พฤติกรรมรอยต่อแบบเปียกของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป

ภาคิณ ลอยเจริญ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี
พ.ศ. 2554

ลิขสิทธิ์เป็นของมหาวิทยาลัยอุบลราชธานี

BEHAVIOR OF WET JOINTS OF PRECAST REINFORCED CONCRETE BEAM

PHAKIN LOYJAROEN

A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS
FOR THE DEGREE OF MASTER OF ENGINEERING
MAJOR IN CIVIL ENGINEERING
FACULTY OF ENGINEERING
UBON RATCHATHANI UNIVERSITY
YEAR 2011

COPYRIGHT OF UBON RATCHATHANI UNIVERSITY

ใบรับรองวิทยานิพนธ์

มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี

ปริญญา วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

เรื่อง พฤติกรรมรอยต่อแบบเปียกของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป

ผู้วิจัย นายภาคิณ ลอยเจริญ

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

..... อาจารย์ที่ปรึกษา

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.เกรียงศักดิ์ แก้วกอชัย)

..... กรรมการ

(รองศาสตราจารย์ ดร.สถาพร โภคา)

..... กรรมการ

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ธนภร ทวีวุฒิ)

..... กรรมการ

(ดร.วิเชียร โสมณวัฒน์)

..... คณบดี

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.นท แสงเทียน)

มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี รับรองแล้ว

.....

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อุทิศ อินทร์ประสิทธิ์)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการ

ปฏิบัติราชการแทนอธิการบดี มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี

ปีการศึกษา 2554

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงได้ด้วยความช่วยเหลืออย่างดียิ่งของ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. เกรียงศักดิ์ แก้วกุลชัย อาจารย์ที่ปรึกษา ซึ่งเป็นผู้ควบคุมการวิจัย ให้ความช่วยเหลือ คำแนะนำและข้อคิดเห็นในการศึกษาเป็นอย่างดี ตลอดจนการแก้ไขปัญหาต่างๆ อันเป็นประโยชน์ต่องานวิจัยนี้ ผู้วิจัยขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.มงคล ปุษยตานนท์ แห่งภาควิชาวิศวกรรมไฟฟ้าและอิเลคทรอนิคส์ ที่ได้ให้ความอนุเคราะห์เครื่องมือและคำแนะนำการใช้เครื่องมือในการวิจัย รวมทั้งรองศาสตราจารย์ ดร.สถาพร โภคา และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วิวัฒน์ พัวทัศนานนท์ ที่ได้เข้าร่วมเป็นกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และให้ข้อคิดเห็นอันเป็นประโยชน์ยิ่งต่อการวิจัยครั้งนี้

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยอุบลราชธานีเป็นอย่างยิ่งที่กรุณาให้ความอนุเคราะห์ใช้ห้องปฏิบัติการรวมทั้งเครื่องมือและอุปกรณ์ต่างๆ ในการทดสอบ ขอขอบพระคุณอาจารย์สุรพล ไชยชนะ ที่ได้ให้คำปรึกษาในการใช้เครื่องมือในห้องปฏิบัติการ น้องนักศึกษาระดับปริญญาตรีทุกท่านที่ช่วยในเรื่องการทำตัวอย่างและการทดสอบ สุดท้ายผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณคุณพ่อสำเนียง ลอยเจริญ บิดาผู้ได้ล่วงลับไปแล้ว ที่ได้ช่วยเหลือในการทำตัวอย่างงานวิจัย ในช่วงแรกและเป็นแรงบันดาลใจให้ผู้วิจัยทำงานวิจัยนี้จนสำเร็จลุล่วง

(นายภาคิณ ลอยเจริญ)

ผู้วิจัย

บทคัดย่อ

ชื่อเรื่อง : พฤติกรรมรอยต่อแบบเปียกของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป

โดย : ภาคิณ ลอยเจริญ

ชื่อปริญญา : วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชา : วิศวกรรมโยธา

ประธานกรรมการที่ปรึกษา : ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.เกรียงศักดิ์ แก้วกุลชัย

ศัพท์สำคัญ : คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป รอยต่อแบบเปียก เหล็กเดือย Shear key

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการวิบัติของรอยต่อแบบเปียกของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป เปรียบเทียบกับรอยต่อแบบต่อเนื่องและศึกษาปฏิสัมพันธ์ของแรงเฉือนและแรงดัดในผิวสัมผัสของคอนกรีตคานกับคอนกรีตรอยต่อ การศึกษาประกอบด้วยการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของผิวสัมผัสรอยต่อ การทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดและกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ ในการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน ตัวอย่างทดสอบถูกออกแบบให้มีผิวสัมผัสเรียบ หยาบ และแบบ Shear key ในรูปแบบที่เสริมเหล็กเดือยและไม่เสริมเหล็กเดือย จากการศึกษาพบว่า ผิวสัมผัสแบบ Shear key เสริมเหล็กเดือยในแนวขนานกับทิศการเฉือนให้กำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุด ในการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดพบว่า รอยต่อแบบเปียกไม่มีผลต่อกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปในกรณีที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงยาวต่อเนื่องและกรณีต่อเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยการเชื่อมทาบในรอยต่อ ส่วนรอยต่อที่ใช้เหล็กเสริมวางทาบและงอฉากสามารถรับแรงดัดได้ในระดับหนึ่ง แต่จะวิบัติแบบฉับพลันจากผลของแรงยึดหนี่ยวในการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ พบว่ากำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อมีค่าลดลง และการเสริมเหล็กเดือยผ่านผิวสัมผัสเพื่อรับแรงเฉือนของรอยต่อจะส่งผลให้รอยต่อรับโมเมนต์ดัดได้มากขึ้น สำหรับการงอฉากปลายเหล็กเดือยในรอยต่อจะช่วยเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยว ซึ่งทำให้ประสิทธิภาพการรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น ส่งผลให้รอยต่อสามารถพัฒนากำลังรับโมเมนต์ดัดได้ใกล้เคียงรอยต่อแบบต่อเนื่อง ในกรณีที่ทำผิวสัมผัสแบบ Shear key พร้อมเสริมเหล็กเดือย ทำให้ประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของคานที่มีรอยต่อเพิ่มขึ้นเทียบเคียงกับกำลังของคานที่มีรอยต่อแบบต่อเนื่อง

ABSTRACT

TITLE : BEHAVIOR OF WET JOINTS OF PRECAST REINFORCED CONCRETE BEAM

BY : PHAKIN LOYJAROEN

DEGREE : MASTER OF ENGINEERING

MAJOR : CIVIL ENGINEERING

CHAIR : ASST. PROF. GRIENGSAK KAEWKULCHAI, Ph.D.

KEYWORDS : PRECAST CONCRETE BEAM / WAT JOINT / DOWEL BAR / SHEAR KEY

The aim of this research is to examine the failure behavior of wet joints for precast reinforced concrete beam compared with that of continuous joints, and to investigate the interactions between shear force and bending moment at the joint surface of precast concrete beams. The study includes direct shear, bending moment, and shear-bending moment tests of joints. For the direct shear tests, samples were cast as smooth, rough and shear key surfaces for both having dowel and non-dowel bars. From the tests, it was found that the surface carrying the highest shear strength is the shear key surface having dowel bars parallel to the applied force direction. From the bending moment tests, results showed that the wet joints have no effect on flexural strength when tension bars are continuous or connected by welding. For the joint having tension bars with lab splicing and a 90-degree hook at the end, flexural strength can be developed at a certain value but the joint fails abruptly by bonding failure. Finally, it was found from the shear-bending moment tests that the flexural strength of joints was decreased due to shear forces and by adding dowel bars to resist shears, the joint can carry more moment. With a 90-degree hook at the end of each dowel bar in joints, bonding strength was improved, then shear strength was enhanced. As a result, flexural strength of the joints can be developed closely to that of continuous joints. In addition, joints with shear key surface and dowel bars can develop flexural strength comparable to the continuous joints.

สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ	**ก**
บทคัดย่อภาษาไทย	**ข**
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	**ค**
สารบัญ	**ง**
สารบัญตาราง	**ช**
สารบัญภาพ	**ฎ**
บทที่	
1 บทนำ	
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญในการวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย	2
1.3 ขอบเขตงานวิจัย	2
1.4 ผลที่คาดว่าจะได้รับ	3
1.5 องค์ประกอบของวิทยานิพนธ์	3
2 ทฤษฎีและผลงานวิจัย	
2.1 ทั่วไป	4
2.2 การก่อสร้างระบบสำเร็จรูป	4
2.3 ลักษณะของรอยต่อในการก่อสร้างระบบสำเร็จรูป	6
2.4 ชนิดของจุดต่อจำแนกตามลักษณะการรับแรง	7
2.5 พฤติกรรมการรับแรงของรอยต่อระหว่างคานกับเสา	13
2.6 รอยต่อคาน – เสาของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูป (Precast concrete)	16
2.7 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	19
2.8 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	47
2.9 สรุป	49

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
3 วิธีดำเนินการวิจัย	
3.1 ทั่วไป	51
3.2 การทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อแบบเปียก	52
3.3 การทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก	61
3.4 การทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก	69
3.5 สรุป	80
4 ผลการวิจัยและอภิปรายผล	
4.1 ทั่วไป	81
4.2 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของผิวสัมผัส (Shear friction test)	82
4.3 การทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (Bending test)	90
4.4 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (Shear-bending test)	104
4.5 สรุป	132
5 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ	
5.1 สรุปผลการวิจัย	133
5.2 ข้อเสนอแนะในงานวิจัย	134
เอกสารอ้างอิง	**136**
ภาคผนวก	
ก ตารางแสดงข้อมูลผลการทดสอบวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย	141
ข รายการคำนวณออกแบบและวิเคราะห์หน้าตัดตัวอย่างทดสอบ	149
ค ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของผิวสัมผัส Direct shear test	158

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
ง ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก Bending test	163
จ ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก	181
ฉ ภาพแสดงการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรง	215
ช ภาพแสดงการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก	230
ซ ภาพแสดงการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก	236
ฌ ภาพแสดงกระบวนผลิตตัวอย่างทดสอบ	246
ญ ภาพแสดงการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตและกำลังดึงของเหล็กเส้นที่ใช้ผลิตตัวอย่างทดสอบ	250
ประวัติผู้วิจัย	**253**

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
2-1	ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากตำแหน่งเหล็กเสริม หรือลวดเหล็ก (Reinforcement location factor: α)	33
2-2	ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากการหุ้มหรือเคลือบเหล็กเสริม หรือลวดเหล็กด้วย Epoxy (Coating factor: β)	34
2-3	ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากขนาดเหล็กเสริม (Reinforcement size factor: γ)	34
2-4	ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากกรณีที่ใช้คอนกรีตมวลรวมเบา (Light weight concrete aggregate concrete factor: λ)	34
2-5	ค่าความยาวระยะฝังยึด (l_d) ของเหล็ก หรือลวดเหล็กข้ออ้อยตาม ACI 318-02	36
2-6	ตัวคูณปรับค่าความยาวของระยะฝังยึดพื้นฐานสำหรับปลายเหล็กที่งอขอภายใต้แรงดึง	37
2-7	การแบ่งชั้นคุณภาพตามระยะทาบของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง	39
2-8	การต่อทาบของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง	39
4-1	ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัส (Shear friction test)	82
4-2	ผลการทดสอบและเปอร์เซ็นต์เปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสกรณีไม่เสริมเหล็กเดือย	84
4-3	ผลการทดสอบและประสิทธิภาพกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสกรณีเสริมเหล็กเดือยแนวตั้ง	86
4-4	ผลการทดสอบและประสิทธิภาพกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสกรณีเสริมเหล็กเดือยแนวนอน	87
4-5	ผลการทดสอบเปรียบเทียบประสิทธิภาพการทำงานของเหล็กเดือย	90
4-6	ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดัดสูงสุดของรอยต่อแบบเปียก	91
4-7	ค่าประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดของตัวอย่างทดสอบ	103
4-8	ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก	104
4-9	ตารางเปรียบเทียบประสิทธิภาพกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของตัวอย่างทดสอบ	132

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
ก-1	ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอก (สำหรับทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของผิวสัมผัส)	142
ก-2	ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเส้นกลม RB9 mm (สำหรับทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของผิวสัมผัส)	142
ก-3	ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอก (สำหรับทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก)	143
ก-4	ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กข้ออ้อย DB12 mm (สำหรับทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก)	144
ก-5	ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กข้ออ้อย DB12 mm เชื่อมทาบ (สำหรับทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก)	154
ก-6	ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอก (สำหรับทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก)	146
ก-7	ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กข้ออ้อย DB12 mm (สำหรับทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก)	146
ก-8	ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กข้ออ้อย DB12 mm เชื่อมทาบ (สำหรับทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก)	147
ค-1	ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของผิวสัมผัส (Direct shear test)	159
ง-1	ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อหล่อพร้อมคานเหล็กรับแรงดึง (3-DB12 mm) ยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, (B-CN)	164
ง-2	ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึง (3-DB12 mm) ยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, (B-CJ)	168
ง-3	ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึง (3-DB12 mm) วางทาบในรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, (B-LS)	172

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
ง-4	ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึง (3-DB12 mm) วางทาบและงอฉากในรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, (B-LH)	174
ง-5	ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีต ภายหลัง เหล็กรับแรงดึง (3-DB12 mm) วางทาบและงอฉากในรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, (B-LH)	177
จ-1	ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเท คอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสหยาบ ไม่เสริมเหล็กเดือย, (SB-NRR)	182
จ-2	ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อ เทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-B12 mm) ผิวสัมผัสหยาบ เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), (SB-DRR)	186
จ-3	ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเท คอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) สัมผัสหยาบทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย, (SB-NRO)	189
จ-4	ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเท คอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), (SB-DRO)	192
จ-5	ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเท คอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสขรุขระทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm) และงอฉากใน รอยต่อ, (SB-HRO)	195
จ-6	ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเท คอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key ไม่เสริมเหล็กเดือย, (SB-NKK)	199

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
จ-7	ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), (SB-DKK)	203
จ-8	ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key ทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย, (SB-NKO)	208
จ-9	ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), (SB-DKO)	212

สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
2-1	การก่อสร้างโดยระบบ Fully-Precast concrete construction	5
2-2	การก่อสร้างโดยระบบ Semi-Precast concrete construction	6
2-3	ตัวอย่างการต่อชิ้นส่วนคานกับเสาโดยใช้รอยต่อแบบแห้ง	7
2-4	ตัวอย่างการต่อชิ้นส่วนคานกับเสาโดยใช้รอยต่อแบบเปียก	7
2-5	ลักษณะการถ่ายแรงผ่านจุดต่อรับแรงอัดที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่แตกต่างกัน	8
2-6	จุดต่อรับแรงดึงโดยใช้เหล็กรูปครึ่งวงกลมกับคอนกรีตเทเพิ่ม	9
2-7	การอัดฉีดคอนกรีตของจุดต่อระหว่างคานและเสา	10
2-8	จุดต่อรับแรงดึงโดยใช้การเชื่อม	10
2-9	ลักษณะจุดต่อรับแรงเฉือน	11
2-10	ลักษณะจุดต่อรับแรงบิด	12
2-11	ตำแหน่งของ Connection zone	13
2-12	ประเภทของการพังของรอยต่อ	14
2-13	รอยต่อที่ใช้ในการทดสอบของ R.H.Scott	15
2-14	รอยต่อแบบดั้งเดิมของ Precast concrete	16
2-15	Idealized Deformation Behavior in Non-Linear Mediums	17
2-16	Possible Connection Ductility Classification	17
2-17	การจำลอง Rigidity ของรอยต่อแบบ Precast	18
2-18	คุณสมบัติการเปลี่ยนรูป (Deformation) ของคานยื่น	19
2-19	แสดงการกระจายของหน่วยแรงตัดและหน่วยแรงเฉือนในช่วงอีลาสติก	20
2-20	พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุก	22
2-21	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโค่งตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	24
2-22	แรงเฉือนตรง (Direct shear)	26
2-23	หลักการเบื้องต้นของแรงเฉือน-ความเสียดทาน	27
2-24	ลักษณะการแตกร้าวในคานเนื่องจากแรงเฉือน	30
2-25	รายละเอียดของอมาตรฐาน 90 องศา และ 180 องศา	37
2-26	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการยืดหดตัวของเหล็กเสริม	47

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
3-1	แผนผังสรุปขั้นตอนการทำงาน	52
3-2	ลักษณะของตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรง (Direct shear test)	53
3-3	ตัวอย่างทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของรอยต่อแบบเปียก (Direct shear test) ตัวอย่างละ 2 ชุด รวม 42 ตัวอย่าง	55
3-4	ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนชุด A1, A2 และ A3	56
3-5	ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนชุด B1, B2 และ B3	56
3-6	ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนชุด C1, C2 และ C3	57
3-7	ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนชุด D1, D2 และ D3	58
3-8	ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนชุด E1, E2 และ E3	58
3-9	ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนชุด F1, F2 และ F3	59
3-10	ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนชุด G1, G2 และ G3	60
3-11	การติดตั้งเครื่องมือกดทดสอบตัวอย่างทดสอบ Direct shear test	61
3-12	แนวทางการวิเคราะห์ออกแบบตัวอย่างทดสอบโดยพิจารณาจากแผนภาพของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด	62
3-13	ขนาดของตัวอย่างทดสอบ ขนาดของรอยต่อ ตำแหน่งจุดรองรับและตำแหน่งแรงกระทำ	62
3-14	ภาพตัวอย่างทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก (ชุดละ 1 ตัวอย่าง)	64
3-15	ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ ตัวอย่างที่ 1 (B-CN)	65
3-16	ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ ตัวอย่างที่ 2 (B-CJ)	66
3-17	ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ ตัวอย่างที่ 3 (B-LS)	66
3-18	ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ ตัวอย่างที่ 4 (B-LH)	67
3-19	ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ ตัวอย่างที่ 5 (B-LW)	67
3-20	ชุดอุปกรณ์แปลงค่าแรงใน Hydraulic actuator เป็นค่า Voltage	68
3-21	การติดตั้งตัวอย่างทดสอบและเตรียมเครื่องมือทดสอบ	68
3-22	การออกแบบขนาดของตัวอย่างทดสอบ ขนาดของรอยต่อ ตำแหน่งจุดรองรับ ตำแหน่งแรงกระทำ แผนภาพของแรงเฉือนและแผนภาพของโมเมนต์ดัด	69

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
3-23	ภาพรวมของตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก	71
3-24	ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-NRR)	73
3-25	ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-DRR)	73
3-26	ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-NRO)	74
3-27	ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-DRO)	75
3-28	ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-HRO)	76
3-29	ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-NKK)	76
3-30	ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-DKK)	77
3-31	ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-NKO)	78
3-32	ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-DKO)	78
3-33	การติดตั้งตัวอย่างทดสอบและเตรียมเครื่องมือทดสอบ	79
4-1	แผนภูมิเปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัส (Shear friction test)	83
4-2	แผนภูมิเปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัส (กรณีไม่เสริมเหล็กเดือย)	85
4-3	แผนภูมิเปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัส (กรณีเสริมเหล็กเดือยแนวตั้ง)	86
4-4	แผนภูมิเปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัส (กรณีเสริมเหล็กเดือยแนวนอน)	88
4-5	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน B-CN	92
4-6	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน B-CN	93
4-7	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน B-CJ	94
4-8	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน B-CJ	95
4-9	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน B-LS	96
4-10	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน B-LS	97
4-11	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน B-LH (1)	98

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
4-12	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน B-LH (2)	99
4-13	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน B-LH	99
4-14	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน B-LW	100
4-15	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน B-LW	102
4-16	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคานทดสอบกำลังรับแรงดัดเปรียบเทียบทั้งหมด	103
4-17	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-NRR	106
4-18	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-NRR	107
4-19	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-DRR	108
4-20	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-DRR	109
4-21	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-NRO	110
4-22	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-NRO	111
4-23	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-DRO	112
4-34	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-DRO	113
4-25	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-HRO	114
4-26	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-HRO	115
4-27	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-NKK	117
4-28	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-NKK	118
4-29	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-DKK	120
4-30	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-DKK	121
4-31	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-NKO	123
4-31	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-NKO	124
4-33	ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-DKO	125
4-34	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-DKO	126
4-35	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดเปรียบเทียบทั้งหมด	127
4-36	พฤติกรรมการวิบัติของรอยต่อแบบเปียกก่อนเกิดกระบวนการ Dowel action	130

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
ฉ-1	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง A1/1	216
ฉ-2	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง A1/2	216
ฉ-3	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง A2/1	216
ฉ-4	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง A2/2	217
ฉ-5	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง A3/1	217
ฉ-6	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง A3/2	217
ฉ-7	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง B1/1	218
ฉ-8	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง B1/2	218
ฉ-9	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง B2/1	218
ฉ-10	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง B2/2	219
ฉ-11	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง B3/1	219
ฉ-12	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง B3/2	219
ฉ-13	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง C1/1	220
ฉ-14	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง C1/2	220
ฉ-15	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง C2/1	220
ฉ-16	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง C2/2	221
ฉ-17	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง C3/1	221
ฉ-18	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง C3/2	221
ฉ-19	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง D1/1	222
ฉ-20	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง D1/2	222
ฉ-21	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง D2/1	222
ฉ-22	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง D2/2	223
ฉ-23	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง D3/1	223
ฉ-24	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง D3/2	223
ฉ-25	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง E1/1	224
ฉ-26	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง E1/2	224
ฉ-27	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง E2/1	224

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
ฉ-28	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง E2/2	225
ฉ-29	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง E3/1	225
ฉ-30	ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง E3/2	225
ฉ-31	ภาพก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง F1/1	226
ฉ-32	ภาพก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง F1/2	226
ฉ-33	ภาพก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง F2/1	226
ฉ-34	ภาพก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง F2/2	227
ฉ-35	ภาพก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง F3/1	227
ฉ-36	ภาพก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง F3/2	227
ฉ-37	ภาพก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง G1/1	228
ฉ-38	ภาพก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง G1/2	228
ฉ-39	ภาพก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง G2/1	228
ฉ-40	ภาพก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง G2/2	229
ฉ-41	ภาพก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง G3/1	229
ฉ-42	ภาพก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง G3/2	229
ช-1	ขณะทดสอบตัวอย่าง B-CN	231
ช-2	ขณะทดสอบตัวอย่าง B-CJ	232
ช-3	ขณะทดสอบตัวอย่าง B-LS	233
ช-4	ขณะทดสอบตัวอย่าง B-LH	234
ช-5	ขณะทดสอบตัวอย่าง B-LW	235
ซ-1	ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-NRR	237
ซ-2	ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-DRR	238
ซ-3	ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-NRO	239
ซ-4	ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-DRO	240
ซ-5	ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-HRO	241
ซ-6	ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-NKK	242
ซ-7	ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-DKK	243

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
ซ-8	ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-NKO	244
ซ-9	ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-DKO	245
ฌ-1	ขั้นตอนการหล่อตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรง	247
ฌ-2	ขั้นตอนการหล่อตัวอย่างทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ	248
ฌ-3	ขั้นตอนการหล่อตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ	249
ญ-1	การทดสอบกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอกของคอนกรีตที่ใช้ผลิตตัวอย่างทดสอบ	251
ญ-2	การทดสอบกำลังดึงของเหล็กเส้นที่ใช้ผลิตตัวอย่างทดสอบ	252

บทที่ 1
บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญในการวิจัย

ปัจจุบันได้มีการนำระบบก่อสร้างชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป (Precast concrete) มาใช้ในอุตสาหกรรมการก่อสร้างในประเทศไทยอย่างแพร่หลาย โดยการก่อสร้างด้วยระบบชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปในหลายโครงการสามารถลดเวลาและต้นทุนค่าก่อสร้างของโครงการลงได้ เมื่อเปรียบเทียบกับระบบการก่อสร้างแบบหล่อในที่ ในการก่อสร้างที่ใช้ระบบชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป ส่วนสำคัญที่ผู้ออกแบบและวิศวกรจะต้องใช้ดุลยพินิจในการออกแบบให้มากที่สุด คือ การออกแบบรอยต่อของโครงสร้าง ซึ่งปัจจุบันพบว่าการออกแบบรอยต่อของโครงสร้างในระบบสำเร็จรูป มีสองแบบ คือ รอยต่อแบบแห้ง (Dry joint) และรอยต่อแบบเปียก (Wet joint) โดยรอยต่อแบบแห้งจะนิยมใช้มากกว่ารอยต่อแบบเปียก เพราะทำงานง่าย ไม่ต้องเตรียมเหล็กหรือผูกเหล็กบริเวณรอยต่อไม่สกปรกขณะทำงานและหลังทำงาน แต่อาจมีค่าใช้จ่ายต่อจุดมากกว่าการทำรอยต่อแบบเปียก ปัญหาที่สำคัญที่นำมาสู่ความไม่นิยมในการก่อสร้างด้วยระบบสำเร็จรูปโดยใช้รอยต่อแบบเปียก คือ ขาดข้อมูลผลงานวิจัยที่แสดงถึงผลการทดสอบกำลังของรอยต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ซึ่งจะทำให้ทราบถึงพฤติกรรมด้านกำลังและความสามารถในการต้านทานแรงต่าง ๆ ของรอยต่อแบบเปียก โดยเป็นที่สังเกตว่ารอยต่อระหว่างคานประเภทดังกล่าว อาจขาดความปลอดภัยในแง่ของการใช้งาน เนื่องจากการเทคอนกรีตในส่วนของรอยต่อซึ่งเป็นคนละส่วนหรือไม่เป็นเนื้อเดียวกันกับตัวคาน

งานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นที่จะศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักของรอยต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปแบบเปียกในรูปแบบต่าง ๆ พร้อมนำเสนอแนวทางการออกแบบรอยต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปเพื่อให้มีความปลอดภัยและเกิดประสิทธิภาพสูงสุด โดยผลการศึกษาสามารถบ่งชี้ถึงค่าความปลอดภัย (Factor of Safety) ของโครงสร้างที่ลดลง ซึ่งเป็นดรรชนีชี้วัดถึงประสิทธิภาพในการใช้งานว่ามีความเหมาะสมและปลอดภัยต่อชีวิตของผู้ใช้อาคารหรือไม่ ซึ่งการศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักของรอยต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปจะช่วยเติมเต็มองค์ความรู้ ช่วยรักษาค่าความปลอดภัยของอาคารให้อยู่ในระดับเดิม โดยคาดหวังว่างานวิจัยนี้จะเป็นแหล่งข้อมูลให้ความรู้ เผยแพร่และส่งเสริมความเข้าใจด้านการออกแบบรอยต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปแก่ผู้ที่สนใจ สามารถนำองค์ความรู้ที่ได้ไปใช้ในการก่อสร้างและเป็นฐานข้อมูลการวิจัยเพื่อพัฒนารอยต่อคานคอนกรีตเหล็กสำเร็จรูปต่อไป

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

งานวิจัยนี้มีความมุ่งหมายเพื่อศึกษาพฤติกรรมโครงสร้างและการวิบัติของรอยต่อแบบเปียก รวมทั้งศึกษาถึงปฏิสัมพันธ์ของแรงเฉือนและแรงดัดในผิวสัมผัสคอนกรีตคานกับคอนกรีตรอยต่อของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป โดยมีวัตถุประสงค์ของการศึกษา ดังนี้

1.2.1 เพื่อทราบถึงพฤติกรรมการรับแรงกระทำ และลักษณะการวิบัติของรอยต่อแบบเปียกของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป และเปรียบเทียบกับรอยต่อของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างโดยวิธีปกติ

1.2.2 เพื่อศึกษาปฏิสัมพันธ์ของแรงเฉือนและแรงดัดในผิวสัมผัสคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่จากการออกแบบรอยต่อเปียกแต่ละรูปแบบ

1.3 ขอบเขตงานวิจัย

การศึกษานี้จะเปรียบเทียบผลการศึกษาคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่ใช้รอยต่อแบบเปียก กับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน (ไม่มีรอยต่อ) โดยมีขอบเขตของการศึกษาดังนี้

1.3.1 งานวิจัยนี้ศึกษาเฉพาะพฤติกรรมการรับแรงและการวิบัติของรอยต่อแบบเปียก (Wet joint) ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปเท่านั้น

1.3.2 ขนาดและรายละเอียดของเหล็กเสริมของคานและเสาคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารที่พักอาศัยขนาดเล็กทั่วไปเป็นตัวแทนในการศึกษา โดยใช้คานขนาดหน้าตัด 200×400 มิลลิเมตร

1.3.3 ค่ากำลังรับแรงอัด (f'_c) ของคอนกรีตคาน และรอยต่อค่าเดียวกัน โดยมีค่าระหว่าง 240 -260 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

1.3.4 เหล็กเสริมเกรด SR24 สำหรับเหล็กกลม และเกรด SD40 สำหรับเหล็กข้ออ้อย

1.3.5 การศึกษาครั้งนี้ไม่ได้พิจารณาถึงเทคนิคการประกอบและติดตั้งชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปในขั้นตอนการก่อสร้าง

1.3.6 ไม่พิจารณาแรงแบบสลับทิศ (Cyclic load) ที่เกิดจากแผ่นดินไหว

1.4 ผลที่คาดว่าจะได้รับ

1.4.1 ทราบถึงพฤติกรรมการรับแรงและการวิบัติของรอยต่อแบบเปียกของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป

1.4.2 ทราบผลการเปรียบเทียบกำลังของรอยต่อแบบเปียกกับกำลังของรอยต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป

1.4.3 บทสรุปถึงความเหมาะสมในการใช้รอยต่อแบบเปียกในการก่อสร้างแบบสำเร็จรูป

1.4.4 สามารถนำไปพัฒนาการก่อสร้างในระบบสำเร็จรูป ให้มีประสิทธิภาพดีขึ้นได้ในอนาคต

1.4.5 ผู้รับเหมา ผู้ว่าจ้าง และผู้ออกแบบ เกิดความเชื่อมั่นในการก่อสร้างโดยระบบสำเร็จรูปมากขึ้น

1.5 องค์ประกอบของวิทยานิพนธ์

องค์ประกอบของวิทยานิพนธ์ นอกจากบทที่ 1 ทั่วไป ดังกล่าวแล้ว ยังมีเนื้อหาบทอื่น ๆ คือ บทที่ 2 ทฤษฎีและผลงานวิจัย บทที่ 3 วิธีดำเนินการวิจัย บทที่ 4 วิเคราะห์และเปรียบเทียบผล และบทที่ 5 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ ดังแสดงรายละเอียดโดยลำดับ

บทที่ 2
ทฤษฎีและผลงานวิจัย

2.1 ทั่วไป

บทนี้จะกล่าวถึงการก่อสร้างระบบสำเร็จรูป ลักษณะของรอยต่อในการก่อสร้างระบบสำเร็จรูป พฤติกรรมทางกลของจุดต่อ พฤติกรรมการรับแรงของรอยต่อระหว่างคานกับเสา พฤติกรรมของโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน ทฤษฎีและข้อกำหนดทั่วไปของการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและรอยต่อคาน- เสาของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูป งานวิจัยที่ผ่านมาที่มีลักษณะคล้ายคลึงกับที่กำลังศึกษา และอื่นๆ

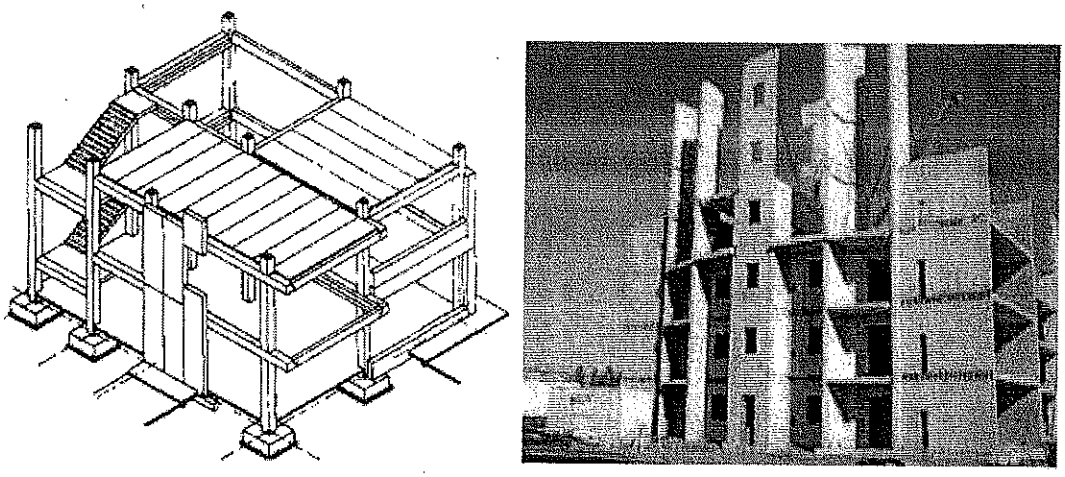
2.2 การก่อสร้างระบบสำเร็จรูป

ในปัจจุบันการก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไปจะใช้วิธีการหล่อในที่ (Cast-in-place) ซึ่งการก่อสร้างองค์อาคารต่างๆ ต้องติดตั้งค้ำยัน แบบหล่อ ผูกเหล็กเสริมคอนกรีต และเทคอนกรีต แล้วต้องรอให้คอนกรีตมีอายุที่เพียงพอ เพื่อให้ได้กำลังที่เหมาะสมจึงสามารถทำการถอดแบบหล่อได้ ทำให้ใช้เวลาในการก่อสร้างมาก ตลอดจนใช้แรงงานจำนวนมากส่งผลให้ค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างสูงตามไปด้วย ดังนั้นจึงมีความจำเป็นต้องหาแนวทางทำให้การก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมีราคาลดลง ใช้เวลาในการก่อสร้างรวดเร็วยิ่งขึ้น แต่โครงสร้างต้องมีเสถียรภาพและกลสมบัติต่างๆ อยู่ในมาตรฐานที่ยอมรับได้ เมื่อพิจารณาถึงเทคนิคต่างๆ ของการก่อสร้างอาคารด้วยระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูปเท่าที่ทำกันในปัจจุบันในด้านรายละเอียด จะเห็นว่ามีการแตกต่างกันมากมายหลายระบบ แต่มีหลักการใหญ่เพียงอยู่ที่การจัดแยกชิ้นส่วนโครงสร้างว่าแยกกันอยู่ในลักษณะใด รูปใด และจะนำมาประกอบกันเป็นอาคารด้วยวิธีใด ซึ่งอาจจำแนกประเภทของระบบชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปออกได้เป็นสองกลุ่มใหญ่ ๆ (ธฤษวรรณ บัวมาศ, 2548) คือ

2.2.1 Fully-Precast concrete construction

เป็นแนวคิดที่พยายามลดงานและความยุ่งยากในการควบคุมคุณภาพในการเทคอนกรีตในหน่วยงานก่อสร้าง ไปทำงานในโรงงานซึ่งมีสภาพการทำงานที่ดีกว่า ทำให้งานมีคุณภาพที่ดีกว่า ใช้เครื่องมือแทนแรงงานคนมากขึ้น ใช้แรงงานให้น้อยที่สุด ทำให้ประหยัดค่าใช้จ่ายในด้านการว่าจ้างแรงงาน อีกทั้งยังมีความรวดเร็วและสามารถทำให้คุณภาพงานเหมือนกัน

หมด เมื่อใช้แรงงานน้อยก็มีปัญหาน้อยลงด้วยการผลิตชิ้นส่วนสำเร็จรูปทั้งหมดมาจากโรงงานและนำมาประกอบกันเป็นอาคารที่หน่วยงานก่อสร้าง การประกอบจุดต่อใช้รอยต่อแบบแห้ง การก่อสร้างจึงรวดเร็วไม่ต้องรออายุคอนกรีต (ภาพที่ 2-1)

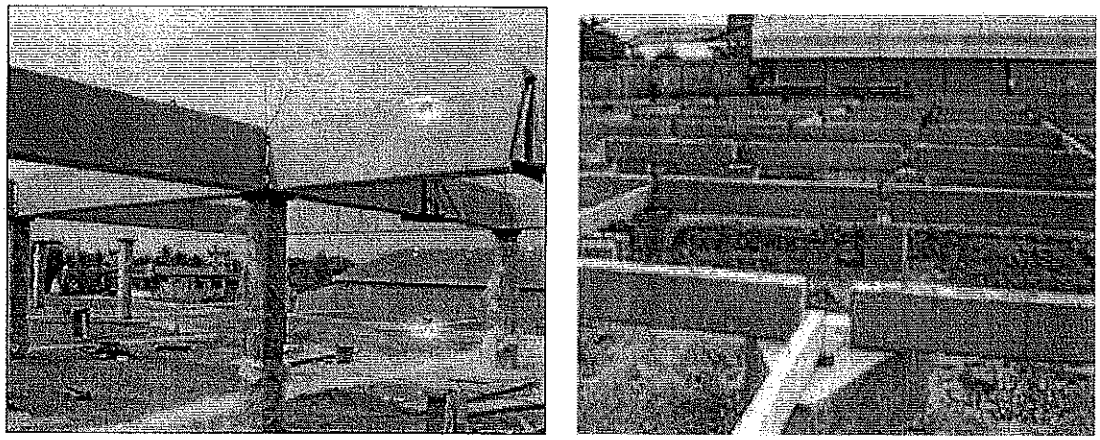


ภาพที่ 2-1 การก่อสร้างโดยระบบ Fully-Precast concrete construction (Richardson, 1973)

2.2.2 Semi-Precast concrete construction

การก่อสร้างชนิดนี้มีแนวความคิดที่จะพยายามผลิตชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปเฉพาะที่มีจำนวนชิ้นมากๆ หรือทำในหน่วยงานก่อสร้างยาก โดยนำไปผลิตจากระบบโรงงานเพื่อลดต้นทุนและเวลาก่อสร้างเป็นหลัก ส่วนชิ้นส่วนอาคารที่เป็นงานเล็กๆ น้อยๆ หรืองานที่ทำได้ยากในโรงงาน หรือมีรายละเอียดในการติดตั้งยาก จะถูกดัดแปลงให้เป็นงานที่ทำด้วยแรงงานในหน่วยงานก่อสร้าง หรือกล่าวอีกนัยหนึ่ง วิธี Semi-Precast concrete construction มีแนวคิดที่มุ่งแน้นมองไปที่โรงงานเป็นตัวตัดสินใจ ถ้าชิ้นส่วนใดในโรงงานทำได้ราคาถูกและรวดเร็วและไม่ยุ่งยาก ก็จะให้ทำชิ้นส่วนนั้นมาจากโรงงาน ถ้างานที่ซับซ้อนยุ่งยากสำหรับโรงงานก็ตัดปัญหาให้เป็นภาระของหน่วยงานก่อสร้าง การก่อสร้างอาคารที่มีรูปแบบทั่วไปคือ มีพื้น คาน เสา และผนัง ซึ่งชิ้นส่วนดังกล่าวมีการหล่อสำเร็จมาจากโรงงานเป็นลักษณะของชิ้นส่วนสำเร็จรูป ซึ่งการผลิตในโรงงานอาจจะเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดาหรือคอนกรีตอัดแรงก็ได้ ชิ้นส่วนประเภทนี้มักจะมีขนาดไม่ใหญ่นักและน้ำหนักไม่มาก การติดตั้งจึงใช้เครื่องจักรเป็น Mobile crane หรือ Tower crane ได้ สำหรับบริเวณรอยต่อหรือบริเวณที่ไม่สามารถสร้างแบบหล่อจากโรงงานได้นั้น อาจใช้วิธีหล่อชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปเฉพาะส่วนในหน่วยงานก่อสร้างได้

วิธีการก่อสร้างแบบ Semi-Precast concrete construction เป็นวิธีที่ทำให้โครงสร้างมีเสถียรภาพดีกว่าระบบ Fully-Precast concrete construction ฉะนั้นรูปแบบของรอยต่อแบบเปียกที่นิยมใช้ในการก่อสร้างแบบ Semi-Precast concrete construction จึงมีความสำคัญในการออกแบบและการก่อสร้าง ซึ่งหากเข้าใจในพฤติกรรมของรอยต่อแบบเปียกแล้ว จะช่วยให้การพัฒนาการก่อสร้างในระบบ Semi-Precast concrete construction ดียิ่งขึ้นในอนาคต ลักษณะการก่อสร้างระบบ Semi-Precast concrete construction แสดงตัวอย่าง ดังภาพที่ 2-2



ภาพที่ 2-2 การก่อสร้างโดยระบบ Semi-Precast concrete construction
(จักษดา ธำรงวุฒิ, 2550; นฤนาท เกศสระ, 2549)

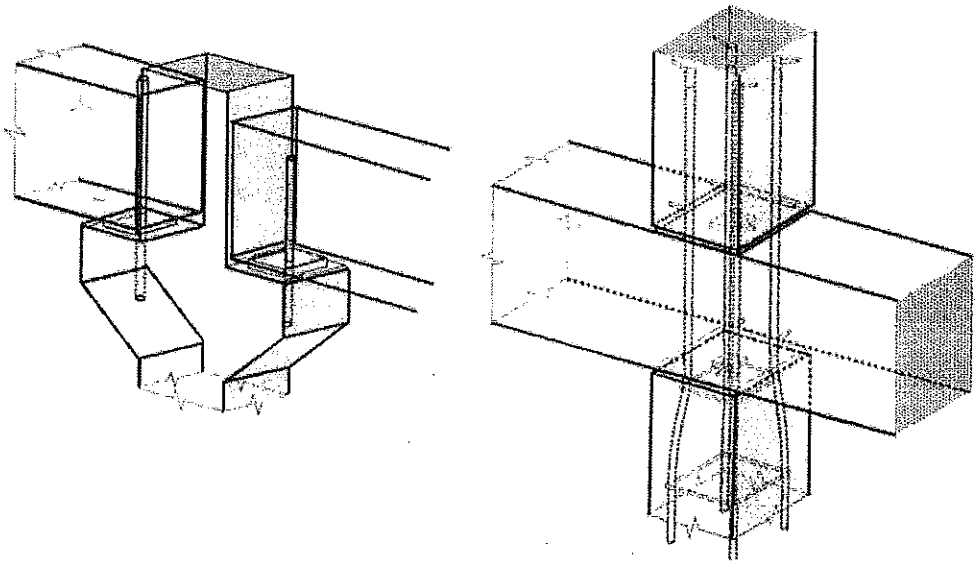
2.3 ลักษณะของรอยต่อในการก่อสร้างระบบสำเร็จรูป (ณัฐวุฒิ ถนอมพวงเสรี, 2549)

2.3.1 รอยต่อแบบแห้ง (Dry joint)

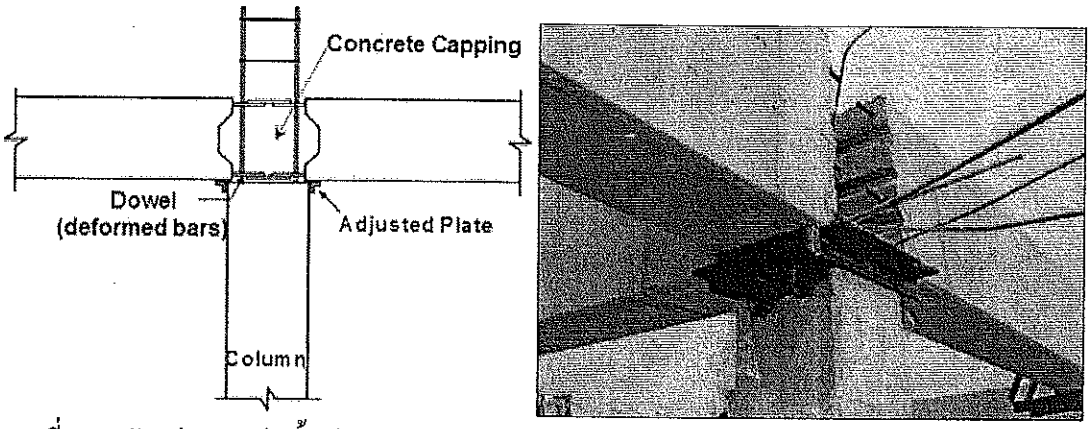
เป็นลักษณะของรอยต่อที่เกิดจากการเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนสำเร็จด้วยวัสดุที่สามารถรับแรงได้ทันที โดยใช้การต่อระหว่างชิ้นส่วนสำเร็จรูปด้วยการใช้สลักเกลียวยึดหรือใช้การเชื่อมซึ่งต้องมีการฝังเหล็กสำหรับการเชื่อมไว้ล่วงหน้าตั้งแต่ขั้นตอนการผลิตชิ้นส่วนในโรงงาน รอยต่อแบบแห้งจะไม่มีการเทคอนกรีตที่หน้างานดังแสดงตัวอย่างในภาพที่ 2-3

2.3.2 รอยต่อแบบเปียก (Wet joint)

เป็นลักษณะรอยต่อที่เกิดจากการไทเกราท์ (Grouting) ด้วยวัสดุเชื่อมระหว่างรอยต่อของชิ้นส่วนสำเร็จรูป รอยต่อนี้จะไม่สามารถรับแรงต่าง ๆ ได้ทันที ต้องรอจนกว่าวัสดุมีความแข็งแรงตามกำหนด รอยต่อชนิดนี้จะลดปัญหาทางด้านการประกอบชิ้นส่วนสำเร็จรูปเข้าด้วยกัน (ลดปัญหาค่าผิดพลาดของขนาดชิ้นงาน) ดังแสดงตัวอย่างในภาพที่ 2-4



ภาพที่ 2-3 ตัวอย่างการต่อชิ้นส่วนคานกับเสาโดยใช้รอยต่อแบบแห้ง (วิญญู ทัตธนานุรัตน์, 2545)



ภาพที่ 2-4 ตัวอย่างการต่อชิ้นส่วนคานกับเสาโดยใช้รอยต่อแบบเปียก (จักษดา ธำรงวุฒิ, 2550)

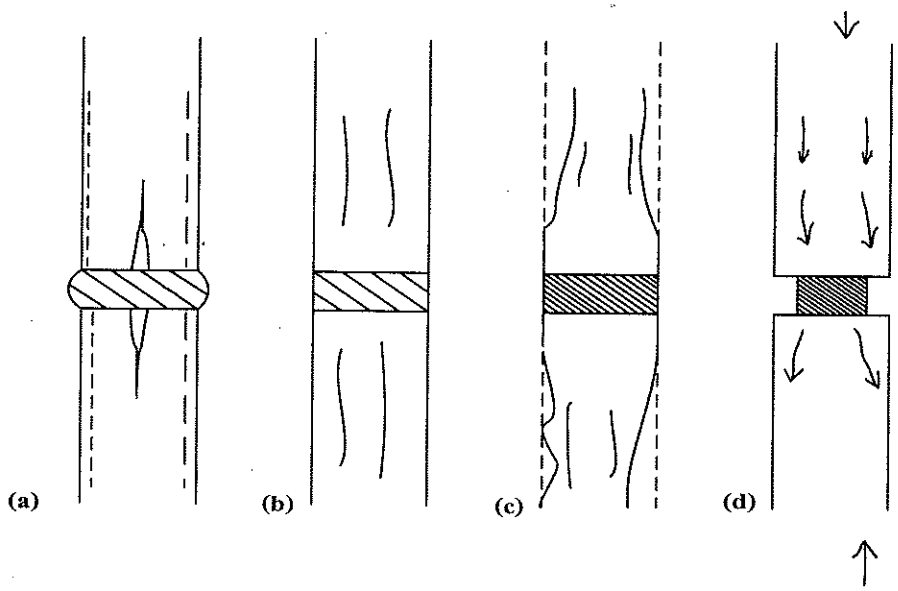
2.3 ชนิดของจุดต่อจำแนกตามลักษณะการรับแรง (วิญญู ทัตธนานุรัตน์, 2545)

โครงสร้างของจุดต่อทำหน้าที่ในการถ่ายแรงจากชิ้นส่วนหนึ่งไปยังอีกชิ้นส่วนที่รองรับ ซึ่งแรงที่ต้องการส่งผ่านไปยังชิ้นส่วนอื่น ๆ อาจเป็นแรงเฉือนในแนวดิ่ง แรงเฉือนในแนวราบ แรงอัดและแรงดึงตามแนวแกน แรงดัดหรือแรงบิดก็ได้ โดยลักษณะของจุดต่ออาจจำแนกได้ดังต่อไปนี้ คือ

2.3.1 จุดต่อรับแรงอัด

เป็นจุดต่อที่ทำหน้าที่ในการถ่ายแรงอัดจากการรับแรงโดยตรง หรือจากคอนกรีตที่เทเพิ่มระหว่างชิ้นส่วนเช่น แรงกระทำตามแนวดิ่งที่เกิดขึ้นระหว่างเสากับเสา เป็นต้น ขนาดความ

กว้างที่เล็กที่สุดของชิ้นส่วนสำเร็จรูปที่นำมาต่อกันต้องไม่น้อยกว่า 5 เซนติเมตร ส่วนพื้นที่สัมผัสของชิ้นส่วนนั้น จะขึ้นอยู่กับขนาดของแรงกระทำเป็นหลัก แต่ไม่ควรน้อยกว่า 80 ถึง 200 ตารางเซนติเมตร วัสดุที่ใช้ระหว่างจุดต่อของชิ้นส่วนอาจได้แก่ ปูนสดหรือแผ่นยาง เป็นต้น ความหนาของจุดต่อควรอยู่ระหว่าง 1 ถึง 1.5 เซนติเมตร และความยืดหยุ่นของจุดต่อควรเท่ากับความยืดหยุ่นของชิ้นส่วนสำเร็จรูป ภาพที่ 2-5 แสดงลักษณะการถ่ายแรงผ่านจุดต่อที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่แตกต่างกันระหว่างจุดต่อและชิ้นส่วนสำเร็จรูป



ภาพที่ 2-5 ลักษณะการถ่ายแรงผ่านจุดต่อรับแรงอัดที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่แตกต่างกัน (Elliott, 1996)

(a) ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของจุดต่อมีค่าน้อยกว่าชิ้นส่วนหล่อสำเร็จ

(b) ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของจุดต่อมีค่าเท่ากับชิ้นส่วนหล่อสำเร็จ

(c) ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของจุดต่อมีค่ามากกว่าชิ้นส่วนหล่อสำเร็จ

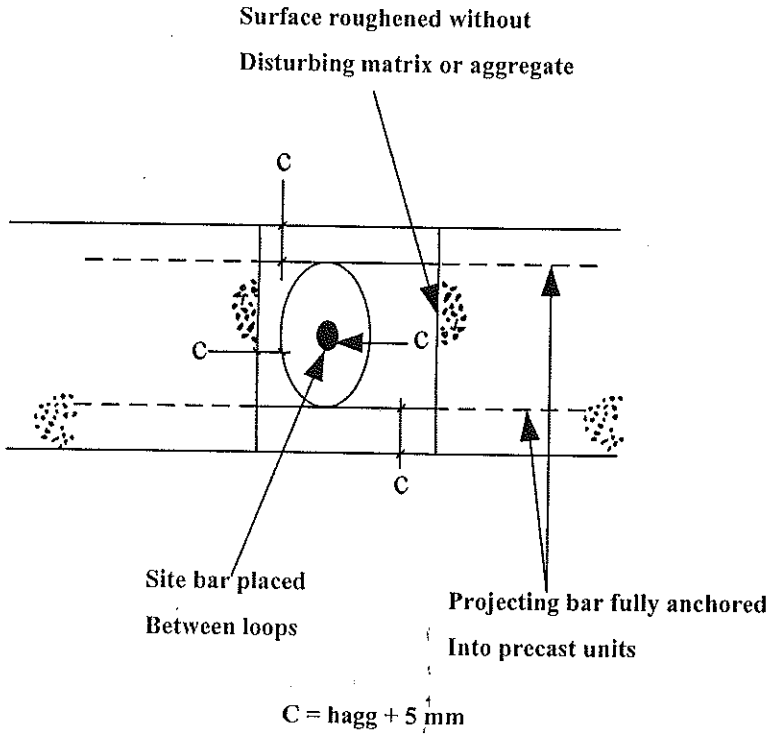
(d) เหมือนข้อ (c) แต่มีความกว้างน้อยกว่า 5

ภาพที่ 2-5(a) แสดงลักษณะของจุดต่อที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นน้อยกว่าของชิ้นส่วนสำเร็จรูป ส่งผลให้จุดต่อเกิดการยุบตัวในแนวดิ่งและขยายตัวทางด้านข้าง ทำให้เกิดแรงผ่าขึ้นในชิ้นส่วนสำเร็จรูป ถึงแม้ว่ามีการออกแบบจุดต่อเป็นอย่างดีแต่ถ้าออกแบบให้จุดต่อมีความแข็งแรงมากกว่าชิ้นส่วนสำเร็จรูปแล้วจะทำให้ที่ขอบของจุดต่อเกิดการร่อนขึ้น ซึ่งเป็นสาเหตุให้หน้าสัมผัสระหว่างจุดต่อไม่สนิท ทำให้เกิดแรงกระทำที่ไม่สม่ำเสมอขึ้น ดังแสดงรายละเอียด

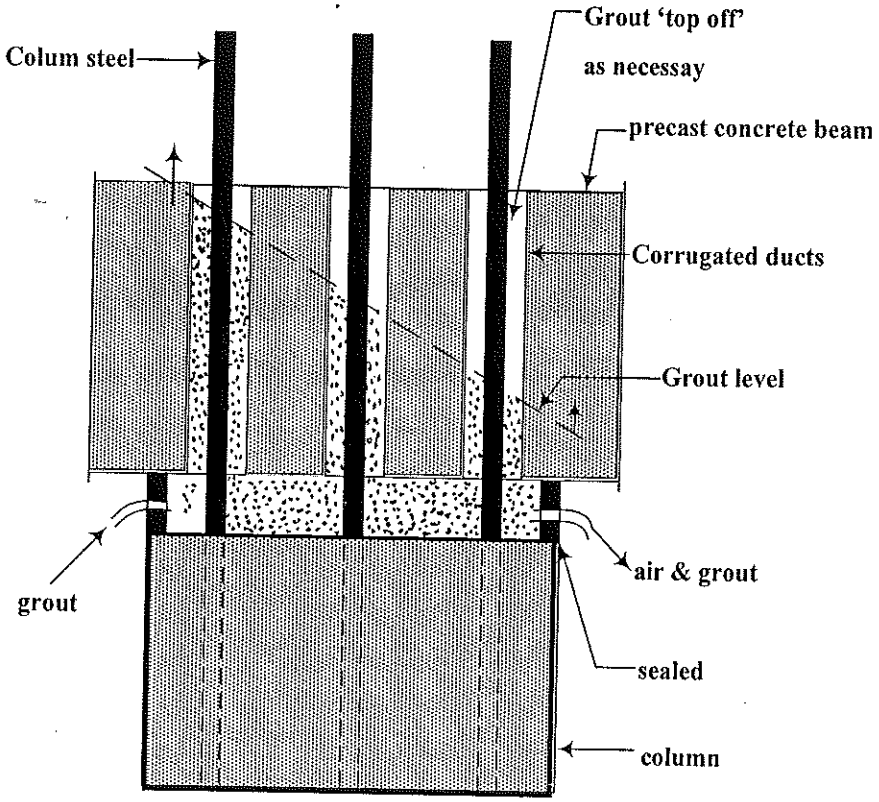
ในภาพที่ 2-5 (c) นอกจากนี้ถ้าออกแบบจุดต่อให้มีขนาดความกว้างเล็กกว่าชิ้นส่วนสำเร็จรูป จะทำให้เกิดการเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนขึ้นที่ขอบของจุดต่อที่นำมาใช้ ดังแสดงในภาพที่ 2-5 (d)

2.4.2 จุดต่อรับแรงดึง

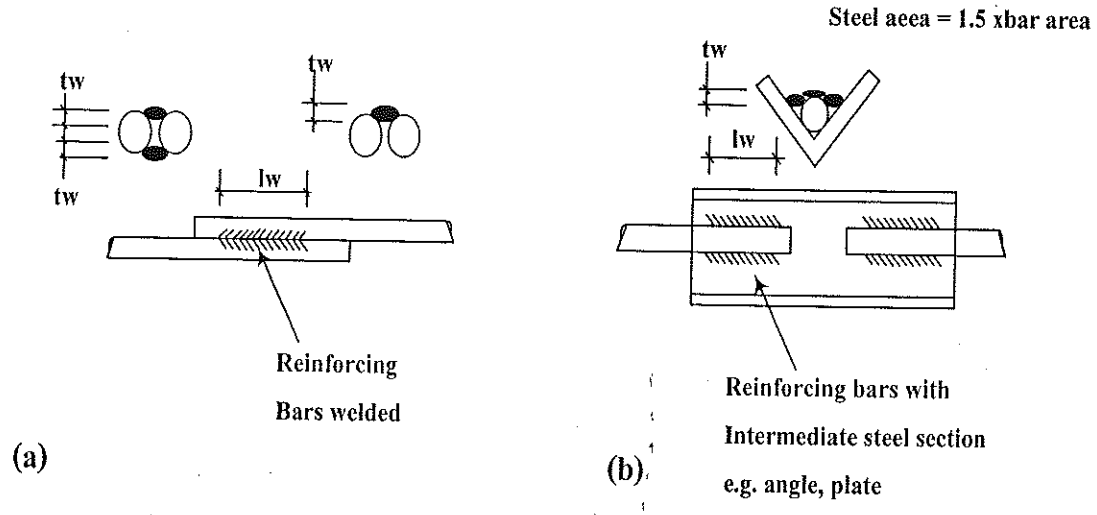
ลักษณะจุดต่อรับแรงดึงส่วนใหญ่จะใช้การต่อทาบกันของเหล็กเสริม โดยชิ้นส่วนหล่อสำเร็จจะมีเหล็กที่ฝังติดมาเพื่อใช้ในการต่อทาบ ซึ่งมีลักษณะเป็นรูปครึ่งวงกลม ดังแสดงในภาพที่ 2-6 การเสียรูปเนื่องจากแรงดึงมีสาเหตุมาจากการเสียรูปของเหล็กและการเลื่อนหรือหลุดของรอยต่อซึ่งอาจคำนวณการเสียรูปของจุดต่อเหมือนกับจุดต่อรับแรงอัด ปัญหาสำคัญของการต่อทาบลักษณะนี้ก็คือ แรงยึดหน่วงระหว่างคอนกรีตและเหล็ก ซึ่งอาจใช้วิธีการอัดคอนกรีตด้วยแรงดันเข้าไปในช่องของเหล็กที่เตรียมไว้ดังแสดงในภาพที่ 2-7 อาจมีการต่อในลักษณะอื่นๆ อีกเช่น การใช้สลักเกลียวซึ่งสามารถถ่ายแรงได้ทั้งแรงดึงและแรงเฉือน การเชื่อมเหล็กดังแสดงในภาพที่ 2-8 หรือใช้การอัดแรงแบบดึงทีหลังหรือลวดอัดแรงที่สามารถรับได้ทั้งแรงดึงและแรงเฉือน



ภาพที่ 2-6 จุดต่อรับแรงดึงโดยใช้เหล็กรูปครึ่งวงกลมกับคอนกรีตเทเพิ่ม (Elliott, 1996)



ภาพที่ 2-7 การอัดฉีดคอนกรีตของจุดต่อระหว่างคานและเสา (Elliott, 1996)



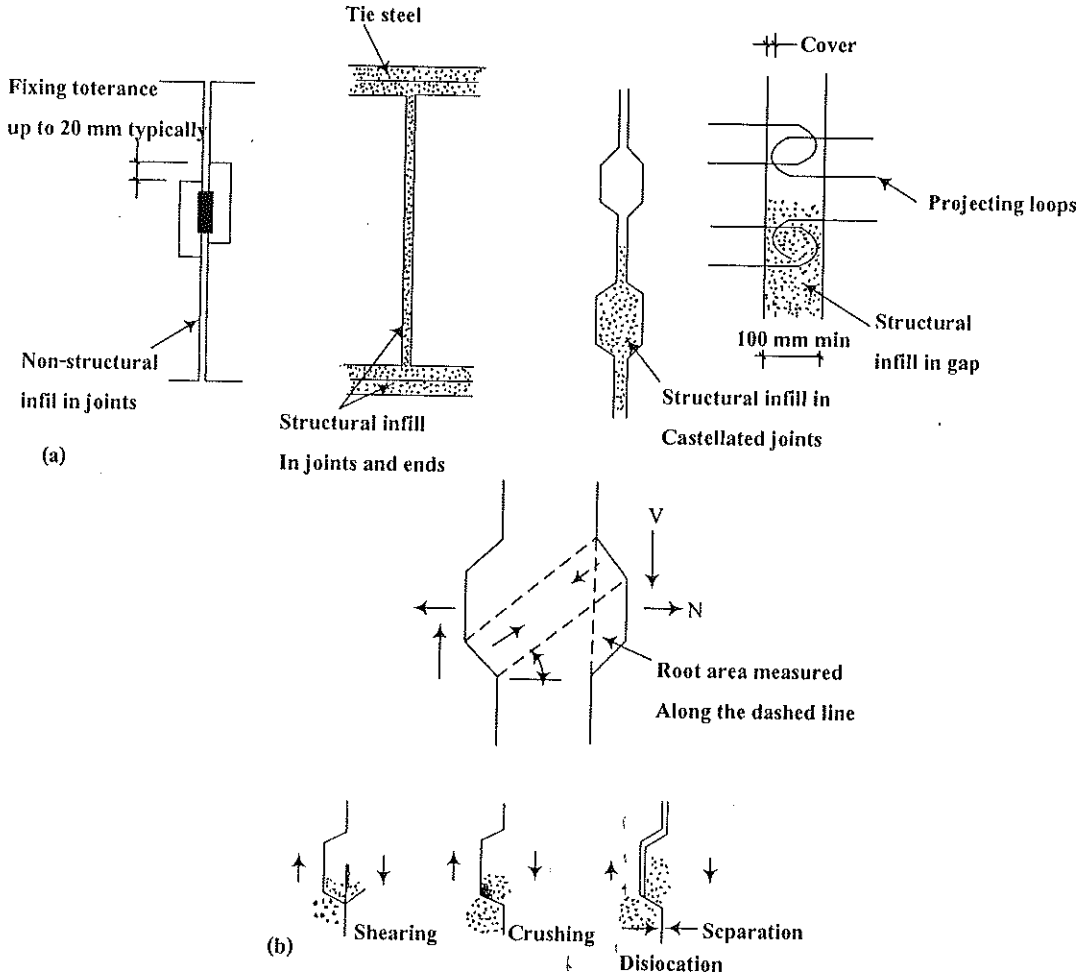
ภาพที่ 2-8 จุดต่อรับแรงดึงโดยใช้การเชื่อม (Elliott, 1996)

(a) การเชื่อมต่อโดยตรง

(b) การเชื่อมต่อผ่านชิ้นส่วนเหล็ก

2.4.3 จุดต่อรับแรงเฉือน

สาเหตุสำคัญที่ทำให้เกิดแรงเฉือนนั้น มีสาเหตุมาจากการดัดเช่น การรับโมเมนต์ดัดของคาน ซึ่งต้องพิจารณาแยกจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้น การถ่ายแรงเฉือนระหว่างชิ้นส่วนหล่อสำเร็จอาจส่งผ่านแรงยึดหน่วง แรงเสียดทาน การเชื่อม สลักรับแรงเฉือนและเหล็กรับแรงเฉือน รายละเอียดดังแสดงในภาพที่ 2-9 การใช้จุดต่อเนื่องจากแรงเสียดทานนั้นจะใช้ในกรณีที่ผิวสัมผัสที่รับแรงเฉือนมีขนาดใหญ่ ส่วนการใช้สลักรับแรงเฉือนนั้น จะต้องมีความลึกของสลักอย่างน้อย 1 เซนติเมตร ซึ่งการออกแบบนั้นจะขึ้นอยู่กับรูปร่างและระยะหุ้มเป็นหลัก และขนาดของมุม α จะขึ้นอยู่กับขนาดของผิวของสลัก



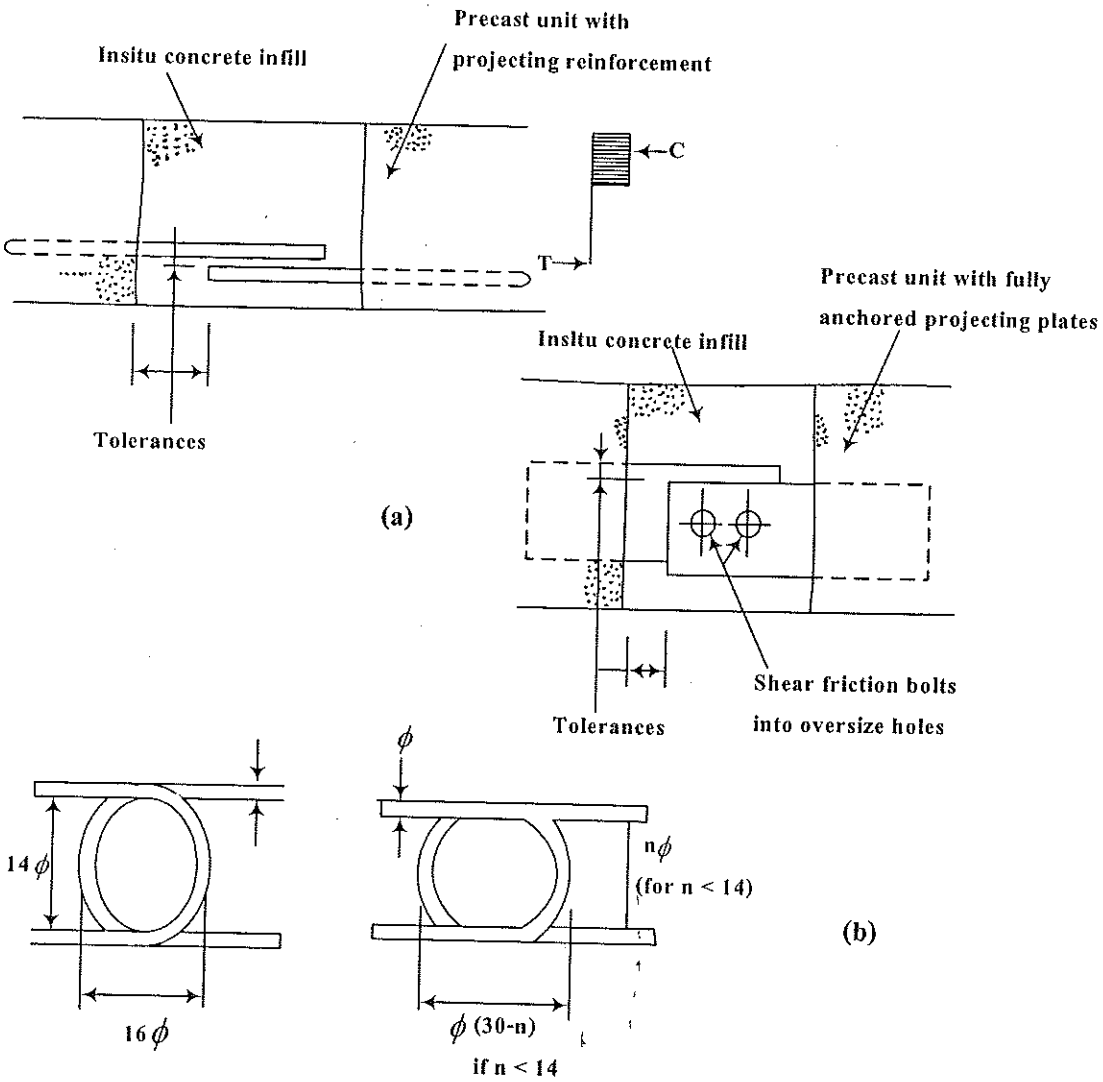
ภาพที่ 2-9 ลักษณะจุดต่อรับแรงเฉือน (Elliott, 1996)

(a) จุดต่อรับแรงเฉือน

(b) สลักรับแรงเฉือน

2.4.4 จุดต่อรับแรงบิด

แรงดัดและแรงบิดอาจแยกพิจารณาเป็นแรงดึง แรงอัดและแรงเฉือน ตัวอย่างจุดต่อรับแรงบิดได้แสดงไว้ในภาพที่ 2-10 โดยใช้คอนกรีตในการรับแรงอัดและใช้เหล็กในการรับแรงดึงและแรงเฉือน ซึ่งได้มีการใส่แผ่นเหล็กติดมากับชิ้นส่วนสำเร็จรูปตั้งแต่การหล่อในโรงงาน ภาพที่ 2-10 (b) แสดงรายละเอียดในการใช้จุดต่อแบบห่วงซึ่งขนาดหน้าตัดของเหล็กที่นำมาใช้เป็นห่วงนั้นจะต้องมีขนาดมากกว่าหรือเท่ากับขนาดของเหล็กเสริมในคาน



ภาพที่ 2-10 ลักษณะจุดต่อรับแรงบิด (Elliott, 1996)

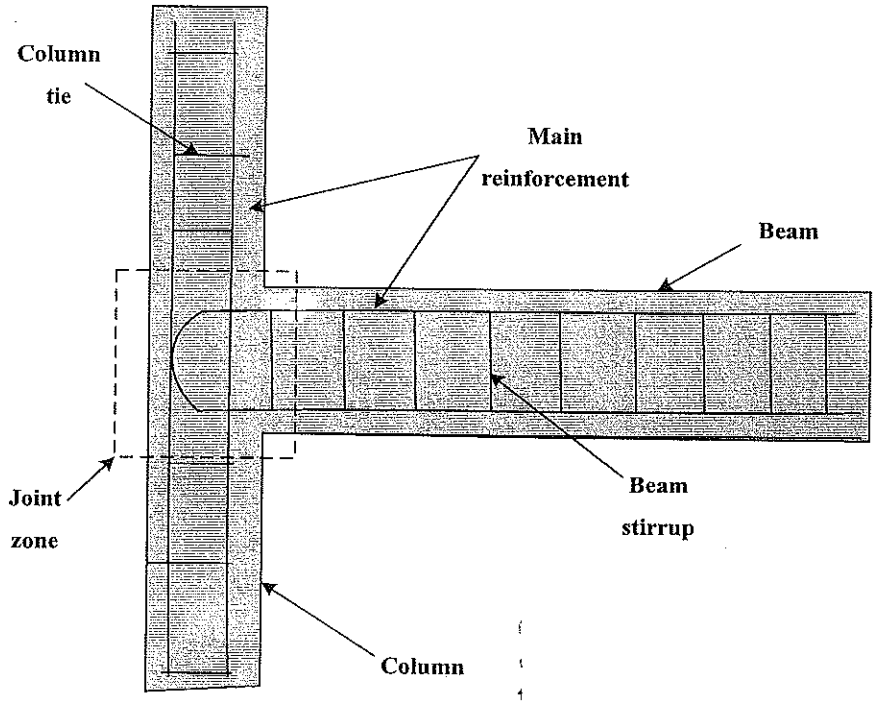
(a) จุดต่อรับแรงบิดโดยใช้การเชื่อมหรือสลักเกลียว

(b) จุดต่อรับแรงบิดโดยใช้ห่วงเหล็ก

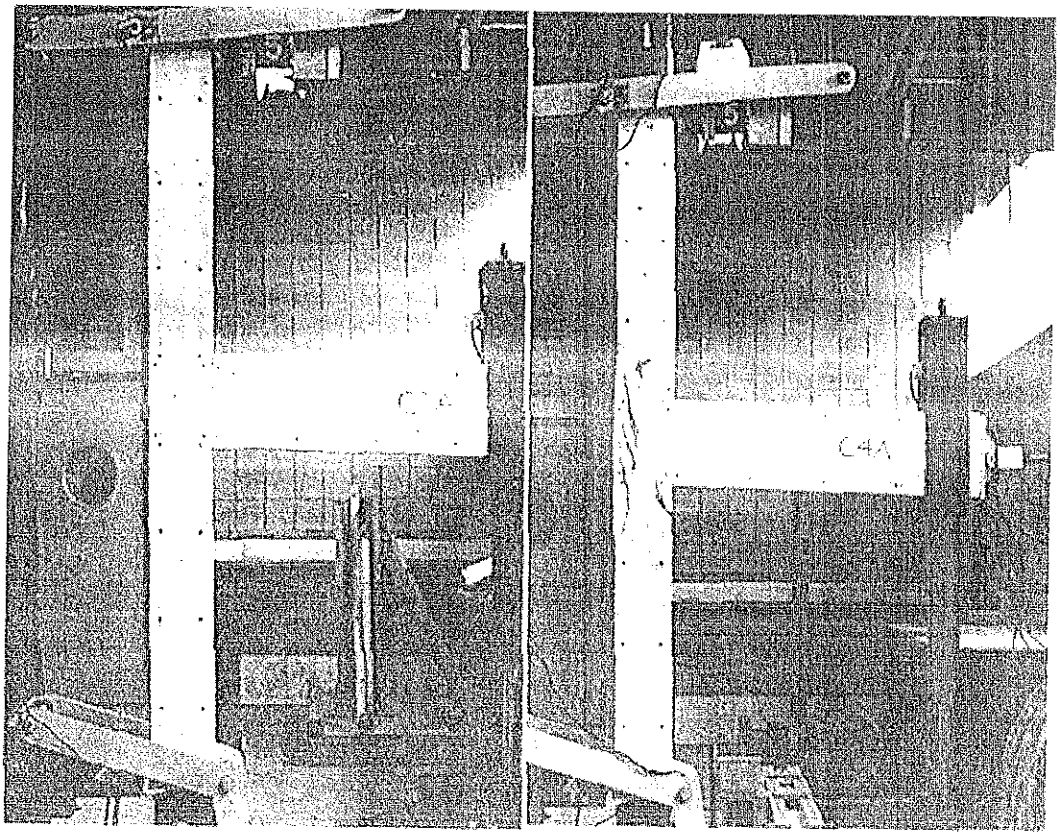
2.4 พฤติกรรมการรับแรงของรอยต่อระหว่างคานกับเสา (กิตติยา, 2548)

พฤติกรรมของรอยต่อคาน – เสานั้นเป็นเรื่องที่ซับซ้อน มีตัวแปรมากมายที่ส่งผลกระทบต่อความสามารถในการรับแรงของรอยต่อ และการทดสอบก็ไม่สามารถที่จะครอบคลุมได้ทั้งหมด ตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อรอยต่อคาน – เสาได้แก่ กำลังของคอนกรีต รายละเอียดเหล็กรับแรงดึงของคานและการมีเหล็กปลอกเสา (Column ties) ภายในรอยต่อ

การวิบัติหรือการพังทลาย (Failure) เกิดขึ้นเมื่อตัวอย่าง (Specimen) ไม่สามารถรับน้ำหนักเพิ่มขึ้นได้อีก กลไกของการวิบัติมีสองลักษณะ คือ ถ้าคานต้านทานแรงกระทำถึงค่าโมเมนต์สูงสุด (Ultimate moment) แล้ว จะเกิดจุดพลาสติก (Plastic hinge) ขึ้นในคานบริเวณหน้าเสา เรียกว่า การวิบัติแบบคานพัง (Beam failure) ดังภาพที่ 2-11 ก่อนที่คานจะถึงค่าโมเมนต์สูงสุด (Ultimate moment) นั้นจะเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ (Joint shear failure) ลักษณะการพังของรอยต่อแสดงดังภาพที่ 2-12



ภาพที่ 2-11 ตำแหน่งของ Connection zone (Hamil and Scott, 2002)



(a) (b)

ภาพที่ 2-12 ประเภทของการพังของรอยต่อ (Scott, 1996)

(a) Plastic hinge ในคาน

(b) Joint cracking

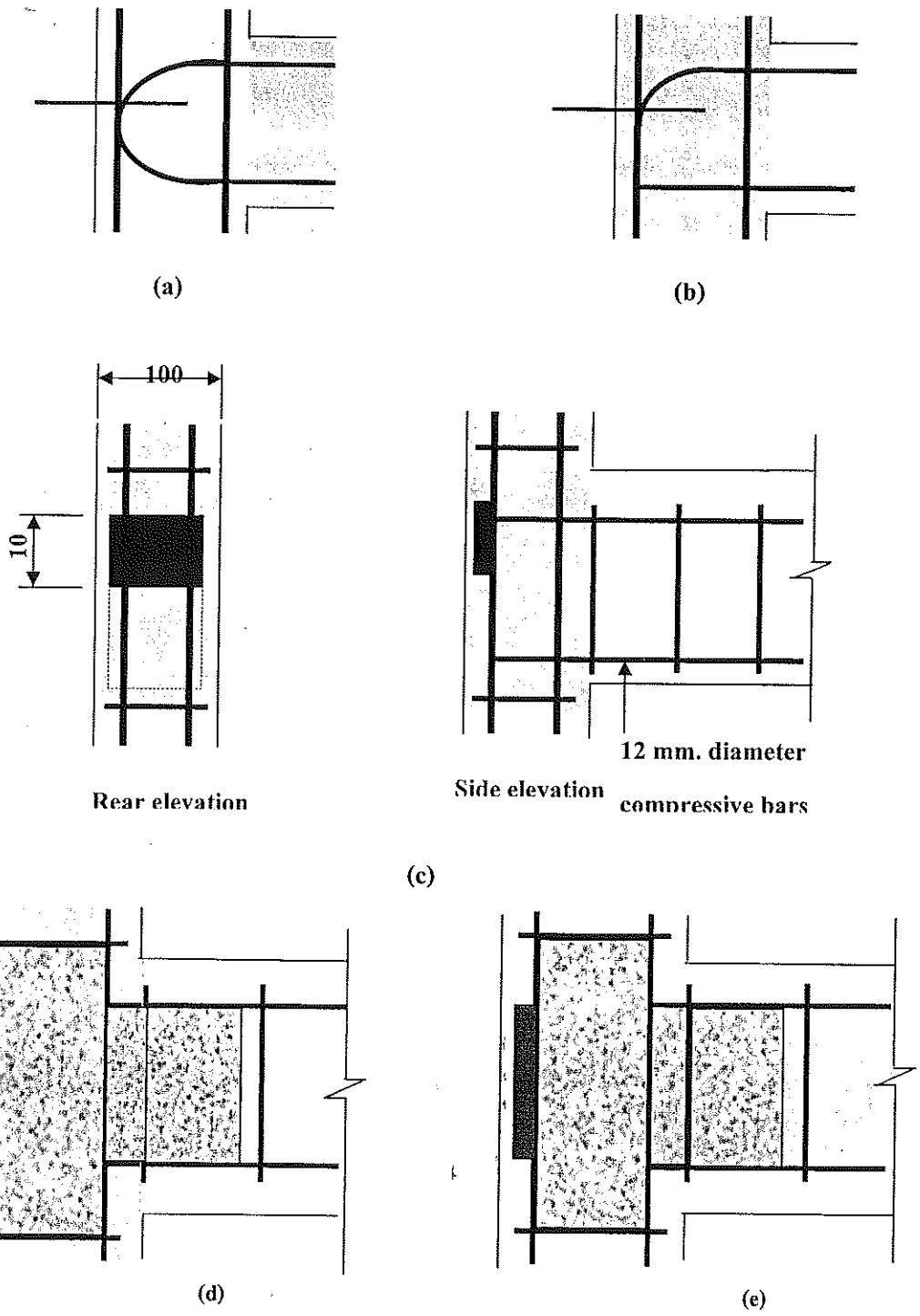
การศึกษาการทดสอบหาพฤติกรรมของรอยต่อคาน – เสานั้นจะทำให้ทราบความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัว (Deflection) และน้ำหนักบรรทุก (Load) กำลังของรอยต่อน้ำหนักสูงสุด (Maximum capacity) ที่รอยต่อรับได้ และรูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง

R.H. Scott, S.J. Hamil, P.S. Baglin ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของรอยต่อคาน – เสา 5 แบบ ดังภาพที่ 2-13 โดย a) เหล็กเสริมคานเป็นแบบ U-bars b) แบบงอลงในเสา (Bent down) c) แบบมี Anchor plate d) แบบ U-bars และมี Shear plate e) แบบมี Anchor plate และ Shear plate จากการทดสอบโดยมีพารามิเตอร์ต่างๆ ได้ผลดังนี้

(1) รอยต่อแบบ b) รับน้ำหนักกระทำสูงสุด (Ultimate load) ได้มากกว่าแบบ a)

(2) รอยต่อแบบ c) d) e) การพังเป็นแบบ Joint failure ค่า Ultimate load ของ c) < d) < e)

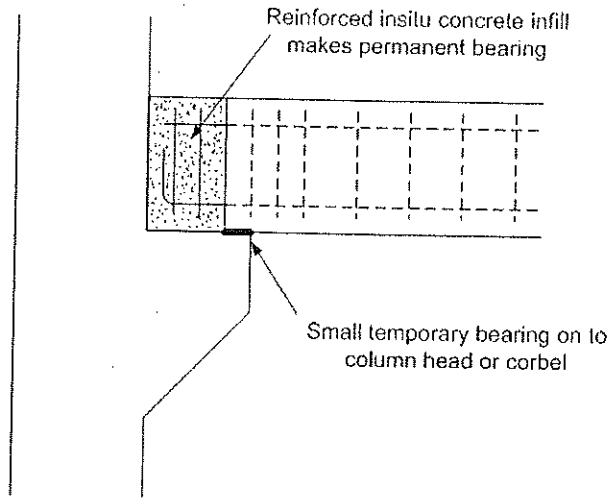
(3) การเพิ่มจำนวนของ Tied ใน Connection zone จะเพิ่ม Ultimate shear strength ของจุดต่อ



ภาพที่ 2-13 รอยต่อที่ใช้ในการทดสอบของ R.H.Scott (Scott, 1996)

2.6 รอยต่อคาน – เสาของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูป (Precast concrete)

รอยต่อของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูป (Precast concrete) ได้เริ่มพัฒนาโดยการใช้ Insitu concrete บริเวณรอยต่อของคาน ซึ่งวางอยู่บนบ่า (Corbel) ของเสา ดังภาพที่ 2-14 ซึ่งข้อเสียของรอยต่อแบบนี้ คือ การหดตัว (Shringkage) และการแตกร้าวเนื่องจากการดัด (Flexural cracking) ในบริเวณผิวส่วนบนของ Precast insitu

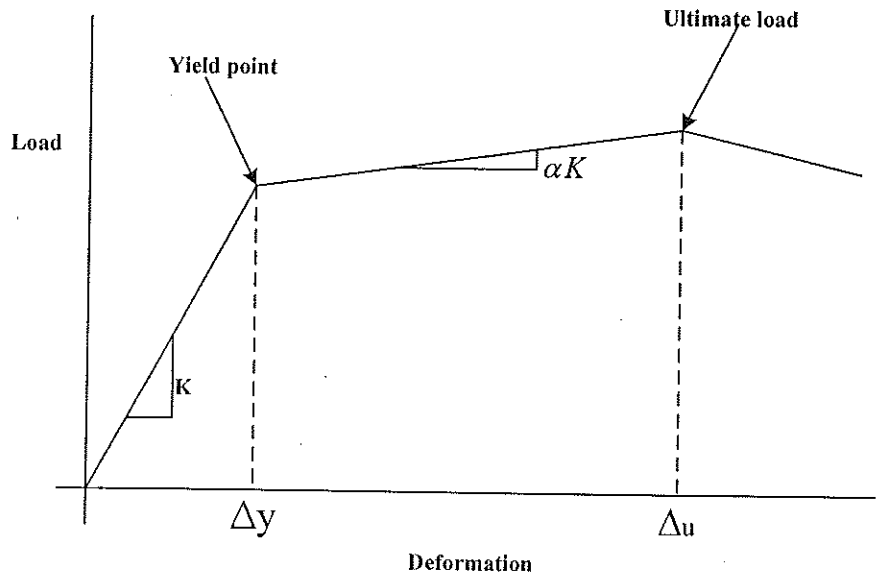


ภาพที่ 2-14 รอยต่อแบบดั้งเดิมของ Precast concrete (Elliott, 1996)

การออกแบบรอยต่อมีหลักเกณฑ์สำคัญๆ คือ

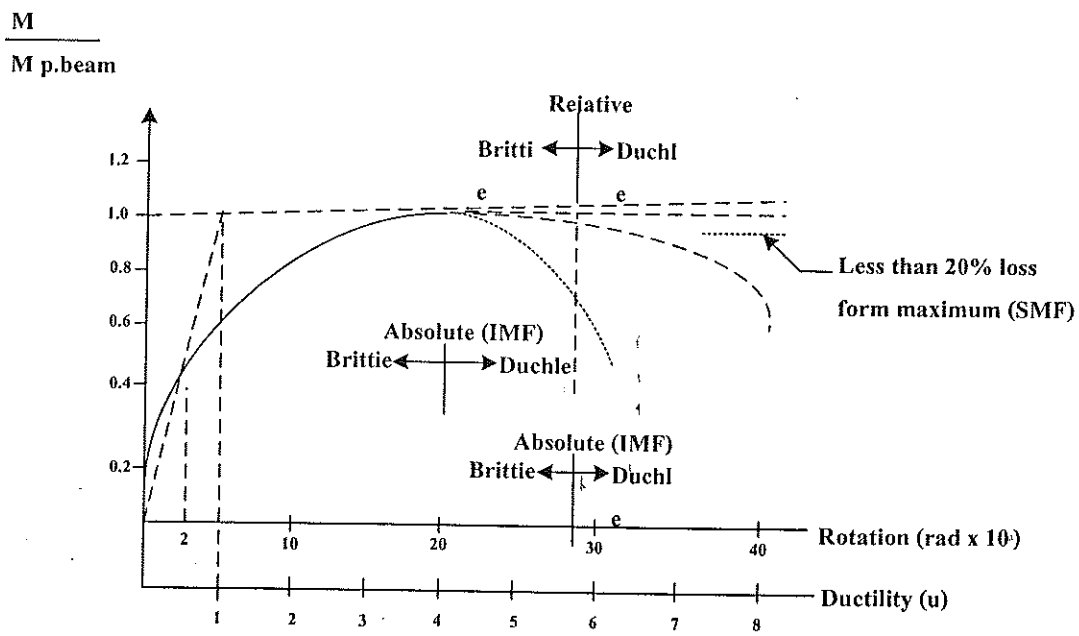
กำลัง (Strength) คือการที่รอยต่อมีความแข็งแรงเพียงพอที่จะต้านทานแรงตลอดอายุการใช้งานรวมถึงแรงที่จำเป็นต้องใช้เพื่อรักษาเสถียรภาพ (Stability)

