

การพัฒนาคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเพื่อการซ่อมแซมพื้นผิวถนนคอนกรีตโดยวิธีเทพื้นหน้า

นายจุฑา มีพฤษ์

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2554

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)

เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository (CUIR)

are the thesis authors' files submitted through the Graduate School.

DEVELOPMENT OF ULTRA HIGH PERFORMANCE CONCRETE (UHPC) FOR
CONCRETE PAVEMENT REHABILITATION BY OVERLAY METHOD

Mr.Chutha Meeplueks

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2011

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การพัฒนาคอนกรีตผสมรณะสูงมากเพื่อการซ่อมแซม พื้นผิวถนนคอนกรีตโดยวิธีเททับหน้า
โดย	นายจตุร มีพฤษ
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วิฑิต ปานสุข

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัย
เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศหิรัญวงศ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร. เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วิฑิต ปานสุข)

..... กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร. บุญไชย สถิตมั่นในธรรม)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ประวีณ ชมปรีดา)

จุฑา มีพุกษ์ : การพัฒนาคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเพื่อการซ่อมแซมพื้นผิวถนนคอนกรีตโดยวิธีเททับหน้า. (DEVELOPMENT OF ULTRA HIGH PERFORMANCE CONCRETE (UHPC) FOR CONCRETE PAVEMENT REHABILITATION BY OVERLAY METHOD) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: ผศ.ดร. วิจิต ปานสุข, 99 หน้า.

งานด้านวิศวกรรมโครงสร้างพื้นฐานจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องมีการใช้งานที่ยาวนานเพียงพอเมื่อโครงสร้างพื้นฐานดังกล่าวใช้งานมาแล้วระยะหนึ่ง ย่อมมีการเสื่อมสภาพตามการใช้งาน จึงต้องหาวิธีการซ่อมแซมเพื่อยืดอายุการใช้งาน โดยการศึกษาวิจัยนี้ได้ศึกษาวิธีการซ่อมแซมโครงสร้างพื้นฐาน ควบคู่กับการพัฒนาวัสดุ และเทคนิควิธีการที่ใช้ในการซ่อมแซม ซึ่งปัญหาโครงสร้างพื้นฐานที่พบโดยเฉพาะพื้นผิวถนนคอนกรีตคือรอยแตกร้าวจากการใช้งาน จึงต้องทำการซ่อมแซม โดยวิธีที่เหมาะสมและสะดวกคือการเททับหน้า ดังนั้นจึงมีการพัฒนาวัสดุชนิดใหม่ที่สามารถช่วยลดปัญหาที่เกิดขึ้นกับวิธีการซ่อมแซมดังกล่าว โดยทางเลือกในการพัฒนาวัสดุซ่อมแซมชนิดใหม่ คือคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเพื่อให้พื้นถนนที่ได้รับการซ่อมแซมมีสภาพที่คงทนกว่าการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตธรรมดา ซึ่งในคอนกรีตสมรรถนะสูงมากนั้นมีความคุณสมบัติสามารถไหลอัดแน่นได้ด้วยน้ำหนักของตัวเองและควบคุมรอยแตกร้าวในคอนกรีตให้สามารถกระจายรอยแตกร้าวโดยการผสมเส้นใยเหล็กเพื่อต้านทานแรงดึงที่เกิดขึ้น และการเพิ่มกำลังรับแรงอัดของพื้นผิวใหม่ทดแทนการเพิ่มความหนาให้กับโครงสร้างเดิม ดังนั้นจึงทำการออกแบบส่วนผสมที่เหมาะสมที่จัดได้ว่าเป็นคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็กคือสามารถไหลได้ด้วยน้ำหนักของตัวเองพิจารณาจากระยะเวลาการไหลผ่านอุปกรณ์ทดสอบช่องเปิดรูปตัววี และระยะจากการยุบตัว กำลังรับแรงอัด โดยกำลังรับแรงอัดที่ได้ไม่น้อยกว่า 100 เมกะปาสคาล ที่ 7 วัน จากนั้นจึงทดสอบคุณสมบัติเชิงกลเพิ่มคือการรับแรงดึง โดยกำลังรับแรงดึง ไม่ต่ำกว่า 5 เมกะปาสคาล การรับแรงดัด และโมดูลัสยืดหยุ่น จากนั้นเพื่อให้เข้าใจถึงพฤติกรรมหลังการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากโดยวิธีเททับหน้า จึงทดสอบกำลังรับแรงดัดด้านที่รับแรงดึงของแผ่นพื้นจำลอง หลังการซ่อมแซมพบว่าแผ่นพื้นจำลองเกิดการแยกตัวหลังจากรับแรงร่วมกันเมื่อมีความหนาเพิ่มขึ้นในกรณีไม่ทาน้ำยาประสานคอนกรีตซึ่งต่างจากพื้นผิวที่ทำน้ำยาประสานคอนกรีตที่ไม่เกิดการหลุดร่อนที่ผิวของแผ่นพื้นจำลองแม้ความหนาเพิ่มขึ้น นอกจากนี้จำนวนรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นกระจายตัวมากขึ้นแตกต่างกันเมื่อความยาวและปริมาณเส้นใยเหล็กที่เปลี่ยนแปลงไปโดยจะให้ความแกร่งและความเหนียวที่สูงกว่าเมื่อความยาวและปริมาณเส้นใยเหล็กที่มากขึ้น

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อ.....
 สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก.....
 ปีการศึกษา.....2554.....

5170260821 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS : FLOW ABILITY / ULTRA HIGH PERFORMANCE CONCRETE / STEEL FIBER / MECHANICAL PROPERTY / REPAIR / OVERLAYING

CHUTHA MEEPLUEKS : DEVELOPMENT OF ULTRA HIGH PERFORMANCE CONCRETE (UHPC) FOR CONCRETE PAVEMENT REHABILITATION BY OVERLAY METHOD. ADVISOR: ASST.PROF. WITHIT PANSUK Ph.D., 99 pp.

It is very important for infrastructure facilities to have adequately long service life. After a certain period of operation time, a deterioration of structures can certainly be observed based on a degree of usage. To extend the service life of structures, an effective repair is required. In this study, repairing material and technique for concrete pavement were focused. One of the suitable solution for commonly found damages on concrete surface are overlaying. A development of new material that can improve this repairing method was studied. Ultra High Performance Concrete (UHPC) is one possible alternative overlaying material to achieve more durable repaired structures. In this study, UHPC was designed to have self-compacting property, crack-controlling ability by adding steel fiber and very high compressive strength. The self-compacting property of proposed mixture was characterized by a viscosity and deformability by V-funnel and flow test, respectively. The target strength was higher than 100 MPa in compression and 5 MPa in tension at 7 days. After the appropriate mix proportion were attained by trial-and-error process, other mechanical test such as bending and elastic modulus were performed. Subsequently, in order to study the behavior after overlaying by UHPC, the load tests of repaired specimens were executed upside down. It could be seen from the test that the failure due to debonding between UHPC overlaying layer and substrate slab was observed in specimens with thicker overlaying layer for the cases without bonding agent before overlaying. On the other hand, the overlaying layer could be fully utilized for the cases with bonding agent. The amount and distribution of observed crack were changed with the different length and amount of steel fiber. Also, the higher ductility was obtained from the specimens with longer and higher amount of fiber.

Department :Civil Engineering..... Student's Signature

Field of Study :Civil Engineering..... Advisor's Signature

Academic Year :2011.....

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์เล่มนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยความกรุณาของผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วิฑิต ปานสุข อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์และ ดร.รักติพงษ์ สหมิตรมงคล นักวิจัยศูนย์วิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษา สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ซึ่งได้ให้คำปรึกษาจัดหาข้อมูลที่สำคัญข้อชี้แนะ, ช่วยสอนการใช้เครื่องมือ และความช่วยเหลือในด้านต่างๆ เพื่อให้ผู้เขียนจะนำมาใช้ในการเรียบเรียงเนื้อหาในการจัดทำวิทยานิพนธ์เล่มนี้

ขอกราบขอบพระคุณ คณะกรรมการควบคุมวิทยานิพนธ์ทุกท่านคือ ศ.ดร.เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ, รศ.ดร.บุญไชย สถิตมั่นในธรรม และผศ.ดร.ประวีณ ชมปรีดา ที่ได้ให้คำปรึกษาให้แนวคิดและช่วยตรวจแก้ไขในส่วนที่บกพร่องต่างๆ ตั้งแต่เริ่มต้นจนกระทั่งเขียนวิทยานิพนธ์สำเร็จเป็นรูปเล่ม

ขอกราบขอบพระคุณ คุณสุรัชย์ สุทธิธรรมมา ผู้จัดการฝ่ายธุรกิจประเทศไทย ลาว กัมพูชา บริษัท Elkem Material จำกัด และ บริษัท BASF (ไทย) จำกัด ซึ่งได้อำนวยความสะดวกและสละเวลาในการทำงานเพื่อช่วยเหลือในการทำงานวิทยานิพนธ์ครั้งนี้

ขอขอบพระคุณ นายสมพงษ์ ขำแจ้ง และ เพื่อน พี่ น้อง ที่ได้ช่วยระดมในการติดตั้งเครื่องมือและช่วยเฝ้าบันทึกผลการทดลองของงานวิทยานิพนธ์นี้

ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา ที่คอยให้กำลังใจและให้การสนับสนุนในด้านการศึกษา ตลอดจนผู้มีพระคุณทุกท่าน ที่ทำให้ผู้วิจัยมีกำลังใจจนสามารถทำการวิจัยฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์

ผู้วิจัยจึงขอกราบขอบพระคุณเป็นอย่างสูงมา ณ โอกาสนี้

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฅ
สารบัญภาพ.....	ฎ
บทที่ 1 บทนำ	
1.1 ความเป็นมา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	2
1.4 ขั้นตอนดำเนินงานวิจัย.....	3
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	
2.1 นิยามคอนกรีตสมรณะสูงมาก.....	4
2.2 การไหลอัดแน่นด้วยน้ำหนักของตัวเองของคอนกรีตสมรณะสูงมาก.....	4
2.3 กำลังของคอนกรีต.....	8
2.4 ทฤษฎีและระเบียบการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตสมรณะสูง มาก.....	16
2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับคอนกรีตสมรณะสูงมาก.....	24
2.6 การซ่อมแซมโดยวิธีเททับหน้า.....	29
บทที่ 3 วิธีการทดลอง	
3.1 การออกแบบส่วนผสมคอนกรีตสมรณะสูงมาก.....	35
3.2 การทดสอบคุณสมบัติคอนกรีตสมรณะสูงมาก.....	38

3.3 การทดสอบหลังการซ่อมแซมแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยคอนกรีต สมรรถนะสูงมาก.....	43
บทที่ 4 ผลการทดลองและบทวิเคราะห์	
4.1 ผลการทดลองหาอัตราส่วนผสมที่เหมาะสมของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก.....	46
4.2 ผลการทดสอบและวิเคราะห์คุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก...	53
4.3 ผลการทดลองกำลังรับแรงดัดแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหลังการซ่อมแซม โดยวิธีเททับหน้าด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก.....	58
บทที่ 5 สรุปผล	
5.1 สรุปผลการทดลอง.....	72
รายการอ้างอิง	74
ภาคผนวก	
ภาคผนวก.....	80
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	99

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
2.1	กำลังการรับแรงดัดสูงสุดของคอนกรีตเสริมเส้นใย(วิฑิต ปานสุข และคณะ, 2553)	27
2.2	สรุปประเภทการเททับพื้นถนนคอนกรีตด้วยคอนกรีต(ACI325.13R-06).....	30
2.3	แสดงข้อได้เปรียบและข้อเสียเปรียบในการเททับแบบ Bonded และ Unbonded (ACI 325.13R-06)	31
2.4	สรุปผลการทดลองที่ได้จากการเททับหน้าแผ่นพื้นตัวอย่าง(Martin และคณะ, 2005).....	33
3.1	แสดงตัวแปรที่ใช้ในการออกแบบส่วนผสมคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก.....	36
3.2	คุณสมบัติเส้นใยเหล็ก	38
3.3	แสดงการเปลี่ยนแปลงความหนาวัสดุซ่อม ปริมาณเส้นใยเหล็กและความยาวเส้นใยเหล็ก	44
4.1	พื้นที่ใต้กราฟเมื่อความยาวและปริมาณเส้นใยเหล็กที่ใช้ในการทดสอบ.....	55
4.2	ผลการทดลองหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนโพซของ.....	57
ผ.1	ผลการทดสอบหาค่าความถ่วงจำเพาะและการดูดซึมน้ำของมวลรวมละเอียด (ASTM C 128,2001)	80
ผ.2	ผลการทดสอบหาอัตราส่วนผสมของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก.....	81
ผ.3	ผลการทดสอบหาอัตราส่วนผสมของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก.....	82
ผ.4	ผลการทดสอบหาอัตราส่วนผสมของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก.....	83
ผ.5	เปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์ที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กกับผสมเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตร ปริมาณ 0.5% ถึง 1.5% โดยปริมาตร.....	84
ผ.6	เปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์ที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กกับผสมเส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตร ปริมาณ 0.5% ถึง 1.0% โดยปริมาตร.....	85
ผ.7	เปรียบเทียบกำลังรับแรงดึงแยกต่อกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์กับปริมาณเส้นใยเหล็ก เมื่อใส่เส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.5% โดยปริมาตร...	86
ผ.8	เปรียบเทียบกำลังรับแรงดึงแยกของมอร์ต้าร์ที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กกับผสมเส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตร ปริมาณ 0.5% ถึง 1.0% โดยปริมาตร.....	87

ตารางที่	หน้า
ผ.9	เปรียบเทียบกำลังรับแรงดิ่งแยกต่อกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์กับปริมาณเส้นใยเหล็ก เมื่อใส่เส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.5% โดยปริมาตร 88
ผ.10	เปรียบเทียบกำลังรับแรงดิ่งแยกต่อกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์กับปริมาณเส้นใยเหล็กเมื่อใส่เส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.0% โดยปริมาตร 89
ผ.11	ผลการทดลองของแผ่นพื้น หนา 5 มม ST 1.0% 13 มม..... 92
ผ.12	ผลการทดลองของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม..... 93
ผ.13	ผลการทดลองของแผ่นพื้น หนา 10 มม ST 1.0% 13 มม 94
ผ.14	ผลการทดลองของแผ่นพื้น หนา 5 มม ST 0.5% 13 มม..... 95
ผ.15	ผลการทดลองของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 1.0% 6 มม - B..... 96
ผ.16	ผลการทดลองของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 0.5% 13 มม - B..... 97
ผ.17	ผลการทดลองของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม – B..... 98

สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
2.1	ขนาดส่วนผสมของ SCC เทียบกับคอนกรีตธรรมดา (Okamura, และคณะ, 2003).....	6
2.2	กระบวนการในการอัดแน่นด้วยตัวเองของ SCC (Okamura, และคณะ, 2003).....	6
2.3	การทดสอบค่าการยุบตัวและเวลาไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววี (Okamura, และคณะ, 2003).....	7
2.4	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต(เอกสิทธิ์ ลิมสุวรรณ, 2533).....	10
2.5	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดโดยปริมาณเส้นใยเหล็ก(American Concrete Institute, 2000).....	12
2.6	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดโดยอัตราส่วนความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของเส้นใยเหล็ก (American Concrete Institute, 2000).....	12
2.7	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงดัดและการเสียรูป (American Concrete Institute, 2000).....	13
2.8	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะการเสียรูปกับค่าของดรรชนีความเหนียว(American Concrete Institute, 2000).....	15
2.9	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของรอยแตกเฉลี่ยกับปริมาณเส้นใยเหล็ก (American concrete institute, 2000).....	15
2.10	ความสัมพันธ์ของโมดูลัสแตกร้าวกับกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต(เอกสิทธิ์ ลิมสุวรรณ, 2533).....	18
2.11	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของคานในการทดสอบรับแรงดัดเปรียบเทียบระหว่างคานเสริมเส้นใยเหล็กกับคานคอนกรีตล้วน(Kumar และคณะ, 2006).....	19
2.12	แสดงตัวอย่างคานรับแรงดัดเปรียบเทียบของคานเสริมเส้นใยเหล็ก.....	19

ภาพที่	หน้า	
2.13	ขั้นตอนการวิเคราะห์แบบจำลองพฤติกรรมแบบย้อนกลับ(Kooiman, 1973).....	21
2.14	แสดงวิธีการตรวจสอบความถูกต้องโดยการเปรียบเทียบพื้นที่ใต้กราฟ (Kooiman, 2000).....	22
2.15	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตธรรมดาและคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก (Nguyen, และคณะ, 2008).....	25
2.16	แสดงผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดโดยวิธี Third points bending (Nguyen, และคณะ, 2008).....	26
2.17	แสดงรอยร้าวจากการใช้เส้นใยต่างขนาดกัน(Marko, และคณะ, 2004).....	26
2.18	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่ลดลงบนคานกับรอยร้าวแยก ณ จุดบากของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กและคอนกรีตที่ไม่เสริมเส้นใยเหล็ก(วิจิต ปานสุข และคณะ, 2553).....	28
2.19	แบบจำลองแบบย้อนกลับของพฤติกรรมการรับแรงดึงหลังการแตกร้าวของคอนกรีต(วิจิต ปานสุข และคณะ, 2553).....	28
2.20	แสดงซ่อมแซมในส่วนที่แผ่นพื้นที่มีพฤติกรรมรับแรงดึงและแรงอัด (Martin และคณะ, 2005).....	32
2.21	แสดงการซ่อมแซมในส่วนที่แผ่นพื้นที่มีพฤติกรรมรับแรงดึง (Martin และคณะ, 2005).....	33
2.22	แสดงการซ่อมแซมในส่วนที่แผ่นพื้นที่มีรพฤติกรรมรับแรงดึง(Hiroyuki และคณะ, 2005).....	34
2.23	แสดงลักษณะการซ่อมแซมแผ่นพื้นคอนกรีตด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก (Steffen และคณะ, 2005).....	34
3.1	ซีลีกาฟุ่ม.....	37
3.2	สารลดน้ำพิเศษ.....	37

ภาพที่	หน้า
3.3	เส้นใยเหล็กชนิดตรง..... 38
3.4	อุปกรณ์ช่องเปิดรูปตัววี (V-funnel) (Takada et al., 1997) 39
3.5	กรวยทดสอบการไหล (flow cone) (Takada et al., 1997)..... 40
3.6	การทดสอบกำลังรับแรงดัด..... 41
3.7	รายละเอียดรอยบากกึ่งกลางคาน..... 42
3.8	รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบค่ากำลังรับแรงดัดของคอนกรีต สมรรถนะสูงมาก..... 42
3.9	การทดสอบหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนโพซอลอนของคอนกรีตสมรรถนะ สูงมาก..... 43
3.10	ตำแหน่งของเหล็กเสริมและตำแหน่งมาตรวัดความเครียดที่เหล็กเสริม..... 45
3.11	ตำแหน่งของมาตรวัดความเครียดที่คอนกรีตเดิมและที่คอนกรีตที่เททับ..... 45
3.12	แสดงแผ่นพื้นคอนกรีตตัวอย่างหลังการเททับหน้าก่อนดำเนินการทดสอบ 45
4.1	ความสัมพันธ์ระหว่าง R_m กับ Γ_m เมื่อเปลี่ยนแปลงปริมาณซีเมนต์พิเศษ..... 47
4.2	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับปริมาณซีเมนต์พิเศษ 47
4.3	ความสัมพันธ์ระหว่าง R_m กับ Γ_m เมื่อเปลี่ยนแปลงปริมาณสารลดน้ำพิเศษ. 48
4.4	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับปริมาณสารลดน้ำพิเศษ..... 49
4.5	ความสัมพันธ์ระหว่าง R_m กับ Γ_m (ล่าง)เมื่อเปลี่ยนแปลงปริมาณซิลิกาฟุ่ม... 50
4.6	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับปริมาณซิลิกาฟุ่ม..... 50
4.7	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีกับระยะทางที่ ไหลผ่านเมื่อปรับเปลี่ยนปริมาณและความยาวเส้นใย..... 51
4.8	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีกับระยะทางที่ ไหลผ่านโดยความสัมพันธ์ R_m กับ Γ_m เมื่อปรับเปลี่ยนปริมาณและความยาว เส้นใย..... 52
4.9	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดที่ 7 วัน กับ ปริมาณและความยาว เส้นใยที่เปลี่ยนไป..... 53
4.10	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดัดแยกของมอร์ตาร์กับปริมาณเส้นใยเหล็ก ขนาด 6 และ 13 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.0% โดยปริมาตร..... 54

ภาพที่	หน้า
4.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Deflection (mm) กับ Load (kN)ของมอร์ตาร์ที่ผสมเส้นใยเหล็ก 6 มิลลิเมตร 1.0%.....	56
4.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Deflection (mm) กับ Load (kN)ของมอร์ตาร์ที่ผสมเส้นใยเหล็ก 13 มิลลิเมตร 1.0%.....	56
4.13 แบบจำลองแบบย้อนกลับของพฤติกรรมการรับแรงดึงหลังการแตกร้าวของคอนกรีต.....	57
4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มม)โดยเปลี่ยนแปลงความหนาของการทับแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยคอนกรีตผสมรณะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็ก.....	59
4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มม)โดยเปลี่ยนแปลงปริมาณเส้นใยเหล็กที่ความหนา 5 มม.....	59
4.16 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มม)โดยการเปลี่ยนแปลงความยาวเส้นใยเหล็กที่ความหนา 7.5 มม.....	60
4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มม)โดยเส้นใยเหล็กยาว 13 มม ที่ปริมาณต่างกันและวัสดุซ่อมหนา 7.5 มม.....	61
4.18 แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างระยะเคลื่อนตัวในแนวตั้งกับระยะการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบที่ฝังในชั้นเททับหนา 5 มม ST 1.0% 13 มม.....	62
4.19 แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างระยะเคลื่อนตัวในแนวตั้งกับระยะการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบที่ฝังในชั้นเททับหนา 10 มม ST 1.0% 13 มม.....	62
4.20 แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างระยะเคลื่อนตัวในแนวตั้งกับระยะการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบที่ฝังในชั้นเททับหนา 7.5 มม ST 1.0% 6 มม-B.....	63
4.21 แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างระยะเคลื่อนตัวในแนวตั้งกับระยะการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบที่ฝังในชั้นเททับหนา 7.5 มม ST 0.5% 13 มม-B.....	63
4.22 แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างระยะเคลื่อนตัวในแนวตั้งกับระยะการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบที่ฝังในชั้นเททับหนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม-B.....	64
4.23 ลำดับรอยแตกร้าวของแผ่นพื้น หนา 5 มม ST 1.0% 13 มม.....	65
4.24 ลำดับรอยแตกร้าวของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม.....	66

ภาพที่	หน้า
4.25	ลำดับรอยแตกร้าวของแผ่นพื้น หนา 10 มม ST 1.0% 13 มม..... 67
4.26	ลำดับรอยแตกร้าวของแผ่นพื้น หนา 5 มม ST 0.5% 13 มม..... 68
4.27	ลำดับรอยแตกร้าวของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 1.0 % 6 มม – B..... 69
4.28	ลำดับรอยแตกร้าวของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 0.5 % 13 มม – B..... 70
4.29	ลำดับรอยแตกร้าวของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 1.0 % 13 มม – B..... 71
ผ.1	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์กับปริมาณเส้นใยเหล็ก ขนาด 6 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.5% โดยปริมาตร..... 84
ผ.2	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์กับปริมาณเส้นใยเหล็ก ขนาด 13 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.0% โดยปริมาตร..... 85
ผ.3	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงแยกต่อกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์กับ ปริมาณเส้นใยเหล็กเมื่อใส่เส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตรปริมาณ 0% ถึง 1.5% โดยปริมาตร..... 86
ผ.4	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงแยกต่อกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์กับ ปริมาณเส้นใยเหล็กเมื่อใส่เส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.0% โดยปริมาตร..... 87
ผ.5	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงแยกต่อกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์กับ ปริมาณเส้นใยเหล็กเมื่อใส่เส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตรปริมาณ 0% ถึง 1.5% โดยปริมาตร..... 88
ผ.6	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงแยกต่อกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์กับ ปริมาณเส้นใยเหล็กเมื่อใส่เส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตรปริมาณ 0% ถึง 1.5% โดยปริมาตร..... 89
ผ.7	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตสมรรถนะ สูงมาก ST 0.5% 13 มม..... 90
ผ.8	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตสมรรถนะ สูงมาก ST 1.0% 13 มม..... 90
ผ.9	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตสมรรถนะ สูงมาก ST 1.5% 13 มม..... 91

ภาพที่		หน้า
ผ.10	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคนกรีตสมรรถนะสูงมาก ST 1.0% 6 มม.....	91
ผ.11	แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มิลลิเมตร)ของหนา 5 มม ST 1.0% 13 มม.....	92
ผ.12	แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มิลลิเมตร)ของหนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม.....	93
ผ.13	แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มิลลิเมตร)ของหนา 10 มม ST 1.0% 13 มม.....	94
ผ.14	แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มิลลิเมตร)ของหนา 5 มม ST 0.5% 13 มม.....	95
ผ.15	แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มิลลิเมตร)ของหนา 7.5 มม ST 1.0% 6 มม – B.....	96
ผ.16	ความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มิลลิเมตร)ของหนา 7.5 มม ST 0.5% 13 มม – B.....	97
ผ.17	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มิลลิเมตร)ของหนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม– B.....	98

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมา

งานด้านวิศวกรรมโครงสร้างที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างพื้นฐานเพื่อให้บริการสาธารณะมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องมียุติอายุในการใช้สอยที่ยาวนานเพียงพอเพื่อคุ้มค่าต่อการลงทุน เมื่อโครงสร้างพื้นฐานดังกล่าวได้เปิดใช้งานมาแล้วระยะหนึ่ง ย่อมมีการเสื่อมสภาพตามการใช้งาน เนื่องจากสภาพแวดล้อม และสภาพการดูแลบำรุงรักษาจึงมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่ต้องหาวิธีการซ่อมแซมเพื่อยืดอายุการใช้งาน โดยการศึกษาวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการซ่อมแซมโครงสร้างพื้นฐานจะต้องเป็นการพัฒนาควบคู่กันไประหว่าง การพัฒนาวัสดุ และเทคนิควิธีการที่ใช้ในการซ่อมแซม ซึ่งปัญหาโครงสร้างพื้นฐานที่พบโดยเฉพาะพื้นผิวถนนคอนกรีตตรวจพบรอยแตกร้าวจากการใช้งานซึ่งเป็นสาเหตุหลักในการเกิดการหลุดร่อนซึ่งเป็นต้นเหตุของความเสียหายในชั้นทางซึ่งรอยแตกร้าวที่ตรวจพบนั้นเกิดจากการรับน้ำหนักที่มากเกินไปเกินความสามารถของคอนกรีตนั้นๆ ดังนั้นจึงต้องทำการซ่อมแซม โดยวิธีที่เหมาะสมและได้รับความนิยมเนื่องจากมีความง่ายและสะดวกคือการเททับหน้า(overlaying)เมื่อมีการซ่อมแซมพื้นผิวถนนคอนกรีตในระยะแรกพบว่าคอนกรีตใหม่ที่นำมาใช้ซ่อมแซมมีโอกาสสูงที่จะหลุดร่อนเนื่องจากการทำปฏิกิริยาของคอนกรีต ในขณะที่การหลุดร่อนของคอนกรีตเดิมนั้นเกิดขึ้นเกือบสมบูรณ์ไปแล้วการหลุดร่อนของคอนกรีตใหม่จึงถูกยึดรั้งไว้โดยคอนกรีตเดิมผ่านบริเวณรอยต่อ ส่งผลให้เกิดหน่วยแรงดึงขึ้นในคอนกรีตใหม่ที่ซ่อมแซมและเกิดหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงดัดงอขึ้นที่บริเวณรอยต่อ เมื่อหน่วยแรงที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตใหม่ที่ใช้ซ่อมหรือมากกว่ากำลังยึดเหนี่ยวของรอยต่อ ก็จะส่งผลให้เกิดการแตกร้าวที่คอนกรีตใหม่หรือการหลุดออกของพื้นผิวใหม่ที่เททับ ซึ่งเป็นปัญหาที่พบมากในพื้นที่ที่ใช้วัสดุซ่อมแซมที่ไม่เหมาะสม ดังนั้นจึงมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องมีการพัฒนาวัสดุชนิดใหม่ที่สามารถช่วยลดปัญหาที่เกิดขึ้นกับวิธีการซ่อมแซมดังกล่าว โดยทางเลือกในการพัฒนาวัสดุซ่อมแซมชนิดใหม่ นั่นก็คือคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก(ultra high performance concrete) เพื่อให้พื้นถนนที่ได้รับการซ่อมแซมมีสภาพที่คงทนมากกว่าการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตธรรมดาซึ่งในคอนกรีตสมรรถนะสูงมากนั้นมีคุณสมบัติสามารถไหลอัดแน่นได้ด้วยน้ำหนักของตัวเอง(self-compacting)ควบคู่มรรอยแตกร้าวในคอนกรีตให้สามารถยึดระยะเวลาในการเกิดการแตกร้าวขนาดและปริมาณที่น้อยลงโดยการผสมเส้นใยเพื่อต้านทานแรงดึงที่เกิดขึ้น และการเพิ่มกำลังรับ

แรงอัดของพื้นผิวใหม่ทดแทนการเพิ่มความหนาให้กับโครงสร้างเดิม ดังนั้นจึงเป็นที่มาของงานวิจัยนี้

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์มีดังต่อไปนี้

1. ออกแบบส่วนผสมคอนกรีตสมรรถนะสูงมากให้มีการไหลได้ด้วยน้ำหนักของตัวเองโดยไม่ต้องใช้เขย่ามีกำลังรับแรงอัดสูงและมีเส้นใยเหล็กในส่วนผสม
2. นำคอนกรีตสมรรถนะสูงมากที่ออกแบบได้มาทดลองซ่อมแซมพื้นผิวถนนคอนกรีตตัวอย่าง ในส่วนโครงสร้างที่รับแรงดึงโดยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากสามารถลดขนาดและกระจายรอยแตกร้าวนอกจากนั้นแผ่นพื้นตัวอย่างสามารถรับแรงที่มากระทำร่วมกันกับวัสดุซ่อมได้เพิ่มขึ้น

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีขอบเขตของการทดลองมีดังต่อไปนี้

คอนกรีตที่นำมาใช้ในการซ่อมแซมเป็นคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก(หัวข้อที่2.1) กล่าวคือ

1. อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่ำกว่า 0.25
2. สามารถไหลผ่านช่องแคบเปิดขนาดเล็กได้ในช่วงเวลาไม่มากกว่า 30 วินาทีและระยะทางที่ไหลผ่านได้ไม่น้อยกว่า 25 เซนติเมตร
3. การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต เป็นการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากในส่วนของคอนกรีตกำลังสูง โดยจะต้องมีกำลังรับแรงอัดที่ 28 วัน ไม่น้อยกว่า 150 MPa
4. การทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต เป็นการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากในส่วนของคอนกรีตกำลังสูง โดยจะต้องมีกำลังรับแรงดึงที่ 28 วัน ไม่น้อยกว่า 5 MPa
5. ผสมเส้นใยเหล็กชนิดตรงปริมาณ 0.5, 1.0 และ 1.5 เปอร์เซ็นต์โดยปริมาตรซึ่งเส้นใยเหล่านั้นมีความยาว 6 มม และ 13 มม.
6. วิธีการซ่อมแซมเป็นการซ่อมแซมโดยวิธีเททับหน้าซึ่งเป็นแบบการยึดเกาะที่ผิวชนิดเรียบโดยตรง (bonded overlay)

1.4 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยดังต่อไปนี้

1. ศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาในอดีต และทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง
2. กำหนดวัตถุประสงค์และขอบเขตของงานวิจัย
3. ศึกษาระเบียบวิธีออกแบบคอนกรีตสมรรถนะสูงมากและการซ่อมแซมแผ่นพื้นคอนกรีต
4. ทำการออกแบบส่วนผสมโดยอ้างอิงจากงานวิจัยที่ผ่านมาและทำการปรับเปลี่ยนส่วนผสมให้มีความเหมาะสมมากขึ้นตามวิธี Trial and error
5. ทดสอบคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตสมรรถนะสูงได้แก่ กำลังรับแรงอัด, กำลังรับแรงดึง กำลังรับแรงดัด และโมดูลัสยืดหยุ่น เพื่อนำมาวิเคราะห์ให้ได้ค่าหน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึง
6. นำคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากที่ได้มาออกแบบเพื่อซ่อมแซมแผ่นพื้นคอนกรีต
7. วิเคราะห์การรับแรงร่วมกันระหว่างแผ่นพื้นเดิมกับคอนกรีตเทพื้นหน้า
8. สรุปผลงานวิจัย
9. จัดทำวิทยานิพนธ์

บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

บทนี้มีเนื้อหาเกี่ยวกับทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบและคุณสมบัติของวัสดุในงานซ่อมแซมพื้นผิวถนนโดยวิธีเททับหน้า เพื่อใช้ทำการวิเคราะห์ผลการทดลองที่สอดคล้องกับวัตถุประสงค์

2.1 นิยามคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

ความก้าวหน้าในด้านวัสดุคอนกรีตที่ใช้ในการก่อสร้างได้มีการพัฒนาวัสดุประสานซีเมนต์ชนิดใหม่ซึ่งใช้ชื่อว่าคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก (ultra high performance concrete, UHPC) ซึ่งมีคุณสมบัติด้านความทนทานและคุณสมบัติทางกลเพื่อสอดคล้องกับการใช้งานด้านต่างๆ เช่น การซ่อมแซมโครงสร้างพื้นฐาน และนำไปชดเชยชิ้นส่วนโครงสร้างที่เกิดความเสียหาย โดยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากนี้คือวัสดุประสานซีเมนต์ที่ประกอบด้วยมวลรวมขนาดคละกันเหมาะสม ปริมาณน้ำต่อวัสดุผงไม่มากกว่า 0.25 ผสมเส้นใยเหล็กเป็นตัวเสริมกำลัง และมีคุณสมบัติทางกลในด้านกำลังรับแรงอัดไม่ต่ำกว่า 150 MPa กำลังรับแรงดึงได้ไม่น้อยกว่า 5 MPa (Graybeal, 2009) ซึ่งในการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเหล่านี้จำเป็นต้องเพิ่มกระบวนการและปรับปรุงให้เหมาะสมกับพฤติกรรมจริงของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากโดยจะกล่าวในหัวข้อต่อไป

2.2 การไหลอัดแน่นด้วยน้ำหนักของตัวเองของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

คอนกรีตที่สามารถอัดแน่นด้วยน้ำหนักของตัวเอง (self compacting concrete, SCC) คือคอนกรีตที่สามารถไหลอัดแน่นตามแรงโน้มถ่วงด้วยน้ำหนักของตัวเอง โดยไม่ต้องใช้เครื่องจี้เขย่า คอนกรีตในการเทลงแบบหล่อ ในการที่จะเรียกได้ว่าเป็นคอนกรีตที่สามารถอัดแน่นด้วยน้ำหนักของตัวเองนั้นต้องมีคุณสมบัติหลัก 3 ประการคือ 1) ไม่แยกตัวจากกันเป็นเนื้อเดียวกันตลอด กล่าวคือไม่ทำให้เกิดการนอนกันและแยกตัวจากกัน การแยกตัวของคอนกรีตประเภทนี้แบ่งได้สองสถานะคือสถานะสถิตและสถานะเคลื่อนที่เมื่อทำการเท 2) ความสามารถในการไหลคอนกรีตที่สามารถอัดแน่นด้วยน้ำหนักของตัวเองต้องมีคุณสมบัติการไหลได้คือต้องไหลได้ทั้งแนวตั้งและแนวนอนโดยไม่ต้องอาศัยเครื่องจี้คอนกรีต 3) ความสามารถในการไหลผ่านคือสามารถไหลผ่านสิ่งกีดขวางเช่นการไหลผ่านช่องว่างระหว่างเหล็กเสริมซึ่งขึ้นกับขนาดของมวลรวมซึ่งจากการศึกษา

วิธีการไหลได้ (Okamura และ Ouchi, 1995) ซึ่งเกี่ยวกับ 1. ปริมาณมวลรวม 2. ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุผงต่ำ และ 3. สารลดน้ำพิเศษเป็นสารผสมเพิ่ม โดยความถี่ในการสัมผัสกันระหว่างอนุภาคมวลรวมสามารถเพิ่มขึ้น ซึ่งความสัมพันธ์ของระยะห่างระหว่างอนุภาคที่ลดลงและทำให้หน่วยแรงภายในเพิ่มขึ้นเมื่อคอนกรีตถูกทำให้เสียรูปไป ซึ่งการทดลองพบว่าพลังงานที่ต้องการสำหรับการไหลของคอนกรีตถูกใช้ไปโดยการเพิ่มหน่วยแรงภายในที่เพิ่มขึ้นในเนื้อคอนกรีต ซึ่งเป็นผลจากการขัดกันระหว่างอนุภาคมวลรวม ซึ่งแก้ไขโดยการควบคุม ปริมาณและขนาดมวลรวมที่ใช้ซึ่งในการทำคอนกรีตที่สามารถอัดแน่นด้วยตัวเองนี้จะใช้น้อยกว่าคอนกรีตปกติซึ่งป้องกันการเพิ่มพลังงานดังกล่าว โดยการหลีกเลี่ยงการขัดกันเมื่อคอนกรีตไหลผ่านสิ่งกีดขวางคือใช้ซีเมนต์พิเศษที่มีความหนืดสูงซึ่งเป็นการแก้ไขขอบเขตของอนุภาคมวลรวม แต่สำหรับการทำให้คอนกรีตมีความสามารถเสียรูปได้สูงทำได้โดยใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (water-powder ratio) ต่ำและใช้สารลดน้ำพิเศษ (superplasticizer) ในการไหลของคอนกรีตผ่านสิ่งกีดขวางในแบบ คือเหล็กเสริมนั้น คอนกรีตจำเป็นต้องมีความหนืดสูงเพื่อป้องกันการแยกตัวของมวลรวมหยาบ ซึ่งได้รูปแบบจำลองเป็นสองรูปแบบคือ layer thickness model และ packing model ซึ่งใช้ความสัมพันธ์ของค่าจุดยึดสูงสุดของวัสดุ (yield value) และค่าการไหลแบบพลาสติก (plastic viscosity) (Sedran และคณะ, 1994) เป็นวิธีการประมาณค่าการอัดแน่น (packing density) ซึ่งสามารถประมาณส่วนประกอบในซีเมนต์พิเศษเพื่อพฤติกรรมที่เกิดขึ้นซึ่งเป็นการลดขั้นตอนในการทดลองสำหรับหาค่าที่เหมาะสมของคอนกรีตที่สามารถอัดแน่นด้วยน้ำหนักของตัวเอง

