

พฤติกรรมของรอยต่อคอนกรีตสำเร็จรูปเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก



บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)
เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository (CUIR)
are the thesis authors' files submitted through the University Graduate School.

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ปีการศึกษา 2559
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Behavior of Precast Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete Joints

Mr. Atichon Kunawisarut



A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering Program in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2016

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	พฤติกรรมการร่อยต่อคอนกรีตสำเร็จรูปเสริมเส้นใย สมรรถนะสูงมาก
โดย	นายอดิชน คุณาวิศรุต
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. พิชชา จองวิวัฒน์สกุล

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร. สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร. วิฑิต ปานสุข)

.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. พิชชา จองวิวัฒน์สกุล)

.....กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร. อัครวัชร เล่นวารี่)

.....กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ดร. กฤษณา ศรีสมพร)

อดิชน คุณาวิศรุต : พฤติกรรมของรอยต่อคอนกรีตสำเร็จรูปเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก (Behavior of Precast Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete Joints) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: ผศ. ดร. พิชชา จองวิวัฒน์สกุล, 98 หน้า.

งานวิจัยนี้นำเสนอพฤติกรรมของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก ที่ต่อระหว่างชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากสำเร็จรูปภายใต้แรงดัดและแรงเฉือน โดยในการศึกษาเริ่มต้นจากการวิเคราะห์กำลังของรอยต่อตามระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อหารูปแบบของรอยต่อที่มีกำลังรับแรงดัดสูงที่สุด จากผลการวิเคราะห์พบว่ารอยต่อจะมีกำลังรับแรงดัดสูงเมื่ออัตราส่วนความลึกต่อความกว้างของสลักรับแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ 1:1 จากนั้นนำรูปแบบของรอยต่อนี้ ไปศึกษาพฤติกรรมของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากภายใต้แรงดัดและแรงเฉือน โดยได้ทดสอบตัวอย่างภายใต้แรงดัดจำนวน 7 ตัวอย่าง เพื่อศึกษาผลของความลึกรอยต่อ ระดับการอัดแรง จำนวนสลักรับแรงเฉือน และผลจากเหล็กเดือย อีกทั้งได้ทดสอบตัวอย่างภายใต้แรงเฉือน จำนวน 8 ตัวอย่าง เพื่อศึกษาผลของความลึกรอยต่อ ระดับการอัดแรง จำนวนสลักรับแรงเฉือน ผลจากเหล็กเดือยและขนาดเหล็กเดือย

ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงดัดของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยยะสำคัญเมื่อความลึกของรอยต่อมากขึ้น และค่าการอัดแรงสูงขึ้น การอัดแรงยังสามารถเปลี่ยนรูปแบบความเสียหายจากการวิบัติแบบฉับพลัน เป็นการวิบัติแบบเหนียว นอกจากนี้การอัดแรงและการเพิ่มความลึกของรอยต่อยังเพิ่มค่าคงตัวอีกด้วย แต่เมื่อพิจารณาอิทธิพลของจำนวนสลักรับแรงเฉือนพบว่า เมื่อเพิ่มจำนวนสลักรับแรงเฉือนจะมีผลต่อกำลังรับแรงของรอยต่อภายใต้แรงดัด แต่ไม่มีผลต่อความคงตัว นอกจากนี้การใส่เหล็กเดือยในรอยต่อสามารถเพิ่มกำลังการรับแรงได้และยังเพิ่มความคงตัวด้วย

จากผลการศึกษากำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากพบว่า การเพิ่มการอัดแรงและอิทธิพลของเหล็กเดือยมีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก มากกว่าการเพิ่มจำนวนสลักรับแรงเฉือนหรือการเพิ่มความลึกของรอยต่อ เนื่องจากผลจากการอัดแรงและเหล็กเดือยนั้นสามารถเพิ่มพฤติกรรมของแรงเฉือนเสียดทานในรอยต่อ

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก

ปีการศึกษา 2559

5870313021 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: JOINT, UHPFRC PRECAST CONCRETE, FLEXURE, SHEAR

ATICHON KUNAWISARUT: Behavior of Precast Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete Joints. ADVISOR: ASST. PROF. PITCHA JONGVIVATSAKUL, Ph.D., 98 pp.

This research presents the flexural and shear behavior of Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) joints which connect between UHPFRC precast segments. Firstly, the effect of joint shape on the load capacity of precast UHPFRC joints was examined using finite element analysis. The result of finite element analysis shows that the joint capacity was the highest when the width to depth ratio equals to 1:1. Therefore, this shape has been used to study the behavior of UHPFRC joints. Seven specimens were tested under flexure to investigate the effect of depth, pre-stressing level, number of shear key and presence of dowel on the joint behavior. The experimental program for shear behavior consists of eight specimens. The parameters are depth, pre-stressing level, number of shear key, presence of dowel and diameter of dowel.

The results show that the flexural capacity of UHPFRC joints significantly increased with the increase in depth and pre-stressing level. Increasing of depth and pre-stress level improved the stiffness of joints. Moreover, when pre-stressing force was applied, mode of failure was changed from brittle to ductility behavior. Flexural capacity was also enhanced when number of shear key increased but there was no effect on stiffness. In addition, dowel bar increased both of capacity and stiffness of joint.

The improvement of shear capacity of UHPFRC joints due to dowel bar and pre-stressing force was more than the improvement due to the number of shear key and depth. It is because dowel bar and pre-stressing force have camming force or compression force to increase the shear friction behavior.

Department: Civil Engineering

Student's Signature

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature

Academic Year: 2016

กิตติกรรมประกาศ

ข้าพเจ้า นายอดิชน คุณาวิศรุต ขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. พิชชา จงวิวัฒน์สกุล อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่คอยช่วยเหลือสนับสนุนในการศึกษาระดับปริญญาโท ทั้งการหาทุนการศึกษาและทุนวิจัย อีกทั้งอาจารย์ยังให้คำปรึกษา ช่วยแก้ปัญหา ให้ความรู้ ให้กำลังใจ และคำแนะนำต่างๆ ทั้งในการเรียน การทำงาน การวิจัย ตลอดจนการเขียนบทความวิชาการและการเขียนวิทยานิพนธ์ นอกจากนี้แล้วอาจารย์ยังให้คำปรึกษาในด้านการใช้ชีวิตและการวางแผนอนาคต ซึ่งทำให้ข้าพเจ้าได้มีโอกาสไปศึกษาต่อต่างประเทศในที่สุด

ขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร. วิหิต ปานสุข ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ รองศาสตราจารย์ ดร. อัครวิชร์ เล่นวารีย์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และดร. กฤษฎา ศรีสมพร กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ภายนอกมหาวิทยาลัย ที่ให้คำแนะนำที่ดีในการปรับปรุงวิทยานิพนธ์ให้มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น

ขอขอบคุณ บริษัทสยามวิจัยและนวัตกรรม จำกัด ที่เป็นผู้สนับสนุนเงินทุน สำหรับงานวิจัยในครั้งนี้

ขอขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร. สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง ที่ให้คำปรึกษาและช่วยแก้ปัญหาเรื่องต่างๆ ที่เกิดขึ้นตลอดมา อีกทั้งให้คำแนะนำและให้ความรู้ที่เกี่ยวข้องกับหลักการในการเขียนบทความวิชาการ

ขอขอบพระคุณ นายประวิทย์ คุณาวิศรุต และนางเกษณี คุณาวิศรุต ผู้เป็นบิดาและมารดา ตลอดจนครอบครัวของข้าพเจ้าที่สั่งสอน ให้ความรักและกำลังใจ อีกทั้งยังให้คำปรึกษาข้าพเจ้าตลอดมา

ขอขอบคุณ นายอดิสร ชวนปี เจ้าหน้าที่บริการงานช่าง นายสมพงษ์ ขำแจ้ง เจ้าหน้าที่บริการทั่วไป (ช่างไม้) นายกฤษดา ภูมิ ช่างเทคนิค (ช่างนาฏงาน) และนายอุดมศักดิ์ เกตุบุตร ที่ช่วยอำนวยความสะดวกทั้งการเตรียมตัวอย่าง การติดตั้งเครื่องมือวัด การทดสอบตัวอย่าง อีกทั้งขอขอบคุณ นางสาวไตรวดี ศรีสกุล และนางวรรณมา กรสวัสดิ์ เจ้าหน้าที่สำนักงาน ที่ช่วยเหลือและแนะนำเรื่องเอกสารต่างๆ

ขอขอบคุณ นายศิวารักษ์ อุ่นศิริไทย์ ที่ให้คำปรึกษาในการใช้เครื่องมือตรวจวัดที่ใช้ในการทดสอบ อีกทั้งคอยช่วยเหลือและให้กำลังใจ ตลอดจนให้คำปรึกษาทั้งในการเตรียมตัวอย่าง และการทดสอบ

ขอขอบคุณ นายไตรภพ รามดิษฐ์ และนายรวิภาส แปลงมาลย์ ที่ช่วยเหลือในการผสมคอนกรีตและเตรียมตัวอย่างทดสอบ

ขอขอบคุณ นิสิตปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง ที่ช่วยเหลือและให้คำปรึกษาตลอด 2 ปีการศึกษา

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	จ
กิตติกรรมประกาศ	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญรูป	ฎ
สารบัญตาราง.....	ฅ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญ.....	1
1.2 วัตถุประสงค์	3
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	3
1.4 วิธีการดำเนินงานวิจัย	3
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1 คอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก	5
2.1.1 ความหมายของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก	5
2.1.2 องค์ประกอบคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก	5
2.1.2.1 ซีเมนต์	7
2.1.2.2 ซีลีกำพูม	7
2.1.2.3 มวลรวม.....	7
2.1.2.4 น้ำ.....	7
2.1.2.5 สารลดน้ำอย่างมาก (Super-plasticizers).....	8
2.1.2.6 เส้นใย	9
2.2 คุณสมบัติของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก	9

2.2.1	กำลังรับแรงอัด (Compressive strength)	9
2.2.2	กำลังการรับแรงดึง (Tensile strength).....	10
2.3	แบบจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก	14
2.3.1	แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงอัด	14
2.3.2	แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงดึง	17
2.3.3	โมดูลัสยืดหยุ่น.....	21
2.4	พฤติกรรมของรอยต่อภายใต้การรับแรงดัด.....	21
2.5	พฤติกรรมและกำลังของรอยต่อภายใต้แรงเฉือน	24
2.5.1	ทฤษฎีแรงเฉือนเสียดทาน (Shear friction theory).....	24
2.5.1.1	แบบจำลองแรงเฉือนเสียดทาน (Shear-Friction Model).....	25
2.5.1.2	แบบจำลองผลรวมแรงยึดเหนี่ยวและแรงเสียดทาน (Cohesion-plus-Friction Model).....	27
2.5.2	พฤติกรรมภายใต้แรงเฉือนของรอยต่อ Perfobond strip (PBL) ระหว่าง Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete (UFC) และ Prestressed concrete (PC) [8].....	29
บทที่ 3	การวิเคราะห์กำลังของรูปแบบรอยต่อตามระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....	31
3.1	บทนำ.....	31
3.2	แบบจำลองรอยต่อ.....	31
3.2.1	การแบ่งชิ้นส่วนในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์.....	31
3.2.2	แบบจำลองความเสียหายของคอนกรีต	32
3.2.3	แบบจำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก.....	33
3.2.3.1	แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงอัด	33
3.2.3.2	แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงดึง	34

3.2.4	เงื่อนไขขอบเขตและการให้แรงในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	35
3.2.5	รูปร่างรอยต่อที่ถูกลำมาพิจารณาเปรียบเทียบในแบบจำลอง.....	36
3.3	ผลการวิเคราะห์กำลังของรูปแบบรอยต่อด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	38
บทที่ 4	วิธีการทดสอบรอยต่อ	45
4.1	บทนำ.....	45
4.2	กรณีศึกษาการทดสอบรอยต่อ	45
4.3	การเตรียมตัวอย่างทดสอบ	51
4.4	การติดตั้งเครื่องมือและการทดสอบ.....	54
4.5	การทดสอบกำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดึงของชิ้นตัวอย่าง	62
บทที่ 5	พฤติกรรมการรับแรงดัดของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก	64
5.1	ผลการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงดัด.....	64
5.1.1	กำลังรับแรงดัดของรอยต่อ.....	64
5.1.2	พฤติกรรมการรับแรงดัดของรอยต่อ.....	65
5.2	วิเคราะห์ผลการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงดัด	72
บทที่ 6	พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก.....	76
6.1	ผลการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงเฉือน	76
6.1.1	กำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อ.....	76
6.1.2	พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของรอยต่อ.....	77
6.2	วิเคราะห์ผลการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงเฉือน.....	85
6.3	แบบจำลองเพื่ออธิบายพฤติกรรมการรับแรงเฉือน.....	87
บทที่ 7	สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ.....	91
7.1	สรุปผลการวิจัย.....	91
7.2	ข้อเสนอแนะ	92

ญ

หน้า

รายการอ้างอิง..... 93

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์..... 98



สารบัญรูป

	หน้า
รูปที่ 1.1 พฤติกรรมการรับแรงของคอนกรีตชนิดต่างๆ [1].....	1
รูปที่ 1.2 การใช้งานคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากในอดีต.....	3
รูปที่ 2.1 ตัวอย่างองค์ประกอบโดยปริมาตรของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากและคอนกรีตปกติ [13]	6
รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ของปริมาณน้ำต่อวัสดุเชื่อมประสานและอัตราส่วนของความหนาแน่นของคอนกรีต [16].....	8
รูปที่ 2.3 กำลังและอัตราส่วนของน้ำและวัสดุประสาน ในการแบ่งชนิดของคอนกรีต [18].....	8
รูปที่ 2.4 พฤติกรรมการรับแรงอัดและอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตสมรรถนะสูง (UHPC) คอนกรีตกำลังสูง (HSC) และคอนกรีตปกติ (NSC) [1]	9
รูปที่ 2.5 พฤติกรรมการรับแรงอัดของคอนกรีตสมรรถนะสูงและคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก [21].....	10
รูปที่ 2.6 พฤติกรรมความเสียหาย 3 ชนิดของวัสดุที่มีซีเมนต์เป็นองค์ประกอบภายใต้แรงดึง [22] ..	10
รูปที่ 2.7 การเปรียบเทียบความเค้นและความเครียดของคอนกรีตเสริมเส้นใยและคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก [19].....	13
รูปที่ 2.8 แบบจำลองพฤติกรรมภายใต้แรงดึงของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก [23]	14
รูปที่ 2.9 แบบจำลองความเค้นและความเครียดภายใต้แรงอัดตามมาตรฐานฝรั่งเศส	14
รูปที่ 2.10 แบบจำลองความเค้นและความเครียดภายใต้แรงอัดตามมาตรฐานญี่ปุ่น.....	15
รูปที่ 2.11 แบบจำลองพฤติกรรมภายใต้แรงดึงของวัสดุ strain softening และ low strain hardening ตามมาตรฐานฝรั่งเศส	17
รูปที่ 2.12 แบบจำลองพฤติกรรมภายใต้แรงดึงของวัสดุ strain hardening ตามมาตรฐานฝรั่งเศส.....	18
รูปที่ 2.13 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงดึงของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากตามมาตรฐานการออกแบบสวิสเซอร์แลนด์ [11].....	19

รูปที่ 2.14 แบบจำลองความเค้นและความเครียดภายใต้การยึดตัวตามมาตรฐานญี่ปุ่น [10].....	19
รูปที่ 2.15 แบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้นและการยึดตัวภายใต้แรงดึง [30]	20
รูปที่ 2.16 ภาพแสดงรอยต่อ UB 100/150 [7].....	22
รูปที่ 2.17 ผลการทดสอบรอยต่อ [7].....	23
รูปที่ 2.18 การกระจายตัวของหน่วยแรงของรอยต่อเนื่องจากโมเมนต์ [7]	24
รูปที่ 2.19 ตัวอย่างการทดสอบการถ่ายแรงเฉือน [34].....	25
รูปที่ 2.20 การเปลี่ยนแปลงของกำลังของรอยต่อและแรงอัตราส่วนของแรงในเหล็กเสริม [34].....	25
รูปที่ 2.21 แบบจำลองแรงเฉือนเสียดทาน (Shear friction model) [34]	26
รูปที่ 2.22 เปรียบเทียบผลการทดสอบและค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานต่างๆ [34]	26
รูปที่ 2.23 องค์ประกอบของแรงเมื่อเหล็กเดือยทำมุมรอยแตกเร็ว [34]	27
รูปที่ 2.24 ผลการทดสอบและสมการที่นำเสนอโดย Mattock and Hawkins [37]	28
รูปที่ 2.25 แผ่น PBL [8].....	29
รูปที่ 2.26 แบบจำลองชิ้นส่วนตัวอย่างทดสอบ [8].....	29
รูปที่ 2.27 รูปแสดงรายละเอียดของรอยต่อ [8].....	30
รูปที่ 3.1 แบบจำลองเอลิเมนต์ที่มี 8 จุดต่อ ในระบบพิกัดฉาก [39].....	31
รูปที่ 3.2 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดของหน่วยแรงดึงในแบบจำลอง CDP [41]....	32
รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดของหน่วยแรงอัดในแบบจำลอง CDP [41] ...	32
รูปที่ 3.4 พฤติกรรมการรับแรงอัดของคอนกรีตที่ใช้แบบจำลอง	34
รูปที่ 3.5 พฤติกรรมการรับแรงอัดของคอนกรีตที่ใช้แบบจำลอง	35
รูปที่ 3.6 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ	35
รูปที่ 3.7 รายละเอียดเงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (หน่วย: มิลลิเมตร).....	36
รูปที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการโก่งตัวของรอยต่อชนิด W1	39
รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการโก่งตัวของรอยต่อชนิด W2.....	40
รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการโก่งตัวของรอยต่อชนิด W3.....	40

รูปที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการโก่งตัวเมื่อเปรียบเทียบระหว่างรอยต่อที่สามารถรับกำลังสูงสุดในแต่ละรูปแบบ	41
รูปที่ 3.12 หน่วยแรงที่อัดที่เกิดขึ้นในแบบจำลองรอยต่อชนิด W2-20-20-20	42
รูปที่ 3.13 หน่วยแรงที่อัดที่เกิดขึ้นในแบบจำลองรอยต่อชนิด W3-35-10-25	42
รูปที่ 3.14 หน่วยแรงที่อัดที่เกิดขึ้นในแบบจำลองรอยต่อชนิด W3-42-10-30	42
รูปที่ 3.15 ความเครียดในสภาวะพลาสติกที่เกิดขึ้นในแบบจำลองรอยต่อชนิด W2-20-10-20	43
รูปที่ 3.16 ความเครียดในสภาวะพลาสติกที่เกิดขึ้นในแบบจำลองรอยต่อชนิด W3-42-20-30	43
รูปที่ 3.17 ความเครียดในสภาวะพลาสติกที่เกิดขึ้นในแบบจำลองรอยต่อชนิด W2-20-20-20	44
รูปที่ 4.1 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบรอยต่อภายใต้แรงดัด (หน่วย: มิลลิเมตร).....	48
รูปที่ 4.2 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงเฉือน (หน่วย: มิลลิเมตร).....	51
รูปที่ 4.3 เตรียมแบบหล่อตัวอย่าง	52
รูปที่ 4.4 การผสมและการหล่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก.....	53
รูปที่ 4.5 การบ่มร้อนอุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส.....	54
รูปที่ 4.6 รอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก	54
รูปที่ 4.7 การอัดแรงภายใต้การทดสอบแรงดัดและแรงเฉือน.....	55
รูปที่ 4.8 การทดสอบสลักเกลียวและแป้นเกลียว.....	55
รูปที่ 4.9 การติดตั้งเครื่องมือวัดในการทดสอบรอยต่อภายใต้การรับแรงดัด (หน่วย: มิลลิเมตร)	58
รูปที่ 4.10 การทดสอบรอยต่อภายใต้แรงดัด.....	59
รูปที่ 4.11 การติดตั้งเครื่องมือวัดในการทดสอบรอยต่อภายใต้การรับแรงเฉือน (หน่วย: มิลลิเมตร).....	61
รูปที่ 4.12 การทดสอบรอยต่อภายใต้แรงเฉือน.....	62
รูปที่ 4.13 ขนาดชิ้นตัวอย่างการทดสอบกำลังการรับแรงดึงและแรงอัด (หน่วย: มิลลิเมตร)	62
รูปที่ 4.14 ความเสียหายของก้อนตัวอย่างการทดสอบกำลังการรับแรงอัดและแรงดึง.....	63
รูปที่ 5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าการโก่งตัว	68

รูปที่ 5.2 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักกระทำและความกว้างรอยร้าว	70
รูปที่ 5.3 ผลการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงดัด	72
รูปที่ 5.4 อิทธิพลของความลึกของรอยต่อภายใต้การรับแรงดัด.....	73
รูปที่ 5.5 ความต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก	73
รูปที่ 5.6 อิทธิพลของระดับการอัดแรงภายใต้การรับแรงดัด	74
รูปที่ 5.7 อิทธิพลของจำนวนสลักรับแรงเฉือนภายใต้การรับแรงดัด.....	74
รูปที่ 5.8 อิทธิพลของเหล็กเดือยภายใต้การรับแรงดัด	75
รูปที่ 6.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์.....	80
รูปที่ 6.2 ความสัมพันธ์น้ำหนักบรรทุกและความกว้างของรอยร้าว.....	83
รูปที่ 6.3 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบรอยต่อภายใต้แรงเฉือน	85
รูปที่ 6.4 อิทธิพลของความลึกของรอยต่อภายใต้การรับแรงเฉือน	86
รูปที่ 6.5 อิทธิพลของระดับการอัดแรงภายใต้การรับแรงเฉือน	86
รูปที่ 6.6 อิทธิพลของจำนวนสลักรับแรงเฉือนภายใต้การรับแรงเฉือน	87
รูปที่ 6.7 อิทธิพลของเหล็กเดือยภายใต้การรับแรงเฉือน.....	87
รูปที่ 6.8 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในเชิงเส้น (linearization) ของรอยต่อภายใต้แรงเฉือน..	89
รูปที่ 6.9 พฤติกรรมของรอยแตกร้าวในเชิงเส้น (linearization) ของรอยต่อภายใต้แรงเฉือน.....	90

สารบัญตาราง

หน้า

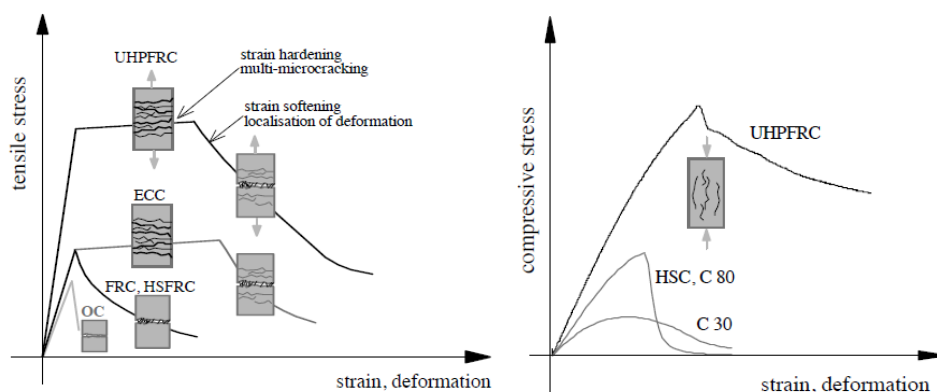
ตารางที่ 2.1 การพัฒนาและเปรียบเทียบองค์ประกอบของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากและคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก [13].....	6
ตารางที่ 2.2 พฤติกรรมการรับแรงดึงและแรงดัดของคอนกรีตที่มีสมบัติต่างกัน [23]	11
ตารางที่ 2.3 การแบ่งชนิดของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากตามการรับแรงดึงของมาตรฐานการออกแบบสวิสเซอร์แลนด์ [11].....	18
ตารางที่ 2.4 ระยะเวลาและความยาวรอยต่อของชิ้นตัวอย่างของ Hwang และ Park [7].....	22
ตารางที่ 2.5 รูปแบบความเสียหายของรอยต่อ [7]	23
ตารางที่ 2.6 ขอบเขตสูงสุดของกำลังรับแรงเฉือนตามมาตรฐาน ACI 318R-14 [35].....	27
ตารางที่ 2.7 การแบ่งตัวอย่างทดสอบรอยต่อ [8]	29
ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลองเชิงตัวเลข	33
ตารางที่ 3.2 รูปแบบรอยต่อที่นำมาพิจารณาในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	36
ตารางที่ 3.3 กำลังการรับแรงสูงสุดของแต่ละรอยต่อ.....	39
ตารางที่ 4.1 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงดัดและแรงเฉือน.....	45
ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของเส้นใยเหล็ก	52
ตารางที่ 5.1 คุณสมบัติเชิงกลของ UHPFRC ในชิ้นตัวอย่างภายใต้แรงดัด.....	64
ตารางที่ 5.2 กำลังและขนาดของรอยร้าวของตัวอย่างรอยต่อที่ทดสอบภายใต้แรงดัด.....	65
ตารางที่ 6.1 คุณสมบัติเชิงกลของ UHPFRC ในชิ้นตัวอย่างภายใต้แรงเฉือน	76
ตารางที่ 6.2 กำลังของรอยต่อภายใต้การทดสอบรับแรงเฉือน	77

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญ

ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบันวัสดุก่อสร้างประเภทคอนกรีตถูกพัฒนาอย่างต่อเนื่องเพื่อตอบสนองความต้องการในการใช้งานคอนกรีตซึ่งมีความต้องการในการใช้งานมากมาตั้งแต่อดีต โดยการพัฒนานั้นเริ่มจากความต้องการในการลดน้ำหนักเป็นส่วนผสมในคอนกรีตเพื่อให้กำลังอัดของคอนกรีตสูงขึ้น แต่เมื่อลดน้ำหนักที่ใช้ในคอนกรีตจะทำให้ความสามารถในการไหลได้ลดลง จนกระทั่งมีการพัฒนาสารผสมเพิ่มประเภทสารลดน้ำจึงสามารถแก้ปัญหานี้ได้ อย่างไรก็ตาม เมื่อกำลังอัดของคอนกรีตสูงขึ้นทำให้ความเปราะในคอนกรีตเพิ่มขึ้นตาม ดังนั้นจึงได้มีการใช้เส้นใยผสมลงในคอนกรีตเพื่อลดความเปราะ [1] ต่อมาได้มีการใช้งานคอนกรีตหลายประเภทในวัสดุประสงค์ต่างๆ โดยหนึ่งในนั้นคือ คอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก (Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete: UHPFRC) ซึ่งคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากนี้มีข้อดีหลายประการ อาทิ มีความทนทานสูงและความสามารถในการซึมผ่านน้ำต่ำ [2] จึงเหมาะในการนำมาเป็นทางเลือกหนึ่งในวัสดุก่อสร้างเพื่อช่วยเพิ่มอายุการใช้งาน หรือสามารถใช้สำหรับโครงสร้างที่อยู่ในสภาพแวดล้อมที่รุนแรง [3] นอกจากนี้จากรูปที่ 1.1 จะเห็นว่าคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากจะมีกำลังการรับแรงอัดและกำลังการรับแรงดึงที่สูงกว่าคอนกรีตปกติ มีพฤติกรรมของความเหนียวที่เพิ่มขึ้นมากกว่าคอนกรีตปกติในด้านการรับแรงอัด และมีพฤติกรรมการเพิ่มขึ้นของความเครียด (Strain hardening) ที่เพิ่มมาจากคอนกรีตปกติและคอนกรีตเสริมเส้นใย (Fiber Reinforce Concrete: FRC)

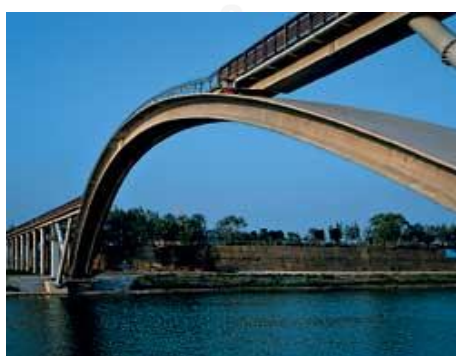


(ก) การรับแรงดึงแกนเดียว

(ข) การรับแรงอัดแกนเดียว

รูปที่ 1.1 พฤติกรรมการรับแรงของคอนกรีตชนิดต่างๆ [1]

การพัฒนาของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากถูกพัฒนาเพื่อนำมาใช้ในงานคอนกรีตในรูปของชิ้นส่วนสำเร็จรูป [2] เนื่องจากกระบวนการบ่มของคอนกรีตประเภทนี้มักเป็นกระบวนการบ่มร้อน (Heat curing) ซึ่งเมื่อพิจารณาจากการใช้งานคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากในอดีตจะพบว่าเป็นการใช้งานในรูปแบบของชิ้นส่วนสำเร็จรูป อาทิเช่น สะพาน Seoyu footbridge (รูปที่ 1.2 (ก)) [4] สะพาน Kayogawa UFC Railway Bridge (รูปที่ 1.2 (ข)) [5] สะพาน Sakata Mirai Footbridge (รูปที่ 1.2 (ค)) [6] แต่ทั้งนี้การใช้งานชิ้นส่วนสำเร็จรูปนั้นไม่สามารถผลิตชิ้นส่วนที่มีขนาดใหญ่มากได้เนื่องจากข้อจำกัดด้านกระบวนการผลิตและการขนส่ง ดังนั้นในการก่อสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปจะต้องมีรอยต่อระหว่างชิ้นส่วนสำเร็จรูป ไม่ว่าจะเป็นรอยต่อแบบแห้ง (Dry joint) หรือรอยต่อแบบเปียก (Wet joint) อย่างไรก็ตามงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของรอยต่อของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากในอดีตยังมีจำกัด โดย Hwang and Park [7] ได้ศึกษาผลของระยะทางของเหล็กและระยะห่างของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากภายใต้การรับแรงดัด และ Wirojjanapirom et al. [8] ได้ศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงเฉือนของรอยต่อ Perfobond strip (PBL) ระหว่างคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากและคอนกรีตอัดแรง (Prestressed concrete) โดยได้ศึกษาจากผลของหลายปัจจัย ได้แก่ ขนาดของรูของแผ่น PBL ความหนาของแผ่น PBL ขนาดของเหล็กขวาง (Transverse rebar) และระดับการอัดแรง นอกจากนี้ Sayed-Ahmed et al. [9] ได้ศึกษาผลของรอยต่อที่มี GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) เป็นเหล็กเดือย ใน 3 รูปแบบรอยต่อ คือ รอยต่อที่มีสลักรับแรงเฉือนในแนวตั้ง 2 รูปแบบ และ รอยต่อแบบซิกแซกในแนวราบ โดยทดสอบภายใต้แรงดัด (Pure flexural test) และทดสอบภายใต้แรงดัดร่วมกับแรงเฉือน (Combined flexural shear test)



(ก) Seoyu footbridge



(ข) Kayogawa UFC Railway Bridge



(ค) Sakata Mirai Footbridge

รูปที่ 1.2 การใช้งานคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากในอดีต

ในงานวิจัยนี้เริ่มศึกษาจากการเลือกรูปร่างของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากแบบเปียกที่เหมาะสม โดยใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อประมาณค่าความสามารถในการรับแรงของรอยต่อระหว่างคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากสำเร็จรูป จากนั้นจึงนำรูปร่างรอยต่อนั้นมาศึกษาพฤติกรรมการรับแรงตัดและเฉือนของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากต่อไป

1.2 วัตถุประสงค์

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากภายใต้แรงตัดและแรงเฉือน

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

1. การทดสอบชิ้นส่วนของโครงสร้างสะพานเป็นการทดสอบภายใต้แรงกระทำสถิตย์ (Static load)
2. การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากของประเทศญี่ปุ่น [10]
3. การบ่มร้อนของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากสำเร็จรูป เป็นการบ่มร้อนภายใต้อุณหภูมิน้ำ 60 องศา

1.4 วิธีการดำเนินงานวิจัย

การวิจัยแบ่งออกเป็น 9 ขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. ศึกษางานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้องในอดีตที่เกี่ยวกับคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก ตลอดจนคุณสมบัติพื้นฐานของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก

2. ศึกษางานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง เพื่อสร้างแบบจำลองการประมาณค่าหน่วยแรงด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์
3. ศึกษางานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้องในอดีตที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมและกำลังของรอยต่อภายใต้แรงดัดและแรงเฉือน
4. สร้างแบบจำลองเพื่อประมาณค่าความสามารถการรับแรงด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์
5. ออกแบบชิ้นส่วนตัวอย่างการทดสอบรอยต่อและการติดตั้งเครื่องมือวัด
6. ทดสอบชิ้นตัวอย่างรอยต่อภายใต้แรงดัด
7. ทดสอบชิ้นตัวอย่างรอยต่อภายใต้แรงเฉือน
8. วิเคราะห์ผลการศึกษา
9. สรุปผลงานวิจัย



บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้อง

2.1 คอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก

2.1.1 ความหมายของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก

คอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก (UHPFRC) เป็นวัสดุที่ถูกพัฒนาขึ้นมาเพื่อตอบสนองต่อการใช้งาน โดยการพัฒนาคูณสมบัติเชิงกล (Mechanical property) ทั้งกำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึง กำลังรับแรงดัด ความเหนียว และความทนทาน

คู่มือของ Ecole polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL) ของสวิสเซอร์แลนด์ [11] ได้นิยามความหมายของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากไว้คือ เป็นวัสดุที่ประกอบขึ้นมาจากซีเมนต์ สารผสมเพิ่ม มวลรวมละเอียด และไฟเบอร์ขนาดเล็ก ซึ่งเป็นวัสดุที่มีความสามารถการไหลที่สูงมาก อีกทั้งมีกำลังการรับแรงอัดทรงลูกบาศก์ที่ 28 วัน มากกว่า 120 MPa [11]

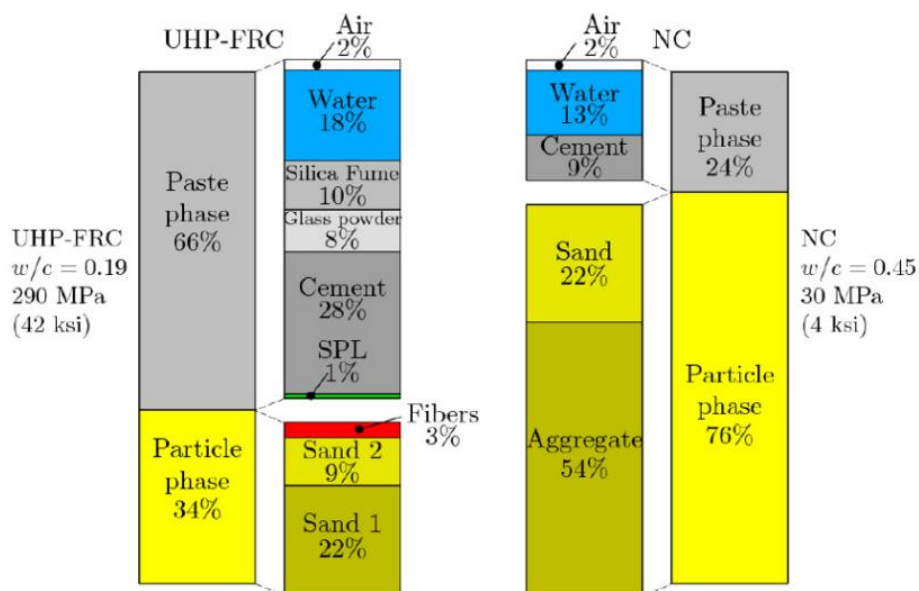
มาตรฐานการออกแบบและก่อสร้างคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากของประเทศญี่ปุ่น (JSCE Code 2006) [10] ให้นิยามของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากไว้ว่า เป็นคอนกรีตที่ประกอบด้วยเส้นใย ซึ่งมีกำลังอัดมากกว่า 150 MPa มีกำลังรับแรงดึงมากกว่า 5 MPa และกำลังเกิดรอยแตกร้าวแรกไม่น้อยกว่า 4 MPa โดยในเนื้อคอนกรีตมีมวลรวมขนาดอนุภาคที่เล็กกว่า 2.5 mm ซีเมนต์ ซิลิกาฟูม และเส้นใยที่มีกำลังรับแรงดึงไม่น้อยกว่า 2×10^3 N/mm² ความยาว 10-20 mm และมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.1-0.25 mm โดยมีปริมาณที่ใส่มากกว่า 2 % ตลอดจนมีอัตราส่วนของน้ำต่อซีเมนต์น้อยกว่า 0.24 [10]

มาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากของประเทศฝรั่งเศส (AFGC 2013) [12] ได้กำหนดกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากไว้อยู่ที่ มากกว่า 150 MPa จนถึง 250 MPa และมีเส้นใยเหล็กที่มากเพียงพอเพื่อทำให้เกิดความเหนียวในพฤติกรรมการรับแรงดึง ซึ่งในมาตรฐานได้แนะนำไว้คือ เส้นใยเหล็กมีปริมาณไม่น้อยกว่า 2 % และในอัตราส่วนผสมจะต้องทำให้แน่นเพื่อลดความพรุน อันจะทำให้ความทนทานมาก และกำลังรับแรงดึงต้องมากกว่า 7 MPa [12]

2.1.2 องค์ประกอบคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก

องค์ประกอบของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก คือ มวลรวม ซีเมนต์ น้ำ สารผสมเพิ่ม และเส้นใย ซึ่งความแตกต่างระหว่างองค์ประกอบของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากและ

คอนกรีตปกติเป็นไปดังรูปที่ 2.1 นอกจากนี้แล้วในคอนกรีตสมรรถนะสูงมากยังต้องพิจารณาถึงขนาดและปริมาณของอนุภาคเพื่อให้ได้ความหนาแน่นสูงอีกด้วย โดยตัวอย่างองค์ประกอบภายในคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากที่ถูกนำมาใช้งานในอดีตแสดงในตารางที่ 2.1



รูปที่ 2.1 ตัวอย่างองค์ประกอบโดยปริมาตรของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากและคอนกรีตปกติ [13]

ตารางที่ 2.1 การพัฒนาและเปรียบเทียบองค์ประกอบของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากและคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก [13]