ความเหนียว (Ductility) คือความสามารถของรอยต่อที่จะประสบกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง (Deformations) โดยปราศจากการวิบัติ (Failure) ซึ่งคำนวณได้ในเทอมของ Ductility factor, ϕ นั่นคือ อัตราส่วนระหว่างการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่น้ำหนักสูงสุด (Ultimate load, Δ_u) กับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่จุดแรกที่เกิดการ Yield (Δ_y) ดังภาพที่ 2-15



ภาพที่ 2-15 Idealized Deformation Behavior in Non-Linear Mediums (Elliott, K.S., 1996)

สามารถจำแนกประเภทความเหนียวของรอยต่อ (Connection) จากค่า Ductility Index, $\mu = \frac{\theta_u}{\theta_y}$ ดังภาพที่ 2-16 โดยมีเกณฑ์แบ่งที่ 6 สำหรับ Spacial Moment Frame (SMF, 0.03 Rad) และมีเกณฑ์แบ่งที่ 4 สำหรับ Intermidiate Moment Frame (IMF, 0.02 Rad)



ภาพที่ 2-16 Possible Connection Ductility Classification (Tamboli, 1999)

Haluk ได้ศึกษาผลกระทบของความแข็งเกร็ง (Rigidity) ของรอยต่อของโครงข้อแข็งคอนกรีตสำเร็จรูป (Precast concrete frames) ดังภาพที่ 2-17 โดยกล่าวว่าค่าความแข็งเกร็ง (Rigidity, k_c) ของรอยต่อสามารถวิเคราะห์ได้จากการทดสอบตัวอย่างคานยื่น ดังภาพที่ 2-18 โดยตัวอย่างที่สองเป็นรอยต่อแบบกึ่งยึดแน่น (Semi-Rigid) เมื่อมีแรง P กระทำที่ปลายคานของตัวอย่างแรกในช่วงยืดหยุ่น (Elastic) จะเกิดการโก่งตัว (Deflection, Δ_b) ซึ่งเกิดจากการเสียรูปในช่วงยืดหยุ่น (Elastic Deformation) ของคานและมุมหมุนของวัตถุแข็งเกร็ง (Rigid Body Rotation, θ_r) ของตัวอย่าง ซึ่งเป็นผลมาจากความไม่สมบูรณ์ของสภาพฐานรองรับ (Support) ที่ทำขึ้น ถ้าแรง P นั้นกระทำที่ตัวอย่างคานสำเร็จรูปจะเกิดการโก่งตัว(Deflection, Δ_c) ขึ้น เนื่องจากการหมุนที่รอยต่อ (θ_c) ซึ่งมีความสัมพันธ์กับความแข็งเกร็ง (Rigidity) ของรอยต่อ ดังนี้

$$k_c = \frac{M_c}{\theta_c} \tag{2.1}$$

จาก

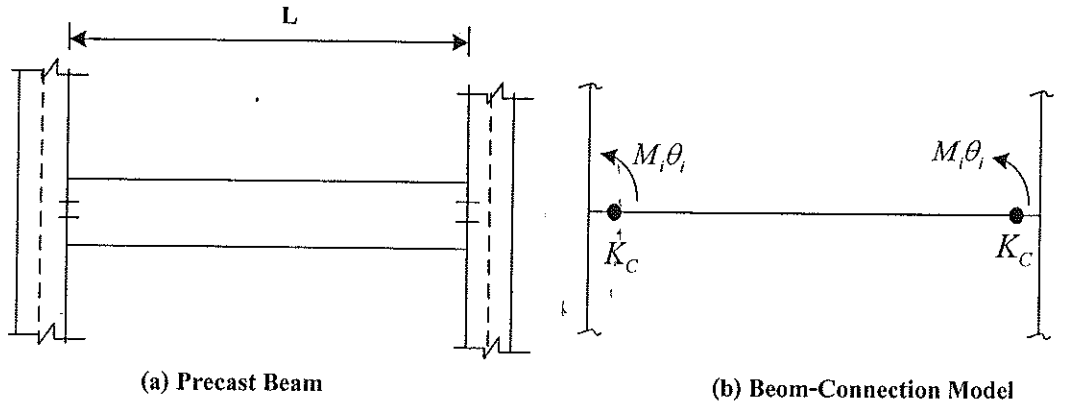
$$\Delta_c = \theta_c \cdot L_s \tag{2.2}$$

ดังนั้น

$$T = A_s \cdot f_y \tag{2.3}$$

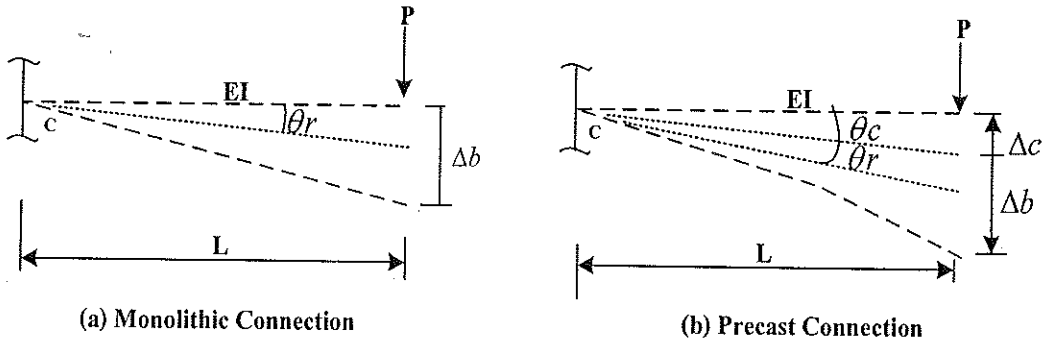
ถ้าให้

$$P = \frac{1}{1+\frac{3 \cdot E \cdot I}{k_c \cdot L}} \tag{2.4}$$



ภาพที่ 2-17 การจำลอง Rigidity ของรอยต่อแบบ Precast (Haluk, 1995)

เรียกว่า Fixity Factor ซึ่งมีค่าระหว่าง 0-1 โดย 0 สำหรับรอยต่อแบบ Simple Hinged และ 1 สำหรับรอยต่อแบบ Rigid



ภาพที่ 2-18 คุณสมบัติการเปลี่ยนรูป (Deformation) ของคานยื่น (Haluk, 1995)

2.7 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.7.1 พฤติกรรมทางกลของวัสดุ

2.7.1.1 พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัด (วินิต ช่อวิเชียร, 2540)

ถ้าคานช่วงเดียวทำด้วยวัสดุเนื้อเดียวกันและมีคุณสมบัติยืดหยุ่น เช่น ไม้หรือเหล็ก รับน้ำหนักบรรทุกใช้งานแบบแผ่สม่ำเสมอ รายละเอียดดังภาพที่ 2-19 (ก) ที่หน้าตัดใด ๆ จะคำนวณหาค่าของหน่วยแรงที่เกิดจากการดัด (f) ได้จาก สูตรแรงดัด

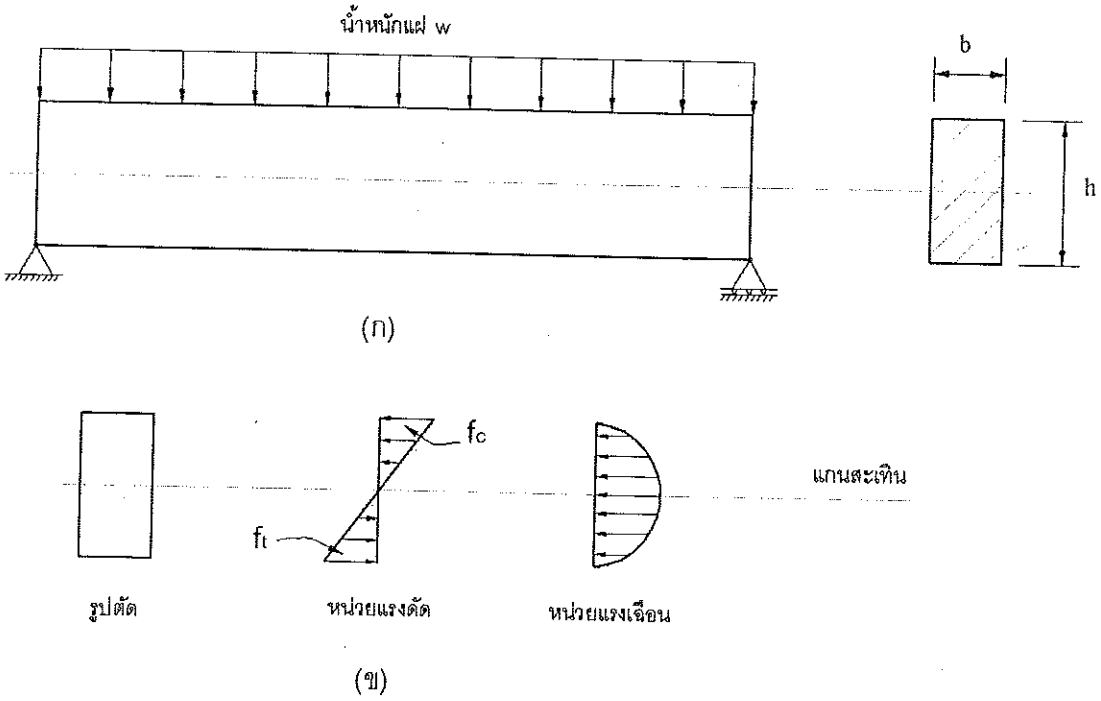
$$f = \frac{M \cdot y}{I} \tag{2.5}$$

และหาค่าหน่วยแรงเฉือน (v) ในแนวนอนได้จากสูตรแรงเฉือน

$$v = \frac{V \cdot Q}{I \cdot b} \tag{2.6}$$

ตามหลักวิชากำลังวัสดุ (Strength of materials) โดยมีการกระจายของหน่วยแรงดัดและหน่วยแรงเฉือนในช่วงอีลาสติก ดังแสดงในภาพที่ 2-19(ข) ซึ่งหน่วยแรงดัดจะมีค่ามากที่สุดที่หลังคานและที่ท้องคาน และมีค่าเป็นศูนย์ที่แนวแกนสะเทิน สังเกตว่าเมื่อคานมีรูปตัดเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าหน่วยแรงเฉือนจะกระจายเป็นแบบโค้งพาราโบลาโดยมีค่าเป็นศูนย์ที่ผิวบนหรือผิวล่างของคานและ

มีค่ามากที่สุดที่แนวแกนสะเทินของคาน ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.5 เท่าของหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ย ($v_{av} = v / b \cdot h$) ในเมื่อ b และ h เป็นความกว้างและความลึกทั้งหมดของคาน แต่สำหรับคานรูปตัดตัวไอ หน่วยแรงเฉือนสูงสุดจะมีค่าใกล้เคียงกับหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ย



ภาพที่ 2-19 การกระจายของหน่วยแรงดัดและหน่วยแรงเฉือนในช่วงอีลาสติก

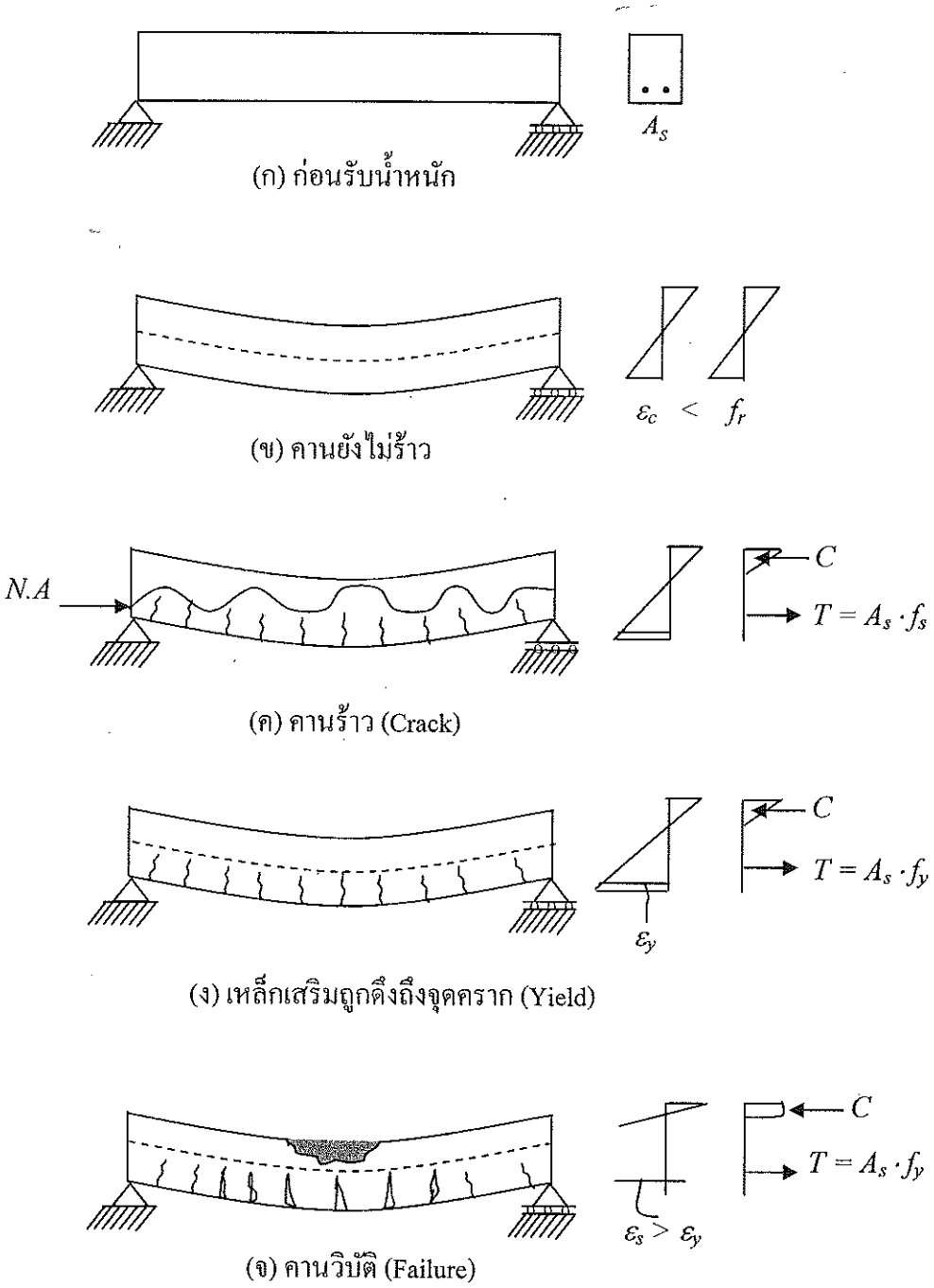
นั่นคือ ที่ตำแหน่งใดๆ ของหน้าตัดคานจะมีทั้งหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงดัดกระทำร่วมกันเสมอ ยกเว้นที่แนวแกนสะเทินซึ่งจะมีแต่หน่วยแรงเฉือนในแนวนอนและในแนวตั้งกระทำเพียงอย่างเดียวเท่านั้น อย่างไรก็ตาม สามารถรวมหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงดัดดังกล่าวให้เหลือเพียงหน่วยแรงเดียวโดยอาศัยการเขียนวงกลมของ Mohr ซึ่งจะได้หน่วยแรงหลัก (Principal stress) t ที่กระทำ คือ

$$\text{หน่วยแรงหลัก} \quad t = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + v^2} \qquad (2.7)$$

โดยมีทั้งหน่วยแรงหลักที่เป็นแรงดึงและที่เป็นแรงอัด และมีทิศทางเอียงทำมุม α กับแนวยาวของคานซึ่งคำนวณหาได้จากสมการ $\tan 2\alpha = 2 \cdot v / f$ ที่แนวแกนสะเทินหน่วยแรงดึงหลักมีค่าเท่ากับ $+v$ หน่วยแรงอัดหลักมีค่าเท่ากับ $-v$ ซึ่งเท่ากับค่าของหน่วยแรงเฉือน

แต่กระทำเป็นมุม 45° กับแนวแกนสะเทินของคาน สำหรับการกระจายของหน่วยแรงในช่วงอินอีลาสติกก่อนที่จะเกิดการวิบัติ จะขึ้นกับความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการยืดหดตัวของวัสดุนั้นๆ แสดงให้เห็นว่า ที่หน้าตัดใดๆ ของคานจะมีทั้งหน่วยแรงดัดและหน่วยแรงเฉือนกระทำร่วมกันเสมอ ซึ่งคานอาจวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดหรือแรงเฉือนก็ได้

สำหรับคานคอนกรีตล้วนจะรับน้ำหนักได้ไม่มาก เพราะคานจะแตกหักที่ด้านรับแรงดึงเสียก่อนเนื่องจากคอนกรีตมีกำลังต้านทานแรงดึงน้อยมาก ดังนั้นถ้านำเหล็กเสริมมาหล่อรวมกับคอนกรีตโดยให้อยู่ในตำแหน่งที่จะต้องทำหน้าที่รับแรงดึงหลังจากที่คอนกรีตร้าวจะช่วยให้คานมีกำลังรับน้ำหนักได้มากขึ้น คานคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีพฤติกรรมต่างๆ กันตั้งแต่เริ่มรับน้ำหนักบรรทุกหรือโมเมนต์ดัดจนกระทั่งถึงค่าสูงสุดที่คานจะเกิดการวิบัติ ในขณะที่คานยังไม่รับน้ำหนักบรรทุกใดๆ (ยกเว้นน้ำหนักของคานเอง) จะสมมุติว่าคานยังไม่แอ่นหรือโก่งตัว และคอนกรีตในคานที่ด้านรับแรงดึงยังไม่เกิดรอยร้าว แม้ว่าอาจมีรอยร้าวเกิดขึ้นบ้าง เนื่องจากการหดตัวของคอนกรีตเมื่อแข็งตัว (Drying shrinkage) แต่มองไม่เห็นด้วยตาเปล่า เมื่อคานเริ่มรับน้ำหนักบรรทุกหรือแรงกระทำ คานจะเริ่มโก่งตัวเนื่องจากโมเมนต์ดัด ดังแสดงในภาพที่ 2-20(ข) ในลักษณะที่หลังคานถูกอัดและที่ใต้ท้องคานถูกดึง หากหน่วยแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าน้อยและต่ำกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต (ซึ่งก็คือค่าโมดูลัสของการแตกร้าว Modulus of rupture : $f_r = 2.0 \cdot \sqrt{f_c'}$ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร) ดังนั้นขณะนี้หน้าตัดทั้งหมดของคอนกรีตในคานจึงสามารถรับได้ทั้งหน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงที่อยู่เหนือและใต้แนวแกนสะเทิน โดยเหล็กเสริมมีการยืดตัวเท่ากับการยืดตัวของคอนกรีตที่อยู่ในตำแหน่งเดียวกัน ที่สภาวะนี้คานยังไม่ร้าว (Section uncracked) การกระจายของหน่วยการยืดหดตัว (Strain distribution) บนหน้าตัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก จะเป็นแบบเชิงเส้นและมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน ส่วนการกระจายของหน่วยแรง (Stress distribution) บนหน้าตัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยการยืดหดตัวนั้นตามกฎของฮุค



ภาพที่ 2-20 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุก

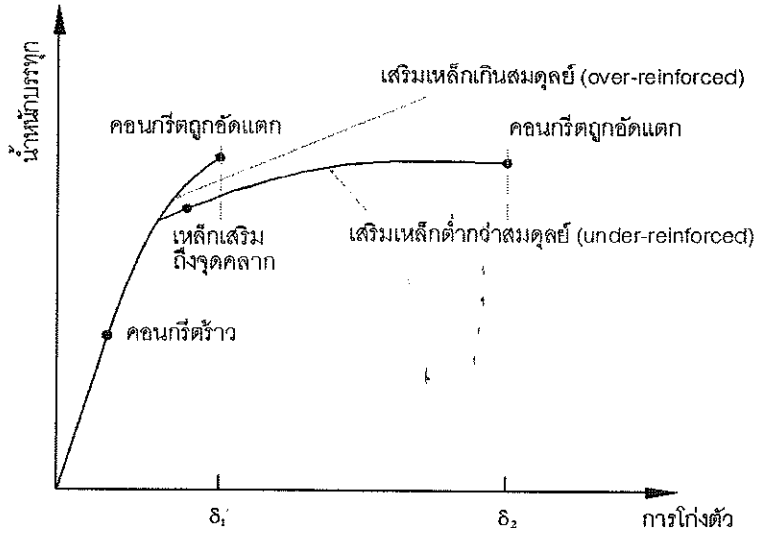
เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงในคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเท่ากับหรือเกินกว่าความต้านทานแรงดึงของคอนกรีตซึ่งในที่นี้คือค่าโมดูลัสของการแตกร้าว (f_r) คอนกรีตจะเริ่มร้าวอันเนื่องมาจากโมเมนต์ดัดแตกร้าว (Cracking moment) รอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracks) จะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณกลางคานและ

มีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังภาพที่ 2-20(ค) อย่างไรก็ดี ยังไม่สามารถสังเกตเห็นรอยร้าวนี้ได้ด้วยตาเปล่าตรงบริเวณที่มีรอยร้าว ตำแหน่งของแนวแกนสะเทินยังสามารถรับแรงดึงได้อีกบ้างเล็กน้อย แต่การวิเคราะห์ทางทฤษฎีมักไม่นำความต้านทานแรงดึงของคอนกรีตในส่วนนี้มาคิด และจะพิจารณาให้เหล็กเสริมทำหน้าที่รับแรงดึงนั้นทั้งหมด ในสภาวะที่คานรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (Service load) หน่วยแรงอัดสูงสุดในคอนกรีตจะมีค่าไม่เกินกว่า $0.5 \cdot f_c'$ (โดยประมาณ) และหน่วยแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมจะยังไม่ถึงจุดคลาก ดังนั้น คานคอนกรีตเสริมเหล็กจึงมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (Elastic) โดยการกระจายของหน่วยแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมยังคงเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยการยืดหดตัว แต่ถ้าคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นอีก หน่วยการยืดหดตัวบนหน้าตัดคานก็เพิ่มมากขึ้นตามไปด้วย และทำให้เหล็กเสริมยืดตัวมากขึ้น รอยร้าวก็มีมากขึ้น กว้างขึ้น และขยับตัวสูงขึ้นไปอีก ทำให้แนวแกนสะเทินขยับหนีสูงขึ้นไปเช่นกัน หน่วยแรงต่าง ๆ บนหน้าตัดคานก็มีค่าเพิ่มมากขึ้นและเริ่มไม่เป็นสัดส่วนกับหน่วยการยืด – หดตัวที่เพิ่มขึ้น คานคอนกรีตเสริมเหล็กจึงเริ่มมีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) ก่อนที่จะเกิดการวิบัติเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดซึ่งมักเรียกว่าน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate load)

ลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กมีได้สองแบบ คือ การวิบัติที่เกิดจากเหล็กเสริมถูกดึงถึงจุดครากก่อน (Yielding failure) ที่ด้านรับแรงดึง แล้วคอนกรีตถูกอัดแตกหรือระเบิดออกตามมา ซึ่งแต่เดิมเรียกการวิบัติแบบนี้ว่า การวิบัติแบบแรงดึงเป็นหลัก (Tension failure) การวิบัติของคานอีกแบบหนึ่งคือ คอนกรีตถูกอัดแตกหรือระเบิดออกก่อน (Crushing failure) ที่ด้านรับแรงอัด โดยที่เหล็กเสริมถูกดึงยังไม่ถึงจุดคราก ซึ่งเรียกการวิบัติแบบนี้ว่า การวิบัติแบบแรงอัดเป็นหลัก (Compression failure) ลักษณะการวิบัติดังกล่าวขึ้นกับปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ในคาน หากเสริมเหล็กในคานไม่มากนัก (Moderate reinforcement) โดยมีปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล ซึ่งเรียกคานแบบนี้ว่า Under – reinforced concrete beam เหล็กเสริมในคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะถูกดึงถึงกำลังที่จุดครากก่อนเสมอ $E_s = E_y$ ในขณะที่การกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตเริ่มจะไม่เป็นเส้นตรง ดังภาพที่ 2-21 โมเมนต์ดัดที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากเรียกว่า โมเมนต์ดัดที่จุดคราก (Yielding moment) เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นอีก โมเมนต์ที่กระทำก็มีค่าเพิ่มมากขึ้น ทำให้เหล็กเสริมยืดตัวมากขึ้นในขณะที่แรงดึงในเหล็กเสริม $T = A_s \cdot f_y$ มีค่าคงที่ นั่นหมายความว่าระยะช่วงแขนของโมเมนต์บนหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น จะต้องมีค่าเพิ่มมากขึ้นเพื่อให้สามารถต้านทานโมเมนต์ดัดได้มากขึ้นอีก และในขณะนั้นแรงอัดในคอนกรีตต้องมีค่าเท่ากับแรงดึงในเหล็กเสริมตามหลักการสมดุลของแรง แต่พื้นที่รับแรงอัดของคอนกรีตลดน้อยลง (เนื่องจากแกนสะเทินขยับตัวสูงขึ้น) จึงทำให้หน่วยแรงอัดในคอนกรีตมีค่าเพิ่มมากขึ้นและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตก็เพิ่มขึ้น ดังนั้นการกระจาย

ของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตจะไม่เป็นสัดส่วนกับค่าของหน่วยการหดตัวอีกต่อไป รอยร้าวที่ปรากฏจะกว้างมากขึ้นจนเริ่มสังเกตเห็นได้ด้วยตาเปล่าและขยับตัวสูงขึ้น ทำให้ค่าสติฟเนสการดัดหรือความแกร่งของคานคอนกรีตเสริมเหล็กลดน้อยลง คานจึงแอ่นโก่งตัวมากขึ้นเป็นลำดับ ซึ่งเป็นเครื่องเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่า การวิบัติกำลังจะเกิดขึ้นตามมา ดังนั้น หากเอาน้ำหนักบรรทุกออกเสียบ้างในตอนนี้ก็จะช่วยไม่ให้คานคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นถึงกับพังลงมาได้ แต่ถ้ายังขืนเพิ่มน้ำหนักบรรทุกอีกต่อไป คอนกรีตส่วนที่อยู่เหนือแนวแกนสะเทินจะถูกอัดและระเบิดออก (Crushing) ซึ่งการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตก่อนเกิดการวิบัติจะเป็นรูปโค้งพาราโบลา ดังแสดงในภาพที่ 2-20 (จ)

สำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กมากเกินกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล หรือในกรณีที่ใช้เหล็กเสริมที่มีกำลังจุดครากสูงมาก ซึ่งเรียกว่า Over – reinforced concrete beam คานจะวิบัติโดยคอนกรีตถูกอัดแตกหรือระเบิดก่อน (Crushing failure) โดยคอนกรีตมีหน่วยการหดตัวสูงสุดประมาณ 0.003 – 0.004 ก่อนที่เหล็กเสริมจะเริ่มคราก ซึ่งเป็นการวิบัติแบบฉับพลันทันทีทันใดโดยไม่มีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าก่อน ซึ่งเป็นอันตรายมากต่อชีวิตและทรัพย์สิน ภาพที่ 2-21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่สภาวะต่างๆ เมื่อคานเสริมเหล็กต่ำกว่าและมากกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล สังเกตว่า ก่อนเกิดการวิบัติ การโก่งตัวของคานที่เสริมเหล็กต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุลจะมีค่ามากกว่าการโก่งตัวของคานที่เสริมเหล็กมากกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล นั่นแสดงว่าคานที่เสริมเหล็กต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุลจะมีความเหนียวมากกว่า



ภาพที่ 2-21 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ดังนั้น เมื่อคานเสริมเหล็กเท่ากับอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล การวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดขึ้นในลักษณะที่เหล็กเสริมถูกดึงถึงจุดครากพร้อมกันกับที่คอนกรีตถูกอัดแตกโดยคอนกรีตมีหน่วยการหดตัวสูงสุดประมาณ 0.003 – 0.004 แต่เพื่อความปลอดภัยมาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนดให้ใช้เพียง 0.003

การวิเคราะห์และคำนวณออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งานจะอาศัยพฤติกรรมการรับน้ำหนักของคานในช่วงอิลาสติก ใช้สมมุติฐานเบื้องต้นและพิจารณาออกแบบโดยใช้เหล็กเสริมในคานคอนกรีตเสริมเหล็กให้ต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล ซึ่งกำหนดให้คอนกรีตหรือเหล็กเสริมสามารถรับหน่วยแรงอัดหรือหน่วยแรงดึงได้เท่ากับค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ ส่วนการวิเคราะห์และคำนวณออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังจะอาศัยพฤติกรรมการรับน้ำหนักของคานคอนกรีตเสริมเหล็กในสภาวะก่อนเกิดการวิบัติรายละเอียด ดังรูปที่ 2-20(จ) และพิจารณาออกแบบโดยเสริมเหล็กให้มีปริมาณต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล (มีค่าไม่เหมือนกับการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน) เพื่อให้คานคอนกรีตเสริมเหล็กมีพฤติกรรมแบบเหนียวก่อนเกิดการวิบัติ

การวิเคราะห์กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคานที่สภาวะต่างๆ ตามพฤติกรรมของการรับน้ำหนักบรรทุก นอกจากจะได้ค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่สภาวะนั้นๆ แล้วยังสามารถหาค่าของความโค้ง (Curvature : ϕ) ซึ่งเป็นความชันของเส้นแสดงหน่วยการยืดหดตัวที่สอดคล้องกับโมเมนต์ดัดที่สภาวะนั้นๆ ค่าความโค้งที่ได้จะนำไปใช้วิเคราะห์หาค่าของการแอ่นหรือโก่งตัวของคาน ตลอดจนนำไปหาความเหนียว (Ductility) ของคานก่อนที่จะเกิดการวิบัติได้

สมมุติฐานของการวิเคราะห์หากำลังต้านทานโมเมนต์ดัด :

(1) ระนาบรูปตัด ยังคงเป็นระนาบทั้งก่อนและหลังการรับแรงดัด นั่นหมายความว่า การกระจายของหน่วยการยืด-หดตัวบนหน้าตัดเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน

(2) การยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นไปอย่างสมบูรณ์ นั่นคือหน่วยการยืดตัวในเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับหน่วยการยืดตัวของคอนกรีต ณ ตำแหน่งเดียวกัน

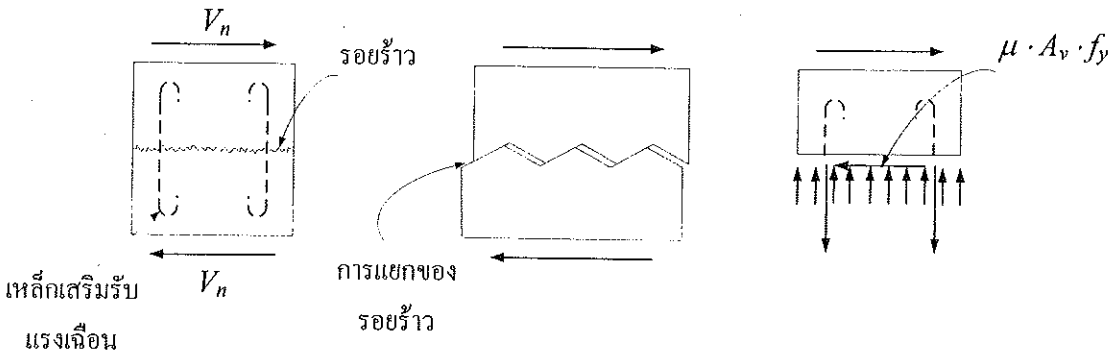
(3) ให้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีต เป็นสัดส่วนโดยตรงเมื่อหน่วยแรงอัดในคอนกรีต (f_c) ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่า $0.5 \cdot f_c'$ (โดยประมาณ) แต่ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่สภาวะก่อนเกิดการวิบัติไม่เป็นสัดส่วนกัน และให้หน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีตเท่ากับ 0.003

(4) ให้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงกับหน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมเป็นสัดส่วนโดยตรงเมื่อหน่วยการยืดตัว (ε_s) มีค่าไม่เกินหน่วยการยืดตัวที่จุดคราก (ε_y)

โดยเหล็กเสริมมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 2.04×10^6 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และมีหน่วยแรงดึงสูงสุดเท่ากับกำลังที่จุดคราก (f_y)

2.7.1.2 พฤติกรรมของแรงเฉือน-ความเสียดทาน (วินิต ช่อวิเชียร, 2540)

พฤติกรรมของแรงเฉือน-ความเสียดทานที่เกิดจากการกระทำของแรงเฉือนโดยตรงซึ่งต้องใช้เหล็กเสริมต้านทานจะพิจารณาได้จากภาพที่ 2-22(a) เมื่อสมมุติว่ามีรอยร้าวเกิดขึ้นจากแรงเฉือนโดยตรง V_n โดยรอยร้าวนี้ตัดผ่านเหล็กเสริมที่เสริมไว้เพื่อช่วยถ่ายแรงเฉือนที่ระนาบนั้นดังรูป แรงเฉือนที่กระทำนี้จะพยายามทำให้คอนกรีตส่วนที่อยู่เหนือและอยู่ใต้รอยร้าวเกิดการเคลื่อนตัวจากกัน แต่เนื่องจากความขรุขระของผิวคอนกรีตตรงรอยร้าว ซึ่งอาจสมมุติให้เสมือนกับฟันปลา ฉะนั้นในขณะที่คอนกรีตส่วนที่อยู่เหนือและอยู่ใต้รอยร้าวเคลื่อนตัวจากกันก็จะแยกห่างออกจากกันด้วยดังแสดงในภาพที่ 2-22(b) ผลของการแยกตัวจากกันทำให้เหล็กเสริมนั้นต้องรับแรงดึง หากเสริมเหล็กให้ตั้งฉากกับรอยร้าวและมีการฝังยึดเหล็กเสริมอย่างพอเพียง เหล็กเสริมจะสามารถต้านแรงดึงได้สูงสุดเท่ากับกำลังที่จุดคราก นั่นคือมีค่าเท่ากับ $A_{vf}\cdot f_y$ กิโลกรัม ในเมื่อ A_{vf} เป็นเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ใช้ขวางรอยร้าว (ตารางเซนติเมตร) และ f_y เป็นกำลังจุดครากของเหล็กเสริม (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)



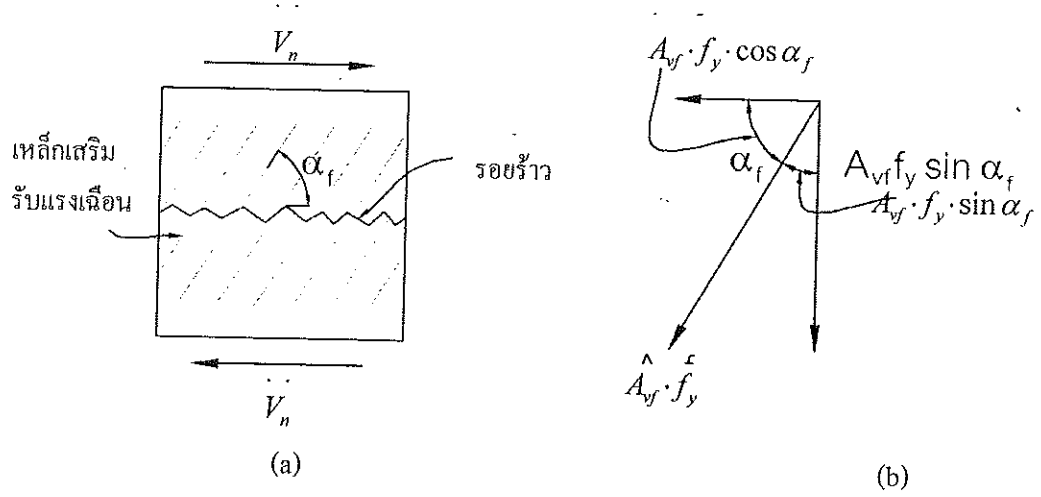
ภาพที่ 2-22 แรงเฉือนตรง (Direct shear)

จากสมดุลของแรงในแนวดิ่ง ดังนั้นคอนกรีตต้องรับแรงอัดซึ่งมีค่าเท่ากับ $A_{vf}\cdot f_y$ กิโลกรัม จึงทำให้เกิดแรงเสียดทานต้านการเคลื่อนตัวของคอนกรีต แรงเสียดทานนี้จะมีแนวขนานกับรอยร้าวแต่มีทิศทางตรงกันข้ามกับการกระทำของแรงเฉือน มีรายละเอียดแสดงในภาพที่ 2-22(c)

ถ้าสมมุติให้ μ เป็นค่าสัมประสิทธิ์ของความเสียดทานของคอนกรีตระหว่างรอยร้าว ดังนั้นจะได้แรงเสียดทานมีค่าเท่ากับ $\mu \cdot A_{vf} \cdot f_y$ นั่นคือ เหล็กเสริมที่ใช้จะมีกำลังต้านทานแรงเฉือน-ความเสียดทานเท่ากับ $\mu \cdot A_{vf} \cdot f_y$ หรือเขียนเป็นสมการได้ ดังนี้

$$V_n = \mu \cdot A_{vf} \cdot f_y \tag{2.8}$$

เมื่อเสริมเหล็กทำมุมเอียงเท่ากับ α_f ขวางผ่านระนาบการเฉือน ดังแสดงในภาพที่ 2-23 ซึ่งแรงดึงสูงสุดที่เหล็กเสริมรับได้มีค่าเท่ากับ $A_{vf} \cdot f_y$ กิโลกรัม ฉะนั้นคอนกรีตต้องรับแรงอัดมีค่าเท่ากับ $A_{vf} \cdot f_y$ กิโลกรัม ซึ่งเมื่อแตกแรงออกไปให้ขนานและตั้งฉากกับรอยร้าว จะได้แรงในแนวขนานกับรอยร้าวเท่ากับ $A_{vf} \cdot f_y \cdot \cos\alpha_f$ และมีทิศตรงกันข้ามกับแรงเฉือนที่กระทำ กับแรงในแนวตั้งฉากกับรอยร้าวเท่ากับ $A_{vf} \cdot f_y \cdot \sin\alpha_f$ ซึ่งทำให้เกิดแรงเสียดทานเท่ากับ $A_{vf} \cdot f_y \cdot \sin\alpha_f$ ในทิศที่ต้านแรงเฉือนที่กระทำ นั่นคือ เหล็กเสริมที่ใช้จะมีกำลังต้านทานแรงเฉือน-ความเสียดทาน ดังสมการ



ภาพที่ 2-23 หลักการเบื้องต้นของแรงเฉือน-ความเสียดทาน

$$V_n = A_{vf} \cdot f_y \cdot (\mu \cdot \sin\alpha_f + \cos\alpha_f) \tag{2.9}$$

การคำนวณออกแบบเหล็กเสริมเพื่อต้านทานแรงเฉือน-ความเสียดทานจากหลักเกณฑ์ของการคำนวณออกแบบโดยวิธีกำลัง (Strength Design Method: SDM)

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \qquad (2.10)$$

ในที่นี้

V_u = แรงเฉือนประลัยที่กระทำ

V_n = กำลังต้านทานแรงเฉือน-ความเสียดทานของเหล็กเสริม (กิโลกรัม)

ϕ = ตัวคูณลดกำลัง = 0.85

นั่นคือ เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ใช้ต้านทานแรงเฉือน- ความเสียดทาน

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot (\mu \cdot \sin\alpha_f + \cos\alpha_f)} \text{ ตารางเซนติเมตร} \qquad (2.11)$$

เมื่อเสริมเหล็กทำมุมเอียงเท่ากับ α_f กับระนาบการเฉือน

ในที่นี้ f_y = กำลังจุดครากของเหล็กเสริมซึ่งต้องมีค่าไม่เกินกว่า 4,000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

μ = ค่าสัมประสิทธิ์ของความเสียดทาน

μ = $1.4 \cdot \lambda$ สำหรับคอนกรีตที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน

μ = $1.0 \cdot \lambda$ สำหรับคอนกรีตที่หล่อติดกับคอนกรีตที่แข็งตัวแล้ว โดยทำผิวรอยต่อให้หยาบ ขรุขระ ลึกประมาณ 6 มิลลิเมตร

μ = $0.6 \cdot \lambda$ สำหรับคอนกรีตที่หล่อติดกับคอนกรีตที่แข็งตัวแล้ว แต่มิได้ทำผิวรอยต่อให้หยาบ ขรุขระ

μ = $0.7 \cdot \lambda$ สำหรับคอนกรีตที่ยึดกับเหล็กรูปพรรณ โดยใช้สลักแบบมีหัวหรือเหล็กเส้นเสริมเชื่อม ซึ่งเหล็กต้องสะอาดและปราศจากการทาสี

λ = 1.0 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักธรรมดา (Normal weight concrete)

อนึ่ง มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนดว่า

กำลังต้านทานแรงเฉือน-ความเสียดทานของเหล็กเสริม V_n ต้องไม่มากกว่า $0.2 \cdot f_c' \cdot A_c$ กิโลกรัม หรือมากกว่า $56 \cdot A_c$ กิโลกรัม โดยที่ A_c เป็นเนื้อที่หน้าตัดของคอนกรีตที่รับแรงเฉือน ซึ่งเป็นการจำกัดปริมาณเหล็กเสริมที่ยอมให้ใช้

(1) ต้องกระจายเหล็กเสริมต้านแรงเฉือน-ความเสียดทาน ออกไปตามระนาบการเฉือน และต้องยึดปลายทั้งสองข้างเพื่อให้ได้กำลังครากที่กำหนดซึ่งอาจใช้วิธีฝังของอหรือเชื่อมติดกับอุปกรณ์ทางกล (Mechanical anchorage) อาทิ แผ่นเหล็ก เป็นต้น

(2) เมื่อระนาบการเฉือนต้องรับแรงดึงด้วย ให้พิจารณาเสริมเหล็กเสริมเพิ่มมากขึ้น และเมื่อระนาบการเฉือนต้องรับแรงอัดอย่างถาวร อาจพิจารณารวมแรงอัดนี้กับแรงในเหล็กเสริม ($A_{vf} \cdot f_y$) ที่ใช้ต้านแรงเฉือน-ความเสียดทาน เพื่อคำนวณหาเนื้อที่หน้าตัด A_{vf} ที่ต้องการ

(3) เมื่อมีคานคอนกรีตหล่อสำเร็จวางพาดบนแป้นหูช้างหรือเชิงยื่นต้องพิจารณาให้รอยต่อนี้รับแรงดึง (N_{uc}) ในทิศทางที่ตั้งฉากกับรอยร้าวด้วยซึ่งเป็นผลมาจากการยืดหรือหดตัวของคานที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ โดยกำหนดให้มีค่าอย่างน้อยเท่ากับ 0.2 เท่าของแรงปฏิกิริยาเพิ่มค่าแล้ว เว้นแต่จะหาค่าได้มากกว่า นั่นคือ ต้องใช้เหล็กเสริมในแนวที่ตั้งฉากกับรอยร้าวเพื่อต้านแรงดึงอีกเท่ากับ $N_{uc} / \phi \cdot f_y$ ตารางเซนติเมตร ทั้งนี้ใช้ตัวคูณลดกำลัง $\phi = 0.85$

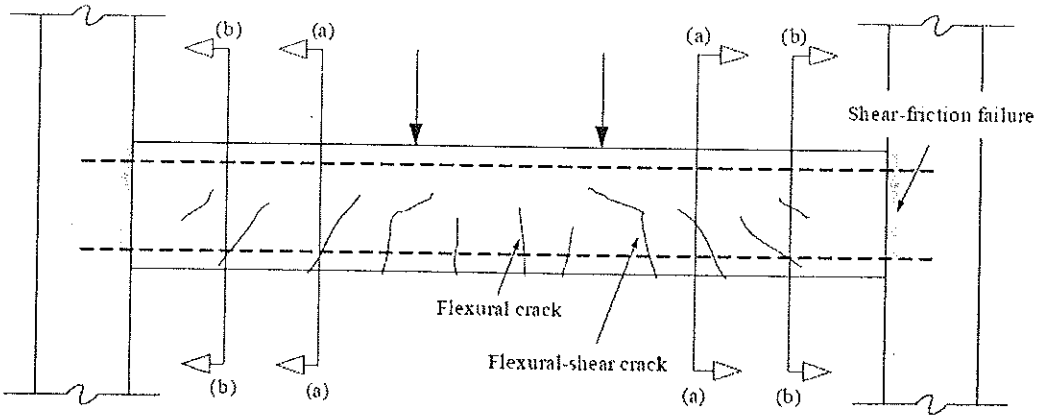
(4) ในการคำนวณสำหรับปลายหรือขอบของส่วนโครงสร้างที่รับแรงกดอัด (End หรือ Edge bearing) ให้สมมุติว่าเกิดรอยร้าวเอียงทำมุม 20° กับทิศทางที่แรงนั้นกระทำ เว้นแต่จะสามารถหาค่าได้ละเอียดกว่า

นอกจากคานจะต้องรับโมเมนต์ดัดซึ่งเกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่กระทำแล้วคานยังต้องรับแรงเฉือน แรงบิด และแรงตามแนวแกน แรงต่าง ๆ ดังกล่าวสามารถทำให้คานเกิดการวิบัติได้เช่นกัน และอาจเกิดขึ้นอย่างฉับพลัน ซึ่งเป็นเหตุให้คานไม่สามารถรับโมเมนต์ดัดได้ถึงกำลัง ตามต้องการ การวิบัติของคานเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure) โดยทั่วไปมิได้เกิดจากการกระทำของแรงเฉือนโดยตรง (Direct shear) แต่เกิดจากแรงดึงทแยง (Diagonal tension) ซึ่งเป็นผลจากการกระทำของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด ในกรณีที่แรงเฉือนมีอิทธิพลต่อการวิบัติของคาน เช่น ในช่วงระหว่างจุดรองรับและจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำซึ่งเรียกว่าช่วงเฉือนในคานช่วงเดี่ยวธรรมดา ดังแสดงในภาพที่ 2-24 การวิบัติจะเกิดขึ้นเนื่องจากการแตกร้าวในแนวทแยง ณ ที่ใดที่หนึ่งในช่วงเฉือนของคาน และการวิบัตินี้จะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วก่อนที่โมเมนต์ดัดที่บริเวณกลางคานมีค่าเท่ากับกำลังประลัย ในที่นี้จะกล่าวถึงพฤติกรรมของแรงเฉือนสามลักษณะได้แก่

(1) การแตกร้าวเนื่องจากผลร่วมกันของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด การแตกร้าวชนิดนี้เป็นการแตกร้าวที่เกิดขึ้นในบริเวณที่โมเมนต์ดัด และแรงเฉือนที่กระทำต่อคานมีค่ามากทั้งคู่ การแตกร้าวลักษณะนี้เริ่มจากการแตกร้าวเนื่องจากผลของโมเมนต์ดัดก่อน (Flexural cracking) โดยรอยแตกร้าวจะเริ่มที่ผิวล่างสุดของคานและรอยแตกร้าวอยู่ในแนวตั้งฉากกับแนวแกน

ในช่วงแรก เมื่อผนวกกับผลของแรงเฉือน รอยแตกร้าวก็จะแตกลึกต่อไปในแนวทแยง มีรายละเอียดดังแสดงในภาพที่ 2-24 ตามรูปตัด (a)-(a) ถ้าไม่ได้ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือนให้เพียงพอ รอยแตกร้าวนี้จะแตกลึก เข้าไปในส่วนของคอนกรีตที่รับแรงอัด (Compression zone) พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตที่รับแรงอัดบริเวณปลายบนของรอยแตกร้าวจึงลดลงทำให้หน้าตัดคานบริเวณนี้ไม่สามารถรับแรงอัดในคอนกรีตอันเกิดมาจากผลของโมเมนต์ได้อย่างเพียงพอการวิบัติจึงเกิดขึ้น การวิบัติชนิดนี้เรียกว่าการวิบัติเนื่องจากผลของแรงเฉือนและแรงอัด (Shear-compression failure)

(2) การแตกร้าวเนื่องจากผลของแรงเฉือนในตัวแกน การแตกร้าวชนิดนี้เป็นการแตกร้าวที่เกิดขึ้นในบริเวณที่แรงเฉือนมีค่าสูงมาก และโมเมนต์มีค่าน้อย การแตกร้าวชนิดนี้มักจะพบบริเวณใกล้กับที่รองรับบริเวณปลายคานเนื่องจากแรงเฉือนมีค่ามาก และผลของแรงเฉือนนี้ก่อให้เกิดรอยแตกตามแนวทแยงในบริเวณตัวแกนของคานการแตกร้าวชนิดนี้พบมากในคานที่มีหน้าตัดรูปตัวที หรือรูปตัวไอ ซึ่งมีความกว้างของแกนน้อย การแตกร้าวชนิดนี้จะเห็นเป็นรอยแตกทแยง ดังแสดงในภาพที่ 2-24 ตามรูปตัด (b)-(b)



ภาพที่ 2-24 ลักษณะการแตกร้าวในคานเนื่องจากแรงเฉือน
(กรรณ คำลือ และสิทธิชัย แสงอาทิตย์, 2549)

(3) การแตกร้าวเนื่องจากผลของแรงเฉือนที่ขอบเสา การแตกร้าวชนิดนี้จะคล้ายกับรอยต่อของโครงสร้างบางประเภท เช่น แป้นหูช้าง (Bracket) หรือเชิงยื่น (Corbel) จากเสา รอยแตกร้าวที่ปรากฏจะเกิดจากการกระทำของแรงเฉือนโดยตรง (Direct shear) และมีผลทำให้โครงสร้างวิบัติได้เช่นกัน เรียกการวิบัติแบบนี้ว่า Shear-friction failure ดังนั้นเพื่อป้องกันมิให้เกิดการวิบัติดังกล่าวจึงต้องเสริมเหล็กขวางรอยร้าวให้เพียงพอ พฤติกรรมของแรงเฉือน-ความเสียด

ทาน ที่เกิดจากการกระทำของแรงเฉือนโดยตรงซึ่งต้องใช้เหล็กเสริมต้านทาน ดังแสดงรายละเอียดในรูปที่ 2-22(a), 2-22(b) และ 2-22(c)

2.7.1.3 หน่วยแรงยึดเหนี่ยว (สถาพร โภคา, 2545)

โดยทั่วไปคานคอนกรีตเสริมเหล็กนอกจากจะเกิดการวิบัติได้ เนื่องจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนแล้ว ยังสามารถวิบัติได้ อีกลักษณะหนึ่งที่ต้องให้ความสำคัญก็คือ การวิบัติเนื่องจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) ระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตที่ห่อหุ้มอยู่โดยรอบเพื่อที่จะถ่ายแรงระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม ดังนั้นหน่วยแรงยึดเหนี่ยวก็คือ หน่วยแรงต่อพื้นที่โดยรอบผิวสัมผัสของเหล็กเสริม

หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมจะเกิดขึ้นในสองลักษณะ คือ เกิดจากการเปลี่ยนแปลงค่าของโมเมนต์ดัดในแต่ละช่วงของคานนั้น เรียกว่า Flexural Bond Stress และหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดเมื่อมีการถ่ายแรงระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตซึ่งได้จากการฝังยึดหรือยึดรั้งเหล็กเสริมจากตำแหน่งที่แรงดึงในเหล็กเสริมมีค่าสูงสุดจนถึงตำแหน่งที่เหล็กเสริมมีแรงดึงเป็นศูนย์ เรียกว่า Anchorage Bond Stress และจากผลการทดลองและการคำนวณออกแบบเกี่ยวกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ผ่านมาในอดีต พบว่า หากจัดระยะฝังเหล็กเสริมไว้ในคอนกรีตอย่างเหมาะสมพอเพียงแล้ว การวิบัติเนื่องจากการแปรเปลี่ยนของโมเมนต์จะมีโอกาสไม่มากนัก ดังนั้นการคำนวณออกแบบเกี่ยวกับการยึดเหนี่ยว จะพิจารณาจากความยาวยึดรั้ง (Anchorage length) หรือระยะที่ต้องฝังยึดเหล็กเสริมไว้ในคอนกรีตที่แต่ละด้านของหน้าตัดวิกฤติ โดยหน้าตัดวิกฤตินี้ คือ ตำแหน่งที่เหล็กเสริมต้องรับแรงดึงสูงสุด

จากผลการทดลองในอดีต พบว่า กำลังต้านทานแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดของเหล็กข้ออ้อยเส้นเดียวที่รับแรงดึงมีค่า $U_n = 73.617 \cdot \sqrt{f'_c}$ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และพบ อีกว่ากำลังต้านทานแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสูงสุดของเหล็กข้ออ้อยหลาย ๆ เส้นที่วางเรียงในชั้นหนึ่ง ๆ จะมีค่าลดลงเหลือเพียง 0.8 เท่าของค่าในตอนแรกเท่านั้น คือ $U_n = 58.89 \cdot \sqrt{f'_c}$ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และในกรณีที่เหล็กเสริมรับแรงดึงเกิดการคราก ดังนั้น ความยาวของระยะฝังเหล็กเสริมที่หน้าตัดวิกฤติ (Basic development length) $l_{db} = \dfrac{A_b \cdot f_y}{U_n}$ และเพื่อความปลอดภัยจะเพิ่มค่าขึ้นอีก 15% ดังนั้นได้ $l_{db} = \dfrac{1.15 \cdot A_b \cdot f_y}{U_n}$ แทนค่า $U_n = 58.89 \cdot \sqrt{f'_c}$ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ดังนั้น

$$l_{db} = \frac{0.0195 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \tag{2.12}$$

โดยที่

l_{db} = ระยะฝังยึดพื้นฐาน (เซนติเมตร)

A_b = พื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงดึง 1 เส้น (ตารางเซนติเมตร)

f_y = กำลังครากของเหล็กเสริม (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)

f'_c = กำลังอัดของคอนกรีต (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)

ความยาวฝังยึดจริง l_d จะได้จากการปรับแก้โดยการคูณระยะฝังยึดพื้นฐาน l_{db} ด้วยตัวคูณประกอบต่าง ๆ ซึ่งเป็นการพิจารณาถึงรายละเอียดต่าง ๆ ของการเสริมเหล็ก เช่น ระยะเรียงเหล็กเสริม ระยะคอนกรีตหุ้ม การใช้เหล็กปลอก ตำแหน่งของเหล็กเสริม เป็นตัวคูณประกอบให้ไว้ในมาตรฐาน ACI 318-02 ดังนั้นความยาวของเหล็กเสริมที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบจะใช้สมการดังกล่าวในการตรวจสอบหาความยาวฝังยึดจริงเพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการวิบัติเนื่องจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยว

(1) ระยะฝังยึดของเหล็ก หรือลวดเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง

ตาม ACI 318-02 ระบุให้ ความยาวระยะฝังยึด (l_d) ให้ขึ้นอยู่กับขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลาง (d_b) ของเหล็กหรือลวดตะแกรงเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง คำนวณได้จากสูตรที่ (2.13) หรือตารางที่ 2.1 แต่ไม่ว่ากรณีใด ๆ ระยะฝังยึดต้องไม่น้อยกว่า 300 มิลลิเมตร และค่า $\sqrt{f'_c}$ ที่ใช้จะต้องมีค่าไม่เกินกว่า 83.33 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

ความยาวระยะฝังยึด l_d เหล็กเสริมหรือลวดเหล็กข้ออ้อย คำนวณค่าได้ดังนี้

$$l_d = \frac{f_y}{3.5 \times \sqrt{f'_c}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left[\dfrac{c + K_{tr}}{d_b}\right]} \times d_b \tag{2.13}$$

โดยที่ f_y = กำลังครากของเหล็กเสริม (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)

f'_c = กำลังอัดของคอนกรีต (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)

α = ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากตำแหน่งเหล็กเสริม (Reinforcement location factor)

β = ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากการหุ้มหรือเคลือบเหล็กเสริม (Coating factor)

γ = ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากขนาดเหล็กเสริม (Reinforcement size factor)

λ = ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากกรณีคอนกรีตที่ใช้มวลรวมเบา (Light weight aggregate concrete factor)

d_b = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมหรือลวดตะแกรงเหล็กข้ออ้อย (เซนติเมตร)

C = ใช้ค่าที่น้อยกว่าระหว่าง

- ระยะหุ้มทางด้านที่น้อยสุดวัดจากศูนย์กลางเหล็ก หรือลวดเหล็กถึงผิวคอนกรีต หรือ
- ระยะครึ่งหนึ่งของระยะเรียงวัดระหว่างศูนย์กลางของเหล็ก หรือลวดเหล็ก

K_{tr} = ตัวคูณปรับค่าซึ่งบ่งบอกเหล็กเสริมที่โอบรัด (Confined reinforcement) รอบ ๆ ระนาบที่อาจแยก (หรือแตกแบบผ่าซีก – Splitting plane) ทางด้านข้าง

ค่า α, β, γ, λ และ K_{tr} มีรายละเอียดดังนี้

ตารางที่ 2-1 ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากตำแหน่งเหล็กเสริมหรือลวดเหล็ก (Reinforcement location factor: α)

กรณี	α
- เหล็ก หรือลวดเหล็กที่วางในแนวราบ โดยมีคอนกรีตหุ้มใต้ระยะฝังยึด หรือระยะทาบมากกว่า 300 มิลลิเมตร	1.3
- กรณีอื่นๆ ที่แตกต่างจากกรณีข้างบน	1.0

ตารางที่ 2-2 ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากการหุ้มหรือเคลือบเหล็กเสริมหรือลวดเหล็กด้วย Epoxy (Coating factor: β)

กรณี	β
- การหุ้มเหล็กหรือลวดเหล็กข้ออ้อยด้วย Epoxy ที่มีระยะหุ้มน้อยกว่า $3 \cdot d_b$ หรือระยะเรียง (Clear spacing) น้อยกว่า $6 \cdot d_b$	1.3
- เหล็ก หรือลวดเหล็กที่หุ้ม Epoxy	1.2
- เหล็ก หรือลวดเหล็กที่ปราศจาก Epoxy หุ้ม	1.0

หมายเหตุ : ทั้งนี้ ผลคูณของตัวคูณ α และ β จะต้องไม่เกิน 1.7 ($\alpha \cdot \beta \leq 1.7$ เสมอ)

ตารางที่ 2-3 ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากขนาดเหล็กเสริม (Reinforcement size factor: γ)

กรณี	γ
- เหล็กที่ขนาดไม่ใหญ่กว่า 19 มิลลิเมตร และลวดเหล็กข้ออ้อย	0.8
- เหล็กตั้งแต่ขนาด 22 มิลลิเมตร และใหญ่กว่า	1.0

ตารางที่ 2-4 ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากกรณีที่ใช้คอนกรีตมวลรวมเบา (Light weight concrete aggregate concrete factor: λ)

กรณี	λ
- คอนกรีตที่ใช้มวลรวมเบา	1.3
- เมื่อระบุค่าเฉลี่ยของกำลังต้านทานการแยก (Splitting tensile strength, f_{ci})	$\dfrac{\sqrt{f'_c}}{1.8 \cdot f_{ci}}$
- เมื่อใช้คอนกรีตมวลปกติ	1.0

ซึ่งปกติจะมีกำลังต้านทานแรงดึงต่ำกว่าคอนกรีตที่ใช้มวลรวมปกติ ทำให้กำลังต้านทานการแยกหรือแตกแบบผ่าซีก (Splitting resistance) ลดลง

และค่าดัชนีของเหล็กเสริมตามขวาง (Transverse reinforcement index: K_{tr}) คำนวณจาก

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} \cdot f_{yt}}{105 \cdot s \cdot n} \tag{2.14}$$

โดยที่ A_{tr} = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กตามขวางทั้งหมดที่มีระยะเรียง s ซึ่งตั้งฉากกับระนาบของเหล็กเส้นที่ถูกต่อ หรือฝังยึดให้เกิดแรง (ตารางเซนติเมตร)

f_{yt} = กำลังครากของเหล็กเสริมตามขวาง (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

s = ระยะเรียง (ระหว่างศูนย์กลางเหล็กเสริม) สูงสุดของเหล็กเสริมตามขวางที่ไม่เกิน l_d (เซนติเมตร)

n = จำนวนเหล็ก หรือลวดเหล็กที่ฝังยึดตามระนาบของรอยแยก (Splitting plane)

หากต้องการคำนวณอย่างง่าย (Simplification) อาจไม่พิจารณาเหล็กเสริมตามขวางหรือใช้ $K_{tr} = 0$ ถึงแม้ว่าจะมีเหล็กเสริมตามขวางก็ตาม

ทั้งนี้ค่า $\left(\dfrac{c + K_{tr}}{d_b}\right)$ จะต้องไม่เกิน 2.5 หากใช้สมการ 2.13

คำนวณ โดยกำหนดค่า γ และ $\left(\dfrac{c + K_{tr}}{d_b}\right)$ โดยประมาณ ก็จะได้ดังแสดงในตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2-5 ค่าความยาวระยะฝังยึด (l_d) ของเหล็ก หรือลวดเหล็กข้ออ้อยตาม ACI 318-02

กรณี	ขนาดเหล็กหรือลวดเหล็กข้ออ้อย	
	ไม่ใหญ่กว่า 19 mm	22 mm หรือใหญ่กว่า
- เหล็กที่ถูกฝังยึด หรือทาบ มีระยะเรียงจากผิวถึงผิว (Clear spacing) ไม่น้อยกว่า d_b, ระยะหุ้มไม่น้อยกว่า d_b และ ระยะของเหล็กปลอกหรือเหล็กลูกตลอดช่วง l_d ไม่น้อยกว่าค่าต่ำสุดที่กำหนด หรือ เหล็กที่ถูกฝังยึด หรือทาบ มีระยะเรียงไม่น้อยกว่า $2d_b$ และระยะหุ้มไม่น้อยกว่า d_b	$l_d = \frac{f_y}{6.6\times\sqrt{f'_c}}\times\alpha\times\beta\times\lambda\times d_b$	$l_d = \frac{f_y}{5.3\times\sqrt{f'_c}}\times\alpha\times\beta\times\lambda\times d_b$
- กรณีอื่นที่นอกเหนือจากด้านบนที่กล่าวมาแล้ว	$l_d = \frac{f_y}{4.4\times\sqrt{f'_c}}\times\alpha\times\beta\times\lambda\times d_b$	$l_d = \frac{f_y}{3.5\times\sqrt{f'_c}}\times\alpha\times\beta\times\lambda\times d_b$

(2) ความยาวระยะฝังยึดภายใต้แรงดึงด้วยการงอขอตามมาตรฐาน

ความยาวระยะฝังยึด (l_{dh}) ของปลายเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึงที่สิ้นสุดด้วยการงอขอตามมาตรฐาน (Standard hook) หรือ ความยาวระยะฝังยึดของเหล็กเสริมที่ดัดปลายเป็นของอภายใต้แรงดึง ได้จากสมการ

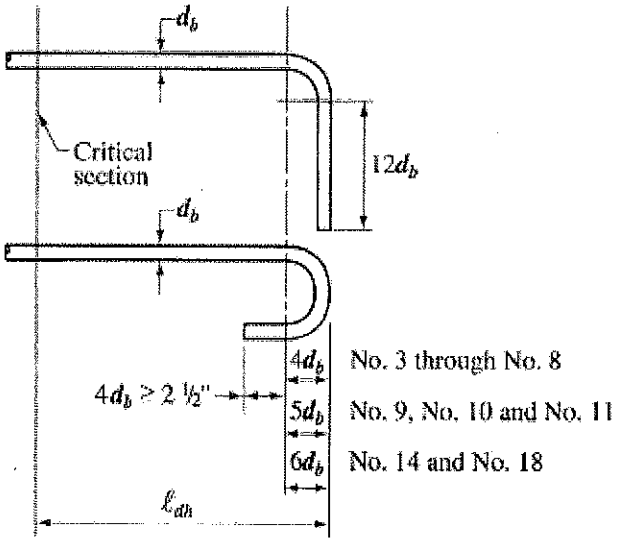
$$l_{dh} = 0.075\cdot\frac{\beta\cdot\lambda\cdot f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b \qquad (2.14)$$

และค่าตัวคูณปรับค่า β = 1.2 สำหรับ เหล็ก หรือลวดเหล็กที่หุ้ม Epoxy

λ = 1.3 สำหรับ คอนกรีตที่ใช้มวลรวมเบา

$\beta = \lambda = 1.0$ สำหรับในกรณีอื่นๆ

แต่อย่างไรก็ตาม กำหนดว่าค่า l_{dh} จะต้องมากกว่า 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม ($8 \cdot d_b$) หรือ 150 มิลลิเมตร ดังแสดงในภาพที่ 2-25



ภาพที่ 2-25 รายละเอียดของอมาตรฐาน 90 องศา และ 180 องศา (ที่มา ACI Fig.R12.5)

ตัวคูณปรับค่า

ความยาวระยะฝังยึดพื้นฐาน l_{dh} ที่คำนวณได้ตามสมการ 2.14 จะต้องปรับแก้ด้วยตัวคูณปรับค่าดังตารางที่ 2.6

ตารางที่ 2-6 ตัวคูณปรับค่าความยาวของระยะฝังยึดพื้นฐานสำหรับปลายเหล็กที่งอขอภายใต้แรงดึง

กรณี	α
- กรณีเหล็กเสริมที่ขนาดไม่ใหญ่กว่า 36 มิลลิเมตร ซึ่งมีระยะหุ้มทางด้านข้าง (ตั้งฉากกับระนาบของของอ) ไม่ต่ำกว่า 60 มิลลิเมตร และกรณีของอ 90 องศา ระยะหุ้มของเหล็กเสริมที่อยู่เลยจากของอไม่น้อยกว่า 50 มิลลิเมตร	0.7
- กรณี ของอ 90 องศา เหล็กที่มีขนาดไม่โตกว่า 36 มิลลิเมตร ที่ของอถูกล้อมรอบทั้งแนวราบและแนวดิ่ง ด้วยเหล็กปลอก หรือเหล็กลูกตั้งตลอดความยาวระยะ ฝังยึด (l_{dh}) โดยมีระยะเรียงไม่เกิน $3 \cdot d_b$	0.8

ตารางที่ 2-6 ตัวคูณปรับค่าความยาวของระยะฝังยึดพื้นฐานสำหรับปลายเหล็กที่งอขอภายใต้แรงดึง (ต่อ)

กรณี	α
- กรณี งอขอ 180 องศา เหล็กที่มีขนาดไม่โตกว่า 36 มิลลิเมตร ที่ของอถูกล้อมรอบทั้งแนวราบและแนวดิ่ง ด้วยเหล็กปลอก หรือเหล็กลูกตั้งตลอดความยาวระยะฝังยึด (l_{dh}) โดยมีระยะเรียงไม่เกิน $3 \cdot d_b$	0.8
- เมื่อใช้เหล็กเสริมมากกว่าที่คำนวณได้	$\frac{A_{s\text{-}required}}{A_{s\text{-}provided}}$

หมายเหตุ : โดยที่ d_b เป็นเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม

กรณีที่เหล็กถูกฝังยึดโดยปลายของอมาตรฐาน ณ ปลายด้านไม่ต่อเนื่องขององค์อาคาร ซึ่งมีระยะหุ้มด้านข้าง, ด้านบน (หรือด้านล่าง) ของอน้อยกว่า 60 มิลลิเมตร โดยของอดังกล่าวจะต้องถูกรัดรอบ (Enclosed) ด้วยเหล็กปลอก หรือเหล็กลูกตั้งตลอดความยาวระยะฝังยึด (l_{dh}) ด้วยระยะเรียงไม่เกินสามเท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม ($3 \cdot d_b$) ซึ่งในกรณีเช่นนี้ไม่ต้องปรับแก้ด้วยตัวคูณ และเหล็กปลอกที่โอบรัดเป็นปลอกแรกจะต้องอยู่ห่างจากขอบนอกของเหล็กเสริมที่ทำการงอเป็นของอเป็นระยะสองเท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม ($2 \cdot d_b$)

2.7.1.4 ระยะทาบของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง

การต่อเหล็กเสริมข้ออ้อยโดยการทาบ (Lap splice) ภายใต้แรงดึง ซึ่งมีกำลังคราก (f_y) สามารถคำนวณระยะทาบได้จาก ความยาวระยะฝังยึดของเหล็กเสริมภายใต้แรงดึง (l_d) ดังที่แสดงไว้ในหัวข้อ 2.7.1.3 ทั้งนี้ยังมีข้อกำหนดเกี่ยวกับการแบ่งชั้นคุณภาพ ตามระยะทาบของเหล็กเสริมภายใต้แรงดึง ซึ่งแบ่งไว้ 2 ชั้นคุณภาพ ดังตารางที่ 2.7 อีกทั้งข้อมูลในตารางที่ 2.8 แสดงร้อยละสูงสุดของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่สามารถต่อทาบได้ตามชั้นคุณภาพที่กำหนด แต่อย่างไรก็ตามระยะทาบจะต้องไม่น้อยกว่า 300 มิลลิเมตร

ตารางที่ 2-7 การแบ่งชั้นคุณภาพตามระยะทาบของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง

ชั้นคุณภาพ	ระยะทาบต่ำสุด
A	1.0 เท่าของ l_d
B	1.3 เท่าของ l_d

ตารางที่ 2-8 การต่อทาบของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง

A_s ที่ใช้จริง / A_s ที่ต้องการ	ร้อยละสูงสุดของปริมาณเหล็กเสริมที่จะต่อทาบ ภายในระยะทาบที่ต้องการ	
	50	100
มากกว่า หรือเท่ากับ 2	A	B
น้อยกว่า 2	B	B

2.7.1.5 ความเหนียวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ความเหนียวของโครงสร้าง หมายถึง ความสามารถในการเสียรูป เช่น การยืด การหด หรือการดัด โดยที่ยังคงรักษากำลังแม้จะมีการเสียรูปเลยช่วงอิลาสติกไปแล้ว

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่จะนำมาใช้งานต้องออกแบบให้มีพฤติกรรมแบบเหนียวก่อนที่จะเกิดการวิบัติ หมายความว่าให้สามารถเปลี่ยนรูปได้มาก (Large deformation) ภายหลังที่เหล็กเสริมรับแรงดึงเกิดการคราก ค่าความเหนียวของหน้าตัดขึ้นกับอัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึงเป็นหลัก กล่าวคือการเสริมเหล็กรับแรงดึงในปริมาณที่น้อยจะทำให้ความเหนียวของหน้าตัดมากกว่าการเสริมเหล็กในปริมาณที่มากกว่า

ดัชนีความเหนียว นิยามเป็นอัตราส่วนความโค้งสูงสุดต่อความโค้งที่สภาวะเหล็กเสริมคราก หรือ จากอัตราส่วนของค่าโก่งตัวสูงสุดต่อค่าโก่งตัวเมื่อเหล็กเสริมเริ่มคราก ดังสมการ

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \tag{2.15}$$

โดยที่ μ = ดัชนีความเหนียว

δ_u = ค่าโก่งตัวเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด (มิลลิเมตร)

δ_y = ค่าโก่งตัวเมื่อเหล็กเสริมเริ่มคราก (มิลลิเมตร)

โดยปัจจัยที่มีผลต่อค่าความเหนียวในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีดังนี้

(1) ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง เมื่อปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงมาก ค่าความเหนียวจะลดลง

(2) ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัด เมื่อปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัดมาก ค่าความเหนียวจะเพิ่มขึ้น

(3) กำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริม เมื่อกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริมสูงขึ้น ค่าความเหนียวจะลดลง

(4) กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต เมื่อกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตสูงขึ้น ค่าความเหนียวจะเพิ่มขึ้น

(5) หน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีต เมื่อหน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีตมีค่ามากขึ้น ค่าความเหนียวจะเพิ่มมากขึ้น

2.7.2 ทฤษฎีการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก (วินิต ช่อวิเชียร, 2540)

การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก เป็นการคำนวณออกแบบเพื่อเลือกใช้ขนาดรูปตัดของคอนกรีตและปริมาณของเหล็กเสริมที่เหมาะสม โดยให้มีกำลัง (Strength) สามารถต้านทานต่อแรงหรือน้ำหนักบรรทุกต่างๆ ที่กระทำตลอดอายุของการใช้งานได้อย่างปลอดภัย ไม่เป็นอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สิน อีกทั้งในขณะที่รับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (Service load) ก็มีความสามารถในสภาวะใช้งาน (Serviceability) ได้ดี โดยไม่แอ่นหรือโก่งตัวมาก หรือมีความกว้างของรอยร้าวที่ปรากฏไม่มากเกินกว่าพิกัดที่กำหนดให้

การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีวิธีการเฉพาะสำหรับแต่ละส่วนโครงสร้าง ทั้งนี้ขึ้นกับแรงหรือโมเมนต์ที่ส่วนโครงสร้างนั้นต้องรับหรือต้านทาน ส่วนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ต้องพิจารณาออกแบบ ได้แก่ ส่วนโครงสร้างที่รับแรงตามแนวแกนซึ่งอาจเป็นแรงดึงหรือแรงอัด ส่วนโครงสร้างที่รับโมเมนต์ดัด โมเมนต์บิดและแรงเฉือน ส่วนโครงสร้างที่รับแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน รวมถึงการพิจารณาออกแบบ

ให้รายละเอียดการเสริมเหล็กกับส่วนโครงสร้างนั้น เพื่อให้ทุกๆ ส่วนของโครงสร้างร่วมกันทำหน้าที่รับแรงหรือน้ำหนักได้ตามต้องการ อย่างประหยัดและปลอดภัย

ในการคำนวณและออกแบบโครงสร้างส่วนใด วิศวกรผู้ออกแบบต้องพิจารณาออกแบบส่วนของโครงสร้างนั้นให้สอดคล้องเป็นไปตามเกณฑ์มาตรฐานหรือข้อบัญญัติที่ได้กำหนดไว้ มาตรฐานหรือข้อบัญญัตินี้ส่วนใหญ่ได้มาจากผลของการวิเคราะห์และวิจัยสำหรับโครงสร้างส่วนนั้นๆ มาตรฐานสำหรับการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กของประเทศสหรัฐอเมริกาที่นิยมใช้กัน คือ มาตรฐาน ACI (American Concrete Institute) ส่วนมาตรฐานกำหนดของประเทศไทยคือ ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร (พ.ศ. 2542) กฎกระทรวงมหาดไทย ได้แก่ กฎกระทรวงฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527) ฉบับที่ 48 (พ.ศ. 2540) ฉบับที่ 60 (พ.ศ. 2549) และมาตรฐาน ว.ส.ท. (วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย) ซึ่งมาตรฐาน ว.ส.ท. ให้ข้อกำหนดเหมือนกันที่ได้กำหนดไว้ในมาตรฐาน ACI แต่มีข้อน่าสังเกตคือ มาตรฐาน ว.ส.ท. มิได้มีกฎหมายรองรับแต่อย่างใด ซึ่งต่างจากข้อบัญญัติกรุงเทพมหานครที่มีกฎหมายรองรับ

การคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ทำได้สองวิธี คือ

(1) โดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (Elastic theory)

(2) โดยวิธีกำลัง (Strength design)

โดยเมื่อเลือกคำนวณออกแบบโดยวิธีใดให้คำนวณออกแบบโดยวิธีนั้นโดยตลอดทั้งโครงสร้าง ไม่ควรทำปะปนกัน

การออกแบบโดยวิธีกำลัง (Strength design method)

ในปี ค.ศ.1963 มาตรฐาน ACI เรียกวิธีนี้ว่าวิธีกำลังประลัย (Ultimate strength design: USD) ต่อมาในปี ค.ศ.1971 มาตรฐาน ACI ให้ข้อกำหนดของการคำนวณออกแบบโดยให้พิจารณาทั้งในด้านกำลัง (Strength) และในสภาวะการใช้งาน (Serviceability) ซึ่งต่อมาในปี ค.ศ. 1983 มาตรฐาน ACI เรียกวิธีการคำนวณออกแบบส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กนี้ว่าวิธีกำลัง (Strength design method) การคำนวณออกแบบโดยวิธีนี้เป็นการพิจารณาหาขนาดของส่วนโครงสร้างคอนกรีตและปริมาณของเหล็กเสริมที่สภาวะก่อนที่ส่วนโครงสร้างนั้นจะเกิดการวิบัติจากการบรรทุกน้ำหนักเกินกว่าที่คาดไว้ ทั้งนี้อนุญาตให้วิเคราะห์หาค่าแรงภายในต่างๆ ที่กระทำต่อส่วนของโครงสร้างโดยอาศัยทฤษฎีอิลาสติกได้ แทนที่จะต้องวิเคราะห์อย่างละเอียดเช่น วิธี Limit Analysis หรือ Plastic Analysis ซึ่งค่อนข้างยุ่งยาก เพราะเป็นการพิจารณาตามพฤติกรรมที่ไม่ยืดหยุ่นของส่วนโครงสร้างก่อนเกิดการวิบัติ สาเหตุที่อนุญาตให้วิเคราะห์โครงสร้างโดยอาศัยทฤษฎีอิลาสติกเพราะพบว่าการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีอิลาสติกให้ความปลอดภัยพอเพียงและให้การคำนวณออกแบบง่ายขึ้นมาก ปัจจุบันการออกแบบโครงสร้าง

คอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังเป็นที่นิยมมากในต่างประเทศ อย่างไรก็ตาม มาตรฐาน ACI (ตั้งแต่ปี ค.ศ.1971 เป็นต้นมา) ยังยอมให้คำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน โดยกำหนดให้เป็นอีกทางเลือกหนึ่ง (Alternate design method: ADM)

เหตุผลของการเลือกใช้วิธีกำลังในการคำนวณออกแบบโครงสร้าง คสล.

