

## พฤติกรรมและความกว้างรอยร้าวของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กภายใต้แรงดัดแบบทางเดียว

### BEHAVIOR AND CRACK WIDTH OF STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE UNDER ONE-WAY FLEXURE

เกณทกานต์ งามสอน<sup>1</sup>, ปิยธิดา โปธิเกษม<sup>1</sup>, กิตติศักดิ์ สีสลาอัมพรสิน<sup>1</sup>, บวรทัต รัตนจีน<sup>1</sup>, รักษิตพงษ์ สหมิตรมงคล<sup>1\*</sup>

<sup>1</sup> ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, จังหวัดกรุงเทพมหานคร, ประเทศไทย

\*Corresponding author address: raktipong.sah@mail.kmutt.ac.th

#### บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดัดของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กโดยทำการทดสอบตามมาตรฐาน BS EN 14651 และ คำนวณความกว้างรอยร้าวที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงดัดขนาดต่าง ๆ โดยใช้วิธีคำนวณความกว้างรอยร้าวตามมาตรฐาน EUROCODE 2 ที่ถูกพัฒนาต่อโดย Löffgren และ มาตรฐาน RILEM TC 162-TDF เพื่อเปรียบเทียบว่าแต่ละปัจจัยส่งผลต่อพฤติกรรมการรับแรงดัดและความกว้างรอยร้าวมากน้อยเพียงใด ในกรณีที่ใช้เส้นใยเหล็กแบบโค้งจะมีกำลังรับแรงดึงคงเหลือมากกว่าการใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายร้อยละ 5.68, 11.91 และ 16.57 ที่ CMOD เท่ากับ 1.5, 2.5 และ 3.5 มม. ตามลำดับ ในกรณีที่ใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายจะมีกำลังรับแรงดึงคงเหลือมากกว่าเส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหัก ร้อยละ 9.70, 11.32, 23.67 และ 30.14 ที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 และ 3.5 มม. ตามลำดับ การเพิ่มปริมาณเส้นใยเหล็กแบบงอปลายจาก 40 เป็น 50 กก./ลบ.ม. ส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงดึงคงเหลือ เพิ่มขึ้นร้อยละ 76.22, 78.91, 78.78 และ 70.62 ที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 และ 3.5 มม. ตามลำดับ ซึ่งปริมาณการใส่เส้นใยเหล็กและรูปร่างของเส้นใยเหล็กล้วนส่งผลต่อความกว้างรอยร้าวที่ได้จากการคำนวณ การเพิ่มปริมาณเส้นใยเหล็กทำให้ขนาดความกว้างรอยร้าวลดลงและการใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายจะทำให้ความกว้างรอยร้าวที่คำนวณได้น้อยกว่าการใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหักที่ไม่เมนต์ัดกระทำเท่ากัน

**คำสำคัญ:** กำลังรับแรงดึงคงเหลือ, คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก, พฤติกรรมการรับแรงดัด

#### Abstract

This research aims to study flexural behavior of steel fiber reinforced concrete (SFRC) by BS EN 14651 test and to calculate the crack width that occur at different level of flexural moments in accordance to EUROCODE 2 which was further developed by the Löffgren and the RILEM TC 162-TDF standard to compare sensitivity of each factor on the flexural behavior and crack width. In the case of curved steel fibers, the residual tensile strength was 5.68%, 11.91 and 16.57% greater than the case of hooked-end steel fibers at crack mouth opening displacement (CMOD) of 1.5, 2.5 and 3.5 mm, respectively. In case of hooked-end steel fibers, the residual tensile strength was 9.70 %, 11.32 %, 23.67 % and 30.14 % greater than double hooked-end steel fibers at CMOD of 0.5, 1.5, 2.5 and 3.5 mm, respectively. The increase of the hooked-end steel fibers content from 40 to 50 kg/m<sup>3</sup> resulted in an increase of the residual tensile strength 76.22 %, 78.91 %, 78.78 % and 70.62% at CMOD of 0.5, 1.5, 2.5 and 3.5 mm, respectively. The steel fiber content and the steel fiber shape both affected the calculated crack width. Increasing the steel fiber content reduces crack width and the use of hooked-end steel fibers lead to the smaller value of calculated crack width when compared with the case of double hooked-end steel fibers at the same bending moment.

**Keywords:** Residual Tensile Strength, Steel fiber reinforced concrete, Flexural behavior

#### 1. บทนำ

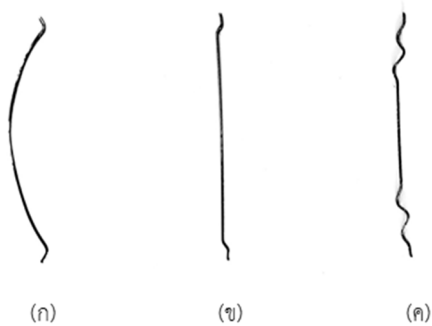
โดยทั่วไปคอนกรีตสามารถรับแรงอัดได้ดีแต่รับแรงดึงได้น้อยมาก และเมื่อคอนกรีตเกิดแรงดึงจนกระทั่งแรงดึงที่เกิดขึ้นมากกว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต คอนกรีตสูญเสียความสามารถกำลังรับแรงดึงทั้งหมดและเกิดการรูดแบบทันทีทันใด จึงเป็นเหตุผลให้มีการเสริมเหล็กในโครงสร้างคอนกรีตโดยทั่วไป เพราะเหล็กเสริมสามารถทำหน้าที่รับแรงดึงได้ดี ซึ่งทำให้เป็นการชดเชยข้อจำกัดของคอนกรีตได้อย่างมีประสิทธิภาพ แต่การติดตั้งเหล็กเส้นนั้นค่อนข้างยุ่งยาก และ ใช้เวลานาน เนื่องจากต้องทำการจัดตำแหน่งเหล็กเสริม

ให้มีระยะหุ้มเหล็กที่เพียงพอตรงตามที่ต้องการ เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดสนิมในเหล็กเสริมก่อนเวลาอันควร และเพื่อให้พื้นผิวพฤติกรรมเชิงโครงสร้างตามที่ได้ออกแบบไว้ ส่งผลให้การเตรียมการก่อนเทคอนกรีตค่อนข้างใช้เวลานาน รวมถึงการจัดการระหว่างเทคอนกรีตมีความยุ่งยาก ในปัจจุบันมีวัสดุอีกชนิดหนึ่งที่สามารถนำมาใช้ทำหน้าที่รับแรงดึงภายในคอนกรีตเช่นเดียวกับเหล็กเส้น คือ เส้นใยเหล็ก (Steel Fiber) การใช้เส้นใยเหล็กเข้าไปผสมอยู่ในคอนกรีตทำให้คอนกรีตมีคุณสมบัติดีขึ้นในหลาย ๆ ด้าน ยกตัวอย่างเช่น ทำให้คอนกรีตยังคงสามารถรับแรงดึงได้บางส่วนถึงแม้ว่าจะเกิดการ

