

การตรวจสอบ และการประเมินความเสียหายจากเหตุเพลิงไหม้ เพื่อวางแผนซ่อมแซมโครงสร้างทางพิเศษ An Inspection and Evaluation of Fire Damaged on the Expressway Structures for Planning Structural Repairs

อิสราพงษ์ ขานทอง^{1,*} นันทวรรณ พิทักษ์พานิช² และ เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร³

^{1,2,3} กองวิจัยและพัฒนา การทางพิเศษแห่งประเทศไทย

*Corresponding author; E-mail address: It.isarapong@gmail.com

บทคัดย่อ

จากเหตุการณ์เพลิงไหม้ที่เกิดขึ้นบริเวณโครงสร้างทางพิเศษในหลาย ๆ เหตุการณ์ ตั้งแต่ในอดีตจนถึงปัจจุบันเป็นเหตุทำให้โครงสร้างทางพิเศษได้รับความเสียหาย ซึ่งการทางพิเศษแห่งประเทศไทย (กทพ.) ได้ร่วมกับผู้เชี่ยวชาญด้านการตรวจสอบโครงสร้างดำเนินการตรวจสอบ และประเมินความเสียหายของโครงสร้างทางยกระดับเพื่อวางแผนซ่อมแซมโครงสร้างทางยกระดับให้มีความมั่นคงแข็งแรงสามารถเปิดให้บริการแก่ผู้ใช้ทางได้อย่างปลอดภัย บทความนี้เป็นการศึกษาเกี่ยวกับแนวทางการตรวจสอบ และประเมินความเสียหายของโครงสร้างทางยกระดับจากเหตุเพลิงไหม้บริเวณเสาตอม่อ พื้นยื่นหัวเสา และโครงสร้างคานอัดแรงรูปกล่อง โดยการดำเนินการตรวจสอบและประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้าง มีการสำรวจทางกายภาพเบื้องต้นด้วยวิธีการตรวจพินิจด้วยสายตา (Visual Inspection) และการสำรวจทางวิศวกรรมของโครงสร้างเชิงลึก ประกอบด้วย การตรวจสอบเปรียบเทียบกำลังอัดของคอนกรีตแบบไม่ทำลายโครงสร้าง (Non Destructive Test) การตรวจสอบการเสื่อมสภาพของคอนกรีต (ความเป็นกรด-ด่าง) การตรวจสอบความผูกพันของเหล็กเสริม และการตรวจสอบค่าแรงดึงของลวดอัดแรงที่อยู่ในคานรูปกล่อง เพื่อนำผลจากการตรวจสอบต่าง ๆ ที่ได้มาใช้ในการประเมินระดับความเสียหาย และวางแผนการซ่อมแซมโครงสร้างทางยกระดับให้มีความมั่นคงแข็งแรงต่อไป

คำสำคัญ: เหตุเพลิงไหม้, การประเมินความเสียหาย, การซ่อมแซมโครงสร้างทางพิเศษ, การตรวจสอบค่าแรงดึงของลวดอัดแรง

Abstract

In recent decades, fire incidents occurred on the expressway structures have caused considerable damages. The Expressway Authority of Thailand (EXAT) in collaboration with qualified structural inspectors have investigated and evaluated the damage on the element of expressway structure in order to create effective plans for repairing to ensure that the structures are safe and ready in service. This article studies about the guideline to inspection and evaluation damage of the overpass structures that affected from the fire incidents at the part of cantilever decks and box girders. The inspection of structural damaged level and the evaluation have applied the preliminary physical survey by visual inspection and the insight analysis of a

structural engineering survey. The insight analysis of a structural engineering survey consists of an inspection of concrete compressive strength by using a non-destructive test, an inspection of concrete deterioration (acidity-alkalinity), reinforcement corrosion inspection, and inspection of tensile values of the pre-stressed tendon inside the box girder segment. The results of various investigations will be used to indicate the level of damage and to provide effective repair and maintenance plans for the expressway structures to ensure their stability.

Keywords: Fire incidents, Damage evaluation, Expressway structure repair, Inspection of tensile values of the pre-stressed tendon

1. บทนำ

จากเหตุเพลิงไหม้ที่เกิดขึ้นบริเวณทางพิเศษในหลาย ๆ ครั้งที่ผ่านมา ได้สร้างความเสียหายต่อโครงสร้างทางพิเศษ ดังแสดงในรูปที่ 1 ซึ่งทางพิเศษบางสายทางมีอายุการใช้งานยาวนานกว่า 30 ปี การตรวจสอบและประเมินระดับความรุนแรงเพื่อทราบถึงความเสียหายของโครงสร้างภายหลังจากเกิดเหตุเพลิงไหม้จึงมีความสำคัญเป็นอย่างมากสำหรับใช้เป็นข้อมูลในการพิจารณาและวางแผนการซ่อมบำรุง รวมไปถึงการเสริมกำลังโครงสร้างในกรณีที่ได้รับ ความเสียหายในระดับรุนแรง โดยการตรวจสอบ และประเมินความเสียหายเป็นการพิจารณาถึงสมรรถนะกำลังรับแรงหรือความแข็งแรงของชิ้นส่วนโครงสร้างที่ได้รับ ความเสียหาย ว่าสามารถรองรับน้ำหนักที่เกิดจากตัวโครงสร้างเองและน้ำหนักที่เกิดขึ้นจากยานพาหนะได้หรือไม่



รูปที่ 1 การเกิดเหตุเพลิงไหม้ที่เกิดขึ้นในบริเวณทางพิเศษ

ปัจจุบันการทางพิเศษแห่งประเทศไทย (กทพ.) ได้ก่อสร้างและเปิดให้บริการทางพิเศษแก่ผู้ใช้งานแล้วทั้งสิ้น 8 สายทาง ระยะทางรวมกว่า 224.60 กิโลเมตร โดยมีวิสัยทัศน์ ที่จะมุ่งพัฒนาทางพิเศษ เพื่อบริการที่ดี มีความคุ้มค่า สะดวก รวดเร็ว ปลอดภัยอย่างยั่งยืน จากวิสัยทัศน์ดังกล่าว การบำรุงรักษาและซ่อมแซมโครงสร้างทางพิเศษให้มีความแข็งแรงพร้อมใช้งาน ถือเป็นส่วนหนึ่งที่สำคัญต่อการให้บริการและเป็นการสร้างความปลอดภัยในชีวิตและทรัพย์สินแก่ผู้ใช้บริการอีกทางหนึ่ง

งานวิจัยนี้จึงได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับแนวทางการตรวจสอบ และการประเมินความเสียหายจากเหตุเพลิงไหม้ของโครงสร้างทางพิเศษ โดยศึกษาจากเหตุการณ์เพลิงไหม้ที่เกิดขึ้นใน 2 สายทาง ที่มีลักษณะความเสียหายของโครงสร้างที่แตกต่างกัน ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1) การตรวจสอบ และการประเมินความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจากกรณีเหตุเพลิงไหม้ได้ทางพิเศษเฉลิมมหานคร กม. 27+338 เมื่อวันที่ 28 สิงหาคม 2559 ซึ่งมีสภาพความเสียหายบริเวณผิวคอนกรีตของเสาตอม่อรูปทรงแปดเหลี่ยมสูง 7.40 เมตร พบผิวคอนกรีตเกิดการกะเทาะ (Spalling) จำนวน 3 ด้าน ความลึกของการกะเทาะประมาณ 2-5 เซนติเมตร คิดเป็นพื้นที่ความเสียหายประมาณ 22 ตารางเมตร และความเสียหายของโครงสร้างพื้นยื่นหัวเสา ขนาด 10 x 10.30 เมตร ที่รองรับพื้นและคานของทางพิเศษ พบผิวคอนกรีตเกิดการกะเทาะ ความลึกน้อยกว่า 1 เซนติเมตร ขนาดพื้นที่ประมาณ 50 ตารางเมตร ดังแสดงในรูปที่ 2

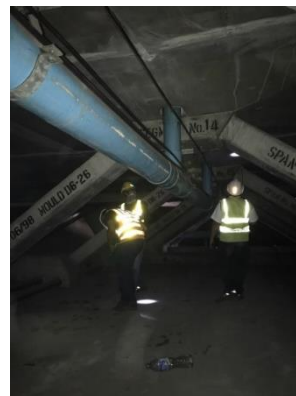


รูปที่ 2 สภาพความเสียหายของเสาตอม่อและพื้นยื่นหัวเสา จากเหตุเพลิงไหม้ได้ทางพิเศษเฉลิมมหานคร กม. 27+338