ได้แก่วิธีกำลังสามารถคาดหมายกำลังต้านทานสูงสุดของส่วนโครงสร้างได้ถูกต้องกว่าทฤษฎีอิลาสติก หรือวิธีหน่วยแรงใช้งาน เนื่องจากโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่นเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกมาก ๆ

(1) วิธีกำลังให้ทางเลือกของการใช้ค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุก (Load factor) ได้อย่างมีหลักการและเหตุผล กล่าวคือ น้ำหนักบรรทุกใดที่ทราบค่าค่อนข้างแน่นอน เช่น น้ำหนักบรรทุกคงที่ ก็ใช้ค่าตัวคูณเพิ่มให้ต่ำลง ส่วนน้ำหนักบรรทุกจรที่ไม่ทราบค่าแน่นอนก็ใช้ค่าตัวคูณเพิ่มให้สูงขึ้น นอกจากนี้การออกแบบโดยวิธีกำลังยังสามารถสำรองกำลังต้านทานของส่วนโครงสร้างที่คำนวณได้อีกตามความเข้มงวดของการควบคุมงานโดยใช้ตัวคูณลดกำลังต้านทาน (Strength reduction factor) ตามที่ควรจะเป็นได้ด้วย จึงทำให้ทราบอัตราส่วนปลอดภัยที่แท้จริง

(2) วิธีกำลังไม่ต้องคำนึงถึงการล้าของคอนกรีต (Creep)แต่อย่างใด ซึ่งในขณะที่การออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงใช้งานต้องพิจารณาถึงผลของการล้าของคอนกรีตด้วย เนื่องจากอัตราส่วนโมดูลัสของเหล็กเสริมต่อคอนกรีต (Modular ratio) มีค่าไม่คงที่และแปรเปลี่ยนตามระยะเวลาที่ใช้งาน ทำให้หน่วยแรงใช้งานที่เกิดขึ้นจริงมีค่าแตกต่างไปจากที่คำนวณได้ในตอนแรก

(3) วิธีกำลังช่วยให้เลือกใช้เหล็กเสริมที่มีกำลังจุดครากสูงมากขึ้นได้ ทำให้ประหยัดมากขึ้นเพราะอาจไม่จำเป็นต้องเสริมเหล็กรับแรงอัด

(4) วิธีกำลังสามารถคาดคะเนความเหนียวของส่วนโครงสร้างก่อนที่จะเกิดการวิบัติได้ดีกว่า และในกรณีที่รับน้ำหนักบรรทุกที่เกิดจากแรงโน้มถ่วงของโลก ก็อาจพิจารณาเกี่ยวกับการกระจายซ้ำของโมเมนต์ดัดได้เมื่อเกิดจุดยึดหมุนแบบพลาสติก (Plastic hinge) ในส่วนโครงสร้างที่มีความต่อเนื่อง

หลักเกณฑ์ของการคำนวณออกแบบโครงสร้าง คสล.โดยวิธีกำลัง

(1) ในภาวะที่ส่วนโครงสร้างจะเกิดการวิบัติเนื่องจากการกระทำของน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว (Factored load) หรือกำลังที่ต้องการ (Required strength) ต้องมีค่าไม่เกินกว่ากำลังต้านทานที่ใช้ออกแบบ (Design strength) ซึ่งเป็นกำลังต้านทานสูงสุดของส่วนโครงสร้างนั้น (Nominal strength) ที่ถูกลดค่าหรือทอนกำลังลงด้วยตัวคูณลดกำลังต้านทาน (Strength reduction factor) นั่นคือ

กำลังที่ใช้ออกแบบ (Design strength) ≥ แรงที่เกิดขึ้น (Required strength)

(2) ในภาวะที่ส่วนโครงสร้างรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน ค่าการโก่งตัว หรือความกว้างของรอยร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัด (Flexural cracks) ต้องไม่มากเกินกว่าพิกัดที่กำหนด

กำลังที่ต้องการ (Required strength) หมายถึง กำลังที่ส่วนโครงสร้าง คสล. ต้องรับหรือต้านทาน เช่น แรงอัดประลัย (P_u) โมเมนต์ดัดประลัย (M_u) แรงเฉือนประลัย (V_u) หรือแรงประลัยภายในต่าง ๆ ซึ่งคำนวณมาจากวิธีวิเคราะห์โครงสร้างโดยทฤษฎีอิลาสติก เมื่อส่วนโครงสร้างนั้นรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้วหรือน้ำหนักประลัย (U) นั่นเอง

กำลังที่ใช้ออกแบบ (Design strength) หรืออาจเรียกในที่นี้ว่า กำลังรับแรงประลัยของส่วนโครงสร้าง หมายถึงกำลังต้านทานของส่วนโครงสร้างที่คำนวณได้จากข้อสมมุติฐาน (Norminal strength) แต่ถูกลดค่าลงโดยการคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง (Strength reduction factor: ϕ) การลดค่าหรือทอนกำลังต้านทานที่คำนวณได้จากข้อสมมุติฐานถือว่าเป็นการสำรองกำลังต้านทานของส่วนโครงสร้างอย่างหนึ่งซึ่งขึ้นกับการควบคุมคุณภาพของงานและของวัสดุที่นำมาใช้ ฉะนั้นถ้าให้ M_n เป็นกำลังต้านทานแรงดัดของส่วนโครงสร้างที่คำนวณได้จากข้อสมมุติฐาน ดังนั้นกำลังแรงดัดที่ใช้ออกแบบ หรือกำลังรับแรงดัดประลัย จะมีค่าเท่ากับ ϕM_n เป็นต้น

ตัวคูณลดกำลัง (Strength reduction factor : ϕ) ตัวคูณลดกำลังมีค่าต่าง ๆ กัน (แต่น้อยกว่า 1.00) ขึ้นกับประเภทของส่วนโครงสร้าง มาตรฐาน ACI หรือ มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดค่าของตัวคูณลดกำลัง (ϕ) สำหรับการก่อสร้างที่มีการควบคุมงานและคุณภาพของวัสดุเป็นอย่างดี ดังต่อไปนี้

ϕ = 0.90 สำหรับแรงดัด (ไม่มีแรงตามแนวแกนกระทำ)

= 0.90 สำหรับแรงดึงตามแนวแกน หรือแรงดึงตามแนวแกนร่วมกับแรงดัด

= 0.85 สำหรับแรงเฉือนและแรงบิด

= 0.75 สำหรับแรงอัด หรือแรงอัดร่วมกับแรงดัด ที่เสริมด้วยเหล็กปลอกเกลียว

= 0.70 สำหรับแรงอัด หรือแรงอัดร่วมกับแรงดัด ที่เสริมด้วยเหล็กปลอกเดี่ยว

= 0.70 สำหรับแรงกดหรือแรงแบกทานบนคอนกรีต

ทั้งนี้ ไม่ใช้ตัวคูณลดกำลังในการคำนวณที่เกี่ยวกับระยะฝังยึดเหล็กเสริม (เพราะได้พิจารณาส่วนปลอดภัยไว้แล้วในตัว)

อนึ่ง ในกรณีที่แรงอัดตามแนวแกนมีค่าน้อย อาจพิจารณาเพิ่มค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ ได้ กล่าวคือ

(1) ส่วนโครงสร้างที่ใช้ f_y ไม่เกิน 4,000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร เสริมเหล็กแบบสมมาตร และมีระยะระหว่างเหล็กเสริมรับแรงอัดกับเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อความลึกทั้งหมด ไม่น้อยกว่า 0.70 อาจเพิ่มค่า ϕ แบบเชิงเส้นจนมีค่าเท่ากับ 0.90 เมื่อ $\phi \cdot P_n$ มีค่าลดลงจาก $0.10 \cdot f_c' \cdot A_g$ จนถึงศูนย์

(2) ส่วนโครงสร้างอื่นๆ อาจเพิ่มค่า ϕ แบบเชิงเส้น จนมีค่าเท่ากับ 0.90 เมื่อ $\phi \cdot P_n$ มีค่าลดลงจาก $0.10 \cdot f_c' \cdot A_g$ หรือ $\phi \cdot P_b$ (โดยเลือกใช้ค่าที่น้อยกว่า) จนมีค่าเป็นศูนย์

มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้ให้ข้อสังเกตว่า หากผู้ออกแบบคาดว่าจะไม่สามารถควบคุมคุณภาพของงานหรือวัสดุได้ดี เช่น การก่อสร้างในชนบทที่ห่างไกล ผู้ออกแบบอาจพิจารณาใช้ตัวคูณลดกำลังให้น้อยลงกว่าที่กำหนดข้างต้นได้ เช่น สำหรับแรงดัดก็อาจใช้ค่า ϕ เหลือเพียง 0.80 เป็นต้น

น้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว (Factored load) หรืออาจเรียกในที่นี้ว่า น้ำหนักประลัย เป็นน้ำหนักที่ถูกสมมุติขึ้น (โดยอาศัยทฤษฎีของความน่าจะเป็น หรือทฤษฎีของความน่าเชื่อถือ) ให้อยู่ในภาวะที่คาดว่าจะทำให้ส่วนโครงสร้างนั้นเริ่มเกิดการวิบัติหรือชำรุดเสียหายและไม่สามารถใช้งานได้อีกต่อไป น้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้วหรือน้ำหนักประลัยจะได้จากการคูณน้ำหนักบรรทุกหรือแรงกระทำใช้งานต่างๆ (Load: Q_i) ด้วยตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก (Load factor: γ_i) ซึ่งมีค่าขึ้นอยู่กับประเภทหรือชนิดของน้ำหนักบรรทุกนั้น ทั้งนี้ ในการคำนวณออกแบบโดยวิธีกำลังให้พิจารณาจัดรวมน้ำหนักบรรทุกหรือแรงกระทำแบบต่างๆ ที่เพิ่มค่าแล้ว ($\sum \gamma_i Q_i$ หรือ U) เพื่อให้ได้น้ำหนักประลัยสูงสุดที่คาดว่าจะกระทำต่อส่วนของโครงสร้างนั้นตลอดอายุการใช้งาน

ถ้ากำหนดให้

U = น้ำหนักประลัยสูงสุดที่ได้จากการรวมน้ำหนักหรือแรงที่เพิ่มค่าแล้ว

D = น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน

L = น้ำหนักบรรทุกจรใช้งานที่กำหนด บวกด้วยแรงกระแทก (ถ้ามี)

W = แรงลม

E = แรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

H = แรงดันด้านข้างของดินและน้ำใต้ดิน

มาตรฐาน ACI หรือมาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้พิจารณาหาน้ำหนักประลัย U เนื่องจากน้ำหนักหรือแรงกระทำต่างๆ ที่เพิ่มค่าแล้ว ดังต่อไปนี้ เช่น

(1) สำหรับอาคารที่ไม่ได้คิดรับแรงลมหรือแรงจากแผ่นดินไหว

$$U = 1.4 \cdot D + 1.7 \cdot L \tag{2.16}$$

(2) สำหรับอาคารที่คิดให้รับแรงลมด้วย

$$U = 0.75 \cdot (1.4 \cdot D + 1.7 \cdot L + 1.7 \cdot W) \text{ หรือ} \tag{2.17}$$

$$U = 0.9 \cdot D + 1.3 \cdot W \tag{2.18}$$

โดยให้ใช้ค่า U ที่ให้ค่าสูงสุด แต่ต้องไม่น้อยกว่าค่า U ที่หาจากสมการ (2.15)

(3) สำหรับอาคารที่คิดให้รับแรงจากแผ่นดินไหว ให้แทนค่าของ W ในข้อ 2 ด้วยค่า $1.1 \cdot E$ นั่นคือ

$$U = 1.05 \cdot D + 1.28 \cdot L + 1.40 \cdot E \text{ หรือ} \tag{2.19}$$

$$U = 0.9 \cdot D + 1.43 \cdot E \tag{2.20}$$

(4) สำหรับอาคารที่คิดรับแรงดันทางข้างของดินและน้ำใต้ดิน

$$U = 1.4 \cdot D + 1.7 \cdot L + 1.7 \cdot H \text{ หรือ} \tag{2.21}$$

$$U = 0.9 \cdot D + 1.7 \cdot L + 1.7 \cdot H \text{ (เมื่อ D มีส่วนไปลดผลของ H) หรือ} \tag{2.22}$$

$$U = 1.4 \cdot D + 1.7 \cdot H \text{ (เมื่อ L มีส่วนไปลดผลของ H) หรือ} \tag{2.23}$$

$$U = 0.9 \cdot D + 1.7 \cdot H \text{ (เมื่อ D และ L มีส่วนไปลดผลของ H)} \tag{2.24}$$

โดยให้ใช้ค่า U ที่ให้ค่าสูงสุด แต่ต้องไม่น้อยกว่าค่า U ที่หาได้จากสมการ (2.15)

อนึ่ง ค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักที่ให้ไว้ข้างต้นเป็นเพียงค่าอย่างน้อยที่กำหนดให้ เมื่อผู้ออกแบบพิจารณาเห็นว่า อาจมีการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากการก่อสร้าง หรืออาจมีการเปลี่ยนแปลงประเภทการใช้อาคารในอนาคต ผู้ออกแบบอาจพิจารณาใช้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักให้สูงขึ้นได้อีก เช่น ในกรณีของอาคารที่ไม่ได้คิดรับแรงลมหรือแรงจากแผ่นดินไหว อาจใช้ค่า U ดังนี้ $U = 1.5 \cdot D + 1.8 \cdot L$ หรือ $U = 1.7 \cdot D + 2.0 \cdot L$ เป็นต้น

ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร ได้กำหนดให้หากำลังที่ต้องการ U ดังนี้

(1) สำหรับอาคารที่ไม่ได้คิดรับแรงลมหรือแรงจากแผ่นดินไหว

$$U = 1.7 \cdot D + 2.0 \cdot L \tag{2.25}$$

(2) สำหรับอาคารที่คิดให้รับแรงลมด้วย

$$U = 0.75 \cdot (1.7 \cdot D + 2.0 \cdot L + 2.0 \cdot W) \text{ หรือ} \tag{2.26}$$

$$U = 0.9 \cdot D + 1.3 \cdot W \tag{2.27}$$

โดยให้ใช้ค่า U ที่ให้ค่าสูงสุด แต่ต้องไม่น้อยกว่าค่า U ที่หาได้จากสมการ (2.15)

สมมุติฐานเบื้องต้น การคำนวณออกแบบโดยวิธีกำลังใช้ข้อสมมุติฐานดังนี้

(1) ระนาบรูปตัดยังคงเป็นระนาบทั้งก่อนและหลังการรับแรงดัด นั่นคือ การกระจายของหน่วยการยืด-หดตัวในคอนกรีต เป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแกนสะเทิน

(2) การยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นไปอย่างสมบูรณ์ นั่นคือ หน่วยการยืดตัวในเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับหน่วยการยืดตัวของคอนกรีต ณ ตำแหน่งเดียวกัน

(3) หน่วยแรงสูงสุดและหน่วยการยืด-หดตัวสูงสุดไม่เป็นสัดส่วนกัน

(4) ไม่คิดกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตที่อยู่ใต้แนวแกนสะเทิน

(5) การแผ่กระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตก่อนเกิดการวิบัติอาจเป็นรูปใดก็ได้ ที่สามารถให้ผลการคาดหมายกำลังต้านแรงอัดสูงสุดของส่วนโครงสร้างได้ถูกต้องใกล้เคียงกับผลของการทดสอบ แต่หน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีตต้องไม่เกิน 0.003

(6) ให้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการยืด-หดตัวของเหล็กเสริมเป็นแบบอิลาสติก-พลาสติกโดยสมบูรณ์ (โดยละทิ้งพฤติกรรมของการแข็งตัวเพิ่ม) ดังภาพที่ 2-26 ซึ่งหน่วยแรงดึงหรือหน่วยแรงอัดสูงสุดของเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับกำลังที่จุดคราก f_y (มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. ยอมให้ใช้ได้ไม่เกิน 5,600 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร) และโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับ 2.04×10^6 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

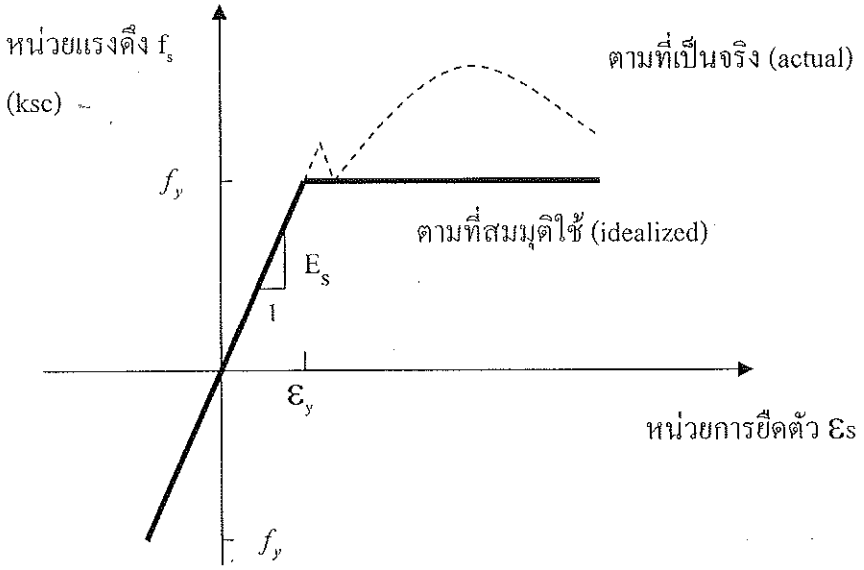
ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร กำหนดหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตและเหล็กเสริมดังนี้

หน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตเท่ากับ 150 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

หน่วยแรงสูงสุดของเหล็กเสริม :

(1) เหล็กเส้นธรรมดา เมื่อไม่มีผลการทดสอบแรงดึง ให้ใช้ไม่เกิน 2,000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

(2) เหล็กเสริมอื่น ให้ใช้เท่ากับ $0.85\cdot f_y$ แต่ไม่เกิน 4,200 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร



ภาพที่ 2-26 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการยืดหดตัวของเหล็กเสริม

2.7 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

จักษดา ธำรงวุฒิ (2550) ได้ทำการศึกษาเรื่อง การทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมทางกลของรอยต่อของคานคอนกรีตสำเร็จรูป ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของโครงการพัฒนาคานคอนกรีตสำเร็จรูปโดยศึกษาพฤติกรรมการรับแรงและลักษณะการวิบัติของรอยต่อของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปและของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป และนำกำลังของรอยต่อที่สำรวจได้เปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้ จากสมการออกแบบของ ว.ส.ท. ตัวอย่างในงาวิจัยเป็นคาน ขนาดหน้าตัดกว้าง 0.20 เมตร ลึก 0.40 เมตร และมีระยะห่างระหว่างจุดรองรับ 2.00 เมตร จำนวน 6 ตัวอย่าง ตัวอย่างถูกทดสอบโดยแรงกระทำแบบ 3 จุด ซึ่งคานทั้งสองชนิดและรอยต่อได้ถูกออกแบบตามมาตรฐานของ ว.ส.ท. โดยใช้น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรที่เท่ากัน ผลจากการทดสอบ พบว่า ในช่วงแรกตัวอย่างมีพฤติกรรมรับแรงแบบเชิงเส้นถึงค่าประมาณร้อยละ 75-80 ของกำลังรับแรงสูงสุด จากนั้นตัวอย่างทดสอบจะมีพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น และการแอ่นตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนกระทั่งเกิดการวิบัติ นอกจากนี้ยังพบว่า สมการการออกแบบของ ว.ส.ท. ทำนายกำลังของรอยต่อได้อย่างถูกต้องเพียงพอ

กรรณ คำลือ และสิทธิชัย แสงอาทิตย์ (2548) ได้ทำการทดสอบคานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบอัดแรงบางส่วน เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงกระทำตามขวาง ลักษณะการวิบัติของคาน และ

นำผลที่ทดสอบได้มาเปรียบเทียบกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ซึ่งคานทั้งสองชนิดนี้ถูกออกแบบตามมาตรฐานของ ว.ส.ท. โดยใช้น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักจรที่เท่ากัน ตัวอย่างทดสอบ ที่ใช้ในการศึกษาเป็นคานที่มีขนาดหน้าตัดกว้าง 0.175 เมตร ลึก 0.35 เมตร และมีระยะระหว่าง จุดรองรับ 4.00 เมตร โดยถูกทดสอบแบบแรงกระทำสี่จุด จากการทดสอบพบว่า คานคอนกรีต แบบอัดแรงบางส่วนสามารถรับแรงกระทำได้มากกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปอยู่ระหว่างร้อยละ12–16 ที่สภาวะใช้งาน และอยู่ระหว่างร้อยละ 31–36 ที่แรงกระทำสูงสุด ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างทดสอบทั้งสองประเภทเป็นแบบ flexural failure ตามที่ได้ออกแบบไว้ เมื่อเปรียบเทียบค่าดัชนีหน่วยราคาต่อความสามารถในการรับแรงกระทำสูงสุด พบว่าคานคอนกรีตแบบอัดแรงบางส่วนมีประสิทธิภาพมากกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

บุญชัย เชิญเกียรติประดับ และอโณทัย เทพหัสดิน ณ. อยุธยา (2550) ได้ทำการศึกษาเรื่อง การก่อสร้างอาคารกึ่งสำเร็จรูปด้วยระบบเอสเคดี (Semi prefabricated Building by SKD Method) ได้บทสรุปว่า ระบบการก่อสร้างแบบ SKD เป็นระบบการก่อสร้างแบบกึ่งสำเร็จรูป โดยมีระบบ การก่อสร้างแบบหล่อในที่ผสานกับชิ้นส่วนสำเร็จรูป โดยมีคานและเสาเป็นโครงสร้างรับน้ำหนัก มีจุดคุ้มทุนในการก่อสร้างอาคารพักอาศัยขนาด 170 ตารางเมตรอยู่ที่ 20 หลัง เมื่อเปรียบเทียบ กับการก่อสร้างในระบบก่ออิฐฉาบปูน ระบบการก่อสร้างแบบนี้เหมาะกับโครงการก่อสร้างอาคาร ที่มีรูปแบบไม่แตกต่างกันมากนัก

อัครพล นานงที และวัจนวงค์ กรีพละ (2550) ได้ทำการจำลองลักษณะรอยต่อก่อสร้างในคานคอนกรีต ที่มีรูปแบบแตกต่างกัน เพื่อศึกษาอิทธิพลของมุมรอยต่อและลักษณะของผิวรอยต่อก่อสร้างในคานคอนกรีต โดยแบ่งลักษณะของรอยต่อก่อสร้างในคานออกเป็นหกกรณี คือไม่มีรอยต่อ รอยต่อตั้งฉาก รอยต่อทำมุม 45 องศา รอยต่อมีลิ่มทำมุม 45 องศา รอยต่อผิวหน้าลาดน้ำปูนทำมุม 45 องศา และรอยต่อผิวหน้าโรยฝุ่นทำมุม 45 องศา ซึ่งรอยต่อสามกรณีแรกใช้ศึกษาอิทธิพลของมุมรอยต่อคอนกรีต ลักษณะรอยต่อสี่กรณีหลังใช้ศึกษาอิทธิพลของผิวรอยต่อคอนกรีต ผลการวิจัย พบว่า รอยต่อก่อสร้างที่ทำมุม 45 องศา มีค่ากำลังใกล้เคียงกับคานที่ไม่มีรอยต่อ ในขณะที่รอยต่อก่อสร้าง ที่ทำมุม 90 องศา มีกำลังเพียงร้อยละ 80.26 ของคานที่ไม่มีรอยต่อ นอกจากนี้ ยังพบว่า ในกรณีที่มุมของรอยต่อเท่ากัน รอยต่อก่อสร้างที่มีการลาดน้ำปูนจะให้กำลังสูงกว่ารอยต่อที่ไม่มีการลาดน้ำปูนถึงร้อยละ 21.44 ขณะที่อิทธิพลของลิ่มและฝุ่นในบริเวณรอยต่อมีผลต่อกำลังของรอยต่อไม่มากนัก

จิราชัย เลาหสมพลเลิศ (2551) ได้ศึกษาเรื่อง พฤติกรรมของรอยต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูปรับโมเมนต์ดัด โดยได้ศึกษาพฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดและกลไกการวิบัติที่บริเวณรอยต่อแบบต่าง ๆ ของคานคอนกรีตสำเร็จรูป และประเมินหาขนาดที่เหมาะสมของรอยต่อ

ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบเป็นคานคอนกรีตสำเร็จรูป ขนาดหน้าตัด 0.15×0.30 เมตร เชื่อมต่อกันที่กึ่งกลางคานโดยการทาบและดัดปลายเหล็กเสริมภายในรอยต่อเป็นมุม 90 องศา และเทคอนกรีตเชื่อมประสาน โดยกำหนดให้ขนาดของรอยต่อ มีขนาด 200 มิลลิเมตร (PC-200) และ 300 มิลลิเมตร (PC-300) การทดสอบใช้วิธีการดัดแบบสองจุด (Two-point bending) ที่มีระยะระหว่างจุดรองรับเท่ากับ 1.80 เมตร และเปรียบเทียบ ผลกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน (RC-Beam) ซึ่งใช้เป็นตัวอ้างอิง

ผลการทดสอบพบว่า คานที่รอยต่อมีขนาด 200 มิลลิเมตร สามารถรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้เพียงร้อยละ 46 ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน และที่ระดับน้ำหนักบรรทุกนี้ เหล็กเสริมรับแรงดึงเกิดครูดกับคอนกรีตภายในรอยต่อ โดยหน่วยแรงภายในเหล็กเสริมยังไม่ถึงจุดครากและคอนกรีตภายในรอยต่อเกิดการแตกร้าวอย่างรวดเร็ว ทำให้โครงสร้างเกิด การวิบัติอย่างฉับพลัน ส่วนคานที่รอยต่อมีขนาด 300 มิลลิเมตร สามารถรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้ร้อยละ 94 ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน และหน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก ก่อนที่จะเกิดการวิบัติโดยเหล็กเสริมเกิดการครูดกับคอนกรีตทำให้คอนกรีตบริเวณรอยต่อเกิดรอยแตกร้าวตามแนวเหล็กเสริมจนกระทั่งเกิดการวิบัติในที่สุดการวิบัติของคานที่รอยต่อมีขนาด 300 มิลลิเมตร นี้ มีค่าความเหนียวเท่ากับ 1.7 (คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อ เป็นเนื้อเดียวกัน มีค่าความเหนียวเท่ากับ 5.6) สรุปได้ว่า ขนาดของรอยต่อที่เหมาะสมสำหรับงานวิจัยนี้ คือ 300 มิลลิเมตรอย่างไรก็ตาม ค่าความเหนียวของคานที่รอยต่อมีขนาด 300 มิลลิเมตร น้อยกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน แสดงถึงความสามารถในการโก่งตัวเพิ่มเติมภายหลังเหล็กเสริมเกิดการครากจนกระทั่งโครงสร้างเกิดการวิบัติที่ไม่มากนัก ถือเป็นการเตือนภัยที่ค่อนข้างน้อย จึงเป็นข้อควรระวังในการนำไปใช้งานในบริเวณที่เสี่ยงต่อภัยธรรมชาติอย่างรุนแรง เช่น แผ่นดินไหว เป็นต้น

K.C.G. Ong , J.B. Hao, and P. Paramasivam (2006) ได้เสนองานวิจัยเกี่ยวกับการสร้างแบบจำลอง Strut-and-tie สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของจุดต่อในระบบคอนกรีตสำเร็จรูปโดยมีรอบที่ติดกันอยู่ในรูปของแรงดึง ผู้วิจัยได้นำเสนอแบบจำลอง Strut-and-tie เพื่อใช้สำหรับคำนวณแรงดึงประลัยในจุดต่อของคอนกรีตสำเร็จรูปโดยใช้รอบจาก 2 รอบไป 1 รอบติดกัน ทำให้มีแรงดึงสถิตที่ไม่อยู่ตามแนวแกนเกิดขึ้น ความกว้างของ Strut ประมาณได้จากผลการทดสอบซึ่งได้คำนึงถึงผลกระทบของการต่อรอบในทางเรขาคณิตและการวางเหล็กตามขวาง ผลทดสอบแสดงให้เห็นถึงการใช้แบบจำลองดังกล่าวสามารถใช้ทำนายค่าน้ำหนักบรรทุกประลัยของจุดต่อได้เป็นอย่างดีโดยข้อมูลที่ได้จากการทดลอง

2.8 สรุป

ในการทบทวนทฤษฎีและผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้องในบทนี้ ได้กล่าวถึงประเภทของระบบชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป ลักษณะของรอยต่อในการก่อสร้างระบบสำเร็จรูป ชนิดของจุดต่อจำแนกตามลักษณะการรับแรง พฤติกรรมการรับแรงของรอยต่อระหว่างคานกับเสา รอยต่อคาน-เสาของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูป ในส่วนของทฤษฎีที่เกี่ยวข้องได้กล่าวถึงพฤติกรรมทางกลของวัสดุซึ่งประกอบด้วยพฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดและพฤติกรรมแรงเฉือน-ความเสียดทาน และทฤษฎีการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก

จากการศึกษาดังกล่าวข้างต้น พบว่า ทฤษฎีและผลงานการวิจัยที่นักวิจัยในด้านระบบก่อสร้างสำเร็จรูปศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมทางกลของรอยต่อแบบเปียกยังมีน้อยมากจะมีการศึกษาเพียงแค่ในบางส่วน ทำให้ยังไม่สามารถสรุปได้ชัดเจนว่าพฤติกรรมที่แท้จริงของรอยต่อแบบเปียกในโครงสร้างระบบสำเร็จรูปเป็นอย่างไร ที่มีการใช้งานอยู่ในปัจจุบันมีความปลอดภัยหรือไม่ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงคาดหวังว่าผลที่ได้ จะสามารถตอบโจทย์ดังกล่าวได้ครบ โดยผลงานวิจัยของนักวิจัยดังกล่าวข้างต้น สามารถนำมาเป็นแนวทางความรู้เพื่อทำการวิจัยในเรื่องนี้ได้เป็นอย่างดี ช่วยให้ผู้วิจัยสามารถวางแผนการทำวิจัยและออกแบบตัวอย่างทดสอบในบทต่อไปได้

บทที่ 3
วิธีดำเนินการวิจัย

3.1 ทั่วไป

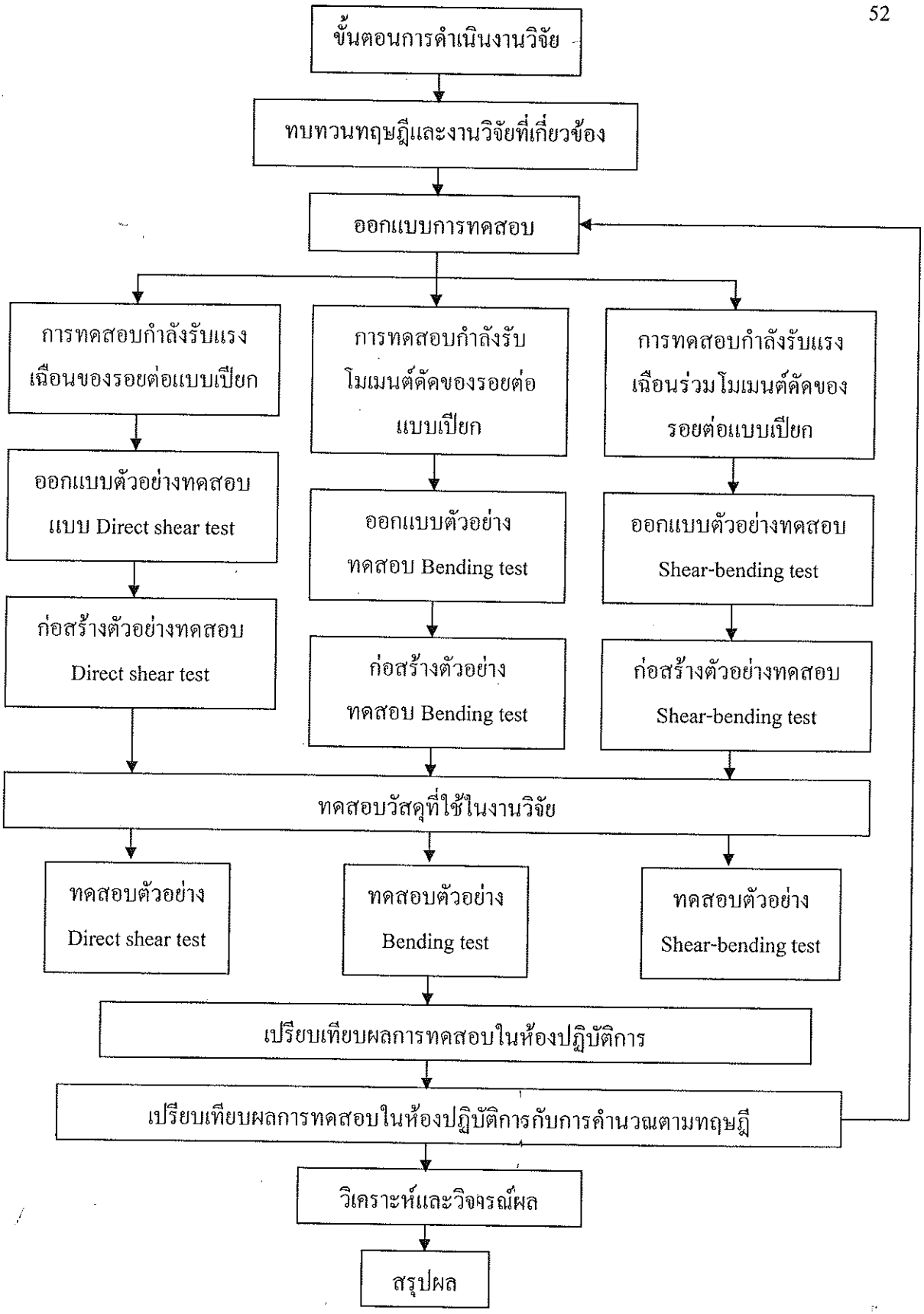
ในบทนี้จะกล่าวถึงแนวคิดในการศึกษาพฤติกรรมของรอยต่อแบบเปียก ซึ่งจะแบ่งขั้นตอนการศึกษาออกเป็นสามส่วน ได้แก่ การทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อแบบเปียก การทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก และการทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก

โดยการทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อ จะทำการทดสอบตัวอย่างโดยวิธีแรงเฉือนตรง (Direct shear test) เพื่อทราบถึงความสามารถต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ที่มีลักษณะของผิวสัมผัสหลายรูปแบบที่ใช้งานทั่วไป และผิวสัมผัสแบบที่มีการเสริมเหล็กเดือยเพื่อช่วยต้านแรงเฉือน

การทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ จะทำการทดสอบคานตัวอย่างโดยวิธีการให้แรงกระทำแบบสี่จุด (Four point loading) เพื่อทราบถึงพฤติกรรมและความสามารถต้านทานแรงดัดของรอยต่อของตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กรูปสองชิ้นต่อกัน โดยใช้รอยต่อแบบเปียก ทำผิวสัมผัสเหมือนกัน ใช้เหล็กรับแรงดึงต่อประสานกันหลายรูปแบบในรอยต่อ

สุดท้าย เป็นการทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ ซึ่งจะทำการทดสอบคานตัวอย่างโดยวิธีการให้แรงกระทำแบบสามจุด (Three point loading) เพื่อทราบถึงพฤติกรรมและความสามารถต้านทานแรงเฉือนและแรงดัดพร้อมกันของรอยต่อของตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปสองชิ้นต่อกัน โดยใช้รอยต่อแบบเปียก ทำผิวสัมผัสหลายรูปแบบตามที่ใช้งานจริงทั่วไป เพื่อศึกษาผลของผิวสัมผัสกับกำลังของรอยต่อ ใช้เหล็กเสริมรับแรงดึงของทั้งสองชิ้น ประสานกันหลายรูปแบบในรอยต่อ เพื่อศึกษาผลของการต่อเหล็กรับแรงดึงกับกำลังของรอยต่อ มีการเสริมเหล็กเดือย (Dowel) เพิ่ม เพื่อช่วยรับแรงเฉือนของผิวสัมผัสในบางตัวอย่างและเปรียบเทียบกำลังกับกรณีไม่เสริมเหล็กเดือย มีการทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสในบางตัวอย่างเพื่อศึกษาพฤติกรรมกรณีไม่มีแรงต้านทานเสียดทานระหว่างผิวสัมผัสคอนกรีต

ผลการทดสอบทั้งหมด จะนำมาวิเคราะห์และสรุปให้เห็นว่า ผลของผิวสัมผัสของคอนกรีตในรอยต่อ เหล็กรับแรงดึง เหล็กรับแรงเฉือน ทำให้รอยต่อแบบเปียกมีพฤติกรรมและความสามารถรับแรงเป็นอย่างไร โดยสามารถสรุปขั้นตอนการทำงานทั้งหมด ดังภาพที่ 3-1

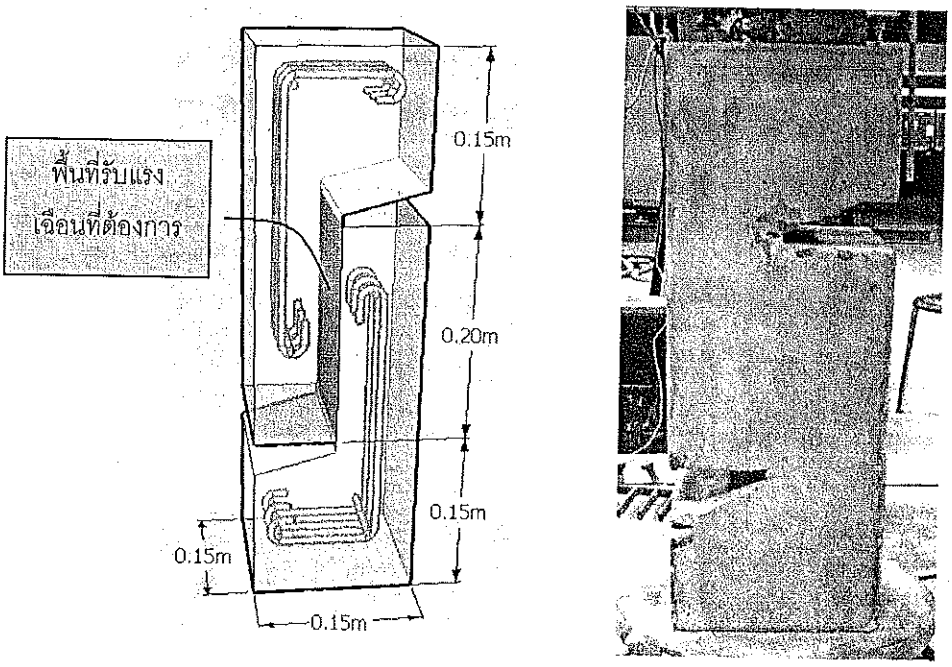


ภาพที่ 3-1 แผนผังสรุปขั้นตอนการทำงาน

3.2 การทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อแบบเปียก

3.2.1 การออกแบบตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อแบบเปียก

การออกแบบการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนใช้หลักการทดสอบแรงเฉือนตรง (Direct shear test) เนื่องจากว่าแรงเฉือนในกรณีนี้เกิดจากการกระทำโดยตรงของแรงเฉือนต่อแท่งตัวอย่างทดสอบ ตัวอย่างทดสอบถูกออกแบบให้ระนาบการเฉือนมีระนาบเดียว (Single shear) โดยให้แรงที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบมีระยะเยื้องศูนย์ที่น้อยที่สุด เพื่อให้แนวแรงที่กระทำตรงกับระนาบการเฉือนให้มากที่สุด เพื่อกำจัดปัญหาความคลาดเคลื่อนของข้อมูลที่ได้เนื่องจากผลของแรงดัดที่มาจากการเยื้องศูนย์ ลักษณะของตัวอย่างทดสอบแสดงดังภาพที่ 3-2



ภาพที่ 3-2 ลักษณะของตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรง (Direct shear test)

ตัวอย่างทดสอบถูกออกแบบโดยให้มีพื้นที่รับแรงเฉือนตรงขนาดกว้าง 15 เซนติเมตร ลึก 20 เซนติเมตร เนื่องจากถูกจำกัดที่ขนาดช่องแบบหล่อ ซึ่งได้ประยุกต์ใช้แบบหล่อขนาดกว้าง 15 เซนติเมตร ยาว 15 เซนติเมตร ลึก 50 เซนติเมตร ที่ใช้ในการทดสอบกำลังต้านทานแรงดัดของคอนกรีต มาใช้ในการทดสอบแทน ขนาดของพื้นที่รับแรงเฉือนจึงถูกจำกัดที่ความยาวของแบบหล่อ เพื่อป้องกันการวิบัติในบริเวณอื่นที่ไม่ใช่บริเวณพื้นที่รับแรงเฉือนที่ต้องการ ซึ่งผิดวัตถุประสงค์ของการออกแบบตัวอย่าง และเพื่อป้องกันปัญหาดังกล่าว จึงได้ออกแบบชิ้นส่วน

คอนกรีตแต่ละส่วนให้มีการเสริมเหล็ก โดยใช้เหล็ก 3-RB 6 มิลลิเมตร เป็นเหล็กเสริมเพื่อป้องกันการวิบัติในบริเวณอื่นนอกเหนือจากบริเวณพื้นที่รับแรงเฉือน ดังแสดงในภาพที่ 3-2

ลักษณะของตัวอย่างแต่ละกลุ่ม จะถูกแบ่งออกเป็นสามลักษณะ ดังนี้

ลักษณะที่ 1 (A1, B1, C1, D1, E1, F1, G1) เป็นตัวอย่างที่ศึกษาเฉพาะกำลังรับแรงเฉือนของผิวสัมผัสในกรณีรอยต่อมีผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่แตกต่างกันหลายแบบ ซึ่งจะเป็นลักษณะผิวสัมผัสตามลักษณะทั่วไปที่มีการใช้งานแพร่หลายในการก่อสร้างระบบสำเร็จรูปทั่วไป

ลักษณะที่ 2 (A2, B2, C2, D2, E2, F2, G2) จะมีการเสริมเหล็กเดือย ขนาด 2-RB9 มิลลิเมตร ในแนวขนานกับทิศทางของการเฉือน (แนวตั้ง) เพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนร่วมกันของผิวสัมผัสคอนกรีตกับเหล็กเดือยในกรณีมีเหล็กรับแรงเฉือนวางในแนวขนานกับทิศทางการเฉือน

ลักษณะที่ 3 (A3, B3, C3, D3, E3, F3, G3) จะมีการเสริมเหล็กเดือย ขนาด 2-RB9 มิลลิเมตร ในแนวตั้งฉากกับทิศทางของการเฉือน (แนวนอน) เพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนร่วมกันของผิวสัมผัสคอนกรีตกับเหล็กเดือยในกรณีมีเหล็กรับแรงเฉือนวางในแนวตั้งฉากกับทิศทางการเฉือน

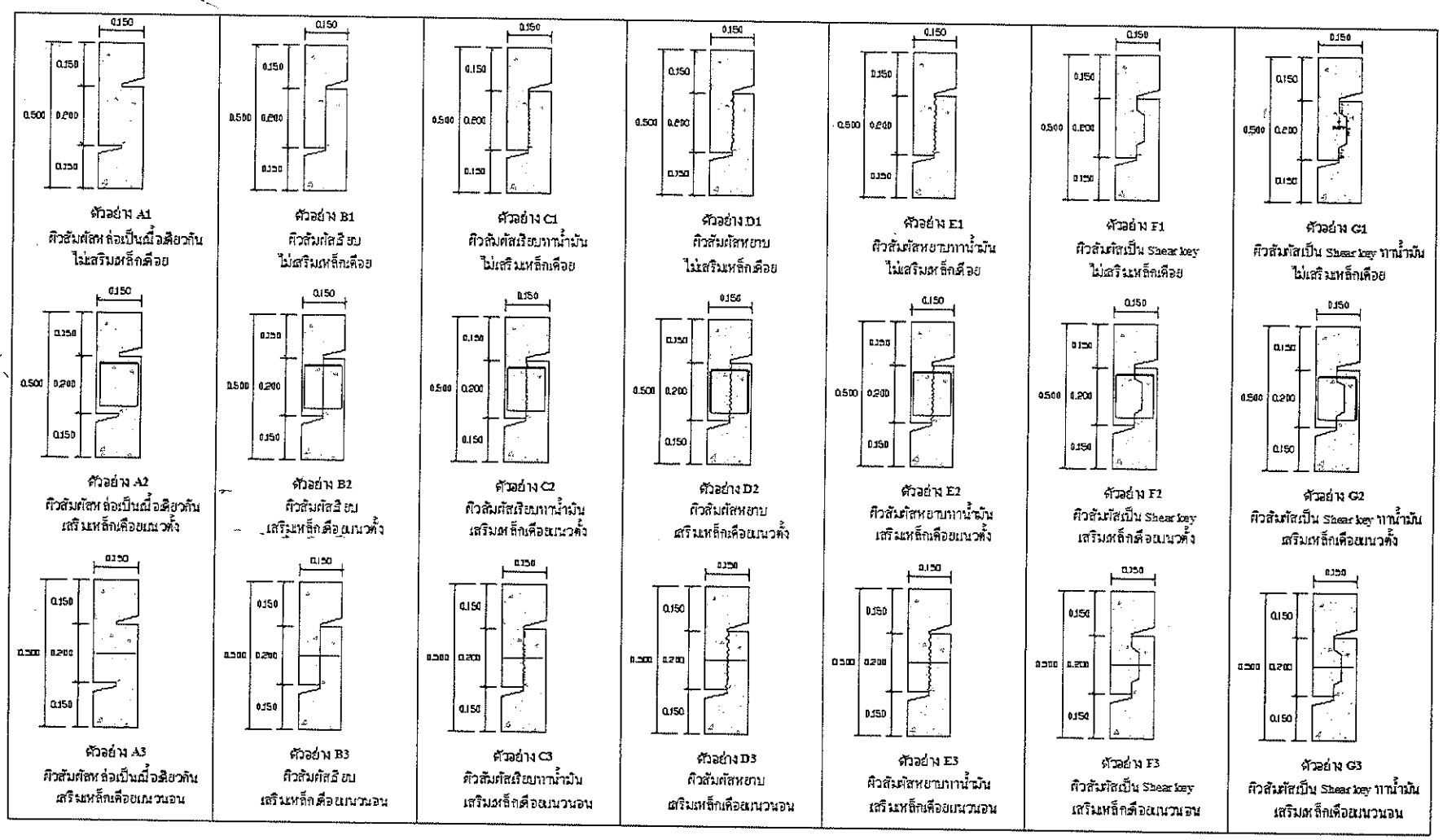
นอกจากนี้ ตัวอย่างทดสอบยังได้ถูกแบ่งออกเป็นสามกลุ่ม คือ

A1-A3 กลุ่มที่มีการเทคอนกรีตตัวอย่างครั้งเดียวหรือไม่มีผิวสัมผัส เพื่อใช้เปรียบเทียบกับกรณีอื่นๆ

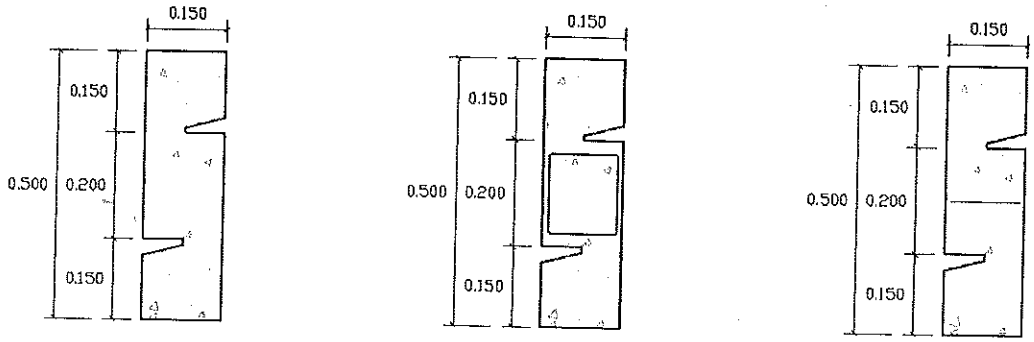
B1-B3, D1-D3, F1-F3 กลุ่มที่มีการเทคอนกรีตสองครั้งผิวสัมผัสไม่ทาน้ำมัน เพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนร่วมกันของผิวสัมผัสคอนกรีตกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

C1-C3, E1-E3, G1-G3 กลุ่มที่มีการเทคอนกรีตสองครั้งผิวสัมผัสทาน้ำมัน เพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเพียงอย่างเดียว โดยใช้น้ำมันทาผิวสัมผัสเพื่อกำจัดแรงต้านแรงเฉือนที่เกิดจากแรงเสียดทานระหว่างผิวคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ เพื่อให้แรงต้านแรงเฉือนเกิดที่เหล็กเสริมเพียงอย่างเดียว

ชุดตัวอย่างแต่ละชุดจะมีสองตัวอย่าง เพื่อหาค่าเฉลี่ยของข้อมูลที่ได้จากการทดสอบแต่ละตัวอย่าง ซึ่งได้แสดงดังภาพที่ 3-3 รวมตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนทั้งหมดเป็น 42 ตัวอย่าง



ภาพที่ 3-3 ตัวอย่างทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของรอยต่อแบบเปียก (Direct shear test) ตัวอย่างละสอง ชุด รวม 42 ตัวอย่าง



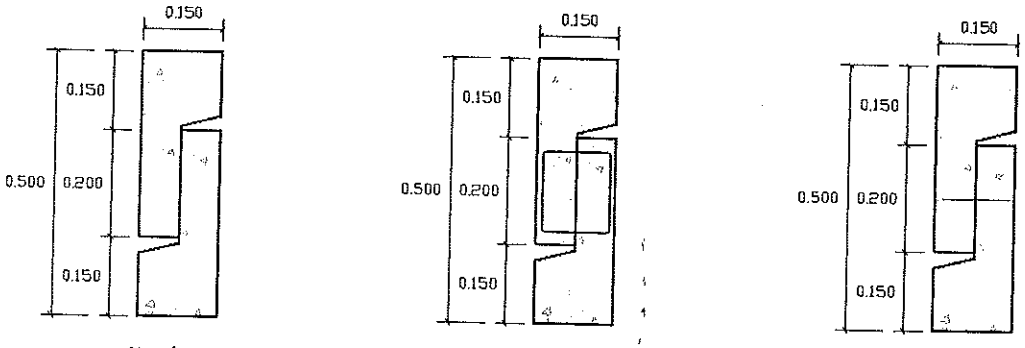
ตัวอย่าง A1
ผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน
ไม่เสริมเหล็กเดือย

ตัวอย่าง A2
ผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน
เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm.แนวตั้ง

ตัวอย่าง A3
ผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน
เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm.แนวนอน

ภาพที่ 3-4 ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนชุด A1 A2 และ A3

ตัวอย่างทดสอบ A1-A3 ดังแสดงในภาพที่ 3-4 เป็นชุดตัวอย่างที่ถูกออกแบบให้มีผิวสัมผัสเป็นเนื้อเดียวกัน เพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดในกรณีของงานก่อสร้างทั่วไปที่หล่อคานกับรอยต่อเป็นเนื้อเดียวกันเพื่อเปรียบเทียบกับรอยต่อแบบอื่น โดยแบ่งทดสอบเป็น 3 กรณี คือผิวสัมผัสเป็นเนื้อเดียวกันไม่เสริมเหล็กเดือย (A1) ผิวสัมผัสเป็นเนื้อเดียวกันเสริมเหล็กเดือยขนาด 2-RB9 มิลลิเมตร แนวตั้ง (A2) และผิวสัมผัสเป็นเนื้อเดียวกันเสริมเหล็กเดือยขนาด 2-RB9 มิลลิเมตร แนวนอน (A3) เพื่อศึกษาผลของเหล็กเดือยที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อดังกล่าว และการเทคอนกรีตในแต่ละชุดตัวอย่างจะเทพร้อมกันทีเดียว



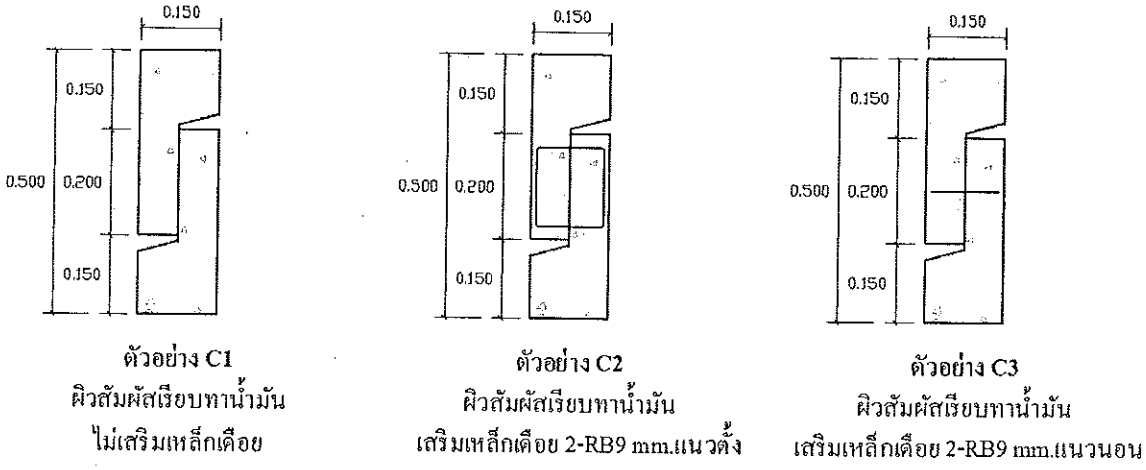
ตัวอย่าง B1
ผิวสัมผัสเรียบ
ไม่เสริมเหล็กเดือย

ตัวอย่าง B2
ผิวสัมผัสเรียบ
เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm.แนวตั้ง

ตัวอย่าง B3
ผิวสัมผัสเรียบ
เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm.แนวนอน

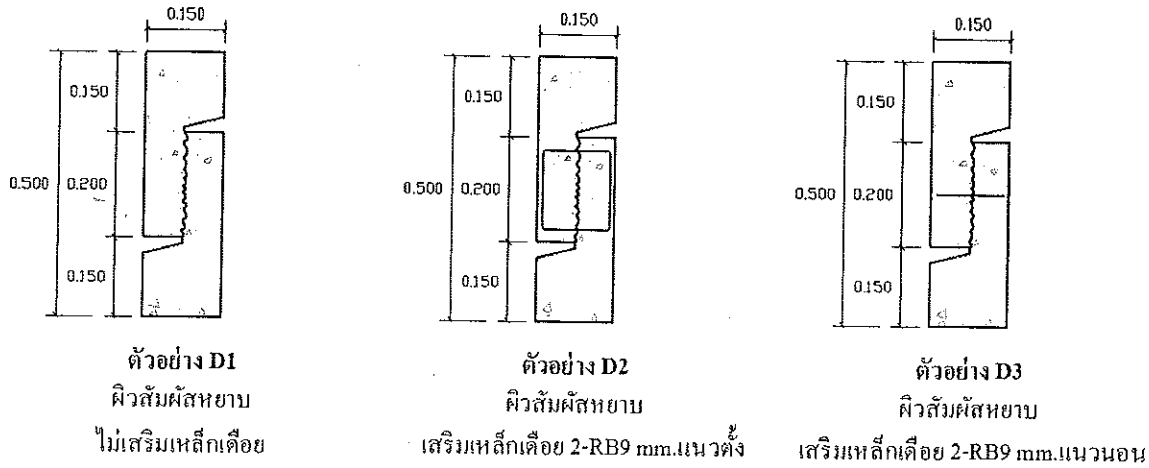
ภาพที่ 3-5 ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนชุด B1 B2 และ B3

ตัวอย่างทดสอบ B1-B3 ดังแสดงในภาพที่ 3-5 เป็นชุดตัวอย่างที่ถูกออกแบบให้มีผิวสัมผัสเรียบเพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดในกรณีรอยต่อมีการเทคอนกรีตในเวลาต่างกัน โดยมีผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่เรียบ โดยแบ่งทดสอบเป็นสามกรณี คือผิวสัมผัสเรียบไม่เสริมเหล็กเดือย (B1) ผิวสัมผัสเรียบเสริมเหล็กเดือยขนาด 2-RB9 มิลลิเมตร แนวตั้ง (B2) และผิวสัมผัสเรียบเสริมเหล็กเดือยขนาด 2-RB9 มิลลิเมตร แนวนอน (B3) เพื่อศึกษาผลของเหล็กเดือยที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อดังกล่าว และการเทคอนกรีตในแต่ละชุดตัวอย่างจะเทคอนกรีตแยกเป็นสองส่วน โดยส่วนหลังจะเริ่มเทหลังจากคอนกรีตส่วนแรกก่อตัวเสร็จหรือประมาณ 3-7 วัน



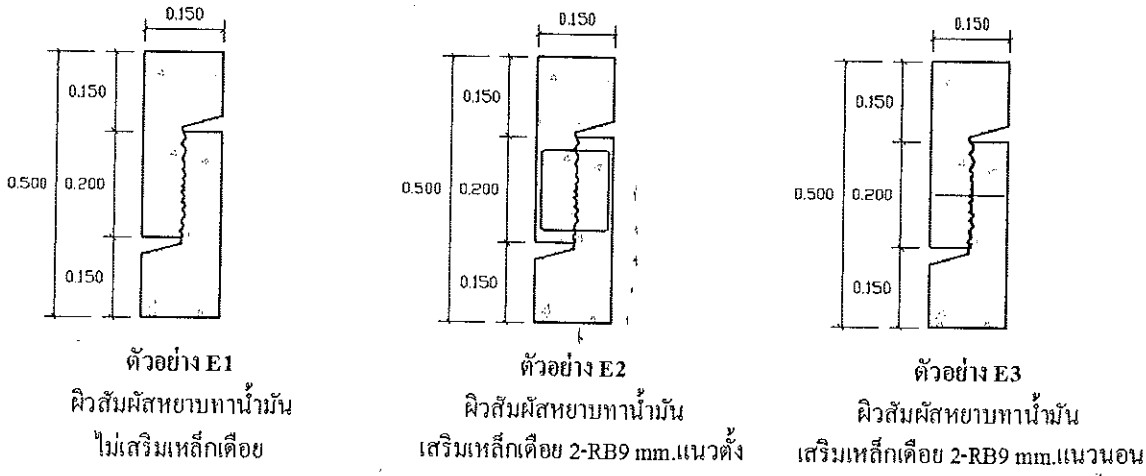
ภาพที่ 3-6 ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนชุด C1 C2 และ C3

ตัวอย่างทดสอบ C1-C3 ดังแสดงในภาพที่ 3-6 เป็นชุดตัวอย่างที่ถูกออกแบบให้มีผิวสัมผัสเรียบแต่ทาน้ำมันที่ผิวสัมผัส เพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด ในกรณีรอยต่อมีการเทคอนกรีตในเวลาต่างกัน โดยมีผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่เรียบและมีการทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสเก่าก่อนเทคอนกรีต เพื่อกำจัดแรงต้านแรงเฉือนที่เกิดจากแรงเสียดทานระหว่างผิวคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่เพื่อให้แรงต้านแรงเฉือนเกิดที่เหล็กเสริมเพียงอย่างเดียวโดยแบ่งทดสอบเป็นสามกรณี คือ ผิวสัมผัสเรียบทาน้ำมันไม่เสริมเหล็กเดือย (C1), ผิวสัมผัสเรียบทาน้ำมันเสริมเหล็กเดือยขนาด 2-RB9 มิลลิเมตร แนวตั้ง (C2) และผิวสัมผัสเรียบทาน้ำมันและเสริมเหล็กเดือยขนาด 2-RB9 มิลลิเมตร แนวนอน (C3) เพื่อศึกษาผลของเหล็กเดือยที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อดังกล่าว และการเทคอนกรีตในแต่ละชุดตัวอย่างจะเทคอนกรีตแยกเป็นสองส่วน โดยส่วนหลังจะเริ่มเทหลังจากคอนกรีตส่วนแรกก่อตัวเสร็จหรือประมาณ 3-7 วัน



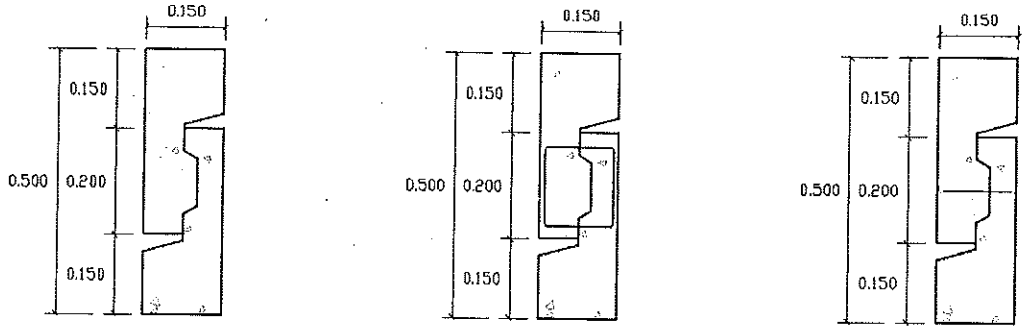
ภาพที่ 3-7 ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนชุด D1 D2 และ D3

ตัวอย่างทดสอบ D1-D3 ดังแสดงในภาพที่ 3-7 เป็นชุดตัวอย่างที่ถูกออกแบบให้มีผิวสัมผัสขรุขระ เพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดในกรณีรอยต่อมีการเทคอนกรีตในเวลาต่างกัน โดยมีผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ขรุขระ โดยแบ่งทดสอบเป็นสามกรณี คือ ผิวสัมผัสขรุขระไม่เสริมเหล็กเดือย (D1) ผิวสัมผัสขรุขระเสริมเหล็กเดือยขนาด 2-RB9 มิลลิเมตร แนวตั้ง (D2) และผิวสัมผัสขรุขระเสริมเหล็กเดือยขนาด 2-RB9 มิลลิเมตร แนวนอน (D3) เพื่อศึกษาผลของเหล็กเดือยที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อดังกล่าวและการเทคอนกรีตในแต่ละชุดตัวอย่างจะเทคอนกรีตแยกเป็นสองส่วน โดยส่วนหลังจะเริ่มเทหลังจากคอนกรีตส่วนแรกก่อตัวเสร็จหรือประมาณ 3-7 วัน



ภาพที่ 3-8 ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนชุด E1 E2 และ E3

ตัวอย่างทดสอบ E1-E3 ดังแสดงในภาพที่ 3-8 เป็นชุดตัวอย่างที่ถูกออกแบบให้มีผิวสัมผัสขรุขระแต่ทาน้ำมันที่ผิวสัมผัส เพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดในกรณีรอยต่อมีการเทคอนกรีตในเวลาต่างกัน โดยมีผิวสัมผัสคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ขรุขระและมีการทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสเก่าก่อนเทคอนกรีตเพื่อกำจัดแรงต้านแรงเฉือนที่เกิดจากแรงเสียดทานระหว่างผิวคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่เพื่อให้แรงต้านแรงเฉือนเกิดที่เหล็กเสริมเพียงอย่างเดียวโดยแบ่งทดสอบเป็นสามกรณี คือ ผิวสัมผัสขรุขระทาน้ำมันไม่เสริมเหล็กเดือย (E1) ผิวสัมผัสขรุขระทาน้ำมันเสริมเหล็กเดือยขนาด 2-RB9 มิลลิเมตร แนวตั้ง (E2) และผิวสัมผัสขรุขระทาน้ำมันและเสริมเหล็กเดือยขนาด 2-RB9 มิลลิเมตร แนวนอน (E3) เพื่อศึกษาผลของเหล็กเดือยที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อดังกล่าว และการเทคอนกรีตในแต่ละชุดตัวอย่างจะเทคอนกรีตแยกออกเป็นสองส่วน โดยส่วนหลังจะเริ่มเทหลังจากคอนกรีตส่วนแรกก่อตัวเสร็จหรือประมาณ 3-7 วัน



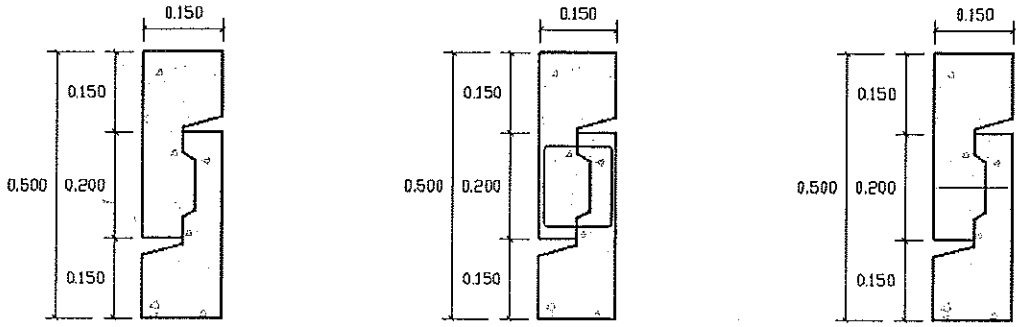
ตัวอย่าง F1
ผิวสัมผัสเป็น Shear key
ไม่เสริมเหล็กเดือย

ตัวอย่าง F2
ผิวสัมผัสเป็น Shear key
เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm.แนวตั้ง

ตัวอย่าง F3
ผิวสัมผัสเป็น Shear key
เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm.แนวนอน

ภาพที่ 3-9 ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนชุด F1, F2 และ F3

ตัวอย่างทดสอบ F1-F3 ดังแสดงในภาพที่ 3-9 เป็นชุดตัวอย่างที่ถูกออกแบบให้มีผิวสัมผัสเป็น Shear key เพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดในกรณีรอยต่อมีการเทคอนกรีตในเวลาต่างกัน โดยมีผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่เป็น Shear key โดยแบ่งทดสอบเป็นสามกรณี คือผิวสัมผัสเป็น Shear key ไม่เสริมเหล็กเดือย (F1) ผิวสัมผัสเป็น Shear key เสริมเหล็กเดือยขนาด 2-RB9 มิลลิเมตร แนวตั้ง (F2) และผิวสัมผัสเป็น Shear key เสริมเหล็กเดือยขนาด 2-RB9 มิลลิเมตร แนวนอน (F3) เพื่อศึกษาผลของเหล็กเดือยที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อดังกล่าว และการเทคอนกรีตในแต่ละชุดตัวอย่างจะเทคอนกรีตแยกเป็นสองส่วน โดยส่วนหลังจะเริ่มเทหลังจากคอนกรีตส่วนแรกก่อตัวเสร็จหรือประมาณ 3-7 วัน



ตัวอย่าง G1
ผิวสัมผัสเป็น Shear key ทาน้ำมัน
ไม่เสริมเหล็กเดือย

ตัวอย่าง G2
ผิวสัมผัสเป็น Shear key ทาน้ำมัน
เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm.แนวตั้ง

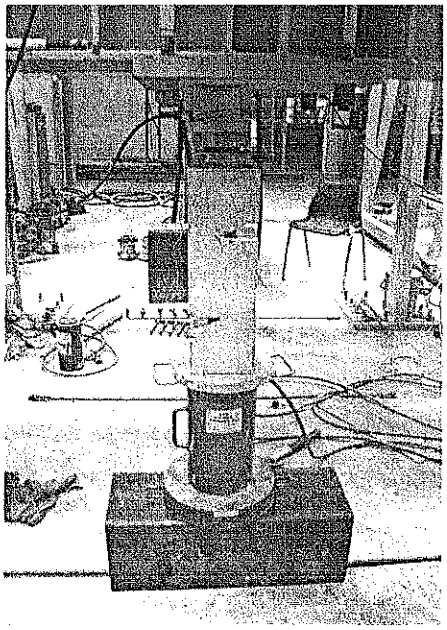
ตัวอย่าง G3
ผิวสัมผัสเป็น Shear key ทาน้ำมัน
เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm.แนวนอน

ภาพที่ 3-10 ตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนชุด G1 G2 และ G3

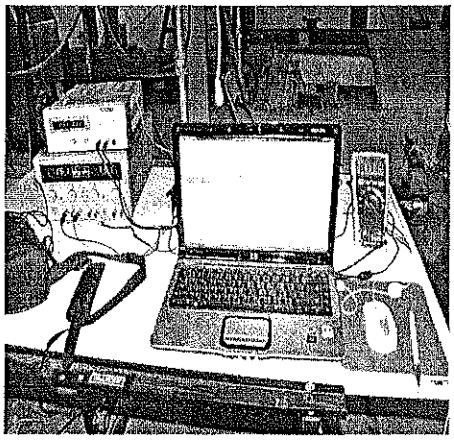
ตัวอย่างทดสอบ G1-G3 ดังแสดงในภาพที่ 3-10 เป็นชุดตัวอย่างที่ถูกออกแบบให้มีผิวสัมผัสเป็น Shear key แต่ทาน้ำมันที่ผิวสัมผัส เพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดในกรณีรอยต่อมีการเทคอนกรีตในเวลาต่างกัน โดยมีผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่เป็น Shear key และมีการทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสเก่าก่อนเทคอนกรีต เพื่อกำจัดแรงต้านแรงเฉือนที่เกิดจากแรงเสียดทานระหว่างผิวคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่เพื่อให้แรงต้านแรงเฉือนเกิดที่เหล็กเสริมเพียงอย่างเดียวโดยแบ่งทดสอบเป็นสามกรณี คือผิวสัมผัสเป็น Shear key ทาน้ำมันไม่เสริมเหล็กเดือย (E1) ผิวสัมผัสเป็น Shear key ทาน้ำมันเสริมเหล็กเดือยขนาด 2-RB9 มิลลิเมตรแนวตั้ง (E2) และผิวสัมผัสเป็น Shear key ทาน้ำมันและเสริมเหล็กเดือยขนาด 2-RB9 มิลลิเมตรแนวนอน (E3) เพื่อศึกษาผลของเหล็กเดือยที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อดังกล่าว และการเทคอนกรีตในแต่ละชุดตัวอย่างจะเทคอนกรีตแยกเป็นสองส่วน โดยส่วนหลังจะเริ่มเทหลังจากคอนกรีตส่วนแรกก่อตัวเสร็จหรือประมาณ 3-7 วัน

3.2.2 การทดสอบตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อแบบเปียก

การทดสอบตัวอย่าง ทดสอบโดยใช้ Hydraulic actuator เป็นตัวถ่ายแรงไปยังตัวอย่างทดสอบ และมี Load cell เป็นตัววัดแรงที่กระทำผ่านตัวอย่างทดสอบซึ่งวางอยู่กลาง Transfer beam แล้วแปลงแรงที่เกิดขึ้นเป็นค่ากระแสโดยชุดอุปกรณ์ Volt meter และเครื่องขยายสัญญาณที่ถูกนำมาใช้ในการอ่านค่าแรงที่เกิดขึ้นจาก Hydraulic actuator ผ่านตัวอย่างทดสอบ เมื่อติดตั้งตัวอย่างทดสอบเข้าที่แล้ว ก่อนการทดสอบ จะลองใช้ตัวอย่างแท่งคอนกรีตที่มีขนาดเดียวกับตัวอย่างทดสอบแทนตัวอย่างจริงก่อน เพื่อเตรียมความพร้อมของตัวอย่างทดสอบและตรวจการทำงานของเครื่องมือ ลักษณะการติดตั้งตัวอย่างทดสอบแสดงดังภาพที่ 3-11



(a)



(b)

ภาพที่ 3-11 การติดตั้งเครื่องมือกดทดสอบตัวอย่างทดสอบ Direct shear test

(a) การติดตั้งตัวอย่างทดสอบ

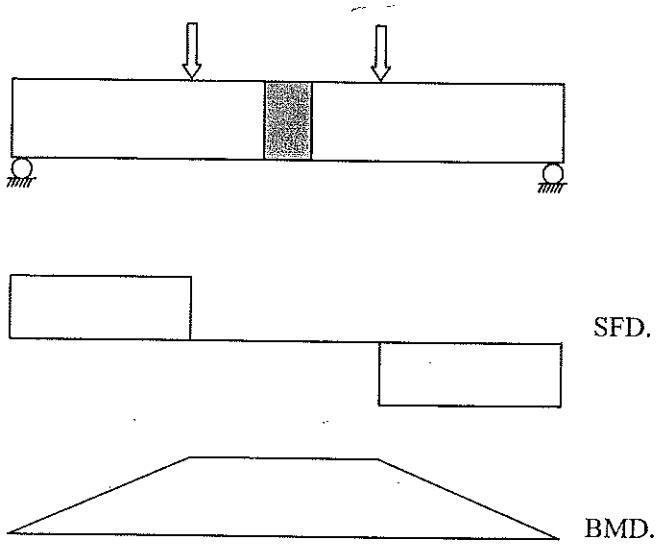
(b) ชุดเครื่องมืออ่านค่ากระแสและแปลงเป็นค่าแรงที่กระทำกับตัวอย่าง

จากนั้นทำการทดสอบโดยเพิ่มแรงกระทำอย่างช้าๆ และอ่านค่ากระแสจาก Volt meter แล้วแปลงค่ากระแสที่อ่านได้เป็นค่าแรงที่ Load cell กระทำโดยใช้สมการแปลงค่าซึ่งได้จากการสอบเทียบชุดเครื่องมือดังกล่าว โดยได้มีการพัฒนาโปรแกรม Microsoft Excel เพื่อช่วยในการแปลงค่ากระแส (หน่วยเป็น Volt) ดังกล่าวให้เป็นค่าแรงที่กระทำ (หน่วยเป็นกิโลกรัม)

3.3 การทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก

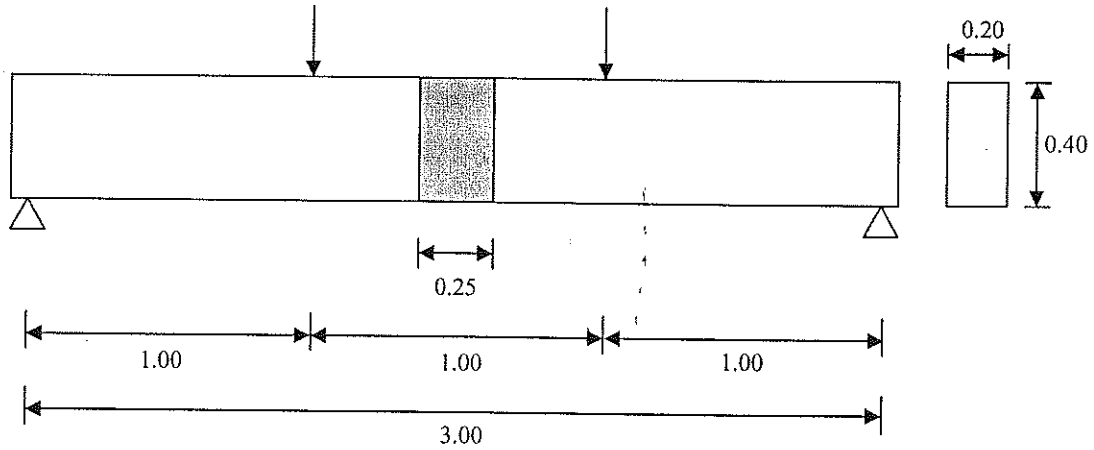
3.3.1 การออกแบบตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบถูกออกแบบให้มีแรงกระทำเป็นจุด (Point loads) ในลักษณะให้แรงกระทำสี่จุด (Four point loading) เนื่องจากการให้แรงในลักษณะนี้เมื่อวิเคราะห์แผนภาพของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดจะพบว่า มีช่วงที่แรงเฉือนเท่ากับศูนย์ ซึ่งเป็นช่วงที่ทำให้เกิดโมเมนต์ดัดสูงสุด จึงตรงกับวัตถุประสงค์ของการออกแบบ ที่ต้องการให้บริเวณรอยต่ออยู่ในช่วงดังกล่าว เพื่อให้รอยต่อทำหน้าที่รับแรงดัดอย่างเดียว ดังแสดงการวิเคราะห์แรงในภาพที่ 3-12



ภาพที่ 3-12 แนวทางการวิเคราะห์ออกแบบตัวอย่างทดสอบโดยพิจารณาจาก แผนภาพของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด

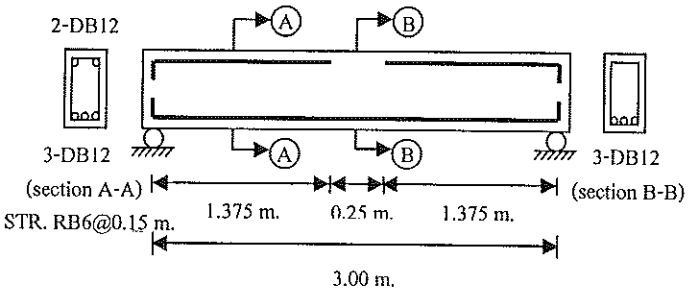
ขนาดของตัวอย่างทดสอบคาน ใช้ขนาดหน้าตัดความกว้าง 20 เซนติเมตร ลึก 40 เซนติเมตร ใช้ความยาวระหว่างจุดรองรับ 300 เซนติเมตร รอยต่อออกแบบให้มีขนาดยาว 25 เซนติเมตร ซึ่งเป็นตัวแทนขนาดของคานและเสา ที่ใช้ในงานก่อสร้างอาคารขนาดเล็กหรือบ้านพักอาศัยโดยทั่วไป โดยตัวอย่างทดสอบจะผลิตชุดละหนึ่งตัวอย่าง คุณสมบัติของเหล็กเสริมและคอนกรีตที่ใช้ในการผลิตตัวอย่างทดสอบแสดงในภาคผนวก ก ซึ่งได้จากการทดสอบจริงก่อนนำมาใช้ผลิตตัวอย่าง ดังแสดงขนาดของตัวอย่างคานและรอยต่อในภาพที่ 3-13



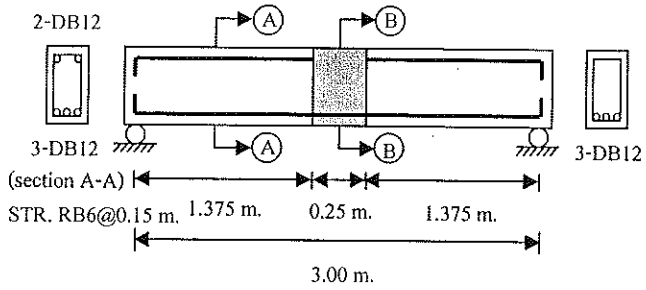
ภาพที่ 3-13 ขนาดของตัวอย่างทดสอบ ขนาดของรอยต่อ ตำแหน่งจุดรองรับ และตำแหน่งแรงกระทำ

การออกแบบกำลังของหน้าตัดคาน คำนวณโดยออกแบบให้เป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว ซึ่งได้ผลการออกแบบหน้าตัดที่ใช้เหล็กเสริมรับแรงดึงเป็น 3-DB12 มิลลิเมตร ทำให้คานมีกำลังรับโมเมนต์สูงสุด 6,686.33 กิโลกรัม-เมตร (ภาคผนวก ข-2) โดยอัตราส่วนเหล็กเสริมที่ใช้อยู่ในช่วงของอัตราส่วนของเหล็กเสริมต่ำสุดและสูงสุด แรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงเฉือนประลัยของคอนกรีต จึงไม่จำเป็นต้องเสริมเหล็กปลอก แต่ควรใส่เหล็กปลอกไว้เพื่อเป็นตัวยึดเหล็กแกนให้วางอยู่ในตำแหน่งที่ถูกต้องและสวยงาม

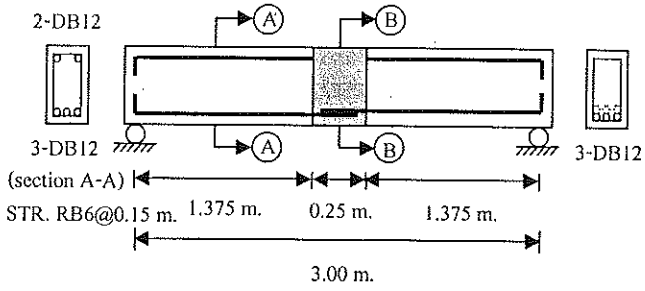
ลักษณะของรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบ เป็นรอยต่อที่ใช้แพร่หลายทั่วไปในงานก่อสร้างระบบสำเร็จรูปโดยใช้รอยต่อแบบเปียก โดยคานตัวอย่างทั้งหมดมีห้าชุด ที่มีลักษณะของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปสามชิ้นมาประกอบกันด้วยรอยต่อแบบเปียก ใช้เหล็กแกนส่วนล่างของคานเป็นเหล็กเสริมรับแรงดึงในรอยต่อ โดยมีการต่อกันของเหล็กเสริมในรอยต่อหลายแบบ ทั้งหมดมุ่งเน้นศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดัดของรอยต่อแบบเปียกของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีการต่อเหล็กรับแรงดึงในหลายรูปแบบดังแสดงภาพรวมของตัวอย่างทดสอบดังภาพที่ 3-14



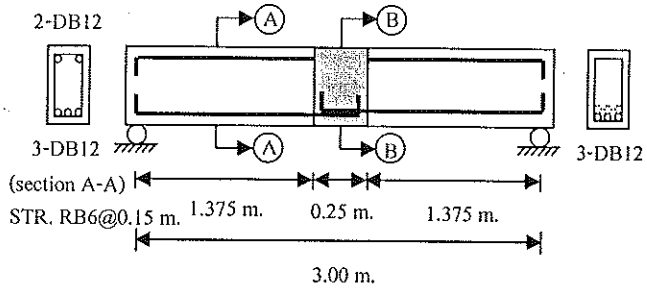
ตัวอย่างที่ 1 (B-CN) รอยต่อเท คอนกรีตเนื้อเดียวกับคาน เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่อง



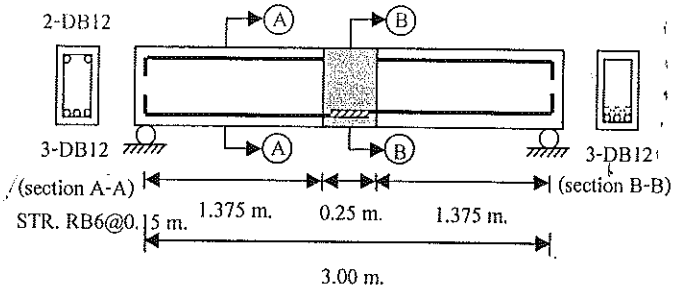
ตัวอย่างที่ 2 (B-CJ) รอยต่อเท คอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ



ตัวอย่างที่ 3 (B-LS) รอยต่อเท คอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงวางทาบในรอยต่อ



ตัวอย่างที่ 4 (B-LH) รอยต่อเท คอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงวางทาบและงอฉากในรอยต่อ



ตัวอย่างที่ 5 (B-LW) รอยต่อเท คอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงเชื่อมทาบด้วยไฟฟ้าในรอยต่อ ระยะทาบไม่น้อยกว่า 18 เซนติเมตร

ภาพที่ 3-14 ภาพตัวอย่างทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก (ชุดละ 1 ตัวอย่าง)

หมายเหตุ

B-CN รอยต่อหล่อพร้อมคาน เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องกับคาน

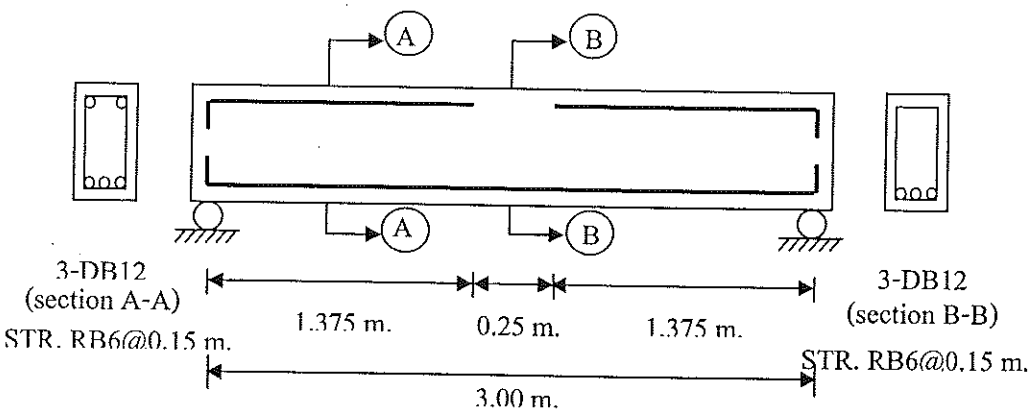
B-CJ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องกับคาน

B-LS รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงต่อโดยวางทาบกัน

B-LH รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงต่อโดยวางทาบกันและงอฉาก

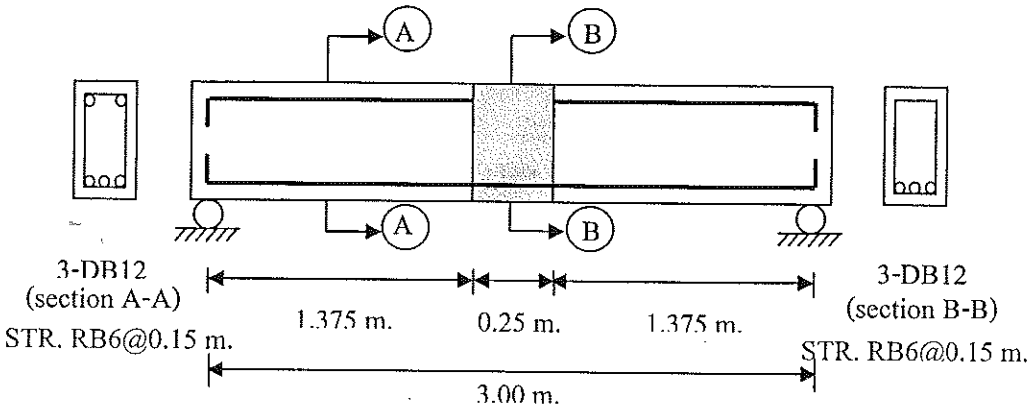
B-LW รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงต่อโดยการเชื่อมทาบ

ลักษณะรอยต่อที่ใช้ประกอบด้วยชุดที่ 1 ตัวอย่าง B-CN เป็นรอยต่อที่มีการเทคอนกรีตเป็นเนื้อเดียวกับคาน เหล็กเสริมของคานยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ดังแสดงในภาพที่ 3-15 เพื่อเป็นตัวอย่างที่เป็นตัวแทนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อในที่ซึ่งมีรอยต่อเทเป็นเนื้อเดียวกับคาน ใช้เปรียบเทียบกับตัวอย่างชุดอื่นที่มีรอยต่อเทคานคอนกรีตสองครั้ง และความแตกต่างของเหล็กเสริมในรอยต่อ



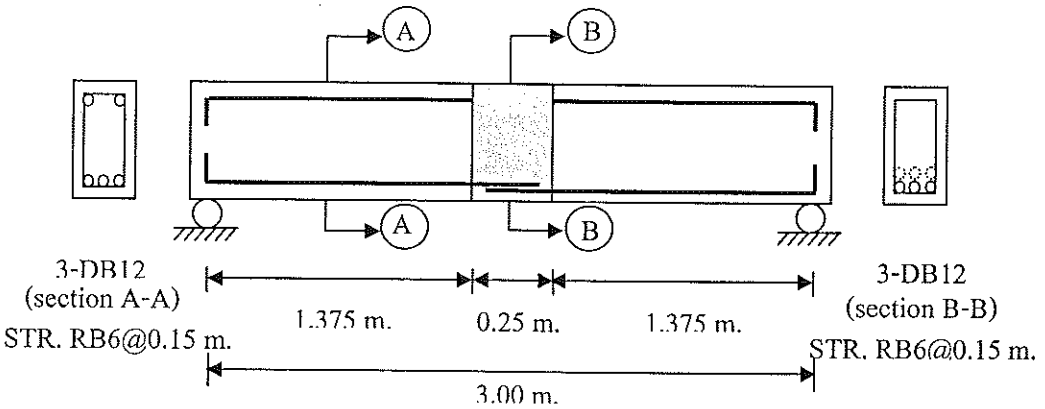
ภาพที่ 3-15 ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ ตัวอย่างที่ 1 (B-CN)
(รอยต่อเทคอนกรีตเนื้อเดียวกับคาน เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ)

ชุดที่ 2 ตัวอย่าง B-CJ เป็นรอยต่อที่มีลักษณะคล้ายกับตัวอย่าง B-CN แตกต่างกันที่การเทคอนกรีตของรอยต่อจะเทภายหลังจากเทคอนกรีตคานเสร็จและคอนกรีตก่อตัวแล้ว ผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ถูกทำให้ขรุขระ ดังแสดงในภาพที่ 3-16



ภาพที่ 3-16 ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ ตัวอย่างที่ 2 (B-CJ)
(รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ)

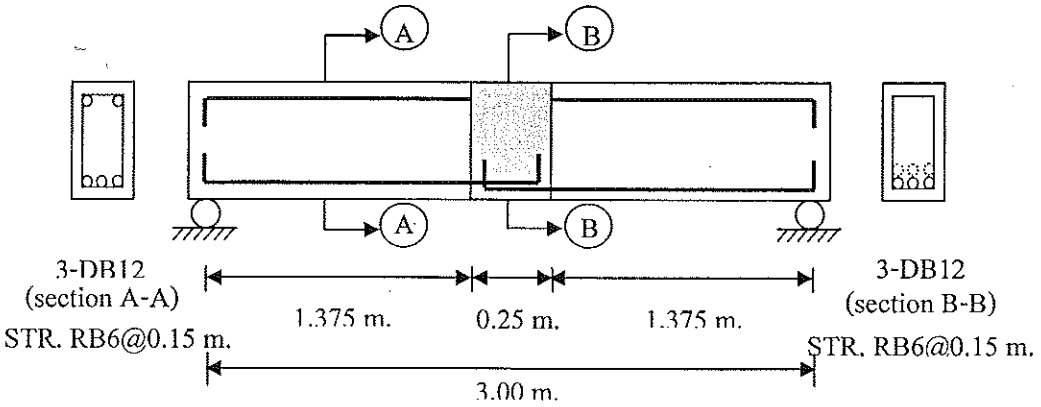
ชุดที่ 3 ตัวอย่าง B-LS เป็นรอยต่อที่มีการเทคอนกรีตของรอยต่อภายหลังจากเทคอนกรีตคานเสร็จและคอนกรีตก่อตัวแล้ว ผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ถูกทำให้ขรุขระ เหล็กเสริมของคานวางทาบกันในบริเวณรอยต่อ โดยมีระยะทาบไม่ต่ำกว่า 18 เซนติเมตร ดังแสดงในภาพที่ 3-17



ภาพที่ 3-17 ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ ตัวอย่างที่ 3 (B-LS)
(รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเหล็กรับแรงดึงวางทาบในรอยต่อ)

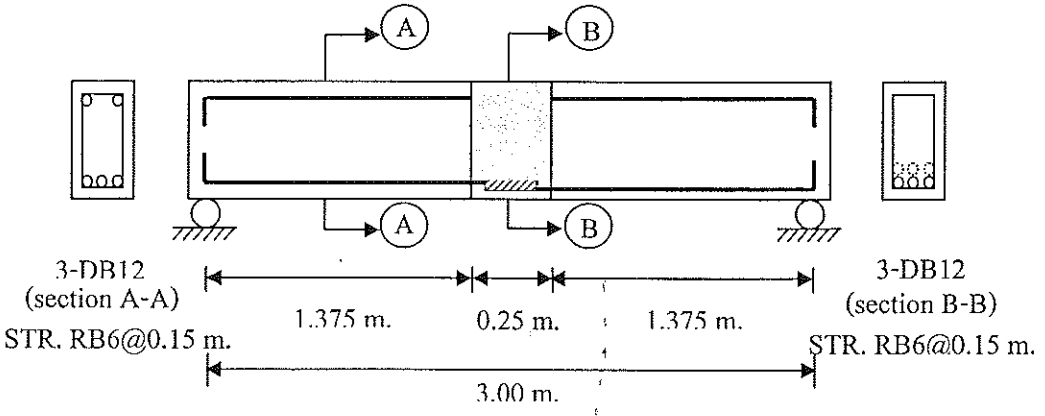
ชุดที่ 4 ตัวอย่าง B-LH เป็นรอยต่อที่มีการเทคอนกรีตของรอยต่อภายหลังจากเทคอนกรีตคานเสร็จและคอนกรีตก่อตัวแล้ว ผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ถูกทำให้ขรุขระ เหล็กเสริมของคานวางทาบกันในบริเวณรอยต่อ โดยมีระยะทาบไม่ต่ำกว่า 18 เซนติเมตร

