

การตรวจสอบความเสียหายจากการเกิดสนิมที่คานคอนกรีตเสริมเหล็กบาค่าในสะพานปรีดี-ธำรง
ด้วยระเบียบวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้น



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ปีการศึกษา 2565
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Investigation on Corrosion-damaged of RC Ledge Girder in Pridi-Thamrong Bridge using
a Nonlinear Finite Element Analysis



A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering
Department of Civil Engineering
FACULTY OF ENGINEERING
Chulalongkorn University
Academic Year 2022
Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การตรวจสอบความเสียหายจากการเกิดสนิมที่คานคอนกรีตเสริมเหล็กบดบ่าในสะพานปรีดี-ธำรงด้วยระเบียบวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้น
โดย	นายปฏิภาณ สางห้วยไพร
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	รองศาสตราจารย์ ดร.ธิดารัตน์ วิสุทธิ์เสรีวงศ์

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

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

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร.สุเชษฐุ์ ลิขิตเลอสรวง)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(รองศาสตราจารย์ ดร.ธิดารัตน์ วิสุทธิ์เสรีวงศ์)

..... กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.พิชชา จองวิวัฒน์สกุล)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(อาจารย์ ดร.ปัญญาวุฑู จิรติลิก)

ปฏิภาณ สางห้วยไพโร : การตรวจสอบความเสียหายจากการเกิดสนิมที่คานคอนกรีตเสริมเหล็กบาคบ่าในสะพานปรีดี-ธำรงด้วยระเบียบวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้น. (Investigation on Corrosion-damaged of RC Ledge Girder in Pridi-Thamrong Bridge using a Nonlinear Finite Element Analysis) อ.ที่ปรึกษาหลัก : รศ. ดร.ธิดารัตน์ วิสุทธิ์เสรีวงศ์

ชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานที่มีลักษณะเป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบาคบ่า (RC Ledge girder) จากการตรวจสอบในอดีตที่ผ่านมาพบปัญหาภายหลังจากผ่านการใช้งานเป็นเวลานาน คือ พบรอยแตกร้าวและชิ้นส่วนคอนกรีตหลุดร่อนเริ่มต้นจากส่วนยื่นปลายบาคเปิดเผยให้เห็นผิวของเหล็กเสริม เป็นสาเหตุให้เหล็กเสริมถูกกัดกร่อน (Corrosion) สำหรับงานวิจัยนี้จะทำการตรวจสอบและศึกษาสะพานปรีดี-ธำรง ซึ่งเป็นสะพานในประวัติศาสตร์ที่มีอายุการใช้งานถึง 80 ปีและตรวจพบความเสียหายและความเสื่อมสภาพบริเวณคานส่วนปลายบาคบ่า โดยที่ในขั้นต้นจะทำการวิเคราะห์เปรียบเทียบกับมาตรฐานการออกแบบ PCI 2010 ถึงปริมาณเหล็กเสริมที่เหมาะสมและสร้างแบบจำลองไฟไนท์เอลิเมนต์วิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Finite Element Model) ด้วยโปรแกรมอาเทนน่า (ATENA Science) แบบ 3 มิติ คำนวณถึงพฤติกรรมของชิ้นส่วนปลายบาคบ่าเมื่อเกิดความเสื่อมสภาพจากคลอไรด์แทรกซึมและคาบอเนชั่น ทั้งจากสภาพแวดล้อมและปริมาณคลอไรด์ในส่วนผสมของคอนกรีตโครงสร้างเอง จากการศึกษาพบว่าในช่วงเริ่มต้นการกัดกร่อนจะเริ่มต้นบริเวณมุมของชิ้นส่วนปลายบาคบ่าก่อน เมื่อเหล็กเสริมบริเวณดังกล่าวเกิดสนิมจึงทำให้การถ่ายเทแรงสูญเสียสมดุลทำให้คอนกรีตในชิ้นส่วนปลายได้รับแรงอัดเพิ่มขึ้น เมื่อเวลาผ่านไปจะสังเกตเห็นรอยแตกร้าวและเกิดคอนกรีตหลุดร่อน โดยที่จะขึ้นอยู่กับตัวแปรหลัก คือ ความเข้มข้นคลอไรด์ ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายตัวของคอนกรีต w/b ratio ค่าความเข้มข้นคลอไรด์วิกฤต อัตราการเกิดสนิมของเหล็กเสริม คุณสมบัติของวัสดุโครงสร้างและระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมห่างจากพื้นผิวสัมผัสสภาพแวดล้อม

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต

ปีการศึกษา 2565

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก

6470214021 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORD: Bridge, Ledge, Finite Element, Corrosion

Patiphan Sanghuaiprai : Investigation on Corrosion-damaged of RC Ledge Girder in Pridi-Thamrong Bridge using a Nonlinear Finite Element Analysis.

Advisor: Assoc. Prof. Dr. TIDARUT WISUTHSERIWONG, Ph.D.

The structural component of the bridge is an RC Ledge girder. Inspections in the past have revealed issues such as concrete cracks and spalling, exposing the surface of the reinforcing steel. Corrosion of the reinforcing steel is the main cause of this deterioration. This research aims to investigate and study the Pridi-Thamrong Bridge, a historic bridge with a service life of up to 80 years. Deterioration have been detected in the ledge girder. Initially, an analysis will be conducted to compare it with the PCI 2010 design standards to determine the appropriate amount of reinforcing steel. A 3D Nonlinear finite element model will be created using the ATENA Science software to analyze the behavior when subjected to deterioration from chloride ingress and carbonation. This analysis will consider environmental conditions, chloride content in the concrete mix. The study reveals that in the initial stage of corrosion, damage primarily occurs at the corner of the ledge. As the reinforcing steel corrodes in these areas, an unbalanced force transfer results in increased compression on the concrete, leading to cracking and spalling over time. The extent of damage depends on key variables such as chloride concentration, w/b ratio, critical chloride concentration, corrosion rate of steel, material properties, and the distance between the concrete cover and the reinforcing steel surface in contact with the environment.

Field of Study: Civil Engineering

Student's Signature

Academic Year: 2022

Advisor's Signature

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยความกรุณาจาก รองศาสตราจารย์ ดร. ธิดารัตน์ วิสุทธิ์เสรีวงศ์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ซึ่งท่านได้ให้คำแนะนำอันเป็นประโยชน์อย่างยิ่งในการทำวิจัย รวมไปถึงช่วยแก้ไขปัญหาและตรวจสอบตั้งแต่ต้นจนสำเร็จ และขอขอบคุณท่านอาจารย์ คณะกรรมการสอบอันได้แก่ ศาสตราจารย์ ดร. สุเชษฐ ลิขิตเลอสรวง รองศาสตราจารย์ ดร. พิชชา จองวิวัฒน์สกุล และอาจารย์ ดร. ปัญญาวุธ จิรติลก ที่ได้สละเวลาให้ความรู้ คำแนะนำ และข้อคิดเห็นอันเป็นประโยชน์ต่อการปรับปรุงให้วิทยานิพนธ์นี้เสร็จสมบูรณ์

นอกจากนี้ขอขอบคุณ ดร. ศุภศิษฏ์ ศรีวรานันท์ ที่มอบวิชาความรู้ให้สามารถ คิด วิเคราะห์ ชี้นำแนวทางที่สามารถนำไปต่อยอดใช้งานได้ และขอขอบคุณเจ้าหน้าที่ทางภาควิชาวิศวกรรมโยธา ที่คอยช่วยเหลือในด้านต่างๆ รวมไปถึงผู้คนรอบข้างและครอบครัวที่คอยสนับสนุนและให้กำลังใจมาโดยตลอด

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ได้รับทุนอุดหนุนสำหรับการศึกษา จึงขอขอบคุณทุนอุดหนุนการศึกษา ระดับบัณฑิตศึกษาจากบัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เพื่อเฉลิมฉลองวโรกาสที่ พระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัวภูมิพลอดุลยเดชทรงเจริญพระชนมายุครบ 72 พรรษา

ปฎิภาณ สางห้วยไพร

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

สารบัญ

	หน้า
.....	ก
บทคัดย่อภาษาไทย	ก
.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	ง
กิตติกรรมประกาศ.....	จ
สารบัญ.....	ฉ
สารบัญตาราง.....	ฉ
สารบัญรูปภาพ.....	ญ
บทที่ 1 บทนำ.....	15
1. หลักการและเหตุผล.....	15
2. วัตถุประสงค์งานวิจัย.....	18
3. ขอบเขตงานวิจัย.....	18
4. ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย.....	18
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	20
2.1 Strut and tie.....	20
2.2 การออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบาก.....	22
2.3 การวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....	26
2.3.1. แบบจำลองคอนกรีต.....	27
2.3.2. แบบจำลองเหล็กเสริม.....	30
2.3.3. แบบจำลองความยึดเหนี่ยวของคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	31
2.3.4. ชนิดของเอลิเมนต์ในการสร้างแบบจำลอง.....	34

2.4 ความเสื่อมสภาพของคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้การกัดกร่อนที่เหล็กเสริม.....	36
2.4.1. คลอไรด์แทรกซึม.....	38
2.4.2. ความเสื่อมสภาพจากการเกิดปฏิกิริยาคาร์บอนเนชั่นและคลอไรด์แทรกซึม.....	40
2.4.3. การแตกร้าวของผิวคอนกรีต.....	42
2.4.4. การหลุดล่อนของผิวคอนกรีต	43
บทที่ 3 วิธีการดำเนินงานวิจัย.....	45
3.1 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย.....	45
3.2 โปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์	46
3.3 รายละเอียดแบบสะพานที่ทำการศึกษา.....	46
3.4 รอยแตกร้าวที่พบ	50
3.5 สร้างแบบจำลองและตรวจสอบยืนยัน.....	53
3.6 สร้างแบบจำลองสำหรับสะพานที่ทำการศึกษา.....	55
3.7 ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมตามมาตรฐาน	56
3.8 กำหนดตัวแปรที่จะทำการศึกษา	57
3.9 ขั้นตอนการตรวจสอบรอยแตกร้าวและวัดขนาดชิ้นส่วนสะพานด้วยเลเซอร์สแกน	63
3.10 ขั้นตอนการตรวจสอบยืนยันผลจากการทำการสำรวจ.....	69
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์โครงสร้าง.....	77
4.1 ผลการวิเคราะห์ความอ่อนไหวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบ่าต่อเหล็กเสริมแต่ ละชนิดที่ส่งผลต่อพฤติกรรมขีดสุดของโครงสร้าง.....	77
4.2 ผลการวิเคราะห์ความเสื่อมสภาพของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบ่ากรณีถูกกัด กร่อนจากคลอไรด์แทรกซึมและคาบอนเนชั่น.....	84
บทที่ 5 สรุปผลและข้อเสนอแนะ	94
บรรณานุกรม.....	98
ภาคผนวก.....	103

ภาคผนวก ก. การคำนวณแรงเฉือน (V) ตามมาตรฐาน AASHTO ASD	104
ภาคผนวก ข. การคำนวณออกแบบเหล็กเสริมสำหรับคานปลายบาค่าตามมาตรฐาน PCI 2010.109	
ภาคผนวก ค. พารามิเตอร์คลอไรด์ที่จับคู่สำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมการเกิด Corrosion	112
ภาคผนวก ง. ผลการวิเคราะห์ของพารามิเตอร์ชุด 4D.....	114
ประวัติผู้เขียน	117



สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1 พารามิเตอร์ใช้จำลองความสัมพันธ์ bond strength-slip สำหรับเหล็กข้ออ้อย.....	32
ตารางที่ 2.2 พารามิเตอร์ใช้จำลองความสัมพันธ์ bond strength-slip สำหรับเหล็กกลม	33
ตารางที่ 2.3 พารามิเตอร์ใช้จำลองความสัมพันธ์ bond strength-slip สำหรับเหล็กข้ออ้อย.....	34
ตารางที่ 2.4 อัตราการเกิดการกัดกร่อนภายใต้การสัมผัสบรรยากาศ.....	44
ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของคอนกรีต	56
ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติของเหล็กเสริม.....	56
ตารางที่ 3.3 ปริมาณเหล็กเสริมของสะพานที่ทำการศึกษาเปรียบเทียบกับกรออกแบบตามมาตรฐาน	57
ตารางที่ 3.4 รายการแบบจำลองปริมาณเหล็กเสริมสำหรับกรณีศึกษา.....	59
ตารางที่ 3.5 ตัวแปรสำหรับสร้างแบบจำลองการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมจากคลอไรด์แทรกซึม	62
ตารางที่ 3.6 ตัวแปรควบคุมที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองการกัดกร่อน	62

สารบัญรูปภาพ

หน้า

รูปที่ 1.1 คานคอนกรีตปลายบากในโครงสร้างสะพาน (Desnerck et al., 2016).....	15
รูปที่ 1.2 ตัวอย่างความเสื่อมสภาพของคานคอนกรีตปลายบากจากการถูกกัดกร่อน (Santarsiero et al., 2021).....	17
รูปที่ 2.1 ลักษณะการแตกร้าวที่มีโอกาสเกิดขึ้นของคานคอนกรีตปลายบาก (Taliano, Yang et al.)	20
รูปที่ 2.2 Strut and tie models จำลองคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับคานปลายบาก : (a) diagonal model, (b) , (c) and (d) Orthogonal model, (e) combination type model. (Lees and Morley 2018).....	21
รูปที่ 2.3 ลักษณะการแตกร้าวที่มีโอกาสเกิดขึ้นของคานคอนกรีตปลายบาก	22
รูปที่ 2.4 แรงภายในที่เกิดขึ้นในระบบ Dapped-End Beam และ Corbel (Mattock and Chan 1979).....	23
รูปที่ 2.5 รายละเอียดเหล็กเสริมตามข้อกำหนดของ PCI (2010)	24
รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตภายใต้การรับแรงดึงและแรงอัด (Červenka, Jendele et al. 2013).....	28
รูปที่ 2.7 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสองแนวแกนตามแบบจำลองของ (Kupfer and Gerstle 1973).....	28
รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงกับรอยแตกร้าว (Červenka and Papanikolaou 2008)	29
รูปที่ 2.9 พฤติกรรมของคอนกรีตภายใต้แรงอัด (Červenka and Papanikolaou 2008)	30
รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมแบบ Bilinear Law (Červenka, Jendele et al. 2013)	31
รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมแบบ Multi-Line Law (Červenka, Jendele et al. 2013)	31
รูปที่ 2.12 Bond-slip law by CEB-FIP model code 2010.	32

รูปที่ 2.13 Bond law by BIGAJ 1999	33
รูปที่ 2.14 ตัวอย่างเอลิเมนต์ 1 มิติในระนาบ 2 มิติในโปรแกรม ATENA (Červenka, Jendele et al. 2013)	35
รูปที่ 2.15 ตัวอย่างเอลิเมนต์ 2 มิติ 1) triangle element 2) rectangular element (Červenka, Jendele et al. 2013)	35
รูปที่ 2.16 ตัวอย่างการจำลองเอลิเมนต์ 3 มิติ.....	36
รูปที่ 2.17 ช่วงเวลาที่เกิดความเสื่อมสภาพจากการกัดกร่อน (Hájková, Šmilauer et al. 2018) ...	37
รูปที่ 2.18 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายตัวสำหรับซีเมนต์ประเภทต่างๆในเวลา 10 ปีที่ผิวคอนกรีตสัมผัสของน้ำ (Luping & Utgenannt, 2007).....	40
รูปที่ 3.1 ภาพด้านข้างสะพานส่วนที่มีรอยต่อเป็นคานปลายบากจากฝั่งวังน้อย	47
รูปที่ 3.2 ภาพด้านข้างสะพานส่วนที่มีรอยต่อเป็นคานปลายบากจากฝั่งอยุธยา	47
รูปที่ 3.3 ภาพด้านข้างสะพานจากฝั่งอยุธยา	48
รูปที่ 3.4 แพลนด้านข้างสะพานถึงส่วนปลายบากที่รองรับน้ำหนัก	48
รูปที่ 3.5 แพลนด้านข้างสะพานของส่วนถัดไปที่ถูกรองรับ	49
รูปที่ 3.6 รูปตัดขึ้นส่วนสะพาน.....	49
รูปที่ 3.7 รูปด้านข้างแสดงรายละเอียดเหล็กเสริมคานสะพานตามยาว.....	50
รูปที่ 3.8 รูปด้านข้างแสดงรายละเอียดเหล็กเสริมคานสะพานตามยาว.....	50
รูปที่ 3.9 รอยแตกร้าวจากการสำรวจฝั่งวังน้อย 1	51
รูปที่ 3.10 รอยแตกร้าวจากการสำรวจฝั่งวังน้อย 2	51
รูปที่ 3.11 รอยแตกร้าวจากการสำรวจฝั่งวังน้อย 3	51
รูปที่ 3.12 รอยแตกร้าวจากการสำรวจฝั่งอยุธยา 1	52
รูปที่ 3.13 รอยแตกร้าวจากการสำรวจฝั่งอยุธยา 2	52
รูปที่ 3.14 รอยแตกร้าวจากการสำรวจฝั่งอยุธยา 3	52
รูปที่ 3.15 รายละเอียดเหล็กเสริมและขนาดหน้าตัด (Nagy-György, Sas et al. 2012).....	53

รูปที่ 3.16 แผนภาพการติดตั้งตัวอย่างทดสอบแสดงด้านข้างและด้านหน้า (หน่วยมิลลิเมตร) (Nagy-György, Sas et al. 2012)	53
รูปที่ 3.17 แบบจำลองที่สร้างขึ้นเพื่อตรวจสอบยืนยัน Boundary condition	54
รูปที่ 3.18 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กระทำกับการเคลื่อนที่จุดตรวจสอบ.....	54
รูปที่ 3.19 แบบจำลองของสะพานที่ทำการศึกษา.....	55
รูปที่ 3.20 รายละเอียดเหล็กเสริมที่สร้างจากแบบจำลอง.....	55
รูปที่ 3.21 รายละเอียดเหล็กเสริมที่สร้างจากแบบจำลอง.....	58
รูปที่ 3.22 แบบจำลองแสดงตำแหน่งความเข้มข้นคลอไรด์เริ่มต้นที่ผิวคอนกรีต	61
รูปที่ 3.23 กล้องสำรวจ 3D laser scanner Trimble X7	63
รูปที่ 3.24 แพลนพื้นที่ได้สะพานที่ทำการสำรวจ	64
รูปที่ 3.25 ตำแหน่งการสำรวจได้สะพานทั้ง 4 Station.....	64
รูปที่ 3.26 3D-scan Station 1	64
รูปที่ 3.27 3D-scan Station 2	65
รูปที่ 3.28 3D-scan Station 3	65
รูปที่ 3.29 3D-scan Station 4	66
รูปที่ 3.30 แพลนตำแหน่งที่ตั้งกล้องสำรวจ	66
รูปที่ 3.31 แพลนตำแหน่งแต่ละ Station.....	67
รูปที่ 3.32 3D-scan Station 2	67
รูปที่ 3.33 3D-scan Station 5	67
รูปที่ 3.34 3D-scan Station 9	68
รูปที่ 3.35 3D-scan Station 10	68
รูปที่ 3.36 แสดงผลภาพรวมของโครงสร้างสะพานปรีดีธำรงฝั้ววังน้อยด้วย 3D scan.....	69
รูปที่ 3.37 ความกว้างหน้าตัดเสาวัดจากหน้างานจริง 48.7 cm	70

รูปที่ 3.38 ความกว้างหน้าตัดเสาวัดจากหน้างานจริง 48.6 cm	70
รูปที่ 3.39 แพลนด้านข้างสะพานช่วง S1,S2,S3.....	71
รูปที่ 3.40 ผลวัดความยาวจากการสำรวจช่วง S1,S2,S3.....	71
รูปที่ 3.41 แพลนหน้าตัด 1-1.....	72
รูปที่ 3.42 ผลวัดความยาวจากการสำรวจหน้าตัด 1-1	72
รูปที่ 3.43 แพลนหน้าตัด 3-3.....	73
รูปที่ 3.44 ผลวัดความยาวจากการสำรวจหน้าตัด 3-3	73
รูปที่ 3.45 แพลนด้านข้างสะพานช่วง S3	74
รูปที่ 3.46 ผลวัดความยาวจากการสำรวจช่วง S3	74
รูปที่ 3.47 แพลนหน้าตัด 2-2.....	75
รูปที่ 3.48 ผลวัดความยาวจากการสำรวจหน้าตัด 2-2	75
รูปที่ 3.49 ผลวัดขนาดหน้าตัดคานส่วนปลายบาคบ่าฝั่งด้านนอก	75
รูปที่ 3.50 ผลวัดขนาดหน้าตัดคานส่วนปลายบาคบ่าด้านท้องคาน.....	76
รูปที่ 3.51 ผลวัดขนาดหน้าตัดคานส่วนปลายบาคบ่าฝั่งด้านใน	76
รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงปฏิกิริยากับการโก่งตัวที่บริเวณคานปลายบาคบ่า.....	78
รูปที่ 4.2 ลักษณะการแตกร้าวและความเค้นที่เหล็กเสริมที่สภาวะใช้งาน	79
รูปที่ 4.3 ลักษณะการแตกร้าวและความเค้นที่เหล็กเสริมที่สภาวะการวิบัติ	80
รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงปฏิกิริยากับการโก่งตัวที่บริเวณคานปลายบาคบ่ากรณีทดสอบลดปริมาณเหล็กเสริม	81
รูปที่ 4.5 ลักษณะการแตกร้าวที่คอนกรีตทั้งภายนอกและภายในและความเค้นที่เหล็กเสริม.....	83
รูปที่ 4.6 การเปลี่ยนรูปของคอนกรีตแบบพลาสติกที่ความเค้นแรงอัด.....	83
รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์การโก่งตัวที่ส่วนปลายและอายุของสะพาน.....	84
รูปที่ 4.8 Crack pattern ที่ขนาดรอยร้าวอย่างน้อยที่สุด 0.4 มิลลิเมตร.....	85

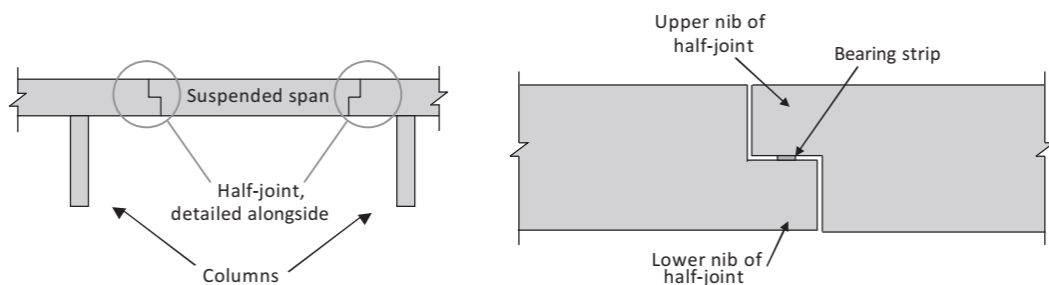
รูปที่ 4.9 ความเครียดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตและเหล็กเสริม	86
รูปที่ 4.10 ปริมาณความเข้มข้นคลอไรด์ที่แทรกซึมในแต่ละกรณีในช่วงเวลา 80 และ 100 ปี	87
รูปที่ 4.11 ปริมาณความเข้มข้นคลอไรด์ที่แทรกซึมสำหรับชุดตัวแปร 4D ที่เวลา 80 ปี	87
รูปที่ 4.12 การกัดกร่อนที่เหล็กเสริม	87
รูปที่ 4.13 ความเข้มข้นคลอไรด์และความลึกปฏิกิริยาคาบอนชั้นของตัวแปร 4D.....	88
รูปที่ 4.14 การกัดกร่อนที่เหล็กเสริมอย่างมากที่สุดในแต่ละคลอไรด์พารามิเตอร์ที่เวลา 80 ปี	89
รูปที่ 4.15 การวัดขนาดและตำแหน่งรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น.....	90
รูปที่ 4.16 ขนาดรอยแตกร้าวที่ Re-entrant corner.....	91
รูปที่ 4.17 ตำแหน่งหน้าตัดสำหรับตรวจสอบรอยแตกร้าว	92
รูปที่ 4.18 เปรียบเทียบรอยแตกร้าวค่าสูงสุดที่หน้าตัดตรวจสอบกับอายุของโครงสร้างสะพานในแต่ละพารามิเตอร์คลอไรด์.....	92
รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์การเปลี่ยนแปลงรูปแบบพลาสติกกับการโก่งตัวที่ส่วนปลายบาคบ่า	93
รูปที่ 4.20 กรณีที่โครงสร้างมี Corrosion จนเกิดการวิบัติ	93

บทที่ 1

บทนำ

1. หลักการและเหตุผล

การลดขนาดบริเวณจุดเชื่อมต่อของโครงสร้างสะพานด้วยลักษณะของคานปลายบาก (Dapped end or Ledge beam) คือ การออกแบบให้หน้าตัดคานมีลักษณะเป็นส่วนหน้าตัดเต็ม (Full depth section) ร่วมกับส่วนลดทอนหน้าตัด (Reduced section) ดังรูปที่ 1.1 เพื่อวัตถุประสงค์ในการลดระดับความสูงของโครงสร้างสะพานโดยต้องการให้มีความต่อเนื่องบริเวณจุดรองรับหรือจุดเชื่อมต่อของโครงสร้างและเพิ่มเสถียรภาพด้านข้างให้กับชิ้นส่วนของคาน (Cook & Mitchell, 1988; Mattock & Chan, 1979) การก่อสร้างสะพานในประวัติศาสตร์ที่ผ่านมาของประเทศไทย นิยมใช้โครงสร้างลักษณะนี้ เนื่องจากง่ายต่อการก่อสร้างและติดตั้ง เพราะใช้เป็นวัสดุคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป (Pre-cast concrete) ในการก่อสร้าง ซึ่งถ้าต้องการให้ชิ้นส่วนปลายบาก (Nib portion) รับน้ำหนักบรรทุกและส่งถ่ายแรงไปสู่ส่วนหน้าตัดเต็ม (Full depth section) ได้อย่างสมบูรณ์ จำเป็นต้องมีการออกแบบหน้าตัดคานและเหล็กเสริมให้มีความซับซ้อนสอดคล้องไปกับทิศทางของแรงที่เกิดขึ้นภายในระบบ (Desnerck et al., 2016)



รูปที่ 1.1 คานคอนกรีตปลายบากในโครงสร้างสะพาน (Desnerck et al., 2016)

สะพานที่ได้ก่อสร้างแล้วเสร็จและมีการเปิดใช้งานอย่างต่อเนื่อง เมื่อเวลาผ่านไปสะพานเกิดความทรุดโทรมจากผลกระทบจากการใช้งานหรือสาเหตุอื่น ๆ ที่เกิดขึ้น ทำให้ความสามารถในการบรรทุกน้ำหนักลดลงหรือพังทลายได้ ดังการวิบัติของสะพานที่เกิดขึ้นในต่างประเทศ สะพาน เดอ ลา กงกอร์ด (The De la Concorde overpass) ในรัฐนครควิเบก (Quebec) ประเทศแคนาดา (Mitchell et al., 2011) ภายหลังจากการใช้งานได้ 40 ปี จากรายงานการสำรวจเป็นการวิบัติที่เกิดขึ้นบริเวณรอยต่อของสะพานที่จุดปลายบาก ซึ่งเกิดขึ้นจากหลายปัจจัยประกอบกัน ส่วนหนึ่งคือ

การใส่เหล็กปลอกเสริมกำลังรับแรงเฉือน (Hanger reinforcement) ในปริมาณที่ไม่เหมาะสม ในช่วงระหว่างส่วนปลายบากถึงส่วนหน้าตัดเต็ม และการกัดกร่อนเหล็กเสริม (Reinforcement corrosion) เนื่องจากการระคายน้ำที่ซึ่งบริเวณรอยต่อของคานไม่เพียงพอ ซึ่งเป็นน้ำที่มีส่วนผสมของเกลือคลอไรด์ที่ใช้ละลายหิมะปกคลุมบนพื้นถนน ทำให้มีปริมาณคลอไรด์เข้มข้นสะสมอยู่ที่บริเวณรอยต่อของคานปลายบาก

การถูกกัดกร่อนของเหล็กเสริมในโครงสร้างสะพาน เป็นประเด็นที่มีความสำคัญ ดังนั้นการวางแผนทางเพื่อวิเคราะห์ความทนทานของชิ้นส่วนสะพานข้างต้นนั้น มีประโยชน์อย่างมากในการจัดการโครงสร้างพื้นฐานงานทาง โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสะพานที่ถูกกัดกร่อน โดยทั่วไปจะถูกกระตุ้นด้วยตัวแปรหลักๆ คือ การเกิดคาร์บอนชั่นและแทรกซึมของคลอไรด์ (Carbonation and Chloride ingress) (Bertolini et al., 2013; GjØrv, 2009) ในกรณีของการเกิดคาร์บอนชั่นนั้น มักพบได้มากตามพื้นที่ในเมืองที่มีความเข้มข้นของคาร์บอนไดออกไซด์ (CO₂) อยู่สูง อีกตัวการที่ทำให้ความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมลดลง คือ การกัดกร่อนจากการซึมผ่านของคลอไรด์ ซึ่งจะพบในโครงสร้างคอนกรีตที่อยู่ใกล้กับทะเลหรือได้สัมผัสกับลมที่พัดพาเกลือมาในอากาศ และคอนกรีตที่มีคลอไรด์เป็นส่วนผสมอยู่ในตัวเองตั้งแต่ต้น ซึ่งมักจะมียูในน้ำที่ใช้ผสมคอนกรีต หิน ททราย (โดยเฉพาะทรายจากแหล่งใกล้ทะเล) ดังนั้นเพื่อเป็นการควบคุมปริมาณคลอไรด์จึงมีการกำหนดมาตรฐานที่ยอมให้มีปริมาณคลอไรด์ในส่วนผสมของคอนกรีต โดยที่สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็ก 0.2-0.3% ของน้ำหนักวัสดุประสานและ คอนกรีตอัดแรง 0.08% มยพ.(1332-55)



รูปที่ 1.2 ตัวอย่างความเสื่อมสภาพของคอนกรีตที่เสียหายจากการถูกกัดกร่อน (Santarsiero et al., 2021)

ในการประเมินความทนทานของโครงสร้างข้างต้น เลือกใช้การวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear static) เพื่อให้สอดคล้องกับพฤติกรรมของโครงสร้างที่เกิดขึ้นจริง Aswin et al. (2015) ได้ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีการแบบไม่เชิงเส้นโดยระเบียบวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ (Nonlinear Finite Element Analyses: NLFEA) เปรียบเทียบกับผลจากการทดสอบ 4 ตัวอย่าง พบว่าผลที่ได้มีความใกล้เคียงกันเมื่อเทียบกับการวิเคราะห์ด้วยวิธีการอื่น และ Santarsiero et al. (2021) ได้ทำการจำลองการซึมผ่านของคลอไรด์ (Chloride ingress) ที่ทำให้เกิดความเสื่อมสภาพของคอนกรีตและเกิดการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมในโครงสร้างสะพานแสดงดังรูปที่ 1.2 พบว่าผลกระทบจากความเสื่อมสภาพไม่เพียงแต่ทำให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกลดลง แต่อาจทำให้เกิดการวิบัติได้เลย ในงานวิจัยนี้จึงเลือกใช้วิธีการวิเคราะห์ด้วยวิธีการแบบไม่เชิงเส้นโดยระเบียบวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ (NLFEA) ผ่านโปรแกรมอาเทน่า 3 มิติ (ATENA 3D) พัฒนาโดย (Cervenka Consulting) โดยที่โปรแกรมสามารถวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างและประเมินรอยแตกร้าวเนื่องจากรองรับกำลัง และวิเคราะห์การกระจายตัวของคลอไรด์ด้วยเข้าถึงแบบ 1 ทิศทาง ตามกฎการแพร่กระจายของฟิค (Fick's Second Law) (Zhang et al., 2010) และพิจารณาผลกระทบกับโครงสร้างที่เกิดจากการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมต่อไป

2. วัตถุประสงค์งานวิจัย

1. วิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบากซึ่งเป็นชิ้นส่วนของสะพานโดยการปรับเปลี่ยนตัวแปรปริมาณเหล็กเสริม ด้วยวิธีการระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม ATENA 3D เพื่อสอบสวนถึงต้นเหตุของปัญหาที่เกิดขึ้น
2. ประเมินความเสื่อมสภาพของสะพานที่ได้รับผลกระทบมาจากการกัดกร่อนที่เหล็กเสริม (Corrosion) จากการเกิดคาบอเนชั่นและแทรกซึมของคลอไรด์
3. พิจารณาถึงความทนทานของโครงสร้างภายใต้การถูกการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมจากสภาพแวดล้อมและตรวจสอบยืนยันด้วยผลจากการสำรวจ 3D Scan

3. ขอบเขตงานวิจัย

- 1) พิจารณาสร้างแบบจำลองคานคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบากชิ้นส่วนคานตามยาวของสะพานและวิเคราะห์ด้วยวิธีการไม่เชิงเส้นระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์
- 2) ศึกษาวิธีการออกแบบคานปลายบากตามมาตรฐาน The Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI)
- 3) พิจารณาพฤติกรรมการแตกร้าวของคานคอนกรีตปลายบากภายใต้แรงกระทำแบบสถิต (Static Loading)
- 4) พิจารณาการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมจากการเกิดคลอไรด์แทรกซึม (Chloride ingress) และคาบอเนชั่น (Carbonation) ตลอดอายุการใช้งานของสะพานเป็นเวลา 80 ปี และขยายเวลาการวิเคราะห์ออกเป็น 100 ปี

4. ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

1. ทบทวนงานวิจัยจากอดีตที่ผ่านมา เพื่อเป็นแนวทางในการศึกษาทำงานวิจัย เลือกงานวิจัยที่มีความเกี่ยวข้องกับการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของคานปลายบากที่มีคุณสมบัติใกล้เคียงกับคานของสะพานที่เกิดปัญหา และมีการประเมินถึงสาเหตุของปัญหาการแตกร้าวที่เกิดขึ้น
2. ศึกษาพฤติกรรมการแทรกซึมของคลอไรด์ (Chloride ingress) ในคอนกรีตเสริมเหล็กและการเกิดคาบอเนชั่น (Carbonation) ที่มาจากสภาพแวดล้อมของโครงสร้าง

3. ศึกษาการใช้งานโปรแกรมที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง GiD Simulation และโปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์ ATENA studio
4. เลือกโมเดลของวัสดุที่นำมาประกอบเป็นแบบจำลองให้มีความเหมาะสมและสมจริงมากที่สุด ซึ่งข้อมูลที่น่าเข้าเป็นข้อมูลที่ได้จากการสำรวจ
5. วิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงแบบสถิต ด้วยวิธีการไม่เชิงเส้นระเบียบวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ และประเมินโดยใช้ตัวแปรของปริมาณเหล็กเสริมตามมาตรฐาน PCI Design Handbook ในแต่ละข้อกำหนด ซึ่งควบคุมให้มีแนวโน้มพฤติกรรมการแตกร้าวเหมือนกับปัญหาที่เกิดขึ้นจริง
6. ทำการนำเข้าข้อมูลการแทรกซึมคอลไรด์และคาบอเนชั่นหลังจากพิจารณาโครงสร้างที่สถานะการรับน้ำหนักใช้งานคงที่ และพิจารณาผลกระทบที่เกิดจากการกัดกร่อนที่เหล็กเสริม
7. ตรวจสอบและวัดผลการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง และพฤติกรรมการแตกร้าวที่เกิดภายหลังจากเกิดความเสื่อมสภาพตามเวลาการใช้งาน

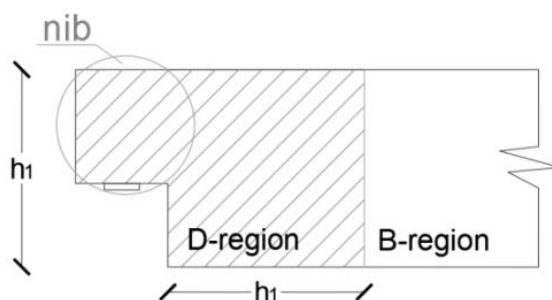
บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 Strut and tie

The strut and tie method เป็นหลักการที่ถูกนำมาใช้เป็นครั้งแรกในการวิเคราะห์ความต้านทานแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (Mörsch, 1909) ลักษณะคานที่มีการรองรับความเคียดแบบไม่ต่อเนื่อง (Stress discontinuities) และสามารถบอกได้ถึงทิศทางของแรงภายในที่เกิดขึ้นได้อย่างถูกต้อง ซึ่งมีการใช้กันอย่างกว้างขวางในการทดสอบและออกแบบ สำหรับการวิเคราะห์จะเป็นการคำนวณตามขอบเขตต่ำสุดของ Plastic Analysis โดยที่ทำการจำลองโครงข่ายของความเคียด (Stresses) ภายในให้สมดุลกับแรงกระทำจากภายนอกและแต่ละชิ้นส่วนของโครงข่ายที่จำลองขึ้นต้องรองรับไม่เกิน Plastic stress จากน้ำหนักบรรทุกประลัยของโครงสร้าง ซึ่งคานปลายบาก (Dapped-End Beam) เป็นชิ้นส่วนของโครงสร้างที่รองรับความเคียดแบบไม่ต่อเนื่องในช่วงส่วนปลายจึงเหมาะสมที่จะใช้หลักการวิเคราะห์ด้วยวิธีการนี้

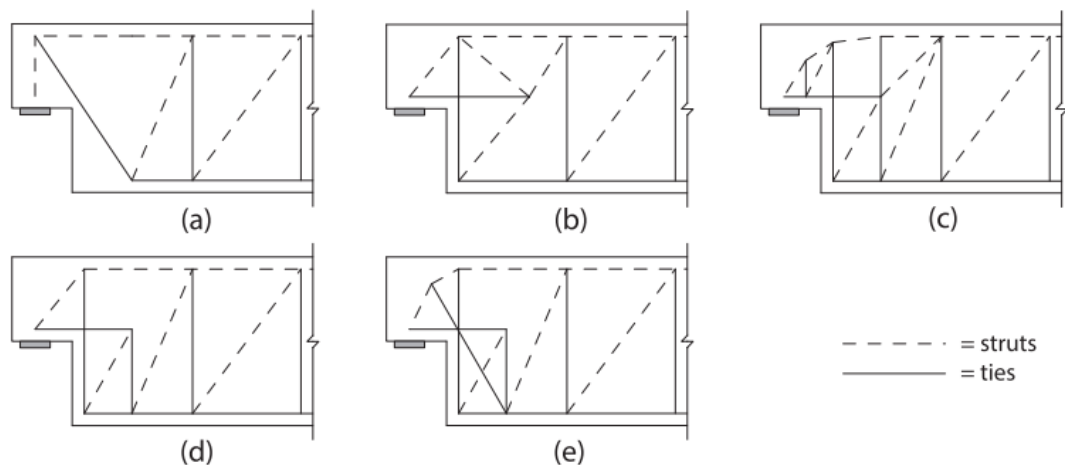
คานปลายบากประกอบด้วยส่วนของโครงสร้างที่ไม่ต่อเนื่อง (Discontinuity Region, D-Region) และส่วน B-region หรือ Bernoulli's Region โดยที่การส่งถ่ายผ่านแรงระหว่างสองส่วนจะเป็นไปตามหลักการ St-Venant's principle (Toupin, 1965) ซึ่งความกว้างของส่วน D-Region จะใช้ความยาวประมาณความลึกรวมของหน้าตัดตามรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 ลักษณะการแตกร้าวที่มีโอกาสเกิดขึ้นของคานคอนกรีตปลายบาก (Taliano, Yang et al.)

