



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการวิจัย

กำลังและความคงทนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยเหล็กภายใต้การทำลายของเกลือคลอไรด์
(Strength and durability of reinforced-concrete beam with steel fiber under chloride attack)

โดย

ผศ.ดร. ทวีชัย สำราญวานิช
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยบูรพา

เมษายน 2559

สนับสนุนโดยทุนอุดหนุนการวิจัยงบประมาณแผ่นดิน ประจำปีงบประมาณ 2557
สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มุ่งศึกษากำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กภายหลังเผชิญสิ่งแวดล้อมเกลือคลอไรด์ โดยหล่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 0.15x0.275x1.80 เมตร ที่เสริมเหล็กเหมือนกันจำนวน 7 ตัว โดยมีเส้นใยเหล็กปริมาณ 0.5% โดยปริมาตรของคอนกรีตในคานจำนวน 5 ตัว มีคานจำนวน 4 ตัว อยู่ภายใต้สิ่งแวดล้อมเกลือคลอไรด์ 5% และควบคุมสภาวะเปียกสลับแห้ง (เปียก 5 วันและแห้ง 2 วัน) ต่อหนึ่งวัฏจักร ส่วนคานอีก 3 ตัวอยู่ในสิ่งแวดล้อมที่ไม่มีเกลือคลอไรด์ (น้ำเปล่า) โดยมีสภาวะเปียกสลับแห้งเหมือนกัน ภายหลังเผชิญสภาวะเปียกสลับแห้งจนกระทั่งคานคอนกรีตในทั้งสองสิ่งแวดล้อมเกิดการเสียหายเนื่องจากพบสนิมขึ้นที่ผิวคานคอนกรีตตามแนวเหล็กปลอก ซึ่งพบว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กในสิ่งแวดล้อมเกลือคลอไรด์เกิดความเสียหายมากกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กในสิ่งแวดล้อมไม่มีเกลือคลอไรด์ จากนั้นทดสอบกำลังรับแรงดัดของคานจนวิบัติ จากข้อมูลกำลังดัดที่ได้และทฤษฎีกำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็ก สามารถประมาณพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่สูญเสียไปเนื่องจากการเกิดสนิมโดยการคำนวณย้อนกลับได้

นอกจากนี้ ได้ออกแบบและพัฒนาระบบการควบคุมสภาวะเปียกสลับแห้งแบบอัตโนมัติทำงานด้วยการตั้งเวลา เพื่ออำนวยความสะดวกในการทดลองสภาวะเปียกสลับแห้ง โดยสูบน้ำขึ้นเก็บในถังเป็นเวลา 120 ชั่วโมง (แห้ง) และปล่อยน้ำลงอ่างแห้งเป็นเวลา 48 ชั่วโมง (เปียก) รวมเวลาต่อหนึ่งรอบของสภาวะเปียกสลับแห้ง 168 ชั่วโมง

Abstract

This research aims to study the flexural strength of steel fiber reinforced concrete beams after exposed to chloride environment. Seven reinforced concrete beams of 0.15x0.275x1.80 m size with a constant reinforcement ratio were cast and five of them had steel fiber content of 0.5% by volume of concrete. Four beams were exposed to 5% chloride environment and under cyclic wetting and drying condition (5-day wet and 2-day dry per cycle). The others were exposed to no-chloride environment (pure water) and under cyclic wetting and drying condition. After exposure until some deteriorations of steel corrosion were occurred along stirrup bars of beams. It was found that reinforced concrete beams in chloride environment were more deteriorated than those in no-chloride environment. Then, all beams were tested to investigate the flexural strength. From the experimental results and flexural strength theory of reinforced concrete with steel fiber, the loss of cross sectional area of reinforcing steel due to corrosion can be estimated by back calculation.

Moreover, an automatic system of cyclic wetting and drying condition was designed and developed in this study in order to facilitate the experiment of cyclic wetting and drying condition. The water was sucked up to the tank for 120 hours (Dry) and released to the bath for 48 hours (Wet). The total period of cyclic wetting and drying was 168 hours per cycle.

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	ก
Abstract	ข
สารบัญตาราง	จ
สารบัญรูป	ฉ
สารบัญสัญลักษณ์	ฎ
บทที่ 1 บทนำ	
1.1 บทนำ	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย	2
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย	2
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	
2.1 การวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงคัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	3
2.2 เส้นใยเหล็ก (Steel fiber)	14
2.3 การวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงคัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยเหล็ก	15
2.4 การเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต	25
2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	33
บทที่ 3 วัสดุอุปกรณ์และวิธีการทดลอง	
3.1 วัสดุที่ใช้ในการทดลอง	35
3.2 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลอง	37
3.3 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ	45
3.4 รายละเอียดการทดสอบ	48
3.5 ขั้นตอนการทดสอบ	54
3.6 ระบบการทำงานเปียกสลับแห้ง (Wet and dry cycle system)	65
3.7 การคำนวณกำลังรับแรงคัดที่สภาวะต่างๆ ภายหลังเผชิญวัฏจักรเปียกสลับแห้ง น้ำเปล่าและน้ำเกลือคลอไรด์	66

บทที่ 4 ผลการทดลองและอภิปรายผล	68
4.1 กำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีต	68
4.2 อัตราส่วนปัวซองส์ของคอนกรีต	69
4.3 กำลังรับแรงดัดของคอนกรีต	72
4.4 กำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	78
4.5 การเปรียบเทียบ Load กับ Deflection ของคานแต่ละกลุ่ม	97
4.6 ปริมาณคลอไรด์ในคอนกรีต	100
4.7 กำลังอัดคอนกรีตทดสอบด้วยวิธี Schmidt hammer	101
4.8 กำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายหลังเหล็กเสริมเกิดสนิม	102
บทที่ 5 สรุปผล	103
5.1 สรุปผล	103
5.2 ข้อเสนอแนะ	104
บรรณานุกรม	105

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
3.1	ส่วนผสมของคอนกรีต ที่ใช้ในการหล่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยเหล็ก	45
3.2	รายละเอียดคานและสิ่งแวดล้อมที่เผชิญ	46
4.1	ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดด้วย Schmidt hammer	100
4.2	กำลังรับแรงค้ำของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายหลังเหล็กเสริมเกิดสนิม	101

สารบัญรูป

รูปที่		หน้า
2.1	หน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	4
2.2	รูปตัดคาน และหน้าตัดแปลงเมื่อเสริมเหล็กแบบ Double reinforcement	5
2.3	รูปตัดคาน การกระจายของหน่วยการยึดตัว การกระจายของหน่วยแรง และแรงภายในบนหน้าตัด	6
2.4	รูปตัดคาน การกระจายของหน่วยการยึดหดตัว การกระจายของหน่วยแรง โมเมนต์ M_{n1} และ โมเมนต์ M_{n2}	10
2.5	รูปตัดคาน การยึดหดตัว การกระจายของหน่วยแรง ตาม NJIT Method	16
2.6	รูปตัดคาน การยึดหดตัว การกระจายของหน่วยแรง และหน้าตัดแปลง	16
2.7	รูปตัดคาน การยึดตัว การกระจายของหน่วยแรง โมเมนต์ M_{y1} และโมเมนต์ M_{y2}	18
2.8	รูปตัดคาน การยึดตัว การกระจายของหน่วยแรง โมเมนต์ M_{n1} และโมเมนต์ M_{n2}	21
2.9	ขั้นตอนการคำนวณหาค่าลึงรับแรงคัดเมื่อเหล็กเสริมเริ่มคราก และค่าลึงรับแรงคัดสูงสุดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมไฟเบอร์	24
2.10	กลไกการเกิดสนิมในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก	26
3.1	ลักษณะของเส้นใยเหล็ก (Steel fiber)	36
3.2	แบบที่ใช้ในการหล่อคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	37
3.3	แบบที่ใช้ในการหล่อตัวอย่างคานขนาด 10 x 10 x 50 เซนติเมตร	37
3.4	แบบที่ใช้ในการหล่อทรงกระบอก ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 เซนติเมตร และสูง 20 เซนติเมตร	38
3.5	แบบที่ใช้ในการหล่อตัวอย่างทรงกระบอก ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 เซนติเมตร และสูง 30 เซนติเมตร	38
3.6	เครื่องผสมคอนกรีต	39
3.7	เครื่องทดสอบเอนกประสงค์ขนาด 150 ตัน	39
3.8	เครื่องทดสอบกำลังอัด	40
3.9	เครื่องทดสอบเอนกประสงค์ขนาด 30 ตัน	40
3.10	เครื่องชั่งน้ำหนักแบบดิจิตอล	41
3.11	โต๊ะเขย่าคอนกรีต	41

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.12 เครื่องบันทึกข้อมูล “Portable data logger รุ่น TDS-303”	42
3.13 อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัว	42
3.14 อุปกรณ์วัดการยืดหดตัวของเหล็กเสริม	43
3.15 อุปกรณ์วัดหน่วยการหดตัวของคอนกรีต	43
3.16 ผลิตภัณฑ์กันซึมโพลีเมอร์สังเคราะห์	44
3.17 กาวติดอุปกรณ์วัดหน่วยการยืดหดตัวของเหล็กเสริม	44
3.18 หน้าตัดคาน และเหล็กเสริมที่ใช้สำหรับคอนกรีตที่มีกำลังรับแรงอัดเท่ากับ 240 ksc	47
3.19 หน้าตัดคาน และเหล็กเสริมที่ใช้สำหรับคอนกรีตที่มีกำลังรับแรงอัดเท่ากับ 350 ksc	48
3.20 การทดสอบกำลังดัดของคอนกรีต (Flexural strength test)	50
3.21 ตำแหน่งการติดตั้ง Electrical - strain gauge บนเหล็กที่ใช้เสริมกำลังในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	51
3.22 ตำแหน่งการติดตั้ง Electrical - strain gauge เพื่อวัดระยะการหดตัวของคอนกรีตบนคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	52
3.23 การทดสอบกำลังรับแรงอัด (f_c') ของตัวอย่างคอนกรีต	53
3.24 การทดสอบกำลังรับแรงดัด (f_r) ของตัวอย่างคอนกรีต	54
3.25 การตัดเหล็กเสริมเพื่อใช้ทำคานตัวอย่างทดสอบ	54
3.26 การตัดเหล็กเสริมเพื่อใช้ทำคานตัวอย่างทดสอบ	55
3.27 การประกอบคานตัวอย่างทดสอบ	55
3.28 การติดลูกปูนเพื่อให้ได้ระยะหุ้มเหล็กเสริมที่ต้องการ	56
3.29 การนำคานตัวอย่างที่ประกอบเสร็จใส่ลงในแบบหล่อคานทดสอบ	56
3.30 การหาค่า Absorption ของทรายที่ใช้ในการผสม	57
3.31 การทดสอบ Cone Sand Test เพื่อหาค่า Absorption ของทรายที่ใช้ในการทดลอง	57
3.32 ชั่งตวงส่วนผสมที่ใช้สำหรับทำคานตัวอย่างที่ใช้ทดลอง	58
3.33 แบบทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ใช้ในการทดลอง	58
3.34 แบบทดสอบกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตที่ใช้ในการทดลอง	59
3.35 การผสมคอนกรีตที่ใช้ในการหล่อคานตัวอย่างทดลอง	59
3.36 การหาค่าการยุบตัวของคอนกรีตที่ใช้ในการหล่อคานตัวอย่างทดลอง	60
3.37 การจีแบบหล่อคานตัวอย่างทดลองด้วยเครื่องจีเขี่ยคอนกรีต	60

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่		หน้า
3.38	การเก็บตัวอย่างคอนกรีตเพื่อใช้ในการทดสอบกำลังรับแรงที่ใช้ในการทดลอง	61
3.39	การแกะตัวอย่างทดสอบออกจากแบบหล่อ	61
3.40	การบ่มตัวอย่างคานทดสอบด้วยกระสอบ	62
3.41	การบ่มตัวอย่างทดสอบแบบขังน้ำ	62
3.42	การวัดความต้านทานของ Strain gauge หลังจากแกะออกจากแบบหล่อคาน	63
3.43	บ่อสำหรับแช่คานคอนกรีตที่ใช้ในการทดลอง	63
3.44	คานทดสอบที่แช่ในสถานะแวดล้อมเกลือคลอไรด์	64
3.45	คานทดสอบที่แช่ในน้ำเปล่า	64
3.46	ระบบการทำงาน เปียกสลับแห้ง (Wet and dry cycle system)	65
4.1	กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต	68
4.2	กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีต	68
4.3	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการหดตัวตามแนวแกนกับการยึดตัวตามแนวนอน ของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc	69
4.4	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการหดตัวตามแนวแกนกับการยึดตัวตามแนวนอน ของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc fiber	70
4.5	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการหดตัวตามแนวแกนกับการยึดตัวตามแนวนอน ของตัวอย่างคอนกรีต 350 ksc fiber	71
4.6	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc	72
4.7	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Crack width ของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc	72
4.8	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Deflection กับ Crack width ของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc	73
4.9	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc fiber	74
4.10	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Crack width ของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc fiber	74
4.11	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Deflection กับ Crack width ของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc fiber	75

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า	
4.12	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของตัวอย่างคอนกรีต 350 ksc fiber	76
4.13	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Crack width ของตัวอย่างคอนกรีต 350 ksc fiber	76
4.14	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Deflection กับ Crack width ของตัวอย่างคอนกรีต 350 ksc fiber	77
4.15	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคาน B1	78
4.16	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B1	79
4.17	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B1	79
4.18	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B1	80
4.19	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคาน B2	80
4.20	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B2	81
4.21	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B2	82
4.22	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B2	82
4.23	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคาน B3	83
4.24	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B3	83
4.25	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B3	84
4.26	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B3	85
4.27	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคาน B4	86
4.28	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B4	87
4.29	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B4	88
4.30	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคาน B5	89
4.31	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B5	89
4.32	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B5	90
4.33	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B5	91
4.34	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคาน B6	91
4.35	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B6	92
4.36	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B6	92
4.37	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B6	93
4.38	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคาน B7	94

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่		หน้า
4.39	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B7	94
4.40	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B7	95
4.41	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Deflection ของคาน B7	95
4.42	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของกลุ่มคาน 240 ksc	97
4.43	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของกลุ่มคาน 240 ksc fiber	97
4.44	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของกลุ่มคาน 350 ksc fiber	97
4.45	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของกลุ่มคานแช่น้ำธรรมดา	98
4.46	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคานแช่น้ำเกลือคลอไรด์ 5%	99
4.47	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณคลอไรด์ตามความลึก ของคานแช่น้ำเกลือคลอไรด์ 5.0%	100

สารบัญสัญลักษณ์

a	=	เป็นระยะความลึกของการกระจายหน่วยแรงอัดเทียบเท่า ซึ่งมีค่าเท่ากับ $\beta_1 c$ หรือเท่ากับ $\beta_1 k_u d$
A	=	พื้นที่หน้าตัด
A_c	=	พื้นที่หน้าตัดสุทธิของคอนกรีต
A_g	=	พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก
A_s	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมล่าง
A_s'	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมบน
A_t	=	พื้นที่หน้าตัดแปลง
b	=	ความกว้างของหน้าตัดคาน
C	=	แรงอัดในคอนกรีต
d	=	ความลึกประสิทธิผล คือ ระยะจากผิวนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงดึง
d'	=	ระยะจากผิวนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงอัด
E	=	โมดูลัสยืดหยุ่น
E_c	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต
E_s	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม
ϵ_s	=	หน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมรับแรงดึง
ϵ_{su}	=	หน่วยการยืดตัวสูงสุดของเหล็กเสริมรับแรงดึง
ϵ_s'	=	หน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมรับแรงอัด
ϵ_u	=	หน่วยการหดตัวสูงสุดในคอนกรีต
ϵ_y	=	หน่วยการยืดหดตัวที่จุดครากของเหล็กเสริม
ϵ_f	=	หน่วยการยืดตัวของเส้นใยเหล็กรับแรงดึง
f_c	=	หน่วยแรงอัด หรือหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ของคอนกรีต
f_c'	=	กำลังแรงอัดของคอนกรีต
f_f	=	กำลังรับแรงดึงของเส้นใยเหล็ก
f_r	=	กำลังรับแรงดัดของคอนกรีต
f_s	=	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมล่าง
f_s'	=	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมบน
f_{su}	=	หน่วยแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริม
f_t	=	กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

สารบัญสัญลักษณ์ (ต่อ)

f_y	=	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมที่จุดคราก
g	=	ค่าความเร่งเนื่องจากแรงดึงดูดของโลก
h	=	ความลึกของคาน
I_g	=	โมเมนต์อินเนอร์เซีย
I_{cr}	=	โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแปลงร้าว
I_t	=	โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแปลง (แต่ไม่ร้าว) ซม. ⁴
jd	=	ช่วงแขนโมเมนต์ ในการคำนวณแรงดัด
kd	=	ตำแหน่งแกนสะเทินวัดจากผิวนอกสุดของด้านที่รับแรงอัด
K	=	สติเฟเนสการดัด ($= EI/L$)
l	=	ระยะห่างระหว่างจุดรองรับ
L	=	ความยาวของคาน
M	=	โมเมนต์ดัด
M_{cr}	=	โมเมนต์ดัดแตกร้าว (Cracking moment)
M_y	=	กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดเมื่อเหล็กเสริมเริ่มคราก
M_n	=	กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน
n_s	=	อัตราส่วนโมดูลัส (Modular ratio) ของเหล็กเสริม $= E_s / E_c$
n_f	=	อัตราส่วนโมดูลัส (Modular ratio) ของเส้นใยเหล็ก $= E_f / E_c$
P	=	แรงที่กระทำ
ϕ	=	ค่าของความโค้งซึ่งเป็นความชันของเส้นแสดงหน่วยการยึดหดตัว (Curvature)
ρ	=	อัตราส่วนของเนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อเนื้อที่ประสิทธิผลของคอนกรีต bd (A_s / bd)
ρ'	=	อัตราส่วนของเนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงส่วนบนต่อเนื้อที่ประสิทธิผลของคอนกรีต bd (A_s' / bd)
ρ_b	=	อัตราส่วนของเหล็กเสริมที่สมดุลย์ (Balanced steel ratio)
ρ_{max}	=	อัตราส่วนของเหล็กเสริมที่มากที่สุด
ρ_{min}	=	อัตราส่วนของเหล็กเสริมที่น้อยที่สุด
σ	=	ความเค้น
T	=	แรงดึงในเหล็กเสริม
u	=	หน่วยแรงยึดเหนี่ยว หรือหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ยอมให้
v	=	หน่วยแรงเฉือนที่กระทำ

สารบัญสัญลักษณ์ (ต่อ)

v_c	=	หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของคอนกรีต
V	=	แรงเฉือนที่กระทำ
V_c	=	กำลังต้านทานแรงเฉือนโดยคอนกรีต
w/b	=	อัตราส่วนระหว่างน้ำต่อวัสดุประสาน
w/c	=	อัตราส่วนระหว่างน้ำต่อปูนซีเมนต์
y_{bottom}	=	ระยะจากแกนสะเทินของรูปตัวถึงผิวล่างของท้องคาน
ψ_n	=	ตัวประกอบเนื่องจากผลของปริมาณเส้นใยเหล็ก
$f_{(t,n)}$	=	หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่มีผสมเส้นใยเหล็ก
$f_{t,y}$	=	กำลังรับแรงดึงของคอนกรีตที่มีผสมเส้นใยเหล็กเมื่อเหล็กเสริมคราก
P_f	=	แรงดึงถอนของเส้นใย
n_e	=	จำนวนของเส้นใยเหล็กประสิทธิภาพในทิศทางใด ๆ ต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่
V_f	=	ปริมาณเส้นใยเหล็กในคอนกรีต (ร้อยละโดยปริมาตรของคอนกรีต)
d_f	=	เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเส้นใยเหล็ก
l_f	=	ความยาวของเส้นใยเหล็ก

บทที่ 1

1.1 บทนำ

ในงานก่อสร้างทุกชนิดที่มีส่วนประกอบของคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น เข้าใจได้ว่ามีความแข็งแรงคงทนและมีอายุที่ยาวนาน หากงานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำนั้น ตกอยู่ในสภาวะที่แวดล้อมด้วยเกลือคลอไรด์ งานที่ทำนั้นก็มีอายุที่สั้นลงด้วยเหตุผลหลายประการ จึงต้องทำการทดสอบเพื่อให้ทราบถึงแนวทางที่ใช้ในการป้องกันการพังทลายก่อนเวลาอันควรของงานที่สร้างขึ้น

การที่คอนกรีตเสริมเหล็กคงทนอยู่ได้ในสภาวะที่แวดล้อมด้วยเกลือคลอไรด์นั้น ต้องอาศัยปัจจัยเบื้องต้น ดังนี้ คือ คุณสมบัติของคอนกรีต ระยะหุ้มเหล็ก การบ่มตลอดจนคุณภาพของขั้นตอนในการก่อสร้าง แต่อย่างไรก็ตามในสภาวะที่แวดล้อมด้วยเกลือคลอไรด์ เหล็กเป็นตัวที่สำคัญที่สุดที่ก่อให้เกิดความเสียหาย เนื่องจากการทำปฏิกิริยากับคลอไรด์ ทำให้เกิดสนิมและขยายตัวทำให้เกิดการแตกร้าวของคอนกรีต ส่งผลให้เกิดความเสียหาย

โครงการวิศวกรรมนี้จึงได้ทดลองนำเส้นใยเหล็ก (Steel fiber) ซึ่งเป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติการรับแรงดึงได้สูงมากเมื่อเทียบกับเหล็กเสริมและยังมีส่วนช่วยในการป้องกันการแทรกซึมของคลอไรด์ เป็นวัสดุผสมเพิ่ม ลงในตัวอย่างบางส่วน เพื่อนำไปเปรียบเทียบกับตัวอย่างที่ไม่ได้ผสมว่าตัวอย่างชนิดใด มีกำลังต้านทานแรงดึงได้สูงกว่ากัน นอกจากนี้ยังมีการลดระยะของคอนกรีตหุ้มเหล็กในตัวอย่างบางส่วนเพื่อเปรียบเทียบความเสียหายของตัวอย่าง ตลอดจนแสดงถึงวิธีการคำนวณการหาค่ากำลังรับแรงดึงของตัวอย่างโดยวิธี BUU 2 method และการคำนวณหาปริมาณการสูญเสียหน้าตัดของเหล็กเสริมอันเนื่องมาจากการลดคร่อนของคลอไรด์ เพื่อนำไปพัฒนาใช้กับสภาพแวดล้อมจริงได้

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1. เพื่อศึกษากำลังรับแรงคด (Flexural strength) ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็ก และไม่ผสมเส้นใยเหล็ก
2. เพื่อเปรียบเทียบกำลังรับแรงคดของคานในสภาวะแวดล้อมเกลือคลอไรด์ เทียบกับในสภาวะแวดล้อมปกติ
3. เพื่อศึกษาและเปรียบเทียบการคำนวณกำลังรับแรงคดกับการทดสอบกำลังรับแรงคด ปัจจัยที่มีผลต่อกำลังรับแรงคดของคานคอนกรีต และสามารถประมาณการสูญเสียหน้าตัดของเหล็กเสริมได้
4. เพื่อพัฒนาระบบ เปียกสลับแห้ง (Wet and dry cycle system)

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยกำลังรับแรงคดและความคงทนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็ก ในสภาวะแวดล้อมเกลือคลอไรด์ โดยมีสภาวะแวดล้อมเกลือคลอไรด์ 5.0% คานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยเหล็ก 0.5% โดยปริมาตร ขนาดของคานคือ 0.15 x 0.275x1.80 m ระยะเวลาของการสัมผัสปียก (คลอไรด์) และแห้ง (อากาศ) คือ 2 วัน และ 5 วัน ตามลำดับ รวมระยะเวลาต่อรอบ 7 วัน ดำเนินไปจนกระทั่งเกิดความเสียหายกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กจึงทำการทดสอบกำลังรับแรงคดของคาน

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก [3]

การวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงดัดของคานที่สภาวะต่างๆ ตามพฤติกรรมของการรับน้ำหนักบรรทุก นอกจากจะได้ค่ากำลังต้านทานแรงดัดที่สภาวะนั้นๆ แล้วยังสามารถหาค่าของความโค้ง (Curvature: ϕ) ซึ่งเป็นความชันของเส้นแสดงหน่วยการยึดหดตัวที่สอดคล้องกับแรงดัดที่สภาวะนั้นๆ ค่าความโค้งที่ได้จะนำไปใช้วิเคราะห์หาค่าของการแอ่นหรือโก่งตัวของคาน (เนื่องจากความโค้ง ϕ มีค่าเท่ากับ M/EI นั้นเอง) ตลอดจนนำไปหาความเหนียว (Ductility) ของคานก่อนที่จะเกิดการวิบัติได้

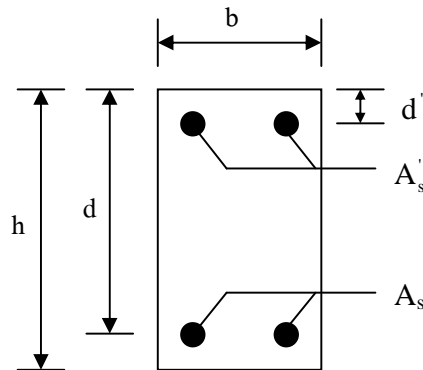
สมมุติฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงดัดมีดังนี้ :

1. กระจาปรูปตัด ยังคงเป็นกระจาปรูปตัดทั้งก่อนและหลังการรับแรงดัด นั้นหมายความว่ากระจาปรายของหน่วยการยึดและหดตัวบนหน้าตัดเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน

2. การยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นไปอย่างสมบูรณ์ นั่นคือหน่วยการยึดตัวในเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับหน่วยการยึดตัวของคอนกรีต ณ ตำแหน่งเดียวกัน

3. ให้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัด กับหน่วยการหดตัวของคอนกรีต เป็นสัดส่วนโดยตรงเมื่อหน่วยแรงอัดในคอนกรีต (f_c') ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่า $0.50 f_c'$ (โดยประมาณ) แต่ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่สภาวะก่อนเกิดการวิบัติไม่เป็นสัดส่วนกัน และให้หน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีตเท่ากับ 0.003 มม./มม.

4. ให้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงกับหน่วยการยึดตัวของเหล็กเสริม เป็นสัดส่วนโดยตรงเมื่อหน่วยการยึดตัว (ϵ_s) มีค่าไม่เกินหน่วยการยึดตัวที่จุดคราก (ϵ_y) โดยเหล็กเสริมมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 2.04×10^6 กก./ชม.² และให้ความลึกประสิทธิภาพซึ่งวัดจากผิวบนของคานมายังตำแหน่งของจุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับ d ซม. ดังรูปที่ 2.1



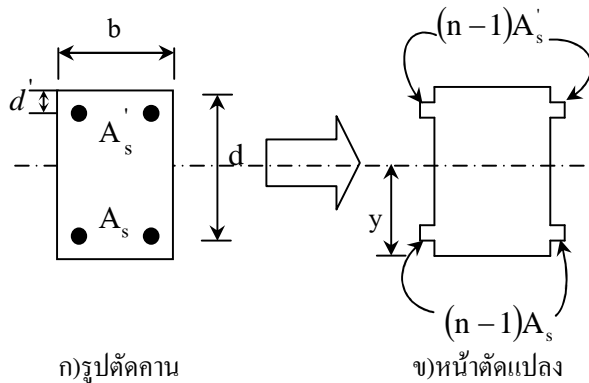
รูปที่ 2.1 หน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

2.1.1 กำลังต้านทานแรงดัดเมื่อคานยังไม่ร้าว (Section uncracked)

เมื่อเสริมเหล็กแบบ Double reinforcement:

เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกเพียงเล็กน้อย หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นที่ผิวล่างของคานมีค่าน้อยกว่าค่าโมดูลัสของการแตกร้าว (Modulus of rupture: $f_r = 2.0\sqrt{f_c'}$ กก./ซม.²) ดังนั้น คานจึงยังไม่ร้าว หน้าตัดคอนกรีตทั้งหมดของคานจึงสามารถรับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นได้โดยหน่วยการยืดหดตัว (Strain distribution) บนหน้าตัดจะกระจายแบบเชิงเส้น โดยมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน ส่วนการกระจายของหน่วยแรง (Stress distribution) บนหน้าตัดจะเป็นสัดส่วนกับหน่วยการยืดหดตัวและมีค่าอยู่ในช่วงอิลาสติก

การวิเคราะห์หาค่ากำลังต้านทานแรงดัดเมื่อคานยังไม่ร้าว เมื่อเสริมเหล็กแบบ Double reinforcement นั้นมีหลักในการวิเคราะห์เช่นเดียวกับคานที่เสริมเหล็กรับแรงดัดอย่างเดียว โดยใช้หลักการแปลงหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก ให้เป็นหน้าตัดของคอนกรีตอย่างเดียว หรือให้เป็นหน้าตัดของเหล็กเสริมอย่างเดียว แล้ววิเคราะห์หาค่าต่างๆ โดยใช้สูตรแรงดัด (Flexural formula) ตามทฤษฎี อิลาสติกเช่นเดียวกับคานที่เสริมเหล็กรับแรงดัดอย่างเดียว โดยแสดงตัวอย่างการแปลงหน้าตัดดังรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.2 รูปตัดคาน และหน้าตัดแปลงเมื่อเสริมเหล็กแบบ Double reinforcement

จากข้อสมมุติฐานข้อที่สอง ดังนั้นที่ตำแหน่งของเหล็กเสริม : $\epsilon_s = \epsilon_c$

แต่จากกฎของฮุก จะได้

$$\epsilon_s = f_s/E_s \text{ และ } \epsilon_c = f_c/E_c$$

ในเมื่อ E_s และ E_c เป็น โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริมและของคอนกรีต ตามลำดับ

ดังนั้น

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c = n f_c$$

ในเมื่อ $n = E_s/E_c$ เรียกว่าอัตราส่วน โมดูลัส (Modular ratio)

จากสมการข้างต้นแสดงว่าเหล็กเสริมสามารถรับแรงได้ถึง n เท่าของคอนกรีต นั่นหมายความว่าสามารถแปลงเนื้อที่เหล็กเสริม A_s ให้เป็นเนื้อที่คอนกรีตที่เทียบเท่าได้เท่ากับ nA_s และ nA_s'

ฉะนั้น เนื้อที่ของหน้าตัดแปลง $A_t = A_c + nA_s + nA_s'$

แต่ เนื้อที่สุทธิของคอนกรีต $A_c = A_g - A_s - A_s'$

นั่นคือ เนื้อที่ของหน้าตัดแปลง $A_t = (A_g - A_s - A_s') + nA_s + nA_s'$

$$A_t = A_g + (n-1)A_s + (n-1)A_s'$$

ค่าแรงดัดที่ทำให้คานเริ่มร้าวเรียกว่า แรงดัดแตกร้าว (Cracking moment : M_{cr}) ซึ่งจะวิเคราะห์ได้เมื่อหน่วยแรงดึงในคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเท่ากับค่าโมดูลัสของการแตกร้าว

ดังนั้น จากสูตรแรงดัด

$$f = My/I_t \text{ หรือ } M = fI_t/y$$

ในที่นี้

$$f = f_r = 2.0\sqrt{f_c'}$$

I_t = โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแปลง (แต่ไม่ร้าว) ซม.⁴

ถ้าให้ y_{bottom} = ระยะจากแนวแกนสะเทินของรูปตัดถึงผิวล่างของท้องคาน ซม.

