



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ

Effect of Defects on Mechanical Behavior and Failure of Reinforced Concrete Beams
Strengthened with Fiber Reinforced Polymer Composites

ผลกระทบของข้อบกพร่องต่อพฤติกรรมทางกลและการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่
ได้รับการเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย

โดย อ.ดร. จักรพันธ์ เทือกตะ

กันยายน 2559

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ

Effect of Defects on Mechanical Behavior and Failure of Reinforced Concrete Beams
Strengthened with Fiber Reinforced Polymer Composites

ผลกระทบของข้อบกพร่องต่อพฤติกรรมทางกลและการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่
ได้รับการเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย

โดย อ.ดร. จักรพันธ์ เทือกตะ

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย

และ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกว.ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

Project Code : TRG5680053

Project Title : Effect of Defects on Mechanical Behavior and Failure of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Fiber Reinforced Polymer Composites

Investigator : Dr. Chakrapan Tuakta, Department of Civil Engineering, Kasetsart University

E-mail Address : ctuakta@gmail.com, fengcptu@ku.ac.th

Project Period : 2013-2015 (2 years)

FRP (fiber reinforced polymer) strengthening systems for concrete structural members, such as beams, columns, and slabs, have become increasingly popular as a result of extensive studies on short-term mechanical behavior. However, the effects of defect in the form of disbond area at FRP/concrete interface on the behavior and failure of FRP-strengthened RC beams are still largely unknown. Limited numbers of studies have shown that the presence of defects can have detrimental effects on FRP-concrete systems. Therefore, the objective of this research is to investigate the effects of interfacial defect in FRP-strengthened RC beam on its mechanical behavior and failure through a series of experimentation on FRP-strengthened RC beam specimens and finite element simulation. The methodology and knowledge from this proposed research could help civil engineers plan proper maintenance and repair of FRP-strengthened RC structural member to ensure public safety.

The results of this study have shown that defects of different sizes and locations had small effects on the flexural capacity and ductility of RC beams strengthened with FRP. The flexural capacity calculated from design equations, together with additional strength reduction factors as recommended by the design code, is smaller than that obtained from the experiment, implying that designed capacity of FRP-strengthened RC beams is safe with the presence of disbond defects of the positions and sizes within the scope of this study. In addition, defect in the form of disband area at the interface between FRP and concrete can affect the distribution of interfacial shear stress within the interface. The presence of large defect can increase the overall interfacial shear stress due to reduced total bond length. Furthermore, bond strength (P_u) and softening load (P_s) depend on the size and location of the defect in the bond line. For defects at the same location, larger defect results in larger reduction in P_u and P_s . In case of defects of equal lengths, defect in the region of high interfacial shear transfer, such as location of flexural cracks, will cause larger reductions in P_u and P_s . These result in reduced performance of FRP-concrete bond joint.

Keywords : Fiber-reinforced Polymer, Defect, FRP-concrete bond joint

รหัสโครงการ: TRG5680053

ชื่อโครงการ: Effect of Defects on Mechanical Behavior and Failure of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Fiber Reinforced Polymer Composites

ชื่อนักวิจัย: อ.ดร.จักรพันธ์ เทือกตะ, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

E-mail Address: ctuakta@gmail.com, fengcptu@ku.ac.th

ระยะเวลาโครงการ: 2556-2558 (2 ปี)

ในปัจจุบัน การเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีต เช่น คาน เสา และแผ่นพื้น ด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้น (Fiber-reinforced Polymer Composite, FRP) กำลังเป็นที่นิยมกันอย่างแพร่หลาย เพื่อเพิ่มสมรรถนะในการรับน้ำหนักบรรทุกในกรณีที่โครงสร้างมีการเปลี่ยนแปลงการใช้งาน รวมถึงเป็นการปรับปรุงหรือซ่อมแซมโครงสร้างให้มีความพร้อมต่อการเกิดแผ่นดินไหวในอนาคต ซึ่งเหล่านี้เป็นผลมาจากการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมทางกลที่มีอยู่อย่างมากมาย อย่างไรก็ตาม ผลกระทบของข้อบกพร่องในระบบเสริมกำลัง เช่น พื้นที่หลุดร่อนระหว่าง FRP และคอนกรีต และระหว่างชั้น FRP เอง การบวมหรือผสมือพอกซึ่งไม่เป็นไปตามมาตรฐาน และการเตรียมผิวคอนกรีตที่ไม่เหมาะสม เป็นต้น ยังไม่มีผลการศึกษาที่แน่ชัด ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของข้อบกพร่องที่อาจมีต่อพฤติกรรมทางกล และการพิบัติของคาน คสล. ที่เสริมกำลังด้วย FRP เพื่อเป็นพื้นฐานในการตัดสินใจซ่อมแซม หรือวางแผนบำรุงรักษาในอนาคต โดยใช้การทดลองในห้องปฏิบัติการ และการวิเคราะห์คาน คสล.เสริมกำลังด้วย FRP และการวิเคราะห์พฤติกรรมของรอยต่อด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

จากการศึกษาพบว่า ข้อบกพร่องขนาดต่างๆในคาน คสล. ที่เสริมกำลังด้วย FRP นั้น มีผลเพียงเล็กน้อยต่อกำลังต้านทานแรงดัดและความเหนียวของคาน คสล. ที่เสริมกำลังด้วย FRP โดยกำลังที่ได้จากสมการคำนวณออกแบบจะอยู่ในเกณฑ์ปลอดภัยเมื่อพิจารณาผลกระทบของข้อบกพร่องที่มีตำแหน่งและขนาดในขนาดของงานวิจัยนี้ และการเกิดข้อบกพร่องแบบพื้นที่หลุดร่อนระหว่าง FRP และคอนกรีต มีผลต่อการแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ข้อบกพร่องที่มีขนาดใหญ่จะส่งผลให้หน่วยแรงเฉือนโดยรวมในรอยต่อมีค่าเพิ่มขึ้น เนื่องจากความยาวสุทธิของรอยต่อลดลง และกำลังยึดเหนี่ยว (P_u) และแรงกระทำก่อนความเสียหาย (P_s) ของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตขึ้นอยู่กับขนาด และตำแหน่งของข้อบกพร่องในรอยต่อ โดยในกรณีที่ข้อบกพร่องมีตำแหน่งเดียวกันเมื่อขนาดของข้อบกพร่องใหญ่ขึ้น ค่าของ P_u และ P_s จะมีค่าลดลง ส่งผลให้รอยต่อมีประสิทธิภาพในการรับแรงเฉือนลดลง และในกรณีที่ข้อบกพร่องมีขนาดเท่ากัน ข้อบกพร่องที่อยู่ในช่วงที่มีการถ่ายเทแรงเฉือนระหว่าง FRP และคอนกรีตมากในรอยต่อ เช่น ใกล้กับตำแหน่งของ FRP ที่มีแรงดึงกระทำ หรือตำแหน่งที่เกิดรอยร้าวแรงดัดในคาน จะส่งผลให้ค่าของ P_u และ P_s ของรอยต่อมีค่าลดลง

คำหลัก: Fiber-reinforced Polymer, Defect, FRP-concrete bond joint

กิตติกรรมประกาศ

หัวหน้าโครงการวิจัยขอขอบคุณสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) และ สถาบันวิจัยและพัฒนา
แห่งมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ที่ให้ทุนสำหรับดำเนินโครงการวิจัยนี้ นอกจากนี้หัวหน้าโครงการขอขอบคุณ
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ที่อำนวยความสะดวกให้ใช้เครื่องมือ
และสถานที่เพื่อดำเนินโครงการวิจัย

สารบัญ

กิตติกรรมประกาศ.....	1
สารบัญ	2
บทที่ 1 บทนำ.....	4
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา.....	4
1.2 วัตถุประสงค์	5
บทที่ 2 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	6
2.1 ผลกระทบของข้อบกพร่องที่มีต่อองค์อาคารคอนกรีตที่เสริมกำลังด้วย FRP.....	6
2.2 พฤติกรรมการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและ FRP.....	7
2.3 การซ่อมแซมระบบเสริมกำลัง FRP ในกรณีที่มีข้อบกพร่อง	11
บทที่ 3 ระเบียบวิธีวิจัย.....	13
3.1 การทดสอบตัวอย่างคานคสล.เสริมกำลังด้วย FRP ในห้องปฏิบัติการ.....	13
3.1.1 ตัวอย่างคานคสล.เสริมกำลังด้วย FRP	13
3.1.2 อุปกรณ์วัดค่าและวิธีการทดสอบ	16
3.2 การทดสอบตัวอย่างรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP ที่มีข้อบกพร่อง.....	16
3.3 การศึกษาด้วยแบบจำลองทางไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEM)	18
3.3.1 การวิเคราะห์พฤติกรรมคานคสล.เสริมกำลังด้วย FRP ที่มีข้อบกพร่องด้วย FEM.....	18
3.3.2 การวิเคราะห์ผลของข้อบกพร่องที่มีต่อพฤติกรรมที่รอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP	23
บทที่ 4 ผลการวิจัย.....	29
4.1 ผลกระทบของข้อบกพร่องที่มีต่อพฤติกรรมและการพิบัติของคานคสล.	29
4.1.1 ผลการทดสอบตัวอย่างคานคสล.เสริมกำลังด้วย FRP.....	29
4.1.2 ผลการวิเคราะห์ทางไฟไนต์อีลิเมนต์พฤติกรรมคาน คสล.เสริมกำลังด้วย FRP	40

4.2 ผลการทดสอบตัวอย่างรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP ที่มีข้อบกพร่อง.....	46
4.2.1 ตัวอย่างรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP กลุ่มควบคุม.....	47
4.2.2 ตัวอย่างรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP ที่มีข้อบกพร่อง.....	53
4.3 ผลกระทบของข้อบกพร่องที่มีต่อพฤติกรรมของรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP ด้วยวิธีไฟไนต์ อีลิเมนต์.....	57
4.3.1 การศึกษาแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์เทียบกับผลการทดลองของ Yao et al. [9].....	58
4.3.2 พฤติกรรมของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตที่ไม่มีข้อบกพร่อง.....	60
4.3.3 พฤติกรรมของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตในแบบจำลองที่มีข้อบกพร่อง.....	61
4.3.4 ผลของตำแหน่งของข้อบกพร่องที่มีต่อพฤติกรรมของรอยต่อ.....	65
4.3.5 ผลของขนาดของข้อบกพร่องที่มีต่อพฤติกรรมของรอยต่อ.....	69
4.3.6 ผลของข้อบกพร่องที่มีต่อกำลังที่การแตกร้าวในรอยต่อ (Softening Load, P_s) และกำลัง ยึดเหนี่ยว (Bond Strength, P_u).....	71
บทที่ 5 สรุป วิจัย และข้อเสนอแนะ.....	76
5.1 สรุปและวิจัย.....	76
5.2 ข้อเสนอแนะ.....	77
บรรณานุกรม.....	78
Output จากโครงการวิจัยที่ได้รับทุนจาก สกว.	80
ภาคผนวก ก ผลจากการจำลองพฤติกรรมรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP	82
ภาคผนวก ข บทความในเรื่องสืบเนื่องจากการประชุมวิชาการ.....	88
บทความ ข1.....	88
บทความ ข2.....	95
ภาคผนวก ค Manuscript.....	102

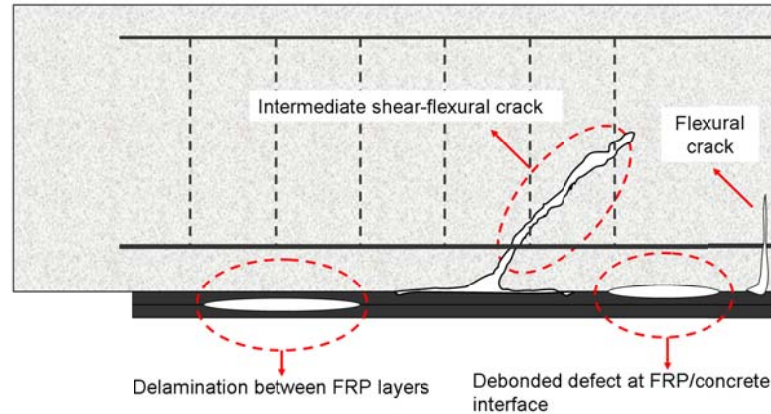
บทที่ 1 บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา

โครงสร้างสาธารณูปโภคที่เป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก (คสล.) เช่น อาคารและสะพาน อาจมีการเสื่อมสภาพหรือความเสียหายเกิดขึ้นหลังจากการใช้งานเป็นเวลานานเนื่องจากสาเหตุหลายประการ ยกตัวอย่างเช่น อุบัติเหตุ ภัยธรรมชาติ หรือการเสื่อมสภาพจากสภาพแวดล้อมที่รุนแรง ซึ่งอาจส่งผลให้สมรรถนะของโครงสร้าง คสล. ในการรับแรง (Load capacity) หรือการใช้งานได้ (Serviceability) ลดลงได้ นอกจากนี้การเปลี่ยนแปลงของชนิดและขนาดของแรงกระทำระหว่างอายุการใช้งานก็อาจทำให้มีความจำเป็นที่จะต้องทำการเสริมกำลังเพื่อเพิ่มสมรรถนะ ซึ่งวิธีการเสริมกำลังนั้นมีอยู่ด้วยกันหลากหลายวิธี เช่น การเพิ่มขนาดหน้าตัด การใช้แรงดึงจากภายนอก (External Post-tensioning) การใช้วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย เป็นต้น ซึ่งแต่ละวิธีก็มีข้อดีและข้อเสียที่แตกต่างกันไปทั้งนี้ในระยะเวลา 20 ปีที่ผ่านมาได้มีการเริ่มใช้วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยหรือ FRP (Fiber Reinforced Polymer Composite) มากยิ่งขึ้นเนื่องจากข้อดีหลายประการคือ อัตราส่วนระหว่างกำลังและน้ำหนัก (Strength-to-weight Ratio) ที่สูง อัตราส่วนระหว่างสติฟเนสและน้ำหนัก (Stiffness-to-weight Ratio) ที่สูง ความคงทนต่อการกัดกร่อนและความล้า และการติดตั้งที่สะดวก รวดเร็ว ซึ่งวิธีการเสริมกำลังด้วย FRP จะแตกต่างกันไปขึ้นอยู่กับชนิดขององค์อาคาร ในกรณีการเสริมกำลังรับแรงดัดในคาน คสล. วัสดุ FRP ในรูปแบบของแผ่น (Laminate) หรือสิ่งทอ (Fabric) จะถูกติดตั้งบนพื้นผิวคอนกรีตที่อยู่ภายใต้หน่วยแรงดึง (Tension Face) เช่นเดียวกับการเสริมแรงด้วยเหล็กเสริมแบบปกติ

ประสิทธิภาพของการเสริมกำลังคาน คสล. ด้วย FRP นั้นจะขึ้นอยู่กับคุณภาพของการยึดเหนี่ยวระหว่าง คอนกรีตและ FRP เนื่องจากพฤติกรรมที่เปรียบเสมือนวัสดุประกอบ ข้อบกพร่องในรูปแบบของการหลุดร่อนที่รอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตอาจเกิดขึ้นได้เนื่องจากคุณภาพการติดตั้งที่ไม่ดีพอหรือเป็นผลจากความเสียหายเชิงกายภาพ อีกทั้งการสัมผัสกับสภาพแวดล้อมที่รุนแรงในระหว่างอายุการใช้งาน เช่น สภาพเปียกสลับแห้งซึ่งพบมากในประเทศไทย อาจมีผลต่อคุณภาพของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและ FRP ได้ ส่งผลกระทบต่อกำลังของคานที่ได้รับการเสริมกำลังแล้วได้ ซึ่งในปัจจุบันงานวิจัยเกี่ยวกับผลกระทบของข้อบกพร่องในคาน คสล. ที่เสริมกำลังด้วย FRP นั้นยังมีไม่มาก อีกทั้งยังไม่มีข้อสรุปที่แน่ชัดเกี่ยวกับขนาดและลักษณะของข้อบกพร่องที่ยอมรับได้ โครงสร้างที่ได้รับการเสริมกำลังแล้วนั้นจะต้องได้รับการตรวจสอบอยู่เสมอเหมือนเดียวกับโครงสร้างทั่วไป เมื่อพบว่ามีปัญหาข้อบกพร่องจะได้ดำเนินการแก้ไขซ่อมแซมได้ทันท่วงที ความรู้ในเชิงลึกที่จะได้จากโครงการนี้เกี่ยวกับผลกระทบของข้อบกพร่องต่อกำลังและการวิบัติ

สามารถนำมาใช้ในการคาดคะเนอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ขององค์อาคารที่ได้รับการด้วย FRP ได้เมื่อมีการตรวจพบข้อบกพร่อง ซึ่งจะมีประโยชน์อย่างยิ่งในการวางแผนการบำรุงรักษาเพื่อให้แน่ใจว่าองค์อาคารที่ได้รับการเสริมกำลังรับแรงดัดด้วย FRP มีความปลอดภัยตลอดอายุการใช้งาน



รูปที่ 1 ข้อบกพร่องแบบรอยร่อนที่รอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตที่เกิดขึ้นได้ในคาน คสล.

1.2 วัตถุประสงค์

โครงการวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของข้อบกพร่องที่อยู่ในรูปแบบของการหลุดร่อนที่รอยต่อระหว่างวัสดุพอลิเมอร์เสริมเส้นใย (FRP) และคอนกรีต (รูปที่ 1) ที่มีต่อพฤติกรรมและการปัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (คสล.) ที่ได้รับการเสริมกำลังด้วย FRP โดยกระบวนการทดลองและการจำลองเชิงตัวเลข เพื่อใช้เป็นพื้นฐานในการคาดคะเนอายุการใช้งานของคานคสล.ที่ได้รับการเสริมกำลังด้วย FRP หลังจากตรวจพบข้อบกพร่องแล้วต่อไป

บทที่ 2 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ผลกระทบของข้อบกพร่องที่มีต่อองค์อาคารคอนกรีตที่เสริมกำลังด้วย FRP

ในปัจจุบันวัสดุคอมโพสิตพอลิเมอร์เสริมเส้นใย (Fiber Reinforced Polymer Composite หรือ FRP) กำลังถูกใช้อย่างแพร่หลายในงานซ่อมแซมและฟื้นฟูโครงสร้างทางวิศวกรรมโยธาทั้งในประเทศและต่างประเทศ เนื่องจากคุณสมบัติเด่นหลายประการ เช่น น้ำหนักที่เบาเมื่อเทียบกับกำลังและสติฟเนสที่สูง ความสามารถในการต้านทานการกัดกร่อน และรูปแบบที่ใช้ได้หลากหลายตามลักษณะงาน เป็นต้น ในการเสริมกำลังรับแรงดัดของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก เช่น คานและแผ่นพื้นนั้น วัสดุ FRP ในแบบแผ่น (Plate) หรือลึงทอ (Sheet) จะได้รับการติดตั้งบนผิวคอนกรีตที่ต้องรับแรงดัด โดยการใช้กาวอีพอกซี ซึ่งลักษณะการพิบัติที่อาจเกิดขึ้นได้ในโครงสร้างที่เสริมกำลังแล้ว คือ 1) การครากของเหล็กเสริมตามด้วยการวิบัติของคอนกรีตภายใต้แรงอัด 2) การครากของเหล็กเสริมตามด้วยการวิบัติของ FRP 3) การวิบัติของคอนกรีตภายใต้แรงอัดก่อนการครากของเหล็กเสริม 4) การวิบัติของคอนกรีตภายใต้แรงเฉือน 5) การหลุดร่อนของผิวคอนกรีต (Concrete Cover Delamination) และ 6) การหลุดร่อนของ FRP (FRP Debonding) [1-3]

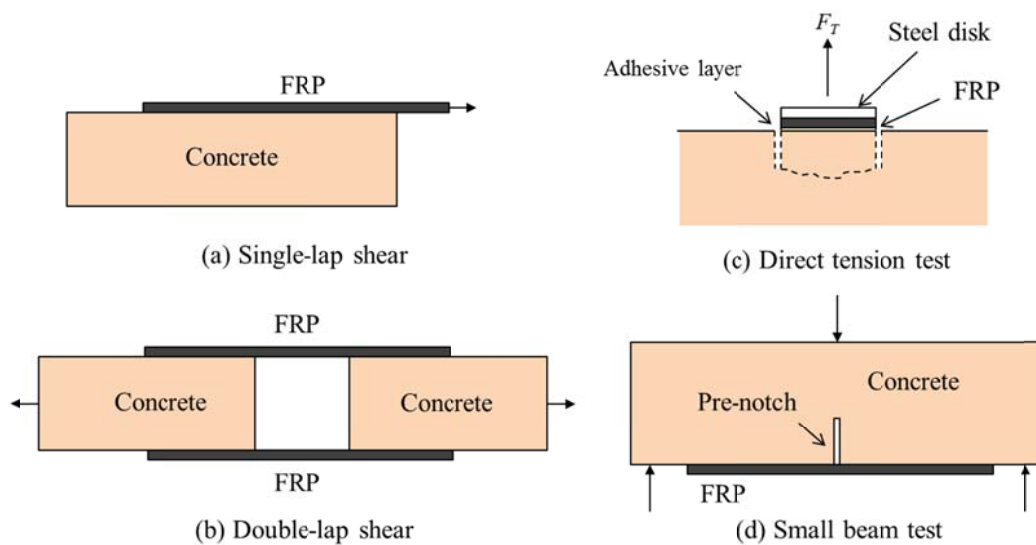
ประสิทธิภาพของการเสริมกำลังรับแรงดัดดังที่กล่าวมานั้นขึ้นอยู่กับสมรรถนะของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ซึ่งก็ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติและคุณภาพของคอนกรีต อีพอกซี และ FRP เอง ทั้งนี้ข้อบกพร่องในระบบเสริมกำลังนี้อาจเกิดขึ้นได้ในขั้นตอนการติดตั้งหรือระหว่างการใช้งาน ยกตัวอย่างเช่น การวางตัวของเส้นใยที่ไม่เป็นแนวระหว่างการจัดตั้ง ความเสียหายที่ผิวคอนกรีตที่ไม่ได้รับการซ่อมแซมอย่างถูกวิธี หรือการหลุดร่อนของ FRP ในบางบริเวณ เป็นต้น [4] ซึ่งข้อบกพร่องทั้งสองแบบหลังอาจทำให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างที่เสริมกำลังที่แรงกระทำต่ำกว่าที่ออกแบบไว้ได้ ทั้งนี้งานวิจัยที่ศึกษาเกี่ยวกับผลของข้อบกพร่องในระบบเสริมกำลังด้วย FRP ยังมีอยู่น้อยมาก ซึ่งงานวิจัยแรกๆจะใช้ชิ้นตัวอย่างที่ออกแบบมาเจาะจงกับแต่ละกรณี ทำให้ไม่สามารถใช้กับโครงสร้างทั่วไปได้ Kaiser [5] ใช้การทดสอบการแตกร้าวของชิ้นตัวอย่างแบบ Peel Fracture Test ซึ่งแผ่น FRP นั้นรับแรงในทิศทางตั้งฉากกับผิวคอนกรีต ซึ่งพบว่าข้อบกพร่องที่เกิดจากการผสมอีพอกซีที่ไม่ถูกต้องตามมาตรฐาน การใช้ Primer และการบ่มที่ไม่ได้มาตรฐาน และช่องว่างในผิวคอนกรีตส่งผลให้กำลังของรอยต่อระหว่าง FRP และ คอนกรีตที่อยู่ในแบบของ Fracture Toughness มีค่าลดลง Seim et al. [6] ทำการทดลองกับแผ่นพื้นที่เสริมกำลังด้วย FRP แล้วพบว่าข้อบกพร่องที่เกิดจากรอยร่อนระหว่าง FRP และคอนกรีตส่งผลให้กำลังรับแรงดัดและความเหนียวของแผ่นพื้นลดลงได้ Kalayci et al. [7]

ทำการทดลองกับคานคอนกรีตหน้าตัดรูปทึ่มีข้อบกพร่องแบบรอยร่อนและรอยร้าวในคอนกรีตแล้วพบว่าขนาดของรอยร่อนและระยะห่างที่ต่ำกว่าที่แนะนำไว้ในคู่มือการเสริมกำลังไม่มีผลต่อกำลังของคาน อย่างไรก็ตาม ดีทีมนักวิจัยยังได้แนะนำให้มีการศึกษาเพิ่มเติมโดยเฉพาะในกรณีที่มีสภาพแวดล้อมที่รุนแรงเข้ามาเกี่ยวข้อง นอกจากผลการทดลองที่กล่าวมาแล้ว Guo et al. [8] ได้ศึกษาผลกระทบของรอยร่อน FRP ในคานคอนกรีต โดยใช้วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ร่วมกับแบบจำลองแบบ Bi-linear เพื่ออธิบายพฤติกรรมของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ทั้งนี้ลักษณะของรอยร่อนเป็นแบบแผ่กระจายบนผิวคอนกรีต ซึ่งนักวิจัยพบว่ารอยร่อนมีผลต่อการแจกแจงของหน่วยแรงในรอยต่อ และทำให้เกิด Stress Concentration ที่อาจทำให้คอนกรีตแตกร้าวได้ ในการออกแบบระบบเสริมกำลังโดย FRP นั้น จะมีการสมมุติว่ารอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตเป็นแบบสมบูรณ์และสามารถถ่ายแรงได้อย่างมีประสิทธิภาพ อย่างไรก็ตาม จากงานวิจัยในอดีตพบว่ารอยร่อนที่รอยต่อสามารถทำให้กำลังรับแรงดัดและความเหนียวขององค์อาคารลดลงได้ ดังนั้นการศึกษาในเชิงลึกเกี่ยวกับกลไกและผลกระทบของข้อบกพร่องลักษณะนี้ในองค์อาคารที่เสริมกำลังด้วย FRP จึงมีความสำคัญ เพื่อให้สามารถใช้เทคนิคการซ่อมแซมบำรุงรักษาโครงสร้างแบบนี้ได้อย่างปลอดภัย

2.2 พฤติกรรมการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและ FRP

วัสดุพอลิเมอร์เสริมเส้นใย (Fiber-reinforced Polymer, FRP) ถูกนำมาใช้กันอย่างแพร่หลายในการเสริมกำลังชิ้นส่วนของโครงสร้างคอนกรีต เพื่อเพิ่มสมรรถนะในด้านการรับน้ำหนักบรรทุก (Load Capacity) และการใช้งานได้ (Serviceability) ในการเสริมกำลังรับแรงดัด (Flexural Strengthening) และแรงเฉือน (Shear Strengthening) ในโครงสร้างคานและโครงสร้างแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กด้วย FRP เมื่อมีแรงมากระทำกับโครงสร้างดังกล่าว แรงที่มากระทำนั้นจะถูกถ่ายโอนจากคอนกรีตไปยัง FRP โดยผ่านหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) ที่รอยต่อ (Interface) ระหว่าง FRP และคอนกรีต ดังนั้นประสิทธิภาพของโครงสร้างที่เสริมกำลังด้วย FRP จะขึ้นอยู่กับคุณภาพรอยต่อ ที่ผ่านมามีงานวิจัยมากมายที่รายงานการทดสอบหาค่ากำลังยึดเหนี่ยว (Bond Strength) และพฤติกรรมยึดเหนี่ยวของระบบเสริมกำลัง FRP เช่น การทดสอบแบบ Single-lap Shear การทดสอบแบบ Double-lap Shear การทดสอบแบบ Direct Tension และการทดสอบคาน (Small Beam Test) ดังแสดงในรูปที่ 2 สำหรับการทดสอบแบบ Single-lap Shear และ Double-lap Shear นั้น ค่าที่ได้จากการทดลองจะเกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของพันธะ (Bond Behavior) เช่น ค่ากำลังยึดเหนี่ยว (Bond Strength) ค่าพลังงานแตกหัก (Fracture Energy) และความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวกับการเลื่อน (Bond-slip Relationship) ซึ่งส่วนใหญ่การพิบัติที่พบบริเวณรอยต่อ (Interface) จะแบ่งเป็น 2

แบบ ได้แก่ (1) การพื้ติแบบการหลุดลอก (Debonding Failure) ในคอนกรีต เป็นการพื้ติที่เกิดโดยการแตกร้าวของชั้นคอนกรีตบางๆที่อยู่ติดกับ FRP หลุดติดไปกับ FRP ดังแสดงในรูปที่ 3a และ (2) การพื้ติในชั้นวัสดุเชื่อมประสานระหว่าง FRP และคอนกรีต (Failure in the Adhesive Layer) เป็นการพื้ติลักษณะที่มีชั้นบางๆของคอนกรีตที่อยู่ติดกับ FRP หลุดติดไปกับ FRP เพียงเล็กน้อยหรือแทบไม่มีคอนกรีตที่อยู่ติดกับ FRP หลุดติดไปกับ FRP ดังแสดงในรูปที่ 3b นอกจากนี้จากการทดสอบที่ผ่านมาทำให้ทราบว่า Bond Strength ไม่สามารถเพิ่มขึ้นได้โดยการเพิ่มความยาวของรอยต่อ (Bond Length) เกินค่าๆหนึ่ง ซึ่งนำไปสู่หลักการของความยาวประสิทธิผลของรอยต่อ (Effective Bond Length)



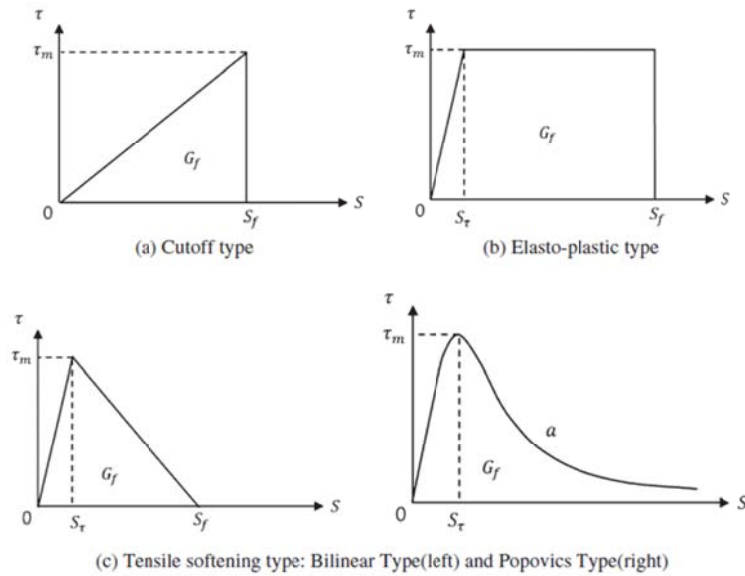
รูปที่ 2 การทดสอบแบบต่างๆเพื่อหาค่ากำลังและพฤติกรรมยึดเหนี่ยว



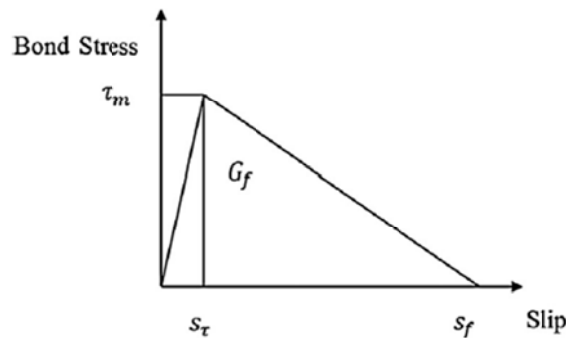
รูปที่ 3 การพื้ติที่บริเวณรอยต่อในตัวอย่างทดสอบแบบ Single-lap Shear Test [9]

พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตสามารถอธิบายได้โดยความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการเลื่อนระหว่าง FRP และคอนกรีต ดังนั้นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนยึดเหนี่ยวกับการเลื่อน (Bond-Slip Model) ของรอยต่อ จึงเป็นส่วนประกอบสำคัญในการสร้างแบบจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่เสริมกำลังหรือซ่อมแซมด้วย FRP สำหรับต้านทานแรงดัดและแรงเฉือน เพื่อให้สามารถอธิบายการปับัติแบบการหลุดร่อนของ FRP จากคอนกรีตแบบต่างๆได้ ความสัมพันธ์ของ Bond-slip จากการทดสอบแบบ Pull Test โดยทั่วไปสามารถกำหนดได้ 2 รูปแบบ คือ (1) จากกราฟความเครียดตามแนวแกน (Axial Strain) ของแผ่น FRP ซึ่งวัดมาจาก Strain Gauge เช่น การทดลองของ Nakaba et al. [10] และ (2) จากกราฟหน่วยแรงและการเคลื่อนตัว (Load-Displacement) เช่น การทดลองของ Dai et al. [11] เป็นต้น โดยทั่วไปความสัมพันธ์ของ Bond-slip จะขึ้นอยู่กับความแข็งแกร่ง (Stiffness) ที่ลดลงอย่างต่อเนื่องจากค่าหน่วยแรงของแรงยึดเหนี่ยวสูงสุด (Bond Stress) และการลดลงดังกล่าวทำให้กราฟของ Bond-slip เป็นเส้นโค้งหรือเป็นเส้นตรงลดลงเข้าใกล้ 0 ที่มีค่าการเลื่อนที่แท้จริง ความแม่นยำของแบบจำลอง Bond-slip จะขึ้นอยู่กับลักษณะของเส้นโค้งที่ลดลง (Softening) หรือรูปแบบเส้นตรง 2 เส้น (Bi-linear) เป็นต้น

Ko et al. [12] กล่าวว่าการศึกษาพฤติกรรมของการยึดเหนี่ยวที่รอยต่อ มีความสำคัญต่อพฤติกรรมของ Bond-Slip ที่บ่งบอกถึงประสิทธิภาพของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ความสามารถในการรับแรงของรอยต่อหรือกำลังยึดเหนี่ยว (Bond Strength) สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ของ Bond-Slip จากแบบจำลองของความสัมพันธ์ของ Bond-Slip ที่เคยได้มีการนำเสนอสามารถแบ่งได้เป็น 3 แบบ ดังแสดงในรูปที่ 4 แบ่งได้เป็น (1) Cut-off Type (2) Elasto-plastic Type และ (3) Tensile-softening Type (เช่น Bi-linear และ Popovics) ซึ่งแบบจำลองแบบ Cut-off Type และ Elasto-plastic Type ไม่สมจริงแบบจำลองแบบ Bi-linear จะแบ่งเป็นช่วง Elastic และช่วง Plastic ซึ่งมาจากผลการทดสอบ โดยมีค่า Bond Stress สูงสุดในช่วง Elastic (τ_m) ที่มีค่าเคลื่อนตัวหรือ Slip แทนด้วย s_r และช่วง Plastic จุดสุดท้ายมีค่า Bond Stress เท่ากับ 0 และค่าเคลื่อนตัว แทนด้วย s_f ส่วนแบบจำลองแบบ Popovics มาจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ Popovics (Popovics Numerical Approach) สำหรับความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต (Stress-strain Relationship) ซึ่งความสัมพันธ์ของ Bond-slip เกี่ยวข้องกับพลังงานแตกหัก (Fracture Energy, G_f)



รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการเลื่อนของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (Bond-Slip Model) [12]



รูปที่ 5 Bond-slip Model ที่นำเสนอโดย Ko et al. [12]

สำหรับ Bi-linear Bond-slip Relationship ในช่วง Elastic ค่าของหน่วยแรงเฉือนที่รอยต่อจะเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรง ($0 \leq s \leq s_\tau$) ตามที่แสดงในสมการที่ (1) ในช่วงนี้ พฤติกรรมของรอยต่อจะมีลักษณะ Elastic จนกระทั่งหน่วยแรงเฉือนที่รอยต่อมีค่าเท่ากับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่สูงสุด (τ_m) และในช่วงที่กราฟลดลงเป็นเส้นตรง หรือช่วง Softening พฤติกรรมของรอยต่อจะมีความเสียหาย (Damaged Interface) เนื่องจากการแตกร้าวขนาดเล็กในคอนกรีต ค่าการเลื่อนจะเพิ่มมากขึ้น ในขณะที่หน่วยแรงเฉือนยึดเหนี่ยวจะลดลงตามที่แสดงในสมการที่ (2) การหลุดลอกระหว่างรอยต่อของ FRP และคอนกรีต จะเกิดเมื่อ $s > s_f$ หลังจากนั้นหน่วยแรงเฉือนยึดเหนี่ยวจะมีค่าเท่ากับ 0 ซึ่งหมายถึง รอยต่อ (Interface) พับติแล้ว ส่งผลให้ไม่

สามารถถ่ายแรงระหว่างคอนกรีตและ FRP ได้ Ko et al. [12] ได้พัฒนาแบบจำลอง Bond-Slip สำหรับใช้ในการออกแบบโดยการเปรียบเทียบโดยใช้ฐานข้อมูลของผลการทดสอบแบบ Single-lap Shear และ Double-lap Shear (รูปที่ 5) ตัวแปรสำหรับแบบจำลองแบบ Bi-linear สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ (3) ถึง (5)

$$\tau = \tau_m \left(\frac{s}{s_\tau} \right) \text{ for } 0 \leq s \leq s_\tau \quad (1)$$

$$\tau = \tau_m - \frac{\tau_m(s-s_\tau)}{s_f-s_\tau} \text{ for } s_\tau \leq s \leq s_f \quad (2)$$

$$\tau_m = 0.165f_c \quad (3)$$

$$s_\tau = -0.001f_c + 0.122 \quad (4)$$

$$s_f = -0.002f_c + 0.302 \quad (5)$$

2.3 การซ่อมแซมระบบเสริมกำลัง FRP ในกรณีที่มีข้อบกพร่อง

ข้อบกพร่องของระบบ FRP มีอยู่ด้วยกันหลายแบบ สภาพและชนิดของข้อบกพร่องของระบบเสริมกำลัง FRP ได้แก่ (1) การเกิดช่องว่างหรือกระเปาะอากาศระหว่างผิวคอนกรีตและชั้นรองพื้น เรซิน หรือวัสดุยึดประสาน หรือมีช่องว่างในระบบ FRP (2) การหลุดล่อนของตัวระบบ FRP (3) การลงเรซินบนเส้นใยไม่ทั่วถึง และไม่สม่ำเสมอ ทำให้เรซินบ่มไม่เหมาะสม และ (3) รอยร้าว จุดบกพร่อง ที่ไม่ได้รับการแก้ไขก่อนการติดตั้ง หรือการหลุดล่อนของสารเคลือบผิว

การซ่อมแซมระบบ FRP ขึ้นอยู่กับระดับความเสียหาย ในบริเวณที่เสียหายไม่มาก กล่าวคือ ระบบ FPR ที่มีจุดบกพร่องขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางอยู่ระหว่าง 32 ถึง 150 มม. และมีจำนวนน้อยกว่า 5 แห่งต่อทุกความยาวหรือความกว้าง 3 เมตรที่เสริมระบบ FPR ซ่อมแซมโดยกำจัดจุดบกพร่องเหล่านี้ด้วยความระมัดระวังและกินพื้นที่รอบข้างออกไปในบริเวณโดยรอบไม่น้อยกว่า 25 มม. เพื่อให้เกิดการถ่ายแรงในระบบ FRP ถ้ากรณีมี FPR หลายชั้น ให้เลาะที่ละชั้นออกจนถึงชั้นที่มีความเสียหาย และทำการติดตั้ง FPR ที่ละชั้นโดยปะให้ FPR กินพื้นที่รอบข้างออกไปในบริเวณโดยรอบไม่น้อยกว่า 25 มม. และ FPR ที่ใช้ซ่อมแซมควรมีคุณสมบัติที่เหมือนเดิม ทั้งในเรื่องของความหนา ทิศทางของเส้นใยในแต่ละชั้น รวมทั้งชนิดของเรซิน

สำหรับในบริเวณที่มีความเสียหายขนาดใหญ่มาก กล่าวคือ ระบบ FPR ที่มีจุดบกพร่องขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่กว่า 150 มม. การบกพร่องขนาดใหญ่แสดงให้เห็นว่าเกิดการหลุดร่อนอย่างรุนแรงระหว่างชั้น

ทำให้สูญเสียการยึดเหนี่ยวกับคอนกรีต ต้องทำการรื้อออก และให้กินพื้นที่รอบข้างเข้าไปไม่น้อยกว่า 25 มม. จากนั้นก็ลง FPR ในลักษณะเดิมจนครบทุกชั้น และต้องลงระบบ FRP เพิ่มขึ้นอีกชั้น (Additional Layer) ให้กินพื้นที่รอบข้างเข้าไปไม่น้อยกว่า 150 มม. ถ้าหากพบข้อบกพร่องขนาดใหญ่ในบริเวณที่มีผลอย่างมากต่อความแข็งแรงของโครงสร้าง ควรทำการรื้อระบบ FRP ทั้งหมดแล้วทำการติดตั้งใหม่ [13]

บทที่ 3 ระเบียบวิธีวิจัย

โครงการวิจัยนี้ประกอบด้วยการศึกษาโดยการทดลองในห้องปฏิบัติการและการศึกษาโดยการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Analysis หรือ FEA) สำหรับคานคสล.ที่เสริมกำลังด้วย FRP และรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP ทั้งนี้มีขั้นตอนการวิจัยดังนี้

3.1 การทดสอบตัวอย่างคานคสล.เสริมกำลังด้วย FRP ในห้องปฏิบัติการ

ศึกษาผลกระทบของข้อบกพร่องในรูปแบบของพื้นที่หลุดร่อนระหว่างคอนกรีตและ FRP ที่มีต่อกำลังและพฤติกรรมการพบัติโดยชุดการทดสอบตัวอย่างคาน คสล.ที่ได้รับการเสริมกำลังด้วย FRP ภายใต้แรงกระทำแบบ 4-point bending ซึ่งแรงกระทำแบบนี้จะเหมือนกับการใช้งานจริง รวมทั้งมีระยะคานที่มีเฉพาะโมเมนต์ดัด (Pure Bending) และระยะที่มีการผสมผสานระหว่างโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน ซึ่งช่วยในการศึกษาบทบาทของขนาดสัมพัทธ์ของโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนในการเกิดการพบัติเมื่อมีข้อบกพร่อง รวมทั้งมีการวัดการเปลี่ยนแปลงของการแจกแจงของความเครียดและหน่วยแรงที่ตำแหน่งสำคัญต่างๆเนื่องจากการหลุดร่อนโดยใช้ Strain Gauge โดยลักษณะจำเพาะของข้อบกพร่องที่จะศึกษาคือ 1. ขนาดของพื้นที่หลุดร่อน 2. ตำแหน่งพื้นที่หลุดร่อน

3.1.2 ตัวอย่างคานคสล.เสริมกำลังด้วย FRP

ตารางที่ 1 แสดงรายการตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ พร้อมรายละเอียดของข้อบกพร่องในแต่ละตัวอย่าง คานตัวอย่างทั้งหมดมีความยาวสุทธิ 2 ม. หน้าตัดมีความกว้าง 150 มม. ลึก 200 มม. มีความลึกประสิทธิภาพ (d) 170 มม. ตัวอย่างคานทุกตัวเสริมด้วยเหล็กเสริมตามยาว DB12 (เส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม.) จำนวน 2 เส้น ทั้งด้านบนและด้านล่างเพื่อรับแรงอัดและแรงดึงตามลำดับ โดยจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงอัดอยู่ห่างจากผิวคอนกรีตด้านบนเป็นระยะ 20 มม. และเสริมกำลังด้านทานแรงเฉือนเพิ่มเติมด้วยเหล็กปลูกตั้งที่ทำจากเหล็ก RB9 (เส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มม.) ที่ระยะเรียง (Spacing) 80 มม. เพื่อป้องกันการพบัติแบบเฉือนระหว่างการทดสอบ (รูปที่ 6) คอนกรีตที่ใช้ผลิตตัวอย่างคานมีกำลังต้านทานแรงอัดที่ 28 วัน (f'_c) เท่ากับ 27.26 MPa และเหล็กเสริมหลักมีกำลังจุดครากเท่ากับ 300 MPa (ชั้นคุณภาพ SD 30) จากคำนวณเบื้องต้นตัวอย่างคานที่ไม่มีการเสริมกำลังด้วย CFRP ควรจะมีการพบัติแบบคอนกรีตอัดแตกหลังจากการครากของเหล็กเสริม (Concrete Crushing after Steel Yielding)

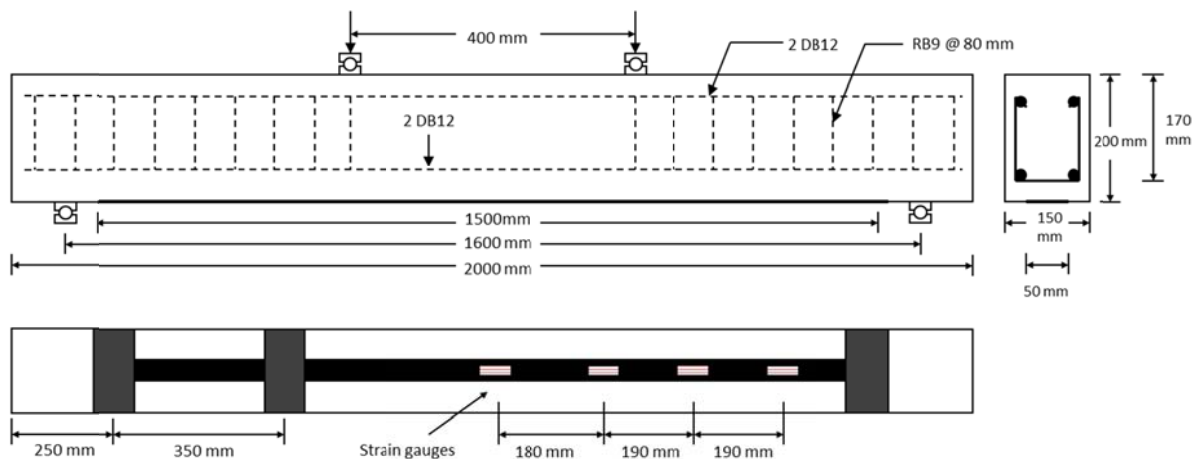
ตารางที่ 1 รายละเอียดตัวอย่างคานคอนกรีตที่ใช้ศึกษา

ประเภทคาน ตัวอย่าง	รหัส	ขนาดพื้นที่หลักร้อน (กว้างxยาว mm ²)	ตำแหน่งของพื้นที่หลักร้อน (mm)*	หมายเหตุ
กลุ่มควบคุม	NF	-	-	คาน คสล.
	CF	-	-	คาน คสล. เสริมด้วย FRP
กลุ่มทดลอง	DF-50-0	50 x 50	At midspan	คาน คสล. เสริมด้วย FRP
	DF-50-180	50 x 50	180 mm	คาน คสล. เสริมด้วย FRP
	DF-50-270	50 x 50	270 mm	คาน คสล. เสริมด้วย FRP
	DF-50-560	50 x 50	560 mm	คาน คสล. เสริมด้วย FRP
	DF-100-0	50 x 100	At midspan	คาน คสล. เสริมด้วย FRP
	DF-100-180	50 x 100	180 mm	คาน คสล. เสริมด้วย FRP
	DF-100-270	50 x 100	270 mm	คาน คสล. เสริมด้วย FRP
	DF-100-560	50 x 100	560 mm	คาน คสล. เสริมด้วย FRP

*ระยะห่างระหว่างกึ่งกลางคานและกึ่งกลางพื้นที่หลักร้อน

ตัวอย่างคาน CF และ DF-##-## มีการติดตั้ง CFRP หลังจากคอนกรีตมีอายุครบ 28 วัน โดยการใช้การติดตั้งแบบเปียก (Wet Layup) CFRP ที่ใช้ในตัวอย่างทุกตัวมีจำนวน 2 ชั้น และมีความยาว 1.5 ม. สมบัติทางกลของ CFRP ทั้งแบบที่เป็นเส้นใยแห้ง (Dry Fibers) และแบบ Laminate ที่ได้จากผู้ผลิต แสดงในตารางที่ 2 ซึ่งผู้วิจัยได้ทำการทดสอบเพื่อกำหนดค่าแรงดึงและค่ามอดูลัสยืดหยุ่นของ CFRP และอีพ็อกซีเพิ่มเติมไว้ด้วย (ผลการทดสอบตัวอย่างวัสดุในห้องปฏิบัติการจะกล่าวไว้ในบทที่ 4) โดยขั้นตอนในการติดตั้ง CFRP นั้นเริ่มจากการซ่อมแซมและเตรียมผิวคอนกรีตโดยใช้เครื่องเจียรและกระดาษทรายขัดเพื่อกำจัดมอร์ต้าที่ไม่แข็งแรงออก และอุดรูพรุนที่เกิดขึ้นระหว่างการเทตัวอย่างคาน จากนั้นทำความสะอาดผิวคอนกรีตให้ปราศจากเศษฝุ่นและคราบสารเคมีที่หลงเหลือจากขั้นตอนก่อนหน้านี้ แล้วใช้อีพ็อกซีแบบสองส่วนผสม (2-part Epoxy) ที่ผสมตามขั้นตอนที่แนะนำโดยผู้ผลิตทาบนผิวคอนกรีตก่อนที่จะวางแผ่นเส้นใยคาร์บอนแบบอ่อน (Carbon Fiber Sheet) แล้วจึงใช้อีพ็อกซีทาซึมซาบไปบนแผ่นเส้นใยคาร์บอนเพิ่มเติมด้วยลูกกลิ้ง พร้อมกับการไล่ฟองอากาศที่อาจหลงเหลือระหว่างการติดตั้ง โดยให้ความหนาของ Laminate ที่ได้เท่ากัน และระมัดระวังไม่ให้มีเส้นใยคดงอระหว่างการติดตั้ง ทั้งนี้ข้อบกพร่องที่อยู่ในรูปแบบของรอยหลักร้อนระหว่างคอนกรีตและ FRP ในตัวอย่าง DF-##-## นั้น ได้จากการนำแผ่นเทฟลอนที่มีขนาดตามข้อบกพร่องที่ต้องการไปวางระหว่างผิวคอนกรีตและชั้นอีพ็อกซีในขั้นตอนการติดตั้ง FRP นอกจากการติดตั้ง CFRP ตามแนวยาว

แล้ว ยังติดตั้ง CFRP ในรูปแบบของการพันรอบ (Complete Wrapping) ที่ระยะ 250 และ 350 มม.จากปลายคานด้านหนึ่งด้วย เพื่อจำกัดการพิบัติแบบ FRP Debonding ให้เกิดเฉพาะในด้านหนึ่งของตัวอย่างคาน ทั้งนี้ปล่อยให้ระบบเสริมกำลัง CFRP ในตัวอย่างคานบ่มเป็นเวลาอย่างน้อย 48 ชม. ก่อนทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดค่าต่างๆ ในขั้นตอนต่อไป



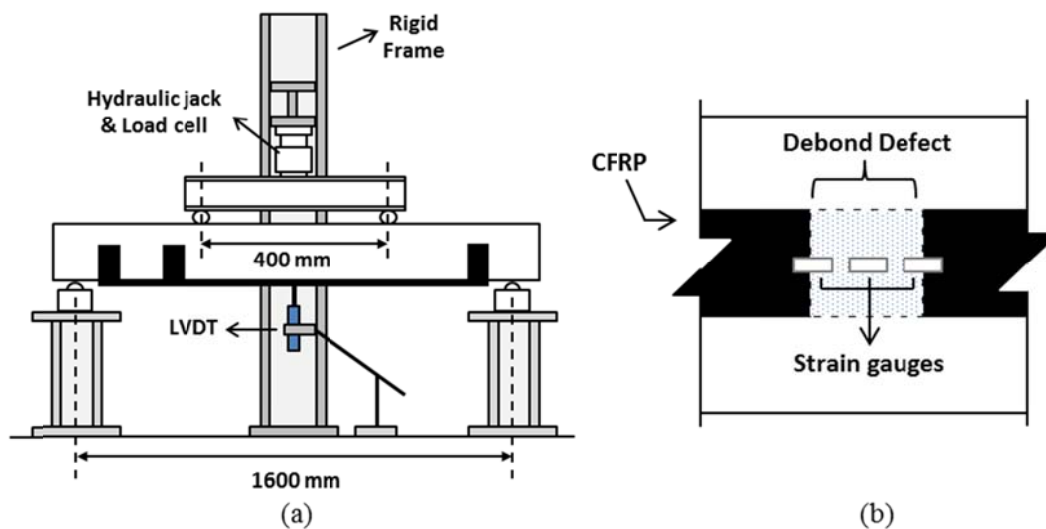
รูปที่ 6 รายละเอียดตัวอย่างคานและตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauge

ตารางที่ 2 สมบัติทางกลของ CFRP และอีพ็อกซี่ที่ใช้ศึกษา

วัสดุ	สมบัติทางกล	ค่าที่ได้จากผู้ผลิต
เส้นใยแห้ง (Dry fibers)	Tensile Strength	3,790 MPa
	Tensile Modulus	231 GPa
	Ultimate Elongation	1.6%
CFRP Laminate	Tensile Strength	1,062 MPa
	Tensile Modulus	102 GPa
	Ultimate Elongation	1.05%
	Laminate Thickness	0.23 mm
อีพ็อกซี่	Tensile Strength	3.18 GPa
	Tensile Modulus	72.4 MPa
	Elongation Percent	5%

3.1.2 อุปกรณ์วัดค่าและวิธีการทดสอบ

ทดสอบคานตัวอย่างที่กล่าวมาข้างต้นภายใต้แรงกระทำแบบ 4-point bending เพื่อให้มีระยะช่วงคานที่มีโมเมนต์ดัดคงที่ และระยะช่วงคานที่มีโมเมนต์ดัดเปลี่ยนแปลง (รูปที่ 7a) โดยมีระยะห่างระหว่างจุดรองรับเท่ากับ 1.6 m และมีระยะห่างระหว่างจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำเท่ากับ 400 mm ติดตั้ง LVDT จำนวนหนึ่งตัวที่กึ่งกลางคานเพื่อวัดระยะโก่งที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบ ติดตั้ง Strain Gauge ที่ตำแหน่งต่างๆบน CFRP ตามที่แสดงในรูปที่ 6 โดยจะติดตั้ง Strain Gauge 3 ตัวในบริเวณที่เป็นข้อบกพร่องดังแสดงในรูปที่ 7b ให้น้ำหนักบรรทุกกระทำบนตัวคานโดยใช้ Hydraulic Jack และใช้ Load Cell หรือ Dial Gage เก็บค่าของน้ำหนักบรรทุกระหว่างการทดสอบ บันทึกค่าที่วัดได้ทั้งหมดโดยใช้ Datalogger

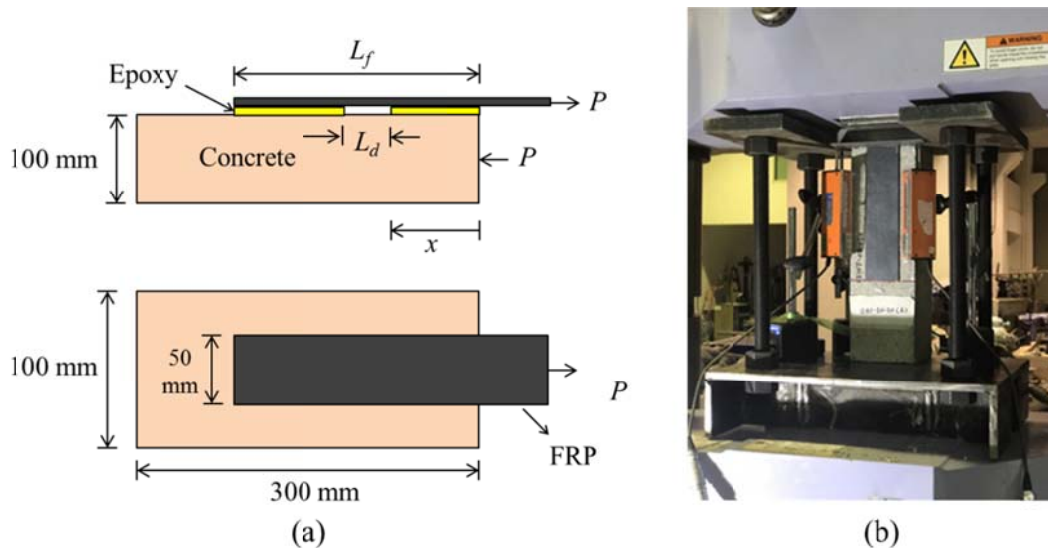


รูปที่ 7 การทดสอบตัวอย่างคานแบบ 4-point Bending (a) และตำแหน่งที่ติดตั้ง Strain Gauge บริเวณข้อบกพร่องแบบรอยหลุดร่อน (b)

3.2 การทดสอบตัวอย่างรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP ที่มีข้อบกพร่อง

ศึกษาพฤติกรรมและแรงยึดเหนี่ยวโดยการทดสอบตัวอย่างรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP แบบแรงเฉือนแนวเดียว หรือ Single-Lap Shear ลักษณะตัวอย่างและการทดสอบแสดงในรูปที่ 8 ทั้งนี้ในการศึกษาส่วนนี้ได้ใช้ CFRP แบบแผ่นแข็งที่มีความกว้าง 50 มม. และความหนา 1.2 มม. ($E_f = 165$ GPa และ $f_{fu} = 2,400$ MPa) เป็นวัสดุเสริมกำลังโดยการติดตั้งแบบขึ้นรูปแห้ง (Dry Lay-up) เนื่องจากต้องการลดข้อบกพร่องที่ไม่ตั้งใจที่เกิดระหว่างการติดตั้งแบบขึ้นรูปเปียก คอนกรีตที่ใช้มีกำลังรับแรงอัดที่ 28 วันประมาณ 35 MPa

ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบได้จากการติดตั้งแผ่น CFRP ตามขนาดที่ต้องการบนผิวคอนกรีตที่เตรียมแล้ว และมีการใช้แผ่นเทพลอนในการสร้างข้อบกพร่องจำลองขึ้นที่รอยต่อระหว่างคอนกรีตและชั้นอีพ็อกซี่ เช่นเดียวการสร้างข้อบกพร่องในตัวอย่างคานคสล. ที่กล่าวไว้ในส่วนที่แล้ว



รูปที่ 8 ขนาดของตัวอย่างรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP (a) และอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ (b)

ในการทดสอบแบบ Single-lap Shear นั้นจะใช้แรงดึงกระทำที่ปลายแผ่น CFRP และมีแรงปฏิกิริยาป้องกันไม่ให้อ่อนคอนกรีตเคลื่อนที่ดังรูปที่ 8a ลักษณะของตัวอย่างแต่ละกลุ่มทดสอบแสดงในตารางที่ 3 ตัวอย่างกลุ่มควบคุม (ไม่มีข้อบกพร่อง) มีความยาวรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP เท่ากับ 140, 150, 160, 180 และ 200 มม. ส่วนตัวอย่างกลุ่มตัวแปรมีความยาวรอยต่อ ตำแหน่งและขนาดของข้อบกพร่องเป็นตัวแปรหลัก ขนาดของข้อบกพร่องเท่ากับ 20, 40 และ 60 ส่วนตำแหน่งของข้อบกพร่องเท่ากับ 20 และ 40 มม. วัดจากขอบของพื้นที่รอยต่อไปถึงขอบของก้อนคอนกรีตปริซึม รูปที่ 8b แสดงการทดสอบตัวอย่างรอยต่อด้วยเครื่องทดสอบแรงกดแรงดึง (UTM) โดยมี LVDT ทำหน้าที่วัดค่าการเคลื่อนที่ของแผ่น CFRP ที่บริเวณขอบของก้อนคอนกรีตปริซึม (ค่าการเลื่อนหรือ Slip ของรอยต่อ) และมีการวัดค่าของความเครียดที่เกิดขึ้นใน FRP ด้วยการวิเคราะห์ภาพดิจิทัล (Digital Image Correlation) ร่วมกับโปรแกรม NCorr และ Matlab บันทึกค่าการเลื่อนและขนาดของแรงดึงด้วย Datalogger

ตารางที่ 3 ลักษณะของข้อบกพร่องในตัวอย่างทดสอบแบบ Single-Lap Shear ที่ใช้ศึกษา

กลุ่ม	ความยาวรอยต่อ L_f (mm)	ขนาดข้อบกพร่อง L_d (mm)	ตำแหน่งของ ข้อบกพร่อง x^* (mm)	จำนวนตัวอย่าง
กลุ่มควบคุม (ไม่มีข้อบกพร่อง)	200	0	-	3
	180	0	-	3
	160	0	-	3
	150	0	-	3
	140	0	-	3
กลุ่มตัวแปร (มีข้อบกพร่อง)	200	20	20	3
			40	3
		40	20	3
			40	3
		60	20	3
			40	3
	150	20	20	3
		40	20	3
		60	20	3

*ตำแหน่งของข้อบกพร่องวัดจากขอบด้านใกล้ของพื้นที่ข้อบกพร่องไปถึงปลายก่อนคอนกรีตปริซึมด้านที่มีแรงกระทำ

3.3 การศึกษาด้วยแบบจำลองทางไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEM)

3.3.1 การวิเคราะห์พฤติกรรมคานคสล.เสริมกำลังด้วย FRP ที่มีข้อบกพร่องด้วย FEM

ศึกษาผลกระทบของการหลุดร่อนระหว่างคอนกรีตและ FRP ที่มีอยู่แล้วในรอยต่อ ที่มีผลต่อกำลังและพฤติกรรมการพืบัติโดยใช้แบบจำลองทางไฟไนต์อีลิเมนต์ ซึ่งหลักการสำคัญที่ใช้ในการจำลองการหลุดร่อนที่รอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต คือ Cohesive Zone Model (CZM) โดยศึกษาการแจกแจงของความเค้นและความเครียด ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการโก่งตัวของคาน และกระบวนการพืบัติของคานเมื่อมีข้อบกพร่องเกิดขึ้นอยู่แล้ว ทั้งนี้แบบจำลองคานคสล.ที่ไม่ได้รับการเสริมกำลังและที่ได้รับ

การเสริมกำลังแล้วได้รับการพัฒนาขึ้น ร่วมกับวิธีการวิเคราะห์โดย Finite Element (FEM) ตารางที่ 4 แสดงรายละเอียดแบบจำลองคานคสล.และลักษณะของข้อบกพร่องในแต่ละแบบจำลองที่ใช้ศึกษา

ตารางที่ 4 รายละเอียดแบบจำลองคานคสล.

ประเภทคาน ตัวอย่าง	รหัส	ขนาดพื้นที่หลักร้อน (กว้างxยาว mm ²)	ตำแหน่งของพื้นที่หลักร้อน (mm)*	หมายเหตุ
กลุ่มควบคุม	NF	-	-	คานคสล.
	CF	-	-	คานคสล.เสริมด้วย FRP
กลุ่มทดลอง	DF-50-0	50 x 50	At midspan	คานคสล.เสริมด้วย FRP และมีข้อบกพร่องที่รอยต่อ
	DF-50-200	50 x 50	200 mm	
	DF-50-400	50 x 50	400 mm	
	DF-50-600	50 x 50	600 mm	
	DF-100-0	50 x 100	At midspan	
	DF-100-200	50 x 100	200 mm	
	DF-100-400	50 x 100	400 mm	
	DF-100-600	50 x 100	600 mm	

*ตำแหน่งของข้อบกพร่องในแบบจำลองไม่เหมือนกับที่ใช้ในตัวอย่างคานที่ทดสอบ เพื่อลดความซับซ้อนในการแบ่งอิลิเมนต์

รูปที่ 9 แสดงตัวอย่างแบบจำลองที่ใช้อธิบายพฤติกรรมของวัสดุในแบบจำลอง FE โดยพฤติกรรมของคอนกรีตจะเป็นแบบ Nonlinear ภายใต้แรงอัด [14] และมี Tension Stiffening [15] สำหรับอธิบายพฤติกรรมภายใต้แรงดึงหลังจากเกิดการแตกร้าวแล้ว โดยมีสมการที่ใช้อธิบายความสัมพันธ์ Stress-strain ดังแสดงดังนี้

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right], \quad 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_0 \quad (6)$$

$$f_c = f'_c \left[1 - \frac{0.15}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} (\varepsilon_c - \varepsilon_0) \right], \quad \varepsilon_0 < \varepsilon_c < \varepsilon_u \quad (7)$$

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w_t}{w_{cr}} \right)^3 \right] e^{-c_2 \frac{w_t}{w_{cr}}} - \frac{w_t}{w_{cr}} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (8)$$

$$w_{cr} = 5.14 \frac{G_{FI}}{f_t} \quad (9)$$

$$f_t = 1.4 \left(\frac{f'_c - 8}{10} \right)^{2/3} \quad (10)$$

$$G_{FI} = (0.0469d_a^2 - 0.5d_a + 26) \left(\frac{f'_c}{10} \right)^{0.7} \quad (11)$$

โดยที่ f'_c คือ กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต

d_a คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของมวลรวมขนาดใหญ่สุดในคอนกรีต

G_{FI} คือ พลังงานการแตกร้าวของคอนกรีต (Fracture Energy)

f_t คือ กำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต

w_{cr} คือ ความกว้างมากที่สุดของรอยร้าวในคอนกรีต (Final Crack Width)

c_1 และ c_2 คือค่าสัมประสิทธิ์ที่ได้จากการทดสอบ มีค่าเท่ากับ 3 และ 6.93 ตามลำดับ

สำหรับเหล็กเสริมหลักและเหล็กกุกตั้งนั้น ได้ใช้โมเดลแบบ Bi-Linear เพื่ออธิบายพฤติกรรมแบบ อีลาสติกและไม้อีลาสติก หลังจากเกิดการครากแล้ว ส่วน CFRP นั้นจะใช้พฤติกรรมแบบอีลาสติกเชิงเส้นจนถึง จุดวิบัติของวัสดุ ทั้งนี้พฤติกรรมการหลุดร่อนของ FRP จากผิวคอนกรีตนั้น อธิบายโดยความสัมพันธ์การยึดเหนี่ยวหรือ Bond-Slip Model ของ Ko et al. [12] แบบ Bi-linear (รูปที่ 10) ซึ่งมีพารามิเตอร์สำคัญที่ต้องใช้คือ กำลังรับแรงอัดที่ 28 วันของคอนกรีต (f'_c) และ Local Bond Slip (s_0) ที่ τ_{max} ซึ่งได้จากการวิเคราะห์ ผลการทดลองกำลังยึดเหนี่ยวของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ที่รวบรวมไว้ในรายงานของ Ko et al. [12] พารามิเตอร์เหล่านี้คำนวณได้ตามสมการที่ 12 ถึง 16

$$\tau = \tau_m \left(\frac{s}{s_0} \right) \text{ for } 0 \leq s \leq s_0 \quad (12)$$

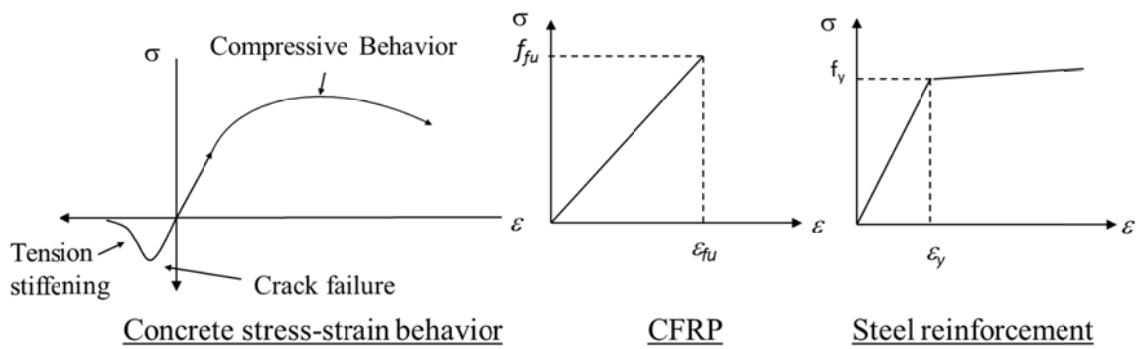
$$\tau = \tau_m - \frac{\tau_m(s - s_0)}{s_f - s_0} \text{ for } s_0 \leq s \leq s_f \quad (13)$$

$$\tau_m = 0.165f'_c \quad (14)$$

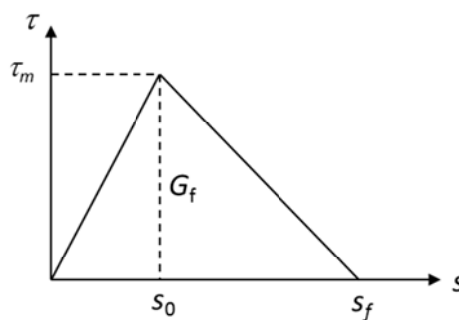
$$s_0 = -0.001f'_c + 0.122 \quad (15)$$

$$s_f = -0.002f'_c + 0.302 \quad (16)$$

โดยนำแบบจำลองเหล่านี้ไปใช้ในโปรแกรม FEM ที่ชื่อว่า Abaqus ร่วมกับ อีลิเมนต์แบบ 4-node สำหรับ คอนกรีต FRP อีลิเมนต์แบบหน่วยแรงยึดเหนี่ยวในระนาบ (2D 4-node Cohesive Element) สำหรับรอยต่อ และอีลิเมนต์แบบ 2-node Truss สำหรับเหล็กเสริมและเหล็กผูกตั่ง (รูปที่ 11) ตารางที่ 5 แสดงรหัสของอีลิเมนต์ในโปรแกรม Abaqus ตัวแบบจำลองคานนั้นเป็นเพียงครึ่งหนึ่งของคานตัวอย่างที่ใช้ทดสอบจริงเพื่อลดการคำนวณ โดยการกำหนดขอบเขตเงื่อนไขที่ด้านขวาของแบบจำลองให้เคลื่อนที่ได้เฉพาะในแนวแกน Y จำกัดการเคลื่อนที่ในแนวแกน X และการหมุน พร้อมทั้งให้แรงกระทำแก่แบบจำลองคานโดยการกำหนดการกระจัดหรือน้ำหนักบรรทุกทุกที่จุดรับแรง (รูปที่ 12)



รูปที่ 9 พฤติกรรมของคอนกรีต CFRP และเหล็กเสริมในแบบจำลองคาน

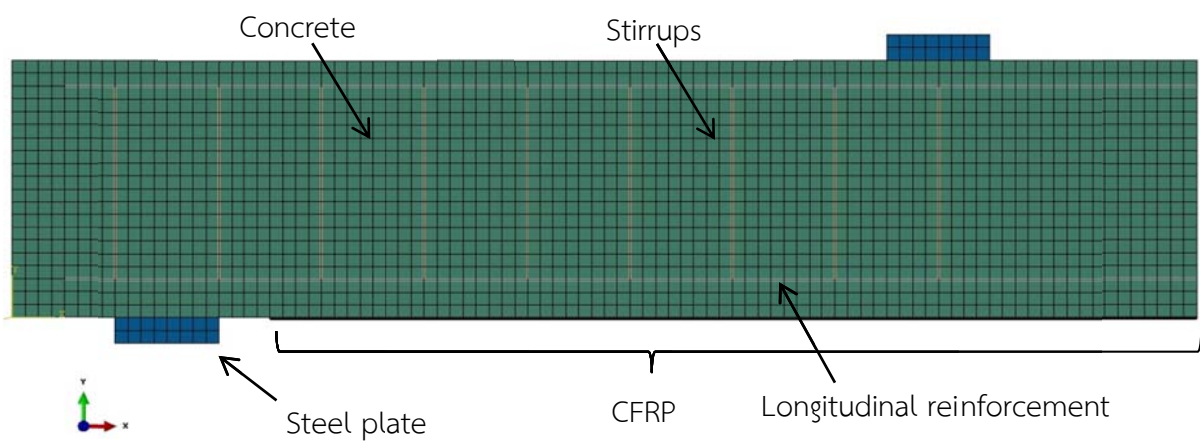


Bond-slip model for FRP-Concrete Interface (Ko et al. 2014)

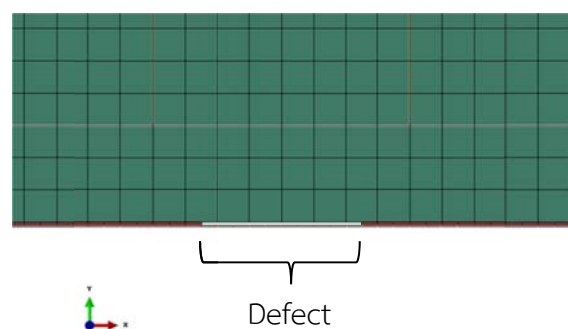
รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวและการเลื่อน (Bond-slip Relationship) แบบ Bi-linear

ตารางที่ 5 ชนิดของอีลิเมนต์ที่ใช้ในแบบจำลองคานคสล.และรหัสในโปรแกรม Abaqus [16]

วัสดุ	ชนิดของอีลิเมนต์	รหัสในโปรแกรม Abaqus
คอนกรีต	หน่วยแรงในระนาบ (Plane Stress) แบบ 4 จุด	CPS4
รอยต่อ	หน่วยแรงยึดเหนี่ยวในระนาบแบบ 4 จุด	COH2D4
CFRP	หน่วยแรงในระนาบ (Plane Stress) แบบ 4 จุด	CPS4
เหล็กเสริม	โครงถัก 2 จุด	T2D2

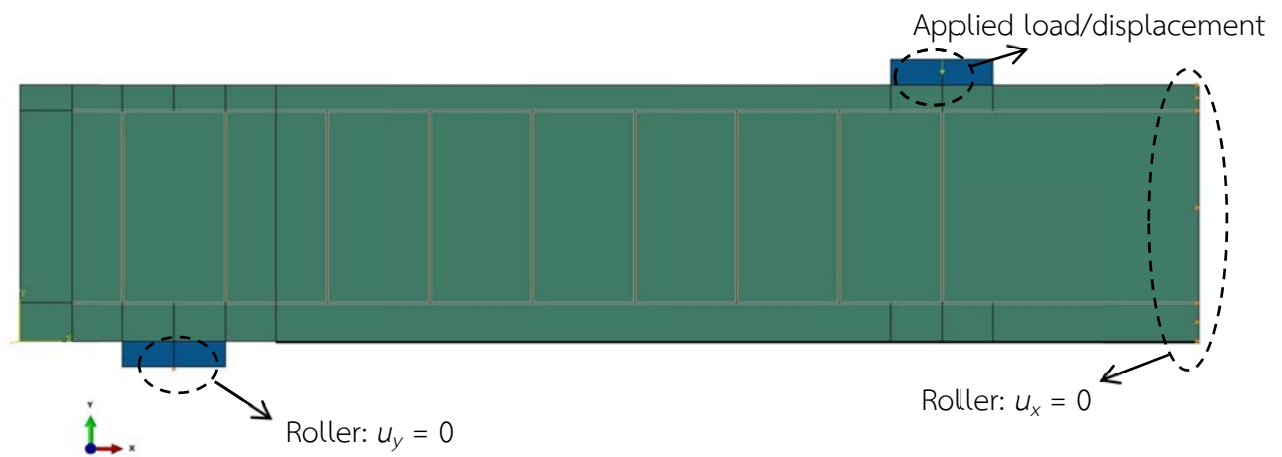


(a)



(b)

รูปที่ 11 ตัวอย่างแบบจำลองคานคสล.ที่เสริมกำลังด้วย FRP (a) และรูปขยายที่ตำแหน่งข้อบกพร่อง (b)

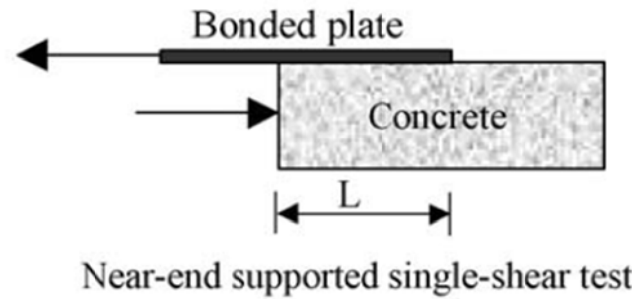


รูปที่ 12 ลักษณะขอบเขตเงื่อนไขในแบบจำลองคานคสล.ที่เสริมกำลังด้วย FRP

ในการวิเคราะห์แบบจำลองที่มีความไม่เชิงเส้นเนื่องจากพฤติกรรมของวัสดุ (คอนกรีตแตกร้าว และ FRP หลุดร่อน) จำเป็นต้องมีเทคนิคการแก้ปัญหา (Solution Technique) ที่มีประสิทธิภาพและมีการลู่เข้าสู่คำตอบ (Convergence) โดยในที่นี้ใช้วิธี Newton-Raphson ร่วมกับ Line Search เพื่อให้ได้มาซึ่งคำตอบในสภาวะสมดุล ทั้งนี้ในกรณีที่มีปัญหาการลู่เข้าสู่คำตอบ อาจจะใช้กระบวนการแก้ปัญหาทางพลศาสตร์ (Implicit Dynamic Analysis) เข้าช่วย ด้วยวิธีการแก้ปัญหาที่เรียกว่า Hiler-Hughes-Taylor α Method หรือ HHT- α ในโปรแกรม Abaqus [17] โดยใช้ค่า $\alpha = -0.1$ ซึ่งเป็นวิธีการแก้ปัญหาแบบ Implicit Time Integration ชนิดหนึ่ง วิธีการแก้ปัญหานี้จะช่วยให้สามารถหาพฤติกรรมที่ไม่เป็นเชิงเส้นในคานคสล. เสริมกำลังด้วย FRP ที่เกิดขึ้นระหว่างการแตกร้าวของคอนกรีต การครากของเหล็กเสริมและการหลุดลอกของแผ่น FRP ได้อย่างมีประสิทธิภาพกว่าการใช้วิธีแก้ปัญหาแบบสถิต เช่น วิธี Newton-Raphson [18]

3.3.2 การวิเคราะห์ผลของข้อบกพร่องที่มีต่อพฤติกรรมที่รอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP

การศึกษาในส่วนนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อเข้าใจกลไกและปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมและการพิบัติของรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP สำหรับเป็นหลักการพื้นฐานในการวิเคราะห์ และประเมินปัญหาการเกิดข้อบกพร่องในการเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตด้วย FRP โดยใช้แบบจำลองทางไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติของตัวอย่างในการทดสอบกำลังรอยต่อแบบ Single-lap Shear Test ที่รายงานโดย Yao et al. [9] ตามที่แสดงในรูปที่ 13



รูปที่ 13 รูปแบบการทดสอบแบบ Single-lap Shear โดย Yao et al. [9]

การสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์อีลิเมนต์ประกอบไปด้วยการสร้างแบบจำลองของคอนกรีต ชั้นวัสดุประสานหรือรอยต่อ และ FRP โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวและการเลื่อน (Bond-slip Model Relationship) ของรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP ที่เสนอโดย Ko et al. [12] ตามสมการที่ 7 ถึง 11 ในการจำลองพฤติกรรมของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ร่วมกับพฤติกรรมแบบ Linear Elastic สำหรับ FRP และคอนกรีต โดยมีสมบัติทางกลของวัสดุแสดงในตารางที่ 6 แบบจำลองเป็นแบบ 2 มิติในระนาบ XY ซึ่งประกอบด้วยชนิดของอีลิเมนต์ตามที่แสดงในตารางที่ 7

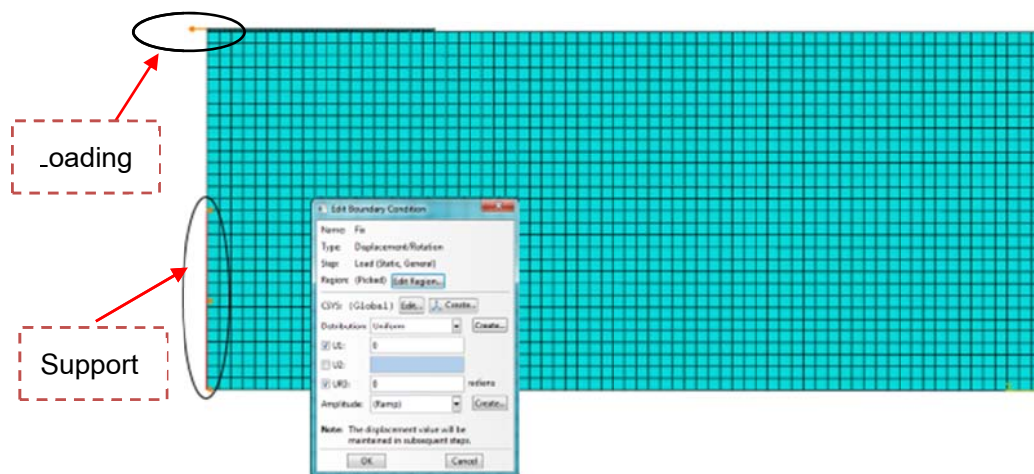
ตารางที่ 6 สมบัติทางกลของวัสดุในแบบจำลองตัวอย่างการทดสอบ Single-lap Shear

วัสดุ	กำลังรับแรงอัด (MPa)	กำลังรับแรงดึง (MPa)	อีลาสติคโมดูลัส (MPa)	กำลังรับแรงเฉือน (MPa)	อัตราส่วนปัว ของ
คอนกรีต	23 และ 27.1	-	22,684 และ 24,623	-	0.2
รอยต่อ	-	-	1,500	38.33 และ 47.12	-
CFRP	-	4,114	25,600	-	0.2

ตารางที่ 7 ชนิดของอีลิเมนต์ที่ใช้ในและรหัสในโปรแกรม Abaqus [16]

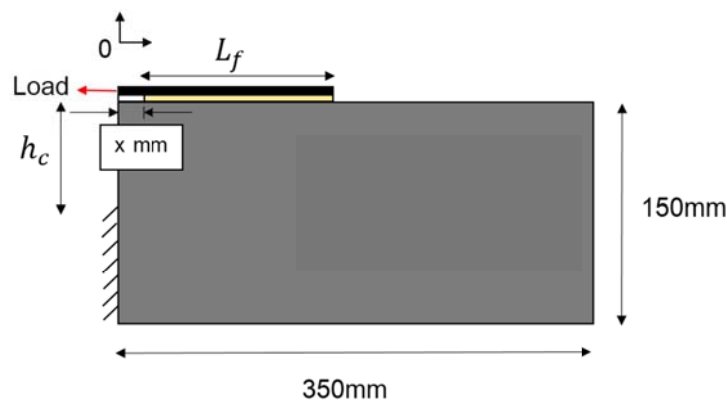
วัสดุ	ชนิดของอีลิเมนต์	รหัสในโปรแกรม Abaqus	หมายเหตุ
คอนกรีต	หน่วยแรงในระนาบ (Plane Stress) แบบ 4 จุด	CPS4	CPS4: A 4-node bilinear plane stress quadrilateral.
รอยต่อ	หน่วยแรงยึดเหนี่ยวในระนาบ (Cohesive) แบบ 4 จุด	COH2D4	COH2D4: A 4-node two-dimensional cohesive element.
CFRP	หน่วยแรงในระนาบ (Plane Stress) แบบ 4 จุด	CPS4	CPS4: A 4-node bilinear plane stress quadrilateral.

กำหนดขอบเขตเงื่อนไข (Boundary Conditions) ให้ใกล้เคียงกับสภาพในการทดลองของ Yao et al. [9] โดยการกำหนดจุดรองรับ (Support) ตรงปลายตัวอย่างคอนกรีตด้านที่มีแรงดึง FRP เป็น Roller เพื่อให้สามารถเคลื่อนที่ตามแนวแกน X ได้ แต่ไม่สามารถเคลื่อนที่ได้ตามแนวแกน Y และไม่สามารถหมุนตามแนวแกน Z ส่วนแรงกระทำ (Loading) ที่กระทำกับ FRP จะกระทำในแนวแกน X ดังแสดงในรูปที่ 14

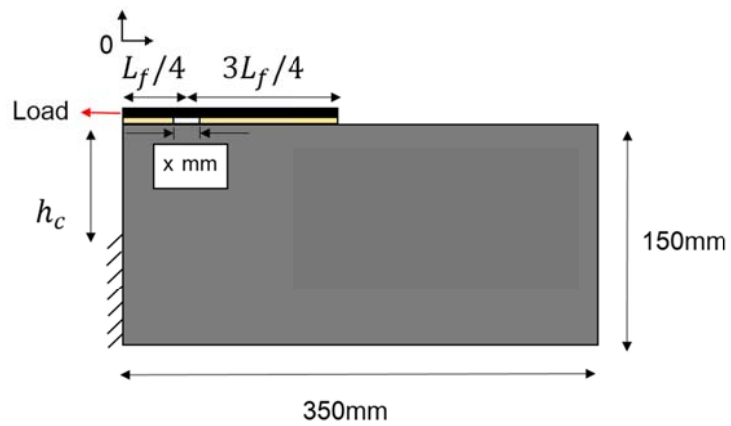


รูปที่ 14 ขอบเขตเงื่อนไขของจุดรองรับและแรงกระทำที่ FRP

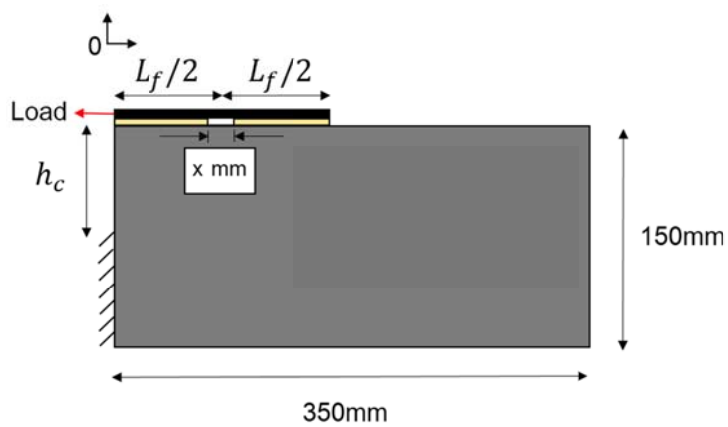
ทั้งนี้ได้สร้างแบบจำลองที่มีลักษณะแตกต่างกันไป เพื่อศึกษาผลกระทบของข้อบกพร่องในรูปแบบของ
 การหลุดร่อนของแผ่น FRP จากผิวคอนกรีต ที่มีต่อกำลังยึดเหนี่ยวของระบบเสริมกำลัง FRP และพฤติกรรม
 ของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ได้แก่ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (f'_c) อัตราส่วนความกว้างของ FRP
 ต่อความกว้างของคอนกรีต ความยาวของ FRP (หรือความยาวของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต) ขนาด
 ของช่องว่าง ซึ่งแบ่งเป็น ช่องว่างขนาด 10 mm 20 mm และ 40 mm รวมทั้งตำแหน่งของช่องว่างในรอยต่อ
 โดยกำหนดให้ L_f แทนความยาวรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต จึงแบ่งตำแหน่งของข้อบกพร่องได้เป็น
 ช่องว่างอยู่ตรงกลางพันธะรอยต่อ ($L_f/2$) ช่องว่างอยู่ปลายพันธะรอยต่อ (0 และ L_f) และช่องว่างอยู่ริมพันธะ
 รอยต่อ ($L_f/4$ และ $3L_f/4$) ตารางที่ A ในภาคผนวกแสดงข้อมูลจำเพาะของแต่ละแบบจำลองที่ใช้ศึกษา รูปที่
 15 ถึง 19 แสดงลักษณะของแบบจำลองที่มีข้อบกพร่องขนาดต่างๆ ที่ตำแหน่งต่างๆกัน โดยที่ L_f = ความยาว
 ของ FRP, L_d = ขนาดของช่องว่าง, b_c = ความกว้างของคอนกรีต, b_f = ความกว้างของ FRP, h_c = ความสูง
 ของคอนกรีตช่วงที่ไม่มีแรงกระทำ, และ a = ตำแหน่งจุดกึ่งกลางของข้อบกพร่อง (วัดจากปลาย FRP ที่มีแรง
 กระทำ) ช่องว่างในรอยต่อในแต่ละแบบจำลองนั้น สร้างขึ้นโดยการแบ่งอิเลิเมนต์ของรอยต่อเป็นสองช่วง และ
 เว้นระยะตามขนาดของข้อบกพร่องที่ต้องการ (รูปที่ 20 และ 21) เช่นเดียวกับแบบจำลองไฟไนต์อิเลิเมนต์ของ
 คานคสล. ในส่วนที่แล้ว



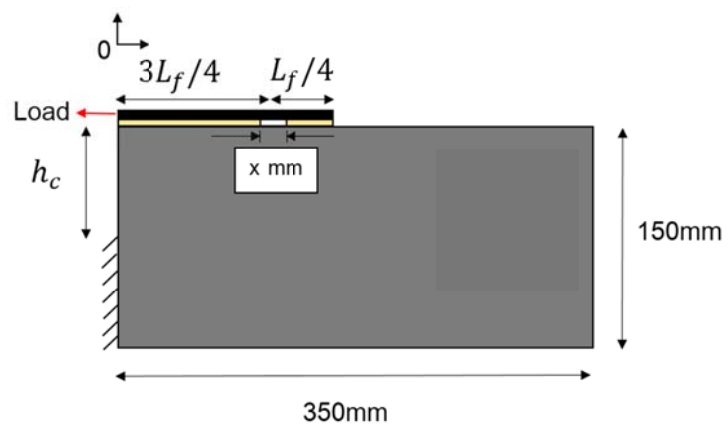
รูปที่ 15 ลักษณะของแบบจำลองที่ใช้ศึกษากรณีที่มีข้อบกพร่องที่ระยะ 0 เช่น แบบจำลอง E_40_R



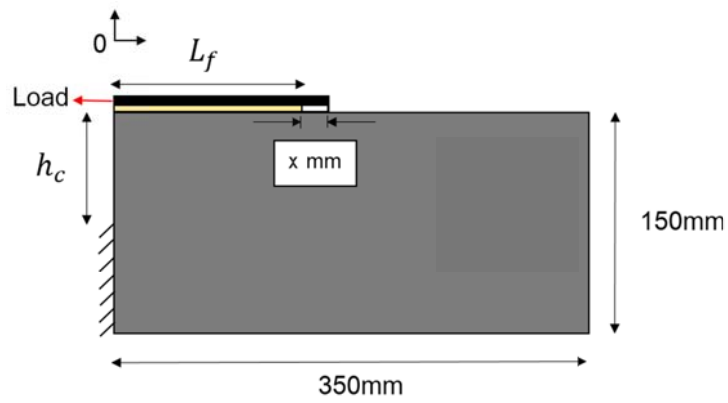
รูปที่ 16 ลักษณะของแบบจำลองที่ใช้ศึกษากรณีที่มีข้อบกพร่องที่ระยะ $L_f/4$ เช่น แบบจำลอง E_40_ $L_f/4$



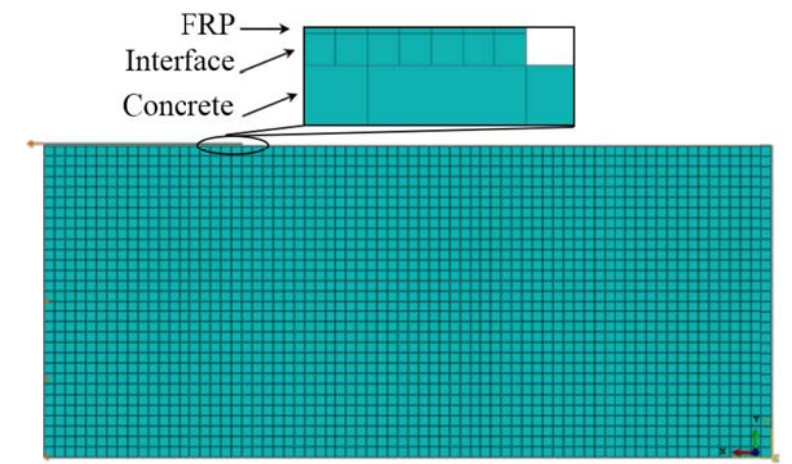
รูปที่ 17 ลักษณะของแบบจำลองที่ใช้ศึกษากรณีที่มีข้อบกพร่องตรงกลาง เช่น แบบจำลอง E_40_C



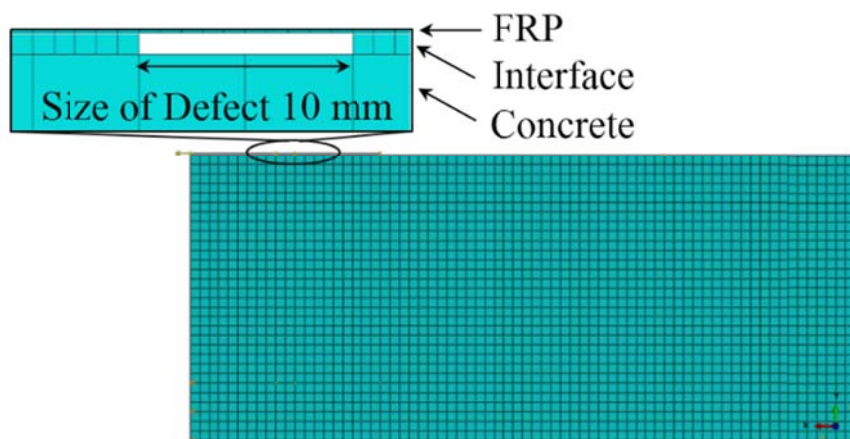
รูปที่ 18 ลักษณะของแบบจำลองที่ใช้ศึกษากรณีที่มีข้อบกพร่องที่ระยะ $3L_f/4$ เช่น แบบจำลอง E_40_ $3L_f/4$



รูปที่ 19 ลักษณะของแบบจำลองที่ใช้ศึกษากรณีที่มีข้อบกพร่องที่ระยะ L_f เช่น แบบจำลอง E_40_L



รูปที่ 20 ตัวอย่างแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์แบบไม่มีข้อบกพร่อง



รูปที่ 21 ตัวอย่างแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ที่มีข้อบกพร่องแบบช่องว่างขนาด 10 mm ตรงกลางรอยต่อ

บทที่ 4 ผลการวิจัย

4.1 ผลกระทบของข้อบกพร่องที่มีต่อพฤติกรรมและการพิบัติของคานคสล.

4.1.1 ผลการทดสอบตัวอย่างคานคสล.เสริมกำลังด้วย FRP

จากการทดสอบคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่อายุ 28 วัน พบว่ากำลังต้านแรงอัดเฉลี่ยหรือ f'_c อยู่ที่ 27.46 MPa รูปที่ 22 แสดงผลการทดสอบตัวอย่างคาน คสล. เสริมกำลังด้วย FRP โดยแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Load vs Displacement Relationship) ตารางที่ 6 สรุปค่าของกำลังต้านทานแรงดัดและระยะโก่งที่จุดพิบัติของตัวอย่างแต่ละตัว ทั้งนี้กำลังต้านทานแรงดัดของคานควบคุมที่ไม่เสริมกำลัง (ตัวอย่างคาน NF) และคานควบคุมที่เสริมกำลังด้วย FRP (ตัวอย่างคาน CF) ที่คำนวณโดยใช้สมการที่ (17) และ (18) มีค่าเท่ากับ 36.21 kN และ 46.73 kN ตามลำดับ คาน NF จะเกิดการพิบัติเนื่องจากคอนกรีตถูกอัดแตก (Concrete Crushing) หลังจากการครากของเหล็กเสริม ในขณะที่คาน CF จะเป็นการพิบัติแบบ FRP Debonding ภายหลังจากการครากของเหล็กเสริม ซึ่งจะเห็นได้ว่าการต้านทานแรงดัดที่ได้จากการทดสอบและที่ได้จากการคำนวณนั้นใกล้เคียงกันในระดับหนึ่ง โดยหากคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง (Strength Reduction Factor, ϕ) ตามที่แนะนำในมาตรฐานการออกแบบ สมการที่ใช้จะให้ค่ากำลังต่ำกว่าผลการทดลองและถือว่าปลอดภัยสำหรับการออกแบบ

$$M_{n,no\ FRP} = 0.85f'_c ab \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f_y (d - d') \quad (17)$$

$$M_{n,FRP} = A_s f_s \left(d - \frac{a}{2}\right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{a}{2}\right) \quad (18)$$

โดยที่ f'_c = กำลังต้านแรงอัดของคอนกรีต

f_y = กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมหลัก

f_s = หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมที่จุดพิบัติของ FRP

f_{fe} = หน่วยแรงดึงประสิทธิผลใน FRP ที่จุดพิบัติแบบ FRP Rupture หรือ FRP Debonding

A_s = พื้นที่หน้าตัดรวมของเหล็กเสริมรับแรงดึง

A'_s = พื้นที่หน้าตัดรวมของเหล็กเสริมรับแรงอัด

A_f = พื้นที่หน้าตัดของ FRP

b = ความกว้างของหน้าตัด

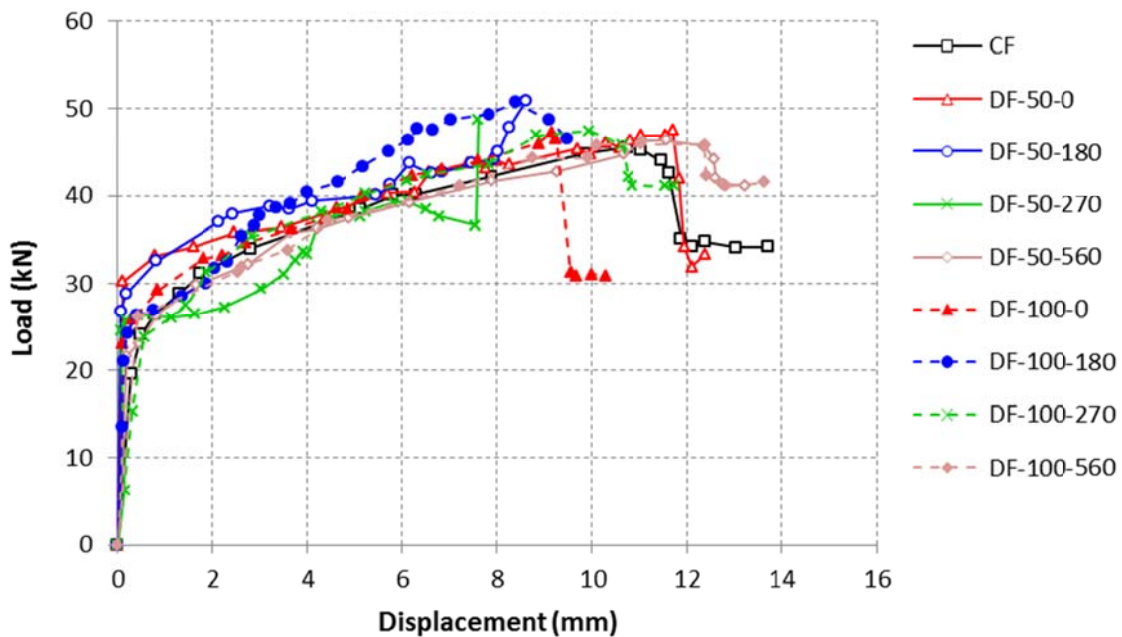
h = ความลึกของหน้าตัด

d = ระยะความลึกประสิทธิผล

d' = ระยะความลึกของเหล็กเสริมรับแรงอัด

α = ความลึกของของการกระจายหน่วยแรงอัดเทียบเท่าในคอนกรีต

ψ_f = ตัวคูณลดกำลังเพิ่มเติม (เท่ากับ 0.85)

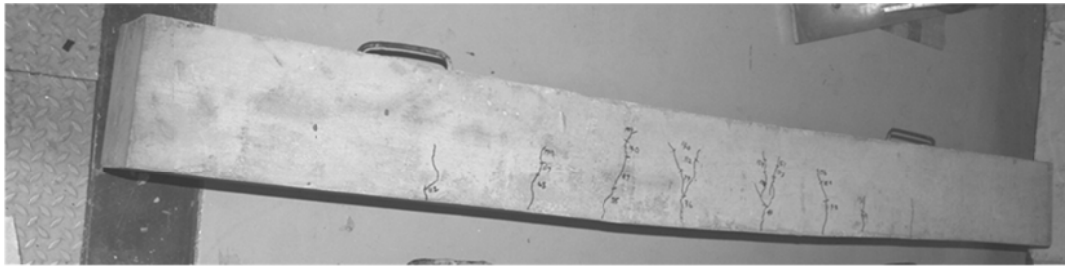


รูปที่ 22 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน

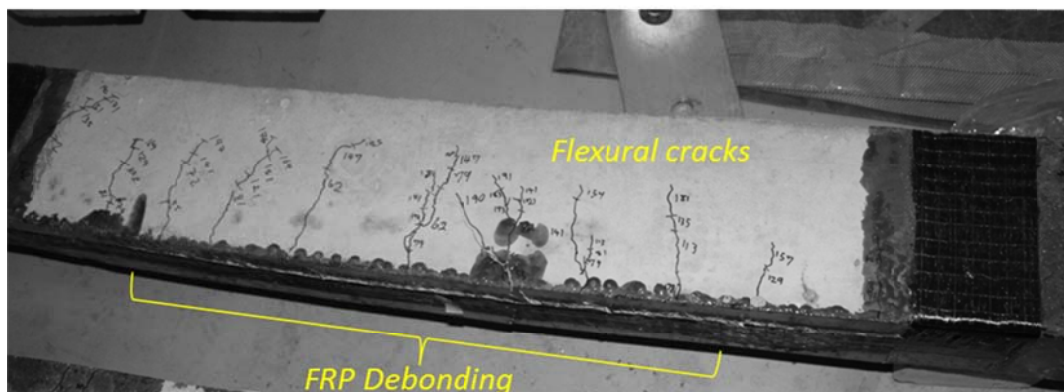
รูปที่ 23 ถึง 25 แสดงรอยร้าวและลักษณะการพับติของคานตัวอย่างทั้ง 10 ตัวอย่าง จากผลการทดลองพบว่า ตัวอย่างคานส่วนใหญ่เกิดการพับติโดย FRP Debonding ตามด้วย Steel Yielding โดย FRP Debonding นั้นจะเริ่มเกิดที่ตำแหน่งที่มี Flexural Crack แล้ว ซึ่งจะอยู่ในช่วงระยะ 40 ซม. จากกึ่งกลางคาน จากนั้นจะเคลื่อนที่ไปที่ปลายคาน โดยสามารถสรุปตำแหน่งของการเกิดการหลุดร่อนได้ดังนี้

- ตัวอย่างคาน CF เริ่มเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural Cracks) ที่น้ำหนักบรรทุก 13.05 kN และเกิดการหลุดร่อนของ CFRP เริ่มต้นที่ระยะประมาณ 35 cm จากกึ่งกลางคาน ใกล้กับตำแหน่งที่เกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดแรก ที่น้ำหนักบรรทุก 45.87 kN
- ตัวอย่างคาน DF-50-0 เริ่มเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural Cracks) ที่น้ำหนักบรรทุก 14.95 kN และเกิดการหลุดร่อนของ CFRP เริ่มต้นจากบริเวณกึ่งกลางคานใกล้กับตำแหน่งของข้อบกพร่อง ที่น้ำหนักบรรทุก 47.78 kN
- ตัวอย่างคาน DF-50-180 เริ่มเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural Cracks) ใกล้กับกึ่งกลางคาน ที่น้ำหนักบรรทุก 14.55 kN และเกิดการหลุดร่อนของ CFRP เริ่มต้นที่ระยะประมาณ 40 cm จากกึ่งกลางคาน ที่น้ำหนักบรรทุก 51.12 kN
- ตัวอย่างคาน DF-50-270 เริ่มเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural Cracks) ที่น้ำหนักบรรทุก 12.36 kN และเกิดการหลุดร่อนของ CFRP เริ่มต้นที่ระยะประมาณ 40 cm จากกึ่งกลางคาน ที่น้ำหนักบรรทุก 48.74 kN
- ตัวอย่างคาน DF-50-560 เริ่มเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural Cracks) ที่น้ำหนักบรรทุก 18.84 kN และเกิดการหลุดร่อนของ CFRP เริ่มต้นที่ระยะประมาณ 35 cm จากกึ่งกลางคาน ที่น้ำหนักบรรทุก 45.17 kN
- ตัวอย่างคาน DF-100-0 เริ่มเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural Cracks) ที่ตำแหน่งข้อบกพร่อง ที่น้ำหนักบรรทุก 10.46 kN และเกิดการหลุดร่อนของ CFRP เริ่มต้นที่กึ่งกลางคาน ที่น้ำหนักบรรทุก 47.30 kN
- ตัวอย่างคาน DF-100-180 เริ่มเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural Cracks) ที่น้ำหนักบรรทุก 16.64 kN และเกิดการหลุดร่อนของ CFRP เริ่มต้นที่กึ่งกลางคาน ที่น้ำหนักบรรทุก 45.29 kN
- ตัวอย่างคาน DF-100-270 เริ่มเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural Cracks) ที่น้ำหนักบรรทุก 11.53 kN และเกิดการหลุดร่อนของ CFRP เริ่มต้นที่ระยะประมาณ 40 cm จากกึ่งกลางคาน ที่น้ำหนักบรรทุก 43.00 kN
- ตัวอย่างคาน DF-100-560 เริ่มเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural Cracks) ที่น้ำหนักบรรทุก 13.25 kN และเกิดการหลุดร่อนของ CFRP เริ่มต้นที่ระยะประมาณ 40 cm จากกึ่งกลางคาน ที่น้ำหนักบรรทุก 44.2 kN

รูปที่ 23a แสดงตัวอย่างรอยร้าวและการวิบัติในคาน DF-50-0 ซึ่งมีจุดบกพร่องอยู่ที่กึ่งกลางคาน โดยจะเห็นว่า มี Flexural Crack เริ่มเกิดที่ขอบทั้งสองด้านของจุดบกพร่อง เนื่องจากเป็นบริเวณที่มีโมเมนต์ดัดมากที่สุด สำหรับค่าของ Strain ที่วัดได้จาก Strain Gauge ที่ 4 ตำแหน่งนั้น พบว่าค่าที่ได้จะมากที่สุดที่ Strain Gauge ที่ติดตั้งอยู่ใกล้กับตำแหน่งภายใต้แรงกระทำภายนอก อย่างไรก็ตามค่าของ Strain ที่ตำแหน่งอื่นอาจเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วได้ในกรณีที่เกิดรอยร้าวตรงกับตำแหน่งนั้นพอดี ซึ่งทำให้การสรุปผลกระทบของข้อบกพร่องนั้นซับซ้อนยิ่งขึ้น



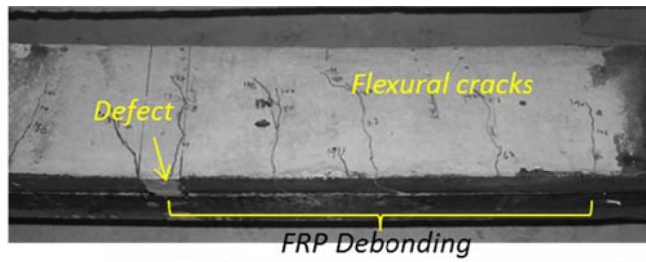
(a) คาน NF



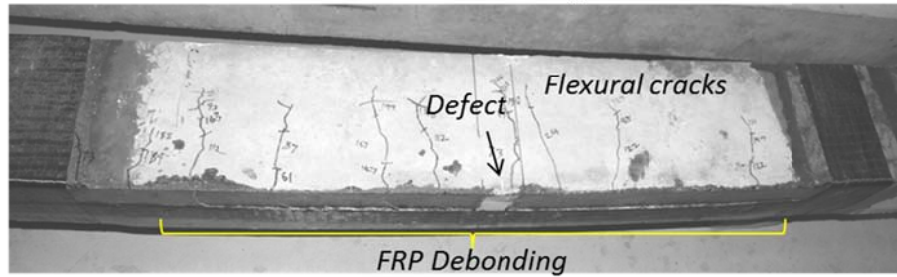
(b) คาน CF

รูปที่ 23 รอยร้าวและลักษณะการพิบัติที่เกิดขึ้นในคานตัวอย่าง NF และ CF

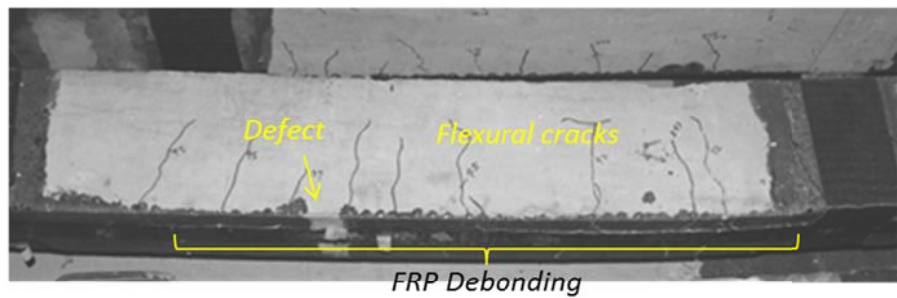
(a) คาน DF-50-0



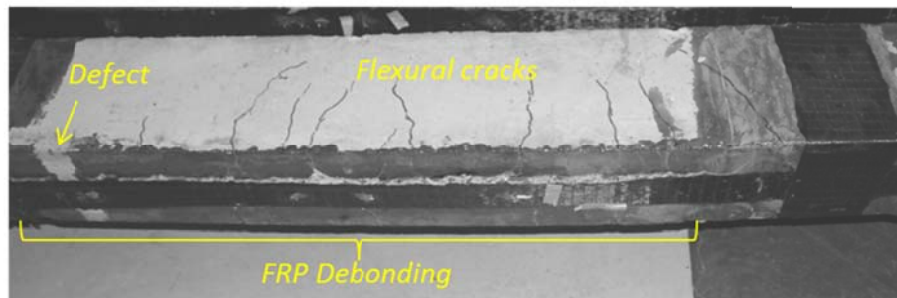
(b) คาน DF-50-180



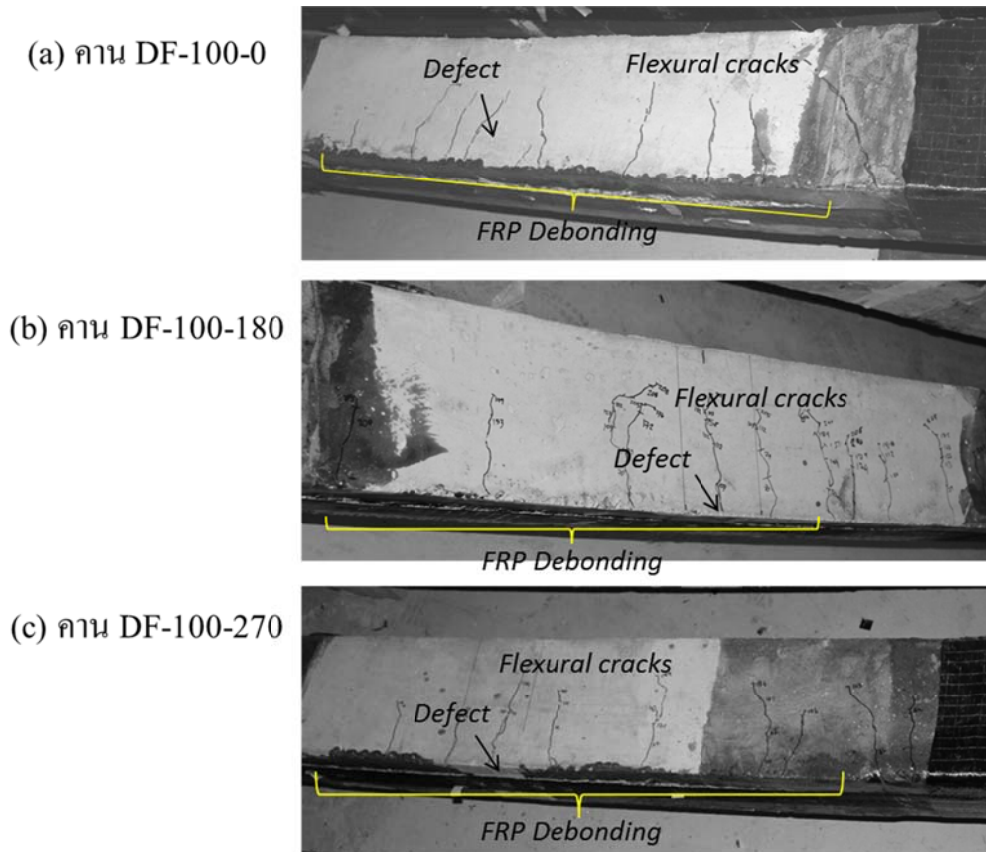
(c) คาน DF-50-270



(d) คาน DF-50-560



รูปที่ 24 รอยร้าวและลักษณะการพิบัติที่เกิดขึ้นในคานตัวอย่าง CF-50-##



รูปที่ 25 รอยร้าวและลักษณะการพิบัติที่เกิดขึ้นในคานตัวอย่าง CF-100-##

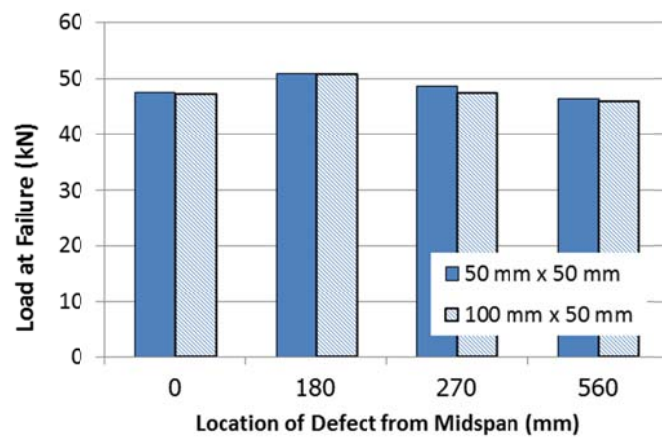
โดยเมื่อเปรียบเทียบขนาดของน้ำหนักรรทุกประลัยตามรูปที่ 26 แล้ว พบว่าขนาดและตำแหน่งของข้อบกพร่องนั้นมิได้มีผลต่อกำลังของคานตัวอย่างอย่างมีนัยสำคัญ ทั้งนี้อาจเกิดจากการที่ลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้นในคานตัวอย่างทุกตัวเป็นแบบเดียวกันหมด คือ FRP Debonding ที่ Flexural Crack ใกล้กับกึ่งกลางคาน อย่างไรก็ตามหากเปรียบเทียบขนาดของข้อบกพร่องแล้ว ข้อบกพร่องที่มีขนาด 100x50 มม. จะส่งผลให้กำลังของคานต่ำกว่าข้อบกพร่องขนาด 50x50 มม. และเมื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักรรทุกและระยะโก่ง พบว่าตำแหน่งของข้อบกพร่องที่ 180 มม. มีผลให้ความเหนียวของคานลดลง ดังนั้นจึงยังต้องมีการศึกษาต่อไป โดยอาจจะต้องปรับปรุงคานตัวอย่างให้มีความเหมาะสมกับการทดสอบมากกว่านี้ ร่วมกับการศึกษาโดยการจำลองทางคณิตศาสตร์แบบ Finite Element เพื่อให้สามารถควบคุมตำแหน่งของข้อบกพร่องเทียบกับรอยร้าวในคาน

ตารางที่ 8 คำน้่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ระยะโง่งที่จุดพิบัติ และลักษณะการพิบัติของตัวอย่างคาน

ประเภทคาน ตัวอย่าง	รหัส	น้ำหนักบรรทุก สูงสุด (kN)	ระยะโง่งที่จุด พิบัติ (mm)	ลักษณะการพิบัติ*
กลุ่มควบคุม	NF	39.98	13.14	SY-CC
	CF	45.55	10.74	SY-FD
กลุ่มทดลอง	DF-50-0	47.60	12.48	SY-FD
	DF-50-180	50.88	8.60	SY-FD
	DF-50-270	48.75	7.59	SY-FD
	DF-50-560	46.36	11.57	SY-FD
	DF-100-0	47.31	9.15	SY-FD
	DF-100-180	50.77	8.39	SY-FD
	DF-100-270	47.45	9.94	SY-FD
	DF-100-560	45.90	11.04	SY-FD

*SY-CC = คอนกรีตอัดแตกหลังจากการครากของเหล็กเสริม (Concrete Crushing after Steel Yielding)

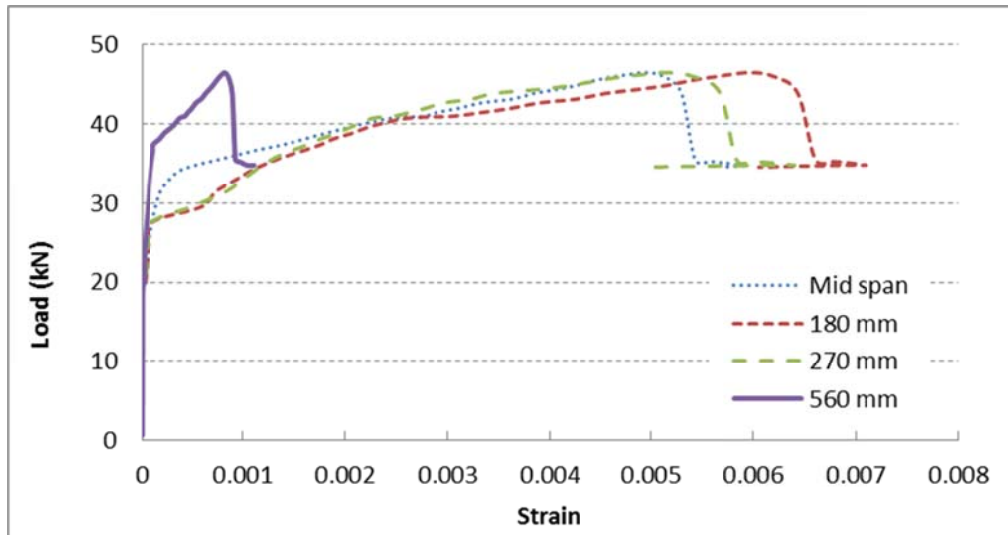
และ SY-FD = การหลุดร่อนของ FRP หลังจากการครากของเหล็กเสริม (FRP Debonding after Steel Yielding)



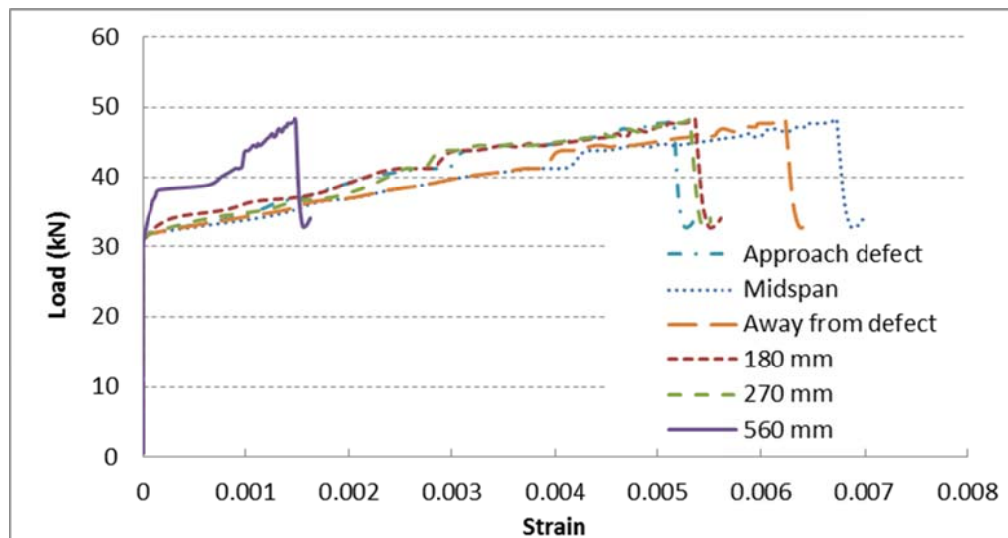
รูปที่ 26 การเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของตัวอย่างคานคสล.เสริมด้วย FRP ที่มีข้อบกพร่องจากการทดสอบ

ค่าของ Strain ใน CFRP ที่ได้จาก Strain gage ที่ตำแหน่งต่างๆ แสดงดังรูปที่ 27 ถึง 35 โดยที่ “Approach Defect” และ “Away from Defect” หมายถึง Strain Gauge ที่ติดตั้งตรงขอบของ

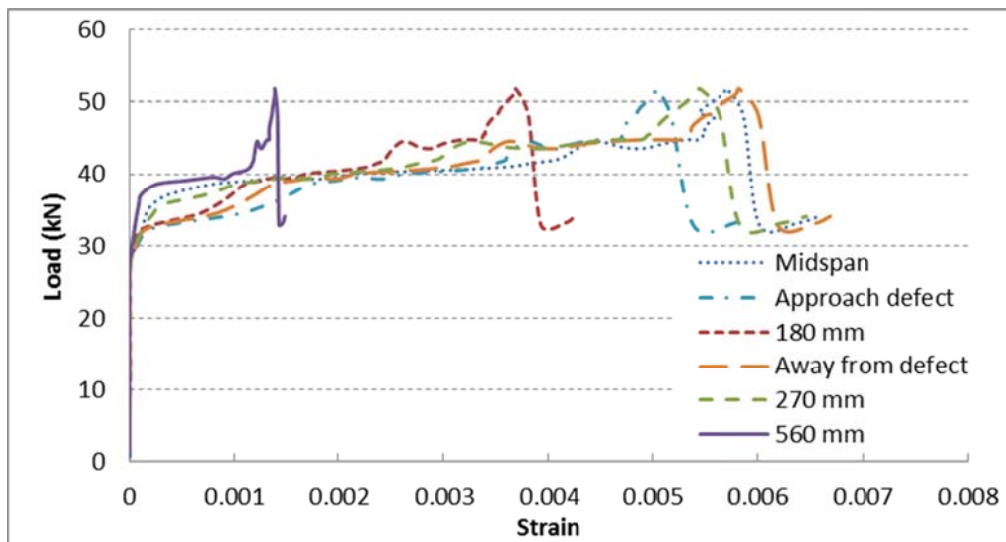
ข้อบกพร่องด้านที่ใกล้กับกึ่งกลางคานและปลายคานตามลำดับ ค่าของ Strain สูงสุดจะเกิดที่กึ่งกลางคานและที่ตำแหน่ง 180 มม. เป็นส่วนใหญ่ ซึ่งสอดคล้องกับบริเวณที่มีค่าโมเมนต์มากที่สุด ยกเว้นในกรณีตัวอย่าง DF-50-270 ที่มีค่า Strain สูงสุดที่ตำแหน่งของข้อบกพร่อง



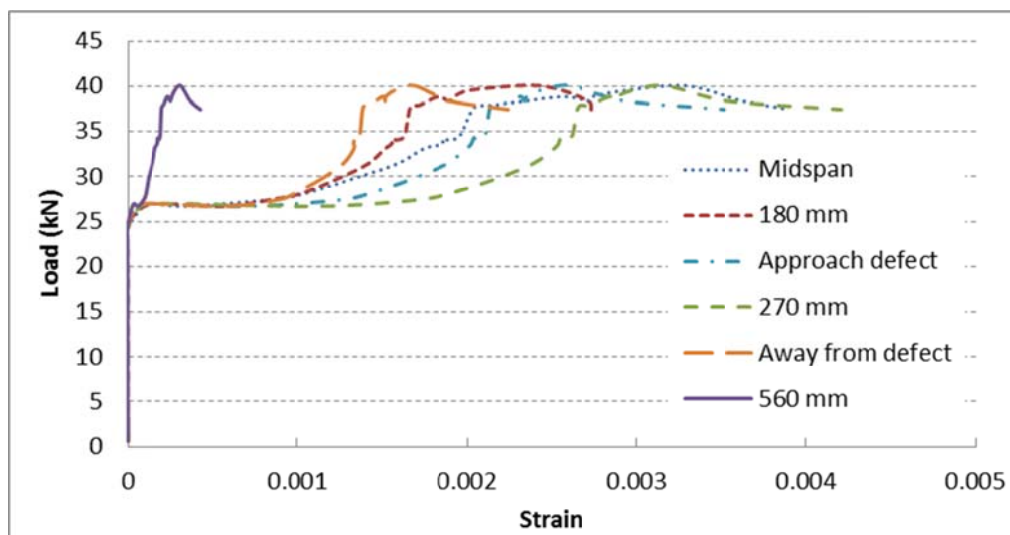
รูปที่ 27 การแจกแจงของค่า Strain ใน FRP ของตัวอย่างคาน CF



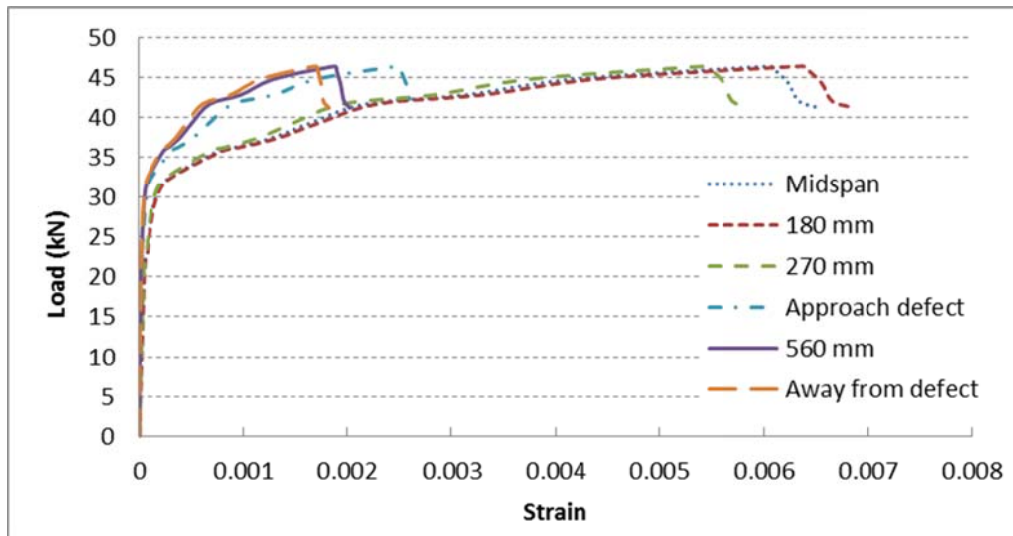
รูปที่ 28 การแจกแจงของค่า Strain ใน FRP ของตัวอย่างคาน DF-50-0



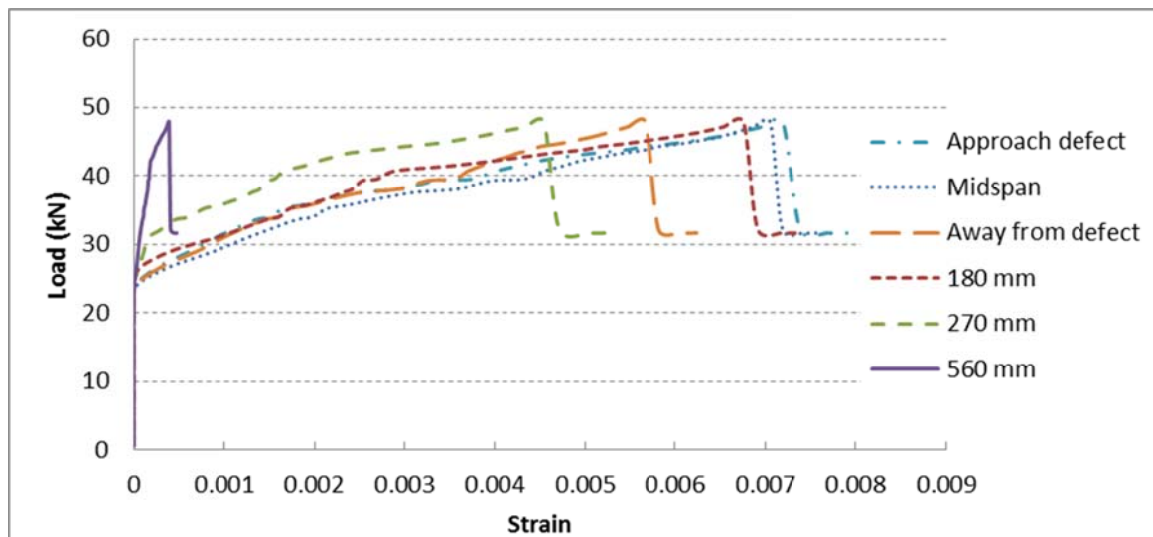
รูปที่ 29 การแจกแจงของค่า Strain ใน FRP ของตัวอย่างคาน DF-50-180



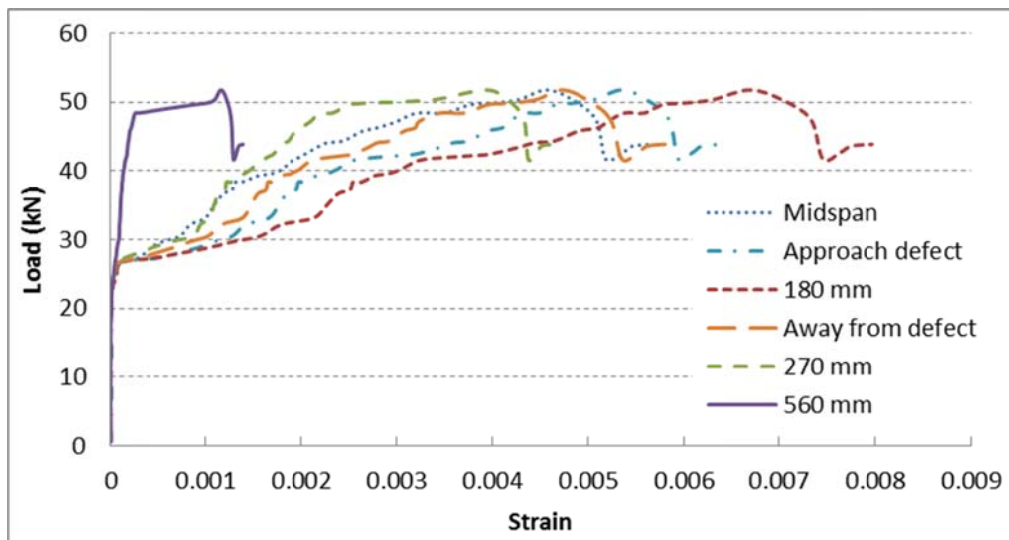
รูปที่ 30 การแจกแจงของค่า Strain ใน FRP ของตัวอย่างคาน DF-50-270



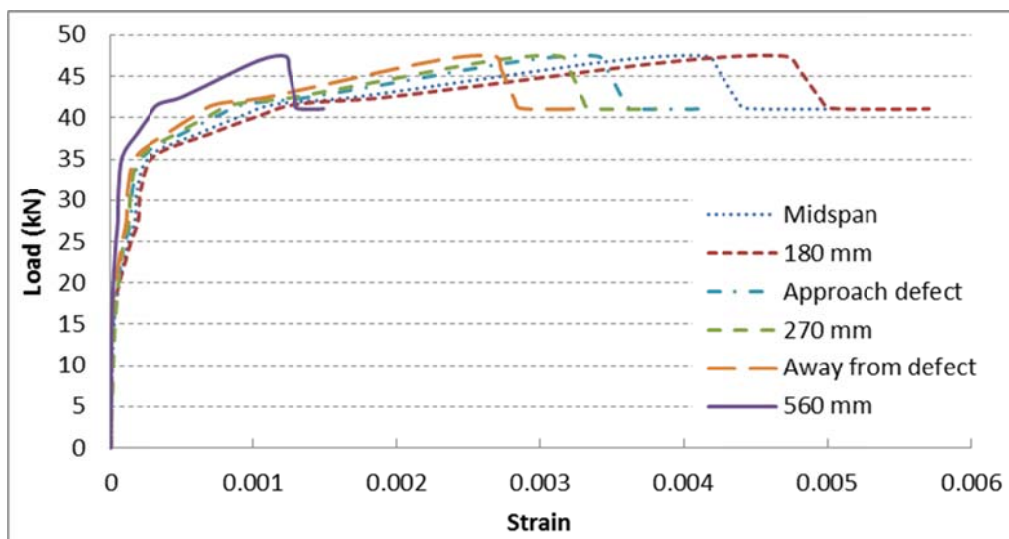
รูปที่ 31 การแจกแจงของค่า Strain ใน FRP ของตัวอย่างคาน DF-50-560



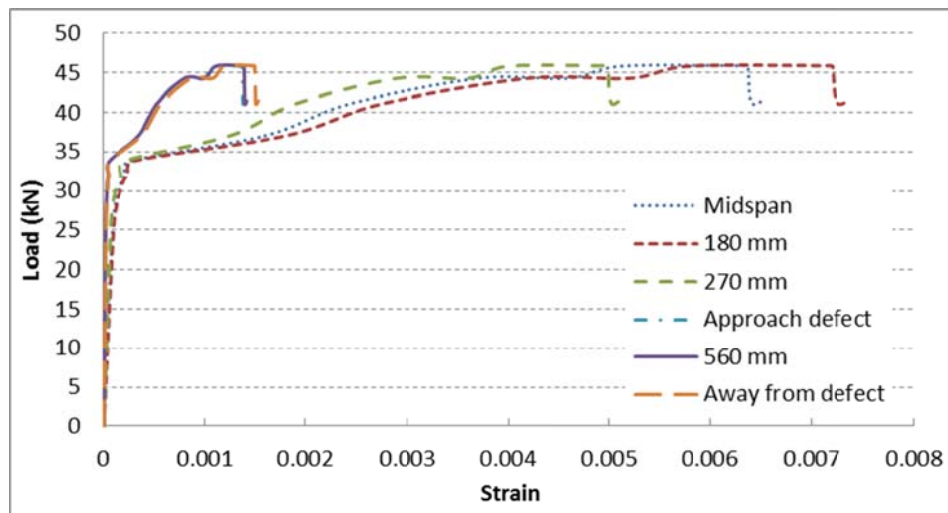
รูปที่ 32 การแจกแจงของค่า Strain ใน FRP ของตัวอย่างคาน DF-100-0



รูปที่ 33 การแจกแจงของค่า Strain ใน FRP ของตัวอย่างคาน DF-100-180



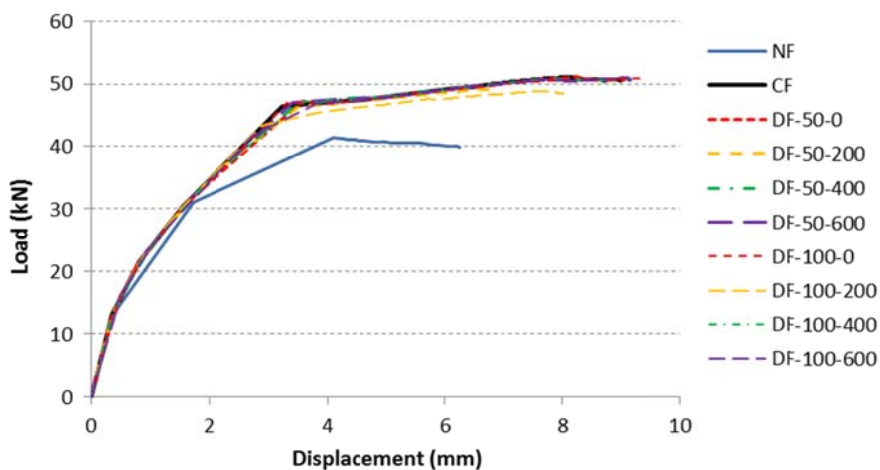
รูปที่ 34 การแจกแจงของค่า Strain ใน FRP ของตัวอย่างคาน DF-100-270



รูปที่ 35 การแจกแจงของค่า Strain ใน FRP ของตัวอย่างคาน DF-100-560

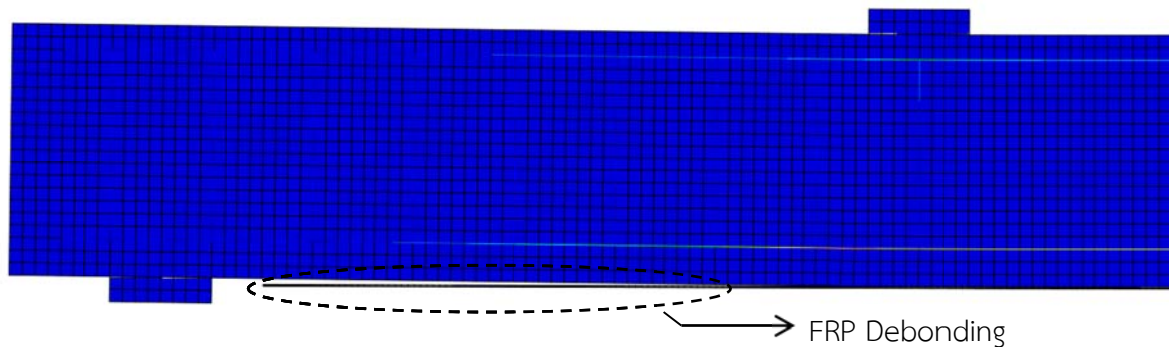
4.1.2 ผลการวิเคราะห์ทางไฟไนต์เอลิเมนต์พฤติกรรมคาน คสล.เสริมกำลังด้วย FRP

ในขั้นตอนนี้ ได้สร้างแบบจำลองคาน คสล.เสริมกำลังด้วย FRP ที่มีข้อบกพร่องแบบพื้นที่หลุดร่อนระหว่าง FRP และผิวคอนกรีต และทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ตามที่อธิบายในบทที่ 3 เพื่อศึกษาผลกระทบของขนาดและตำแหน่งของข้อบกพร่องที่มีต่อพฤติกรรม กำลังต้านทานแรงดัด และการพิบัติ รูปที่ 36 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่งจาก FEA ซึ่งพบว่าคานที่มีข้อบกพร่องนั้นจะมีความแข็งแรง (Stiffness) ต่ำกว่าคานที่ไม่มีข้อบกพร่องเล็กน้อย ยกเว้นคาน DF-50-200 ที่มีความแข็งแรงต่ำกว่าคานอื่นอย่างเห็นได้ชัด



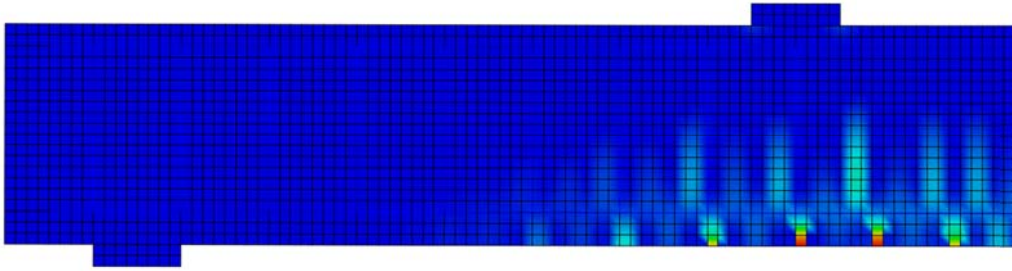
รูปที่ 36 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่งจาก FEA

ตารางที่ 9 แสดงน้ำหนักบรรทุกทุก-ระยะโก่งที่จุดคราก (P_y และ Δ_y) และน้ำหนักบรรทุกทุก-ระยะโก่งที่จุดพิบัติ (P_u และ Δ_u) ที่ได้จาก FEA ทั้งนี้คานควบคุมที่ไม่มีการเสริมกำลังด้วย FRP จะเกิดการพิบัติโดยการครากของเหล็กเสริมแล้วตามด้วยคอนกรีตอัดแตก (Concrete Crushing after Steel Yielding) ในขณะที่คานที่มีการเสริมกำลังด้วย FRP จะเกิดการพิบัติโดยการหลุดร่อนของ FRP หลังจากการครากของเหล็กเสริม (FRP Debonding after Steel Yielding) ตามที่แสดงในรูปที่ 37

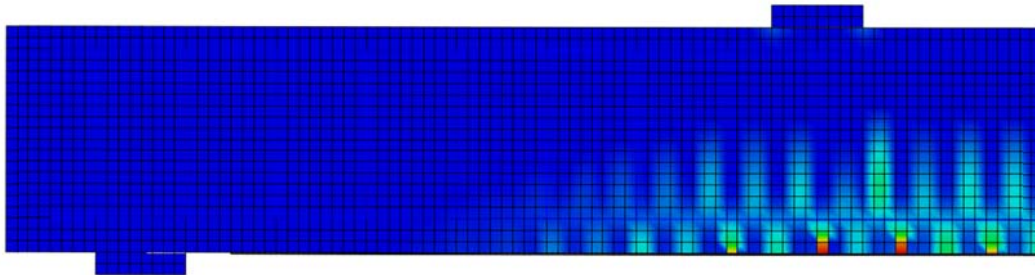


รูปที่ 37 ตัวอย่างลักษณะการพิบัติของคานคสล.ที่เสริมกำลังด้วย FRP (คาน DF-50-400)

จากผลการวิเคราะห์พบว่า คาน CF ซึ่งไม่มีข้อบกพร่องนั้น เกิดพิบัติโดย FRP หลุดร่อน เริ่มต้นที่บริเวณใต้ตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกหรือระยะประมาณ 20 ซม.จากกึ่งกลางคาน โดยเริ่มต้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกมีขนาดเท่ากับ 49.95 kN จากนั้นพื้นที่การหลุดร่อนจะขยายขนาดไปทางปลายคาน เมื่อพิจารณาลักษณะของรอยร้าวที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงดัด พบว่าตำแหน่งที่เริ่มต้นเกิด FRP หลุดร่อนนั้น คือตำแหน่งของรอยร้าวหนึ่งที่มีขนาดใหญ่ในท้องคาน (รูปที่ 38) จึงจัดได้ว่าคาน CF มีการพิบัติแบบ Intermediate-Crack Induced Debonding สำหรับคานที่มีข้อบกพร่องนั้นก็มีลักษณะการพิบัติเช่นเดียวกับคาน CF เพียงแต่จะมีน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการหลุดร่อนของ FRP แตกต่างกันไปเล็กน้อย เนื่องจากลักษณะรอยร้าวและขนาดที่แตกต่างกันระหว่างคานที่ไม่มีข้อบกพร่องและคานที่มีข้อบกพร่อง ซึ่งสามารถสังเกตได้จากการแจกแจงของหน่วยแรงดึงใน FRP ดังแสดงในรูปที่ 39 จากรูปที่ 40 คานที่มีข้อบกพร่องมิได้มีกำลังแตกต่างจากคานที่ควบคุมมากนัก ซึ่งสนับสนุนผลที่สรุปได้จากการทดลอง



(a) คาน NF



(b) คาน CF

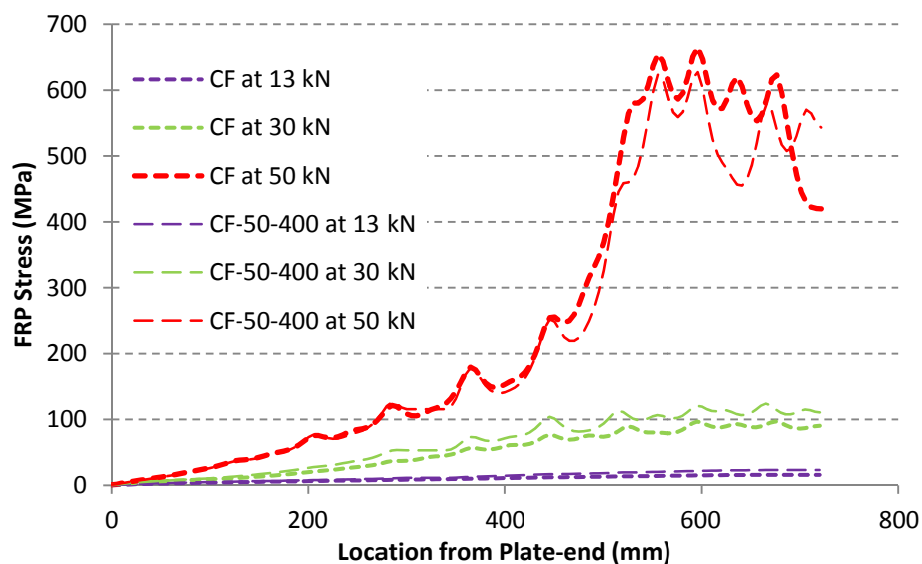
รูปที่ 38 เปรียบเทียบรอยร้าวที่เกิดขึ้นในคานจากแบบจำลอง NF และ CF

ตารางที่ 9 ผลการวิเคราะห์โดย FEM

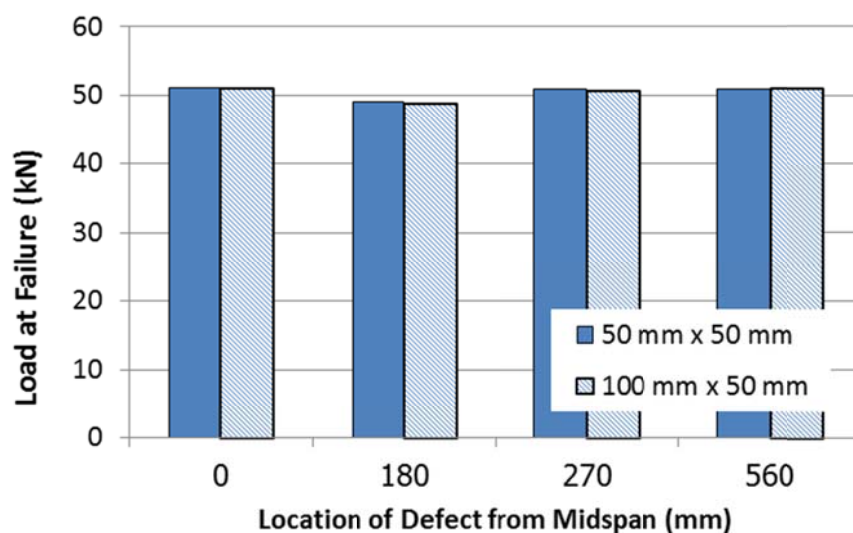
ประเภท คาน ตัวอย่าง	รหัส	น้ำหนัก บรรทุกที่จุด คราก (kN)	ระยะโก่งที่ จุดคราก (mm)	น้ำหนัก บรรทุกที่จุด หลุดร่อน (kN)	น้ำหนัก บรรทุก สูงสุด (kN)	ระยะโก่งที่ จุดพิบัติ (mm)	ลักษณะการ พิบัติ*
กลุ่ม ควบคุม	NF	44.21	3.28	-	41.47	6.24	SY-CC
	CF	47.18	4.04	49.95	51.02	8.19	SY-FD
กลุ่ม ทดลอง	DF-50-0	47.12	4.07	49.95	51.00	8.27	SY-FD
	DF-50-200	46.92	3.42	47.04	49.08	6.71	SY-FD
	DF-50-400	46.78	3.38	50.00	50.90	9.08	SY-FD
	DF-50-600	47.04	3.35	49.86	50.92	9.11	SY-FD
	DF-100-0	46.84	3.92	49.74	50.95	9.36	SY-FD
	DF-100-200	46.76	3.33	47.1	48.83	7.67	SY-FD
	DF-100-400	46.78	3.40	49.94	50.57	8.57	SY-FD
	DF-100-600	47.06	3.37	50.56	50.93	9.12	SY-FD

*SY-CC = คอนกรีตอัดแตกหลังจากการครากของเหล็กเสริม (Concrete Crushing after Steel Yielding)

และ SY-FD = การหลุดร่อนของ FRP หลังจากการครากของเหล็กเสริม (FRP Debonding after Steel Yielding)



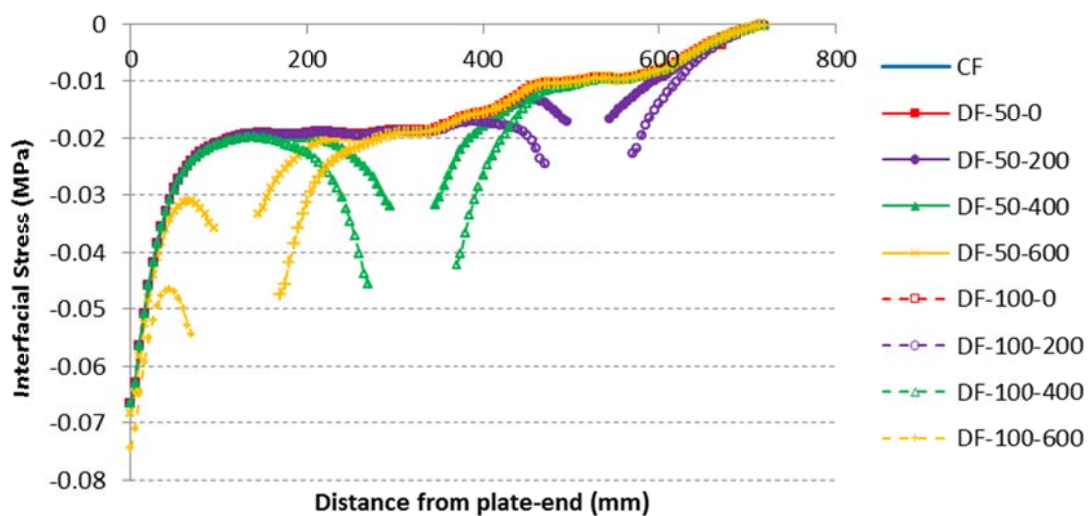
รูปที่ 39 ตัวอย่างการแจกแจงของหน่วยแรงดึงใน FRP ภายใต้ น้ำหนักบรรทุกทุกขนาดต่างๆ



รูปที่ 40 เปรียบเทียบผลกระทบของข้อบกพร่องที่มีต่อกำลังของคานคสล.ที่เสริมกำลังด้วย FRP จาก FEM

อย่างไรก็ดีหากพิจารณาการแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนที่รอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (Interfacial Shear Stress) ในช่วงน้ำหนักบรรทุกที่ไม่มาก (กล่าวคือ ยังไม่เกิดรอยร้าวแรงดัดในคอนกรีต)

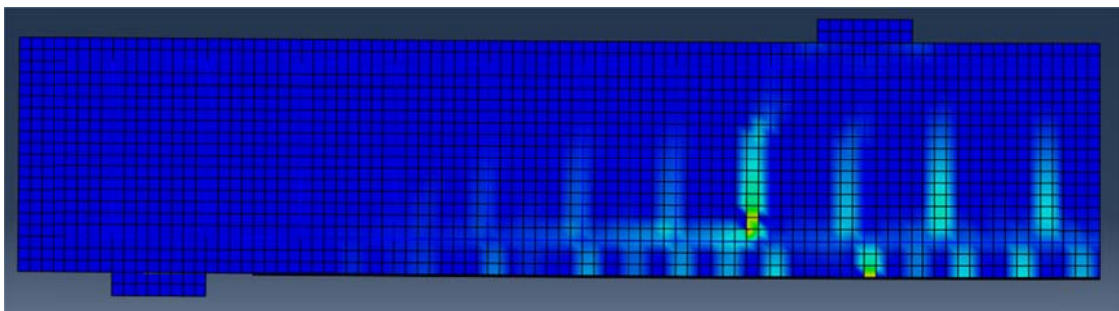
พบว่าค่าของหน่วยแรงเฉือนนั้นจะมีค่าสูงมากที่ขอบเขตของข้อบกพร่อง (รูปที่ 41) โดยเมื่อพื้นที่หลุดร่อนนั้นมีขนาดที่ใหญ่ขึ้นและอยู่ใกล้กับปลายคานมากขึ้น (บริเวณที่มีแรงเฉือนมาก) ก็จะมีค่าความเค้นสูงขึ้นไปอีก ดังนั้นหากยังไม่มีรอยร้าวเกิดขึ้น การพิบัติแบบ FRP Debonding น่าจะเริ่มเกิดที่ขอบของข้อบกพร่อง อย่างไรก็ตามการแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนนี้จะเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วเมื่อมีรอยร้าวแรงดัดเกิดขึ้นในคอนกรีต ภายหลังจากน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น เนื่องจากการเปิดกว้างของรอยร้าวที่มากขึ้นนั่นเอง ส่งผลให้การพิบัติอาจไม่เป็นไปตามที่วิเคราะห์โดยวิธีทางอิลาสติกเชิงเส้นตามที่ได้กล่าวมา



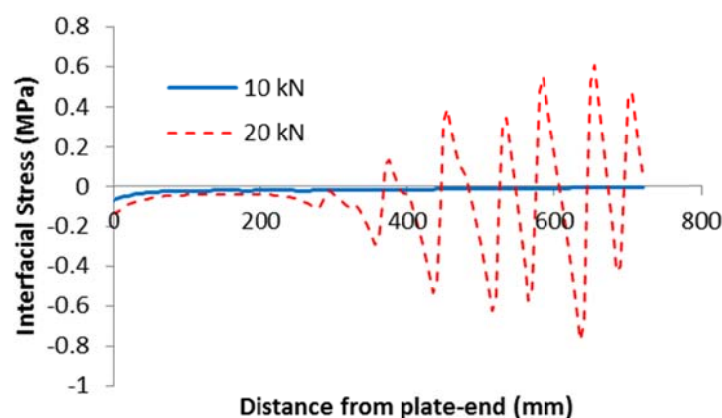
รูปที่ 41 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนที่รอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (Interfacial Shear Stress) ในช่วงที่คอนกรีตยังไม่เกิดการแตกร้าว

รูปที่ 42 แสดงลักษณะรอยร้าวทั่วไปที่เกิดขึ้นในคานตัวอย่างเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้น โดยจะเห็นได้ว่ารอยร้าวแบบ Flexural Crack ส่วนใหญ่เกิดในบริเวณที่มีค่าโมเมนต์ดัดสูง (แสดงได้จากค่าความเครียดพลาสติกหลักหรือ Principal Plastic Strain ในคอนกรีต) ซึ่งรอยร้าวที่ผิวคอนกรีตเหล่านี้เองที่ทำให้หน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP มีค่าสูงขึ้นอย่างเห็นได้ชัด รูปที่ 43 แสดงตัวอย่างการแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนที่รอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP (Interfacial Shear Stress) ในแบบจำลองของคาน CF ทั้งนี้จะเห็นได้ว่าภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่ต่ำ (10 kN) ค่าของหน่วยแรงเฉือนจะมีค่าน้อย แต่เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นเป็นสองเท่าและเกิดรอยร้าวแบบ Flexural Crack หรือ Intermediate Shear-Flexural Crack แล้ว จะทำให้ค่าของหน่วยแรงเฉือนที่หลายตำแหน่งเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ ซึ่งถ้าหากค่าหน่วยแรงเฉือนนี้มีค่าสูงกว่ากำลังยึดเหนี่ยวของรอยต่อ ก็จะทำให้การหลุดร่อนที่รอยต่อเริ่มต้นขึ้นได้ นอกจากนี้เมื่อ

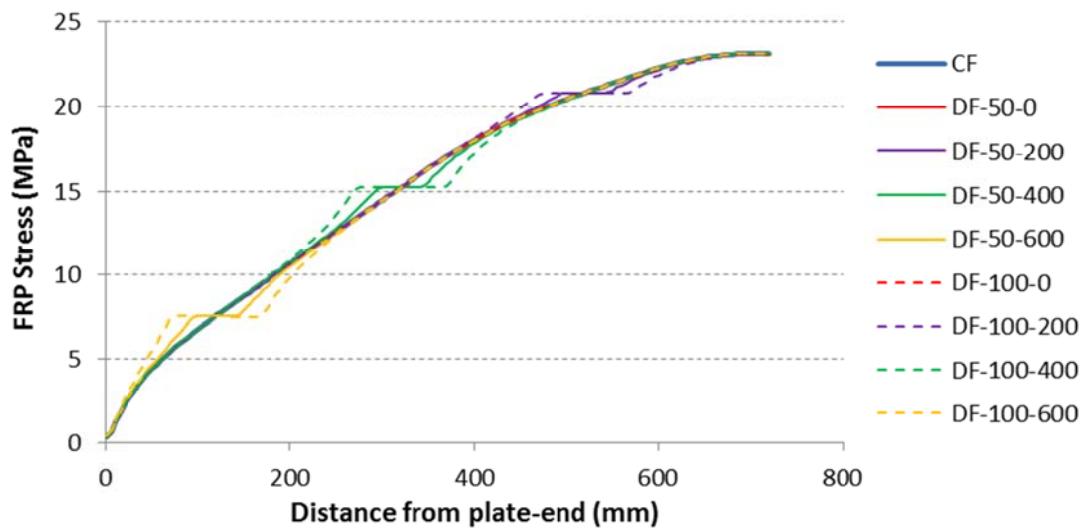
เปรียบเทียบรูปที่ 44 และรูปที่ 45 จะเห็นว่ารอยร้าวในคอนกรีตนั้นยังส่งผลต่อหน่วยแรงดึงใน FRP ด้วย กล่าวคือ เมื่อมีรอยร้าวเกิดขึ้นในคอนกรีตค่าหน่วยแรงดึงใน FRP ที่ตำแหน่งนั้นๆก็จะเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัด ซึ่งอาจเป็นเหตุที่ทำให้ไม่สามารถวัดผลกระทบของจุดบกพร่องที่รอยต่อจากค่าของความเครียดใน FRP ได้ หรืออาจกล่าวโดยสรุปคือ การเกิดรอยร้าวแบบ Flexural Crack หรือ Intermediate Shear-Flexural Crack ในคอนกรีต มีผลให้การวิเคราะห์ผลกระทบของข้อบกพร่องในคาน คสล.ที่เสริมด้วย FRP มีความซับซ้อนมากขึ้น เนื่องจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างรอยร้าวในคอนกรีตและรอยร่อนที่รอยต่อระหว่าง FRP และ คอนกรีต ดังนั้นเพื่อให้เข้าใจถึงหลักการและกลไกเบื้องหลังการพิบัติ ในอนาคตจึงต้องปรับปรุงตัวอย่างคาน เสริมกำลังด้วย FRP ให้สามารถควบคุมการเกิดรอยร้าวได้ โดยอาจมีการใส่รอยบากเริ่มต้นเข้าไป



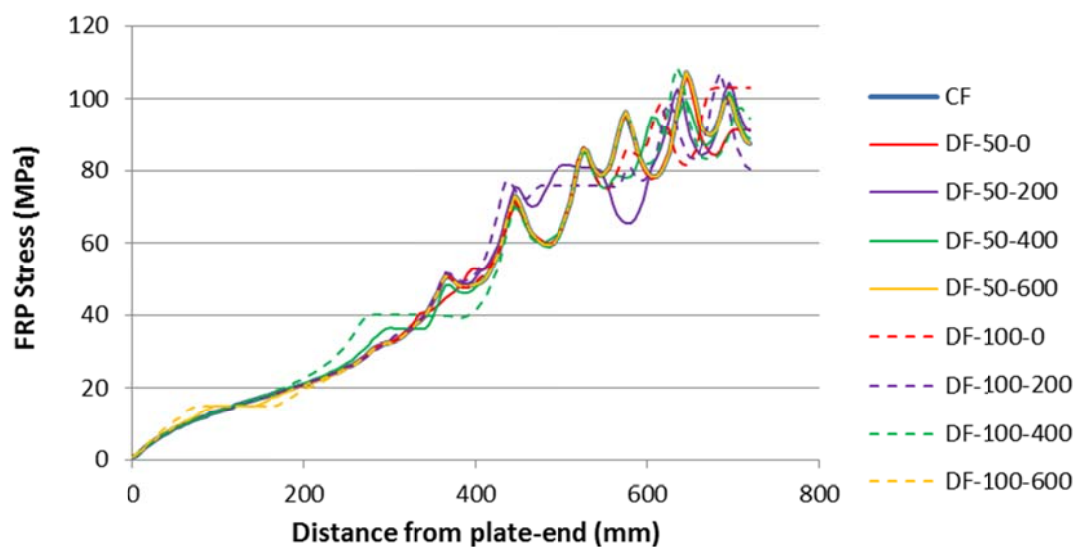
รูปที่ 42 ตัวอย่างลักษณะรอยร้าวที่เกิดขึ้นในแบบจำลอง FEM



รูปที่ 43 หน่วยแรงเฉือนที่รอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (Interfacial Shear Stress) ในแบบจำลอง CF



รูปที่ 44 การแจกแจงของหน่วยแรงดึงใน FRP ในช่วงที่คอนกรีตยังไม่เกิดการแตกร้าว



รูปที่ 45 การแจกแจงของหน่วยแรงดึงใน FRP ในช่วงที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าวแล้ว

4.2 ผลการทดสอบตัวอย่างรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP ที่มีข้อบกพร่อง

จากการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ใช้ในตัวอย่างรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP แบบ Single-lap Shear ได้ค่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยเท่ากับ 39.27 MPa ผลการทดสอบตัวอย่างรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP สรุบบ้างตามกลุ่มตัวอย่างได้ดังนี้

4.2.1 ตัวอย่างรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP กลุ่มควบคุม

จากการทดสอบแบบ Single-Lap Shear เมื่อมีแรงกระทำกับรอยต่อในกรณีที่ไม่มีข้อบกพร่องและมีความยาวรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตเป็น 140, 150, 160, 180, 200 มม. ตามลำดับ ได้ค่าแรงยึดเหนี่ยว (P_U) ระยะเลื่อน (Maximum slip, s_{max}) และดัชนีความเหนียวแสดงดังตารางที่ 10 ทั้งนี้ดัชนีความเหนียวประมาณได้จากพื้นที่ใต้กราฟระหว่างหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยในรอยต่อและระยะเลื่อนมากสุดในช่วงที่เกิดความเสียหายในรอยต่อไปถึงจุดพิบัติ

ตารางที่ 10 ผลการทดสอบตัวอย่างรอยต่อกลุ่มควบคุม (ไม่มีข้อบกพร่อง)

กลุ่มตัวอย่าง*	แรงยึดเหนี่ยว P_U (kN)	ค่าการเลื่อนสูงสุด s_{max} (mm)	ดัชนีความเหนียว (MPa-mm)
C14-0-0	18.44	1.00	1.54
C15-0-0	18.77	2.01	1.84
C16-0-0	18.30	1.63	1.69
C18-0-0	20.66	1.81	1.95
C20-0-0	20.08	1.86	1.75

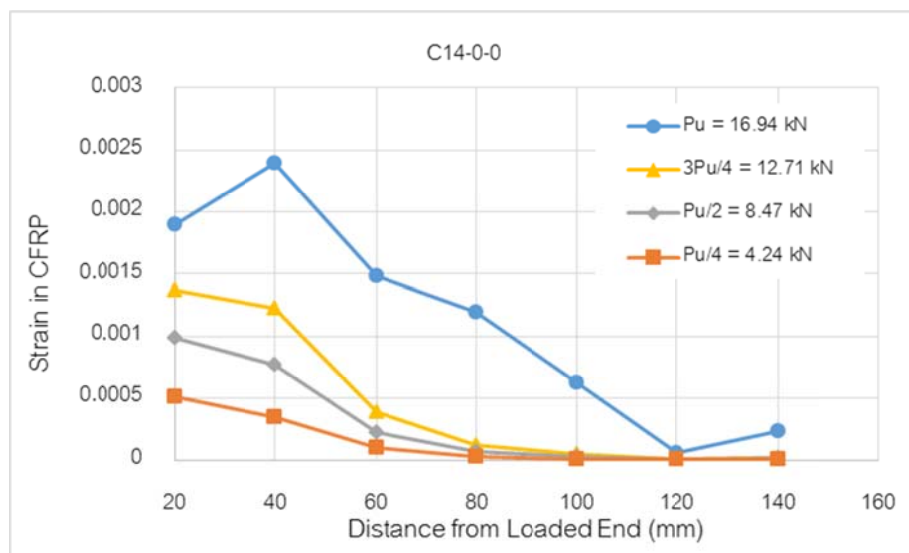
*ตัวอย่าง ab-c-d โดยที่ a คือกลุ่มของแบบจำลองซึ่งมี C เป็นกลุ่มตัวอย่างควบคุม และ D เป็นกลุ่มตัวอย่างที่มีข้อบกพร่อง b คือขนาดของความยาวรอยต่อระหว่าง CFRP กับคอนกรีต (ซม.) c คือระยะห่างของข้อบกพร่องที่ใกล้ที่สุดกับด้านที่มีแรงดึงกระทำ (มม.) และ d คือขนาดของข้อบกพร่อง



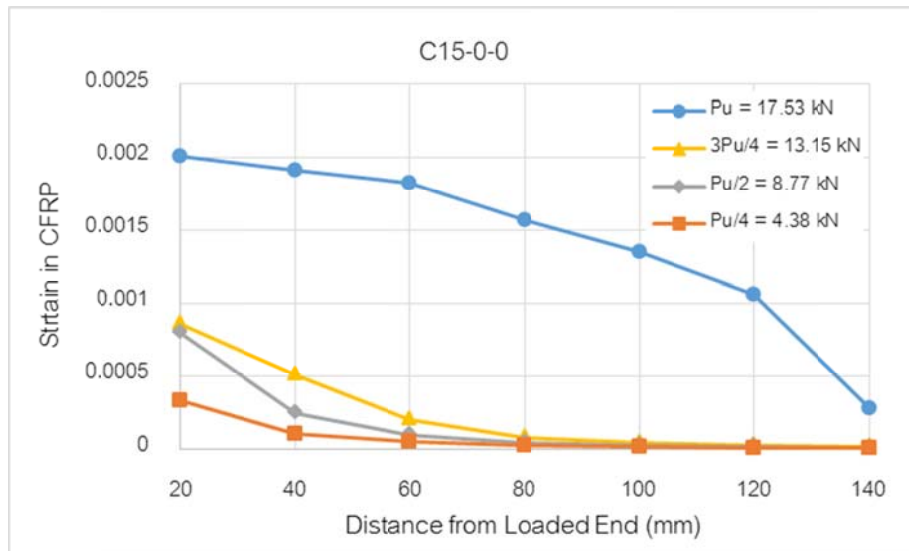
รูปที่ 46 ตัวอย่างลักษณะการพิบัติที่เกิดขึ้นในรอยต่อ

จากการทดสอบลักษณะการวิบัติที่พบเป็นลักษณะแบบการหลุดร่อนที่รอยต่อระหว่างคอนกรีตกับวัสดุเชื่อมประสาน (Debonding at the Adhesive-concrete Interface) โดยจะมีคอนกรีตติดกับ CFRP ออกมาเล็กน้อย เป็นลักษณะเดียวกันในทุกๆ ตัวอย่างดังรูปที่ 46 พบว่าค่าแรงยึดเหนี่ยวที่ได้มีค่าใกล้เคียงกันในทุกความยาวรอยต่อ ซึ่งอาจเป็นผลจากความยาวประสิทธิภาพของรอยต่อหรือ Effective Bond Length (L_e) มีค่าน้อยกว่าความยาวรอยต่อที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบหรือที่ 140 มม. จึงส่งผลให้แม้จะเพิ่มความยาวรอยต่อให้เกินกว่าความยาวประสิทธิภาพก็ไม่ส่งผลให้ค่าแรงยึดเหนี่ยวของรอยต่อเพิ่มขึ้นแต่อย่างใด

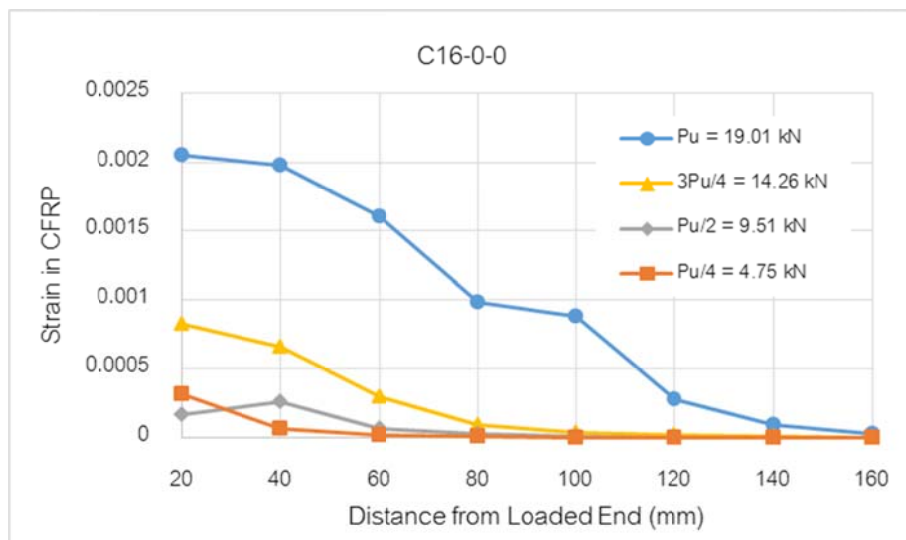
การทดสอบในกรณีที่ไม่มีข้อบกพร่อง มีการติดตั้ง Strain Gauge ที่ผิวนอกของ CFRP เพื่อวัดค่าความเครียดที่ตำแหน่งต่างๆ หากสมมติว่าให้ผิวคอนกรีตไม่เคลื่อนที่ระหว่างการเพิ่มแรงดึงที่ด้านปลายของ CFRP ด้านหนึ่งและผิวของอิพ็อกซีด้านที่ติดกับ CFRP มีการเคลื่อนที่ตาม CFRP ซึ่งมีการแจกแจงความเครียดของตัวอย่างที่มีความยาวรอยต่อที่ 140, 150, 160, 180 และ 200 มม. ดังแสดงในรูปที่ 47-51 ตามลำดับ เมื่อพิจารณาลักษณะของการแจกแจงความเครียดในรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีต จะเห็นได้ว่าทางด้านปลายของ CFRP ที่มีแรงกระทำจะมีค่าความเครียดที่สูงกว่าตำแหน่งที่มีระยะห่างจากปลายแรงดึง โดยมีค่าความเครียดค่อยๆ ลดลง เมื่อแรงกระทำมีค่าเพิ่มมากขึ้นจะทำให้ค่าความเครียดสูงขึ้นจนถึงระดับสูงสุด แล้วค่อยๆ มีลักษณะคงที่ในตำแหน่งด้านปลายใกล้แรงกระทำ แสดงถึงสภาวะที่ CFRP เริ่มมีการหลุดลอกจากผิวคอนกรีต



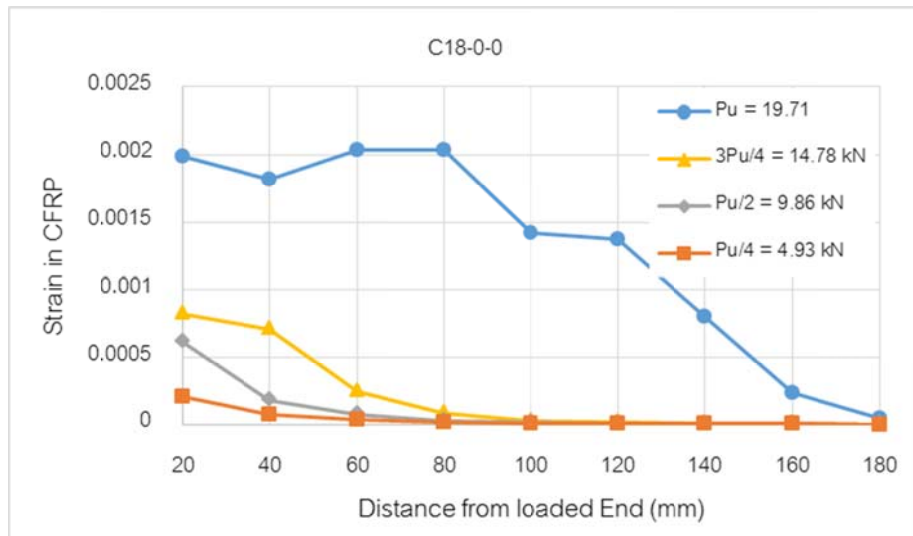
รูปที่ 47 การแจกแจงของความเครียดในรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตของตัวอย่าง C14-0-0 ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ P_u , $P_u/4$, $P_u/2$, $3P_u/4$



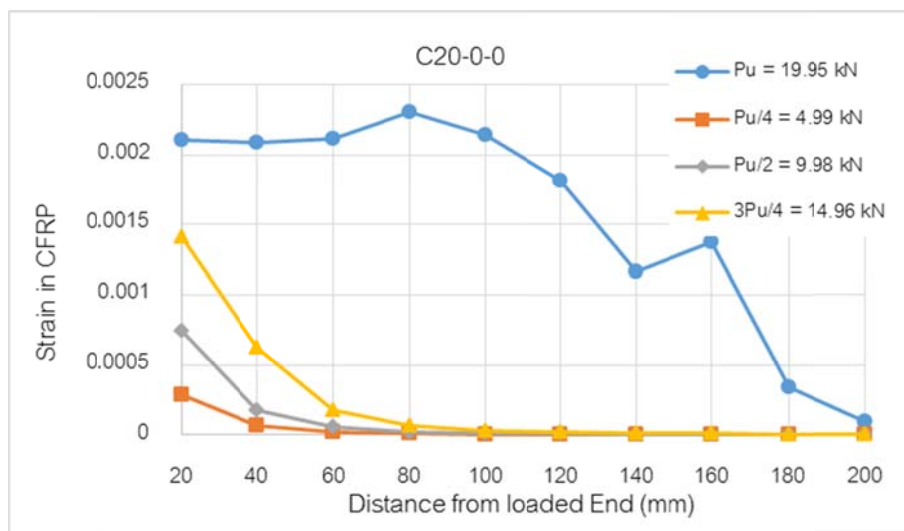
รูปที่ 48 การแจกแจงของความเครียดในรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตของตัวอย่าง C15-0-0 ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ P_u , $P_u/4$, $P_u/2$, $3P_u/4$



รูปที่ 49 การแจกแจงของความเครียดในรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตของตัวอย่าง C16-0-0 ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ P_u , $P_u/4$, $P_u/2$, $3P_u/4$



รูปที่ 50 การแจกแจงของความเครียดในรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตของตัวอย่าง C18-0-0 ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ P_u , $P_u/4$, $P_u/2$, $3P_u/4$

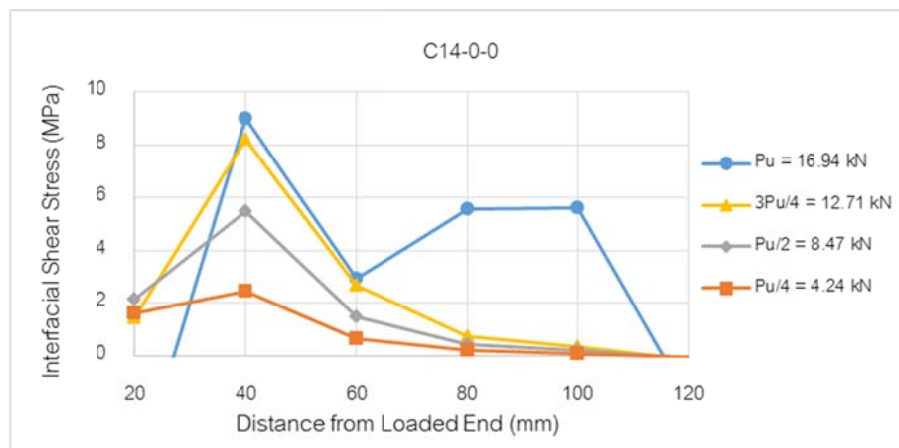


รูปที่ 51 การแจกแจงของความเครียดในรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตของตัวอย่าง C20-0-0 ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ P_u , $P_u/4$, $P_u/2$, $3P_u/4$

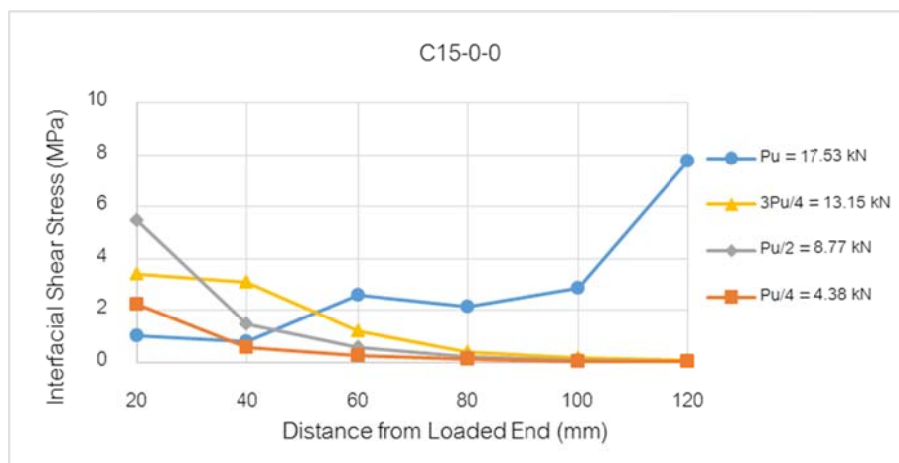
ค่าของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ CFRP สามารถคำนวณได้ดังสมการที่ 19

$$\tau_i = \frac{E_f t_f (\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1})}{\Delta x} \quad (19)$$

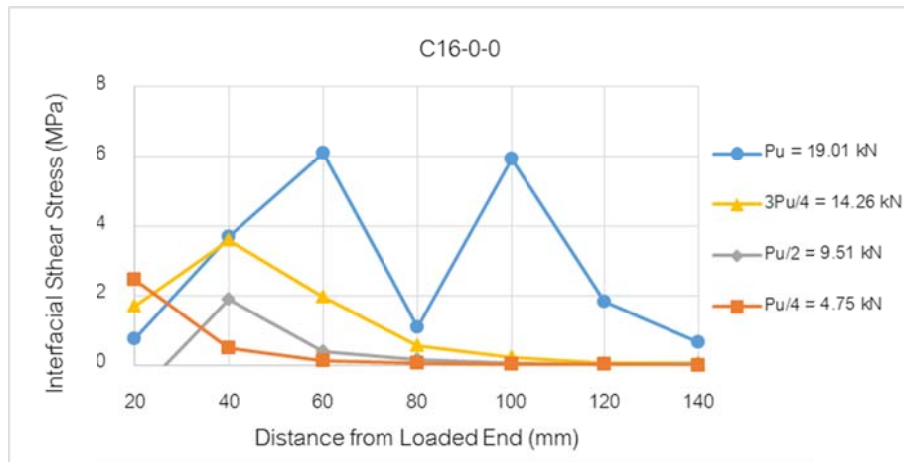
ซึ่งค่าหน่วยแรงเฉือนที่ได้แสดงดังรูปที่ 52-56 ที่ความยาวรอยต่อ 140, 150, 160, 180 และ 200 มม. ตามลำดับ ค่าการแจกแจงที่ได้ในตำแหน่งที่แรงกระทำเป็นค่าสูงสุดจะมีลักษณะกราฟที่มีค่าค่อนข้างผิดปกติ อาจจะเป็นเพราะว่าในตำแหน่งที่แรงกระทำสูงสุดเริ่มมีการพิบัติของรอยต่อบ้างแล้วบางตำแหน่งจึงทำให้ค่าที่ได้เป็นดังรูป รูปที่ 57 แสดงการหาความยาวประสิทธิผลหรือ Effective Bond Length (L_e) โดยใช้ค่าจากความเครียดที่หาได้ ซึ่งค่าความยาวประสิทธิผลที่ได้จากการทดสอบพบว่ามีค่าอยู่ในช่วงประมาณ 100 มม. ทางผู้จัดทำคาดว่าถ้ามีการทดสอบตัวอย่างในรอยต่อที่มีขนาดความยาวน้อยกว่า 100 มม. จะเห็นค่าความแตกต่างของค่าแรงยึดเหนี่ยวที่ชัดเจนขึ้น



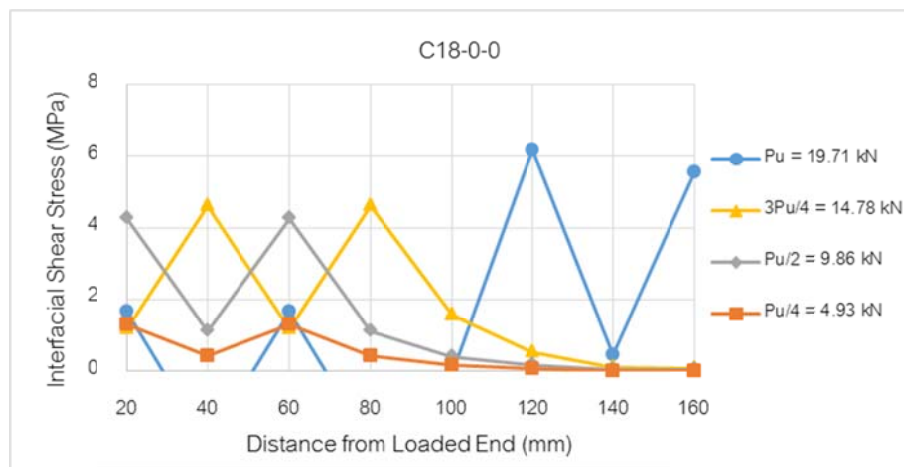
รูปที่ 52 การแจกแจงหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตของตัวอย่าง C14-0-0 ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ P_u , $P_u/4$, $P_u/2$, $3P_u/4$



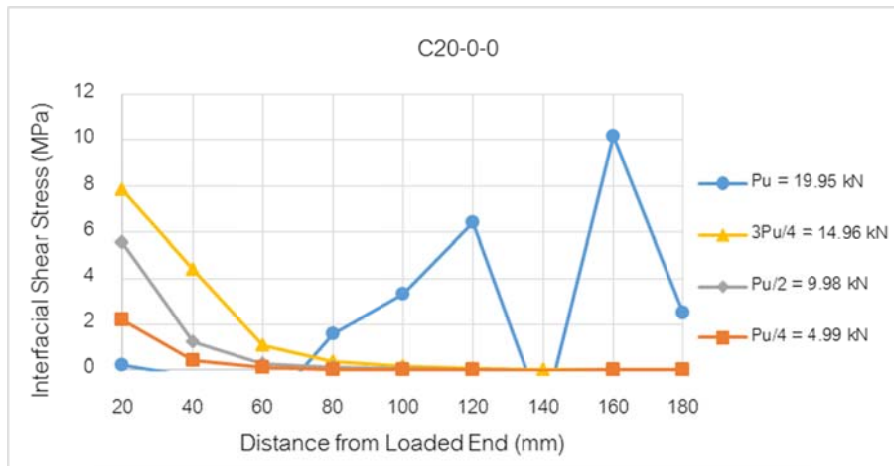
รูปที่ 53 การแจกแจงหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตของตัวอย่าง C15-0-0 ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ P_u , $P_u/4$, $P_u/2$, $3P_u/4$



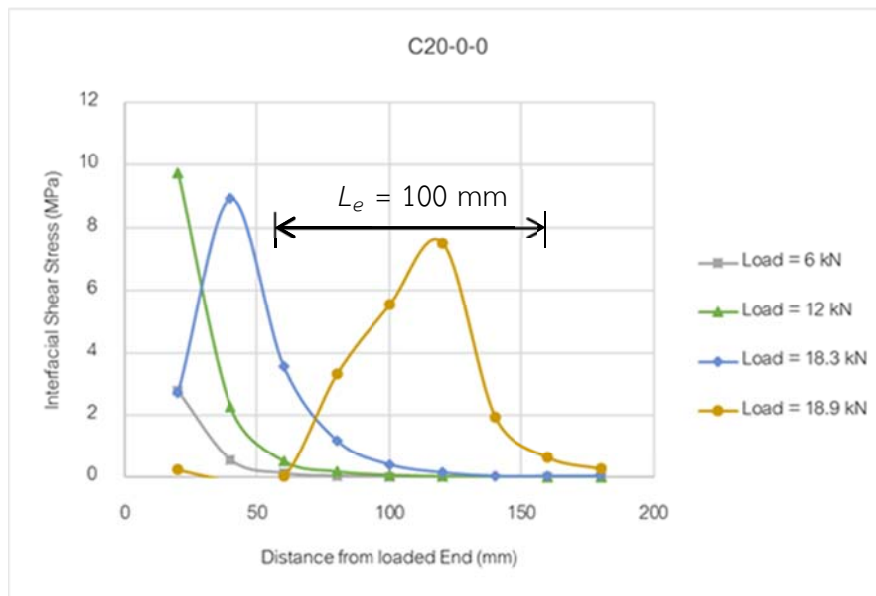
รูปที่ 54 การแจกแจงหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตของตัวอย่าง C16-0-0 ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ P_u , $P_u/4$, $P_u/2$, $3P_u/4$



รูปที่ 55 การแจกแจงหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตของตัวอย่าง C18-0-0 ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ P_u , $P_u/4$, $P_u/2$, $3P_u/4$



รูปที่ 56 การแจกแจงหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตของตัวอย่าง C20-0-0 ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ P_u , $P_u/4$, $P_u/2$, $3P_u/4$



รูปที่ 57 การแจกแจงหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตของตัวอย่าง C20-0-0 เพื่อหาความยาวประสิทธิภาพ (L_e) ของระบบเสริมกำลัง FRP

4.2.2 ตัวอย่างรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP ที่มีข้อบกพร่อง

โดยในการทดสอบตัวอย่างในกรณีที่มีข้อบกพร่อง จะแบ่งความยาวรอยต่อของ CFRP และคอนกรีตออกเป็น 2 ความยาวรอยต่อด้วยกัน คือ 150 และ 200 มม.

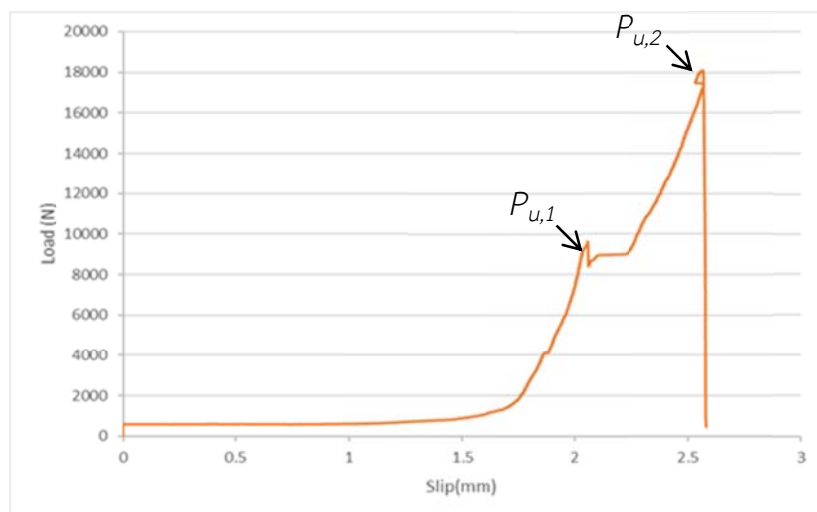
ตัวอย่างรอยต่อที่มีความยาวรอยต่อขนาด 150 มม.

การทดสอบผลกระทบของข้อบกพร่องในรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตที่มีต่อแรงยึดเหนี่ยวของระบบเสริมกำลัง FRP ในตัวอย่างที่มีความยาวรอยต่อ 150 มม. ซึ่งจะมีตำแหน่งของข้อบกพร่องที่วัดจากทางด้านปลายของ CFRP ด้านที่มีแรงดึงเป็น 20 มม. และมีขนาดของข้อบกพร่องเป็น 20, 40 และ 60 มม. ตามลำดับ ได้ผลการทดสอบดังตารางที่ 11

ตารางที่ 11 ผลการทดสอบกลุ่มตัวอย่างที่มีข้อบกพร่อง (ความยาวรอยต่อ 150 มม.)

กลุ่มตัวอย่าง	$P_{u,1}$ (kN)	$P_{u,2}$ (kN)	s_{max} (mm)	ดัชนีความเหนียว (MPa-mm)
C15-0-0	-	18.77	2.01	1.84
D15-20-20	7.79	19.17	1.54	1.76
D15-20-40	9.79	18.88	1.60	0.91
D15-20-60	8.95	18.36	3.03	1.61

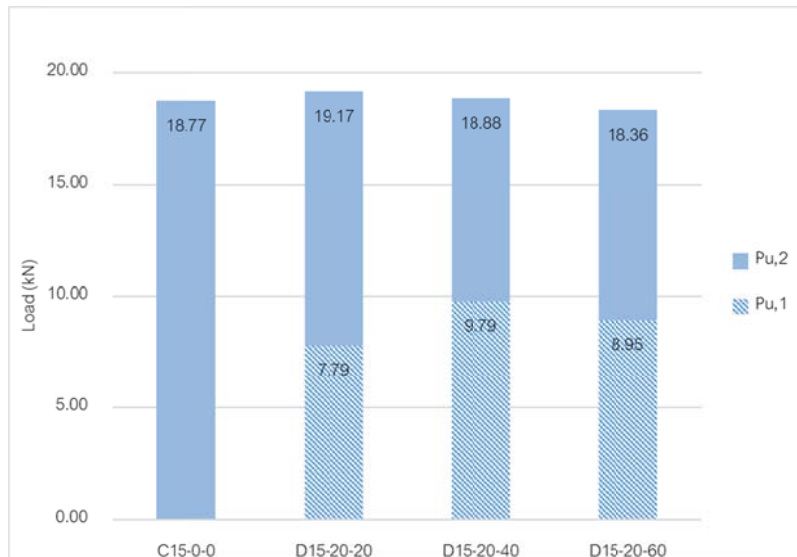
* $P_{u,1}$ หมายถึงค่าแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นที่ตำแหน่งรอยต่อด้านใกล้แรงกระทำพิบัติซึ่งจะเกิดขึ้นก่อน และ $P_{u,2}$ หมายถึงค่าแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นกับระบบเสริมกำลัง FRP ดังรูปที่ 58



รูปที่ 58 ตัวอย่างลักษณะความสัมพันธ์ของแรงและระยะเลื่อนของตัวอย่างที่มีข้อบกพร่อง

จากตารางที่ 11 พบว่าค่าแรงยึดเหนี่ยวของ CFRP และคอนกรีตมีค่าใกล้เคียงกันในทุกๆ ขนาดของข้อบกพร่อง อาจมีผลจากความยาวประสิทธิผลของรอยต่อหรือ Effective Bond Length (L_e) มีค่าน้อยกว่าความยาวรอยต่อที่ทดสอบ หรือที่ความยาวรอยต่อ 150 มม. มีขนาดข้อบกพร่อง 60 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งจากปลายด้านที่มีแรงกระทำ 20 มม. ซึ่งค่า $P_{u,1}$ ของตัวอย่างที่มีข้อบกพร่องที่มีตำแหน่งของข้อบกพร่องห่าง

จากปลายด้านที่มีแรงดัดกระทำ 20 มม. มีค่าใกล้เคียงกัน และค่า $P_{u,2}$ ของตัวอย่างที่มีข้อบกพร่องมีค่าที่ใกล้เคียงกับค่า P_u ของตัวอย่างควบคุมที่ไม่มีข้อบกพร่องอย่างมีนัยสำคัญ ดังรูปที่ 59 ทั้งนี้เมื่อเปรียบเทียบค่าดัชนีความเหนียวเฉลี่ยพบว่าเมื่อรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตมีช่องว่างเกิดขึ้นจะทำให้มีดัชนีค่าเหนียวของรอยต่อลดลง



รูปที่ 59 เปรียบเทียบค่าของ $P_{u,1}$ และ $P_{u,2}$ ของตัวอย่างที่มีความยาวรอยต่อ 150 มม.

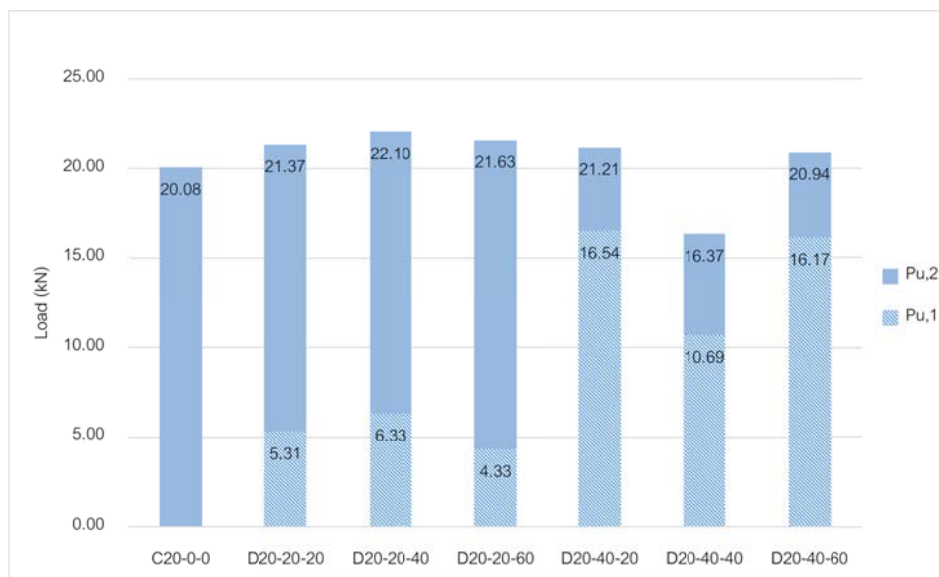
ตัวอย่างรอยต่อที่มีความยาวรอยต่อขนาด 200 มม.

การทดสอบผลกระทบของข้อบกพร่องในรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตที่มีต่อแรงยึดเหนี่ยวของระบบเสริมกำลัง FRP ในตัวอย่างที่มีความยาวรอยต่อ 200 มม. โดยมีตำแหน่งของข้อบกพร่องที่ระยะ 20 และ 40 มม. และแบ่งขนาดของข้อบกพร่องออกเป็น 20, 40 และ 60 มม. ซึ่งได้ผลการทดสอบดังตารางที่ 12 พบว่าค่าแรงยึดเหนี่ยวของ CFRP และคอนกรีตมีค่าใกล้เคียงกันสำหรับทุกขนาดของข้อบกพร่อง อาจเป็นผลมาจากความยาวประสิทธิภาพของรอยต่อหรือ Effective Bond Length (L_e) มีค่าน้อยกว่าความยาวรอยต่อที่ทดสอบ โดยค่าของ $P_{u,1}$ ของตัวอย่างที่มีข้อบกพร่องมีตำแหน่งของข้อบกพร่องห่างจากทางด้านปลายที่มีแรงดัดกระทำ 20 มม. จะมีค่าต่ำกว่าค่า $P_{u,1}$ ของตัวอย่างที่มีข้อบกพร่องที่มีตำแหน่งของข้อบกพร่องห่างจากทางด้านปลายที่มีแรงดัดกระทำ 40 มม. และค่า $P_{u,2}$ ของตัวอย่างที่มีข้อบกพร่องมีค่าที่ใกล้เคียงกับตัวอย่างควบคุมที่ไม่มีข้อบกพร่องอย่างมีนัยสำคัญ ดังรูปที่ 37 เมื่อเปรียบเทียบค่าความเหนียวเฉลี่ยพบว่าเมื่อรอยต่อมีช่องว่างเกิดขึ้นจะทำให้มีค่าดัชนีความเหนียวของรอยต่อลดลง โดยตัวอย่างที่มีตำแหน่งของ

ข้อบกพร่อง 20 มม. จากด้านที่มีแรงดึงกระทำจะมีค่า $P_{u,1}$ และความเหนียวเฉลี่ยต่ำกว่าตำแหน่งของข้อบกพร่อง 40 มม. จากด้านที่มีแรงดึงกระทำอย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 12 ผลการทดสอบกลุ่มตัวอย่างที่มีข้อบกพร่อง (ความยาวรอยต่อ 200 มม.)

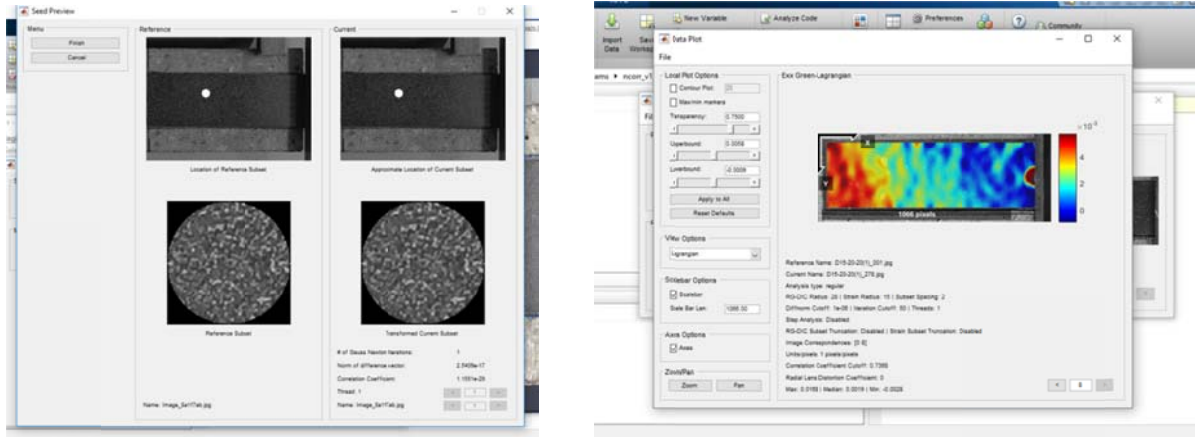
กลุ่มตัวอย่าง	$P_{u,1}$ (kN)	$P_{u,2}$ (kN)	S_{max} (mm)	ดัชนีความเหนียว (MPa-mm)
C20-0-0	-	20.08	1.86	1.75
D20-20-20	5.31	21.37	1.27	1.13
D20-20-40	6.33	22.10	1.30	1.11
D20-20-60	4.33	21.63	1.22	1.20
D20-40-20	16.54	21.21	2.38	1.49
D20-40-40	10.69	16.37	2.07	1.53
D20-40-60	16.17	20.94	1.10	1.25



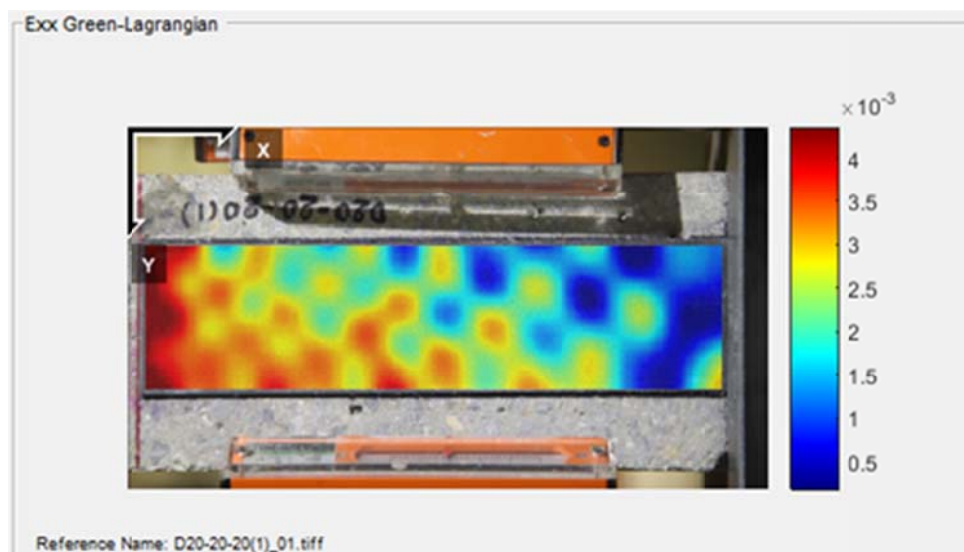
รูปที่ 60 เปรียบเทียบค่าของ $P_{u,1}$ และ $P_{u,2}$ ของตัวอย่างที่มีขนาดความยาวรอยต่อ 200 มม.

ในการวิเคราะห์เพื่อหาค่าหน่วยแรงเฉือนของกลุ่มที่มีข้อบกพร่องทางผู้จัดทำได้ทำการศึกษาด้วยวิธีการ Digital Image Correlation (DIC) แต่ผลที่ได้ไม่เป็นไปตามทฤษฎีและที่คาดการณ์ไว้ ดังรูปที่ 61-62 จากรูปที่ 39 จะเห็นได้ว่าแนวโน้มค่าความเครียดที่ได้ไม่เป็นไปตามทฤษฎี อันเนื่องมาจากการทดสอบมีตัวแปร

หลายค่าที่ส่งผลให้การทดสอบเกิดข้อผิดพลาดขึ้น อาทิเช่น โครงเฟรมที่ใช้เป็นอุปกรณ์สำหรับการทดสอบ ไม่มีเสถียรภาพ ขณะตั้งจึงมีการเคลื่อนของกระดานของตัวอย่างทำให้ไม่สามารถวิเคราะห์โดยวิธี DIC ได้อย่างถูกต้อง เพราะจะทำให้ภาพที่ได้มีการเคลื่อนตัวของตัวอย่างคอนกรีตในทุกๆเฟรมของการบันทึกภาพ



รูปที่ 61 การใช้งาน Digital Image Correlation (DIC) ด้วยโปรแกรม NCorr



รูปที่ 62 การแจกแจงความเครียดตามแนวแกนเส้นใย FRP จากการวิเคราะห์ด้วย DIC

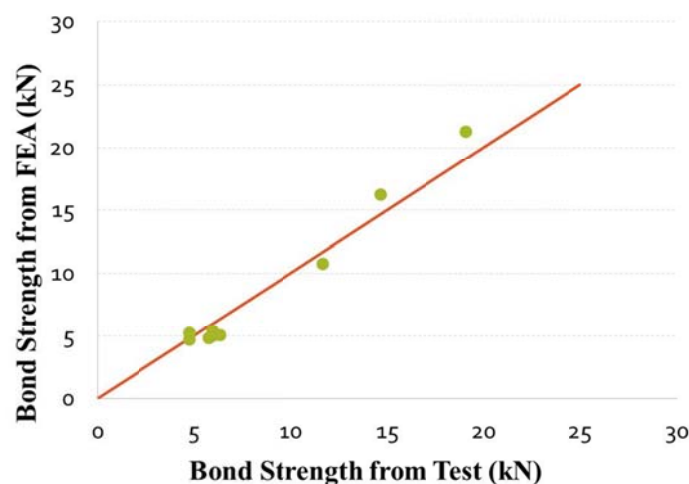
4.3 ผลกระทบของข้อบกพร่องที่มีต่อพฤติกรรมของรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

จากผลการทดสอบตัวอย่างคานคสล.ที่เสริมกำลังด้วย FRP และผลการวิเคราะห์คานคสล.ที่เสริมกำลังด้วย FRP ที่มีลักษณะต่างๆ พบว่าพฤติกรรมการพิบัติแบบ FRP Debonding เมื่อมีข้อบกพร่องนั้น มีความ

ซับซ้อน เนื่องจากการเกิดรอยร้าวแรงดัด (Flexural Cracks) ที่ไม่สามารถคาดเดาได้ ส่งผลให้เกิดหน่วยแรงเฉือนที่รอยต่อที่หลายตำแหน่งในคาน ดังนั้นเพื่อให้เข้าใจกลไกการพิบัติแบบ FRP Debonding มากขึ้น จึงต้องทำการศึกษาพฤติกรรมการยึดเหนี่ยว (Bond Behavior) ในระดับรอยต่อ เมื่อมีข้อบกพร่องเข้ามาเกี่ยวข้องในส่วนนี้

4.3.1 การศึกษาแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์เทียบกับผลการทดลองของ Yao et al. [9]

ในงานวิจัยนี้ศึกษาผลกระทบของข้อบกพร่องในรูปแบบของการหลุดลอกของแผ่น FRP จากผิวคอนกรีตที่มีต่อกำลังยึดเหนี่ยวของระบบเสริมกำลัง FRP และพฤติกรรมของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต โดยการวิเคราะห์แบบจำลองทางไฟไนต์อีลิเมนต์ของระบบเสริมกำลัง FRP ระดับกลาง (Meso-scale FRP-Concrete System) แบบ 2 มิติในโปรแกรม Abaqus โดยในขั้นตอนแรกนำผลการทดสอบในงานวิจัยของ Yao et al. [9] มาเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองทางไฟไนต์อีลิเมนต์เพื่อศึกษาความแม่นยำของแบบจำลองและกระบวนการวิเคราะห์ ใช้เป็นพื้นฐานในการศึกษาขั้นตอนต่อไป



รูปที่ 63 การเปรียบเทียบกำลังยึดเหนี่ยว (Bond Strength, P_u) ที่ได้จาก FEA และจากการทดลองของ Yao et al. [9]

จากการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEA) แล้วเทียบกับผลการทดลองในงานวิจัยของ Yao et al. [9] พบว่ากำลังยึดเหนี่ยว (Bond Strength, P_u) ที่ได้จากการวิเคราะห์นั้น ใกล้เคียงกับผลการทดลอง ดังแสดงในรูปที่ 63 และตารางที่ 13 กล่าวคือ เมื่อความยาวของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต หรืออัตราส่วนความกว้างของ FRP ต่อความกว้างของคอนกรีตเพิ่มขึ้น จะทำให้กำลังยึดเหนี่ยวมีค่าเพิ่มมากขึ้น ดังนั้นจึงเห็นว่าการ

วิเคราะห์พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบแบบ Direct Shear โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ ซึ่งใช้แบบจำลองพฤติกรรมยึดเหนี่ยวระหว่างรอยต่อ FRP และคอนกรีต (Bond-slip Model) ของ Ko et al.[12] มีความแม่นยำเพียงพอสำหรับใช้ในการศึกษาผลกระทบของข้อบกพร่องในรูปแบบของการหลุดลอกของแผ่น FRP จากผิวคอนกรีตที่มีต่อพฤติกรรมของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต และกำลังยึดเหนี่ยวของระบบเสริมกำลัง FRP จากตารางที่ 13 แสดงให้เห็นว่าความกว้างของ CFRP (b_f) มีผลต่อกำลังการยึดเหนี่ยวมากกว่าความยาวของ CFRP (L_f) เนื่องจากความความยาวประสิทธิผลของรอยต่อหรือ Effective Bond Length (L_e) มีค่าจำกัดและขึ้นอยู่กับลักษณะของ FRP ที่ใช้และกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (f'_c)

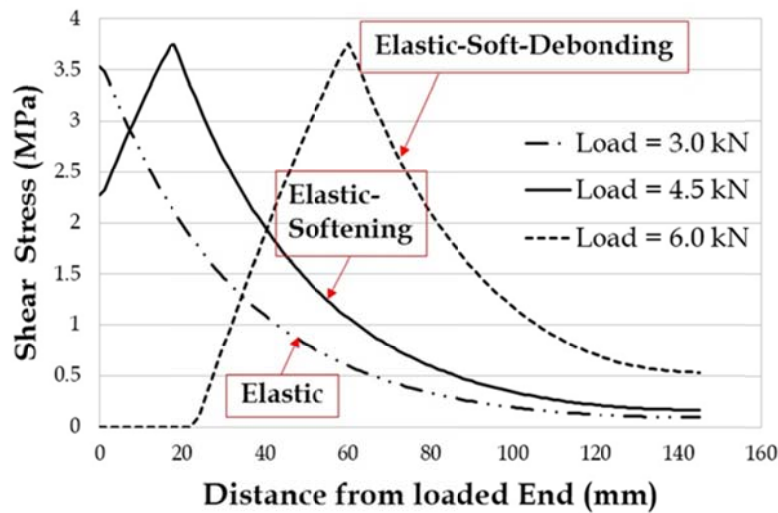
ตารางที่ 13 ผลจาก FEA ของตัวอย่างทดสอบในงานวิจัยของ Yao et al. [9]

กลุ่ม	แบบจำลอง	f'_c (MPa)	b_c (mm)	b_f (mm)	L_f (mm)	h_c (mm)	P_s (kN)	P_u (kN)	กลุ่ม
1	A_0_0	23	150	25	75	5	4.75	4.693	1.012
2	B_0_0	23	150	25	95	5	5.76	4.833	1.192
3	C_0_0	23	150	25	115	5	5.96	4.984	1.196
4	D_0_0	23	150	25	145	5	5.95	5.027	1.184
5	E_0_0	23	150	25	190	5	6.35	5.044	1.259
6	F_0_0	27.1	150	25	100	120	5.94	5.381	1.104
7	G_0_0	27.1	150	50	100	120	11.66	10.776	1.082
8	H_0_0	27.1	150	75	100	120	14.63	16.202	0.903
9	I_0_0	27.1	150	100	100	120	19.07	21.281	0.896
10	J_0_0	27.1	100	25.3	100	120	4.78	5.199	0.919

4.3.2 พฤติกรรมของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตที่ไม่มีข้อบกพร่อง

ระบบเสริมกำลัง FRP ระดับกลาง (Meso-scale FRP-Concrete System) หรือตัวอย่างทดสอบแบบ Direct Pull-off ในรูปแบบของ Single-lap Shear เมื่อมีแรงกระทำกับ FRP ดังแสดงในรูปที่ 13 จะมีการแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (Interfacial Shear Stress) ดังแสดงในรูปที่ 64 โดยที่แกน y คือ หน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต และ แกน x คือ ระยะในรอยต่อ ซึ่งวัดจากจุดที่มีแรงดึงกระทำ ($x = 0$) จากกราฟแสดงให้เห็นว่า ค่าหน่วยแรงเฉือนที่จุดที่ใกล้กับตำแหน่งที่มีแรงดึงกระทำ จะมีค่าสูง และจะมีค่าลดลง เมื่อ x มีค่าเข้าใกล้ L_f (ความยาวรอยต่อ) กรณีที่รอยต่อนั้นยาวเพียงพอ (กล่าวคือมีค่ามากกว่า L_e) ค่าหน่วยแรงเฉือนจะลดลงมาเท่ากับ 0 ทั้งนี้ในบริเวณที่มีช่องว่างค่าหน่วยแรงเฉือนนั้นจะมีค่าเท่ากับศูนย์

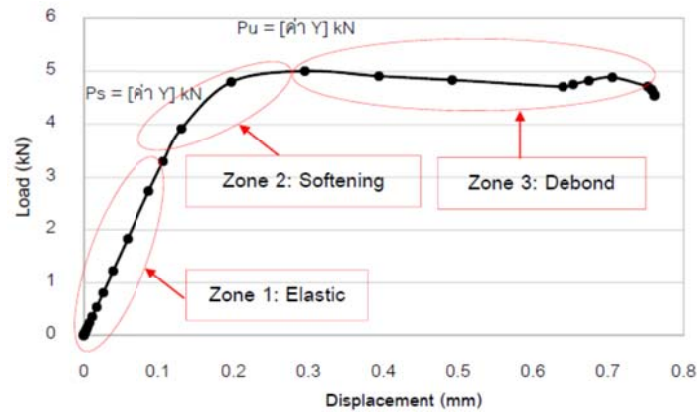
ในกรณีที่แรงดึงมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับค่ากำลังก่อนการแตกร้าวในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (Softening Load, P_s) พฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต และระยะห่างจากปลาย FRP ด้านที่มีแรงกระทำ จะเป็นแบบอิลาสติก (ช่วง Elastic) ซึ่งเมื่อเพิ่มขนาดของแรงกระทำให้มากกว่า P_s จะส่งผลให้เกิดความเสียหายในรอยต่อในรูปแบบของรอยแตกร้าวในอีพอกซีหรือรอยแตกร้าวในชั้นคอนกรีตที่ใกล้กับรอยต่อ ซึ่งหน่วยแรงเฉือนของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต จะเริ่มมีค่าลดลงบริเวณช่วงปลายใกล้แรงดึง FRP (ช่วง Softening) และเมื่อมีแรงกระทำมากกว่า P_s เพิ่มขึ้นเรื่อยๆ เกิดรอยแตกร้าวในรอยต่อนั้น และค่าแรงเฉือนในรอยต่อที่ใกล้กับ FRP ด้านที่มีแรงกระทำ ($x = 0$) มีค่าลดลงเท่ากับ 0 (แรงกระทำเท่ากับ P_u) จะเริ่มเกิดการหลุดลอกของแผ่น FRP จากผิวคอนกรีต (Debonding) และการหลุดลอกจะเริ่มจากปลายด้านที่มีแรงกระทำกับ FRP และจะเคลื่อนตัวไปตามความยาว FRP ไปทางด้านปลายที่ไม่มีแรงกระทำ



รูปที่ 64 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตของแบบจำลองที่ไม่มีข้อบกพร่อง

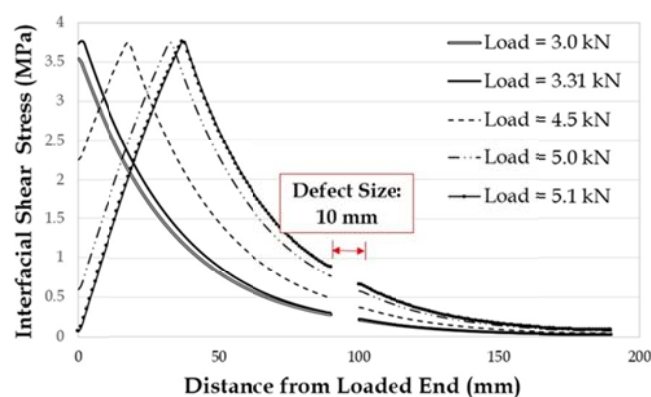
4.3.3 พฤติกรรมของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตในแบบจำลองที่มีข้อบกพร่อง

รูปที่ 65 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงที่ปลาย FRP และระยะการเคลื่อนที่ของปลาย FRP ในกรณีที่มีข้อบกพร่องในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (แบบจำลอง E_10_C) จะเห็นได้ว่ากราฟความสัมพันธ์นี้สามารถแบ่งได้เป็น 3 ส่วน ได้แก่ บริเวณที่ 1 กราฟความสัมพันธ์จะเป็นเส้นตรง (Elastic) คือ แรงกระทำแปรผันตรงกับระยะการเคลื่อนตัวของ FRP โดยแรงกระทำ เพิ่มขึ้นจนเท่ากับแรงก่อนความเสียหายในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (Softening Load, P_s) กราฟความสัมพันธ์จะเริ่มเกิดการโค้ง (Softening) ดังแสดงในบริเวณที่ 2 กราฟในบริเวณที่ 2 แสดงถึงรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตเริ่มเกิดการแตกร้าว (Cracking) และเมื่อเพิ่มแรงไปจนถึงค่ากำลังประลัย (Ultimate Load, P_u) กราฟความสัมพันธ์จะเริ่มคงที่ ดังแสดงได้ในบริเวณที่ 3 ซึ่งหมายถึง เริ่มมีการหลุดลอกของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต จากปลายด้านที่มีแรงกระทำ จนแรงกระทำกลายเป็นศูนย์ เมื่อ FRP หลุดจากผิวคอนกรีตโดยสมบูรณ์



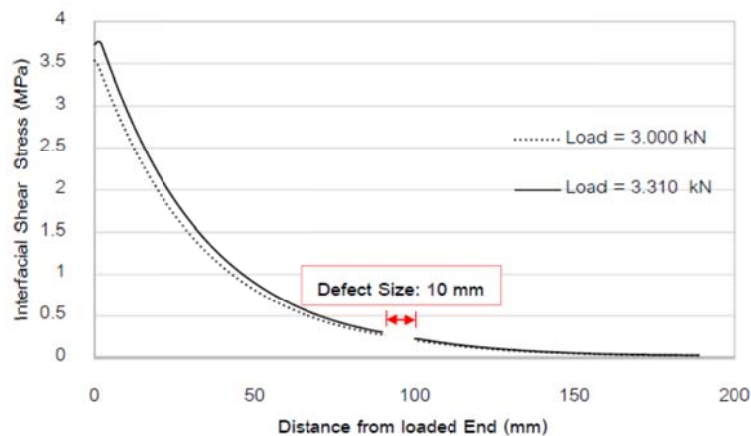
รูปที่ 65 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ FRP และระยะการเคลื่อนที่ของ FRP ณ จุดที่มีแรงกระทำ ของแบบจำลอง E_10_C ซึ่งมีค่า $P_u = 5.008$ kN และค่า $P_s = 3.310$ kN

การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต แสดงในรูปที่ 66 จากกราฟแสดงว่า ค่าหน่วยแรงเฉือนที่ใกล้กับตำแหน่งที่มีแรงดึงกระทำ จะมีค่าสูง และจะมีค่าลดลง เมื่อ x มีค่าเข้าใกล้ L_f (ความยาวรอยต่อ) กรณีที่รอยต่อนั้นยาวเพียงพอค่าหน่วยแรงเฉือนจะลดลงมาเท่ากับ 0 ทั้งนี้ในบริเวณที่มีช่องว่างค่าหน่วยแรงเฉือนนั้นจะมีค่าเท่ากับ 0 เนื่องจากถือว่าไม่มีการถ่ายแรงระหว่าง FRP และคอนกรีตในบริเวณนั้นในขณะที่ค่าแรงดึงน้อยกว่าหรือเท่ากับ P_s (น้อยกว่าหรือเท่ากับ 3.31 kN ในกรณีแบบจำลองของ E_10_C) จะยังไม่เกิดความเสียหายในรอยต่อ (Softening) และเมื่อมีแรงกระทำเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ รอยต่อจะเริ่มเกิดความเสียหาย โดยเริ่มจากปลายด้านที่มีแรงดึง FRP และบริเวณที่มีความเสียหายเกิดขึ้นแล้วจะเคลื่อนที่ไปตามความยาวของ FRP และตำแหน่งที่มีค่าหน่วยแรงเฉือนที่สูงสุดจะเคลื่อนที่ไปตามความยาว FRP ไปทาง $x = L_f$ ดังแสดงในรูปที่ 66



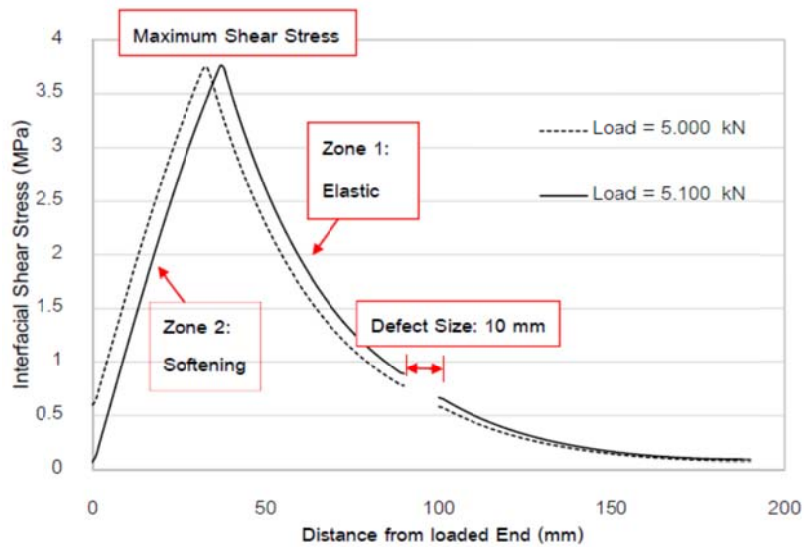
รูปที่ 66 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตของแบบจำลองแบบจำลอง E_10_C ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ 3.31 (P_s), 4.5, 5.0 และ 5.1 kN

ถ้ามีแรงกระทำน้อยกว่า P_s ความสัมพันธ์หน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 67 ค่าหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อจะเพิ่มขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่ใช้ดึง FRP และระยะการเคลื่อนที่ของ FRP ณ จุดที่มีการดึง FRP ในบริเวณที่ 1 (ช่วง Elastic) เมื่อเพิ่มแรงดึง FRP จนถึงแรงกระทำเท่ากับ P_s กราฟความสัมพันธ์บริเวณที่ใกล้แรงดึงเริ่มเกิดการโค้งลงบริเวณช่วงปลายใกล้แรงดึง FRP กล่าวคือเริ่มมีการเกิดความเสียหายในรอยต่อในลักษณะของรอยร้าวในคอนกรีตและอีพอกซี ซึ่งจะสอดคล้องกับความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึง FRP และระยะการเคลื่อนที่ของ FRP ณ จุดที่มีการดึง FRP ในบริเวณที่ 2 (ช่วง Softening)



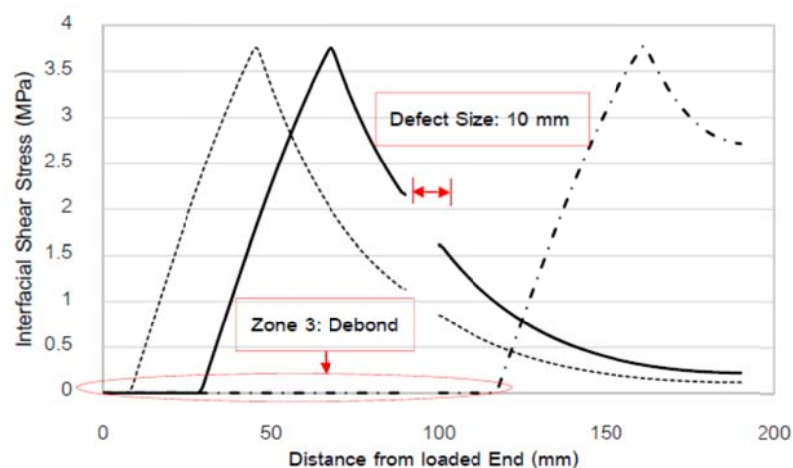
รูปที่ 67 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ของแบบจำลอง E_10_C ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ 3.0 และ 3.31 kN

เมื่อมีแรงกระทำมากกว่า P_s ความสัมพันธ์หน่วยแรงเฉือนของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 68 คือ มีความเสียหายเกิดขึ้นในรอยต่อ ค่าหน่วยแรงเฉือนเริ่มมีค่าลดลง (Softening) โดยที่ความเสียหายจะเริ่มเกิดขึ้นในด้านที่มีแรงกระทำ FRP และจะเคลื่อนตัวไปตามความยาวของ FRP



รูปที่ 68 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ของแบบจำลอง E_10_C
ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ 5.0, และ 5.1 kN

เมื่อมีแรงกระทำมากกว่า P_s เพิ่มขึ้นเรื่อยๆ เกิดรอยแตกร้าวในรอยต่อนั้น และค่าแรงเฉือนในรอยต่อที่ใกล้กับ FRP ด้านที่มีแรงกระทำ ($x=0$) มีค่าลดลงเท่ากับศูนย์ (แรงกระทำเท่ากับ P_u) จะเริ่มมีการหลุดลอกเกิดขึ้น จะเริ่มเกิดการหลุดลอกของแผ่น FRP จากผิวคอนกรีต (Debonding) และการหลุดลอกจะเริ่มจากปลายด้านที่มีแรงกระทำกับ FRP และจะเคลื่อนตัวไปตามความยาว FRP ไปทางด้านปลายที่ไม่มีแรงกระทำ ดังแสดงในรูปที่ 69

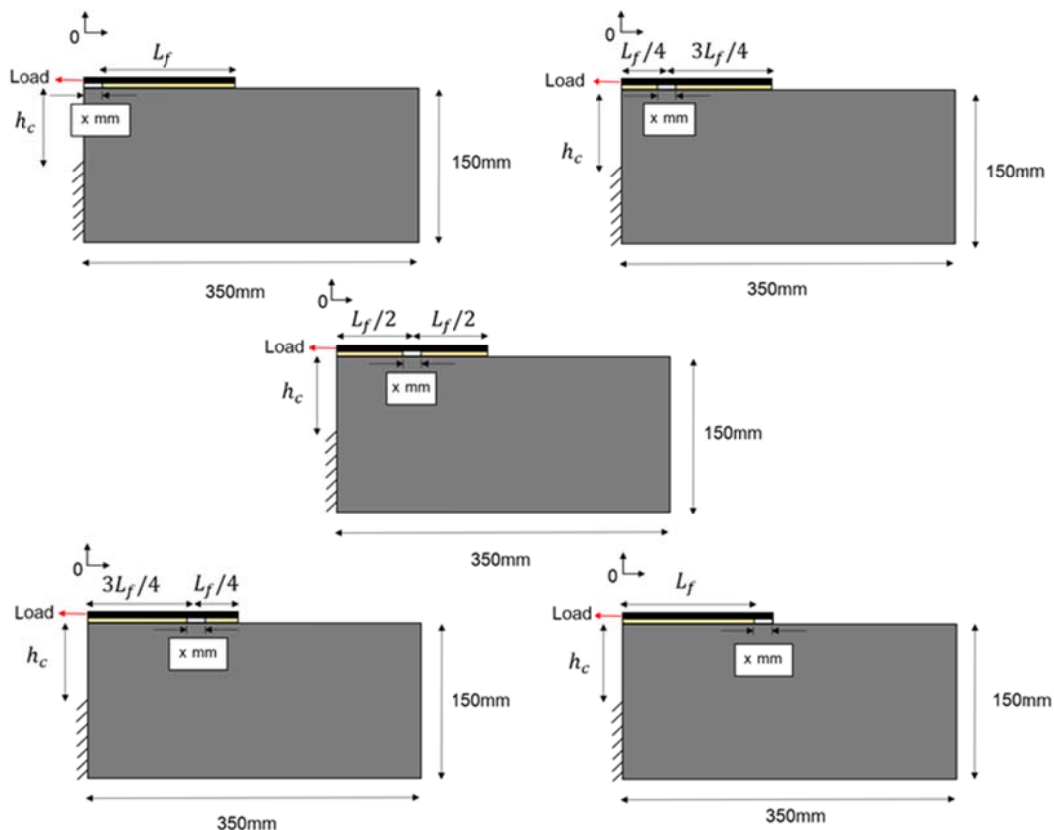


รูปที่ 69 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ของแบบจำลอง E_10_C
ภายใต้แรงกระทำเท่ากับมากกว่าหรือเท่ากับ P_u

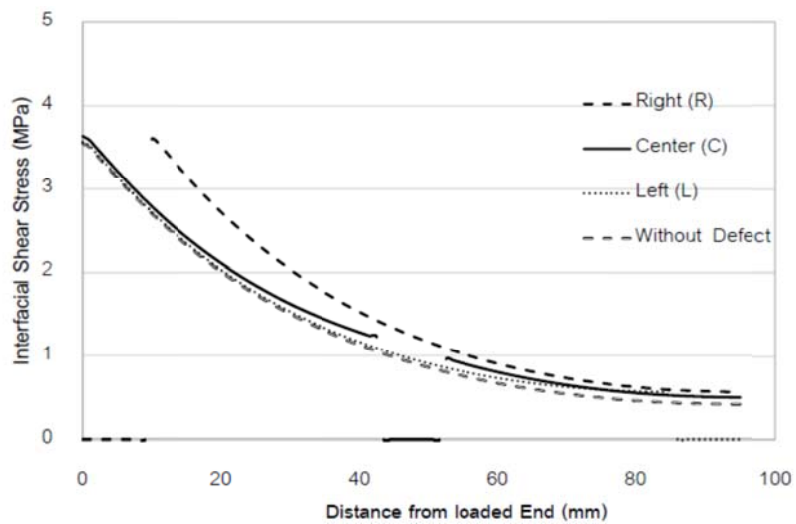
4.3.4 ผลของตำแหน่งของข้อบกพร่องที่มีต่อพฤติกรรมของรอยต่อ

ในงานวิจัยนี้มีการเปรียบเทียบถึงตำแหน่งของข้อบกพร่องที่ส่งต่อพฤติกรรมของคอนกรีตที่เสริมกำลังด้วย FRP ซึ่งตำแหน่งของช่องว่างดังแสดงในรูปที่ 70 โดยแบ่งเป็นกรณีที่มีช่องว่างที่ระยะเท่ากับ 0 (Right, R) กรณีที่มีช่องว่างที่ระยะเท่ากับ $L_f/4$ กรณีที่มีช่องว่างอยู่ตรงกลาง (C) กรณีที่มีช่องว่างที่ระยะเท่ากับ $3L_f/4$ และกรณีที่มีช่องว่างที่ระยะเท่ากับ L_f (Left, L)

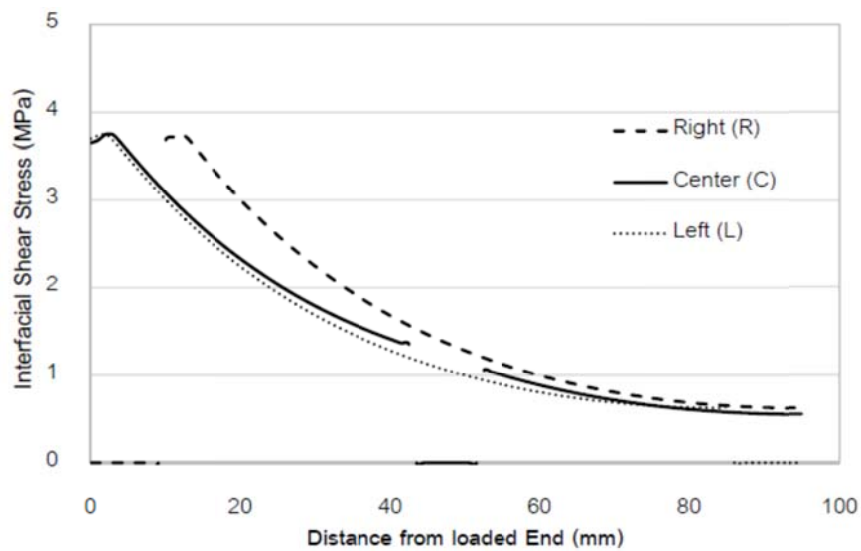
จากแบบจำลอง B_10_R , B_10_ $L_f/2$ และ B_10_L เมื่อมีแรงกระทำเท่ากับ 3.0, 3.3, 3.8 และ 4.7 kN พฤติกรรมของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 71-74 ตามลำดับ จากรูปที่ 71-74 แสดงให้เห็นว่าที่แรงกระทำเท่ากัน พฤติกรรมรอยต่อของ B_10_R และ B_10_L จะคล้ายกันเนื่องจากความยาวของรอยต่อสุทธิขนาดเท่ากัน ส่วน B_10_C จะมีค่าหน่วยแรงเฉือนมากกว่า B_10_R และ B_10_L เนื่องจากมีช่องว่างที่อยู่ตรงกลางทำให้ประสิทธิภาพของรอยต่อลดลง ส่วนรูปที่ 71 แสดงให้เห็นว่าที่แรงกระทำเท่ากัน พฤติกรรมรอยต่อของ B_10_R และ B_10_L จะใกล้เคียงกับ B_0_0



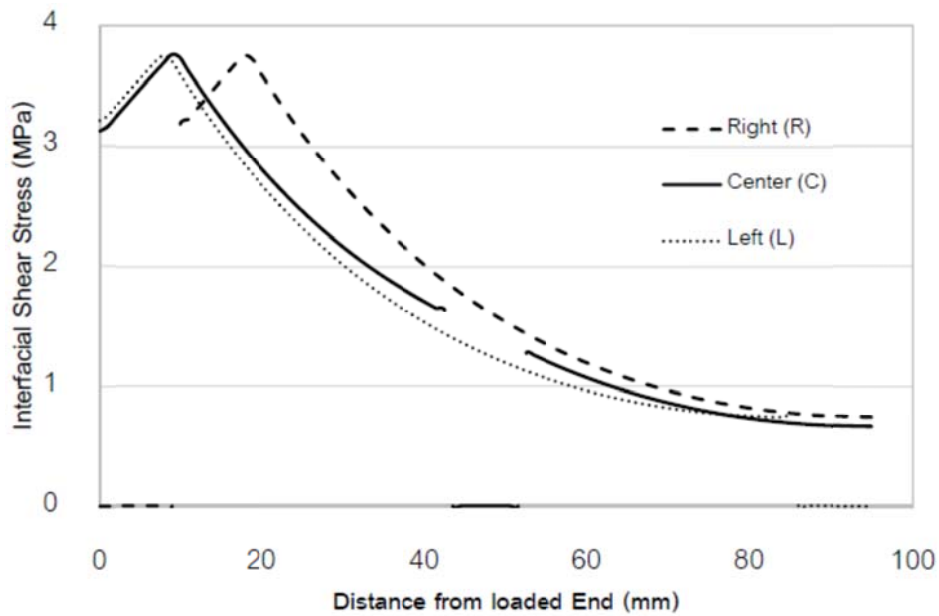
รูปที่ 70 ตำแหน่งของข้อบกพร่อง



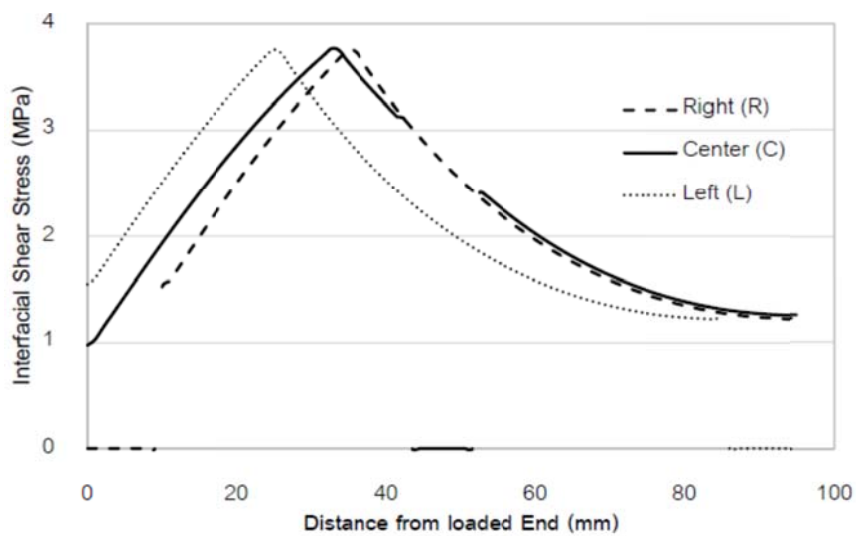
รูปที่ 71 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ของแบบจำลอง B_0_0, B_10_R , B_10_C และ B_10_L ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ 3.0 kN



รูปที่ 72 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ของแบบจำลอง B_0_0, B_10_R , B_10_C และ B_10_L ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ 3.3 kN



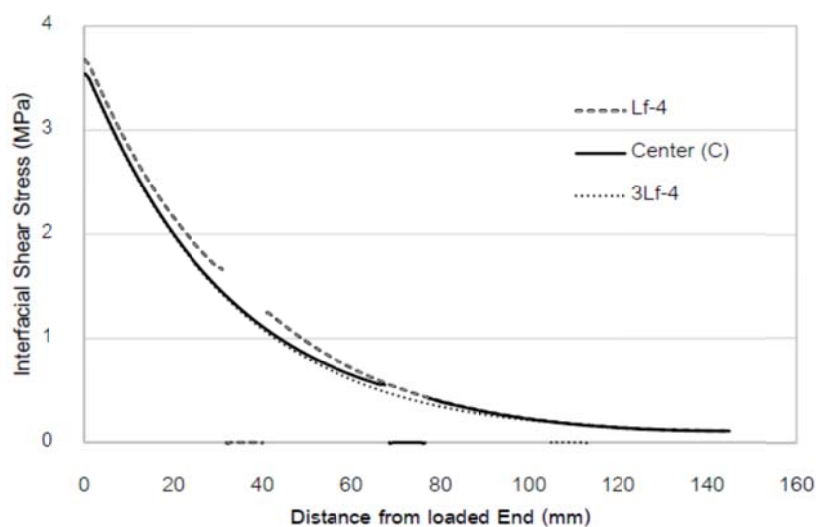
รูปที่ 73 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ของแบบจำลอง B_0_0, B_10_R , B_10_C และ B_10_L ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ 3.8 kN



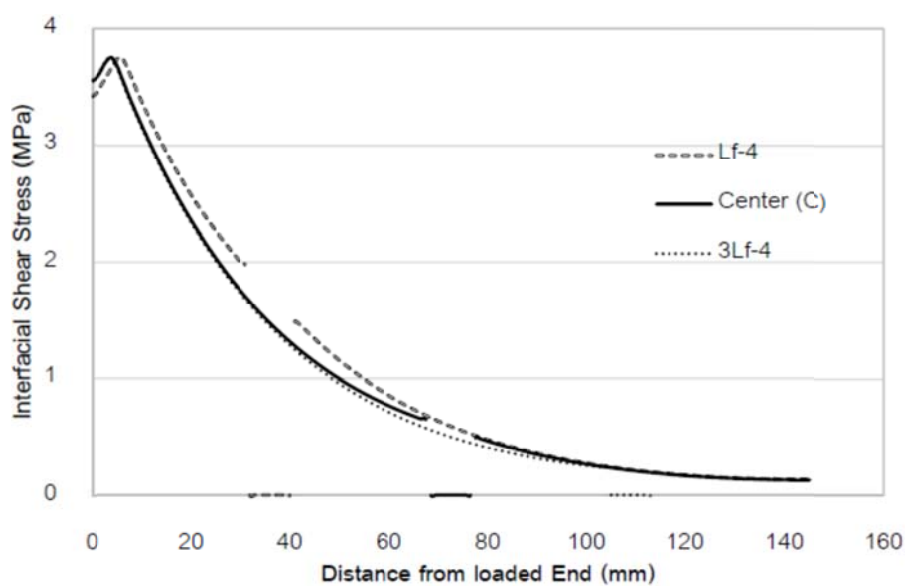
รูปที่ 74 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ของแบบจำลอง B_0_0, B_10_R , B_10_C และ B_10_L ภายใต้แรงกระทำเท่ากับ 4.7 kN

จากแบบจำลอง D_10_ L_f /4, D_10_C และ D_10_3 L_f /4 เมื่อมีแรงกระทำเท่ากับ 3.0, 3.5, 4.5 และ 4.8 kN พฤติกรรมของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 75-78 ตามลำดับ จากรูปที่ 75-78 แสดงให้เห็นว่าที่แรงกระทำเท่ากัน และตำแหน่งความยาวของรอยต่อเดียวกัน D_10_ L_f /4 จะมี

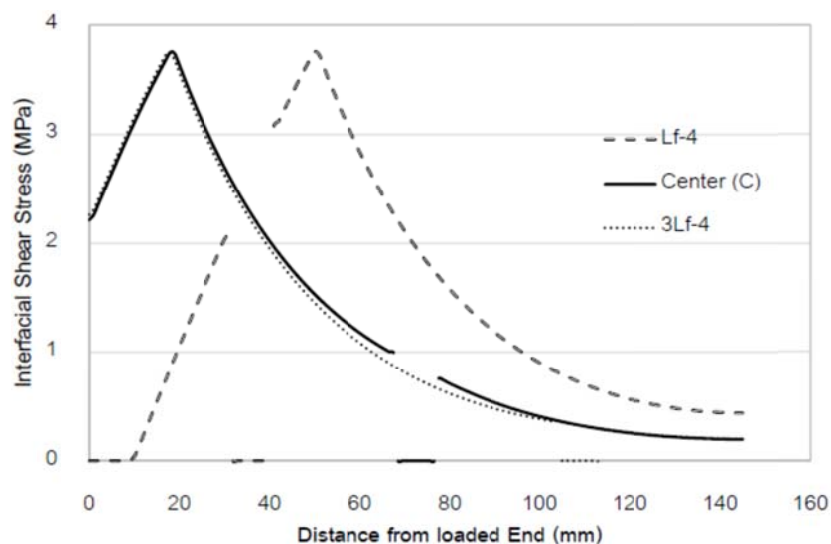
ค่าแรงเฉือนมากกว่า D_10_C และ D_10_3L_f/4 เนื่องจาก D_10_L_f/4 นั้นมีตำแหน่งของช่องว่างใกล้กับแรงที่กระทำกับ FRP และเกิดการหลุดลอกก่อน D_10_D และ D_10_3L_f/4



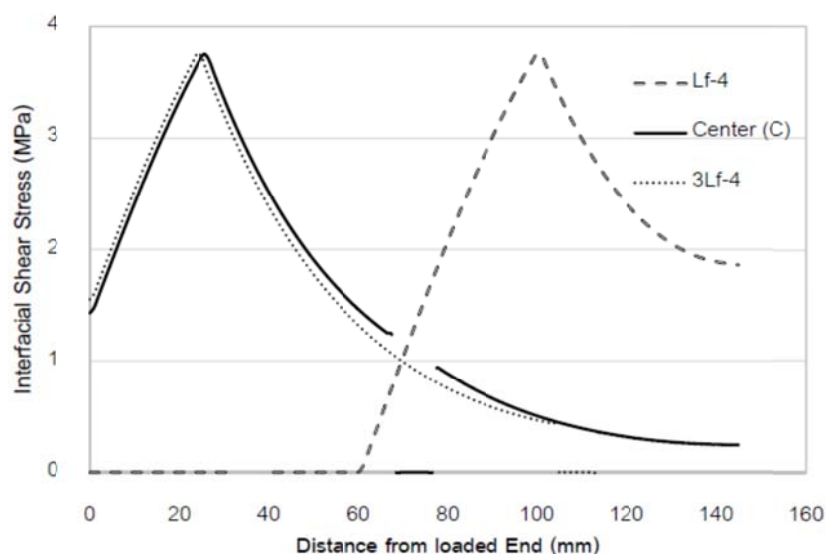
รูปที่ 75 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ของแบบจำลอง D_10_L_f/4, D_10_C และ D_10_3L_f/4 ภายใต้แรงกระทำเท่า 3.0 kN



รูปที่ 76 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ของแบบจำลอง D_10_L_f/4, D_10_C และ D_10_3L_f/4 ภายใต้แรงกระทำเท่า 3.5 kN



รูปที่ 77 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตของแบบจำลอง D_10_ L_f /4, D_10_ C และ D_10_ 3L_f /4 ภายใต้แรงกระทำเท่า 4.5 kN

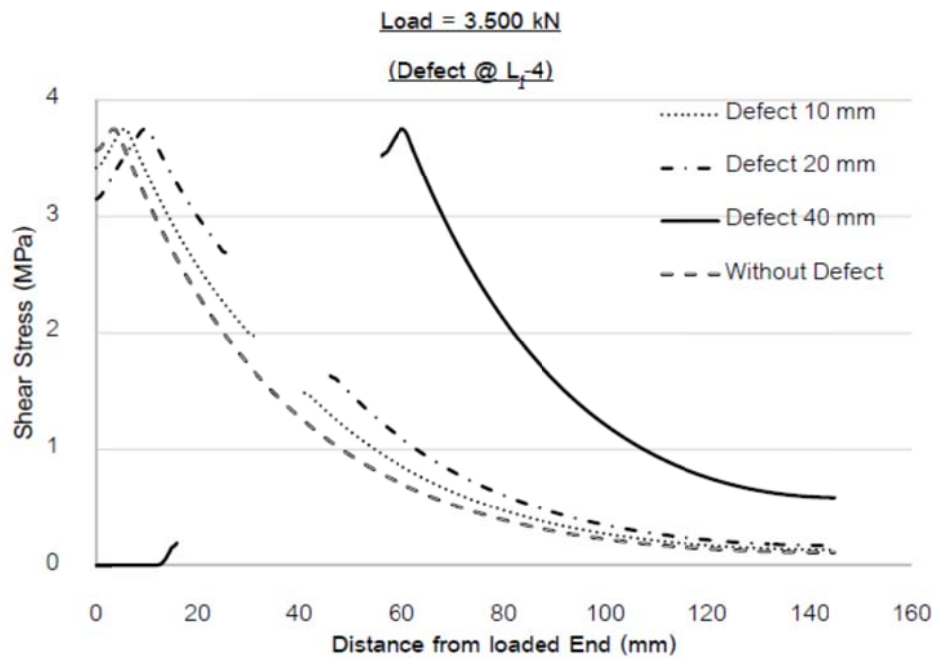


รูปที่ 78 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตของแบบจำลอง D_10_ L_f /4, D_10_ C และ D_10_ 3L_f /4 ภายใต้แรงกระทำเท่า 4.8 kN

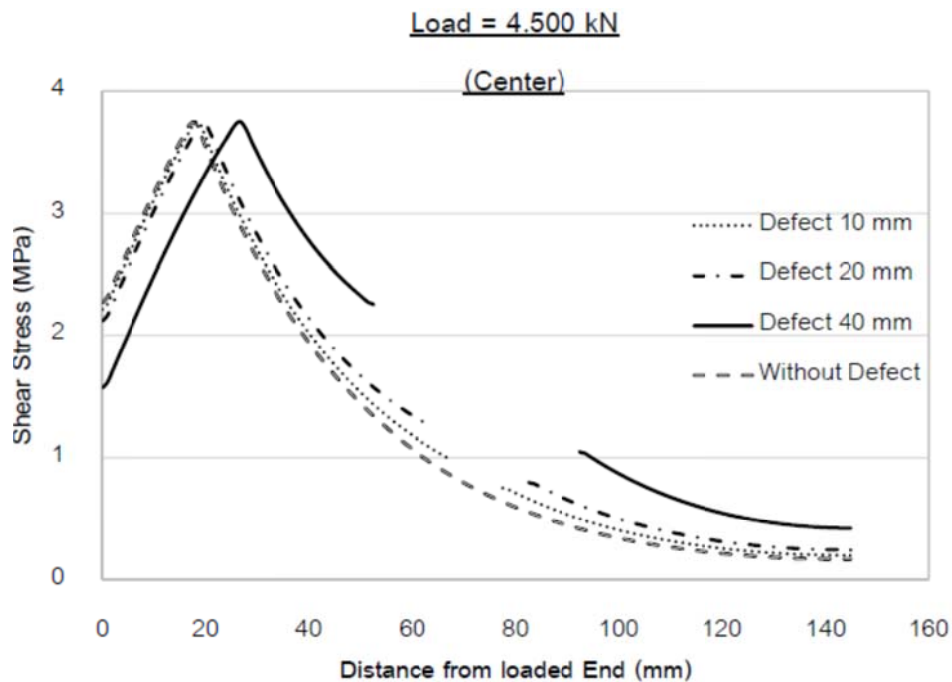
4.3.5 ผลของขนาดของข้อบกพร่องที่มีต่อพฤติกรรมของรอยต่อ

ในงานวิจัยนี้มีการเปรียบเทียบถึงขนาดของช่องว่างที่ส่งต่อพฤติกรรมของคอนกรีตที่เสริมกำลังด้วย FRP หากขนาดช่องว่างขนาดต่างกันจะส่งผลกระทบอย่างไรต่อพฤติกรรมของรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP ซึ่งขนาดของช่องว่างที่ศึกษามีขนาดเท่ากับ 10, 20 และ 40 mm

แบบจำลอง D_0_0, D_10_L/4, D_20_L/4 และ D_40_L/4 เมื่อมีแรงกระทำเท่ากับ 3.5 kN พฤติกรรมของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 79 และแบบจำลอง D_0_0, D_10_C, D_20_C และ D_40_C เมื่อมีแรงกระทำเท่ากับ 4.5 kN พฤติกรรมของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 80



รูปที่ 79 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตของแบบจำลอง D_0_0, D_10_L/4, D_20_L/4 และ D_40_L/4 ภายใต้แรงกระทำเท่า 3.5 kN



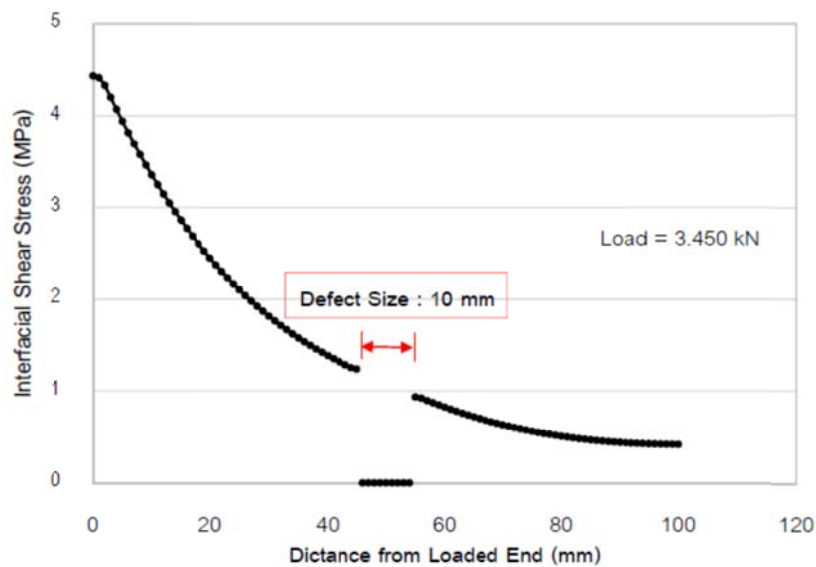
รูปที่ 80 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตของแบบจำลอง D_0_0, D_10_L/4, D_20_L/4 และ D_40_L/4 ภายใต้แรงกระทำเท่า 4.5 kN

จากรูปที่ 79 และ 80 จะเห็นได้ว่าขนาดของช่องว่างมีผลกระทบต่อการแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต กล่าวคือเมื่อขนาดของข้อบกพร่องมีขนาดใหญ่ขึ้น ค่าหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อที่ตำแหน่งเดียวกันมีค่าเพิ่มมากขึ้น และจะเกิดการหลุดลอก (Debonding) ก่อน เนื่องจากความยาวของรอยต่อสุทธิจะมีค่าลดลงเมื่อขนาดของข้อบกพร่องมีขนาดใหญ่ขึ้น

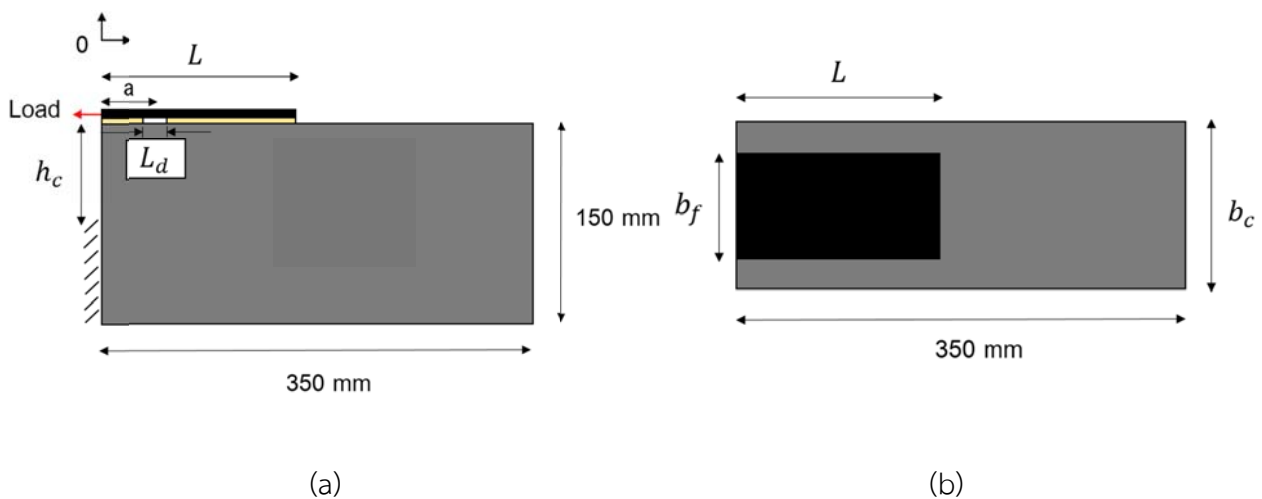
4.3.6 ผลของข้อบกพร่องที่มีต่อกำลังที่การแตกร้าวในรอยต่อ (Softening Load, P_s) และกำลังยึดเหนี่ยว (Bond Strength, P_u)

ค่ากำลังก่อนการแตกร้าวในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (Softening Load, P_s) คือ ค่าของแรงกระทำมากที่สุดที่กระทำแล้วรอยตอยังคงมีพฤติกรรมเป็นแบบอีลาสติก (Elastic) ซึ่งเมื่อเพิ่มขนาดของแรงกระทำให้เกินค่า P_s จะส่งผลให้เกิดความเสียหายในรอยต่อในรูปแบบของรอยแตกร้าวเส้นผม (Hair-line Crack) ในอีพอกซีหรือรอยแตกร้าวในชั้นคอนกรีตที่ใกล้กับรอยต่อเนื่องจากแรงเฉือน ค่าของ P_s หาได้จากการวิเคราะห์การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 81 โดยที่แกน y คือ หน่วยแรงเฉือนของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (ค่าแรงที่กระทำกับ FRP นั้น เป็นค่าที่ทำให้

แรงเฉือนเริ่มเกิดช่วง Softening) และ แกน x คือ ตำแหน่งในรอยต่อซึ่งนับเริ่มจากปลาย FRP ด้านที่มีแรงกระทำ ($x = 0$) ตามรูปที่ 82



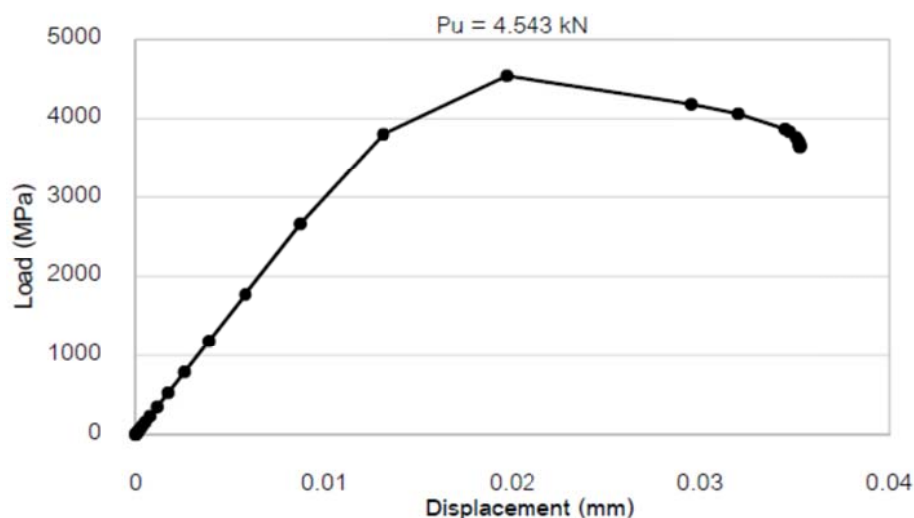
รูปที่ 81 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตของแบบจำลอง F_10_C ซึ่งมีค่า $P_s = 3.45$ kN



รูปที่ 82 ตัวอย่างแบบจำลองที่ใช้ศึกษา (a) มุมมองด้านข้าง (b) มุมมองด้านบน โดยที่ L_f = ความยาวของ FRP, L_d = ขนาดของช่องว่าง, b_c = ความกว้างของคอนกรีต, b_f = ความกว้างของ FRP, h_c = ความสูงของคอนกรีตช่วงที่ไม่มีแรงกระทำ, และ a = ตำแหน่งจุดกึ่งกลางของข้อบกพร่อง (วัดจากปลาย FRP ที่มีแรงกระทำ)

รูปที่ 81 แสดงการแจกแจงหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตของแบบจำลอง F_10_C ภายใต้แรงดึง 3.45 kN ที่ตำแหน่งห่างจากปลาย FRP ที่ระยะ 100 mm ค่าหน่วยแรงเฉือนของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (Interfacial Shear Stress) ไม่เท่ากับศูนย์ เนื่องจากความยาวของรอยต่อน้อยกว่าความยาวประสิทธิภาพของรอยต่อหรือ Effective Bond Length (L_e) และในตำแหน่งที่มีช่องว่างค่าหน่วยแรงเฉือนของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต จะเท่ากับ 0 จากรูปที่ 81 จะเห็นได้ว่าภายใต้แรงดึงขนาด 3.45 kN จะเกิดค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดในรอยต่อที่ตำแหน่ง $x = 0$ ($\tau = \tau_m$) ดังนั้น P_s สำหรับแบบจำลองนี้จะเท่ากับ 3.45 kN

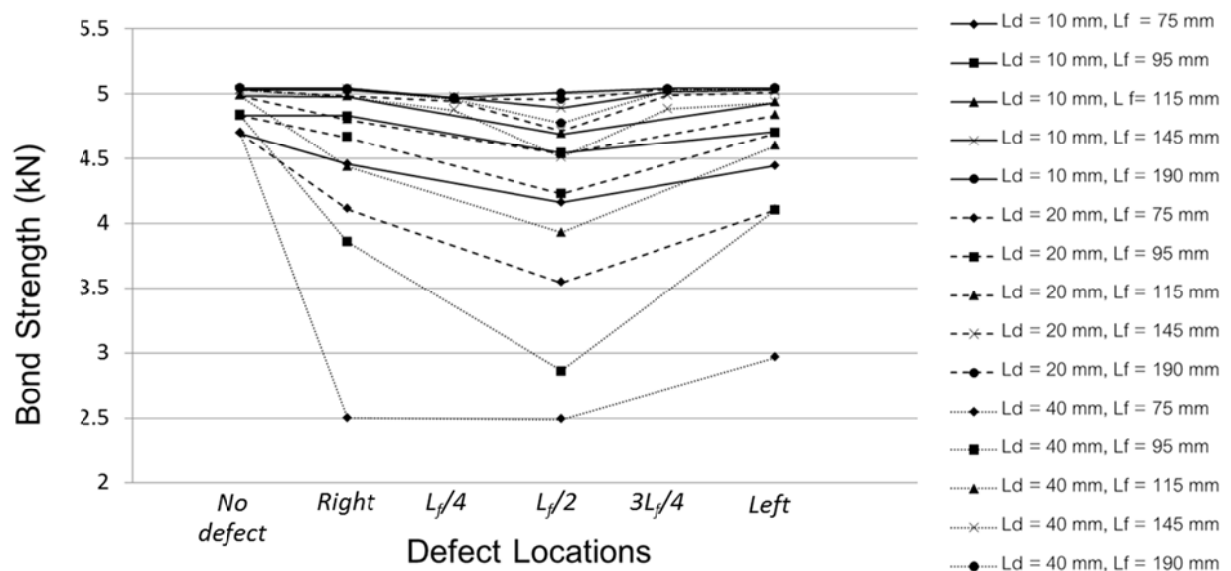
ค่า P_u หาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่ใช้ดึง FRP และระยะการเคลื่อนที่ของ FRP ณ จุดที่มีการดึง FRP ดังแสดงในรูปที่ 83 โดย P_u จะเท่ากับค่าแรงดึงมากที่สุดที่ระบบเสริมกำลังรับได้ก่อนเกิดการหลุดลอกของ FRP (Debonding) ค่า P_u รูปที่ 83 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลาย FRP (แกน y) และระยะการเคลื่อนที่ของ FRP ณ จุดที่มีแรงกระทำ FRP (แกน x) ของแบบจำลอง B_10_C โดยที่กราฟส่วนแรกเป็นเส้นตรงและจะเริ่มเป็นเส้นโค้ง (Non-linear) เมื่อแรงกระทำเท่ากับ P_s ค่าแรงดึงสูงสุด คือ $P_u = 4.543$ kN



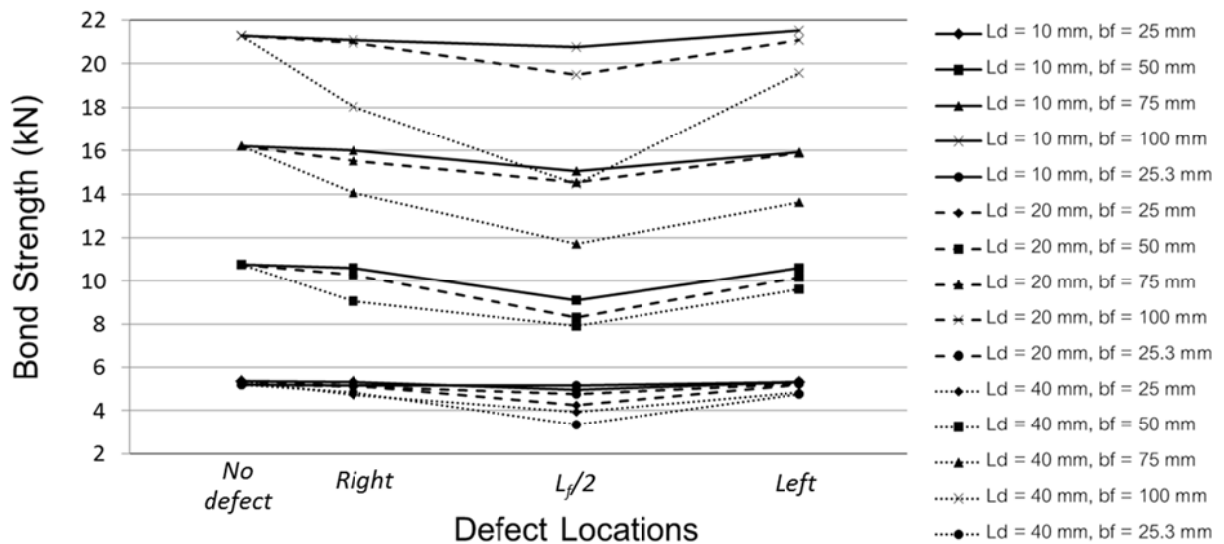
รูปที่ 83 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลาย FRP และระยะการเคลื่อนที่ของ FRP ณ จุดที่มีแรงกระทำ FRP ของแบบจำลอง B_10_C ซึ่งค่า $P_u = 4.543$ kN

การเกิดขึ้นของข้อบกพร่องในตัวอย่างคอนกรีตที่มีการเสริมกำลังด้วยแผ่น FRP นั้น ส่งผลให้แรงกระทำก่อนความเสียหายในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (Softening Load, P_s) และกำลังยึดเหนี่ยว

(Ultimate Load, P_u) มีแนวโน้มที่ลดลง ดังแสดงในตารางที่ A ในภาคผนวก ซึ่งแสดงให้เห็นว่าเมื่อเพิ่มอัตราส่วนความกว้างของ FRP ต่อคอนกรีต (b_f/b_c) และความยาวรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (L_f) จะส่งผลให้ค่า P_s และ P_u มีค่าเพิ่มมากขึ้น แต่นี้ค่า P_s และ P_u มีค่าลดลงเมื่อมีข้อบกพร่องเกิดขึ้นในรอยต่อระหว่างแผ่น FRP และผิวคอนกรีต โดยเมื่อช่องว่างมีขนาดใหญ่ขึ้น (ช่องว่างขนาด 10 mm, 20 mm และ 40 mm) ค่า P_s และ P_u จะมีค่าลดลงตามลำดับ เนื่องจากความยาวรอยต่อ FRP และคอนกรีตโดยรวมลดลง นอกจากนี้ตำแหน่งของข้อบกพร่องมีผลต่อค่า P_s และ P_u โดยที่ช่องว่างที่อยู่ตรงกลางของรอยต่อจะส่งผลให้ค่า P_s และ P_u ลดลงได้มากกว่าช่องว่างที่อยู่ใกล้กับขอบทางขวาและทางซ้ายของรอยต่อ เช่น แบบจำลอง C_40_C มีค่า P_u เท่ากับ 3.927 kN ซึ่งค่าน้อยกว่า C_40_R และ C_40_L ซึ่งมีค่า P_u เท่ากับ 4.435 kN และ 4.595 kN ตามลำดับ เนื่องจากตำแหน่งข้อบกพร่องที่อยู่ตรงกลาง มีผลให้ค่าของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อมีความไม่ต่อเนื่อง ซึ่งรอยต่ออยู่ในตำแหน่งที่มีค่าหน่วยแรงเฉือนสูงก็จะมีค่ากำลังยึดเหนี่ยวลดลง จึงส่งผลให้ค่า P_u นั้นลดลง ส่วนช่องว่างที่อยู่ทางริมขวาหรือริมซ้ายนั้น ที่มีค่า P_u มากกว่าเพราะรอยต่อระหว่างแผ่น FRP และผิวคอนกรีตต่อเนื่อง เช่นเดียวกับค่าของ P_s แบบจำลอง C_40_C มีค่า P_s เท่ากับ 3.0 kN ซึ่งมีค่าน้อยกว่า C_40_R และ C_40_L ซึ่งมีค่า P_s เท่ากับ 3.18 kN และ 3.20 kN ส่วนตำแหน่งช่องว่างที่อยู่ใกล้ด้านที่มีแรงกระทำกับ FRP จะมีค่า P_s น้อยที่สุด เช่น E_40_L/4 มีค่า P_s เท่ากับ 2.85 kN ส่วน D_40_R, E_40_C, E_40_3L/4 และ D_40_L มีค่า P_s เท่ากับ 3.3, 3.25, และ 3.3 kN ตามลำดับ เนื่องจากลักษณะการวิบัติของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตจะเริ่มจากด้านที่มีแรงกระทำ



รูปที่ 84 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังยึดเหนี่ยว ความยาวของรอยต่อและขนาดข้อบกพร่อง



รูปที่ 85 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังยึดเหนี่ยว ความกว้างของรอยต่อและขนาดข้อบกพร่อง

รูปที่ 84 เปรียบเทียบกำลังยึดเหนี่ยวที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองที่มีความยาวรอยต่อและขนาดของข้อบกพร่องในรอยต่อต่างๆกัน ($f'_c = 23$ MPa, $b_c = 150$ มม. $b_f = 25$ มม. และ $h_c = 5$ มม.) เห็นได้ว่ากำลังยึดเหนี่ยวลดลงมากที่สุดกรณีที่ข้อบกพร่องมีขนาด 40 มม. และมีตำแหน่งอยู่ที่กึ่งกลางของรอยต่อ ซึ่งสอดคล้องกับลักษณะการแจกแจงของหน่วยแรงในรอยต่อที่มีข้อบกพร่อง กล่าวคือ กำลังยึดเหนี่ยวของระบบเสริมกำลังจะลดลงเมื่อข้อบกพร่องมีขนาดใหญ่และอยู่ในบริเวณที่หน่วยแรงเฉือนมีแนวโน้มที่จะมีค่าสูง นอกจากนี้สังเกตได้ว่าผลกระทบของข้อบกพร่องจะชัดเจนกว่าในกรณีที่ความยาวรอยต่อ (L_f) มีค่าน้อยกว่าความยาวประสิทธิภาพมาก ส่วนข้อบกพร่องที่มีตำแหน่งอยู่ที่ปลายสุดทั้งสองด้านของรอยต่อจะไม่มีผลต่อกำลังยึดเหนี่ยวต่างกันมากนัก เนื่องจากพื้นที่รอยต่อโดยรวมนั้นยังมีค่าเท่ากัน รูปที่ 85 เปรียบเทียบกำลังยึดเหนี่ยวที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองที่มีความกว้างรอยต่อและขนาดของข้อบกพร่องในรอยต่อต่างๆกัน ($f'_c = 27.1$ MPa, $b_c = 150$ มม. $L_f = 100$ มม. และ $h_c = 120$ มม.) เห็นได้ว่ากำลังยึดเหนี่ยวมีแนวโน้มคล้ายกับรูปที่ 85 คือ กำลังยึดเหนี่ยวจะลดลงมากในกรณีที่ข้อบกพร่องขนาดใหญ่และอยู่บริเวณกึ่งกลางของรอยต่อ นอกจากนี้ร้อยละของกำลังยึดเหนี่ยวที่ลดลงจะเพิ่มขึ้นเมื่อความกว้างของ FRP ที่ใช้มากขึ้น หรืออาจกล่าวได้ว่าผลกระทบของข้อบกพร่องจะมากขึ้นในรอยต่อที่ใช้ FRP ที่มีความแข็งแกร่ง (Stiffness) มากกว่า

บทที่ 5 สรุป วิจัย และข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปและวิจารณ์

โครงการวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของข้อบกพร่อง ในรูปแบบของพื้นที่หลุดร่อนระหว่าง FRP และคอนกรีต ที่มีต่อพฤติกรรมทางกลและการวิบัติของคาน คสล. เสริมกำลังด้วย FRP จากผลการทดลองและผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีทางไฟไนต์อีลิเมนต์ของคาน คสล. เสริมกำลังด้วย FRP และของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตในตัวอย่างสำหรับ Single-lap Direct Shear Test สามารถสรุปผลได้ดังนี้

- ข้อบกพร่องขนาดต่างๆในคาน คสล. ที่เสริมกำลังด้วย FRP นั้น มีผลเพียงเล็กน้อยต่อกำลังต้านทานแรงดัดและความเหนียวของคาน คสล. ที่เสริมกำลังด้วย FRP โดยกำลังที่ได้จากสมการคำนวณออกแบบจะอยู่ในเกณฑ์ปลอดภัยเมื่อพิจารณาผลกระทบของข้อบกพร่องที่มีขนาดที่ได้ศึกษาในงานวิจัยนี้
- การเกิดข้อบกพร่องแบบพื้นที่หลุดร่อนระหว่าง FRP และคอนกรีตมีผลต่อการแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต ข้อบกพร่องที่มีขนาดใหญ่จะส่งผลให้หน่วยแรงเฉือนโดยรวมในรอยต่อมีค่าเพิ่มขึ้น เนื่องจากความยาวสุทธิของรอยต่อลดลง และข้อบกพร่องนั้นจะมีผลอย่างมีนัยสำคัญในกรณีที่รอยต่อมีความยาวสั้นกว่าความยาวประสิทธิภาพ
- ผลกระทบของข้อบกพร่องต่อกำลังยึดเหนียวของรอยต่อขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของ FRP ที่ใช้ ยิ่งความแข็งแรงมาก ก็จะส่งผลให้กำลังยึดเหนียวของรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP ลดลง
- กำลังยึดเหนียว (P_u) และแรงกระทำก่อนความเสียหาย (P_s) ของรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตขึ้นอยู่กับขนาด และตำแหน่งของข้อบกพร่องในรอยต่อ โดยในกรณีที่ข้อบกพร่องมีตำแหน่งเดียวกัน เมื่อขนาดของข้อบกพร่องใหญ่ขึ้น ค่าของ P_u และ P_s จะมีค่าลดลง ส่งผลให้รอยต่อมีประสิทธิภาพในการรับแรงเฉือนลดลง และในกรณีที่ข้อบกพร่องมีขนาดเท่ากัน ข้อบกพร่องที่อยู่ในช่วงที่มีการถ่ายเทแรงเฉือนระหว่าง FRP และคอนกรีตมากในรอยต่อ เช่น ใกล้กับตำแหน่งของ FRP ที่มีแรงดึงกระทำ หรือตำแหน่งที่เกิดรอยร้าวแรงดัดในคาน จะส่งผลให้ค่าของ P_u และ P_s จะมีค่าลดลง

- ดังนั้นในการออกแบบระบบเสริมกำลัง FRP ที่ต้องพิจารณากำลังต้านทานแรงเฉือนของรอยต่อ เช่น การเสริมกำลังต้านทานแรงดัดและการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนในคาน จะต้องพิจารณาความเป็นไปได้ของการเกิดข้อบกพร่องระหว่างการใช้งานระบบเสริมกำลัง

5.2 ข้อเสนอแนะ

จากการวิเคราะห์ทางไฟไนต์อีลิเมนต์แบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้นของคาน คสล. เสริมกำลังด้วย FRP พบว่าการหลุดร่อนของ FRP นั้นจะเริ่มที่รอยร้าวที่เปิดกว้างในคอนกรีต แต่อย่างไรก็ดี การควบคุมหรือคาดการณ์ตำแหน่งและขนาดการเปิดกว้างของรอยร้าวเหล่านี้มีความซับซ้อนในตัวเอง และอาจมีผลต่อการวิเคราะห์ผลกระทบของข้อบกพร่องที่มีต่อการพิบัติแบบการหลุดร่อนของ FRP ด้วย ดังนั้นในอนาคตจึงควรออกแบบตัวอย่างทดสอบให้สามารถควบคุมจำนวนและตำแหน่งการเกิดรอยร้าวได้ เช่นการใส่รอยบากไปในตัวอย่างที่ตำแหน่งต่างๆ ซึ่งจะทำหน้าที่เหมือนเป็นรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดในคาน แล้วให้ตำแหน่งของข้อบกพร่องเทียบกับรอยบากเหล่านี้ นอกจากนี้ การวิเคราะห์ตัวอย่างแบบ Single-lap Shear ที่มีข้อบกพร่องนั้นควรจะต้องมีผลการทดลองรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตที่มีข้อบกพร่องมาเปรียบเทียบกับ ค่ากำลังยึดเหนี่ยว (Bond Strength) ที่ได้จากการวิเคราะห์ทางไฟไนต์อีลิเมนต์ และที่ได้จากการทดลอง อาจนำไปเป็นพื้นฐานในการสร้างสมการสำหรับคำนวณหรือประมาณค่าของกำลังยึดเหนี่ยวเมื่อมีข้อบกพร่องที่มีขนาดหรือตำแหน่งต่างๆกัน

บรรณานุกรม

1. Buyukozturk, O. and B. Hearing, *Failure Behavior of Precracked Concrete Beams Retrofitted with FRP*. Journal of Composites for Construction, 1998. **2**(3): p. 138-144.
2. Buyukozturk, O., O. Gunes, and E. Karaca, *Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites*. Construction and Building Materials, 2004. **18**(1): p. 9-19.
3. Gunes, O., O. Buyukozturk, and E. Karaca, *A fracture-based model for FRP debonding in strengthened beams*. Engineering Fracture Mechanics, 2009. **76**(12): p. 1897-1909.
4. NCHRP, *Report 514: Bonded Repair and Retrofit of Concrete Structures Using FRP Composites*. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP).
5. Kaiser, H., *Assessment of Defect Criticality and Non-destructive Monitoring of CFRP-rehabilitated Civil Structures*, in *Department of Structural Engineering*. 2002, University of California San Diego: La Jolla.
6. Seim, W., et al., *External FRP Poststrengthening of Scaled Concrete Slabs*. ASCE Journal of Composites for Construction, 2001. **5**(2): p. 67-75.
7. Kalayci, A.S., B. Yalim, and A. Mirmiran, *Effect of Untreated Surface Disbonds on Performance of FRP-Retrofitted Concrete Beams*. Journal of Composites for Construction, 2009. **13**(6): p. 476-485.
8. Guo, Y.C., et al., *Influence of hollow imperfections in adhesive on the interfacial bond behaviors of FRP-plated RC beams*. Construction and Building Materials, 2012. **30**: p. 597-606.
9. Yao, J., J.G. Teng, and J.F. Chen, *Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints*. Composites Part B: Engineering, 2005. **36**: p. 99-113.
10. Nakaba, K., et al., *Bond Behavior between Fiber-Reinforced Polymer Laminates and Concrete*. ACI Structural Journal, 2001. **98**(3).
11. Dai, J., T. Ueda, and Y. Sato, *Development of the Nonlinear Bond Stress-Slip Model of Fiber Reinforced Plastics Sheet-Concrete Interfaces with a Simple Method*. Journal of Composites for Construction, 2005. **9**: p. 52-62.
12. Ko, H., et al., *Development of a simplified bond stress-slip model for bonded FRP-concrete interfaces*. Construction and Building Materials, 2014. **68**: p. 142-157.

13. กรมโยธาธิการและผังเมือง. มยพ.1508-51: มาตรฐานการเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย พ.ศ. 2556.
14. Saenz, L.P., *Discussion of Paper by Desai P, Krishnan S. Equation for stress-strain curve of concrete.* Journal of ACI, Proc., 1964. **9**(61): p. 1229-1235.
15. Hordijk, D.A., *Local Approach to Fatigue of Concrete.* 1991, Delft University of Technology.
16. ABAQUS, *User's Manual.* 2010: ABAQUS, Inc. Providence, RI.
17. Hilber, H.M., *Analysis and Design of Numerical Integration Methods in Structural Dynamics.* 1976, University of California, Berkeley, California.
18. Chen, G.M., J.G. Teng, and J.F. Chen, *Finite-Element Modeling of Intermediate Crack Debonding in FRP-Plated RC Beams.* Journal of Composites for Construction, 2011. **15**(3): p. 339-353.

Output จากโครงการวิจัยที่ได้รับทุนจาก สกว.

1. ผลงานตีพิมพ์

1.1 บทความในเรื่องสืบเนื่องงานประชุมวิชาการระดับนานาชาติ “8th International Conference on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites in Civil Engineering (CICE 2016)”

C. Tuakta and C. Yoopom, 2016, “Defect Criticality in FRP/Concrete Bond Joint – Finite Element Study,” Proceedings of Eighth International Conference on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites in Civil Engineering, organized by International Institute for FRP in Construction (IIFC), December 14-16, 2016, Hong Kong, China, pp. 73-78, 1488 pages. (ดูภาคผนวก ข1)

1.2 บทความในเรื่องสืบเนื่องงานประชุมวิชาการระดับชาติ “การประชุมคอนกรีตประจำปีครั้งที่ 11”

K. Srikongsri and C. Tuakta, 2016, “Debonding Behavior in CFRP-Strengthened RC Beams by Cohesive Zone Model,” Proceedings of the Annual Concrete Conference 11, organized by Thailand Concrete Association, February 17-19, 2016, Nakhon Ratchasima, pp. REP 23-28, 508 pages. (ดูภาคผนวก ข2)

2. การนำผลงานวิจัยไปใช้ประโยชน์เชิงวิชาการ

2.1 การพัฒนาการเรียนการสอน

ใช้ข้อมูลที่ได้จากโครงการวิจัยในการพัฒนาเนื้อหารายวิชา 01229563 พฤติกรรมโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและวัสดุประกอบ

2.2 การสร้างนักวิจัยใหม่

บัณฑิตระดับปริญญาโทสำเร็จการศึกษาโดยมีหัวข้อวิทยานิพนธ์เกี่ยวข้องกับโครงการวิจัยนี้ 2 คน ได้แก่

ก. นางสาวชญาภา อยู่ป้อม หัวข้อวิทยานิพนธ์ “ผลกระทบของข้อบกพร่องที่มีต่อกำลังยึดเหนี่ยวของระบบเสริมกำลัง FRP ระดับกลาง – การศึกษาด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์”

ข. นางสาวกมลชนก ศรีคงศรี หัวข้อวิทยานิพนธ์ “การวิเคราะห์พฤติกรรมการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP โดย Cohesive Zone Modeling”

ภาคผนวก ก ผลจากการจำลองพฤติกรรมรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP

ตารางที่ ก กำลังยึดเหนี่ยว (P_u) และแรงกระทำก่อนรอยแตกกว้างในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (P_s)

กลุ่ม	แบบจำลอง	f'_c (MPa)	b_c (mm)	b_f (mm)	L_f (mm)	h_c (mm)	P_s (kN)	P_u (kN)
A	A_0_0	23	150	25	75	5	3.200	4.693
	A_10_R						3.100	4.455
	A_10_C						3.050	4.158
	A_10_L						3.150	4.442
B	B_0_0	23	150	25	95	5	3.300	4.833
	B_10_R						3.250	4.830
	B_10_C						3.100	4.543
	B_10_L						3.250	4.705
C	C_0_0	23	150	25	115	5	3.350	4.984
	C_10_R						3.300	4.979
	C_10_C						3.200	4.689
	C_10_L						3.300	4.933
D	D_0_0	23	150	25	145	5	3.380	5.027
	D_10_R						3.300	5.029
	D_10_L _f /4						3.200	4.970
	D_10_C						3.300	4.889
	D_10_3L _f /4						3.300	5.016
	D_10_L						3.320	5.027
E	E_0_0	23	150	25	190	5	3.400	5.044
	E_10_R						3.330	5.039
	E_10_L _f /4						3.280	4.972
	E_10_C						3.310	5.008
	E_10_3L _f /4						3.330	5.041
	E_10_L						3.330	5.043

ตารางที่ ก (ต่อ) กำลังยึดเหนี่ยว (P_u) และแรงกระทำก่อนรอยแตกร้าวในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (P_s)

กลุ่ม	แบบจำลอง	f'_c (MPa)	b_c (mm)	b_f (mm)	L_f (mm)	h_c (mm)	P_s (kN)	P_u (kN)
F	F_0_0	27.1	150	25	100	120	3.600	5.381
	F_10_R						3.550	5.316
	F_10_C						3.450	4.963
	F_10_L						3.550	5.332
G	G_0_0	27.1	150	50	100	120	7.200	10.776
	G_10_R						7.100	10.613
	G_10_C						6.950	9.095
	G_10_L						7.150	10.626
H	H_0_0	27.1	150	75	100	120	11.200	16.202
	H_10_R						10.900	16.014
	H_10_C						10.650	15.054
	H_10_L						11.000	15.916
I	I_0_0	27.1	150	100	100	120	14.700	21.281
	I_10_R						14.500	21.073
	I_10_C						14.500	20.776
	I_10_L						14.600	21.542
J	J_0_0	27.1	100	25.3	100	120	3.700	5.199
	J_10_R						3.600	5.171
	J_10_C						3.600	5.169
	J_10_L						3.600	5.338

ตารางที่ ก (ต่อ) กำลังยึดเหนี่ยว (P_u) และแรงกระทำก่อนรอยแตกร้าวในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (P_s)

กลุ่ม	แบบจำลอง	f'_c (MPa)	b_c (mm)	b_f (mm)	L_f (mm)	h_c (mm)	P_s (kN)	P_u (kN)
A	A_0_0	23	150	25	75	5	3.200	4.693
	A_20_R						3.050	4.108
	A_20_C						2.880	3.542
	A_20_L						3.050	4.102
B	B_0_0	23	150	25	95	5	3.300	4.833
	B_20_R						3.200	4.663
	B_20_C						3.080	4.224
	B_20_L						3.250	4.693
C	C_0_0	23	150	25	115	5	3.350	4.984
	C_20_R						3.250	4.799
	C_20_C						3.180	4.534
	C_20_L						3.260	4.833
D	D_0_0	23	150	25	145	5	3.380	5.027
	D_20_R						3.250	4.979
	D_20_L _f /4						2.960	4.945
	D_20_C						3.250	4.711
	D_20_3L _f /4						3.280	4.987
	D_20_L						3.300	5.012
E	E_0_0	23	150	25	190	5	3.400	5.044
	E_20_R						3.280	5.039
	E_20_L _f /4						3.150	4.962
	E_20_C						3.280	4.958
	E_20_3L _f /4						3.310	5.038
	E_20_L						3.320	5.042

ตารางที่ ก (ต่อ) กำลังยึดเหนี่ยว (P_u) และแรงกระทำก่อนรอยแตกร้าวในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (P_s)

กลุ่ม	แบบจำลอง	f'_c (MPa)	b_c (mm)	b_f (mm)	L_f (mm)	h_c (mm)	P_s (kN)	P_u (kN)
F	F_0_0	27.1	150	25	100	120	3.600	5.381
	F_20_R						3.490	5.179
	F_20_C						3.400	4.235
	F_20_L						3.510	5.224
G	G_0_0	27.1	150	50	100	120	7.200	10.776
	G_20_R						7.080	10.297
	G_20_C						6.900	8.310
	G_20_L						7.100	10.176
H	H_0_0	27.1	150	75	100	120	11.200	16.202
	H_20_R						10.450	15.517
	H_20_C						10.500	14.551
	H_20_L						10.800	15.875
I	I_0_0	27.1	150	100	100	120	14.700	21.281
	I_20_R						14.100	20.954
	I_20_C						14.000	19.519
	I_20_L						14.450	21.073
J	J_0_0	27.1	100	25.3	100	120	3.700	5.199
	J_20_R						3.550	5.144
	J_20_C						3.460	4.769
	J_20_L						3.570	5.250

ตารางที่ ก (ต่อ) กำลังยึดเหนี่ยว (P_u) และแรงกระทำก่อนรอยแตกร้าวในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (P_s)

กลุ่ม	แบบจำลอง	f'_c (MPa)	b_c (mm)	b_f (mm)	L_f (mm)	h_c (mm)	P_s (kN)	P_u (kN)
A	A_0_0	23	150	25	75	5	3.200	4.693
	A_40_R						2.550	2.499
	A_40_C						2.250	2.489
	A_40_L						2.560	2.962
B	B_0_0	23	150	25	95	5	3.300	4.833
	B_40_R						3.050	3.860
	B_40_C						2.480	2.861
	B_40_L						3.050	4.102
C	C_0_0	23	150	25	115	5	3.350	4.984
	C_40_R						3.180	4.435
	C_40_C						3.000	3.927
	C_40_L						3.200	4.595
D	D_0_0	23	150	25	145	5	3.380	5.027
	D_40_R						3.250	4.978
	D_40_L _f /4						2.450	4.873
	D_40_C						3.180	4.507
	D_40_3L _f /4						3.280	4.881
	D_40_L						3.280	4.933
E	E_0_0	23	150	25	190	5	3.400	5.044
	E_40_R						3.300	5.037
	E_40_L _f /4						2.850	4.956
	E_40_C						3.250	4.772
	E_40_3L _f /4						3.300	5.027
	E_40_L						3.300	5.037

ตารางที่ ก (ต่อ) กำลังยึดเหนี่ยว (P_u) และแรงกระทำก่อนรอยแตกร้าวในรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีต (P_s)

กลุ่ม	แบบจำลอง	f'_c (MPa)	b_c (mm)	b_f (mm)	L_f (mm)	h_c (mm)	P_s (kN)	P_u (kN)
F	F_0_0	27.1	150	25	100	120	3.600	5.381
	F_40_R						3.400	4.723
	F_40_C						3.150	3.931
	F_40_L						3.420	4.833
G	G_0_0	27.1	150	50	100	120	7.200	10.776
	G_40_R						6.800	9.054
	G_40_C						6.300	7.892
	G_40_L						6.900	9.599
H	H_0_0	27.1	150	75	100	120	11.200	16.202
	H_40_R						10.250	14.055
	H_40_C						9.600	11.736
	H_40_L						10.500	13.615
I	I_0_0	27.1	150	100	100	120	14.700	21.281
	I_40_R						14.000	18.042
	I_40_C						12.850	14.477
	I_40_L						14.200	19.574
J	J_0_0	27.1	100	25.3	100	120	3.700	5.199
	J_40_R						3.450	4.862
	J_40_C						3.200	3.337
	J_40_L						3.500	4.782

โดยที่ L_f = ความยาวของ FRP, L_d = ขนาดของช่องว่าง, b_c = ความกว้างของคอนกรีต, b_f = ความกว้างของ FRP, h_c = ความสูงของคอนกรีตช่วงที่ไม่มีแรงกระทำ, และ a = ตำแหน่งจุดกึ่งกลางของข้อบกพร่อง (วัดจากปลาย FRP ที่มีแรงกระทำ)

ภาคผนวก ข บทความในเรื่องสืบเนื่องจากการประชุมวิชาการ

บทความ ข1

C. Tuakta and C. Yoopom, 2016, “Defect Criticality in FRP/Concrete Bond Joint – Finite Element Study,” Proceedings of Eighth International Conference on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites in Civil Engineering, organized by International Institute for FRP in Construction (IIFC), December 14-16, 2016, Hong Kong, China, pp. 73-78, 1488 pages.

DEFECT CRITICALITY IN FRP/CONCRETE BOND JOINT – A FINITE ELEMENT STUDY

C. Tuakta and C. Yoopom
Department of Civil Engineering, Kasetsart University,
Thailand, Email: fengcptu@ku.ac.th

ABSTRACT

Defects, such as debonded region at FRP/concrete interface, can occur over time in fiber-reinforced polymer (FRP) strengthening system in concrete structures. Limited numbers of researches have showed that the overall performance of reinforced concrete members strengthened with FRP can deteriorate due to the presence of defects. This can result in reduction of load capacity, stiffness, and durability, potentially causing premature failure, if not treated properly. This study investigated the effects of defect (or defect criticality) at bond level, using finite element analysis of specimens used in single-lap shear test. The defect was in the form of debonded region at FRP/concrete interface. The parameters included bond width and bond length, size and location of defect, and the compressive strength of concrete (f'_c). The results have showed that, in most cases, the distribution of interfacial shear stress and bond strength were affected by the presence of defects. Bond strength reduction was more pronounced in FRP/concrete bond joint with bond length smaller than the effective value or with higher FRP stiffness.

KEYWORDS

Defect criticality, bond strength, bond-slip relationship, FRP/concrete interface.

INTRODUCTION

Fiber reinforced polymer (FRP) composites have been increasingly used to enhance load capacity and improve serviceability of existing reinforced concrete (RC) members and structures in the last two decades. This is due to their advantages over other conventional strengthening materials, such as higher strength-to-weight ratio, corrosion resistance, and ease of installation. For flexural strengthening of RC beams, FRP material is externally bonded to the tension face of the RC member using adhesive, or embedded in concrete in case of near-surface mounted FRP rods. In spite of ample research on short-term mechanical behavior, this strengthening technique still cannot realize its full potential due to limited knowledge on its long-term durability and criticality of potential defect. Due to its composite nature, the effectiveness of the FRP strengthening system for flexure and shear depends on the performance of the FRP/concrete interface. However, defect in the form of debonded regions can exist at the FRP/concrete interface in flexurally and shear strengthened members as a result of poor construction, or subsequent physical damage and environmental degradation during its intended service life after rehabilitation. Limited numbers of studies have showed that the presence of defects can have detrimental effects on FRP-concrete systems (Seim *et al.* 2001, Karbhari and Navada 2008, Kalayci *et al.* 2009, Guo *et al.* 2012). This paper is aimed at gaining more understanding on the effect of defect on the FRP/concrete system at bond joint level using finite element analysis (FEA). The parameters included bond width and bond length, size and location of defect, and the compressive strength of concrete (f'_c).

METHODOLOGY

Bond-Slip Relationship for FRP/Concrete Interface

In simulating debonding failure of FRP/concrete bond joint in FEA, the relationship between shear stress (τ) and slip (s) in the FRP/Concrete interface can be described by a bond-slip model. Several forms of bond-slip model have been proposed in the past 10 years based on analysis of experimental results from fracture tests (Nakaba *et al.* 2001, Lu *et al.* 2005). The simplest form is a bi-linear bond-slip curve consisting of linear ascending and descending branches, which can be described by three parameters: maximum interfacial shear stress (τ_m), slip at maximum interfacial shear stress (s_0), and maximum slip (s_f) (Figure 1a). The linear ascending branch describes

the stress-slip relationship in elastic regime when $0 \leq s \leq s_0$, which is expressed by Eq. 1. In this regime, the bond joint will behave elastically until the interfacial shear stress and slip reach τ_m and s_0 , respectively. The linear descending branch or softening branch describes the behavior of damaged interface (due to micro-cracking and crazing in the adhesive) after shear slip exceeds s_0 . As the value of slip increases beyond s_0 , the interfacial shear stress decreases linearly according to Eq. 2. Debonding of the FRP/concrete bond joint takes place when $s > s_f$, after which the interfacial stress becomes zero, signifying the inability of the interface in the debonded region to transfer load between FRP and concrete.

$$\tau = \tau_m \left(\frac{s}{s_0} \right) \text{ for } 0 \leq s \leq s_0 \quad (1)$$

$$\tau = \tau_m - \frac{\tau_m(s - s_0)}{s_f - s_0} \text{ for } s_0 \leq s \leq s_f \quad (2)$$

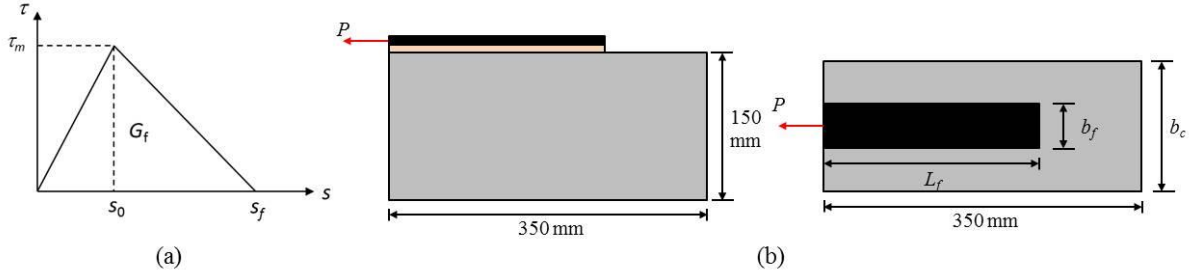


Figure 1 A typical bi-linear bond-slip relationship (a) and single-lap shear specimen (b)

Ko *et al.* (2014) have recently developed a bond-slip relationship for practical design purpose by calibrating the afore-mentioned model parameters using database of various single-lap shear and double-lap shear test results. According to Ko *et al.* (2014), the parameters for the bi-linear bond-slip model may be calculated from Eqs 3 through 5.

$$\tau_m = 0.165f'_c \quad (3)$$

$$s_0 = -0.001f'_c + 0.122 \quad (4)$$

$$s_f = -0.002f'_c + 0.302 \quad (5)$$

where f'_c is the compressive strength of concrete (MPa). The maximum interfacial shear stress and slip parameters are given in MPa and mm units. This study used the bond-slip relationship proposed by Ko *et al.* (2014) to simulate the debonding behavior of the CFRP/concrete interface.

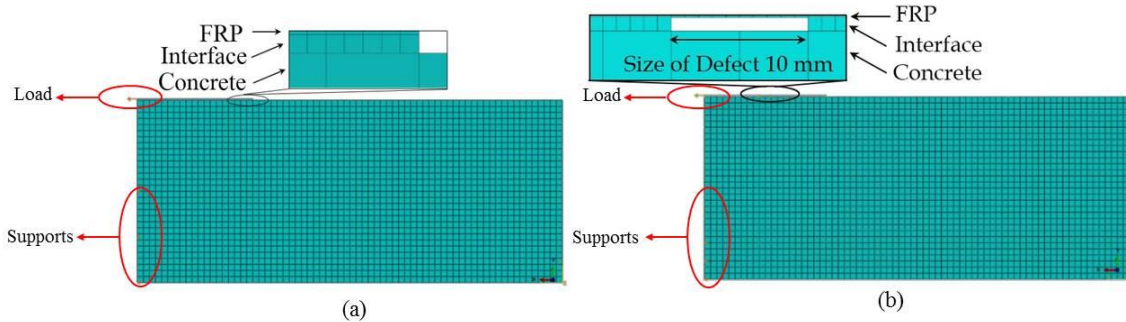


Figure 2 FE models without defect (a) and with defect of size 10 mm at midpoint in bond (b)

Finite Element Model of Single-lap Shear Test Specimen

In this study, 2-dimensional FE models of FRP/concrete bond joint were constructed based on the specimens in single-lap shear test conducted by Yao *et al.* (2005). Figure 1b shows the schematic representation of single-lap shear test, and Figure 2 shows the FE models with and without defect. The models consisted of 4-node plane-stress elements (CPS4) for concrete block and FRP plate, and 4-node cohesive elements for interface layer (COH2D4). Note that various tests have shown that failure in FRP/concrete bond joint is mainly in the form of separation at concrete/adhesive interface with thin concrete layer remaining on adhesive surface. Therefore, the interface layer in the FE models with bond behavior governed by the specified bond-slip relationship will represent this failure zone in real specimens. The 4-node cohesive elements used in this study are capable of describing both normal (mode I) and shear (mode II) deformations as shown in Figure 3. The relationship between normal deformation (n) and normal stress (σ) can be specified by bi-linear relationship similar to the bond-slip relationship for shear behavior in Figure 1a (Eqs 1 and 2). However, since the interface in single-lap shear test mainly deforms

in shear, debonding by mode I fracture was prevented in the FE models by specifying a value of maximum normal stress σ_m significantly higher than the maximum interfacial shear strength τ_m (e.g. 2 orders of magnitude higher).

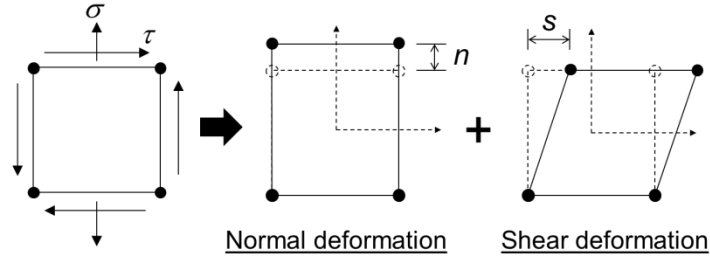


Figure 3 Possible deformations of 2-dimensional cohesive element

Both concrete and FRP used linear elastic material behavior, with compressive strengths of concrete equal to 23 and 27.1 MPa, and Young's modulus of FRP equal to 256 GPa. The Young's moduli of concrete (E_c) at the two strength levels were calculated according to the ACI Guideline (2008) to be 22.68 and 24.62 GPa, respectively. According to Eqs 3 and 4, the initial stiffness of the interface layer are 38.33 and 47.12 MPa/mm, and the maximum interfacial shear stress (τ_m) are 3.80 and 4.47 MPa, for the two concrete strength levels. Figure 4 compares bond strengths obtained from FEA (without defect) and from the experiment reported in Yao *et al.* (2005). It suggests that the proposed FE model could adequately simulate the strength and behavior of FRP/concrete interface in single-lap shear test.

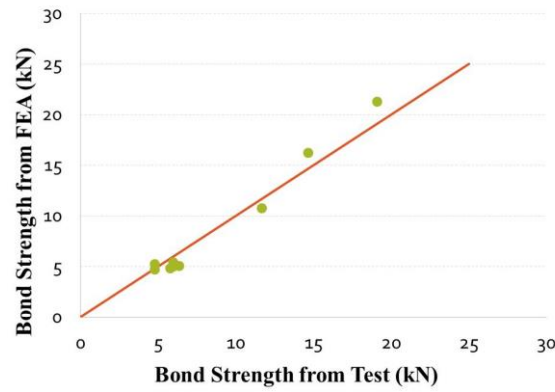


Figure 4 Comparison of FEA results and experimental results of perfect specimens reported in Yao *et al.* (2005)

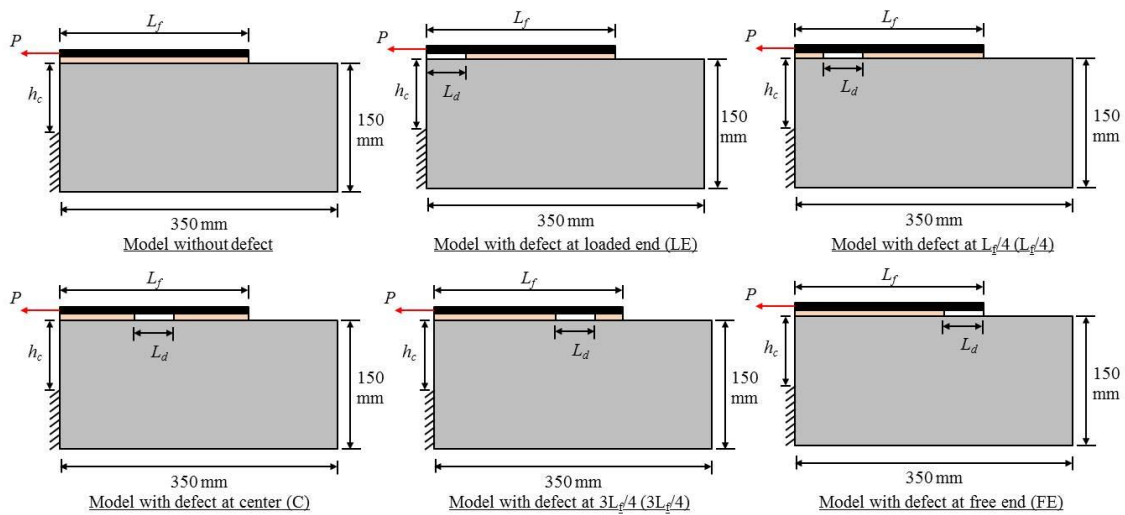


Figure 5 Schematic representation showing locations and sizes of defect in various models

In order to investigate the effect of defect, debonded region was inserted into the interface by omitting cohesive elements in the corresponding region for a specified length. Without cohesive elements, there is no shear transfer between FRP and concrete in defect area. Figure 5 shows the characteristics of defect, including length (L_d) and

location along the bond line. The size of concrete block, free concrete height (h_c), bond length (L_f), and FRP thickness were based on the single-lap shear specimens without defect in the study by Yao *et al.* (2005). Table 1 shows model groups with corresponding geometries. L_d and a in the model codes are defect size and location, respectively, with $L_d = 0$ and $a = 0$ meaning no defect in the interface. Locations of defect are denoted by *LE* for defect located close to the loaded end, $L_f/4$ for defect located at quarter length closer to the loaded end, *C* for defect located at the center of bond joint, $3L_f/4$ for defect located at quarter length closer to the free end, and *FE* for defect located close to the free end. The sizes of defect L_d in this study were 10, 20, 40 mm.

Table 1 Model groups and their geometries

Model	f'_c (MPa)	b_c (mm)	b_f (mm)	L_f (mm)	h_c (mm)	Model	f'_c (MPa)	b_c (mm)	b_f (mm)	L_f (mm)	h_c (mm)
A- L_d -a	23	150	25	75	5	F- L_d -a	27.1	150	25	100	120
B- L_d -a	23	150	25	95	5	G- L_d -a	27.1	150	50	100	120
C- L_d -a	23	150	25	115	5	H- L_d -a	27.1	150	75	100	120
D- L_d -a	23	150	25	145	5	I- L_d -a	27.1	150	100	100	120
E- L_d -a	23	150	25	190	5	J- L_d -a	27.1	100	23.5	100	120

RESULTS AND DISCUSSION

Behavior of FRP/concrete Bond Joint with and without Defect

In both models with and without defect, the interfacial shear stress (τ) distribution can be categorized into three regimes – Elastic, Elastic-softening, and Elastic-Softening-Debonding. These three behaviors depend on the magnitude of the applied load. At low load level, behavior of the interface is Elastic. Elastic-softening behavior starts just after the applied load exceeds the softening load (P_s). As the load increases beyond P_s , local debonding will take place ($\text{slip} > s_0$) and the behavior becomes Elastic-Softening-Debonding. The ultimate load or bond strength P_u corresponds to when shear stress in the entire interface becomes zero. Figure 6 shows samples of interfacial shear stress distributions from models E-0-0 and E-10-C. Note that by examining the stress distribution in perfect models of various bond lengths, the effective bond length for this particular FRP/concrete system was approximately 190 mm. When comparing stress distribution between bond joints with and without defect, it has been observed that defect can cause slightly increase in stress magnitude, depending on size and location. Figure 7 shows the effect of defect of various locations and sizes on the shear stress distribution for the models based on D-0-0. The increase in shear stress is more pronounced in the vicinity of defect (see Figure 7). This can be attributed to the reduction in the true bond length. Larger defects ($L_d = 40$ mm) resulted in generally higher increase in overall shear stress. In addition, defects at locations of high stress normally in perfect bond (e.g. $L_f/4$ and *C*) resulted in higher increase in shear stress. This may be because there is high shear transfer between FRP and concrete in these locations. Therefore, removing a portion of the interface in this zone will result in higher shear transfer in the proximity.

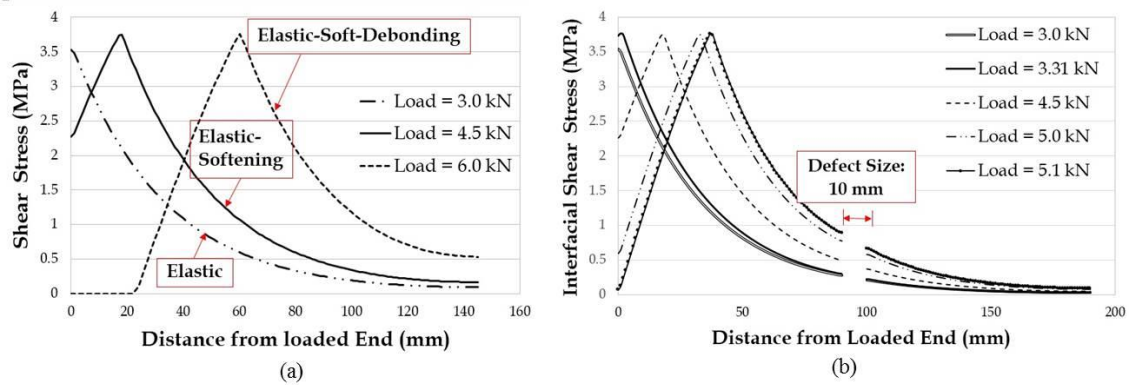


Figure 6 Sample of interfacial shear stress distribution under varying applied load: (a) Model without defect (Model E-0-0 with $f'_c = 23$ MPa, $b_c = 150$ mm, $b_f = 25$ mm, $L_f = 190$ mm, and $h_c = 5$ mm) and (b) Model with defect (Model E-10-C with $L_d = 10$ mm and defect at the center of bond line)

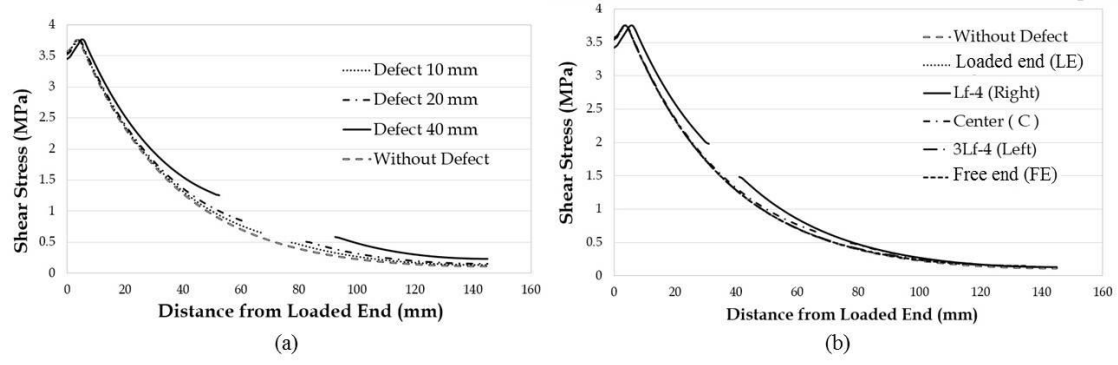


Figure 7 Sample of interfacial shear stress distribution as affected by: (a) Defect sizes (Models D-0-0, D-10-C, D-20-C, and D-40-C) and (b) Defect locations (Models D-0-0, D-10-LE, D-10- $L_f/4$, D-10-C, D-10- $3L_f/4$ and D-10-FE)

Effect of Defect on Bond Strength

Figure 8 shows the bond strength as affected by defect size and location in the FRP/concrete bond joint with varying L_f . Larger defect resulted in higher reduction in bond strength, which is consistent with the increase in interfacial shear stress. For the defect of the same size, defects at the center and at $L_f/4$ seemed to reduce bond strength the most. The effect of defect was also more pronounced when the bond length (L_f) was much smaller than the effective bond length. In addition, for defects of the same size at location LE and FE, the bond strength reductions were not much different in most cases because the resulting bond areas were still similar.

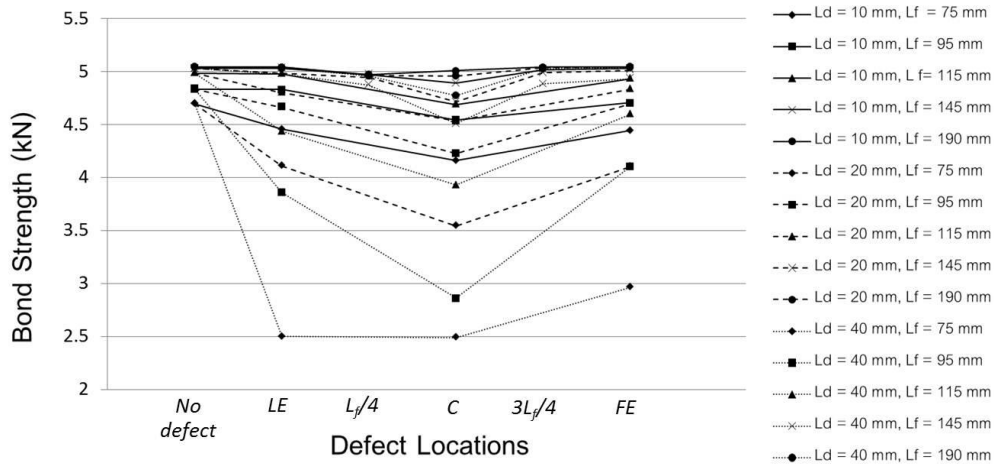


Figure 8 Effect of defect on bond strength in models with varying L_f (models with $f'_c = 23$ MPa, $b_c = 150$ mm, $b_f = 25$ mm, and $h_c = 5$ mm)

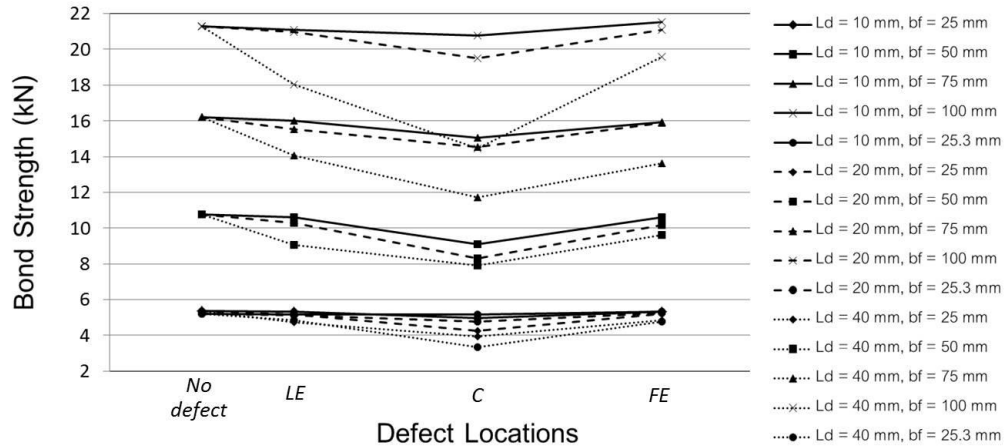


Figure 9 Effect of defect on bond strength in models with varying b_f (models with $f'_c = 27.1$ MPa, $L_f = 100$ mm, $b_c = 150$ mm, and $h_c = 120$ mm)

Figure 9 shows the bond strength as affected by defect when the FRP width was varied, and the bond length was kept constant at 100 mm. Similar trends were observed, in which larger defects and defects at the center of bond joint resulted in higher bond strength reduction. In addition, higher percentage of bond strength reduction was observed in the models with wider FRP. This implied that the influence of defect was more pronounced in FRP/concrete bond joint with higher FRP stiffness.

CONCLUSIONS

This paper presents the derivation of stress distribution and bond strength in FRP/concrete bond joint with a defect by using finite element analysis. The FEA results have showed that characteristics of the defect, namely the location and size, influenced the interfacial shear stress distribution, the debonding behavior, and the bond strength. The effects of defect may be concluded as follows:

- Behavior of FRP/concrete bond joints with and without defect are similar in that they both consisted of three stages – elastic, elastic-softening, and elastic-softening-debonding, which depend on load level.
- Interfacial shear stress in FRP/concrete bond joint with defect was higher than that in FRP/concrete bond joint without defect under the same load due to lower true bond length.
- Larger defects resulted in higher interfacial shear stress, while defects in the zone of high shear stress (i.e. locations closer to the loaded end) could increase shear stress further.
- Bond strength of FRP/concrete bond joint was affected by the presence of defect. Larger defects resulted in higher reduction in bond strength, while defects in the zone of high shear stress (i.e. locations closer to the loaded end) can reduce bond strength further. The reduction in bond strength was more pronounced when the original bond length is much smaller than the effective bond length (L_e).
- FRP/concrete bond joint with higher FRP stiffness seemed to be affected more by the presence of defect.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was supported by Thai Research Fund (TRF), Grant No. TRG56, and Kasetsart University Research and Development (KURDI). The authors also gratefully acknowledged the supports provided by the Department of Civil Engineering at Kasetsart University.

REFERENCES

- American Concrete Institute (ACI). (2008). "Building code requirements for structural concrete and commentary." *ACI 318*, Farmington Hills, MI.
- Guo, Y. C., Li, L. J., Chen, G. M. and Huang, P. Y. (2012). "Influence of hollow imperfections in adhesive on the interfacial bond behaviors of FRP-plated RC beams", *Construction and Building Materials*, 30, 597-606.
- Kalayci, A. S., Yalim, B. and Mirmiran, A. (2009). "Effect of Untreated Surface Disbonds on Performance of FRP-Retrofitted Concrete Beams", *Journal of Composites for Construction*, 13(6), 476-485.
- Karbhari, V. M. and Navada, R. (2008). "Investigation of durability and surface preparation associated defect criticality of composites bonded to concrete", *Composites Part a-Applied Science and Manufacturing*, 39(6), 997-1006.
- Ko, H., Matthys, S., Palmieri, A. and Sato, Y. (2014). "Development of a simplified bond stress-slip model for bonded FRP-concrete interfaces", *Construction and Building Materials*, 68, 142-157.
- Lu, X. Z., Teng, J. G., Ye, L. P. and Jiang, J. J. (2005). "Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete", *Engineering Structures*, 27, 920-937.
- Nakaba, K., Kanakubo, T., Furuta, T. and Yoshizawa, H. (2001). "Bond Behavior between Fiber-Reinforced Polymer Laminates and Concrete", *ACI Structural Journal*, 98(3).
- Seim, W., Horman, J. F., Karbhari, V. M. and Seible, F. (2001). "External FRP Poststrengthening of Scaled Concrete Slabs", *ASCE Journal of Composites for Construction*, 5(2), 67-75.
- Yao, J., Teng, J. G. and Chen, J. F. (2005). "Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints", *Composites Part B: Engineering*, 36, 99-113.

บทความ ข2

K. Srikongsri and C. Tuakta, 2016, “Debonding Behavior in CFRP-Strengthened RC Beams by Cohesive Zone Model,” Proceedings of the Annual Concrete Conference 11, organized by Thailand Concrete Association, February 17-19, 2016, Nakhon Ratchasima, pp. REP 23-28, 508 pages. (in Thai)

การศึกษาพฤติกรรมการหลุดลอกในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP โดย Cohesive Zone Model

DEBONDING BEHAVIOR IN CFRP-STRENGTHENED RC BEAMS BY COHESIVE ZONE MODEL

กมลชนก ศรีคงศรี (Kamonchanok Srikongsri)¹

จักรพันธ์ เทือกตะ (Chakrapan Tuakta)²

¹นิสิตปริญญาโทภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ kamonchanok_z@hotmail.com

²อาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ fengcptu@ku.ac.th

บทคัดย่อ: โครงสร้างพื้นฐานเมื่อใช้งานมาเป็นเวลานาน จะเกิดการเสื่อมสภาพและมีสมรรถนะลดลง จึงจำเป็นต้องมีการเสริมกำลัง โดยปัจจุบันนิยมใช้ CFRP (Carbon Fiber-Reinforced Polymer) การวิบัติในองค์อาคารที่เสริมกำลังด้านทานแรงดัด มักเกิดจากการหลุดลอกของ CFRP (Debonding) ในบทความนี้จึงได้ทำการศึกษาพฤติกรรมการหลุดลอกในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP โดย Cohesive Zone Model ทั้งนี้ใช้แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ แบบ 2 มิติ สำหรับการทำนายพฤติกรรมการวิบัติและได้ศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบ ได้แก่ ลักษณะการติดตั้ง CFRP กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (f'_c) และลักษณะของแรงกระทำ จากการวิเคราะห์พบว่า นอกเหนือจากค่าความแข็งแรง ($Stiffness$) ของระบบเสริมกำลังและ f'_c แล้วความยาวของแผ่น CFRP ก็มีผลต่อพฤติกรรมการหลุดลอกและกำลังรับแรงดัดของคาน จึงได้ทำการเสนอสมการสำหรับคำนวณค่าความเครียดใน FRP ที่จุดการหลุดลอก (ϵ_{fd}) โดยเพิ่มตัวแปรเกี่ยวกับความยาวของแผ่น CFRP เข้ามา

ABSTRACT: Infrastructures can be deteriorated over time, resulting in reduced performance in terms of load capacity or serviceability. To strengthen aging concrete structures, carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) has been widely installed. In RC members flexurally strengthened with CFRP, failure usually occurs by debonding of CFRP from concrete substrate. In this study, 2D finite element analysis with cohesive zone modeling was used to investigate failure behavior, especially debonding failure, of CFRP-strengthened RC beams. The constitutive model for the cohesive elements was derived from bond-slip relationship of the interface between CFRP and concrete. The parameters affecting the behavior include CFRP configurations (i.e. width, number of layers, length), concrete compressive strength (f'_c), and loading configuration. It has been found that, in addition to the stiffness of CFRP strengthening system and f'_c , the length of CFRP plate also affects the failure behavior and flexural capacity of FRP-strengthened beams. An equation incorporating the effect of CFRP length has been proposed to calculate the debonding strain in FRP when failure occurs by FRP debonding (ϵ_{fd}).

KEYWORDS: Cohesive zone model, FRP strengthening, Bond-slip relationship.

1. บทนำ

คานคอนกรีตเสริมเหล็ก (คสท.) ที่เสริมกำลังรับแรงดัดด้วย CFRP มีพฤติกรรมเสมือนคานประกอบ ประสิทธิภาพในการรับแรง (Load Capacity) และการใช้งาน (Serviceability) จึงขึ้นอยู่กับคุณภาพและลักษณะของรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ CFRP การวิบัติที่เกิดขึ้นในคานคสท.เสริมกำลังรับแรงดัดด้วย CFRP อาจเกิดจาก

การแตกหักของ FRP (FRP Rupture) การวิบัติของคอนกรีตภายใต้แรงอัด (Concrete Crushing) การแยกออกของคอนกรีตหุ้ม (Cover Separation) หรือการหลุดลอกที่รอยต่อระหว่างคอนกรีตและ CFRP (Interfacial Debonding) เป็นต้น [1] ทั้งนี้การวิบัติในรูปแบบของการหลุดลอกที่รอยต่อนั้น อาจส่งผลให้การใช้งานเป็นไปอย่างไม่มีประสิทธิภาพ เนื่องจากได้ใช้ประโยชน์ของสมบัติทางกลของวัสดุ

เสริมกำลังไม่เต็มที่ ซึ่งพฤติกรรมการวิบัติลักษณะนี้จะขึ้นกับตัวแปรหลายอย่าง เช่น สมบัติของวัสดุเชื่อมประสาน (Adhesive) ลักษณะการติดตั้ง CFRP (ความยาว ความกว้าง ความหนาและจำนวนชั้นของ CFRP) และกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (f'_c) เป็นต้น บทความนี้จึงได้ศึกษาพฤติกรรมการวิบัติ โดยการหลุดลอกในคาน คสล.เสริมกำลังด้วย CFRP ที่เป็นผลจากตัวแปรข้างต้นโดยใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ 2 มิติร่วมกับ Cohesive Zone Modeling

2. การศึกษาพฤติกรรมการหลุดลอกในคานที่เสริมกำลังด้วย CFRP โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

2.1 พฤติกรรมของรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ FRP โดย Bond-Slip Model

พฤติกรรมของรอยต่อระหว่าง CFRP และคอนกรีตในคานคสล. จำลองโดยความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนที่รอยต่อ (Interfacial Shear Stress) และการเลื่อน (Slip) หรือเรียกว่า Bond-Slip Relationship Lu และคณะ [2] เสนอความสัมพันธ์ Bond-Slip ที่มีลักษณะเป็น Bilinear อธิบายโดยสมการที่ (1)-(3) โดยที่ τ คือหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อ (MPa), τ_{max} คือหน่วยแรงเฉือนในรอยต่อสูงสุด (MPa), s คือระยะเลื่อน (mm), s_0 คือระยะเลื่อนที่หน่วยแรงเฉือนสูงสุด (mm) และ s_f คือการเลื่อนสูงสุด (mm) ที่ค่าหน่วยแรงเฉือนเป็นศูนย์ซึ่งคำนวณค่า τ_{max} , s_0 และ s_f ได้จากสมการที่ (4)-(6) โดยที่ G_f คือพลังงานแตกหักของรอยต่อ (N/mm), β_w คือค่าคงที่, f_t คือกำลังรับแรงดึงคอนกรีต (MPa), b_f คือความกว้างของแผ่น FRP (mm) และ b_c คือความกว้างของคอนกรีต (mm)

$$\tau = \tau_{max} \left(\frac{s}{s_0} \right) \quad \text{if } s \leq s_0 \quad (1)$$

$$\tau = \tau_{max} \left(\frac{s_f - s}{s_f - s_0} \right) \quad \text{if } s_0 < s \leq s_f \quad (2)$$

$$\tau = 0 \quad \text{if } s > s_f \quad (3)$$

$$\tau_{max} = \alpha_1 \beta_w f_t \quad ; \quad \alpha_1 = 1.5; \beta_w = \sqrt{\frac{2.25 - \frac{b_f}{b_c}}{1.25 + \frac{b_f}{b_c}}} \quad (4)$$

$$s_0 = 0.0195 \beta_w f_t \quad (5)$$

$$s_f = \frac{2G_f}{\tau_{max}} \quad ; \quad G_f = 0.308 \beta_w^2 \sqrt{f_t} \quad (6)$$

2.2 แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์

2.2.1 แบบจำลองพฤติกรรมของวัสดุที่เกี่ยวข้อง

เพื่อให้ทำนายพฤติกรรมได้อย่างแม่นยำ จึงได้กำหนดคุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในการจำลอง แสดงไว้ในตารางที่ 1 คอนกรีตเป็นวัสดุที่มีพฤติกรรมการวิบัติแบบเปราะ (Brittle Failure) ภายใต้อิทธิพลของแรงดันทางขวางที่ต่ำ การศึกษานี้จึงใช้แบบจำลอง Damage

Plasticity [3] เพื่อกำหนดพฤติกรรมทางกลของคอนกรีตทั้งภายใต้แรงอัดและแรงดึง โดยให้ค่าของมุมการขยายตัว (Dilation Angle) เท่ากับ 38 องศา และค่าของ Flow Potential Eccentricity เท่ากับ 0.1 สำหรับคอนกรีตภายใต้แรงอัดแกนเดียว (Uniaxial Compression) หน่วยแรงอัดคำนวณตามสมการที่ (7) และ (8) ของ Hognestad [4] ส่วนพฤติกรรมภายใต้แรงดึงของคอนกรีตในช่วง Softening คำนวณตามสมการที่ (9) ของ Hordijk [5] โดยเป็นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงในคอนกรีตและความกว้างของรอยแตกกว้าง (Crack Width Displacement)

ตารางที่ 1 สมบัติทางกลของวัสดุที่เกี่ยวข้อง [6]

สมบัติวัสดุ	คอนกรีต	เหล็กเสริม	เหล็กปลอก	CFRP
กำลังรับแรงอัด (MPa)	28 หรือ 34	-	-	-
กำลังคราก (MPa)	-	479	473	-
กำลังรับแรงดึง (MPa)	2.7 หรือ 3.22	625	634	3,286.7
มอดูลัสยืดหยุ่น (MPa)	-	214,400	210,400	194,200
อัตราส่วนปัวซอง	0.27	0.3	0.3	0.35

$$\sigma = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{โดยที่ } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (7)$$

$$\sigma = f'_c \left[1 - \frac{0.15}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_0} (\varepsilon_c - \varepsilon_0) \right] \quad \text{โดยที่ } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (8)$$

โดยที่ σ และ f'_c คือหน่วยแรงอัดและกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (MPa) ตามลำดับ ε_c , ε_0 และ ε_{cu} คือความเครียดในคอนกรีต, ความเครียดที่หน่วยแรงอัดสูงสุด และความเครียดที่หน่วยแรงอัดประลัยในคอนกรีต ซึ่งเท่ากับ 0.003

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w_t}{w_{cr}} \right)^3 \right] e^{(-c_2 \frac{w_t}{w_{cr}})} - \frac{w_t}{w_{cr}} (1 + c_1^3) e^{(-c_2)} \quad (9)$$

$$; w_{cr} = 5.14 \frac{G_F}{f_t}$$

โดยที่ σ_t คือหน่วยแรงดึงในคอนกรีต (MPa), f_t คือกำลังรับแรงดึงในคอนกรีต (MPa), w_t คือความกว้างของรอยแตกกว้าง (mm), w_{cr} คือความกว้างของรอยแตกกว้างที่จุดแตกหัก (mm), c_1 และ c_2 คือค่าคงที่ ที่ได้จากการทดสอบด้านทานแรงดึงของคอนกรีต มีค่าเท่ากับ 3.00 และ 6.93 ตามลำดับ G_F คือพลังงานแตกกว้าง (N/mm) และ d_a คือเส้นผ่านศูนย์กลางของมวลรวมที่ใหญ่ที่สุดในคอนกรีต (mm) ซึ่งค่า f_t และ G_F หาได้จากการทดลอง หรือประมาณค่าตาม CEB-FIP [7] ในสมการที่ (10)

$$f_t = 1.4 \left(\frac{f'_c - 8}{10} \right)^{\frac{2}{3}}; G_F = (0.0496 d_a^2 - 0.5 d_a + 26) \left(\frac{f'_c}{10} \right)^{0.7} \quad (10)$$

พฤติกรรมระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กปลอกเป็นแบบ Elastic-Perfectly-Plastic โดยใช้ค่าสมบัติทางกลตามตารางที่ 1 ส่วน CFRP เป็น

แบบวัสดุเปราะ จึงกำหนดแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดเป็นแบบ Elastic จนถึงจุดวิบัติ

2.2.2 ชนิดของอิเลิเมนต์

การวิบัติโดยการหลุดลอกของ FRP เกิดจากการแตกร้าวของคอนกรีตที่อยู่ใกล้เคียงกับวัสดุเชื่อมประสาน ส่งผลให้มีชั้นคอนกรีตผิวบางติดกับผิวของ FRP หลังการวิบัติ จึงจำเป็นต้องมีการจำลองรอยต่อระหว่าง FRP และคอนกรีตโดยใช้ Cohesive Element และทำการแบ่งอิเลิเมนต์ของรอยต่อเป็นแบบสี่เหลี่ยมในระนาบ 2 มิติ (4-node Plane Stress Element) นอกจากนี้อิเลิเมนต์ของ CFRP และคอนกรีต จะใช้ Tie Constraint ยึด เพื่อให้ Node ของอิเลิเมนต์ที่อยู่ใกล้เคียงกันเคลื่อนที่ไปพร้อมกัน ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือน (Traction) และ Slip ของอิเลิเมนต์จะเป็นไปตาม Bond-Slip Model ที่เสนอโดย Lu และคณะ [2] สำหรับอิเลิเมนต์ของคอนกรีต CFRP และจุดรองรับแผ่นเหล็ก ใช้ 4-node Plane-stress Element และสำหรับเหล็กเสริม และเหล็กปลอก ใช้ 2D Truss Element โดยใช้ Embedded Region ทำการฝังกับชิ้นส่วนคอนกรีต เพื่อให้อิเลิเมนต์ของเหล็กเสริมตรงกับคอนกรีต อยู่ตำแหน่งร่วมกันและสามารถเคลื่อนที่ไปพร้อมกันได้ เพื่อให้มีการยึดเหนี่ยวที่สมบูรณ์ระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต

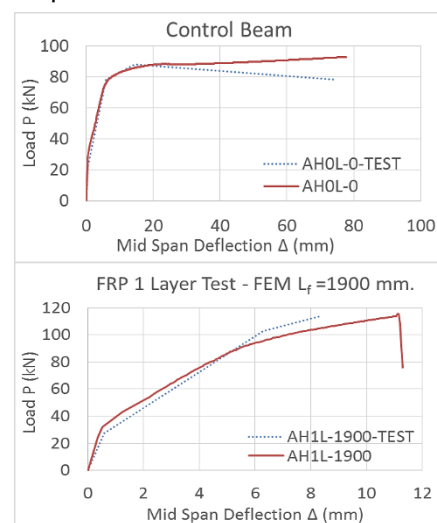
2.2.3 กระบวนการแก้สมการ (Solution Technique)

ในการแก้ปัญหาแบบสถิตไม่เชิงเส้น (Non-linear Static Problem) ด้วยกระบวนการแก้ปัญหาลักษณะทางพลศาสตร์นั้น จะใช้วิธีการแก้ปัญหาที่เรียกว่า Hilber-Hughes-Taylor α Method หรือ HHT- α [8] ซึ่งเป็นวิธีการแก้ปัญหาแบบ Implicit Time Integration ชนิดหนึ่ง วิธีการแก้ปัญหานี้จะช่วยให้อาจหาพฤติกรรมที่ไม่เป็นเชิงเส้นในคานคสล. เสริมกำลังด้วย FRP ที่เกิดขึ้นระหว่างการแตกร้าวของคอนกรีต การครากของเหล็กเสริมและการหลุดลอกของแผ่น FRP ได้อย่างมีประสิทธิภาพกว่าการใช้วิธีแก้ปัญหาแบบสถิต เช่น วิธี Newton-Raphson [9]

2.2.4 การตรวจสอบแบบจำลองกับผลการทดลอง

ในการศึกษานี้ได้ใช้แบบจำลองทางไฟไนต์อิเลิเมนต์ที่สร้างขึ้นทำนายพฤติกรรมการวิบัติของแบบจำลองคานคสล. (คานควบคุม) และคานที่เสริมกำลังด้วย CFRP1 ชั้น ที่ความยาว 1900 มม. โดยเปรียบเทียบกับผลการทดลองที่มีรายงานในงานวิจัยที่เคยมีมา [6]

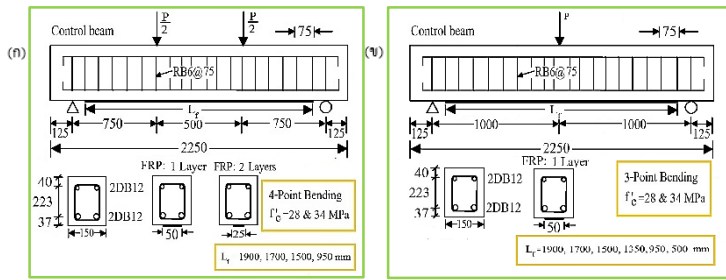
เพื่อตรวจสอบความแม่นยำของแบบจำลองทางไฟไนต์อิเลิเมนต์และแบบจำลองพฤติกรรมของแต่ละวัสดุ ร่วมกับวิธีแก้ปัญหาแบบพลศาสตร์ตามที่กล่าวไว้ในข้างต้นจากการวิเคราะห์การทำนายพฤติกรรมการวิบัติของแบบจำลองเปรียบเทียบกับงานวิจัยที่ผ่านมา [6] พบว่าพฤติกรรมการรับแรงคด ระยะการโก่งตัว และการวิบัติของคานมีความแม่นยำในระดับหนึ่งดังแสดงในรูปที่ 1 ดังนั้นจึงเห็นว่าแบบจำลองทางไฟไนต์อิเลิเมนต์และแบบจำลองพฤติกรรมของแต่ละวัสดุ สามารถนำไปใช้ในการทำนายพฤติกรรมการวิบัติของคานคสล. ที่เสริม ด้วย CFRP ในลักษณะต่างๆ ต่อไป



ภาพที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการโก่งตัวที่จุดกึ่งกลางคาน

3. ผลและวิจารณ์การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิเลิเมนต์

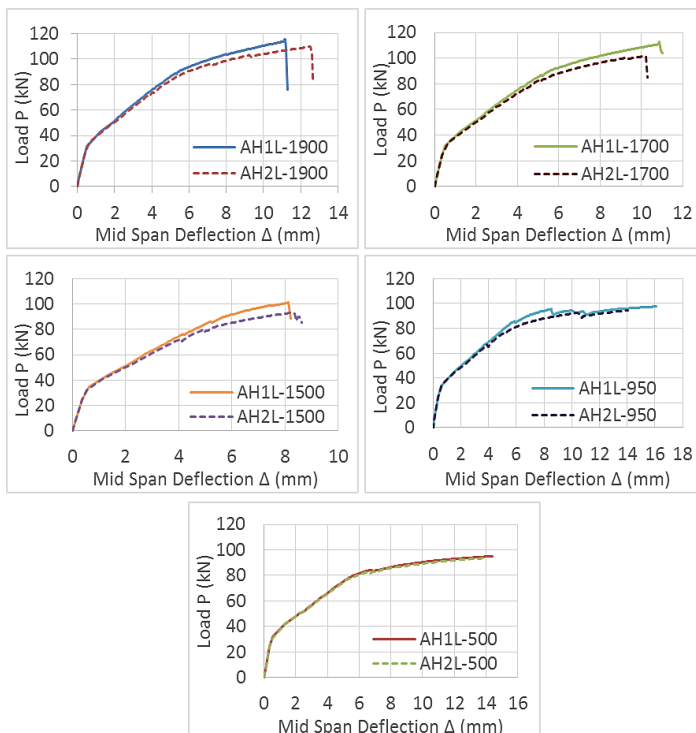
ปัจจัยที่ศึกษาคือ จำนวนชั้น CFRP ความยาว CFRP และกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต โดยได้สร้างแบบจำลองคานคสล. ที่เสริมด้วยแผ่น CFRP ในลักษณะต่างๆ ได้แก่ เสริมด้วย CFRP 1 และ 2 ชั้น ที่มีความกว้างเท่ากับ 50 และ 25 มม. ตามลำดับ เพื่อให้มีพื้นที่หน้าตัดของ CFRP เท่ากัน รูปที่ 2 (ก) แสดงคานภายใต้แรงกระทำแบบ 4-Point Bending (4-PB) ที่มีความยาวของ CFRP เท่ากับ 1900, 1700, 1500, 950 และ 500 มม. และรูปที่ 2 (ข) แสดงแรงกระทำแบบ 3-Point Bending (3-PB) ที่มีความยาวของ CFRP เท่ากับ 1900, 1700, 1500, 1350, 950 และ 500 มม. ซึ่งกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลองเท่ากับ 28 และ 34 MPa ผลจากการวิเคราะห์พฤติกรรมภายใต้แรงคดโดยใช้วิธีไฟไนต์อิเลิเมนต์ตามที่กล่าวมา แสดงในตารางภาคผนวกที่ 1 พบว่าปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมการหลุดลอกของแผ่น FRP ได้แก่ จำนวนชั้นและความกว้างของแผ่น FRP ความยาวของแผ่น FRP กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต และลักษณะของน้ำหนักกระทำ



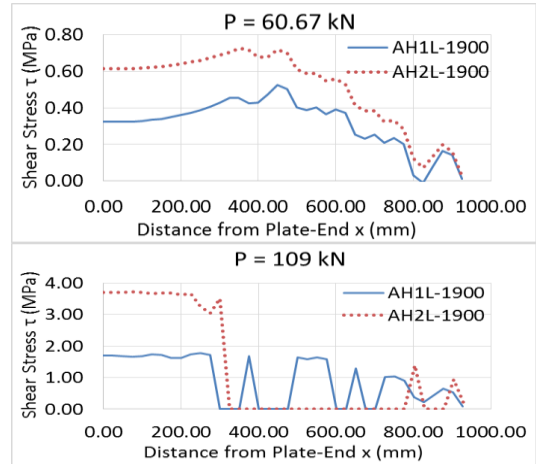
ภาพที่ 2 แบบจำลองคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วย CFRP ในลักษณะที่แตกต่างกัน โดยมีน้ำหนักกระทำแบบ (ก) 4-Point Bending และ (ข) 3-Point Bending

3.1 ผลของจำนวนชั้นและความกว้างของแผ่น CFRP

การวิบัติของคานที่เสริมกำลังด้วย CFRP 1 ชั้น และ 2 ชั้น จะมีลักษณะคล้ายกันรูปที่ 3 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการโก่งตัวที่จุดกึ่งกลางคาน พบว่าคานที่เสริมกำลังด้วยแผ่น CFRP 1 ชั้น จะรับน้ำหนักบรรทุกได้มากกว่าคานที่เสริมกำลังด้วยแผ่น CFRP 2 ชั้น เล็กน้อย ในขณะที่มีพื้นที่หน้าตัดของ CFRP เท่ากัน เนื่องจากความกว้างของ CFRP มีผลต่อหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่รอยต่อระหว่างคอนกรีตกับ CFRP ถ้า CFRP มีความกว้างน้อยจะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนที่รอยต่อสูงกว่าดังแสดงในรูปที่ 4 เป็นผลทำให้คานเกิดการวิบัติและมีการรับแรงดัดน้อยกว่า เมื่อพิจารณาระยะการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน คานที่เสริมกำลังด้วย CFRP 2 ชั้น จะมีระยะการโก่งตัวมากกว่า CFRP 1 ชั้น เนื่องจาก CFRP หน้าตัดกว้างจะช่วยควบคุมการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดได้ดีกว่า



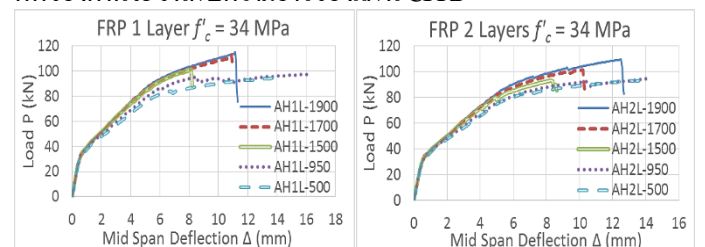
ภาพที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการโก่งตัวที่จุดกึ่งกลางคาน ที่ติด CFRP 1 ชั้นเปรียบเทียบกับ 2 ชั้น



ภาพที่ 4 การแจกแจงของหน่วยแรงเฉือนที่รอยต่อระหว่างคอนกรีตและ CFRP ขณะที่มีน้ำหนักกระทำเท่ากัน

3.2 ผลของความยาวของแผ่น FRP

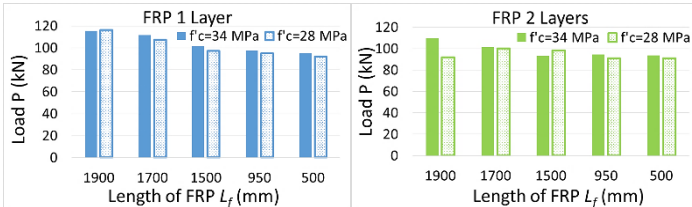
รูปที่ 5 พบว่าคานที่เสริม CFRP ที่ความยาว 950 และ 500 มม. มีประสิทธิภาพในการเสริมกำลังต่ำกว่าคานที่เสริมด้วย CFRP ความยาวอื่นๆ เพราะมีค่าความแข็งแรงของคานลดลงเนื่องจากแผ่น CFRP สั้น ทำให้ค่าความแข็งแรงโดยรวมของคานลดลง สังเกตได้จากค่าความชันของกราฟน้อยกว่าที่ความยาวอื่นๆ แต่มีค่าความเหนียวสูงและการวิบัติเป็นลักษณะคอนกรีตหลุดร่อน (Concrete Crushing) หลังการครากของเหล็กเสริมเหมือนกับคานควบคุมต่างจากคานที่เสริม CFRP ที่ความยาว 1900, 1700 และ 1500 มม. จะสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้เพิ่มขึ้น เมื่อพิจารณาระยะการโก่งตัวที่จุดกึ่งกลางคาน จะเห็นว่าคานที่เสริม CFRP สั้นจะมีระยะการโก่งตัวสูงกว่าคานที่เสริมแผ่น CFRP ยาว เมื่อรับแรงกระทำเท่ากันเพราะมีค่าความแข็งแรงโดยรวมของคานน้อยกว่า และการวิบัติของคานที่เสริมกำลังด้วย CFRP จะวิบัติแบบแผ่น CFRP หลุดบริเวณที่เกิดรอยแตกร้าว (IC Debonding) เนื่องจากมีค่าหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งรอยแตกร้าวมากกว่าค่าลัดยึดเหนี่ยวของรอยต่อ ส่งผลให้คอนกรีตและ CFRP เกิดการหลุดออกจากกัน ดังนั้นการเสริมกำลังคานด้วยแผ่น CFRP ควรมีความยาวมากกว่าช่วงโมเมนต์แตกร้าว (M_o) คือ 1500 มม. สำหรับ 4-PB และ 1350 มม. สำหรับ 4-PB และ กำลังรับแรงดัดของคานจะขึ้นกับความยาวของแผ่น CFRP



ภาพที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการโก่งตัวที่จุดกึ่งกลางคานของคานที่เสริมกำลังด้วยแผ่น CFRP 1 และ 2 ชั้น

3.3 ผลของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

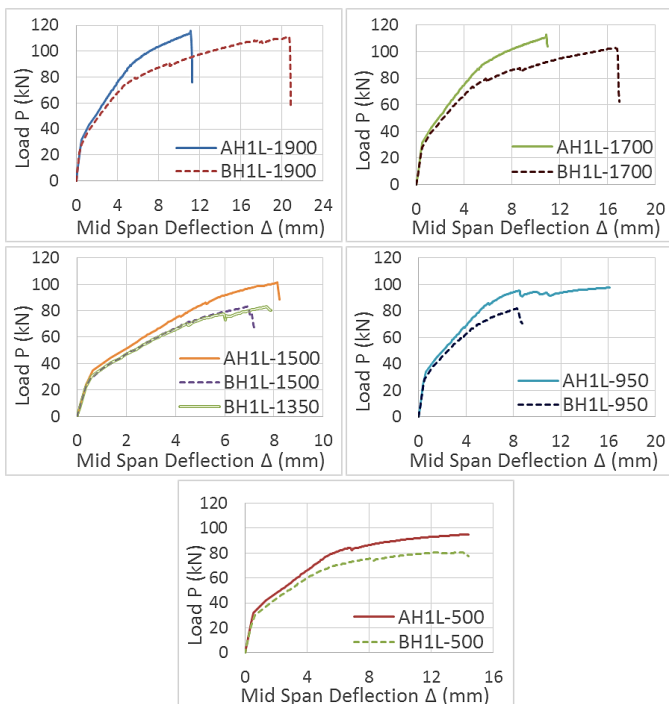
เมื่อเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดของคานที่มี $f'_c = 28$ และ 34 MPa ตามรูปที่ 6 พบว่าส่วนใหญ่ที่ $f'_c = 34$ MPa คานจะสามารถรับน้ำหนักได้มากกว่าและเมื่อพิจารณาภาระการโก่งตัวที่จุดกึ่งกลางคานจะเห็นว่าคานที่มี $f'_c = 28$ MPa จะมีระยะการโก่งตัวที่จุดรับแรงกระทำเท่ากันแต่มีความเหนียวมากกว่า 34 MPa



ภาพที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความยาวแผ่น CFRP 1 และ 2 ชั้นที่ $f'_c = 34$ และ 28 MPa

3.4 ผลของลักษณะของน้ำหนักกระทำ

รูปที่ 7 พบว่าคานที่มีน้ำหนักกระทำแบบ 4-PB จะรับน้ำหนักบรรทุกได้มากกว่าคานมีน้ำหนักกระทำแบบ 3-PB เพราะการรับน้ำหนักแบบ 4-PB มีการกระจายแรงมากกว่าทำให้ความกว้างของรอยแตกกว้างน้อยกว่า จึงทำให้คานมีค่าความแข็งแรงสูง แต่มีค่าดัชนีความเหนียวน้อยกว่า 3-PB ส่วนการวิบัติของคานเป็นแบบแผ่น CFRP หดบริเวณที่มีรอยแตกกว้างเหมือนกันทั้งคู่ ซึ่งพฤติกรรมการแตกกว้างและความกว้างของรอยร้าว ขึ้นอยู่กับลักษณะของแรงกระทำซึ่งส่งผลให้หน่วยแรงเฉือนในรอยต่อระหว่างคอนกรีตและ CFRP แตกต่างกันไป

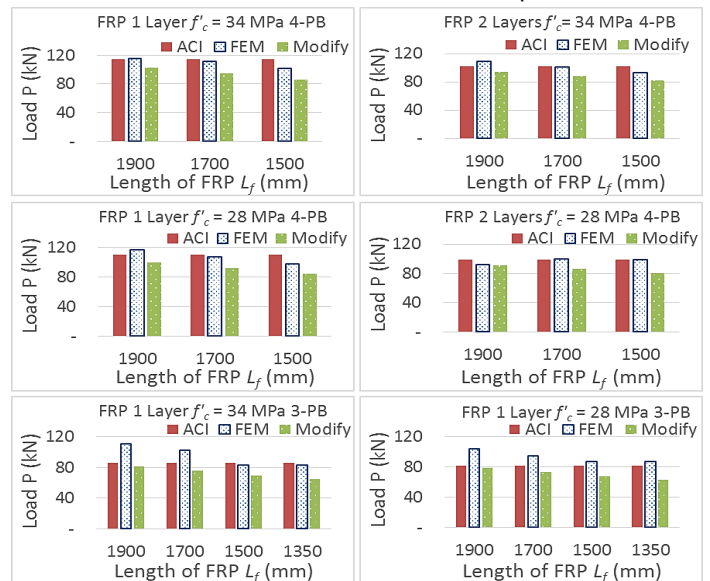


ภาพที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการโก่งตัวที่จุดกึ่งกลางคานที่เสริมกำลังด้วยแผ่น CFRP 1 ชั้น ภายใต้แรงกระทำแบบ 3-PB และ 4-PB

3.5 เปรียบเทียบกับข้อกำหนดในมาตรฐาน ACI

การออกแบบคานที่เสริมกำลังด้วยแผ่น FRP ของ ACI 440.2R-08 [10] ได้แนะนำว่าความยาวของ FRP ควรมากกว่าความยาวสิ่งกีดขวางของแผ่น FRP (L_{df}) เพื่อป้องกันการวิบัติแบบ Plate-end Debonding และค่าความเครียดที่เกิดใน FRP ควรจะน้อยกว่าความเครียดที่ทำให้เกิด Debonding (ϵ_{fd}) เพื่อป้องกันการเกิดการวิบัติแบบ IC Debonding เมื่อดูผลจากการวิเคราะห์พบว่าคานที่ติดตั้ง CFRP ยาวกว่าตำแหน่งที่เกิดโมเมนต์แตกร้า (M_{cr}) จะไม่เกิดการวิบัติแบบ Plate-end Debonding นอกจากนี้ เมื่อดูผลจากการวิเคราะห์พบว่าความยาว CFRP ที่มากกว่าจุดโมเมนต์แตกร้า จะเกิดการวิบัติแบบ IC Debonding โดยมีค่าความเครียดใน FRP (ϵ_{fd}) ที่จุดวิบัติ น้อยกว่าค่า ϵ_{fd} กำหนดตามข้อกำหนดของ ACI แต่ทั้งนี้การออกแบบของ ACI ได้มีค่า Safety Factor ป้องกันอยู่หลายตัว ทำให้กำลังรับแรงอัดของ ACI จะน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง ดังแสดงในรูปที่ 8 ทั้งนี้ได้ทำการปรับปรุงสมการสำหรับคำนวณค่าความเครียดของ FRP (ϵ_{fd}) ของ ACI โดยเพิ่มตัวแปรความยาวของแผ่น FRP (L_f) และความยาวที่เกิดโมเมนต์แตกร้า ($L_{M_{cr}}$) ซึ่งได้ในสมการที่ (11) จะมีค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุดน้อยกว่าค่าของแบบจำลอง ดังนั้น ในการออกแบบค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุดโดยใช้สมการปรับปรุงคำนวณค่าความเครียดของ FRP (ϵ_{fd}) นั้นมีความปลอดภัยและสามารถนำไปใช้ในการออกแบบได้

$$\epsilon_{fd} = [0.0004(L_f - L_{M_{cr}}) + 0.1356] \sqrt{\frac{f'_c}{nE_{ftf}}} \quad (11)$$



ภาพที่ 8 กำลังรับแรงอัดของแบบจำลองเปรียบเทียบกับ ACI และ Modify ที่ความยาวต่างๆ

4. สรุป

จากการศึกษาพฤติกรรมการหลุดลอกในคานคสล. ที่เสริมกำลังด้วย CFRP โดยใช้วิธีไฟไนต์ร่วมกับ Cohesive Zone Model

สามารถสรุปผลของตัวแปรต่างๆที่เกี่ยวข้องได้ดังนี้

- คานที่เสริมกำลังด้วย CFRP จะรับแรงคัตได้สูงขึ้น ระยะการโก่งตัวและความเหนียวจะลดลง ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับลักษณะของการเสริมแผ่น CFRP ได้แก่ 1) จำนวนชั้นของแผ่น CFRP (กรณีพื้นที่ CFRP เท่ากัน) ยิ่งน้อยชั้นจะรับกำลังรับแรงคัตได้สูง 2) ความยาวของแผ่น CFRP ควรยาวมากกว่าช่วงโมเมนต์แตกร้าว (M_{cr}) 3) กำลังรับแรงอัดคอนกรีต (f'_c) ที่ 34 MPa จะรับกำลังรับแรงคัตได้มากกว่า

- จาก ACI 440.2R-08 [9] การออกแบบสามารถป้องกันการวิบัติแบบ Plate-end Debonding และ IC Debonding ได้ และจากการวิเคราะห์ การหลุดลอกแบบ IC Debonding นั้นขึ้นอยู่กับความยาวของ FRP ที่ใช้

ทั้งนี้ได้นำเสนอสมการเพิ่มเติมเพื่อใช้ในการคำนวณความเครียดใน FRP เมื่อเกิดการหลุดลอก

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ที่ให้การสนับสนุนในงานวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

- [1] Buyukozturk, O., Gunes, O. and Karaca, E., 2004. Progress on Understanding Debonding Problems in Reinforced Concrete and Steel Members Strengthened Using FRP Composites. Construction and Building Materials, 18 (1): 9-19.
- [2] Lu, X.Z., Teng, J.G., Ye, L.P. and Jiang, J.J., 2005. Bond-Slip Models for FRP Sheets/Plates Bonded to Concrete. Engineering Structures, 27: 920-937.
- [3] ABAQUS 6.13.1., 2013. ABAQUS user's manual.
- [4] Hognestad, E., 1951. A Study on Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. Engineering Experiment Station, University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois.
- [5] Hordijk, D.A., 1991. Local Approach to Fatigue of Concrete. Ph.D. Thesis Delft University of Technology.
- [6] ปิยะรัตน์วุฒิสวรรณ., 2545. การศึกษาการเกิดความเข้มข้นของหน่วยแรงในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังหรือซ่อมแซมด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิตภาควิชาวิศวกรรมโยธา, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- [7] CEB-FIP., 1993. CEB-FIP Model Code 90. London, UK: Thomas Telford Ltd.
- [8] Hilber, H.M., 1976. Analysis and Design of Numerical Integration Methods in Structural Dynamics. Report No. EERC: 76-79. College of Engineering, University of California, Berkeley, California.
- [9] Chen, G.M., Teng, J.G. and Chen, J.F., 2011. Finite-Element Modeling of Intermediate Crack Debonding in FRP-Plated RC Beams. Composite for Construction, 15 (3): 339-353.
- [10] ACI 440.2R-08., 2008. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. Michigan, USA: American Concrete Institute.

ภาคผนวก

ตารางภาคผนวกที่ 1 ผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์

แบบจำลอง	P_y (kN)	P_{max} (kN)	Δy (mm)	Δ_{max} (mm)	ϵ_f	ดัชนีความเหนียว*	ลักษณะการวิบัติ
AH0L-0	78.29	92.87	6.57	77.78	-	11.85	SYFCC
AH1L-1900	103.92	115.42	8.13	11.10	0.003385	1.37	IC
AH1L-1700	92.53	111.65	5.94	11.88	0.002894	2.00	IC
AH1L-1500	92.04	101.59	6.07	8.13	0.000858	1.34	IC
AH1L-950	85.69	97.50	5.90	16.10	0.000216	2.73	SYFCC&FD
AH1L-500	78.56	95.06	5.43	14.42	0.000629	2.65	SYFCC&FD
AH2L-1900	88.15	109.52	5.63	12.48	0.002565	2.22	IC
AH2L-1700	85.76	101.46	5.58	10.11	0.001837	1.81	IC
AH2L-1500	83.19	93.25	5.57	8.28	0.001194	1.49	IC
AH2L-950	78.21	94.48	5.46	14.04	0.000540	2.57	SYFCC&FD
AH2L-500	78.50	93.41	5.61	13.82	0.000438	2.46	SYFCC&FD
AN1L-1900	94.00	116.42	6.41	15.64	0.003936	2.44	IC
AN1L-1700	88.96	107.22	6.08	10.50	0.002605	1.73	IC
AN1L-1500	89.67	97.22	6.48	9.02	0.000678	1.39	IC
AN2L-1900	79.88	91.80	5.61	8.02	0.000953	1.43	IC
AN2L-1700	85.09	100.14	5.87	10.53	0.002033	1.79	IC
AN2L-1500	83.08	98.38	5.86	10.57	0.000406	1.80	IC
BH1L-1900	76.09	110.93	5.13	20.69	0.005145	4.04	IC
BH1L-1700	76.04	102.54	5.19	16.55	0.004064	3.19	IC
BH1L-1500	75.38	83.50	5.20	6.94	0.002386	1.33	IC
BH1L-1350	74.42	82.94	5.23	7.69	0.001988	1.47	IC
BN1L-1900	74.13	103.62	5.14	18.32	0.004552	3.57	IC
BN1L-1700	73.35	94.48	5.17	11.50	0.002358	2.22	IC
BN1L-1500	72.67	87.09	5.22	9.26	0.002050	1.78	IC
BN1L-1350	70.96	87.31	5.38	10.48	0.002509	1.95	IC

หมายเหตุ A, B = นำหนักกระทำแบบ 4-Point Bending และ 3-Point Bending
H, N = กำลังรับแรงอัดคอนกรีตเท่ากับ 34 MPa และ 28 MPa
0L, ..., -1900, ..., SYFCC = จำนวนชั้นของแผ่น CFRP
= ความยาวของแผ่น CFRP
= เหล็กเสริมเกิดการคดงอแล้วตามด้วยการวิบัติของคอนกรีตภายใต้แรงอัด (Steel Yielding Followed by Concrete Crushing)
FD = แผ่น CFRP หลุดลอกที่ปลายแผ่น (Plate-end Debonding)
IC = แผ่น CFRP หลุดลอกที่รอยแตกร้าวในช่วงคาน (Intermediate-Crack Debonding)
ดัชนีความเหนียว* = อัตราส่วนของระยะการโก่งตัวที่จุดกึ่งกลางคานสูงสุดต่อระยะการโก่งตัวที่จุดกึ่งกลางคานช่วงจุดคดงอ $\left(\frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \right)$

ภาคผนวก ค Manuscript

Experimental and Numerical Studies of Defect Criticality in FRP-Strengthened RC Beams

Tuakta, C.

Lecturer, Department of Civil Engineering, Kasetsart University, Bangkok, Thailand

Abstract

Defects, such as debonded region at FRP/concrete interface, can occur over time in fiber-reinforced polymer (FRP) strengthening system in concrete structures. Limited number of researches has showed that the overall performance of reinforced concrete (RC) members strengthened with FRP can be deteriorated due to the presence of defects. This can result in reduction of load capacity, stiffness, and durability, and can cause premature failure, if not treated properly. This study presents experimental and numerical studies on the effects of defect in the form of debonded region at FRP/concrete interface in FRP-strengthened RC beams. The parameters in this study include the size and location of defects in the bond line. The results of this study have shown that defects of different sizes and locations had small effects on the flexural capacity and ductility of RC beams strengthened with FRP. The flexural capacity calculated from design equations, together with additional strength reduction factors as recommended by the design code, is smaller than that obtained from the experiment, implying that designed capacity of FRP-strengthened RC beams is safe with the presence of disbond defects of the positions and sizes within the scope of this study.

Keywords: Defect-criticality, FRP-strengthening, Bond-slip Relationship

1. Introduction

Fiber reinforced polymer (FRP) composites have been increasingly used to enhance load capacity and improve serviceability of existing reinforced concrete (RC) members and structures in the last two decades. This is due to their advantages over other conventional strengthening materials, such as higher strength-to-weight ratio, corrosion resistance, and ease of application. For flexural strengthening of RC beams, FRP material is externally adhesively bonded to the tension face of the RC member. In spite of ample research on short-term mechanical behavior, this strengthening technique still cannot realize its full potential due to limited knowledge on its long-term durability and criticality of potential defect.

Due to its composite nature, the effectiveness of the FRP strengthening system for flexure depends on the performance of the FRP/concrete interface. However, defect in the form of debonded regions (Fig. 1) can exist at the FRP/concrete interface as a result of poor construction, or subsequent physical damage and environmental degradation during its intended service life. Limited numbers of studies have shown that the presence of defects can have detrimental effects on FRP-concrete systems. Non-destructive testing (NDT) techniques, such as ultrasonics, acoustic sounding, airborne radar, and thermography, can be used to detect such defects in FRP-strengthened RC flexural members. Nonetheless, there is still no general agreement based on engineering considerations as to the characteristics of a good FRP strengthening system and the acceptable thresholds for critical defects [1]. Hence, this study investigated the effects of debond-type defect in FRP-strengthened RC beams on mechanical behavior and failure mode through the use of experimentation and finite element analysis (FEA).

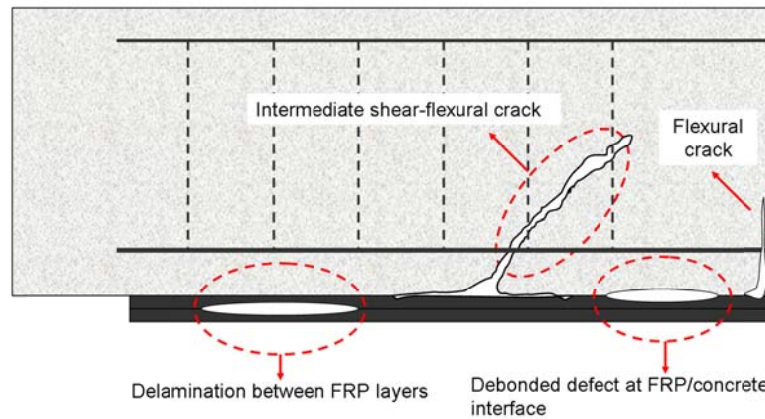


Fig. 1: Potential debonded regions in an FRP-strengthened RC beam

2. Defect Criticality in FRP-strengthened RC Member

Several strengthening techniques, including FRP plate bonding and column wrapping, have been widely applied as a result of extensive study on the mechanical behaviors of the systems [2-6] and continuous development of the recent design guidelines [1, 7-9]. For flexural strengthening of RC members such as beams and slabs, FRP in the forms of rigid plates or flexible sheets are externally bonded to the tension faces of the members using adhesive. (Note that another strengthening scheme is near-surface mounted FRP rod. But it is not within the scope of this study.) It is now known that failure of these FRP-strengthened flexural members can take place through several mechanisms, depending on the material properties, the geometry of cross-section and rebar, and anchorage provision. Fig. 2 shows failure modes that have been identified in laboratory: 1) steel yielding; 2) concrete crushing; 3) FRP rupture; 4) shear failure in concrete; 5) concrete cover delamination; and 6) intermediate crack-induced or IC debonding [10-12]. For safety purpose, it is recommended that debonding failure and concrete cover delamination are to be avoided in designing FRP strengthening of flexural members due to their brittle nature.

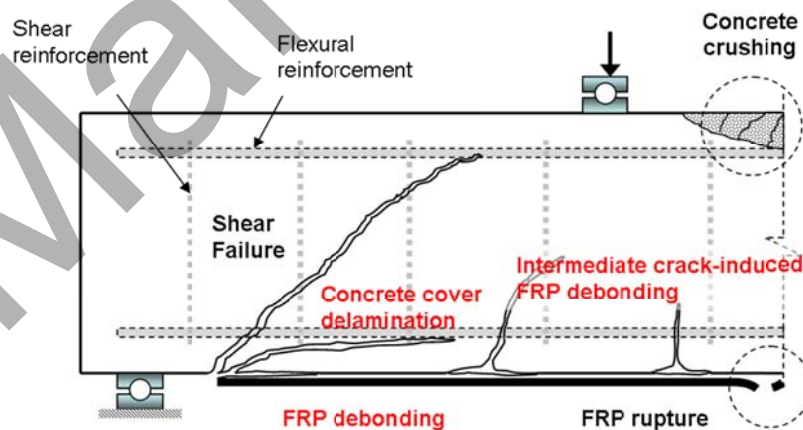


Fig. 2: Possible failure modes in an FRP-strengthened RC beam

Unlike FRP-confined RC column, FRP-strengthening of flexural member is a contact-critical application [13]. This means that the effectiveness of an FRP-strengthened RC beam depends on the bond performance, which in turn, depends on the qualities of the interface between the three constituent materials, namely concrete, adhesive, and FRP [14]. Potential defects in FRP-

strengthened RC beam include fiber misalignment, out-of-plane variation of concrete surface, existing damaged concrete, and debonded region [15]. Defects at the FRP/concrete interface in the forms of debonded region or delamination between FRP layers may occur during installation of the strengthening system or after a period of being in service. Furthermore, since FRP strengthening is generally performed on existing structural members, FRP is essentially applied on cracked concrete. If not treated properly, this concrete damage may be considered pre-existing defects as well. Existing cracks in a concrete beam can be categorized as flexural cracks, which are mainly in the vicinity of the midspan, and intermediate shear-flexural cracks, which are located further away from the midspan. These concrete cracks can cause local debonding of the FRP, which may lead to global failure of the FRP-strengthened RC beam [4, 16-18].

Limited number of studies have been conducted to investigate the effects of defect in FRP-concrete system, or termed “defect criticality” in this study. Early studies on the effects of debonded region involved the use of specialized specimens, which usually investigate only one aspect of this subject. Kaiser [19] used a mixed-mode peel fracture test to show that defect in the forms of incorrect mixing of adhesive, inadequate primer, concrete cavities, and prolonged primer cure can lead to reduced fracture toughness of the FRP/concrete interface. Experimental study by Seim et al. [20] has demonstrated that incomplete bonding between FRP and concrete can reduce both load capacity and the deflection at failure of slabs strengthened by FRP. Kalayci et al. [21] investigated the effects of defects in the forms of debonded regions and pre-existing concrete cracks on the performance of FRP-plated T-beams. In their experimental study, debonded region and pre-existing concrete cracks were simulated by uniformly distributed small circular air voids and lateral surface cuts in concrete surface, respectively. It was reported that the defects with size and spacing smaller than tolerance threshold specified in design guideline do not substantially affect global behavior of FRP-retrofitted structures. Nonetheless, the authors recommended that more stringent tolerance threshold be specified when environmental exposure is considered. This combined environmental effect and defect criticality was also confirmed in [22], where fracture mechanics was used to quantify the FRP/concrete bond performance. However, the authors used special mixed-mode peel fracture specimens, which may not accurately represent loading conditions on FRP-concrete systems in real strengthening application. It is not only experimental studies, but also numerical studies, such as FEA, that have been conducted. Guo et al. [23] performed a finite element study on the effects of hollow imperfections in adhesive bond layer. A bilinear bond-slip relationship was used in their study to describe the bond behavior in non-prestressed and prestressed FRP-plated beams containing uniformly distributed unbonded region along the span. It was found that the presence of such imperfections has a significant effect on stress distribution near the imperfections and has a tendency to cause concrete cracking due to increase in shear stress.

The design of FRP flexural strengthening assumes that the bond between FRP and concrete is perfectly intact at all time, such that load transfer between FRP and RC beam is possible. However, defect in the form of debonded region can exist at the FRP/concrete interface as a result of poor construction, subsequent physical damage, and environmental degradation, as stated earlier. The presence of defects can have detrimental effects on FRP-concrete systems as shown by the limited numbers of studies. Therefore, further investigation on defect criticality and development of a robust methodology to evaluate such effect are needed to ensure long-term safety of FRP flexural strengthening system in civil structures. The development of a suitable numerical model to predict the effects of such defect will help civil engineers during structural assessment and maintenance planning.

3. Experimental Study

3.1 Specimens Configurations

In order to investigate the effects of defect on the mechanical behavior and failure of FRP-strengthened RC beams, ten laboratory-sized beam specimens with section dimensions of 150 mm x 200 mm were casted. Each specimen was reinforced with DB12 rebars – two at the top and two at the bottom, with an effective depth of 170 mm as shown in Fig. 3. To prevent shear failure in concrete, stirrups made from RB9 rebars were placed 80 mm apart within the shear spans. Two layers of a 1500 mm long CFRP was installed on the soffit of the FRP-strengthened beams specimens. The width and total thickness of the CFRP layer were 50 mm and approximately 0.46 mm, respectively. Note that additional FRP in the form of complete wrapping were provided near both plate-ends to prevent failure by concrete cover delamination. Table 1 summarizes the configurations of the beam specimens used in this experimental study.

3.2 Specimen Preparation

Special attention was given to surface preparation of concrete before the installation of CFRP. These include sandblasting and rounding sharp edges at the locations of 3-side wrap installation. A solvent recommended by FRP manufacturer was applied to concrete surface to clean of any grease. For the specimens DF-xxx-xxx, defect in the form of debond region was created by inserting a strip of Teflon tape between concrete surface and carbon fiber sheet as the adhesive was applied to form CFRP by wet lay-up technique. The width of Teflon tape was controlled according to the size of debond defect in each specimen. Fiber orientation was carefully inspected to make sure that there was no any other type of defect. All specimens were left to cure at room temperature in laboratory for at least 72 hours before taking further steps.

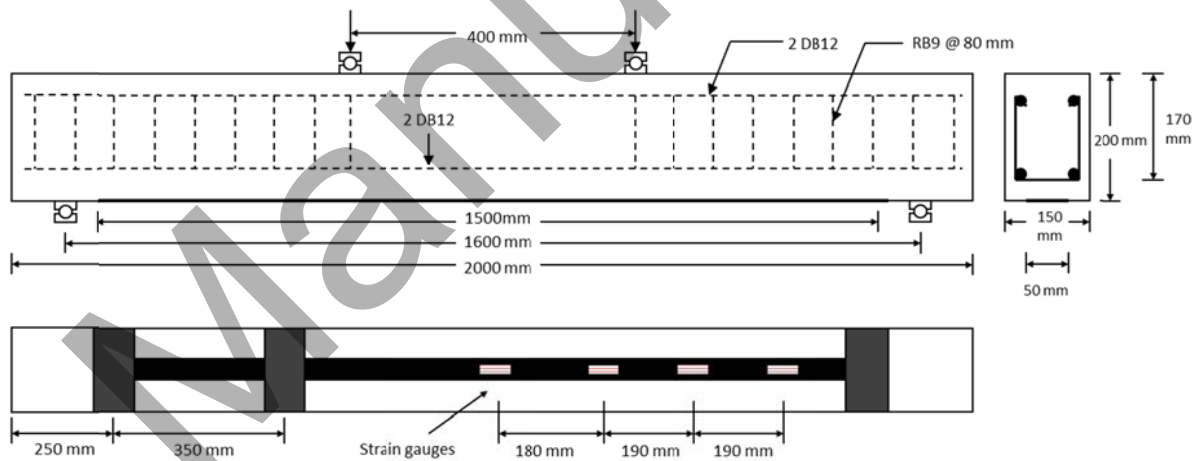


Fig. 3: Specimens configurations

Table 1: Summary of specimen configurations

Specimen	Defect Size (mm x mm)	Location of Defect*	Details
NF	-	-	RC beam
CF	-	-	Controlled FRP-plated RC beam
DF-50-0	50 x 50	Midspan	FRP-plated RC beam with debonded area
DF-50-180	50 x 50	180 mm	
DF-50-270	50 x 50	270 mm	
DF-50-560	50 x 50	560 mm	
DF-100-0	100 x 100	Midspan	
DF-100-180	100 x 100	180 mm	
DF-100-270	100 x 100	270 mm	
DF-100-560	100 x 100	560 mm	

*Location of a defect is measured from the midspan to its center point.

3.3 Test Setup

All beam specimens were tested under a 4-point bending configuration using a rigid steel frame as shown in Fig. 4a. The span length was 1,600 mm, and the distance between the two loading points at the top was 400 mm. In general, four strain gauges were installed on the surface of FRP on one side of the specimens as shown in Fig. 3 to measure strain distribution during load test. In the specimens with defect, additional strain gauges were placed at the center and on the edges of defect, as shown in Fig. 4b. This is to measure the strain and stress variations in the FRP above the debond region. An LVDT was located under the specimen midspan to measure deflection. Force was applied by a 50-tonn hydraulic jack and measured by a load cell.

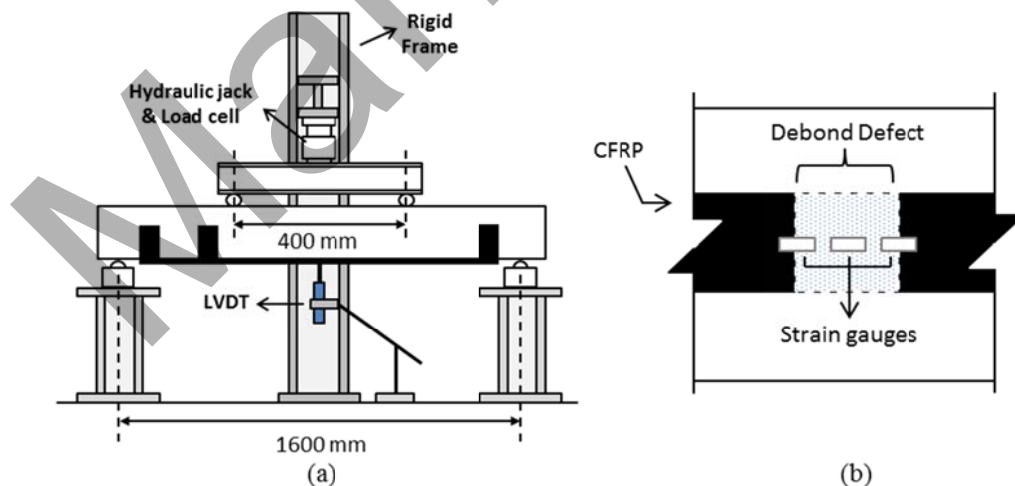


Fig. 4: Schematic representation of test setup

4. Numerical Study

4.1 Material Constitutive Models

Concrete, Steel, and FRP

In the case of FRP flexural strengthening of RC beams, concrete is under a fairly low confining pressure. As a result, it behaves in a brittle manner and fails by cracking in tension and crushing in compression. A damage plasticity model is applicable in this case to capture irreversible damage associated with these failure modes [24]. This model describes the behavior of concrete or other quasi-brittle materials in both compression and tension regimes as shown in Fig. 5. In the case of concrete under compression, stress-strain relationship by Hognestad was used [25]. For the ascending branch, stress-strain relationship is assumed to be a parabola curve according to Eq.(1) until compressive stress (f_c) reaches f'_c . For the descending branch, the stress varies linearly after the yield strength is reached with a plateau at the ultimate concrete strength ($f'_c = 27.46$ MPa) according to Eq. (2). ε_0 and ε_u are the strain corresponding to f'_c and the ultimate strain (e.g. 0.003), respectively. According to this model, the stiffness of concrete elements decreases to zero when the crack is determined to have occurred due to crushing at the integration points.

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right], \quad 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_0 \quad (1)$$

$$f_c = f'_c \left[1 - \frac{0.15}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} (\varepsilon_c - \varepsilon_0) \right], \quad \varepsilon_0 < \varepsilon_c < \varepsilon_u \quad (2)$$

Tension stiffening and shear retention models were implemented to describe the behavior of reinforced concrete after cracking under tension. They were used to account for the reduction in the tensile and shear moduli of the concrete after tensile and shear crack initiations. In these models, the stress in concrete decreases linearly or non-linearly (i.e. softening behavior) as the crack opening (w_t) increased to simulate load transfer across cracks through the reinforcement. For this study, a nonlinear softening behavior proposed by Hordijk [26], which relates tensile stress and crack opening displacement according to Eq.(3), was used:

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w_t}{w_{cr}} \right)^3 \right] e^{-c_2 \frac{w_t}{w_{cr}}} - \frac{w_t}{w_{cr}} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (3)$$

$$w_{cr} = 5.14 \frac{G_{FI}}{f_t} \quad (4)$$

$$f_t = 1.4 \left(\frac{f'_c - 8}{10} \right)^{2/3} \quad (5)$$

$$G_{FI} = (0.0469d_a^2 - 0.5d_a + 26) \left(\frac{f'_c}{10} \right)^{0.7} \quad (6)$$

where f'_c is the compressive strength of concrete. d_a is the diameter of the largest aggregate used in concrete. The coefficients c_1 and c_2 were obtained from experimentation and reported to be 3 and 6.93, respectively [27]. The area under this softening curve was controlled by the mode I fracture energy of concrete or G_{FI} (Fig. 5). Final crack width in concrete (w_{cr}) is related to both the mode I fracture energy and tensile strength (f_t) according to Eq. (6). Since no data on the post-cracking shear

behavior of the concrete was available, shear retention behavior was assumed to be similar to the tension stiffening behavior.

For steel reinforcement, a bi-linear elastic-plastic behavior was assumed (Fig. 5). Its plastic behaviors after yielding were described by the yield stress and the plastic strains. The elastic behavior of steel was described by Young's modulus (E_s) of 200 GPa and a Poisson's ratio (ν) of 0.3. Yielding of steel was governed by von Mises yield criterion with yield strength of 300 MPa. Isotropic hardening was assumed for the plastic behavior with an ultimate strain of 20 times the yield strain and strain hardening modulus of 200 MPa. On the other hand, CFRP was assumed to be linear elastic, followed by abrupt rupture when the ultimate strength (f_{fu}) was reached. The Young's modulus and tensile strength of CFRP as reported by the manufacturer were 165 GPa and 2700 MPa, respectively.

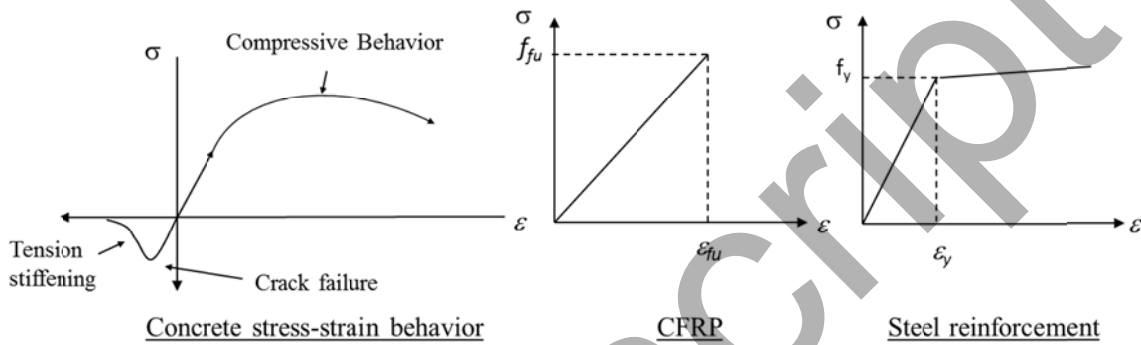


Fig. 5: Constitutive models for concrete, steel, and CFRP

Bond-slip Relationship for FRP/Concrete Interface

The relationship between shear stress (τ) and slip (s) in the FRP/Concrete interface can be described by a bond-slip model. Several forms of bond-slip model have been proposed in the past 10 years based on analysis of experimental results from fracture tests [28, 29]. The simplest form is a bi-linear bond-slip curve consisting of linear ascending and descending branches, which can be described by three parameters: maximum interfacial shear stress (τ_m), slip at maximum interfacial shear stress (s_0), and maximum slip (s_f) (Fig. 6). The linear ascending branch describes the stress-slip relationship in elastic regime when $0 \leq s \leq s_0$, which is expressed by Eq. (7). In this regime, the bond joint will behave elastically until the interfacial shear stress and slip reach τ_m and s_0 , respectively. The linear descending branch or softening branch describes the behavior of damaged interface (due to micro-cracking and crazing in the adhesive) when shear slip exceeds s_0 . As the value of slip increases beyond s_0 , the interfacial shear stress decreases linearly according to Eq. (8). Debonding of the FRP/concrete bond joint takes place when $s > s_f$, after which the interfacial stress becomes zero, signifying the inability of the interface in the debonded region to transfer load between FRP and concrete.

$$\tau = \tau_m \left(\frac{s}{s_0} \right) \text{ for } 0 \leq s \leq s_0 \quad (7)$$

$$\tau = \tau_m - \frac{\tau_m(s - s_0)}{s_f - s_0} \text{ for } s_0 \leq s \leq s_f \quad (8)$$

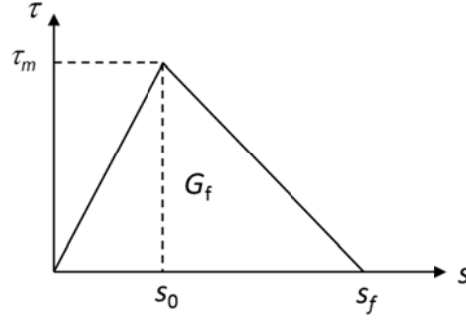


Fig. 6. Bi-linear bond-slip relationship

Ko et al. [30] have recently developed a bond-slip relationship for practical design purpose by calibrating the afore-mentioned model parameters using database of various single-lap shear and double-lap shear test results. According to [30], the parameters for the bi-linear bond-slip model may be calculated from Eq. (9) through (11).

$$\tau_m = 0.165f'_c \quad (9)$$

$$s_0 = -0.001f'_c + 0.122 \quad (10)$$

$$s_f = -0.002f'_c + 0.302 \quad (11)$$

where f'_c is the compressive strength of concrete. This study used the bond-slip relationship proposed by Ko et al. [30] to simulate the debonding behavior of the CFRP/concrete interface.

4.2 Finite Element Model

Boundary Conditions

In order to reduce computational requirement, only one-half of each beam was modeled in 2-dimensional plane. At the midspan, nodes were fixed in the x-direction, while allowed to move freely in the y-direction to create symmetry. On the other hand, the support was fixed in the y-direction, while allowed to move freely in the x-direction to simulate a roller support. A displacement boundary condition was applied at the loading point, 200 mm from the midspan.

Concrete, Steel, and FRP

Both concrete and CFRP were modeled by 4-node plane-stress elements (CPS4). Perfect bonding between concrete and steel reinforcement was assumed. To achieve this, the steel reinforcement was modeled by 2D truss elements (T2D2), which were embedded along the edges of concrete elements at specified depths, causing the 2D plane elements and truss elements to share nodes (Fig. 7).

Cohesive Zone Modeling for Concrete/FRP Interface

In FRP-strengthened RC beam, external load is transferred from concrete to FRP by shear stress in the adhesive layer. To correctly simulate the composite behavior in FE, cohesive elements (COH2D4) capable of describing both normal (mode I) and shear (mode II) deformations as shown in Fig. 8 were used. The relationship between normal deformation (n) and normal stress (σ) can be specified by bi-linear relationship similar to the bond-slip relationship for shear behavior in Fig. 6

(Eqs. 7 and 8). However, since the interface in single-lap shear test mainly deforms in shear, debonding by mode I fracture was prevented in the FE models by specifying a value of maximum normal stress σ_m significantly higher than the maximum interfacial shear strength τ_m (e.g. 2 orders of magnitude higher).

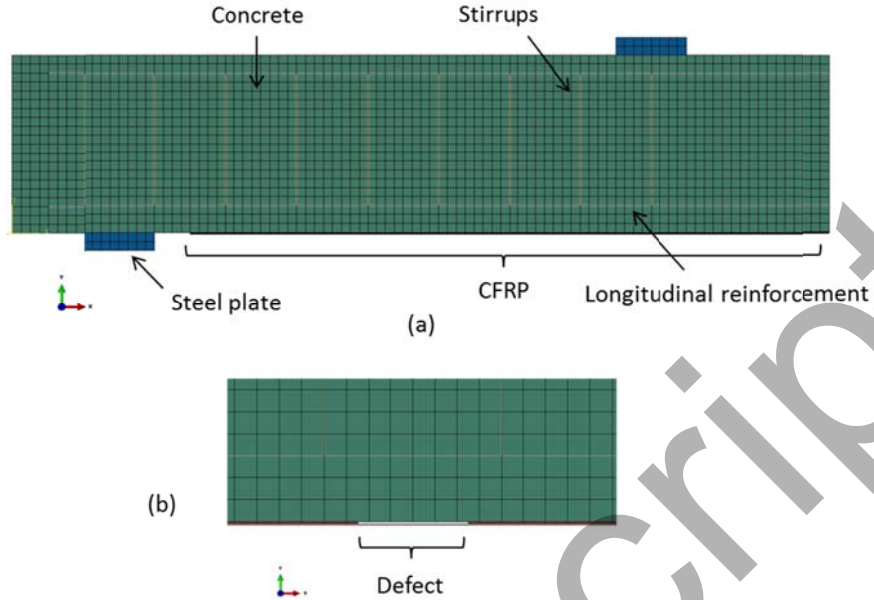


Fig. 7: 2D FE model of FRP-strengthened RC beam with debond defect: (a) elements in beam model and (b) magnification of defect in the model

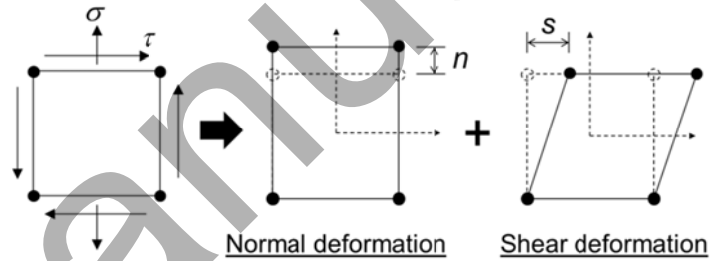


Fig. 8: Possible deformations of 2-dimensionanl cohesive element

4.3 Solution Technique

Due to non-linearity of concrete after cracking and of the FRP/concrete interface during softening, it is difficult to obtain the solution to the FE model of FRP-strengthened RC beam using a typical static analysis. In order to improve convergence, a solution technique for dynamic analysis called “Hiler-Hughes-Taylor α Method” or HHT- α was instead employed in Abaqus. This implicit time integration method assumes that load or displacement are applied slowly enough that the non-linear system behaves quasi-statically, and density has to be assigned to all constituents in the model. Additional energy dissipation was implemented through the viscosity parameters for the FRP/concrete interface. Its value ranged between 1×10^{-8} and 1×10^{-6} for this study, depending on the severity of the specified softening behavior for the cohesive elements.

5. Results and Discussion

5.1 Experimental Results

From compressive test, the compressive strength of concrete at 28 days was 27.46 MPa. Fig. 9 shows the relationship between load and midspan deflection obtained for all beam specimens. Table 2 summarizes flexural strength, maximum deflection, and failure mode of each beam specimen. The flexural capacity of unstrengthened RC beam (beam NF) and strengthened RC beam (beam CF) were calculated by theoretical equations to be 36.21 kN and 46.73 kN, respectively. Beam NF was predicted to fail by concrete crushing after steel yielding, while beam CF by FRP debonding after steel yielding, which were also observed from the experiment. Fig. 10 shows the cracking patterns in the beam specimens after testing. It was found that all beams failed by FRP debonding after steel yielding. FRP debonding mostly initiated at the location of existing flexural cracks, which were located within the 40 cm distance between loading points, and propagated to the end of FRP plate. Fig. 10c shows the cracking pattern and failure mode of beam DF-50-0, which has defect at the midspan. It was observed that flexural cracks formed at both ends of the defect due to high bending moment in that region. From analysis of strain values obtained from the four strain gauge locations, highest strain occurred at the location under the applied loads. However, the strain values at other locations could increase significantly, if crack formed at the locations, making strain analysis more complicated.

When comparing flexural capacities as shown in Fig. 11, it was found that the size and location of defect did not significantly affect the capacities. This may be attributed to similar debonding failure in all FRP-plated specimens, in which FRP debonding initiated at the flexural crack near the midspan. Nonetheless, 100 x 50 mm defect slightly decreased the load capacity compared to 50 x 50 mm defect. From the load-deflection relationship, it was found that the beam specimen with defect at 180 mm had smaller ductility compared to other beam specimens.

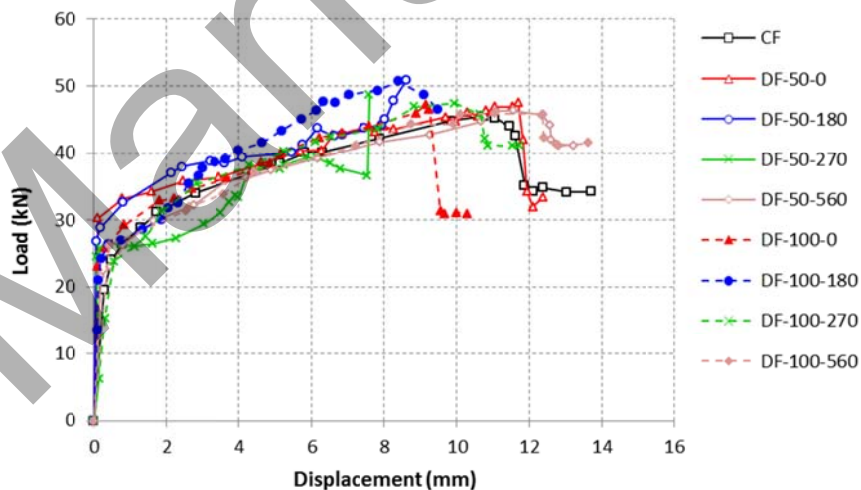


Fig. 9: Load vs midspan deflection relationship

Table 2: Summary of experimental results

Specimen Type	Specimen	Ultimate Load (kN)	Maximum Deflection (mm)	Failure Mode*
Controlled	NF	39.98	13.14	SY-CC
	CF	45.55	10.74	SY-FD
Defected	DF-50-0	47.60	12.48	SY-FD
	DF-50-180	50.88	8.60	SY-FD
	DF-50-270	48.75	7.59	SY-FD
	DF-50-560	46.36	11.57	SY-FD
	DF-100-0	47.31	9.15	SY-FD
	DF-100-180	50.77	8.39	SY-FD
	DF-100-270	47.45	9.94	SY-FD
	DF-100-560	45.90	11.04	SY-FD

*SY-CC = failure by concrete crushing after steel yielding and SY-FD = failure by FRP debonding after steel yielding

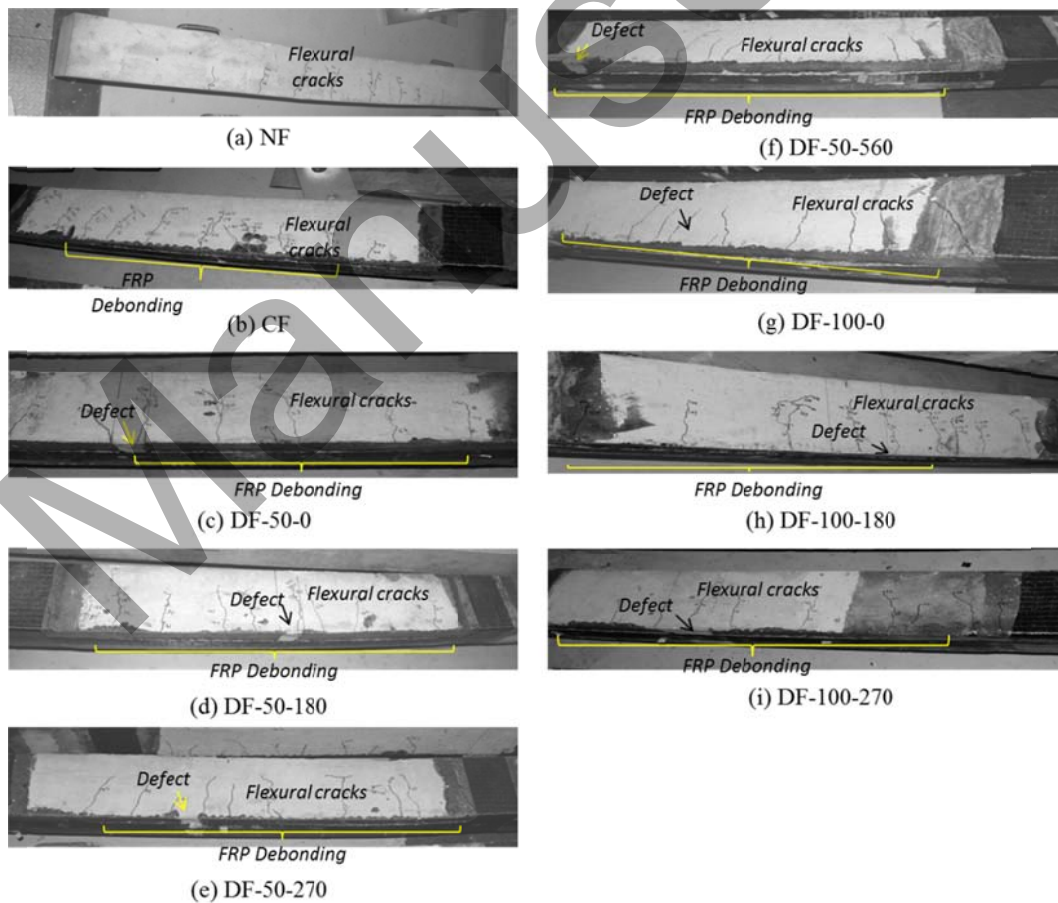


Fig. 10: Crack patterns and failure modes in tested beam specimens

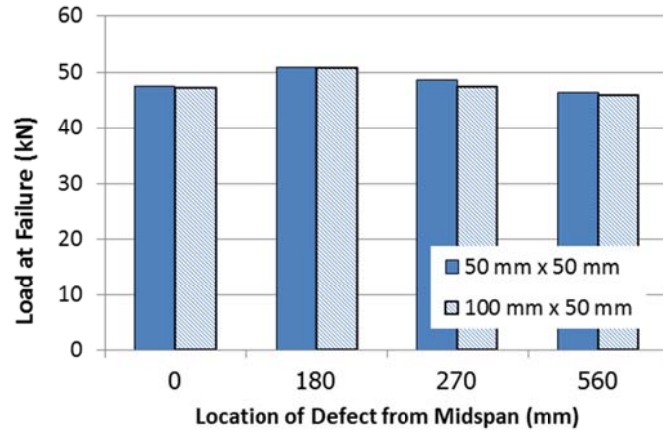


Fig. 11: Comparison of load capacities from experiment

5.2 Numerical Results

Table 3 summarizes the simulation results, namely load and deflection at first yield of steel reinforcement, load at first debonding of FRP, ultimate load, maximum deflection, and failure mode obtained from FEA. Load vs deflection relationships of all models are shown in Fig. 12. It was found that most of the beams with defect had slightly smaller stiffness than their controlled counterpart, except for model DF-50-200, which had apparently smaller stiffness than the others. Model NF (no FRP) failed by concrete crushing after steel yielding, while all FRP-plate beam models failed by FRP debonding after steel yielding as shown in Fig. 13.

Table 3: Summary of numerical results

Specimen	Load at 1 st Yield (kN)	Deflection at 1 st Yield (mm)	Load at 1 st Debonding (kN)	Ultimate Load (kN)	Maximum Deflection (mm)	Failure Mode*
NF	44.21	3.28	-	41.47	6.24	SY-CC
CF	47.18	4.04	49.95	51.02	8.19	SY-FD
DF-50-0	47.12	4.07	49.95	51.00	8.27	SY-FD
DF-50-200	46.92	3.42	47.04	49.08	6.71	SY-FD
DF-50-400	46.78	3.38	50.00	50.90	9.08	SY-FD
DF-50-600	47.04	3.35	49.86	50.92	9.11	SY-FD
DF-100-0	46.84	3.92	49.74	50.95	9.36	SY-FD
DF-100-200	46.76	3.33	47.1	48.83	7.67	SY-FD
DF-100-400	46.78	3.40	49.94	50.57	8.57	SY-FD
DF-100-600	47.06	3.37	50.56	50.93	9.12	SY-FD

*SY-CC = failure by concrete crushing after steel yielding and SY-FD = failure by FRP debonding after steel yielding

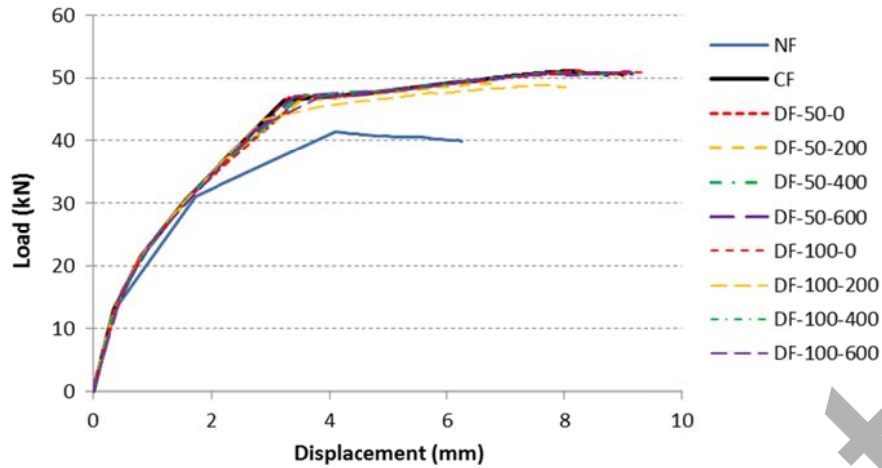


Fig. 12: Load vs midspan deflection relationship from FEA

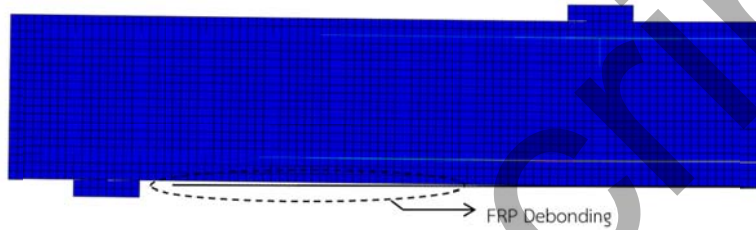


Fig. 13: Failure by FRP debonding in FRP-plated RC beam (model DF-50-400)

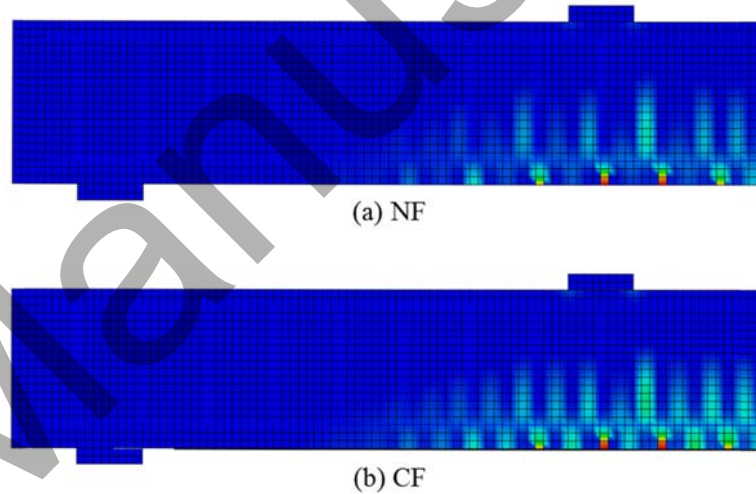


Fig. 14: Crack patterns of models NF and CF from FEA

Further investigation suggested that model CF failed by FRP debonding that initiated at the location under the applied load (approximately 20 cm from the midspan) under the load of 49.95 kN. Debonding then propagated to the end of FRP. When looking at the plot of principal plastic strain, it was found that debonding initiated at a large flexural crack. Therefore, failure mode can be assigned as intermediate flexural-shear crack debonding (IC debonding). The other beams with defect also had similar debonding behavior, but at slightly different loads when debonding initiated, due to difference in crack size and crack pattern. This can be observed from the tensile stress distribution in FRP in Fig. 15. Fig. 16 compares the flexural capacities of FRP-plated RC beam with and without defect.

No apparent effect of defect was observed from the figure, which is in agreement with the experimental results.

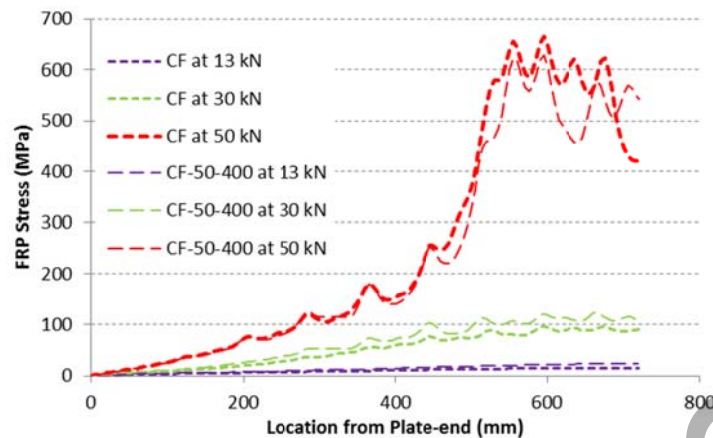


Fig. 15: Sample of tensile stress distribution in FRP under various load levels

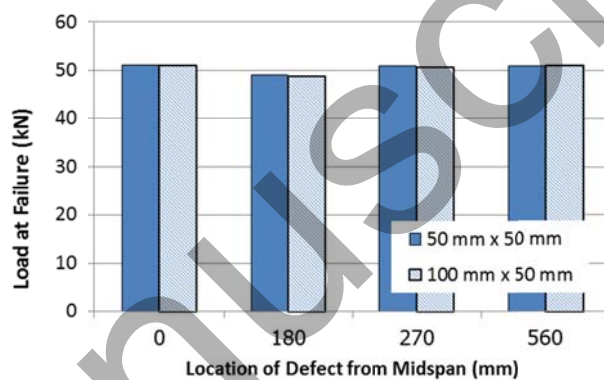


Fig. 16: Effect of debond defect on load capacity from FEA

6. Conclusion

The results of this study have shown that defects of different sizes and locations had small effects on the flexural capacity and ductility of RC beams strengthened with FRP. The flexural capacity calculated from design equations, together with additional strength reduction factors as recommended by the design code, is smaller than that obtained from the experiment, implying that designed capacity of FRP-strengthened RC beams is safe with the presence of disbond defects of the positions and sizes within the scope of this study.

Acknowledgements

This research was supported by Thai Research Fund (TRF), Grant No. TRG56, and Kasetsart University Research and Development (KURDI). The authors are grateful to the Department of Civil Engineering at Kasetsart University for equipment and laboratory supports.

References

1. NCHRP, *Report 514: Bonded Repair and Retrofit of Concrete Structures Using FRP Composites*, National Cooperative Highway Research Program (NCHRP).
2. Meier, U. and H. Kaiser, *Strengthening of Structures with CFRP*, in *Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures*, I.S. L. and S. Sen, Editors. 1991: Las Vegas, NV. p. 224-232.
3. Chajes, M.J., et al., *Flexural Strengthening of Concrete Beams Using Externally Bonded Composite Materials*. Construction and Building Materials, 1994. **8**(3): p. 191-201.
4. Teng, J.G., et al. *Recent research on intermediate crack debonding in FRP-strengthened RC beams*. in *4th Int. Conf. on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*. 2004. Canada.
5. Leung, C.K.Y. and Y. Yang, *Energy-based modeling approach for debonding of FRP plate from concrete substrate*. Journal of Engineering Mechanics-ASCE, 2006. **132**(6): p. 583-593.
6. Saxena, P., H.A. Toutanji, and A. Noumowe, *Failure Analysis of FRP-Strengthened RC Beams*. J Compos Constr, 2008. **12**: p. 2-14.
7. 9.3, T.G., *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*. 2001, CEB-FIB.
8. JSCE, *Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fiber Sheets*, Japanese Society of Civil Engineering.
9. ACI, *ACI 440.2R-08 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. 2008, American Concrete Institute.
10. Buyukozturk, O. and B. Hearing, *Failure Behavior of Precracked Concrete Beams Retrofitted with FRP*. Journal of Composites for Construction, 1998. **2**(3): p. 138-144.
11. Buyukozturk, O., O. Gunes, and E. Karaca, *Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites*. Construction and Building Materials, 2004. **18**(1): p. 9-19.
12. Gunes, O., O. Buyukozturk, and E. Karaca, *A fracture-based model for FRP debonding in strengthened beams*. Engineering Fracture Mechanics, 2009. **76**(12): p. 1897-1909.
13. Bank, L.C., *Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials*. 2006: John Wiley and Sons, Inc.
14. Karbhari, V.M., *Materials Considerations in FRP Rehabilitation of Concrete Structures*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2001. **13**(2): p. 90-97.
15. NCHRP, *Report 503: Application of Fiber Reinforced Polymer Composites to Highway Structure*, National Cooperative Highway Research Program (NCHRP).
16. Teng, J.G., et al., *Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs*. Construction and Building Materials, 2003. **17**: p. 447-462.
17. Rosenboom, O. and S. Rizkalla, *Modeling of IC debonding of FRP-strengthened concrete flexural members*. J Compos Constr, 2008. **12**(2): p. 168-179.
18. Neubauer, U. and F.S. Rostasy. *Bond Failure of Concrete Fiber Reinforced Polymer Plates at Inclined Cracks - Experimental and Fracture Mechanics Model*. in *Proceedings of the Fourth International Symposium: Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*. 1999. Baltimore, U.S.
19. Kaiser, H., *Assessment of Defect Criticality and Non-destructive Monitoring of CFRP-rehabilitated Civil Structures*, in *Department of Structural Engineering*. 2002, University of California San Diego: La Jolla.
20. Seim, W., et al., *External FRP Poststrengthening of Scaled Concrete Slabs*. ASCE Journal of Composites for Construction, 2001. **5**(2): p. 67-75.
21. Kalayci, A.S., B. Yalim, and A. Mirmiran, *Effect of Untreated Surface Disbonds on Performance of FRP-Retrofitted Concrete Beams*. Journal of Composites for Construction, 2009. **13**(6): p. 476-485.
22. Karbhari, V.M. and R. Navada, *Investigation of durability and surface preparation associated defect criticality of composites bonded to concrete*. Composites Part a-Applied Science and Manufacturing, 2008. **39**(6): p. 997-1006.
23. Guo, Y.C., et al., *Influence of hollow imperfections in adhesive on the interfacial bond behaviors of FRP-plated RC beams*. Construction and Building Materials, 2012. **30**: p. 597-606.
24. ABAQUS, *ABAQUS 6.6 Documentation*. 2006: SIMULIA.

25. Hognestad, E., *A Study on Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members*. 1951, University of Illinois Engineering Experiment Station, University of Illinois at Urbana-Champaign. p. 43-46.
26. Hordijk, D.A., *Local Approach to Fatigue of Concrete*. 1991, Delft University of Technology.
27. Chen, G.M., J.F. Chen, and J.G. Teng, *On the finite element modelling of RC beams shear-strengthened with FRP (vol 32, pg 13, 2012)*. Construction and Building Materials, 2013. **47**: p. 1544-1544.
28. Nakaba, K., et al., *Bond Behavior between Fiber-Reinforced Polymer Laminates and Concrete*. ACI Structural Journal, 2001. **98**(3).
29. Lu, X.Z., et al., *Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete*. Engineering Structures, 2005. **27**: p. 920-937.
30. Ko, H., et al., *Development of a simplified bond stress–slip model for bonded FRP–concrete interfaces*. Construction and Building Materials, 2014. **68**: p. 142-157.
31. Chen, G.M., *Behaviour and Strength of RC Beams Shear-Strengthened with Externally Bonded FRP Reinforcement*, in *Department of Civil and Structural Engineering*. 2010, The Hong Kong Polytechnic University.