

การวิเคราะห์การพังทลายของสะพานโค้งทางประวัติศาสตร์ Progressive collapse analysis of historical arch bridge

ณัฐพล ตริพิช¹ ยศนันท์ แซ่โจ้ว² วาญญู วิชาสวัชรโยธิน²และ ธิดารัตน์ วิสุทธิเสริวงศ์³

^{1,2,3} ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทคัดย่อ

สะพานเดชาติวงศ์เป็นสะพานโค้งเก่าแก่ที่สร้างขึ้นในปี พ.ศ. 2485 และเปิดใช้งานในปี พ.ศ. 2493 โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อเชื่อมโยงการเดินทางระหว่างภาคกลางและภาคเหนือของประเทศไทย ปัจจุบันสะพานยังคงใช้งานต่อเนื่องมาเกิน 75 ปี ส่งผลให้โครงสร้างเกิดการเสื่อมสภาพ จำเป็นต้องมีการวิเคราะห์เพื่อประเมินความปลอดภัยและวางแผนการใช้งานในอนาคต งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษารูปแบบการวิบัติของโครงสร้างภายหลังการขาดของสายเคเบิล (Hanger) เพื่อประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างภายหลังการวิบัติของ Hanger ภายใต้น้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐาน AASHTO LRFR 2002 และ จำลองและทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างโดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method) ด้วยโปรแกรม 3D-ATENA

ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า การขาดของสายเคเบิล (Hanger) เพียงเส้นเดียวไม่ทำให้เกิดการพังทลายของพื้นสะพาน (Girder) หรือสายเคเบิลเส้นอื่นโดยตรง แต่ส่งผลให้คานส่วนโค้ง (Arch Rib) เกิดความเสียหาย โดยเฉพาะในกรณีที่ Hanger หมายเลข 1, 2, 13 และ 14 ขาด ซึ่งเป็นตำแหน่งที่รับแรงสูงสุดของโครงสร้าง ผลการศึกษานี้สามารถใช้เป็นข้อมูลในการประเมินความมั่นคงของสะพานในสภาพปัจจุบัน และเสนอแนวทางในการบำรุงรักษาและเสริมความแข็งแรงในตำแหน่งวิกฤต เพื่อยืดอายุการใช้งานและรักษาความสำคัญทางประวัติศาสตร์ของสะพานเดชาติวงศ์ให้คงอยู่ต่อไปในอนาคต

คำสำคัญ: การวิบัติแบบต่อเนื่อง, สายเคเบิล, คานส่วนโค้ง, วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

Abstract

The Dechatathong Bridge is an old arch bridge constructed in 1942 and opened for use in 1950, with the primary purpose of connecting central and northern Thailand. The bridge has been in continuous use for over 75 years, leading to structural degradation, which necessitates an analysis to assess its safety and plan for future use. This research aims to (1) study the failure modes of the structure after the failure of the hanger, (2) evaluate the load-carrying capacity of the structure after hanger failure under loading conditions based on the AASHTO LRFR 2002 standard, and (3) simulate and predict the structural behavior using the Finite Element Method (FEM) through the 3D-ATENA program.

The analysis results show that the failure of a single hanger does not directly cause the collapse of the girder or other hangers, but it leads to damage to the arch rib, especially when hanger numbers 1, 2, 13, and 14 fail, as these locations bear the highest stresses in the structure. The findings from this study can be used to assess the bridge's stability in its current condition and provide recommendations for maintenance and strengthening in critical areas to prolong its service life and preserve its historical significance for future generations.

Keywords: Progressive Collapse, Hanger, Arch Rib, Finite Element

1 บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญ

สะพานเดชาติวงศ์เป็นสะพานเก่าแก่ที่มีความสำคัญทางประวัติศาสตร์ ตั้งอยู่ในจังหวัดนครสวรรค์ เริ่มก่อสร้างในปี พ.ศ. 2485 และเปิดให้ใช้งานครั้งแรกในปี พ.ศ. 2493 ด้วยความที่เป็นสะพานเก่าแก่ที่เปิดให้มีการสัญจรมาอย่างยาวนานอีกทั้งเทคโนโลยีในการก่อสร้างและออกแบบในยุคก่อนไม่ได้มีเทคโนโลยีที่ดีเมื่อเทียบกับปัจจุบัน ทำให้ ณ ขณะนี้ตัวสะพานมีการปิดการใช้งานและคงไว้เป็นเพียงสะพานทางประวัติศาสตร์ แต่อย่างไรก็ตามในช่วงที่มีปริมาณการจราจรสูงกว่าช่วงปกติ เช่น เทศกาลปีใหม่ และ สงกรานต์ หรือในกรณีฉุกเฉินเท่านั้น การวิเคราะห์การวิบัติแบบต่อเนื่อง(Progressive collapse) จึงมีความสำคัญอย่างยิ่งในการให้ข้อมูลที่มีประโยชน์สำหรับการซ่อมแซมสะพานเพื่อความปลอดภัย และการคงไว้ซึ่งสะพานทางประวัติศาสตร์

งานวิจัยนี้มุ่งเน้นในการศึกษาการวิบัติแบบต่อเนื่อง(Progressive collapse)ของโครงสร้างส่วนบน(Super Structure)ในช่วงโค้งของสะพาน(Arch)ที่เป็นโครงสร้างที่สำคัญในการถ่ายแรงลงสู่เสา ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ ผ่านโปรแกรม 3D-ATENA และผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์ผ่านซอฟต์แวร์มาเปรียบเทียบการคำนวณตามระเบียบการของ AASHTO LFR 2002

1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษารูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นของโครงสร้างในหลังเกิดการวิบัติของHanger
2. เพื่อประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างหลังเกิดการวิบัติของHanger ภายใต้น้ำหนักบรรทุกจนตามมาตรฐาน AASHTO LFR 2002
3. เพื่อจำลองและทำนายพฤติกรรมโดยการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม 3D-ATENA

1.3 ขอบเขตการศึกษา

1. การศึกษาในที่สนใจโครงสร้างเฉพาะช่วงspanส่วนโค้ง ในโครงสร้างส่วนบนของสะพานเดชาติวงศ์เท่านั้น
2. สนใจการวิบัติที่เกิดขึ้นที่ Hangerเท่านั้น
3. ใช้น้ำหนักบรรทุกเฉพาะตามที่มีการกำหนดเอาไว้ก่อนแล้วใน AASHTO LFR 2002

1.4 ผลลัพธ์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. ทราบถึงความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างหลังเกิดการวิบัติของHanger ภายใต้น้ำหนักบรรทุกจนตามมาตรฐาน AASHTO LFR 2002 จากการคำนวณ
2. ทราบถึงความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างหลังเกิดการวิบัติของHanger ภายใต้น้ำหนักบรรทุกจนตามมาตรฐาน AASHTO LFR 2002 จากโปรแกรม 3D-ATENA
3. เปรียบเทียบผลลัพธ์ที่ได้จากการคำนวณและผลลัพธ์จากโปรแกรม 3D-ATENA เพื่อประเมินความเสียหายของโครงสร้าง
4. ทราบรูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นของโครงสร้างในหลังเกิดการวิบัติของHanger
5. ทราบแนวทางในการบูรณะและเสริมกำลังสะพาน

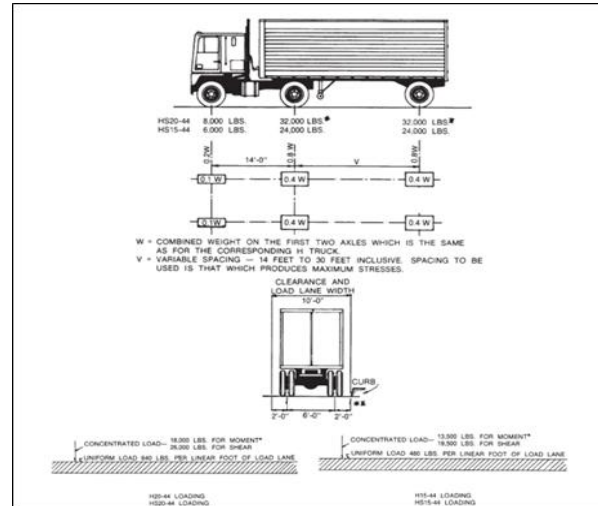
2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 น้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐาน AASHTO LFD (Loads LFD)

ปัจจุบัน AASHTO ใช้วิธีการออกแบบใหม่ที่เรียกว่า "วิธีคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกและความต้านทาน" (Load and Resistance Factor Design, LRFD) ซึ่งเริ่มใช้ตั้งแต่ปี ค.ศ. 1994 จนถึงปัจจุบัน

รายละเอียดน้ำหนักบรรทุกในปี ค.ศ. 1944 มีดังนี้:

- น้ำหนัก H15 ปี ค.ศ. 1944: H15-44 น้ำหนักรวม 30,000 lb (135 kN)
- น้ำหนัก H20 ปี ค.ศ. 1944: H20-44 น้ำหนักรวม 40,000 lb (180 kN)
- น้ำหนัก HS15 ปี ค.ศ. 1944: HS15-44 น้ำหนักรวม 54,000 lb (240 kN)
- น้ำหนัก HS20 ปี ค.ศ. 1944: HS20-44 น้ำหนักรวม 72,000 lb (325 kN)



