

## การปรับปรุงรอยต่อสะพานเหล็กด้วยแผ่นพื้นเชื่อมต่อ Improvement of Steel Bridge Joints using Link Slabs

พัชรพล บัวทุม<sup>1,\*</sup> และ ทศพล ปิ่นแก้ว<sup>2</sup>

<sup>1,2</sup> ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จ.กรุงเทพมหานคร  
\*Corresponding author; E-mail address: fampatcharapon@gmail.com

### บทคัดย่อ

การออกแบบและการก่อสร้างสะพานเหล็กในอดีตส่วนใหญ่มักใช้รอยต่อขยายตัว (Expansion joint) เพื่อรองรับการเคลื่อนที่ของโครงสร้างสะพาน ซึ่งมักเสื่อมสภาพเมื่อใช้งานไปเป็นระยะเวลาหนึ่ง เนื่องจากเป็นจุดที่น้ำและสิ่งสกปรกสามารถซึมผ่านเข้าสู่โครงสร้างส่วนล่างได้ง่าย ทำให้เกิดต้นทุนในการบำรุงรักษาที่สูงและส่งผลต่ออายุการใช้งานของสะพาน ด้วยเหตุนี้ การนำแผ่นพื้นเชื่อมต่อ (Link slab) มาใช้แทนรอยต่อขยายตัว จึงเป็นทางเลือกหนึ่งในการปรับปรุงประสิทธิภาพของสะพานเหล็กที่มีอยู่เดิม โดยแผ่นเชื่อมต่อจะมีบริเวณที่ไม่เชื่อมติด (Debonded zone) เพื่อลดความเค้นภายใน ประกอบกับการนำคอนกรีตสมรรถนะสูง (UHPC) ที่มีความสามารถในการรับแรงอัดและแรงดึงที่สูงเป็นพิเศษ ทั้งยังสามารถทนต่อการยึดตัวได้หลังการแตกร้าว มารวมใช้ในการออกแบบ ส่งผลให้แผ่นพื้นเชื่อมต่อมีประสิทธิภาพดียิ่งขึ้น การศึกษาพิจารณากรณีการปรับปรุงรอยต่อโครงสร้างสะพานเหล็กซึ่งมีช่วงพาดเดี่ยวปกติ (Typical simple span) เท่ากับ 25 เมตร ผลการศึกษาจากโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างพบว่า เมื่อใช้คอนกรีตสมรรถนะสูงที่มีค่ากำลังรับแรงอัด 100 MPa มาก่อสร้างแผ่นพื้นเชื่อมต่อ สามารถออกแบบเปลี่ยนรอยต่อสะพานเป็นแผ่นพื้นเชื่อมต่อได้ต่อเนื่องจำนวน 4 ช่วงพาด ซึ่งทำให้ระยะห่างของรอยต่อสะพานเพิ่มขึ้นจากเดิม 25 เมตรเป็นยาวถึง 100 เมตร ผลการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานยังพบว่า แผ่นพื้นเชื่อมต่อช่วยลดการเสียรูปโดยภาพรวมของโครงสร้างสะพานได้ ทั้งจากน้ำหนักบรรทุกจรและการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ ดังนั้นการเปลี่ยนรอยต่อสะพานเป็นแผ่นพื้นเชื่อมต่อ ในภาพรวมจึงเป็นการเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงให้กับโครงสร้างสะพานในหลายๆ มิติ ทั้งยังทำให้สามารถลดต้นทุนการบำรุงรักษาสะพานในระยะยาว อย่างไรก็ตามการศึกษาค้นคว้าว่าแผ่นพื้นเชื่อมต่ออาจมีผลทำให้ฐานรองรับสะพานเดิมในบางตำแหน่งเกิดการรับแรงที่มากขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ ในกรณีดังกล่าวผู้ออกแบบอาจจำเป็นต้องพิจารณาเปลี่ยนฐานรองรับสะพานให้เหมาะสมตามขนาดแรงที่เพิ่มขึ้นด้วย

คำสำคัญ: แผ่นพื้นเชื่อมต่อ, การปรับปรุงสะพานเหล็ก, การไม่เชื่อมติด, ประสิทธิภาพของโครงสร้าง

### Abstract

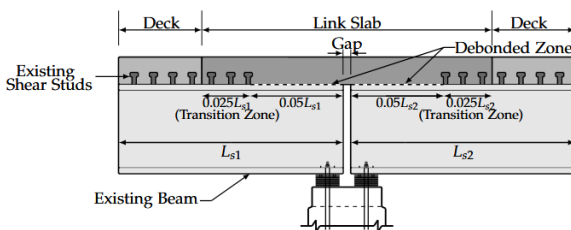
Traditional steel bridge construction commonly uses expansion joints to account for structural movements. However, these joints are prone to deterioration over time due to water and debris infiltration, leading to high maintenance costs and shorter service life. This study explores the use of Link Slabs as an alternative solution to improve bridge performance by replacing expansion joints. The proposed system incorporates a debonded zone to reduce internal stress and utilizes Ultra-High-Performance Concrete (UHPC) with a compressive strength of 100 MPa, which provides superior mechanical properties and post-cracking ductility. Structural analysis of a typical steel bridge with a 25-meter simple span shows that implementing UHPC Link Slabs allows for the continuous connection of up to four spans, effectively extending joint spacing to 100 meters. The results from the structural analysis program indicate that the use of Link Slabs significantly reduces overall bridge deformation under live loads and thermal effects, thereby enhancing structural performance and reducing long-term maintenance costs. However, the increased continuity may result in higher loading on existing bridge bearings, which may necessitate the reinforcement or replacement of certain substructure elements.