ดังนั้นกำลังต้านทานแรงดัดเมื่อเริ่มร้าว
$$M_{cr} = \frac{(2.0\sqrt{f'_c})I_t}{y_{bottom}} \text{ กก.ซม.} \quad (2.1)$$

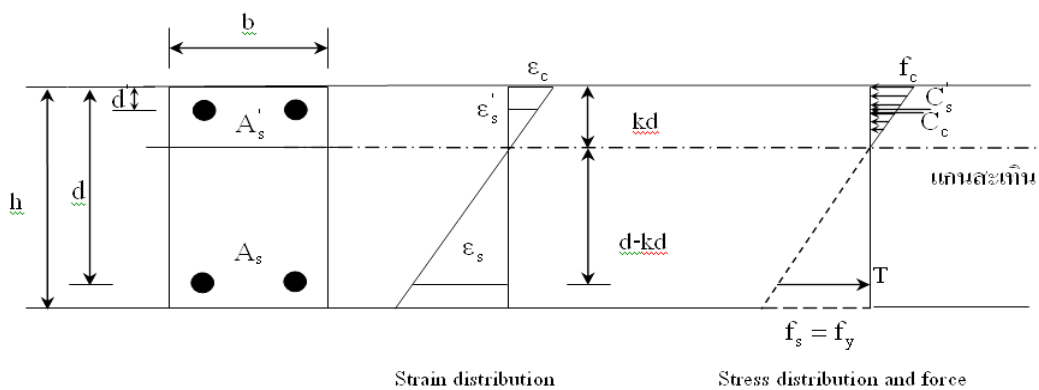
เมื่อพิจารณารูปการกระจายของหน่วยการยืดหดตัว จะได้ความโค้งเมื่อคานเริ่มร้าว

$$\text{Cracking curvature } \varphi_{cr} = \frac{\varepsilon_r}{y_{bottom}} = \frac{(2.0\sqrt{f'_c})/E_c}{y_{bottom}} \quad (2.2)$$

2.1.2 กำลังต้านทานแรงดัดเมื่อคานร้าว (Flexural strength when section cracked)

เมื่อเสริมเหล็กแบบ Double reinforcement:

คานจะร้าวเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน เพราะหน่วยแรงดึงในคอนกรีตที่ท้องคานมีค่ามากกว่าโมดูลัสของการแตกร้าว อย่างไรก็ดี ไม่สามารถมองเห็นรอยร้าวนี้ได้ด้วยตาเปล่า ที่สภาวะนี้หน่วยแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมยังอยู่ในช่วงอิลาสติก ($f_c \leq 0.5f'_c$ และ $f_s \leq f_y$) ดังนั้นการวิเคราะห์หาหน่วยแรงที่เกิดขึ้น หรือกำลังต้านทานแรงดัดสามารถพิจารณาได้จากหน้าตัดแปลง (ร้าว) ตามทฤษฎีอิลาสติกหรือใช้ทฤษฎีเส้นตรง (Straight-line theory) ก็ได้



รูปที่ 2.3 รูปตัดคาน การกระจายของหน่วยการยืดหดตัว การกระจายของหน่วยแรง และ แรงภายในบนหน้าตัด

จากสามเหลี่ยมคล้าย จะได้

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{kd}{d - kd}$$

แต่ $\varepsilon = \frac{f}{E}$

ดังนั้น $\frac{f_c/E_c}{f_s/E_s} = \frac{kd}{d - kd}$

$$\frac{E_s}{E_c} \times \frac{f_c}{f_s} = \frac{kd}{d - kd} \quad (2.3)$$

จากสมดุลของแรงบนหน้าตัด จะได้

$$C_s + C_c = T$$

$$A'_s f'_s + \frac{1}{2} b k d f_c = A_s f_s$$

$$\rho' b d f'_s + \frac{1}{2} b d k f_c = \rho b d f_s$$

$$\rho' f'_s + \frac{k}{2} f_c = \rho f_s$$

$$\rho' \frac{f'_s}{f_s} + \frac{k}{2} \frac{f_c}{f_s} = \rho \quad (2.4)$$

แทน (2.3) ใน (2.4) จะได้

$$n \times \frac{2}{k} \left(\rho - \rho' \frac{f'_s}{f_s} \right) = \frac{kd}{d - kd}$$

$$\frac{2n}{k} \left(\rho - \rho' \frac{f'_s}{f_s} \right) = \frac{k}{1 - k} \quad (2.5)$$

จากสามเหลี่ยมคล้าย จะได้

$$\frac{\varepsilon'_s}{\varepsilon_s} = \frac{kd - d'}{d - kd}$$

แต่ $\varepsilon = \frac{f}{E}$

ดังนั้น $\frac{f'_s/E_s}{f_s/E_s} = \frac{kd - d'}{d - kd}$

$$\frac{f'_s}{f_s} = \frac{kd - d'}{d - kd} \tag{2.6}$$

แทน (2.5) ใน (2.6) จะได้

$$\frac{2n}{k} \left[\rho - \rho' \times \left(\frac{kd - d'}{d - kd} \right) \right] = \frac{k}{1 - k}$$

$$\frac{2n}{k} \left[\rho - \rho' \times \frac{d(k - d'/d)}{d(1 - k)} \right] = \frac{k}{1 - k}$$

$$\frac{2n}{k} \left[\rho - \rho' \times \frac{(k - d'/d)}{(1 - k)} \right] = \frac{k}{1 - k}$$

$$2n \frac{[\rho(1 - k) - \rho'(k - d'/d)]}{1 - k} = \frac{k^2}{1 - k}$$

$$2n \left[\rho(1 - k) - \rho' \left(k - \frac{d'}{d} \right) \right] = k^2$$

$$\rho - \rho k - \rho' k + \rho' \frac{d'}{d} = \frac{k^2}{2n}$$

$$\left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) - (\rho + \rho') k - \frac{k^2}{2n} = 0$$

$$\left(-\frac{I}{2n}\right)k^2 + [-(\rho + \rho')]k + \left(\rho + \rho' \frac{d'}{d}\right) = 0$$

เพราะฉะนั้น

$$k = \frac{[-(\rho + \rho')] \pm \sqrt{[(\rho + \rho')]^2 + \left(\frac{2}{n}\right)\left(\rho + \rho' \frac{d'}{d}\right)}}{\left(\frac{I}{n}\right)}$$

กำลังต้านทานแรงดัดเมื่อเหล็กเสริมเริ่มคราก M_y :

คานามีปริมาณเหล็กเสริมน้อย ๆ (Under reinforcement) เหล็กเสริมจะถูกดึงถึง จุดคราก ($\varepsilon_s = \varepsilon_y$ และ $f_s = f_y$) ก่อนถ้าการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตยังอยู่ในช่วงยืดหยุ่น จะหาแรงดัดและความโค้งเมื่อเหล็กเสริมเริ่มครากโดยทฤษฎีเส้นตรงได้

จากรูปที่ 2.3 ให้หน่วยการยืดตัว $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ ดังนั้น แรงดึง $T = A_s f_y$

นั่นคือ Yield moment : $M_y = (A_s - A'_s) f_y j d + A'_s f_y (d - d')$ (2.7)

Yield curvature : $\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - kd} = \frac{f_y/E_s}{d - kd}$ (2.8)

แต่ถ้าการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตไม่อยู่ในช่วงยืดหยุ่น หรือเมื่อคานามีเหล็กเสริมเป็นปริมาณมาก (Under reinforcement) การวิเคราะห์โดยใช้ทฤษฎีเส้นตรงดังกล่าวข้างต้น จะทำให้ได้ค่าของแรงดัด M_y มากไป และค่าของความโค้ง ϕ_y น้อยไป การวิเคราะห์โดยละเอียดจะทำวิธีลองผิดลองถูก และอาศัยรูปความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับหน่วยแรงกดตัวของคอนกรีต

ปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุด :

เมื่อคานาคอนกรีตเสริมเหล็กเริ่มร้าว คอนกรีตจะถ่ายหน่วยแรงดึงให้กับเหล็กเสริมที่อยู่ในคานาทันที ปริมาณของเหล็กเสริมที่ใช้ต้องมีปริมาณอย่างน้อยที่สามารถต้านทานแรงดัดแตกร้าวได้ มิฉะนั้นเมื่อคอนกรีตเริ่มร้าว คานาคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นจะวิบัติล้มพลงทันที ปริมาณของเหล็กเสริมอย่างน้อยที่ต้องใช้ในคานาคอนกรีตเสริมเหล็ก พิจารณาได้จากการสมมติให้หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมมีกำลังถึงจุดคราก นั่นคือ

$$M_{cr} = A_s f_y j d$$

แต่ $M_{cr} = f_r I / y \approx f_r b d^2 / 6$

ดังนั้น $A_s = 0.2bd(f_r/f_y)$ สมมุติว่า ระยะ $j = 7/8$

เมื่อแทนค่า $f_r = 2.0\sqrt{f'_c}$ กก.-ชม. และสมมุติส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0

$$\text{ดังนั้น } A_{smin} = 0.8bd(\sqrt{f'_c}/f_y)$$

$$\text{หรือ } \rho_{min} = A_s/bd = 0.8\sqrt{f'_c}/f_y$$

$$\text{ถ้ากำหนดให้ } f'_c = 250-400 \text{ กก./ชม.}^2 \text{ จะได้ } \rho_{min} = (13 - 16)/f_y$$

ฉะนั้น เพื่อป้องกันการวิบัติที่เกิดอย่างฉับพลันทันทีเมื่อมีรอยร้าวปรากฏที่ด้านรับแรงดึง มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. จึงกำหนดปริมาณเหล็กเสริมที่น้อยที่สุดสำหรับส่วน โครงสร้างที่รับแรงคด ดังนี้

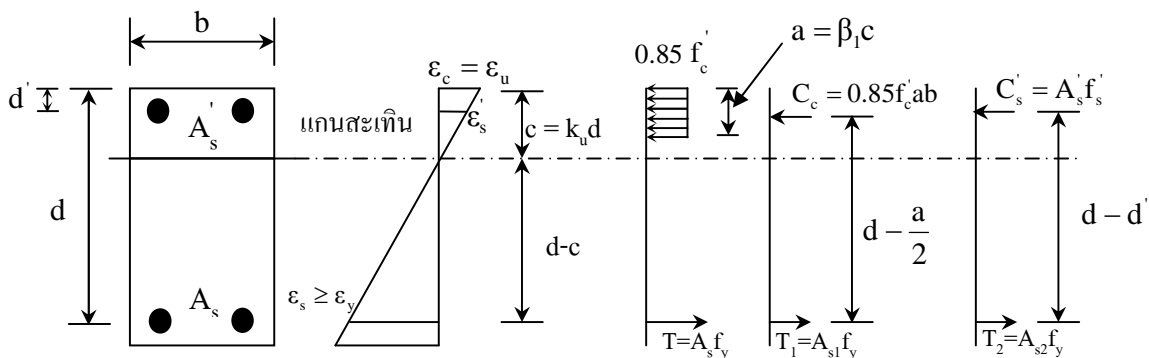
1.) ให้ใช้ $\rho_{min} \geq 14/f_y$ หรือ

2.) ให้ใช้ปริมาณเหล็กเสริมอย่างน้อยเท่ากับ 1.33 เท่าของค่าที่คำนวณได้

ข้อจำกัดของปริมาณเหล็กเสริมที่น้อยที่สุดดังกล่าวข้างต้น ไม่ใช้กับแผ่นพื้น คอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กทางเดียว แต่จะกำหนดปริมาณเหล็กเสริมอย่างน้อยที่ต้องใช้ ให้เท่ากับปริมาณของเหล็กเสริมด้านการยึดหดหรือเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ

2.1.3 กำลังต้านทานแรงคดสูงสุด (Nominal flexural strength)

เมื่อเสริมเหล็กแบบ Double reinforcement:



(ก) รูปตัดคาน (ข) การกระจายตัวของหน่วยการยึดหด (ค) การกระจายตัวของหน่วยแรงและแรงภายในบนหน้าตัด (ง) โมเมนต์ M_{n1} (จ) โมเมนต์ M_{n2}

รูปที่ 2.4 รูปตัดคาน การกระจายของหน่วยการยึดหดตัว การกระจายของหน่วยแรง โมเมนต์ M_{n1} และ โมเมนต์ M_{n2}

กำลังต้านทานแรงดัดสูงสุดของคาน M_n จะได้จากพิจารณาผลรวมกำลังต้านทานแรงดัดสูงสุด 2 ส่วน คือ M_{n1} และ M_{n2} โดยที่ M_{n1} เป็นกำลังต้านทานแรงดัดสูงสุดของคานที่มีรูปตัดเปรียบเสมือนเป็นคานที่มีแต่เหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว ดังรูปที่ 2.4(ง) นั่นคือกำลังต้านทานแรงดัดสูงสุดจะพิจารณาได้จากแรงอัดในส่วนของคอนกรีต หรือจากแรงดึงในเหล็กเสริมรับแรงดึงที่มีเนื้อที่หน้าตัดเท่ากับ $A_{s1} = A_s - A_{s2}$ ส่วนกำลังต้านทานแรงดัดสูงสุด M_{n2} เป็นกำลังต้านทานแรงดัดที่ได้จากแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัดที่มีเนื้อที่หน้าตัดเท่ากับ A'_s หรือจากแรงดึงในเหล็กเสริมรับแรงดึง ที่มีเนื้อที่หน้าตัดเท่ากับ A_{s2} ดังรูปที่ 2.4 (จ)

นั่นคือ กำลังต้านทานโมเมนต์สูงสุดของคาน $M_n = M_{n1} + M_{n2}$

เมื่อไม่คิดเนื้อที่ของคอนกรีตซึ่งถูกแทนที่ด้วยเนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงอัด A'_s

$$M_{n1} = 0.85f'_c b a (d - 0.5a) \text{ หรือ } A_{s1} f_y (d - 0.5a)$$

$$M_{n2} = A'_s f'_c (d - d') \text{ หรือ } A_{s2} f_y (d - d')$$

$$\text{ดังนั้น } M_n = 0.85f'_c b a (d - 0.5a) + A'_s f'_c (d - d') \quad (2.9)$$

$$\text{หรือ } M_n = A_{s1} f_y (d - 0.5a) + A_{s2} f_y (d - d') \quad (2.10)$$

ทั้งนี้ ต้องทราบตำแหน่งของแนวสะเทิน c ก่อน เพราะเมื่อทราบ c ก็จะหาระยะ a ได้ ($a = \beta_1 c$) และทำให้ทราบหน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัด f'_s หรือปริมาณของเหล็กเสริม A_{s2} ซึ่งเท่ากับ $A'_s f'_s / f_y$

ตำแหน่งแนวแกนสะเทิน :

จากสมดุลของแรงภายใน จะได้

$$T = C_c + C'_s$$

$$A_s f_y = 0.85f'_c b a + A'_s f'_s$$

$$\text{แต่ } a = \beta_1 c \text{ และ } f'_s = \epsilon'_s E_s = \left[\frac{c - d'}{c} \times 0.003 \right] E_s$$

$$\text{ดังนั้น } A_s f_y = 0.85f'_c b \beta_1 c + \left[\frac{c - d'}{c} \times 0.003 \right] E_s A'_s$$

คูณตลอดด้วย c จะได้

$$(0.85f'_c b \beta_1) c^2 + (0.003 E_s A'_s - A_s f_y) c - d' (0.003) E_s A'_s = 0$$

แทนค่า $E_s = 2.04 \times 10^6$ กก./ชม.² จะได้

$$(0.85f'_c b \beta_1) c^2 + (6120 A'_s - A_s f_y) c - 6120 d' A'_s = 0$$

แก้สมการกำลังสอง จะได้ระยะของแนวแกนสะเทิน

$$c = -R \pm \sqrt{R^2 + Q}$$

$$\text{เมื่อ } R = \frac{6,120A_s' - A_s f_y}{1.7f_c b \beta_1}, \quad Q = \frac{6,120d'A_s'}{0.85f_c b \beta_1}$$

ดังนั้น เมื่อทราบ c จะหาหน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับได้แรงอัดได้จาก

$$f_s' = \epsilon_s' E_s = \left[\frac{c - d'}{c} (0.003) \right] E_s = \left[\frac{c - d'}{c} 6120 \right] \text{ กก./ชม.}^2$$

นำค่าที่ได้กลับไปแทนลงในสมการ (2.9) หรือ (2.10) จะได้กำลังต้านทานแรงคัตของคานที่มีทั้งเหล็กเสริมรับแรงดึงและเสริมเหล็กรับแรงอัด

อนึ่ง ถ้าหน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัดมีกำลังถึงจุดคราก (นั่นคือ $f_s' = f_y$) การคำนวณต่างๆ จะง่ายมากขึ้น กล่าวคือ

$$\text{จะได้ } A_{s2} = A_s f_s' / f_y = A_s f_y / f_y = A_s'$$

$$\text{และ } A_{s1} = A_s - A_{s2} = A_s - A_s'$$

ฉะนั้น กำลังต้านทานแรงคัตสูงสุด

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} = (A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d')$$

$$M_n = R_u b d^2 + A_s' f_y (d - d')$$

เมื่อ

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{(\rho - \rho') f_y d}{0.85 f_c'}$$

$$R_u = (\rho - \rho') f_y \left(1 - \frac{0.59(\rho - \rho') f_y}{f_c'} \right)$$

อัตราส่วนของเหล็กเสริมที่สถานะสมดุล (Balanced steel ratio: ρ_b):

ที่สถานะนี้ หน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมรับแรงดึงมีค่าเท่ากับ ϵ_y และหน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 0.003 ($\epsilon_s = \epsilon_y$, $\epsilon_c = 0.003$)

ถ้าให้หน่วยการหดตัวของเหล็กเสริมรับแรงอัดมีค่าเท่ากับ ϵ_s'

จากรูปการกระจายของหน่วยการยืดตัว จะได้ $\epsilon_s' = \epsilon_u - \frac{d'}{d} (\epsilon_u + \epsilon_y)$

$$f_s' = E_s \left[\epsilon_u - \frac{d'}{d} (\epsilon_u + \epsilon_y) \right]$$

จากสมมูลของแรงบนหน้าตัดในแนวนอน

$$T = C_s + C'_s$$

$$A_s f_y = 0.85 f'_c b a + A'_s f'_s$$

เมื่อหารตลอดด้วย bdf_y จะได้

$$\rho = \rho_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y}$$

$$\rho - \rho' \frac{f'_s}{f_y} = \rho_b$$

แต่เพื่อให้คานมีความเหนียวมากพอก่อนเกิดการวิบัติหรือให้คานวิบัติแบบ Yielding failure ซึ่งเหล็กเสริมรับแรงดึงจะถูกดึงถึงกำลังที่จุดครากก่อน ตามมาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. จึงกำหนด อัตราส่วนของเหล็กเสริมที่มากที่สุด ดังนี้

$$\left(\rho - \rho' \frac{f'_s}{f_y} \right)_{max} = 0.75 \rho_b$$

ในกรณีที่เหล็กเสริมรับแรงอัดถูกอัดถึงกำลังที่จุดคราก ($f'_s = f_y$) ดังนั้น

$$(\rho - \rho')_{max} = 0.75 \rho_b$$

โดยที่
$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6120}{6120 + f_y}$$

สำหรับอัตราส่วนของเหล็กเสริม ($\rho - \rho'$) ขั้นต่ำซึ่งจะทำให้เหล็กเสริมรับแรงอัดถูกอัดถึงกำลังที่จุดครากที่สภาวะก่อนวิบัติ ให้พิจารณาจากรูปการกระจายของหน่วยการยึดหดตัว โดยใช้ทฤษฎีสัมพันธ์แบบคล้าย ซึ่งจะได้

$$\epsilon'_s = \frac{\epsilon_u (c - d')}{c} = \epsilon_u \left[1 - \frac{d'}{c} \right]$$

จากสมมูลของแรงภายในจะได้

$$a = c \beta_1$$

$$c = \frac{a}{\beta_2} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{\beta_2 (0.85 f'_c b)} = \frac{(\rho - \rho') f_y d}{\beta_2 (0.85 f'_c)}$$

ดังนั้น หน่วยการหดตัวของเหล็กเสริมรับแรงอัด

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_u \left[1 - \frac{0.85\beta_1 f_c' d'}{(\rho - \rho') f_y d} \right]$$

เมื่อต้องการให้เหล็กเสริมรับแรงอัดถูกอัดถึงจุดคราก นั่นคือค่าของ $\varepsilon_s' \geq \frac{f_y}{E_s}$

$$\text{หรือ } \varepsilon_u \left[1 - \frac{0.85\beta_1 f_c' d'}{(\rho - \rho') f_y d} \right] \geq \frac{f_y}{E_s}$$

$$\text{นั่นคือ ต้องใช้ } \rho - \rho' \geq 0.85\beta_1 \frac{f_c' d'}{f_y d} \cdot \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u - \frac{f_y}{E_s}}$$

เมื่อกำหนดให้ $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ และ $\varepsilon_u = 0.003$

จะได้ ค่า $(\rho - \rho')$ ขั้นต่ำที่ทำให้เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงกำลังที่จุดคราก นั่นคือ

$$\rho - \rho' \geq 0.85\beta_1 \frac{f_c' d'}{f_y d} \cdot \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u - \frac{f_y}{E_s}} \quad (2.11)$$

หมายความว่า ถ้าใช้อัตราส่วนของ $(\rho - \rho')$ น้อยกว่าค่าที่ได้จากสมการ (2.11) แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถูกอัดไม่ถึงกำลังที่จุดคราก

2.2 เส้นใยเหล็ก (Steel fiber)

เส้นใย (Fiber) เป็นวัสดุผสมเพิ่มอย่างหนึ่ง ช่วยให้คอนกรีตมีความต้านทานต่อแรงดึงดีขึ้น ลดการแตกร้าว (Plastic shrinkage) ตลอดจนมีความต้านทานต่อแรงกระแทกและการเสียดสีดีขึ้น วัสดุที่ใช้คือ โพลีพอฟีลีน (Polypropylene) หรือเส้นใยเหล็ก (Steel fiber) ในปริมาณ 0.4 – 1% โดยปริมาตรของคอนกรีต [4]

เส้นใยเหล็กที่ใช้ในอัตราส่วนผสมของคอนกรีตในครั้งนี้ ผลิตโดยบริษัท ดรามิกซ์ (Dramix) มีชื่อเรียกว่า “RC-65/35-BN” ซึ่งมีลักษณะเป็นเส้นลวด รูปร่างวงตัว และตัดให้ได้ตามความยาวที่ต้องการ เพื่อใช้เป็นวัสดุผสมในคอนกรีตเสริมเหล็ก มอร์ต้า และวัสดุประกอบอื่น ๆ

RC-65/35-BN นี้ เป็นลวดเส้นใยเหล็กรีดเย็น มีปริมาณคาร์บอนต่ำ ที่ปลายทั้งสองข้างหักงอ และมีกาวยึดลวดแต่ละเส้นที่อยู่ในกลุ่ม โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง (Diameter) เท่ากับ 0.55 มิลลิเมตร ค่าตัวเลข 35 ที่ปรากฏในชื่อ หมายถึง ความยาวของลวดเส้นใยเหล็ก มีหน่วยเป็นมิลลิเมตร และค่าตัวเลข 65 หมายถึง ค่าอัตราส่วนรูปทรง (Aspect ratio) ซึ่งการแบ่งชั้นประสิทธิภาพของเส้นใยเหล็ก หาได้จากอัตราส่วนระหว่างความยาวกับเส้นผ่านศูนย์กลางของลวดเส้นใยเหล็ก ซึ่งในที่นี้อัตราส่วนรูปทรงมีค่าเท่ากับ 64 แต่เนื่องจาก

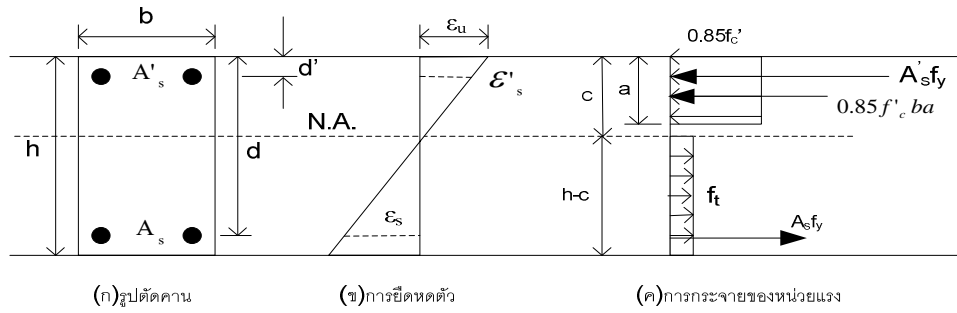
ประสิทธิภาพของลวดเส้นใยจะแบ่งได้เป็นชั้น 45 65 และ 80 ลวดเส้นใยเหล็ก “RC-65/35-BN” จึงถูกจัดให้อยู่ในชั้น 65 เส้นใยเหล็กชนิดนี้ในน้ำหนัก 1.0 กิโลกรัมนั้นจะมีลวดเส้นใยเหล็ก ประมาณ 14,500 ชั้น และมีกำลังรับแรงดึง น้อยที่สุด เท่ากับ 1,213 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

2.3 การวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยเหล็ก [4]

การคำนวณกำลังรับแรงดัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็ก (BUU method)

ผู้วิจัยได้เสนอวิธีการคำนวณกำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใย (BUU method) ที่แต่ละสถานะต่างๆ อันได้แก่ กำลังรับแรงดัดเมื่อคานเริ่มแตกร้าว (M_{cr}) กำลังรับแรงดัดเมื่อเหล็กเสริมเริ่มคราก (M_y) และกำลังรับแรงดัดสูงสุด (M_n) โดยมีสมมุติฐานในการวิเคราะห์กำลังรับแรงดัด ดังต่อไปนี้

- 1) ระยะเวลาของหน้าตัดยังคงเป็นระยะเวลาทั้งก่อนและหลังการรับแรงดัด นั้นหมายถึง การกระจายของหน่วยการยืดหดตัวบนหน้าตัดเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะทางที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน
- 2) การยืดเหนียวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นไปอย่างสมบูรณ์ นั่นคือ หน่วยการยืดหดตัวของเหล็กเสริมและคอนกรีตมีค่าเท่ากันที่ตำแหน่งเดียวกัน
- 3) หน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีตเท่ากับ 0.003
- 4) การกระจายตัวของหน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตมีลักษณะสม่ำเสมอเป็นกลุ่มหน่วยแรงเทียบเท่า (Equivalent stress block)
- 5) จำนวนเส้นใยใต้แนวแกนสะเทินที่สามารถรับแรงดึงจากการดัดของคานให้คิดเป็นจำนวนหนึ่งในสิบห้าของจำนวนเส้นใยที่ผสมทั้งหมด ทั้งนี้เนื่องจากการนำตัวอย่างของคานที่ใช้ทดสอบหากำลังรับแรงดัด (Flexural strength) มาวิเคราะห์หน้าตัดเพื่อนำมานับจำนวนเส้นใยประสิทธิภาพต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ รวมทั้งการลองคำนวณย้อนกลับเพื่อตรวจสอบความถูกต้องของสมการที่ใช้ทำนายกำลังรับแรงดัด
- 6) กำลังรับแรงดึงของคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กเมื่อเหล็กเสริมครากเท่ากับร้อยละ 70 ของกำลังรับแรงดึงสูงสุดของคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็ก
- 7) คอนกรีตส่วนที่แตกร้าวได้แกนสะเทินสามารถรับแรงดึงได้ เนื่องจากมีเส้นใยเหล็กกระจายตัวอยู่ โดยให้การกระจายตัวของหน่วยแรงดึงคอนกรีตนี้เท่ากับจำนวนเส้นใยต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่คูณกับค่าเฉลี่ยประสิทธิภาพของแรงดึงถอนเส้นใย ซึ่งสมมุติฐานข้อนี้เหมือนกับวิธีการของ NJIT [5] ซึ่งมีหลักการวิเคราะห์หากำลังต้านทานแรงดัดสูงสุดของคาน ดังแสดงในรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.5 รูปตัดคาน การยืดหดตัว การกระจายของหน่วยแรง ตาม NJIT Method

ดังนั้น
$$M_n = A'_s f'_s (d - d') + (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + f_t b \left(h - \frac{a}{\beta_1} \right) \left(\frac{h}{2} + \frac{a}{2\beta_1} - \frac{a}{2} \right) \quad (2.12)$$

โดยที่ $f_t = 0.7 P_i n_e$

$$n_e = \frac{4V_f(0.41)}{\pi d_f^2 l_f}$$

P_i = แรงดึงถอนของเส้นใยเหล็ก (กิโลกรัม)

n_e = จำนวนของเส้นใยเหล็กประสิทธิภาพในทิศทางใดๆต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่

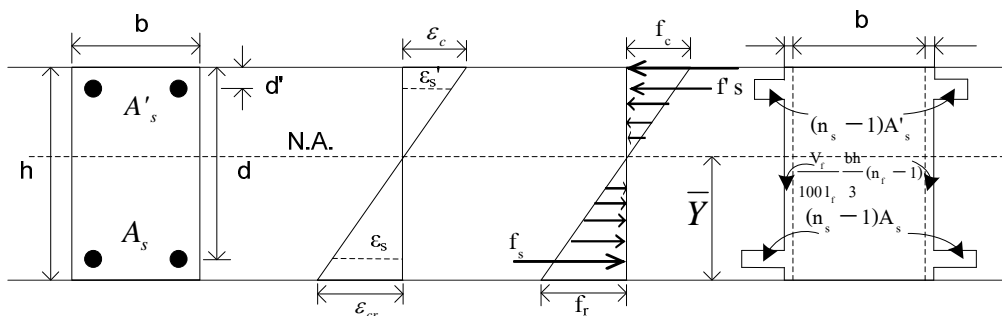
V_f = ปริมาณเส้นใยเหล็กในคอนกรีต (% โดยปริมาตร)

d_f = เส้นผ่านศูนย์กลางกลางของเส้นใยเหล็ก (เซนติเมตร)

l_f = ความยาวของเส้นใยเหล็ก (เซนติเมตร)

2.3.1 กำลังรับแรงดัดเมื่อคานเริ่มแตกร้าว (Cracking moment, M_{cr})

การวิเคราะห์กำลังรับแรงดัดเมื่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเริ่มแตกร้าวสามารถทำได้โดยการแปลงหน้าตัดเหล็กเสริมบนและล่าง และหน้าตัดของจำนวนเส้นใยประสิทธิภาพในทิศทางใดๆ ต่อหน่วยพื้นที่ซึ่งคิดจากหนึ่งในสามของจำนวนเส้นใยทั้งหมดตามสมมติฐานข้อที่ 5 ให้เป็นหน้าตัดคอนกรีตล้วนเทียบเท่า ดังแสดงในรูปที่ 2.6



รูปที่ 2.6 รูปตัดคาน การยืดหดตัว การกระจายของหน่วยแรง และหน้าตัดแปลง

จาก $\varepsilon_s = \frac{f_s}{E_s}, \varepsilon_s' = \frac{f_s'}{E_s}, \varepsilon_c = \frac{f_c}{E_c}$ และ $\varepsilon_f = \frac{f_f}{E_f}$

และ $n_s = \frac{E_s}{E_c}, n_s' = \frac{E_s'}{E_c}, n_f = \frac{E_f}{E_c}$

ดังนั้น

$$\text{ระยะจากขอบล่างจนถึงแกนสะเทิน } \bar{y} = \frac{(A_s \frac{h}{2}) + (n-1)A_s(h-d) + (n-1)A_s'(h-d') + 0.33(b)(n_f-1)\frac{A_f h}{l_f}(\frac{h}{2})}{A_f} \quad (2.13)$$

A_f = พื้นที่หน้าตัดของไฟเบอร์ในหนึ่งหน่วยพื้นที่

โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดแปลง $I_t = I_1 + I_2 + I_3 + I_4$ (2.14)

โดยที่ $I_1 = (\frac{1}{12}bh^3) + [(bh)(\frac{h}{2} - \bar{y})^2]$,

$I_2 = (n_s' - 1)A_s'[(h - d') - \bar{y}]^2$

$I_3 = (n_s - 1)A_s[\bar{y} - (h - d)]^2$, $I_4 = 0.33(b)(n_f - 1)A_f h[\frac{h}{2} - \bar{y}]^2$

ดังนั้น กำลังรับแรงดัดเมื่อคานเริ่มแตกร้าวเท่ากับ

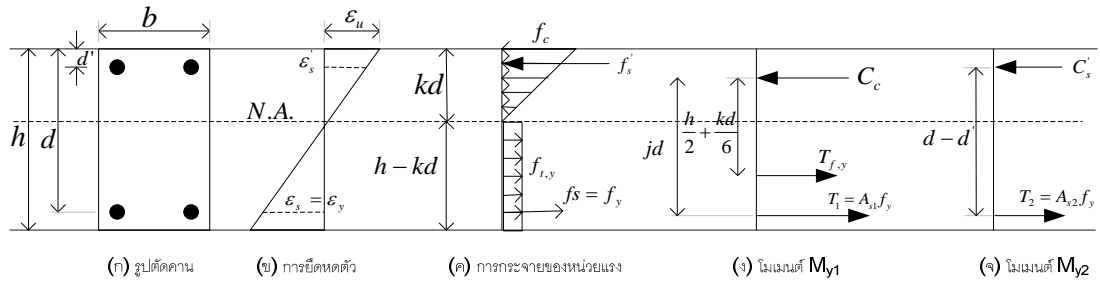
$$M_{cr} = \frac{f_t I_t}{y} \quad (2.15)$$

และแรงกดที่กระทำเมื่อคานเริ่มแตกร้าว สำหรับ Four-point bend test เท่ากับ

$$P_{cr} = \frac{32M_{cr}}{7L} \quad (2.16)$$

2.3.2 กำลังรับแรงดัดเมื่อเหล็กเสริมคราก (Yielding moment, M_y)

กำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยและเสริมเหล็กเสริมต่ำกว่าสถานะสมดุล เมื่อเหล็กเสริมเริ่มคราก ($\varepsilon = \varepsilon_y$ และ $f_s = f_y$) กำลังรับแรงดัดของคานมาจากสองส่วน ได้แก่ ส่วนที่หนึ่งคือ M_{y1} เป็นกำลังรับแรงดัดที่ได้จากการพิจารณาเสมือนเป็นคานที่มีเหล็กเสริมและเส้นใยรับแรงดัดอย่างเดียวดังรูป 2.7(ง) ซึ่งประกอบด้วยแรงดัดของเหล็กเสริมรับแรงดัด A_{s1} แรงดัดของเส้นใยที่กระจายตัวสม่ำเสมอได้แกนสะเทิน และแรงดัดของคอนกรีต และส่วนที่สองคือ M_{y2} เป็นกำลังรับแรงดัดที่ได้จากแรงดัดในเหล็กเสริมรับแรงดัดที่มีพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ A_{s2} และแรงดัดในเหล็กเสริมรับแรงดัดที่มีพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ $A_{s'}$ ดังแสดงในรูปที่ 2.7 (จ)



รูปที่ 2.7 รูปตัดคาน การยึดตัว การกระจายของหน่วยแรง โมเมนต์ M_{y1} และโมเมนต์ M_{y2}

จากรูปที่ 2.7 จะได้

$$M_{y1} = (A_s - A'_s)f_y jd + f_{t,y}b(h - kd) \left(\frac{h}{2} + \frac{kd}{6} \right) \quad (2.17)$$

$$M_{y2} = A'_s f_y (d - d') \quad (2.18)$$

ทั้งนี้ให้ $f_{t,y} = 0.70f_{t,n}$ เป็นไปตามสมมติฐานข้อที่ 6

สำหรับค่า k สามารถหาได้จากสมการต่อไปนี้

$$k = -R_y \pm \sqrt{R_y^2 - Q_y} \quad (2.19)$$

โดยที่ R_y และ Q_y ได้จากการพิสูจน์ จากรูปที่ 2.7 ซึ่งสามารถพิสูจน์ได้ดังนี้

$$\text{จาก } C'_s + C_c = T + f_{t,y}b(h - kd)$$

$$A'_s f'_s + \frac{1}{2}bkdf_c = A_s f_y + f_{t,y}b(h - kd)$$

$$\rho' bdf'_s + \frac{1}{2}bkdf_c = \rho bdf_y + f_{t,y}bh - f_{t,y}bkd$$

หารตลอดด้วย bd จะได้

$$\rho' f'_s + \frac{1}{2}kf_c = \rho f_y + \frac{f_{t,y}h}{d} - f_{t,y}k$$

หารตลอดด้วย f_y จะได้

$$\rho' \frac{f_s'}{f_y} + \frac{1}{2} k \frac{f_c}{f_y} = \rho + \frac{f_{t,y} h}{f_y d} - \frac{f_{t,y} k}{f_y}$$

$$\frac{f_c}{f_y} = \frac{2}{k} \left[\rho + \frac{f_{t,y} h}{f_y d} - \frac{f_{t,y} k}{f_y} - \frac{\rho' f_s'}{f_y} \right]$$

จาก $n \frac{f_c}{f_y} = \frac{k}{(1-k)}$

จะได้ $\frac{2n}{k} \left[\rho - \frac{\rho' f_s'}{f_y} + \frac{f_{t,y} h}{f_y d} - \frac{f_{t,y} k}{f_y} \right] = \frac{k}{1-k}$

จาก $\frac{f_s'}{f_y} = \frac{kd - d'}{d - kd}$

$$\frac{2n}{k} \left[\rho - \rho' \left(\frac{kd - d'}{d - kd} \right) + \frac{f_{t,y} h}{f_y d} - \frac{f_{t,y} k}{f_y} \right] = \frac{k}{1-k}$$

$$\frac{2n}{k} \left[\rho - \rho' \left(\frac{k - \frac{d'}{d}}{1-k} \right) + \frac{f_{t,y} h}{f_y d} - \frac{f_{t,y} k}{f_y} \right] = \frac{k}{1-k}$$

$$\frac{2n \left[\rho(1-k) - \rho' \left(k - \frac{d'}{d} \right) + \frac{f_{t,y} h(1-k)}{f_y d} - \frac{f_{t,y} k(1-k)}{f_y} \right]}{1-k} = \frac{k^2}{1-k}$$

คูณตลอดด้วย 1-k จะได้

$$2n \left[\rho(1-k) - \rho' \left(k - \frac{d'}{d} \right) + \frac{f_{t,y} h(1-k)}{f_y d} - \frac{f_{t,y} k(1-k)}{f_y} \right] = k^2$$

$$\left[\rho(1-k) - \rho' \left(k - \frac{d'}{d} \right) + \frac{f_{t,y} h(1-k)}{f_y d} - \frac{f_{t,y} k(1-k)}{f_y} \right] = \frac{k^2}{2n}$$

$$\rho - \rho k - \rho' k + \rho' \frac{d'}{d} + \frac{f_{t,y} h}{f_y d} - \frac{f_{t,y} h k}{f_y d} - \frac{f_{t,y} k}{f_y} + \frac{f_{t,y} k^2}{f_y} - \frac{k^2}{2n} = 0$$

จัดสมการให้อยู่ในรูป $Ak^2 + Bk + c = 0$ จะได้

$$\left(\frac{f_{t,y}}{f_y} - \frac{1}{2n}\right)k^2 + \left(-\rho - \rho' - \frac{f_{t,y}h}{f_y d} - \frac{f_{t,y}}{f_y}\right)k + \left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} + \frac{f_{t,y}h}{f_y d}\right) = 0$$

นำ -1 คูณตลอดทั้งสมการ จะได้

$$\left(\frac{1}{2n} - \frac{f_{t,y}}{f_y}\right)k^2 + \left(\rho + \rho' + \frac{f_{t,y}h}{f_y d} + \frac{f_{t,y}}{f_y}\right)k - \left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} + \frac{f_{t,y}h}{f_y d}\right) = 0$$

จาก $k = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$

$$k = \frac{-\left(\rho + \rho' + \frac{f_{t,y}h}{f_y d} + \frac{f_{t,y}}{f_y}\right) \pm \sqrt{\left(\rho + \rho' + \frac{f_{t,y}h}{f_y d} + \frac{f_{t,y}}{f_y}\right)^2 + 4\left(\frac{1}{2n} - \frac{f_{t,y}}{f_y}\right)\left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} + \frac{f_{t,y}h}{f_y d}\right)}}{2\left(\frac{1}{2n} - \frac{f_{t,y}}{f_y}\right)}$$

$$k = \frac{-\left(\rho + \rho' + \frac{f_{t,y}h}{f_y d} + \frac{f_{t,y}}{f_y}\right)}{2\left(\frac{1}{2n} - \frac{f_{t,y}}{f_y}\right)} \pm \sqrt{\frac{\left(\rho + \rho' + \frac{f_{t,y}h}{f_y d} + \frac{f_{t,y}}{f_y}\right)^2}{\left[2\left(\frac{1}{2n} - \frac{f_{t,y}}{f_y}\right)\right]^2} + \frac{\left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} + \frac{f_{t,y}h}{f_y d}\right)}{\left(\frac{1}{2n} - \frac{f_{t,y}}{f_y}\right)}}$$