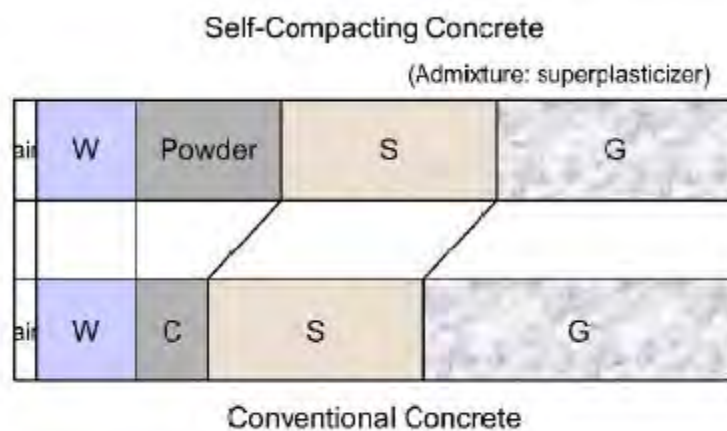
2.2.1 การไหลได้ของคอนกรีตสด

การทำคอนกรีตที่สามารถอัดแน่นด้วยตัวเองนั้นไม่เพียงแต่จะทำให้คอนกรีตไหลได้ดีเท่านั้น แต่ต้องป้องกันไม่ให้คอนกรีตเกิดการแยกตัว (Segregation) ระหว่างมวลรวมหยาบและมอร์ตาร์ขณะที่ไหลในแบบด้วย ซึ่งสามารถกระทำได้โดย

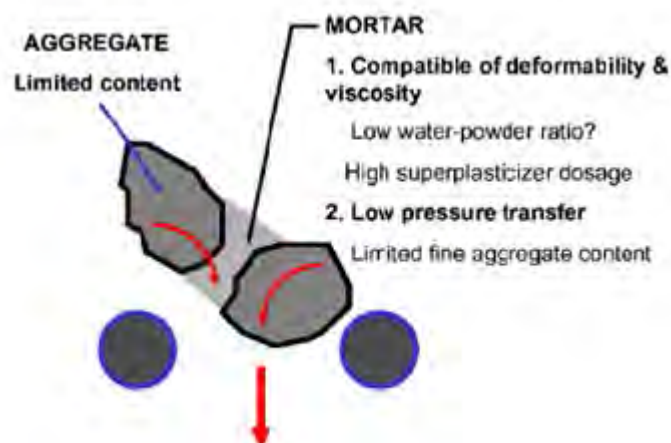
1. จำกัดปริมาณของมวลรวม

จากการศึกษาพบว่าพลังงานที่ใช้ในการไหลของคอนกรีตมาจากหน่วยแรงภายใน ซึ่งเกิดจากการชนกันของอนุภาคมวลรวม โดยการจำกัดปริมาณของมวลรวมจะทำให้ความถี่ของการชนกันของอนุภาคมวลรวมมากขึ้นขณะที่ระยะห่างระหว่างอนุภาคของมวลรวมนั้นน้อยลงทำให้หน่วยแรงภายในเพิ่มขึ้น จึงทำให้คอนกรีตไหลได้ดีขึ้น ซึ่งปริมาณมวลรวมที่ใช้ในการทำคอนกรีตที่สามารถอัดแน่นด้วยตัวเองนี้จะน้อยกว่าคอนกรีตปกติกำหนดให้ซีเมนต์พิเศษที่ 60 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักมวลรวม

2. อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุผง (water-powder ratio) ต่ำกว่า 0.25 และใช้สารลดน้ำพิเศษในการไหลของคอนกรีตผ่านสิ่งกีดขวางในแบบคือเหล็กเสริม ดังนั้นคอนกรีตจำเป็นต้องมีความหนืดสูงเพื่อป้องกันการแยกตัวของมวลรวม แต่คอนกรีตที่มีความหนืดสูงจะขัดขวางการชนกันของอนุภาคมวลรวม นั่นคือขัดขวางการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงภายใน ซึ่งเป็นผลทำให้ความสามารถในการไหลลดลง การใช้สารลดน้ำพิเศษและใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุผงน้อยๆ จะช่วยแก้ปัญหาที่แสดงในภาพที่ 2.1 และ 2.2



ภาพที่ 2.1 ขนาดส่วนผสมของ SCC เทียบกับคอนกรีตธรรมดา
(Okamura และ Ouchi, 2003)



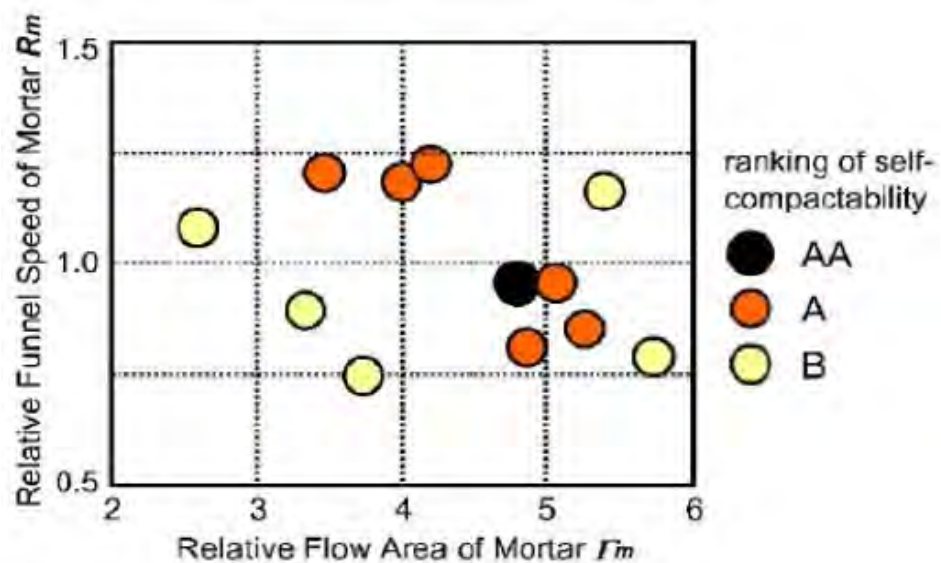
ภาพที่ 2.2 กระบวนการในการอัดแน่นด้วยตัวเองของ SCC
(Okamura และ Ouchi, 2003)

2.2.2 การทดสอบคอนกรีตที่สามารถอัดแน่นด้วยตัวเอง

จุดประสงค์ในการทดสอบคือ

1. ตรวจสอบว่าเป็นคอนกรีตที่สามารถอัดแน่นด้วยตัวเองหรือไม่
2. ปรับปรุงส่วนผสมของคอนกรีต เมื่อความสามารถในการอัดแน่นด้วยตัวเองไม่เพียงพอ
3. เพื่อตรวจสอบวัสดุส่วนผสม

การทดสอบเพื่อหาคุณสมบัติของวัสดุส่วนผสมที่จัดว่าเป็นคอนกรีตที่สามารถไหลได้ด้วยน้ำหนักของตัวมันั้นพิจารณาได้ด้วยวิธีหาค่าการยุบตัว (Slump test) และจับเวลาการไหลของคอนกรีตผ่านช่องเปิดรูปตัววี (V-funnel) จากภาพที่ 2.3 แสดงถึงการทดสอบความหนืดของคอนกรีตที่จัดได้ว่ามีคุณสมบัติเป็นคอนกรีตที่สามารถไหลอัดแน่นด้วยตัวเอง โดยค่า Γ_m อยู่ในช่วง 2-6 และ R_m ที่ได้ควรอยู่ในช่วง 0.5-1.5 โดยประมาณ ซึ่งค่า Γ_m มากแสดงถึงความสามารถในการยุบตัวสูง และค่า R_m น้อยแสดงว่าความหนืดสูงคำนวณได้จากสมการที่ 2.1 และ 2.2



ภาพที่ 2.3 การทดสอบค่าการยุบตัวและเวลาไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววี

(Okamura และ Ouchi, 2003)

$$\Gamma_m = \frac{(d_1 d_2 - d_0^2)}{d_0^2} \quad (2.1)$$

$$R_m = \frac{10}{t} \quad (2.2)$$

2.2.3 การออกแบบส่วนผสมของคอนกรีตที่สามารถอัดแน่นด้วยตัวเอง

ลักษณะคุณสมบัติของวัสดุส่วนผสม และสัดส่วนผสมมีผลต่อความสามารถในการอัดแน่นด้วยตัวเองของคอนกรีต โดยจากการศึกษาวิจัย (Okamura และ Ozawa, 1995) ได้เสนอสัดส่วนผสมอย่างง่ายของคอนกรีตที่สามารถอัดแน่นด้วยตัวเอง โดยให้ยึดสัดส่วนผสมของมวลรวมหยาบและมวลรวมละเอียดให้คงที่ แล้วให้ปรับเปลี่ยนอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุผง และปริมาณของสารลดน้ำพิเศษดังนี้

1. มวลรวมหยาบให้คงไว้ที่ 50% ของปริมาตรมวลรวมของแข็ง
2. มวลรวมละเอียดให้คงไว้ที่ 40% ของปริมาตรปูนทราย
3. อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุผงใช้ที่ 0.9-1.0 ขึ้นกับคุณสมบัติของวัสดุผง
4. ปริมาณสารลดน้ำพิเศษและอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุผงในตอนท้ายหาได้จากการทดลองว่าคอนกรีตสามารถอัดแน่นด้วยตนเองหรือไม่

ในคอนกรีตทั่วไปอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์จะถูกยึดให้คงที่เพื่อที่จะทำได้กำลังตามที่ตั้งเป้าหมายไว้ แต่ในคอนกรีตที่สามารถอัดแน่นด้วยตัวเอง อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุผงมีความอ่อนไหวต่อความสามารถในการอัดแน่นด้วยตัวเอง ซึ่งในกรณีส่วนของคอนกรีตที่สามารถอัดแน่นด้วยตนเองนั้นกำลังไม่ได้ควบคุมจากอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ เพราะว่าอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุผงเป็นตัวควบคุมกำลังที่เพียงพออยู่แล้ว โดยกรณีนี้พิจารณาจากกำลังของโครงสร้างทั่วไปของคอนกรีตที่สามารถอัดแน่นด้วยตัวเอง ต้องมีความเหนียวและค่าการยุบตัวสูง ซึ่งทำได้โดยใช้สารลดน้ำพิเศษ และใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุผงน้อยๆ

2.3 กำลังของคอนกรีต

กำลังของวัสดุถือว่าเป็นคุณสมบัติสำคัญที่สุดของคอนกรีตและเป็นส่วนหนึ่งที่ต้องคำนึงในการที่นำมาเป็นวัสดุซ่อมแซมโดยวิธีเททับหน้า

2.3.1 กำลังอัดของคอนกรีต

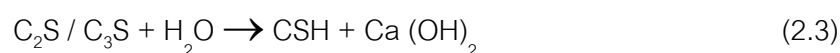
มีปัจจัยหลายอย่างที่มีผลต่อกำลังอัดของคอนกรีต เช่น อัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์หรืออัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน อายุของคอนกรีต ชนิดของปูนซีเมนต์ ชนิดของมวลรวม วิธีการบ่ม เป็นต้น โดยทั่วไปการออกแบบคอนกรีตใช้กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตเป็นเกณฑ์ในการออกแบบซึ่งกำลังรับแรงอัดที่คอนกรีตใช้งานทั่วไปรับได้อาจอยู่ในช่วง 100 ถึง 400 กก/ซม² ในกรณีที่เป็นคอนกรีตกำลังสูงมากคอนกรีตกำลังสูงมีคุณสมบัติหลายอย่างที่แตกต่างกันไปจากคอนกรีต

กำลังธรรมดา ซึ่งเป็นที่เข้าใจกันว่า เป็นคอนกรีตที่มีกำลังสูงกว่า 700 กก/ซม² ขึ้นไป ที่อายุ 28 วัน และมีกำลังรับแรงอัดรูปทรงกระบอกมาตรฐานที่อายุ 24 ชั่วโมง ไม่ต่ำกว่า 350 กก/ซม² ความก้าวหน้าทางด้านเทคโนโลยีคอนกรีตในด้านการใช้งานต่างๆ ได้รับการพัฒนาขึ้นตามลำดับ การพัฒนาคอนกรีตกำลังอัดสูงมีวัตถุประสงค์เพื่อจะใช้เชื่อมคอนกรีตเดิมที่ชำรุดเสียหายความสึกหรอจากการกระแทก ชัดสี ที่ผิว ซึ่งคุณสมบัติต่าง ๆ เหล่านี้ล้วนเป็นคุณสมบัติด้านความทนทาน (Durability) ที่พิจารณาเลือกเป็นวัสดุซ่อมแซมพื้นผิวถนนคอนกรีตโดยวิธีเทพื้นหน้าทั้งเส้น (Schmidt และคณะ, 2008) ซึ่งเป็นที่ยอมรับกันโดยทั่วไปว่าคอนกรีตมีความทนทานสูงจะมีความหนาแน่นสูง มีกำลังรับแรงอัดสูง กำลังดึงแยกสูง และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสูงตามไปด้วย ซึ่งโครงสร้างภายในของคอนกรีตกำลังสูง โดยทั่วไปกำลังของคอนกรีตจะมาจากกำลังของมวลรวมและตัวประสาน (cement paste) คอนกรีตจะมีกำลังสูงได้ต้องอาศัยมวลรวมหยาบและมวลรวมละเอียดโดยเฉพาะการใช้ทรายที่มีโมดูลัสความละเอียดต่ำกว่า 2.5 ซึ่งมวลรวมดังกล่าวมีกำลังสูงเป็นพื้นฐาน ดังนั้นแหล่งวัสดุผสมคอนกรีตจึงมีความสำคัญสูงสุด อย่างหนึ่ง ส่วนตัวประสานคือซีเมนต์เพสต์ จะต้องมีความสามารถในการประสานที่ดี ซีเมนต์เพสต์ที่มีอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์มากเกินไปจะรวมตัวเกิดเป็นรูพรุนภายในและเป็นตัวทำลายการยึดเหนี่ยวระหว่างมวลรวม และซีเมนต์เพสต์ ดังนั้นจะเห็นได้ว่าถ้าหากลดอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ลงย่อมจะทำให้กำลังของคอนกรีตเพิ่มขึ้นตามไปด้วย

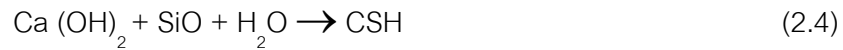
ในซีเมนต์เพสต์เองอาจจะพัฒนาให้มีกำลังสูงขึ้นได้อีกด้วยในหลายลักษณะ คือ

1. ผลจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน (Hydration reaction) ส่วนผสมทางเคมีต่างๆ ของซีเมนต์เป็นตัวกำหนดการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชัน ซึ่งการผลิตปอร์ตแลนด์ซีเมนต์ตามมาตรฐาน ASTM หรือ มอก. ได้กำหนดส่วนประกอบทางเคมีต่างๆ ไว้เพื่อแยกแยะปฏิกิริยาไฮเดรชันได้อย่างชัดเจนพอสมควร อย่างไรก็ตามในการพยายามที่จะให้ปฏิกิริยาไฮเดรชันเกิดได้อย่างสมบูรณ์มากที่สุดจะต้องให้พื้นผิวซีเมนต์มีโอกาสสัมผัสกับน้ำในทุกๆ ส่วน สารลดน้ำจะเป็นตัวช่วยให้เกิดการใช้น้ำน้อยลง ถ้าอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์เท่ากัน คอนกรีตที่ใส่สารลดน้ำจะให้ค่ากำลังอัดสูงกว่าคอนกรีตทั่วไปเล็กน้อย ทั้งนี้เนื่องจากการกระจายตัวที่ดีของอนุภาคปูนซีเมนต์ในส่วนผสม แต่ปฏิกิริยายังคงสมบูรณ์เช่นเดิม

2. ผลจากปฏิกิริยาปอซโซลานิก (Pozzolanic reaction) เนื่องจากผลของปฏิกิริยาไฮเดรชันยังมีอัลคาไลด์ของแคลเซียมเหลืออยู่ดังสมการ



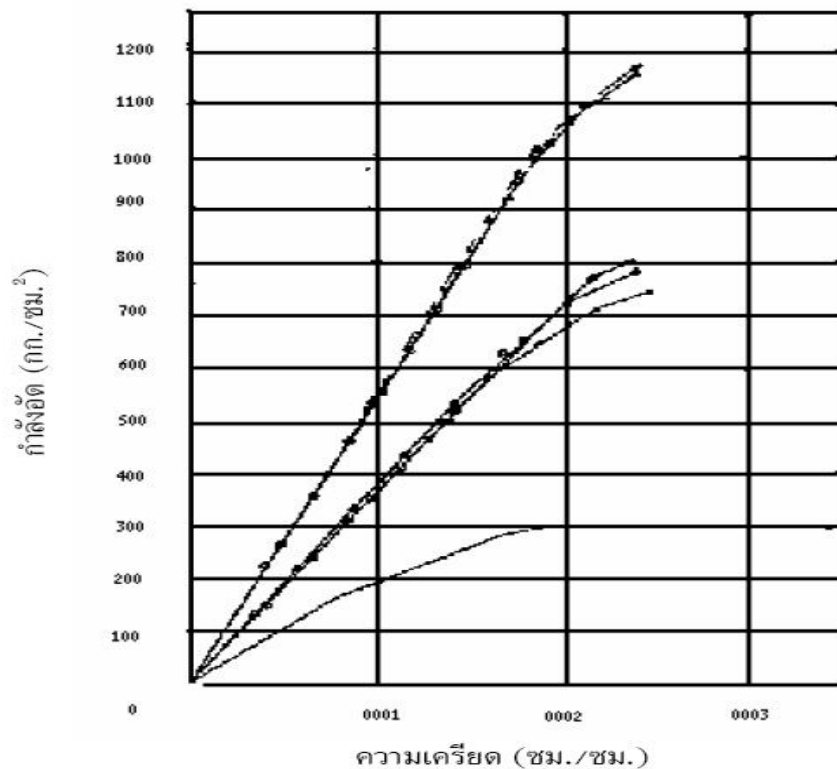
และเมื่ออัลคาไลด์นี้พบกับสารปอซโซลาน หรือ ไมโครซิลิกา เช่น เถ้าลอย(Flyash) สแล็ก(Blast slag) หรือ ซิลิกาฟูม (Silicafume) จะทำให้เกิดปฏิกิริยาเคมี ดังสมการ



การเพิ่ม $\text{C}_2\text{S} / \text{C}_3\text{S}$ จากผลของปฏิกิริยาปอซโซลานิก จะทำให้คอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้นอย่างมาก แต่ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับความไวของผิวสัมผัสของสารปอซโซลานที่ทำให้เกิดปฏิกิริยานั้นด้วย

3. ผลจากการเกิดเอทริงไทต์ (Ettringite forming) การเกิดเอทริงไทต์ซึ่งเป็นรูปผลึกแนวยาว อันเป็นผลจากปฏิกิริยาไฮเดรชันเช่นกัน แต่จะเกิดจาก C_3A มากกว่าสารเคมีตัวอื่น เอทริงไทต์ที่เกิดจะเป็นตัวประสานการยึดเกาะระหว่างผิวของมวลรวมกับซีเมนต์เฟสให้การยึดเหนี่ยวดีขึ้น อันเป็นต้นเหตุให้กำลังของคอนกรีตพัฒนาได้สูงตามไปด้วย

กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตอาศัยผลทดสอบตัวอย่างรูปทรงกระบอกซึ่งจะแปรผันกับตัวแปรหลายอย่างดังกล่าวแล้วในตอนต้น จากกราฟในภาพที่ 2.4 (เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ, 2533) แสดงถึงคอนกรีตกำลังสูงมาก 2 กลุ่มตัวอย่าง ซึ่งใช้อัตราส่วนของน้ำต่อซีเมนต์ที่แตกต่างกันได้แก่กลุ่มที่มีอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ 0.28 ให้กำลังสูงถึง 1170 กก/ซม² ในขณะที่กลุ่มซึ่งมีอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ 0.32 ให้กำลังรับแรงอัดเพียง 790 กก/ซม²



ภาพที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเคียดของคอนกรีต

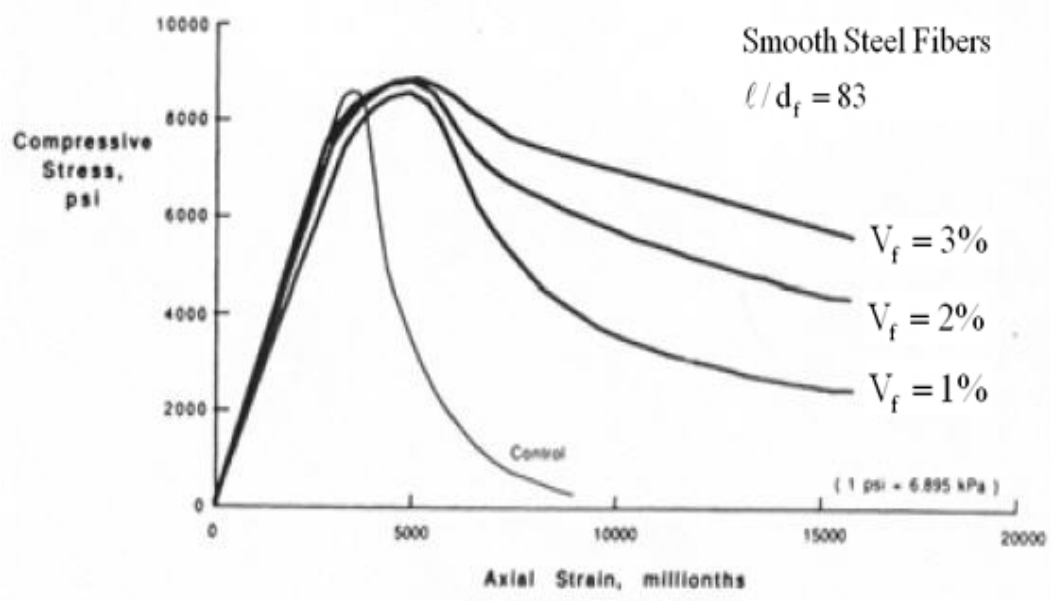
(เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ, 2533)

2.3.2 กำลังรับแรงดึง

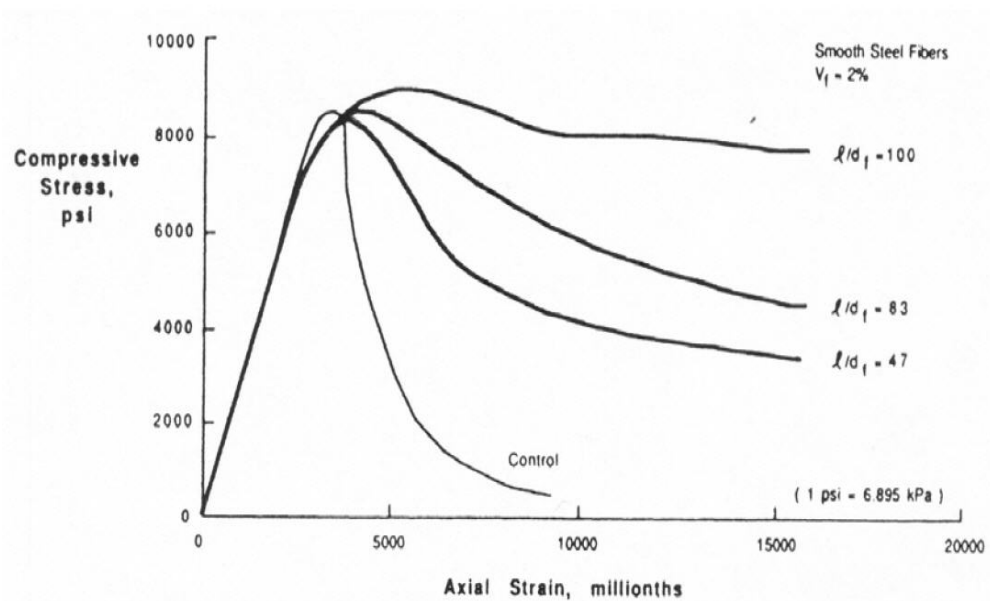
เมื่อกล่าวถึงคุณสมบัติด้านการรับแรงดึงของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากนั้นโดยทั่วไปแล้วใช้หลักการการเสริมเส้นใยเข้ามาช่วยการรับแรงดึงโดยใช้หลักการของคอนกรีตเสริมเส้นใย (Fiber-Reinforced Concrete) การใช้งานที่เกี่ยวข้องกับการแตกร้าว เส้นใยที่ใช้อาจเป็นเส้นใยเหล็ก เส้นใยแก้ว เส้นใยสังเคราะห์ หรือเส้นใยธรรมชาติคอนกรีตเสริมเส้นใยสามารถใช้ในการซ่อมแซมทั้งโดยวิธีเทคอนกรีตปกติและวิธีตาดคอนกรีต (ACI544.3R และ ACI544.4R, 2003) ประโยชน์ของการผสมเส้นใยเข้าไปในคอนกรีตระหว่างกระบวนการผลิตและอยู่ในคอนกรีตในระหว่างที่เท สามารถใช้เพื่อเสริมกำลังในชั้นที่บางมากๆ ในขณะที่เหล็กเสริมทั่วไปไม่สามารถใช้ได้ การใช้เส้นใยจะเพิ่มความทนทานและลดการหดตัวแบบพลาสติกในวัสดุซ่อมแซมได้ซึ่งมีข้อจำกัด การเพิ่มเส้นใยในคอนกรีตจะเป็นการเพิ่มความหนืดทำให้เกิดปัญหาในการเทสำหรับผู้ไม่มีประสบการณ์ นอกจากนี้อาจมีปัญหาสนิมเหล็กเกิดขึ้นบนพื้นผิวในกรณีที่ใช้คอนกรีตเสริมเส้นใย หลักการใช้งานคอนกรีตเสริมเส้นใยต้องปฏิบัติตามข้อกำหนดของผู้ผลิตอย่างเคร่งครัดในการใช้งานคอนกรีตเสริมเส้นใยสามารถใช้งานพื้นคอนกรีต คอนกรีตทับหน้างานเสถียรภาพเชิงลาด และการเสริมกำลังของโครงสร้าง เช่น คานโค้ง และหลังคาโค้ง นอกจากนี้การผสมเส้นใยเหล็กลงในคอนกรีตมีหลายวิธียกตัวอย่างเช่นใส่เส้นใยเหล็กหลังผสมคอนกรีตเสร็จแล้วลงไปโมที่กำลังหมุนอยู่โดยใช้อัตราส่วน 45 กิโลกรัมต่ออนาที โดยให้โมหมุนเต็มที่ เมื่อใส่เส้นใยเหล็กเสร็จแล้วค่อยๆลดความเร็วไม่ลง หรือใส่เส้นใยเหล็กกับมวลรวมก่อนที่จะผสมคอนกรีต โดยจะใส่ที่หลังสุด จะทำให้เส้นใยเหล็กกระจายตัวได้ดีในมวลรวมซึ่งจะได้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดโดยปริมาณเส้นใยเหล็กและอัตราส่วนความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางใน ภาพที่ 2.5 และ 2.6 ตามลำดับโดยสมการที่เกี่ยวข้องในการหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นสมการที่ 2.5 ต่อความเครียดสมการที่ 2.6

$$\text{Stress} = \frac{P}{A} \quad (2.5)$$

$$\text{Strain} = \frac{\Delta L}{L} \quad (2.6)$$

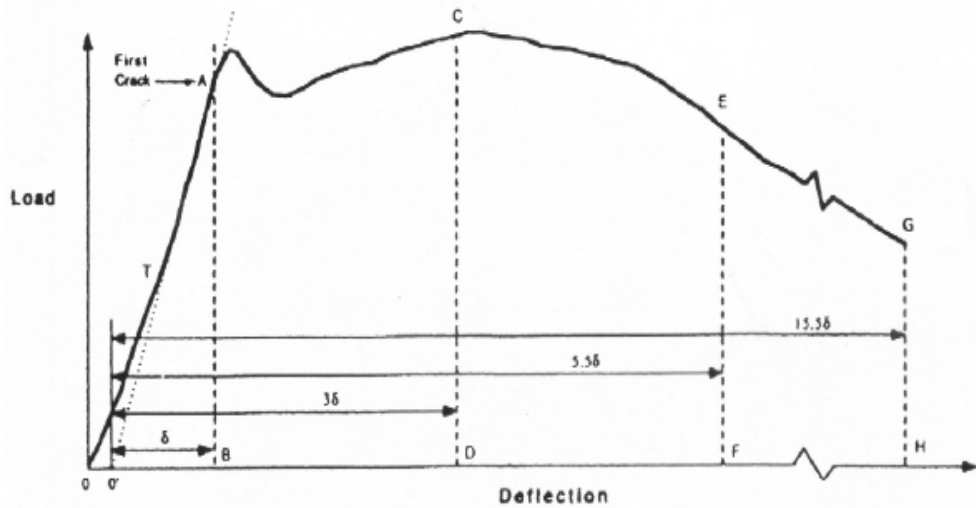


ภาพที่ 2.5 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดโดยปริมาณเส้นใยเหล็ก (American concrete institute. 2000)



ภาพที่ 2.6 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดโดยอัตราส่วนความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของเส้นใยเหล็ก (American Concrete Institute, 2000)

การทดสอบความต้านทานแรงดัดใช้ตัวอย่างคานขนาดกว้าง 100 มิลลิเมตร ลึก 100 มิลลิเมตร ยาว 350 มิลลิเมตร ตามมาตรฐาน (ASTM C78, 2001) พิจารณาร่วมกับความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงดัดและการเสียรูป ดังภาพที่ 2.7



ภาพที่ 2.7 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงดัดและการเสียรูป
(American Concrete Institute, 2000)

สมการที่เกี่ยวข้องในการหาความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกับการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง

1. ฟังก์ชันกำลังรับแรงเฉือนกับความยาวช่วงคานต่อความลึก

$$\text{กำลังรับแรงเฉือน} = \frac{V}{bd\sqrt{f'_c}} \quad (2.7)$$

$$\text{ความยาวช่วงแรงเฉือนต่อความลึก} = \frac{a}{d} \quad (2.8)$$

โดยที่ V = แรงเฉือนที่เกิดมากที่สุด

b = ความกว้างของคาน

d = ความลึกของคาน

f'_c = หน่วยแรงอัดในคอนกรีต

a = ความยาวช่วงแรงเฉือน

2. ค่าความต้านทานแรงดัดจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง

ความเหนียว (T_b) มีค่าเท่ากับ Area OABC

โดย OABC มีค่าดังแสดงในภาพที่ 2.8(a)

ความต้านทานแรงดัดสมมูล

$$f_c = \frac{T_b}{(\delta_{cb})bh^2} \quad (2.9)$$

โดยที่ b = ความกว้างของคาน

h = ความลึกของคาน

$$\delta_{cb} = \frac{1}{150} \text{ ช่วงความยาวคาน}$$

$$\text{ดรรชนีความเหนียว (I)} = \frac{\text{พื้นที่ OACD}}{\text{พื้นที่ OAB}} \quad (2.10)$$

ซึ่งค่าของดรรชนีความเหนียวขึ้นอยู่กับคอนกรีตที่ทดสอบนั้นให้ค่าการเสียรูปได้มากเพียงใด หลังจากที่เกิดรอยร้าวครั้งแรก โดยมีค่าดังในภาพที่ 2.8(b)

นอกจากนี้ค่าแรงดัดจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัวในแนวตั้ง

$$f_{cc} = Af_m(1 - V_f) + B(V_f \cdot \frac{L}{d_f}) \quad (2.11)$$

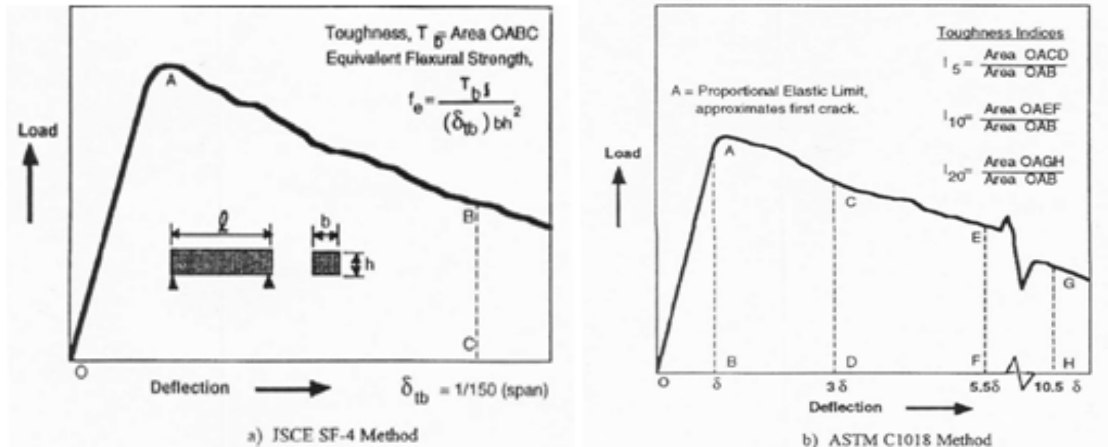
f_{cc} = ultimate strength of the fiber composite

f_m = maximum strength plain concrete

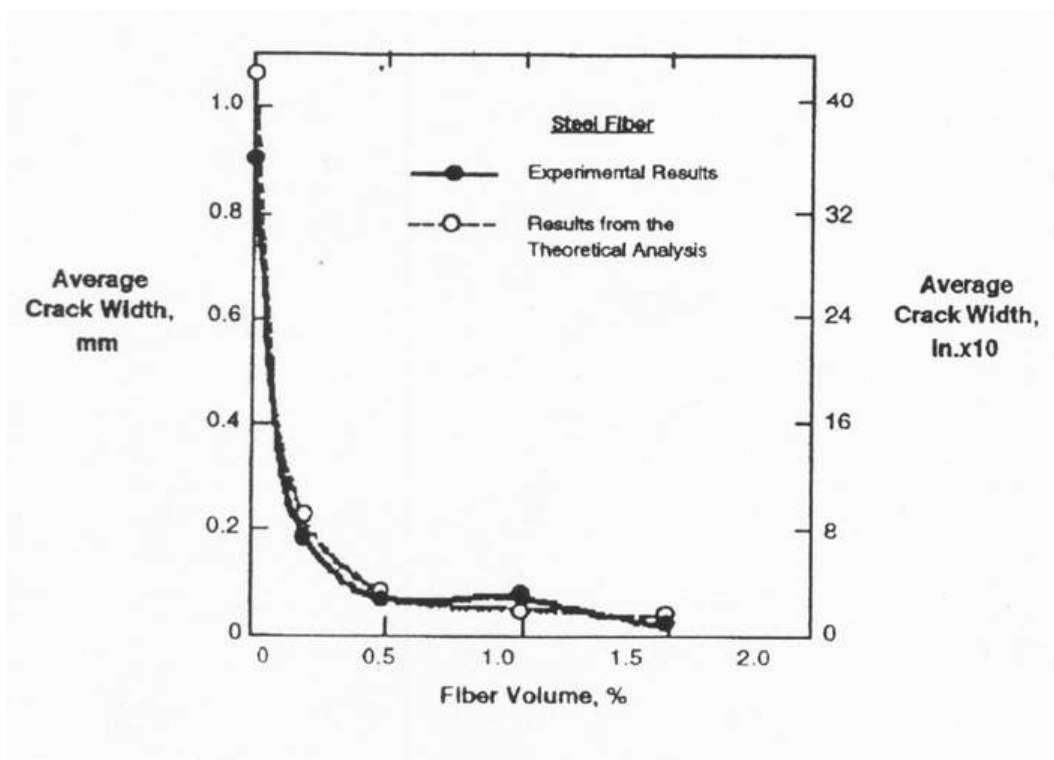
A และ B = ค่าคงที่จากการทดลอง ซึ่ง $A=0.843$ $B=4.25$ สำหรับการแตกครั้งแรกของการดัด และ $A=0.97$ $B=4.94$ สำหรับกำลังรับแรงดัดสูงสุด (Swamy et al, 1974)

3. ผลการศึกษาความต้านทานแรงอัดเพิ่มขึ้นตั้งแต่ 0 % ถึง 15 % สำหรับการเติมเส้นใยเหล็ก 1.5% ความต้านทานแรงดัดตรงเพิ่มขึ้นตั้งแต่ 30 % ถึง 40 % สำหรับการเติมเส้นใยเหล็ก 1.5% ความต้านทานแรงเฉือนและแรงบิดเพิ่มขึ้นเป็น 30 % สำหรับการเติมเส้นใยเหล็ก 1% จากผลการทดสอบความเสียหายของคอนกรีตที่เกิดจากการบรรทุกน้ำหนักกระทำเส้นใยเหล็กสามารถช่วยป้องกันความเสียหายอย่างฉับพลันได้

โดยมีช่วงการเสถียรูปมากกว่าคอนกรีตที่ไม่มีเส้นใยเหล็กผสมซึ่งความกว้างเฉลี่ยของรอยแตกจากการวิบัติดังแสดงในภาพที่ 2.9



ภาพที่ 2.8a และ 2.8b กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัวในแนวดิ่งและค่าของดัชนีความเหนียว (American concrete institute, 2000)



ภาพที่ 2.9 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของรอยแตกเฉลี่ยกับความหนาแน่นเส้นใยเหล็ก (American concrete institute, 2000)

การศึกษารวบรวมทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับคุณสมบัติคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กมีรายละเอียดโดย (ACI Committee 544, 2001) ได้ศึกษาเกี่ยวกับคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กโดยใช้มาตรฐาน (ASTM A 820, 2001) เป็นมาตรฐานสำหรับเส้นใยเหล็ก การศึกษาได้ทำการทดสอบคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กเปรียบเทียบกับคอนกรีตล้วนโดยได้ผลการทดสอบออกมาว่ากำลังรับแรงอัด, กำลังรับแรงดึง และกำลังรับแรงดัดเพิ่มขึ้นมากกว่า ซึ่งได้เสนอแนะปัญหาไว้ดังนี้

1. เส้นใยเหล็กจะไปค้ำมวลรวมหยาบ ทำให้มีโพรงเกิดขึ้น หรือมวลรวมละเอียดไม่สามารถแทรกตัวเข้าไประหว่างมวลรวมหยาบ เนื่องจากปริมาณของเส้นใยมากเกินไปและรูปร่างของเส้นใยที่ไม่ใช่เส้นตรง เช่น แบบข้อปล้อง(Deformed fiber) ควรใช้ปริมาณที่เหมาะสมและเลือกใช้วิธีผสมที่ดี

2. คุณภาพของเส้นใยเหล็กที่ไม่สม่ำเสมอทั้งด้านเชิงกลและกายภาพก่อนการปฏิบัติงานควรมีการคัดแยกความสม่ำเสมอทางรูปร่างของเส้นใยเสียก่อน

3. การเลือกใช้เส้นใยที่มีขนาดยาวอาจเกิดปัญหาของตัวเส้นใยที่ไหลออกมาจากเนื้อคอนกรีตควรเลือกใช้ความยาวของเส้นใยที่เหมาะสมกับ ขนาดตัวอย่างคอนกรีตหรือเมื่อนำเส้นใยเหล็กไปใช้ในงานจริง เช่น งานถนนผิวคอนกรีต ทางเท้า แผ่นพื้น อาจเกิดปัญหา มีเส้นใยเหล็กไหลเสียดกับเนื้อคอนกรีต เพราะฉะนั้นขณะปฏิบัติงานควรกดเส้นใยให้จมในเนื้อคอนกรีตเสียก่อน

2.4 ทฤษฎีและระเบียบการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

ทฤษฎีและระเบียบวิธีการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากในงานวิจัยนี้ประยุกต์ให้เข้าคอนกรีตสมรรถนะสูงมากและเพื่อนำไปใช้งานทางด้านวิศวกรรมโครงสร้างในแง่ของความแข็งแรงเป็นหลัก ดังต่อไปนี้