หลากหลายวิธีการพยายามจำลองความเป็นไปได้ของโครงข่าย strut-and-tie ให้มีความแม่นยำมากที่สุด (Schlaich et al., 1987) สำหรับโครงสร้างคานปลายบากสามารถจำแนกได้เป็น 3 กรณี ดังรูปที่ 2.2 เส้นปะนำเสนอแรงอัดในคอนกรีตและเส้นทึบเป็นแรงดึงที่กำหนดในเหล็กเสริม โดยที่แต่ละกรณีจะแบ่งตามรูปแบบของเหล็กเสริม ได้แก่ การเสริมเหล็กที่มีทิศทางทแยงข้าง (Diagonal) เหล็กเสริมตั้งฉาก (Orthogonal) และเหล็กเสริมชนิดอื่นๆที่มีความซับซ้อนรวมกัน ในยุโรปจะนิยม

เสริมเหล็กแบบทแยงข้าง (Diagonal reinforcement) เชื่อมต่อกันเพื่อถ่ายเทแรงกระจากส่วนปลาย บาก (Nib) ไปสู่หน้าตัดเต็มตัวอย่างดังรูปที่ 2.2a และในอเมริกาจะใช้เป็นการเพิ่มจำนวนเหล็กเสริม ตามยาว (Longitudinal reinforcement) เสริมจากส่วน nib ยาวไปจนระยะฝงในหน้าตัดเต็มที่ เพียงพอตามแบบจำลองรูปที่ 2.2b-d ในส่วนของกรณีที่มีการเสริมเหล็กที่มีความซับซ้อนแบบจำลอง จะเป็นตามรูปที่ 2.2e (Lees & Morley, 2018)

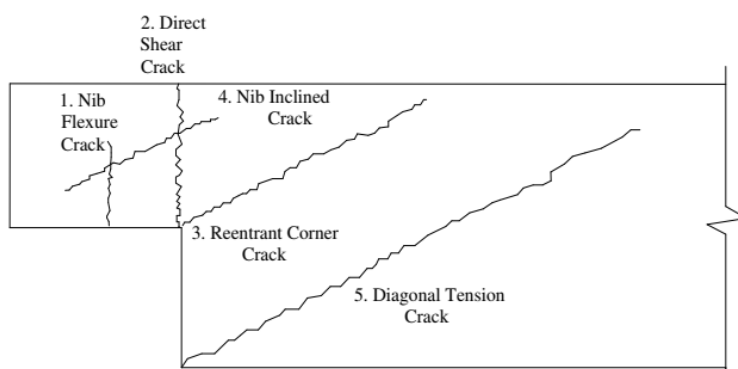


รูปที่ 2.2 Strut and tie models จำลองคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับคานปลายบาก : (a) diagonal model, (b) , (c) and (d) Orthogonal model, (e) combination type model. (Lees and Morley 2018)

ในการเลือกใช้ models ที่ใช้จำลองให้เลือกจากแบบรายละเอียดเหล็กเสริมที่มีความใกล้เคียงกับ tension ties มากที่สุด และ compressive strut สามารถจัดเรียงได้อย่างอิสระซึ่งควรให้มีความเหมาะสมของมุมระหว่าง strut และ tie หรือองศาห้วงมุมต้องมากพอเพื่อหลีกเลี่ยงความไม่ต่อเนื่องของความเค้น (Strain incompatibilities) โดยที่ ACI318 (Committee, 2008) กำหนดขั้นต่ำไว้ที่ประมาณ 25° นอกจากนี้ยังกำหนดให้ชิ้นส่วน tie สามารถลากข้ามผ่านชิ้นส่วนอื่นได้แต่ชิ้นส่วน strut ต้องลากผ่านจุดตัดเท่านั้น

2.2 การออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบาก

ปัจจุบันการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบาก (Dapped-end Beam) จะใช้มาตรฐานการออกแบบของ The Precast/Prestressed Concrete Institute (2010) ซึ่งในการออกแบบคานส่วนปลายบากบริเวณที่เป็นจุดสิ้นสุดนั้น ต้องพิจารณาให้คานมีความสามารถในการรองรับการวิบัติจากหลายกรณีประกอบกันซึ่งมีด้วยกันทั้งหมด 5 รูปแบบ ดังรูปที่ 2.3



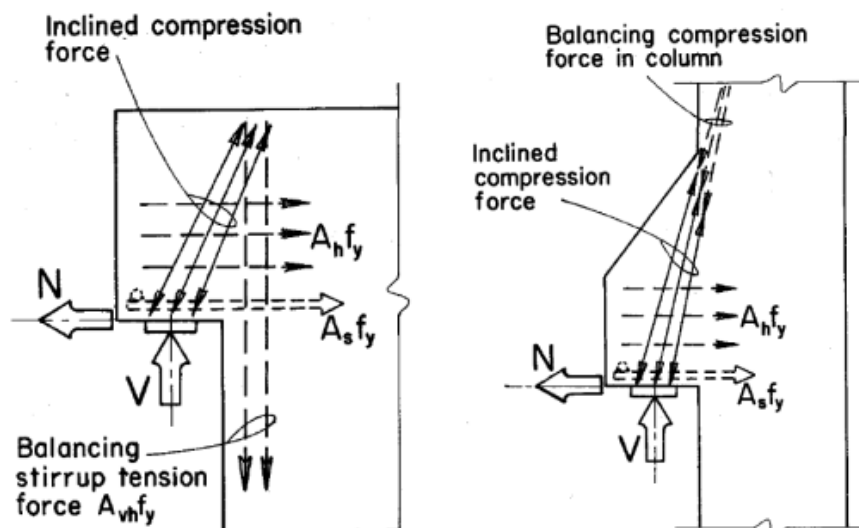
รูปที่ 2.3 ลักษณะการแตกร้าวที่มีโอกาสเกิดขึ้นของคานคอนกรีตปลายบาก

- 1) การวิบัติเนื่องจากแรงดัด (Cantilever Bending) ในบริเวณปลายบาก (Nib Flexure Crack)
- 2) การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนโดย (Direct Shear Crack) ระหว่างปลายบากและคาน
- 3) การวิบัติเนื่องจากแรงดึงทแยงที่เริ่มจากมุมระหว่างปลายบากและคาน (Re-entrant Corner Crack)
- 4) การวิบัติเนื่องจากแรงดึงทแยงในบริเวณปลายบาก (Nib Inclined Crack)
- 5) การวิบัติเนื่องจากแรงดึงทแยงในคานหลัก (Diagonal Tension Crack)

ในการออกแบบหน้าตัดคานส่วนยื่นปลายบากที่มีการลดทอนหน้าตัดลง มีผลกระทบต่อความแข็งแรงของคาน ซึ่งมีการพิจารณาโดย Wang et al. (2005) เสนอว่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกจะเพิ่มขึ้นเมื่อลดอัตราส่วนระหว่างความยาวช่วงระยะแรงเฉือน (Shear span) ต่อความลึกหน้าตัดและส่วนปลายบากต้องมีความหนาแน่นมากกว่า 0.45 เท่าของหน้าตัดเต็ม

Mattock and Chan (1979) ได้เสนอการออกแบบคานปลายบาก (Dapped-End Beam) ไว้เหมือนกับการออกแบบของคานยื่นหูช้างในเสา (Corbel) ซึ่งจะมีความแตกต่างกันเพียงคานปลายบากจะมีเหล็กปลอกเชื่อมต่อระหว่างส่วนยื่นและส่วนหน้าตัดเต็มที่ช่วยในการรองรับแรงดึงที่พัฒนาจากแรงอัดกระทำทิศทางทแยงข้างแสดงดังรูปที่ 2.4 และได้ทำการทดสอบคานปลายบาก 8 ตัวอย่างทดสอบเพื่อพิสูจน์ให้เห็นว่าการวิบัติที่เกิดขึ้นในคานส่วนยื่นจะเกิดบริเวณส่วนที่รองรับแรงเฉือน โดยรอยแตกที่พบจะเริ่มต้นที่บริเวณมุมของคานส่วนยื่น (Re-entrant) ไปตลอดจนสู่ระยะ

หน้าตัดเต็ม และพบถึงความสำคัญของเหล็กปลอกเสริมที่อยู่ระหว่างส่วนลาดทอนหน้าตัดและหน้าตัดเต็ม (Hanger reinforcement) จะช่วยยึดเหนี่ยวแรงที่กระจายออกไปตามยาวได้ในกรณีที่มีปริมาณเหล็กเสริมเพียงพอ



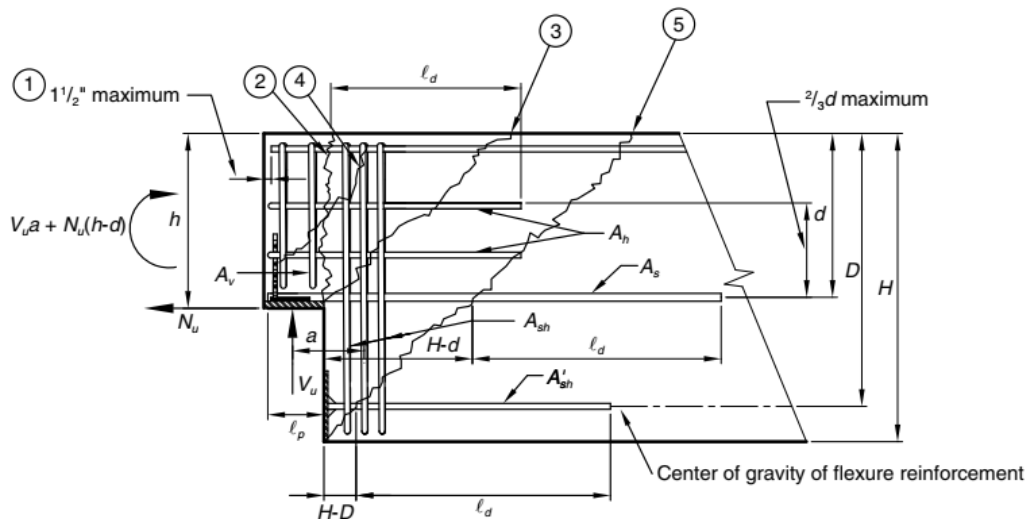
รูปที่ 2.4 แรงภายในที่เกิดขึ้นในระบบ Dapped-End Beam และ Corbel (Mattock and Chan 1979)

Clark and Thorogood (1988) ทำการทดสอบด้วยการใช้เหล็กเสริมชนิดทแยงข้าง (Diagonal reinforcement) ใส่ในชิ้นส่วนคานปลายบาก พบว่าเหล็กเสริมทแยงข้างเป็นอีกตัวแปรหนึ่งที่ช่วยในการพัฒนากำลังรับน้ำหนักบรรทุกได้ดี และเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ไม่มีการเสริมเหล็กทแยงข้างพฤติกรรมที่แสดงจะไม่เพียงแต่เกิดรอยแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุกน้อยแต่พบว่ารอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นตอนต้นนั้นเป็นรอยร้าวที่กว้างกว่าอีกด้วย (Moreno-Martínez & Meli, 2014)

ในการจัดวางตำแหน่งของเหล็กปลอกเสริม (Hanger reinforcement) มีความสำคัญเช่นกัน โดยที่ Wang et al. (2005) แนะนำว่าระยะห่างจากจุดบากถึงเหล็กปลอกชิ้นแรกควรมีระยะประมาณ 40 มิลลิเมตร และจากการทดสอบ 15 ตัวอย่างโดย (Mata-Falcón et al., 2019) สามารถสรุปได้ว่าการเพิ่มอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมจาก 50 ถึง 100% ทำให้ความแข็งแรงของคานปลายบากเพิ่มขึ้นประมาณ 15-60%

การออกแบบเหล็กเสริมของคานปลายบาก Dapped-End Beam ที่ใช้ในปัจจุบันจะเป็นตามมาตรฐานของ The Precast/Prestressed Concrete Institute (2010) โดยมีรายละเอียดเหล็กเสริมแสดงตามรูปที่ 2.5 ในการออกแบบนี้จะใช้หลักการของทฤษฎีแรงเฉือนและความเสียดทานของแรงเฉือน (Shear Friction Theory) ร่วมกับสมดุลแรงที่กระทำตั้งฉากกับรอยแตกร้าวที่กล่าวไว้

ข้างต้น ในแต่ละกรณีของการแตกร้าวที่เกิดขึ้นจะมีการออกแบบเพื่อต้านทานเป็นกรณีเหล็กเสริม ดังต่อไปนี้



รูปที่ 2.5 รายละเอียดเหล็กเสริมตามข้อกำหนดของ PCI (2010)

- เหล็กเสริม Nib Flexural Reinforcement (A_s) จะช่วยต้านทานแรงดึงตามแนวราบและแรงดัดที่เกิดระหว่างช่วงส่วนยื่นกับส่วนหน้าตัดเต็ม ป้องกันการแตกร้าวชนิดทแยงที่เกิดบริเวณหน้าตัดเต็มเริ่มต้นจากมุมล่างสุดของคานในข้อ 5) แสดงในรูปที่ 2.3 และกำหนดให้มีความยาวอย่างน้อยเท่ากับระยะฝังยึดของเหล็กเสริม (l_d) ปริมาณเหล็กเสริมสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2-1

$$A_s = \frac{1}{\phi f_y} \left[V_u \left(\frac{a}{d} \right) + N_u \left(\frac{h}{d} \right) \right] \quad (2-1)$$

- โดยที่
- N_u คือ แรงปฏิกิริยาในแนวราบที่ฐานรองรับมีค่าเท่ากับ $0.2V_{u(sustained)}$
 - f_y คือ กำลังต้านทานแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริม A_s
 - a คือ ระยะระหว่างแรงปฏิกิริยา (V_u) กับตำแหน่งกึ่งกลางของเหล็กเสริม A_{sh}
 - d คือ ระยะจากผิวบนของหน้าตัดคานถึงตำแหน่งกึ่งกลางของเหล็กเสริม A_s
 - h คือ ความลึกของส่วนยื่นของคานปลายบาก

ϕ คือ ตัวคูณประกอบลดกำลัง ใช้ค่าเท่ากับ 0.75 เนื่องจากการวิบัติด้วยแรงเฉือน

- 2) เหล็กเสริม Direct Shear (A_h) ต้านทานรอยแตกกร้าวทิศทางตั้งตรงที่เริ่มต้นจากบริเวณมุมตามข้อที่ 2) ในรูปที่ 2.3 โดยที่ใช้การคำนวณออกแบบร่วมกับเหล็กเสริม (A_s) ตามสมการที่ 2-2

$$A_h = 0.5 \left[A_s - \frac{N_u}{\phi f_y} \right] \quad (2-2)$$

โดยที่

$$A_s = \frac{2V_u}{3\phi f_y \mu_e} + \frac{N_u}{\phi f_y}$$

$$\mu_e = \frac{\phi 1000 \lambda b h \mu}{V_u}$$

λ คือ ตัวคูณปรับค่าเนื่องจากผลของความหนาแน่นของคอนกรีต มีค่าเท่า 1 สำหรับคอนกรีตความหนาแน่นปกติ

μ คือ สัมประสิทธิ์ความเสียดทานแรงเฉือน (1.4 λ)

f_y คือ กำลังต้านทานแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริม A_h และ A_s

- 3) เหล็กเสริม (A_{sh}) ป้องกันการแตกกร้าวบริเวณมุมของปลายยื่น (Re-entrant Corner) ตามข้อที่ 3) ในรูปที่ 2.3 โดยที่ต้องมีเหล็กเสริม A'_{sh} เป็นสมอยึดตามแนวราบและต้องมีปริมาณอย่างน้อยเท่ากับ A_{sh} และความยาวกำหนดเท่ากับระยะยึดฝัง (l_d) ตามรูปที่ 2.5 สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2-3

$$A_{sh} = \frac{V_u}{\phi f_y} \quad (2-3)$$

โดยที่

V_u คือ แรงปฏิกิริยาที่ตั้งฉากกับ Dapped-End Beam

f_y คือ กำลังต้านทานแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริม A_{sh}

- 4) เหล็กเสริม (A_v) ป้องกันการแตกร้าวเนื่องจากแรงดึงเฉพาะจุดในส่วนปลายยื่น (Local Nib portion) สามารถคำนวณปริมาณเหล็กเสริมได้จากสมการ 2-4

$$A_v = \frac{1}{2f_y} \left[\frac{V_u}{\phi} - 0.17bd\lambda\sqrt{f'_c} \right] \quad (2-4)$$

โดยที่	f_y	คือ กำลังต้านทานแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริม A_v
	b	คือ ความกว้างของหน้าตัด Dapped-End Beam
	d	คือ ระยะจากผิวบนของหน้าตัดคานถึงตำแหน่งกึ่งกลางเหล็กเสริม A_s
	$\sqrt{f'_c}$	คือ กำลังต้านทานแรงอัดประลัยของคอนกรีต
	λ	คือ ตัวคูณปรับค่าเนื่องจากผลของความหนาแน่นของคอนกรีต มีค่าเท่า 1 สำหรับคอนกรีตความหนาแน่นปกติ

2.3 การวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์

ในขณะที่การทดสอบและทดลองเป็นวิธีการที่ดีในระดับหนึ่งสำหรับการจำลองปัญหาที่เกิดขึ้นตามจริง แต่ก็ยังมีข้อจำกัดคือมีราคาแพงและใช้เวลานานเพื่อจะได้ผลลัพธ์ตามความคาดหวัง และมักจะประสบปัญหาเกี่ยวกับขนาดและจำนวนตัวอย่างทดสอบที่สามารถใช้ได้ ดังนั้นการนำหลักการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ (Finite Element Analysis: FEA) มาปรับใช้กับการทดสอบเหล่านี้เป็นวิธีการที่เหมาะสมและสามารถทำได้อย่างมีประสิทธิภาพ ยิ่งในปัจจุบันการพัฒนาของโปรแกรมสำเร็จรูปสำหรับคอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์ FEA เติบโตอย่างรวดเร็วและเป็นที่ยอมรับ สามารถคำนวณปัญหาทางวิศวกรรมที่มีความซับซ้อนในระดับความแม่นยำสูงมากกว่าที่มนุษย์สามารถทำได้

ยืนยันโดย Boothman et al. (2008) ใช้ข้อมูลจากการทดสอบทำการจำลองคานคอนกรีตปลายบากโดยใช้วิธีการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นระเบียบวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ (Nonlinear finite element analyses: NLFEA) ได้ผลลัพธ์เป็นที่น่าพอใจและเหมาะสมแต่มีข้อจำกัดคือ model ที่ได้สามารถนำไปปรับปรุงใช้ได้กับชิ้นส่วนอื่นที่มีขนาดหน้าตัดและลักษณะการรับแรงกระทำที่คล้ายกันเท่านั้น

Mitchell et al. (2011) ใช้ NLFEA จำลองการเสื่อมสภาพของคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นของสะพาน The De la Concorde Overpass ซึ่งผลลัพธ์ที่ได้ทำให้สามารถอธิบายถึงสาเหตุของการวิบัติที่เกิดขึ้นได้

Chijiwa et al. (2020) ได้ทำการวิเคราะห์การกัดกร่อนที่เหล็กเสริม (Reinforcement corrosion) สำหรับคานปลายบากซึ่งส่งผลกระทบต่อแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (Bond Strength) จากวิธีการ NLFEA ผลลัพธ์ที่ได้แสดงให้เห็นว่าความเสื่อมสภาพของคอนกรีตเสริมเหล็กบริเวณมุมคานปลายบาก (Re-entrant corner) มีผลต่อการตอบสนองโครงสร้างอย่างมีนัยสำคัญ ทำให้สามารถประเมินถึงความเสียหายได้อย่างถูกต้องมากขึ้น

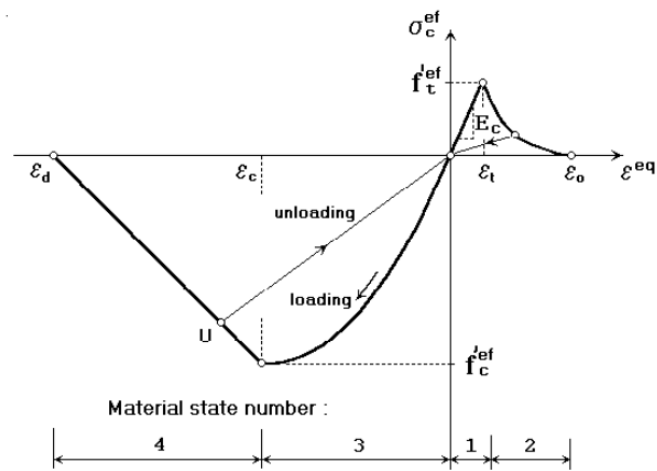
ในการวิเคราะห์พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของ Dapped-End Beam จะใช้โปรแกรม ATENA-science ที่สามารถกำหนดแบบจำลองของวัสดุได้ตามความต้องการทั้ง พฤติกรรมการตอบสนองของคอนกรีตภายใต้แรงกระทำ ความยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม ความคืบและความเสื่อมสภาพของคอนกรีต โดยที่โปรแกรมจะแบ่งเป็นส่วน pre-processing และ post-processing ในขั้นตอนก่อนการประมวลผลจะใช้โปรแกรม GiD ในการกำหนดคุณสมบัติส่วนประกอบของโครงสร้างและใช้ในการจำลอง models โดยที่สามารถทำการแบ่งชิ้นส่วนออกเป็นเอลิเมนต์ย่อยได้ (finite element mesh) เมื่อทำการรันซอฟต์แวร์เพื่อคำนวณ ข้อมูลที่จำลองจะถูกนำเข้าไปในโปรแกรมของ ATENA studio เพื่อทำการวิเคราะห์ NLFEA ต่อไป

2.3.1. แบบจำลองคอนกรีต

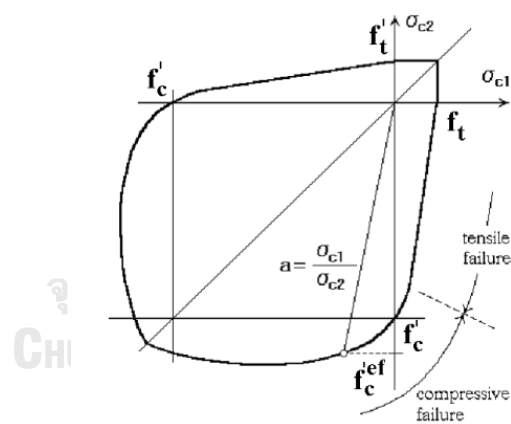
การวิเคราะห์พฤติกรรมไม่เชิงเส้นของคอนกรีตใน ATENA จะใช้ fracture-plastic model (Červenka & Papanikolaou, 2008) ประกอบด้วยทฤษฎีเชิงกลของการแตกหัก (Fracture mechanics theory) เสนอพฤติกรรมการรับแรงดึงในคอนกรีตและทฤษฎีพลาสติก (Plasticity theory) เสนอพฤติกรรมการรับแรงอัด ซึ่งสามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดได้ดังรูปที่ 2.6 และแบบจำลองวัสดุคอนกรีตในโปรแกรม ATENA ได้พิจารณาถึงการวิบัติภายใต้แรงกระทำสองแนวแกนอีกด้วย (Biaxial Failure) ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นในแต่ละแนวแกนเป็นไปตามแบบจำลองของ Kupfer and Gerstle (1973) ดังแสดงในรูปที่ 2.7

ในแบบจำลองการแตกหักจะปรับใช้ทฤษฎี Rankine failure criterion เพื่อพิจารณารอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น (initiation crack) โดยสมมติว่าการแตกร้าวจะเริ่มเกิดขึ้นเมื่อค่า Maximum principal stress เพิ่มขึ้นจนถึงกำลังรับแรงดึงสูงสุดของวัสดุที่พิจารณา ซึ่งสามารถบอกได้ถึงการตอบสนองของคอนกรีตขณะหลังการเกิดรอยแตกร้าวดังรูปที่ 2.8 มาจากแบบจำลอง Softening law

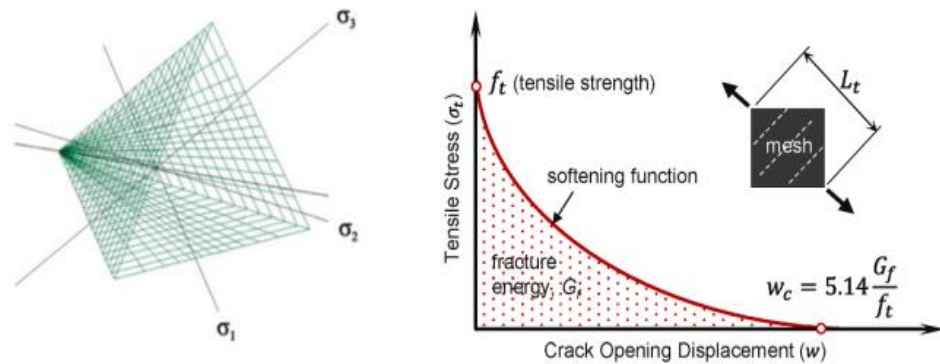
โดยประกอบกับใช้ความกว้างของรอยแตกกว้าง (crack opening displacement, w) และพลังงานแตกหัก (Fracture energy, G_f) จะเป็นความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Hordijk (1991) ดังสมการ 2-5



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตภายใต้การรับแรงดึงและแรงอัด (Červenka, Jendele et al. 2013)



รูปที่ 2.7 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นสองแนวแกนตามแบบจำลองของ (Kupfer and Gerstle 1973)



รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงกับรอยแตกกว้าง (Červenka and Papanikolaou 2008)

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c}\right)^3\right) \exp\left(-c_2 \frac{w}{w_c}\right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \quad (2-5)$$

$$f_t = 0.24 f_{cu}^{\frac{2}{3}} \quad (2-5.1)$$

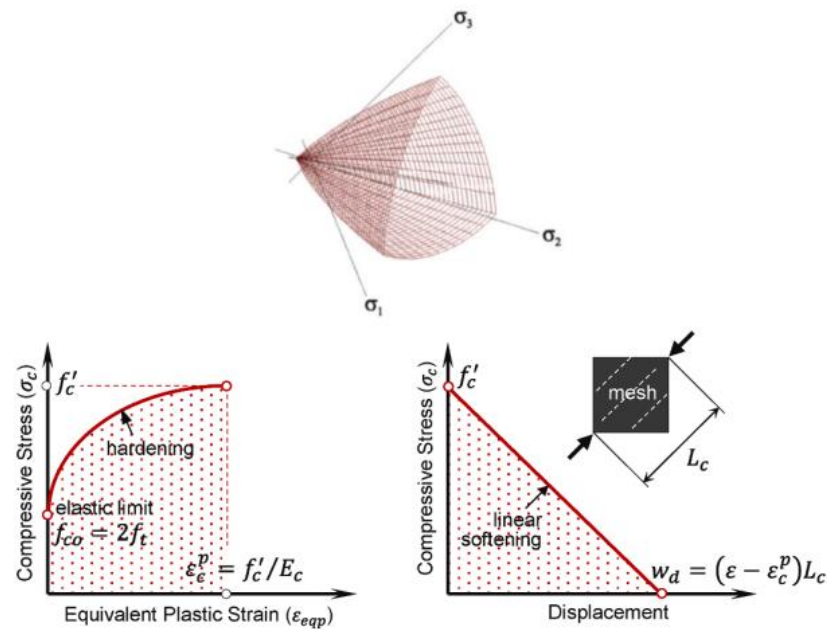
$$w = \varepsilon_t L_t \quad (2-5.2)$$

$$w_c = 5.14 \frac{G_f}{f_t} \quad (2-5.3)$$

$$G_F = G_{F0} \left(\frac{f'_c}{10}\right)^{0.7} \quad (2-5.4)$$

- โดยที่
- f_t คือ กำลังรับแรงดึงคอนกรีต (MPa)
 - w คือ ความกว้างรอยแตกกว้าง (mm)
 - w_c คือ ความกว้างรอยแตกกว้างเมื่อความเครียดเท่ากับศูนย์ (mm)
 - G_F คือ Fracture energy (N/m)
 - G_{F0} คือ base values of fracture energy (N/m) ขึ้นอยู่กับขนาดใหญ่สุดของมวลรวมตาม CEB-FIP 90 Béton (1993)

สำหรับการจำลองพฤติกรรมการตอบสนองของคอนกรีตต่อแรงอัดจะใช้ทฤษฎี Menétry-William failure plasticity model (Červenka & Papanikolaou, 2008) ตามรูปที่ 2.9 ภายใต้การรองรับแรงของคอนกรีตแบบหลายแกน ในการจำลองผิวหน้าของการแตกหักจะไม่ถูกควบคุมและสามารถเคลื่อนที่ได้ขึ้นอยู่กับค่าของ strain ที่เกิดขึ้น



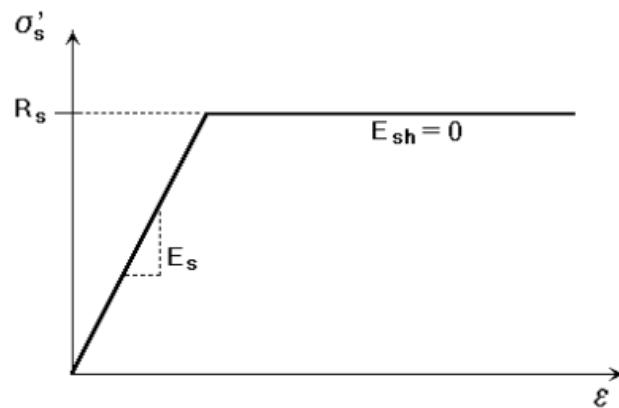
รูปที่ 2.9 พฤติกรรมของคอนกรีตภายใต้แรงอัด (Červenka and Papanikolaou 2008)

2.3.2. แบบจำลองเหล็กเสริม

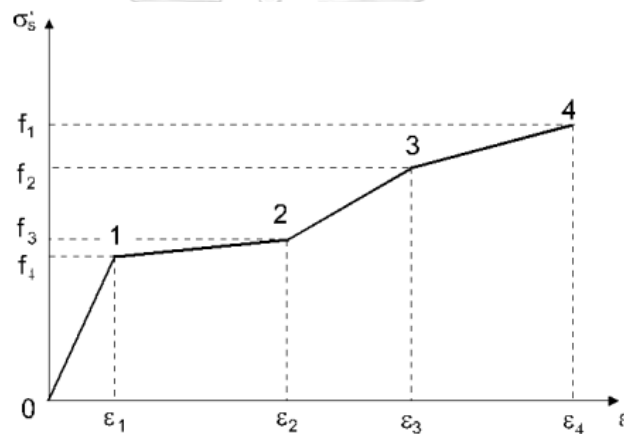
แบบจำลองการรับแรงดึงของเหล็กเสริมคอนกรีตในโปรแกรม ATENA มีด้วยกันสองรูปแบบหลักสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบสถิตคือ Bilinear Law และ Multi-line Law แสดงตามรูปที่ 2.10 และ 2.11

แบบจำลองที่มีความสัมพันธ์แบบ Bilinear Law สามารถแบ่งความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดได้เป็นสองช่วง ช่วงแรกเหล็กเสริมจะมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น ซึ่งจะมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ E_s และช่วงที่สองจะเป็นพฤติกรรมหลังจากที่กำลังของเหล็กเสริมมีค่าเกินกำลังต้านทานแรงดึงที่จุดครากแล้ว โดยจะมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ E_{sh} และ $E_{sh} = 0$ เมื่อกำหนดให้เหล็กเสริมมีพฤติกรรมแบบ Perfectly Plastic

ในส่วนของพฤติกรรมแบบ Multi-Line Law นั้นจะแบ่งความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดออกเป็น 4 ช่วง คือ Elastic State (0-1), Yield Plateau (1-2), Hardening (2-3) และ Fracture (3-4)



รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมแบบ Bilinear Law (Červenka, Jendele et al. 2013)

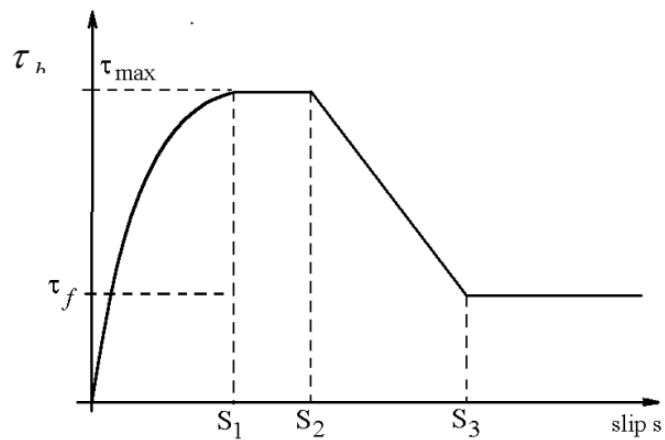


รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมแบบ Multi-Line Law (Červenka, Jendele et al. 2013)

2.3.3. แบบจำลองความยึดเหนี่ยวของคอนกรีตเสริมเหล็ก

คุณสมบัติพื้นฐานของแบบจำลองความยึดเหนี่ยวของคอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforcement bond models) เสนอความสัมพันธ์ bond-slip ที่ประกอบด้วยความแข็งแรงความยึดเหนี่ยว (bond strength, τ_b) ซึ่งจะขึ้นอยู่กับค่าการไถลระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตที่ยึดหน่วงรอบๆ ใน ATENA จะมีให้เลือกใช้อยู่ 3 แบบจำลอง คือ CEB-FIB model code 1990, slip Law by Bigaj และ แบบจำลองที่กำหนดเองได้ สำหรับสองแบบจำลองแรกจะใช้ข้อมูลจากกำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต ขนาดและชนิดของเหล็กเสริม

2.3.3.1.CEB-FIP 1990 Model Code



รูปที่ 2.12 Bond-slip law by CEB-FIP model code 2010.

$$\tau_b = \tau_{max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^a, \quad 0 \leq s \leq s_1 \quad (2-6.1)$$

$$\tau_b = \tau_{max}, \quad s_1 < s \leq s_2 \quad (2-6.2)$$

$$\tau_b = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \left(\frac{s-s_2}{s_3-s_2} \right), \quad s_2 < s \leq s_3 \quad (2-6.3)$$

$$\tau_b = \tau_f, \quad s_3 < s \quad (2-6.4)$$

ตารางที่ 2.1 พารามิเตอร์ใช้จำลองความสัมพันธ์ bond strength-slip สำหรับเหล็กข้อย้อย

