

การประเมินและวิเคราะห์โครงสร้างของสะพานเดชาติวงศ์ ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบสามมิติ

Assessment and Analysis of Dechatiwong Bridge Structure using 3D Finite Element Method

ณภัทร เมฆวรวิทย์¹ ณัฐธัญญ์ อัฐกัญญ์² ดันตจิรสุกุล² ศุภณัฐ เจนไตรชาญ³ และ รองศาสตราจารย์ ดร. ธิดารัตน์ วิสุทธิ์เสรีวงศ์⁴

^{1,2,3,4} ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพมหานคร

บทคัดย่อ

สะพานเดชาติวงศ์เป็นสะพานที่เก่าแก่เริ่มก่อสร้างขึ้นเมื่อปี พ.ศ. 2485 ซึ่งการสร้างสะพานแห่งนี้โดยมีจุดประสงค์ให้เป็นเส้นทางที่เชื่อมโยงระหว่างภาคกลางและภาคเหนือแทนเส้นทางเรือ และเปิดให้ใช้งานเมื่อปีพ.ศ. 2493 สะพานนี้มีอายุการใช้งานมากกว่า 73ปี และในขณะนี้ยังมีการปิดสะพานอยู่ตลอดโดยจะเปิดให้ใช้งานในวันเทศกาลเท่านั้น เนื่องจากเป็นสะพานที่เก่าแก่การก่อสร้างในอดีตนั้นไม่ได้มีเทคโนโลยีการก่อสร้างที่สูงเทียบเท่ากับในปัจจุบันจึงคาดว่ากำลังรับโมเมนต์ดัดในปัจจุบันของคอนกรีตอาจไม่สามารถรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นจากการออกแบบในอดีต จึงเป็นเหตุให้สะพานมีรอยร้าวที่เป็นอันตรายต่อการใช้งาน จากการสำรวจนั้นได้ตั้งสมมุติฐานว่ารอยร้าวที่เกิดขึ้นนั้นเกิดจากโมเมนต์ดัด ดังนั้นโครงการฉบับนี้มีเป้าหมายที่จะประเมินและวิเคราะห์สะพานเดชาติวงศ์ โดยใช้การวิเคราะห์คานของสะพานจากการคำนวณด้วยมาตรฐาน AASHTO 2007 ด้วยรถสำหรับการออกแบบเป็นประเภท H 20-35 ตามการออกแบบในปีที่สะพานได้เริ่มทำการก่อสร้าง ร่วมกับการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ Finite element analysis (FEA) ด้วยโปรแกรม ATENA โดยจะพิจารณารอยร้าวที่เกิดขึ้นหลังจากนั้นนำผล FEA มาเปรียบเทียบกับเพื่อยืนยันผลการสมมุติฐานและประเมินสภาพปัจจุบันของสะพาน ในขั้นตอนสุดท้ายจะเสนอการคำนึงถึงน้ำหนักของรถบรรทุกที่ปลอดภัยในการรับน้ำหนักของสะพานและข้อเสนอแนะเพื่อให้สะพานสามารถยังมีความปลอดภัยในการใช้งานและยังสามารถใช้งานได้ต่อไปในอนาคต

คำสำคัญ: การประเมินสภาพ; รอยร้าวจากโมเมนต์ดัด; การวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

Abstract

Dechatiwong Bridge is an aged bridge. Dechatiwong Bridge was built in 1942 for connecting the central part and the northern part for replacing boat transportation. The bridge was opened in 1950. The bridge has been used for over 73 years and is always closed except on traditional festival days. Due to the fact that Dechatiwong bridge is an aged bridge, the technology of construction is at a different level than these days. These may be the reasons why the Dechatiwong Bridge has a crack that is dangerous for usage. From our field observation, we have a hypothesis that the crack's damages have been caused by a bending moment. Therefore this research is aimed to evaluate the Dechatiwong bridge using AASHTO 2007 standard with the H20-35 vehicle type together with 3D Finite Element Analysis (FEA) by GiD program and compare the results between them to verify and assess the current structural performances of the bridge. Including the consideration and suggestion of the safe weight limit for trucks that can be carried on the bridge ensures its present and future usability while maintaining safety.

Key words: Assessment; Flexural Crack; Finite Element Analysis

1. คำนำ

ในช่วงเทศกาลสำคัญในประเทศไทย เช่น วันสงกรานต์ วันปีใหม่ วันสำคัญทางพุทธศาสนา ฯลฯ จะมีการคมนาคมขนส่งทางบกมากกว่าปกติ ทำให้การจราจรหนาแน่นในบางพื้นที่ เช่นเดียวกับเมืองนครสวรรค์ ที่บริเวณสะพานข้ามแม่น้ำเจ้าพระยาหรือสะพานเดชาติวงศ์ ซึ่งสร้างขึ้นเมื่อปี พ.ศ. 2485 และมีอายุการใช้งานมาอย่างยาวนาน ในปัจจุบันได้ปิดการใช้งานของสะพานและคงไว้เป็นอนุสรณ์สถานอย่างไรก็ตามสะพานดังกล่าวยังมีเปิดให้ใช้งานเฉพาะช่วงเทศกาลที่มีการคมนาคมหนาแน่น จากการตรวจสอบด้วยตาเปล่าพบว่ามีความเสียหายเกิดขึ้นที่คานตัวนอก ดังนั้นการวิเคราะห์พฤติกรรมและกำลังของสะพานโดยรวม จึงมีความสำคัญอย่างยิ่งต่อความปลอดภัยของสะพานนี้

งานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นในการประเมินสภาพและวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างคานสะพานที่ได้รับ โดยตั้งสมมุติฐานว่าความเสียหายจากรอยร้าวนั้นเกิดจากโมเมนต์ดัด (Flexural crack) เนื่องจากน้ำหนักที่กระทำเป็นเวลานานรวมถึงศึกษาการออกแบบในอดีตที่เทคโนโลยีการออกแบบคอนกรีต, เหล็กเสริมและการก่อสร้างไม่เทียบเท่าปัจจุบัน โดยจะใช้การวิเคราะห์โครงสร้างสะพานโดยใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบสามมิติ (3D Finite element method) ด้วยโปรแกรม GiD เพื่อตรวจสอบสภาพรอยร้าวของสะพาน ณ ปัจจุบันแล้วจึงนำไปเปรียบเทียบผลการคำนวณด้วย AASHTO 2007 นอกจากนี้ยังเสนอแนวทางและคำแนะนำสำหรับการใช้สะพานให้มีความปลอดภัยสำหรับผู้ใช้งาน

2. การศึกษาทางวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การศึกษาค่าระดับและคุณสมบัติวัสดุโครงสร้างของสะพาน ณ ปัจจุบัน

จากการศึกษาจากโครงการศึกษาจัดทำแนวทางบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปีพ.ศ. 2500 ได้มีการสำรวจค่าระดับพบว่าช่วงของสะพาน (Span) ที่ผู้จัดทำความสนใจ จะเป็น Span S3 จึงได้มีการศึกษาคุณสมบัติวัสดุโครงสร้างของสะพานในช่วงของสะพานที่ทางผู้จัดทำสนใจ พบว่า คุณสมบัติวัสดุโครงสร้างของสะพานนั้นมีทั้งหมด 4 รายการ ประกอบด้วย 1. การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต 2. การทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต 3. การทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม 4. การทดสอบการเกิดคาร์บอนชั่น โดยได้ผลการทดสอบดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ผลการทดสอบทั้ง 4 รายการของ Span S3

วัสดุ	การทดสอบ	บริเวณ	ชิ้นส่วน	ผลการทดสอบ
Concrete	Compressive Strength	S3	GD1	15.9 MPa
			GD2	6.8 MPa
	Tensile Strength	S3	GD1	2.41 MPa
			GD2	2.39 MPa
Steel	Yield Tensile Strength	ทั้งสะพาน	DB	463 MPa
			RB	273 MPa
		S3	GD1	ไม่พบ