2) การตรวจสอบ และการประเมินความเสียหายของลวดอัดแรงที่อยู่ในคานรูปกล่อง จากกรณีเหตุเพลิงไหม้ได้ทางพิเศษบูรพาวิถีบริเวณเสาตอม่อที่ 11/22 กม.11+800 เมื่อวันที่ 1 เมษายน 2560 ซึ่งพบว่าคอนกรีตเกิดการกะเทาะความลึกประมาณ 1-2 เซนติเมตร ที่บริเวณท้อง Segment คิดเป็นพื้นที่ประมาณ 8 ตารางเมตร ทั้งนี้ ไม่พบการแยกตัวบริเวณรอยต่อของ Segment พบเพียงแต่ร่องรอยการสูญเสียอย่างรวดเร็วยิ่งของผิวคอนกรีตจากความร้อนที่เกิดขึ้นจนเกิดเป็นคราบขาว ดังแสดงในรูปที่ 3 ในส่วนของโครงสร้างภายในคานรูปกล่อง พบว่าบริเวณรอยต่อของ Segment ยังคงอยู่ในสภาพสมบูรณ์ ไม่พบคราบน้ำซึมเข้ามาภายในคานรูปกล่อง ท่อลวดอัดแรงและแป้นยึดท่ออัดแรงยังอยู่ในสภาพสมบูรณ์ เช่นเดียวกับบริเวณปลายท่อลวดอัดแรง ดังแสดงในรูปที่ 4 อย่างไรก็ตามเพื่อยืนยันความปลอดภัยของโครงสร้างจึงจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบแรงดึงของลวดอัดแรงทุกเส้นที่อยู่ภายในคานรูปกล่องเหนือบริเวณที่ถูกเพลิงไหม้อย่างละเอียดอีกครั้ง เนื่องจากอาจได้รับผลกระทบจากความร้อนในขณะเกิดเหตุ



รูปที่ 3 สภาพความเสียหายภายนอกคานอัดแรงรูปกล่อง จากเหตุเพลิงไหม้ได้ทางพิเศษบูรพาวิถีบริเวณเสาตอม่อที่ 11/22 กม.11+800



รูปที่ 4 ภายในคานอัดแรงรูปกล่อง จากเหตุเพลิงไหม้ได้ทางพิเศษบูรพาวิถีบริเวณเสาตอม่อที่ 11/22 กม.11+800



2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 ความเสียหายของคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากอุณหภูมิสูง

ความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากอุณหภูมิสูงสามารถแบ่งได้เป็น 3 ระดับ ได้แก่

1) อุณหภูมิในช่วงที่ไม่ก่อให้เกิดการกลายเป็นไอของน้ำในคอนกรีต (ไม่เกิน 100 องศาเซลเซียส) เช่น คอนกรีตหลา การเผชิยมวิญจักรของอุณหภูมิ อย่างไรก็ตามเนื่องจากการกระจายตัวของอุณหภูมิในชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตไม่เท่ากัน ทำให้เกิดการยึดรั้งและหน่วยแรงขึ้นภายในชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีต ก่อให้เกิดการแตกร้าวของคอนกรีตได้ในบริเวณที่มีหน่วยแรงดึงสูง

2) อุณหภูมิในช่วงที่ไม่ก่อให้เกิดการสลายตัวของผลิตภัณฑ์จากปฏิกิริยาไฮเดรชันของปูนซีเมนต์ จะไม่มีผลกระทบต่อกำลังและสมบัติทางกลของคอนกรีต แต่อาจเกิดการแตกร้าว หรือระเบิดของผิวคอนกรีต (ไม่เกิน 290 องศาเซลเซียส) หากคอนกรีตมีความชื้นน้ำมาก เช่น โครงสร้างที่เผชิญไฟไหม้ในระยะสั้น ทำให้น้ำในเนื้อคอนกรีตเกิดการระเหยกลายเป็นไอน้ำที่ระบายออกมาข้างนอกไม่ได้ จึงสร้างแรงดันในบริเวณใกล้ผิวหน้าคอนกรีตจนเกิดการแตกร้าว หรือระเบิดออกได้

3) อุณหภูมิในช่วงที่เกิดการสลายตัวของผลิตภัณฑ์จากปฏิกิริยาไฮเดรชันของปูนซีเมนต์ และมีผลกระทบต่อกำลังและสมบัติทางกลของคอนกรีต (เกิน 290 องศาเซลเซียส) อุณหภูมิสูงจากไฟไหม้ก่อให้เกิดการเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิของคอนกรีตและเหล็กเสริม และเกิดการสลายตัวของ

ผลิตภัณฑ์บางชนิดในคอนกรีตจากการถูกเผาไหม้ ซึ่งส่งผลต่อการลดลงของกำลัง และสมบัติทางกลของวัสดุ รวมถึงกำลังการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง [1]

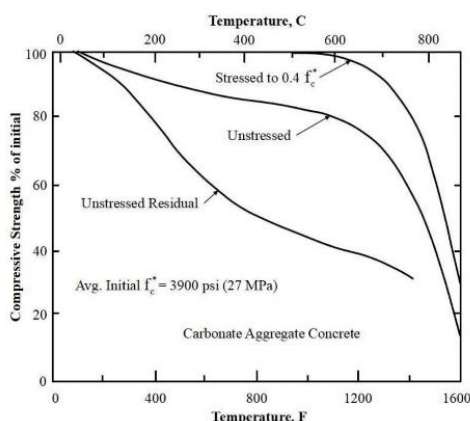
ซึ่งสอดคล้องกับตารางที่ 1 โดยระดับความเสียหายจากไฟไหม้ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะขึ้นอยู่กับความรุนแรงและระยะเวลาของไฟไหม้ [2-3]

ตารางที่ 1 ระดับความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจากเหตุไฟไหม้

Temperature	Damage Level	Grade
~300 °C	No damage	I
	Finishing material damage (soot, surface exfoliation)	II
300~600 °C	Concrete damage without steel damage (small cracks in concrete or spalling)	III
600~950 °C	Bond damage of steel bars (large cracks in concrete or exposure of steel bar)	IV
950~1200 °C	Damage or buckling of steel bar (large damage or deformation of structural members, heavy exposure of steel bars in a wide area)	V
1200 °C	Concrete melting	

2.2 การประเมินพฤติกรรมของคอนกรีตและเหล็กเสริมที่อุณหภูมิสูง

การประเมินความรุนแรงหรือระดับความเสียหายของโครงสร้างจากเหตุเพลิงไหม้ จำเป็นต้องประเมินอุณหภูมิสูงสุดที่โครงสร้างเผชิญ เนื่องจากสมบัติทางกลของคอนกรีตและเหล็กเสริมจะลดลงเมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 5 - 6



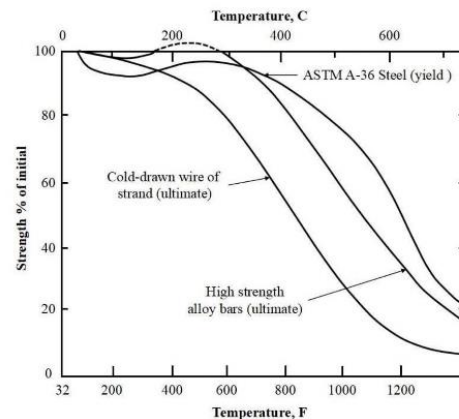
รูปที่ 5 การลดลงของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ไข่มวลรวมประเภทคาร์บอนेटเมื่ออุณหภูมิเพิ่มสูงขึ้น (ACI 216R-89) [4]

โดยความเสียหายของคอนกรีตที่เกิดขึ้นจากไฟไหม้นั้น มีลักษณะแบบถาวร คือความเสียหายจะคงอยู่ถึงแม้ว่าอุณหภูมิคอนกรีตจะกลับสภาพปกติแล้ว ซึ่งเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้ต้องมีการซ่อมแซมโครงสร้างเพราะกำลังหรือสมบัติบางประการของคอนกรีตอาจลดลงจนทำให้เกิดความปลอดภัย หรือไม่เหมาะสมในการใช้งาน

ในส่วนของเหล็กแม้ว่าจะมีกำลังที่ลดลงอย่างรวดเร็วเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับลวดอัดแรง แต่ในการออกแบบโครงสร้างได้มีการป้องกันไม่ให้เหล็กเสริม หรือลวดอัดแรงสัมผัสกับความร้อนหรือเปลวไฟโดยตรง โดยการใช้คอนกรีตที่มีความหนาที่เหมาะสมทำหน้าที่เป็นฉนวนกัน

ความร้อนให้กับเหล็กเนื่องจากคอนกรีตมีสมบัติในการต้านไฟ (Fire Resistance) ที่ค่อนข้างดี