จากการพิสูจน์ จะได้ $R_y = \frac{\left[\rho + \rho' + \frac{f_{t,y}}{f_y} \left(\frac{h+d}{d}\right)\right]}{2\left(\frac{1}{2n} - \frac{f_{t,y}}{f_y}\right)}$, $Q_y = \frac{\rho + \rho' \frac{d'}{d} + \frac{f_{t,y}h}{f_y d}}{\frac{1}{2n} - \frac{f_{t,y}}{f_y}}$

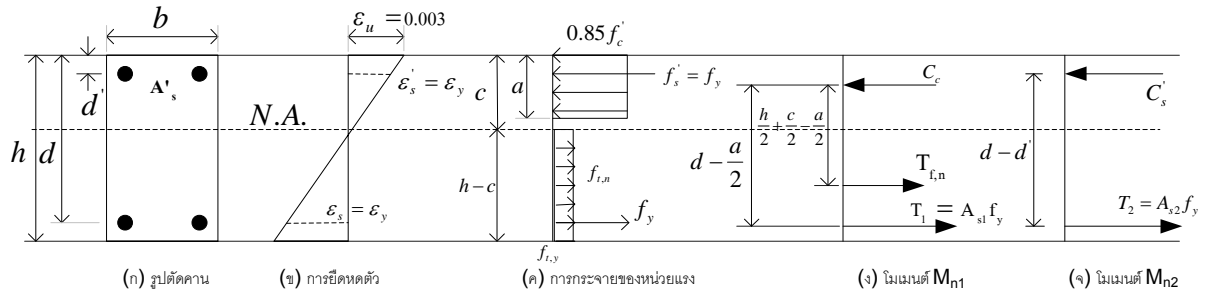
ดังนั้น กำลังรับแรงคดเมื่อเหล็กเสริมเริ่มครากเท่ากับ

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} \tag{2.20}$$

และแรงกดที่กระทำเมื่อเหล็กเสริมคราก สำหรับ Four-point bend test เท่ากับ $P_y = \frac{32M_y}{7L}$ (2.21)

2.3.3 กำลังรับแรงคดสูงสุด (Nominal moment, M_n)

กำลังรับแรงคดสูงสุดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยหาได้จากผลรวมของกำลังรับแรงคดสองส่วน ได้แก่ M_{n1} เป็นกำลังรับแรงคดสูงสุดของคานที่เสมือนเป็นคานที่มีเหล็กเสริมและเส้นใยรับแรงดึงอย่างเดียวดังรูป 2.8 (ง) โดยพิจารณาจากเหล็กเสริมรับแรงดึง A_{s1} กับแรงอัดในส่วนของคอนกรีต และแรงดึงของเส้นใยที่กระจายตัวอย่างสม่ำเสมอบริเวณใต้แกนสะเทินกับแรงอัดของคอนกรีต และ M_{n2} เป็นกำลังรับแรงคดที่ได้จากแรงดึงในเหล็กเสริมรับแรงดึงที่มีพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ A_{s2} กับแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัดที่มีพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ $A_{s'}$ ดังรูปที่ 2.8 (จ)



รูปที่ 2.8 รูปตัดคาน การยึดตัว การกระจายของหน่วยแรง โมเมนต์ M_{n1} โมเมนต์ M_{n2}

จากรูปที่ 2.8 จะได้

$$M_{n1} = (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + f_{t,n} b \left(h - \frac{a}{\beta_1} \right) \left(\frac{h}{2} + \frac{a}{2\beta_1} - \frac{a}{2} \right) \quad (2.22)$$

$$M_{n2} = A'_s f_y (d - d') \quad (2.23)$$

ดังนั้น กำลังรับแรงดัดสูงสุดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเท่ากับ

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (2.24)$$

โดยที่

$$f_{t,n} = \psi_n P_f n_e$$

ψ_n = ตัวประกอบประสิทธิภาพเส้นใย (Factor of fiber efficiency)

$$P_f = f_f \frac{\pi d_f^2}{4}$$

$$n_e = \frac{4V_f (0.0667)}{\pi d_f^2 l_f}$$

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s + f_{t,n} b h}{0.85 f'_c b + f_{t,n} \frac{b}{\beta_1}}$$

$$f'_s = \frac{0.003 E'_s (c - d')}{c} \quad \text{โดยที่ } c \text{ ได้จาก } c = -R_n \pm \sqrt{R_n^2 + Q_n} \text{ และ } R_n, Q_n \text{ ได้จากการพิสูจน์}$$

จากรูปที่ 2.8 ซึ่งสามารถพิสูจน์ได้ดังนี้

$$\text{จาก } T + T_f = C_c + C_s'$$

$$A_s f_y + f_{t,n} b(h-c) = 0.85 f_c' b a + f_s' A_s'$$

$$A_s f_y + f_{t,n} b(h-c) = 0.85 f_c' b a + \left[\frac{c-d'}{c} \times 0.003 \right] E_s A_s'$$

เอา c คูณตลอดจะได้

$$A_s f_y c + f_{t,n} b h c - f_{t,n} b c^2 = 0.85 f_c' b a c + (c-d') 0.003 E_s A_s'$$

เนื่องจาก $a = \beta_1 c$

$$\text{จะได้ } A_s f_y c + f_{t,n} b h c - f_{t,n} b c^2 = 0.85 f_c' b \beta_1 c^2 + (c-d') 0.003 E_s A_s'$$

หารตลอดด้วย $-0.85 f_c' b \beta_1$ ตลอดจะได้

$$\frac{-A_s f_y c}{0.85 f_c' b \beta_1} - \frac{f_{t,n} b h c}{0.85 f_c' b \beta_1} + \frac{f_{t,n} b c^2}{0.85 f_c' b \beta_1} = -c^2 - \frac{(c-d') 0.003 E_s A_s'}{0.85 f_c' b \beta_1}$$

จัดสมการให้อยู่ในรูป $A c^2 + B c + C = 0$ จะได้

$$\left(\frac{f_{t,n} b + 0.85 f_c' b \beta_1}{0.85 f_c' b \beta_1} \right) c^2 + \left(\frac{-A_s f_y - f_{t,n} b h + 0.003 E_s A_s'}{0.85 f_c' b \beta_1} \right) c - \frac{0.003 E_s A_s' d'}{0.85 f_c' b \beta_1} = 0$$

จาก $c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$ จะได้

$$c = - \frac{(-A_s f_y - f_{t,n} b h + 0.003 E_s A_s')}{2(f_{t,n} b + 0.85 f_c' b \beta_1)}$$

$$\pm \sqrt{\frac{\left(\frac{-A_s f_y - f_{t,n} b h + 0.003 E_s A_s'}{0.85 f_c' b \beta_1} \right)^2 - 4 \left(\frac{-0.003 E_s d' A_s f_{t,n} b - 0.003 E_s A_s' d' \cdot 0.85 f_c' b \beta_1}{(0.85 f_c' b \beta_1)^2} \right)}{2 \frac{(f_{t,n} b + 0.85 f_c' b \beta_1)}{0.85 f_c' b \beta_1}}}$$

จากการพิสูจน์ จะได้

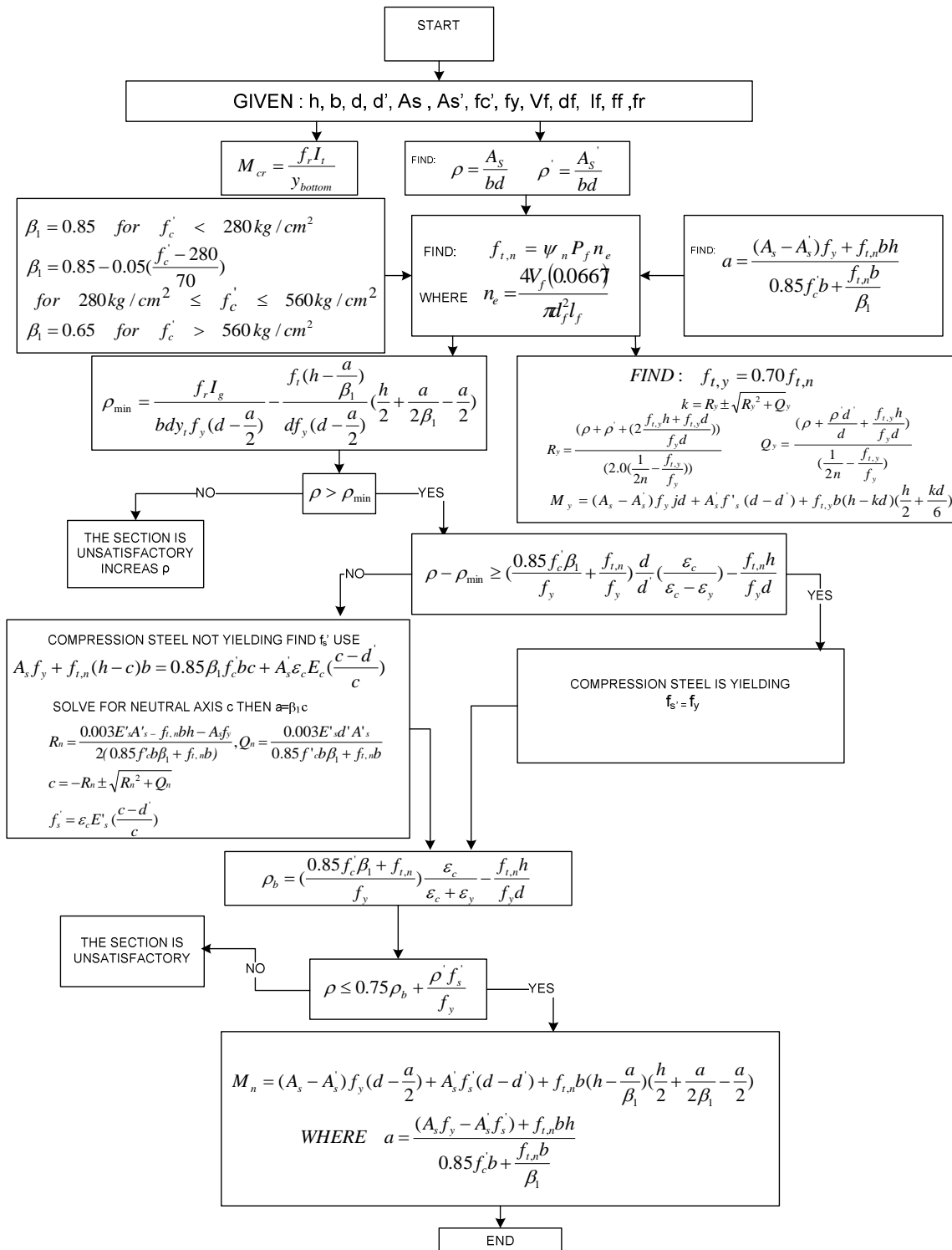
$$R_n = \left(\frac{0.003E_s A_s' - f_{t,n}bh - A_s f_y}{2(f_{t,n}b + 0.85f_c' b\beta_1)} \right), \quad Q_n = \frac{0.003E_s d' A_s'}{0.85f_c' b\beta_1 + f_{t,n}b}$$

เมื่อนำผลการทดลองของผู้วิจัยมาทำการคำนวณย้อนกลับ (Back calculation) จะได้ค่าตัวประกอบเนื่องจากผลของปริมาณเส้นใยและตัวประกอบประสิทธิภาพเส้นใย (Factor of fiber efficiency) ดังนี้

$$\psi_n = 0.0073(V_f^{-2.8618}) + 0.5575 \quad (2.25)$$

และแรงกดที่กระทำสูงสุด สำหรับ Four-point bend test ตามที่ทดสอบโดยผู้วิจัย [2] เท่ากับ

$$P_n = \frac{32M_n}{7L} \quad (2.26)$$



รูปที่ 2.9 ขั้นตอนการคำนวณหากำลังรับแรงดัดเมื่อเหล็กเสริมเริ่มคราก และกำลังรับแรงดัดสูงสุดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็ก

2.4 การเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต [1]

โดยปกติแล้วเหล็กเสริมที่อยู่ในคอนกรีตจะถูกปกป้องไม่ให้เกิดสนิมด้วยความเป็นด่างที่สูงของคอนกรีต ทั้งนี้เนื่องจากในสภาวะความเป็นด่างที่สูง เหล็กจะไม่สามารถเกิดปฏิกิริยาอะโนดิก (Anodic process) ได้ นั่นคือเหล็กจะไม่สามารถแตกตัวเป็นไอออนของเหล็ก (Fe^{2+}) และอิเล็กตรอน ($2e^-$) ได้เลย ความเป็นด่างในคอนกรีตโดยปกติมักจะอยู่ในช่วงตั้งแต่ 12.5 ถึง 13.5 ขึ้นอยู่กับวัสดุที่ใช้ผสม และส่วนผสมของคอนกรีต คุณภาพของคอนกรีตหุ้มเหล็กก็เป็นปัจจัย สำคัญของการควบคุมความเป็นสนิมของเหล็กเสริมด้วย

2.4.1 กลไกการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต

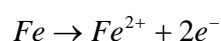
เหล็กเสริมในคอนกรีตจะเป็นสนิมได้ ก็ต่อเมื่อ เงื่อนไขทั้ง 3 ประการนี้ต้องเกิดขึ้น

1. ความเป็นด่างในคอนกรีตลดลงจนถึงปฏิกิริยาอะโนดิก (Anodic process) สามารถเกิดได้ ซึ่งความเป็นด่างในระดับที่จะทำให้ปฏิกิริยาอะโนดิกเกิดขึ้นได้นั้น จะมีค่าของ pH ต่ำกว่าระดับ 9 ถึง 10 และมักจะเรียกว่าระดับวิกฤต (Critical level) ของความเป็นด่าง ความเป็นด่างในคอนกรีตลดลงได้ด้วยสาเหตุต่างๆ ดังต่อไปนี้ คือ คาร์บอนेशन (Carbonation) การซึมผ่านของคลอไรด์เข้าไปในคอนกรีต หรือแม้แต่การชะล้างของน้ำฝนในกรณีที่คอนกรีตมีความพรุนมาก ซึ่งกลไกการทำให้ความเป็นด่างลดลงโดยแต่ละสาเหตุจะได้แยกอธิบายเป็นหัวข้อต่างหากต่อไป

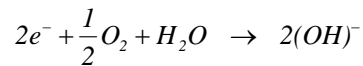
2. มีความชื้นเพียงพอที่จะทำให้ ไอออนของเหล็ก (Fe^{2+}) เข้าสู่สภาวะสารละลาย และพอเพียงพอที่จะทำให้ปฏิกิริยาในการเกิดสนิม ซึ่งโดยปกติความชื้นมักจะเพียงพออยู่ในบริเวณคอนกรีตที่หุ้มรอบๆเหล็กเสริมอยู่แล้ว

3. มีปริมาณออกซิเจนเพียงพอในการทำปฏิกิริยาเพื่อการเกิดสนิม ซึ่งปกติแล้วออกซิเจนในปริมาณที่เพียงพอในการเกิดสนิมมักจะแพร่เข้าสู่คอนกรีตบริเวณเหล็กเสริมโดยผ่านทางช่องว่างที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Unsaturated pores) นั่นคือแพร่ผ่านอากาศในช่องว่างแต่การแพร่ของออกซิเจนผ่านทางช่องว่างที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated pores) จะเป็นไปได้ยาก เนื่องจากออกซิเจนละลายน้ำได้น้อยมาก ดังนั้น คอนกรีตที่อิ่มตัวด้วยน้ำอยู่ตลอดเวลา มักจะไม่เกิดสนิมในเหล็ก

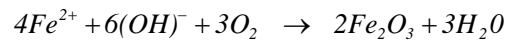
กลไกของการเกิดสนิมของเหล็กเสริม (รูปที่ 2.10) ในคอนกรีตจะเริ่มต้นด้วยการที่ความเป็นด่างในบริเวณที่หุ้มรอบๆเหล็กเสริมอยู่ มีค่าความเป็นด่างลดลงจนถึงระดับวิกฤต และบริเวณรอบๆเหล็กเสริมมีความชื้นเพียงพอ ทำให้เหล็กเกิดปฏิกิริยา Electrolysis ขึ้นดังสมการต่อไปนี้



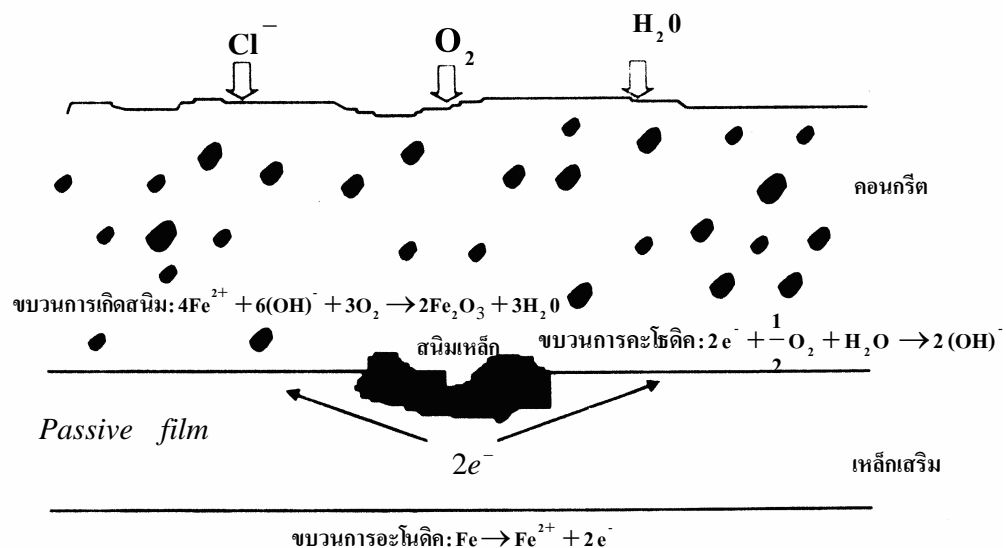
โดยเหล็กจะแตกตัวเป็นไอออน (Fe^{2+}) เข้าสู่สภาพสารละลาย และอิเล็กตรอนจะวิ่งไปตามเหล็ก ปฏิกิริยานี้เรียกว่า กระบวนการอะโนดิก (Anodic process) ต่อจากนั้น $2e^-$ ที่เกิดจากปฏิกิริยาอะโนดิกจะไปรวมตัวกับน้ำและออกซิเจนที่บริเวณเดียวกัน หรือบริเวณใกล้เคียงกับบริเวณที่เกิดปฏิกิริยาอะโนดิก ทำให้เกิดเป็นไฮดรอกไซด์ไอออน ($(OH)^-$) ดังสมการต่อไปนี้



ซึ่งปฏิกิริยานี้เรียกว่า กระบวนการแคโทดิก (Cathodic process) หลังจากนั้นปฏิกิริยาการเกิดสนิมก็จะเกิดขึ้นดังสมการต่อไปนี้



โดยที่ Fe_2O_3 ก็คือเฟอริกออกไซด์ หรือ สนิมนั่นเอง ซึ่งปฏิกิริยานี้จะเกิดต่างบริเวณกับบริเวณที่เกิดปฏิกิริยาอะโนดิกก็ได้ซึ่งหมายความว่าสนิมอาจจะเกิดคนละบริเวณกับบริเวณที่สูญเสียเนื้อเหล็กก็ได้



รูปที่ 2.10 กลไกการเกิดสนิมในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

2.4.2 ผลกระทบของการเกิดสนิมในเหล็กเสริมต่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

สาเหตุหลักที่ทำให้โครงสร้างคอนกรีตสูญเสียกำลังรับแรงลงไปจากการเกิดสนิมของเหล็กเสริมมีอยู่ 2 ประการ คือ

1) ขนาดของเหล็กบริเวณที่เกิดปฏิกิริยาอะโนดิก (เหล็กสูญเสียอิเล็กตรอน) จะเล็กลง เนื่องจากเนื้อเหล็กบางส่วนกลายเป็นสารละลาย (Fe^{2+}) และอิเล็กตรอน (e^-) ทำให้พื้นที่หน้าตัดในการรับแรงในบริเวณดังกล่าวลดลงตามขนาดของเหล็กที่ลดลง

2) การเกิดสนิมจะทำให้เกิดแรงดันต่อคอนกรีตบริเวณรอบเหล็กเสริม เนื่องจากสนิมเหล็กจะมีปริมาตรมากกว่าเหล็กเดิมที่สลายตัวเข้าสู่สารละลาย ซึ่งในบางกรณีสนิมเหล็กอาจมีปริมาตรมากกว่า 6 เท่าของเหล็กเดิม ถ้าปริมาณน้ำและออกซิเจนมีมากและบริเวณที่เกิดสนิมอาจเป็นบริเวณข้างเคียงบริเวณที่เหล็กสูญเสียอิเล็กตรอนก็ได้ ดังนั้นจะทำให้คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมแตกร้าวตามแนวเหล็กเสริมได้ (Splitting crack)

ดังนั้นผลกระทบโดยรวมจากสาเหตุข้างต้นนี้ก็คือ กำลังรับแรงของโครงสร้างลดลง โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ความต้านทานความล้า (Fatigue strength) และความสามารถในการแอ่นตัวหรือเปลี่ยนแปลงรูปร่าง (Elongation ability) ของโครงสร้างก็ลดลงด้วย นอกจากนี้ ความยืดหยุ่น (Stiffness) ก็ลดลง การเกิดรอยแตกร้าวยังเป็นการเร่งให้น้ำและออกซิเจนเข้าไปถึงบริเวณเหล็กเสริมได้เร็ว และมากยิ่งขึ้น ทำให้เร่งการเกิดสนิมของเหล็กเสริมให้เร็วและรุนแรงยิ่งขึ้นด้วย

2.4.3 การเกิดคาร์บอนเนชัน (Carbonation)

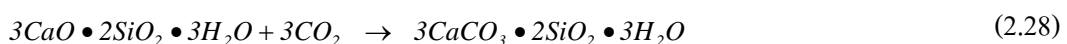
คาร์บอนเนชันเป็นขบวนการที่เปลี่ยนผลผลิตบางชนิดของปฏิกิริยาไฮเดรชัน ซึ่งโดยปกติมักจะเป็นแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) และแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (C-S-H) ทำให้เป็นผลิตภัณฑ์คาร์บอนเนต โดยปฏิกิริยาจะเกิดขึ้นได้ก็ต่อเมื่อต้องมีความชื้นและก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์

กลไกของการเกิดคาร์บอนเนชัน

คาร์บอนเนชันเกิดจากการที่ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศ ทำปฏิกิริยากับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) หรือ แคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (C-S-H) บริเวณผิวหน้าหรือใกล้ผิวหน้าของคอนกรีต ตามสมการของปฏิกิริยาดังต่อไปนี้



หรือ



ซึ่งส่วนใหญ่แล้วจะเป็นปฏิกิริยา (2.27) มากกว่า (2.28) และในความเป็นจริงแล้วทั้งสองปฏิกิริยาก็ต้องการน้ำในการทำปฏิกิริยาด้วย เนื่องจากปฏิกิริยาคาร์บอนเนชันเป็นปฏิกิริยาที่เกิดในสภาพของสารละลาย คอนกรีตที่ถูกคาร์บอนेटไปแล้วจะมีความพรุนน้อยลงเนื่องจากแคลเซียมคาร์บอนेटเป็นผลผลิตจากปฏิกิริยา คาร์บอนเนชันจะช่วยอุดช่องว่างส่วนหนึ่งในคอนกรีตลักษณะของการทำปฏิกิริยาจะเกิดในบริเวณใกล้ผิวหน้า ของคอนกรีตที่มีโอกาสสัมผัสกับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) ในอากาศ และก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ก็จะ ซึมผ่านเข้าไปในคอนกรีตได้ดีโดยผ่านทางช่องว่างที่ไม่อิ่มตัว (Unsaturated pores) เข้าไปทำปฏิกิริยาใกล้ ผิวหน้าของคอนกรีตได้ ดังนั้นคาร์บอนเนชันจะค่อยๆคืบหน้าเข้าไปในเนื้อคอนกรีตด้วยอัตราที่ช้าลงเรื่อยๆ เพราะก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ต้องแพร่ผ่าน โครงสร้างช่องว่าง (Pore structure) ของคอนกรีตและผ่านส่วนที่ถูก คาร์บอนेटไปแล้ว ซึ่งจะมีความพรุนน้อยลง ทำให้ซึมผ่านเข้าไปได้ยากขึ้น

เนื่องจากการทำปฏิกิริยาคาร์บอนเนชันต้องการทั้งก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และน้ำ ดังนั้นในคอนกรีตที่ อิ่มตัวด้วยน้ำหรือคอนกรีตที่แห้งสนิทจะไม่เกิดคาร์บอนเนชัน เนื่องจากในคอนกรีตที่อิ่มตัวด้วยน้ำจะไม่มีก๊าซ คาร์บอนไดออกไซด์ซึมผ่านเข้าไปได้มาก ส่วนในคอนกรีตที่แห้งสนิทก็จะมีน้ำในการทำปฏิกิริยา ดังนั้น คาร์บอนเนชันจะรุนแรง ในกรณีที่มีความชื้นสัมพัทธ์ของอากาศอยู่ระหว่างกึ่งชื้นกึ่งแห้ง (Semi-dry) นั่นคือ ความชื้นสัมพัทธ์อยู่ระหว่างร้อยละ 40 ถึงร้อยละ 60 และมีก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศมาก

ผลของคาร์บอนเนชัน

คาร์บอนเนชันทำให้เกิดผลที่สำคัญ 3 ประการ คือ

- 1) ทำให้ความพรุนของคอนกรีตบริเวณที่เกิดคาร์บอนเนชันต่ำลง
- 2) ทำให้ความเป็นด่างของคอนกรีตในบริเวณที่เกิดคาร์บอนเนชันต่ำลง เนื่องจากแคลเซียมไฮดรอกไซด์ (Ca(OH)_2) ถูกใช้ไปในปฏิกิริยาคาร์บอนเนชัน ผลในประการแรกอาจจะเป็นผลดีต่อคอนกรีตในเรื่องของความ คงทน แต่ผลประการหลังจะสามารถทำให้เหล็กเสริมเป็นสนิมได้ ถ้าคาร์บอนเนชันเกิดเข้าไปจนถึงตำแหน่งเหล็ก เสริมจนทำให้ความเป็นด่างของคอนกรีตรอบเหล็กเสริมลดต่ำลงจนใกล้หรือต่ำกว่าระดับวิกฤต
- 3) ทำให้เกิดการหดตัว (Carbonation shrinkage) ซึ่งเป็นผลมาจากที่ ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ทำ ปฏิกิริยากับ แคลเซียมไฮดรอกไซด์ (Ca(OH)_2) ภายใต้นัยแรงอัดที่เกิดจากการหดตัวแบบแห้ง หรือจากการที่ทำให้แคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (C-S-H) เกิดเสียน้ำ (Dehydrate) ซึ่งส่งผลให้เกิดการหดตัว

ผลของคาร์บอนเนชันทั้ง 3 กรณีนี้ ในกรณีที่ 2 คือ กรณีที่ทำให้ความเป็นด่างในคอนกรีตลดลงจะเป็น กรณีที่เป็นผลเสียต่อความคงทนของคอนกรีตมากที่สุด ส่วนในกรณีที่ 1 คือกรณีที่ทำให้ความพรุนของคอนกรีต

ลดลง จะเป็นกรณีที่เป็นผลดีต่อความคงทนของคอนกรีต อย่างไรก็ตาม ในกรณีของคอนกรีตเสริมเหล็ก คาร์บอนเนชั่นจะมีผลเสียมากกว่าผลดีที่ได้จากการลดความพรุน

ปัจจัยที่มีผลต่อการเกิดคาร์บอนเนชั่น

- 1) ความชื้นสัมพัทธ์ของอากาศ ดังที่ได้อธิบายไปแล้วข้างต้นว่า ความชื้นสัมพัทธ์ที่ไม่ชื้นและแห้งเกินไปจะทำให้เกิดคาร์บอนเนชั่นรุนแรง
- 2) ปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศมากก็จะทำให้การเกิดคาร์บอนเนชั่นมาก
- 3) อุณหภูมิสูงก็จะทำให้ปฏิกิริยาคาร์บอนเนชั่นดำเนินไปเร็ว
- 4) ความพรุนของคอนกรีต คอนกรีตที่มีความหิบน้ำต่ำ จะเกิดคาร์บอนเนชั่นได้เร็ว
- 5) การใช้สารปอซโซลานบางชนิด จะทำให้เกิดคาร์บอนเนชั่นมากขึ้นถ้าใช้ในปริมาณที่มากเกินไป

การป้องกันการเกิดคาร์บอนเนชั่น

- 1) ออกแบบให้คอนกรีตมีความพรุนต่ำ เช่น ใช้ปริมาณน้ำน้อย อัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ต่ำ หรือใช้วัสดุเติมเต็มช่องว่าง (Filler) เช่น ซิลิกาฟูม จะช่วยให้คอนกรีตมีอัตราการเกิดคาร์บอนเนชั่นลดลง
- 2) บ่มคอนกรีตให้ดี การบ่มคอนกรีตให้ยาวขึ้นจะทำให้คอนกรีตบริเวณผิวและใกล้ผิวคอนกรีตมีความหิบน้ำดีขึ้น
- 3) สำหรับการป้องกันการเกิดสนิมของเหล็ก ควรออกแบบคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมให้หนาขึ้น ถ้าทราบว่าโครงสร้างดังกล่าวจะอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่คาร์บอนเนชั่นรุนแรง

2.4.4 การเกิดสนิมของเหล็กเสริมโดยคลอไรด์

กลไกของการมีคลอไรด์ในคอนกรีตและการเกิดสนิมของเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์

คลอไรด์เป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้เกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมได้ โดยไอออนของคลอไรด์ (Chloride ions) เป็นตัวการที่ทำให้เกิดความเป็นต่างของคอนกรีตที่ป้องกันเหล็กเสริมไม่ให้เกิดสนิมลดลง และหลังถึงจุดวิกฤตแล้ว ถ้ามีน้ำและออกซิเจนเพียงพอ ก็จะทำให้เหล็กเกิดสนิมได้

แหล่งที่มาของคลอไรด์

คลอไรด์อาจมีอยู่ในคอนกรีตเอง เช่น มีอยู่ในน้ำที่ใช้ผสมคอนกรีต หิน ทราย (โดยเฉพาะอย่างยิ่งในทรายจากแหล่งใกล้ทะเล) หรือน้ำยาผสมคอนกรีตบางชนิด เช่น แคลเซียมคลอไรด์ (CaCl_2) ที่มักมีอยู่ในสารเร่งการก่อตัว อย่างไรก็ตาม ได้มีการกำหนดมาตรฐานไว้สำหรับปริมาณคลอไรด์ที่ยอมรับได้ในคอนกรีตสด (วสท. 1014 - 40) แต่ปัญหาของคลอไรด์ที่กระทบต่อความทนทานของคอนกรีตนั้น ส่วนมากจะมาจากภายนอกคอนกรีตในช่วงใช้งาน เช่น จากน้ำทะเล จากดิน หรือจากเกลือที่ใช้สารละลายน้ำแข็งในประเทศที่มีอากาศหนาว (De-icing salt) ซึ่งคลอไรด์อาจเข้าสู่คอนกรีตได้โดยวิธี ดังต่อไปนี้

- 1) การซึมผ่านเข้าไปในคอนกรีตที่แห้งของน้ำที่มีคลอไรด์ (Capillary suction)
- 2) การแพร่ของไอออนของคลอไรด์ (Chloride ions) จากภายนอกที่มีความเข้มข้นของคลอไรด์สูงกว่าภายในของคอนกรีต
- 3) การซึมผ่านเข้าไปในคอนกรีตของน้ำที่มีคลอไรด์ โดยแรงดันของน้ำ

โดยทั่วไปแล้วแหล่งของคลอไรด์ ที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างคอนกรีตนั้นมาจากน้ำทะเล สำหรับคอนกรีตที่แช่อยู่ในน้ำทะเลตลอดเวลา นั้นถึงแม้คลอไรด์สามารถซึมแพร่ผ่านเข้าไปในคอนกรีตได้ดี แต่ถ้าไม่มีออกซิเจน การเกิดสนิมของเหล็กเสริมก็ไม่สามารถเกิดขึ้นได้ จึงไม่เป็นปัญหานัก

ความเสี่ยงที่จะเกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมมากที่สุด มักพบในบริเวณคลื่นและละอองน้ำ (Splash zone) รองลงมาเป็นบริเวณบรรยากาศทะเล (Atmospheric zone) และบริเวณน้ำขึ้นน้ำลง (Tidal zone) ส่วนบริเวณใต้น้ำทะเล (Submerged zone) จะมีความเสี่ยงต่อการกัดกร่อนเหล็กเสริมน้อยมาก

ในบริเวณใต้น้ำทะเลความเสี่ยงต่อการเกิดสนิมของเหล็กเสริมมีน้อย เนื่องจากความเข้มข้นของออกซิเจนน้อย และอัตราการแพร่ของออกซิเจนเข้าไปในคอนกรีตต่ำมาก เนื่องจากช่องว่างภายในคอนกรีต เป็นช่องว่างอิมมิดด้วยน้ำ ซึ่งออกซิเจนละลายน้ำได้น้อยมาก ทำให้อัตราการแพร่เกิดขึ้นน้อย

ถึงแม้ว่าปริมาณออกซิเจนมาก ในบริเวณน้ำขึ้นน้ำลง แต่การเกิดสนิมก็ถูกจำกัด โดยอัตราการแพร่ที่ต่ำของออกซิเจน ผ่านช่องว่างที่อิมมิดด้วยน้ำของคอนกรีตในช่วงที่คอนกรีตเปียก

ในกรณีของสภาพเปียกสลับแห้งนั้น น้ำทะเลจะเข้าสู่คอนกรีตที่แห้งโดย Absorption หรือ Capillary suction จนกระทั่งคอนกรีตอยู่ในสภาพอิมมิด (Saturated) เมื่อสภาพภายนอกเปลี่ยนเป็นแห้ง น้ำที่ผิวคอนกรีตก็จะระเหยออกไป ทิ้งไว้แต่คราบเกลือ เมื่ออยู่ในสภาพเปียกอีก ความเข้มข้นของคลอไรด์ที่ใกล้ผิวก็จะสูงขึ้น ดังนั้นไอออนของคลอไรด์ (Chloride ions) ซึ่งมีความเข้มข้นสูง ที่บริเวณผิว จะซึมเข้าสู่ภายในโดยการแพร่ ซึ่งในแต่ละรอบของการเปียกและการแห้ง จะทำให้คลอไรด์บริเวณใกล้ผิวมีความเข้มข้นสูงขึ้นเรื่อยๆ และจะเข้าไปสู่ภายในคอนกรีตและสู่บริเวณเหล็กเสริมมากขึ้น โดยปกติแล้วคอนกรีตจะเปียก (Saturated) ได้เร็ว แต่จะ

แห้งได้ช้ากว่ามาก และภายในของคอนกรีตที่แช่อยู่ในน้ำทะเลตลอดเวลาจึงช้ากว่าการเข้าไปของคลอไรด์โดยการเป็ยกลับแห้งโดยน้ำทะเล

การเคลื่อนตัวของไอออนของคลอไรด์ไปในคอนกรีตนั้นจะขึ้นอยู่กับระยะเวลาของสภาพเปียกและแห้ง ซึ่งขึ้นอยู่กับสถานที่และสภาพแวดล้อม เช่น อุณหภูมิ ความชื้น การไหลของน้ำทะเล ทิศทางลม ทิศทางแสงอาทิตย์ และการใช้งานของโครงสร้าง เป็นต้น ทำให้ในโครงสร้างเดียวกัน แต่ละส่วนอาจประสบกับสภาวะเปียกและแห้งได้ไม่เหมือนกัน โดยทั่วไปแล้วคอนกรีตที่สภาพแห้งนานกว่าสภาพเปียกมักจะเร่งให้อิออนของคลอไรด์เข้าสู่คอนกรีตได้เร็วขึ้น ดังนั้นคอนกรีตที่ถูกน้ำทะเลเป็นบางครั้ง (ช่วงแห้งนาน) จะมีโอกาสเกิดปัญหาการกัดกร่อนของเหล็กเสริม มากกว่าคอนกรีตที่ประสบกับสภาวะช่วงแห้งสั้น การกัดกร่อนจะเริ่มขึ้นก็ต่อเมื่อปริมาณไอออนของคลอไรด์ (Chloride ions) มีมากพอที่ผิวของเหล็กเสริม (Threshold content of chloride ions) ซึ่งให้ค่าความเป็นด่างของคอนกรีตลดลงจนถึงระดับวิกฤต