1. การทดสอบกำลังอัด (Compressive strength, f_c) การทดสอบที่สะดวกที่สุดที่กระทำในห้องปฏิบัติการคือการทดสอบกำลังอัดที่อายุ 28 วัน ซึ่งการทดสอบทำโดยการหล่อก้อนตัวอย่างคอนกรีตมาตรฐานรูปทรงกระบอกตามมาตรฐาน(ASTM C 39, 2010) ขนาดที่ใช้คือขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 ซม สูง 30 ซม

$$f_c = \frac{P}{A} \quad (2.12)$$

โดยที่ $P =$ แรงที่กระทำ
 $A =$ พื้นที่หน้าตัดของทรงกระบอก

2. การทดสอบกำลังดึงด้วยวิธีแรงดึงแยก (Splitting tensile strength, f_s) ตามมาตรฐาน (ASTM C 496, 2010) พบว่ากำลังรับแรงดึงจะมีค่าประมาณ 8-14% ของกำลังรับแรงอัดคอนกรีตทรงกระบอก ซึ่งคำนวณได้จากสมการที่ 2.13

$$f_s = \frac{2P}{\pi dL} \quad (2.13)$$

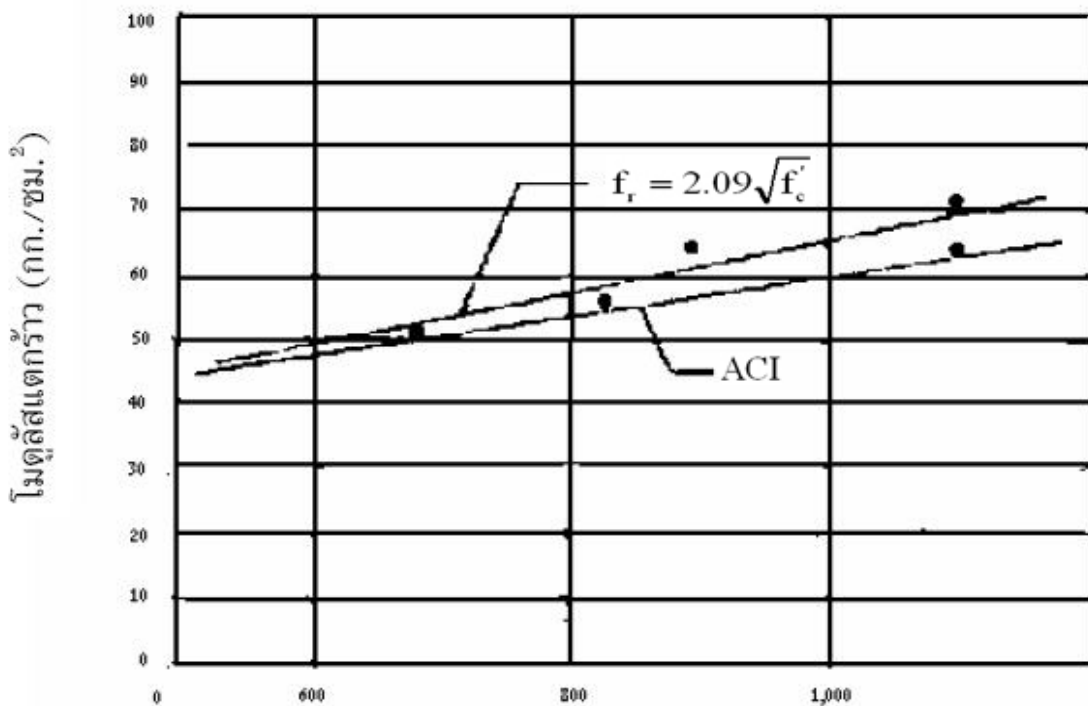
โดยที่ $P =$ แรงที่กระทำ
 $L =$ ความยาวของตัวอย่างทรงกระบอก
 $d =$ เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของทรงกระบอก

3. การศึกษาความสัมพันธ์กำลังรับแรงดึงกับโมดูลัสแตกร้าวเนื่องจากการหากล้างดึงของคอนกรีตโดยตรงทำได้ยาก จึงนิยามหาล้างดึงของคอนกรีตจากการทดสอบตัวอย่างคานคอนกรีตภายใต้แรงดัดแทน โดยค่าแรงดึงจะเกิดสูงสุด ณ จุดแตกร้าวที่บริเวณท้องคานที่เรียกว่า “โมดูลัสการแตกร้าว” (Modulus of rupture) กำลังดัดของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบนี้จะแตกต่างจากกำลังดึงโดยตรงของคอนกรีตเนื่องจากหน่วยการยึดหดตัวในคอนกรีตที่เกิดขึ้นจากการดัดนี้อยู่ในลักษณะส่วนโค้งโมดูลัสการแตกร้าวมีค่าแตกต่างกันไปตามขนาดความลึกของคานทดสอบจากการทดสอบคานจำนวนมาก แสดงผลดังในภาพที่ 2.10 (เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ, 2533)

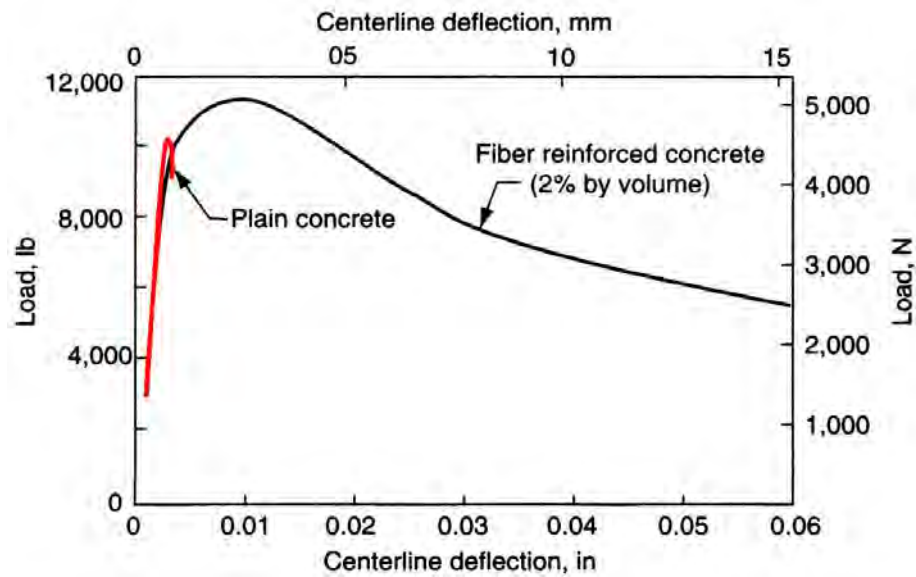
$$f_r = 2.09\sqrt{f'_c} \quad (2.14)$$

โดยที่ $f_r =$ โมดูลัสแตกร้าวของคอนกรีต
 $f'_c =$ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต

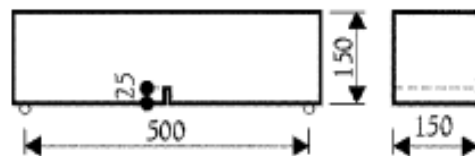
จากข้อมูลการทดลองของ (Krenchel และคณะ, 1974) ในมอร์ตาร์เสริมเส้นใยเหล็กพบว่าสามารถเพิ่มความสามารถรับแรงดัดได้ 15-30% โดยการเพิ่มเส้นใยเหล็กเพียง 0.9-2.0% โดยน้ำหนักมอร์ตาร์ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 2.11 และก่อนการวิบัติพบรอยร้าวขนาดเล็กจำนวนมากที่ด้านรับแรงดึงของคานทดสอบ นอกจากนั้นยังพบว่าขนาดของเส้นใยเหล็กมีผลต่อพฤติกรรมการวิบัติอีกด้วย เราจึงต้องการเส้นใยสั้นเพื่อช่วยยึดรั้งรอยแตกขนาดเล็กจำนวนมากที่เกิดขึ้นไม่ให้เชื่อมถึงกันเกิดเป็นรอยร้าวขนาดใหญ่ ดังนั้นการมีเส้นใยสั้นที่สม่ำเสมอ ช่วยเพิ่มกำลังและความเหนียวของคอนกรีต เมื่อคอนกรีตรับแรงมากขึ้นจะเกิดรอยร้าวขนาดใหญ่ขึ้น เส้นใยยาวจะช่วยยึดรอยร้าวนี้และเพิ่มเวลาในการวิบัติ อย่างไรก็ตามเส้นใยยาวควรมีปริมาณน้อยกว่าเส้นใยสั้นเพราะเส้นใยยาวมีผลทำให้ความสามารถในการไหลลดลง



ภาพที่ 2.10 ความสัมพันธ์ของโมดูลัสแตกร้าวกับกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต
(เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ, 2533)



ภาพที่ 2.11 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของคานในการทดสอบรับแรงดัดเปรียบเทียบระหว่างคานเสริมเส้นใยเหล็กกับคานคอนกรีตล้วน(Kumar และคณะ, 2006)



ภาพที่ 2.12 แสดงตัวอย่างคานรับแรงดัดเปรียบเทียบของคานเสริมเส้นใยเหล็ก (Kooiman และคณะ, 2000)

ซึ่งการหาค่ากำลังรับแรงดัดโดยวิธีการตัดคานดังภาพที่ 2.12 นั้นสามารถประยุกต์เพื่อนำไปหาค่ากำลังรับแรงดัดของคอนกรีตที่เสริมเส้นใยเหล็กโดยอาศัยหลักการวิเคราะห์แบบจำลองพฤติกรรมแบบย้อนกลับของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก(Kooiman, 2000) เป็นแบบจำลองอย่างง่ายเพื่ออธิบายพฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กในสภาพการรับแรงดัดหลังจากการวิบัติของคอนกรีต โดยจากการวิเคราะห์จะทำให้ทราบค่าของระยะรอยร้าวแยก ณ จุดบากที่ใกล้เคียงกับค่าความจริงมากที่สุดของแบบจำลองนี้ การวิเคราะห์แบบจำลองพฤติกรรมแบบย้อนกลับมีหลักการในการคิด ดังแสดงในภาพที่ 2.13 ดังนี้

ขั้นที่ 1 สมมติกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น (stress) ระยะรอยร้าวแยก ณ จุดบาก (notch crack opening) โดยทราบค่าต่างๆ ดังนี้

$f_{fctm,ax}$ = จากกราฟรับแรงดึงของคอนกรีต

W_0 = ระยะฝังตัวของเส้นใยเหล็กใช้ตามความยาวของเส้นใยเหล็ก

ค่าที่ต้องสมมุติขึ้น (Kooiman, 2000)

$f_{fctm,eq,bil}$ = กำลังหลังการเกิดรอยร้าวแยกเทียบเท่า

W_c = ระยะรอยร้าวแยกที่เกิดขึ้นสูงสุดก่อนการวิบัติ

ขั้นที่ 2 สมมติค่า δ_{notch} และค่า δ_c เพื่อหากราฟ P ที่ได้จากการคำนวณ ดังแสดงดังภาพที่ 2.14

δ_c = maximum displacement in compressive zone

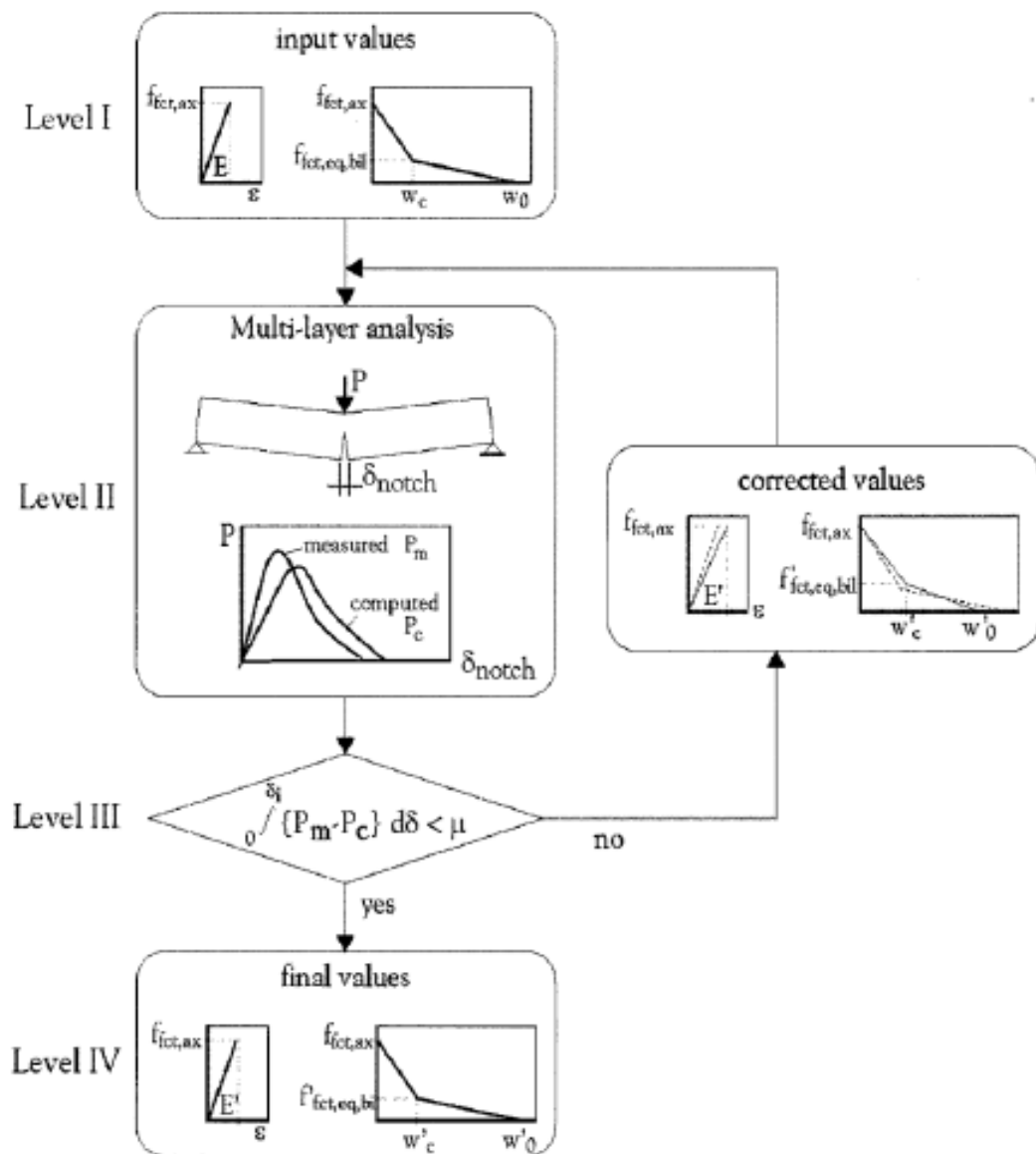
δ_{notch} = crack opening displacement

ค่า P ที่ได้จากการคำนวณจากสมการที่ 2.17 คือค่าแรงคู่ควบที่เกิดขึ้นในแต่ละส่วนของหน้าตัดคานย่อยรวมกัน เมื่อได้กราฟแรงกระทำกับระยะเคลื่อนตัวในแนวตั้งที่ได้จากการคำนวณแล้วจำเป็นต้องมีการตรวจสอบค่าความถูกต้องในขั้นตอนที่ 3 เพื่อหาค่าที่ยอมรับได้โดยที่พื้นที่ใต้กราฟ A1 และ A2 ดังภาพที่ 2.14 ต้องมีพื้นที่ใต้กราฟต่างกันไม่เกิน 0.1 หรือคิดเป็นเปอร์เซ็นต์ได้ไม่เกิน 10% ถึงจะยอมรับค่าความถูกต้องได้ และได้กราฟแบบจำลองพฤติกรรมในการรับแรงดึงที่มีค่าถูกต้องที่สุดตามแบบจำลอง

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_i \cdot h_i \cdot b = 0 \quad (2.15)$$

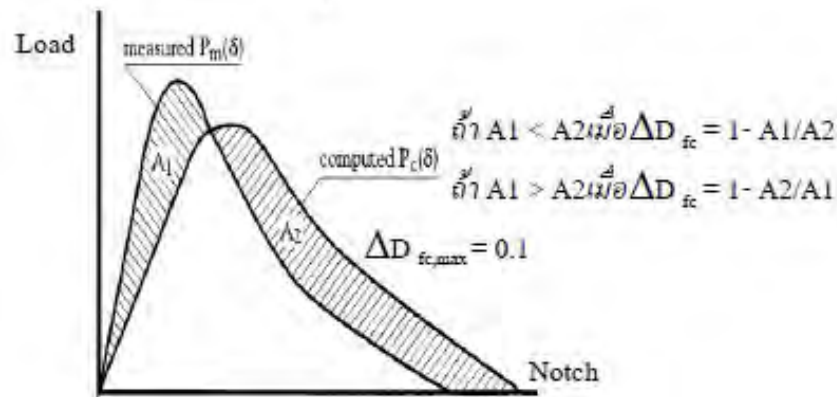
$$M_{int} = \sum_{i=1}^n z_i \cdot \sigma_i \cdot h_i \cdot b \quad (2.16)$$

$$P = \frac{4M}{l} \quad (2.17)$$



ภาพที่ 2.13 ขั้นตอนการวิเคราะห์แบบจำลองพฤติกรรมแบบย้อนกลับ (Kooiman, 2000)

ขั้นที่ 3 ตรวจสอบความถูกต้องระหว่างกราฟจากการทดลองกับกราฟที่ได้จากการคำนวณ



ภาพที่ 2.14 แสดงวิธีการตรวจสอบความถูกต้องโดยการเปรียบเทียบพื้นที่ใต้กราฟ
(Kooiman, 2000)

$$\begin{aligned} \text{ถ้า } A_1 < A_2 \quad \text{เมื่อ} \quad \Delta D_{fc} &= 1 - A_1/A_2 \\ \text{ถ้า } A_1 > A_2 \quad \text{เมื่อ} \quad \Delta D_{fc} &= 1 - A_2/A_1 \\ \Delta D_{fc,max} &= 0.1 \end{aligned}$$

4. โมดูลัสยืดหยุ่นสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงกดอัดของคอนกรีตสามารถหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตได้จากอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงกดอัดกับความเครียดกดอัดบนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกดอัดและความเครียดกดอัดของคอนกรีต ในช่วงที่คอนกรีตมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) ซึ่งมาตรฐาน (ASTM C469-94, 2001) ได้กำหนดสมการในการคำนวณหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตไว้ดังสมการที่ 2.19 จากความสัมพันธ์ของหน่วยแรงอัดและความเครียดเป็นเส้นตรง จึงเป็นการง่ายต่อการหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่น กล่าวคือ โมดูลัสยืดหยุ่นคิดจากเส้นสัมผัสเริ่มแรกหรือซีแคนท์โมดูลัสที่ 40% ของกำลังอัดประลัยมีค่าเท่ากัน จากภาพที่ 2.5 (เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ, 2533) จะได้ค่าโมดูลัสเฉลี่ย 5.70×10^5 กก/ซม² สำหรับชุดที่กำลังสูงมากและ 3.90×10^5 กก/ซม² สำหรับชุดกำลังสูงซึ่งถ้าใช้สูตรคำนวณตาม (ACI 363, 2001) โดยอาศัยค่ากำลังประลัยเป็นเกณฑ์

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตเป็นตัวแสดงถึงความต้านทานต่อการเสียรูปของคอนกรีตเมื่อมีแรงกดอัดมากกระทำ จากการทดสอบจะพบว่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าแปรเปลี่ยนตามกำลังของคอนกรีต หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต ตลอดจนขนาดและระยะเวลาที่รับน้ำหนักบรรทุก เมื่อคอนกรีตรับน้ำหนักบรรทุกอยู่ในช่วงใช้งานและกระทำในช่วงเวลาสั้นๆ ซึ่งอาจจะสมมติให้คอนกรีตเป็นวัสดุยืดหยุ่นได้โดยมีความเครียดเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยแรงอัดสูตรการหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่น(ACI 363, 2001) แนะนำไว้สำหรับคอนกรีตกำลังสูง คือ

$$E_c = 3320 (f'_c)^{1/2} + 6900 \text{ MPa} \quad \text{สำหรับ } 21 \text{ MPa} < f'_c < 83 \text{ MPa} \quad (2.18)$$

$$E = \frac{S_2 - S_1}{\epsilon_2 - 0.00005} \quad (2.19)$$

โดยที่ E = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น

S_1 = หน่วยแรงที่ตัวอย่างทดสอบเกิดความเครียดกดอัดเท่ากับ 50×10^{-6}

S_2 = หน่วยแรงที่มีค่าประมาณ 40 เปอร์เซ็นต์ของหน่วยแรงกดอัดสูงสุด

ϵ_2 = ความเครียดกดอัดที่เกิดจากหน่วยแรง S_2

5. อัตราส่วนโพซง(Poisson's ratio)คือ อัตราส่วนของหน่วยการหดตัวด้านข้าง(Lateral strain)ต่อหน่วยการหดตัวในแนวแกนที่รับน้ำหนัก (Axial strain) เมื่อมีการให้น้ำหนัก คอนกรีตตัวอย่างทดสอบรูปทรงระบอบปกติจะมีค่า 0.15-0.20 คอนกรีตกำลังสูงมากมีค่าความแข็งแรงสูงจะมีค่า Poisson's- Raito ต่ำคอนกรีตธรรมดา

$$\nu = \frac{\epsilon_{t2} - \epsilon_{t1}}{\epsilon_2 - 0.00005} \quad (2.20)$$

โดยที่ ν = อัตราส่วนโพซง

ϵ_{t2} = ระยะเวลายืดในแนวราบที่หน่วยแรงที่ตัวอย่างทดสอบเกิดความเครียดกดอัดเท่ากับ 50×10^{-6}

ϵ_{t1} = ระยะเวลายืดในแนวราบที่ค่าความเครียดที่หน่วยแรงที่มีค่าประมาณ 40 เปอร์เซ็นต์ของหน่วยแรงกดอัดสูงสุด

ϵ_2 = ความเครียดกดอัดที่เกิดจากหน่วยแรง S_2

2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

การศึกษารวบรวมทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับคุณสมบัติคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก มีรายละเอียดดังนี้

จากการศึกษาวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมทางกลของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก (UHPC) (Nguyen และคณะ, 2008) ประกอบด้วย

พฤติกรรมภายใต้แรงกด โดยอธิบายถึงความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดซึ่งผลการศึกษาดังภาพที่ 2.15 สรุปได้คือ

1. ได้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Elastic modulus) มากขึ้น
2. มีช่วงสภาวะแปรผันตรงระหว่างความเค้นและความเครียดมากขึ้น
3. เพิ่มความสามารถในการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่กำลังอัดสูงสุด
4. เพิ่มความสามารถในการต้านทานการแตกหัก

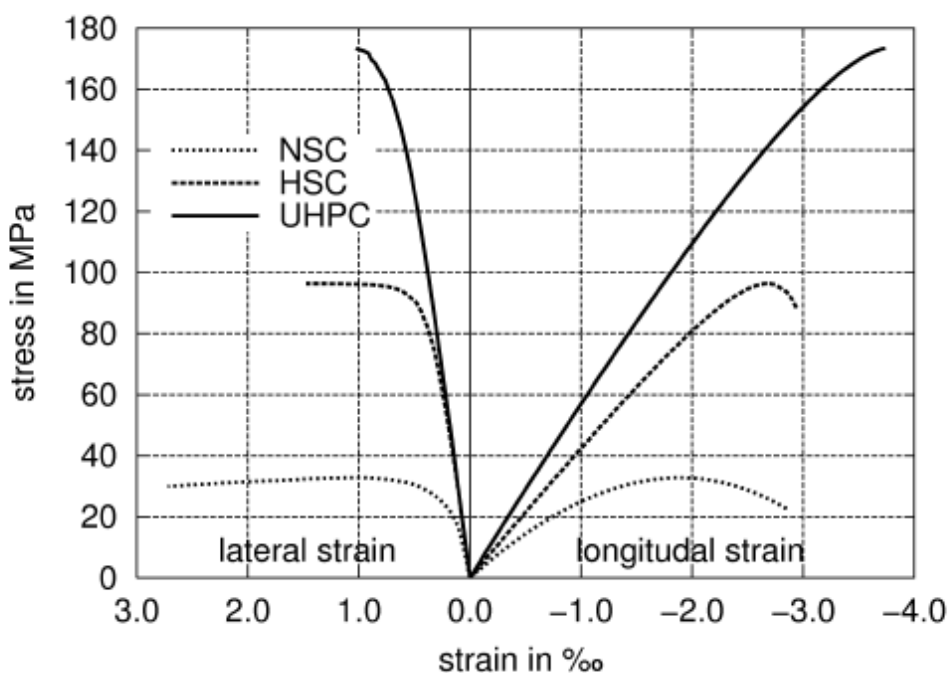
พฤติกรรมภายใต้แรงดึง จากการศึกษานั้นคณะวิจัยพบว่าจากการทดสอบกำลังรับแรงดึงโดยตรงนั้น UHPC ที่ไม่ได้ผสมเส้นใยเหล็ก มีกำลังรับแรงดึงเพียง 70-100 กก/ซม² แต่เมื่อทำการผสมเส้นใยเหล็กปริมาณระหว่าง 0.75% ถึง 4.9% โดยปริมาตร ซึ่งเป็นเส้นใยที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 0.16 มม ยาว 6 มม ถึง 18 มม ผลที่ได้คือเส้นใยขนาดยาวนั้นมีผลทำให้เพิ่มกำลังรับแรงดัดและความเหนียวหลังจากการแตกร้าว และเส้นใยสั้นมีผลต่อกำลังรับแรงดึงในระยะเริ่มแรก (ทดสอบกำลังรับแรงดัดโดยวิธี Three-points bending test) ดังได้แสดงในภาพที่ 2.16

ผลจากเวลาเนื่องจาก UHPC มีอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์น้อยๆประกอบกับมีความที่บีบแน่นสูงในระดับโครงสร้างขนาดเล็ก (micro structure) ทำให้ผลของความคืบ (creep) จากแรงกดลดน้อยลงเมื่อระยะเวลาผ่านไป

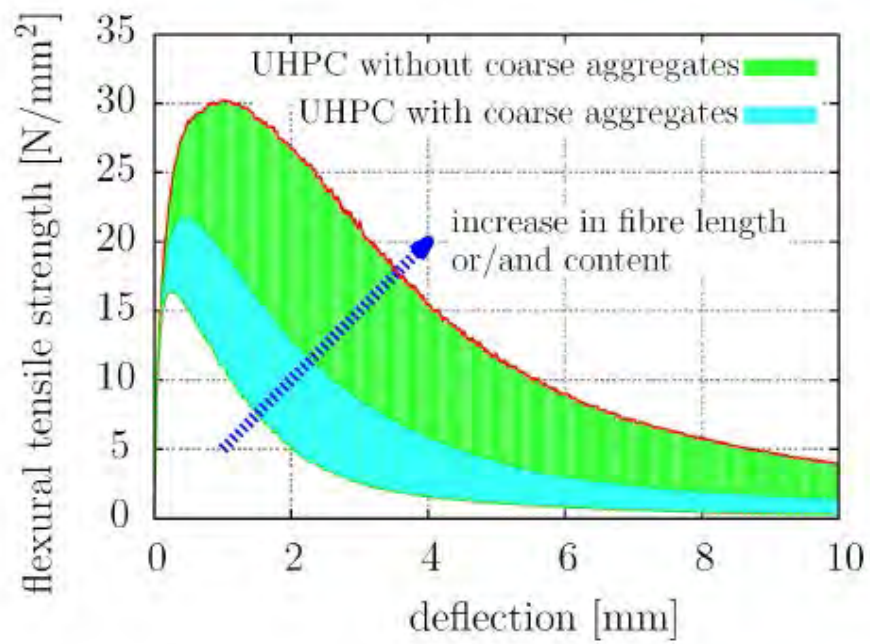
Marko และคณะ (2004) ได้ทำการศึกษาวิจัยเกี่ยวกับการเสริมเส้นใยเหล็กใน UHPC ซึ่งให้ผลที่ได้คือ UHPC ที่ได้ทำการเสริมเส้นใยเหล็กมีผลทำให้เพิ่มความเหนียวของคอนกรีตและพัฒนาพฤติกรรมเกิดการร้าวของคอนกรีตมากขึ้นซึ่งเส้นใยเหล็กนั้นให้ผลที่ดีกว่า โดยสิ่งเหล่านี้ขึ้นอยู่กับชนิดของเส้นใย ความยาวของเส้นใย และปริมาณเส้นใยที่ใช้ด้วย ผลของรอยร้าวจากขนาดเส้นใยที่แตกต่างแสดงดังรูปที่ โดยรอยร้าวนี้จะทำให้การวิบัติแบบระเบิดของ UHPC ไม่เกิดขึ้น โดยสามารถอธิบายได้ว่าเส้นใยเหล็กนั้นดูดซับแรงที่เกิดขึ้นที่เกิดจากรอยร้าวทำให้รอยร้าวมีขนาดเล็กลงและเกิดขึ้นมาก ดังภาพที่ 2.17

จากผลการวิจัยสามารถสรุปได้ว่าเส้นใยเหล็กมีผลต่อการพัฒนาพฤติกรรมการเกิดรอยร้าวดีกว่าเส้นใยชนิดอื่นๆ นอกจากนี้ UHPCผสมเส้นใยเหล็กโดยไม่มีมวลรวมหยาบให้กำลังรับแรงดึงที่ดีกว่า และปริมาณเส้นใยเหล็กที่เหมาะสมที่สุดคือที่ 2% โดยปริมาตร

การทดสอบคุณสมบัติเชิงกลในการรับแรงดัด ในการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลในการรับแรงดัดซึ่งคงอัตราส่วนผสม ซีเมนต์เพสต์ 55%, น้ำต่อวัสดุผสม 21%, ซิลิกาฟูม 7.2%, สารผสมเพิ่มชนิดลดน้ำพิเศษ 2% โดยเปรียบเทียบกับปริมาณเส้นใยเหล็กชนิดและขนาดต่างกัน โดยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กที่มีขนาดยาวกว่าและมีปริมาณมากกว่าจะมีกำลังรับแรงดัดได้มากกว่า



ภาพที่ 2.15 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตธรรมดา และคอนกรีตผสมรณณะสูงมาก (Nguyen และคณะ, 2008)



ภาพที่ 2.16 แสดงผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดโดยวิธี third points bending
(Nguyen และคณะ, 2008)



1: Role of short fibers during the microcracking process



2: Role of long fibers during the macrocracking process

ภาพที่ 2.17 แสดงรอยร้าวจากการใช้เส้นใยต่างขนาดกัน (Marko และคณะ, 2004)

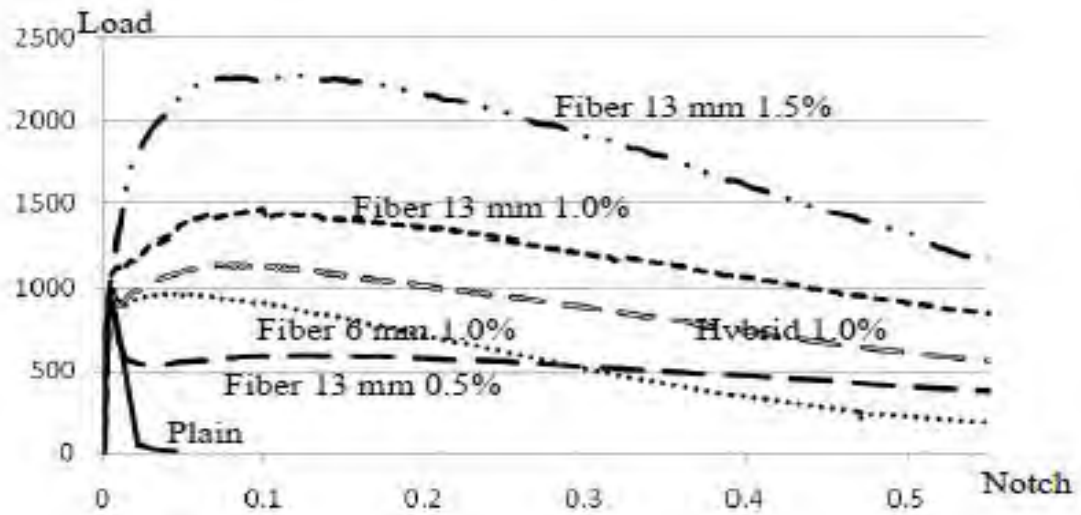
คอนกรีตที่เสริมเส้นใยที่สั้นกว่าและมีปริมาณเส้นใยน้อยกว่า ดังตารางที่ 2.1 ซึ่งจะแสดงค่ากำลังรับแรงดัดเฉลี่ยสูงสุดของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กขนาดและปริมาณต่างๆ และคอนกรีตที่ไม่เสริมเส้นใยเหล็ก

ตารางที่ 2.1 กำลังการรับแรงดัดสูงสุดของคอนกรีตเสริมเส้นใย (วิฑิต ปานสุข และคณะ, 2553)

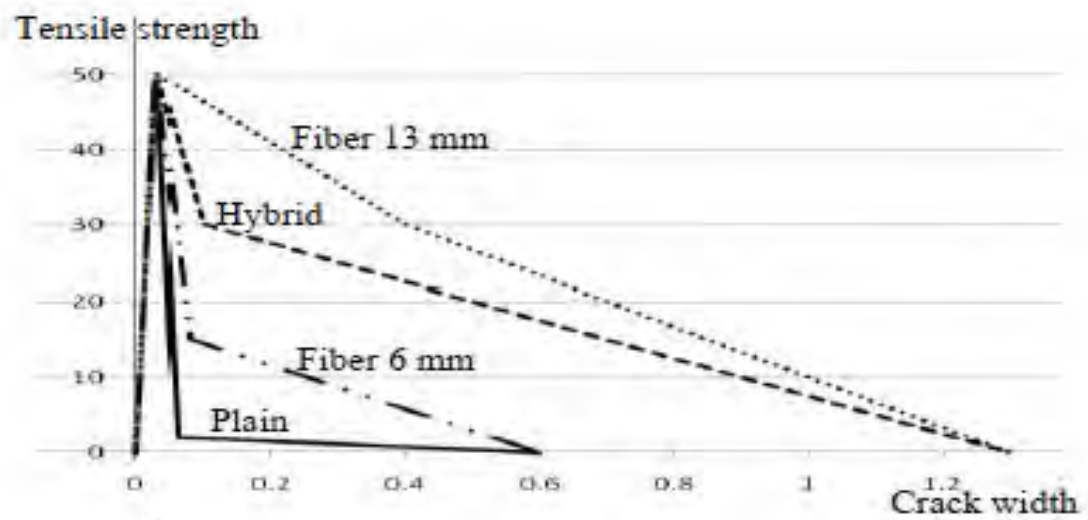
เส้นใยเหล็ก	ปริมาณ (โดยปริมาตร)	กำลังรับแรงดัด เฉลี่ยสูงสุด (kg)	จำนวน ตัวอย่าง
13	0.5%	930.8	2
13	1.0%	1462.8	1
13	1.5%	2340.0	2
6	1.0%	1006.1	3
ไม่ใส่เส้นใยเหล็ก	-	970.4	2

จากภาพที่ 2.18 ให้ผลการทดสอบได้ว่าทั้งขนาดและปริมาณของเส้นใยเหล็กมีผลไปในทิศทางเดียวกันนั่นคือเมื่อขนาดและปริมาณของเส้นใยเหล็กเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้คอนกรีตมีคุณสมบัติเชิงกล ในการรับแรงอัด ความแข็งแรงและความเหนียวเพิ่มขึ้นแต่จะต้องใช้ปริมาณเส้นใยเหล็กไม่น้อยกว่า 1% โดยปริมาตรเนื่องจากถ้าปริมาณเส้นใยเหล็กน้อยกว่านี้ เส้นใยเหล็กจะมีผลต่อคอนกรีตในด้านลดการแตกร้าวเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีตแต่ไม่เพิ่มคุณสมบัติเชิงกลในการรับแรงดัดของคอนกรีต เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้มาวิเคราะห์โดยวิธีแบบย้อนกลับ (Kooiman, 2000) เพื่ออธิบายลักษณะพฤติกรรมการรับแรงดึงของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก หลังจากที่เกิดรอยร้าวแยกของคานคอนกรีตเปรียบเทียบแบบจำลองการรับแรงดึงที่วิเคราะห์ได้ระหว่างคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กขนาดเส้นใยเหล็ก 6 มิลลิเมตร และ 13 มิลลิเมตร ปริมาณเส้นใยเหล็ก 1.0% กับคอนกรีตที่ไม่เสริมเส้นใยเหล็กจะได้แบบจำลองของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก จากภาพที่ 2.19 พบว่าคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กที่มีขนาดและปริมาณมากขึ้นจะส่งผลต่อแบบจำลองการรับแรงดึงของคานคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กให้มีพื้นที่ใต้กราฟมากขึ้น ซึ่งสามารถ

บ่งชี้ได้ว่าความเหนียว (toughness) ของคอนกรีตมากขึ้น โดยที่เส้นใยขนาด 13 มิลลิเมตร จะให้พื้นที่ใต้กราฟมากที่สุด



ภาพที่ 2.18 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่ลดลงบนคานกับรอยร้าวแยก ณ จุดบากของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กและที่ไม่เสริมเส้นใยเหล็ก (วิจิต ปานสุข และคณะ, 2553)



ภาพที่ 2.19 แบบจำลองแบบย้อนกลับของพฤติกรรมรับแรงดึงหลังการแตกร้าวของคอนกรีต (วิจิต ปานสุข และคณะ, 2553)

2.6 การซ่อมแซมโดยวิธีเททับหน้า

การเทคอนกรีตทับหน้า (Overlay concrete) หมายถึง การเทวัสดุ ได้แก่ คอนกรีตทับหน้า บนพื้นคอนกรีตเดิมที่มีอยู่ มักนิยมใช้ซ่อมแซมผิวหน้าพื้นคอนกรีตเดิมที่สึกกร่อน เสียหาย หรือ ต้องการปรับปรุงผิวหน้าพื้นเดิมให้แข็งแรงยิ่งขึ้น

2.6.1 การจำแนกประเภทของเททับหน้าด้วยคอนกรีต (Type of Concrete Overlay)

รูปแบบการเทคอนกรีตทับหน้า (Overlay concrete) ที่นิยมทำกันมี 3 แบบ ได้แก่

1. การเททับหน้าแบบเชื่อมประสานสมบูรณ์ (Fully Bonded Overlay) เป็นการเททับหน้า ภายหลังจากกะเทาะผิวพื้นเดิมให้ขรุขระ, ทำความสะอาดพื้นผิวและทาวัดเชื่อมประสาน (Bonding agent) ก่อนเทคอนกรีตทับหน้า รูปแบบการเทประเภทนี้ความหนาของคอนกรีตที่เททับหน้า (Overlay) มักจะน้อยกว่า 5.0 เซนติเมตร แต่สามารถเทที่ความหนามากกว่านี้ได้ การใช้วัสดุเชื่อมประสานเพื่อให้คอนกรีตที่เทใหม่เชื่อมกับพื้นเดิมได้ดี โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อเททับหน้าเป็นชั้นบางๆ

2. การเททับหน้าแบบเชื่อมประสานบางส่วน (Partially Bonded Overlay) เป็นการเททับหน้าบนพื้นผิวที่ทำความสะอาดแล้ว แต่ไม่ได้กะเทาะผิวเดิมให้ขรุขระก่อนทาวัดเชื่อมประสาน (Bonding Agent) และเทคอนกรีตใหม่ลงไป

3. การเททับหน้าแบบไม่เชื่อมประสาน (Unbonded Overlay) เป็นการเทคอนกรีตทับหน้า โดยมีการปูวัสดุบนพื้นเดิมก่อนจะเทคอนกรีตใหม่ลงไป วัสดุที่ปูจะทำให้พื้นเดิมกับคอนกรีตที่เททับหน้าใหม่ไม่ประสานติดกัน การเททับหน้าวิธีนี้ มักใช้เมื่อพื้นคอนกรีตเดิมอยู่ในสภาพที่ไม่ดี เช่น มีรอยแตกร้าว มีการเปื้อนของน้ำมัน เป็นต้น ทั้งนี้ลักษณะวิธีการเททับแผ่นพื้นถนนนั้นขึ้นอยู่กับการใช้งานในอนาคตซึ่งสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 2.2