แตกแล้ว ช่วยป้องกันไม่ให้โครงสร้างพื้นวิบัติแบบทันทีทันใด และอาจช่วยควบคุมรอยร้าวที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างได้ ซึ่งคล้ายคลึงกับการใช้เหล็กเส้น ทั้งนี้การใช้เส้นใยเหล็กเหมาะกว่าเหล็กเส้นในบางรูปแบบการใช้งาน ยกตัวอย่างเช่นการก่อสร้างพื้นโรงงานอุตสาหกรรมซึ่งส่วนใหญ่แล้วโครงสร้างประเภทนี้จะเป็นโครงสร้างพื้นไร้คาน การใช้เส้นใยเหล็กแทนเหล็กเสริมในโครงสร้างประเภทนี้จะช่วยให้ไม่ต้องมีการจัดเรียงเหล็กเส้น และช่วยลดระยะเวลาในการก่อสร้าง นอกจากนี้เส้นใยเหล็กยังช่วยป้องกันการขัดสีหรือการกระแทกได้ดี [1] ซึ่งส่งผลต่อความคงทนในระยะยาวทำให้โครงสร้างมีอายุการใช้งานได้นานขึ้น ซึ่งในบางกรณีอาจใช้เส้นใยเหล็กและเสริมเหล็กเส้นบางตำแหน่งโดยทำการเสริมเหล็กเส้นในบริเวณที่เกิดแรงดัดสูง เพื่อควบคุมรอยร้าวให้ได้ตามต้องการและประหยัดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดัดของพื้นไร้คานคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กเพื่อเปรียบเทียบความกว้างรอยร้าวที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงดัดขนาดต่าง ๆ โดยใช้วิธีคำนวณความกว้างรอยร้าวตามมาตรฐาน EUROCODE 2 [2] ที่ถูกพัฒนาต่อโดย Löfgren [3] และมาตรฐาน RILEM TC 162-TDF [4]

## 2. การเตรียมวัสดุและการทดสอบ

ในงานวิจัยนี้ใช้ตัวอย่างทดสอบที่เป็นคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กในปริมาณ 20, 40 และ 50 กก./ลบ.ม. เส้นใยเหล็กที่ใช้ในงานวิจัยฉบับนี้จะมีรูปร่างแตกต่างกันออกไปทั้งหมด 3 รูปร่าง ประกอบด้วย เส้นใยเหล็กแบบโค้ง (Arc Steel Fiber) เส้นใยเหล็กแบบงอปลาย (Hooked-end Steel Fiber) เส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยัก (Double Hooked-end Steel Fiber) และ ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 ลักษณะเส้นใยเหล็กรูปแบบต่าง ๆ

- (ก).เส้นใยเหล็กแบบโค้ง
- (ข).เส้นใยเหล็กแบบงอปลาย
- (ค).เส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยัก

### 2.1. การเตรียมวัสดุ

วัสดุที่นำมาใช้ในการทดสอบ ได้แก่ คอนกรีตที่มีกำลังอัด 35 เมกะปาสคาล โดยมีอัตราส่วนผสม ดังแสดงในตารางที่ 1 และ เส้นใยเหล็กคุณสมบัติต่าง ๆ ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 1 อัตราส่วนผสมคอนกรีต

รายการส่วนผสม	อัตราส่วนผสม (กก./ลบ.ม.)
ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ชนิดที่ 1	300
เถ้าลอย	100
น้ำ	185
ทราย	190
หิน	1070
เส้นใยเหล็ก	20-50

ตารางที่ 2 คุณสมบัติต่าง ๆ ของเส้นใยเหล็ก

รูปร่าง	ความยาว (มม.)	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มม.)	กำลังรับแรงดึง (เมกะปาสคาล)
โค้ง	60	0.75	1100
งอปลาย	60	0.75	1100
	60	0.75	1500
งอปลายสองหยัก	60	0.75	2000

### 2.2. การทดสอบ

การทดสอบจะใช้ตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กขนาด 150x150x600 ลบ.มม. และทดสอบตามมาตรฐาน BS EN 14651 [5] โดยรายละเอียดตัวอย่างทดสอบทั้งหมดแสดงในตารางที่ 3

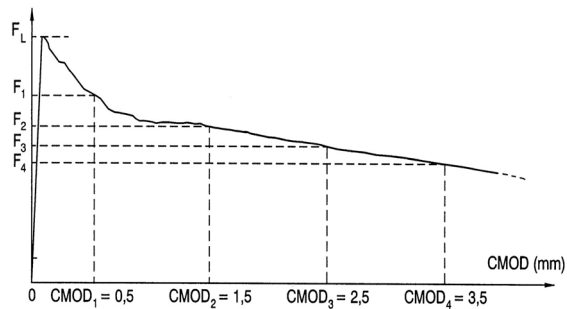
#### 2.2.1. มาตรฐาน BS EN 14651 [5]

การทดสอบตามมาตรฐาน BS EN 14651 [5] จะเป็นการทดสอบกำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็ก โดยจะใช้วิธีการทดสอบแบบดัดสามจุด (Three point bending test) ซึ่งการทดสอบตามมาตรฐานนี้ จำเป็นต้องทำการบากตัวอย่างทดสอบ ที่บริเวณกึ่งกลางด้านล่างของตัวอย่าง ตามรายละเอียดที่มาตรฐานกำหนด เพื่อควบคุมให้รอยร้าวเกิดที่บริเวณที่ต้องการ และ ใช้อัตราที่เพิ่มขึ้นของระยะผ่าของปากรอยร้าว (Crack Mouth Opening Displacement, CMOD) บริเวณที่ทำการบากตัวอย่างทดสอบเป็นตัวควบคุมการทดสอบ โดยอัตราที่เพิ่มขึ้นของ CMOD นั้นต้องกำหนดให้เป็นไปตามที่มาตรฐานกำหนด และ ใช้ตัววัดระยะผ่าของปากรอยร้าว (Clip gauge transducer) ในการวัดระยะผ่าของปากรอยร้าวที่เพิ่มขึ้น

ตารางที่ 3 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	ขนาดของตัวอย่างทดสอบ (ลบ.ม.ม.)	รูปร่างของเส้นใยเหล็ก	ปริมาณเส้นใยเหล็ก (กก./ลบ.ม.)	กำลังดึงของเส้นใยเหล็ก (เมกะปาสคาล)
ARC20	150X150X600	โค้ง	20	1100
HE20	150X150X600	งอปลาย	20	1100
HE40	150X150X600	งอปลาย	40	1500
HE50	150X150X600	งอปลาย	50	1500
DHE40	150X150X600	งอปลายสองหยัก	40	2000
DHE50	150X150X600	งอปลายสองหยัก	50	2000

จากการทดสอบตามมาตรฐาน BS EN 14651 [5] จะได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรง และ CMOD ที่เพิ่มขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับ CMOD ที่ CMOD ขนาดต่าง ๆ (Load-CMOD Diagram,) BS EN 14651 [5]