Concrete	การเกิดคาร์บอนชั่น		GD2&3	ไม่พบ
----------	--------------------	--	-------	-------

2.2 การวิเคราะห์การรับแรงของสะพานด้วยมาตรฐาน AASHTO 2007

AASHTO เป็นมาตรฐานสำหรับงานสะพานจากประเทศสหรัฐอเมริกาซึ่งมีการใช้อย่างแพร่หลายในประเทศไทย โดยมาตรฐาน AASHTO ไม่ได้จำกัดอยู่กับงานสะพานเท่านั้น ยังรวมถึงการเดินทางทางอากาศ ราง น้ำ รวมถึงการขนส่งมวลชน โดย AASHTO 2007 นั้นเป็นมาตรฐานล่าสุดที่กล่าวถึงงานสะพานโดยมีหน่วยที่เป็นระบบ SI Unit จึงมีความเข้าใจง่ายและถูกใช้อย่างแพร่หลายในปัจจุบัน

2.2.1 การออกแบบที่สภาวะขีดจำกัดและน้ำหนักที่กระทำ

การออกแบบที่สภาวะขีดจำกัดนั้นแนวคิดการออกแบบพื้นฐานจะต้องเหมาะสมไม่ว่าจะเป็นกับทั้งสะพานและส่วนของสะพานก็ตามดังสมการที่ (1) $\eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$ (1)

โดย η_i คือตัวคูณปรับแก้, γ_i คือตัวคูณปรับแก้น้ำหนักตามสถิติ, Q_i และ ϕ คือตัวคูณปรับแก้ทางสถิติสำหรับความแข็งแรงทั่วไป (Nominal Strength) สำหรับทุก Nonstrength Limit State, $\phi = 1.0$ สำหรับ Load Modification Factor, η_i เป็น Factor ความยืดหยุ่น (Ductility), ความเหลือเฟือ (Redundancy) และการดำเนินงาน สำคัญ (Operational Importance) ของสะพาน โดยน้ำหนักที่มีค่า γ_i สูงสุด, $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$ และน้ำหนักที่มีค่า γ_i ต่ำสุด, $\eta_i = 1/(\eta_D \eta_R \eta_I) \leq 1.0$ โดย η_D คือ Ductility Factor, η_R คือ Redundancy Factor และ η_I คือ Operational Importance Factor สำหรับทุก Nonstrength Limit State, $\eta_D = \eta_R = \eta_I = 1.0$

หากสะพานมี η_D (Ductility) ที่ต่ำหรือสูงก็จะส่งผลกระทบต่อ Load Modification Factor

η_R นับว่ามีความสำคัญต่อความปลอดภัยของสะพาน สะพานที่มี redundancy ที่สูงกล่าวคือหาก Span หนึ่งของสะพานพังแล้วยังสามารถส่งต่อน้ำหนักไปยัง Span ข้างๆ ได้ และ

Operational Importance Factor ,

η_I มีความสำคัญเมื่อสะพานเปิดใช้งานตลอดอายุ และการมีเหตุการณ์ไม่คาดคิดเกิดขึ้น เช่น แผ่นดินไหว โดยความสำคัญของสะพานจะขึ้น กับการอยู่ใกล้ชุมชน โรงงาน และ ศูนย์ให้บริการต่างๆ

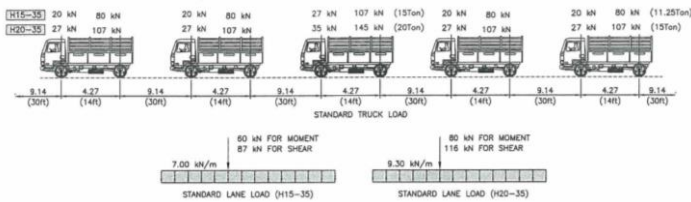
การเลือกน้ำหนักบรรทุกรวม (Load Combination) และตัวคูณน้ำหนัก (Load Factor) ในการออกแบบ AASHTO ได้กำหนดสภาวะต่างๆในการใช้งานเพื่อให้ผู้ออกแบบได้เลือกใช้คือ สภาวะขีดจำกัดด้านกำลัง (Strength Limit State) สภาวะขีดจำกัดด้านสภาวะ (Extreme Event Limit State) สภาวะขีดจำกัดด้านการใช้งาน (Service Limit State) และขีดจำกัดความล้า (Fatigue Limit State)

2.2.2 การวิเคราะห์สะพาน

น้ำหนักที่กระทำกับสะพานในช่วง Service Live สามารถแบ่งได้เป็น 2 ประเภท

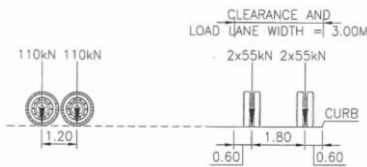
1. Permanent Loads เป็นน้ำหนักที่คงค้างอยู่กับสะพานตลอดอายุการใช้งาน เช่น น้ำหนักของคาน ไฟถนน และความดันดิน เป็นต้น
2. Transient Loads เป็นน้ำหนักที่รวมน้ำหนักของแรงดึงดูขของโลกจากยานพาหนะ รางรถไฟ และการเดินของผู้คน รวมถึงแรงกระทำด้านข้างจาก น้ำและลม น้ำแข็ง เรือ การชนของรถบน สะพาน และแผ่นดินไหว

น้ำหนักของรถที่กระทำต่อสะพานจะเลือกใช้รถ H20-35 (พัฒนาในปี ค.ศ. 1935) เนื่องจากต้องการใช้น้ำหนักที่มีความใกล้เคียงกับการออกแบบในอดีตมากที่สุด การออกแบบวิธีนี้ จะใช้รถบรรทุกที่ถูสมมุติขึ้นมาประกอบด้วย Truck Load หรือ Lane Load เพียง 1 คันต่อ 1 ความกว้างจราจรและน้ำหนักช่องจราจร (Lane loads) มีค่าเท่ากับ



9.3 kN/m เท่ากันตลอดช่วงความยาว

รูปที่ 1 น้ำหนักรถบรรทุกขนาด 2 เพลว วิ่งเป็นขบวนต่อเนื่องกันประกอบด้วยรถบรรทุก H15-35 และ H20-35 ตามมาตรฐาน AASHTO



รูปที่ 2 น้ำหนัก Military Loading ตามมาตรฐาน AASHTO

ผลกระทบของแรงพลวัต (Dynamic Effect) เกิดจากผิวถนนของสะพานนั้นไม่ได้เรียบโดยสมบูรณ์ ยานพาหนะจะเกิดการสั่นเมื่อวิ่งผ่านสะพาน การสั่นนี้ทำให้แรงกระทำจากเพลามากกว่าแรงคงที่ เรียกว่าปรากฏการณ์นี้ว่า การตอบรับแรงพลวัต (Dynamic Load Allowance), IM ซึ่งจำเป็นจะต้องมีค่าปรับแก้จากแรงคงที่ มีสมการคือ $U_{L+1} = U_L(1+IM)$ โดยจะแสดงค่า IM ดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 Dynamic Load Allowance ตามมาตรฐาน AASHTO 2007

Component	IM (%)
Deck joints-all limit states	75
All other components	
Fatigue and fracture limit states	15
All other limit states	33