รูปที่ 1 มาตรฐาน AASHTO LFD

2.2 Rating Factor

Rating Factor (RF) คือการประเมินขีดจำกัดในการรับน้ำหนักของตัวสะพาน หาก $RF > 1$ หมายความว่าสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกจรดังกล่าวได้ หาก $RF < 1$ หมายความว่าสะพานไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกจรดังกล่าวได้ในกรณีที่ $RF < 1$ จำเป็นต้องมีมาตรการป้องกันเพื่อหลีกเลี่ยงความเสียหาย เช่น การติดตั้งป้ายเตือนเพื่อจำกัดขนาดหรือจำกัดน้ำหนักของรถบรรทุกที่ผ่านสะพาน RF เป็นอัตราส่วนระหว่างความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน (Bridge Capacity) และน้ำหนักบรรทุกที่อยู่นบนสะพาน (Live Load)

จากข้อกำหนด LFR (Load Factor Rating) ได้ระบุว่า RF สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$Rating Factor = \frac{Capacity(0.9R_n) - Factor Dead Load(yDDL)}{Factor Live Load plus Impact, yL(LL+I)} \quad (\text{สมการที่ 1})$$

การประเมินความมั่นคงของสะพานมีอยู่ 2 ระดับ ดังนี้:

1. ระดับ Inventory

ระดับที่สะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (Service Load) ได้อย่างปลอดภัย โดยไม่ส่งผลกระทบต่ออายุการใช้งาน (Design Life) ของสะพาน

หาก $RF_{inv} > 1$ หมายความว่าสะพานสามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกที่ประเมินได้

หาก $RF_{inv} < 1$ หมายความว่าสะพานอาจเกิดการเสื่อมสภาพพังขึ้น และอาจลดอายุการใช้งานที่ปลอดภัยลงกว่าที่ออกแบบไว้

$$RF_{inv} = \frac{Mu - 1.3MDL}{1.3(1.67MLL + I)} \quad (\text{สมการที่ 2})$$

2. ระดับ Operation

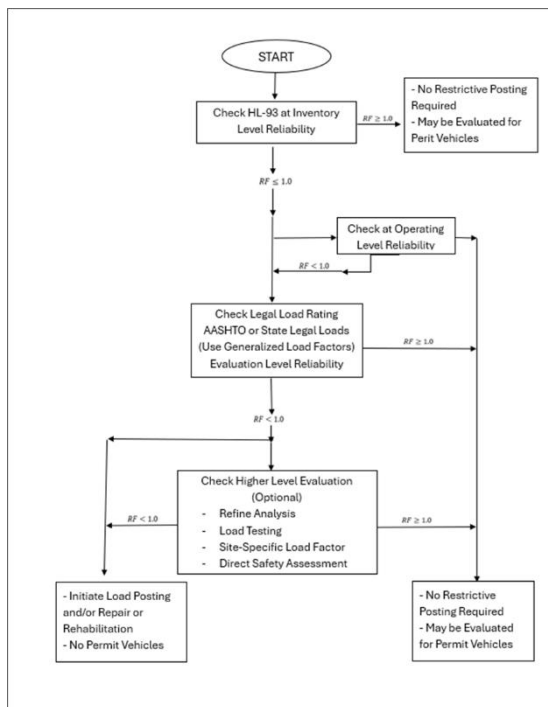
ระดับที่สะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุด (Maximum Permission Load) ได้โดยไม่เกิดความเสียหาย (Failure):

หาก $RF_{opr} > 1$ หมายความว่าสะพานสามารถรองรับน้ำหนักที่ประเมินได้อย่างปลอดภัย โดยไม่เกิดความเสียหาย

หาก $RF_{opr} < 1$ หมายความว่าสะพานไม่สามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกที่ประเมินได้ (มีความเสี่ยงสูงที่จะเกิดความเสียหาย)

$$RF_{opr} = \frac{Mu - 1.3MDL}{1.3(MLL + I)} \quad (\text{สมการที่ 3})$$

การประเมินขีดความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพานตามมาตรฐาน LFR (Load and Resistance Factor Rating) มีขั้นตอนและวิธีการดำเนินการดังแสดงใน รูปที่ 2



รูปที่ 2 ขั้นตอนและวิธีการดำเนินการของ RF

2.3 Progressive Collapse

การพังทลายของโครงสร้างแบบต่อเนื่อง (Progressive Collapse) หรือการพังทลายของโครงสร้างแบบไม่สมส่วน (Disproportionate Collapse) เกิดขึ้นเนื่องจากเกิดความเสียหายหรือการวิบัติ (Failure) ของโครงสร้างเพียงบางส่วน ส่งผลให้เกิดความเสียหายหรือการวิบัติในโครงสร้างหลักอื่น ๆ ตามมา ซึ่งนำไปสู่การพังทลายของโครงสร้างสะพานในท้ายที่สุด โดยการเพิ่มขึ้นและการเจริญเติบโตของจำนวนประชากรที่เพิ่มมากขึ้นในปัจจุบัน ทำให้มีปริมาณการจราจรบนสะพานเพิ่มมากขึ้น ซึ่งอาจส่งผลกระทบต่อสะพานในระยะยาวและอาจนำไปสู่การพังทลายของสะพาน โดยปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อการเกิดการพังทลายของโครงสร้างแบบต่อเนื่อง (Progressive Collapse) ได้แก่

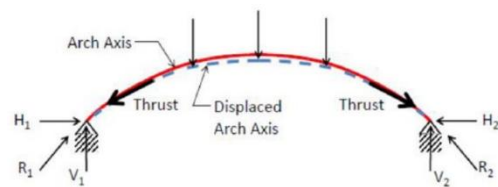
- ปัจจัยด้านการออกแบบโครงสร้าง เช่น การออกแบบสะพานที่ไม่ได้มาตรฐานหรือวิธีการก่อสร้างที่ไม่ถูกต้อง
- ปัจจัยด้านคุณสมบัติของวัสดุ เช่น การเสื่อมสภาพของวัสดุเนื่องจากอายุการใช้งาน
- ปัจจัยด้านแรงกระทำภายนอก เช่น อุบัติเหตุการชนกันของยานพาหนะ แผ่นดินไหว น้ำท่วมและการกัดเซาะ การถล่มของดิน ความเสียหายจากแรงลม หรือ สงคราม เป็นต้น โดยปัจจัยเหล่านี้เป็นสาเหตุหลักที่ก่อให้เกิดการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สินอย่างร้ายแรง

2.4 Arch Bridge and Tied Arch Bridge

2.4.1 Arch Bridge

Petros P. Xanthakos ได้อธิบายพฤติกรรมสะพานโค้ง (Arch) โดยมีคำจำกัดความดังนี้

1. โครงสร้าง Arch ต้องได้รับการออกแบบให้มีรูปร่างและสามารถถ่ายแรงตามขวาง (Transverse Loads) ไปยัง support primarily โดยผ่านแรง Axial Compressive Thrust
2. Arch member ต้องสามารถรับ Lateral Reaction ที่เกิดขึ้นจากโครงสร้าง Arch ได้ กล่าวคือ เมื่อ Arch รับแรงในแนวตั้ง (Vertical Load) แรงเหล่านี้จะถูกเปลี่ยนเป็นแรงอัด (Compression) ในโครงสร้าง Arch โดยแรงอัดนี้จะก่อให้เกิดแรงผลักไปยังที่ฐานรองรับสะพาน (Abutments)
3. Arch member ต้องได้รับการออกแบบเพื่อหลีกเลี่ยงการเกิดโมเมนต์ดัด (Bending Moment)



รูปที่ 3 โครงสร้างการถ่ายแรงของ Arch

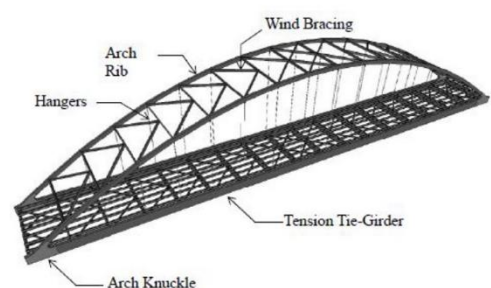
จากรูปที่ 3 แสดงให้เห็นว่า Arch ได้รับแรงกระทำตามขวาง (Transverse), แรงกระทำในแนวตั้ง (Downward Point Load) เมื่อมีโหลดเกิดขึ้นจะทำให้โครงสร้าง Arch โค้งตัวและเกิดการหดตัวตามแนว Longitudinal Axis เพื่อสร้าง Axial Thrust ต่อจากนั้น Axial Thrust จะถูกถ่ายไปยัง Reaction และถูกต้านกลับ โดยเรียกแรงต้านกลับนี้ว่า Inclined Reaction (R_1, R_2) ซึ่งแรงปฏิกิริยาทั้งนี้มียังมีองค์ประกอบทั้งแนวตั้งและแนวนอน (Vertical and Horizontal Component)

2.4.2 Tied Arch Bridge

สะพานโค้งคันทัน (Tied Arch Bridges) มีส่วนประกอบหลักๆ ได้แก่ โครงหลักของสะพานโค้ง (Arch Rib), คานรับแรงดึง (Tension Tie – Girder) และสายแขวน (Hangers) โดยอาจจะมีโครงค้ำยัน (Wind Bracing) อยู่ระหว่าง Arch Rib เพื่อต้านทานแรงลมและป้องกันการเกิด Buckling ของ Arch Rib

