่องว่าง (Modeling of gap element)

สำหรับปรากฏการณ์การเกิดการกระแทก (Pounding phenomenon) ระหว่างชิ้นส่วนบริเวณรอยต่อช่องว่างเพื่อการขยายตัว (Expansion joint) ได้มีแบบจำลองหลายชนิดที่ถูกคิดค้นเพื่อการศึกษปรากฏการณ์ดังกล่าวโดยเป็นแบบจำลองประเภท Streomechanical ที่พัฒนามาจากหลักการอนุรักษ์โมเมนตัม ตัวอย่างของแบบจำลอง ได้แก่ 1. Linear spring model 2. Kelvin and Hertz model ทั้งสองแบบจำลองนี้เป็นที่นิยมในการใช้งาน โดยสามารถศึกษาได้จากงานวิจัยของ Muthukumar and DesRoches (2006)

แบบจำลองของ Kelvin and Hertz เป็นแบบจำลองที่มีความสามารถในการพิจารณาถึงการเกิดการสลายพลังงาน (Energy dissipation) ในขณะที่เกิดการกระแทก แต่แบบจำลองดังกล่าวมีข้อจำกัดในการใช้งานต่าง ๆ เช่น ใช้ทรัพยากรในการคำนวณที่มาก, ความซับซ้อนในการใช้งาน โดยเฉพาะกับแบบจำลองสะพาน 3 มิติ และความยากในการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ (Jankowski, 2005) จากข้อจำกัดต่าง ๆ ที่กล่าวไปทำให้การเลือกใช้แบบจำลองชนิดดังกล่าวเป็นอุปสรรคต่อการใช้งาน โดยเฉพาะในกรณีที่ต้องใช้อิเลเมนต์ดังกล่าวในหลายส่วนของโครงสร้างสะพาน นอกจากนี้ข้อดีที่สามารถวิเคราะห์ถึงผลการเกิดการสลายพลังงานได้นั้น สำหรับการสลายพลังงานที่เกิดจากการชนกันระหว่างชิ้นส่วน มีผลต่อโครงสร้างหลักของสะพานที่น้อยมากเมื่อเทียบกับการสลายพลังงานที่เกิดในส่วนอื่น เช่น การสลายพลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของเสาตอม่อ และการสลายพลังงานจากพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของอุปกรณ์ยึดรั้งหลังเกิดการคราก เป็นต้น (Huo & Zhang, 2013)

ดังนั้น ในงานวิจัยนี้จึงเลือกจำลอง Gap element ด้วยแบบจำลอง Linear spring ดังรูปที่ 3.24 ซึ่งจะมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะการเคลื่อนตัวของอิเลเมนต์ ดังสมการที่ 3.4 โดยสามารถเลือกใช้งาน Gap element ผ่านฟังก์ชันภายในโปรแกรม SAP2000 ได้โดยตรง

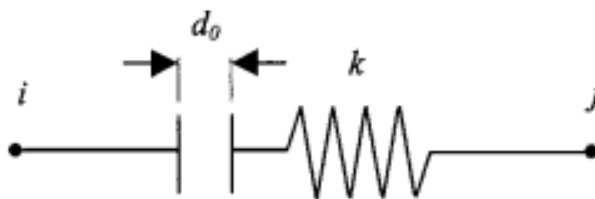
คุณสมบัติทางกายภาพ (Physical properties) ของ Gap element ประเภท Linear spring มีดังนี้

- อิเลเมนต์จะไม่มีแรงกระทำจนกระทั่งช่องว่าง (Opening, d_0) มีระยะน้อยกว่า 0
- อิเลเมนต์จะสามารถรับแรงอัดได้เพียงอย่างเดียว

$$f = \begin{cases} k(d + d_0) & \text{if } d + d_0 < 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (3.4)$$

โดยที่ k = ค่าคงที่ของ Spring element

d = การเคลื่อนตัวของ Spring element และ d_0 = ระยะช่องว่าง



รูปที่ 3.24 แบบจำลอง Gap element ประเภท Linear spring

(Kim & Shinozuka, 2003)

สำหรับค่าสติฟเนสของ Gap element จะพิจารณาจากผลของแรงตามแนวแกนซึ่งจะสอดคล้องไปกับค่าสติฟเนสตามแนวแกน (Axial stiffness) ของชิ้นส่วนโครงสร้างที่อยู่บริเวณรอยต่อช่องว่างเพื่อการขยายตัว ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.5 โดย Kim and Shinozuka (2003) ได้แนะนำให้ค่าสติฟเนสของ Gap element มีค่าไม่เกิน 1,000 เท่าของค่าสติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างใกล้เคียง

$$k = n \frac{EA}{L} \quad (3.5)$$

โดยที่ E, A, L = ค่าคุณสมบัติของวัสดุและหน้าตัดของชิ้นส่วนที่อยู่บริเวณรอยต่อช่องว่าง

n = ค่าอัตราส่วนของสติฟเนสของ Gap element กับสติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้าง ซึ่งสามารถหาได้จากวิธีการทางไฟไนต์อีลิเมนต์ โดย Huo and Zhang (2013) ได้แนะนำให้ใช้ค่า n ดังนี้

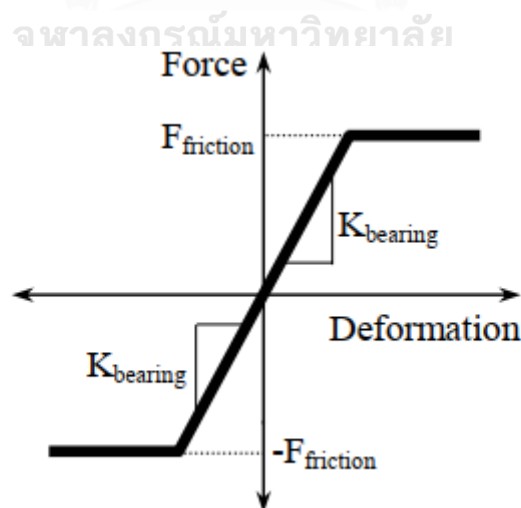
สำหรับช่วงรอยต่อช่องว่างเพื่อการขยายตัว

- ระหว่างชิ้นส่วนคานสะพาน, n = 16
- ระหว่างชิ้นส่วนคานสะพาน กับ ตอม่อริมประเภท Seating, n = 10

3.8 การสร้างแบบจำลองของแผ่นรองคานสะพาน (Modeling of bearing)

แผ่นรองคานสะพาน (Bearing) เป็นชิ้นส่วนที่ติดตั้งอยู่ระหว่างโครงสร้างสะพานส่วนบนและส่วนล่าง ทำหน้าที่เป็นอุปกรณ์แยกฐาน (Isolator device) ในงานวิจัยนี้ได้เลือกแผ่นรองคานชนิด Elastomeric bearing มาใช้ในการศึกษาและวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน

Elastomeric bearing ประกอบไปด้วยชิ้นส่วนสำคัญ 2 ส่วน คือแผ่นยางและแผ่นเหล็ก โดยแผ่นเหล็กจะเป็นส่วนเสริมคุณสมบัติในการป้องกันการเกิดการเสียรูปทางด้านข้างจากการปูดของแผ่นยาง และยังเพิ่มค่าสติเฟนสในแนวตั้งอีกด้วย อย่างไรก็ตามค่าสติเฟนสในแนวราบจะมีค่าไม่มากนักเมื่อเทียบกับชิ้นส่วนโครงสร้างส่วนบนและส่วนล่างของสะพาน โดยคุณสมบัติดังกล่าวทำให้แผ่นรองสามารถที่จะเคลื่อนตัวทางด้านข้างได้ โดยการกำหนดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจะขึ้นอยู่กับแรงเสียดทานระหว่างแผ่นยางกับผิวสัมผัสคอนกรีต อาจกล่าวได้ว่าระยะการเคลื่อนตัวของแผ่นรอง (Bearing displacement) เป็นผลของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำมีค่ามากกว่าแรงเสียดทานที่ต้านการเคลื่อนที่ของแผ่นรอง โดยหลังจากเกิดการเคลื่อนตัวของแผ่นรองขึ้น แผ่นรองจะไม่สามารถรับแรงกระทำด้านข้างเพิ่มเติมได้อีก ซึ่งผลของพฤติกรรมนี้จะสอดคล้องกับรูปที่ 3.25 โดยมีลักษณะเป็น Elastic perfectly-plastic model จากรูปดังกล่าวจะพบว่าค่าความต้านทานแรงเฉือนสูงสุด (Ultimate shear capacity) ของแผ่นรองจะขึ้นอยู่กับแรงเสียดทาน ($F_{friction}$) โดยคำนวณได้จากผลคูณระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทาน (μ) แบบพลวัต กับ แรงกระทำในแนวตั้ง (N) ซึ่งเป็นน้ำหนักจากชิ้นส่วนด้านบนแผ่นรอง Caltrans (2013) ได้แนะนำให้ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทาน (μ) แบบพลวัต ระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตกับแผ่นรอง มีค่าเท่ากับ 0.40 (Avşar, 2009)



รูปที่ 3.25 แบบจำลองการวิเคราะห์แบบ Elastic perfectly plastic ของแผ่นรองคานสะพาน

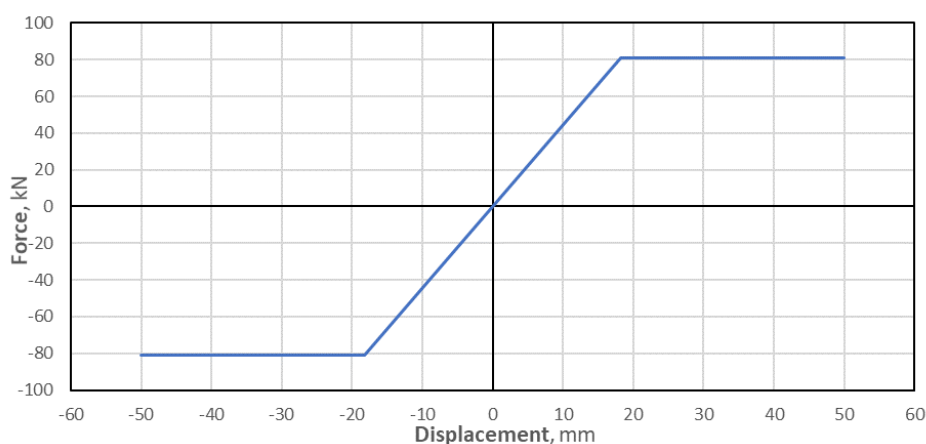
(Avşar, 2009)

ในการสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเคลื่อนที่ในแนวราบของแผ่นรองคานสะพาน จะจำลองพฤติกรรมของแผ่นรองเป็นพฤติกรรมแบบ Elastic perfectly plastic ซึ่งการจำลองคุณสมบัติเชิงกลแผ่นรองคาน จะคำนึงถึงค่าสติฟเนสในแนวตั้งและแนวราบ และจะไม่คำนึงถึงค่าสติฟเนสในการหมุน (Rotational stiffness) การคำนวณหาค่าสติฟเนสทั้งแนวตั้งและแนวราบ จะอ้างอิงจากสูตรและค่าพารามิเตอร์ตามที่ได้จากการทบทวนวรรณกรรมมาจาก Naeim and Kelly (1999) และ Kelly and Konstantinidis (2011) โดยจะพิจารณาค่าโมดูลัสแรงเฉือนของแผ่นยาง 1.00 MPa ซึ่งในกรณีตัวอย่างที่แผ่นยางมีความหนา 20 มิลลิเมตร ผลลัพธ์ค่าสติฟเนสในแนวตั้งและแนวราบของแผ่นรองคานสะพาน จะมีค่าเท่ากับ 1,456.72 และ 4.46 kN/mm ตามลำดับ

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเคลื่อนที่ในแนวราบ แสดงให้เห็นรูปที่ 3.26 โดยพฤติกรรมในช่วงต้นจะเป็นพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ซึ่งความชันของเส้นกราฟมีค่าเท่ากับสติฟเนสในแนวราบของแผ่นรองคานสะพาน การเสียรูปของแผ่นรองจะเกิดขึ้นอย่างมากเมื่อแรงกระทำมีค่าสูงกว่าแรงเสียดทานที่ต้านการเคลื่อนที่ของแผ่นยาง โดยแรงเสียดทานมีค่าเท่ากับ 81.15 kN และมีระยะการเคลื่อนที่อยู่ที่ 18.18 mm แรงเสียดทานดังกล่าวพิจารณาจากค่าสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทาน (μ) แบบพลวัตรซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.40 และน้ำหนักที่กระทำในแนวตั้งต่อแผ่นรอง มีค่าเท่ากับ 202.88 kN

การจำลองแผ่นรองคานสะพานจะเลือกใช้ Link element โดยพฤติกรรมของแผ่นรองคานที่ถูกวิเคราะห์ภายในโปรแกรม SAP2000 จะเลือกพิจารณาในช่วงที่แผ่นรองมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (Elastic) เป็นหลัก และไม่คำนึงถึงคุณสมบัติการสลายพลังงานของแผ่นยางรองคานสะพานที่มีผลต่อโครงสร้างสะพาน

Bilinear Force-Displacement model of Elastomeric bearing



รูปที่ 3.26 พฤติกรรมของแผ่นรองคานสะพานแบบ Elastic perfectly-plastic

3.9 การสร้างแบบจำลองของเหล็กเดือย (Modeling of dowel bar)

เหล็กเดือย (Dowel bar) เป็นชิ้นส่วนที่ถูกติดตั้งเป็นอุปกรณ์ยึดรั้ง ระหว่างโครงสร้างสะพาน ส่วนบนกับโครงสร้างส่วนล่าง โดยในงานวิจัยนี้เลือกใช้เหล็กเดือย ประเภท SD50 ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มิลลิเมตร ซึ่งพิจารณาการติดตั้งเหล็กเดือยโดยฝังใต้คานรองรับแผ่นพื้นหรือค้ำยันคานตามยาว (Diaphragm) ยึดติดกับเสาตอม่อหรือคานรัดหัวเสาในกรณีที่ตอม่อสะพานมีเสาตอม่อหลายต้น โดยจะสมมติให้การติดตั้งเป็นไปอย่างสมบูรณ์ และไม่คำนึงถึงความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นในบริเวณชิ้นส่วนที่ทำการติดตั้ง จึงพิจารณาการยึดของเหล็กเดือยเป็นแบบยึดแน่น

Agawal (2019) ได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานที่มีการติดตั้งเหล็กเดือยเป็นอุปกรณ์ยึดรั้ง เพื่อลดผลกระทบจากแรงแผ่นดินไหว โดยแบบจำลองของเหล็กเดือยที่เลือกใช้ จะคำนึงถึงค่าสติฟเนสในทิศทางทั้งในแนวดิ่งและแนวราบ สำหรับค่าสติฟเนสในแนวดิ่ง (Vertical stiffness, K_v) จะพิจารณาได้จากสมการที่ 3.6 ซึ่งเป็นการพิจารณาค่าสติฟเนสจากผลของแรงกระทำตามแนวแกน และสำหรับค่าสติฟเนสในแนวราบ (Horizontal stiffness, K_H) จะพิจารณาได้จากสมการที่ 3.7 ซึ่งเป็นการพิจารณาค่าสติฟเนสจากการสูญเสียรูปร่างของเหล็กเดือยดังรูปที่ 3.27 โดยเป็นการกำหนดให้เหล็กเดือยฝังอยู่ในโครงสร้างทั้งส่วนบนและล่างอย่างแน่น มีลักษณะเป็นจุดรองรับแบบยึดแน่น หรือ Fixed-Fixed support

$$K_v = \frac{EA}{L} \quad (3.6)$$

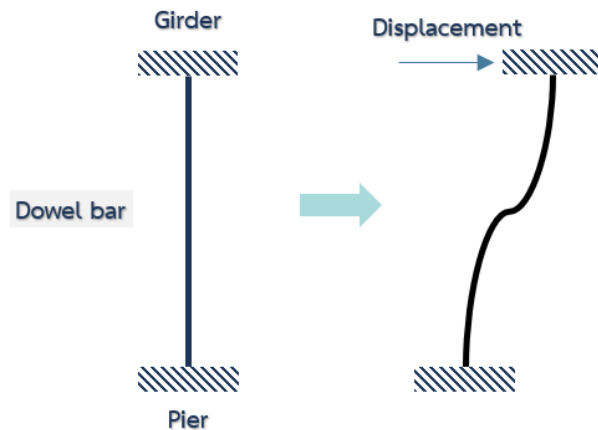
$$K_H = \frac{12EI}{L^3} \quad (3.7)$$

โดยที่ E = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเดือย

A = หน้าตัดของเหล็กเดือย

I = โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดเหล็กเดือย

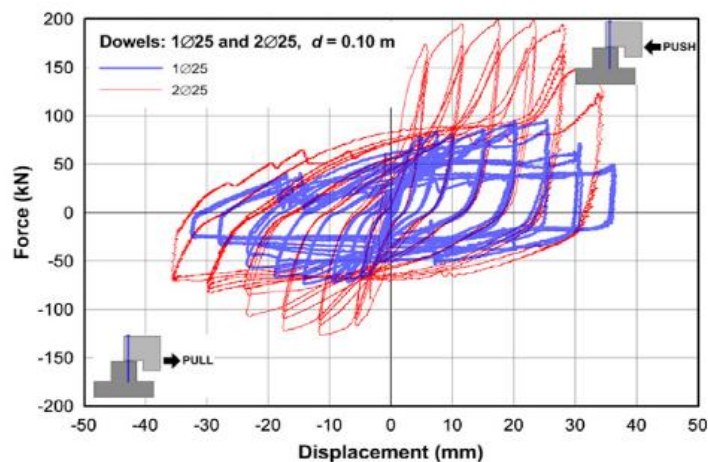
L = ความยาวของเหล็กเดือย



รูปที่ 3.27 การเสีรูปร่างของเหล็กเดี่ยว โดยมีจุดรองรับแบบ Fixed-Fixed (Agrawal, 2019)

พฤติกรรมของเหล็กเดี่ยวภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว จะอ้างอิงจากงานวิจัยของ Psycharis and Mouzakis (2012) ซึ่งได้มีการทดสอบเหล็กเดี่ยวภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic loading) รูปแบบแรงที่ใช้ในการทดสอบมีลักษณะคล้ายคลึงกับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว แรงกระทำดังกล่าวทำให้ทราบถึงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของเหล็กเดี่ยว ที่มีลักษณะแบบฮิสเทอรีซิส (Hysteresis loop) ดังรูปที่ 3.28 พฤติกรรมดังกล่าวสะท้อนคุณสมบัติความเหนียวของเหล็กเดี่ยวที่แสดงให้เห็นถึงความสามารถในการสลายพลังงาน และลดผลกระทบที่เกิดจากแรงกระทำ โดยพิจารณาได้จากพื้นที่ใต้กราฟของวงรอบดังกล่าว เหล็กเดี่ยวที่ใช้ในการทดสอบเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 mm และมีกำลังจุดคราก (Yield strength, f_y) เท่ากับ 500 MPa ซึ่งมีคุณสมบัติใกล้เคียงกับเหล็กเดี่ยวที่จะนำมาใช้ในการศึกษา

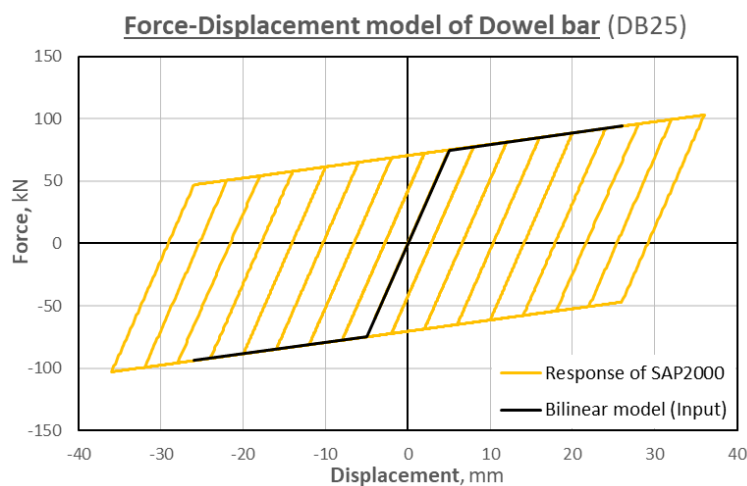
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.28 พฤติกรรมฮิสเทอรีซิสของเหล็กเดี่ยวจากการทดสอบแบบวัฏจักร

(Psycharis & Mouzakis, 2012)

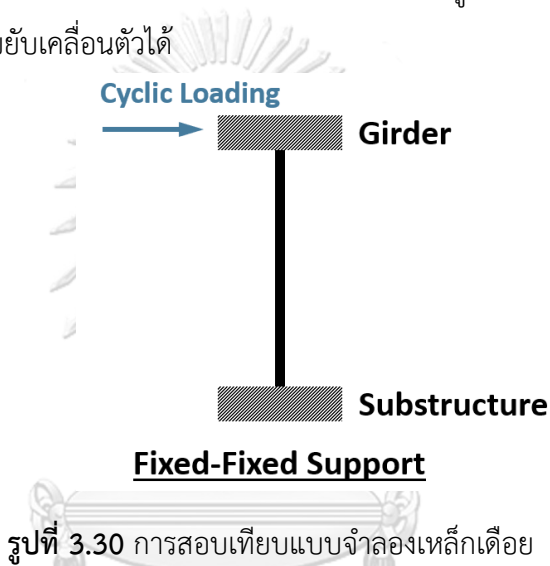
การจำลองเหล็กเดือยจะเลือกใช้ Link element โดยทำการติดตั้งอิลิเมนต์แบบขนานควบคู่ไปกับแบบจำลองของแผ่นรองรับคานสะพาน โดยจะเชื่อมต่อกับโครงสร้างสะพานส่วนบนไปยังโครงสร้างส่วนล่างด้วย Rigid Link element สำหรับพฤติกรรมของเหล็กเดือยที่ถูกวิเคราะห์ภายในโปรแกรม SAP2000 จะพิจารณาพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น โดยคำนึงถึงการสลายพลังงานจากการครากของชิ้นส่วนภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว ในเบื้องต้นจะกำหนดให้ใช้แบบจำลองพฤติกรรมฮิสเทอรีซิส (Hysteresis model) แบบ Kinematic แบบจำลองฮิสเทอรีซิสประเภทนี้เหมาะกับวัสดุที่มีความเหนียว เช่น เหล็ก (Computers Structures Inc., 2017) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเคลื่อนตัวในแนวราบที่จะนำไปใช้ในการจำลอง จะเลือกใช้กราฟแสดงความสัมพันธ์แบบ Bilinear ดังรูปที่ 3.29 ซึ่งอ้างอิงมาจากผลการทดสอบของ Psycharis and Mouzakis (2012) สำหรับพฤติกรรมตามแนวแกนของเหล็กเดือย จะพิจารณาพฤติกรรมแบบเชิงเส้นโดยเลือกใช้ค่าสตีเฟนสจากผลของแรงกระทำตามแนวแกนในการจำลอง ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1,887.98 kN/mm โดยสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.6



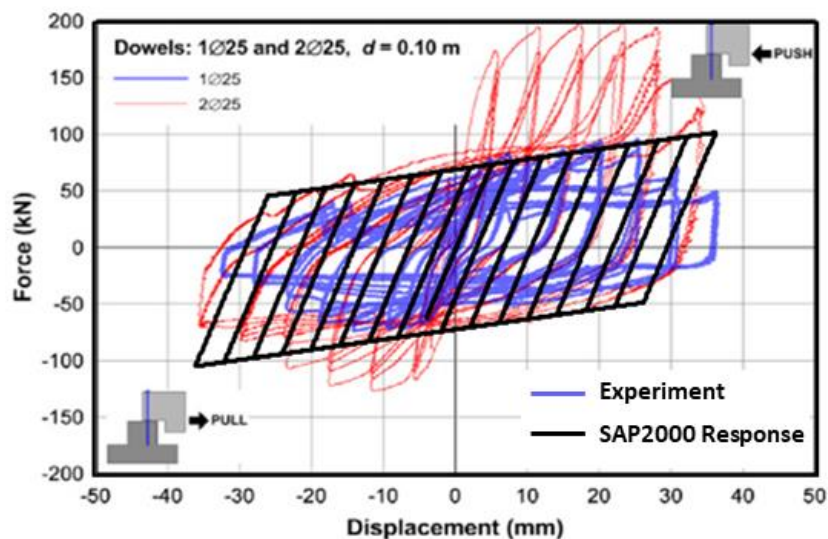
รูปที่ 3.29 แบบจำลอง Bilinear แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเคลื่อนตัวในแนวราบของเหล็กเดือย (Psycharis & Mouzakis, 2012)

3.9.1 การสอบเทียบแบบจำลองคุณสมบัติของเหล็กเดือย

นอกจากนี้ยังทำการสอบเทียบแบบจำลอง Link element ของเหล็กเดือยซึ่งจะตรวจสอบพฤติกรรมของแบบจำลองดังกล่าวต่อการเคลื่อนตัวในแนวราบจากแรงกระทำแบบวัฏจักร โดยจะจำลองให้ปลายของ Link element เป็นจุดรองรับแบบยึดแน่นทั้งสองข้าง ตามสมมติฐานที่พิจารณาการยึดรั้งระหว่างคานรองรับแผ่นพื้นกับโครงสร้างสะพานส่วนล่างเป็นแบบยึดแน่นดังรูปที่ 3.30 จากผลการสอบเทียบแบบจำลองพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเคลื่อนตัวในแนวราบมีลักษณะใกล้เคียงกับผลการทดสอบที่นำมาอ้างอิงโดยพิจารณาได้จากกราฟเส้นสีดำในรูปที่ 3.31 และกราฟดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าเหล็กเดือยมีความสามารถในการเสียรูปร่างแบบพลาสติกซึ่งเป็นผลให้คานด้านบนสามารถที่จะขยับเคลื่อนตัวได้



รูปที่ 3.30 การสอบเทียบแบบจำลองเหล็กเดือย

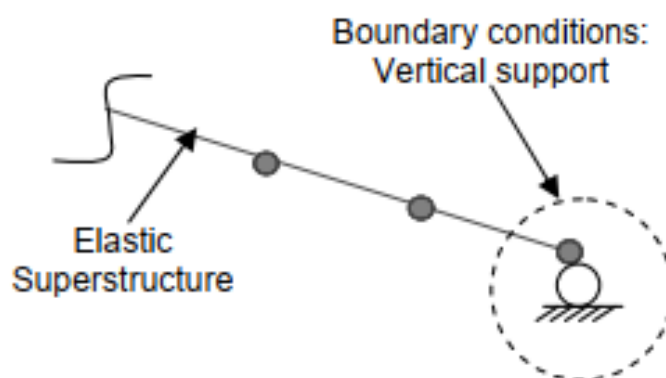


รูปที่ 3.31 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ในแนวราบของเหล็กเดือยระหว่างโปรแกรม SAP2000 กับผลการทดสอบ (Psycharis & Mouzakis, 2012)

3.10 การสร้างแบบจำลองของตอม่อริม (Modeling of abutment)

3.10.1 แบบจำลองตอม่อริมประเภท Roller abutment

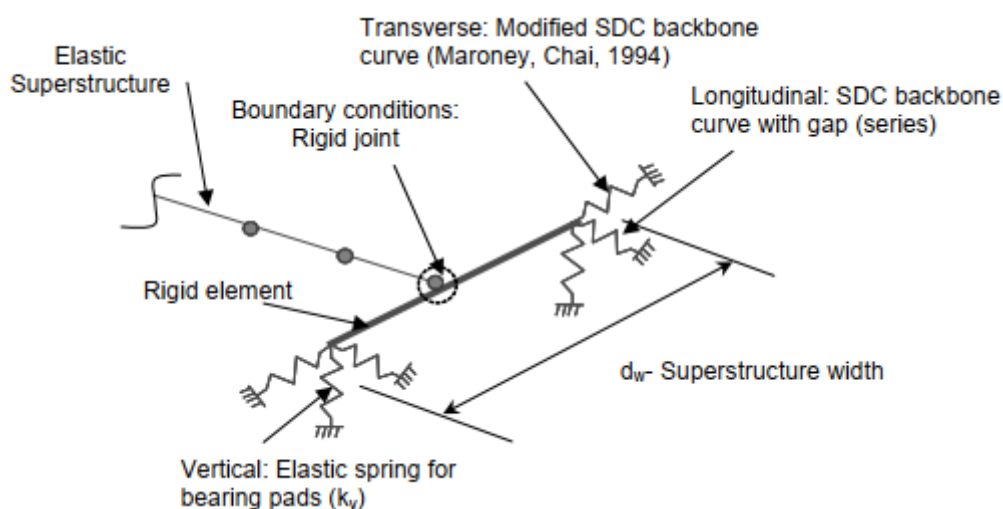
การจำลองตอม่อริมแบบ Roller abutment เป็นแบบจำลองอย่างง่ายที่มีการกำหนดส่วนปลายของโครงสร้างสะพานส่วนบนทั้งสองข้างให้ต้านการเคลื่อนที่ในทิศทางแนวตั้ง (Vertical direction) เพียงอย่างเดียว หรือเป็นการจำลองด้วยที่รองรับแบบล้อเลื่อน (Roller support) แบบจำลองตอม่อริมประเภทนี้ถูกนำมาใช้กับการวิเคราะห์โครงสร้าง เพื่อทราบถึงพฤติกรรมของจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) และความเหนียว (Ductility capacity) ของเสาตอม่อสะพาน ในกรณีที่มีการกำหนด Rotational restraint ของโครงสร้างสะพานส่วนบนรอบแกนหมุนตามแนวยาว (Longitudinal axis) ของโครงสร้างสะพาน จะทำให้การเลือกใช้แบบจำลองตอม่อริมประเภทนี้ส่งผลให้กำลังโดยรวมของโครงสร้างสะพานมีค่าสูงกว่าความเป็นจริงและความเหนียวของสะพานจะมีค่าน้อยกว่าความเป็นจริง โดยเฉพาะโครงสร้างสะพานที่มีเสาตอม่อเป็นชนิดเสาเดี่ยว (Aviram et al., 2008)



รูปที่ 3.32 แบบจำลอง Roller abutment (Aviram et al., 2008)

3.10.2 แบบจำลองตอม่อริมประเภท Simplified abutment

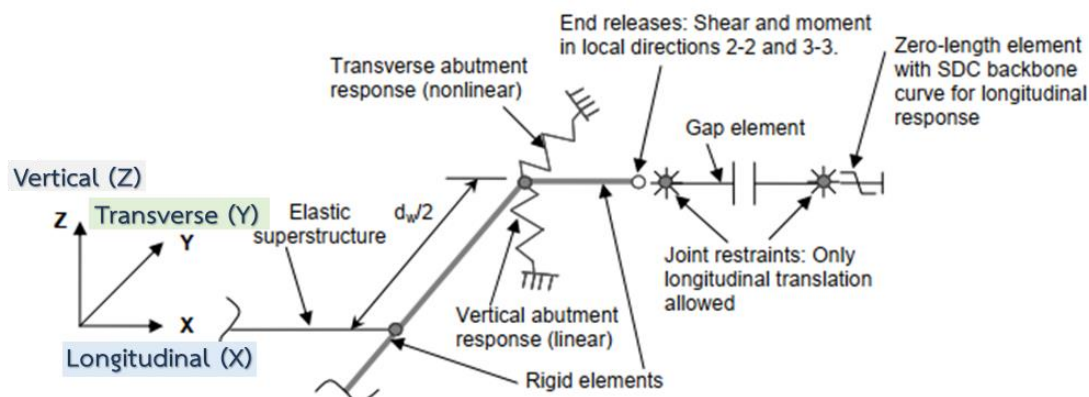
การจำลองตอม่อริมแบบ Simplified abutment เป็นแบบจำลองที่ประยุกต์มาจากการจำลองแบบ Spring abutment ที่ทำให้ง่ายต่อการใช้งานมากขึ้น โดยแบบจำลองดังกล่าวจะมีส่วนประกอบดังรูปที่ 3.33 ซึ่งจะประกอบไปด้วย Rigid element ที่มีความยาวอิเลเมนต์เท่ากับความกว้างของโครงสร้างสะพานส่วนบน (Marsh et al., 2014) โดยเชื่อมต่อกับอิเลเมนต์โครงสร้างส่วนบนผ่านจุดเชื่อมต่อแบบ Rigid joint และมีการกำหนดการตอบสนองผ่านอิเลเมนต์ย่อย ในสามทิศทางทั้งทิศทางตามแนวยาว, แนวยาว และแนวดิ่ง ณ บริเวณปลาย Rigid element ทั้งสองด้าน



รูปที่ 3.33 ส่วนประกอบของแบบจำลอง Simplified abutment (Aviram et al., 2008)

ในทิศทางตามแนวยาว (Longitudinal direction) อิเลเมนต์ย่อยที่เชื่อมต่อกันแบบอนุกรม ณ ตำแหน่งปลายอิเลเมนต์หลักทั้งสองด้าน ดังรูปที่ 3.34 จะประกอบไปด้วย Rigid element, Gap element และ Zero-length element (หรือ Link element) โดย Rigid element จะเชื่อมต่อระหว่างอิเลเมนต์หลัก (Rigid joint) กับ Gap element โดยจุดเชื่อมต่อกับ Gap element มีการกำหนด Shear and moment end release (2-2, 3-3 local direction) และมีการกำหนดจุดดังกล่าวให้สามารถเคลื่อนตัวในทิศทางตามแนวยาวได้เท่านั้น (Joint restraint) สำหรับ Zero-length element จะใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินถมที่กระทำต่อตอม่อริมโดยการเลือกใช้ Elastic-perfectly-plastic (EPP) backbone curve ด้วยการเลือกใช้ค่าสตีเฟนสของตอม่อริม (K_{abut}) และกำลังสูงสุดของตอม่อริม (P_{bw}) ซึ่งจะอ้างอิงวิธีการหาค่าทั้งสองจาก Caltrans (2013)

นอกจากนี้ยังติดตั้ง Link element ที่จะพิจารณาค่าสติฟเนสของแผ่นยางรองคานสะพาน ขนานไป กับ Gap element โดยจะพิจารณาเฉพาะผลการตอบสนองในทิศทางตามแนวยาวเพียงอย่างเดียว



รูปที่ 3.34 แบบจำลองแสดงการเชื่อมกันของอิลิเมนต์แบบอนุกรมในทิศทางตามแนวยาว (Aviram et al., 2008)

ในทิศทางตามแนวขวาง (Transverse direction) อิลิเมนต์ชนิด Zero-length element จะใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินถมที่กระทำต่อตอม่อริมโดยการเลือกใช้ Elastic-perfectly-plastic (EPP) backbone curve ด้วยการเลือกใช้ค่าสติฟเนสของตอม่อริม (K_{abut}) และกำลังสูงสุดของตอม่อริม (P_{bw}) ซึ่งจะอ้างอิงวิธีการหาค่าทั้งสองจาก Caltrans (2013)

ในทิศทางตามแนวตั้ง (Vertical direction) จะเลือกใช้อิลิเมนต์ประเภท Elastic spring มาใช้ในการจำลองพฤติกรรมของแผ่นรองคานสะพาน (Bearing) โดยจะพิจารณาค่าสติฟเนสในแนวตั้งของแผ่นรองคานสะพาน โดยผลการตอบสนองจากแผ่นรองคานในทิศทางอื่นจะไม่ถูกนำมาพิจารณา นอกจากนี้ผลการตอบสนองจากแรงดันดินถมในแนวตั้งก็ไม่ถูกนำมาพิจารณาด้วยเช่นกัน โดยจะสมมติให้ดินถมมีความเป็น Rigid condition ในทิศทางตามแนวตั้ง

การจำลองตอม่อตบริมในงานวิจัยนี้ได้เลือกใช้การจำลองในรูปแบบ Simplified abutment โดยขนาดส่วนประกอบต่าง ๆ ที่ใช้ในการจำลองตอม่อริมมีรายละเอียด ดังตารางที่ 3.8

ตารางที่ 3.8 ขนาดส่วนประกอบในการจำลองตอม่อริม

Dimension of Abutment		: Seat-type abutment
Deck width	d_w	10 m
Height of backwall	h_{bw}	1.2 m
Width of backwall	W_{bw}	10 m
Width of wingwall	W_{ww}	5 m
Expansion gap	Δ_{Gap}	0.03 m

3.10.3 การตอบสนองของดินถมที่กระทำต่อตอม่ออิม

การวิเคราะห์ผลการตอบสนองของตอม่ออิมจะต้องคำนึงถึงแรงดันดินถมที่กระทำต่อโครงสร้างตอม่ออิมทั้งในทิศทางตามแนวยาวและแนวขวาง ผลจากแรงดันดินดังกล่าวถูกนำมาใช้ในการจำลองพฤติกรรมของตอม่ออิม โดยจะทำให้ทราบถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของตอม่ออิมที่เคลื่อนที่เข้ากระทบด้านดินถม (Passive direction) และเคลื่อนที่ออกจากดินถม (Active direction) โดยความสัมพันธ์ดังกล่าวจะแสดงให้เห็น ดังรูปที่ 3.35 ซึ่งจะแสดงให้เห็นเป็นกราฟความสัมพันธ์แบบ Bilinear ที่แสดงถึงพฤติกรรมของดินถมแบบ Elastic-perfectly-plastic (EPP) สำหรับความชันของกราฟซึ่งก็คือค่าสติเฟนเนสของตอม่ออิม ($K_{abutment}$) สามารถพิจารณาได้จากสมการที่ 3.8 และค่า F_y จากในรูปดังกล่าว เป็นค่าแรงดันดินที่มีค่าสูงสุดซึ่งพิจารณาจากการประมาณค่าแรงดันดินแบบพาสซีฟที่ด้านการเคลื่อนตัวของตอม่ออิม (P_{bw}) โดยสามารถประมาณการค่าดังกล่าวด้วยสมการที่ 3.9 ทั้งสองสมการอ้างอิงมาจากมาตรฐานการออกแบบแผ่นดินไหวของ Caltrans (2013)

$$K_{abutment} = K_i \times W \times \left(\frac{h}{1.7 m} \right) \quad (3.8)$$

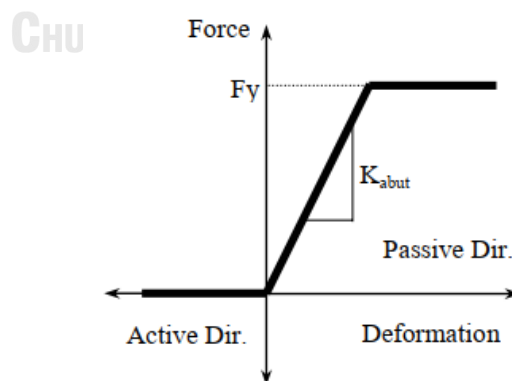
$$P_{bw} = A_e \times 239 kPa \times \left(\frac{h}{1.7 m} \right) \quad (3.9)$$

โดยที่ K_i = ค่าสติเฟนเนสเริ่มต้น โดยกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 28.7 kN/mm/1m

W = ความกว้างของกำแพงกันดินที่พิจารณา เช่น Backwall หรือ Wingwall

h = ความสูงของกำแพงกันดิน (Backwall)

A_e = พื้นที่ประสิทธิผลของกำแพงกันดิน มีค่าเท่ากับ $h \times W$



รูปที่ 3.35 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของตอม่ออิมโดยเป็นผลมาจากดินถม

(Avşar, 2009)

สำหรับค่าคุณสมบัติต่าง ๆ ที่ใช้ในการจำลองชิ้นส่วนต่อม่อริมภายใต้ผลการตอบสนองในสองทิศทาง ทั้งตามแนวยาวและแนวขวาง มีรายละเอียดดังตารางที่ 3.9 และตารางที่ 3.10 ตามลำดับ

ตารางที่ 3.9 คุณสมบัติที่ใช้กำหนดในการจำลองชิ้นส่วนภายใต้ผลการตอบสนองในทิศทางตามยาว

Zero-length (1 node) NL-Link element	Define by Multi-Linear plastic property	
Initial stiffness	K_i	28.70 kN/mm/1m
Maximum passive pressure	P_{max}	239.00 kPa
Height proportionality factor		1.70 m
Effective area	A_e	12.00 m ²
Abutment stiffness	K_{abt}	202.59 kN/mm
Passive force resisting	P_{bw}	2024.47 kN
Displacement at yielding	Δ_{abt}	9.99 mm
For each element	$K_{abt}/2$	101.29 kN/mm
	$P_{bw}/2$	1012.24 kN
Gap element		
Gap stiffness	K_{Gap}	2025.88 kN/mm
For each element	$K_{Gap}/2$	1012.94 kN/mm

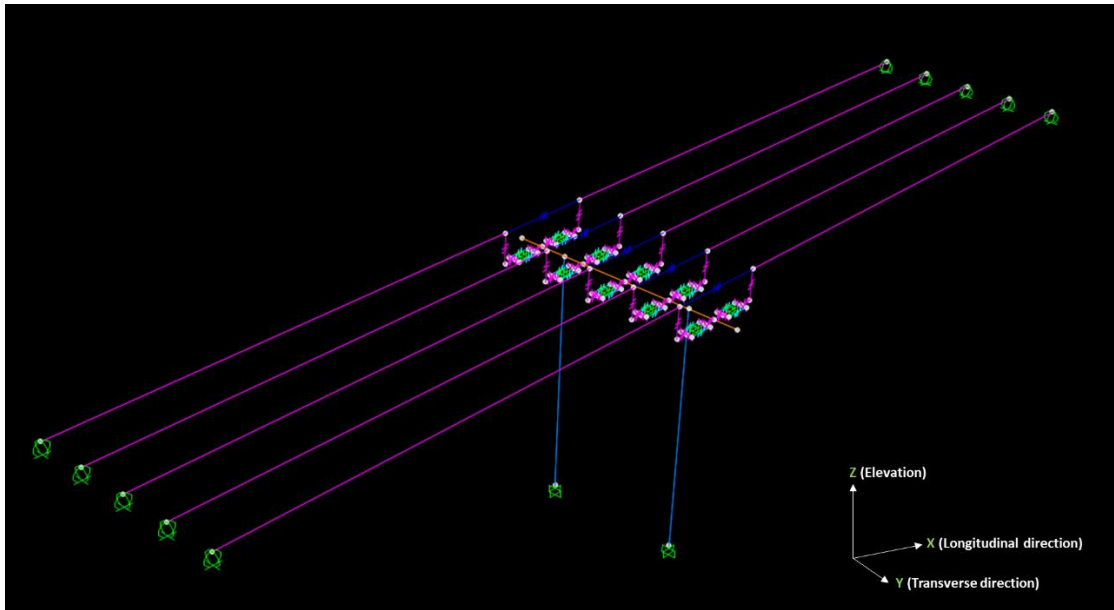
ตารางที่ 3.10 คุณสมบัติที่ใช้กำหนดในการจำลองชิ้นส่วนภายใต้ผลการตอบสนองในทิศทางตามขวาง

Zero-length (1 node) NL-Link element	Define by Multi-Linear plastic property	
Initial stiffness	K_i	28.70 kN/mm/1m
Maximum passive pressure	P_{max}	239.00 kPa
Height proportionality factor		1.70 m
Effective area	A_e	6.00 m ²
Property modifiers		
Wall effectiveness	C_L	0.67
Participation coefficient	C_w	1.33
Abutment stiffness	K_{abt}	90.04 kN/mm
Passive force resisting	P_{bw}	899.76 kN
Displacement at yielding	Δ_{abt}	9.99 mm
For each element	$K_{abt}/2$	45.02 kN/mm
	$P_{bw}/2$	449.88 kN