Type	UHPC				UHP-FRC				SIFCON
	A ^d	B ^d	C	D	A ^d	B ^d	C	D	
Cement	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Silica Fume	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Glass Powder	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Water	0.220	0.195	0.190	0.180	0.212	0.200	0.185-0.195	0.18-0.20	0.207
Superplasticizer ^a	0.0054	0.0108	0.0108	0.0114	0.0054	0.0108	0.0108	0.0108	0.0108
Sand A ^b	0.28	0.30	0.31	1.05	0.27	0.28	0.29	0.92	0.76
Sand B ^c	1.10	0.71	0.72	0.00	1.05	0.64	0.67	0.00	0.00
ratio Sand A/B	20/80	30/70	30/70	100/0	20/80	30/70	30/70	100/0	100/0
Fiber	0.00	0.00	0.00	0.00	0.15/0.25	0.22	0.18-0.27	0.22-0.31	0.71
Fiber Vol. %	0	0	0	0	1.5/2.5	2.5	2.0-3.0	2.5-3.5	5 [*] /8 ^f
f'_c [cube, 28d] MPa	194	207	220-240	232-246	207/213	219	227-261	251-291	270 [*] /292 ^f
f_t [tension] MPa	6.1-7.4 ^g	6.9-7.8 ^g	7.4-8.5 ^g	8.2-9.0 ^g	8.2/14.2	15	16-20	20-30	37 ^e

^a solid content; ^b max. grain size 0.2 mm (1/128 in.); ^c max. grain size 0.8 mm (1/32 in.);

^d non vibrated, non surface cut; ^{*} twisted (T) fiber; ^f straight (S) fiber; ^e at first cracking followed by immediate failure

2.1.2.1 ซีเมนต์

ซีเมนต์เป็นองค์ประกอบหนึ่งที่สำคัญในคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก เนื่องจากขนาดของซีเมนต์มีความสำคัญต่อการจัดการเรียงตัวของอนุภาค ดังนั้นการควบคุมความละเอียดจึงเป็นส่วนสำคัญต่อคุณภาพของคอนกรีตที่นำมาใช้ ซึ่งปริมาณซีเมนต์ที่ใช้โดยทั่วไปจะอยู่ที่ $600-1000 \text{ kg/m}^3$ และควรมีความละเอียด (Fineness) ของซีเมนต์อยู่ระหว่าง $3000-4500 \text{ cm}^2/\text{g}$ อีกทั้งควรเป็นซีเมนต์ที่มี C_3A น้อย เพื่อลดปริมาณน้ำที่ต้องการ [14]

2.1.2.2 ซีลิกาฟูม

ซีลิกาฟูมหรือไมโครซีลิกาเป็นของเหลือจากกระบวนการผลิตเหล็ก โดยอนุภาคเหล่านี้มีขนาดเล็กมากคือขนาดเล็กกว่าปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ประมาณ 10 เท่าหรือขนาดประมาณ $0.1-0.2 \mu\text{m}$ อีกทั้งมีปริมาณร้อยละของซิลิกอนออกไซด์ประมาณร้อยละ 85-90 และยังเป็นโครงสร้างที่ไม่มีรูปร่าง (Amorphous structure) [15] โดยในคอนกรีตสมรรถนะสูงมีการนำซีลิกาฟูมมาใช้เนื่องจากปฏิกิริยาซีลิกาฟูมเป็นปฏิกิริยาแคลเซียมไฮดรอกไซด์ซึ่งจะทำปฏิกิริยากับองค์ประกอบที่เป็นสิ่งที่ไม่ต้องการในเนื้อคอนกรีต โดยผลการทำปฏิกิริยาจะเกิดแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) ซึ่งทำให้กำลังของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้น และความหนาแน่นของคอนกรีตก็มีค่าสูงขึ้นอีกด้วย

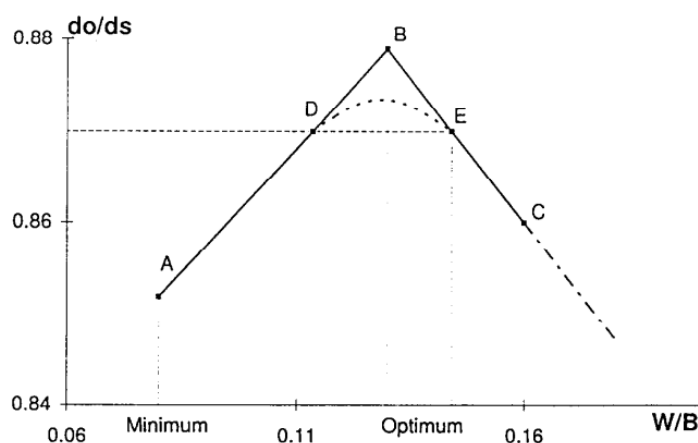
2.1.2.3 มวลรวม

มวลรวมที่จะนำมาใช้ในคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากจะต้องถูกพิจารณาเป็นพิเศษทั้งขนาดและจำนวน เพื่อให้มีความหนาแน่นสูงที่สุด อีกทั้งกำลังของมวลรวมก็ควรจะมีเพียงพอเพื่อไม่เป็นจุดอ่อนของตัวคอนกรีต โดยมวลรวมขนาดใหญ่จะไม่ถูกนำมาใช้ในคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก ซึ่งค่าเฉลี่ยของขนาดของอนุภาคจะอยู่ที่ 1 mm

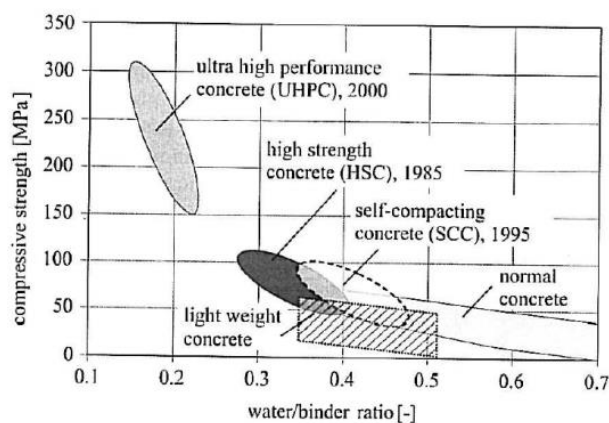
2.1.2.4 น้ำ

องค์ประกอบหนึ่งที่มีอิทธิพลต่อกำลังและคุณสมบัติของคอนกรีต คือ น้ำ ซึ่งถูกนำมาใช้ในหลายขั้นตอนในการผลิตคอนกรีต ทั้งการล้างทำความสะอาดมวลรวม การผสมคอนกรีต ตลอดจนการบ่มคอนกรีต โดยทั่วไปน้ำที่นำมาใช้จะต้องเป็นน้ำสะอาดไม่มีสิ่งเจือปน โดยในการผสมคอนกรีตปริมาณน้ำมีความสำคัญเป็นอย่างมาก เพราะช่วงการผสมนี้น้ำจะทำปฏิกิริยากับซีเมนต์ ถ้าหากมีปริมาณน้ำมากเกินไปจะทำให้กำลังของคอนกรีตลดลง ตลอดจนความพรุนภายในคอนกรีตก็อาจเพิ่มขึ้น โดยพบว่าทั้งปริมาณซีเมนต์และขนาดอนุภาคของซีเมนต์มีผลต่อปริมาณน้ำที่ต้องใช้ในการผสมคอนกรีต อีกทั้งน้ำยังมีอิทธิพลต่อความหนาแน่นของการจัดเรียงอนุภาคต่างๆ โดยจากรูปที่ 2.2 จะเห็นได้ว่าอัตราส่วนของน้ำต่อวัสดุประสานนั้นมีผลต่อความหนาแน่นของอนุภาคซึ่งภายในคอนกรีต โดยเมื่อเพิ่มน้ำในช่วงแรกความหนาแน่นจะเพิ่มมากขึ้นแต่เมื่อถึงจุดหนึ่งปริมาณน้ำจะส่งผล

ทำให้ปริมาตรกักเก็บอากาศภายในเนื้อคอนกรีตเป็นศูนย์ (จุด B) จะทำให้ความหนาแน่นของคอนกรีตสูงสุด แต่เมื่อเพิ่มน้ำต่อไปจะทำให้ความหนาแน่นของอนุภาคลดลงเนื่องจากปริมาตรที่เพิ่มขึ้น [16] โดยในคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากนั้นจะใช้อัตราส่วนของปริมาณน้ำต่อวัสดุประสานน้อยกว่า 0.25 [17] ดังแสดงในรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ของปริมาณน้ำต่อวัสดุเชื่อมประสานและอัตราส่วนของความหนาแน่นของคอนกรีต [16]



รูปที่ 2.3 กำลังและอัตราส่วนของน้ำและวัสดุประสาน ในการแบ่งชนิดของคอนกรีต [18]

2.1.2.5 สารลดน้ำอย่างมาก (Super-plasticizers)

คอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากนั้นใช้น้ำในการผสมค่อนข้างต่ำ โดยจะเห็นได้จากอัตราส่วนของน้ำต่อวัสดุประสานดังในรูปที่ 2.3 ดังนั้นสารลดน้ำอย่างมากจึงถูกนำมาใช้ เนื่องจากต้องการรักษาความสามารถในการเทได้ของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก โดยปริมาณที่ใช้นี้อาจสูงถึงร้อยละ 5 ของปริมาณซีเมนต์ [18]

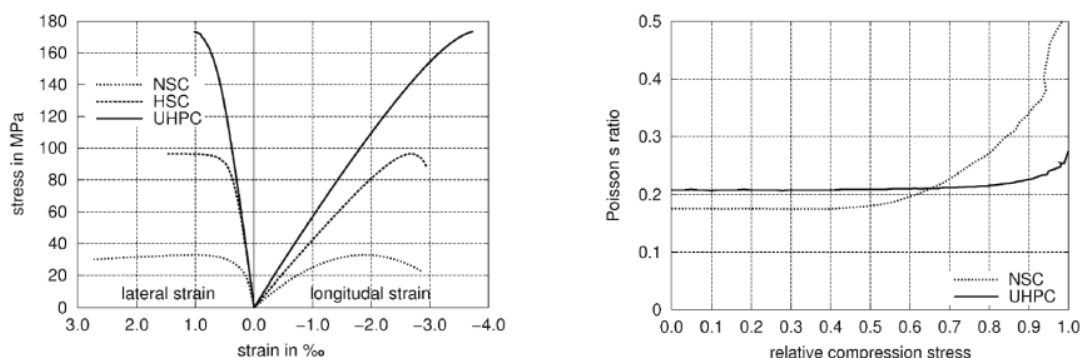
2.1.2.6 เส้นใย

เส้นใยที่นำมาใช้ต้องสั้น (Short) แข็ง (Stiff) และแข็งแรง (Strong) [19] จากการศึกษาคุณสมบัติเชิงกลของรอยต่อเมื่อเปรียบเทียบรูปแบบของเส้นใยเหล็ก 3 ชนิด คือเส้นตรง เกลียว และปลายงอ พบว่าในเส้นใยแบบปลายงอนั้น ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางมีผลต่อพฤติกรรมของการรับแรงดึงในเส้นใยเดี่ยว และเมื่อเปรียบเทียบกันระหว่างเส้นใยเกลียวและปลายงอ พบว่ามีพฤติกรรมที่ต่างกัน โดยในเส้นใยปลายงอ เมื่อแรงดึงถึงจุดสูงสุดหลังจากนั้นแรงดึงจะตกลงทันที แต่ในเส้นใยแบบเกลียวนั้นจะยังคงรับแรงดึงไว้ได้ต่อเนื่องเรื่อยๆ [20]

2.2 คุณสมบัติของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก

2.2.1 กำลังรับแรงอัด (Compressive strength)

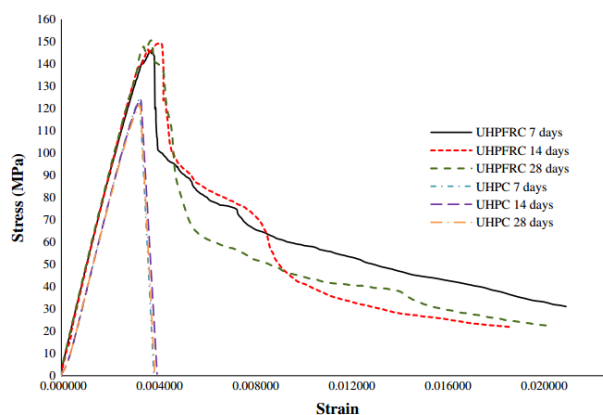
คอนกรีตสมรรถนะสูงคือคอนกรีตที่มีกำลังอัดมากกว่า 150 MPa มีโมดูลัสยืดหยุ่นอยู่ในช่วง 50-70 GPa มีขีดจำกัดความยืดหยุ่นประมาณร้อยละ 70-80 ของกำลังรับแรงอัด โดยจากรูปที่ 2.4 จะเห็นได้ว่าคอนกรีตสมรรถนะสูงนั้นสามารถคงอัตราส่วนปัวซองได้คงที่ไปจนถึงร้อยละ 70-80 ของกำลังอัดของคอนกรีต แต่ในทางกลับกันจากรูปที่ 2.4 จะเห็นว่าเมื่อกำลังอัดของคอนกรีตเพิ่มสูงขึ้นจะส่งผลให้ความเปราะของคอนกรีตเพิ่มมากขึ้นตามไปด้วย อันเนื่องมาจากผลการถ่ายแรงผ่านการขัดกันของมวลรวมน้อยลงจากขนาดของมวลรวมที่เล็กจึงทำให้รอยแตกร้าวผ่านมวลรวมเป็นผลทำให้เกิดความเปราะที่เพิ่มขึ้น [1]



รูปที่ 2.4 พฤติกรรมการรับแรงอัดและอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตสมรรถนะสูง (UHPC) คอนกรีตกำลังสูง (HSC) และคอนกรีตปกติ (NSC) [1]

จากปัญหาความเปราะที่เพิ่มขึ้นเมื่อคอนกรีตมีกำลังเพิ่มสูงขึ้นนั้น จึงได้มีการศึกษาและพัฒนาจนเป็นคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากโดยการใส่เส้นใยลงไปเพื่อลดพฤติกรรมเปราะที่เกิดขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2.5 จะเห็นว่า ในคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากยังคงโมดูลัสยืดหยุ่นที่

ใกล้เคียงกับคอนกรีตสมรรถนะสูงคือประมาณ 50-70 GPa โดยการใส่เส้นใยลงไปทำให้คุณสมบัติด้านความเหนียวดีขึ้น ซึ่งจะสังเกตได้จากพฤติกรรม post-peak softening ที่เกิดขึ้น โดยพฤติกรรมนี้จะขึ้นอยู่กับปริมาณเส้นใย ชนิดของเส้นใย และผิวสัมผัสของเนื้อคอนกรีตและเส้นใย อีกทั้งการใส่เส้นใยยังสามารถเพิ่มกำลังรับแรงอัดขึ้นอีกร้อยละ 5-10 เมื่อใส่ปริมาณเส้นใยร้อยละ 4 อีกด้วย [1]



รูปที่ 2.5 พฤติกรรมการรับแรงอัดของคอนกรีตสมรรถนะสูงและคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก [21]

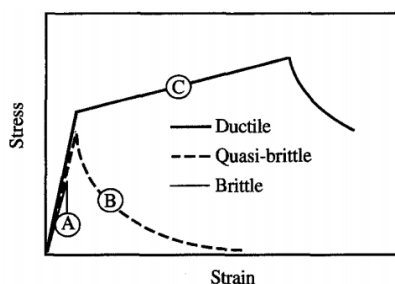
2.2.2 กำลังการรับแรงดึง (Tensile strength)

กำลังการรับแรงดึงนั้นเป็นคุณสมบัติสมบัติพื้นฐานที่สำคัญอย่างหนึ่งในคอนกรีต ซึ่งโดยทั่วไปพฤติกรรมการรับแรงดึงจะมี 3 แบบ ดังรูปที่ 2.6

(1) กราฟ A เป็นพฤติกรรมแบบ Brittle failure จะเกิดขึ้นในซีเมนต์เพสต์ ซึ่งจะเป็เส้นตรงจนเมื่อถึงค่าความเครียดประลัยคือประมาณร้อยละ 0.01 ความเค้นจะตกลงทันที

(2) กราฟ B เป็นพฤติกรรมแบบ Quasi-brittle failure จะเกิดขึ้นในคอนกรีตตลอดจนคอนกรีตเสริมเส้นใย ซึ่งจะมีช่วงการลดลงของความเครียด (Strain softening) หลังจากการเกิดรอยแตกร้าวแรกขึ้น และ

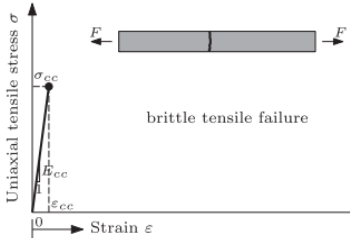
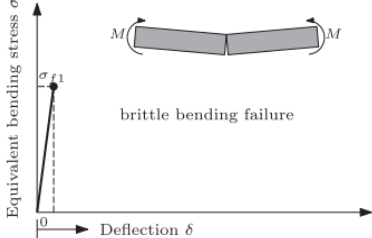
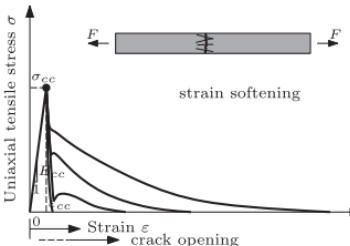
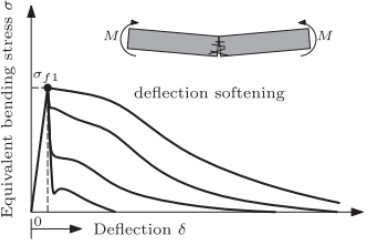
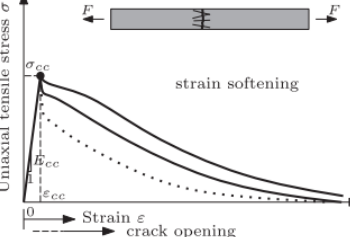
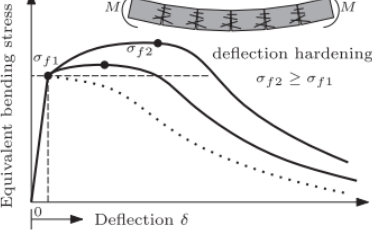
(3) กราฟ C มีพฤติกรรมแบบ Ductile failure จะเกิดขึ้นคอนกรีต ประเภท Engineered Cementitious Composite (ECC) และ UHPFRC [22]

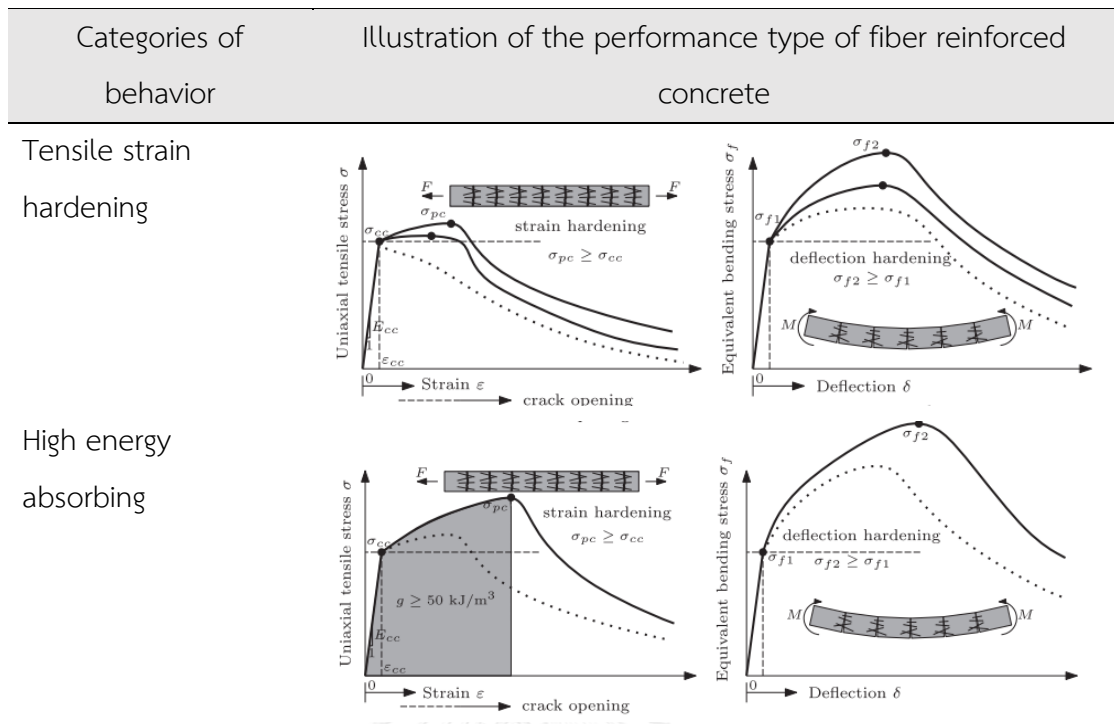


รูปที่ 2.6 พฤติกรรมความเสียหาย 3 ชนิดของวัสดุที่มีซีเมนต์เป็นองค์ประกอบภายใต้แรงดึง [22]

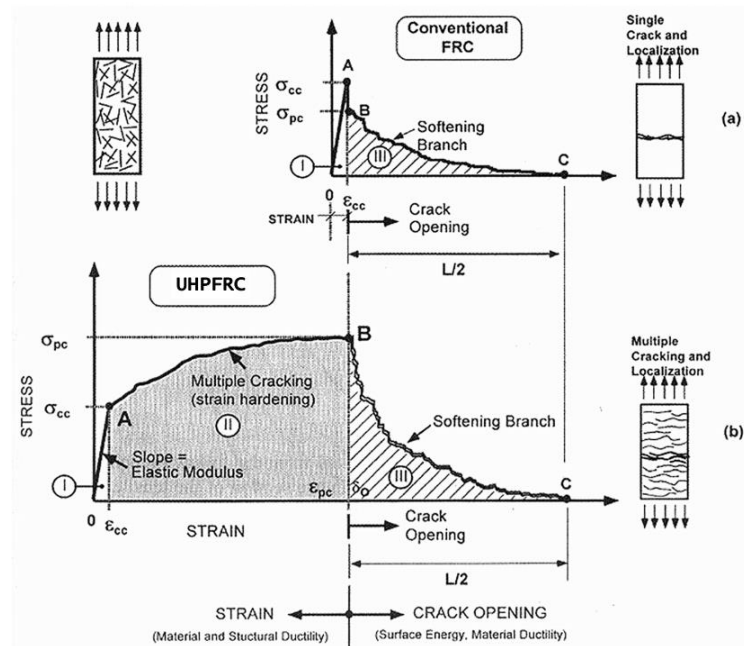
กำลังการรับแรงดึงสามารถหาได้จากการทดสอบ 2 รูปแบบคือ กำลังการรับแรงดึงแกนเดียว (Direct tensile test) และกำลังการรับแรงดึงจากหน่วยแรงดัด (Flexural test) โดยจากการศึกษาพบว่าในวัสดุที่มีพฤติกรรม softening เพียงอย่างเดียวจะมีอัตราส่วนของกำลังรับแรงดัด (Flexural strength) ต่อกำลังแตกร้าวในการรับแรงดึงแกนเดียว (first-cracking stress) อยู่ระหว่าง 1-3 เท่า แต่ในคอนกรีตที่มีพฤติกรรมการเพิ่มขึ้นของความเครียด อัตราส่วนของกำลังการรับแรงดัดและกำลังการรับแรงดึงสามารถประมาณได้จากทฤษฎี [22] ซึ่งพฤติกรรมการรับแรงดึงและแรงดัดของคอนกรีตที่มีสมบัติต่างกันได้แสดงดังในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 พฤติกรรมการรับแรงดึงและแรงดัดของคอนกรีตที่มีสมบัติต่างกัน [23]

Categories of behavior	Illustration of the performance type of fiber reinforced concrete	
Brittle	 <p>uniaxial tensile stress σ</p> <p>Strain ϵ</p> <p>brittle tensile failure</p>	 <p>Equivalent bending stress σ_f</p> <p>Deflection δ</p> <p>brittle bending failure</p>
Deflection softening or crack controlling with little enhancement in mechanical properties	 <p>uniaxial tensile stress σ</p> <p>Strain ϵ</p> <p>strain softening</p> <p>crack opening</p>	 <p>Equivalent bending stress σ_f</p> <p>Deflection δ</p> <p>deflection softening</p>
Deflection hardening	 <p>uniaxial tensile stress σ</p> <p>Strain ϵ</p> <p>strain softening</p> <p>crack opening</p>	 <p>Equivalent bending stress σ_f</p> <p>Deflection δ</p> <p>deflection hardening</p> <p>$\sigma_{f2} \geq \sigma_{f1}$</p>



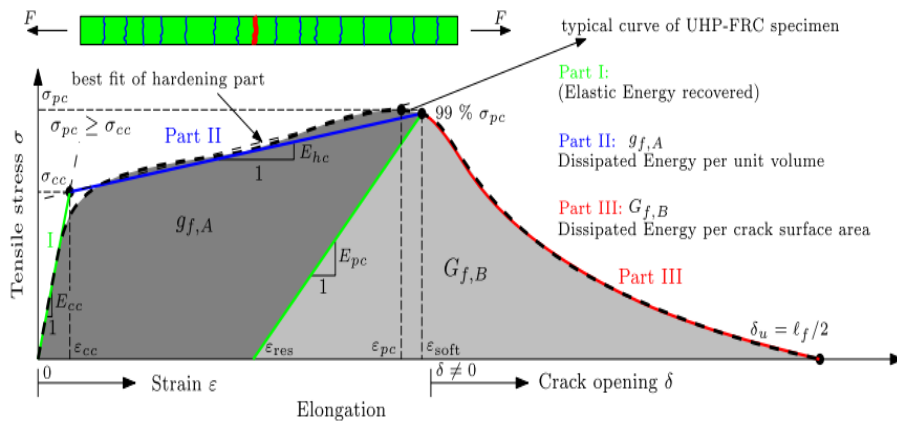
เมื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมการรับแรงดึงของคอนกรีตปกติและคอนกรีตเสริมเส้นใยพบว่า คอนกรีตเสริมเส้นใยจะมีกำลังการรับแรงดึง โมดูลัสยืดหยุ่นและความเหนียวที่มากกว่าคอนกรีตปกติ แต่เมื่อเปรียบเทียบคอนกรีตเสริมเส้นใยกับคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก พบว่ามีความแตกต่างกันดังในรูปที่ 2.7 กล่าวคือ ในคอนกรีตเสริมเส้นใยนั้นมีพฤติกรรมแบ่งออกเป็นสองช่วง คือ ช่วงอีลาสติก และช่วง strain softening แต่ในคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากจะสามารถแบ่งพฤติกรรมออกเป็น 3 ช่วง คือ ช่วงอีลาสติก ช่วง strain hardening และช่วง strain softening อีกทั้งเมื่อคอนกรีตเสริมเส้นใยเกิดรอยแตกร้าวจะเกิดขึ้นเพียงรอยแตกร้าวเดี่ยวและขยายใหญ่ขึ้น แต่ในคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากนั้นพบว่า เมื่อเกิดการแตกร้าวจะพบหลายรอยร้าวและขนาดความกว้างของรอยแตกร้าวจะไม่ขยายใหญ่



รูปที่ 2.7 การเปรียบเทียบความเค้นและความเครียดของคอนกรีตเสริมเส้นใยและคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก [19]

จากการศึกษาเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากภายใต้การรับแรงดึงแกนเดียว (Direct tension) พบว่าในคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากจะมีพฤติกรรมการเพิ่มขึ้นของความเครียด (Strain hardening) เนื่องมาจากกำลังการรับแรงดึงมีค่ามากกว่าหน่วยแรงดึงแตกร้าวน (Cracking stress) โดยจากรูปที่ 2.8 จะสามารถแบ่งพฤติกรรมของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากภายใต้การรับแรงดึงแกนเดียว (Direct tension) ได้ออกเป็น 3 ช่วง [23]

- ก) ช่วงอีลาสติก (Strain based elastic part) เป็นช่วงที่เริ่มต้นของพฤติกรรมการรับแรงดึงจนถึงกำลังแตกร้าวน (Cracking strength : σ_{cc}) ซึ่งเป็นจุดเปลี่ยนจากพฤติกรรมยืดหยุ่นเพื่อเข้าสู่ strain hardening โดยความชันของกราฟในช่วงนี้จะเป็นโมดูลัสยืดหยุ่น (Elastic modulus)
- ข) ช่วงการเพิ่มขึ้นของความเครียด (Strain based strain hardening part) เป็นช่วงการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงหลังจากเกิดรอยแตกร้าวนแรกเกิดขึ้น จนถึงกำลังการรับแรงดึงสูงสุด โดยช่วงนี้เองจะเกิดรอยแตกร้าวนขึ้นหลายแนว และความชันในช่วงนี้จะเป็น hardening modulus
- ค) ช่วงการลดลงของความเครียด (Crack opening based softening part) เป็นช่วงที่รอยแตกร้าวนที่ขยายตัวขึ้น



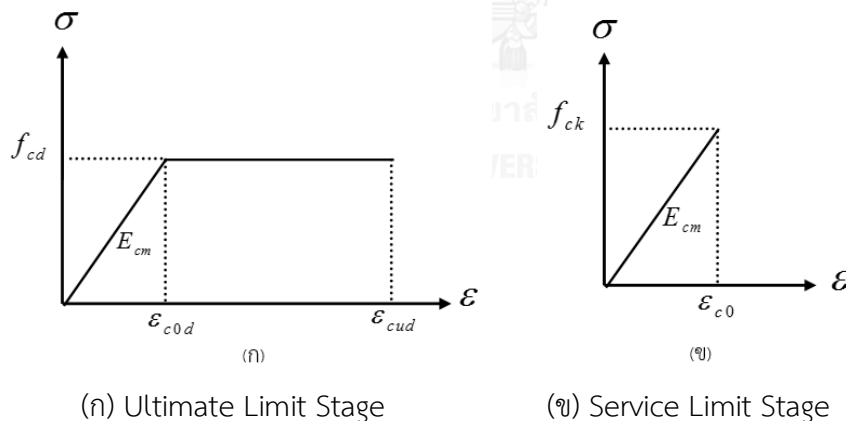
รูปที่ 2.8 แบบจำลองพฤติกรรมภายใต้แรงดึงของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก [23]

2.3 แบบจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก

2.3.1 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงอัด

ก) มาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากของประเทศฝรั่งเศส [12]

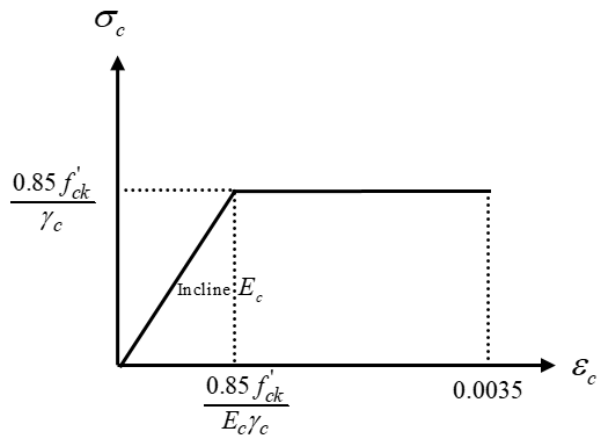
มาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากตามมาตรฐานของฝรั่งเศสได้กำหนดแบบจำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดภายใต้แรงอัดโดยพิจารณาแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ Ultimate limit stage และ Service limit stage ดังแสดงในรูปที่ 2.9



รูปที่ 2.9 แบบจำลองความเค้นและความเครียดภายใต้แรงอัดตามมาตรฐานฝรั่งเศส

ข) มาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากของประเทศญี่ปุ่น [10]

มาตรฐานการออกแบบและก่อสร้างคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากของประเทศญี่ปุ่นได้กำหนดแบบจำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดภายใต้การรับแรงอัดดังแสดงในรูปที่ 2.10 ซึ่งพิจารณาจนถึงสภาวะสุดขีดประลัย โดยที่สภาวะสุดขีดการใช้งานนั้นจะพิจารณาถึงเพียงในช่วงเส้นตรงแรก



รูปที่ 2.10 แบบจำลองความเค้นและความเครียดภายใต้แรงอัดตามมาตรฐานญี่ปุ่น

ค) การนำเสนอแบบจำลองจากงานวิจัยในอดีต

Popovics [24] ได้นำเสนอแบบจำลองดังสมการที่ (2.1)

$$f = f'_c \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^n} \quad (2.1)$$

โดยที่ ε คือ ความเครียดที่ตำแหน่งต่างๆ

ε_0 คือ ความเครียดที่ความเค้นสูงสุด

f'_c คือ กำลังอัดสูงสุด

f คือ หน่วยแรงอัดที่ตำแหน่งต่างๆ

$$n_{concrete} = 0.4 \times 10^{-3} f'_c + 1.0$$

$$n_{mortar} = 0.15 \times 10^{-3} + 1.0$$

$$n_{paste} = 12$$

ในปี 1978 Desavi et al. [25] ได้นำเสนอแบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงอัดไว้ดังในสมการ (2.2)

$$f = \frac{A}{1 + B\varepsilon + C\varepsilon^2 + D\varepsilon^3} \quad (2.2)$$

โดยที่ A, B, C, D นั้นเป็นค่าคงที่อันเนื่องมาจากเงื่อนไขขอบเขตและผลการทดสอบ

ต่อมาในปี 1985 Carreira and Chu [26] ได้นำเสนอแบบจำลองพฤติกรรมภายใต้การรับแรงอัดไว้ดังในสมการ (2.3)

$$f_c = f'_c \left[\frac{\beta \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^\beta} \right] \quad (2.3)$$

โดยที่ $\beta = \frac{1}{1 - \frac{f'_c}{\varepsilon_0 E_{it}}}$ เมื่อ $\beta \geq 1.0$ และ $\varepsilon \leq \varepsilon_0$

ε_0 คือ ความเครียดที่ความเค้นสูงสุด

f'_c คือ หน่วยแรงอัดสูงสุด

E_{it} คือ โมดูลัสสัมผัสเริ่มต้น (initial tangent modulus)

f_c คือ หน่วยแรงอัด

ε คือ ความเครียด

ในปี 1994 Hsu และ Hsu [27] ได้นำเสนอแบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงอัดที่ได้พัฒนามาจาก Carreira and Chu [26] ไว้ดังสมการ (2.4) และ (2.5)

$$f_c = f'_c \left[\frac{n\beta \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)}{n\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^{n\beta}} \right] \quad \text{เมื่อ } 0 \leq \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \leq x_d \quad (2.4)$$

$$f_c = f'_c \left[\eta_d e^{-k_d \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - x_d \right)^a} \right] \quad \text{เมื่อ } x_d \leq \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \quad (2.5)$$

โดยที่ $\beta = \frac{1}{1 - \frac{f'_c}{\varepsilon_0 E_{it}}}$ เมื่อ $\beta \geq 1.0$ เป็นผลจากความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียด

n เป็นผลเนื่องมาจากกำลังของคอนกรีต

ในคอนกรีตเสริมเส้นใยกำลังสูงนั้น $\eta_d = 0.6, k_d = 0.7, a = 0.8$

x_d เป็นความเครียดที่เกิดที่ $0.6f'_c$

ε_0 คือ ความเครียดที่ความเค้นสูงสุด

f'_c คือ หน่วยแรงอัดสูงสุด

Mansur [28] ได้ปรับปรุงแบบจำลองของ Wee et al. [29] ซึ่งเป็นไปตามผลการทดสอบของคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใย (High Strength Fiber Reinforced Concrete: HSFC) ดังได้แสดงในสมการ (2.6)

$$f = f_0 \left[\frac{k_1 \beta \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)}{k_1 \beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^{k_2 \beta}} \right] \quad (2.6)$$

โดยที่ $\beta = \frac{1}{1 - \frac{f_0}{\varepsilon_0 E_{it}}}$ เป็นผลจากกรุปร่างของความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียด

k_1, k_2 เป็นผลเนื่องจากการจัดเรียงตัวและความเค้นคงค้าง

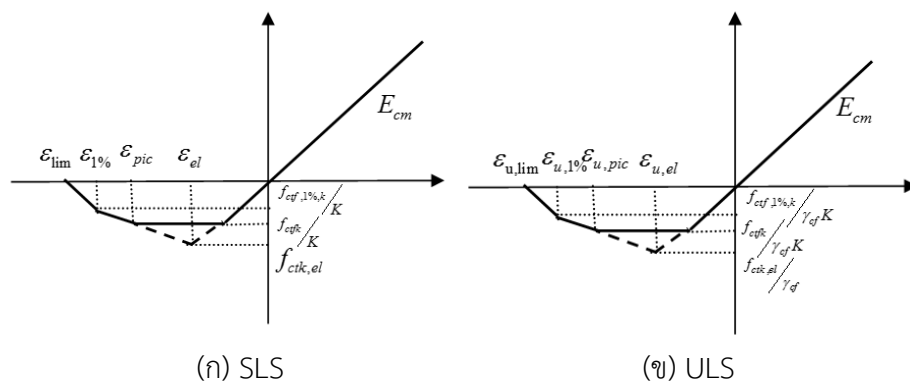
f_0, ε_0 คือ ความเค้นสูงสุดและความเครียดสูงสุด ตามลำดับ

และ E_{it} คือ โมดูลัสสัมผัสเริ่มต้น (initial tangent modulus)

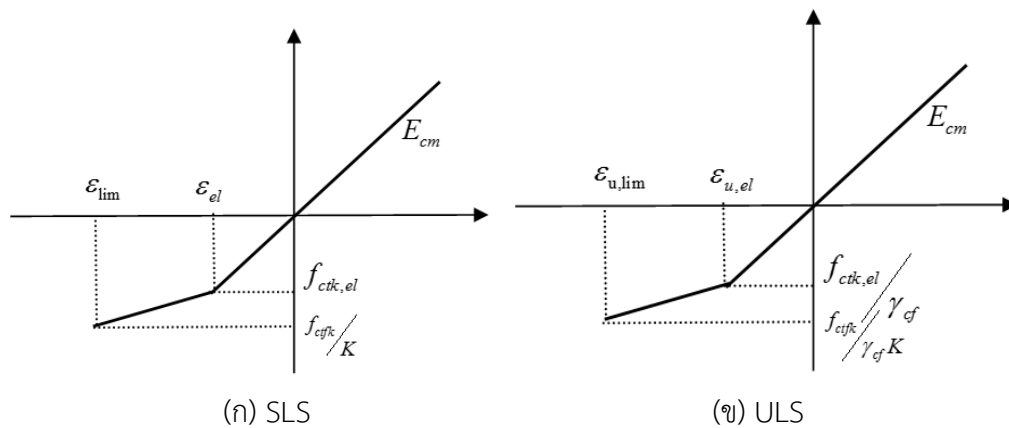
2.3.2 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงดึง

ก) มาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากของประเทศฝรั่งเศส [12]

มาตรฐานฝรั่งเศสแบ่งคุณสมบัติการรับแรงดึงออกเป็น 3 ชนิด คือ Strain softening, Low strain hardening และ Strain hardening โดยในสองชนิดแรกมาตรฐานได้กำหนดแบบจำลองพฤติกรรมดังแสดงรูปที่ 2.11 และ Strain hardening ได้กำหนดดังแสดงในรูปที่ 2.12



รูปที่ 2.11 แบบจำลองพฤติกรรมภายใต้แรงดึงของวัสดุ strain softening และ low strain hardening ตามมาตรฐานฝรั่งเศส



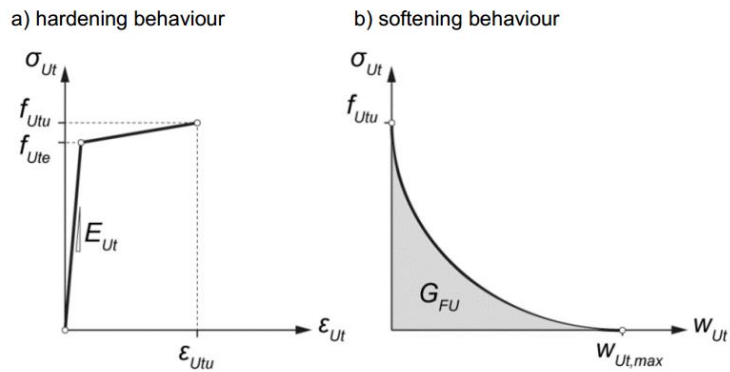
รูปที่ 2.12 แบบจำลองพฤติกรรมภายใต้แรงดึงของวัสดุ strain hardening ตามมาตรฐานฝรั่งเศส

ข) มาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากของประเทศสวีเดน [11]

มาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากของประเทศสวีเดน ได้แบ่งประเภทของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากภายใต้การรับแรงดึงไว้ดังตารางที่ 2.3 โดยได้เสนอแบบจำลองการพฤติกรรมการรับแรงดึงของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากของชนิด UA และ UB ไว้ดังรูปที่ 2.13 ซึ่งพฤติกรรมการรับแรงดึงได้ถูกแบ่งออกเป็น 2 ส่วนคือ พฤติกรรมที่เป็นช่วงยืดหยุ่น (Elastic) และช่วง hardening โดยที่ f_{Utek} คือ หน่วยแรงดึงสูงสุดที่สภาวะยืดหยุ่น (MPa) f_{Utuk} คือ กำลังรับแรงดึงสูงสุดของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก (MPa) ε_{Utu} คือ ความเครียดที่กำลังรับแรงดึงสูงสุด (%) และ f_{Uck} คือ กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก (MPa)

ตารางที่ 2.3 การแบ่งชนิดของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากตามการรับแรงดึงของมาตรฐานการออกแบบสวีเดน [11]

Type	U0	UA	UB
f_{Utek} (MPa)	≥ 7.0	≥ 7.0	≥ 10.0
f_{Utuk}/f_{Utek}	> 0.7	> 1.1	> 1.2
ε_{Utu} (%)		> 1.5	> 2.0
f_{Uck} (MPa)	≥ 120	≥ 120	≥ 120

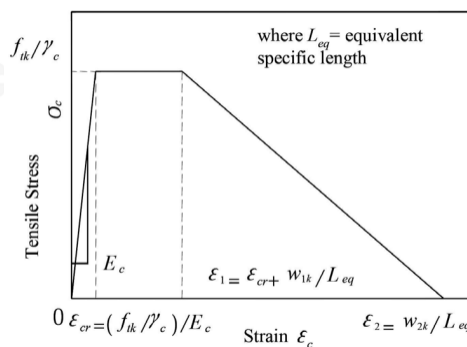


รูปที่ 2.13 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงดึงของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากตามมาตรฐานการออกแบบสวิสเซอร์แลนด์ [11]

ค) มาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากของประเทศญี่ปุ่น [10]

แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดภายใต้แรงดึงแสดงในรูปที่ 2.14 แบบจำลองใช้เส้นตรงสามเส้นเพื่อแสดงถึงช่วงยืดหยุ่น ช่วงการเพิ่มขึ้นของความเครียด (Strain hardening) และการลดลงของความเครียด (Strain softening) โดยค่าความยาวเทียบเท่า (equivalent specific length: L_{eq}) ซึ่งเป็นความยาวเสมือนที่ขึ้นอยู่กับความสูงและรูปร่างหน้าตัดสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.7) โดยที่ $l_{ch} = 1.06 \times 10^4$ และ h คือ ความสูงของหน้าตัด

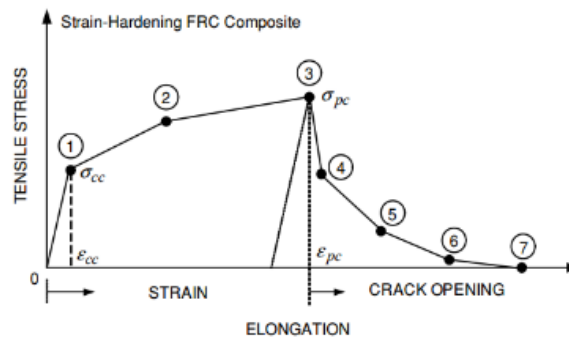
$$L_{eq} = 0.8h \left(1 - \frac{1}{1.05 + 6h / l_{ch}} \right) \quad (2.7)$$



รูปที่ 2.14 แบบจำลองความเค้นและความเครียดภายใต้การยืดตัวตามมาตรฐานญี่ปุ่น [10]

ง) การนำเสนอแบบจำลองจากงานวิจัยในอดีต

Naaman [40] ได้นำเสนอแบบจำลองพฤติกรรมภายใต้การรับแรงดึง โดยได้แบ่งพฤติกรรมออกเป็น 7 ช่วง ซึ่งสามารถคำนวณจุดทั้ง 7 และใช้เส้นตรงเชื่อมระหว่างจุด ดังแสดงในรูปที่ 2.15



รูปที่ 2.15 แบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้นและการยืดตัวภายใต้แรงดึง [30]

$$\begin{aligned}\sigma_{cc} &\approx \sigma_{mu} \\ \varepsilon_{cc} &\approx \varepsilon_{mu} \approx 0.0002 \\ \sigma_{cc} &\approx E_c \varepsilon_{cc}\end{aligned}\tag{2.8}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cc} &\approx E_{min} \varepsilon_{cc} = E_{min} \times 0.0002 \\ E_{min} &= 10500 \text{ MPa (1500 ksi)} \\ \sigma_{cc} &= \sigma_{mu} (1 - V_f) + \alpha \bar{\tau} V_f \frac{\psi}{4A_f}\end{aligned}\tag{2.9}$$

โดยที่

- σ_{mu} คือ กำลังการรับแรงดึงที่ไม่คิดผลของเส้นใย
- ε_{mu} คือ ความเครียดจากการรับแรงดึงโดยไม่คิดผลของเส้นใย
- E_c คือ โมดูลัสยืดหยุ่น
- E_{min} คือ ค่าโมดูลัสต่ำสุดที่ระบุ
- V_f คือ ปริมาณของเส้นใย
- $\bar{\tau}$ คือ กำลังของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยและคอนกรีต
- ψ คือ เส้นรอบรูปของเส้นใยแต่ละเส้น
- A_f คือ พื้นที่หน้าตัดของเส้นใยแต่ละเส้น
- l คือ ความยาวของเส้นใย
- d คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางกลางของเส้นใย

$$E_{cc} = (1 - V_f) E_c + V_f E_s\tag{2.10}$$

โดยกำลังของการรับแรงดึง สามารถคำนวณจากสมการ

$$\sigma_{pc} = \lambda \times \tau \times \frac{l_f}{d_f} V_f\tag{2.11}$$

2.3.3 โมดูลัสยืดหยุ่น

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากถูกนำเสนอในสมการเชิงประสพการณ์เพื่อประมาณค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่นและกำลังอัดของคอนกรีต โดยสมการที่ (2.12) (2.13) และ (2.14) ได้ถูกนำเสนอโดย ACI 363R [31] , Ma et al. [32] และ Graybeal [33] ตามลำดับ ซึ่ง ACI 363R สามารถใช้ในคอนกรีตที่มีกำลังอัดมากกว่า 83 MPa ในขณะที่สมการของ Ma et al. และ Graybeal นั้นถูกพัฒนามาจากคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากที่ไม่มีมวลรวมหยาบ

$$E = 3320\sqrt{f'_c} + 6900 \text{ MPa} \quad (2.12)$$

$$E = 19,000\sqrt[3]{\frac{f'_c}{10}} \text{ Mpa} \quad (2.13)$$

$$E = 3840\sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (2.14)$$

2.4 พฤติกรรมของรอยต่อภายใต้การรับแรงดัด

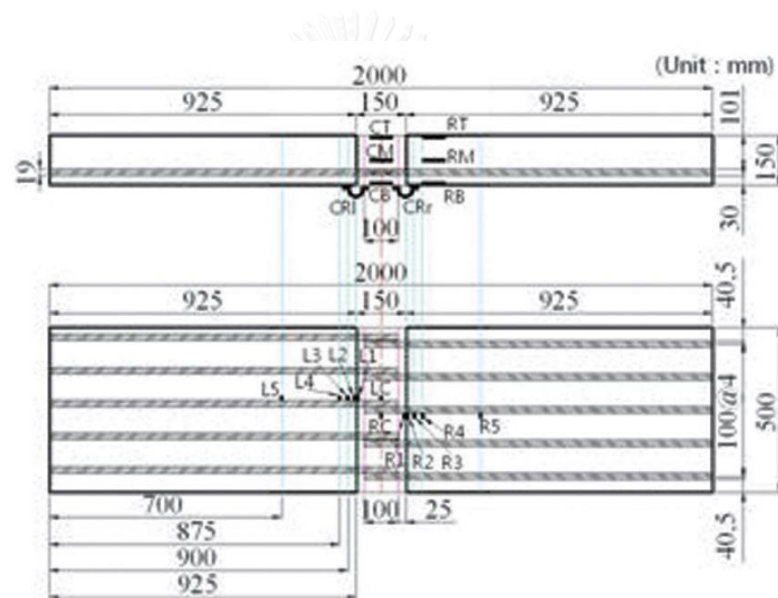
เนื่องจากคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากจะต้องทำการบ่มด้วยความร้อน ซึ่งกระบวนการนี้เป็นกระบวนการที่ยุ่ยากในการก่อสร้างหน้างาน ดังนั้นจึงมักจะต้องใช้งานในรูปแบบของชิ้นส่วนสำเร็จรูปที่นำไปประกอบที่หน้างาน ในการประกอบชิ้นส่วนสำเร็จรูปในงานก่อสร้างโดยทั่วไปจะมีรอยต่ออยู่ 2 ชนิด ได้แก่ (1) รอยต่อแห้ง (Dry joint) หรือรอยต่อที่ไม่ทำการอุดช่องว่างของรอยต่อ (Grouting) ซึ่งเป็นรอยต่อที่ใช้งานรวมกับการอัดแรง และ (2) รอยต่อเปียก (Wet Joint) หรือรอยต่อที่ทำการอุดช่องว่างของรอยต่อด้วยวิธีการหล่อในที่

Hwang และ Park [7] ศึกษาผลของรอยต่อระหว่างแผ่นพื้นสำเร็จรูปที่สร้างจากคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากภายใต้แรงดัดที่เกิดจากแรงกระทำสถิตย์ โดยรอยต่อที่ใช้เป็นรอยต่อที่เกิดจากการหล่อในที่และใช้เหล็กต่อทาบระหว่างแผ่นพื้นสำเร็จรูปทั้ง 2 ชั้น จากนั้นทำการทดสอบคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก ซึ่งคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากที่ถูกนำมาใช้เป็นแผ่นพื้นและรอยต่อนั้นมีวิธีการบ่มที่ความแตกต่างกัน กล่าวคือ ชิ้นส่วนแผ่นพื้นสำเร็จรูปถูกบ่มด้วยไอน้ำที่อุณหภูมิ 90 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 48 ชั่วโมง ซึ่งทำให้แผ่นพื้นสำเร็จรูปมีกำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดัด เท่ากับ 187.9 และ 11.4 MPa ตามลำดับ ในขณะที่บริเวณรอยต่อถูกบ่มด้วยสภาวะแวดล้อมปกติ ทำให้มีกำลังรับแรงอัดและกำลังการรับแรงดัดเท่ากับ 138.6 และ 8.3 MPa ตามลำดับ โดย Hwang and Park [7] ได้ศึกษาอิทธิพลของระยะทาบของเหล็ก (lap-spliced length) และ ความกว้างของรอยต่อดังแสดงในตารางที่ 2.4 และแสดงรายละเอียดตัวอย่างดังในรูปที่ 2.16

ตารางที่ 2.4 ระยะทับและความยาวรอยต่อของชิ้นตัวอย่างของ Hwang และ Park [7]

Specimen	Lap-spliced length (mm)	CIP joint length (mm)	Number of specimens
UB 0/250	0	250	1
UB 50/250	50	250	1
UB 100/150	100	150	1
UB 100/200	100	200	1
UB 100/250	100	250 </td <td>1</td>	1
UB 150/250	150	250	1
UB 200/250	200	250	1
Total			7

Note: All samples had concrete cover of 30 mm and rebar spacing of 100 mm.


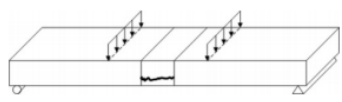
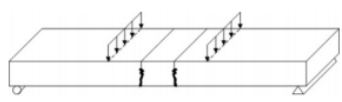


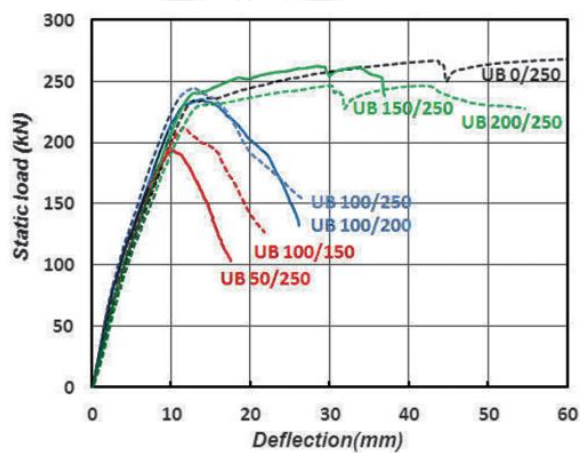
รูปที่ 2.16 ภาพแสดงรอยต่อ UB 100/150 [7]

การทดสอบเป็นการทดสอบด้วยแรงกระทำ 4 จุด (4-point bending test) พบว่าความเสียหายที่เกิดขึ้นมี 3 รูปแบบ (ตารางที่ 2.5) คือ

- (1) รอยแตกร้าวเกิดขึ้นตามความลึกจากกลางชิ้นบนของรอยต่อ อันเนื่องจากระยะต่อทับที่ไม่เพียงพอ
- (2) รอยแตกร้าวเกิดขึ้นตามแนวนอน อันเป็นผลจากแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากและเหล็กเสริม และ
- (3) รอยร้าวเกิดขึ้นบริเวณรอยต่อ อันเป็นผลของความเสียหายเนื่องจากรอยต่อของคอนกรีต โดยผลการโก่งตัวที่เกิดขึ้นของแต่ละรอยต่อเป็นไปดังรูปที่ 2.17

ตารางที่ 2.5 รูปแบบความเสียหายของรอยต่อ [7]

Specimen	Ultimate load (kN)	Deflection at ultimate load (mm)	Failure mode	Shape of failure mode
UB 0/250	269.1	63.6	3	 (a) Mode 1
UB 50/250	193.4	10.3	1	 (b) Mode 2
UB 100/150	212.4	11.7	2	
UB 100/200	234.8	13.8	1	 (c) Mode 3
UB 100/250	244.9	13.0	1	
UB 150/250	262.3	28.6	3	
UB 200/250	246.7	41.5	3	



รูปที่ 2.17 ผลการทดสอบรอยต่อ [7]

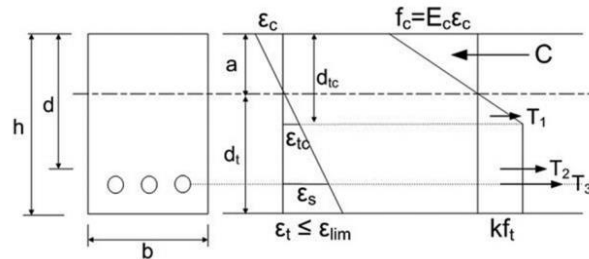
นอกจากนี้ผู้วิจัยได้นำเสนอแบบจำลองเพื่อวิเคราะห์กำลังการรับแรงดัดของชิ้นส่วนและรอยต่อคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 2.18 จะเห็นได้ว่าส่วนของหน้าตัดที่รับแรงอัดนั้นเป็นไปตามกฎของฮุก (สมการที่ (2.15)) และส่วนของกำลังการรับแรงดึงแบ่งออกเป็นสามส่วน ดังแสดงในสมการที่ (2.16)-(2.18) ได้แก่ T_1 คือกำลังการรับแรงดึงในช่วงการแปรผันตรงซึ่งเป็นไปตามกฎของฮุก T_2 เป็นกำลังของรอยต่อซึ่งจะมีในช่วงบริเวณผิวรอยต่อ และ T_3 เป็นผลเนื่องมาจากกำลังการรับแรงดึงของเหล็กเสริม ซึ่งจากผลการศึกษาพบว่าในรูปแบบความเสียหายที่ 3 นั้น ค่าของ k ที่เหมาะสมมีค่าเท่ากับ 0.2

$$C = \frac{1}{2} E_c \frac{a^2}{h-a} \varepsilon_t b \quad (2.15)$$

$$T_1 = \frac{1}{2} k f_c (d_{tc} - a) b \quad (2.16)$$

$$T_2 = kf_c(h - d_{tc})b \quad (2.17)$$

$$T_3 = A_s f_s \quad (2.18)$$



รูปที่ 2.18 การกระจายตัวของหน่วยแรงของรอยต่อเนื่องจากโมเมนต์ [7]

2.5 พฤติกรรมและกำลังของรอยต่อภายใต้แรงเฉือน

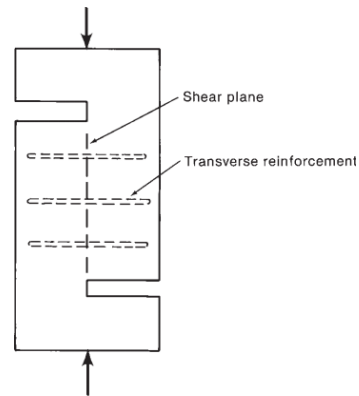
2.5.1 ทฤษฎีแรงเฉือนเสียดทาน (Shear friction theory)

กระบวนการในการคำนวณกำลังการถ่ายแรงเฉือนผ่านพื้นผิวที่ถูกนำเสนอในอดีตมีอยู่ 2 รูปแบบหลัก คือ แบบจำลองแรงเฉือนเสียดทาน (Shear friction model) และแบบจำลองผลรวมของแรงยึดเหนี่ยวและแรงเฉือน (Cohesion plus friction model)

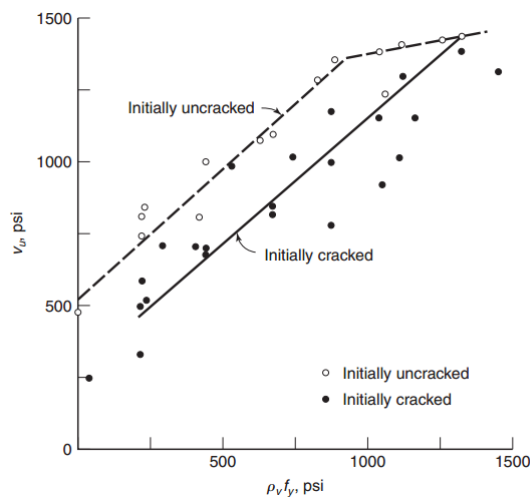
สำหรับพฤติกรรมของแรงเฉือนเสียดทาน จากการศึกษาในอดีตได้แบ่งการทดสอบออกเป็น 2 รูปแบบ คือ ชิ้นส่วนทดสอบรอยต่อที่ไม่เกิดรอยแตก (uncracked specimens) และชิ้นส่วนรอยต่อที่เกิดรอยแตก (precracked specimens) โดยตัวอย่างการทดสอบการถ่ายแรงเฉือนแสดงในรูปที่ 2.19 ซึ่งผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างการทดสอบทั้งสองรูปแบบเมื่อนำไปสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแรงในเหล็กเสริมและกำลังรับแรงเฉือนจะเป็นไปดังในรูปที่ 2.20 โดย ρ_v คือ อัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ตั้งผ่านระหว่างรอยต่อและหน้าตัดรับแรงเฉือน ซึ่งจากรูปจะเห็นว่ากำลังของรอยต่อที่ไม่เกิดรอยแตกเร็วและรอยต่อที่เกิดรอยแตกเร็วจะสามารถคำนวณตามสมการที่ (2.19) และสมการที่ (2.20) โดยสมการทั้งสองจะมีผลจากสองส่วนรวมกัน กล่าวคือ c เป็นส่วนที่แสดงถึงแรงยึดเหนี่ยว โดยมีค่าเท่ากับ 505 psi (สำหรับตัวอย่างรอยต่อที่ไม่เกิดรอยแตก) และ 255 psi (สำหรับตัวอย่างรอยต่อที่เกิดรอยแตก) และพจน์ที่ 2 คือส่วนของแรงเสียดทานที่แสดงอยู่ในพจน์ $\sigma \tan \theta$ โดย σ และ μ แสดงถึงหน่วยแรงอัดบนหน้าตัดรับแรงเฉือนและสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน ตามลำดับ โดย μ มีค่าเท่ากับ 0.95 [34]

$$v_n = c + \sigma \tan \theta \quad (2.19)$$

$$v_n = c + \mu \sigma \quad (2.20)$$



รูปที่ 2.19 ตัวอย่างการทดสอบการถ่ายแรงเฉือน [34]



รูปที่ 2.20 การเปลี่ยนแปลงของกำลังของรอยต่อและแรงอัตราส่วนของแรงในเหล็กเสริม [34]

เมื่อแรงเฉือนผ่านคอนกรีตที่มีรอยแตกหรือคอนกรีตที่เกิดจากการเทไม่พร้อมกันซึ่งทำให้เกิดรอยต่อและการแบ่งส่วนระหว่างคอนกรีตที่แข็งแล้วและคอนกรีตที่หล่อใหม่ ซึ่งถ้าหากมีเหล็กเสริมหรือเหล็กเดือยที่เชื่อมผ่านระหว่างรอยต่อของคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่ เหล็กเดือยนี้จะทำหน้าที่ในการรับแรงดึงที่เกิดขึ้นเนื่องจากการแยกตัวของรอยต่อดังแสดงรูปที่ 2.21 โดยแรงเฉือนที่ผ่านรอยต่อจะถูกส่งผ่านโดย 2 ส่วน คือ (1) จากแรงเสียดทานอันเกิดขึ้นจากหน่วยแรงอัด และ (2) จากผลของความขรุขระของพื้นผิวของรอยต่อหรือการขัดกันของมวลรวม (Aggregate Interlock) และการเฉือนในเหล็กเสริม (Dowel action) ที่ผ่านรอยรั่วหรือรอยต่อ

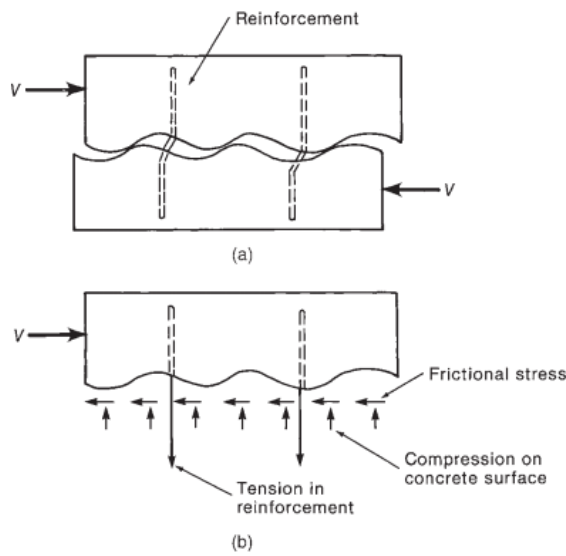
2.5.1.1 แบบจำลองแรงเฉือนเสียดทาน (Shear-Friction Model)

แบบจำลองแรงเฉือนเสียดทานที่แสดงในรูปที่ 2.21 จะไม่พิจารณาผลของแรงยึดเหนี่ยว (Cohesive) หรือในพจน์ของ c ในสมการที่ (2.19) และ (2.20) ดังนั้นแรงเฉือนทั้งหมดจึงถูกส่งผ่านโดยแรงเสียดทาน ดังสมการที่ (2.21) และสมการที่ (2.22) ซึ่งเป็นสมการคำนวณแรงเฉือนและหน่วย

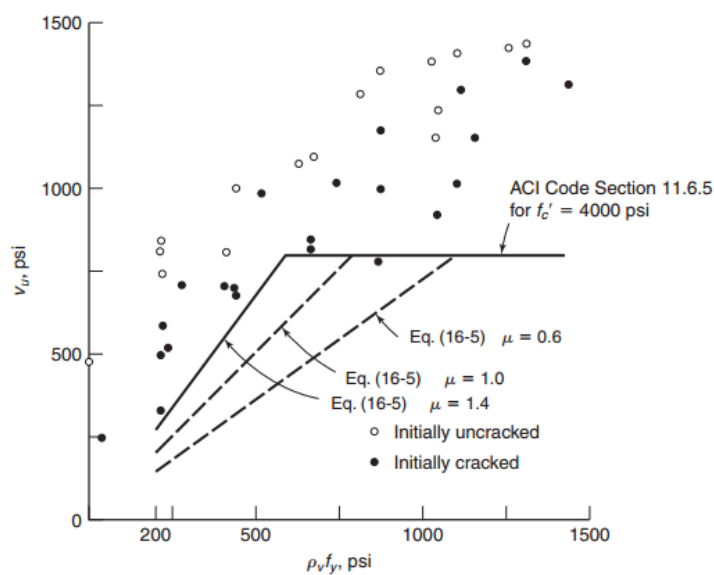
แรงเฉือนตามลำดับ เมื่อ A_{vf} คือหน้าตัดของเหล็กเดือย และ $\rho_v f_y$ คือแรงอัดที่เกิดขึ้นอันเนื่องมาจากแรงดึงในเหล็กเสริม โดยสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (μ) แสดงในรูปที่ 2.22 ซึ่งในการออกแบบจะมีขอบเขตสูงสุดของการออกแบบกำลังรับแรงเฉือนที่กำหนดมาตรฐานของอเมริกา (ACI 318R-14) [35] ซึ่งเป็นไปดังในตารางที่ 2.6

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \tag{2.21}$$

$$v_n = \rho_v f_y \mu \tag{2.22}$$



รูปที่ 2.21 แบบจำลองแรงเฉือนเสียดทาน (Shear friction model) [34]



รูปที่ 2.22 เปรียบเทียบผลการทดสอบและค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานต่างๆ [34]

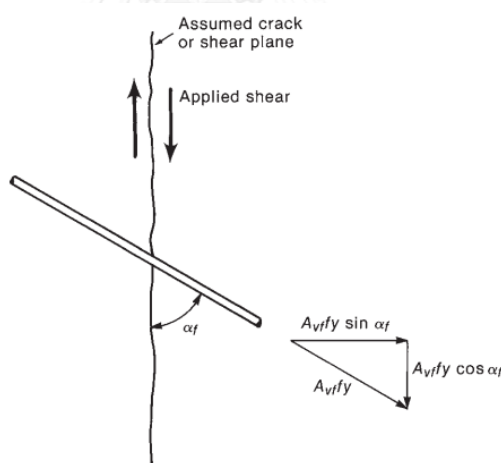
ตารางที่ 2.6 ขอบเขตสูงสุดของกำลังรับแรงเฉือนตามมาตรฐาน ACI 318R-14 [35]

เงื่อนไข	ขอบเขตสูงสุดของกำลังรับแรงเฉือน		
คอนกรีตปกติที่เทที่บนคอนกรีตที่แข็งแล้ว	ค่าน้อยที่สุดเมื่อ	$0.2f_c' A_c$	(ก)
	เปรียบเทียบ (ก), (ข) และ (ค)	$(480 + 0.08f_c') A_c$	(ข)
		$1600 A_c$	(ค)
อื่นๆ	ค่าน้อยที่สุดเมื่อ	$0.2f_c' A_c$	(ง)
	เปรียบเทียบ (ง) และ(จ)	$800 A_c$	(จ)

เหล็กเสริมหรือเหล็กเดือยที่เชื่อมผ่านระหว่างรอยต่อนั้นอาจจะไม่ได้อยู่ในแนวตั้งฉากกับรอยแตกกร้าวหรือรอยตอดังแสดงในรูปที่ 2.23 ซึ่งมุมที่เกิดขึ้นจะทำให้แรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมและแรงอัดที่เกิดขึ้นในหน้าตัดเปลี่ยนไป โดยหน่วยแรงเฉือนที่ต้านทานได้ในหน้าตัดจะเป็นไปดังสมการ (2.23) และกำลังการรับแรงเฉือนของหน้าตัดเป็นไปดังสมการ (2.24)

$$v_n = \mu \rho_v f_y \sin \alpha_f + \rho_v f_y \cos \alpha_f \quad (2.23)$$

$$V_n = A_v f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f) \quad (2.24)$$



รูปที่ 2.23 องค์ประกอบของแรงเมื่อเหล็กเดือยทำมุมรอยแตกกร้าว [34]

2.5.1.2 แบบจำลองผลรวมแรงยึดเหนี่ยวและแรงเสียดทาน (Cohesion-plus-Friction Model)

แบบจำลองผลรวมแรงยึดเหนี่ยวและแรงเสียดทานได้ถูกนำเสนอในรูปแบบของแบบจำลองที่หลากหลายทั้งในมาตรฐานและการศึกษาในอดีตเช่น AASHTO LRFD [36] Mattock and Hawkins [37] และ Kahn and Mitchell [38]

มาตรฐานการออกแบบสะพานและทางของประเทศสหรัฐอเมริกา (AASHTO LRFD (2012)) [36] ได้นำเสนอสมการในการคำนวณหา กำลังรับแรงเฉือนของพื้นผิวคอนกรีตไว้ดังในสมการ (2.25)

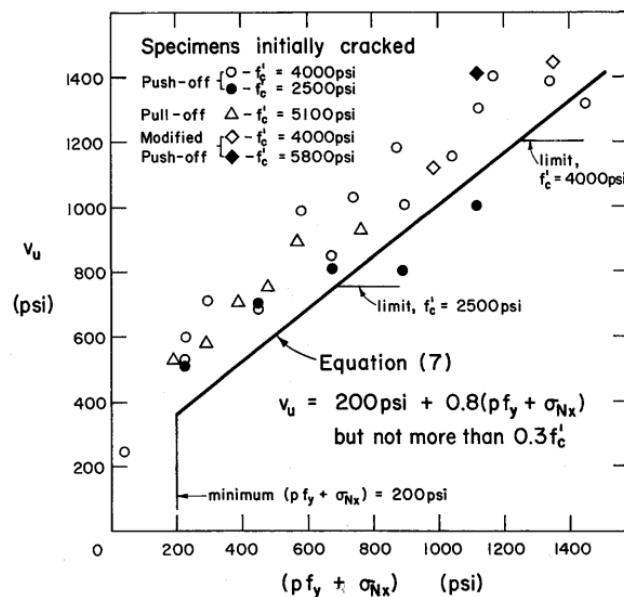
ซึ่งจะเห็นได้ว่าสมการนี้พิจารณาผลจาก 2 ส่วนคือส่วนของแรงยึดเหนี่ยวในพจน์แรกและผลของแรงเสียดทานในพจน์หลัง ซึ่ง A_{cv} , A_{vf} คือ พื้นที่ของคอนกรีตที่รับแรงเฉือนและพื้นที่ของเหล็กเสริมที่หน้าตัดรับแรงเฉือนผ่านตามลำดับ นอกจากนี้ยังพิจารณาถึงแรงอัดซึ่งเกิดจากการอัดแรงในหน้าตัด (P_c) ที่ตั้งฉากกับหน้าตัดรับแรงเฉือนอีกด้วย

$$V_n = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c) \quad (2.25)$$

$$\text{โดยที่ } V_n \leq K_1 f_c' A_{cv} \text{ หรือ } V_n \leq K_2 A_{cv}$$

แบบจำลองผลรวมแรงยึดเหนี่ยวและแรงเสียดทานถูกนำเสนอโดย Mattock and Hawkins [37] โดยแบบจำลองนี้สร้างจากการทดสอบโดยใช้เหล็กเสริมที่ตั้งฉากกับหน้าตัดรับแรงเฉือนซึ่งได้เปรียบเทียบกับผลการทดสอบดังในรูปที่ 2.24 โดยสมการที่นำเสนอคือ สมการ (2.26) ซึ่ง $K_1 A_{cv}$ เป็นผลจากแรงยึดเหนี่ยวของหน้าตัดรับแรงเฉือน โดยได้นำเสนอค่า K_1 เท่ากับ 400 psi และ 200 psi สำหรับคอนกรีตปกติและคอนกรีตมวลเบาตามลำดับ

$$V_n = K_1 A_{cv} + 0.8 A_{vf} f_y \quad (2.26)$$



รูปที่ 2.24 ผลการทดสอบและสมการที่นำเสนอโดย Mattock and Hawkins [37]

แบบจำลองผลรวมแรงยึดเหนี่ยวและแรงเสียดทานที่นำเสนอโดย Kahn and Mitchell [38] (สมการ (2.27)) โดยได้ประยุกต์มาจากสมการที่นำเสนอโดย AASHTO (สมการ (2.25)) ไปใช้กับคอนกรีตกำลังสูง ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆได้มาจากผลการทดสอบชิ้นตัวอย่างแล้วนำมาสร้างสมการ

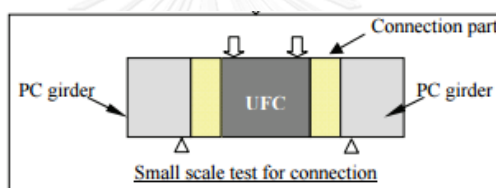
$$V_n = 0.05 A_{cv} f_c' + 1.4 A_{vf} f_y \leq 0.2 A_{cv} f_c' \quad (2.27)$$

2.5.2 พฤติกรรมภายใต้แรงเฉือนของรอยต่อ Perfobond strip (PBL) ระหว่าง Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete (UFC) และ Prestressed concrete (PC) [8]

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของรอยต่อที่ใช้ PBL (รูปที่ 2.25) ระหว่างชิ้นส่วน UFC และ PC ภายใต้แรงเฉือน โดยแบบจำลองขึ้นตัวอย่างการทดสอบเป็นดังในรูปที่ 2.26 ซึ่งจะเห็นว่า UFC อยู่ตรงกลางและมีคอนกรีตอัดแรง (PC) อยู่บริเวณด้านข้าง 2 ฝั่ง ซึ่งเชื่อมด้วยคอนกรีตทั้งสองด้วยรอยต่อที่ใช้ PBL



รูปที่ 2.25 แผ่น PBL [8]



รูปที่ 2.26 แบบจำลองชิ้นส่วนตัวอย่างทดสอบ [8]

การทดสอบแบ่งออกเป็น 12 ตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 2.7 โดยมีรายละเอียดของรอยต่อ ดังแสดงในรูปที่ 2.27 ผู้วิจัยได้ใช้แผ่น PBL 2 ชั้น ชั้นละ 2 แผ่น และใช้เหล็กแท่งเสียบผ่านรูทั้งสองฝั่ง ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาผลของความหนาของแผ่นเหล็ก ความกว้างของรูเจาะ ขนาดของเหล็กตามขวาง แรงอัดที่ใส่ในการอัดแรง และระยะห่างของแผ่น PBL ซึ่งมีรายละเอียดดังแสดงในรูปที่ 2.27 ตารางที่ 2.7 การแบ่งตัวอย่างทดสอบรอยต่อ [8]

No.	Name	Thickness, t (mm)	Diameter of Hole, (mm)	Diameter of Rebar (mm)	Prestressing Level (MPa)	S/D	Series
1	PBL9	9	40	10	-	1.5	I
2	PBL16	16	40				I, II, III, IV, V
3	PBL22	22	40				I
4	PBL-D30	16	30				II
5	PBL-D50		50				II
6	PBL-r13	16	40	13	III		
7	PBL-r16			16	III		
8	PBL-P5			10	5	IV	
9	PBL-P10				10	IV	
10	PBL-P15	15	IV				
11	PBL-1	16	40	10	-	V	
12	PBL-SD25				-	2.5	V

S: Spacing between inner two PBL, S/D : The ratio of the PBL spacing to the hole diameter of PBL.

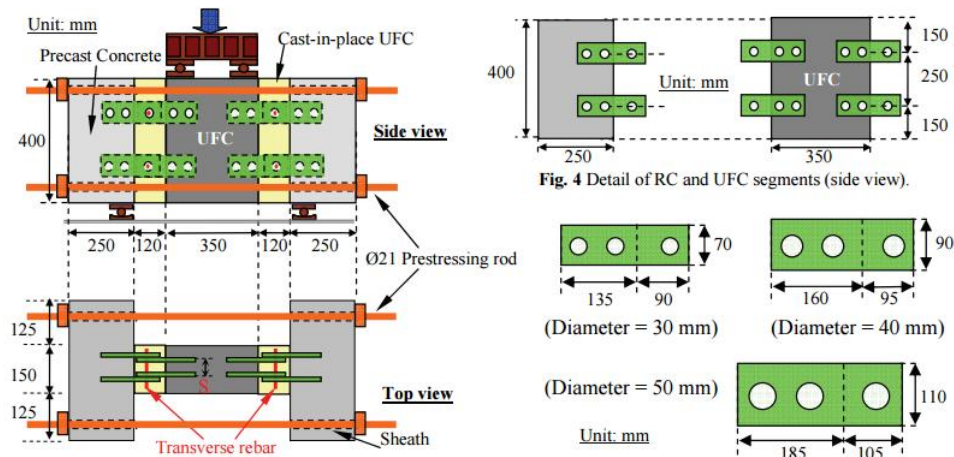


Fig. 4 Detail of RC and UFC segments (side view).