ปลายเหล็กงอฉากเข้าไปในรอยต่อระยะไม่ต่ำกว่า 12 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็ก ดังแสดงในภาพที่ 3-18



ภาพที่ 3-18 ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ ตัวอย่างที่ 4 (B-LH)
(รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเหล็กรับแรงดึงวางทาบและงอฉากในรอยต่อ)

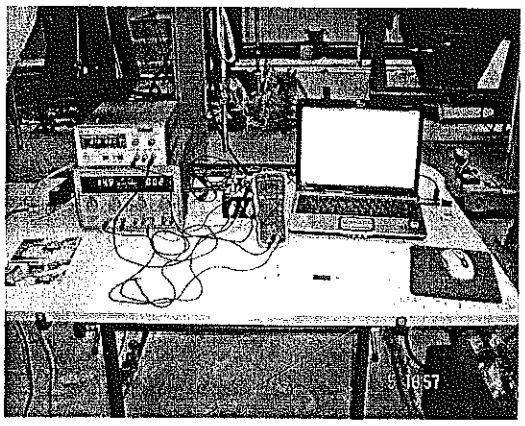
ชุดที่ 5 ตัวอย่าง B-LW เป็นรอยต่อที่มีการเทคอนกรีตของรอยต่อภายหลังจากเทคอนกรีตคานเสร็จและคอนกรีตก่อตัวแล้ว ผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ถูกทำให้ขรุขระ เหล็กเสริมของคานถูกเชื่อมทาบกันด้วยประกายไฟ (Arc welding) ในบริเวณรอยต่อ โดยมีระยะเชื่อมทาบไม่ต่ำกว่า 18 เซนติเมตร ดังแสดงในภาพที่ 3-19



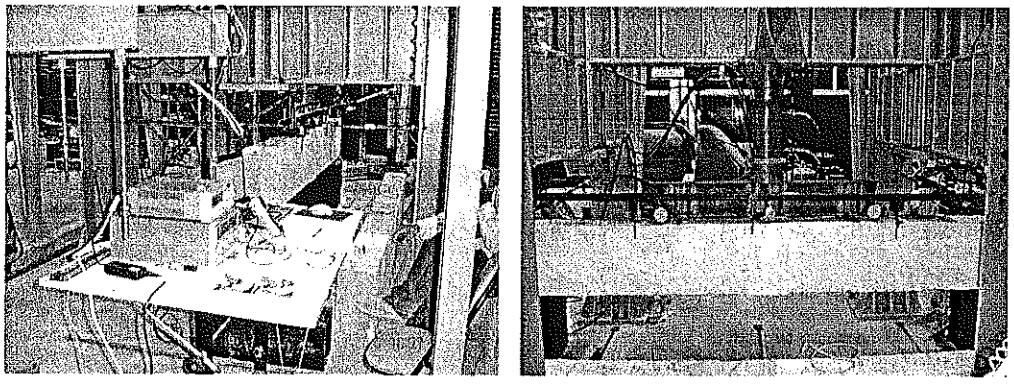
ภาพที่ 3-19 ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ ตัวอย่างที่ 5 (B-LW)
(รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเหล็กรับแรงดึงเชื่อมทาบด้วยไฟฟ้าในรอยต่อ)

3.3.2 การทดสอบตัวอย่างทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก

การทดสอบตัวอย่าง จะติดตั้งคานตัวอย่างทดสอบเข้ากับ Loading frame เพื่อทดสอบแรงกระทำแบบสี่จุด (Four-points load test) โดยใช้แรงกดจาก Hydraulic actuator ผ่าน Load cell กระทำที่กึ่งกลาง Transfer beam เพื่อถ่ายแรงลงสู่คานตัวอย่างตามตำแหน่งที่ต้องการ เพื่อจำลองแรงกระทำที่เกิดขึ้นในคานตัวอย่างโดยเฉพาะลักษณะการดัดบริเวณรอยต่อ ระยะการแอ่นของตัวอย่างถูกวัดโดย Dial gage สามจุด ตรงกึ่งกลางความยาวคาน (กลางรอยต่อ) และที่ระยะ L/3 จากจุดรองรับ ชุดอุปกรณ์ Volt meter และเครื่องขยายสัญญาณถูกนำมาใช้ในการอ่านค่าแรงที่เกิดขึ้นใน Hydraulic actuator ดังแสดงในภาพที่ 3-20 และ 3-21 เมื่อติดตั้งตัวอย่างทดสอบเข้าที่แล้ว ก่อนการทดสอบตัวอย่างจะถูก Pre-loading 2,000 กิโลกรัม และ Unloading เพื่อเตรียมความพร้อมของตัวอย่างทดสอบและตรวจการทำงานของเครื่องมือ จากนั้นทำการทดสอบ โดยเพิ่มแรงกระทำอย่างช้า ๆ และอ่านค่ากระแสจาก Volt meter แล้วแปลงค่ากระแสที่อ่านได้เป็นค่าแรงที่ Load cell กระทำโดยใช้สมการแปลงค่าซึ่งได้จากการสอบเทียบชุดเครื่องมือดังกล่าว



ภาพที่ 3-20 ชุดอุปกรณ์แปลงค่าแรงใน Hydraulic actuator เป็นค่า Voltage



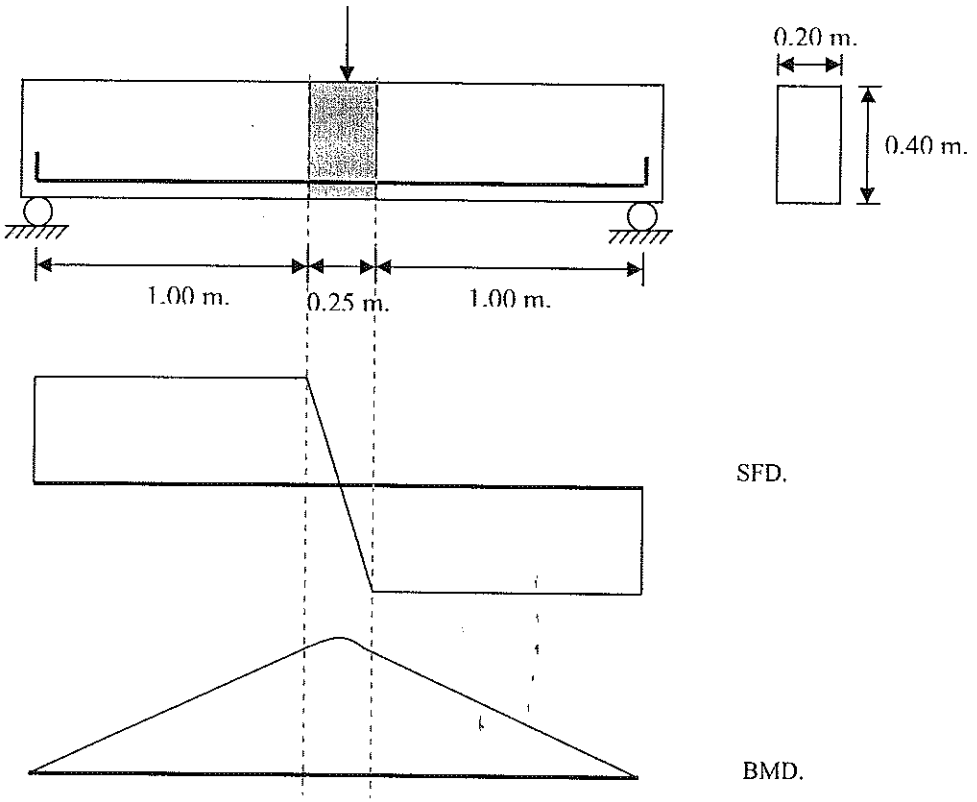
ภาพที่ 3-21 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบและเตรียมเครื่องมือทดสอบ

3.4 การทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก

3.4.1 การออกแบบตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก

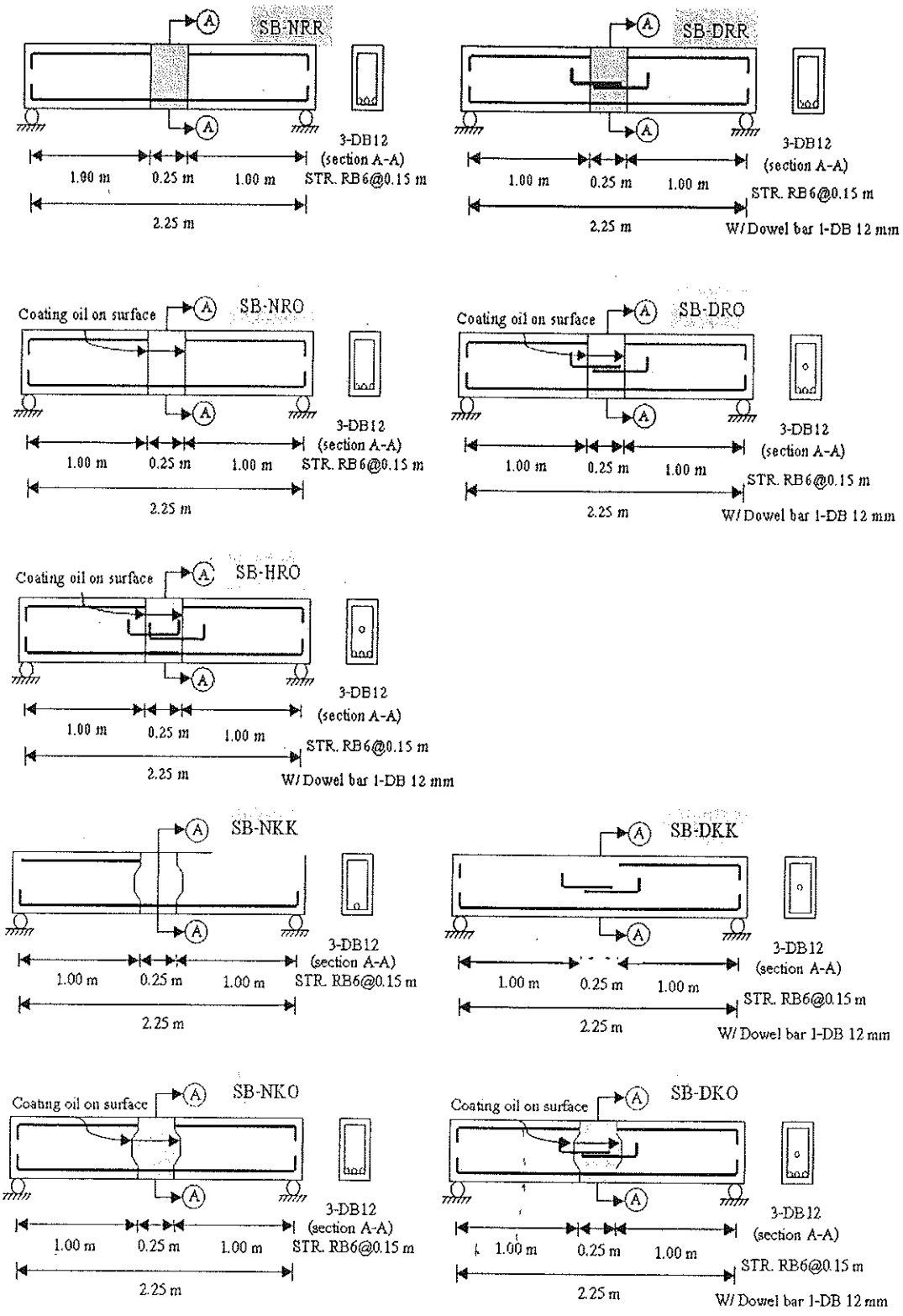
หลักการออกแบบตัวอย่างทดสอบรอยต่อรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัด จะต้องออกแบบให้บริเวณรอยต่อได้รับผลกระทบของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดมากกว่าบริเวณอื่นในคาน การทดสอบแบบแรงกระทำสามจุด (Three-point loading) จึงถูกประยุกต์ใช้ในการทดสอบกำลังรับแรงของรอยต่อคาน โดยเมื่อพิจารณาจากแผนภาพของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดของคานที่ได้รับแรงกระทำดังกล่าวพบว่า บริเวณรอยต่อเป็นช่วงมีแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดมากที่สุด ดังแสดงในภาพที่ 3-22

การออกแบบผิวสัมผัสรับแรงเฉือนของรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบกรณีนี้จะใช้ผิวสัมผัสแบบผิวขรุขระซึ่งเป็นผิวสัมผัสที่ทำงานง่าย เป็นที่นิยมใช้ทั่วไป เหล็กเสริมในคานถูกออกแบบให้เพียงพอเพื่อช่วยในการรับแรงดึงของหน้าตัด



ภาพที่ 3-22 การออกแบบขนาดของตัวอย่างทดสอบ ขนาดของรอยต่อ ตำแหน่งจุดรองรับ ตำแหน่งแรงกระทำ แผนภาพของแรงเฉือนและแผนภาพของโมเมนต์ดัด

ขนาดของคานตัวอย่าง ใช้คานหน้าตัด 0.20 เมตร × 0.40 เมตร ซึ่งเป็นขนาดหน้าตัดที่เป็นตัวแทนของคานที่ใช้ในงานก่อสร้างทั่วไป ใช้ความยาวคานระหว่างจุดรองรับ 2.25 เมตร ความกว้างของรอยต่อขนาด 0.25 เมตร ทำให้ระยะระหว่างจุดรองรับถึงผิวสัมผัสของรอยต่อเป็น 1.00 เมตร เหมือนกรณีทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ เพื่อให้โมเมนต์ที่เกิดขึ้นบนผิวสัมผัสรอยต่อมีค่าเท่ากัน จะได้ศึกษาผลของแรงเฉือนที่เพิ่มเข้ามาได้ชัดเจน และเป็นระยะที่เกิดแรงเฉือนในรอยต่อ 0.50·P และเกิดโมเมนต์ดัดในรอยต่อ 0.50·P เช่นกัน ทำให้คานอาจจะวิบัติโดยแรงเฉือนหรือโมเมนต์ดัดหรือทั้งแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน เหล็กเสริมตามยาวใช้ 3-DB12 มิลลิเมตร ทำให้คานมีกำลังรับโมเมนต์สูงสุด 6,679.22 กิโลกรัม-เมตร (ภาคผนวก ข-3) โดยอัตราส่วนเหล็กเสริมที่ใช้อยู่ในช่วงของอัตราส่วนของเหล็กเสริมต่ำสุดและสูงสุด แรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงเฉือนประลัยของคอนกรีต จึงไม่จำเป็นต้องเสริมเหล็กปลอก แต่ควรใส่เหล็กปลอกไว้เพื่อเป็นตัวยึดเหล็กแกนให้วางอยู่ในตำแหน่งที่ถูกต้องและสวยงาม เหล็กเดือยที่ใช้ในการรับแรงเฉือนในแต่ละระนาบหน้าตัดใช้ขนาด 1-DB12 มิลลิเมตร ซึ่งสามารถรับแรงเฉือนได้สูงสุด 6,417.79 กิโลกรัม ตามทฤษฎีแรงเฉือนความเสียดทานทำให้สามารถคาดหวังได้ว่ากำลังของรอยต่อที่เสริมเหล็กเดือยและไม่เสริมเหล็กเดือยควรจะมีความแตกต่างกันอยู่ตามความสามารถรับแรงเฉือนของเหล็กเดือยดังกล่าวในชุดตัวอย่างเดียวกัน คอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบและเหล็กเสริมมีคุณสมบัติตามตารางแสดงในภาคผนวก ก-6 และ ภาคผนวก ก-7 ตามลำดับ ลักษณะของรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่เป็นแบบหยาบและแบบผิวหยาบทาน้ำมัน แบบ Shear key และแบบ Shear key ผิวทาน้ำมัน เพื่อเปรียบเทียบผลกระทบของผิวสัมผัสในแต่ละกรณีกับกรณีที่ผิวสัมผัสไม่มีความเสียดทาน ซึ่งเกิดจากการทาน้ำมันที่ผิวสัมผัส แต่ละชุดตัวอย่างถูกออกแบบรอยต่อให้แตกต่างกันที่การเสริมเหล็กเดือยและไม่เสริมเหล็กเดือย เพื่อศึกษาว่าเหล็กเดือยมีหน้าที่ในการช่วยรับแรงเฉือนมากน้อยขนาดไหนในขณะที่รอยต่อรับทั้งแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด เหล็กรับแรงดึงที่ทำหน้าที่ช่วยในการรับโมเมนต์ดัดในบริเวณรอยต่อถูกออกแบบให้มีลักษณะยาวต่อเนื่องกับตัวคาน เชื่อมทาบ และงอฉากที่ปลาย เพื่อเปรียบเทียบการต่อเหล็กรับแรงดึงในรอยต่อแบบเปียกแต่ละรูปแบบในกรณีรอยต่อรับทั้งแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด ดังแสดงในภาพรวมของตัวอย่างทดสอบในภาพ 3-23 ทั้งหมด 9 ชุดตัวอย่าง



ภาพที่ 3-23 ภาพรวมของตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก

หมายเหตุ

SB-NRR คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ

SB-DRR คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร ในรอยต่อ

SB-NRO คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน

SB-DRO คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร ในรอยต่อ

SB-HRO คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร และงอฉากในรอยต่อ

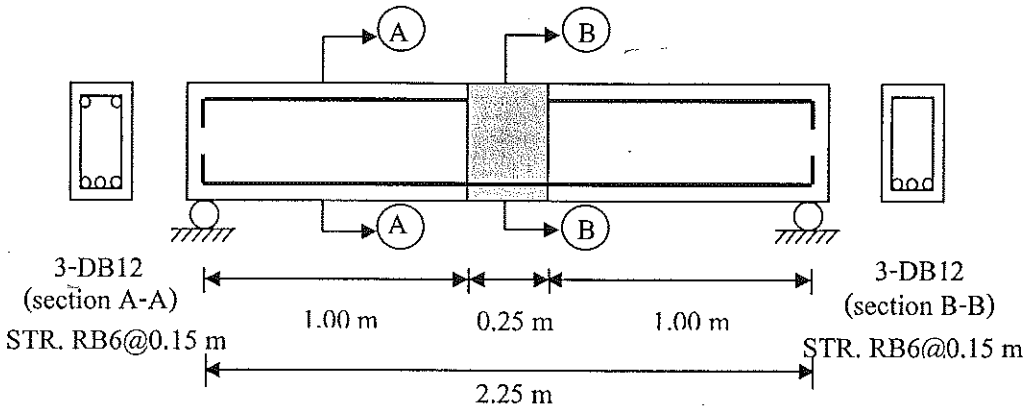
SB-NKK คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัส Shear key

SB-DKK คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัส Shear key เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร ในรอยต่อ

SB-NKO คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัส Shear key ทาน้ำมัน

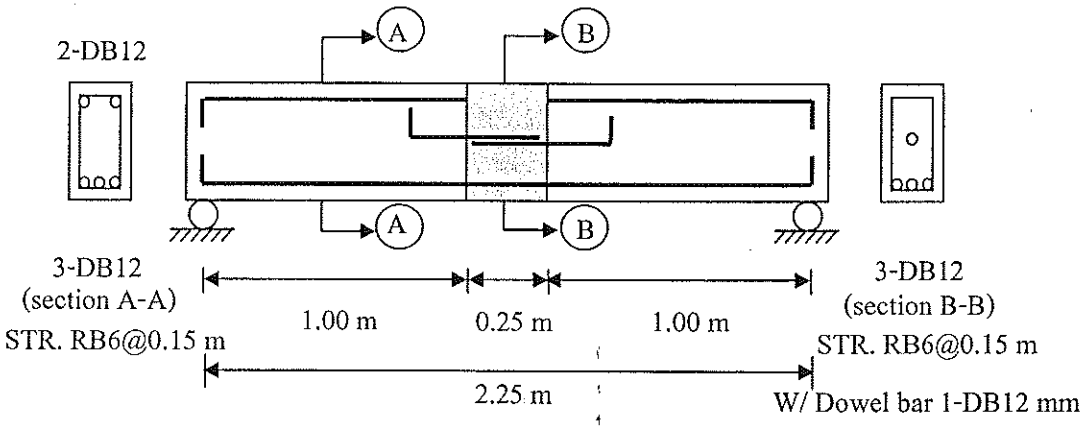
SB-DKO คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัส Shear key ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร ในรอยต่อ

ตัวอย่างชุดที่ 1 (SB-NRR) เป็นตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมของคานยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อโดยมีรายละเอียดของเหล็กเสริมดังแสดงในภาพที่ 3-24 ผิวสัมผัสถูกทำให้มีลักษณะขรุขระเพื่อประสานผิวสัมผัสเดิมกับคอนกรีตส่วนรอยต่อให้ดียิ่งขึ้น ลักษณะของตัวอย่างถูกออกแบบเพื่อศึกษาปฏิสัมพันธ์ของเหล็กเสริมตามยาวในรอยต่อที่ทำหน้าที่ในการรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน



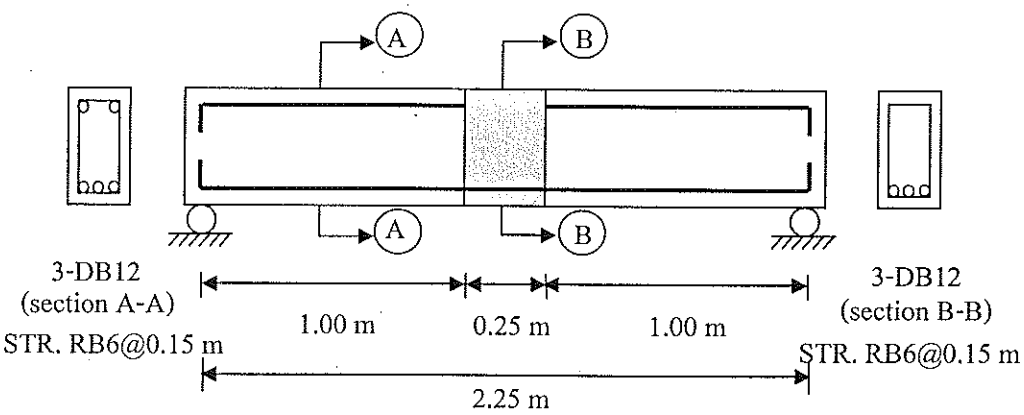
ภาพที่ 3-24 ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-NRR) (รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง ผิวสัมผัสหยาบ เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ)

ตัวอย่างชุดที่ 2 (SB-DRR) เป็นตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมของคานยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ เพิ่มเหล็กเดือย DB12 มิลลิเมตร บริเวณกึ่งกลางหน้าตัดผ่านระนาบรอยต่อทั้งสองด้าน โดยมีรายละเอียดของเหล็กเสริมดังแสดงในภาพที่ 3-25 ผิวสัมผัสถูกทำให้มีลักษณะขรุขระเพื่อประสานผิวสัมผัสเดิมกับคอนกรีตส่วนรอยต่อให้ดียิ่งขึ้น ลักษณะของตัวอย่างถูกออกแบบเพื่อศึกษาปฏิสัมพันธ์ของเหล็กเสริมตามยาวในรอยต่อที่ทำหน้าที่ในการรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน ในกรณีที่มีเหล็กเดือยช่วยรับแรงเฉือนของหน้าตัด



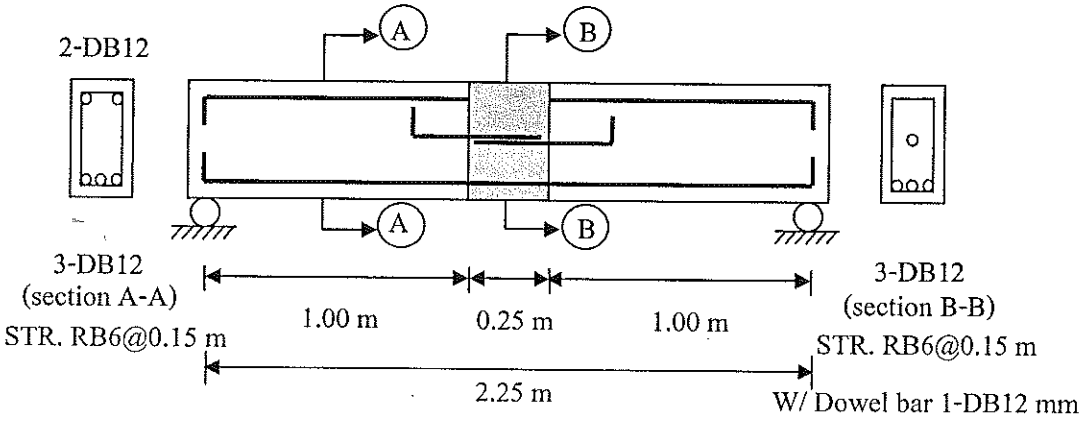
ภาพที่ 3-25 ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-DRR) (รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง ผิวสัมผัสหยาบ เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร ในรอยต่อ)

ตัวอย่างชุดที่ 3 (SB-NRO) เป็นตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมของคานยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อโดยมีรายละเอียดของเหล็กเสริมดังแสดงในภาพที่ 3-26 ผิวสัมผัสถูกทาผิวด้วยน้ำมันเพื่อกำจัดความฝืดที่เกิดขึ้นระหว่างผิวสัมผัสเดิมกับคอนกรีตส่วนรอยต่อ โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาปฏิสัมพันธ์ของเหล็กเสริมตามยาวในรอยต่อที่ทำหน้าที่ในการรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน โดยไม่มีผลของการต้านทานแรงเฉือนจากผิวสัมผัสคอนกรีต



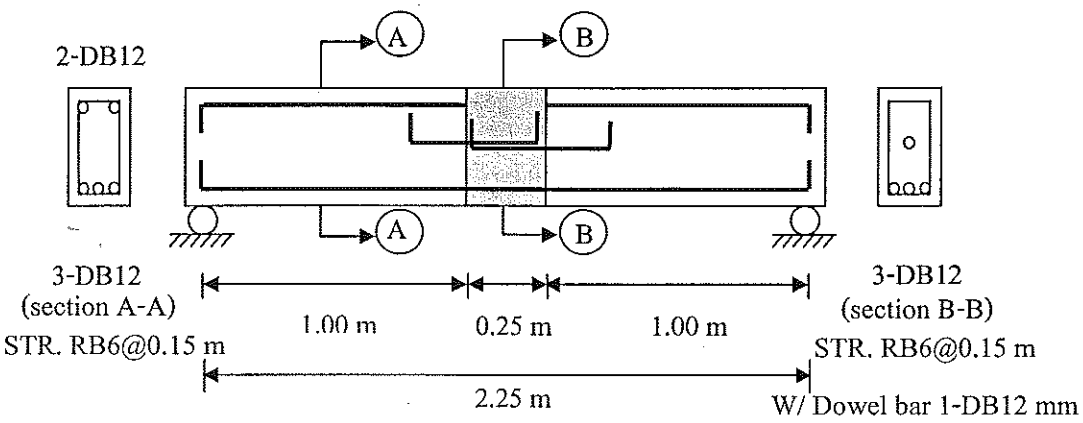
ภาพที่ 3-26 ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-NRO) (รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ)

ตัวอย่างชุดที่ 4 (SB-DRO) เป็นตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมของคานยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ เพิ่มเหล็กเดือย DB12 มิลลิเมตร บริเวณกึ่งกลางหน้าตัดผ่านระนาบรอยต่อทั้งสองด้าน โดยมีรายละเอียดของเหล็กเสริมดังแสดงในภาพที่ 3-27 ผิวสัมผัสถูกทาผิวด้วยน้ำมันเพื่อกำจัดความฝืดที่เกิดขึ้นระหว่างผิวสัมผัสเดิมกับคอนกรีตส่วนรอยต่อ โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาปฏิสัมพันธ์ของเหล็กเสริมตามยาวในรอยต่อที่ทำหน้าที่ในการรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดร่วมกันโดยไม่มีผลของการต้านทานแรงเฉือนจากผิวสัมผัสคอนกรีต ในกรณีที่มีเหล็กเดือยช่วยรับแรงเฉือนของหน้าตัด



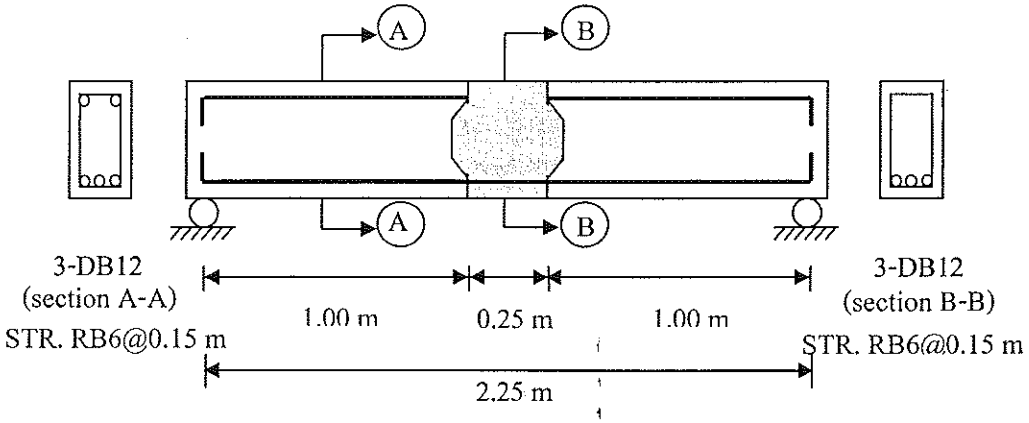
ภาพที่ 3-27 ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-DRO) (รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร ในรอยต่อ)

ตัวอย่างชุดที่ 5 (SB-HRO) เป็นตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมของคานยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ เพิ่มเหล็กเดือย DB12 มิลลิเมตร บริเวณกึ่งกลางหน้าตัดผ่านระนาบรอยต่อทั้งสองด้านและงอฉากในรอยต่อโดยมีรายละเอียดของเหล็กเสริมดังแสดงในภาพที่ 3-28 ผิวสัมผัสถูกทาผิวด้วยน้ำมันเพื่อกำจัดความฝืดที่เกิดขึ้นระหว่างผิวสัมผัสเดิมกับคอนกรีตส่วนรอยต่อ โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาปฏิสัมพันธ์ของเหล็กเสริมตามยาวในรอยต่อที่ทำหน้าที่ในการรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน โดยไม่มีผลของการต้านทานแรงเฉือนจากผิวสัมผัสคอนกรีต ในกรณีที่มีเหล็กเดือยช่วยรับแรงเฉือนของหน้าตัดและงอฉากปลายเหล็กเดือยในรอยต่อเพื่อเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตกับเหล็กเดือย ป้องกันการรูดเนื่องจากระยะฝังยึดไม่เพียงพอ



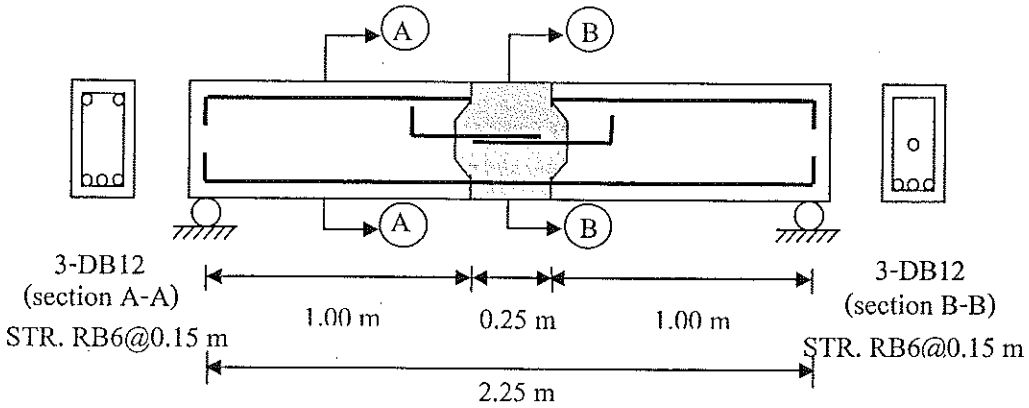
ภาพที่ 3-28 ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-HRO) (รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร และงอฉากในรอยต่อ)

ตัวอย่างชุดที่ 6 (SB-NKK) เป็นตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมของคานยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อโดยมีรายละเอียดของเหล็กเสริมดังแสดงในภาพที่ 3-29 ผิวสัมผัสมีลักษณะเป็น Shear key เพื่อศึกษาผลของการต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสประเภทนี้ที่มีผลต่อปฏิสัมพันธ์ของเหล็กเสริมตามยาวในรอยต่อที่ทำหน้าที่ในการรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน



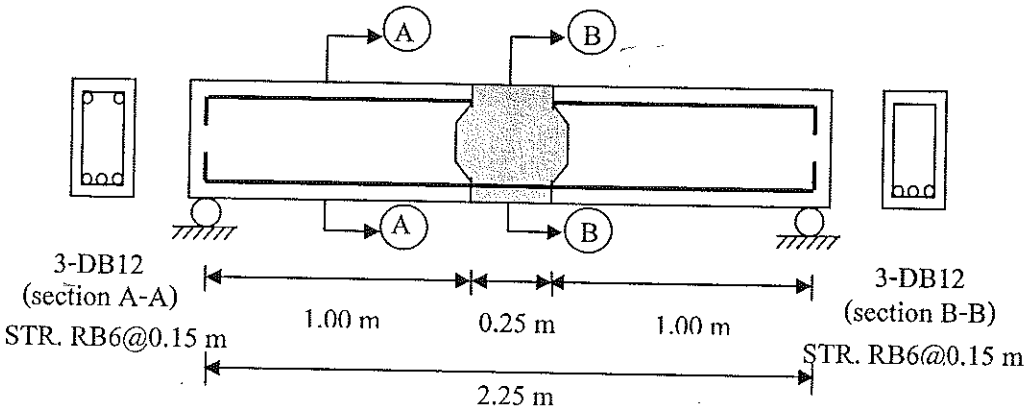
ภาพที่ 3-29 ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-NKK) (รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง ผิวสัมผัส Shear key เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ)

ตัวอย่างชุดที่ 7 (SB-DKK) เป็นตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมของคานยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ เพิ่มเหล็กเดือย DB12 มิลลิเมตร บริเวณกึ่งกลางหน้าตัดผ่านระนาบรอยต่อทั้งสองด้านโดยมีรายละเอียดของเหล็กเสริมดังแสดงในภาพที่ 3-30 ผิวสัมผัสมีลักษณะเป็น Shear key เพื่อศึกษาผลของการต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสประเภทนี้ที่มีผลต่อปฏิสัมพันธ์ของเหล็กเสริมตามยาวในรอยต่อที่ทำหน้าที่ในการรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน โดยมีเหล็กเดือยช่วยรับแรงเฉือนของหน้าตัด



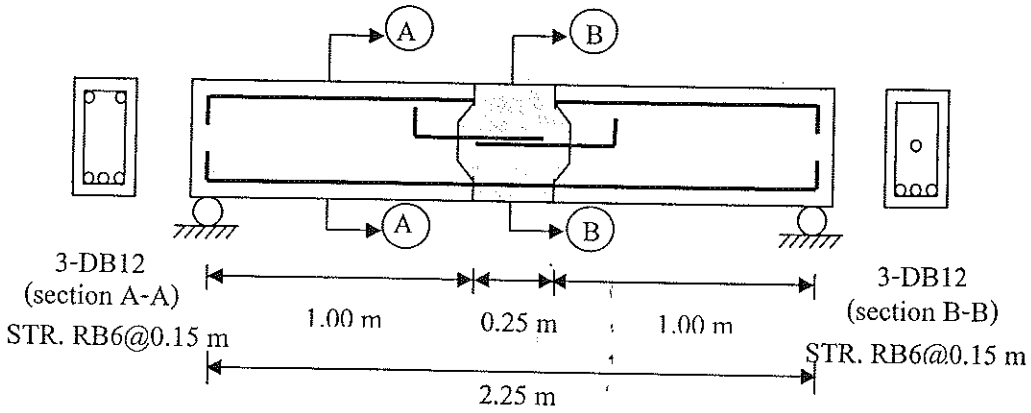
ภาพที่ 3-30 ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-DKK) (รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง ผิวสัมผัส Shear key เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร ในรอยต่อ)

ตัวอย่างชุดที่ 8 (SB-NKO) เป็นตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมของคานยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อโดยมีรายละเอียดของเหล็กเสริมดังแสดงในภาพที่ 3-31 ผิวสัมผัสมีลักษณะเป็น Shear key พร้อมทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสเพื่อศึกษาผลของการต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสประเภทนี้ที่มีผลต่อปฏิสัมพันธ์ของเหล็กเสริมตามยาวในรอยต่อที่ทำหน้าที่ในการรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน โดยไม่มีผลของการต้านทานแรงเฉือนจากผิวสัมผัสคอนกรีต



ภาพที่ 3-31 ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-NKO) (รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง ผิวสัมผัส Shear key ทาน้ำมัน เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ)

ตัวอย่างชุดที่ 9 (SB-DKO) เป็นตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมของคานยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ เพิ่มเหล็กเดือย DB12 มิลลิเมตร บริเวณกึ่งกลางหน้าตัดผ่านระนาบรอยต่อทั้งสองด้าน โดยมีรายละเอียดของเหล็กเสริมดังแสดงในภาพที่ 3-32 ผิวสัมผัสมีลักษณะเป็น Shear key พร้อมทาน้ำมันที่ผิวสัมผัส เพื่อศึกษาผลของการต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสประเภทนี้ที่มีผลต่อปฏิสัมพันธ์ของเหล็กเสริมตามยาวในรอยต่อที่ทำหน้าที่ในการรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน โดยไม่มีผลของการต้านทานแรงเฉือนจากผิวสัมผัสคอนกรีต โดยมีเหล็กเดือยช่วยรับแรงเฉือนของหน้าตัด



ภาพที่ 3-32 ตัวอย่างคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (SB-DKO) (รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง ผิวสัมผัส Shear key ทาน้ำมัน เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร ในรอยต่อ)

3.4.2 การทดสอบตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก

การทดสอบตัวอย่าง จะติดตั้งคานตัวอย่างทดสอบเข้ากับ Loading frame เพื่อทดสอบแรงกระทำแบบสามจุด (Three-points load test) โดยใช้แรงกดจาก Hydraulic actuator ผ่าน Load cell กระทำผ่าน Steel bearing plate เพื่อจำลองแรงกระทำที่เกิดขึ้นบริเวณรอยต่อของตัวอย่าง ระยะการแอ่นของตัวอย่างถูกวัดโดย Dial gage สองจุด บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อ ชุดอุปกรณ์ Volt meter และเครื่องขยายสัญญาณถูกนำมาใช้ในการอ่านค่าแรงที่เกิดขึ้นใน Hydraulic actuator เหมือนชุดทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ ดังแสดงในภาพที่ 3-33 เมื่อติดตั้งตัวอย่างทดสอบเข้าที่แล้ว ก่อนการทดสอบตัวอย่างจะถูก Pre-loading และ Unloading เพื่อเตรียมความพร้อมของตัวอย่างทดสอบและตรวจการทำงานของเครื่องมือ จากนั้นทำการทดสอบโดยเพิ่มแรงกระทำอย่างช้าๆ และอ่านค่ากระแสจาก Volt meter แล้วแปลงค่ากระแสที่อ่านได้เป็นค่าแรงที่ Load cell กระทำโดยใช้สมการแปลงค่าซึ่งได้จากการสอบเทียบชุดเครื่องมือดังกล่าว

ภาพที่ 3-33 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบและเตรียมเครื่องมือทดสอบ

ค่าที่อ่านได้จาก Volt meter มีหน่วยเป็น Volt ซึ่งสามารถแปลงเป็นค่าของแรงได้โดยใช้สมการที่ได้จากการสอบเทียบเครื่องมือแล้ว คือ

$$P = 19800 \cdot (V - V_0) + 50.4 \qquad (3.1)$$

โดย P = แรงที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบ (kg)

V = ค่ากระแสที่อ่านได้จาก Volt meter ในขณะที่เพิ่มแรง (Volt)

V_0 = ค่ากระแสที่อ่านได้จาก Volt meter ในขณะที่ยังไม่มีการเพิ่มแรงหรือในขณะที่ Load cell ยังไม่สัมผัส Loading frame (Volt)

3.5 สรุป

ในบทนี้ได้กล่าวถึงการทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนตรงของรอยต่อแบบเปียก การทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก และการทดสอบเพื่อศึกษากำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก โดยในรายละเอียดได้กล่าวถึงหลักและแนวคิดในการออกแบบตัวอย่างทดสอบ และกระบวนการทดสอบตัวอย่าง

การบันทึกข้อมูลผลการทดสอบ จะบันทึกข้อมูลค่ากระแสที่อ่านได้จาก Volt meter ในขณะที่ยังไม่มีการเพิ่มแรง (V_0) และขณะเพิ่มแรง (V) แล้วนำมาแปลงเป็นค่าแรงที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบ อีกข้อมูลที่ต้องบันทึก คือค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างที่อ่านได้จาก Dial gage เพื่อนำไปสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของโครงสร้าง สำหรับเปรียบเทียบพฤติกรรมการวิบัติของตัวอย่างทดสอบแต่ละกรณี และนำไปสู่การวิเคราะห์และสรุปผลการทดสอบในบทต่อไป

บทที่ 4
วิเคราะห์และเปรียบเทียบผล

4.1 ทั่วไป

จากการทดสอบตัวอย่างทั้งสามแบบ ได้แก่ การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของผิวสัมผัส (Shear friction test) การทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (Bending test) และการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (Shear-bending test) โดยแต่ละการทดสอบจะเก็บตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกตามมาตรฐาน ASTM C39 ซึ่งจะทดสอบตัวอย่างเมื่อคอนกรีตได้กำลังประมาณ 240 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ทั้งคอนกรีตที่หล่อก่อนและคอนกรีตบริเวณรอยต่อ พร้อมกันนี้ก็ได้ทำการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงสูงสุดของเหล็กเสริม เพื่อเปรียบเทียบผลจากการทดสอบกับผลการคำนวณตามทฤษฎี

โดยผลจากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของผิวสัมผัสจะนำมาวิเคราะห์หาลักษณะของผิวสัมผัสรอยต่อที่ดีที่สุด ผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของรอยต่อจะทำให้ทราบถึงพฤติกรรมและการวิบัติของคานที่มีการต่อเหล็กเสริมในรอยต่อแบบเปียกหลากหลายรูปแบบ โดยจะนำมาซึ่งแนวคิดในการออกแบบตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก ซึ่งจะทำให้ทราบถึงพฤติกรรมและการวิบัติของคานที่มีการต่อเหล็กเสริมในรอยต่อโดยใช้ลักษณะการต่อที่เหมาะสมที่ได้จากผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของรอยต่อ และลักษณะผิวสัมผัส ของรอยต่อที่เหมาะสมที่ได้จากผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของผิวสัมผัส โดยผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียกในหลายลักษณะจะสามารถ นำมาวิเคราะห์ถึงผลของลักษณะผิวสัมผัสของรอยต่อ และผลของการเสริมเหล็กเดือยในรอยต่อ ในขณะที่รอยต่อต้องรับทั้งแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดพร้อมกัน สุดท้ายจะนำมาซึ่งบทสรุปและข้อเสนอแนะในการออกแบบรอยต่อแบบเปียกในการก่อสร้างระบบสำเร็จรูป

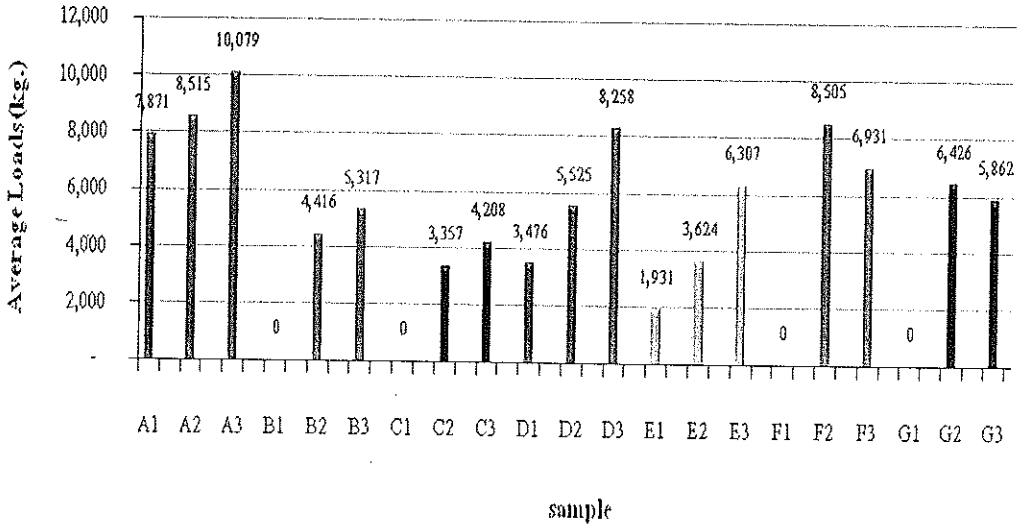
4.2 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของผิวสัมผัส (Shear friction test)

ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของผิวสัมผัสที่ได้จากการทดสอบจะถูกนำมาวิเคราะห์เปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้ตามทฤษฎี โดยจะใช้ค่ากำลังอัดของคอนกรีตที่ได้จากผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอก แสดงไว้ในตารางที่ ก-1 และใช้ค่ากำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริมที่ได้จากผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริม ในตารางที่ ก-2

ในภาคผนวก ก ส่วนผลที่ได้จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของผิวสัมผัสแสดงในตารางที่ 4-1

ตารางที่ 4-1 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัส (Shear friction test)

Sample no.	Sample detail	Average Load (kgf)
A1	คอนกรีตผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกันไม่เสริมเหล็กเดือย	7,871
A2	คอนกรีตผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกันเสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	8,515
A3	คอนกรีตผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกันเสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm	10,079
B1	ผิวสัมผัสเรียบไม่เสริมเหล็กเดือย	-
B2	ผิวสัมผัสเรียบ เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	4,416
B3	ผิวสัมผัสเรียบ เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	5,317
C1	ผิวสัมผัสเรียบ ทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย	-
C2	ผิวสัมผัสเรียบ ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	3,357
C3	ผิวสัมผัสเรียบ ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	4,208
D1	ผิวสัมผัสหยาบไม่เสริมเหล็กเดือย	3,476
D2	ผิวสัมผัสหยาบ เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	5,525
D3	ผิวสัมผัสหยาบ เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	8,258
E1	ผิวสัมผัสหยาบ ทาน้ำมันไม่เสริมเหล็กเดือย	1,931
E2	ผิวสัมผัสหยาบ ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	3,624
E3	ผิวสัมผัสหยาบ ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	6,307
F1	ผิวสัมผัสเป็น Shear key ไม่เสริมเหล็กเดือย	-
F2	ผิวสัมผัสเป็น Shear key เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	8,505
F3	ผิวสัมผัสเป็น Shear key เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	6,931
G1	ผิวสัมผัสเป็น Shear key ผิวทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย	-
G2	ผิวสัมผัสเป็น Shear key ผิวทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	6,426
G3	ผิวสัมผัสเป็น Shear key ผิวทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	5,862



ภาพที่ 4-1 แผนภูมิเปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัส (Shear friction test)

หมายเหตุ :

A=ผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน

B=ผิวสัมผัสเรียบ

C=ผิวสัมผัสเรียบทาน้ำมัน

D=ผิวสัมผัสหยาบ

E=ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน

F=ผิวสัมผัส Shear key

G=ผิวสัมผัส Shear key ทาน้ำมัน

A1, B1, C1, D1, E1, F1, G1 ไม่เสริมเหล็กเดือย

A2, B2, C2, D2, E2, F2, G2 เสริมเหล็กเดือยแนวตั้ง

A3, B3, C3, D3, E3, F3, G3 เสริมเหล็กเดือยแนวนอน

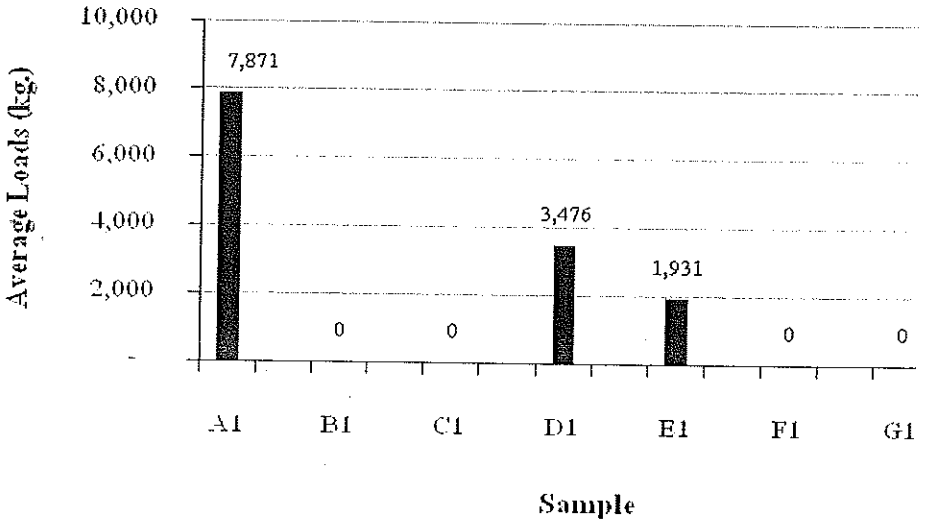
จากผลการทดสอบแรงเฉือนตรงของผิวสัมผัสระนาบเดียวในตาราง 4-1 พบว่า ผิวสัมผัสของคอนกรีตทั้ง 21 แบบ มีกำลังรับแรงเฉือนที่ต่างกัน ซึ่งได้เปรียบเทียบผลการทดสอบในลักษณะของแผนภูมิแท่ง ดังแสดงในภาพที่ 4-1 ซึ่งเป็นแผนภูมิแสดงการเปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสแต่ละรูปแบบ โดยแยกลักษณะของผิวสัมผัสออกเป็นสามกลุ่ม และแต่ละกลุ่มจะเปรียบเทียบผลกระทบของการเสริมเหล็กเดือยในแต่ละรูปแบบ พบว่า คอนกรีตที่มีผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกันโดยเฉลี่ยจะมีกำลังรับแรงเฉือนสูงกว่าผิวสัมผัสแบบอื่นในทุกกรณีที่มีการเสริมเหล็กเดือยและไม่เสริมเหล็กเดือย ส่วนผิวสัมผัสแบบอื่นจะมีกำลังรับแรงเฉือนแตกต่างกันในแต่ละกรณีที่มีการเสริมเหล็กเดือยแต่ละรูปแบบและกรณีที่ไม่เสริมเหล็กเดือย

หากพิจารณาเปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสอย่างเดียว โดยไม่มีการเสริมเหล็กเดือยเพื่อช่วยรับแรงเฉือน สามารถเปรียบเทียบผลการทดสอบและประสิทธิภาพกำลังต้านทานแรงเฉือนได้ดังตารางที่ 4-2 และเปรียบเทียบเป็นแผนภูมิแท่งได้ดังแสดงในภาพที่ 4-2 จะพบว่า ผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกันจะมีกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดคือ 7,871 กิโลกรัม ส่วนผิวสัมผัสหยาบและผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมันมีกำลังต้านทานแรงเฉือน 3,476 กิโลกรัม และ 1,931 กิโลกรัม ตามลำดับ หากคิดเป็นสัดส่วนเทียบกับกรณีผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกันจะได้ว่า ผิวสัมผัสทั้งสองกรณีมีกำลังต้านทานแรงเฉือนร้อยละ 44.16 และ 24.53 ตามลำดับ ส่วนผิวสัมผัสเรียบ ผิวสัมผัสเรียบทาน้ำมัน ผิวสัมผัส Shear key และผิวสัมผัส Shear key ทาน้ำมัน ไม่มีความสามารถในการต้านทานแรงเฉือนหรือกำลังรับแรงเฉือนเท่ากับศูนย์

ตารางที่ 4-2 ผลการทดสอบและเปอร์เซ็นต์เปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัส กรณี ไม่เสริมเหล็กเดือย

Sample no.	Sample detail	Average Load (kgf)	% Compare
A1	คอนกรีตผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน ไม่เสริมเหล็ก	7,871	100.00
B1	ผิวสัมผัสเรียบไม่เสริมเหล็กเดือย	-	0.00
C1	ผิวสัมผัสเรียบ ทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย	-	0.00
D1	ผิวสัมผัสหยาบไม่เสริมเหล็กเดือย	3,476	44.16
E1	ผิวสัมผัสหยาบ ทาน้ำมันไม่เสริมเหล็กเดือย	1,931	24.53
F1	ผิวสัมผัสเป็น Shear key ไม่เสริมเหล็กเดือย	-	0.00
G1	ผิวสัมผัสเป็น Shear key ผิวทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย	-	0.00

แสดงให้เห็นว่า หากไม่มีการเสริมเหล็กเดือยช่วยรับแรงเฉือนของผิวสัมผัสของรอยต่อแบบเปียก ผิวสัมผัสแบบหยาบจะมีค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนดีกว่าแบบอื่น

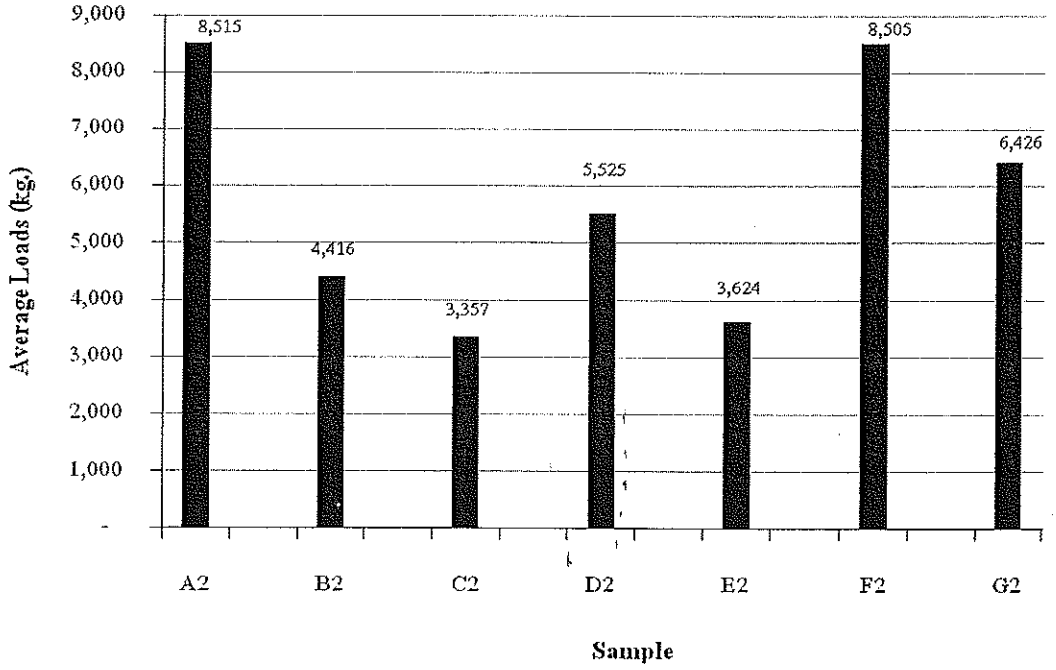


ภาพที่ 4-2 แผนภูมิเปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัส กรณีไม่เสริมเหล็กเดือย

เมื่อนำผลที่ได้จากการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสเฉพาะกรณีเสริมเหล็กเดือยในแนวตั้งมาเปรียบเทียบ สามารถเปรียบเทียบผลการทดสอบและประสิทธิภาพกำลังต้านทานแรงเฉือนได้ดังตารางที่ 4-3 และแผนภูมิในภาพที่ 4-3 ซึ่งตามรูปจะพบว่าผิวสัมผัสแต่ละแบบจะมีกำลังต้านทานแรงเฉือนจากมากไปน้อยคือ ผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกันมีค่า 8,515 กิโลกรัม ผิวสัมผัส Shear key มีค่า 8,505 กิโลกรัม ผิวสัมผัส Shear key ทาน้ำมัน มีค่า 6,426 กิโลกรัม ผิวสัมผัสหยาบมีค่า 5,525 กิโลกรัม ผิวสัมผัสเรียบมีค่า 4,416 กิโลกรัม ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมันมีค่า 3,624 กิโลกรัม และผิวสัมผัสเรียบทาน้ำมันมีค่า 3,357 กิโลกรัม ตามลำดับ และหากคิดเป็นสัดส่วนเทียบกับกรณีผิวสัมผัสแบบหล่อเป็นเนื้อเดียวกันจะได้ว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสแบบ Shear key ผิวสัมผัส Shear key ทาน้ำมัน ผิวสัมผัสหยาบ ผิวสัมผัสเรียบ ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน และผิวสัมผัสเรียบทาน้ำมัน มีกำลังต้านทานแรงเฉือนร้อยละ 99.82 75.47 64.88 51.86 42.56 และ 39.42 ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่า ในกรณีที่มีการเสริมเหล็กเดือยในแนวตั้งในผิวสัมผัสแบบ Shear key จะให้ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนสูงกว่าแบบอื่นและมีค่าแตกต่างกับผิวสัมผัสแบบหล่อเป็นเนื้อเดียวกันร้อยละ 0.12

ตารางที่ 4-3 ผลการทดสอบและประสิทธิภาพกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัส กรณีเสริมเหล็กเดือยแนวตั้ง

Sample no.	Sample detail	Average Load (kgf)	% Compare
A2	คอนกรีตผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	8,515	100.00
B2	ผิวสัมผัสเรียบ เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	4,416	51.86
C2	ผิวสัมผัสเรียบ ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	3,357	39.42
D2	ผิวสัมผัสหยาบ เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	5,525	64.89
E2	ผิวสัมผัสหยาบ ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	3,624	42.56
F2	ผิวสัมผัสเป็น Shear key เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	8,505	99.82
G2	ผิวสัมผัสเป็น Shear key ผิวทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	6,426	75.47

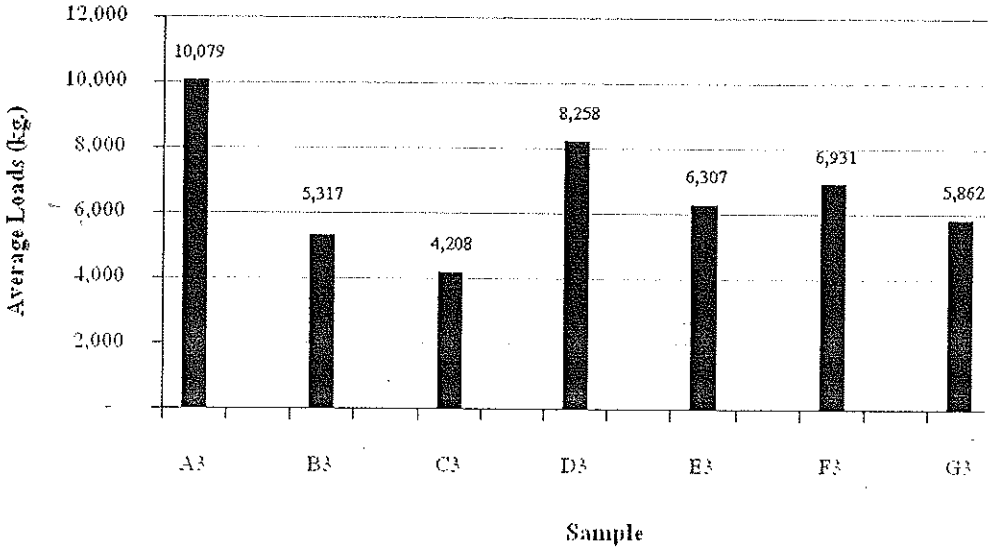


ภาพที่ 4-3 แผนภูมิเปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัส กรณีเสริมเหล็กเดือยแนวตั้ง

เมื่อนำผลการทดสอบมาเปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัส ในกรณีเสริมเหล็กเดือยแนวนอน จะสามารถแสดงได้ดังในตารางที่ 4-4 และแผนภูมิดังในภาพที่ 4-4 ซึ่งพบว่าผิวสัมผัสแต่ละแบบจะมีกำลังต้านทานแรงเฉือนจากมากไปน้อยคือ ผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกันมีค่า 10,079 กิโลกรัม ผิวสัมผัสหยาบมีค่า 8,258 กิโลกรัม ผิวสัมผัส Shear key มีค่า 6,931 กิโลกรัม ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมันมีค่า 6,307 กิโลกรัม ผิวสัมผัส Shear key ทาน้ำมันมีค่า 5,862 กิโลกรัม ผิวสัมผัสเรียบมีค่า 5,317 กิโลกรัม และผิวสัมผัสเรียบทาน้ำมันมีค่า 4,208 กิโลกรัม ตามลำดับ และหากคิดเป็นสัดส่วนเทียบกับกรณีผิวสัมผัสแบบหล่อเป็นเนื้อเดียวกันจะได้ว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสแบบหยาบ ผิวสัมผัส Shear key ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน ผิวสัมผัส Shear key ทาน้ำมัน ผิวสัมผัสเรียบ และผิวสัมผัสเรียบทาน้ำมัน มีกำลังต้านทานแรงเฉือนร้อยละ 81.93, 68.77, 62.57, 58.16, 52.75 และ 41.75 ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่าในกรณีที่มีการเสริมเหล็กเดือยในแนวนอนในผิวสัมผัสแบบหยาบจะให้กำลังต้านทานแรงเฉือนสูงกว่าแบบอื่นโดยมีค่าต่างจากกรณีผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกันร้อยละ 18.07

ตารางที่ 4-4 ผลการทดสอบและประสิทธิภาพกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสกรณีเสริมเหล็กเดือยแนวนอน

Sample no.	Sample detail	Average Load (kgf)	% Compare
A3	คอนกรีตผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	10,079	100.00
B3	ผิวสัมผัสเรียบ เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	5,317	52.75
C3	ผิวสัมผัสเรียบ ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	4,208	41.75
D3	ผิวสัมผัสหยาบ เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	8,258	81.93
E3	ผิวสัมผัสหยาบ ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	6,307	62.58
F3	ผิวสัมผัสเป็น Shear key เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	6,931	68.77
G3	ผิวสัมผัสเป็น Shear key ผิวทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	5,862	58.16



ภาพที่ 4-4 แผนภูมิเปรียบเทียบกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัส กรณีเสริมเหล็กเดือยแนวนอน

หากพิจารณาจากภาพที่ 4-1 จะพบว่า การเสริมเหล็กเดือยในแนวนอนจะให้กำลังต้านทานแรงเฉือนมากกว่าการเสริมเหล็กเดือยในแนวตั้งและการไม่เสริมเหล็กเดือยตามลำดับ ในทุกกรณีของผิวสัมผัสยกเว้นผิวสัมผัสแบบ Shear key ที่ผลการทดสอบพบว่าการเสริมเหล็กเดือยในแนวตั้งให้กำลังต้านทานแรงเฉือนมากกว่าการเสริมเหล็กเดือยในแนวนอนและการไม่เสริมเหล็กเดือยตามลำดับ ซึ่งสาเหตุอาจมาจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างการขัดกันของระนาบสัมผัสแบบ Shear key กับเหล็กเดือย ซึ่งหากวางเหล็กเดือยในแนวนอน การขัดกันของระนาบสัมผัสคอนกรีตส่วนบนและส่วนล่างจะเกิดขึ้นก่อนส่วนกลาง เมื่อแรงเฉือนมีค่าเกินกว่าการขัดกันของผิวสัมผัสดังกล่าวจะรับได้ หรือระนาบสัมผัสของคอนกรีตไม่สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ ก็จะเป็นหน้าที่ของเหล็กเดือยในการรับแรงเฉือนแทน ซึ่งกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดทั้งหมดจะลดลง แต่หากวางเหล็กเดือยในแนวตั้ง การขัดกันของระนาบสัมผัสแบบ Shear key และเหล็กเดือยจะทำงานพร้อมกันในการช่วยต้านทานแรงเฉือนส่วนบนและส่วนล่าง ส่วนการขัดกันของระนาบคอนกรีตส่วนกลางก็จะยิ่งช่วยเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตให้มากยิ่งขึ้น ทำให้กำลังรับแรงเฉือนของผิวสัมผัสแบบ Shear key กรณีที่มีการวางเหล็กเดือยแนวตั้งให้กำลังรับแรงเฉือนมากกว่ากรณีวางเหล็กเดือยแนวนอน

ในกรณีที่มีการทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสเพื่อศึกษาพฤติกรรมและกำลังของเหล็กเดือยในการต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสโดยพยายามกำจัดความฝืดที่เกิดขึ้นในระนาบสัมผัสของคอนกรีตในแต่ละรูปแบบโดยการทาน้ำมัน สามารถแสดงผลการทดสอบและการเปรียบเทียบได้ดังตารางที่ 4-5 โดยจะเห็นว่า เมื่อมีการทาน้ำมันที่ผิวสัมผัส จะทำให้กำลังรับแรงเฉือน

ของผิวสัมผัสลดลง โดยผิวสัมผัสเรียบกับผิวสัมผัส Shear key การทาน้ำมันจะทำให้ระนาบสัมผัสไม่สามารถรับแรงเฉือนได้เลย แต่สำหรับผิวสัมผัสแบบหยาบ การทาน้ำมันจะทำให้กำลังลดลงร้อยละ 44.44 และเมื่อวิเคราะห์หากำลังรับแรงเฉือนที่รับโดยเหล็กเดือยจะพบว่า การเสริมเหล็กเดือยในผิวสัมผัสแบบ Shear key ทำให้เหล็กเดือยทำหน้าที่ในการต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัดได้ดีที่สุด เทียบเท่ากับความสามารถของเหล็กเดือยในการต้านทานแรงเฉือนตามทฤษฎี การเสริมเหล็กเดือยในผิวสัมผัสเรียบ เหล็กเดือยสามารถทำหน้าที่รับแรงเฉือนได้เพียงร้อยละ 60-75 ของความสามารถรับแรงเฉือนตามทฤษฎี ส่วนการเสริมเหล็กเดือยในผิวสัมผัสหยาบ เหล็กเดือยที่เสริมในแนวขนานกับแนวแรงเฉือนหรือเสริมเหล็กเดือยแนวตั้งจะรับแรงเฉือนได้ร้อยละ 37.42 ของความสามารถรับแรงเฉือนตามทฤษฎี ส่วนเหล็กเดือยที่เสริมในแนวตั้งฉากกับแนวแรงเฉือนหรือเสริมเหล็กเดือยแนวนอนจะรับแรงเฉือนได้ร้อยละ 85.71 ของความสามารถรับแรงเฉือนตามทฤษฎี

การที่เหล็กเดือยทำงานในผิวสัมผัสแบบ Shear key ได้ดีที่สุด อาจเป็นเพราะว่าระนาบของ Shear key ช่วยให้เหล็กเดือยถูกเฉือนตามทฤษฎีมากที่สุด ส่วนผิวสัมผัสแบบเรียบ เหล็กเดือยถูกเฉือนแบบดึงแยก ทำให้เหล็กเดือยวิบัติโดยแรงดึงมากกว่าแรงเฉือน ส่วนผิวสัมผัสแบบหยาบ เหล็กเดือยทำหน้าที่ได้ในระดับหนึ่ง เพราะระนาบสัมผัสลักษณะนี้สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ส่วนหนึ่ง ส่วนที่เหลือเป็นหน้าที่ของเหล็กเดือย ซึ่งหากเหล็กเดือยอยู่ในแนวระนาบตั้งฉากกับระนาบของแรงเฉือนจะทำให้เหล็กเดือยทำหน้าที่ได้ดีกว่าเหล็กเดือยที่วางอยู่ในแนวระนาบขนานกับระนาบของแรงเฉือน

ตารางที่ 4-5 ผลการทดสอบเปรียบเทียบประสิทธิภาพการทำงานของเหล็กเดือย

ลักษณะผิวสัมผัส	การเสริมเหล็กเดือย	กำลังต้านทานแรงเฉือน (kg)		กำลังที่ลดลง (kg)	แรงเฉือนที่เหล็กเดือยรับ (kg)	% เปรียบเทียบแรงเฉือนที่เหล็กเดือยรับได้กับทฤษฎี (5,556 kg)
		ผิวไม่ทาน้ำมัน	ผิวทาน้ำมัน			
ผิวสัมผัสเรียบ	ไม่เสริม	0	0	-	-	
	เสริมแนวตั้ง	4,416	3,357	1,059	3,357	60.42%
	เสริมแนวนอน	5,317	4,208	1,109	4,208	75.74%
ผิวสัมผัสหยาบ	ไม่เสริม	3,476	1,931	1,545	-	-
	เสริมแนวตั้ง	5,525	3,624	1,901	2,079	37.42%
	เสริมแนวนอน	8,258	6,307	1,951	4,762	85.71%
ผิวสัมผัส Shear key	ไม่เสริม	0	0	-	-	-
	เสริมแนวตั้ง	8,505	6,426	2,079	6,426	115.66%
	เสริมแนวนอน	6,931	5,862	1,069	5,862	105.51%

4.3 การทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (Bending test)

จากการทดสอบนำค่าน้ำหนักบรรทุกทดสอบที่คานสามารถรับได้ และระยะแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานจากข้อมูลที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างแต่ละชุดที่คานมีการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมทางโครงสร้างภายใต้การดัดในแต่ละจุด โดยเริ่มจากจุดแรกที่คานเริ่มแตกร้าว (First cracking point) จุดที่เหล็กเสริมคราก (Yielding point) และจุดที่คานสามารถต้านทานแรงดัดได้สูงสุด (Crushing point) มาแสดงดังในตารางที่ 4-6

ตารางที่ 4-6 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดัดสูงสุดของรอยต่อแบบเปียก

Sample	First cracking point		Yielding point		Crushing point	
	P (kg)	δ (mm)	P (kg)	δ (mm)	P (kg)	δ (mm)
B-CN	5,792.40	1.40	9,732.60	5.02	12,920.40	44.12
B-CJ	5,673.60	2.74	9,633.60	7.45	12,663.00	44.02
B-LS	4,267.80	0.42	-	-	6,604.20	2.83
B-LH	4,723.20	1.60	-	-	10,306.80	12.20
B-LW	5,950.80	1.70	10,386.00	8.28	12,742.20	40.88

หมายเหตุ

B-CN รอยต่อหล่อพร้อมคาน เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องกับคาน

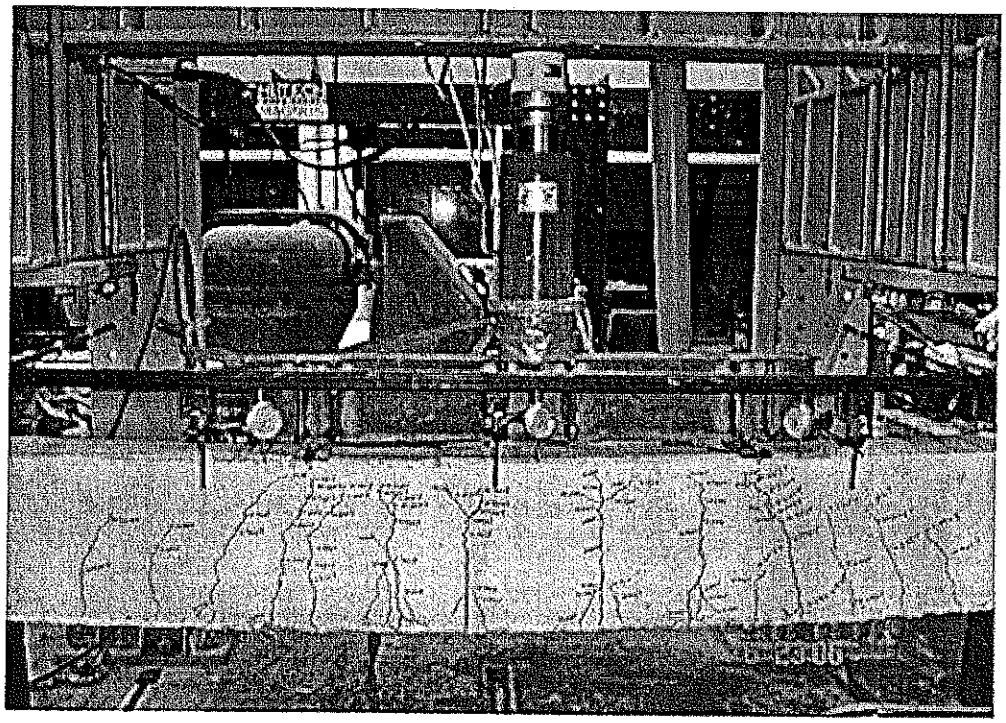
B-CJ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องกับคาน

B-LS รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงต่อโดยวางทาบกัน

B-LH รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงต่อโดยวางทาบกันและงอฉาก

B-LW รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงต่อโดยการเชื่อมทาบ

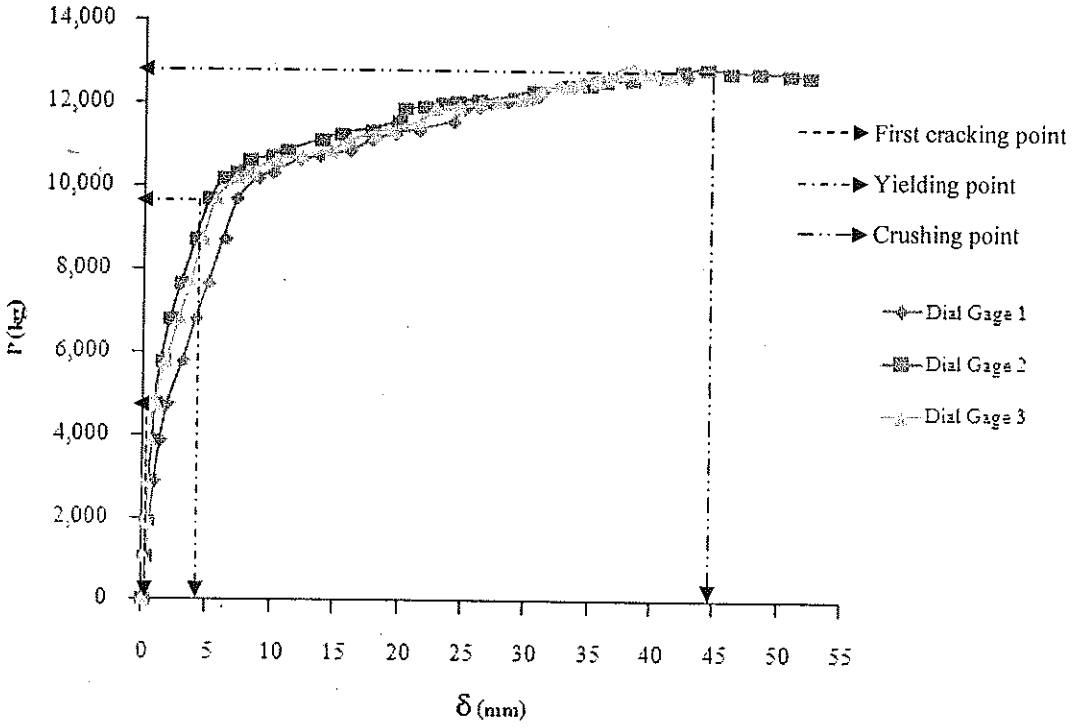
คานที่มีรอยต่อหล่อพร้อมคาน เหล็กเสริมรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (B-CN) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าค่าความต้านทานแรงดึงของคอนกรีต คอนกรีตจะเริ่มร้าวอันเนื่องมาจากโมเมนต์ดัดแตกร้าว (Cracking moment) โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 5,792.40 กิโลกรัม ที่การโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 1.40 มิลลิเมตร รอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracks) จะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณกลางคานและมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังแสดงในภาพที่ 4-5



ภาพที่ 4-5 ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน B-CN

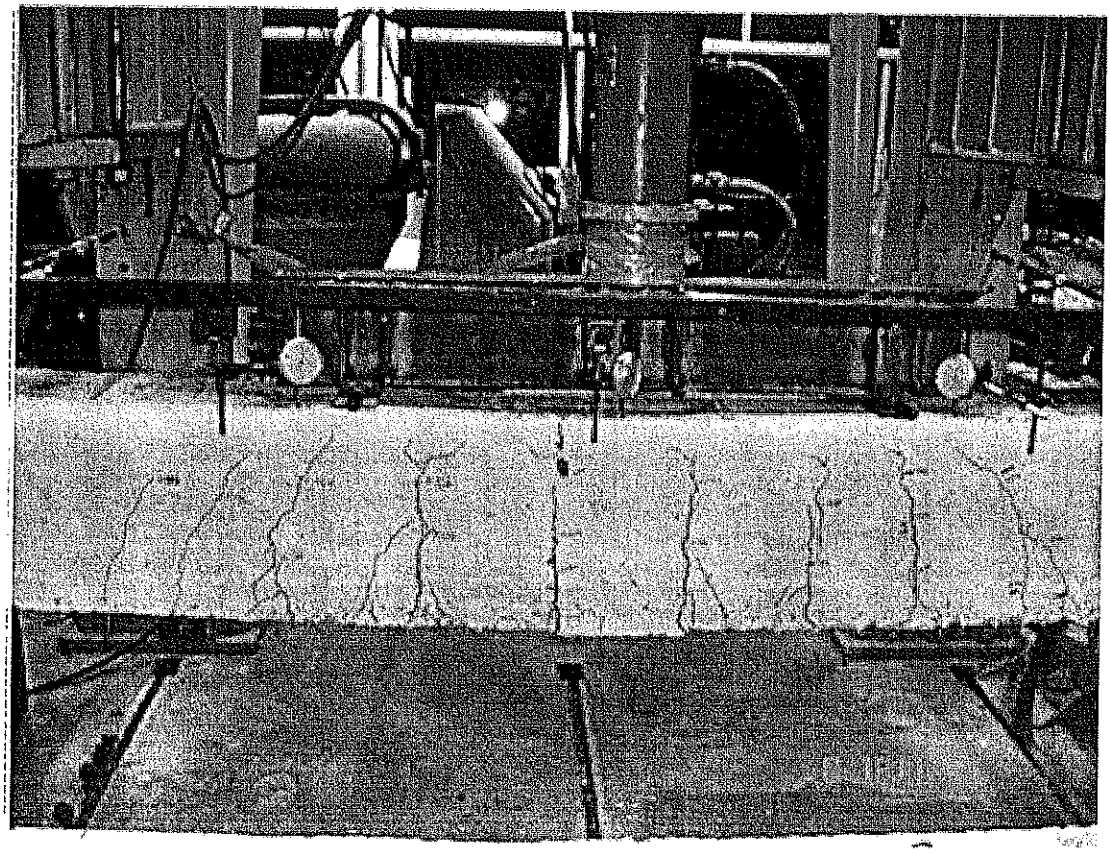
เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการโก่งตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง Dial gage แต่ละจุด มาสร้างเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการโก่งตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ในภาพที่ 4-6 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากภายใต้การดัดมีค่า 9,732.60 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 5.02 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ภายใต้การดัดมีค่า 12,920.40 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 44.12 มิลลิเมตร ค่าความเหนียว โมเมนต์ดัดที่จุดคราก โมเมนต์ดัดสูงสุด และเปอร์เซ็นต์เปรียบเทียบค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่ได้กับค่าโมเมนต์ดัดระบุ แสดงในตารางที่ 4-4

ลักษณะการวิบัติของคานเป็นการวิบัติที่เกิดจากแรงดึงในเหล็กเสริมถึงจุดครากก่อน (Yielding failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานนี้เป็นไปตามทฤษฎีของคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล (Under-reinforced concrete beam) ซึ่งเป็นลักษณะของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีรอยต่อโดยทั่วไป



ภาพที่ 4-6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน B-CN

จากการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังและมีเหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องกับคาน (B-CJ) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถต้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่บริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 5,673.60 กิโลกรัม (ลดลงร้อยละ 97.95 เมื่อเทียบกับคาน B1) ที่การโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 2.74 มิลลิเมตร (เพิ่มขึ้นร้อยละ 195.71 เมื่อเทียบกับคาน B1) และจะเกิดการแตกร้าวขยายเพิ่มขึ้นไปยังปลายคานเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracks) ที่เพิ่มขึ้น โดยจะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อและมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังแสดงในภาพที่ 4-7 ส่วนในบริเวณรอยต่อที่อยู่ระหว่างผิวสัมผัสทั้งสองด้านจะมีการแตกร้าวเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อย

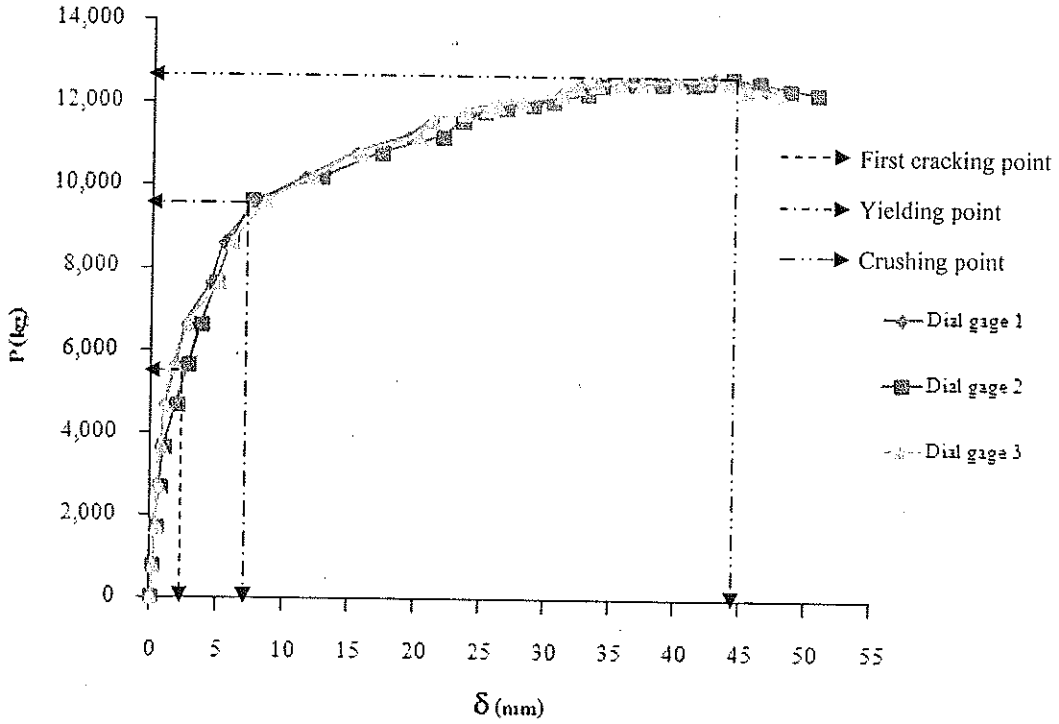


ภาพที่ 4-7 ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน B-CJ

เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการโก่งตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง Dial gage แต่ละจุด มาสร้างเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการโก่งตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ในภาพที่ 4-8 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากภายใต้การดัดมีค่า 9,633.60 กิโลกรัม (ลดลงร้อยละ 98.98 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 7.45 มิลลิเมตร (เพิ่มขึ้นร้อยละ 148.41 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ภายใต้การดัด มีค่า 12,663.00 กิโลกรัม (ลดลงร้อยละ 98.01 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 44.02 มิลลิเมตร (ลดลงร้อยละ 99.77 เมื่อเทียบกับคาน B-CN)

ลักษณะการวิบัติของคานเป็นการวิบัติที่เกิดจากแรงดึงในเหล็กเสริมถึงจุดครากก่อน (Yielding failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานนี้เป็นไปตามทฤษฎีของคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง ต่ำกว่าอัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล (Under-reinforced concrete beam) โดยเมื่อเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกที่คานสามารถรับได้ในแต่ละจุดกับคาน B-CN พบว่ามีค่าลดลงเพียงเล็กน้อย ซึ่งมีสาเหตุมาจากความต้านทานแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานน้อยลง เนื่องจาก

ความไม่ต่อเนื่องของคอนกรีตบริเวณรอยต่อ ซึ่งส่งผลไปสู่การทำงานที่เร็วขึ้นของเหล็กรับแรงดึง ทำให้เหล็กรับแรงดึงเกิดการครากเร็วขึ้น พฤติกรรมการแอ่นตัวในช่วงเริ่มร้าวจะมากกว่า แต่จะใกล้เคียงกันมากขึ้นในช่วงเหล็กเสริมเริ่มครากและคานวิบัติตามลำดับ โดยความเหนียวของโครงสร้าง $(\frac{\delta_u}{\delta_y})$ และประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดมีค่าใกล้เคียงกัน ดังในตารางที่ 4-4