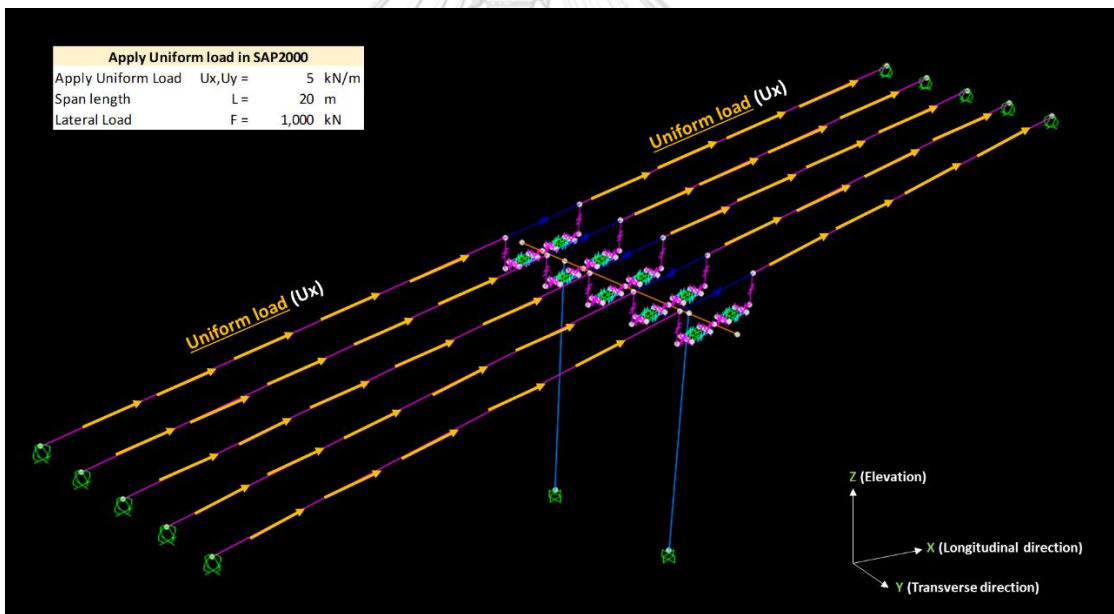
3.11 การสอบเทียบแบบจำลองโครงสร้างที่พิจารณาหนึ่งช่วงเสาต่อม่อ

หลังจากทำการสอบเทียบแบบจำลองของเสาต้นเดี่ยว, โครงข้อแข็ง และเหล็กเดือย จะทำการพิจารณาสอบเทียบแบบจำลองโดยประกอบขึ้นส่วนโครงสร้างต่าง ๆ เข้าด้วยกัน โดยจะพิจารณาโครงสร้างในหนึ่งช่วงเสาต่อม่อ ซึ่งแบบจำลองทั้งหมดจะมีลักษณะดังรูปที่ 3.36 สำหรับการสอบเทียบ จะพิจารณาเปรียบเทียบค่าสติฟเนสของขึ้นส่วนโครงสร้างทั้งการพิจารณาค่าสติฟเนสโดยรวมจากการติดตั้งแผ่นรองคานสะพานและเหล็กเดือย (Total spring stiffness) และค่าสติฟเนสของเสาต่อม่อ รวมทั้งการพิจารณาค่าสติฟเนสประสิทธิผล (Effective stiffness) โดยจะพิจารณาค่าต่าง ๆ จากการเทียบเคียงในการคำนวณผลการตอบสนองย้อนกลับที่เกิดจากแรงกระทำคงที่ (Uniform load) ที่สมมติให้เกิดกับโครงสร้าง โดยจะสมมติให้เกิดแรงกระทำคงที่กระทำต่ออิลิเมนต์ของคานรองรับแผ่นพื้นซึ่งกระทำตลอดความยาวคานในทุกขึ้นส่วนดังกล่าวดังรูปที่ 3.37 นอกจากนี้ยังเปรียบเทียบค่าคาบการสั่นธรรมชาติระหว่างผลการตอบสนองจากการวิเคราะห์โครงสร้างแบบโหมดด้วยโปรแกรม SAP2000 กับการคำนวณมือ โดยการคำนวณมือจะพิจารณาการหาค่าคาบการสั่นธรรมชาติจากโครงสร้างที่ถูกพิจารณาเป็นระบบที่มีระดับขั้นความเสรีเท่ากับหนึ่ง (Single degree of freedom system, SDOF) โดยมีลักษณะดังรูปที่ 3.38 ซึ่งจะพิจารณามวลที่ใช้ในการคำนวณจากผลรวมน้ำหนักของคานรองรับแผ่นพื้นกับน้ำหนักครึ่งหนึ่งของเสาต่อม่อ ค่าสติฟเนสของระบบโครงสร้างจะขึ้นอยู่กับค่าสติฟเนสโดยรวมจากเสาต่อม่อทั้งสองต้น โดยจะมีค่าแตกต่างกันในแต่ละทิศทางการเคลื่อนที่ โดยในทิศทางตามแนวยาวจะพิจารณาลักษณะการเคลื่อนตัวของเสาในลักษณะของเสายื่น และในทิศทางตามแนวขวางจะพิจารณาการเคลื่อนตัวของเสาในลักษณะของโครงข้อแข็ง ซึ่งสามารถพิจารณาได้จากสมการที่ 3.10 และ 3.10

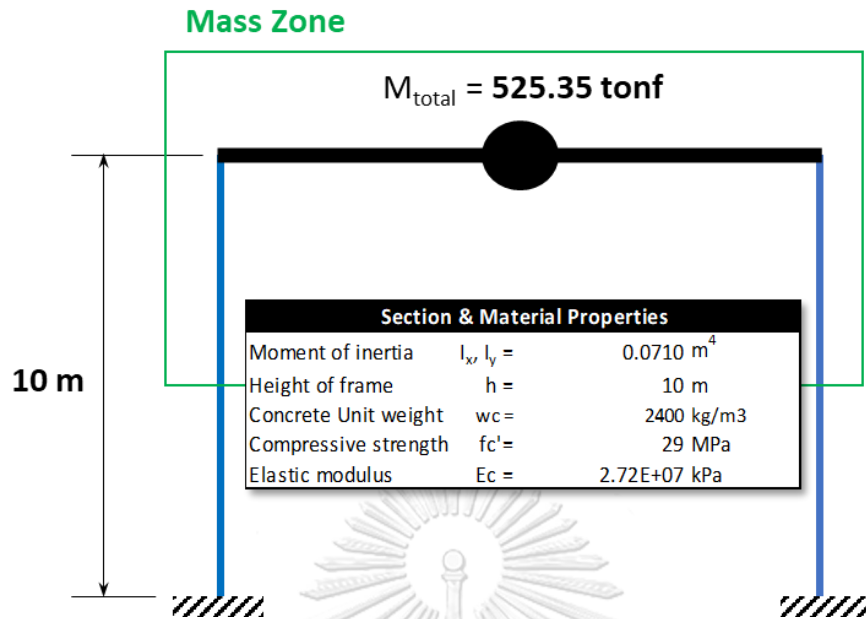
ผลการสอบเทียบพบว่า ค่าสติฟเนสในขึ้นส่วนโครงสร้างจากการคำนวณมือสอดคล้องกับผลลัพธ์ที่มาจากแรงกระทำคงที่สมมติ โดยมีค่าแตกต่างกันไม่เกินร้อยละ 1.2 ในทั้งสองทิศทาง และสำหรับค่าคาบการสั่นธรรมชาติจากการคำนวณมือที่พิจารณาระบบโครงสร้างแบบ SDOF กับผลการตอบสนองจากการวิเคราะห์โครงสร้างแบบโหมดด้วยโปรแกรม SAP2000 มีความสอดคล้องกัน โดยมีค่าแตกต่างกันไม่เกินร้อยละ 2.2 ในทั้งสองทิศทาง นอกจากนี้จะพบว่าค่าสติฟเนสที่พิจารณาจากโปรแกรม SAP2000 มีแนวโน้มที่มีค่ามากกว่าการคำนวณมือ ทำให้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติโดยรวมของโครงสร้างจากโปรแกรม SAP2000 มีแนวโน้มที่มีค่าน้อยกว่าการคำนวณมืออีกด้วย โดยในทิศทางตามแนวยาวจะมีความแตกต่างน้อยกว่าในทิศทางตามแนวขวาง สำหรับรายละเอียดของค่าสติฟเนส และค่าคาบการสั่นธรรมชาติที่เกิดจากผลการตอบสนองในทิศทางตามแนวยาวและแนวขวาง จะแสดงดังตารางที่ 3.11 และตารางที่ 3.12 ตามลำดับ



รูปที่ 3.36 แบบจำลองหนึ่งช่วงเสาทอม่อสำหรับการสอบเทียบ



รูปที่ 3.37 ตัวอย่างการให้แรงกระทำคงที่ต่อชิ้นส่วนคานในทิศทางตามแนวยาว



รูปที่ 3.38 การพิจารณาโครงสร้างด้วยระบบ SDOF สำหรับการคำนวณมือ

สมการที่ใช้ประกอบการคำนวณมือเพื่อหาค่าสติฟเนสต่าง ๆ และค่าคาบการสั่นธรรมชาติ

$$K_{Pier_Longitudinal} = \frac{3E(I_1 + I_2)}{h^3} \quad (3.10)$$

$$K_{Pier_Transverse} = \frac{12E(I_1 + I_2)}{h^3} \quad (3.11)$$

$$K_{Spring} = K_{Bearing} + K_{Dowel\ bar} \quad (3.12)$$

$$K_e = \frac{(K_{Spring} \times K_{Dowel\ bar})}{(K_{Spring} + K_{Dowel\ bar})} \quad (3.13)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_e}} \quad (3.14)$$

โดยที่ E = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเสาตอม่อ

I = โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดเสาตอม่อ

h = ความสูงของเสาตอม่อ

M = มวลของโครงสร้างที่พิจารณา

K_e = ค่าสติฟเนสประสิทธิผลของโครงสร้าง

T = ค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง

ตารางที่ 3.11 การเปรียบเทียบของผลการตอบสนองในทิศทางตามแนวยาว (Longitudinal direction)

Natural Period from Modal analysis SAP2000 ->		1.4721 sec	
	Hand_Cal	Apply Uniform load in SAP2000	ERROR
Stiffness of Total Spring , kN/m	53,954.00	53,995.68	0.08%
Stiffness of Pier , kN/m	11,598.29	11,737.09	1.20%
Effective Stiffness , kN/m	9,546.18	9,641.34	1.00%
Natural Period , Sec	1.4740	1.4667	-0.49%
Error From SAP2000 response	-0.13%	0.37%	

ตารางที่ 3.12 การเปรียบเทียบของผลการตอบสนองในทิศทางตามแนวขวาง (Transverse direction)

Natural Period from Modal analysis SAP2000 ->		0.8919 sec	
	Hand_Cal	Apply Uniform load in SAP2000	ERROR
Stiffness of Total Spring , kN/m	53,954.00	53,966.54	0.02%
Stiffness of Pier , kN/m	46,393.15	46,838.41	0.96%
Effective Stiffness , kN/m	24,944.37	25,075.23	0.52%
Natural Period , Sec	0.9118	0.9095	-0.26%
Error From SAP2000 response	-2.24%	-1.97%	

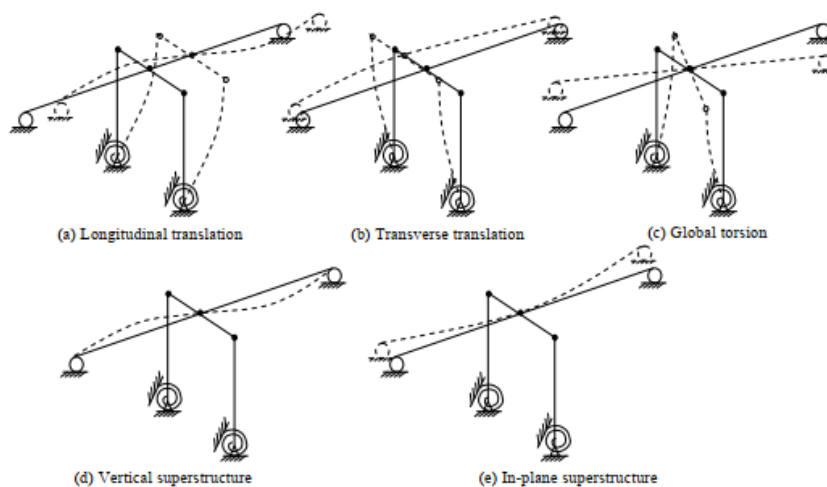
3.12 วิธีการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างสะพาน (Analysis method)

หลังจากการจำลองโครงสร้างสะพานเสร็จสิ้น ขั้นตอนถัดไปคือการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างสะพาน เพื่อหาแรงกระทำที่เกิดขึ้นกับโครงสร้าง, ค่าการตอบสนองต่าง ๆ รวมทั้งประเมินสมรรถนะของโครงสร้างสะพาน โดยสามารถพิจารณาทั้งโครงสร้างหรือพิจารณาในแต่ละชิ้นส่วน การวิเคราะห์สามารถแบ่งออกเป็นหลายประเภท ทั้งการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงสถิต (Static) และวิธีเชิงพลศาสตร์ (Dynamic) รวมทั้งการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น โดยแบ่งตามความเหมาะสมและข้อจำกัดในการใช้งาน

3.12.1 การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างแบบโหมด (Modal analysis)

การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างแบบโหมด สามารถแสดงให้เห็นถึงคุณลักษณะเชิงพลวัต (Dynamic characteristics) ของโครงสร้างสะพาน การวิเคราะห์ดังกล่าวสามารถใช้ในการหาค่าคาบการสั่นธรรมชาติ (Natural period) ของโครงสร้างในแต่ละโหมดการสั่น และทราบถึงรูปร่างการสั่นไหวในแต่ละโหมด (Mode shape) ตัวอย่างของรูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้างสะพาน แสดงให้เห็นดังรูปที่ 3.39 โดยรูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานที่นำมาพิจารณาในเบื้องต้น จะเลือกพิจารณารูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้างในทิศทางตามแนวยาว (Longitudinal translation), แนวยาว (Transverse translation) และการหมุน (Global torsion) และจะเน้นการพิจารณาการสั่นไหวของโครงสร้างในทิศทางตามแนวยาวเป็นหลัก

สำหรับการพิจารณาแก้ไขปัญหาเชิงคณิตศาสตร์ จะเลือกใช้วิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบ Ritz-Vector โดยวิธีการดังกล่าวสามารถลดภาระการคำนวณได้อย่างมีประสิทธิภาพ และยังคงให้ผลลัพธ์ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์ด้วย Eigen-Vector ในกรณีวิเคราะห์โครงสร้างสะพานที่มีลักษณะทั่วไป (Aviram et al., 2008) ในการวิเคราะห์โครงสร้างแบบโหมดจำเป็นต้องพิจารณารวมผลการตอบสนองในหลายโหมด โดยจำนวนโหมดที่พิจารณาจะต้องเพียงพอที่จะทำให้ผลรวมของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมด (Modal Weight Participation) มีค่าไม่น้อยกว่า 90% ของน้ำหนักประสิทธิผลทั้งหมดของโครงสร้าง (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561) ผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์แบบโหมดโดยเฉพาะค่าคาบการสั่นธรรมชาติ จะเป็นค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญในการวิเคราะห์แบบประวัติเวลา



รูปที่ 3.39 ตัวอย่างรูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้างสะพาน (Mode shape) สำหรับ Multi-column bent (Aviram et al., 2008)

3.12.2 การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างแบบประวัติเวลา (Response history analysis)

การวิเคราะห์การตอบสนองแบบประวัติเวลา (Response history analysis, RHA) แบ่งออกเป็นแบบเชิงเส้น (Linear response history analysis, LRHA) และไม่เชิงเส้น (Nonlinear response history analysis, NLRHA) RHA เป็นวิธีการวิเคราะห์ที่พิจารณาผลการตอบสนองในทุกช่วงเวลาที่เกิดการสั่นไหวของโครงสร้างที่ถูกกระตุ้นด้วยความเร่งของพื้นดินที่ฐานรากของสะพาน โดยในการวิเคราะห์จำเป็นต้องมีการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์และต้องมีข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (Ground acceleration time history) สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นจะต้องมีแบบจำลองของวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรอยู่ในแบบจำลองโครงสร้างสะพาน (กรมทางหลวง, 2559) การวิเคราะห์แบบ RHA จะนำมาใช้งานสำหรับการวิเคราะห์ถึงผลการตอบสนองแบบไม่เชิงเส้นที่มีความซับซ้อนของแบบจำลองโครงสร้างสามมิติ โดยเฉพาะการวิเคราะห์แบบ NLRHA การวิเคราะห์แบบดังกล่าวทำให้ทราบถึงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นและการเกิดความถดถอยของกำลังในชิ้นส่วนต่าง ๆ ของโครงสร้าง นอกจากนี้ยังทำให้สามารถพิจารณาถึงผลของพฤติกรรมการสลายพลังงานจากอุปกรณ์ที่ถูกติดตั้งในแบบจำลองโครงสร้าง ข้อจำกัดในการวิเคราะห์ด้วยวิธีการ RHA คือต้องอาศัยทรัพยากรในการคำนวณ และต้องการข้อมูลวิเคราะห์มากกว่าวิธีการวิเคราะห์สเปกตรัมการตอบสนอง (Response spectrum analysis)

สำหรับการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SAP2000 Aviram et al. (2008) ได้แนะนำให้เลือกใช้วิธีการคำนวณผลตอบสนองของสมการการเคลื่อนที่ด้วยวิธีอินทิเกรตโดยตรง (Direct integration) โดยจะ

เป็นการวิเคราะห์ด้วยวิธีการอินทิเกรตทีละขั้น (Step-by-Step) โดยในงานวิจัยฉบับนี้จะพิจารณาเลือกใช้วิธีอินทิเกรตโดยตรงด้วยวิธีการของ Newmark และจะพิจารณาค่าความหน่วงโดยรวมของโครงสร้างสะพาน ด้วย Rayleigh Damping ซึ่งจะพิจารณาค่าความหน่วงที่ 5%

3.11.2.1 วิธีอินทิเกรตโดยตรงด้วยวิธีการของ Newmark

Newmark (1959) ได้พัฒนาวิธีการประมาณการเชิงตัวเลขแบบ time-stepping ซึ่งเป็นวิธีการที่ขึ้นอยู่กับสมมติฐานการแปรผันของความเร่ง (Variation of acceleration) โดยมีสมมติฐานดังสมการที่ 3.15 และ 3.16

$$\ddot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (3.15)$$

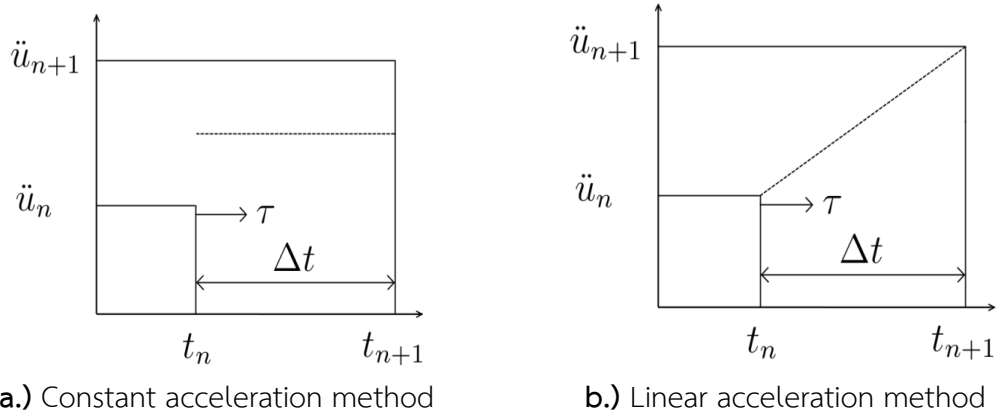
$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5-\beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (3.16)$$

โดยที่ $\ddot{u}_i, \dot{u}_i, u_i$ = ความเร่ง, ความเร็ว และระยะการเคลื่อนตัว ณ เวลา t

$$\ddot{u}_{i+1}, \dot{u}_{i+1}, u_{i+1} = \text{ความเร่ง, ความเร็ว และระยะการเคลื่อนตัว ณ เวลา } t+\Delta t$$

Δt = เวลาในแต่ละช่วง (Time step)

ค่าพารามิเตอร์ β และ γ เป็นตัวกำหนดการแปรผันของความเร่งในการพิจารณาแต่ละช่วงเวลาของการหาคำตอบ โดยที่นิยมเลือกใช้จะมีอยู่ด้วยกันสองวิธีการคือ Constant acceleration method และ Linear acceleration method ซึ่งจะมีลักษณะการผันแปรดังรูปที่ 3.40 ทั้งสองวิธีการดังกล่าวสามารถพิจารณาได้ถึงความเสี่ยงที่เสี่ยงการเกิด Round-off error และความแม่นยำของคำตอบ ซึ่งสามารถพิจารณาเปรียบเทียบได้จากตารางที่ 3.13 โดยในงานวิจัยฉบับนี้จะเลือกพิจารณาด้วยวิธีการ Constant acceleration เนื่องจากวิธีการดังกล่าวมีเสถียรภาพและเสี่ยงการเกิดปัญหาจากการเกิด Round-off error ได้เป็นอย่างดี สำหรับวิธีการประมาณการเชิงตัวเลข นอกจากการพิจารณาถึงเสถียรภาพ และความแม่นยำของคำตอบ ยังต้องคำนึงถึงผลของการลู่เข้าหาคำตอบ (Convergence) โดยจะต้องพิจารณาช่วงเวลา (time step) ที่เหมาะสม เพื่อให้การประมาณการเชิงตัวเลขสามารถหาคำตอบได้อย่างถูกต้องและเหมาะสมมากที่สุด (Chopra, 2007) โดยการพิจารณาความเหมาะสมในการเลือกใช้ค่า Time step ในงานวิจัยนี้สามารถอ่านเพิ่มเติมได้ในภาคผนวก ก ท้ายเล่ม



รูปที่ 3.40 การแปรผันของความเร่งในวิธีการของ Newmark (Chopra, 2007)

ตารางที่ 3.13 การเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ในวิธีการของ Newmark

Method	γ	β	δ	Stability	Accuracy
Central Difference	0.5	0	-	Conditional ($\Delta t/T_{\min} < 0.3183$)	Excellent (small Δt)
Linear Acceleration	0.5	0.167	-	Conditional ($\Delta t/T_{\min} < 0.5513$)	Very good (small Δt)
Average Acceleration	0.5	0.25	-	Unconditional ($\Delta t/T_{\min} = \infty$)	Good (small Δt), no numerical energy dissipation
Modified Average Acceleration	0.5	0.25	$\Delta T/\pi$	Unconditional ($\Delta t/T_{\min} = \infty$)	Good (small Δt), numerical energy dissipation (large Δt)

ที่มา: (Aviram et al., 2008)

3.13 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์

การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างแบบประวัติเวลา ทั้งแบบเชิงเส้น (Linear response history analysis, LRHA) และไม่เชิงเส้น (Nonlinear response history analysis, NLRHA) จะต้องใช้ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (Ground acceleration time histories) ที่เหมาะสม โดยในการวิเคราะห์โครงสร้างแบบ 3 มิติ จะพิจารณาเลือกการสั่นไหวของพื้นดินจากเหตุการณ์ แผ่นดินไหวที่มีขนาด, กลไกของแหล่งกำเนิด, ระยะห่างจากแหล่งกำเนิด และระดับความรุนแรงของการสั่นไหว คู่มือการออกแบบสะพานเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวของกรมทางหลวง (2559) ได้แนะนำให้เลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวหลังการปรับค่า (Matching ground motion) ที่สอดคล้องกับสเปกตรัมที่พิจารณา จำนวนไม่น้อยกว่า 3 คลื่นในแต่ละทิศทางการสั่นไหว โดยให้นำผลตอบสนองที่มากที่สุด ในทิศทางหลักของโครงสร้างสะพานไปใช้ในการออกแบบ และในกรณีที่ใช้คลื่นไม่น้อยกว่า 7 คลื่นให้นำผลตอบสนองเฉลี่ยในทิศทางหลักของโครงสร้างสะพานไปใช้ในการออกแบบ โดยในงานวิจัยฉบับนี้ได้เลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด 4 คลื่น เนื่องจากเป็นการศึกษาเพื่อเปรียบเทียบผลการตอบสนองในสะพานปกติทั่วไป (กรมทางหลวง, 2559)

การเลือกใช้ข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดิน จะอ้างอิงตามงานวิจัยของ Khy (2018) ซึ่งมีการเลือกใช้ค่าข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับการสั่นไหวของพื้นดินในจังหวัดเชียงใหม่ ซึ่งมีลักษณะแผ่นดินไหวแบบปานกลาง (Moderate seismicity) คือ มีลักษณะคลื่นแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง ระยะทางสั้น และเกิดในชั้นดินที่มีความแน่น โดยข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดิน จะเลือกใช้กราฟแสดงประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน จำนวน 4 คู่ ซึ่งนำมาจากฐานข้อมูลของศูนย์วิจัยด้านแผ่นดินไหวแห่งแปซิฟิก (Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER) โดยคัดเลือกจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาด 5.7 ถึง 6.5 ค่าความเร็วคลื่นเฉือน มีค่าระหว่าง 203 ถึง 350 เมตร/วินาที และมีระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวถึงสถานีตรวจวัดไม่เกิน 30 กิโลเมตร ซึ่งมีรายละเอียดดังตารางที่ 3.14

ตารางที่ 3.14 ข้อมูลการสั่นไหว 4 คู่ สำหรับใช้ในการวิเคราะห์แผ่นดินไหวในจังหวัดเชียงใหม่

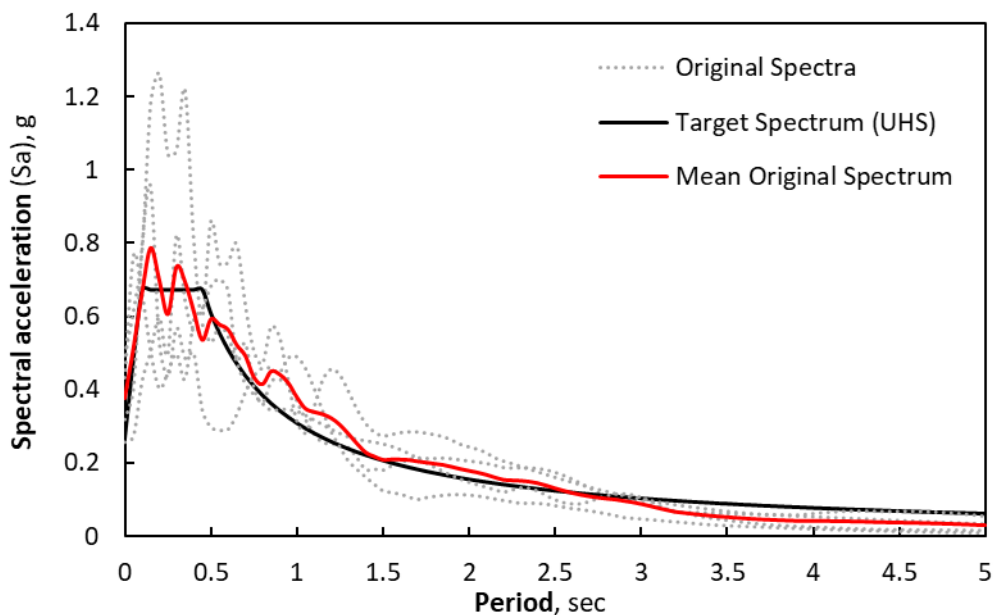
NGA No.	Earthquake	Year	Station	Magnitude , M_w	Distance	V_{s30}
					(km)	(m/s)
95	Managua-Nicaragua-01	1972	Managua-ESSE	6.24	4.10	289
148	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #3	5.74	7.40	350
159	Imperial Valley-06	1979	Agrarias	6.53	0.70	275
179	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #4	6.53	7.00	209

ที่มา: ฐานข้อมูลของศูนย์วิจัยด้านแผ่นดินไหวแห่งแปซิฟิก (PEER)

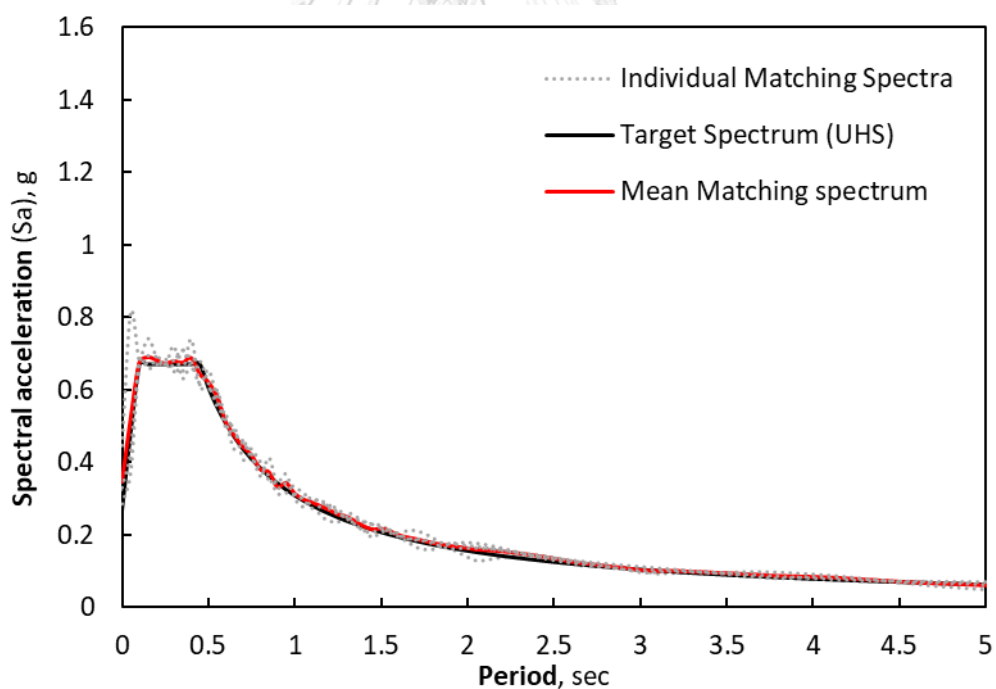
คลื่นแผ่นดินไหวหรือประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน ที่จะนำไปใช้ในการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างแบบประวัติเวลา จำเป็นต้องมีการปรับแก้ เพื่อเป็นการแปลงคลื่นแผ่นดินไหวให้เป็นกราฟผลการตอบสนองเชิงสเปกตรัม และนำไปเทียบเคียงหรือจับคู่ (Match) กับสเปกตรัมความเสี่ยงสม่ำเสมอ (Uniform hazard spectrum, UHS) เพื่อให้สอดคล้องกับการสั่นไหวของพื้นดินที่เกิดขึ้นในตำแหน่งที่ตั้งของโครงสร้าง โดย Khy (2018) ได้ปรับแก้ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน ด้วยโปรแกรม SeismoMatch (SeismoSoft 2016)

สำหรับสเปกตรัมความเสี่ยงสม่ำเสมอ เป็นสเปกตรัมที่ได้มาจากการวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวในเชิงความน่าจะเป็น โดยได้เลือกใช้ค่าสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ (Design basic earthquake, DBE) ซึ่งอ้างอิงมาจากมาตรฐาน ASCE 7-10 โดยจะพิจารณาสเปกตรัมดังกล่าวตามตำแหน่งที่ตั้งของโครงสร้างสะพานสำหรับการวิเคราะห์แผ่นดินไหวในจังหวัดเชียงใหม่ ซึ่งโครงสร้างตั้งอยู่บนชั้นดินแข็ง หรือชั้นดินประเภท D จะเลือกใช้ค่าความเร่ง S_s เท่ากับ $0.878g$ และ S_1 เท่ากับ $0.248g$ โดยที่อัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio) เท่ากับ 5% ค่าความเร่งตอบสนองดังกล่าวจะถูกนำไปใช้ในการกำหนดค่าสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ที่จะนำไปใช้ในการเทียบเคียงกับสเปกตรัมที่แปลงมาจากประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (ASCE, 2010)

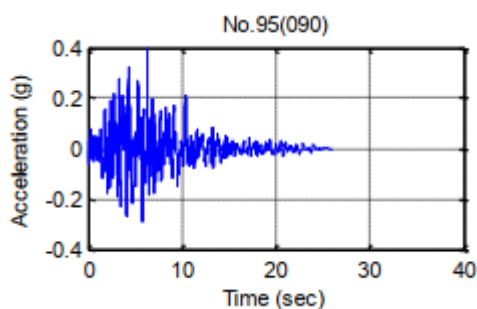
เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 3.41 จะแสดงค่าสเปกตรัมที่แปลงมาจากประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน และค่าเฉลี่ยของสเปกตรัมเหล่านั้น เปรียบเทียบกับสเปกตรัมความเสี่ยงสม่ำเสมอ (UHS) ซึ่งก็คือสเปกตรัมเป้าหมายที่ใช้ในการเทียบเคียง (Target spectrum) เมื่อทำการปรับแก้ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินแล้วแปลงเป็นค่าสเปกตรัม (Matching spectrum) จะมีค่าใกล้เคียงกับสเปกตรัมเป้าหมาย ดังรูปที่ 3.42 จากความใกล้เคียงดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินที่ปรับแก้ สอดคล้องกับการสั่นไหวของพื้นดินที่เกิดขึ้นในตำแหน่งที่ตั้งของโครงสร้าง ดังนั้นจึงสามารถนำประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินดังกล่าว ไปใช้ในการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างแบบประวัติเวลาต่อไปได้ สำหรับประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินก่อนทำการปรับแก้แสดงดังรูปที่ 3.43 และประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินหลังทำการปรับแก้ แสดงดังรูปที่ 3.44



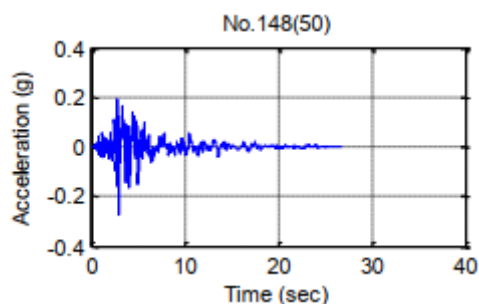
รูปที่ 3.41 การเปรียบเทียบ สเปกตรัมที่แปลงมาจากประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน กับ สเปกตรัมเป้าหมาย (Target spectrum) (Khy, 2018)



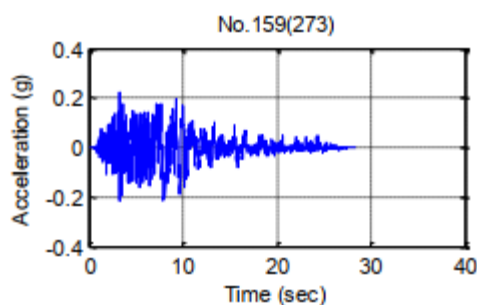
รูปที่ 3.42 การเปรียบเทียบ สเปกตรัมปรับแก้จากการจับคู่กับสเปกตรัมเป้าหมาย กับ สเปกตรัมเป้าหมาย (Target spectrum) (Khy, 2018)



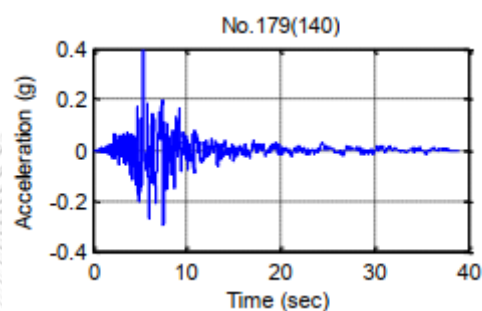
a.) คลื่นแผ่นดินไหว GM1



b.) คลื่นแผ่นดินไหว GM2

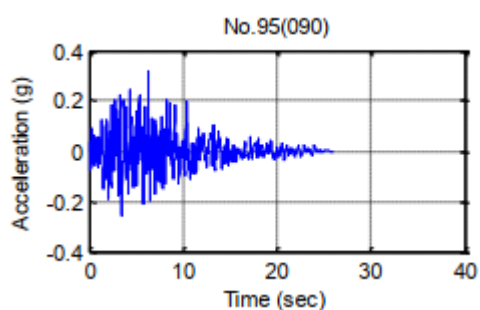


c.) คลื่นแผ่นดินไหว GM3

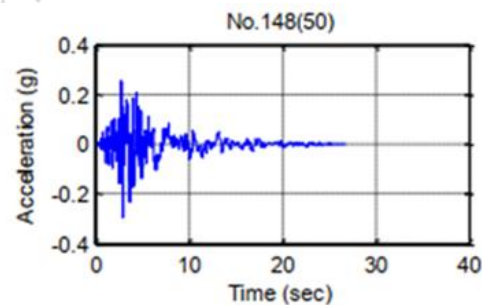


d.) คลื่นแผ่นดินไหว GM4

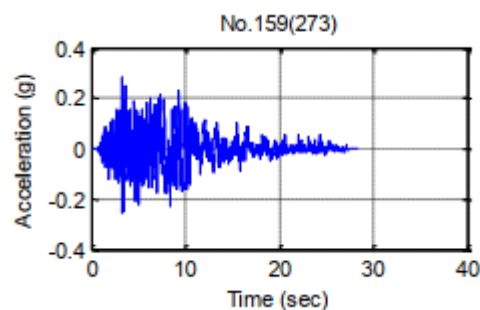
รูปที่ 3.43 ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (ดั้งเดิม) สำหรับใช้ในการวิเคราะห์แผ่นดินไหวใน
จังหวัดเชียงใหม่ ประเทศไทย (Khy, 2018)



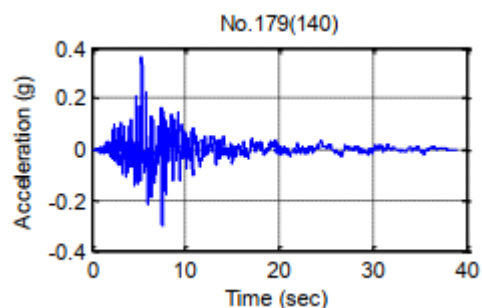
a.) คลื่นแผ่นดินไหว GM1



b.) คลื่นแผ่นดินไหว GM2



c.) คลื่นแผ่นดินไหว GM3



d.) คลื่นแผ่นดินไหว GM4

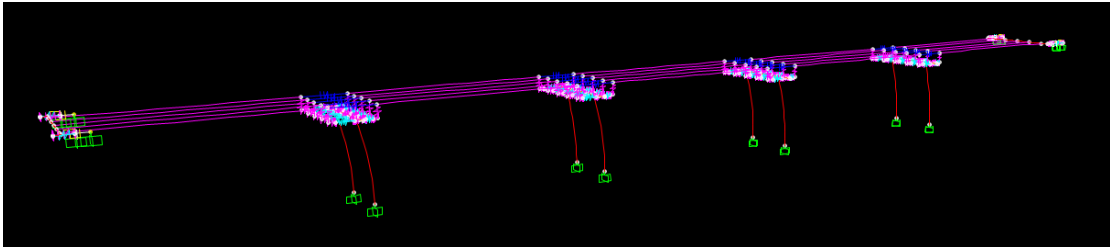
รูปที่ 3.44 ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (ปรับแก้) สำหรับใช้ในการวิเคราะห์แผ่นดินไหวใน
จังหวัดเชียงใหม่ ประเทศไทย (Khy, 2018)

4.1 ผลการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างแบบโหมด

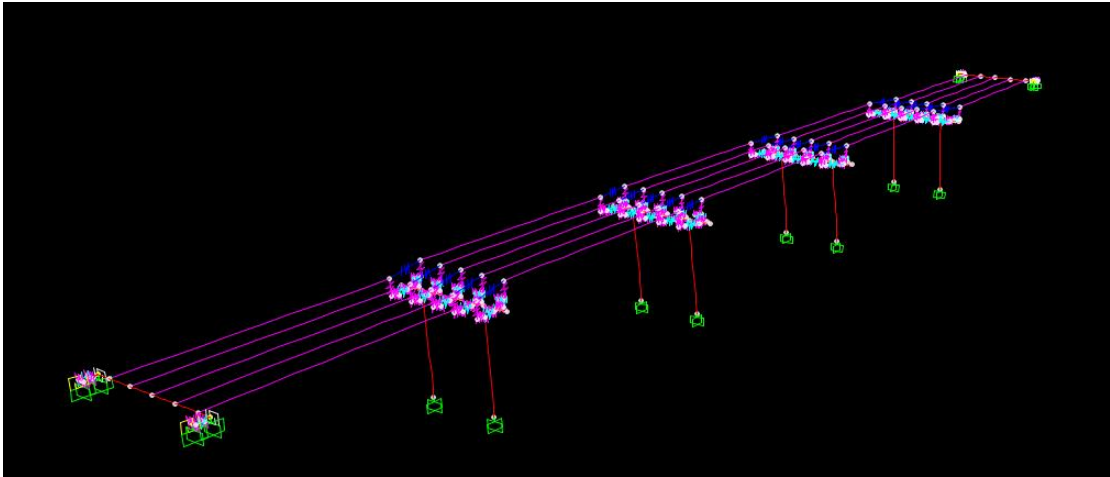
การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างแบบโหมด สามารถแสดงให้เห็นถึงคุณลักษณะเชิงพลวัต (Dynamic characteristics) ของโครงสร้างสะพาน โดยจะพิจารณากรณีตัวอย่างจากโครงสร้างสะพานดังรูปที่ 4.1 ซึ่งเลือกใช้แผ่นยางรองคานสะพานที่มีแผ่นยางหนา 20 มิลลิเมตร และมีการจำลองตอม่อริมเป็นแบบ Simplified abutment แต่โครงสร้างดังกล่าวจะไม่พิจารณาในการติดตั้งเหล็กเดือย ถึงแม้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานในงานวิจัยฉบับนี้จะเน้นผลการตอบสนองในทิศทางตามแนวยาว (Longitudinal translation) เป็นหลัก แต่ในผลการตอบสนองของโครงสร้างแบบโหมด จะพิจารณาทิศทางการสั่นไหวในทิศทางตามแนวขวาง (Transverse translation) และการหมุน (Global torsion) ร่วมด้วย เพื่อแสดงให้เห็นถึงผลตอบสนองของโครงสร้างสะพานแบบโหมดครบทั้งสามมิติ ผลการวิเคราะห์พบว่าค่าคาบการสั่นธรรมชาติ (Natural period) ของโครงสร้างในแต่ละโหมดการสั่นในทิศทางตามแนวยาว, แนวขวาง และการหมุน จะมีค่าเท่ากับ 0.8294, 0.5191 และ 0.4774 ตามลำดับ โดยจะมีรูปร่างการสั่นไหว (Mode shape) ของโครงสร้างสะพานในแต่ละทิศทางแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.3 หากพิจารณาผลรวมของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมด (Modal Weight Participation) จะพบว่าในกรณีที่เลือกใช้จำนวนโหมดเกินกว่า 13 โหมด จะทำให้ผลรวมของค่าดังกล่าวมีมากกว่าร้อยละ 90 โดยการเลือกจำนวนโหมดจะเพิ่มจนถึง 20 โหมด สำหรับการพิจารณาน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมด และค่าคาบการสั่นธรรมชาติในแต่ละโหมดจะแสดงให้เห็นดังตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.1 ค่าคาบการสั่นธรรมชาติและร้อยละของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมต ในแต่ละโหมตการสั่นไหวที่พิจารณา

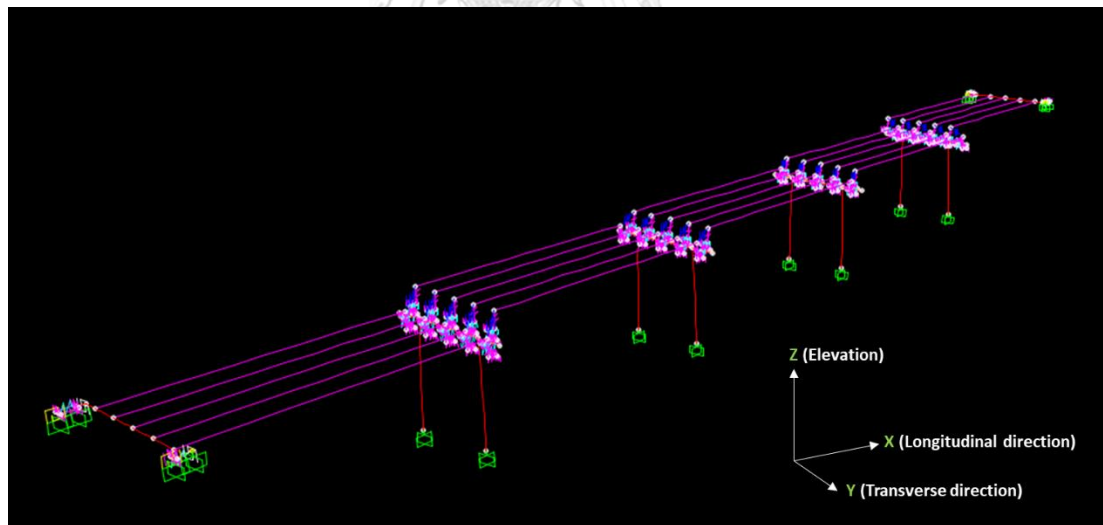
Mode Number	Period (Sec)	Modal Participation Factor (%)		
		Longitudinal	Transverse	Torsional
1	0.8294	98.0%	0.0%	0.0%
2	0.7602	0.0%	0.0%	0.0%
3	0.6073	0.9%	0.0%	0.0%
4	0.5191	0.0%	58.0%	0.0%
5	0.5021	0.0%	0.0%	0.0%
6	0.4774	0.0%	0.0%	23.0%
7	0.4456	0.0%	0.0%	0.0%
8	0.4408	0.0%	1.9%	0.0%
9	0.3799	0.0%	0.0%	2.9%
10	0.2042	0.0%	34.0%	0.0%
11	0.1832	0.0%	0.0%	0.0%
12	0.1802	0.1%	0.0%	0.0%
13	0.1787	0.0%	0.0%	72.0%
14	0.1767	0.0%	0.0%	0.0%
15	0.1742	1.2%	0.0%	0.0%
16	0.1320	0.0%	0.0%	0.0%
17	0.1313	0.0%	0.0%	0.0%
18	0.1305	0.0%	0.0%	2.0%
19	0.1302	0.0%	5.8%	0.0%
20	0.0554	0.0%	0.0%	0.0%
Total		100.0%	100.0%	100.0%



a.) รูปร่างการสั่นไหวในทิศทางตามแนวยาว



b.) รูปร่างการสั่นไหวในทิศทางตามแนวขวาง



c.) รูปร่างการสั่นไหวจากการหมุน

รูปที่ 4.2 ตัวอย่างรูปร่างการสั่นไหวในแต่ละโหมด (Mode shape) ทั้งสามรูปแบบ

4.2 โครงสร้างสะพานที่ติดตั้งแผ่นยางรองคานสะพาน (Elastomeric bearing)