Arch Rib เป็นโครงสร้างรับแรงอัด ทำหน้าที่รับ Load ที่ถ่ายมาจากพื้นสะพานและผลของแรงกระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกต่างๆ โดยปกติแล้วนิยมใช้ Welded Box Girder ที่ประกอบเป็นชิ้นส่วนแล้วทำการเชื่อม ถ้าเป็น Concrete Arch Rib จะใช้หน้าตัดเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้า Tension Tie – Girder จะเชื่อมต่อปลายทั้งสองข้างของ Arch Rib. ซึ่งทำหน้าที่ในการเปลี่ยนแรงผลักใน Arch ให้เป็นแรงดึงโดยผ่านจุดเชื่อมต่อขนาดใหญ่ที่เรียกว่า Arch Knuckle Hangers ที่นิยมใช้โดยทั่วไปมี 3 แบบ คือ

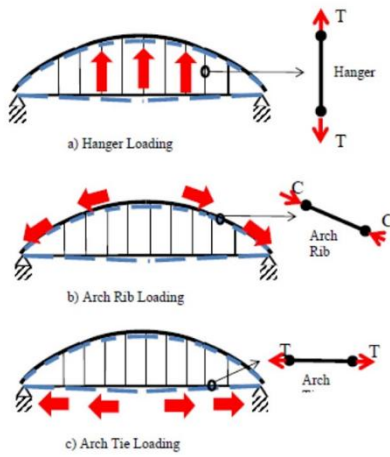
1. Langer System รูปแบบของ Hangers จะอยู่ในแนวตั้ง
2. Nielson System รูปแบบของ Hangers จะอยู่ในแนวเอียง
3. Network System รูปแบบของ Hangers จะพัฒนามาจาก Nielson System



รูปที่ 4 องค์ประกอบโครงสร้าง Tied Arch Bridge

2.4.3 Tied Arch Bridge Behavior

Uniform Loads ที่เกิดขึ้นบนสะพาน จะถูกถ่ายไปยัง Hangers แรงกระทำนี้ทำให้ Hangers อยู่ในภาวะ Tension และทำให้โครงสร้าง Arch เกิดการโก่งตัวลง (Arch Rib Downward) ทำให้เกิด Axial Shortening ซึ่งนำไปสู่การเกิด Compressive Thrust ในโครงสร้าง Arch เมื่อโครงสร้าง Arch สร้างแรงผลักออกไปยังฐานรองรับสะพาน Tension Tie – Girder จะรับแรงดึง ทำให้เกิดสมดุลในแนวนอน



รูปที่ 5 Tied Arch Behavior

3 ระเบียบวิธีวิจัย

3.1 ศึกษาแบบก่อสร้างจริงของสะพานเดชาติวงศ์ 1

ทำการศึกษาแบบก่อสร้างของสะพานเดชาติวงศ์ 1 ที่ได้รับการจัดเก็บโดยกรมทางหลวง โดยพิจารณาแบบสะพานปรีดี-ธำรง ควบคู่ไปด้วย เนื่องจากแบบสะพานเดชาติวงศ์ 1 ที่มีอยู่เดิม นั้น มีบางส่วนซึ่งสูญหายและมีการชำรุด จึงต้องพิจารณาแบบจากสะพานซึ่งมีความใกล้เคียงกันและ สร้างในเวลาใกล้เคียงกันอย่างสะพานปรีดี-ธำรงที่มีแบบสะพานซึ่งจัดทำใหม่อย่างสมบูรณ์ ศึกษา ข้อมูลที่จำเป็นในการสร้างแบบจำลองสามมิติอย่างสมบูรณ์ได้นั้นได้แก่ ลักษณะทางกายภาพ , ขนาด , ประเภทวัสดุ และการเสริมเหล็ก ในโครงสร้างรับแรงส่วนบน (Super Structure) คือ Arch Ribs , Hanger และ Girder จัดทำสรุปแล้วนำข้อมูลที่ได้ไปขึ้นแบบจำลองทางสามมิติ

3.2 การสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพานโค้งโดยโปรแกรม Atena

3.2.1 คุณสมบัติของวัสดุ

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของคอนกรีต

ประเภทของวัสดุ, Material Prototype	CC3DNonLinCementitious2
ความหนาแน่น, Density (kg/m ³)	2,320
มอดูลัสยืดหยุ่น, Elastic of Modulus (GPa)	19.14
อัตราส่วนปัวซอง, Poisson' Ratio	0.2
กำลังรับแรงดึง, Tensile Strength	1.19
กำลังรับแรงอัด, Compressive Strength (MPa)	15.9

ตารางที่ 2 คุณสมบัติของเหล็กเสริม

ประเภทของวัสดุ, Material Prototype	CCReinforcement
ความหนาแน่น, Density (kg/m ³)	7,850
มอดูลัสยืดหยุ่น, Elastic of Modulus (GPa)	200
กำลังรับแรงดึงที่จุดคราก, Yield Strength (MPa)	
- เหล็กข้ออ้อย, Deformed Bar	443
- เหล็กเส้นกลม, Round Bar	273
กำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย, Ultimate Tensile-Strength (MPa)	
- เหล็กข้ออ้อย, Deformed Bar	832
- เหล็กเส้นกลม, Round Bar	440

ตารางที่ 3 คุณสมบัติของสายเคเบิล

ประเภทของวัสดุ, Material Prototype	CCEXternalCable
มอดูลัสยืดหยุ่น, Elastic of Modulus (GPa)	200
กำลังรับแรงดึงที่จุดคราก, Yield Strength (MPa)	828
กำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย, Ultimate Tensile-Strength (MPa)	1035
Element Geometry	
Geometrical non-linearity	NONLINEAR
Geometry Type	Cable
Initial Strain	0.00232
Friction	0.2
Cohesion	0.2

ตารางที่ 6 คุณสมบัติของเพลทเหล็ก

ประเภทของวัสดุ, Material Prototype	CC3DBilinearSteelVonMises
มอดูลัสยืดหยุ่น, Elastic of Modulus (GPa)	200
มอดูลัสแข็งตัว, Hardening Modulus (GPa)	10
อัตราส่วนปัวซอง, Poisson' Ratio	0.3
กำลังรับแรงดึงที่จุดคราก, Yield Strength (MPa)	550

3.2.2 นำหนักบรรทุกของรถบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

ตารางที่ 3 ตารางแสดงรายละเอียดน้ำหนักบรรทุกทุกจุดตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ที่ใช้ในแบบจำลอง

รถบรรทุก	น้ำหนักบรรทุก (kN)			น้ำหนักแผ่กระจาย (kN/m)
	เพลลาที่ 1	เพลลาที่ 2	เพลลาที่ 3	
H20-44	35	145	-	-
HL-93	35	145	145	9.3

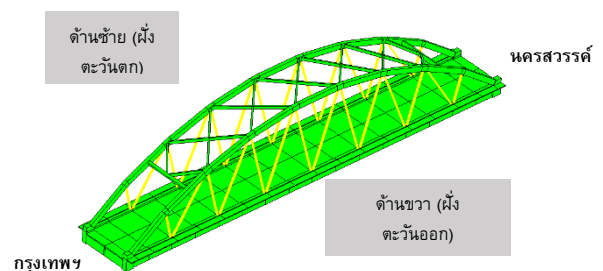
ตารางที่ 4 ตารางแสดงรายละเอียดน้ำหนักบรรทุกทุกจุดตามมาตรฐานประเทศไทยที่ใช้ในแบบจำลอง

รถบรรทุก	น้ำหนักบรรทุก (kN)			น้ำหนักแผ่กระจาย (kN/m)
	เพลลาที่ 1	เพลลาที่ 2	เพลลาที่ 3	
81-5222	40	142.8	-	-

3.2.3 ขั้นตอนการสร้างแบบจำลองสามมิติ

1. การสร้างรูปทรงเรขาคณิต(GeometryModeling): ดำเนินการสร้างองค์ประกอบโครงสร้างคอนกรีตในลักษณะของวัตถุสามมิติ (Solid Concrete) และเหล็กเสริมในลักษณะขององค์ประกอบเส้นตรงหนึ่งมิติ (1D Reinforcement) โดยอ้างอิงข้อมูลจากแบบก่อสร้างของสะพานเดชาติวงศ์ 1 ที่ได้รับจากหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง
2. การคำนวณพิกัดสามมิติ (3D Coordinate Definition): กำหนดพิกัดตำแหน่งของทุกจุดในแบบจำลองในระบบพิกัดสามมิติ (x, y, z) เพื่อให้ได้รูปทรงเรขาคณิตที่ถูกต้องและสะท้อนลักษณะทางกายภาพของโครงสร้างจริง
3. การเชื่อมต่อผิวขององค์ประกอบ (Surface Connectivity): ดำเนินการเชื่อมต่อผิวของแต่ละองค์ประกอบโครงสร้างเข้าด้วยกันโดยใช้ฟังก์ชัน Fixed Contact to Surface เพื่อให้แต่ละส่วนของแบบจำลองมีการถ่ายแรงอย่างต่อเนื่องและสมจริง อันเป็นปัจจัยสำคัญในการวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างโดยรวม

3.2.4 หลักเกณฑ์การกำหนดทิศทางและการตั้งชื่อ



รูปที่ 6 หลักเกณฑ์การกำหนดทิศทางและการตั้งชื่อ

การกำหนดรหัสประจำตัว (ID) โดยใช้หลักเกณฑ์ดังต่อไปนี้

1. โครงสร้างสะพานแบ่งออกเป็นสองฝั่ง ได้แก่ ฝั่งตะวันตก (W – West) และฝั่งตะวันออก (E – East) โดยแต่ละฝั่งประกอบด้วยสายเคเบิลจำนวน 14 เส้น

2. การกำหนดรหัสของสายเคเบิลใช้ตัวอักษร "W" สำหรับสายเคเบิลทางฝั่งตะวันตก และ "E" สำหรับสายเคเบิลทางฝั่งตะวันออก ตามลำดับ
3. การเรียงลำดับสายเคเบิลเริ่มจากทิศใต้ (ฝั่งกรุงเทพมหานคร) ไปทางทิศเหนือ (ฝั่งจังหวัดนครสวรรค์) โดยสายเคเบิลที่อยู่ใกล้กรุงเทพฯ มากที่สุดจะได้รับหมายเลขลำดับที่ 1 (เช่น WC1, EC1) และสายเคเบิลที่อยู่ใกล้จังหวัดนครสวรรค์มากที่สุดจะได้รับหมายเลขลำดับที่ 14 (เช่น WC14, EC14)

3.2.5 ความเสียหายจากการตรวจสอบสายเคเบิลบริเวณสะพานช่วงที่ 7

จากการตรวจสอบภาคสนาม พบว่าบริเวณฝั่งตะวันออกของสะพาน (E – East) เป็นบริเวณที่แสดงพฤติกรรมที่น่าสนใจและมีแนวโน้มความเสียหายที่ต้องได้รับการวิเคราะห์เชิงลึกได้อีก ดังนั้น เพื่อให้การนำเสนอผลการศึกษามีความชัดเจนและสามารถวิเคราะห์เชิงลึกได้อย่างมีประสิทธิภาพ ข้อมูลเกี่ยวกับความเสียหายและพฤติกรรมของสายเคเบิลในรายงานฉบับนี้จึงจำกัดเฉพาะฝั่งตะวันออกเท่านั้น

ตารางที่ 5 รายการความเสียหายจากการตรวจสอบสายเคเบิลบริเวณสะพานช่วงที่ 7

ID	ลักษณะความเสียหาย	ภาพประกอบ
E1	- รอยแตกร้าว: มีร่องรอยแตกร้าวของสายเคเบิลเส้นซ้ายสุด - การเกิดสนิม: มีร่องรอยการเกิดสนิมที่สายเคเบิลเส้นซ้ายสุด	
E2	ไม่พบความเสียหาย	-
E3	ไม่พบความเสียหาย	-
E4	- รอยแตกร้าว: มีการแตกร้าวที่สายเคเบิลทั้ง 3 เส้น - การเกิดสนิม: มีร่องรอยการเกิดสนิมที่สายเคเบิลทั้ง 3 เส้น	
E5	ไม่พบความเสียหาย	-
E6	- รอยแตกร้าว: มีร่องรอยแตกร้าวของสายเคเบิลเส้นกลางและเส้นขวา - การเกิดสนิม: มีร่องรอยการเกิดสนิมที่สายเคเบิลเส้นขวา	

E7	- รอยแตกร้าว: มีรอยแตกร้าวยาวตลอดแนวสายเคเบิล - การเกิดสนิม: มีการเกิดสนิมตามรอยแตกร้าวตลอดแนว	
E8	- รอยแตกร้าว: มีรอยแตกร้าวที่เส้นขวา - การเกิดสนิม: มีการเกิดสนิมที่เส้นขวามารอยแตกร้าวตลอดแนว	
E9	- บริเวณพื้นผิวของสายเคเบิลหลายจุดมีร่องรอยของการหลุดลอก และการแตกร่อนของสารเคลือบ	
E10	ไม่พบความเสียหาย	-
E11	- รอยแตกร้าว: มีรอยแตกร้าวที่เส้นขวาสุดตลอดแนวสายเคเบิล - บริเวณพื้นผิวของสายเคเบิลหลายจุดมีร่องรอยของการหลุดลอก และการแตกร่อนของสารเคลือบ	
E12	ไม่พบความเสียหาย	-
E13	ไม่พบความเสียหาย	-
E14	- รอยแตกร้าว: มีรอยแตกร้าวที่เส้นขวาสุดตลอดแนวสายเคเบิล - บริเวณพื้นผิวของสายเคเบิลหลายจุดมีร่องรอยของการหลุดลอก และการแตกร่อนของสารเคลือบ	

E2-E3	- บริเวณจุดยึดของสายเคเบิลหลายจุดมีร่องรอยของการหลุดลอก และการแตกร่อนของคอนกรีต - การเกิดสนิมรอบจุดยึดสายเคเบิล: มีร่องรอยสนิมสะสมบริเวณรอบจุดต่อ	
E9-E10	- บริเวณจุดยึดของสายเคเบิลหลายจุดมีร่องรอยของการหลุดลอก และการแตกร่อนของคอนกรีต - การเกิดสนิมรอบจุดยึดสายเคเบิล: มีร่องรอยสนิมสะสมบริเวณรอบจุดต่อ	

3.2.6 การตั้งชื่อ Arch-Rib และ Girder

กำหนดให้ Arch Rib ในแต่ละส่วนมีรหัสประจำตัว (ID) ตามกฎเกณฑ์ดังต่อไปนี้

1. โครงสร้างสะพานแบ่งออกเป็นสองฝั่ง ได้แก่ ฝั่งตะวันตก (W – West) และฝั่งตะวันออก (E – East) โดยแต่ละฝั่งประกอบด้วย Arch Rib จำนวน 9 Section
2. การกำหนดรหัสของ Arch Rib ใช้ตัวอักษร "WA" สำหรับทางฝั่งตะวันตก และ "EA" สำหรับทางฝั่งตะวันออก ตามลำดับ
3. การเรียงลำดับ Arch Rib เริ่มจากทิศใต้ (ฝั่งกรุงเทพมหานคร) ไปทางทิศเหนือ (ฝั่งจังหวัดนครสวรรค์) โดยสายเคเบิลที่อยู่ใกล้กรุงเทพฯ มากที่สุดจะได้รับหมายเลขลำดับที่ 1 (เช่น WA1, EA1) และสายเคเบิลที่อยู่ใกล้จังหวัดนครสวรรค์มากที่สุดจะได้รับหมายเลขลำดับที่ 9 (เช่น WA9, EA9)
4. สำหรับโครงสร้างสะพานเดชาดิวงศ์ 1 Girder ที่สำคัญในการรับแรงมีอยู่สองตัว โดยกำหนดให้ คือ Girder ฝั่งตะวันตกมีรหัสประจำตัวคือ WG และ Girder ฝั่งตะวันออกมีรหัสประจำตัวคือ EG

3.3 การสร้างแบบจำลองโดยใช้โปรแกรม CSI Bridge

1. Defines Material เป็นการนิยามวัสดุของโครงสร้างสะพานในโปรแกรม CSI Bridge Version 26.0.0 โดยใช้ข้อมูลที่ได้จากการศึกษาในแบบก่อสร้างโดยจะกล่าวละเอียดในบทที่ 4 ต่อในขั้นตอนดังต่อไปนี้ คลิกเลือก Components จากนั้นไปที่ Material Properties คลิก Defines ใส่ค่า Strength, Modulus of Elastic และ Unit weight ของแต่ละวัสดุ
2. Defines Section เป็นการนิยามหน้าตัดของแต่ละ Member โดยใช้ข้อมูลที่ได้จากการศึกษาในแบบก่อสร้างโดยจะกล่าวละเอียดในบทที่ 4 ต่อในขั้นตอนดังต่อไปนี้ คลิกเลือก Components จากนั้นไปที่ Frame Properties คลิก New เลือก Other จากนั้นดำเนินการกรอกข้อมูลตามแต่ละ member โดย Hanger: ตั้ง Section properties Type เป็น Steel เลือก Circular กรอก Diameter 0.0693 เมตร เลือก Material เป็น Cable ตามที่ได้ตั้งค่าไว้ในขั้นตอนก่อนหน้านี้ Arch Rib และ Girder: เลือก Section Designer ใช้ Base material เป็น concrete 15.9 Mpa ตามที่ตั้งค่าไว้ ตั้ง Design type เป็น Concrete Column เลือก Reinforcement to be checked จากนั้นเลือกหัวข้อ Section Designer เพื่อวาดเหล็กเสริมของแต่ละ Member
3. กำหนดกริดและการวาดแบบสามมิติ ทำการวาดแบบสามมิติตาม Dimension ที่ได้จากการศึกษาแบบก่อสร้าง ขึ้นโมเดลโดยใช้ Frame Section ใน Hanger , Arch Rib และ Girder จากนั้นทำการ Assign Section ในแต่ละชิ้นส่วนตามที่ได้กำหนดไว้ในขั้นตอนก่อนหน้านี้ จากนั้นเลือกหัวข้อ Draw Poly Area ที่ตั้งค่าเป็น Shell thick หน้า 0.2 เมตร เพื่อวาด Slab
4. Define Lane เป็นการกำหนด Lane ที่จะให้ Moving Load เคลื่อนผ่าน โดยเลือกหัวข้อ Layout เลือก Preference กด New จากนั้นกำหนดพิกัด Inertial station จากนั้นใส่ความยาว End station ที่ 63 เมตร จากนั้นเลือกหัวข้อ Lane กด New ตรงหัวข้อ Bridge Layout Line เลือก Layout Line ที่ตั้งไว้ จากนั้นใส่ความกว้างเลน 3.42 เมตร ที่ Station 0 กด Add จากนั้นเปลี่ยน Station เป็น 63 แล้วกด Add อีกกรอบ
5. ใส่ Plastic Hinge ในบริเวณรอยต่อระหว่าง Cable และ Arch Rib กับจากนั้นกำหนด Tension Limit ของ Cable Frame Element มี Minimum เป็น 0

3.4 การวิเคราะห์ผลด้วยโปรแกรม CSI Bridge

1. การกำหนด Load Case CSI Bridge สามารถคำนวณ ส่วนของ Live Load เท่านั้น เพื่อที่จะเพิ่ม Moving Load ของ Truck HL-93 ไปที่ Load จากนั้นเลือกหัวข้อ Add New Vehicle ตรงหัวข้อ Modify/Show Loads เลือก Vertical Loading จากนั้นกำหนดโหลดที่ลงในแต่ละเพลตาม Truck HL-93 ดัง รูปที่ 3.6 Vehicle Data-Vehicle Loading สำหรับเพลาคู่หน้าให้กำหนดในหัวข้อ Minimum Distance เป็น Infinite และ Load Length Type เป็น Leading Load ส่วนเพลาล้ออื่นๆที่ตามมาให้ใส่ค่า Minimum Distance เป็น

ระยะห่างจากเพลาก่อนหน้า และ Load Length Type เป็น Fixed Length โดยจำเป็นต้องใส่เพลาลมลำดับจากหน้าไปหลัง

2. การกำหนด Load combination คลิกเลือกหัวข้อ Rating ไปที่ Add New Load Combination จากนั้นเพิ่ม Load Case ที่สนใจพร้อมทั้งกำหนด Factor ตามที่ต้องการตาม รูปที่ 3.7 Load Combination Data โดยกำหนดให้ Load Case ที่สนใจมีการวิเคราะห์แบบ Non-Linear Analysis เพื่อให้สอดคล้องกับการที่ Hanger ต้องเป็น Tension Member การรัน Analysis และการเก็บผลการวิเคราะห์ เลือกหัวข้อ Run Analysis จากนั้นเลือก Run all และกด Run Now หลังจาก Analysis เสร็จสิ้น Export ไฟล์เพื่อนำไปวิเคราะห์ผลต่อไป

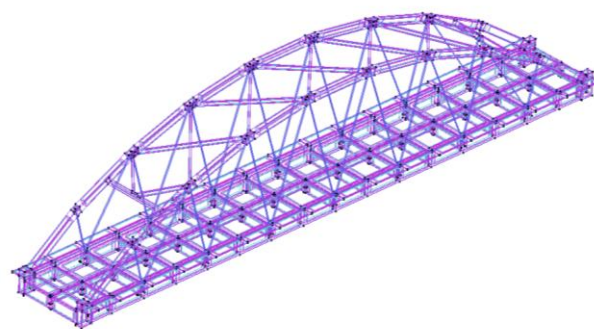
3.5 การกำหนดเคสในการจำลองการเกิด Progressive Collapse

ตารางที่ 6 Case of Single Hanger Loss

Case No.	จำนวน Cables ที่ขาด	Cable ID.	Note
1	1	1	รับแรงสูงสุด, ใกล้ Support
2	1	2	
3	1	3	
4	1	4	
5	1	5	
6	1	6	กลางสะพาน
7	1	7	กลางสะพาน
8	1	8	กลางสะพาน
9	1	9	กลางสะพาน
10	1	10	
11	1	11	
12	1	12	
13	1	13	
14	1	14	รับแรงสูงสุด, ใกล้ Support

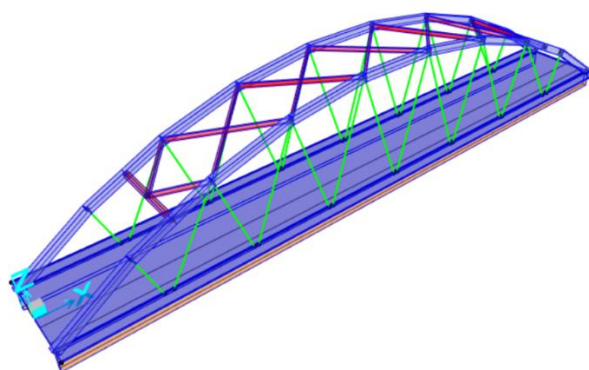
4 ผลการดำเนินงานวิจัย

4.1 การสร้างแบบวิเคราะห์โครงสร้างด้วย Atena



รูปที่ 7 แบบจำลองคอนกรีต (Geometry)

4.2 การสร้างแบบวิเคราะห์โครงสร้าง SAP2000



รูปที่ 8 แบบจำลองสะพาน 3D View

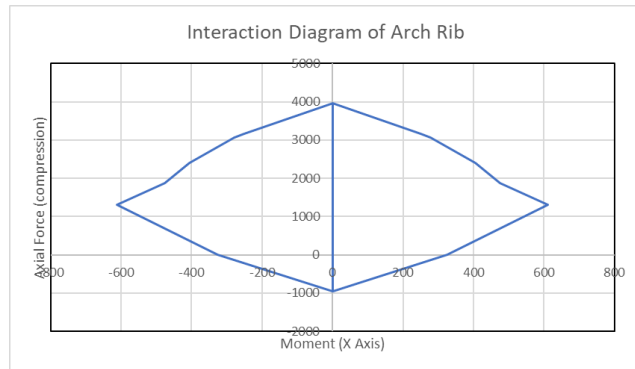
4.3 การวิเคราะห์ Capacity ของสะพาน

4.3.1 Cable Capacity

Cable หรือ Hanger เป็นองค์ประกอบสะพานซึ่งรับเฉพาะแรงดึงตามแนวกั้นเท่านั้น (Tension only member) ตัวเคเบิลนั้นทำมาจากเหล็กซึ่งมีกำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (Yield Strength) อยู่ที่ 828 Mpa

4.3.2 Arch Rib Capacity

พิจารณาพฤติกรรมของ Arch Rib เสมือนเป็นเสาซึ่งรับแรงอัดตามแนวกั้น (Compression member) และพร้อมกันรับแรงดัดที่หัวเสา (Flexural member) โดยพิจารณา Capacity จาก P-M Interaction Diagram พร้อมทั้งพิจารณาผลของความขรุขระที่เพิ่มขึ้นจากการเสียดสีได้จากการคำนวณด้วยโปรแกรม Sp Column



รูปที่ 9 Arch Rib Interaction Diagram

4.3.3 Girder Capacity

พิจารณา Girder เป็นคานที่รับแรงเฉือนและแรงดัดคำนวณกำลังรับแรงด้วยโปรแกรม Response-2000 ได้กำลังรับแรงดัดที่ 4300 kNm และกำลังรับแรงเฉือน 2399 kN

4.4 ผลการวิเคราะห์ด้วย CSI Bridge

4.4.1 ผลการวิเคราะห์ในเคเบิล

ผลใน CSI Bridge พบว่าการขาดของเส้นเคเบิลในเคสเส้นที่ 1-7 นั้นมีค่าใกล้เคียงกับการตัดเส้นที่ 8-14 มากด้วยความสมมาตรทำให้มีการลดกรณีศึกษาสำหรับการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Atena เหลือเพียง 7 กรณี โดยผลที่ได้จาก Atena และ CSI Bridge นั้นมีความแตกต่างกันอยู่บ้างแต่มีแนวโน้มที่เกิดขึ้นใกล้เคียงกัน โดยพบว่าการขาดของเคเบิล 1 เส้น ไม่ทำให้เคเบิลเส้นอื่นขาดต่อเนื่องเมื่อเทียบกับค่าวิบัติที่จุดครากที่ 828 Mpa

ตารางที่ 7 แรงที่เกิดขึ้นในเคเบิลจากการวิเคราะห์ด้วย CSI Bridge: หน่วย MPa

Cable/Case	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
EC1	106	0	106	141	105	103	106	107	106	106	106	106	106	106	107
EC2	42	42	0	129	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42
EC3	116	166	116	0	116	136	113	113	116	116	115	115	115	115	116
EC4	58	48	58	51	0	125	68	50	61	56	61	58	59	58	58
EC5	117	108	118	148	125	0	113	135	111	118	116	118	117	117	118
EC6	81	79	81	71	84	71	0	127	98	77	84	80	83	81	81
EC7	106	108	106	104	103	130	129	0	98	113	95	105	103	104	104
EC8	106	104	106	103	105	96	114	99	0	129	130	104	105	106	108
EC9	81	81	81	83	80	84	77	97	127	0	71	84	71	81	79
EC10	117	118	117	117	117	116	118	111	136	113	0	125	148	117	108
EC11	58	58	58	59	58	61	56	61	50	68	125	0	50	58	48
EC12	116	116	115	115	115	115	116	115	113	113	136	116	0	115	166
EC13	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	129	0	42	0
EC14	106	107	106	107	106	106	106	106	107	106	102	105	141	106	0

4.4.2 ผลการวิเคราะห์ใน Arch Rib

จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม CSI Bridge บันทึกผลแรงอัดสูงสุดที่เกิดขึ้นใน Arch Rib แต่ละส่วนเพื่อนำไปพลอตลงใน P-M Interaction Diagram แรงอัดสูงสุดที่เกิดขึ้นใน Arch Rib แต่ละกรณีศึกษา ในขณะที่ Moment สูงสุดที่เกิดขึ้นใน Arch Rib

ตารางที่ 8 แรงอัดสูงสุดที่เกิดขึ้นใน Arch Rib แต่ละกรณีศึกษา : หน่วย kN

Case	EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EA7	EA8	EA9
0	2894	2794	2722	2731	2692	2729	2725	2793	2893
1	2760	2725	2660	2701	2678	2727	2733	2820	2920
2	2891	2792	2720	2730	2691	2728	2724	2792	2892
3	3070	2951	2647	2688	2672	2720	2724	2804	2904
4	2894	2794	2722	2731	2692	2729	2725	2793	2893
5	2972	2874	2810	2654	2654	2712	2718	2796	2896
6	2878	2778	2703	2689	2716	2738	2726	2792	2891
7	2913	2813	2748	2784	2630	2698	2707	2782	2881

8	2883	2784	2705	2701	2629	2781	2750	2811	2911
9	2892	2793	2723	2741	2716	2687	2706	2777	2877
10	2897	2797	2715	2714	2654	2651	2812	2872	2970
11	2892	2792	2721	2731	2693	2736	2706	2774	2874
12	2904	2804	2721	2722	2671	2686	2650	2950	3069
13	2893	2793	2721	2730	2690	2728	2723	2791	2891
14	2921	2820	2730	2729	2678	2699	2662	2724	2759

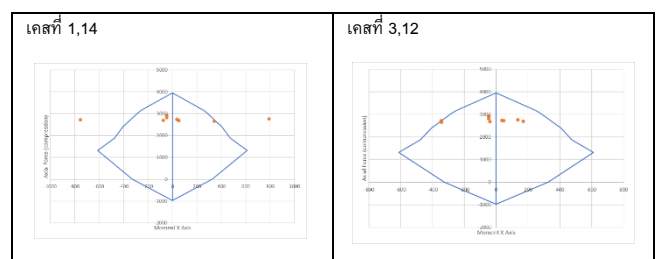
ตารางที่ 9 Moment สูงสุดที่เกิดขึ้นใน Arch Rib แต่ละกรณีศึกษา: หน่วย kNm

Case	EA1	EA2	EA3	EA4	EA5	EA6	EA7	EA8	EA9
0	-46	-46	37	44	50	44	36	-46	-46
1	791	-753	342	-76	53	44	36	-47	-47
2	-46	-46	37	44	50	44	36	-46	-46
3	137	-345	-344	171	-39	47	36	-46	-46
4	-45	-45	-38	40	52	43	36	-46	-46
5	-85	-85	-229	-229	118	39	38	-46	-46
6	-43	-43	54	-70	-69	53	32	-47	-47
7	-50	-50	58	-136	-137	81	34	-44	-44
8	-44	-44	34	82	-139	-138	58	-50	-50
9	-47	-47	33	52	-67	-68	54	-43	-43
10	-46	-46	39	38	120	-232	-231	-85	-85
11	-46	-46	37	43	52	41	-38	-45	-45
12	-46	-46	37	46	39	169	-345	-346	137
13	-46	-46	37	44	50	44	36	-46	-46
14	-47	-47	37	44	53	-77	342	-753	790

	วิบัติ
	ความเสี่ยงสูงที่จะวิบัติ

พบว่าค่าแรงอัดที่เกิดขึ้นใน Arch Rib มีค่าใกล้เคียงกันมากในทุกเคส และมีแนวโน้มว่าการวิบัติจะเกิดขึ้นเนื่องจากโมเมนต์เป็นตัวควบคุม เมื่อนำค่าจากแรงอัดและโมเมนต์พลอตใน P-M Interaction Diagram แสดงให้เห็นว่า ในเคสที่ 1 ซึ่งเคเบิลเส้นที่ EC14 ขาด และเคสที่ 14 ซึ่งเคเบิลเส้นที่ EC1 นั้นก่อความเสี่ยงวิบัติให้แก่ Arch Rib นอกจากนี้ เคสที่ 3 ซึ่งเคเบิลเส้นที่ EC3 ขาด และ เคสที่ 12 ซึ่งเคเบิลเส้นที่ EC12 ขาด มีความเสี่ยงสูงที่ Arch rib จะวิบัติ บริเวณที่เกิดการวิบัติของ Arch Rib คือ Arch Rib ในส่วนที่ใกล้กับบริเวณที่เคเบิลเกิดการสูญเสีย นอกจากนั้นยังได้ชี้ชัดว่าการขาดในเส้นที่ EC1-7 นั้นผลที่ได้มีความสมมาตรกับในการขาดของเส้นที่ EC8-14 จึงสามารถลดเคสลงได้ในการวิเคราะห์ด้วย Atena และเมื่อเทียบกับผลทั้งสองเคสที่มีโอกาสจะวิบัติสูงคือเคสที่ 1 และเคสที่ 3 กับผลที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม Atena ก็มีแนวโน้มที่ใกล้เคียงกันคือส่วนที่ใกล้กับบริเวณที่เคเบิลเกิดการสูญเสียจะใกล้เคียงการวิบัติเมื่อเทียบกับ Arch Rib ในบริเวณอื่น

ตารางที่ 10 P-M Interaction Diagram ในกรณีศึกษาที่ก่อให้เกิดการวิบัติ



4.4.3 ผลการวิเคราะห์ใน Girder

จากการวิเคราะห์ผลด้วย CSI Bridge เมื่อนำผลของ Shear และ Moment ที่ได้จากการวิเคราะห์ไปเทียบกับ Capacity ของแรงดัด 4300 kNm และกำลังรับแรงเฉือน 2399 kN ไม่พบการวิบัติเกิดขึ้นที่ Girder ทั้งสองตัว

ตารางที่ 11 Maximum Shear force และ Moment ใน Girder

Case	Shear Force		Moment	
	EG	WG	EG	WG
0	1782	1726	630	605
1	1800	1708	1073	599
2	1772	1735	644	609
3	1780	1726	627	605
4	1770	1737	611	609
5	1780	1727	629	605
6	1762	1745	1101	611
7	1782	1726	629	605
8	1792	1716	632	602
9	1780	1727	629	605
10	1789	1718	631	603
11	1778	1729	629	606
12	1786	1721	628	603
13	1775	1732	631	607
14	1782	1724	627	604

4.5 ผลการวิเคราะห์ด้วย Atena

4.5.1 ผลการวิเคราะห์ความเค้นในเคเบิล

จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม Atena เมื่อเทียบค่าจากตารางที่ 14 แรงที่เกิดขึ้นในเคเบิลในเคสต่างๆจากการวิเคราะห์ด้วย Atena กับค่าความเค้นที่จุดคราก (Yield Point) ที่ 828 MPa ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Atena ยังน้อยกว่ามาก จึงสามารถกล่าวได้ว่าหลังการสูญเสียสายเคเบิลจะไม่ก่อให้เกิดการวิบัติต่อเนื่องไปยังเคเบิลเส้นอื่น

ตารางที่ 12 แรงที่เกิดขึ้นในเคเบิลในเคสต่างๆจากการวิเคราะห์ด้วย Atena :หน่วย MPa

	0	1	2	3	4	5	6	7
EC1	116	0	116	217	116	88	116	120
EC2	58	98	0	58	58	93	58	54
EC3	125	210	125	0	125	198	125	116
EC4	60	35	60	98	0	27	60	77
EC5	122	72	122	200	122	0	122	156
EC6	57	65	57	45	57	100	0	74
EC7	115	130	115	91	115	174	115	0
EC8	115	100	115	113	115	91	115	125
EC9	57	50	57	56	57	46	57	81
EC10	123	130	123	124	123	124	123	112
EC11	60	64	60	61	60	61	60	55
EC12	125	124	125	123	125	126	125	125
EC13	58	58	58	58	58	59	58	58
EC14	116	134	116	116	116	116	116	117

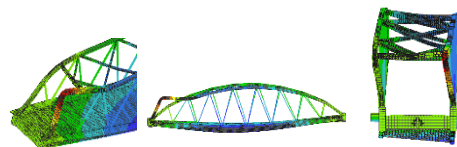
4.5.2 Deflection ของสะพาน

จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม Atena เมื่อวัดค่า Deflection ที่เกิดขึ้นที่กึ่งกลาง Girder แสดงโดยตารางที่ 13 Deflection ของ Girder จาก Atena เมื่อนำค่าดังกล่าวไปเทียบกับ Deflection ที่ AASHTO LRFD กำหนดไว้ว่าโก่งตัวเกินระยะ Span/1000 หรือก็คือ 63 mm โดยคิดเฉพาะค่าการโก่งตัวจากผลนอกเหนือ DL พบว่ามีเพียงแค่เคสที่ 1 เท่านั้นที่ค่าเกินมาตรฐานควบคุม

ตารางที่ 13 Deflection ของ Girder จาก Atena

Case	ผลรวม	ผลจากDL	ผลจากLL
0	0.1261	0.0582	0.0679
1	0.2381	0.0617	0.1764
2	0.1261	0.0582	0.0679
3	0.1161	0.0617	0.0544
4	0.1261	0.0582	0.0679
5	0.1379	0.0625	0.0754
6	0.1261	0.0582	0.0679
7	0.0912	0.0624	0.0288

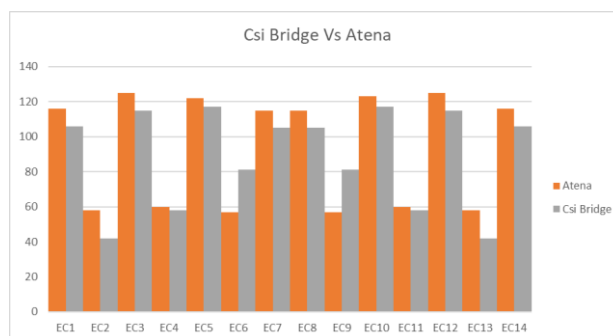
นอกจากนี้ผลจาก Atena แสดงให้เห็นว่ามีเพียงเคส 1 เท่านั้นที่ก่อให้เกิดความเสียหายชัดเจน โดยความเสียหายเกิดขึ้นที่ Arch Rib หรือกล่าวได้ว่าการสูญเสียเส้นเคเบิลเส้นที่ใกล้ Support คือเคสที่ 1 กับ 14 จะก่อความเสียหายแก่สะพานมากที่สุด



รูปที่ 10 ความเสียหายหลังการสูญเสียเคเบิลเส้นริม

4.6 การเปรียบเทียบผลวิเคราะห์จากสองโปรแกรม

CSI Bridge และ Atena ต่างเป็นโปรแกรมที่วิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ทั้งคู่ แต่โดยรายละเอียดแล้ว Atena สามารถวิเคราะห์แบบ Nonlinear ได้ละเอียดกว่า โดยข้อแตกต่างของโปรแกรมทั้งสองเริ่มตั้งแต่การขึ้นโมเดล CSI Bridge นั้นใช้ Frame Element ในการสร้างโมเดลทำให้ Member นั้นจะมีความละเอียดแค่ 1 Element ในขณะที่ Atena นั้นขึ้นโมเดลเป็น Solid Element ทำให้มีความละเอียดกว่า จากการวิเคราะห์ที่ได้นั้นค่อนข้างไปในทางเดียวกันแต่ก็มีจุดที่แตกต่างกัน โดยเมื่อเปรียบเทียบผลความเค้นจาก CSI Bridge เทียบกับ Atena ผลที่ได้ใกล้เคียงกันมาก แต่ค่าที่ได้มีความต่างกันเฉลี่ย 3 % ในขณะที่ผลที่ Arch Rib ก็มีแนวโน้มเดียวกันคือ เคสที่สูญเสียเคเบิลเส้นใกล้ Support (EC1, EC14) จะทำให้ Arch Rib เกิดความเสียหายแต่มีความต่างคือเคสที่ 3 และ 12 ของ Atena ไม่ได้ก่อให้ Arch Rib วิบัติ และสำหรับผลของ Girder ก็เป็นไปในแนวทางคล้ายๆกันคือ Girder ไม่ได้วิบัติ แต่บางกรณีของ Atena การโก่งตัวของ Girder มากเกินกว่ามาตรฐานควบคุมของ AASHTO



5. สรุปผลการศึกษา

5.1 สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษาการวิบัติแบบต่อเนื่อง (Progressive Collapse) ของโครงสร้างส่วนหนึ่งของสะพานเดชาติวงศ์ โดยใช้การจำลองด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในโปรแกรม 3D-ATENA พบว่า การขาดของสายเคเบิล (Hanger) เพียงเส้นเดียว ไม่ได้ทำให้สายเคเบิลที่อยู่ถัดไปเกิดการขาดต่อเนื่อง และไม่ส่งผลให้ Girder (คานสะพาน) พังทลาย อย่างไรก็ตาม ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า Arch Rib ซึ่งเป็นโครงสร้างรับแรงหลักของสะพาน เกิดการวิบัติอย่างชัดเจน เมื่อสายเคเบิลบางเส้นขาด โดยเฉพาะในกรณีที่สายเคเบิลหมายเลข 1, 3, 12 และ 14 ซึ่งอยู่บริเวณปลายโค้ง ขาดหายไป ตำแหน่งของสายเคเบิลที่กล่าวมา เป็นตำแหน่งที่ส่งแรงเข้าสู่โครงสร้าง Arch Rib มากที่สุด การขาดของสายเคเบิลเหล่านี้ส่งผลให้เกิดการกระจายแรงที่ผิดปกติ และสร้างความเสียหายสะสมในส่วน Arch Rib จนนำไปสู่การพังทลายของโครงสร้าง Arch Rib โดยตรง และแม้จะไม่ทำให้ Girder พังทลาย แต่ก็ทำให้ Girder เกิดความโก่งตัวจนเกินกว่ามาตรฐานควบคุมของ AASHTO ขณะที่สายเคเบิลที่อยู่ในตำแหน่งกึ่งกลาง มีผลต่อโครงสร้างน้อยกว่า และการขาดของเคเบิลเหล่านั้นไม่ได้ก่อให้เกิดการวิบัติต่อเนื่อง

จากผลการวิจัย สามารถเสนอแนวทางการซ่อมแซมเชิงโครงสร้างได้ว่า ควรให้ความสำคัญกับการตรวจสอบและเสริมความแข็งแรงในบริเวณจุดต่อของสายเคเบิลที่มีแรงสูงสุดต่อ Arch Rib โดยเฉพาะสายที่ 1, 3, 12 และ 14 ซึ่งในจุดวิกฤตหากเกิดความเสียหาย รวมถึงการมีมาตรการตรวจสอบสภาพวัสดุอย่างสม่ำเสมอ และใช้วัสดุซ่อมแซมที่มีสมรรถนะใกล้เคียงหรือดีกว่าวัสดุเดิม เพื่อยืดอายุการใช้งานของสะพาน

นอกจากนี้ การใช้แบบจำลอง 3 มิติร่วมกับมาตรฐาน AASHTO LFR 2002 ช่วยให้สามารถประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างได้แม่นยำ และเป็นแนวทางในการตัดสินใจสำหรับการอนุรักษ์สะพานเดชาติวงศ์ในฐานะสะพานทางประวัติศาสตร์ที่มีคุณค่าทั้งทางวิศวกรรมและวัฒนธรรมให้คงไว้ซึ่งเป็นสะพานทางประวัติศาสตร์สืบต่อไป

5.2 ข้อเสนอแนะ

แนวทางการซ่อมบำรุงสะพานเดชาติวงศ์ เพื่อให้สะพานเดชาติวงศ์สามารถรองรับน้ำหนักได้อย่างปลอดภัย และคงอยู่ในสภาพที่ใช้งานได้ในระยะยาว ควรมีแนวทางในการซ่อมบำรุงที่ครอบคลุมทั้งด้านโครงสร้าง วัสดุ และการตรวจสอบ ดังนี้

5.2.1 การตรวจสอบและประเมินสภาพโครงสร้าง

- 1.) ตรวจสอบสายเคเบิล (Hanger) เป็นประจำ โดยเฉพาะสายที่รับแรงสูงสุด (เช่น หมายเลข 1, 2, 13 และ 14) ซึ่งเป็นตำแหน่งวิกฤตในการถ่ายแรงเข้าสู่ Arch Rib
- 2.) ตรวจวัดค่าความเค้นและการแอ่นตัวของโครงสร้าง ด้วยเทคนิคลายเซ็นเซอร์ เช่น strain gauge หรือระบบตรวจจบบางไรสาย เพื่อใช้ในการเฝ้าระวังระยะยาว
- 3.) ถ่ายภาพและใช้เทคนิคการสแกน 3 มิติ (3D scanning) เพื่อตรวจสอบรอยร้าวหรือการบิดตัวของโครงสร้างอย่างละเอียด
- 4.) ทำการตรวจสอบด้วยการทดสอบไม่ทำลาย (NDT) เช่น ultrasonic test, magnetic particle test สำหรับโครงสร้างเหล็ก

5.2.2 การเสริมกำลังและซ่อมแซมโครงสร้าง

- 1.) เสริมความแข็งแรงของ Arch Rib บริเวณจุดรับแรงจากสายเคเบิล ด้วยการพันด้วยวัสดุเสริมแรง เช่น คาร์บอนไฟเบอร์ (CFRP) หรือแผ่นเหล็กเสริม
- 2.) เปลี่ยนหรือซ่อมสายเคเบิลเสื่อมสภาพ ด้วยสายที่มีสมรรถนะสูงขึ้น และมีระบบกันสั่นหรือการหุ้มป้องกัน
- 3.) ปรับปรุงบริเวณจุดต่อของ Hanger กับ Arch Rib และกับ Girder ให้สามารถกระจายแรงได้ดีขึ้น โดยอาจออกแบบให้เป็นระบบรับแบบยึดหยุ่นหรือหุ้มวง
- 4.) ใช้วัสดุซ่อมแซมที่ทนต่อสภาพแวดล้อม เช่น คอนกรีตพิเศษหรือเหล็กกล้าด้านการกัดกร่อน เพื่อชะลอการเสื่อมสภาพขององค์ประกอบหลัก

5.2.3 การบำรุงรักษาเชิงป้องกัน (Preventive Maintenance)

- 1.) ทำความสะอาดสะพานและระบบระบายน้ำอย่างสม่ำเสมอ เพื่อป้องกันการสะสมของน้ำและสิ่งสกปรกที่เร่งให้เกิดสนิม
- 2.) ทาสีกันสนิมใหม่ตามระยะเวลา โดยเฉพาะบริเวณที่เป็นเหล็กหรือจุดที่สัมผัสน้ำฝน
- 3.) ตรวจสอบแรงดึงและข้อต่อของโครงสร้าง ว่ามีการเคลื่อนตัวผิดปกติหรือไม่
- 4.) บันทึกประวัติการบำรุงรักษาและซ่อมแซม อย่างเป็นระบบ เพื่อใช้ในการวางแผนซ่อมบำรุงในอนาคต

5.2.4 การติดตามผลและระบบเตือนภัยล่วงหน้า

- 1.) ติดตั้งระบบ Structural Health Monitoring (SHM) สำหรับติดตามพฤติกรรมของโครงสร้างแบบเรียลไทม์ เช่น แรงดึงของ Hanger การสั่นสะเทือน และอุณหภูมิ
- 2.) กำหนดเกณฑ์วิกฤตในการแจ้งเตือน หากค่าที่ตรวจวัดเกินค่าที่กำหนด จะสามารถส่งปิดสะพานหรือวางแผนซ่อมแซมได้ทันเวลา

5.2.5 การจัดการด้านวิศวกรรมอนุรักษ์

- 1.) ศึกษาประวัติของโครงสร้างเดิมอย่างถี่ถ้วน ก่อนการซ่อม เพื่อไม่ทำลายคุณค่าทางประวัติศาสตร์
- 2.) เลือกใช้วิธีซ่อมที่ไม่เปลี่ยนแปลงรูปลักษณ์หรือองค์ประกอบดั้งเดิมของสะพาน เช่น ใช้เทคนิคการเสริมกำลังจากภายใน หรือใช้วัสดุที่มีลักษณะใกล้เคียงวัสดุเดิม
- 3.) ร่วมมือกับผู้เชี่ยวชาญด้านโบราณสถานหรือสถาปัตยกรรมอนุรักษ์ ในการวางแผนซ่อมบำรุง

กิตติกรรมประกาศ

การทำวิจัยนี้สำเร็จได้เนื่องจากได้รับการสนับสนุนจากหลายท่าน ซึ่งขอขอบคุณทุกท่านที่ได้ให้ความช่วยเหลือและสนับสนุนในการดำเนินการวิจัยครั้งนี้ ขอขอบคุณอาจารย์ที่ปรึกษาหลัก รศ.ดร.ธิดารัตน์ วิสุทธิเสรีวงศ์ ที่ได้ให้คำแนะนำและสนับสนุนตลอดระยะเวลาในการทำงานวิจัยครั้งนี้ ด้วยความเอื้อเฟื้อและความรู้ที่อาจารย์ได้ถ่ายทอดให้ ทำให้สามารถดำเนินงานวิจัยไปได้อย่างราบรื่น ขอขอบคุณคณะกรรมการที่ปรึกษาทั้งหมดที่ได้ให้คำแนะนำและข้อเสนอแนะที่มีคุณค่าตลอดทั้งกระบวนการวิจัย ขอขอบคุณ คุณ ศิวกร บุตรศรี ที่ให้การสนับสนุนด้านข้อมูลและการใช้โปรแกรม SAP2000 และ 3D-ATENA ในการวิเคราะห์ที่สำคัญสำหรับงานวิจัยนี้ คณะผู้วิจัยขอขอบคุณทุกท่านที่เกี่ยวข้องและมีส่วนร่วมในการทำงานวิจัยครั้งนี้ ซึ่งการสนับสนุนของทุกท่านทำให้การศึกษานี้เป็นไปได้ด้วยดี

สุดท้ายนี้หากปัญญานิพนธ์ฉบับนี้เกิดข้อผิดพลาดประการใด ทางคณะผู้จัดทำใคร่ขออภัยมา ณ ที่นี้ และหวังว่าปัญญานิพนธ์ฉบับนี้จะมีประโยชน์แก่ผู้ที่สนใจศึกษาปัญญานิพนธ์ฉบับนี้

บรรณานุกรม

- [1] กรมทางหลวง. (2563). โครงการศึกษาและพัฒนาระบบการบริหารงานบำรุงรักษาสะพาน: คู่มือการสำรวจและตรวจสอบสะพาน. สำนักวิจัยและพัฒนาทาง, กรมทางหลวง.
- [2] กองแบบแผน กรมทางหลวง. (2486). แบบก่อสร้างสะพานเดชาดิงค์ 1.
- [3] รศ.ดร.ทศพล บินแก้ว, มนต์เกียรติ์ ชินนิรลิล. (2558). การออกแบบสะพาน. กรุงเทพฯ: บริษัท จูน พับลิชชิง จำกัด.
- [4] สำนักวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง. (2563). โครงการศึกษาจัดทำแนวทางบูรณะสะพานก่อนประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500. บริษัท แอสโคนา เอ็ม จำกัด.

- [5] AASHTO. (2007). AASHTO LRFD bridge design specifications – SI units. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [6] Adam, J. M., Parisi, F., Sagaseta, J., & Lu, X. (2018). Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21 st century. *Engineering Structures*, 173, 122-149. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082>
- [7] Beyer, L. (2012). *Arched Bridges*. <https://scholars.unh.edu/honors/33>
- [8] Bilow, D. N., & Kamara, M. (2004). US General Services Administration progressive collapse design guidelines applied to concrete moment-resisting frame buildings. In *Structures 2004: Building on the past, securing the future*, 1-27. [https://doi.org/10.1061/40700\(2004\)156](https://doi.org/10.1061/40700(2004)156)
- [9] Brockenbrough, R. L., & Merritt, F. S. (1999). *Structural Steel Designer's Handbook*, 3rd Edition. (No. 272452). New York: McGraw-Hill.
- [10] Bruno, D., Lonetti, P., & Pascuzzo, A. (2018). A NUMERICAL STUDY ON NETWORK ARCH BRIDGES SUBJECTED TO CABLE LOSS. *International Journal of Bridge Engineering (IJBE)*, 6(2), 1-19.
- [11] Cervenka, V., Jendele, L., & Cervenka, J. (2022). ATENA program documentation Part 1 (Theory). Prague: Cervenka Consulting s.r.o.
- [12] Chen, Q. (2021). *Structural Robustness of Long-span Cable-Supported Bridges*. (Doctoral dissertation, The City College of New York).
- [13] Chen, Q., Wang, H., El-Tawil, S., Agrawal, A. K., Bhattacharya, B., & Wong, W. (2024). Behavior of a Network Tied-Arch Bridge Subjected to Sudden Hanger Loss Scenarios. *Journal of Bridge Engineering*, 29(1), 05023010. <https://doi.org/10.1061/JBENF2.BEENG-6328>
- [14] Das, R., Pandey, A. D., Soumya, Mahesh, M. J., Saini, P., & Anvesh, S. (2016). Progressive Collapse of a Cable Stayed Bridge. *Procedia Engineering*, 144, 132–139. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.05.016>
- [15] Domaneschi, M., Pellicchia, C., De Iulius, E., Cimellaro, G. P., Morgese, M., Khalil, A. A., & Ansari, F. (2020). Collapse analysis of the Polcevera viaduct by the applied element method. *Engineering Structures*, 214, 110659. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110659>
- [16] Finke, J. E. (2016). *Static and dynamic characterization of tied arch bridges*. Missouri University of Science and Technology. https://scholarsmine.mst.edu/doctoral_dissertations/2535
- [17] Fu, C. C., & Wang, S. (2014). *Computational analysis and design of bridge structures*. CRC press. <https://doi.org/10.1201/b17878>
- [18] Malerba, P. G. (2024). Bridge vulnerabilities and collapses: the Italian experience. *Structure and Infrastructure Engineering*, 20(7-8), 976-1001. <https://doi.org/10.1080/15732479.2023.2277362>
- [19] Midas Bridge. (2024). Arch bridge – Solution. [Consulted on: 25th March 2025]. <https://www.midasbridge.com/en/solutions/arch-bridges#none>
- [20] Nakamura, S., & Miyachi, K. (2021). Ultimate Strength and Chain-Reaction Failure of Hangers in Tied-Arch Bridges. *Structural Engineering International*, 31(1), 136-146. <https://doi.org/10.1080/10168664.2020.1775537>
- [21] Post Tensioning Institute, PTI. (2007). *Recommendations for Stay Cable Design, Testing and Installation*. Fifth edition. Cable-Stayed Bridges Committee, Phoenix, USA.
- [22] Derseh, S. A., & Mohammed, T. A. (2023). Bridge structures under progressive collapse: A comprehensive state-of-the-art review. *Results in Engineering*, 18, 101090. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2023.101090>
- [23] Starossek, U. (2006). Progressive collapse of bridges-aspects of analysis and design. In *International symposium on sea-crossing long-span bridges*, Mokpo, Korea, 5-17
- [24] Taiwan News: Snapped cables at center of investigation into bridge collapse in Yilan, Taiwan, <https://www.taiwannews.com.tw/en/news/3788140>
- [25] Wang, H., Zhang, A., Li, Y., & Yan, W. (2014). A review on progressive collapse of building structures. *The Open Civil Engineering Journal*, 2014, 8, 183-192 <https://doi.org/10.2174/1874149501408010183>
- [26] Wolff, M., & Starossek, U. (2009). Cable loss and progressive collapse in cable-stayed bridges. *Bridge structures*, 5(1), 17-28. <https://doi.org/10.1080/15732480902775615>
- [27] Wu, G., & Qiu, W. (2020). Effect of load cases and hanger-loss scenarios on dynamic responses of the self-anchored suspension bridge to abrupt rupture of hangers. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 34(5), 04020081. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0001482](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001482)

- [28] Xanthakos, P. P. (1994). Theory and design of bridges. John Wiley & Sons.
- [29] Zhou, Y., & Chen, S. (2014). Time-progressive dynamic assessment of abrupt cable-breakage events on cable-stayed bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 19(2), 159-171. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000517](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000517)