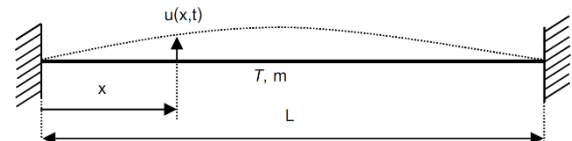
ทั้งนี้ เมื่ออุณหภูมิของเหล็กกลับคืนสู่ปกติ กำลังส่วนใหญ่ของเหล็กจะกลับคืนมาด้วย ซึ่งแตกต่างจากคอนกรีตที่การลดลงของกำลังจะเกิดขึ้นอย่างถาวร [5] โดยเหล็กเสริมที่ใช้ในงานก่อสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและคอนกรีตอัดแรงมี 3 ประเภทหลัก คือ เหล็กเส้น (Steel Rebars) ลวดเหล็กกล้าตีเกลียวหรือลวดอัดแรง (Cold-Drawn Wire of Strand) และเหล็กรับกำลังแรงดึงสูง (High Strength Alloy Bars) ซึ่งกำลังของเหล็กแต่ละประเภทเทียบกับอุณหภูมิต่าง ๆ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 6



รูปที่ 6 การลดลงของกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมประเภทต่างๆ เมื่ออุณหภูมิเพิ่มสูงขึ้น (ACI 216R-89) [4]

2.3 ทฤษฎีที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์แรงดึงของลวดอัดแรง

สำหรับเคเบิลโดยทั่วไปที่มีความยาวมากเช่น เคเบิลของสะพานแขวนสามารถแสดงพฤติกรรมการสั่นด้วยทฤษฎีพื้นฐานการสั่นของเส้นลวดตึง (The Flat Taut String Theory) โดยไม่คิดผลของความแข็งของการดัด (Flexural Stiffness) ด้วยแบบจำลองในรูปที่ 7



รูปที่ 7 แบบจำลองการสั่นพื้นฐานของเคเบิลยาว

หลักการและพฤติกรรมการสั่นแบบอิสระของเคเบิลยาวสามารถแสดงด้วยสมการการสั่นของเส้นลวดตึง (Vibrating String Equation) ตามสมการที่ (1)

$$m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - T \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \quad (1)$$

โดยที่ u = การเคลื่อนที่ตามแนวขวางของเคเบิลตามรูปที่ 7

x = พิกัดตามแนวของเคเบิล เริ่มจากด้านซ้าย

m = มวลต่อหน่วยความยาว

T = แรงดึงในเคเบิล

t = เวลา

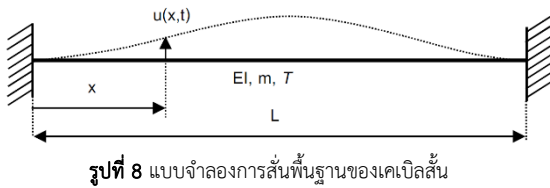
จากทฤษฎีพื้นฐานของสมการด้านบนแสดงได้ว่าความถี่ธรรมชาติเป็นฟังก์ชันที่ขึ้นกับแรงดึงในแนวแกน ความยาว และมวลของเคเบิล ตามสมการที่ (2)

$$f_n = \frac{n}{2L} \sqrt{\frac{T}{m}} \quad (2)$$

โดยที่ f_n = ความถี่ธรรมชาติที่โหมด n ใด ๆ ของการสั่น
 L = ความยาวของเคเบิล

อย่างไรก็ตาม สำหรับเคเบิลสั้น เช่น ลวดอัดแรงที่อยู่ในคานรูปกล่องของโครงสร้างสะพาน หลักการข้างต้นไม่สามารถใช้ประเมินแรงดึงของลวดอัดแรงได้อย่างถูกต้อง เนื่องจากเคเบิลสั้นมีผลจากค่าความแข็งในการต้านทานการบิดของเคเบิล (หรือผลของสติฟเนสของการบิด Flexural Stiffness) จึงจำเป็นต้องรวมผลนี้เพื่อให้การวิเคราะห์ถูกต้องยิ่งขึ้น

หลักการและพฤติกรรมของการสั่นแบบอิสระของเคเบิลสั้นมีความสัมพันธ์กันระหว่างแรงดึง ความถี่ธรรมชาติ และผลของสติฟเนสของการบิด ซึ่งสามารถแสดงพฤติกรรมการสั่นได้จากแบบจำลอง ดังแสดงในรูปที่ 8 โดยความถี่ธรรมชาติของเคเบิลถูกพิจารณาว่าเป็นฟังก์ชันของแรงดึงในเคเบิล ความยาว มวลต่อความยาว ดังแสดงในสมการที่ (3) และกำหนดให้เงื่อนไขฐานรองรับ (Boundary Condition) แบบยึดแน่นสองด้าน



$$m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} - T \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \quad (3)$$

โดยที่ EI = สติฟเนสของการบิด

u = การเคลื่อนที่ตามแนวขวางของเคเบิลตามรูปที่ 8

x = พิกัดตามแนวของเคเบิล เริ่มจากด้านซ้าย

m = มวลต่อหน่วยความยาว

T = แรงดึงในเคเบิล

t = เวลา

โดยจากหลักการพื้นฐานสมการด้านบนพบว่า ความถี่ธรรมชาติเป็นฟังก์ชันที่ขึ้นกับแรงดึง ความยาว มวลของเคเบิล และสติฟเนสของการบิด (Flexural Stiffness) ตามสมการที่ (4)

$$f_n = f(T, L, m, EI) \quad (4)$$

สำหรับสภาวะเงื่อนไขของฐานรองรับเป็นแบบยึดแน่นสองด้าน จะได้ว่า

$$u(0, t) = 0 \quad (5a)$$

$$u(x = L, t) = 0 \quad (5b)$$

$$u'(0, t) = 0 \quad (5c)$$

$$u'(x = L, t) = 0 \quad (5d)$$

$$\text{เมื่อ } u' = \frac{du}{dx}$$

โดยสามารถลดรูปสมการทั้งหมดให้กลายเป็นสมการรูปแบบไร้หน่วยได้ ซึ่งเป็นข้อดีและง่ายในการวิเคราะห์เชิงตัวเลข โดยกำหนดให้

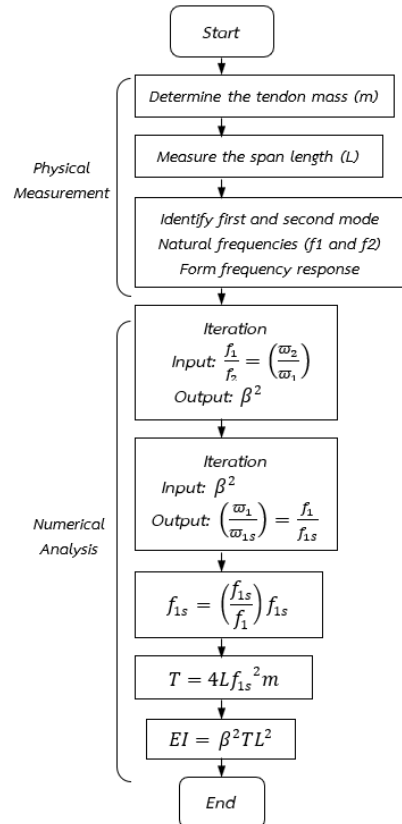
$$r = \frac{u}{L} \quad (6a)$$

$$s = \frac{x}{L} \quad (6b)$$

$$\tau = \omega_0 t \quad (6c)$$

$$\omega_0 = \frac{1}{L} \sqrt{\frac{T}{m}} \quad (6d)$$

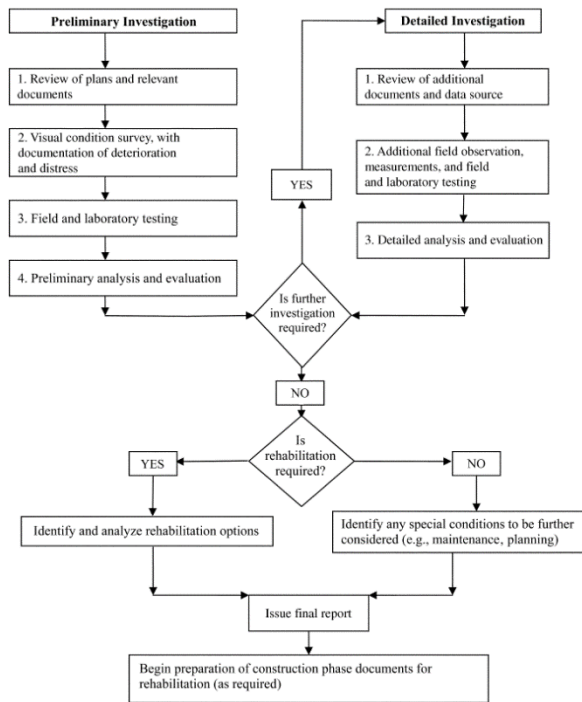
สำหรับขั้นตอนการวิเคราะห์จะพิจารณาสมการอนุพันธ์ที่แสดงในรูปแบบไร้หน่วย โดยมีลำดับขั้นตอนการวิเคราะห์ ดังแสดงในรูปที่ 9