อัตราส่วนการกระจายน้ำหนัก (Load Distribution Factor) ได้ถูกกำหนดโดย AASHTO สำหรับ น้ำหนักที่มีการเคลื่อนไหว (Live Load) บนโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อนำค่า Load Distribution Factor ไปคูณกับค่าแรงเฉือนสูงสุดหรือค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างตามแนวสะพาน จะได้ค่าแรงเฉือนสูงสุดหรือค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในหน้าตัด โดยการเขียนสัญลักษณ์จะบ่งบอกถึงการใช้ Distribution Factor โดย AASHTO ได้กำหนดว่าหากจำนวน Girder น้อยกว่าหรือเท่ากับ 3 ให้ใช้การคำนวณด้วย Lever Rules ซึ่งเป็นวิธีการประมาณค่า โดยสันนิษฐานว่าไม่มีความต่อเนื่องของโมเมนต์บนพื้นสะพานในแนวขวางที่บริเวณคานด้านใน โดยให้เสมือนภาพแนวขวางของพื้นสะพานเป็นแบบ Statically Determinate วิธีนี้เน้นใช้การสมดุลโดยตรง (Direct Equilibrium) เพื่อหาการกระจายของน้ำหนักสูงสุดที่สนใจและจะสมมติให้ศูนย์กลางของคานสะพานตรงกับเส้นแนวศูนย์กลางของคานสะพานรูปแบบกล่อง โดยในที่นี้จะใช้ Influence Line ในการคำนวณ ซึ่งเป็นฟังก์ชัน 1 มิติ เพื่อใช้ในการหาอัตราส่วนการกระจาย น้ำหนัก (Load Distribution Factor) สำหรับคาน

การคำนวณโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนสามารถคำนวณโดยใช้ สมการที่ (3) และ (4) ตามลำดับ

$$M_{LL+IM} = (DFM)[\max(M_{Tr}, M_{Ta})(1 + \frac{IM}{100}) + M_{La}] \quad (3)$$

$$V_{LL+IM} = (DFV)[\max(V_{Tr}, V_{Ta})(1 + \frac{IM}{100}) + V_{La}] \quad (4)$$

โดย DFM และ DFV คือ การกระจายโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนด้านข้าง

M_{Tr} หรือ M_{Ta} คือ โมเมนต์ดัดสูงสุดระหว่าง Truck Load หรือ Tandem Load

V_{Tr} หรือ V_{Ta} คือ แรงเฉือนสูงสุดระหว่าง Truck Load หรือ Tandem Load

M_{La} หรือ V_{La} คือ โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนจาก Lane Load (ไม่รวมผลของแรงกระทำ)

2.2.3 โครงสร้างคอนกรีต

ประเภทของคอนกรีต AASHTO ได้กำหนดไว้ทั้งหมด 7 ประเภท ดังนี้

1. Class A สำหรับใช้งานทั่วไป ยกเว้นกรณีที่มีประเภทอื่นที่ใช้งานได้ดีกว่า
2. Class B สำหรับงานฐานราก
3. Class C สำหรับหน้าตัดที่บาง
4. Class P สำหรับเมื่อต้องการคอนกรีตที่มีความแข็งแรงมากกว่า 28 MPa และคอนกรีตดิ่งลวดอัดแรงที่มีขนาดไม่เกิน 20 มิลลิเมตร
5. Class P (HPC) สำหรับเมื่อต้องการคอนกรีตที่มีความแข็งแรงมากกว่า 70 MPa
6. Class S สำหรับคอนกรีตที่อยู่ใต้น้ำในเขื่อนเล็กๆ กั้นลำน้ำที่สร้างขึ้นไว้ชั่วคราวเพื่อกั้นน้ำ
7. AE คอนกรีตที่มีรูพรุน สำหรับการใช้งานที่เกิดวัฏจักรน้ำแข็งขึ้น

โดยความหนาแน่นของคอนกรีตจะแสดงดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ความหนาแน่นของคอนกรีตประเภทต่างๆ ตามมาตรฐาน AASHTO 2007

Material		Density (kg/m ³)
Concrete	Low-Density	1775
	Sand-Low-Density	1925
	Normal Density with $f'_c \leq 35\text{MPa}$	2320
	Normal Density with $35\text{MPa} \leq f'_c \leq 105\text{MPa}$	$2240 + 2.29f'_c$

โมดูลัสของสภาพยืดหยุ่นของคอนกรีต (Modulus of Elasticity of Concrete) AASHTO ได้กำหนดว่าหากคอนกรีตที่มีความหนาแน่น, $\gamma_c 1440 - 2500 \text{ kg/m}^3$ และ $f'_c \leq 105 \text{ MPa}$ การคำนวณ Modulus of elasticity จะแสดงดังสมการที่ (5)

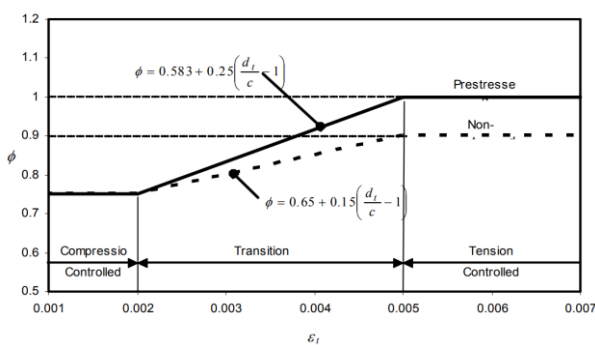
$$E_c = 0.043K_t \gamma_c^{1.5} \quad (5)$$

โดย K_t คือปัจจัยการแก้ไข (Correction Factor) สำหรับแหล่งที่มาของมวลรวม สามารถใช้ค่า = 1.0 นอกจากจะมีการทดสอบโดยหน่วยงานที่เชื่อถือได้ สำหรับคอนกรีตที่มีความหนาแน่นทั่วไป $\gamma_c = 2320 \text{ kg/m}^3$, การคำนวณ Modulus of elasticity จะแสดงดังสมการที่ (6)

$$E_c = 4800 \sqrt{f'_c} \quad (6)$$

สำหรับเหล็กเสริมได้มีการกำหนดให้โมดูลัสของสภาพยืดหยุ่นของเหล็กเสริม (Modulus of Elasticity of Steel), $E_s = 200,000 \text{ MPa}$ หรือ 200 GPa

การหา Resistance Factor สามารถทำได้โดยใช้กราฟดังรูปที่ 3



รูปที่ 3 การเปลี่ยนแปลงของ ดัชนีความเครียดดึงสุทธิ E_t และ d_t/c สำหรับการเสริมแรงเกรด 420 และสำหรับเหล็กอัดแรง

สำหรับการอัดตัวในบริเวณแองเคอ (Anchorage zones)	
คอนกรีตทั่วไป	0.80
คอนกรีตมวลเบา	0.65
สำหรับแรงดึงของเหล็กบริเวณแองเคอ	1.00
สำหรับแรงต้านทานช่วงการตอกเสาเข็ม	1.00

หากหน้าตัดที่ความเค้นดึงสุทธิในเหล็กต้านทานแรงดึงสูง ณ กำลังรับน้ำหนักของรอยเชื่อม (nominal resistane) อยู่ระหว่างขีดจำกัด สำหรับหน้าตัดควบคุมแรงอัดและควบคุมแรงดึง อาจส่งผลให้ ϕ มีค่าเพิ่มขึ้นแบบเชิงเส้นจาก 0.75 ถึงหน้าตัดที่ควบคุมแรงดึงเนื่องจากความเค้นดึงสุทธิในเหล็กต้านทานแรงดึงสูงเพิ่มขึ้นจากขีดจำกัดความเครียดที่ควบคุมด้วยการ บีบอัดถึง 0.005 โดยการคำนวณค่า Resistance Factor สำหรับชิ้นส่วนที่มีการอัดแรงและชิ้นส่วนที่ไม่ได้มารัดแรงจะแสดงดังสมการที่ (5) และ (6) ตามลำดับ

$$0.75 \leq \phi = 0.583 + 0.25 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 1.0 \quad (5)$$

$$0.75 \leq \phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad (6)$$

โดยที่

c = ระยะห่างจากส่วนรับแรงอัดสูงสุด (Extreme compression fiber) ถึงศูนย์กลาง (มม.)

d_t = ระยะห่างจาเส้นใยอัดที่ไกลที่สุดถึงศูนย์กลางของส่วนของเหล็กแรงดึงสูง(มม.)