สภาวะของคลอไรด์ในคอนกรีต

คลอไรด์ที่อยู่ในคอนกรีตนั้น จะมีคลอไรด์บางส่วนที่ถูกจับยึด (Fixed chloride) โดยกลไก ต่อไปนี้

1) Chemical Binding คลอไรด์บางส่วนจะถูกจับโดยผลผลิตของปฏิกิริยาไฮเดรชัน เช่น ผลผลิตของ C_3A และ C_4AF ในรูปของ $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$ (Fridel's salt) หรือ $3CaO \cdot Fe_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$ (Calcium chloroferrite) หรือแม้แต่อยู่ในโครงสร้างของผลผลิตของปฏิกิริยาไฮเดรชัน

2) Physical Binding คลอไรด์บางส่วนสามารถถูกยึดได้ด้วยแรงทางกายภาพ (Surface Force) ได้บนผิวของผลผลิตไฮเดรชัน เช่น C-S-H และ C-A-H เป็นต้น อีกทั้งยังสามารถถูกยึดอยู่บนผิวของวัสดุที่เป็นของแข็งที่ไม่มีปฏิกิริยา เช่น มวลรวม หรือ ผงฝุ่นหินได้ด้วย ถึงแม้จะเป็นปริมาณน้อยมากก็ตาม

คลอไรด์ส่วนที่ไม่ถูกจับยึดเรียกว่า คลอไรด์อิสระ (Free chloride) ซึ่งจะมีสภาพเป็นสารละลายอยู่ในน้ำที่อยู่ในช่องว่างของคอนกรีต (Pore solution) คลอไรด์อิสระนี้เป็นส่วนของคลอไรด์ที่สามารถแพร่เข้าไปยังคอนกรีตที่มีความเข้มข้นของคลอไรด์อิสระต่ำกว่า และเป็นส่วนที่ทำให้ความเป็นด่างในคอนกรีตลดลง ดังนั้นถ้าสามารถจับยึดคลอไรด์ไว้เป็นจำนวนมาก ก็จะสามารถยืดเวลาการเกิดสนิมในเหล็กเสริมออกไปได้

การเพิ่มขึ้นของความเข้มข้นของคลอไรด์บริเวณใกล้ผิวที่สัมผัสกับสิ่งแวดล้อมคลอไรด์

ความเข้มข้นของคลอไรด์บริเวณผิวของคอนกรีตที่สัมผัสกับสิ่งแวดล้อมคลอไรด์ เช่น ทะเลเป็นเวลานาน จะมีความเข้มข้นของคลอไรด์ในสารละลายที่อยู่ในช่องว่างของคอนกรีตสูงกว่าความเข้มข้นของคลอไรด์ในสิ่งแวดล้อมได้ ปรากฏการณ์นี้เรียกว่า Chloride condensation ซึ่งเกิดได้ใน 2 ลักษณะดังนี้

1) ในกรณีของสภาวะเปียกสลับแห้งด้วยน้ำทะเล ในขณะที่บริเวณผิวของคอนกรีตแห้ง คอนกรีตจะสูญเสียเฉพาะน้ำซึ่งจะระเหยออกจากผิวคอนกรีต ทิ้งเกลือไว้ในบริเวณผิวคอนกรีตที่แห้ง แต่พอคอนกรีตเข้าสู่สภาวะแวดล้อมเปียก น้ำเกลือจะซึมเข้าไปในคอนกรีตอย่างรวดเร็ว เมื่อสภาวะเปียกสลับแห้งดำเนินไปหลายๆ รอบ ก็จะทำให้ความเข้มข้นของคลอไรด์ในบริเวณผิวของคอนกรีตสูงกว่าในสิ่งแวดล้อมได้

2) ในกรณีที่สภาวะเปียกตลอดเวลาในน้ำทะเลหรือน้ำใต้ดินที่มีเกลือ ในกรณีนี้คลอไรด์ในสิ่งแวดล้อมสามารถถูกดึงเข้าไปในช่องว่างของคอนกรีตได้ด้วยแรงทางประจุไฟฟ้า เนื่องจากผิวของช่องว่างในคอนกรีตซึ่งมักจะเป็นผลผลิตทางไฮเดรชัน เช่น แคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (C-S-H) จะมีคุณสมบัติทางศักย์ไฟฟ้าเป็นบวกซึ่งสามารถดึงคลอไรด์ในสิ่งแวดล้อมซึ่งมีประจุเป็นลบเข้าไปได้ อย่างไรก็ตามในสภาพของสิ่งแวดล้อมที่เปียกตลอดเวลา ถึงแม้คลอไรด์จะเข้าไปในคอนกรีตได้มากนั้นก็มักไม่เป็นอันตรายต่อเหล็กเสริม เนื่องจากไม่มีออกซิเจนเพียงพอในการเกิดสนิม ยกเว้นแต่ว่าในบริเวณกับคอนกรีตจะมีส่วนที่มีสภาวะแห้งได้ด้วย เช่น บริเวณผิวดิน ซึ่งคลอไรด์ที่เข้าไปอาจแพร่เข้าไปสู่บริเวณที่สามารถแห้งได้ ทำให้ปริมาณคลอไรด์ในคอนกรีตบริเวณผิวดินมีมากขึ้น และในบริเวณผิวดินซึ่งมีออกซิเจนมากเพียงพอ จึงอาจนำพาให้โครงสร้างบริเวณผิวดินเกิดสนิมในเหล็กเสริมได้

การป้องกันการเกิดสนิมของเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์

การป้องกันการเกิดสนิมโดยการปรับปรุงคุณภาพของคอนกรีตและเหล็กเสริม

1) ออกแบบและใช้คอนกรีตที่มีความชื้นน้ำต่ำมากๆ คอนกรีตที่มีความชื้นน้ำต่ำจะทำให้คลอไรด์แพร่เข้าไปในคอนกรีตได้ยาก เนื่องจากความสามารถในการแพร่จะน้อยลง ซึ่งจะกระทำได้โดย การใช้ปริมาณน้ำในคอนกรีตน้อย การลดอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ การใช้สารประเภท Filler เพื่อเพิ่มความทึบน้ำ เช่น ซิลิกาฟูม การใช้สารปอซโซลานในปริมาณที่เหมาะสม

2) ใช้สารเคลือบผิวคอนกรีต เช่น Epoxy เป็นต้น แต่ก็มีราคาแพง

3) ใช้สารผสมคอนกรีตบางชนิด เช่น Calcium หรือ Sodium nitrite ที่สามารถช่วยทำให้ปฏิกิริยาอะโนดิก (Anodic) นั้นเกิดยากขึ้น

4) ใช้เหล็กเสริมที่ไม่เป็นสนิม หรือเคลือบผิวเหล็กเสริม แต่เป็นวิธีที่มีราคาแพงข้อเสนอแนะอีกประการหนึ่งคือ ต้องออกแบบคอนกรีตไม่ให้แตกร้าว เพราะรอยแตกร้าวจะเป็นบริเวณที่คลอไรด์สามารถเข้าไปในคอนกรีตได้ง่ายที่สุด ไม่ว่าจะเป็นการแตกร้าวจากการรับแรงหรือจากปัญหาอื่นๆ เช่นการหดตัว หรือถ้าหลีกเลี่ยงไม่ได้ก็ต้องควบคุมความกว้างของรอยแตกร้าวให้เล็กที่สุดเท่าที่ทำได้

2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.5.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยเหล็ก

ปรัชญา จุฬาลง และนัฐภา ภาวศรี (พศ. 2547) รายงานว่าการใช้เส้นใยอะคริลิกและเส้นใยเหล็กเป็นสารผสมเพิ่มในคอนกรีต ช่วยทำให้กำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กมากกว่าคานคอนกรีตที่ไม่ใช้สารผสมเพิ่มเมื่อใช้ปริมาณเหล็กเสริมภายในคานคอนกรีตเท่ากัน [5]

อภิรักษ์ ภูซัน และสุรสิทธิ์ หมั่นวิชา (พศ. 2548) รายงานว่า เมื่อใช้ปริมาณเหล็กเสริมหลักในคานคอนกรีตเสริมเหล็กเท่ากัน การใช้เส้นใยเหล็ก เส้นใยแก้ว และเส้นใยอะคริลิก ผสมในส่วนผสมคอนกรีต ช่วยให้กำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยมีค่าสูงกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ผสมเส้นใย

Altun et al. (2005) กล่าวว่าไว้ว่าคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กมีกำลังรับแรงสูงสุดเพิ่มขึ้น ซึ่งสรุปว่า ส่วนผสมเส้นใยเหล็ก ที่ 30 kg/m^3 ดีกว่าส่วนผสมเส้นใยเหล็ก ที่ 60 kg/m^3 เพราะ 1.การต้าน Bending moment และการ Crack ดีกว่า 2.ความสามารถในการรับ Bending moment เพิ่มขึ้น และ 3. ความเหนียวเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับคานคอนกรีตที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็ก [6]

2.5.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับคลอไรด์

Mangat and Gurusamy (1987) รายงานว่า ความกว้างของรอยแตกร้าวที่ยอมให้เท่ากับ 0.2 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นที่น่าพอใจสำหรับคอนกรีตเสริมแรงด้วยเส้นใยที่หลอมแล้วทำการตัดออกมา ค่าที่น้อยที่แนะนำสำหรับคอนกรีตเสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็ก สามารถช่วยให้ความกว้างของรอยแตกร้าว ลดน้อยลง จากการสังเกตภายใต้การทดสอบภายใต้สภาวะแวดล้อมทะเล [7]

Granju' and Balouch (2003) รายงานว่ามีการกัดกร่อนของคอนกรีตเสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็กเพียงเล็กน้อย และความสามารถในการรับแรงดัดหลังเกิดการกัดกร่อนสูงขึ้น [8]

D.C. and Williamson (1977) รายงานว่าไม่สามารถควบคุมการเกิดความกว้างของรอยแตกร้าวให้มีขนาดเล็กกว่า 0.01 นิ้ว (0.25 มิลลิเมตร) ได้ ทั้งนี้เนื่องจากความกว้างของช่องที่จะให้น้ำทะเลผ่านเข้าไปทำปฏิกิริยากัดกร่อนกับเส้นใยเหล็กซึ่งเป็นผลต่อเนื่องให้เกิดการแตกร้าวได้ ในทางตรงกันข้ามเส้นใยจะเป็นผลทำให้เกิดการแตกร้าวที่กว้างมากขึ้น ซึ่งเป็นผลให้เกิดการกัดกร่อนที่ดียิ่งขึ้น การซึมผ่านของอากาศเข้าไปยังคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กเท่ากับ 65% ซึ่งเป็นสภาพที่แท้จริงที่ถูพบของน้ำเค็มในธรรมชาติ [9]

Ashour and Wafa (1993) รายงานว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็ก ปริมาณเส้นใยต่างกัน และนำมาทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมการแตกร้าว ความทนทานของคานคอนกรีต พบว่าเส้นใยเหล็ก มีผลทำให้กำลังเพิ่มขึ้น ความทนทานเพิ่มขึ้น และคานมีกำลังต้านทานการร้าวสูงขึ้น [10]

Bayasi and Zeng (1993) รายงานว่าคุณสมบัติของคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสม Polypropylene fiber มีค่าการยุบตัว กำลังรับแรงอัด พฤติกรรมการแตกร้าว ความทนทานต่อแรงประทะ และความสามารถในการซึมผ่านของคลอไรด์ เพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ผสม Polypropylene fiber [11]

Singh et al. (2006) รายงานว่าคอนกรีตเสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็ก (SFRC) ซึ่งมีส่วนผสมของ เส้นใยเหล็ก 1.0% ,1.5% และ 2.0% ของปริมาตร ผลการทดลองแสดงให้เห็นว่าความสัมพันธ์ของ หน่วยแรง กับ cycle of failure ประสิทธิภาพดีที่สุดในที่ส่วนผสมเส้นใย 1.0% ซึ่งการทดลองส่วนผสมที่แตกต่างกันนี้ ทำให้สามารถสร้างสมการขึ้นมาเพื่อทำนายกำลังรับแรงคดโค้งของคอนกรีตเสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็ก ได้ [12]

Mangat and Gurusamy (1988) รายงานว่าเส้นใยเหล็กที่ถูกฝังลงไปคอนกรีตยังคงสภาพเดิม มีการกัดกร่อนเกิดขึ้นเป็นบริเวณกว้าง มีสนิมเกิดขึ้นเป็นจุดๆในเส้นใยเหล็กที่เกิดการกัดกร่อน แต่ไม่ได้ซึมผ่านเข้าไปในคอนกรีต กำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้น และกำลังรับแรงคดเพิ่มขึ้น [13]

Mangat and Gurusamy (1987) รายงานว่าคลอไรด์ที่มีความเข้มข้น 0.4% ไม่สามารถทำอันตรายกับคอนกรีตเสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็กได้ [14]

สุรัชย์ สุทธิธรรมมา (พศ. 2549) รายงานว่า การผสมเส้นใยลงในคอนกรีตมีผลทำให้คุณสมบัติในด้านการต้านทานการซึมผ่านของคอนกรีตต่ำลง และยังพบว่าการผสมเส้นใยเหล็กในปริมาณ 0.5% โดยปริมาตรมีผลทำให้คอนกรีตมีความสามารถในการต้านทานการซึมผ่านดีกว่าการผสมเส้นใยเหล็กในปริมาณ 1.0% โดยปริมาตร [15]

บทที่ 3

วัสดุอุปกรณ์และวิธีการทดลอง

3.1 วัสดุที่ใช้ในการทดลอง

1. ปูนซีเมนต์ (Cement)

ปูนซีเมนต์ที่ใช้คือปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทหนึ่ง (Ordinary Portland cement) โดยใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ตราช้างในการหล่อตัวอย่างทั้งหมด

2. ทราย (Fine aggregate)

ทรายที่ใช้เป็นทรายบกในจังหวัดชลบุรี ทำการทดสอบ Sieve Analysis แล้วพบว่า ทรายที่นำมาใช้เป็นทรายที่มีขนาดละเอียด สามารถใช้ผสมคอนกรีตได้เลย

3. หิน (Coarse aggregate)

หินที่ใช้เป็นหินปูน (Limestone) ทำการทดสอบ Sieve Analysis แล้วพบว่า มีขนาดละเอียดไม่ดี จึงต้องคัดแยกขนาดของหินแต่ละขนาดออกจากกัน จากนั้นจึงนำหินแต่ละขนาดมาผสมกันให้ได้ขนาดละเอียดที่ดี จึงจะนำไปใช้ผสมคอนกรีตได้

4. น้ำ (Water)

น้ำที่ใช้ผสมคอนกรีตคือน้ำประปาที่ใช้อุปโภค ภายในห้องปฏิบัติการคอนกรีตและวัสดุ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

5. เส้นใย (Fiber)

เส้นใยที่ใช้ในการผสมเพิ่มในคอนกรีต คือ เส้นใยเหล็ก (Steel fiber) โดยมีรายละเอียดและคุณสมบัติของเส้นใยดังนี้

เส้นใยเหล็กที่ใช้ในอัตราส่วนผสมของคอนกรีตในครั้งนี้ ผลิตโดย บริษัท ดรามาิกซ์ (Dramix) มีชื่อเรียกว่า “RC-65/35-BN” ดังแสดงในรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 ลักษณะของเส้นใยเหล็ก (Steel fiber)

RC-65/35-BN นี้ เป็นลวดเส้นใยเหล็กรีดเย็น มีปริมาณคาร์บอนต่ำ ที่ปลายทั้งสองข้างหักงอ และมีกาวยึดลวดแต่ละเส้นที่อยู่ในกลุ่ม โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง (Diameter) เท่ากับ 0.55 มิลลิเมตร ค่าตัวเลข 35 ที่ปรากฏในชื่อ หมายถึง ความยาวของลวดเส้นใยเหล็ก มีหน่วยเป็นมิลลิเมตร และค่าตัวเลข 65 หมายถึง ค่าอัตราส่วนรูปทรง (Aspect ratio) ซึ่งการแบ่งชั้นประสิทธิภาพของเส้นใย หาได้จากอัตราส่วนระหว่างความยาวกับเส้นผ่านศูนย์กลางของลวดเส้นใย ซึ่งในที่นี้อัตราส่วนรูปทรงมีค่าเท่ากับ 64 แต่เนื่องจากประสิทธิภาพของลวดเส้นใยจะแบ่งได้เป็นชั้น 45 65 และ 80 ลวดเส้นใยเหล็ก “RC-65/35-BN” จึงถูกจัดให้อยู่ในชั้น 65 เส้นใยเหล็กชนิดนี้ในน้ำหนัก 1.0 กิโลกรัมจะมีลวดเส้นใยเหล็ก ประมาณ 14,500 ชิ้น และมีกำลังรับแรงดึงน้อยที่สุด เท่ากับ 11,213 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

6. เหล็กเสริม (Reinforcing steel)

เหล็กเสริมที่ใช้ในการทดสอบคานคอนกรีต เป็นเหล็กข้ออ้อย (บลส.) ชั้นคุณภาพ SD40 ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 12 และ 16 มิลลิเมตร และเหล็กกลม (บลส.) ชั้นคุณภาพ SR24 ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 6 มิลลิเมตร

3.2 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลอง

1) แบบหล่อตัวอย่าง

แบบหล่อตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา ประกอบด้วย

1.1) แบบหล่อนคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาด 15 x 30 x 180 เซนติเมตร แสดงในรูปที่ 3.2



รูปที่ 3.2 แบบหล่อนคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

1.2) แบบหล่อตัวอย่างคานขนาด 10 x 10 x 50 เซนติเมตร แสดงในรูปที่ 3.3



รูปที่ 3.3 แบบหล่อตัวอย่างคานขนาด 10 x 10 x 50 เซนติเมตร

1.3) แบบหล่อตัวอย่างทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง (Diameter) 10 เซนติเมตร และสูง (Height) 20 เซนติเมตร แสดงในรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.4 แบบหล่อทรงกระบอก ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 10 เซนติเมตร และสูง 20 เซนติเมตร

1.4) แบบหล่อตัวอย่างทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง (Diameter) 15 เซนติเมตร และสูง (Height) 30 เซนติเมตร แสดงในรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.5 แบบหล่อตัวอย่างทรงกระบอก ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 เซนติเมตร และสูง 30 เซนติเมตร

2) เครื่องผสมคอนกรีต (Concrete mixer)

เครื่องผสมคอนกรีต แสดงในรูปที่ 3.6



รูปที่ 3.6 เครื่องผสมคอนกรีต

3) เครื่องทดสอบแรงดึง (Universal testing machine) ขนาด 150 ตัน

เครื่องทดสอบแรงดึงขนาด 150 ตัน แสดงในรูปที่ 3.7



รูปที่ 3.7 ลักษณะของเครื่องทดสอบแรงดึงขนาด 150 ตัน

4) เครื่องทดสอบกำลังอัด (Compression testing machine)

เครื่องทดสอบกำลังอัดขนาด 300 ตัน แสดงในรูปที่ 3.8



รูปที่ 3.8 เครื่องทดสอบกำลังอัด

5) เครื่องทดสอบเอนกประสงค์ (Universal testing machine) ขนาด 30 ตัน

เครื่องทดสอบเอนกประสงค์ขนาด 30 ตัน แสดงในรูปที่ 3.9



รูปที่ 3.9 เครื่องทดสอบเอนกประสงค์ขนาด 30 ตัน

6) เครื่องชั่งน้ำหนักแบบดิจิทัล (Digital balance)

เครื่องชั่งน้ำหนักแบบดิจิทัล แสดงในรูปที่ 3.10



รูปที่ 3.10 เครื่องชั่งน้ำหนักแบบดิจิทัล

7) โต๊ะเขย่าคอนกรีต (Vibrating table)

โต๊ะเขย่าคอนกรีต แสดงในรูปที่ 3.11



รูปที่ 3.11 โต๊ะเขย่าคอนกรีต

8) เครื่องบันทึกข้อมูล “Portable data logger รุ่น TDS-303”

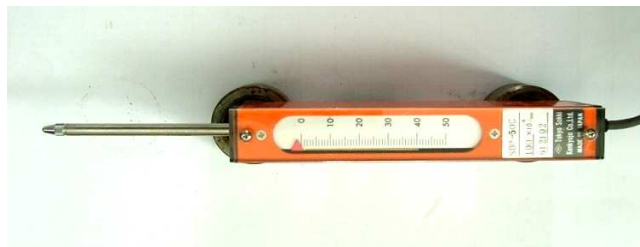
เครื่องบันทึกข้อมูล “Portable data logger รุ่น TDS-303” แสดงในรูปที่ 3.12



รูปที่ 3.12 เครื่องบันทึกข้อมูล “Portable data logger รุ่น TDS-303”

9) อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัว (Displacement transducer)

อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัว แสดงดังรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.13 อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัว

10) อุปกรณ์วัดหน่วยการยืดหดของเหล็กเสริม (Electrical strain gauge of steel)

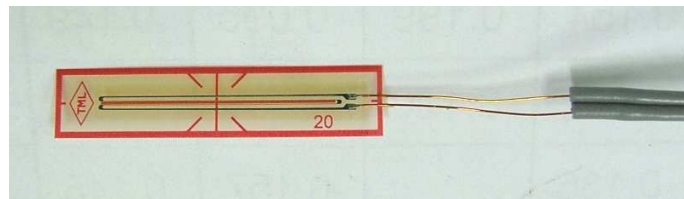
อุปกรณ์วัดหน่วยการยืดหดของเหล็กเสริม แสดงดังรูปที่ 3.14



รูปที่ 3.14 อุปกรณ์วัดหน่วยการยืดหดของเหล็กเสริม

11) อุปกรณ์วัดหน่วยการหดตัวของคอนกรีต (Electrical strain gauge of concrete)

อุปกรณ์วัดหน่วยการหดตัวของคอนกรีต แสดงดังรูปที่ 3.15



รูปที่ 3.15 อุปกรณ์วัดหน่วยการหดตัวของคอนกรีต

12) ผลิตภัณฑ์กันซึมโพลีเมอร์สังเคราะห์

มีคุณสมบัติในการป้องกันการซึมที่มีลักษณะพิเศษดีกว่าซีลีโคนโดยทั่วไป ซึ่งนำมาใช้เป็นวัสดุในการห่อหุ้มอุปกรณ์วัดการเสีรูปร่างของเหล็กเสริม (Electrical strain gauge of steel) เพื่อป้องกันน้ำ ดังรูปที่ 3.16



รูปที่ 3.16 ผลิตภัณฑ์กันซึมโพลีเมอร์สังเคราะห์

13) กาวติดอุปกรณ์วัดหน่วยการยึดหดของเหล็กเสริม ดังรูปที่ 3.17



รูปที่ 3.17 กาวติดอุปกรณ์วัดหน่วยการยึดหดของเหล็กเสริม

3.3 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ

ในการศึกษากำลังรับแรงดัดใช้คานที่มีขนาดหน้าตัด 15x27.5 เซนติเมตร และยาว 180 เซนติเมตร โดยในการทดสอบนี้ได้ทำการเสริมวัสดุเส้นใยเหล็กที่ใช้เสริมกำลังภายในคานคอนกรีตโดยใช้เหล็กข้ออ้อย ชั้นคุณภาพ SD 40 ขนาด DB12 และ DB16 เป็นวัสดุเสริมหลัก และใช้เหล็กกลม ชั้นคุณภาพ SR 24 RB 6 เป็นเหล็กปลอกโดยมีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก เท่ากับ 10 เซนติเมตร ในการหล่อคานคอนกรีตนี้กำหนดให้คานคอนกรีตนี้มีระยะหุ้มของคอนกรีตเท่ากับ 2.5 เซนติเมตรและ 1.5 เซนติเมตร โดยจะทำการหล่อตัวอย่างเพื่อทำการทดสอบ จำนวนทั้งหมด 7 ตัวอย่าง เมื่ออายุครบ 28 วัน จึงนำตัวอย่างไปเผชิญสภาพแวดล้อมตามที่กำหนดไว้

ตารางที่ 3.1 ส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้ในการหล่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็ก

Mix id.	Mix details	ส่วนผสมคอนกรีต (kg/m ³)						w/c	s/a	% fiber
		ปูนซีเมนต์	น้ำ	ทราย (SSD)	หิน (SSD)	SP	fiber			
C1	Fc' = 240 ksc / No fiber	304	167	909	1,024	1.52	-	0.55	0.47	-
C2	Fc' = 240 ksc / Fiber 0.5%	304	167	909	1,024	1.52	39.25	0.55	0.47	0.5
C3	Fc' = 350 ksc / Fiber 0.5%	405	152	851	957	2.03	39.25	0.38	0.47	0.5

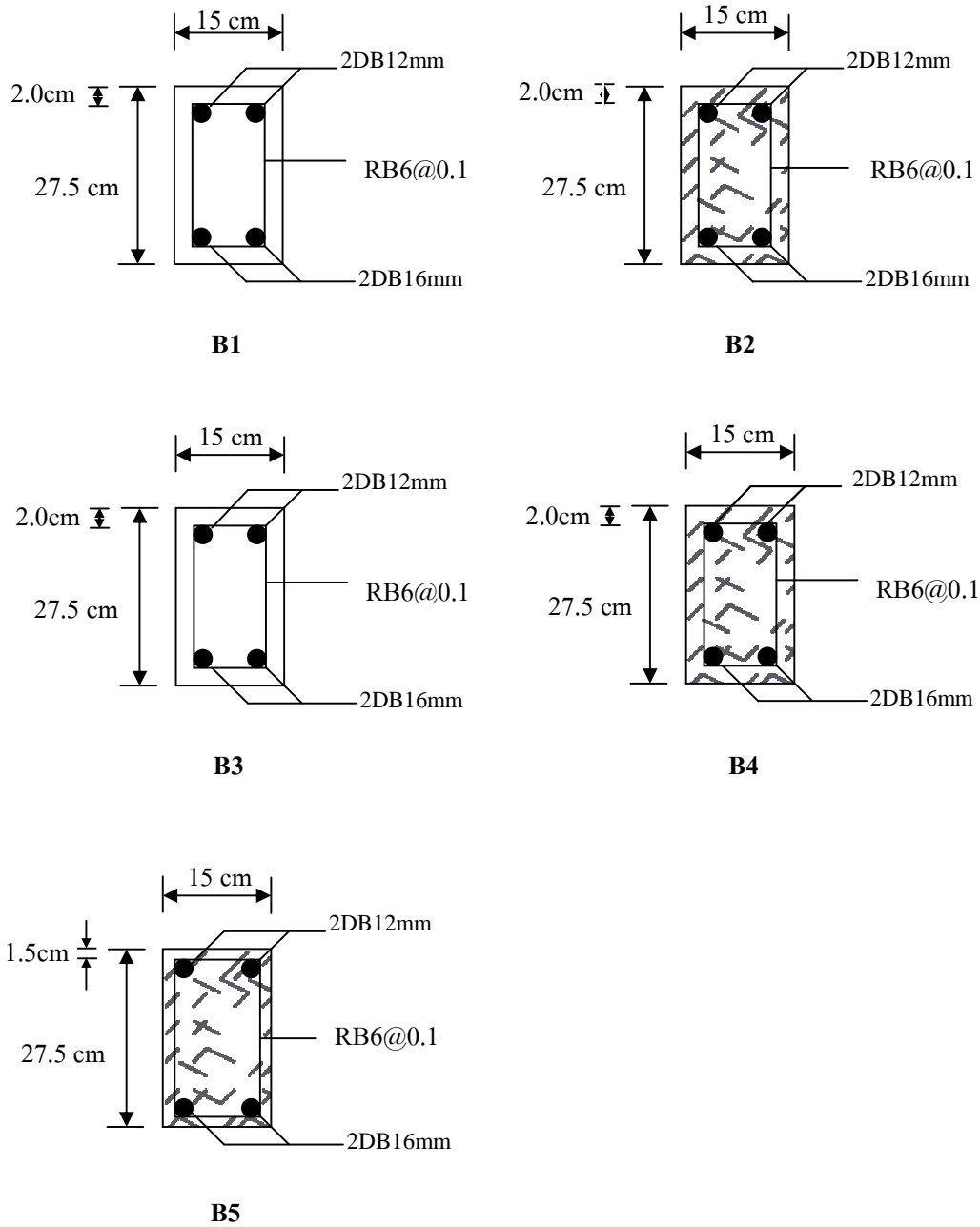
จากตารางที่ 3.1 ส่วนผสมของคอนกรีตนี้ เป็นส่วนผสมที่ใช้จริงในการหล่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยเหล็ก เพื่อใช้ในการศึกษาและทดสอบ คุณสมบัติต่างๆของคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยเหล็กในโครงการนี้

ตารางที่ 3.2 รายละเอียดคานและสิ่งแวดล้อมที่เผชิญ

Beam no.	% fiber	f'_c (kg/cm ²)	Covering (cm)	สภาพสิ่งแวดล้อม
B1	-	300	2.0	แช่น้ำ
B2	0.5	300	2.0	แช่น้ำ
B3	-	300	2.0	แช่น้ำเกลือคลอไรด์ 5%
B4	0.5	300	2.0	แช่น้ำเกลือคลอไรด์ 5%
B5	0.5	300	1.5	แช่น้ำเกลือคลอไรด์ 5%
B6	0.5	400	2.0	แช่น้ำ
B7	0.5	400	2.0	แช่น้ำเกลือคลอไรด์ 5%

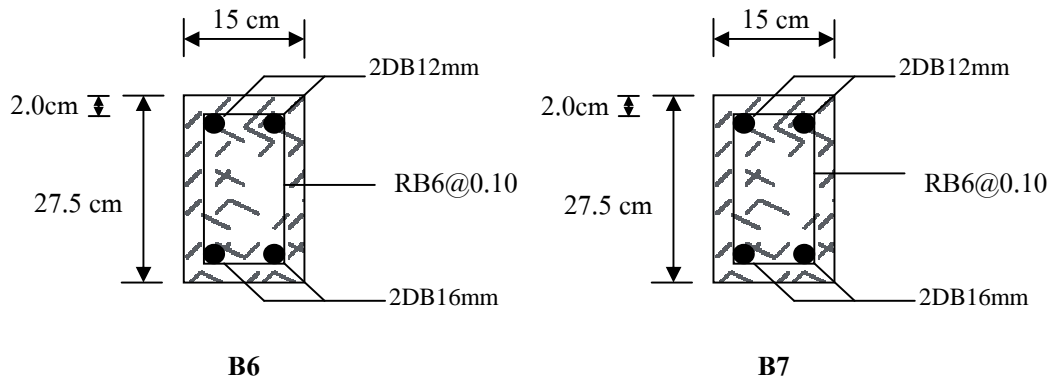
จากตารางที่ 3.2 แสดงรายละเอียดคานและสิ่งแวดล้อมที่เผชิญในงานวิจัยนี้ เพื่อศึกษาผลกระทบของปัจจัยต่างๆ ต่อกำลังรับแรงค้ดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยเหล็ก

คานกลุ่ม $f'_c = 240 \text{ ksc}$



รูปที่ 3.18 รายละเอียดหน้าตัด เหล็กเสริม และเส้นใยเหล็กของคานคอนกรีตเสริมเหล็กในกลุ่ม $f'_c = 240 \text{ ksc}$

คานกลุ่ม $f'_c = 350 \text{ ksc}$



รูปที่ 3.19 รายละเอียดหน้าตัด เหล็กเสริม และเส้นใยเหล็กของคานคอนกรีตเสริมเหล็กในกลุ่ม $f'_c = 350 \text{ ksc}$

3.4 รายละเอียดการทดสอบ

3.4.1 การทดสอบกำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (Flexural strength test)

วิธีการทดลองทดสอบ กำลังรับแรงดัดของตัวอย่างคอนกรีต โดยเป็นแบบ Simple beam with four-point bend test

1. รายละเอียดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

คานตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบนั้น เป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็กมีขนาดหน้าตัด 15x27.5 เซนติเมตร ยาว 180 เซนติเมตร การเสริมเหล็ก แสดงรายละเอียด ดังรูปที่ 3.18 และรูปที่ 3.19

2. ขั้นตอนการทดสอบ

การทดสอบหาลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ใช้วิธีการทดสอบแบบ Simple beam with four-point bend test ตามมาตรฐาน ASTM C 78 [10] ดังรูปที่ 3.20 ซึ่งมีขั้นตอนการทดสอบดังนี้

2.1 ติดตั้งจุดรองรับคานบนแท่นคานเหล็ก โดยที่จุดที่รองรับคานเป็นแบบ Roller support มีแผ่นเหล็กและปูนขาวอยู่ระหว่างคานกับจุดที่รองรับคาน เพื่อให้ผิวสัมผัสของคานกับจุดรองรับแนบสนิทโดยตลอด ความกว้างของคาน ติดเข้ากับเครื่องทดสอบ Universal Testing Machine (UTM)

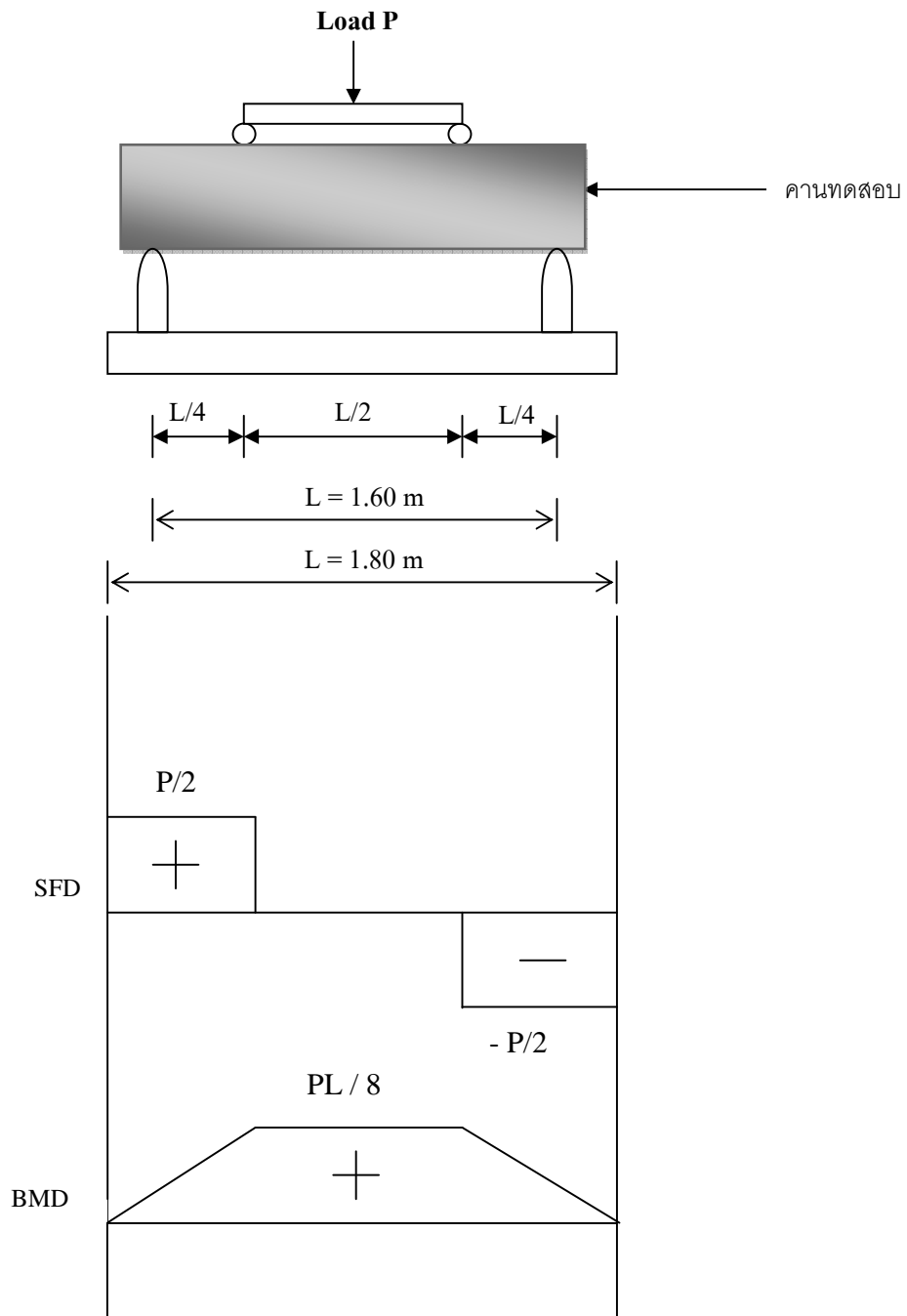
2.2 หาตำแหน่งกึ่งกลางของคานระหว่างจุดรองรับทั้งสอง กำหนดให้ระยะห่างระหว่างจุดรองรับคาน (Gauge length) เท่ากับ 160 เซนติเมตร และแบ่งระยะออกเป็นดังรูปที่ 3.20