Keywords: Link Slab, Steel Bridge Improvement, Debonding, Structural Performance

### 1. บทนำ

การออกแบบและการก่อสร้างสะพานในอดีตส่วนใหญ่มักใช้รอยต่อขยายตัว (Expansion joint) เพื่อรองรับการเคลื่อนที่ของสะพานที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกจรและอุณหภูมิ โดยรอยต่อขยายตัวทำหน้าที่ปรับตัวให้กับการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง เช่น การหดหรือขยายตัวของสะพานจากอุณหภูมิ หรือการสั่นสะเทือนที่เกิดจากการจราจร อย่างไรก็ตาม รอยต่อขยายตัวกลับกลายเป็น "จุดอ่อน" ของสะพาน เนื่องจากเป็นจุดที่น้ำและสิ่ง

สกปรกสามารถซึมผ่านเข้าสู่โครงสร้างส่วนล่างได้ง่าย ส่งผลให้เกิดการกัดกร่อนและความเสียหายสะสมที่เพิ่มขึ้นตามเวลา ทำให้เกิดต้นทุนในการบำรุงรักษาที่สูงและส่งผลต่ออายุการใช้งานของสะพาน เพื่อแก้ไขปัญหาที่เกี่ยวข้องกับรอยต่อขยายตัว หน่วยงานด้านการคมนาคมขนส่งในสหรัฐอเมริกาจึงเริ่มพิจารณาการออกแบบพื้นสะพานแบบไร้รอยต่อ (Jointless decks) มาเป็นทางเลือกแทนการใช้รอยต่อขยายตัว โดยหนึ่งในรูปแบบของสะพานแบบไร้รอยต่อคือ Link Slab Bridge (สะพานที่นำ Link slab มาใช้แทนรอยต่อขยายตัว) แนวคิดหลักของ Link Slab Bridge คือการออกแบบพื้นสะพานให้ต่อเนื่องกันตลอดความยาวของสะพาน ในขณะที่คานสะพานยังคงเป็นโครงสร้างแบบคานช่วงเดียว (Simply-support) ซึ่งพื้นสะพานต่อเนื่องที่เชื่อมระหว่างช่วงสะพานที่อยู่ติดกันนี้เรียกว่าแผ่นพื้นเชื่อมต่อ (Link slab) องค์ประกอบที่สำคัญของแผ่นพื้นเชื่อมต่อ ดังแสดงในรูปที่ 1 และมีดังนี้



รูปที่ 1 รายละเอียดบริเวณแผ่นพื้นเชื่อมต่อ [1]

- บริเวณไม่ยึดติด (Debonded zone) หมายถึง บริเวณภายในของแผ่นพื้นเชื่อมต่อที่ไม่ได้ยึดติดกับคานสะพานด้านล่าง เพื่อช่วยลดความเค้นภายใน และกระจายโมเมนต์ดัดให้สม่ำเสมอ โดยทั่วไปจะมีระยะ 2.5% - 10% ของช่วงความยาวสะพานที่อยู่ติดกัน
- บริเวณการเปลี่ยนแปลง (Transition zone) หมายถึง บริเวณภายในแผ่นพื้นเชื่อมต่อที่เริ่มมีการยึดติดกับคานสะพาน เพื่อแก้ไขปัญหาการแตกร้าวที่รอยต่อระหว่างแผ่นพื้นเชื่อมต่อและพื้นคอนกรีตที่มีอยู่เดิม ซึ่งเกิดจากความเค้นสูงที่บริเวณรอยต่อดังกล่าว [2]

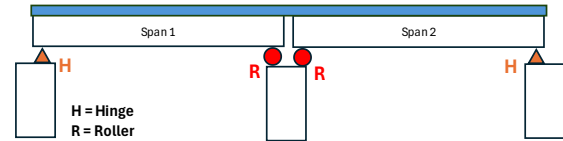
โดยบทความนี้มุ่งเน้นที่จะศึกษาพฤติกรรมและแรงภายในของโครงสร้างสะพานเหล็กเมื่อนำแผ่นพื้นเชื่อมต่อมาใช้งาน เพื่อพิจารณาถึงข้อดีและข้อด้อยในการปรับปรุงสะพานเหล็กที่มีอยู่เดิมด้วยแผ่นพื้นเชื่อมต่อ ยิ่งไปกว่านั้นยังเป็นการประเมินความเป็นไปได้ในการก่อสร้างแผ่นพื้นเชื่อมต่อด้วยวัสดุที่มีในประเทศไทย

## 2. งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

วิธีการวิเคราะห์และออกแบบการบูรณะสะพานโดยใช้แผ่นพื้นเชื่อมต่อได้รับการพัฒนาขึ้นครั้งแรกโดย Caner and Zia [3] ซึ่งได้จัดทำแนวทางการออกแบบโดยใช้กลศาสตร์คอนกรีต และได้ยืนยันทฤษฎีผ่านการทดลองกับตัวอย่างแบบจำลองสะพานที่ใช้แผ่นพื้นเชื่อมต่อในห้องปฏิบัติการ จากนั้นได้จัดทำคำแนะนำในการออกแบบ (Design

recommendations) เพื่อเป็นแนวทางสำหรับการปรับปรุงสะพานด้วยแผ่นพื้นเชื่อมต่อในอนาคต โดยอ้างอิงจากมาตรฐานวิธีการออกแบบคอนกรีตที่มีอยู่แล้วร่วมกับผลการวิจัยของพวกเขา โดยมีปัจจัยที่ส่งผลต่อประสิทธิภาพในการปรับปรุงสะพานหลักที่สำคัญ ดังนี้