รูปที่ 9 แผนลำดับขั้นตอนการวิเคราะห์

3. ขั้นตอนและวิธีการตรวจสอบโครงสร้าง

ขั้นตอนการสำรวจโครงสร้างภายหลังจากการได้รับความเสียหายจากเพลิงไหม้ ดำเนินการโดยอ้างอิงบางขั้นตอนของมาตรฐาน ACI 364.1R-07 [6] ว่าด้วยข้อเสนอแนะขั้นตอนในการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ก่อนการซ่อมแซมให้กลับมาเหมือนเดิม (Guide for Evaluation of Concrete Structures before Rehabilitation) ซึ่งมีลำดับขั้นตอนการทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 10



รูปที่ 10 ขั้นตอนในการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กก่อนการซ่อมแซมให้กลับมาเหมือนเดิม (ACI 364.1R-07) [6]

3.1 รายละเอียดและวิธีการตรวจสอบ

3.1.1 การสำรวจสภาพทางกายภาพ โดยวิธีการตรวจพินิจ (Visual Inspection) มีรายละเอียดดังนี้

สำรวจความผิดปกติของส่วนโครงสร้าง เช่น การทรุด การเอียง การบิด การแอ่นหรือโก่งตัวของเสาตอม่อ การแตกร้าวของโครงสร้างได้พื้นยื่นหัวเสา การกะเทาะของ Segment ลักษณะการกระจายตัวของความร่อน และเปรียบเทียบกับลักษณะทางกายภาพในบริเวณใกล้เคียงหรือไม่ถูกไฟไหม้

3.1.2 การสำรวจทางวิศวกรรม

ในการตรวจสอบสภาพทางด้านวิศวกรรม ดำเนินการโดยตรวจสอบเก็บข้อมูลทั้งในสภาพพื้นที่จริง ในโครงสร้างจริงที่ได้รับผลกระทบจากเพลิงไหม้ และการเก็บตัวอย่างวัสดุบางส่วนไปทดสอบคุณสมบัติในห้องปฏิบัติการ มีรายละเอียดดังนี้

- การทดสอบประเมินค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต โดยวิธี Rebound Hammer Test
- การตรวจสอบการเสื่อมสภาพของคอนกรีต (ความเป็นกรด-ด่าง) โดยวิธี Carbonation Depth
- การตรวจสอบโอกาสเกิดสนิมของเหล็กเสริม โดยวิธี Half-Cell Potential
- การตรวจวัดความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง
- การตรวจสอบแรงดึงของลวดอัดแรงที่อยู่ภายในโครงสร้างคานรูปกล่อง

3.2 การทดสอบหาลำดับรับแรงอัดของคอนกรีตโดยวิธี Rebound Hammer Test (ASTM C805-97) [7]

การตรวจสอบหาลำดับรับแรงอัดของคอนกรีต (Ultimate Compressive Strength of Concrete) ในกรณีนี้ใช้ทดสอบกับส่วนของโครงสร้างเสาตอม่อ

ซึ่งเป็นส่วนสำคัญที่สุดที่จะยืนยันว่าโครงสร้างเสาดังกล่าวยังคงมีความแข็งแรงเพียงพอต่อการระยะเวลาที่จะซ่อมแซมให้กลับมาเหมือนเดิมมีความแข็งแรงเหมือนเดิมหรือไม่ ซึ่งการตรวจสอบโดยวิธี Rebound Hammer Test นี้เป็นการทดสอบประเภทไม่ทำลาย (Non-Destructive Testing) ประเภทหนึ่ง เพื่อประเมินค่ากำลังรับแรงอัดประลัยสูงสุดหรือค่า f'_c ของคอนกรีตโดยอาศัยหลักการวัดค่าดัชนีสะท้อนกลับ (Rebound Index) ที่เกิดจากการกด กระแทกของแท่งทดสอบ (Plunger) และสปริงลงบนผิวคอนกรีตที่ทดสอบ การทดสอบวิธีนี้ไม่เกิดผลกระทบหรือความเสียหายต่อโครงสร้าง และสามารถทดสอบได้จำนวนมากอย่างไม่จำกัด

การทดสอบจะเน้นไปที่โครงสร้างเสาตอม่อต้นที่ถูกไฟไหม้ซึ่งมีหน้าตัดทรงแปดเหลี่ยมขนาด 2.0×2.0 เมตร สูงประมาณ 7.4 เมตร ด้านฝั่งที่ถูกไฟไหม้ที่พบความเสียหายและคาดว่าจะกำลังอาจลดลงจากเดิม ส่วนด้านริมนอกที่อยู่ตรงกันข้ามคาดว่าจะไม่ได้รับความเสียหาย เนื่องจากเสามีขนาดใหญ่มาก โดยสามารถที่จะใช้ผลการทดสอบคอนกรีตเสาทั้งสองฝั่งเปรียบเทียบกันได้อย่างไรก็ตามเพื่อเป็นการยืนยันความเสียหายของเสาตอม่อต้นดังกล่าว ได้ทำการทดสอบกำลังคอนกรีตด้วยวิธีการเดียวกันกับเสาตอม่อที่อยู่ไกลออกไป เป็นการสุ่มทดสอบโครงสร้างเสาตอม่อภายในและภายนอกบริเวณที่ถูกเพลิงไหม้

3.3 การตรวจสอบการเสื่อมสภาพของคอนกรีตโดยวิธี Carbonation Depth Test (ASTM C856-04) [8]

คาร์บอนเนชัน คือผลจากการที่ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) เข้าไปทำปฏิกิริยากับน้ำในซีเมนต์เพสต์เกิดเป็นกรดคาร์บอนเนต และกรดคาร์บอนเนตนี้ไปทำปฏิกิริยากับซีเมนต์กลายเป็นแคลเซียมคาร์บอนเนต ทำให้ความเป็นด่างของซีเมนต์เพสต์ลดลง ซึ่งโดยปกติซีเมนต์เพสต์มีค่าความเป็นกรด-ด่าง (pH) อยู่ระหว่าง 12.6 ถึง 13.5 และอาจลดลงเหลือเพียง 8 หรือ 9 ถ้าแคลเซียมไฮดรอกไซด์ที่อยู่ในซีเมนต์เพสต์ทำปฏิกิริยาเป็นคาร์บอนเนชันจนหมด จนเป็นเหตุให้ความเป็นด่างของคอนกรีตลดลงและคอนกรีตจะเสื่อมสภาพ ไม่สามารถป้องกันความชื้นที่จะเข้ามาถึงเหล็กเสริมได้ ส่งผลให้เหล็กเสริมเป็นสนิมและขยายตัวดันให้คอนกรีตแตกและหลุดล่อน นอกจากนี้ปฏิกิริยาคาร์บอนเนชันหรือที่เรียกว่า Carbonation Depth อาจนำมาประเมินอายุการใช้งานของคอนกรีตที่เหลืออยู่ได้ ในกรณีที่เกิดหลักการที่ว่าอายุการใช้งานของอาคารจะหมดลงเมื่อเหล็กเสริมเริ่มผุกร่อนเป็นสนิม

การทดสอบทำได้โดยการหยอดสารละลาย Phenolphthalein ลงในตัวอย่างผกอนกรีตที่ทุกระยะความลึก 5 มม. จนกระทั่งสารละลายเปลี่ยนเป็นสีม่วง ซึ่งหมายถึงไม่มี Carbonation Depth เกิดขึ้น ในกรณีนี้ได้ทำการเจาะสุ่มตัวอย่างที่เสาตอม่อและพื้นที่ยื่นหัวเสาบริเวณที่ถูกไฟไหม้

โดยการตรวจสอบ Carbonation Depth ภายหลังจากโครงสร้างถูกไฟไหม้ มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินการเสื่อมสภาพของโครงสร้าง ณ ปัจจุบัน รวมถึงไปถึงความรุนแรงของการเสื่อมสภาพ และใช้คาดการณ์การเสื่อมสภาพในอนาคต เพื่อใช้พิจารณาประกอบการเลือกวิธีการซ่อมแซมที่เหมาะสมต่อไป

3.4 การตรวจสอบโอกาสเกิดสนิมที่เหล็กเสริมคอนกรีตเสาตอม่อโดยวิธี Half-Cell Potential (ASTM C876-91) [9]

การตรวจสอบแนวโน้มการเกิดสนิมของเหล็กเสริม เป็นการทดสอบแบบไม่ทำลาย ซึ่งจะใช้ประเมินแนวโน้มการเกิดสนิมของเหล็กเสริม โดยการผ่านกระแสไฟฟ้าเข้าไปในเหล็กบริเวณที่ต้องการตรวจสอบ เช่น เหล็กเสริมในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและท่อร้อยสายไฟที่ฝังในคอนกรีต โดยอาศัยหลักการการวัดค่าความต่างศักย์ของจุดทดสอบเทียบกับจุดอ้างอิง โดยการทดสอบเป็นไปตามมาตรฐาน ASTM C876-91

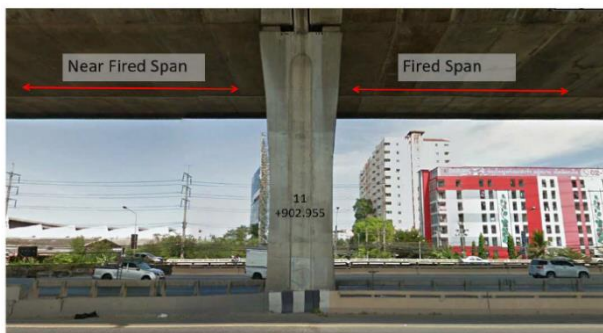
ค่าต่างศักย์ที่อ่านได้จะแสดงออกมาในรูปของกราฟฟิคคล้ายเส้นหรือโมเสก นอกจากนี้ยังสามารถอ่านค่าต่างศักย์โดยตรงและนำมาเปรียบเทียบกับเกณฑ์ประเมินแนวโน้มการเกิดสนิม ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 เกณฑ์ประเมินแนวโน้มการเกิดสนิม

Half-cell potential reading (Cu/CuSO ₄)	Corrosion activity
Less negative than -200 mV.	90% Probability of no corrosion
Between -200 mV. and -350 mV.	An increasing probability of no corrosion
More negative than -350 mV.	90% Probability of corrosion

3.5 การตรวจวัดความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง

การตรวจวัดความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างส่วนบนของทางพิเศษบูรพาวิถี บริเวณเสาหมายเลข 11+902.955 ทั้ง 2 ช่วง โดยต่อไปนี้อ้างอิงว่า ช่วงใกล้บริเวณเพลิงใหม่ (Near Fired Span) และช่วงบริเวณเกิดเพลิงใหม่ (Fired Span) ดังแสดงในรูปที่ 11 โดยการตรวจวัดใช้หลักการการตรวจวัดแบบ Ambient Vibration ซึ่งเป็นการตรวจวัดการสั่นไหวของโครงสร้างที่เกิดขึ้น เนื่องจากการกระตุ้นตามธรรมชาติและไม่ได้ใช้แหล่งกระตุ้นจากภายนอกใด ๆ ดังนั้น เครื่องมือที่ใช้ในการตรวจวัดจะต้องมีความสามารถในการตรวจวัดที่ระดับการสั่นไหวต่ำมาก ๆ ได้ เครื่องมือสำหรับวัดผลตอบสนองของโครงสร้างดังแสดงในรูปที่ 12 ประกอบด้วยเครื่องวัดความเร็ว เครื่องแปลงสัญญาณ และคอมพิวเตอร์ สำหรับการบันทึกสัญญาณ หลักการทำงานของชุดเครื่องมือ คือ เครื่องวัดความเร็ววัดค่าความเร็วจากการสั่นในตำแหน่งและทิศทางที่ต้องการและส่งเป็นสัญญาณแบบต่อเนื่อง (Analog Signal) ให้กับเครื่องแปลงสัญญาณแบบต่อเนื่องให้เป็นสัญญาณแบบดิจิทัล (Digital Signal) จากนั้นจึงส่งค่าให้กับเครื่องคอมพิวเตอร์เพื่อบันทึกค่าในหน่วยความจำ ความละเอียดสำหรับเครื่องแปลงสัญญาณอยู่ในระดับ 24 บิต ในช่วง 2.5 Volt ค่าสัดส่วนสัญญาณไฟฟ้าต่อความเร็วเท่ากับ 1 Volt/(cm/s) และมีความถี่ในการบันทึกสัญญาณ (Sampling Rate) ได้สูงสุด 50 kHz ซึ่งละเอียดและครอบคลุมเพียงพอสำหรับการตรวจวัดผลตอบสนองของโครงสร้างที่สนใจ



รูปที่ 11 เสาทางยกระดับบริเวณเกิดเพลิงใหม่ หมายเลข 11+902.955

สำหรับขั้นตอนการวัดความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง จะดำเนินการติดตั้งหัววัดการสั่นในรูปแบบความเร็ว จำนวน 2 หัววัด ที่ตำแหน่งกึ่งกลางของช่วงคานรูปกล่อง โดยหัววัดแต่ละหัวสามารถวัดการสั่นได้ 3 ทิศทาง คือ ทิศทางขวาง (X) ทิศทางยาว (Y) และทิศทางตั้ง (Z) พร้อมกัน และบันทึกผลการสั่นแต่ละทิศทางด้วยอัตรา 200 ค่าต่อวินาที ซึ่งผลการตรวจวัดการสั่น

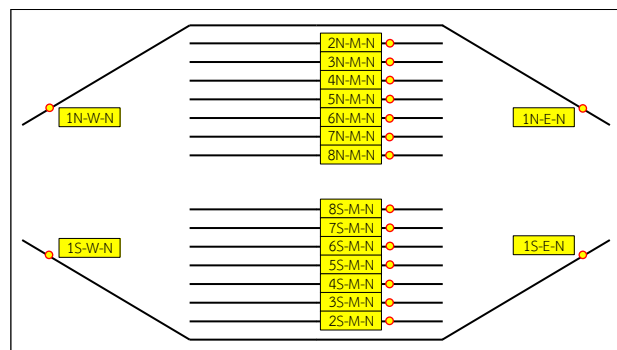
ภายใต้แรงกระทำแบบทั่วไป (Ambient) ของสะพานจะถูกนำไปวิเคราะห์สเปกตรัม ค่า Normalized Spectral ของคานรูปกล่องต่อไป



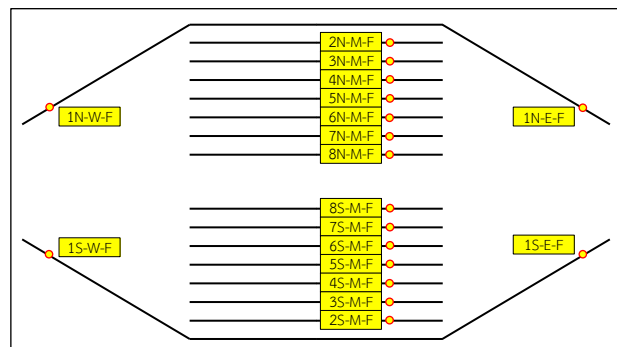
รูปที่ 12 ชุดเครื่องมือสำหรับการตรวจวัดแบบ Ambient vibration

3.6 การตรวจสอบแรงดึงของลวดอัดแรงที่อยู่ภายในคานรูปกล่อง

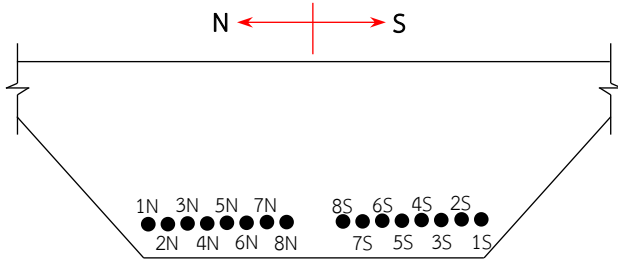
การตรวจสอบแรงดึงของลวดอัดแรงที่อยู่ภายในคานรูปกล่องจะดำเนินการตรวจสอบทั้ง 2 ช่วง เช่นเดียวกับการตรวจวัดความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง โดยตรวจสอบช่วงใกล้บริเวณเพลิงใหม่ (Near Fired Span) และช่วงบริเวณเกิดเพลิงใหม่ (Fired Span) ดังแสดงในรูปที่ 13-14 (ตำแหน่งและหมายเลขลวดอัดแรงที่ทำการตรวจวัด) โดยจะทำการตรวจวัดลวดอัดแรงทุกเส้น จำนวนช่วงคานละ 18 ตำแหน่ง รวม 36 ตำแหน่ง ทั้งนี้ รูปตัดของคานรูปกล่อง และหมายเลขลวดอัดแรงที่ทำการตรวจวัดแสดงดังรูปที่ 15



รูปที่ 13 ตำแหน่งและหมายเลขทำการตรวจวัดแรงดึงในลวดอัดแรงช่วงคานใกล้บริเวณเพลิงใหม่ (Near Fired Span)

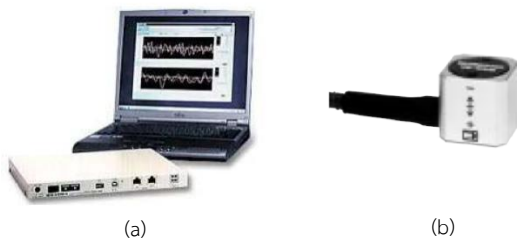


รูปที่ 14 ตำแหน่งและหมายเลขทำการตรวจวัดแรงดึงในลวดอัดแรงช่วงคานที่เกิดเพลิงใหม่ (Fired Span)



รูปที่ 15 รูปตัดของคานรูปกล่อง และหมายเลขลวดอัดแรงที่ทำการตรวจวัด

สำหรับเครื่องมือที่ใช้ตรวจวัดเพื่อวิเคราะห์หาความถี่ธรรมชาติของลวดอัดแรงประกอบด้วย หัววัดความเร่ง (Accelerometer) และชุดเชื่อมต่อเพื่อรับข้อมูล (Sensor Interface) ดังแสดงในรูปที่ 16 โดยหัววัดความเร่งทำหน้าที่ตรวจจับการสั่นสะเทือนในรูปของความเร่งแล้วแปลงเป็นสัญญาณไฟฟ้า แล้วส่งไปยังชุดเชื่อมต่อเพื่อรับข้อมูลที่ทำการขยายสัญญาณและแสดงผลพร้อมกับบันทึกข้อมูลด้วยคอมพิวเตอร์



รูปที่ 16 ชุดอุปกรณ์ตรวจวัดการสั่นสะเทือน a) Sensor interface และ b) Accelerometer

นอกจากอุปกรณ์หลัก 2 ส่วน ทั้งอุปกรณ์การตรวจวัดความถี่ธรรมชาติและชุดอุปกรณ์ตรวจวัดการสั่นสะเทือนที่กล่าวมาแล้วนั้น ยังจำเป็นต้องมีอุปกรณ์ที่ต้องใช้ร่วมด้วย ได้แก่ คอมพิวเตอร์ควบคุมการใช้อุปกรณ์รับข้อมูล แบตเตอรี่ DC 12 V และ สายสัญญาณเชื่อมต่อหัววัดกับอุปกรณ์รับข้อมูล

โดยการตรวจสอบแรงดึงของลวดที่อยู่ภายในคานรูปกล่อง สามารถสรุปเป็นขั้นตอนหลัก ๆ ได้ดังต่อไปนี้

- 1) ทำการยึดปลายของลวดอัดแรงด้วยลิ้มไม้ เพื่อควบคุมให้การสั่นสะเทือนเกิดขึ้นที่ขอบของจตุรกรรับ (Deviator) ในช่วงที่ทำการตรวจวัด
- 2) ทำการวัดความยาวของลวดอัดแรง โดยวัดจากขอบถึงขอบของ Deviator
- 3) ติดตั้งหัววัดกับผิวของลวดอัดแรง โดยตำแหน่งที่ติดอยู่ที่ระยะประมาณ 1 ใน 6 ของความยาวช่วง
- 4) ประกอบและติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด
- 5) ทำการบันทึกข้อมูลความเร่งของการสั่นสะเทือนของลวดอัดแรง โดยเก็บข้อมูลที่อัตรา 1,000 ข้อมูลต่อวินาที และเก็บข้อมูลต่อเนื่อง
- 6) ในระหว่างการเก็บข้อมูล ทำการกระตุ้นการสั่นสะเทือนด้วยการใช้ค้อนอย่างเคาะที่ลวดอัดแรงเป็นระยะ ๆ
- 7) ทำการบันทึกข้อมูลการสั่นสะเทือนจากสภาพการใช้งานปกติของโครงสร้างสะพานส่วนบน ทั้ง 2 ช่วง คือ ช่วงใกล้บริเวณเพลิงใหม่และช่วงบริเวณเกิดเพลิงใหม่ เพื่อวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพาน

ทั้งนี้ การตรวจสอบแรงดึงของลวดที่อยู่ภายในคานรูปกล่องภาคสนามแสดงดังรูปที่ 17



รูปที่ 17 การตรวจสอบแรงดึงของลวดภาคสนาม

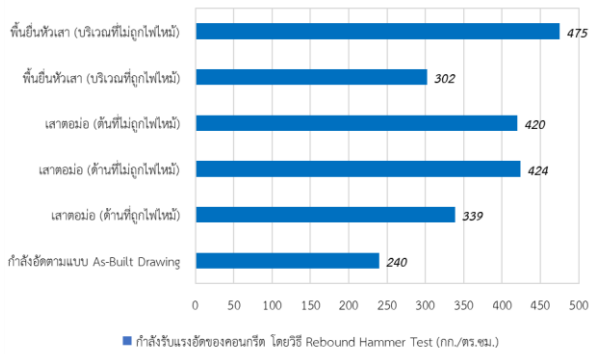
4. การประเมินผลการตรวจสอบโครงสร้าง

4.1 ผลการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตโดยวิธี Rebound Hammer Test

จากผลการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตเสาตอม่อและพื้นยื่นหัวเสาที่ผิวนอกสุดของคอนกรีต ซึ่งพื้นผิวคอนกรีตบางส่วนได้รับความร้อนจากเพลิงไหม้หนักมาก และบางส่วนไม่ได้รับความร้อนหรือได้รับน้อยมาก การวิเคราะห์เลือกใช้ค่าที่น่าจะไปได้ในทางต่ำ ซึ่งพบว่า

4.1.1 ค่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยของเสาตอม่อด้านที่ได้รับผลกระทบจากไฟไหม้มีค่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยประมาณ 339 kg/cm^2 ในขณะที่อีกฝั่งหนึ่งของเสาตอม่อเดียวกันไม่ได้รับผลกระทบจากความร้อนมีค่ากำลังรับแรงอัดประมาณ 424 kg/cm^2 ขณะเดียวกันค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตเสาตอม่อด้านที่ไม่ได้รับผลกระทบจากไฟไหม้มีค่าประมาณ 420 kg/cm^2 จากผลการทดสอบดังกล่าว สรุปได้ว่าค่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยของคอนกรีตเสาตอม่อส่วนที่ถูกไฟไหม้ลดลงประมาณ 20% เมื่อเปรียบเทียบกับค่ากำลังรับแรงอัดของเสาตอม่อฝั่งตรงข้ามที่ไม่ได้รับผลกระทบ อย่างไรก็ตามค่าที่ทดสอบได้เป็นค่ากำลังรับแรงอัดที่ผิวคอนกรีต ส่วนเนื้อคอนกรีตที่ลึกเข้าไปในแกนกลางเสาจะได้รับผลกระทบจากความร้อนลดลงจากผิวนอกจนกระทั่งอาจอยู่ในสภาวะกำลังรับแรงอัดเป็นปกติ ทั้งนี้ ผลการทดสอบจากค่าอื่นจะเป็นตัวประกอบในการสรุปผลสุดท้ายได้

4.1.2 ค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตใต้พื้นยื่นหัวเสา ซึ่งทำหน้าที่รองรับการถ่ายน้ำหนักจากคานรับพื้นทาง บางส่วนคาดว่าจะถูกเปลวไฟไหม้โดยตรง เนื่องจากสภาพความเสียหายที่เห็นภายนอกพบว่าผิวคอนกรีตส่วนมากแตกร่อน การทดสอบกำลังรับแรงอัดคอนกรีตในบริเวณที่มีความเสียหายมากมีค่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยประมาณ 302 kg/cm^2 ขณะที่ทำการทดสอบในบริเวณที่ไม่ถูกความร้อนจะมีค่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยประมาณ 475 kg/cm^2 มีความแตกต่างของกำลังรับแรงอัดคอนกรีตบริเวณที่ถูกไฟไหม้ลดลงประมาณ 36% ดังแสดงในรูปที่ 18



รูปที่ 18 ผลการทดสอบหากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตโดยวิธี Rebound Hammer Test

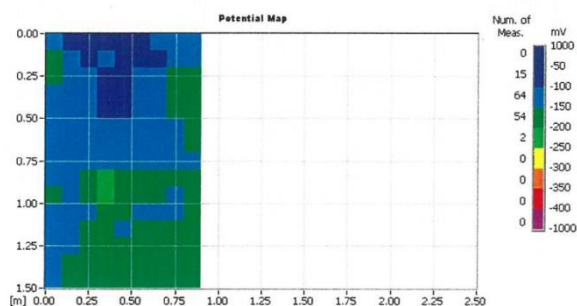
4.2 ผลการตรวจสอบการเสื่อมสภาพของคอนกรีตโดยวิธี Carbonation Depth Test

ตารางที่ 3 ผลการตรวจสอบ Carbonation Depth Test

No.	Structure	Description	Carbonation Depth (mm.)
1	เสาตอม่อ	บริเวณที่ถูกไฟไหม้	0
2	พื้นยืนหัวเสา	บริเวณที่ถูกไฟไหม้	0

จากตารางที่ 3 ซึ่งแสดงผลการทดสอบการซึมผ่านของ Carbonation โดยวิธีการสุ่มทดสอบตำแหน่งคอนกรีตที่เหมาะสมได้พื้นยืนหัวเสาบริเวณที่ถูกไฟไหม้ ผลทดสอบสรุปได้ว่าไม่มีการแทรกซึมของ Carbonation ทั้งนี้ อาจมาจากระยะเวลาที่เกิดไฟไหม้ มีช่วงเวลาสั้นประมาณ 30-40 นาที และไฟไหม้ได้กระทบผิวคอนกรีตโดยตรงหรือกระทบในช่วงเวลานั้น จึงทำให้การแทรกซึมของ Carbonation เข้าในเนื้อคอนกรีตยังไม่เกิดขึ้น อย่างไรก็ตามเพื่อให้อายุการใช้งานของโครงสร้างยังคงมีความยาวนานจำเป็นต้องทำการซ่อมแซมคอนกรีตในบริเวณที่ถูกไฟไหม้ เพื่อป้องกันการเกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในโครงสร้าง

4.3 ผลการตรวจสอบโอกาสเกิดสนิมที่เหล็กเสริมคอนกรีตเสาตอม่อโดยวิธีการ Half-Cell Potential



รูปที่ 19 ผลการวัดค่าความต่างศักย์ในบริเวณเสาส่วนที่ถูกไฟไหม้

จากผลการวัดค่าความต่างศักย์ในบริเวณเสาส่วนที่ถูกไฟไหม้ ดังแสดงในรูปที่ 19 ซึ่งเป็นตัวบ่งชี้ถึงโอกาสที่จะเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตพบว่าค่าต่างศักย์ในบริเวณที่ถูกไฟไหม้อยู่ระหว่าง -50 mv ถึง -200 mv ซึ่งจากตารางที่ 2 ระบุว่าโอกาสที่เหล็กจะเกิดสนิม ณ ปัจจุบันแทบไม่เกิดขึ้น ผลทดสอบดังกล่าวสอดคล้องกับผลการทดสอบการซึมผ่านของ Carbonation ซึ่งเป็นผลมาจากตำแหน่งและระยะเวลาของการเกิดความร้อนไม่มีผลกระทบเข้าไปภายในศูนย์กลางของเสาตอม่อ

4.4 ผลการตรวจวัดความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง

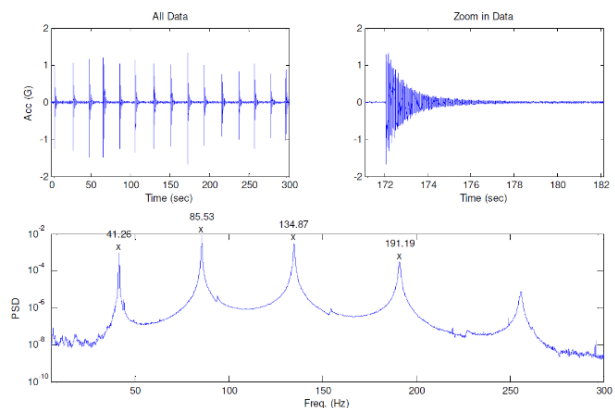
จากผลการตรวจวัดการสั่นภายใต้แรงกระทำแบบทั่วไป (Ambient) ของสะพานได้นำมาวิเคราะห์สเปกตรัม ค่า Normalized Spectral ของคานรูปกล่อง ซึ่งสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 4 แสดงให้เห็นค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างคานรูปกล่อง ช่วงคานใกล้บริเวณเพลิงไหม้ (Near Fired Span) เปรียบเทียบกับช่วงคานที่เกิดเพลิงไหม้ (Fired Span) มีค่าที่ใกล้เคียงกันมาก

ตารางที่ 4 ผลค่าความถี่ธรรมชาติของคานรูปกล่อง

Location	Transverse; X direction (Hz)	Longitudinal; Y direction (Hz)	Vertical; Z direction (Hz)
Near Fired Span	0.725	1.015	3.215
Fired Span	0.725	1.015	3.270

4.5 ผลการตรวจวัดแรงดึงของลวดอัดแรง

การตรวจวัดการสั่นของลวดอัดแรงภายใต้การสั่นแบบอิสระ (Free Vibration) ภายหลังจากการกระตุ้นโดยใช้ค้อนยางเคาะลวดอัดแรงด้วยอัตราบันทึกผล 1,000 ค่าต่อวินาที ทำให้ได้ผลการตอบสนองและ Power Spectrum Density (PSD) ดังแสดงในรูปที่ 20 ซึ่งค่าที่ได้จะถูกนำมาใช้ในการคำนวณแรงดึงในลวดอัดแรง ดังแสดงในตารางที่ 5 และ 6



รูปที่ 20 ตัวอย่างผลการตอบสนองและ PSD ของสัญญาณการสั่นของลวดอัดแรงภายใต้การกระตุ้นด้วยค้อนยาง

ตารางที่ 5 ผลแรงดึงของลวดอัดแรง ช่วงคานใกล้บริเวณไฟไหม้

Name	Tendon Designation	Unit (kg/m)	Div. Length (m)	f1(Hz)	f2(Hz)	T (KN)	Corr. T (KN)	Factor	Design Tension (KN)	% T
1N-E-N	T3	34.43	13.70	12.06	24.22	3,782	3,499	0.925	4,590	76.24
15-E-N	T3	34.43	13.70	12.11	24.26	3,814	3,599	0.944	4,590	78.41
2N-M-N	C2	21.05	3.95	41.26	85.53	2,250	1,759	0.782	2,500	70.37
3N-M-N	C1	34.43	3.95	43.62	92.42	4,113	2,943	0.715	4,590	64.11
4N-M-N	T2	34.43	3.95	43.79	93.08	4,145	2,927	0.706	4,590	63.78
5N-M-N	T1	34.43	3.95	43.82	93.25	4,151	2,918	0.703	4,590	63.57
6N-M-N	C3	21.05	3.95	43.52	92.71	2,504	1,753	0.700	2,500	70.10
7N-M-N	B2	34.43	3.95	44.92	95.13	4,362	3,127	0.717	4,590	68.12
8N-M-N	B1	34.43	3.95	44.43	94.46	4,267	3,011	0.706	4,590	65.60
25-M-N	C2	21.05	3.95	40.93	85.08	2,215	1,712	0.773	2,500	68.47
35-M-N	C1	34.43	3.95	43.62	92.57	4,113	2,924	0.711	4,590	63.69
45-M-N	T2	34.43	3.95	43.89	93.44	4,164	2,922	0.702	4,590	63.66
55-M-N	T1	34.43	3.95	44.52	94.63	4,285	3,026	0.706	4,590	65.93
65-M-N	C3	21.05	3.95	44.1	93.67	2,571	1,821	0.708	2,500	72.84
75-M-N	B2	34.43	3.95	44.75	94.99	4,329	3,074	0.710	4,590	66.97
85-M-N	B1	34.43	3.95	45.61	96.55	4,497	3,229	0.718	4,590	70.35
1N-W-N	T3	34.43	13.70	11.82	23.81	3,633	3,288	0.905	4,590	71.63
15-W-N	T3	34.43	13.70	11.83	23.83	3,639	3,294	0.905	4,590	71.75

ตารางที่ 6 ผลแรงดึงของลวดอัดแรง ช่วงคานบริเวณไฟไหม้

Name	Tendon Designation	Unit (kg/m)	Div. Length (m)	f1(Hz)	f2(Hz)	T (KN)	Corr. T (KN)	Factor	Design Tension (KN)	% T
1N-E-F	T3	34.43	13.70	12.02	24.21	3,757	3,403	0.906	4,590	74.14
15-E-F	T3	34.43	13.70	11.99	24.13	3,738	3,405	0.911	4,590	74.19
2N-M-F	C2	21.05	3.95	40.48	84.04	2,166	1,683	0.777	2,500	67.31
3N-M-F	C1	34.43	3.95	43.34	92.12	4,060	2,868	0.706	4,590	62.48
4N-M-F	T2	34.43	3.95	42.59	90.88	3,921	2,726	0.695	4,590	59.40
5N-M-F	T1	34.43	3.95	44.51	94.68	4,283	3,015	0.704	4,590	65.70
6N-M-F	C3	21.05	3.95	43.18	91.42	2,465	1,769	0.718	2,500	70.75
7N-M-F	B2	34.43	3.95	44.27	93.35	4,237	3,090	0.729	4,590	67.32
8N-M-F	B1	34.43	3.95	44.70	95.18	4,319	3,029	0.701	4,590	65.99
25-M-F	C2	21.05	3.95	41.19	85.47	2,243	1,746	0.779	2,500	69.84
35-M-F	C1	34.43	3.95	43.69	92.92	4,126	2,907	0.705	4,590	63.34
45-M-F	T2	34.43	3.95	43.51	92.70	4,092	2,863	0.700	4,590	62.38
55-M-F	T1	34.43	3.95	44.77	95.01	4,333	3,080	0.711	4,590	67.10
65-M-F	C3	21.05	3.95	43.99	93.91	2,558	1,775	0.694	2,500	71.01
75-M-F	B2	34.43	3.95	45.12	95.72	4,401	3,132	0.712	4,590	68.25
85-M-F	B1	34.43	3.95	44.64	94.87	4,308	3,044	0.707	4,590	66.32
1N-W-F	T3	34.43	13.70	11.64	23.45	3,523	3,186	0.904	4,590	69.41
15-W-F	T3	34.43	13.70	11.74	23.66	3,584	3,233	0.902	4,590	70.43

5. สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

5.1 จากผลการทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่สำคัญในโครงสร้างหลักคือ เสาตอม่อต้นที่ได้รับผลกระทบจากความร้อนที่เกิดจากเพลิงไหม้ ทำให้คอนกรีตเกิดกะเทาะที่ผิวเสาด้านนอก ในลักษณะที่กรอบและหลุดร่อนออก ซึ่งบางส่วนเผยให้เห็นเหล็กเสริมเสาที่อยู่ภายใน แต่ปรากฏการณ์ดังกล่าวนี้เกิดขึ้นเพียงเล็กน้อย ถึงแม้ผลการทดสอบจะพบว่ากำลังรับแรงอัดลดลงประมาณ 20% แต่เป็นเพียงกำลังที่วัดที่ผิวคอนกรีตและอาจไม่มีผลลึกเข้าไปถึงเหล็กเสริม นอกจากนี้ กำลังรับแรงอัดเฉลี่ยของคอนกรีตที่ประเมินจากการทดสอบยังคงมีค่าสูงกว่ากำลังที่กำหนดให้ใช้ในการก่อสร้าง ซึ่งผลจากการทดสอบการแทรกซึมของคาร์บอนก็ไม่ได้เกิดขึ้น และผลดังกล่าว

สอดคล้องกับการทดสอบแนวโน้มที่อาจเกิดสนิมในเหล็กเสริมดังผลที่ได้แสดงให้เห็น ซึ่งสรุปได้ว่าโครงสร้างเสาตอม่อและพื้นยื่นหัวเสายังคงมีความมั่นคงแข็งแรงเพียงพอต่อการใช้งานตามวัตถุประสงค์

5.2 เนื่องจากผิวคอนกรีตบางส่วนมีการแตกร้าว หลุดร่อนและเผยให้เห็นเหล็กเสริมเสา จึงอาจเป็นสาเหตุให้ความชื้นและสารเคมีต่าง ๆ แทรกซึมเข้าไปในเนื้อคอนกรีตทำให้คอนกรีตเสื่อมสภาพและมีโอกาสที่เหล็กเสริมเกิดสนิม ทำให้กำลังรับน้ำหนักของชิ้นส่วนโครงสร้างลดลง และอาจเป็นอันตรายต่อการใช้งานในอนาคตได้ จึงจำเป็นต้องได้รับการซ่อมแซมตามหลักวิศวกรรมโดยด่วนต่อไป

5.3 ผลการตรวจวัดค่าไวกโรคะหาค่าความถี่ธรรมชาติ และแรงดึงในลวดอัดแรงของคานรูปกล่องของโครงสร้างทางพิเศษ บริเวณติดกับเสาที่เกิดเพลิงไหม้ของทางยกระดับ จำนวน 2 ช่วงคาน คือ ช่วงคานใกล้บริเวณเพลิงไหม้ และช่วงคานบริเวณเกิดเพลิงไหม้ โดยมีผลสรุปดังนี้

5.3.1 การตรวจวัดความถี่ธรรมชาติของคานรูปกล่องของโครงสร้างทางพิเศษ ใช้วิธีการวิเคราะห์ค่าสเปกตรัมของผลตอบสนองภายใต้แรงกระทำแบบสุ่มจากห้วงความถี่ซึ่งติดตั้งที่บริเวณกึ่งกลางของทางยกระดับทั้ง 2 ช่วงคาน โดยผลพบว่าค่าความถี่ธรรมชาติของคานทั้ง 2 ช่วงมีค่าใกล้เคียงกันมาก ซึ่งค่าความถี่ธรรมชาติเป็นผลหลักมาจากสถิติและมวลของระบบ ซึ่งแสดงให้เห็นว่าคานสะพานทั้งสองช่วงมีสมบัติใกล้เคียงกันและไม่เกิดผลกระทบหรือเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติจากเพลิงไหม้ในเหตุการณ์นี้

5.3.2 การตรวจวัดแรงดึงของลวดอัดแรงในแต่ละช่วงระหว่าง Deviator ทำให้ได้โดยการตรวจวัดค่าความถี่ธรรมชาติในโหมด 1 และ 2 ของลวดอัดแรงในแต่ละช่วง และนำค่าความถี่ธรรมชาติทั้ง 2 โหมด ไปคำนวณหาแรงดึงของลวดอัดแรง การสำรวจได้ทำการตรวจวัดลวดอัดแรง จำนวน 2 ช่วงคาน ช่วงคานละ 18 ตำแหน่ง รวม 36 ตำแหน่ง ผลแรงดึงของลวดอัดแรงที่ตรวจวัดได้พบว่า แรงดึงในลวดอัดแรงที่ตำแหน่งเดียวกันสำหรับคานทั้งสองช่วงมีค่าใกล้เคียงกันมาก โดยลวดอัดแรง T2 ในตำแหน่ง 4N-M-N และ 4N-M-F มีค่าแตกต่างกันสูงสุดประมาณ 7% ซึ่งจากผลการศึกษาทั้งความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างและแรงดึงในลวดอัดแรงทุกเส้นของคานรูปกล่องทั้งสองช่วงคานมีค่าใกล้เคียงกันมาก โดยไม่พบการแตกต่างอย่างมีนัยสำคัญที่เป็นผลมาจากเพลิงไหม้

จากสรุปผลการศึกษาทั้งหมดที่กล่าวมาข้างต้น ทำให้ทราบถึงระดับความเสียหายของโครงสร้าง ซึ่งจะนำไปสู่การวางแผนซ่อมแซมโครงสร้างเพื่อให้สามารถใช้งานได้อย่างมั่นคงแข็งแรงต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ ที่ให้ความร่วมมือในการจัดทำรายงานผลการสำรวจ ตรวจสอบและทดสอบโครงสร้างทางพิเศษเฉลิมมหานคร กม.27+338

รศ. ดร. นคร ภูวโรตม สำนักงานศูนย์วิจัยและให้คำปรึกษาแห่งมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ที่ให้ความร่วมมือในการจัดทำรายงานผลการศึกษา การตรวจสอบแรงดึงของลวดอัดแรงที่อยู่ภายในคานรูปกล่องของโครงสร้างทางพิเศษที่ได้รับความเสียหายจากเหตุเพลิงไหม้บริเวณเสาตอม่อที่ 11/22 ทางพิเศษบูรพาวิถี กม.11+800

รวมถึงเจ้าหน้าที่พนักงานกองวิจัยและพัฒนาและเจ้าหน้าที่กองบำรุงรักษาทาง การทางพิเศษแห่งประเทศไทย และผู้มีส่วนเกี่ยวข้องทุกท่านที่ได้ให้คำปรึกษา และช่วยเหลือในการค้นคว้าข้อมูลงานการศึกษานี้สำเร็จลุล่วงตามวัตถุประสงค์ที่วางไว้

เอกสารอ้างอิง

- [1] กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย (2562). *มาตรฐานการตรวจสอบ การประเมิน การซ่อมแซม และการเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างอาคารเก่าและโครงสร้างอาคารที่เสียหาย*. โรงพิมพ์มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, หน้า 49-76.
- [2] Korea Concrete Institute (2005). *Fire Resistance of Reinforced Concrete Structures*. KCI: Seoul, pp.205.
- [3] Architectural Institute of Japan (2004). *Diagnosis and Repair Methods of Concrete Structures*. AIJ: Tokyo, pp.140.
- [4] American Concrete Institute (1989). *Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements (ACI 216R-89)*. ACI, pp.15-18.
- [5] ชัชชาติ สิทธิพันธุ์ (2547). พฤติกรรม การประเมิน และการซ่อมแซมโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกไฟไหม้. *โยธาสาร*, พฤษภาคม-มิถุนายน, 2547, หน้า 44-53.
- [6] American Concrete Institute (2007). *Guide for Evaluation of Concrete Structures before Rehabilitation (ACI 364.1R-07)*. ACI, pp.123-127.
- [7] American Society for Testing and Materials, (1997). *Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete (ASTM C805-97)*. ASTM, pp.3
- [8] American Society for Testing and Materials, (2004). *Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete (ASTM C856-04)*. ASTM, pp.17
- [9] American Society for Testing and Materials, (1991). *Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete (ASTM C876-91)*. ASTM, pp.6