	2	3	4	5
Value	Unconfined concrete*		Confined concrete**	
	Bond conditions		Bond conditions	
	Good	All other cases	Good	All other cases
s_1	0.6 mm	0.6 mm	1.0 mm	
s_2	0.6 mm	0.6 mm	3.0 mm	
s_3	1.0 mm	2.5 mm	clear rib spacing	

α	0.4		0.4	
τ_{max}	$2.0\sqrt{f_c}$	$1.0\sqrt{f_c}$	$2.5\sqrt{f_c}$	$1.25\sqrt{f_c}$
τ_f	$0.15\tau_{max}$		$0.40\tau_{max}$	

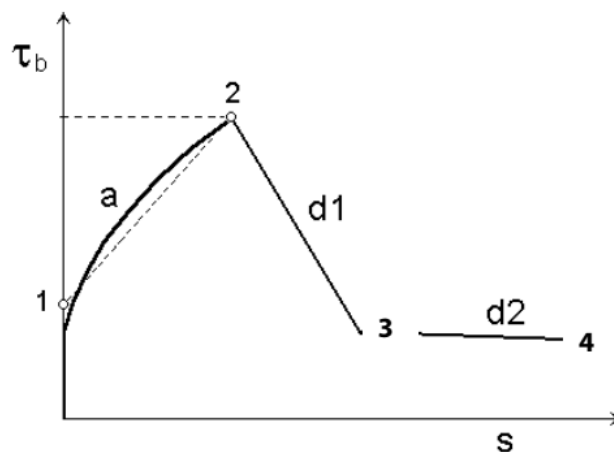
*Failure by splitting concrete

**Failure by shearing of the concrete between the ribs

ตารางที่ 2.2 พารามิเตอร์ใช้จำลองความสัมพันธ์ bond strength-slip สำหรับเหล็กกลม

Values	Cold drawn wire		Hot rolled bars	
	Bond conditions		Bond conditions	
	Good	All other cases	Good	All other cases
$s_1 = s_2 = s_3$	0.01 mm		0.01 mm	
α	0.5		0.5	
$\tau_{max} = \tau_f$	$0.1\sqrt{f_c}$	$0.05\sqrt{f_c}$	$0.3\sqrt{f_c}$	$0.15\sqrt{f_c}$

2.3.3.2. Bond Model by Bigaj



รูปที่ 2.13 Bond law by BIGAJ 1999

แบบจำลองที่สองเสนอโดย Eligehausen and Bigaj-van Vliet (1999) ในการจำลองคุณภาพของความยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตจะขึ้นอยู่กับกำลังอัดของก้อนคอนกรีตตัวอย่างทรงลูกบาศก์ (concrete cubic compressive strength, f'_{cu}) และรัศมีของเหล็กเสริม (D) เป็นความสัมพันธ์ตามรูปที่ 2.13 โดยที่แต่ละส่วนของเส้นที่กำหนดขึ้นมาจากข้อกำหนด 4 จุดในแต่ละกรณีตามตารางที่ 2.3

ตารางที่ 2.3 พารามิเตอร์ใช้จำลองความสัมพันธ์ bond strength-slip สำหรับเหล็กข้อย้อย

Concrete Type	Bond quality		Point 1	Point 2	Point 3	Point 4
$f'_c < 60$	Excellent	s/D	0.000	0.020	0.044	0.480
		$\tau_b/\sqrt{0.8f'_{cu}}$	0.500	3.000	0.700	0.000
	Good	s/D	0.000	0.030	0.047	0.480
		$\tau_b/\sqrt{0.8f'_{cu}}$	0.500	2.000	0.700	0.000
	Bad	s/D	0.000	0.040	0.047	0.480
		$\tau_b/\sqrt{0.8f'_{cu}}$	0.500	1.000	0.700	0.000
$f'_c > 60$	Excellent	s/D	0.000	0.012	0.030	0.340
		$\tau_b/\sqrt{0.88f'_{cu}}$	0.600	2.500	0.900	0.000
	Good	s/D	0.000	0.020	0.030	0.340
		$\tau_b/\sqrt{0.88f'_{cu}}$	0.600	1.900	0.900	0.000
	Bad	s/D	0.000	0.025	0.030	0.340
		$\tau_b/\sqrt{0.88f'_{cu}}$	0.600	1.100	0.900	0.000

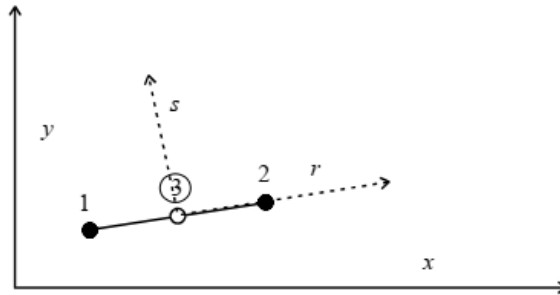
2.3.4. ชนิดของเอลิเมนต์ในการสร้างแบบจำลอง

รูปแบบของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการทำแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จะเลือกใช้ให้เหมาะสมกับโครงสร้างที่จะทำการพิจารณา โดยที่ชนิดของเอลิเมนต์หลักๆด้วยกัน 3 ชนิด ได้แก่ เอลิเมนต์ 1 มิติ เช่น Truss-Beam Element, Line Element เอลิเมนต์ 2 มิติ เช่น 2D Plane Stresses-Strain, Triangular, 2D Quadrilateral เอลิเมนต์ 3 มิติ เช่น 3D Solid Element (4 to Nodes) เป็นต้น

2.3.4.1. เอลิเมนต์ 1 มิติ

เอลิเมนต์ 1 มิติส่วนมากจะประกอบด้วย 2 จุดต่อ (Node) ดังแสดงในรูปที่ 2.14 เอลิเมนต์นี้เหมาะสำหรับจำลองชิ้นส่วนทางโครงสร้างในลักษณะที่เป็นแนวยาว เช่น คานหรือชิ้นส่วนของเหล็กเสริมและมีลักษณะเป็นท่อน และได้มีการรับน้ำหนักตามทิศทางตามแนวแกนจึงจะเหมาะสม ในอีกแง่หนึ่งคานที่รับน้ำหนักลักษณะเป็น Frame สามารถทำได้

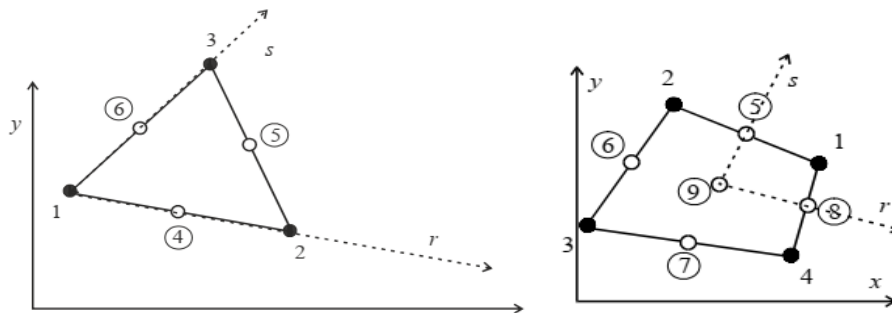
โดยการคำนึงถึงแรงตามแนวแกนและโมเมนต์แรงตัดรวมกัน ตามหลักการวิเคราะห์ Matrix method of structural mechanics (Cook, 2007)



รูปที่ 2.14 ตัวอย่างเอลิเมนต์ 1 มิติในระนาบ 2 มิติในโปรแกรม ATENA (Červenka, Jendele et al. 2013)

2.3.4.2. เอลิเมนต์ 2 มิติ

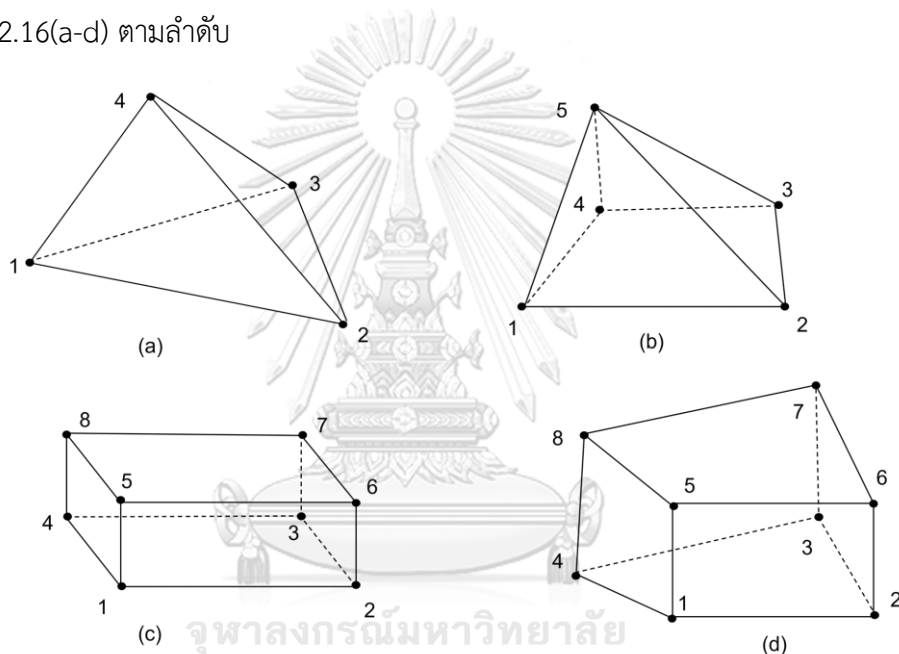
เอลิเมนต์ 2 มิติ โดยทั่วไปได้แก่ Plane stress, Plane strain, Shell, Axisymmetric solid, Geogrid 2D, Gauging shell elements ปกติแล้วเอลิเมนต์ 2 มิติ จะมีที่เป็นรูปร่างเป็นเอลิเมนต์สามเหลี่ยมประกอบด้วย 3 จุดคือ 1, 2, 3 ดังรูปที่ 2.15.1 เอลิเมนต์ลักษณะนี้เรียกว่า constant-strain triangle (CST) เพราะเป็นการวิเคราะห์ความเครียดที่ใช้การกระจัดเชิงเส้นในรูปของความเค้นที่คงที่ (Cook, 2007) CST เอลิเมนต์จะมีข้อจำกัดคือเป็นเอลิเมนต์ที่ถูกยึดตรึงไว้ 3 จุดทำให้ชิ้นส่วนย่อยมีความแข็งแรงเกินไป เพื่อเพิ่มความแม่นยำให้การจำลองสามารถเพิ่มจุดเป็น 6 node คือเพิ่มจุด 4, 5, 6 ในรูปที่ 2.15.1 บริเวณกึ่งกลางของแต่ละเอลิเมนต์และจะมีชื่อเรียกว่า linear strain triangles (LST) หรือ quadratic triangles และอีกเอลิเมนต์หนึ่งคือมี 4 จุด rectangular element (Q4) ตามรูปที่ 2.15.2 เป็นเอลิเมนต์ที่สามารถจำลองได้ง่ายแต่ไม่เหมาะสมกับรูปทรงที่มีขอบเขตเอียงซึ่งสามารถทำการเพิ่มจุดบริเวณกึ่งกลางของแต่ละเอลิเมนต์ได้เช่นกัน



รูปที่ 2.15 ตัวอย่างเอลิเมนต์ 2 มิติ 1) triangle element 2) rectangular element (Červenka, Jendele et al. 2013)

2.3.4.3. เอลิเมนต์ 3 มิติ

ในการจำลองเอลิเมนต์ลักษณะ 3 มิติควรที่จะทำการจำลองโดยใช้คอมพิวเตอร์ในการสร้างขึ้นเนื่องจากต้องใช้เวลาในการทำงานและมีขั้นตอนที่ซับซ้อน อีกทั้งในขั้นตอนการวิเคราะห์ก็ยังจำเป็นต้องใช้เวลามากกว่าการจำลองแบบ 2 มิติ จะการเลือกใช้เอลิเมนต์ 3 มิติเมื่อชิ้นส่วนโครงสร้างที่ต้องการวิเคราะห์มีรูปร่างซับซ้อนกว่าที่เอลิเมนต์ 2 มิติสามารถทำได้ จะทำให้การวิเคราะห์เสมือนจริงมากยิ่งขึ้น ตัวอย่างของเอลิเมนต์ 3 มิติ คือ ชิ้นส่วนทรงสี่หน้า (4 node tetrahedron), ทรงปริมาตร (5 node pyramid), ทรงสี่เหลี่ยม (8 node rectangular), ทรงไอโซพาราเมตริก (8 node hexahedral Isoparametric) แสดงดังรูปที่ 2.16(a-d) ตามลำดับ



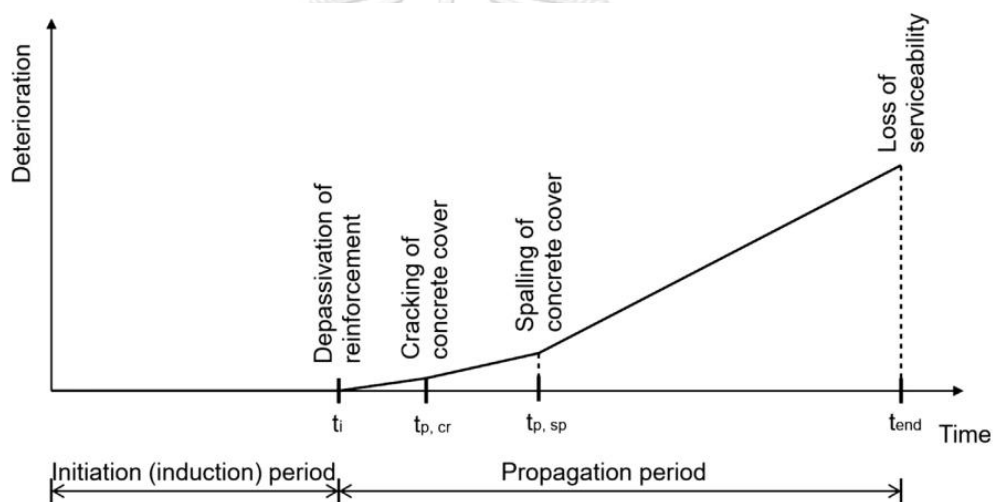
รูปที่ 2.16 ตัวอย่างการจำลองเอลิเมนต์ 3 มิติ

2.4 ความเสื่อมสภาพของคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้การกัดกร่อนที่เหล็กเสริม

การถูกกัดกร่อนที่เหล็กเสริมในคอนกรีต (Reinforcement corrosion) เนื่องจากการแทรกซึมของคลอไรด์ (Chloride ingress) และคาบอนเนชั่น (Carbonation) เป็น 2 กรณีที่ถูกพิจารณาว่าสร้างความเสียหายต่อคอนกรีตเสริมโครงสร้างอย่างมากที่สุด (Tang et al., 2015) โดยทั่วไปจะทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานและความทนทานลดลง ซึ่งส่งผลกระทบต่ออายุการใช้งานของโครงสร้าง โครงสร้างที่มักพบการแทรกซึมจากคลอไรด์ ได้แก่ สะพานหรือถนนที่มีการเกลือทำละลายหิมะ เกลือจากน้ำทะเลหรือบริเวณใกล้ชายฝั่งหรือในแม่น้ำแต่ในโครงสร้างที่มีคลอไรด์เป็นส่วนผสมอยู่ตั้งแต่ต้น โดยการกระจายตัวของคลอไรด์จะขึ้นอยู่กับหลายปัจจัยทั้งสภาพแวดล้อม เช่น

ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก ชนิดของวัสดุยึดเหนี่ยวมวลรวม อัตราส่วนผสมซีเมนต์ต่อน้ำ และอื่นๆ (Kwon et al., 2009; Liu & Weyers, 1998)

ในการสังเกตจุดเริ่มต้นของการกัดกร่อนจะนับตั้งแต่เมื่อความเข้มข้นของคลอไรด์เกิดกว่าค่าวิกฤตโดยที่กำหนดไว้ที่ 0.6% ของมวลวัสดุประสาน (CEB-FIP, 2010) และในมาตรฐาน มยผ(1332-55) กำหนดค่าวิกฤตไว้ที่ 0.45% ของมวลวัสดุประสาน ในช่วงเวลาเริ่มต้น (t_i) ในกราฟรูปที่ 2.17 เหล็กเสริมจะยังไม่มีการผุกร่อน หลังจากช่วงเริ่มต้นจะเป็นช่วง (t_p) คือระยะเวลาเกิดขึ้นของการผุกร่อน เมื่อเหล็กเสริมสึกกร่อนและเกิดการกัดกร่อนจากคลอไรด์ และในช่วงเวลา (t_{cr}), (t_{sp}) แสดงถึงความสัมพันธ์ของการแตกร้าวและหลุดร่อนของคอนกรีตซึ่งมีความเกี่ยวข้องกับความลึกของการกัดกร่อน $x_{corr,cr}$, $x_{corr,sp}$ ไปจนถึงจุดที่สูญเสียกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานไป (Hájková et al., 2018)



รูปที่ 2.17 ช่วงเวลาที่เกิดความเสื่อมสภาพจากการกัดกร่อน (Hájková, Šmilauer et al. 2018)

ในการทำนายปริมาณความเข้มข้นของคลอไรด์ที่แทรกซึมมีด้วยกันหลายแบบจำลอง ซึ่งแบบจำลองของ The Mejlbro-Poulsens model (Poulsen & Mejlbro, 2010) สมมติให้ความเข้มข้นคลอไรด์มีการกระจายตัวออกไปโดยรอบ ซึ่งจะขึ้นกับตัวแปรของเวลาและสัมประสิทธิ์การกระจายตัว และแบบจำลองของ Kwon and Na (2011) ได้เพิ่มการพิจารณาผลกระทบจากรอยแตกร้าวที่มีส่วนในการเร่งให้การแทรกซึมเกิดได้เร็วขึ้น แบบจำลองของพวกเขาแสดงให้เห็นถึงความสำคัญมาก คือเมื่อทดสอบกรณีให้มีรอยแตกร้าวเริ่มต้น 0.3 มิลลิเมตร อาจทำให้เกิดการเริ่มต้นการผุกร่อนเร็วขึ้นถึง 5 เท่าเมื่อเทียบกับคอนกรีตเริ่มต้นที่ไม่มีรอยแตกร้าว (Smilauer et al., 2013)

การรวมแบบจำลองของ Kwon and Na (2011) และแบบจำลองของ Liu and Weyers (1998) จะสามารถนำมาใช้พิจารณาช่วงการเริ่มต้นของการแตกร้าวไปจนถึงระยะการแพร่กระจายการผุกร่อน ตามแบบจำลองที่รวมกันนี้จะช่วยทำนายรูปแบบการกัดกร่อนโดยคลอไรด์ ซึ่งทำให้เกิดการแตกร้าวและผุกร่อน รวมไปถึงการลดลงของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม ซึ่งจะส่งผลต่อความสามารถในการรับน้ำหนักและความน่าเชื่อถือของโครงสร้างนั้นๆ

2.4.1. คลอไรด์แทรกซึม

สำหรับการวิเคราะห์ปริมาณความเข้มข้นของคลอไรด์จะใช้หลักการแพร่กระจายแบบทิศทาง 1 มิติโดยที่เริ่มต้นด้วยปริมาณคลอไรด์เท่ากับศูนย์สามารถคำนวณความเข้มข้นของคลอไรด์ (chloride concentration: $C(x, t)$) ตามเวลาและระยะห่างจากผิวคอนกรีตได้จากสมการที่ 2-7

$$C(x, t) = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_m(t) \cdot f(w) \cdot t}} \right) \quad (2-7)$$

$$f(w) = 31.61w^2 + 4.73w + 1 \quad (2-7.1)$$

โดยที่	x	คือ ระยะจากผิวคอนกรีต (m)
	C_s	คือ ความเข้มข้นของคลอไรด์ที่ผิวของคอกกรีต (kg/m^3)
	$D_m(t)$	คือ ค่าเฉลี่ยสัมประสิทธิ์การกระจายตัวตามเวลา (m^2/s)
	$f(w)$	คือ ตัวคูณเร่งกระบวนการแพร่กระจายโดยความกว้างรอยแตกร้าว w (mm) (Kwon et al., 2009)

กรณีเมื่อสัมประสิทธิ์การแพร่กระจายมีการลดลงตามกาลเวลาพิจารณาได้ตามสมการที่ 2-8

$$D(t) = D_{ref} \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m \quad (2-8)$$

โดยที่ m คือ อัตราการเสื่อมจะมีรูปแบบเป็นเอกซ์โพเนนเชียลจาก Model Code 2010 (CEB-FIP, 2010) ถ้ากรณี $m = 0$ สัมประสิทธิ์การแพร่กระจายจะเป็นค่าคงที่คือ $D(t) = D_{ref}$ ตาม

แบบจำลองของ *Colleparidi* (1972) เป็นสมมติฐานที่ให้ไว้จะมีความปลอดภัยสูง เนื่องด้วยการพิจารณาการแพร่ควรรู้ขึ้นอยู่กับความแตกต่างของความเข้มข้นคลอไรด์ระหว่างผิวคอนกรีตกับจุดภายในคอนกรีต เมื่อจุดภายในมีความเข้มข้นเพิ่มขึ้นการแทรกซึมของคลอไรด์สำหรับการแพร่จะมีแนวโน้มลดลงตามสมการที่ 2-9

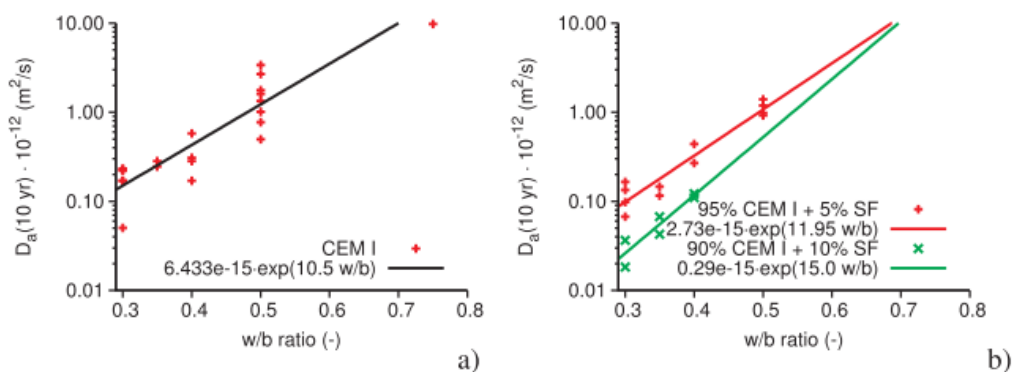
$$D_m(t) = \frac{1}{t} \int_0^t D_{ref} \left(\frac{t_{ref}}{\tau} \right)^m d\tau = \frac{D_{ref}}{1-m} \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m, \quad t < t_R \quad (2-9.1)$$

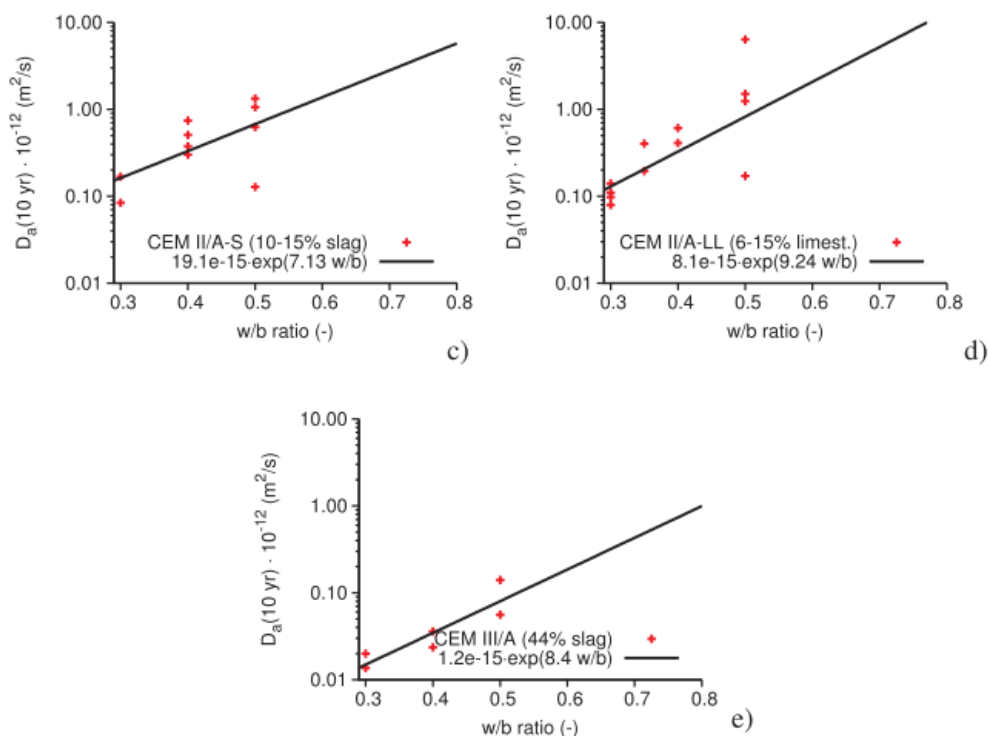
$$D_m(t) = D_{ref} \left[1 + \frac{t_R}{t} \left(\frac{m}{1-m} \right) \right] \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m, \quad t \geq t_R \quad (2-9.2)$$

โดยที่ D_{ref} คือ สัมประสิทธิ์การกระจายก่อนพิจารณาการเสื่อมถอย (m^2/s)
 t_{ref} คือ เวลาที่ต้องการพิจารณาสัมประสิทธิ์การกระจาย
 t_R คือ เวลาที่พิจารณาเมื่อสัมประสิทธิ์การกระจายมีแนวโน้มเริ่มคงที่โดยปกติจะใช้เวลา 30 ปี (*Thomas & Bentz, 2001*)

จากข้อมูลทดสอบสำหรับคอนกรีตผิวสัมผัสผิวน้ำเป็นเวลา 10 ปีให้ผลที่มีความแม่นยำ (*Luping & Utgenannt, 2007*) ตามรูปที่ 2.18 สรุปผลลัพธ์จากข้อมูลจากการทดสอบสามารถบอกได้ถึงค่าสัมประสิทธิ์การกระจายตัวซึ่งจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนผสมน้ำต่อวัสดุเชื่อมประสาน

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





รูปที่ 2.18 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายตัวสำหรับซีเมนต์ประเภทต่างๆในเวลา 10 ปีที่ผิวคอนกรีตสัมผัสละอองน้ำ (Luping & Utgenannt, 2007)

2.4.2. ความเสื่อมสภาพจากการเกิดปฏิกิริยาคาร์บอนเนชั่นและคลอไรด์แทรกซึม

เมื่อคอนกรีตอยู่ในสภาพแวดล้อมที่ต้องเผชิญกับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์จะแพร่เข้าไปในคอนกรีตและทำปฏิกิริยาคาร์บอนเนชั่น ซึ่งทำให้ความสามารถของคอนกรีตในการป้องกันการเกิดสนิมของเหล็กเสริมลดลงจนทำให้เหล็กเสริมเกิดสนิมได้ มยผ. (1332-55) ตัวอย่างของสภาพแวดล้อมที่มีคาร์บอนเนชั่น เช่น โครงสร้างไหนที่จอดรถ โครงสร้างริมถนนหรือได้สะพานบริเวณที่มีการจราจรหนาแน่น โครงสร้างใต้สะพานที่เผชิญกับเขม่าควันต่างๆ ตลอดจนในอาคารที่มีผู้อยู่มาก เป็นต้น

อัตราการกัดกร่อนสำหรับปฏิกิริยาคาร์บอนเนชั่น ขึ้นอยู่กับปริมาณ ความหนาแน่น กระแสไฟฟ้าที่กัดกร่อน i_{corr} ซึ่งจะอยู่ในช่วงระหว่าง 0.1-10 (การกัดกร่อนที่มีความคงตัวไปจนถึงการกัดกร่อนแบบมีความเข้มข้นสูง) และจะขึ้นอยู่กับปริมาณความชื้นสัมพัทธ์ของคอนกรีต (Page, 1992) การจำลองเพื่อทำนายปริมาณของการกัดกร่อนที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมตลอดในช่วงเวลาการแพร่กระจาย อัตราการเกิดการกัดกร่อนจะเป็นไปตามกฎของ Faraday (Rodriguez et al., 2018) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2-10

$$\dot{x}_{corr}(t) = 0.0116i_{corr}(t) \quad (2-10)$$

- โดยที่ \dot{x}_{corr} คือ ค่าเฉลี่ยอัตราการเกิดการกัดกร่อนทิศทางเป็นรัศมีวงกลม ($\mu m/year$)
- i_{corr} คือ ความหนาแน่นกระแสไฟฟ้ากัดกร่อน ($\mu A/cm^2$)
- t คือ เวลาที่ใช้ในการคำนวณเริ่มนับหลังจากเมื่อเกิดการบอเนชั่นและมีการกัดกร่อน ($years$)

สำหรับการประเมินความลึกของการกัดกร่อนในการแพร่กระจายแบบ 1 มิติสามารถทำได้ โดยการหาปริพันธ์จากสมการที่ 2-10 และเป็นไปตามสมการที่ 2-11

$$x_{corr}(t) = \int_{t_{ini}}^t 0.0116i_{corr}(t)R_{corr}dt \quad (2-11)$$

$$R_{corr} = 1 \quad : \text{Carbonation} \quad (2-11.1)$$

$$R_{corr} = < 2; 4 > \quad : \text{Chloride ingress} \quad (2-11.2)$$

- โดยที่ x_{corr} คือ ปริมาณการเกิดการกัดกร่อนทิศทางเป็นรัศมีวงกลม (mm)
- R_{corr} คือ พารามิเตอร์ที่ขึ้นอยู่กับชนิดของการกัดกร่อน (Gonzalez et al., 1995)

การกัดกร่อนที่ส่งผลต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2-11

$$d(t) = d_{ini} - \psi 2x_{corr}(t) \quad (2-11)$$

- โดยที่ x_{corr} คือ ปริมาณการเกิดการกัดกร่อนทิศทางเป็นรัศมีวงกลม (mm)

t คือ เวลาที่ใช้ในการคำนวณเริ่มนับหลังจากเมื่อเกิดคาร์บอนเนชั่นและมีการกัดกร่อน (*years*)

ψ คือ ค่าเฉลี่ยตัวคูณความไม่แน่นอนเท่ากับ 1

สำหรับอัตราการเกิดการกัดกร่อนของคลอไรด์นั้นจะมีความซับซ้อนกว่าเป็นผลเนื่องมาจากปริมาณความเข้มข้นของคลอไรด์ในคอนกรีตสามารถคำนวณความหนาแน่นกระแสไฟฟ้ากัดกร่อนที่เสนอโดย (Liu & Weyers, 1998) ตามสมการที่ 2-12

$$i_{corr} = 0.926 \cdot \exp \left[7.98 + 0.7771 \ln(1.69C_t) - \frac{3006}{T} - 0.000116R_c + 2.24t^{-0.215} \right] \quad (2-12)$$

$$R_c = \exp [8.03 - 0.549 \ln(1 + 1.69C_t)] \quad (2-12.1)$$

โดยที่ i_{corr} คือ ความหนาแน่นกระแสไฟฟ้ากัดกร่อน ($\mu A/cm^2$)

C_t คือ ปริมาณความเข้มข้นคลอไรด์รวม (kg/m^3)

T คือ อุณหภูมิที่ความลึกของเหล็กเสริม (K)

R_c คือ ความต้านทานโอห์มของคอนกรีตที่ปกคลุม (Ω) (Liu, 1996)

t คือ เวลาที่ใช้ในการคำนวณเริ่มนับหลังจากมีการกัดกร่อน (*years*)

2.4.3. การแตกร้าวของผิวคอนกรีต

การแตกร้าวของผิวคอนกรีตจากคาร์บอนเนชั่นและคลอไรด์สามารถประมาณได้จากแบบจำลอง DuraCrete ซึ่งจะให้ผลลัพธ์ที่เหมือนจริง (Muthena et al., 2000) ความลึกของการรุกร่อนของเหล็กเสริม $x_{corr,cr}$ สามารถคำนวณตามสมการที่ 2-13

$$x_{corr,cr} = a_1 + a_2 \frac{c}{d_{ini}} + a_3 f_{t,ch} \quad (2-13)$$

โดยที่ a_1 เท่ากับ $7.44 \cdot 10^{-5}$ (m)

a_2 เท่ากับ $7.30 \cdot 10^{-6}$ (m)

a_3 เท่ากับ $-1.74 \cdot 10^{-5}$ (m/MPa)

C คือ ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก (m)

$f_{t,ch}$ คือ กำลังรับแรงดึงแยกของคอนกรีต (MPa)

2.4.4. การหลุดล่อนของผิวคอนกรีต

สำหรับความลึกการสึกกร่อนของเหล็กเสริมที่ส่งผลให้เกิดการหลุดล่อนของคอนกรีต $x_{corr,sp}$ ทั้งคาร์บอนเนชั่นและคลอไรด์สามารถประมาณได้จากสมการที่ 2-14

$$x_{corr,sp} = \frac{w^d - w_0}{b} + x_{corr,cr} \quad (2-14)$$

โดยที่

b คือ พารามิเตอร์ที่ขึ้นอยู่กับตำแหน่งของเหล็กเสริมสำหรับ

เหล็กเสริมบน เท่ากับ 8.6 ($\mu\text{m}/\mu\text{m}$)

เหล็กเสริมล่าง เท่ากับ 10.4 ($\mu\text{m}/\mu\text{m}$)

w^d คือ ความกว้างรอยแตกกว้างที่สุดเท่ากับ 1 mm

w_0 คือ ความกว้างรอยแตกกว้างเริ่มต้น

$x_{corr,cr}$ คือ ความลึกของเหล็กสึกกร่อน ณ เวลาที่แตกกว้าง (m)

หลังจากการหลุดล่อนของผิวคอนกรีตการกัดกร่อนของเหล็กเสริมจะเกิดขึ้นเมื่อสัมผัสโดยตรงกับสภาวะแวดล้อม เพื่อกำหนดอัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริมหลังการหลุดล่อนจะกำหนดค่าตามตารางที่ 2.4 แสดงอัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริม (Spec-net, 2015)

ตารางที่ 2.4 อัตราการเกิดการกัดกร่อนภายใต้การสัมผัสบรรยากาศ

Corrosion zone (ISO 9223)		Typical environment	Corrosion rate for first year ($\mu\text{m}/\text{y}$)	
Category	Description		Mild steel	Zinc
C1	Very low	Dry indoor	≤ 1.3	≤ 0.1
C2	Low	Arid/Urban inland	$> 1.3 \text{ a} \leq 25$	$> 0.1 \text{ a} \leq 0.7$
C3	Medium	Coastal and industrial	$> 25 \text{ a} \leq 50$	$> 0.7 \text{ a} \leq 2.1$
C4	High	Calm sea-shore	$> 50 \text{ a} < 80$	$> 2.1 \text{ a} \leq 4.2$
C5	Very High	Surf sea-shore	$> 80 \text{ a} \leq 200$	$> 4.2 \text{ a} \leq 8.4$
CX	Extreme	Ocean/Off-shore	$> 200 \text{ a} \leq 700$	$> 8.4 \text{ a} \leq 25$

บทที่ 3

วิธีการดำเนินงานวิจัย

3.1 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

1.1. ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมกรรมการรับแรงความเครียดที่ไม่ต่อเนื่องและการออกแบบคานคอนกรีตปลายบาก

ศึกษาทำความเข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมกรรมการรับแรงในคานคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบากสำหรับโครงสร้างสะพาน ในการรับแรงเฉือนจากจตุรกรรับและศึกษาการออกแบบตามมาตรฐาน The Precast/Prestressed Concrete Institute (2010) และทำความเข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมกรรมการแตกร้าว ในบริเวณใกล้เคียงส่วนลดทอนหน้าตัดที่มีความไม่ต่อเนื่อง

1.2. ศึกษาแบบจำลองด้วยระเบียบวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์

ทำความเข้าใจแบบจำลองในแต่ละส่วนประกอบของโครงสร้างซึ่งมีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นและเลือกใช้แบบจำลองที่มีความเหมาะสมกับโครงสร้างที่จะทำการพิจารณา เพื่อให้ได้ผลลัพธ์ที่มีความใกล้เคียงมากที่สุดและทำการตรวจสอบยืนยันจากผลทดสอบในอดีตโดยเลือกจากตัวอย่างโครงสร้างที่มีลักษณะคล้ายกัน

1.3. ศึกษาความสัมพันธ์สภาพคานคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบากในโครงสร้างสะพาน

ศึกษาความสัมพันธ์สภาพของคานคอนกรีตปลายบากที่ได้รับผลมาจากการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมเนื่องจากเกิดคลอไรด์แทรกซึมและปฏิกิริยาคาร์บอนเนชั่น โดยในระยะยาวจะส่งผลกระทบต่อความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานและความทนทานของโครงสร้าง

1.4. จัดเตรียมรายละเอียดของสะพานและกำหนดตัวแปรที่พิจารณาความสัมพันธ์

รวบรวมข้อมูลแบบโครงสร้างของสะพานในส่วนที่จะทำการวิเคราะห์ทั้ง ลักษณะการรับน้ำหนักบะทุก ช่วงความยาวของคาน ขนาดหน้าตัด รายละเอียดเหล็กเสริม และข้อมูลเพิ่มเติมจากแบบสำรวจ และกำหนดตัวแปรเหล็กเสริมหรือการกัดกร่อนจากคลอไรด์และคาร์บอนเนชั่น

1.5. สร้างแบบจำลองคานคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบากโดยพิจารณาเหล็กเสริมเป็นตัวแปรหลัก

สร้างแบบจำลอง 3 มิติทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์โดยการให้แรงกระทำกับโครงสร้างจนเกิดการวิบัติ กรณีศึกษาคือการเสริมเหล็กที่ไม่เป็นไปตามมาตรฐานและพิจารณาถึงการรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน การเปลี่ยนแปลงรูปร่าง และ crack pattern ที่เกิดขึ้นให้เหมือนกับปัญหาที่เกิดขึ้นจริงที่สุด

1.6. สร้างแบบจำลองคานคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบากโดยพิจารณาการกัดกร่อนจากคลอไรด์แทรกซึมเป็นตัวแปร

เลือกแบบจำลองจากกรณีเหล็กเสริมที่พิจารณาแล้วว่าจะมีความสมจริงมากที่สุด โดยกำหนดให้รับน้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่แต่ทำการลดทอนความแข็งแรงด้วยการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมตามระยะเวลาที่โครงสร้างได้รับหรือจนกว่าจะเกิดการวิบัติ

1.7. วิเคราะห์และสรุปผล

วิเคราะห์ผลจากแบบจำลองและนำผลกระทบที่เกิดขึ้นก่อนและหลังจากได้รับความเสื่อมสภาพเปรียบเทียบกับข้อมูลจากการสำรวจ เพื่อประเมินความแข็งแรงทนทานของโครงสร้างต่อไป

3.2 โปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์

โปรแกรม ATENA ที่พัฒนาโดย Cervenka consulting หนึ่งในข้อดีคือใช้สำหรับการวิเคราะห์ไฟไนท์เอลิเมนต์ซึ่งคุณสมบัติของวัสดุทั้งหมดจะคำนวณตาม Model Code 2010 อีกข้อดีคือโปรแกรมถูกออกแบบมาเพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมของคอนกรีต ข้อได้เปรียบหลักคือแม้ว่าจะเกิดรอยแตกร้าวอย่างรุนแรงก็สามารถพิจารณาถึงผลลัพธ์ได้อย่างเหมาะสม และง่ายต่อการสร้างแบบจำลองขั้นสูงสำหรับผู้ใช้อื่นๆ

3.3 รายละเอียดแบบสะพานที่ทำการศึกษา

สะพานที่ทำการศึกษาคือสะพานปรีดี-ธำรงเป็นสะพานเก่าแก่ที่มีความสำคัญต่อประวัติศาสตร์ด้านวิศวกรรมการก่อสร้างของประเทศไทย เป็นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กโค้งคั่นธนูมีระบบเคเบิลแบบเครือข่ายซึ่งตัวสะพาน (Network Tied Arch Bridge) มีความยาว 168.60 เมตร ขนาด 2 ช่องทางจราจรเชื่อมต่อระหว่างวังน้อยและอยุธยา เปิดให้ใช้งานเมื่อปีพ.ศ. 2486 ปัจจุบันมีอายุ 79 ปี โดยส่วนประกอบคานคอนกรีตปลายบากจะมีทั้งฝั่งวังน้อยและฝั่งอยุธยาแสดงดังรูปที่ 3.1-3 และแบบรายละเอียดรอยต่อของสะพานสองช่วงตามรูปที่ 3.4 และ 3.5 ที่จุดรอยต่อเป็นคานคอนกรีตปลายบากยื่นห่างจากเสารองรับ 3.75 เมตร เพื่อรองรับอีกชิ้นส่วนหนึ่งและมีขนาดหน้าตัด

แสดงตามรูปที่ 3.6 โดยที่จะพิจารณาที่คานนอกสุดมีขนาดความลึก 1.60 เมตร ความกว้าง 0.28 เมตร ซึ่งลักษณะการรับน้ำหนักจะเป็นแรงเฉือนที่ส่วนยื่นของปลายบากจากน้ำหนักของส่วนถัดไป และจากน้ำหนักรถที่วิ่งผ่าน ในส่วนของรายละเอียดเหล็กเสริมจะประกอบด้วยเหล็กเสริมกลมขนาด 25 และ 9 มิลลิเมตร ซึ่งส่วนยื่นปลายบากป่าจะมีขนาดส่วนยื่นออกไป 0.35 เมตรและส่วนบากด้านล่างสูงขนาด 0.87 เมตร ส่วนบากด้านบนสูง 0.73 เมตร ตามรูปที่ 3.7 และแสดงรูปตัดตามแนวยาวตามรูปที่ 3.8



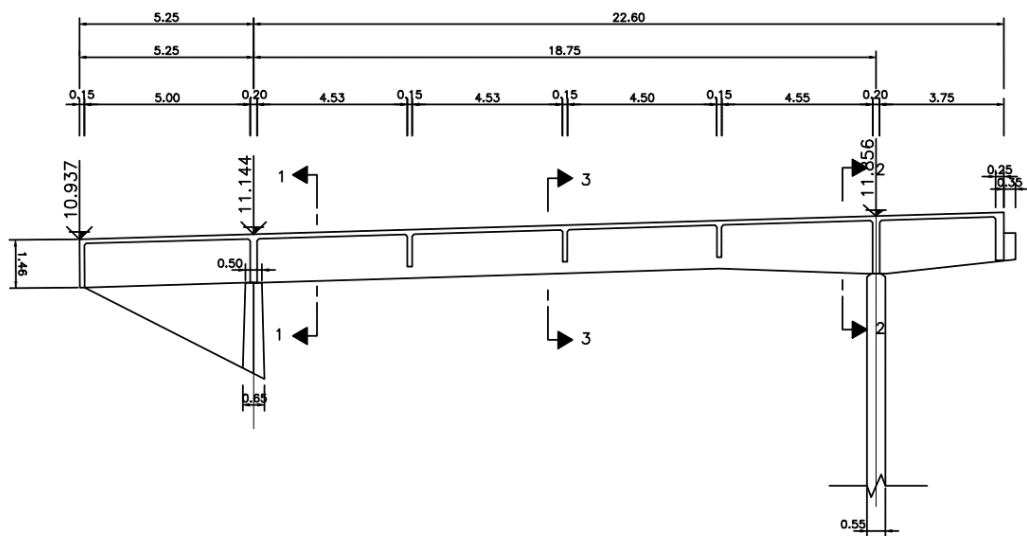
รูปที่ 3.1 ภาพด้านข้างสะพานส่วนที่มีรอยต่อเป็นคานปลายบากจากฝั่งวังน้อย



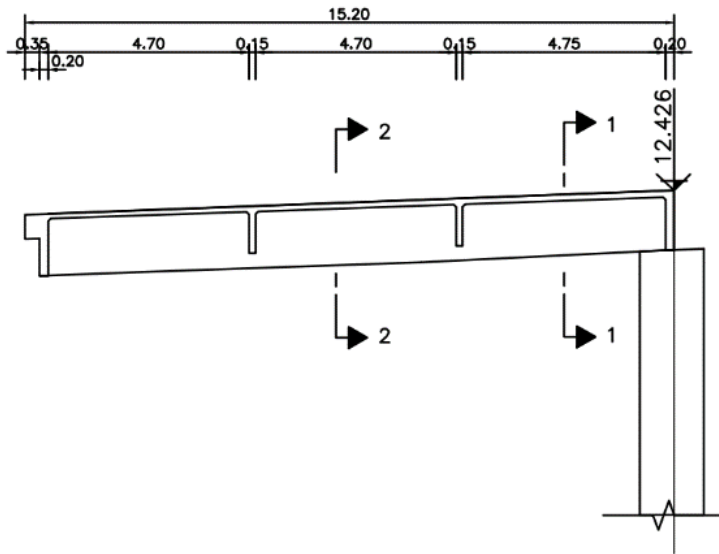
รูปที่ 3.2 ภาพด้านข้างสะพานส่วนที่มีรอยต่อเป็นคานปลายบากจากฝั่งอยุธยา



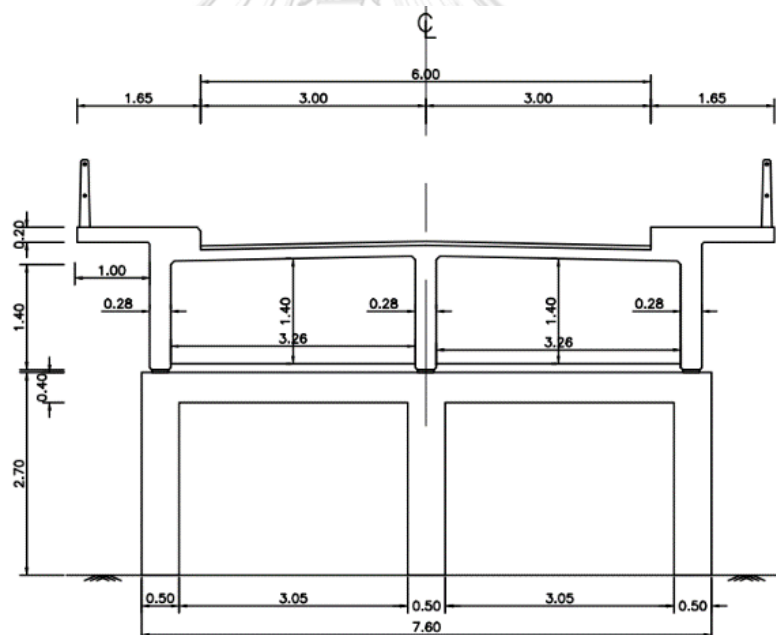
รูปที่ 3.3 ภาพด้านข้างสะพานจากฝั่งอยุธยา



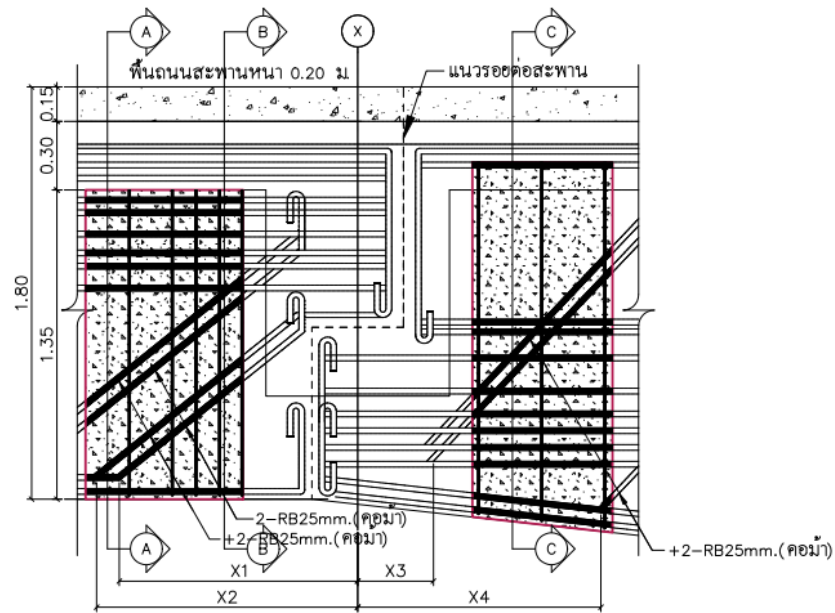
รูปที่ 3.4 แพลนด้านข้างสะพานถึงส่วนปลายบาคที่รองรับน้ำหนัก



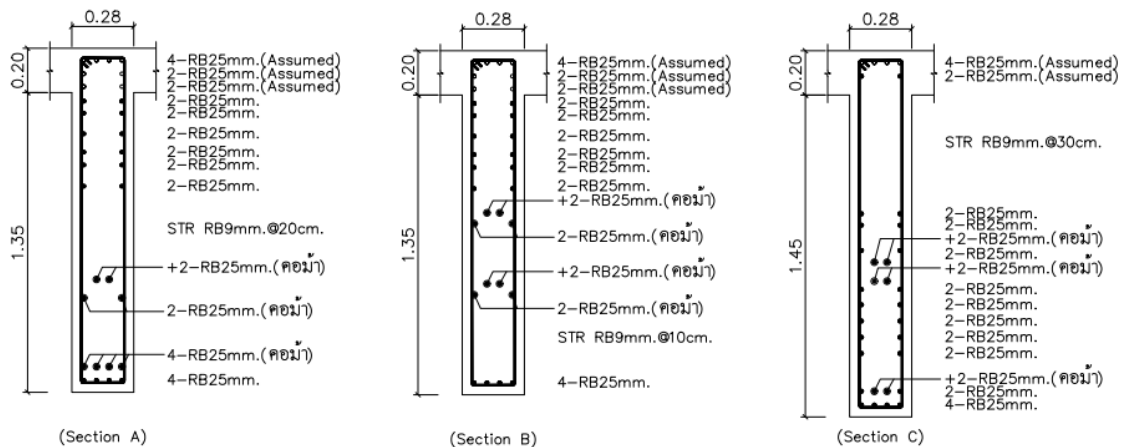
รูปที่ 3.5 แพลนด้านข้างสะพานของส่วนถัดไปที่ถูกรองรับ



รูปที่ 3.6 รูปตัดขึ้นส่วนสะพาน



รูปที่ 3.7 รูปด้านข้างแสดงรายละเอียดเหล็กเสริมคานสะพานตามยาว



รูปที่ 3.8 รูปด้านข้างแสดงรายละเอียดเหล็กเสริมคานสะพานตามยาว

3.4 รอยแตกร้าวที่พบ

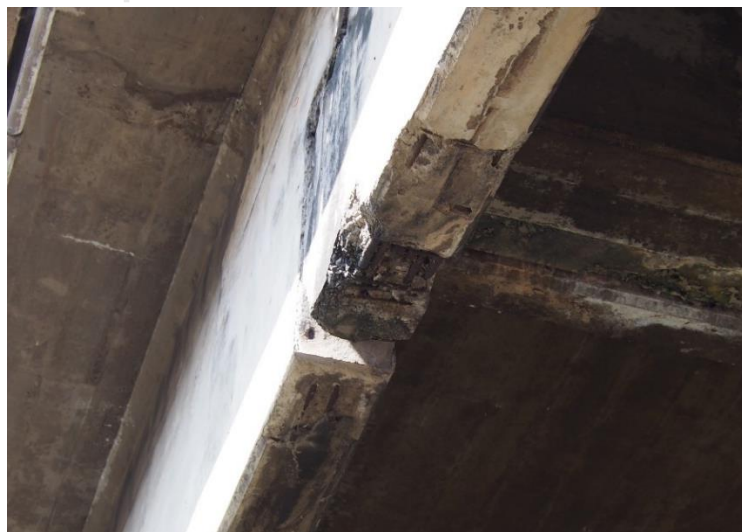
จากการสำรวจและประเมินด้วยสายตาพบบริเวณรอยต่อที่เป็นปลายบักมีคราบดำจากความชื้นและมีรอยแตกร้าวตามแนวตรงจากมุมไปสู่ส่วนล่าง มีคอนกรีตหลุดล่อนในส่วนด้านล่าง เปิดเผยให้เห็นเหล็กเสริมและมีการเกิดสนิมแสดงตามรูปที่ 3.9-3.14



รูปที่ 3.9 รอยแตกร้าวจากการสำรวจฝั่งวังน้อย 1



รูปที่ 3.10 รอยแตกร้าวจากการสำรวจฝั่งวังน้อย 2



รูปที่ 3.11 รอยแตกร้าวจากการสำรวจฝั่งวังน้อย 3



รูปที่ 3.12 รอยแตกร้าวจากการสำรวจฝั่งอยุธยา 1



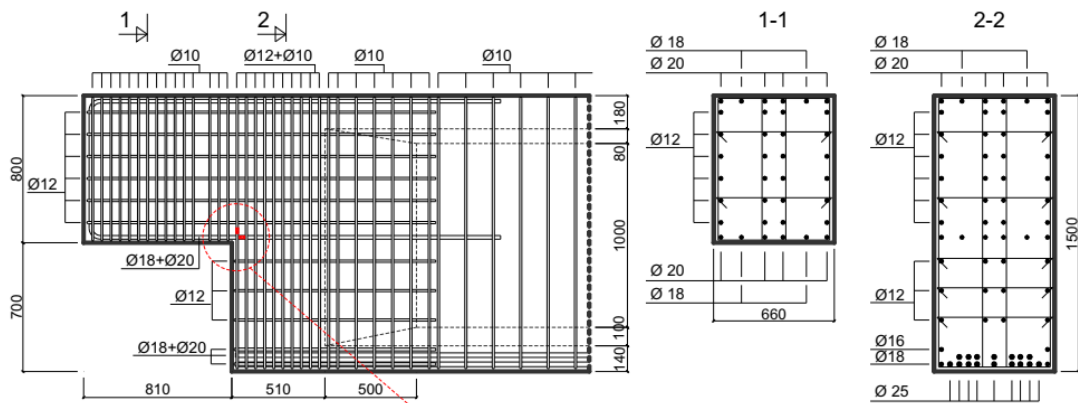
รูปที่ 3.13 รอยแตกร้าวจากการสำรวจฝั่งอยุธยา 2



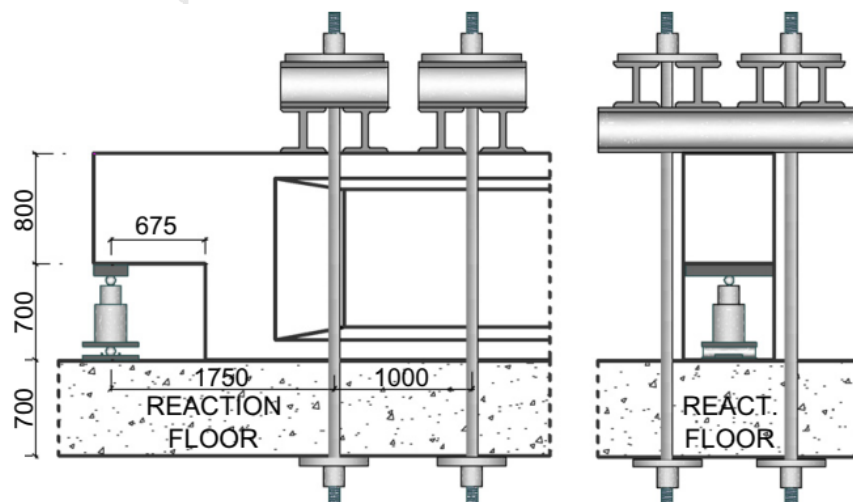
รูปที่ 3.14 รอยแตกร้าวจากการสำรวจฝั่งอยุธยา 3

3.5 สร้างแบบจำลองและตรวจสอบยืนยัน

ในการสร้างแบบจำลองเพื่อให้พฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกมีความสมจริง จำเป็นต้องมีแบบจำลองตัวอย่างที่มีการทดสอบคานคอนกรีตปลายบากที่รับแรงกระทำและการกำหนดจุดรองรับให้มีลักษณะคล้ายกับโครงสร้างที่กำลังศึกษาเพื่อใช้ในการตรวจสอบ (Validation) ในงานวิจัยนี้จะเลือกการทดสอบของ Nagy-György et al. (2012) เป็นการทดสอบคานคอนกรีตปลายบากโดยใช้แรงกระทำแบบต่อเนื่อง (monotonic loading) จนคานวิบัติและมีการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์อีกด้วย จึงทำให้สามารถตรวจสอบยืนยันได้ทั้งแบบทางตรง (Direct validation) คือตรวจสอบยืนยันจากผลทดสอบและแบบทางอ้อม (Indirect validation) คือตรวจสอบยืนยันจากผลของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยที่รายละเอียดของเหล็กเสริมแสดงตามรูปที่ 3.15 และแผนภาพการติดตั้งตัวอย่างทดสอบตามรูปที่ 3.16

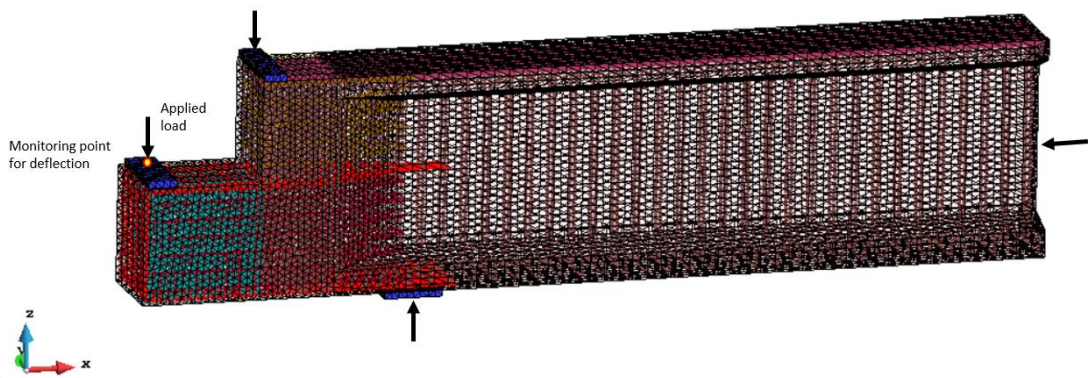


รูปที่ 3.15 รายละเอียดเหล็กเสริมและขนาดหน้าตัด (Nagy-György, Sas et al. 2012)



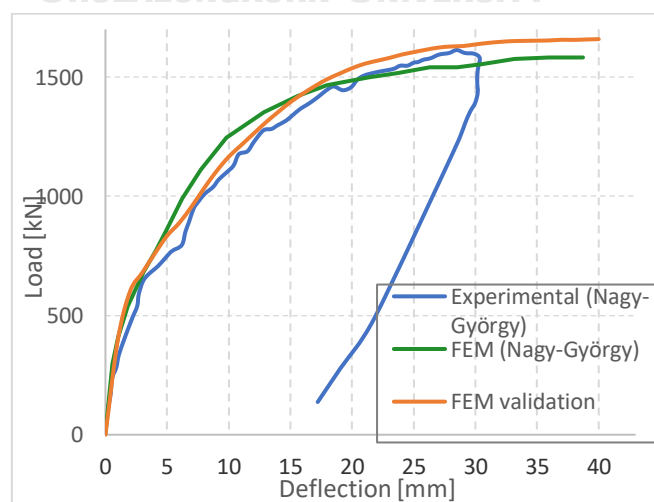
รูปที่ 3.16 แผนภาพการติดตั้งตัวอย่างทดสอบแสดงด้านข้างและด้านหน้า (หน่วยมิลลิเมตร) (Nagy-György, Sas et al. 2012)

การสร้างแบบจำลองจากตัวอย่างทดสอบจะทำการจำลองขนาดของคานและเหล็กเสริมตามรายละเอียดข้างต้น แต่การกำหนด Boundary condition ที่จุดรองรับจะต่างออกไปโดยจะจำลองให้เหมือนกับจุดรองรับของสะพานในกรณีศึกษาตามรูปที่ 3.17 คือ กรณีมองกลับด้าน ด้านล่างจะกำหนดให้เป็นจุดรองรับเดี่ยวเปรียบเสมือนกับคานที่วางอยู่บนเสาตอม่อสะพาน (zy) มีการรับน้ำหนักบรรทุกที่ส่วนปลายบวก ส่วนด้านบนยึดที่จุดปลายของรอยต่อระหว่างคาน (z) และยึดหน้าตัดส่วนปลายหลัง (x) เพื่อจำลองให้เหมือนคานมีลักษณะความต่อเนื่อง



รูปที่ 3.17 แบบจำลองที่สร้างขึ้นเพื่อตรวจสอบยืนยัน Boundary condition

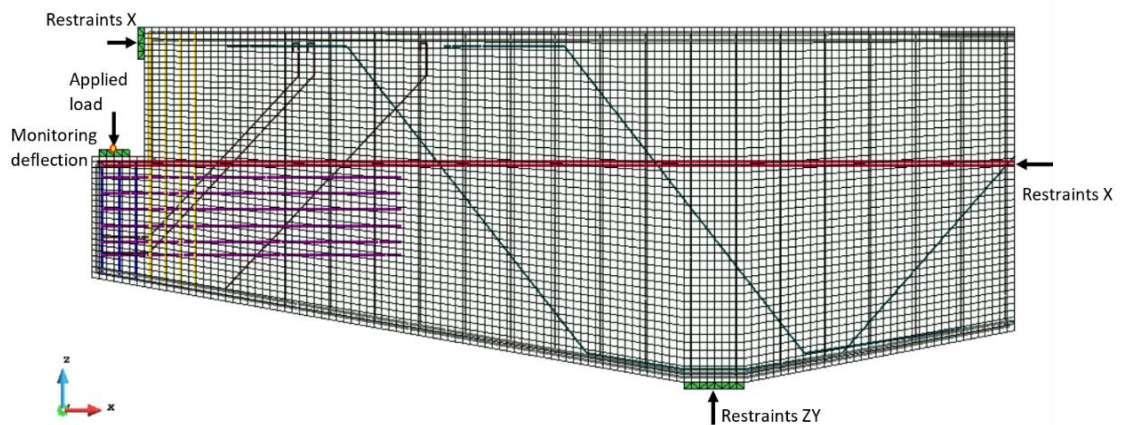
จากผลการเปรียบเทียบการสร้างแบบจำลอง 3 มิติและวิเคราะห์ด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อตรวจสอบยืนยันกับผลทดสอบได้ผลตามรูปที่ 3.18 แสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมการรับน้ำหนักของแบบจำลองกับการทดสอบมีแนวโน้มที่เหมือนกันถึงแม้ว่าจะมีการปรับ Boundary condition เล็กน้อยแต่การตอบสนองของแบบจำลองยังคงมีความแม่นยำ ดังนั้นจึงสามารถใช้แบบจำลองข้างต้นนี้ไปปรับปรุงต่อในการวิเคราะห์สะพานที่ทำการศึกษาได้อย่างมีความน่าเชื่อถือ



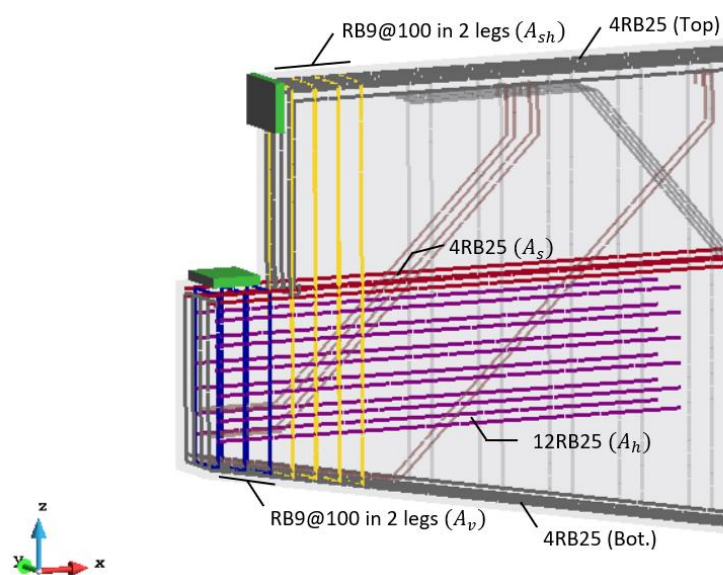
รูปที่ 3.18 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กระทำกับการเคลื่อนที่จุดตรวจสอบ

3.6 สร้างแบบจำลองสำหรับสะพานที่ทำการศึกษา

สร้างแบบจำลองโดยการปรับปรุงแบบจำลองที่ใช้ตรวจสอบยืนยัน ซึ่งทำการปรับเปลี่ยนขนาดและรายละเอียดเหล็กเสริมตามข้อมูลจากการสำรวจและย้ายจุดรองรับด้านบนไปยังจุดรองรับทิศทางตามแนวยาวเพื่อจำลองเสมือนที่จุดต่อเป็นผิวหน้าสัมผัสกับคานขึ้นส่วนถัดไปแสดงตามรูปที่ 3.19-3.20 แบบจำลองจะทำการแบ่งเป็นเอลิเมนต์ย่อยขนาด 5 เซนติเมตร และในส่วนโครงสร้างหลักที่เป็นคอนกรีตจะใช้ชิ้นส่วนทรงหกหน้า 8 จุด (Hexahedral) ส่วนแผ่นเพลาเหล็กที่ใช้เป็นจุดรองรับและใส่แรงกระทำจะใช้เป็นชิ้นส่วนทรง 4 หน้า 3 จุด (Tetrahedral) และเหล็กเสริมใช้เป็นชิ้นส่วนโครงสร้างให้รับแรงตามแกนเท่านั้นซึ่งคุณสมบัติของคอนกรีตและเหล็กเสริมจะใช้หลักการคำนวณซึ่งเป็นไปตามมาตรฐาน CEB-FIP (2010) แสดงตามตารางที่ 3.1 และ 3.2 ตามลำดับ



รูปที่ 3.19 แบบจำลองของสะพานที่ทำการศึกษา



รูปที่ 3.20 รายละเอียดเหล็กเสริมที่สร้างจากแบบจำลอง

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของคอนกรีต

Concrete compressive strength	$f'_c = 24 \text{ MPa}$
Tensile strength	$f_t = 1.75 \text{ MPa}$
Young's modulus	$E_c = 31682.7 \text{ MPa}$
Fracture Energy	$G_F = 129 \text{ N/m}$
Poisson's coefficient	$\nu = 0.20$

ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติของเหล็กเสริม

Young's modulus	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Characteristic yielding stress	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$
Design yielding stress	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$
Failure stress	$f_t = 246.75 \text{ MPa}$
Failure strain	$\epsilon_t = 2.5\%$
Bond Reinforcement type	<i>hot rolled bars</i>
Bond quality	<i>good</i>
Max Bond strength	$\tau_{max} = 1.64 \text{ MPa}$

3.7 ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมตามมาตรฐาน

ทำการตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมในบริเวณปลายบาคบ่าโดยคำนวณตามมาตรฐาน The Precast/Prestressed Concrete Institute (2010) ตามสมการที่ 2-1 ถึง 2-4 โดยใช้ค่าแรงเฉือนที่สถานะสุดท้าย (V_u) ที่คำนวณจากน้ำหนักบรรทุกทุก HS20-35 ขนาด 2 เพลา วิ่งเป็นขบวนต่อเนื่องกัน ตามมาตรฐาน AASHTO ปี ค.ศ. 1935 ซึ่งมีค่า 866.85 kN ดังแสดงรายการคำนวณในภาคผนวก ก และ ข และนำมาเปรียบเทียบกับปริมาณเหล็กเสริมจริงในสะพานที่ทำการศึกษา ผลที่ได้แสดงในตารางที่ 3.3 และสังเกตได้ว่าในปริมาณเหล็กเสริม A_{sh} มีปริมาณน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับปริมาณตามมาตรฐาน คือ 10.36% ซึ่งเป็นเหล็กเสริมที่ต้านทานการแตกร้าวจากแรงดึงที่ทยอยออกไปด้านข้างตามข้อที่ 3) ในรูปที่ 2.3 และมีปริมาณเหล็กเสริม A_h เกินกว่ามาตรฐานเป็นจำนวนมาก

ตารางที่ 3.3 ปริมาณเหล็กเสริมของสะพานที่ทำการศึกษเปรียบเทียบกับการออกแบบตามมาตรฐาน

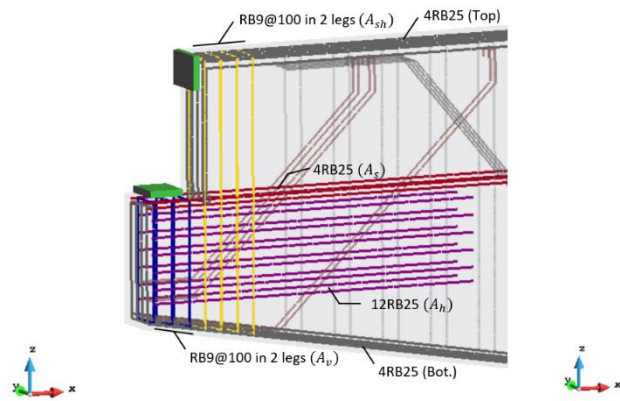
Type of Reinforcement	Reinforcement Area (mm ²)		% Ratio
	Actual	PCI Requirement	Actual/PCI
Flexure Reinforcement, A_s	1964	3143	62.5%
Shear Friction Reinforcement, A_h	5890	1080	545%
Hanger Reinforcement, A_{sh}	509	4913	10.36%
Vertical Reinforcement, A_v	382	2079	18.37%

3.8 กำหนดตัวแปรที่จะทำการศึกษา

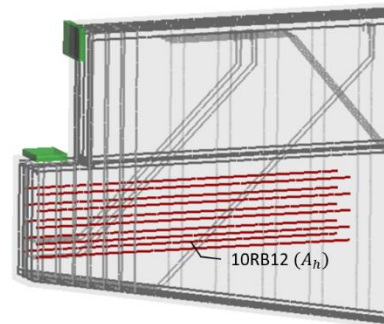
จากการทบทวนงานวิจัยที่ผ่านมาในอดีตและมาตรฐานการออกแบบที่กำหนดปริมาณเหล็กเสริมเพื่อต้านทานการแตกร้าวในแต่ละรูปแบบที่เกิดขึ้น สังเกตว่าเมื่อพิจารณาจากรอยแตกร้าวที่พบมีความไม่สอดคล้องกันกับรูปแบบตามมาตรฐาน คือ รอยแตกร้าวที่ควรเกิดขึ้นต้องเป็นรอยแตกร้าวที่ทยอยออกไปด้านข้างที่เริ่มต้นจากบริเวณมุมของคานปลายบากเนื่องจากปริมาณเหล็กเสริม Hanger reinforcement ไม่เพียงพอ แต่รอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นจริงเป็นรอยแตกร้าวที่เกิดเริ่มต้นจากมุมปลายบากลงสู่ส่วนล่างของคานในแนวตรงซึ่งจะเกิดจากเหล็กเสริมปริมาณเหล็กเสริม A_s และ A_h ไม่เพียงพอ จึงตั้งข้อสันนิษฐานว่าเหล็กเสริมข้างต้นถูกกัดกร่อนจากสภาพแวดล้อมทำให้เหล็กเสริมภายในสูญเสียหน้าตัดและการยึดเหนี่ยวจากการเกิดสนิม ซึ่งจะทำการกำหนดตัวแปรในการวิเคราะห์เพื่อให้แบบจำลองแสดงออกพฤติกรรมให้เหมือนกับสถานะที่เกิดขึ้นจริง ดังนี้

1. ชนิดและปริมาณเหล็กเสริมในส่วนคานปลายบาก

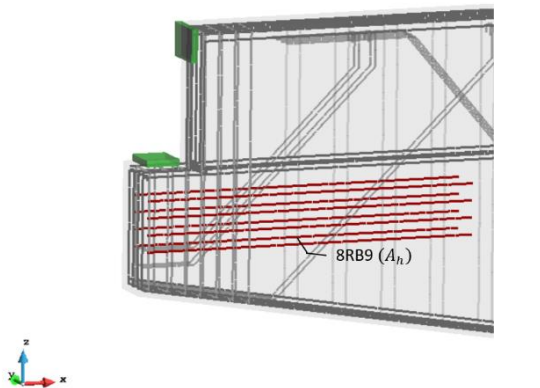
สร้างแบบจำลองโดยการลดจำนวนปริมาณเหล็กเสริม A_s และ A_h ที่เป็นตัวแปรสำคัญให้เกิดรอยแตกร้าวทิศทางตรงและพิจารณาถึงพฤติกรรมที่เกิดขึ้นโดยกำหนดกรณีตามรูปที่ 3.21 และรายละเอียดตามตารางที่ 3.4 เพื่อตรวจสอบถึงการตอบสนองของโครงสร้างคานปลายบากบาทที่มีต่อปริมาณของเหล็กเสริมในส่วนปลายแต่ละชนิด



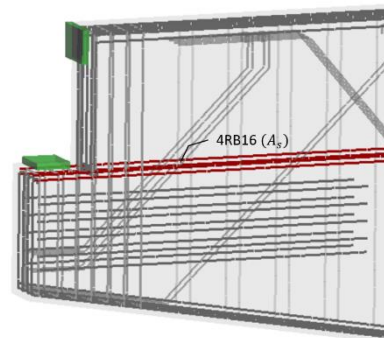
(ก)



(ข)

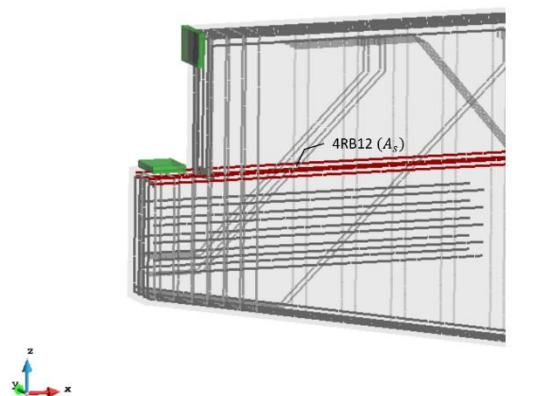


(ค)