รูปที่ 2.27 รูปแสดงรายละเอียดของรอยต่อ [8]

ผลการทดสอบพบว่า เมื่อความหนาของแผ่น PBL เพิ่มขึ้นกำลังการรับแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้น เมื่อเพิ่มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของรูเจาะ กำลังรับแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้น เนื่องจากขนาดพื้นที่ของ UFC ภายในรูเจาะมีขนาดเพิ่มขึ้น ความเหนียวมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มขนาดรูเจาะ พบว่าเมื่อเพิ่มขนาดของเหล็กตามขวางทำให้กำลังการรับแรงเฉือนค่อยๆเพิ่มขึ้น อีกทั้งการเพิ่มขึ้นของขนาดเหล็กตามขวางยังมีผลต่อการเพิ่มขึ้นของความเหนียวด้วย และการเพิ่มขึ้นของแรงอัดจะส่งผลให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นเป็นอย่างมาก ซึ่งผลการศึกษานี้ได้นำเสนอสมการกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อ PBL ดังแสดงในสมการ (2.28)

$$V_{PBL} = \sum_{i=1}^{n_{PBL}} \left[0.8(h_i t_i E_{UFC}) + \sum_{j=1}^{n_{rod}} \left\{ 0.95 A_{s_j} E_{s_j} + 2.8 \frac{\pi}{4} (d_j^2 - \phi_{stj}^2) \sqrt{f'_{c_UFC}} \right\} \right] + 0.67 (A_c \sigma'_c) \quad (2.28)$$

- โดยที่ h คือ ความยาวของ PBL
 t คือ ความหนาของ PBL
 E_{UFC} คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากหล่อในที่
 A_s, ϕ_{st} คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กตามขวาง
 E_s คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กตามขวาง
 d คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของรูเจาะของแผ่น PBL
 A_c คือ พื้นที่อัดแรง
 σ'_c คือ หน่วยแรงอัด

บทที่ 3

การวิเคราะห์กำลังของรูปแบบรอยต่อตามระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

3.1 บทนำ

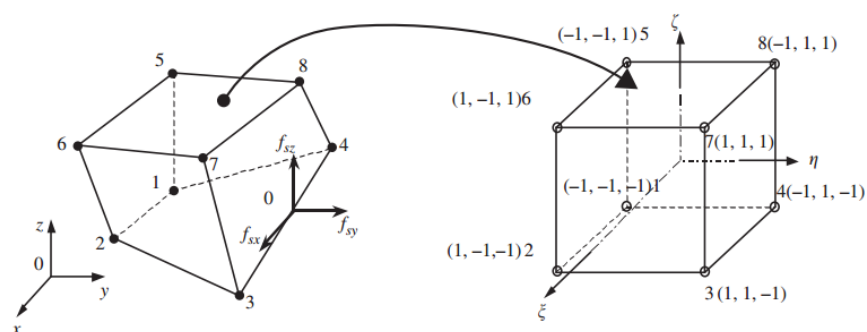
บทนี้กล่าวถึงขั้นตอนและผลจากการวิเคราะห์กำลังของรอยต่อตามระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อหารูปแบบของรอยต่อที่มีกำลังการรับแรงดัดสูงสุดที่สุด ซึ่งเปรียบเทียบภายใต้ความหนาของแผ่นพื้นสำเร็จรูปเดียวกันคือ 100 มิลลิเมตร ซึ่งโปรแกรมที่ถูกนำมาใช้เพื่อประมาณค่ากำลังรับแรงสูงสุดด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์คือโปรแกรมสำเร็จรูป ABAQUS เมื่อได้รูปแบบของรอยต่อแล้วจึงนำรอยต่อที่ได้มาทดสอบภายใต้แรงดัดและแรงเฉือนต่อไป

3.2 แบบจำลองรอยต่อ

การสร้างแบบจำลองเพื่อวิเคราะห์ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เป็นการสร้างแบบจำลองของชิ้นส่วนแผ่นพื้นและรอยต่อรูปแบบต่างๆของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก โดยใช้โปรแกรมสำเร็จรูป ABAQUS โดยแบบจำลองความเสียหายของวัสดุที่ถูกนำมาใช้คือ CDP (Concrete Damage Plasticity) โดยมีรายละเอียดดังนี้

3.2.1 การแบ่งชิ้นส่วนในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

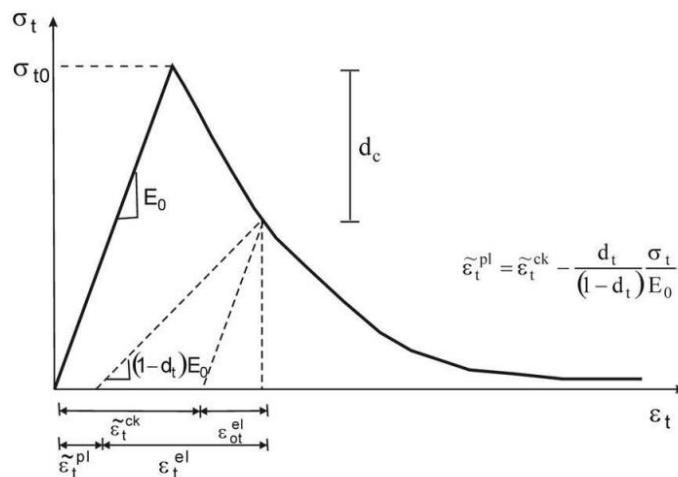
ในงานวิจัยนี้ใช้ Hexahedron element ซึ่งเป็นชิ้นส่วนต่อเนื่องใน 3 มิติ โดยใช้จำนวนจุดต่อในเอลิเมนต์ 8 จุดต่อ (C3D8R) เพื่อลดระยะเวลาและกระบวนการในการวิเคราะห์ลง ตามคำแนะนำในคู่มือการใช้งาน ABAQUS แต่จะมีผลทำให้การลู่เข้าของคำตอบในการแบ่งเอลิเมนต์ซ้ำลง โดยมีองศาอิสระทั้งหมด 24 DOFs ซึ่งมาจาก 8 node แต่ละ node มี 3 DOFs ดังแสดงในรูปที่ 3.1 ซึ่งขนาดของเอลิเมนต์ที่ใช้ในแผ่นพื้นสำเร็จรูป คือ 10 mm และขนาดของเอลิเมนต์ในรอยต่อ มีขนาด 5 mm เท่ากันในทุกแบบจำลอง



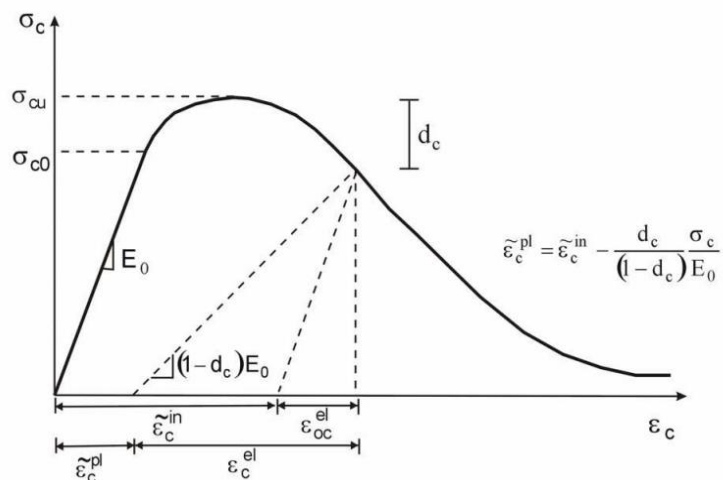
รูปที่ 3.1 แบบจำลองเอลิเมนต์ที่มี 8 จุดต่อ ในระบบพิกัดฉาก [39]

3.2.2 แบบจำลองความเสียหายของคอนกรีต

แบบจำลองความเสียหายของวัสดุประเภทคอนกรีตที่ใช้เป็นแบบจำลองความเสียหายประเภท Concrete Damage Plasticity (CDP) ซึ่งเป็นแบบจำลองที่พิจารณาให้ความเสียหายที่เกิดในคอนกรีตนั้นเกิดขึ้นจากกระบวนการ 2 รูปแบบ คือ เกิดรอยแตกร้าวในด้านการรับแรงดึง (Tensile cracking) และการบดอัดในด้านการรับแรงอัด (Compressive Crushing) โดยผลของความเสียหายของคอนกรีตในส่วนของารรับแรงดึงจะเป็นไปดังแสดงในรูปที่ 3.2 การรับแรงอัดจะเป็นไปดังแสดงในรูปที่ 3.3 ซึ่งแบบจำลอง CDP นี้สามารถแสดงรูปแบบความเสียหายของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก และสามารถประมาณค่าการขยายตัวของรอยร้าวในคานที่มีรอยบาก (notch beam) ที่สร้างจากคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากได้อย่างถูกต้อง [40]



รูปที่ 3.2 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดของหน่วยแรงดึงในแบบจำลอง CDP [41]



รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดของหน่วยแรงอัดในแบบจำลอง CDP [41]

3.2.3 แบบจำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก

3.2.3.1 แบบจำลองพฤติกรรมกรรมการรับการรับแรงอัด

จากการศึกษาพบว่าแบบจำลองพฤติกรรมกรรมการรับแรงอัดของคอนกรีตหลายแบบจำลองถูกพัฒนามาจากแบบจำลองพฤติกรรมกรรมการรับแรงอัดที่นำเสนอโดย Carreira and Chu [26] ซึ่งต่อมาได้ Mansur et al. [28] ได้นำเสนอแบบจำลองสำหรับคอนกรีตเสริมเส้นใยกำลังสูง (high strength fiber concrete) ที่มีกำลังอัดอยู่ในช่วง 70 ถึง 120 MPa จากการศึกษาได้นำเสนอโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตดังแสดงในสมการที่ (3.1) และความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดภายใต้แรงอัดดังแสดงในสมการที่ (3.2) แบบจำลองดังกล่าวได้พิจารณาถึงผลของเส้นใยและความเค้นที่คงค้าง โดยพิจารณาอยู่ในพจน์ของ k_1 และ k_2 ทั้งนี้ค่า β คำนวณจากสมการที่ (3.3)

$$E_0 = (10300 - 400 V_f) f_0^{1/3} \quad (3.1)$$

$$f_c = f_0 \left[\frac{k_1 \beta \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)}{k_1 \beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^{k_2 \beta}} \right] \quad (3.2)$$

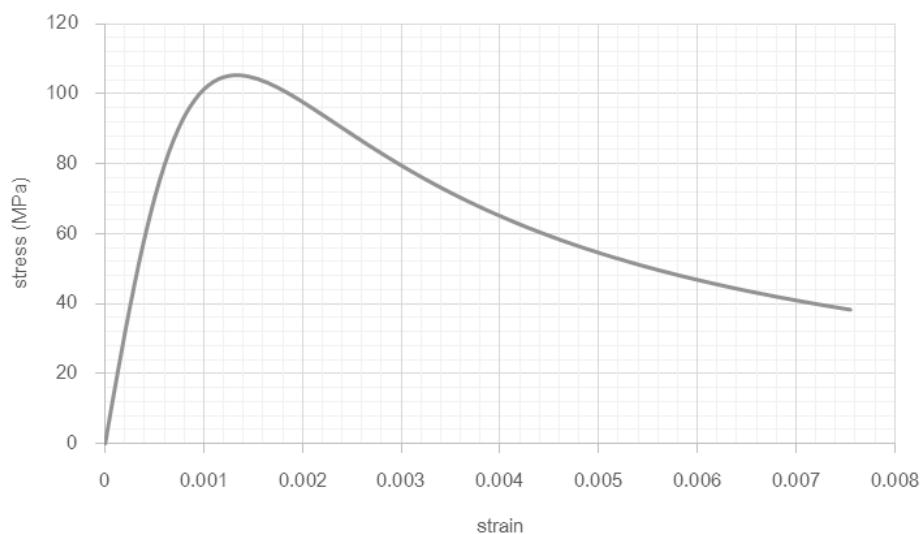
$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f_0}{\varepsilon_0 E_0}} \quad (3.3)$$

โดยที่ v_f คือ ปริมาณร้อยละเส้นใย (%)
 f_0 คือ กำลังอัดของคอนกรีต (MPa)
 ε_0 คือ ความเครียดที่เกิดความเค้นสูงสุด

คุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้เป็นไปตามตารางที่ 3.1 ซึ่งจะได้พฤติกรรมกรรมการรับกำลังอัดของ UHPFRC ที่นำมาใช้ในแบบจำลองการประมาณค่ากำลังการรับแรงด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ดังในรูปที่ 3.4

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลองเชิงตัวเลข

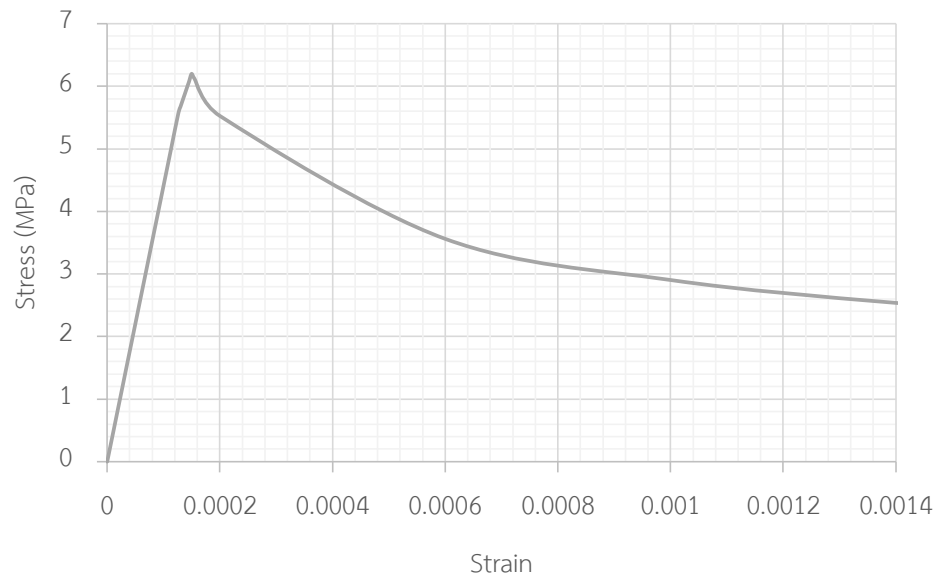
โมดูลัสยืดหยุ่น (GPa)	อัตราส่วนปัวซอง	กำลังรับแรงอัด (MPa)	กำลังรับแรงดึง (MPa)
45	0.2	90	6.2



รูปที่ 3.4 พฤติกรรมการรับแรงอัดของคอนกรีตที่ใช้แบบจำลอง

3.2.3.2 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงดึง

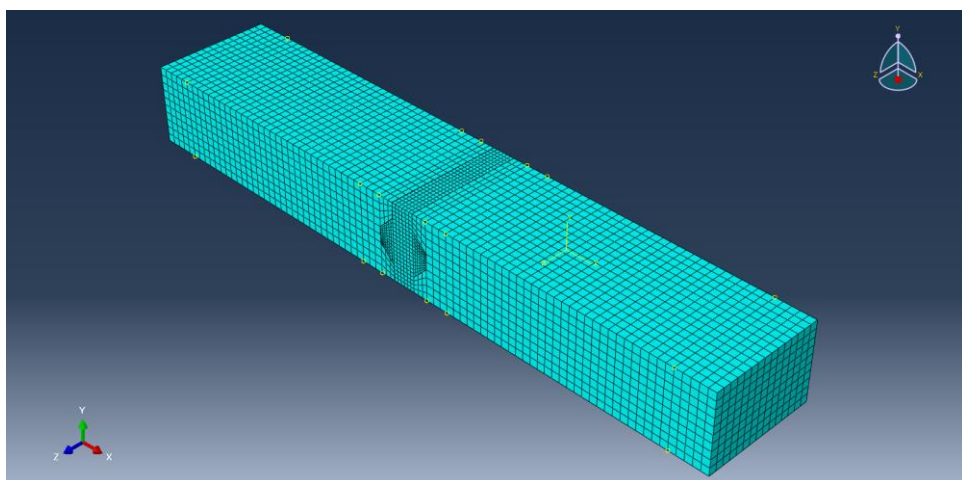
แบบจำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดด้านการรับแรงดึงของ UHPFRC มีพฤติกรรมที่แตกต่างจากคอนกรีตปกติ คือ คอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากมีพฤติกรรมการรับแรงดึงแบ่งออกได้เป็น 3 ส่วนคือ (1) พฤติกรรมยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) โดยใช้โมดูลัสยืดหยุ่นตามตารางที่ 3.1 (2) พฤติกรรมการเพิ่มขึ้นของความเครียด (strain hardening) ซึ่งจะเป็นไปตาม International Federation for Structure Concrete (fib) [42] และ (3) พฤติกรรมการลดลงของความเครียด (strain softening) ซึ่งพิจารณาใช้แบบจำลองที่นำเสนอโดย Wang and Hsu [43] ดังนั้นจะได้แบบจำลองพฤติกรรมรับแรงดึงของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากดังในรูปที่ 3.5



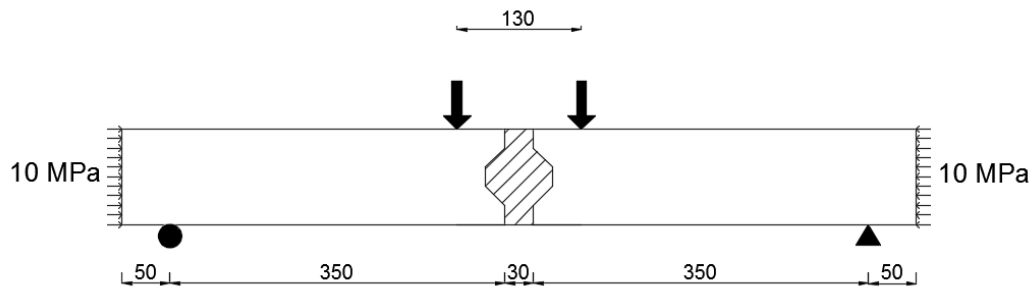
รูปที่ 3.5 พฤติกรรมการรับแรงอัดของคอนกรีตที่ใช้แบบจำลอง

3.2.4 เงื่อนไขขอบเขตและการให้แรงในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

แบบจำลองที่ถูกสร้างขึ้นในแบบจำลองการประมาณค่าหน่วยแรงด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงดังในรูปที่ 3.6 ทุกแบบจำลองจะมีลักษณะเงื่อนไขขอบเขต ตำแหน่ง และขนาดของแรงที่เหมือนกัน ดังแสดงในรูปที่ 3.7 โดยจุดรองรับ (Support) ด้านซ้ายของแบบจำลองห่างจากขอบ 50 มิลลิเมตร เป็นจุดรองรับที่ป้องกันการเคลื่อนที่ในแกนเดียว (Roller support) และที่ด้านขวาของแบบจำลองห่างจากขอบด้านขวา 50 มิลลิเมตร เป็นจุดรองรับที่ป้องกันการเคลื่อนที่ใน 2 แกน (Pin support) มีแรงตามแนวแกน 10 MPa และระยะห่างของแรงกระทำคือ 130 มิลลิเมตร โดยเป็นการให้แรงที่ใช้การเคลื่อนที่เป็นตัวควบคุม



รูปที่ 3.6 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ



รูปที่ 3.7 รายละเอียดเงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (หน่วย: มิลลิเมตร)

3.2.5 รูปร่างรอยต่อที่นำมาพิจารณาเปรียบเทียบในแบบจำลอง

รูปแบบรอยต่อที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นรอยต่อแบบเปียก (wet joint) ซึ่งมีการศึกษารูปร่างของรอยต่อ จำนวน 11 รูปแบบ ที่ใช้อัตราส่วนของมุมและรูปร่างที่ต่างกัน โดยความหนาของชั้นส่วนสำเร็จรูปคือ 10 ซม. ซึ่งแบ่งรอยต่อได้ออกเป็น 3 รูปแบบคือ W1 W2 และ W3 โดย

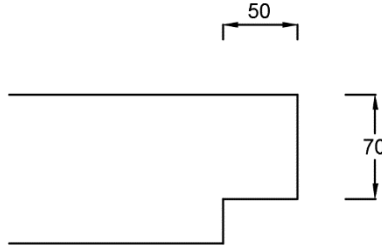
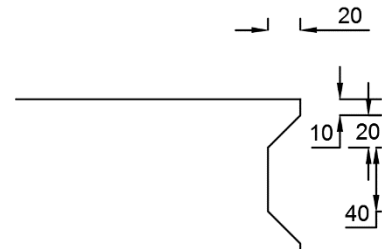
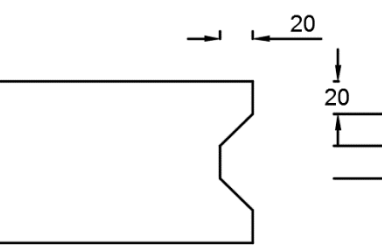
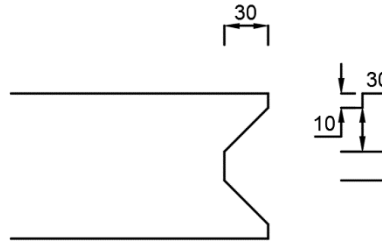
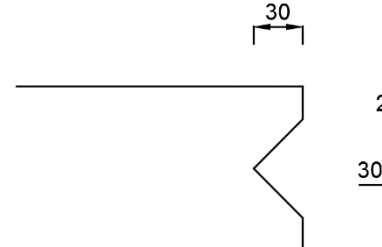
W1 คือ รูปแบบรอยต่อแบบเรียบ

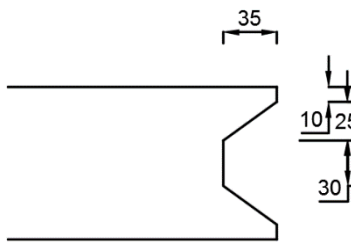
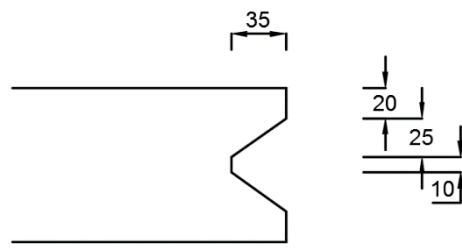
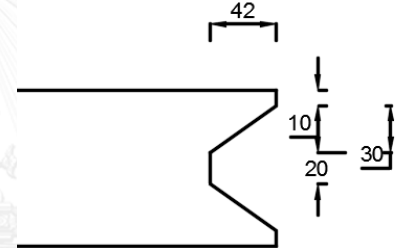
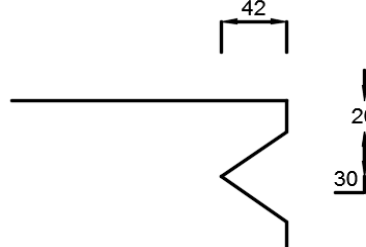
W2 คือ รอยต่อรูป shear key ที่มีอัตราส่วนแนวราบต่อแนวตั้ง เท่ากับ 1:1 และ

W3 คือ รอยต่อรูป shear key ที่มีอัตราส่วนแนวราบต่อแนวตั้ง เท่ากับ 7:5 ดังแสดงในตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 รูปแบบรอยต่อที่นำมาพิจารณาในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

รูปแบบ	ชื่อรอยต่อ	ลักษณะรอยต่อ (หน่วย: มิลลิเมตร)
W1	W1-20-50	
	W1-50-50	

รูปแบบ	ชื่อรอยต่อ	ลักษณะรอยต่อ (หน่วย: มิลลิเมตร)
	W1-50-70	
W2	W2-20-10-20	
	W2-20-20-20	
	W2-30-10-30	
	W2-30-20-30	

รูปแบบ	ชื่อรอยต่อ	ลักษณะรอยต่อ (หน่วย: มิลลิเมตร)
W3	W3-35-10-25	
	W3-35-20-25	
	W3-42-10-30	
	W2-42-20-30	

3.3 ผลการวิเคราะห์กำลังของรูปแบบรอยต่อด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

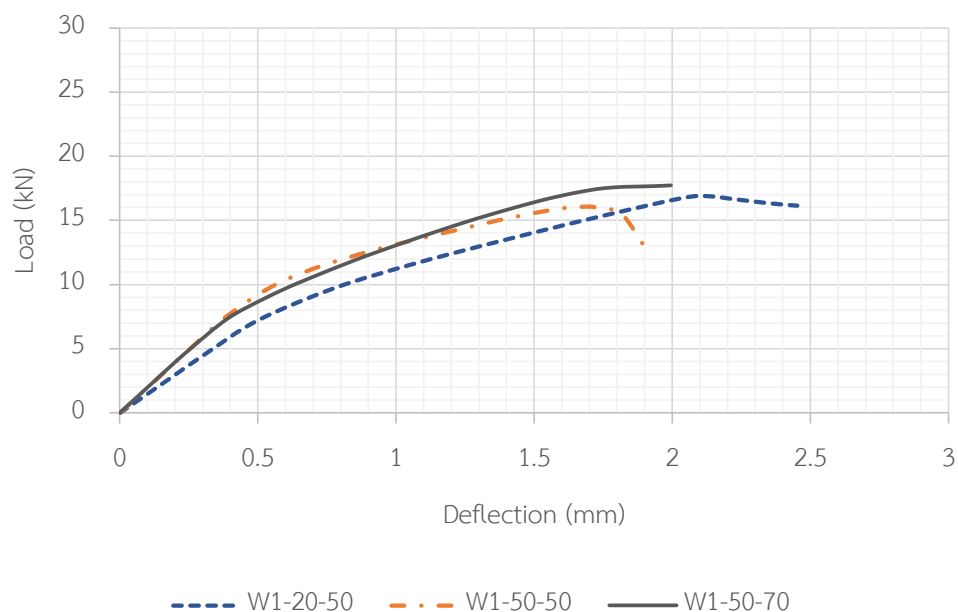
จากการประมาณค่ากำลังการรับแรงด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ของรอยต่อทั้ง 3 รูปแบบ จำนวน 11 แบบจำลอง ได้ผลของกำลังการรับแรงแตกต่างกันดังแสดงในตารางที่ 3.3 ซึ่งจากตารางจะพบว่ารูปแบบรอยต่อ W2 จะให้ความสามารถในการรับแรงที่สูงกว่ารูปแบบรอยต่อ W1 และ W3

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการโก่งตัวที่เกิดขึ้นในรอยต่อรูปแบบ W1 W2 และ W3 แสดงในรูปที่ 3.8 3.9 และ 3.10 ตามลำดับ ซึ่งจะพบว่ารอยต่อทั้งสามรูปร่างของ W1 นั้นมีค่าความคงตัว (stiffness) และแรงกระทำที่รับได้สูงสุดใกล้เคียงกัน ในขณะที่แบบจำลองของรูปแบบรอยต่อ W2

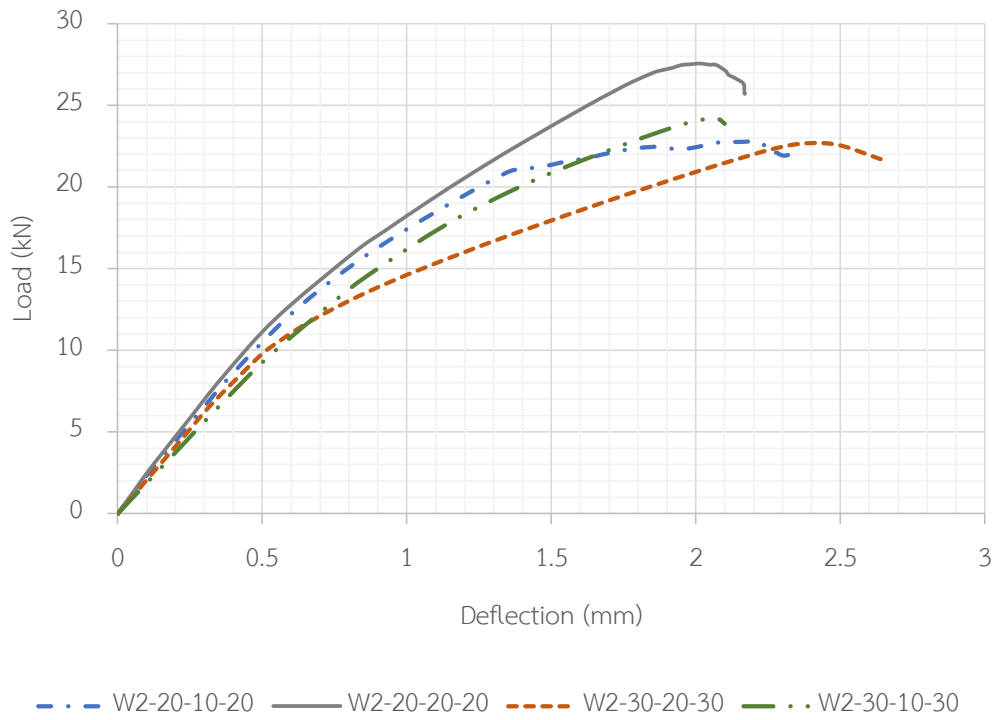
มีค่าความคงตัวต่างกันเล็กน้อย โดยแบบจำลองรอยต่อชนิด W2-20-20-20 จะมีค่าความคงตัวและความสามารถในการรับแรงมากกว่ารอยต่อขนาดอื่นๆ และแบบจำลองของรอยต่อรูปแบบ W3 มีค่าความคงตัวต่างกันเล็กน้อย โดยแบบจำลองรอยต่อชนิด W3-35-10-25 จะมีความสามารถในการรับแรงมากกว่าในรอยต่อรูปแบบเดียวกัน

ตารางที่ 3.3 กำลังการรับแรงสูงสุดของแต่ละรอยต่อ

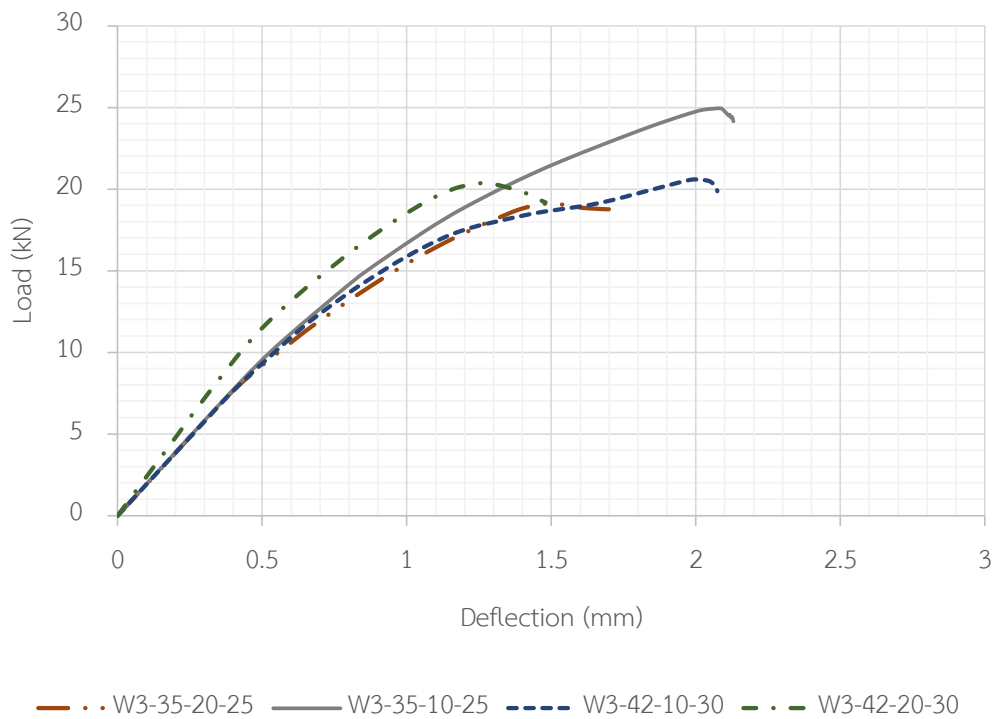
รูปแบบ	ชื่อรอยต่อ	แรงที่รับได้สูงสุด (kN)
W1	W1-20-50	16.9
	W1-50-50	16.1
	W1-50-70	17.7
W2	W2-20-10-20	22.8
	W2-20-20-20	27.6
	W2-30-10-30	24.2
	W2-30-20-30	22.7
W3	W3-35-10-25	24.9
	W3-35-20-25	19.1
	W3-42-10-30	20.6
	W2-42-20-30	20.4



รูปที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการโก่งตัวของรอยต่อชนิด W1

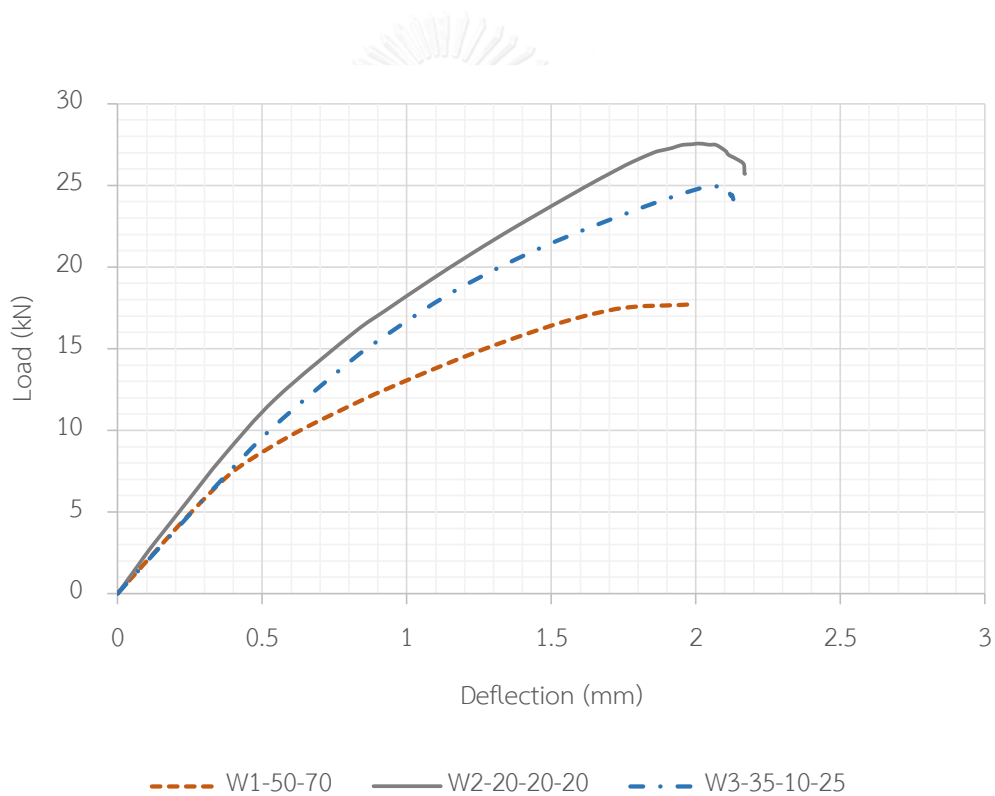


รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการโก่งตัวของรอยต่อชนิด W2

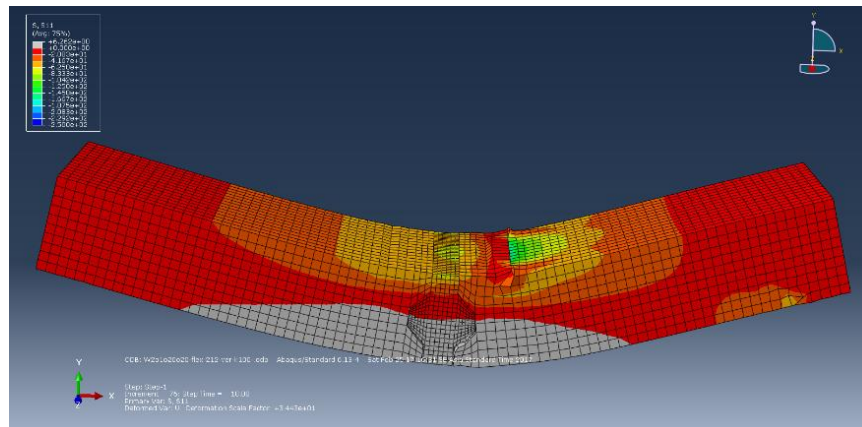


รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการโก่งตัวของรอยต่อชนิด W3

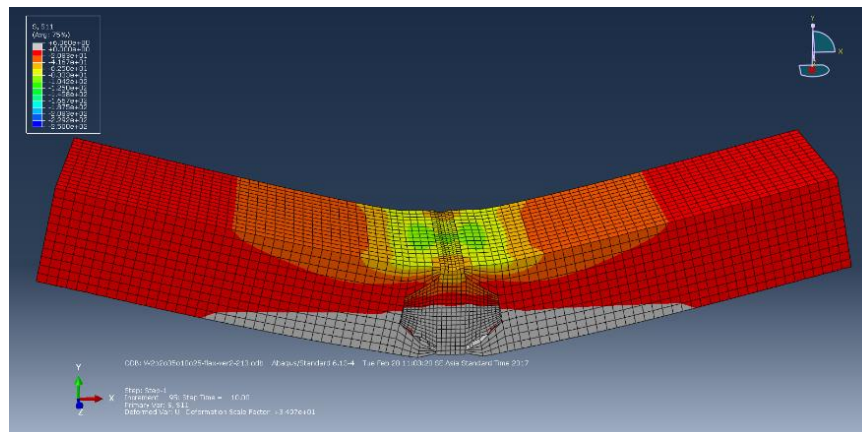
เมื่อเปรียบเทียบการรับแรงของรอยต่อแต่ละรูปแบบ จะเห็นว่ารูปแบบของรอยต่อชนิด W2-20-20-20 นั้นสามารถรับแรงกระทำได้มากกว่ารูปแบบอื่นๆ ดังแสดงในรูปที่ 3.11 เมื่อพิจารณาและเปรียบเทียบบริเวณที่เกิดหน่วยแรงอัด (compression zone) ในแต่ละแบบจำลองพบว่า หน่วยแรงอัดในแบบจำลอง W2-20-20-20 มีค่าใกล้เคียงกับแบบจำลอง W3-35-10-25 (รูปที่ 3.12 และรูปที่ 3.13) แต่เมื่อเปรียบเทียบการกระจายตัวของหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นพบว่ารอยต่อ W2-20-20-20 มีการกระจายตัวของหน่วยแรงได้ดีกว่ารอยต่อ W3-35-10-25 นอกจากนี้แบบจำลองรอยต่อ W2-20-20-20 และ W3-35-10-25 จะมีบริเวณที่เกิดหน่วยแรงอัดและการกระจายตัวของหน่วยแรงอัดที่มากกว่าแบบจำลองรอยต่อ W3-42-10-30 ซึ่งสอดคล้องกับความสามารถในการรับแรงของแต่ละแบบจำลอง