การเทคอนกรีตทับหน้าที่มีความหนาต่ำกว่า 2.5 เซนติเมตรมีโอกาสเกิดการแตกร้าว (Cracking), เกิดการโก่ง (curling) และหลุดร่อนของชั้นเททับหน้าได้มาก เนื่องจากโดยทั่วไปการเทคอนกรีตทับหน้าที่มีความหนาน้อยจะใช้คอนกรีตที่ผสมด้วยหินขนาดเล็กลงกว่า 3/8 นิ้ว (10 มิลลิเมตร) และใส่ปริมาณทรายมากกว่าปกติทำให้ใช้น้ำในการผสมคอนกรีตมากกว่าปกติ จึงเกิดการหดตัวของคอนกรีต (Shrinkage) มากกว่าคอนกรีตปกติที่ใช้หินขนาดใหญ่และใส่ทรายในส่วนผสมน้อย

ตารางที่ 2.2 สรุปประเภทการเทพื้นถนนคอนกรีตด้วยคอนกรีต(ACI 325.13R-06)

	Bonded	Partially Bonded	Unbonded
Typical Thickness	-75 to 100 mm	-150 to 200 mm	-150 to 300 mm
Bonding Condition	-Cleaning and preparing surface(Shotblasting)	-No special surface	-Placement of a layer to separate overlay from existing pavement
Condition of existing pavement	-Relatively good condition	-Fair to moderate condition	-Fair to poor condition
Preoverlay repair	-All deteriorated cracks	-Most deteriorated	-Limited repair
Special design and construction considerations	-Achieving bond between two concrete layers -Matching joints of overlay with those in existing pavement	-Matching joints of overlay with those in existing pavement	-Achieving separate between two concrete layers -Matching joints of overlay with those in existing pavement

2.6.2 การเลือกวิธีการเทพื้นผิวถนน

โดยปกติแล้ววิธีการซ่อมแซมพื้นผิวถนนไม่ได้ถูกจำกัดอยู่ในเฉพาะวิธีการเทพื้นหน้าแต่อย่างไรก็ตามขึ้นอยู่กับความเหมาะสมในการปฏิบัติงาน ทั้งนี้จึงได้แสดงข้อได้เปรียบและเสียเปรียบในการเลือกวิธีการซ่อมแซมให้เหมาะสมกับพื้นผิวดังตารางที่ 2.3

ตารางที่ 2.3 แสดงข้อได้เปรียบและข้อเสียเปรียบในการเททับแบบ Bonded และ Unbonded (ACI 325.13R-06)

Treatment	Application	Advantages	Disadvantages	Typical life
Bonded	- Concrete pavement in relatively good condition with no material-related distress	- Significant increase in structural capacity can be achieved with a related thin(75 to 100 mm)	-For pavement in good condition only -Bond essential to good performance	-15 to 25 years
Unbonded	- All concrete pavement	- Relatively insensitive to condition of the underlying pavement(applied to concrete pavement poor condition) - High reliability	- Vertical clearances can be problem	- 20 to 30 years

2.6.3 การพิจารณาการซ่อมแซมโดยการเททับหน้า

การเททับหน้าหรือการฉาบผิวเป็นการซ่อมแซมโครงสร้างคอนกรีตเช่นพื้นสะพาน พื้นถนน ซึ่งมักจะเป็นความเสียหายที่เกิดจากการกัดกร่อนหรือเสื่อมสภาพซึ่งในการซ่อมแซมต้องคำนึงถึงการยึดเหนี่ยวที่เพียงพอระหว่างวัสดุเดิมกับวัสดุซ่อมแซม การทำให้วัสดุซ่อมแซมและวัสดุเดิมมีการยึดติดกันอย่างแข็งแรงจึงเป็นสิ่งสำคัญเพื่อที่ว่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายหลังการซ่อมแซมจะไม่มีขนาดมากพอที่จะทำให้รอยต่อหลุดออกจากกันปัจจัยที่สำคัญที่ทำให้เกิดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวเดิมกับผิวใหม่คือ

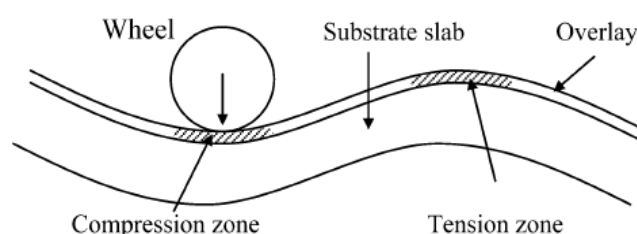
- 1.ผิวเดิมสะอาด มีคุณภาพดี
- 2.พื้นผิวเดิมต้องขรุขระทำให้เกิดการขัดกัน

3.วัสดุเดิมมีรูลง

4.วัสดุซ่อมสามารถเชื่อมผ่านไปในรูลงของวัสดุเดิมได้

วิธีการเททับด้วยคอนกรีตนั้นเป็นวิธีการซ่อมแซมพื้นผิวถนนที่เสียหายที่ใช้อย่างแพร่หลาย โดยคอนกรีตที่นำมาใช้เริ่มมีการพัฒนาสมรรถนะอย่างต่อเนื่องเพื่อให้เหมาะสมกับความเสียหายที่เกิดขึ้น ซึ่งในงานวิจัยนี้มีจุดประสงค์ที่สำคัญคืออธิบายคุณสมบัติพื้นฐานของวัสดุซ่อมแซมและพฤติกรรมเมื่อนำไปใช้งาน เมื่อพื้นผิวถนนเกิดความเสียหายแบบหลุดร่อนซึ่งในช่วงเริ่มต้นที่คาดว่าจะนำไปสู่ความเสียหายที่รุนแรงกว่าต่อไปโดยวิธีการเททับแบบ Bonded overlay สำคัญอยู่ที่การยึดติดกันของผิวหน้าจึงจำเป็นต้องมีการเตรียมพื้นผิวสัมผัสก่อนการเททับที่เหมาะสมในงานวิจัยนี้ได้พัฒนาคุณสมบัติของวัสดุซ่อมแซมให้มีสมรรถนะสูงเพื่อรองรับการปฏิบัติงานซ่อมแซมดังต่อไปนี้

งานวิจัยที่เกี่ยวกับการทดสอบแผ่นพื้นถนนคอนกรีตโดยออกแบบโดยหลักการวิเคราะห์โครงสร้างพฤติกรรมของแผ่นพื้นและการเททับหน้าโดยตรงซึ่งในการทดลองได้ทำการให้น้ำหนักแบบคงที่และแบบวงรอบโดยแบ่งเป็นการซ่อมแซมในส่วนที่แผ่นพื้นที่มีพฤติกรรมรับแรงดึงและแรงอัดดังภาพที่2.20



ภาพที่ 2.20 แสดงซ่อมแซมในส่วนที่แผ่นพื้นที่มีพฤติกรรมรับแรงดึงและแรงอัด

(Martin และคณะ, 2005)

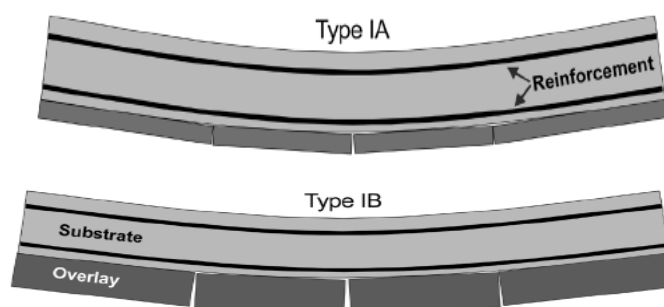
จากการทดลอง(Martin และคณะ, 2005)ได้ทำการวิเคราะห์การรับแรงร่วมกันหลังการเททับหน้าสามารถวิเคราะห์ได้ว่าการเททับในพื้นที่รับแรงอัดทำให้การรับน้ำหนักของโครงสร้างเพิ่มขึ้นเมื่อมีการแทนที่ส่วนที่เสียหายของโครงสร้างนั้นเมื่อวัสดุซ่อมแซมมีความหนาเพิ่มขึ้นเนื่องจากระยะระหว่างเหล็กถึงผิวคอนกรีตหลังการซ่อมแซมเพิ่มขึ้นดังตารางที่2.4 ซึ่งสังเกตได้ว่าโดยทั่วไปไม่มีการแยกออกกระหว่างผิวคอนกรีตเดิมกับวัสดุซ่อมแซมในพื้นที่ในส่วนที่โครงสร้างรับแรงอัด แต่เมื่อพิจารณาส่วนพื้นที่รับแรงดึง(Tension zone)ซึ่งในส่วนนี้เป็นส่วนที่ได้รับอิทธิพลที่ก่อให้เกิดการ

หลุดร่อนอย่างมากจากภาพที่ 2.21 เกิดการหลุดร่อนระหว่างผิวคอนกรีตเดิมกับวัสดุซ่อมแซม โดยในรูปแบบการซ่อม Type IA คือชั้นเททับหน้าหนา 40 มม และมีมากขึ้นเมื่อความหนาของวัสดุซ่อมเพิ่มขึ้นดังการซ่อม Type IB คือชั้นเททับหน้าหนา 85 มม

ตารางที่ 2.4 สรุปผลการทดลองที่ได้จากการเททับหน้าแผ่นพื้นตัวอย่าง (Martin และคณะ, 2005)

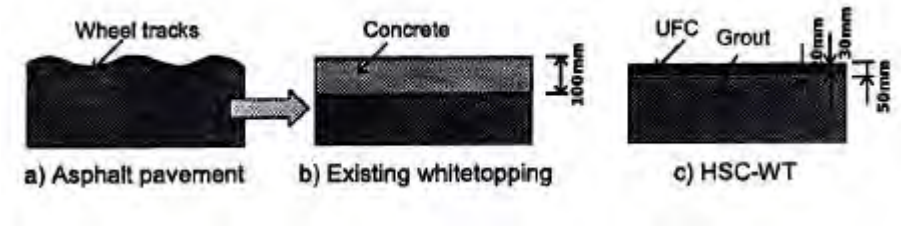
Slab panel	Overlay location	P_{ult} , kN	R_{Rup} , kN/mm	Interlayer delamination
Control	N/A	132	11	N/A
TIA-C-NC	Compression zone	158	12	None
TIA-C-NCL	Compression zone	194	15	None
TIA-T-NCF	Tension zone	132	11	Severe
TIB-T-HSCF	Tension zone	132	15	Moderate

หมายเหตุ C - วิเคราะห์วัสดุซ่อมด้านรับแรงอัด, T - วิเคราะห์วัสดุซ่อมด้านรับแรงดึง
NC - คอนกรีตธรรมดา, HSC - คอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใย, F - เส้นใย



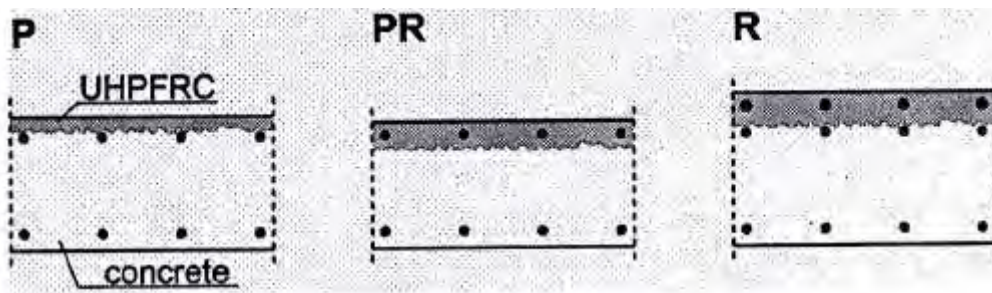
ภาพที่ 2.21 แสดงการซ่อมแซมในส่วนที่แผ่นพื้นที่มีพฤติกรรมรับแรงดึง

(Martin และคณะ, 2005)



ภาพที่ 2.22 แสดงการซ่อมแซมในส่วนที่แผ่นพื้นที่มีพฤติกรรมรับแรงดึง

(Granju และคณะ, 2005)



ภาพที่ 2.23 แสดงลักษณะการซ่อมแซมแผ่นพื้นคอนกรีตด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

(Granju และคณะ, 2005)

จากภาพที่ 2.22 เป็นลักษณะการเททับหน้าแผ่นพื้นคอนกรีตโดยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากกรณีที่มีข้อจำกัดในเรื่อง ความหนาของชั้นการเททับ การรับน้ำหนักบรรทุกทุกเป็นลักษณะแรงดัดรวมถึงการบ่มเมื่อโครงสร้างที่จะซ่อมแซมมีพื้นที่กว้างจากข้อจำกัดดังกล่าวจึงได้นำคอนกรีตสมรรถนะสูงมากมาใช้ในการซ่อมแซมซึ่งสามารถลดความหนาของชั้นวัสดุซ่อมลงครึ่งหนึ่ง นั้นหมายถึงลดภาระน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างเดิมเมื่อเทียบกับการเททับหน้าด้วยคอนกรีตธรรมดาทั่วไป และจากภาพที่ 2.23 แสดงลักษณะการซ่อมแซมแผ่นพื้นคอนกรีตด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากพบว่าเมื่อเททับหน้าแล้วแผ่นพื้นมีพฤติกรรมเป็นโครงสร้างเชิงประกอบซึ่งสามารถเพิ่มความแข็งแรงและการรับน้ำหนักบรรทุกทั้งนี้ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของวัสดุและพฤติกรรมการรับแรงร่วมกัน (Granju และคณะ, 2005)

บทที่ 3

วิธีการทดลอง

บทนี้จะกล่าวถึงการดำเนินงานวิจัยซึ่งประกอบด้วยหัวข้อหลักได้แก่ 3.1 การออกแบบส่วนผสมคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก 3.2 การทดสอบคุณสมบัติคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก 3.3 การทดสอบหลังการซ่อมแซมแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

3.1 การออกแบบส่วนผสมคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

กำหนดออกแบบส่วนผสมคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเพื่อศึกษาพฤติกรรมของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากโดยจำแนกเป็นหัวข้อคือ ขั้นตอนการทดลองกำหนดตัวแปรการออกแบบส่วนผสมคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก, อุปกรณ์การทดลอง และวิธีการผสม ดังต่อไปนี้

3.1.1 ขั้นตอนการทดลองกำหนดตัวแปรการออกแบบส่วนผสมคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

ขั้นตอนการออกแบบส่วนผสมคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก มีดังต่อไปนี้

1. ออกแบบส่วนผสมมอร์ตาร์ โดยใช้วิธีช่องว่างระหว่างมวลน้อยที่สุด (Minimum Void Ratio) จากหัวข้อ 2.2 โดยเริ่มกำหนดให้ซีเมนต์เฟสที่ 60 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักมวลรวม จากนั้นอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน สารลดน้ำพิเศษ และปริมาณซิลิกาฟูม เป็นตัวแปรอิสระส่วนผสมอื่นเป็นตัวแปรตาม เพื่อหาอัตราส่วนผสมที่จะทำให้มอร์ตาร์มีความสามารถในการยุบตัว และไหลได้ อยู่ในช่วงที่ถือได้ว่าเป็นคอนกรีตที่สามารถไหลได้ด้วยน้ำหนักของตัวเอง การรับกำลังรับแรงอัดไม่น้อยกว่า 100MPa โดยเริ่มจากพิจารณาเลือกทดลองปรับค่าซีเมนต์เฟสโดยให้อยู่ระหว่าง 50 ถึง 60 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนักของมวลรวม อัตราส่วนระหว่างน้ำต่อซีเมนต์ที่ 0.21 ซีเมนต์ปรับเปลี่ยนสารลดน้ำพิเศษโดยให้มีปริมาณตั้งแต่ 1.7 ถึง 2.1 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนักน้ำ และปรับเปลี่ยนปริมาณซิลิกาฟูม 6.0 ถึง 10.0 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนักปูนซีเมนต์แล้วทำการผสมเส้นใยเหล็กลงในตัวอย่างโดยเลือกเส้นใยเหล็กขนาดความยาวที่ 6 มิลลิเมตร และ 13 มิลลิเมตร กำหนดให้มีปริมาณที่ 0.5 และ 1.0 เปอร์เซ็นต์โดยปริมาตร สรุปได้ดังตารางที่ 3.1

2. การผสมมอร์ตาร์เป็นไปตามมาตรฐาน (ASTM C192/C, 2000) โดยใช้เครื่องผสม Pan Mixer จากนั้นใส่ส่วนผสมตามลำดับ ดังนี้

- ทราาย ซิลิกาฟูม ปูนซีเมนต์ ใช้เวลาผสม 60 วินาที
- สารลดน้ำพิเศษ และน้ำ ใช้เวลาผสม 300 วินาที

- เส้นใยเหล็ก ใช้เวลาผสม 120 วินาที

ตารางที่ 3.1 แสดงตัวแปรที่ใช้ในการออกแบบส่วนผสมคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

ตัวอย่าง	ซีเมนต์เพสต์ %โดยน้ำหนัก	ซิลิกาฟูม %โดยน้ำหนัก	สารลดน้ำพิเศษ %โดยน้ำหนัก	เส้นใยเหล็ก %โดยปริมาตร
A	60	7.2	2.0	0
B	50	7.2	2.0	0
C	53	7.2	2.0	0
D	55	7.2	2.0	0
E	55	7.2	2.1	0
F	55	7.2	1.9	0
G	55	7.2	1.8	0
H	55	7.2	1.7	0
I	55	10.0	2.0	0
J	55	9.0	2.0	0
K	55	8.0	2.0	0
L	55	6.0	2.0	0
M	55	7.2	2.0	0.5(6 มม)
N	55	7.2	2.0	1.0(6 มม)
O	55	7.2	2.0	0.5(13 มม)
P	55	7.2	2.0	1.0(13 มม)

3.1.2 อุปกรณ์การทดลอง

วัสดุส่วนผสมสำหรับการออกแบบคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก มีดังต่อไปนี้

1. ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม มอก.80-2517
2. ทราเยมน้ำผ่านตะแกรงเบอร์ 4 (ตารางที่ ผ.1) ทดสอบการวิเคราะห์ขนาดทราเยตามมาตรฐาน (ASTMC136-95a,2000) โดยสัดส่วนขนาดคละและค่าโมดูลัสความละเอียด

ของทรายที่ใช้ควรเป็นไปตามมาตรฐาน (ASTM C 33-93, 2000) ทดสอบความถ่วงจำเพาะกับความดูดซึ่มของทรายตามมาตรฐาน (ASTM C 128-93, 2000)

3. น้ำประปาสะอาด
4. ซิลิกาฟุ้ง Silica fume ดังภาพที่ 3.1 (ใช้ตามคำแนะนำของบริษัท ELKEM ประเทศไทย จำกัด)



ภาพที่3.1 ซิลิกาฟุ้ง (Silica fume)

5. สารลดน้ำพิเศษ Type F GLENIUM ACE32 ดังภาพที่ 3.2



ภาพที่3.2 สารลดน้ำพิเศษ (Superplasticizer)

6. เส้นใยเหล็กชนิดตรง(DRAMIX Fibres) ดังภาพที่ 3.3 คุณสมบัติดังตารางที่ 3.2



ภาพที่3.3 เส้นใยเหล็กชนิดตรง

ตารางที่3.2 คุณสมบัติเส้นใยเหล็ก

รูปร่าง	ยาว (มม)	Aspect Ratio	กำลังรับแรงดึง (MPa)
ตรง	6	37.50	>2000
ตรง	13	81.25	>2000

3.2 การทดสอบคุณสมบัติคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

การทดสอบคุณสมบัติคอนกรีตสมรรถนะสูงมากนั้น มีวัตถุประสงค์เพื่อทราบคุณสมบัติของคอนกรีตจากหัวข้อ 3.1 ที่จัดได้ว่าเป็นคอนกรีตสมรรถนะสูงมากและเพื่อใช้ซ่อมแซมแผ่นพื้นคอนกรีตโดยหัวข้อดังกล่าวคือ อุปกรณ์การทดลอง, ขั้นตอนการทดลอง และวิธีการทดลอง

3.2.1 อุปกรณ์การทดลอง

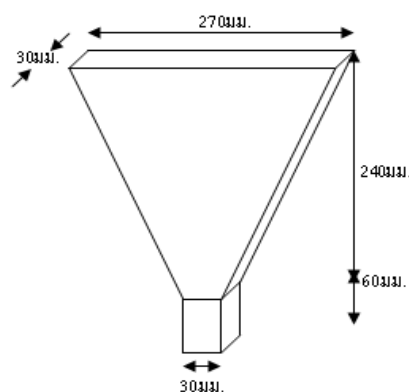
อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลองคุณสมบัติคอนกรีตสมรรถนะสูงมากมีดังต่อไปนี้

1. อุปกรณ์ช่องเปิดรูปตัววี (V-funnel) ดังภาพที่3.4
2. นาฬิกาจับเวลาเป็นวินาที
3. Flow cone ดังภาพที่ 3.5
4. ไม้บรรทัดวัดหน่วยเซนติเมตร

5. แบบหล่อทรงกระบอกทดสอบกำลังอัดเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 ซม. สูง 30 ซม.
6. แบบหล่อคานทดสอบกำลังรับแรงดัดกว้าง 15 ซม. ยาว 50 ซม. สูง 15 ซม.
7. เครื่องทดสอบกำลังอัด
8. เครื่องทดสอบกำลังดัด
9. อุปกรณ์บันทึกข้อมูลอิเล็กทรอนิกส์
10. อุปกรณ์อ่านน้ำหนักอิเล็กทรอนิกส์
11. อุปกรณ์วัดค่าการเปลี่ยนตำแหน่งอิเล็กทรอนิกส์
12. เครื่องคอมพิวเตอร์

3.2.2 ขั้นตอนการทดลอง

1. การทดลองเวลาการไหลภายใต้แรงโน้มถ่วงของโลกดังต่อไปนี้
 - 1.1 หลังจากการออกแบบส่วนผสมเมื่อผสมวัสดุส่วนผสมตามเวลาที่กำหนดเทคอนกรีตสมรรถนะสูงมากทันทีให้เต็มอุปกรณ์ช่องเปิดรูปตัววี (V-funnel) แสดงดังภาพที่ 3.4

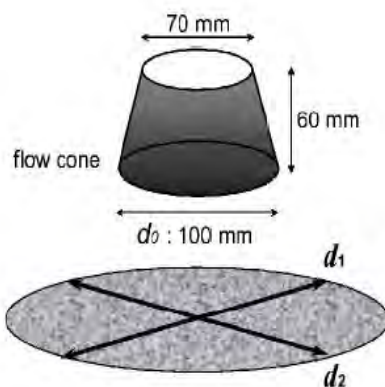


ภาพที่ 3.4 อุปกรณ์ช่องเปิดรูปตัววี (V-funnel) (Takada และคณะ, 1997)

- 1.2 เปิดฝาทางด้านล่างพร้อมกับเริ่มจับเวลาจนกระทั่งมอร์ต้าร์ไหลออกจนเห็นแสงสว่างผ่านทางด้านล่างจึงบันทึกค่าเป็นเวลาที่ใช้ไหลได้
- 1.3 คำนวณค่า Γ_m ตามสมการที่ 2.1

2. การทดลองการวัดระยะทางไหลได้อิสระในแนวราบ

2.1 ตามมาตรฐาน (ASTM C 143-90a, 2000) เทคอนกรีตสมรรถนะสูงมากที่ได้จากการออกแบบส่วนผสมให้เต็มกรวยทดสอบการไหล (flow cone) แสดงดังภาพที่ 3.5



ภาพที่ 3.5 กรวยทดสอบการไหล (flow cone) (Takada และคณะ, 1997)

2.2 ยกกรวยขึ้นในแนวตั้งอย่างช้าๆ ให้มอร์ตาร์ไหลอย่างอิสระ รอจนกระทั่งมอร์ตาร์หยุดนิ่งจากนั้นนำไม้บรรทัดหน่วยเซนติเมตรวัดในทิศทาง d_1 และ d_2 นำค่าที่ได้ทั้งสองเฉลี่ยจะได้ค่าระยะทางของการไหล

2.3 คำนวณค่า R_m ตามสมการที่ 2.2

3. การทดสอบกำลังรับแรงอัด

3.1 เมื่อป้อนคอนกรีตสมรรถนะสูงมากทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 เซนติเมตร สูง 30 เซนติเมตร ไว้ในน้ำเป็นเวลา 7 วัน ถึงกำหนดทดสอบกำลังรับแรงอัดกด (ASTM C 39-94, 2010) ด้วยอัตรา 0.14-0.34 เมกกะปาสกาลต่อวินาที วางตัวอย่างทดสอบที่กึ่งกลางเครื่องมือทดสอบ กดจนกระทั่งก้อนตัวอย่างคอนกรีตแตกบันทึกแรงกดสูงสุด มุมที่แตก และลักษณะอื่นๆที่อาจเป็นสาเหตุให้เกิดการเสียหายได้ อาทิเช่น โพรงอากาศคำนวณค่ากำลังอัดทดสอบโดยนำค่าแรงกดสูงสุดหารด้วยพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างทดสอบ

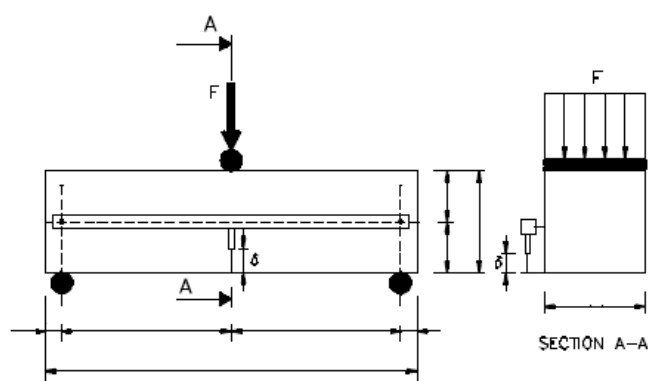
4. การทดสอบกำลังรับแรงดึงแยก

4.1 ทดสอบกำลังดึงแยกของตัวอย่างรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 เซนติเมตร สูง 30 เซนติเมตร ที่อายุ 7 วัน ตามมาตรฐาน (ASTM C 496-96, 2010) วางตัวอย่างทดสอบให้ได้ศูนย์กลางเครื่องมือทดสอบกดจนกระทั่งตัวอย่างทรงกระบอกแตกออกจากกันบันทึกค่าแรงกดสูงสุดค่ากำลังดึงแยกคำนวณได้จากสมการที่ 2.13

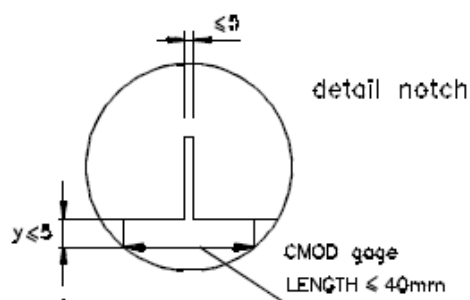
5. การทดสอบกำลังรับแรงดัด

5.1 เตรียมตัวอย่างทดสอบรูปคานขนาด กว้าง 10 เซนติเมตร สูง 10 เซนติเมตร ยาว 50 เซนติเมตร ที่อายุ 7 วัน ทดสอบโดยการรับแรงดัดแบบสามจุด ตามมาตรฐาน (ASTM C78, 2000) จัดรูปแบบการทดสอบดังภาพที่ 3.6 และทำรอยบาก(Notch)ที่กึ่งกลางขนาด 2.5 เซนติเมตร ตามรายละเอียดดังภาพที่ 3.7

5.2 ใช้วิธีการวิเคราะห์แบบย้อนกลับของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กดังแสดงในภาพที่ 2.11 ในบทที่ 2 เป็นกระบวนการคำนวณแบบจำลองอย่างง่ายเพื่ออธิบายพฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กในสภาพการรับแรงดัดหลังจากการแตกร้าวของคอนกรีต โดยจากการวิเคราะห์จะทำให้ทราบค่าของระยะรอยร้าวแยก ณ จุดบากที่ใกล้เคียงกับค่าความจริงมากที่สุดซึ่งภาพที่ 3.8 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบค่ากำลังรับแรงดัดของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก



ภาพที่ 3.6 การทดสอบกำลังรับแรงดัด



ภาพที่ 3.7 รายละเอียดรอยบากกึ่งกลางคาน



ภาพที่ 3.8 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบค่ากำลังรับแรงดัด
ของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

6. การทดสอบโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนโพซงของของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

6.1 การทดสอบหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนโพซงของของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก นั้นทำได้โดยใช้วิธีทางอิเล็กทรอนิกส์มาช่วยกล่าวคือติดตั้งอุปกรณ์วัดการเปลี่ยนตำแหน่ง (Strain Gage) จำนวนสองตัวไว้ในแนวตั้งและแนวนอนในตำแหน่งกึ่งกลางก่อนคอนกรีตโดยขัดและทำความสะอาดที่ผิวดังภาพที่ 3.9 ต่อปลายสายอีกด้านเข้ากับอุปกรณ์บันทึกข้อมูล อิเล็กทรอนิกส์และคอมพิวเตอร์บันทึกข้อมูลค่าระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะยืดหดของคอนกรีต ตัวอย่างนำข้อมูลที่บันทึกได้คำนวณหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนโพซงได้จากสมการที่ 2.19 และ 2.20 ตามลำดับ



ภาพที่3.9 การทดสอบหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนโพซงของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

3.3 การทดสอบหลังการซ่อมแซมแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

การทดสอบพฤติกรรมแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหลังการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากภายใต้แรงกระทำเป็นแรงคดที่ซึ่งเป็นการทดลองคานแบบ 3 จุดดัด (Three points bending test) โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรง การหลุดล่อน และแตกร้าวที่เกิดขึ้นบนพื้นเดิมกับวัสดุซ่อมแซมโดยวิธีเททับหน้าลงไปโดยตรงที่หน้าผิวแผ่นพื้นเดิม โดยมีหัวข้อคือ อุปกรณ์การทดลอง, ขั้นตอนการทดลอง และแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อทำการซ่อมแซมโดยวิธีเททับหน้าดังต่อไปนี้

3.3.1 อุปกรณ์การทดลอง

อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลองพฤติกรรมแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหลังการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากมีดังต่อไปนี้

1. อุปกรณ์บันทึกข้อมูลอิเล็กทรอนิกส์
2. อุปกรณ์อ่านน้ำหนักอิเล็กทรอนิกส์
3. อุปกรณ์วัดการเปลี่ยนตำแหน่งอิเล็กทรอนิกส์
4. เครื่องคอมพิวเตอร์
5. เครื่องทดสอบกำลังดัด
6. แบบหล่อแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก กว้าง 40 ซม ยาว 100 ซม สูง 8 ซม
7. เหล็กข้ออ้อยพื้นที่หน้าตัด 1.2 ซม จุดครากไม่น้อยกว่า 3000 กก/ซม.²

3.3.2 ขั้นตอนการทดลอง

1. ออกแบบแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กให้มีความแข็งแรงโดยใช้หลักการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งได้แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความกว้าง 40 ซม ยาว 100 ซม สูง 8 ซม
2. นำคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็กที่เป็นตัวแทนวัสดุซ่อมเททับลงที่ผิวแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กโดยเปลี่ยนแปลงความหนาวัสดุซ่อม ความยาวเส้นใยเหล็ก และปริมาณเส้นใยเหล็กสรุปดังตารางที่3.3

ตารางที่3.3 แสดงการเปลี่ยนแปลงความหนาวัสดุซ่อม ปริมาณเส้นใยเหล็ก และความยาวเส้นใยเหล็ก

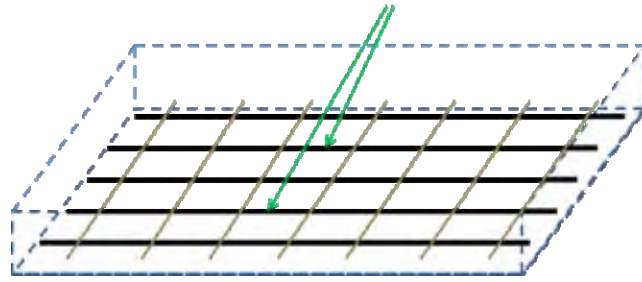
ตัวอย่าง	ความหนาวัสดุซ่อม (ซม)	ปริมาณเส้นใยเหล็ก (%โดยปริมาตร)	ความยาวเส้นใยเหล็ก (ซม)
1	0.5	0.5	1.3
2	0.5	1.0	1.3
3	0.75	1.0	1.3
4	1.00	1.0	1.3
5*	0.75	0.5	1.3
6*	0.75	1.0	1.3
7*	0.75	1.0	0.6

หมายเหตุ * แสดงถึงการทาน้ำยาประสานคอนกรีตก่อนการซ่อมแซมโดยวิธีเททับหน้า

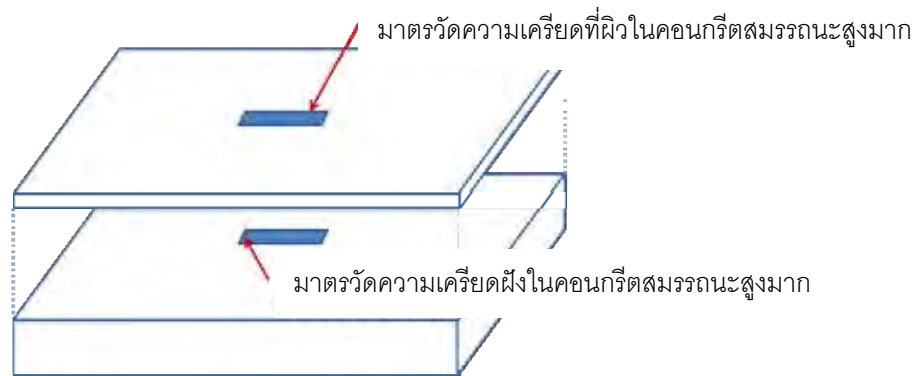
3. ติดอุปกรณ์วัดการเปลี่ยนตำแหน่งอิเล็กทรอนิกส์ ณ ตำแหน่งกึ่งกลางเหล็กเส้นตามแนวยาว และแผ่นพื้นตัวอย่างดังภาพที่3.10และ3.11

4. เริ่มการดัดแบบ 3 จุดดัด (Three point bending test) ดังภาพที่3.12 โดยพลิกกลับนำด้านที่ทำการเททับไว้ด้านล่างจากนั้นให้น้ำหนักกดลงด้วยแรงแบบวนรอบคือเริ่มต้นให้น้ำหนักบรรทุกหนึ่งตันและปล่อยกลับมาที่ศูนย์ตันจากนั้นทำเป็นรอบโดยเพิ่มรอบละหนึ่งตันจนแผ่นพื้นวิบัติ บันทึกผลการทดลอง วิเคราะห์การเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบตามหลักการกระจายของหน่วยการยืดหดและโดยอาศัยกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนตัวแนวตั้ง

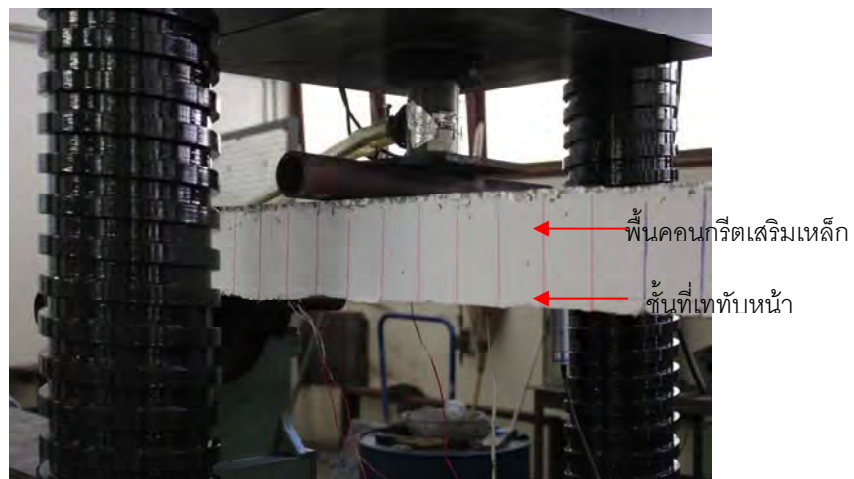
มาตรวัดความเครียดที่เหล็กเสริมในพื้นที่คองกรีตเดิม



ภาพที่ 3.10 ตำแหน่งของเหล็กเสริมและตำแหน่งมาตรวัดความเครียดที่เหล็กเสริม



ภาพที่ 3.11 ตำแหน่งของมาตรวัดความเครียดที่คองกรีตเดิมและที่คองกรีตที่เททับ



ภาพที่ 3.12 แสดงแผ่นพื้นคองกรีตตัวอย่างหลังการเททับหน้าก่อนดำเนินการทดสอบการรับแรงดัด

บทที่ 4

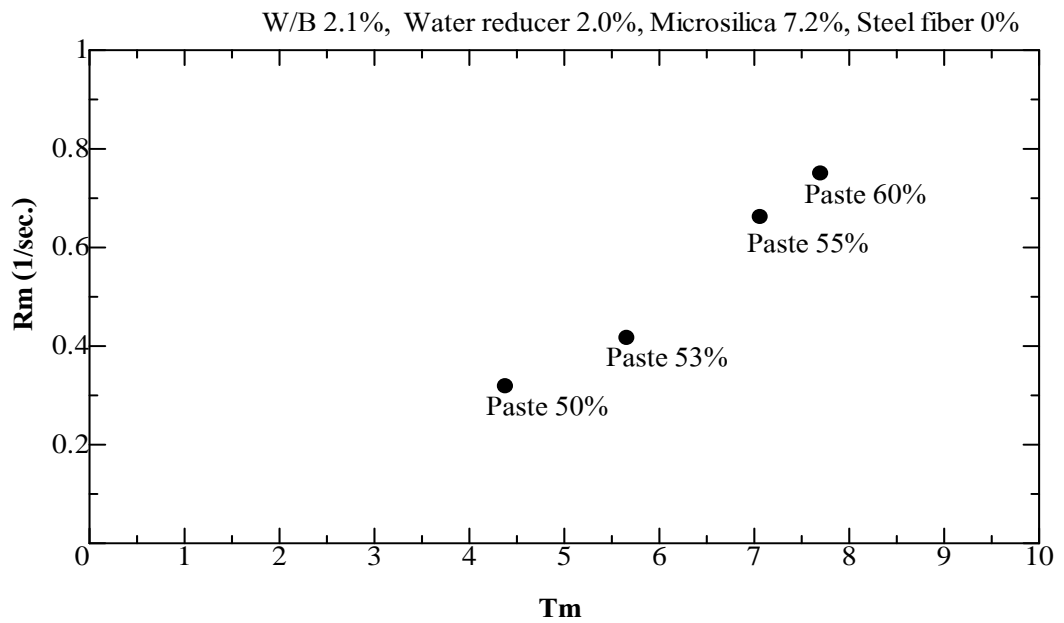
ผลการทดลองและบทวิเคราะห์

บทนี้แสดงผลการทดลองและการวิเคราะห์ผลการทดลองโดยค่าความสัมพันธ์ระหว่างเวลาไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีกับระยะทางที่ไหลผ่านของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก, กำลังรับแรงอัดกับปริมาณส่วนผสมคอนกรีตที่เปลี่ยนแปลงไป กำลังรับแรงดึงแยกกับปริมาณส่วนผสมคอนกรีตที่เปลี่ยนแปลงไป ค่าความเค้นกับความเครียดเมื่อปริมาณเส้นใยเหล็กเปลี่ยนไปนำไปสู่ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและค่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนตัวในการทดสอบคานเพื่อทราบค่ากำลังรับแรงดึงเทียบเท่าและการทดสอบแผ่นพื้นคอนกรีตหลังการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