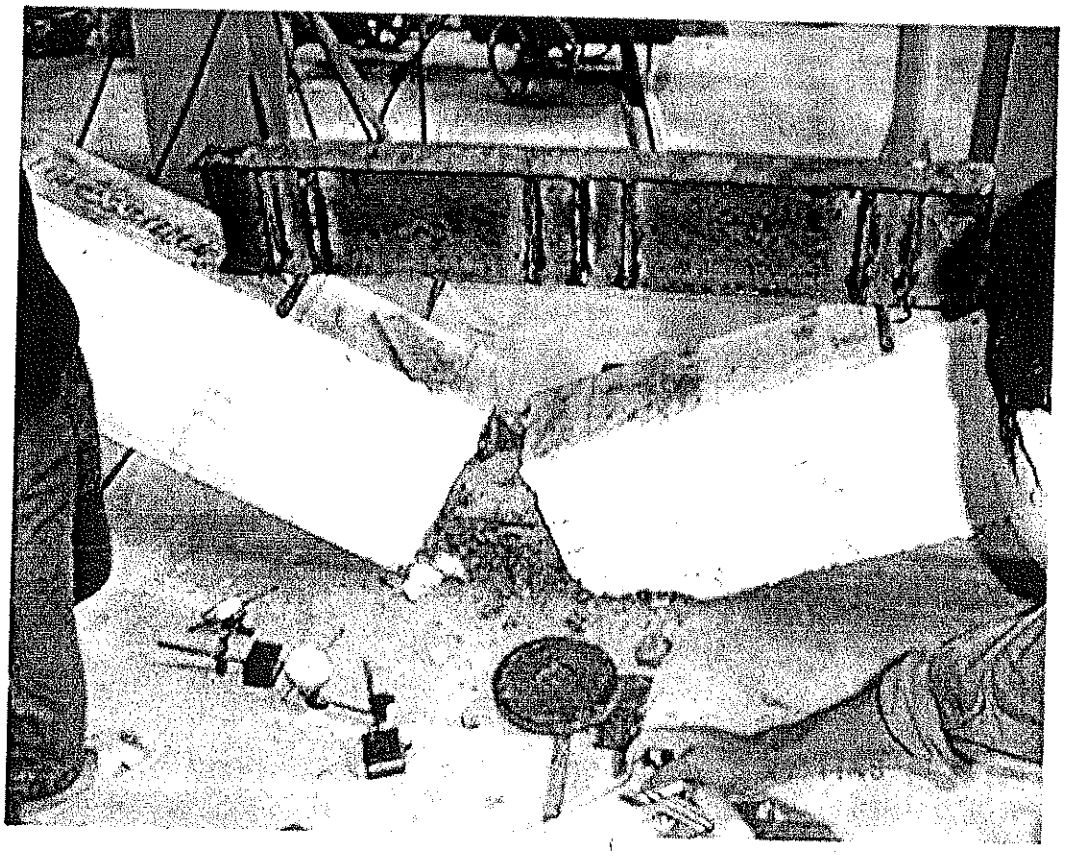


ภาพที่ 4-8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน B-CJ

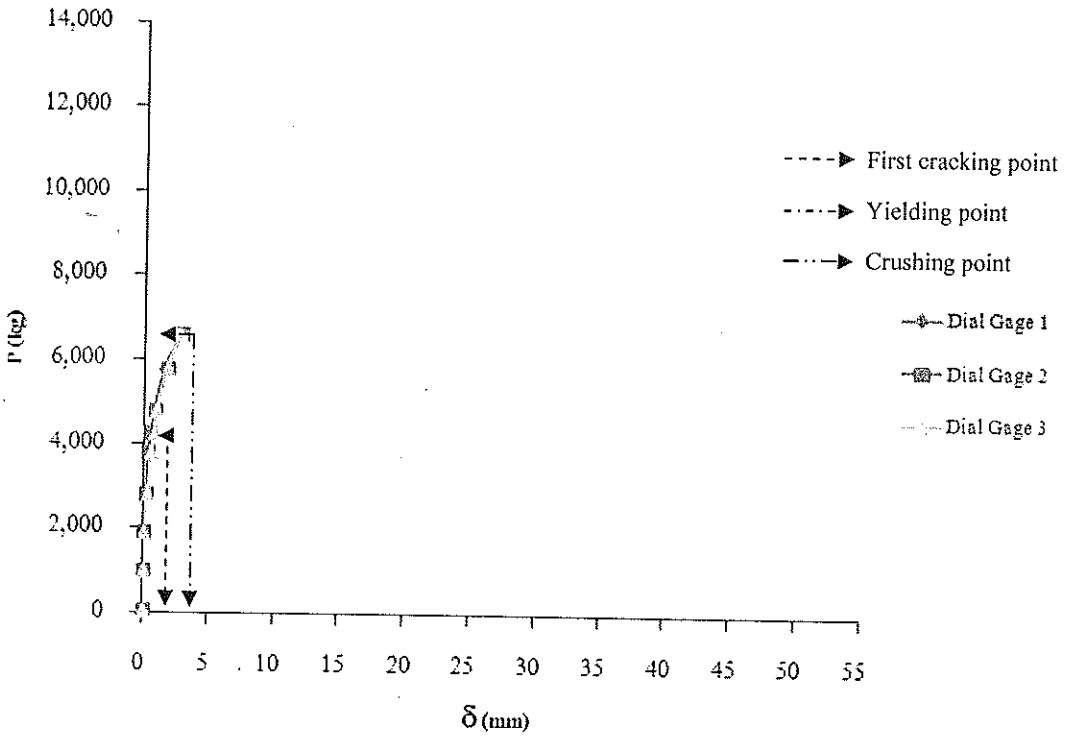
จากการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังเหล็กรับแรงดึงต่อโดยวางทาบกัน (B-LS) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถต้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่บริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 4,267.80 กิโลกรัม (ลดลงร้อยละ 73.68 เมื่อเทียบกับคาน B1) ที่การโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 0.42 มิลลิเมตร (ลดลงร้อยละ 30.00 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) และเมื่อค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่อ่านค่าได้มีค่าเป็น 6,604.20 กิโลกรัม (ลดลงร้อยละ 51.11 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) ที่ค่าการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานเป็น 2.83 มิลลิเมตร (ลดลงร้อยละ 6.41 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) ซึ่งเป็นค่าสุดท้ายที่สามารถอ่านค่าได้ คานก็เกิดการวิบัติแบบฉับพลัน ดังแสดงในภาพที่ 4-9 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการโก่งตัวของคาน

แสดงในภาพที่ 4-10 ค่าความเหนียว โมเมนต์ดัดที่จุดคราก โมเมนต์ดัดสูงสุดและเปอร์เซ็นต์เปรียบเทียบค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่ได้กับค่าโมเมนต์ดัดระบุ แสดงในตารางที่ 4-7

พฤติกรรมการวิบัติของคานเป็นการวิบัติแบบไม่มีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น โดยที่เหล็กเสริมไม่คราก แสดงว่าการวิบัติเกิดขึ้นเนื่องจากการยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตในรอยต่อไม่เพียงพอ (Bonding failure) เพราะระยะทาบจริงมีแค่ 18 เซนติเมตร น้อยกว่าระยะทาบของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึงตามมาตรฐานในภาคผนวก ข-4 ที่กำหนดให้ต้องมีระยะทาบไม่น้อยกว่า 39.36 เซนติเมตร เห็นได้ชัดว่าทั้งกำลังและพฤติกรรมการวิบัติของรอยต่อลักษณะนี้ยังไม่เหมาะสมที่จะนำมาใช้งาน



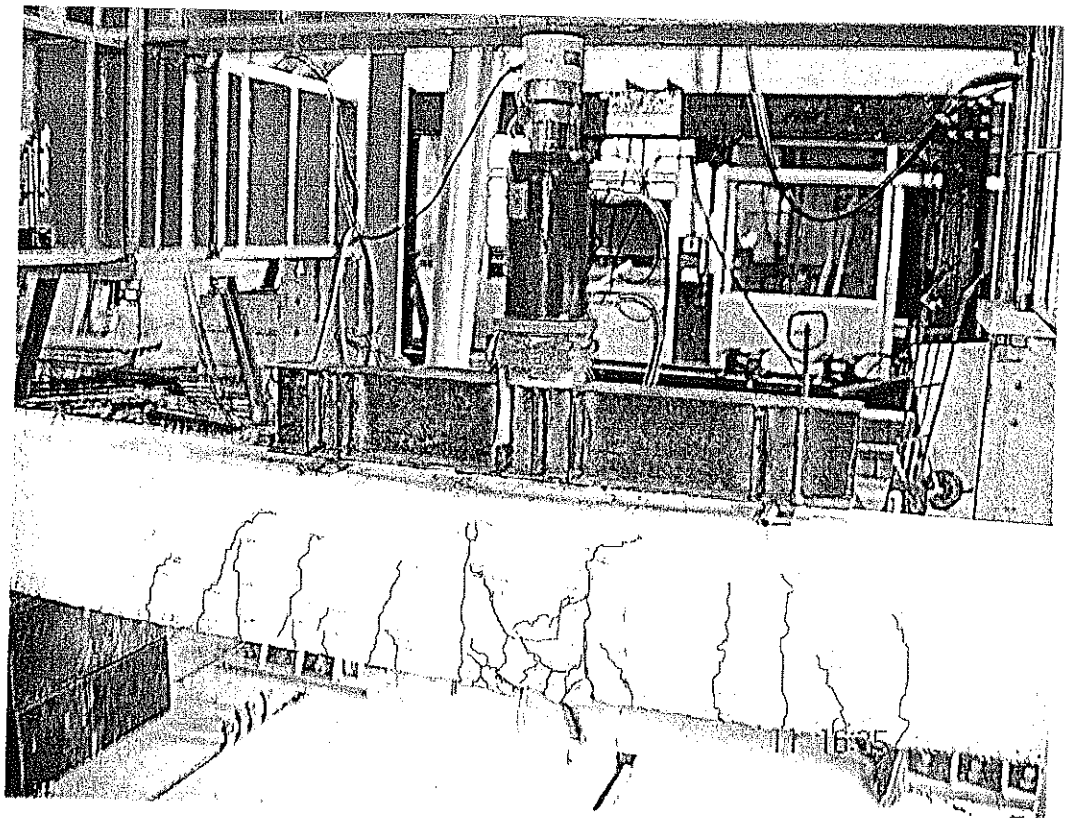
ภาพที่ 4-9 ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน B-LS



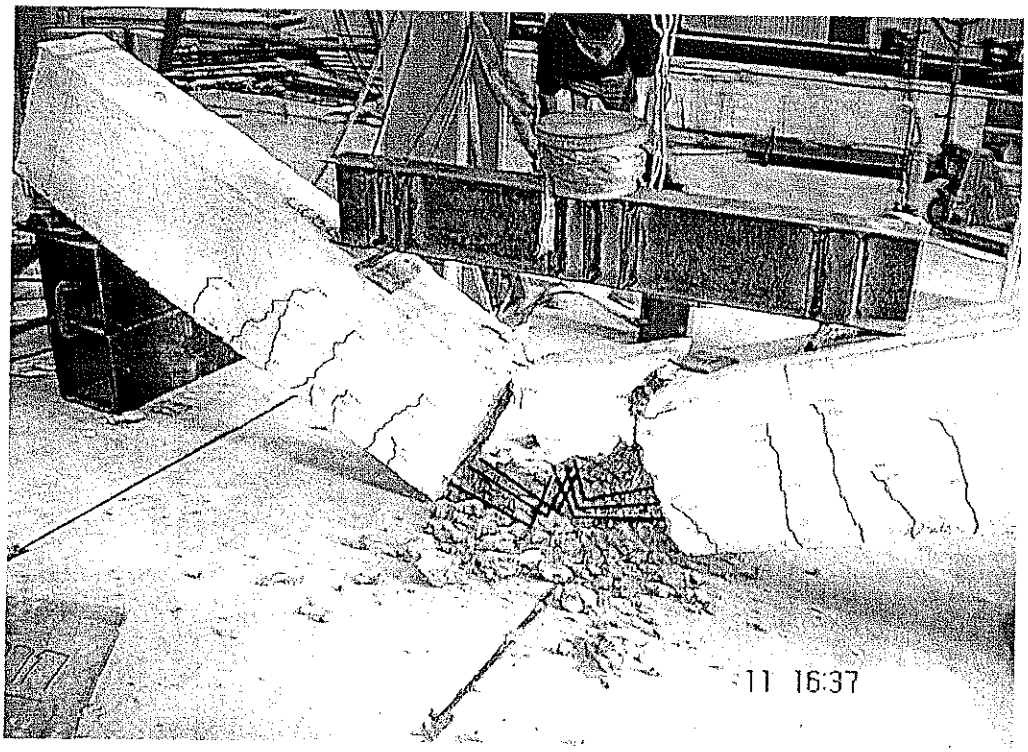
ภาพที่ 4-10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน B-LS

จากการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงต่อโดยวางทาบกันและงอฉาก (B-LH) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถต้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่บริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 4,723.20 กิโลกรัม (ลดลงร้อยละ 81.54 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) ที่การโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 1.60 มิลลิเมตร (เพิ่มขึ้นร้อยละ 114.28 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) หลังจากนั้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าเพิ่มขึ้นและคานมีการโก่งตัวมากขึ้นจะสังเกตเห็นว่าบริเวณรอยต่อคานโดยเฉพาะตามแนวเหล็กเสริมจะเกิดการแตกร้าวมากเป็นพิเศษ ดังแสดงในภาพที่ 4-11 และเมื่อค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่อ่านค่าได้มีค่าเป็น 10,306.80 กิโลกรัม (ลดลงร้อยละ 79.77 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) ที่ค่าการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานเป็น 12.20 มิลลิเมตร (ลดลงร้อยละ 27.65 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) ซึ่งเป็นค่าสุดท้ายที่สามารถอ่านค่าได้ คานก็เกิดการวิบัติแบบฉับพลัน ดังแสดงในภาพที่ 4-12 และความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการโก่งตัวของคาน แสดงในภาพที่ 4-13 ค่าความเหนียว โมเมนต์ดัดที่จุดคราก โมเมนต์ดัดสูงสุด และเปอร์เซ็นต์เปรียบเทียบค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่ได้กับค่าโมเมนต์ดัดระบุ ดังแสดงในตารางที่ 4-7

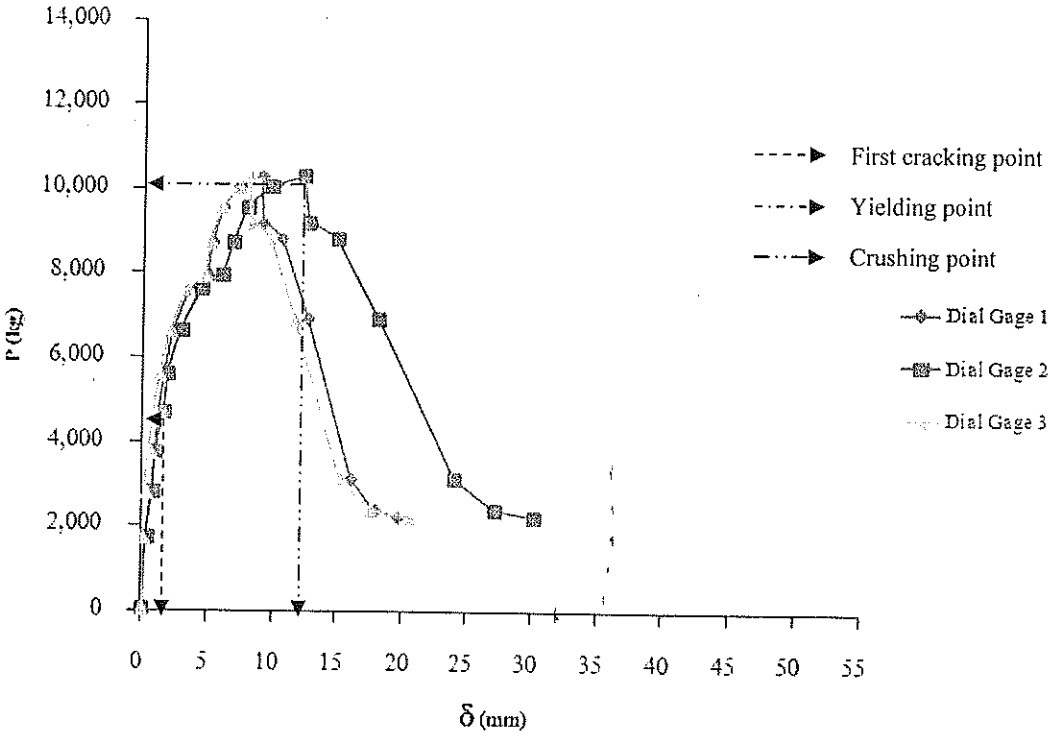
พฤติกรรมการวิบัติของคานมีการเตือนให้ทราบล่วงหน้าว่าการวิบัติกำลังจะเกิดขึ้น โดยคอนกรีตบริเวณรอยต่อจะเกิดการแตกร้าวชัดเจนและมากกว่าบริเวณอื่น แต่เกิดขึ้นในช่วงระยะเวลาที่สั้นก่อนคานจะวิบัติ สาเหตุอาจเนื่องมาจากเหล็กเสริมที่งอฉากภายในรอยต่อบีบอัดคอนกรีตในบริเวณดังกล่าวจนแตก เพราะการงอฉากช่วยเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นอย่างดีแต่ก็เป็นการช่วยเพิ่มแรงอัดของคอนกรีตในบริเวณ Tension zone ของรอยต่อเช่นกัน จึงส่งผลให้คานวิบัติแบบคอนกรีตถูกอัดแตกก่อนโดยเหล็กเสริมไม่คราก ซึ่งเมื่อพิจารณาระยะฝังยึดของเหล็กเสริมในรอยต่อจะพบว่า ระยะฝังยึดจริงมีเพียง 15 เซนติเมตร และระยะงอฉากจริง 15 เซนติเมตร เมื่อเทียบกับเกณฑ์มาตรฐานความยาวระยะฝังยึดภายใต้แรงดึงด้วยการงอขอมาตรฐานในภาคผนวก ข-6 จะพบว่าระยะฝังยึดของเหล็กเสริมในรอยต่อยังไม่เพียงพอทำให้เหล็กเสริมไม่คราก แสดงให้เห็นว่าการต่อเหล็กเสริมในรอยต่อลักษณะนี้ยังไม่เหมาะสมในการนำมาใช้งาน แต่หากมีการพัฒนาลักษณะของรอยต่อนี้ให้สามารถลดการแตกร้าวของคอนกรีตบริเวณ Tension zone ได้ พฤติกรรมและกำลังรับโมเมนต์ดัดอาจดีขึ้น



ภาพที่ 4-11 ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน B-LH (1)

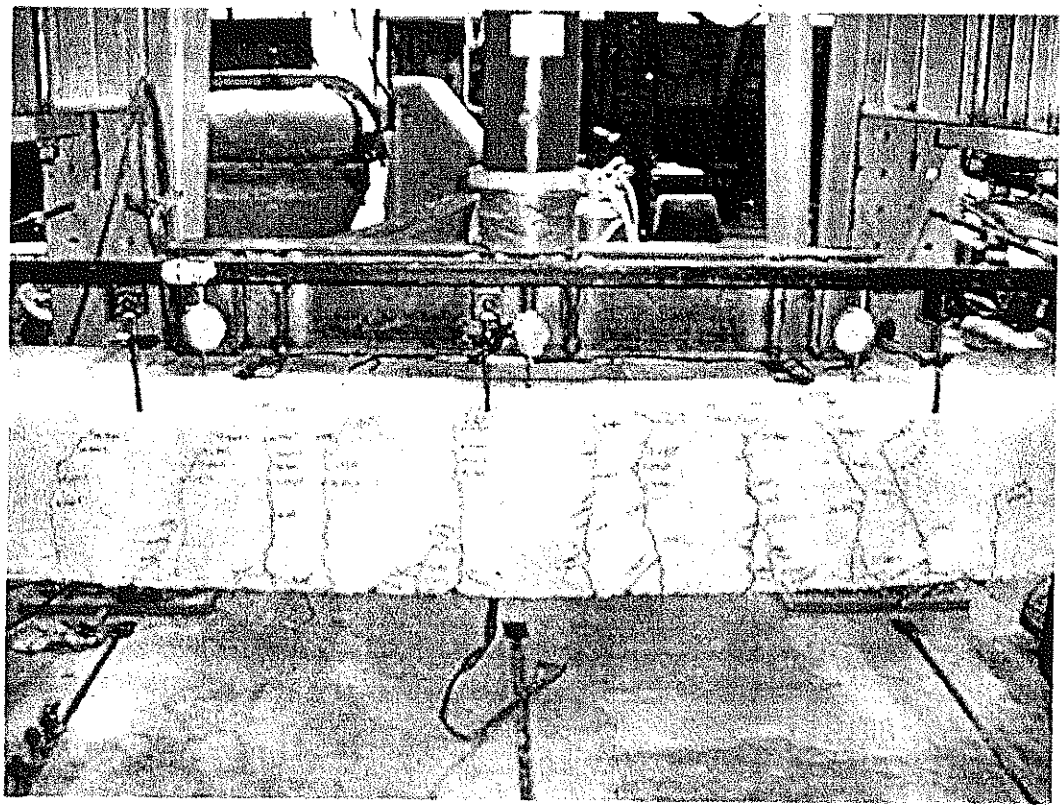


ภาพที่ 4-12 ลักษณะการวิบัติของคาน B-LH (2)



ภาพที่ 4-13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน B-LH

จากการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังเหล็กรับแรงดึงต่อโดยการเชื่อมทาบ (B-LW) เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าความสามารถต้านทานแรงดึงระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่บริเวณรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าวบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นจุดแรก โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวภายใต้การดัดมีค่า 5,950.80 กิโลกรัม (เพิ่มขึ้นร้อยละ 102.73 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) ที่การโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 1.70 มิลลิเมตร (เพิ่มขึ้นร้อยละ 121.43 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) และจะเกิดการแตกร้าวขยายเพิ่มขึ้นไปยังปลายคานเนื่องจากแรงดัด (Flexural cracks) ที่เพิ่มขึ้น โดยจะมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อและมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคาน ดังแสดงในภาพที่ 4-14 ส่วนในบริเวณรอยต่อที่อยู่ระหว่างผิวสัมผัสทั้งสองด้านจะมีการแตกร้าวเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อย



ภาพที่ 4-14 ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน B-LW

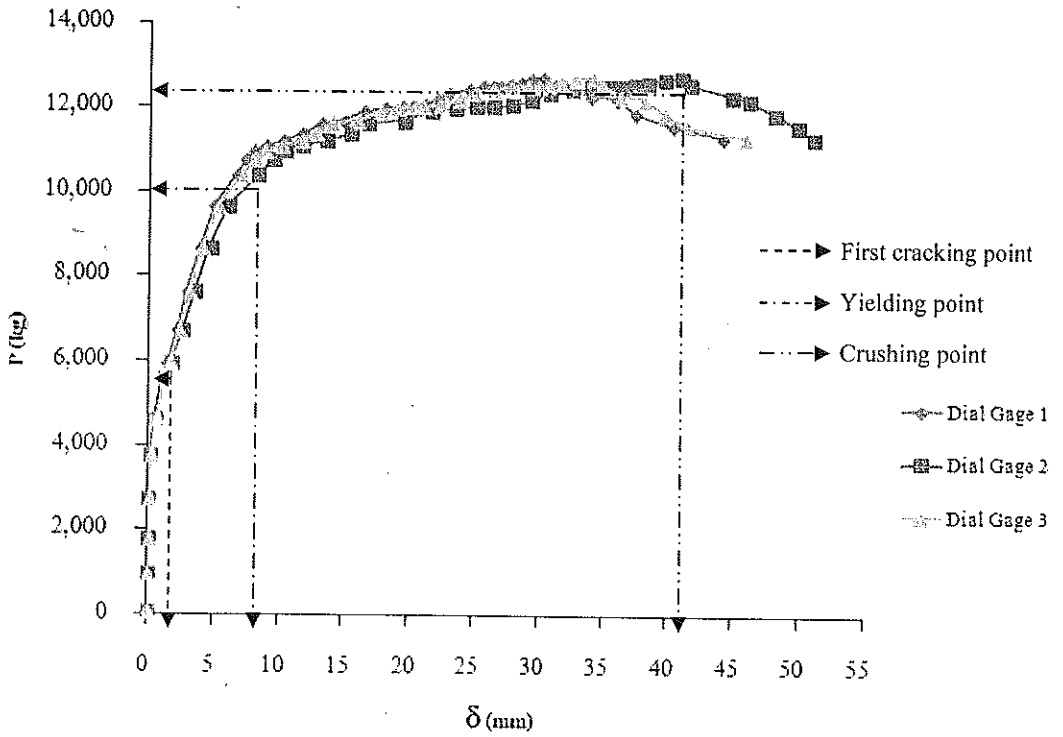
เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการโก่งตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง Dial gage แต่ละจุด มาสร้างเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการโก่งตัวของคานจะสามารถแสดงได้ในภาพที่ 4-15 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์

หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากภายใต้การดัดมีค่า 10,386.00 กิโลกรัม (เพิ่มขึ้นร้อยละ106.71 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 8.28 มิลลิเมตร (เพิ่มขึ้นร้อยละ 164.94 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ภายใต้การดัดมีค่า 12,742.20 กิโลกรัม (ลดลงร้อยละ 98.62 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 40.88 มิลลิเมตร (ลดลงร้อยละ 92.66 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) จะเห็นได้ว่าพฤติกรรมการวิบัติ กำลังต้านทานการแตกร้าว กำลังต้านทานการครากของเหล็กเสริมกำลังต้านทานแรงดัดสูงสุด และความเหนียวของโครงสร้างใกล้เคียงกัน โดยประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดของตัวอย่างทดสอบ แสดงไว้ในตารางที่ 4-7

ลักษณะการวิบัติของคานเป็นการวิบัติที่เกิดจากแรงดึงในเหล็กเสริมถึงจุดครากก่อน (Yielding failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานนี้เป็นไปตามทฤษฎีของคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล (Under-reinforced concrete beam) โดยเมื่อเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกที่คานสามารถรับได้ในแต่ละจุดกับคาน B-CN พบว่ามีค่าแตกต่างกันเพียงเล็กน้อย โดยในช่วงแรกค่ากำลังจะสูงกว่าเล็กน้อย และจะมีค่าใกล้เคียงกันมากขึ้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกเข้าใกล้จุดที่คานสามารถรับน้ำหนักได้สูงสุด ค่าการโก่งตัวที่เกิดขึ้นในช่วงแรกจะมีค่ามากกว่าเมื่อเทียบกับคาน B-CN และจะน้อยลงเมื่อน้ำหนักบรรทุกเข้าใกล้จุดที่คานสามารถรับน้ำหนักได้สูงสุด ซึ่งอาจเป็นเพราะผลของการเชื่อมทาบ ผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับเหล็กที่เชื่อมแล้วมีมากขึ้น กำลังรับแรงดึงของรอยเชื่อม เป็นต้น ทำให้การกระจายของหน่วยแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมยังคงเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยการยืดหดตัว ส่วนกำลังต้านทานการครากของเหล็กเสริมที่มากกว่าอาจเป็นเพราะ กำลังรับแรงดึงครากของรอยเชื่อมมีค่าสูงกว่ากำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริมที่ไม่มีการเชื่อมอยู่ประมาณร้อยละ 125 ทำให้อัตราความชันของเส้นกราฟก่อนถึงจุดที่เหล็กเสริมเริ่มครากของคาน B-LW ชันกว่าคาน B-CJ

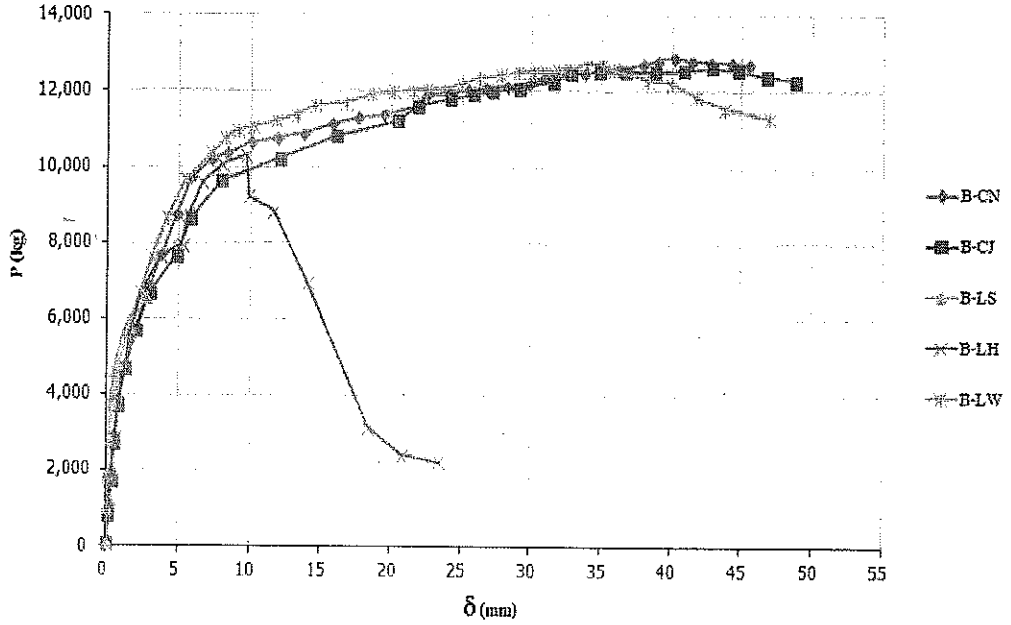
หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากภายใต้การดัดมีค่า 10,386.00 กิโลกรัม (เพิ่มขึ้นร้อยละ106.71 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 8.28 มิลลิเมตร (เพิ่มขึ้นร้อยละ 164.94 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ภายใต้การดัดมีค่า 12,742.20 กิโลกรัม (ลดลงร้อยละ 98.62 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 40.88 มิลลิเมตร (ลดลงร้อยละ 92.66 เมื่อเทียบกับคาน B-CN) จะเห็นได้ว่าพฤติกรรมการวิบัติ กำลังต้านทานการแตกร้าว กำลังต้านทานการครากของเหล็กเสริมกำลังต้านทานแรงดัดสูงสุด และความเหนียวของโครงสร้างใกล้เคียงกัน โดยประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดของตัวอย่างทดสอบ แสดงไว้ในตารางที่ 4-7

ลักษณะการวิบัติของคานเป็นการวิบัติที่เกิดจากแรงดึงในเหล็กเสริมถึงจุดครากก่อน (Yielding failure) พฤติกรรมการวิบัติของคานนี้เป็นไปตามทฤษฎีของคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล (Under-reinforced concrete beam) โดยเมื่อเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกที่คานสามารถรับได้ในแต่ละจุดกับคาน B-CN พบว่ามีค่าแตกต่างกันเพียงเล็กน้อย โดยในช่วงแรกค่ากำลังจะสูงกว่าเล็กน้อย และจะมีค่าใกล้เคียงกันมากขึ้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกเข้าใกล้จุดที่คานสามารถรับน้ำหนักได้สูงสุด ค่าการโก่งตัวที่เกิดขึ้นในช่วงแรกจะมีค่ามากกว่าเมื่อเทียบกับคาน B-CN และจะน้อยลงเมื่อน้ำหนักบรรทุกเข้าใกล้จุดที่คานสามารถรับน้ำหนักได้สูงสุด ซึ่งอาจเป็นเพราะผลของการเชื่อมทาบ ผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับเหล็กที่เชื่อมแล้วมีมากขึ้น กำลังรับแรงดึงของรอยเชื่อม เป็นต้น ทำให้การกระจายของหน่วยแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมยังคงเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยการยืดหดตัว ส่วนกำลังต้านทานการครากของเหล็กเสริมที่มากกว่าอาจเป็นเพราะ กำลังรับแรงดึงครากของรอยเชื่อมมีค่าสูงกว่ากำลังรับแรงดึงครากของเหล็กเสริมที่ไม่มีการเชื่อมอยู่ประมาณร้อยละ 125 ทำให้อัตราความชันของเส้นกราฟก่อนถึงจุดที่เหล็กเสริมเริ่มครากของคาน B-LW ชันกว่าคาน B-CJ



ภาพที่ 4-15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน B-LW

เมื่อนำกราฟความสัมพันธ์ของผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานทั้งห้ากรณี เปรียบเทียบกัน สามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4-16 โดยจะเห็นได้ว่าคานที่มีรอยต่อหล่อพร้อมคาน เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องกับคาน (B-CN) คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องกับคาน (B-CJ) และคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงต่อโดยการเชื่อมทาบ (B-LW) มีลักษณะของเส้นกราฟคล้ายกัน แสดงให้เห็นว่า รอยต่อแบบเปียกในกรณีคาน B-CJ และคาน B-LW มีพฤติกรรมการรับแรงดัดและกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดใกล้เคียงกับคาน B-CN ซึ่งเป็นกรณีที่คานไม่มีรอยต่อ ซึ่งเป็นลักษณะของงานก่อสร้างโดยทั่วไป แต่ในส่วนของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงต่อโดยการวางทาบกันภายในรอยต่อ (B-LS) และคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงต่อโดยวางทาบกันและงอฉากภายในรอยต่อ (B-LH) มีพฤติกรรมการรับแรงดัดเป็นลักษณะของการจิบัติแบบฉับพลัน ไม่เหมาะในการนำมาใช้งาน ส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดก็ไม่ใกล้เคียงกับกรณีที่ไม่มีรอยต่อแบบเปียกหรือรอยต่อหล่อพร้อมคาน (B-CN) รอยต่อแบบเปียกของคานทั้งสองกรณีนี้จึงไม่เหมาะสมในการนำมาใช้งานจริง เพื่อให้ง่ายในการเปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียกทั้งห้ากรณีดังกล่าว จึงนำเอาผลการทดสอบทั้งหมดของทุกกรณี มาเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้ตามทฤษฎี เพื่อแสดงถึงประสิทธิภาพคุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ ดังแสดงในตารางที่ 4-7



ภาพที่ 4-16 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคานทดสอบกำลังรับแรงดัด เปรียบเทียบทั้งหมด

ตารางที่ 4-7 ค่าประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดของตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	ค่าความเหนียว (%)	โมเมนต์ดัดสูงสุด (kg-m)	% เปรียบเทียบกับโมเมนต์สูงสุดตามทฤษฎี	หมายเหตุ (M_n = 6,686.33 kg-m) (ภาคผนวก ข-2)
B-CN	8.79	6,460.20	96.62%	$M_{max} < M_n$ (Yielding failure)
B-CJ	5.91	6,331.50	94.69%	$M_{max} < M_n$ (Yielding failure)
B-LS	0	3,302.10	49.38%	$M_{max} < M_n$ (Bonding failure)
B-LH	0	5,153.40	77.07%	$M_{max} < M_n$ (Crushing failure)
B-LW	6.81	6,371.10	95.28%	$M_{max} < M_n$ (Yielding failure)

4.4 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ (Shear-bending test)

จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ ซึ่งนำค่าน้ำหนักบรรทุกทดสอบที่คานสามารถรับได้ และระยะแอ่นตัวเฉลี่ยที่อ่านได้จาก Dial gage ทั้งสองจุด จากข้อมูลที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างแต่ละชุดที่คานมีการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมทางโครงสร้างภายใต้แรงเฉือนและโมเมนต์ดัด โดยเริ่มจากจุดแรกที่คานเริ่มแตกร้าว (First cracking point) จุดที่เหล็กเสริมคราก (Yielding point) และจุดที่คานสามารถต้านทานแรงดัดได้สูงสุด (Crushing point) มาแสดงดังในตารางที่ 4-8

ตารางที่ 4-8 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก

Sample no.	First cracking point		Yielding point		Crushing point	
	P (kg)	δ (mm)	P (kg)	δ (mm)	P (kg)	δ (mm)
SB-NRR	4,208	3.2	10,208	13.2	10,881	37.6
SB-DRR	3,911	2.5	10,505	13.4	11,416	38.7
SB-NRO	3,436	1.6	8,980	5.0	10,723	10.0
SB-DRO	2,664	1.0	10,782	6.2	11,673	25.3
SB-HRO	1,258	0.2	10,881	5.8	13,277	14.4
SB-NKK	4,664	2.1	9,178	5.4	12,742	35.5
SB-DKK	6,505	3.1	11,435	6.5	13,772	33.9
SB-NKO	5,297	3.4	9,634	6.8	12,445	26.8
SB-DKO	3,298	1.9	10,861	8.0	13,316	25.2

หมายเหตุ

SB-NRR คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ

SB-DRR คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร ในรอยต่อ

SB-NRO คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน

SB-DRO คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร ในรอยต่อ

SB-HRO คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร และงอฉากในรอยต่อ

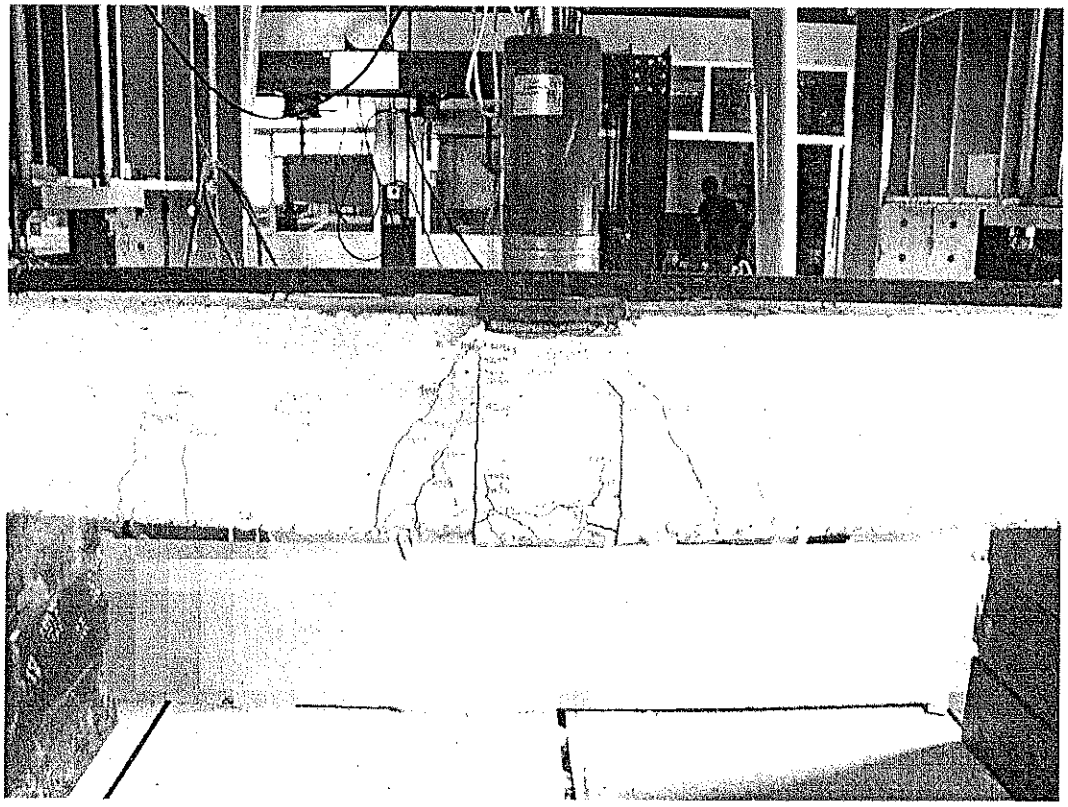
SB-NKK คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัส Shear key

SB-DKK คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัส Shear key เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร ในรอยต่อ

SB-NKO คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัส Shear key ทาน้ำมัน

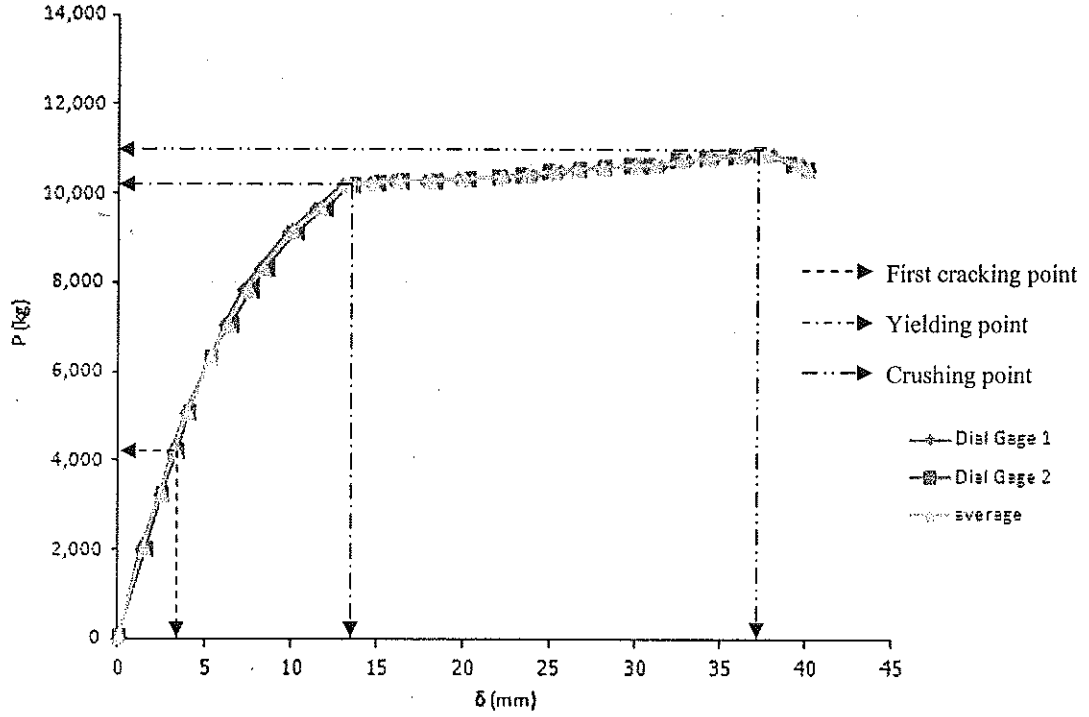
SB-DKO คือ รอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัส Shear key ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร ในรอยต่อ

คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (SB-NRR) ลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Yielding failure พฤติกรรมโดยรวมแสดงได้ ดังภาพที่ 4-17 เมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำ คานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าค่าความต้านทานแรงดึงของคอนกรีตบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อคอนกรีตจะเริ่มร้าว โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดขึ้นพร้อมกันบริเวณรอยต่อที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวมีค่า 4,208 กิโลกรัม ที่การโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 3.2 มิลลิเมตร ดังแสดงในตารางที่ 4-8 โดยรอยร้าวแรกเกิดขึ้นที่แนวผิวสัมผัสของคอนกรีตคานกับคอนกรีตรอยต่อ และจะขยายกว้างและยาวมากขึ้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ลักษณะการแตกร้าวของคานมีลักษณะเป็นแนวเฉียงจากจากส่วนล่างมายังส่วนบนโดยรอยร้าวจะมีขนาดใหญ่บริเวณใกล้รอยต่อและเล็กลงเมื่อเข้าใกล้ปลายคาน ส่วนในรอยต่อการแตกร้าวส่วนใหญ่เกิดขึ้นบริเวณผิวล่างถึงแนวเหล็กเสริมรับแรงดึง ดังแสดงในภาพที่ 4-17



ภาพที่ 4-17 ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-NRR

เมื่อนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานและค่าการโก่งตัวของคานที่วัดได้ในจุดที่ติดตั้ง Dial gage แต่ละจุด และค่าเฉลี่ยของค่าการโก่งตัวของคานทั้งสองจุด มาสร้างเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการโก่งตัวของคาน จะสามารถแสดงได้ในภาพที่ 4-18 ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวทำให้สามารถวิเคราะห์หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากมีค่า 10,208 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 13.2 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้มีค่า 10,881 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 37.6 มิลลิเมตร

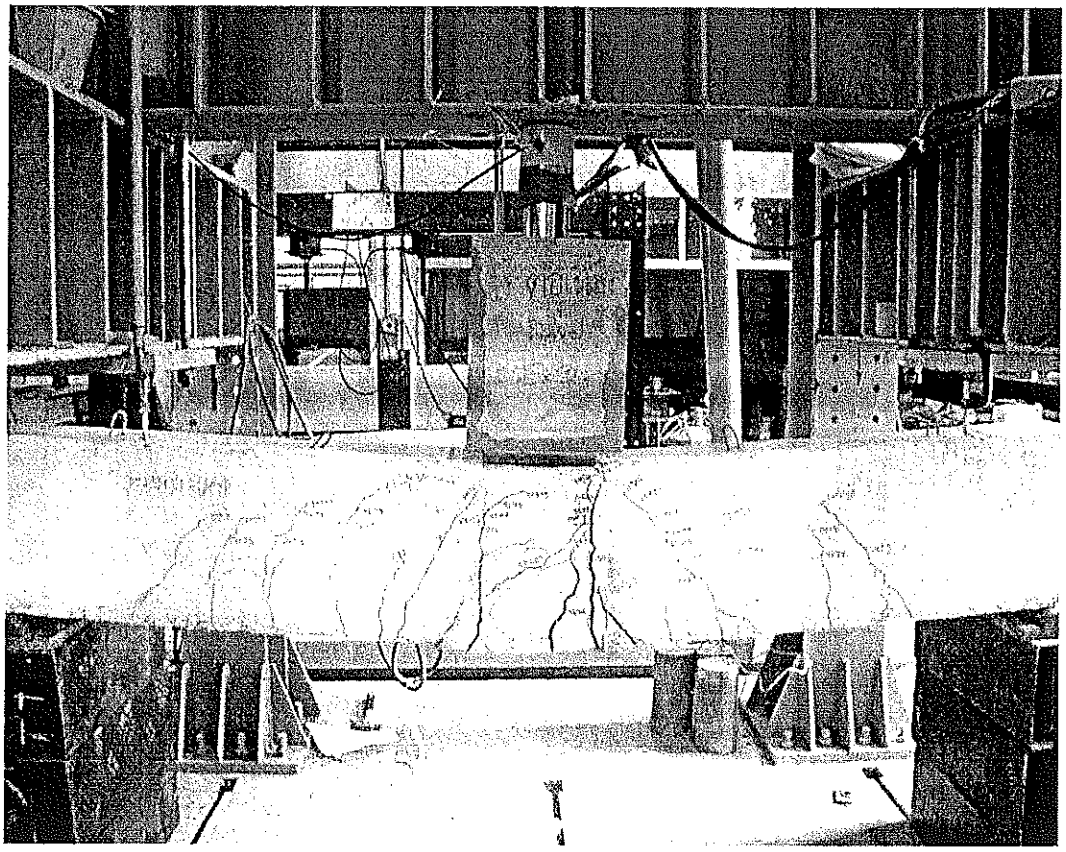


ภาพที่ 4-18 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-NRR

กำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน SB-NRR เท่ากับ 5,440 กิโลกรัม-เมตร (10,881/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน Model (6,679 กิโลกรัม-เมตร) อยู่ 1,239 กิโลกรัม-เมตร ลดลงร้อยละ 18.56

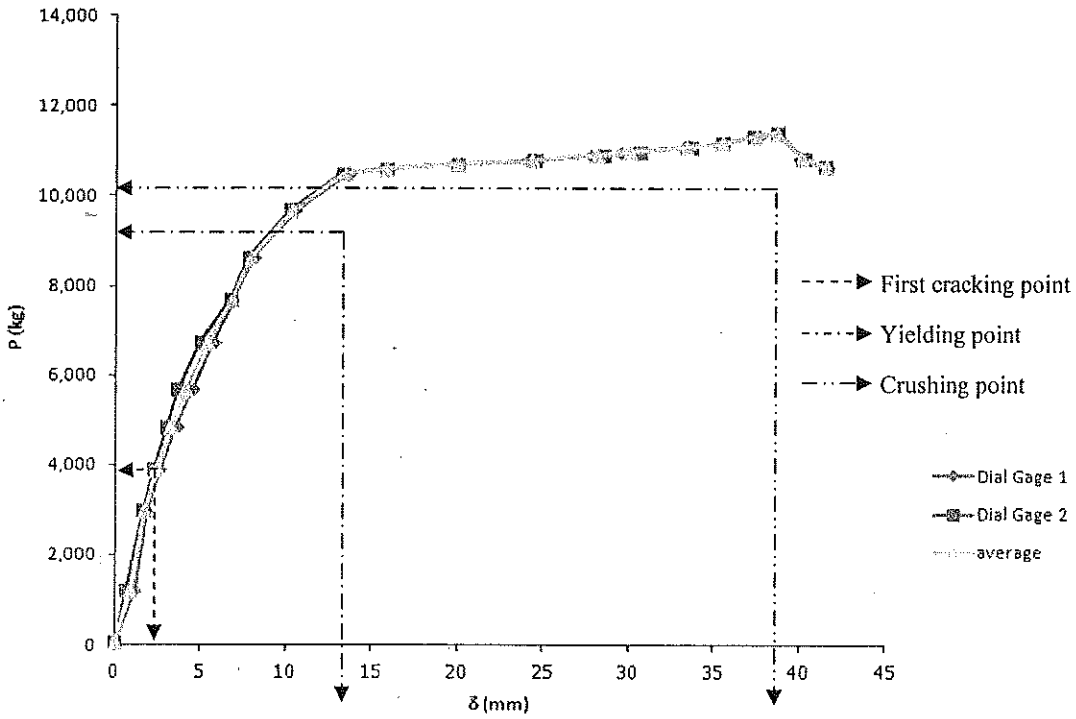
กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของคาน SB-NRR เท่ากับ 5,440 กิโลกรัม (10,881/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของหน้าตัด (คิดเฉพาะกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม ยังไม่รวมกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสเท่ากับ 19,246 กิโลกรัม จากภาคผนวก ข-3) อยู่ 13,806 กิโลกรัม ลดลงร้อยละ 71.73

โดยสาเหตุของการลดลงของกำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนอาจเป็นเพราะเหล็กเสริมตามยาวผ่านรอยต่อได้ทำหน้าที่รับทั้งแรงดึงและแรงเฉือนร่วมกัน โดยช่วงแรกของการต้านทานน้ำหนักบรรทุก เหล็กเสริมเสียกำลังไปในการต้านทานโมเมนต์ดัดแตกร้าวซึ่งคอนกรีตบริเวณผิวสัมผัสไม่มีส่วนช่วยมากนัก หลังจากนั้น เหล็กเสริมก็ทำหน้าที่ในการรับแรงดัดพร้อมกับรับแรงเฉือนที่เกิดจากการพยายามแยกตัวของคอนกรีตรอยต่อกับคอนกรีตคาน เหล็กเสริมรับแรงดึงจึงเสียกำลังไปในแต่ละส่วนดังกล่าว ทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของเหล็กเสริมลดลงน้อยกว่าค่าที่คำนวณได้ตามทฤษฎีในสัดส่วนดังกล่าว



ภาพที่ 4-19 ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-DRR

คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังเหล็กเสริมรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อเสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร (SB-DRR) ลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Yielding failure พฤติกรรมโดยรวมแสดงได้ดังภาพที่ 4-20 โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดขึ้นพร้อมกันบริเวณรอยต่อที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวมีค่า 3,911 กิโลกรัม ที่การโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 2.5 มิลลิเมตร ดังแสดงในตารางที่ 4-8 โดยรอยร้าวแรกเกิดขึ้นที่แนวผิวสัมผัสของคอนกรีตคานกับคอนกรีตรอยต่อ และจะขยายกว้างและยาวมากขึ้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ลักษณะการแตกร้าวของคานมีลักษณะเป็นแนวเฉียงจากจากส่วนล่างมายังส่วนบนโดยรอยร้าวจะมีขนาดใหญ่บริเวณใกล้รอยต่อและเล็กลงเมื่อเข้าใกล้ปลายคาน ส่วนในรอยต่อการแตกร้าวส่วนใหญ่เกิดขึ้นบริเวณผิวล่างถึงแนวเหล็กเสริมรับแรงดึง



ภาพที่ 4-20 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-DRR

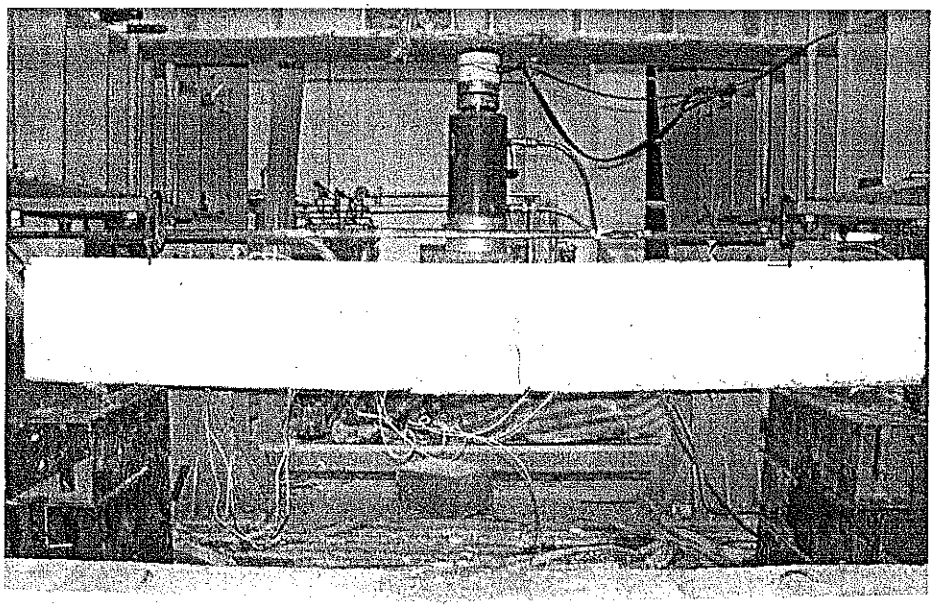
จากภาพที่ 4-20 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-DRR ทำให้สามารถวิเคราะห์หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มคราก มีค่า 10,505 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 13.4 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้มีค่า 11,416 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 38.7 มิลลิเมตร กราฟมีลักษณะเป็นกราฟความสัมพันธ์ของแรงกระทำกับการโก่งตัวของคานที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าเหล็กเสริมในสภาวะสมดุล

กำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน SB-DRR เท่ากับ 5,708 กิโลกรัม-เมตร (11,416/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน Model (6,679 กิโลกรัม-เมตร) อยู่ 971 กิโลกรัม-เมตร ลดลงร้อยละ 14.54 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-NRR จะพบว่า การเสริมเหล็กเดือยช่วยทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้น 268 กิโลกรัม-เมตร (ร้อยละ 4.93)

กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของคาน SB-DRR เท่ากับ 5,708 กิโลกรัม (11,416/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของหน้าตัด (คิดเฉพาะกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม ยังไม่รวมกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสเท่ากับ 25,671 กิโลกรัม จากภาคผนวก ข-3) อยู่ 19,963 กิโลกรัม ลดลงร้อยละ 77.76 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-NRR จะพบว่า การเสริมเหล็กเดือยช่วยให้กำลัง

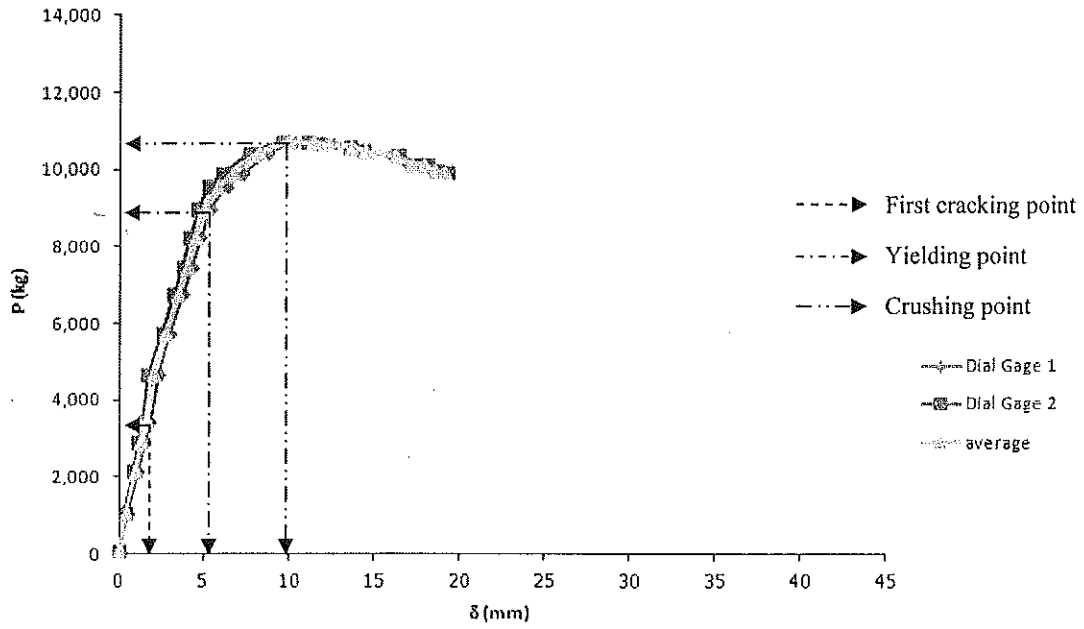
รับแรงเฉือน เพิ่มขึ้น 268 กิโลกรัม (ร้อยละ 4.93) และคิดเป็นร้อยละ 4.18 ของประสิทธิภาพการรับแรงเฉือนของ 1-DB12 มิลลิเมตร ในผิวสัมผัสหยาบไม่ทาน้ำมัน

แสดงว่าเหล็กเดือยช่วยเพิ่มประสิทธิภาพกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อทำให้เหล็กตามยาวลดภาระในการช่วยรับแรงเฉือนของหน้าตัด เหล็กตามยาวจึงมีประสิทธิภาพในการรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้น โดยเห็นได้ชัดเจนจากการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในสัดส่วนที่เท่ากัน



ภาพที่ 4-21 ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-NRO

คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย (SB-NRO) ลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Yielding failure พฤติกรรมโดยรวมแสดงได้ดังภาพที่ 4-21 โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดขึ้นพร้อมกันบริเวณรอยต่อที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวมีค่า 3,436 กิโลกรัม ที่การโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 1.6 มิลลิเมตร ดังแสดงในตารางที่ 4-8 โดยรอยร้าวแรกเกิดขึ้นที่แนวผิวสัมผัสของคอนกรีตคานกับคอนกรีตรอยต่อ และจะขยายกว้างและยาวมากขึ้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ลักษณะการแตกร้าวของคานมีลักษณะเป็นแนวเฉียงจากจากส่วนล่างมายังส่วนบนโดยรอยร้าวจะมีขนาดใหญ่บริเวณใกล้รอยต่อและเล็กลงเมื่อเข้าใกล้ปลายคาน ส่วนในบริเวณรอยต่อมีการแตกร้าวเกิดขึ้นไม่มากเหมือนกรณีคาน SB-NRR และ SB-DRR



ภาพที่ 4-22 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-NRO

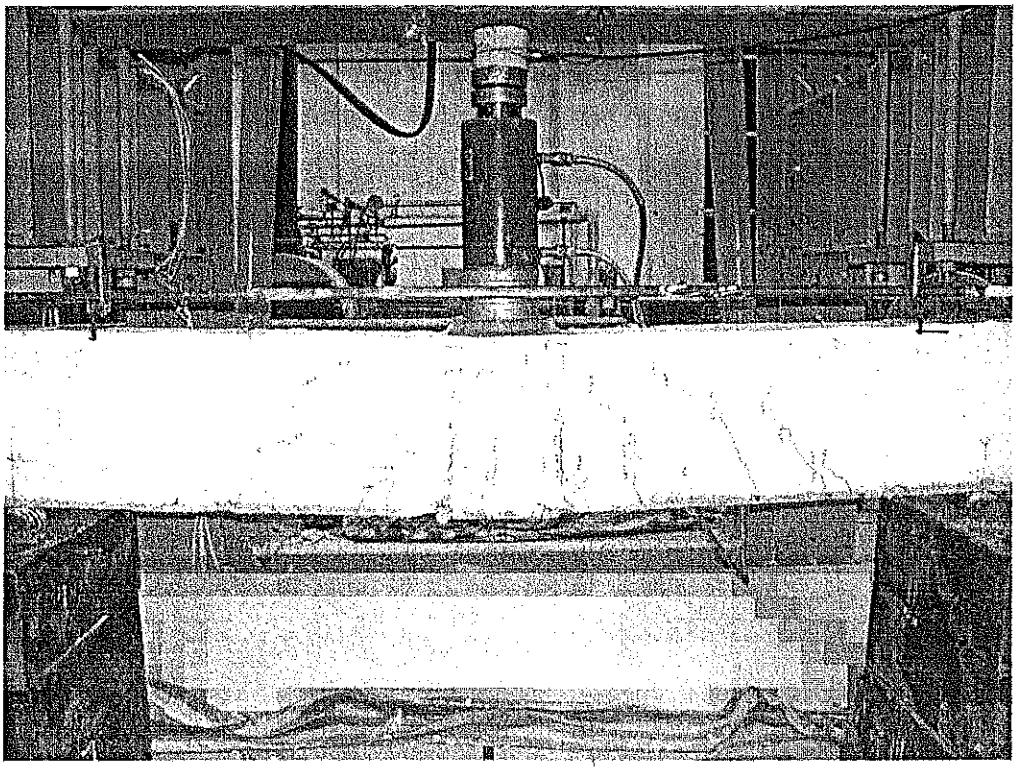
จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-NRO ดังแสดงในภาพที่ 4-22 ทำให้สามารถวิเคราะห์หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มคราก มีค่า 8,980 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 5.0 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้ มีค่า 10,723 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 10 มิลลิเมตร

กำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน SB-NRO เท่ากับ 5,361 กิโลกรัม-เมตร (10,723/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน Model (6,679 กิโลกรัม-เมตร) อยู่ 1,318 กิโลกรัม-เมตร ลดลงร้อยละ 19.73 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-NRR จะพบว่า การทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดลดลงร้อยละ 79 กิโลกรัม-เมตร (ร้อยละ 1.45)

กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของคาน SB-NRO เท่ากับ 5,361 กิโลกรัม (10,723/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของหน้าตัด (คิดเฉพาะกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม ยังไม่รวมกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสเท่ากับ 11,552 กิโลกรัม จากภาคผนวก ข-3) อยู่ 6,191 กิโลกรัม ลดลงร้อยละ 53.59 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-NRR จะพบว่า การทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสทำให้กำลังรับแรงเฉือนลดลง 79 กิโลกรัม (ร้อยละ 1.45)

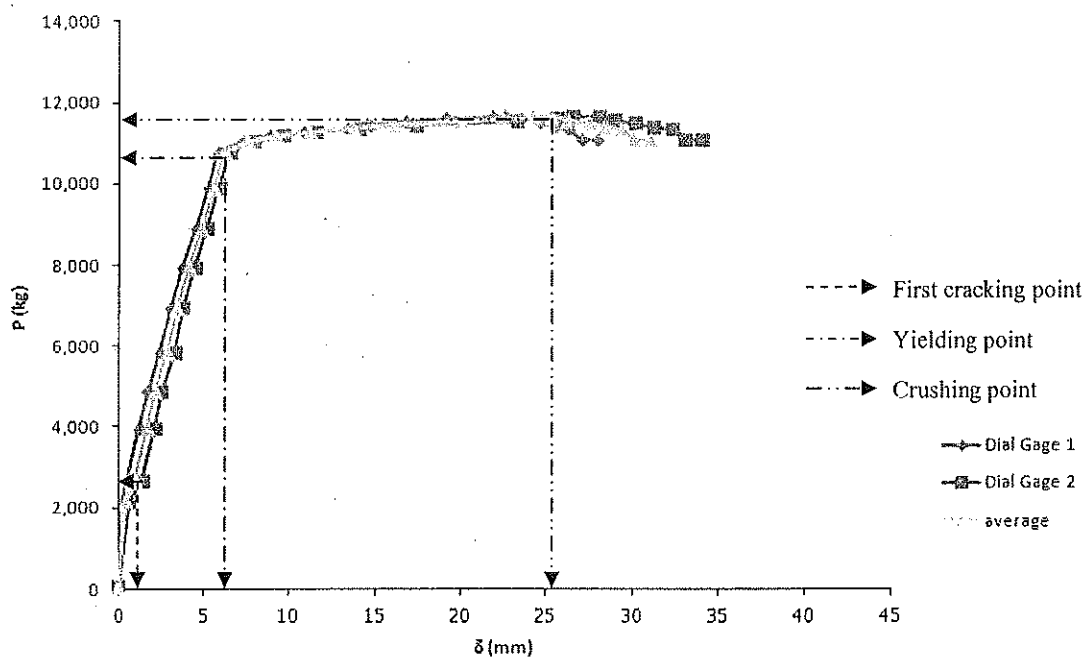
จะเห็นได้ว่า การทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสรอยต่อ ทำให้ประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของรอยต่อลดลงเล็กน้อย เพราะเหล็กตามยาวรับภาระแบกทานโมเมนต์ดัดเร็วขึ้นกว่าเดิมเนื่องจากแรงเฉือนต้านจากผิวสัมผัสน้อยลง เหล็กตามยาวจึงรับภาระทั้งโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนมากขึ้น กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนจึงลดลงในสัดส่วนเท่ากัน

คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร (SB-DRO) ลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Yielding failure พฤติกรรมโดยรวมแสดงได้ดังภาพที่ 4-23 โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดขึ้นพร้อมกันบริเวณรอยต่อที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวมีค่า 2,664 กิโลกรัม ที่การโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 1.0 มิลลิเมตร ดังแสดงในตารางที่ 4-8 โดยรอยร้าวแรกเกิดขึ้นที่แนวผิวสัมผัสของคอนกรีตคานกับคอนกรีตรอยต่อและจะขยายกว้างและยาวมากขึ้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ลักษณะการแตกร้าวของคานมีลักษณะเป็นแนวเฉียงจากจากส่วนล่างมายังส่วนบนโดยรอยร้าวจะมีขนาดใหญ่บริเวณใกล้รอยต่อและเล็กลงเมื่อเข้าใกล้ปลายคาน ส่วนในบริเวณรอยต่อมีการแตกร้าวเกิดขึ้นไม่มากเหมือนกรณีคาน SB-NRR และ SB-DRR ที่ไม่มีการทาน้ำมันที่ผิวสัมผัส



ภาพที่ 4-23 ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-DRO

เมื่อนำค่าแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-DRO มาสร้างเป็นกราฟความสัมพันธ์ จะแสดงได้ดังในภาพที่ 4-24 ซึ่งสามารถวิเคราะห์หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มคราก มีค่า 10,782 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 6.2 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้มีค่า 11,673 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 25.3 มิลลิเมตร กราฟมีลักษณะเป็นกราฟความสัมพันธ์ของแรงกระทำกับการโก่งตัวของคานที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าเหล็กเสริมในสภาวะสมดุล



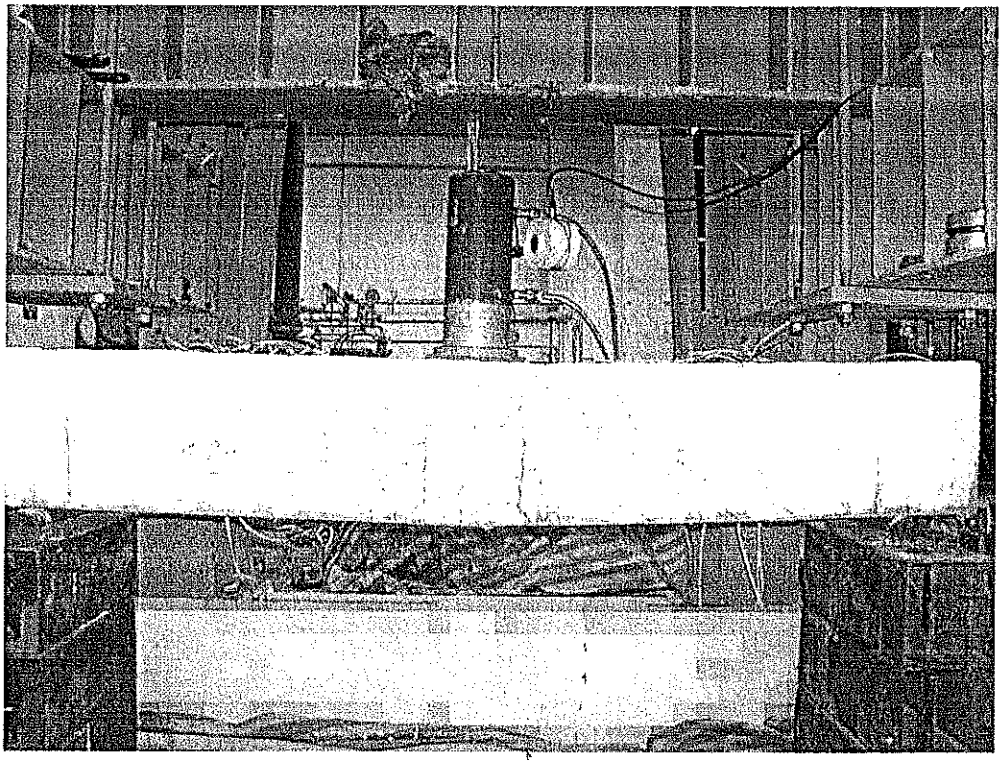
ภาพที่ 4-24 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-DRO

กำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน SB-DRO เท่ากับ 5,836 กิโลกรัม-เมตร (11,673/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน Model (6,679 กิโลกรัม-เมตร) อยู่ 843 กิโลกรัม-เมตร ลดลงร้อยละ 12.62 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-DRR จะพบว่า การทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดลดลง 128 กิโลกรัม-เมตร (ร้อยละ 2.24) และหากเปรียบเทียบกับคาน SB-NRO จะพบว่า การเสริมเหล็กเดือยทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้น 475 กิโลกรัม-เมตร (ร้อยละ 8.86)

กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของคาน SB-DRO เท่ากับ 5,836 กิโลกรัม (11,673/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของหน้าตัด (คิดเฉพาะกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม ยังไม่รวมกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสเท่ากับ 15,402 กิโลกรัม จากภาคผนวก ข-3) อยู่ 9,566 กิโลกรัม ลดลงร้อยละ 62.11 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-DRR จะพบว่า การทาน้ำมันที่ผิวสัมผัส

ทำให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น 128 กิโลกรัม (ร้อยละ 2.24) และหากเปรียบเทียบกับคาน SB-NRO จะพบว่า การเสริมเหล็กเดือยทำให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น 475 กิโลกรัม (ร้อยละ 8.86) และคิดเป็นร้อยละ 12.33 ของประสิทธิภาพการรับแรงเฉือนของ 1-DB12 มิลลิเมตร ในผิวสัมผัสทาน้ำมัน

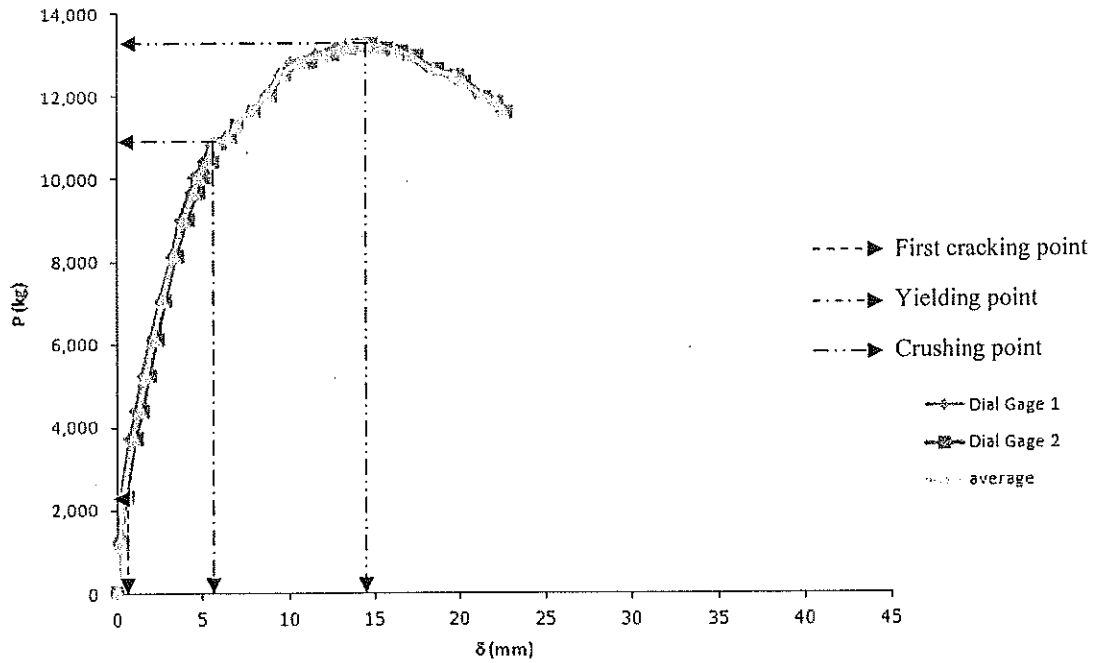
จะเห็นได้ว่า การทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสรอยต่อ มีผลทำให้ประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของรอยต่อเพิ่มขึ้นเล็กน้อย ซึ่งหากดูกรณีของคาน SB-DRR จะเห็นว่าค่าลดลงเล็กน้อย ดังนั้นจึงจะถือว่าการทำน้ำมันที่ผิวสัมผัสของรอยต่อ ไม่มีผลต่อประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของรอยต่อ ส่วนเหล็กเดือยช่วยเพิ่มประสิทธิภาพกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อ ทำให้เหล็กตามยาวลดภาระในการช่วยรับแรงเฉือนของหน้าตัด เหล็กตามยาวจึงมีประสิทธิภาพในการรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้น โดยเห็นได้ชัดเจนจากการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในสัดส่วนที่เท่ากัน และจะเห็นได้ว่าการทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสทำให้ประสิทธิภาพการทำงานของเหล็กเดือยมีค่ามากขึ้น



ภาพที่ 4-25 ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-HRO

คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร และงอฉากในรอยต่อ (SB-HRO)

ลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Yielding failure พฤติกรรมโดยรวมแสดงได้ดังภาพที่ 4-25 โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดขึ้นพร้อมกันบริเวณรอยต่อที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวมีค่า 1,258 กิโลกรัม ที่การโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 0.2 มิลลิเมตร ดังแสดงในตารางที่ 4-8 โดยรอยร้าวแรกเกิดขึ้นที่แนวผิวสัมผัสของคอนกรีตคานกับคอนกรีตรอยต่อและจะขยายกว้างและยาวมากขึ้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ลักษณะการแตกร้าวของคานมีลักษณะเป็นแนวเฉียงจากจากส่วนล่างมายังส่วนบนโดยรอยร้าวจะมีขนาดใหญ่บริเวณใกล้รอยต่อและเล็กลงเมื่อเข้าใกล้ปลายคาน ส่วนในรอยต่อการแตกร้าวส่วนใหญ่เกิดขึ้นบริเวณผิวล่างถึงแนวเหล็กเสริมรับแรงดึง ดังแสดงในภาพที่ 4-25



ภาพที่ 4-26 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-HRO

จากภาพที่ 4-26 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-HRO ทำให้สามารถวิเคราะห์หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากมีค่า 10,881 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 5.8 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้มีค่า 13,277 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 14.4 มิลลิเมตร กราฟมีลักษณะเป็นกราฟความสัมพันธ์ของแรงกระทำกับการโก่งตัวของคานที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าเหล็กเสริมในสภาวะสมดุล

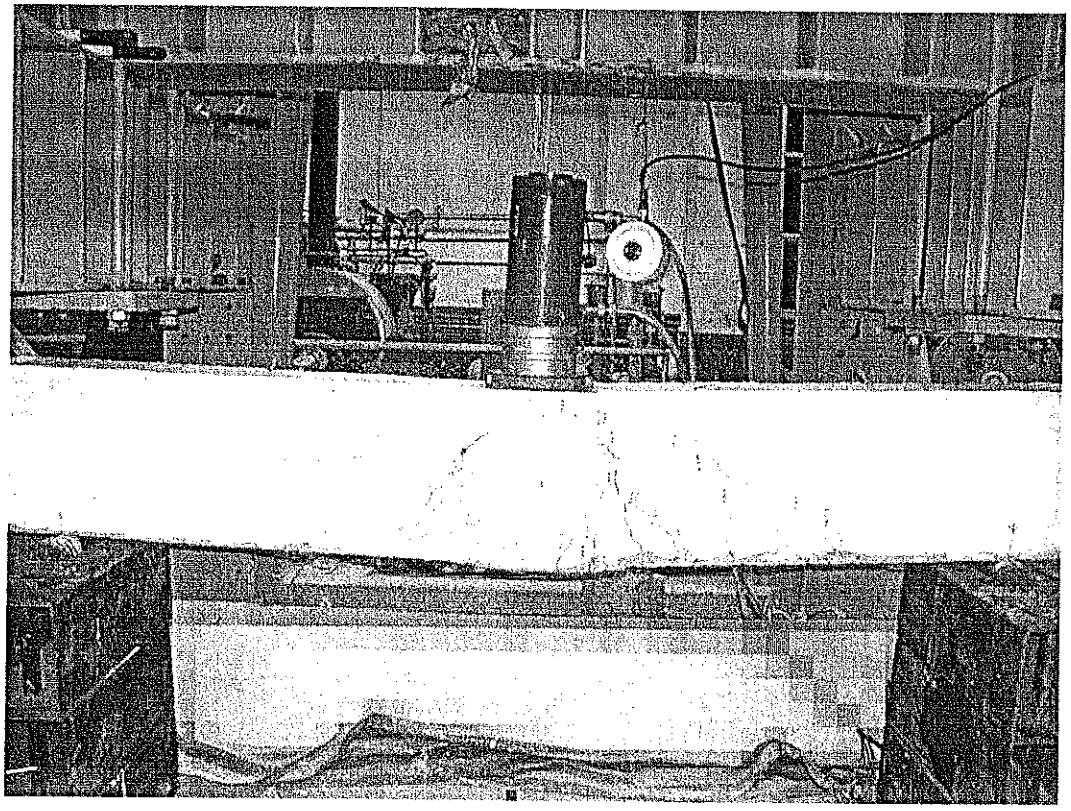
กำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน SB-HRO เท่ากับ 6,638 กิโลกรัม-เมตร (13,277/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน Model (6,679 กิโลกรัม-เมตร) อยู่ 41 กิโลกรัม-เมตร ลดลงร้อยละ 0.61 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-DRO จะพบว่า การงอฉากเหล็กเดือยในรอยต่อ เป็นการช่วยเพิ่มระยะยืดเหนี่ยวของเหล็กเดือย ทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดเพิ่มขึ้น 802 กิโลกรัม-เมตร (ร้อยละ 13.74)

กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของคาน SB-HRO เท่ากับ 6,638 กิโลกรัม (13,277/2) ใกล้เคียงกับกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร ตามทฤษฎีเท่ากับ 6,418 กิโลกรัม (มากกว่า 220 กิโลกรัม หรือร้อยละ 3.42) แสดงว่าเหล็กเดือยทำหน้ารับแรงเฉือนได้เต็มความสามารถ หากเปรียบเทียบกับคาน SB-DRO จะพบว่า การงอฉากเหล็กเดือยในรอยต่อ เป็นการช่วยเพิ่มระยะยืดเหนี่ยวของเหล็กเดือย ทำให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น 802 กิโลกรัม (ร้อยละ 13.74) และคิดเป็นร้อยละ 20.83 ของประสิทธิภาพการรับแรงเฉือนของ 1-DB12 มิลลิเมตร ในผิวสัมผัสทาน้ำมัน

การงอฉากเหล็กเดือยในรอยต่อ เป็นการช่วยเพิ่มระยะยืดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเดือยในรอยต่อ ทำให้เหล็กเดือยมีประสิทธิภาพในการทำงานสูงขึ้น แต่จากการทดสอบในตัวอย่าง SB-HRO เหล็กเดือยมีระยะฝังยึดจริง 15 เซนติเมตร และระยะงอฉากจริง 15 เซนติเมตร ซึ่งยังไม่เพียงพอเมื่อเทียบกับเกณฑ์มาตรฐานความยาวระยะฝังยึดภายใต้แรงดึงด้วยการงอขอมาตรฐาน (ภาคผนวก ข-7) เนื่องจากมีข้อจำกัดด้านขนาดของรอยต่อ เหล็กเดือยจึงเกิดการวิบัติโดยการรูดเพราะระยะยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมไม่เพียงพอ ซึ่งการที่เหล็กเดือยมีประสิทธิภาพการรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นช่วยให้เหล็กตามยาวลดภาระในการช่วยรับแรงเฉือนของหน้าตัด เหล็กตามยาวจึงมีประสิทธิภาพในการรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้น แต่เมื่อพิจารณากราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-HRO ในภาพที่ 4-26 จะเห็นว่าระยะการแอ่นตัวหลังจุดครากถึงจุดวิบัติมีน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับกราฟความสัมพันธ์ของคานทั่วไป สาเหตุอาจเป็นเพราะเหล็กเดือยเกิดการครากหรือรูดจากคอนกรีตหรือวิบัติเนื่องจากระยะยึดเหนี่ยวไม่เพียงพอ ทำให้ช่วงเวลาหลังจากเหล็กเดือยคราก เหล็กตามยาวที่ทำหน้าที่รับแรงดัดต้องทำหน้าที่รับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นด้วย และเมื่อเหล็กตามยาวพัฒนากำลังรับโมเมนต์ดัดจนถึงจุดวิบัติ กำลังรับโมเมนต์ดัดเกิดการลดต่ำลงอย่างรวดเร็ว เพราะไม่มีเหล็กเดือยช่วยพยุงแรงเฉือนของหน้าตัด

คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัส Shear key ไม่เสริมเหล็กเดือย (SB-NKK) ลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Yielding failure พฤติกรรมโดยรวมแสดงได้ดังภาพที่ 4-27 เมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำ คานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าค่าความต้านทานแรงดึงของคอนกรีต

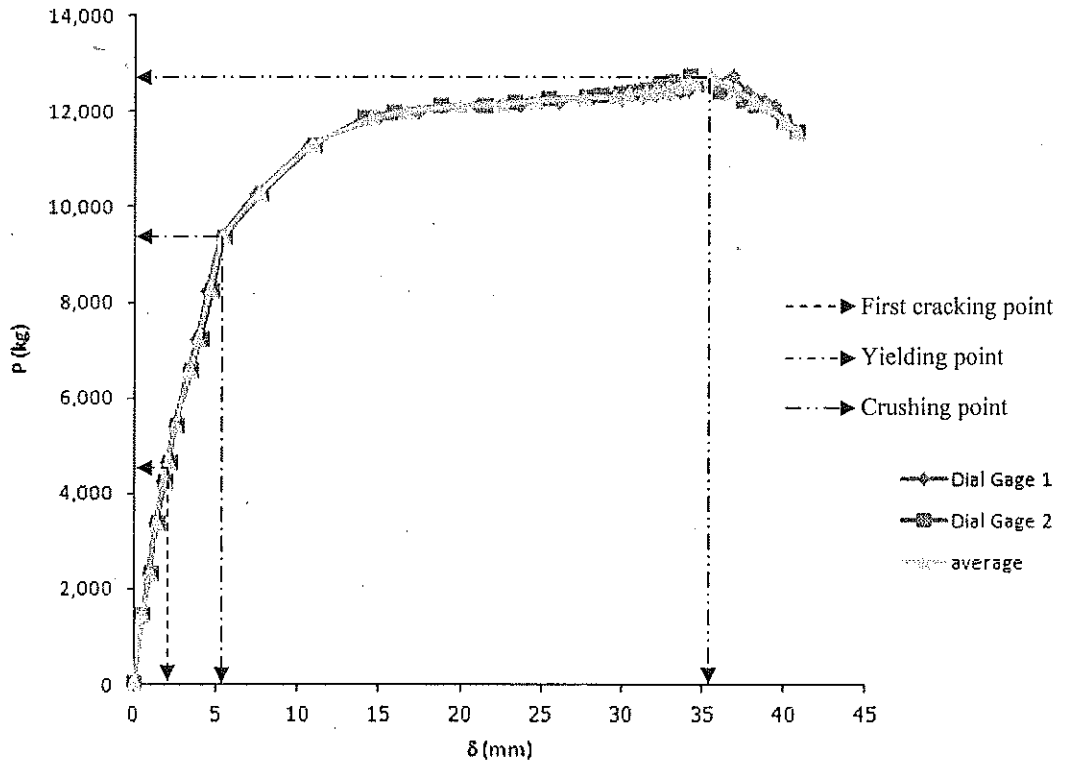
บริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าว โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดขึ้นพร้อมกันบริเวณรอยต่อที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวมีค่า 4,664 กิโลกรัม ที่การโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 2.1 มิลลิเมตร ดังแสดงในตารางที่ 4-8 โดยรอยร้าวแรกเกิดขึ้นที่แนวผิวสัมผัสของคอนกรีตคานกับคอนกรีตรอยต่อ และจะขยายกว้างและยาวมากขึ้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ลักษณะการแตกร้าวของคานมีลักษณะเป็นแนวเฉียงจากจากส่วนล่างมายังส่วนบนโดยรอยร้าวจะมีขนาดใหญ่บริเวณใกล้รอยต่อและเล็กลงเมื่อเข้าใกล้ปลายคาน รอยแตกร้าวมีลักษณะเป็นแขนงเล็กในบริเวณใกล้แนวเหล็กเสริมรับแรงดึง ส่วนในรอยต่อการแตกร้าวส่วนใหญ่เกิดขึ้นบริเวณผิวล่างถึงแนวเหล็กเสริมรับแรงดึง ดังแสดงในภาพที่ 4-27