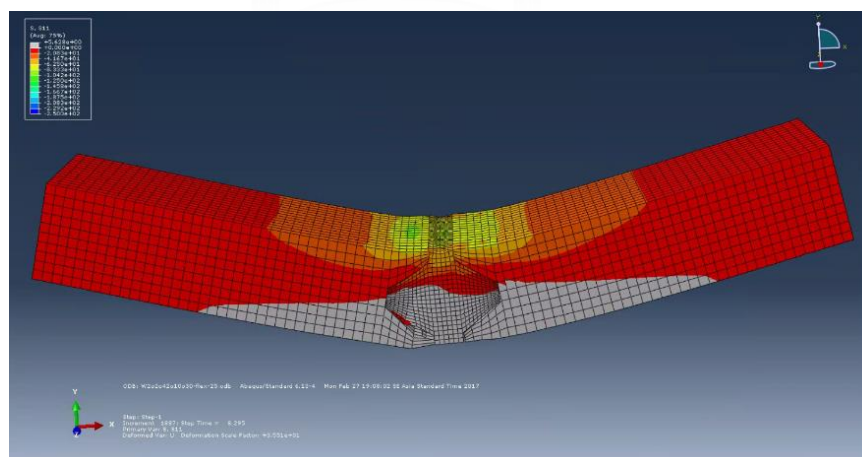
รูปที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการโก่งตัวเมื่อเปรียบเทียบระหว่างรอยต่อที่สามารถรับกำลังสูงสุดในแต่ละรูปแบบ



รูปที่ 3.12 หน่วยแรงที่อัดที่เกิดขึ้นในแบบจำลองรอยต่อชนิด W2-20-20-20



รูปที่ 3.13 หน่วยแรงที่อัดที่เกิดขึ้นในแบบจำลองรอยต่อชนิด W3-35-10-25

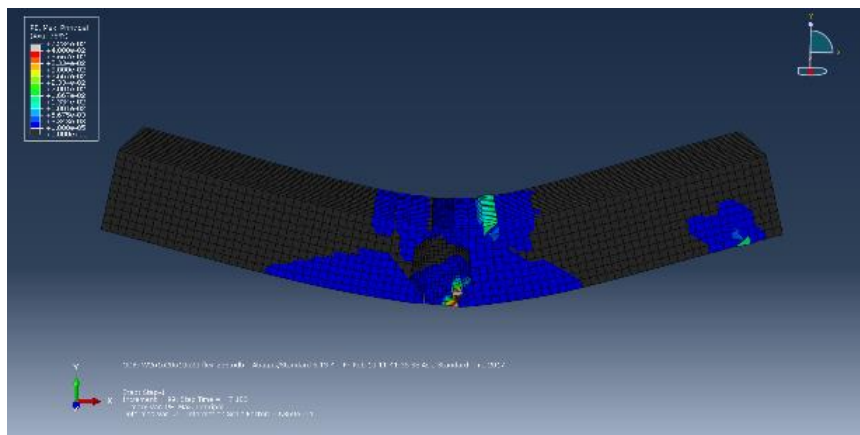


รูปที่ 3.14 หน่วยแรงที่อัดที่เกิดขึ้นในแบบจำลองรอยต่อชนิด W3-42-10-30

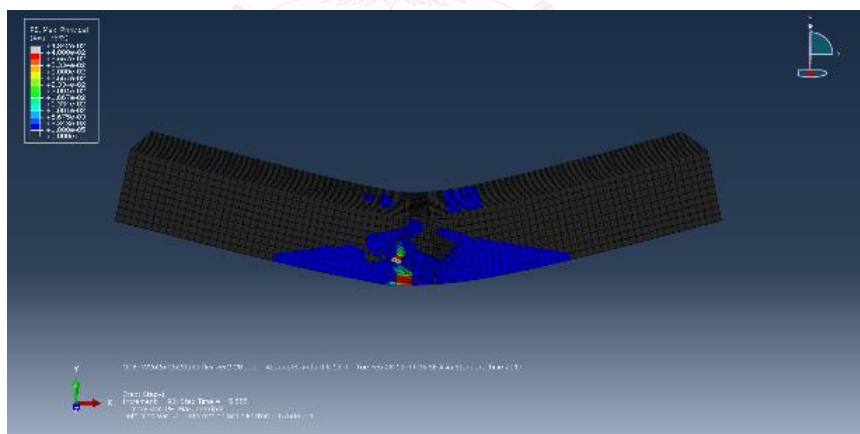
เมื่อพิจารณาถึงความเครียดในสภาวะพลาสติก (Plastic strain) ที่เกิดขึ้นในรอยต่อรูปแบบต่างๆจะเห็นได้ว่า สัดส่วนของสลักรับแรงเฉือนในแต่ละแบบรอยต่อทำให้เกิดพื้นที่รับแรงแตกต่างกัน หากเป็นสัดส่วนที่ทำให้พื้นที่รับแรงหรือระยะในแนวตั้งน้อยเกินไปจะทำให้เกิดความเครียด

พลาสติกที่มีค่ามากในบางเอลิเมนต์ ซึ่งจะเปรียบเทียบได้จากแบบจำลองดังในรูปที่ 3.15 และรูปที่ 3.16 จะมีเอลิเมนต์ที่มีความเครียดพลาสติกสูงกว่ารูปที่ 3.17 ด้วยเหตุนี้จึงทำให้เกิดการเสียหายของชิ้นส่วนตลอดจนความเสียหายของชิ้นส่วนในบริเวณนั้น

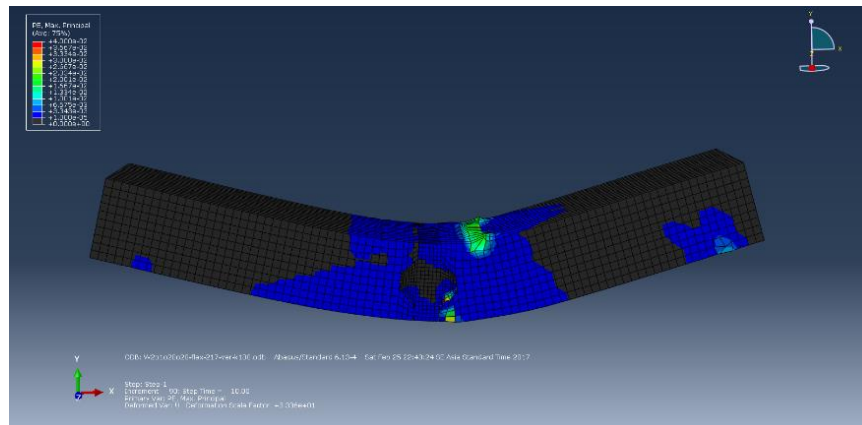
จากผลการวิเคราะห์กำลังของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ พบว่ารอยต่อที่มีอัตราส่วนความลึกต่อความกว้างของสลักรับแรงเฉือน มีค่าเท่ากับ 1:1 มีกำลังการรับแรงมากที่สุด แต่ทั้งนี้จะต้องพิจารณาใช้สัดส่วนความลึกต่อความกว้างของสลักรับแรงเฉือนที่ไม่ทำให้ความกว้างของพื้นที่รับแรงน้อยเกินไปหรือเกิดเป็นรอยต่อในมุมแหลมด้วย



รูปที่ 3.15 ความเครียดในสถานะพลาสติกที่เกิดขึ้นในแบบจำลองรอยต่อชนิด W2-20-10-20



รูปที่ 3.16 ความเครียดในสถานะพลาสติกที่เกิดขึ้นในแบบจำลองรอยต่อชนิด W3-42-20-30



รูปที่ 3.17 ความเครียดในสภาวะพลาสติกที่เกิดขึ้นในแบบจำลองรอยต่อชนิด W2-20-20-20



บทที่ 4

วิธีการทดสอบรอยต่อ

4.1 บทนำ

ในการทดสอบรอยต่อได้เลือกใช้รูปร่างของรอยต่อที่มีกำลังการรับแรงมากที่สุดที่ได้จากการประมาณค่ากำลังของรอยต่อด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในบทที่ 3 โดยขึ้นส่วนคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากสำเร็จรูปมีขนาด 400x150x100 มิลลิเมตร มีเหล็กในชิ้นส่วนสำเร็จรูปตามแนวยาว เป็นเหล็ก DB10 DB12 และ DB16 กำลังครากมากกว่า 390 MPa (SD40) และเหล็กตามแนวขวางเป็นเหล็ก RB6 กำลังครากมากกว่า 240 MPa (SR24) จำนวน 2 ชิ้นส่วนนำมาต่อกัน จากนั้นจึงหล่อรอยต่อเพื่อทดสอบรอยต่อภายใต้แรงดัดและแรงเฉือน โดยในการศึกษากำลังการรับแรงดัดของรอยต่อ ประกอบด้วยอิทธิพลจาก 4 ตัวแปร คือ ระดับความลึก ระดับการอัดแรง จำนวนสลักรับแรง และผลของเหล็กเดือย ในขณะที่การศึกษากำลังการรับแรงเฉือนของรอยต่อจะศึกษาอิทธิพลจาก 4 ตัวแปร คือ ระดับความลึก ระดับการอัดแรง จำนวนสลักรับแรง ผลของเหล็กเดือยและขนาดของเหล็กเดือย

4.2 กรณีศึกษาการทดสอบรอยต่อ

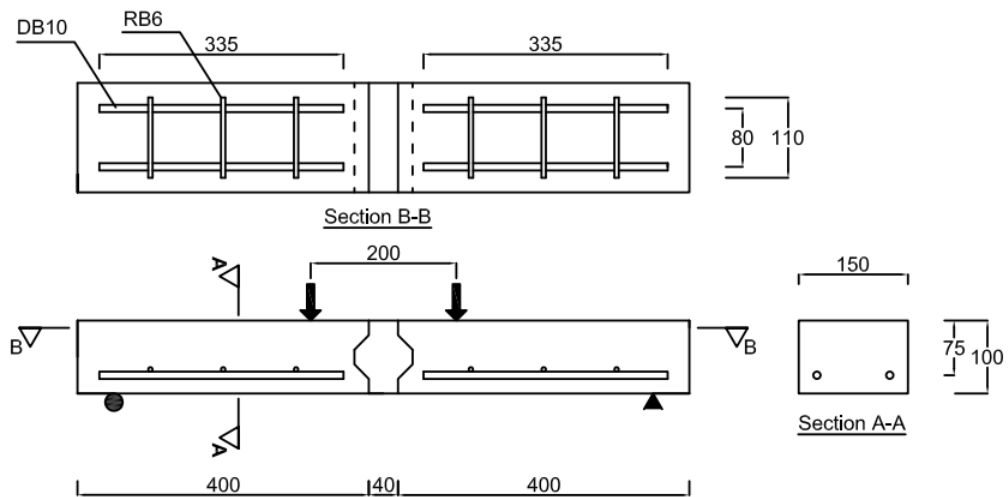
ตัวอย่างที่จะทำการทดสอบรอยต่อจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ การทดสอบรอยต่อภายใต้แรงดัด จำนวน 7 ตัวอย่าง และการทดสอบภายใต้แรงเฉือน จำนวน 8 ตัวอย่าง โดยมีตัวแปรที่ศึกษาดังแสดงในตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงดัดและแรงเฉือน

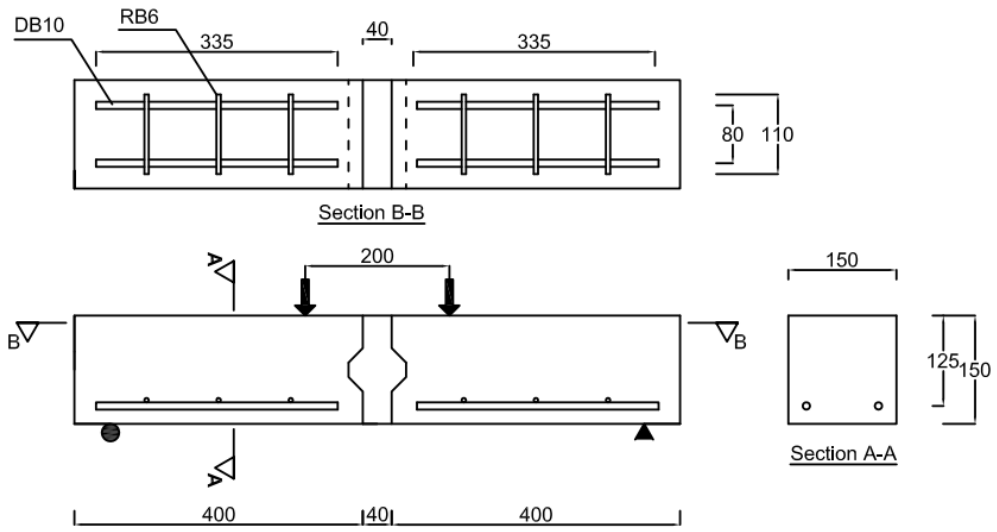
กรณีศึกษา	ตัวอย่างทดสอบ	ตัวแปรที่ศึกษา			
		ความลึก (มิลลิเมตร)	จำนวนสลักรับ แรง	ระดับการอัดแรง (MPa)	เหล็ก เดือย
แรงดัด	F100-K1-P0-ND	100	1	0	-
	F100-K1-P5-ND	100	1	5	-
	F100-K1-P10-ND	100	1	10	-
	F150-K1-P5-ND	150	1	5	-
	F200-K1-P5-ND	200	1	5	-
	F200-K2-P5-ND	200	2	5	-
	F100-K1-P5-DB10	100	1	5	DB10

กรณีศึกษา	ตัวอย่างทดสอบ	ตัวแปรที่ศึกษา			
		ความลึก (มิลลิเมตร)	จำนวนสลักรับ แรง	ระดับการอัดแรง (MPa)	เหล็ก เดือย
แรงเฉือน	S100-K1-P0-ND	100	1	5	-
	S100-K1-P5-ND	100	1	5	-
	S100-K1-P10-ND	100	1	10	-
	S150-K1-P5-ND	150	1	5	-
	S200-K1-P5-ND	200	1	5	-
	S200-K2-P5-ND	200	2	5	-
	S100-K1-P5-DB10	100	1	5	DB10
	S100-K1-P5-DB12	100	1	5	DB12

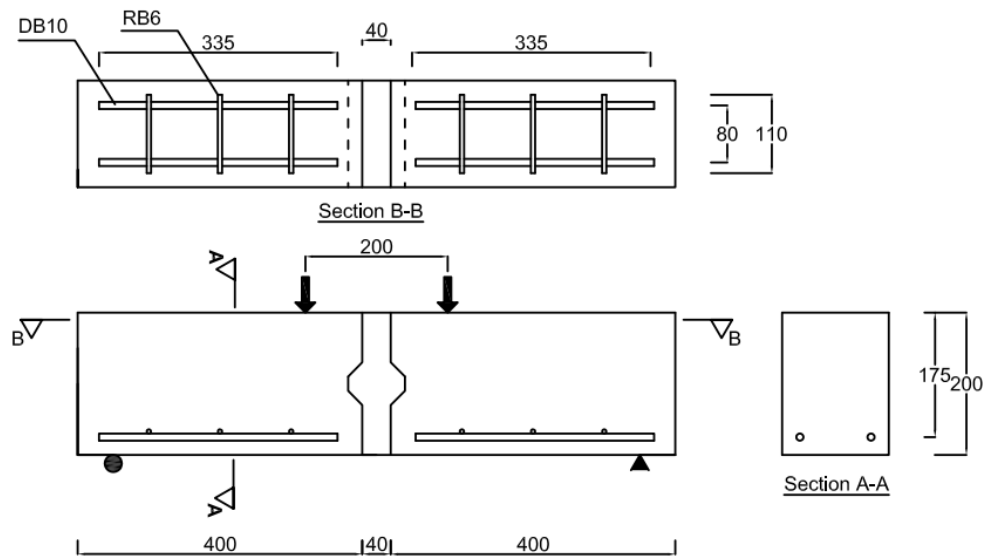
หมายเหตุ ความหมาย F = Flexure & joint depth; S= Shear & joint depth; K = number of shear key; P = prestressed load; ND/DB = No dowel and Deform bar



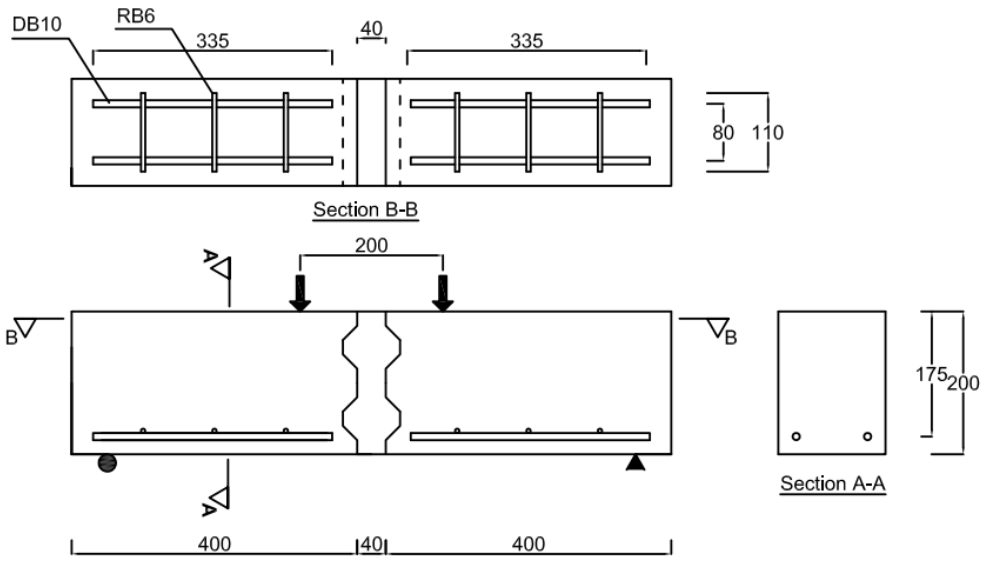
(ก) F100-K1-P0-ND, F100-K1-P5-ND และ F100-K1-P10-ND



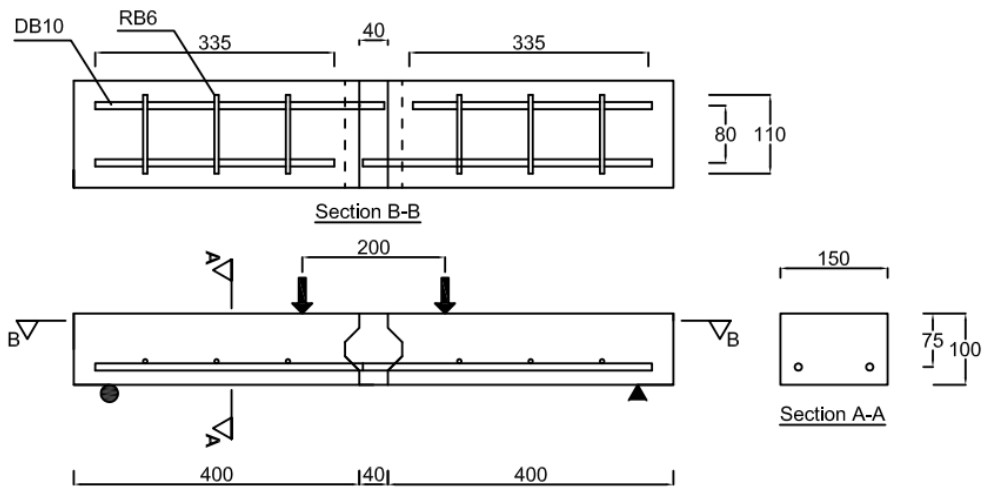
(A) F150-K1-P5-ND



(A) F200-K1-P5-ND

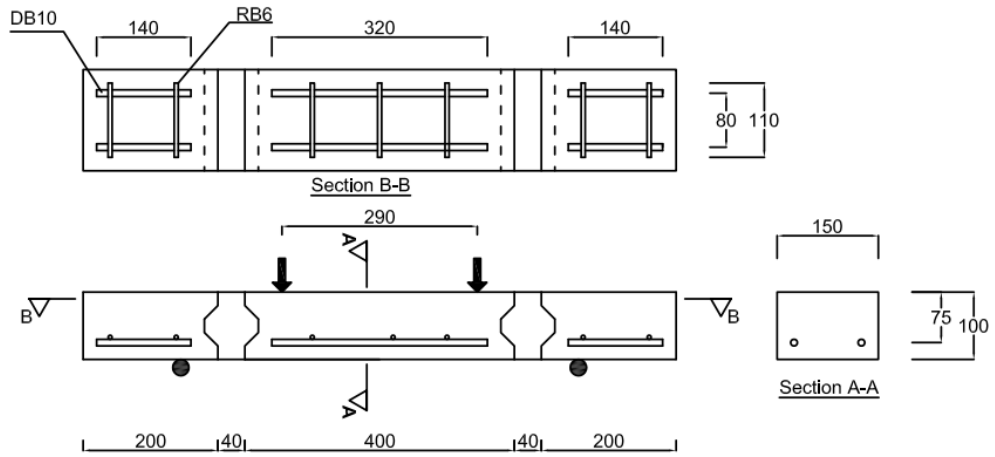


(ง) F200-K2-P5-ND

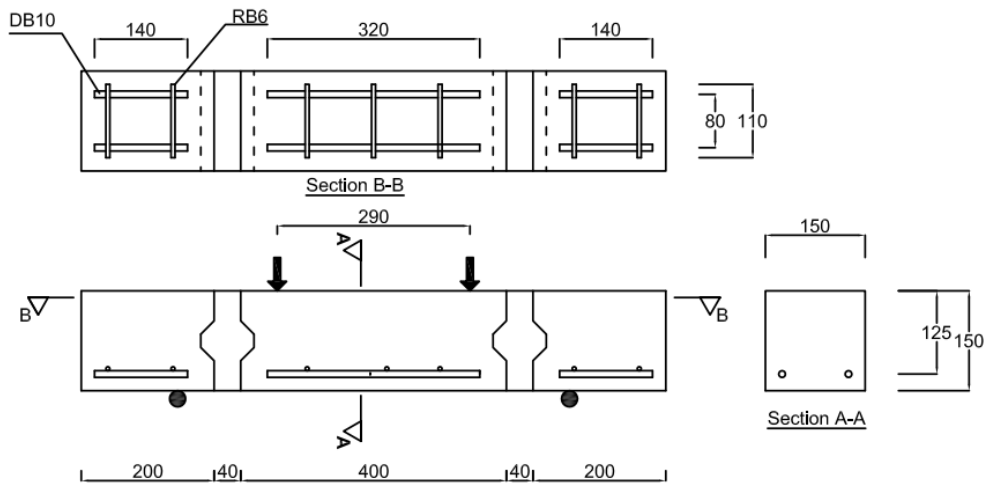


(จ) F100-K1-P5-DB10

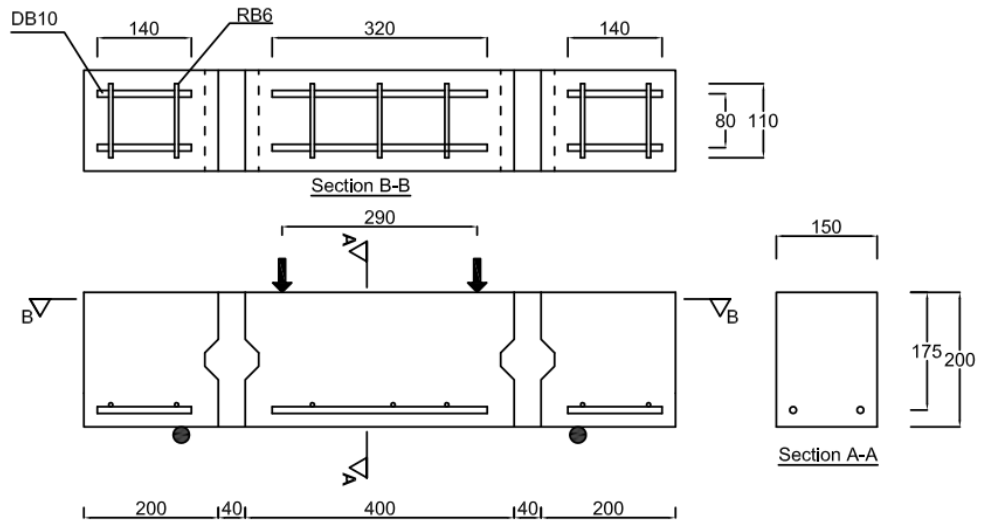
รูปที่ 4.1 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบรอยต่อภายใต้แรงดัด (หน่วย: มิลลิเมตร)



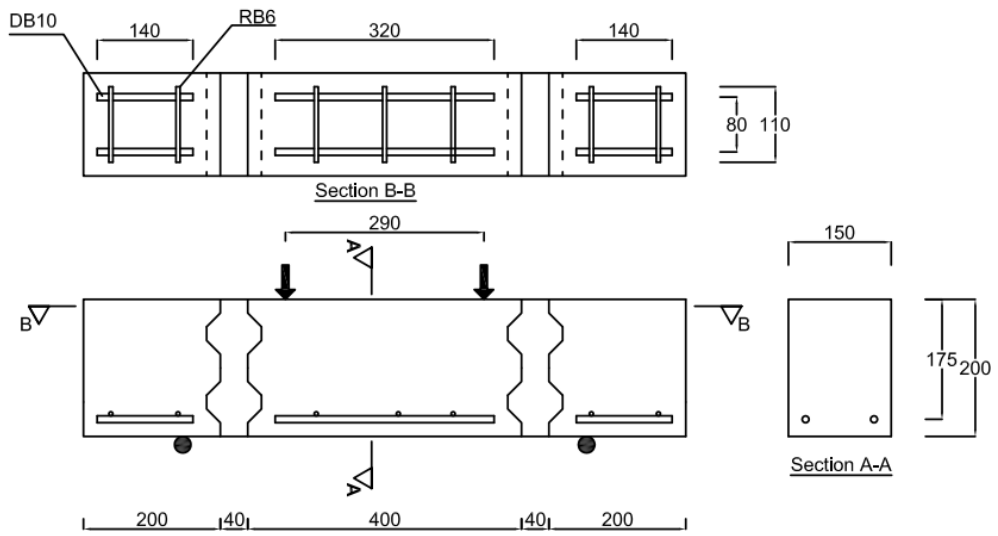
(ก) S100-K1-P0-ND, S100-K1-P5-ND และ S100-K1-P10-ND



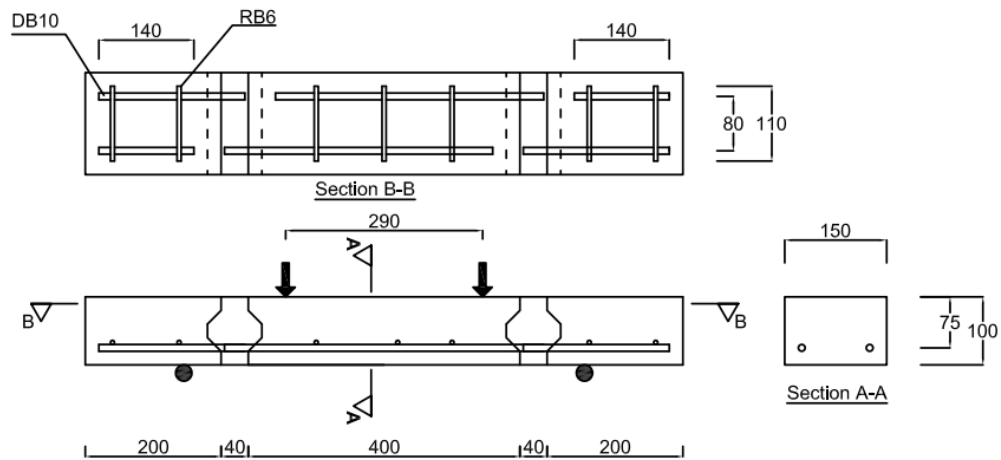
(ข) S150-K1-P5-ND



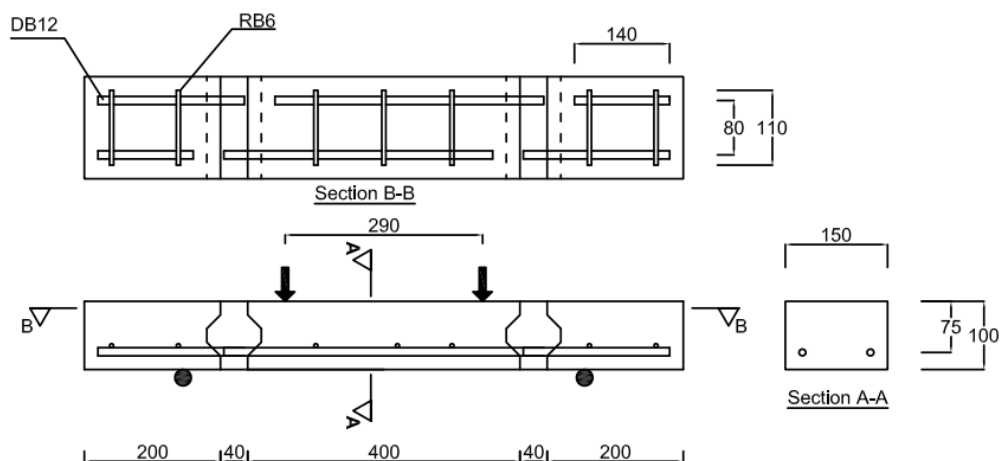
(a) S200-K1-P5-ND



(b) S200-K2-P5-ND



(จ) S100-K1-P5-DB10

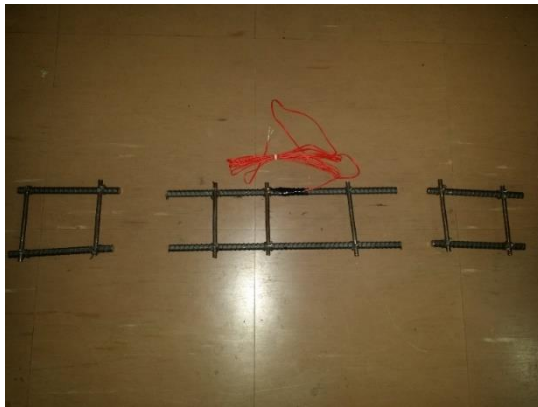


(ฉ) S100-K1-P5-DB12

รูปที่ 4.2 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงเฉือน (หน่วย: มิลลิเมตร)

4.3 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

ชิ้นตัวอย่างทั้งหมดถูกหล่อในแบบเหล็กและปิดหัวท้ายด้วยแบบรอยต่อและแผ่นเหล็กตามลำดับ ซึ่งแบบหล่อจะถูกทำความสะอาดและทาน้ำมันเพื่อให้แกะแบบหล่อได้ง่าย หลังจากนั้นนำเหล็กเสริมในรูปที่ 4.3 (ก) ที่ตีตามตรวัตความเครียดตามตำแหน่งต่างๆเรียบร้อยแล้ว มาวางบนลูกปูนเพื่อให้ได้ตามระยะหุ้มคอนกรีต (Covering concrete) เท่ากับ 20 มิลลิเมตร จากนั้นนำเกลียวเร่งมายึดด้านบนเพื่อปรับขนาดของชิ้นส่วนตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ 4.3 (ข) นอกจากนี้แล้วต้องเตรียมแบบหล่อตัวอย่างคอนกรีตทดสอบแรงดึงดังแสดงในรูปที่ 4.3 (ค) และตัวอย่างคอนกรีตรับแรงอัด ดังแสดงในรูปที่ 4.3 (ง)



(ก) เหล็กเสริมและมาตรฐานวัดความเครียด



(ข) แบบหล่อขึ้นชิ้นสำเร็จรูป



(ค) แบบหล่อตัวอย่างทดสอบแรงดึง



(ง) แบบหล่อตัวอย่างทดสอบแรงอัด

รูปที่ 4.3 เตรียมแบบหล่อตัวอย่าง

รูปที่ 4.4 (ก) แสดงสัดส่วนการผสมคอนกรีต การผสมเริ่มจากปั้นผสมส่วนผสมแห้งเป็นเวลา 2 นาที จึงผสมน้ำและสารผสมเพิ่มต่างๆไปปั่นจนไหลและเข้ากัน โดยหลังจากปั่นจนเข้ากันดังในรูปที่ 4.4 (ข) จึงผสมเส้นใยเหล็กตรงขนาดความยาวและคุณสมบัติตามตารางที่ 4.2 และปั่นต่อไปจนคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากที่ได้มีความเข้ากันและไหลได้ จากนั้นจึงนำไปใส่ในแบบหล่อที่ได้เตรียมไว้ในข้างต้นดังในรูปที่ 4.4(ค)

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของเส้นใยเหล็ก

ความยาว (มิลลิเมตร)	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มิลลิเมตร)	กำลังรับแรงดึง (MPa)	โมดูลัสยืดหยุ่น (MPa)	ค่าความถ่วงจำเพาะ
13	0.6	2,160	210,000	7.85



(ก) ส่วนผสม



(ข) การผสม



(ค) การหล่อชิ้นส่วน

รูปที่ 4.4 การผสมและการหล่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก

ชิ้นส่วนทดสอบ ตัวอย่างคอนกรีตรับแรงดึงและตัวอย่างคอนกรีตรับแรงอัด จะถูกถอดแบบหลังจากหล่อ 1 วัน จากนั้นจึงนำมาบ่มด้วยกระบวนการบ่มเดียวกันคือ การบ่มร้อนในน้ำอุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส ดังในรูปที่ 4.5 เป็นระยะเวลา 3 วัน จากนั้นจึงนำไปบ่มต่อในน้ำอุณหภูมิปกติจนครบ 7 วัน



รูปที่ 4.5 การบ่มร้อนอุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส

การหล่อรอยต่อจะใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูปที่ได้หล่อและบ่มตามที่ได้กล่าวไปแล้วในข้างต้นเพื่อมาประกบทั้ง 2 ข้างห่างกัน 40 มิลลิเมตร จากนั้นจึงตั้งแบบประกบด้านข้างทั้ง 2 ข้าง จากนั้นจึงหล่อรอยต่อที่มีสัดส่วนการผสมเดียวกันกับชิ้นส่วนสำเร็จรูป โดยจะบ่มรอยต่อ (รูปที่ 4.6) ภายใต้อุณหภูมิปกติและใช้กระสอบป่านอ้อมน้ำคลุม เพื่อแสดงถึงการใช้งานในการก่อสร้างจริงที่รอยต่อของแผ่นพื้นสำเร็จรูปจะต้องหล่อที่สถานที่ก่อสร้างจึงไม่สามารถที่จะใช้กระบวนการบ่มร้อนแบบแผ่นชิ้นส่วนสำเร็จรูปได้

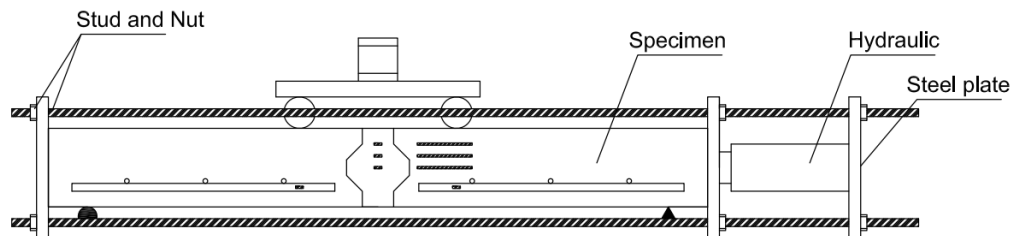


รูปที่ 4.6 รอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก

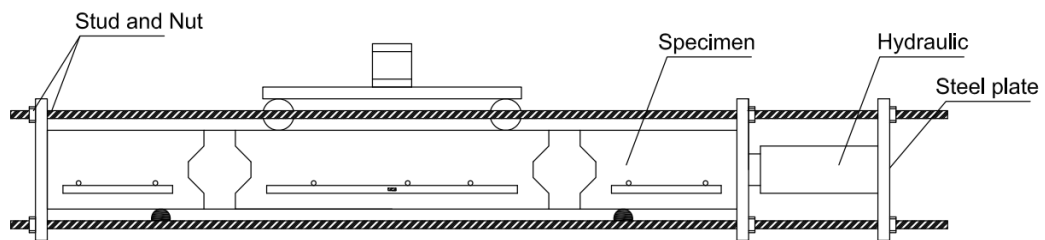
4.4 การติดตั้งเครื่องมือและการทดสอบ

ในการทดสอบรอยต่อทั้งภายใต้การรับแรงดัดและการรับแรงเฉือนจะมีการอัดแรงโดยใช้ชุดสลักเกลียว (Stud) และแป้นเกลียว (Nut) จำนวน 4 เส้น เพื่อรับแรงดึงอันเกิดจากการอัดแรงของ

ไฮดรอลิกที่ลงบนแผ่นเหล็ก (Steel plate) ดังแสดงในรูปที่ 4.7 ซึ่งแรงอัดมีขนาด 5 และ 10 MPa ดังนั้นจึงต้องทดสอบความสามารถในการรับแรงของชุดสลักเกลียวและแป้นเกลียวดังแสดงในรูปที่ 4.8 เพื่อความปลอดภัยภายในการใช้งานและการทดสอบความสามารถในการรับแรงดัดและแรงเฉือน



(ก) การอัดแรงภายใต้การทดสอบการรับแรงดัดของรอยต่อ



(ข) การอัดแรงภายใต้การทดสอบการรับแรงเฉือนของรอยต่อ

รูปที่ 4.7 การอัดแรงภายใต้การทดสอบแรงดัดและแรงเฉือน

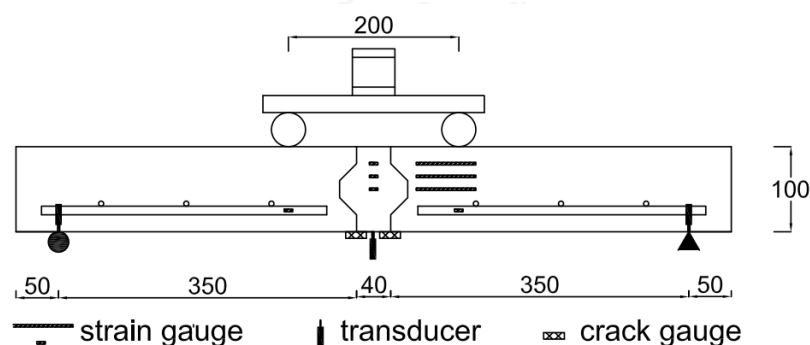


รูปที่ 4.8 การทดสอบสลักเกลียวและแป้นเกลียว

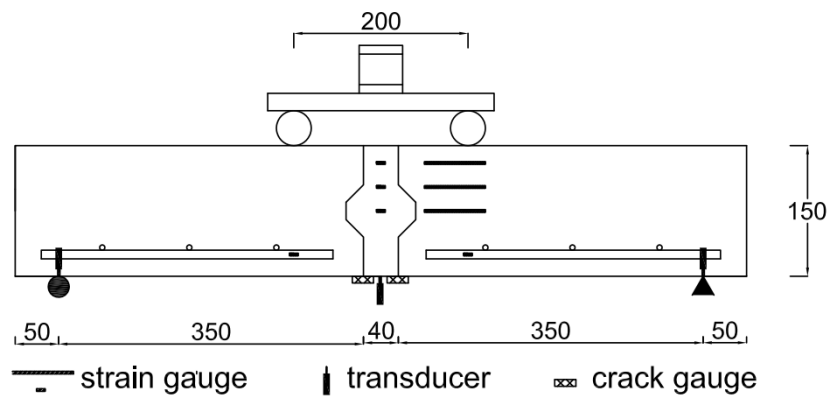
การทดสอบรอยต่อภายใต้แรงดัดจะทดสอบโดยใช้การทดสอบแบบ 4 จุด (4 Point bending) ซึ่งเครื่องมือที่ใช้วัดจะมีอยู่ 3 ส่วนคือ มาตรวัดความเครียด (Strain gauge) มาตรวัดการเคลื่อนตัว (Transducer) และมาตรวัดรอยร้าว (Crack gauge) โดยตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดต่างๆ