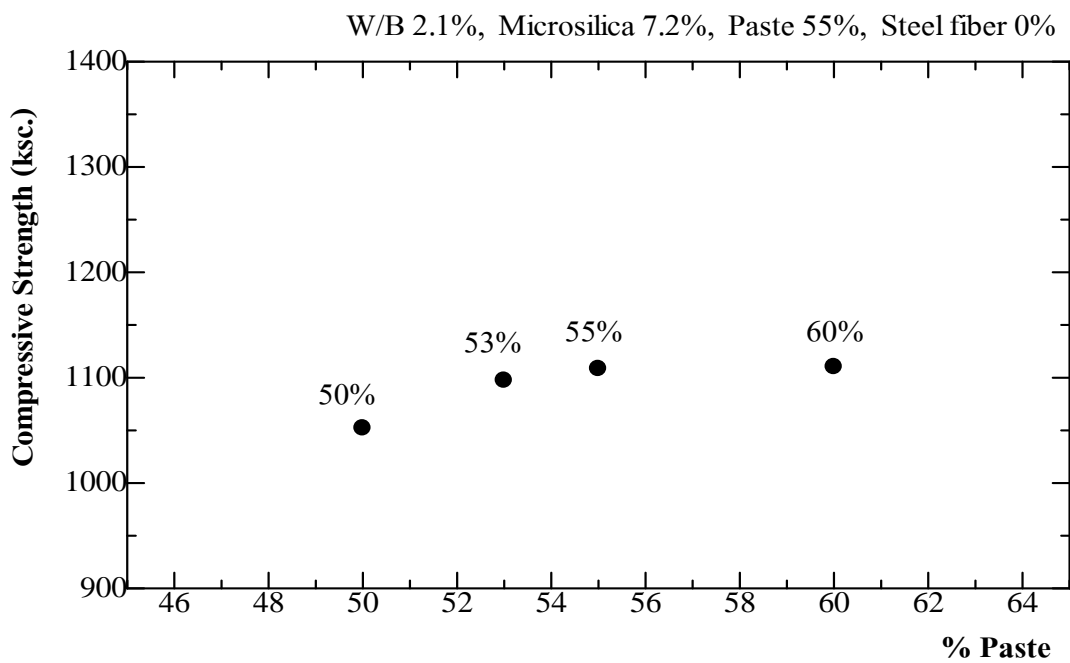
4.1 ผลการทดลองหาอัตราส่วนผสมที่เหมาะสมของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

การหาอัตราส่วนผสมที่เหมาะสมคือสามารถจัดได้ว่าเป็นคอนกรีตสมรรถนะสูงมากโดยแสดงในรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างเวลาไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีกับระยะทางที่ไหลผ่านได้โดยอิสระและค่ากำลังรับแรงอัด

1. ผลของการทดสอบหาความสัมพันธ์ระหว่างการไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีกับระยะทางที่ไหลผ่านเมื่อเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนผสมของซีเมนต์เพสต์ระหว่าง 50% ถึง 60% โดยเลือกใช้สารลดน้ำพิเศษ 0.20 โดยปริมาตร ปริมาณซิลิกาฟูม 7.2% คงอัตราส่วนของ W/B ไว้ที่ 2.1% และไม่ผสมเส้นใยเหล็ก ดังภาพที่ 4.1 แสดงการเปลี่ยนแปลงของความสัมพันธ์ระหว่างเวลาในการไหลผ่านอุปกรณ์รูปตัววีกับระยะการไหลเมื่อเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนซีเมนต์เพสต์โดยไม่เสริมเส้นใยการทดลองพบว่าเวลาที่ใช้ในการไหลผ่านอุปกรณ์รูปตัววีลดลงและระยะการไหลเพิ่มขึ้น เมื่ออัตราส่วนของซีเมนต์เพสต์เพิ่มขึ้น สรุปได้ว่าซีเมนต์เพสต์ในอัตราส่วนน้อยทำให้ระยะในการไหลลดลงภาพที่ 4.2 แสดงค่ากำลังอัดเมื่อเปลี่ยนแปลงสัดส่วนซีเมนต์เพสต์โดยไม่มีการผสมเส้นใยผลที่ได้คือค่ากำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้นเมื่ออัตราส่วนโดยปริมาตรซีเมนต์เพสต์เพิ่มขึ้นซึ่งได้สูงกว่า 100MPa อย่างไรก็ตามเมื่อเพิ่มสัดส่วนซีเมนต์เพสต์ค่ากำลังอัดเพิ่มขึ้นเล็กน้อยจากอัตราส่วนโดยปริมาตรซีเมนต์เพสต์ที่ 55 เปอร์เซ็นต์ซึ่งค่าที่เหมาะสมนั้นพิจารณาค่าการไหลได้

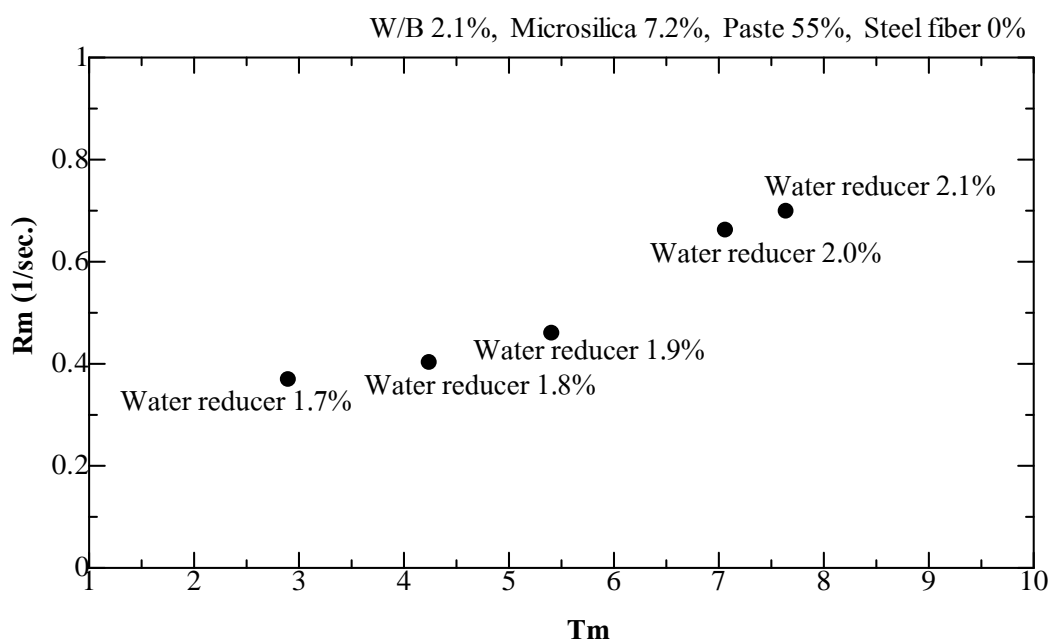


ภาพที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง R_m กับ T_m เมื่อเปลี่ยนแปลงปริมาณซีเมนต์เฟสต์

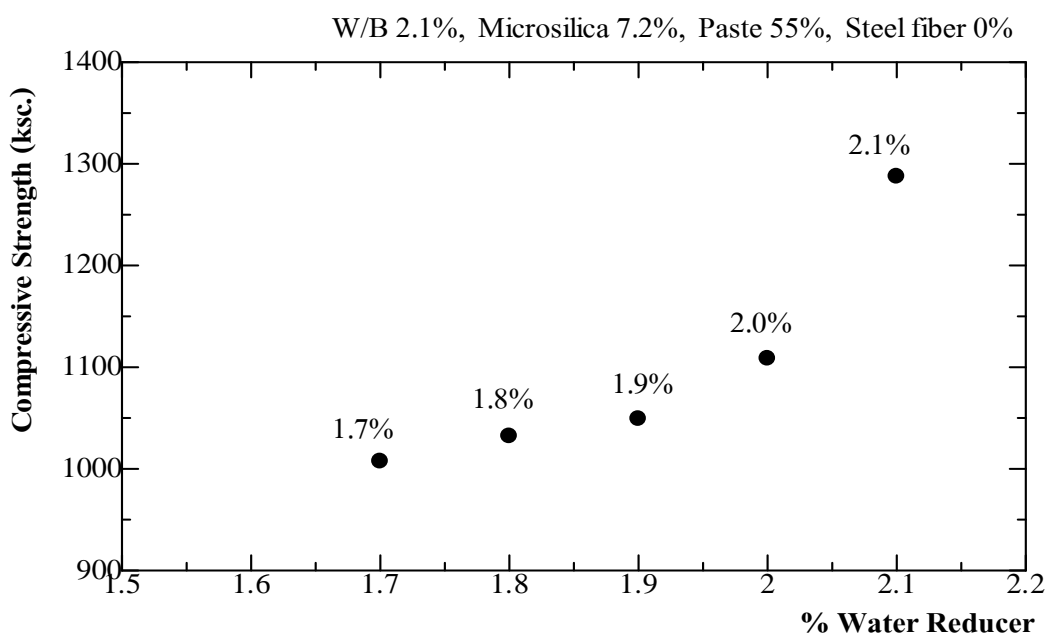


ภาพที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับปริมาณซีเมนต์เฟสต์

2. ผลของการทดสอบหาความสัมพันธ์ระหว่างการไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีกับระยะทางที่ไหลผ่านเมื่อเปลี่ยนแปลงปริมาณสารลดน้ำพิเศษระหว่าง 0.17 ถึง 0.21 โดยปริมาตรคงอัตราส่วนของ W/B ไว้ที่ 2.1%, อัตราส่วนผสมของซิลิกาฟุ่มไว้ที่ 7.2%, ซีเมนต์เพสต์ไว้ที่ 55% และไม่ผสมเส้นใยเหล็ก ดังภาพที่ 4.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างเปอร์เซ็นต์โดยปริมาตรของสารลดน้ำพิเศษกับเวลาในการไหลผ่าน V-funnel และระยะที่ไหลได้เมื่อเปลี่ยนแปลงปริมาณสารลดน้ำพิเศษโดยไม่มีการเสริมเส้นใยซึ่งพบว่าในการผสมสารลดน้ำชนิดพิเศษนี้เป็นเปอร์เซ็นต์โดยปริมาตรเพิ่มขึ้นทำให้เวลาในการไหลผ่าน V-funnel น้อยลง แสดงให้เห็นว่าปริมาณสารลดน้ำเพิ่มขึ้นทำให้ไหลได้ระยะเพิ่มขึ้นอย่างไรก็ตามถ้าใช้ในปริมาณที่มากเกินไปทำให้เกิดการแยกตัว และภาพที่ 4.4 แสดงค่ากำลังอัดโดยที่ปริมาณของสารลดน้ำพิเศษที่เปลี่ยนแปลงโดยไม่มีการผสมเส้นใยผลการทดสอบพบว่าค่ากำลังอัดเพิ่มขึ้นเมื่อผสมปริมาณสารลดน้ำพิเศษเพิ่มขึ้นซึ่งค่ากำลังอัดต้องไม่ต่ำกว่า 100 MPa

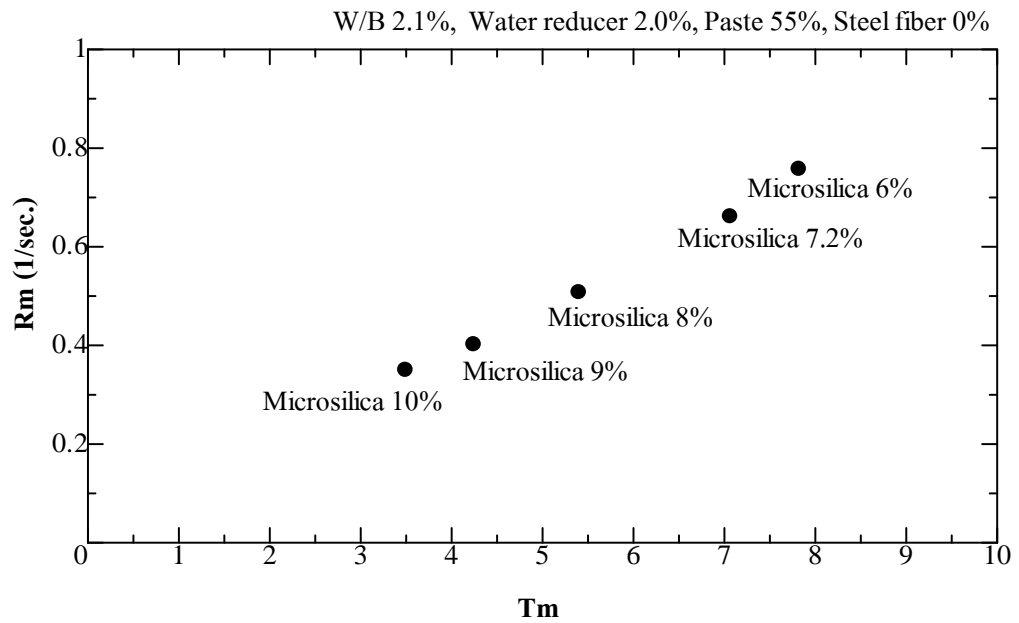


ภาพที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง R_m กับ T_m เมื่อเปลี่ยนแปลงปริมาณสารลดน้ำพิเศษ

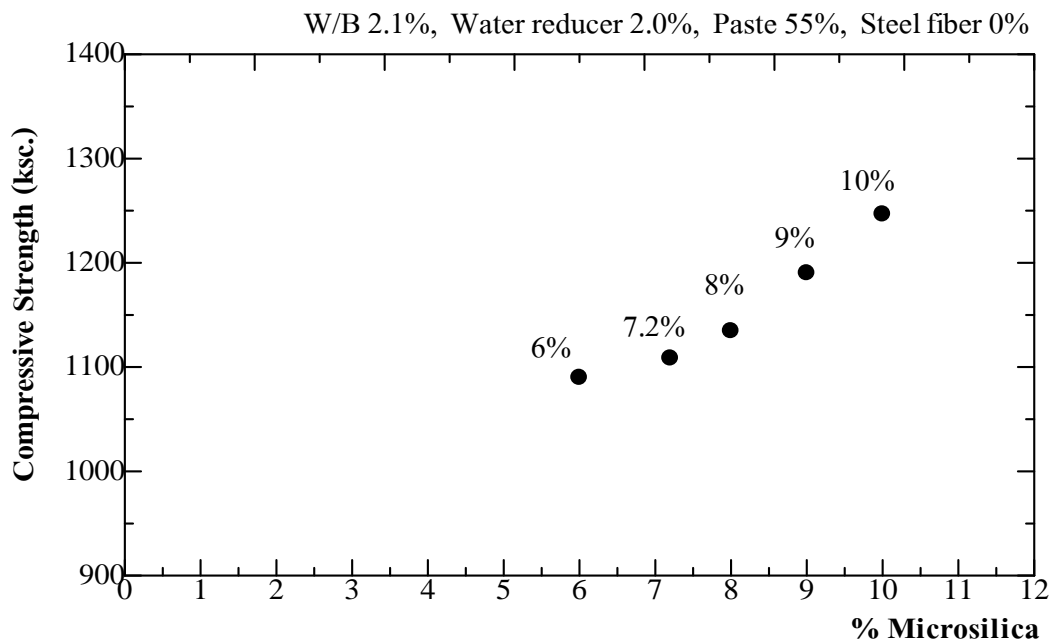


ภาพที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับปริมาณสารลดน้ำพิเศษ

3. ผลของการทดสอบหาความสัมพันธ์ระหว่างการไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีกับระยะทางที่ไหลแผ่เมื่อเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนผสมของซิลิกาฟุ่มระหว่าง 6% ถึง 10% โดยเลือกใช้สารลดน้ำพิเศษ 0.20 โดยปริมาตร คงอัตราส่วนของ W/B ไว้ที่ 2.1%, ซีเมนต์พิเศษไว้ที่ 55% และไม่ผสมเส้นใยเหล็กดังภาพที่ 4.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุปกรณ์รูปตัววีกับระยะการไหลเมื่อเปลี่ยนแปลงปริมาณซิลิกาฟุ่มโดยไม่มีเส้นใยซึ่งพบว่าเวลาที่ไหลผ่านอุปกรณ์รูปตัววีเพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณซิลิกาฟุ่มเพิ่มขึ้นแต่ระยะในการไหลลดลงสรุปได้ว่าปริมาณซิลิกาฟุ่มเพิ่มขึ้นทำให้ความสามารถในการไหลลดลงและภาพที่ 4.6 แสดงการเปลี่ยนแปลงค่ากำลังอัดเมื่อปริมาณของซิลิกาฟุ่มเปลี่ยนแปลงโดยไม่ผสมเส้นใยเหล็กพบว่าค่ากำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มปริมาณซิลิกาฟุ่ม

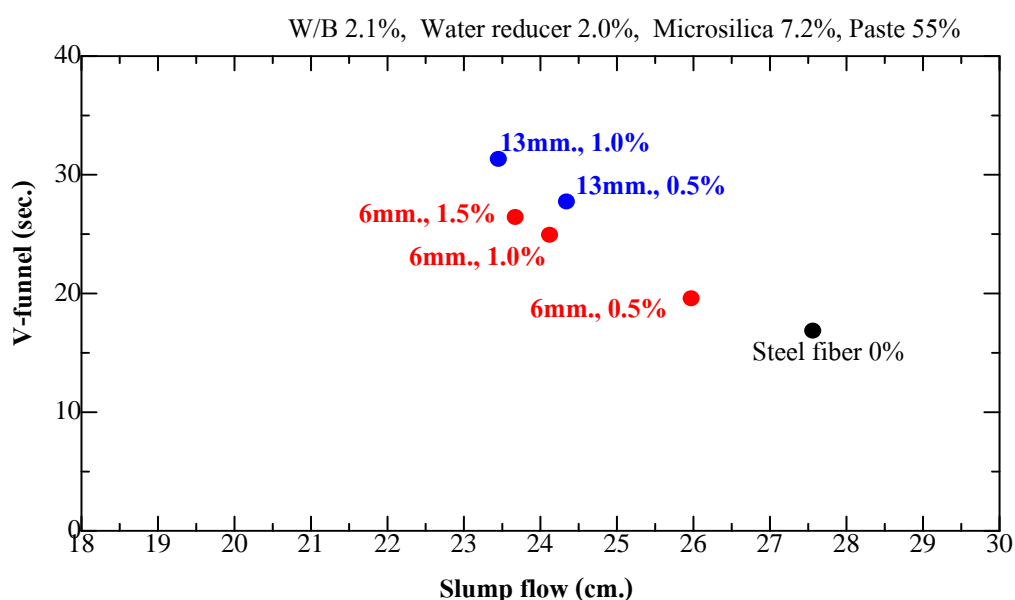


ภาพที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง Rm กับ Γ_m (ล่าง) เมื่อเปลี่ยนแปลงปริมาณซิลิกาฟุ่ม

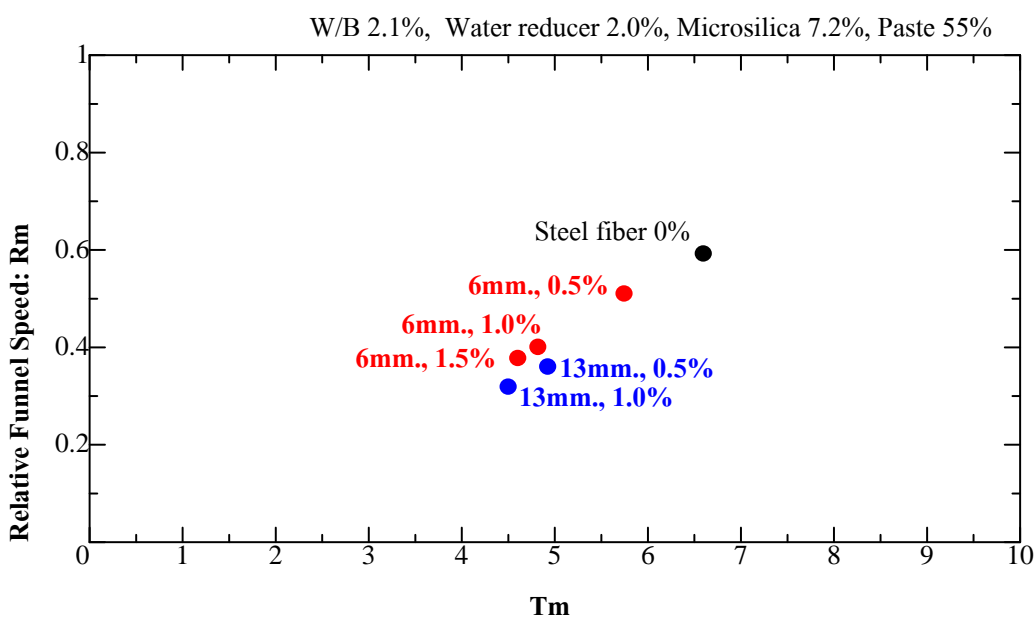


ภาพที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับปริมาณซิลิกาฟุ่ม

4. ผลการทดลองค่าความสัมพันธ์ระหว่างเวลาไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีกับระยะทางที่ไหลได้โดยอิสระของคอนกรีตผสมรณณะสูงโดยปรับเปลี่ยนปริมาณเส้นใย 0.5, 1.0 และ 1.5 เปอร์เซ็นต์ และความยาวของเส้นใย 6 และ 13 มม โดยกำหนดปริมาณไมโครซิลิกาที่ 7.2% ซีเมนต์เพสต์ 55%และอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุผง 2.0% จากภาพที่4.7 และภาพที่4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีกับระยะทางที่ไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีกับระยะทางที่ไหลผ่าน โดยความสัมพันธ์ R_m กับ Γ_m ซึ่งหาได้จากสมการที่2.1และ2.2 เมื่อปรับเปลี่ยนปริมาณและความยาวเส้นใย ซึ่งพบว่าเมื่อปริมาณเส้นใยเหล็กเพิ่มขึ้นและความยาวเพิ่มขึ้นทำให้เวลาในการไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีเพิ่มขึ้น และ ความสัมพันธ์ระหว่าง Γ_m กับ R_m เป็นผลให้ทราบความหนืดซึ่งสอดคล้องกับการไหลข้างต้น ในการทดลองได้ใช้เส้นใยเหล็กปริมาณ 0.5 และ1.0เปอร์เซ็นต์โดยปริมาตร พบว่าเวลาในการไหลผ่านอุปกรณ์รูปตัววีเพิ่มขึ้นเมื่อผสมเส้นใยและเส้นใยที่ยาว 13 มม มีผลต่อระยะเวลามากกว่าเส้นใยยาว 6 มม ในขณะที่เพิ่มปริมาณและความยาวของเส้นใยนั้นทำให้ระยะในการไหลลดลง อย่างไรก็ตามผลกระทบจากความยาวของเส้นใยที่มีต่อระยะเวลาการไหลต่างกันเล็กน้อย นั้นแสดงให้เห็นว่าเส้นใยที่ความยาวเพิ่มขึ้นเป็นตัวขัดขวางการไหลได้ในคอนกรีตผสมรณณะสูงมากเสริมเส้นใย

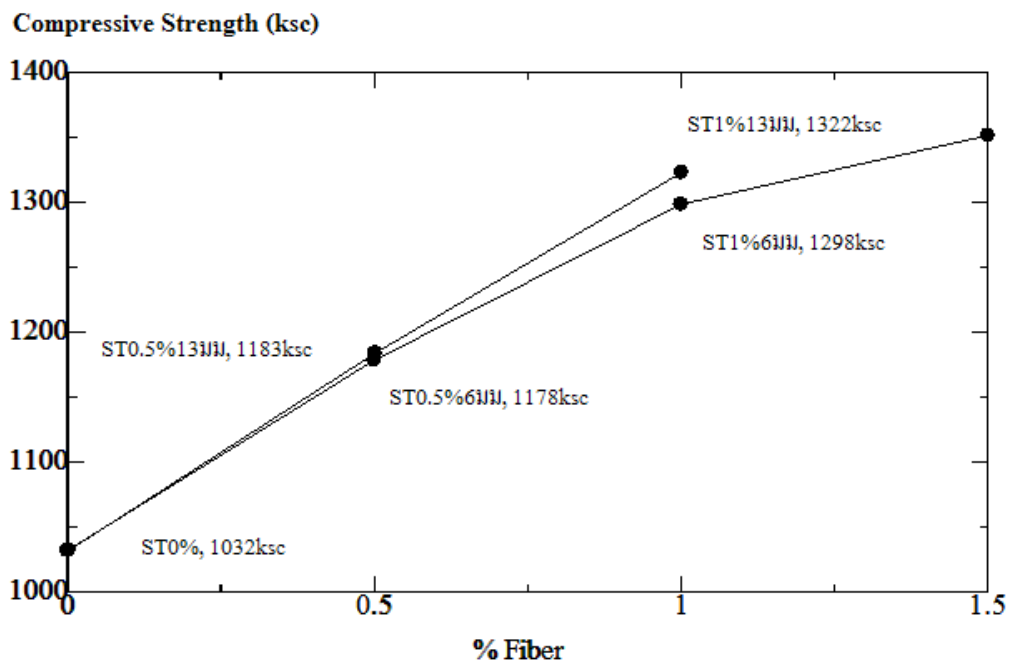


ภาพที่4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีกับระยะทางที่ไหลผ่าน เมื่อปรับเปลี่ยนปริมาณและความยาวเส้นใย



ภาพที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีกับระยะทางที่ไหลผ่านโดยความสัมพันธ์ Rm กับ Γ_m เมื่อปรับเปลี่ยนปริมาณและความยาวเส้นใย

ผลการทดลองค่ากำลังรับแรงอัดกับปริมาณส่วนผสมคอนกรีตที่เปลี่ยนแปลงไปซึ่งค่ากำลังรับแรงอัดกับปริมาณส่วนผสมคอนกรีตหลังจากได้ส่วนผสมที่เหมาะสมจากผลการทดลองความสัมพันธ์ระหว่างเวลาไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีกับระยะทางที่ไหลได้โดยการเพิ่มปริมาณและความยาวเส้นใยเหล็กได้แก่ 0.5 และ 1.0% โดยปริมาตร และ 6 และ 13 มม ภาพที่ 4.9 แสดงการเปลี่ยนแปลงค่ากำลังอัดเมื่อปริมาณเส้นใยเหล็กเท่ากับ 0.5 และ 1.0 เปอร์เซ็นต์ค่ากำลังรับแรงอัดที่ได้ พบว่าปริมาณของเส้นใยเหล็กเพิ่มขึ้น 0.5 และ 1.0 เปอร์เซ็นต์โดยปริมาตรและกำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้นตามลำดับทั้งความยาว 6 มม และ 13 มม นอกจากนี้ทั้งปริมาณและความยาวของเส้นใยเหล็กมีผลทำให้การรับกำลังอัดต่างกันคือเมื่อผสมเส้นใยเหล็กความยาว 6 มม กำลังอัดที่ได้สูงกว่าการผสมเส้นใยเหล็กขนาด 13 มม โดยความยาวคงที่ (13 มม) ซึ่งค่ากำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับคอนกรีตสมรรถนะสูงในกรณีที่ไม่ได้ผสมเส้นใยกับผสมเส้นใย แสดงว่าการผสมเส้นใยเหล็กนั้นส่งผลต่อการเพิ่มกำลังรับแรงอัด



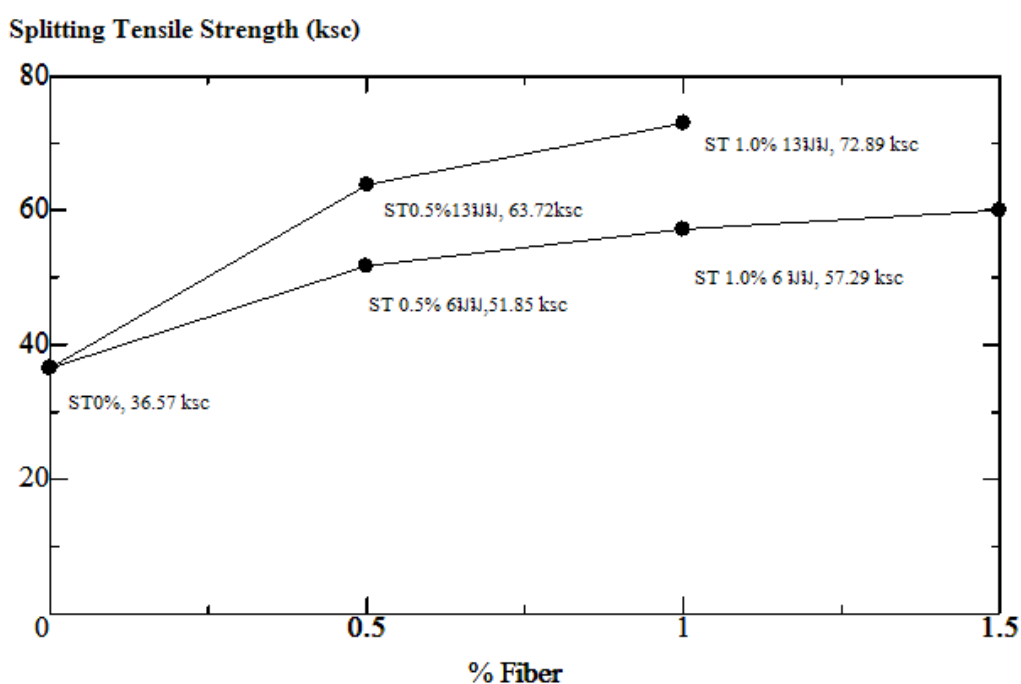
ภาพที่ 4.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดที่ 7 วัน กับ ปริมาณและความยาวเส้นใยที่เปลี่ยนไป

จากการทดลองหาอัตราส่วนผสมที่เหมาะสมเพื่อให้จัดได้ว่าเป็นคอนกรีตสมรรถนะสูงมากนั้นพบว่าอัตราส่วนผสมที่ดีที่สุดในการทดสอบ คือ อัตราส่วนน้ำต่อน้ำซีเมนต์ที่ 0.21, ซีลีกาฟุ่มที่ 7.2%โดยน้ำหนัก, สารลดน้ำพิเศษ 0.20% และซีเมนต์พิเศษที่ 55% ซึ่งหลังจากได้ส่วนผสมดังกล่าวนี้แล้วจึงทำการผสมเส้นใยเหล็กและตรวจสอบคุณสมบัติการไหลผ่านช่องเปิดรูปตัววีกับระยะทางที่ไหลแผ่อีกครั้ง และทำการทดสอบคุณสมบัติกำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึง ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนโพซอลเพื่อใช้สำหรับนำไปซ่อมแซมแผ่นพื้นคอนกรีตโดยวิธีเททับหน้าต่อไป

4.2 ผลการทดสอบและวิเคราะห์คุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

1. ผลการทดสอบมาเปรียบเทียบกำลังรับแรงดึงแยก (Splitting Test) ของมอร์ต้าร์ที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กกับมอร์ต้าร์ผสมเส้นใยเหล็กขนาด 6 และ 13 มิลลิเมตรในปริมาณต่างๆ ตามที่กำหนดไว้ที่อายุ 7 วัน โดยจะแสดงกำลังรับแรงดึงแยกที่เพิ่มขึ้นเป็นเปอร์เซ็นต์ (%) ดังแสดงในภาคผนวก ตารางที่ ผ.7 และ ผ.8 และแสดงความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงดึงแยก (กก/ซม²) กับ

ปริมาณเส้นใยเหล็กดังแสดงในภาพที่ 4.10 ขนาดของเส้นใยมีผลต่อกำลังรับแรงดึงแยก โดยเส้นใยเหล็กที่ยาวกว่าจะช่วยให้คอนกรีตมีกำลังรับแรงดึงแยกได้ดีกว่าเส้นใยเหล็กที่สั้นกว่าแต่เส้นใยเหล็กที่ยาวกว่าทำให้คอนกรีตมีความสามารถในการไหลลดลงเช่นกันการทดสอบกำลังรับแรงดึงแยกของมอร์ต้ารูปทรงกระบอก พบว่า เมื่อมีการใส่เส้นใยเหล็กลงไปในตัวอย่าง มอร์ต้าจะไม่หลุดแยกออกจากกัน เมื่อรับแรงดึงแยกสูงสุด



ภาพที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงแยกของมอร์ต้ากับปริมาณเส้นใยเหล็กขนาด 6 และ 13 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.0% โดยปริมาตร

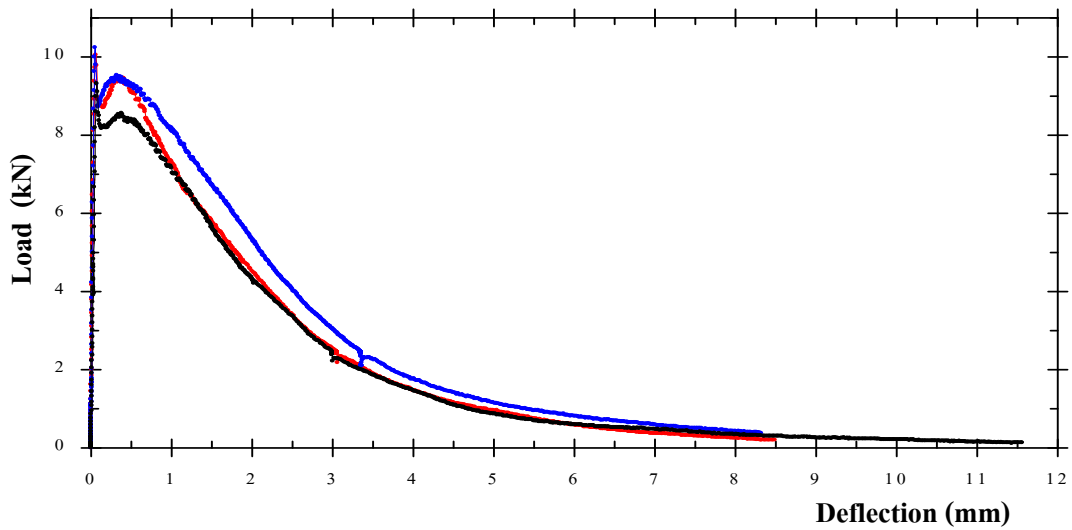
2. ผลการทดลองค่าความเค้นกับความเครียดเมื่อปริมาณเส้นใยเหล็กเปลี่ยนไปและค่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนตัวในการทดสอบคานเมื่อนำผลการศึกษาที่ได้มาวิเคราะห์โดยวิธีแบบจำลองพฤติกรรมแบบย้อนกลับตามกระบวนการดังภาพที่ 2.13 บทที่ 2 เพื่ออธิบายลักษณะพฤติกรรมการรับแรงดึงของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กหลังจากที่เกิดรอยร้าวแยกของคอนกรีตแล้วนำมาวิเคราะห์หาแบบจำลองพฤติกรรมแบบย้อนกลับของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กและไม่เสริมเส้นใยเหล็กเพื่ออธิบายพฤติกรรมการรับแรงดึงของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กหลังจากเกิดการวิบัติแล้วเปรียบเทียบกับคอนกรีตที่ไม่เสริมเส้นใยเหล็ก โดยวิเคราะห์ผลจาก

คอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กขนาดเส้นใยเหล็ก 6 มิลลิเมตรและ 13 มิลลิเมตร ปริมาณเส้นใยเหล็ก 0.5% และ 1.0%จะได้กราฟแบบจำลองพฤติกรรมแบบย้อนกลับของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก ดังภาพที่ 4.11 จากกราฟแสดงให้เห็นปริมาณของเส้นใยมีผลต่อคุณสมบัติทางเชิงกลในการรับแรงดัดของคอนกรีตโดยที่ความยาวเส้นใยที่เพิ่มขึ้นจะทำให้คอนกรีตมีความสามารถในการรับแรงดัดได้มากขึ้น มีความแข็งแรงมากขึ้น และมีความเหนียวเพิ่มมากขึ้นและระยะรอยร้าวแยก ณ จุดบាក់คานที่ได้จากการทดสอบมาเขียนกราฟความสัมพันธ์และเปรียบเทียบขนาดของเส้นใยเหล็กขนาด 6 และ 13 มิลลิเมตรและไฮบริดจ์โดยคงประมาณเส้นใยเหล็กที่ 1.0%จะได้กราฟที่แสดงดังภาพที่ 4.11 และ 4.12 โดยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กขนาดของเส้นใยเหล็ก 13 มิลลิเมตรให้ค่ากำลังรับแรงดัดและรอยร้าวแยก ณ จุดบាក់คานมากที่สุด รองลงมาคือ ไฮบริดจ์ ส่วนคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตร จะให้ค่ารับกำลังดัดใกล้เคียงกับคอนกรีตที่ไม่เสริมเส้นใยเหล็ก แต่ให้ค่าความเหนียวหลังคอนกรีตเกิดการวิบัติจากภาพที่ 4.13 พบว่าคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กที่มีขนาดและปริมาณมากขึ้นจะส่งผลกระทบต่อแบบจำลองการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กให้มีพื้นที่ใต้กราฟมากขึ้น ซึ่งสามารถบ่งชี้ได้ว่าความเหนียว (Toughness) ของคอนกรีตมากขึ้น โดยที่เส้นใยขนาด 13 มิลลิเมตร จะให้พื้นที่ใต้กราฟมากที่สุด ซึ่งแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าขนาดและปริมาณของเส้นใยมีผลต่อความเหนียวของคอนกรีตพฤติกรรมการรับแรงดัดของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กมีความแกร่งและความเหนียวมากกว่าคอนกรีตไม่เสริมเส้นใยเหล็ก โดยที่ขนาดและปริมาณเส้นใยเหล็กที่มากกว่าจะให้ความแกร่งและความเหนียวที่สูงกว่าพบว่าคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กที่มีขนาดและปริมาณมากขึ้นจะส่งผลกระทบต่อแบบจำลองการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กให้มีพื้นที่ใต้กราฟมากขึ้น ซึ่งสามารถบ่งชี้ได้ว่าความเหนียว (toughness) ของคอนกรีตมากขึ้น โดยที่เส้นใยขนาด 13 มิลลิเมตร จะให้พื้นที่ใต้กราฟมากที่สุดซึ่งจะแสดงพื้นที่ใต้กราฟ ดังตารางที่ 4.1 พื้นที่ใต้กราฟของเส้นใย 13 มิลลิเมตรมากกว่าคอนกรีตไม่เสริมเส้นใยถึง 93% และ เส้นใยเหล็ก 6 มิลลิเมตร 65% ซึ่งแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่า ขนาดและปริมาณของเส้นใยมีผลต่อความเหนียวของคอนกรีต