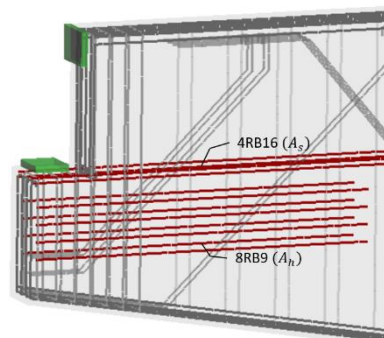


(ง)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



(จ)



(ฉ)

รูปที่ 3.21 รายละเอียดเหล็กเสริมที่สร้างจากแบบจำลอง

(ก) แบบจำลองต้นแบบ A

(ข) ลดปริมาณเหล็กเสริม ($A_h=60\%$) A-H60-S0

(ค) ลดปริมาณเหล็กเสริม ($A_h=77\%$) A-H77-S0

(ง) ลดปริมาณเหล็กเสริม ($A_s=60\%$) A-H0-S60

(จ) ลดปริมาณเหล็กเสริม ($A_s=77\%$) A-H0-S77

(ฉ) ลดปริมาณเหล็กเสริมทั้ง ($A_h=60\%$) และ ($A_s=77\%$) A-H60-S77

ตารางที่ 3.4 รายการแบบจำลองปริมาณเหล็กเสริมสำหรับกรณีศึกษา

Case	Reinforcement Area (mm ²)		% Ratio		
	PCI Requirement	Simulate	Simulate/PCI	Reduction	
A	A_s	3143	1964 (4RB25)	62.5%	
	A_h	1080	5890 (12RB25)	545%	
	A_{sh}	4913	891 (14RB9)	18.13%	
	A_v	2079	764 (12RB9)	36.75%	
A-H60-S0	A_s	3143	1964 (4RB25)	62.5%	
	A_h	1080	2413 (12RB16)	223%	60%
	A_{sh}	4913	891 (14RB9)	18.13%	
	A_v	2079	764 (12RB9)	36.75%	
A-H77-S0	A_s	3143	1964 (4RB25)	62.5%	
	A_h	1080	1357.2 (12RB12)	125.6%	77%

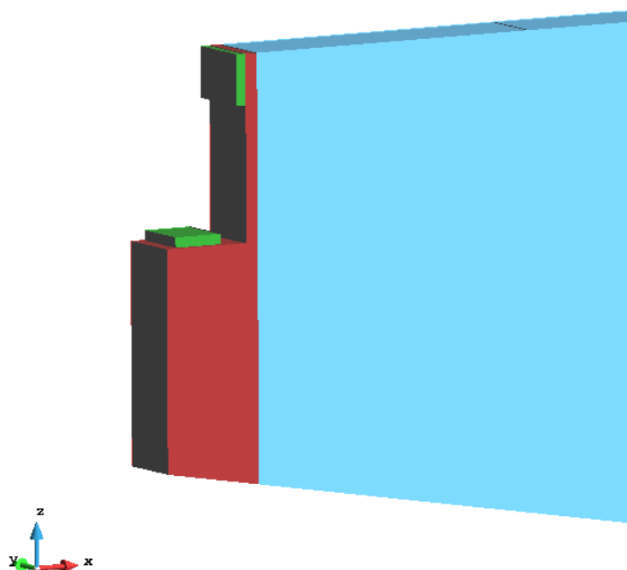
	A_{sh}	4913	891 (14RB9)	18.13%	
	A_v	2079	764 (12RB9)	36.75%	
A-H0-S60	A_s	3143	804 (4RB16)	25.58%	60%
	A_h	1080	5890 (12RB25)	545%	
	A_{sh}	4913	891 (14RB9)	18.13%	
	A_v	2079	764 (12RB9)	36.75%	
A-H0-S77	A_s	3143	452 (4RB12)	14.38%	77%
	A_h	1080	5890 (12RB25)	545%	
	A_{sh}	4913	891 (14RB9)	18.13%	
	A_v	2079	764 (12RB9)	36.75%	
A-H60-S77	A_s	3143	452 (4RB12)	14.38%	77%
	A_h	1080	2413 (12R16)	223%	60%
	A_{sh}	4913	891 (14RB9)	18.13%	
	A_v	2079	764 (12RB9)	36.75%	

หมายเหตุ %Ratio Reduction $\frac{Area_{actual} - Area_{simulate}}{Area_{actual}} \times 100$

สำหรับการวิเคราะห์จะใช้แรงกระทำที่เพิ่มขึ้นด้วยอัตราคงที่เริ่มต้นจากแรงกระทำเป็นศูนย์ จนถึงกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยเพื่อพิจารณาถึง Load-Deflection ที่จุดปลายบากของคานและรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น

2. ตัวแปรการกัดกร่อนเหล็กเสริมจากคลอไรด์แทรกซึมและปฏิกิริยาคาร์บอนเนชั่น

ต่อเนื่องจากการกำหนดตัวแปรของปริมาณเหล็กเสริมที่ลดลงไปในแต่ละกรณี จะใช้ตัวแปรกำหนดให้เกิดการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมจากการแทรกซึ่มของคลอไรด์ โดยที่ตัวแปรที่ใช้ในการพิจารณาการกัดกร่อนจากคลอไรด์ คือ ความเข้มข้นของคลอไรด์ที่ผิวคอนกรีต (Surface Chloride concentration: C_s) โดยเลือกจากผลสำรวจปริมาณความเข้มข้นคลอไรด์ในสะพานที่มีลักษณะใกล้เคียงกับสะพานในกรณีศึกษา และตั้งอยู่ห่างจากทะเลที่ระยะทางใกล้เคียงกัน ซึ่งจากผลสำรวจของ *Angst et al. (2009)*, *Laboratory et al. (1975)* พบว่าอยู่ในช่วงร้อยละ 0.2-1.4 ของมวลซีเมนต์ (% of cement mass) ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายตัว (Diffusion coefficient: D_{ref}) ค่าคลอไรด์วิกฤต (Critical chloride content: C_{crit}) กำหนดตามตารางที่ 3.5 ซึ่งจะทำการวิเคราะห์ด้วยการลดทอนความแข็งแรงของคานบริเวณปลายบากด้วยการกัดกร่อนที่เหล็กเสริม ตั้งแต่ระยะเวลาใช้งานของสะพาน คือ 80 ปีและขยายเวลาออกไป 100 ปีเพื่อประเมินความทนทานโดยใช้แรงกระทำคงที่น้ำหนักบรรทุกใช้งาน เท่ากับ 444.9 kN กำหนดให้มีปริมาณคลอไรด์แทรกซึมเริ่มต้นที่ผิวคอนกรีตตามรูปที่ 3.22



รูปที่ 3.22 แบบจำลองแสดงตำแหน่งความเข้มข้นคลอไรด์เริ่มต้นที่ผิวคอนกรีต

ในส่วนของตัวแปรควบคุมสำหรับใช้ในการวิเคราะห์หามาจากตัวอย่างการทดสอบเพื่อหาอัตราการลดทอนของสัมประสิทธิ์การกระจายตัว m_{coeff} ที่เริ่มมีค่าคงที่ในช่วงเวลา 10 ปี และ 30 ปี (Hájková et al., 2018) และตัวแปรปริมาณคลอไรด์วิกฤตตามมาตรฐาน มยพ.(1332-55) กำหนดตามตารางที่ 3.6 และกำหนดค่าสัมประสิทธิ์อัตราการเกิดสนิมที่เหล็กเสริม (Corrosion rate) ด้วยอัตราการเกิดในระดับกลาง

ตารางที่ 3.5 ตัวแปรสำหรับสร้างแบบจำลองการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมจากคลอไรด์แทรกซึม

Parameter			C_s [%of cement mass]				
			1	2	3	4	5
D_{ref} [m^2/s]	w/b ratio		0.55	0.65	0.75	0.85	0.95
B	2.207×10^{-12}	0.60	1B	2B	3B	4B	5B
C	3.024×10^{-12}	0.63	1C	2C	3C	4C	5C
D	4.144×10^{-12}	0.66	1D	2D	3D	4D	5D
E	5.678×10^{-12}	0.69	1E	2E	3E	4E	5E

ตารางที่ 3.6 ตัวแปรควบคุมที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองการกัดกร่อน

Parameter	Value
t_{Def}	10 years
m_{coeff}	0.37
t_{mcoeff}	30 years
$f_{t,ch}$	1.75 MPa
C_{crit} [%of cement mass]	0.45
Cement mass	300 kg/m ³
Corrosion rate (ตาราง 2.4)	35 $\mu\text{m}/\text{year}$

ในส่วนของปฏิกิริยาคาร์บอนเนชั่นจะส่งผลกระทบต่อความแข็งแรงของการเกิดคลอไรด์แทรกซึมก็ต่อเมื่อมีความหนาแน่นของปริมาณแก๊สคาร์บอนไดออกไซด์อยู่มากกว่าพื้นที่ปกติซึ่งจะขึ้นอยู่กับตัวแปร ปริมาณความชื้นของเนื้อคอนกรีต (RH_c) เท่ากับ 0.80 ความชื้นสัมพัทธ์ที่อยู่รอบคอนกรีต

(RH_A) เท่ากับ 0.6 ความหนาแน่นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) 0.00036 เป็นพื้นที่ที่มีความหนาแน่นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เป็นปกติ ในขั้นตอนการวิเคราะห์จะทำควบคู่ไปกับผลกระทบจากคลอไรด์แทรกซึมตั้งแต่ 0 ถึง 100 ปี

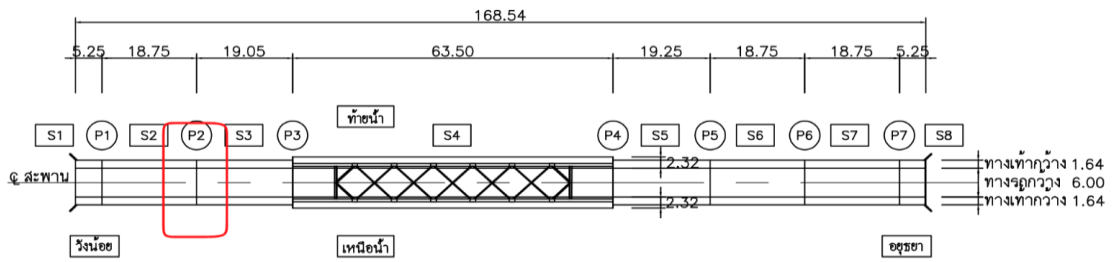
3.9 ขั้นตอนการตรวจสอบรอยแตกร้าวและวัดขนาดชิ้นส่วนสะพานด้วยเลเซอร์สแกน

เป็นขั้นตอนการสำรวจข้อมูลจากชิ้นส่วนของโครงสร้างจริงเพื่อใช้ในการสร้างแบบจำลองให้มีความแม่นยำมากขึ้นและเพื่อนำผลจากการสำรวจรอยแตกร้าวหรือความเสื่อมสภาพของสะพานมาเปรียบเทียบกับผลจากการวิเคราะห์ของแบบจำลองที่สร้างขึ้น ซึ่งจะสามารถใช้ในการตรวจสอบยืนยันผลจากการวิเคราะห์ที่ได้ โดยที่ใช้ระบบการสแกนแบบสามมิติด้วยความเร็วสูง (High-Speed 3D laser scanning system) ส่งคลื่นสะท้อนเป็นกลุ่มจุด (Point cloud) ไปที่วัตถุแล้วสะท้อนกลับมาที่กล้อง ด้วยอุปกรณ์กล้องสำรวจ Trimble X7 แสดงดังรูปที่ 3.23

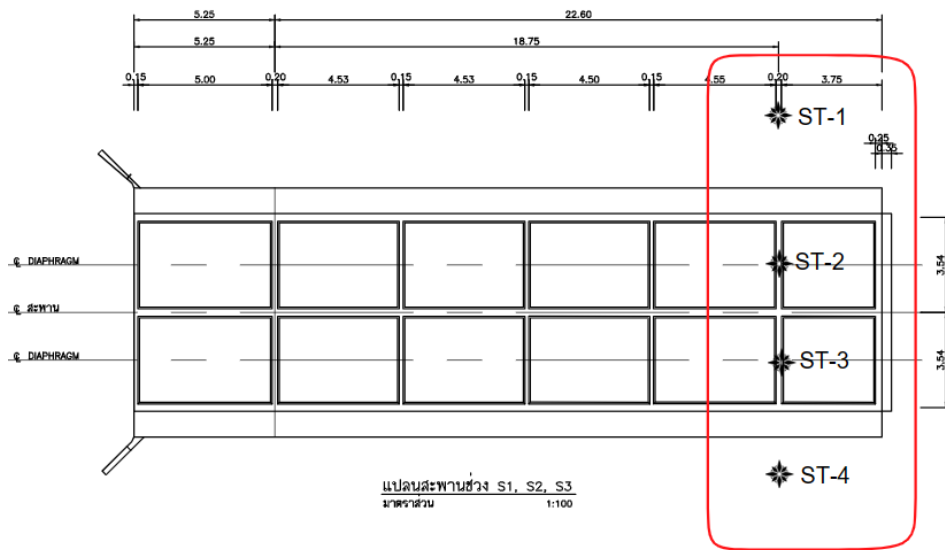


รูปที่ 3.23 กล้องสำรวจ 3D laser scanner Trimble X7

ในการสำรวจจะเริ่มทำการสแกนที่บริเวณใต้สะพานช่วง S2 และ S3 บริเวณที่มีส่วนประกอบของคานสะพานปลายบากบ่า อ้างอิงระยะกล้องตั้งห่างจากวัตถุประมาณ 10 เมตร สแกนแต่ละ Station ใช้เวลาในการสแกน 15 นาที โดยที่อัตราการสแกนจะอยู่ที่ 109,000,000 points/15mins ในรูปที่ 3.24 และ 3.25 แสดงแปลนและตำแหน่งที่ติดตั้งกล้องสแกนจำนวนทั้งสิ้น 4 Station และในรูปที่ 3.26 – 3.29 เป็นตำแหน่งที่ติดตั้งกล้องสำรวจตามหน้างานจริง ซึ่งเลือกจากจุดที่สามารถมองเห็นรอยแตกร้าวจากจุดเชื่อมต่อกับคานปลายบากบ่าได้ชัดเจนที่สุด



รูปที่ 3.24 แพลนพื้นที่ใต้สะพานที่ทำการสำรวจ



รูปที่ 3.25 ตำแหน่งการสำรวจใต้สะพานทั้ง 4 Station



รูปที่ 3.26 3D-scan Station 1



รูปที่ 3.27 3D-scan Station 2

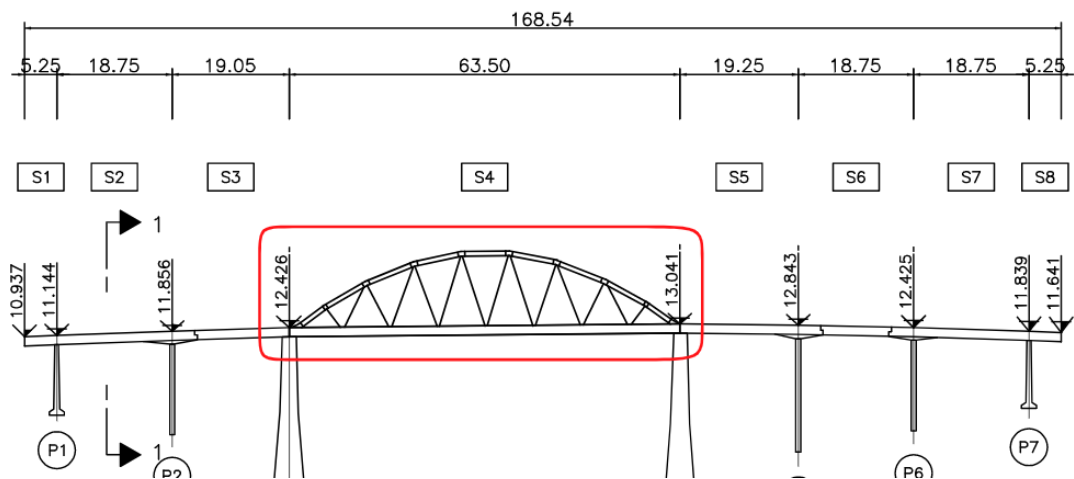


รูปที่ 3.28 3D-scan Station 3

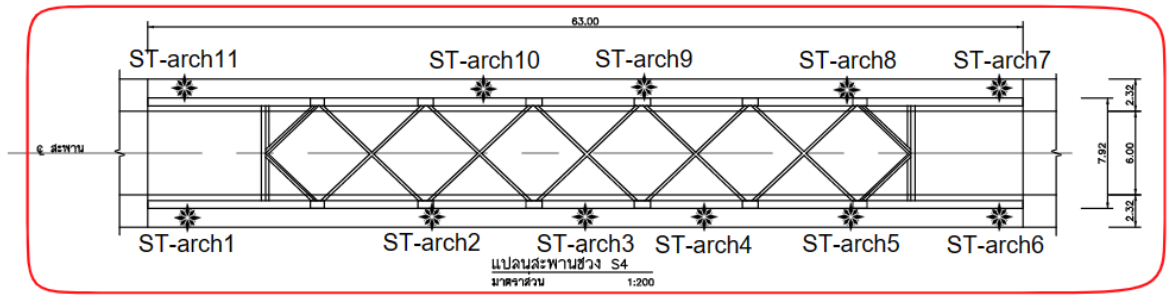


รูปที่ 3.29 3D-scan Station 4

ในส่วนถัดไปจะเป็นการสำรวจด้านบนของสะพาน โดยให้ความสำคัญที่การจัดเรียงของลวดซิงบนสะพานส่วนโค้ง เพื่อตรวจสอบหาการโก่งตัวของลวดที่รับแรงดึงและแรงอัด ในรูปที่ 3.30-3.31 แสดงแปลนตำแหน่งที่วางกล้องสำรวจและ รูปที่ 3.32 – 3.35 เป็นตัวอย่างตำแหน่งในแต่ละ Station



รูปที่ 3.30 แปลนตำแหน่งที่ตั้งกล้องสำรวจ



รูปที่ 3.31 แปลนตำแหน่งแต่ละ Station



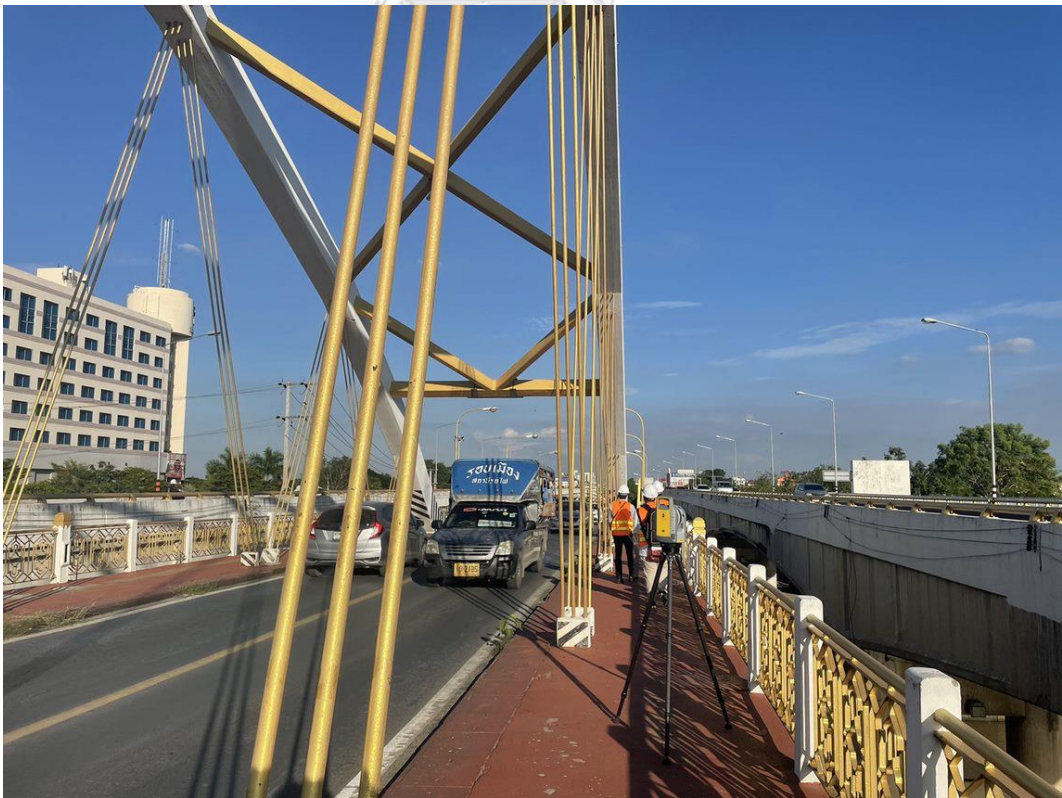
รูปที่ 3.32 3D-scan Station 2



รูปที่ 3.33 3D-scan Station 5



รูปที่ 3.34 3D-scan Station 9



รูปที่ 3.35 3D-scan Station 10

3.10 ขั้นตอนการตรวจสอบยืนยันผลจากการทำการสำรวจ

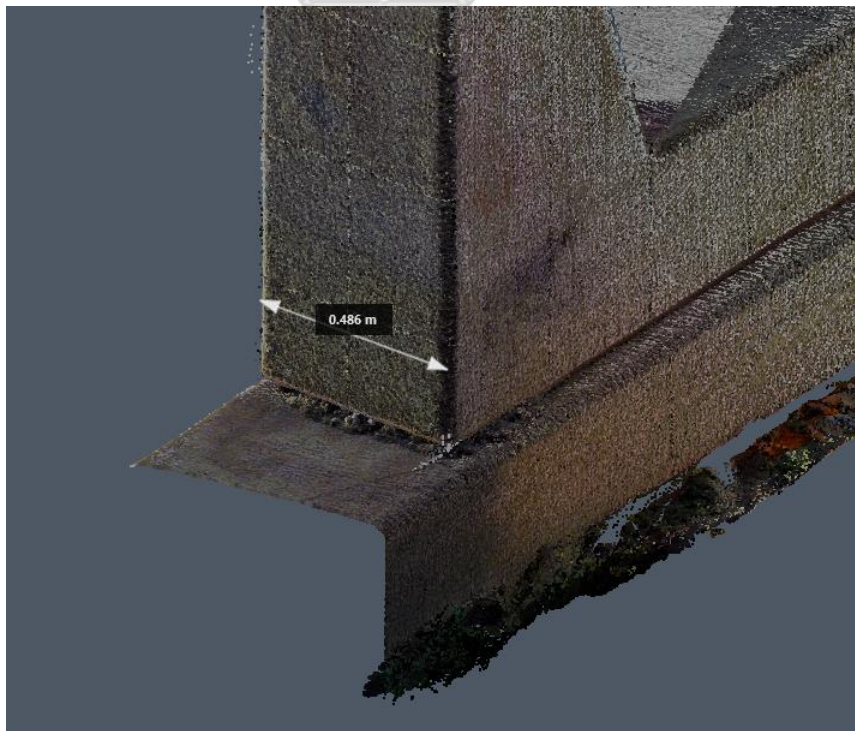
ในขั้นตอนการตรวจสอบยืนยันผลจากการสำรวจที่ใช้การสแกนแบบ 3 มิติจะทำการเปรียบเทียบกับผลการสำรวจและตรวจวัดจากสภาพหน้างานจริงตามแบบแปลนรายละเอียดของโครงสร้างสะพาน สำหรับภาพรวมของโครงสร้างสะพานในส่วนที่ทำการสำรวจแสดงในรูปที่ 3.36 และในรูปที่ 3.37-3.38 เป็นการตรวจวัดด้วยเครื่องมือตลับเมตรวัดขนาดกับผลการวัดขนาดที่นำเข้าจากการสแกน 3 มิติในโปรแกรม Autodesk recap pro ได้ขนาด 48.7 และ 48.6 เซนติเมตรตามลำดับ ซึ่งมีความคลาดเคลื่อนประมาณร้อยละ 0.2



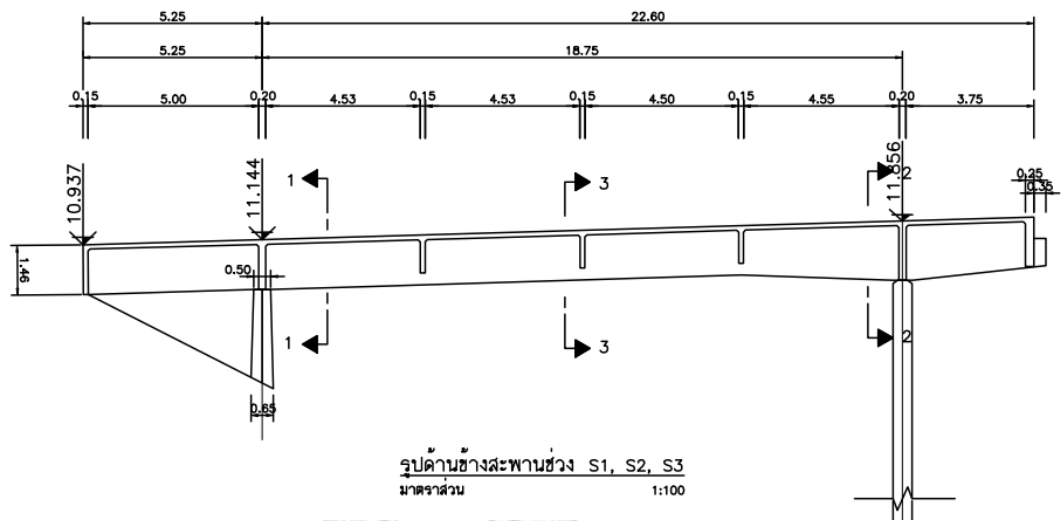
รูปที่ 3.36 แสดงผลภาพรวมของโครงสร้างสะพานปรีดีธำรงฝั่งวังน้อยด้วย 3D scan ในรูปที่ 3.39 และ 3.40 เป็นการเปรียบเทียบการตรวจสอบความยาวของคานสะพานช่วง S1, S2, S3 โดยทำการตรวจสอบจากแบบแปลนที่ได้จากการสำรวจกับผลการสแกน 3 มิติ ซึ่งในช่วง S1 วัดได้ 5.250 เมตร และ 5.250 เมตร S2 วัดได้ 18.75 เมตร และ 18.755 เมตร S3 วัดได้ 3.75 เมตร และ 3.745 เมตร ซึ่งมีความคลาดเคลื่อนประมาณร้อยละ 0.1



รูปที่ 3.37 ความกว้างหน้าตัดเสาวัดจากหน้างานจริง 48.7 cm



รูปที่ 3.38 ความกว้างหน้าตัดเสาวัดจากหน้างานจริง 48.6 cm

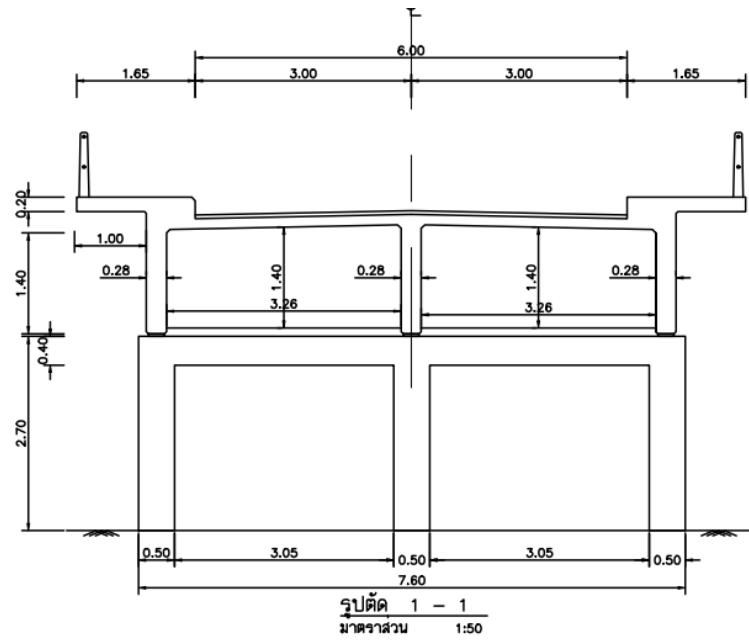


รูปที่ 3.39 แพลนด้านข้างสะพานช่วง S1,S2,S3

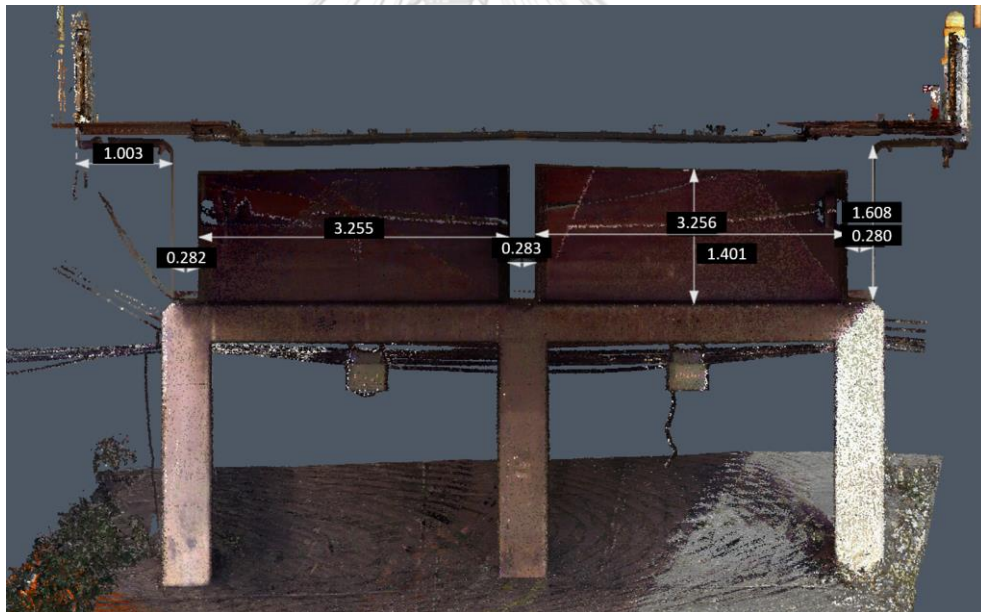


รูปที่ 3.40 ผลวัดความยาวจากการสำรวจช่วง S1,S2,S3

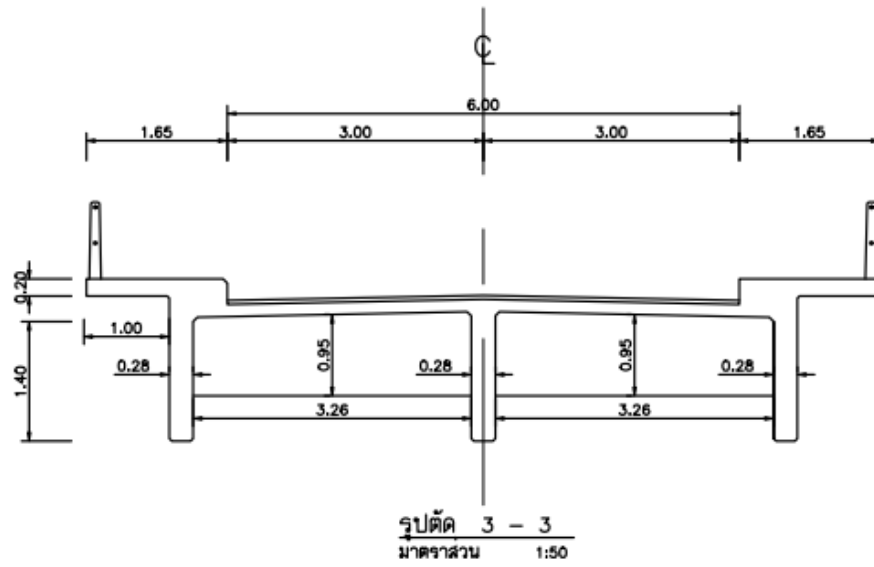
ถัดมาเป็นการเปรียบเทียบระหว่างรูปตัด 1-1 ที่อยู่ในคานช่วง S2 จากแบบแปลน 3.39 แสดงตามรูปที่ 3.41-3.42 และหน้าตัด 3-3 ในรูปที่ 3.42-3.43 โดยที่มีความคาดเคลื่อนเฉลี่ยประมาณร้อยละ 1.4



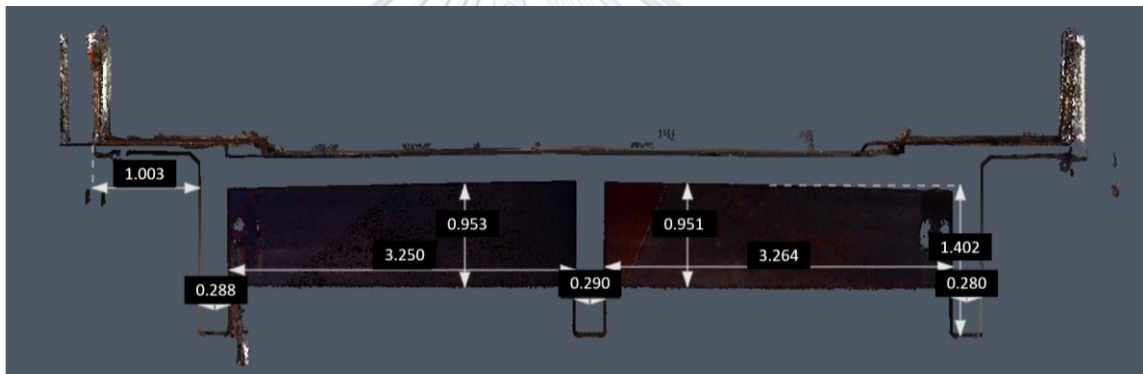
รูปที่ 3.41 แพลนหน้าตัด 1-1



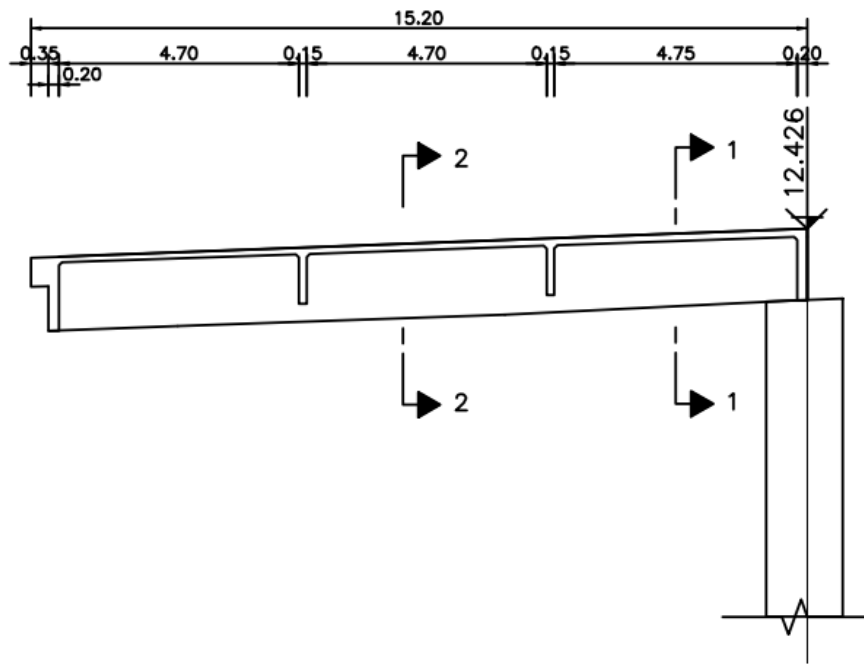
รูปที่ 3.42 ผลวัดความยาวจากการสำรวจหน้าตัด 1-1