กำลังระบุเชิงดัด (Nominal flexural resistance) สำหรับปีกของคาน (Flanged) ที่มีการดัดงอหนึ่งแกนและสองแกนตามโดยแรงตามแนวแกนและการกระจายของหน่วยแรงตั้งฉากที่ระบุจะสามารถหาได้จากสมการที่ (7) และ (8) และสามารถนำไปหาระยะห่างจากส่วนที่รับแรงอัดมากที่สุดไปถึงแกนสะเทินของลวดอัดแรงที่จุดครากของหน้าตัดรูปตัวที (T-section) ได้

$$M_n = A_{ps} f_{ps} (d_p - a/2) + A_s f_s (d_s - a/2) - A'_s f'_s (d'_s - a/2) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f (a/2 - hf/2) \quad (7)$$

$$c = (A_{ps} f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85 f'_c (b - b_w) h_f) / 0.85 f'_c \beta_1 b_w \quad (8)$$

โดยที่

M_n = Nominal flexural resistance (N-mm)

A_{ps} = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กอัดแรง (mm²)

f_{ps} = ความเค้นเฉลี่ยของเหล็กอัดแรงที่มีความต้านทานการงอ (MPa)

d_p = ระยะห่างจากส่วนรับแรงอัดสูงสุดถึงศูนย์กลางของลวดอัดแรง (mm)

A_s = พื้นที่หน้าตัดของส่วนเสริมกำลังแรงดึงที่ไม่มี การอัดแรง (mm²)

d_s = ระยะห่างจากส่วนรับแรงอัดสูงสุดถึงศูนย์กลางของส่วนเสริมกำลังแรงดึงที่ไม่มี การอัดแรง (mm)

A'_s = พื้นที่หน้าตัดของส่วนเสริมกำลังแรงอัด (mm²)

f'_s = ความเค้นของเหล็กกล้าอ่อน (mild steel) เสริมแรงอัดที่มีความต้านทานการงอ(MPa)

d'_s = ระยะห่างจากเส้นใยอัดที่ไกลที่สุดถึงศูนย์กลางของส่วนเสริมกำลังแรงอัด (mm)

f_c = กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ 28 วันเว้นแต่จะ มีการระบุอายุอื่น (MPa)

b = ความกว้างของส่วนที่รับแรงอัด

b_w = ความกว้างของเอว (Web) หรือ เส้นผ่านศูนย์กลางของหน้าตัดวงกลม (mm)

β_1 = stress block factor

- h_f = ความลึกของปีกที่รับแรงอัดของเหล็กไอหรือเหล็กที่ (mm)
 a = $c \beta_1$; ความลึกของการกระจายแรงเสมือน (Equivalent stress block) (mm)
 c = ระยะห่างจากส่วนที่รับแรงอัดมากที่สุดไปถึงแกนสะเทินของลวดอัดแรงที่จุดคราก (mm)

2.2.4 Rating Factor

Rating Factor (RF) คือการประเมินขีดจำกัดในการรับน้ำหนักของตัวสะพาน และมีความจำเป็นที่จะต้องมีมาตรการป้องกันมิให้สะพานเกิดความวิบัติอย่างการติดตั้งป้ายเตือนเพื่อจำกัดขนาด, น้ำหนักของรถบรรทุกทุกถ่วงคือเป็นอัตราส่วนระหว่างความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานและน้ำหนักบรรทุกที่อยู่นบนสะพาน จากข้อกำหนด LRFR (Load and Resistance Factor Rating) ได้ระบุให้ RF มีค่าตามสมการที่ (9) และ(10) ตามลำดับ

$$RF = \frac{\text{Capacity } (\eta_D \eta_R \eta_I R_n) - \text{Factor Dead Load } (\gamma_{DC} DC + \gamma_{DW} DW)}{\text{Factor Live Load plus Impact, } \gamma_L (LL + IM)} \quad (9)$$

$$RF = \frac{C - \gamma_{DC} DC - \gamma_{DW} DW}{\gamma_L (LL + IM)} \quad (10)$$

- โดยที่ C = กำลังต้านทานของโครงสร้าง = $\phi_c \phi_s \phi R_n$
 ϕ_c = การเสื่อมสภาพของโครงสร้าง (Condition Factor) หลักเกณฑ์การให้คะแนนอ้างอิงตามมาตรฐาน NBI (National Bridge Inventory) = 0.85 for poor (NBI = 4), พบความเสียหายที่สำคัญหลายจุดกับโครงสร้างหลัก ควรซ่อมแซมโดยเร็วที่สุด
= 0.95 for fair (NBI = 5), พบความเสียหายในระดับปานกลาง สะพานเพียงพอต่อการรับน้ำหนักเล็กน้อยถึงปานกลาง
= 1.0 for good condition (NBI = 6 หรือสูงกว่า), อยู่ในสภาพที่น่าพอใจ พบความเสียหายบ้างในระดับที่เล็กน้อย
 ϕ_s = System factor คำนึงความซ้ำซ้อนโครงสร้าง (level of redundancy)
 ϕ = ใช้ค่าเดียวกับ LRFD resistance factor
 $\phi_c \phi_s \geq 0.85$
 γ_L = ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักจร

การทำ Rating Factor แบ่งออกเป็น 2 ระดับคือ (1) ระดับ Inventory และ (2) ระดับ Operation โดยแต่ละระดับสามารถอธิบายได้ดังนี้

- ระดับ Inventory คือ ระดับที่สะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกรวมถึงน้ำหนักอื่นทั้งหมดได้อย่างปลอดภัย การประเมินกำลังจะใช้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักจรสูงสุดเท่ากับ 1.75 และจะแสดงการคำนวณด้วยสมการที่ (11) โดย $RF_{inv} > 1$ คือสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกที่ประเมินได้ตามอายุขัยที่ออกแบบไว้
 $RF_{inv} < 1$ คืออายุการใช้งานของสะพานลดลงหากใช้รับน้ำหนักบรรทุกที่กำหนด

$$RF_{inv} = \frac{\phi M_n - 1.25 M_{DL} - 1.5 M_{DW}}{1.75 (LL + IM)} \quad (11)$$

- ระดับ Operation คือระดับที่สะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้โดยไม่เกิดการวิบัติ โดยระดับ Operation จะเป็นระดับที่

ต่ำกว่าระดับ Inventory หมายความว่าสะพานรับน้ำหนักบรรทุกได้ไม่เท่ากับที่น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ออกแบบ หรือกล่าวคือ สะพานมีส่วนที่ปลอดภัยลดลงและจะแสดงการคำนวณด้วยสมการที่ (12) โดย

$RF_{opr} > 1$ คือสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกจรได้โดยไม่เกิดการวิบัติ แต่อาจไม่สามารถรับน้ำหนัก Exclusion Vehicles ได้

$RF_{opr} < 1$ คือสะพานไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกจรได้, มีความเสี่ยงที่จะเกิดการวิบัติ

$$RF_{opr} = \frac{\phi M_n - 1.25 M_{DL} - 1.5 M_{DW}}{1.35 (LL + IM)} \quad (12)$$

ดังนั้น $RF_{opr} = (1.75/1.35) \times RF_{inv} \approx 1.30 RF_{inv}$

3. ผลการดำเนินงานวิจัย

3.1 Analysis by AASHTO2007

การวิเคราะห์ผลด้วยมาตรฐาน AASHTO2007 นั้น จะใช้ค่าคุณสมบัติวัสดุจริงของสะพานจากตารางที่ 3 เพื่อคำนวณโมเมนต์ตัดจากการคำนวณคูณกับ Distribution factor ที่ได้จากรถบรรทุก H20-35 และคำนวณเพื่อหาค่าน้ำหนักของตัวโครงสร้าง (DC) และน้ำหนักของพื้นผิว (DW) และวิเคราะห์หาโมเมนต์ตัดของคานจากน้ำหนักที่ได้คำนวณมา ด้วยโปรแกรม STRAIN จากนั้นจึงทำการหาค่ากำลังรับโมเมนต์ตัดระบุ (nominal moment) ที่คูณด้วยกำลังลดทอน, M_n เพื่อใช้ในการหา Rating Factor ของสะพานเพื่อประเมินขีดความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกที่ได้ออกแบบไว้ในอดีตของสะพาน ณ ปัจจุบัน