ภาพที่ 4-27 ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-NKK

สามารถนำความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-NKK สร้างเป็นกราฟดังแสดงในภาพที่ 4-28 ทำให้สามารถวิเคราะห์หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากมีค่า 9,178 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 5.4 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้มีค่า 12,742 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน

มีค่า 35.5 มิลลิเมตร กราฟมีลักษณะเป็นกราฟความสัมพันธ์ของแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน ที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าเหล็กเสริมในสภาวะสมดุล



ภาพที่ 4-28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-NKK

กำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน SB-NKK เท่ากับ 6,371 กิโลกรัม-เมตร (12,742/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน Model (6,679 กิโลกรัม-เมตร) อยู่ 308 กิโลกรัม-เมตร ลดลงร้อยละ 4.61 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-NRR จะพบว่า การทำผิวสัมผัสแบบ Shear Key ช่วยทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้น 931 กิโลกรัม-เมตร (ลดลงร้อยละ 17.11)

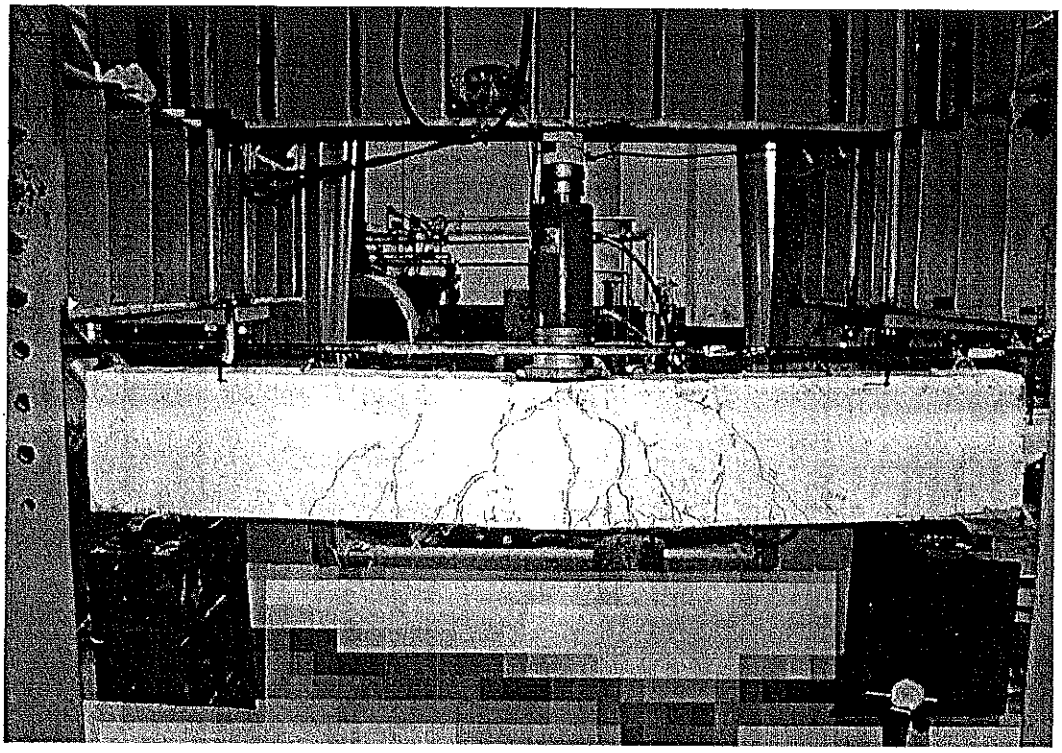
กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของคาน SB-NKK เท่ากับ 6,371 กิโลกรัม (12,742/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของหน้าตัด (คิดเฉพาะกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม ยังไม่รวมกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสเท่ากับ 19,246 กิโลกรัม จากภาคผนวก ข-3) อยู่ 12,875 กิโลกรัม ลดลงร้อยละ 66.90 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-NRR จะพบว่า การทำผิวสัมผัสแบบ Shear Key ช่วยทำให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น 931 กิโลกรัม (ร้อยละ 17.11)

จะเห็นได้ว่า การทำผิวสัมผัสของรอยต่อเป็น Shear key ทำให้ประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของรอยต่อเพิ่มขึ้น เพราะผิวสัมผัสแบบ Shear key มีลักษณะ

ทางกายภาพในการเพิ่มความสามารถในการขัดกันของระนาบสัมผัสทั้งสองด้าน ซึ่งจะช่วยแบกรับภาระการรับแรงเฉือนของหน้าตัด ทำให้เหล็กตามยาวรับภาระแรงเฉือนน้อยลงและสามารถรับโมเมนต์ดัดได้มากขึ้น กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนจึงเพิ่มขึ้นในสัดส่วนที่เท่ากัน

คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อผิวสัมผัส Shear key เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร (SB-DKK) ลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Yielding failure พฤติกรรมโดยรวมแสดงได้ดังภาพที่ 4-29 เมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำ คานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าค่าความต้านทานแรงดึงของคอนกรีตบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าว โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดขึ้นพร้อมกันบริเวณรอยต่อที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวมีค่า 6,505 กิโลกรัม ที่การโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 3.1 มิลลิเมตร ดังแสดงในตารางที่ 4-8 โดยรอยร้าวแรกเกิดขึ้นที่แนวผิวสัมผัสของคอนกรีตคานกับคอนกรีตรอยต่อ และจะขยายกว้างและยาวมากขึ้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ลักษณะการแตกร้าวของคานมีลักษณะเป็นแนวเฉียงจากจากส่วนล่างมายังส่วนบนโดยรอยร้าวจะมีขนาดใหญ่บริเวณใกล้รอยต่อและเล็กลงเมื่อเข้าใกล้ปลายคาน บริเวณรอยต่อการแตกร้าวเกิดขึ้นน้อยลงและจะไม่เป็นแขนงหลายเส้นเหมือนตัวอย่าง SB-NKK ดังแสดงในภาพที่ 4-29

เมื่อนำความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-DKK มาสร้างเป็นกราฟดังแสดงในภาพที่ 4-30 ทำให้สามารถวิเคราะห์หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากมีค่า 11,435 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 6.5 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้มีค่า 13,772 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 33.9 มิลลิเมตร กราฟมีลักษณะเป็นกราฟความสัมพันธ์ของแรงกระทำกับการโก่งตัวของคานที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าเหล็กเสริมในสภาวะสมดุล

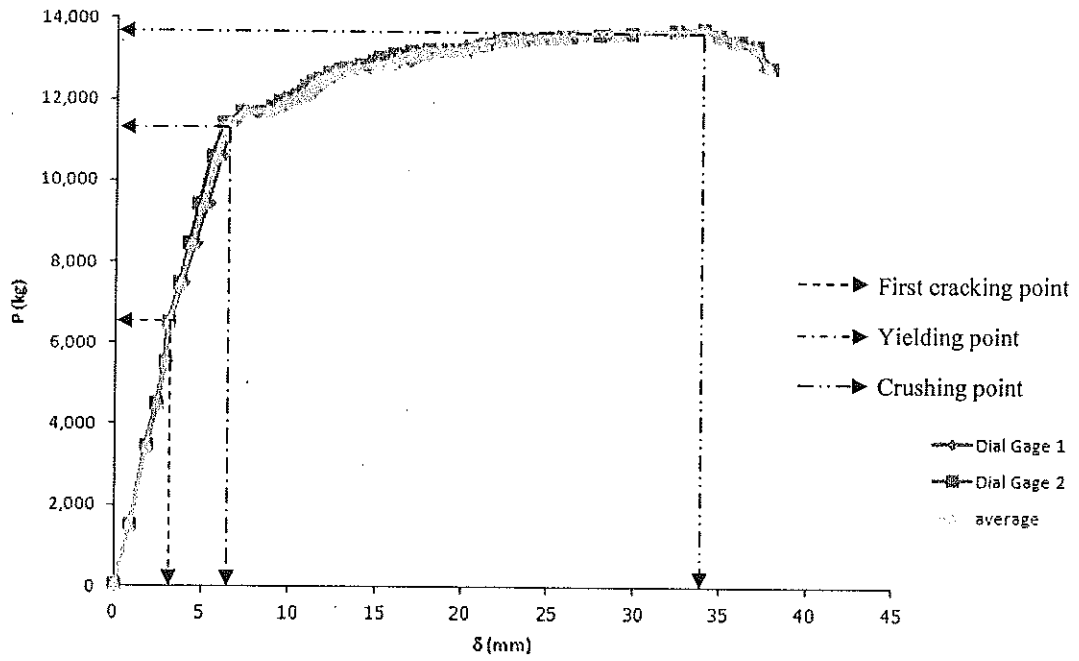


ภาพที่ 4-29 ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-DKK

กำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน SB-DKK เท่ากับ 6,886 กิโลกรัม-เมตร (13,772/2) สูงกว่าค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน Model (6,679 กิโลกรัม-เมตร) อยู่ 207 กิโลกรัม-เมตร เพิ่มขึ้นร้อยละ 3.10 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-DRR จะพบว่า การทำผิวสัมผัสแบบ Shear Key ช่วยทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้น 1,178 กิโลกรัม-เมตร (ร้อยละ 20.64) และหากเปรียบเทียบกับคาน SB-NKK จะพบว่า การเสริมเหล็กเดือยช่วยทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้น 515 กิโลกรัม-เมตร (ร้อยละ 8.08) มากกว่ากรณีของ SB-NRR เปรียบเทียบกับ SB-DRR (ร้อยละ 4.93) ซึ่งก็แสดงให้เห็นว่า การเสริมเหล็กเดือยแบบไม่งอฉากบนผิวสัมผัสแบบ Shear key ช่วยเพิ่มกำลังรับโมเมนต์ดัดให้รอยต่อมากกว่าการเสริมบนผิวสัมผัสแบบหยาบประมาณสองเท่า

กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของคาน SB-DKK เท่ากับ 6,886 กิโลกรัม (13,772/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของหน้าตัด (คิดเฉพาะกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม ยังไม่รวมกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสเท่ากับ 25,671 กิโลกรัม จากภาคผนวก ข-3) อยู่ 18,785 กิโลกรัม ลดลงร้อยละ 73.17 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-DRR จะพบว่า การทำผิวสัมผัสแบบ Shear Key ช่วยทำให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น 1,178 กิโลกรัม (ร้อยละ 20.64) และหากเปรียบเทียบกับคาน SB-NKK จะพบว่า การเสริมเหล็กเดือยช่วยทำให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น 515 กิโลกรัม (ร้อยละ 8.08) มากกว่ากรณีของ SB-NRR เปรียบเทียบกับ SB-DRR (ร้อยละ 4.93) ประมาณสองเท่า

ซึ่งก็แสดงให้เห็นว่า การเสริมเหล็กเดือยแบบไม่งอฉากบนผิวสัมผัสแบบ Shear key ช่วยเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อมากกว่าการเสริมบนผิวสัมผัสแบบหยาบประมาณสองเท่า และคิดเป็น ร้อยละ 8.02 ของประสิทธิภาพการรับแรงเฉือนของ 1-DB12 มิลลิเมตร ในผิวสัมผัสหยาบ ไม่ทาน้ำมัน



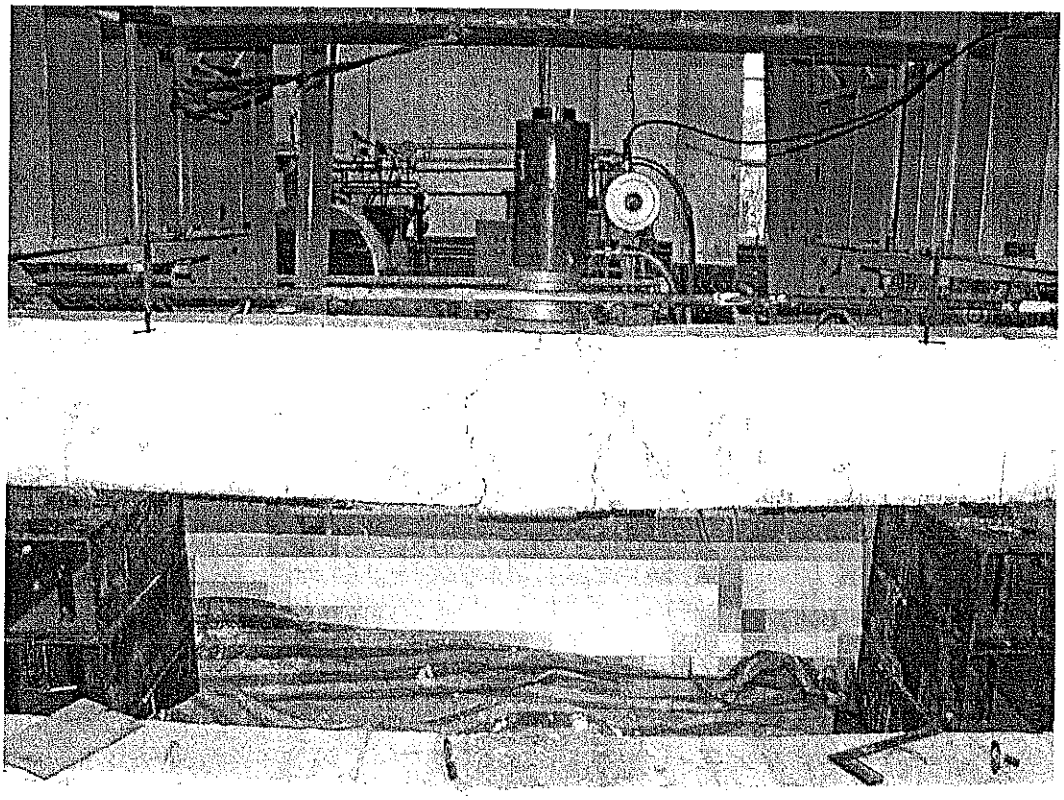
ภาพที่ 4-30 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-DKK

จะเห็นได้ว่า การเสริมเหล็กเดือยพร้อมกับการทำผิวสัมผัสของรอยต่อเป็น Shear key ทำให้ประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของรอยต่อเพิ่มขึ้นเทียบเคียงกับกำลังของคานที่ไม่มีรอยต่อ (Model) เพราะผิวสัมผัสแบบ Shear key มีลักษณะทางกายภาพในการเพิ่มความสามารถในการขัดกันของระนาบสัมผัสทั้งสองด้าน ซึ่งจะช่วยแบกรับภาระการรับแรงเฉือนของหน้าตัด รวมกับการทำหน้าที่ของเหล็กเดือยในการต้านทานแรงเฉือน ทำให้เหล็กตามยาวรับภาระแรงเฉือนน้อยลงกว่าเดิมมากและสามารถรับโมเมนต์ดัดได้เต็มประสิทธิภาพ สังเกตได้จากกำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของรอยต่อที่มีค่าสูงกว่าคานแบบไม่มีรอยต่อตามทฤษฎีเล็กน้อย ซึ่งอาจเป็นเพราะเมื่อเหล็กเดือยและผิวสัมผัสแบบ Shear key ทำงานร่วมกันในการต้านทานแรงเฉือนของระนาบสัมผัส ทำให้รอยต่อแบบเปียกสามารถต้านทานแรงเฉือนได้ดีกว่ารอยต่อที่เทคอนกรีตพร้อมกับคานหรือไม่มีรอยต่อ

คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัส Shear key ทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย (SB-NKO) ลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Yielding failure พฤติกรรมโดยรวมแสดงได้ดังภาพที่ 4-31 เมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำ คานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าค่าความต้านทานแรงดึงของคอนกรีตบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าว โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดขึ้นพร้อมกันบริเวณรอยต่อที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวมีค่า 5,297 กิโลกรัม ที่การโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 3.4 มิลลิเมตร ดังแสดงในตารางที่ 4-8 โดยรอยร้าวแรกเกิดขึ้นที่แนวผิวสัมผัสของคอนกรีตคานกับคอนกรีตรอยต่อ และจะขยายกว้างและยาวมากขึ้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ลักษณะการแตกร้าวของคานมีลักษณะเป็นแนวเฉียงจากจากส่วนล่างมายังส่วนบนโดยรอยร้าวจะมีขนาดใหญ่บริเวณใกล้รอยต่อและเล็กลงเมื่อเข้าใกล้ปลายคาน รอยแตกร้าวมีลักษณะเป็นแขนงเล็กในบริเวณใกล้แนวเหล็กเสริมรับแรงดึงแต่ไม่มากเท่ากรณี SB-NKK ส่วนในรอยต่อการแตกร้าวส่วนใหญ่เกิดขึ้นบริเวณผิวล่างถึงแนวเหล็กเสริมรับแรงดึง ดังแสดงในภาพที่ 4-31

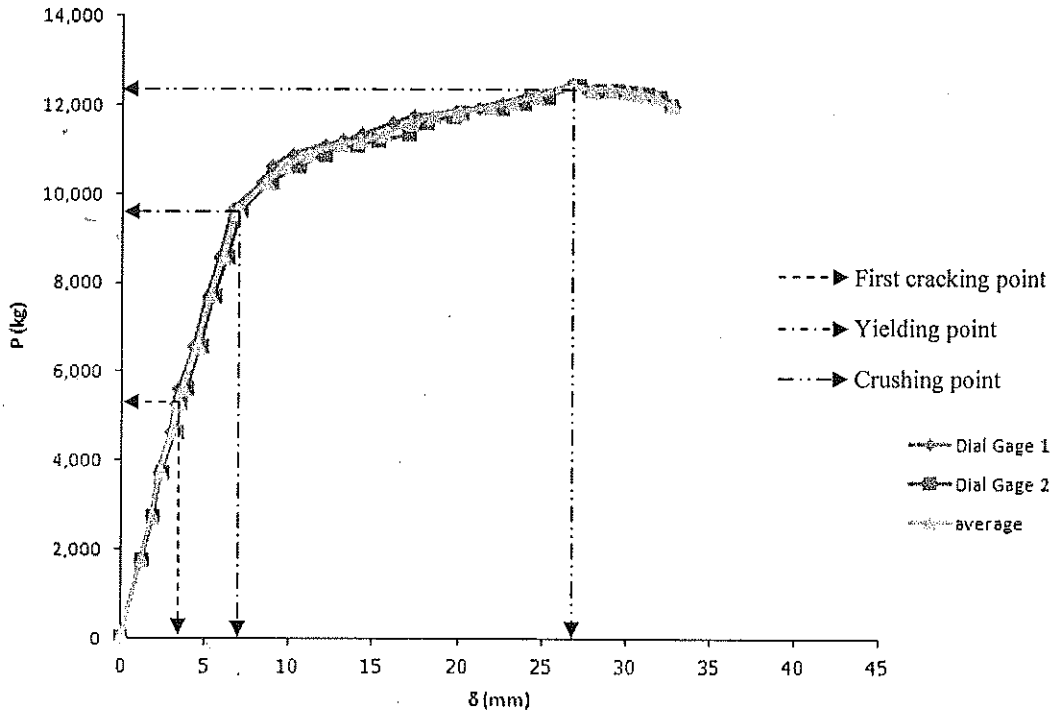
เมื่อนำความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-NKO สร้างเป็นกราฟ ดังแสดงในภาพที่ 4-32 ทำให้สามารถวิเคราะห์หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มคราก มีค่า 9,634 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 6.8 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้มีค่า 12,445 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 26.8 มิลลิเมตร กราฟมีลักษณะเป็นกราฟความสัมพันธ์ของแรงกระทำกับการโก่งตัวของคานที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าเหล็กเสริมในสภาวะสมดุล

กำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน SB-NKO เท่ากับ 6,222 กิโลกรัม-เมตร (12,445/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน Model (6,679 กิโลกรัม-เมตร) อยู่ 457 กิโลกรัม-เมตร ลดลงร้อยละ 6.84 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-NRO จะพบว่า การทำผิวสัมผัสแบบ Shear Key ช่วยทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้น 861 กิโลกรัม-เมตร (ร้อยละ 16.06) ใกล้เคียงกับกรณีของคาน SB-NKK เปรียบเทียบกับคาน SB-NRR (ร้อยละ 17.11) และหากเปรียบเทียบกับคาน SB-NKK พบว่า การทาน้ำมันบนผิวสัมผัสแบบ Shear key ทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดลดลง 149 กิโลกรัม-เมตร (ร้อยละ 2.34) ใกล้เคียงกับกรณีของคาน SB-NRR เปรียบเทียบกับคาน SB-NRO (ร้อยละ 1.45)



ภาพที่ 4-31 ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-NKO

กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของคาน SB-NKO เท่ากับ 6,222 กิโลกรัม (12,445/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของหน้าตัด (คิดเฉพาะกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม ยังไม่รวมกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสเท่ากับ 11,552 กิโลกรัม จากภาคผนวก ข-3) อยู่ 5,330 กิโลกรัม ลดลงร้อยละ 46.14 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-NRO จะพบว่า การทำผิวสัมผัสแบบ Shear Key ช่วยทำให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น 861 กิโลกรัม (ร้อยละ 16.06) ใกล้เคียงกับกรณีของคาน SB-NKK เปรียบเทียบกับคาน SB-NRR (ร้อยละ 17.11) และหากเปรียบเทียบกับคาน SB-NKK จะพบว่า การทาน้ำมันบนผิวสัมผัสแบบ Shear key ทำให้กำลังรับแรงเฉือนลดลง 149 กิโลกรัม (ร้อยละ 2.34) ใกล้เคียงกับกรณีของคาน SB-NRR เปรียบเทียบกับคาน SB-NRO (ร้อยละ 1.45) ในสัดส่วนที่เท่ากับกำลังรับโมเมนต์ดัด

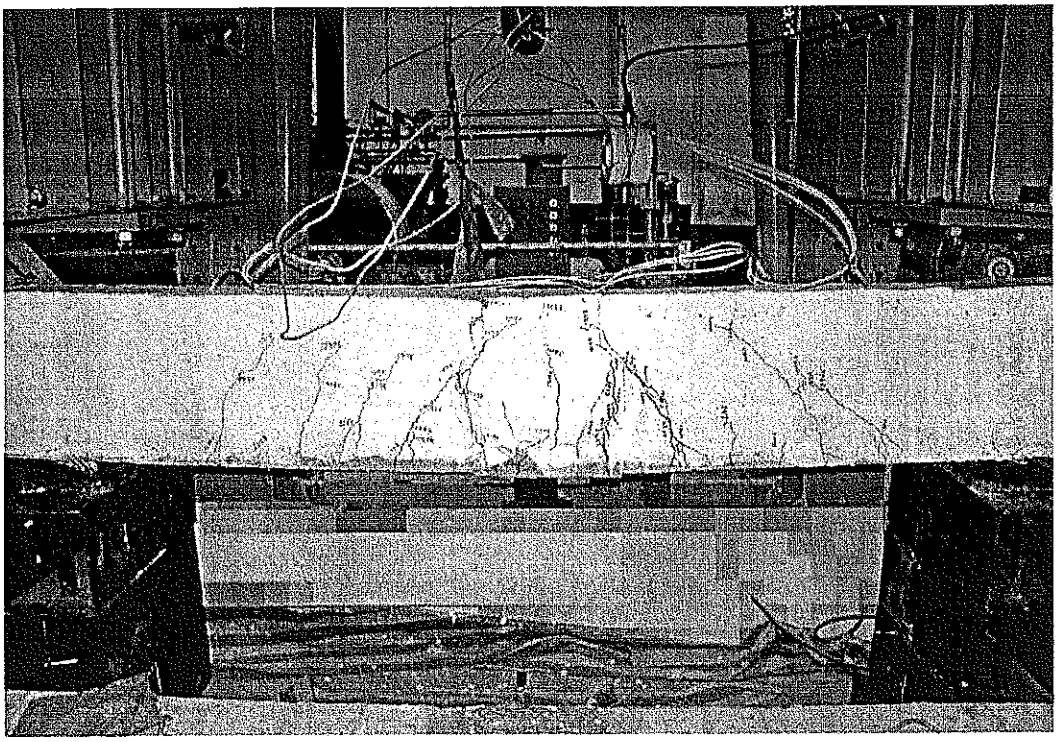


ภาพที่ 4-32 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-NKO

จะเห็นได้ว่า การทำผิวสัมผัสของรอยต่อเป็น Shear key และทาน้ำมันที่ผิวสัมผัส ทำให้ประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของรอยต่อลดลงเล็กน้อยเมื่อเทียบกับกรณีไม่ทาน้ำมันที่ผิวสัมผัส เพราะเหล็กตามยาวรับภาระแบกทานโมเมนต์ดัดเร็วขึ้นกว่าเดิมเนื่องจากแรงเฉือนต้านจากผิวสัมผัสน้อยลง เหล็กตามยาวจึงรับภาระทั้งโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนมากขึ้น กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนจึงลดลงในสัดส่วนเท่ากัน

คานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กเสริมรับแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัส Shear key ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร (SB-DKO) ลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Yielding failure พฤติกรรมโดยรวมแสดงได้ดังภาพที่ 4-33 เมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำคานรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นจนทำให้หน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ท้องคานมีค่าเกินกว่าค่าความต้านทานแรงดึงของคอนกรีตบริเวณผิวสัมผัสของรอยต่อ คอนกรีตจะเริ่มร้าว โดยค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดขึ้นพร้อมกันบริเวณรอยต่อที่ทำให้คอนกรีตเริ่มแตกร้าวมีค่า 3,298 กิโลกรัม ที่การโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 1.9 มิลลิเมตร ดังแสดงในตารางที่ 4-8 โดยรอยร้าวแรกเกิดขึ้นที่แนวผิวสัมผัสของคอนกรีตคานกับคอนกรีตรอยต่อ และจะขยายกว้างและยาวมากขึ้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ลักษณะการแตกร้าวของคานมีลักษณะเป็นแนวเฉียงจากจากส่วนล่างมายังส่วนบนโดยรอยร้าวจะมีขนาดใหญ่บริเวณใกล้รอยต่อและเล็กลง

เมื่อเข้าใกล้ปลายคาน บริเวณรอยต่อการแตกร้าวเกิดขึ้นน้อยลงและจะไม่เป็นแขนงหลายเส้น ดังแสดงในภาพที่ 4-33

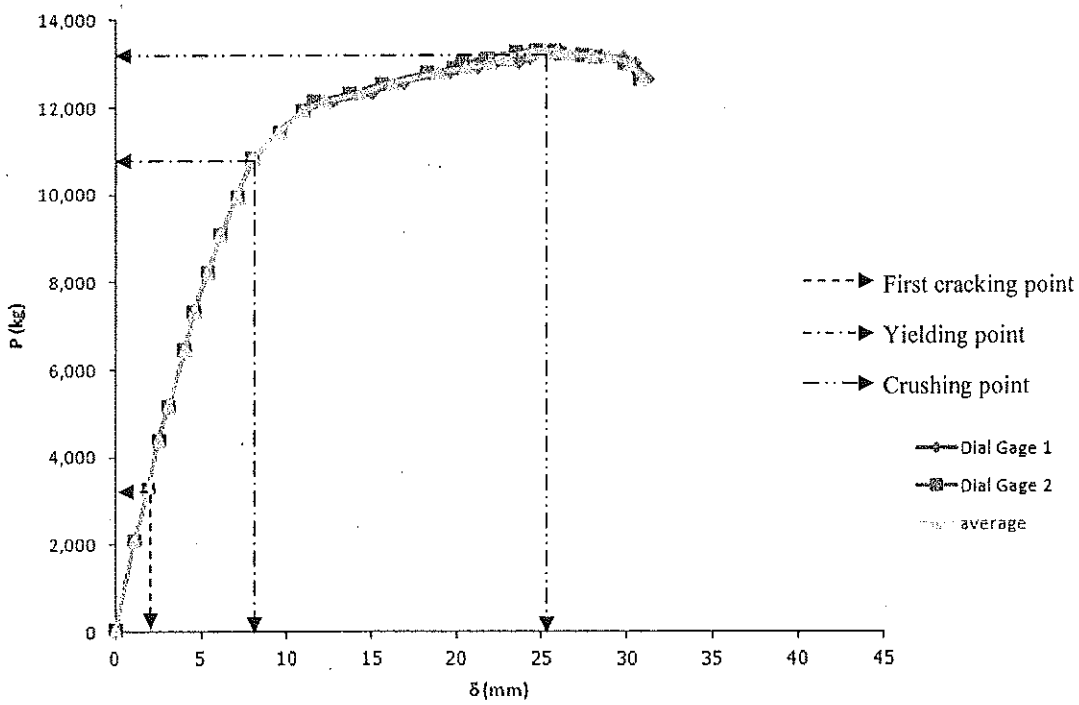


ภาพที่ 4-33 ลักษณะการแตกร้าวก่อนวิบัติของคาน SB-DKO

เมื่อนำความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-DKO มาสร้างเป็นกราฟดังแสดงในภาพที่ 4-34 ทำให้สามารถวิเคราะห์หาค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากมีค่า 10,861 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีค่า 8.0 มิลลิเมตร และค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานสามารถรับได้มีค่า 13,316 กิโลกรัม ที่ระยะโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน มีค่า 25.2 มิลลิเมตร กราฟมีลักษณะเป็นกราฟความสัมพันธ์ของแรงกระทำกับการโก่งตัวของคานที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าเหล็กเสริมในสภาวะสมดุล

กำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน SB-DKO เท่ากับ 6,658 กิโลกรัม-เมตร (13,316/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน Model (6,679 กิโลกรัม-เมตร) อยู่ 21 กิโลกรัม-เมตร ลดลงร้อยละ 0.31 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-DRO จะพบว่า การทำผิวสัมผัสแบบ Shear Key ช่วยทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้น 822 กิโลกรัม-เมตร (ร้อยละ 14.08) ใกล้เคียงกับกรณีของ SB-NKO เปรียบเทียบกับ SB-NRO (ร้อยละ 16.06) และหากเปรียบเทียบกับคาน SB-NKO จะพบว่า การเสริมเหล็กเดือยช่วยทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้น 436 กิโลกรัม-เมตร

(ร้อยละ 7.01) น้อยกว่ากรณีของ SB-NRO เปรียบเทียบกับ SB-DRO (ร้อยละ 8.86) และเมื่อเปรียบเทียบกับคาน SB-DKK จะพบว่า การทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดลดลง 228 กิโลกรัม-เมตร (ร้อยละ 3.31)

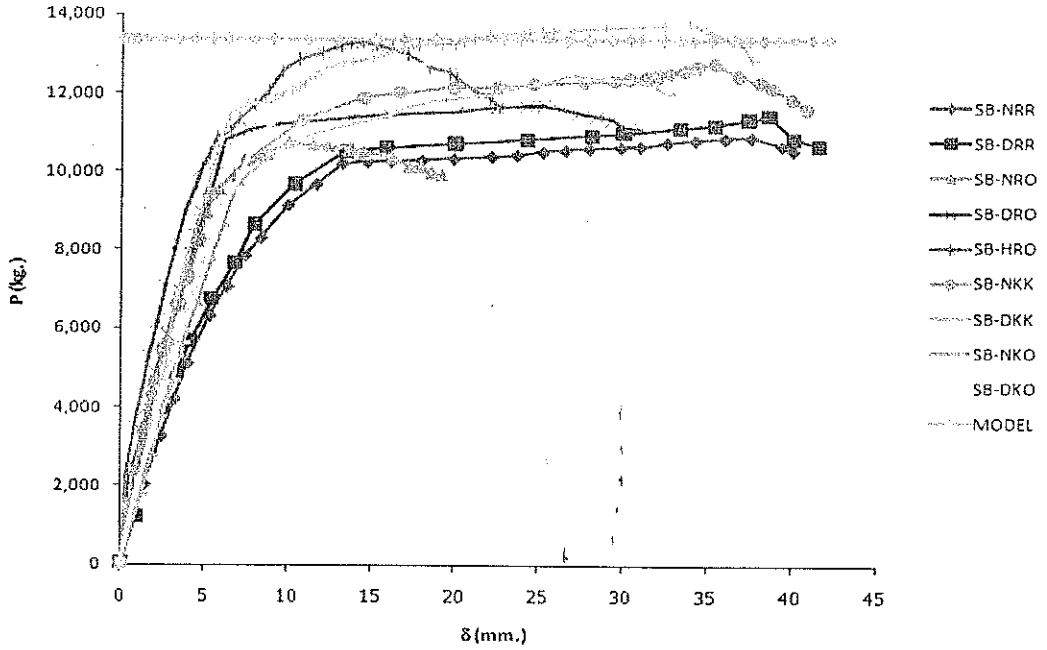


ภาพที่ 4-34 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคาน SB-DKO

กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของคาน SB-DKO เท่ากับ 6,658 กิโลกรัม (13,316/2) ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของหน้าตัด (คิดเฉพาะกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม ยังไม่รวมกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสเท่ากับ 15,402 กิโลกรัม จากภาคผนวก ข-3) อยู่ 8,744 กิโลกรัม ลดลงร้อยละ 56.77 หากเปรียบเทียบกับคาน SB-DRO จะพบว่า การทำผิวสัมผัสแบบ Shear Key ช่วยทำให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น 822 กิโลกรัม (ร้อยละ 14.08) ใกล้เคียงกับกรณีของ SB-NKO เปรียบเทียบกับ SB-NRO (ร้อยละ 16.06) และหากเปรียบเทียบกับคาน SB-NKO จะพบว่า การเสริมเหล็กเดือยช่วยทำให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น 436 กิโลกรัม (ร้อยละ 7.01) น้อยกว่ากรณีของ SB-NKO เปรียบเทียบกับ SB-DRO (ร้อยละ 8.86) และเมื่อเปรียบเทียบกับคาน SB-DKK จะพบว่า การทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสทำให้กำลังรับแรงเฉือนลดลง 228 กิโลกรัม (ร้อยละ 3.31) ซึ่งเป็นสัดส่วนที่เท่ากันกับโมเมนต์ดัด

จะเห็นได้ว่า การทำผิวสัมผัสของรอยต่อเป็น Shear key ทาน้ำมันที่ผิวสัมผัสและเสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร ที่ผิวสัมผัส ทำให้ประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของรอยต่อลดลงเล็กน้อยเมื่อเทียบกับกรณีไม่ทาน้ำมันที่ผิวสัมผัส ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด กำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุด และความเหนียวของรอยต่อ มีความสอดคล้องและมีสัดส่วนที่เหมาะสมกัน ในกรณีผิวสัมผัสเป็น Shear key ทั้งสี่รูปแบบ

เมื่อนำผลที่ได้จากการทดสอบมาสร้างเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับระยะแอ่นตัวเฉลี่ยของระนาบสัมผัสของรอยต่อทั้งสองด้าน ของคานตัวอย่างทุกตัวอย่างเปรียบเทียบกัน จะสามารถแสดงได้ดังภาพที่ 4-35 โดยจะมีกราฟ Model ซึ่งเป็นกราฟที่แสดงถึงกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของหน้าตัดคานตามทฤษฎี (ภาคผนวก ข-3) เป็นตัวเปรียบเทียบกำลังของรอยต่อ แต่ละกรณี โดยจากภาพรวมจะเห็นว่า กราฟของคานตัวอย่าง SB-DKK ซึ่งเป็นคานตัวอย่างที่มีผิวสัมผัสเป็นแบบ Shear key และเสริมเหล็กเดือย 1-DB12 มิลลิเมตร มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด และสูงกว่ากำลังของคาน Model ซึ่งได้จากการคำนวณทางทฤษฎีเล็กน้อยคานที่มีผิวสัมผัสเป็นแบบ Shear Key จะมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงกว่าผิวสัมผัสแบบอื่น คานที่เสริมเหล็กเดือยจะมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงกว่าคานที่ไม่เสริมเหล็กเดือย และคานที่มีผิวสัมผัสแบบทาน้ำมันกับแบบไม่ทาน้ำมันมีค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกต่างกันเพียงเล็กน้อย



ภาพที่ 4-35 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัวของคานทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดเปรียบเทียบทั้งหมด

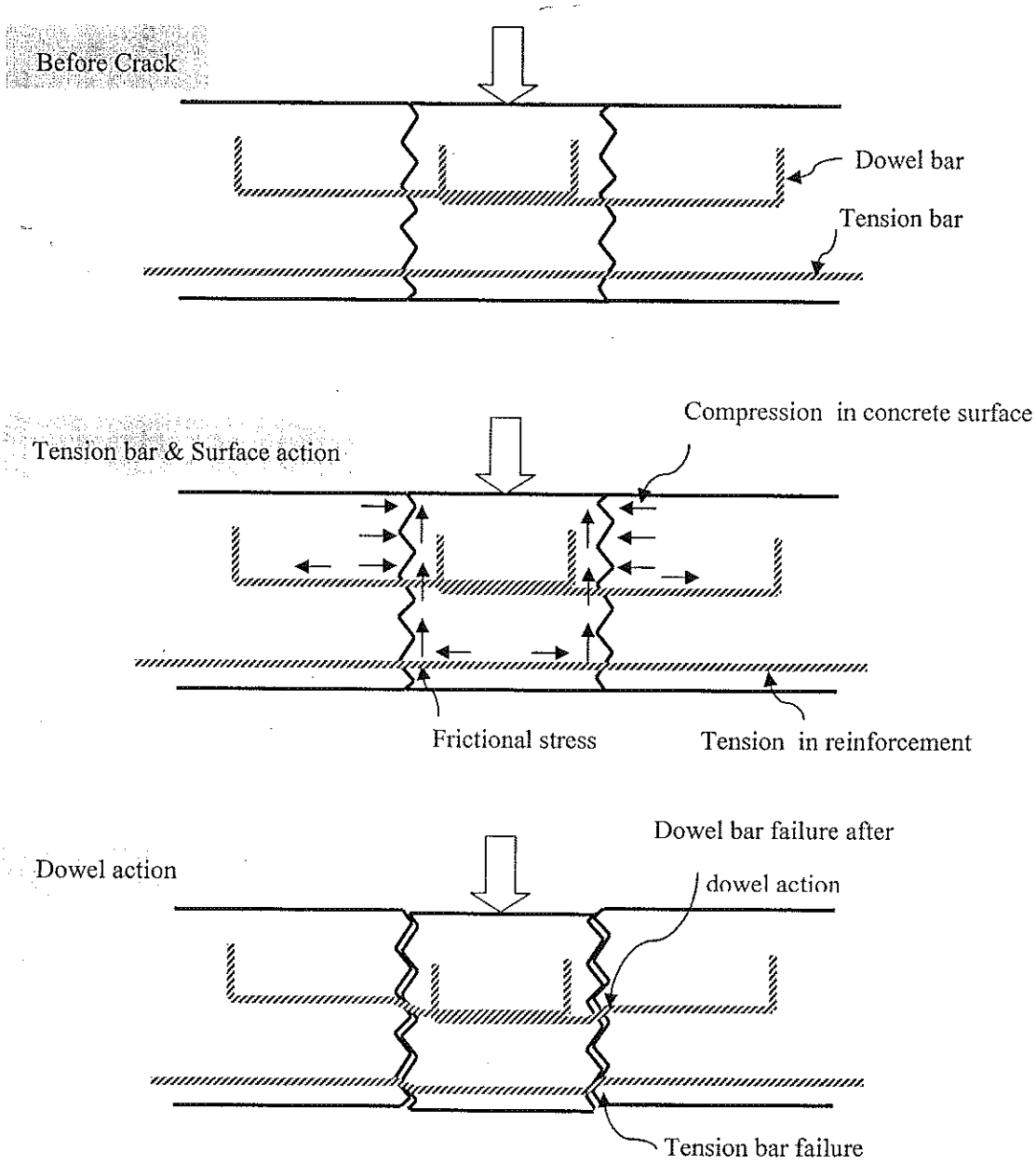
เมื่อพิจารณาปฏิสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับแรงเฉือนของรอยต่อแบบเปียกจากตัวอย่าง SB-NRR เปรียบเทียบกับค่าโมเมนต์และแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไม่มีรอยต่อที่คำนวณตามทฤษฎี พบว่า กำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อแบบเปียกลดลงร้อยละ 18.56 และกำลังรับแรงเฉือนลดลงร้อยละ 71.73 โดยสาเหตุของการลดลงของกำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนเป็นเพราะเหล็กเสริมตามยาวผ่านรอยต่อได้ทำหน้าที่รับทั้งแรงดึงและแรงเฉือนร่วมกัน โดยช่วงแรกของการต้านทานน้ำหนักบรรทุก เหล็กเสริมเสียกำลังไปในการต้านทานโมเมนต์ดัดแตกร้าวซึ่งคอนกรีตบริเวณผิวสัมผัสไม่มีส่วนช่วยมากนัก หลังจากนั้นเหล็กเสริมก็ทำหน้าที่ในการรับแรงดัดพร้อมกับรับแรงเฉือนที่เกิดจากการพยายามแยกตัวของคอนกรีตรอยต่อกับคอนกรีตคาน เหล็กเสริมรับแรงดึงจึงเสียกำลังไปในแต่ละส่วนดังกล่าว ทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของเหล็กเสริมลดลงน้อยกว่าค่าที่คำนวณได้ตามทฤษฎีในสัดส่วนดังกล่าว แต่จากผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียกในกรณีลักษณะรอยต่อแบบเดียวกัน พบว่า รอยต่อแบบเปียกไม่มีผลต่อกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปในกรณีที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงยาวต่อเนื่อง แสดงว่าการช่วยรับแรงเฉือนของเหล็กตามยาวในผิวสัมผัสของรอยต่อแบบเปียกทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดของเหล็กเสริมลดลง กำลังของรอยต่อจึงลดลงด้วย จึงมีการนำเหล็กเดือยมาใช้เพื่อช่วยรับแรงเฉือนของรอยต่อและลดภาระการรับแรงเฉือนของเหล็กตามยาวเพื่อให้เหล็กตามยาวได้ทำหน้าที่รับโมเมนต์ดัดให้มากที่สุด

ในกรณีเสริมเหล็กเดือยบนรอยต่อแบบเปียกที่มีผิวสัมผัสหยาบ การเสริมเหล็กเดือยช่วยทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้นร้อยละ 4.93 และกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นร้อยละ 4.93 แสดงว่าเหล็กเดือยช่วยเพิ่มประสิทธิภาพกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อ ทำให้เหล็กตามยาวลดภาระในการช่วยรับแรงเฉือนของหน้าตัด เหล็กตามยาวจึงมีประสิทธิภาพในการรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้นโดยเห็นได้ชัดเจนจากการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในสัดส่วนที่เท่ากัน

ในกรณีเสริมเหล็กเดือยบนรอยต่อแบบเปียกที่มีผิวสัมผัสแบบ Shear key การเสริมเหล็กเดือยช่วยทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้นร้อยละ 8.08 และกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นร้อยละ 8.08 ซึ่งก็แสดงให้เห็นว่า การเสริมเหล็กเดือยแบบไม่งอฉากบนผิวสัมผัสแบบ Shear key ช่วยเพิ่มกำลังรับโมเมนต์ดัดให้รอยต่อมากกว่าการเสริมบนผิวสัมผัสแบบหยาบประมาณสองเท่า

หากไม่มีผลของความฝืดระหว่างผิวสัมผัสคอนกรีตคานกับรอยต่อ (กรณีทาผิวสัมผัสด้วยน้ำมัน) จะพบว่ารอยต่อแบบเปียกมีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยประมาณร้อยละ 2.2-3.3 แสดงว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสของคอนกรีตมีน้อยมากเมื่อทำงานร่วมกับเหล็กเสริม

การงอฉากเหล็กเดือยในรอยต่อ เป็นการช่วยเพิ่มระยะยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเดือยในรอยต่อ ทำให้เหล็กเดือยมีประสิทธิภาพในการทำงานสูงขึ้น แต่จากการทดสอบในตัวอย่าง SB-HRO เหล็กเดือยมีระยะฝังยึดจริง 15 เซนติเมตร และระยะงอฉากจริง 15 เซนติเมตร ซึ่งยังไม่เพียงพอเมื่อเทียบกับเกณฑ์มาตรฐานความยาวระยะฝังยึดภายใต้แรงดึงด้วยการงอขอมาตรฐาน (ภาคผนวก ข-7) เนื่องจากมีข้อจำกัดด้านขนาดของรอยต่อ เหล็กเดือยจึงเกิดการวิบัติโดยการรูดเพราะระยะยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมไม่เพียงพอ ซึ่งการที่เหล็กเดือยมีประสิทธิภาพการรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นช่วยให้เหล็กตามยาวลดภาระในการช่วยรับแรงเฉือนของหน้าตัด เหล็กตามยาวจึงมีประสิทธิภาพในการรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้น โดยเห็นได้ชัดเจนจากการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในสัดส่วนที่เท่ากันในตัวอย่าง SB-HR จากกรณีนี้จะเห็นได้ว่า รอยต่อสามารถพัฒนากำลังรับโมเมนต์ดัดได้ใกล้เคียงคาน Model ตามทฤษฎีมาก ซึ่งจากการวิเคราะห์จะเห็นว่าเหล็กเดือยพัฒนากำลังรับแรงเฉือนได้เต็มความสามารถ ทำให้เหล็กตามยาวลดภาระการรับแรงเฉือนลงจึงสามารถพัฒนากำลังรับโมเมนต์ดัดได้เต็มความสามารถเช่นกัน แต่เมื่อพิจารณากราฟความสัมพันธ์ จะเห็นว่าระยะการแอ่นตัวหลังจุดครากถึงจุดวิบัติมีน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับกราฟความสัมพันธ์ของคานในกรณีอื่น สาเหตุอาจเป็นเพราะเหล็กเดือยเกิดการครากหรือรูดจากคอนกรีตหรือวิบัติเนื่องจากระยะยึดเหนี่ยวไม่เพียงพอ ทำให้ช่วงเวลาหลังจากเหล็กเดือยคราก เหล็กตามยาวที่ทำหน้าที่รับแรงดัดต้องทำหน้าที่รับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นด้วย และเมื่อเหล็กตามยาวพัฒนากำลังรับโมเมนต์ดัดจนถึงจุดวิบัติ กำลังรับโมเมนต์ดัดเกิดการลดต่ำลงอย่างรวดเร็ว เพราะเหล็กเดือยไม่ได้ช่วยพยุงแรงที่เกิดขึ้นหลังการวิบัติ ดังนั้นหากต้องการพัฒนาพฤติกรรมการวิบัติของรอยต่อกรณีนี้ควรพัฒนาระยะฝังยึดของเหล็กเดือยให้เพียงพอ ปรากฏการณ์ Dowel action ดังกล่าว สามารถแสดงได้ดังในภาพที่ 4-36



ภาพที่ 4-36 พฤติกรรมการวิบัติของรอยต่อแบบเปียกก่อนเกิดกระบวนการ Dowel action

การทำผิวสัมผัสของรอยต่อเป็น Shear key ทำให้ประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียกเพิ่มขึ้นร้อยละ 17.11 และกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อเพิ่มขึ้นร้อยละ 17.11 ในสัดส่วนที่เท่ากัน เปรียบเทียบระหว่างตัวอย่าง SB-NRR กับตัวอย่าง SB-NKK เพราะผิวสัมผัสแบบ Shear key มีลักษณะทางกายภาพในการเพิ่มความสามารถในการขัดกันของระนาบสัมผัสทั้งสองด้าน ซึ่งจะช่วยแบกรับภาระการรับแรงเฉือนของหน้าตัด ทำให้เหล็กตามยาวรับภาระแรงเฉือนน้อยลงและสามารถรับโมเมนต์ดัดได้มากขึ้น กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนจึงเพิ่มขึ้นในสัดส่วนที่เท่ากัน

การเสริมเหล็กเดือยพร้อมกับการทำผิวสัมผัสของรอยต่อเป็น Shear key ทำให้ประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของรอยต่อเพิ่มขึ้นเทียบเคียงกับกำลังของคานที่ไม่มีรอยต่อ (Model) ตามทฤษฎี จากผลการวิเคราะห์คานในตัวอย่าง SB-DKK เพราะผิวสัมผัสแบบ Shear key มีลักษณะทางกายภาพในการเพิ่มความสามารถในการขัดกันของระนาบสัมผัสทั้งสองด้าน ซึ่งจะช่วยแบกรับภาระการรับแรงเฉือนของหน้าตัด รวมกับการทำหน้าที่ของเหล็กเดือยในการต้านทานแรงเฉือน ทำให้เหล็กตามยาวรับภาระแรงเฉือนน้อยลงกว่าเดิมมากและสามารถรับโมเมนต์ดัดได้เต็มประสิทธิภาพ สังเกตได้จากกำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของรอยต่อที่มีค่าสูงกว่าคานแบบไม่มีรอยต่อตามทฤษฎีเล็กน้อย และค่าความเหนียวก็มีค่าใกล้เคียงกับคานที่ไม่มีรอยต่อตามทฤษฎี ดังนั้นรอยต่อแบบนี้ จึงเหมาะสมในการนำไปใช้งาน

เมื่อนำค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดของแต่ละตัวอย่างทดสอบมาพิจารณาเปรียบเทียบกับค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่คำนวณได้ตามทฤษฎีของคานที่ไม่มีรอยต่อเพื่อหาประสิทธิภาพกำลังรับน้ำหนักของรอยต่อ สามารถเปรียบเทียบได้ดังตารางที่ 4-9 ซึ่งจากตารางจะพบว่ารอยต่อแบบเปียกที่มีผิวสัมผัสแบบ Shear key จะมีประสิทธิภาพการรับน้ำหนักบรรทุกสูงกว่ารอยต่อแบบเปียกที่มีผิวสัมผัสหยาบ รอยต่อแบบเปียกที่เสริมเหล็กเดือยจะมีประสิทธิภาพการรับน้ำหนักบรรทุกสูงกว่ารอยต่อแบบเปียกที่ไม่ได้เสริมเหล็กเดือย การเสริมเหล็กเดือยที่มีการงอฉากปลายเหล็กเดือยในรอยต่อเพื่อเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยวของเหล็กเดือยทำให้รอยต่อแบบเปียกมีประสิทธิภาพการรับน้ำหนักบรรทุกสูงขึ้นใกล้เคียงค่าที่คำนวณได้ตามทฤษฎีของคานที่ไม่มีรอยต่อ แต่ค่าความเหนียวยังอยู่ในเกณฑ์ต่ำ ส่วนรอยต่อแบบเปียกที่มีผิวสัมผัส Shear key และเสริมเหล็กเดือยจะมีประสิทธิภาพการรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด และค่าความเหนียวยังอยู่ในเกณฑ์ที่เหมาะสม ส่วนค่าความเหนียวที่ไม่เป็นสัดส่วนกับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด อาจเป็นเพราะกลไก Dowel action ที่ช่วยต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัด ทำให้เหล็กตามยาวรับโมเมนต์ดัดได้มากขึ้น กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของคานจึงเพิ่มขึ้น แต่การพัฒนากำลังโดยกลไก Dowel action ทำให้ค่าความเหนียวของโครงสร้างไม่เป็นสัดส่วนกับกำลังรับน้ำหนักสูงสุด

ตารางที่ 4-9 ตารางเปรียบเทียบประสิทธิภาพกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	ค่าความเหนียว (%)	กำลังรับน้ำหนักสูงสุด (kg)	% เปรียบเทียบกับกำลังรับน้ำหนักสูงสุดตามทฤษฎี	หมายเหตุ (P_n = 13,358 kg)
SB-NRR	2.85	10,881.00	81.45%	Yielding failure
SB-DRR	2.88	11,415.60	85.46%	Yielding failure
SB-NRO	1.99	10,722.60	80.27%	Yielding failure
SB-DRO	4.10	11,673.00	87.38%	Yielding failure
SB-HRO	2.52	13,276.80	99.39%	Yielding failure
SB-NKK	6.63	12,742.20	95.39%	Yielding failure
SB-DKK	5.26	13,771.80	103.09%	Yielding failure
SB-NKO	3.93	12,445.20	93.16%	Yielding failure
SB-DKO	3.24	13,316.40	99.69%	Yielding failure

4.5 สรุป

จากผลการทดสอบและผลการวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบรอยต่อแบบเปียกทั้งสามกรณี ได้แก่ การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรง การทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัด และการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก ผลการศึกษาทำให้ทราบถึงพฤติกรรมและกำลังการรับแรงเฉือนของผิวสัมผัสของรอยต่อแบบเปียกในแต่ละรูปแบบ ทราบถึงพฤติกรรมและกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก และทราบถึงปฏิสัมพันธ์ของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในรอยต่อในกรณีที่รอยต่อรับทั้งแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน ซึ่งจะนำไปสู่บทสรุปถึงลักษณะของรอยต่อแบบเปียกที่เหมาะสมในการนำไปใช้งานที่จะกล่าวในบทต่อไป

บทที่ 5
สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการ

จากการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมของรอยต่อแบบเปียกของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปทั้งสามกรณีทำให้ทราบถึงกลสมบัติของรอยต่อแบบเปียกทั้งด้านความสามารถในการต้านทานแรงเฉือน (Shear) ความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ดัด (Bending Moment) และความสามารถในการต้านทานแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัด (Shear and Bending Moment) ผลการศึกษาภายใต้ขอบข่ายของการทดสอบและวิเคราะห์ผล สามารถสรุปได้ดังนี้

5.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อแบบเปียก จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของผิวสัมผัสระนาบเดียว พบว่า ระนาบสัมผัสของคอนกรีตที่มีผิวหยาบจะให้ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุด (ในกรณีไม่มีเหล็กเดือย) การเสริมเหล็กเดือยเพื่อช่วยเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนตรงของระนาบสัมผัส หากมีแนวการเสริมเหล็กขนานกับระนาบการเฉือน (เสริมเหล็กเดือยแนวตั้ง) พบว่า การเสริมเหล็กเดือยกรณีนี้ช่วยเพิ่มค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสจากมากไปน้อยคือ ผิวสัมผัสแบบ Shear key ผิวสัมผัสหยาบ และผิวสัมผัสเรียบ ทุกกรณีเปรียบเทียบกับการเสริมเหล็กเดือยกรณีนี้ในระนาบคอนกรีตที่ไม่มีรอยต่อ และหากแนวการเสริมเหล็กตั้งฉากกับระนาบการเฉือน (เสริมเหล็กเดือยแนวนอน) พบว่า การเสริมเหล็กเดือยกรณีนี้ช่วยเพิ่มค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสจากมากไปน้อยคือ ผิวสัมผัสหยาบ ผิวสัมผัสแบบ Shear key และผิวสัมผัสเรียบ ทุกกรณีเปรียบเทียบกับการเสริมเหล็กเดือยกรณีนี้ในระนาบคอนกรีตที่ไม่มีรอยต่อ อย่างไรก็ตาม การเสริมเหล็กเดือยในผิวสัมผัสแบบ Shear key ทำให้เหล็กเดือยทำหน้าที่ในการต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัดได้ดีที่สุด เทียบเท่ากับความสามารถของเหล็กเดือยในการต้านทานแรงเฉือนตามทฤษฎี โดยเหล็กเดือยเกิดการครากก่อนที่ตัวอย่างทดสอบจะเกิดการวิบัติ

5.1.2 กำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก จากการทดสอบพบว่ารอยต่อแบบเปียกไม่มีผลต่อกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปในกรณีที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงยาวต่อเนื่อง สำหรับรอยต่อที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ใช้การเชื่อมทาบ พฤติกรรมการวิบัติและกำลังรับโมเมนต์ดัดจะใกล้เคียงกับคานที่ไม่มีรอยต่อ พฤติกรรมการวิบัติเป็นไปตามทฤษฎีของคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล (Under-reinforced concrete beam) การวิบัติของคานเป็นการวิบัติที่เกิดจากแรงดึงในเหล็กเสริมถึงจุดครากก่อน

(Yielding failure) ส่วนรอยต่อที่ใช้เหล็กเสริมวางทาบและงอฉากสามารถรับแรงดัดได้ในระดับหนึ่ง แต่จะวิบัติแบบฉับพลัน (Crushing failure) จากการบีบอัดของคอนกรีต ในขณะที่รอยต่อที่ใช้เหล็กเสริมวางทาบอย่างเดียว จะมีกำลังรับโมเมนต์ดัดน้อย และวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวไม่เพียงพอ รอยต่อแบบเปียกที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงวางทาบงอฉากในรอยต่อ หากมีการพัฒนาให้สามารถลดการแตกร้าวของคอนกรีตในบริเวณ Tension zone ได้ พฤติกรรมและกำลังรับโมเมนต์ดัดอาจดีขึ้น

5.1.3 กำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก เมื่อพิจารณาปฏิสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับแรงเฉือนของรอยต่อแบบเปียก เปรียบเทียบกับค่าโมเมนต์และแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไม่มีรอยต่อที่คำนวณตามทฤษฎี พบว่า กำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของคานที่มีรอยต่อแบบเปียกลดลง การเสริมเหล็กเดือยพร้อมกับการทำผิวสัมผัสของรอยต่อแบบ Shear key ทำให้ประสิทธิภาพกำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของรอยต่อเพิ่มขึ้นเทียบเคียงกับกำลังของคานที่ไม่มีรอยต่อตามทฤษฎี พฤติกรรมการวิบัติเป็นไปตามทฤษฎีของคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล (Under-reinforced concrete beam) การวิบัติของคานเป็นการวิบัติที่เกิดจากแรงดึงในเหล็กเสริมถึงจุดครากก่อน (Yielding failure) ดังนั้นรอยต่อแบบนี้ จึงเหมาะสมในการนำไปใช้งานมากที่สุด การงอฉากเหล็กเดือยในรอยต่อ เป็นการช่วยเพิ่มระยะยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเดือยในรอยต่อ ทำให้เหล็กเดือยมีประสิทธิภาพในการทำงานสูงขึ้น ช่วยให้เหล็กตามยาวลดภาระในการช่วยรับแรงเฉือนของหน้าตัด เหล็กตามยาวจึงมีประสิทธิภาพในการรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้น รอยต่อสามารถพัฒนากำลังรับโมเมนต์ดัดได้ใกล้เคียงคาน Model ตามทฤษฎีมาก และพฤติกรรมการวิบัติของคานยังเป็นการวิบัติที่เกิดจากแรงดึงในเหล็กเสริมถึงจุดครากก่อน (Yielding failure)

5.2 ข้อเสนอแนะในงานวิจัย

จากผลการศึกษาและบทสรุปที่ได้ ทำให้ทราบแนวทางการพัฒนารูปแบบของรอยต่อแบบเปียกของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปให้มีความสามารถทัดเทียมกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่ไม่มีรอยต่อ รวมทั้งข้อแนะนำในการใช้งานรอยต่อแบบเปียก ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

5.2.1 รอยต่อแบบเปียกที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงวางทาบงอฉากในรอยต่อหากมีการพัฒนาให้สามารถลดการแตกร้าวของคอนกรีตในบริเวณ Tension zone ได้ พฤติกรรมและกำลังรับโมเมนต์ดัดอาจดีขึ้น

5.2.2 การใช้รอยต่อแบบเปียกในอาณาบริเวณที่ไม่มีแรงเฉือนเกิดขึ้นในหน้าตัดหรือเพื่อรับโมเมนต์ดัดอย่างเดียว สามารถทำรอยต่อแบบเปียกโดยใช้เหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่องหรือเชื่อมทาบในรอยต่อได้

5.2.3 การใช้รอยต่อแบบเปียกในอาณาบริเวณที่มีผลของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน ควรทำผิวสัมผัสของรอยต่อเป็นแบบ Shear key และควรเสริมเหล็กเดือยให้เพียงพอที่จะแบกรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นทั้งหมดบนหน้าตัดได้

5.2.4 การงอฉากเหล็กเดือยเพื่อเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยวในรอยต่อ ช่วยเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดของรอยต่อได้

5.2.5 หากมีการศึกษาเพื่อพัฒนารอยต่อแบบเปียก ควรพิจารณาเพิ่มเติมในส่วนของลักษณะและขนาดของ Shear key ในหลายรูปแบบ เพราะงานวิจัยนี้ศึกษาลักษณะของ Shear key ในรูปแบบเดียว การเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยวของเหล็กเดือยในรอยต่อในหลายรูปแบบ เช่น การเสริม End Anchorage Coupling ที่ปลายเหล็กเดือย การทำเหล็กเดือยเป็นรูปตัวยูไขว้สลับกันแล้วยึดด้วยเหล็กตามแนวขวางความยาวคาน เป็นต้น การต่อหรือเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมรับแรงดึงในรอยต่อในแบบต่าง ๆ เช่น การต่อเหล็กรับแรงดึงโดยใช้ข้อต่อทางกล (Coupler) การวางทาบเหล็กรับแรงดึงเป็นรูปตัวยูไขว้เพื่อเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยว เป็นต้น

เอกสารอ้างอิง

เอกสารอ้างอิง

กรรณ คำลือ และสิทธิชัย แสงอาทิตย์. 2548. "พฤติกรรมของคานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบอัดแรงบางส่วนภายใต้แรงกระทำตามขวาง", การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 10. วันที่ 2-4 พฤษภาคม 2548. โรงแรมแอมบาสเดอร์ซิตี้ จอมเทียน พัทยา, ชลบุรี.

กิตติยา สอนเผือก. 2548. พฤติกรรมโครงสร้างของรอยต่อระหว่างคานและเสาสำหรับบ้านสำเร็จรูป. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต : สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ.

จารุวัฒน์ ถาวรไพศาลชีวะ. 2550. พฤติกรรมโครงสร้างเพื่อเสนอสมการออกแบบรอยต่อคานเสาสำเร็จรูป. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต : สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ.

จิราชัย เลาหสมพลเลิศ. 2551. พฤติกรรมของรอยต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูปรับโมเมนต์ดัด. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต : จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

จักษดา ธำรงวุฒิ. 2550. "การทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมทางกลของรอยต่อของคานคอนกรีตสำเร็จรูป", การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12. วันที่ 2-4 พฤษภาคม 2550. โรงแรมอมรินทร์ลากูน, พิษณุโลก.

ณัฐวุฒิ ถนอมพวงเสรี. 2549. การวิเคราะห์กระบวนการจัดการชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปสำหรับงานก่อสร้างที่อยู่อาศัยโดยใช้กรณีศึกษา. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต : จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

นฤนาท เกศสระ. งานก่อสร้างด้วยระบบสำเร็จรูป (Pre – Cast) ทางเลือกใหม่เพื่อความสะดวกรวดเร็ว และแข็งแรง. บทความวิชาการ, 2549.

ธฤษวรรณ บัวมาศ. 2548. การศึกษาเปรียบเทียบระบบการก่อสร้างสำเร็จรูประบบเสาและคานและระบบผนังรับน้ำหนัก ที่นำมาใช้ในการก่อสร้างที่อยู่อาศัยประเภทบ้านเรือนแถว : กรณีศึกษาหมู่บ้านกานดา สมุทรสาคร. วิทยานิพนธ์ปริญญาเคหะพัฒนศาสตรมหาบัณฑิต : จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

บุญชัย เชิญเกียรติประดับ และอโณทัย เทพหัสดิน ณ. อยุธยา. 2550. "การก่อสร้างอาคารกึ่งสำเร็จรูปด้วยระบบเอสเคดี", การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12. วันที่ 2-4 พฤษภาคม 2550. โรงแรมอมรินทร์ลากูน, พิษณุโลก.

เอกสารอ้างอิง (ต่อ)

วิญญู ทัตธนานุรัตน์. 2545. การพัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์เพื่อช่วยออกแบบระบบเสาและคานสำเร็จรูปสำหรับอาคารพักอาศัยในประเทศไทย. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต : มหาวิทยาลัยพระจอมเกล้าธนบุรี, อ้างถึง Elliott, K.S. 2000. Multi-Story Precast Concrete Framed Structures. Oxford: Blackwell Science.

วินิต ช่อวิเชียร. 2540. การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก. พิมพ์ครั้งที่ 2. กรุงเทพฯ: พิมพ์ที่ห้างหุ้นส่วนจำกัด ป.สัมพันธ์พาณิชย์.

สถาพร โภคา. 2545. การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพมหานคร : สำนักพิมพ์ LIBRARY-NINE PUBLISHING.

สิทธิชัย แสงอาทิตย์. 2545. เอกสารประกอบการสอน เรื่อง การทดสอบวัสดุ. สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ : มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

อัครพล นานงที และ วัจนวงค์ กรีพละ. 2550. กำลังของรอยต่อก่อสร้างคอนกรีต. โครงงานวิจัยระดับปริญญาตรี คณะวิทยาศาสตร์และคณะวิศวกรรมศาสตร์ : มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร.

Elliott, K.S. 1996. Multi-Story Precast Concrete Framed Structures. USA: Blackwall Science Ltd.

Haluk Sucuoglu. "Effect of connection Rigidity on Seismic Response of Precast Concrete Frame", PCI Journal. 40: January - February, 1995.

Hamil, S.J. and Scott, R.H. Connection Zone Strains in Reinforced Concrete Beam-Column Connections. http://www.webgeordie.co.uk/stephenhamil/oxford/oxford.htm. December 14, 2002.

Korkmaz, H.H and Tankut, T. "Performance of a precast concrete beam-to-beam connection subject to reversed cyclic loading", Engineering Structures. 27(9): 1392-1407; August, 2005.

Ong, K.C.G., Hao, J.B. and Paramasivam, P. "A strut-and-tie model for ultimate loads of precast concrete joints with loop connections in tension", Construction and Building Materials. 20(3): 169-176; April, 2006.

Seckin, M. and Fu, H.C. "Beam-Column Connections in Precast Reinforced Concrete Constructions", ACI Structural Journal. 87: May – June, 1990.

เอกสารอ้างอิง (ต่อ)

Scott, R.H., Hamill, S.J. and Baglin, P.S. "Behavior of High Strength Concrete Beam-Column Connections", Cited Scott, R.H. "Intrinsic Mechanisms in Reinforced Concrete Beam-Column Connection Behavior", ACI Structural Journal. 93: May – Jun, 1996.

Society for Studies on the use of Precast Concrete. Precast Concrete Connection Details, Netherlands, Benton-Verlag:1978.

Tamboli, A.R. 1999. Handbook of Structural Steel Connection Design and Details. United State of America: McGraw-Hill.

Richardson, J.G. 1973. Precast Concrete Production. London: George Berridge & Co. Ltd.

ภาคผนวก

ภาคผนวก ก

ตารางแสดงข้อมูลผลการทดสอบวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

ตารางที่ ก-1 ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอก (สำหรับทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของผิวสัมผัส)

ตัวอย่าง	วันที่เก็บตัวอย่าง	วันที่ทดสอบ	อายุ (วัน)	ผลการทดสอบ			Average fc' (ksc)
				น้ำหนัก (kg)	ค่าที่อ่านได้ (kN)	f_c' (ksc)	
คอนกรีตส่วนที่หล่อก่อน	3-ม.ค.-52	17-ม.ค.-52	14	12.46	440	254	254
	3-ม.ค.-52	17-ม.ค.-52	14	12.46	440	254	
	3-ม.ค.-52	17-ม.ค.-52	14	12.45	441	254	
	3-ม.ค.-52	17-ม.ค.-52	14	12.47	443	255	
	3-ม.ค.-52	17-ม.ค.-52	14	12.47	441	254	
คอนกรีตรอยต่อและหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน	17-ม.ค.-52	29-ม.ค.-52	12	12.46	430	248	246
	17-ม.ค.-52	29-ม.ค.-52	12	12.46	425	245	
	17-ม.ค.-52	29-ม.ค.-52	12	12.45	427	246	
	17-ม.ค.-52	29-ม.ค.-52	12	12.47	427	246	
	17-ม.ค.-52	29-ม.ค.-52	12	12.47	427	246	
	17-ม.ค.-52	29-ม.ค.-52	12	12.48	425	245	

ตารางที่ ก-2 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเส้นกลม RB9 mm (สำหรับทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของผิวสัมผัส)

รายละเอียดตัวอย่าง	หน่วย	ชุดตัวอย่าง			เฉลี่ย
		1	2	3	
Weight	kg	0.22	0.23	0.23	0.23
Length	m	0.545	0.552	0.556	0.551
Norminal Diameter	mm	9	9	9	9
Gauge Length	mm	45	45	45	45
Yield Load	kg	2,400	2,230	2,230	2,287
Ultimate Load	kg	3,292	2,546	2,930	2,923
Diameter after Test	mm	4.70	4.30	4.80	4.60

ตารางที่ ก-2 แสดงผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเส้นกลม RB9 mm (สำหรับทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของผิวสัมผัส) (ต่อ)

รายละเอียดตัวอย่าง	หน่วย	ชุดตัวอย่าง			เฉลี่ย
		1	2	3	
Deformated Length	Mm	57.80	59.60	59.20	58.87
Diameter by Weigth	Mm	0.60	0.61	0.61	0.61
Weigth per Length	kg/m	0.22	0.23	0.23	0.23
Cross-Section Area	mm^2	51.42	53.08	52.70	52.40
Tensile Strength at P.L.	Ksc	4,336.59	3,956.40	4,174.83	4,155.94
Yield Strength	Ksc	4,667.18	4,201.32	4,231.76	4,366.76
Ultimate Tensile Strength	Ksc	6,401.82	4,796.66	5,560.12	5,586.20
Modulus of Elasticity	Ksc	43,365.90	43,423.90	43,690.13	43,493.31
Percentage of Elongation	%	28.44	32.44	31.56	30.81

ตารางที่ ก-3 ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอก (สำหรับทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก)

ตัวอย่าง	วันที่เก็บตัวอย่าง	วันที่ทดสอบ	อายุ (วัน)	ผลการทดสอบ			Average f_c' (ksc)
				น้ำหนัก (kg)	ค่าที่อ่านได้ (kN)	f_c' (ksc)	
คอนกรีตส่วนที่หล่อก่อน	19-ก.ค.-52	5-ก.ย.-52	48	12.62	580	334	315
	19-ก.ค.-52	5-ก.ย.-52	48	12.57	540	311	
	19-ก.ค.-52	5-ก.ย.-52	48	12.49	520	300	
คอนกรีตส่วนรอยต่อ	16-ส.ค.-52	5-ก.ย.-52	20	13.24	440	254	250
	16-ส.ค.-52	5-ก.ย.-52	20	13.18	442	255	
	16-ส.ค.-52	5-ก.ย.-52	20	13.12	420	242	

ตารางที่ ก-4 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กข้ออ้อย DB12 mm
(สำหรับทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก)

Detail	Unit	Sample no.			Average
		1	2	3	
Weight	kg	0.64	0.71	0.69	0.68
Length	m	0.711	0.688	0.650	0.683
Norminal Diameter	mm	12	12	12	12
Gauge Length	mm	60	60	60	60
Yield Load	kg	7,200	7,700	6,600	7,167
Ultimate Load	kg	10,650	10,720	10,500	10,623
Diameter after Test	mm	6.70	7.20	6.70	6.87
Deformated Length	mm	75.50	74.40	77.30	75.73
Diameter by Weigth	mm	12.1	12.9	13.1	12.71
Weigth per Length	kg/m	0.900	1.032	1.062	1.00
Cross-Section Area	mm^2	114.67	131.46	135.23	127.12
Tensile Strength at P.L.	ksc	6,017.39	5,705.07	4,363.01	5,361.82
Yield Strength	ksc	6,279.02	5,857.21	4,880.65	5,672.29
Ultimate Tensile Strength	ksc	9,287.72	8,154.45	7,764.67	8,402.28
Modulus of Elasticity	ksc	41,499.26	35,289.10	29,086.71	35,291.69
Percentage of Elongation	%	25.83	24.00	28.83	26.22

ตารางที่ ก-5 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กข้ออ้อย DB12 mm เชื่อมทาบ (สำหรับทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก)

Detail	Unit	Sample no.			Average
		1	2	3	
Weight	kg	0.693	0.714	0.685	0.697333
Length	m	0.723	0.736	0.71012	0.72304
Norminal Diameter	mm	12	12	12	12
Gauge Length	mm	60	60	60	60
Yield Load	kg	7,350	7,200	7,400	7,316.67
Ultimate Load	kg	10,400	11,000	11,100	10,833.33
Diameter after Test	mm	6.7	7.1	6.9	6.90
Deformated Length	mm	77.3	75.6	74.2	75.70
Diameter by Weigth	mm	12.46	12.54	12.50	12.50
Weigth per Length	kg/m	0.959	0.970	0.965	0.96
Cross-Section Area	mm^2	122.10	123.58	122.88	122.86
Tensile Strength at P.L.	ksc	4,832.00	4,774.21	4,801.34	4,802.52
Yield Strength	ksc	6,019.52	5,826.15	6,022.02	5,955.90
Ultimate Tensile Strength	ksc	8,517.42	8,901.064	9,033.037	8,822.39
Modulus of Elasticity	ksc	32,213.32	31,828.05	32,008.96	32,016.78
Percentage of Elongation	%	28.83	26.00	23.67	26.17

ตารางที่ ก-6 ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอก

(สำหรับทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก)

ตัวอย่าง	วันที่เก็บตัวอย่าง	วันที่ทดสอบ	อายุ (วัน)	ผลการทดสอบ			Average f_c' (ksc)
				น้ำหนัก (kg)	ค่าที่อ่านได้ (kN)	f_c' (ksc)	
คอนกรีตส่วนที่หล่อก่อน	17-ต.ค.-52	7-พ.ย.-52	21	12.53	470	271	267
	17-ต.ค.-52	7-พ.ย.-52	21	12.64	480	277	
	17-ต.ค.-52	7-พ.ย.-52	21	12.66	440	254	
คอนกรีตส่วนรอยต่อ	24-ต.ค.-52	7-พ.ย.-52	14	13.78	455	262	246
	24-ต.ค.-52	7-พ.ย.-52	14	13.84	405	234	
	24-ต.ค.-52	7-พ.ย.-52	14	13.80	420	242	

ตารางที่ ก-7 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กข้ออ้อย DB12 mm

(สำหรับทดสอบ กำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก)

Detail	Unit	Sample no.			Average
		1	2	3	
Weight	kg	0.64	0.71	0.69	0.68
Length	m	0.711	0.688	0.650	0.683
Norminal Diameter	mm	12	12	12	12
Gauge Length	mm	60	60	60	60
Yield Load	kg	7,200	7,700	6,600	7,167
Ultimate Load	kg	10,650	10,720	10,500	10,623
Diameter after Test	mm	6.70	7.20	6.70	6.87
Deformated Length	mm	75.50	74.40	77.30	75.73
Diameter by Weigth	mm	12.1	12.9	13.1	12.71
Weigth per Length	kg/m	0.900	1.032	1.062	1.00
Cross-Section Area	mm^2	114.67	131.46	135.23	127.12
Tensile Strength at P.L.	kg/cm^2	6,017.39	5,705.07	4,363.01	5,361.82

ตารางที่ ก-7 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กข้ออ้อย DB12 mm (สำหรับทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก) (ต่อ)

Detail	Unit	Sample no.			Average
		1	2	3	
Yield Strength	ksc	6,279.02	5,857.21	4,880.65	5,672.29
Ultimate Tensile Strength	ksc	9,287.72	8,154.45	7,764.67	8,402.28
Modulus of Elasticity	ksc	41,499.26	35,289.10	29,086.71	35,291.69
Percentage of Elongation	%	25.83	24.00	28.83	26.22

ตารางที่ ก-8 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กข้ออ้อย DB12 mm เชื่อมทาบ (สำหรับทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก)

Detail	Unit	Sample no.			Average
		1	2	3	
Weight	kg	0.693	0.714	0.685	0.697333
Length	m	0.723	0.736	0.71012	0.72304
Norminal Diameter	mm	12	12	12	12
Gauge Length	mm	60	60	60	60
Yield Load	kg	7,350	7,200	7,400	7,316.67
Ultimate Load	kg	10,400	11,000	11,100	10,833.33
Diameter after Test	mm	6.7	7.1	6.9	6.90
Deformated Length	mm	77.3	75.6	74.2	75.70
Diameter by Weigth	mm	12.46	12.54	12.50	12.50
Weigth per Length	kg/m	0.959	0.970	0.965	0.96
Cross-Section Area	mm^2	122.10	123.58	122.88	122.86
Tensile Strength at P.L.	ksc	4,832.00	4,774.21	4,801.34	4,802.52
Yield Strength	ksc	6,019.52	5,826.15	6,022.02	5,955.90

ตารางที่ ก-8 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กข้ออ้อย DB12 mm เชื่อมทาบ (สำหรับทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก) (ต่อ)

Detail	Unit	Sample no.			Average
		1	2	3	
Ultimate Tensile Strength	ksc	8,517.42	8,901.064	9,033.037	8,822.39
Modulus of Elasticity	ksc	32,213.32	31,828.05	32,008.96	32,016.78
Percentage of Elongation	%	28.83	26.00	23.67	26.17

ภาคผนวก ข

รายการคำนวณออกแบบและวิเคราะห์หน้าตัดตัวอย่างทดสอบ

ข-1 รายการคำนวณวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตและเหล็กเสริมตามทฤษฎีของตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของรอยต่อแบบเปียก

<u>เกณฑ์การออกแบบ</u>

f'_c	=	246.00	ksc	f_y	=	4,366.76	ksc
b	=	0.15	m	h	=	0.20	m
λ	=	1		μ	=	1	

กำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสคอนกรีต (ผิวสัมผัสหล่อพร้อมกัน)

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{246} \cdot 15 \cdot 20$$

$$= 2{,}493.82 \quad \text{kg}$$

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริม (เหล็กเดือยสองขา 2-RB9 mm)

$$V_s = \mu \cdot A_{vf} \cdot f_y = 1 \cdot (\pi / 4 \cdot 0.9^2 \cdot 2) \cdot 4{,}366.76$$

$$= 5{,}556.02 \quad \text{kg}$$

ข-2 รายการคำนวณวิเคราะห์กำลังรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก กรณีเหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่อง (สำหรับตัวอย่างทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัด)

<u>เกณฑ์การออกแบบ</u>

f'_c	=	250.00	ksc	f_y	=	5,672.29	ksc
d	=	0.37	m	d'	=	0.03	m
b	=	0.20	m	h	=	0.40	m
l_n	=	3.00	m	β_1	=	0.85	
ρ	=	$A_S / b \cdot d$		ρ_{min}	=	$14 / f_y$	
ρ_b	=	$0.85 \cdot \beta_1 \cdot (f'_c / f_y)[6{,}120 / (6{,}120 + f_y)]$		ρ_{max}	=	$0.75 \cdot \rho_b$	
R_u	=	$\rho \cdot f_y (1 - 0.59 \cdot \rho \cdot f_y / f'_c)$		M_n	=	$R_u \cdot b \cdot d^2$	

<u>For Re-bar = 3-DB12 mm</u>

<u>Norminal Moment</u>

A_s	=	3.393	cm^2
ρ	=	0.00459	
ρ_b	=	0.01653	
ρ_{min}	=	0.00247	
ρ_{max}	=	0.01239	
R_u	=	24.42	
M_n	=	6,686.33	kg·m

ข-3 รายการคำนวณวิเคราะห์กำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนสูงสุดของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก กรณีเหล็กรับแรงดึงยาวต่อเนื่อง (สำหรับตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัด)

<u>เกณฑ์การออกแบบ</u>

f'_c	=	246.00	ksc	f_y	=	5,672.29	ksc
d	=	0.37	m	d'	=	0.03	m
b	=	0.20	m	h	=	0.40	m
l_n	=	2.25	m	β_1	=	0.85	
ρ	=	$A_s / b \cdot d$		ρ_{min}	=	$14 / f_y$	
ρ_b	=	$0.85 \cdot \beta_1 \cdot (f'_c / f_y)[6,120 / (6,120 + f_y)]$		ρ_{max}	=	$0.75 \cdot \rho_b$	
R_u	=	$\rho \cdot f_y \cdot (1 - 0.59 \cdot \rho \cdot f_y / f'_c)$		M_n	=	$R_u \cdot b \cdot d^2$	

<u>For Re-bar = 3-DB12 mm</u>

<u>Norminal Moment</u>

A_s	=	3.393	cm^2
ρ	=	0.00459	
ρ_b	=	0.01626	
ρ_{min}	=	0.00247	
ρ_{max}	=	0.01219	
R_u	=	24.39	
M_n	=	6,679.22	kg-m

<u>Norminal Strength</u>

P_n	=	13,358.44	kg

<u>Shear (ผิวสัมผัสหยาบ)</u>

λ	=	1	
μ	=	1	
V_s	=	19,246	kg

<u>Shear (ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน)</u>

λ	=	0.6	
μ	=	0.6	
V_s	=	11,552	kg

<u>For Re-bar = 3-DB12 mm + Dowel bar 1-DB12 mm</u>

<u>Norminal Moment</u>

A_s	=	3.393	cm^2
ρ	=	0.00459	
ρ_b	=	0.01626	
ρ_{min}	=	0.00247	

<u>Shear (ผิวสัมผัสหยาบ)</u>

λ	=	1	
μ	=	1	
V_s	=	25,671	kg

<u>Shear (ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน)</u>

ρ_{max}	=	0.01219		λ	=	0.6	
R_u	=	24.39		μ	=	0.6	
M_n	=	6,679	kg-m	V_s	=	15,402	kg

<u>Norminal Strength</u>

P_n	=	13,358.44	kg

ข-4 รายการคำนวณระยะทาบของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง (สำหรับตัวอย่างทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัด)

<u>เกณฑ์การออกแบบ</u>

f_c'	=	250.00	ksc	$\sqrt{f_c'}$	=	15.81	ksc	83.33	ksc
f_y	=	5,672.29	ksc						

ระยะฝังยึดจริง $$l_d = \frac{f_y}{3.5 \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left[\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right]} \times d_b \quad \text{cm}$$

<u>For Re-bar = 3-DB12 mm (เหล็กแกนตามยาว)</u>

d_b	=	1.2	cm						
α	=	1							
β	=	1							
γ	=	0.8							
λ	=	1							
K_{tr}	=	0							
C	=	3	cm						
l_d	=	39.36	cm	>	30.00	cm	ใช้	39.36	cm

ระยะทาบของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึงตามชั้นคุณภาพ A = 1.0·l_d = 39.36 cm

B = 1.3·l_d = 51.17 cm

ข-5 รายการคำนวณระยะทาบของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง (สำหรับตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัด)

<u>เกณฑ์การออกแบบ</u>

f_c' = 246.00 ksc $\sqrt{f_c'}$ = 15.68 ksc 83.33 ksc

f_y = 5,672.29 ksc

ระยะฝังยึดจริง $$l_d = \frac{f_y}{3.5 \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left[\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right]} \times d_b$$ cm

<u>For Re-bar = 1-DB12 mm (เหล็กเดือย)</u>

d_b = 1.2 cm

α = 1

β = 1

γ = 0.8

λ = 1

K_{tr} = 0

C = 3 cm

l_d = 39.68 cm > 30.00 cm ใช้ 39.68 cm

ระยะทาบของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึงตามชั้นคุณภาพ A = 1.0·l_d = 39.68 cm

B = 1.3·l_d = 51.58 cm

ข-6 รายการคำนวณความยาวระยะฝังยึดภายใต้แรงดึงด้วยการงอขอมาตรฐาน (สำหรับตัวอย่างทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัด)

<u>เกณฑ์การออกแบบ</u>

f_c'	=	250.00	ksc	$\sqrt{f_c'}$	=	15.81	ksc		83.33	ksc
f_y	=	5,672.29	ksc							

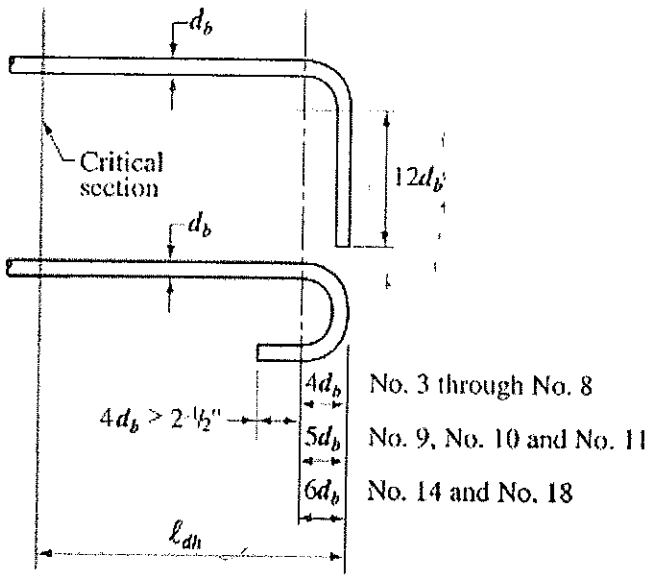
ความยาวระยะฝังยึด $l_{dh} = 0.075 \cdot \dfrac{\beta \cdot \lambda \cdot f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b$ cm

<u>For Re-bar = 1-DB12 mm (เหล็กเดือย)</u>

d_b	=	1.2	cm					
β	=	1						
λ	=	1						
l_{dh}	=	32.29	mm	>	$8 \cdot d_b$	=	9.6	cm
				>	15.0	cm		
				ใช้	32.29	cm		