2.3 วางคานทดสอบลงบนแท่นรองรับ โดยให้ตำแหน่งเส้นจุดรองรับคานตรงกับฐานของแท่น

2.4 ปรับให้อุปกรณ์กดคานบนมาวางบนก้อนตัวอย่างให้ตรงกับเส้นที่ขีดไว้

2.5 เริ่มทดสอบ โดยกำหนดให้กดตัวอย่างคานในอัตรา 2 มิลลิเมตร/นาที

2.6 กดทดสอบจนกระทั่งตัวอย่างวิบัติ



รูปที่ 3.20 การทดสอบกำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

3. การวัดแรงที่กระทำต่อคาน

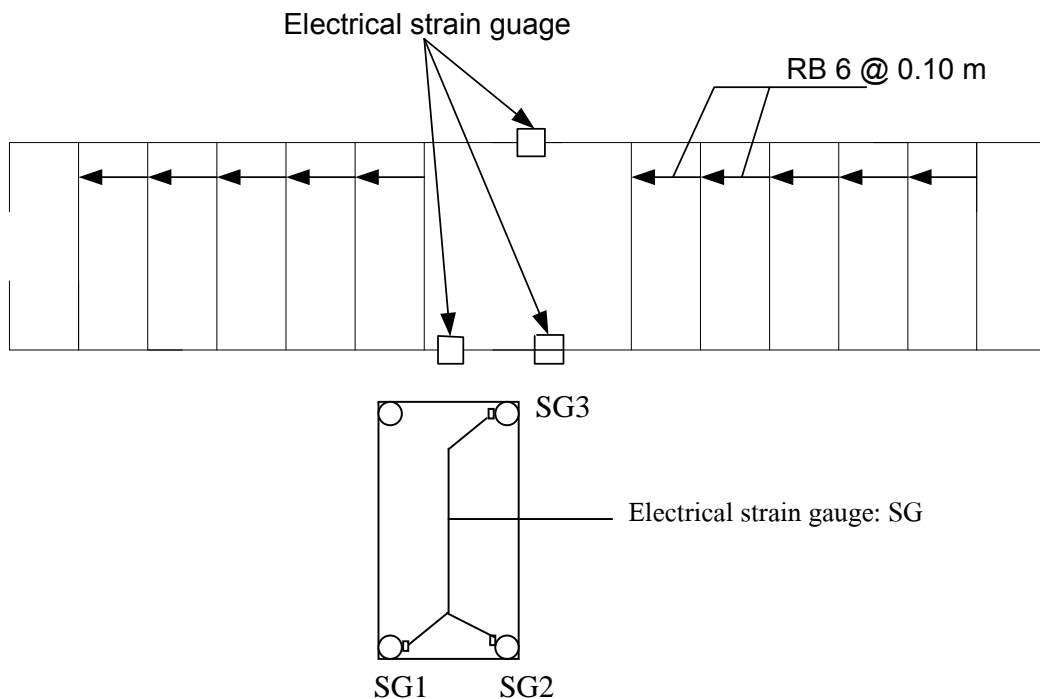
แรงที่กระทำต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กใช้เครื่อง Universal Testing Machine เป็นตัวให้กำเนิดแรงกระทำต่อคาน ซึ่งสามารถควบคุมอัตราการให้แรงกระทำเป็นอัตราเคลื่อนที่ของหัวกด ในที่นี้ใช้การควบคุมแบบอัตราการเคลื่อนที่ของหัวกดเท่ากับ 2 มิลลิเมตรต่อนาที

4. การวัดการโก่งตัวของคาน

การทดสอบในส่วนนี้ใช้ อุปกรณ์วัดการเคลื่อนที่ (Displacement transducer) จำนวน 1 ชุด ติดตั้งที่กึ่งกลางระหว่างจุดรองรับทั้งสองด้านล่างคาน เพื่อวัดการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน ความละเอียดของอุปกรณ์วัดการเคลื่อนที่นี้ เท่ากับ 0.01 มิลลิเมตร

5. การวัดหน่วยการยืดหดตัวของวัสดุเสริมกำลังภายในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

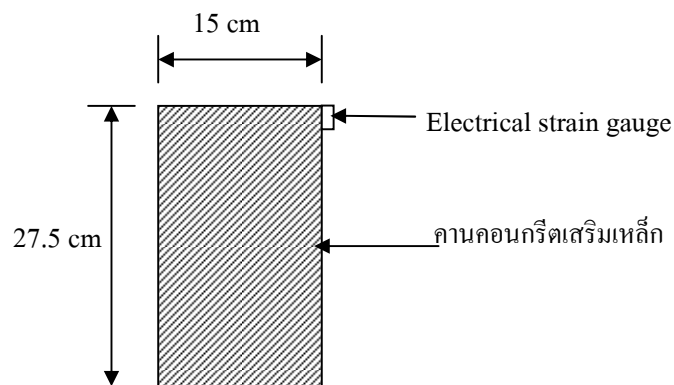
ใช้ Electrical - strain gauge ในการวัดระยะการยืดหดตัวของเหล็กที่เสริมกำลังภายในคานคอนกรีต ซึ่งอุปกรณ์นี้มีความยาว 10 ± 5 มิลลิเมตร ติดตั้งอุปกรณ์นี้บนเหล็กที่ใช้เสริมกำลังที่ตำแหน่งด้านล่างและด้านบน ดังรูปที่ 3.21 ก่อนหล่อคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ดังนั้น Electrical - strain gauge นี้ถูกฝังอยู่ในคานคอนกรีตในระหว่างการทดสอบต่าง ๆ ที่เกิดขึ้น ความละเอียดของ Electrical - strain gauge เท่ากับ 1 ไมครอน



รูปที่ 3.21 ตำแหน่งการติดตั้ง Electrical - strain gauge บนเหล็กเสริมในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

6. การวัดหน่วยการหดตัวที่ผิวด้านบนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ใช้ Electrical - strain gauge ชนิดติดบนผิวคอนกรีต ในการวัดหน่วยการหดตัวที่ผิวด้านบนของคานคอนกรีต โดยติดอุปกรณ์นี้ที่ผิวด้านบนของคอนกรีตบริเวณกึ่งกลางคานซึ่งอุปกรณ์นี้มีความยาว 20 ± 5 มิลลิเมตร ความละเอียดของ Electrical - strain gauge เท่ากับ 1 ไมครอน โดยมีตำแหน่งในการติดตั้ง Electrical - strain gauge ดังแสดงในรูปที่ 3.22



รูปที่ 3.22 ตำแหน่งการติดตั้ง Electrical - strain gauge บนผิวคอนกรีตเพื่อวัดหน่วยการหดตัวของคอนกรีต

7. การบันทึกข้อมูล

การบันทึกข้อมูล แรงที่กระทำบนคาน การโก่งตัวของคานและหน่วยการยืดหดตัวต่างๆ ใช้ Portable data logger รุ่น TDS-303 ในการเก็บข้อมูล ข้อมูลจากเครื่อง Data logger สามารถบันทึกในแผ่นดิสก์ (Floppy disk) ของเครื่อง หรือพิมพ์ออกมาจาก Data logger เครื่อง Data logger สามารถตั้งให้บันทึกข้อมูลแบบอัตโนมัติ หรือ แบบควบคุมด้วยตนเองก็ได้ ซึ่งในการทดสอบนี้ใช้การพิมพ์ออกมา โดยการควบคุมด้วยตนเอง

3.4.2 การทดสอบกำลังของคอนกรีต

1. การทดสอบกำลังรับแรงอัด (f_c') และกำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก (f_t) ของคอนกรีต

ทำการหล่อตัวอย่างคอนกรีต โดยใช้แบบหล่อ ดังนี้

1.1) แบบหล่อตัวอย่างคอนกรีตทรงกระบอกขนาด $\varnothing 10 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ เพื่อทดสอบหา f_c' ดังรูปที่ 3.23

จำนวน 3 ลูก ทดสอบเมื่ออายุครบ 28 วัน

จำนวน 3 ลูก ทดสอบ ณ วันที่ทำการทดสอบคาน

1.2) แบบตัวอย่างคอนกรีตทรงกระบอกขนาด $\varnothing 10 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ เพื่อทดสอบหา (f_t)

จำนวน 3 ลูก ทดสอบเมื่ออายุครบ 28 วัน

จำนวน 3 ลูก ทดสอบ ณ วันที่ทำการทดสอบคาน

2. ทดสอบหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองส์ ของคอนกรีตตัวอย่าง

ทรงกระบอกขนาด $\varnothing 15 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$

จำนวน 3 ลูก ทดสอบเมื่ออายุครบ 28 วัน

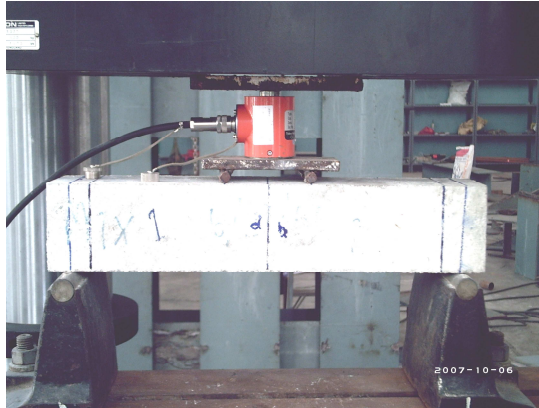
3. ทดสอบหาค่ากำลังรับแรงคัต F_r ของคอนกรีตตัวอย่าง ดังรูปที่ 3.24

รูปคานทดสอบขนาด $10 \times 10 \times 50 \text{ cm}$

จำนวน 3 คาน ทดสอบเมื่ออายุครบ 28 วัน



รูปที่ 3.23 การทดสอบกำลังรับแรงอัด (f_c') ของตัวอย่างคอนกรีต



รูปที่ 3.24 การทดสอบกำลังรับแรงอัด (f_c) ของตัวอย่างคอนกรีต

3.5 ขั้นตอนการทดสอบ

3.5.1 ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างก่อนทดสอบ

- 1) ตัดเหล็ก DB ϕ 16 mm , DB ϕ 12 mm ขนาดความยาว 1.90 เมตร และ RB ϕ 6 mm

ขนาดความยาว 85cm และ 90 cm ดังรูปที่ 3.25



รูปที่ 3.25 การตัดเหล็กเสริมเพื่อใช้ทำแกนตัวอย่างทดสอบ

- 2) ทำการตัดปลายของเหล็กเสริม โดยเหล็กเสริมบน DB ϕ 12 mm ให้งอลง และ DB12 ให้งอขึ้น

ตามลำดับ ดังรูปที่ 3.26



รูปที่ 3.26 การตัดเหล็กเสริมเพื่อใช้ทำคานตัวอย่างทดสอบ

- 3) ทำการตัดเหล็ก RB ϕ 6 mm เพื่อใช้เป็นเหล็กปลอก โดยขนาดความยาว 85 cm จะใช้กับระยะหุ้มเหล็กเสริม (Covering depth) 2.0 cm และขนาดความยาว 90 cm ใช้กับระยะหุ้มเหล็กเสริม 1.5 cm
- 4) ทำการติด Strain gauge ที่เหล็กเสริมบนและเหล็กเสริมล่าง (รายละเอียดดังแสดงข้างต้น)
- 5) ประกอบเหล็กเสริมบนและเหล็กเสริมล่างเข้ากับเหล็กปลอก เพื่อใช้เป็นคานทดสอบ ดังรูปที่ 3.27



รูปที่ 3.27 การประกอบคานตัวอย่างทดสอบ

- 6) ทำการติดลูกปูนเพื่อให้ได้ระยะหุ้มเหล็กเสริมที่ต้องการ ดังรูปที่ 3.28



รูปที่ 3.28 การติดลูกปูนเพื่อให้ได้ระยะหุ้มเหล็กเสริมที่ต้องการ

- 7) วัดความต้านทานของ Strain gauge โดยความต้านทานที่ได้ต้องอยู่ในช่วง $119.8 \pm 0.5 \Omega$
- 8) ทำการติดส่วนหูสำหรับยกคาน โดยใช้เหล็ก RB ϕ 9 mm
- 9) นำแบบตัวอย่างคานใส่ลงในแบบหล่อตัวอย่างคานทดสอบ ดังรูปที่ 3.29



รูปที่ 3.29 การนำคานตัวอย่างที่ประกอบเสร็จใส่ลงในแบบหล่อคานทดสอบ

3.5.2 ขั้นตอนการเตรียมส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้หล่อตัวอย่าง

- 1) คำนวณส่วนผสมของคอนกรีตที่ใช้ทำคานทดสอบ
- 2) ล้างหินและทรายที่ใช้ผสมคอนกรีตที่ใช้ทำคานทดสอบ
- 3) หาปริมาณความชื้นและค่าการดูดซึมของทรายและหินที่ใช้ทดสอบ ดังรูปที่ 3.30 และ รูปที่ 3.31

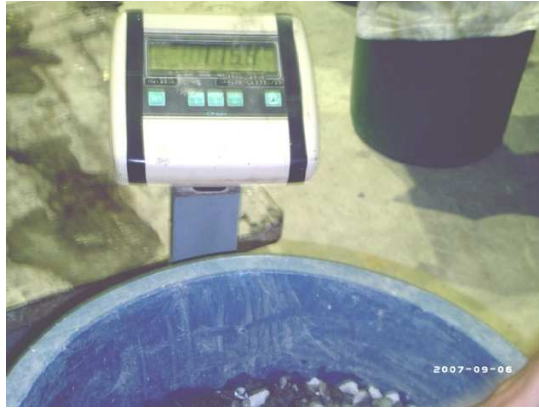


รูป 3.30 การหาค่า Absorption ของทรายที่ใช้ในการผสม



รูปที่ 3.31 การทดสอบ Cone Sand Test เพื่อหาค่า Absorption ของทรายที่ใช้ในการทดลอง

4) ชั่ง ตวง ส่วนผสมที่ใช้ทำการผสม ดังรูปที่ 3.32



รูปที่ 3.32 ชั่งตวงส่วนผสมที่ใช้สำหรับทำคานตัวอย่างที่ใช้ทดลอง

3.5.3 ขั้นตอนการผสมและหล่อตัวอย่าง

1) เตรียมตัวอย่างแบบทดสอบกำลังรับแรงอัด , กำลังรับแรงดึง และกำลังรับแรงคด ของคอนกรีตที่ใช้

ในคานตัวอย่างทดสอบ ดังรูปที่ 3.33 และ รูปที่ 3.34



รูปที่ 3.33 แบบทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ใช้ในการทดลอง



รูป 3.34 แบบทดสอบกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตที่ใช้ในการทดลอง

2) ทำการผสมคอนกรีตตามส่วนผสมที่คำนวณไว้ ดังรูปที่ 3.35



รูปที่ 3.35 การผสมคอนกรีตที่ใช้ในการหล่อคานตัวอย่างทดลอง

3) นำคอนกรีตผสมมาทำการหาค่าการยุบตัว ดังรูปที่ 3.36



รูปที่ 3.36 การหาค่าการยุบตัวของคอนกรีตที่ใช้ในการหล่อคานตัวอย่างทดลอง

4) นำคอนกรีตที่ผสมแล้วใส่ลงในแบบหล่อคานทดสอบ พร้อมจี้ด้วยเครื่องจี้เขย่าคอนกรีต ดังรูปที่ 3.37



รูปที่ 3.37 การจี้แบบหล่อคานตัวอย่างทดลองด้วยเครื่องจี้เขย่าคอนกรีต

5) นำคอนกรีตส่วนที่เหลือหลังจากใส่ในแบบหล่อคานทดสอบไปใส่ในตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงอัด, กำลังรับแรงดึง โดยแบ่งเป็น 3 ชั้น กระทุ้ง 25 ครั้ง / ชั้น ดังรูปที่ 3.38



รูปที่ 3.38 การเก็บตัวอย่างคอนกรีตเพื่อใช้ในการทดสอบกำลังรับแรงที่ใช้ในการทดลอง

3.5.4 ขั้นตอนการบ่มตัวอย่างคอนกรีตและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

- 1) ทำการถอดแบบหล่อออก และทำความสะอาดแบบหล่อ ดังรูปที่ 3.39



รูปที่ 3.39 การถอดตัวอย่างทดสอบออกจากแบบหล่อ

- 2) ตรวจสอบแบบคานและตัวอย่างคอนกรีตว่ามีโพรงเกิดขึ้นหรือไม่
- 3) บ่มตัวอย่างคานคอนกรีตด้วยกระสอบ และนำตัวอย่างทดสอบไปบ่มแบบขังน้ำ การบ่มจะใช้เวลาทั้งสิ้น 28 วัน ดังรูปที่ 3.40 และรูปที่ 3.41



รูปที่ 3.40 การบ่มตัวอย่างกานทดสอบด้วยกระสอบ



รูปที่ 3.41 การบ่มตัวอย่างทดสอบแบบจั่งน้ำ

4) วัดความต้านทานของ Strain gauge ดังรูปที่ 3.42



รูปที่ 3.42 การวัดความต้านทานของ Strain gauge หลังจากแกะออกจากแบบหล่อคาน

5) นำคานแช่ลงในบ่อ หลังจากตีบ่มครบ 28 วัน ดังรูปที่ 3.43



รูปที่ 3.43 บ่อสำหรับแช่คานคอนกรีตที่ใช้ในการทดลอง

3.5.5 การแช่ตัวอย่างคานทดสอบลงในบ่อทดสอบ

แช่คานลงในบ่อทดสอบที่มีสภาวะแวดล้อมต่างกัน 2 แบบ คือแช่ในสภาวะแวดล้อมเกลือคลอไรด์ (ความเข้มข้น 5%) และแช่ในน้ำเปล่า โดยจะนำคาน B3, B4, B5 และ B7 ลงแช่ในสภาวะแวดล้อมเกลือคลอไรด์ (ความเข้มข้น 5%) และนำคาน B1, B2 และ B6 แช่ในน้ำเปล่า ดังรูปที่ 3.44 และ รูปที่ 3.45

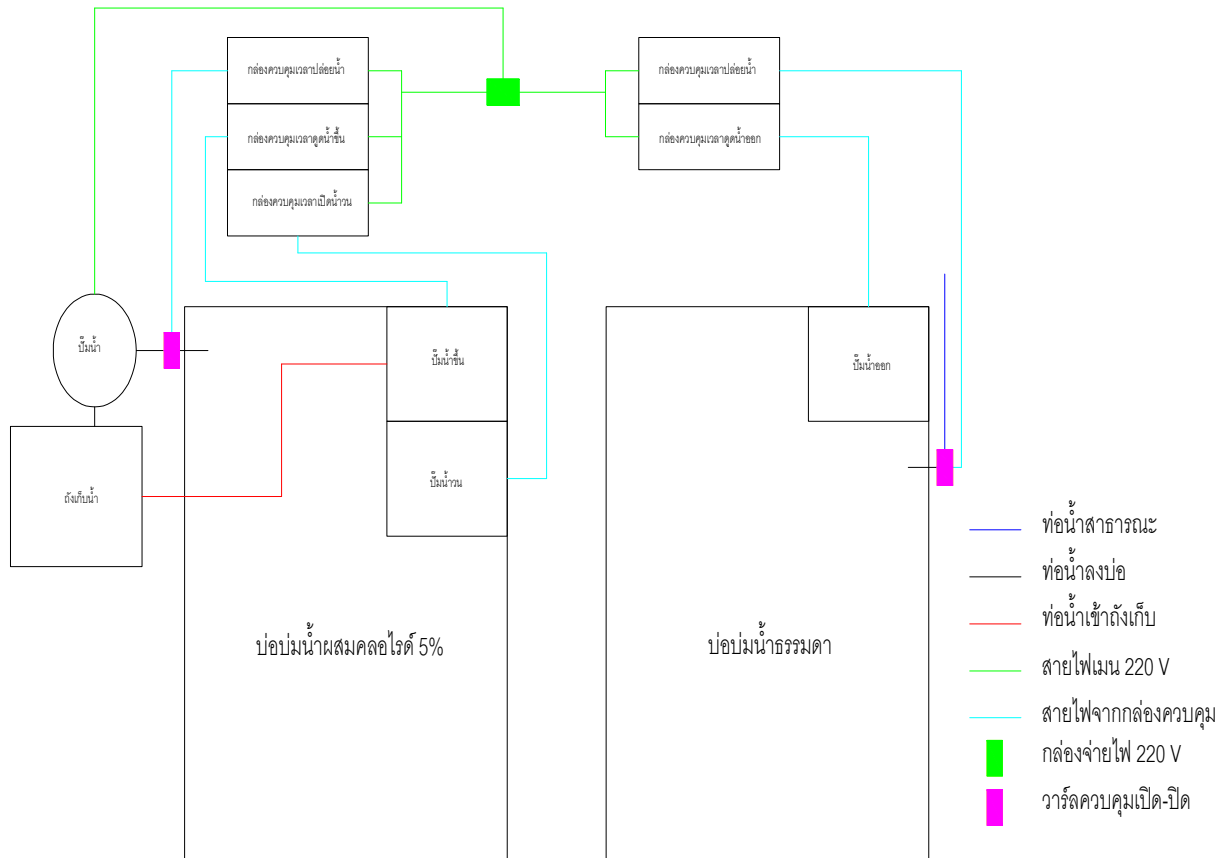


รูปที่ 3.44 คานทดสอบที่แช่ในสภาวะแวดล้อมเกลือคลอไรด์



รูปที่ 3.45 คานทดสอบที่แช่ในน้ำเปล่า

3.6 ระบบการทำงานเปียกสลับแห้ง (Wet and dry cycle system)



รูปที่ 3.46 ระบบการทำงานเปียกสลับแห้ง (Wet and dry cycle system)

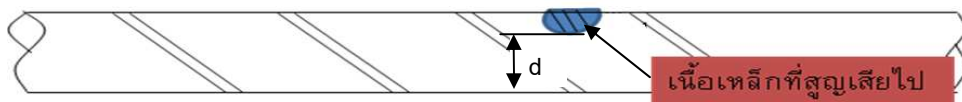
คำอธิบาย

ระบบนี้ทำขึ้นเพื่อให้การทำงานของระบบ เปียกสลับแห้ง เป็นแบบอัตโนมัติ จากที่ต้องคอยไปปล่อยน้ำ จากถังเข้าสู่บ่อแช่ สูบน้ำจากบ่อแช่กลับขึ้นไปเก็บบนถัง ระบบนี้ก็จะคอยควบคุมแทน แต่เพื่อที่จะไม่ให้เกิด ความเสียหายกับระบบ เราต้องคอยดูแลระบบ อย่างน้อย 2 สัปดาห์ต่อครั้ง การทำงานของระบบนี้มี 2 บ่อบ่ม โดยการทำงานของ 2 บ่อนี้ จะแยกออกจากกันอย่างอิสระ เนื่องจากใช้กล่องควบคุมแยกออกจากกัน การทำงาน ของระบบนี้จะใช้การตั้งเวลา เพื่อให้ปั๊มสูบน้ำทำงาน ระบบนี้จึงสามารถที่จะนำไปปรับปรุงแก้ไข เพื่อใช้กับ โครงการอื่นๆ ได้

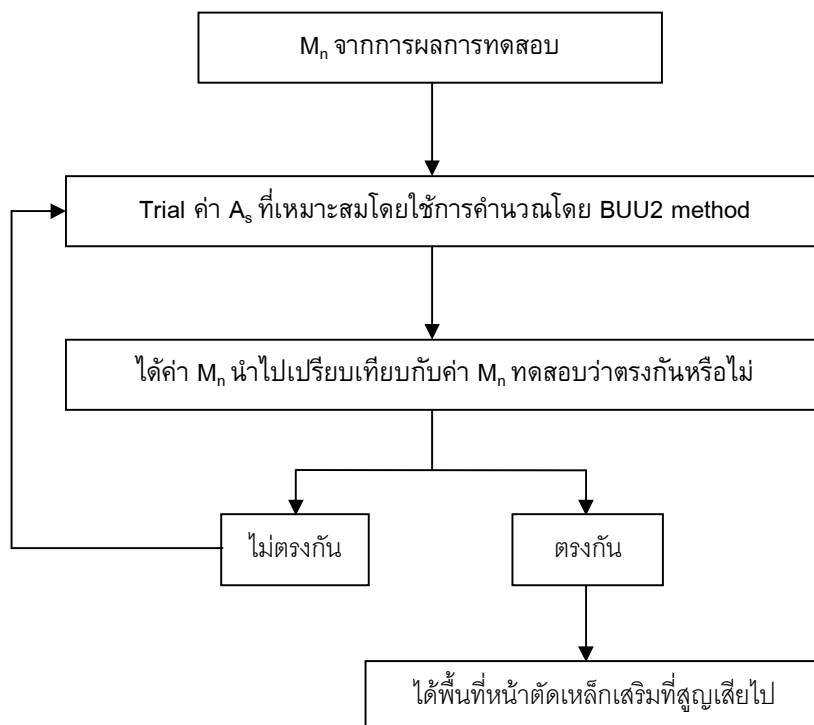
3.7 การคำนวณกำลังรับแรงดัดที่สถานะต่างๆ ภายหลังจากเผชิญวัฏจักรเปียกสลับแห้ง ในน้ำเปล่าและน้ำเกลือคลอไรด์

สมมติฐานที่ใช้มีดังนี้

1. กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) มีค่าเท่ากับกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต ณ วันทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก
2. ปริมาณเส้นใยเหล็ก (V_f) มีปริมาณคงที่
3. อัตราส่วนเหล็กเสริม (ρ) มีค่าลดลงเนื่องจากการเกิดสนิม หลังจากการแช่น้ำเปล่าและเกลือคลอไรด์
4. การสูญเสียหน้าตัดเหล็กเสริม เกิดขึ้น ณ จุดที่เหล็กเกิดสนิม มีเส้นผ่านศูนย์กลางเหลืออยู่ d เท่ากันทั้งสองเส้นของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก



การประมาณพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่สูญเสียไป จากการเกิดสนิมที่ได้มาจากการคำนวณย้อนกลับจากผลการทดสอบคาน



การหาปริมาณคลอไรด์ของคานคองกรีตเสริมเหล็ก ภายหลังเผชิญเผชิญวัฏจักรเปียกสลับแห้ง ในน้ำเกลือคลอไรด์

1. ทำการเจาะคานที่ใช้ทดสอบ บริเวณตำแหน่งใกล้กับเหล็กเสริมล่าง 5 จุด โดยเฉลี่ยตามความยาวของคาน ความลึกจุดละ 1 เซนติเมตร เพื่อเก็บตัวอย่างผงคองกรีต

2. เจาะที่ตำแหน่งจุดเดิมซ้ำ ความลึกจุดละ 1 เซนติเมตร ทำทั้งหมด 5 ครั้ง เพื่อเก็บตัวอย่างผงคองกรีตที่ความลึกต่างๆ

3. นำผงคองกรีตที่ได้ไปวิเคราะห์หาค่า %คลอไรด์ ในแต่ละความลึกออกมา

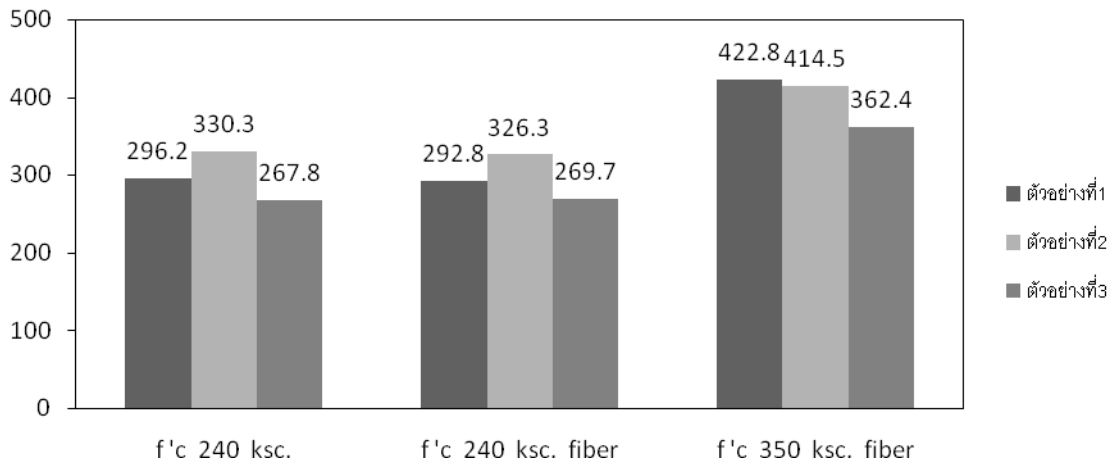
4. นำค่า %คลอไรด์ ที่ได้แสดงผลในรูปแบบของกราฟ เพื่อเปรียบเทียบผลที่ได้จากคานคองกรีตเสริมเหล็กในแต่ละตัว ตามลำดับความลึกที่ทำการเจาะ

บทที่ 4

ผลการทดลองและอภิปรายผล

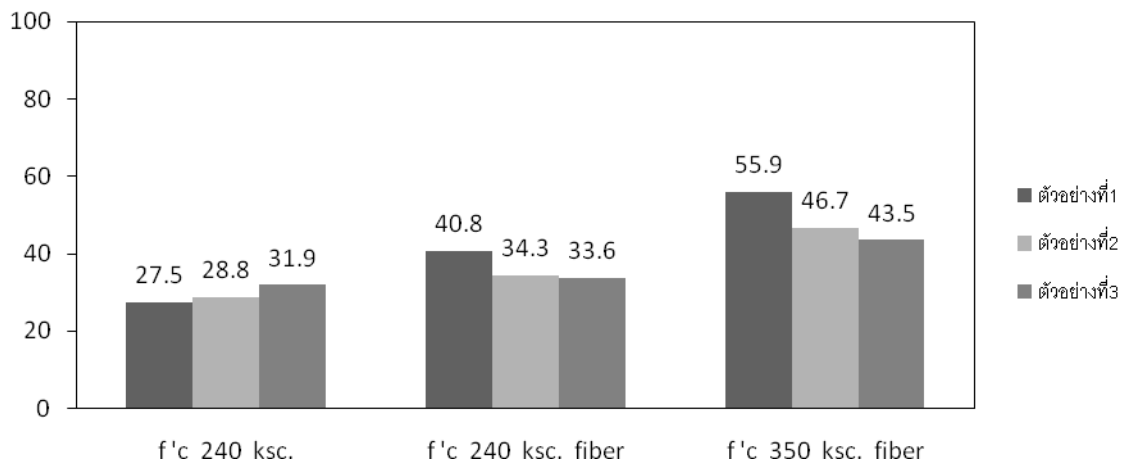
4.1 กำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีต

กำลังรับแรงอัด f'_c (ksc)



รูปที่ 4.1 กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

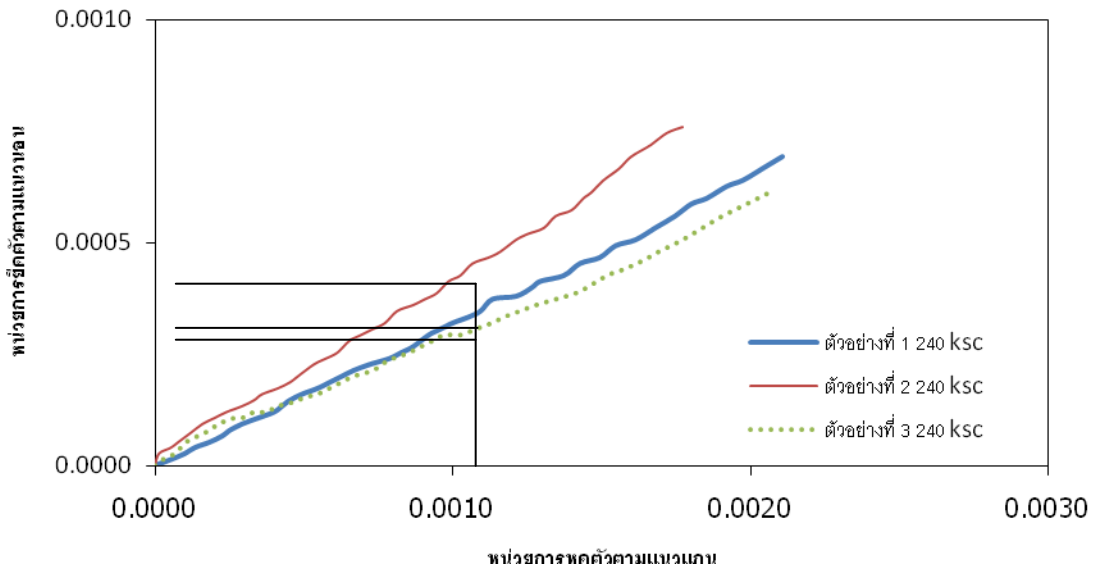
กำลังรับแรงดึง f_t (ksc)



รูปที่ 4.2 กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีต

จากรูปที่ 4.1-4.2 พบว่า กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่ามากกว่าค่า f'_c ที่ออกแบบไว้ และมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อผสมเส้นใยเหล็กในคอนกรีต ทั้งนี้กำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีตก็ให้ผลในลักษณะเดียวกันด้วย เนื่องจากเส้นใยเหล็กที่อยู่ในส่วนผสมช่วยเพิ่มกำลังอัดและกำลังดึงของคอนกรีตให้สูงขึ้น

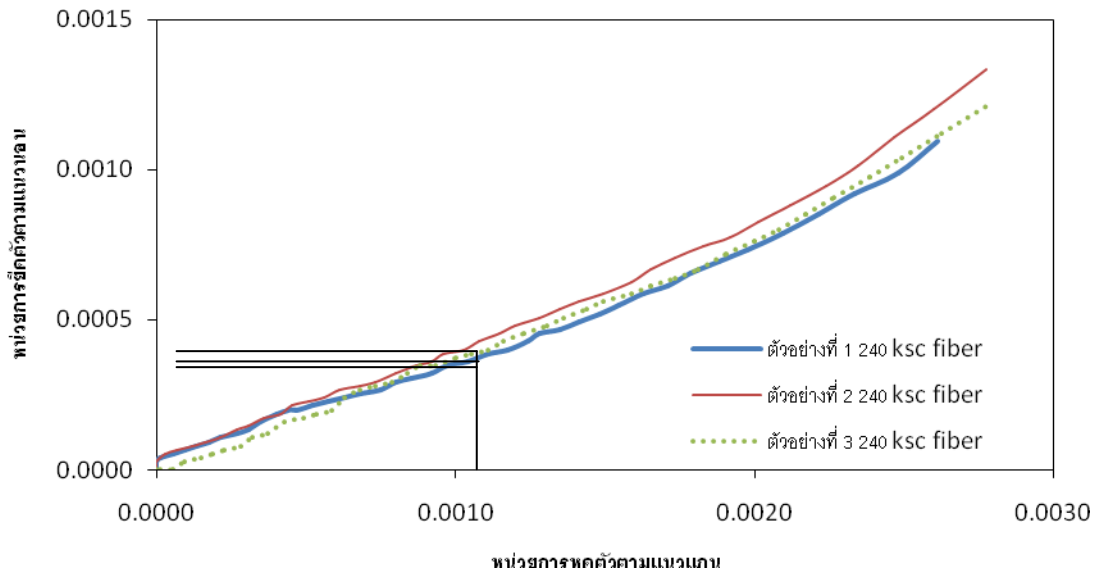
4.2 อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต



รูปที่ 4.3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการหดตัวตามแนวแกนกับการยืดตัวตามแนวนอนของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc

ผลการทดสอบที่ 28 วัน	ตัวอย่างที่ 1 (240 ksc)	อัตราส่วนปัวซอง มีค่า 0.31
	ตัวอย่างที่ 2 (240 ksc)	อัตราส่วนปัวซอง มีค่า 0.48
	ตัวอย่างที่ 3 (240 ksc)	อัตราส่วนปัวซอง มีค่า 0.32
		ค่าเฉลี่ย 0.37

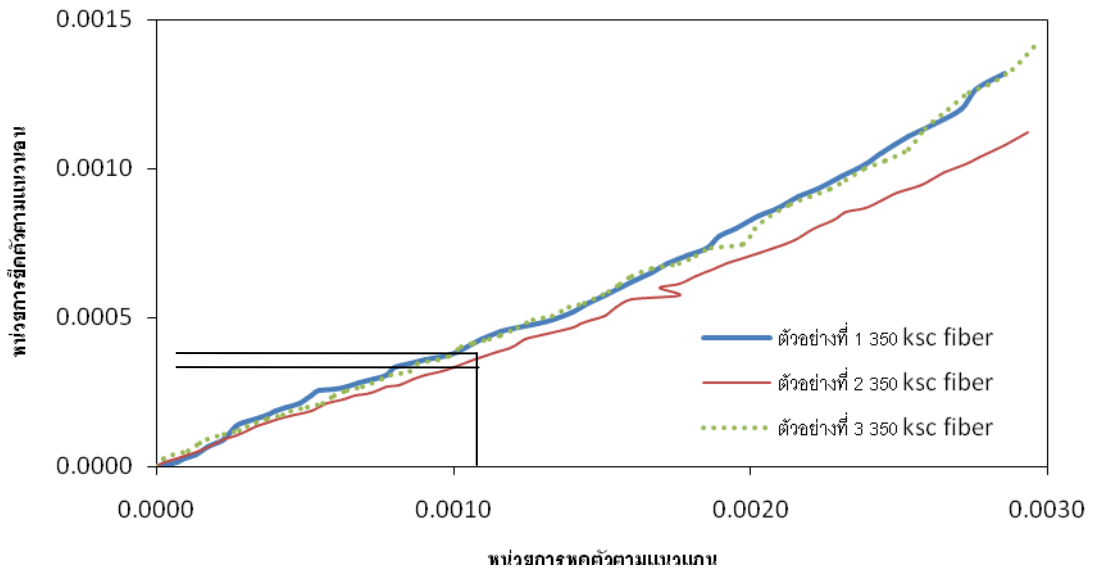
จากรูปที่ 4.3 ค่าอัตราส่วนปัวซองของตัวอย่างคอนกรีตอยู่ระหว่าง 0.31-0.48



รูปที่ 4.4 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการหดตัวตามแนวแกนกับการยืดตัวตามแนวนอนของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc และผสม fiber

ผลการทดสอบที่ 28 วัน	ตัวอย่างที่ 1 (240 ksc + fiber)	อัตราส่วนปัวซองส์ มีค่า 0.48
	ตัวอย่างที่ 2 (240 ksc + fiber)	อัตราส่วนปัวซองส์ มีค่า 0.47
	ตัวอย่างที่ 3 (240 ksc + fiber)	อัตราส่วนปัวซองส์ มีค่า 0.36
		ค่าเฉลี่ย 0.44

จากรูปที่ 4.4 ค่าอัตราส่วนปัวซองส์ของตัวอย่างคอนกรีตอยู่ระหว่าง 0.36-0.48

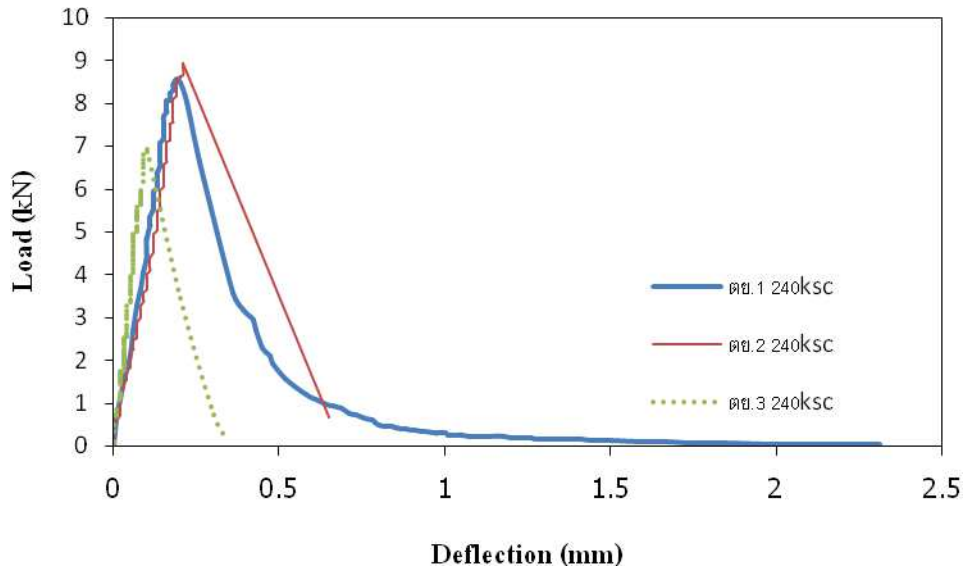


รูปที่ 4.5 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการดูดความชื้นตามแนวแกนกับการปลดความชื้นตามแนวแกน ของตัวอย่างคอนกรีต 350 ksc และผสม fiber

ผลการทดสอบที่ 28 วัน	ตัวอย่างที่ 1 (350 ksc + fiber)	อัตราส่วนปัวซองส์ มีค่า 0.40
	ตัวอย่างที่ 2 (350 ksc + fiber)	อัตราส่วนปัวซองส์ มีค่า 0.36
	ตัวอย่างที่ 3 (350 ksc + fiber)	อัตราส่วนปัวซองส์ มีค่า 0.43
		ค่าเฉลี่ย 0.39

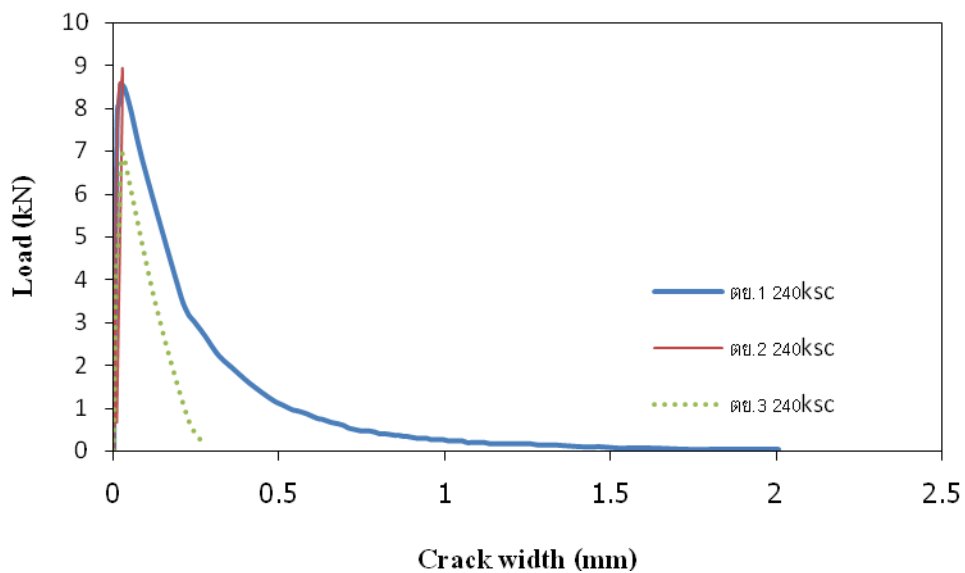
จากรูปที่ 4.5 ค่าอัตราส่วนปัวซองส์ของตัวอย่างคอนกรีตอยู่ระหว่าง 0.36-0.43

4.3 กำลังรับแรงดัดของคอนกรีต



รูปที่ 4.6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc

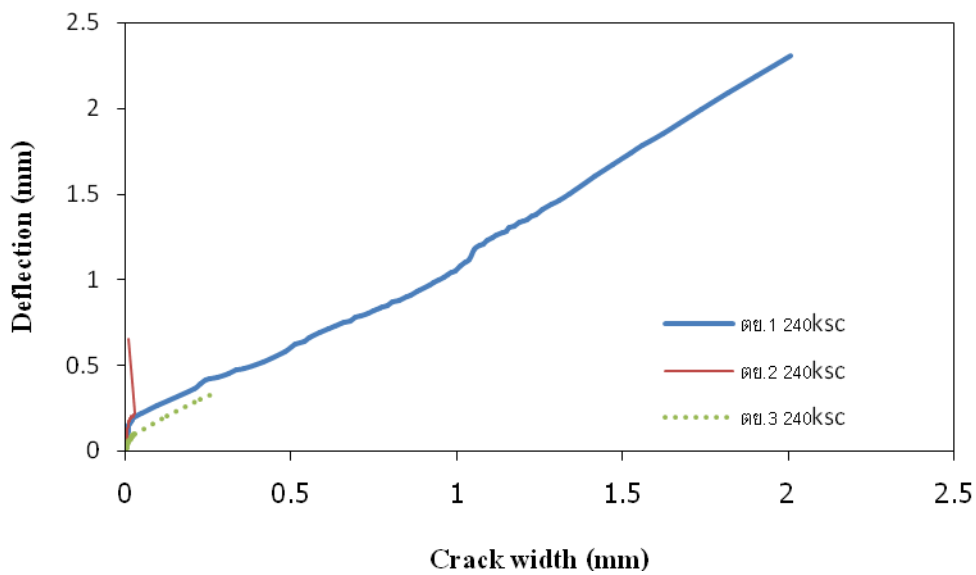
จากรูปที่ 4.6 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงที่กระทำ และการโก่งตัวของตัวอย่างคอนกรีตรูปคาน 240 ksc ที่อายุ 28 วัน พบว่า แรงดัดสูงสุดมีค่าใกล้เคียงกัน



รูปที่ 4.7 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Crack width ของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc

จากรูปที่ 4.7 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงที่กระทำ และความกว้างรอยแตก ของตัวอย่างคอนกรีตรูปคาน 240 ksc ทำการทดสอบที่อายุ 28 วัน เมื่อสังเกตกราฟพบว่า ผลที่ได้มีค่า

ใกล้เคียงกัน และมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามอายุของคอนกรีต แต่เห็นได้ว่า ตัวอย่างที่ 2 ค่าความกว้างรอยแตกไม่เพิ่มขึ้น เนื่องจากรอยแตกไม่ได้ผ่านอุปกรณ์ที่ติดตั้งไว้

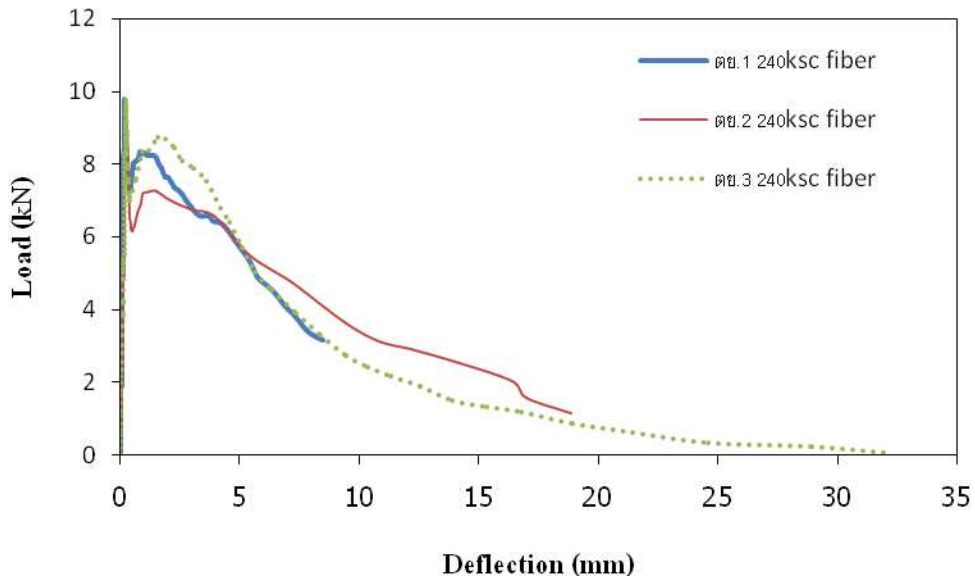


รูปที่ 4.8 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Deflection กับ Crack width ของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc

จากรูปที่ 4.8 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัว และความกว้างรอยแตก ของตัวอย่างคอนกรีตรูปคาน 240 ksc ทำการทดสอบที่อายุ 28 วัน เมื่อสังเกตกราฟพบว่า ผลที่ได้เป็นไปในทิศทางเดียวกัน และมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามอายุของคอนกรีต แต่เห็นได้ว่า ตัวอย่างที่ 2 ค่าความกว้างรอยแตกไม่เพิ่มขึ้น เนื่องจากรอยแตกไม่ได้ผ่านอุปกรณ์ที่ติดตั้งไว้

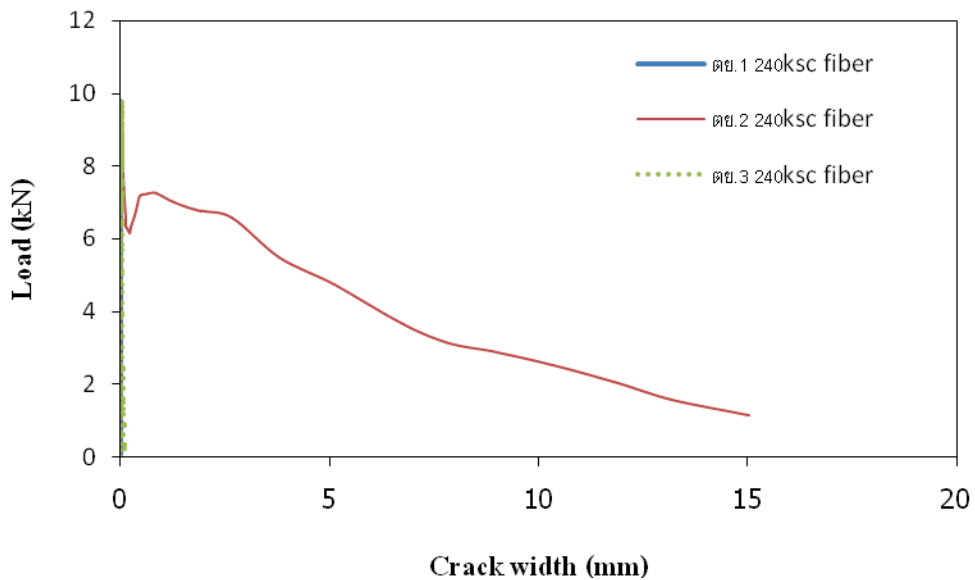
กำลังรับแรงดัด ของคอนกรีต (Modulus of rupture)

ผลการทดสอบที่ 28 วัน	ตัวอย่างที่ 1 240 ksc	มีค่า 58.8 ksc
	ตัวอย่างที่ 2 240 ksc	มีค่า 61.4 ksc
	ตัวอย่างที่ 3 240 ksc	มีค่า 47.6 ksc
		เฉลี่ย 55.9 ksc



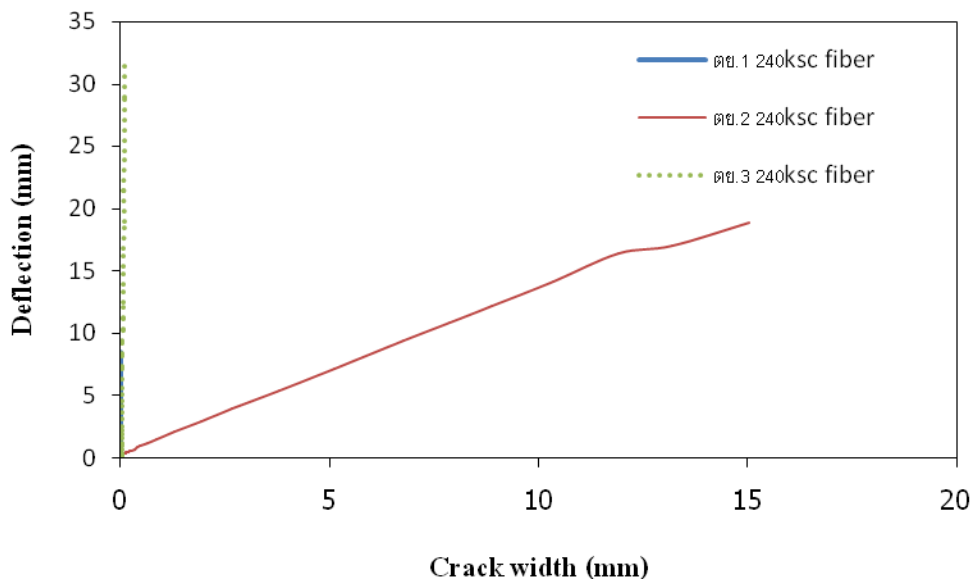
รูปที่ 4.9 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc fiber

จากรูปที่ 4.9 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงที่กระทำ และการโก่งตัว ของตัวอย่างคอนกรีตรูปคาน 240 ksc fiber ทำการทดสอบที่อายุ 28 วัน เมื่อสังเกตกราฟพบว่า ผลที่ได้มีค่าใกล้เคียงกัน และมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามอายุของคอนกรีต



รูปที่ 4.10 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Crack width ของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc fiber

จากรูปที่ 4.10 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงที่กระทำ และความกว้างรอยแตก ของ ตัวอย่างคอนกรีตรูปคาน 240 ksc fiber ทำการทดสอบที่อายุ 28 วัน เมื่อสังเกตกราฟพบว่า ตัวอย่างที่ 1 และ 3 ค่าความกว้างรอยแตกไม่เพิ่มขึ้น เนื่องจากรอยแตกไม่ได้ผ่านอุปกรณ์ที่ติดตั้งไว้ ส่วนตัวอย่างที่ 2 นั้นมีค่าเพิ่มขึ้นตามปกติ ซึ่งความกว้างรอยแตกมีค่าสูงสุด 15 mm เนื่องจากเส้นใยเหล็กที่อยู่ใน ส่วนผสมของคอนกรีตนั้น ช่วยทำให้คอนกรีตมีกำลังรับแรงดึงเพิ่มขึ้น

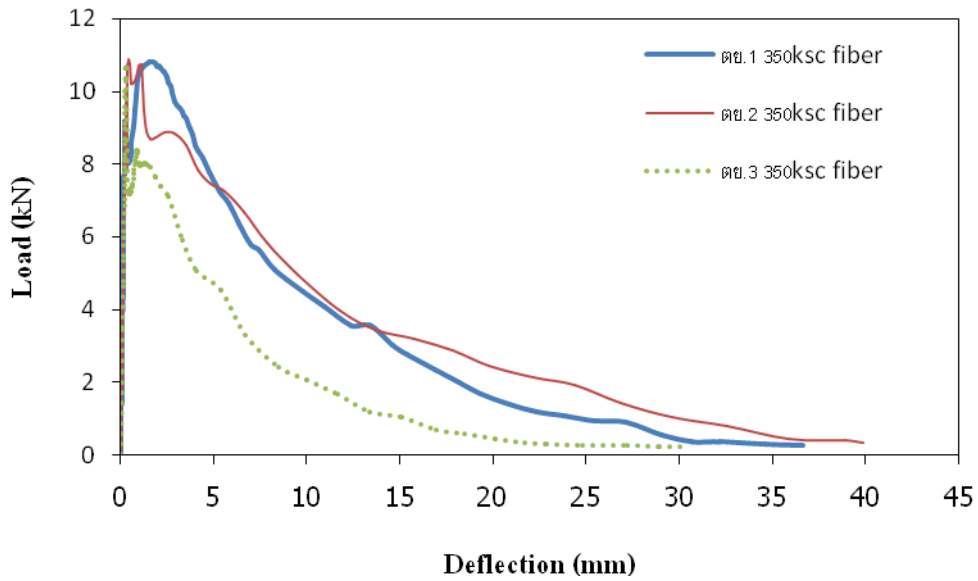


รูปที่ 4.11 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Deflection กับ Crack width ของตัวอย่างคอนกรีต 240 ksc fiber

จากรูปที่ 4.11 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงที่กระทำ และความกว้างรอยแตก ของ ตัวอย่างคอนกรีตรูปคาน 240 ksc fiber ทำการทดสอบที่อายุ 28 วัน เมื่อสังเกตกราฟพบว่า ตัวอย่างที่ 1 และ 3 ค่าความกว้างรอยแตกไม่เพิ่มขึ้น เนื่องจากรอยแตกไม่ได้ผ่านอุปกรณ์ที่ติดตั้งไว้ ส่วนตัวอย่างที่ 2 นั้นมีค่าเพิ่มขึ้นตามปกติ ซึ่งความกว้างรอยแตกมีค่าสูงสุด 15 mm เนื่องจากเส้นใยเหล็กที่อยู่ใน ส่วนผสมของคอนกรีตนั้น ช่วยทำให้คอนกรีตมีกำลังรับแรงดึงเพิ่มขึ้น

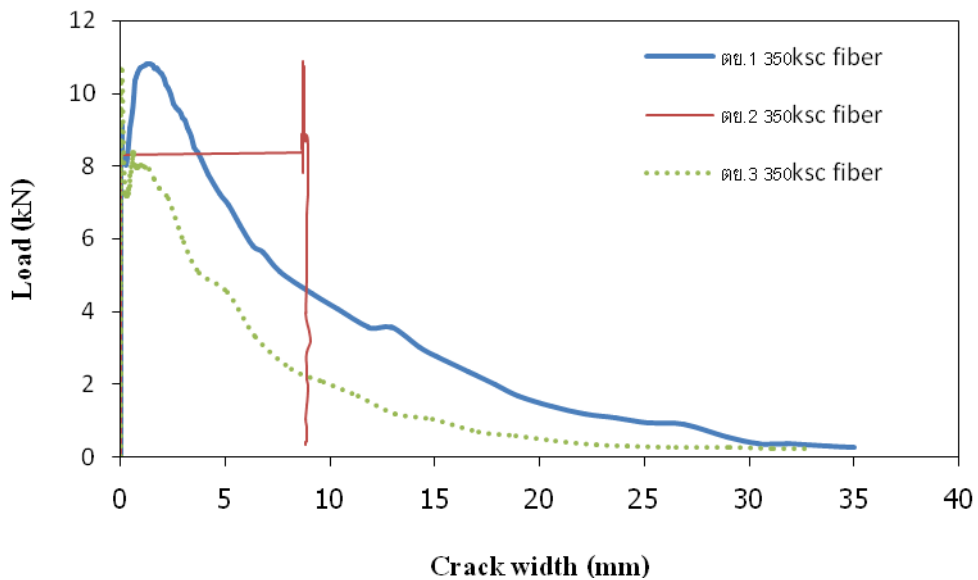
กำลังรับแรงดัด ของคอนกรีต (Modulus of rupture)

ผลการทดสอบที่ 28 วัน	ตัวอย่างที่ 1 240 ksc fiber	มีค่า 67.1 ksc
	ตัวอย่างที่ 2 240 ksc fiber	มีค่า 62.5 ksc
	ตัวอย่างที่ 3 240 ksc fiber	มีค่า 67.1 ksc
		เฉลี่ย 65.5 ksc



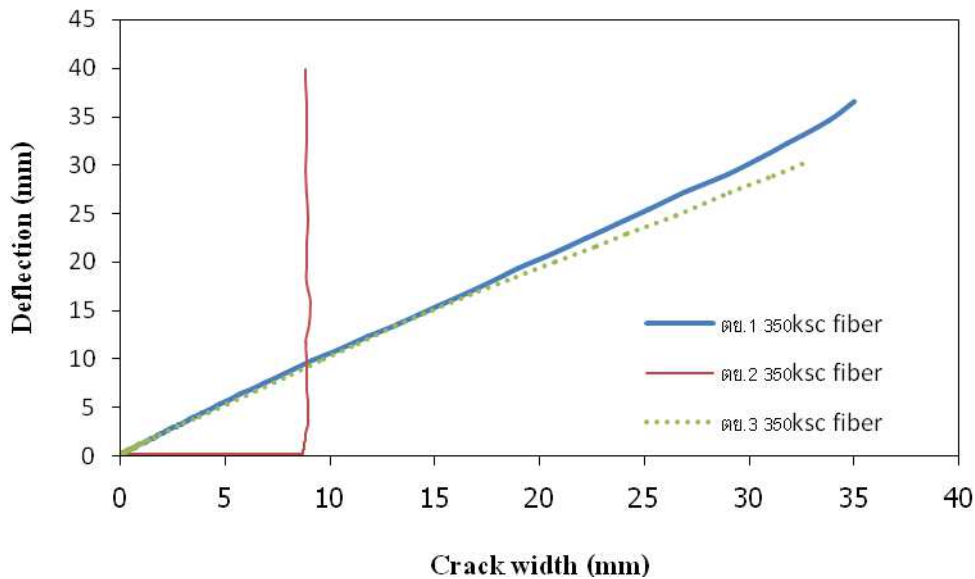
รูปที่ 4.12 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของตัวอย่างคอนกรีต 350 ksc fiber

จากรูปที่ 4.12 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงที่กระทำ และการโก่งตัว ของตัวอย่างคอนกรีตรูปคาน 350 ksc fiber ทำการทดสอบที่อายุ 28 วัน เมื่อสังเกตกราฟพบว่า ผลที่ได้มีค่าใกล้เคียงกัน และมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามอายุของคอนกรีต



รูปที่ 4.13 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Crack width ของตัวอย่างคอนกรีต 350 ksc fiber

จากรูปที่ 4.13 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงที่กระทำ และความกว้างรอยแตก ของ ตัวอย่างคอนกรีตรูปคาน 350 ksc fiber ทำการทดสอบที่อายุ 28 วัน เมื่อสังเกตกราฟพบว่า ตัวอย่างที่ 2 นั้นมีค่าผิดปกติ เนื่องจากอุปกรณ์วัดความกว้างรอยแตกเกิดการหลุด ซึ่งเกิดจากรอยแตกผ่านฐานของอุปกรณ์ จึงทำให้การที่ติดอุปกรณ์กับผิวของคอนกรีตหลุดออก ส่วนตัวอย่างที่อื่น ๆ นั้นมีค่าเพิ่มขึ้นตามปกติ ซึ่งความกว้างรอยแตกมีค่าสูงสุด 35 mm เนื่องจากเส้นใยเหล็กที่อยู่ในส่วนผสมของคอนกรีตนั้น ช่วยทำให้คอนกรีตมีกำลังรับแรงดึงเพิ่มขึ้น อีกทั้งคอนกรีตนี้ยังมีความสามารถในการรับแรงที่สูง



รูปที่ 4.14 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Deflection กับ Crack width ของตัวอย่างคอนกรีต 350 ksc fiber

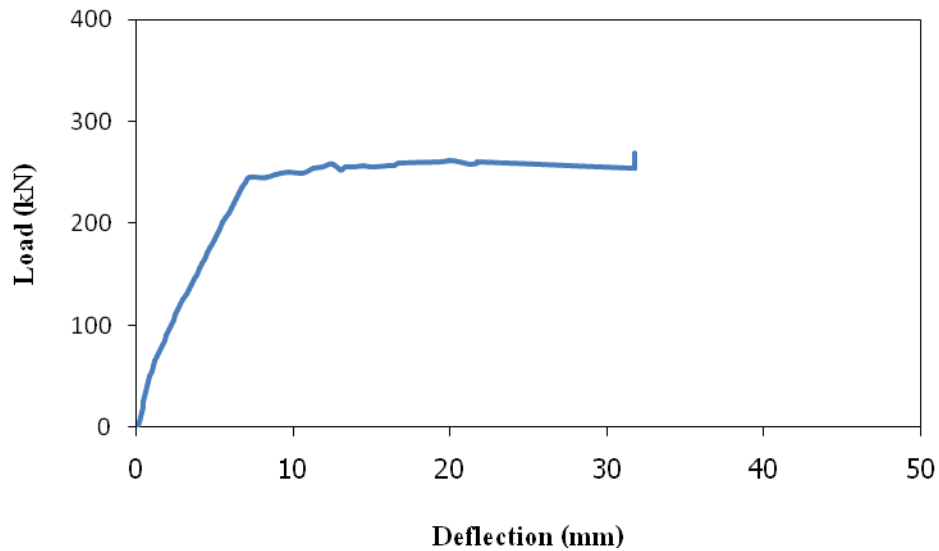
จากรูปที่ 4.14 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง การโก่งตัว และความกว้างรอยแตก ของตัวอย่างคอนกรีตรูปคาน 350 ksc fiber ทำการทดสอบที่อายุ 28 วัน เมื่อสังเกตกราฟพบว่า ตัวอย่างที่ 2 นั้นมีค่าผิดปกติ เนื่องจากอุปกรณ์วัดความกว้างรอยแตกเกิดการหลุด ซึ่งเกิดจากรอยแตกผ่านฐานของอุปกรณ์ จึงทำให้การที่ติดอุปกรณ์กับผิวของคอนกรีตหลุดออก ส่วนตัวอย่างที่อื่น ๆ นั้นมีค่าเพิ่มขึ้นตามปกติ ซึ่งความกว้างรอยแตกมีค่าสูงสุด 35 mm เนื่องจากเส้นใยเหล็กที่อยู่ในส่วนผสมของคอนกรีตนั้น ช่วยทำให้คอนกรีตมีกำลังรับแรงดึงเพิ่มขึ้น อีกทั้งคอนกรีตนี้ยังมีความสามารถในการรับแรงที่สูง

กำลังรับแรงดัด ของคอนกรีต (Modulus of rupture)

ผลการทดสอบที่ 28 วัน	ตัวอย่างที่ 1 350 ksc fiber	มีค่า 74.2 ksc
	ตัวอย่างที่ 2 350 ksc fiber	มีค่า 74.7 ksc
	ตัวอย่างที่ 3 350 ksc fiber	มีค่า 73.3 ksc
		เฉลี่ย 74.1 ksc

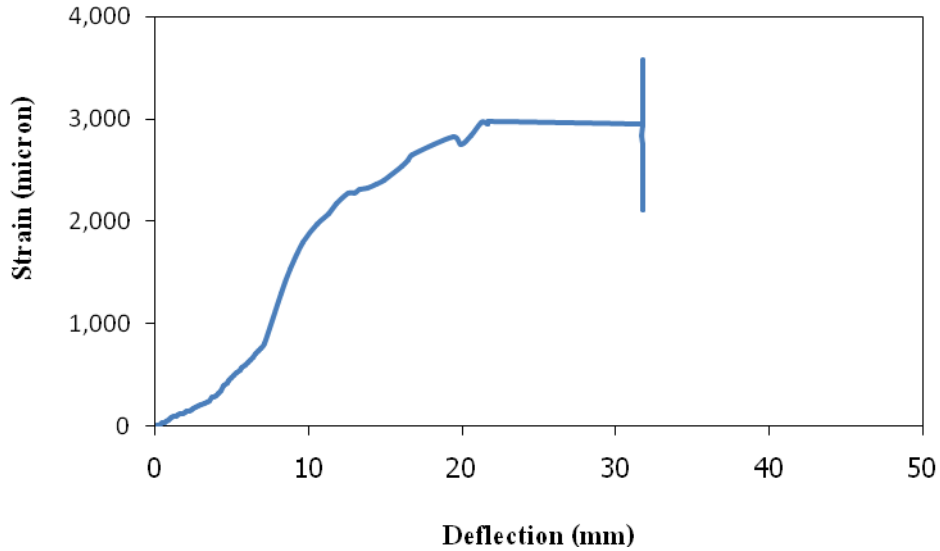
4.4 กำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

4.4.1 คาน B1



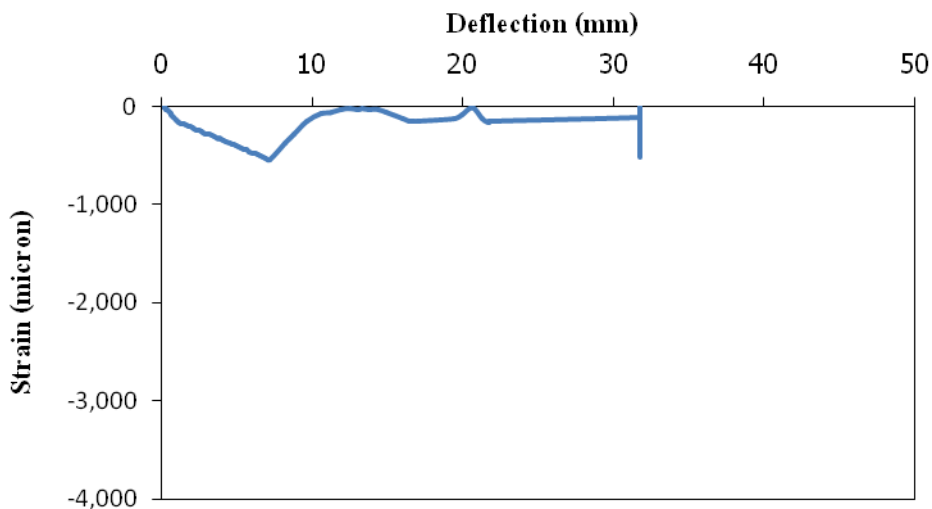
รูปที่ 4.15 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคาน B1

จากรูปที่ 4.15 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงกดที่กระทำ (Load) และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B1 240 ksc แขน้ำเปล่า ค่าแรงสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 250 kN ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ



รูปที่ 4.16 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain คอนกรีตที่ผิวบนของคาน กับ Deflection ของคาน B1

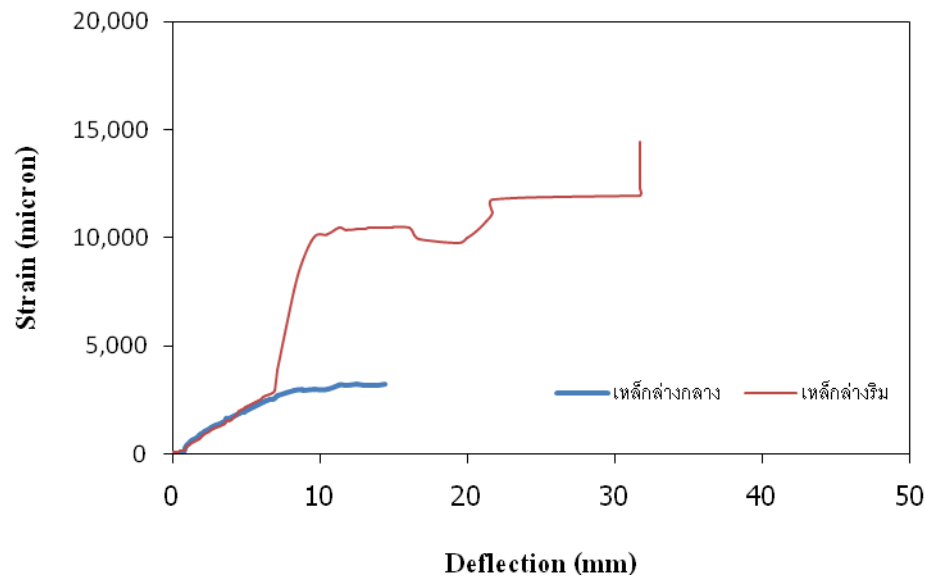
จากรูปที่ 4.16 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของคอนกรีต และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B1 240 ksc เช่นนี้แปลว่า ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 3,000 micron ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ



รูปที่ 4.17 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain เหล็กคาน กับ Deflection ของคาน B1

จากรูปที่ 4.17 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของเหล็กคาน และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B1 240 ksc เช่นนี้แปลว่า ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ -

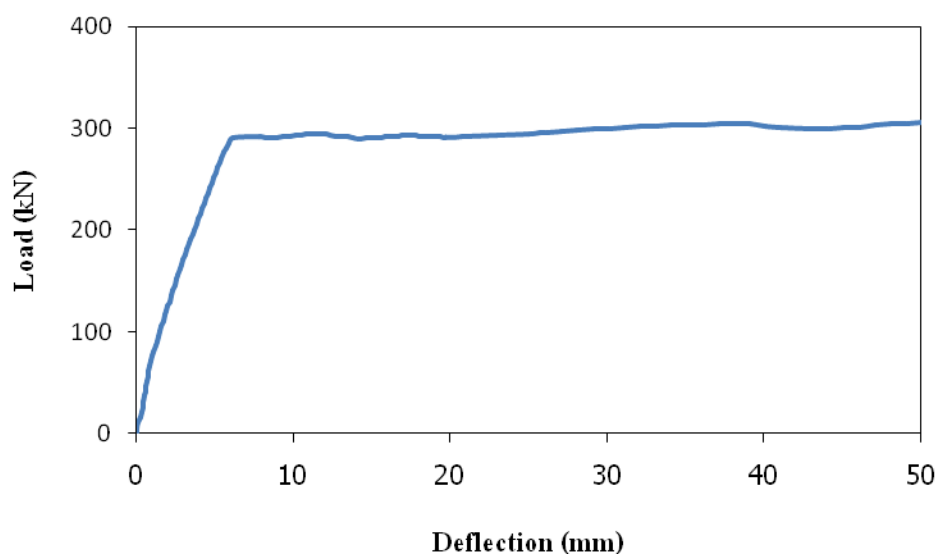
500 micron เป็นแรงอัด ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ ซึ่งสังเกตได้จากกราฟไม่ปกติ เกิดจาก Strain gauge ได้หลุดออกจะผิวเหล็ก



รูปที่ 4.18 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain เหล็กค้ำ กับ Deflection ของคาน B1

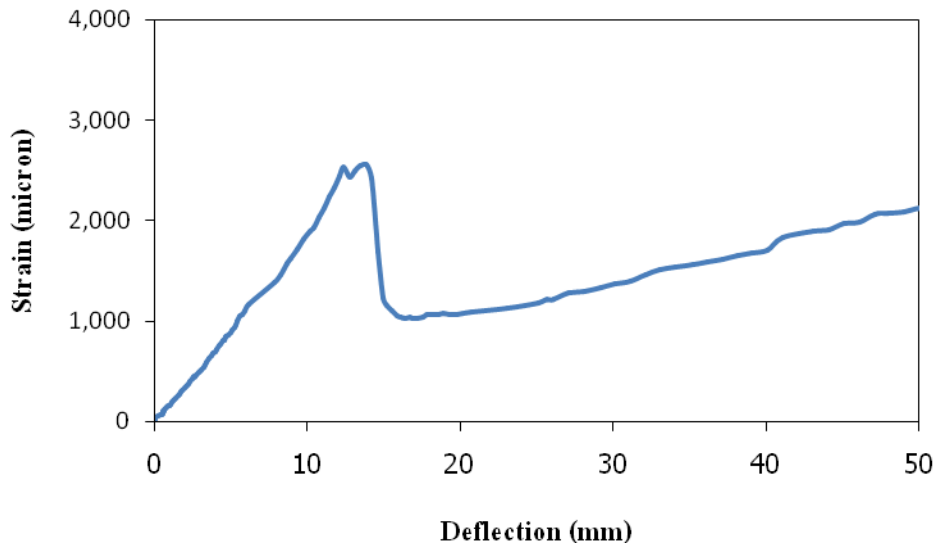
จากรูปที่ 4.18 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของเหล็กค้ำ และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B1 240 ksc เช่นนี้ ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 12,000 micron ตัวริม เนื่องจากรอยแตกที่ท้องคานไม่ได้เกิดตรงกลาง ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ ซึ่งสังเกตได้จากกราฟของตัวกลางไม่ปกติ เกิดจาก Strain gauge ได้หลุดออกจะผิวเหล็ก

4.4.2 คาน B2



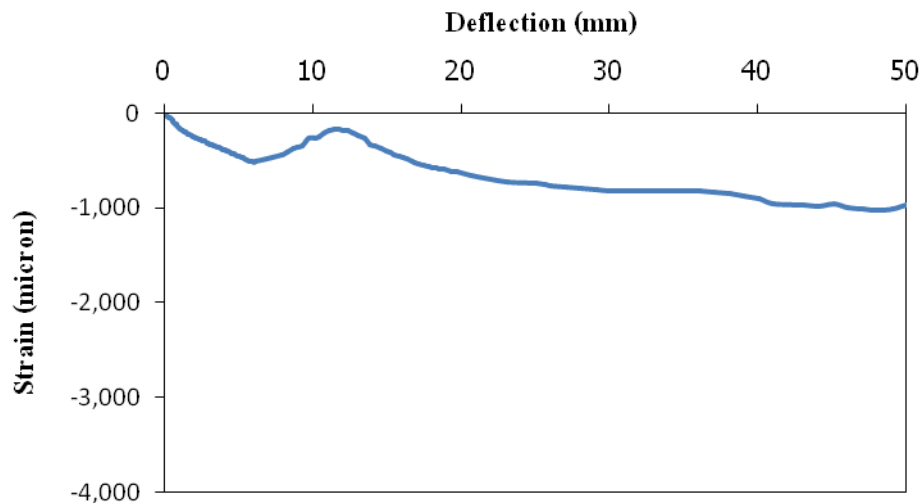
รูปที่ 4.19 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคาน B2

จากรูปที่ 4.19 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงกดที่กระทำ (Load) และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B2 240 ksc fiber ใช้น้ำเปล่า ค่าแรงสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 300 kN ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ



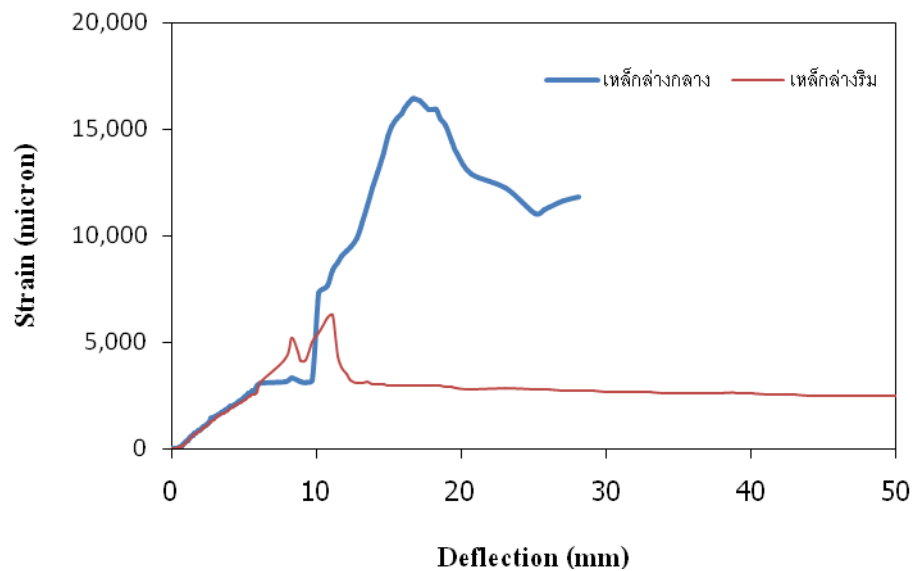
รูปที่ 4.20 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain คอนกรีตที่ผิวบนของคาน กับ Deflection ของคาน B2

จากรูปที่ 4.20 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของคอนกรีต และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B2 240 ksc fiber ใช้น้ำเปล่า ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 2,500 micron ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ สังเกตได้ว่ากราฟมีช่วงที่ค่าตกลง เกิดจากการแตกร้าวเกิดใกล้กับบริเวณที่ติด Strain gauge



รูปที่ 4.21 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain เหล็กบน กับ Deflection ของคาน B2

จากรูปที่ 4.21 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของเหล็กบน และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B2 240 ksc fiber ให้นำเปล่า ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติ อยู่ที่ -1,000 micron เป็นแรงอัด ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ

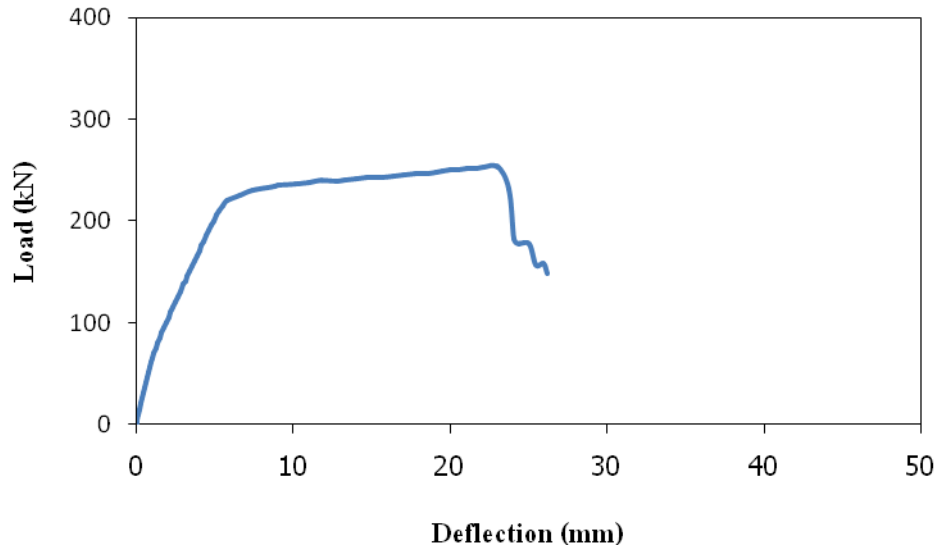


รูปที่ 4.22 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain เหล็กกลาง กับ Deflection ของคาน B2

จากรูปที่ 4.22 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของเหล็กกลาง และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B2 240 ksc fiber ให้นำเปล่า ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติ

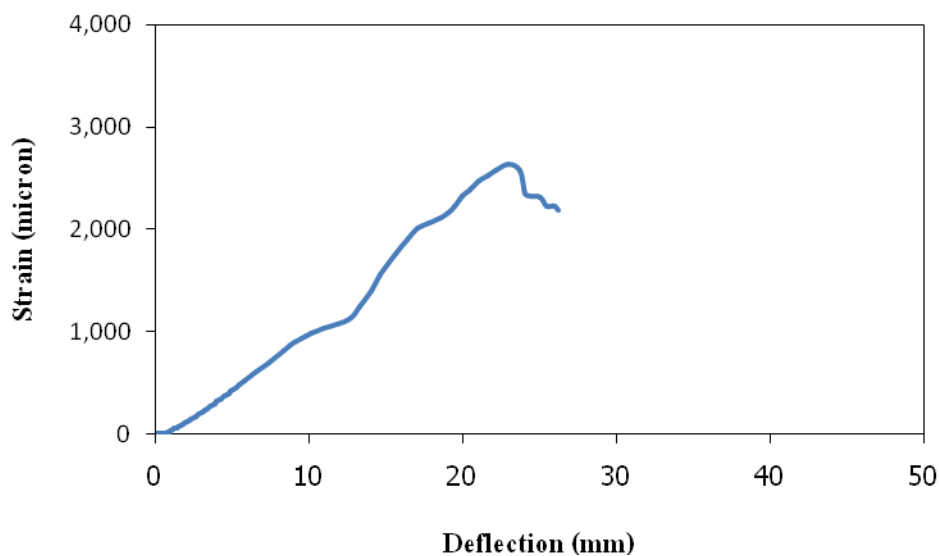
อยู่ที่ 16,000 micron ตัวกลาง ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ

4.4.3 คาน B3



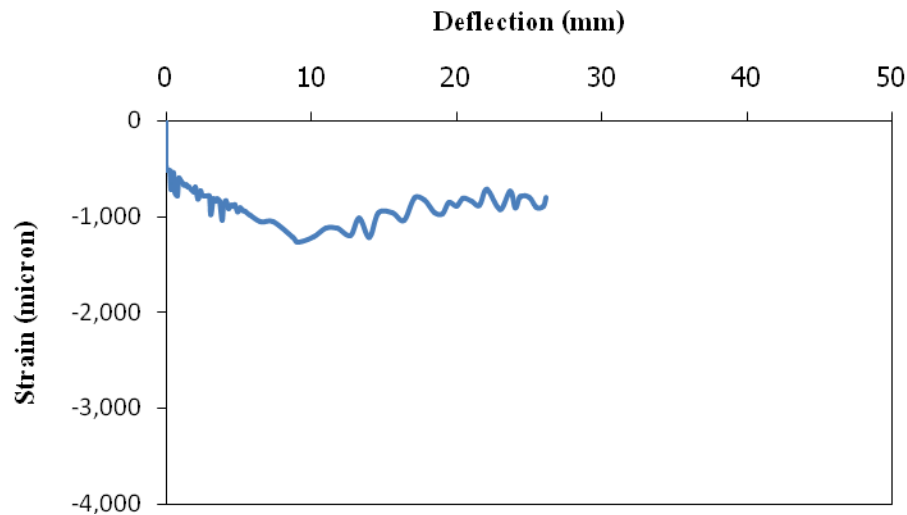
รูปที่ 4.23 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคาน B3

จากรูปที่ 4.23 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงกดที่กระทำ (Load) และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B3 240 ksc ใช้น้ำเกลือคลอไรด์ 5% ค่าแรงสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 250 kN ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ



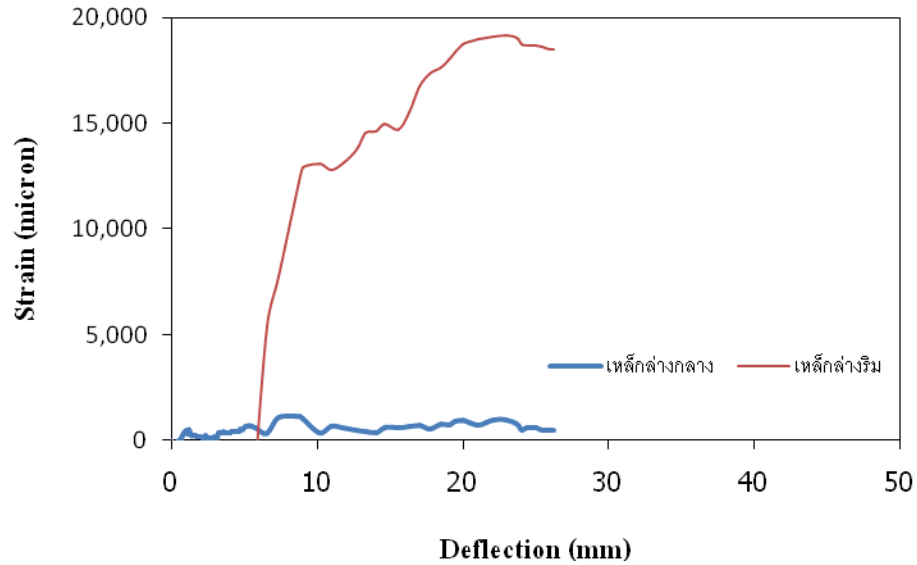
รูปที่ 4.24 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain คอนกรีตที่ผิวบนของคาน กับ Deflection ของคาน B3

จากรูปที่ 4.24 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของคอนกรีต และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B3 240 ksc ใช้น้ำเกลือคลอไรด์ 5% ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 2,500 micron ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ



รูปที่ 4.25 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain เหล็กบน กับ Deflection ของคาน B3

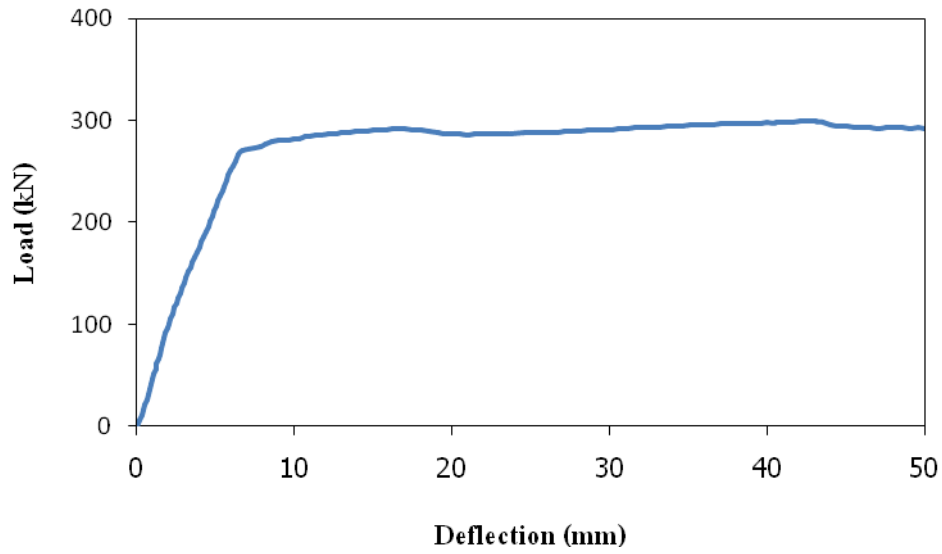
จากรูปที่ 4.25 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของเหล็กบน และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B3 240 ksc ใช้น้ำเกลือคลอไรด์ 5% ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ -1,300 micron เป็นแรงอัด ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ สังเกตกราฟเห็นได้ว่าค่าของกราฟมีการขึ้นๆลงๆ เนื่องจากที่ผิวด้านบนของคานทดสอบเกิดการแตกร้าวอย่างต่อเนื่อง ตั้งแต่เริ่มจนหยุดทดสอบ



รูปที่ 4.26 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain เหล็กสว่าง กับ Deflection ของคาน B3

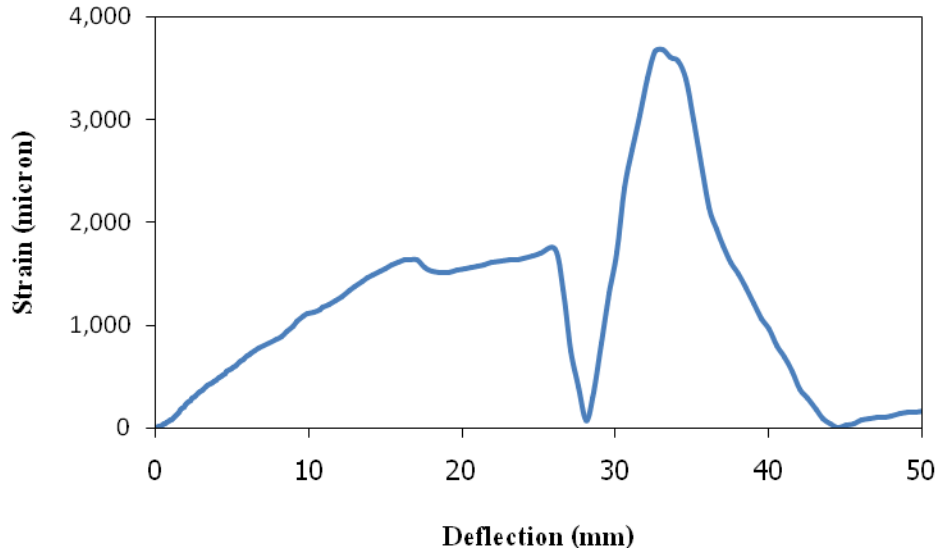
จากรูปที่ 4.26 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของเหล็กสว่าง และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B3 240 ksc แชน้ำเกลือคลอไรด์ 5% ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 20,000 micron ตัวริม เนื่องจากรอยแตกที่ท้องคานไม่ได้เกิดตรงกลาง ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ ซึ่งสังเกตได้จากกราฟของตัวกลางไม่เพิ่มขึ้น เกิดจาก Strain gauge ได้หลุดออกจะผิวเหล็กตั้งแต่ก่อนที่จะเริ่มการทดสอบ เนื่องจากสนิมที่เหล็กเสริมขยายตัวออก

4.4.4 คาน B4



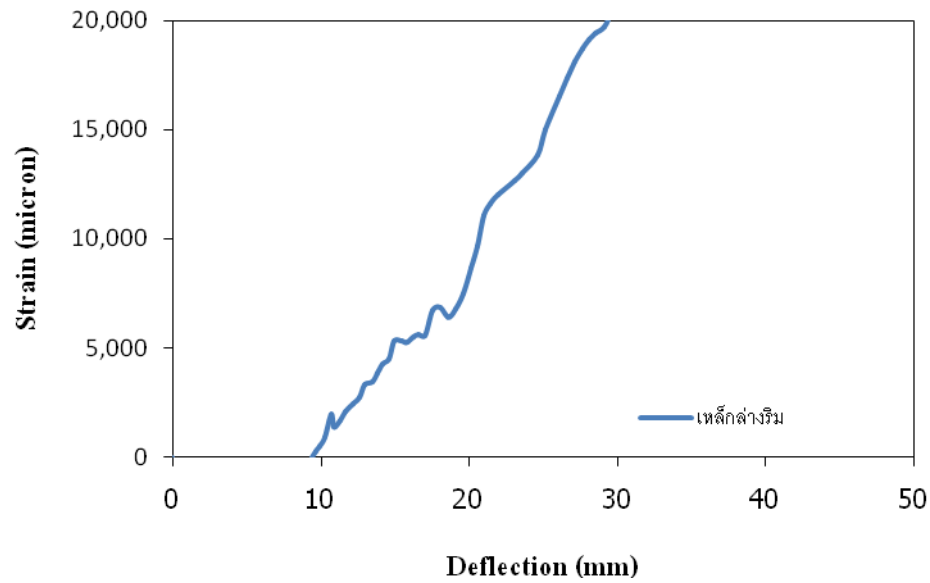
รูปที่ 4.27 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคาน B4

จากรูปที่ 4.27 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงกดที่กระทำ (Load) และการ โกงตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B4 240 ksc fiber ใช้น้ำเกลือคลอไรด์ 5% ค่าแรงสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 300 kN ส่วนการ โกงตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ



รูปที่ 4.28 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain คอนกรีตที่ผิวบนของคาน กับ Deflection ของคาน B4

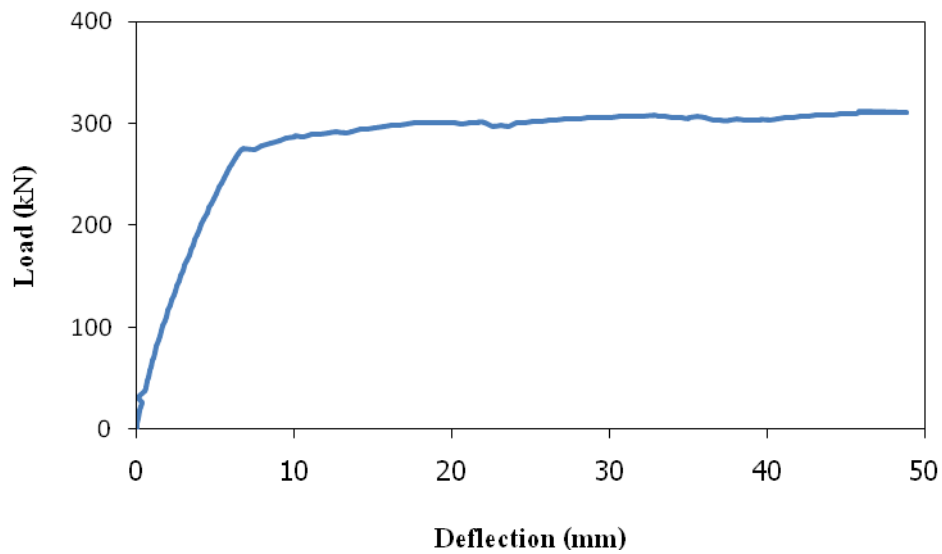
จากรูปที่ 4.28 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของคอนกรีต และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B4 240 ksc fiber ใช้น้ำเกลือคลอไรด์ 5% ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 3,500 micron ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ สังเกตได้ว่ากราฟมีช่วงที่ค่าตกลง เกิดจากการแตกร้าวเกิดใกล้กับบริเวณที่ติด Strain gauge



รูปที่ 4.29 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain เหล็กกลาง กับ Deflection ของคาน B4

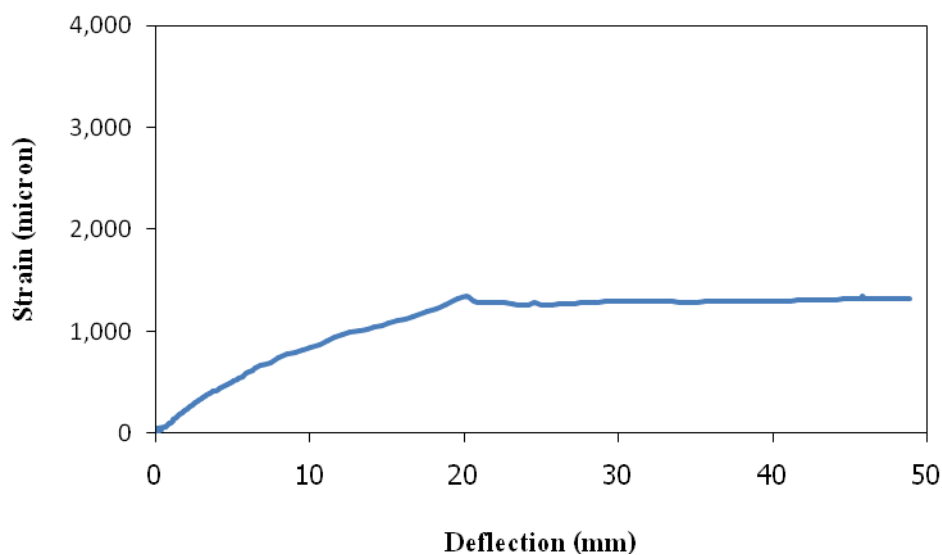
จากรูปที่ 4.29 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของเหล็กกลาง และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B4 240 ksc fiber ใช้น้ำเกลือคลอไรด์ 5% ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 25,000 micron ตัวริม เนื่องจากรอยแตกที่ท้องคานไม่ได้เกิดตรงกลาง ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ ซึ่งสังเกตจากกราฟแล้วจะไม่มีค่าของตัวกลาง เกิดจากสาย Strain gauge ได้ขาดก่อนที่จะเริ่มทำการทดสอบ

4.4.5 คาน B5



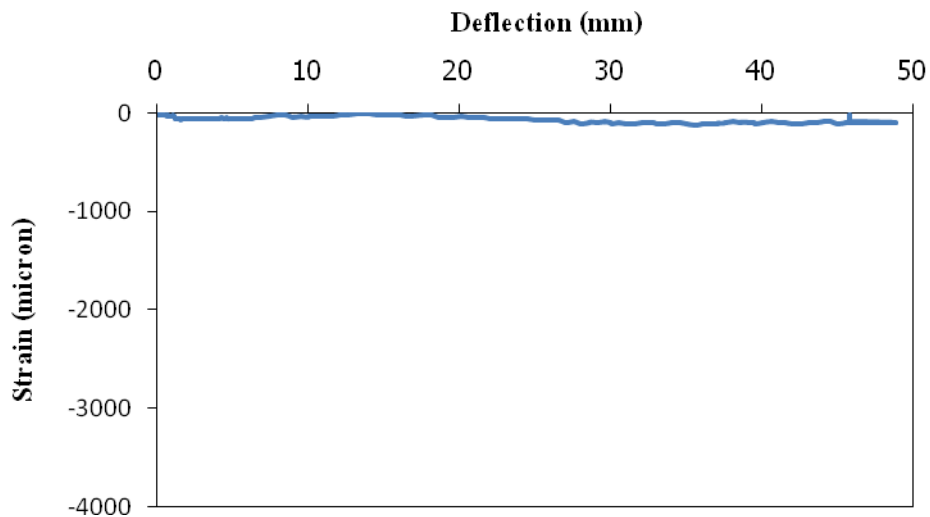
รูปที่ 4.30 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคาน B5

จากรูปที่ 4.30 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงกดที่กระทำ (Load) และการ โกงตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B5 240 ksc fiber เส้นใยแก้วคลอไรด์ 5% ค่าแรงสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 300 kN ส่วนการ โกงตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ



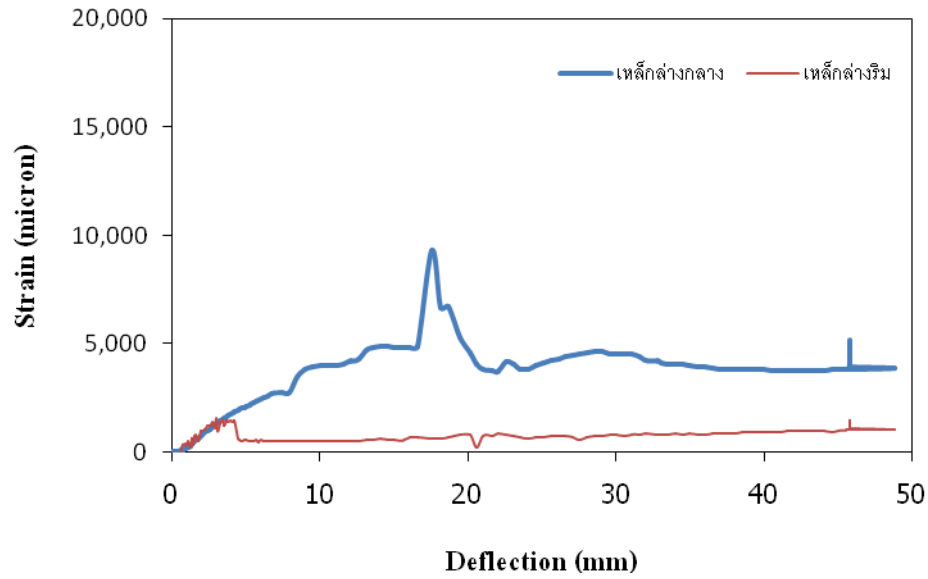
รูปที่ 4.31 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain คอนกรีตที่ผิวบนของคาน กับ Deflection ของคาน B5

จากรูปที่ 4.31 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของคอนกรีต และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B5 240 ksc fiber ใช้น้ำเกลือคลอไรด์ 5% ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 1,400 micron ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ



รูปที่ 4.32 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain เหล็กกับ Deflection ของคาน B5

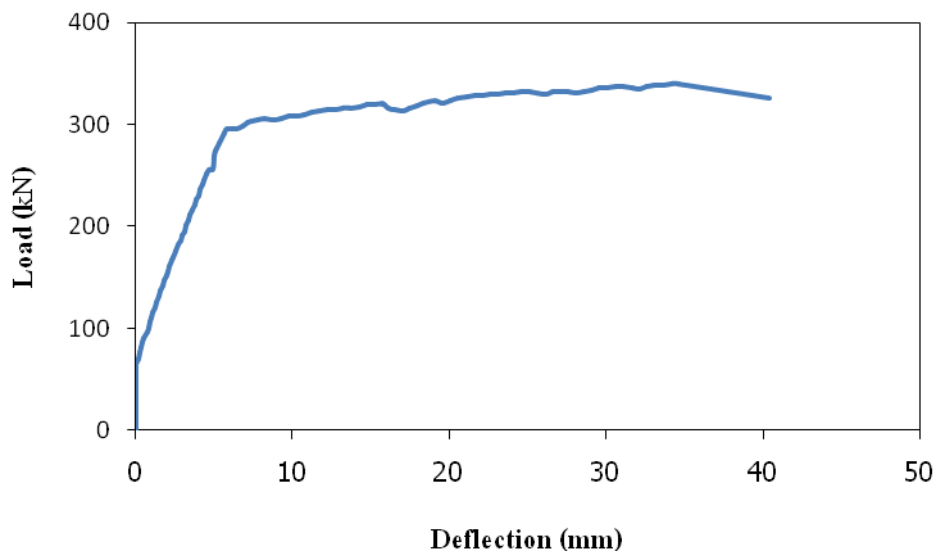
จากรูปที่ 4.32 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของเหล็กกับ และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B5 240 ksc fiber ใช้น้ำเกลือคลอไรด์ 5% ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ -120 micron เป็นแรงอัด ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ สังเกตกราฟเห็นได้ว่าค่าของกราฟมีการขึ้นๆลงๆ เนื่องจากที่ผิวด้านบนของคานทดสอบเกิดการแตกร้าวอย่างต่อเนื่อง ตั้งแต่เริ่มจนหยุดทดสอบ



รูปที่ 4.33 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain เหล็กกลาง กับ Deflection ของคาน B5

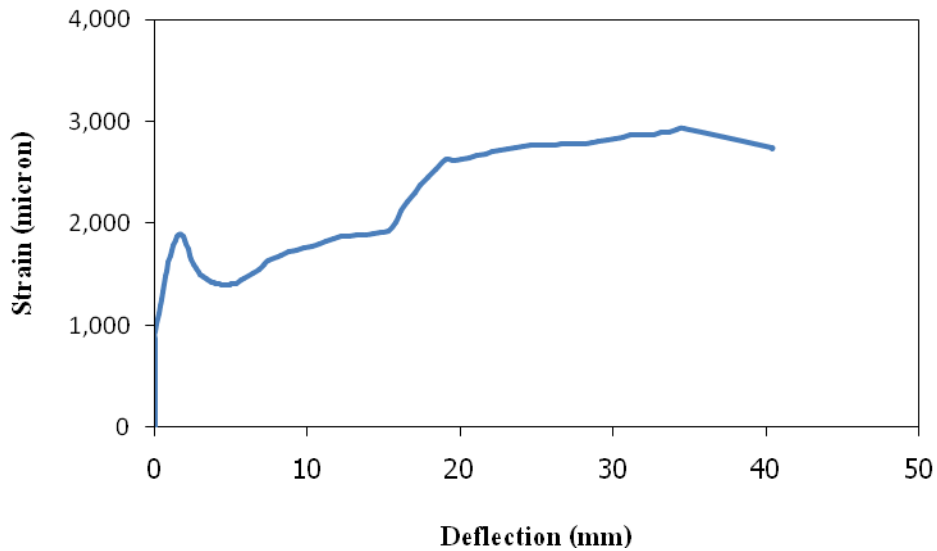
จากรูปที่ 4.33 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของเหล็กกลาง และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B5 240 ksc fiber ใช้น้ำเกลือคลอไรด์ 5% ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 10,000 micron ตัวกลาง ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ

4.4.6 คาน B6



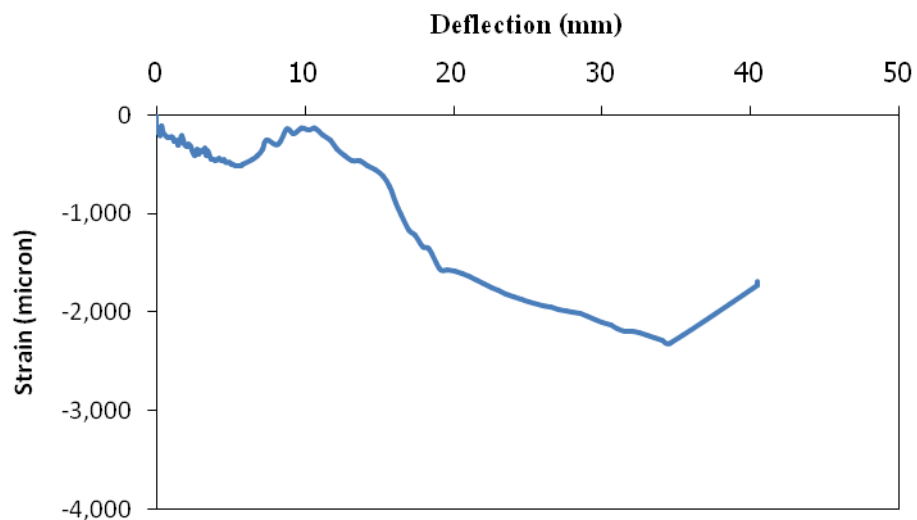
รูปที่ 4.34 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคาน B6

จากรูปที่ 4.34 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงกดที่กระทำ (Load) และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B6 350 ksc fiber แชน้ำเปล่า ค่าแรงสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 330 kN ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ



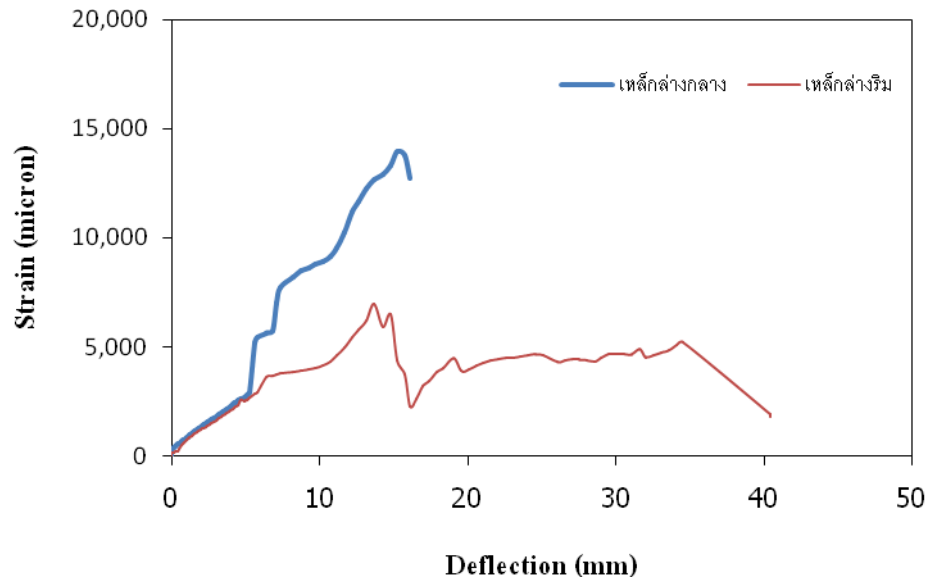
รูปที่ 4.35 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain คอนกรีตที่ผิวบนของคาน กับ Deflection ของคาน B6

จากรูปที่ 4.35 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของคอนกรีต และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B6 350 ksc fiber แชน้ำเปล่า ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 3,000 micron ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ



รูปที่ 4.36 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain เหล็กบน กับ Deflection ของคาน B6

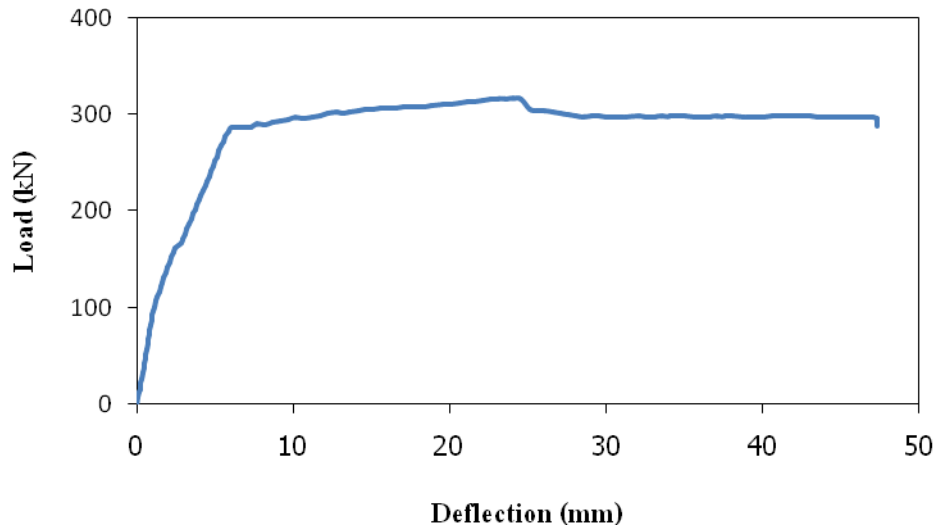
จากรูปที่ 4.36 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของเหล็กบน และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B6 350 ksc fiber ใช้น้ำเปล่า ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ -2,400 micron เป็นแรงอัด ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ



รูปที่ 4.37 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain เหล็กกลาง กับ Deflection ของคาน B6

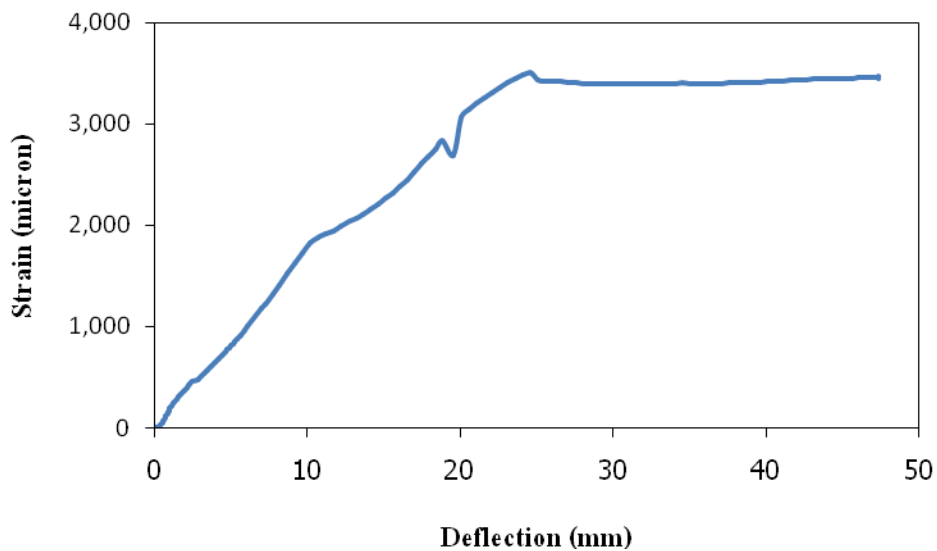
จากรูปที่ 4.37 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของเหล็กกลาง และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B6 350 ksc fiber ใช้น้ำเปล่า ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 15,000 micron ตัวกลาง ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ แต่จะเห็นได้ว่ากราฟของตัวกลางนั้นไม่สมบูรณ์ เนื่องจากสาย Strain gauge ได้ขาดก่อนที่จะหยุดการทดสอบ

4.4.7 คาน B7



รูปที่ 4.38 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของคาน B7

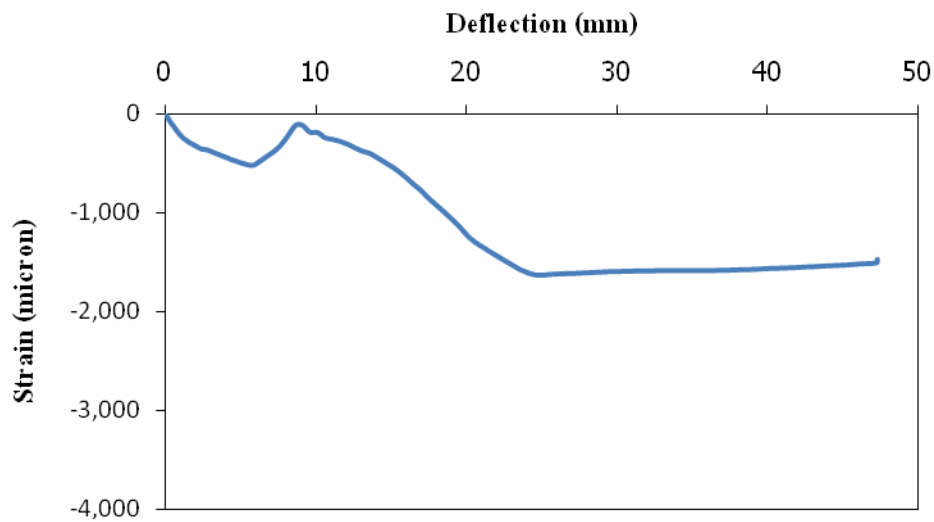
จากรูปที่ 4.38 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงกดที่กระทำ (Load) และการ โกงตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B7 350 ksc fiber ใช้น้ำเกลือคลอไรด์ 5% ค่าแรงสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 320 kN ส่วนการ โกงตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ



รูปที่ 4.39 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain คอนกรีตที่ผิวบนของคาน กับ Deflection ของคาน B7

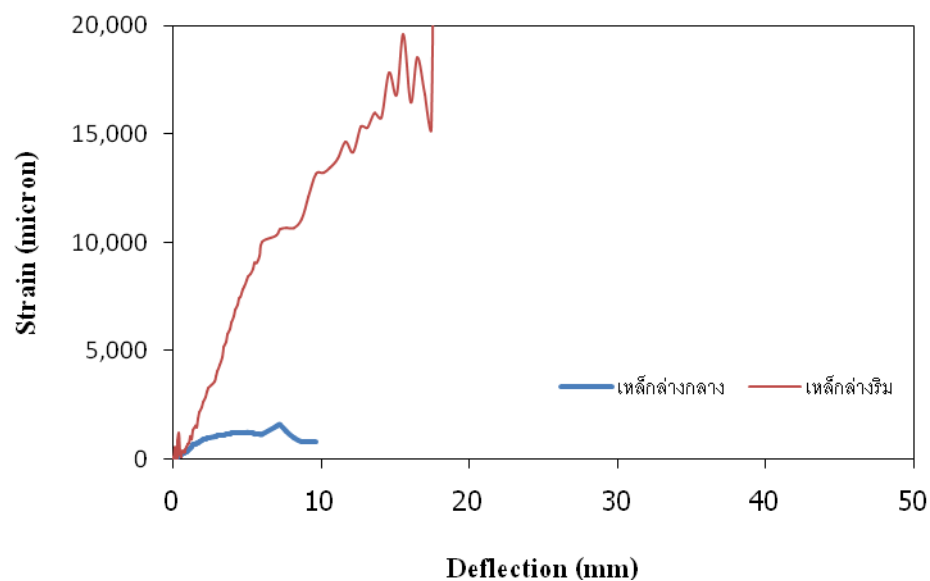
จากรูปที่ 4.39 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strainของคอนกรีต และการ โกงตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B7 350 ksc fiber ใช้น้ำเกลือคลอไรด์ 5% ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้

ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 3,500 micron ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ



รูปที่ 4.40 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain เหล็กบน กับ Deflection ของคาน B7

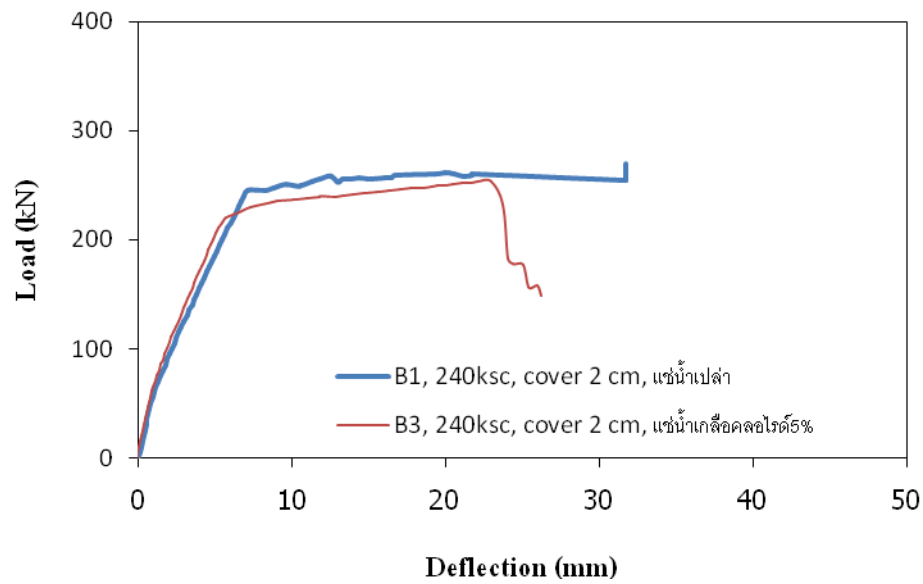
จากรูปที่ 4.40 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของเหล็กบน และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B7 350 ksc fiber ใช้น้ำเกลือคลอไรด์ 5% ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ -2,400 micron เป็นแรงอัด ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ



รูปที่ 4.41 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain เหล็กล่าง กับ Deflection ของคาน B7

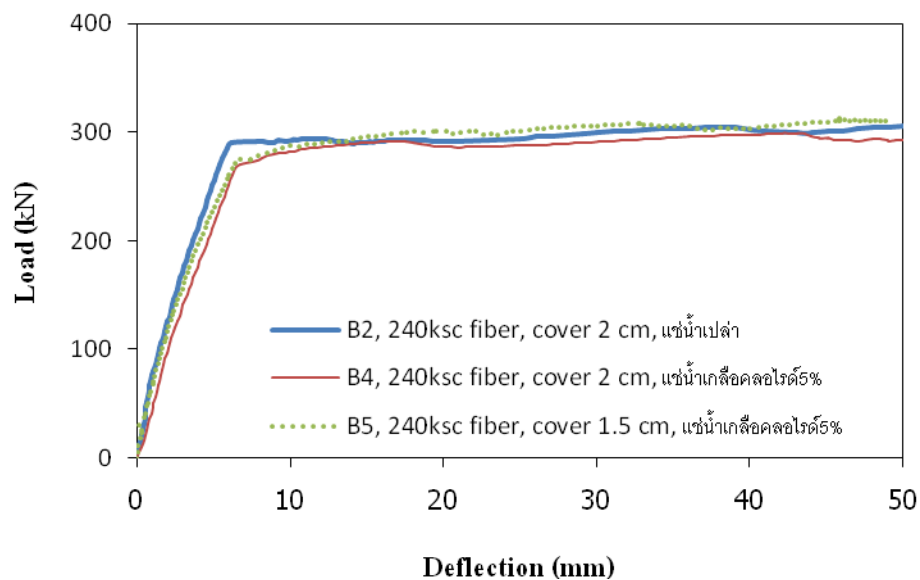
จากรูปที่ 4.41 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Strain ของเหล็กกล้า และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของคาน B7 350 ksc fiber ใช้น้ำเกลือคลอไรด์ 5% ค่าความเครียดสูงสุดที่รับได้ก่อนที่คานจะวิบัติอยู่ที่ 45,000 micron ตัวยึด เนื่องจากรอยแตกที่ท้องคานไม่ได้เกิดตรงกลาง ส่วนการโก่งตัวของคานทดสอบนั้นเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาในการทดสอบ ตั้งแต่เริ่มจนกระทั่งหยุดทดสอบ ซึ่งสังเกตจากกราฟแล้วค่าของตัวกลางไม่เพิ่มขึ้นแล้วก็หายไป เนื่องจาก Strain gauge ได้หลุดออกเพราะสนิม และก็ขาดไปในขณะทดสอบ

4.5 การเปรียบเทียบ Load กับ Deflection ของคานแต่ละกลุ่ม



รูปที่ 4.42 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของกลุ่มคาน 240 ksc

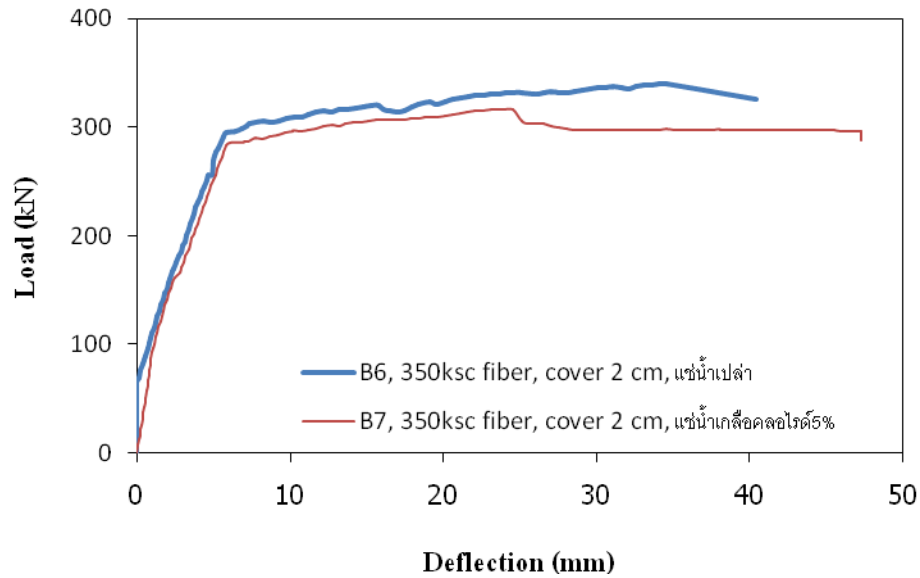
จากรูปที่ 4.42 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงกดที่กระทำ (Load) และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของกลุ่มคาน 240 ksc โดยเปรียบเทียบระหว่างคาน B1 และคาน B3 จะเห็นได้ว่าคาน B3 ที่ใช้น้ำเกลือคลอไรด์นั้น มีค่ากำลังน้อยกว่าคาน B1 ที่ใช้น้ำธรรมดาเล็กน้อย



รูปที่ 4.43 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของกลุ่มคาน 240 ksc fiber

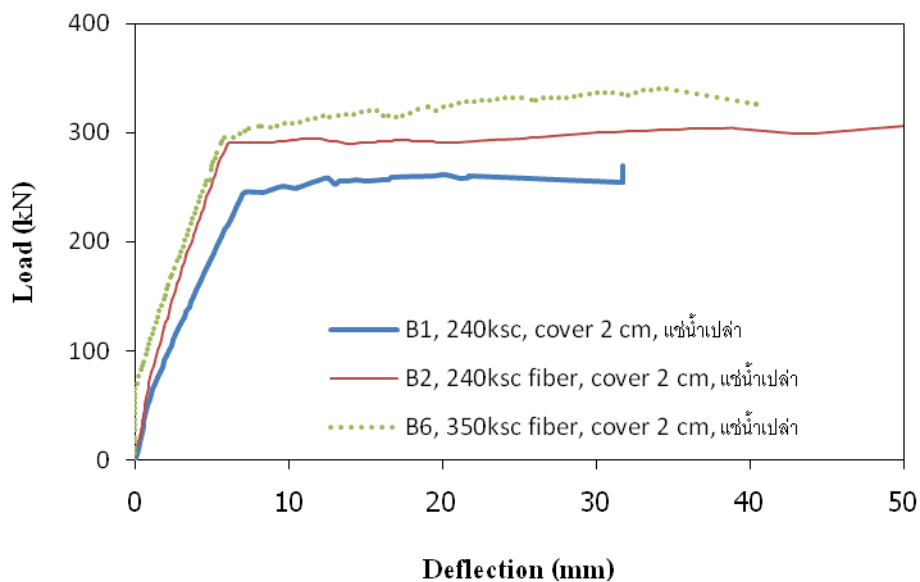
จากรูปที่ 4.43 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงกดที่กระทำ (Load) และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของกลุ่มคาน 240 ksc fiber โดยเปรียบเทียบระหว่างคาน B2, คาน B4 และ

คาน B5 จะเห็นได้ว่าในช่วงแรกคาน B2 ที่ใช้น้ำธรรมดา นั้น มีค่ากำลังสูงกว่าคาน B4 และคาน B5 ที่ใช้น้ำเกลือคลอไรด์อยู่นิดหน่อย พอถึงจุดหนึ่งค่าก็กลับมาใกล้เคียงกันทั้งหมด



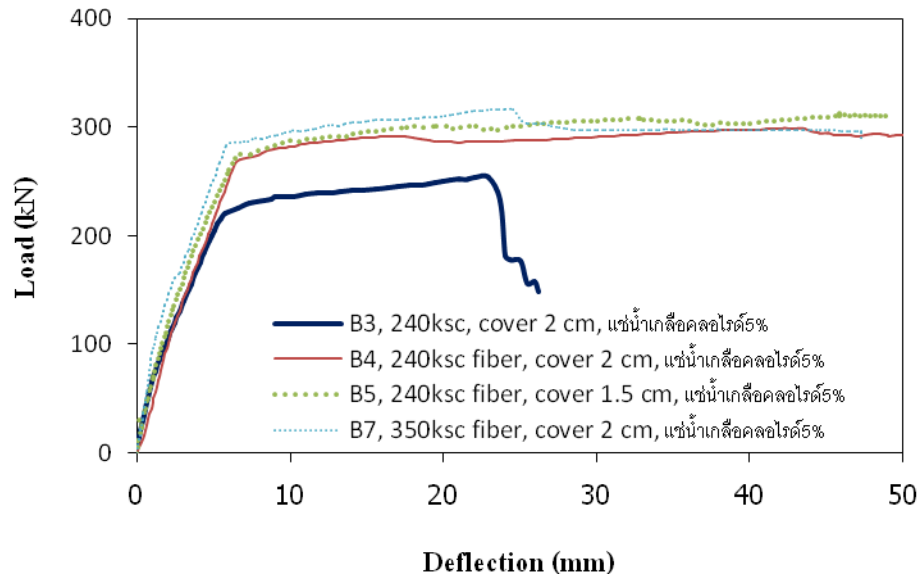
รูปที่ 4.44 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของกลุ่มคาน 350 ksc fiber

จากรูปที่ 4.44 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงกดที่กระทำ (Load) และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของกลุ่มคาน 350 ksc fiber โดยเปรียบเทียบระหว่างคาน B6 และคาน B7 จะเห็นได้ว่าคาน B7 ที่ใช้น้ำเกลือคลอไรด์นั้น มีค่ากำลังน้อยกว่าคาน B6 ที่ใช้น้ำธรรมดา เล็กน้อย



รูปที่ 4.45 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของกลุ่มคานใช้น้ำธรรมดา

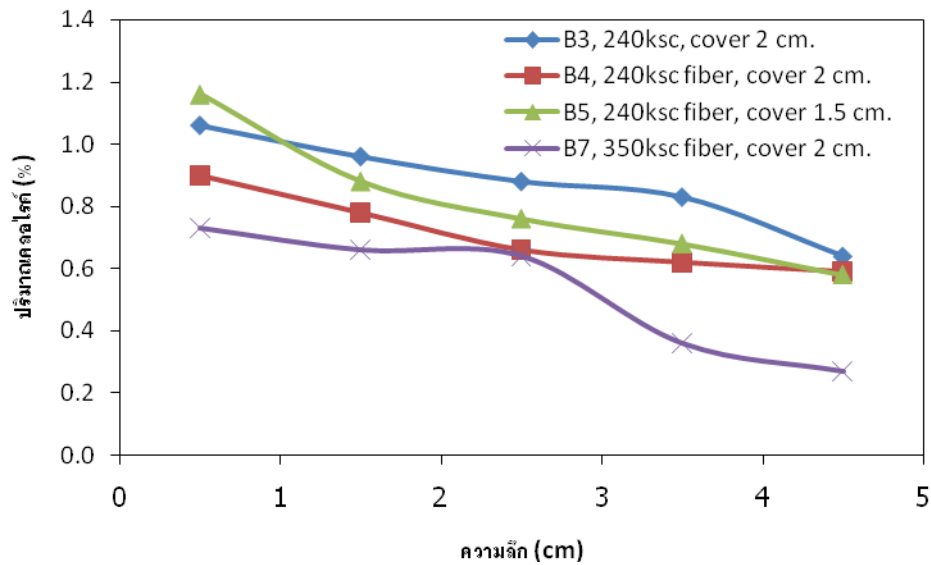
จากรูปที่ 4.45 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงกดที่กระทำ (Load) และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของกลุ่มคานเส้นใยธรรมชาติ โดยเปรียบเทียบระหว่างคาน B1, คาน B2 และคาน B6 ซึ่งคาน B6 มีค่ากำลังมากที่สุด รองลงมาคือคาน B2 และคาน B1 ตามลำดับ



รูปที่ 4.46 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Deflection ของกลุ่มคานเส้นใยเคลือบโคลไรต์ 5%

จากรูปที่ 4.46 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงกดที่กระทำ (Load) และการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน (Deflection) ของกลุ่มคานเส้นใยเคลือบโคลไรต์ 5% โดยเปรียบเทียบระหว่างคาน B3, คาน B4, คาน B5 และคาน B7 ซึ่งในช่วงแรกคาน B7มีค่ากำลังมากที่สุด แต่มากกว่าคาน B4 และคาน B5 เพียงเล็กน้อย แต่ในช่วงหลังก็มีค่าใกล้เคียงกัน ส่วนคาน B3 นั้นมีค่าน้อยที่สุด

4.6 ปริมาณคลอไรด์ในคอนกรีต



รูปที่ 4.47 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณคลอไรด์ตามความลึกของกลุ่มคาน้ำเกลือคลอไรด์ 5.0%

จากรูปที่ 4.47 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณคลอไรด์ตามความลึกของกลุ่มคาน้ำเกลือคลอไรด์ 5.0% โดยเปรียบเทียบระหว่างคาน B3, คาน B4, คาน B5 และคาน B7 ที่ความลึก 1 cm แรกจากผิวคอนกรีตค่าสูงที่สุดคือคาน B5 เนื่องจากขณะเจาะเอาผงคอนกรีตของคาน B5 ได้เจาะใกล้กับตำแหน่งเหล็ก จึงทำให้มีค่าปริมาณคลอไรด์ที่สูง ต่อมาค่าก็ลดลงตามลำดับ ส่วนคานอื่นๆมีค่าเป็นไปตามปกติ และปริมาณคลอไรด์นั้นจะมากหรือน้อย ขึ้นอยู่กับกำลังของคอนกรีต และค่าความลึกตามลำดับ

4.7 กำลังอัดคอนกรีตทดสอบด้วยวิธี Schmidt hammer

ตารางที่ 4.1 กำลังอัดคอนกรีตทดสอบด้วยวิธี Schmidt hammer

Beam	กำลังอัดคอนกรีต (ksc)						
	ด้านหน้า			ด้านหลัง			เฉลี่ย
	ซ้าย	กลาง	ขวา	ซ้าย	กลาง	ขวา	
คาน B1	366	401	376	385	393	388	385
คาน B2	393	397	396	364	384	386	387
คาน B3	395	387	402	391	383	383	390
คาน B4	368	370	365	368	350	354	362
คาน B5	372	375	374	352	356	353	364
คาน B6	478	486	492	506	503	492	493
คาน B7	534	544	543	542	546	544	542

จากตารางที่ 4.1 การทดสอบกำลังรับแรงอัดด้วย Schmidt hammer นี้ ทดสอบเพื่อที่จะตรวจสอบว่ากำลังอัดของคอนกรีต มีค่าเป็นไปตามความเป็นจริงหรือไม่ ผลที่ได้ กำลังอัดของคอนกรีต มีค่าเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาที่ทำการศึกษาวิจัย เป็นไปตามความเป็นจริง

4.8 กำลังรับแรงดัดสูงสุดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายหลังเหล็กเสริมเกิดสนิม

ตารางที่ 4.2 กำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายหลังเหล็กเสริมเกิดสนิม

คาน	สภาวะ สิ่งแวดล้อม	A_s		M_{cr}		ΔM_{cr} (%)	M_y		M_y % ที่ลดลง	M_n		ΔM_n (%)
		จำนวน 2 (cm)	ทดสอบ 2 (cm)	จำนวน (kg-m)	ทดสอบ (kg-m)		จำนวน (kg-m)	ทดสอบ (kg-m)		จำนวน (kg-m)	ทดสอบ (kg-m)	
B1	น้ำ	4.02	1.99	975	1,530	-56.9	4,872	4,897	-0.5	6,829	5,490	19.6
B2	น้ำ	4.02	3.06	974	2,141	-119.7	6,698	5,918	11.6	7,227	6,269	13.3
B3	น้ำเกลือ	4.02	1.38	975	1,427	-46.3	4,872	4,695	3.6	6,829	5,172	24.3
B4	น้ำเกลือ	4.02	2.90	974	2,039	-109.3	6,698	5,515	17.7	7,227	6,100	15.6
B5	น้ำเกลือ	4.02	2.99	1,007	2,039	-102.6	6,868	5,525	19.6	7,431	6,371	14.3
B6	น้ำ	4.02	3.46	1,125	2,446	-117.4	6,698	6,018	10.2	7,528	6,932	7.9
B7	น้ำเกลือ	4.02	3.03	1,125	2,345	-108.4	6,698	5,764	13.9	7,528	6,457	14.2

หมายเหตุ ΔM มีค่าเป็นบวก เมื่อค่าจากการทดสอบน้อยกว่าค่าจากการคำนวณ

ΔM มีค่าเป็นลบ เมื่อค่าจากการทดสอบมากกว่าค่าจากการคำนวณ

จากตารางที่ 4.2 สามารถสรุปได้ดังนี้

1. กำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อเผชิญเกลือคลอไรด์มีค่าลดลง (เมื่อพิจารณากำลังรับแรงดัดของคาน B6 กับคาน B7)
2. คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ผสมเส้นใยเหล็กมีกำลังรับแรงดัดลดต่ำลงมากกว่า (เมื่อพิจารณากำลังรับแรงดัดของคาน B3 กับคาน B4)
3. กำลังรับแรงดัดของคานที่ใช้กำลังอัดประลัยคอนกรีต 350 ksc และคานที่ใช้กำลังอัดประลัยคอนกรีต 240 ksc การลดลงของกำลังรับแรงดัดมีค่าใกล้เคียงกัน (เมื่อพิจารณากำลังรับแรงดัดของคาน B4 กับคาน B7)

บทที่ 5

สรุปผล

5.1 สรุปผล

จากการทดลองและศึกษาพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็ก (Steel fiber) ในสภาวะแวดล้อมเกลือคลอไรด์ (ความเข้มข้นเกลือคลอไรด์ 5%) และในสภาวะแวดล้อมที่ไม่มีเกลือคลอไรด์ (น้ำเปล่า) โดยทั้งสองสภาวะอยู่ในสภาวะเปียกสลับแห้ง (เปียก 5 วันและแห้ง 2 วัน) สามารถสรุปได้ดังนี้

1. การใส่เส้นใยเหล็กช่วยเพิ่มความสามารถกำลังรับแรงดัดของคานให้สูงขึ้น ทั้งคานที่อยู่ในสภาวะแวดล้อมเกลือคลอไรด์และสภาวะแวดล้อมที่ไม่มีเกลือคลอไรด์
2. การใช้กำลังรับแรงอัดคอนกรีต (f_c') ที่สูงขึ้นในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ช่วยเพิ่มความต้านทานการแทรกซึมของเกลือคลอไรด์ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กให้สูงขึ้น
3. การคำนวณหาปริมาณหน้าตัดเหล็กเสริมที่สูญเสียไปเนื่องจากการเกิดสนิมของเหล็กเสริมสามารถทำได้โดยวิธีคำนวณย้อนกลับ (Back calculation)
4. ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก (Covering) ที่เพิ่มขึ้นช่วยเพิ่มความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก
5. โครงการนี้ได้ทำการพัฒนาและติดตั้งระบบการถ่ายน้ำอัตโนมัติ เปียกสลับแห้ง (Wet and dry cycle system) โดยใช้การตั้งเวลาและปั้มน้ำเป็นผลสำเร็จ และสามารถใช้งานได้ดี
6. จากผลการทดลองคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยเหล็กในสภาวะแวดล้อมเกลือคลอไรด์ พบว่า การเสริมเส้นใยเหล็กลงในคานคอนกรีตเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงดัดของคานนั้นต้องระวังหากคานคอนกรีต อยู่ในสภาวะที่แวดล้อมด้วยเกลือคลอไรด์ เนื่องจากเส้นใยเหล็กที่กระจายตัวอยู่บริเวณผิวหน้าคานจะเกิดสนิมได้อย่างรวดเร็วเมื่อสัมผัสกับเกลือคลอไรด์ หรืออาจเป็นสาเหตุนำเกลือคลอไรด์แทรกซึมเข้าสู่เหล็กเสริมหลักของคานได้ ทำให้เหล็กเสริมหลักเกิดสนิมก่อนเวลาอันควร

5.2 ข้อเสนอแนะ

1. ควรทำการศึกษาผลกระทบของเส้นใยเหล็กเพิ่มขึ้น โดยเปลี่ยนแปลงปริมาณและชนิดของเส้นใยเหล็กให้หลากหลายขึ้น เพื่อให้ทราบถึงแนวโน้มของกำลังรับแรงดัดและความคงทนของคอนกรีตที่ใช้เส้นใยเหล็กแต่ละชนิด และปริมาณที่เหมาะสมของเส้นใยเหล็กแต่ละชนิดที่ทำให้คานคอนกรีตนั้นมีประสิทธิภาพมากที่สุด

2. ควรศึกษาขนาดคานคอนกรีตเสริมเหล็กใหญ่ขึ้น และอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมหลักต่างๆ ด้วย เพื่อให้ทราบถึงการเปลี่ยนแปลงไปของกำลังรับแรงดัดและความคงทนของคอนกรีตว่าในแต่ละขนาดของคานทดสอบและในแต่ละปริมาณเหล็กเสริมหลักนั้น ส่งผลให้ต่อคานคอนกรีตอย่างไร

3. ควรมีการพัฒนาบบเปียกสลับแห้ง (Wet and dry cycle system) ให้สมบูรณ์มากขึ้น เช่น เพิ่มระบบไฟฟ้าสำรอง และระบบถังเก็บน้ำสำรองสำหรับสภาวะแวดล้อมที่ไม่มีเกลือคลอไรด์

บรรณานุกรม

- [1] คณะอนุกรรมการคอนกรีตและวัสดุ สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์. การเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต. ความคงทนของคอนกรีต: 30-43.
- [2] อภินันท์ ภูซัน และ สุรสิทธิ์ หมั่นวิชา., 2548. การศึกษากำลัรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมไฟเบอร์. โครงการงานทางวิศวกรรมหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา
- [3] วินิต ช่อวิเชียร., 2545. การวิเคราะห์กำลังต้านทานโมเมนต์ดัด. การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง: 76-87.
- [4] วินิต ช่อวิเชียร., 2544. สารผสมเพิ่ม. คอนกรีตเทคโนโลยี: 68.
- [5] ปรัชญา จูเหล็ก และ นัฐภา ภาระศรี., 2547. การศึกษาพลังงานการแตกร้าวของคอนกรีตและกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตเสริมเหล็กผสมไฟเบอร์. โครงการงานทางวิศวกรรมหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา
- [6] Altun F., Haktanir T., Ari K., Effects of steel fiber addition on mechanical properties of concrete and RC beams. *Construction and Building Materials*, 2005.
- [7] Mangat P.S., Gurusamy K., Chloride Diffusion in Steel Fibre Reinforced Marine Concrete, *Cement & Concrete Research*, USA Pergamon Journals., July 1987, pp. 640-650
- [8] Balouch S.U., Granju J.-L., *Corrosion of steel fibre reinforced concrete from the cracks*. *Cement and Concrete Research* 35 (2005), pp. 572– 577
- [9] Morse D.C., Williamson G.R., *Corrosion Behavior of Steel Fibrous Concrete*. Technical report, M-217, US Army Corps of Engineers, Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, IL,1977

- [10] Samir A. Ashour and Faisal F. Wafa, 1993, *Flexural Behavior Of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams*. ACI Structural Journal 90 (1993), pp. 279-287.
- [11] Bayasi, Z. and Zeng, J.,1993. *Properties Of Polypropylene Fiber Reinforced Concrete*. ACI Structural Journal 90, pp. 605-610.
- [12] Singh S.P., Mohammadi Y., Madan S.K. Flexural fatigue strength of steel fibrous concrete containing mixed steel fibres. *Journal of Zhejiang University* (2006) 7(8), pp. 1329-1325.
- [13] Mangat P.S., Gurusamy K., Corrosion Resistance of Steel Fibres in Concrete under Marine Exposure, *Cement & Concrete Research*, Vol 18, 1988 No.1, pp.44-54.
- [14] Mangat P.S., Gurusamy K., Corrosion of Steel Fibrous Concrete, Fourth International Conference on Durability of Building Materials & Components, 1987, Singapore.
- [15] สุรัชชัย สุทธิธรรมมา., 2549. ความสามารถในการต้านทานการซึมผ่านของน้ำในคอนกรีตผสมเส้นใยภายหลังรับแรงกระทำ. โครงการงานทางวิศวกรรมหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
- [16] Craig R. Flexural Behavior and Design of Reinforced Fiber Concretes Members. International Conference on Recent Developments in Fiber Reinforced Cements and Concretes. UK, September 18-20, 1989, pp.517-563
- [17] Annual Book of ASTM Standard, 2002.