ตารางที่ 3 แสดงค่าคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการคำนวณ

Concrete	
f_c'	15.9 MPa
E_c	$4800f_c' = 19.14 \text{ GPa}$
Steel	
f_y (Main Rebar)	493 MPa
f_y (Stirrup)	273 MPa
E_s	200 GPa

จากนั้นคำนวณเพื่อหาโมเมนต์ตัดที่เกิดจาก Live Load ของรถบรรทุก และใช้ Distribution factor เพื่อหาค่าในคานแต่ละตัวนั้น อ้างอิงจากมาตรฐาน AASHTO2007 ดังนี้ กำหนดให้ จำนวนของเลนจราจร = 2, Multiple presence factor = 1.00, Dynamic load allowance, IM = 33% Girder สะพาน 3 ตัว, Nb= 3: ใช้ Lever Method และ การคำนวณโมเมนต์ตัดและแรงปฏิกิริยาของ Support จากวิธี

Lever Rule ด้วย Influence line ในการคำนวณค่าโมเมนต์ตัดนั้นจะใช้ Centroid ของรถวางที่จุดกึ่งกลางของสะพาน จากนั้นคูณด้วย Impact Factor เพื่อได้ผล Service-Level Design Load ตารางที่ 4 แสดงผลการคำนวณโมเมนต์ตัดและแรงปฏิกิริยาของ Support ด้วยรถบรรทุก H20-35

Load	Reaction at Support A (kN)	Moment at middle span (kN-m)
Truck load	206.9 kN	689.9
Lane load	83.7 kN	319.0
Service-level Design load	386.5 kN	1341.5

การคำนวณ Distribution Factor จากวิธี Lever Rule ด้วย Influence Line โดยการวัดระยะห่างจากแบบแปลนจริงดังรูป 4 ได้ผลการคำนวณดังนี้

สำหรับคานด้านนอก:

$${}^MDF_{ME} \text{ or } {}^MDF_{VE} = 1.0 \times R_A; R_A = 0.424P$$

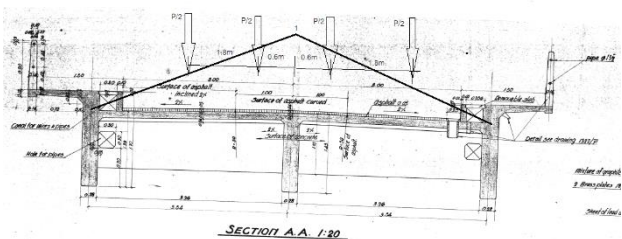
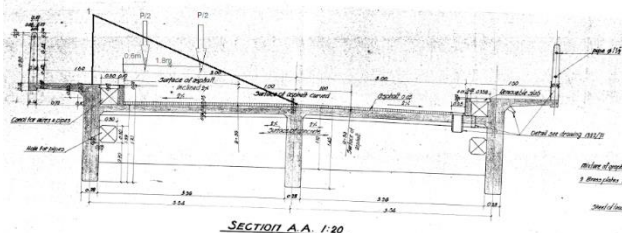
$${}^SDF_{ME} \text{ or } {}^SDF_{VE} = 1.2 \times 0.424 = 0.508 \text{ lane/girder}$$

สำหรับคานตัวใน:

$${}^MDF_{MI} \text{ or } {}^MDF_{VI} = 1.0 \times R_B; R_B = 1.152P$$

$${}^MDF_{MI} \text{ or } {}^MDF_{VI} = 1.0 \times 1.152 = 1.152 \text{ lane/girder}$$

โดยการคำนวณ Live Load Moment จะใช้ค่า Distribution Factor ที่มีค่าสูงสุดสำหรับคานแต่ละตัว โดยสำหรับคานตัวใน Distribution Factor = 1.152 และสำหรับคานด้านนอก Distribution Factor = 0.5



รูปที่ 4 การวางตำแหน่งรถบรรทุก H20-35 เพื่อหา Distribution Factor ของ คานด้านนอกด้วยวิธี Influence line

การคำนวณ Live Load Moment ที่คานแต่ละตัวจาก Distribution Factor ที่มีค่ามากที่สุดสำหรับคานแต่ละตัวได้ด้วยสมการ

$$M_{LL+IM} = (DFM)[\max(M_{Tr}, M_{Ta}) \left(1 + \frac{IM}{100}\right) + M_{La}]$$

โดยตั้งสมมุติฐานว่า skew angle ของสะพาน=0° ได้ผลการคำนวณดังนี้

$$\text{Exterior Girder: } 0.508 \times 1.0 \times 1341.5 = 681.5 \text{ kN-m}$$

$$\text{Interior Girder: } 1.152 \times 1.0 \times 1341.5 = 1545.4 \text{ kN-m}$$

การคำนวณน้ำหนักของโครงสร้างจะได้ผลการคำนวณดังตารางที่ 5 การถ่ายน้ำหนักของโครงสร้างส่วนอื่น จาก Span ด้านข้าง จะใช้ค่าการ

คำนวณน้ำหนักจากตารางที่ 5 คูณกับความยาวครึ่งหนึ่งของ Span ด้านข้างดังตารางที่ 6

ตารางที่ 5 แสดงผลการคำนวณน้ำหนักของตัวโครงสร้าง (DC) และน้ำหนักของพื้นผิว (DW) ของคานด้านนอกของสะพานจากแบบแปลน

Load type	Type of structure	Load Intensity (kN/m)
DC	Slab	23.20x0.15x1.25 = 4.4
	Side walk	23.20x1.6x0.2 = 7.4
	Girder	23.20x0.28x1.3 = 8.5
Total		4.4+7.4+8.5 = 20.3
DW	FWS (Asphalt)	22.50x0.05x1.25 = 1.4

ตารางที่ 6 การถ่ายน้ำหนักของคานด้านนอกจาก Span ด้านข้างจากแบบแปลน

Span	Load from another span (kN)
B-C	(20.3+1.4) x 11.9/2 = 129.1
D-E	(20.3+1.4) x 11.9/2 = 129.1

การวิเคราะห์ผลการคำนวณด้วยโปรแกรม STRAIN ได้ผลการวิเคราะห์ว่า M_{DC} และ M_{DW} ที่มีค่ามากที่สุด ณ จุดกึ่งกลางของสะพานของคานด้านนอก มีค่าเท่ากับ 696.4 kN-m และ 48.03 kN-m ตามลำดับ, M_{DC} (จาก Span ด้านข้าง) มีค่าเท่ากับ -454.4 kN-m และสามารถสรุปผลการคำนวณได้ดังตารางที่ 7

ตารางที่ 7 สรุปผลการคำนวณโมเมนต์ตัด ณ จุดกึ่งกลางคานด้านนอกของสะพาน

Load type	Moment (kN/m)
DC	696.4
DW	48.03
Another span (DC)	-454.4
LL + IM	681.5

การคำนวณหาความกว้างปีกประสิทธิภาพ (Effective Flange Width) แบ่งการคำนวณเป็นสำหรับคานตัวในและสำหรับคานด้านนอก โดยสำหรับคานตัวในใช้ค่าที่น้อยที่สุดจากตารางที่ 8 = 2.08 เมตรและของคานด้านนอกใช้ค่าที่น้อยที่สุดจากตารางเดียวกัน รวมกับ ครึ่งหนึ่งของ Effective Flange Width ของคานตัวใน = 2.08 เมตร