ตารางที่ 4.1 พื้นที่ใต้กราฟเมื่อความยาวและปริมาณเส้นใยเหล็กที่ใช้ในการทดสอบ

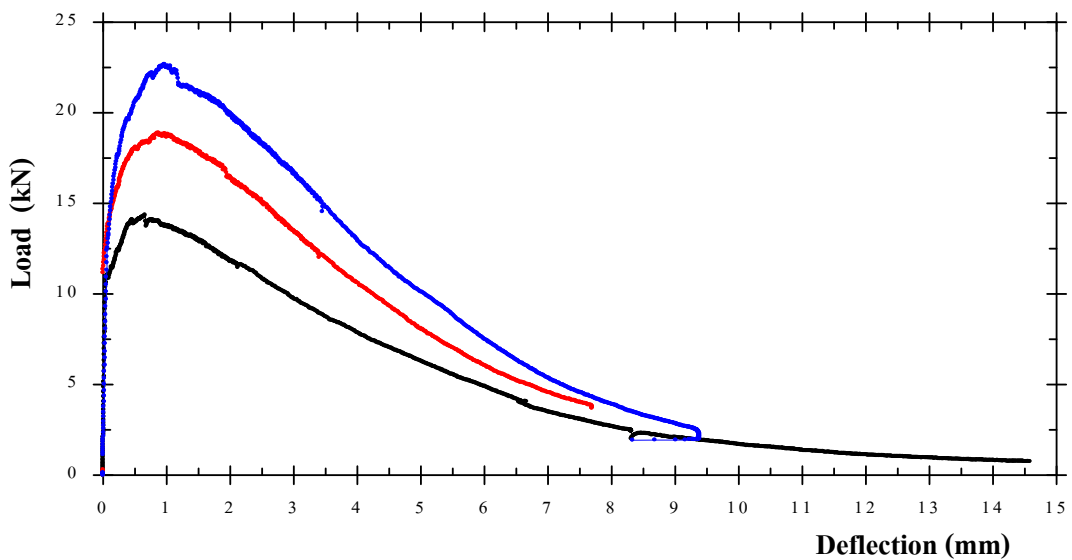
ส่วนผสม	พื้นที่ใต้กราฟ
ไม่ใส่เส้นใยเหล็ก	2.07
เส้นใยเหล็ก 6 มิลลิเมตร	6.03
เส้นใยเหล็ก 13 มิลลิเมตร	33.55

W/B 21%, Ad/B 2.0%, Silica fume 7.2%, Cement paste 55%, Fiber (6mm) 1.0%

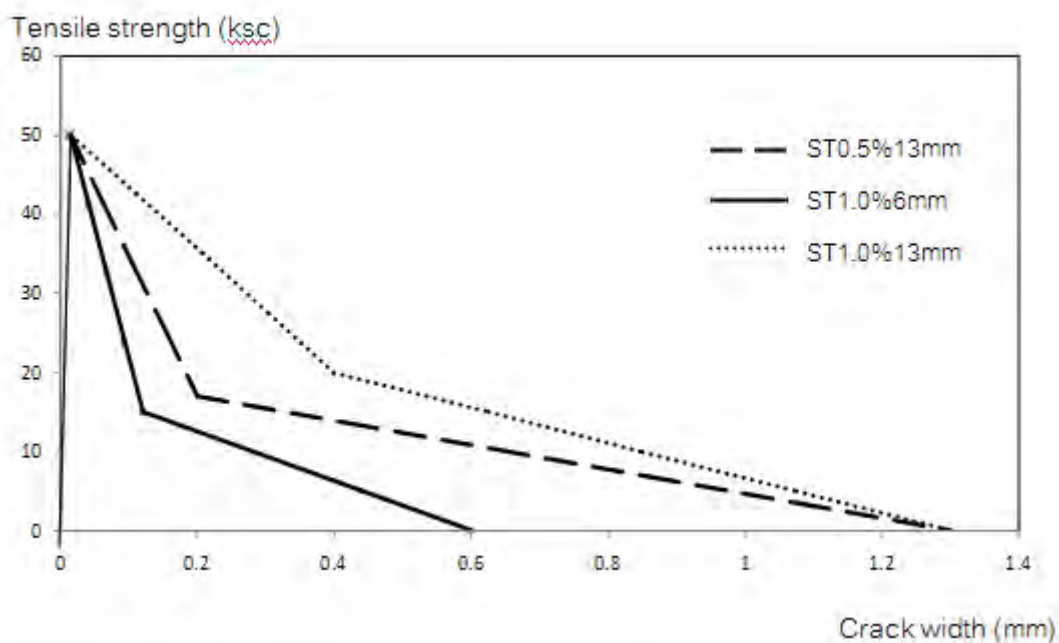


ภาพที่ 4.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Deflection (mm) กับ Load (kN)
ของมอร์ตาร์ที่ผสมเส้นใยเหล็ก 6 มิลลิเมตร 1.0%

W/B 21%, Ad/B 2.0%, Silica fume 7.2%, Cement paste 55%, Fiber (13mm) 1.0%



ภาพที่ 4.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Deflection (mm) กับ Load (kN)
ของมอร์ตาร์ที่ผสมเส้นใยเหล็ก 13 มิลลิเมตร 1.0%



ภาพที่ 4.13 แบบจำลองแบบย้อนกลับของพฤติกรรมการรับแรงดึงหลังการแตกร้าวของคอนกรีต

3. ผลการทดลองหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนโพของของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 4.2 ซึ่งจากการทดลองพบว่าการผสมเส้นใยในปริมาณและความยาวที่แตกต่างกันมีผลต่อค่ายังโมดูลัสและอัตราส่วนโพของของคอนกรีต ซึ่งพิจารณาได้ว่าความยาวเส้นใยเหล็กเดียวกันนั้นค่าโมดูลัสยืดหยุ่นจะมีค่าแปรผันตรงกับปริมาณเส้นใย และอัตราส่วนโพของต่ำกว่าคอนกรีตธรรมดาทั่วไป

ตารางที่ 4.2 ผลการทดลองหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนโพของ

ชิ้นตัวอย่าง	กำลังรับแรงอัด (กก/ซม ²)	โมดูลัสยืดหยุ่น (กก/ซม ²)	อัตราส่วนโพของ
ST0.5%(13)	1039.5	267000	0.161
ST1.0%(6)	1299.4	299000	0.210
ST1.0%(13)	1389.0	338000	0.157
ST1.5%(13)	1480.0	376000	0.182

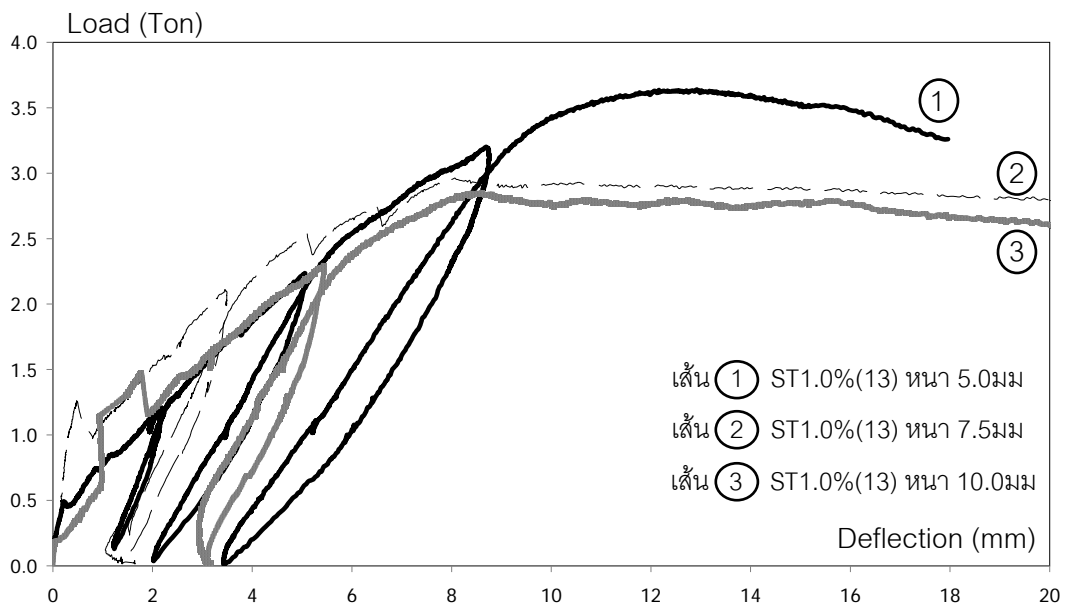
4.3 ผลการทดลองกำลังรับแรงดัดแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหลังการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

ในการทดสอบแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำการเททับด้วยคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กหลังการซ่อมแซมนั้นทำการทดสอบโดยวิธีจำลองแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งกำหนดตัวแปรด้านความหนาซึ่งได้แก่ 5, 7.5 และ 10 มิลลิเมตร นอกจากนี้ยังเปลี่ยนตัวแปรด้านปริมาณเส้นใย ซึ่งได้แก่ 0.5%, 1% โดยปริมาตร และตัวแปรด้านความยาวของเส้นใยเหล็กซึ่งได้แก่ 13 มม และ 6 มม ได้ผลการทดลองดังนี้

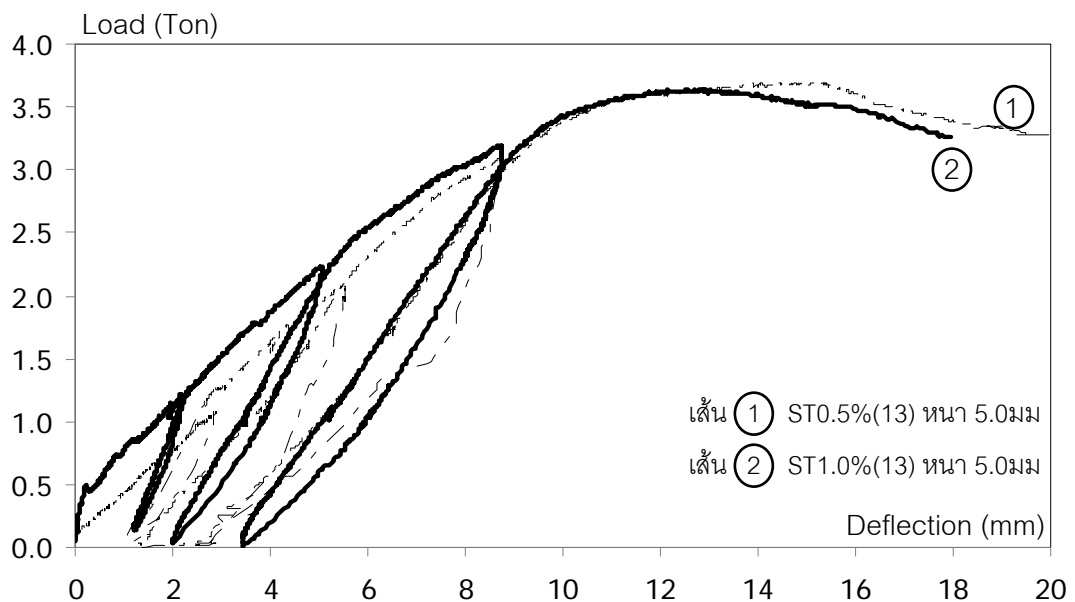
4.3.1 ผลการวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลจากการเปลี่ยนแปลงความหนาของการเททับกรณีไม่ใช้น้ำยาประสานคอนกรีต

จากภาพที่ 4.14 พบว่ากราฟช่วงแรกของแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่เททับด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็กความหนา 10 มิลลิเมตรนั้นมีความชันมากที่สุดรองลงมาคือเททับคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็กด้วยความหนา 7.5 มิลลิเมตร และแผ่นพื้นที่เททับด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็กความหนา 5 มิลลิเมตร ตามลำดับซึ่งความชันของเส้นกราฟนี้สามารถบ่งบอกได้ถึง ค่าสติเฟนสของแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหลังการซ่อมแซม โดยการเททับด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็กปรากฏว่าแนวโน้มความชันของแผ่นพื้นหลังการซ่อมแซมมีค่ามากขึ้นแสดงว่ามีค่าสติเฟนสมากขึ้นตามลำดับความหนาของวัสดุซ่อม และพบว่าค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำการเททับด้วยความหนา 5 มิลลิเมตรนั้นจะมีค่าที่สูงที่สุด สำหรับแผ่นพื้นที่รับน้ำหนักได้ดีรองลงมาคือแผ่นพื้นที่มีความหนา 7.5 มิลลิเมตร และแผ่นพื้นที่รับน้ำหนักได้น้อยที่สุดคือ 10 มิลลิเมตร ตามลำดับ เนื่องจากการรับแรงร่วมกันของแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กกับวัสดุซ่อมแผ่นพื้นที่เททับไม่เกิดการหลุดร่อนระหว่างผิวคอนกรีตทั้งสองซึ่งการหลุดร่อนระหว่างผิวคอนกรีตทั้งสองเป็นเพราะแรงเฉือนระหว่างผิวสัมผัสทั้งสองในแนวราบเพิ่มมากขึ้น เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น จึงพิจารณาใช้น้ำยาประสานคอนกรีตทาบริเวณผิวหน้าก่อนการเททับ

จากภาพที่ 4.15 พบว่าในช่วงแรกมีสติเฟนสที่ใกล้เคียงกัน เนื่องจากปริมาณเส้นใยที่มากกว่าทำให้มีการเสียรูปที่น้อยกว่าเนื่องจากการยัดรีงของเส้นใยเหล็กระหว่างรอยแตกของคอนกรีตโดยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากที่มีปริมาณเส้นใยมากกว่า ดังนั้นที่ปริมาณ 1% จึงมีการเสียรูปน้อยกว่า ปริมาณเส้นใยที่ 0.5%



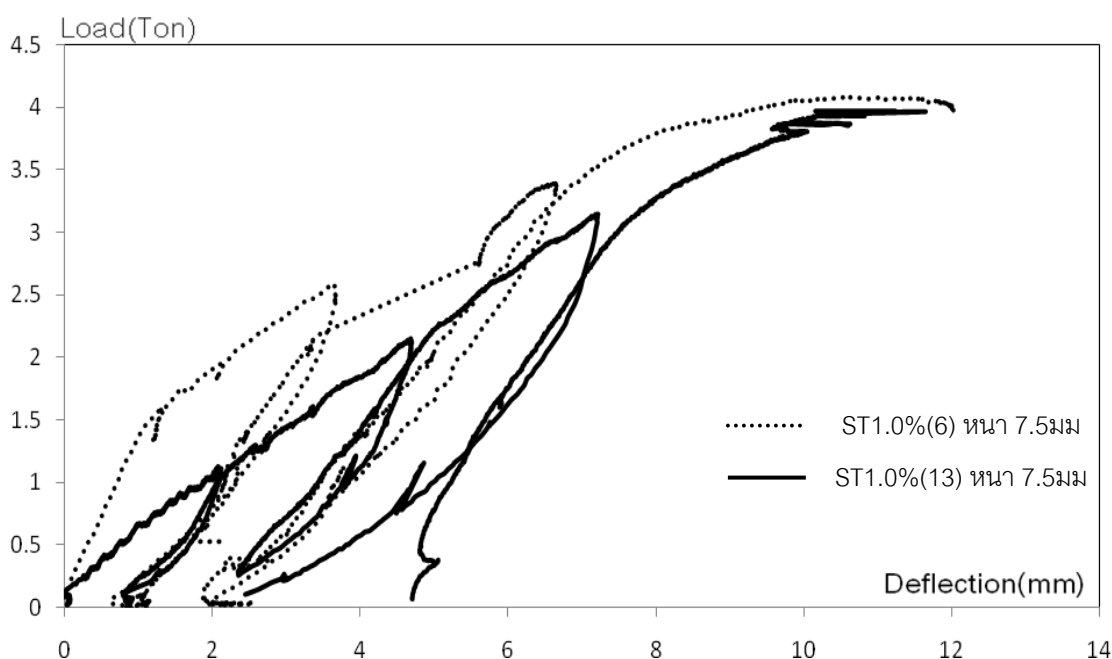
ภาพที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มม)โดย
 เปลี่ยนแปลงความหนาของการเทพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก
 ด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็ก



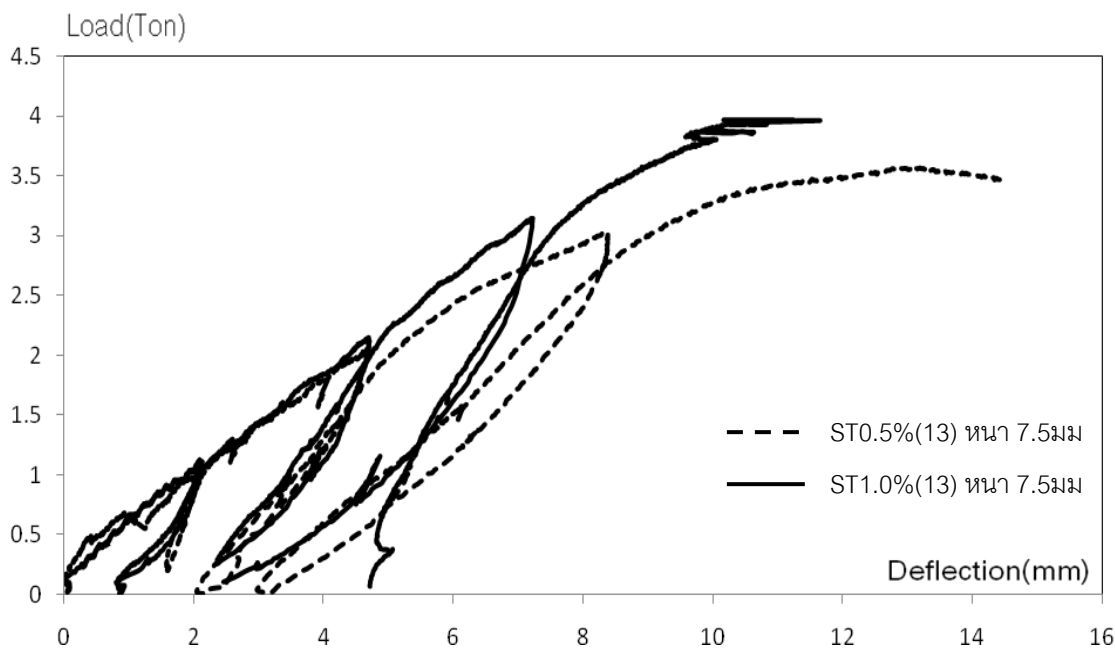
ภาพที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มม)
 โดยเปลี่ยนแปลงปริมาณเส้นใยเหล็กที่ความหนา 5 มม

4.3.2 ผลการวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลจากการเปลี่ยนแปลงความยาวของเส้นใยเหล็กกรณีน้ใช้น้ำยาประสานคอนกรีต

พิจารณาจากภาพที่ 4.16 พบว่าเมื่อเปลี่ยนแปลงความยาวของเส้นใยเหล็กแล้วแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำการทดสอบด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตรมีค่าความชันที่สูงกว่าแผ่นพื้นที่ทำการทดสอบด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตร กล่าวได้ว่าสติฟเนสของแผ่นพื้นที่ทำการทดสอบด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตร มีค่าที่สูงกว่าคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตร และคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตรนั้นมีการเสียรูปที่น้อยกว่าคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตรเป็นผลจากคอนกรีตสมรรถนะสูงมากที่มีเส้นใยเหล็กสั้นกว่าเกิดการยึดรั้งได้น้อยกว่าคอนกรีตสมรรถนะสูงมากที่มีเส้นใยเหล็กที่ยาวกว่า



ภาพที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มม)
โดยการเปลี่ยนแปลงความยาวเส้นใยเหล็ก
ที่ความหนา 7.5 มม



ภาพที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มม)

โดยเส้นใยเหล็กยาว 13 มม ที่ปริมาณต่างกันและ

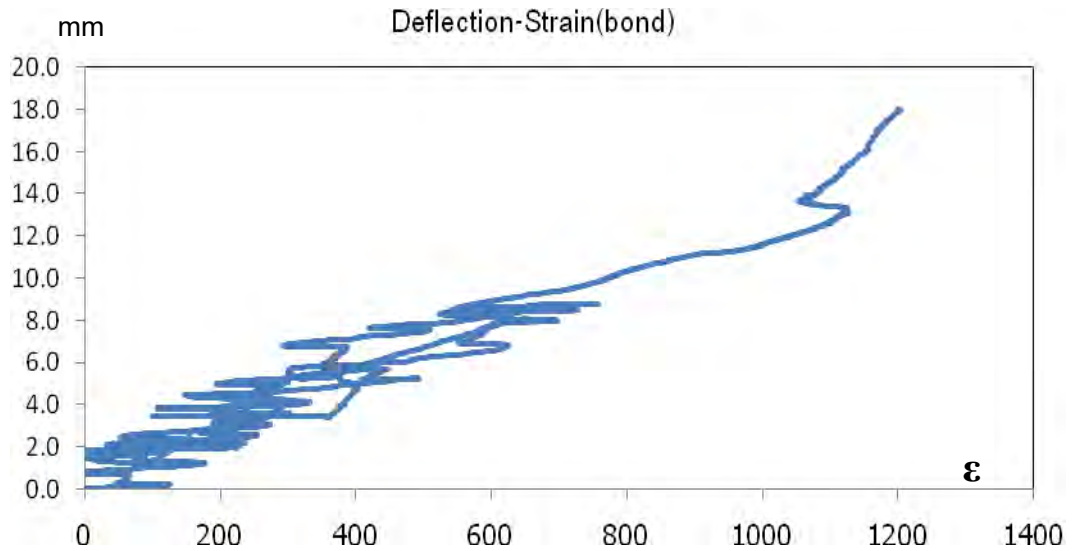
วัสดุซ่อมหนา 7.5 มม

จากภาพที่ 4.17 แสดงให้เห็นว่าเมื่อเททับหน้าด้วยวัสดุซ่อมที่เป็นคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเสริมเส้นใยเหล็กในปริมาณที่มากกว่าสามารถทำให้แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหลังการเททับหน้ารับน้ำหนักได้มากกว่าแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่เททับหน้าด้วยวัสดุซ่อมที่เป็นคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเสริมเส้นใยเหล็กในปริมาณที่น้อยกว่า เนื่องจากปริมาณเส้นใยในคอนกรีตสมรรถนะสูงมากที่เพิ่มขึ้นช่วยรับแรงดึงที่เป็นสาเหตุทำให้เกิดรอยแตกร้าวและแรงดึงที่เป็นสาเหตุทำให้เกิดการหลุดร่อนระหว่างที่น้ำหนักมากกระทำเพิ่มขึ้น

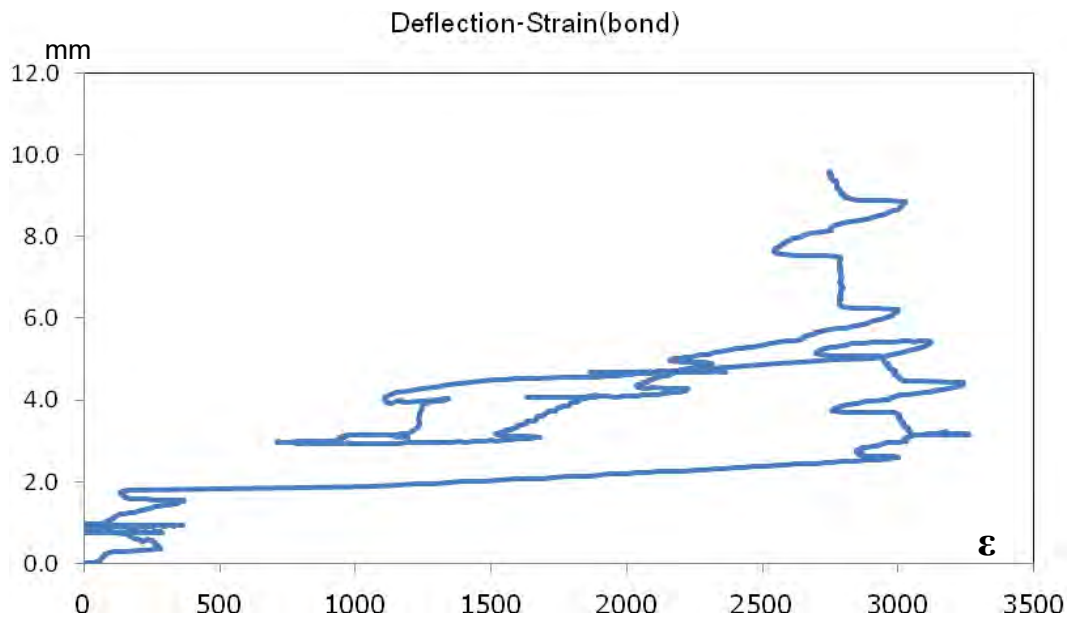
4.3.3 ผลการวิเคราะห์และเปรียบเทียบพฤติกรรมหลังการรับแรงร่วมกันของแผ่นพื้นคอนกรีตจำลอง

เมื่อทดสอบกำลังรับแรงดัดแผ่นพื้นจำลองจนกระทั่งวิบัติพบว่าการเปลี่ยนแปลงความยาวตำแหน่งที่ติดตัววัดระยะยึดที่ฝังในชั้นการเททับหน้าเกิดการเปลี่ยนแปลงดังภาพที่ 4.18 ถึง 4.22 พบว่าเมื่อใช้ชั้นความหนาของการเททับหน้า 10 มม ST1.0% 13 มม ในภาพที่ 4.19 เกิดพฤติกรรม การแยกตัวระหว่างกันซึ่งสามารถบอกได้โดยอาศัยค่าความสัมพันธ์ระหว่างระยะเคลื่อนตัวใน

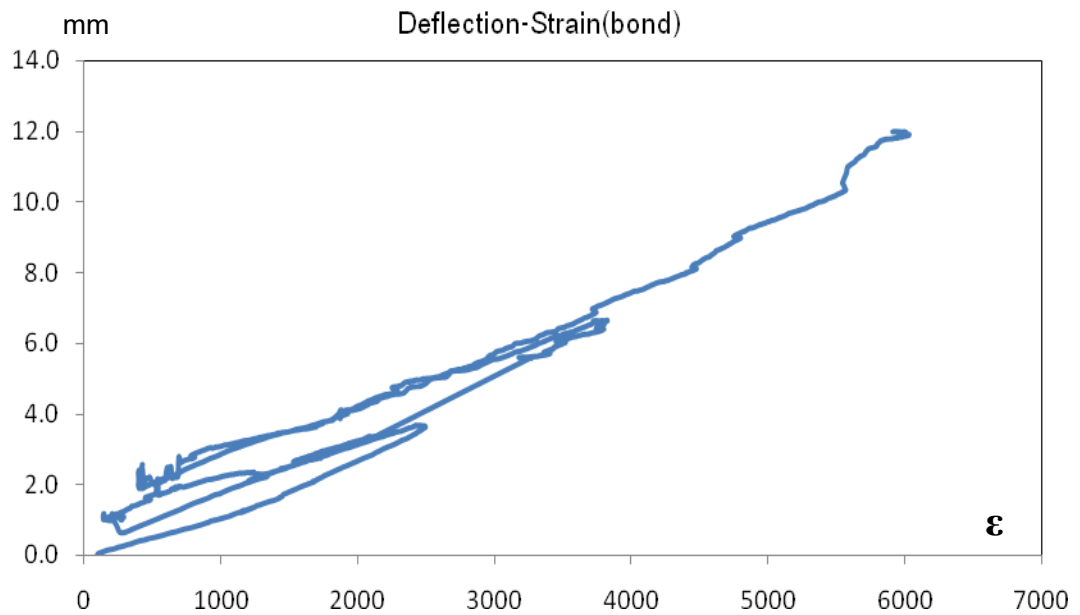
แนวตั้งกับระยะการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบที่ฝังในชั้นเทพัทพ์ซึ่งจะสังเกตจากการรอกกลับของกราฟอย่างทันทีทันใด



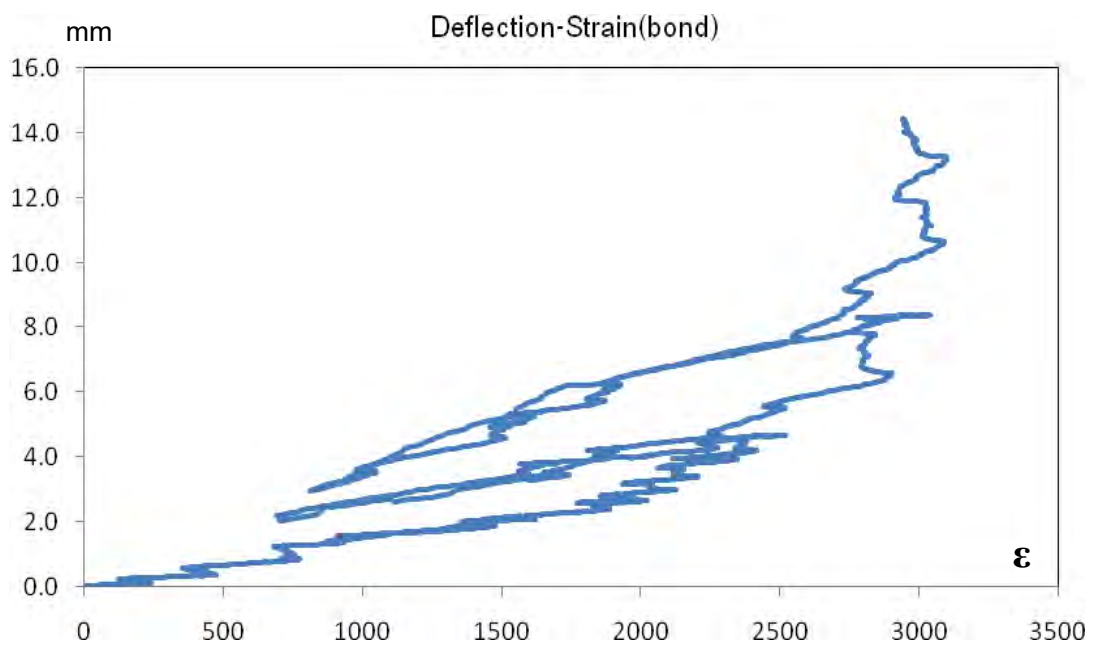
ภาพที่ 4.18 แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างระยะเคลื่อนตัวในแนวตั้งกับระยะการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบที่ฝังในชั้นเทพัทพ์หนา 5 มม ST 1.0% 13 มม



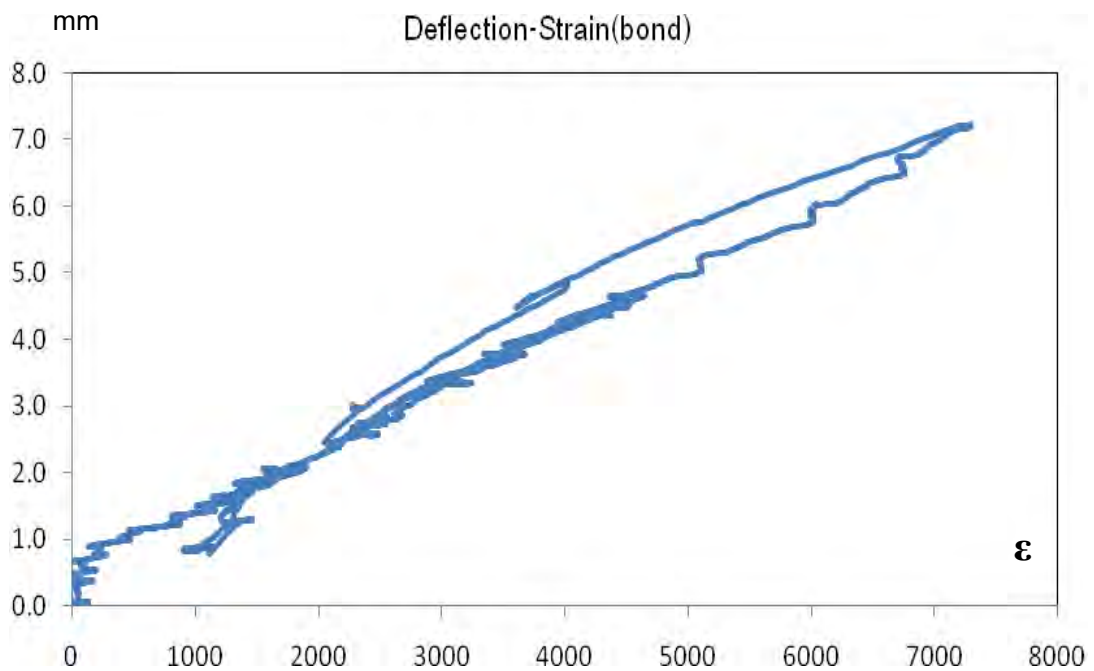
ภาพที่ 4.19 แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างระยะเคลื่อนตัวในแนวตั้งกับระยะการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบที่ฝังในชั้นเทพัทพ์หนา 10 มม ST 1.0% 13 มม



ภาพที่ 4.20 แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างระยะเคลื่อนตัวในแนวตั้งกับระยะการเปลี่ยนตำแหน่ง
ในแนวราบที่ฝังในชั้นเทตบหนา 7.5 มม ST 1.0% 6 มม-B



ภาพที่ 4.21 แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างระยะเคลื่อนตัวในแนวตั้งกับระยะการเปลี่ยนตำแหน่ง
ในแนวราบที่ฝังในชั้นเทตบหนา 7.5 มม ST 0.5% 13 มม-B



ภาพที่ 4.22 แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างระยะเคลื่อนตัวในแนวดิ่งกับระยะการเปลี่ยนตำแหน่ง
ในแนวราบที่ฝังในชั้นเทตซ์หนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม-B

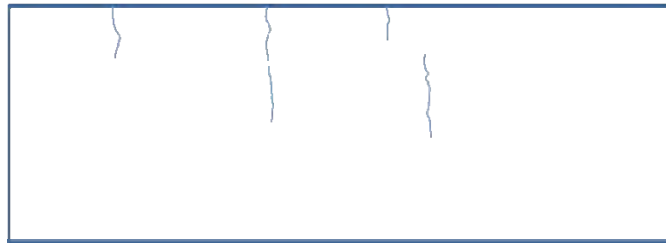
ภาพที่ 4.23 ถึง 4.29 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นที่ผิวแผ่นพื้นคอนกรีตในส่วนที่เทตซ์หนาที่น้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 1.5 ตัน, 2.5 ตัน และที่แผ่นพื้นเกิดการวิบัติ พบว่าจำนวนรอยแตกร้าวมีการกระจายตัวในผิววัสดุซ่อมและจำนวนมากขึ้นเมื่อมีการผสมเส้นใยเหล็กโดยเส้นใยที่มีความยาวสั้นกว่าและที่ไม่เกิดการแยกตัวระหว่างผิวแผ่นพื้นเดิมกับวัสดุซ่อม เมื่อเทียบกับปริมาณเส้นใยเหล็กเท่ากัน ภาพที่ 4.27 คือเมื่อชั้นเทตซ์หนาหนา 7.5 มม ST 1.0 % 6 มม-B จากการตรวจสอบพบว่าเกิดรอยแตกร้าวกระจายเป็นจำนวนมากเมื่อรับน้ำหนักเข้าใกล้จุดวิบัติและไม่ปรากฏการแยกตัวระหว่างแผ่นพื้นเดิมกับวัสดุที่เทตซ์หนาเมื่อเทียบจำนวนรอยแตกร้าวของแผ่นพื้นที่เทตซ์ด้วยความหนาหนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม และ 7.5 มม ST 1.0% 13 มม-B ซึ่งหมายความว่าเส้นใยเหล็กที่มีความยาวน้อยกว่าจะช่วยรั้งรอยแตกร้าวที่มีขนาดเล็กได้ดีกว่าในทำนองเดียวกันเส้นใยเหล็กที่ยาวขึ้นจะช่วยรั้งรอยแตกร้าวที่ใหญ่ขึ้นได้ดีกว่า

ลำดับการแตกร้าว (ภาพที่ 4.23)

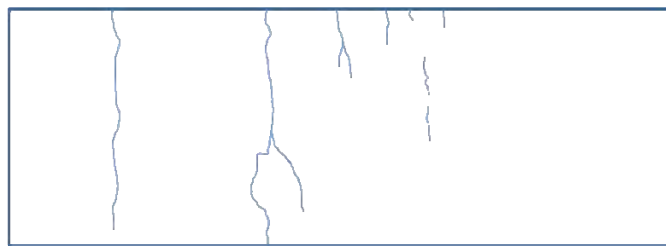
ที่น้ำหนักบรรทุก 1.5 ตัน



ที่น้ำหนักบรรทุก 2.5 ตัน



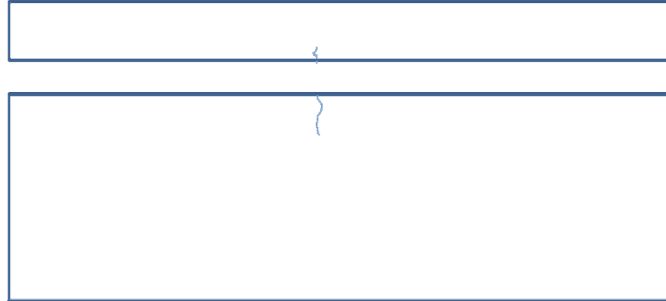
จุดวิบัติ



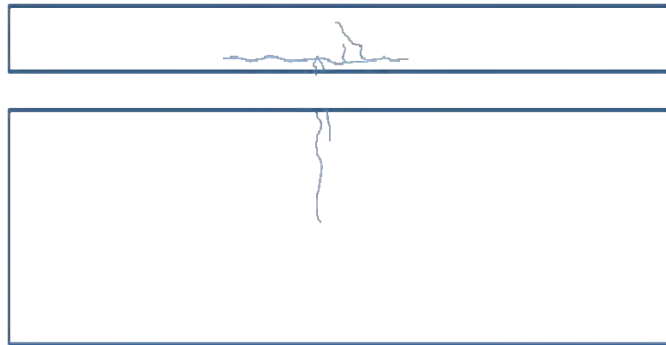
ภาพที่ 4.23 ลำดับรอยแตกร้าวของแผ่นพื้นหนา 5 มม ST 1.0% 13 มม

ลำดับการแตกร้าว (ภาพที่ 4.24)

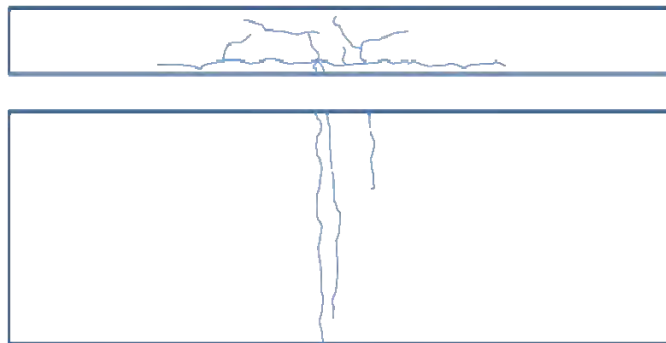
ที่น้ำหนักบรรทุกทุก 1.5 ตัน



ที่น้ำหนักบรรทุกทุก 2.5 ตัน



ที่จุดวิบัติ



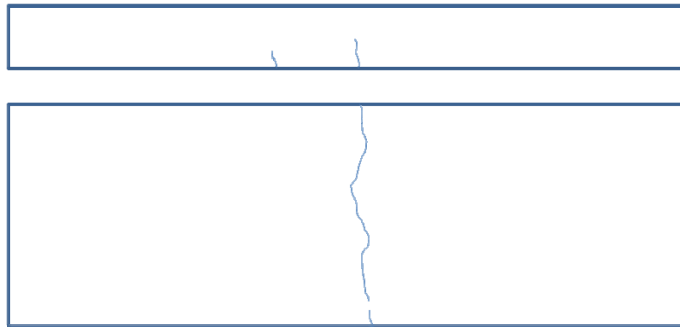
ภาพที่ 4.24 ลำดับรอยแตกร้าวของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม

ลำดับการแตกร้าว (ภาพที่ 4.25)

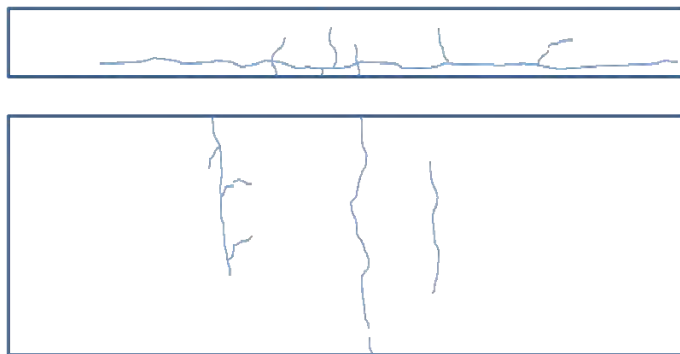
ที่น้ำหนักบรรทุกทุก 1.5 ตัน



ที่น้ำหนักบรรทุกทุก 2.5 ตัน



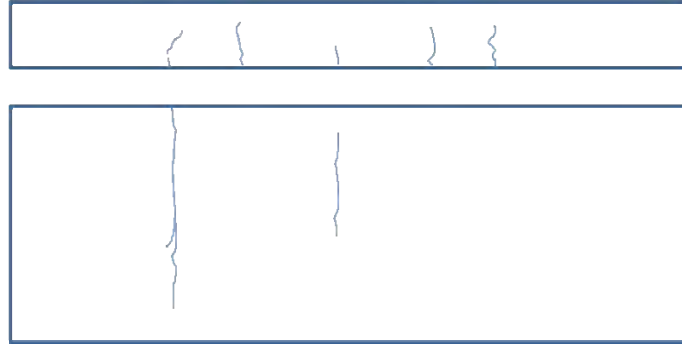
จุดวิบัติ



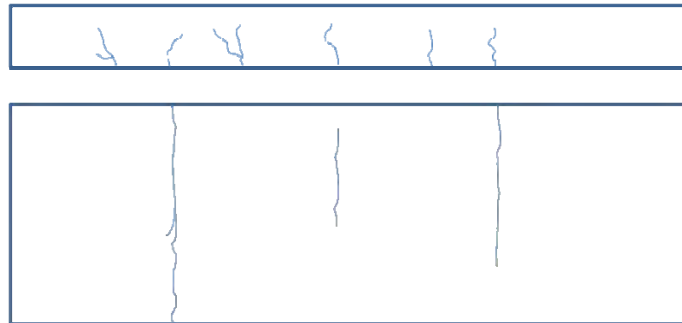
ภาพที่ 4.25 ลำดับรอยแตกร้าวของแผ่นพื้นหนา 10 มม ST 1.0% 13 มม

ลำดับการแตกร้าว (ภาพที่ 4.26)

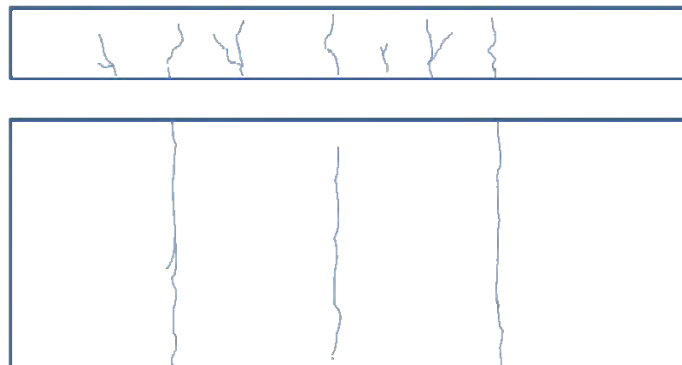
ที่น้ำหนักบรรทุก 1.5 ตัน



ที่น้ำหนักบรรทุก 2.5 ตัน



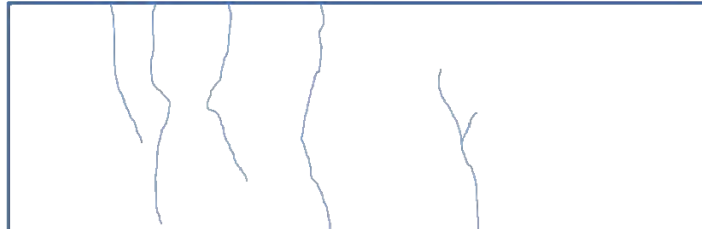
ที่จุดวิบัติ



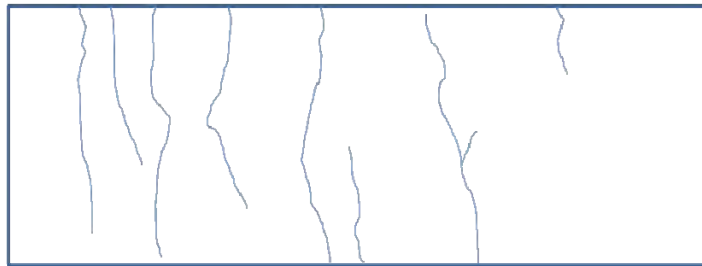
ภาพที่ 4.26 ลำดับรอยแตกร้าวของแผ่นพื้น หนา 5 มม ST 0.5% 13 มม

ลำดับการแตกร้าว (ภาพที่ 4.27)

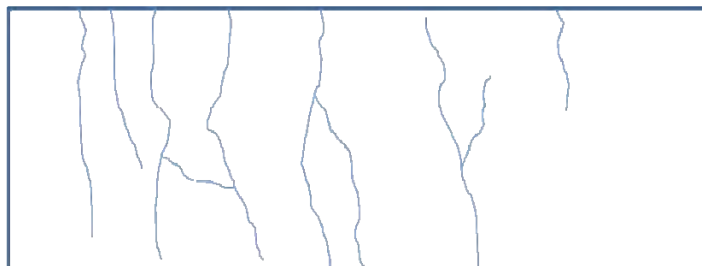
ที่น้ำหนักบรรทุกทุก 1.5 ตัน



ที่น้ำหนักบรรทุกทุก 2.5 ตัน



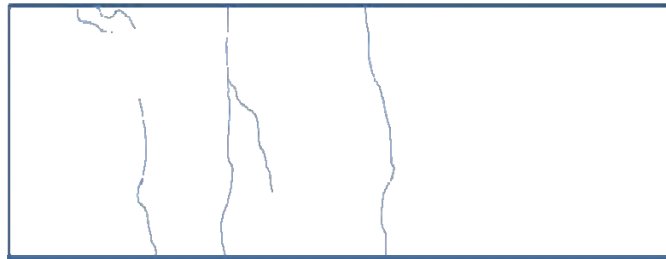
ที่จุดวิบัติ



ภาพที่ 4.27 ลำดับรอยแตกร้าวของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 1.0 % 6 มม - B

ลำดับการแตกร้าว (ภาพที่ 4.28)

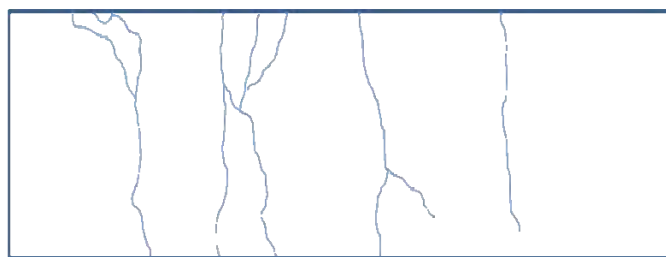
ที่น้ำหนักบรรทุกทุก 1.5 ตัน



ที่น้ำหนักบรรทุกทุก 2.5 ตัน



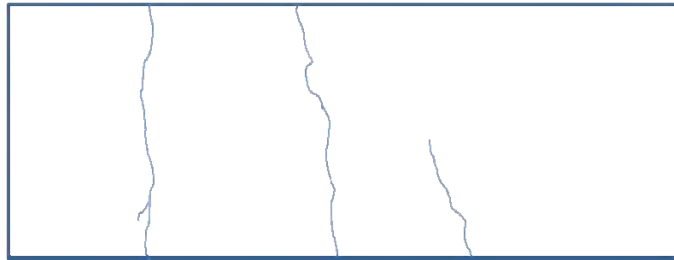
ที่จุดวิบัติ



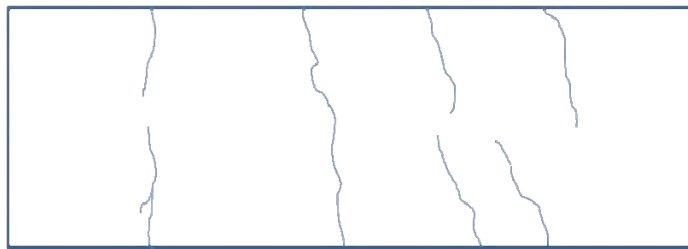
ภาพที่ 4.28 ลำดับรอยแตกร้าวของแผ่นพื้นหนา 7.5 มม ST 0.5 % 13 มม - B

ลำดับการแตกร้าว (ภาพที่ 4.29)

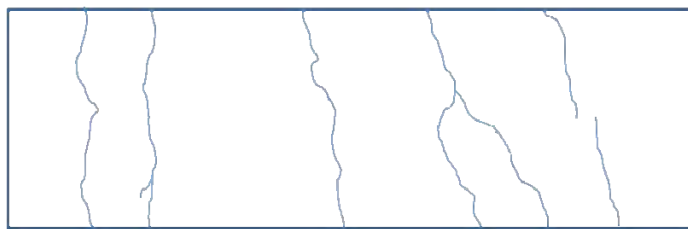
ที่น้ำหนักบรรทุกทุก 1.5 ตัน



ที่น้ำหนักบรรทุกทุก 2.5 ตัน



ที่จุดวิบัติ



ภาพที่ 4.29 ลำดับรอยแตกร้าวของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 1.0 % 13 มม - B

บทที่ 5 สรุปผล

5.1 สรุปผลการทดลอง

จากการทดสอบคุณสมบัติคอนกรีตสมรรถนะสูงมากด้านต่างๆ สามารถสรุปได้ว่า

1. ในการทดลองหาอัตราส่วนผสมที่เหมาะสมเพื่อให้จัดได้ว่าเป็นคอนกรีตสมรรถนะสูงมากนั้น พบว่าอัตราส่วนผสมที่เหมาะสมที่สุดในการทดสอบเปรียบเทียบระยะเวลาการไหลผ่าน V-funnel กับ Slump flow คือ อัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ที่ 0.21, ซิลิกาฟูมที่ 7.2%โดยน้ำหนัก, สารลดน้ำพิเศษ 0.20% และซีเมนต์พิเศษที่ 55% ซึ่งหลังจากได้ส่วนผสมดังกล่าวนี้แล้วจึงทำการผสมเส้นใยเหล็ก

2. หลังจากได้ส่วนผสมที่เหมาะสมแล้วได้ทำการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลได้แก่กำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึงทั้งแบบผ่าซีกและการดัดซึ่งจัดได้ว่าเป็นคอนกรีตสมรรถนะสูงมากดังหัวข้อ 2.1 และค่าโมดูลัสยืดหยุ่น และอัตราส่วนโพซอล สามารถสรุปได้ว่าความยาวและปริมาณเส้นใยเหล็กที่มากขึ้นมีผลต่อความแกร่งและความเหนียวต่อคอนกรีต กล่าวคือขนาดเส้นใยเหล็กที่ยาวขึ้นจะส่งผลให้กำลังรับแรงดึง รับแรงอัด ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น และอัตราส่วนโพซอลของคอนกรีต โดยที่ปริมาณเส้นใยเหล็กที่มากขึ้นและความยาวเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้กำลังรับแรงอัดสูงขึ้นเพียงเล็กน้อย แต่มีผลต่อกำลังรับแรงดึงอย่างมากเมื่อเทียบกับคอนกรีตธรรมดา ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นจะมีค่าแปรผันตรงกับความยาวและปริมาณเส้นใยที่เพิ่มขึ้นเช่นกัน และอัตราส่วนโพซอลต่ำกว่าคอนกรีตธรรมดาทั่วไป จากการทดสอบได้ค่าต่างๆมาเพื่อนำไปออกแบบสำหรับการเทพื้นหน้าต่อไป

3. จากการทดสอบกำลังรับแรงดัดแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหลังการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากในกรณีเทพื้นหน้าในส่วนพื้นที่รับแรงดึงสรุปได้ว่าปริมาณเส้นใยเหล็กมีส่วนช่วยรับแรงดึงและลดระยะรอยแตกร้าวโดยเฉพาะเมื่อเทพื้นหน้าด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากโดยผสมเส้นใยเหล็กที่ปริมาณ 1.0% ยาว 6 มิลลิเมตร ที่ความหนา 7.5 มิลลิเมตร ST1.0%(6) หนา 7.5 มม ทั้งนี้ขึ้นกับความยาวและปริมาณเส้นใยเหล็กที่ผสมอยู่ในวัสดุซ่อมด้วย ซึ่งรอยแตกร้าวนี้เป็นสาเหตุของการหลุดร่อนจากการรับแรงร่วมระหว่างแผ่นพื้นคอนกรีตเดิมกับวัสดุซ่อม เนื่องจากวัสดุซ่อมที่กำลังสูงอยู่แล้วนั้นมีความหนาเพิ่มขึ้นทำให้การหลุดร่อนเกิดขึ้นได้สูงกว่าวัสดุซ่อมที่มีความหนาน้อยกว่าเพราะเกิดการเสีรูปที่ไม่เท่ากันระหว่างแผ่นพื้นคอนกรีตเดิมกับวัสดุซ่อม ซึ่งการเสีรูปที่ไม่เท่ากันดังกล่าวเป็นสาเหตุทำให้เกิดแรงเฉือนระหว่างผิวสัมผัสและแรงดึงในแนวตั้งฉาก

4. ผลการทดลองระหว่างค่าความเค้นกับความเครียดแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหลังการซ่อมแซมเมื่อปริมาณเส้นใยเหล็กและความหนาเปลี่ยนไปโดยพฤติกรรมของแผ่นพื้นจำลอง หลังจากเททับหน้าด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็กที่มีความแกร่งและความเหนียวมากกว่าคอนกรีตธรรมดาทั่วไป พบว่าแผ่นพื้นจำลองเกิดการแยกตัวหลังจากรับแรงร่วมกันเมื่อมีความหนาเพิ่มขึ้นในกรณีไม่ทำน้ำยาประสานคอนกรีตซึ่งต่างจากพื้นผิวที่ทำน้ำยาประสานคอนกรีตที่ไม่เกิดการหลุดร่อนที่ผิวของแผ่นพื้นจำลองแม้ความหนาเพิ่มขึ้น นอกจากนี้จำนวนรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นกระจายตัวมาน้อยแตกต่างกันเมื่อความยาวและปริมาณเส้นใยเหล็กที่เปลี่ยนแปลงไปโดยจะให้ความแกร่งและความเหนียวที่สูงกว่าเมื่อความยาวและปริมาณเส้นใยเหล็กที่มากขึ้น

รายการอ้างอิง

ชัชวาล เศรษฐบุตตร. คอนกรีตเทคโนโลยี. คอนกรีตผสมเสร็จซีแพค, 2536.

วินิต ช่อวิเชียร. คอนกรีตเทคโนโลยี. กรุงเทพมหานคร, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2539.

เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ. ความเป็นมาของคอนกรีตกำลังสูง. วิศวกรรมสาร ว.ส.ท.(2533) : 74-84.

เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ. การพัฒนาที่ยั่งยืนในงานคอนกรีตของไทย. การประชุมวิชาการคอนกรีตแห่งชาติ ครั้งที่ 1, 2546.

ปรีชญ์ นันทเสน อรรถรัฐ กิจศิริกุล และวิฑิต ปานสุข การวิเคราะห์แบบย้อนกลับสำหรับแบบจำลองการรับแรงดึงของคานคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 15, 12(พฤษภาคม 2553): 204-210.

ACI 544 : Guide for Specifying, Proportioning, Mixing, Placing, and Finishing Steel Fiber Reinforce Concrete, ACI Committee 544, ACI Materials Journal, 90, 1 (Jan.-Feb.) (1993) : 94-101.

American Concrete Institute, ACI Manual of Concrete Practice 2000 Part 5 Masonry, Precast Concrete and Special Processes, Printed in The United States of America, (2000): 94-101.

American Concrete Institute, ACI Manual of Concrete Practice 2003 Part 6 Masonry, Precast Concrete and Special Processes, Printed in The United States of America, (2003): 94-101.

American Society for Testing and Materials, ASTM C150-00: Standard Specification for Portland Cement, Cement and Concrete Research, (2001): 1209-1214.

American Society for Testing and Materials, ASTM C494/C494M-99a: Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete, Annual Book of ASTM Standard, Vol. 04.20, Philadelphia, (2001): 261-269.

American Society for Testing and Materials, ASTM C39: Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, Annual Book of ASTM Standard, (2010): 310-314.

- American Society for Testing and Materials, ASTM C469: Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression, Annual Book of ASTM Standard, (2001): 248-251.
- American Society for Testing and Materials, ASTM C136-96a: Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates, Annual Book of ASTM Standard, (2001): 78-82.
- American Society for Testing and Materials, ASTM C78-00: Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third – Point Loading) Annual Book of ASTM Standard, (2001): 32-34.
- American Society for Testing and Materials, ASTM C172-99 : Standard Practice for Freshly Mixed Concrete Annual Book of ASTM Standard, (2001): 106-108.
- American Society for Testing and Materials, ASTM C128-99 : Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate Annual Book of ASTM Standard, (2001).
- American Society for Testing and Materials ASTM A820 / A820M - 11 Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete, Annual Book of ASTM Standard, (2001).
- Ambroise, J., Rols, S. and Pera, J. Properties of Self-Levelling Concrete Reinforced by SteelFibers, High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC), Mainz, RILEM publications PRO 6, Cachan, (1999) : 9-17.
- Ando, T., and other. Fabrication and Properties for A New Carbon Fiber Reinforced Cement Product, Thin-Section Fiber Reinforced Concrete and Ferrocement, American Concrete Institute Special, Publication SP-124, (1990) : 39-60.
- Brook, J.J. influence of Mix Proportions, Plasticizers and Superplasticizers on Creep and Drying Shrinkage of Concrete, Magazine of Concrete Research, No. 148, (1989) : 145-154.

- De Larrard, F., Sedran. T. Optimization of Ultra-High-Performance Concrete by Used of a Packing Model, Cement and Concrete Research. Vol. 24, No. 6, (1994): 997-1009.
- Domone, P., and Soutson, M. An Approach to the Proportioning of High Strength Concrete Mixes. Concrete International, (1994) : 26-31.
- Edgington, J., Hannant, D.J., Williams, R.I.T. Steelfiber Reinforced Concrete, Fiber Reinforced Materials, The Construction Press, Lancaster, England, (1978): 112-128.
- Groth, P. Steel Fiber Reinforced SCC, Final Report of Task 6, Brite Euram project (BE 96-3801) Rational Production and Improved Working Environment through Using SCC, Doc. No. RT6-v1. (2000).
- Graybeal, B. and Davis, M. Cylinder or Cube Strength Test of 80 to 200 MPa. ACI Materials Journal, Vol. 105, No. 6, 2008.
- Graybeal, B. Compressive Behavior of Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete. ACI Materials Journal, Vol. 104, No. 2, 2007.
- Granju, J. L. Thin Bonded Overlays: About the Role of Fiber Reinforcement on the Limitation of Their Debonding, Advanced Cement Based Materials, V. 4, No. 1, (1996):21-27.
- Habel, K., Denarie, E. and Bruhwiler, E. Experiment Investigation of Composite Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete and Conventional Concrete Members, ACI Structural Journal, Vol. 104, No. 1, 2007.
- Hayakawa, M. et. Al. Development & Application of Super Workable Concrete, RILEM International Workshop on Special Concretes. Workability and Mixing, Paisley, 1993.
- Hoy, C.W. Mixing and Proportioning of Fiber Reinforced Concrete. PhD-thesis, Advanced Concrete and Masonry Centre, University of Paisley, 1998.
- Johnston, C.D. Fiber-Reinforced Cements and Concretes, Gordon and Breach Science Publishers, Amsterdam, ISBN: 9056996940, 2001.

- Khayat, K.H., Roussel, Y. Testing and Performance of Fiber-Reinforced Self - Consolidating Concrete, First Int. Symposium on SCC, Stockholm, Edited by Skarendahl and Petersson, RILEM publications PRO 7, Cachan, (1999) : 509-521.
- Kooiman A.G., van der Veen C. and Walraven J.C. Modeling The Post-Cracking Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete for Structural Design Purposes. Delft University of Technology, 2000.
- Krenchel, H. Fiber Reinforced Concrete, ACI SP-44, pp.45-77, 1974
- Marko ,O. and Yvette, K. Steel Fibre Reinforced Ultra-High Strength Concrete. Lacer, No.9, 2004.
- Martin Lemieux, and other. Behavior of Overlaid Reinforced Concrete Slab Panels Under Cyclic Loading—Effect of Interface Location and Overlay Thickness. ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 1 Jan.-Feb. (1993) : 94-101.
- Nguyen, V. ,Michael, K. and Stefan, H. Modulare Truss Construction Made of Ultra HighPerformance. The 3rd ACF International Conference-ACF/VCA, E08, (2008) : 1239-1244.
- Narayanan, R., Kareem-palanjian, A.S. Factors Influencing The Workability of Steel-Fiber Reinforced Concrete. Concrete, Part 1: Vol. 16, No. 10, pp. 45-48, Part 2: Vol. 17, No. 2, (1982) : 43-44.
- Okamura, H. and Ouchi, M. Self-Compacting Concrete. Advanced Concrete Technology Vol. 1, (2003) : 1,5-15.
- Petersson, O. Preliminary Mix Design-Final Report of Task 1, Brite Euram project (BE 96-3801) Rational Production and Improved Working Environment Through Using SCC. Document RT1 v2.doc, 1998.
- P.Kumar Mehta, Paulo J.M. Monterio. Concrete Microstructure, Properties, and Material. McGraw-Hill, 2006.

- Rossi, P., Harrouche, N. Mix Design and Mechanical Behavior of Some Steel-Fiber-Reinforced Concrete Used in Reinforced Concrete Structures, Materials and Structures, Vol. 23, (1990): 256-266.
- Schmidt, C., Riedl, S., Geisenhansluke, C. and Schmidt, M. Strengthening and Rehabilitation of Pavement Applying Thin Layers of Reinforced Ultra-High Performance Concrete. The Second International Symposium on Ultra-High Performan Concrete, 2008.
- Sato, Y., Pansuk, W. and Shionaga, R. Influences of Fiber Orientation on Tensile Behavior of Self-Compacting Fiber Reinforced Mortar, The 3rd International Conference-ACF/VCA, 2008.
- Swamy R.N. Fiber Reinforcement of Cement and Concrete. Materials and Structures, Vol. 8, No. 45, (1975): pp. 235-254.
- Takada, K. Influence of Admixtures and Mixing Efficiency on the Properties of Self Compacting Concrete. The Birth of SCC in the Netherlands. Ph.D.-thesis, Department of Structural and Building Engineering, Delft University of Technology, 2004.

ภาคผนวก

ภาคผนวก

ตารางที่ ผ.1 ผลการทดสอบหาค่าความถ่วงจำเพาะและการดูดซึมน้ำของมวลรวมละเอียด (ASTM C 128)

Determination	No.1	No.2
น้ำหนักขวดเปล่า (กรัม)	161.2	161.3
น้ำหนักขวด + น้ำ (กรัม)	658.0	658.5
น้ำหนักทราย SSD (กรัม)	500.4	501.3
น้ำหนักทราย + น้ำ + ขวด (กรัม)	956.1	959.3
น้ำหนักทรายอบแห้ง (กรัม)	489.5	490.1
Bulk Specific Gravity (Oven Dry)	2.42	2.44
Bulk Specific Gravity (SSD)	2.47	2.50
Apparent Specific Gravity	2.56	2.59
Absorption (%)	2.23	2.29
Average Bulk Specific Gravity (Oven Dry)	2.43	
Average Bulk Specific Gravity (SSD)	2.49	
Average Apparent Specific Gravity	2.57	
Average Absorption (%)	2.26	

หมายเหตุ

ทราย

Fineness Modulus = 2.80

ค่าการดูดซึมน้ำ = 2.26 %

ความชื้นของมวลรวม = 0.50 %

ตารางที่ ผ.2 ผลการทดสอบหาอัตราส่วนผสมของคอนกรีตผสมรวมณะสูงมาก

No.	% Mixture Composition								Age at demolding day	Slump Flow			V-funnel sec	Strength 7 days (Avg.) ksc	Weight g
	W/B	SP(S)	Si(Si)	Paste(P)	Fiber(F)					1	2	Avg			
1	21	1.7	7.2	55	0				1	19.95	19.55	19.75	27.13	997.5	2448.5
2	21	1.8	7.2	55	0				1	23.14	22.73	22.90	24.88	1032.2	2462.2
3	21	2.1	7.2	55	0				1	25.52	25.12	25.32	21.77	1178.3	2451.3
4	21	1.9	7.2	55	0				1	22.80	23.00	22.90	24.88	1050.1	2442.8
5	21	2.0	7.2	55	0.5				1	28.00	29.00	28.50	14.13	1078.9	2445.3
6	21	2.0	7.2	55	1				1	26.00	25.60	25.80	15.76	1110.7	2450.2
7	21	1.7	7.2	55	0				1	18.90	20.60	19.75	27.13	1007.3	2443.5
8	21	1.9	7.2	55	0				1	22.80	23.70	23.25	23.22	1049.2	2429.7
9	21	2.0	7.2	55	0				1	28.61	28.22	28.40	15.12	1108.5	2443.3
10	21	2.0	7.2	55	0				1	27.30	27.40	27.35	15.26	1103.2	2440.1
11	21	2.0	8	55	0				1	29.62	29.20	14.32	14.32	1134.6	2520.5
12	21	2.0	10	55	0				1	21.40	21.00	21.20	28.56	1246.7	2449.9

ตารางที่ ผ.3 ผลการทดสอบหาอัตราส่วนผสมของคอนกรีตผสมรวมณะสูงมาก

No.	% Mixture Composition								Age at demolding day	Slump Flow			V-funnel sec	Strength 7 days (Avg.) ksc	Weight g
	W/B	SP(S)	Si(Si)	Paste(P)	Fiber(F)					1	2	Avg			
13	21	2.0	9	55	0				1	23.10	22.71	22.90	24.88	1190.2	2450.3
14	21	2.0	7.2	55	0				1	28.61	28.29	28.43	15.12	1158.5	2448.9
15	21	2.0	6	55	0				1	29.93	29.54	29.74	13.21	1089.9	2447.7
16	21	2.0	5	55	0				1	32.30	33.60	32.95	11.79	null	2445.4
17	21	2.0	7.2	30	0				1	9.55	9.75	9.65	100.24	null	null
18	21	2.0	7.2	40	0				1	10.00	10.00	10.00	76.30	null	null
19	21	2.0	7.2	42	0				1	10.10	10.00	10.05	76.23	null	null
20	21	2.0	7.2	44	0				1	10.10	10.10	10.10	70.11	null	null
21	21	2.0	7.2	45	0				1	11.00	10.00	10.50	75.30	null	null
22	21	2.0	7.2	48	0				1	11.20	11.00	11.10	70.22	null	null
23	21	2.0	7.2	50	0				1	23.59	23.88	23.78	30.35	1052.1	2445.3

*null คือ ไม่มีการทดสอบ เนื่องจากมอร์ต้าร์ไม่อยู่ในช่วงที่เป็น Self Compacting

ตารางที่ ๘.4 ผลการทดสอบหาอัตราส่วนผสมของคอนกรีตผสมรณณะสูงมาก

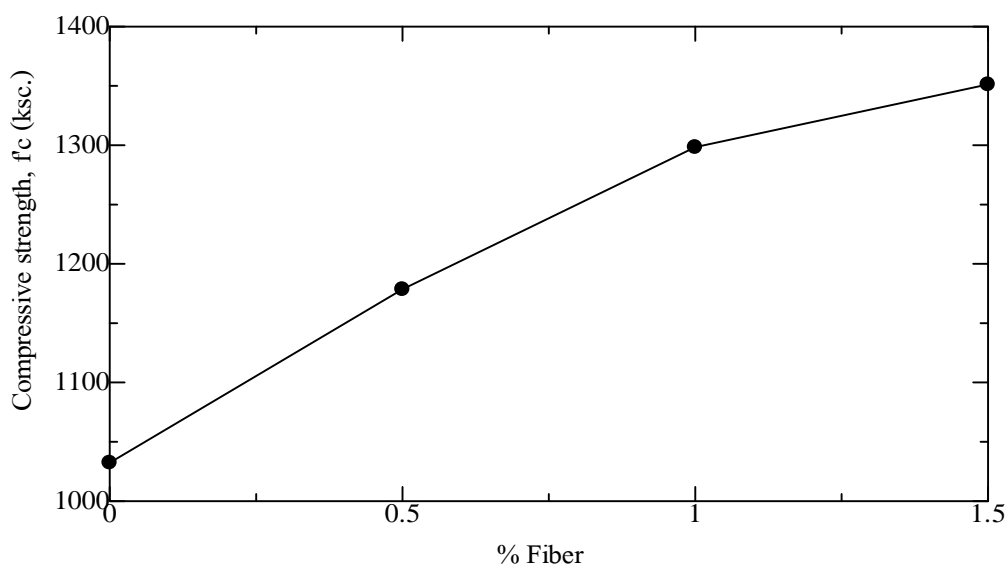
No.	% Mixture Composition								Age at demolding day	Slump Flow			V-funnel sec	Strength 7 days (Avg.) ksc	Weight g
	W/B	SP(S)	Si(Si)	Paste(P)	Fiber(F)					1	2	Avg			
24	21	2.0	7.2	53	0				1	23.43	23.01	23.20	31.44	1097.4	2446.1
25	21	2.0	7.2	60	0				1	29.79	29.53	13.34	13.88	1110.3	2448.2
26	21	2.0	7.2	55	0				1	28.35	28.45	28.40	15.21	1106.8	2445.4
27	21	2.0	7.2	55	0.5				1	27.49	27.33	17.45	17.45	1178.5	2446.3
28	21	2.0	7.2	55	1				1	26.00	25.61	25.80	19.56	1298.3	2450.1
29	21	2.0	7.2	55	1.5				1	27.43	27.03	27.23	27.23	1351.2	2453.2

ผลการทดลองหาค่ากำลังอัดของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

1. ผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กกับมอร์ตาร์ที่ผสมเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตรในปริมาณต่างๆ ตามที่กำหนดไว้ ที่อายุ 7 วัน โดยจะแสดงกำลังรับแรงอัดที่เพิ่มขึ้นเป็นเปอร์เซ็นต์ (%) ดังแสดงในตารางที่ ผ.5 และแสดงความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงอัด (กก/ซม²) กับปริมาณเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตร ดังแสดงในภาพที่ ผ.1

ตารางที่ ผ.5 เปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดของมอร์ตาร์ที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กกับผสมเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตร ปริมาณ 0.5% ถึง 1.5% โดยปริมาตร

ปริมาณเส้นใยเหล็ก ขนาด 6 มิลลิเมตร (% โดยปริมาตร)	กำลังรับแรงอัด f'_c (กก/ซม ²)			f'_c เฉลี่ย (กก/ซม ²)	กำลังรับ แรงอัด ที่เพิ่มขึ้น (%)
ไม่ใส่เส้นใยเหล็ก	1050	1012	1035	1032	-
0.5	1153	1189	1193	1178	14.16
1.0	1267	1345	1283	1298	25.77
1.5	1343	1398	1313	1351	30.89

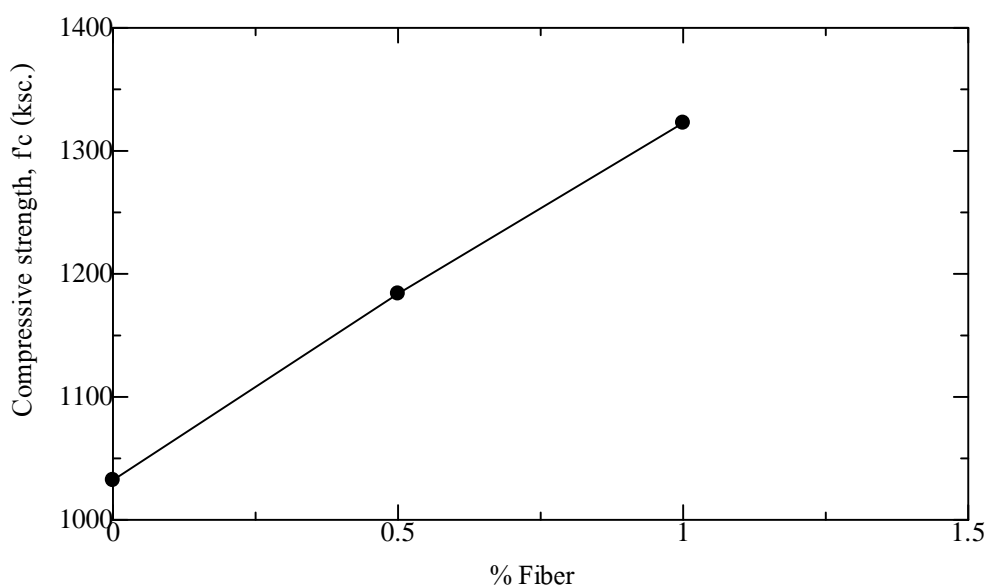


ภาพที่ ผ.1 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของมอร์ตาร์กับปริมาณเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.5% โดยปริมาตร

2. จากการศึกษาเมื่อนำผลการทดสอบมาเปรียบเทียบกับกำลังอัดของมอร์ตาร์ที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กกับมอร์ตาร์ที่ผสมเส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตรในปริมาณต่างๆ ตามที่กำหนดไว้ที่อายุ 7 วัน โดยจะแสดงกำลังรับแรงอัดที่เพิ่มขึ้นเป็นเปอร์เซ็นต์ (%) ดังแสดงในตารางที่ ผ.6 และแสดงความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงอัด (กก/ซม²) กับปริมาณเส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตร ดังแสดงในภาพที่ ผ.2

ตารางที่ ผ.6 เปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดของมอร์ตาร์ที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กกับผสมเส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตร ปริมาณ 0.5% ถึง 1.0% โดยปริมาตร

ปริมาณเส้นใยเหล็ก ขนาด 13 มิลลิเมตร (% โดยปริมาตร)	กำลังรับแรงอัด f'_c (กก/ซม ²)			f'_c เฉลี่ย (กก/ซม ²)	กำลังรับ แรงอัด ที่เพิ่มขึ้น (%)
	1	2	3		
ไม่ใส่เส้นใยเหล็ก	1050	1012	1035	1032	-
0.5	1181	1186	1182	1183	14.63
1.0	1315	1324	1330	1322	28.10
1.5	-	-	-	-	-



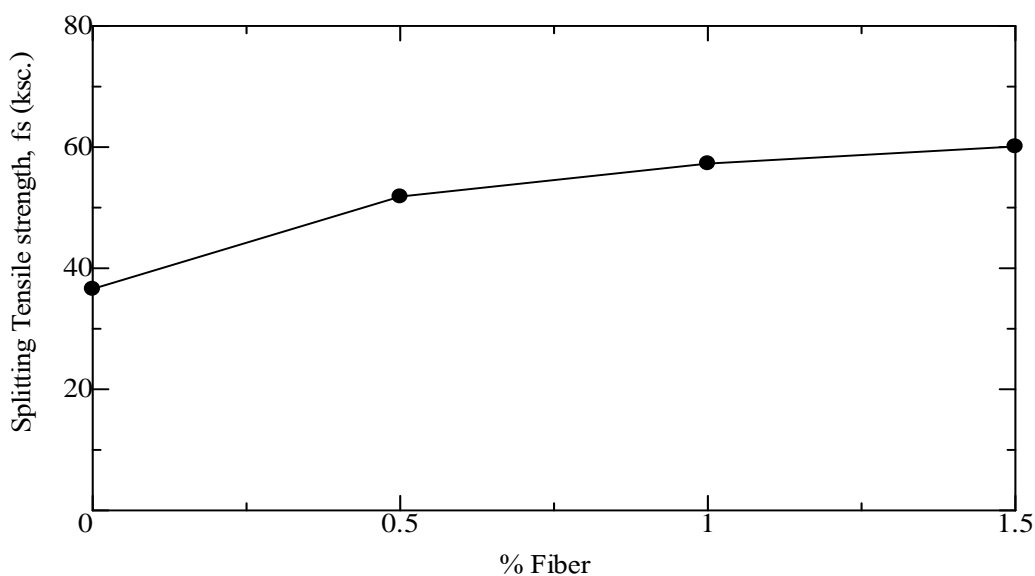
ภาพที่ ผ.2 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของมอร์ตาร์กับปริมาณเส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.0% โดยปริมาตร

ผลการทดลองหาค่ากำลังรับแรงดึงแยกของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

1. ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงแยก (Splitting Test) ของมอร์ตาร์ไม่ผสมเส้นใยเหล็กกับมอร์ตาร์ผสมเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตรในปริมาณต่างๆ ตามที่กำหนดไว้ที่อายุ 7 วัน โดยแสดงกำลังรับแรงดึงแยกที่เพิ่มขึ้นเป็นเปอร์เซ็นต์(%) ดังแสดงในตารางที่ผ.7 และแสดงความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงดึงแยก (กก/ซม²) กับปริมาณเส้นใยเหล็กดังแสดงในภาพที่ ผ.3

ตารางที่ ผ.7 เปรียบเทียบกำลังรับแรงดึงแยกของมอร์ตาร์ที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กกับผสมเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตร ปริมาณ 0.5% ถึง 1.5% โดยปริมาตร

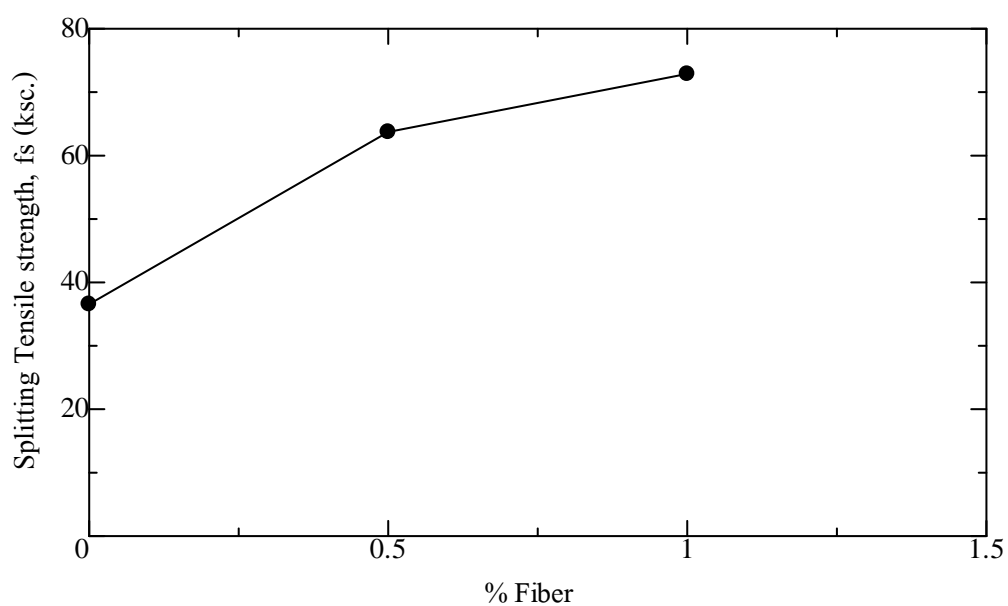
ปริมาณเส้นใยเหล็ก ขนาด 6 มิลลิเมตร (% โดยปริมาตร)	กำลังรับแรงดึงแยก $f_s = \frac{2P}{\pi dL}$ (กก/ซม ²)			f_s เฉลี่ย (กก/ซม ²)	กำลังรับแรง ดึงแยก ที่เพิ่มขึ้น (%)
ไม่ใช่เส้นใยเหล็ก	35.98	36.55	37.20	36.57	-
0.5	51.94	51.68	51.85	51.82	41.70
1.0	57.44	57.56	56.87	57.29	56.66
1.5	60.02	60.34	59.97	60.11	64.37



ภาพที่ ผ.3 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงแยกของมอร์ตาร์กับปริมาณเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.5% โดยปริมาตร

2. ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงแยก (Splitting Test) ของมอร์ต้าร์ไม่ผสมเส้นใยเหล็กกับมอร์ต้าร์ผสมเส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตรในปริมาณต่างๆ ตามที่กำหนดไว้ที่อายุ 7 วัน โดยจะแสดงกำลังรับแรงดึงแยกที่เพิ่มขึ้นเป็นเปอร์เซ็นต์(%) ดังแสดงในตารางที่ ผ.8 และแสดงความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงดึงแยก (กก/ซม²) กับปริมาณเส้นใยเหล็กดังแสดงในภาพที่ ผ.4 ตารางที่ ผ.8 เปรียบเทียบกำลังรับแรงดึงแยกของมอร์ต้าร์ที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กกับผสมเส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตร ปริมาณ 0.5% ถึง 1.0% โดยปริมาตร

ปริมาณเส้นใยเหล็ก ขนาด 13 มิลลิเมตร (% โดยปริมาตร)	กำลังรับแรงดึงแยก $f_s = \frac{2P}{\pi dL}$ (กก/ซม ²)			f_s เฉลี่ย (กก/ซม ²)	กำลังรับแรง ดึงแยก ที่เพิ่มขึ้น (%)
ไม่ใส่เส้นใยเหล็ก	35.98	36.55	37.20	36.57	-
0.5	63.15	64.79	63.25	63.73	74.27
1.0	72.68	72.44	73.58	72.89	99.32
1.5	-	-	-	-	-

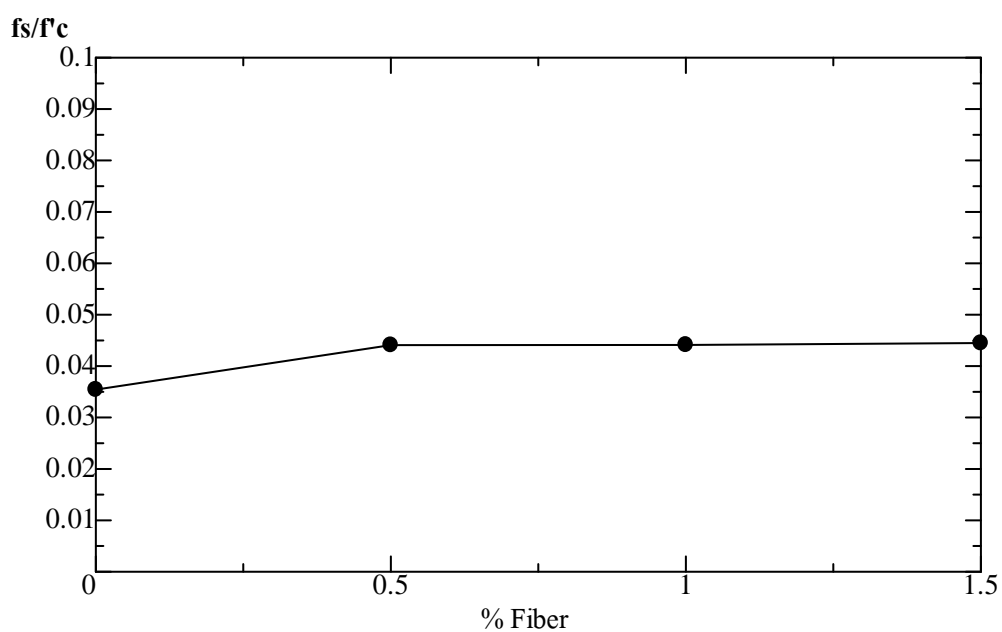


ภาพที่ ผ.4 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงแยกของมอร์ต้าร์กับปริมาณเส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.0% โดยปริมาตร

3. ผลการทดสอบเปรียบเทียบสัดส่วนกำลังรับแรงดึง(f_s)แยกต่อกำลังรับแรงอัด(f'_c) ของมอร์ต้าร์ที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กกับมอร์ต้าร์ที่ผสมเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตรในปริมาณต่างๆ ตามที่กำหนดไว้ในตารางที่ ผ.9 และแสดงความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงดึงแยกต่อกำลังรับแรงอัดกับปริมาณเส้นใยเหล็กดังแสดงในภาพที่ ผ.5

ตารางที่ ผ.9 เปรียบเทียบกำลังรับแรงดึงแยกต่อกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์กับปริมาณเส้นใยเหล็ก เมื่อใส่เส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.5% โดยปริมาตร

	ปริมาณเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตร (% โดยปริมาตร)			
	ไม่ใส่เส้นใยเหล็ก	0.5	1	1.5
f_s / f'_c	0.0354	0.0440	0.0441	0.0444

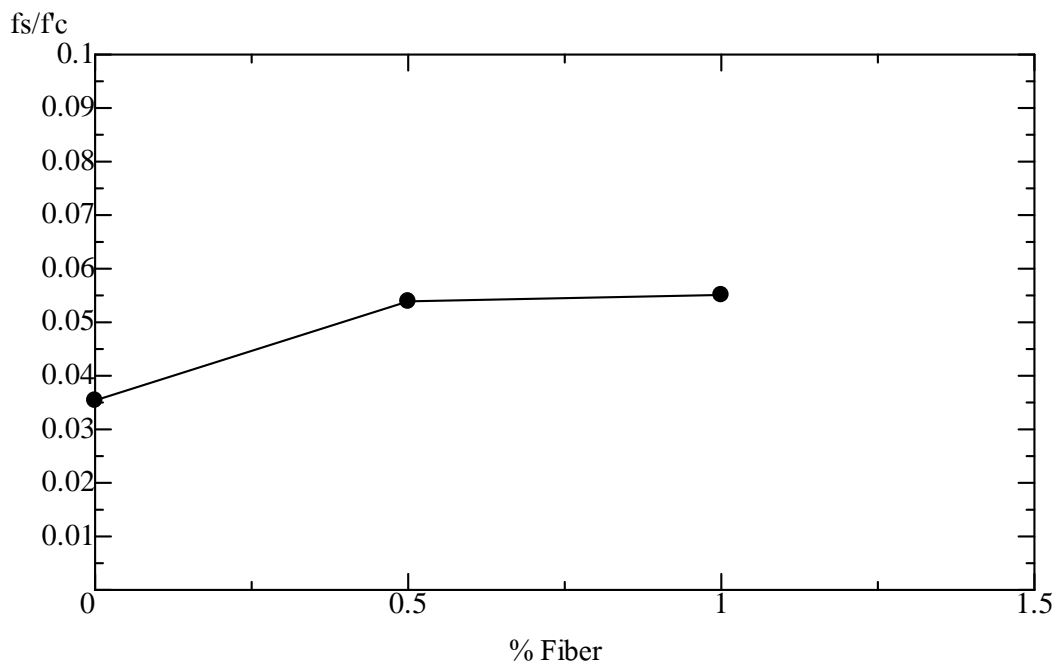


ภาพที่ ผ.5 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงแยกต่อกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์กับปริมาณเส้นใยเหล็กเมื่อใส่เส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.5% โดยปริมาตร

4. ผลการทดสอบเปรียบเทียบสัดส่วนกำลังรับแรงดึง(f_s)แยกต่อกำลังรับแรงอัด(f'_c) ของมอร์ต้าร์ที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กกับมอร์ต้าร์ที่ผสมเส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตรในปริมาณต่างๆ ตามที่กำหนดไว้ในตารางที่ ผ.10 และแสดงความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงดึงแยกต่อกำลังรับแรงอัด กับปริมาณเส้นใยเหล็กดังแสดงในรูปที่ ผ.6

ตารางที่ ผ.10 เปรียบเทียบกำลังรับแรงดึงแยกต่อกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์กับปริมาณเส้นใยเหล็กเมื่อใส่เส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.0% โดยปริมาตร

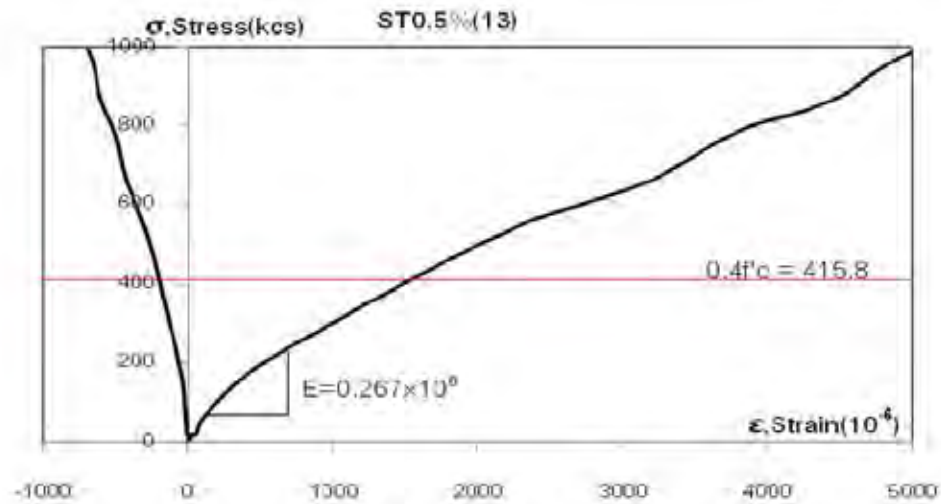
	ปริมาณเส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตร (% โดยปริมาตร)			
	ไม่ใส่เส้นใยเหล็ก	0.5	1	1.5
f_s / f'_c	0.0354	0.0539	0.0551	-



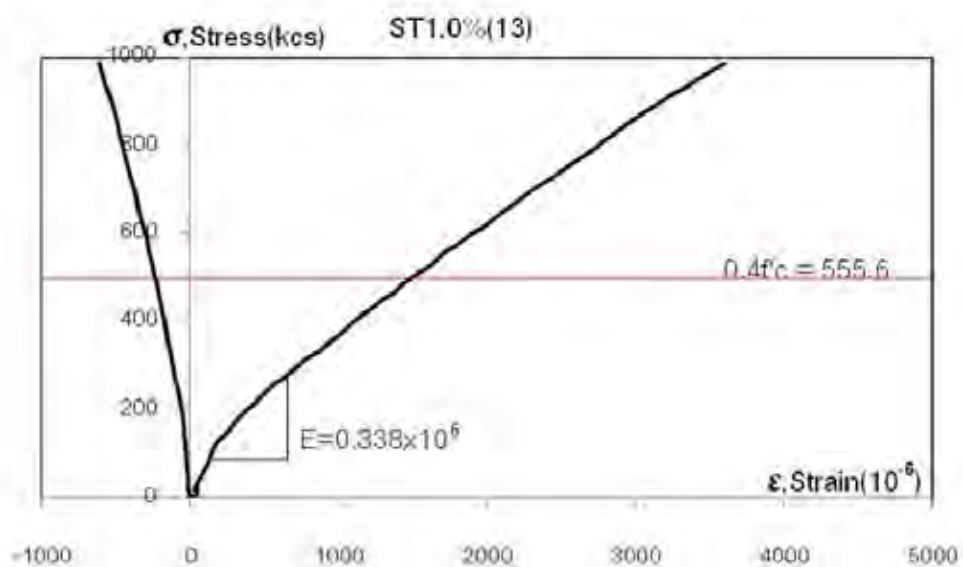
ภาพที่ ผ.6 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงแยกต่อกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าร์กับปริมาณเส้นใยเหล็กเมื่อใส่เส้นใยเหล็กขนาด 13 มิลลิเมตร ปริมาณ 0% ถึง 1.0% โดยปริมาตร

ผลการทดลองหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนโพซองของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก

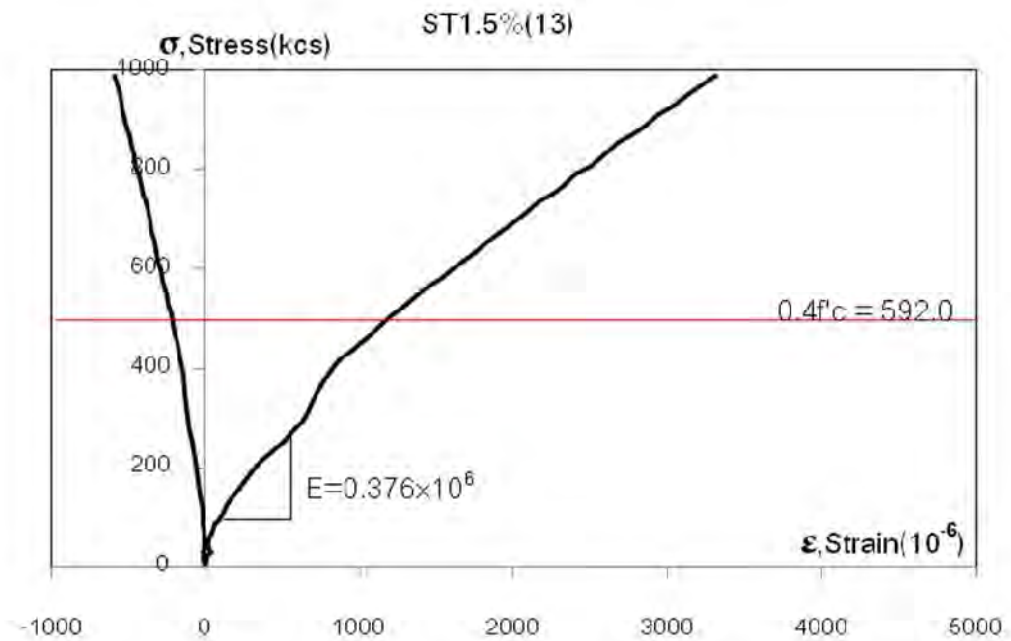
ผลการทดสอบโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนโพซองโดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของคอนกรีตสมรรถนะสูงมากที่ผสมเส้นใยเหล็กขนาด 6 มิลลิเมตร และ 13 มิลลิเมตรในปริมาณต่างๆ ปริมาณเส้นใยเหล็กดังแสดงในภาพที่ ผ.7 ถึง ผ.10



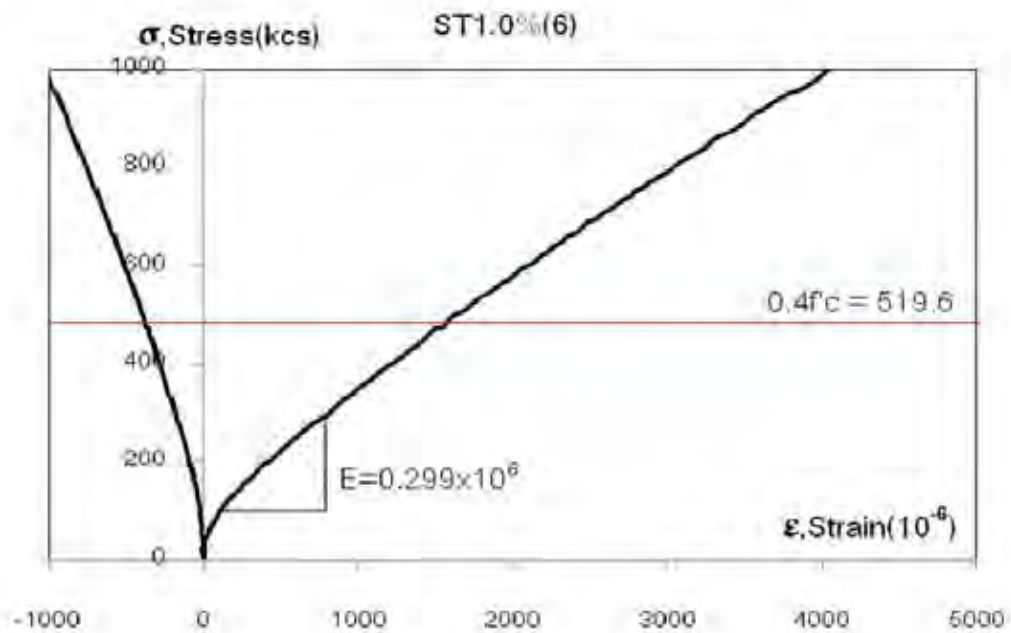
ภาพที่ ผ.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก ST 0.5% 13 มม



ภาพที่ ผ.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตสมรรถนะสูงมาก ST 1.0% 13 มม



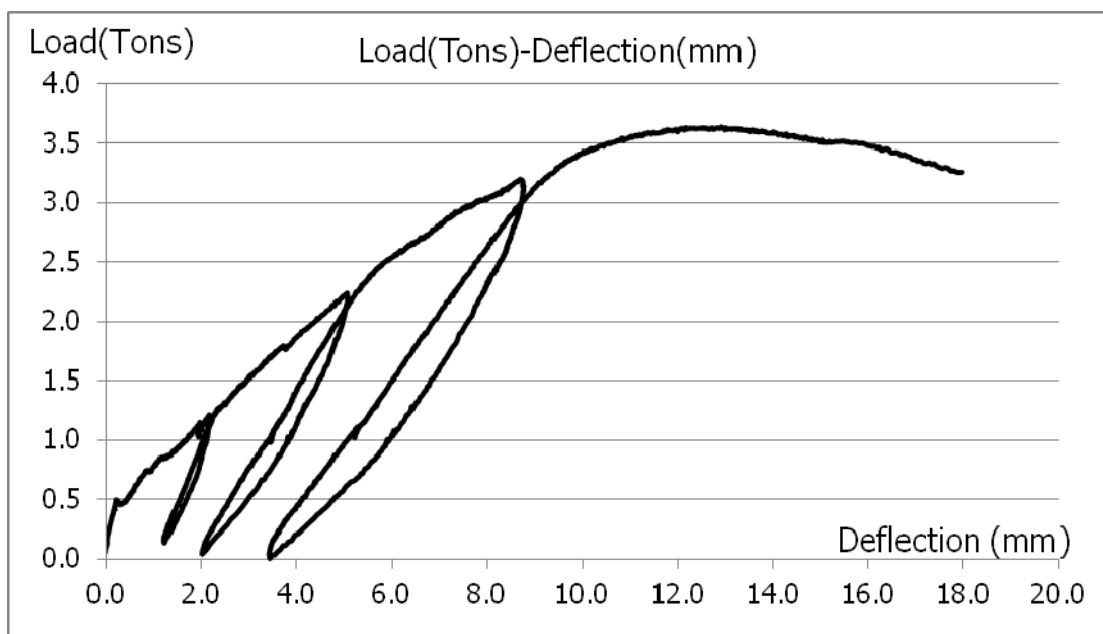
ภาพที่ ผ.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของ
คอนกรีตสมรรถนะสูงมาก ST 1.5% 13 มม



ภาพที่ ผ.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของ
คอนกรีตสมรรถนะสูงมาก ST 1.0% 6 มม

ผลการทดลองกำลังรับแรงดัดของแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหลังการเททับหน้าด้วยคอนกรีตสมรรถนะสูงมากเสริมเส้นใยเหล็ก

1. ความหนา 5 มิลลิเมตร ปริมาณเส้นใย 1 % ความยาวเส้นใย 13 มิลลิเมตร ไม่ใช้น้ำยาเชื่อมประสาน (หนา 5 มม ST 1.0% 13 มม)



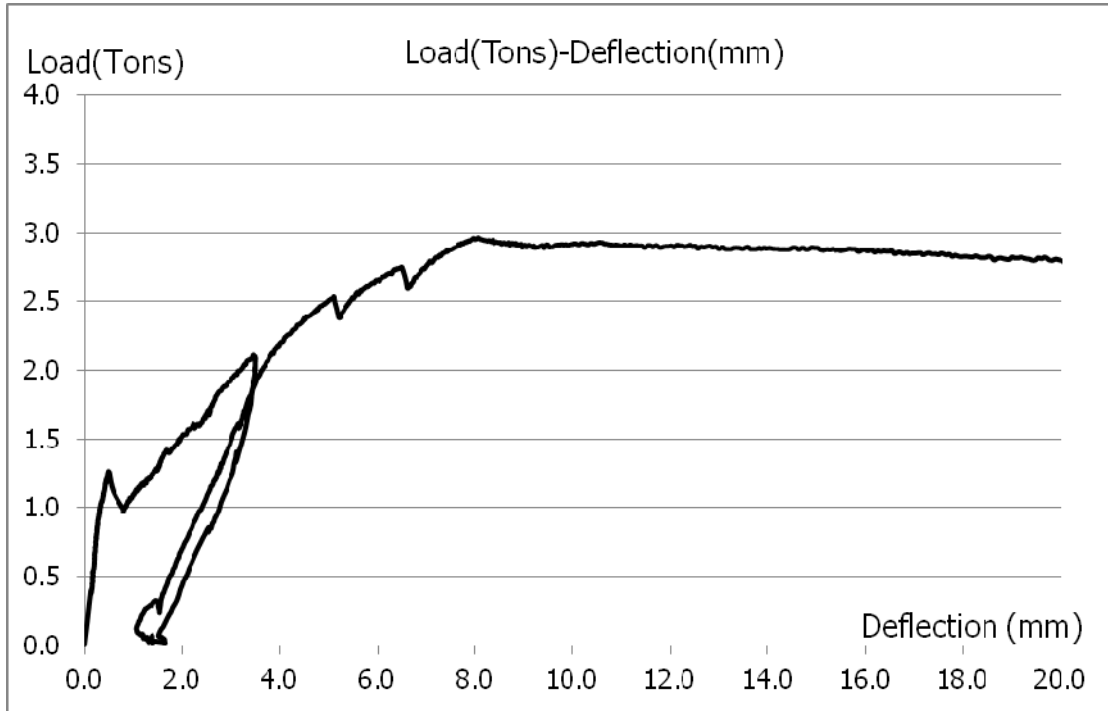
ภาพที่ ผ.11 แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มิลลิเมตร) ของ หนา 5 มม ST 1.0% 13 มม

จากภาพที่ ผ.11 สามารถหาค่าของหน่วยแรงกระทำสูงสุด, หน่วยแรงแตกร้าว, หน่วยแรงที่ทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริมและค่าหน่วยการกระจายแรงเฉือนได้ดังตารางที่ ผ.11

ตารางที่ ผ.11 ผลการทดลองของแผ่นพื้น หนา 5 มม ST 1.0% 13 มม

หน่วยแรงกระทำสูงสุด	2960 กก
น้ำบรรทุกที่เริ่มเกิดรอยแตก	4900 กก
น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริม	1614 กก

2. ความหนา 7.5 มิลลิเมตร ปริมาณเส้นใย 1% ความยาวเส้นใย 13 มิลลิเมตร ไม่ใช้น้ำยาเชื่อมประสาน (หนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม)



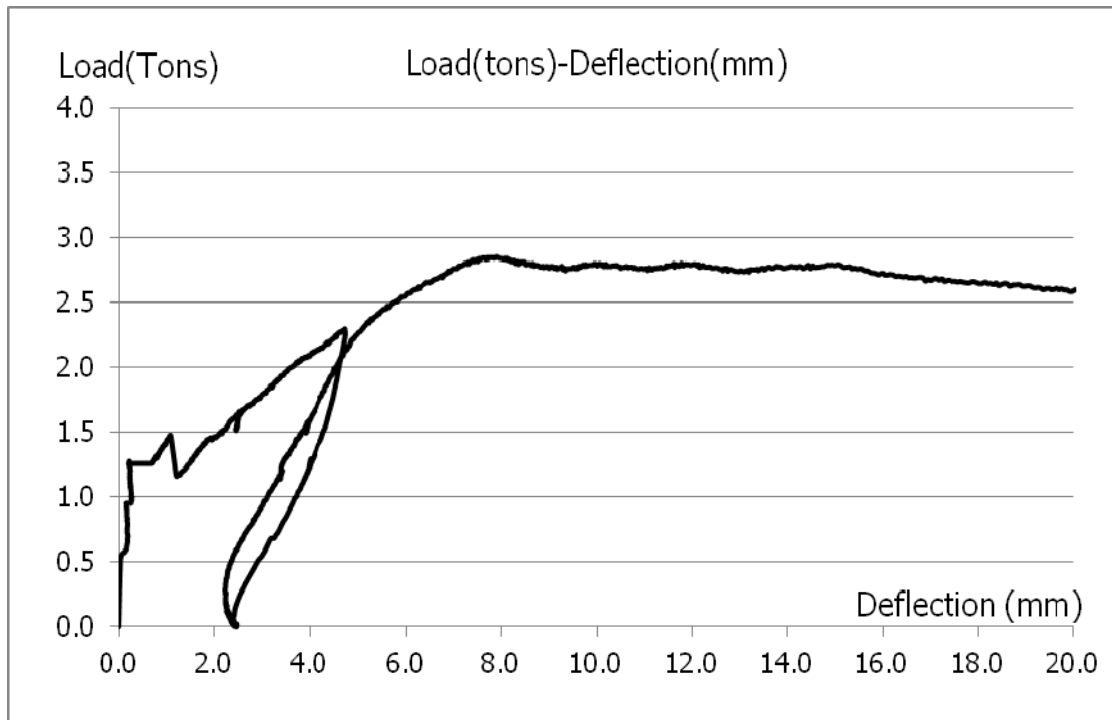
ภาพที่ ผ.12 แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มิลลิเมตร) ของหนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม

จากภาพที่ ผ.12 สามารถหาค่าของหน่วยแรงกระทำสูงสุด, หน่วยแรงแตกร้าว, หน่วยแรงที่ทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริมและค่าหน่วยการกระจายแรงเฉือนได้ดังตารางที่ ผ.12

ตารางที่ ผ.12 ผลการทดลองของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม

หน่วยแรงกระทำสูงสุด	2960 กก
Cracking Stress	1250 กก
น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริม	1619 กก

3. ความหนา 10 มิลลิเมตร ปริมาณเส้นใย 1% ความยาวเส้นใย 13 มิลลิเมตร ไม่ใช้น้ำยาเชื่อมประสาน (หนา 10 มม ST 1.0% 13 มม)



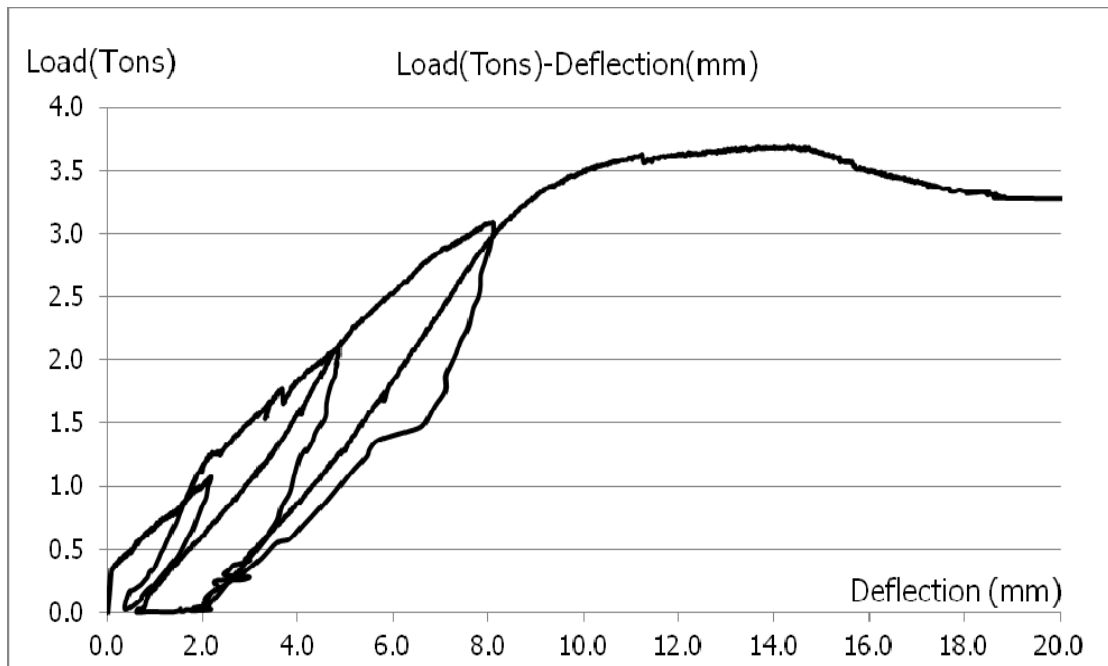
ภาพที่ ผ.13 แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มิลลิเมตร)
ของ หนา 10 มม ST 1.0% 13 มม

จากภาพที่ ผ.13 สามารถหาค่าของหน่วยแรงกระทำสูงสุด, หน่วยแรงแตกร้าว, หน่วยแรงที่ทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริมและค่าหน่วยการกระจายแรงเฉือนได้ดังตารางที่ ผ.13

ตารางที่ ผ.13 ผลการทดลองของแผ่นพื้น หนา 10 มม ST 1.0% 13 มม

หน่วยแรงกระทำสูงสุด	2960 กก
น้ำบรรทุกที่เริ่มเกิดรอยแตก	1276 กก
น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริม	1545 กก

4. ความหนา 5 มิลลิเมตร ปริมาณเส้นใย 0.5% ความยาวเส้นใย 13 มิลลิเมตร ไม่ใช่
น้ำยาเชื่อมประสาน (หนา 5 มม ST 0.5% 13 มม)



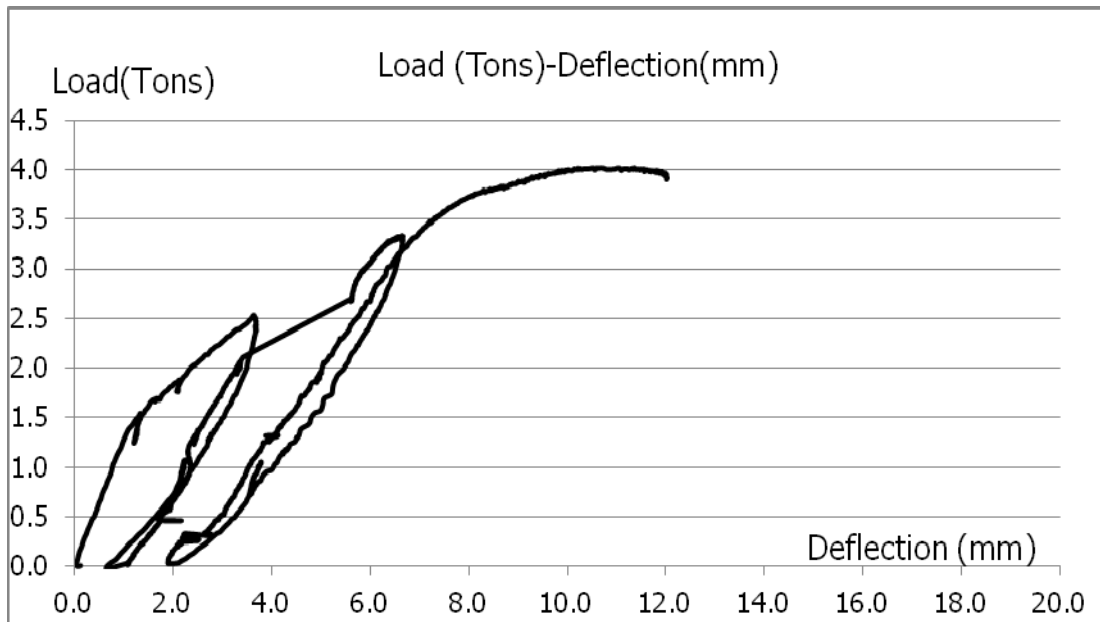
ภาพที่ ผ.14 แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มิลลิเมตร)
ของ หนา 5 มม ST 0.5% 13 มม

จากภาพที่ ผ.14 สามารถหาค่าของหน่วยแรงกระทำสูงสุด, หน่วยแรงแตกร้าว, หน่วยแรง
ที่ทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริมและค่าหน่วยการกระจายแรงเฉือนได้ดังตารางที่ ผ.14

ตารางที่ ผ.14 ผลการทดลองของแผ่นพื้น หนา 5 มม ST 0.5% 13 มม

หน่วยแรงกระทำสูงสุด	2960 กก
น้ำบรทุกที่เริ่มเกิดรอยแตก	ไม่ชัดเจน
น้ำหนักบรทุกที่ทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริม	1962 กก

5. ความหนา 7.5 มิลลิเมตร ปริมาณเส้นใย 1.0% ความยาวเส้นใย 6 มิลลิเมตร ใช้น้ำยาเชื่อมประสาน (หนา 7.5 มม ST 1.0% 6 มม – B)



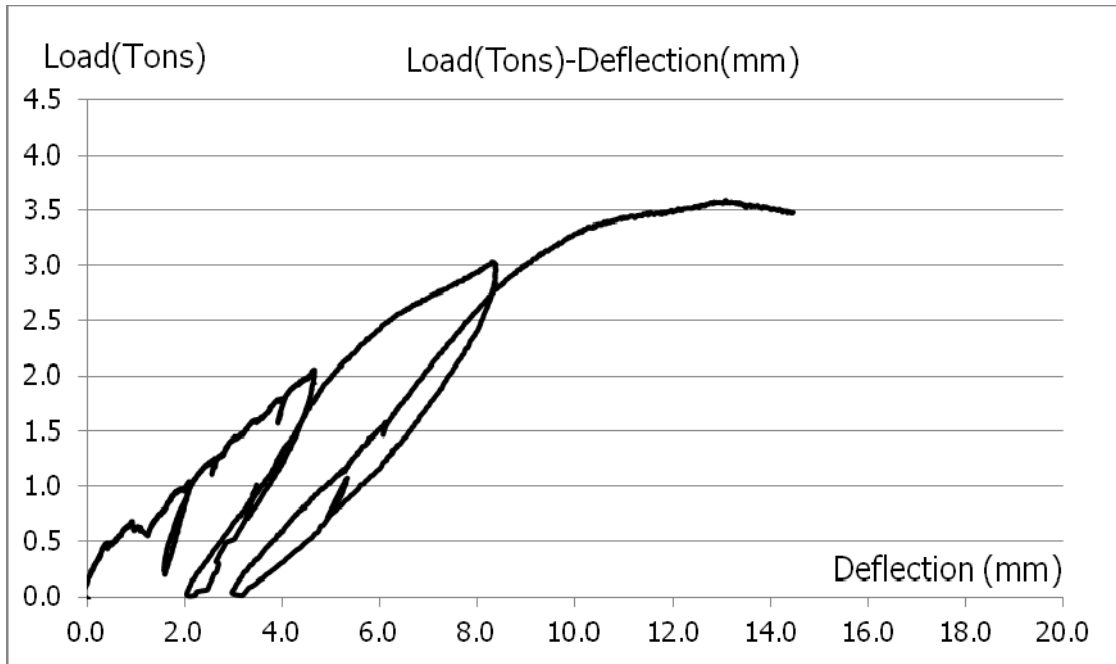
ภาพที่ ผ.15 แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มิลลิเมตร) ของ หนา 7.5 มม ST 1.0% 6 มม – B

จากภาพที่ ผ.15 สามารถหาค่าของหน่วยแรงกระทำสูงสุด, หน่วยแรงแตกร้าว, หน่วยแรงที่ทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริมและค่าหน่วยการกระจายแรงเฉือนได้ดังตารางที่ ผ.15

ตารางที่ ผ.15 ผลการทดลองของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 1.0% 6 มม – B

หน่วยแรงกระทำสูงสุด	2960 กก
น้ำบรรทุกที่เริ่มเกิดรอยแตก	1205 กก
น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริม	2389 กก

6. ความหนา 7.5 มิลลิเมตร ปริมาณเส้นใย 0.5% ความยาวเส้นใย 13 มิลลิเมตร ใช้น้ำยาเชื่อมประสาน (หนา 7.5 มม ST 0.5% 13 มม – B)



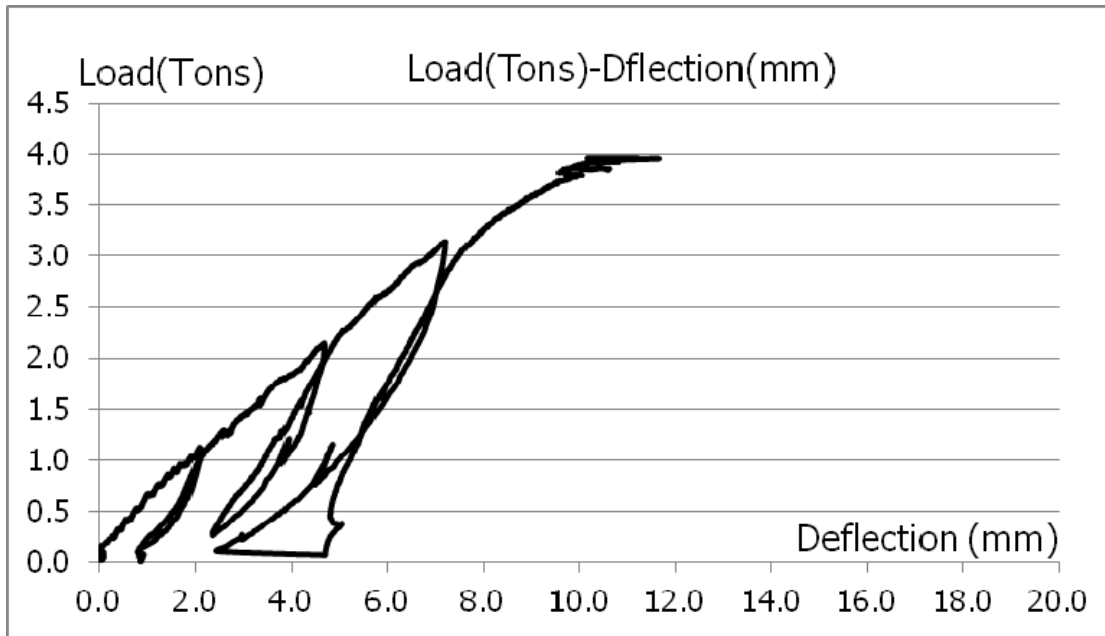
ภาพที่ ผ.16 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มิลลิเมตร)
ของ หนา 7.5 มม ST 0.5% 13 มม – B

จากภาพที่ ผ.16 สามารถหาค่าของหน่วยแรงกระทำสูงสุด, หน่วยแรงแตกร้าว, หน่วยแรงที่ทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริมและค่าหน่วยการกระจายแรงเฉือนได้ดังตารางที่ ผ.16

ตารางที่ ผ.16 ผลการทดลองของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 0.5% 13 มม – B

หน่วยแรงกระทำสูงสุด	2960 กก
น้ำบรรทุกที่เริ่มเกิดรอยแตก	1100 กก
น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริม	1768 กก

7. ความหนา 7.5 มิลลิเมตร ปริมาณเส้นใย 1% ความยาวเส้นใย 13 มิลลิเมตรใช้น้ำยาเชื่อมประสาน (หนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม- B)



ภาพที่ ผ.17 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่กระทำ(ตัน)กับการเสียรูป(มิลลิเมตร)
ของ หนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม- B

จากภาพที่ ผ.17 สามารถหาค่าของหน่วยแรงกระทำสูงสุด, หน่วยแรงแตกร้าว, หน่วยแรงที่ทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริมและค่าหน่วยการกระจายแรงเฉือนได้ดังตารางที่ ผ.17

ตารางที่ ผ.17 ผลการทดลองของแผ่นพื้น หนา 7.5 มม ST 1.0% 13 มม- B

หน่วยแรงกระทำสูงสุด	2960 กก
น้ำบรรทุกที่เริ่มเกิดรอยแตก	ไม่ชัดเจน
น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริม	2132 กก

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นาย จุฑา มีพฤษ์ เกิดเมื่อวันที่ 18 เมษายน พุทธศักราช 2529 ที่จังหวัดกรุงเทพมหานคร สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยมหิดลในปีการศึกษา 2550 จากนั้นได้เข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโทบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยในปีการศึกษา 2551