ภายใต้การทดสอบการรับแรงดัดของรอยต่อเป็นไปดังรูปที่ 4.9 ซึ่งจะเห็นว่า ในส่วนของมาตรวัดความเครียดจะติดตั้งทั้งบริเวณส่วนของรอยต่อและบนชิ้นส่วน โดยจะติดตั้งที่กึ่งกลางความลึก ที่ระยะห่างจากผิวบน 20 มิลลิเมตร และที่ตำแหน่งกึ่งกลางระหว่างตำแหน่งทั้งสอง อีกทั้งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดจะถูกติดตั้งที่ผิวเหล็กเสริมที่อยู่ในคอนกรีตทั้ง 4 เส้นอีกด้วย นอกจากนี้แล้วในตัวอย่างการทดสอบรอยต่อที่มีเหล็กเดือย (F100-K1-P5-DB10) จะติดตั้งมาตรวัดความเครียดที่เหล็กเดือยทั้ง 2 ฝั่ง และในส่วนของมาตรวัดการเคลื่อนตัวจะติดตั้งที่ 3 ตำแหน่ง คือ ที่ตำแหน่งของฐานรองรับทั้งสองตำแหน่ง และที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ และมีการติดตั้งมาตรวัดรอยร้าวที่สองฝั่งของรอยต่อ โดยการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงดัดเป็นไปดังรูปที่ 4.10

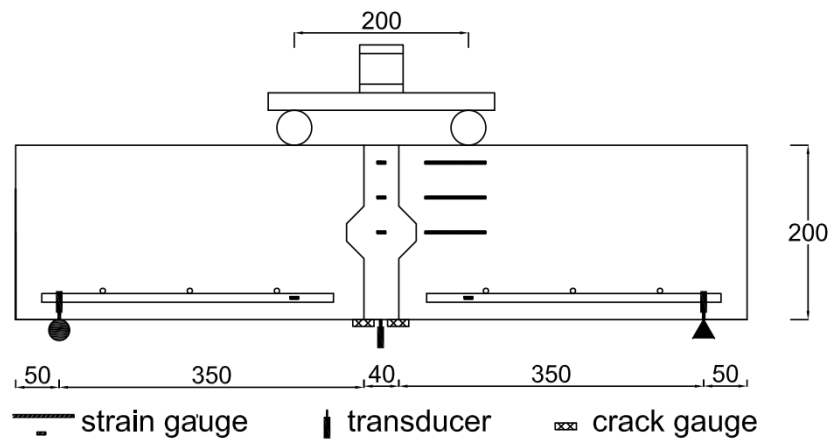
ในการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงเฉือนมีการติดตั้งมาตรวัดความเครียดและมาตรวัดการเคลื่อนตัว โดยตำแหน่งของการติดตั้งเครื่องมือวัด ฐานรองรับ และน้ำหนักดที่กระทำเป็นดังรูปที่ 4.11 ซึ่งตำแหน่งในการติดมาตรวัดการเคลื่อนตัวประกอบด้วย มาตรวัดแนวตั้ง จำนวน 6 ตำแหน่งเพื่อวัดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างรอยต่อและชิ้นส่วน และมาตรวัดการเคลื่อนตัวในแนวนอนที่ตำแหน่งของเหล็กเสริมด้านล่าง (เหนือจากผิวล่าง 20 มิลลิเมตร) และในส่วนของมาตรวัดความเครียดที่ติดตั้งในการทดสอบรับแรงเฉือนนั้นจะติดตั้งที่ตรงกลางเหล็กเสริมด้านล่างของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงสำเร็จรูปชิ้นกลาง นอกจากนี้แล้วในชิ้นตัวอย่างการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงเฉือนที่มีเหล็กเดือย (S100-K1-P5-DB10 และ S100-K1-P5-DB12) จะมีการติดตั้งมาตรวัดความเครียดที่เหล็กเดือย โดยการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงเฉือนของทุกตัวอย่างทดสอบจะเป็นดังรูปที่ 4.12



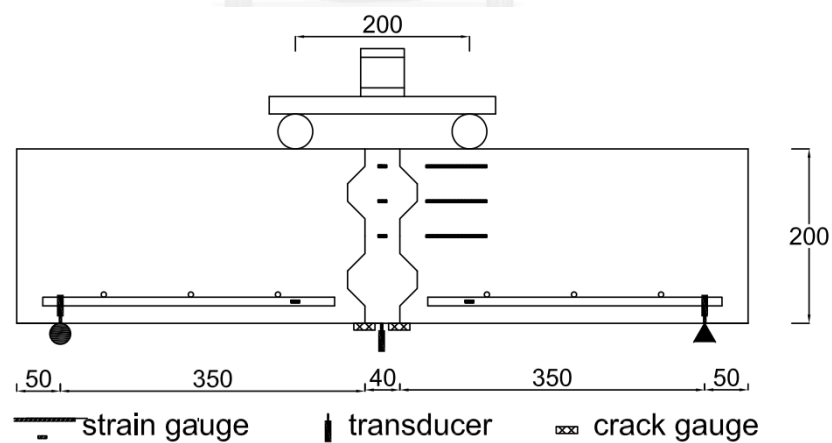
(ก) F100-K1-P0-ND, F100-K1-P5-ND and F100-K1-P10-ND



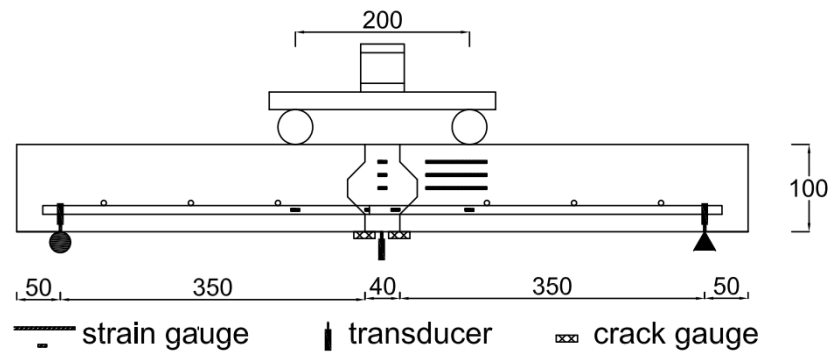
(¶) F150-K1-P5-ND



(¶) F200-K1-P5-ND



(¶) F200-K2-P5-ND



(จ) F100-K1-P5-DB10

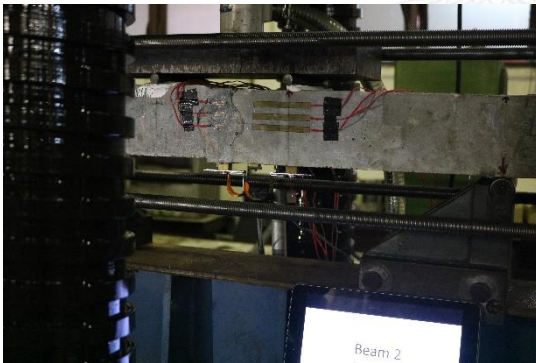
รูปที่ 4.9 การติดตั้งเครื่องมือวัดในการทดสอบรอยต่อภายใต้การรับแรงดัด (หน่วย: มิลลิเมตร)



(ก) F100-K1-P0-ND



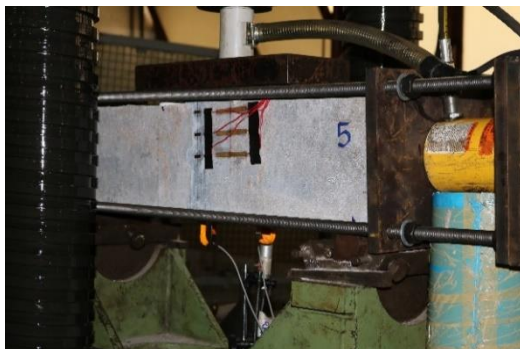
(ข) F100-K1-P5-ND



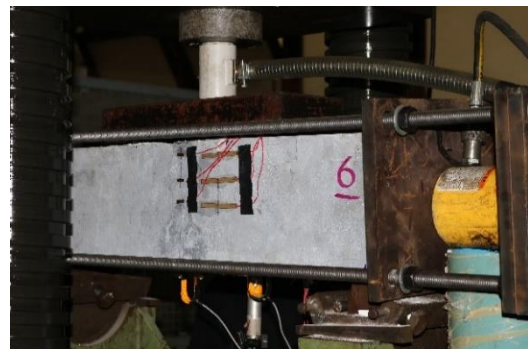
(ค) F100-K1-P10-ND



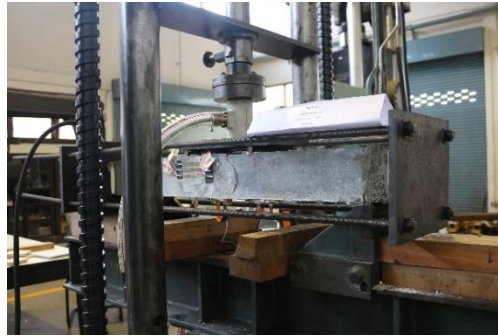
(ง) F150-K1-P5-ND



(จ) F200-K1-P5-ND

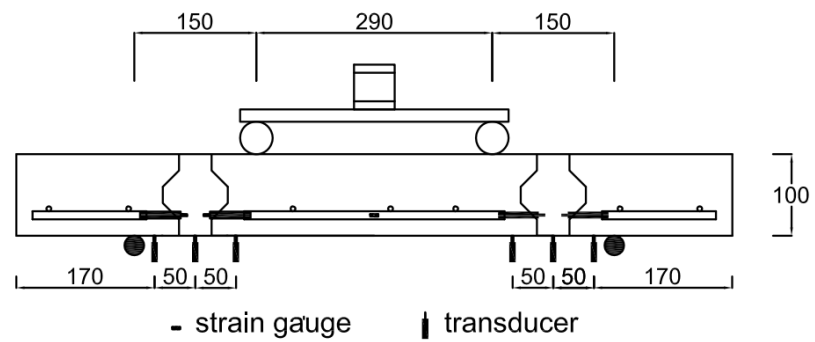


(ฉ) F200-K2-P5-ND

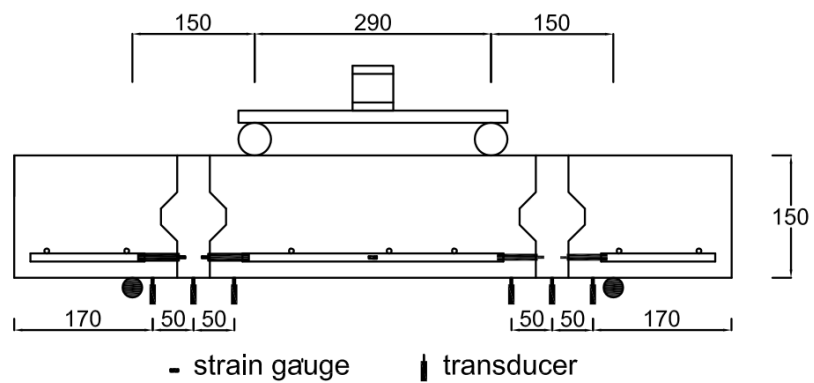


(ข) F100-K1-P5-DB10

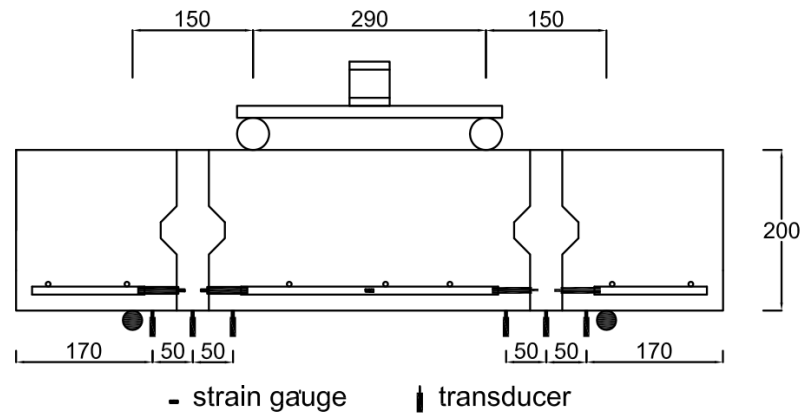
รูปที่ 4.10 การทดสอบรอยต่อภายใต้แรงดัด



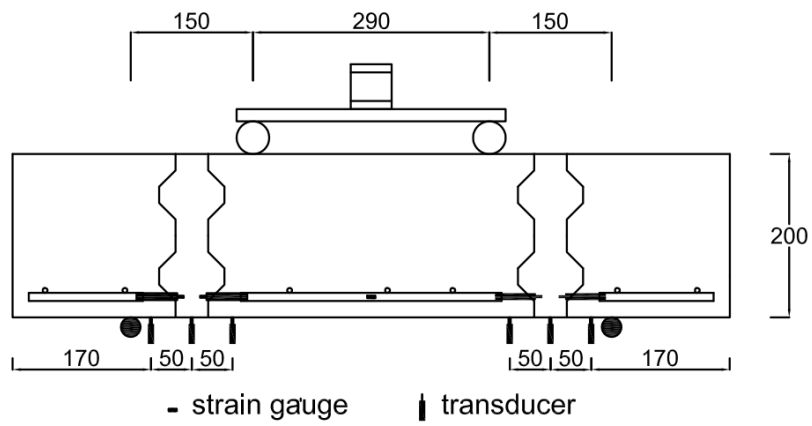
(ก) S100-K1-P0-ND, S100-K1-P5-ND และ S100-K1-P10-ND



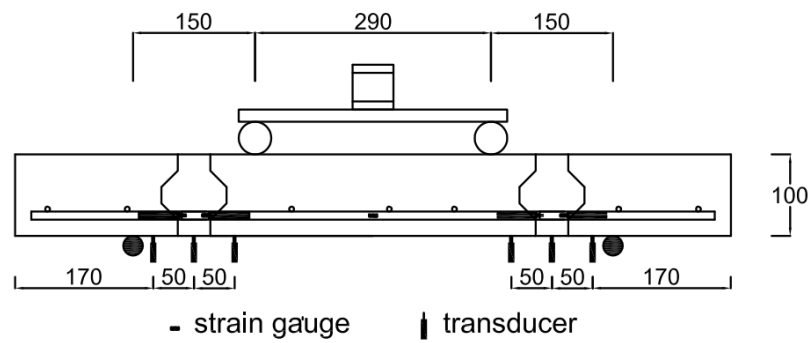
(ข) S150-K1-P5-ND



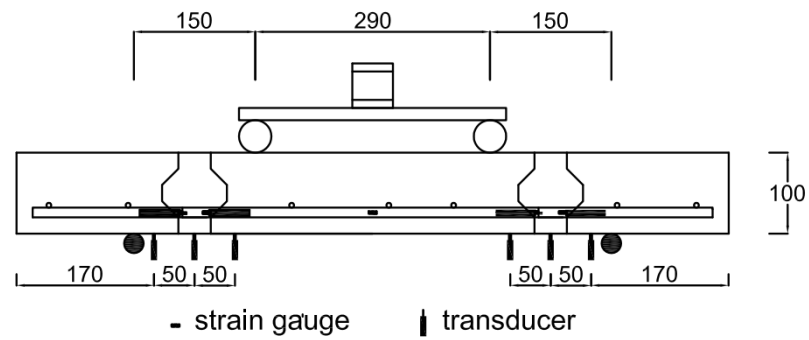
(a) S200-K1-P5-ND



(b) S200-K2-P5-ND



(c) S100-K1-P5-DB10



(ฉ) S100-K1-P5-DB12

รูปที่ 4.11 การติดตั้งเครื่องมือวัดในการทดสอบรอยต่อภายใต้การรับแรงเฉือน (หน่วย: มิลลิเมตร)



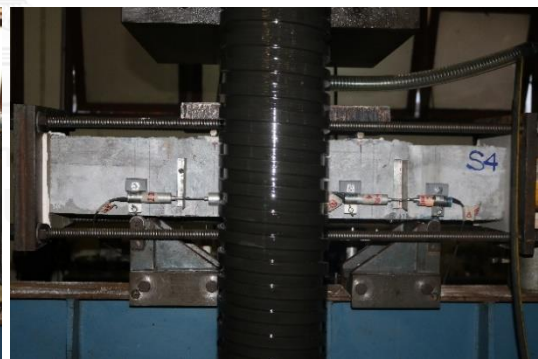
(ก) S100-K1-P0-ND



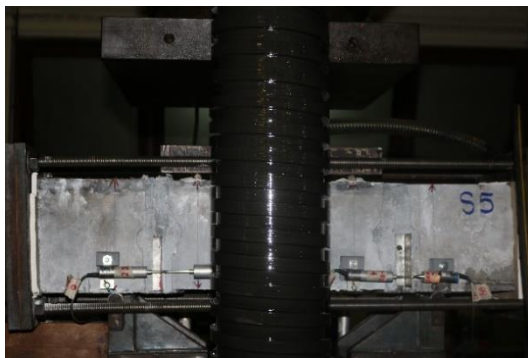
(ข) S100-K1-P5-ND



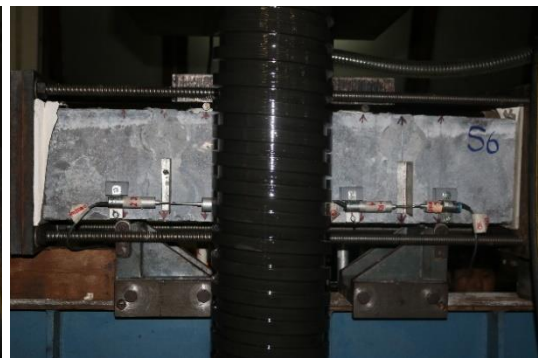
(ค) S100-K1-P10-ND



(ง) S150-K1-P5-ND



(จ) S200-K1-P5-ND



(ฉ) S200-K2-P5-ND



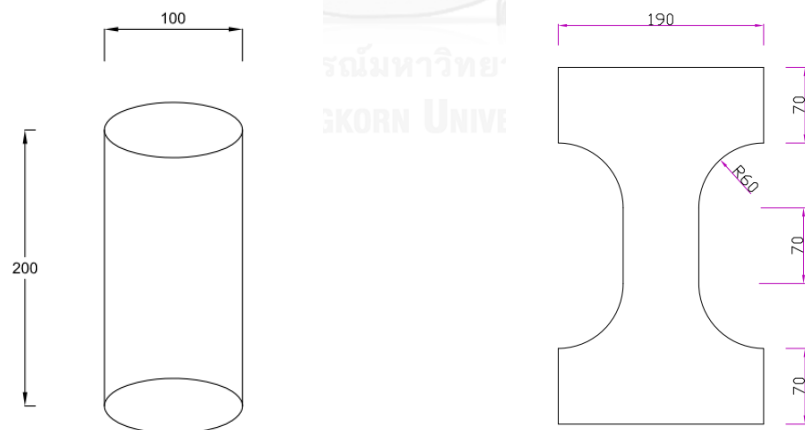
(ซ) S100-K1-P5-DB10

(ช) S100-K1-P5-DB12

รูปที่ 4.12 การทดสอบรอยต่อภายใต้แรงเฉือน

4.5 การทดสอบกำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดึงของชิ้นตัวอย่าง

การทดสอบกำลังการรับแรงอัดจะใช้ก้อนตัวอย่างรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร ความยาว 200 มิลลิเมตร ตามมาตรฐานการออกแบบของประเทศญี่ปุ่น [10] ดังแสดงในรูปที่ 4.13 (ก) การทดสอบกำลังการรับแรงดึงเป็นการทดสอบโดยใช้ก้อนตัวอย่างการทดสอบที่มีขนาดดังในรูปที่ 4.13 (ข) ซึ่งมีการติดตั้งมาตรวัดความเครียดที่ตัวอย่างทั้ง 2 ด้าน นอกจากนี้แล้วในการทดสอบจะติดตั้งมาตรวัดการเคลื่อนตัว (Trunsducer) ที่ 2 ฝั่งของชิ้นตัวอย่าง ซึ่งในการทดสอบกำลังการรับแรงดึงและกำลังการรับแรงอัดของก้อนตัวอย่างในการทดสอบจะมีความเสียหายดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 4.14



(ก) ชิ้นตัวอย่างการทดสอบการรับแรงอัด

(ข) ชิ้นตัวอย่างการทดสอบการรับแรงดึง

รูปที่ 4.13 ขนาดชิ้นตัวอย่างการทดสอบกำลังการรับแรงดึงและแรงอัด (หน่วย: มิลลิเมตร)



(ก) การทดสอบกำลังการรับแรงอัด



(ข) การทดสอบกำลังการรับแรงดึง

รูปที่ 4.14 ความเสียหายของก้อนตัวอย่างการทดสอบกำลังการรับแรงอัดและแรงดึง

บทที่ 5

พฤติกรรมการรับแรงดัดของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก

5.1 ผลการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงดัด

ตารางที่ 5.1 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงอัด แรงดึง และโมดูลัสยืดหยุ่นของชิ้นส่วนและรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากสำเร็จรูป ที่ใช้ในการทดสอบการรับแรงดัด

ตารางที่ 5.1 คุณสมบัติเชิงกลของ UHPFRC ในชิ้นตัวอย่างภายใต้แรงดัด

ตัวอย่างทดสอบ	ชิ้นส่วนสำเร็จรูป			รอยต่อ		
	กำลังรับแรงอัด (MPa)	กำลังรับแรงดึง (MPa)	โมดูลัสยืดหยุ่น (GPa)	กำลังรับแรงอัด (MPa)	กำลังรับแรงดึง (MPa)	โมดูลัสยืดหยุ่น (GPa)
F100-K1-P0-ND	111	9.2	47.6	116	10.3	47.7
F100-K1-P5-ND	102	9.4	45.8	116	10.3	47.7
F100-K1-P10-ND	115	8.7	51.8	114	7.7	44.5
F150-K1-P5-ND	125	8.3	51.5	116	10.3	47.7
F200-K1-P5-ND	123	9.0	50.1	116	10.3	47.7
F200-K2-P5-ND	117	8.9	46.7	116	10.3	47.7
F100-K1-P5-DB10	120	8.8	47.2	116	10.3	47.7

5.1.1 กำลังรับแรงดัดของรอยต่อ

ผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากแสดงในตารางที่ 5.2 จะเห็นว่ากำลังรับแรงของรอยต่อมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อความลึกของรอยต่อ ระดับการอัดแรง และจำนวนสลักรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น นอกจากนี้การใส่เหล็กเดือยในรอยต่อทำให้กำลังรับแรงของรอยต่อมีค่าเพิ่มขึ้น แต่ทั้งนี้เมื่อพิจารณาถึงอัตราส่วนของการเพิ่มขึ้นของกำลังการรับแรงนั้นพบว่าการเพิ่มความลึกจะมีผลมากกว่าการเพิ่มแรงอัดในชิ้นส่วนและจำนวนสลักรับแรงเฉือน

นอกจากนี้แล้วเมื่อพิจารณาถึงแรงที่ทำให้ความกว้างรอยร้าวขนาด 0.1 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นขนาดของรอยร้าวที่เริ่มเห็นได้ด้วยตาเปล่า และเป็นความกว้างรอยร้าวที่มีโอกาสเกิดสนิมในเหล็กเสริมและลดอัดแรงในสภาพแวดล้อมรุนแรงขึ้นได้ [44] จะเห็นว่าการอัดแรงในชิ้นส่วนมีผลกับแรงที่

ทำให้เกิดรอยแตกกว้าง 0.1 มิลลิเมตร โดยเมื่อเพิ่มการอัดแรงจะสามารถรับแรงได้เพิ่มขึ้น แต่เมื่อพิจารณาผลของเหล็กเดือยร่วมกับการอัดแรงในตัวอย่าง F100-K1-P5-DB10 นั้นพบว่า ผลจากการอัดแรงในตัวอย่าง F100-K1-P5-ND และ F100-K1-P10-ND สามารถรับแรงได้น้อยกว่าผลของการใส่เหล็กเดือยในรอยต่อเมื่อพิจารณาที่ความกว้างรอยร้าว 0.1 มิลลิเมตร

เมื่อพิจารณาความกว้างรอยแตกกว้างที่แรงกระทำสูงสุดพบว่า การใส่เหล็กเดือยมีผลในการลดความกว้างรอยแตกกว้างที่แรงสูงสุดลงได้

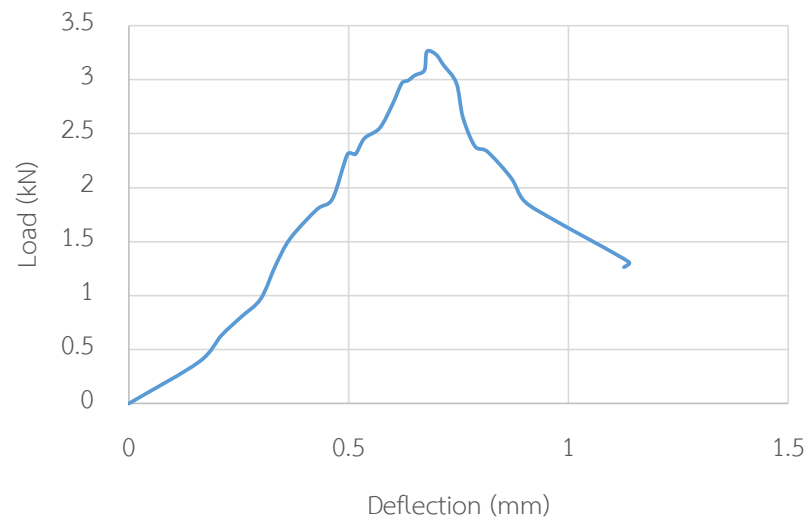
ตารางที่ 5.2 กำลังและขนาดของรอยร้าวของตัวอย่างรอยต่อที่ทดสอบภายใต้แรงดัด

ตัวอย่างทดสอบ	กำลังรับแรง (kN)	ค่าแรงที่ความกว้างรอยร้าว 0.1 มิลลิเมตร (kN)	ความกว้างรอยแตกกว้างที่แรงสูงสุด (mm)
F100-K1-P0-ND	3.4	2.8 (หลังจากแรงสูงสุด)	0.05
F100-K1-P5-ND	27.1	19.6	2.21
F100-K1-P10-ND	62.3	29.4	6.32
F150-K1-P5-ND	96.2	55.8	4.42
F200-K1-P5-ND	145.9	76.0	4.16
F200-K2-P5-ND	195.5	-	-
F100-K1-P5-DB10	42.6	32.3	0.90

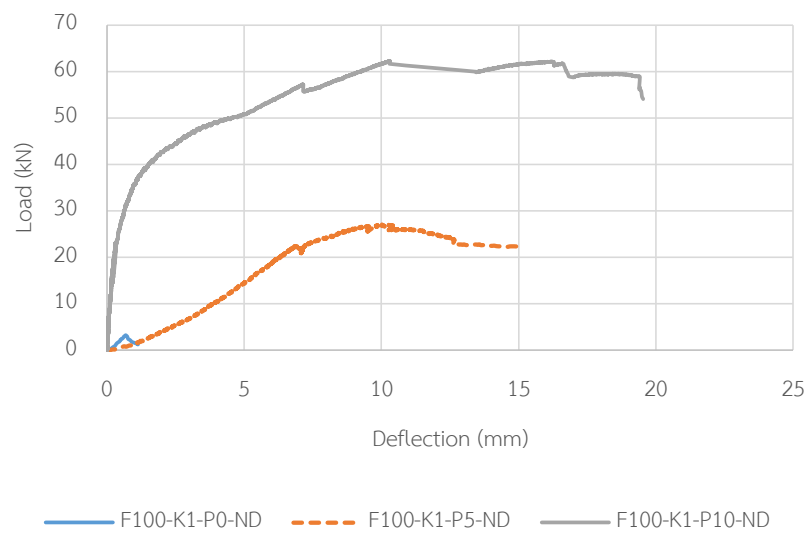
หมายเหตุ - คือรอยแตกกว้างไม่ผ่านเครื่องมือวัด

5.1.2 พฤติกรรมการรับแรงดัดของรอยต่อ

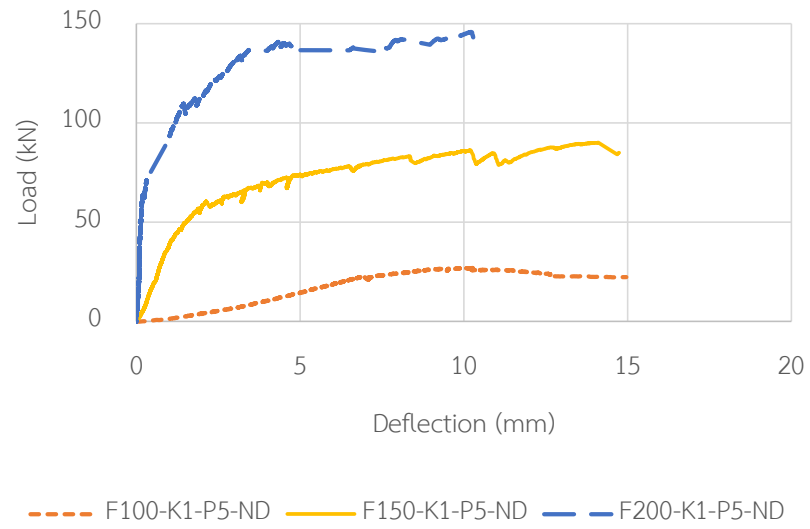
รูปที่ 5.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการโก่งตัว พบว่าในชิ้นตัวอย่างการทดสอบรอยต่อที่ไม่ได้มีการอัดแรง เมื่อถึงแรงสูงสุด การโก่งตัวจะเพิ่มมากขึ้นพร้อมกับการลดลงของแรงเป็นอย่างมาก ดังแสดงในรูปที่ 5.1(ก) แต่เมื่อมีการอัดแรงพฤติกรรมจะแตกต่างกันออกไปคือหลังจากชิ้นส่วนตัวอย่างรับแรงถึงแรงสูงสุดแล้วยังสามารถคงแรงไว้ได้เมื่อการโก่งตัวเพิ่มขึ้น นอกจากนี้ เมื่อพิจารณารูปที่ 5.1(ข) ระดับการอัดแรงนั้นมีผลต่อกำลังรับแรงของรอยต่อและความคงตัว (Stiffness) โดยจะเห็นว่าเมื่อระดับการอัดแรงเพิ่มขึ้นกำลังรับแรงของรอยต่อและความคงตัวจะเพิ่มขึ้น เช่นเดียวกับผลของความถี่รอยต่อ เมื่อความถี่เพิ่มขึ้นจะส่งผลทำให้ความคงตัวและกำลังรับแรงของรอยต่อเพิ่มขึ้นดังในรูปที่ 5.1(ค) แต่เมื่อพิจารณาผลของจำนวนสลักรับแรงเฉือนต่อพฤติกรรมของรอยต่อพบว่า การเพิ่มจำนวนสลักรับแรงเฉือนไม่มีผลกับค่าความคงตัวแต่มีเพียงค่ากำลังรับแรงของรอยต่อที่เพิ่มขึ้น ดังในรูปที่ 5.1(ง) และเมื่อพิจารณาผลของเหล็กเดือยในรูปที่ 5.1(จ) จะพบว่าผลจากการใส่เหล็กเดือยในรอยต่อสามารถเพิ่มทั้งกำลังรับแรงและความคงตัว



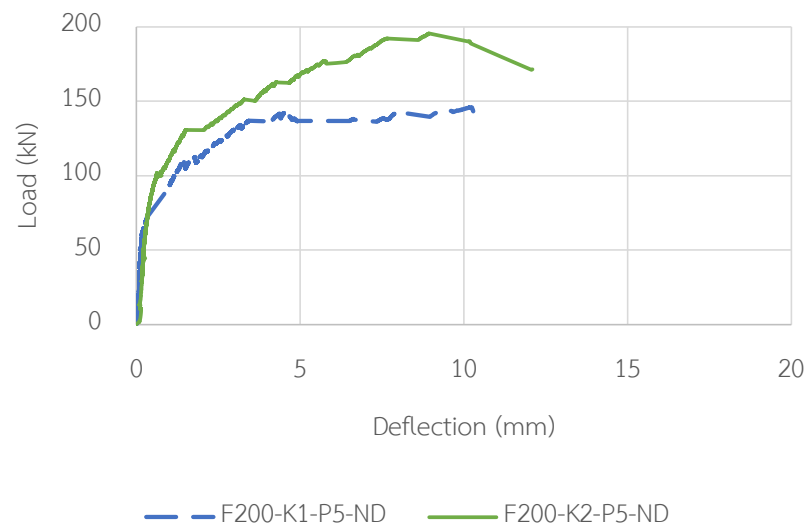
(ก) ตัวอย่างการทดสอบ F100-K1-P0-ND



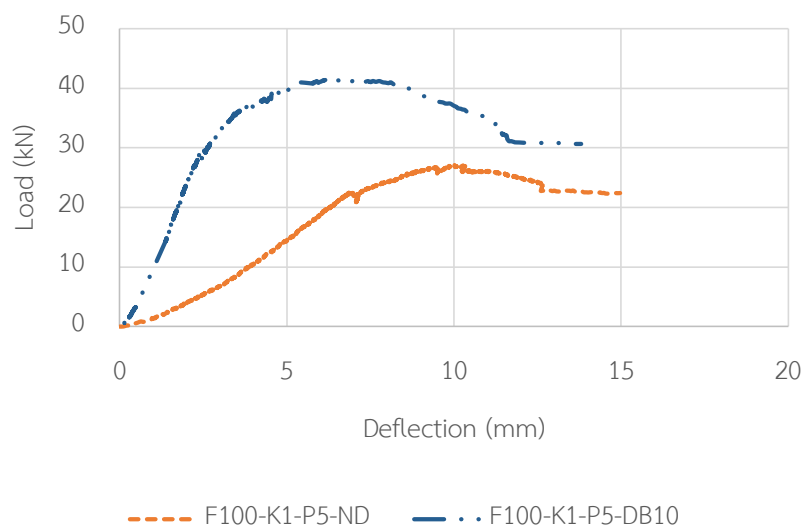
(ข) ผลของระดับการอัดแรง



(ค) ผลของความถี่รอยต่อ



(ง) ผลของจำนวนสลักรับแรงเฉือน

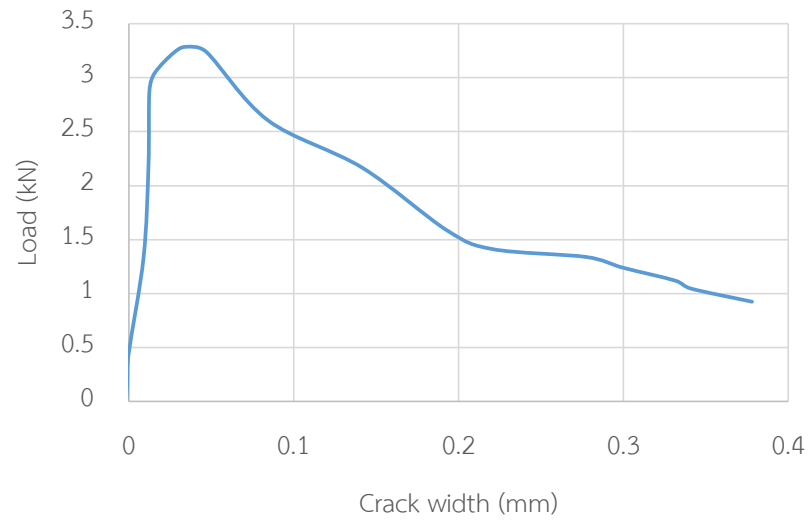


(จ) ผลของเหล็กเดือย

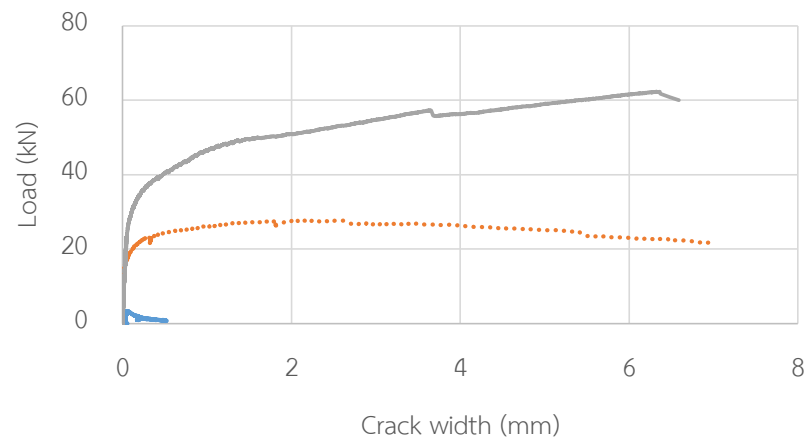
รูปที่ 5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าการโก่งตัว

รูปที่ 5.2 แสดงความสัมพันธ์ของแรงกระทำและความกว้างรอยร้าว พบว่าเมื่อไม่มีการอัดแรงในตัวอย่าง F100-K1-P0-ND ชิ้นตัวอย่างจะวิบัติแบบฉับพลันที่ความกว้างรอยร้าวขนาดเล็ก ดังในรูปที่ 5.2(ก) แต่เมื่อพิจารณาผลของการอัดแรงจะพบว่าเมื่อเกิดรอยแตกร้าวขึ้น รอยต่อจะยังสามารถคงแรงกระทำไว้ได้และเมื่อเพิ่มแรงอัดจะสามารถเพิ่มกำลังรับแรงได้เล็กน้อยในขณะที่ความกว้างรอยร้าวจะเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องดังในรูปที่ 5.2(ข) และเมื่อพิจารณาผลของความลึกต่อพฤติกรรมของรอยต่อจะพิจารณาได้จากรูปที่ 5.2(ค) ซึ่งจะพบว่าการเพิ่มขึ้นของความลึกทำให้สามารถเพิ่มแรงสูงสุดได้เล็กน้อยเมื่อเกิดรอยแตกร้าวขึ้นแล้ว และในรูปที่ 5.2(ง) จะเป็นผลของเหล็กเดือยในรอยต่อ โดยเหล็กเดือยสามารถเพิ่มกำลังรับแรงได้ที่ความกว้างรอยร้าวที่เท่ากัน

เมื่อพิจารณาความเสียหายของแต่ละตัวอย่างทดสอบจะพบว่า ในทุกตัวอย่างทดสอบจะมีความเสียหายในลักษณะเดียวกัน คือจะเริ่มแตกร้าวจากด้านล่างและขยายขึ้นตามแนวรอยต่อดังในรูปที่ 5.3 แต่จะสังเกตได้จากการทดสอบว่า ตัวอย่างทดสอบ F100-K1-P0-ND เกิดการวิบัติแบบทันทีทันใด นอกจากนี้แล้วตัวอย่างทดสอบ F100-K1-P5-DB10 เกิดรอยแตกร้าวตามแนวของเหล็กเดือยด้วย

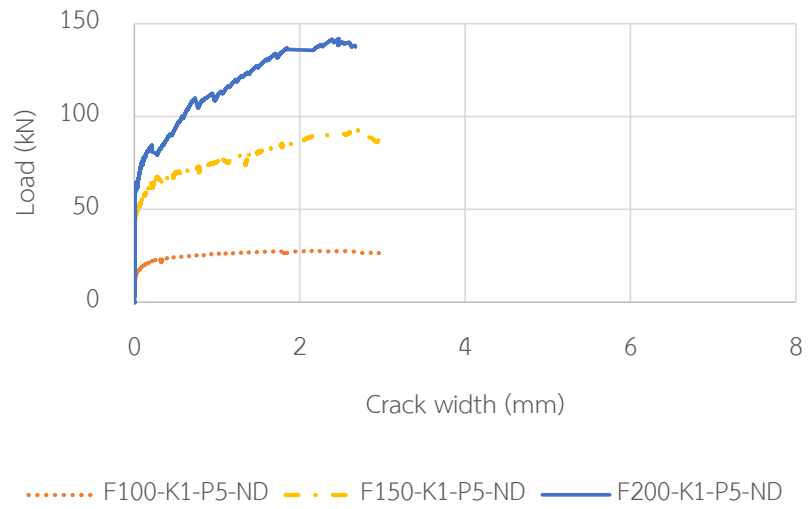


(ก) ตัวอย่างการทดสอบ F100-K1-P0-ND

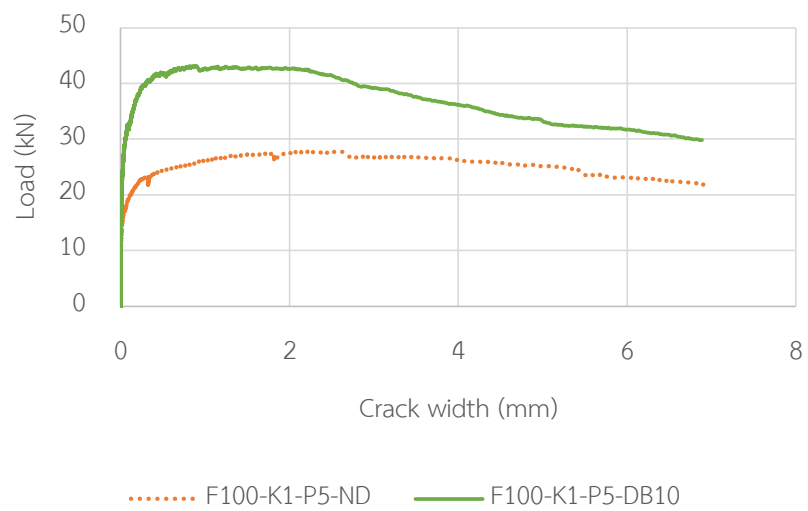


— F100-K1-P0-ND F100-K1-P5-ND — F100-K1-P10-ND

(ข) ผลของระดับการอัดแรง

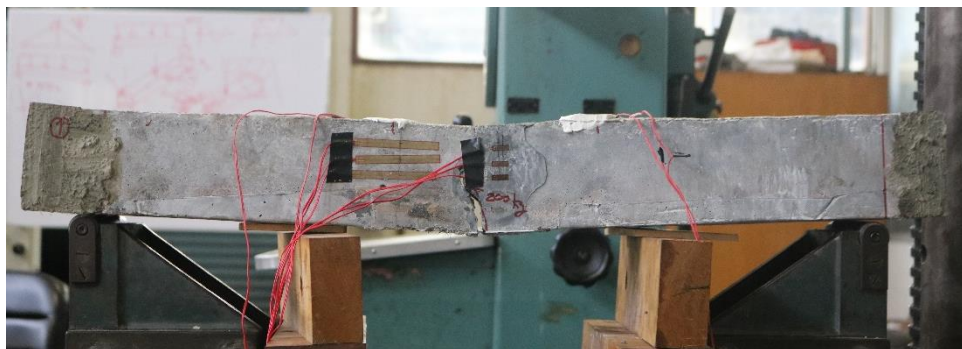


(ค) ผลของความลึกรอยต่อ

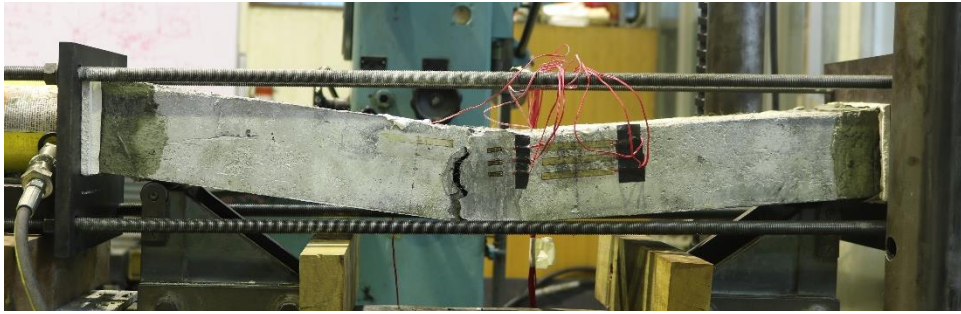


(ง) ผลของเหล็กเดือย

รูปที่ 5.2 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักระทำและความกว้างรอยร้าว



(ก) F100-K1-P0-ND



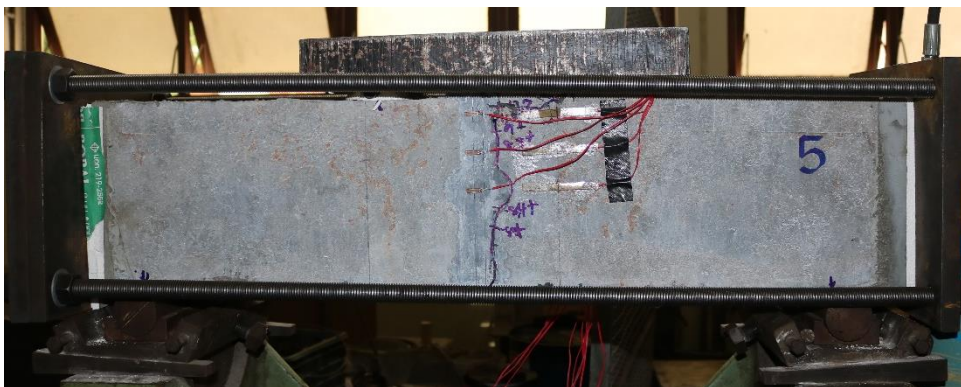
(๗) F100-K1-P5-ND



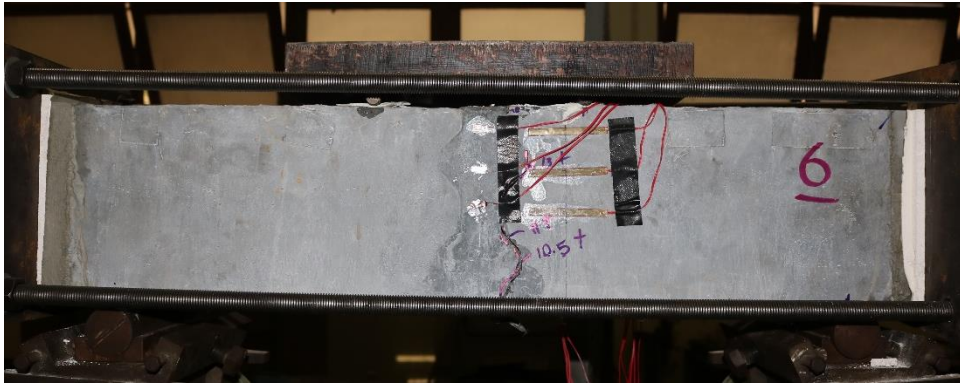
(๘) F100-K1-P10-ND



(๙) F150-K1-P5-ND



(๑๐) F200-K1-P5-ND



(จ) F200-K2-P5-ND



(ข) F100-K1-P5-DB10

รูปที่ 5.3 ผลการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงดัด

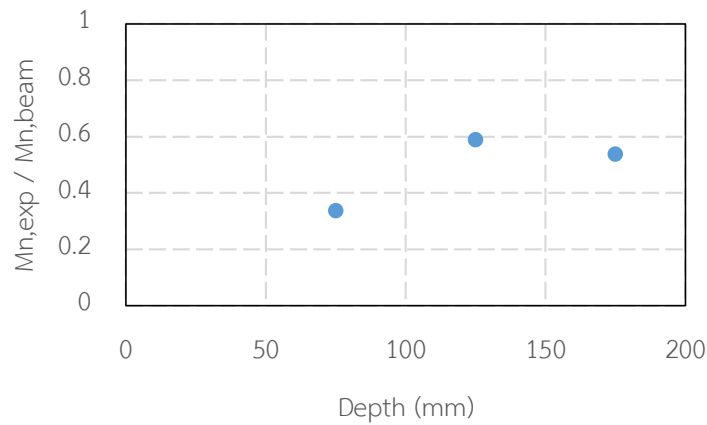
5.2 วิเคราะห์ผลการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงดัด

เมื่อพิจารณาผลของความลึกของรอยต่อ (รูปที่ 5.4) โดยพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของกำลังรับแรงดัดของรอยต่อที่ได้จากการทดสอบต่อกำลังรับแรงดัดของชิ้นส่วนที่ได้จากการคำนวณหน้าตัด ($M_{n,exp} / M_{n,beam}$) และความลึกประสิทธิภาพ (d) จะพบว่าการเพิ่มขึ้นของความลึกมีผลต่อการเพิ่มขึ้นของค่า $M_{n,exp} / M_{n,beam}$ โดย $M_{n,beam}$ คำนวณจากสมการ (5.1) ซึ่งเป็นการกระจายของหน่วยแรงของหน้าตัดด้านทานโมเมนต์ดัดตามมาตรฐานสวิสเซอร์แลนด์ [11] ดังในรูปที่ 5.5

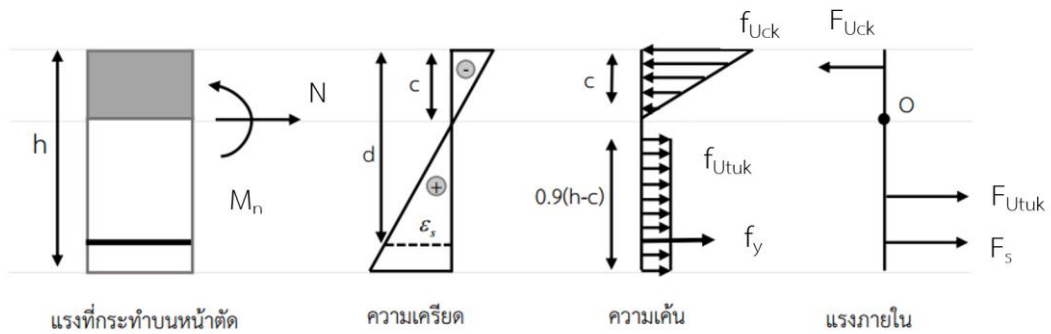
$$M_{n,beam} = 0.9(h-c) \times f_{Utd} \times b \times \left(h - 0.9 \frac{h-c}{2} - \frac{c}{3} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{c}{3} \right) \quad (5.1)$$

เมื่อ	f_{Uck}	คือ ค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก (MPa)
	f_{Utuk}	คือ ค่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก (MPa)
	f_y	คือ หน่วยแรงดึงครากของเหล็กเสริม (MPa)
	A_s	คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็ก (mm^2)
	h	คือ ความลึก (m)

- c คือ ระยะหุ้มเหล็ก (m)
- b คือ ความกว้างของชิ้นส่วน (m)
- d คือ ความลึกประสิทธิภาพ (m)



รูปที่ 5.4 อิทธิพลของความลึกของรอยต่อภายใต้การรับแรงดัด

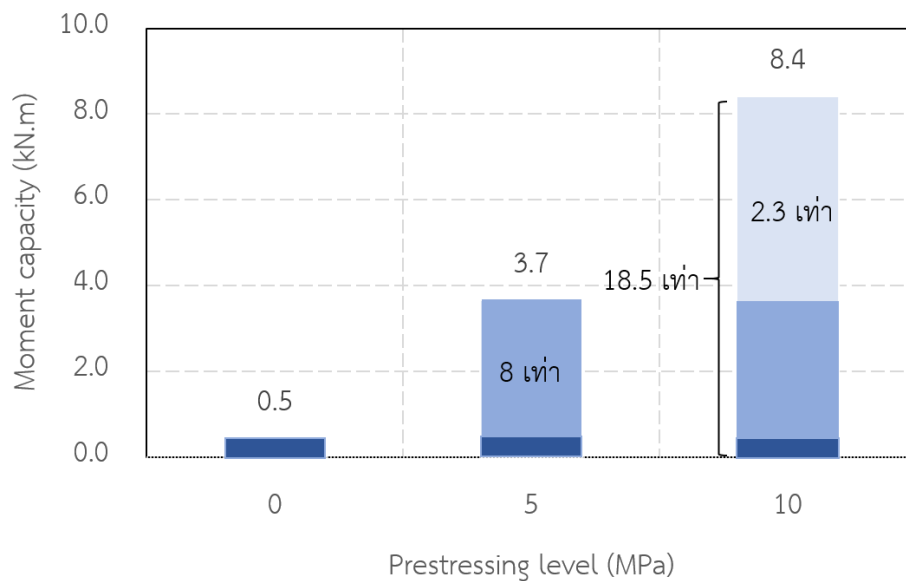


รูปที่ 5.5 ความต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก

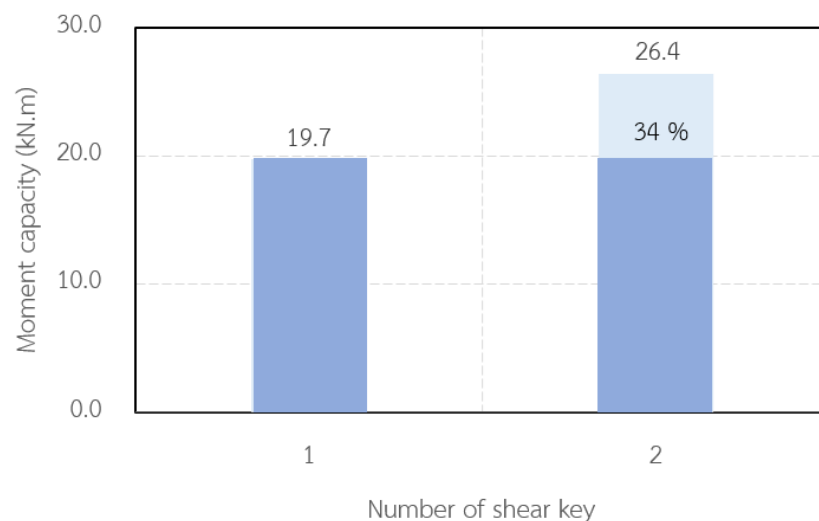
เมื่อพิจารณาผลจากการอัดแรงดังรูปที่ 5.6 พบว่าความสามารถในการรับแรงดัดของชิ้นส่วนที่อัดแรง 5 MPa มีความสามารถในการรับแรงดัดเพิ่มขึ้นจากตัวอย่างการทดสอบที่ไม่ได้มีการอัดแรง 8 เท่า และเมื่อพิจารณาถึงระดับการอัดแรงที่เพิ่มขึ้นจะพบว่า เมื่อเพิ่มการอัดแรงจากเดิม 2 เท่า คือ จาก 5 MPa เป็น 10 MPa สามารถเพิ่มความสามารถในการรับแรงดัดเป็น 2.3 เท่า และมากกว่าตัวอย่างการทดสอบที่ไม่ได้อัดแรง 18.5 เท่า เนื่องจากการอัดแรงช่วยลดแรงดึงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดซึ่งเกิดจากแรงดัด

เมื่อพิจารณาผลของการเพิ่มสลักรับแรงเฉือนของรอยต่อดังรูปที่ 5.7 พบว่าเมื่อจำนวนสลักรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นเป็น 2 เท่า กำลังการรับแรงของรอยต่อเพิ่มขึ้นร้อยละ 34 ซึ่งเป็นอิทธิพลจากสลักรับแรงเฉือนแบบกลุ่มซึ่งจะลดความสามารถในการรับแรงต่อชิ้นลง แต่ทั้งนี้ความสามารถในการรับแรงยังคงมากกว่าสลักรับแรงเฉือนแบบเดี่ยว

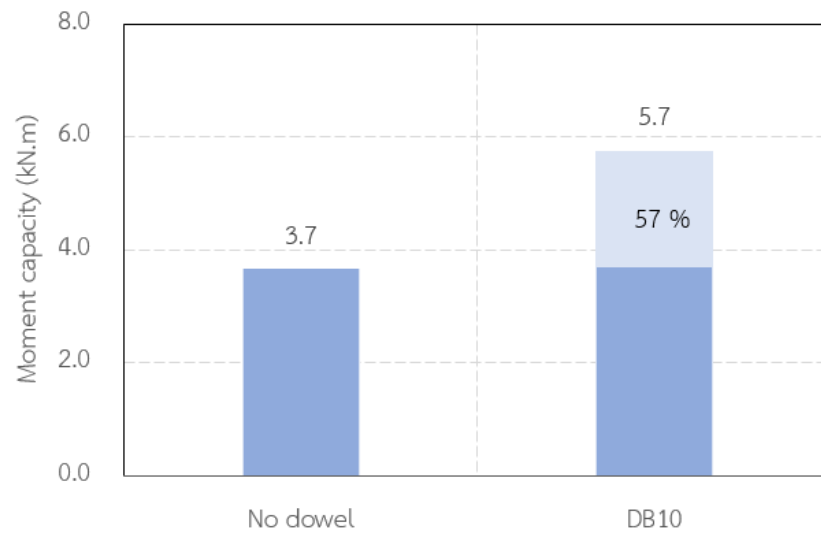
เมื่อพิจารณาอิทธิพลจากเหล็กเดือยในรอยต่อในรูปที่ 5.8 พบว่าเหล็กเดือยสามารถเพิ่มกำลังรับแรงดัดได้เพิ่มขึ้นจากชิ้นส่วนทดสอบรอยต่อที่ไม่มีเหล็กเดือยร้อยละ 37



รูปที่ 5.6 อิทธิพลของระดับการอัดแรงภายใต้การรับแรงดัด



รูปที่ 5.7 อิทธิพลของจำนวนสลักรับแรงเฉือนภายใต้การรับแรงดัด



รูปที่ 5.8 อิทธิพลของเหล็กเดือยภายใต้การรับแรงดัด



บทที่ 6

พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก

6.1 ผลการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงเฉือน

ตารางที่ 6.1 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงอัด แรงดึง และโมดูลัสยืดหยุ่นของชิ้นส่วนและรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากสำเร็จรูป ที่ใช้ในการทดสอบการรับแรงเฉือน

ตารางที่ 6.1 คุณสมบัติเชิงกลของ UHPFRC ในชิ้นตัวอย่างภายใต้แรงเฉือน

ตัวอย่างทดสอบ	ชิ้นส่วนสำเร็จรูป			รอยต่อ		
	กำลังรับแรงอัด (MPa)	กำลังรับแรงดึง (MPa)	โมดูลัสยืดหยุ่น (MPa)	กำลังรับแรงอัด (MPa)	กำลังรับแรงดึง (MPa)	โมดูลัสยืดหยุ่น (MPa)
S100-K1-P0-ND	122	7.3	43.0	114	7.7	44.5
S100-K1-P5-ND	115	8.8	48.1	114	7.7	44.5
S100-K1-P10-ND	116	6.8	49.8	114	7.7	44.5
S150-K1-P5-ND	121	8.7	54.5	114	7.7	44.5
S200-K1-P5-ND	112	6.3	48.4	114	7.7	44.5
S200-K2-P5-ND	118	7.3	53.9	114	7.7	44.5
S100-K1-P5-DB10	97	7.1	43.0	78	5.6	43.9
S100-K1-P5-DB12	91	5.6	42.4	78	5.6	43.9

6.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อ

จากการทดสอบ 8 กรณีตัวอย่าง สามารถสรุปผลการทดสอบได้ดังแสดงในตารางที่ 6.2 โดยจากตารางพบว่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อเพิ่มขึ้นเมื่อระดับการอัดแรงและจำนวนสลักรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น และเมื่อพิจารณาหน่วยแรงเฉือนซึ่งคำนวณจากสมการ (6.1) จะพบว่าการเพิ่มขึ้นของความลึกมีผลต่อการเพิ่มขึ้นของกำลังของหน่วยแรงเฉือน (v) ของรอยต่อเพียงเล็กน้อยเท่านั้น

$$v = V/A_{cv} \quad (6.1)$$

โดย v คือ หน่วยแรงเฉือน (MPa)

V คือ กำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อ (นิวตัน)

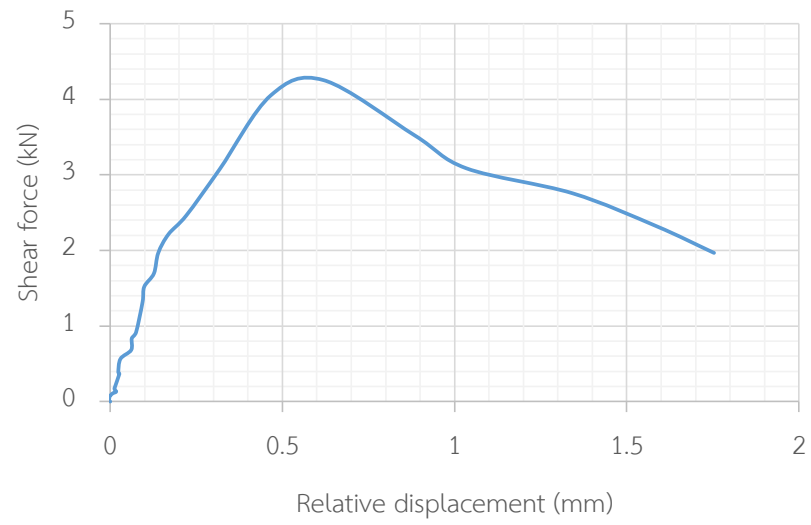
A_{cv} คือ พื้นที่ผิวสัมผัสตามแนวรอยต่อของสลักรับแรงเฉือน (มิลลิเมตร)

ตารางที่ 6.2 กำลังของรอยต่อภายใต้การทดสอบรับแรงเฉือน

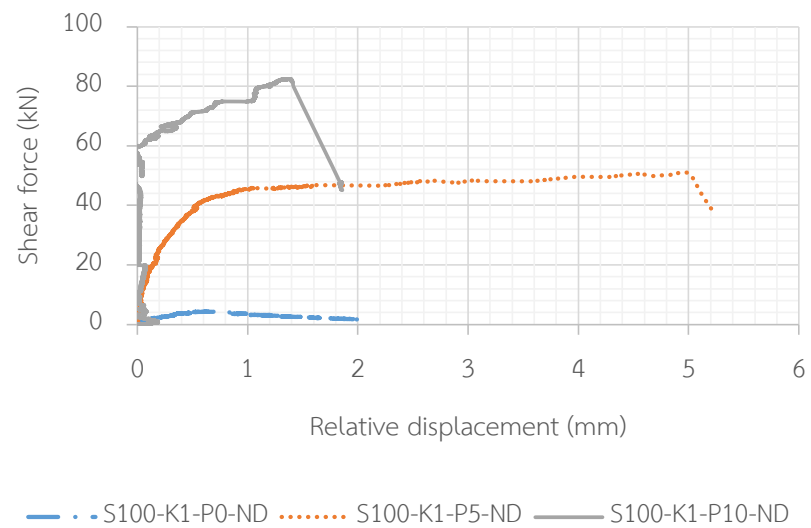
ตัวอย่างทดสอบ	กำลังรับแรงเฉือน (kN)	กำลังรับหน่วยแรงเฉือน (MPa)
S100-K1-P0-ND	4.3	0.2
S100-K1-P5-ND	51.0	2.9
S100-K1-P10-ND	82.5	4.7
S150-K1-P5-ND	98.3	3.9
S200-K1-P5-ND	116.4	3.6
S200-K2-P5-ND	136.9	3.9
S100-K1-P5-DB10	34.6	2.0
S100-K1-P5-DB12	53.6	3.1

6.1.2 พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของรอยต่อ

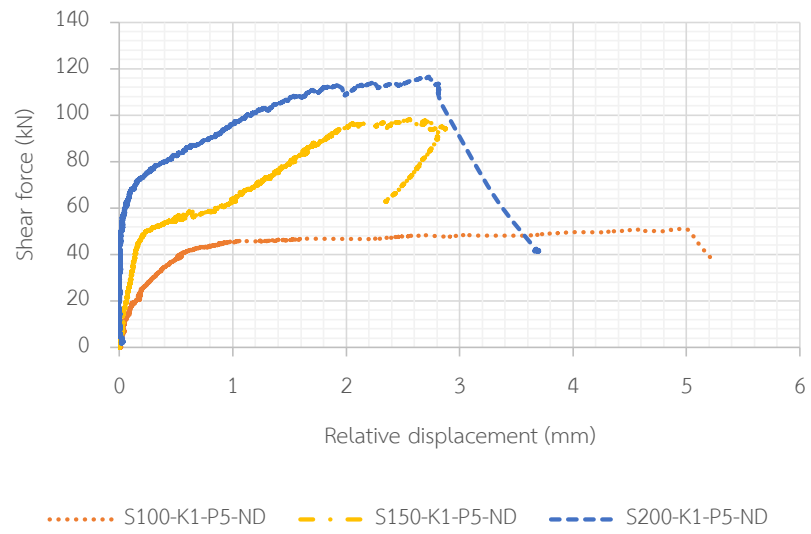
รูปที่ 6.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนของรอยต่อและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ ซึ่งการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์คำนวณจากผลต่างของการเคลื่อนตัวในแนวตั้งระหว่างรอยต่อและชิ้นส่วนสำเร็จรูป ในรอยต่อในด้านที่เกิดความเสียหาย โดยจากความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนของรอยต่อและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของชิ้นตัวอย่างการทดสอบรอยต่อที่ไม่มีการอัดแรงจะมีการเคลื่อนตัวเล็กน้อยจนถึงกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อสูงสุดจากนั้นแรงกระทำจะลดลงในขณะที่การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 6.1(ก) แต่เมื่อพิจารณาผลของการอัดแรงพบว่า การอัดแรงจะช่วยเพิ่มค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์และกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อดังในรูปที่ 6.1(ข)-6.1(ง) และเมื่อความลึกของรอยต่อเพิ่มขึ้น กำลังรับแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้นเมื่อพิจารณาที่การเคลื่อนที่สัมพัทธ์เท่ากันดังในรูปที่ 6.1(ค) และเมื่อเพิ่มสลักรับแรงเฉือนกำลังการรับแรงเฉือนของรอยต่อจะสูงขึ้นเล็กน้อย อีกทั้งในตัวอย่าง S200-K2-P5-ND การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่กำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อสูงสุดจะมากกว่าในตัวอย่าง S200-K1-P5-ND ดังในรูปที่ 6.1(ง) และสุดท้ายเมื่อพิจารณาถึงผลของเหล็กเดือยจะสังเกตได้ว่าพฤติกรรมการเคลื่อนตัวหลังจากกำลังสูงสุดนั้นจะแตกต่างจากในชิ้นตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเดือยคือ ในตัวอย่างที่มีเหล็กเดือยจะสามารถคงแรงเฉือนหลังจากกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดได้ในขณะที่การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เพิ่มขึ้นอย่างมากโดยจะเห็นได้จากรูปที่ 6.1(จ)



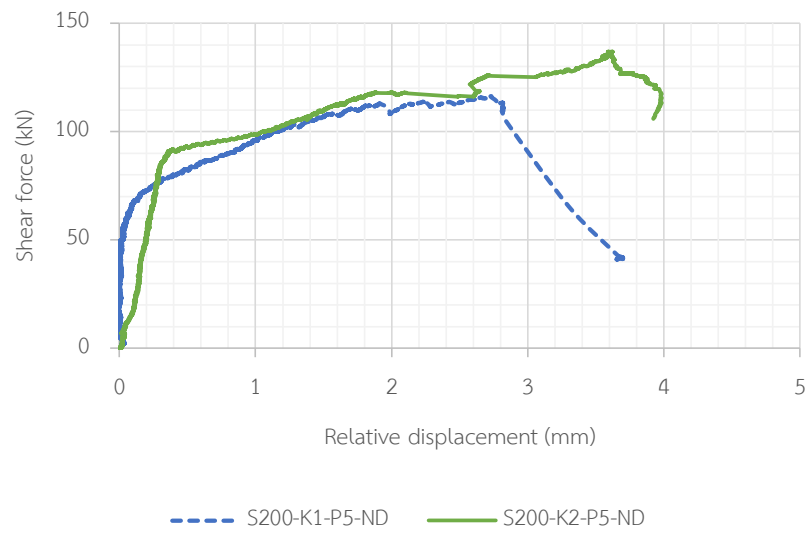
(ก) ตัวอย่างการทดสอบ F100-K1-P0-ND



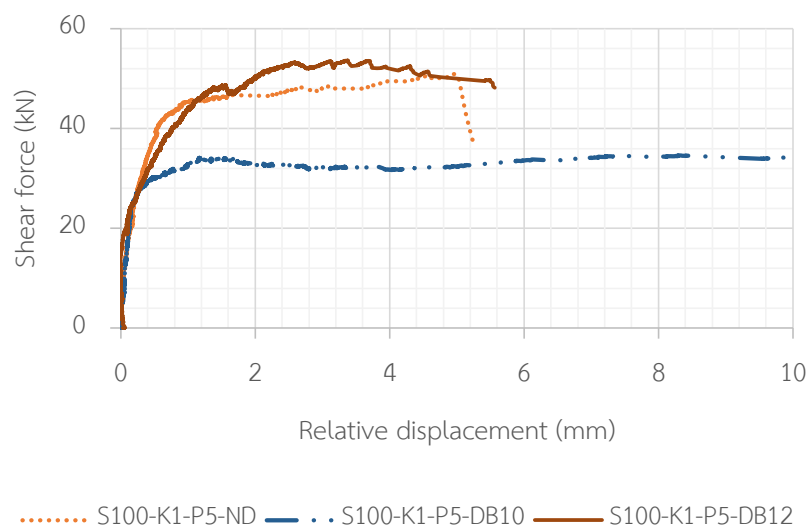
(ข) ผลของระดับการอัดแรง



(ค) ผลของความลึกรอยต่อ



(ง) ผลของจำนวนสลักรับแรงเฉือน

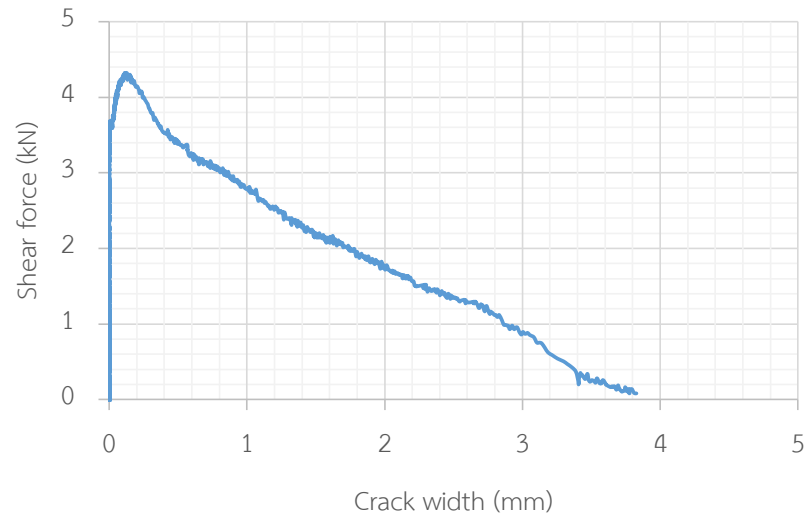


(จ) ผลของเหล็กเดือย

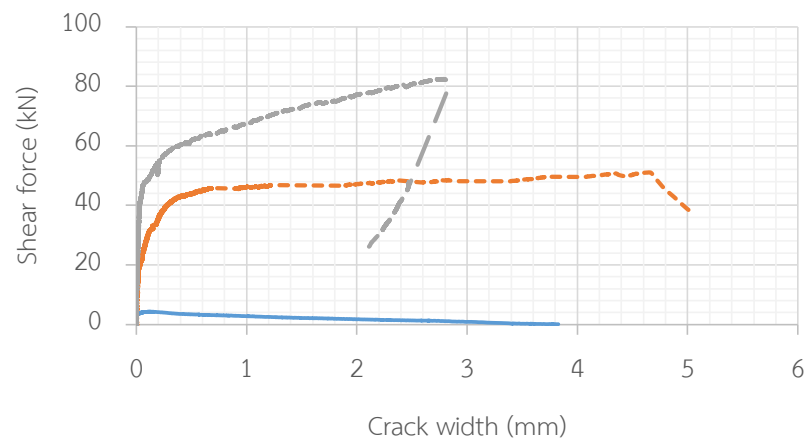
รูปที่ 6.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์

นอกจากความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่กล่าวมาในข้างต้นแล้ว นั้น ยังมีความสัมพันธ์ของแรงเฉือนและความกว้างรอยร้าวที่เป็นสิ่งที่น่าสนใจในการศึกษาอีกด้วย โดยใน ชิ้นตัวอย่างที่ไม่มีการอัดแรงในหน้าตัดนั้นจะพบว่า ชิ้นตัวอย่างจะวิบัติฉับพลันที่ความกว้างรอยแตก น้อย ดังในรูปที่ 6.2(ก) แต่เมื่อมีการอัดแรงในหน้าตัดจะพบว่าทุกตัวอย่างทดสอบจะมีกำลังรับแรง เฉือนเพิ่มขึ้น และยังสามารถคงกำลังอยู่ได้แม้ความกว้างรอยแตกมากขึ้นจนกว่าชิ้นส่วนจะวิบัติดังใน รูปที่ 6.2(ข)-รูปที่ 6.2 (ง) นอกจากนี้จะเห็นว่า การเพิ่มขึ้นของความลึกมีผลทำให้กำลังรับแรงเฉือน ของรอยต่อเพิ่มขึ้น เมื่อขนาดของรอยแตกกว้างเพิ่มขึ้นเท่ากันดังรูปที่ 6.2 (ค) อีกทั้งพบว่าการเพิ่มสลัก รับแรงเฉือนช่วยให้กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดเพิ่มขึ้นและเพิ่มความกว้างของรอยแตกกว้างที่ กำลังรับ แรงเฉือนสูงสุด นอกจากนี้พบว่าการลดลงของแรงเฉือนภายหลังจากถึงกำลังสูงสุดเมื่อเพิ่มสลักรับแรง เฉือนจะมีอัตราการลดลงที่น้อยกว่าการลดลงของรอยต่อที่มีสลักรับแรงเฉือนน้อยกว่าดังรูปที่ 6.2(ง) และเมื่อพิจารณาผลของเหล็กเดือยพบว่าการลดลงของแรงเฉือนหลังกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดจะมี อัตราการลดลงที่น้อยกว่าตัวอย่างการทดสอบที่ไม่มีเหล็กเดือย

ความวิบัติของทุกชิ้นตัวอย่างการทดสอบเป็นไปดังรูปที่ 6.3 จะเห็นว่าในตัวอย่างที่ไม่มีการ อัดแรงนั้นความเสียหายจะเกิดขึ้นในทันทีทันใดโดยไม่มีการยัดตั้งไว้ดังรูปที่ 6.3(ก) อีกทั้งจะเห็นได้ว่า ในทุกรอยต่อมีลักษณะการแตกร้าวในลักษณะเดียวกันคือ แตกร้าวตามแนวรอยต่อจนถึงจุดหนึ่งรอย แตกร้าวจะเข้าหาแรงเฉือนที่เกิดและเสียหายในที่สุดดังรูปที่ 6.3(ก) ถึง รูปที่ 6.3(ข)