ตารางที่ 8 การคำนวณ Effective Flange Width ของคานตัวในและนอก

	Cases	Effective Flange Width (m)
Interior Girder	$\frac{1}{8}$ of effective span length	$\frac{18}{8} = 2.25$
	12 times the average of slab, plus the greater web thickness or one-half the width of the top flange girder	$12 \times 0.15 \times 0.28 = 2.08$
	Average spacing of adjacent beams	3.26
	Effective Flange Width of Interior Girder = 2.08 m	
Ext	$\frac{1}{4}$ of effective span length	$\frac{18}{4} = 4.5$

6 times the average depth of slab, plus the greater of half web thickness or one-quarter the width of the top flange of the basic girder	6x0.15x0.14 = 1.1
Average spacing of adjacent beams	1.1
Effective Flange Width of Exterior Girder = 2.08 m	

การหาค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดระบุ (Nominal Moment) ที่คูณด้วยกำลังลดทอน, ϕM_n จะแบ่งการคำนวณของ Nominal Moment, M_n และ ϕM_n ออกเป็น Positive Moment และ Negative Moment ดังตารางที่ 9 และ 10 ตามลำดับ โดยจะคำนวณที่จุดกึ่งกลางของ Span และใช้ปริมาณหน้าตัดของเหล็กเสริมและขนาดหน้าตัดของ Girder จากแบบแปลนในการคำนวณ

ตารางที่ 9 การคำนวณค่า Nominal Moment, M_n ของคานตัวนอก

Type of Moment	β_1	A_s (m ²)	b (m)	d (m)	a = $A_s f_y / 0.85 f_c' b$ (m)	$M_n = A_s f_y (d - \frac{a}{2})$ (kN-m)
Positive Moment	0.85	12DB25 $A_s = 6.08 \times 10^{-3}$	2.08	1.375	0.1066	3961.7
Negative Moment	0.85	8DB25 $A_s = 4.05 \times 10^{-3}$	0.28	1.345	0.528	2158.4

ตารางที่ 10 การคำนวณค่า M_n ของคานตัวนอก

Type of Moment	$\frac{c}{\beta_1} = \frac{c}{\beta_1}$	$\frac{\epsilon_t}{c} = \frac{d-c}{c} \epsilon_u$	Range of ϕ	ϕ	ϕM_n (kN-m)
Positive Moment	0.125	0.03	$\epsilon_t \geq 0.005$	0.9	3565.5
Negative Moment	0.621	0.0035	$0.002 \leq \epsilon_t \leq 0.005$	0.825	1780.7

การคำนวณค่า Rating Factor ของสะพานเพื่อประเมินขีดความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของคานตัวนอกของสะพาน จะใช้วิธีการตาม มาตรฐาน LRFR ของ AASHTO แต่เปลี่ยนน้ำหนักบรรทุกเป็น H20-35 ตามที่ได้วางเอาไว้

- คำนวณด้วย H20-35 จากมาตรฐาน AASHTO ที่ระดับ Inventory $\phi M_n = 3565.5 - 1780.7 = 1784.8$ kN-m, $M_{DC} = 696.4 - 454.4 = 242$ kN-m

$$RF_{(inv)} = \frac{\phi M_n - 1.25 M_{DC} - 1.5 M_{DW}}{1.75 - (LL + IM)} = 1.18 \geq 1.0$$

กล่าวคือคานตัวนอกของสะพาน ณ ปัจจุบันสามารถรับน้ำหนักบรรทุก H20-35 จากการออกแบบในอดีต ได้อย่างปลอดภัยโดยไม่เกิดความเสียหายใดๆ

- คำนวณด้วย H20-35 จากมาตรฐาน AASHTO ที่ระดับ Operation นั้นไม่จำเป็นเนื่องจากสะพานผ่านเกณฑ์ Inventory แล้ว

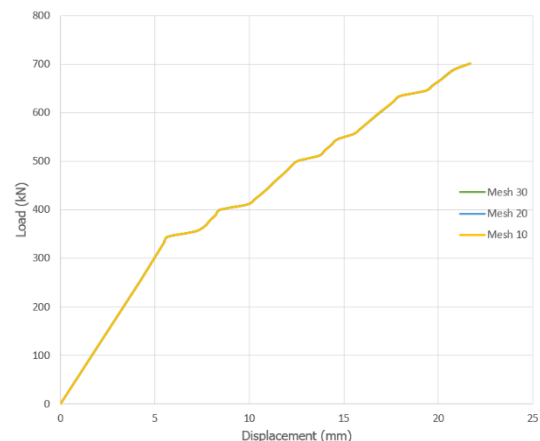
3.2 Nonlinear analysis by FEM ATENA

ระเบียบวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Method) เป็นระเบียบวิธีที่นิยมใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีขนาดใหญ่ และมีความซับซ้อน โดยการสร้างแบบจำลองต้องใส่ค่าและข้อมูลให้ตรงกับข้อมูลจริงที่ใช้ เพื่อให้สอดคล้องกับโครงสร้างจริงมากที่สุด ซึ่งจะส่งผลให้สามารถวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างที่สนใจได้อย่างถูกต้อง

การวิเคราะห์โครงสร้างของสะพานผ่านโปรแกรม GiD นั้นจะเป็นการสร้างโมเดล 3 มิติ ของคานตัวนอกของสะพาน โดยใช้ข้อมูลที่ได้รับจากโครงการศึกษาจัดทำแนวทางบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ที่ก่อสร้างก่อนปีพ.ศ. 2500 ของกรมทางหลวงและแบบก่อสร้างจริงของสะพาน ในการสร้างโมเดล เพื่อวิเคราะห์ Load Displacement และรูปร่างของรอยร้าวบนคานตัวนอก ซึ่งรอยร้าวของสะพานจากการสำรวจนั้นตั้งสมมุติฐานว่าเกิดจากโมเมนต์ดัด รวมถึงใส่หน้าหนักกระทำจากเพลลาของรถ H20-35 เมื่อได้รอยร้าวลักษณะต่างๆจากตำแหน่งที่ได้ใส่หน้าหนักรถ จึงนำมาเปรียบเทียบกับรอยร้าวที่ได้จากการเก็บข้อมูลจากการลงพื้นที่จริง เพื่อยืนยันผลจากการสมมุติฐาน, ดูปริมาณรอยร้าวและนำ Moment Capacity ที่ได้ไปเปรียบเทียบกับค่าคำนวณจากมาตรฐาน AASHTO 2007 เพื่อหาค่าตอบว่าสะพานยังสามารถใช้งานได้อยู่หรือไม่ โดยรายละเอียดของเนื้อหาจะกล่าวต่อไปในบทที่ 4

3.2.1 Mesh Verification

กระบวนการ Mesh Verification ถือเป็นขั้นตอนสำคัญในการตรวจสอบ เพื่อให้ได้ค่า Mesh ที่มีความแม่นยำและละเอียดที่สุดในการวิเคราะห์โมเดล และเพื่อยืนยันได้ว่าหากมีการลดขนาด Mesh ลงจะไม่ส่งผลต่อผลลัพธ์ที่ได้ ซึ่งในการ Mesh Verification ครั้งนี้ จะใช้คานตัวนอกของสะพานเดชาดิวงศ์ 1 เป็น โมเดลในการทดลองหาค่า Mesh ที่เหมาะสมสำหรับการทดลอง



รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load และ Deflection จาก FEA โดย Mesh Verification บนช่วง 10 – 30 cm

จากรูปที่ 5 แสดงให้เห็น ความสัมพันธ์ระหว่าง Load และ Deflection ที่ได้ จาก FEA ซึ่งสามารถสรุปได้ว่า Mesh บนช่วง 10 - 30 cm นั้นมีค่า Displacement ที่ใกล้เคียงกันมาก จึงกล่าวได้ว่า ค่า Mesh บนช่วง 10 - 30 cm มีค่าความละเอียดในการวิเคราะห์โมเดลในระดับเดียวกัน จึงเลือกใช้ค่า Mesh ที่ต่ำที่สุดที่ได้ทำการทดลอง (10 cm) ในวิเคราะห์ Load Displacement Diagram เนื่องจากเป็นค่า Mesh ที่ละเอียดที่สุด