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับ CMOD ทำให้สามารถคำนวณกำลังรับแรงดึงคงเหลือ (Residual tensile strength) ณ ขณะที่ความกว้างรอยร้าวมีค่าต่าง ๆ ได้ จากสมการที่ระบุในมาตรฐาน BS EN 14651 ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$f_{R,j} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2} \quad (1)$$

โดย  $f_{R,j}$  คือกำลังรับแรงดึงคงเหลือของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กที่ CMOD ขนาดต่าง ๆ ( $CMOD_j$ :  $j=1,2,3,4$ ),  $F_j$  คือแรงที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบที่ CMOD ขนาดต่าง ๆ ( $CMOD_j$ :  $j=1,2,3,4$ ),  $l$  คือความยาวช่วงที่ใช้ในการทดสอบ,  $b$  คือความกว้างของตัวอย่างทดสอบ,  $h_{sp}$  คือระยะระหว่างจุดสิ้นสุดของรอยบากถึงบนสุดของตัวอย่างทดสอบ

### 3. วิธีการคำนวณความกว้างรอยร้าว

ในงานวิจัยนี้จะใช้วิธีการคำนวณความกว้างของรอยร้าวตามมาตรฐานการออกแบบของ EUROCODE 2 [2] ที่ถูกพัฒนาต่อโดย Löfgren [3] และ RILEM TC162-TDF [4] โดยการคำนวณจะใช้การสมมติให้ตัวอย่างมีขนาดหน้าตัด ความลึก 200 มม. และความกว้าง 500 มม. มีกำลังอัด 35 เมกะปาสคาล และมีระยะหุ้มเหล็ก 0.03 ม.

### 3.1. EUROCODE 2 [2]

ในมาตรฐานของการออกแบบ EUROCODE 2 [2] มีการระบุวิธีการคำนวณระยะห่างระหว่างรอยร้าว (Crack Spacing) ที่จะเกิดขึ้น และ วิธีการคำนวณความกว้างรอยร้าว (Crack Width) ของคอนกรีตเสริมเหล็ก ดังแสดงในสมการที่ (2) และ สมการที่ (3) ตามลำดับ

$$S_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (2)$$

โดย  $S_{r,max}$  คือระยะห่างสูงสุดระหว่างรอยร้าว,  $C$  คือระยะหุ้มเหล็กของเหล็กเสริมตามยาว,  $\phi$  คือเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว,  $\rho_{p,eff}$  คืออัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามยาวกับพื้นที่หน้าตัดคอนกรีตบริเวณที่รับแรงดึง ( $A_s/A_{c,eff}$ ),  $k_1$  คือค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งคำนึงถึงความสามารถในการยึดเหนี่ยวของผิวเหล็กเสริม โดย  $k_1$  จะเท่ากับ 0.8 สำหรับเหล็กที่มีแรงยึดเหนี่ยวสูง และ  $k_1$  จะเท่ากับ 1.6 สำหรับเหล็กที่มีผิวแบบธรรมดาทั่วไป,  $k_2$  คือค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งคำนึงถึงการกระจายตัวของความเครียด โดย  $k_2$  จะเท่ากับ 0.5 สำหรับแรงดึง และ  $k_2$  จะเท่ากับ 1.0 สำหรับแรงดึงโดยตรง, ส่วน  $k_3$  และ  $k_4$  EUROCODE 2 แนะนำให้ใช้ค่าเท่ากับ 3.4 และ 0.425 ตามลำดับ

$$W_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (3)$$

โดย  $w_k$  คือความกว้างรอยร้าว,  $\epsilon_{sm}$  คือค่าเฉลี่ยความเครียดของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำ,  $\epsilon_{cm}$  คือค่าเฉลี่ยความเครียดของคอนกรีตระหว่างรอยร้าว ( $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ ) สามารถหาได้จากสมการที่ (4) และต้องไม่น้อยกว่า  $0.6(\sigma_s/E_s)$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \quad (4)$$

โดย  $\sigma_s$  คือค่าความเค้นที่เกิดขึ้นกับเหล็กเสริมและคำนวณโดยพิจารณาว่าหน้าตัดมีการแตกร้าว  $\alpha_e$  คืออัตราส่วนระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กและคอนกรีต ( $E_s/E_c$ ),  $k_t$  คือค่าคงที่ซึ่งขึ้นอยู่กับระยะเวลาในการให้แรง โดย  $k_t$  จะเท่ากับ 0.6 สำหรับการให้แรง

แบบระยะสั้น และ  $k_t$  จะเท่ากับ 1.0 สำหรับการให้แรงแบบระยะยาว

จากสมการของ EUROCODE 2 ทั้ง 3 สมการ จะทำให้สามารถทำนายความกว้างของรอยร้าวที่จะเกิดขึ้นในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กได้ แต่ในมาตรฐานนี้ไม่ได้กล่าวถึงวิธีการคำนวณความกว้างรอยร้าวในกรณีของโครงสร้างคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็ก หรือในกรณีที่โครงสร้างมีทั้งเส้นใยเหล็กและเหล็กเสริม ทำให้ไม่สามารถคำนวณระยะห่างระหว่างรอยร้าวที่เกิดขึ้นและความกว้างรอยร้าวในกรณีดังกล่าวได้ ต่อมา Löfgren [3] ได้นำสมการของมาตรฐาน EUROCODE 2 มาพัฒนาต่อเพื่อให้สมการของ EUROCODE 2 สามารถคำนวณความกว้างรอยร้าวที่เกิดขึ้นในกรณีที่โครงสร้างมีการเสริมเส้นใยเหล็ก และ เหล็กเสริมได้ โดยการเพิ่มตัวแปร  $k_5$  เข้าไปในสมการที่ (2) ของมาตรฐาน EUROCODE 2 และได้เป็นสมการใหม่ ดังแสดงในสมการที่ (5)

$$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 k_5 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (5)$$

ซึ่งตัวแปร  $k_5$  ที่ Löfgren เพิ่มเข้ามาเป็นการคำนึงถึงผลของเส้นใยเหล็ก ที่ส่งผลต่อระยะห่างระหว่างรอยร้าวและความกว้างรอยร้าวที่จะเกิดขึ้น โดยขึ้นอยู่กับปริมาณของเส้นใยเหล็กที่ใช้ และรูปร่างของเส้นใยเหล็ก ซึ่ง Löfgren ใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง กำลังรับแรงดึงหลังเกิดการแตกร้าวที่เป็นผลมาจากเส้นใยเหล็ก (Residual tensile strength of SFRC,  $f_{ft,res}$ ) และ กำลังรับแรงดึงของคอนกรีตกำหนดเป็นตัวแปร  $k_5$  ขึ้นมา [3] โดยสามารถคำนวณได้ ดังแสดงในสมการที่ (6) และค่า  $f_{ft,res}$  สามารถคำนวณได้ ดังแสดงในสมการที่ (7) ตามที่มาตรฐาน RILEM TC162-TDF [4] แนะนำ

$$k_5 = 1 - \frac{f_{ft,res}}{f_{ctm}} \quad (6)$$

$$f_{ft,res} = 0.45 f_{Rm,1} \quad (7)$$

โดยค่า  $f_{Rm,1}$  คือค่าเฉลี่ยของกำลังดึงคงเหลือของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก (Residual flexural tensile strength of SFRC) ที่ความกว้างรอยร้าวเท่ากับ 0.5 มม. (CMOD<sub>1</sub>=0.5 mm) โดยได้จากการทดสอบตามมาตรฐาน BS EN 14651 [5]

### 3.2. RILEM TC 162-TDF [4]

ในมาตรฐานการออกแบบ RILEM TC162-TDF [4] มีการระบุวิธีการคำนวณระยะห่างระหว่างรอยร้าวที่จะเกิดขึ้น และความกว้างรอยร้าวในกรณีของโครงสร้างคอนกรีต ที่ผสมทั้งเส้นใยเหล็กและเหล็กเส้นดังแสดงในสมการที่ (8) และสมการที่ (9) ตามลำดับ

$$s_{rm} = \left( 50 + 0.25 k_1 k_2 \frac{\phi_b}{\rho_r} \right) \left( \frac{50}{L/\phi} \right) \quad (8)$$

โดย  $s_{rm}$  คือ ระยะห่างระหว่างรอยร้าวเฉลี่ย,  $\phi_b$  คือ เส้นผ่าน

ศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว,  $\rho_{p,eff}$  คือ อัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามแนวยาวกับพื้นที่หน้าตัดคอนกรีตบริเวณที่รับแรงดึง ( $A_s/A_{c,eff}$ ),  $k_1$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งคำนึงถึงความสามารถในการยึดเหนี่ยวของผิวเหล็กเสริมโดย  $k_1$  จะเท่ากับ 0.8 สำหรับเหล็กที่มีแรงยึดเหนี่ยวสูง และ  $k_1$  จะเท่ากับ 1.6 สำหรับเหล็กที่มีผิวแบบธรรมดาทั่วไป  $k_2$  คือค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งคำนึงถึงการกระจายตัวของความเครียดโดย  $k_2$  จะเท่ากับ 0.5 สำหรับแรงคัด และ  $k_2$  จะเท่ากับ 1.0 สำหรับแรงดึงโดยตรง,  $L$  คือความยาวของเส้นใยเหล็ก,  $\phi$  คือเส้นผ่านศูนย์กลางของเส้นใยเหล็ก

$$W_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm} \quad (9)$$

โดย  $W_k$  คือความกว้างรอยร้าว,  $\varepsilon_{sm}$  คือค่าเฉลี่ยความเครียดของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำ,  $\beta$  คือค่าสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับความกว้างรอยร้าวเฉลี่ยกับค่าการออกแบบโดย  $\beta$  จะเท่ากับ 1.7 ในกรณีที่โครงสร้างมีขนาดหน้าตัดด้านที่น้อยที่สุดเกิน 800 มม. และ  $\beta$  จะเท่ากับ 1.3 ในกรณีที่โครงสร้างมีขนาดหน้าตัดด้านใดด้านหนึ่งเท่ากับ 300 มม. หรือต่ำกว่า หากโครงสร้างมีขนาดหน้าตัดอยู่ระหว่างสองเงื่อนไขนี้ให้ใช้การเทียบบัญญัติไตรยางค์ และ  $\varepsilon_{sm}$  สามารถหาได้จากสมการที่ (10)

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_s}{\sigma_{sr}} \right)^2 \right] \quad (10)$$

โดย  $\sigma_s$  คือค่าความเค้นที่เกิดขึ้นที่เหล็กเสริมและคำนวณโดยพิจารณาว่าหน้าตัดมีการแตกร้าว,  $\sigma_{sr}$  คือค่าความเค้นที่เกิดขึ้นที่เหล็กเสริมและคำนวณโดยพิจารณาว่าหน้าตัดมีการแตกร้าวภายใต้แรงที่กระทำที่ทำให้คอนกรีตเกิดการแตกร้าว  $\beta_1$  คือค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งคำนึงถึงความสามารถในการยึดเหนี่ยวของผิวเหล็กเสริมโดย  $\beta_1$  จะเท่ากับ 1.0 สำหรับเหล็กที่มีแรงยึดเหนี่ยวสูงและ  $\beta_1$  จะเท่ากับ 0.5 สำหรับเหล็กที่มีผิวแบบธรรมดาทั่วไป  $\beta_2$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งคำนึงถึงรูปแบบของการให้แรงและระยะเวลาในการให้แรงโดย  $\beta_2$  จะเท่ากับ 1.0 สำหรับการให้แรงแบบครั้งเดียวหรือการให้แรงระยะสั้น และ  $\beta_2$  จะเท่ากับ 0.5 สำหรับการให้แรงแบบหลายครั้งหรือแบบต่อเนื่องเป็นเวลานาน

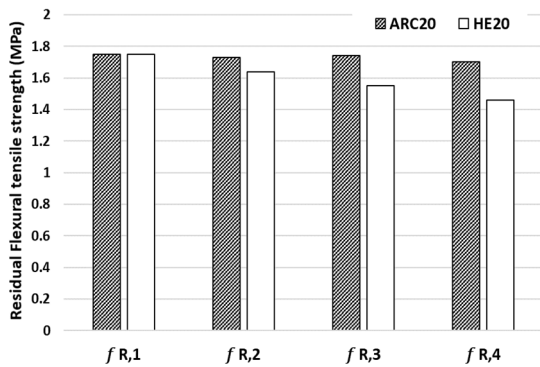
จากสมการของ RILEM TC162-TDF ทั้ง 3 สมการ ทำให้สามารถคำนวณระยะห่างของรอยร้าวที่จะเกิดขึ้นและ ความกว้างรอยร้าวในกรณีของโครงสร้างคอนกรีตที่มีการผสมทั้งเหล็กเสริมและ เส้นใยเหล็กได้ โดยใช้เส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวของเส้นใยเหล็ก เป็นตัวแปรของเส้นใยเหล็กที่ส่งผลต่อความกว้างรอยร้าว

#### 4. ผลการทดสอบ

##### 4.1. พฤติกรรมการรับแรงดัดของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก

###### 4.1.1. ผลกระทบจากรูปร่างของเส้นใยเหล็ก

จากการทดสอบพบว่า กรณีตัวอย่างทดสอบที่ใช้เส้นใยเหล็กแบบโค้ง ARC20 มีค่ากำลังรับแรงดัดคงเหลือเฉลี่ย ( $f_{Rmj}$ ) เท่ากับ 1.75, 1.73, 1.74 และ 1.70 เมกะปาสคาล ที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 และ 3.5 มม. (CMOD;  $j=1-4$ ) ตามลำดับ ในขณะที่กรณีตัวอย่างทดสอบที่ใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลาย HE20 มีค่ากำลังรับแรงดัดคงเหลือเฉลี่ย ( $f_{Rmj}$ ) เท่ากับ 1.75, 1.64, 1.55 และ 1.46 เมกะปาสคาล ที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 และ 3.5 มม. (CMOD;  $j=1-4$ ) ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 3



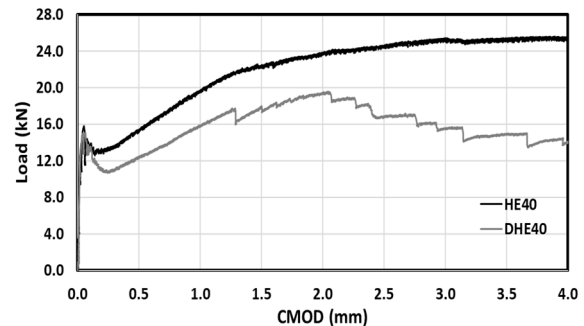
รูปที่ 3 กำลังรับแรงดัดคงเหลือเฉลี่ยของคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กปริมาณ 20 กก/ลบ.ม. เส้นใยเหล็กแบบโค้ง (ARC20) และ เส้นใยเหล็กแบบงอปลาย (HE20)

รูปที่ 3 จะสังเกตเห็นว่าตัวอย่าง ARC20 มีค่ากำลังรับแรงดัดคงเหลือมากกว่าตัวอย่าง HE20 ร้อยละ 5.68, 11.91 และ 16.57 ที่ CMOD เท่ากับ 1.5, 2.5 และ 3.5 มม. ตามลำดับ ส่วนที่ CMOD เท่ากับ 0.5 มม. ตัวอย่างทดสอบทั้งสองมีค่ากำลังรับแรงดัดคงเหลือเท่ากัน และ ARC20 มีแนวโน้มที่จะรักษากำลังรับแรงดัดคงเหลือเมื่อรอยร้าวเพิ่มขึ้นได้ดีกว่า เนื่องจากการที่เส้นใยเหล็กมีลักษณะเป็นแบบโค้ง ทำให้เมื่อเกิดแรงดัดกระทำจึงมีโอกาสดังกล่าว (Slip) ระหว่างเส้นใยเหล็กกับคอนกรีตน้อยกว่า เมื่อรอยร้าวกว้างมากขึ้นเรื่อย ๆ เส้นใยเหล็กแบบโค้งจึงทำหน้าที่เย็บรอยร้าวดังกล่าวได้ดีกว่า

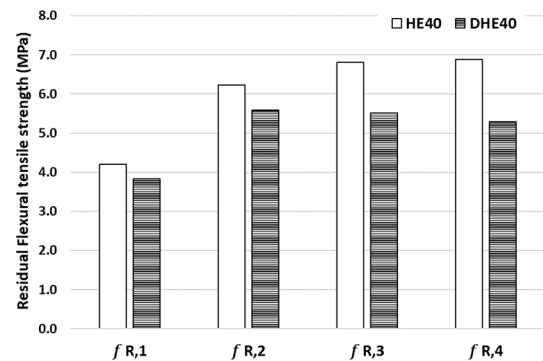
###### 4.1.2. ผลกระทบจากกำลังรับแรงดัดและรูปร่างของเส้นใยเหล็ก

กรณีตัวอย่างทดสอบที่ใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยัก DHE40 มีค่ากำลังรับแรงดัดคงเหลือเฉลี่ย ( $f_{Rmj}$ ) เท่ากับ 3.83, 5.59, 5.51 และ 5.29 เมกะปาสคาล ที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 และ 3.5 มม. (CMOD;  $j=1-4$ ) ตามลำดับ ในขณะที่กรณี

ตัวอย่างทดสอบที่ใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลาย HE40 มีค่ากำลังรับแรงดัดคงเหลือเฉลี่ย ( $f_{Rmj}$ ) เท่ากับ 4.20, 6.22, 6.81 และ 6.89 เมกะปาสคาล ที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 และ 3.5 มม. (CMOD;  $j=1-4$ ) ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 4 และ 5



รูปที่ 4 ตัวอย่างความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับ CMOD ของคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กปริมาณ 40 กก/ลบ.ม. เส้นใยเหล็กแบบงอปลาย (HE40) และเส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยัก (DHE40)



รูปที่ 5 กำลังรับแรงดัดคงเหลือเฉลี่ยของคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กปริมาณ 40 กก/ลบ.ม. เส้นใยเหล็กแบบงอปลาย (HE40) และเส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยัก (DHE40)

จะสังเกตเห็นว่าตัวอย่างทดสอบที่ใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายมีค่ากำลังรับแรงดัดคงเหลือมากกว่าเส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยัก ร้อยละ 9.70, 11.32, 23.67 และ 30.14 ที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 3.5 มม. ตามลำดับ เนื่องจากกำลังรับแรงดัดและรูปร่างของเส้นใยเหล็กส่งผลต่อกำลังรับแรงดัดคงเหลือ เมื่อตัวอย่างเกิดรอยร้าวขึ้นและเส้นใยเหล็กต้องทำหน้าที่เย็บรอยร้าวดังกล่าว

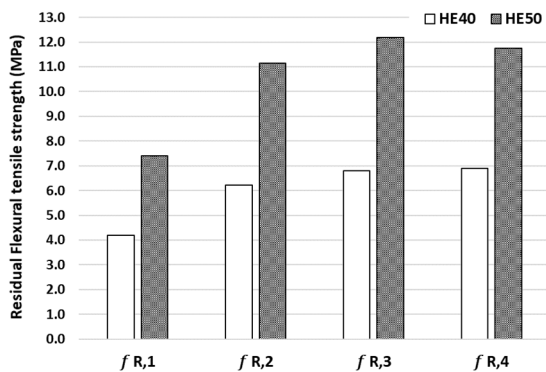
ทั้งเส้นใยแบบงอปลายและเส้นใยแบบงอปลายสองหยักนั้นผลิตมาจากวัสดุดิบเหล็กแบบเดียวกันแต่ผ่านกรรมวิธีการขึ้นรูปที่แตกต่างกันทำให้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยักมีกำลังดัดที่สูงขึ้นอย่างไรก็ตามกระบวนการผลิตดังกล่าวก็อาจจะส่งผลให้เหล็กมีความเหนียวน้อยลง

ถึงแม้ว่าเส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยักมีกำลังรับแรงดัดสูงและมีรูปร่างที่น่าจะมีความสามารถในการยึดเกาะได้ดีกว่าเส้นใย

เหล็กแบบงอปลาย แต่ก็อาจจะเปราะมากจนทำให้เส้นใยบางเส้นเกิดการขาดก่อนที่เส้นใยจะเริ่มช่วยทำงานรับแรงอย่างเต็มกำลังได้ ต่างจากกรณีของเส้นใยเหล็กแบบงอปลายที่มีกำลังรับแรงดึงต่ำกว่าเล็กน้อยแต่เส้นใยมีความเหนียวเพียงพอที่จะทำให้เส้นใยทุกเส้นที่เย็บรอยร้าวที่เกิดขึ้นนั้นทำงานไปพร้อมๆกัน โดยที่ไม่มีเส้นใยส่วนใดส่วนหนึ่งขาดไปก่อน ในทางกลับกันการที่เส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยักมีรูปร่างที่ยึดเกาะคอนกรีตได้ดี อาจทำให้โอกาสที่จะเกิดการขาดมากกว่าการลื่นไถลออกจากเนื้อคอนกรีต และ ทำให้กำลังรับแรงดึงคงเหลือน้อยกว่าการใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลาย โดยเฉพาะในขณะที่ CMOD เท่ากับ 3.5 มม. หรือที่ CMOD<sub>4</sub> อย่างไรก็ตามกลไกดังกล่าวเป็นเพียงหนึ่งสมมติฐานของผู้เขียนซึ่งควรมีการพิสูจน์เชิงประจักษ์ในการศึกษาต่อไป

#### 4.1.3. ผลกระทบจากปริมาณเส้นใยเหล็ก

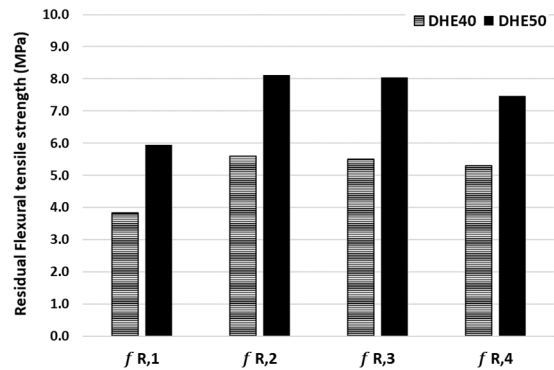
กรณีตัวอย่างทดสอบที่ใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลาย ปริมาณเส้นใยเหล็ก 40 กก./ลบ.ม. (HE40) มีค่ากำลังรับแรงดึงคงเหลือเฉลี่ย ( $f_{Rmj}$ ) เท่ากับ 4.20, 6.22, 6.81 และ 6.89 เมกะปาสคาล ที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 และ 3.5 มม. (CMOD<sub>j</sub> : j=1-4) ตามลำดับ ในขณะที่กรณีตัวอย่างทดสอบที่ใช้ปริมาณเส้นใยเหล็ก 50 กก./ลบ.ม. (HE50) มีค่ากำลังรับแรงดึงคงเหลือเฉลี่ย ( $f_{Rmj}$ ) เท่ากับ 7.40, 11.14, 12.18 และ 11.76 เมกะปาสคาล ที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 และ 3.5 มม. (CMOD<sub>j</sub> : j=1-4) ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 6 กำลังรับแรงดึงคงเหลือของคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กแบบงอปลาย ปริมาณ 40 (HE40) และ 50 กก./ลบ.ม. (HE50)

กรณีตัวอย่างทดสอบที่ใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยัก ปริมาณเส้นใยเหล็ก 40 กก./ลบ.ม. (DHE40) มีค่ากำลังรับแรงดึงคงเหลือเฉลี่ย ( $f_{Rmj}$ ) เท่ากับ 3.83, 5.59, 5.51 และ 5.29 เมกะปาสคาล ที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 และ 3.5 มม. (CMOD<sub>j</sub> : j=1-4) ตามลำดับ ในขณะที่กรณีตัวอย่างทดสอบที่ใช้ปริมาณเส้นใยเหล็ก 50 กก./ลบ.ม. (DHE50) มีค่ากำลังรับแรงดึงคงเหลือเฉลี่ย ( $f_{Rmj}$ ) เท่ากับ 5.95, 8.13, 8.05 และ 7.48 เมกะปาสคาล ที่

CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 และ 3.5 มม. (CMOD<sub>j</sub> : j=1-4) ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 7



รูปที่ 7 กำลังรับแรงดึงคงเหลือเฉลี่ยของคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยัก ปริมาณ 40 (DHE40) และ 50 กก./ลบ.ม. (DHE50)

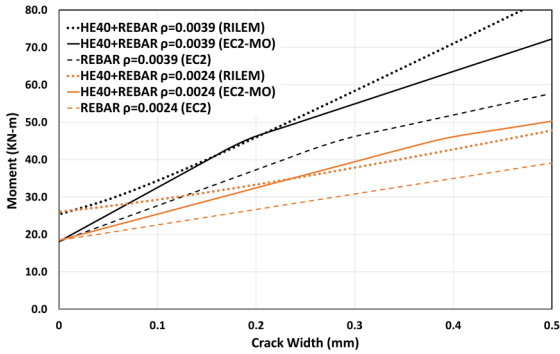
จากผลทดสอบข้างต้นจะเห็นว่า การเพิ่มปริมาณเส้นใยเหล็กจะส่งผลให้ตัวอย่างทดสอบมีกำลังรับแรงดึงคงเหลือเพิ่มขึ้น โดยกรณีที่ใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลาย และ เพิ่มปริมาณเส้นใยเหล็กจาก 40 เป็น 50 กก./ลบ.ม. ส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงดึงคงเหลือที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 3.5 มม. เพิ่มขึ้นร้อยละ 76.22, 78.91, 78.78 และ 70.62 ตามลำดับ และในกรณีที่ใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยัก การที่เพิ่มปริมาณเส้นใยเหล็กจาก 40 เป็น 50 กก./ลบ.ม. ส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงดึงคงเหลือที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 3.5 มม. เพิ่มขึ้นร้อยละ 55.41, 45.34, 46.22 และ 41.33 ตามลำดับ เนื่องจากปริมาณเส้นใยเหล็กที่เพิ่มขึ้นทำให้เมื่อเกิดการแตกร้าว จะมีโอกาสที่จะมีจำนวนเส้นใยเหล็กเชื่อมระหว่างรอยร้าวมากกว่า เส้นใยเหล็กที่มีปริมาณมากกว่าจะทำหน้าที่เย็บรอยร้าวที่เกิดขึ้นได้ดีกว่า และรับแรงได้มากขึ้น ส่งผลให้คอนกรีตรับแรงดัดหลังเกิดการแตกร้าวที่ความกว้างรอยร้าวเท่ากันได้สูงกว่า

#### 4.2. ความกว้างรอยร้าว

##### 4.2.1. ผลการคำนวณความกว้างรอยร้าวในกรณีที่

ตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็กมีเส้นใยเหล็ก และ ไม่มีเส้นใยเหล็ก โดยใช้การคำนวณตามมาตรฐาน EUROCODE2-MODIFIED และ RILEM TC162-TDF