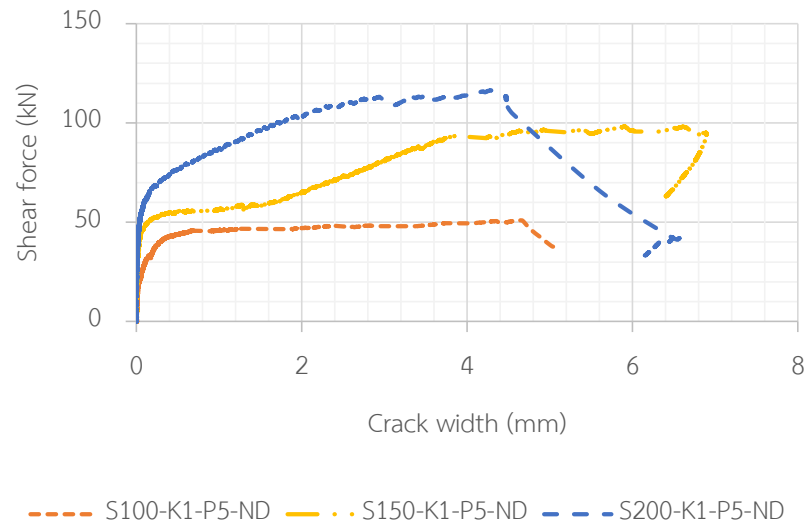


(ก) ตัวอย่างการทดสอบ F100-K1-P0-ND

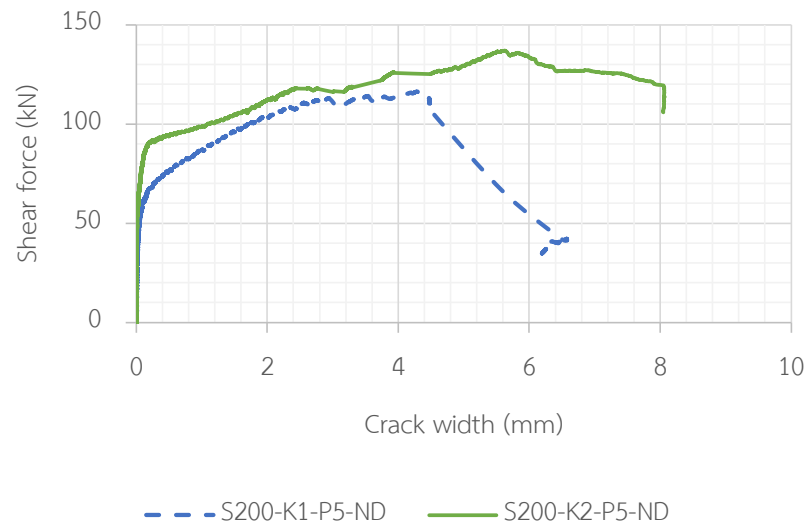


— S100-K1-P0-ND - - - S100-K1-P5-ND - - - S100-K1-P10-ND

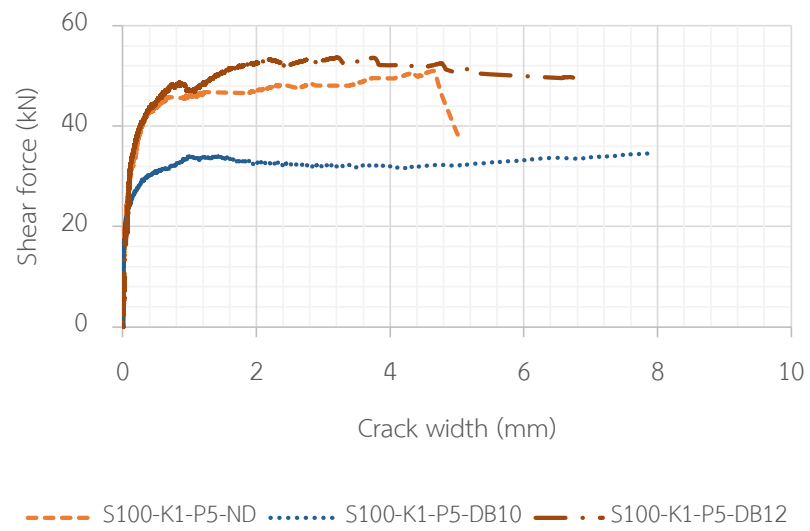
(ข) ผลของระดับการอัดแรง



(ค) ผลของความลึก



(ง) ผลของจำนวนสลักรับแรงเฉือน



(จ) ผลของเหล็กเดือย

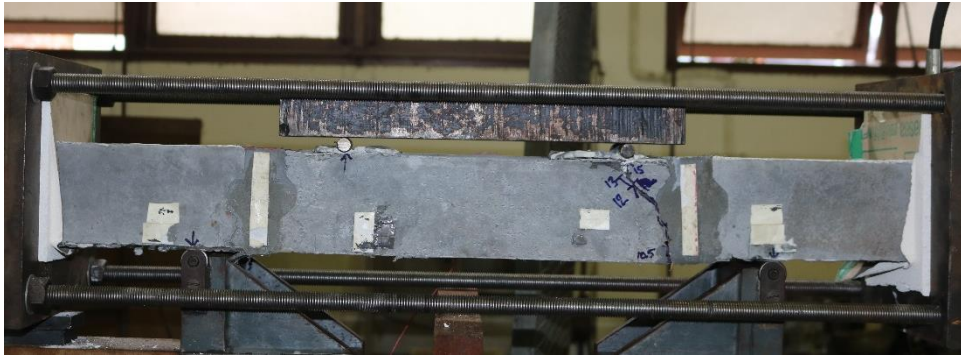
รูปที่ 6.2 ความสัมพันธ์น้ำหนักบรรทุกและความกว้างของรอยร้าว



(ก) S100-K1-P0-ND



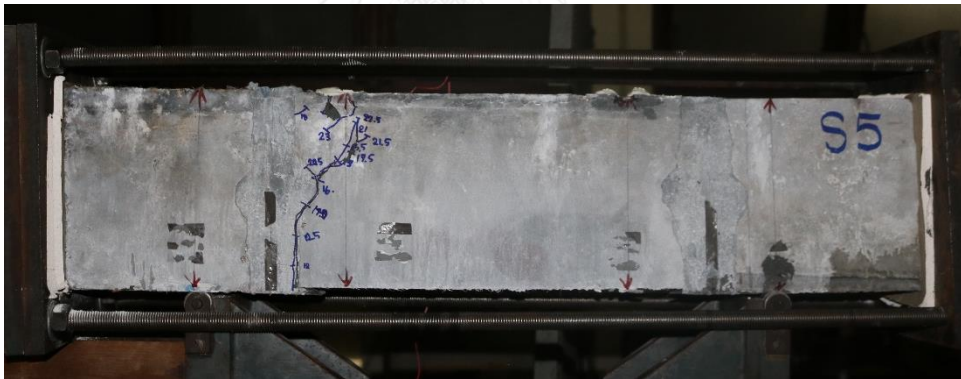
(ข) S100-K1-P5-ND



(라) S100-K1-P10-ND



(리) S150-K1-P5-ND



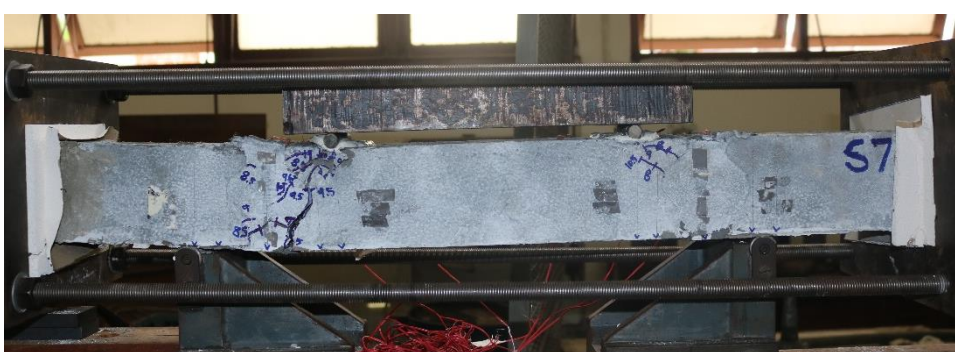
(마) S200-K1-P5-ND



(바) S200-K2-P5-ND



(ซ) S100-K1-P5-DB10



(ช) S100-K1-P5-DB12

รูปที่ 6.3 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบรอยต่อภายใต้แรงเฉือน

6.2 วิเคราะห์ผลการทดสอบรอยต่อภายใต้แรงเฉือน

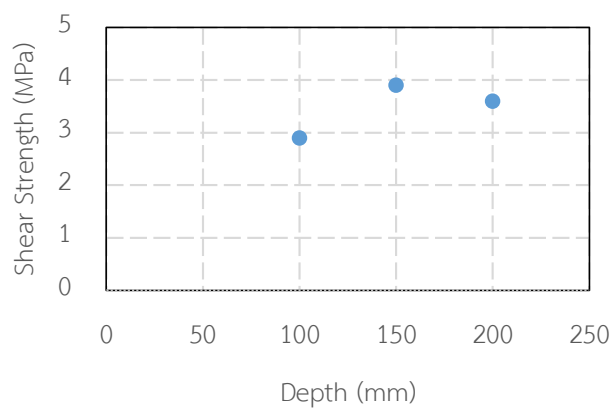
เมื่อพิจารณาผลของความลึกของรอยต่อจะเห็นได้จากรูปที่ 6.4 โดยเมื่อพิจารณากำลังของหน่วยแรงเฉือนนั้นจะพบว่าการเพิ่มขึ้นของความลึกจะมีผลกระทบต่อความสามารถในการรับหน่วยแรงเฉือนของรอยต่อเพิ่มขึ้นในอัตราการเพิ่มขึ้นต่ำเมื่อเทียบกับความลึกที่เปลี่ยนไป

เมื่อพิจารณาถึงผลจากการอัดแรง รูปที่ 6.5 จะเห็นว่าการอัดแรงมีอิทธิพลต่อค่าหน่วยแรงเฉือนเป็นอย่างมาก ขึ้นตัวอย่างที่อัดแรง 5 MPa มีค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดเพิ่มขึ้นจากตัวอย่างการทดสอบที่ไม่ได้มีการอัดแรง 14.5 เท้า และเมื่อพิจารณาถึงระดับการอัดแรงที่เพิ่มขึ้นนั้นพบว่า เมื่อเพิ่มการอัดแรงเพิ่มขึ้นจากเดิม 2 เท้า จาก 5 MPa เป็น 10 MPa ทำให้ค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้น 1.6 เท้า และเพิ่มขึ้นจากตัวอย่างการทดสอบที่ไม่ได้อัดแรง 23.5 เท้า

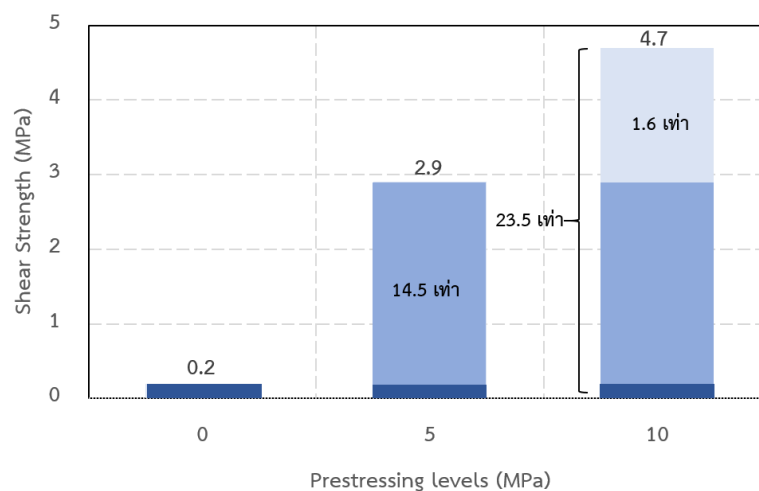
เมื่อพิจารณาผลของการเพิ่มสลักรับแรงเฉือนของรอยต่อภายใต้หน่วยแรงเฉือนรูปที่ 6.6 พบว่าเมื่อจำนวนสลักรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นเป็น 2 เท้า กำลังการรับหน่วยแรงเฉือนของรอยต่อเพิ่มขึ้น 8.3 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งเป็นอิทธิพลจากสลักรับหน่วยแรงเฉือนแบบกลุ่มซึ่งจะลดความสามารถในการรับ

แรงต่อสลักรับหน่วยแรงเฉือนลง แต่ทั้งนี้ความสามารถในการรับหน่วยแรงเฉือนก็ยังคงมากกว่าสลักรับแรงเฉือนแบบเดียว

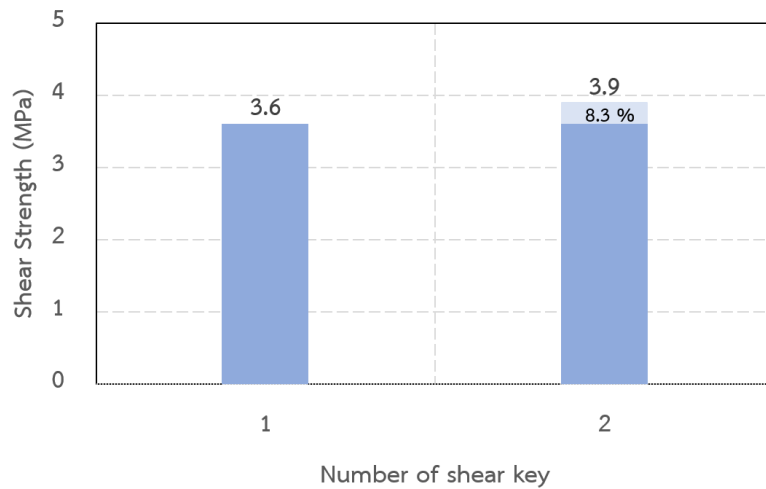
เมื่อพิจารณาอิทธิพลจากเหล็กเดือยในรอยต่อต่อหน่วยแรงเฉือนรูปที่ 6.7 โดยเมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างค่าหน่วยแรงที่ลดลงจากความแตกต่างของกำลังการรับแรงอัดของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากที่แตกต่างกัน และค่าอัตราส่วนหน้าตัดของเหล็กเดือยรับแรงเฉือน (A_{sv}/A_{cv}) โดยที่ A_{sv} คือ หน้าตัดของเหล็กเดือยรับแรงเฉือน และ A_{cv} คือ พื้นที่ผิวสัมผัสตามแนวรอยต่อของสลักรับแรงเฉือน พบว่าค่าอัตราส่วนหน้าตัดของเหล็กเดือยรับแรงเฉือนที่น้อยเกินไป จะไม่สามารถเพิ่มความสามารถในการรับหน่วยแรงเฉือนได้ เนื่องจากผลของแรงอัดที่เกิดจากการอัดแรงจะมากกว่าผลของแรงอัดที่เกิดจากการยึดรั้งของเหล็กเดือยค่อนข้างมาก ดังนั้นจึงทำให้ไม่เห็นผลของการยึดรั้งของเหล็กเดือยได้ แต่เมื่อเพิ่มอัตราส่วนหน้าตัดของเหล็กเดือยรับแรงเฉือนจะเห็นว่าความสามารถในการรับหน่วยแรงเฉือนของรอยต่อเพิ่มขึ้น 35 เปอร์เซ็นต์



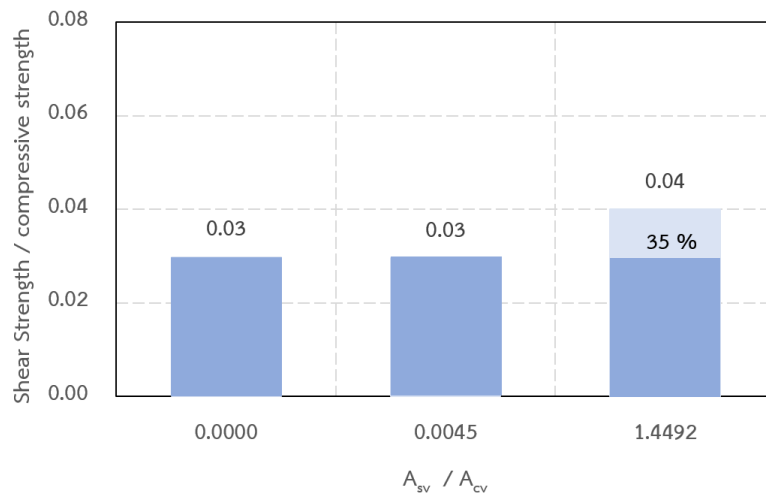
รูปที่ 6.4 อิทธิพลของความลึกของรอยต่อภายใต้การรับแรงเฉือน



รูปที่ 6.5 อิทธิพลของระดับการอัดแรงภายใต้การรับแรงเฉือน



รูปที่ 6.6 อิทธิพลของจำนวนสลักรับแรงเฉือนภายใต้การรับแรงเฉือน



รูปที่ 6.7 อิทธิพลของเหล็กเดือยภายใต้การรับแรงเฉือน

6.3 แบบจำลองเพื่ออธิบายพฤติกรรมการรับแรงเฉือน

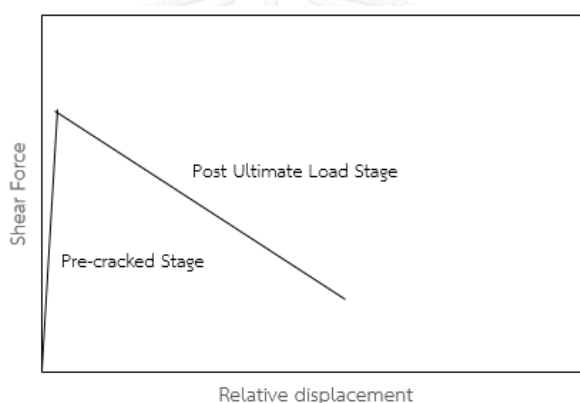
จากพฤติกรรมการรับแรงเฉือนในหัวข้อ 6.1.2 พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับค่าการเคลื่อนที่สัมพันธ์ และความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับความกว้างรอยแตกของชิ้นตัวอย่าง มีลักษณะที่คล้ายคลึงกันโดยสามารถเขียนในลักษณะเชิงเส้น (linearization) เพื่อแสดงพฤติกรรมได้ดังในรูปที่ 6.8 และในรูปที่ 6.9 ตามลำดับ

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนของรอยต่อและการเคลื่อนที่สัมพันธ์สามารถอธิบายในเชิงเส้นตรงได้ดังแสดงในรูปที่ 6.8 โดยพฤติกรรมการเคลื่อนที่สัมพันธ์สำหรับกรณีที่ไม่มีการอัดแรงสามารถใช้เส้นตรง 2 เส้นเพื่อจำลองถึงสถานะทั้ง 2 สถานะได้ คือ สถานะก่อนการแตกร้าว (Pre-cracked Stage) และสถานะหลังกำลังรับแรงเฉือนประลัย (Post Ultimate Load Stage) โดยสถานะก่อนการแตกร้าว (Pre-cracked Stage) จะเป็นสถานะที่อัตราการเพิ่มขึ้นของแรงเฉือนของ

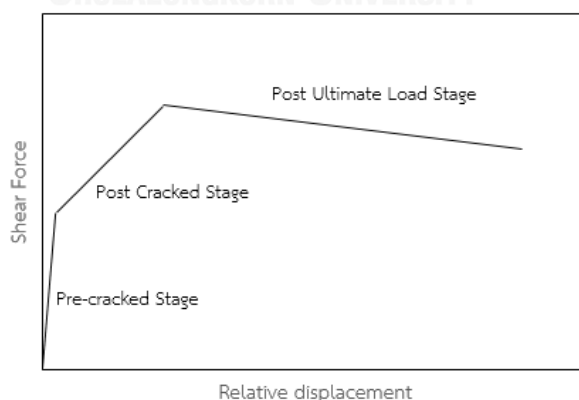
รอยต่อมากในขณะที่เกิดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพียงเล็กน้อย โดยในสถานะนี้จะสิ้นสุดที่กำลังรับแรงเฉือนสูงสุด โดยจะเข้าสู่สถานะที่ 2 คือ สถานะหลังกำลังรับแรงเฉือนประลัย (Post Ultimate Load Stage) โดยในสถานะนี้แรงเฉือนจะลดลงในขณะที่การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของรอยต่อและชิ้นส่วนสำเร็จรูปเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องดังในรูปที่ 6.8(ก) แต่เมื่อพิจารณากรณีตัวอย่างการทดสอบภายใต้การอัดแรงนั้นจะสามารถเขียนในเชิงของเส้นตรงโดยใช้เส้นตรง 3 เส้น ในรูปที่ 6.8(ข) เพื่อแสดงถึงการจำลองสถานะ 3 สถานะคือ สถานะก่อนการแตกร้าว (Pre-cracked Stage) สถานะหลังการแตกร้าว (Post Cracked Stage) และสถานะหลังกำลังรับแรงเฉือนประลัย (Post Ultimate Load Stage) โดยในสถานะแรกคือ สถานะก่อนการแตกร้าว จะเป็นสถานะที่อัตราการเพิ่มขึ้นของแรงเฉือนของรอยต่อมากในขณะที่เกิดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพียงเล็กน้อย จนเมื่อถึงจุดหนึ่งเมื่อการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากเพียงพอทำให้ผลของแรงยึดเหนี่ยวและการขัดกันของมวลรวมหรือพื้นผิวในหน้าตัดรับแรงเฉือนลดลง โดยหลังจากสถานะนี้จึงเข้าสู่สถานะหลังการแตกร้าว ซึ่งจะพบว่าในสถานะนี้อัตราการเพิ่มขึ้นของแรงเฉือนจะลดลงจากสถานะก่อนการแตกร้าว โดยการเพิ่มขึ้นของแรงเฉือนในสถานะนี้เป็นผลมาจากแรงเฉือนเสียดทานที่เกิดขึ้นในหน้าตัดรับแรงเฉือนซึ่งเป็นผลจากการอัดแรงและการยึดรั้งของเหล็กเดือยซึ่งในเชิงสมมูลสามารถเขียนแรงดึงในเหล็กเดือยมาเป็นแรงอัดในหน้าตัดได้ ทั้งนี้การเพิ่มขึ้นของแรงเฉือนในสถานะนี้จะเพิ่มจนถึงกำลังรับแรงเฉือนสูงสุด จากนั้นจึงเข้าสู่สถานะหลังกำลังรับแรงเฉือนประลัยซึ่งจะเป็นการลดลงของแรงเฉือน โดยอัตราการลดลงของแรงเฉือนนั้นขึ้นกับปัจจัยจากหลายส่วนดังที่กล่าวไปแล้วในหัวข้อ 6.1.2

ความสัมพันธ์ระหว่างขนาดของรอยแตกร้าวและกำลังรับแรงเฉือนสามารถอธิบายในเชิงเส้นตรงได้ดังแสดงในรูปที่ 6.9 โดยพฤติกรรมขนาดของความกว้างของรอยแตกร้าวระหว่างรอยต่อและชิ้นส่วนสำเร็จรูปในตัวอย่างการทดสอบที่ไม่มีการอัดแรงสามารถใช้เส้นตรง 2 เส้นเพื่อจำลองถึงสถานะทั้ง 2 สถานะได้ คือ สถานะก่อนการแตกร้าว และสถานะหลังกำลังรับแรงเฉือนประลัย โดยสถานะก่อนการแตกร้าวจะเป็นสถานะที่อัตราการเพิ่มขึ้นของแรงเฉือนมากในขณะที่ขนาดของความกว้างของรอยแตกร้าวระหว่างรอยต่อและชิ้นส่วนสำเร็จรูปมีขนาดเพียงเล็กน้อยโดยการเพิ่มขึ้นของแรงเฉือนของสถานะนี้อันเป็นการเพิ่มจากการยึดเหนี่ยวตลอดจนการขัดกันของมวลรวมระหว่างหน้าตัดรับแรงเฉือน ซึ่งการเพิ่มขึ้นของแรงเฉือนในสถานะนี้จะเพิ่มขึ้นถึงจุดที่กำลังการรับแรงเฉือนในหน้าตัดอันเนื่องมาจากแรงยึดเหนี่ยวระหว่างหน้าตัดรับแรงเฉือนสามารถรับได้ หรือเป็นจุดที่กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดเมื่อไม่มีแรงอัดในหน้าตัด โดยหลังจากจุดนี้จะเข้าสู่สถานะที่ 2 คือ สถานะหลังกำลังรับแรงเฉือนประลัย โดยในสถานะนี้แรงเฉือนจะลดลงในขณะที่ขนาดของความกว้างของรอยแตกร้าวระหว่างรอยต่อและชิ้นส่วนสำเร็จรูปเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องดังในรูปที่ 6.9(ก) แต่เมื่อพิจารณาในส่วนของการทดสอบภายใต้การอัดแรงนั้นจะสามารถเขียนในเชิงของเส้นตรงโดยใช้เส้นตรง 3 เส้นเพื่อแสดงถึงการจำลองสถานะ 3 สถานะคือ สถานะก่อนการแตกร้าว สถานะหลังการแตกร้าว

และสถานะหลังกำลังรับแรงเฉือนประลัย ดังแสดงในรูปที่ 6.9(ข) โดยเริ่มจากสถานะแรกคือ สถานะก่อนการแตกร้าว จะเป็นสถานะที่อัตราการเพิ่มขึ้นของแรงเฉือนมากในขณะที่ขนาดของความกว้างของรอยแตกร้าวระหว่างรอยต่อและชิ้นส่วนสำเร็จรูปมีขนาดเพียงเล็กน้อย จนเมื่อถึงจุดหนึ่งเมื่อขนาดของความกว้างของรอยแตกร้าวระหว่างรอยต่อและชิ้นส่วนสำเร็จรูปที่มากเพียงพอที่จะทำให้ผลของแรงยึดเหนี่ยวและการขัดกันของมวลรวมหรือพื้นผิวในหน้าตัดรับแรงเฉือนลดลง ซึ่งจะนำไปสู่สถานะที่ 2 คือ สถานะหลังการแตกร้าว ซึ่งเป็นสถานะที่อัตราการเพิ่มขึ้นของแรงเฉือนจะลดลงจากสถานะก่อนการแตกร้าว โดยเมื่อขนาดของรอยแตกร้าวเพิ่มมากขึ้นในสถานะนี้ผลของแรงยึดเหนี่ยวจึงลดลง แต่ทั้งนี้การเพิ่มขึ้นของแรงเฉือนในสถานะนี้เป็นผลมาจากแรงเฉือนเสียดทานที่เกิดขึ้นในหน้าตัดรับแรงเฉือนซึ่งเป็นผลจากการอัดแรงและการยึดรั้งของเหล็กเดือย ทั้งนี้การเพิ่มขึ้นของแรงเฉือนในสถานะนี้จะเพิ่มจนถึงกำลังรับแรงเฉือนสูงสุด และหลังจากนั้นจึงเข้าสู่สถานะหลังกำลังรับแรงเฉือนประลัยซึ่งจะเป็นการลดลงของแรงเฉือน

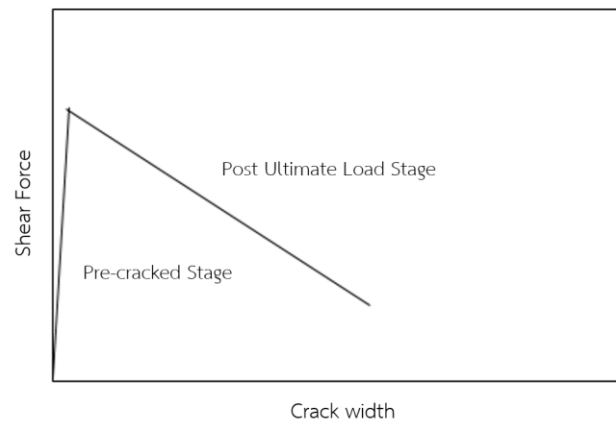


(ก) รอยต่อที่ไม่มีการอัดแรง

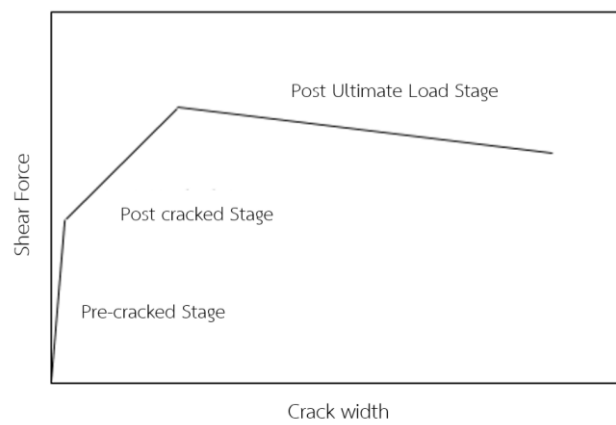


(ข) รอยต่อภายใต้การอัดแรง

รูปที่ 6.8 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในเชิงเส้น (linearization) ของรอยต่อภายใต้แรงเฉือน



(ก) รอยต่อที่ไม่มีการอัดแรง



(ข) รอยต่อภายใต้การอัดแรง

รูปที่ 6.9 พฤติกรรมของรอยแตกร้าวในเชิงเส้น (linearization) ของรอยต่อภายใต้แรงเฉือน

บทที่ 7

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

7.1 สรุปผลการวิจัย

จากผลการศึกษาความสามารถในการรับแรงของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากที่ต่อระหว่างคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก (UHPFRC) สำเร็จรูปภายใต้แรงดัดและแรงเฉือน สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. กำลังรับแรงของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากมีค่ามากที่สุดเมื่ออัตราส่วนความลึกต่อความกว้างของสลักรับแรงเฉือน มีค่าเท่ากับ 1:1 ทั้งนี้ต้องพิจารณาสัดส่วนที่ไม่ทำให้ความกว้างของพื้นที่รับแรงน้อยเกินไปหรือเกิดเป็นรอยต่อในมุมแหลม เนื่องจากจะทำให้ความเครียดในสภาวะพลาสติกที่บริเวณนั้นมีค่ามาก

2. กำลังรับแรงดัดของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยยะสำคัญเมื่อความลึกของรอยต่อมากขึ้น และค่าการอัดแรงสูงขึ้น การอัดแรงยังสามารถเปลี่ยนรูปแบบความเสียหายจากการวิบัติแบบฉับพลัน เป็นการวิบัติแบบเหนียว นอกจากนี้การอัดแรงและการเพิ่มความลึกของรอยต่อยังเพิ่มค่าคงตัวอีกด้วย แต่เมื่อพิจารณาถึงอิทธิพลของจำนวนสลักรับแรงเฉือนพบว่าเมื่อเพิ่มจำนวนสลักรับแรงเฉือน กำลังรับแรงของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากภายใต้แรงดัดเพิ่มขึ้นร้อยละ 34 แต่ไม่มีผลต่อความคงตัว นอกจากนี้การใส่เหล็กเดือยในรอยต่อสามารถเพิ่มกำลังการรับแรงได้ร้อยละ 57 และยังเพิ่มความคงตัวด้วย

3. การเพิ่มการอัดแรงและอิทธิพลของเหล็กเดือยมีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากได้มากกว่าการเพิ่มจำนวนสลักรับแรงเฉือนหรือการเพิ่มความลึกของรอยต่อ โดยเมื่อมีการอัดแรง 5 MPa สามารถเพิ่มกำลังการรับแรงเฉือนของรอยต่อจากตัวอย่างที่ไม่มีการอัดแรงในหน้าตัดได้ 14.5 เท่า เมื่อเพิ่มการอัดแรงจาก 5 MPa เป็น 10 MPa สามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนขึ้นร้อยละ 62 และการใส่เหล็กเดือยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มิลลิเมตร สามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนขึ้นร้อยละ 35

7.2 ข้อเสนอแนะ

1. รูปร่างของรอยต่อที่การศึกษาในงานวิจัยนี้มีเพียง 3 ลักษณะ คือ รอยต่อชนิดเรียบ รอยต่อชนิดสลักรับแรงเฉือนที่มีสัดส่วนแนวราบต่อแนวตั้งเท่ากับ 1:1 และรอยต่อชนิดสลักรับแรงเฉือนที่มีสัดส่วนแนวราบต่อแนวตั้งเท่ากับ 7:5 ซึ่งเป็นรอยต่อที่ใช้ออกแบบในประเทศไทย ดังนั้นจึงควรมีการศึกษารูปแบบรอยต่อชนิดอื่น ๆ เพิ่มเติม

2. เนื่องจากระดับการอัดแรงมีอิทธิพลต่อพฤติกรรมการรับแรงดัดและแรงเฉือนของรอยต่อคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมากอย่างมีนัยสำคัญ ดังนั้นจึงควรเพิ่มระดับการอัดแรงให้สูงขึ้น เพื่อให้สอดคล้องหรือใกล้เคียงกับระดับการอัดแรงที่เกิดขึ้นจริง



รายการอ้างอิง

- [1] Spasojevic, A. Structural implications of ultra-high performance fibre-reinforced concrete in bridge design. (2008).
- [2] Habel, K. Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) and reinforced concrete. (2004).
- [3] Aarup, B. CRC-a Special Fiber Reinforced High Performance Concrete. in International Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering, Northwestern, Evanston, Illinois, 2004.
- [4] Behloul, M. and Lee, K. Ductal® Seonyu footbridge. Structural Concrete 4(4) (2003): 195-201.
- [5] Musha, H., Ohkuma, H., and Kitamura, T. Innovative UFC structures in Japan. in Proceedings of International Symposium on Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete, Marseille, France, pp. 17-26, 2013.
- [6] Tanaka, Y., Musha, H., Tanaka, S., and Ishida, M. Durability performance of UFC sakata-mira footbridge under sea environment. in Proceedings Framcos, pp. 1648-1654, 2010.
- [7] Hwang, H. and Park, S.Y. A study on the flexural behavior of lap-spliced cast-in-place joints under static loading in ultra-high performance concrete bridge deck slabs. Canadian Journal of Civil Engineering 41(7) (2014): 615-623.
- [8] Wirojjanapirom, P., Matsumoto, K., Kono, K., Kitamura, T., and Niwa, J. Experimental study on shear behavior of PBL joint connections for UFC-PC hybrid girder. Journal of JSCE 2(1) (2014): 285-298.
- [9] Sayed-Ahmed, M., Sennah, K., and Lai, D. Development of Transverse Joints for Full-Depth Precast Normal-Strength Concrete Deck Panels Incorporating Ribbed-Surface GFRP bars and UHPFRC. Proceedings of the 9th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Calgary, AL110 (2014).
- [10] Japan Society of Civil Engineers. Recommendations for design and construction of ultra high strength fiber reinforced concrete structure (Draft). September 2006.

- [11] Swiss Federal Institute of Technology (MCS-EPFL). Recommendation: Ultra-High Performance Fiber Reinforced Cement-based composites (UHPFRC) Construction material, dimensioning and application. April 2016: Switzerland.
- [12] Association Française de Génie Civil. ULTRA HIGH PERFORMANCE FIBRE-REINFORCED Recommendation. June 2013.
- [13] Naaman, A.E. and Wille, K. The path to ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC): five decades of progress. in Proceedings of Hipermat 2012 3rd international symposium on UHPC and nanotechnology for high performance construction materials, Kassel, Germany, pp. 3-13, 2012.
- [14] Eide, I.M.B. Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC)–State of the art.
- [15] Jacobsen, S. TKT 4215-Concrete Technology 1. 2009, Department of Structural Engineering NTNU.
- [16] Richard, P. and Cheyrezy, M. Composition of reactive powder concretes. Cement and concrete research 25(7) (1995): 1501-1511.
- [17] Lee, C.-D., Kim, K.-B., and Choi, S. Application of ultra-high performance concrete to pedestrian cable-stayed bridges. J Eng Sci Technol 8(3) (2013): 296-305.
- [18] BETON-FIB, D. Structural concrete: textbook on behaviour, design and performance. Bulletin 1 (2009): 253-260.
- [19] Naaman, A. Toughness, ductility, surface energy and deflection-hardening FRC composites. in Proceedings of the JCI Workshop on Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composites (DFRCC)–Application and Evaluation, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, pp. 33-57, 2002.
- [20] Wille, K. and Naaman, A.E. Pullout Behavior of High-Strength Steel Fibers Embedded in Ultra-High-Performance Concrete. ACI Materials Journal 109(4) (2012).
- [21] Hassan, A., Jones, S., and Mahmud, G. Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behaviour of ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC). Construction and building materials 37 (2012): 874-882.

- [22] Maalej, M. and Li, V.C. Flexural/tensile-strength ratio in engineered cementitious composites. Journal of Materials in Civil Engineering 6(4) (1994): 513-528.
- [23] Wille, K., El-Tawil, S., and Naaman, A. Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading. Cement and Concrete Composites 48 (2014): 53-66.
- [24] Popovics, S. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. Cement and concrete research 3(5) (1973): 583-599.
- [25] Desayi, P., Iyengar, K.S.R., and Reddy, T.S. Equation for stress-strain curve of concrete confined in circular steel spiral. Matériaux et Construction 11(5) (1978): 339-345.
- [26] Carreira, D.J. and Chu, K.-H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. in Journal Proceedings, pp. 797-804, 1985.
- [27] Hsu, L.S. and Hsu, C.T. Stress-strain behavior of steel-fiber high-strength concrete under compression. Structural Journal 91(4) (1994): 448-457.
- [28] Mansur, M., Chin, M., and Wee, T. Stress-strain relationship of high-strength fiber concrete in compression. Journal of materials in civil engineering 11(1) (1999): 21-29.
- [29] Wee, T., Chin, M., and Mansur, M. Stress-strain relationship of high-strength concrete in compression. Journal of Materials in Civil Engineering 8(2) (1996): 70-76.
- [30] Naaman, A. and Reinhardt, H. Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response. Materials and structures 39(5) (2006): 547-555.
- [31] ACI Committee 363. Report on High-Strength Concrete (ACI 363R-92). 1992.
- [32] Ma, J., Orgass, M., Dehn, F., Schmidt, D., and Tue, N. Comparative investigations on ultra-high performance concrete with and without coarse aggregates. in Proceedings of international symposium on ultra high performance concrete, Germany, pp. 205-212, 2004.
- [33] Graybeal, B.A. Compressive Behavior of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete. ACI Materials Journal (2007).

- [34] Gregor, M. and Grierson, J. Reinforced concrete: Mechanics and design. 1992.
- [35] ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14): An ACI Standard: Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14), an ACI Report. 2015, American Concrete Institute.
- [36] AASHTO. Bridge design specifications. 1998, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- [37] Mattock, A.H. and Hawkins, N.M. Shear transfer in reinforced concrete—recent research. Pci Journal 17(2) (1972): 55-75.
- [38] Kahn, L.F. and Mitchell, A.D. Shear friction tests with high-strength concrete. Structural Journal 99(1) (2002): 98-103.
- [39] Liu, G.-R. and Quek, S.S. The finite element method: a practical course. Butterworth-Heinemann, 2013.
- [40] Mahmud, G.H., Yang, Z., and Hassan, A.M. Experimental and numerical studies of size effects of Ultra High Performance Steel Fibre Reinforced Concrete (UHPRFC) beams. Construction and Building Materials 48 (2013): 1027-1034.
- [41] Jankowiak, T. and Lodygowski, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. Foundations of civil and environmental engineering 6(1) (2005): 53-69.
- [42] Fédération Internationale du Béton (fib). Model Code 2010-First complete draft, vol 2. April 2010: Swizerland.
- [43] Wang, T. and Hsu, T.T. Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models. Computers & structures 79(32) (2001): 2781-2791.
- [44] Pullar-Strecker, P. Concrete reinforcement corrosion: From assessment to repair decisions. Thomas Telford, 2002.



ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายอดิชน คุณาวิศรุต เกิดเมื่อวันที่ 4 ตุลาคม พ.ศ. 2535 จังหวัดสุพรรณบุรี เป็นบุตรของนายประวิทย์ คุณาวิศรุต และนางเกษณี คุณาวิศรุต สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาบัณฑิต หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2557 และเข้ารับการศึกษาคือต่อในระดับปริญญาโทหลักสูตรวิทยาศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา (วิศวกรรมโครงสร้าง) จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2558