3.2.2 รายละเอียดการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

ในโปรแกรม GiD

การจำลองโครงสร้างให้มีความสมจริงมากที่สุดจะอ้างอิงจากแบบแปลนคานตัวนอกในช่วง C - D ของสะพานเดชาติวงศ์ 1 ตามแบบก่อสร้างของสะพานโดยน้ำหนักที่กระทำบนคานตัวนอก เกิดจากการใส่น้ำหนักต่อจุดของพื้นที่คาน ซึ่งที่มาของน้ำหนักนั้นมาจากการรวมน้ำหนักของเพลาน้ำ (35KN) และเพลาลัง (145 KN) ของรถ H20-35 จะได้ค่าน้ำหนักรวม 180 KN โดยกระทำลงบนเพลทเหล็กที่ตำแหน่งต่างๆที่ได้เตรียมไว้บนคานสะพาน



รูปที่ 6 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของสะพานเดชาติวงศ์ 1 จากโปรแกรม GiD แสดงภาพ Mesh



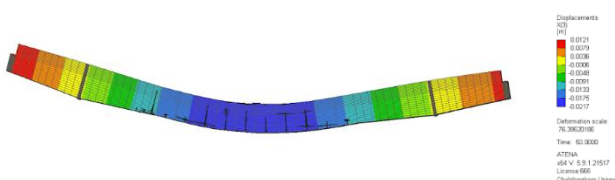
รูปที่ 7 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของสะพานเดชาติวงศ์ 1 จากโปรแกรม GiD แสดงภาพเหล็กเสริม DB25 ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง



รูปที่ 8 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของสะพานเดชาติวงศ์ 1 จากโปรแกรม GiD แสดงภาพเหล็กปลอก RB9 ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง

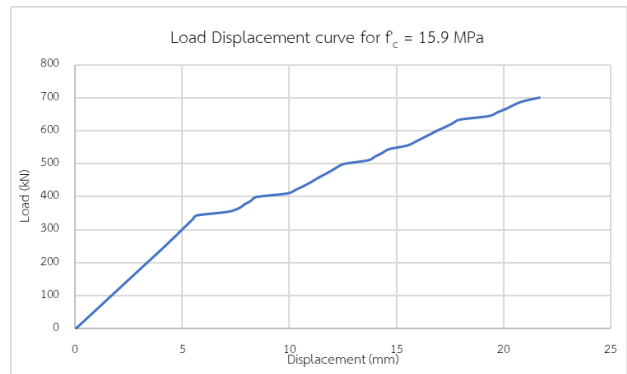
3.2.3 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของคานตามยาว สะพาน

กำหนด ค่า f_c' คอนกรีต 15.9 MPa สามารถแบ่งตำแหน่งที่น้ำหนัก ไปกระทำบริเวณกึ่งกลางคานสะพาน ได้ผลดังรูปที่ 9 และ 10



รูปที่ 9 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของสะพานเดชาติวงศ์ 1 จาก FEA แสดงผลการวิเคราะห์รอยร้าวของคอนกรีตที่ f_c' 15.9 MPa เมื่อน้ำหนักกระทำ บริเวณกึ่งกลางคาน

รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load และ Displacement จาก FEA ของคอนกรีตที่ f_c' 15.9 MPa เมื่อน้ำหนักกระทำบริเวณกึ่งกลางคาน

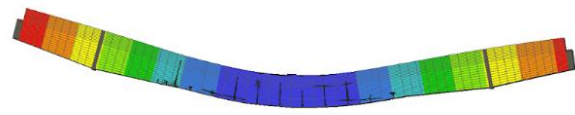


3.2.4 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของคานตัวนอกของ สะพานเดชาติวงศ์ 1

จากการสร้างและการวิเคราะห์แบบจำลองโดยระเบียบวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ 3 มิติของคานตัวนอกของสะพานตามที่ได้กล่าวมาข้างต้น พบว่าการใส่น้ำหนักบริเวณกึ่งกลางสะพานมีลักษณะรอยร้าวที่ คล้ายคลึงกับรอยร้าวของสะพานจริงที่ได้จากการสำรวจและเก็บข้อมูล จากภาคสนาม ซึ่งตั้งสมมุติฐานว่าเป็นรอยร้าวจากโมเมนต์ดัดนั้น ถูกต้องและจะทดสอบต่อไปตามสมมุติฐานที่ได้ตั้งไว้ สามารถสรุปผล ได้ ดังรูปที่ 11



รูปที่ 11 การเปรียบเทียบระหว่างรอยร้าวของสะพานที่ได้แบบจำลองทาง



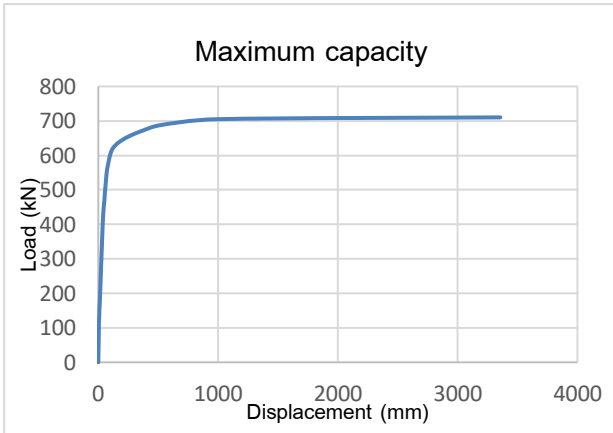
คณิตศาสตร์ของสะพานเดชาติวงศ์ 1 จาก FEA กับรอยร้าวจากการสำรวจ และการเก็บข้อมูลจากการลงภาคสนาม

หลังจากได้กรณีที่รอยร้าวมีลักษณะใกล้เคียงกับรอยร้าวจริงที่ปรากฏ ในคานสะพานแล้ว จึงนำกรณีที่ใส่ น้ำหนักไว้กึ่งกลางคานสะพาน ไปใส่ น้ำหนัก 1000 kN บนเพลทเหล็กด้วยการวิเคราะห์จาก FEA เพื่อหาค่า ของ Reaction และโมเมนต์ดัดที่มากที่สุด ณ จุดกึ่งกลางของคาน สะพานตัวนอกที่สามารถรับได้แล้วจึงนำผลที่ได้ไปเปรียบเทียบกับ Moment Capacity, ϕM_n จาก AASHTO ซึ่งจะแสดงในย่อหน้าถัดไป โดยผลการวิเคราะห์จะแสดงในรูปที่ 12



รูปที่ 12 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของสะพานเดชาติวงศ์ 1 จาก FEA แสดงผลการวิเคราะห์รอยร้าวของคอนกรีตที่ f_c' 15.9 MPa เมื่อน้ำหนัก กระทำบริเวณกึ่งกลางคาน

จากการวิเคราะห์หาค่า Maximum capacity ผ่าน FEA ดังรูปที่ 13 พบว่า ค่า Maximum capacity ของคอนกรีตที่มีค่า f_c' 15.9 MPa อยู่ในระดับที่ คือ 700 kN ซึ่งสามารถยอมรับได้ โดยในการเปรียบเทียบ Moment Capacity กับผลการคำนวณด้วยมาตรฐาน AASHTO 2007 นั้นจะใช้ค่าของคอนกรีตที่มีค่า f_c' 15.9 MPa เนื่องจากมีสภาพใกล้เคียงกับสะพานปัจจุบัน โดยค่า Moment capacity ที่ได้จากการวิเคราะห์คือ 3150 kN-m



รูปที่ 13 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Load และ Deflection จาก FEA บนคอนกรีตที่มีค่า f_c' 15.9 MPa