จากการคำนวณความกว้างรอยร้าวโดยสมมติให้ตัวอย่างมีขนาดหน้าตัด ความลึก 200 มม. ความกว้าง 500 มม. มีกำลังอัด 35 เมกะปาสคาล ระยะหุ้มเหล็ก 0.03 ม. ปริมาณหน้าตัดเหล็กเสริมต่อหน้าตัดคอนกรีต 2 ปริมาณ คือ 0.24 % และ 0.39 % มีปริมาณเส้นใยเหล็กแบบงอปลาย 40 กก./ลบ.ม. และไม่มีเส้นใยเหล็ก ดังแสดงในรูปที่ 8

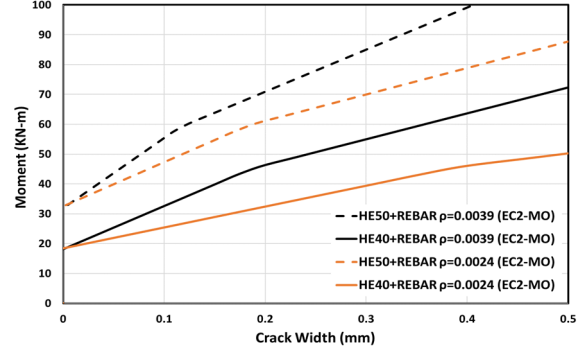


รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับความกว้างรอยร้าวที่คำนวณได้จากมาตรฐานEUROCODE2-MODIFIED และ RILEM TC162-TDF สำหรับกรณีที่มีเส้นใยเหล็ก และ ไม่มีเส้นใยเหล็ก ปริมาณพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมต่อพื้นที่หน้าตัดคอนกรีตเท่ากับ 0.0024 และ 0.0039

จะสังเกตเห็นว่า ที่ปริมาณการเสริมเหล็กที่มากขึ้นจะส่งผลให้ความกว้างรอยร้าวลดลงหากเทียบที่โมเมนต์ดัดกระทำเท่ากัน ส่วนกรณีใส่เส้นใยเหล็กแบบอปลาย 40 กก./ลบ.ม. และแบบไม่มีเส้นใยเหล็ก ปริมาณหน้าตัดเหล็กเสริมต่อหน้าตัดคอนกรีต 2 ปริมาณคือ 0.24 % และ 0.39 % จะสังเกตเห็นว่าผลจากการคำนวณของทั้ง 2 มาตรฐาน การใส่เส้นใยเหล็กเข้าไปจะทำให้ความกว้างรอยร้าวลดลงที่โมเมนต์ดัดกระทำเท่ากัน เมื่อเทียบกับกรณีตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ใส่เส้นใยเหล็ก โดยหากตัวอย่างมีปริมาณเหล็กเสริมน้อย การใส่เส้นใยเหล็กเข้าไปจะทำให้ความกว้างรอยร้าวลดลงมากกว่ากรณีตัวอย่างทดสอบมีปริมาณเหล็กเสริมมากที่โมเมนต์ดัดกระทำเท่ากัน โดยหากเปรียบเทียบที่โมเมนต์ดัดเท่ากับ 30 กิโลนิวตัน-เมตร เมื่อใส่เส้นใยเหล็กเข้าไป 40 กก./ลบ.ม. และทำการคำนวณตามมาตรฐาน EUROCODE2-MODIFIED จะทำให้ตัวอย่างมีความกว้างรอยร้าวลดลงจาก 0.28 มม.เหลือ 0.17 มม. โดยลดลงไป 0.11 มม. ที่ปริมาณหน้าตัดเหล็กเสริมต่อหน้าตัดคอนกรีต 0.24 % และ ความกว้างรอยร้าวลดลงจาก 0.13 มม.เหลือ 0.08 มม. โดยลดลงไป 0.05 มม.ที่ปริมาณหน้าตัดเหล็กเสริมต่อหน้าตัดคอนกรีต 0.39 %

#### 4.2.2. ผลการคำนวณความกว้างรอยร้าวของคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีปริมาณเส้นใยเหล็กต่างกัน

จากการคำนวณความกว้างรอยร้าวตามมาตรฐาน EUROCODE2-MODIFIED โดยสมมติให้ตัวอย่างมีขนาดหน้าตัดความลึก 200 มม. ความกว้าง 500 มม. มีกำลังอัด 35 เมกะปาสกาล ระยะหุ้มเหล็ก 0.03 ม. ปริมาณหน้าตัดเหล็กเสริมต่อหน้าตัดคอนกรีต 2 ปริมาณ คือ 0.24 % และ 0.39 % ในกรณีที่ใส่เส้นใยเหล็กแบบอปลาย 40 และ 50 กก./ลบ.ม. ดังแสดงในรูปที่ 9

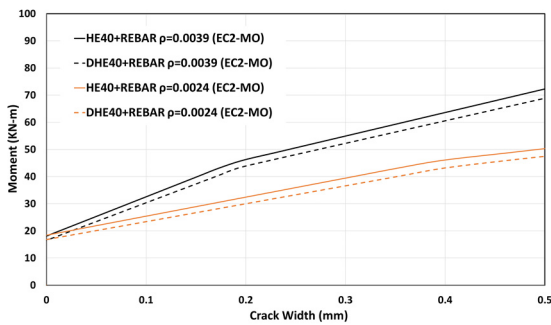


รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับความกว้างรอยร้าวที่คำนวณได้จากมาตรฐาน EUROCODE2-MODIFIED ในกรณีที่มีตัวอย่างมีปริมาณเส้นใยเหล็กต่างกัน ที่ปริมาณพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมต่อพื้นที่หน้าตัดคอนกรีต เท่ากับ 0.0024 และ 0.0039

จะสังเกตเห็นว่าการเพิ่มปริมาณเส้นใยเหล็กทำให้ขนาดความกว้างรอยร้าวลดลงที่โมเมนต์ดัดกระทำเท่ากัน โดยหากเปรียบเทียบที่โมเมนต์ดัดเท่ากับ 40 กิโลนิวตัน-เมตร พบว่าเมื่อเพิ่มเส้นใยเหล็กเข้าไปจาก 40 เป็น 50 กก./ลบ.ม. จะทำให้ตัวอย่างมีความกว้างรอยร้าวลดลงจาก 0.30 มม.เหลือ 0.05 มม. โดยลดลงไป 0.25 มม. ที่ปริมาณหน้าตัดเหล็กเสริมต่อหน้าตัดคอนกรีต 0.24 % ส่วนที่ปริมาณหน้าตัดเหล็กเสริมต่อหน้าตัดคอนกรีต 0.39 % เมื่อเพิ่มเส้นใยเหล็กเข้าไปจาก 40 เป็น 50 กก./ลบ.ม. จะทำให้ตัวอย่างมีความกว้างรอยร้าวลดลงจาก 0.15 มม.เหลือ 0.03 มม. โดยลดลงไป 0.12 มม.

#### 4.2.3. ผลการคำนวณความกว้างรอยร้าวของคอนกรีตเสริมเหล็กที่รูปร่างและกำลังรับแรงดึงของเส้นใยเหล็กต่างกัน

จากการคำนวณความกว้างรอยร้าวตามมาตรฐาน EUROCODE2-MODIFIED โดยสมมติให้ตัวอย่างมีขนาดหน้าตัดความลึก 200 มม. ความกว้าง 500 มม. มีกำลังอัด 35 เมกะปาสกาล ระยะหุ้มเหล็ก 0.03 ม. ปริมาณหน้าตัดเหล็กเสริมต่อหน้าตัดคอนกรีต 2 ปริมาณ คือ 0.24 % และ 0.39 % กรณีที่ใส่เส้นใยแบบอปลายสองหัก 40 กก./ลบ.ม. ดังแสดงในรูปที่ 10



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับความกว้างรอยร้าวที่คำนวณได้จากมาตรฐาน EUROCODE2-MODIFIED ในกรณีที่เส้นใยเหล็กมีรูปร่างและกำลังดึงไม่เท่ากัน ที่ปริมาณพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมต่อพื้นที่หน้าตัดคอนกรีตเท่ากับ 0.0024 และ 0.0039

จะสังเกตเห็นว่าการใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลาย จะทำให้ความกว้างรอยร้าวที่คำนวณได้น้อยกว่าการใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยัก ที่โมเมนต์ดัดกระทำเท่ากัน โดยหากเปรียบเทียบที่โมเมนต์ดัดเท่ากับ 30 กิโลนิวตัน-เมตร เมื่อใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายจะทำให้ตัวอย่างมีความกว้างรอยร้าว 0.17 และ 0.09 มม. ที่ปริมาณหน้าตัดเหล็กเสริมต่อหน้าตัดคอนกรีต 0.24 % และ 0.39 % ตามลำดับ ในขณะที่การใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยักจะทำให้ตัวอย่างมีความกว้างรอยร้าว 0.20 และ 0.10 มม. ที่ปริมาณหน้าตัดเหล็กเสริมต่อหน้าตัดคอนกรีต 0.24 % และ 0.39 % ตามลำดับ การใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายทำให้ตัวอย่างมีความกว้างรอยร่วมน้อยกว่าการใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยักเท่ากับ 0.03 มม. และ 0.01 มม. ตามลำดับ

## 5. สรุปผลการทดสอบ

จากผลการทดสอบสรุปได้ว่าการใช้เส้นใยเหล็กแบบโค้งส่งผลให้ตัวอย่างทดสอบมีกำลังรับแรงดึงคงเหลือมากกว่าการใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายร้อยละ 5.68, 11.91 และ 16.57 ที่ CMOD เท่ากับ 1.5, 2.5 และ 3.5 มม. ตามลำดับ ส่วนที่ CMOD เท่ากับ 0.5 มม. มีกำลังรับแรงดึงคงเหลือเท่ากัน

ตัวอย่างทดสอบที่ใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลาย 40 กก./ลบ.ม. มีกำลังรับแรงดึงคงเหลือมากกว่าตัวอย่างที่ใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยัก ร้อยละ 9.70, 11.32, 23.67 และ 30.14 ที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 3.5 มม. ตามลำดับ

การเพิ่มปริมาณเส้นใยเหล็กแบบงอปลายจาก 40 ไปเป็น 50 กก./ลบ.ม. ทำให้ตัวอย่างทดสอบมีกำลังรับแรงดึงคงเหลือเพิ่มขึ้นร้อยละ 76.22, 78.91, 78.78 และ 70.62 ที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5, และ 3.5 มม. ตามลำดับ และการเพิ่มปริมาณเส้นใยเหล็กแบบงอปลายสองหยักจาก 40 ไปเป็น 50 กก./ลบ.ม. ทำให้ตัวอย่างทดสอบมีกำลังรับกำลังรับแรงดึงคงเหลือเพิ่มขึ้นร้อยละ 55.41,

45.34, 46.22 และ 41.33 ที่ CMOD เท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5, และ 3.5 มม. ตามลำดับ

จากการคำนวณตามมาตรฐาน EUROCODE2-MODIFIED และ RILEM TC162 -TDF การใส่เส้นใยเหล็กเข้าไป จะทำให้ความกว้างรอยร้าวลดลงที่โมเมนต์ดัดกระทำเท่ากันเมื่อเทียบกับกรณีตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ใส่เส้นใยเหล็ก โดยหากตัวอย่างมีปริมาณเหล็กเสริมน้อย การใส่เส้นใยเหล็กเข้าไปจะทำให้ความกว้างรอยร้าวลดลงมากกว่า กรณีที่ตัวอย่างทดสอบมีปริมาณเหล็กเสริมมาก

จากการคำนวณตามมาตรฐาน EUROCODE2-MODIFIED การเพิ่มปริมาณเส้นใยเหล็กส่งผลต่อความกว้างรอยร้าวของตัวอย่าง โดยการเพิ่มปริมาณเส้นใยเหล็กทำให้รอยร้าวที่เกิดขึ้นลดลงเมื่อเทียบกับโมเมนต์ดัดกระทำเท่ากัน และหากเพิ่มปริมาณเส้นใยเหล็กในตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมต่อหน้าตัดน้อยกว่า จะทำให้ความกว้างรอยร้าวลดลงมากกว่า

## 6. กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ บริษัท ซีวิล มาสเตอร์ โซลูชั่น จำกัด (CMS) และคุณณรงค์กร เมฆวัฒนา ที่ได้เอื้อเฟื้อเส้นใยเหล็กสำหรับใช้ในงานวิจัย รวมถึงสนับสนุนค่าใช้จ่ายในการติดตั้งไม้แบบและขนส่งตัวอย่างงานวิจัยสำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

ขอขอบคุณ บริษัท ผลิตภัณฑ์และวัตถุก่อสร้าง จำกัด (CPAC) และคุณนคร สังข์ทอง ที่อนุเคราะห์คอนกรีตสำหรับใช้ในงานวิจัย และดูแลให้เข้าไปใช้พื้นที่สำหรับเตรียมตัวอย่างทดสอบเพื่อใช้ในงานวิจัยงานวิจัยสำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

## 7. เอกสารอ้างอิง

- [1] Ulzurrun, G., & Zanuy, C. (2017). Flexural response of SFRC under impact loading. Construction and Building Materials, Vol 134, 397-411.
- [2] EN 1992-1-1 (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings., 118-126.
- [3] Löfgren I. (2007). Calculation of crack width and crack spacing. Presented at Nordic Mini-Seminar: Fibre reinforced concrete, November 15, Trondheim, Norway, 1-12.
- [4] RILEM TC 162-TDF. (2003). Final recommendation of RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Materials and Structure, Vol 36, 560-567.
- [5] EN 14651 (2005). Test Method for Metallic Fibered Concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual), 1-17.