ความยาวระยะฝังยึดภายใต้แรงดึงด้วยการของอมาตรฐาน = 32.29 cm

ความยาวระยะงอฉาก = $12 \cdot d_b$ = 12×1.2 = 14.4 cm



ข-7 รายการคำนวณความยาวระยะฝังยึดภายใต้แรงดึงด้วยการงอขอมาตรฐาน (สำหรับตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัด)

<u>เกณฑ์การออกแบบ</u>

f_c'	=	246.00	ksc	$\sqrt{f_c'}$	=	15.68	ksc	83.33	ksc
f_y	=	5,672.29	ksc						

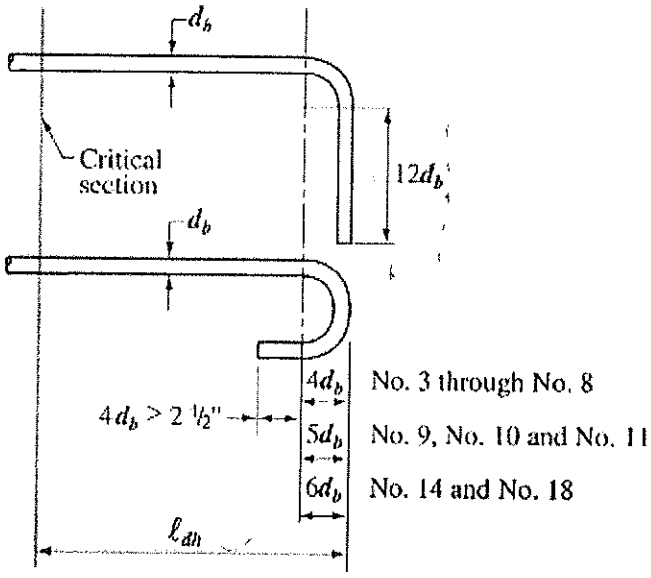
ความยาวระยะฝังยึด $l_{dh} = 0.075 \cdot \dfrac{\beta \cdot \lambda \cdot f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b$ cm

<u>For Re-bar = 1-DB12 mm (เหล็กเดือย)</u>

d_b	=	1.2	cm					
β	=	1						
λ	=	1						
l_{dh}	=	32.55	cm	>	$8 \cdot d_b$	=	9.6	cm
				>	15.0	cm		
				ใช้	32.55	cm		

ความยาวระยะฝังยึดภายใต้แรงดึงด้วยการของอมาตรฐาน = 32.55 cm

ความยาวระยะงอฉาก = $12 \cdot d_b$ = 12×1.2 = 14.4 cm



ภาคผนวก ค

ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของผิวสัมผัส Direct shear test

ตารางที่ ค-1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของผิวสัมผัส (Direct shear test)

Sample no.	Sample detail	Sample	Testing date	Started Voltage (V_0)	Finished Voltage (V)	Actual Load ($V-V_0$)	$P=19800(V-V_0)+50.4$ (kgf)	Average Load (kgf)
A1	คอนกรีตผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน ไม่เสริมเหล็กเดือย	A1/1	29/1/2010	0.142	0.525	0.383	7,634	7,871
		A1/2	29/1/2010	0.142	0.549	0.407	8,109	
A2	คอนกรีตผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	A2/1	29/1/2010	0.137	0.567	0.430	8,564	8,515
		A2/2	29/1/2010	0.156	0.581	0.425	8,465	
A3	คอนกรีตผิวสัมผัสหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	A3/1	29/1/2010	0.137	0.677	0.540	10,742	10,079
		A3/2	29/1/2010	0.151	0.624	0.473	9,416	
B1	ผิวสัมผัสเรียบ ไม่เสริมเหล็กเดือย	B1/1	17/1/2010	วิบัติก่อนทดสอบ				-
		B1/2	17/1/2010					
B2	ผิวสัมผัสเรียบ เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	B2/1	17/1/2010	0.103	0.273	0.170	3,416	4,416
		B2/2	17/1/2010	0.225	0.496	0.271	5,416	

ตารางที่ ค-1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของผิวสัมผัส (Direct shear test) (ต่อ)

Sample no.	Sample detail	Sample	Testing date	Started Voltage (V_0)	Finished Voltage (V)	Actual Load ($V-V_0$)	P=19800(V-V_0)+50.4 (kgf)	Average Load (kgf)
B3	ผิวสัมผัสเรียบ เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	B3/1	17/1/2010	0.151	0.418	0.267	5,337	
		B3/2	17/1/2010	0.156	0.421	0.265	5,297	
C1	ผิวสัมผัสเรียบ ทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย	C1/1	17/1/2010	วิบัติก่อนทดสอบ				-
		C1/2	17/1/2010					
C2	ผิวสัมผัสเรียบ ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	C2/1	17/1/2010	0.137	0.295	0.158	3,179	3,357
		C2/2	17/1/2010	0.154	0.330	0.176	3,535	
C3	ผิวสัมผัสเรียบ ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	C3/1	17/1/2010	0.193	0.398	0.205	4,109	4,208
		C3/2	17/1/2010	0.172	0.387	0.215	4,307	
D1	ผิวสัมผัสหยาบ ไม่เสริมเหล็กเดือย	D1/1	17/1/2010	0.150	0.251	0.101	2,050	3,476
		D1/2	17/1/2010	0.136	0.381	0.245	4,901	

ตารางที่ ค-1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของผิวสัมผัส (Direct shear test) (ต่อ)

Sample no.	Sample detail	Sample	Testing date	Started Voltage (V_0)	Finished Voltage (V)	Actual Load ($V-V_0$)	P=19800(V-V_0)+50.4 (kgf)	Average Load (kgf)
D2	ผิวสัมผัสหยาบ เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	D2/1	17/1/2010	0.140	0.402	0.262	5,238	5,525
		D2/2	17/1/2010	0.160	0.451	0.291	5,812	
D3	ผิวสัมผัสหยาบ เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	D3/1	17/1/2010	0.132	0.484	0.352	7,020	8,258
		D3/2	17/1/2010	0.156	0.633	0.477	9,495	
E1	ผิวสัมผัสหยาบ ทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย	E1/1	17/1/2010	0.142	0.234	0.092	1,872	1,931
		E1/2	17/1/2010	0.143	0.241	0.098	1,991	
E2	ผิวสัมผัสหยาบ ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	E2/1	17/1/2010	0.194	0.406	0.212	4,248	3,624
		E2/2	17/1/2010	0.031	0.180	0.149	3,001	
E3	ผิวสัมผัสหยาบ ทาน้ำมันเสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	E3/1	17/1/2010	0.242	0.558	0.316	6,307	6,307
		E3/2	17/1/2010	0.134	0.450	0.316	6,307	

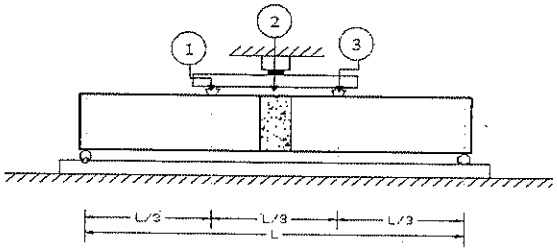
ตารางที่ ค-1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของผิวสัมผัส (Direct shear test) (ต่อ)

Sample no.	Sample detail	Sample	Testing date	Started Voltage (V_0)	Finished Voltage (V)	Actual Load ($V-V_0$)	$P=19800(V-V_0)+50.4$ (kgf)	Average Load (kgf)
F1	ผิวสัมผัสเป็น Shear key ไม่เสริมเหล็กเดือย	F1/1	29/1/2010	วิบัติก่อนทดสอบ				-
		F1/2	29/1/2010					
F2	ผิวสัมผัสเป็น Shear key เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	F2/1	29/1/2010	0.152	0.571	0.419	8,347	8,505
		F2/2	29/1/2010	0.163	0.598	0.435	8,663	
F3	ผิวสัมผัสเป็น Shear key เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	F3/1	29/1/2010	0.163	0.595	0.432	8,604	6,931
		F3/2	29/1/2010	0.167	0.430	0.263	5,258	
G1	ผิวสัมผัสเป็น Shear key ผิวทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย	G1/1	29/1/2010	วิบัติก่อนทดสอบ				-
		G1/2	29/1/2010					
G2	ผิวสัมผัสเป็น Shear key ผิวทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวตั้ง	G2/1	29/1/2010	0.164	0.430	0.266	5,317	6,426
		G2/2	29/1/2010	0.154	0.532	0.378	7,535	
G3	ผิวสัมผัสเป็น Shear key ผิวทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย 2-RB9 mm แนวนอน	G3/1	29/1/2010	0.148	0.430	0.282	5,634	5,862
		G3/2	29/1/2010	0.171	0.476	0.305	6,089	

ภาคผนวก ง

ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก Bending test

ตารางที่ ง-1 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อหล่อพร้อมคาน เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12 mm) ยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-CN



วันที่ทดสอบ	6-ก.ย.-52	
f_c' **คอนกรีตคาน**	315	ksc
f_c' **คอนกรีตรอยต่อ**	250	ksc

$P = 19{,}800 \cdot (V - V_0) + 50.4$ d = div x 0.01 mm

V_0	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
0.109	0.109	0.000	50.40	0	0	0	0.00	0.00	0.00	
	0.161	0.052	1,080.00	31	15	8	0.31	0.15	0.08	

ตารางที่ ง-1 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อหล่อพร้อมคาน เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12 mm) ยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-CN (ต่อ)

V_0	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
	0.205	0.096	1,951.20	65	29	10	0.65	0.29	0.10	
	0.253	0.144	2,901.60	89	42	16	0.89	0.42	0.16	
	0.304	0.195	3,911.40	128	73	39	1.28	0.73	0.39	
	0.349	0.240	4,802.40	190	92	89	1.90	0.92	0.89	
	0.399	0.290	5,792.40	300	140	177	3.00	1.40	1.77	แตกร้าว
	0.451	0.342	6,822.00	398	202	268	3.98	2.02	2.68	
	0.495	0.386	7,693.20	501	288	360	5.01	2.88	3.60	
	0.549	0.440	8,762.40	617	397	459	6.17	3.97	4.59	
	0.598	0.489	9,732.60	708	502	548	7.08	5.02	5.48	คราก
	0.622	0.513	10,207.80	872	605	710	8.72	6.05	7.10	
	0.630	0.521	10,366.20	991	710	812	9.91	7.10	8.12	
	0.645	0.536	10,663.20	1,205	808	1,019	12.05	8.08	10.19	
	0.650	0.541	10,762.20	1,353	998	1,218	13.53	9.98	12.18	

ตารางที่ ง-1 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อหล่อพร้อมคาน เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12 mm) ยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-CN (ต่อ)

V_0	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
	0.656	0.547	10,881.00	1,599	1,100	1,442	15.99	11.00	14.42	
	0.670	0.561	11,158.20	1,766	1,366	1,605	17.66	13.66	16.05	
	0.678	0.569	11,316.60	1,956	1,535	1,790	19.56	15.35	17.90	
	0.682	0.573	11,395.80	2,136	1,764	1,942	21.36	17.64	19.42	
	0.692	0.583	11,593.80	2,398	1,976	2,150	23.98	19.76	21.50	
	0.708	0.599	11,910.60	2,488	2,030	2,264	24.88	20.30	22.64	
	0.711	0.602	11,970.00	2,598	2,176	2,449	25.98	21.76	24.49	
	0.715	0.606	12,049.20	2,704	2,319	2,615	27.04	23.19	26.15	
	0.718	0.609	12,108.60	2,830	2,440	2,752	28.30	24.40	27.52	
	0.720	0.611	12,148.20	2,942	2,607	2,927	29.42	26.07	29.27	
	0.723	0.614	12,207.60	3,061	2,881	3,010	30.61	28.81	30.10	
	0.732	0.623	12,385.80	3,117	3,045	3,102	31.17	30.45	31.02	
	0.738	0.629	12,504.60	3,236	3,299	3,241	32.36	32.99	32.41	

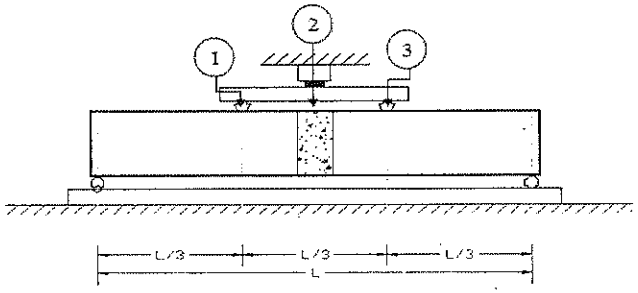
ตารางที่ ง-1 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อหล่อพร้อมคาน เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12 mm) ยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-CN (ต่อ)

V_0	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
	0.656	0.547	10,881.00	1,599	1,100	1,442	15.99	11.00	14.42	
	0.670	0.561	11,158.20	1,766	1,366	1,605	17.66	13.66	16.05	
	0.678	0.569	11,316.60	1,956	1,535	1,790	19.56	15.35	17.90	
	0.682	0.573	11,395.80	2,136	1,764	1,942	21.36	17.64	19.42	
	0.692	0.583	11,593.80	2,398	1,976	2,150	23.98	19.76	21.50	
	0.708	0.599	11,910.60	2,488	2,030	2,264	24.88	20.30	22.64	
	0.711	0.602	11,970.00	2,598	2,176	2,449	25.98	21.76	24.49	
	0.715	0.606	12,049.20	2,704	2,319	2,615	27.04	23.19	26.15	
	0.718	0.609	12,108.60	2,830	2,440	2,752	28.30	24.40	27.52	
	0.720	0.611	12,148.20	2,942	2,607	2,927	29.42	26.07	29.27	
	0.723	0.614	12,207.60	3,061	2,881	3,010	30.61	28.81	30.10	
	0.732	0.623	12,385.80	3,117	3,045	3,102	31.17	30.45	31.02	
	0.738	0.629	12,504.60	3,236	3,299	3,241	32.36	32.99	32.41	

ตารางที่ ง-1 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อหล่อพร้อมคาน เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12 mm) ยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-CN (ต่อ)

V_0	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
	0.738	0.629	12,504.60	3,349	3,477	3,314	33.49	34.77	33.14	
	0.744	0.635	12,623.40	3,510	3,812	3,536	35.1	38.12	35.36	
	0.750	0.641	12,742.20	3,653	4,089	3,644	36.53	40.89	36.44	
	0.755	0.646	12,841.20	3,766	4,210	3,716	37.66	42.10	37.16	
	0.759	0.650	12,920.40	3,820	4,412	3,830	38.20	44.12	38.30	ประลัย
	0.754	0.645	12,821.40	3,922	4,598	3,902	39.22	45.98	39.02	
	0.753	0.644	12,801.60	4,015	4,827	3,992	40.15	48.27	39.92	
	0.752	0.643	12,781.80	4,128	5,056	4,095	41.28	50.56	40.95	

ตารางที่ ง-2 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12mm) ยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-CJ



	วันที่ทดสอบ	6-ก.ย.-52	
f_c'	**คอนกรีตคาน**	315	ksc
f_c'	**คอนกรีตรอยต่อ**	250	ksc

$P = 19{,}800 \cdot (V - V_0) + 50.4$

d = div x 0.01 mm

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
0.116	0.116	0.000	50.40	0	0	0	0.00	0.00	0.00	
	0.153	0.037	783.00	14	18	16	0.14	0.18	0.16	

ตารางที่ ง-2 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12mm) ยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-CJ (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
	0.200	0.084	1,713.60	35	48	38	0.35	0.48	0.38	
	0.250	0.134	2,703.60	42	62	49	0.42	0.62	0.49	
	0.300	0.184	3,693.60	64	103	70	0.64	1.03	0.70	
	0.350	0.234	4,683.60	102	187	99	1.02	1.87	0.99	
	0.400	0.284	5.673.60	176	274	163	1.76	2.74	1.63	แตกร้าว
	0.450	0.334	6,663.60	257	369	267	2.57	3.69	2.67	
	0.500	0.384	7,653.60	448	486	512	4.48	4.86	5.12	
	0.550	0.434	8,643.60	545	597	610	5.45	5.97	6.10	
	0.600	0.484	9,633.60	787	745	865	7.87	7.45	8.65	คราก
	0.630	0.514	10,227.60	1,150	1,280	1,199	11.50	12.80	11.99	
	0.660	0.544	10,821.60	1,532	1,732	1,572	15.32	17.32	15.72	
	0.680	0.564	11,217.60	1,922	2,195	2,006	19.22	21.95	20.06	
	0.700	0.584	11,613.60	2,106	2,346	2,111	21.06	23.46	21.11	

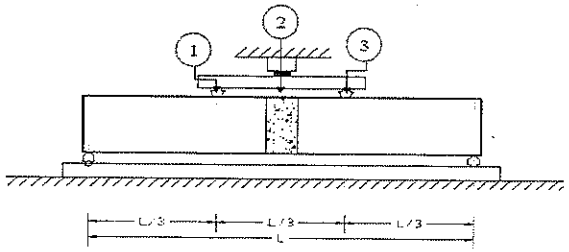
ตารางที่ ง-2 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12mm) ยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-CJ (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
	0.710	0.594	11,811.60	2,407	2,501	2,359	24.07	25.01	23.59	
	0.716	0.600	11,930.40	2,553	2,670	2,538	25.53	26.70	25.38	
	0.720	0.604	12,009.60	2,695	2,874	2,600	26.95	28.74	26.00	
	0.725	0.609	12,108.60	2,902	3,033	2,803	29.02	30.33	28.03	
	0.733	0.617	12,267.00	3,088	3,294	3,100	30.88	32.94	31.00	
	0.744	0.628	12,484.80	3,244	3,402	3,214	32.44	34.02	32.14	
	0.746	0.630	12,524.40	3,417	3,665	3,367	34.17	36.65	33.67	
	0.747	0.631	12,544.20	3,605	3,867	3,543	36.05	38.67	35.43	
	0.746	0.630	12,524.40	3,837	4,093	3,712	38.37	40.93	37.12	
	0.749	0.633	12,583.80	4,058	4,210	3,988	40.58	42.10	39.88	
	0.753	0.637	12,663.00	4,270	4,402	4,194	42.70	44.02	41.94	ประลัย

ตารางที่ ง-2 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12mm) ยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-CJ (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
	0.748	0.632	12,564.00	4,423	4,617	4,376	44.23	46.17	43.76	
	0.740	0.624	12,405.60	4,655	4,846	4,515	46.55	48.46	45.15	
	0.735	0.619	12,306.60	4,810	5,055	4,769	48.10	50.55	47.69	

ตารางที่ ง-3 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12mm) วางทาบในรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-LS



วันที่ทดสอบ	6-ก.ย.-52	
f_c' **คอนกรีตคาน**	315	ksc
f_c' **คอนกรีตรอยต่อ**	250	ksc

$P = 19{,}800 \cdot (V - V_0) + 50.4$

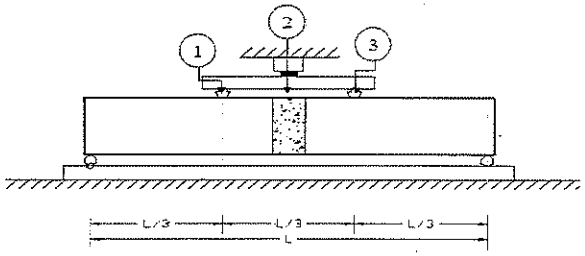
d = div x 0.01 mm

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
0.111	0.111	0.000	50.40	0	0	0	0.00	0.00	0.00	
	0.159	0.048	1,000.80	4	1	3	0.04	0.01	0.03	
	0.204	0.093	1,891.80	8	5	9	0.08	0.05	0.09	

ตารางที่ ง-3 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12mm) วางทาบในรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-LS (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
	0.250	0.139	2,802.60	17	13	27	0.17	0.13	0.27	
	0.301	0.190	3,812.40	28	30	55	0.28	0.30	0.55	
	0.324	0.213	4,267.80	54	42	82	0.54	0.42	0.82	แตกร้าว
	0.351	0.240	4,802.40	72	81	98	0.72	0.81	0.98	
	0.401	0.290	5,792.40	151	172	172	1.51	1.72	1.72	
	0.442	0.331	6,604.20	270	283	272	2.70	2.83	2.72	ประลัย
										วิบัติ

ตารางที่ ง-4 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กด้านทานแรงดึง (3-DB12 mm) วางทาบและงอฉากในรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-LH



วันที่ทดสอบ	11-ก.ย.-52	
f_c' คอนกรีตคาน	315	ksc
f_c' คอนกรีตรอยต่อ	250	ksc

$P = 19{,}800 \cdot (V - V_0) + 50.4$ d = div x 0.01 mm

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
0.116	0.116	0.000	50.40	0	0	0	0.00	0.00	0.00	
	0.202	0.086	1,753.20	30	38	7	0.30	0.38	0.07	
	0.256	0.140	2,822.40	71	83	25	0.71	0.83	0.25	

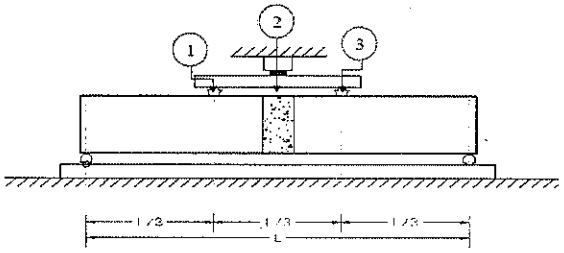
ตารางที่ ง-4 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12 mm) วางทาบและงอฉากในรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-LH (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
	0.303	0.187	3,753.00	96	100	50	0.96	1.00	0.50	
	0.352	0.236	4,723.20	130	160	88	1.30	1.60	0.88	แตกร้าว
	0.398	0.282	5,634.00	166	187	127	1.66	1.87	1.27	
	0.450	0.334	6,663.60	231	290	200	2.31	2.90	2.00	
	0.499	0.383	7.633.80	344	438	329	3.44	4.38	3.29	
	0.515	0.399	7,950.60	488	605	469	4.88	6.05	4.69	
	0.555	0.439	8,742.60	519	675	500	5.19	6.75	5.00	
	0.598	0.482	9,594.00	604	788	590	6.04	7.88	5.90	
	0.622	0.506	10,069.20	715	970	720	7.15	9.70	7.20	
	0.634	0.518	10,306.80	891	1,220	805	8.91	12.20	8.05	ประลัย
	0.579	0.463	9,217.80	900	1,260	811	9.00	12.60	8.11	
	0.560	0.444	8,841.60	1,055	1,480	955	10.55	14.80	9.55	
	0.464	0.348	6,940.80	1,260	1,800	1,160	12.60	18.00	11.60	

ตารางที่ ง-4 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12 mm) วางทาบและงอฉากในรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-LH (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
	0.272	0.156	3,139.20	1,605	2,400	1,520	16.05	24.00	15.20	
	0.235	0.119	2,406.60	1,784	2,720	1,755	17.84	27.20	17.55	
	0.226	0.110	2,228.40	1,960	3,020	2,055	19.60	30.20	20.55	วิบัติ

ตารางที่ ง-5 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12 mm) วางทาบและงอฉากในรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-LH



วันที่ทดสอบ	6-ก.ย.-52	
f_c' **คอนกรีตคาน**	315	ksc
f_c' **คอนกรีตรอยต่อ**	250	ksc

$P = 19{,}800 \cdot (V - V_0) + 50.4$ d = div x 0.01 mm

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
0.113	0.113	0.000	50.40	0	0	0	0.00	0.00	0.00	
	0.160	0.047	981.00	1	2	5	0.01	0.02	0.05	
	0.200	0.087	1,773.00	1	3	11	0.01	0.03	0.11	

ตารางที่ ง-5 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12 mm) วางทาบและงอฉากในรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-LH (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
	0.249	0.136	2,743.20	5	9	20	0.05	0.09	0.20	
	0.301	0.188	3,772.80	13	14	30	0.13	0.14	0.30	
	0.345	0.232	4,644.00	40	52	68	0.40	0.52	0.68	
	0.393	0.280	5,594.40	100	124	120	1.00	1.24	1.20	
	0.411	0.298	5.950.80	135	170	167	1.35	1.70	1.67	แตกร้าว
	0.450	0.337	6,723.00	215	253	228	2.15	2.53	2.28	
	0.497	0.384	7,653.60	290	351	305	2.90	3.51	3.05	
	0.549	0.436	8,683.20	390	461	403	3.90	4.61	4.03	
	0.599	0.486	9,673.20	499	600	525	4.99	6.00	5.25	
	0.635	0.522	10,386.00	660	828	710	6.60	8.28	7.10	คราก
	0.654	0.541	10,762.20	732	937	798	7.32	9.37	7.98	
	0.664	0.551	10,960.20	801	1,040	882	8.01	10.40	8.82	
	0.670	0.557	11,079.00	894	1,163	1,007	8.94	11.63	10.07	

ตารางที่ ง-5 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12 mm) วางทาบและงอฉากในรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-LH (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
	0.677	0.564	11,217.60	1,023	1,354	1,163	10.23	13.54	11.63	
	0.685	0.572	11,376.00	1,164	1,540	1,277	11.64	15.40	12.77	
	0.698	0.585	11,633.40	1,312	1,674	1,387	13.12	16.74	13.87	
	0.701	0.588	11,692.80	1,481	1,943	1,591	14.81	19.43	15.91	
	0.712	0.599	11.910.60	1.643	2.163	1.762	16.43	21.63	17.62	
	0.716	0.603	11,989.80	1,797	2,348	1,894	17.97	23.48	18.94	
	0.718	0.605	12,029.40	1,937	2,500	2,023	19.37	25.00	20.23	
	0.719	0.606	12,049.20	2,010	2,638	2,097	20.10	26.38	20.97	
	0.720	0.607	12,069.00	2,107	2,778	2,223	21.07	27.78	22.23	
	0.727	0.614	12,207.60	2,195	2,925	2,366	21.95	29.25	23.66	
	0.735	0.622	12,366.00	2,297	3,068	2,493	22.97	30.68	24.93	
	0.740	0.627	12,465.00	2,452	3,248	2,636	24.52	32.48	26.36	
	0.743	0.630	12,524.40	2,555	3,396	2,768	25.55	33.96	27.68	

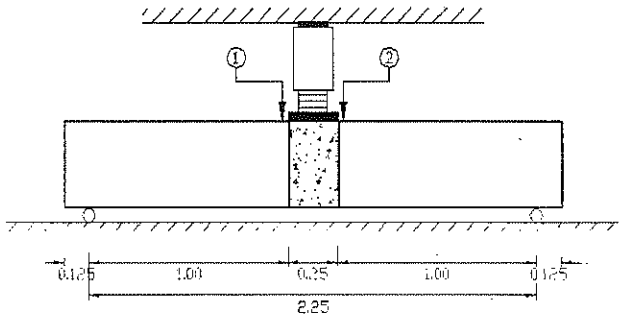
ตารางที่ ง-5 ผลการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึง (3-DB12 mm) วางทาบและงอฉากในรอยต่อ ผิวสัมผัสหยาบ, B-LH (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)			Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	3	1	2	3	
	0.744	0.631	12,544.20	2,635	3,504	2,903	26.35	35.04	29.03	
	0.744	0.631	12,544.20	2,692	3,613	2,976	26.92	36.13	29.76	
	0.746	0.633	12,583.80	2,767	3,718	3,059	27.67	37.18	30.59	
	0.748	0.635	12,623.40	2,842	3,828	3,147	28.42	38.28	31.47	
	0.753	0.640	12,722.40	2,928	3,963	3,268	29.28	39.63	32.68	
	0.754	0.641	12,742.20	3,019	4,088	3,398	30.19	40.88	33.98	ประลัย
	0.746	0.633	12,583.80	3,110	4,158	3,469	31.1	41.58	34.69	
	0.732	0.619	12,306.60	3,386	4,475	3,611	33.86	44.75	36.11	
	0.728	0.615	12,227.40	3,595	4,602	3,802	35.95	46.02	38.02	
	0.710	0.597	11,871.00	3,741	4,811	3,956	37.41	48.11	39.56	
	0.695	0.582	11,574.00	4,022	4,975	4,138	40.22	49.75	41.38	
	0.682	0.569	11,316.60	4,403	5,094	4,583	44.03	50.94	45.83	

ภาคผนวก จ

ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก

ตารางที่ จ-1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังเหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสหยาบไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NRR



วันที่ทดสอบ	7-พ.ย.-52	
f_c' **คอนกรีตคาน**	267	ksc
f_c' **คอนกรีตรอยต่อ**	246	ksc

$P = 19{,}800 \cdot (V - V_0) + 50.4$ d = div x 0.01 mm

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
0.145	0.145	0.000	50.40	0	0	0.00	0.00	0.00	
	0.245	0.100	2,030.40	120	160	1.20	1.60	1.40	

ตารางที่ จ-1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังเหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสหยาบไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NRR (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.307	0.162	3,258.00	234	250	2.34	2.50	2.42	
	0.355	0.210	4,208.40	304	338	3.04	3.38	3.21	แตกร้าว
	0.400	0.255	5,099.40	386	408	3.86	4.08	3.97	
	0.461	0.316	6,307.20	532	523	5.32	5.23	5.28	
	0.499	0.354	7,059.60	608	649	6.08	6.49	6.29	
	0.539	0.394	7,851.60	710	770	7.10	7.70	7.40	
	0.562	0.417	8,307.00	808	854	8.08	8.54	8.31	
	0.604	0.459	9,138.60	968	1,030	9.68	10.30	9.99	
	0.631	0.486	9,673.20	1,132	1,198	11.32	11.98	11.65	
	0.658	0.513	10,207.80	1,286	1,348	12.86	13.48	13.17	
	0.660	0.515	10,247.40	1,440	1,496	14.40	14.96	14.68	
	0.661	0.516	10,267.20	1,585	1,634	15.85	16.34	16.10	
	0.662	0.517	10,287.00	1,760	1,827	17.60	18.27	17.94	

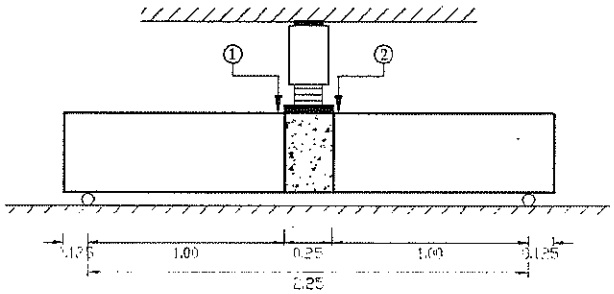
ตารางที่ จ-1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังเหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสหยาบไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NRR (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.664	0.519	10,326.60	1,949	2,020	19.49	20.20	19.85	
	0.667	0.522	10,386.00	2,230	2,194	22.30	21.94	22.12	
	0.669	0.524	10,425.60	2,396	2,330	23.96	23.30	23.63	
	0.673	0.528	10,504.80	2,555	2,485	25.55	24.85	25.20	
	0.675	0.530	10,544.40	2,641	2,670	26.41	26.70	26.56	
	0.677	0.532	10,584.00	2,781	2,815	27.81	28.15	27.98	
	0.679	0.534	10,623.60	3,020	2,955	30.20	29.55	29.88	
	0.680	0.535	10,643.40	3,135	3,070	31.35	30.70	31.03	
	0.685	0.540	10,742.40	3,299	3,227	32.99	32.27	32.63	
	0.688	0.543	10,801.80	3,460	3,395	34.60	33.95	34.28	
	0.690	0.545	10,841.40	3,637	3,571	36.37	35.71	36.04	
	0.692	0.547	10,881.00	3,798	3,720	37.98	37.20	37.59	ประลัย

ตารางที่ จ-1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลังเหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสหยาบไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NRR (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.681	0.536	10,663.20	3,970	3,906	39.70	39.06	39.38	
	0.675	0.530	10,544.40	4,011	3,998	40.11	39.98	40.05	

ตารางที่ จ-2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-B12 mm) ผิวสัมผัสหยาบ เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), SB-DRR



วันที่ทดสอบ		7-พ.ย.-52	
f_c'	คอนกรีตคาน	267	ksc
f_c'	คอนกรีตรอยต่อ	246	ksc

$P = 19{,}800 \cdot (V - V_0) + 50.4$ d = div x 0.01 mm

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
0.108	0.108	0.000	50.40	0	0	0.00	0.00	0.00	
	0.167	0.059	1,218.60	120	62	1.20	0.62	0.91	
	0.256	0.148	2,980.80	184	165	1.84	1.65	1.75	

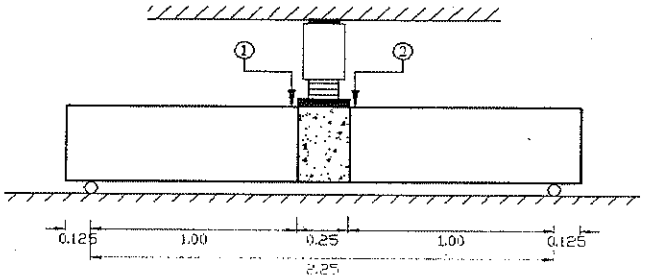
ตารางที่ จ-2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-B12 mm) ผิวสัมผัสหยาบ เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), SB-DRR (ต่อ)

V_0	V	$V-V_0$	P	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
(Volt)	(Volt)	(Volt)	(kg)	1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.303	0.195	3,911.40	264	230	2.64	2.30	2.47	แตกร้าว
	0.351	0.243	4,861.80	359	300	3.59	3.00	3.30	
	0.392	0.284	5,673.60	455	365	4.55	3.65	4.10	
	0.446	0.338	6,742.80	580	500	5.80	5.00	5.40	
	0.493	0.385	7.673.40	685	675	6.85	6.75	6.80	
	0.542	0.434	8,643.60	810	782	8.10	7.82	7.96	
	0.594	0.486	9,673.20	1,055	1,020	10.55	10.20	10.38	
	0.636	0.528	10,504.80	1,360	1,325	13.60	13.25	13.43	คราก
	0.641	0.533	10,603.80	1,590	1,580	15.90	15.80	15.85	
	0.646	0.538	10,702.80	1,990	2,000	19.90	20.00	19.95	
	0.651	0.543	10,801.80	2,400	2,450	24.00	24.50	24.25	
	0.657	0.549	10,920.60	2,780	2,850	27.80	28.50	28.15	
	0.660	0.552	10,980.00	2,950	3,060	29.50	30.60	30.05	

ตารางที่ จ-2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-B12 mm) ผิวสัมผัสหยาบ เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), SB-DRR (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.666	0.558	11,098.80	3,320	3,360	33.20	33.60	33.40	
	0.670	0.562	11,178.00	3,540	3,550	35.40	35.50	35.45	
	0.678	0.570	11,336.40	3,760	3,730	37.60	37.30	37.45	
	0.682	0.574	11,415.60	3,860	3,870	38.60	38.70	38.65	ประลัย
	0.653	0.545	10,841.40	4,000	4,020	40.00	40.20	40.10	
	0.644	0.536	10,663.20	4,166	4,141	41.66	41.41	41.54	

ตารางที่ จ-3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) สัมผัสหยาบทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NRO



วันที่ทดสอบ	15-มี.ค.-53	
f_c' **คอนกรีตคาน**	283	ksc
f_c' **คอนกรีตรอยต่อ**	259	ksc

$P = 19{,}800 \cdot (V - V_0) + 50.4$ $\qquad$ d = div x 0.01 mm

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
0.153	0.153	0.000	50.40	0	0	0.00	0.00	0.00	
	0.204	0.051	1,060.20	50	30	0.50	0.30	0.40	
	0.260	0.107	2,169.00	109	80	1.09	0.80	0.95	

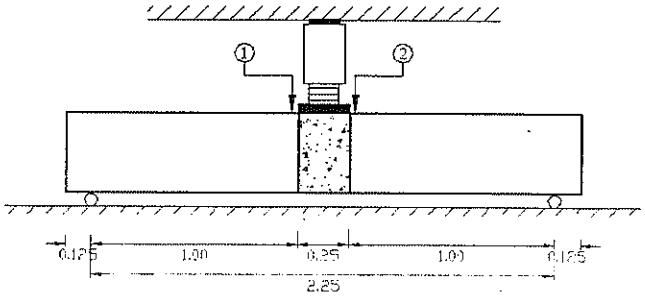
ตารางที่ จ-3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) สัมผัสหยาบทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NRO (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.296	0.143	2,881.80	148	108	1.48	1.08	1.28	
	0.324	0.171	3,436.20	184	140	1.84	1.40	1.62	แตกร้าว
	0.386	0.233	4,663.80	234	165	2.34	1.65	2.00	
	0.440	0.287	5,733.00	301	254	3.01	2.54	2.78	
	0.492	0.339	6.762.60	380	322	3.80	3.22	3.51	
	0.528	0.375	7,475.40	427	375	4.27	3.75	4.01	
	0.566	0.413	8,227.80	478	413	4.78	4.13	4.46	
	0.604	0.451	8,980.20	542	460	5.42	4.60	5.01	คราก
	0.633	0.480	9,554.40	631	528	6.31	5.28	5.80	
	0.650	0.497	9,891.00	729	610	7.29	6.10	6.70	
	0.677	0.524	10,425.60	879	760	8.79	7.60	8.20	
	0.692	0.539	10,722.60	1,035	963	10.35	9.63	9.99	ประลัย
	0.690	0.537	10,683.00	1,186	1,105	11.86	11.05	11.46	

ตารางที่ จ-3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) สัมผัสหยาบทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NRO (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.688	0.535	10,643.40	1,267	1,194	12.67	11.94	12.31	
	0.685	0.532	10,584.00	1,380	1,352	13.80	13.52	13.66	
	0.680	0.527	10,485.00	1,453	1,444	14.53	14.44	14.49	
	0.674	0.521	10,366.20	1,599	1,641	15.99	16.41	16.20	
	0.662	0.509	10.128.60	1.695	1.737	16.95	17.37	17.16	
	0.662	0.509	10,128.60	1,772	1,807	17.72	18.07	17.90	
	0.654	0.501	9,970.20	1,837	1,867	18.37	18.67	18.52	
	0.651	0.498	9,910.80	1,901	1,930	19.01	19.30	19.16	

ตารางที่ จ-4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), SB-DRO



วันที่ทดสอบ		15-มี.ค.-53	
f_c'	คอนกรีตคาน	283	ksc
f_c'	คอนกรีตรอยต่อ	259	ksc

$P = 19{,}800 \cdot (V - V_0) + 50.4$ d = div x 0.01 mm

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
0.153	0.153	0.000	50.40	0	0	0.00	0.00	0.00	
	0.259	0.106	2,149.20	22	60	0.22	0.60	0.41	

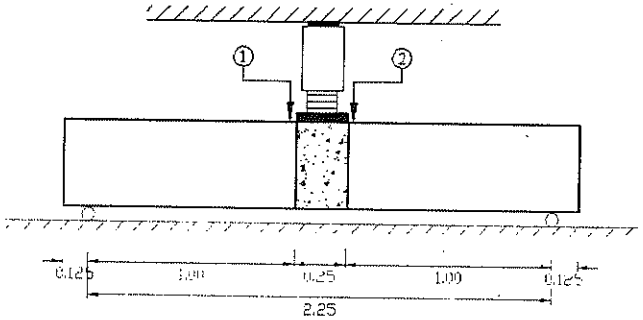
ตารางที่ จ-4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), SB-DRO (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.285	0.132	2,664.00	50	140	0.50	1.40	0.95	แตกร้าว
	0.351	0.198	3,970.80	122	210	1.22	2.10	1.66	
	0.396	0.243	4,861.80	170	250	1.70	2.50	2.10	
	0.445	0.292	5,832.00	237	328	2.37	3.28	2.83	
	0.502	0.349	6,960.60	305	379	3.05	3.79	3.42	
	0.551	0.398	7,930.80	376	446	3.76	4.46	4.11	
	0.600	0.447	8,901.00	455	521	4.55	5.21	4.88	
	0.651	0.498	9,910.80	528	592	5.28	5.92	5.60	
	0.695	0.542	10,782.00	583	653	5.83	6.53	6.18	คราก
	0.708	0.555	11,039.40	727	794	7.27	7.94	7.61	
	0.715	0.562	11,178.00	882	960	8.82	9.60	9.21	
	0.719	0.566	11,257.20	1,078	1,156	10.78	11.56	11.17	
	0.724	0.571	11,356.20	1,336	1,409	13.36	14.09	13.73	

ตารางที่ จ-4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสหยาบทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), SB-DRO (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.728	0.575	11,435.40	1,470	1,740	14.70	17.40	16.05	
	0.733	0.580	11,534.40	1,680	2,333	16.80	23.33	20.07	
	0.737	0.584	11,613.60	1,918	2,564	19.18	25.64	22.41	
	0.739	0.586	11,653.20	2,190	2,654	21.90	26.54	24.22	
	0.740	0.587	11,673.00	2,254	2,807	22.54	28.07	25.31	ประลัย
	0.735	0.582	11,574.00	2,350	2,903	23.50	29.03	26.27	
	0.731	0.578	11,494.80	2,470	3,014	24.70	30.14	27.42	
	0.726	0.573	11,395.80	2,554	3,124	25.54	31.24	28.39	
	0.723	0.570	11,336.40	2,632	3,239	26.32	32.39	29.36	
	0.711	0.558	11,098.80	2,710	3,310	27.10	33.10	30.10	
	0.710	0.557	11,079.00	2,805	3,407	28.05	34.07	31.06	

ตารางที่ จ-5 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสขรุขระทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm) และงอฉากในรอยต่อ, SB-HRO



วันที่ทดสอบ		15-มี.ค.-53	
f_c'	คอนกรีตคาน	283	ksc
f_c'	คอนกรีตรอยต่อ	259	ksc

$P = 19{,}800 \cdot (V - V_0) + 50.4$

d = div x 0.01 mm

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
0.141	0.141	0.000	50.40	0	0	0.00	0.00	0.00	
	0.198	0.057	1,179.00	5	22	0.05	0.22	0.14	

ตารางที่ จ-5 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสขรุขระทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm) และงอฉากในรอยต่อ, SB-HRO (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.202	0.061	1,258.20	6	23	0.06	0.23	0.15	แตกร้าว
	0.256	0.115	2,327.40	20	55	0.20	0.55	0.38	
	0.327	0.186	3,733.20	69	111	0.69	1.11	0.90	
	0.361	0.220	4,406.40	105	150	1.05	1.50	1.28	
	0.404	0.263	5,257.80	145	189	1.45	1.89	1.67	
	0.450	0.309	6,168.60	198	237	1.98	2.37	2.18	
	0.496	0.355	7,079.40	251	283	2.51	2.83	2.67	
	0.550	0.409	8,148.60	317	350	3.17	3.50	3.34	
	0.594	0.453	9,019.80	365	410	3.65	4.10	3.88	
	0.629	0.488	9,712.80	430	476	4.30	4.76	4.53	
	0.647	0.506	10,069.20	450	507	4.50	5.07	4.79	
	0.666	0.525	10,445.40	505	553	5.05	5.53	5.29	
	0.688	0.547	10,881.00	545	598	5.45	5.98	5.72	คราก

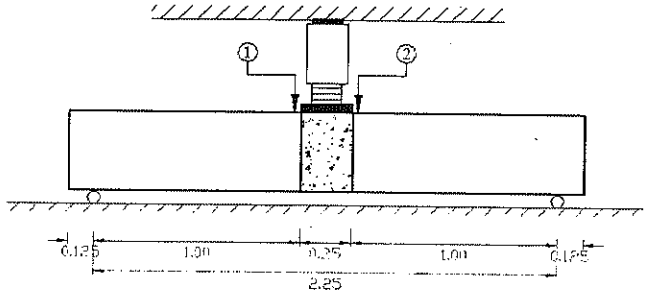
ตารางที่ จ-5 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสขรุขระทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm) และงอฉากในรอยต่อ, SB-HRO (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.695	0.554	11,019.60	631	664	6.31	6.64	6.48	
	0.711	0.570	11,336.40	704	698	7.04	6.98	7.01	
	0.728	0.587	11,673.00	786	793	7.86	7.93	7.90	
	0.747	0.606	12,049.20	860	893	8.60	8.93	8.77	
	0.772	0.631	12.544.20	945	968	9.45	9.68	9.57	
	0.788	0.647	12,861.00	1,008	1,123	10.08	11.23	10.66	
	0.796	0.655	13,019.40	1,150	1,254	11.50	12.54	12.02	
	0.805	0.664	13,197.60	1,264	1,356	12.64	13.56	13.10	
	0.808	0.667	13,257.00	1,323	1,410	13.23	14.10	13.67	
	0.809	0.668	13,276.80	1,397	1,480	13.97	14.80	14.39	ประลัย
	0.805	0.664	13,197.60	1,484	1,563	14.84	15.63	15.24	
	0.801	0.660	13,118.40	1,584	1,655	15.84	16.55	16.20	
	0.794	0.653	12,979.80	1,676	1,743	16.76	17.43	17.10	

ตารางที่ จ-5 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสขรุขระทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm) และงอฉากในรอยต่อ, SB-HRO (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.777	0.636	12,643.20	1,810	1,867	18.10	18.67	18.39	
	0.770	0.629	12,504.60	1,937	1,986	19.37	19.86	19.62	
	0.763	0.622	12,366.00	1,986	2,030	19.86	20.30	20.08	
	0.745	0.604	12,009.60	2,105	2,145	21.05	21.45	21.25	

ตารางที่ จ-6 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key ไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NKK



วันที่ทดสอบ	15-มี.ค.-53	
f_c' **คอนกรีตคาน**	283	ksc
f_c' **คอนกรีตรอยต่อ**	259	ksc

$P = 19{,}800 \cdot (V - V_0) + 50.4$

d = div x 0.01 mm

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
0.139	0.139	0.000	50.40	0	0	0.00	0.00	0.00	
	0.211	0.072	1,476.00	50	50	0.50	0.50	0.50	
	0.255	0.116	2,347.20	90	100	0.90	1.00	0.95	

ตารางที่ จ-6 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key ไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NKK (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.308	0.169	3,396.60	124	140	1.24	1.40	1.32	
	0.352	0.213	4,267.80	180	190	1.80	1.90	1.85	
	0.372	0.233	4,663.80	200	215	2.00	2.15	2.08	แตกร้าว
	0.411	0.272	5,436.00	250	260	2.50	2.60	2.55	
	0.469	0.330	6,584.40	330	350	3.30	3.50	3.40	
	0.502	0.363	7,237.80	378	405	3.78	4.05	3.92	
	0.553	0.414	8,247.60	445	476	4.45	4.76	4.61	
	0.610	0.471	9,376.20	522	547	5.22	5.47	5.35	คราก
	0.656	0.517	10,287.00	737	773	7.37	7.73	7.55	
	0.708	0.569	11,316.60	1,071	1,100	10.71	11.00	10.86	
	0.736	0.597	11,871.00	1,496	1,402	14.96	14.02	14.49	
	0.743	0.604	12,009.60	1,734	1,590	17.34	15.90	16.62	
	0.749	0.610	12,128.40	2,100	1,875	21.00	18.75	19.88	

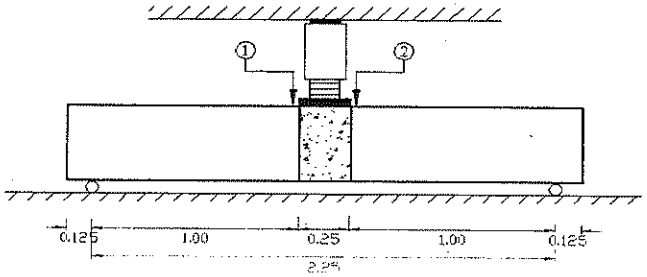
ตารางที่ จ-6 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key ไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NKK (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.750	0.611	12,148.20	2,360	2,148	23.60	21.48	22.54	
	0.754	0.615	12,227.40	2,608	2,324	26.08	23.24	24.66	
	0.757	0.618	12,286.80	2,996	2,538	29.96	25.38	27.67	
	0.758	0.619	12,306.60	3,124	2,775	31.24	27.75	29.50	
	0.761	0.622	12,366.00	3,205	2,870	32.05	28.70	30.38	
	0.763	0.624	12,405.60	3,296	2,988	32.96	29.88	31.42	
	0.765	0.626	12,445.20	3,357	3,066	33.57	30.66	32.12	
	0.767	0.628	12,484.80	3,412	3,143	34.12	31.43	32.78	
	0.771	0.632	12,564.00	3,498	3,230	34.98	32.30	33.64	
	0.776	0.637	12,663.00	3,573	3,304	35.73	33.04	34.39	
	0.780	0.641	12,742.20	3,682	3,415	36.82	34.15	35.49	ประลัย

ตารางที่ จ-6 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key ไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NKK (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.765	0.626	12,445.20	3,774	3,597	37.74	35.97	36.86	
	0.756	0.617	12,267.00	3,873	3,744	38.73	37.44	38.09	
	0.749	0.610	12,128.40	3,944	3,821	39.44	38.21	38.83	
	0.734	0.595	11,831.40	4,005	3,995	40.05	39.95	40.00	

ตารางที่ จ-7 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), SB-DKK



วันที่ทดสอบ	15-มี.ค.-53	
f_c' **คอนกรีตคาน**	283	ksc
f_c' **คอนกรีตรอยต่อ**	259	ksc

$P = 19{,}800 \cdot (V - V_0) + 50.4$ d = div x 0.01 mm

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
0.124	0.124	0.000	50.40	0	0	0.00	0.00	0.00	
	0.199	0.075	1,535.40	88	85	0.88	0.85	0.87	

ตารางที่ จ-7 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), SB-DKK (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.297	0.173	3,475.80	185	181	1.85	1.81	1.83	
	0.350	0.226	4,525.20	245	239	2.45	2.39	2.42	
	0.401	0.277	5,535.00	296	287	2.96	2.87	2.92	
	0.450	0.326	6,505.20	315	304	3.15	3.04	3.10	แตกร้าว
	0.500	0.376	7.495.20	390	370	3.90	3.70	3.80	
	0.550	0.426	8,485.20	460	420	4.60	4.20	4.40	
	0.598	0.474	9,435.60	533	475	5.33	4.75	5.04	
	0.658	0.534	10,623.60	610	550	6.10	5.50	5.80	
	0.699	0.575	11,435.40	675	615	6.75	6.15	6.45	คราก
	0.712	0.588	11,692.80	769	710	7.69	7.10	7.40	
	0.713	0.589	11,712.60	890	823	8.90	8.23	8.57	
	0.718	0.594	11,811.60	953	890	9.53	8.90	9.22	
	0.726	0.602	11,970.00	990	935	9.90	9.35	9.63	

ตารางที่ จ-7 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), SB-DKK (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.729	0.605	12,029.40	1,046	985	10.46	9.85	10.16	
	0.734	0.610	12,128.40	1,093	1,030	10.93	10.30	10.62	
	0.738	0.614	12,207.60	1,127	1,060	11.27	10.60	10.94	
	0.744	0.620	12,326.40	1,160	1,080	11.60	10.80	11.20	
	0.751	0.627	12,465.00	1,185	1,115	11.85	11.15	11.50	
	0.755	0.631	12,544.20	1,228	1,160	12.28	11.60	11.94	
	0.761	0.637	12,663.00	1,295	1,210	12.95	12.10	12.53	
	0.766	0.642	12,762.00	1,368	1,279	13.68	12.79	13.24	
	0.767	0.643	12,781.80	1,447	1,313	14.47	13.13	13.80	
	0.772	0.648	12,880.80	1,597	1,398	15.97	13.98	14.98	
	0.775	0.651	12,940.20	1,688	1,465	16.88	14.65	15.77	
	0.780	0.656	13,039.20	1,733	1,503	17.33	15.03	16.18	
	0.785	0.661	13,138.20	1,798	1,592	17.98	15.92	16.95	

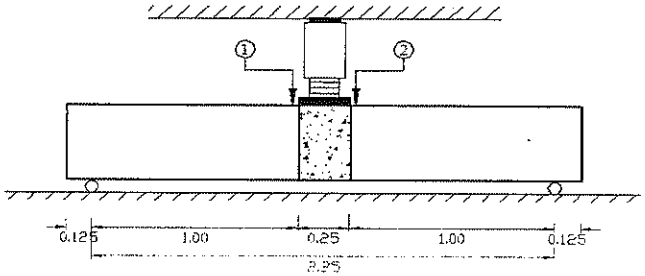
ตารางที่ จ-7 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), SB-DKK (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.789	0.665	13,217.40	1,855	1,688	18.55	16.88	17.72	
	0.790	0.666	13,237.20	1,908	1,797	19.08	17.97	18.53	
	0.790	0.666	13,237.20	1,916	1,905	19.16	19.05	19.11	
	0.791	0.667	13,257.00	1,987	1,996	19.87	19.96	19.92	
	0.795	0.671	13.336.20	2.010	2.087	20.10	20.87	20.49	
	0.798	0.674	13,395.60	2,102	2,117	21.02	21.17	21.10	
	0.802	0.678	13,474.80	2,195	2,201	21.95	22.01	21.98	
	0.804	0.680	13,514.40	2,277	2,289	22.77	22.89	22.83	
	0.804	0.680	13,514.40	2,320	2,330	23.20	23.30	23.25	
	0.805	0.681	13,534.20	2,401	2,455	24.01	24.55	24.28	
	0.808	0.684	13,593.60	2,485	2,543	24.85	25.43	25.14	
	0.808	0.684	13,593.60	2,532	2,619	25.32	26.19	25.76	
	0.810	0.686	13,633.20	2,610	2,780	26.10	27.80	26.95	

ตารางที่ จ-7 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), SB-DKK (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.812	0.688	13,672.80	2,832	2,963	28.32	29.63	28.98	
	0.814	0.690	13,712.40	3,267	3,220	32.67	32.20	32.44	
	0.817	0.693	13,771.80	3,398	3,387	33.98	33.87	33.93	ประลัย
	0.810	0.686	13,633.20	3,488	3,475	34.88	34.75	34.82	
	0.802	0.678	13.474.80	3.544	3.601	35.44	36.01	35.73	
	0.795	0.671	13,336.20	3,677	3,699	36.77	36.99	36.88	
	0.770	0.646	12,841.20	3,744	3,789	37.44	37.89	37.67	

ตารางที่ จ-8 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key ทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NKO



วันที่ทดสอบ	15-มี.ค.-53	
f_c' **คอนกรีตคาน**	283	ksc
f_c' **คอนกรีตรอยต่อ**	259	ksc

$P = 19{,}800 \cdot (V - V_0) + 50.4$ $\qquad$ d = div x 0.01 mm

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
0.118	0.118	0.000	50.40	0	0	0.00	0.00	0.00	
	0.204	0.086	1,753.20	120	120	1.20	1.20	1.20	
	0.254	0.136	2,743.20	185	190	1.85	1.90	1.88	

ตารางที่ จ-8 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key ทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NKO (ต่อ)

V_0	V	$V-V_0$	P	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
(Volt)	(Volt)	(Volt)	(kg)	1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.305	0.187	3,753.00	223	245	2.23	2.45	2.34	
	0.351	0.233	4,663.80	295	330	2.95	3.30	3.13	
	0.383	0.265	5,297.40	320	355	3.20	3.55	3.38	แตกร้าว
	0.400	0.282	5,634.00	346	390	3.46	3.90	3.68	
	0.448	0.330	6.584.40	430	475	4.30	4.75	4.53	
	0.505	0.387	7,713.00	510	550	5.10	5.50	5.30	
	0.550	0.432	8,604.00	582	630	5.82	6.30	6.06	
	0.602	0.484	9,633.60	655	709	6.55	7.09	6.82	คราก
	0.635	0.517	10,287.00	835	885	8.35	8.85	8.60	
	0.652	0.534	10,623.60	887	1,050	8.87	10.50	9.69	
	0.666	0.548	10,900.80	1,009	1,200	10.09	12.00	11.05	
	0.677	0.559	11,118.60	1,200	1,395	12.00	13.95	12.98	
	0.682	0.564	11,217.60	1,310	1,520	13.10	15.20	14.15	

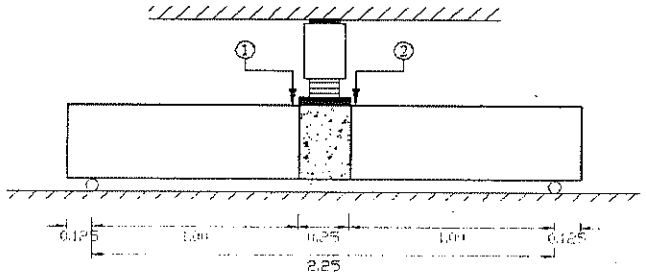
ตารางที่ จ-8 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key ทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NKO (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.689	0.571	11,356.20	1,420	1,705	14.20	17.05	15.63	
	0.702	0.584	11,613.60	1,606	1,810	16.06	18.10	17.08	
	0.710	0.592	11,772.00	1,735	1,962	17.35	19.62	18.49	
	0.714	0.596	11,851.20	1,980	2,010	19.80	20.10	19.95	
	0.719	0.601	11,950.20	2,110	2,245	21.10	22.45	21.78	
	0.725	0.607	12,069.00	2,246	2,380	22.46	23.80	23.13	
	0.732	0.614	12,207.60	2,395	2,523	23.95	25.23	24.59	
	0.744	0.626	12,445.20	2,650	2,710	26.50	27.10	26.80	ประลัย
	0.740	0.622	12,366.00	2,755	2,822	27.55	28.22	27.89	
	0.740	0.622	12,366.00	2,863	2,940	28.63	29.40	29.02	

ตารางที่ จ-8 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key ทาน้ำมัน ไม่เสริมเหล็กเดือย, SB-NKO (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.738	0.620	12,326.40	2,970	3,017	29.70	30.17	29.94	
	0.736	0.618	12,286.80	3,033	3,113	30.33	31.13	30.73	
	0.731	0.613	12,187.80	3,145	3,189	31.45	31.89	31.67	
	0.722	0.604	12,009.60	3,279	3,255	32.79	32.55	32.67	

ตารางที่ จ-9 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), SB-DKO



วันที่ทดสอบ	15-มี.ค.-53	
f_c' คอนกรีตคาน	283	ksc
f_c' คอนกรีตรอยต่อ	259	ksc

$P = 19{,}800 \cdot (V - V_0) + 50.4$ d = div x 0.01 mm

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
0.141	0.141	0.000	50.40	0	0	0.00	0.00	0.00	
	0.245	0.104	2,109.60	110	110	1.10	1.10	1.10	

ตารางที่ จ-9 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), SB-DKO (ต่อ)

V_0 (Volt)	V (Volt)	$V-V_0$ (Volt)	P (kg)	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
				1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.305	0.164	3,297.60	195	190	1.95	1.90	1.93	แตกร้าว
	0.361	0.220	4,406.40	246	250	2.46	2.50	2.48	
	0.400	0.259	5,178.60	312	310	3.12	3.10	3.11	
	0.466	0.325	6,485.40	410	400	4.10	4.00	4.05	
	0.510	0.369	7.356.60	462	455	4.62	4.55	4.59	
	0.555	0.414	8,247.60	538	540	5.38	5.40	5.39	
	0.598	0.457	9,099.00	609	610	6.09	6.10	6.10	
	0.641	0.500	9,950.40	708	705	7.08	7.05	7.07	
	0.687	0.546	10,861.20	805	795	8.05	7.95	8.00	คราก
	0.717	0.576	11,455.20	960	955	9.60	9.55	9.58	
	0.741	0.600	11,930.40	1,100	1,090	11.00	10.90	10.95	
	0.752	0.611	12,148.20	1,280	1,160	12.80	11.60	12.20	
	0.761	0.620	12,326.40	1,500	1,370	15.00	13.70	14.35	

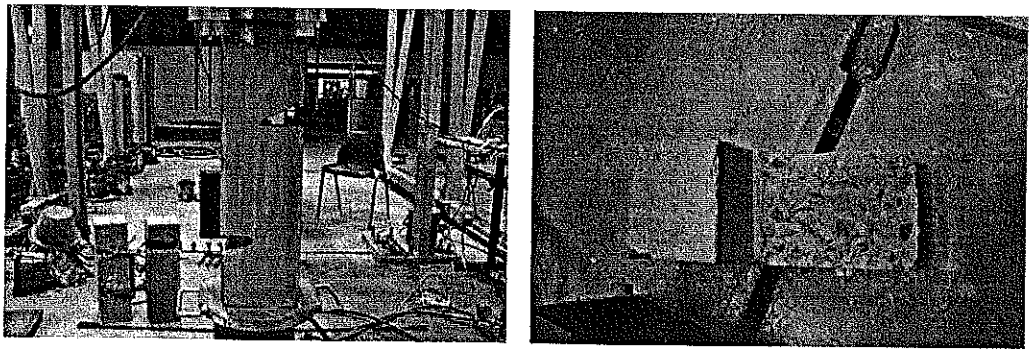
ตารางที่ จ-9 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของคานที่มีรอยต่อเทคอนกรีตภายหลัง เหล็กต้านทานแรงดึงยาวต่อเนื่องผ่านรอยต่อ (3-DB12 mm) ผิวสัมผัสแบบ Shear key ทาน้ำมัน เสริมเหล็กเดือย (1-DB12 mm), SB-DKO (ต่อ)

V_0	V	$V-V_0$	P	Dial Gage Reading (div)		Deflection (mm)			หมายเหตุ
(Volt)	(Volt)	(Volt)	(kg)	1	2	1	2	เฉลี่ย	
	0.773	0.632	12,564.00	1,690	1,560	16.90	15.60	16.25	
	0.785	0.644	12,801.60	1,960	1,820	19.60	18.20	18.90	
	0.790	0.649	12,900.60	2,130	1,980	21.30	19.80	20.55	
	0.796	0.655	13,019.40	2,364	2,030	23.64	20.30	21.97	
	0.802	0.661	13.138.20	2.424	2.180	24.24	21.80	23.02	
	0.809	0.668	13,276.80	2,550	2,345	25.50	23.45	24.48	
	0.811	0.670	13,316.40	2,574	2,460	25.74	24.60	25.17	
	0.813	0.672	13,356.00	2,612	2,570	26.12	25.70	25.91	ประลัย
	0.807	0.666	13,237.20	2,711	2,608	27.11	26.08	26.60	
	0.805	0.664	13,197.60	2,846	2,734	28.46	27.34	27.90	
	0.803	0.662	13,158.00	2,978	2,811	29.78	28.11	28.95	
	0.797	0.656	13,039.20	3,051	2,987	30.51	29.87	30.19	

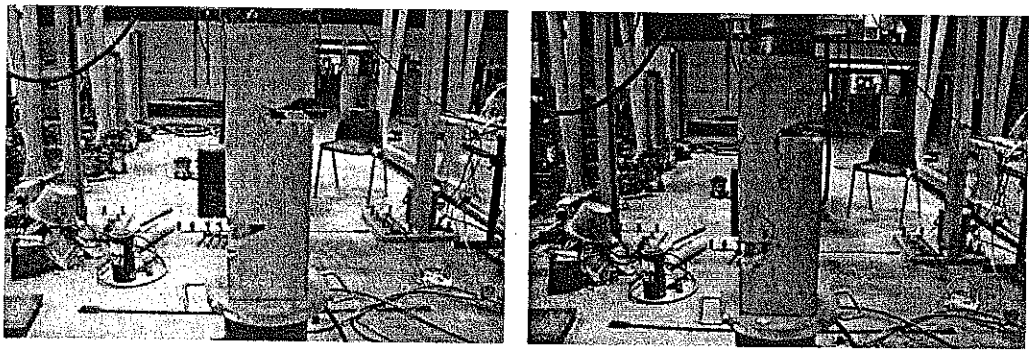
ภาคผนวก ฉ

ภาพแสดงการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรง

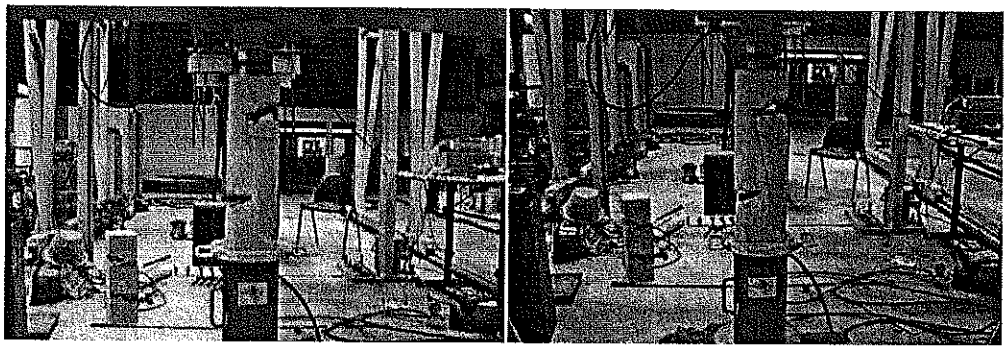
ภาพที่ ฉ-1 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง A1/1



ภาพที่ ฉ-2 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง A1/2

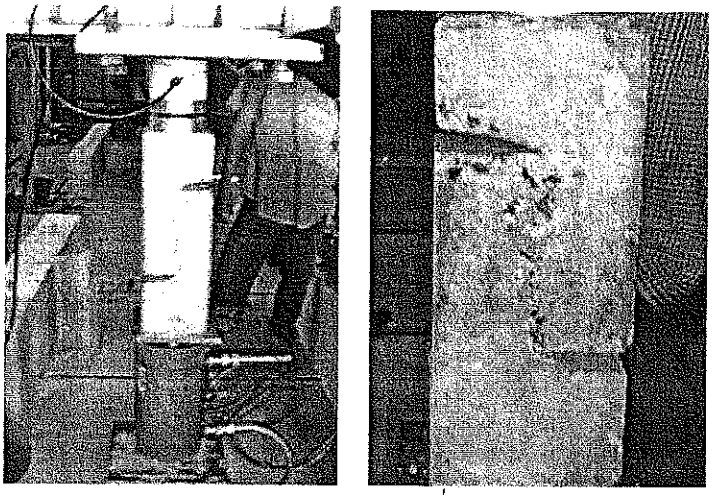


ภาพที่ ฉ-3 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง A2/1

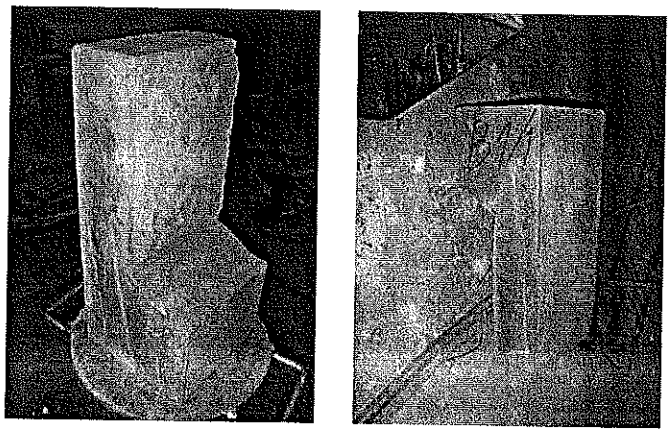


ภาพที่ ฉ-4 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง A2/2

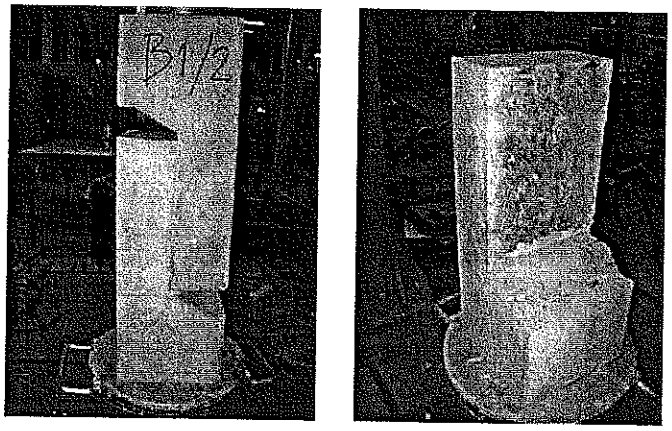
ภาพที่ ฉ-5 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง A3/1



ภาพที่ ฉ-6 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง A3/2

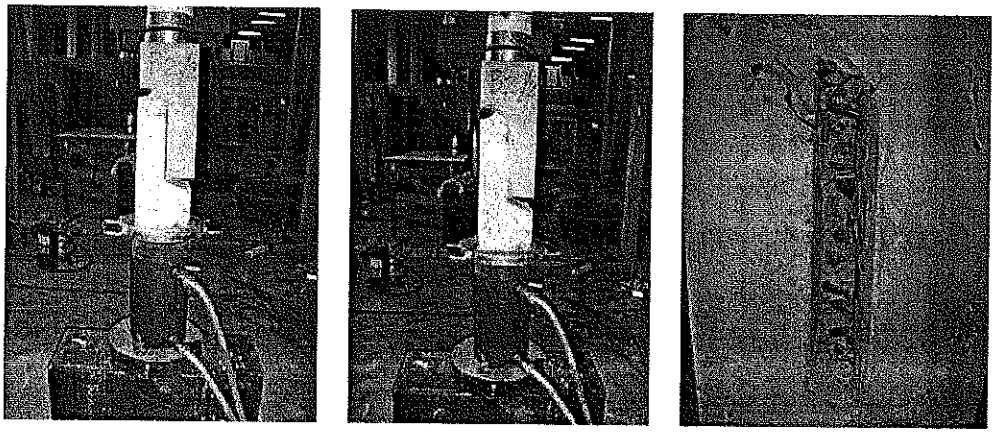


ภาพที่ ฉ-7 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง B1/1

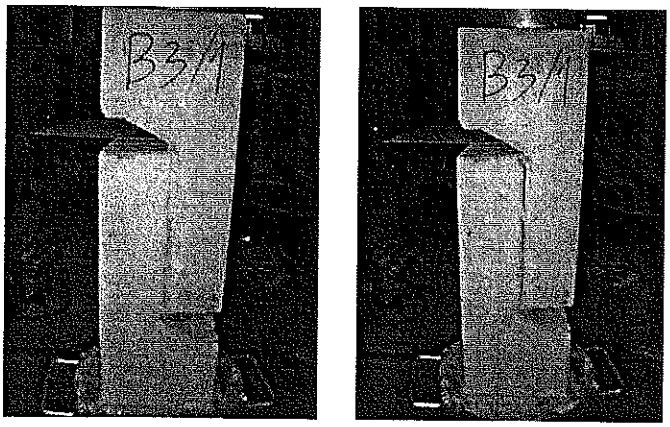


ภาพที่ ฉ-8 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง B1/2

ภาพที่ ฉ-9 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง B2/1

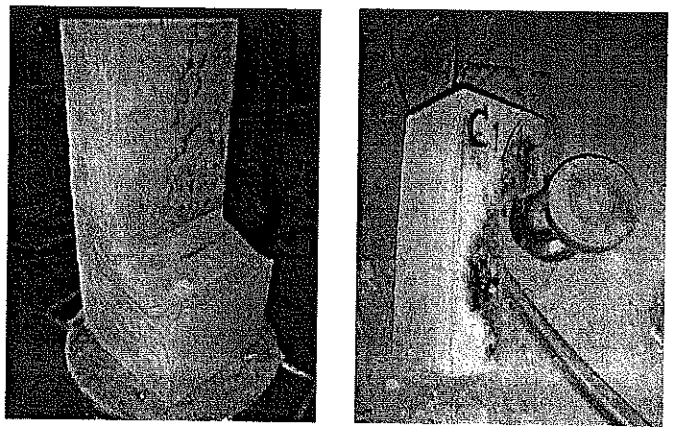


ภาพที่ ฉ-10 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง B2/2

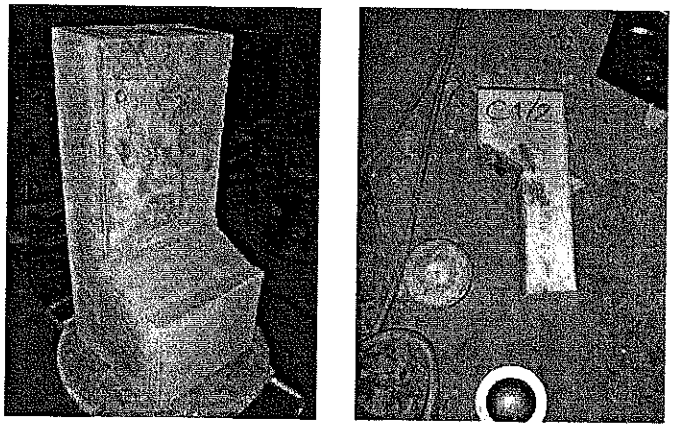


ภาพที่ ฉ-11 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง B3/1

ภาพที่ ฉ-12 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง B3/2

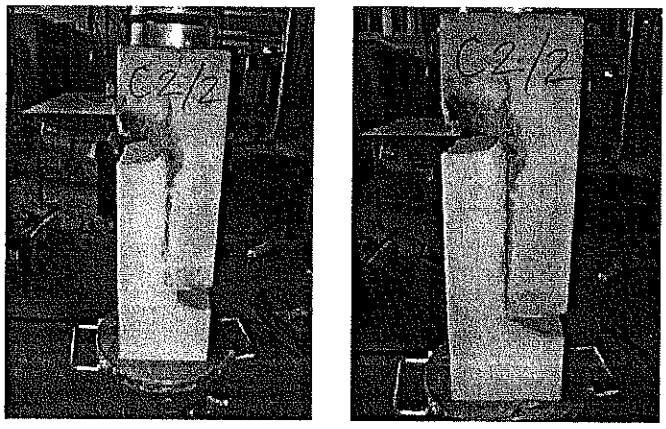


ภาพที่ ฉ-13 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง C1/1

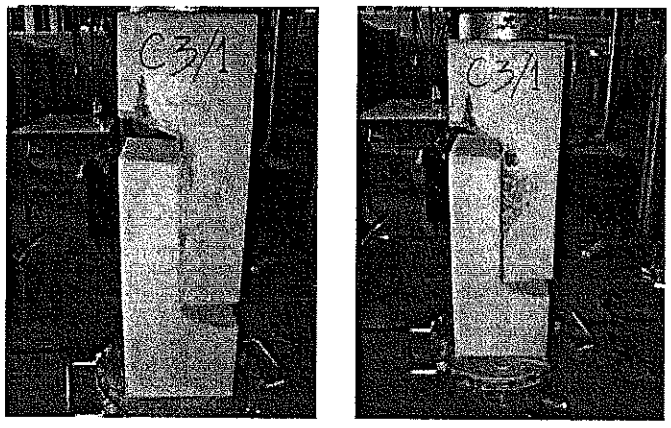


ภาพที่ ฉ-14 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง C1/2

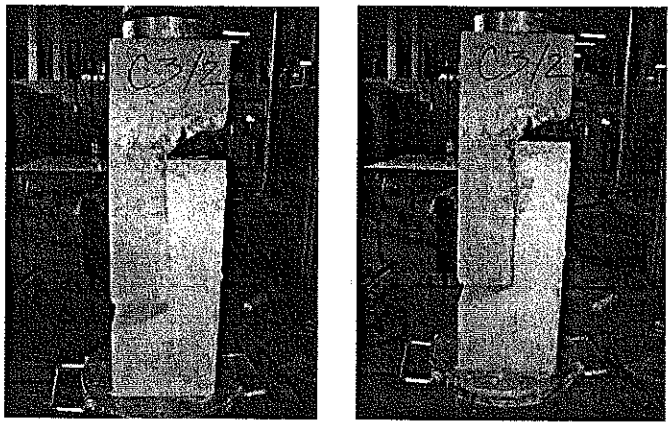
ภาพที่ ฉ-15 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง C2/1



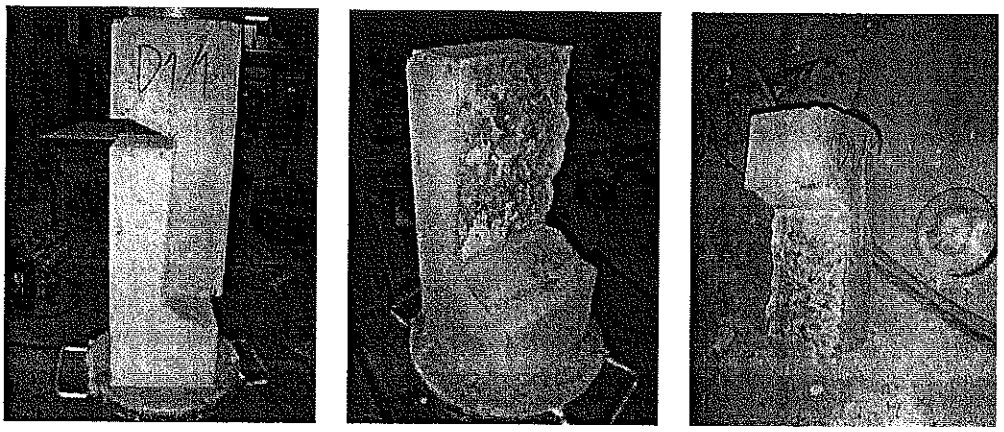
ภาพที่ ฉ-16 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง C2/2



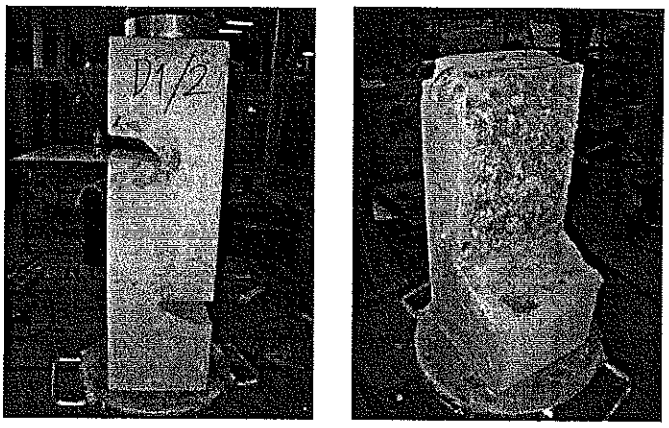
ภาพที่ ฉ-17 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง C3/1



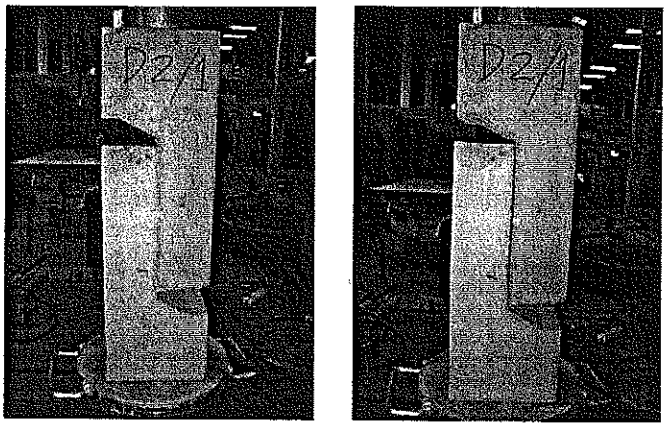
ภาพที่ ฉ-18 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง C3/2



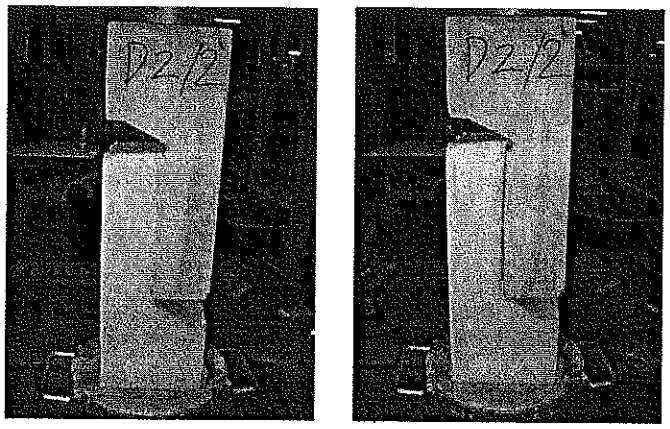
ภาพที่ ฉ-19 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง D1/1



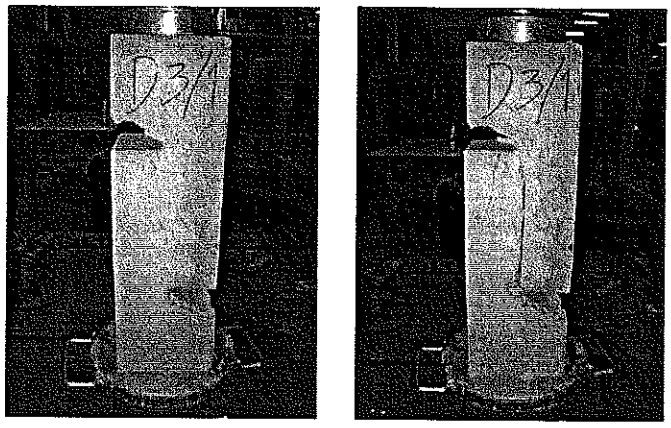
ภาพที่ ฉ-20 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง D1/2



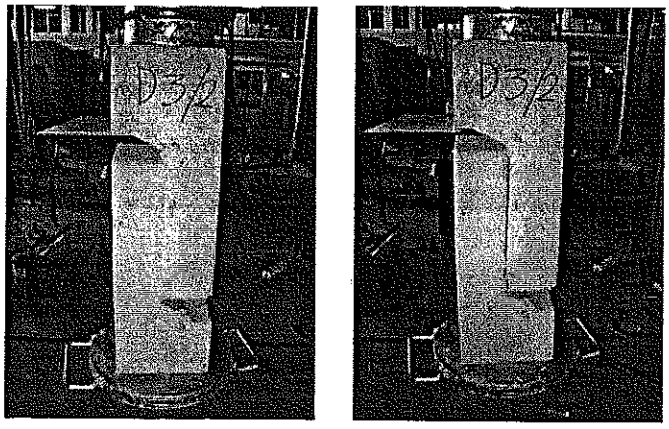
ภาพที่ ฉ-21 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง D2/1



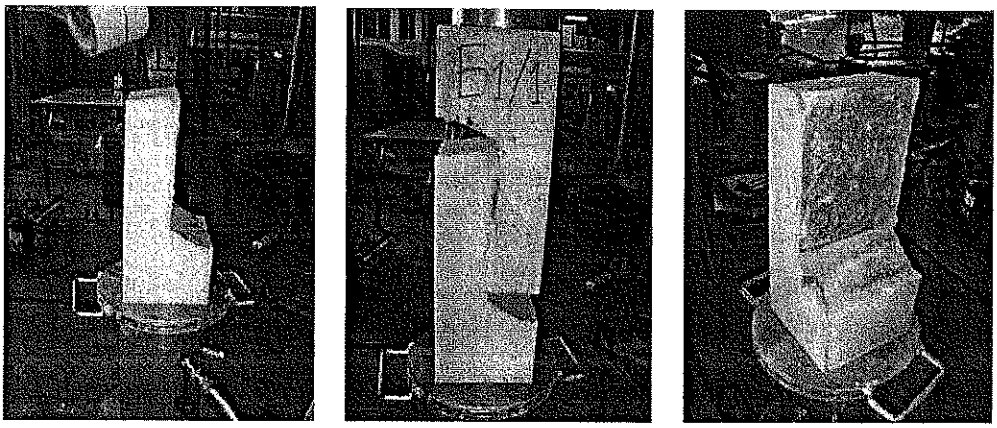
ภาพที่ ฉ-22 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง D2/2



ภาพที่ ฉ-23 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง D3/1

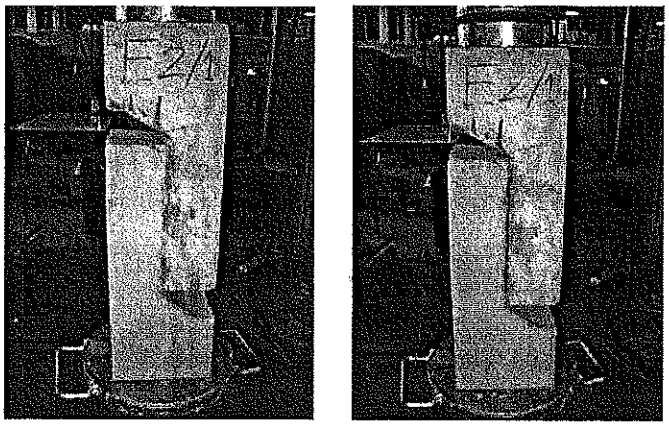


ภาพที่ ฉ-24 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง D3/2



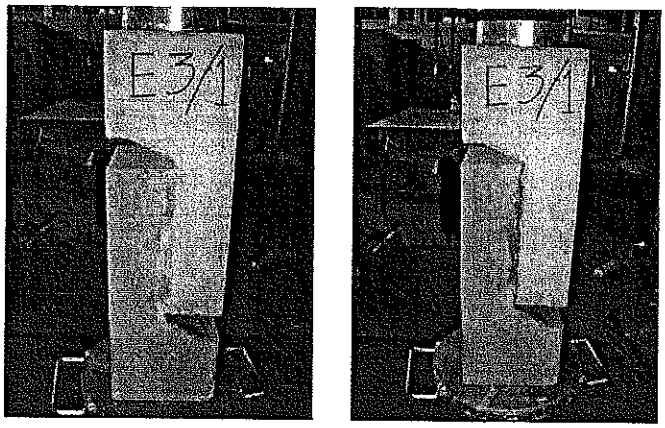
ภาพที่ ฉ-25 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง E1/1