4.2.1 ค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน

การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างสะพานแบบโหมด ทำให้ทราบถึงรูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้างและค่าคาบการสั่นธรรมชาติ หากพิจารณารูปร่างการสั่นไหวเฉพาะการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสะพานในทิศทางตามแนวยาวจะพบว่าเมื่อเพิ่มความหนาของแผ่นยางรองคานสะพาน จะทำให้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติโดยรวมของโครงสร้างมีค่าเปลี่ยนแปลง ซึ่งสามารถแสดงให้เห็นดังตารางที่ 4.2 โดยการเพิ่มขึ้นจากกรณีของแผ่นยางหนา 10 mm เปลี่ยนเป็น 20 mm, 20 mm เป็น 100 mm และกรณีสุดท้าย 100 mm เป็น 200 mm คิดเป็นร้อยละ 9.48, 61.45 และ 35.96 ตามลำดับ การเปลี่ยนแปลงดังกล่าวเป็นผลมาจากค่าสติเฟเนสของแผ่นยางที่ลดน้อยลงจากผลของการเพิ่มความหนาของแผ่นยาง จึงทำให้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติมีค่าสูงมากขึ้น

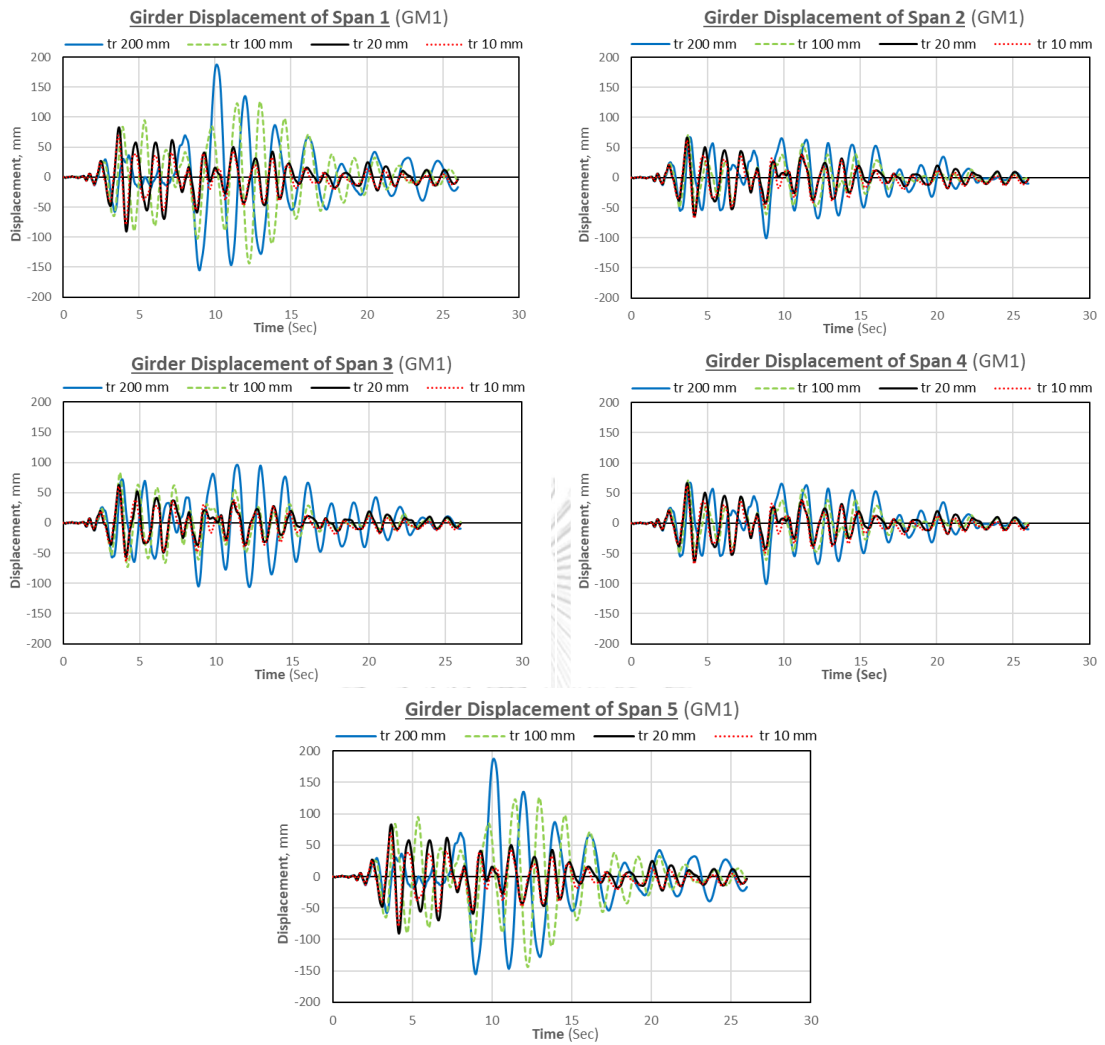
ตารางที่ 4.2 การเปรียบเทียบค่าคาบการสั่นธรรมชาติต่อการเลือกใช้ความหนาของแผ่นยางรองคานสะพาน

ความหนาของแผ่นยาง (mm)	ค่าคาบการสั่นธรรมชาติ (sec)
10	0.8435
20	0.9235
100	1.4910
200	2.0272

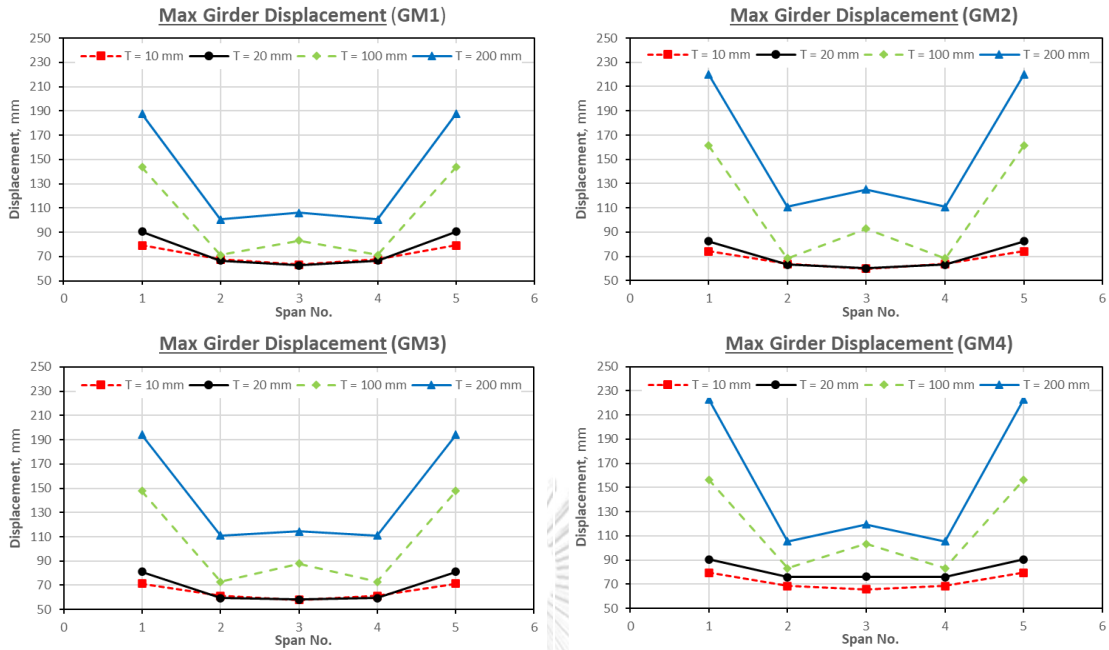
4.2.2 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น

ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น (Girder displacement) จะพิจารณาจากตำแหน่งปลายด้านขวาของคานที่อยู่ตรงกลางของช่วงสะพานแต่ละช่วง โดยจะยกตัวอย่างผลการตอบสนองดังกล่าวมาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM1 ดังรูปที่ 4.3 ซึ่งบริเวณช่วงปลายทั้งสองข้างของสะพานจะมีค่าที่สูงกว่าช่วงสะพานด้านใน เนื่องจากตอม่อริมที่ถูกจำลองด้วยจตุรรองรับแบบ Roller ทำให้คานรองรับแผ่นพื้นบริเวณดังกล่าวสามารถเคลื่อนที่ได้มาก สำหรับระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.4 และ รูปที่ 4.5 ตามลำดับ

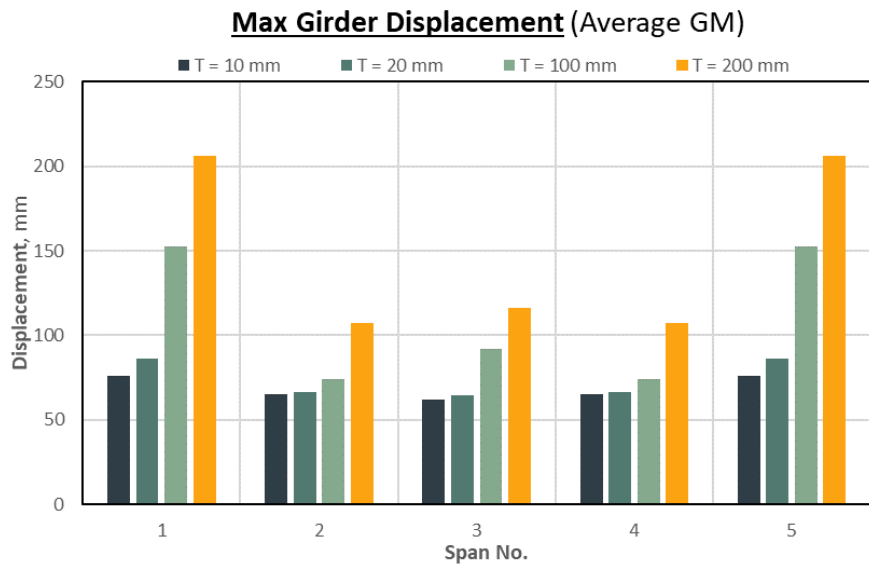
ผลการศึกษาพบว่าผลของการเลือกใช้ความหนาของแผ่นยางในชิ้นส่วน Elastomeric bearing ที่มีความหนามากขึ้น ส่งผลให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นมีแนวโน้มที่สูงขึ้น จากผลการเลือกใช้ความหนาของแผ่นยางหนา 10 และ 200 มิลลิเมตร หากพิจารณาบริเวณช่วงสะพานที่ 1 (ช่วงริม) จะมีระยะเวลาเคลื่อนตัวโดยเฉลี่ยสูงสุด มีค่า 76 และ 206 มิลลิเมตร ตามลำดับ ซึ่งมีค่าสูงขึ้น 171% และหากพิจารณาช่วงสะพานที่ 3 (ช่วงกลาง) จะมีระยะเวลาเคลื่อนตัวโดยเฉลี่ยสูงสุด มีค่า 61 และ 116 มิลลิเมตร ตามลำดับ ซึ่งมีค่าสูงขึ้น 88%



รูปที่ 4.3 ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1



รูปที่ 4.4 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นในแต่ละคานแผ่นดินไหว

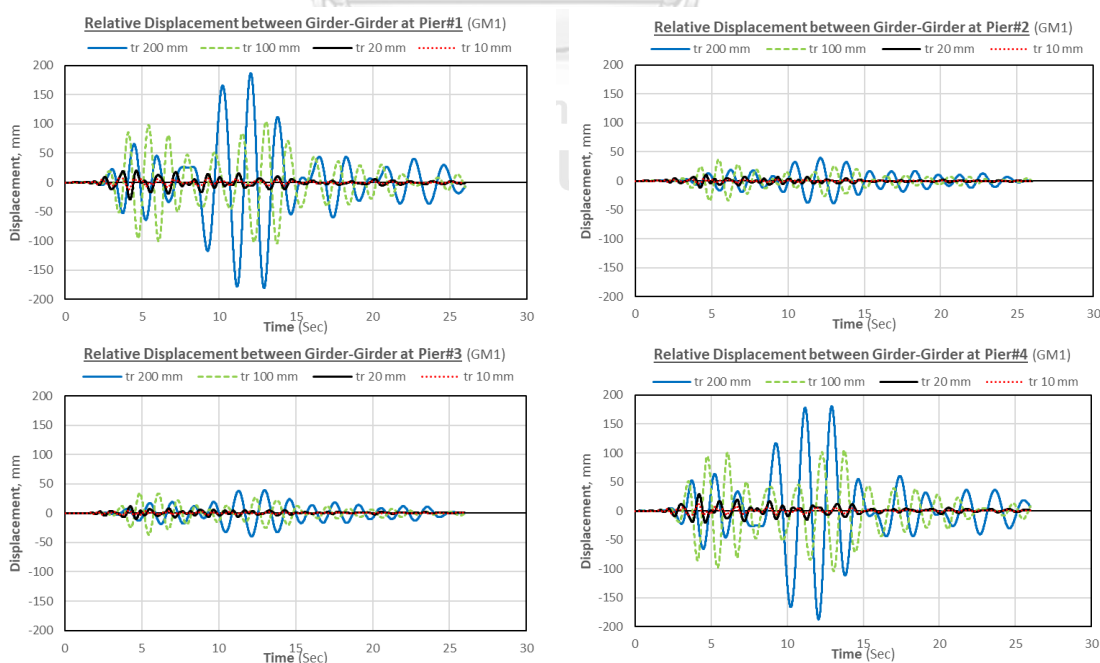


รูปที่ 4.5 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นโดยเฉลี่ยจากคานแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

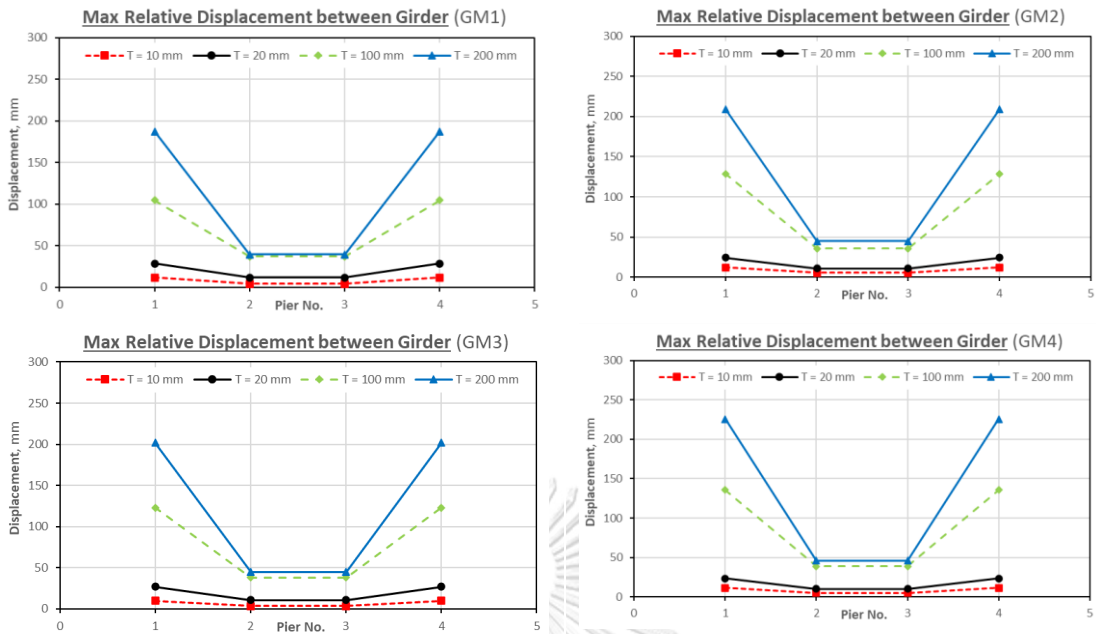
4.2.3 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน

ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน (Relative displacement) จะพิจารณาจากความแตกต่างระหว่างระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานด้านซ้ายกับด้านขวา ณ ตำแหน่งเสาตอม่อต่าง ๆ โดยจะพิจารณาจุดอ้างอิงที่ตรวจวัดจากคานสะพานบริเวณตรงกลางในช่วงสะพานนั้น ๆ โดยจะยกตัวอย่างผลการตอบสนองดังกล่าวมาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM1 ดังรูปที่ 4.6 สำหรับระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของค่าดังกล่าวในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้นจะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.7 และรูปที่ 4.8 ตามลำดับ

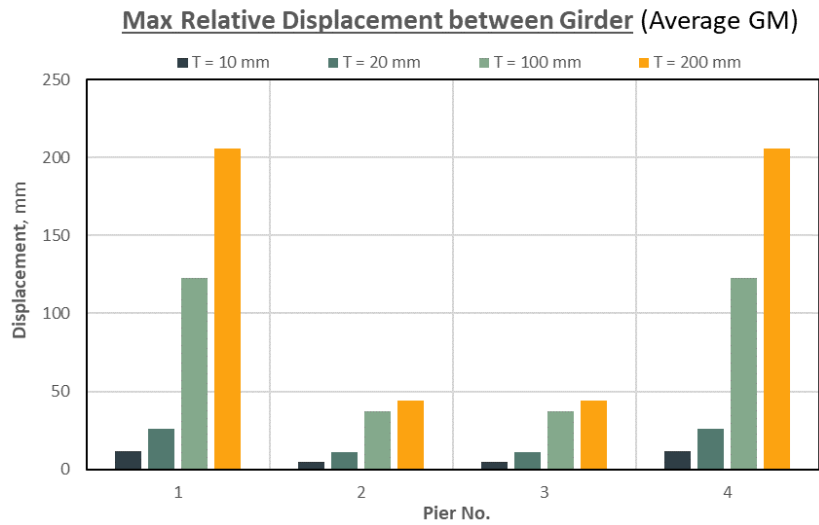
ผลการศึกษาพบว่า บริเวณช่วงปลายทั้งสองข้างของสะพาน ณ ตำแหน่งเสาตอม่อที่ 1 และ 4 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพานจะมีค่าสูงกว่าช่วงสะพานด้านในเป็นผลสืบเนื่องจากการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นบริเวณช่วงริมของโครงสร้างสะพานสามารถเคลื่อนที่ได้มากเนื่องจากตอม่อริมที่ถูกจำลองด้วยจุดรองรับแบบ Roller และจากผลของการเลือกใช้ความหนาของแผ่นยางในชิ้นส่วน Elastomeric bearing ที่มีความหนามากขึ้นส่งผลให้ระยะดังกล่าวมีแนวโน้มที่สูงขึ้นเช่นเดียวกัน จากการเลือกใช้ความหนาของแผ่นยางหนา 10 และ 200 มิลลิเมตร หากพิจารณาบริเวณเสาตอม่อที่ 1 (ช่วงริม) จะมีระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานระหว่างช่วงสะพานโดยเฉลี่ยสูงสุด มีค่า 11 และ 206 มิลลิเมตร ตามลำดับ ซึ่งมีค่าสูงขึ้น 1703% และหากพิจารณาเสาตอม่อที่ 2 (ช่วงกลาง) จะมีระยะเวลาเคลื่อนตัวดังกล่าวโดยเฉลี่ยสูงสุด มีค่า 5 และ 44 มิลลิเมตร ตามลำดับ ซึ่งมีค่าสูงขึ้น 839%



รูปที่ 4.6 ระยะเวลาเคลื่อนตัวคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1



รูปที่ 4.7 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานระหว่างช่วงสะพาน ในแต่ละคี่นแผ่นดินไหว



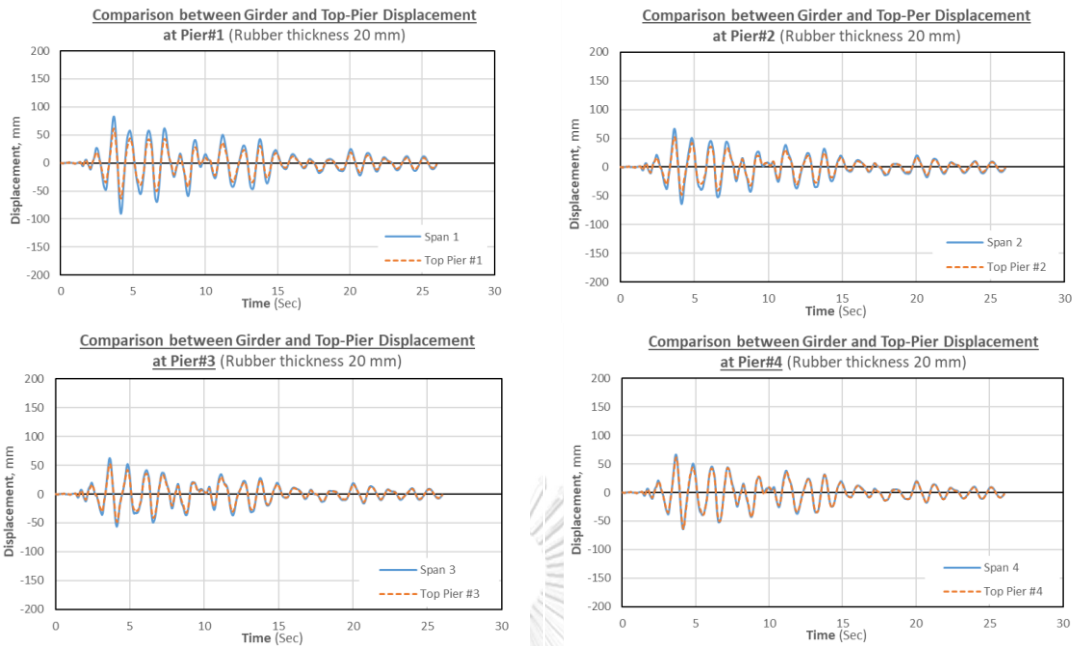
รูปที่ 4.8 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานระหว่างช่วงสะพาน โดยเฉลี่ยจากคี่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

4.2.4 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาดอม่อ

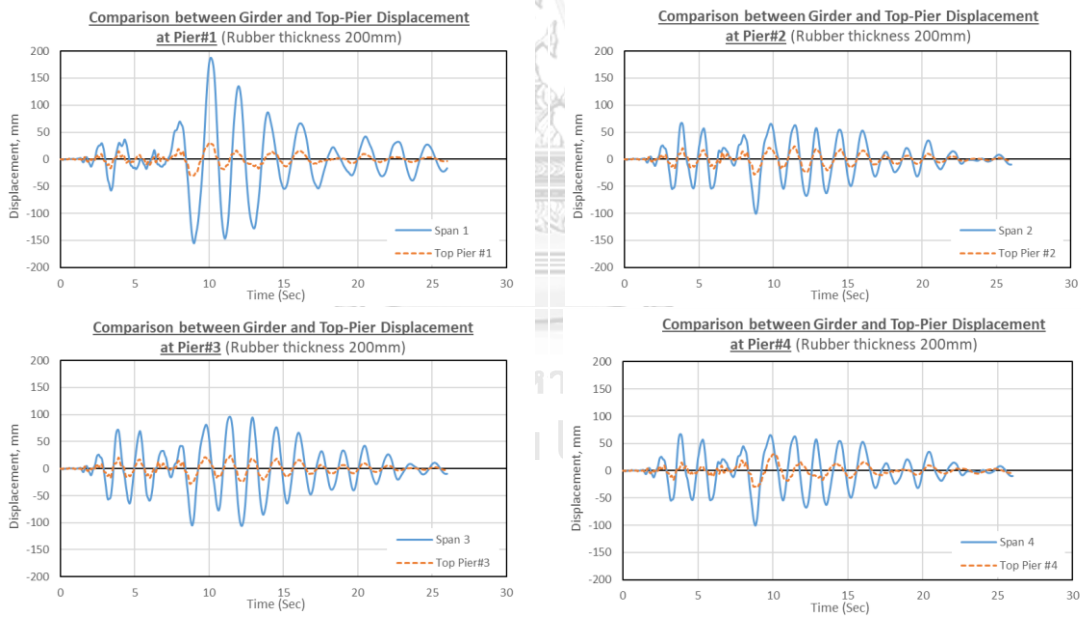
ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาดอม่อ (Top-Pier Displacement) จะพิจารณาระยะการเคลื่อนตัว ณ ตำแหน่งบนสุดของเสาดอม่อจากทั้งสี่ตำแหน่ง โดยจะยกตัวอย่างผลการตอบสนองดังกล่าวมาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM1 ดังรูปที่ 4.9 โดยรูปดังกล่าวยังแสดงให้เห็นถึงการเปรียบเทียบระหว่างระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานด้านซ้ายของเสาดอม่อกับการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาดอม่ออีกด้วย สำหรับระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของค่าดังกล่าวในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสี่ จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.10 และรูปที่ 4.11 ตามลำดับ

ผลการศึกษาพบว่า บริเวณช่วงปลายทั้งสองข้างของสะพาน ณ ตำแหน่งเสาดอม่อที่ 1 และ 4 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาดอม่อจะมีค่าสูงกว่าเสาดอม่อช่วงสะพานด้านในเป็นผลสืบเนื่องจากการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นบริเวณช่วงริมของโครงสร้างสะพานสามารถเคลื่อนที่ได้มาก เนื่องจากดอม่อริมที่ถูกจำลองด้วยจตุรรองรับแบบ Roller และหากพิจารณาความแตกต่างระหว่างระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานด้านซ้ายของเสาดอม่อกับการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาดอม่อจะพบว่า ในช่วงริมของโครงสร้างสะพานจะมีความแตกต่างของระยะดังกล่าวสูงมากกว่าด้านใน และหากพิจารณาความแตกต่างของทั้งสองค่า จากการเลือกใช้ความหนาของแผ่นยางหนา 200 มิลลิเมตร จะเห็นความแตกต่างที่ชัดเจนมากยิ่งขึ้น เนื่องจากความหนาดังกล่าวทำให้โครงสร้างสะพานมีระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานที่สูง ซึ่งผลของความแตกต่างจากระยะดังกล่าวสะท้อนให้เห็นถึงผลการตอบสนองของแผ่นยางรองรับแผ่นพื้น (Bearing) ณ ตำแหน่งพิจารณาเดียวกันกับที่ได้กล่าวไป

ผลของการเลือกใช้ความหนาของแผ่นยางในชิ้นส่วน Elastomeric bearing ที่มีความหนามากขึ้นส่งผลให้ระยะดังกล่าวมีแนวโน้มที่ลดลง จากการเลือกใช้ความหนาของแผ่นยางหนา 10 และ 200 มิลลิเมตร หากพิจารณาบริเวณเสาดอม่อที่ 1 (ช่วงริม) จะมีระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาดอม่อโดยเฉลี่ยสูงสุด มีค่า 64 และ 36 มิลลิเมตร ตามลำดับ ซึ่งมีค่าลดลง 44% และหากพิจารณาเสาดอม่อที่ 2 (ช่วงกลาง) จะมีระยะเวลาเคลื่อนตัวดังกล่าวโดยเฉลี่ยสูงสุด มีค่า 57 และ 32 มิลลิเมตร ตามลำดับ ซึ่งมีค่าลดลง 44% เช่นเดียวกัน

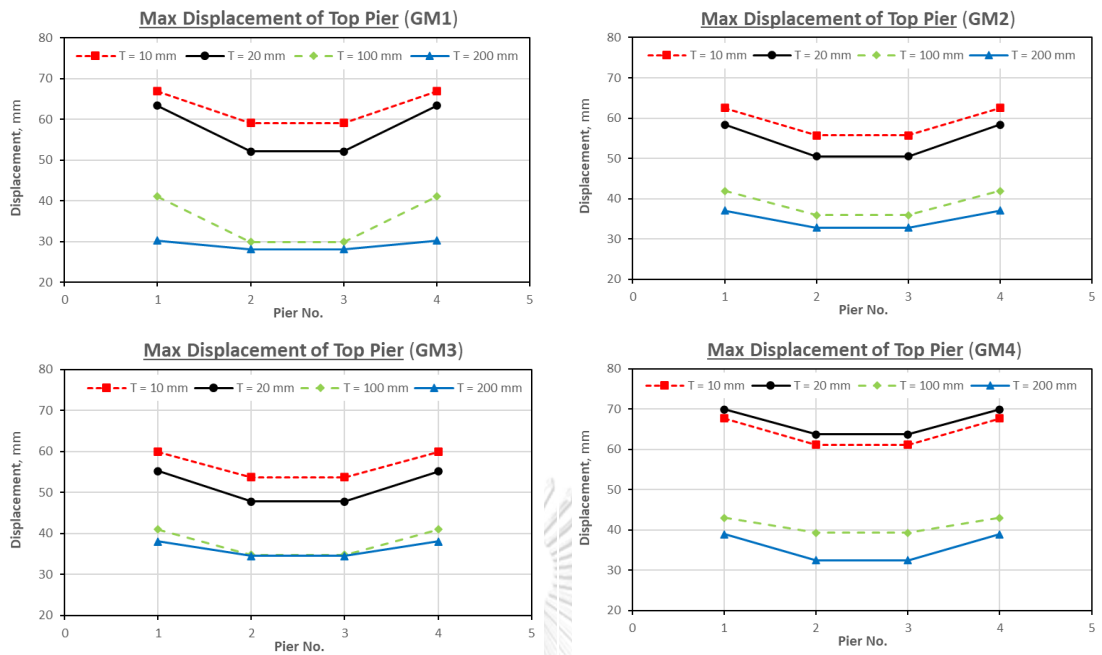


a.) กรณีเลือกใช้แผ่นยางหนา 20 mm

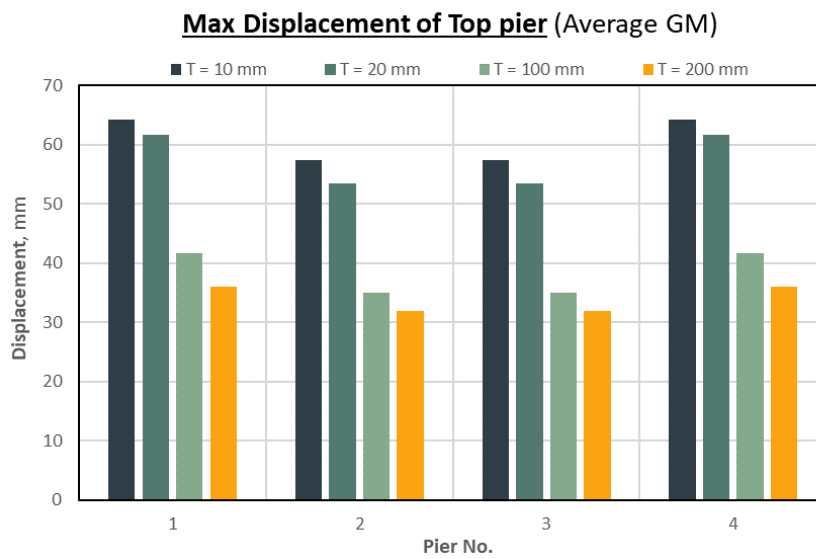


b.) กรณีเลือกใช้แผ่นยางหนา 200 mm

รูปที่ 4.9 ระยะการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1



รูปที่ 4.10 ระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว

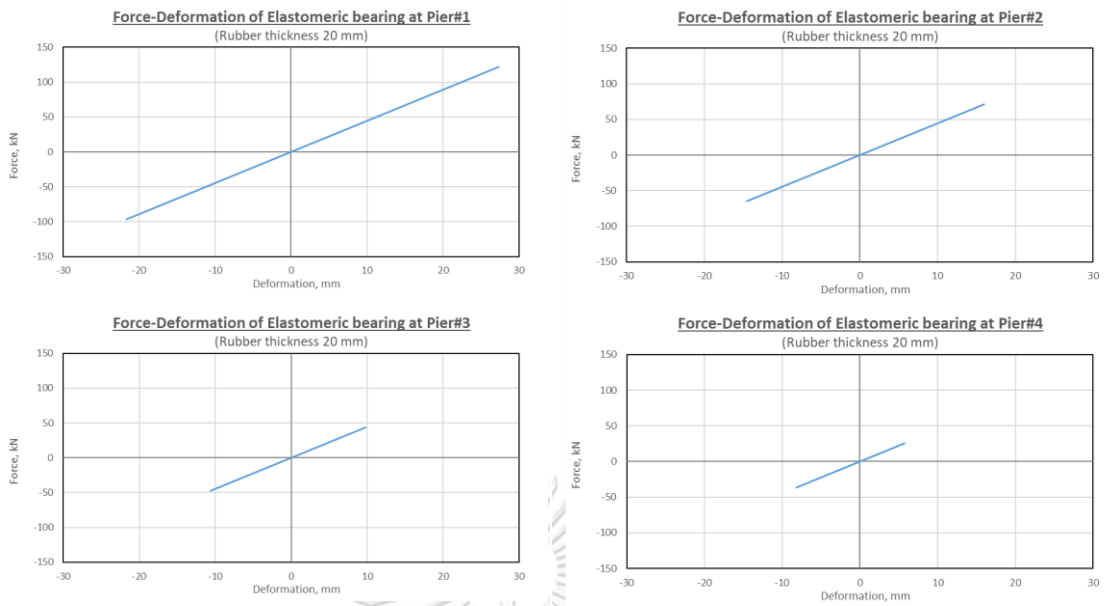


รูปที่ 4.11 ระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาตอม่อโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

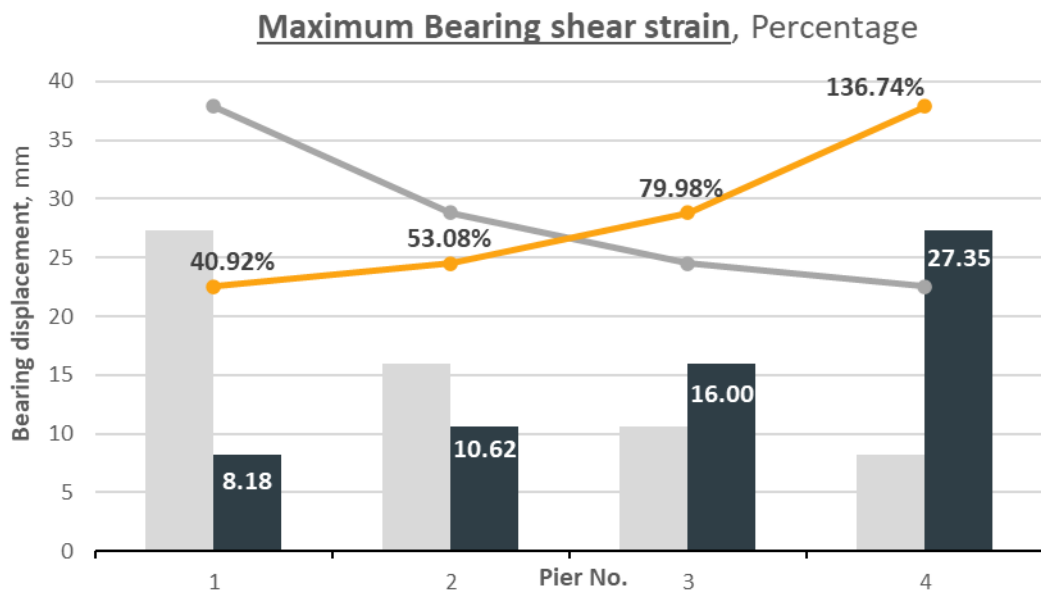
4.2.5 ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพาน

ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพาน (Elastomeric bearing) จะพิจารณาตำแหน่งของแผ่นยางตามตำแหน่งอ้างอิงเดียวกันกับการพิจารณาผลของการเปรียบเทียบระหว่างระยะการเคลื่อนตัวของคานด้านซ้ายของเสาดมอ่กับการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาดมอ่ ในหัวข้อที่ 4.1.4 ซึ่งจะพิจารณาตามเสาดมอ่จากทั้งสี่ตำแหน่ง และจะพิจารณาความเครียดเฉือนสูงสุดเนื่องจากแรงเฉือน (Maximum shear strain) โดยจะคำนวณจากผลหารของระยะการเคลื่อนตัวของแผ่นยางในแนวราบกับความหนาของแผ่นยางทั้งหมด (Chamindalal et al., 2004)

ผลการศึกษาพบว่า ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพาน จะมีระยะการเคลื่อนตัวที่มีค่าสูงสุดในบริเวณริมของโครงสร้างสะพาน เนื่องจากระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นด้านริมมีค่าสูงมาก ผลการตอบสนองของแผ่นยางเป็นผลทำให้เกิดความแตกต่างระหว่างระยะการเคลื่อนตัวของคานด้านซ้ายของเสาดมอ่กับการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาดมอ่ที่สูงอีกด้วย โดยจะยกตัวอย่างผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพานหนา 20 มิลลิเมตร ซึ่งพิจารณาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM1 ดังรูปที่ 4.12 โดยระยะการเคลื่อนตัวของแผ่นยางในแนวราบสูงสุดมีค่า 27 มิลลิเมตร ซึ่งอยู่บริเวณด้านริมสุดของโครงสร้างสะพาน และมีความเครียดเฉือนของแผ่นยางคิดเป็นร้อยละ 137 เมื่อพิจารณาจากความหนาของแผ่นยาง 20 มิลลิเมตร นอกจากนี้ยังสามารถพิจารณาแนวโน้มของค่าทั้งสองที่เกิดกับแผ่นยาง ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ได้จากรูปที่ 4.13



รูปที่ 4.12 ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพานหนา 20 mm (ฝั่งซ้าย) กรณี GM1



รูปที่ 4.13 ความเครียดเฉือนสูงสุดเนื่องจากแรงเฉือนของแผ่นยางรองคานสะพานหนา 20 mm กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1

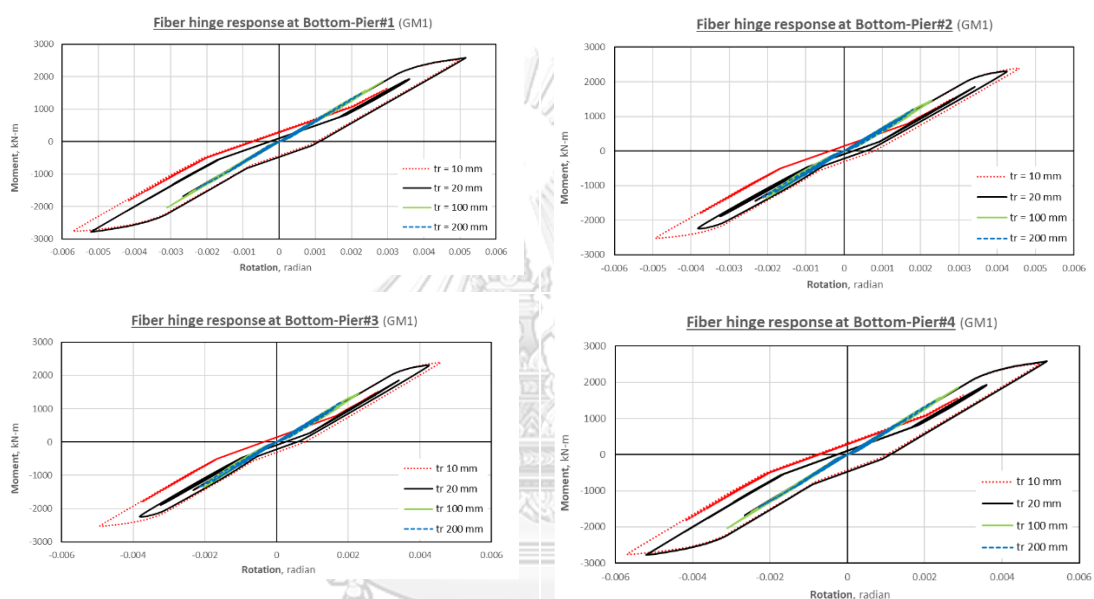
4.2.6 ผลการตอบสนองของเสาตอม่อ

ผลการตอบสนองของเสาตอม่อ จะพิจารณาถึงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นที่เกิดขึ้นบริเวณด้านล่างของเสาตอม่อทั้งสี่ตำแหน่ง โดยจะพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติก เพื่อทราบถึงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นที่เกิดขึ้นในลักษณะของฮิสเทอรีซิส (Hysteresis loop) และพิจารณาค่าการสลายพลังงาน (Energy dissipation) ที่เกิดขึ้นจากจุดหมุนพลาสติก เพื่อให้เห็นความแตกต่างและใช้ในการเปรียบเทียบระหว่างกรณีศึกษาที่พิจารณา ซึ่งหากพบว่าค่าการสลายพลังงานมีค่าสูงจะทราบถึงผลการตอบสนองที่เกิดจากพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นที่ส่งผลกระทบต่อความเสียหายของเสาตอม่อ สำหรับการคำนวณค่าการสลายพลังงานที่เกิดขึ้น จะคำนวณจากพื้นที่ใต้กราฟของความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุน โดยจะเลือกใช้วิธีประมาณการเชิงตัวเลขในการอินทิเกรตด้วย Trapezoidal rule ซึ่งเป็นวิธีการอินทิเกรตที่สะดวกในการนำมาใช้คำนวณหาพื้นที่ใต้กราฟ (วรารกร สิงหสุต, 2551)

ผลการศึกษาพบว่าบริเวณช่วงปลายทั้งสองข้างของสะพาน ณ ตำแหน่งเสาตอม่อที่ 1 และ 4 ผลการตอบสนองของเสาตอม่อจะมีค่าสูงกว่าช่วงสะพานด้านในและจากผลของการเลือกใช้ความหนาของแผ่นยางในชิ้นส่วน Elastomeric bearing ที่มีความหนามากขึ้น จะทำให้ผลการตอบสนองมีค่าลดน้อยลง เนื่องจากการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อลดลง หากพิจารณากรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1 การเลือกใช้ความหนาของแผ่นยาง 10 มิลลิเมตร จะพบว่าค่าการสลายพลังงานที่เกิดจากจุดหมุนพลาสติกมีค่า 7.68 kN-m ซึ่งเป็นค่าสูงสุด ซึ่งทำให้ทราบว่าผลการตอบสนองของเสาตอม่อในกรณีดังกล่าวมีค่าสูงสุด และหากพิจารณาขีดความสามารถของหน้าตัดจะพบว่าค่าจุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นของกรณีดังกล่าว มีค่าสูงเกินกว่าระดับ IO ซึ่งมีค่า 0.005 แต่ยังมีค่าไม่ถึงระดับ LS ซึ่งมีค่า 0.0112 โดยอ้างอิงระดับทั้งสองจากมาตรฐาน ASCE41-13

ตารางที่ 4.3 ค่าม้มหมุนพลาสติก และ ค่าการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นจากจุดหมุนพลาสติก ณ ฐานเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1

Rubber Thickness (mm)	Plastic Rotation (Radian)		Energy Dissipated (kN-m)	
	Pier 1	Pier 2	Pier 1	Pier 2
10 mm	0.0057	0.0049	7.68	4.83
20 mm	0.0052	0.0043	5.92	2.43
100 mm	0.0031	0.0023	Not Yield	Not Yield
200 mm	0.0023	0.0022	Not Yield	Not Yield

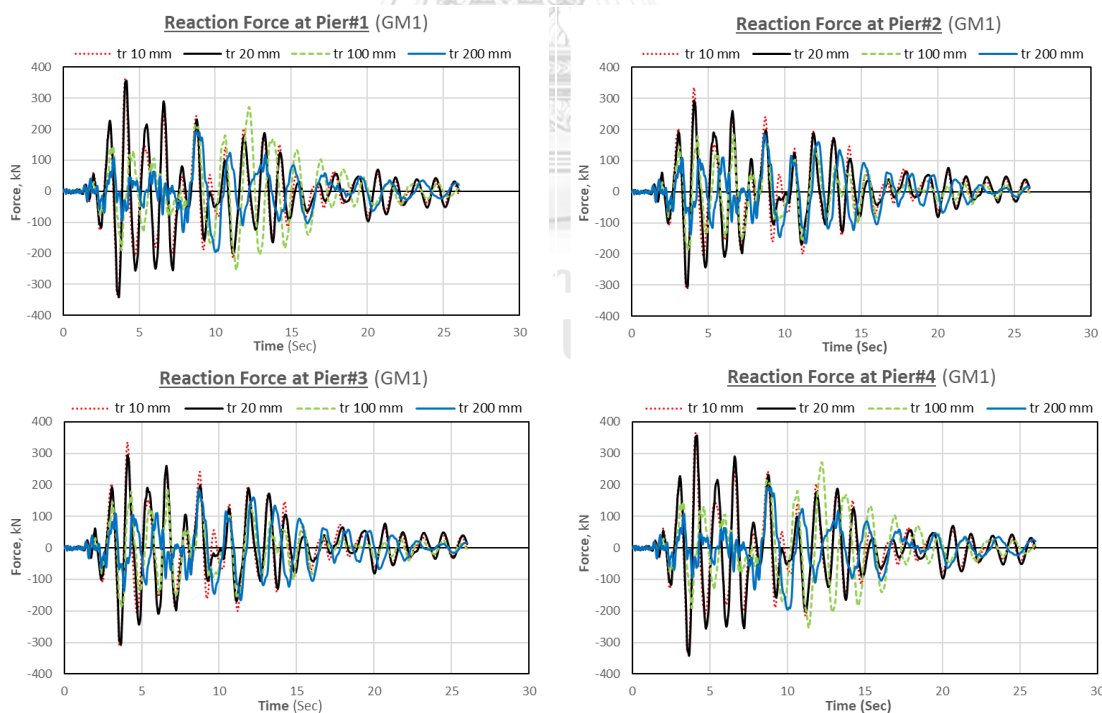


รูปที่ 4.14 ผลการตอบสนองของจุดหมุนพลาสติก บริเวณด้านล่างของเสาตอม่อ

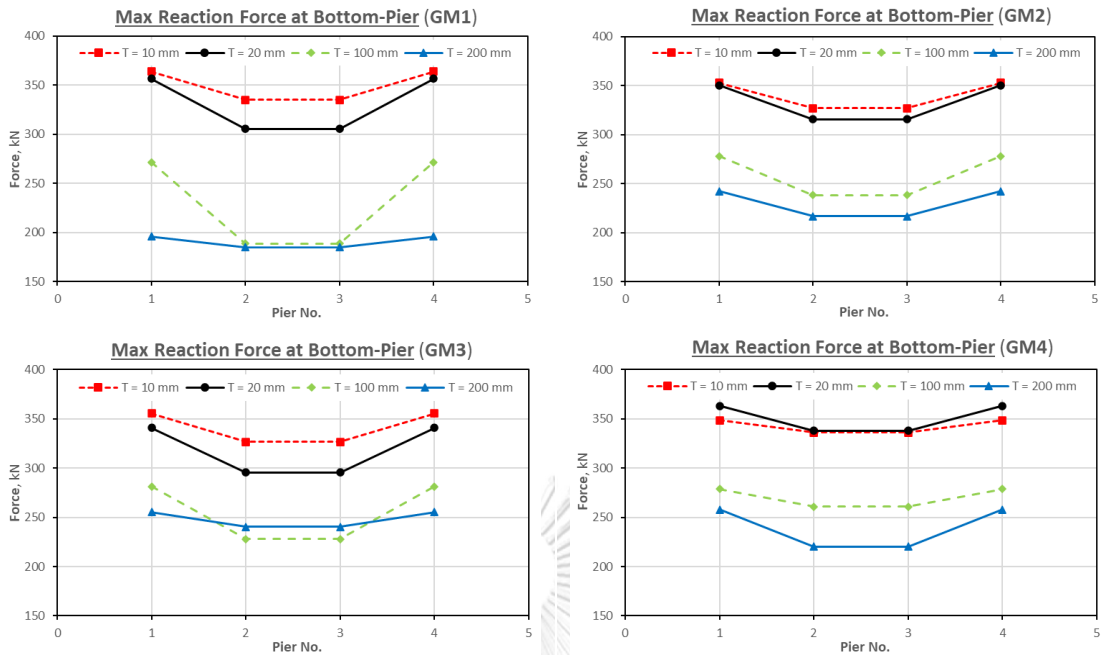
4.2.7 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ

แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ (Reaction force) จะพิจารณาจากแรงกระทำที่ฐานของเสาตอม่อทั้งสองตำแหน่ง โดยจะยกตัวอย่างผลการตอบสนองดังกล่าวมาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM1 ดังรูปที่ 4.15 สำหรับแรงปฏิกิริยาสูงสุดของค่าดังกล่าวในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสอง จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.16 และรูปที่ 4.17 ตามลำดับ

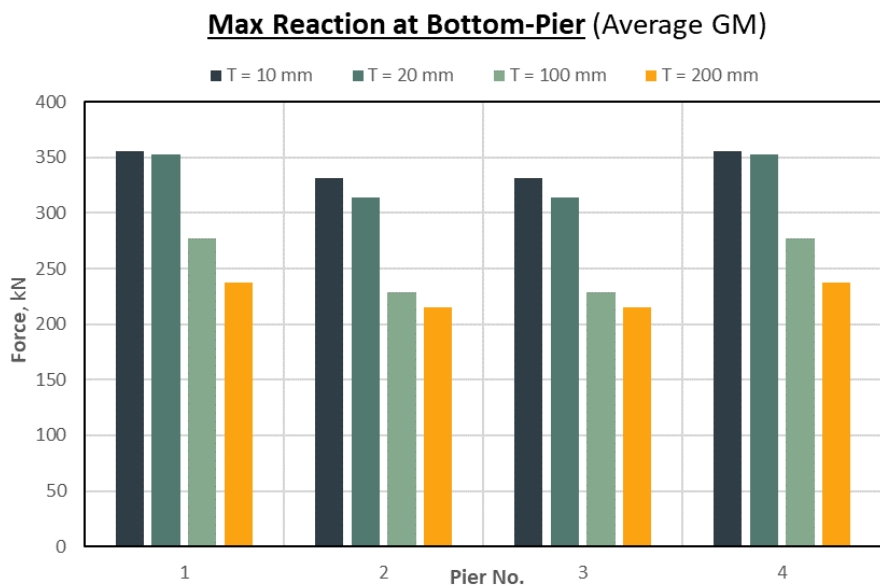
ผลการศึกษาพบว่า ผลการตอบสนองของเสาตอม่อส่งผลให้แรงปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นบริเวณฐานของเสา มีความสอดคล้องกัน โดยบริเวณช่วงปลายทั้งสองข้างของสะพาน ณ ตำแหน่งเสาตอม่อที่ 1 และ 4 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ จะมีค่าสูงกว่าช่วงสะพานด้านใน และจากผลของการเลือกใช้ความหนาของแผ่นยางในชั้นส่วน Elastomeric bearing ที่มีความหนามากขึ้นส่งผลให้แรงปฏิกิริยาดังกล่าว มีแนวโน้มที่ลดลง จากการเลือกใช้ความหนาของแผ่นยางหนา 10 และ 200 มิลลิเมตร หากพิจารณาบริเวณเสาตอม่อที่ 1 (ช่วงริม) จะมีแรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อโดยเฉลี่ยสูงสุด มีค่า 355.22 และ 237.86 กิโลนิวตัน ตามลำดับ ซึ่งมีค่าลดลง 33% และหากพิจารณาเสาตอม่อที่ 2 (ช่วงกลาง) จะมีแรงปฏิกิริยาโดยเฉลี่ยสูงสุด มีค่า 331.14 และ 215.53 กิโลนิวตัน ตามลำดับ ซึ่งมีค่าลดลง 35%



รูปที่ 4.15 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1



รูปที่ 4.16 แรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว



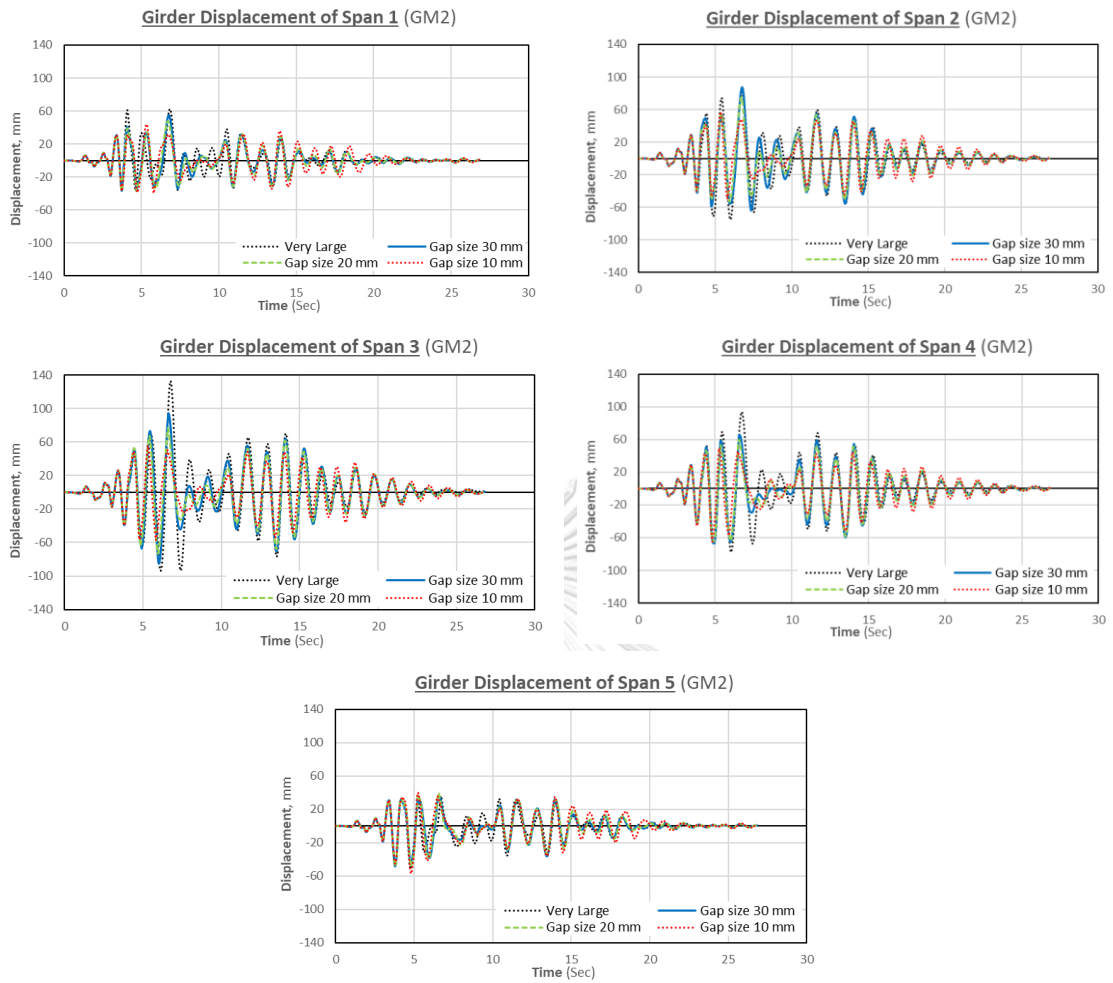
รูปที่ 4.17 แรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

4.3 โครงสร้างสะพานที่พิจารณาการชนกันของชิ้นส่วนโครงสร้างด้วยการติดตั้งอิลิเมนต์ช่องว่าง (Gap element)

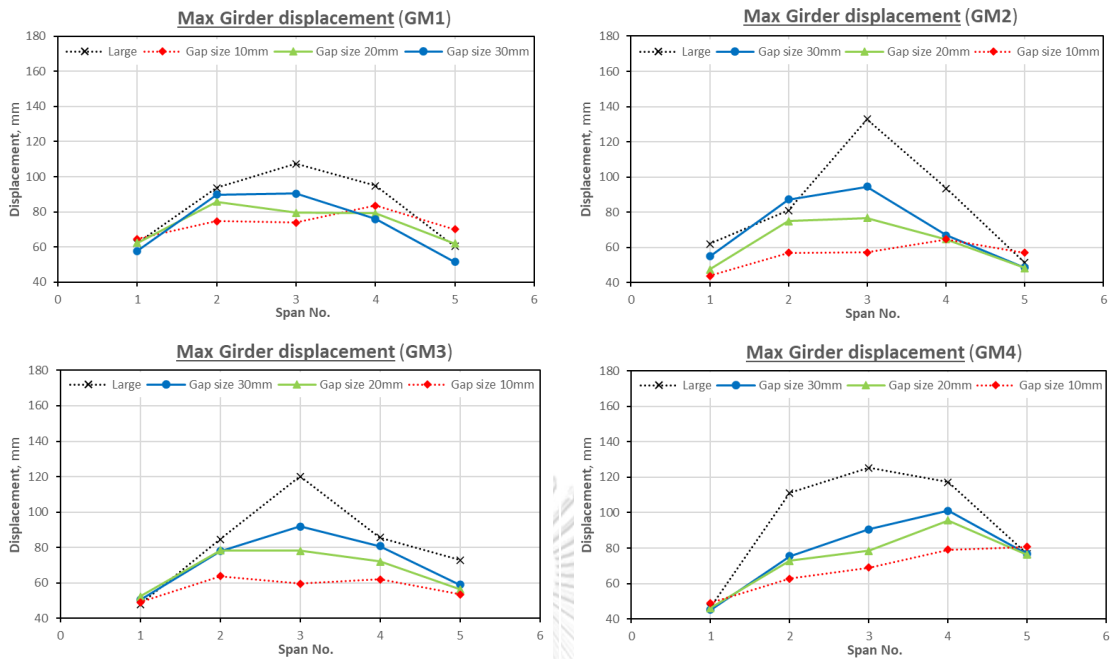
โครงสร้างสะพานที่พิจารณาการชนกันของชิ้นส่วนโครงสร้างด้วยการติดตั้ง Gap element จะพิจารณาจำลองโครงสร้างโดยเพิ่มอิลิเมนต์ของช่องว่างเข้าไประหว่างชิ้นส่วนคานรองรับแผ่นพื้นซึ่งจะเชื่อมต่อกันระหว่างช่วงสะพานด้านซ้ายไปยังด้านขวา อิลิเมนต์ดังกล่าวจะทำให้ระยะช่องว่างถูกกำหนดเข้าไปเพิ่ม และทำให้ผลการตอบสนองที่เกิดขึ้นมีความแตกต่างไปจากเดิม นอกจากนี้ยังมีการเปลี่ยนแปลงแบบจำลองของตอม่อริมแบบ Roller abutment ซึ่งเป็นการจำลองโดยการเลือกใช้ที่รองรับแบบล้อเลื่อน (Roller support) เปลี่ยนเป็นแบบ Simplified abutment ซึ่งแบบจำลองดังกล่าวมีการพิจารณาถึงผลของแรงดันดินด้านข้าง โดยผลดังกล่าวทำให้เกิดการต้านไม่ให้ช่วงสะพานด้านริมของโครงสร้างสะพานเคลื่อนตัวได้อย่างอิสระและทำให้เห็นถึงผลของการชนกันที่เกิดขึ้นในช่วงสะพานด้านริมมีผลลัพธ์ที่เหมาะสมมากยิ่งขึ้น

4.3.1 ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น

ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น (Girder displacement) จะพิจารณาจากตำแหน่งปลายด้านขวาของคานที่อยู่ตรงกลางของช่วงสะพานแต่ละช่วง ผลการศึกษาพบว่าผลของการติดตั้ง Gap element ทำให้ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นมีการเปลี่ยนแปลงไปจากเดิม โดยภาพรวมจะเห็นถึงการลดลงของระยะดังกล่าวเนื่องจากระยะช่องว่างถูกจำกัดจากเดิมที่มีระยะกว้างมากเป็นผลให้ระยะการเคลื่อนตัวไม่สามารถเคลื่อนที่ได้มากกว่าเดิม ซึ่งจะเห็นได้ชัดเจนในช่วงริม และช่วงที่สามของโครงสร้างสะพาน แต่ในบางช่วงสะพานก็ทำให้มีระยะการเคลื่อนตัวที่มากขึ้นเป็นผลมาจากการกระแทกที่เกิดขึ้นเช่นในช่วงที่สองของโครงสร้าง โดยจะยกตัวอย่างผลการตอบสนองดังกล่าวมาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM2 ดังรูปที่ 4.18 จากผลการเลือกใช้ระยะช่องว่างที่ลดลงจาก 30 เป็น 10 มิลลิเมตร หากพิจารณาระยะการเคลื่อนตัวโดยเฉลี่ยสูงสุดจากทั้งสี่คลื่นแผ่นดินไหว จะพบว่าระยะดังกล่าวมีแนวโน้มปรับตัวลดลง โดยมีการลดลงสูงสุดที่ช่วงที่สามของโครงสร้าง โดยมีค่าลดลงจาก 92 เป็น 65 มิลลิเมตร คิดเป็นร้อยละ 29 ในขณะที่ช่วงสะพานที่สี่เป็นช่วงสะพานเดียวที่มีค่าเพิ่มขึ้นจาก 59 เป็น 65 มิลลิเมตร คิดเป็นร้อยละ 11 สำหรับระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสี่ จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.19 และรูปที่ 4.20 ตามลำดับ

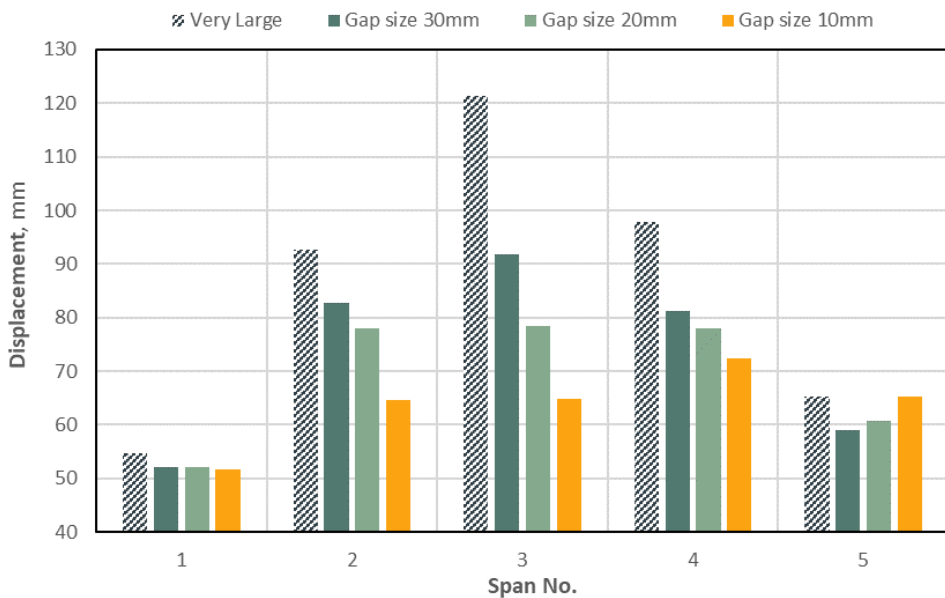


รูปที่ 4.18 ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM2



รูปที่ 4.19 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว

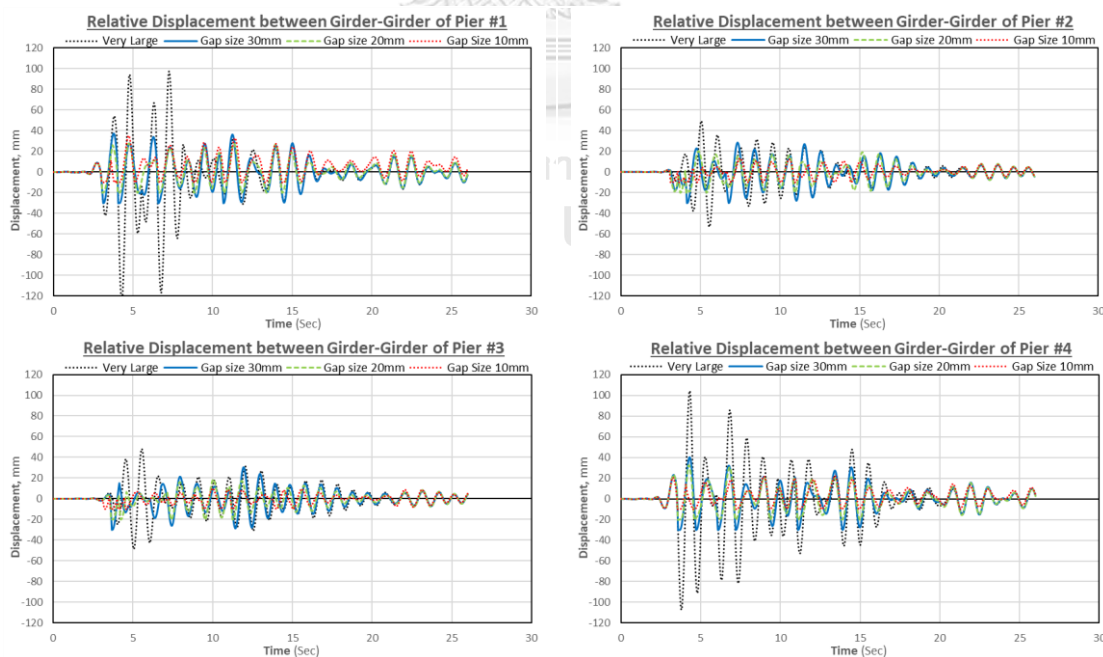
Max Girder Displacement (Average GM)



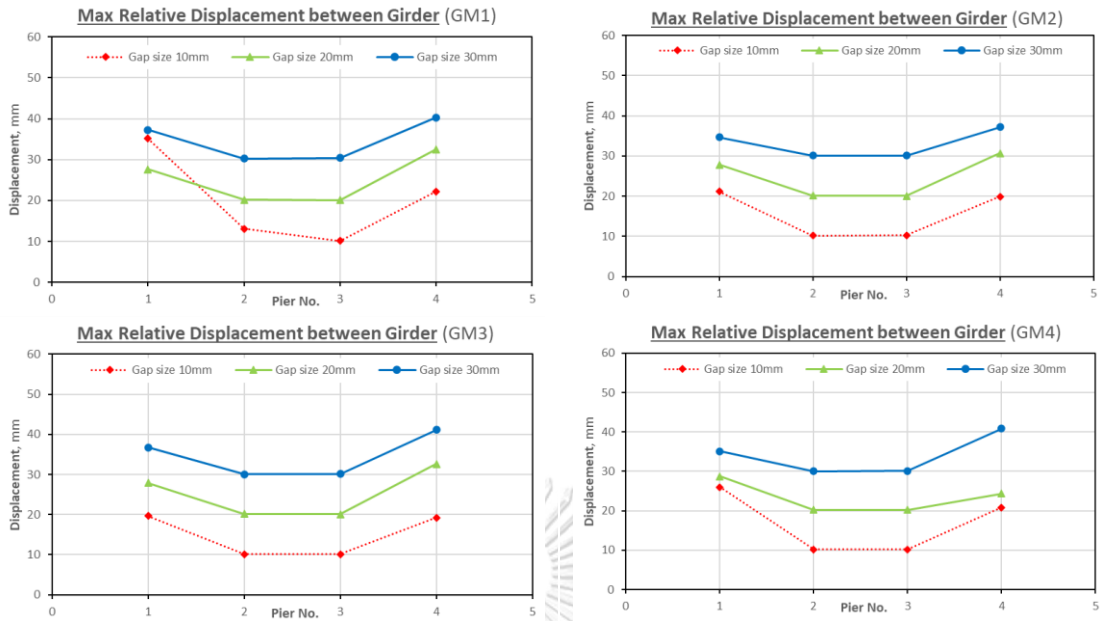
รูปที่ 4.20 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

4.3.2 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน

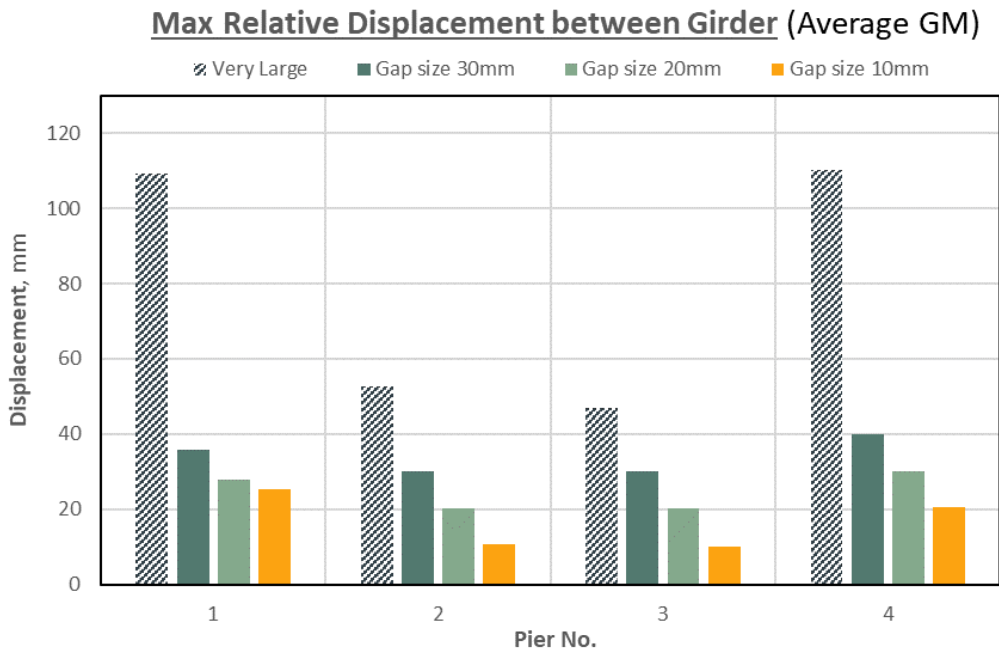
ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน (Relative displacement) จะพิจารณาจากความแตกต่างระหว่างระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานด้านขวากับด้านซ้าย ณ ตำแหน่งเสาตอม่อต่าง ๆ โดยจะพิจารณาจุดอ้างอิงที่ตรวจวัดจากคานสะพานบริเวณตรงกลางในช่วงสะพานนั้น ๆ ผลการศึกษาพบว่าผลของการติดตั้ง Gap element ทำให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพานมีการเปลี่ยนแปลงไปจากเดิม โดยภาพรวมจะเห็นถึงการลดลงของระยะดังกล่าว เนื่องจากระยะช่องว่างถูกจำกัดจากเดิมที่มีระยะกว้างมากเป็นผลให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวไม่สามารถเคลื่อนที่ได้มากกว่าเดิม ซึ่งจะเห็นได้ชัดเจนในบริเวณเสาตอม่อที่ 1 ซึ่งอยู่ริมสุดของโครงสร้างสะพาน โดยจะยกตัวอย่างผลการตอบสนองดังกล่าวมาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM2 ดังรูปที่ 4.21 จากผลการเลือกใช้ระยะช่องว่างที่ลดลงจาก 30 เป็น 10 มิลลิเมตร หากพิจารณาระยะเวลาเคลื่อนตัวระหว่างช่วงสะพานโดยเฉลี่ยสูงสุดจากทั้งสี่คลื่นแผ่นดินไหว จะพบว่าระยะดังกล่าวมีแนวโน้มปรับตัวลดลง โดยมีการลดลงสูงสุดที่เสาตอม่อที่ 3 ของโครงสร้าง โดยมีค่าลดลงจาก 30 เป็น 10 มิลลิเมตร คิดเป็นร้อยละ 66 สำหรับระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพานในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสี่ จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.22 และรูปที่ 4.23 ตามลำดับ



รูปที่ 4.21 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1



รูปที่ 4.22 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานระหว่างช่วงสะพาน ในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว

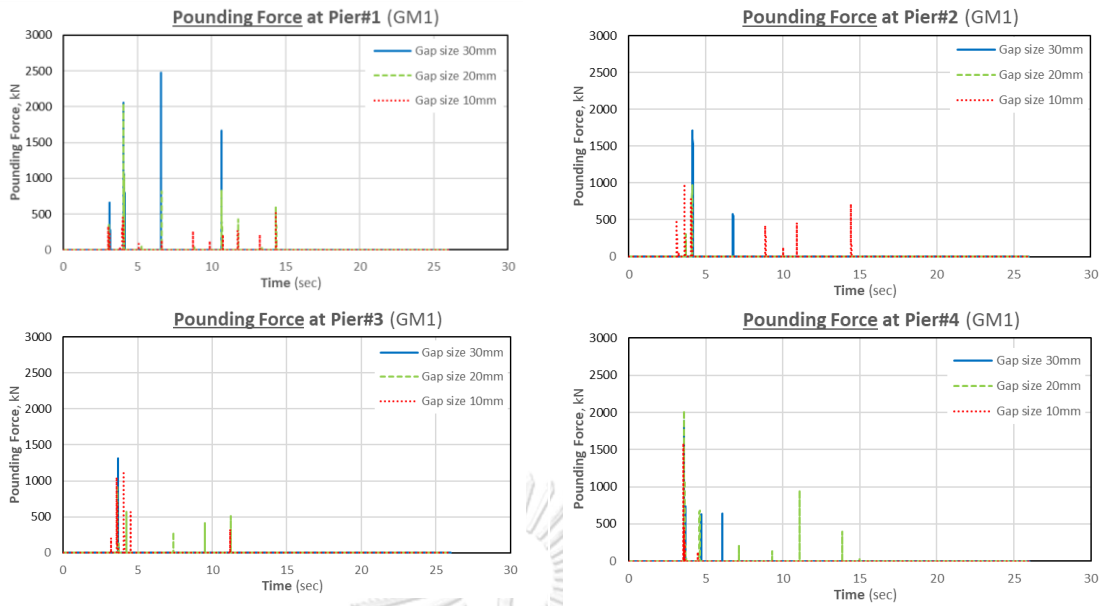


รูปที่ 4.23 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานระหว่างช่วงสะพาน โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

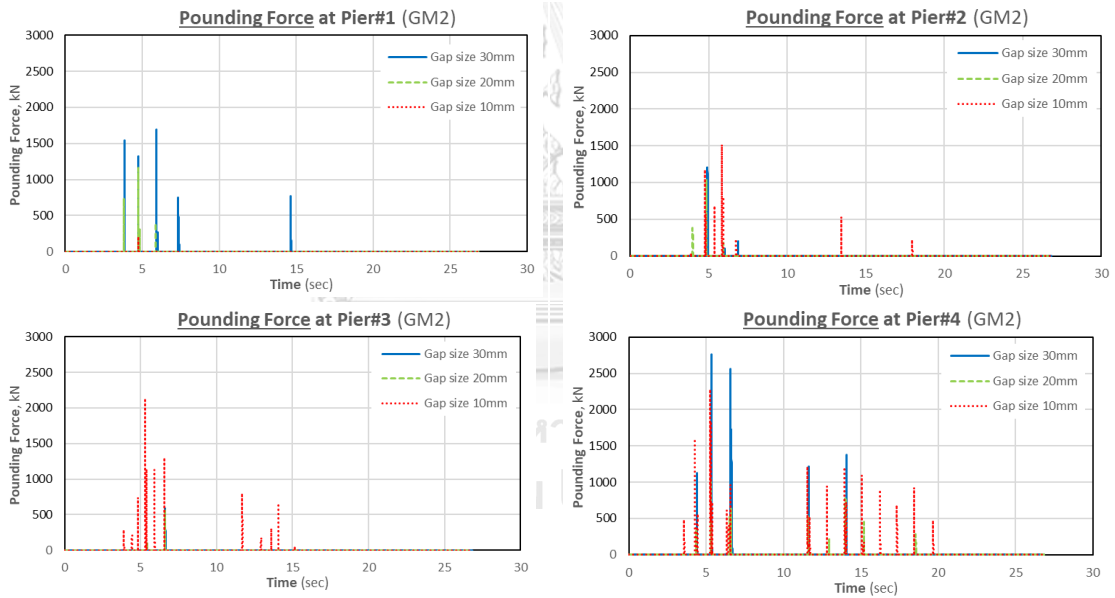
4.3.3 แรงกระแทกระหว่างคานรองรับแผ่นพื้น

โครงสร้างสะพานที่พิจารณาการชนกันของชิ้นส่วนโครงสร้างด้วยการติดตั้ง Gap element จากการเลือกใช้อิทธิเมนต์ดังกล่าวที่กำหนดระยะช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนคานรองรับแผ่นพื้นที่อยู่ติดกันในแต่ละช่วงสะพาน ยังทราบถึงแรงกระแทก (Pounding force) ซึ่งจะเกิดขึ้นก็ต่อเมื่อระยะ Relative displacement มีค่าน้อยกว่าระยะช่องว่างซึ่งแสดงให้เห็นว่าชิ้นส่วนของคานระหว่างช่วงสะพานเกิดการชนกัน เช่น มีค่าน้อยกว่า -10, -20 และ -30 มิลลิเมตร ตามระยะช่องว่างที่กำหนด

ผลการศึกษาพบว่า การเลือกใช้ระยะช่องว่างที่ 10 มิลลิเมตร จะมีโอกาสในการชนกันมากกว่ากรณีอื่น ๆ จากผลของระยะช่องว่างที่น้อย ทำให้มีโอกาสในการเกิดสูง ในขณะที่การเลือกใช้ระยะช่องว่างที่ 30 มิลลิเมตร จะมีโอกาสในการชนน้อยกว่า แต่กลับมีโอกาสเกิดแรงกระแทกที่มีค่าสูงสุดมากกว่ากรณีอื่น ๆ ซึ่งพิจารณาการเกิดการชนกันในแต่ละช่วงเวลาได้จากกรณีคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น ดังรูปที่ 4.24 และรูปที่ 4.25 สำหรับแรงกระแทกสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพานในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.26 นอกจากนี้การพิจารณาแรงกระแทกที่มาจากกรณีคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น จะพบว่า การเลือกใช้ระยะช่องว่าง 30 มิลลิเมตร จะมีแรงกระแทกสูงสุดเกิดขึ้นบริเวณเสาตอม่อริมสุดของโครงสร้าง โดยมีค่า 1,825.85 กิโลนิวตัน ซึ่งเกิดบริเวณเสาตอม่อที่ 4 และการเลือกใช้ระยะช่องว่าง 10 มิลลิเมตร จะมีแรงกระแทกสูงสุดเกิดขึ้นบริเวณเสาตอม่อช่วงกลางของโครงสร้าง โดยมีค่า 1,601.92 กิโลนิวตัน ซึ่งเกิดบริเวณเสาตอม่อที่ 4 โดยพิจารณาได้จากรูปที่ 4.27

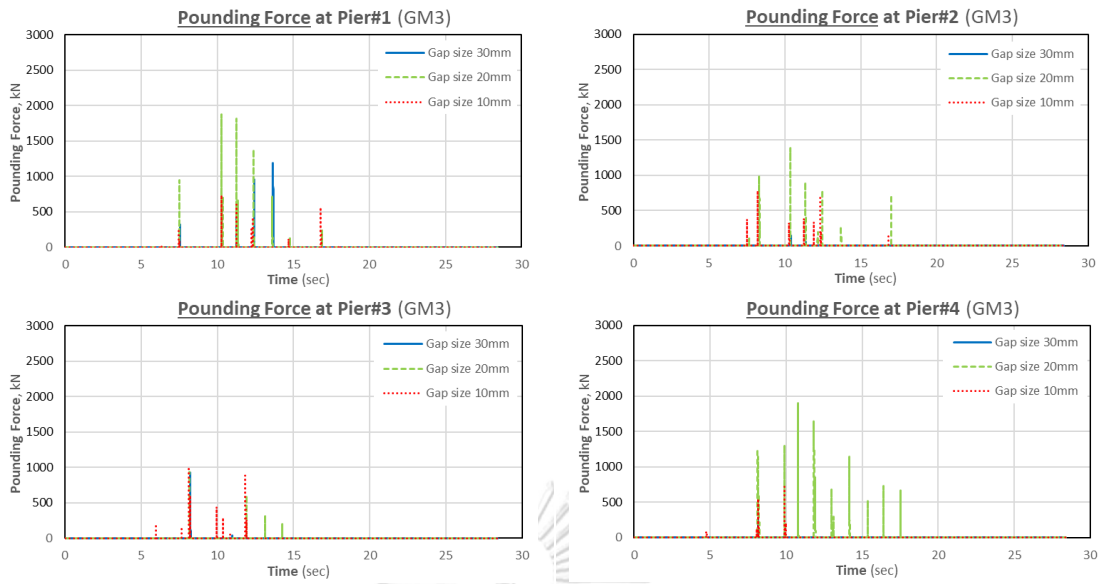


a.) กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1

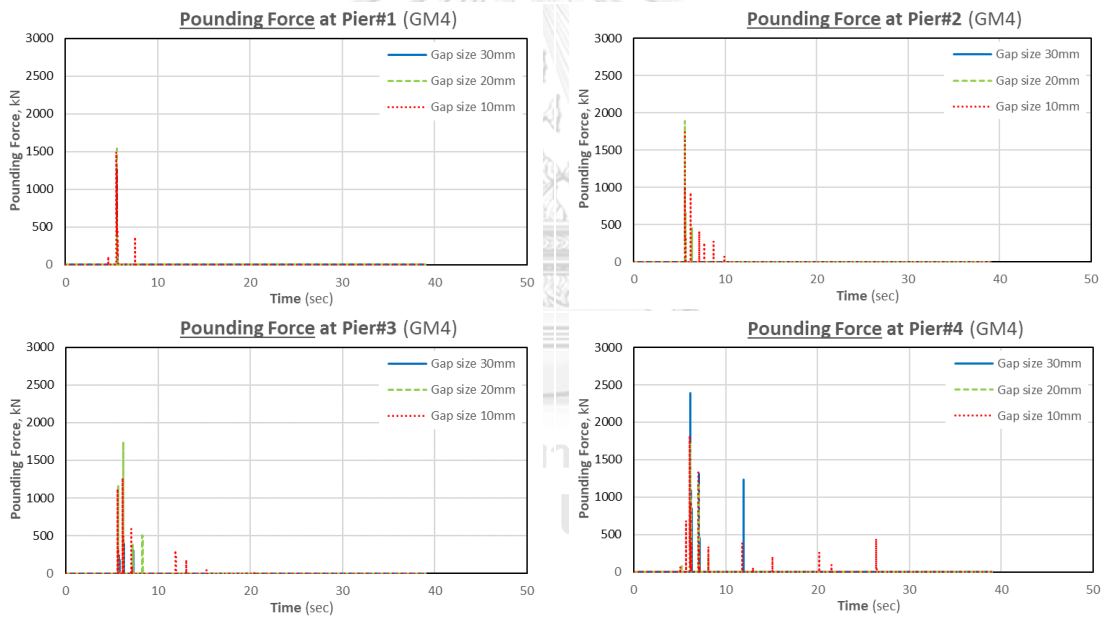


b.) กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM2

รูปที่ 4.24 แรงกระแทกกระหว่างคานรองรับแผ่นพื้น

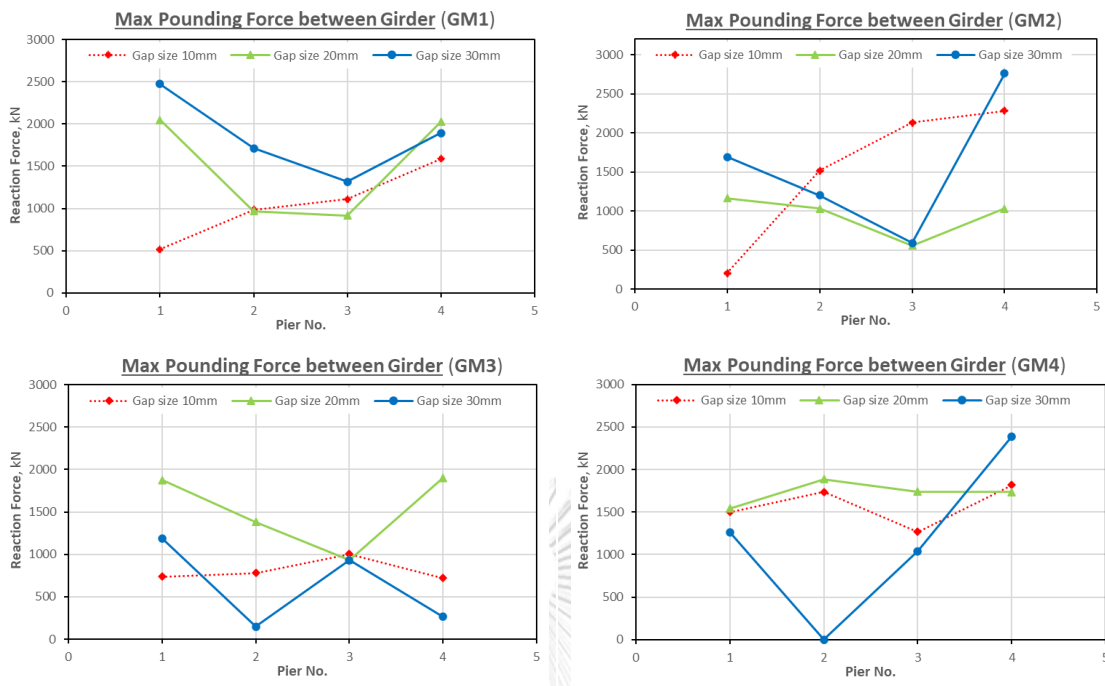


a.) กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM3



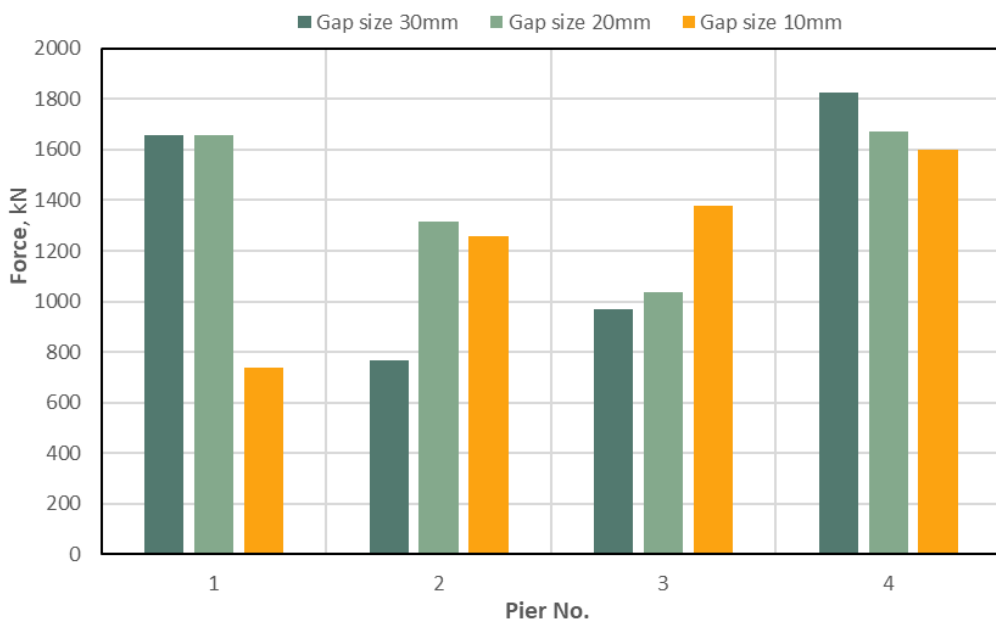
b.) กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM4

รูปที่ 4.25 แรงกระแทกระหว่างคานรองรับแผ่นพื้น



รูปที่ 4.26 แรงกระแทกสูงสุดระหว่างคานรองรับแผ่นพื้นในแต่ละคานพื้นดินไหว

Max Pounding Force between Girder (Average GM)

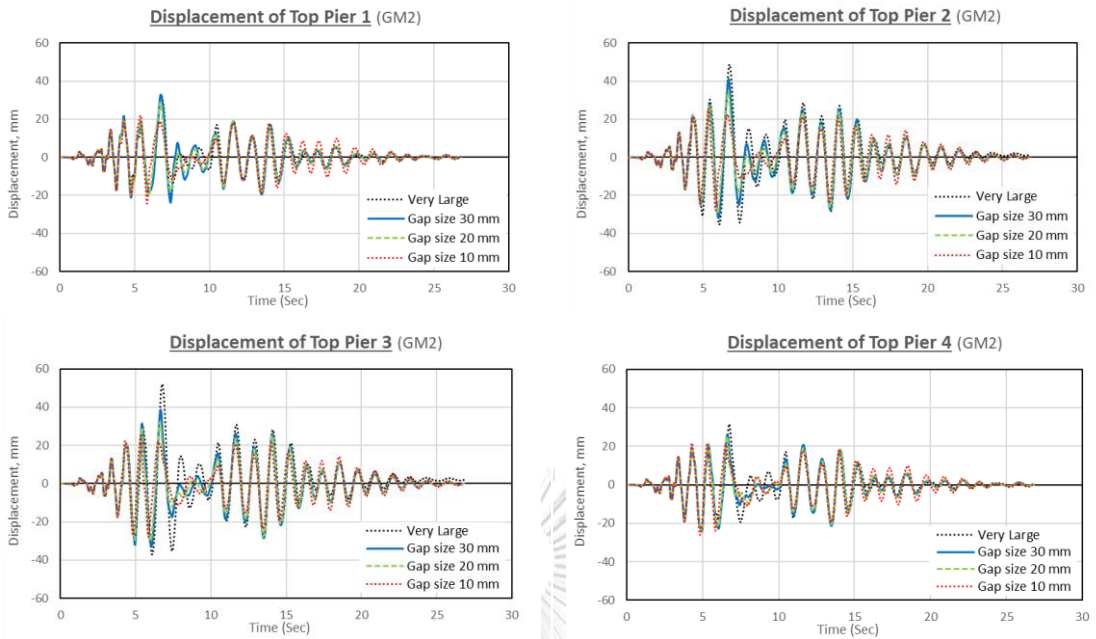


รูปที่ 4.27 แรงกระแทกสูงสุดระหว่างคานรองรับแผ่นพื้นโดยเฉลี่ยจากคานพื้นดินไหวทั้งสิ้น

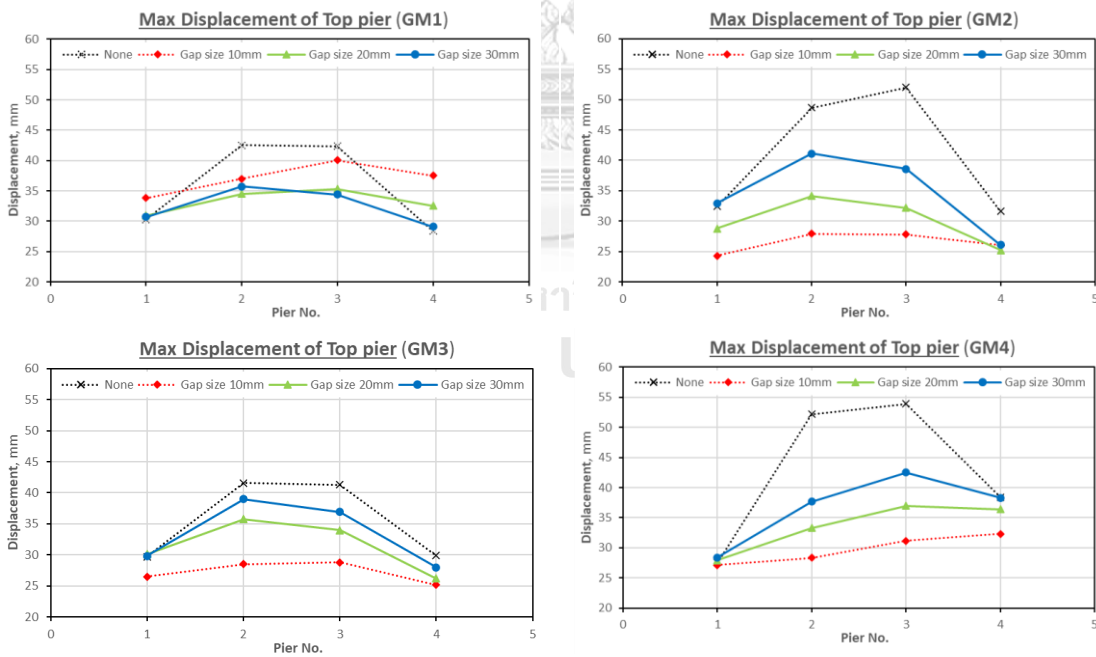
4.3.4 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาต่อม่อ

ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาต่อม่อ (Top-Pier displacement) จะพิจารณาระยะการเคลื่อนตัว ณ ตำแหน่งบนสุดของเสาต่อม่อจากทั้งสี่ตำแหน่ง ผลของการติดตั้ง Gap element ทำให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาต่อม่อมีการเปลี่ยนแปลงไปจากเดิม โดยภาพรวมจะเห็นถึงการลดลงของระยะดังกล่าว เนื่องจากการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นที่ถูกจำกัดด้วยระยะช่องว่าง เป็นผลทำให้ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพานมีการสูญเสียรูปร่างที่น้อยลง ดังรูปที่ 4.31 หากพิจารณาในลักษณะของแรงที่กระทำในทิศทางตามแนวยาวจะพบว่าเมื่อการสูญเสียรูปร่างของแผ่นยางเกิดขึ้นน้อยลง ทำให้แรงกระทำที่เกิดขึ้นกับแผ่นยางรองคานสะพานถ่ายลงมายังโครงสร้างสะพานส่วนล่างลดลง เช่น ในกรณีของคลื่นแผ่นดินไหว GM2 ณ ตำแหน่งเสาต่อม่อ 2 การพิจารณาเปรียบเทียบระหว่างกรณีการเลือกใช้ระยะช่องว่าง 30 กับ 10 มิลลิเมตร แรงกระทำของแผ่นยาง (พิจารณา 1 ชั้น) มีค่าลดลงจาก 46.49 เป็น 28.45 kN ซึ่งเมื่อพิจารณาแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบริเวณปลายยอดเสาต่อม่อจะมีขนาดลดลง จาก 265.90 เป็น 165.17 kN เช่นเดียวกัน จากเหตุผลดังกล่าวทำให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาต่อม่อมีแนวโน้มลดลง ตามระยะช่องว่างที่ถูกปรับลดจากการติดตั้ง Gap element

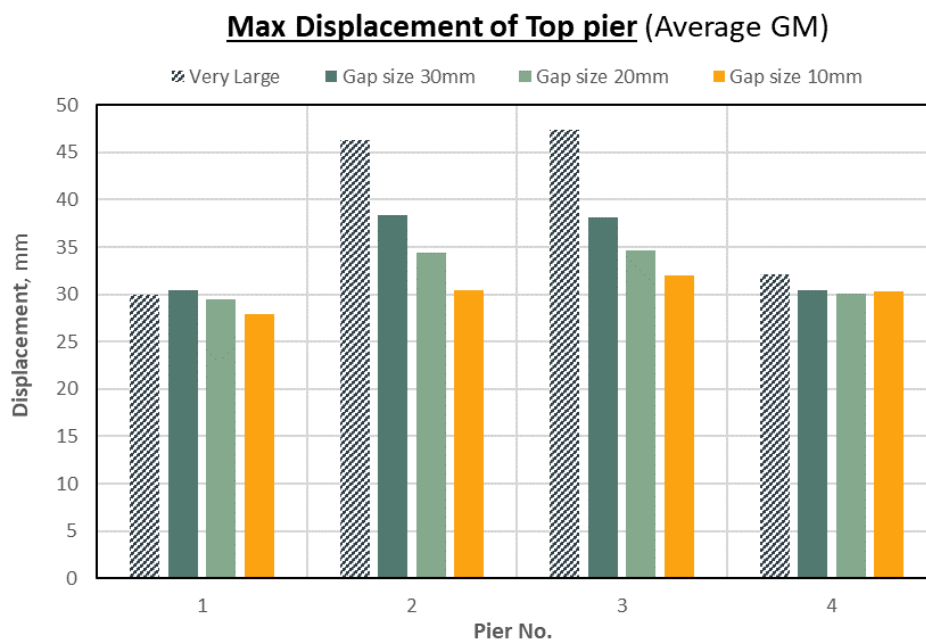
สำหรับระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาต่อม่อ ผลการศึกษาพบว่าระยะดังกล่าวลดลงอย่างชัดเจนบริเวณเสาต่อม่อที่อยู่ช่วงกลางของโครงสร้างสะพาน โดยจะยกตัวอย่างผลการตอบสนองดังกล่าวมาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM2 ดังรูปที่ 4.28 จากผลการเลือกใช้ระยะช่องว่างที่ลดลงจาก 30 เป็น 10 มิลลิเมตร หากพิจารณาระยะการเคลื่อนตัวโดยเฉลี่ยสูงสุดจากทั้งสี่คลื่นแผ่นดินไหว จะพบว่าระยะดังกล่าวมีแนวโน้มปรับตัวลดลง โดยมีการลดลงสูงสุดบริเวณเสาต่อม่อที่ 2 ซึ่งอยู่ช่วงกลางของโครงสร้าง โดยมีค่าลดลงจาก 38 เป็น 30 มิลลิเมตร คิดเป็นร้อยละ 21 สำหรับระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาต่อม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสี่ จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.29 และรูปที่ 4.30 ตามลำดับ



รูปที่ 4.28 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM2



รูปที่ 4.29 ระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว



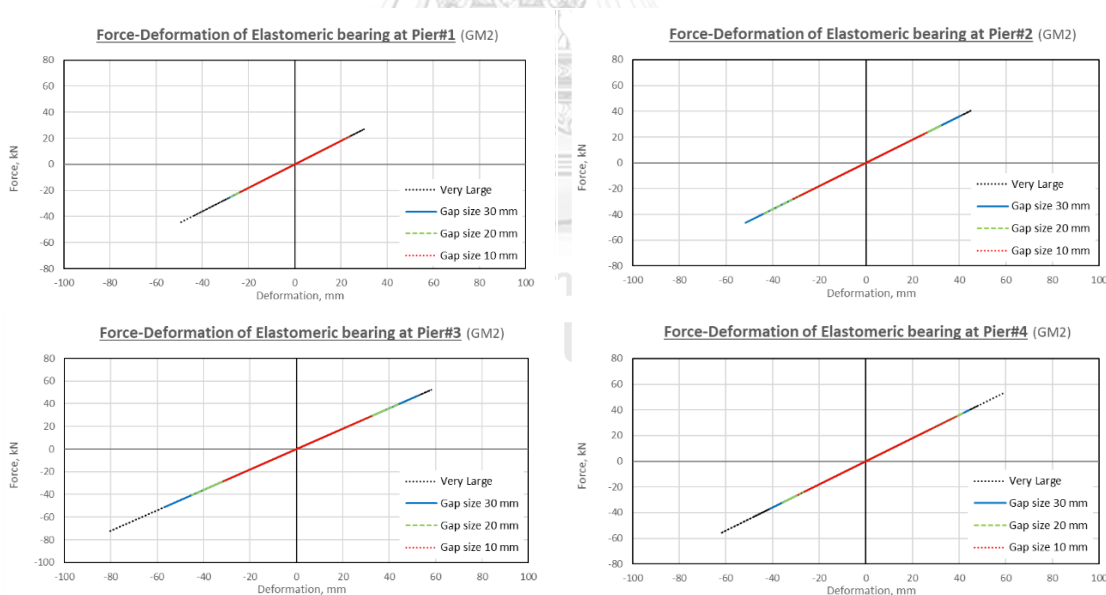
รูปที่ 4.30 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาตอม่อโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น



4.3.5 ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพาน

ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพาน (Elastomeric bearing) จะพิจารณาตำแหน่งของแผ่นยางตามตำแหน่งอ้างอิงเดียวกันกับการพิจารณาผลของการเปรียบเทียบระหว่างระยะการเคลื่อนตัวของคานด้านซ้ายของเสาตอม่อกับการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ ผลการศึกษาพบว่าผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพาน ที่อยู่ริมสุดจะมีระยะการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นน้อยที่สุด เป็นผลมาจากการเลือกใช้ตอม่อริมที่พิจารณาแรงดันดินด้านข้างทำให้ระยะการเคลื่อนตัวบริเวณดังกล่าวมีค่าน้อยลง

นอกจากนี้การเลือกใช้ Gap element ในการจำลองระยะช่องว่างทำให้ผลการตอบสนองของแผ่นยางมีค่าน้อยลง ตามระยะการเคลื่อนตัวต่าง ๆ ที่ลดลงจากการจำกัดระยะช่องว่างในการเคลื่อนตัว โดยการเลือกใช้ระยะช่องว่าง 30 มิลลิเมตร จะทำให้แผ่นยางเกิดผลการตอบสนองมากสุด ในทางกลับกันการเลือกใช้ระยะช่องว่าง 10 มิลลิเมตร จะทำให้แผ่นยางเกิดผลการตอบสนองน้อยที่สุด ผลการเปรียบเทียบผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพานหนา 100 มิลลิเมตร ในแต่ละระยะช่องว่าง ซึ่งพิจารณาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM2 จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.31



รูปที่ 4.31 ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพานหนา 100 mm (ฝั่งซ้าย) กรณี GM2

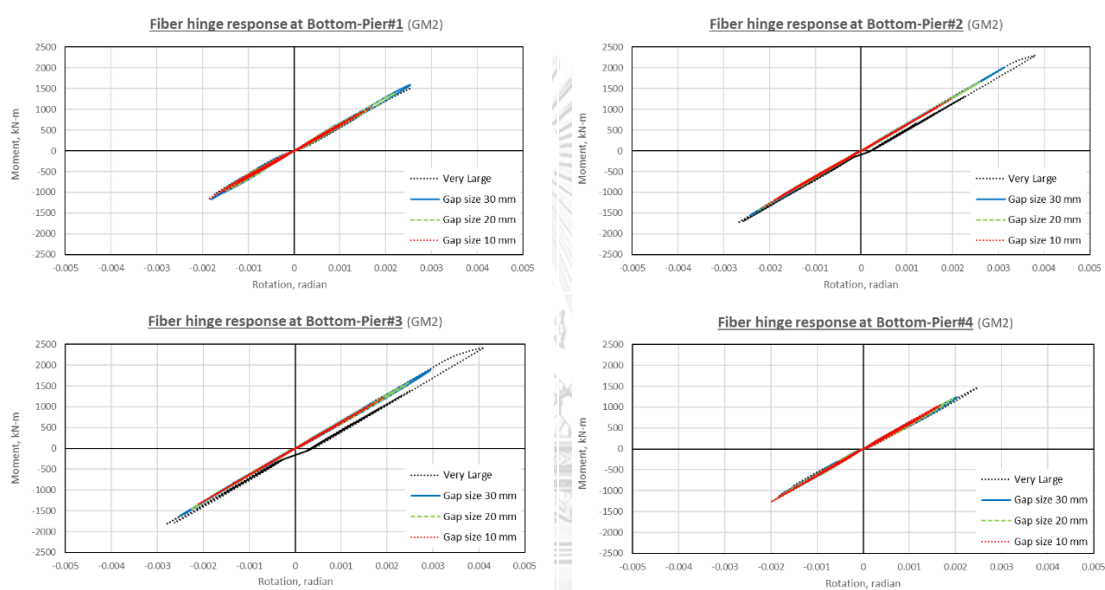
4.3.6 ผลการตอบสนองของเสาต่อมือ

ผลการตอบสนองของเสาต่อมือ จะพิจารณาถึงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นที่เกิดขึ้นบริเวณด้านล่างของเสาต่อม่อั้งสี่ตำแหน่ง โดยจะพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติก ผลการศึกษาพบว่าบริเวณช่วงปลายทั้งสองข้างของสะพาน ณ ตำแหน่งเสาต่อม่อั้งที่ 1 และ 4 ผลการตอบสนองของเสาต่อม่อั้งจะมีค่าน้อยกว่าช่วงสะพานด้านใน เนื่องจากการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาต่อม่อั้งมีระยะการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นน้อยที่สุดเป็นผลมาจากการเลือกใช้ต่อม่อั้งที่พิจารณาแรงดันดินด้านข้างทำให้ระยะการเคลื่อนตัวบริเวณดังกล่าวมีค่าน้อย นอกจากนี้การเลือกใช้ Gap element ในการจำลองระยะช่องว่างทำให้ผลการตอบสนองของเสาต่อม่อั้งมีค่าน้อยลง โดยค่ามุมหมุนที่พิจารณาจากจุดหมุนพลาสติก ณ ฐานเสาต่อม่อั้ง กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM2 จะแสดงให้เห็นดังตารางที่ 4.4 จากตารางดังกล่าวจะพบว่าผลการตอบสนองของเสาต่อม่อั้งในกรณีนี้พิจารณาติดตั้ง Gap element ที่มีค่ามากที่สุดจะเกิดขึ้นในกรณีระยะช่องว่าง 30 มิลลิเมตร บริเวณเสาต่อม่อั้งที่ 2 โดยมีค่ามุมหมุน 0.00313 เรเดียน ซึ่งมีค่าใกล้เคียงแต่ยังไม่เกินค่ามุมหมุน ณ จุดครากที่ 0.00318 เรเดียน ซึ่งแสดงให้เห็นว่า ผลการตอบสนองของเสาต่อม่อั้งในกรณีนี้ทั้งหมดไม่เกิดการคราก สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติก บริเวณด้านล่างของเสาต่อม่อั้งกรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM2 จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.32

ตารางที่ 4.4 ค่ามุมหมุนที่พิจารณาจากจุดหมุนพลาสติก ณ ฐานเสาต่อม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว

GM2

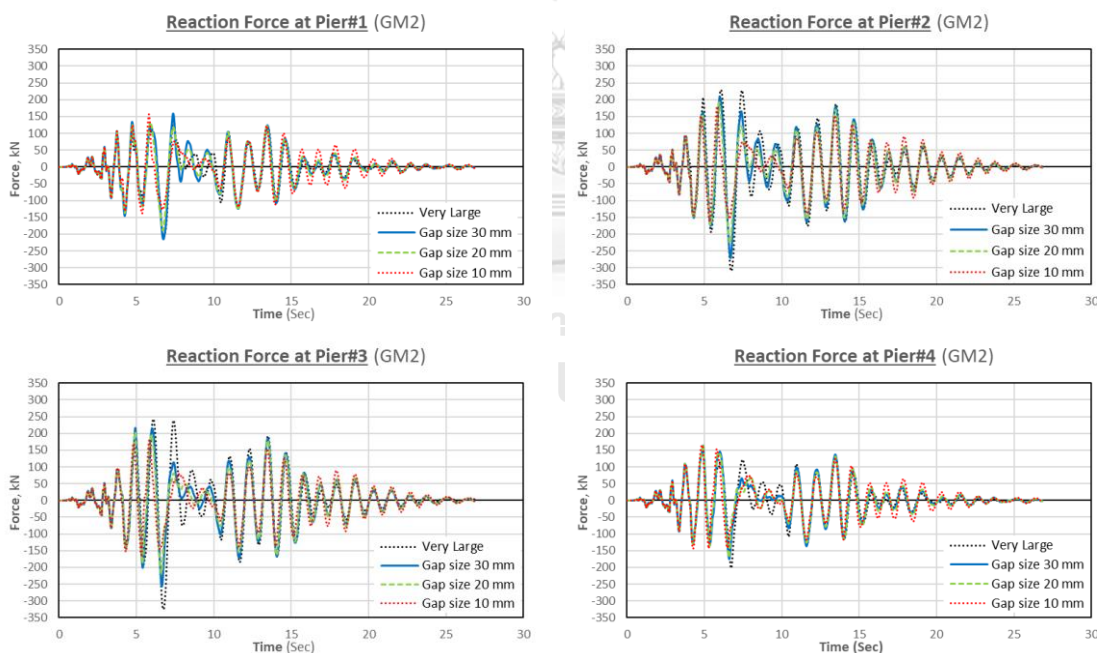
Gap size (mm)	Fiber hinge Rotation (Radian)			
	Pier 1	Pier 2	Pier 3	Pier 4
Very Large	0.0025	0.0038	0.0041	0.0025
30 mm	0.0025	0.0031	0.0029	0.0020
20 mm	0.0022	0.0026	0.0025	0.0020
10 mm	0.0019	0.0021	0.0021	0.0020



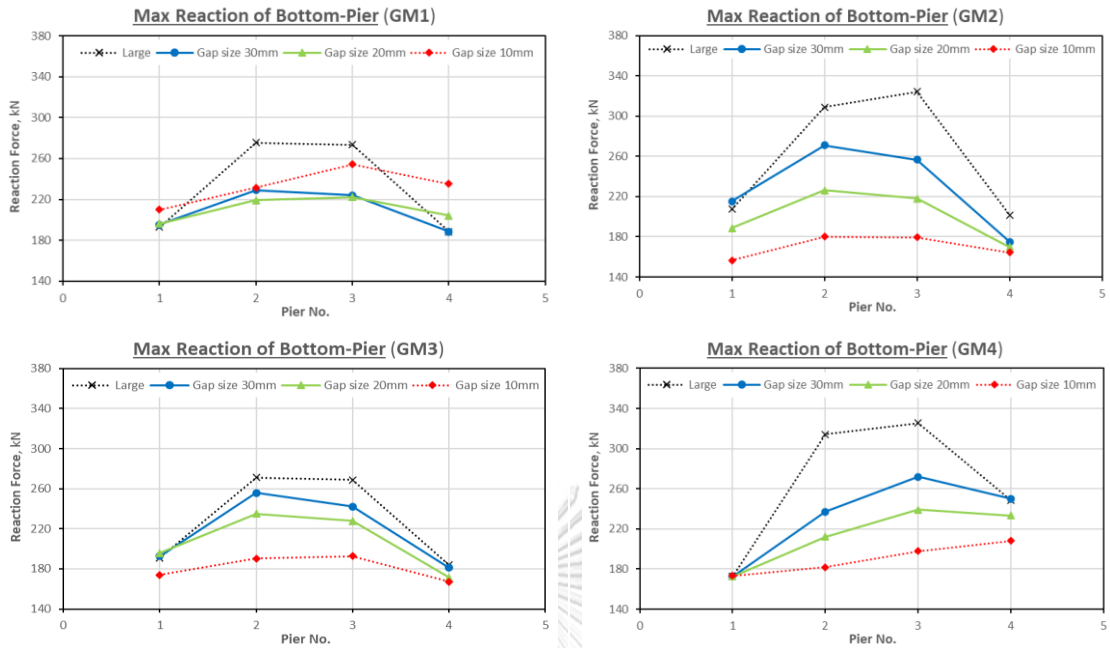
รูปที่ 4.32 ผลการตอบสนองของจุดหมุนพลาสติก บริเวณด้านล่างของเสาต่อม่อ

4.3.7 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ

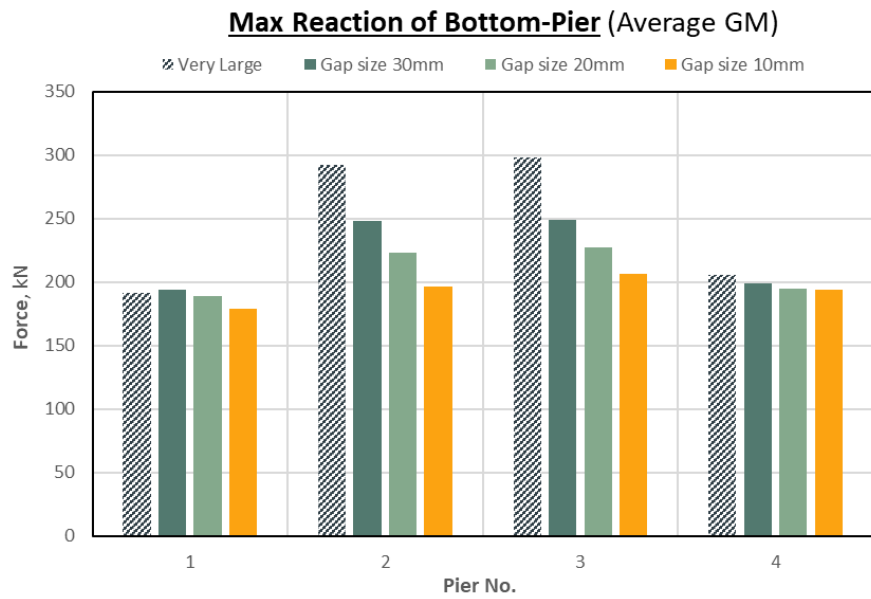
แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ (Reaction force) จะพิจารณาจากแรงกระทำที่ฐานของเสาตอม่อทั้งสี่ตำแหน่ง ผลการศึกษาพบว่าผลของการติดตั้ง Gap element ทำให้ผลการตอบสนองของเสาตอม่อเปลี่ยนแปลง ส่งผลให้แรงปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นบริเวณฐานของเสามีความสอดคล้องกัน โดยบริเวณช่วงปลายทั้งสองข้างของสะพาน ณ ตำแหน่งเสาตอม่อที่ 1 และ 4 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อจะมีค่าน้อยกว่าช่วงสะพานด้านใน โดยจะยกตัวอย่างผลการตอบสนองดังกล่าวมาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM2 ดังรูปที่ 4.33 จากผลการเลือกใช้ระยะช่องว่างที่ลดลงจาก 30 เป็น 10 มิลลิเมตร หากพิจารณาแรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อโดยเฉลี่ยสูงสุดจากทั้งสี่คลื่นแผ่นดินไหว จะพบว่าแรงปฏิกิริยาดังกล่าวมีแนวโน้มปรับตัวลดลง โดยมีการลดลงสูงสุดบริเวณเสาตอม่อที่ 2 ซึ่งอยู่ช่วงกลางของโครงสร้าง โดยมีค่าลดลงจาก 248.26 เป็น 195.93 กิโลนิวตัน คิดเป็นร้อยละ 21.08 สำหรับแรงปฏิกิริยาสูงสุดเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสี่ จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.34 และรูปที่ 4.35 ตามลำดับ



รูปที่ 4.33 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM2



รูปที่ 4.34 แรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว



รูปที่ 4.35 แรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

4.4 โครงสร้างสะพานที่ถูกติดตั้งแผ่นยางรองคานสะพาน และ เหล็กเดือย

สำหรับกรณีศึกษาที่ทำการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานในหัวข้อย่อยนี้จะกล่าวถึงโครงสร้างสะพานที่ถูกติดตั้งแผ่นยางรองคานสะพานที่เลือกใช้แผ่นยางหนา 100 มิลลิเมตร ควบคู่ไปกับการติดตั้งเหล็กเดือยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มิลลิเมตร เป็นอุปกรณ์ยึดรั้ง โดยจะพิจารณาการติดตั้งเหล็กเดือยทั้งสิ้น 4 กรณี ซึ่งจะแบ่งตามจำนวนเหล็กเดือยที่ติดตั้งใน 1 ระบายที่ยึดรั้งระหว่างคานรองรับแผ่นพื้นในหนึ่งช่วงสะพานกับโครงสร้างสะพานส่วนล่าง โดยมีเหล็กเดือยจำนวน 1 เส้น (1-DB25), 2 เส้น (2-DB25), 4 เส้น (4-DB25) และ 5 เส้น (5-DB25)

4.4.1 ค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน

การวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างสะพานแบบโหมด ทำให้ทราบถึงรูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้างและค่าคาบการสั่นธรรมชาติ หากพิจารณารูปร่างการสั่นไหวเฉพาะการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสะพานในทิศทางตามแนวยาวจะพบว่าเมื่อเพิ่มจำนวนการติดตั้งเหล็กเดือย จะทำให้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติโดยรวมของโครงสร้างมีค่าเปลี่ยนแปลง ซึ่งสามารถแสดงให้เห็นดังตารางที่ 4.5 โดยการลดลงของค่าคาบการสั่นธรรมชาติจากกรณีก่อนการติดตั้งเหล็กเดือยเปลี่ยนเป็นกรณีติดตั้งเหล็กเดือย 1-DB25, จากกรณี 1-DB25 เป็น 2-DB25, จากกรณี 2-DB25 เป็น 4-DB25 และกรณีสุดท้ายจาก 4-DB25 เป็น 5-DB25 คิดเป็นร้อยละ 19.71, 11.21, 10.43 และ 3.21 ตามลำดับ การเปลี่ยนแปลงดังกล่าวเป็นผลมาจากค่าสติเฟเนสของโครงสร้างมีค่าสูงขึ้นจากผลของการเพิ่มจำนวนของเหล็กเดือย จึงทำให้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติมีค่าน้อยลง

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

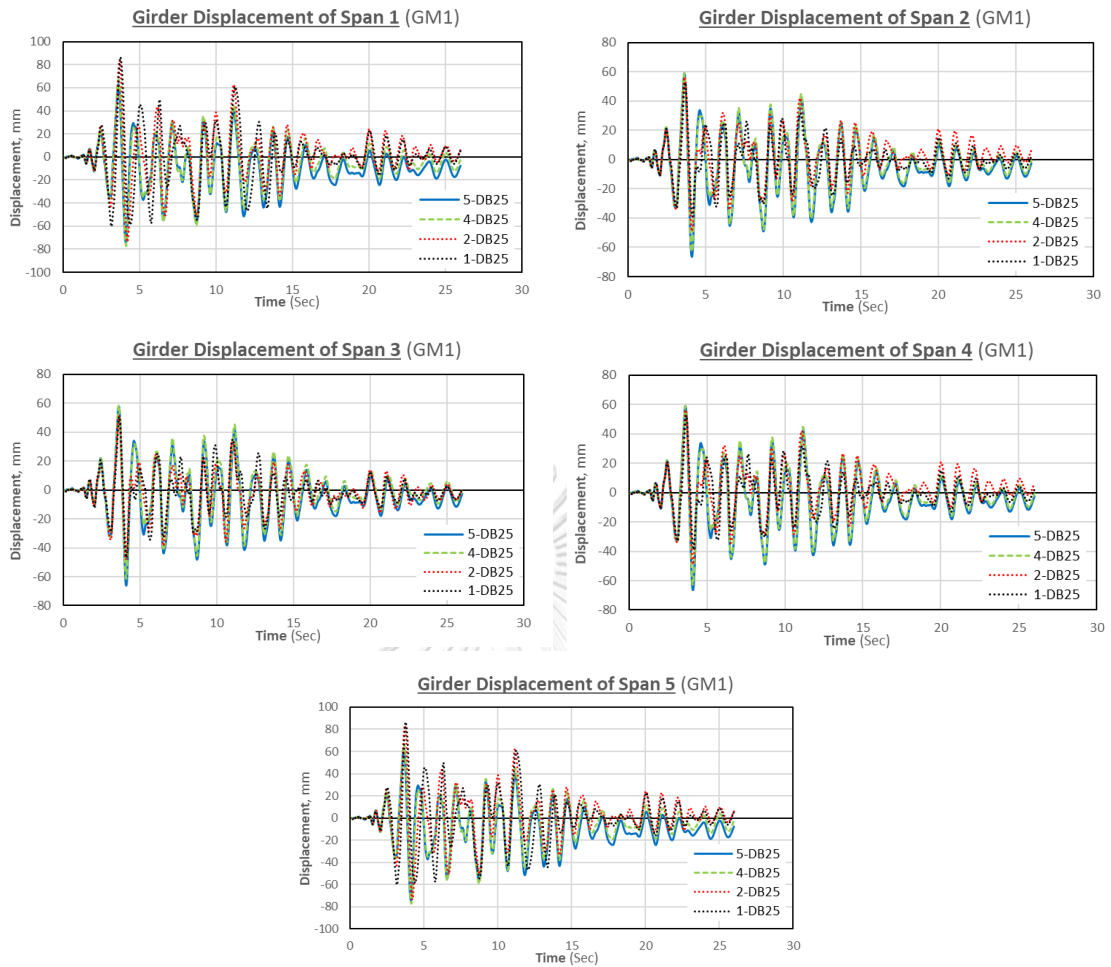
ตารางที่ 4.5 การเปรียบเทียบค่าคาบการสั่นธรรมชาติต่อการเลือกใช้เหล็กเดือย

กรณีศึกษาทั้ง ไม่ติดตั้ง/ติดตั้งเหล็กเดือย	ค่าคาบการสั่นธรรมชาติ (sec)
แผ่นยางหนา 100 mm	1.4910
1-DB25	1.1971
2-DB25	1.0629
4-DB25	0.9520
5-DB25	0.9215

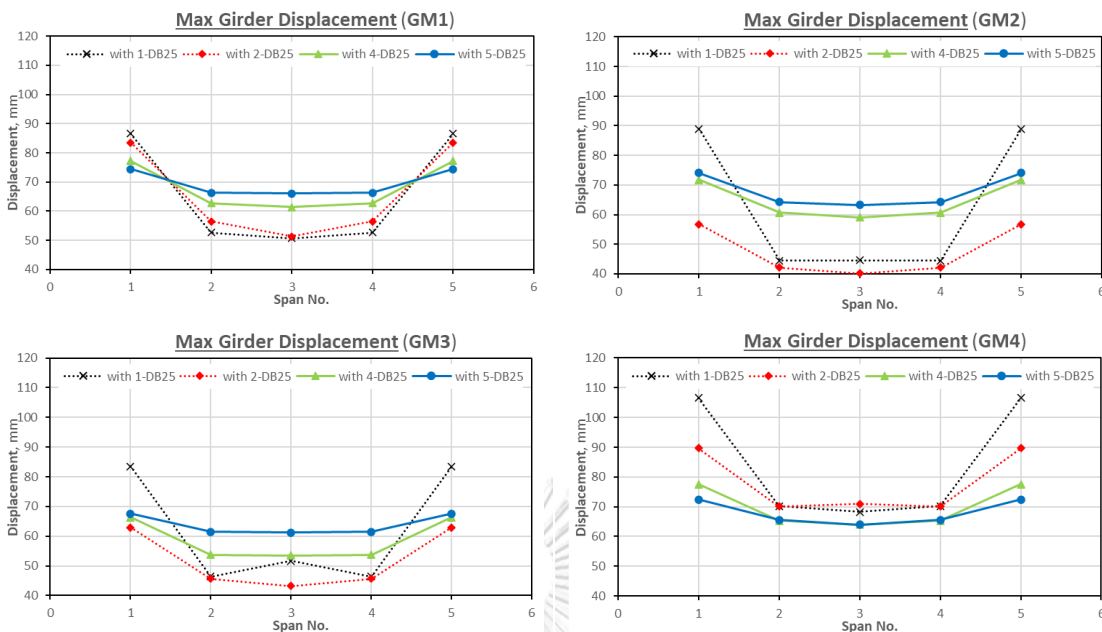
4.4.2 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น

ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น (Girder displacement) จะพิจารณาจากตำแหน่งปลายด้านขวาของคานที่อยู่ตรงกลางของช่วงสะพานแต่ละช่วง ผลการศึกษาพบว่าผลของการติดตั้งเหล็กเดือย ทำให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นมีการเปลี่ยนแปลงไปจากเดิม โดยมีผลทำให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานมีค่าลดน้อยลงเมื่อเทียบกับกรณีก่อนการติดตั้ง โดยจะยกตัวอย่างผลการตอบสนองดังกล่าวมาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM1 ดังรูปที่ 4.36 จากผลการเลือกใช้เหล็กเดือย 1-DB25 จะทำให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานมีค่าสูงสุดในบริเวณช่วงสะพานที่ 1 หรือช่วงสะพานด้านริม จากผลของการสูญเสียรูปร่างของเหล็กเดือยที่มากกว่ากรณีอื่น ๆ แต่ในขณะเดียวกัน การเลือกใช้เหล็กเดือย 5-DB25 กลับทำให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานมีค่าสูงสุดในบริเวณช่วงสะพานที่ 3 หรือช่วงสะพานด้านใน

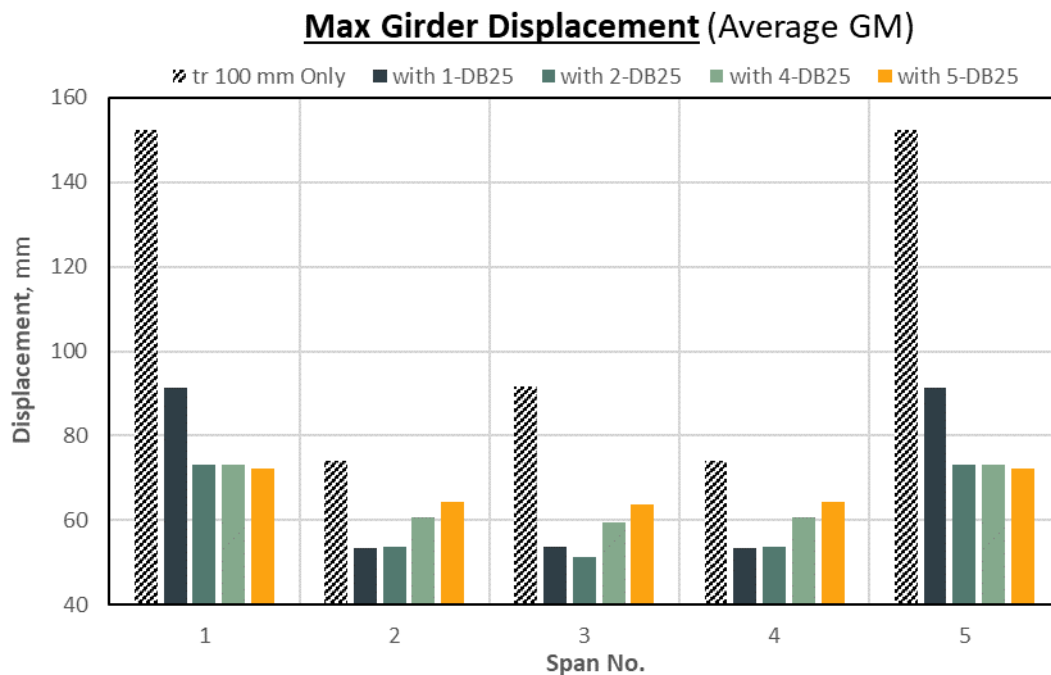
ความแตกต่างระหว่างการเลือกใช้เหล็กเดือยจากกรณีติดตั้ง 1-DB25 กับกรณี 5-DB25 หากพิจารณาระยะการเคลื่อนตัวโดยเฉลี่ยสูงสุดจากทั้งสี่คลื่นแผ่นดินไหว จะพบว่าระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นที่ปรับตัวสูงขึ้นมากที่สุดจะอยู่ที่ช่วงสะพานที่ 2 และ 4 โดยมีค่าเพิ่มขึ้นจาก 53 เป็น 64 มิลลิเมตร คิดเป็นร้อยละ 20 ในขณะที่ระยะดังกล่าวจะปรับตัวลดลงบริเวณช่วงสะพานที่ 1 และ 5 โดยมีค่าลดลงจาก 91 เป็น 72 มิลลิเมตร คิดเป็นร้อยละ 21 สำหรับระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสี่ จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.37 และรูปที่ 4.38 ตามลำดับ



รูปที่ 4.36 ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1



รูปที่ 4.37 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นในแต่ละคั่นแผ่นดินไหว

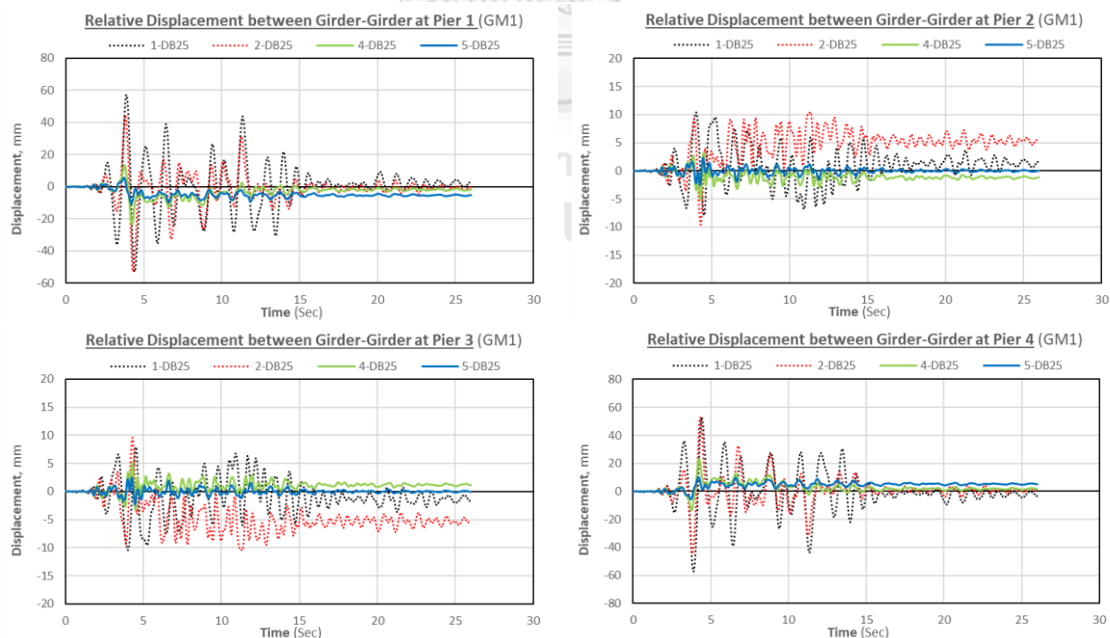


รูปที่ 4.38 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นโดยเฉลี่ยจากคั่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

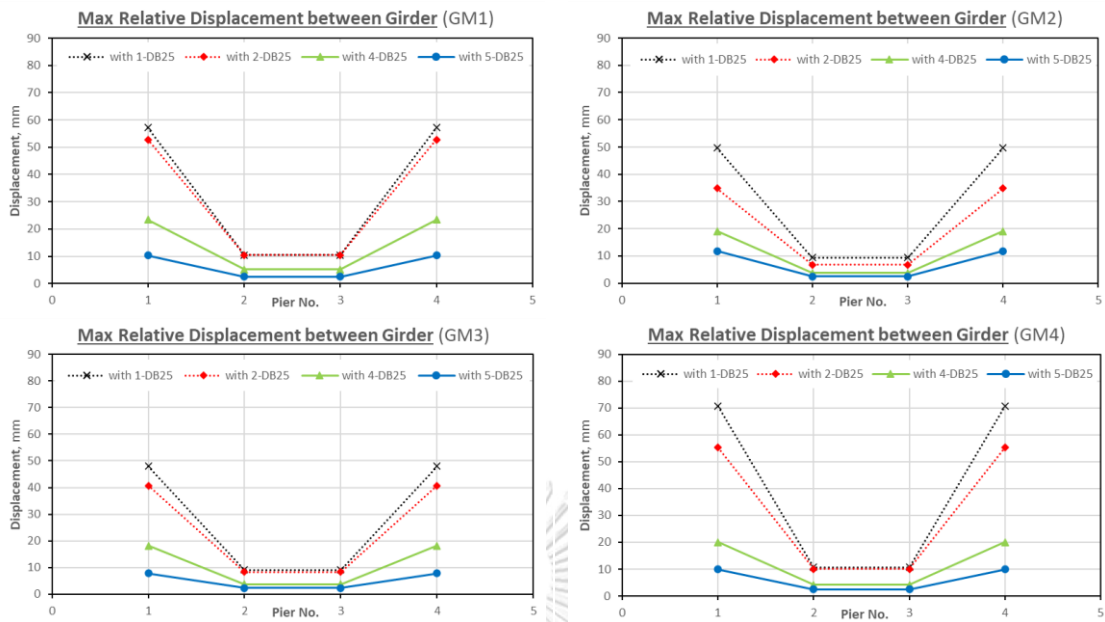
4.4.3 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน

ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน (Relative displacement) จะพิจารณาจากความแตกต่างระหว่างระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานด้านขวากับด้านซ้าย ณ ตำแหน่งเสาตอม่อต่าง ๆ โดยจะพิจารณาจุดอ้างอิงที่ตรวจวัดจากคานสะพานบริเวณตรงกลางในช่วงสะพานนั้น ๆ ผลการศึกษาพบว่าผลของการติดตั้งการติดตั้งเหล็กเดือยทำให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพานมีการเปลี่ยนแปลงไปจากเดิม โดยภาพรวมจะเห็นถึงการลดลงของระยะดังกล่าวเนื่องจากการยึดรั้งที่เกิดขึ้นจากเหล็กเดือย ซึ่งจะเห็นได้ชัดเจนในบริเวณเสาตอม่อที่ 1 ซึ่งอยู่ริมสุดของโครงสร้างสะพาน โดยจะยกตัวอย่างผลการตอบสนองดังกล่าวมาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM1 ดังรูปที่ 4.39

ผลการเลือกใช้เหล็กเดือยจากกรณีติดตั้ง 1-DB25 กับกรณี 5-DB25 หากพิจารณาระยะการเคลื่อนตัวระหว่างช่วงสะพานโดยเฉลี่ยสูงสุดจากทั้งสี่คลื่นแผ่นดินไหว จะพบว่าระยะดังกล่าวมีแนวโน้มปรับตัวลดลง โดยมีการลดลงสูงสุดที่เสาตอม่อที่ 1 ของโครงสร้าง โดยมีการลดลงจาก 56 เป็น 10 มิลลิเมตร คิดเป็นร้อยละ 82 สำหรับระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพานในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสี่ จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.40 และรูปที่ 4.41 ตามลำดับ

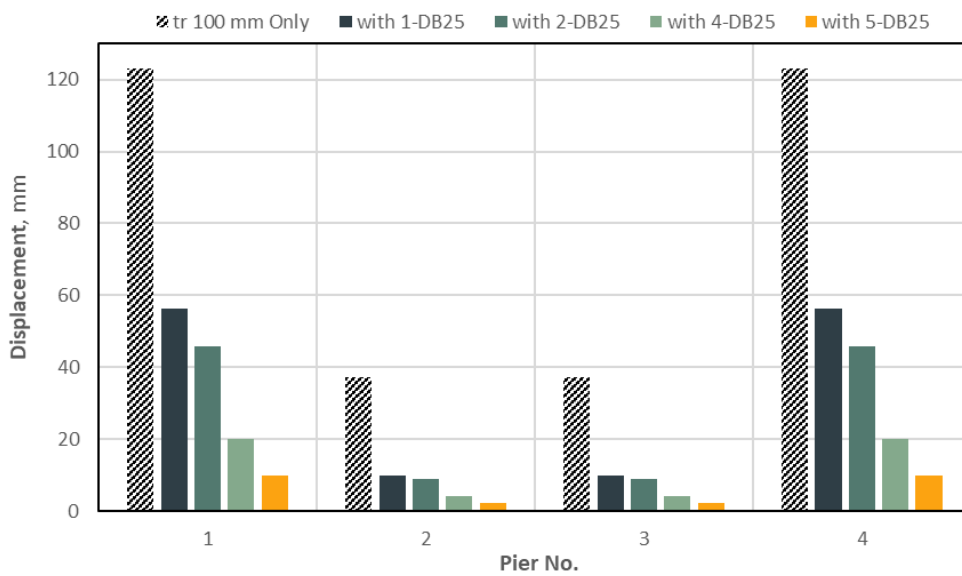


รูปที่ 4.39 ระยะเวลาเคลื่อนตัวคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1



รูปที่ 4.40 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานระหว่างช่วงสะพาน ในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว

Max Relative Displacement between Girder (Average GM)

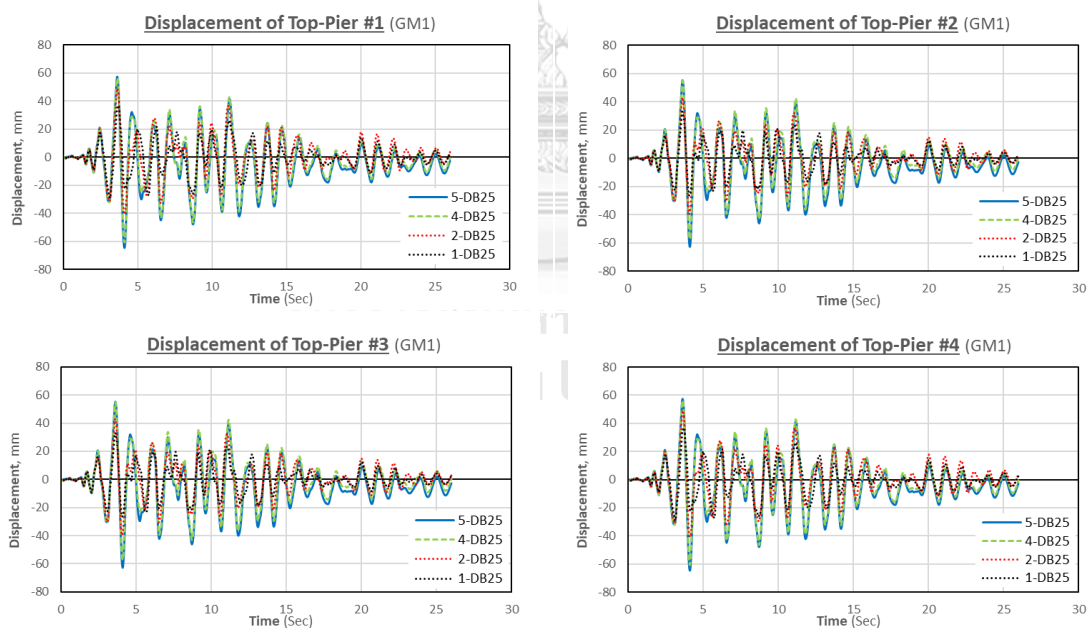


รูปที่ 4.41 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานระหว่างช่วงสะพาน โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

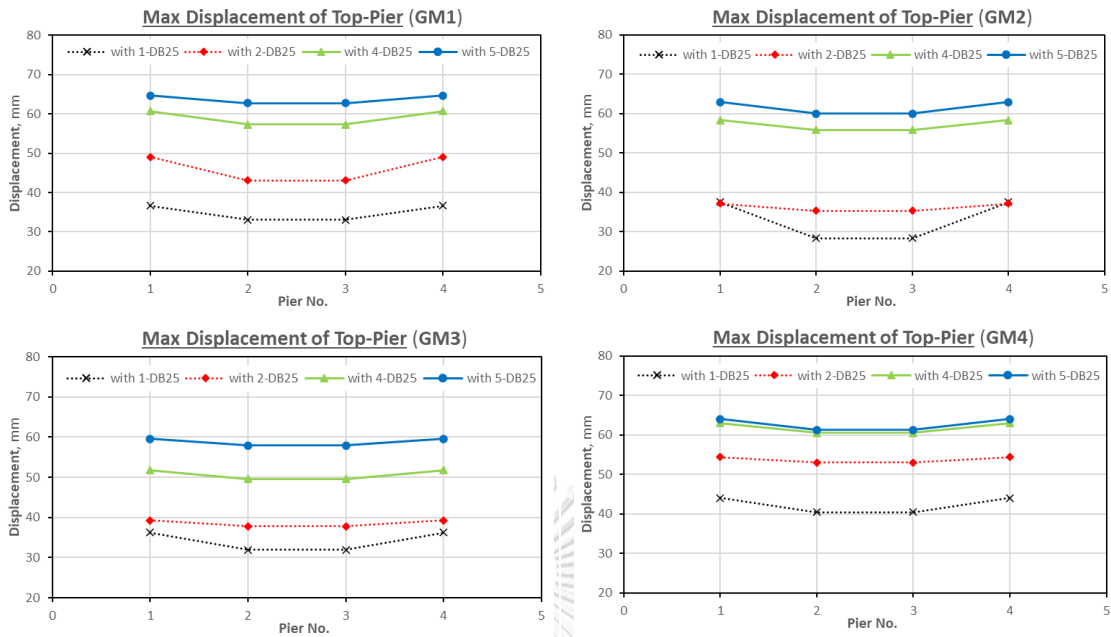
4.4.4 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ

ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ (Top-Pier displacement) จะพิจารณาระยะการเคลื่อนตัว ณ ตำแหน่งบนสุดของเสาตอม่อจากทั้งสี่ตำแหน่ง ผลการศึกษาพบว่าผลของการติดตั้งเหล็กเดือย ทำให้ลักษณะการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อมีความใกล้เคียงกับการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นของช่วงสะพานด้านในเนื่องจากการยึดรั้งของเหล็กเดือย โดยจะยกตัวอย่างผลการตอบสนองดังกล่าวมาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM2 ดังรูปที่ 4.42

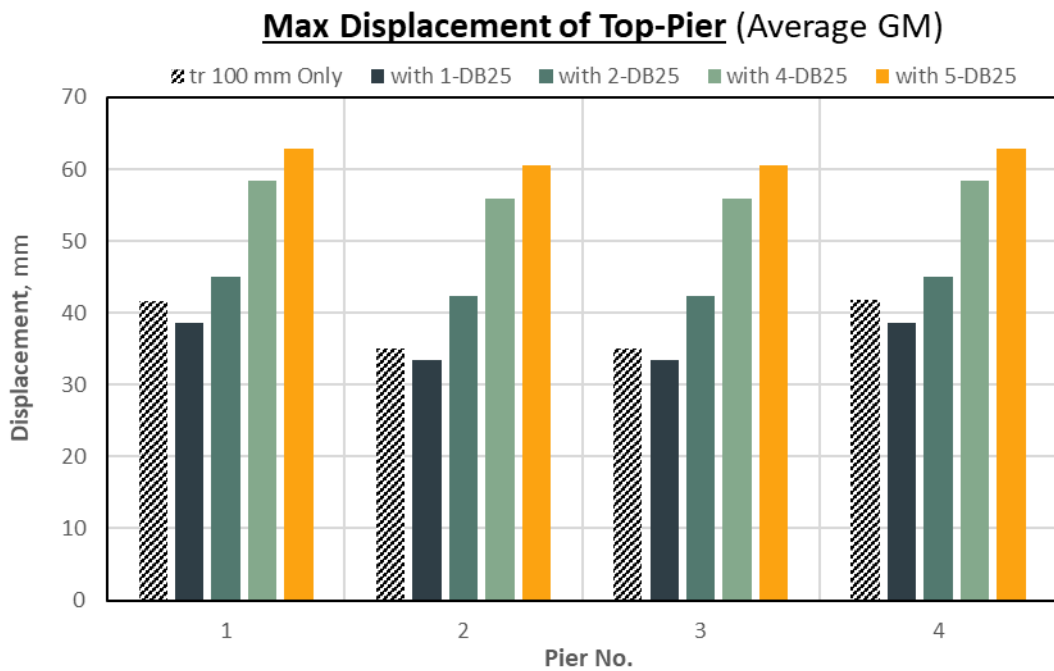
ผลการเลือกใช้เหล็กเดือยจากกรณีติดตั้ง 1-DB25 กับกรณี 5-DB25 หากพิจารณาระยะการเคลื่อนตัวโดยเฉลี่ยสูงสุดจากทั้งสี่คลื่นแผ่นดินไหว จะพบว่าระยะดังกล่าวมีแนวโน้มปรับตัวสูงขึ้น โดยมีการเพิ่มขึ้นสูงสุดบริเวณเสาตอม่อที่ 2 ซึ่งอยู่ช่วงกลางของโครงสร้าง โดยมีค่าเพิ่มขึ้นจาก 33 เป็น 60 มิลลิเมตร คิดเป็นร้อยละ 81 สำหรับระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสี่ จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.43 และ รูปที่ 4.44 ตามลำดับ



รูปที่ 4.42 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1



รูปที่ 4.43 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาต่อม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว

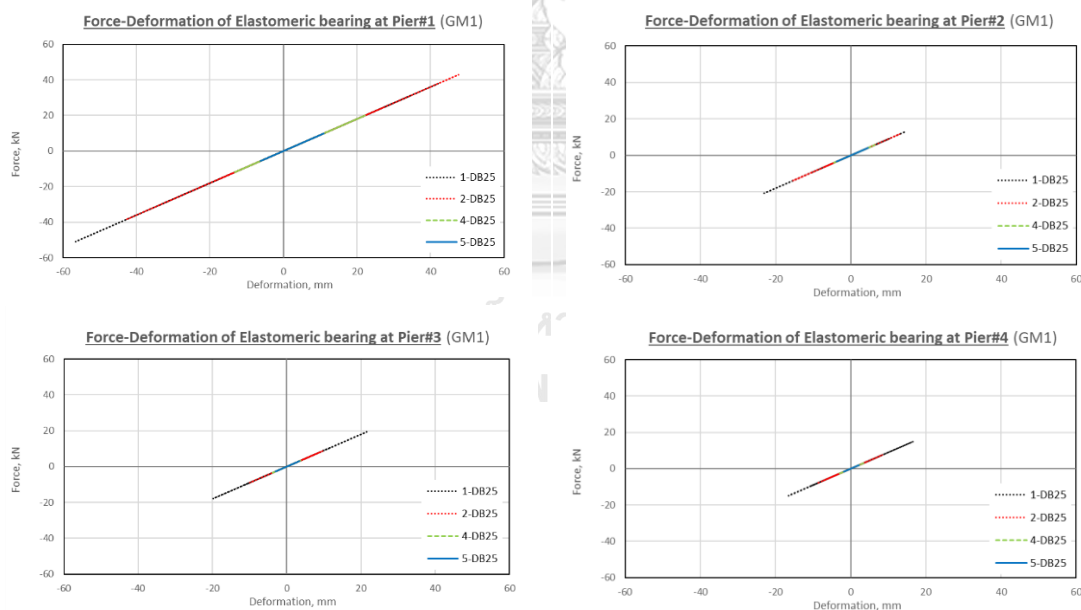


รูปที่ 4.44 ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาต่อม่อโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

4.4.5 ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพาน

ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพาน (Elastomeric bearing) จะพิจารณาตำแหน่งของแผ่นยางตามตำแหน่งอ้างอิงเดียวกันกับการพิจารณาผลของการเปรียบเทียบระหว่างระยะการเคลื่อนตัวของคานด้านซ้ายของเสาตอม่อกับการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ ผลการศึกษาพบว่า ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพาน ที่อยู่ริมสุดจะมีระยะการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นมากที่สุดเป็นผลมาจากการเลือกใช้ตอม่อริมที่ไม่ได้พิจารณาถึงแรงดันดินด้านข้างทำให้ระยะการเคลื่อนตัวบริเวณดังกล่าวมีค่าสูง จากการเคลื่อนตัวได้อย่างอิสระของช่วงสะพานด้านริม

ผลการเลือกใช้เหล็กเดือยจากกรณีติดตั้ง 1-DB25 กับกรณี 5-DB25 จะพบว่าการใช้เหล็กเดือยกรณี 5-DB25 แผ่นยางรองคานสะพานมีผลการตอบสนองที่น้อยที่สุด จากผลของการที่ระยะปลายยอดเสาตอม่อที่สูง และระยะการเคลื่อนตัวของคานที่ลดลง หลังการใช้เหล็กเดือยในกรณีดังกล่าว ผลการเปรียบเทียบผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพานหนา 100 มิลลิเมตร ในแต่ละกรณีการติดตั้งเหล็กเดือยจะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.45 ซึ่งพิจารณาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM1

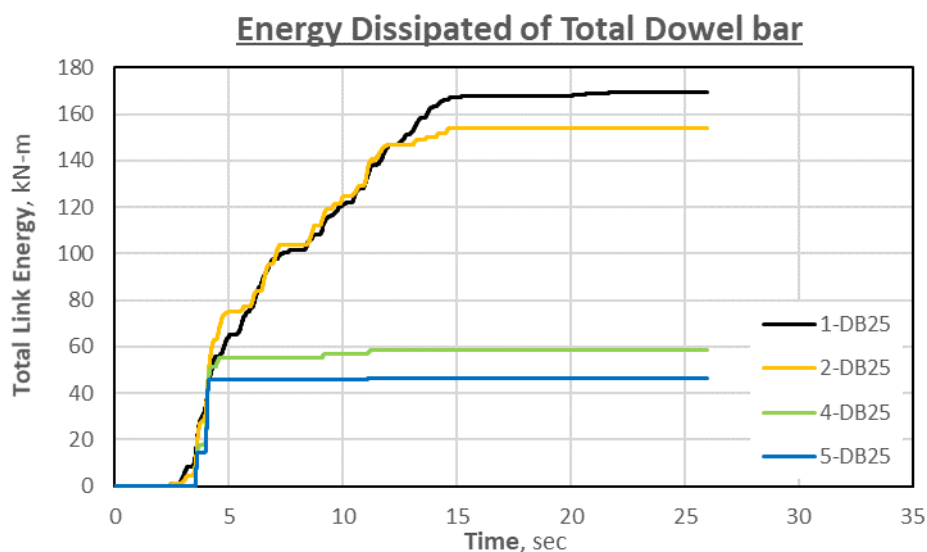


รูปที่ 4.45 ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพานหนา 100 mm (ฝั่งซ้าย) กรณี GM1

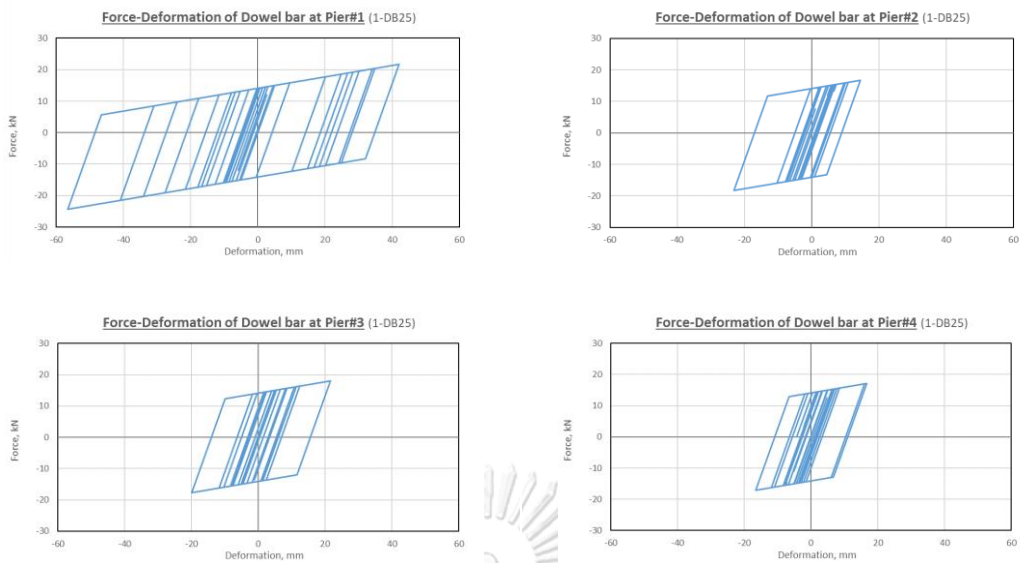
4.4.6 ผลการตอบสนองของเหล็กเดือย

ผลการตอบสนองของเหล็กเดือย จะพิจารณาค่าแรงอิลิเมนต์เช่นเดียวกับตำแหน่งอิลิเมนต์ของแผ่นยาง โดยจะพิจารณาจากด้านซ้ายมือของเสาต่อม่อแต่ละตำแหน่งรวมทั้งสิ้น 4 ตำแหน่ง โดยผลการตอบสนองที่จะแสดงให้เห็นจะมาจากหนึ่งอิลิเมนต์ โดยจะแสดงให้เห็นทั้ง 4 กรณี คือ 1-DB25, 2-DB25, 4-DB25 และ 5-DB25 ดังรูปที่ 4.47 และรูปที่ 4.48 นอกจากผลการตอบสนองของเหล็กเดือยในแต่ละอิลิเมนต์ ยังแสดงถึงพลังงานที่เกิดจากพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นจากความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะการเคลื่อนตัวซึ่งมีลักษณะกราฟแบบฮิสเทอรีซิส ซึ่งจะพิจารณาจากเหล็กเดือยที่ติดตั้งทั้งหมดในโครงสร้างสะพาน โดยจะแสดงให้เห็นตามช่วงเวลาที่เกิดขึ้นดังรูปที่ 4.46

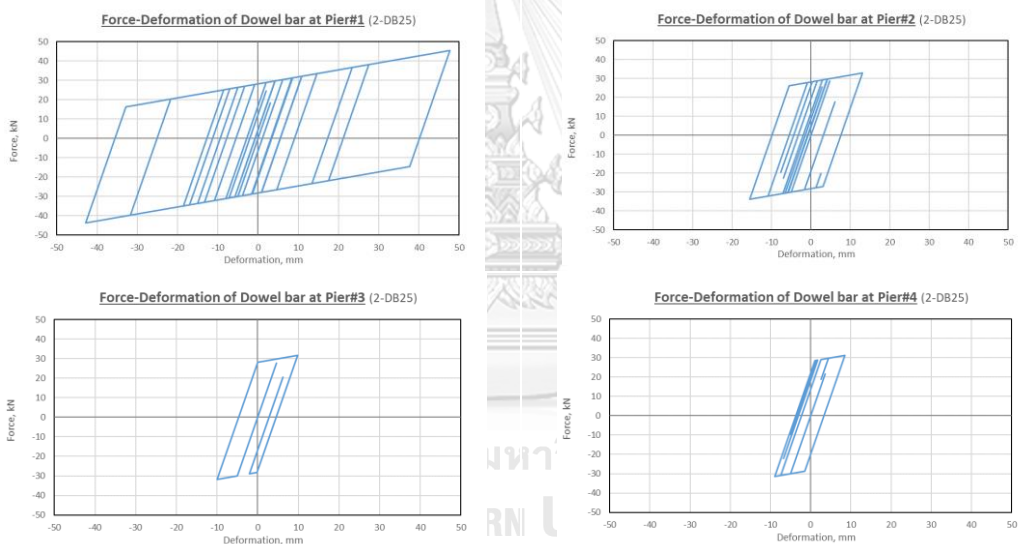
ผลการศึกษาพบว่าผลการตอบสนองของเหล็กเดือยที่อยู่เชื่อมระหว่างคานและเสาต่อม่อด้านริมจะมีผลการตอบสนองที่สูงที่สุด ซึ่งมีลักษณะเช่นเดียวกับผลตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพาน ผลการเลือกใช้เหล็กเดือยจากกรณีติดตั้ง 1-DB25 กับกรณี 5-DB25 จะพบว่าการเลือกใช้เหล็กเดือยกรณี 1-DB25 จะมีระยะการเคลื่อนตัวของเหล็กเดือยที่สูงที่สุด ซึ่งเป็นผลให้กรณีดังกล่าวมีการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นจากเหล็กเดือยทั้งหมดในโครงสร้างสะพานมีค่าสูงที่สุดอีกด้วย



รูปที่ 4.46 ค่าการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นจากเหล็กเดือยทั้งโครงสร้าง กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1

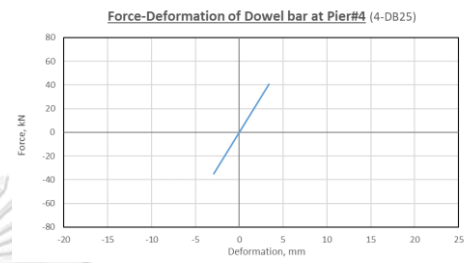
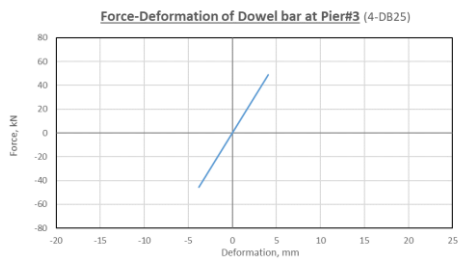
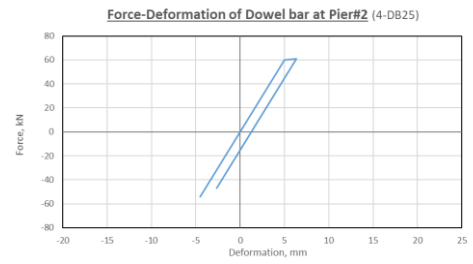
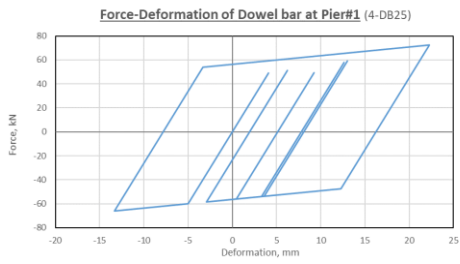


a.) กรณีติดตั้งเหล็กเดี่ยว 1-DB25

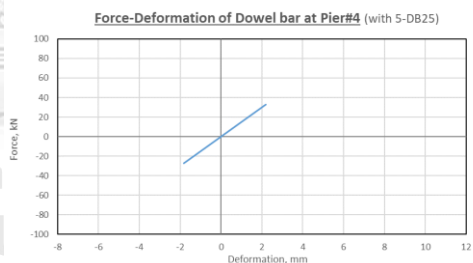
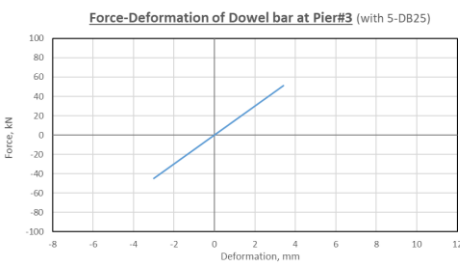
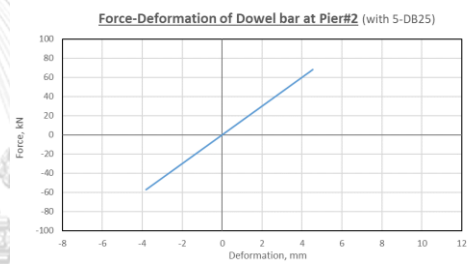
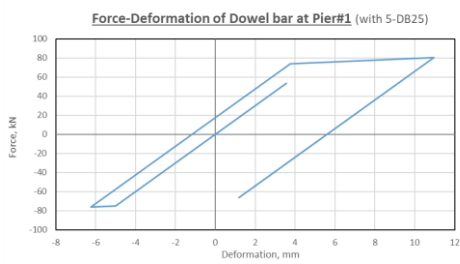


b.) กรณีติดตั้งเหล็กเดี่ยว 2-DB25

รูปที่ 4.47 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของเหล็กเดี่ยวใน 1 อิลิเมนต์



a.) กรณีติดตั้งเหล็กเดือย 4-DB25



b.) กรณีติดตั้งเหล็กเดือย 5-DB25

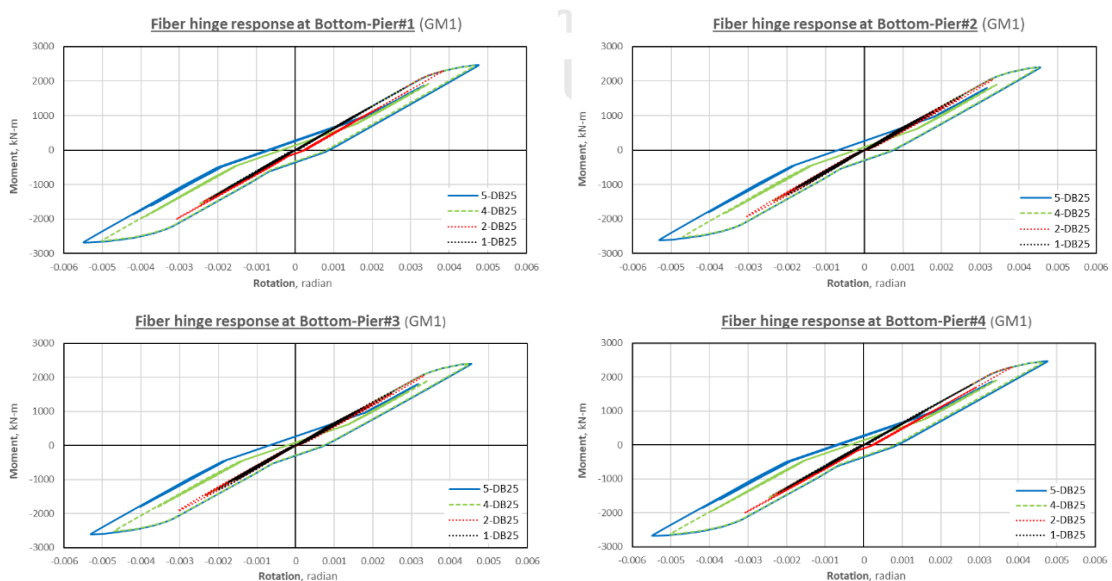
รูปที่ 4.48 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของเหล็กเดือยใน 1 อิลิเมนต์

4.4.7 ผลการตอบสนองของเสาตอม่อ

ผลการตอบสนองของเสาตอม่อ จะพิจารณาถึงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นที่เกิดขึ้นบริเวณด้านล่างของเสาตอม่อทั้งสี่ตำแหน่ง โดยจะพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติก ผลการศึกษาพบว่าบริเวณช่วงปลายทั้งสองข้างของสะพาน ณ ตำแหน่งเสาตอม่อที่ 1 และ 4 ผลการตอบสนองของเสาตอม่อจะมีค่าสูงกว่าช่วงสะพานด้านในเล็กน้อย และจากผลของการติดตั้งเหล็กเดือยทำให้ผลการตอบสนองของเสาตอม่อมีแนวโน้มปรับตัวสูงขึ้น หากพิจารณาจากตารางที่ 4.6 จะพบว่ากรณีติดตั้งเหล็กเดือย 5-DB25 มีผลการตอบสนองที่สูงที่สุดและมีการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นจากจุดหมุนพลาสติกสูงสุดอีกด้วย หากพิจารณาขีดความสามารถของหน้าตัดจะพบว่าค่าจุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นของกรณี 4-DB25 ในตำแหน่งเสาตอม่อช่วงริม และกรณี 5-DB25 ในทุกตำแหน่งเสาตอม่อ มีค่าสูงเกินกว่าระดับ IO ซึ่งมีค่า 0.005 แต่ยังมีค่าไม่ถึงระดับ LS ซึ่งมีค่า 0.0112 โดยอ้างอิงระดับทั้งสองจากมาตรฐาน ASCE41-13

ตารางที่ 4.6 ค่ามุมหมุนพลาสติก และ ค่าการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นจากจุดหมุนพลาสติก ณ ฐานเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1

Cases	Plastic Rotation (Radian)		Energy Dissipated (kN-m)	
	Pier 1	Pier 2	Pier 1	Pier 2
Installation 1-DB25	0.00281	0.00254	Not Yield	Not Yield
Installation 2-DB25	0.00385	0.00333	0.76	0.53
Installation 4-DB25	0.00501	0.00469	4.91	4.10
Installation 5-DB25	0.00549	0.00531	6.52	5.67

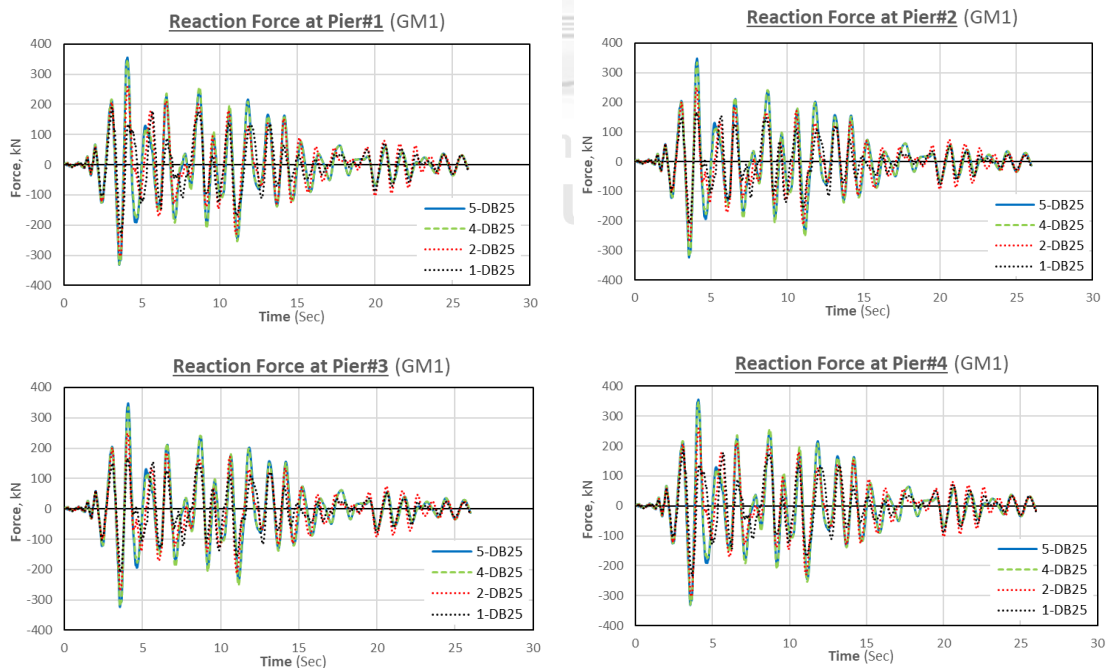


รูปที่ 4.49 ผลการตอบสนองของจุดหมุนพลาสติก บริเวณด้านล่างของเสาตอม่อ

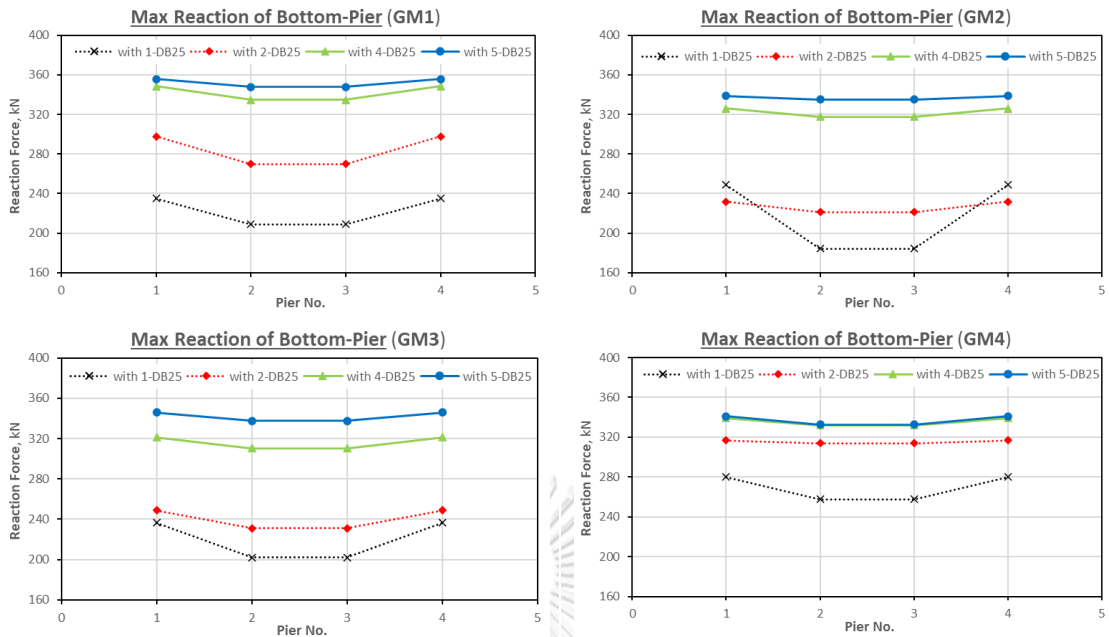
4.4.8 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ

แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ (Reaction force) จะพิจารณาจากแรงกระทำที่ฐานของเสาตอม่อทั้งสี่ตำแหน่ง ผลการศึกษาพบว่าผลของการติดตั้งเหล็กเดือย ทำให้ผลการตอบสนองของเสาตอม่อมีค่าสูงขึ้น ส่งผลให้แรงปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นบริเวณฐานของเสามีความสอดคล้องกัน บริเวณช่วงปลายทั้งสองข้างของสะพาน ณ ตำแหน่งเสาตอม่อที่ 1 และ 4 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อจะมีค่าสูงกว่าช่วงสะพานด้านในเล็กน้อย โดยจะยกตัวอย่างผลการตอบสนองดังกล่าวมาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM2 ดังรูปที่ 4.50

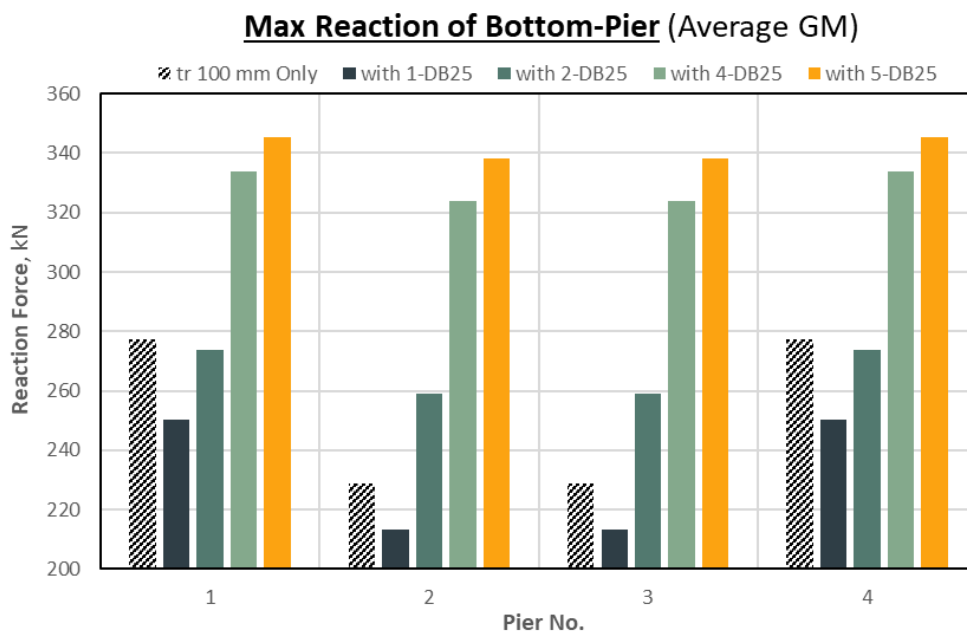
ผลการเลือกใช้เหล็กเดือยจากกรณีติดตั้ง 1-DB25 กับกรณี 5-DB25 หากพิจารณาแรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อโดยเฉลี่ยสูงสุดจากทั้งสี่คลื่นแผ่นดินไหว จะพบว่าแรงปฏิกิริยาดังกล่าวมีแนวโน้มปรับตัวสูงขึ้น โดยมีการเพิ่มขึ้นสูงสุดบริเวณเสาตอม่อที่ 2 ซึ่งอยู่ช่วงกลางของโครงสร้าง โดยมีค่าสูงขึ้นจาก 213.31 เป็น 338.32 กิโลนิวตัน คิดเป็นร้อยละ 58.61 แต่การเลือกใช้เหล็กเดือยกรณี 1-DB25 และ 2-DB25 กลับพบว่ากรณีดังกล่าวจะมีแรงปฏิกิริยาที่น้อยลงเมื่อเทียบกับกรณีก่อนการติดตั้ง ในบริเวณเสาตอม่อที่ 1 และ 4 ซึ่งเป็นช่วงริมของโครงสร้างสะพาน สำหรับแรงปฏิกิริยาสูงสุดเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว และจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.51 และรูปที่ 4.52 ตามลำดับ



รูปที่ 4.50 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1



รูปที่ 4.51 แรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว



รูปที่ 4.52 แรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อโดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

4.5 การเปรียบเทียบผลการตอบสนองของโครงสร้างก่อนและหลังการปรับปรุงโดยใช้เหล็กเดือย

การเลือกใช้ความหนาแผ่นยางรองคานสะพาน (Elastomeric bearing) และการพิจารณาติดตั้งเหล็กเดือยเป็นผลให้ค่าสตีเฟนของโครงสร้างมีความเปลี่ยนแปลง และทำให้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างสะพานโดยรวมเปลี่ยนแปลงตามไปด้วย โดยการเพิ่มความหนาของแผ่นยางจะทำให้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติมีค่าสูงมากขึ้นจากผลของค่าสตีเฟนที่น้อยลง จากผลดังกล่าวทำให้ผลตอบสนองที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างสะพานส่วนล่างมีค่าน้อยลง แต่กลับพบว่าโครงสร้างสะพานส่วนบนจะมีระยะการเคลื่อนตัวที่มากขึ้น ในขณะที่การติดตั้งเหล็กเดือยจะลดค่าคาบการสั่นลงจากผลของค่าสตีเฟนที่เพิ่มขึ้น โดยจะช่วยลดระยะการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสะพานส่วนบนแต่กลับเพิ่มผลตอบสนองต่อโครงสร้างสะพานส่วนล่าง

จากการพิจารณาข้อได้เปรียบและผลกระทบที่เกิดขึ้น จึงทำการพิจารณาเปรียบเทียบผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานทั้งก่อนและหลังการปรับปรุงโดยใช้เหล็กเดือย ซึ่งจะพิจารณาในกรณี que เพิ่มความหนาของแผ่นยางรองคานสะพานเป็นขนาด 100 มิลลิเมตร และทำการติดตั้งเหล็กเดือยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มิลลิเมตร เป็นอุปกรณ์ยึดรั้ง โดยจะพิจารณาการติดตั้งเหล็กเดือยทั้งสิ้น 4 กรณี ซึ่งจะแบ่งตามจำนวนเหล็กเดือยที่ติดตั้งใน 1 ระบายที่ยึดรั้งระหว่างคานรองรับแผ่นพื้นในหนึ่งช่วงสะพานกับโครงสร้างสะพานส่วนล่าง โดยมีเหล็กเดือยจำนวน 1 เส้น (1-DB25), 2 เส้น (2-DB25), 4 เส้น (4-DB25) และ 5 เส้น (5-DB25) ตามลำดับ โดยจะเปรียบเทียบกรณีข้างต้นทั้ง 4 กรณีกับกรณี que เลือกติดตั้งแผ่นยางรองคานสะพานหนา 20 มิลลิเมตร เพียงอย่างเดียวปราศจากการติดตั้งอุปกรณ์ยึดรั้งอื่น ๆ

4.5.1 ค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน

ค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างสะพานหลังทำการติดตั้งเหล็กเดือยเป็นอุปกรณ์ยึดรั้งจะมีค่าน้อยกว่าการเลือกใช้แผ่นยางรองคานสะพานเพียงอย่างเดียว เป็นผลมาจากค่าสติฟเนสของโครงสร้างสะพานที่สูงขึ้น โดยการติดตั้งเหล็กเดือยที่มีจำนวนเพิ่มมากขึ้น ยิ่งทำให้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติลดลง หากพิจารณาเปรียบเทียบระหว่างกรณีเลือกใช้แผ่นยางรองคานสะพานหนา 20 มิลลิเมตร กับกรณีปรับปรุงโครงสร้างสะพานโดยเลือกใช้แผ่นยางที่มีความหนามากขึ้นซึ่งหนา 100 มิลลิเมตร ร่วมกับการติดตั้งเหล็กเดือยเป็นอุปกรณ์ยึดรั้ง จะพบว่ากรณีทำการติดตั้งเหล็กเดือย 1-DB25, 2-DB25 และ 4-DB25 ยังคงมีค่าคาบการสั่นธรรมชาติสูงกว่าคิดเป็นร้อยละ 29.63, 15.09 และ 3.09 ในขณะที่การติดตั้งเหล็กเดือยกรณี 5-DB25 ทำให้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติมีค่าน้อยกว่าคิดเป็นร้อยละ 0.22 ซึ่งมีค่าคาบการสั่นธรรมชาติใกล้เคียงกับกรณีก่อนการปรับปรุงที่สุด โดยค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างสะพานในแต่ละกรณีแสดงให้เห็นดังตารางที่ 4.7

ตารางที่ 4.7 การเปรียบเทียบค่าคาบการสั่นธรรมชาติต่อกรณีการปรับปรุงโครงสร้างสะพานทั้งก่อนและหลังการติดตั้งเหล็กเดือย

กรณีศึกษาทั้ง ไม่ติดตั้ง/ติดตั้งเหล็กเดือย	ค่าคาบการสั่นธรรมชาติ (sec)
แผ่นยางหนา (tr) 20 mm	0.9235
tr 100 mm และติดตั้ง 1-DB25	1.1971
tr 100 mm และติดตั้ง 2-DB25	1.0629
tr 100 mm และติดตั้ง 4-DB25	0.9520
tr 100 mm และติดตั้ง 5-DB25	0.9215

4.5.2 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานารองรับแผ่นพื้น

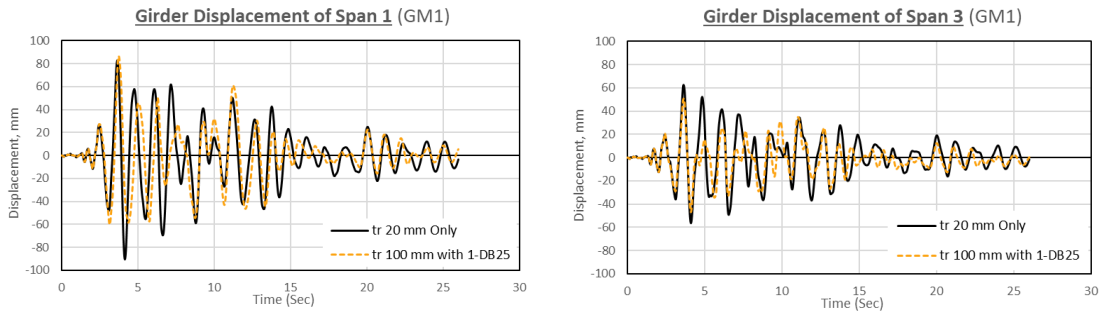
หากพิจารณาเปรียบเทียบระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานารองรับแผ่นพื้น (Girder displacement) ระหว่างกรณีก่อนการปรับปรุงซึ่งมีการเลือกใช้แผ่นยางรองคานาสะพานหนา 20 มิลลิเมตร กับกรณีหลังการปรับปรุงซึ่งเลือกใช้แผ่นยางที่มีความหนาเพิ่มขึ้นโดยมีความหนา 100 มิลลิเมตร และทำการติดตั้งเหล็กเดือยเป็นอุปกรณ์ยึดตรึง การเปรียบเทียบผลการตอบสนองของค่าดังกล่าวที่เกิดขึ้นในแต่ละช่วงเวลาสามารถพิจารณาได้จากรูปที่ 4.53 ซึ่งแสดงให้เห็นในแต่ละกรณี การเลือกใช้เหล็กเดือย นอกจากนี้ระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของคานารองรับแผ่นพื้นในแต่ละคลื่น แผ่นดินไหว จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.54

สำหรับการเปรียบเทียบระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของคานารองรับแผ่นพื้นจากการเคลื่อน แผ่นดินไหวทั้งหมด สามารถพิจารณาได้จากตารางที่ 4.8 และดูแนวโน้มความแตกต่างได้จากกราฟซึ่ง แสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.55 โดยในช่วงริมของโครงสร้างสะพาน การเลือกใช้เหล็กเดือย 1-DB25 ทำให้ ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานารองรับแผ่นพื้นมีค่าสูงสุดโดยมีค่ามากกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็น ร้อยละ 6 ในขณะที่การเลือกใช้เหล็กเดือย 5-DB25 ให้ผลลัพธ์ที่น้อยที่สุดในบริเวณดังกล่าวโดยมีค่า น้อยกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 16

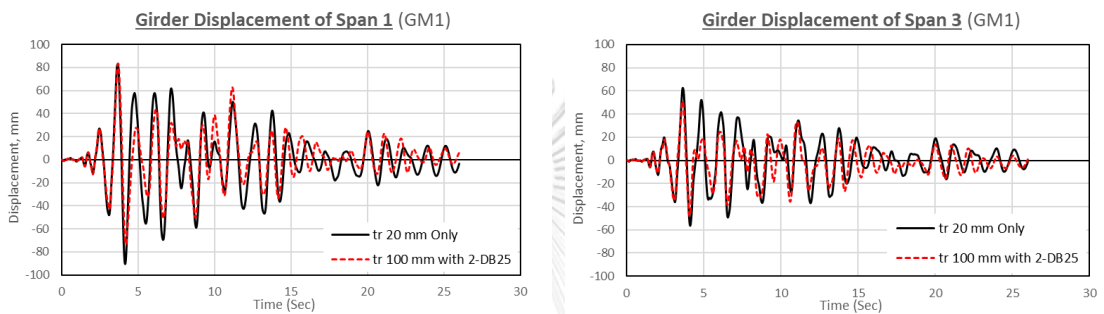
สำหรับในช่วงที่ 3 ซึ่งเป็นช่วงกลางของโครงสร้างสะพาน การเลือกใช้เหล็กเดือย 5-DB25 ทำให้ ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานามีค่าสูงสุดโดยมีค่าน้อยกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 1 ในขณะที่การเลือกใช้เหล็กเดือย 2-DB25 ให้ผลลัพธ์ที่น้อยที่สุดโดยมีค่าน้อยกว่ากรณีก่อนการ ปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 20

ตารางที่ 4.8 การเปรียบเทียบระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของคานารองรับแผ่นพื้น โดยเฉลี่ยจาก คลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด

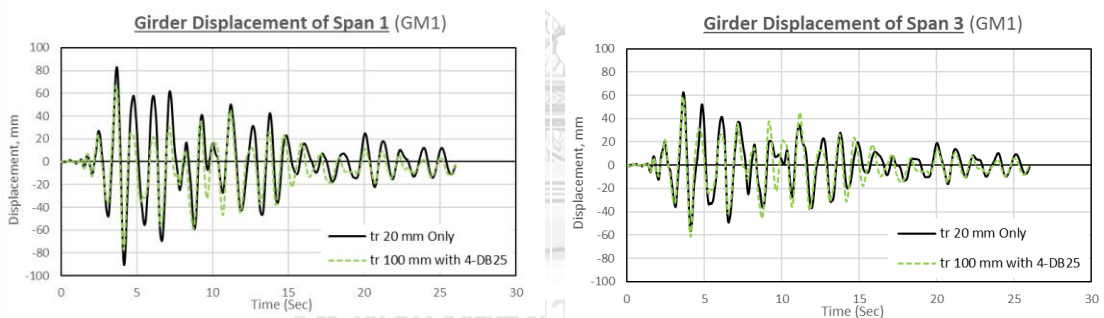
Cases of Bearing Only and Installation Dowel	Maximum Girder Displacement, mm				
	Span 1	Span 2	Span 3	Span 4	Span 5
Rubber thickness (tr) 20 mm	86	66	64	66	86
tr 100 mm with 1-DB25	91	53	54	53	91
tr 100 mm with 2-DB25	73	54	51	54	73
tr 100 mm with 4-DB25	73	61	59	66	73
tr 100 mm with 5-DB25	72	64	64	64	72



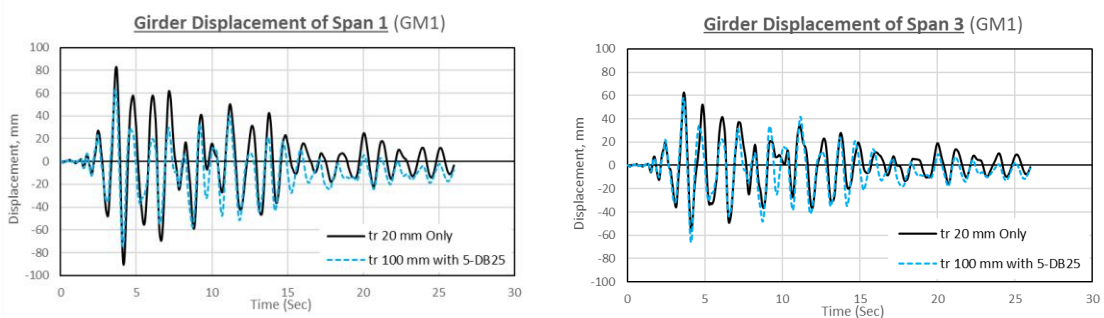
a.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดือย 1-DB25



b.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดือย 2-DB25

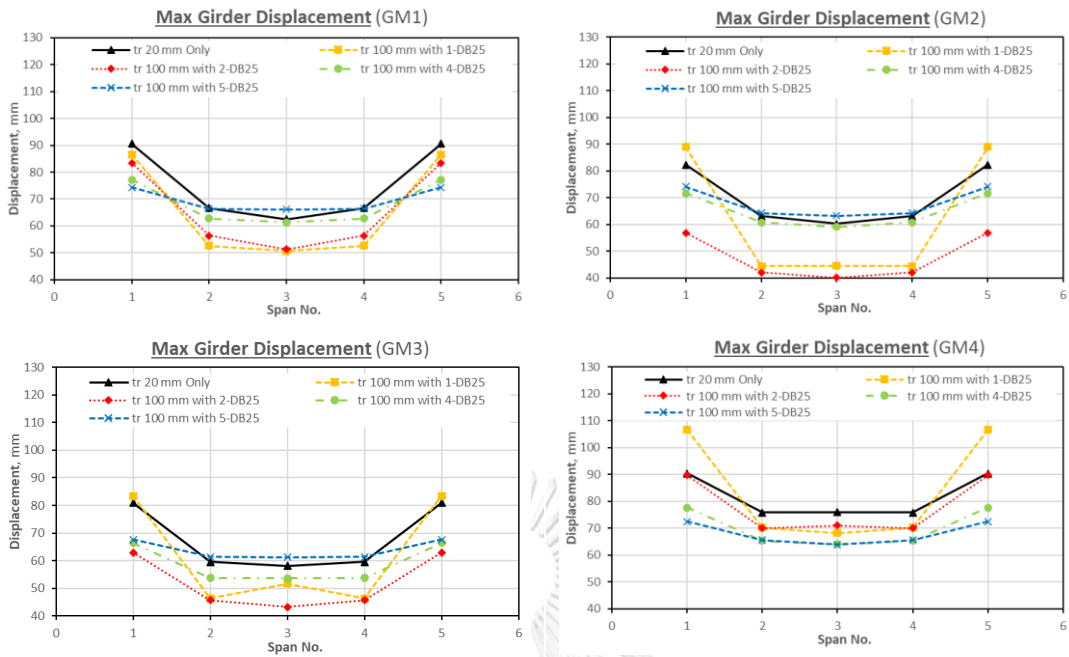


c.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดือย 4-DB25



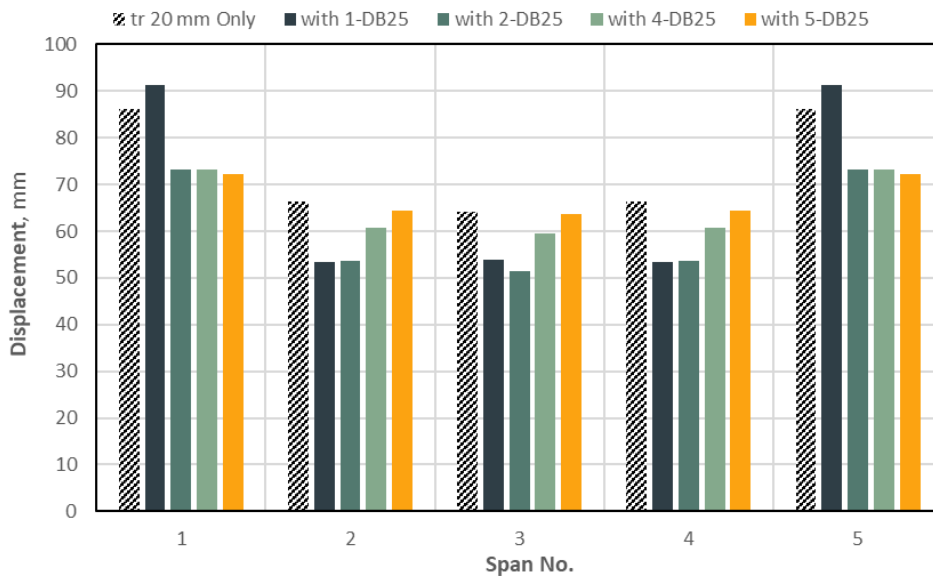
d.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดือย 5-DB25

รูปที่ 4.53 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย (คลื่นแผ่นดินไหว GM1)



รูปที่ 4.54 การเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่าง กรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเตี้ย ในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว

Max Girder Displacement (Average GM)



รูปที่ 4.55 การเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเตี้ย โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

4.5.3 ระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน

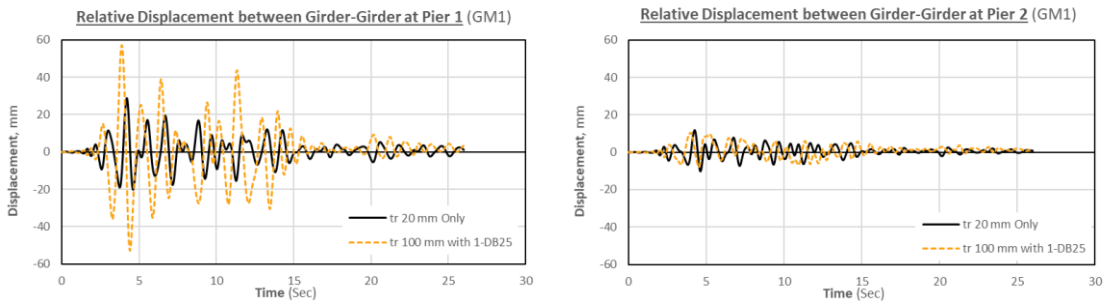
หากพิจารณาเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน (Relative displacement) ระหว่างกรณีก่อนการปรับปรุงซึ่งมีการเลือกใช้แผ่นยางรองคานสะพานหนา 20 มิลลิเมตร กับกรณีหลังการปรับปรุงซึ่งเลือกใช้แผ่นยางที่มีความหนามากขึ้นโดยมีความหนา 100 มิลลิเมตร และทำการติดตั้งเหล็กเดือยเป็นอุปกรณ์ยึดรั้ง การเปรียบเทียบผลการตอบสนองของค่าดังกล่าวที่เกิดขึ้นในแต่ละช่วงเวลาสามารถพิจารณาได้จากรูปที่ 4.56 ซึ่งแสดงให้เห็นในแต่ละกรณี การเลือกใช้เหล็กเดือย นอกจากนี้ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพานในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.57

สำหรับการเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพานจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด สามารถพิจารณาได้จากตารางที่ 4.9 และดูแนวโน้มความแตกต่างได้จากกราฟซึ่งแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.58 โดยในช่วงริมของโครงสร้างสะพานบริเวณเสาตอม่อที่ 1 การเลือกใช้เหล็กเดือย 1-DB25 ทำให้ระยะการเคลื่อนตัวดังกล่าวมีค่าสูงสุดโดยมีค่ามากกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 117 ในขณะที่การเลือกใช้เหล็กเดือย 5-DB25 ให้ผลลัพธ์ที่น้อยที่สุดในบริเวณดังกล่าวโดยมีค่าน้อยกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 62

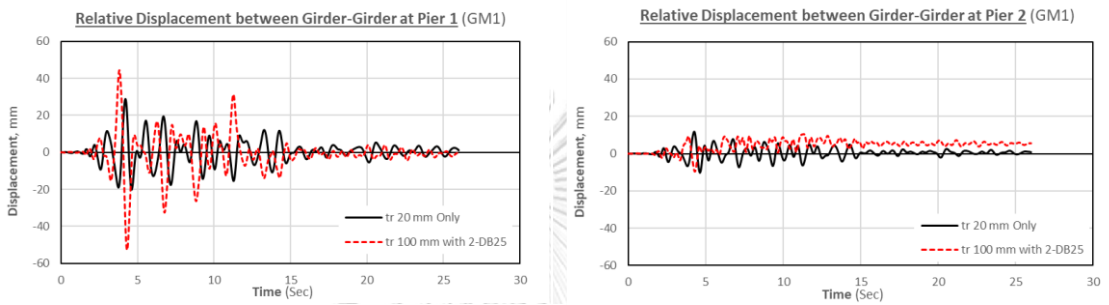
สำหรับบริเวณเสาตอม่อที่ 2 ซึ่งเป็นช่วงกลางของโครงสร้างสะพาน การเลือกใช้เหล็กเดือย 1-DB25 ทำให้ระยะการเคลื่อนตัวของคานมีค่าสูงสุดเช่นเดียวกัน โดยมีค่าน้อยกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 9 ในขณะที่การเลือกใช้เหล็กเดือย 5-DB25 ให้ผลลัพธ์ที่น้อยที่สุดโดยมีค่าน้อยกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 77

ตารางที่ 4.9 การเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด

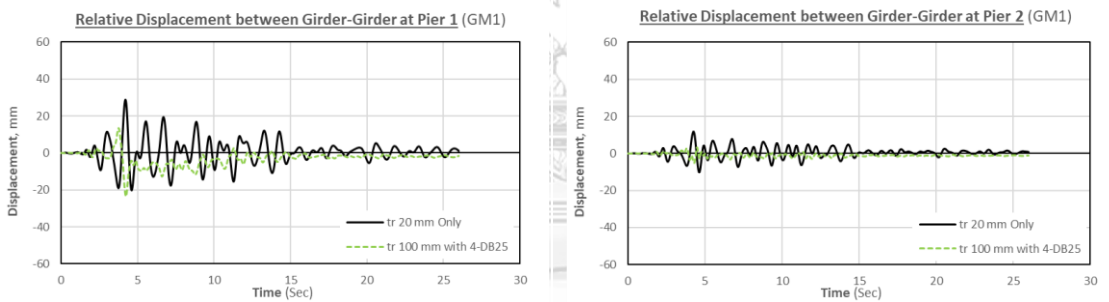
Cases of Bearing Only and Installation Dowel	Maximum Relative Displacement, mm			
	Pier 1	Pier 2	Pier 3	Pier 4
Rubber thickness (tr) 20 mm	26	11	11	26
tr 100 mm with 1-DB25	56	10	10	56
tr 100 mm with 2-DB25	46	9	9	46
tr 100 mm with 4-DB25	20	4	4	20
tr 100 mm with 5-DB25	10	2	2	10



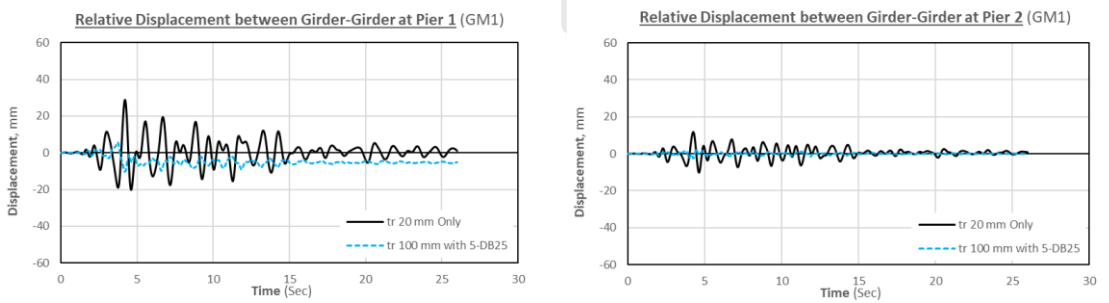
a.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดียว 1-DB25



b.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดียว 2-DB25

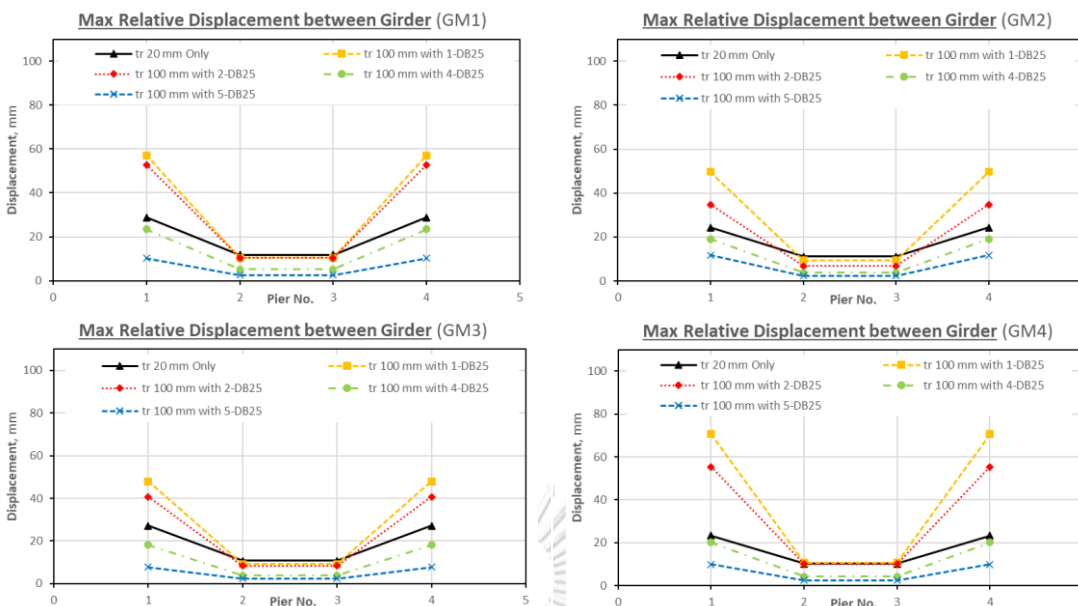


c.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดียว 4-DB25



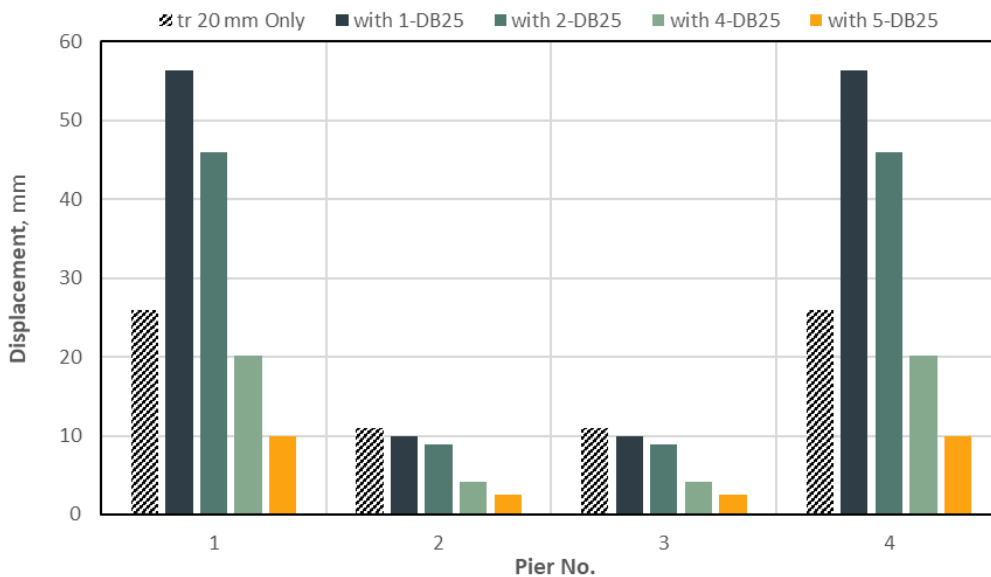
d.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดียว 5-DB25

รูปที่ 4.56 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดียว (คลื่นแผ่นดินไหว GM1)



รูปที่ 4.57 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดียว ในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว

Max Relative Displacement between Girder (Average GM)



รูปที่ 4.58 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพาน ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดียว โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

4.5.4 ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ

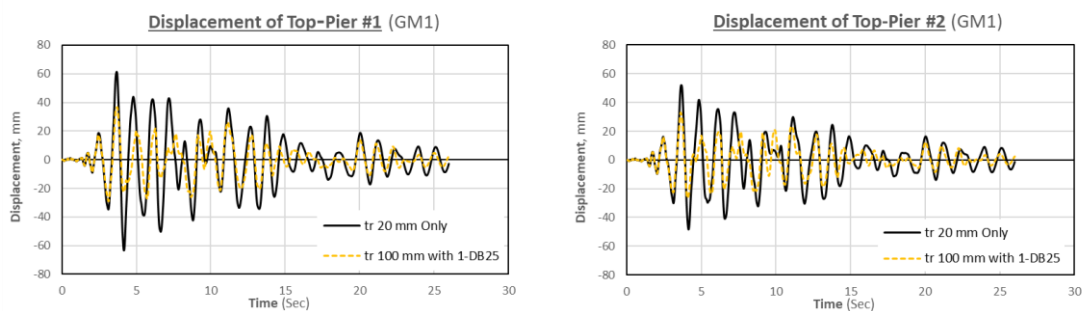
หากพิจารณาเปรียบเทียบระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ (Top-Pier displacement) ระหว่างกรณีก่อนการปรับปรุงซึ่งมีการเลือกใช้แผ่นยางรองคานสะพานหนา 20 มิลลิเมตร กับกรณีหลังการปรับปรุงซึ่งเลือกใช้แผ่นยางที่มีความหนามากขึ้นโดยมีความหนา 100 มิลลิเมตร และทำการติดตั้งเหล็กเดือยเป็นอุปกรณ์ยึดรั้ง การเปรียบเทียบผลการตอบสนองของค่าดังกล่าวที่เกิดขึ้นในแต่ละช่วงเวลาสามารถพิจารณาได้จากรูปที่ 4.59 ซึ่งแสดงให้เห็นในแต่ละกรณี การเลือกใช้เหล็กเดือย นอกจากนี้ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.60

สำหรับการเปรียบเทียบระยะเวลาเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาตอม่อจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด สามารถพิจารณาได้จากตารางที่ 4.10 และดูแนวโน้มความแตกต่างได้จากกราฟ ซึ่งแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.61 โดยในช่วงริมของโครงสร้างสะพานบริเวณเสาตอม่อที่ 1 การเลือกใช้เหล็กเดือย 5-DB25 ทำให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวดังกล่าวมีค่าสูงสุดโดยมีค่ามากกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 2 ในขณะที่การเลือกใช้เหล็กเดือย 1-DB25 ให้ผลลัพธ์ที่น้อยที่สุดในบริเวณดังกล่าวโดยมีค่าน้อยกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 38

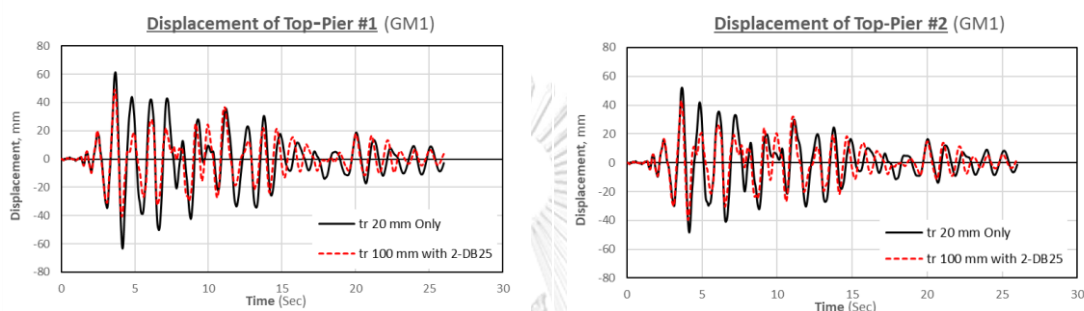
สำหรับบริเวณเสาตอม่อที่ 2 ซึ่งเป็นช่วงกลางของโครงสร้างสะพาน การเลือกใช้เหล็กเดือย 5-DB25 ทำให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานมีค่าสูงสุดเช่นเดียวกัน โดยมีความมากกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 13 ในขณะที่การเลือกใช้เหล็กเดือย 1-DB25 ให้ผลลัพธ์ที่น้อยที่สุดโดยมีค่าน้อยกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 37

ตารางที่ 4.10 การเปรียบเทียบระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด

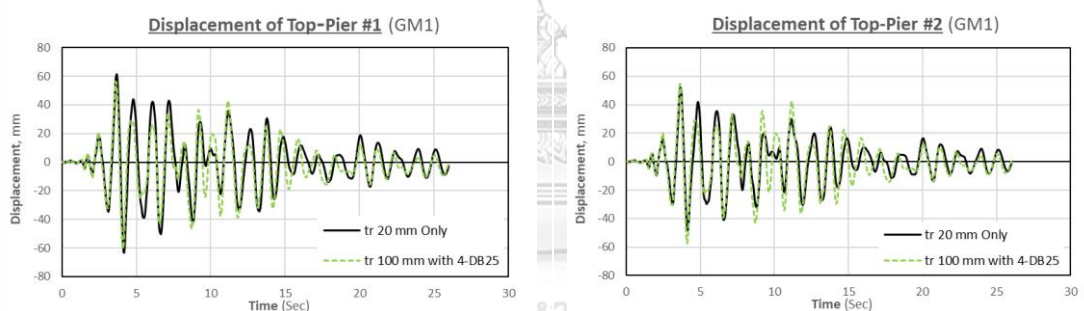
Cases of Bearing Only and Installation Dowel	Maximum Top-Pier Displacement, mm			
	Pier 1	Pier 2	Pier 3	Pier 4
Rubber thickness (tr) 20 mm	62	53	53	62
tr 100 mm with 1-DB25	39	33	33	39
tr 100 mm with 2-DB25	45	42	42	45
tr 100 mm with 4-DB25	58	56	56	58
tr 100 mm with 5-DB25	63	60	60	63



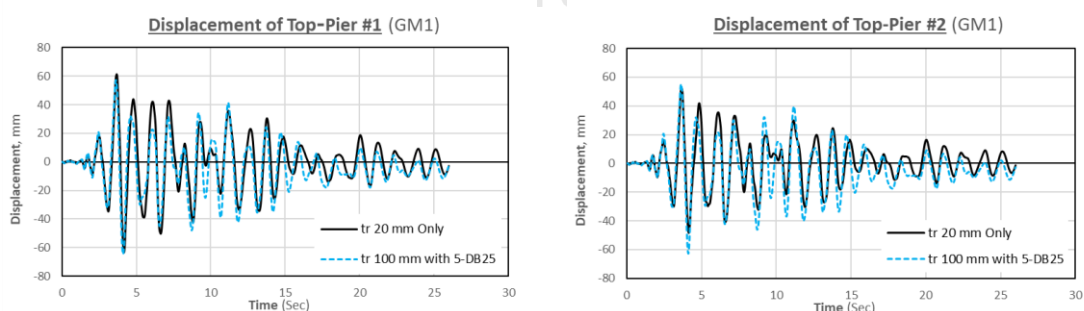
a.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดี่ยว 1-DB25



b.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดี่ยว 2-DB25

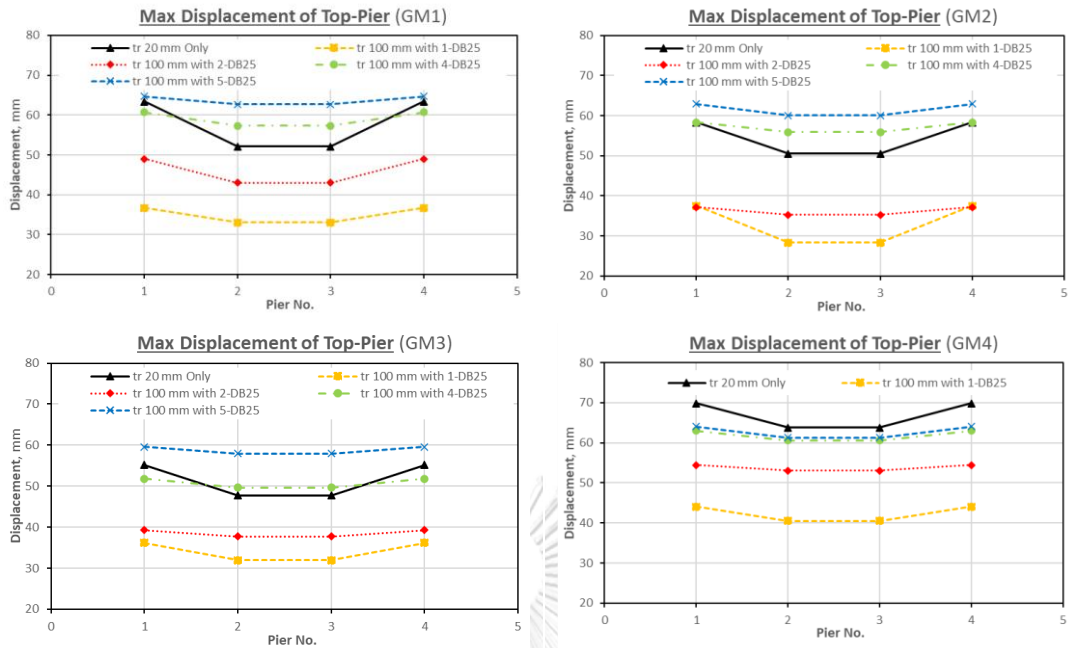


c.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดี่ยว 4-DB25

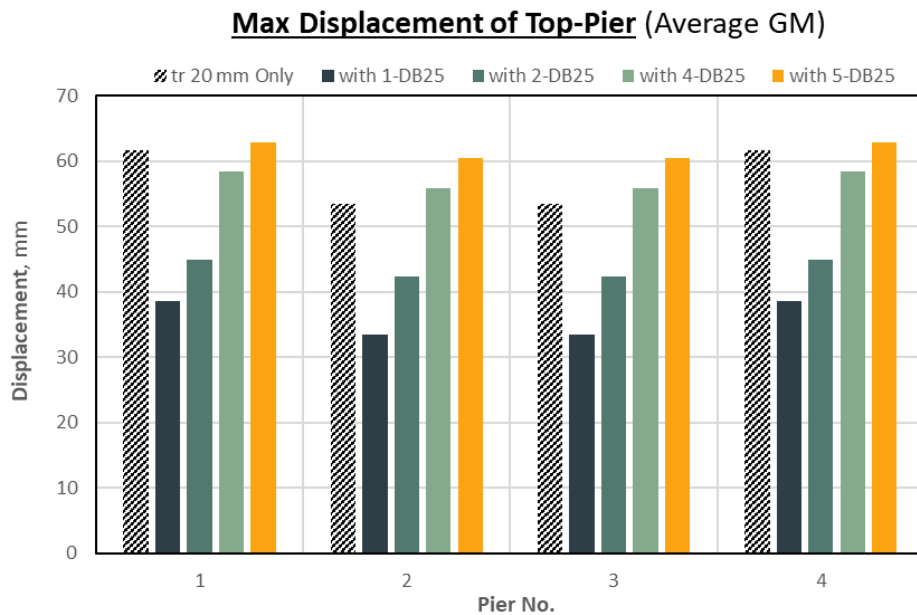


d.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดี่ยว 5-DB25

รูปที่ 4.59 การเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดี่ยว (คลื่นแผ่นดินไหว GM1)



รูปที่ 4.60 การเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาต่อม่อ ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย ในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว



รูปที่ 4.61 การเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของปลายยอดเสาต่อม่อ ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

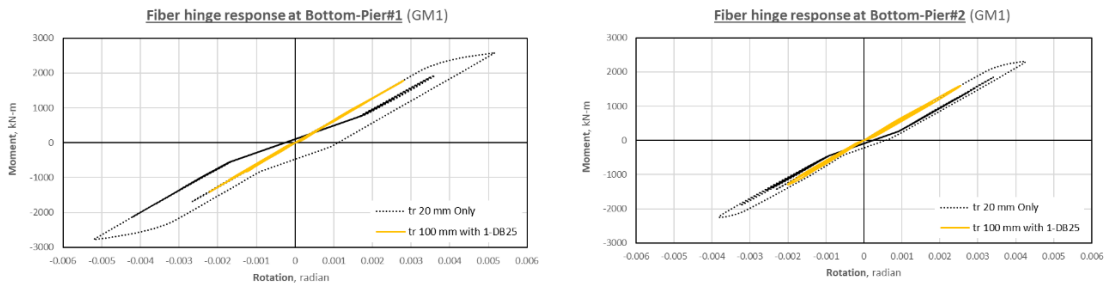
4.5.5 ผลการตอบสนองของเสาตอม่อ

ผลการตอบสนองของฐานเสาตอม่อ จะพิจารณาถึงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นที่เกิดขึ้นบริเวณด้านล่างของเสาตอม่อทั้งสี่ตำแหน่ง โดยจะพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติก และพิจารณาการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นจากจุดหมุนพลาสติก หากเปรียบเทียบระหว่างกรณีก่อนการปรับปรุงซึ่งมีการเลือกใช้แผ่นยางรองคานสะพานหนา 20 มิลลิเมตร กับกรณีหลังการปรับปรุงซึ่งเลือกใช้แผ่นยางที่มีความหนามากขึ้นโดยมีความหนา 100 มิลลิเมตร และทำการติดตั้งเหล็กเดือยเป็นอุปกรณ์ยึดรั้ง จะพบว่ากรณีเลือกปรับปรุงโดยใช้เหล็กเดือย 5-DB25 จะให้ผลการตอบสนองที่สูงสุด และยังมีการสลายพลังงานที่สูงสุดอีกด้วย ในทางตรงข้ามการปรับปรุงโดยใช้เหล็กเดือยที่น้อยลงจะช่วยลดผลการตอบสนองของเสาตอม่อ โดยกรณีเลือกใช้ 1-DB25 จะให้ผลตอบสนองที่น้อยสุดซึ่งทำให้เสาตอม่อยังคงมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ไม่เกิดการคราก ซึ่งแสดงให้เห็นดังตารางที่ 4.11 สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนซึ่งแสดงให้เห็นการเปรียบเทียบในกรณีทั้งก่อนและหลังการติดตั้งด้วยการเลือกใช้เหล็กเดือยจะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.62

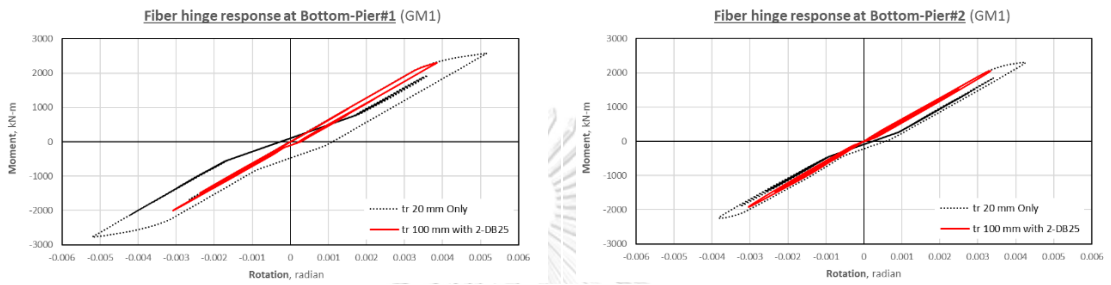
หากพิจารณาขีดความสามารถของหน้าตัดจะพบว่าค่าจุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นของกรณี 4-DB25 ในตำแหน่งเสาตอม่อช่วงริม และกรณี 5-DB25 ในทุกตำแหน่งเสาตอม่อ มีค่าสูงเกินกว่าระดับ IO ซึ่งมีค่า 0.005 แต่ยังมีค่าไม่ถึงระดับ LS ซึ่งมีค่า 0.0112 โดยอ้างอิงระดับทั้งสองจากมาตรฐาน ASCE41-13

ตารางที่ 4.11 ค่ามุมหมุนพลาสติก และ ค่าการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นจากจุดหมุนพลาสติก ณ ฐานเสาตอม่อ กรณีคลื่นแผ่นดินไหว GM1

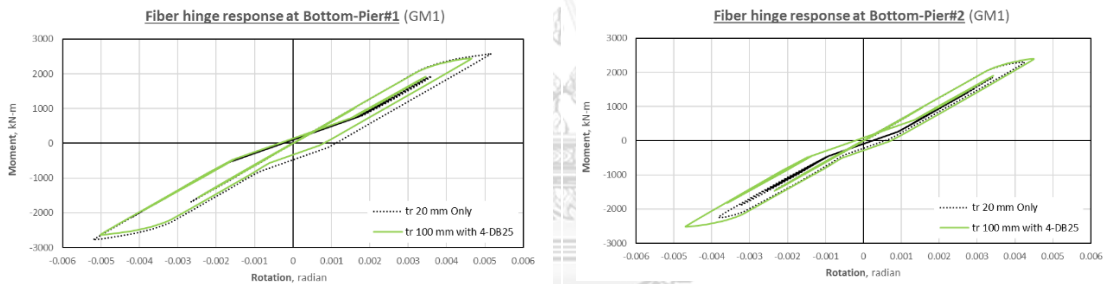
Cases	Plastic Rotation (Radian)		Energy Dissipated (kN-m)	
	Pier 1	Pier 2	Pier 1	Pier 2
Bearing Only (tr 20 mm)	0.0052	0.0043	5.92	2.43
Installation 1-DB25	0.0028	0.0025	Not Yield	Not Yield
Installation 2-DB25	0.0038	0.0033	0.76	0.53
Installation 4-DB25	0.0050	0.0047	4.91	4.10
Installation 5-DB25	0.0055	0.0053	6.52	5.67



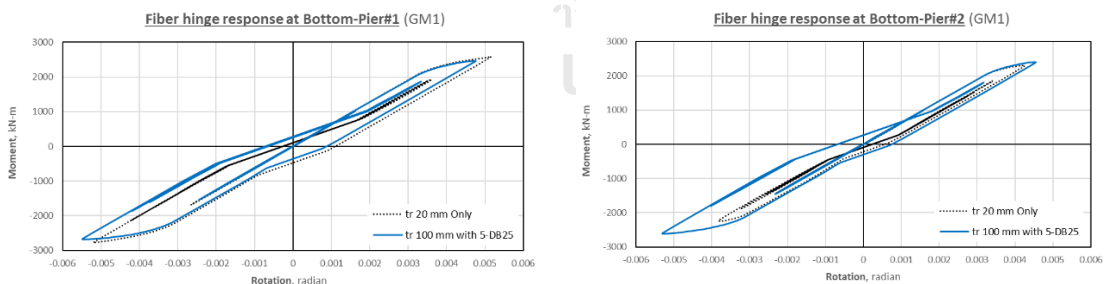
a.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดียว 1-DB25



b.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดียว 2-DB25



c.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดียว 4-DB25



d.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดียว 5-DB25

รูปที่ 4.62 การเปรียบเทียบผลการตอบสนองของจุดหมุนพลาสติก บริเวณด้านล่างของเสาตอม่อ ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดียว (คลื่นแผ่นดินไหว GM1)

4.5.6 แรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ

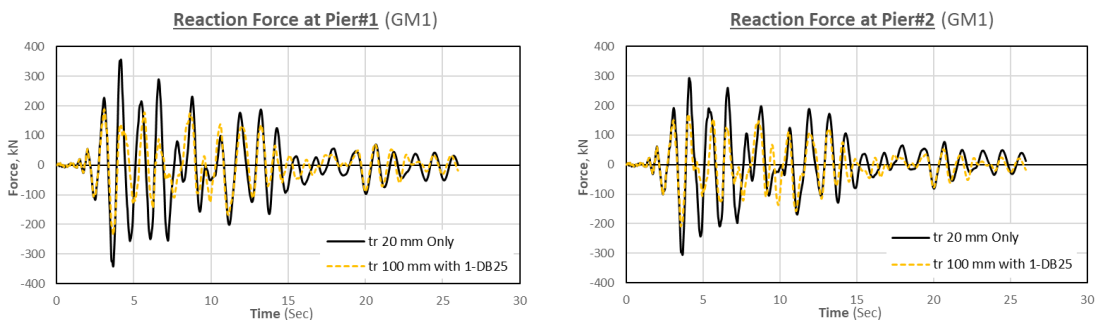
หากพิจารณาเปรียบเทียบแรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ (Reaction Force) ระหว่างกรณีก่อนการปรับปรุงซึ่งมีการเลือกใช้แผ่นยางรองคานสะพานหนา 20 มิลลิเมตร กับกรณีหลังการปรับปรุงซึ่งเลือกใช้แผ่นยางที่มีความหนามากขึ้นโดยมีความหนา 100 มิลลิเมตร และทำการติดตั้งเหล็กเดือยเป็นอุปกรณ์ยึดรั้ง การเปรียบเทียบผลการตอบสนองของค่าดังกล่าวที่เกิดขึ้นในแต่ละช่วงเวลาสามารถพิจารณาได้จากรูปที่ 4.63 ซึ่งแสดงให้เห็นในแต่ละกรณีการเลือกใช้เหล็กเดือย นอกจากนี้แรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว จะแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.64

สำหรับการเปรียบเทียบแรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อจากการเฉลี่ยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมดสามารถพิจารณาได้จากตารางที่ 4.12 และดูแนวโน้มความแตกต่างได้จากกราฟซึ่งแสดงให้เห็นดังรูปที่ 4.65 โดยในช่วงริมของโครงสร้างสะพานบริเวณเสาตอม่อที่ 1 การเลือกใช้เหล็กเดือย 5-DB25 ทำให้แรงปฏิกิริยามีค่าสูงสุดโดยมีค่าน้อยกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 2.10 ในขณะที่การเลือกใช้เหล็กเดือย 1-DB25 ให้ผลลัพธ์ที่น้อยที่สุดในบริเวณดังกล่าวโดยมีค่าน้อยกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 29.09

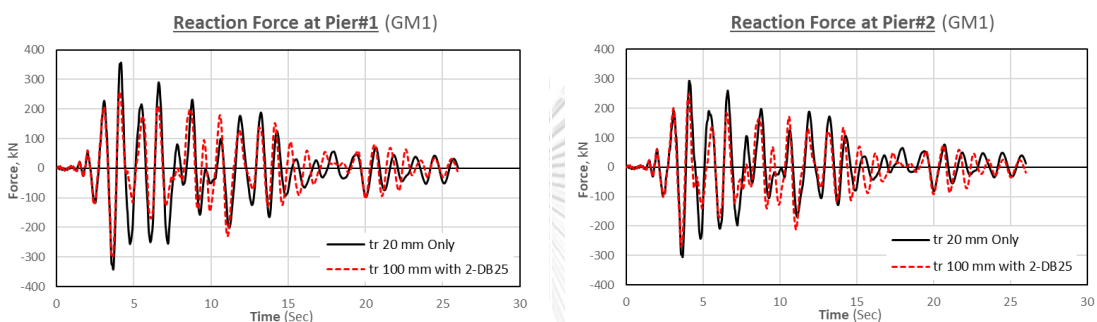
สำหรับบริเวณเสาตอม่อที่ 2 ซึ่งเป็นช่วงกลางของโครงสร้างสะพาน การเลือกใช้เหล็กเดือย 5-DB25 ทำให้แรงปฏิกิริยามีค่าสูงสุดเช่นเดียวกัน โดยมีค่ามากกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 7.85 ในขณะที่การเลือกใช้เหล็กเดือย 1-DB25 ให้ผลลัพธ์ที่น้อยที่สุดโดยมีค่าน้อยกว่ากรณีก่อนการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 32.00

ตารางที่ 4.12 การเปรียบเทียบแรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด

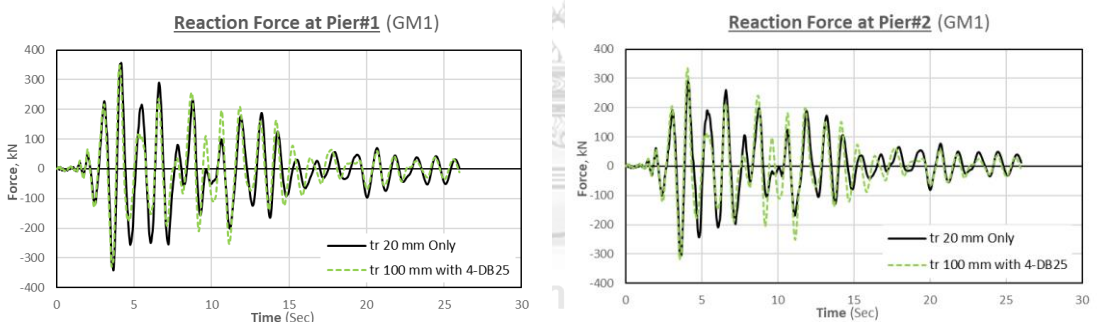
Cases of Bearing Only and Installation Dowel	Maximum Reaction Force, kN			
	Pier 1	Pier 2	Pier 3	Pier 4
Rubber thickness (tr) 20 mm	352.68	313.71	313.71	352.68
tr 100 mm with 1-DB25	250.09	213.31	213.31	250.09
tr 100 mm with 2-DB25	273.89	259.14	259.14	273.89
tr 100 mm with 4-DB25	333.71	323.68	323.68	333.71
tr 100 mm with 5-DB25	345.26	338.32	338.32	345.26



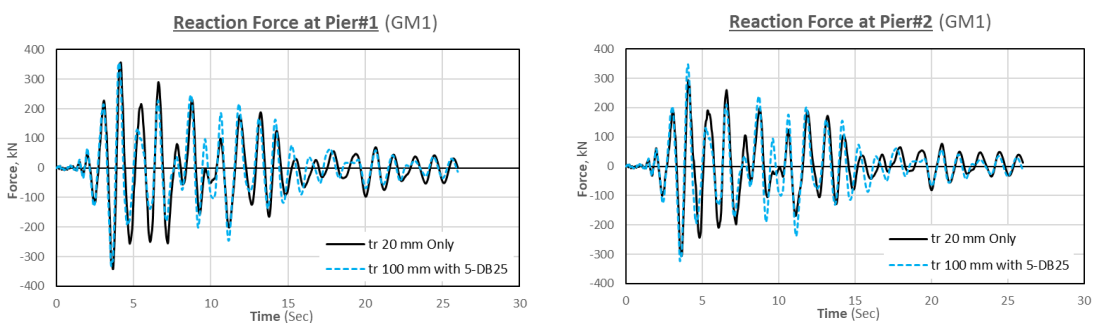
a.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดือย 1-DB25



b.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดือย 2-DB25

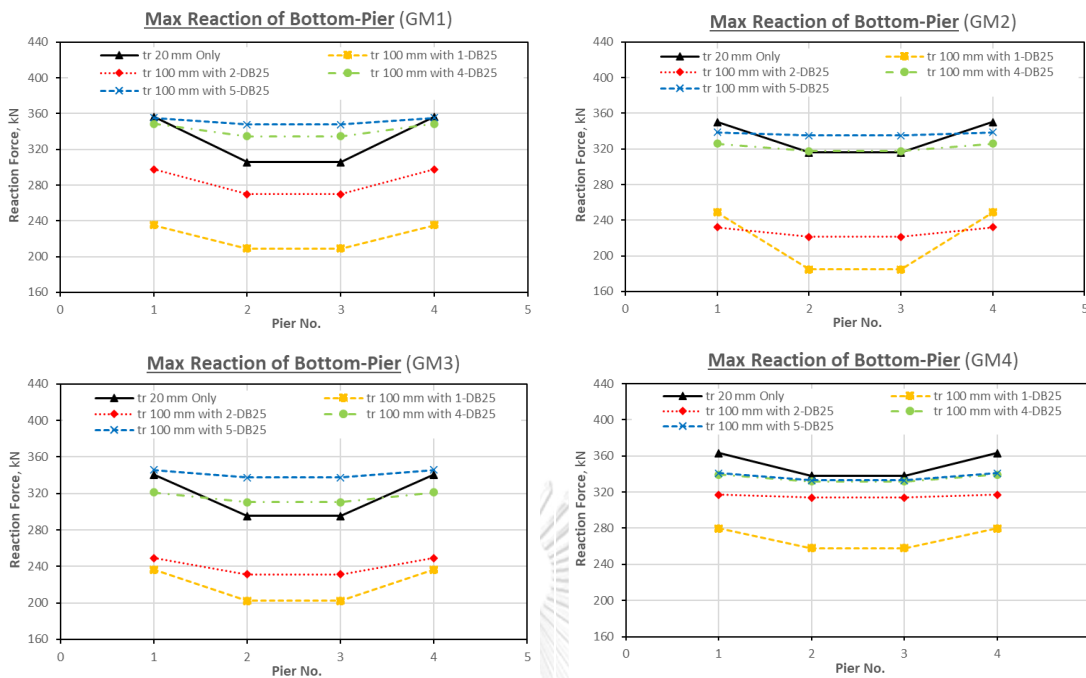


c.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดือย 4-DB25

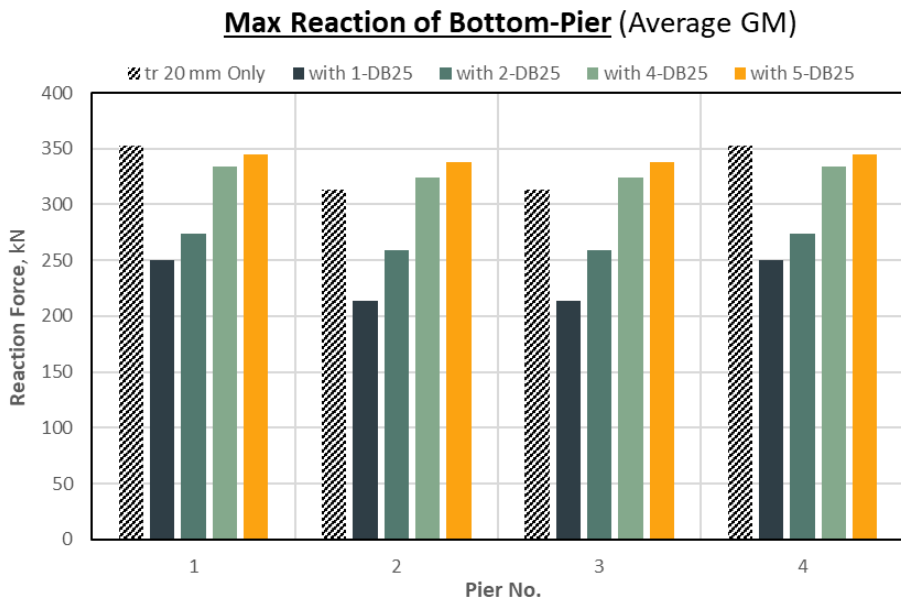


d.) กรณีติดตั้งร่วมกับเหล็กเดือย 5-DB25

รูปที่ 4.63 การเปรียบเทียบแรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อ ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดือย (คลื่นแผ่นดินไหว GM1)



รูปที่ 4.64 การเปรียบเทียบแรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อ ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดียว ในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว



รูปที่ 4.65 การเปรียบเทียบแรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อ ระหว่างกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 20 mm กับกรณีติดตั้งแผ่นยางหนา 100 mm ร่วมกับเหล็กเดียว โดยเฉลี่ยจากคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสิ้น

บทที่ 5

สรุปผลการศึกษา

งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาผลตอบสนองของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานที่ถูกออกแบบด้วยระบบแยกฐานภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว โครงสร้างสะพานที่เลือกศึกษาเป็นโครงสร้างสะพานแบบคานคอนกรีตอัดแรงรูปตัวไอ และทำการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จำลองโครงสร้างสะพานผ่านโปรแกรม SAP2000 การศึกษาวิเคราะห์ผลการตอบสนองของโครงสร้างเชิงพลศาสตร์ เลือกใช้วิธีการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างแบบโหมด และวิธีการวิเคราะห์การตอบสนองแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น โดยจะพิจารณาผลการตอบสนองต่าง ๆ เช่น ค่าคาบการสั่นธรรมชาติ, ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นทั้งในช่วงและระหว่างช่วงสะพาน, ระยะเวลาเคลื่อนตัวของปลายยอดเสาตอม่อ, ผลการตอบสนองของแผ่นยางรองคานสะพานและเหล็กเดือย, ผลการตอบสนองบริเวณฐานเสาตอม่อ และแรงปฏิกิริยาของเสาตอม่อหรือแรงเฉือนที่ฐาน โดยผลการศึกษาสามารถสรุปได้โดยแบ่งตามหัวข้อ ดังนี้

1. การเลือกใช้แผ่นยางที่มีความหนาน้อย เช่น ในกรณีการเลือกใช้ความหนา 10 มิลลิเมตร จะทำให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพานมีค่าเพียง 11 มิลลิเมตร แต่ทำให้ผลการตอบสนองต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพานส่วนล่างมีค่าสูง โดยพบว่าระดับสมรรถนะของเสาตอม่อซึ่งพิจารณาค่ามุมหมุนพลาสติกจะอยู่เกินกว่าระดับ IO แต่ยังไม่เกินระดับ LS ในทางตรงกันข้ามการเลือกใช้แผ่นยางที่มีความหนามาก เช่น กรณีการเลือกใช้แผ่นยางหนา 200 มิลลิเมตร ทำให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพานมีค่า 206 มิลลิเมตร หรือสูงขึ้นร้อยละ 1,703 เมื่อเทียบกับแผ่นยางหนา 10 มิลลิเมตร ในขณะที่ผลการตอบสนองต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพานส่วนล่างมีค่าลดลง โดยเสาตอม่อสะพานจะไม่พบการครากเกิดขึ้น

2. การติดตั้งอิฐลิเมนต์ช่องว่างจะทำให้การเคลื่อนตัวระหว่างช่วงสะพานมีค่าน้อยลง เนื่องจากการจำกัดการเคลื่อนตัวจากการกำหนดระยะของช่องว่าง ผลดังกล่าวทำให้ระยะเวลาเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นมีค่าลดลง สำหรับผลตอบสนองของเสาตอม่อและแรงเฉือนที่ฐานกรณีของช่องว่าง 30 มิลลิเมตร จะมีผลตอบสนองที่สูงสุดและใกล้เคียงกับกรณีที่ช่องว่างมีขนาดความกว้างมากไม่มีการจำกัดระยะช่องว่าง นอกจากนี้ยังทราบถึงแรงกระทำที่เกิดจากการชนกันของคานรองรับแผ่นพื้นจากการพิจารณาระยะช่องว่างขนาด 10 มิลลิเมตร จะมีโอกาสในการชนกันที่สูง ในขณะที่ระยะช่องว่างขนาด 30 มิลลิเมตร จะมีโอกาสในการชนกันน้อยกว่า แต่มีโอกาสเกิดแรงกระทำสูงสุด โดยพบว่าเกิดแรงกระทำ 1,826 kN ซึ่งมีค่าสูงกว่ากรณีระยะช่องว่าง 10 มิลลิเมตร คิดเป็นร้อยละ 14

3. การติดตั้งเหล็กเดือยเป็นอุปกรณ์ยึดรั้งควบคุมไปกับการใช้แผ่นยางรองคานสะพาน ทำให้ค่าสติฟเนสโดยรวมของโครงสร้างมีค่าสูงขึ้น และค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างสะพานมีค่าน้อยลงซึ่งเป็นผลให้ระยะเวลาการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นระหว่างช่วงสะพานลดลง เช่น การลดลงจากกรณีของ 1-DB25 และ 5-DB25 มีค่าลดลงจาก 56 เป็น 10 มิลลิเมตร คิดเป็นร้อยละ 82 ในขณะที่เดียวกันกลับทำให้ผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานส่วนล่างมีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้น โดยเฉพาะในกรณีของ 5-DB25 ที่ทำให้ระดับสมรรถนะของเสาตอม่อซึ่งพิจารณาค่ามุมหมุนพลาสติกจะอยู่เกินกว่าระดับ IO แต่ยังไม่เกินระดับ LS แต่ในบางกรณีเช่น การเลือกใช้เหล็กเดือย 1-DB25 และ 2-DB25 กลับทำให้ผลการตอบสนองของเสาตอม่อและแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าเดิมในบริเวณเสาตอม่อที่ 1 ซึ่งอยู่ริมสุดของโครงสร้าง

4. การเปรียบเทียบผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานก่อนและหลังการปรับปรุงโดยใช้เหล็กเดือย พบว่ากรณีศึกษา 5-DB25 มีค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างสะพานที่ใกล้เคียงกับกรณีก่อนการปรับปรุง โดยมีค่าน้อยกว่ากรณีดังกล่าวร้อยละ 0.22 แต่ผลการตอบสนองอื่น ๆ มีความแตกต่างกัน โดยกรณี 5-DB25 จะช่วยลดระยะเวลาการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นสูงสุด คิดเป็นร้อยละ 16 แต่ในขณะที่ผลการตอบสนองของเสาตอม่อมีค่าปรับตัวสูงขึ้น หากพิจารณาแรงเฉือนที่ฐานจะพบว่ามีค่าสูงขึ้นหลังการปรับปรุงคิดเป็นร้อยละ 8 กรณีการปรับปรุงโครงสร้างสะพานโดยการเลือกใช้ 5-DB25 จึงไม่ใช่กรณีการปรับปรุงที่เหมาะสมมากที่สุด ทำให้การเลือกใช้เหล็กเดือยกรณี 2-DB25 มีผลการตอบสนองที่เหมาะสมมากกว่า เนื่องจากกรณีดังกล่าวช่วยลดระยะเวลาการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นสูงสุด คิดเป็นร้อยละ 20 และมีผลการตอบสนองของเสาตอม่อที่น้อยกว่า โดยแรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อที่เกิดขึ้นมีค่าลดลงร้อยละ 22 นอกจากนี้การเลือกใช้เหล็กเดือยที่มีจำนวนน้อยกว่ากรณีดังกล่าวเช่นในกรณี 1-DB25 จะเกิดการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้นบริเวณช่วงสะพานริมสุดที่สูง เนื่องจากการสูญเสียรูปร่างที่มากเกินไปของเหล็กเดือย จึงไม่เหมาะสมในการนำมาใช้ปรับปรุงโครงสร้างสะพาน

บรรณานุกรม

- Abdel Raheem, Shehata. (2009). Pounding mitigation and unseating prevention at expansion joints of isolated multi-span bridges. *Engineering Structures*, 31, 2345-2356. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.05.010>
- Agawal, Pratribha. (2019). *Seismic Base Isolation of Multi-Span Simply Supported (MSSS) Concrete Bridge*. (Master). Asian Institute of Technology,
- AISC, American Institute of Steel Construction. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Building. In *Expected Material Strength*.
- Akogul, Can, & Celik, Oguz C. (2008). *Effect of elastomeric bearing modeling parameters on the seismic design of RC highway bridges with precast concrete girders*. Paper presented at the Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering.
- Anil, Özgür, & Altin, Sinan. (2007). An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames. *Engineering Structures*, 29(3), 449-460. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.05.011>
- ASCE, American Society of Civil Engineer. (2014). ASCE standard ASCE/SEI 41-13 : American Society of Civil Engineers : seismic evaluation and retrofit of existing buildings.
- ASCE, American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures*: ASCE.
- Aviram, Ady, Mackie, Kevin R., & Stojadinović, Božidar. (2008). *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*. Retrieved from Berkeley:
- Avşar, Özgür. (2009). *FRAGILITY BASED SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF ORDINARY HIGHWAY BRIDGES IN TURKEY*. (Ph.D. Dissertation). MIDDLE EAST TECHNICAL UNIVERSITY,
- Buckle, Ian G., & Mayes, Ronald L. (1990). Seismic Isolation: History, Application, and Performance—A World View. *Earthquake Spectra*, 6(2), 161-201. doi:<https://doi.org/10.1193/1.1585564>
- Caltrans, California Department of Transportation. (2006). Caltrans Seismic Design

- Criteria Version 1.4. In. Sacramento, California.
- Caltrans, California Department of Transportation. (2013). Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.7. In. Sacramento, California.
- Chamindalal, Sujeewa Lewangamage, Abe, Masato, Fujino, Yozo, & Yoshida, Junji. (2004). Strain field measurements of rubber by image analysis and design criteria for laminated rubber bearings (LRB). *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33(4), 445-464. doi:<https://doi.org/10.1002/eqe.356>
- Chen, Jingyi, Han, Qiang, Liang, Xiao, & Du, Xiuli. (2017). Effect of pounding on nonlinear seismic response of skewed highway bridges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 103, 151-165. doi:<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.09.008>
- Chopra, Anil K. (2007). *Dynamics of Structures : Theory and applications to earthquake engineering* (3rd ed.): Pearson Prentice Hall.
- Computers Structures Inc. (2017). CSI Analysis Reference Manual For SAP 2000, ETABS, SAFE and CSI Bridge. *Berkeley: Computer & Structures Inc.*
- Duncan, J Michael, & Mokwa, Robert L. (2001). Passive earth pressures: theories and tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(3), 248-257. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:3\(248\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:3(248))
- Foytong, Piyawat, Ruangrassamee, Anat, & Lukkunaprasit, Panitan. (2013). Correlation analysis of a reinforced-concrete building under tsunami load pattern and effect of masonry infill walls on tsunami load resistance. *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, 6. doi:<https://doi.org/10.1080/19373260.2012.756125>
- Ghasemi, Hamid, Otsuka, Hisanori, Cooper, James D., & Nakajima, Hiroyuki. (1996). Aftermath of The Kobe Earthquake. Retrieved from <https://bit.ly/3jU9kmF>
- Hassan, Afraa Labiba, & Billah, A. H. M. Muntasir. (2020). Influence of ground motion duration and isolation bearings on the seismic response of base-isolated bridges. *Engineering Structures*. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111129>
- Huo, Yili, & Zhang, Jian. (2013). Effects of Pounding and Skewness on Seismic Responses of Typical Multispan Highway Bridges Using the Fragility Function Method. *Journal of Bridge Engineering*, 18(4), 499-515. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000414](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000414)

- Jankowski, Robert. (2005). Non-linear viscoelastic modeling of earthquake-induced structural pounding. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34, 595-611. doi:<https://doi.org/10.1002/eqe.434>
- Jankowski, Robert, & Mahmoud, Sayed. (2015). *Earthquake-induced structural pounding*: Springer.
- Ju, Shen-Haw, Yuantien, Cheng-Chun, & Hsieh, Wen-Ko. (2020). Study of Lead Rubber Bearings for Vibration Reduction in High-Tech Factories. *Applied Sciences*, 10(4), 1502. Retrieved from <https://www.mdpi.com/2076-3417/10/4/1502>
- Kelly, James M, & Konstantinidis, Dimitrios. (2011). *Mechanics of rubber bearings for seismic and vibration isolation*: John Wiley & Sons.
- Khy, Kimleng. (2018). *Improved Response Spectrum Analysis Procedure For Design Of Reinforced Concrete Tall Buildings*. (Ph.D. Dissertation). Chulalongkorn University,
- Kim, Sang-Hoon, & Shinozuka, Masanobu. (2003). Effects of Seismically Induced Pounding at Expansion Joints of Concrete Bridges. *Journal of Engineering Mechanics-asce - J ENG MECH-ASCE*, 129, 9. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2003\)129:11\(1225\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2003)129:11(1225))
- Li, Yong, & Conte, Joel. (2016). Effects of seismic isolation on the seismic response of a California high-speed rail prototype bridge with soil-structure and track-structure interactions: Effects of Seismic Isolation on a High-speed Rail Prototype Bridge. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45. doi:<https://doi.org/10.1002/eqe.2770>
- Liu, Cong, & Gao, Ri. (2018). Design method for steel restrainer bars on railway bridges subjected to spatially varying earthquakes. *Engineering Structures*, 159, 198-212. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.01.001>
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering ASCE.*, 114(8), 1804-1826. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Maroney, B. H. (1995). *Large Scale Abutment Tests to Determine Stiffness and Ultimate Strength Under Seismic Loading*. (PhD thesis). University of California Davis,
- Marsh, M Lee, Buckle, Ian G, & Kavazanjian Jr, Edward. (2014). *LRFD Seismic Analysis*

- and Design of Bridges: Reference Manual*. Retrieved from
- Mendez-Galindo, Carlos, Moor, Gianni, & Rassy, Samy. (2017). *Lead Rubber Bearings for Seismic Isolation of Structures in Cold Climates–New Developments*. Paper presented at the IABSE Symposium Report.
- Menegotto, M, & Pinto, P. E. (1973). *Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending*. Retrieved from Lisbon, Portugal:
- Muthukumar, Susendar, & DesRoches, Reginald. (2006). A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(7), 811-828. doi:<https://doi.org/10.1002/eqe.557>
- Naeim, Farzad, & Kelly, James M. (1999). *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*: John Wiley & Sons.
- Newmark, Nathan M. (1959). A method of computation for structural dynamics. *Journal of the engineering mechanics division*, 85(3), 67-94.
- Priestley, MJ Nigel, Seible, Frieder, & Calvi, Gian Michele. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*: John Wiley & Sons.
- Psycharis, Ioannis N., & Mouzakis, Harris P. (2012). Shear resistance of pinned connections of precast members to monotonic and cyclic loading. *Engineering Structures*, 41, 413-427. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.051>
- Shamsabadi, Anoosh, Rollins, Kyle M, & Kapuskar, Mike. (2007). Nonlinear soil–abutment–bridge structure interaction for seismic performance-based design. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(6), 707-720. doi:[https://doi:10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:6\(707\)](https://doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:6(707))
- Stewart, Jonathan P, Taciroglu, Ertugrul, Wallace, John W, Ahlberg, Eric R, Lemnitzer, Anne, Rha, Changsoon, . . . Salamanca, Alberto. (2007). Full scale cyclic testing of foundation support systems for highway bridges. Part II: Abutment backwalls.
- Taylor, Alan. (2014). The Northridge Earthquake: 20 Years Ago Today. Retrieved from <https://bit.ly/3LE9sY6>
- The Colorado Department of Transportation (CDOT). (2018). Bridge Design Manual. In *JOINTS AND BEARINGS*.
- Thenozhi, Suresh, & Yu, Wen. (2013). Advances in modeling and vibration control of

- building structures. *Annual Reviews in Control*, 37 (2), 346-364 .
doi:<https://doi.org/10.1016/j.arcontrol.2013.09.012>
- Wen-Huei Yen. (2002). Lessons Learned About Bridges From Earthquake in Taiwan.
Retrieved from <https://bit.ly/2H1yFfW>
- Zhang, Shi, & Liu. (2020). Seismic Effectiveness of Multiple Seismic Measures on a Continuous Girder Bridge. *Applied Sciences*, 10, 624 .
doi:<https://doi.org/10.3390/app10020624>
- Zoubek, Blaž, Isakovic, Tatjana, Fahjan, Yasin, & Fischinger, Matej. (2013). Cyclic failure analysis of the beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings. *Engineering Structures*, 52, 179-191 .
doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.02.028>
- กรมโยธาธิการและผังเมือง, กระทรวงมหาดไทย. (2561). มยผ.1301/1302-61 มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว
- กรมทางหลวง, กระทรวงคมนาคม. (2559). คู่มือการออกแบบสะพานและถนนเพื่อต้านแผ่นดินไหว.
- กระทรวงอุตสาหกรรม, สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. (2548). มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม มอก. 24-2548. In เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต : เหล็กข้ออ้อย.
- นคร ภู่วโรดม. (2561). พลศาสตร์โครงสร้างพื้นฐาน สำหรับการออกแบบต้านทานแรงลมและแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว (1 ed.). กรุงเทพมหานคร.
- วรากร สิงหสุต. (2551). สมรรถนะต้านทานแผ่นดินไหวของเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยภายใต้แรงกระทำแบบวิถุจักร. (วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ). จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ก.

การตรวจสอบการลู่เข้าของคำตอบจากการวิเคราะห์โครงสร้าง

สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานโดยใช้วิธีการประวัตินเวลา จำเป็นต้องคำนวณหาค่าผลตอบสนองของสมการการเคลื่อนที่ด้วยวิธีอินทิเกรตโดยตรง (Direct integration) ด้วยวิธีการของ Newmark วิธีการดังกล่าวเป็นการประมาณการเชิงตัวเลข เพื่อให้ได้ผลลัพธ์ใกล้เคียงกับผลเฉลยแม่นยำ (Exact solution) จากการคำนวณในลักษณะดังกล่าวจำเป็นต้องพิจารณาถึงการลู่เข้าของคำตอบ (Convergence) โดยจะต้องพิจารณาช่วงเวลา (time step) ที่เหมาะสม เพื่อให้การประมาณการเชิงตัวเลขสามารถหาคำตอบได้อย่างถูกต้องและเหมาะสมมากที่สุด สำหรับการคัดเลือกช่วงเวลา จะทำการเปรียบเทียบ โดยจะอ้างอิงช่วงเวลาตั้งต้นจากข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน และจะทำการลดขนาดลงตามอัตราส่วนผลหารตามที่ปรากฏในตารางที่ ก.1 ซึ่งจะพิจารณามาจากคลื่นแผ่นดินไหว GM2 โดยจะทำการเปรียบเทียบผลต่างของค่าแรงปฏิกิริยา บริเวณฐานเสาต่อม่อหมายเลข 3 , ค่าระยะการเคลื่อนตัวของสะพานช่วงที่ 3 และแรงกระแทกที่เกิดบริเวณต่อม่อริม โดยจะพิจารณาจากผลตอบสนองแบบประวัตินเวลาและผลตอบสนองที่มีค่าสูงสุด ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพาน จากการพิจารณาลดขนาดของช่วงเวลาพบว่า $\Delta t/120$ เป็นช่วงเวลาที่มีขนาดเล็กที่สุด เนื่องจากการลดลงไปมากกว่านี้ จะทำให้การวิเคราะห์โครงสร้างใช้เวลานานและมีจำนวนของข้อมูลมาก ซึ่งเป็นการเปลืองทรัพยากรที่มากจนเกินไป จึงทำการเปรียบเทียบผลตอบสนองจากช่วงเวลาต่าง ๆ กับช่วงเวลา $\Delta t/120$

ผลการพิจารณาเปรียบเทียบพบว่าขนาดของช่วงเวลา $\Delta t/20$ จะพบว่ามีความถี่ของการลู่เข้าของคำตอบ โดยผลลัพธ์ที่พิจารณาจากแรงปฏิกิริยาและระยะการเคลื่อนตัวของช่วงสะพานมีค่าใกล้เคียงกับ $\Delta t/120$ โดยมีความแตกต่างไม่เกินร้อยละ 1 และมีแนวโน้มเช่นเดียวกับกรณีที่มีขนาดของช่วงเวลาเล็กกว่า ในบางกรณียังมีแนวโน้มที่เกิดการลู่เข้าของคำตอบมากกว่า $\Delta t/50$ นอกจากนี้ $\Delta t/20$ ยังใช้ทรัพยากรในการคำนวณที่น้อยกว่า โดยสามารถลดระยะเวลาในการคำนวณได้มากเมื่อเทียบกับ Time step ที่มีขนาดเล็กลงไป สำหรับผลของแรงกระแทกอาจมีความแตกต่างที่มีค่าประมาณร้อยละ 25 เป็นผลมาจากความอ่อนไหวของการคำนวณเนื่องจากสมมติฐานการคำนวณค่าแรงกระแทกมาจากผลของการเคลื่อนตัวของช่วงสะพานดังสมการที่ 3.4 แม้ว่าความแตกต่างของระยะการเคลื่อนตัวจะมีค่าน้อยแต่กลับส่งผลให้แรงกระแทกที่เกิดขึ้นมีค่าแตกต่างกันมาก แต่หากพิจารณาแนวโน้มของแรงกระแทกที่เกิดขึ้นจะพบว่ามีความถี่เช่นเดียวกับ $\Delta t/100$ และ $\Delta t/120$ จึงอนุมานได้ว่าช่วงเวลา $\Delta t/20$ มีแนวโน้มที่เกิดการลู่เข้าของคำตอบ จากเหตุผลดังกล่าว

งานวิจัยฉบับนี้จึงเลือกช่วงเวลา $\Delta t/20$ หรือ 0.0005 วินาที ในการพิจารณาวิเคราะห์โครงสร้างสะพานโดยใช้วิธีการประวัติเวลา

ตารางที่ ก.1 ขนาดของช่วงเวลา (Time step) ที่พิจารณาเปรียบเทียบ

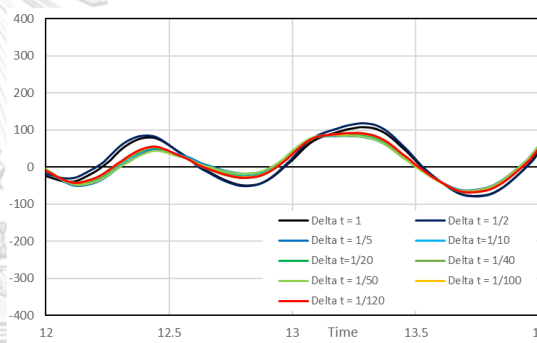
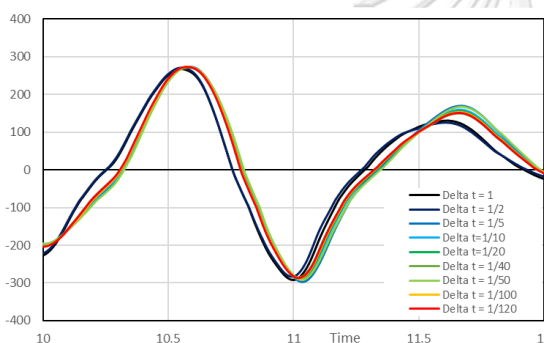
GM2	Δt	$\Delta t/20$	$\Delta t/50$	$\Delta t/100$	$\Delta t/120$
Time step (sec)	0.01	0.0005	0.0002	0.0001	8.33E-05



ตารางที่ ก.2 การเปรียบเทียบแรงปฏิกิริยาสูงสุดของเสาตอม่อ (kN) ในแต่ละ Time step (Δt)

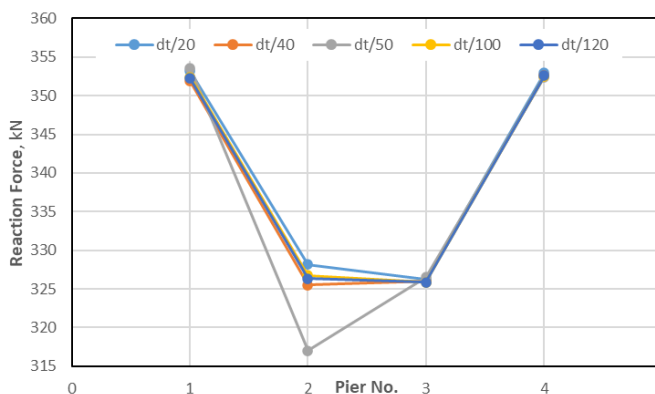
Pier No.	Reaction Force, kN				
	dt/20	dt/40	dt/50	dt/100	dt/120
1	353.19	351.89	353.57	352.41	352.24
2	328.17	325.51	317.01	326.76	326.32
3	326.21	325.99	326.53	325.85	325.84
4	352.93	352.59	352.42	352.53	352.60

Pier No.	Difference Percentage from dt/120				
	dt/20	dt/40	dt/50	dt/100	dt/120
1	0.27%	0.10%	0.38%	0.05%	-
2	0.57%	0.25%	2.85%	0.14%	
3	0.11%	0.05%	0.21%	0.00%	
4	0.09%	0.00%	0.05%	0.02%	



a.) ผลตอบสนองแบบประวัตเวลา ช่วงที่ 10 - 12

b.) ผลตอบสนองแบบประวัตเวลา ช่วงที่ 12 - 14



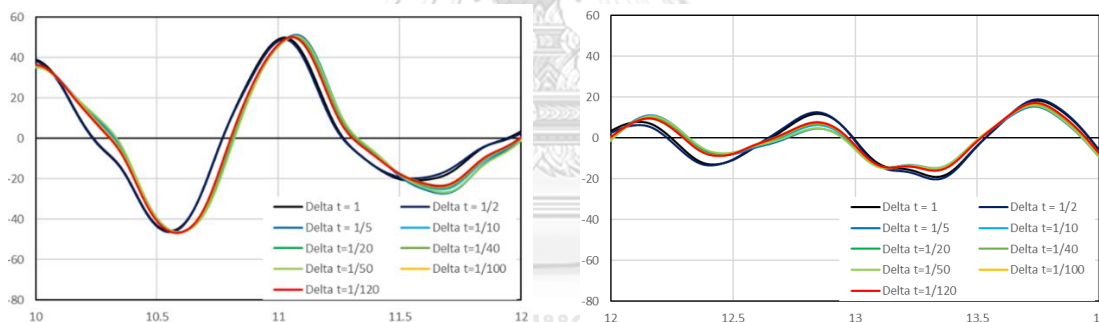
c.) พิจารณาค่าสูงสุด ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพาน

รูปที่ ก.1 การเปรียบเทียบแรงปฏิกิริยา (kN) ในแต่ละ Time step (Δt)

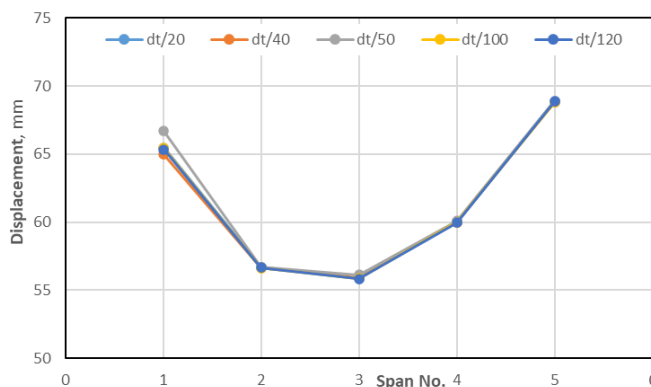
ตารางที่ ก.3 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวสูงสุดของคานรองรับแผ่นพื้น (mm) ในแต่ละ Time step (Δt)

Span No.	Girder displacement, mm				
	dt/20	dt/40	dt/50	dt/100	dt/120
1	65.46	64.96	66.67	65.45	65.34
2	56.69	56.65	56.70	56.63	56.66
3	55.88	55.90	56.14	55.86	55.85
4	60.01	60.01	60.10	60.00	59.97
5	68.89	68.84	68.90	68.80	68.86

Span No.	Difference Percentage from dt/120				
	dt/20	dt/40	dt/50	dt/100	dt/120
1	0.18%	0.58%	2.04%	0.17%	-
2	0.05%	0.03%	0.07%	0.07%	
3	0.05%	0.08%	0.51%	0.01%	
4	0.06%	0.06%	0.21%	0.03%	
5	0.05%	0.03%	0.06%	0.08%	



a.) ผลตอบสนองแบบประวัติเวลา ช่วงที่ 10 – 12 b.) ผลตอบสนองแบบประวัติเวลา ช่วงที่ 12 - 14



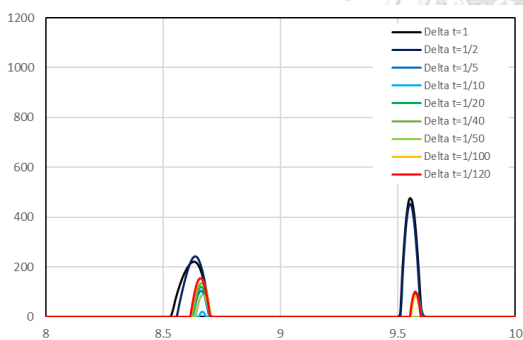
c.) พิจารณาค่าสูงสุด ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพาน
รูปที่ ก.2 การเปรียบเทียบระยะเวลาการเคลื่อนตัวของคานรองรับแผ่นพื้น (mm)
ในแต่ละ Time step (Δt)

ตารางที่ ก.4 การเปรียบเทียบแรงกระแทกสูงสุดที่เกิดขึ้นระหว่างชิ้นส่วน (kN) ในแต่ละ Time step

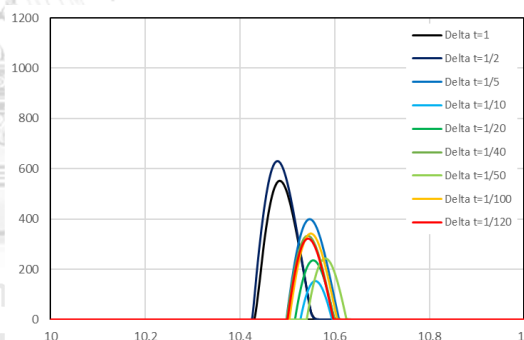
(Δt)

Location No.	Pounding Force, kN				
	dt/20	dt/40	dt/50	dt/100	dt/120
Abut (Left)	1065.12	1054.71	1047.42	1065.29	1055.25
Pier#1	1552.54	0.00	41.97	923.18	1236.06
Pier#2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pier#3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pier#4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Abut (Right)	826.53	937.55	727.40	877.55	872.75

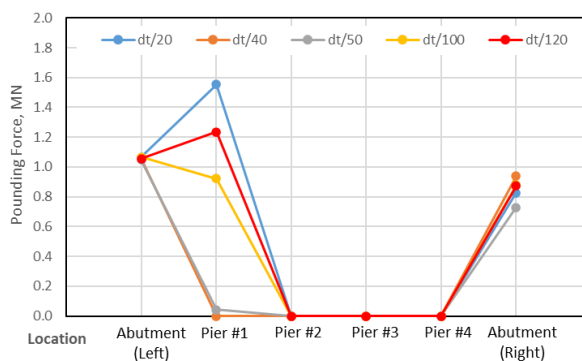
Location No.	Difference Percentage from dt/120				
	dt/20	dt/40	dt/50	dt/100	dt/120
Abut (Left)	0.94%	0.05%	0.74%	0.95%	-
Pier#1	25.60%	100.00%	96.60%	25.31%	
Pier#2	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	
Pier#3	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	
Pier#4	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	
Abut (Right)	5.30%	7.42%	16.65%	0.55%	



a.) ผลตอบสนองแบบประวัติเวลา ช่วงที่ 8 - 10



b.) ผลตอบสนองแบบประวัติเวลา ช่วงที่ 10 - 11



c.) พิจารณาค่าสูงสุด ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพาน

รูปที่ ก.3 การเปรียบเทียบแรงกระแทกระหว่างชิ้นส่วน (kN) ในแต่ละ Time step (Δt)

ภาคผนวก ข.

การประเมินค่าขีดความสามารถของหน้าตัด

ผลการตอบสนองของโครงสร้างสะพานบริเวณฐานเสาตอม่อมีแนวโน้มที่จะเกิดพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นจึงมีการจำลองด้วย Fiber element โดยมีการพิจารณาถึงระยะของจุดหมุนพลาสติก การจำลองถึงพฤติกรรมของจุดหมุนพลาสติกจะตรวจสอบความเหมาะสมของการจำลองด้วยแบบจำลองอ้างอิงที่เลือกใช้ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกสำหรับวิธีการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งจะพิจารณาความสามารถเชิงมุมของจุดหมุนพลาสติกร่วมกับโมเมนต์ที่การวิบัติถูกควบคุมโดยการตัดร่วมกับการเฉือน โดยแบบจำลองพฤติกรรมของจุดหมุนพลาสติกจะมีลักษณะดังรูปที่ ข.1

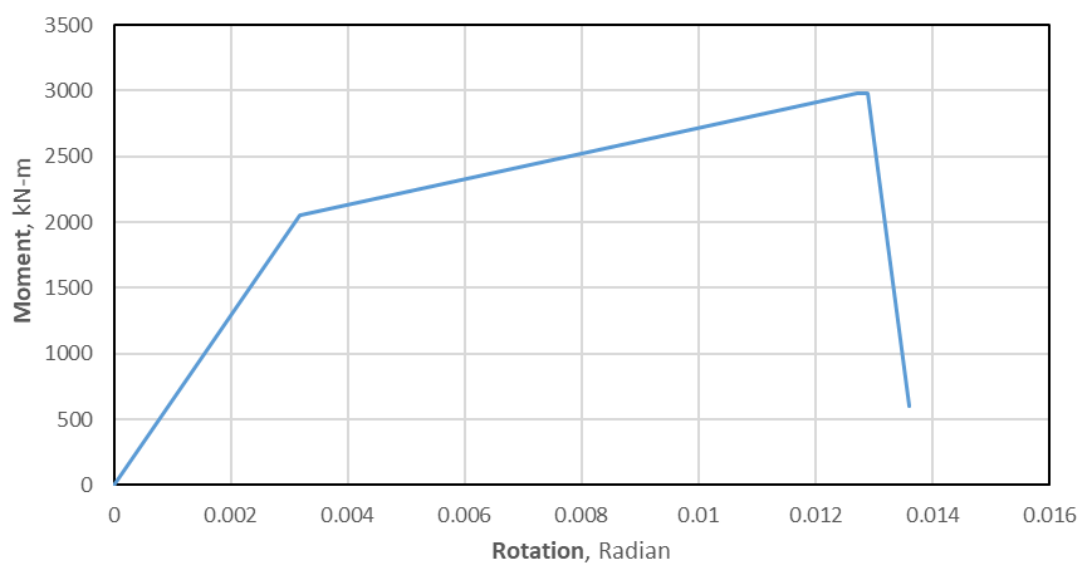
นอกจากนี้การประเมินค่าขีดความสามารถของหน้าตัดขององค์อาคารดังกล่าวภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวจะพิจารณาจากระดับสมรรถนะขององค์อาคาร โดยมีทั้งสิ้น 3 ระดับ ได้แก่ ระดับใช้งานได้ทันที (IO), ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และระดับป้องกันการพังทลาย (CP) โดยการประเมินระดับสมรรถนะของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจะพิจารณาเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับมุมหมุนพลาสติก (เรเดียน) ที่พิจารณาระดับสมรรถนะตามประเภทของชิ้นส่วนหลักที่การวิบัติถูกควบคุมโดยการตัดร่วมกับการเฉือน โดยทั้ง 3 ระดับจะมีค่าดังตารางที่ ข.1 โดยการตรวจสอบความถูกต้องของพฤติกรรมจุดหมุนพลาสติกและการประเมินระดับสมรรถนะจะพิจารณาจากมาตรฐาน ASCE41-13 (ASCE, 2014)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ข.1 ระดับสมรรถนะของค้ำมุมหมุนที่ยอมให้ ตามมาตรฐาน ASCE41-13

Immediate Occupancy (IO)	Life Safety (LS)	Collapse Prevention (CP)
0.005	0.0112	0.0136

ที่มา: (ASCE, 2014)



รูปที่ ข.1 พฤติกรรมจุดหมุนพลาสติกที่พิจารณาจากมาตรฐาน ASCE41-13



ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-สกุล	ยงศักดิ์ จิวะตระกูลธรรม
วัน เดือน ปี เกิด	07 ตุลาคม 2538
สถานที่เกิด	กรุงเทพมหานคร
วุฒิการศึกษา	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (2557-2561) คณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยมหิดล วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (2561-2564) คณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ที่อยู่ปัจจุบัน	4 (88/73) แยก11-1-4 ซอยรามคำแหง 118 เขตสะพานสูง แขวงสะพานสูง กรุงเทพฯ 10240