### 2.1 เงื่อนไขการรองรับ (Support conditions)



รูปที่ 2 ตัวอย่างสะพาน 2 ช่วง และเงื่อนไขการรองรับแบบ HRRH

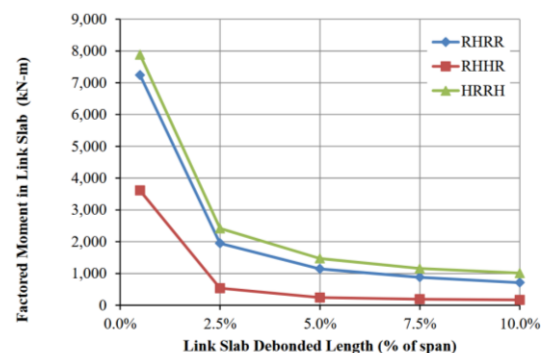
แบบจำลอง HRRH ให้ผลการวัดแรงปฏิกิริยาและกราฟระหว่างแรง-การโก่งตัวของคาน แสดงให้เห็นว่าแต่ละช่วงของสะพานมีพฤติกรรมเหมือนกับเป็นโครงสร้างแบบคานช่วงเดียว (Simple-support) [3,4] ในขณะที่แบบจำลอง RHHR เสมือนถูกสมมติว่าได้รับการยึดไม่ให้เคลื่อนในแนวราบที่บริเวณเสาสะพาน ทำให้การหมุนที่ปลายคานส่งผลให้เกิดการยึดตัว และเป็นผลให้เกิดแรงดัดในแผ่นพื้นเชื่อมต่อ [4]

เงื่อนไขการรองรับแบบ RHHR มีพฤติกรรมเหมือนการรองรับแบบแบบรึง จึงสามารถใช้เป็นตัวแทนของเงื่อนไขการรองรับเสมือนจริงได้ [5]

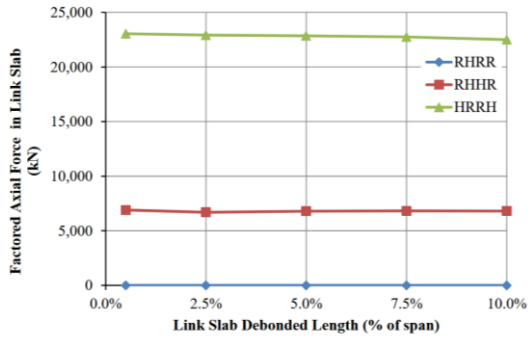
ถึงแม้ว่าเงื่อนไขการรองรับจะมีผลกระทบต่อนำภายในของแผ่นพื้นเชื่อมต่อ แต่ได้ทำการพิสูจน์แล้วว่าสามารถออกแบบสะพานที่ใช้แผ่นพื้นเชื่อมต่อให้เป็นโครงสร้างสะพานแบบคานช่วงเดียวได้ [6]

### 2.2 ความยาวของระยะไม่ยึดติด (Debonded length)

ในการศึกษาเกี่ยวกับพารามิเตอร์ได้ทำการวิเคราะห์ความยาวของระยะที่ไม่ยึดติด [5,7] ได้แก่ 0.5%, 2.5%, 5%, 7.5% และ 10% ของความยาวช่วงสะพาน โดยมีการจัดวางเงื่อนไขการรองรับแบบอุดมคติ 3 แบบ ประกอบด้วย RHRR, RHHR และ HRRH พบว่าแรงโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญเมื่อความยาวของพื้นที่ไม่เชื่อมติดลดลง ซึ่งผลการเปลี่ยนแปลงของแรงโมเมนต์ดัดและแรงตามแนวแกนของระยะไม่เชื่อมติดแสดงในรูปที่ 3 (ก) และ (ข) ตามลำดับ



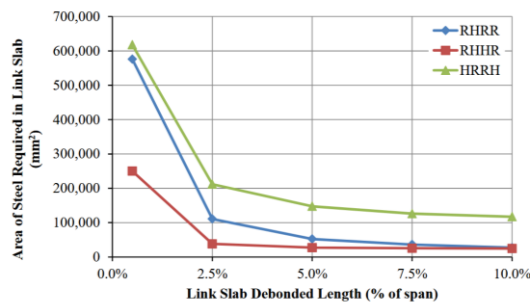
(ก) โมเมนต์ดัด



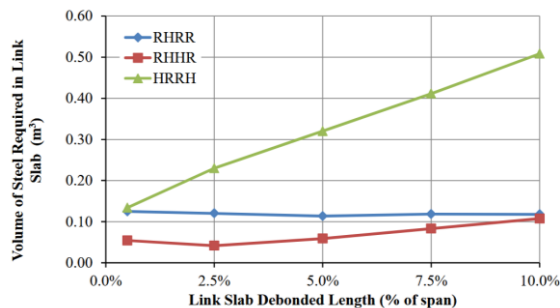
(ข) แรงตามแนวแกน

รูปที่ 3 ผลกระทบต่อแรง เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงระยะไม่ยึดติด

รูปที่ 4 (ก) และ (ข) ในกรณี RHRR และ HRRH พบว่าการลดพื้นที่เหล็กเสริมเมื่อความยาวของระยะที่ไม่ยึดติดเพิ่มขึ้นนั้นไม่เพียงพอที่จะชดเชยกับปริมาณเหล็กที่เพิ่มขึ้นจากความยาวที่มากขึ้น สาเหตุหลักมาจากแรงตามแนวแกนที่มีความมากในแผ่นพื้นเชื่อมต่อของกรณีดังกล่าว ซึ่งบ่งชี้ว่าความยาวที่เหมาะสมของระยะไม่ยึดติดอยู่ที่ประมาณ 2.5% ส่วนในกรณี RHRR แรงตามแนวแกนใน Link Slab มีค่าเพียงเล็กน้อย และการลดพื้นที่เหล็กเสริมที่ต้องการมีความสัมพันธ์โดยตรงกับความยาวของระยะไม่ยึดติดที่เพิ่มขึ้น ทำให้ปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องใช้คงที่ ดังแสดงในรูปที่ 4 (ข) ความยาวของระยะไม่ยึดติดที่เหมาะสมสำหรับโมเดล RHRR จึงอยู่ในช่วง 2.5% ถึง 10% ของความยาวช่วงสะพาน (เมื่อพิจารณาเฉพาะปริมาณเหล็กที่ต้องใช้)



(ก) ความต้องการพื้นที่เหล็กเสริม



(ข) ความต้องการปริมาตรเหล็กเสริม

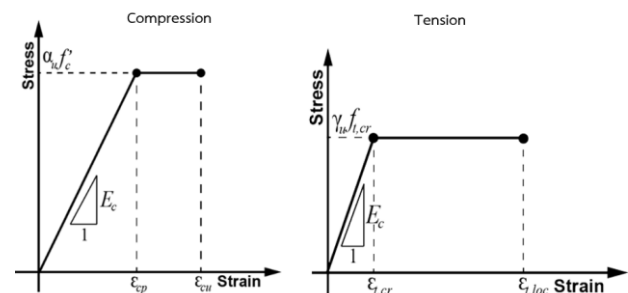
รูปที่ 4 ผลกระทบต่อเหล็กเสริม เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงระยะไม่ยึดติด

### 2.3 การนำคอนกรีตสมรรถภาพสูงมาใช้กับแผ่นพื้นเชื่อมต่อ

คอนกรีตสมรรถนะสูง (Ultra-High-Performance Concrete, UHPC) เป็นวัสดุคอนกรีตเสริมใยที่ประกอบด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ซิลิกาฟุม สารเติมแต่งแร่ ทรายซิลิกาที่ละเอียด สารลดน้ำพิเศษ น้ำ และใยเหล็ก วัสดุ UHPC โดยทั่วไปสามารถให้ความต้านทานแรงอัดได้สูงถึง 200 MPa และมีความต้านทานแรงดึงอยู่ในช่วง 10-15 MPa [8]

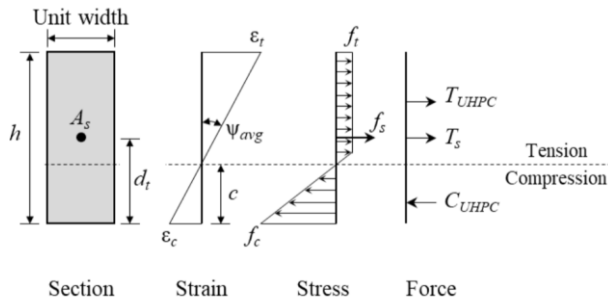
แผ่นพื้นเชื่อมต่อที่ใช้วัสดุ UHPC สามารถออกแบบขนาดและรูปทรงที่เหมาะสมกว่าการใช้คอนกรีตแบบธรรมดา เนื่องจากวัสดุ UHPC มีความสามารถในการรับแรงอัดและแรงดึงที่มากกว่า จึงสามารถออกแบบให้แผ่นพื้นเชื่อมต่อสั้นกว่า และบางกว่าได้ นอกจากนี้ยังช่วยให้การก่อสร้างง่ายขึ้น เนื่องจากความสามารถออกแบบให้มีขนาดเล็กลงได้ ทำให้ความต้องการแรงงานและปริมาณวัสดุน้อยลง ซึ่งช่วยเร่งและช่วยลดผลกระทบต่อการเดินทางของผู้สัญจร เนื่องจากช่วงเวลาการก่อสร้างสามารถถูกย่อให้สั้นลง [9]

พิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเนื่องจากแรงอัดเป็นความยืดหยุ่นเชิงเส้นจนกระทั่งความเค้นถึงระดับกำลังอัดที่มีประสิทธิภาพ (effective compressive strength,  $\alpha_u f'_c$ ) โดยที่  $\alpha_u$  คือ ตัวคูณลดกำลัง ซึ่งสามารถใช้ค่าสูงสุดเป็น 0.85 และหลังจากถึงจุดดังกล่าวความสามารถในการรับแรงอัดจะคงที่จนกระทั่งความเครียดเพิ่มขึ้นจนถึงจุดความเครียดแรงอัดสูงสุด (ultimate compression strain,  $\epsilon_{cu}$ ) ซึ่งสามารถใช้ค่าเท่ากับ 0.0035 ได้ ดังรูปที่ 5 โดย  $\epsilon_{cp}$  คือ จุดเปลี่ยนผ่านระหว่างความเป็นอีลาสติกและพลาสติกของวัสดุ [9]



รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดที่แนะนำ [11]

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดในแรงดึงที่แนะนำแสดงในรูปที่ 5 โดยความสัมพันธ์ดังกล่าวควรพิจารณาว่าเป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น จนถึงระดับความเค้น  $\gamma_u f_{t,cr}$  ซึ่ง  $\gamma_u$  คือตัวคูณลดกำลังที่คำนึงถึงความแปรปรวนในพฤติกรรมแรงดึง ซึ่งสามารถใช้ค่าเท่ากับ 0.85 และ  $f_{t,cr}$  คือค่าความแข็งแรงขณะเกิดรอยร้าวที่มีประสิทธิภาพ (effective cracking strength) หลังจากจุดนี้ความเค้นในแรงดึงจะคงที่จนกระทั่งความเครียดเพิ่มขึ้นจนถึงจุดความเครียดแรงดึงสูงสุด ซึ่งสามารถใช้ค่าเท่ากับ 0.007 [9]



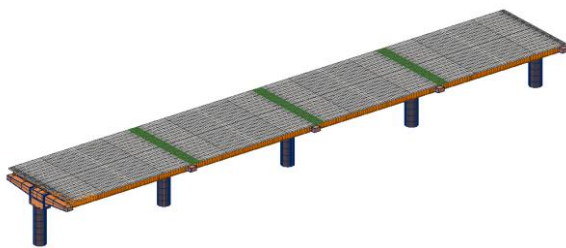
รูปที่ 6 อธิบายองค์ประกอบของหน้าตัด ความเครียด ความเค้น และแรงแผ่นพื้น  
เชื่อมต่อที่ใช้วัสดุ UHPC [10]

### 3. การวิเคราะห์การออกแบบโครงสร้างสะพานหลัก

#### 3.1 มาตรฐานที่ใช้ในการออกแบบ

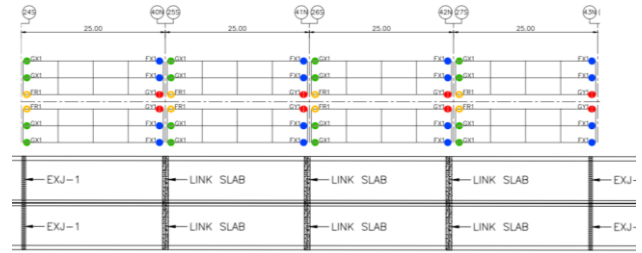
- AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION, FIFTH EDITION, 2010
- ACI, "BUILDING CODE REQUIREMENT AND COMMENTARY FOR REINFORCEMENT CONCRETE", ACI 318-05, 2005
- ACI, "ANALYSIS AND DESIGN OF REINFORCEMENT CONCRETE BRIDGE STRUCTURES", ACI343R-95

#### 3.2 แบบจำลองโครงสร้างสะพานหลัก



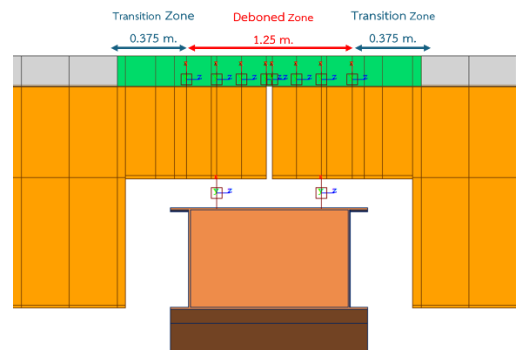
รูปที่ 7 แบบจำลองโครงสร้างสะพานหลัก

ทำการสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพานด้วยโปรแกรม Midas civil ต้นแบบของแบบจำลองเป็นสะพานโครงสร้างหลัก โครงสร้างสะพานเป็น สะพานพาดช่วงเดียว (Simply-supported) โดยมีระยะช่วงสะพาน 25 เมตร จำนวน 4 ช่วง โครงสร้างด้านบน (Super Structure) วางบนคาน ขวางหลักและเสาหลัก ดังรูปที่ 7 ซึ่งได้ทำการเปลี่ยนจากการใช้รอยต่อ ขยายตัวของ 3 ช่วงกลางมาเป็นแผ่นพื้นเชื่อมต่อ ดังรูปที่ 8 โดยฐานรองรับ สะพาน (Bearing) ถูกกำหนดไว้ ดังนี้ สิ้นน้ำเงิน คือ FX หมายถึง รับแรงได้ทั้ง ในแนวตั้ง ( $V_{max}$ ) แนวตามยาว ( $F_{Long}$ ) และแนวขวางสะพาน ( $F_{Tran}$ ) สีแดง คือ GY หมายถึง รับแรงได้ทั้งในแนวตั้ง และแนวตามยาวสะพาน, สีเขียว คือ GX หมายถึง รับแรงได้ทั้งในแนวตั้ง และแนวขวางสะพาน และ สีเหลือง คือ FR หมายถึง รับแรงได้เฉพาะในแนวตั้งเท่านั้น ซึ่งเสมือนเป็นการจัดวาง เงื่อนไขการรองรับแบบ RHRH



รูปที่ 8 (บน) ฐานรองรับสะพาน (ล่าง) การแทนที่รอยต่อขยายตัวด้วยแผ่นพื้น  
เชื่อมต่อ

เนื่องจากในบริเวณที่ไม่ยึดติดจะไม่มีการทำงานร่วมกันระหว่างคานและ แผ่นพื้นเชื่อมต่อ หมายความว่าแผ่นพื้นเชื่อมต่อสามารถยกตัวออกจากคาน และเกิดการเลื่อนในแนวยาวเมื่อเทียบกับคาน แต่ไม่สามารถบีบอัดเข้าไปใน คานได้ จึงจำลองบริเวณนี้ด้วยการใช้ link ประเภทที่รับเฉพาะแรงอัด (Compression only) โดยเลือกใช้ความยาวของระยะไม่ยึดติดคือ 2.5% ของความยาวช่วงสะพาน เนื่องจากเป็นระยะที่เหมาะสมตามงานวิจัยที่ เกี่ยวข้องข้างต้น เพราะถ้าหากน้อยกว่านี้จะส่งผลให้โมเมนต์ดัดที่กระทำต่อ แผ่นพื้นเชื่อมต่อมีค่ามากขึ้น แต่ถ้าหากมากกว่านี้จะส่งผลให้ระยะโดยรวม ของแผ่นพื้นเชื่อมต่อเพิ่มมากขึ้น ดังรูปที่ 9



รูปที่ 9 แบบจำลองบริเวณแผ่นพื้นเชื่อมต่อ

#### 3.3 คุณสมบัติวัสดุที่ใช้ในแบบจำลองและข้อกำหนด

เนื่องจาก UHPC สามารถรับค่าความเครียดแรงดึงสูงสุด (Ultimate Tensile Strain) ได้สูงถึง 0.007 แต่เพื่อควบคุมขนาดของรอยร้าวให้อยู่ใน ระดับที่สามารถป้องกันการรั่วซึมและการกัดกร่อนได้ จึงกำหนดให้ควบคุม ค่าความเครียดไว้ที่ 0.0035 ซึ่งเป็นค่าที่รอยร้าวมีขนาดเล็กมากจนไม่ สามารถมองเห็นได้ด้วยตาเปล่า แต่ยังคงมีประสิทธิภาพในการป้องกันการ รั่วซึมและการกัดกร่อนได้ดี

UHPC ที่นำมาใช้ในแบบจำลองมีค่า Tensile Cracking Stress เท่ากับ 10 MPa และค่า Young's Modulus เท่ากับ 50,000 MPa ดังนั้น UHPC จะเริ่มเกิดรอยร้าวเมื่อค่าความเครียดเท่ากับ 0.0002 และหลังจากที่เกิดรอย ร้าวแล้ว UHPC จะยังคงสามารถรับแรงดึงต่อไปได้เนื่องจากมีการเสริมเส้น

โยเหล็ก ดังนั้น หลังจากเกิดรอยร้าวความเค้นแรงดึงจะคงอยู่ที่ระดับ 10 MPa และค่าความเครียดจะเพิ่มขึ้นไปได้ถึง 0.007

ตารางที่ 1 คุณสมบัติวัสดุที่ใช้ในแบบจำลอง

| คุณสมบัติวัสดุ |                                        |                                           |         |     |
|----------------|----------------------------------------|-------------------------------------------|---------|-----|
| คอนกรีต        | กำลังรับแรงอัดคอนกรีต                  | พื้นคอนกรีต                               | 24      | MPa |
|                |                                        | เสา                                       | 24      | MPa |
|                | UHPC (Ultra High-Performance Concrete) | Compressive strength                      | 110     | MPa |
|                |                                        | Compressive modulus                       | 50      | GPa |
| เหล็ก          | ความเค้นจุดครากเหล็กเสริม              | สำหรับเหล็กเส้นที่มีหน้าตัด 6 – 9 มม.     | 240     | MPa |
|                |                                        | สำหรับเหล็กเส้นที่มีหน้าตัด 12 – 28 มม.   | 390     | MPa |
|                |                                        | สำหรับเหล็กเส้นที่มีหน้าตัด 32 มม. ขึ้นไป | 490     | MPa |
|                | โครงสร้างเหล็ก                         | Minimum Yield Strength                    | 245     | MPa |
|                |                                        | Minimum Tensile Strength                  | 400-510 | MPa |
|                |                                        |                                           |         |     |

การปรับปรุงสะพานเหล็กด้วยการใช้แผ่นพื้นเชื่อมต่อแทนรอยต่อขยายตัวแบบเดิม แผ่นพื้นเชื่อมต่อจำเป็นต้องสามารถรองรับการหมุนเนื่องจากสภาวะการใช้งานของโครงสร้างส่วนบนโดยไม่เกินความเครียดสูงสุด 0.0035 สำหรับแรงดึง และความเค้นสูงสุด 100 MPa สำหรับแรงอัด นอกจากนี้ยังจำเป็นต้องตรวจสอบผลกระทบต่อโครงสร้างสะพานเหล็กเดิมที่มีอยู่ เช่น คานสะพาน (Girder) และฐานรองรับสะพาน (Bearing) เป็นต้น เพื่อเป็นการตรวจสอบให้ผ่านตามมาตรฐานและเกิดความมั่นใจในการตัดสินใจปรับปรุงสะพานเหล็กเดิม

### 3.4 แรงที่กระทำ

แรงที่กระทำต่อแบบจำลองโครงสร้างสะพานเหล็ก และการรวมแรงอ้างอิงตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION (9<sup>th</sup> edition)

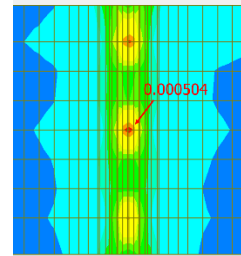
ตารางที่ 2 การรวมแรง AASHTO (9<sup>th</sup> edition)

| Load Combination Limit State | DC<br>DW<br>EH<br>EV<br>ES<br>EL<br>PS<br>CR<br>SH | LL<br>IM<br>CE<br>BR<br>PL<br>LS | WA   | WS   | WL   | FR   | TU        | TG            | SE            | EQ   | BL   | IC   | CT   | CV   |
|------------------------------|----------------------------------------------------|----------------------------------|------|------|------|------|-----------|---------------|---------------|------|------|------|------|------|
|                              |                                                    |                                  |      |      |      |      |           |               |               |      |      |      |      |      |
| Strength I (unless noted)    | $\gamma_F$                                         | 1.75                             | 1.00 | —    | —    | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma_{TG}$ | $\gamma_{SE}$ | —    | —    | —    | —    | —    |
| Strength II                  | $\gamma_F$                                         | 1.35                             | 1.00 | —    | —    | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma_{TG}$ | $\gamma_{SE}$ | —    | —    | —    | —    | —    |
| Strength III                 | $\gamma_F$                                         | —                                | 1.00 | 1.00 | —    | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma_{TG}$ | $\gamma_{SE}$ | —    | —    | —    | —    | —    |
| Strength IV                  | $\gamma_F$                                         | —                                | 1.00 | —    | —    | 1.00 | 0.50/1.20 | —             | —             | —    | —    | —    | —    | —    |
| Strength V                   | $\gamma_F$                                         | 1.35                             | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma_{TG}$ | $\gamma_{SE}$ | —    | —    | —    | —    | —    |
| Extreme Event I              | 1.00                                               | $\gamma_{EQ}$                    | 1.00 | —    | —    | 1.00 | —         | —             | —             | 1.00 | —    | —    | —    | —    |
| Extreme Event II             | 1.00                                               | 0.50                             | 1.00 | —    | —    | 1.00 | —         | —             | —             | —    | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Service I                    | 1.00                                               | 1.00                             | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00/1.20 | $\gamma_{TG}$ | $\gamma_{SE}$ | —    | —    | —    | —    | —    |
| Service II                   | 1.00                                               | 1.30                             | 1.00 | —    | —    | 1.00 | 1.00/1.20 | —             | —             | —    | —    | —    | —    | —    |
| Service III                  | 1.00                                               | $\gamma_{LL}$                    | 1.00 | —    | —    | 1.00 | 1.00/1.20 | $\gamma_{TG}$ | $\gamma_{SE}$ | —    | —    | —    | —    | —    |
| Service IV                   | 1.00                                               | —                                | 1.00 | 1.00 | —    | 1.00 | 1.00/1.20 | —             | 1.00          | —    | —    | —    | —    | —    |
| Fatigue I—LL, IM & CE only   | —                                                  | 1.75                             | —    | —    | —    | —    | —         | —             | —             | —    | —    | —    | —    | —    |
| Fatigue II—LL, IM & CE only  | —                                                  | 0.80                             | —    | —    | —    | —    | —         | —             | —             | —    | —    | —    | —    | —    |

## 4. ผลการวิเคราะห์และอภิปรายผล

### 4.1 ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของแผ่นพื้นเชื่อมต่อ

การแทนที่รอยต่อขยายตัวด้วยแผ่นพื้นเชื่อมต่อส่งผลให้เกิดความเค้นและความเครียดขึ้นที่บริเวณแผ่นพื้นเชื่อมต่อ โดยเลือกวิเคราะห์ผลของการรวมแรงแบบสภาวะใช้งาน (SER I) เนื่องจากการแทนที่รอยต่อขยายตัวด้วยแผ่นพื้นเชื่อมต่อ เป็นการปรับปรุงสะพานที่มีอยู่เดิม หมายความว่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ต่าง ๆ ที่กระทำต่อสะพานนั้นจะไม่มีการเปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยสำคัญ



รูปที่ 10 ผลของ strain ที่บริเวณแผ่นพื้นเชื่อมต่อ

ผลการวิเคราะห์พบว่าความเครียดแรงดึงที่บริเวณผิวบนของแผ่นพื้นเชื่อมต่อมีค่า 0.000504 ซึ่งไม่เกิน 0.0035 สำหรับความเครียดแรงดึง และความเค้นแรงอัดที่ผิวล่างของแผ่นพื้นเชื่อมต่อมีค่า 24.6 MPa ซึ่งไม่เกินค่าความเค้นสูงสุด 100 MPa สำหรับความเค้นแรงอัด

### 4.2 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการเสียรูปของสะพานระหว่างการมีและไม่มีแผ่นพื้นเชื่อมต่อ

ทำการวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลของการมีและไม่มีแผ่นพื้นเชื่อมต่อที่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการเสียรูปของสะพานที่บริเวณกลางช่วงสะพาน ช่วงสะพานที่ 2 โดยเลือกวิเคราะห์ผลของการรวมแรงแบบสภาวะใช้งาน (SER I) การพิจารณาแบ่งเป็น 2 กรณี ได้แก่ กรณีอุณหภูมิลบ (TU-) และอุณหภูมิบวก (TU+) ได้ผลดังตารางที่ 3

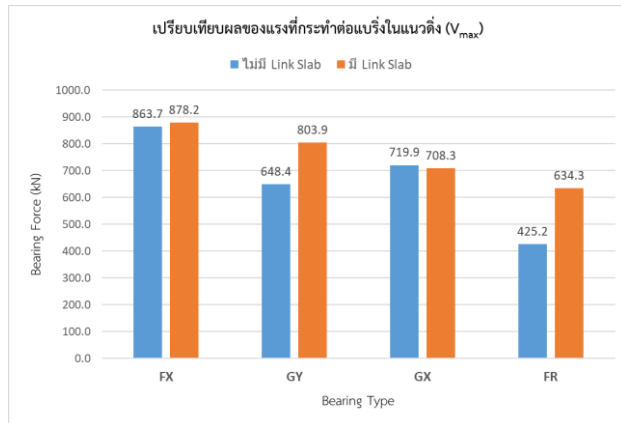
ตารางที่ 3 ผลการเปรียบเทียบการเสียรูปของกึ่งกลางสะพานเนื่องจากการมีและไม่มีแผ่นพื้นเชื่อมต่อ

| แรง         | ไม่มี Link Slab | มี Link Slab | ผลต่าง |
|-------------|-----------------|--------------|--------|
|             | mm              | mm           |        |
| SER I (TU+) | 21.89           | 19.79        | 2.10   |
| SER I (TU-) | 20.40           | 17.77        | 2.63   |

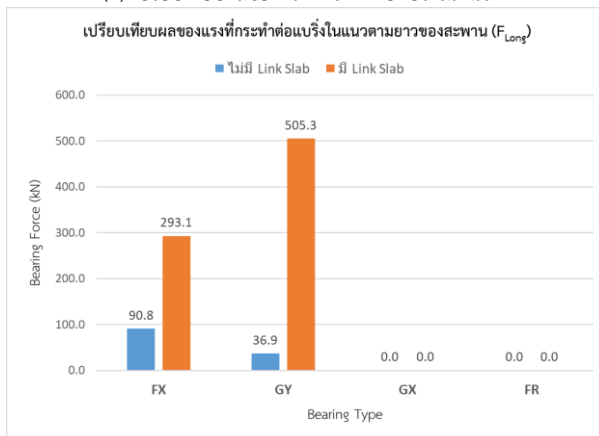
เมื่อพิจารณาผลจากตารางที่ 3 พบว่าการปรับปรุงสะพานเหล็กเดิมด้วยแผ่นพื้นเชื่อมต่อมีส่วนช่วยให้ภาพรวมของสะพานเสียรูปน้อยลงประมาณ 12%

### 4.3 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบแรงที่กระทำต่อฐานรองรับระหว่างการมีและไม่มีแผ่นพื้นเชื่อมต่อ

ทำการวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลของการมีและไม่มีแผ่นพื้นเชื่อมต่อที่ส่งผลกระทบต่อฐานรองรับสะพานหรือแบริ่ง โดยใช้ผลของการรวมแรงแบบสภาวะใช้งาน (SER I) ซึ่งจะสังเกตแรงที่กระทำต่อฐานรองรับสะพานในบริเวณเสาดันที่สองนับจากมุมด้านหน้าของรูปที่ 7 เนื่องจากมีค่าวิกฤตที่สุด ได้ผลดังแสดงในรูปที่ 11



(ก) เปรียบเทียบผลของแรงที่กระทำต่อแบริ่งในแนวตั้ง



(ข) เปรียบเทียบผลของแรงที่กระทำต่อแบริ่งในแนวตามยาว

รูปที่ 11 ผลการเปรียบเทียบแรงที่กระทำต่อแบริ่งสะพานเนื่องจากการมีและไม่มีแผ่นพื้นเชื่อมต่อ

ผลการเปรียบเทียบแรงที่กระทำต่อแบริ่งสะพานเนื่องจากการใช้และไม่มีแผ่นพื้นเชื่อมต่อ ช่างค้นพบว่าแบริ่งประเภท GY ที่มีความสามารถรับแรงในแนวตั้งและแรงตามแนวยาวของสะพานได้มีแรงกระทำเพิ่มขึ้นมากอย่างมีนัยสำคัญ และมีผลให้เกินค่าความสามารถในการรับแรงแนวยาวของแบริ่งสะพานประมาณ 40% ดังนั้นจำเป็นต้องตรวจสอบคานหลักของสะพาน เพื่อยืนยันว่าผลกระทบจากการถ่ายแรงของแผ่นพื้นเชื่อมต่อไม่ส่งผลกระทบต่อความแข็งแรงของโครงสร้าง

#### 4.4 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบแรงภายในคานหลักของสะพานระหว่างกรณีมีและไม่มีแผ่นพื้นเชื่อมต่อ

ทำการวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลของการมีและไม่มีแผ่นพื้นเชื่อมต่อที่ส่งผลกระทบต่อแรงภายในของคานหลักสะพาน ซึ่งเป็นคานหลัก โดย

เลือกวิเคราะห์ผลของการรวมแรงแบบสภาวะสุดขีดปะลัย (STR I) เพื่อพิจารณาถึงความแข็งแรงคานหลักของสะพาน ผลการวิเคราะห์พบว่าการใช้แผ่นพื้นเชื่อมต่อแทนรอยต่อขยายตัวไม่ได้ส่งผลกระทบต่อแรงภายในคานหลักอย่างมีนัยสำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 4 โดยคำนวณความสามารถในการรับแรงของโครงสร้างหลักตามมาตรฐาน AASHTO

ตารางที่ 4 ผลการเปรียบเทียบแรงภายในคานหลัก

| STR I     | No Link slab | Link slab | capacity | D/C  |
|-----------|--------------|-----------|----------|------|
| Mu (kN-m) | 4368         | 5201      | 8000     | 0.65 |
| Vu (kN)   | 704          | 749       | 1032     | 0.73 |

## 5. สรุปผล

ผลการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานยังพบว่า แผ่นพื้นเชื่อมต่อช่วยลดการเสียรูปโดยภาพรวมของโครงสร้างสะพานได้ ทั้งจากน้ำหนักบรรทุกจรและการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ ดังนั้นการเปลี่ยนรอยต่อสะพานจากรอยต่อขยายตัวมาเป็นแผ่นพื้นเชื่อมต่อ ในภาพรวมจึงเป็นการเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงให้กับโครงสร้างสะพานในหลายๆ มิติ ทั้งยังทำให้สามารถลดต้นทุนการบำรุงรักษาสะพานในระยะยาว อย่างไรก็ตาม การศึกษาพบว่าแผ่นพื้นเชื่อมต่ออาจมีผลทำให้ฐานรองรับสะพานเดิมในบางตำแหน่งเกิดการรับแรงที่มากขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ ในกรณีดังกล่าวผู้ออกแบบอาจจำเป็นต้องพิจารณาเปลี่ยนฐานรองรับสะพานให้เหมาะสมตามขนาดแรงที่เพิ่มขึ้นด้วย

## กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบพระคุณศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว อาจารย์ที่ปรึกษางานวิจัย ที่ได้กรุณาให้คำแนะนำ คำปรึกษา และแนวทางในการศึกษาและดำเนินงานวิจัยอย่างใกล้ชิดตลอดระยะเวลาของการดำเนินงาน จนสามารถดำเนินการสำเร็จลุล่วงได้ด้วยดี นอกจากนี้ขอขอบคุณพี่ ๆ จากบริษัทเอ็นจีเนียร์ เอ็กซ์เพิร์ท อินเตอร์เนชั่นแนล จำกัด ที่ให้การเอื้อเฟื้อข้อมูลต่าง ๆ ที่จำเป็นต่อการดำเนินงานของการวิจัยนี้เป็นอย่างดี

## เอกสารอ้างอิง

- [1] Behrouz Shafei and Rizwan Karim (2022, July). Design of Link Slabs: Material and Structural Considerations. Bridge Engineering Center Iowa State University. (Final Report)
- [2] Li, V., Fischer, G., Kim, Y., Lepech, M., Qian, S., Weimann, M., and Wang, S. (2003). Durable link slabs for jointless bridge decks based on strain-hardening cementitious composites. Report. No. RC-1438, Michigan Department of Transportation, Lansing, MI.
- [3] Caner, A., & Zia, P. (1998). Behavior and Design of Link Slabs for Jointless Bridge Decks. PCI Journal, 43(3), 68-80.

- [4] Okeil, A. and El-Safty, A. (2005). Partial Continuity in Bridge Girders with Jointless Decks. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 10(4):229–238.
- [5] Hong, Y. (2014). Analysis and design of link slabs in jointless bridges with fibre-reinforced concrete (Master's thesis, University of Waterloo).
- [6] Wing, K. M., & Kowalsky, M. J. (2005). Behavior, Analysis, and Design of an Instrumented Link Slab Bridge. *Journal of Bridge Engineering*, 10(3), 331-344.
- [7] Ulku, E., Attanayake, U., & Aktan, H. (2009). Jointless Bridge Deck with Link Slabs. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2131(1), 68-78.
- [8] Gunes, O., Yesilmen, S., Gunes, B., & Ulm, F. (2012). Use of UHPC in Bridge Structures: Material Modeling and Design. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2012, 1-12. doi:10.1155/2012/319285
- [9] Haber, Z. B., Foden, A., McDonagh, M., Ocel, J. M., Zmetra, K., & Graybeal, B. A. (2022). *Design and construction of UHPC-based bridge preservation and repair solutions* (No. FHWA-HRT-22-065). United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure Research and Development.
- [10] Garber, D., McDonagh, M., Sakellos, G., Chong, C., Ocel, J. M., & Graybeal, B. A. (2023). *UHPC Link Slab Design Example* (No. FHWA-RC-23-0004). United States. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure Research and Development.