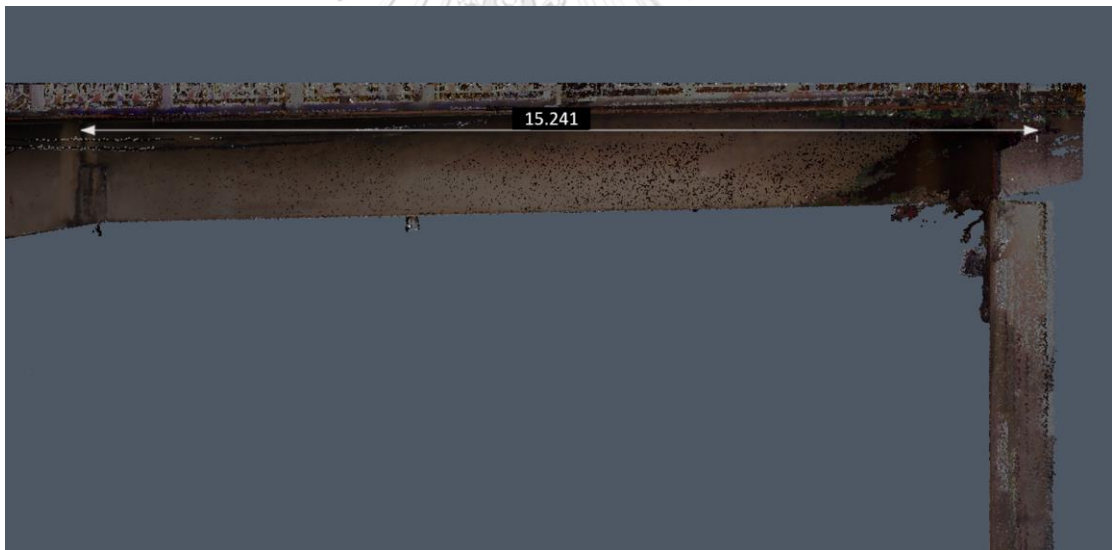
รูปที่ 3.43 แพลนหน้าตัด 3-3



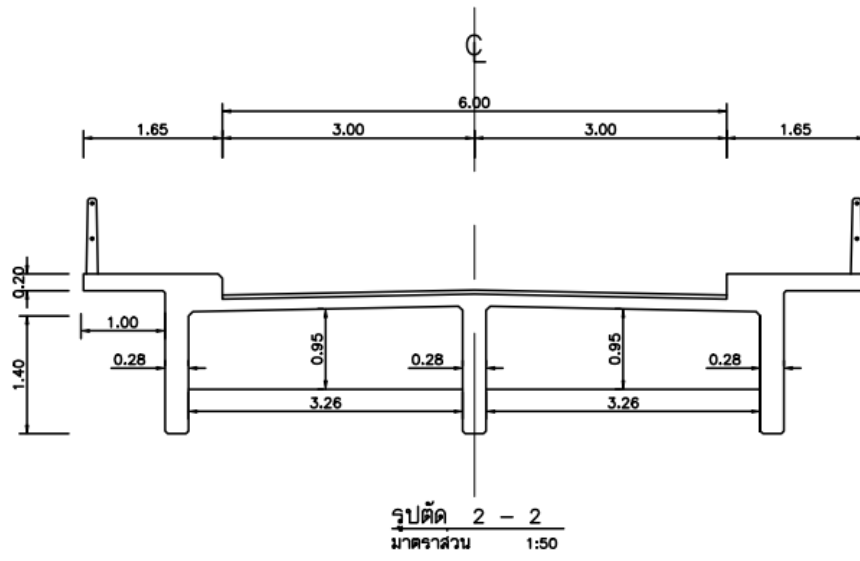
รูปที่ 3.44 ผลวัดความยาวจากการสำรวจหน้าตัด 3-3



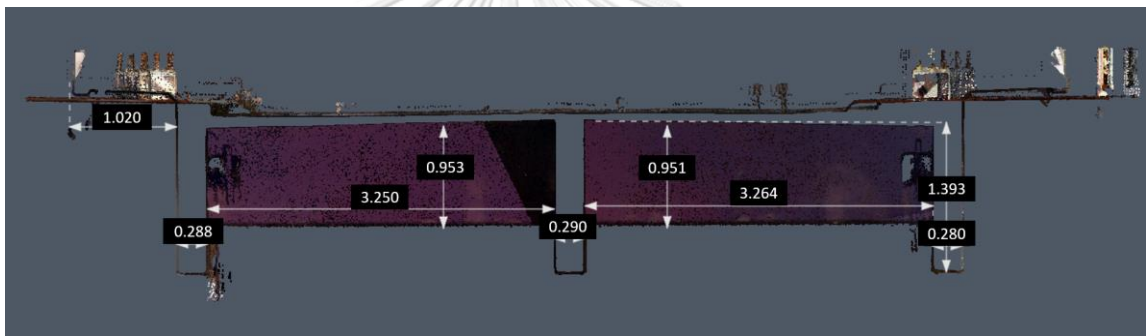
รูปที่ 3.45 แปลนด้านข้างสะพานช่วง S3



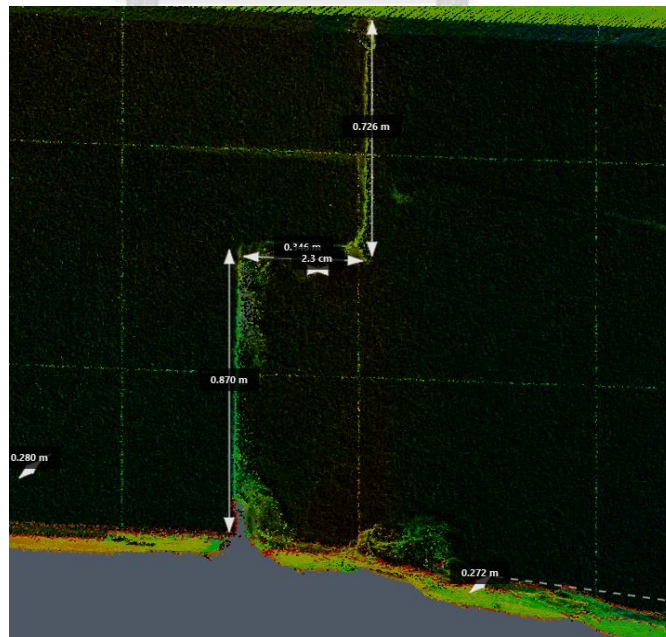
รูปที่ 3.46 ผลวัดความยาวจากการสำรวจช่วง S3



รูปที่ 3.47 แพลนหน้าตัด 2-2

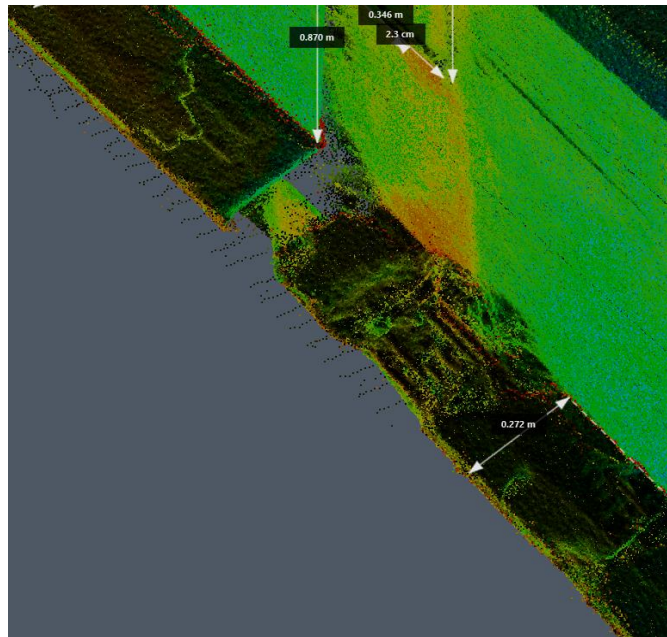


รูปที่ 3.48 ผลวัดความยาวจากการสำรวจหน้าตัด 2-2



รูปที่ 3.49 ผลวัดขนาดหน้าตัดคานส่วนปลายบากบ่าฝั่งด้านนอก

ในส่วนของการวัดขนาดบริเวณคานส่วนปลายบาค่าในรูปที่ 3.49 สามารถวัดขนาดได้ตามความเป็นจริงและเห็นถึงความเสียหายได้อย่างชัดเจน ทั้งขนาดความกว้าง ความยาวและความลึกของรอยแตกร้าว รวมไปถึงในส่วนด้านท้องคานและหน้าคานด้านในอีกด้วยตามรูปที่ 3.50-3.51



รูปที่ 3.50 ผลวัดขนาดหน้าตัดคานส่วนปลายบาค่าด้านท้องคาน



รูปที่ 3.51 ผลวัดขนาดหน้าตัดคานส่วนปลายบาค่าฝั่งด้านใน

บทที่ 4

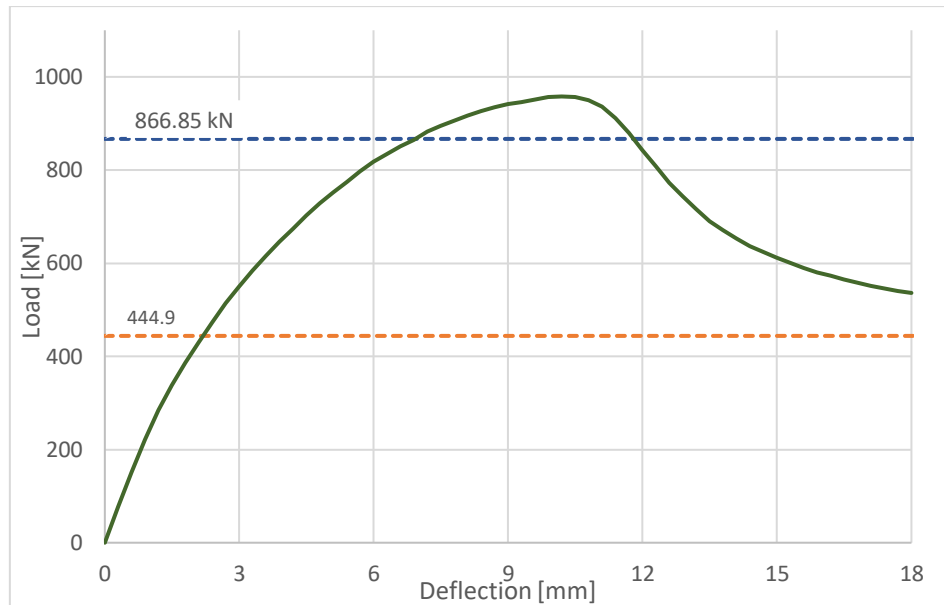
ผลการวิเคราะห์โครงสร้าง

การวิเคราะห์โครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบากบ่า ซึ่งพิจารณาจากแบบจำลองที่สร้างขึ้นเพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างหน้างานจริง จำลองด้วยคุณสมบัติและขนาดของโครงสร้างที่วัดและตรวจสอบขณะปัจจุบัน ตรวจสอบถึงความเสื่อมสภาพที่เกิดขึ้นเนื่องมาจากการกัดกร่อนจากสภาพแวดล้อมและการใช้งานของโครงสร้าง ด้วยแบบจำลองจากโปรแกรม ATENA 3D ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีการแบบไม่เชิงเส้นด้วยระเบียบวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ โดยที่จะแบ่งการวิเคราะห์เป็นการทดสอบด้วยการเพิ่มน้ำหนักกระทำต่อโครงสร้างอย่างต่อเนื่องจนถึงจนโครงสร้างวิบัติเพื่อตรวจสอบการตอบสนองของโครงสร้างที่มีต่อการเปลี่ยนแปลงของปริมาณเหล็กเสริมแต่ละชนิดตามมาตรฐาน PCI 2010 และวิเคราะห์ด้วยการใช้แรงกระทำคงที่ขณะน้ำหนักบรรทุกใช้งาน กำหนดให้เกิดการกัดกร่อนที่บริเวณคานปลายบากบ่าด้วยสภาพแวดล้อมจาก คลอไรด์แทรกซึม (Chloride ingress) และ คาร์บอนเนชั่น (Carbonation) ซึ่งสามารถนำเสนอผลการวิเคราะห์ได้ดังนี้

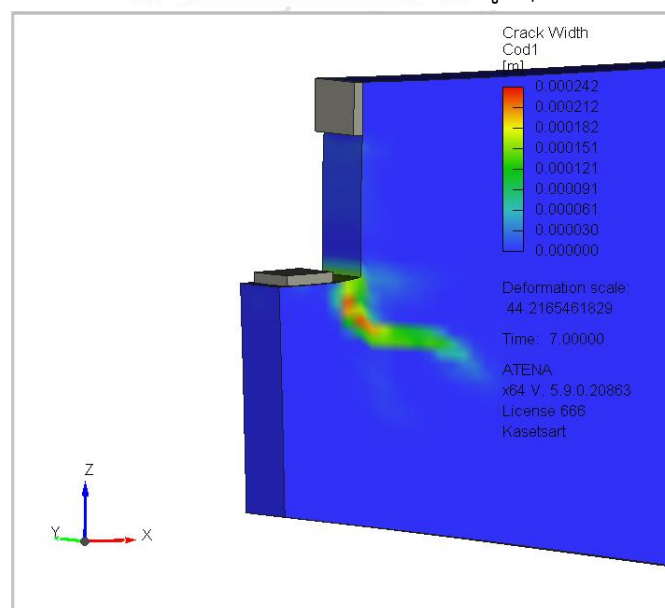
4.1 ผลการวิเคราะห์ความอ่อนไหวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบากบ่าต่อ

เหล็กเสริมแต่ละชนิดที่ส่งผลต่อพฤติกรรมขีดสุดของโครงสร้าง

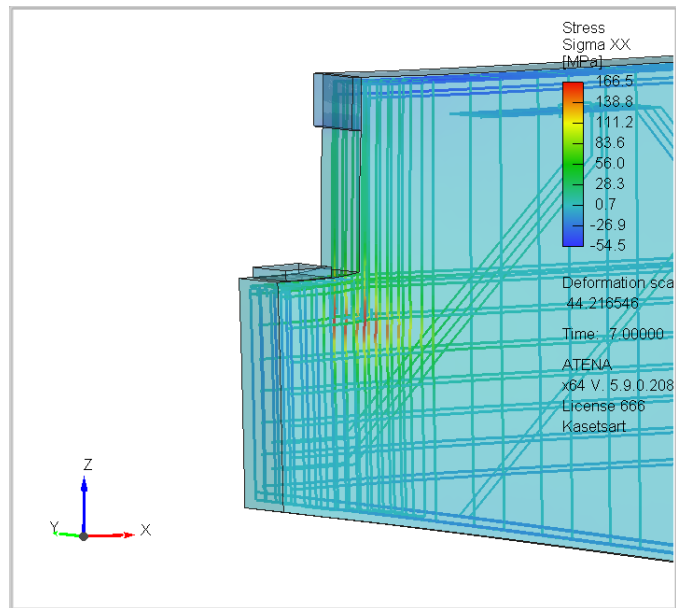
ผลการวิเคราะห์จะทำการพิจารณาแบบจำลองต้นแบบ A0 เปรียบเทียบกับแรงเฉือนรองรับจากชิ้นส่วนถัดไปที่สภาวะสุดขีดประลัย 866.85 kN และที่สภาวะสุดขีดใช้งาน 444.9 kN คำนวณจากน้ำหนักบรรทุก HS20-35 ซึ่งเป็นน้ำหนักที่ใช้ในมาตรฐาน AASHTO ASD ในช่วงปี ค.ศ. 1935 เลือกใช้ตามปีในช่วงเวลาที่เริ่มก่อสร้าง ได้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่จุดรองรับกับการโก่งตัวสูงสุดที่ส่วนปลายแสดงตามรูปที่ 4.1 แสดงรายละเอียดการคำนวณตามภาคผนวก ก โดยเมื่อสังเกตจากรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นในรูปที่ 4.2 พบว่ารอยแตกมีแนวโน้มทแยงออกไปด้านข้างเริ่มต้นจากมุม re-entrant corner ของส่วนปลายบากบ่าเมื่อพิจารณาที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานและกรณีเพิ่มน้ำหนักจนโครงสร้างวิบัติตามรูปที่ 4.3 ซึ่งมีความขัดแย้งกับรอยแตกร้าวที่สำรวจพบจากโครงสร้างจริงที่มีทิศทางแนวรอยแตกเป็นแบบทางตรง (Direct shear crack) และมีรอยแตกร้าวเฉพาะที่ในส่วนปลาย (Local nib crack)



รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงปฏิกิริยากับการโก่งตัวที่บริเวณคานปลายบากบ่า จากกราฟผลลัพธ์แสดงความสัมพันธ์การตอบสนองของโครงสร้างคานปลายบากบ่า ซึ่งอ้างอิงถึงการวิเคราะห์ของกรณีต้นแบบ 'AO' เป็นแบบจำลองจากผลการสำรวจที่ประกอบด้วย ขนาดหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมจากโครงสร้างงานจริง วิเคราะห์ด้วยการเพิ่มน้ำหนักกระทำจนโครงสร้างวิบัติ โดยไม่คำนึงถึงผลจากการกัดกร่อน (Corrosion) พบว่ามีค่ากำลังรับกำลังสูงสุดที่ 958 kN ที่การค่าโก่งตัวที่ปลายบากบ่า 10.2 มิลลิเมตร จากนั้นกำลังรับน้ำหนักบรรทุกลดลงเหลือประมาณ 690 kN และค่าการโก่งตัวมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่หมายความว่าโครงสร้างไม่สามารถรับน้ำหนักเพิ่มได้อีกและเข้าสู่พฤติกรรมการวิบัติ



(ก)

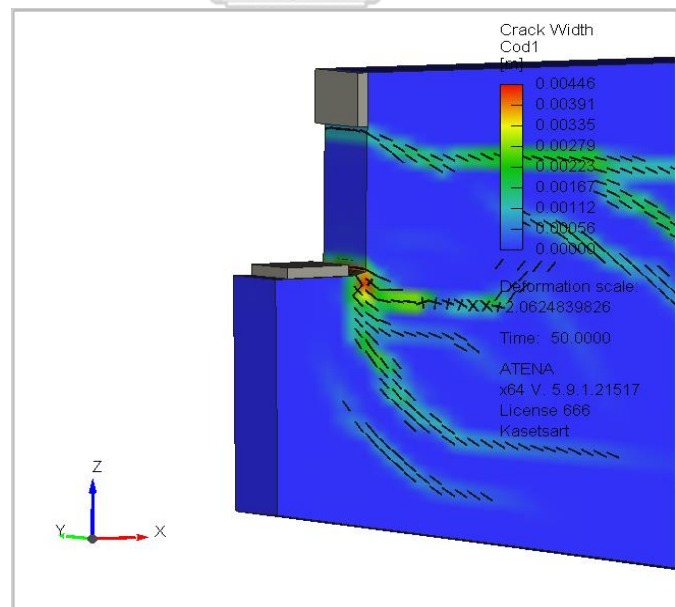


(ข)

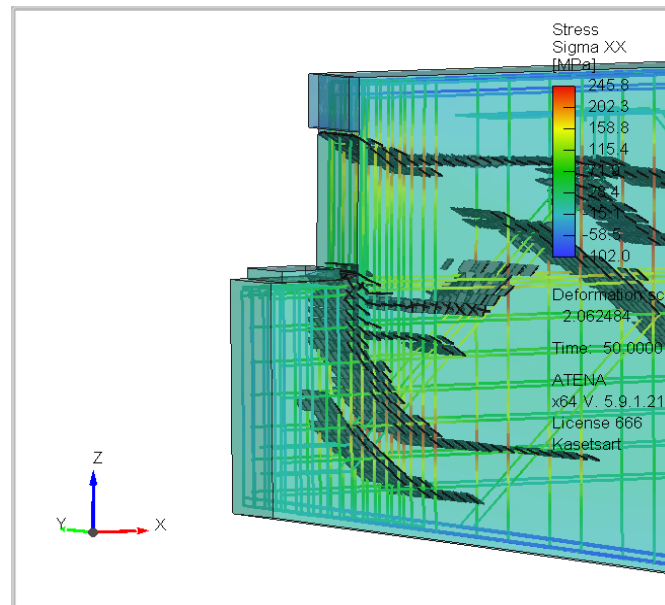
รูปที่ 4.2 ลักษณะการแตกร้าวและความเค้นที่เหล็กเสริมที่สภาวะใช้งาน

(ก) Crack width

(ข) Stress XX



(ก)



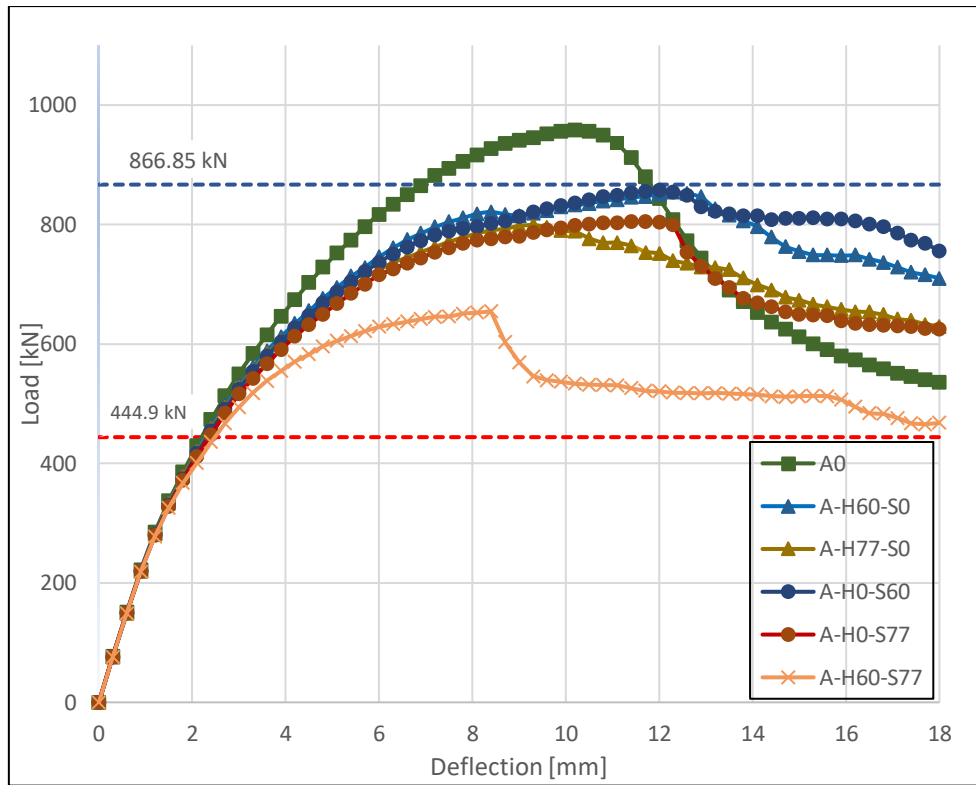
(ข)

รูปที่ 4.3 ลักษณะการแตกร้าวและความเค้นที่เหล็กเสริมที่สภาวะการวิบัติ

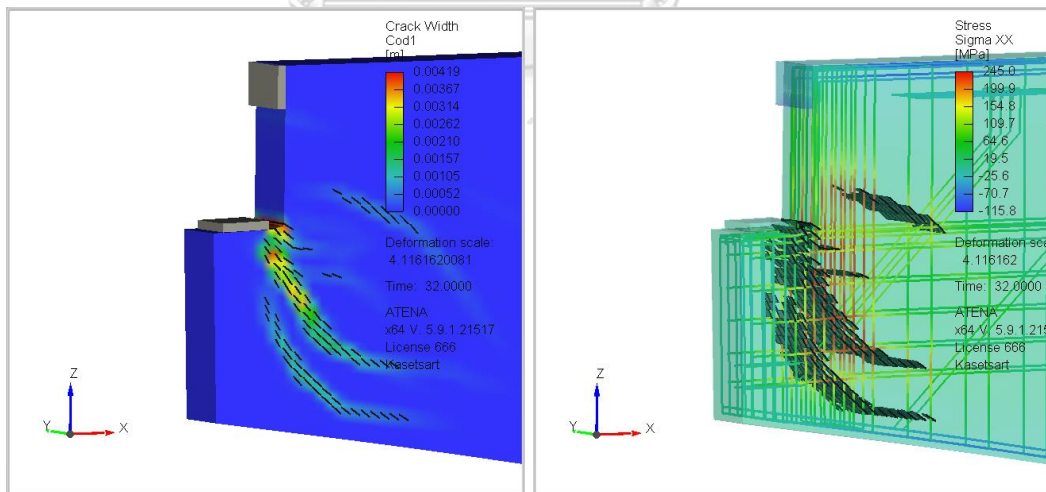
(ก) Crack width

(ข) Stress XX

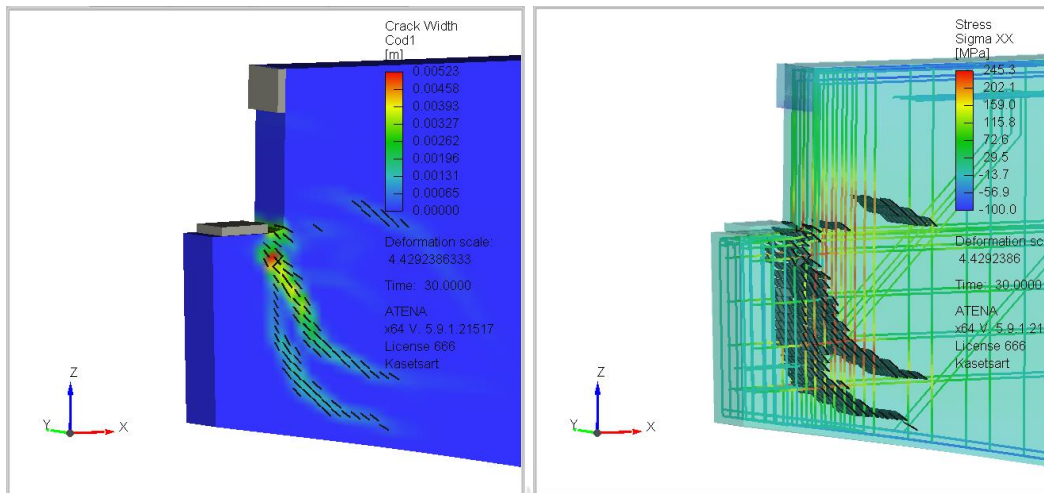
เมื่อพิจารณาผลการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างที่มีต่อเหล็กเสริมเพื่อควบคุมให้รอยแตกร้าวและพฤติกรรมของโครงสร้างมีแนวโน้มเหมือนกับลักษณะการแตกร้าวที่เกิดขึ้นจริง ได้ผลความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่จุดรองรับกับการโก่งตัวสูงสุดที่ส่วนปลายบาคบ่าแสดงตามรูปที่ 4.4 เปรียบเทียบแต่ละกรณี พบว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดในกรณีที่ลดปริมาณเหล็กเสริม Flexure Reinforcement : A_s และ Shear Friction Reinforcement : A_h ที่ร้อยละ 60 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดลดลงร้อยละ 10.5 และ 10.9 ตามลำดับ ในกรณีลดปริมาณเหล็กเสริม A_s และ A_h ที่ร้อยละ 77 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดลดลงร้อยละ 16 และ 16.5 จะสังเกตเห็นได้ว่าทั้งเหล็กเสริม A_s และ A_h มีการตอบสนองของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดมีแนวโน้มที่ใกล้เคียงกัน แต่เมื่อพิจารณาลักษณะรอยแตกร้าวแสดงตามรูปที่ 4.5 กรณีที่ลดปริมาณเหล็กเสริม A_s มีแนวโน้มที่รอยแตกร้าวลักษณะใกล้เคียงกับหน้างานมากกว่า คือ มีทิศทางการแตกร้าวที่เริ่มต้นจากมุมปลายบาคบ่าเป็น Direct shear crack และมีรอยแตกร้าวเฉพาะที่ในส่วนปลายเพิ่มขึ้น เนื่องมาจากการลดลงของเหล็กเสริมที่ต้านทานการรับแรงดัดและแรงดึงที่ส่วนปลายบาคบ่า แสดงพฤติกรรมที่เกิดความเข้มข้นของความเค้นเพิ่มขึ้นและแรงภายในส่งต่อไปสู่หน้าตัดเต็มได้น้อยลงตามรูปที่ 4.6



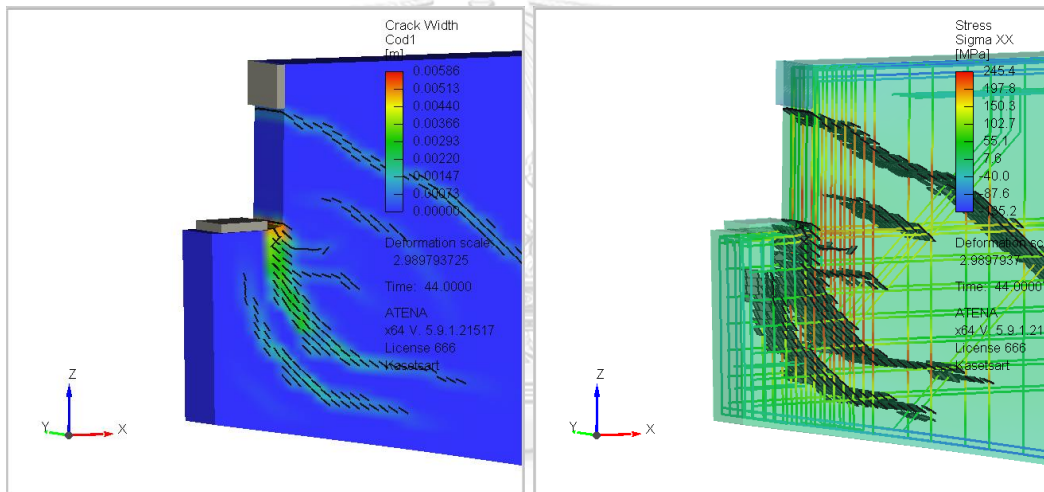
รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงปฏิกิริยากับการโก่งตัวที่บริเวณคานปลายบาค่ากรณีทดสอบลดปริมาณเหล็กเสริม



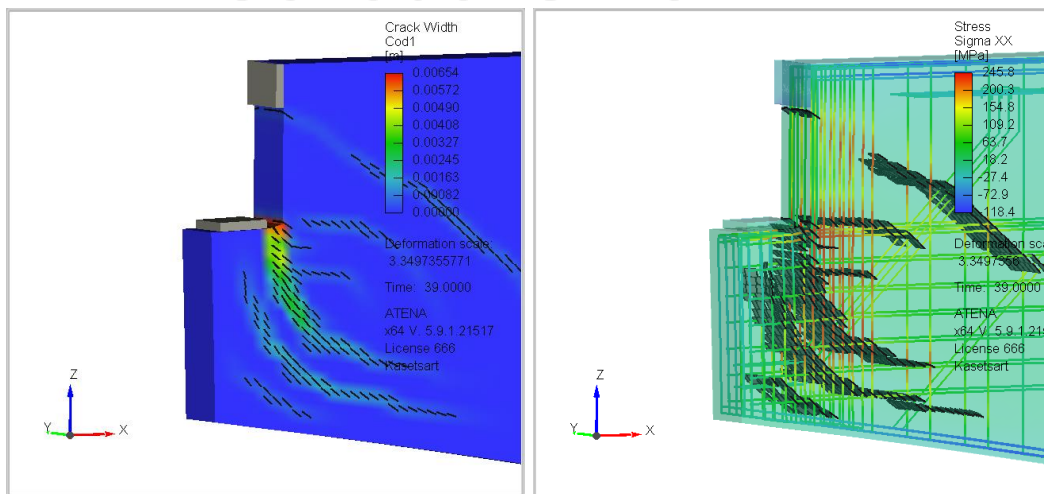
(ก)



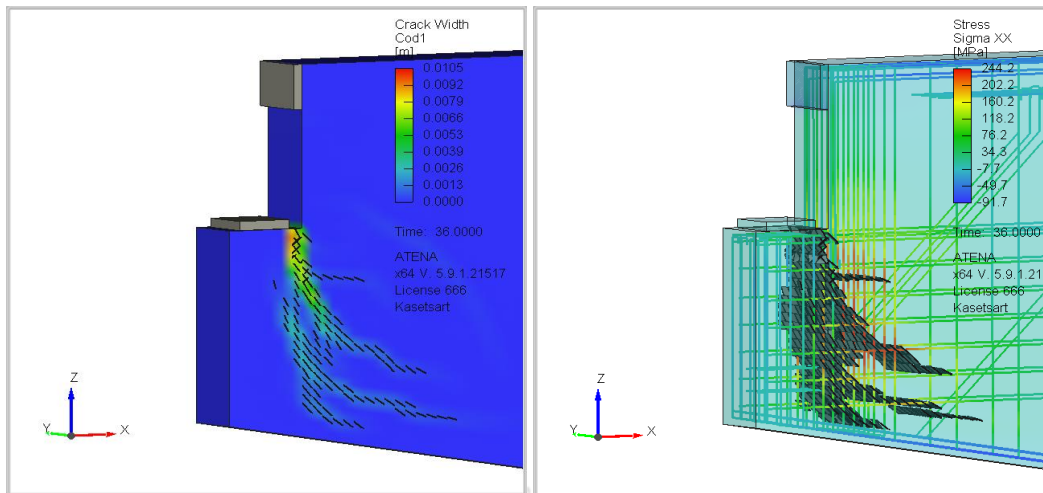
(ก)



(ค)



(ง)



(จ)

รูปที่ 4.5 ลักษณะการแตกร้าวที่คอนกรีตทั้งภายนอกและภายในและความเค้นที่เหล็กเสริม

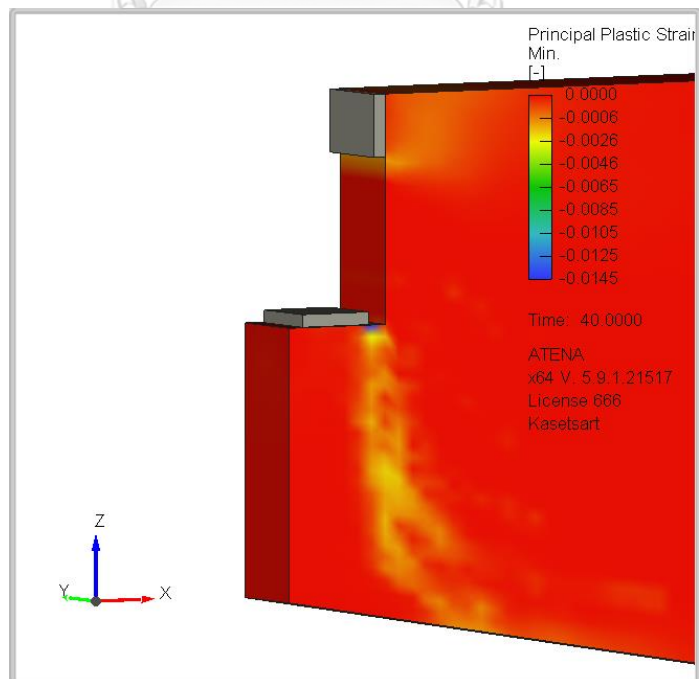
(ก) A-H60-S0

(ข) A-H77-S0

(ค) A-H0-S60

(ง) A-H0-S77

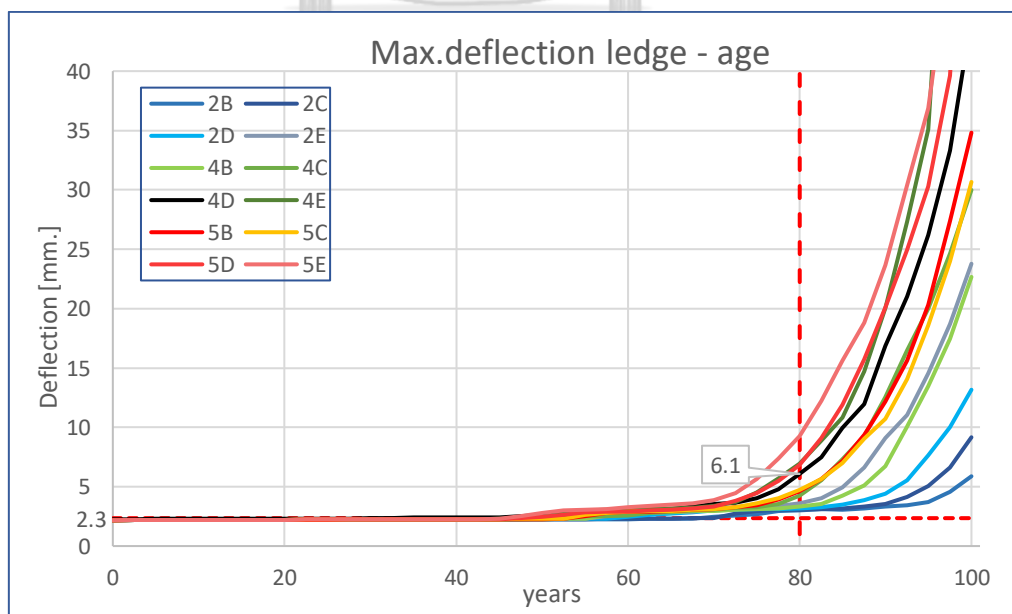
(จ) A-H60-S77



รูปที่ 4.6 การเปลี่ยนรูปของคอนกรีตแบบพลาสติกที่ความเค้นแรงอัด

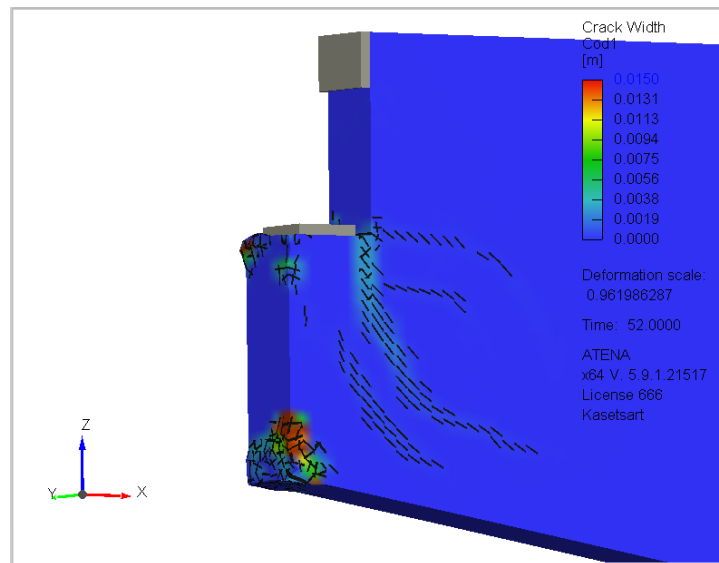
4.2 ผลการวิเคราะห์ความเสื่อมสภาพของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กปลายบาค่า กรณีถูกกัดกร่อนจากคลอไรด์แทรกซึมและคาบอเนชั่น