ภาพที่ ฉ-26 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง E1/2

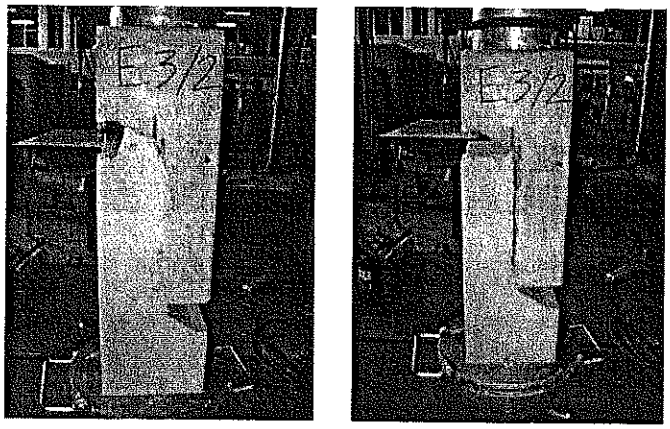


ภาพที่ ฉ-27 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง E2/1

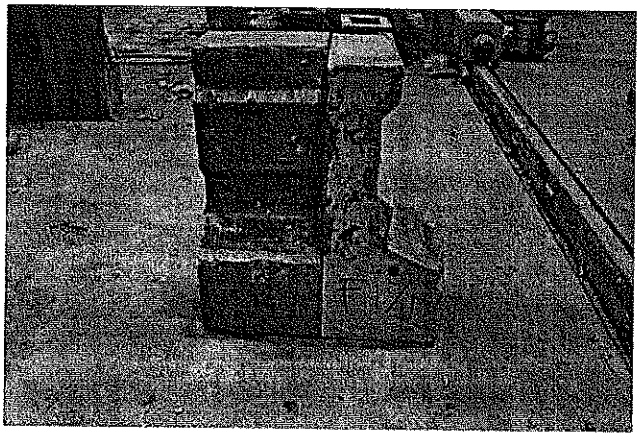
ภาพที่ ฉ-28 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง E2/2



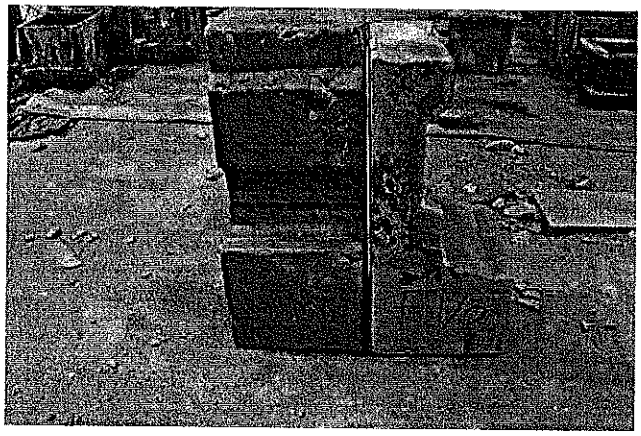
ภาพที่ ฉ-29 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง E3/1



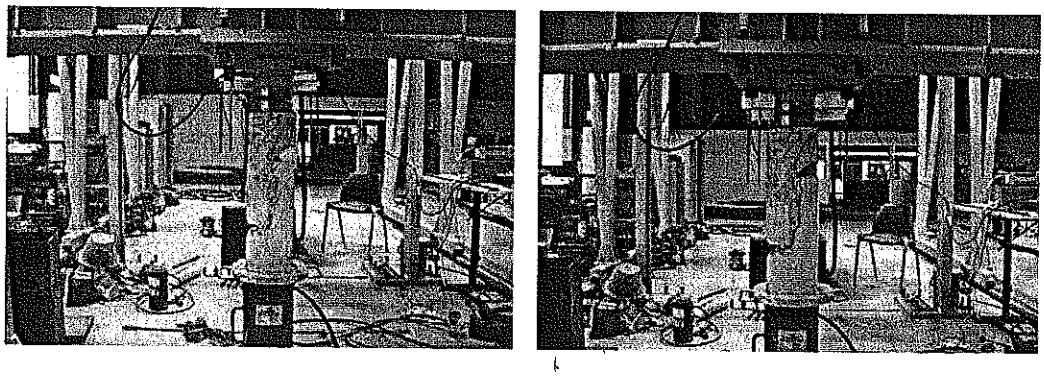
ภาพที่ ฉ-30 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง E3/2



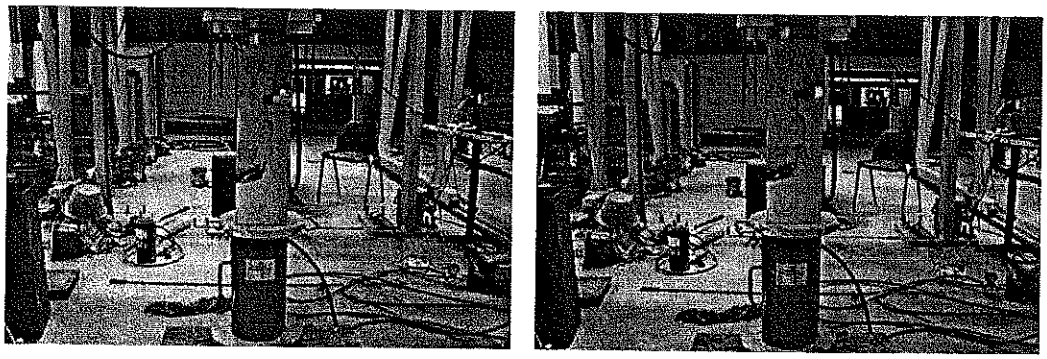
ภาพที่ ฉ-31 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง F1/1



ภาพที่ ฉ-32 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง F1/2

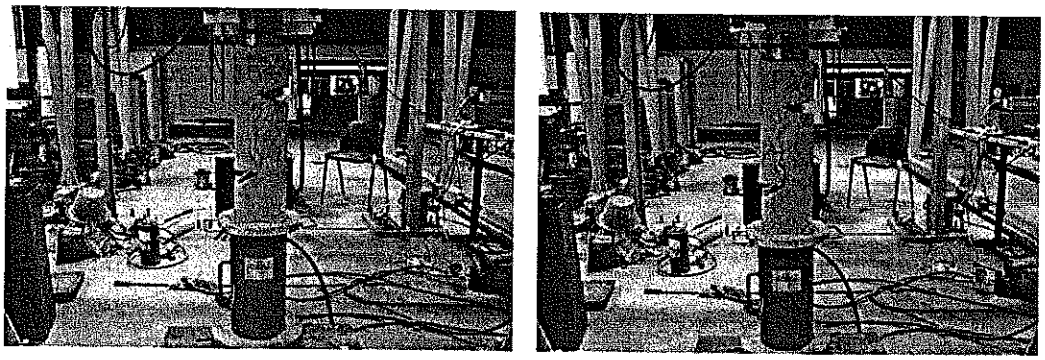


ภาพที่ ฉ-33 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง F2/1

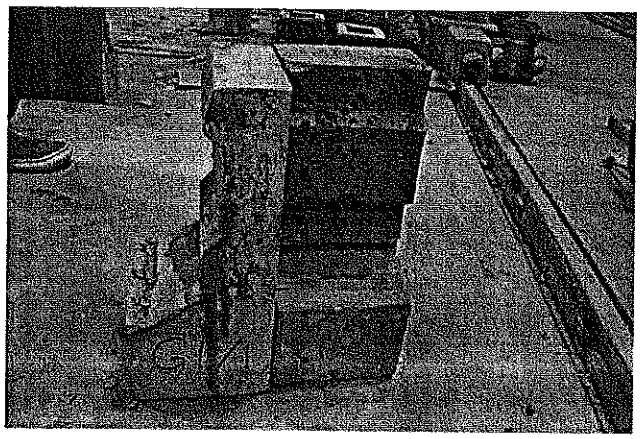


ภาพที่ ฉ-34 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง F2/2

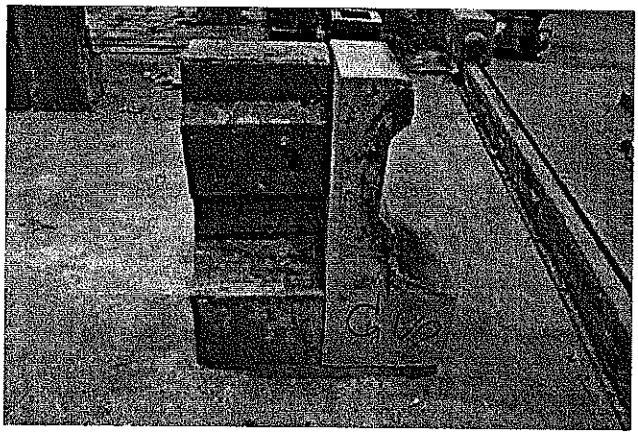
ภาพที่ ฉ-35 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง F3/1



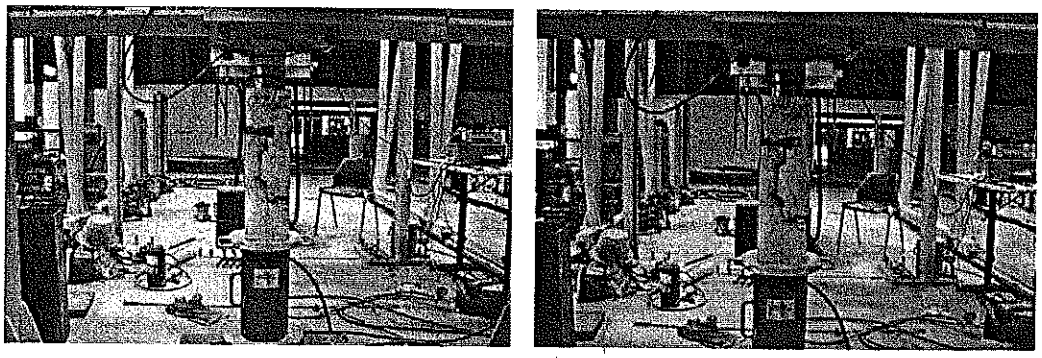
ภาพที่ ฉ-36 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง F3/2



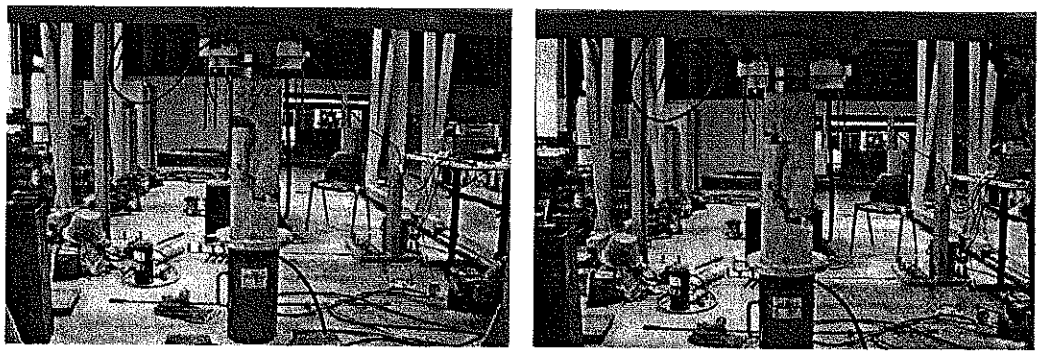
ภาพที่ ฉ-37 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง G1/1



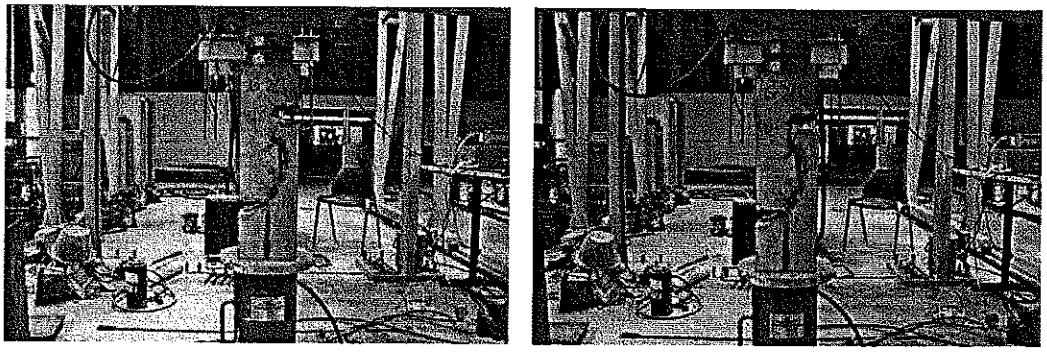
ภาพที่ ฉ-38 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง G1/2



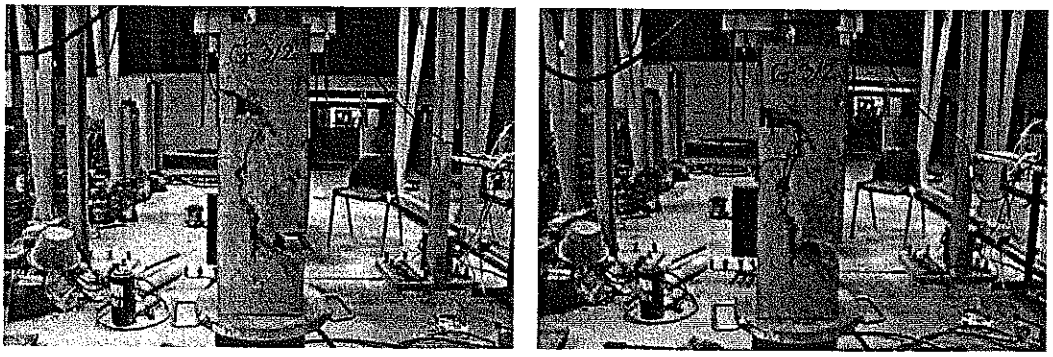
ภาพที่ ฉ-39 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง G2/1



ภาพที่ ฉ-40 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง G2/2



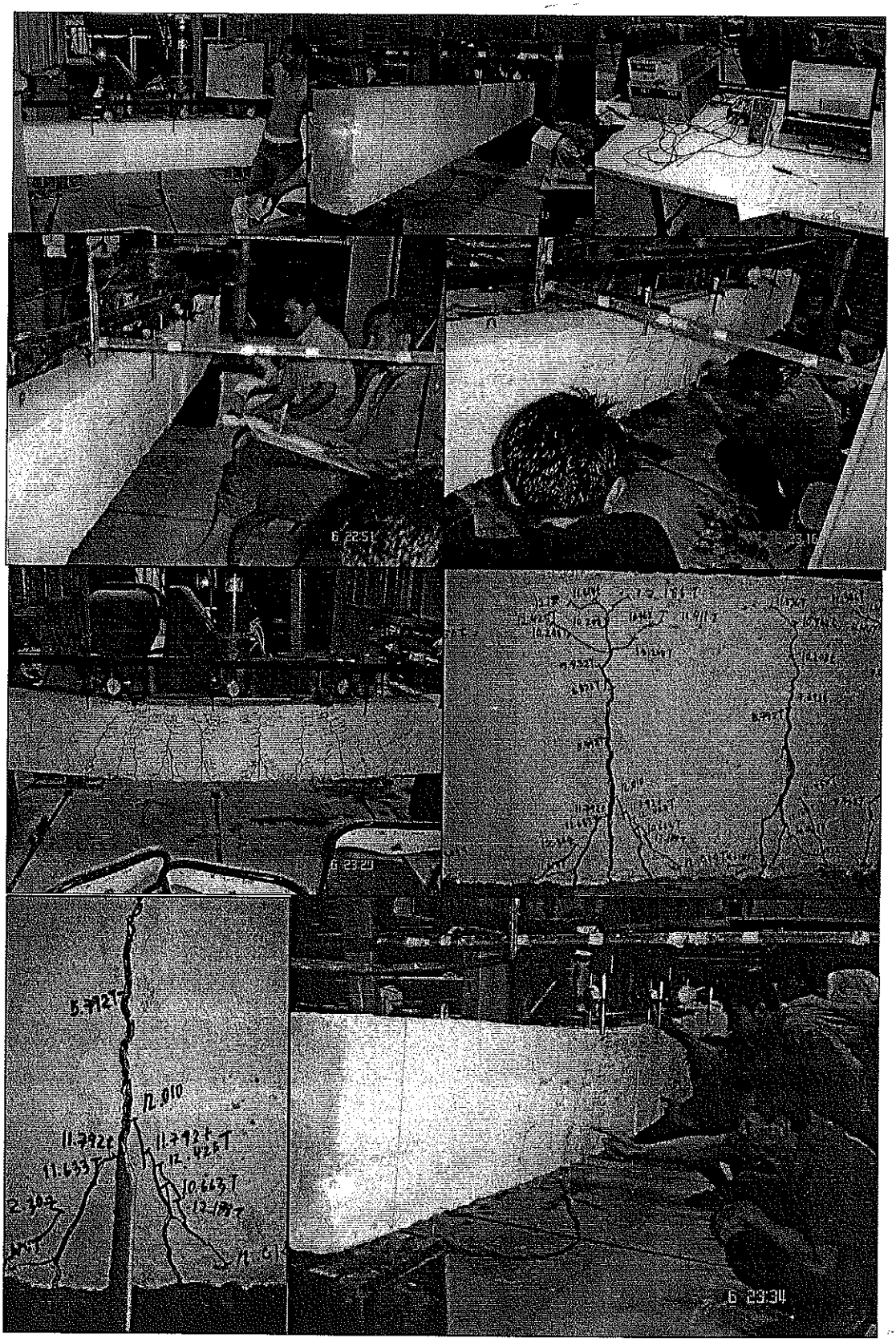
ภาพที่ ฉ-41 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง G3/1



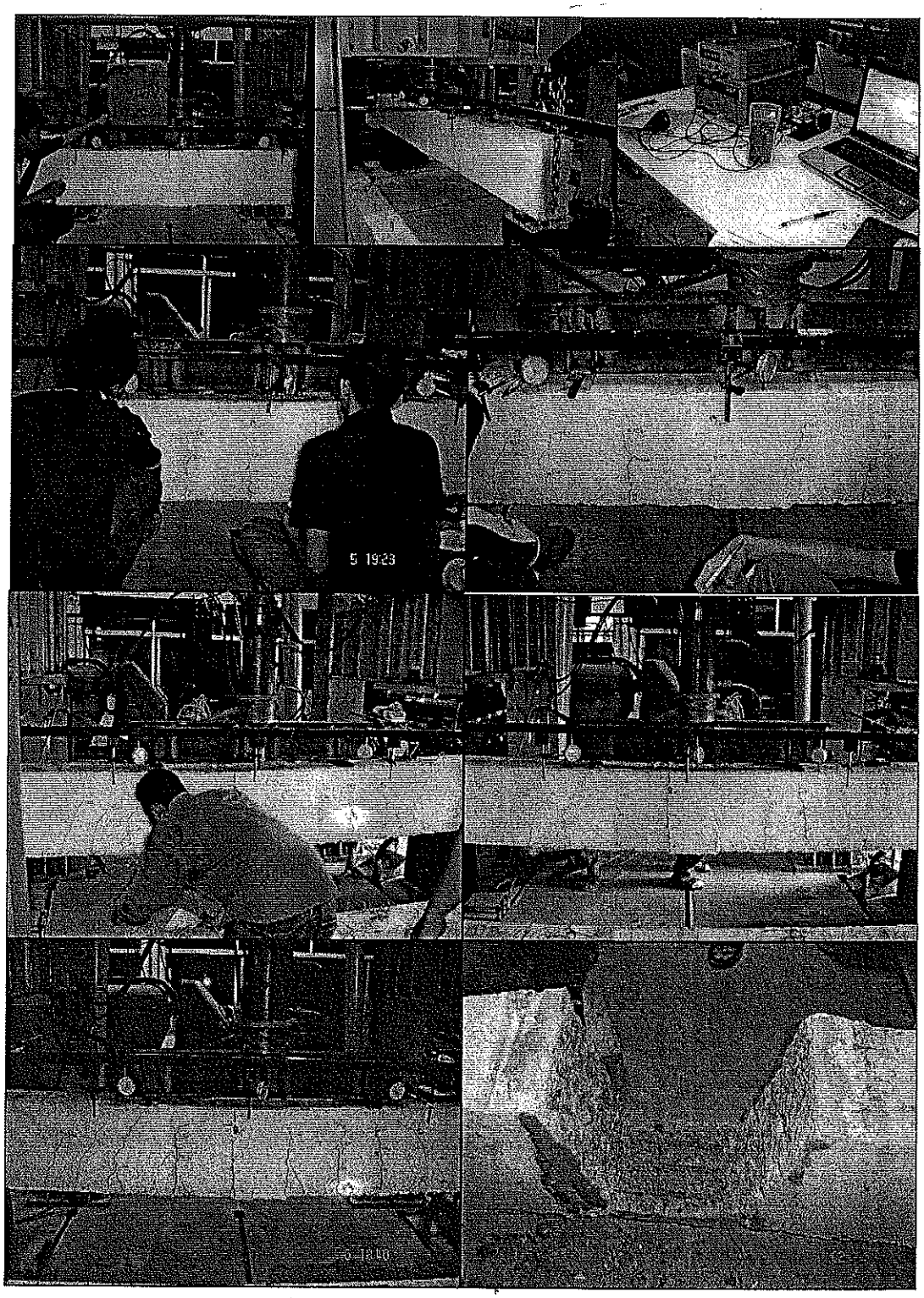
ภาพที่ ฉ-42 ก่อนและหลังการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของตัวอย่าง G3/2

ภาคผนวก ช

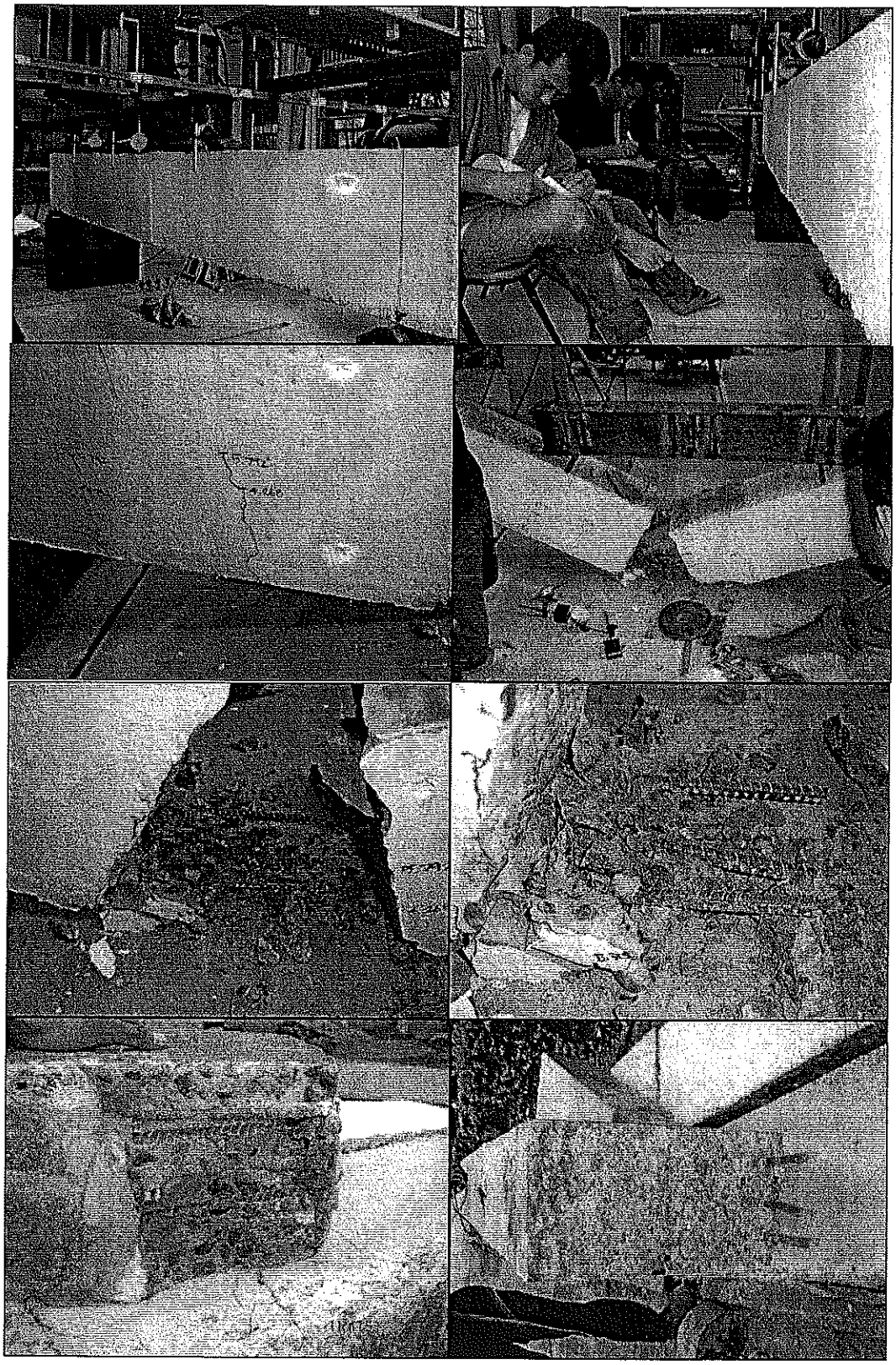
ภาพแสดงการทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก



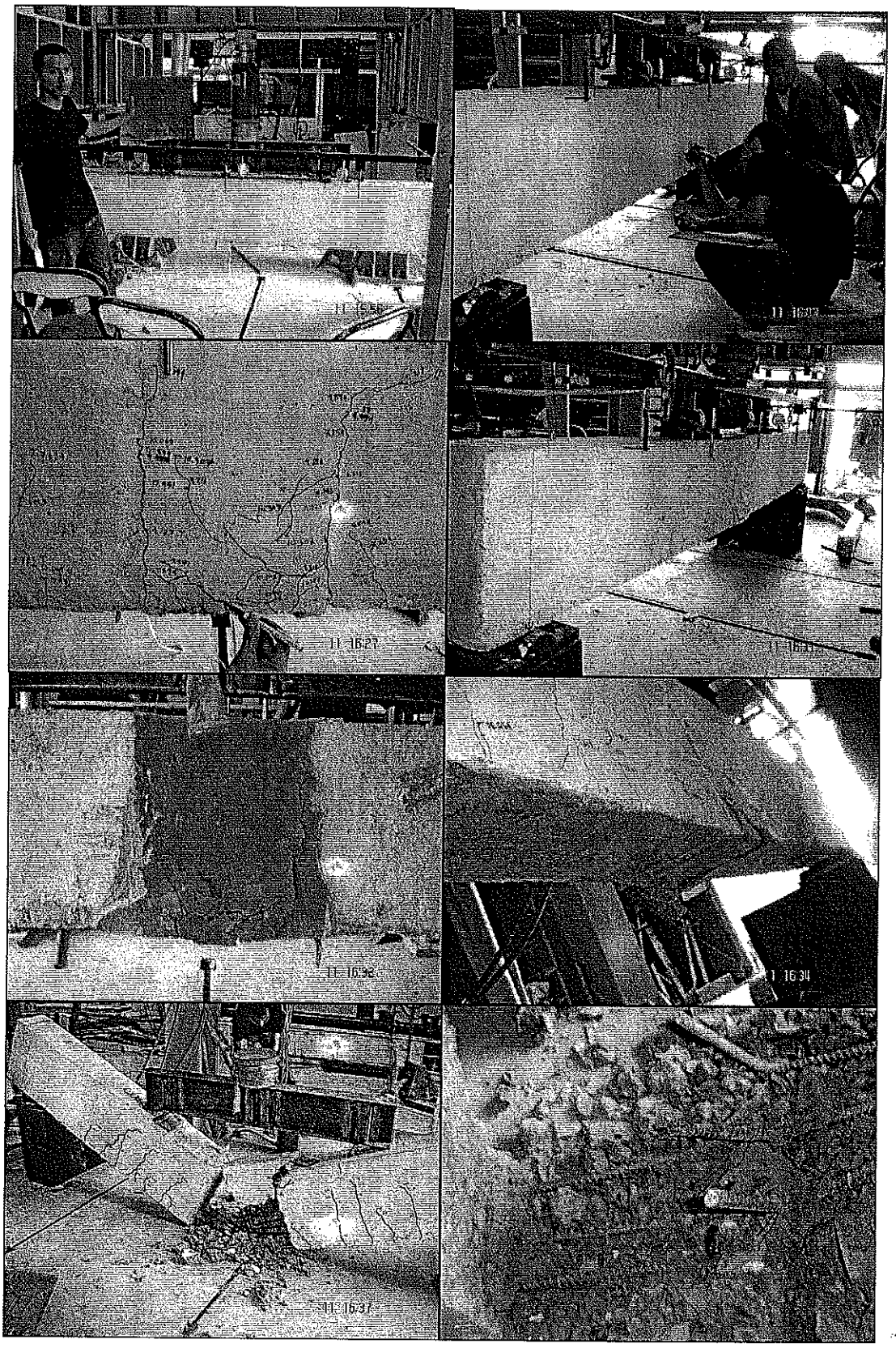
ภาพที่ ช-1 ขณะทดสอบตัวอย่าง B-CN



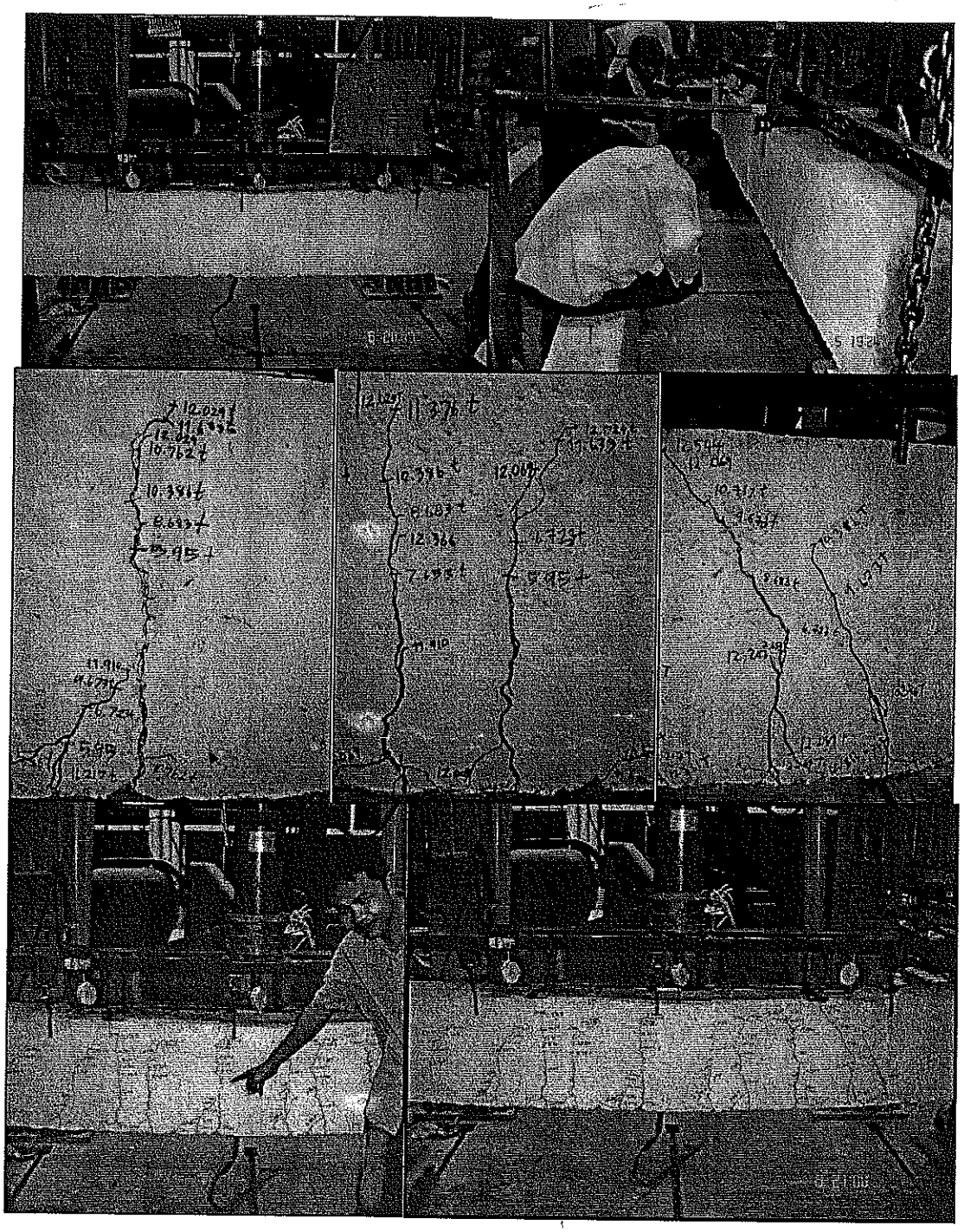
ภาพที่ ช-2 ขณะทดสอบตัวอย่าง B-CJ



ภาพที่ ช-3 ขณะทดสอบตัวอย่าง B-LS



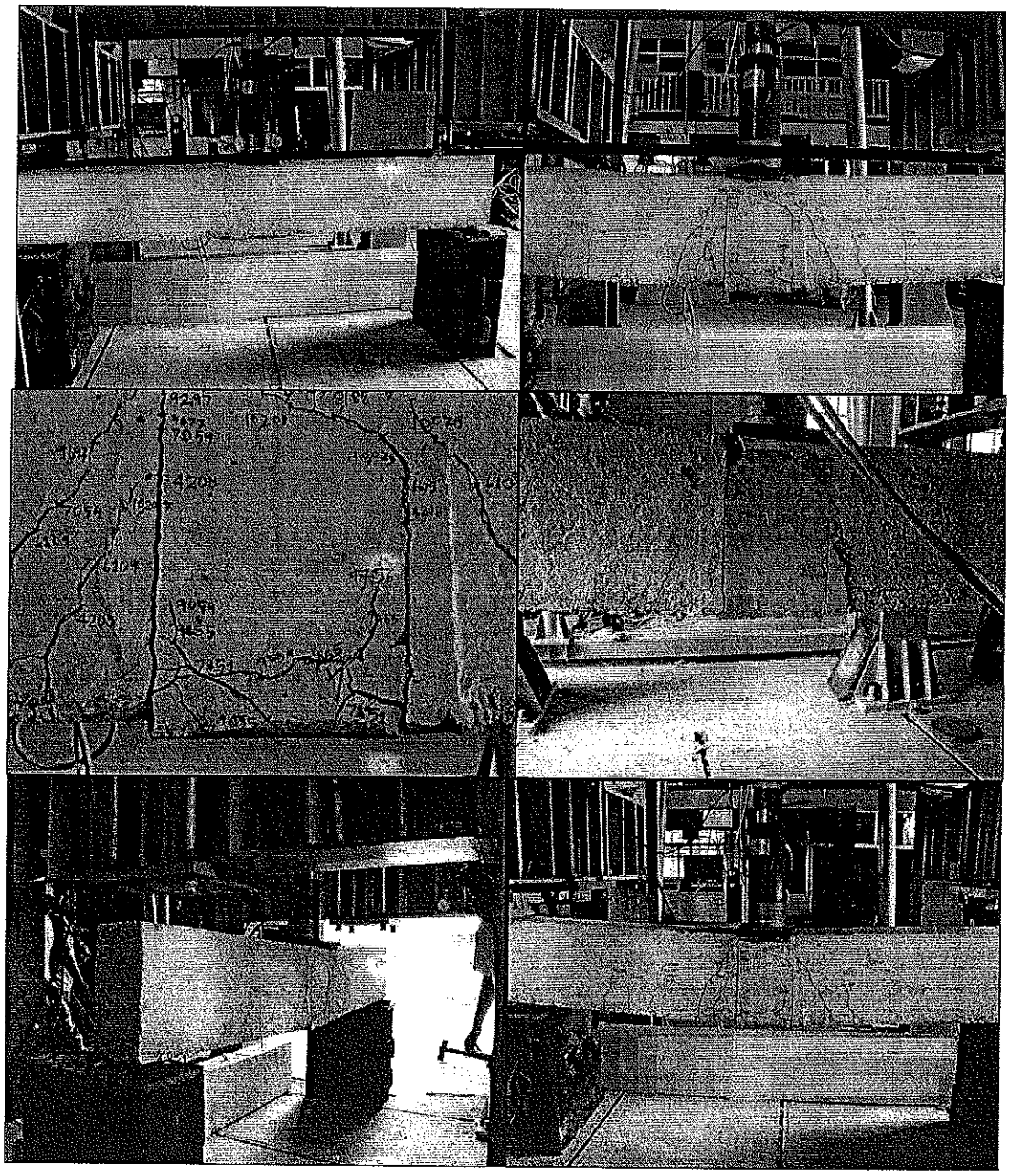
ภาพที่ ช-4 ขณะทดสอบตัวอย่าง B-LH



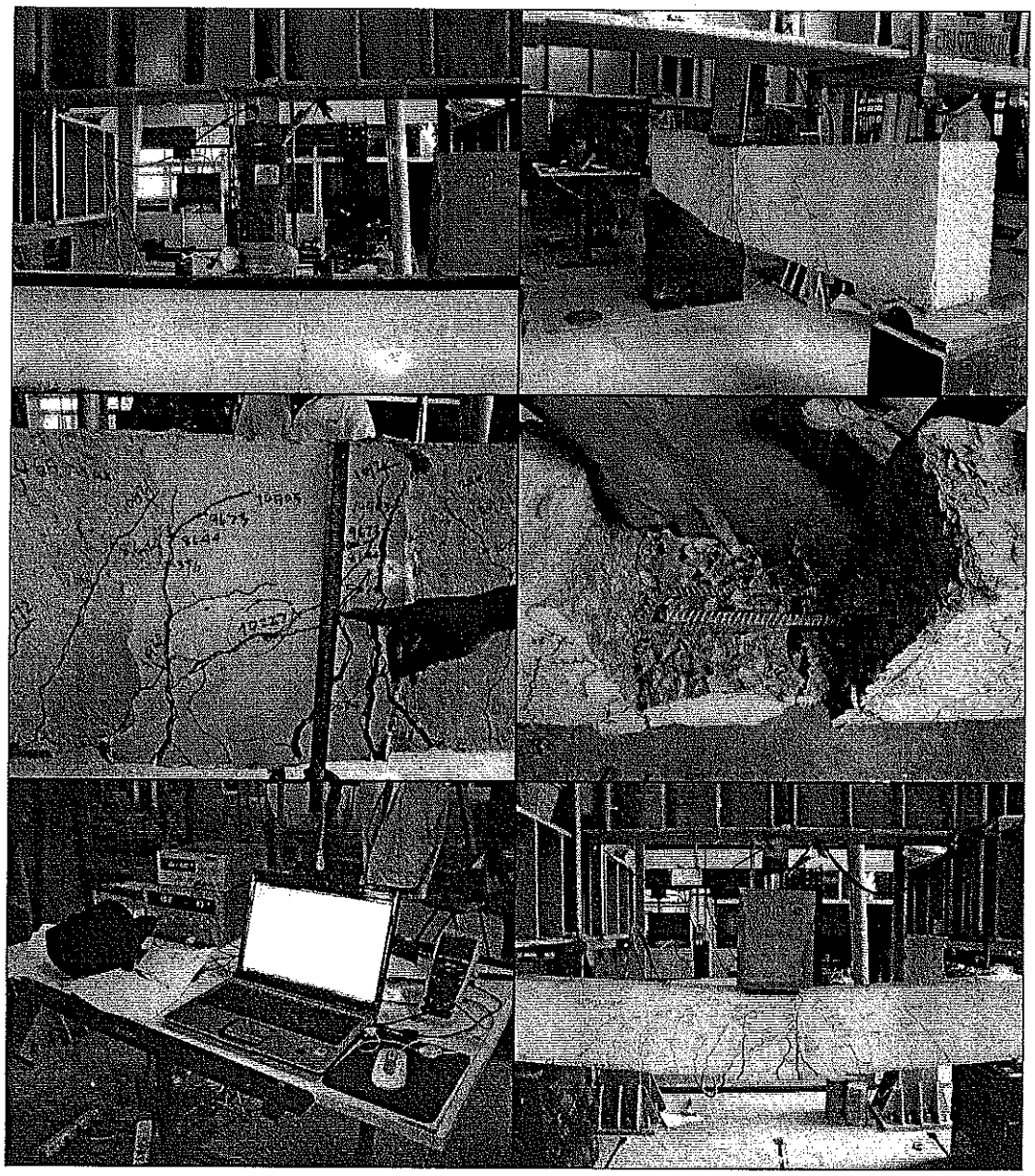
ภาพที่ ช-5 ขณะทดสอบตัวอย่าง B-LW

ภาคผนวก ซ

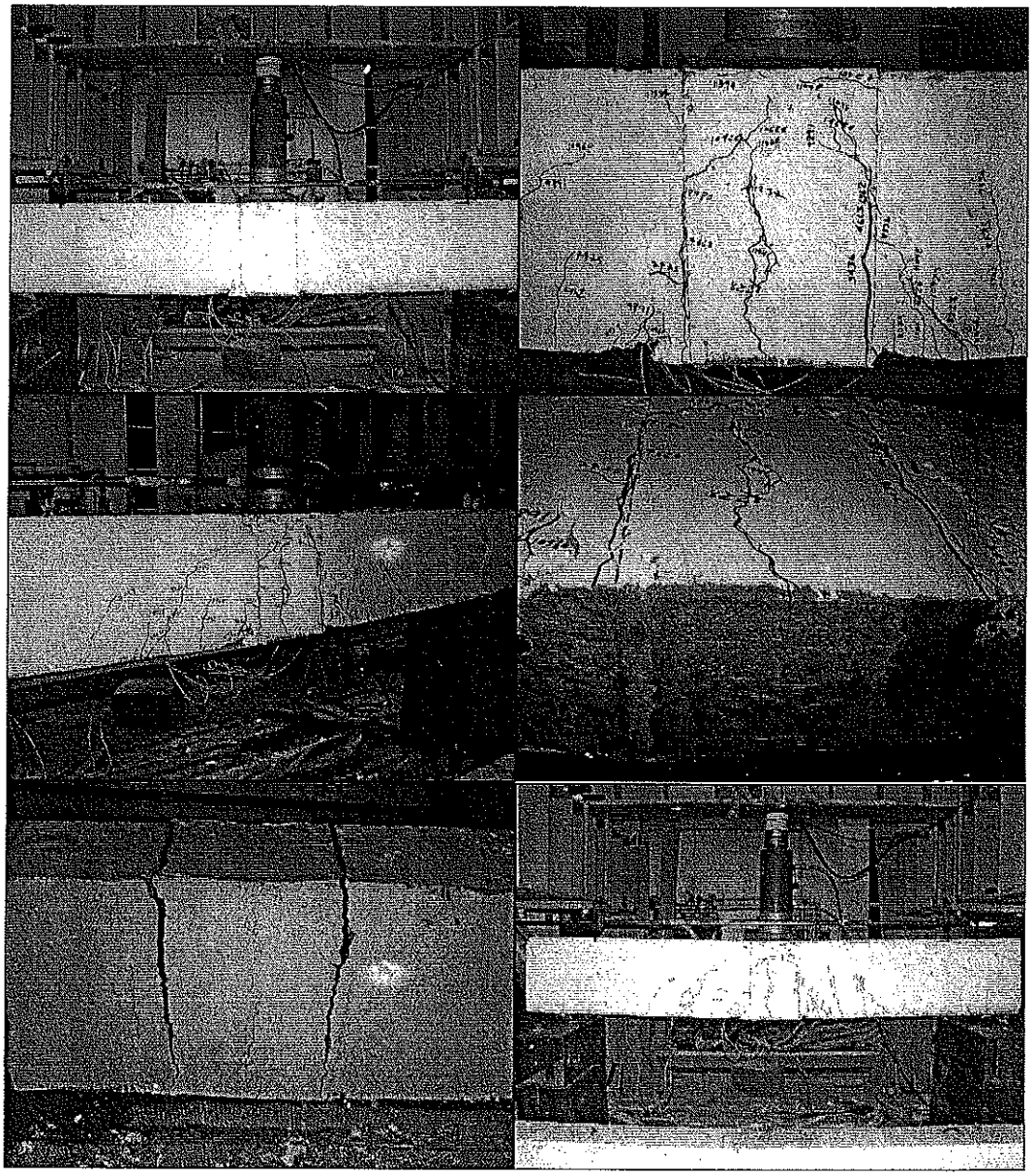
ภาพแสดงการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อแบบเปียก



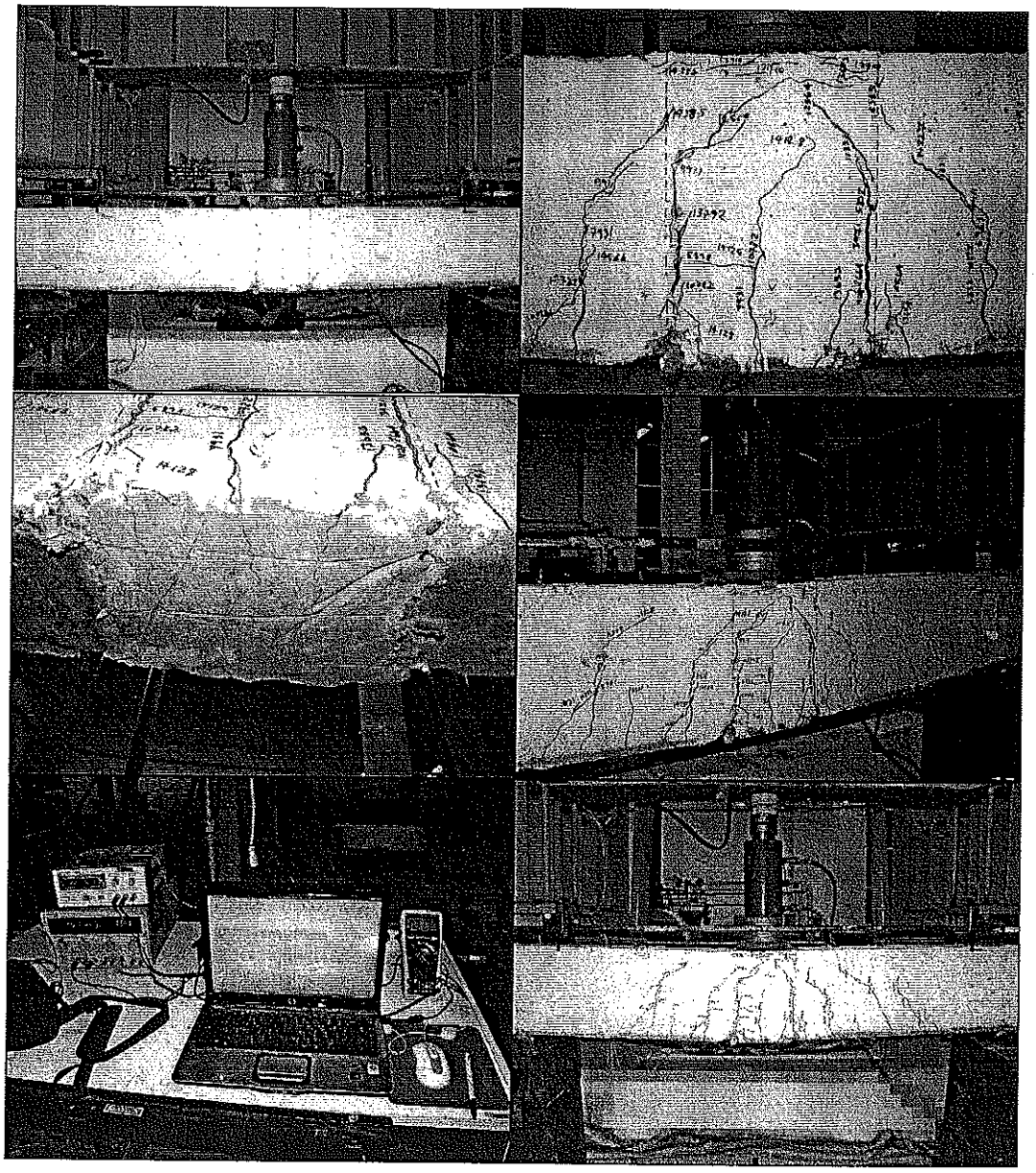
ภาพที่ ซ-1 ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-NRR



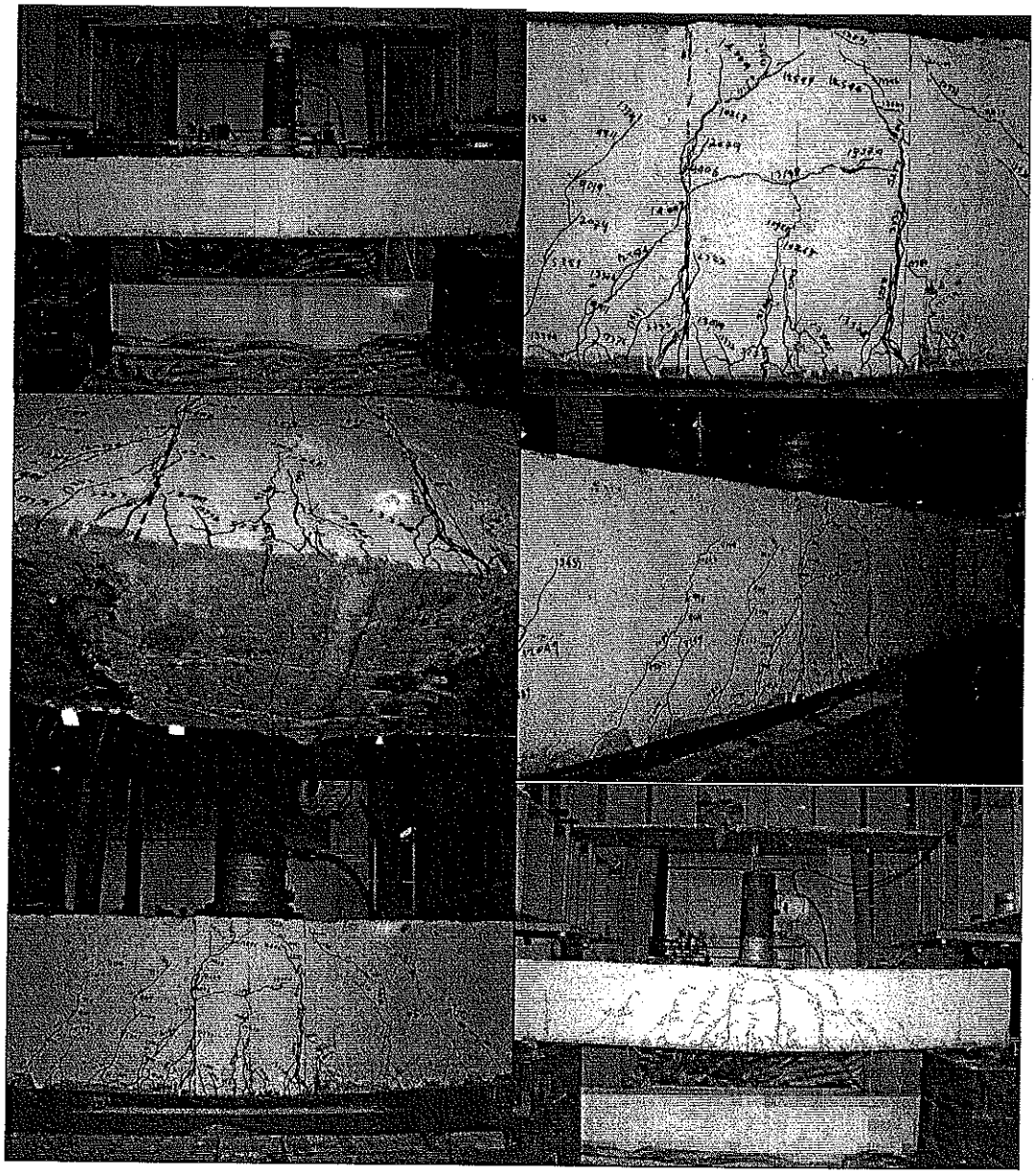
ภาพที่ ซ-2 ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-DRR



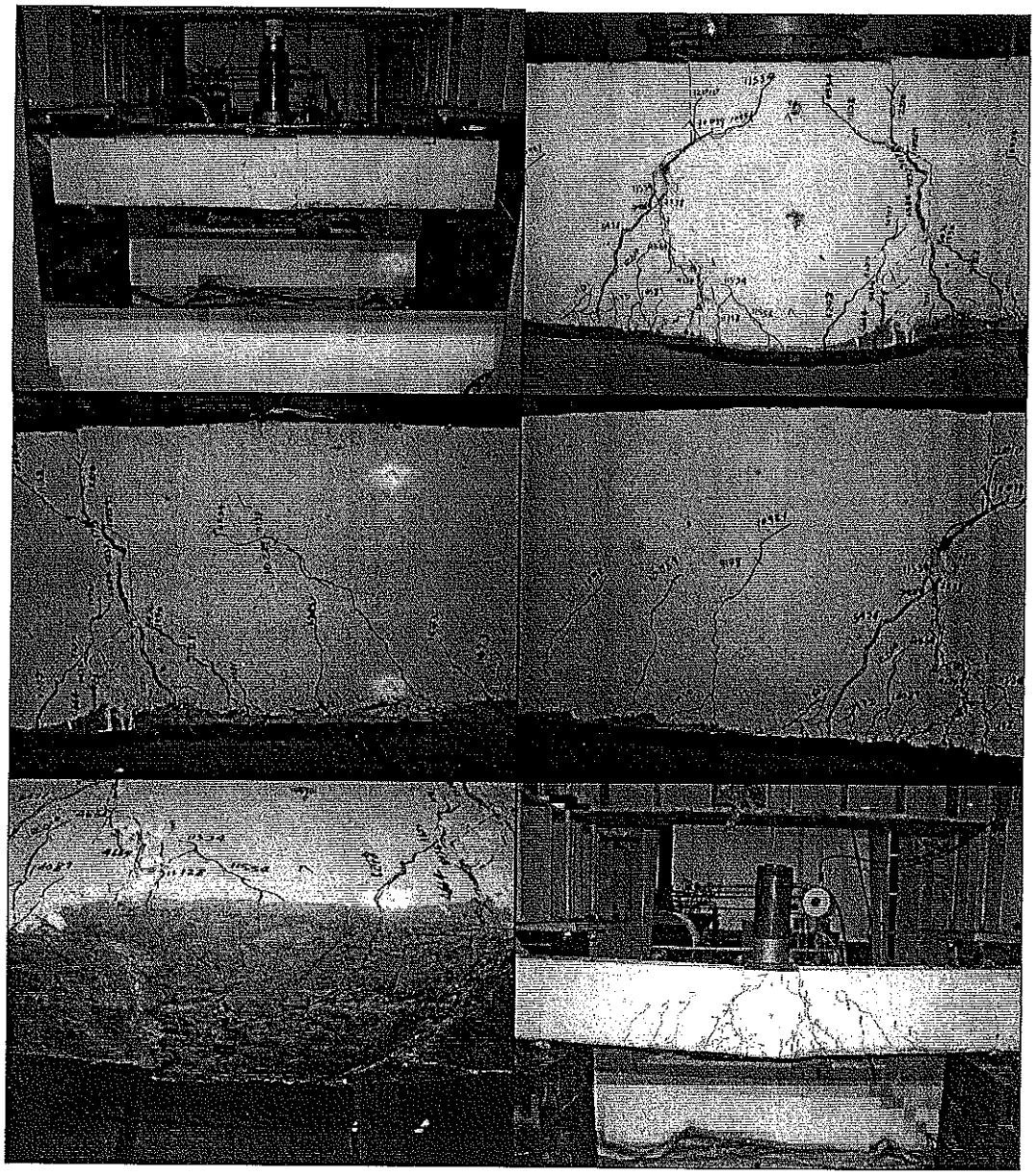
ภาพที่ ซ-3 ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-NRO



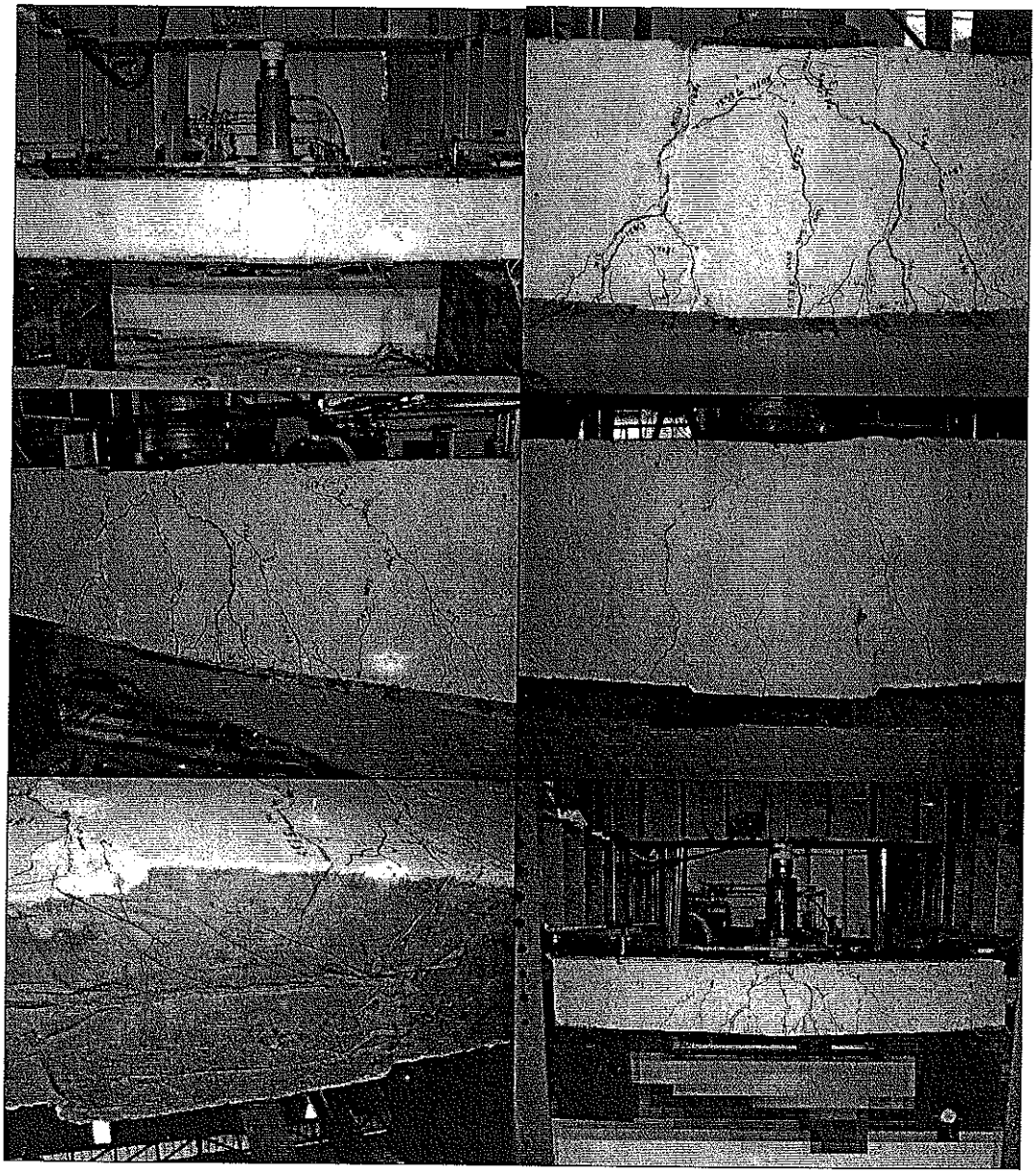
ภาพที่ ซ-4 ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-DRO



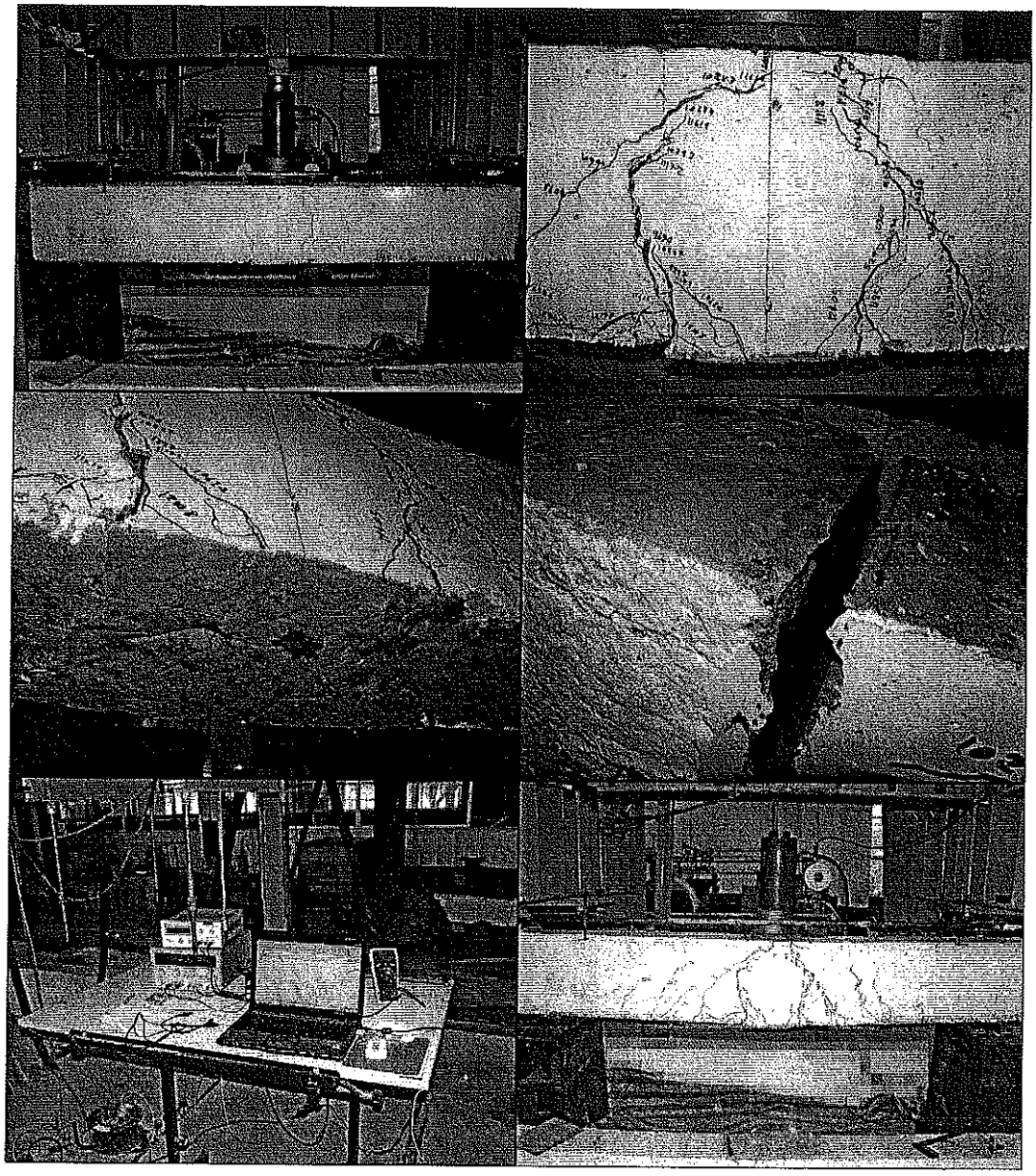
ภาพที่ ซ-5 ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-HRO



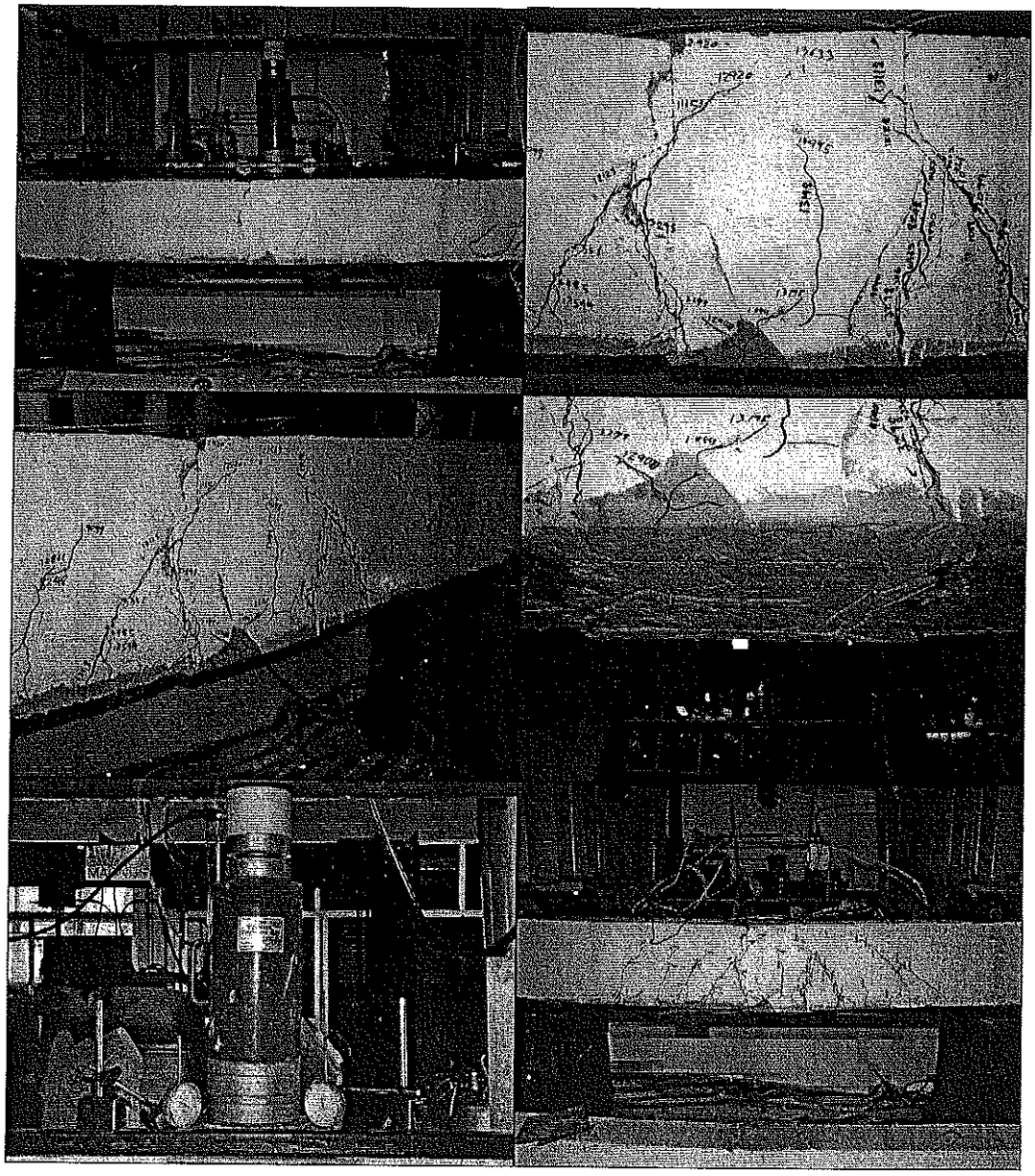
ภาพที่ ซ-6 ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-NKK



ภาพที่ ซ-7 ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-DKK



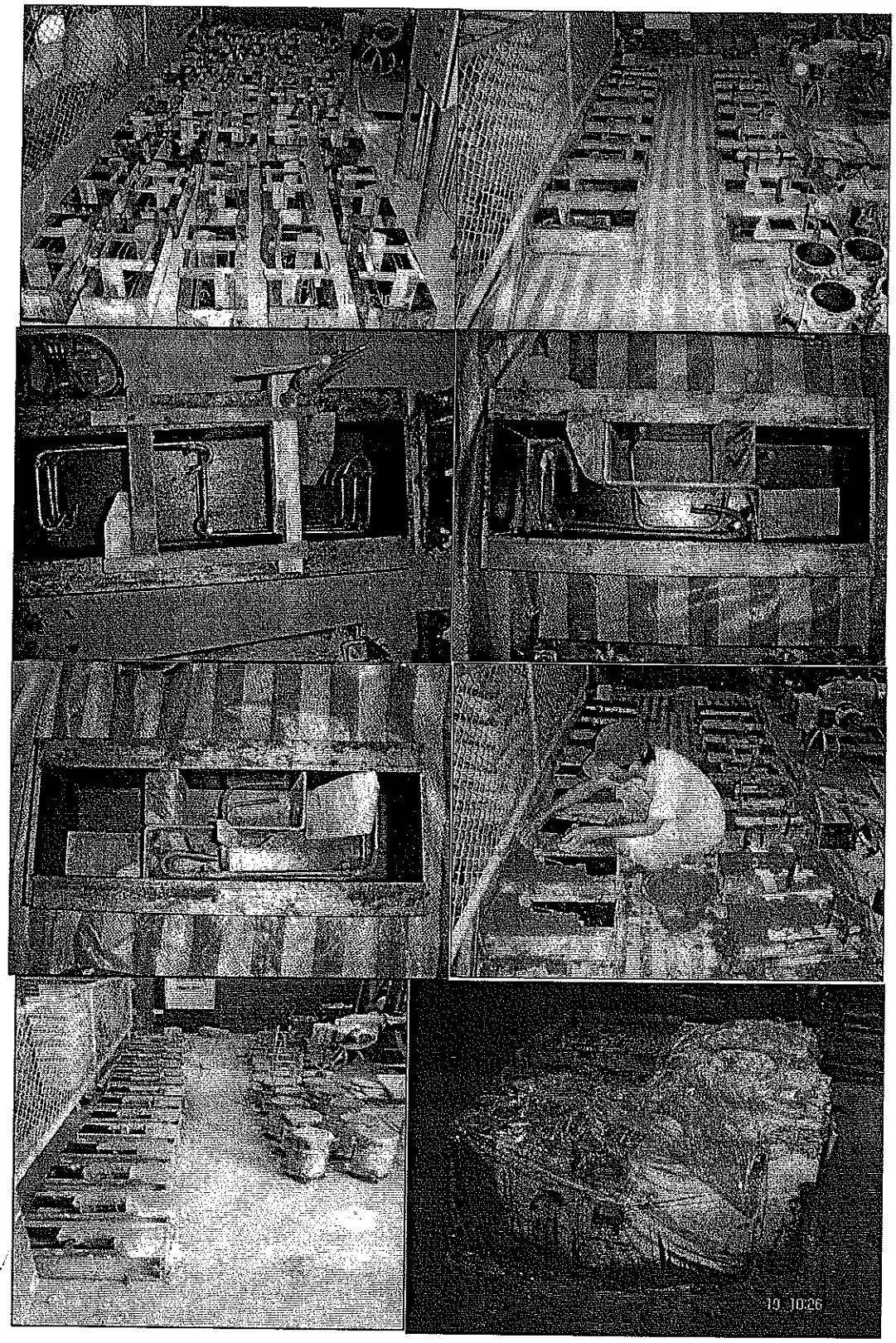
ภาพที่ ซ-8 ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-NKO



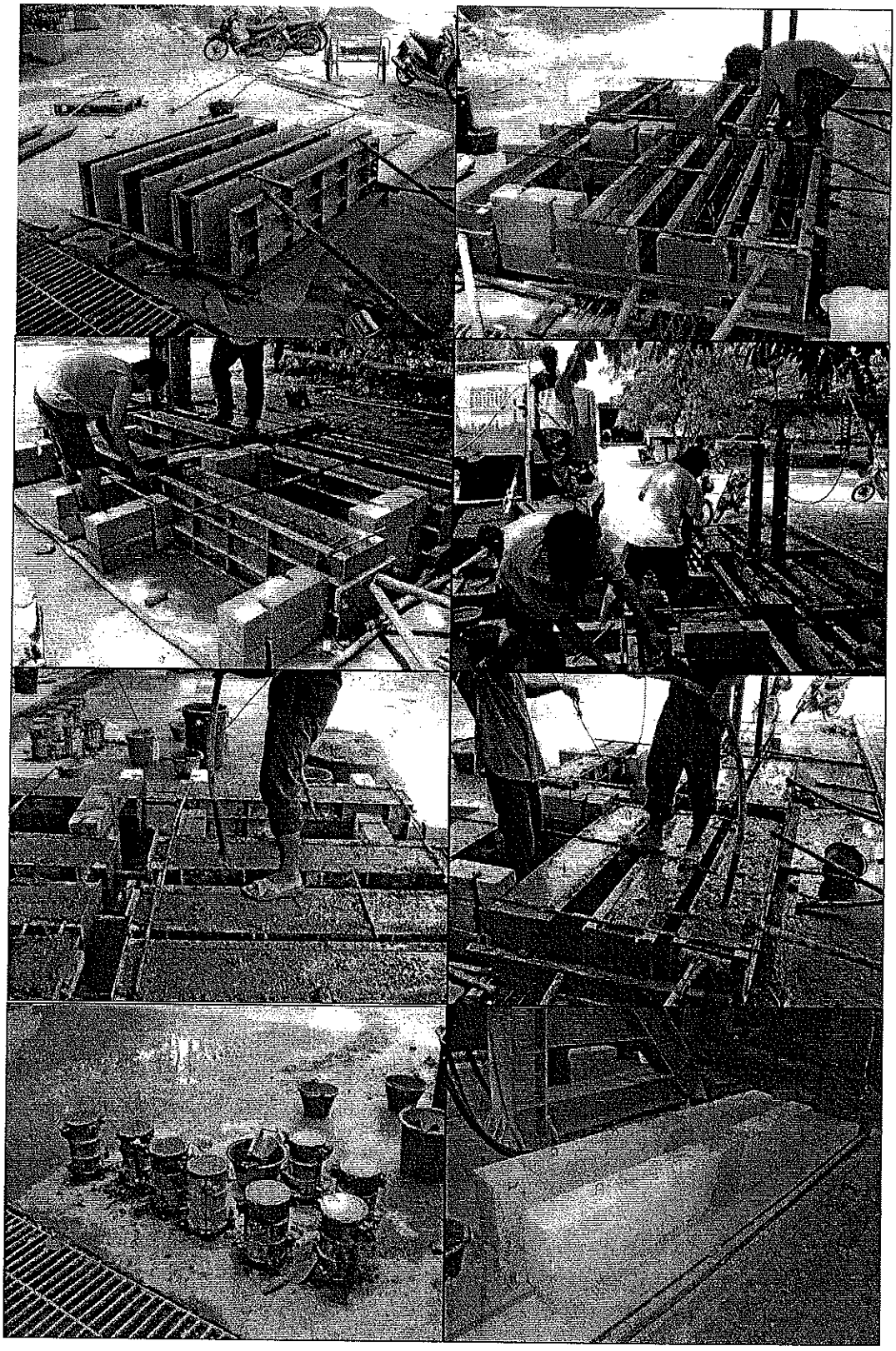
ภาพที่ ซ-9 ขณะทดสอบตัวอย่าง SB-DKO

ภาคผนวก ฌ

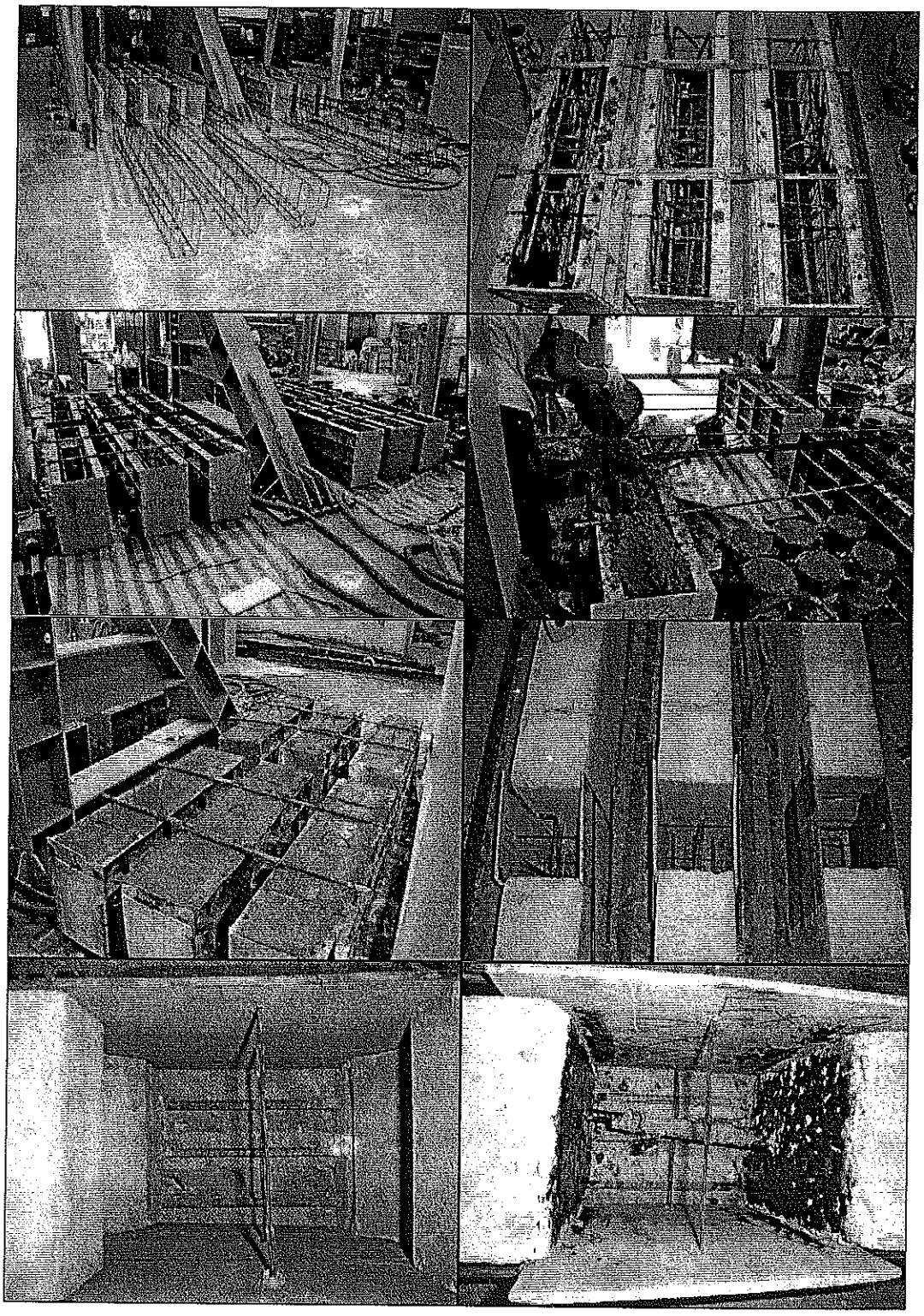
ภาพแสดงกระบวนผลิตตัวอย่างทดสอบ



ภาพที่ ฌ-1 กระบวนหล่อตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรง



ภาพที่ ฌ-2 กระบวนหล่อตัวอย่างทดสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของรอยต่อ

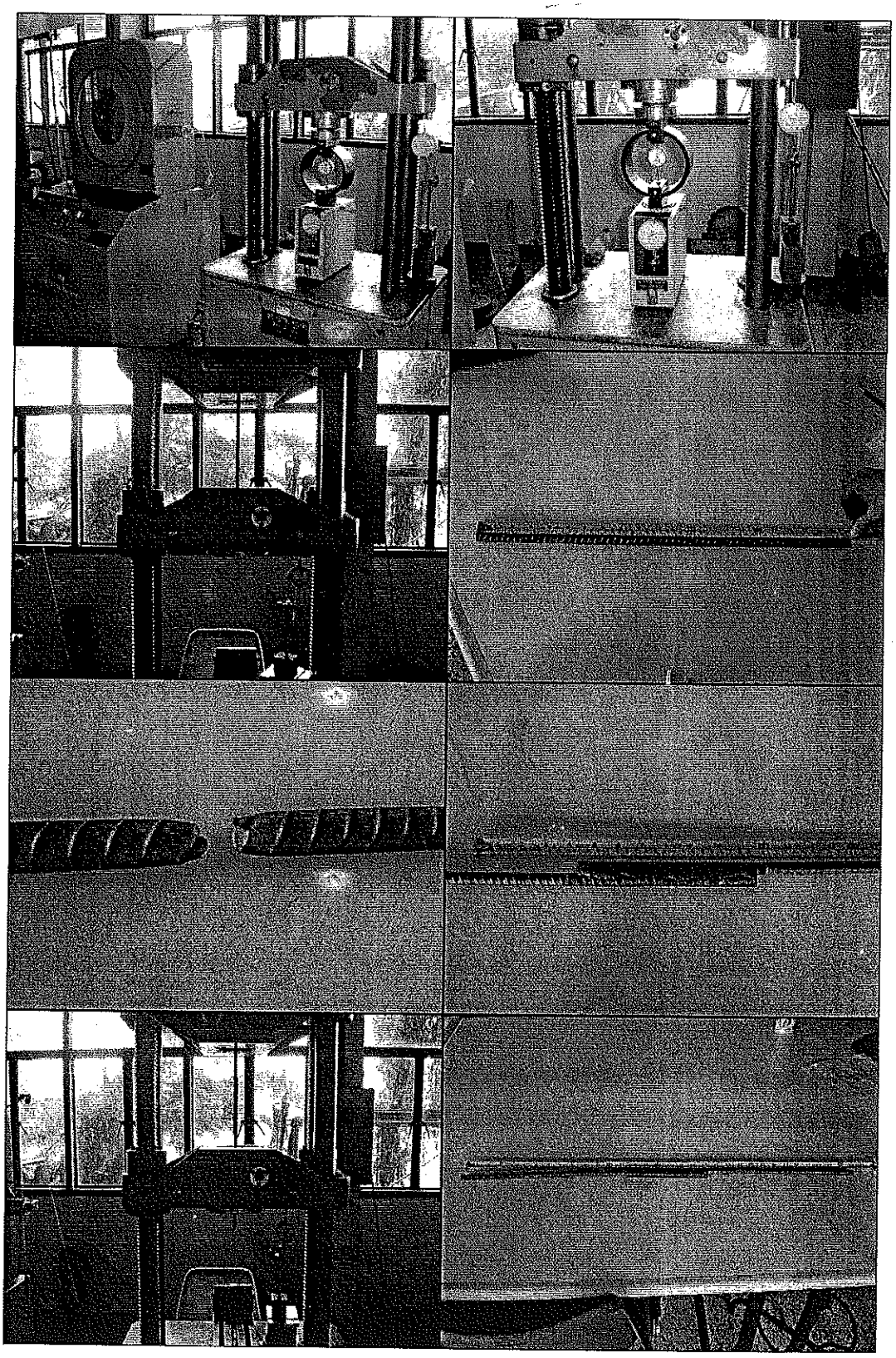


ภาพที่ ฌ-3 กระบวนหล่อตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงเฉือนร่วมโมเมนต์ดัดของรอยต่อ

ภาคผนวก ญ

ภาพแสดงการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตและกำลังดึงของเหล็กเส้น ที่ใช้ผลิตตัวอย่างทดสอบ

ภาพที่ ญ-1 การทดสอบกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอกของคอนกรีตที่ใช้ผลิตตัวอย่างทดสอบ



ภาพที่ ญ-2 การทดสอบกำลังดึงของเหล็กเส้นที่ใช้ผลิตตัวอย่างทดสอบ

ประวัติผู้วิจัย

ชื่อ	นายภาคิณ ลอยเจริญ
ประวัติการศึกษา	พ.ศ. 2540 ระดับมัธยมศึกษา โรงเรียนเบ็ญจะมะมหาราช จังหวัดอุบลราชธานี พ.ศ. 2545 ระดับปริญญาตรี วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยขอนแก่น
ผลงานที่ได้รับการตีพิมพ์	ภาคิณ ลอยเจริญ และเกรียงศักดิ์ แก้วกุลชัย, 2553 "พฤติกรรมรอยต่อแบบเปียกของคานคอนกรีตสำเร็จรูปภายใต้การดัด" การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 6, หน้า 485 (STR-08)
ประวัติการทำงาน	พ.ศ. 2545 – 2546 บริษัท NSL Constructions Co.,Ltd. ตำแหน่ง วิศวกรโครงการ ประจำโครงการก่อสร้างโรงงาน Siam Steel Cord จังหวัดระยอง พ.ศ. 2546 – 2547 บริษัท Thaicons Engineering Consultant Co.,Ltd. ตำแหน่งวิศวกรฝ่ายออกแบบประจำสำนักงานตึกชาญอิสระ 2 พ.ศ. 2547-2548 บริษัท Thaicons Engineering Consultant Co.,Ltd. ตำแหน่งวิศวกรที่ปรึกษาโครงการก่อสร้างโรงงาน Tri-Wall จังหวัดชลบุรี, วิศวกรที่ปรึกษาโครงการปรับปรุงโรงงานธีรชัยสตีลและก่อสร้างสำนักงานบริษัทธีรชัยสตีล จำกัด พ.ศ. 2549 – 2551 บริษัท ไดนามิค กรุ๊ป โปรดักส์ จำกัด ตำแหน่งวิศวกรโครงการ ประจำโครงการก่อสร้างปรับปรุง ขยายเขต การประปาอุบลราชธานี จังหวัดอุบลราชธานี พ.ศ. 2552 – ปัจจุบัน อาจารย์พิเศษ สาขาวิชาโยธาและสถาปัตยกรรม คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏสกลนคร