พฤติกรรมรอยต่อของคานต่อคานด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูง
Behavior on Ultra-High Performance Concrete Beam-to-Beam Connection

นฤสรณ์ ศรีสวัสดิ์* ชิตพล เรืองกูล ณัฐนันท์ โชติพัฒนกิจ และ วิชัยรัตน์ แก้วเจือ

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ จ.สงขลา
**Corresponding author; E-mail address: 6410120036@email.psu.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมการดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เชื่อมต่อด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงและปูนแบบไม่หดตัว โดยทำการทดสอบแรงดัดแบบ 4 จุด มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินสมรรถนะของการเชื่อมต่อในการถ่ายเทแรงในคานและสังเกตการณ์บริเวณวิกฤตของรอยเชื่อมต่อ ตัวอย่างคานที่ใช้ทดสอบมีความยาว 700 มิลลิเมตร หน้าตัดคาน 150 มิลลิเมตร และลึก 150 มิลลิเมตร โดยพิจารณาขนาดของตัวอย่างคานจากแบบคอนกรีต และขนาดของเครื่องทดสอบ ออกแบบคอนกรีตกำลังอัดรูปทรงกระบอกมาตรฐานบ่มด้วยอากาศที่ 28 วัน มีค่าเท่ากับ 320 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ใช้เหล็กข้ออ้อยรับแรงดึงมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มิลลิเมตร ชั้นคุณภาพ SD40 ตัวแปรที่ใช้ในการทดสอบ คือ ระยะทาบของเหล็กเสริมและอัตราส่วนความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูงกับปูนแบบไม่หดตัว ในช่วงกลางคานที่มีการเชื่อมต่อใช้ระยะทาบของเหล็กที่ 3 6 และ 9 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม ความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูงจะมี 3 ระดับคือ 50 มิลลิเมตร 75 มิลลิเมตร และ 100 มิลลิเมตร ของความลึกคาน โดยทำการหล่อตัวอย่างทั้งหมด 30 ตัวอย่าง และทดสอบภายใต้ตัวแปรที่กำหนดแบบละ 3 ตัวอย่าง ทำการบันทึกรูปแบบการวิบัติ การแตกร้าว และการตอบสนองต่อแรง แล้วทำการอภิปรายผลการทดสอบภายใต้พารามิเตอร์การทดสอบที่แตกต่างกัน ผลการศึกษาระยะทาบ และความลึกที่รับแรงได้มากที่สุดคือ 85.05 กิโลนิวตัน ในระยะทาบที่ 9 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม ความลึก 100 มิลลิเมตร แต่ความแข็งแรงยังน้อยกว่าคานที่ไม่มีการเชื่อมต่อคือ 148.11 กิโลนิวตัน อยู่ถึง 43 เปอร์เซ็นต์

คำสำคัญ: คอนกรีตสมรรถนะสูง, การทดสอบแรงดัดแบบสี่จุด, เหล็กข้ออ้อย, ระยะทาบเหล็ก, ปูนแบบไม่หดตัว

Abstract

This article presents behavior of reinforced concrete beam using four-point bending test which the beam-to-beam is connected with ultra-high performance concrete (UHPC) and non-shrink concrete. The objective of the study is to evaluate the performance of the connection in transferring the force at the beam and to observe the effect the connection on critical area. The specimen has a dimension of length 700 mm x width 150 mm x height 150 mm. The dimension of the specimens is chosen considering the size of the concrete form and the loading frame. The design compressive cylinder strength chosen is 320 ksc at 28 days air curing. Deformed steel bars with nominal diameter of d_b is equal to 12 mm of SD40 grade are used as tension member. Test parameters are bar overlapping length and ration of UHPC with depth of beam. The middle-span connection consisting of the overlapping lengths of $3d_b$, $6d_b$ and $9d_b$. Three different UHPC thickness varying from 50 mm, 75 mm and 100 mm of the beam depth. In total, 30 specimens are cast and tested with 3 specimens of each condition. Failure mode, crack pattern and load-slip response are recorded and discussed under the different test parameters. Results of the study overlap and the depth that can receive the most force is 85.05 kN in the span at 9 times the diameter of the steel reinforcement, 100 mm deep, but the strength is 43 less than that of the unconnected beam, which is 148.11 kN. percent

Keywords: Ultra-high performance concrete, four-point bending test, reinforcing bars, development length, non-shrink cement

1. บทนำ

ในปัจจุบันงานก่อสร้างมีการพัฒนามากขึ้นเพื่อให้มีความแข็งแรง ความรวดเร็ว และความสะดวก จะเห็นมีการใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปในงานก่อสร้างขนาดใหญ่ ชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป เช่น คาน เสา แผ่นพื้น และผนัง มีการควบคุมมาตรฐานจากโรงงาน ในบางงานวิจัยมีการใช้เสาสำเร็จรูปในลักษณะที่นำมาเชื่อมโดยใช้คอนกรีตเชื่อมต่อ ผลการทดสอบเสาสำเร็จรูปสามารถรับแรงได้เทียบเท่ากับเสาหล่อในที่ [1] การใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูปส่วนที่สำคัญที่สุด คือ จุดเชื่อมต่อของชิ้นส่วนในแต่ละชิ้นจะต้องมีความแข็งแรงที่เพียงพอ ในการเชื่อมต่อ เช่น จุดเชื่อมต่อของเสาและคานก็จะใช้การเชื่อมต่อของเหล็กเสริม และใช้คอนกรีตปิดรอยเชื่อมนั้น ซึ่งการเชื่อมนั้นสามารถควบคุมคุณภาพได้ยากเพราะต้องใช้ฝีมือของช่าง

จึงเห็นว่าหากใช้การเชื่อมต่อโดยการทาบเหล็กระหว่างชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป และใช้คอนกรีตสมรรถนะสูงที่เป็นตัวเชื่อมต่อในช่องว่างที่เหลือ มีกำลังรับแรงอัด 1,000 ถึง 1,600 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ในแต่ละงานก็จะมีส่วนผสมที่แตกต่างกันออกไป เช่น เส้นใยเหล็ก (Fiber) ที่ 4 เปอร์เซ็นต์ ทำให้คอนกรีตสมรรถนะสูงรับแรงได้เพิ่มขึ้น [2, 3] ซึ่งมีค่าสูงกว่าคอนกรีตโดยทั่วไป กำลังรับแรงดึงของคอนกรีตสมรรถนะสูงสามารถรับแรงได้มากกว่าคอนกรีตทั่วไปเนื่องจากมีเส้นใยเหล็ก (Fiber) และกำลังการรับแรงอัดที่สูง [4] กำลังการรับแรงของคอนกรีตจะส่งผลต่อพันธะระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม ในคอนกรีตที่มีกำลังการรับแรงอัดสูงก็จะทำให้พันธะที่มีต่อเหล็กเสริมสูงขึ้นตามไปด้วย [5-7] แต่เนื่องจากคอนกรีตสมรรถนะสูงยังไม่มีมาตรฐานในการนำมาใช้เป็นตัวเชื่อมที่แน่ชัดจึงจำเป็นต้องศึกษาเกี่ยวกับระยะการทาบที่เหมาะสมเพื่อนำไปพัฒนาต่อในการใช้กับจุดต่อของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูป ในงานวิจัยที่ผ่านมาระยะ

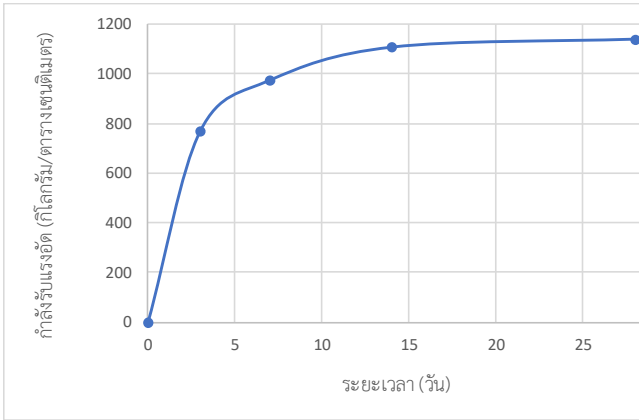
ทาบมีผลต่อโครงสร้างเนื่องจากการวิบัติจะเกิดขึ้นในจุดนี้หากความแข็งแรงไม่เพียงพอหรือ เทียบเท่าตัวอย่างที่ไม่มีระยะทาบผลการศึกษาพบว่าระยะทาบที่เหมาะสมสำหรับคอนกรีตสมรรถนะสูงคือ 12 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม [8, 9] รูปแบบของการทาบเหล็กก็เป็นปัจจัยที่มีผลการรับแรงของคาน การทาบแบบการงอเหล็กเสริมก็สามารถเพิ่มกำลังการรับแรงได้ แต่ไม่เป็นที่นิยมเนื่องจากมีความยุ่งยาก ไม่สะดวกในการทำงาน [10] และคอนกรีตสมรรถนะสูงเป็นวัสดุที่มีต้นทุนสูงจึงจำเป็นต้องลดต้นทุนโดยการใช้ คอนกรีตสมรรถนะสูงในบริเวณคานที่รับแรงดึงของคาน โดยหาระยะความลึกที่เหมาะสมของคอนกรีตสมรรถนะสูงเพื่อลดต้นทุน

โดยวัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้คือ เพื่อศึกษาพฤติกรรมการดัดของคานที่มีจุดเชื่อมต่อของคอนกรีตสมรรถนะสูง เพื่อศึกษาระยะทาบที่เหมาะสมสำหรับคอนกรีตเสริมเหล็กสรรถนะสูง และเพื่อศึกษาหาความลึกที่เหมาะสมของคอนกรีตสมรรถนะสูงสำหรับการใช้ในจุดเชื่อมต่อ โดยมีขอบเขตของงานวิจัยดังนี้ ระยะทาบของเหล็กเสริมกลางคานที่ 3 เท่า 6 เท่า และ 9 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม ความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูงในบริเวณจุดเชื่อมต่อความลึกที่ใช้คือ 33.3%, 50% และ 66.7% ของความลึกคาน ส่วนที่เหลือจะใช้ปูนแบบไม่หดตัว การทดสอบการดัดของคานคอนกรีตนั้นมีหลายวิธีแต่วิธีที่นิยมใช้กับคานคอนกรีตคือ การทดสอบเป็นการทดสอบแบบดัด 4 จุด (four-point bending test) [11]

2. ตัวอย่างและขั้นตอนการทดสอบ

2.1 วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

คอนกรีตที่นำมาใช้เป็นคานสำเร็จรูป มีกำลังอัดโดยประมาณเท่ากับ 380 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร คอนกรีตสมรรถนะสูงที่ใช้มีกำลังอัดประมาณ 1,100 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และได้เก็บตัวอย่างคอนกรีตสมรรถนะสูงที่ 3, 7, 14 และ 28 วัน เพื่อให้เห็นถึงการพัฒนากำลัง และใช้ปูนแบบไม่หดตัวกำลังอัดประลัย 600 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร แสดงให้เห็นในรูปที่ 1 การวิจัยนี้ใช้เหล็กข้ออ้อยคุณภาพ SD40T ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มิลลิเมตร สำหรับเป็นเหล็กเสริมหลักที่ด้านล่างของคาน และเหล็กกลมผิวเรียบคุณภาพ SR24 ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มิลลิเมตร สำหรับเป็นเหล็กเสริมด้านบนและเหล็กเสริมรับแรงเฉือน



รูปที่ 1 การพัฒนากำลังของคอนกรีตสมรรถนะสูง (UHPC)

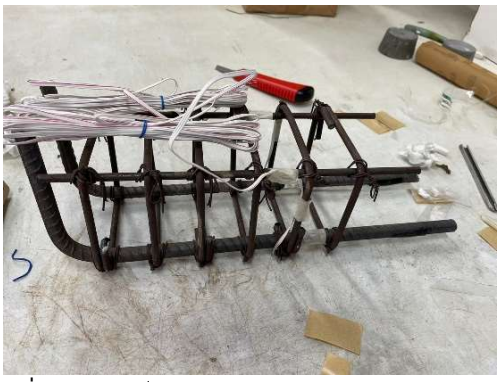
2.2 ตัวอย่างและขั้นตอนดำเนินงาน

จากขอบเขตของงานวิจัยสามารถแบ่งชุดของตัวอย่างได้เป็น 10 แบบ แต่ละแบบจะมีระยะทาบ และความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูงที่ใช้เชื่อมแตกต่างกันออกไป ดังแสดงตารางที่ 1 โดยแต่ละแบบจะหล่อตัวอย่างทั้งหมด 3 ชิ้นทำให้ตัวอย่างทั้งหมดมี 30 ตัวอย่าง

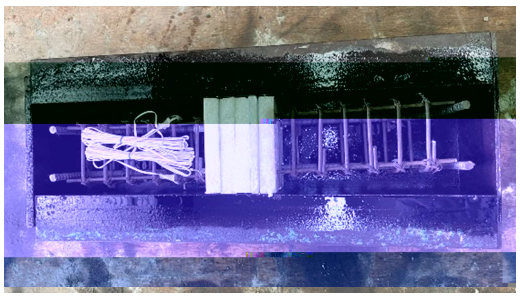
ตารางที่ 1 แสดงรายละเอียดของตัวอย่างคาน

สัญลักษณ์ตัวอย่าง	ความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูง (มิลลิเมตร)	ระยะทาบของเหล็กเสริม(มิลลิเมตร)
B-0D-00	0	0
B-3D-50	50	36
B-3D-75	75	36
B-3D-100	100	36
B-6D-50	50	72
B-6D-75	75	72
B-6D-100	100	72
B-9D-50	50	108
B-9D-75	75	108
B-9D-100	100	108

สัญลักษณ์ของตัวอย่างเช่น B-3D-50 บอกลักษณะว่าเป็นคาน เช่น B เท่ากับ คาน, 3D เท่ากับ 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม และ 50 เท่ากับ ความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูง หน่วย (มิลลิเมตร) ขั้นตอนการดำเนินงาน เริ่มจากผูกเหล็กเสริมกับเหล็กรับแรงเฉือน ติดตัววัดความเครียด (strain gauge) ไว้ที่เหล็กเสริมบริเวณกลางคานแสดงในรูปที่ 2 เตรียมแบบหล่อ นำเหล็กเสริมใส่ในแบบหล่อ ในคานที่มีการเชื่อมต่อนำแผ่นโฟมปิดในรอยเชื่อมแสดงในรูปที่ 3 นำคอนกรีตเทใส่ในแบบหล่อ รอคอนกรีตแข็งตัว และทิ้งไว้ 7 วันจึงนำมาเชื่อมต่อตรงกลางคานด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงแสดงในรูปที่ 4 หลังจากเชื่อมต่อครบ 28 วันจึงทดสอบคาน



รูปที่ 2 การผูกเหล็กและติดตัววัดความเครียด (strain gauge)



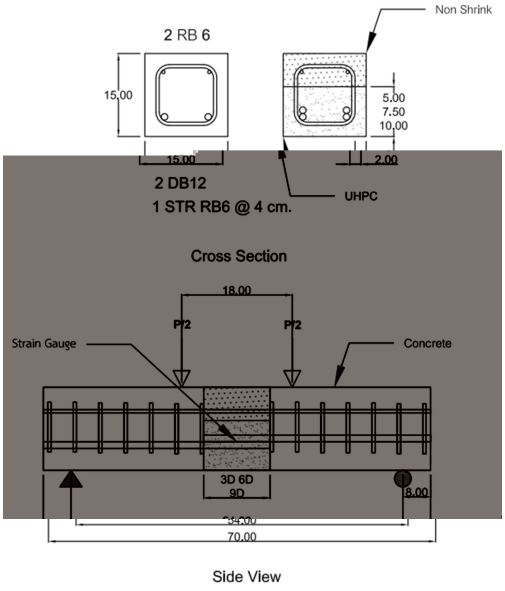
รูปที่ 3 การเตรียมวัสดุก่อนหล่อคาน



รูปที่ 4 การเชื่อมคานด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูง

2.3 รายละเอียดของคาน

จากการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของคานที่ไม่มีรอยเชื่อมต่อได้ออกแบบทดสอบแบบการดัด 4 จุด (four-point bending test) จะสามารถรับแรงสูงสุดได้ 120 กิโลนิวตัน คานที่ใช้ทดสอบมีขนาด 15 เซนติเมตร x 15 เซนติเมตร x 70 เซนติเมตร ด้านล่างจะเสริมเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มิลลิเมตร จำนวน 2 เส้น ด้านบนจะเสริมเหล็กกลมผิวเรียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มิลลิเมตร จำนวน 2 เส้น เหล็กกลมผิวเรียบรับแรงเฉือนหรือเหล็กปลอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มิลลิเมตรทุก 4 เซนติเมตร และติดตัววัดความเครียดที่เหล็กเสริม (strain gauge) บริเวณกลางคาน 2 ตัว แสดงในรูปที่ 5



รูปที่ 5 แสดงรายละเอียดคาน

2.4 การติดตั้งและการทดสอบ

การทดสอบเป็นการทดสอบแบบดัด 4 จุด (four-point bending test) โดยติดตั้งเครื่องวัดระยะการโก่งตัว (LVDT) จำนวน 1 ตัวที่กึ่งกลางคาน ให้แรงโดยใช้ระบบไฮดรอลิคผ่านตัววัดแรง (load cell) ขนาด 100 ตัน และตัววัดความเครียด (strain gauge) บริเวณกลางคาน 2 ตัว ทั้งหมดได้เชื่อมต่อกับระบบ Universal Recorder EDX-100 ที่แสดงผลการทดสอบ และบันทึกข้อมูลในคอมพิวเตอร์แสดงในรูปที่ 6 คานถูกวางบนที่รองรับที่ระยะ 54 เซนติเมตรเครื่องกดให้แรงกระทำโดยถ่ายแรงผ่านเหล็กที่วางอยู่บนคานคอนกรีตเสริมเหล็ก และถ่ายแรงสองจุดลงบนคานคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยมีระยะ L/3 เท่ากับ 18 เซนติเมตร (L= 54 เซนติเมตร) หลังจากติดตั้งเสร็จทำการทดสอบโดยกดแรงบริเวณกลางคาน พร้อมจดบันทึกการเปลี่ยนแปลงของคานเมื่อทดสอบเสร็จแล้วถ่ายรูปการวิบัติ และบันทึกผลการทดสอบนำข้อมูลไปวิเคราะห์ผลต่อไป



รูปที่ 6 การติดตั้งตัวอย่างคานเพื่อทดสอบ

3. ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผล

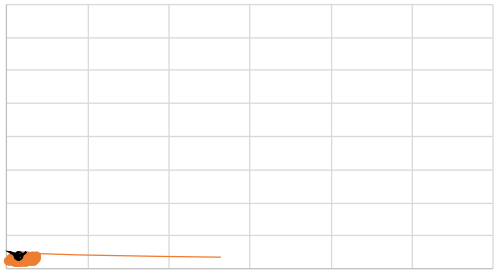
3.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการโก่งตัว และแรงกับความเครียดของเหล็กเสริม

ผลการทดสอบคานทั้งหมด 10 แบบ จำนวน 30 ตัวอย่าง นำมาเฉลี่ยพบว่าน้ำหนักประลัย การโก่งตัวที่น้ำหนักประลัย และความเครียดของเหล็กเสริมที่น้ำหนักประลัย แสดงดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 แสดงกำลังประลัย การโก่งตัว และความเครียดของเหล็กเสริมเฉลี่ยในคาน

สัญลักษณ์ตัวอย่าง	น้ำหนักประลัย (kN)	ความเครียดเหล็กเสริม	การโก่งตัว (มิลลิเมตร)
B-0D-00	148.11	2651.24	1.158
B-3D-50	15.43	94.20	0.469
B-3D-75	25.75	432.37	0.675
B-3D-100	26.80	669.95	0.648
B-6D-50	40.55	1354.41	0.681
B-6D-75	57.62	789.23	0.988
B-6D-100	65.29	1220.00	1.128
B-9D-50	55.68	645.11	0.933
B-9D-75	71.18	708.10	1.713
B-9D-100	85.05	620.67	1.477

จากตารางที่ 2 จะเห็นว่าการโก่งตัวของคานค่อย ๆ เพิ่มขึ้นตามกำลังรับแรงประลัย ความเครียดของเหล็กเสริมในตัวอย่างคานที่เป็นรอยต่อจะเห็นได้ค่อนข้างยากเนื่องจากคานวิบัติในกำลังรับแรงประลัยที่น้อยทำให้เหล็กของเรายังมีความเครียดไม่มากนัก แตกต่างกับคานที่มีรอยเชื่อมความเครียดในเหล็กเสริมจะเกิดขึ้นอย่างเห็นได้ชัดทั้ง 3 ตัวอย่างเนื่องจากเหล็กเสริมในคานเกิดการคราก่อนที่คานจะวิบัติ



รูปที่ 7 แสดงกำลังการรับแรง และการโก่งตัวของคานตัวอย่าง B-0D-00

ในรูปที่ 7 และรูปที่ 8 จะแสดงให้เห็นถึงตัวอย่างของคานที่ไม่มีการเชื่อมต่อเมื่อมีการให้แรงจนไปถึงจุดที่ใกล้การครากของเหล็กเสริมตัวอย่างคานจะมีค่าการโก่งตัวเพิ่มขึ้นอย่าง ๆ ช้าเนื่องจากเหล็กเสริมยังไม่คราก จุดครากของเหล็กเสริมจะมีค่าความเครียดประมาณ 2,300 ไมโครเมตรต่อเมตร หลังจากผ่านจุดครากไปแล้วการโก่งตัวจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดและตัวอย่างคานก็วิบัติตามมา ในรูปที่ 9 และรูปที่ 10 จะแสดงให้เห็นตัวอย่างคานที่มีการเชื่อมต่อการโก่งตัวเมื่อเทียบกับแรงจะมีการเพิ่มขึ้นอย่างสม่ำเสมอเป็นเส้นตรงจนคานวิบัติเนื่องจากความเครียดของเหล็กเสริมนั้นมีค่าน้อยยังไม่ถึงจุดครากของเหล็กเสริม

3.2 กำลังรับแรงของระยะทาบและความลึกแต่ละแบบ

จากผลการทดสอบพบว่ากำลังรับแรงของคานตัวอย่างเพิ่มขึ้นตามระยะการทาบเหล็ก และความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูง แต่ในตัวอย่าง B-9D-50 จะมีค่ากำลังประลัยน้อยกว่า B-6D-100 เนื่องจากผลของความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูงแสดงให้เห็นว่าระยะทาบที่เพิ่มขึ้นแต่ความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูงน้อยลงส่งผลให้กำลังรับแรงของคานตัวอย่างต่ำลงด้วย และกำลังรับแรงที่มากที่สุดของคานที่มีรอยเชื่อมคือ B-9D-100 ที่ 85.05 กิโลนิวตัน แต่กำลังรับแรงยังห่างจากคานที่ไม่ได้เชื่อมคือ B-0D-00 ที่ 148.11 กิโลนิวตัน อยู่ถึง 43 เปอร์เซ็นต์ แสดงในรูปที่ 11

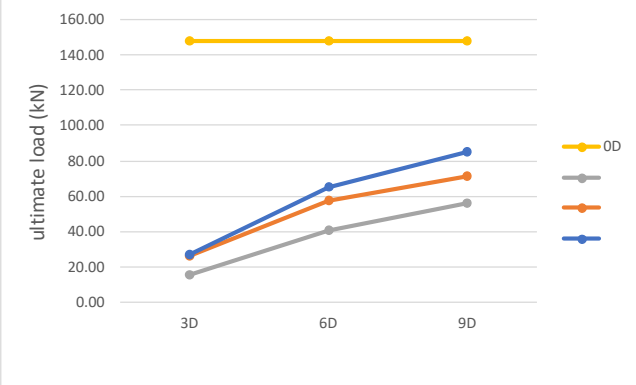
รูปที่ 8 แสดงกำลังการรับแรง และความเครียดในเหล็กเสริมของคานตัวอย่าง B-0D-00

รูปที่ 11 แสดงกำลังรับแรงประลัยของตัวอย่างคานแต่ละแบบ

รูปที่ 9 แสดงกำลังการรับแรง และการโก่งตัวของคานตัวอย่าง B-6D-100

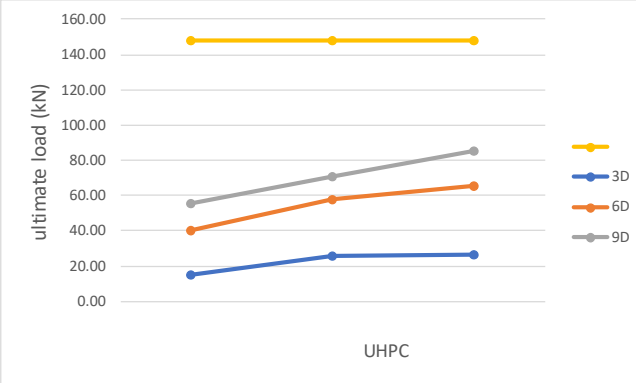
รูปที่ 12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงประลัยของคานตัวอย่างกับระยะทาบที่เพิ่มขึ้น จะเห็นได้ว่าที่ความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูง 50 มิลลิเมตร กำลังรับแรงของคานจะเพิ่มขึ้นตามระยะทาบที่เพิ่มขึ้น แต่อัตราการเพิ่มขึ้นของการรับแรงจะน้อยเมื่อเทียบกับความลึก 75 และ 100 มิลลิเมตร ส่วนความลึกที่ 75 มิลลิเมตร กำลังรับแรงของคานจะเพิ่มขึ้นตามระยะทาบที่เพิ่มขึ้น และในความลึกที่ 100 มิลลิเมตรกำลังรับแรงของคานจะเพิ่มขึ้นตามระยะทาบที่เพิ่มขึ้น แต่อัตราการเพิ่มขึ้นของกำลังการรับแรงจะมากกว่าอย่างเห็นได้ชัดเมื่อเทียบกับความลึก 50 และ 75 มิลลิเมตร

รูปที่ 10 แสดงกำลังการรับแรง และความเครียดในเหล็กเสริมของคานตัวอย่าง B-6D-100



รูปที่ 12 แสดงกำลังรับแรงประลัย กับระยะทาบเหล็กเสริมของคานในแต่ละความลึกของ (UHPC)

รูปที่ 13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงประลัยของคานตัวอย่างกับความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูง ตัวอย่างคานที่ระยะทาบ 3D กำลังการรับแรงจะเพิ่มขึ้นตามความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูงที่เพิ่มขึ้น แต่การเพิ่มความลึกจะสมารถเพิ่มการรับแรงขนาดของได้ไม่มากนัก ที่ระยะทาบ 6D กำลังการรับแรงจะเพิ่มขึ้นตามความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูงในความลึกที่ 75 มิลลิเมตร เทียบกับ 50 มิลลิเมตร อัตรากำลังการรับแรงจะเพิ่มขึ้นมากกว่าที่ความลึก 100 มิลลิเมตร เทียบกับ 75 มิลลิเมตร และที่ระยะทาบ 9D กำลังการรับแรงจะเพิ่มขึ้นตามความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูงที่เพิ่มขึ้น อัตราการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงจะมากกว่าระยะทาบที่ 3D และ 6D ตามลำดับ



รูปที่ 13 แสดงกำลังรับแรงประลัย กับความลึกของ (UHPC) ในแต่ละระยะทาบของเหล็กเสริมในคาน

3.3 การรับแรงและรูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง

ในตัวอย่างที่ระยะทาบ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์เหล็กเสริมที่ความลึก 50 75 และ100 มิลลิเมตร รอยแตกการวิบัติจะมีในจุดที่เป็นรอยต่อระหว่างคอนกรีตสมรรถนะสูงกับคานคอนกรีตสำเร็จรูปแสดงให้เห็นใน รูปที่ 14 รูปที่ 15 และรูปที่ 16



รูปที่ 14 แสดงลักษณะรอยแตกของตัวอย่าง B-3D-50



รูปที่ 15 แสดงลักษณะรอยแตกของตัวอย่าง B-3D-75



รูปที่ 16 แสดงลักษณะรอยแตกของตัวอย่าง B-3D-100

ในตัวอย่างที่ระยะทาบ 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์เหล็กเสริมที่ความลึก 50 มิลลิเมตรแสดงในรูปที่ 17 รอยแตกจะมีการแตกในส่วนที่แบ่งชั้นระหว่างคอนกรีตสมรรถนะสูงกับปูนแบบไม่หดตัว และมีรอยแตกตรงจุดเชื่อมต่อระหว่างคานกับคอนกรีตสามรรถนะสูง และในความลึกที่ 75 และ 100 มิลลิเมตรแสดงในรูปที่ 18 และรูปที่ 19 มีรอยแตกในลักษณะเดียวกันแต่จะมีจำนวนรอยแตกเพิ่มมากขึ้นในบริเวณจุดเชื่อมต่อ และด้านข้างจุดเชื่อมต่อ



รูปที่ 17 แสดงลักษณะรอยแตกของตัวอย่าง B-6D-50



รูปที่ 18 แสดงลักษณะรอยแตกของตัวอย่าง B-6D-75



รูปที่ 19 แสดงลักษณะรอยแตกของตัวอย่าง B-6D-100

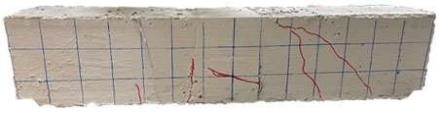
ในตัวอย่างที่ระยะทาบ 9 เท่าของเส้นผ่านศูนย์เหล็กเสริมที่ความลึก 50 มิลลิเมตรแสดงในรูปที่ 20 จะเห็นรอยแตกร้าวแยกชั้นระหว่างคอนกรีตสมรรถนะสูง กับปูนแบบไม่หดตัวได้ชัดเจน และมีรอยแตกร้าวตรงจุดเชื่อมระหว่างคานทั้ง 2 ข้าง ที่ความลึก 75 มิลลิเมตร แสดงในรูปที่ 21 มีรอยแตกเฉียงตรงจุดเชื่อมต่อที่คอนกรีตสมรรถนะสูง และรอยแตกระหว่างคานกับจุดเชื่อมต่อ ที่ความลึก 100 มิลลิเมตร แสดงในรูปที่ 22 จะมีรอยแตกเฉียงมาจากจุดรอบรับของคาน และรอยแตกบริเวณคอนกรีตสมรรถนะสูง ตัวอย่างคานที่ไม่มีจุดเชื่อมต่อรอยแตกในแนวทะแยงจะมีจำนวนมากเริ่มจากจุดรอบรับดานล่างของคานทั้ง 2 ข้าง และมีรอยแตกบริเวณกลางคานด้านล่างแสดงในรูปที่ 23



รูปที่ 20 แสดงลักษณะรอยแตกของตัวอย่าง B-9D-50



รูปที่ 21 แสดงลักษณะรอยแตกของตัวอย่าง B-9D-75



รูปที่ 22 แสดงลักษณะรอยแตกของตัวอย่าง B-9D-100



รูปที่ 23 แสดงลักษณะรอยแตกของตัวอย่าง B-0D-00

จากลักษณะรอยแตกร้าวของคานคอนกรีตรอยแตกบริเวณจุดเชื่อมต่อกึ่งกลางคานที่มีลักษณะยาวเกิดจากระยะทาบที่ไม่เพียงพอต่อการยึดเกาะของคอนกรีต รอยร้าวในลักษณะที่จุดเชื่อมต่อมีการแตกร้าวแบ่งแยกชั้นของคอนกรีตสมรรถนะสูงแสดงให้เห็นการวิบัติเนื่องจากความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูงที่น้อย รอยแตกร้าวในลักษณะเฉียงเข้าหากลางคานทั้งสองด้านทำมุมประมาณ 45 องศาเริ่มจากบริเวณจุดรองรับด้านล่างเกิดจากการรับแรงเฉือนของคอนกรีต และรอยแตกร้าวในลักษณะการแตกร้าวเป็นเส้นตรงด้านล่างบริเวณกึ่งกลางคานเกิดจากการรับแรงดัดของคาน

4. สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษารอยเชื่อมต่อคานด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงทั้งหมด 10 แบบ จำนวน 30 ตัวอย่าง โดยทำการศึกษาตัวแปรที่เกี่ยวข้องคือ ระยะทาบของเหล็กเสริมกลางคานที่ 3 เท่า 6 เท่า และ 9 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม และความลึกของคอนกรีตสมรรถนะสูงในบริเวณจุดเชื่อมต่อความลึกที่ใช้คือ 5.0 เซนติเมตร 7.5 เซนติเมตร และ 10.0 เซนติเมตร ส่วนที่เหลือจะเป็นปูนแบบไม่หดตัว ผลการศึกษาพบว่า กำลังรับแรงของคานที่มีจุดเชื่อมต่อ เพิ่มขึ้นตามระยะทาบที่เพิ่มขึ้น และกำลังการรับแรงของคานตัวอย่างเพิ่มขึ้นตามความลึกที่เพิ่มขึ้น คานที่รับแรงได้มากที่สุดคือ B-9D-100 รับแรงได้ 85.05 กิโลนิวตัน โดยมีระยะทาบที่ 9 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม และความลึกที่ 100 มิลลิเมตรของคอนกรีตสมารรถนะสูงอยู่ด้านล่าง 50 มิลลิเมตรของปูนแบบไม่หดตัวอยู่ด้านบน ของรอยต่อคาน เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับคานที่ไม่มีจุดเชื่อมต่อ B-0D-00 รับแรงได้ 148.11 กิโลนิวตัน แสดงให้เห็นว่าจุดเชื่อมคานนั้นยังต้องศึกษาเพิ่มเติมเพื่อให้การกับแรงมากกว่าหรือ เทียบเท่าคานที่ไม่มีจุดเชื่อมต่อ งานวิจัยนี้สามารถนำไปต่อยอดเพื่อทดสอบการรับแรงในจุดเชื่อมต่อของคานโดยใช้คอนกรีตสมรรถนะสูงในคาน โดยเพิ่มตัวแปรเพื่อให้การทดสอบมีความแม่นยำมากขึ้น และให้สามารถนำไปใช้งานได้ดี เช่น ความลึก ความกว้าง ความยาวคาน และขนาดของเหล็กเสริมที่แตกต่างกันไป

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณสาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ ที่ให้การสนับสนุนการทดสอบงานวิจัยครั้งนี้ และขอขอบคุณบริษัท ปูนซิเมนต์ไทย จำกัด ที่ให้ความอนุเคราะห์คอนกรีตสมรรถนะสูง และขอขอบคุณ บริษัท สตางค์วิศวกรรม จำกัด ที่ให้ความอนุเคราะห์เหล็กเสริมกำลัง

เอกสารอ้างอิง

[1] Rave-Arango J.F., Blandón C.A., Restrepo J.I. and Carmona F. (2018). Seismic performance of precast concrete column-to-column lap-splice connections. *Engineering structures,* 172, pp. 687-699.

[2] Fabien L., Massicotte B., and Charron J. P. (2016). Experimental investigation of bond stress distribution and bond strength in unconfined UHPFRC lap splices under direct tension. *Cement and Concrete Composites,* 74, pp. 26-38.

[3] Ma F., Deng M., Ma Y., Lü H., Yang Y. and Sun H. (2020). Study on the lap-splice behavior of post-yield deformed steel bars in ultra-high performance concrete. *Construction and Building Materials,* 262, pp. 120611.

[4] Islam M.M.U. (2021). Investigation of tensile creep for Ultra-High-Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) for the long-term. *Construction and Building Materials,* 305, pp.124752.

[5] Abadel A.A., Galal M., Kohail M. and Alharbi Y. R. (2021). Bond behavior between concrete and steel rebars for stressed elements. *Ain Shams Engineering Journal,* 12.2 pp. 1231-1239.

[6] Qi J., Liu J., Wang J., Cheng Z. and Ma Z.J. (2021). Bond strength of reinforcing bars in ultra-high performance concrete: Experimental study and fiber–matrix discrete model. *Engineering Structures,* 248, pp. 113290.

[7] Konstantinos T. and Pantazopoulou S.J. (2021). Bond behavior of high-performance fiber reinforced concrete (HPFRC) under direct tension pullout. *Engineering Structures,* 243, pp. 112701.

[8] Eric J., and Saatcioglu M. (2019). Bond-slip modelling of reinforced concrete lap splices subjected to low and high strain rates. *Engineering Structures* 195, pp. 568-578.

[9] Fabien L., Massicotte B., and Charron J. P. (2015). Bond strength of tension lap splice specimens in UHPFRC. *Construction and Building Materials,* 93, pp. 84-94.

[10] Mousa I. M. (2015). Flexural behaviour and ductility of high strength concrete (HSC) beams with tension lap splice. *Alexandria Engineering Journal,* 54.3, pp. 551-563.

[11] Yin, Y., Qiao Y., and Hu S. (2019). Four-point bending tests for the fracture properties of concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 211, pp. 371-381.