วิเคราะห์จากการปรับเปลี่ยนตัวแปรที่ส่งผลต่อการแทรกซึมของคลอไรด์ในแต่ละกรณี โดยที่สังเกตการตอบสนองของโครงสร้างที่ปลายบาค่า ซึ่งวิเคราะห์ตามพารามิเตอร์คลอไรด์ที่กำหนดตามภาคผนวก ค ในกรณีปรับเปลี่ยนตัวแปรค่าเฉลี่ยสัมประสิทธิ์การกระจายตัว (D_{ref}) จะขึ้นอยู่กับปริมาณอัตราส่วนประสมน้ำต่อซีเมนต์ที่ใช้ และตัวแปรปริมาณความเข้มข้นคลอไรด์เริ่มต้น (C_s) ขึ้นอยู่กับสภาพแวดล้อมและปริมาณคลอไรด์ในส่วนผสมคอนกรีต โดยกำหนดให้ใช้แรงกระทำด้วยน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 444.9 kN และให้มีการกัดกร่อนที่ส่วนปลายบาค่าตามจุดที่กำหนดตามระยะเวลาเริ่มต้นจนถึง 100 ปี พบว่าการโก่งตัวที่ส่วนปลายมีขนาดเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาที่เกิดความเสื่อมสภาพ แสดงความรูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างอายุของโครงสร้างสะพานกับค่าการโก่งตัวที่ส่วนปลายบาค่า โดยค่าการโก่งตัวที่ค่าเริ่มต้น 2.3 มิลลิเมตร เนื่องจากรับน้ำหนักบรรทุกทุก เมื่อโครงสร้างเกิดการเสื่อมสภาพจากการกัดกร่อนและโก่งตัวส่วนปลายที่ประมาณ 6.1 มิลลิเมตรพบว่าลักษณะรอยแตกร้าว Crack pattern มีความใกล้เคียงกับหน้างานจริงมากที่สุด เมื่อเปรียบเทียบกับผลการสำรวจด้วย 3D scan โดยในกรณีที่ความเสื่อมสภาพลักษณะนี้เกิดที่ระยะเวลา 80 ปีพอดีจะพบในการวิเคราะห์ด้วยตัวแปรชุด 4D คือ ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายตัวที่ $4.144 \times 10^{-12} \text{ m}^2 / \text{s}$ ที่อัตราส่วนน้ำต่อปริมาณซีเมนต์ (w/b ratio) 0.66 และความเข้มข้นคลอไรด์ 0.0085 ต่อมวลของส่วนประสมซีเมนต์

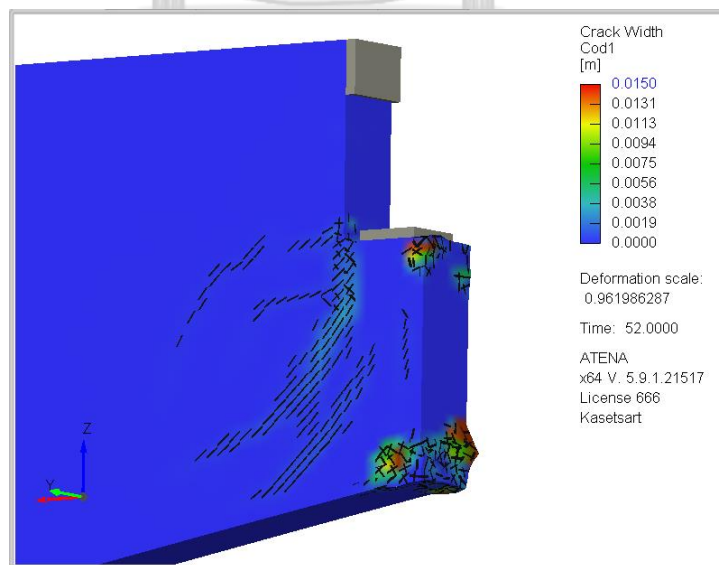


รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์การโก่งตัวที่ส่วนปลายและอายุของสะพาน

เมื่อพิจารณาที่ลักษณะการแตกของรอยร้าวสำหรับการวิเคราะห์ในกรณีตัวแปร 4D ตามรูปที่ 4.8 แสดงรอยแตกร้าวอย่างน้อยที่สุดที่ 0.4 มิลลิเมตร พบว่ารอยแตกร้าวเป็นลักษณะ Direct shear cracks ที่บริเวณมุม (Re-entrant corner) ก่อนเป็นอันดับแรกเนื่องด้วยเหล็กเสริมที่อยู่ใกล้บริเวณมุมถูกกัดกร่อนและสูญเสียการยึดเหนี่ยว จากนั้นส่งผลกระทบต่อร้าวเฉพาะจุดในสุดปลาย (Local nib crack) เกิดรอยแตกร้าวหลุดร่อน (Spalling crack) ที่ส่วนมุมด้านล่างของปลายคานและเกิดที่บริเวณมุมที่อยู่ติดกับแผ่นยางคอสสะพาน คล้ายกับพฤติกรรมโครงสร้างที่ตรวจพบ



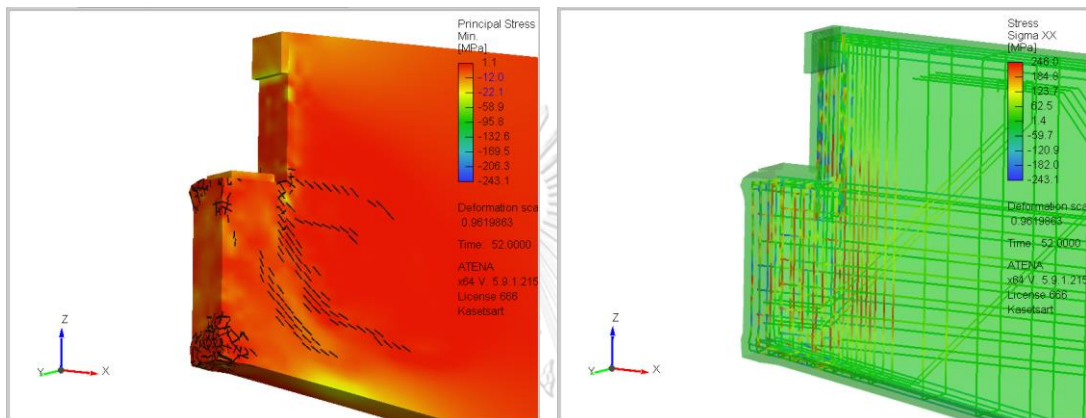
(ก)



(ข)

รูปที่ 4.8 Crack pattern ที่ขนาดรอยร้าวอย่างน้อยที่สุด 0.4 มิลลิเมตร

โดยเมื่อพิจารณาความเค้น (Stress) ที่เกิดขึ้นภายในของทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริมในรูปที่ 4.9 จะเห็นได้ว่าแรงกระทำเริ่มต้นที่จตุรกรรับไม่ถูกถ่ายเทไปในส่วนของหน้าตัดเต็มได้อย่างเพียงพอ และเกิด Stress concentration จนคอนกรีตเกิดการแตกร้าวที่ความเครียดประธานเกินกว่า 0.002 ซึ่งเป็นค่าที่ทำให้คอนกรีตเกิดการวิบัติในบริเวณชิ้นส่วนรับแรงอัด ในส่วนของเหล็กเสริมพบตำแหน่งแสดงค่าความต้านแรงดึงที่จุดคราก (Yielding value, $f_y = 235\text{Mpa}$) ในเส้นสีแดงกระจายอยู่อย่างไม่ต่อเนื่องซึ่งแตกต่างจากกรณีที่เคยเปรียบเทียบเมื่อไม่มีการกักกร่อนเกิดขึ้น



(ก)

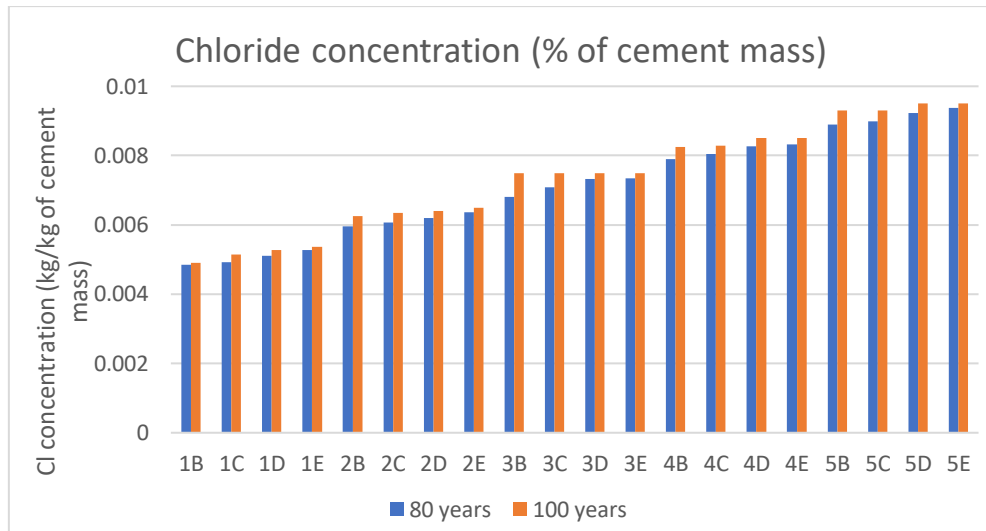
(ข)

รูปที่ 4.9 ความเครียดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตและเหล็กเสริม

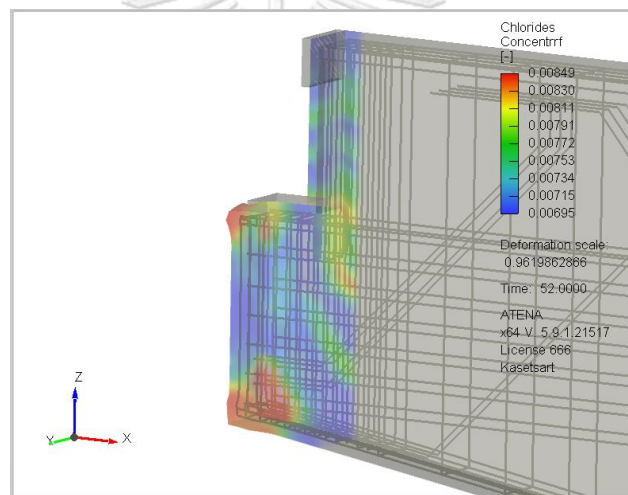
(ก) Principal compressive stress

(ข) Stress sigma xx

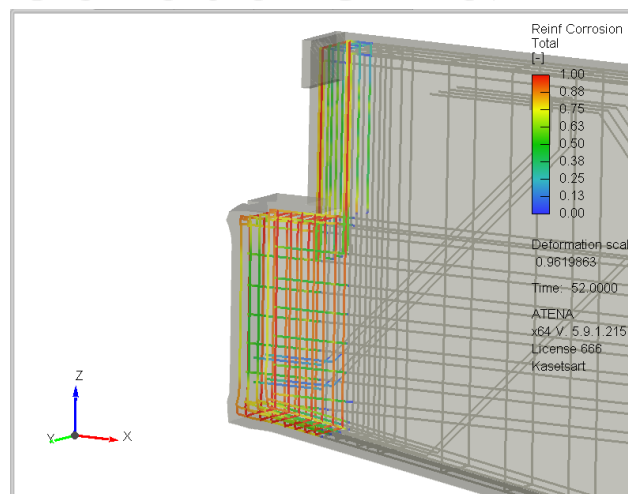
การจับคู่ตัวแปรตัวแปรในแต่ละกรณีส่งผลต่อปริมาณของคลอไรด์ที่แทรกซึมจากพื้นผิวคอนกรีตภายนอกเข้าสู่ด้านในของโครงสร้างที่เวลา 80 ปี และ 100 ปี แสดงในรูปที่ 4.10 พิจารณาจุดที่มีความเข้มข้นสูงสุดที่ความลึกจากผิวคอนกรีตถึงเหล็กเสริมหรือระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม 3 เซนติเมตร โดยเมื่อพิจารณาในกลุ่มตัวแปรที่มีปริมาณความเข้มข้นคลอไรด์ที่เท่ากันพบว่าเมื่อตัวแปรค่าเฉลี่ยสัมประสิทธิ์การกระจายตัว (D_{ref}) หรือค่า w/b ratio เพิ่มขึ้นครั้งละ 0.03 จากค่าเริ่มต้น 0.6 ไปจนถึง 0.69 พบว่ามีการเพิ่มขึ้นของปริมาณความเข้มข้นของคลอไรด์โดยเฉลี่ยร้อยละ 2.25 และ 1.19 ที่เวลา 80 และ 100 ปี ตามลำดับ ซึ่งในรูปที่ 4.11 แสดงรูปการกระจายตัวของคลอไรด์ในพื้นที่ชิ้นส่วนที่กำหนดสำหรับชุดตัวแปร 4D ที่เวลา 80 ปี และรูปที่ 4.12 ในกรณีเดียวกันแสดงการกักกร่อนที่เหล็กเสริม Flexure reinforcement (A_s), Shear friction reinforcement (A_h), Vertical reinforcement (A_v) โดยพิจารณาจุดที่ถูกกักกร่อนอย่างมากที่สุดพบเกิดร้อยละ 75, 63, 88 ตามลำดับ



รูปที่ 4.10 ปริมาณความเข้มข้นคลอไรด์ที่แทรกซึมในแต่ละกรณีในช่วงเวลา 80 และ 100 ปี

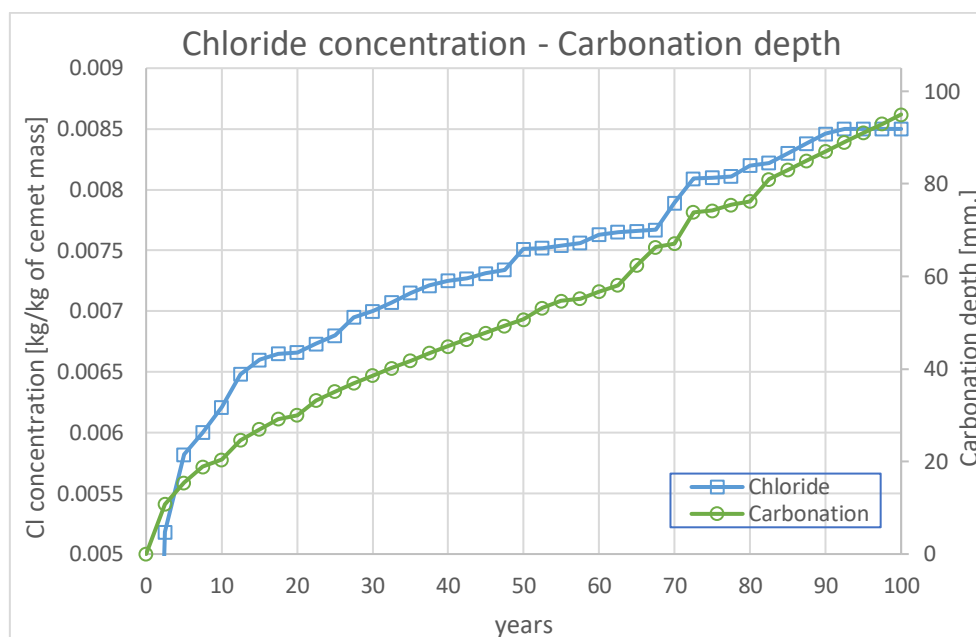


รูปที่ 4.11 ปริมาณความเข้มข้นคลอไรด์แทรกซึมสำหรับชุดตัวแปร 4D ที่เวลา 80 ปี



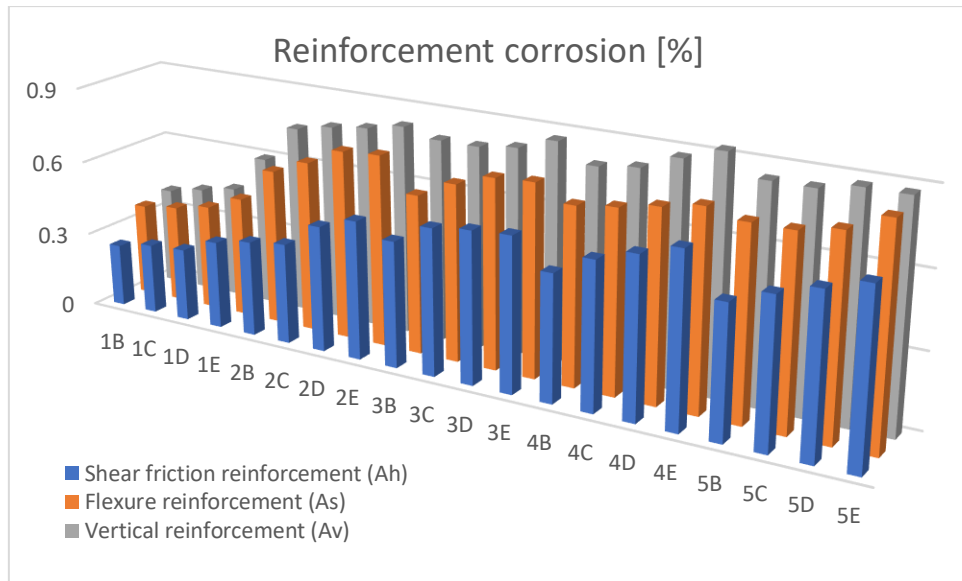
รูปที่ 4.12 การกัดกร่อนที่เหล็กเสริม

จากรูปที่ 4.13 แสดงอัตราเพิ่มขึ้นของปริมาณคลอไรด์แทรกซึมและความลึกของปฏิกิริยาคาบอเนชันจากผิวสัมผัสคอนกรีตตลอดระยะเวลาที่ทำการวิเคราะห์ของตัวแปรชุด 4D ที่เวลา 80 ปี มีความเข้มข้นคลอไรด์ 0.0082 กิโลกรัมต่อน้ำหนักซีเมนต์กิโลกรัม และความลึกของปฏิกิริยาคาบอเนชันเกิดขึ้น 76.2 มิลลิเมตร



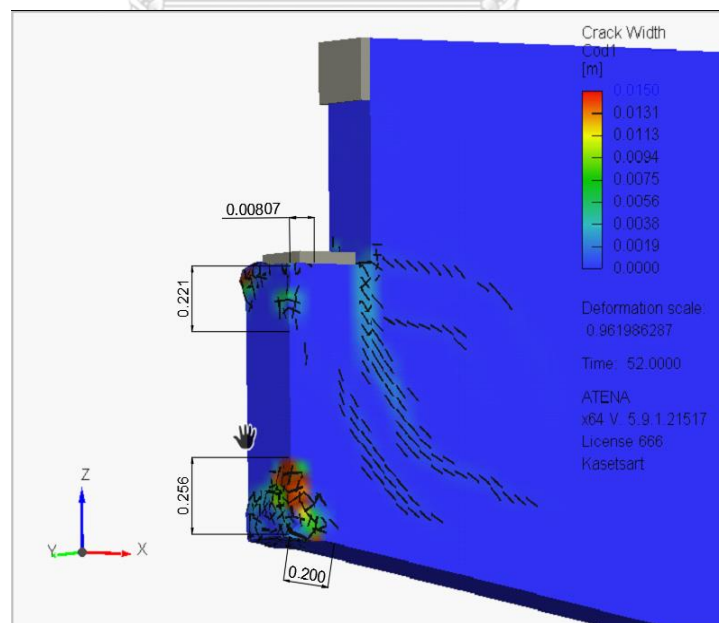
รูปที่ 4.13 ความเข้มข้นคลอไรด์และความลึกปฏิกิริยาคาบอเนชันของตัวแปร 4D

การวิเคราะห์ด้วยปฏิกิริยาคาบอเนชันสามารถแสดงถึงความลึกของปฏิกิริยาที่กระทำกับโครงสร้างได้ แต่เนื่องด้วยการวิเคราะห์ใช้ปริมาณความเข้มข้นของคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) ในสภาพแวดล้อมปกติโดยประมาณ 0.0036 หรืออยู่ในพื้นที่ที่ไม่มีมลพิษสูง ผลกระทบการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมจากปฏิกิริยาคาบอเนชันจึงเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อย ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับ การแทรกซึมจากคลอไรด์จะส่งผลต่อการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมมากกว่า ดังในรูปที่ 4.14 ปริมาณเหล็กเสริมที่ถูกกัดกร่อนทั้งหมดเปรียบเทียบในแต่ละกรณีศึกษา เมื่อสังเกตในกรณีที่เปรียบเทียบในชุดตัวแปรที่มีความเข้มข้นคลอไรด์เท่ากันและค่าสัมประสิทธิ์การกระจายตัวที่เพิ่มขึ้น พบว่าการกัดกร่อนที่เหล็กเสริม A_h , A_s , A_v มีอัตราการถูกกัดกร่อนเพิ่มขึ้นร้อยละ 10.55, 6.15, 5.74 จะเห็นได้ว่าเหล็กเสริม A_h จะมีการตอบสนองต่อการเพิ่มค่าสัมประสิทธิ์การกระจายตัวมากที่สุด เนื่องจากเป็นชั้นเหล็กเสริมที่อยู่ลึกที่สุดจากผิวคอนกรีตเมื่อคลอไรด์แทรกซึมได้เร็วขึ้นจึงส่งผลให้ปริมาณคลอไรด์ที่แทรกซึมผ่านเพิ่มเร็วขึ้นจนถึงค่าวิกฤต ในขณะที่เดียวกันสำหรับเหล็กเสริมอื่นๆ ที่อยู่ในชั้นที่ใกล้กับผิวคอนกรีตกว่า ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายตัวที่น้อยกว่าในปริมาณความเข้มข้นคลอไรด์ที่เพียงพอก็สามารถเหนี่ยวนำให้เกิดการกัดกร่อนได้เหมือนกัน

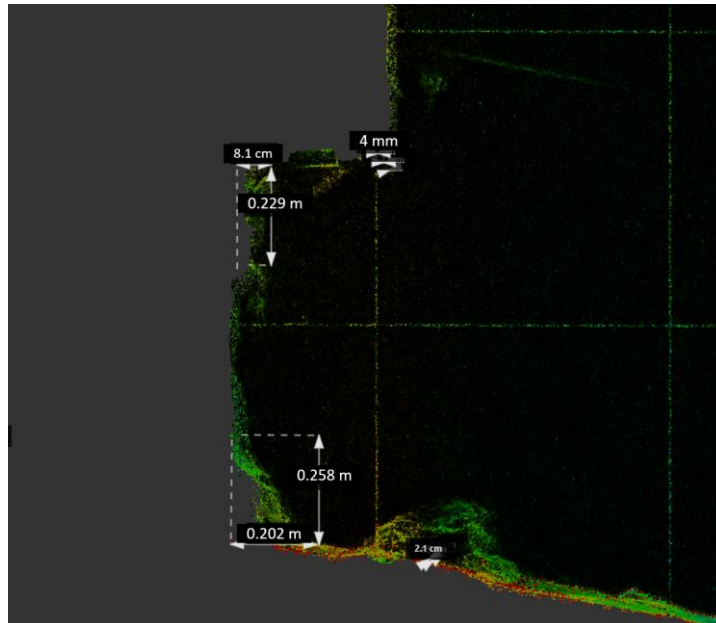


รูปที่ 4.14 การกัดกร่อนที่เหล็กเสริมอย่างมากที่สุดในแต่ละคอลโรดพารามิเตอร์ที่เวลา 80 ปี

ในส่วนของการเปรียบเทียบระหว่างผลจากการวิเคราะห์แบบจำลองกับผลจากการสำรวจด้วยวิธีการ 3D scan จะเทียบผลสุดท้ายที่ Crack pattern โดยหาชุดตัวแปรการแทรกซึมคลอไรด์ที่วิเคราะห์แล้วให้ผลลัพธ์ได้ใกล้เคียงมากที่สุด สำหรับผลของตัวแปรชุด 4D เปรียบเทียบการวัดขนาดรอยแตกร้าวแบบหลุดร่อน (Spalling cracks) บริเวณที่มุมส่วนปลายและชนิด Direct shear crack ที่เกิดขึ้นบริเวณมุมด้านในแสดงในรูปที่ 4.15-4.16



(ก)

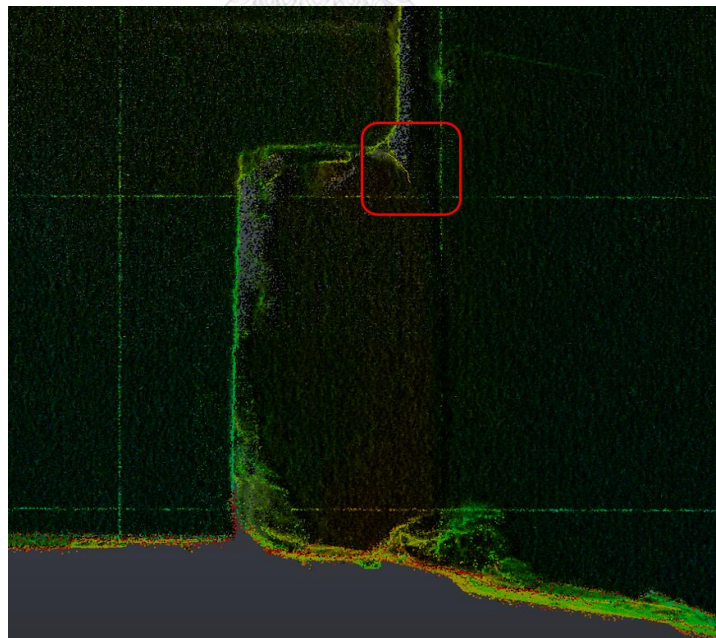


(ข)

รูปที่ 4.15 การวัดขนาดและตำแหน่งรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น

(ก) รูปแบบการแตกร้าวจากการวิเคราะห์แบบจำลอง 4D

(ข) รูปแบบการแตกร้าวจากผล 3D scan



(ก)

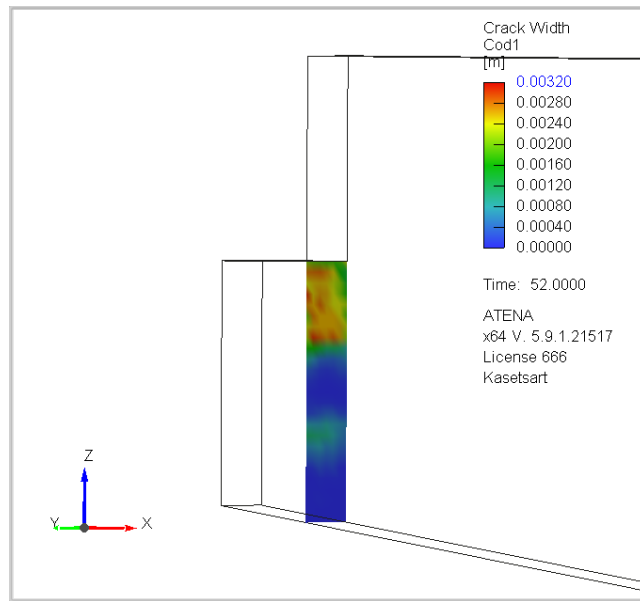


(ข)

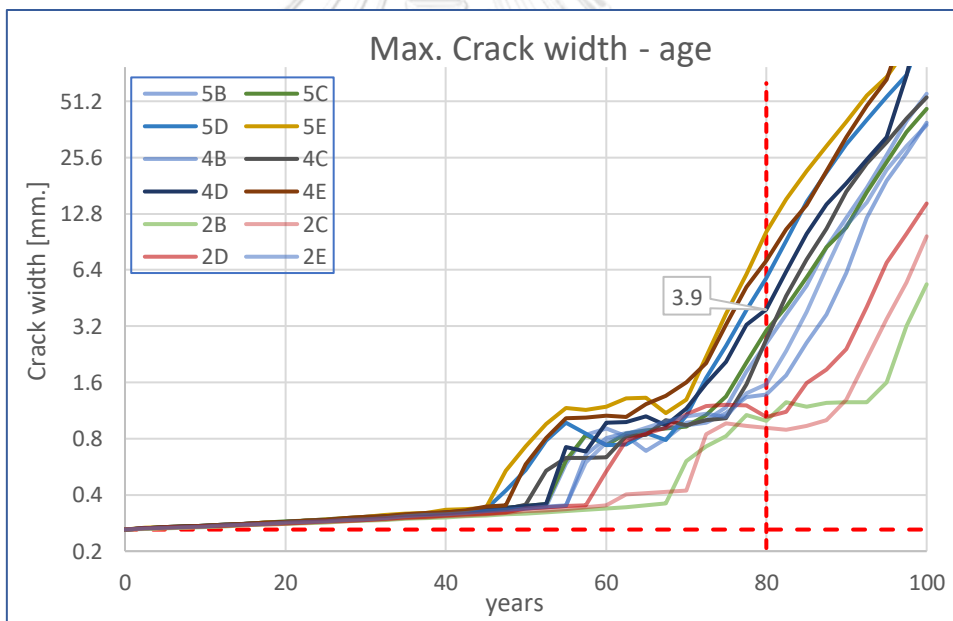
รูปที่ 4.16 ขนาดรอยแตกร้าวที่ Re-entrant corner

เมื่อพิจารณาที่ความเสียหายที่คอนกรีตโดยสังเกตจากผล Crack pattern จะเห็นว่าคอนกรีตแตกร้าวและหลุดร่อนในบริเวณด้านล่างส่วนปลายเป็นอย่างมาก อันเนื่องมาจากเหล็กเสริมในส่วนที่รับแรงดึงและแรงดัดสูญเสียการยึดเหนี่ยวกับคอนกรีตจากการเกิดสนิม ส่งผลให้คอนกรีตส่วนมุม re-entrant corner เริ่มแยกออกก่อนเป็นรอยแตกร้าวหลักควบคุมพฤติกรรมทั้งหมด ในรูปที่ 4.17 กำหนดตำแหน่งเพื่อตรวจสอบรอยแตกร้าวค่าสูงสุดที่เกิดขึ้นใน Plane และแสดงผลเปรียบเทียบรอยแตกร้าวในแต่ละพารามิเตอร์ตามรูปที่ 4.18

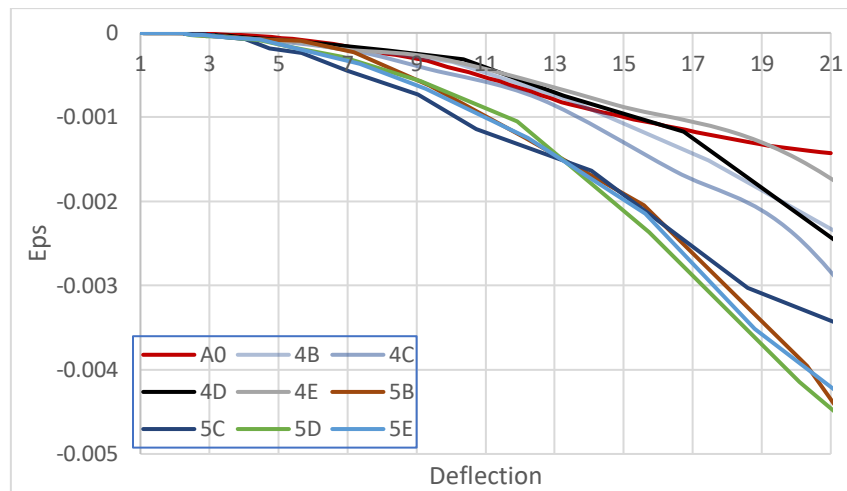
สำหรับผลการตรวจสอบรอยแตกร้าวสังเกตได้ว่ามีความสอดคล้องกับผลของการถูกกัดกร่อนในแต่ละกรณี คือเมื่อเพิ่มความเข้มข้นของปริมาณคลอไรด์และค่าสัมประสิทธิ์การกระจายตัวก็จะทำให้เกิดการแตกร้าวและเสื่อมสภาพเพิ่มขึ้นอีกด้วย สำหรับชุดตัวแปร 4D พบว่าเกิด Crack ที่มุม re-entrant ที่ค่าสูงสุดประมาณ 3.92 มิลลิเมตร แสดงผลทั้งหมดตลอดช่วงเวลาตามภาคผนวก ง สอดคล้องกับผลการสำรวจและผลการวิเคราะห์ และจะเห็นได้ว่าภายหลังจากช่วงเวลา 80 ปี ความเสื่อมสภาพมีแนวโน้มพัฒนาเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วเนื่องจากเมื่อผิวของคอนกรีตแตกร้าวและเปิดออกทำให้เหล็กเสริมถูกเปิดเผยให้สัมผัสกับสภาพแวดล้อมได้ง่ายมากขึ้น



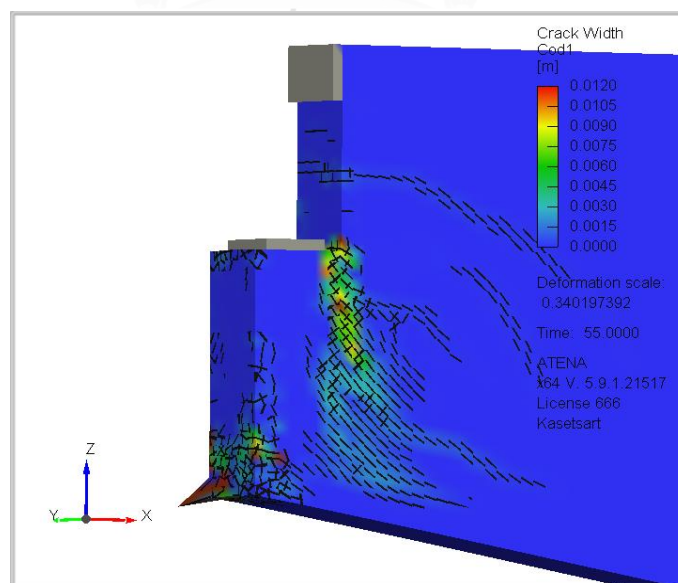
รูปที่ 4.17 ตำแหน่งหน้าตัดสำหรับตรวจสอบรอยแตกร้าว



รูปที่ 4.18 เปรียบเทียบรอยแตกร้าวค่าสูงสุดที่หน้าตัดตรวจสอบกับอายุของโครงสร้างสะพานในแต่ ละพารามิเตอร์คลอไรด์



รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์การเปลี่ยนแปลงรูปแบบพลาสติกกับการโก่งตัวที่ส่วนปลายบาค่า การเปลี่ยนรูปแบบพลาสติกหรือความเครียดแบบคงรูป (Plastic Strain) แสดงตามรูปที่ 4.19 โดยที่เปรียบเทียบกับกรณี A0 เป็นกรณีที่เพิ่มแรงกระทำจนโครงสร้างวิบัติด้วยแบบจำลอง ต้นแบบและกรณีพารามิเตอร์คลอไรด์ ได้ความสัมพันธ์ค่าการโก่งตัวที่ส่วนปลายและ Plastic deformation เมื่อพิจารณาที่จุดวิบัติของแบบจำลองต้นแบบ A0 จะเกิดพฤติกรรมการโก่งตัวส่วน ปลาย 15 มิลลิเมตร รอยแตกกว้างที่มุม 5.9 มิลลิเมตร และเกิดการเปลี่ยนรูปแบบพลาสติกโดยเฉลี่ย - 0.001 ของหน้าตัดตรวจสอบ ซึ่งเมื่อนำมาเปรียบเทียบกับแบบจำลองที่วิเคราะห์ด้วยพารามิเตอร์คลอไรด์ชุด 4D จะพบว่าพฤติกรรมเหล่านี้จะเกิดในระหว่างช่วงเวลา 88-90 ปี จึงประเมินได้ว่าโครงสร้าง ของสะพานที่ขึ้นส่วนลักษณะปลายบาค่าจะเกิดการวิบัติในช่วงเวลาดังกล่าวนี้ แสดงตามรูปที่ 4.20