4. บทสรุป

4.1 ผลจากการคำนวณด้วย AASHTO 2007

จากการคำนวณด้วยมาตรฐาน AASHTO 2007 พบว่า กำลังรับโมเมนต์ดัดตรงของคานตัวนอกของสะพานอยู่ที่ 3565.5 kN-m และ -1780.7 kN-m ตามลำดับ โดยการประเมินขีดความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพานโดยวิธี LRFR นั้น ได้ค่า Rating Factor ที่ระดับ Inventory เท่ากับ 1.18 จึงไม่มีความจำเป็นที่จะคำนวณต่อในระดับ Operation หมายความว่าคานตัวนอกของสะพาน ณ ปัจจุบันสามารถรับน้ำหนักบรรทุก H20-35 จากการออกแบบในอดีตได้อย่างปลอดภัยโดยไม่เกิดความเสียหายใดๆ

4.2 การวิเคราะห์ Load - displacement, Failure mode และ Crack pattern ด้วยโปรแกรม GiD และ วิเคราะห์ผลผ่าน FEA

จากการวิเคราะห์คานสะพานตัวนอกด้วยโปรแกรม GiD และ FEA โดยกำหนดค่าแรงของคอนกรีตที่แตกต่างกัน 2 ค่า คือที่คอนกรีตมีค่า f_c' 15.9 MPa และ f_c' 30 MPa ผ่านการทดสอบบน 4 ตำแหน่งของคานตัวนอกของสะพาน พบว่าค่า Load displacement ของค่า f_c' ของคอนกรีตทั้ง 2 กรณีในแต่ละตำแหน่งมีค่าใกล้เคียงกันมาก โดยในการทดสอบ Moment Capacity ของคานตัวนอกของสะพานจะใช้ค่า f_c' 15.9 MPa เนื่องจากมีลักษณะรอยร้าวที่คล้ายคลึงกับรอยร้าวของสะพานจริงที่ได้ จากการสำรวจและเก็บข้อมูลจากภาคสนาม ซึ่งการตั้งสมมุติฐานว่าเป็นรอยร้าวจากโมเมนต์ดัดนั้นถูกต้องและจะทดสอบต่อไปตามสมมุติฐานที่ได้ตั้งไว้

4.3 Moment Capacity ของหน้าตัดที่ได้จาก FEA

จากการวิเคราะห์คานสะพานตัวนอกด้วยโปรแกรม GiD และ FEA โดยกำหนดตำแหน่งที่น้ำหนักกระทำบนคานสะพานทั้ง 4 กรณี ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของกำลังคอนกรีตที่แตกต่างกัน 2 กรณีคือ กรณีที่ 1 (f_c' 15.9 MPa) และ กรณีที่ 2 จะใส่ค่า (f_c' 30 MPa) พบว่ากรณีที่ 1 ณ ตำแหน่งที่ใส่น้ำหนักตรงกลางคานสะพานส่งผลให้เกิดลักษณะรอยร้าวที่คล้ายคลึงกับความเป็นจริงมากที่สุด และนำกรณีนี้ไปหา Maximum Capacity โดยจากการวิเคราะห์ผ่าน FEA ได้ค่า Maximum Capacity ที่ 700 kN ซึ่งส่งผลให้สามารถหาค่า Moment Capacity ได้ เท่ากับ 3500 kN - m

4.4 การเปรียบเทียบระหว่าง Moment Capacity ที่ได้จากการวิเคราะห์ผ่าน FEA และจากการคำนวณผ่าน AASHTO

จากการเปรียบเทียบพบว่า Moment Capacity คานตัวนอกของสะพานที่ได้จากการวิเคราะห์ผ่าน FEA มีค่า 3500 kN-m และ Positive Moment Capacity ที่ได้จากการคำนวณด้วยมาตรฐาน AASHTO 2007 อยู่ที่ 3565.5 kN-m ซึ่งมากกว่า Moment Capacity ที่ได้จากการวิเคราะห์ผ่าน FEA

5. ข้อเสนอแนะ

1. เนื่องจากการคำนวณ Rating Factor ของคานตัวนอกของสะพาน ณ ปัจจุบัน ด้วยน้ำหนักบรรทุก H 20-35 จากการออกแบบในอดีต มีค่าที่ใกล้เคียงกับ 1.0 จึงคาดว่าหากเป็นน้ำหนักบรรทุก พวงในปัจจุบัน คานของสะพานอาจเสียหายได้จนถึงขั้นวิบัติ จึงควรมีการติดป้ายประกาศสำหรับประเภทรถที่อนุญาตให้สามารถใช้งานสะพานได้ เพื่อป้องกัน ความเสียหายต่อไป
2. จากการวิเคราะห์ด้วย FEA นั้นพบว่าค่า Deflection ของสะพานนั้นเมื่อเทียบ f_c' กันระหว่างสะพานปัจจุบัน และสะพานจากการออกแบบในอดีตด้วยน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการออกแบบในอดีตนั้น มีค่า Deflection ที่ใกล้เคียงกัน จึงอาจกล่าวได้ว่ากำลังของสะพานลดลงไปไม่เยอะแต่รอยร้าวที่อาจเกิดจากน้ำหนักของรถบรรทุกที่มากขึ้นในปัจจุบัน จึงควรมีการติดป้ายประกาศสำหรับประเภทรถที่อนุญาตให้สามารถใช้งานสะพานได้เพื่อป้องกัน ความเสียหายต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ รศ.ดร.ธิดารัตน์ วิสุทธิ์เสรีวงศ์ และ รศ.ดร.พิชชา จงวิวัฒน์สกุล ผู้เป็นที่ปรึกษาและให้คำแนะนำในการจัดทำโครงการวิศวกรรม นอกจากนี้ คณะผู้วิจัย ยังขอกราบขอบพระคุณ กรมทางหลวง และบุคลากร ที่ให้ความร่วมมือในการเข้าไปตรวจสอบสะพาน หนึ่งในทางคณะวิจัย ขอขอบพระคุณ คุณธรา ทานวีร์ วิศวกรโยธาชำนาญการ ที่กรุณาให้คำแนะนำ และความรู้ ในเรื่องวิธีการใช้โปรแกรม GiD และการวิเคราะห์ผลโดยวิธี FEA คุณ ศุภศิษฏ์ ศรีวรานันท์, คุณ อติชน คุณฉวีศรุต, วรวิวัฒน์ นิลประพันธ์, ปิยะพันธ์ คงทอง ที่ให้คำปรึกษาทางด้านวิศวกรรมและในการสำรวจสะพาน สุดท้ายนี้ ขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในความเอื้อเฟื้ออุปการะ และเครื่องมือทดสอบตลอดจนเป็นสถานที่ในการศึกษาปฏิบัติการปริญญานิพนธ์ตั้งแต่เริ่มต้นจนสำเร็จ

สุดท้ายนี้ หากปริญญานิพนธ์ฉบับนี้เกิดข้อผิดพลาดหรือข้อบกพร่องประการใด ทางคณะผู้จัดทำ ใคร่ขออภัยมา ณ ที่นี้ด้วย และหวังว่าปริญญานิพนธ์ฉบับนี้จะมีประโยชน์แก่ผู้อ่านและผู้สนใจศึกษาปริญญานิพนธ์นี้ต่อไป

เอกสารอ้างอิง

- [1] โครงการศึกษาจัดทำแนวทางบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปีพ.ศ. 2500 บริษัท แอสโครา เอ็ม จำกัด และ สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง (2562).
- [2] หนังสือการออกแบบสะพาน รศ.ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว และ มนต์เกียรติ์ ชินนทรลีลา (2558).
- [3] AASHTO (2007). LRFD Bridge Design Specification, 4th ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC
- [4] เอกสารการสอนวิชาการออกแบบสะพาน รศ.ดร.พูลศักดิ์ เพ็ชรสุสม ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (2564).