รูปที่ 4.20 กรณีที่โครงสร้างมี Corrosion จนเกิดการวิบัติ

บทที่ 5

สรุปผลและข้อเสนอแนะ

จากผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างคานคองกรีตเสริมเหล็กชั้นส่วนปลายบาคบ่าในสะพานปรีดี-ธำรง จ.พระนครศรีอยุธยา ด้วยวิธีแบบไม่เชิงเส้นระเบียบวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ ซึ่งคำนึงถึงความเสื่อมสภาพของโครงสร้างจากการกัดกร่อนโดยสภาพแวดล้อมร่วมด้วย โดยที่เกิดจากการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมในบริเวณที่มีการส่งถ่ายผ่านแรงแบบซับซ้อน ส่งผลกระทบให้เกิดการแตกร้าวของคองกรีตที่ตามมาในขณะที่โครงสร้างได้รับน้ำหนักบรรทุกกระทำคงที่ สำหรับการประเมินความเสื่อมสภาพของโครงสร้าง ผลกระทบจากการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมจึงเป็นปัจจัยสำคัญที่ทำให้สมรรถภาพของโครงสร้างลดลงภายใต้อายุการใช้งานของโครงสร้างสะพาน

สำหรับการวิเคราะห์สะพานปรีดี-ธำรงเป็นการวิเคราะห์ถึงพฤติกรรมเชิงกลประกอบกับแบบจำลองการแทรกซึมคลอไรด์และปฏิกิริยาคาบอนชั่น เริ่มต้นด้วยให้น้ำหนักบรรทุกกระทำคงที่กับโครงสร้างหลังจากนั้นใช้แบบจำลองการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมจากคลอไรด์และคาบอนชั่นตามเวลาอายุของสะพานที่ 80 ปีและขยายเวลาออกไปถึง 100 ปีเพื่อตรวจสอบความทนทาน กำหนดพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์อ้างอิงจากการทดลองในตัวอย่างที่มีคุณสมบัติใกล้เคียงกับโครงสร้างที่ทำการศึกษ จากการศึกษาวิเคราะห์ผลลัพธ์ที่ได้สามารถสรุปได้ดังนี้

1. ผลการศึกษาความอ่อนไหวของโครงสร้างต่อปริมาณเหล็กเสริมที่เสนอตามมาตรฐาน PCI (2010) เพื่อควบคุมให้พฤติกรรมของโครงสร้างลักษณะการแตกร้าวมีแนวโน้มคล้ายกับปัญหาที่สำรวจพบ ด้วยการควบคุมด้วยปริมาณ Flexure reinforcement และ Shear friction reinforcement โดยเมื่อลดปริมาณของเหล็กเสริมทั้งสองกรณี รอยแตกร้าวเปลี่ยนแปลงจากทิศทาง Diagonal shear crack เป็น Direct shear crack ทิศทางแนวตรงเริ่มต้นจากบริเวณมุมของปลายบาคบ่า เนื่องจากการถ่ายแรงจากส่วนปลายที่จุดรองรับไปสู่หน้าตัดหลักได้น้อยลงและส่งผลที่ตามมาคือการแตกร้าวเฉพาะจุดที่ส่วนปลายเนื่องด้วยปริมาณเหล็กปลอกเสริม Nib vertical reinforcement ไม่เพียงพอ ตั้งแต่ต้นตามข้อเสนอของมาตรฐาน เป็นข้อสังเกตในการพิจารณาถึงกรณีที่มีการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมเพื่อกำหนดตำแหน่งการแทรกซึมของคลอไรด์และคาบอนชั่นได้อย่างเฉพาะเจาะจง

2. การวิเคราะห์โครงสร้างคานคองกรีตเสริมเหล็กปลายบาคบ่าด้วยการพิจารณาการเกิด Corrosion ร่วมด้วย แสดงให้เห็นพฤติกรรมของโครงสร้างที่แตกต่างออกไปจากการวิเคราะห์แบบ Static มีลักษณะรอยแตกร้าวเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดขณะที่มีน้ำหนักบรรทุกกระทำคงที่ตลอดเวลา

เมื่อตรวจสอบยืนยันผลการวิเคราะห์ด้วย 3D scan ลักษณะรอยแตกร้าวและขนาดมีความใกล้เคียงกับผลจากแบบจำลอง แสดงให้เห็นว่าโครงสร้างเกิดความเสื่อมสภาพและสูญเสียความทนทานจากการเกิด Corrosion เป็นระยะเวลา 80 ปี โดยที่จะขึ้นอยู่กับตัวแปรหลัก คือ ความเข้มข้นคลอไรด์ ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายตัวของคอนกรีต w/b ratio ค่าความเข้มข้นคลอไรด์วิกฤต อัตราการเกิดสนิมของเหล็กเสริม คุณสมบัติของวัสดุโครงสร้างและระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมห่างจากพื้นผิวสัมผัสสภาพแวดล้อม

3. ผลการวิเคราะห์กรณีชุดตัวแปร 4D คือ ปริมาณความเข้มข้นคลอไรด์ 0.0085 kg/kg of cement และค่าสัมประสิทธิ์การกระจายตัวของคอนกรีต $4.144 \times 10^{-12} \text{ m}^2 / \text{s}$ ที่อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ w/b ratio 0.66 มีลักษณะการแตกร้าวเหมือนกับโครงสร้างจริงมากที่สุดในเวลา 80 ปี โดยที่เปรียบเทียบรอยแตกร้าวหลักที่บริเวณมุม Re-entrant corner พบว่ามีขนาด 3.92 มิลลิเมตร เนื่องจากการเกิด Corrosion ที่เหล็กเสริม Flexure reinforcement และ Shear friction reinforcement ในส่วนบน ทำให้หน้าตัดสูญเสียการรับแรงดึงและคานส่วนปลายรับแรงอัดเพิ่มขึ้น คือ เมื่อปริมาณเหล็กเสริมลดลงจึงทำให้ความสัมพันธ์ภายในระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมเปลี่ยนไป จึงเกิดรอยแตกร้าวเฉพาะจุด (Local nib crack) ในส่วนปลายเพิ่มขึ้นและคอนกรีตหลุดร่อน ทำให้สามารถประเมินได้ว่าการวิบัติจะเกิดในช่วงเวลา 88-90 ปี

4. การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไม่เชิงเส้นระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในสะพานที่มีความเสื่อมสภาพหรือสะพานที่ตั้งอยู่ในสภาพแวดล้อมที่เสี่ยงต่อการกัดกร่อน สามารถวิเคราะห์ร่วมกับฟังก์ชันของกัดกร่อนที่เหล็กเสริม ทำให้แบบจำลองมีความละเอียดมากยิ่งขึ้นและสามารถประเมินได้ถึงปัจจัยสำคัญที่ก่อให้เกิดความเสียหายตลอดอายุการใช้งานของโครงสร้าง รวมไปถึงสามารถนำไปปรับใช้ในการออกแบบ ซ่อมแซมหรือบำรุงรักษา เพื่อเสริมความทนทานในระยะยาวของโครงสร้างได้ อย่างไรก็ตามความเสียหายที่สำรวจพบอาจเกิดได้จากหลายปัจจัย ตัวอย่างเช่นกรณีมีการใช้น้ำหนักบรรทุกเกินขนาดกำหนดการใช้งาน การรับน้ำหนักกระทำแบบซ้ำๆจนเกิดความล้าจากน้ำหนักบรรทุกทุกสัณฐาน ในงานวิจัยนี้จะเป็นการคำนวณด้วยน้ำหนักบรรทุกคงที่ประกอบการกัดกร่อนจากคลอไรด์แทรกซึมและคาบอเนชันเท่านั้น ในกรณีที่สามารถกำหนดเงื่อนไขได้ครบถ้วนตามความเป็นจริงจะยิ่งทำให้แบบจำลองมีความแม่นยำและน่าเชื่อถือมากยิ่งขึ้นอีกด้วย

ข้อเสนอแนะ

1. ในโครงสร้างสะพานที่มีแนวโน้มเกิดความเสื่อมสภาพจากการกัดกร่อนจากสภาพแวดล้อม หรือมีคราบความชื้นตกค้างอยู่เฉพาะจุดและมีรอยแตกร้าวเกิดขึ้นในบริเวณนั้น ควรมีการตรวจสอบ และเฝ้าติดตามพฤติกรรมที่เปลี่ยนแปลงของโครงสร้างทั้ง การโก่งตัว ขนาดรอยแตกร้าว ลักษณะของการแตกร้าว หรือคุณสมบัติทางเคมีสำหรับตัวแปรที่เหนี่ยวนำให้เกิดการกัดกร่อน ตลอดช่วงเวลาทุกๆ 1-2 ปี เพื่อหาถึงอัตราความเสื่อมสภาพของโครงสร้างและเป็นข้อมูลในการวิเคราะห์ผล

2. เมื่อพิจารณาจากคานส่วนปลายบ่อบำในสะพานปรีดี-ธำรง ในส่วนของระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมมีระยะน้อยเกินไป ควรมีระยะอย่างน้อย 5 เซนติเมตร และเพื่อหลีกเลี่ยงในจุดที่คอนกรีตมีอัตราการไหลซึมผ่านของน้ำได้ควรกำหนดให้ w/b ratio ของคอนกรีตที่ใช้งานในระดับที่ต่ำไว้และการออกแบบให้มีเหล็กเสริมต้านทานการแตกร้าวที่มุมในทิศทางตามแนวยาวยังสามารถช่วยลดความเสื่อมสภาพที่เกิดจาก Corrosion ได้อีกด้วย

3. การเสริมกำลังเมื่อโครงสร้างถูกกัดกร่อนจากสภาพแวดล้อมและเกิดความเสื่อมสภาพ

- Post-tensioning: วิธีการนี้จะใช้การเสริมลวดอัดแรงเข้าไปในชิ้นส่วนของคอนกรีต โครงสร้างให้อยู่ในสภาพแรงดึงยึดติดที่ส่วนปลาย ซึ่งจะสร้างแรงอัดในองค์ประกอบคอนกรีตและเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักให้มากขึ้น สำหรับวิธีการเสริมกำลังนี้สามารถใช้ได้ใน คาน พื้น เสา ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสะพานได้
- Shotcrete: เป็นวิธีการพ่นคอนกรีตบริเวณพื้นผิวด้านนอกของชิ้นส่วนเพื่อเพิ่มความหนาของคอนกรีตที่ปกคลุม ซึ่งเป็นการซ่อมแซมได้แก่ที่ผิวของส่วนที่แตกร้าว
- External prestressing: ในวิธีนี้องค์ประกอบคอนกรีตอัดแรงจะถูกติดตั้งไว้ภายนอกของชิ้นส่วนคอนกรีตเดิมที่มีอยู่และใช้วัสดุยึดเหนี่ยวกันระหว่างทั้งสององค์ประกอบ ทำการอัดแรงจากโครงสร้างใหม่ส่งถ่ายแรงไปยังโครงสร้างเดิมสามารถเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกได้
- Steel plate bonding: วิธีนี้เป็นการติดตั้งแผ่นเหล็กยึดติดกับโครงสร้างเดิมช่วยเพิ่มความต้านทานแรงดึง เพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักได้ เหมาะกับการเสริมกำลังของชิ้นส่วนโครงสร้างชนิด พื้น
- FRP: การใช้วัสดุโพลีเมอร์เสริมไฟเบอร์สามารถใช้เสริมกำลังสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสื่อมสภาพเนื่องจากการกัดกร่อนได้ ซึ่งทำได้หลายวิธี เช่น การเสริมด้วยวัสดุ FRP ชนิดแผ่นเสริมกำลังจากผิวด้านนอก การใช้วัสดุ FRP ชนิด bars และ

grid เสริมทดแทนหน้าตัดของเหล็กเสริมที่ถูกกัดกร่อนไป และการใช้เพื่อป้องกันโดยการเคลือบบนพื้นผิวของคอนกรีต ซึ่งสามารถลดความเสียหายเพิ่มเติมจากคลอไรด์แทรกซึมได้เป็นอย่างดี

ทั้งนี้ในชิ้นส่วนคานปลายบาค่าของโครงสร้างสะพานปรีดี-ธำรงการเสริมกำลังที่บริเวณผิวคอนกรีตอย่างเดียวยังไม่เพียงพอ เนื่องจากมีความเสื่อมสภาพทั้งการสูญเสียหน้าตัดเหล็กเสริมเป็นจำนวนมากและกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตลดลงจากการเกิดรอยร้าววิธีการเสริมกำลังด้วยชิ้นส่วนคอนกรีตอัดแรงภายนอกหรือเป็นโครงสร้างขึ้นใหม่เพื่อทดแทนการรับน้ำหนักบรรทุกเดิมควบคู่ไปกับการซ่อมและเคลือบพื้นผิวด้วยการเสริมกำลังจากวัสดุโพลีเมอร์ในส่วนที่ถูกกัดกร่อนจึงจะเหมาะสม และในจุดที่เป็นรอยต่อแบบ Half-joint ควรออกแบบให้หลีกเลี่ยงการเกิดความชื้นสะสมที่ชิ้นส่วนจากระบบระบายน้ำในโครงสร้างสะพาน



บรรณานุกรม

1332-55, D. Concrete Work Standards when Considering the Durability and Service Life. *DPT Standard, Department of Public Works and Town & Country Planning of Thailand, Phayathai, Bangkok.*

Angst, U., Elsener, B., Larsen, C. K., & Vennesland, Ø. (2009). Critical chloride content in reinforced concrete—A review. *Cement and Concrete research*, 39(12), 1122-1138.

Aswin, M., Mohammed, B. S., Liew, M., & Syed, Z. I. (2015). Shear failure of RC dapped-end beams. *Advances in Materials science and engineering*, 2015.

Bertolini, L., Elsener, B., Pedferri, P., Redaelli, E., & Polder, R. B. (2013). *Corrosion of steel in concrete: prevention, diagnosis, repair*. John Wiley & Sons.

Béton, C. E.-I. d. (1993). *CEB-FIP model code 1990: Design code*. Thomas Telford Publishing.

Boothman, D., Leckie, S., MacGregor, I., & Brodie, A. (2008). Assessment of concrete half-joints using non-linear analysis. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Bridge Engineering*,

[Record #42 is using a reference type undefined in this output style.]

Červenka, J., & Papanikolaou, V. K. (2008). Three dimensional combined fracture–plastic material model for concrete. *International journal of plasticity*, 24(12), 2192-2220.

Chijiwa, N., Suryanto, B., & Kurihara, R. (2020). FORENSIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE HALF-JOINTS. *Technology*, 6(1), 215-226.

Clark, L. A., & Thorogood, P. (1988). Serviceability behaviour of reinforced concrete half joints. *Structural Engineer*, 66(18).

Collepari, M. (1972). Penetration of chloride ions into cement pastes and concretes.

Committee, A. (2008). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary.

Cook, R. D. (2007). *Concepts and applications of finite element analysis*. John wiley & sons.

Cook, W. D., & Mitchell, D. (1988). Studies of disturbed regions near discontinuities in reinforced concrete members. *Structural Journal*, 85(2), 206-216.

Desnerck, P., Lees, J. M., & Morley, C. T. (2016). Impact of the reinforcement layout on the load capacity of reinforced concrete half-joints. *Engineering Structures*, 127, 227-239.

- Eligehausen, R., & Bigaj-van Vliet, A. (1999). Bond behaviour and models. *Structural Concrete, the Textbook on Behaviour, Design and Performance. CEB-FIP Bulletins*, 1(2), 3.
- Gjørsv, O. E. (2009). *Durability design of concrete structures in severe environments*. CRC Press.
- Gonzalez, J., Andrade, C., Alonso, C., & Feliu, S. (1995). Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement. *Cement and Concrete research*, 25(2), 257-264.
- Hájková, K., Šmilauer, V., Jendele, L., & Červenka, J. (2018). Prediction of reinforcement corrosion due to chloride ingress and its effects on serviceability. *Engineering Structures*, 174, 768-777.
- Hordijk, D. (1991). Local approach to fatigue of concrete, doctor dissertation. *Delft University of Technology, The Netherlands, ISBN, 90, 9004519-9004518*.
- [Record #17 is using a reference type undefined in this output style.]
- Kupfer, H. B., & Gerstle, K. H. (1973). Behavior of concrete under biaxial stresses. *Journal of the engineering mechanics division*, 99(4), 853-866.
- Kwon, S.-J., & Na, U.-J. (2011). Prediction of durability for RC columns with crack and joint under carbonation based on probabilistic approach. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 5(1), 11-18.
- Kwon, S. J., Na, U. J., Park, S. S., & Jung, S. H. (2009). Service life prediction of concrete wharves with early-aged crack: Probabilistic approach for chloride diffusion. *Structural Safety*, 31(1), 75-83.
- Laboratory, C. T., Stratfull, R., Jurkovich, W., & Spellman, D. (1975). *Corrosion testing of bridge decks*. The Laboratory Sacramento, CA, USA.
- Lees, J., & Morley, C. (2018). Strut-and-tie models for deteriorated reinforced concrete half-joints.
- Liu, T., & Weyers, R. (1998). Modeling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures. *Cement and Concrete research*, 28(3), 365-379.
- Liu, Y. (1996). *Modeling the time-to corrosion cracking of the cover concrete in chloride contaminated reinforced concrete structures* Virginia Tech].
- [Record #49 is using a reference type undefined in this output style.]
- Mata-Falcón, J., Pallarés, L., & Miguel, P. F. (2019). Proposal and experimental validation of simplified strut-and-tie models on dapped-end beams. *Engineering Structures*, 183, 594-609.

- Mattock, A. H., & Chan, T. C. (1979). Design and behavior of dapped-end beams. *PCI journal*, 24(6), 28-45.
- Mitchell, D., Marchand, J., Croteau, P., & Cook, W. D. (2011). Concorde overpass collapse: structural aspects. *Journal of performance of constructed facilities*, 25(6), 545-553.
- Moreno-Martínez, J. Y., & Meli, R. (2014). Experimental study on the structural behavior of concrete dapped-end beams. *Engineering Structures*, 75, 152-163.
- Mörsch, E. (1909). *Concrete-steel construction (der Eisenbetonbau)*. Engineering news publishing Company.
- Muthena, A., Andrade, C., Nilsson, L., & Edvardsen, C. (2000). *DuraCrete, Final Technical Report*.
- Nagy-György, T., Sas, G., Dăescu, A., Barros, J. A., & Stoian, V. (2012). Experimental and numerical assessment of the effectiveness of FRP-based strengthening configurations for dapped-end RC beams. *Engineering Structures*, 44, 291-303.
- Page, C. (1992). Nature and properties of concrete in relation to environment corrosion. *Corrosion of Steel in Concrete*.
- Poulsen, E., & Mejlbro, L. (2010). *Diffusion of chloride in concrete: theory and application*. CRC Press.
- Rodriguez, J., Ortega, L., Casal, J., & Diez, J. (2018). Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures. In *Durability of Building Materials and Components 7* (pp. 117-126). Routledge.
- Santarsiero, G., Masi, A., & Picciano, V. (2021). Durability of Gerber saddles in RC bridges: Analyses and applications (Musmeci Bridge, Italy). *Infrastructures*, 6(2), 25.
- Schlaich, J., Schäfer, K., & Jennewein, M. (1987). Toward a consistent design of structural concrete. *PCI journal*, 32(3), 74-150.
- Smilauer, V., Jendele, L., & Cervenka, J. (2013). Prediction of carbonation and chloride ingress in cracked concrete structures. BHV Topping and P. Iványi, Editors. Proceedings of the Fourteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing,
- Spec-net. (2015). *Corrosivity zones for steel construction [online] available from:*
http://www.spec-net.com.au/press/1014/gaa_081014/Corrosivity-Zones-for-SteelConstruction-Galvanizers-Association http://www.spec-net.com.au/press/1014/gaa_081014/Corrosivity-

[Zones-for-SteelConstruction-Galvanizers-Association](#)

- Tang, L., Utgenannt, P., & Boubitsas, D. (2015). Durability and service life prediction of reinforced concrete structures. *Journal of the Chinese Ceramic Society*, 43(10), 1408-1419.
- Thomas, M., & Bentz, D. (2001). Life 365—Computer program for predicting the service life and life-cycle costs of reinforced concrete structures exposed to chlorides. User Manual (version 1.0.0), presented at the Nordic Mini Seminar & fib TG,
- Toupin, R. A. (1965). Saint-Venant's principle. *Archive for Rational Mechanics and Analysis*, 18(2), 83-96.
- Wang, Q., Guo, Z., & Hoogenboom, P. C. (2005). Experimental investigation on the shear capacity of RC dapped end beams and design recommendations. *Structural Engineering and Mechanics*, 21(2), 221.
- Zhang, J., Wang, J., & Kong, D. (2010). Chloride diffusivity analysis of existing concrete based on Fick's second law. *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed.*, 25(1), 142-146.



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY





การคำนวณแรงเฉือน (V) ตามมาตรฐาน AASHTO ASD

น้ำหนักบรรทุกก่อกแบบที่นำมาใช้สำหรับสภาวะการใช้งานขีดสุด อ้างอิงตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งแห่งประเทศไทยสหรัฐอเมริกา AASHTO โดยใช้น้ำหนักบรรทุกชนิด HS20-35 ตามมาตรฐานเมื่อปี ค.ศ. 1935 ในการคำนวณแรงเฉือนสภาวะสุดขีดใช้งาน (V_s) และแรงเฉือนสภาวะสุดขีดประลัย (V_u) ซึ่งมีรายละเอียดการคำนวณดังต่อไปนี้

1. รายละเอียดหน้าตัดคานประกอบ

1.1. หน้าตัดคานหล่อสำเร็จช่วงคานปลายบากบ่า

A_{girder}	=	0.378	m^2
$A_{diaphragms}$	=	0.1425	m^2
L	=	19.05	m
L_{s3}	=	15.025	m
L_d	=	3.25	m

1.2. พื้นที่หล่อในที่

t_s	=	0.20	m
t_a	=	0.05	m

1.3. ความกว้างประสิทธิภาพ (S)

- $\frac{1}{4} span = \frac{19.05}{4} = 4.76 \quad m$
- $12t_s + \left(\frac{1}{2} b_f \text{ or } t_w \right) = 12(0.2) + 0.28 = 2.68 \quad m$
- average spacing between beams = $3.26 + 0.28 = 3.54 \quad m$

2. ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือน

2.1. แรงเฉือนกรณีออกแบบ 1 ช่องจราจร

$$\begin{aligned} DFV_{int(1)} &= 0.36 + \left(\frac{s}{7600} \right) \\ &= 0.36 + \left(\frac{2680}{7600} \right) = 0.713 \text{ Lanes / Girder} \end{aligned}$$

2.2. แรงเฉือนกรณีออกแบบมากกว่า 2 ช่องจราจร

$$\begin{aligned} DFV_{int(2)} &= 0.2 + \left(\frac{S}{3600} \right) - \left(\frac{S}{10700} \right)^2 \\ &= 0.2 + \left(\frac{2682}{3600} \right) - \left(\frac{2680}{10700} \right)^2 = 0.882 \text{ Lanes / Girder} \end{aligned}$$

2.3. ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงเฉือนคานตัวนอก

$$\begin{aligned} e &= 0.6 + \frac{d_e}{3000} = 0.6 + \frac{1000}{3000} \\ &= 0.933 \end{aligned}$$

$$DFV_{int} = \max(DFV_{int(1)}, DFV_{int(2)}) = 0.882 \text{ Lanes / Girder}$$

$$DFV_{ext} = eDFV_{int} = 0.933(0.882) = 0.823 \text{ Lanes / Girder}$$

3. แรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกสูงสุด

3.1. น้ำหนักบรรทุกทุกจร (HS20-35)

1) น้ำหนักยกโทปครณ

ไม่นำมาพิจารณาสำหรับกรณีการหาค่าแรงเฉือนสูงสุด

2) น้ำหนักรถบรรทุก (รูปที่ 3.3 (ทศพล และ มนต์เกียรติ, 2558))

$$V_{TR} = 145 \left(\frac{15.025}{15.025} \right) + 35 \left(\frac{10.755}{15.025} \right) + 107 \left(\frac{1.615}{15.025} \right) = 181.55 \text{ kN}$$

3) น้ำหนักแผ่กระจาย

$$V_{Ln} = 9.3(15.025/2) = 69.87 \quad kN$$

4) แรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร

$$V_{LL} = DVF_{ext} [V_{Tr} + V_{Ln}] = 0.823(181.55 + 69.87) = 206.92 \quad kN$$

3.2. น้ำหนักบรรทุกคงที่สำหรับคานตัวใน

1) น้ำหนักของโครงสร้าง

$$\text{Overhanging slab} = 2.74 \quad kN / m$$

$$\begin{aligned} \text{Girder} = w_g = w_{pc} A_c \\ = 25(0.378) = 9.072 \quad kN / m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Slab} = w_s = w_c t_s S \\ = 24(0.20) \left(\frac{3.7}{2} \right) = 8.88 \quad kN / m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diaphragm} = w_D = w_c A_d L_d \\ = 24(0.1425) \left(\frac{3.25}{2} \right) = 5.55 \quad kN / beams \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Asphalt} = w_A = w_a t_a S \\ = 23(0.1) \left(\frac{3.25}{2} \right) = 3.83 \quad kN / m \end{aligned}$$

$$\text{Bridge rail} = 4.2 \quad kN / m$$

2) แรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่

$$V_o = w_o \frac{L}{2} = 2.74 \left(\frac{15.025}{2} \right) = 20.55 \quad kN$$

$$V_g = w_g \frac{L}{2} = 9.072 \left(\frac{15.025}{2} \right) = 68.15 \quad kN$$

$$V_s = w_s \frac{L}{2} = 8.88 \left(\frac{15.025}{2} \right) = 66.71 \quad kN$$

$$V_D = w_D (4) = 5.55(4) = 22.2 \quad kN$$

$$V_A = w_A \frac{L}{2} = 3.83 \left(\frac{15.025}{2} \right) = 28.77 \quad kN$$

$$V_r = 4.2 \frac{L}{2} = 4.2 \left(\frac{15.025}{2} \right) = 31.55 \quad kN$$

4. แรงเฉือนกระทำที่จุดรองรับปลายบาค่า

1) แรงเฉือนที่สภาวะสุดขีดใช้งาน (V_s)

$$V_s = (V_G + V_S + V_D + V_O) + V_r + V_A + V_{LL}$$

$$V_s = 68.15 + 66.71 + 22.2 + 20.55 + 31.55 + 28.77 + 206.92 = 444.9 \quad kN$$

2) แรงเฉือนที่สภาวะสุดขีดประลัย (V_u)

$$V_u = 1.33(V_G + V_S + V_D + V_O + V_r + V_A + 2.0V_{LL})$$

$$V_u = 1.33[68.15 + 66.71 + 22.2 + 20.55 + 31.55 + 28.77 + 2.0(206.92)]$$

$$= 866.85 \quad kN$$



ภาคผนวก ข.

การคำนวณออกแบบเหล็กเสริมสำหรับคานปลายบากป่าตามมาตรฐาน PCI 2010

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

การคำนวณออกแบบเหล็กเสริมสำหรับคานปลายบากป่าตามมาตรฐาน PCI 2010

จากค่าแรงเฉือนที่สภาวะสุดขีดประลัยเท่ากับ 866.85 kN ตามมาตรฐาน AASHTO นำมาคำนวณหาปริมาณเหล็กเสริมสำหรับคานปลายบากป่าตามมาตรฐาน PCI 2010 ของสะพานปรีดี-ธำรง มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1. รายละเอียดคานปลายบากป่า

1.1. ขนาดของคานปลายบากป่า

H	=	1600	mm
h	=	870	mm
l_p	=	350	mm
a	=	350	mm
b	=	280	mm
d	=	820	mm
f'_c	=	21	MPa
f_y	=	235	MPa

1.2. ขนาดแรงภายนอก

V_u	=	866.85	kN
N_u	=	173.37	kN

2. ตรวจสอบความต้องการเหล็กเสริมในคานปลายบากป่าตามมาตรฐาน PCI

- $H - d = 780 \text{ mm} > 200 \text{ or } 0.2H = 200, 320 \text{ mm}$
- $l_p = 350 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$

จากเงื่อนไขในข้อ 1) และ 2) ตามมาตรฐาน PCI 2010 ฉะนั้นจำเป็นต้องเสริมเหล็กเพื่อป้องกันการเกิดการวิบัติในคานปลายบากป่าโดยใช้ค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก (ϕ) มีค่าเท่ากับ 0.75

3. คำนวณปริมาณ Flexure reinforcement (A_s)

$$A_s = \frac{1}{\phi f_y} \left[V_u \left(\frac{a}{d} \right) + N_u \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

$$= \frac{1 \times 1000}{0.75(235)} \left[866.85 \left(\frac{350}{820} \right) + 173.37 \left(\frac{870}{820} \right) \right] = 3142.9 \text{ mm}^2$$

4. คำนวณปริมาณ Shear friction reinforcement (A_h)

$$\mu_e = \frac{\phi 1000 \lambda b h \mu}{V_u}$$

$$= \frac{0.75(1000)(1)(280)(870)(1.4)}{(866.85 \times 224.8)(2.54^2)(100)} = 2.03 < 3.40 \text{ (O.K.)}$$

$$A_s = \frac{2V_u}{3\phi f_y \mu_e} + \frac{N_u}{\phi f_y}$$

$$= \left[\frac{2(866.85)}{3(0.75)(235)(2.03)} + \frac{173.37}{0.75(235)} \right] (1000) = 2598.9 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ use } 3142.9 \text{ mm}^2$$

$$A_h = 0.5 \left[A_s - \frac{N_u}{\phi f_y} \right]$$

$$= 0.5 \left[3142.9 - \frac{173.37(1000)}{0.75(235)} \right] = 1079.6 \text{ mm}^2$$

5. คำนวณปริมาณ Hanger reinforcement (A_{sh})

$$A_{sh} = \frac{V_u}{\phi} = \frac{866.85}{0.75(235)} \times 1000 = 4918.3 \text{ mm}^2$$

6. คำนวณปริมาณ Vertical reinforcement (A_v)

$$A_v = \frac{1}{2f_y} \left[\frac{V_u}{\phi} - 0.17bd\lambda\sqrt{f'_c} \right]$$

$$A_v = \frac{1}{2(235)} \left[\frac{866.85 \times 1000}{0.75} - 0.17(280)(820)\sqrt{21} \right] = 2078.6 \text{ mm}^2$$



Case	w/b ratio	D_{ref} [$10^{-12} m^2 / s$]	Chloride concentration [%of cement mass]	Chloride critical [%of cement mass]	Steel corrosion rate [$\mu m / year$]	Concrete covering [m.]	Grade
1B	0.600	2.207	0.55	0.45	35	0.03	C+
1C	0.630	3.024	0.55	0.45	35	0.03	B+
1D	0.660	4.144	0.55	0.45	35	0.03	B+
1E	0.690	5.678	0.55	0.45	35	0.03	C+
2B	0.600	2.207	0.65	0.45	35	0.03	B+
2C	0.630	3.024	0.65	0.45	35	0.03	B+
2D	0.660	4.144	0.65	0.45	35	0.03	C+
2E	0.690	5.678	0.65	0.45	35	0.03	B+
3B	0.600	2.207	0.75	0.45	35	0.03	C+
3C	0.630	3.024	0.75	0.45	35	0.03	B+
3D	0.660	4.144	0.75	0.45	35	0.03	B+
3E	0.690	5.678	0.75	0.45	35	0.03	A
4B	0.600	2.207	0.85	0.45	35	0.03	A
4C	0.630	3.024	0.85	0.45	35	0.03	A
4D	0.660	4.144	0.85	0.45	35	0.03	S
4E	0.690	5.678	0.85	0.45	35	0.03	B+
5B	0.600	2.207	0.95	0.45	35	0.03	B+
5C	0.630	3.024	0.95	0.45	35	0.03	A
5D	0.660	4.144	0.95	0.45	35	0.03	A
5E	0.690	5.678	0.95	0.45	35	0.03	B+



ภาคผนวก ง.

ผลการวิเคราะห์ของพารามิเตอร์ชุด 4D

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

Step	age [years]	Deflection [mm]	Crack width [mm]	Plastic strain	Chloride concentration [%of cement mass]	Carbonation depth [mm]	Reinforcement corrosion		
							A_s	A_t	A_v
1		0.08655	0.0000	0					
2		0.1742	0.0000	0					
3		0.2627	0.0006	0					
4		0.3519	0.0023	0					
5		0.4422	0.0057	0					
6		0.5336	0.0103	0					
7		0.6263	0.0160	0					
8		0.7189	0.0231	0					
9		0.8141	0.0306	0					
10		0.9129	0.0401	0					
11		1.0136	0.0502	0					
12		1.1218	0.0625	-1.7E-09					
13		1.2412	0.0741	-1.39E-08					
14		1.3692	0.0952	-5.22E-08					
15		1.5038	0.1160	-1.76E-07					
16		1.6469	0.1521	-4.74E-07					
17		1.7941	0.1784	-7.64E-07					
18		1.9458	0.2062	-1.25E-06					
19		2.1006	0.2322	-1.87E-06					
20	0	2.2583	0.2610	-2.73E-06	0	0	0	0	0
21	2.5	2.2823	0.2657	-2.84E-06	0.00518	10.8	0.03	0.014	0.042
22	5	2.2873	0.2689	-2.97E-06	0.00582	15.4	0.046	0.023	0.138
23	7.5	2.2902	0.2707	-3.02E-06	0.006	18.9	0.063	0.032	0.189
24	10	2.2923	0.2727	-3.12E-06	0.00621	20.4	0.08	0.04	0.199
25	12.5	2.2968	0.2765	-3.28E-06	0.00648	24.6	0.102	0.051	0.255
26	15	2.3006	0.2790	-3.38E-06	0.0066	27	0.121	0.08	0.27
27	17.5	2.3027	0.2818	-3.48E-06	0.00665	29.2	0.138	0.085	0.276
28	20	2.305	0.2866	-3.69E-06	0.00666	30	0.153	0.09	0.307
29	22.5	2.3106	0.2892	-3.8E-06	0.00673	33.2	0.167	0.12	0.334
30	25	2.3194	0.2926	-3.95E-06	0.0068	35.1	0.182	0.13	0.454
31	27.5	2.3225	0.2976	-4.19E-06	0.00695	36.9	0.29	0.2	0.55
32	30	2.3364	0.3038	-4.45E-06	0.007	38.6	0.42	0.21	0.63
33	32.5	2.3652	0.3081	-4.62E-06	0.00707	40.2	0.44	0.22	0.68
34	35	2.3731	0.3117	-4.76E-06	0.00715	41.8	0.46	0.23	0.8
35	37.5	2.381	0.3157	-4.96E-06	0.00721	43.4	0.5	0.25	0.81
36	40	2.39	0.3222	-5.24E-06	0.00725	44.9	0.52	0.26	0.82
37	42.5	2.3966	0.3280	-5.48E-06	0.00727	46.4	0.53	0.27	0.83
38	45	2.4017	0.3329	-5.66E-06	0.00731	47.8	0.55	0.28	0.84
39	47.5	2.4535	0.3400	-5.92E-06	0.00734	49.3	0.6	0.3	0.85
40	50	2.5592	0.3479	-6.23E-06	0.00751	50.7	0.63	0.32	0.86
41	52.5	2.6979	0.3565	-6.59E-06	0.00752	53.2	0.65	0.33	0.87
42	55	2.754	0.7209	-1.73E-05	0.00754	54.7	0.68	0.35	0.88

43	57.5	2.8627	0.6824	-1.8E-05	0.00756	55.2	0.69	0.36	0.88
44	60	2.9757	0.9716	-2.38E-05	0.00763	56.7	0.7	0.37	0.89
45	62.5	3.126	0.9805	-2.45E-05	0.00765	58.1	0.71	0.38	0.9
46	65	3.2198	1.0523	-2.77E-05	0.00766	62.4	0.72	0.39	0.9
47	67.5	3.2842	0.9428	-2.88E-05	0.00767	66.3	0.73	0.41	0.9
48	70	3.4708	1.1589	-3.15E-05	0.00789	67.1	0.74	0.5	0.9
49	72.5	3.7733	1.5790	-3.42E-05	0.00809	73.9	0.75	0.52	0.9
50	75	4.0625	2.0644	-4.75E-05	0.0081	74.2	0.76	0.55	0.9
51	77.5	4.8562	3.2636	-8.03E-05	0.00811	75.5	0.76	0.56	0.9
52	80	6.0491	3.9246	-0.000132	0.0082	76.2	0.77	0.56	0.91
53	82.5	8.139	6.2750	-0.000208	0.00822	81	0.79	0.57	0.92
54	85	9.9531	9.9529	-0.000313	0.0083	83	0.8	0.58	0.93
55	87.5	12.7913	14.3464	-0.00075	0.00838	85	0.81	0.59	0.94
56	90	16.7223	18.5873	-0.001172	0.00846	87	0.82	0.6	0.95
57	92.5	19.99	24.8647	-0.00241	0.0085	89	0.83	0.61	0.96
58	95	25.5013	32.8791	-0.003977	0.0085	91	0.84	0.62	0.97
59	97.5	33.0227	70.2203	-0.007022	0.0085	93	0.85	0.63	0.98
60	100	42.7049	197.1353	-0.00994	0.0085	95	0.86	0.64	0.99

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-สกุล

วัน เดือน ปี เกิด

สถานที่เกิด

วุฒิการศึกษา

20 กุมภาพันธ์ 2541

วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์
สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยมหิดล



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY