

พฤติกรรมการณ์คดัของคานกอนกริตเสริมลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็น



นาย รุ่งเกียรติ ลิ้มมงคล

ส

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2543

ISBN 974-13-1010-2

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

FLEXURAL BEHAVIOR OF COLD-DRAWN STEEL WIRE  
REINFORCED CONCRETE BEAMS



MR. ROONGKIAT LIMMONGKOL

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2000

ISBN 974-13-1010-2

หัวข้อวิทยานิพนธ์

พฤติกรรมการค้าของคานคองกรีตเสริมลวดเหล็กกล้าดิ่งยื่น

โดย

นายรุ่งเกียรติ ลิ้มมงคล

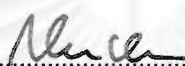
สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษา


ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. บุญไชย สถิตมั่นในธรรม


คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน  
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโท

  
..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์  
(ศาสตราจารย์ ดร. สมศักดิ์ ปัญญาแก้ว)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

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

  
..... อาจารย์ที่ปรึกษา  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. บุญไชย สถิตมั่นในธรรม)

  
..... กรรมการ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว)

สถาบันนวัตกรรมการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รุ่งเกียรติ ลิ้มมงคล : พฤติกรรมการดัดของคานคอนกรีตเสริมลวดเหล็กกล้าดัดเย็น. (FLEXURAL BEHAVIOR OF COLD-DRAWN STEEL WIRE REINFORCED CONCRETE BEAMS)

อ. ที่ปรึกษา : ผศ.ดร. บุญไชย สถิตมั่นในธรรม, 97 หน้า. ISBN 974-13-1010-2.


งานวิจัยนี้เป็นการทดสอบพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่วางบนจตุรรองรับ ธรรมดาจำนวน 6 คาน โดยเหล็กเสริมในแต่ละคานจะประกอบไปด้วย เหล็กเสริมธรรมดา ลวดเหล็กกล้า ดัดเย็นชนิดผิวเรียบและชนิดผิวขรุขระ และมีการใช้เหล็กเสริมสองชนิดร่วมกัน พฤติกรรมที่สังเกตใน การทดสอบ ได้แก่ ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง ระยะการโก่งตัวที่จุดกึ่งกลางช่วง และ ความกว้างรอยร้าวสูงสุด ลักษณะของรอยร้าวและรูปแบบการวิบัติ

จากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ว่าสำหรับคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กทั้งหมดหรือบางส่วน สามารถใช้วิธีการความเครียดสอดคล้องร่วมกับสมการสมดุลของแรงในหน้าตัดเพื่อวิเคราะห์ความ สัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง และสามารถใช้อัตราส่วนของความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและ ความโค้งร่วมกับการปรับปรุงวิธีโมเมนต์อินทิเกรตเพื่อหาระยะการโก่งตัวภายหลังที่เหล็ก เสริมเกิดการยืดคราก และในแง่ของการควบคุมความกว้างของรอยร้าว การใช้ลวดเหล็กผิวขรุขระจะให้ ผลดีกว่า เหล็กเสริมธรรมดา และลวดเหล็กผิวเรียบ ตามลำดับ สำหรับลักษณะการวิบัติเมื่อมีการใช้ ปริมาณลวดเหล็กต่างๆ จะพบว่าภายหลังที่ลวดเหล็กมีค่าหน่วยแรงดึงมากกว่าจุดครากแล้ว คานจะเกิดการ วิบัติของเนื่องจากการขาดของลวดเหล็ก

จากการวิเคราะห์จะสรุปได้ว่าการใช้ลวดเหล็กทดแทนเหล็กเสริมธรรมดาโดยที่มีพื้นที่หน้าตัด เหล็กเสริมเท่ากัน จะให้ค่าโมเมนต์ดัดประลัยที่สูงกว่า แต่การจะนำค่าโมเมนต์ดัดเหล่านั้นมาใช้งานจำ เป็นที่จะต้องพิจารณาถึงพิกัดสภาวะใช้งานที่ยอมได้ของโครงสร้างนั้น และการใช้ลวดเหล็กทดแทนเหล็ก เสริมธรรมดาโดยให้มีกำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยเท่ากัน ค่าโมเมนต์ดัดใช้งานของคานจะต่ำกว่าคานที่ เสริมด้วยเหล็กเสริมธรรมดา และในเรื่องของดัชนีความเหนียวพบว่า คานที่เสริมด้วยลวดเหล็กจะมีค่า ดัชนีความเหนียวที่ต่ำ ซึ่งไม่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างที่ต้องการการกระจายซ้ำของโมเมนต์

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา  
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา  
ปีการศึกษา 2543

ลายมือชื่อนิสิต ..... 

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา ..... 

# # 4170480221 : STRUCTURAL ENGINEERING

KEY WORD: COLD-DRAWN STEEL WIRE / FLEXURE / REINFORCED CONCRETE

ROONGKIAT LIMMONGKOL : THESIS TITLE (FLEXURAL BEHAVIOR OF COLD-DRAWN STEEL WIRE REINFORCED CONCRETE BEAMS) THESIS ADVISOR : ASSIST.PROF.BOONCHAI STITMANNAITHUM, 97 pp. ISBN 974-13-1010-2.

This research is the flexural behavior determination of beams, which reinforced by conventional steel, plain and deformed cold-drawn steel wire, and the combination of either type of steels. Six beams were tested on simply support and observed on the moment-curvature, moment-deflection, moment-maximum crack width, crack pattern, and mode of failure behavior.

From the experiment, the strain compatibility method and equilibrium equation was used to predict the moment-curvature relation of beams, which full or partial reinforced by steel wire, correctly. Also, the moment-deflection relation of beams, especially for post-yielding stage, was determined by using of previous moment-curvature data and the modified effective moment of inertia method. In case of cracking control, deformed wire gave better result than conventional steel and smooth wire, respectively. The observation shown that the using, approximately, minimum steel ratio, cold-drawn steel wire reinforced beam failed by rupture of wire.

Analytical study shown that the using of steel wire instant of convention steel by equivalent steel area produced higher ultimate moment capacity, but consideration of serviceability was required. And the using of steel wire instant of convention steel by equivalent ultimate moment capacity resulted lower service moment than conventional reinforced beam. Finally, steel wire reinforced beam had usually low ductility index, which unsuitable to moment redistributed required structure.

Department	Civil Engineering	Student's signature .....
Field of study	Civil Engineering	Advisor's signature .....
Academic year	2000	

## กิตติกรรมประกาศ

ในการทำวิทยานิพนธ์ในครั้งนี้ ผู้จัดทำได้รับความอนุเคราะห์อย่างดีจากบุคคลผู้เกี่ยวข้องกับหลายฝ่าย ซึ่งหากขาดความช่วยเหลือเหล่านี้ งานชิ้นนี้คงไม่อาจสำเร็จลงได้ ผู้จัดทำจึงได้ขอกราบขอบพระคุณมา ณ. ที่นี้ด้วย

ผศ.ดร. บุญไชย สถิตมั่นในธรรม อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ที่ได้รับเริ่มโครงการและให้คำปรึกษาอันเป็นประโยชน์อย่างยิ่ง รวมไปถึงกรรมการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ทั้งสองท่าน อันได้แก่ ศ.ดร. เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ และ ผศ.ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว ที่ได้ให้คำแนะนำและตรวจสอบวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

เนื่องจากงานนี้เป็นงานที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบ ซึ่งจำเป็นต้องมีผู้ช่วยและเงินทุนในการทำงาน ซึ่งผู้เขียนรู้สึกทราบซึ่งในน้ำใจของ เจ้าหน้าที่ปฏิบัติการ นิสิตปริญญาตรี นิสิตรุ่นที่ และเพื่อนๆ ทุกคนที่ได้ร่วมกันมาช่วยเหลือข้าพเจ้า

และต้องขอขอบคุณ บริษัท สยามลวดเหล็กอุตสาหกรรม จำกัด ที่ได้เอื้อเฟื้อตระแกรงลวดเหล็กสำเร็จรูป เงินทุน และข้อมูล อันมีค่ายิ่ง

สุดท้ายนี้ต้องขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา ซึ่งได้อบรมเลี้ยงดู และให้การศึกษาล้ำเรียน จนกระทั่งผู้เขียนมีวันนี้

รุ่งเกียรติ ลิ้มมงคล

สถาบันวิทยบริการ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

# สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฅ
สารบัญภาพ.....	ญ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	2
1.3 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	5
1.4 แนวทางการวิจัย.....	6
1.5 ขอบเขตการศึกษา.....	7
1.6 ประโยชน์ที่ได้รับ.....	7
บทที่ 2 ทฤษฎีการรับแรงค้ำ.....	8
2.1 คุณสมบัติของวัสดุ.....	8
2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ค้ำและความโค้ง.....	13
2.3 การโก่งตัวเนื่องจากโมเมนต์ค้ำ.....	14
2.4 ความกว้างรอยร้าวสูงสุด.....	16
2.5 อัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล.....	19
2.6 ดัชนีความเหนียว.....	20
บทที่ 3 การทดสอบ.....	23
3.1 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ.....	23
3.2 การเตรียมตัวอย่าง.....	24
3.3 การจัดอุปกรณ์เพื่อการทดสอบ.....	26
3.4 การทดสอบ.....	28

## สารบัญ (ต่อ)

หน้า

บทที่ 4 ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผล.....	37
4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง.....	37
4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและระยะการโก่งตัว.....	40
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความกว้างรอยร้าวสูงสุด.....	42
4.4 กำลังรับโมเมนต์ดัดที่สภาวะใช้งาน.....	44
4.5 ความแตกต่างที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเสริมด้วยเหล็กเสริมธรรมดา และตะแกรงลวดเหล็ก.....	45
4.6 ความแตกต่างที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเสริมด้วยตะแกรงลวดเหล็ก ผิวเรียบและผิวขี้ไต้.....	46
4.7 ผลที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเพิ่มเหล็กเสริมธรรมดาลงไปในคาน ที่เสริมด้วยตะแกรงลวดเหล็ก.....	47
4.8 ผลที่เกิดขึ้นเนื่องจากปริมาณตะแกรงลวดเหล็กในหน้าตัดคาน.....	48
บทที่ 5 สรุป.....	85
รายการอ้างอิง.....	87
ภาคผนวก.....	89
ภาคผนวก ก. การคำนวณระยะการโก่งตัว.....	90
ภาคผนวก ข. การคำนวณหาค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ย.....	92
ประวัติผู้เขียน.....	97

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



## สารบัญตาราง

ตาราง	หน้า
2.1	ระยะการโค้งตัวที่ยอมให้ตามที่กำหนดโดย ACI Committee 435.....16
2.2	ความกว้างรอยร้าวที่ยอมให้ตามที่กำหนดโดย ACI Committee 224.....19
3.1	ตัวอย่างคานที่ใช้ศึกษาผลกระทบของชนิดเหล็กเสริม.....23
3.2	ตัวอย่างคานที่ใช้ศึกษาผลกระทบของปริมาณเหล็กเสริม.....24
3.3	ตัวอย่างคานที่ใช้ศึกษาผลกระทบของการเสริมเหล็กแบบผสม.....24
3.4	คุณสมบัติต่าง ๆ ของตัวอย่างหน้าตัดทั้งหมดที่ใช้ในการทดสอบ.....29
4.1	ค่าโมเมนต์จากการทดสอบเปรียบเทียบกับการคำนวณ.....49
4.2	ลักษณะการวิบัติ ความโค้งที่จุดครากของเหล็กเสริม และความโค้งสูงสุด ที่ได้จากการทดสอบและจากการคำนวณ.....50
4.3	โมเมนต์คัตที่ระยะการโค้งตัว L/360 จากการทดสอบเปรียบเทียบกับผลการคำนวณ.....50
4.4	โมเมนต์คัตที่ระยะการโค้งตัว L/480 จากการทดสอบเปรียบเทียบกับผลการคำนวณ.....51
4.5	ค่าของตัวแปรต่าง ๆ ที่ใช้ในการคำนวณหาค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยในแต่ละตัวอย่างคาน.....51
4.6	เปรียบเทียบค่าโมเมนต์จากการทดสอบ ที่จุดวิบัติ และที่ระยะการโค้งตัว L/360 และ L/480.....52
4.7	เปรียบเทียบค่าโมเมนต์จากการทดสอบ ที่จุดวิบัติ และที่ความกว้างรอยร้าว สูงสุด 0.30 และ 0.41 มิลลิเมตร.....52
4.8	เปรียบเทียบค่าโมเมนต์จากการคำนวณ ที่จุดวิบัติ และที่ระยะการโค้งตัว L/360 และ L/480.....53
4.9	เปรียบเทียบค่าโมเมนต์จากการคำนวณ ที่จุดวิบัติ และที่ความกว้างรอยร้าว สูงสุด 0.30 และ 0.41 มิลลิเมตร.....53

## สารบัญภาพ

ภาพประกอบ	หน้า
1.1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมคอนกรีต.....	2
1.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง เมื่อให้เหล็กเสริมมีคุณสมบัติแบบเส้นตรงสองเส้น.....	3
1.3 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนเหล็กเสริมและพลังงานความเครียดสะสม.....	4
2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดของคอนกรีต.....	9
2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดของเหล็กเสริมธรรมดา.....	10
2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดของลวดเหล็กกล้าดึงเย็น.....	11
2.4 การเสีรูปร่างของชิ้นส่วนรับแรงค้ำ.....	13
2.5 การคำนวณหาค่า $I_g$ และ $I_{cr}$ .....	15
2.6 กลไกการเกิดรอยร้าวในชิ้นส่วนรับแรงดึง.....	17
2.7 ระยะห่างระหว่างรอยร้าวและพื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผล.....	17
2.8 การกระจายหน่วยแรงในหน้าตัดคาน.....	20
2.9 ดัชนีความเหนียวของคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กกล้าดึงเย็น.....	21
3.1 แสดงรายละเอียดของหน้าตัดตัวอย่างคาน.....	30
3.2 การเตรียมลวดเหล็กกล้าเพื่อเสริมคานคอนกรีต.....	33
3.3 ตำแหน่งการติดตั้ง Electrical Strain Gauge ในหน้าตัดของตัวอย่างคานที่ตำแหน่งกึ่งกลางความยาวคาน.....	34
3.4 การจัดอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ.....	35
3.5 การวัดความกว้างของรอยร้าว.....	36
4.1 ผลการทดสอบความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ดัดและความ โค้งของทุกตัวอย่างคาน.....	54
4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความคลาดเคลื่อนของผลการคำนวณค่าโมเมนต์ดัดแตกร้าวกับปริมาณอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม.....	55
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ดัดและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน.....	56
4.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ดัดและความเครียดที่ผิวคอนกรีตของตัวอย่างคาน.....	59
4.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ดัดและความ โค้งของตัวอย่างคาน.....	62
4.6 ผลการทดสอบความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ดัดและความ โค้งของทุกตัวอย่างคาน.....	65
4.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์และระยะการ โกงตัวของตัวอย่างคาน B1 จากผลการทดสอบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธีที่เสนอโดย ACI 435R-95.....	66

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B1 จากผลการทดสอบเทียบกับผลการคำนวณ โดยวิธี ACI 435R-95 และปรับค่าโมเมนต์ตัดแตกร้าว เป็นค่าที่ได้จากการทดสอบ.....	69
4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B1 จากผลการทดสอบเทียบกับผลจากวิธีที่เสนอใน ภาคผนวก ก.....	72
4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความกว้างรอยร้าวสูงสุดของตัวอย่างคาน B1 จากการทดสอบเปรียบเทียบกับผลการคำนวณ โดยวิธีในภาคผนวก ข.....	75
4.11 แรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของตัวอย่างคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กและเหล็กเสริมธรรมดา.....	78
4.12 ลักษณะรูปแบบของรอยร้าวก่อนการวิบัติของตัวอย่างคาน.....	79
ก.1 แสดงวิธีการหาค่า $EI_u$ และ $EI_c$ จากความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดและความโค้ง.....	91
ข.1 ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยร้าวสูงสุดที่ระดับเหล็กเสริมและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน.....	94

# บทที่ 1

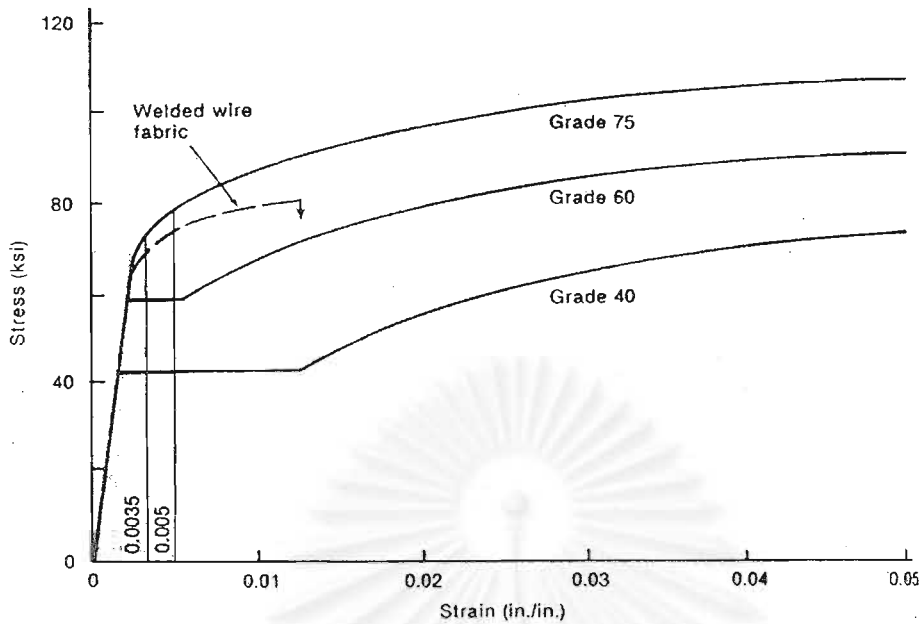
## บทนำ

### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ลวดเหล็กกล้าดึงเย็น(Cold-drawn steel wire) เป็นวัสดุตั้งต้นที่ใช้ในการผลิตตะแกรงลวดเหล็กกล้าเชื่อมติดเสริมคอนกรีต(Welded steel wire fabric) ซึ่งได้มีการผลิตกันอย่างแพร่หลายภายในประเทศ แต่การนำมาประยุกต์ใช้งานได้ถูกจำกัดแต่เพียงการใช้เป็นเหล็กเสริมด้านทานการขีดหัดอันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิหรือเนื่องมาจากการหดตัวของคอนกรีต โดยจะพบมากในงานถนนคอนกรีต และเทพื้นหน้าแผ่นพื้นสำเร็จรูป แต่สำหรับในส่วนที่จะนำลวดเหล็กมาใช้เป็นเหล็กเสริมหลักในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น ยังไม่มีการศึกษาถึงความเหมาะสมและพฤติกรรมของโครงสร้างที่ได้เป็นอย่างดี

แนวคิดที่จะนำลวดเหล็กดังกล่าวมาใช้เป็นเหล็กเสริมหลักในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ก็เพื่อที่จะลดต้นทุนการก่อสร้างทั้งในแง่เวลาและแรงงานที่ใช้ เนื่องจากลวดเหล็กสามารถที่จะทำเป็นชิ้นส่วนกึ่งสำเร็จ โดยอาศัยขบวนการผลิตตะแกรงลวดเหล็กกล้าเชื่อมติดเสริมคอนกรีต และสามารถประกอบเข้าแบบหล่อคอนกรีตได้ในสถานที่ก่อสร้าง ซึ่งจะเป็นการลดงานเหล็กเสริมคอนกรีตในสถานที่ก่อสร้างลง

จากรูปที่ 1.1 จะพบว่าคุณสมบัติของลวดเหล็กกล้าดึงเย็น จะมีความแตกต่างอย่างยิ่งเมื่อเปรียบเทียบกับคุณสมบัติของเหล็กเสริมคอนกรีตแบบปกติที่ใช้งานกันโดยทั่วไป โดยจะพบว่ามีการรับแรงดึงที่สูง แต่มีความเหนียวที่ต่ำกว่าเหล็กเสริมแบบปกติ และมีความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดที่ไม่แสดงจุดครากอย่างชัดเจน ดังนั้นพฤติกรรมที่เกี่ยวข้องกับการรับแรงดัดของโครงสร้างที่เสริมด้วยลวดเหล็ก ก็ย่อมจะแตกต่างจากโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบปกติ วิธีการที่ใช้ในการคำนวณวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กตามมาตรฐานที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบันอาจจะไม่ครอบคลุมเพียงพอที่จะนำมาใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างที่ใช้ลวดเหล็กเป็นเหล็กเสริมหลักได้

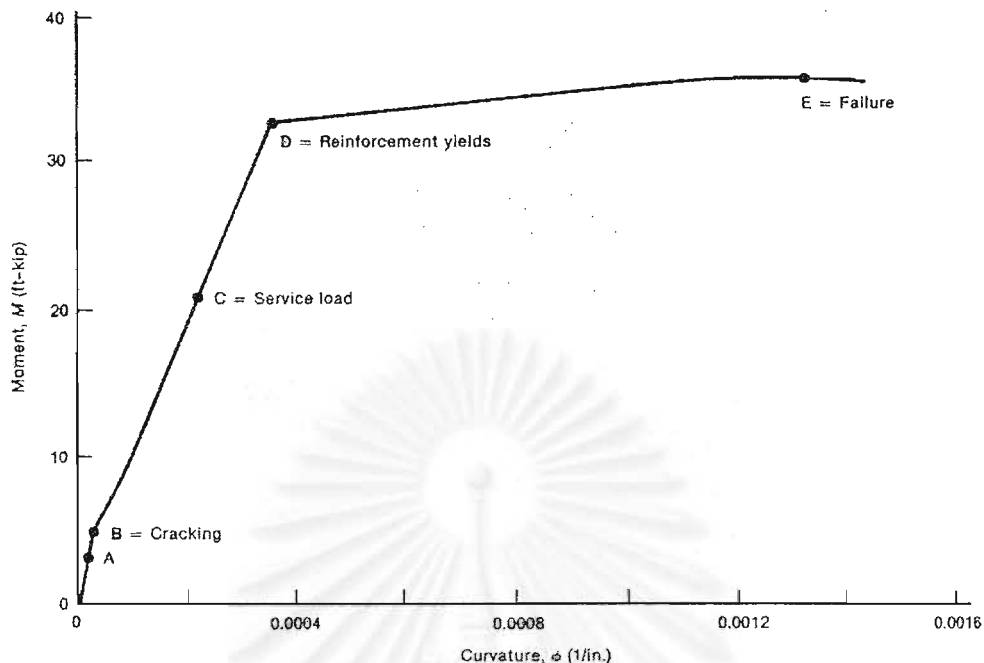


รูปที่ 1.1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมคอนกรีต

## 1.2 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ACI318-99<sup>[1]</sup> ได้ให้วิธีการหาค่าหน่วยแรงที่จุดครากของลวดเหล็กที่มีค่าหน่วยแรงที่จุดครากเกินกว่า 4200 กก./ซม.<sup>2</sup> คือให้มีค่าเท่ากับหน่วยแรงที่ความเครียด 0.35% แต่วิธีการใช้หน่วยแรงที่จุดครากในการคำนวณกำลังของโครงสร้างจะใช้ไม่ได้เมื่อลวดเหล็กมีค่าหน่วยแรงที่จุดครากเกินกว่า 5600 กก./ซม.<sup>2</sup>

ในคำนวณทางด้านพฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัดคาน ACI318-99 ได้กำหนดให้สมมุติว่าเหล็กเสริมมีความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดเป็นแบบเส้นตรงสองเส้น (Bi-Linear) โดยมีค่าอัสติติกโมดูลัสเท่ากับ  $2.0 \times 10^6$  กก./ซม.<sup>2</sup> ในช่วงก่อนการยืดคราก และในช่วงหลังการยืดคราก ค่าหน่วยแรงจะไม่ได้ขึ้นอยู่กับความเครียดแต่มีค่าคงที่เท่ากับหน่วยแรงที่จุดคราก ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานคอนกรีตที่ได้จากการคำนวณโดยวิธีการสมมุติดังกล่าว จะมีลักษณะดังรูปที่ 1.2 ซึ่งมักจะปรากฏจุดที่เหล็กเสริมเกิดการยืดครากอย่างชัดเจน



รูปที่ 1.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คดและความโค้ง เมื่อให้เหล็กเสริมมีคุณสมบัติแบบเส้นตรงสองเส้น<sup>[2]</sup>

ซึ่งการสมมุติให้เหล็กเสริมมีพฤติกรรมเป็นแบบเส้นตรงสองเส้นดังกล่าว ไม่น่าที่จะให้ผลการคำนวณที่ถูกต้องนัก สำหรับโครงสร้างที่เสริมด้วยเหล็กกล้าดิ่งเย็น ทั้งนี้เพราะการสมมุติดังกล่าวจะทำให้เกิดความคลาดเคลื่อนอย่างมากในช่วงหลังจุดครากของลวดเหล็ก

ในเรื่องปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุด Furlong<sup>[3]</sup> ได้แนะนำค่าดัชนีความเหนียวของโครงสร้าง เพื่อให้ชิ้นส่วนรับแรงคดเกิดการหมุนเพียงพอที่ทำให้เกิดการกระจายซ้ำของโมเมนต์ (Moment redistribution) ดังสมการ

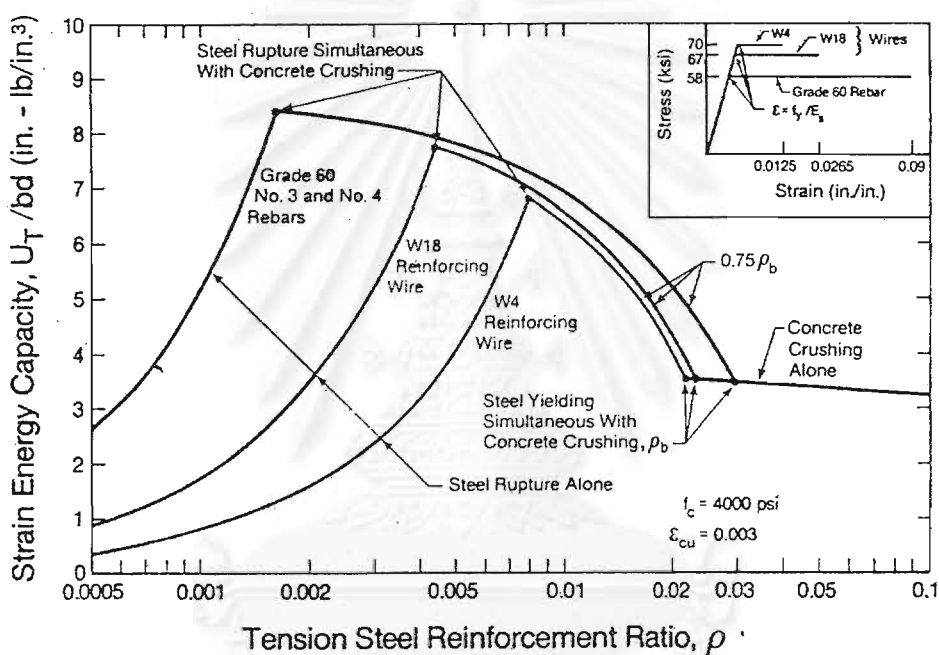
$$\text{Ductility Index} = 1 + 0.235 \frac{L}{D} \quad (1.1)$$

โดยค่า  $\frac{L}{D}$  ที่ใช้งานกันโดยทั่วไปมีค่าอยู่ระหว่าง 15 ถึง 20 ดังนั้น ค่าดัชนีความเหนียวจึงควรมีค่าไม่ต่ำกว่า 4 ซึ่งจากการศึกษาของ ไพบูลย์<sup>[4]</sup> ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมสูงสุด กับ อัตราส่วนกำลังอัดประลัยของคอนกรีตและหน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กเสริม ดังสมการ

$$\frac{\rho_{\max}}{\rho_b} = 0.4070 - 0.1120 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (1.2)$$

ค่า  $\frac{\rho_{\max}}{\rho_b}$  ที่ได้จากการวิเคราะห์โดย โปบลีย์ จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.350 ถึง 0.450

โดยมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.389 ในขณะที่ ACI318-99 ได้กำหนดค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมสูงสุดเท่ากับ  $0.75\rho_b$  สำหรับการออกแบบโดยทั่วไป และมีค่าเท่ากับ  $0.50\rho_b$  สำหรับการออกแบบโครงสร้างที่ให้มีกระจายโมเมนต์ได้



รูปที่ 1.3 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนเหล็กเสริมและพลังงานความเครียดสะสม

สำหรับค่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดในคาน ACI318-99 ได้กำหนดให้มีค่าเท่ากับ  $\frac{14}{f_y}$  แต่ค่าที่กำหนดโดย ACI318-99 นี้ไม่ได้คำนึงถึงการวิบัติเนื่องจากการขาดของ

เหล็กเสริม (ACI Committee 439<sup>[5]</sup>) ในขณะที่จากการศึกษาโดยการวิเคราะห์ของ Sher Ali Mirza and James G. MacGregor<sup>[6]</sup> ได้แนะนำปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดเพื่อที่จะให้เกิดการวิบัติแบบเหนียวของแผ่นพื้นที่เสริมด้วยตะแกรงลวดเหล็ก (ซึ่งผลิตจากลวดเหล็กกล้าดึงเย็น) ไว้เท่ากับ

$$\rho_{\min} = \frac{0.03048}{\sqrt{A_n}} \quad (1.3)$$

โดยที่  $A_n$  คือขนาดพื้นที่หน้าตัดระบุของลวดเหล็ก (มม.<sup>2</sup>) ซึ่งสมการที่ 1.3 นี้ได้มาจากการสมมติให้แผ่นพื้นมีค่าพลังงานความเครียดสะสม (Strain energy capacity) ต่ำสุด ไม่ต่ำกว่าค่าพลังงานที่แผ่นพื้นที่มีปริมาณเหล็กเสริม  $0.75\rho_b$  จะรับไว้ได้ ดังแสดงในรูปที่ 1.3

ทั้งนี้ Sher Ali Mirza and James G. MacGregor ได้ถือว่าการคำนวณพื้นที่หน้าตัดระบุเป็นตัวแปรที่สัมพันธ์กับค่าความเครียดวิบัติของลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็น

Bilal M. Ayyub, Naji Al-Mutairi and Peter Chang<sup>[7]</sup> ได้ศึกษาผลของปริมาณเหล็กเสริมต่อกำลังของแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมด้วยตะแกรงลวดเหล็ก (ซึ่งผลิตจากลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็นผิวข้อ้อย) โดยการทดสอบ พบว่าปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดที่กำหนดโดย ACI318-99 นั้นไม่เพียงพอในการป้องกันการวิบัติเนื่องจากการขาดของเหล็กเสริม และในแง่ของประสิทธิภาพในด้านการควบคุมรอยร้าวพบว่าแผ่นพื้นที่เสริมด้วยตะแกรงลวดเหล็กจะให้ผลที่ดีกว่าแผ่นพื้นที่เสริมด้วยเหล็กเสริมธรรมดา

### 1.3 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1.3.1 ศึกษาพฤติกรรมที่เกี่ยวข้องกับการรับ โมเมนต์ดัดของคานคอนกรีต ที่เสริมด้วยลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็นโดยการทดสอบ ซึ่งหัวข้อที่จะพิจารณาได้แก่

- ความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ดัดและความโค้ง
- ความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ดัดและระยะการโก่งตัว
- ความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ดัดและความกว้างรอยร้าวสูงสุด
- ค่าโมเมนต์ดัดใช้งาน
- รูปแบบของรอยร้าวและลักษณะการวิบัติ

1.3.2 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ดัดและความโค้ง โดยวิธีความเครียดสอดคล้อง และความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ดัดและระยะการโก่งตัว โดยวิธีโมเมนต์อินทิเกรตสัมพันธ์กับผลการทดสอบ



1.3.3 เปรียบเทียบพฤติกรรมด้านการรับแรงดัด ของโครงสร้างที่ได้จากการใช้ ลวดเหล็กกล้าดิ่งยื่นอย่างเดียว ลวดเหล็กร่วมกับเหล็กเสริมคอนกรีตแบบปกติ และเหล็กเสริม คอนกรีตแบบปกติอย่างเดียว

#### 1.4 แนวทางการวิจัย

1.4.1 ในการสังเกตพฤติกรรมที่เกี่ยวข้องกับการรับ โมเมนต์ดัดของคานคอนกรีต นั้น จะได้จากการทดสอบตัวอย่างคาน ซึ่งตัวอย่างที่ใช้ทดสอบจะมีด้วยกัน 3 ชุด รวมทั้งสิ้น 6 ตัวอย่าง ดังต่อไปนี้

- ชุดตัวอย่างที่ใช้ศึกษาผลกระทบของชนิดเหล็กเสริม
- ชุดตัวอย่างที่ใช้ศึกษาผลกระทบของปริมาณเหล็กเสริม
- ชุดตัวอย่างที่ใช้ศึกษาผลกระทบของการเสริมเหล็กแบบผสม

โดยรายละเอียดของตัวอย่างคานในแต่ละชุดและวิธีการจัดเตรียม ได้แสดงไว้ใน บทที่ 3

1.4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งที่ได้จากการทดสอบในทุก ตัวอย่างคาน จะถูกใช้เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของการวิเคราะห์โดยวิธีการความเครียดสอดคล้อง ซึ่งจุดที่เป็นดัชนีในการตรวจสอบความถูกต้องจะได้แก่ ค่าโมเมนต์ดัดที่ทำให้หน้าตัดเกิดการแตกร้าว ค่าโมเมนต์ดัดที่จุดคราก ค่าโมเมนต์ดัดดัดประลัย และลักษณะการวิบัติ

1.4.3 การคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและระยะการโก่งตัว โดยการหาค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลในแบบต่างๆ จะถูกเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบในทุกตัวอย่างคาน เพื่อหาวิธีที่เหมาะสมในการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ดังกล่าว ซึ่งค่าที่ใช้เปรียบเทียบจะได้แก่ ค่าโมเมนต์ดัดใช้งานที่ระยะการโก่งตัวต่างๆ

1.4.4 ในกรณีของการวิเคราะห์ความกว้างรอยร้าวสูงสุดของแต่ละตัวอย่างคาน ค่าที่ได้จะเป็นค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ย ซึ่งสื่อถึงคุณภาพของการยึดเหนี่ยวของผิวเหล็กเสริม โดยรวมที่ใช้ในคานนั้น

1.4.5 ในการศึกษาผลกระทบของชนิดเหล็กเสริม ปริมาณเหล็กเสริม และการเสริมเหล็กแบบผสม จะพิจารณาถึงผลกระทบในเรื่อง ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง ลักษณะการวิบัติ การยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริม

## 1.5 ขอบเขตการศึกษา

1.5.1 ในการวิจัยนี้จะมีตัวแปรที่ใช้ในกระบวนการทดสอบคือ ชนิด และปริมาณของเหล็กเสริม ดังนั้นคุณสมบัติอื่น ๆ อาทิเช่น กำลังของคอนกรีตจะถูกควบคุมให้คงที่โดย มีค่าประมาณ 300 - 350 กก./ชม.<sup>2</sup> และใช้หน้าตัดของคานเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้า กว้าง 15 ซม. ลึก 30 ซม.

1.5.2 การศึกษาจะพิจารณาเฉพาะพฤติกรรมการรับโมเมนต์ค้ด โดยไม่คิดผลของแรงเฉือน ผลของการค้บและการหดตัวของคอนกรีต

## 1.6 ประโยชน์ที่ได้รับ

1.6.1 สามารถวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ค้ดและความโค้ง ระยะการโค้งตัว ความกว้างรอยร้าว ของคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กกล้าดิ่งยื่นทั้งหมดหรือบางส่วนได้

1.6.2 ทราบข้อจำกัดของคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กกล้าดิ่งยื่น ในเรื่องโมเมนต์ค้ดใช้งาน และการกระจายซ้ำของโมเมนต์

1.6.3 ทราบถึงผลกระทบของการใช้เหล็กเสริมธรรมดา ร่วมกับลวดเหล็กผิวข้ออ้อยและผิวเรียบ เป็นเหล็กเสริมหลักในคาน

## บทที่ 2

### ทฤษฎีการรับแรงดัด

#### 2.1 คุณสมบัติของวัสดุ

##### 2.1.1 คอนกรีต

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดของคอนกรีตในช่วงที่หน่วยแรงอัดมีค่าต่ำ ๆ ประมาณ  $0.5 f'_c$  จะมีลักษณะเป็นเส้นตรง และหลังจากนั้นความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเริ่มมีรูปร่างเป็นเส้นโค้ง โดยมีค่าความเครียดที่หน่วยแรงอัดสูงสุด ( $\epsilon_0$ ) ประมาณ 0.002 จนกระทั่งถึงความเครียดประลัย ( $\epsilon_u$ ) ซึ่งโดยทั่วไปมีค่าประมาณ 0.003 ถึง 0.008 แต่เพื่อความปลอดภัยมาตรฐาน ACI 318R-99 ได้กำหนดให้ความเครียดที่ภาวะประลัยมีค่าเท่ากับ 0.003

Hognestad<sup>[8]</sup> ได้เสนอสมการที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดของคอนกรีตมวลปกติ ดังสมการที่ 2.1

$$f_c = f'_c \left[ \frac{2\epsilon}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

โดยที่

$f_c$  = หน่วยแรงอัดในคอนกรีตที่ระดับความความเครียดใด ๆ

$f'_c$  = หน่วยแรงอัดประลัยของแท่งคอนกรีตทรงกระบอก

$\epsilon$  = ความเครียดในคอนกรีต โดยมีค่าสูงสุดเท่ากับ 0.003

$\epsilon_0$  = ความเครียดที่หน่วยแรงอัดสูงสุด มีค่าเท่ากับ 0.002

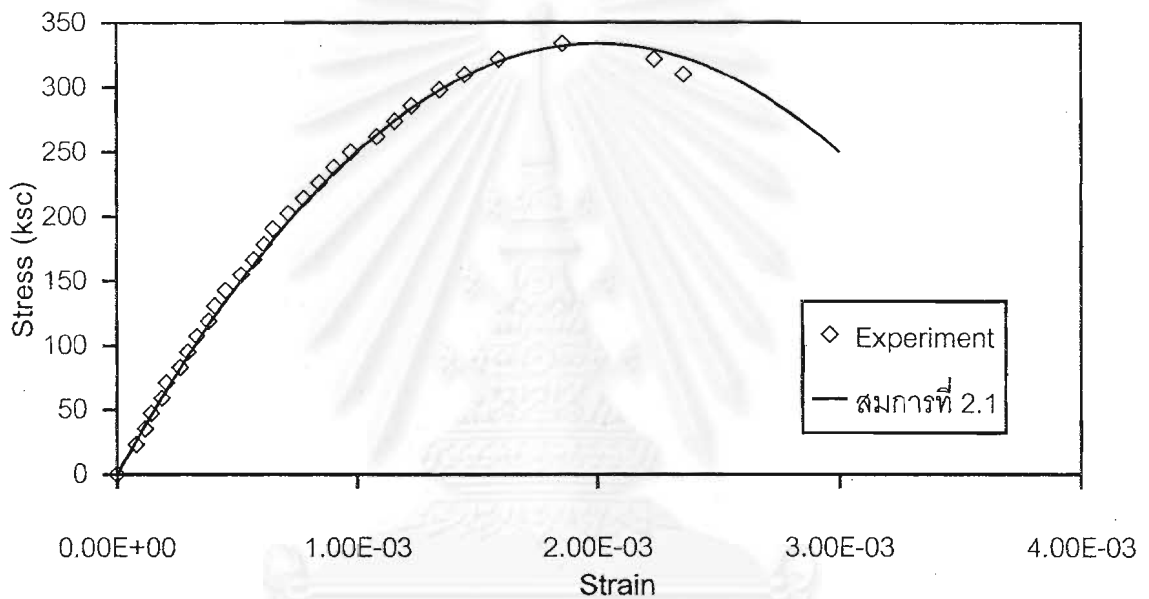
สำหรับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต ACI318-99 ได้กำหนดให้มีค่าดังในสมการที่ 2.2 ซึ่งเป็นค่าโมดูลัสที่ได้จากการหาความชันของกราฟหน่วยแรงอัดและความเครียดที่จุดเริ่มต้นและที่จุด 45% ของหน่วยแรงสูงสุด

$$E_c = 15200 \sqrt{f'_c} \quad (2.2)$$

ค่าโมดูลัสแตกร้าวของคอนกรีต เป็นค่าที่ได้จากการทดสอบแรงค้ำของคานคอนกรีตล้วน ซึ่ง ACI318-99 ได้กำหนดให้มีค่าเท่ากับ

$$f_r = 2.0\sqrt{f'_c} \quad (2.3)$$

รูปที่ 2.1 จะแสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบแท่งตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงลูกบาศก์ ร่วมกับความสัมพันธ์ที่ได้จากสมการที่ 2.1



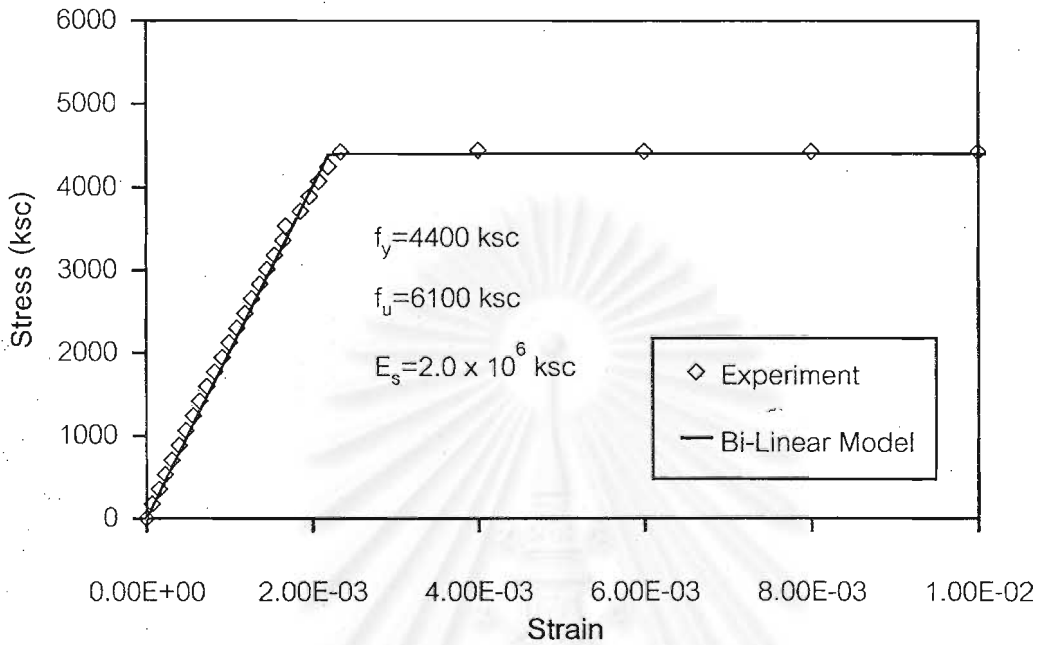
รูปที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดของคอนกรีต

### 2.1.2 เหล็กเสริมธรรมดา

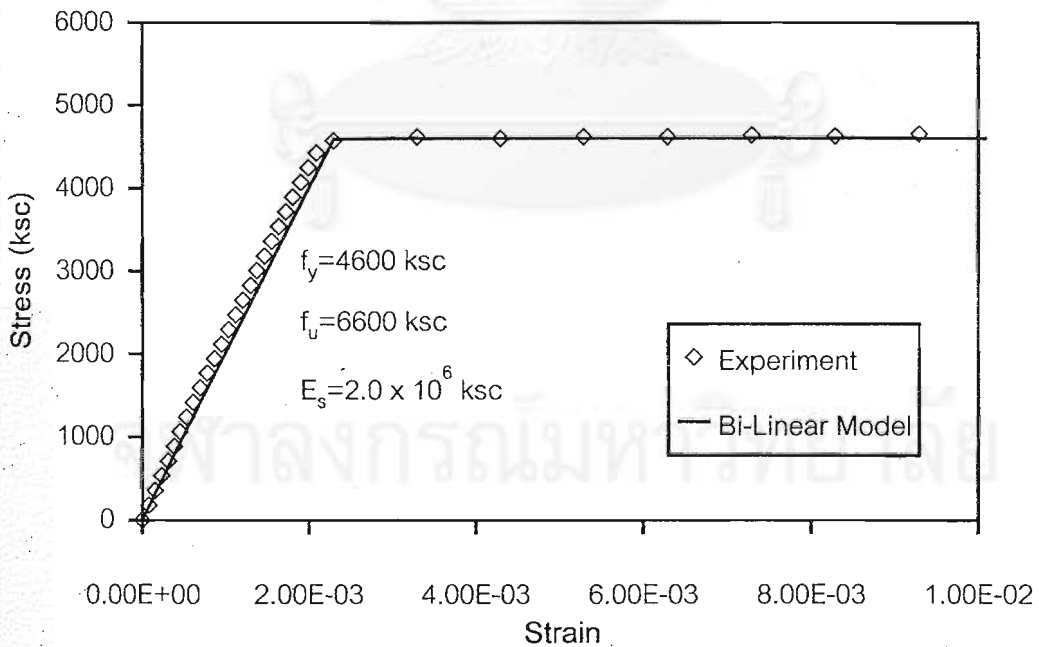
ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดของเหล็กเสริมธรรมดา จะมี การแสดงจุดครากที่ชัดเจน ค่าหน่วยแรงดึงที่จุดคราก หน่วยแรงดึงสูงสุด จะถูกกำหนดโดยระดับชั้นคุณภาพที่ระบุในมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมที่เกี่ยวข้อง ในขณะที่ค่าอึลลัสติกโมดูลัสจะมีค่าคงที่ประมาณ  $2.0 \times 10^6$  กก./ซม.<sup>2</sup> สำหรับเหล็กเสริมทุกชั้นคุณภาพ

เหล็กเสริมธรรมดาที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นเหล็กชั้นคุณภาพ SD40 ซึ่งมี 2 ชุดด้วยกัน เมื่อทำการทดสอบแรงดึงแล้วพบว่าเหล็กเสริมชุดที่ 1 มีค่าหน่วยแรงดึงที่จุดคราก และหน่วยแรงดึง

สูงสุด เท่ากับ 4400 และ 6100 กก./ซม.<sup>2</sup> ตามลำดับ และเหล็กเสริมชุดที่ 2 มีค่าหน่วยแรงดึงที่จุดคราก และหน่วยแรงดึงสูงสุด เท่ากับ 4600 และ 6600 กก./ซม.<sup>2</sup> ตามลำดับ



(ก.) เหล็กเสริมธรรมดาชุดที่ 1



(ข.) เหล็กเสริมธรรมดาชุดที่ 2

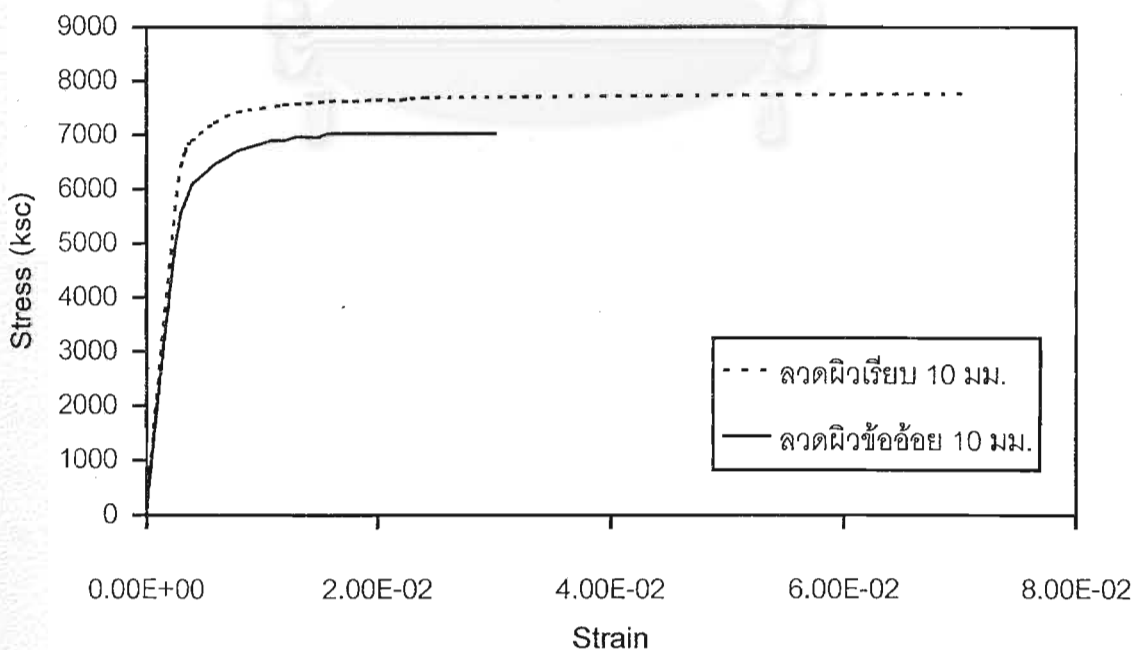
รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดของเหล็กเสริมธรรมดา

ACI318-99 ได้แนะนำให้แทนความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดของเหล็กเสริมคอนกรีตด้วยเส้นตรงสองเส้น(Bi-Linear) ซึ่งในรูปที่ 2.2 จะได้แสดงกราฟหน่วยแรงดึงและความเครียดของเหล็กเสริมธรรมดาที่ใช้ในงานวิจัยนี้ที่ได้จากการทดสอบ และการแทนความสัมพันธ์ดังกล่าวโดยเส้นตรงสองเส้นที่เสนอโดย ACI318-99

### 2.1.3 ลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็น

ในงานวิจัยนี้ ลวดเหล็กที่ถูกนำมาทดสอบ ได้แก่ ลวดเหล็กผิวเรียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มม. และลวดเหล็กผิวข้อ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มม. ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดที่ได้จากการทดสอบลวดเหล็ก พบว่าลักษณะความสัมพันธ์ดังกล่าวจะไม่มีมีการแสดงจุดครากที่ชัดเจนออกมา ดังนั้นการหาจุดครากของลวดเหล็กจะใช้ตามที่กำหนดโดย ACI318-99 ซึ่งให้ถือเอาค่าหน่วยแรงดึงที่ความเครียดเท่ากับ 0.35%

ดังนั้นหน่วยแรงที่จุดครากของลวดเหล็กที่ได้จากการทดสอบจะมีค่าเท่ากับ 6400 กก./ซม.<sup>2</sup> สำหรับลวดเหล็กชนิดผิวเรียบ และมีค่าเท่ากับ 5890 กก./ซม.<sup>2</sup> สำหรับลวดเหล็กชนิดผิวข้อ้อย ในขณะที่ค่าอีลาสติคโมดูลัสมีค่าประมาณ  $2 \times 10^6$  กก./ซม.<sup>2</sup> เช่นเดียวกับเหล็กเสริมธรรมดา แต่จะมีค่าค่อย ๆ ลดลงหลังจากหน่วยแรงดึงมีค่าผ่านพ้นพิสัยเส้นตรงไปแล้ว



รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดของลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็น

ค่าน้อยแรงดึงสูงสุดของลวดเหล็กจากการทดสอบพบว่ามีความเท่ากับ 7217 กก./  
 ซม.<sup>2</sup> สำหรับลวดผิวเรียบ และ 7026 กก./ซม.<sup>2</sup> สำหรับลวดผิวข้ออ้อย ซึ่งกราฟความสัมพันธ์  
 ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดจากการทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.3

ค่าความเครียดสูงสุดที่ปรากฏในการทดสอบแรงดึง พบว่าสำหรับลวดผิวเรียบมี  
 ค่าประมาณ 6% และสำหรับลวดผิวข้ออ้อยมีค่าประมาณ 3% แต่ในการเลือกใช้ค่าความเครียดที่จุด  
 วิบัติ จะพิจารณาจากเหตุผลต่อไปนี้

1. ค่าความเครียดสูงสุดที่ทดสอบได้ไม่ค่อยมีความแน่นอน ซึ่งถ้าหากจุดที่ลวด  
 ขาดไม่ตรงช่วงกลางของระยะเกจ ค่าความเครียดสูงสุดที่วัดได้จะมีค่าต่ำกว่าค่าดังกล่าว โดยมีค่า  
 อยู่ระหว่างความเครียดที่หน่วยแรงสูงสุด และความเครียดสูงสุด

2. เมื่อนำลวดเหล็กไปใช้เป็นเหล็กเสริมในคาน ความเครียดที่เกิดขึ้นจะแปรผัน  
 ไปตามจุดที่คานแตกร้าว โดยค่าความเครียดที่อ่านได้จะมีค่ามากเมื่อจุดที่วัดอยู่ใกล้รอยร้าว และจะ  
 ลดลงเมื่อจุดที่อ่านความเครียดอยู่ห่างจากรอยร้าวมาก

3. ในการทดสอบคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กนี้ จะเป็นการทดสอบในแบบควบคุม  
 แรงกด (Force Control) ซึ่งทำให้ไม่สามารถอ่านค่าความเครียด ณ จุดวิบัติจริงได้ แต่เมื่อทำการ  
 ทำนายลักษณะการวิบัติโดยวิธีความเครียดสอดคล้องแล้ว ปรากฏว่าผลที่ได้จะไม่สอดคล้องกับผล  
 การทดสอบถ้าหากยึดถือความเครียดสูงสุดเป็นจุดที่ลวดเหล็กเกิดการวิบัติ

จากเหตุผลที่ได้กล่าวมาแล้วนั้น ค่าความเครียดที่จุดวิบัติที่ใช้ในการคำนวณจะถือ  
 เอาค่าความเครียด ณ จุดที่หน่วยแรงดึงมีค่าสูงสุด ซึ่งจะทำให้ค่าความเครียดที่จุดวิบัติสำหรับลวด  
 ผิวเรียบมีค่าเท่ากับ 1.6% และสำหรับลวดผิวข้ออ้อยมีค่าเท่ากับ 1.4% โดยที่ค่าความเครียดนี้ จะ  
 เป็นจุดที่รับประกันได้ว่าลวดสามารถมีหน่วยแรงดึงไม่ต่ำกว่าค่าสูงสุด ซึ่งจะให้ความปลอดภัยมาก  
 กว่าเลือกใช้ค่าความเครียดสูงสุดเป็นค่าความเครียดที่จุดวิบัติ

ดังนั้นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียด ที่ใช้ในการคำนวณ  
 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คดและความโค้งของคาน จะใช้เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างหน่วย  
 แรงดึงและความเครียดที่ได้จากการทดสอบจริง โดยมีค่าความเครียดที่จุดวิบัติเท่ากับความเครียด  
 ณ หน่วยแรงดึงสูงสุด

## 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง

ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานสามารถวิเคราะห์ได้จากวิธีการความเครียดสอดคล้อง<sup>[9]</sup> และหลักการสมดุลของแรงในหน้าตัด โดยมีสมมุติฐานดังต่อไปนี้

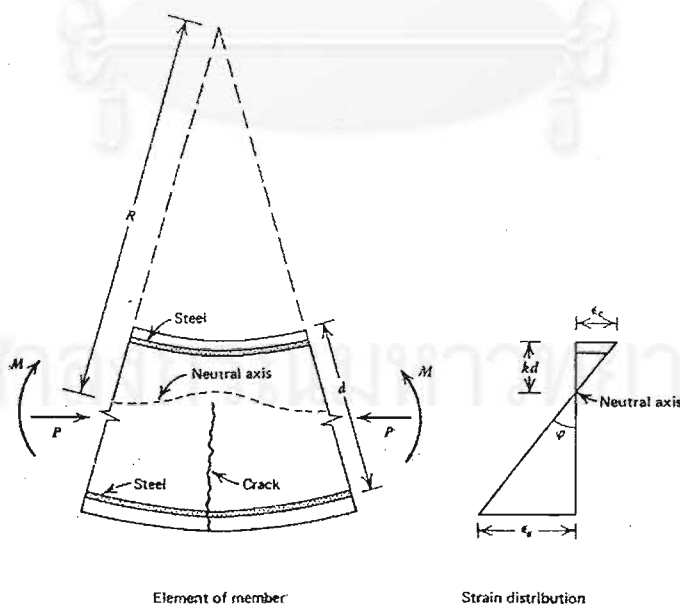
1. หน้าตัดของโครงสร้างจะเป็นระนาบทั้งก่อนและหลังการดัด ซึ่งจะทำการกระจายความเค้นบนหน้าตัดเป็นเส้นตรง

2. คอนกรีตสามารถรับแรงดึงได้จนกระทั่ง ที่ผิวนอกสุดมีค่าหน่วยแรงดึงเท่ากับโมดูลัสแตกร้าว( $f_t$ ) หลังจากนั้นคอนกรีตส่วนที่อยู่ใต้แกนสะเทิน(Neutral Axis) จะไม่สามารถรับแรงดึงได้อีกต่อไป แรงดึงที่เกิดขึ้นเนื่องจากโมเมนต์ดัดทั้งหมดจะถูกรับโดยเหล็กเสริมอย่างเดียว

3. เหล็กเสริมยึดเหนี่ยวกับคอนกรีตโดยสมบูรณ์ ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงความเค้นในเหล็กเสริมและคอนกรีตจะมีค่าเท่ากัน

4. แรงอัดในคอนกรีตและแรงดึงในเหล็กเสริมจะมีค่าเท่ากัน ตามกฎการสมดุลและโมเมนต์ของแรงคู่ควบที่ขณะใด ๆ จะเท่ากับ โมเมนต์ดัด ที่กระทำบนหน้าตัด

5. สามารถทราบความสัมพันธ์ ระหว่างหน่วยแรงและความเค้นของคอนกรีต เหล็กเสริม และลวดเหล็กกล้าดึงเอ็นที่ใช้



รูปที่ 2.4 การเสีรูปของชิ้นส่วนรับแรงดัด



ความโค้งของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งแสดงในรูปที่ 2.4 สามารถหาได้จากความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมและคอนกรีต ดังสมการที่ 2.4

$$\phi = \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\epsilon_s + \epsilon_c}{d} \quad (2.4)$$

โดยที่ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งคือ

$$\phi = \frac{M}{EI} \quad (2.5)$$

การหาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งในทางทฤษฎี จะเริ่มจากการสมมติให้หน้าตัดมีความโค้งค่าหนึ่ง และจึงทำการคำนวณเพื่อหาค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมและคอนกรีต ที่ทำให้แรงอัดในคอนกรีตเท่ากับแรงดึงในเหล็กเสริม ซึ่งค่าแรงอัดและแรงดึงนี้เองจะทำให้เกิด โมเมนต์ของแรงคู่ควบสำหรับค่าความโค้งที่ได้สมมติไว้

### 2.3 การโก่งตัวเนื่องจากโมเมนต์ดัด

ระยะการโก่งตัวทันทีทันใดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก สามารถเขียนความสัมพันธ์ให้อยู่ในรูปทั่วไป<sup>[10]</sup> ได้ดังสมการ

$$\Delta = K \frac{M_a L^2}{E_c I_e} \quad (2.6)$$

โดยที่ K คือค่าสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับลักษณะของน้ำหนักที่กระทำ สภาพของจตุรรองรับ ซึ่งสำหรับคานที่วางบนจตุรรองรับแบบธรรมดา และมีน้ำหนักกดแบบ Middle third จะ

มีค่า K เท่ากับ  $\frac{23}{216}$

$M_a$  คือค่าโมเมนต์สูงสุดที่กระทำ

L คือความยาวช่วง

$E_c$  คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

$I_e$  คือค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพ ซึ่ง ACI Committee 435<sup>[11]</sup> ได้

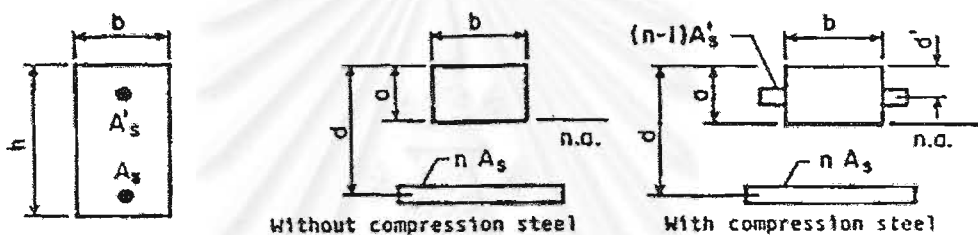
กำหนดให้มีค่าดังสมการที่ 2.7

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \tag{2.7}$$

วิธีในการคำนวณค่า  $I_g$  และ  $I_{cr}$  ที่ใช้ในสมการที่ 2.7 ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.5 และสำหรับ  $M_{cr}$  จะสามารถหาได้จากสมการ

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \tag{2.8}$$

โดยที่  $f_r$  คือค่าโมดูลัสแตกร้าวของคอนกรีต สามารถหาได้จากสมการที่ 2.3  $y_t$  คือระยะจากแนวแกนสะเทินถึงผิวคอนกรีตด้านที่รับแรงดึง



$$B = b/(nA_s) \quad r = (n-1)A'_s/(nA_s) \quad I_g = bh^3/12$$

Without compression steel

$$a = (\sqrt{2dB+1} - 1)/B$$

$$I_{cr} = ba^3/3 + nA_s(d-a)^2$$

With compression steel

$$a = [\sqrt{2dB(1+rd'/d) + (1+r)^2} - (1+r)]/B$$

$$I_{cr} = ba^3/3 + nA_s(d-a)^2 + (n-1)A'_s(a-d')^2$$

รูปที่ 2.5 การคำนวณหา  $I_g$  และ  $I_{cr}$

วิธีการในการคำนวณค่า  $I_g$  และ  $I_{cr}$  ที่ระบุโดย ACI Committee 435 นั้นจะใช้ได้กับการคำนวณระยะการโก่งตัวของคานก่อนที่เหล็กเสริมจะถึงจุดคราก และไม่สามารถที่จะใช้ในการคำนวณระยะการโก่งตัวของคานในช่วงภายหลังการครากของเหล็กเสริมได้ เนื่องจากวิธีการนี้จะสมมุติให้ค่าโมเมนต์ดัดของคานมีค่าคงที่ภายหลังที่เหล็กเสริมคราก

ซึ่งสำหรับคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็น ภายหลังที่ลวดเหล็กคราก ค่าอัตราตึกโมดูลัสจะค่อยลดลง พร้อม ๆ กับการเพิ่มขึ้นของโมเมนต์ดัด ดังนั้นวิธีการดังกล่าวจึงจะให้ผลการคำนวณที่ผิดพลาด (ดูผลการทดสอบประกอบ)

สำหรับพิภคระยะการ โกงตัวสูงสุดที่ยอมให้ในสภาวะใช้งานต่าง ๆ ที่กำหนดโดย ACI Committee 435 ได้แสดงไว้ในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ระยะการ โกงตัวที่ยอมให้ตามที่กำหนดโดย ACI Committee 435

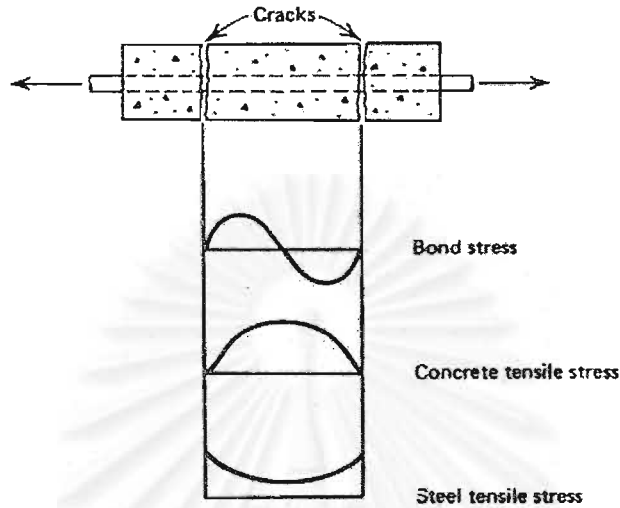
ชนิดของส่วนโครงสร้าง	ระยะ โกงที่ต้งพิจารณา	พิภคระยะ โกง
1. หลังคา ซึ่งไม่รองรับหรือไม่ยึดติดกับส่วนที่มีใช้โครงสร้างแต่คาดว่าจะเกิดความเสียหายเมื่อ โกงตัวมากเกินไป	ระยะ โกงทันทีเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก	L/180
2. พื้น ซึ่งไม่รองรับหรือไม่ยึดติดกับส่วนที่มีใช้โครงสร้างแต่คาดว่าจะเกิดความเสียหายเมื่อ โกงตัวมากเกินไป		L/360
3. หลังคาหรือพื้น ซึ่งรองรับหรือยึดติดกับส่วนที่มีใช้โครงสร้างและคาดว่าจะเกิดความเสียหายเมื่อ โกงตัวมากเกินไป	ระยะ โกงทั้งหมดหลังการยึดติดกับส่วนที่มีใช้โครงสร้าง (ผลรวมของระยะ โกงตามกาลเวลา เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกค้ำทั้งหมดกับระยะ โกงทันทีเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น)	L/480
4. หลังคาหรือพื้น ซึ่งรองรับหรือยึดติดกับส่วนที่มีใช้โครงสร้างแต่คาดว่าจะไม่เกิดความเสียหายเมื่อ โกงตัวมากเกินไป		L/240

#### 2.4 ความกว้างรอยร้าวสูงสุด

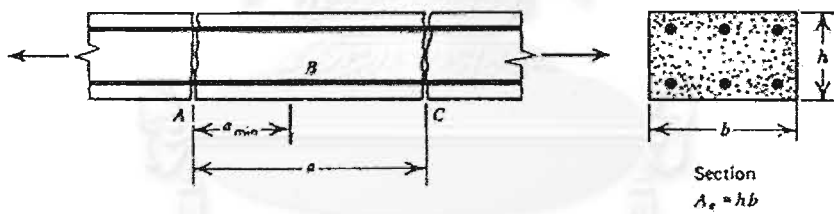
กลไกการแตกร้าวของคอนกรีตเสริมเหล็ก<sup>[9]</sup> สามารถอธิบายได้จากการพิจารณาชิ้นส่วน โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงดึงในแนวแกน (รูปที่ 2.6) โดยที่หน้าตัดที่เกิดการแตกร้าว หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมจะมีค่ามากที่สุด และหน่วยแรงดึงในเนื้อคอนกรีตจะมีค่าเป็นศูนย์ และที่หน้าตัดที่ห่างออกมาจากหน้าตัดที่เกิดการแตกร้าว หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมจะลดลงเรื่อย ๆ ซึ่งแรงดึงที่หายไปนี้จะเกิดจากการถ่ายแรงดึงผ่านการยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต ซึ่งจะทำให้หน่วยแรงดึงในเนื้อคอนกรีตจะมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ จนกระทั่งหน่วยแรงดึงมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ก็จะทำให้เกิดรอยร้าวเพิ่มขึ้น แต่ระยะห่างระหว่างรอยร้าวจะถูกจำกัดด้วยค่าน้อยที่สุดค่าหนึ่ง ( $a_{min}$ )

จากรูปที่ 2.7 รอยร้าวที่ปรากฏขึ้นก่อนที่หน้าตัด A และ C โดยมีระยะห่าง  $a$  ถ้าหากจะมีรอยร้าวปรากฏเพิ่มขึ้นระหว่างรอยร้าวทั้งสองรอยนี้ที่หน้าตัด B โดยมีระยะห่างจากหน้า

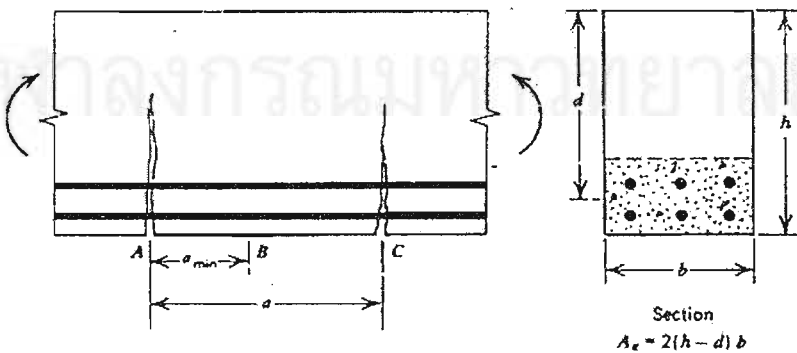
ตัด A น้อยที่สุดเท่ากับ  $a_{min}$  แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตที่อยู่ระหว่างหน้าตัด A และ B จะต้องสามารถถ่ายแรงดึงได้เท่ากับค่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ดังนั้นจะได้



รูปที่ 2.6 กลไกการเกิดรอยร้าวในชิ้นส่วนรับแรงดึง



(ก.) ชิ้นส่วนรับแรงดึง



(ข.) ชิ้นส่วนรับแรงดัด

รูปที่ 2.7 ระยะห่างระหว่างรอยร้าวและพื้นที่รับแรงดึงประสิทธิภาพ

$$u \sum o a_{\min} = A_c f_t'$$

เมื่อ	$A_c$	คือพื้นที่หน้าตัดคอนกรีตส่วนที่รับแรงดึง
	$f_t'$	คือหน่วยแรงดึงสูงสุดของคอนกรีต
	$\sum o$	คือความยาวเส้นรอบวงของเหล็กเสริม
	$u$	คือค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ย

ดังนั้น ระยะห่างระหว่างรอยร้าวน้อยที่สุด สามารถหาได้จากสมการ 2.9 ดังนี้

$$a_{\min} = \frac{A_c f_t'}{u \sum o} \quad (2.9)$$

ถ้าหารอยร้าวที่เกิดขึ้นห่างกันมากกว่า  $2a_{\min}$  หน่วยแรงดึงในคอนกรีตระหว่างรอยร้าวสองรอยนี้จะมีโอกาสที่มากกว่าหน่วยแรงดึงสูงสุด ดังนั้น ระยะห่างรอยร้าวมากที่สุดจะมีค่าเป็น 2 เท่าของค่าในสมการที่ 2.9 โดยเท่ากับ

$$a_{\max} = 2a_{\min} = \frac{2A_c f_t'}{u \sum o} \quad (2.10)$$

ความกว้างของรอยร้าวจะมีค่าเท่ากับ ระยะยึดของเหล็กเสริมระหว่างรอยร้าวทั้งสอง ลบกับระยะยึดตัวของคอนกรีต แต่ระยะยึดตัวของคอนกรีตนี้จะมีค่าน้อยมากจึงอาจสมมติให้เป็นศูนย์ ดังนั้นความกว้างรอยร้าวมากที่สุดสามารถเขียนในรูป

$$W_{\max} = a_{\max} \epsilon_s \quad (2.11)$$

เมื่อแทนค่า  $a_{\max}$  จากสมการ 2.10 ลงในสมการ 2.21 จะได้สมการเพื่อทำนายค่าความกว้างรอยร้าวสูงสุด ดังนี้

$$W_{\max} = \frac{2A_c f_t'}{u \sum o} \epsilon_s \quad (2.12)$$

จากสมการที่ 2.12 จะพบว่าค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ย ( $u$ ) จะเป็นตัวแปรสำคัญที่ส่งผลต่อความกว้างของรอยร้าวที่ปรากฏของคาน โดยจะมีความแตกต่างกันไปตามแต่นิคมพื้นผิวของเหล็กเสริมที่ใช้ในคานนั้น ๆ

สำหรับพิกัดความกว้างรอยร้าวสูงสุดที่ยอมให้ในสถานะใช้งานต่าง ๆ ที่กำหนดโดย ACI Committee 224<sup>[12]</sup> ได้แสดงไว้ในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 ความกว้างรอยร้าวที่ยอมให้ตามที่กำหนดโดย ACI Committee 224

สภาวะเปิดเผยต่าง ๆ	ความกว้างรอยร้าวสูงสุด	
	นิ้ว	มม.
อากาศแห้ง อยู่ในที่ร่ม	0.016	0.41
มีความชื้น อากาศชื้น สัมผัสกับดิน	0.012	0.30
สัมผัสสารเคมีที่ใช้ละลายน้ำแข็ง	0.007	0.18
สัมผัสน้ำทะเล มีการแห้งและเปียกสลับกัน	0.006	0.15
โครงสร้างหรือเชื่อมกันน้ำ	0.004	0.10

### 2.5 อัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล

ที่สภาวะความเครียดสมดุล ค่าความเครียดของคอนกรีตที่ผิวรับแรงอัดจะมีค่าเท่ากับความเครียดประลัย ( $\epsilon_u$ ) พร้อมกับที่เหล็กเสริมรับแรงดึงมีความเครียดถึงจุดคราก ( $\epsilon_y$ ) ซึ่งสามารถเขียนสมการจากวิธีการความเครียดสอดคล้องได้

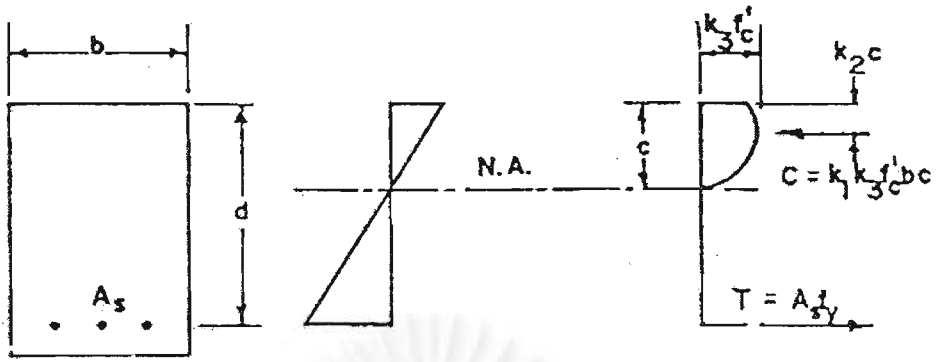
$$c_b = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} d \quad (2.13)$$

เมื่อ  $c_b$  คือระยะจากแนวแกนสะเทินถึงผิวคอนกรีตด้านที่รับแรงดึง ดังนั้นแรงอัดในคอนกรีต (C) และแรงดึงในเหล็กเสริม (T) จะหาได้จากสมการ

$$C = k_1 k_3 f'_c b c_b \quad (2.14)$$

$$T = A_s f_y = \rho_b b d f_y \quad (2.15)$$

โดยที่  $k_1$  คืออัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงอัดเฉลี่ยในคานต่อหน่วยแรงอัดสูงสุด และ  $k_3$  คืออัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตในคานต่อหน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตรูปทรงกระบอก ซึ่งค่า  $k_1$  และ  $k_3$  นี้ขึ้นอยู่กับแบบจำลองการกระจายหน่วยแรงของคอนกรีตที่ใช้



$d$  = effective depth: distance from compression face to centroid of tension steel

รูปที่ 2.8 การกระจายหน่วยแรงในหน้าตัดคาน

จากการสมดุลของแรงในหน้าตัด แรงอัดในคอนกรีตจะเท่ากับแรงดึงในเหล็กเสริม ดังนั้นจะได้อัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล( $\rho_b$ ) หรือดัชนีเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล ( $w_b$ ) ดังสมการ

$$\rho_b = k_1 k_3 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} \quad (2.16)$$

$$w_b = \rho_b \frac{f_y}{f'_c} = k_1 k_3 \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} \quad (2.17)$$

เมื่อแทนค่าความเครียดประลัยของคอนกรีต( $\epsilon_u$ ) เท่ากับ 0.003 ความเครียดที่จุดครากของลวดเหล็กกล้าดึงเย็น( $\epsilon_y$ ) เท่ากับ 0.0035 และค่า  $k_1 k_3$  ตามแบบจำลองการกระจายหน่วยแรงดังสมการที่ 2.1 จะได้ค่าดัชนีเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุลเท่ากับ 0.346

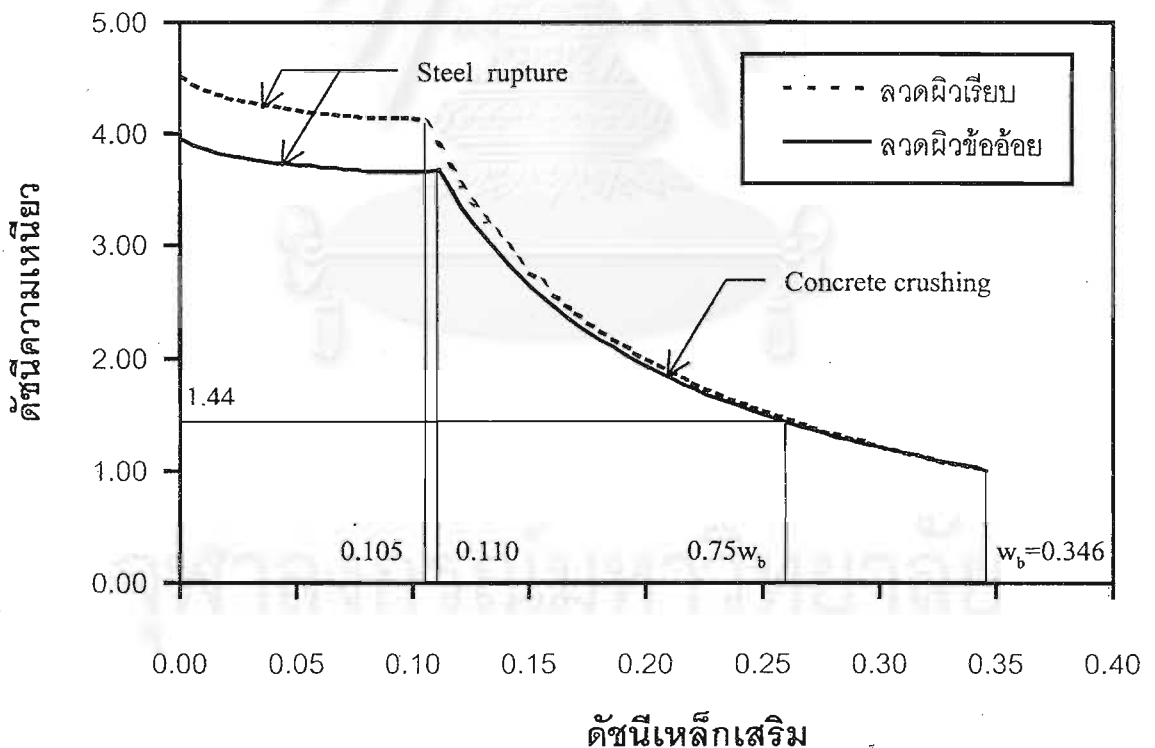
## 2.6 ดัชนีความเหนียว (Ductility Index)

ดัชนีความเหนียว เป็นสิ่งที่ใช้บ่งบอกถึงพลังงานที่โครงสร้างสามารถรับได้ จะมีความสำคัญอย่างยิ่งสำหรับโครงสร้างที่ต้องรับแรงแบบไดนามิก หรือโครงสร้างที่ต้องการการกระจายซ้ำของโมเมนต์ ซึ่งดัชนีความเหนียวสามารถหาได้จากความสัมพันธ์

$$\text{Ductility Index : } DI = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.18)$$

Furlong<sup>[3]</sup> ได้แนะนำค่าดัชนีความเหนียวของโครงสร้าง เพื่อให้ชิ้นส่วนรับแรงตัดเกิดการหมุนเพียงพอที่ทำให้เกิดการกระจายซ้ำของโมเมนต์ (Moment redistribution) ดังสมการ 1.1 โดยค่า  $\frac{L}{D}$  ที่ใช้งานกันโดยทั่วไปมีค่าอยู่ระหว่าง 15 ถึง 20 ดังนั้น ค่าดัชนีความเหนียวจึงควรมีค่าไม่ต่ำกว่า 4

จากการวิเคราะห์โดยวิธีการความเครียดสอดคล้องด้วยการสมมุติให้คอนกรีตมีความเครียดประลัยเท่ากับ 0.003 และลวดเหล็กมีความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดดังที่ได้จากผลทดสอบแรงดึง โดยเลือกให้มีค่าความเครียดประลัย 1.4% และ 1.6% สำหรับลวดเหล็กผิวข้ออ้อยและลวดเหล็กผิวเรียบตามลำดับ จะทำให้ได้ความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีเหล็กเสริมและค่าดัชนีความเหนียว ดังแสดงในรูปที่ 2.9



รูปที่ 2.9 ดัชนีความเหนียวของคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็น



ซึ่งจะพบว่าที่ปริมาณเหล็กเสริม  $0.75\rho_c$  (หรือเท่ากับ  $0.75w_c$ ) คานมีค่าดัชนีความเหนียวประมาณ 1.44 และคานจะเริ่มมีการวิบัติเนื่องจากการขาดของเหล็กเสริมเมื่อมีค่าดัชนีเหล็กเสริมที่น้อยกว่า 0.110 และ 0.105 สำหรับลวดผิวข้ออ้อยและลวดผิวเรียบ ตามลำดับ

สำหรับค่าดัชนีเหล็กเสริมที่ทำให้คานมีค่าดัชนีความเหนียวมากกว่า 4 พบว่า สำหรับลวดผิวข้ออ้อยไม่อาจทำให้คานมีดัชนีความเหนียวที่มากกว่า 4 ได้เลย ในขณะที่ลวดเหล็กผิวเรียบจะให้ค่าดัชนีความเหนียวมากกว่า 4 เมื่อคานมีค่าดัชนีเหล็กเสริมน้อยกว่า 0.108 หรือคิดเป็น 0.312 เท่าของปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล

ในกรณีที่คานมีค่า  $\frac{L}{D}$  มากกว่า 15 ซึ่งจะทำให้โครงสร้างต้องมีดัชนีความเหนียวมากกว่า 4.5 จะพบว่าลวดเหล็กกล้าดึงเย็นไม่เหมาะสมที่จะนำมาใช้ ถ้าหากคานนั้นอยู่ในโครงสร้างที่จะต้องมีการกระจายซ้ำของโมเมนต์

สถาบันวิทยบริการ  
 าลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## บทที่ 3

### การทดสอบ

#### 3.1 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ

ตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบนี้มีทั้งสิ้น 6 ตัวอย่างด้วยกัน ซึ่งรายละเอียดของแต่ละตัวอย่างได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.1 โดยทุก ๆ ตัวอย่างคานได้มีการเสริมเหล็กปลอกเพื่อป้องกันผลเนื่องจากแรงเฉือนไว้อย่างเพียงพอ

ในทุก ๆ ตัวอย่างคานจะมีหัวข้อการศึกษา ดังแสดงไว้ในวัตถุประสงค์ข้อ 1.3.1 และ 1.3.2 แต่สำหรับวัตถุประสงค์ข้อที่ 1.3.3 ที่จะทำการศึกษาถึงผลของชนิดเหล็กเสริมต่อพฤติกรรมการคด จะมีตัวอย่างคานที่ใช้ในการศึกษาหัวข้อต่าง ๆ ดังนี้

##### 3.1.1 ตัวอย่างที่ใช้ศึกษาผลกระทบของชนิดเหล็กเสริม

ในตัวอย่างคาน B1, B2 และ B3 จะมีเหล็กเสริมที่ใช้เป็นเหล็กเสริมธรรมดา ลวดเหล็กผิวเรียบ และลวดเหล็กผิวข้ออ้อย ตามลำดับ โดยมีปริมาณของเหล็กเสริมที่ใช้เท่ากับ 0.20, 0.20 และ 0.18 เท่าของปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล ซึ่งเป็นปริมาณเหล็กเสริมที่มีค่าใกล้เคียงกัน

ตารางที่ 3.1 ตัวอย่างคานที่ใช้ศึกษาผลกระทบของชนิดเหล็กเสริม

ตัวอย่าง	ชนิดเหล็กเสริม	$f_c'$ (กก./ซม. <sup>2</sup> )	$f_y$ (กก./ซม. <sup>2</sup> )	$A_s$ (ซม. <sup>2</sup> )	w	$\frac{w}{w_b}$
B1	SD40	355	4400	2.26	0.070	0.20
B2	ลวดเหล็กผิวเรียบ	365	6400	1.57	0.069	0.20
B3	ลวดเหล็กผิวข้ออ้อย	367	5890	1.57	0.063	0.18

##### 3.1.2 ตัวอย่างที่ใช้ศึกษาผลกระทบของปริมาณเหล็กเสริม

ในตัวอย่างคาน B3 และ B6 จะเป็นตัวอย่างคานที่ใช้ศึกษาถึงปริมาณลวดเหล็กผิวข้ออ้อยที่ใช้เสริมในตัวอย่างคาน โดย B3 จะมีปริมาณเหล็กเสริมเท่ากับ 0.18 เท่าของปริมาณเหล็ก

เสริมที่สภาวะสมดุล และ B6 มีปริมาณเหล็กเสริมเท่ากับ 0.63 เท่าของปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล ซึ่งจากรูปที่ 2.10 จะพบว่าตัวอย่างคาน B3 จะเกิดการวิบัติเนื่องจากคอนกรีต และตัวอย่างคาน B6 จะเกิดการขาดของเหล็กเสริม

ตารางที่ 3.2 ตัวอย่างคานที่ใช้ศึกษาผลกระทบของปริมาณเหล็กเสริม

ตัวอย่าง	ชนิดเหล็กเสริม	$f'_c$ (กก./ซม. <sup>2</sup> )	$f_y$ (กก./ซม. <sup>2</sup> )	$A_s$ (ซม. <sup>2</sup> )	w	$\frac{w}{w_b}$
B3	ลวดเหล็กพิวข้ออ้อย	367	5890	1.57	0.063	0.18
B6	ลวดเหล็กพิวข้ออ้อย	320	5890	4.71	0.218	0.63

### 3.1.3 ตัวอย่างที่ใช้ศึกษาผลกระทบของการเสริมเหล็กแบบผสม

ตัวอย่างคาน B4 จะเป็นตัวอย่างที่มีการเสริมเหล็กผสมกันระหว่างลวดเหล็กพิวเรียบและเหล็กเสริมธรรมดา และในตัวอย่างคาน B5 จะเป็นตัวอย่างที่มีการเสริมเหล็กผสมกันระหว่างลวดเหล็กพิวข้ออ้อยและเหล็กเสริมธรรมดา

ตารางที่ 3.3 ตัวอย่างคานที่ใช้ศึกษาผลกระทบของการเสริมเหล็กแบบผสม

ตัวอย่าง	ชนิดเหล็กเสริม	$f'_c$ (กก./ซม. <sup>2</sup> )	$f_y$ (กก./ซม. <sup>2</sup> )	$A_s$ (ซม. <sup>2</sup> )	w	$\frac{\sum w}{w_b}$
B4	ลวดเหล็กพิวเรียบ	358	6400	1.57	0.070	0.30
	+ SD40		4400	1.13	0.035	
B5	ลวดเหล็กพิวข้ออ้อย	315	5890	1.57	0.074	0.63
	+ SD40		4600	4.52	0.166	

## 3.2 การเตรียมตัวอย่าง

### 3.2.1 การเตรียมเหล็กเสริม

ลวดเหล็กได้ถูกเชื่อมติดกันเป็นผืนจากโรงงาน มีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 3.2(ก.) โดยประกอบไปด้วยเหล็กตามยาวทั้ง 4 เส้น ซึ่งเป็นเหล็กที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มิลลิเมตร และ

เหล็กตามขวางซึ่งเป็นเหล็กที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มิลลิเมตร วางห่างกันทุก ๆ 12.5 เซนติเมตร เมื่อทำการตัดขึ้นรูปเป็นกล่องเพื่อทำการเสริมคาน ดังแสดงในรูปที่ 3.2(จ.) เหล็กตามยาวทั้ง 4 เส้นจะกลายเป็นเหล็กที่มุมทั้ง 4 ด้านของคานเพื่อทำการรับแรงดัด และเหล็กตามขวางจะกลายเป็นเหล็กปลอกที่พันรอบเหล็กตามยาวเพื่อทำหน้าที่รับแรงเฉือน

สำหรับเหล็กชนิด SD 40 ที่ใช้เสริมเพิ่มเติมในบางตัวอย่างจะถูกผูกติดกับเหล็กยื่นที่ใช้รับแรงดึงโดยมีการใช้ลูกปุนหนุนเพื่อให้มีระยะห่างตามที่กำหนด และสำหรับตัวอย่างคาน B1 ซึ่งเป็นตัวอย่างที่เสริมด้วยเหล็กเสริมธรรมดาทั้งหมด ก็จะใช้เหล็กยื่นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มิลลิเมตร และมีเหล็กปลอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มิลลิเมตร โดยเหล็กยื่นจะเป็นเหล็กชนิด SD40 ทั้ง 4 มุม และเหล็กปลอกจะเป็นเหล็กชนิด SR24 วางห่างกันทุก ๆ 12.5 เซนติเมตร

### 3.2.2 การติดตั้ง Electrical Strain Gauge ที่เหล็กเสริม

เหล็กเสริมจะถูกติดตั้ง Electrical Strain Gauge ที่จุดกึ่งกลางช่วง ทั้งที่ลวดเหล็กบนและลวดเหล็กล่าง และที่เหล็กเสริมธรรมดาในบางตัวอย่างคาน โดยตำแหน่งที่ติดตั้งได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.2(ค.) และ 3.3

Electrical Strain Gauge ที่ใช้มีระยะเกจ 5 มิลลิเมตร Gauge Factor เท่ากับ 2.10 หรือ 2.11 ขึ้นอยู่กับครั้งที่ในการผลิต และมีสายนำสัญญาณติดมาด้วย การติดตั้งจะเริ่มจากการขัดผิวโลหะให้เรียบ โดยในขั้นตอนนี้จะต้องระมัดระวังไม่ให้เสียเนื้อโลหะมากเกินไป จนมีผลกระทบต่อผลการทดสอบ หลังจากนั้นจะทำการเช็ดผิวด้วยอะซิโตน เพื่อทำความสะอาดขจัดคราบน้ำมันและผงโลหะที่เหลืออยู่ การติดตั้งจะใช้กาว ซึ่งกาวที่ใช้ติด Electrical Strain Gauge เข้ากับเหล็ก จะเป็นกาวที่มีส่วนผสมของ Cyano-Acrylate

หลังจากทำการติดตั้งเรียบร้อยแล้ว จะทำการเคลือบบริเวณที่ติด Electrical Strain Gauge ด้วยซิลิโคน เพื่อป้องกันการการกระทบกระเทือน และป้องกันความชื้นจะทำให้ Electrical Strain Gauge เสียหาย

### 3.2.3 การทำแบบหล่อและเทคอนกรีต

แบบหล่อคอนกรีตที่ใช้มีขนาดกว้าง 15 เซนติเมตร ลึก 30 เซนติเมตร ทำจากไม้อัดโดยมีการทำค้ำยันเป็นช่วง ๆ เพื่อป้องกันแรงดันจากคอนกรีต เหล็กเสริมจะถูกบรรจุลงในแบบ

โดยมีการใช้ลูกปุนหนุนเพื่อให้มีระยะที่คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมตามที่กำหนดไว้ สายนำสัญญาณของ Electrical Strain Gauge จะลากออกทางด้านบนของตัวอย่างคาน

คอนกรีตที่ใช้จะถูกออกแบบให้มีกำลังรับแรงอัดประลัยประมาณ 350 กก./ซม.<sup>2</sup> โดยเป็นคอนกรีตที่ทำการผสมเองในห้องปฏิบัติการ ซึ่งตัวอย่างคาน 1 ชิ้นจะใช้คอนกรีตที่ได้จากการผสม 1 โม้ และในแต่ละตัวอย่างคานจะมีการหล่อแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอกจำนวน 3 ชิ้นเพื่อใช้ในการหาค่ากำลังรับแรงอัดประลัย

ขณะคอนกรีตจะทำการไล่ฟองอากาศด้วยเครื่องเขย่าไฟฟ้า หลังจากคอนกรีตแข็งตัวแล้วไม้แบบจะถูกแกะออก และทำการเคลื่อนย้ายไปเก็บรอการทดสอบ โดยทั้งตัวอย่างคานและแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอก จะถูกเก็บไว้ในสภาพเดียวกับจนกระทั่งถูกทดสอบ

### 3.3 การจัดอุปกรณ์ในการทดสอบ

#### 3.3.1 การติดตั้ง Electrical Strain Gauge ที่ผิวคอนกรีต

Electrical Strain Gauge ที่ใช้จะเป็นชนิดที่ใช้กับคอนกรีต โดยมีระยะเกจ 67 มิลลิเมตร ก่อนที่จะติดตั้ง จะต้องมีการขัดผิวคอนกรีตให้เรียบและกำจัดสิ่งสกปรกที่ผิวคอนกรีตออกไป แล้วทำการเคลือบผิวคอนกรีตโดยกาว Epoxy และจึงติด Electrical Strain Gauge โดยวิธีการติดตั้งจะเหมือนกับการติดตั้ง Electrical Strain Gauge กับผิวเหล็กเสริม

#### 3.3.2 การติดตั้ง Dial Gauge เพื่อวัดระยะการโก่งตัว

วิธีที่ใช้วัดระยะการโก่งตัวในงานวิจัยนี้ จะใช้ Dial Gauge ซึ่งมีความละเอียดสูงสุดถึง 0.01 มิลลิเมตร และมีช่วงการวัดถึง 2.5 เซนติเมตร แต่สามารถเพิ่มช่วงการวัดให้ได้มากกว่านี้ โดยการวัดแบบสัมผัส คือเมื่อค่าที่อ่านมีค่าใกล้เคียงค่าสูงสุดที่สามารถวัดได้ ก็สามารถทำการลดระดับของ Dial Gauge ลง แล้วทำการบันทึกค่าเริ่มต้นใหม่นี้ไว้ และเมื่อทำการทดสอบต่อไปก็นำค่าที่อ่านได้ถัดไปมาหักออกจากค่าเริ่มต้นที่บันทึกไว้ ก็จะเป็นค่าระยะการโก่งตัวที่เพิ่มขึ้น ซึ่งเมื่อทำการหาผลรวมแบบสะสมก็จะได้ค่าระยะการโก่งตัวสำหรับแต่ละช่วงการทดสอบ

สำหรับที่จูดรองรับ จะทำการติดตั้ง Dial Gauge เพื่อวัดค่าการเคลื่อนตัวของตัวอย่างคาน ที่จูดรองรับ เพื่อใช้ในการปรับแก้ค่าระยะการโก่งตัว ในกรณีที่จูดรองรับมีการเคลื่อนตัว

### 3.3.3 การใช้ Demec ในการวัดความกว้างรอยร้าว

วิธีการวัดความกว้างรอยร้าวที่ใช้กันโดยทั่วไป ได้แก่ การใช้ Crack Width Microscope หรือ Crack Indicator นั้นไม่สะดวกในการทำงานเท่าที่ควร ทางผู้วิจัยจึงได้ประยุกต์ใช้ Demec ซึ่งเดิมเป็นอุปกรณ์ที่ใช้สำหรับวัดความเครียด มาใช้ในการวัดความกว้างรอยร้าว

Demec มีลักษณะเป็นชิ้นโลหะที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 5 มิลลิเมตร หนาประมาณ 3 มิลลิเมตร มีรูอยู่ตรงกลาง วิธีการใช้งาน Demec ก็คือการใช้เวอร์เนียคาลิเปอร์วัดระยะห่างระหว่างรูของ Demec ซึ่งที่เวอร์เนียคาลิเปอร์จะมีเข็มที่มีขนาดพอดีกับรูบน Demec โดย Demec จะถูกทาภาวดัดไว้ที่ผิวของคอนกรีต โดยมีระยะห่างเริ่มต้นประมาณ 10 เซนติเมตร ซึ่งในกรณีที่คอนกรีตรับแรงดึงนั้น ค่าการยืดตัวของคอนกรีตจะมีค่าน้อยมาก ดังนั้นค่าที่วัดได้เมื่อหักออกจากค่าเริ่มต้นก็จะเป็นความกว้างรอยร้าวที่อยู่ระหว่าง Demec 2 จุดนั่นเอง

### 3.3.4 การวัดค่าความเครียด

สายสัญญาณจาก Electrical Strain Gauge ทั้งหมดจะถูกต่อเข้าสู่อุปกรณ์สำหรับอ่านค่า โดยวงจรที่ต่อจะเป็นแบบ Quarter Bridge อุปกรณ์ที่ใช้จะส่งข้อมูลเข้าสู่เครื่องคอมพิวเตอร์เพื่อแสดงผล ซึ่งโปรแกรม(Software) ที่ใช้ในการแสดงผลจะสามารถรายงานค่าความเครียดที่วัดได้ออกมาในรูปแบบตัวเลข(Digital) การใส่ตัวประกอบที่ใช้ปรับแก้ค่าความเครียด(Gauge Factor) ของตัว Electrical Strain Gauge ความละเอียดในการวัดค่า(Accuracy) ช่วงการวัด(Range) และการตั้งค่าเริ่มต้นในการวัดความเครียด(Balancing) สามารถสั่งงานได้โดยตรงจากโปรแกรมที่ใช้ในการแสดงผล และข้อมูลที่วัดได้จะถูกบันทึกลงสู่หน่วยความจำในคอมพิวเตอร์โดยตรงด้วย

ความละเอียดที่ใช้ในการวัดค่าความเครียด จะวัดละเอียดถึง  $10 \times 10^{-6}$  Strain และมีช่วงการวัดสูงสุดระหว่าง  $-200$  ถึง  $200 \times 10^{-3}$  Strain ( $-20\%$  ถึง  $20\%$ ) ซึ่งมีความเหมาะสมที่จะใช้วัดค่าความเครียดที่เกิดในเหล็กเสริม

### 3.3.5 การวัดค่าแรงกดและให้แรงกด

อุปกรณ์ที่ใช้ในการวัดค่าแรงกด ได้แก่ Proving Ring ซึ่งมีลักษณะเป็นวงแหวนที่มีค่า Stiffness คงที่ ค่าที่อ่านได้จะเป็นค่าระยะการยุบตัวของวงแหวน ซึ่งค่าที่อ่านได้ละเอียดที่สุดประมาณ 250 นิวตัน หรือ ประมาณ 25 กิโลกรัม และสามารถอ่านค่าได้สูงสุด 250000 นิวตัน หรือประมาณ 25 ตัน

อุปกรณ์ที่ใช้ในการให้แรงกด ได้แก่ แม่แรง (jack) และ ตัวปั้มน้ำมันไฮดรอลิก (Hydraulic Pump) โดยมีความสามารถในการให้แรงได้สูงสุด 50 ตัน และตัวแม่แรงเองสามารถยึดได้สูงสุดประมาณ 10 เซนติเมตร

### 3.4 การทดสอบ

ในการทดสอบ จะเพิ่มแรงกดเป็นช่วง ๆ โดยในช่วงก่อนที่หน้าตัดตัวอย่างคานจะเกิดการแตกร้าว จะให้แรงเพิ่มขึ้นช่วงละประมาณ 50 กิโลกรัม จนกระทั่งหน้าตัดแตกร้าว และหลังจากที่หน้าตัดตัวอย่างคานเกิดการแตกร้าวแล้วจะให้แรงเพิ่มขึ้นช่วงละประมาณ 200 ถึง 400 กิโลกรัม โดยขึ้นอยู่กับค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคาน เช่น ในตัวอย่างคาน B1 ซึ่งมีค่าแรงกดสูงสุด 5120 กิโลกรัม จะให้แรงกดเพิ่มขึ้นช่วงละประมาณ 200 กิโลกรัม และในตัวอย่างคาน B5 ซึ่งมีค่าแรงกดสูงสุด 13660 กิโลกรัม จะให้แรงกดเพิ่มขึ้นช่วงละประมาณ 400 กิโลกรัม ซึ่งเมื่อทำการให้แรงกดจนกระทั่งหน้าตัดตัวอย่างคานคอนกรีตวิบัติ จะได้จำนวนข้อมูลเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ประมาณ 30 จุด ในทุกตัวอย่างคาน

ในขณะที่ตัวอย่างคานเริ่มเข้าสู่พฤติกรรมอินอีลาสติก จะมีการเพิ่มน้ำหนักโดยพิจารณาจากค่าระยะการโก่งตัวที่อ่านจาก Dial Gauge และจะอ่านค่าทุก ๆ ช่วงการเพิ่มการโก่งตัว 1 ถึง 3 มิลลิเมตร และจะมีการถอด Dial Gauge ออกเมื่อเห็นว่าตัวอย่างคานน่าจะใกล้ถึงจุดวิบัติ

ในแต่ละช่วงการให้น้ำหนัก เมื่อทำการเพิ่มน้ำหนักหรือเพิ่มระยะการโก่งตัวแล้ว จะหยุดค้างไว้เพื่อทำการวัดค่าต่าง ๆ ซึ่งได้แก่ ค่าความเครียด ค่าความกว้างรอยร้าว ซึ่งเมื่อได้ข้อมูลทั้งหมดตามที่ต้องการแล้วจึงจะเพิ่มน้ำหนักกดต่อไป

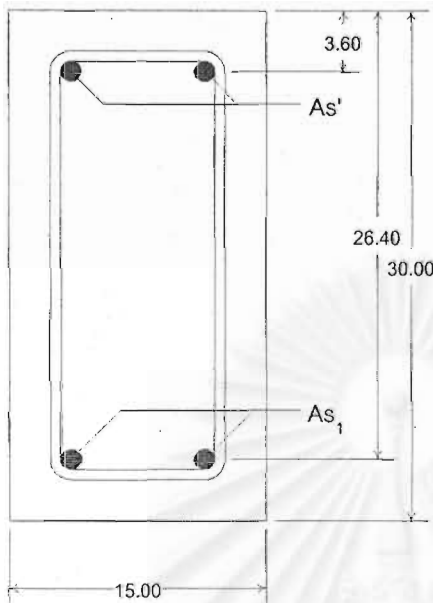
ตารางที่ 3.4 คุณสมบัติต่างๆ ของตัวอย่างหน้าตัดทั้งหมดที่ใช้ในการทดสอบ

Specimen	B1	B2	B3	B4	B5	B6
$f'_c$	355	365	367	358	315	320
$f_y$ (SD40)	4400	-	-	4400	4600	-
$f_y$ (ลวดผิวเรียบ)	-	6400	-	6400	-	-
$f_y$ (ลวดผิวข้อ้อย)	-	-	5890	-	5890	5890
$A_s$ (SD40)	2.26	-	-	1.13	4.52	-
$A_s$ (ลวดผิวเรียบ)	-	1.57	-	1.57	-	-
$A_s$ (ลวดผิวข้อ้อย)	-	-	1.57	-	1.57	4.71
$\Sigma \rho$ ( $\times 10^{-3}$ )	5.69	3.95	3.95	6.79	15.32	11.85
$\frac{14}{f_y}$ ( $\times 10^{-3}$ )	3.18	2.19	2.38	N/A	N/A	2.38
$\Sigma w$	0.070	0.069	0.063	0.105	0.240	0.218
$w_b$	0.346	0.346	0.346	0.346	0.346	0.346
$\frac{\Sigma w}{w_b}$	0.20	0.20	0.18	0.30	0.69	0.63

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



## Specimen B1



$$f_c' = 355 \text{ ksc}$$

$$A_s' = 2.26 \text{ cm}^2$$

( 2 Bars of 12 mm. Diameter SD40-1 )

$$A_{s1} = 2.26 \text{ cm}^2$$

( 2 Bars of 12 mm. Diameter SD40-1 )

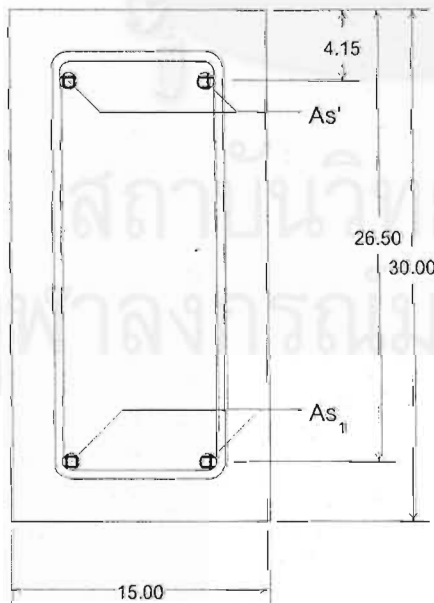
stirrup

6 mm. Diameter SR24 with Spacing 12.5 cm.

$$w = 0.20w_b$$

รูปที่ 3.1(ก) แสดงรายละเอียดของหน้าตัดตัวอย่างคาน B1

## Specimen B2



$$f_c' = 363 \text{ ksc}$$

$$A_s' = 1.57 \text{ cm}^2$$

( 2 Bars of 10 mm. Diameter Plain Wires )

$$A_{s1} = 1.57 \text{ cm}^2$$

( 2 Bars of 10 mm. Diameter Plain Wires )

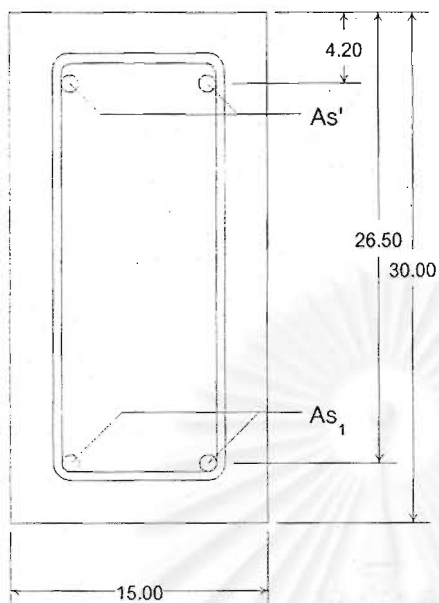
stirrup

6 mm. Diameter Plain Wire with Spacing 12.5 cm.

$$w = 0.20w_b$$

รูปที่ 3.1(ข) แสดงรายละเอียดของหน้าตัดตัวอย่างคาน B2

## Specimen B3



$$f_c' = 367 \text{ ksc}$$

$$A_s' = 1.57 \text{ cm}^2$$

( 2 Bars of 10 mm. Diameter Deformed Wires )

$$A_{s1} = 1.57 \text{ cm}^2$$

( 2 Bars of 10 mm. Diameter Deformed Wires )

stirrup

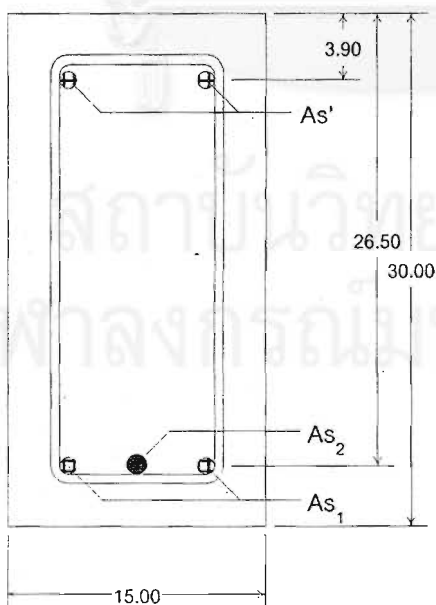
6 mm. Diameter Deformed Wire with Spacing

12.5 cm.

$$w = 0.18w_b$$

รูปที่ 3.1(ค) แสดงรายละเอียดของหน้าตัดตัวอย่างคาน B3

## Specimen B4



$$f_c' = 358 \text{ ksc}$$

$$A_s' = 1.57 \text{ cm}^2$$

( 2 Bars of 10 mm. Diameter Plain Wires )

$$A_{s1} = 1.57 \text{ cm}^2$$

( 2 Bars of 10 mm. Diameter Plain Wires )

$$A_{s2} = 1.13 \text{ cm}^2$$

( 1 Bars of 12 mm. Diameter SD40-1 )

stirrup

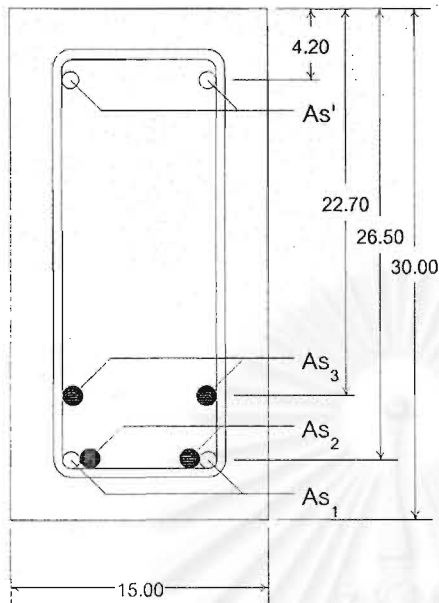
6 mm. Diameter Plain Wire with Spacing 12.5

cm.

$$w = 0.30w_b$$

รูปที่ 3.1(ง) แสดงรายละเอียดของหน้าตัดตัวอย่างคาน B4

## Specimen B5



$$f_c' = 315 \text{ ksc}$$

$$A_{s'} = 1.57 \text{ cm}^2$$

( 2 Bars of 10 mm. Diameter Deformed Wires )

$$A_{s_1} = 1.57 \text{ cm}^2$$

( 2 Bars of 10 mm. Diameter Deformed Wires )

$$A_{s_2} = 2.26 \text{ cm}^2$$

( 2 Bars of 12 mm. Diameter SD40-2 )

$$A_{s_3} = 2.26 \text{ cm}^2$$

( 2 Bars of 12 mm. Diameter SD40-2 )

**stirrup**

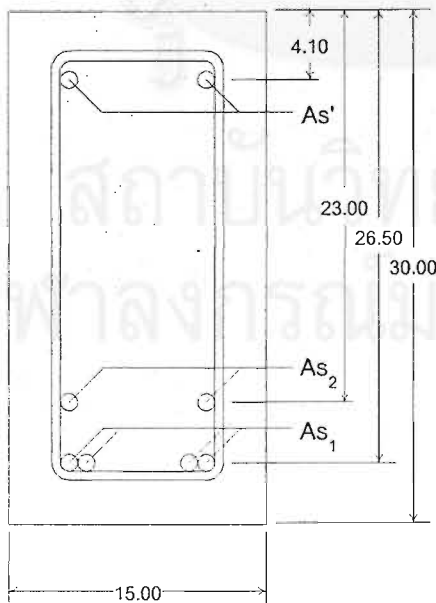
6 mm. Diameter Deformed Wire with Spacing

12.5 cm.

$$w = 0.69w_b$$

รูปที่ 3.1(จ) แสดงรายละเอียดของหน้าตัดตัวอย่างคาน B5

## Specimen B6



$$f_c' = 320 \text{ ksc}$$

$$A_{s'} = 1.57 \text{ cm}^2$$

( 2 Bars of 10 mm. Diameter Deformed Wires )

$$A_{s_1} = 3.14 \text{ cm}^2$$

( 4 Bars of 10 mm. Diameter Deformed Wires )

$$A_{s_2} = 1.57 \text{ cm}^2$$

( 2 Bars of 10 mm. Diameter Deformed Wires )

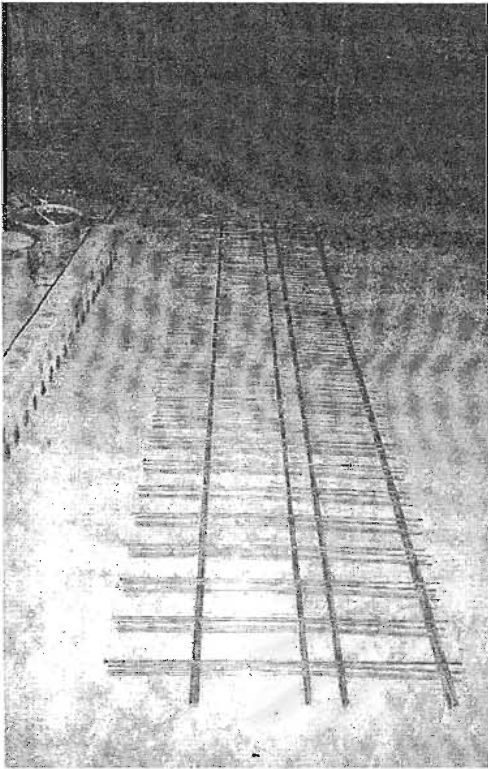
**stirrup**

6 mm. Diameter Deformed Wire with Spacing

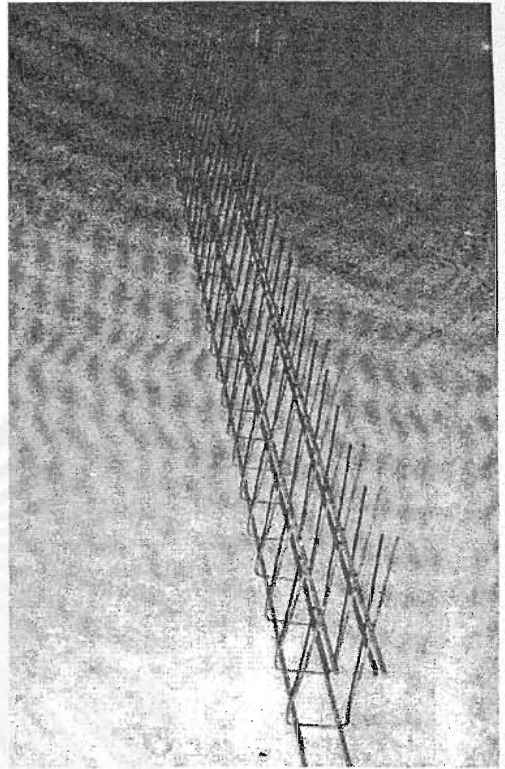
12.5 cm.

$$w = 0.63w_b$$

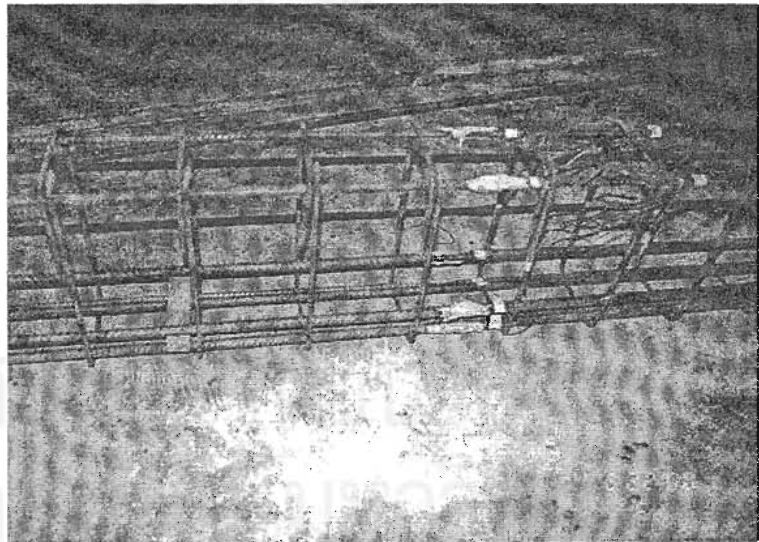
รูปที่ 3.1(ฉ) แสดงรายละเอียดของหน้าตัดตัวอย่างคาน B6



(ก.)



(ข.)



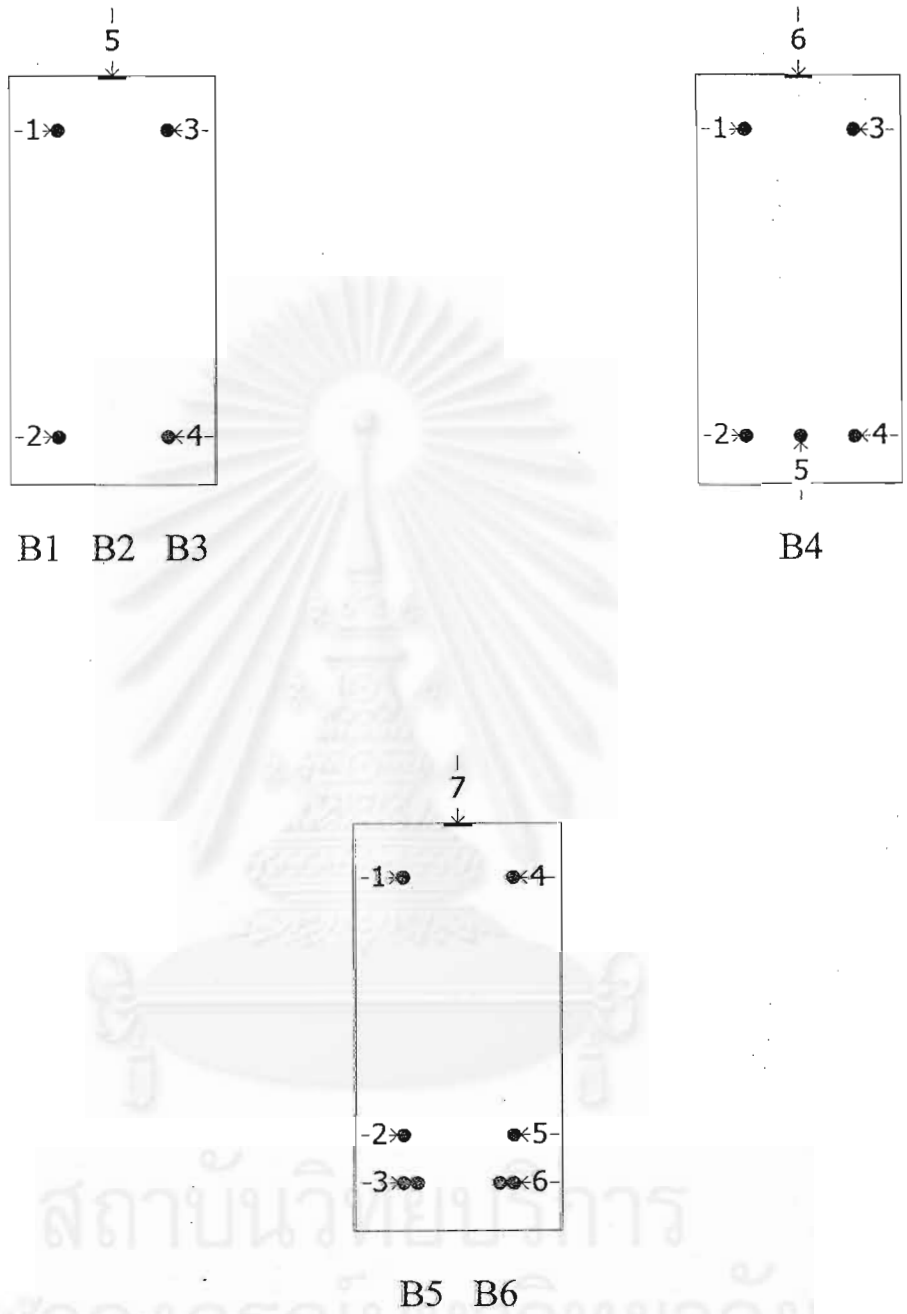
(ค.)

### รูปที่ 3.2 การเตรียมลวดเหล็กกล้าเพื่อเสริมคานคอนกรีต

(ก.) ลักษณะของลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็นที่ถูกเชื่อมสำเร็จรูปมาจากโรงงาน

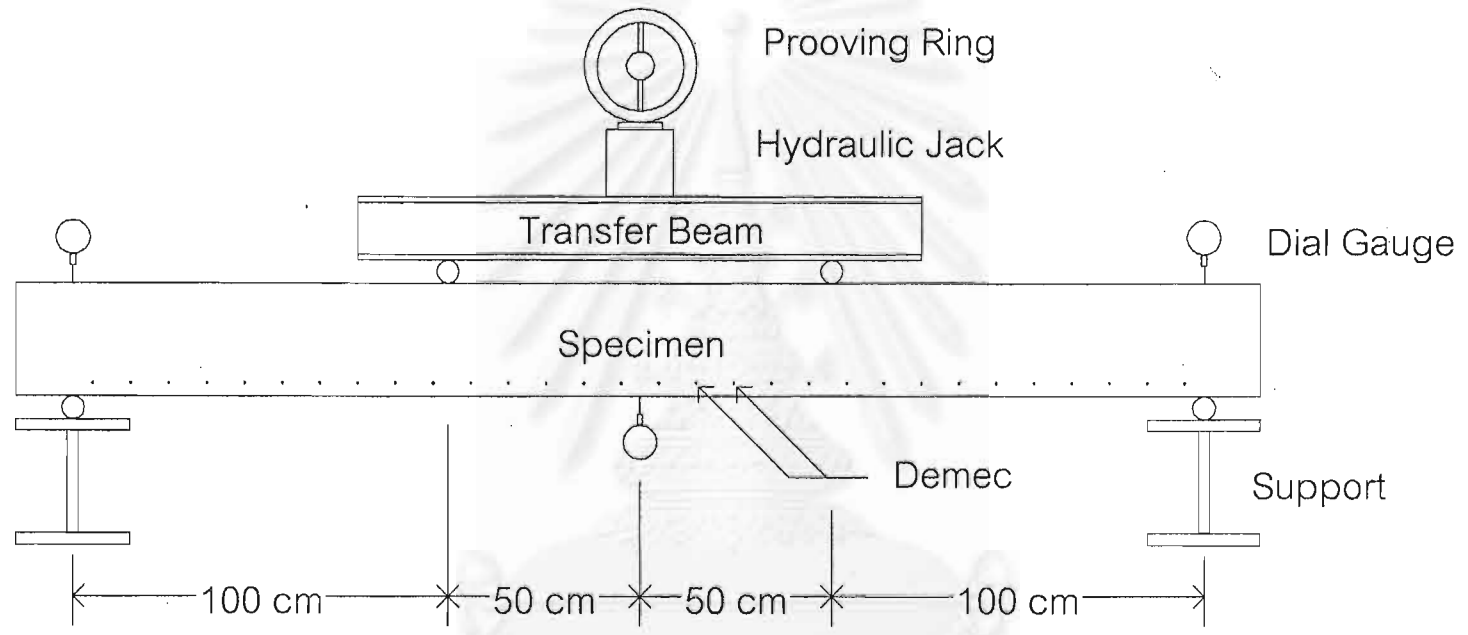
(ข.) การดัดขึ้นรูปลวดเหล็กเพื่อใช้เสริมในคาน

(ค.) การติดตั้ง Electrical Strain Gauge ที่เหล็กเสริมของตัวอย่างคาน B5



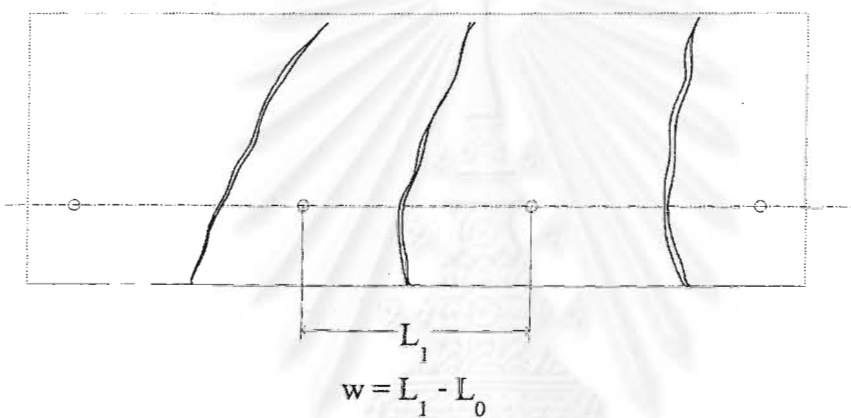
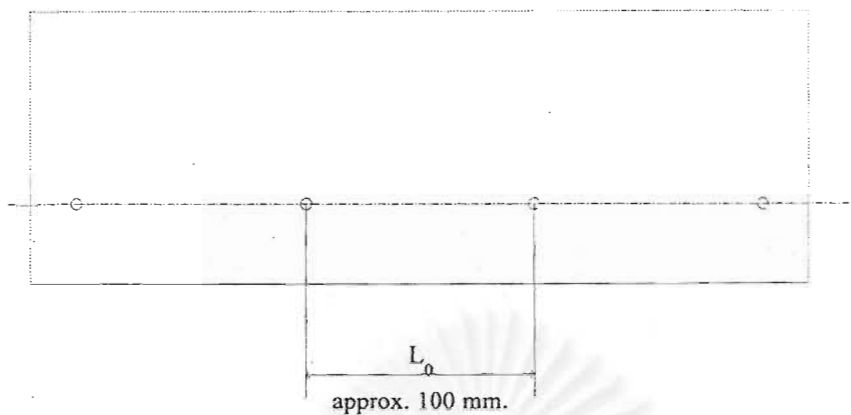
รูปที่ 3.3 ตำแหน่งการติดตั้ง Electrical Strain Gauge ในหน้าตัดของตัวอย่างแกนที่ตำแหน่งกึ่งกลางความยาวแกน

๑๕๕๕๖๖๖๖



รูปที่ 3.4 การจัดอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.5 การวัดความกว้างของรอยร้าว

สถาบันวิทยบริการ  
ลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผล

4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง

ผลการทดสอบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งที่ได้จากตัวอย่างคานทั้งหมด ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.1 ซึ่งจะพบว่า กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย และสติฟเนสของคานจะเพิ่มขึ้นตามค่าดัชนีเหล็กเสริมรวมที่มากขึ้น ในการวิเคราะห์ทางด้านกำลังรับ โมเมนต์ดัดจะเลือกพิจารณาที่สภาวะต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

4.1.1 กำลังรับโมเมนต์ดัดที่ทำให้หน้าตัดแตกร้าว (Crack Moment)

ค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดที่ทำให้หน้าตัดแตกร้าว ที่ได้จากการทดสอบและจากการคำนวณ ได้แสดงเปรียบเทียบในตารางที่ 4.1 พบว่าตัวอย่างคานทั้งหมดยกเว้น B5 มีค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดที่ทำให้หน้าตัดแตกร้าวน้อยกว่าที่คำนวณได้โดยวิธีตาม ACI318-99 และมีเพียงตัวอย่างคาน B5 ที่มีค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดที่ทำให้หน้าตัดแตกร้าวสูงกว่าค่าที่คำนวณได้

เมื่อทำการคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าโมดูลัสแตกร้าว( $f_r$ ) ตามสมการ  $f_r = \frac{M_{cr} c}{I}$

ก็จะพบว่าค่าโมดูลัสแตกร้าวของหน้าตัดตัวอย่างคานทั้งหมดยกเว้น B5 มีค่าน้อยกว่า ค่าที่เสนอโดย ACI 318-99 ( $f_r = 2.0 \sqrt{f_c'} ksc$ ) และอัตราส่วนระหว่างค่าที่ได้จากการทดสอบและค่าที่คำนวณได้ของค่าโมดูลัสแตกร้าว จะใกล้เคียงกับอัตราส่วนค่าที่ได้จากการทดสอบและค่าที่คำนวณได้ของกำลังรับโมเมนต์ดัดที่ทำให้หน้าตัดแตกร้าว เนื่องจากในแต่ละตัวอย่างคานจะมีคุณสมบัติของคอนกรีตที่เหมือนกัน

รูปที่ 4.2 จะแสดงแนวโน้มความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนระหว่างค่าที่ได้จากการทดสอบและค่าที่ได้จากการคำนวณของค่าโมดูลัสที่ทำให้หน้าตัดแตกร้าว และค่าอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม( $\rho$ ) ซึ่งจะพบว่าอัตราส่วนระหว่างค่าโมเมนต์ที่ทำให้หน้าตัดแตกร้าวที่ได้จากการทดสอบและที่ได้จากการคำนวณมีแนวโน้มที่จะมากขึ้นตามอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริม



Gilbert<sup>[12]</sup> ได้กล่าวถึงสาเหตุความแตกต่างระหว่างค่าโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการแตกร้าวของหน้าตัดจากการทดสอบและจากการคำนวณที่เกิดขึ้น เนื่องมาจาก ACI 318-99 ได้กำหนดค่าโมดูลัสแตกร้าวที่มากเกินไป และในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป เนื้อคอนกรีตจะมีการหดตัวซึ่งจะทำให้เกิดแรงดึงคงค้างในหน้าตัดที่ยังไม่เกิดการแตกร้าว ซึ่งจะเป็นสาเหตุให้กำลังรับโมเมนต์ที่ทำให้หน้าตัดแตกร้าว มีค่าต่ำกว่าที่ได้จากการคำนวณ

แต่เนื่องจากการทดสอบนี้ไม่ได้มีการเตรียมแท่งตัวอย่างที่ใช้ทดสอบหาค่าโมดูลัสแตกร้าวของคอนกรีตที่ใช้ในแต่ละตัวอย่างคาน ดังนั้นจึงไม่อาจพิสูจน์ได้ ว่าความแตกต่างระหว่างค่าโมเมนต์ที่ทำให้หน้าตัดเกิดการแตกร้าวจากการทดสอบ และค่าที่ได้จากการคำนวณ มีสาเหตุตั้งที่อธิบายโดย Gilbert หรืออาจจะเป็นเพราะสาเหตุอื่นๆ เช่น สาเหตุจากคุณสมบัติของมวลรวมที่ใช้ในการผสมคอนกรีต หรือเนื่องจากขั้นตอนการหล่อตัวอย่างคานที่เนื้อคอนกรีตมีความไม่สม่ำเสมอจนทำให้ค่าโมเมนต์ที่ทำให้หน้าตัดแตกร้าวมีค่าต่ำกว่าที่คำนวณได้

#### 4.1.2 กำลังรับโมเมนต์คัตที่จุดคราก (Yield Moment)

เนื่องจากลวดเหล็กกล้าดึงเย็นเป็นวัสดุที่ไม่มีจุดยึดครากที่ชัดเจน ดังนั้นนิยามของจุดครากจะยึดถือเอาตามที่กำหนดโดย ACI 318-99 โดยเป็นค่าหน่วยแรงที่ลวดเหล็กมีความเครียดเท่ากับ 0.35%

ค่าโมเมนต์คัตที่จุดคราก จะเป็นค่าที่อ่านได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คัตและหน่วยความเครียดในเหล็กเสริมชั้นล่างสุด (รูปที่ 4.3) และค่าที่ได้จะแสดงไว้ในตารางที่ 4.1 ซึ่งความแตกต่างระหว่างค่าที่ได้จากการทดสอบและค่าที่ได้จากการคำนวณโดยวิธีการความเครียดสอดคล้องที่ได้กล่าวไว้แล้วในบทที่ 2 มีน้อยมาก โดยความแตกต่างดังกล่าวมีค่าสูงสุดเพียง 7%

#### 4.1.3 กำลังรับโมเมนต์คัตประลัย (Ultimate Moment)

ค่ากำลังรับโมเมนต์คัตประลัยจะเป็นค่ากำลังรับโมเมนต์คัตสูงสุดของหน้าตัดนั้น ค่าที่ได้จากการทดสอบและจากการคำนวณได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.1 ซึ่งพบว่าค่าที่ได้จากการทดสอบและค่าที่ได้จากการคำนวณโดยวิธีความเครียดสอดคล้องดังที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 2 มีค่าใกล้เคียงกัน โดยมีความแตกต่างสูงสุดเพียง 5%

ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการใช้วิธีความเครียดสอดคล้องในการทำนายความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง ที่ใช้ในการศึกษาค้างนี้ สามารถให้ผลที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมาก และวิธีการคำนวณดังกล่าวเป็นวิธีการที่สามารถใช้ได้กับการเสริมเหล็กในแบบที่เป็นทั้งลวดเหล็กกล้าดึงยื่นอย่างเดียว หรือในแบบที่มีการผสมระหว่างเหล็กเสริมหลายชนิด

#### 4.1.4 ลักษณะการวิบัติ

ลักษณะการวิบัติที่ปรากฏในการทดสอบพบว่า มีด้วยกัน 2 ลักษณะ คือ ตัวอย่างคาน B2, B3 และ B4 เกิดการขาดของลวดเหล็กก่อนที่คอนกรีตที่ผิวบนจะแตกร้าว ส่วนในตัวอย่างคาน B5 และ B6 เกิดการแตกร้าวของคอนกรีตที่ผิวบนก่อนแต่เมื่อให้แรงกดต่อไปเรื่อย ๆ จึงจะเกิดการขาดของลวดเหล็ก

เนื่องจากความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ดัดและความโค้ง จากการคำนวณโดยวิธีความเครียดสอดคล้อง สามารถให้ผลลัพธ์ที่สอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดสอบทั้งในช่วงก่อนจุดครากและหลังจุดครากของลวดเหล็ก (ดูรูปที่ 4.5) แต่เมื่อนำวิธีดังกล่าวมาใช้ทำนายลักษณะการวิบัติโดยถือว่าความเครียดที่จุดวิบัติของลวดเหล็กเท่ากับความเครียดสูงสุดที่ได้จากการทดสอบแรงดึง จะให้ผลที่ผิดพลาด โดยในการคำนวณจะพบว่าตัวอย่างคานทั้งหมดจะเกิดการวิบัติที่ผิวคอนกรีตก่อน

และด้วยวิธีการคำนวณเดียวกันนี้ ถ้าเลือกให้ความเครียดที่จุดวิบัติของลวดเท่ากับ ความเครียดที่หน่วยแรงดึงสูงสุด(ดังได้กล่าวในบทที่ 2) จะทำให้สามารถทำนายลักษณะการวิบัติได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากขึ้น โดยพิจารณาจากกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ดัดและความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง(รูปที่ 4.3) และกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ดัดและความเครียดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตที่ผิวบนของหน้าตัด(รูปที่ 4.4) ว่าการวิบัติที่เกิดขึ้นที่ค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดประลัษณ์นั้น เกิดเนื่องมาจากคอนกรีตหรือเหล็กเสริมที่มีความเครียดถึงค่าวิบัติ ซึ่งในการคำนวณพบว่าตัวอย่างคาน B2, B3 และ B4 เกิดการวิบัติเนื่องจากการขาดของเหล็กเสริม และในตัวอย่างคาน B5 และ B6 เกิดการวิบัติเนื่องจากการแตกร้าวของคอนกรีต

#### 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คัตและระยะการโก่งตัว

ผลการทดสอบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คัตและระยะการโก่งตัวที่ได้จะต่างกันทั้งหมดได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.6 และในการวิเคราะห์เชิงปริมาณของผลการทดลอง ผลการคำนวณระยะการโก่งตัวโดยวิธีการคำนวณโมเมนต์คัตที่วัดระยะการโก่งตัวในแบบต่าง ๆ และจุดที่ใช้ในการเปรียบเทียบจะเป็นจุดพิกัดระยะการโก่งตัวที่จุด

##### 4.2.1 การคำนวณโมเมนต์อินีเชียของหน้าตัดหลังแตก

รูปที่ 4.7 จะแสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คัตและระยะการโก่งตัวที่ได้จากการทดสอบ ร่วมกับที่ได้จากการคำนวณโมเมนต์คัตของหน้าตัดหลังแตกตามรูปที่ 2.17 และใช้วิธีคำนวณตัวแปรต่าง ๆ ซึ่งสมมติว่า  $\sigma_{cr}$  และ  $\sigma_{cr}^2$  เป็นค่าคงที่ จะให้ค่าระยะการโก่งตัวที่น้อยกว่าผลการทดลองในลักษณะที่แสดงในรูปที่ 4.7

วิธีการที่เสนอโดย ACI Code นั้นใช้วิธีคำนวณค่าโมเมนต์อินีเชียของหน้าตัดค่าโมเมนต์อินีเชียประสิทธิผล  $I_{cr}$  ของหน้าตัดหลังแตกโดยวิธีที่ 1 โดยใช้ค่า  $\sigma_{cr}$  และค่าโมเมนต์อินีเชียของหน้าตัดหลังแตก  $I_{cr}$  ของหน้าตัดก่อนแตก  $I_{g}$  ของหน้าตัดของเหล็กเสริม และค่าอัตราตึกโม

ดังนั้นสาเหตุของความแตกต่างที่เห็นในรูปที่ 4.7 นั้นสามารถที่จะหาสาเหตุได้จากการรับโมเมนต์คัตที่จุดแตกร้าวที่ได้จากการทดลองและการทดลองจะพบความแตกต่างอย่างชัดเจนในตารางที่ 4.7 (จ) จะพบว่าใน ช่วงหลังการแตกร้าวของหน้าตัดหลังแตก  $I_{cr}$  จะน้อยกว่าค่า  $I_{cr}$  ที่คำนวณได้จากการทดลอง แต่ความแตกต่างจะมีมากขึ้นเรื่อยๆ เมื่อหน้าตัดหลังแตกมีความแตกต่างที่เกิดขึ้นเป็นผลมาจากค่าอัตราตึกโมคูลัสของหน้าตัด  $I_{cr}$  ของหน้าตัดหลังแตกที่คำนวณได้ในส่วนนี้

#### 4.2.2 การปรับปรุงวิธีการคำนวณโมเมนต์อินีเชียประสิทธิภาพของ ACI Committee 435 โดยการปรับค่ากำลังรับโมเมนต์คัตที่จุดแตกร้าว

รูปที่ 4.8 ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คัตและระยะการโค้งตัว จากการทดสอบและจากการคำนวณ ซึ่งปรับปรุงวิธีการคำนวณค่าโมเมนต์อินีเชียประสิทธิภาพ โดยการปรับค่ากำลังรับโมเมนต์คัตที่จุดแตกร้าวจากที่คำนวณโดยสมมุติให้โมดูลัสแตกร้าวของคอนกรีตเท่ากับ  $2.0\sqrt{f'_c}$  เป็นค่าที่ได้จากการทดสอบจริง

จากการปรับปรุงวิธีการคำนวณนี้ จะพบว่าในตัวอย่างคาน B1 ซึ่งเป็นคานที่เสริมด้วยเหล็กเสริมธรรมดา ผลการคำนวณจะใกล้เคียงกับผลการทดสอบมาก แต่ในตัวอย่างคานอื่นๆ ที่มีการเสริมด้วยลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็น กลับปรากฏว่ายังมีความแตกต่างอย่างชัดเจน

จึงอาจกล่าวได้ว่าการปรับปรุงวิธีการคำนวณโดยวิธีการนี้จะสามารถขจัดผลเนื่องจากความแตกต่างของกำลังรับโมเมนต์คัตที่จุดแตกร้าวได้ ซึ่งทำให้ค่าระยะการโค้งตัวที่ได้จากการคำนวณมีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากขึ้น แต่ความแตกต่างที่ยังปรากฏที่เป็นผลเนื่องจากอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม และค่าอิลาสติกโมดูลัสของวัสดุที่เปลี่ยนแปลง ก็ยังไม่ได้รับการขจัดไป

#### 4.2.3 การคำนวณโมเมนต์อินีเชียประสิทธิภาพโดยวิธีที่ผู้วิจัยเสนอ

วิธีการคำนวณค่าโมเมนต์อินีเชียประสิทธิภาพที่เป็นต้นแบบในการปรับปรุงต่อมานั้น ได้รับการพัฒนาโดย Brandson D. E.<sup>[10]</sup> และเป็นวิธีเดียวกันกับที่ได้กำหนดใน ACI Committee 435 ซึ่งในตอนแรก Brandson ได้พบว่าเลขชี้กำลังที่ปรากฏในสมการที่ 2.17 นั้นจะมีค่าประมาณ 3 ถึง 4 แต่จากการทำการวิเคราะห์โดยใช้เทคนิคทางสถิติ พบว่าค่าที่เหมาะสมควรเป็น 3 ซึ่งเหมาะสมกับคานที่มีอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่มากกว่า 1% (R. Ian Gilbert<sup>[13]</sup>)

ในต่อมาวิธีการคำนวณค่าโมเมนต์อินีเชียประสิทธิภาพสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมธรรมดา ได้มีการปรับปรุงขั้นตอนการคำนวณเพิ่มเติม โดยมีการคำนึงถึงปัจจัยอื่นๆเพิ่มเติม เช่น การคำนึงถึงผลเนื่องจากรูปแบบของการกระจายโมเมนต์บนโครงสร้าง (Rajen Z. Al-Zaid, et al.<sup>[14]</sup>) และการคำนึงถึงผลเนื่องจกอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม (Abdulrahman H., et al.<sup>[15]</sup>)

และในโครงสร้างคอนกรีตที่มีการเสริมด้วยวัสดุที่ไม่ใช่เหล็กเสริมธรรมดา เช่น การเสริมวัสดุประเภทเส้นใย ก็ได้มีผู้วิจัยเสนอวิธีการคำนวณค่าโมเมนต์อินีเซียประสิทธิภาพ เช่น BenmoKrane et al.<sup>[16]</sup> ที่มีการใช้ตัวประกอบในการลดค่าของโมเมนต์อินีเซียของหน้าตัดก่อนการแตกร้าว และโมเมนต์อินีเซียของหน้าตัดภายหลังการแตกร้าว

การทดสอบคานคอนกรีตกำลังสูงเสริมด้วยลวดอัดแรง ซึ่งทำโดย ปรีชา<sup>[17]</sup> พบว่า ในตัวอย่างคานที่มีค่าดัชนีเหล็กเสริมเท่ากับ 0.061 ได้ปรากฏความแตกต่างระหว่างระยะการโค้งตัวที่ได้จากการทดสอบและค่าที่ได้จากการคำนวณ โดยวิธีเดียวกับ ACI Committee 435 โดยความแตกต่างดังกล่าวมีลักษณะใกล้เคียงกับผลที่ได้จากตัวอย่างคาน B2, B3 และ B4 ในงานวิจัยนี้

สำหรับในกรณีของโครงสร้างที่เสริมด้วยลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็น ซึ่งจากการทดสอบ ได้พบว่าปัจจัยเนื่องจากค่าอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม และการเปลี่ยนแปลงของค่าอิลาสติกโมดูลัสของวัสดุได้สร้างความแตกต่างระหว่างผลการคำนวณและค่าที่ได้จากการทดสอบ ผู้วิจัยจึงได้เสนอวิธีการหาค่าโมเมนต์อินีเซียที่ช่วยให้ผลการคำนวณระยะการโค้งตัวใกล้เคียงผลการทดสอบมากขึ้น โดยวิธีดังกล่าวได้มีการใช้ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งในการหาค่าโมเมนต์อินีเซียของหน้าตัดภายหลังการแตกร้าว ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งนี้ได้มาจากการคำนวณโดยวิธีความเครียดสอดคล้อง ที่ได้คำนึงถึงผลเนื่องจากอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม และการเปลี่ยนแปลงของค่าอิลาสติกโมดูลัสของวัสดุไว้แล้ว ทำให้ผลการคำนวณระยะการโค้งตัวที่ได้สอดคล้องกับผลการทดสอบมากขึ้น โดยรายละเอียดของวิธีดังกล่าวได้แสดงไว้ในภาคผนวก ก. และผลการคำนวณได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.9

#### 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความกว้างรอยร้าวสูงสุด

##### 4.3.1 ทั่วไป

ความสัมพันธ์ที่ใช้ในการทำนายความกว้างของรอยร้าวที่มีผู้เสนอมาก่อน จะมีอยู่ 2 แนวทางซึ่งได้แก่ แนวทางที่ใช้พื้นฐานทางด้านการถ่ายเทแรงระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม (เป็นวิธีเดียวกับที่ได้แสดงไว้ในบทที่ 2) และแนวทางที่มีพื้นฐานมาจากการใช้เทคนิคทางสถิติในการวิเคราะห์ผลการทดลอง ซึ่งได้แก่ สมการของ Gergely-Lutz<sup>[9]</sup>, สมการของ Karr and Mattock<sup>[9]</sup>

วิธีการทั้งสองแนวทางนั้น ได้มีการคำนึงถึงปัจจัยต่างๆ ที่คาดว่าจะมีผลต่อความกว้างของรอยร้าวที่เกิดขึ้น อาทิเช่น หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริม พื้นที่หน้าตัดคอนกรีตที่รับ

แรงดึง กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ความยาวเส้นรอบวงของเหล็กเสริม แรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของพื้นผิวเหล็กเสริม ฯลฯ

แต่สำหรับกรณีของโครงสร้างที่เสริมด้วยลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็น ที่มีการเปลี่ยนแปลงค่าอิลาสติกโมดูลัสเมื่อหน่วยแรงดึงมีค่าสูงๆ การใช้ความสัมพันธ์ที่ใช้ในการทำนายความกว้างรอยร้าวที่มีพารามิเตอร์เนื่องจากหน่วยแรงดึงในเหล็ก โดยเฉพาะสมการที่มีพื้นฐานมาจากวิธีทางด้านสถิติ จะทำให้เกิดความผิดพลาดในหลักการเนื่องจากวิธีการทำนายความกว้างรอยร้าวจากหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมจะมีการสมมุติให้เหล็กเสริมมีค่าอิลาสติกโมดูลัสคงที่

#### 4.3.2 การวิเคราะห์โดยสมการที่ 2.12

จากการวิเคราะห์โดยสมการที่ 2.12 ได้กำหนดให้มีตัวแปรที่แสดงถึงแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของเหล็กเสริม ( $u$ ) ซึ่งเมื่อทำการคำนวณย้อนกลับโดยวิธีในภาคผนวก ข. เพื่อหาค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของเหล็กเสริม จะได้ค่าดังแสดงในตารางที่ 4.5 ซึ่งจะพบว่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของเหล็กเสริมนี้จะขึ้นอยู่กับชนิดของเหล็กเสริม โดยตัวอย่างคาน B1 ซึ่งเสริมด้วยเหล็กเสริมธรรมดาทั้งหมดมีค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยเท่ากับ  $42.8 \text{ กก./ซม.}^2$  ตัวอย่างคาน B2 ซึ่งเสริมด้วยลวดเหล็กผิวเรียบมีค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยเท่ากับ  $30.5 \text{ กก./ซม.}^2$  ตัวอย่างคาน B3 และ B6 ซึ่งเสริมด้วยลวดเหล็กผิวข้ออ้อยทั้งคู่ แต่ B6 มีปริมาณเหล็กเสริมที่มากกว่า B3 มีค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยที่ใกล้เคียงกัน คือเท่ากับ  $58.2$  และ  $59.6 \text{ กก./ซม.}^2$  ตามลำดับ

และสำหรับตัวอย่างคาน B4 และ B5 ซึ่งเป็นตัวอย่างคานที่เหล็กเสริมผสมกันระหว่างลวดเหล็กและเหล็กเสริมธรรมดา พบว่าค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยจะเป็นค่าที่อยู่ระหว่างลวดเหล็กและเหล็กเสริมธรรมดาด้วย โดยตัวอย่างคาน B4 ซึ่งเป็นตัวอย่างคานที่มีเหล็กเสริมผสมระหว่างลวดเหล็กผิวเรียบ  $1.57 \text{ cm}^2$  และเหล็กเสริมธรรมดา  $1.13 \text{ cm}^2$  พบว่ามีค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยเท่ากับ  $34.9 \text{ กก./ซม.}^2$  และตัวอย่างคาน B5 ซึ่งเป็นตัวอย่างคานที่มีเหล็กเสริมผสมระหว่างลวดเหล็กผิวข้ออ้อย  $1.57 \text{ cm}^2$  และเหล็กเสริมธรรมดา  $4.52 \text{ cm}^2$  พบว่าค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยมีค่าเท่ากับ  $43.1 \text{ กก./ซม.}^2$  ซึ่งเป็นค่าที่ค่อนข้างจะมีแนวโน้มว่าใกล้เคียงค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของเหล็กเสริมธรรมดา

เมื่อนำค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยกลับมาแทนลงในสมการที่ 2.12 จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความกว้างรอยร้าวสูงสุด ดังแสดงในรูปที่ 4.10

ค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยที่ได้จากการทดสอบในแต่ละตัวอย่างเมื่อนำมาเขียนกราฟร่วมกับ อัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมธรรมดาต่อปริมาณลวดเหล็ก(รูปที่ 4.11) พบว่า สำหรับตัวอย่างคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กผิวข้ออ้อยเมื่อทำการเพิ่มอัตราส่วนเหล็กเสริมธรรมดาเข้าไปจะทำให้แรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยโดยรวมมีค่าลดลง แต่สำหรับคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กผิวเรียบเมื่อทำการเพิ่มอัตราส่วนเหล็กเสริมธรรมดาเข้าไปจะทำให้ค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยโดยรวมมีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการเพิ่มเติมเหล็กเสริมธรรมดาลงไปในหน้าตัดคานจะทำให้มีการปรับปรุงคุณภาพของการยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต ให้เพิ่มขึ้นสำหรับคานที่เดิมถูกเสริมด้วยลวดเหล็กผิวเรียบ หรือลดลงสำหรับคานที่เดิมถูกเสริมด้วยลวดเหล็กผิวข้ออ้อย

#### 4.4 กำลังรับโมเมนต์ดัดที่สภาวะใช้งาน

เนื่องจากลวดเหล็กกล้าดึงเย็นเป็นวัสดุที่จัดได้ว่ามีกำลังค่อนข้างสูง การคำนวณออกแบบโดยพิจารณาแค่เพียงด้านกำลังอย่างเดียว โดยไม่คำนึงถึงสภาวะการใช้งานย่อมไม่เพียงพอ ดังจะเห็นได้จากตัวอย่างคาน B1 ซึ่งได้จากการใช้เหล็กธรรมดา และคาน B2 และ B3 ซึ่งใช้ลวดเหล็ก โดยปริมาณพื้นที่หน้าตัดเหล็กที่ใช้ในคาน B1 จะมากกว่าในคาน B2 และ B3 เมื่อพิจารณากำลังรับ โมเมนต์ดัดที่จุดประลัยจะพบว่าตัวอย่างคานที่ใช้ลวดเหล็กมีกำลังรับ โมเมนต์ดัดที่จุดประลัยสูงกว่าตัวอย่างคานที่ใช้เหล็กเสริมธรรมดา แต่ทว่าเมื่อพิจารณาค่าโมเมนต์ที่สภาวะใช้งานโดยการจำกัดพิบัติระยะการ โกงตัวหรือพิบัติความกว้างของรอยร้าวแล้ว ตัวอย่างคานที่ใช้ลวดเหล็กจะมีค่าโมเมนต์ที่ใช้งานได้ต่ำกว่าคานที่เสริมด้วยเหล็กเสริมธรรมดา

ตารางที่ 4.6 และ 4.7 จะได้แสดงถึงค่าโมเมนต์ที่สภาวะการใช้งานที่พิบัติระยะการ โกงตัวและพิบัติความกว้างรอยร้าวต่าง ๆ ซึ่งได้จากผลการทดสอบ และในตารางที่ 4.8 และ 4.9 จะเป็นผลที่ได้จากการคำนวณโดยการใช้วิธีการคำนวณระยะการ โกงตัวตามวิธีที่ได้เสนอในภาคผนวก ก. และการคำนวณความกว้างรอยร้าวสูงสุดตามสมการ 2.22 ร่วมกับค่าสัมประสิทธิ์ค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยดังในตารางที่ 4.5

#### 4.5 ความแตกต่างที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเสริมด้วยเหล็กเสริมธรรมดาและลวดเหล็กกล้าดิ่งยื่น

##### ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง

ตัวอย่างคาน B1 เป็นคานที่เสริมด้วยเหล็กเสริมธรรมดาโดยมีรายละเอียดต่างๆ ดังในรูปที่ 3.1(ก) ในขณะที่ตัวอย่างคานอื่นๆจะมีการเสริมด้วยลวดเหล็กหรือมีส่วนผสมของลวดเหล็ก กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของตัวอย่างคาน B1 ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.5(ก) ซึ่งเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบร่วมกับค่าที่ได้จากการคำนวณ

จากลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งที่ปรากฏของตัวอย่างคาน B1 จะพบว่าหน้าตัดคานได้แสดงการมีจุดครากที่ชัดเจน โดยมีความโค้งที่จุดคราก  $1.04 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$  และภายหลังจุดครากหน้าคานได้แสดงพฤติกรรมที่เป็นลักษณะของโครงสร้างที่มีความเหนียว (Ductile) โดยมีความโค้งเพิ่มขึ้นเรื่อยๆในขณะที่โมเมนต์ก่อนข้างคงที่ ซึ่งจากการคำนวณสามารถหาค่าความโค้งที่จุดวิบัติได้เท่ากับ  $9.76 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$  ในขณะที่การทดสอบไม่สามารถวัดค่าความโค้งที่จุดวิบัติได้

แต่สำหรับตัวอย่างคานที่เสริมด้วยลวดเหล็ก จะพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งจะไม่ได้มีการแสดงจุดครากที่ชัดเจน ค่าความโค้งที่จุดวิบัติที่ได้จากการคำนวณจะพบว่ามีค่าต่ำกว่ากว่าคานที่เสริมด้วยเหล็กเสริมธรรมดาโดยเฉพาะในตัวอย่างคาน B2 และ B3 ซึ่งมีอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่น้อยกว่า B1 แต่มีค่าความโค้งที่จุดวิบัติเท่ากับ  $6.69 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$  และ  $5.79 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$  ตามลำดับ

##### ลักษณะการวิบัติ

ลักษณะการวิบัติที่สังเกตได้จากการทดสอบของตัวอย่างคาน B1 จะพบว่า หลังจากเหล็กเสริมมีการรับแรงดึงจนถึงจุดครากแล้ว ตัวอย่างคานจะเกิดรอยร้าวที่กว้างและระยะการโก่งตัวที่มากจนสามารถสังเกตได้อย่างชัดเจน และเมื่อเพิ่มแรงกดต่อไปอีก จะพบว่าเริ่มมีการเกิดรอยร้าวในด้านที่รับแรงอัดและจึงเกิดการวิบัติโดยผิวบนของคานเกิดการแตกของคอนกรีต แต่ตัวชิ้นส่วนคานทั้งหมดก็ยังสามารถวางอยู่บนจตุรรองรับได้โดยยังมีการยึดรั้งของเหล็กเสริมอยู่

ในรูปที่ 4.3(ก) และ 4.4(ก) จะแสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและในเหล็กเสริมและความเครียดที่เกิดขึ้นในผิวบนของคอนกรีต ซึ่งการคำนวณได้แสดงให้เห็นว่าค่าโมเมนต์ที่ทำให้ความเครียดในคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 0.003 จะทำให้เหล็กเสริมมีค่าความเครียดที่มากกว่าจุดครากโดยมีค่าประมาณ 2.3% ซึ่งไม่ใช่ค่าความเครียดที่ทำให้เหล็กเสริมเกิดการขาด สำหรับเหล็กเสริมธรรมดาทั่วไปที่มีความเหนียวมากๆ



ลักษณะการวิบัติดังกล่าวเป็นลักษณะการวิบัติแบบยืดหยุ่นและมีการเตือนให้ผู้ใช้งานทราบก่อน ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่เกิดขึ้นกับคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมที่น้อยกว่าสถานะสมดุ โดยในตัวอย่างคาน B1 นี้มีค่าดัชนีเหล็กเสริมที่ใช้งานเท่ากับ 0.070 ในขณะที่ค่าดัชนีเหล็กเสริมที่สถานะสมดุ มีค่าเท่ากับ 0.346 และอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่ใช้ในตัวอย่างคาน B1 คิดเป็น 0.20 เท่าของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่สถานะสมดุ

ในตัวอย่างคาน B2 และ B3 ซึ่งเสริมด้วยลวดเหล็กผิวเรียบและผิวขรุขระตามลำดับ โดยมีค่าดัชนีเหล็กเสริมที่ใช้งานมีค่าเป็น 0.20 และ 0.18 เท่าของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่สถานะสมดุตามลำดับ

ลักษณะการวิบัติที่ปรากฏของตัวอย่างคาน B2 และ B3 พบว่าหลังจากที่เหล็กเสริมรับแรงดึงถูกแรงดึงจนถึงจุดยึดครากแล้ว การโก่งตัวและความกว้างของรอยร้าวที่ปรากฏสามารถสังเกตได้ด้วยตาเปล่า แต่หลังจากนั้นเหล็กเสริมจะถูกดึงจนขาดและชิ้นส่วนคานทั้งหมดจะหล่นลงบนพื้นของห้องปฏิบัติการ โดยที่ไม่มีการยั้งใดๆ ซึ่งถ้าหากตัวอย่างคานไม่มีเหล็กเสริมรับแรงอัดแล้ว ตัวอย่างคานที่ผ่านการทดสอบจะสามารถแยกออกเป็น 2 ส่วน ได้อย่างสมบูรณ์

#### ค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ย

สัมประสิทธิ์ค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยนี้ได้จากคำนวณในภาคผนวก ข. เป็นค่าที่สื่อความหมายถึงคุณภาพของการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม ซึ่งจากผลการทดสอบและการคำนวณด้วยวิธีที่แสดงในภาคผนวก ข. พบว่าค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของลวดเหล็กผิวขรุขระจะมากกว่าเหล็กเสริมธรรมดาและมากกว่าลวดเหล็กผิวเรียบ ตามลำดับ

#### **4.6 ความแตกต่างที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเสริมด้วยลวดเหล็กผิวเรียบและผิวขรุขระ**

##### ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง

พิจารณาจากตัวอย่างคาน B2 และ B3 ซึ่งเป็นตัวอย่างคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กผิวเรียบและผิวขรุขระตามลำดับ และมีอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากัน จะพบว่าลักษณะกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งไม่ได้แสดงจุดครากที่ชัดเจนเช่นเดียวกัน ค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยที่ปรากฏจะพบว่าตัวอย่างคาน B2 จะมากกว่า B3 ทั้งนี้เนื่องจากการลวดผิวเรียบมีค่าหน่วยแรงดึงที่จุดวิบัติมากกว่าลวดผิวขรุขระ

และจากการคำนวณพบว่าค่าความโค้งที่จุดวิกฤติของ ตัวอย่างคาน B2 จะมากกว่า B3 (ดูในตารางที่ 4.2) ทั้งนี้เนื่องมาจากคุณสมบัติของลวดผิวเรียบที่มีความเครียดที่จุดวิกฤติมากกว่า ลวดผิวข้ออ้อยนั่นเอง

#### ลักษณะการวิบัติ

ลักษณะการวิบัติที่ปรากฏในการทดสอบของตัวอย่างคานทั้งสองจะเหมือนกัน ดังได้กล่าวไปแล้วในหัวข้อ 4.5

### 4.7 ผลที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเพิ่มเหล็กเสริมธรรมดาลงไปในคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กกล้าดิ่งยื่น

#### ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง

ตัวอย่างคาน B4 เป็นตัวอย่างคานที่ได้มีการเสริมเหล็กเสริมธรรมดาเพิ่มเติมลงใน ลวดเหล็กผิวเรียบ และตัวอย่างคาน B5 เป็นตัวอย่างคานที่ได้มีการเสริมเหล็กเสริมธรรมดาเพิ่มเติม ลงในลวดเหล็กผิวข้ออ้อย

เมื่อพิจารณาอัตราส่วนระหว่างค่าโมเมนต์ดัดที่จุดประลัยและค่าโมเมนต์ดัดที่จุดครากที่ได้จากการคำนวณ จะพบค่าอัตราส่วนดังกล่าวจะมีค่าน้อยกว่าตัวอย่างคานที่มีการเสริมลวดเหล็กเพียงอย่างเดียว และจะน้อยลงเรื่อยๆจนใกล้เคียงกับตัวอย่างคานที่เสริมด้วยเหล็กเสริมธรรมดา หรืออาจมองได้ว่า การเพิ่มเติมเหล็กเสริมธรรมดาเข้าไปจะทำให้ลักษณะของความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งมีการเปลี่ยนแปลงใกล้เคียงกับตัวอย่างคานที่เสริมด้วยเหล็กธรรมดามากขึ้น

#### ลักษณะการวิบัติ

จากการวิบัติที่ปรากฏในการทดสอบ พบว่าตัวอย่างคาน B4 ที่เสริมเพิ่มเติมด้วยเหล็กเสริมธรรมดา หลังเกิดการวิบัติเนื่องจากการขาดของลวดเหล็กแล้ว จะเกิดการยั้งครั้งของเหล็กเสริมธรรมดาอยู่ ทำให้ตัวอย่างคานไม่มีการแยกขาดออกจากกัน โดยสิ้นเชิง

แต่ในตัวอย่างคาน B5 การวิบัติที่เกิดขึ้นจะเกิดเนื่องจากคอนกรีตที่ผิวบนถูกอัดจนถึงหน่วยแรงอัดประลัย เนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมรวมของคาน B5 ที่มากกว่าจุดที่จะทำให้เกิดการวิบัติเนื่องจากเหล็กเสริมถูกดึงขาด

### ค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ย

จากการคำนวณโดยวิธีในภาคผนวก ข. จะพบว่าค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยที่ได้จากตัวอย่างคานที่มีการผสมกันระหว่างเหล็กเสริมสองชนิด จะมีค่าระหว่างค่าของค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของเหล็กเสริมแต่ละชนิดนั้น โดยอัตราส่วนจะแปรผันตามปริมาณเหล็กเสริมแต่ละชนิดในตัวอย่างคานนั้น (ดูรูปที่ 4.11)

#### 4.8 ผลที่เกิดขึ้นเนื่องจากปริมาณลวดเหล็กกล้าตั้งยื่นในหน้าตัดคาน

##### ลักษณะการวิบัติ

จากตัวอย่างคาน B3 และ B6 ซึ่งเป็นตัวอย่างคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กผิวข้ออ้อยเหมือนกัน แต่มีปริมาณพื้นที่หน้าตัดที่ต่างกัน ในการทดสอบพบว่าภายหลังที่ลวดเหล็กถูกดึงจนเลยจุดครากไปแล้ว ตัวอย่างคาน B3 เกิดการวิบัติเนื่องเหล็กเสริมถูกดึงจนขาด แต่ในตัวอย่างคาน B6 เกิดการวิบัติเนื่องจากคอนกรีตที่ผิวบน

ซึ่งความแตกต่างที่ปรากฏพบว่าเป็นผลเนื่องจากอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรวม ดังได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.10 โดยตัวอย่างคาน B3 จะมีค่าดัชนีเหล็กเสริมเท่ากับ 0.063 ซึ่งน้อยกว่าค่าดัชนีเหล็กเสริมที่จุดที่ลวดเกิดการวิบัติ ในขณะที่ตัวอย่างคาน B6 มีค่าดัชนีเหล็กเสริม 0.218 ที่มากกว่าค่าดัชนีเหล็กเสริมที่ลวดเกิดการวิบัติ ซึ่งจะปรากฏลักษณะการวิบัติในรูปดังกล่าวที่แตกต่างกัน

##### ค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ย

ค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยที่ได้จากการคำนวณ ไม่ได้แสดงความแตกต่างกันมากนัก สำหรับตัวอย่างคานทั้งสองเนื่องจากเหล็กที่เสริมเป็นเหล็กชนิดเดียวกัน ซึ่งตัวอย่างคาน B3 ได้ค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยเท่ากับ  $58.2 \text{ กก./ซม.}^2$  และตัวอย่างคาน B6 ได้ค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยเท่ากับ  $59.6 \text{ กก./ซม.}^2$

ตารางที่ 4.1 ค่าโมเมนต์จากการทดสอบเปรียบเทียบกับค่านวณ

Specimen	$f'_c$	$f'_t$			Cracking Moment (T-m)			Yield Moment (T-m)			Ultimate Moment (T-m)			$\frac{M_u}{M_y}$	
		Exp. <sup>(1)</sup>	Cal. <sup>(2)</sup>	$\frac{\text{Exp.}}{\text{Cal.}}$	Exp. <sup>(3)</sup>	Cal. <sup>(4)</sup>	$\frac{\text{Exp.}}{\text{Cal.}}$	Exp.	Cal.	$\frac{\text{Exp.}}{\text{Cal.}}$	Exp.	Cal.	$\frac{\text{Exp.}}{\text{Cal.}}$	Exp.	Cal.
B1	355	22.6	37.7	0.60	0.56	0.93	0.60	2.44	2.38	1.03	2.69	2.56	1.05	1.10	1.08
B2	365	26.3	38.1	0.69	0.63	0.91	0.70	2.62	2.47	1.06	2.90	2.90	1.00	1.11	1.17
B3	367	27.3	38.3	0.71	0.66	0.92	0.72	2.39	2.29	1.04	2.75	2.81	0.98	1.15	1.23
B4	358	29.7	37.8	0.79	0.73	0.94	0.78	3.37	3.63	0.93	4.06	4.04	1.00	1.20	1.12
B5	315	45.8	35.5	1.29	1.19	0.95	1.25	6.50	6.52	1.00	7.19	6.83	1.05	1.11	1.05
B6	320	34.3	35.8	0.96	0.87	0.93	0.94	5.52	5.77	0.96	6.66	6.68	1.00	1.21	1.16

Note

(1) มีค่าเท่ากับ  $\frac{M_{cr}c}{I_g}$  เมื่อ  $M_{cr}$  เป็นค่าโมเมนต์แตกร้าวที่ได้จากการทดสอบ

(2) มีค่าเท่ากับ  $2.0\sqrt{f'_c}$

(3) เป็นค่าโมเมนต์ที่ได้จากผลการทดสอบที่จุดที่คานแตกร้าว

(4) เป็นค่าโมเมนต์แตกร้าวที่ได้จากการคำนวณซึ่งมีค่าเท่ากับ  $\frac{f_r I_g}{c}$  โดยที่  $f_r = 2.0\sqrt{f'_c}$

ตารางที่ 4.2 ลักษณะการวิบัติ ความโค้งที่จุดครากของเหล็กเสริม และความโค้งสูงสุด ที่ได้จากการทดสอบและจากการคำนวณ

Specimen	Reinforcement Index (w)	Experiment		Calculation		Type of Failure *
		$\phi_y$ (1/cm)	$\phi_u$ (1/cm)	$\phi_y$ (1/cm)	$\phi_u$ (1/cm)	
B1	0.070	1.04E-04	N/A**	1.07E-04	9.76E-04	2
B2	0.069	1.71E-04	N/A**	1.63E-04	6.69E-04	1
B3	0.063	1.62E-04	N/A**	1.61E-04	5.79E-04	1
B4	0.105	1.70E-04	N/A**	1.71E-04	6.56E-04	1
B5	0.240	2.07E-04	N/A**	2.00E-04	3.94E-04	2
B6	0.218	1.92E-04	N/A**	1.93E-04	3.99E-04	2

Type of Failure \*

1 เหล็กเสริมเกิดการยึดตัวจนถึงจุดครากและเมื่อให้โมเมนต์ดัดกระทำเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ เหล็กเสริมจะขาดโดยที่คอนกรีตไม่ถูกอัดจนกระทั่งถึงหน่วยแรงอัดประลัย

2 เหล็กเสริมเกิดการยึดตัวจนถึงจุดครากและเมื่อให้โมเมนต์ดัดกระทำเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ คอนกรีตจะถูกอัดจนถึงค่าหน่วยแรงอัดประลัย ในขณะที่เหล็กเสริมก็ยึดตัวเพิ่มขึ้น แต่ยังไม่ถึงจุดที่จะขาด

N/A\*\* ไม่สามารถหาค่าได้จากการทดสอบ

ตารางที่ 4.3 โมเมนต์ดัดที่ระยะการโค้งตัว L/360 จากการทดสอบเปรียบเทียบกับผลการคำนวณ

Specimen	Moment at Deflection = L/360 (T-m)				<sup>(1)</sup> $\frac{M_{Exp}}{M_{Cal}}$		<sup>(2)</sup> $\frac{M_{Exp}}{M_{Cal}}$		<sup>(3)</sup> $\frac{M_{Exp}}{M_{Cal}}$	
	Experiment	Calculation <sup>(1)</sup>	Calculation <sup>(2)</sup>	Calculation <sup>(3)</sup>						
B1	1.91	2.26	1.96	2.00	0.85	0.97	1.04			
B2	1.52	1.98	1.77	1.66	0.77	0.86	0.92			
B3	1.67	1.99	1.78	1.63	0.84	0.94	1.02			
B4	2.19	2.48	2.40	2.38	0.88	0.91	0.92			
B5	3.40	3.68	3.73	3.71	0.92	0.91	0.92			
B6	2.93	3.17	3.16	3.07	0.92	0.93	0.93			

(1) คือการคำนวณด้วยวิธีในหัวข้อ 4.2.1

(2) คือการคำนวณด้วยวิธีในหัวข้อ 4.2.2

(3) คือการคำนวณด้วยวิธีในหัวข้อ 4.2.3

ตารางที่ 4.4 โมเมนต์ค้ำที่ระยะการโก่งตัว L/480 จากการทดสอบเปรียบเทียบกับผลการคำนวณ

Specimen	Moment at Deflection = L/480 (T-m)				$M_{Exp}^{(1)}$	$M_{Exp}^{(2)}$	$M_{Exp}^{(3)}$
	Experiment	Calculation <sup>(1)</sup>	Calculation <sup>(2)</sup>	Calculation <sup>(3)</sup>	$M_{Cal}$	$M_{Cal}$	$M_{Cal}$
B1	1.52	1.89	1.51	1.56	0.80	1.01	0.97
B2	1.28	1.71	1.50	1.37	0.75	0.85	0.93
B3	1.38	1.73	1.51	1.37	0.80	0.91	1.01
B4	1.78	2.02	1.91	1.86	0.88	0.93	0.96
B5	2.69	2.81	2.88	2.87	0.96	0.93	0.94
B6	2.34	2.45	2.44	2.37	0.96	0.96	0.99

(1) คือการคำนวณด้วยวิธีในหัวข้อ 4.2.1

(2) คือการคำนวณด้วยวิธีในหัวข้อ 4.2.2

(3) คือการคำนวณด้วยวิธีในหัวข้อ 4.2.3

ตารางที่ 4.5 ค่าของตัวแปรต่าง ๆ ที่ใช้ในการคำนวณหาค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยในแต่ละตัวอย่างคาน

Specimen	Coefficient	Equivalent Perimeter (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	f' <sub>c</sub> (ksc)	u (kg/cm <sup>2</sup> )
B1	151.3	75.4	10800	22.6	42.8
B2	288.7	62.8	10500	26.4	30.5
B3	157.0	62.8	10500	27.3	58.2
B4	177.8	100.5	10500	29.7	34.9
B5	180.5	173.5	14730	45.8	43.1
B6	106.4	151.7	14000	34.3	59.6

ตารางที่ 4.6 เปรียบเทียบค่าโมเมนต์จากการทดสอบ ที่จุดวิบัติ และที่ระยะการโก่งตัว L/360 และ L/480

Specimen	Experiment Moment (T-m) at			$\frac{M_s}{M_u}$ at L/360	$\frac{M_s}{M_u}$ at L/480
	Ultimate Mu	Deflection = L/360 Ms (L/360)	Deflection = L/480 Ms (L/480)		
B1	2.69	1.91	1.52	0.71	0.57
B2	2.90	1.52	1.28	0.52	0.44
B3	2.75	1.67	1.38	0.61	0.50
B4	4.06	2.19	1.78	0.54	0.44
B5	7.19	3.40	2.69	0.47	0.37
B6	6.66	2.93	2.34	0.44	0.35

ตารางที่ 4.7 เปรียบเทียบค่าโมเมนต์จากการทดสอบ ที่จุดวิบัติ และที่ความกว้างรอยร้าวสูงสุด 0.30 และ 0.41 มิลลิเมตร

Specimen	Experiment Moment (T-m) at			$\frac{M_s}{M_u}$ at Wmax = 0.30mm.	$\frac{M_s}{M_u}$ at Wmax = 0.41mm.
	Ultimate Mu	Wmax = 0.30 mm. Ms (0.30)	Wmax = 0.41 mm. Ms (0.41)		
B1	2.69	1.64	2.23	0.61	0.83
B2	2.90	1.09	1.44	0.38	0.50
B3	2.75	1.68	2.11	0.61	0.77
B4	4.06	2.04	2.51	0.50	0.62
B5	7.19	3.63	5.23	0.50	0.73
B6	6.66	4.52	5.85	0.67	0.88

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.8 เปรียบเทียบค่าโมเมนต์จากการคำนวณ ที่จุดวิบัติ และที่ระยะการโก่งตัว L/360 และ L/480

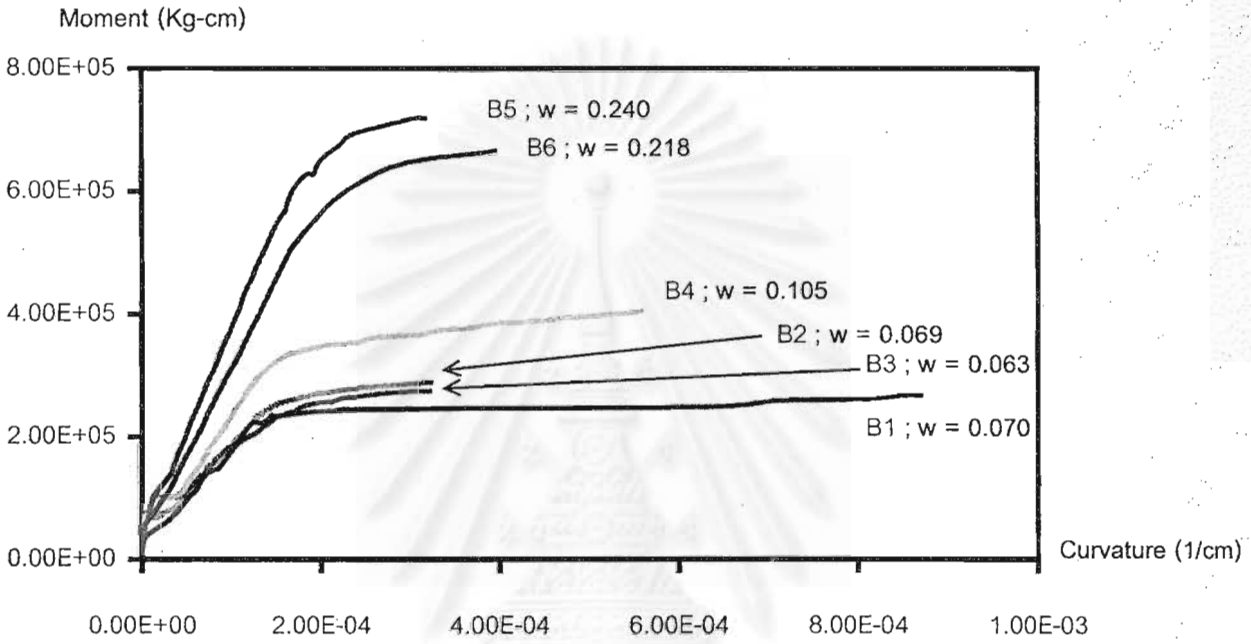
Specimen	Calculation Moment (T-m) at			$\frac{M_s}{M_u}$ at L/360	$\frac{M_s}{M_u}$ at L/480
	Ultimate Mu	Deflection = L/360 Ms (L/360)	Deflection = L/480 Ms (L/480)		
B1	2.56	1.92	1.66	0.75	0.65
B2	2.91	1.61	1.37	0.55	0.47
B3	2.81	1.62	1.37	0.58	0.49
B4	4.04	2.29	1.86	0.57	0.46
B5	6.83	3.67	2.87	0.53	0.42
B6	6.68	3.11	2.37	0.47	0.35

ตารางที่ 4.9 เปรียบเทียบค่าโมเมนต์จากการคำนวณ ที่จุดวิบัติ และที่ความกว้างรอยร้าวสูงสุด 0.30 และ 0.41 มิลลิเมตร

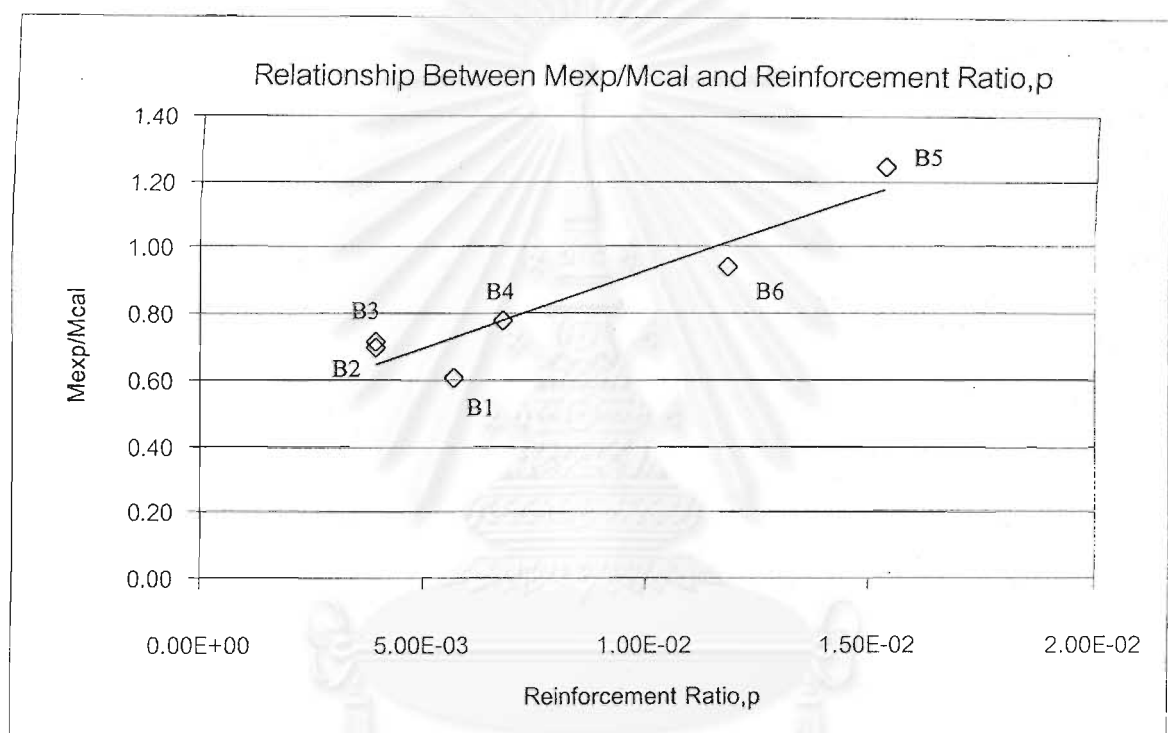
Specimen	Calculation Moment (T-m) at			$\frac{M_s}{M_u}$ at Wmax =0.30mm.	$\frac{M_s}{M_u}$ at Wmax =0.41mm.
	Ultimate Mu	Wmax = 0.30 mm. Ms (0.30)	Wmax = 0.41 mm. Ms (0.41)		
B1	2.56	1.65	2.23	0.64	0.87
B2	2.91	1.08	1.37	0.37	0.47
B3	2.81	1.76	2.03	0.63	0.72
B4	4.04	2.01	2.67	0.50	0.66
B5	6.83	3.86	5.14	0.57	0.75
B6	6.68	4.78	5.76	0.72	0.86

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



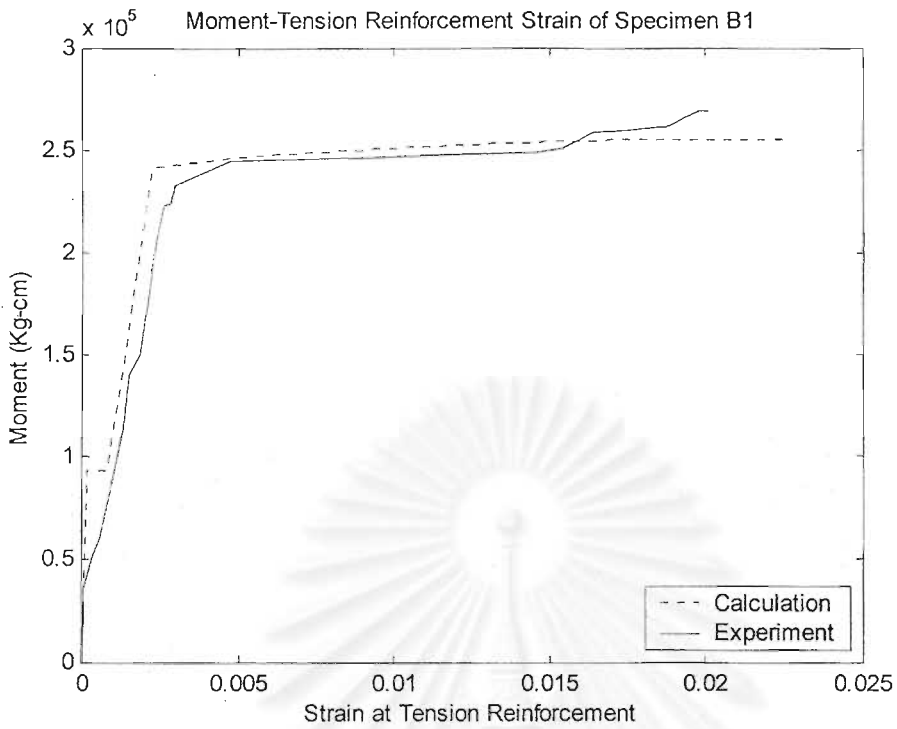


รูปที่ 4.1 ผลการทดสอบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของทุกตัวอย่างคาน

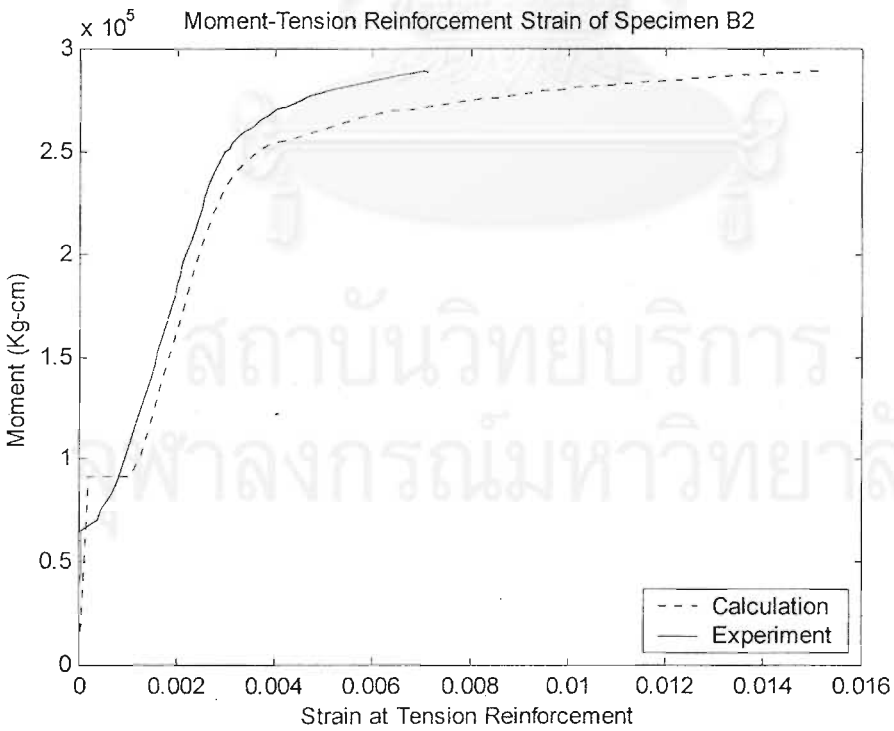


รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความคลาดเคลื่อนของผลการคำนวณค่าโมเมนต์ตัดแตกร้าวกับ ปริมาณอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม

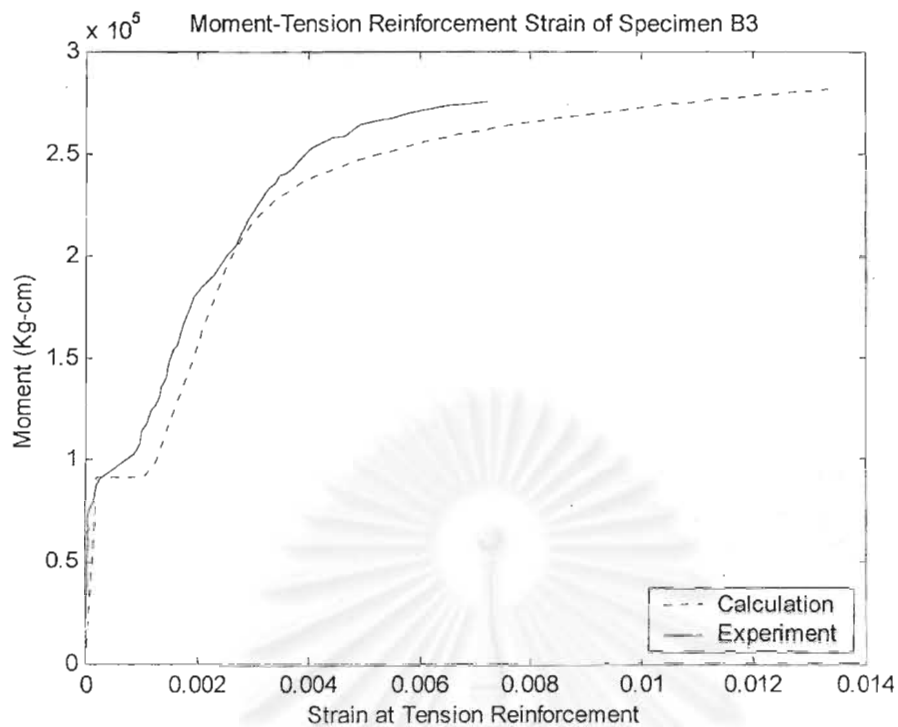
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



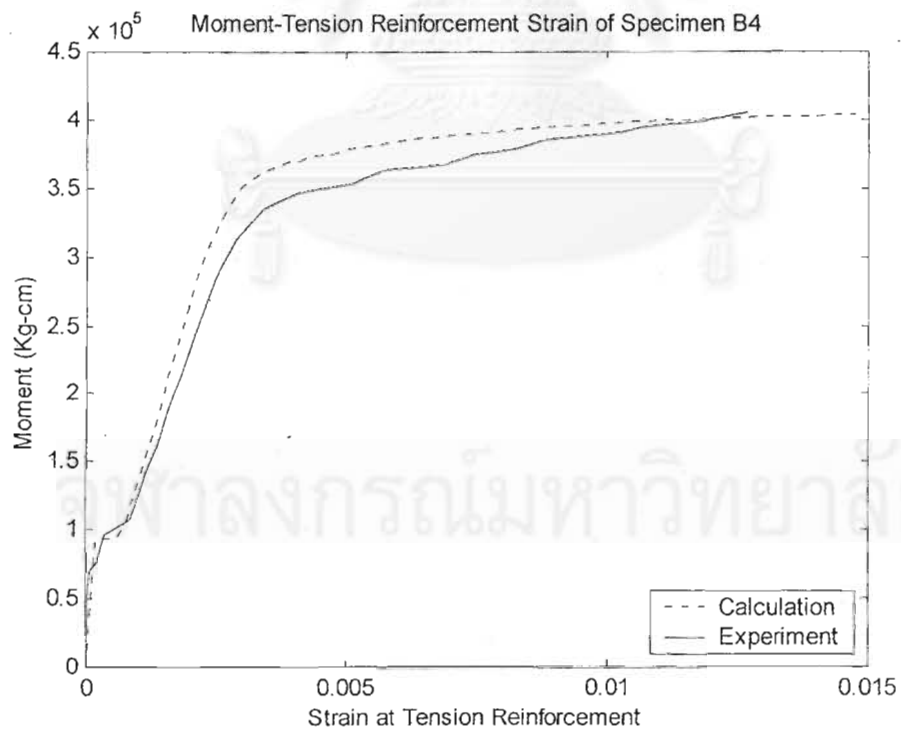
รูปที่ 4.3(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คดและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน B1



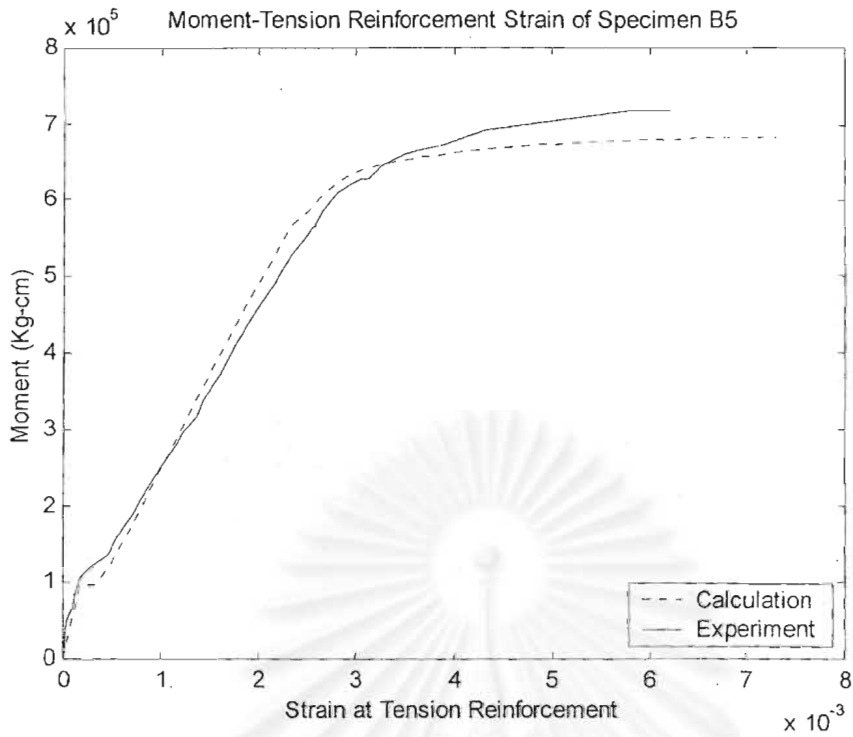
รูปที่ 4.3(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คดและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน B2



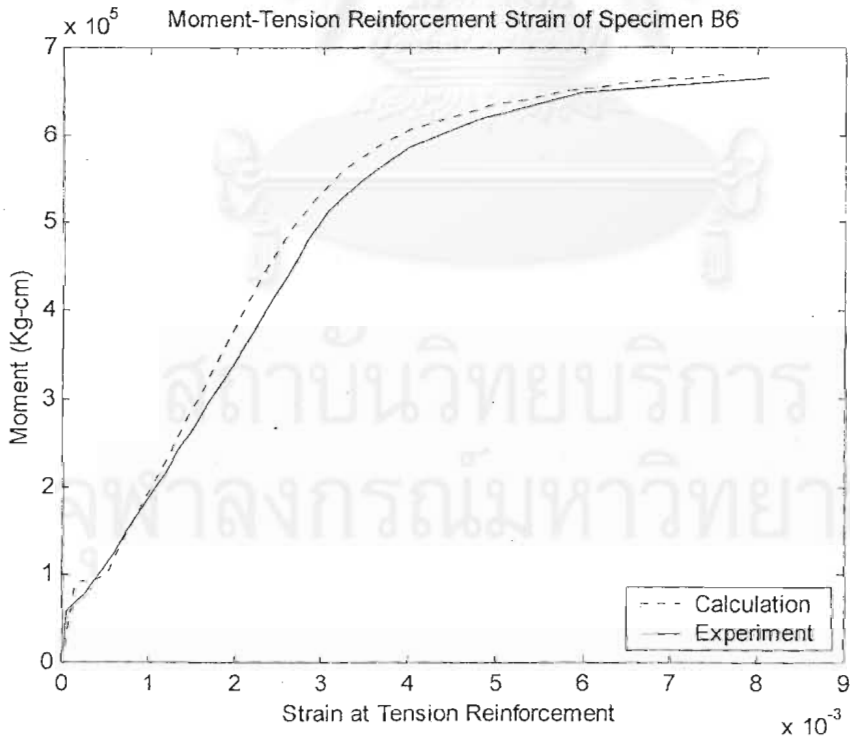
รูปที่ 4.3(ค) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คัตและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน B3



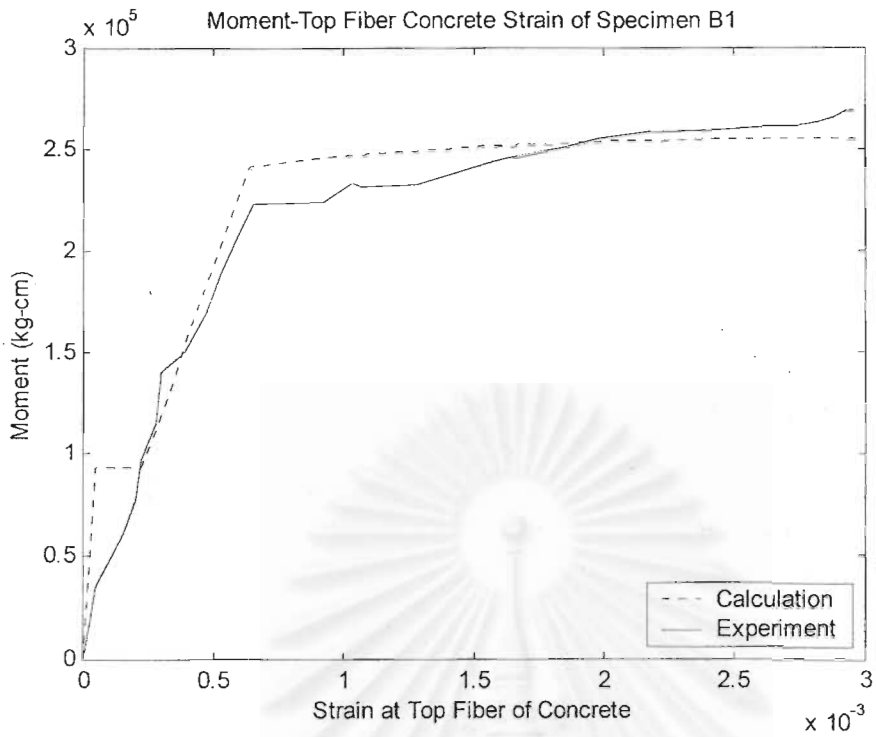
รูปที่ 4.3(ง) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คัตและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน B4



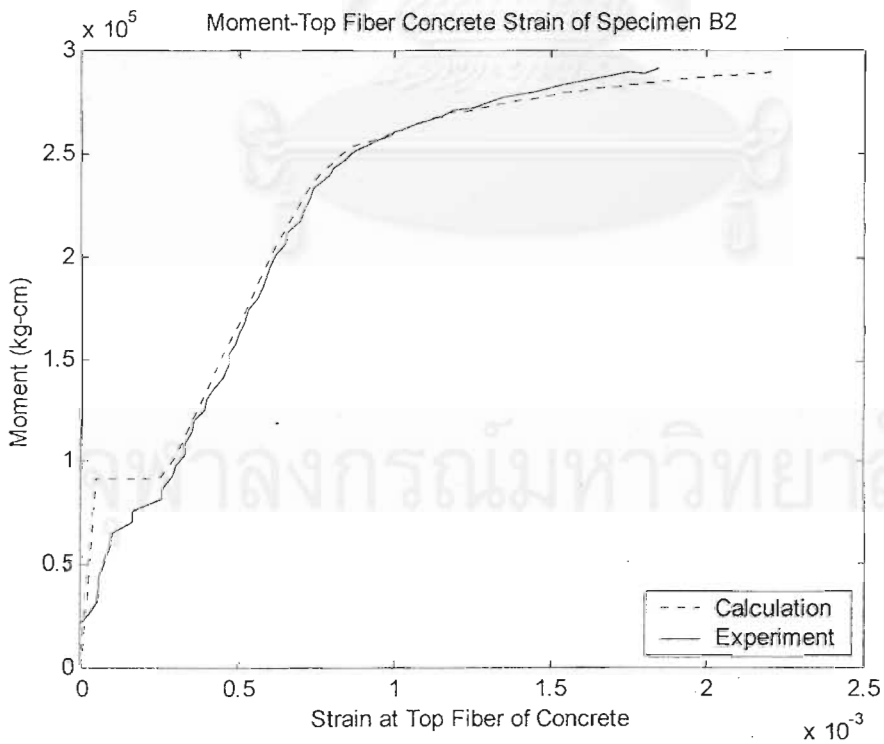
รูปที่ 4.3(จ) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน B5



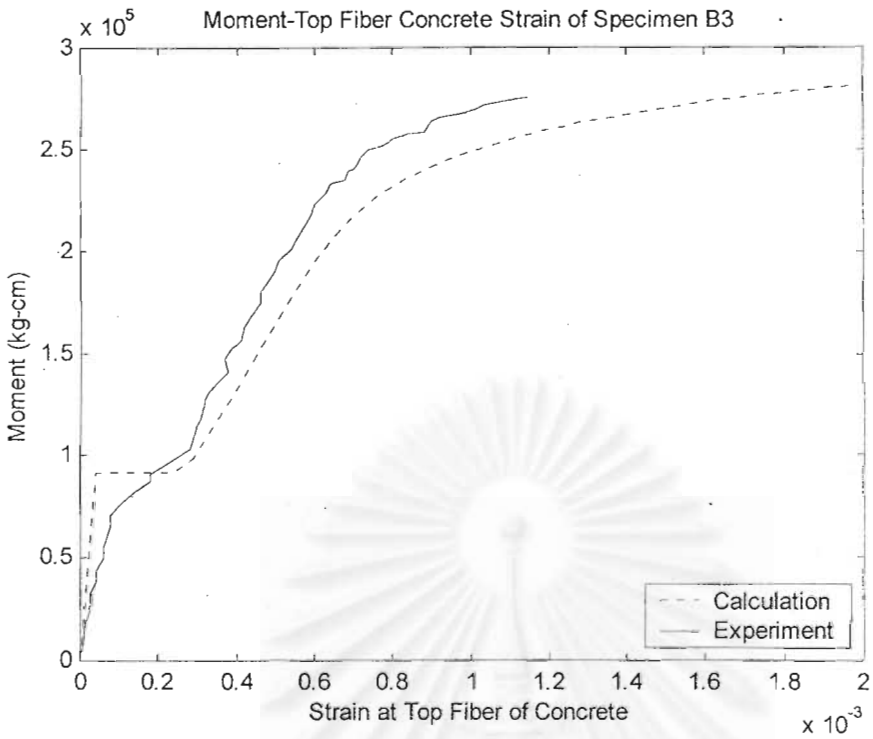
รูปที่ 4.3(ฉ) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน B6



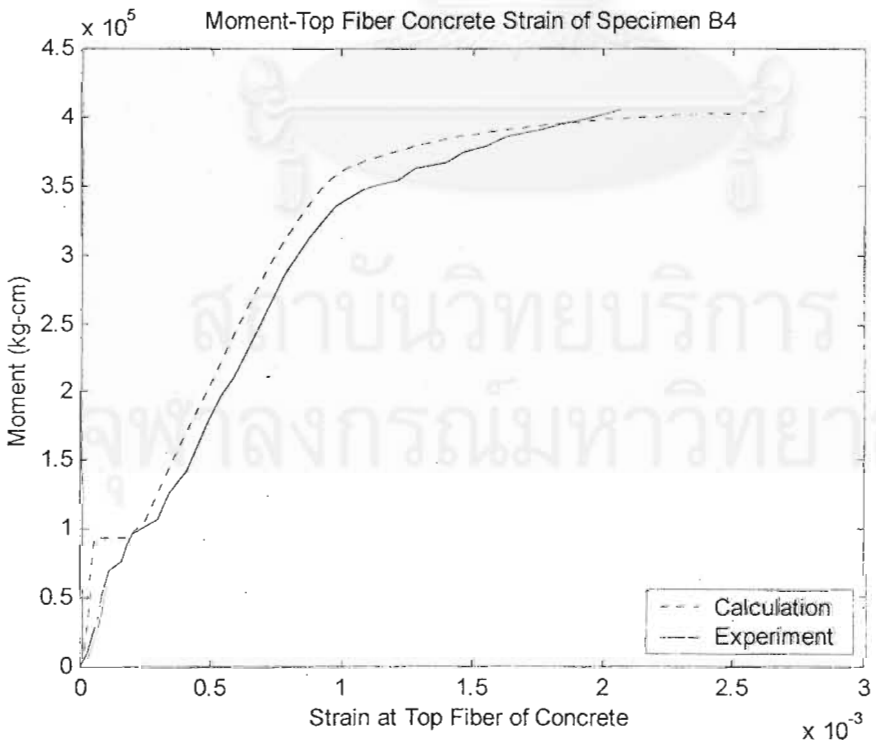
รูปที่ 4.4(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คดและความเครียดที่ผิวคอนกรีตของตัวอย่างคาน B1



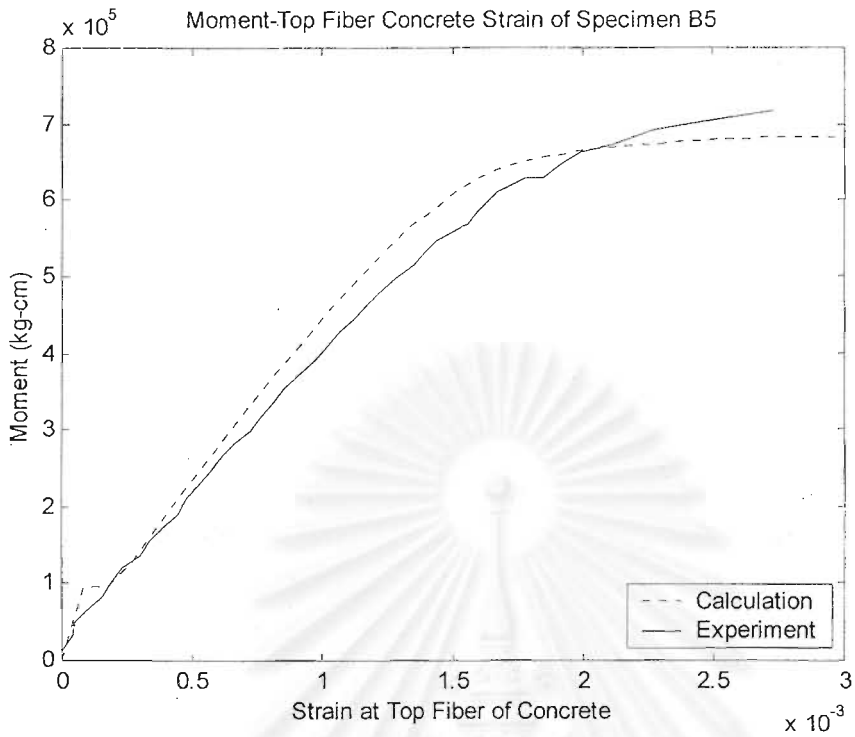
รูปที่ 4.4(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คดและความเครียดที่ผิวคอนกรีตของตัวอย่างคาน B2



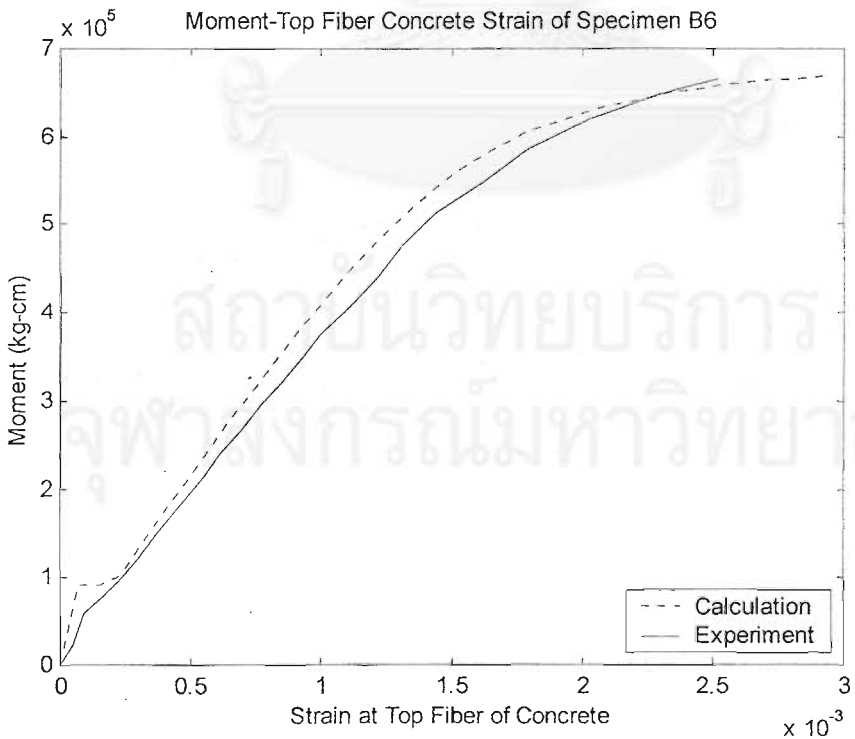
รูปที่ 4.4(ค) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คัตและค่าความเครียดที่ผิวคอนกรีตของตัวอย่างแกน B3



รูปที่ 4.4(ง) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คัตและค่าความเครียดที่ผิวคอนกรีตของตัวอย่างแกน B4

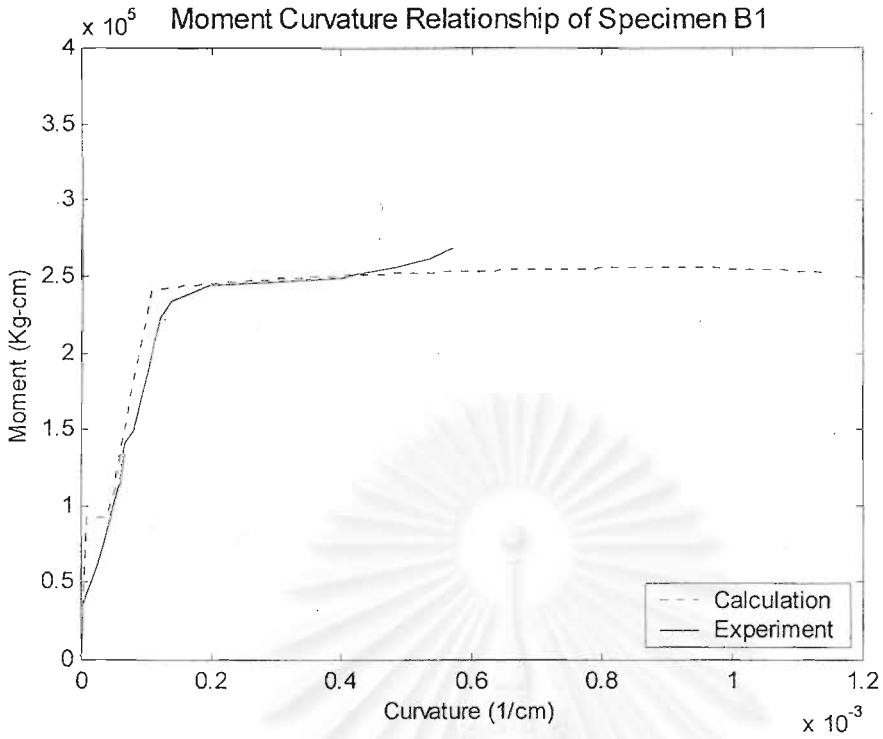


รูปที่ 4.4(จ) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดและความเครียดที่ผิวคอนกรีตของตัวอย่างคาน B5

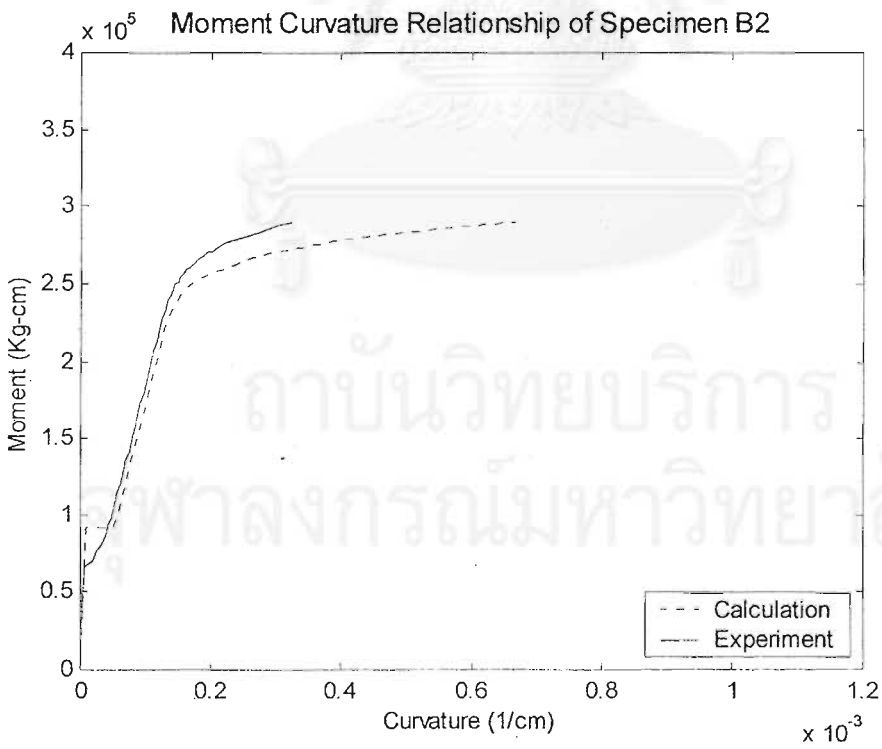


รูปที่ 4.4(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ตัดและความเครียดที่ผิวคอนกรีตของตัวอย่างคาน B6

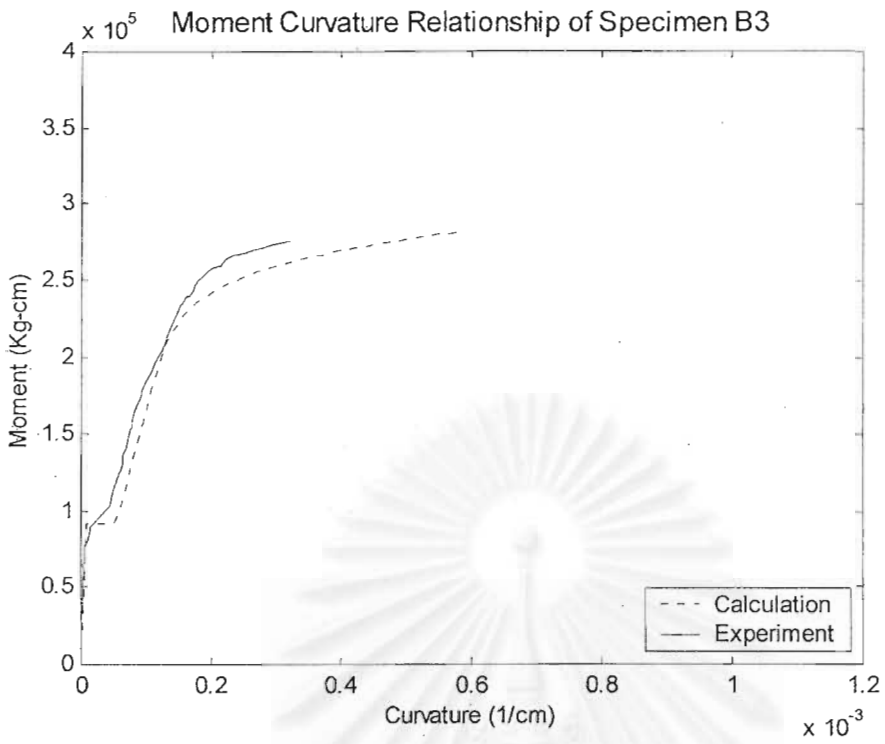




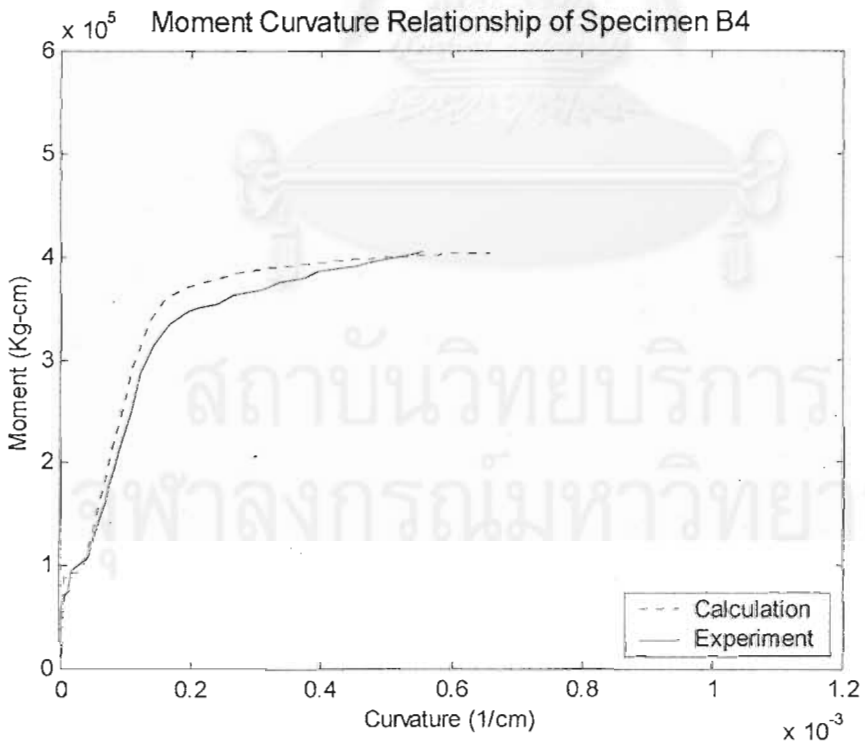
รูปที่ 4.5(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของตัวอย่างคาน B1



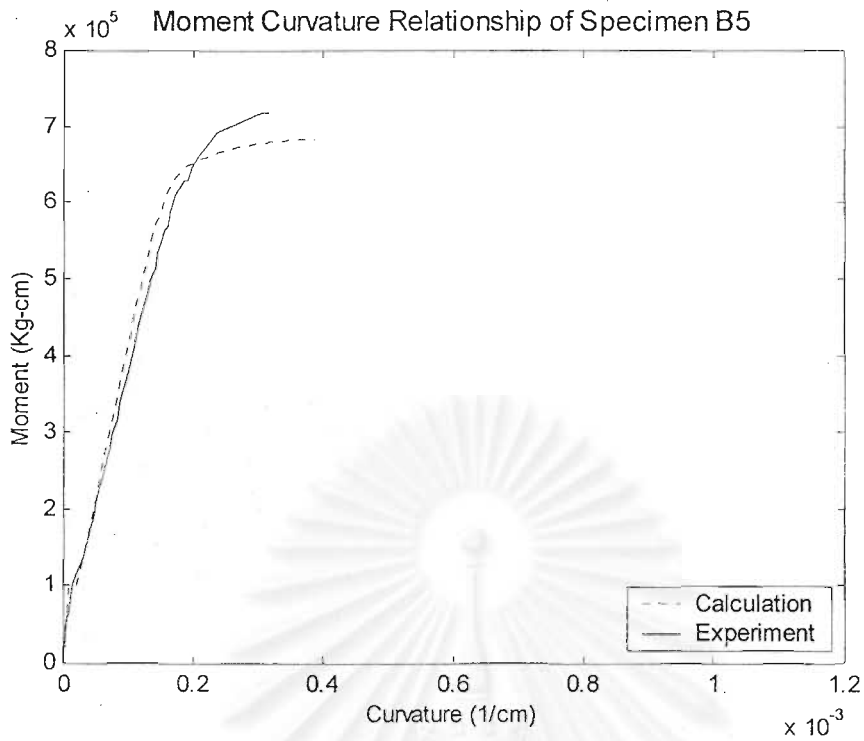
รูปที่ 4.5(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของตัวอย่างคาน B2



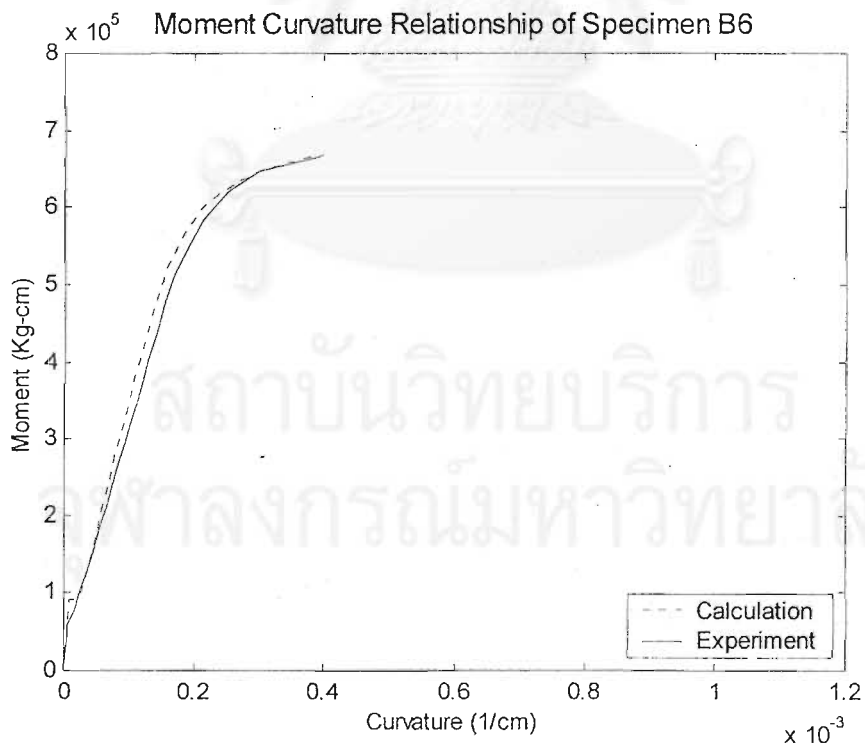
รูปที่ 4.5(ค) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของตัวอย่างคาน B3



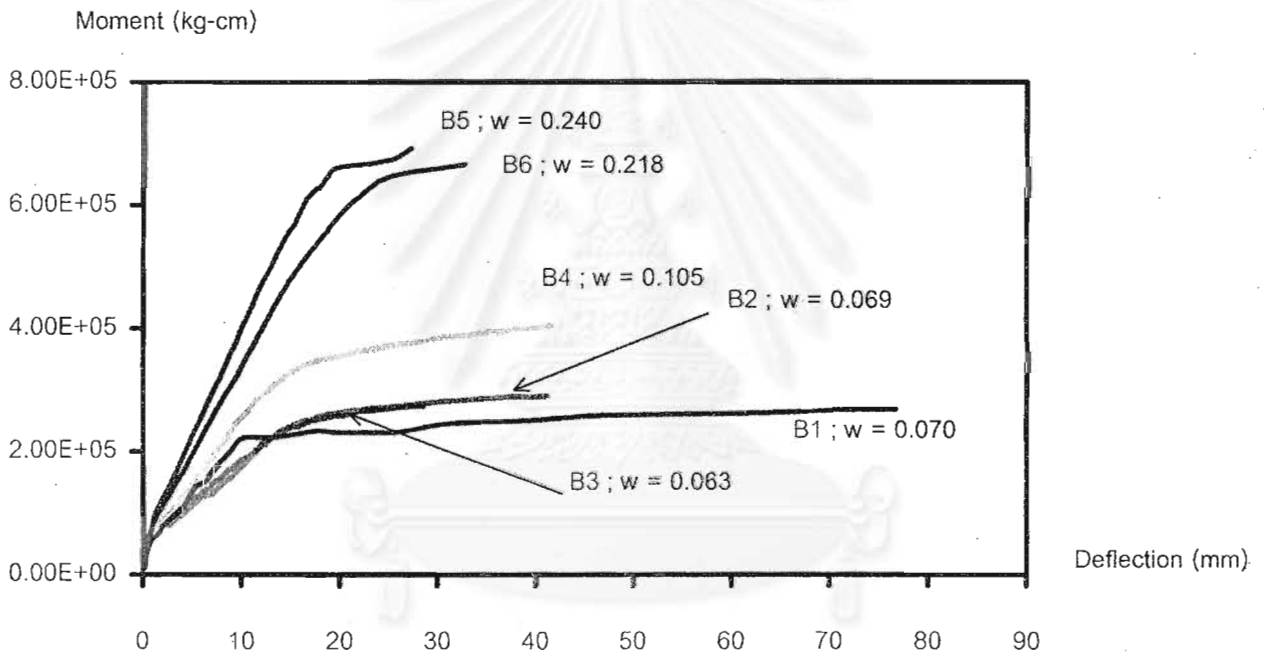
รูปที่ 4.5(ง) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของตัวอย่างคาน B4



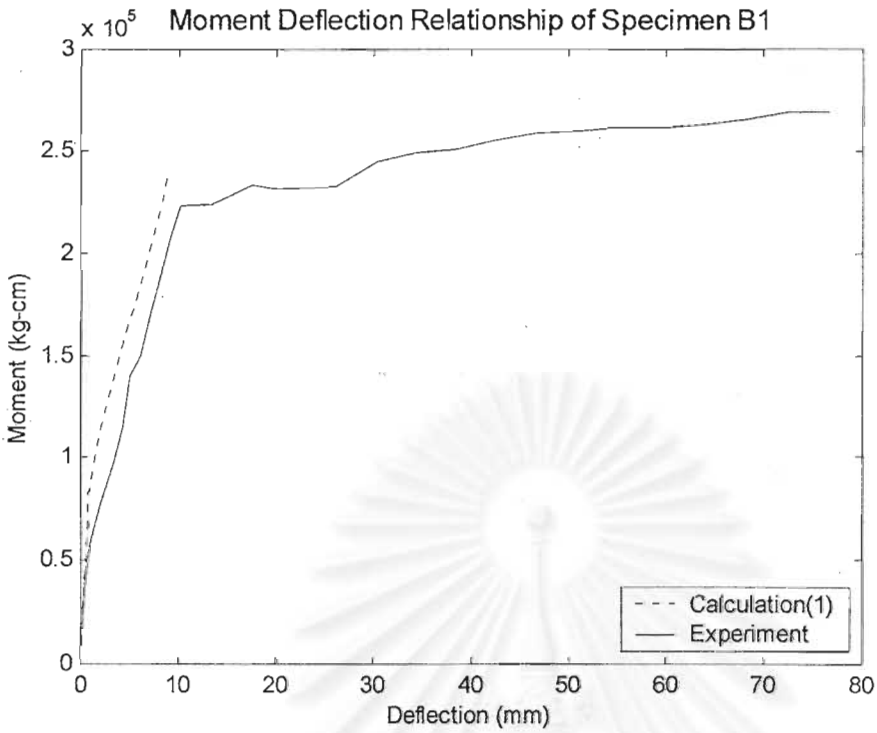
รูปที่ 4.5(จ) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของตัวอย่างคาน B5



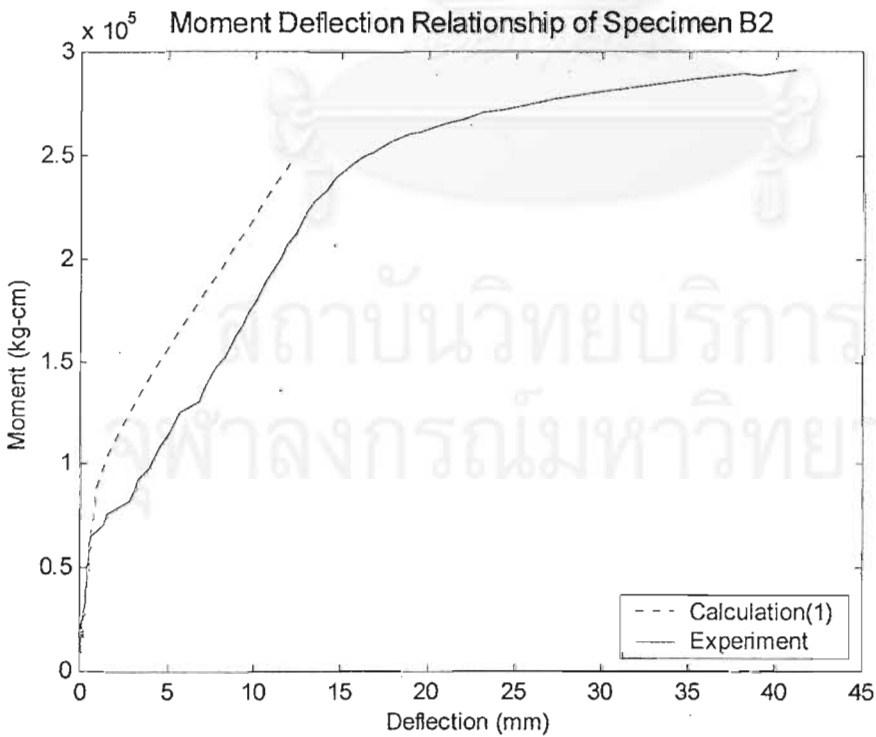
รูปที่ 4.5(ฉ) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของตัวอย่างคาน B6



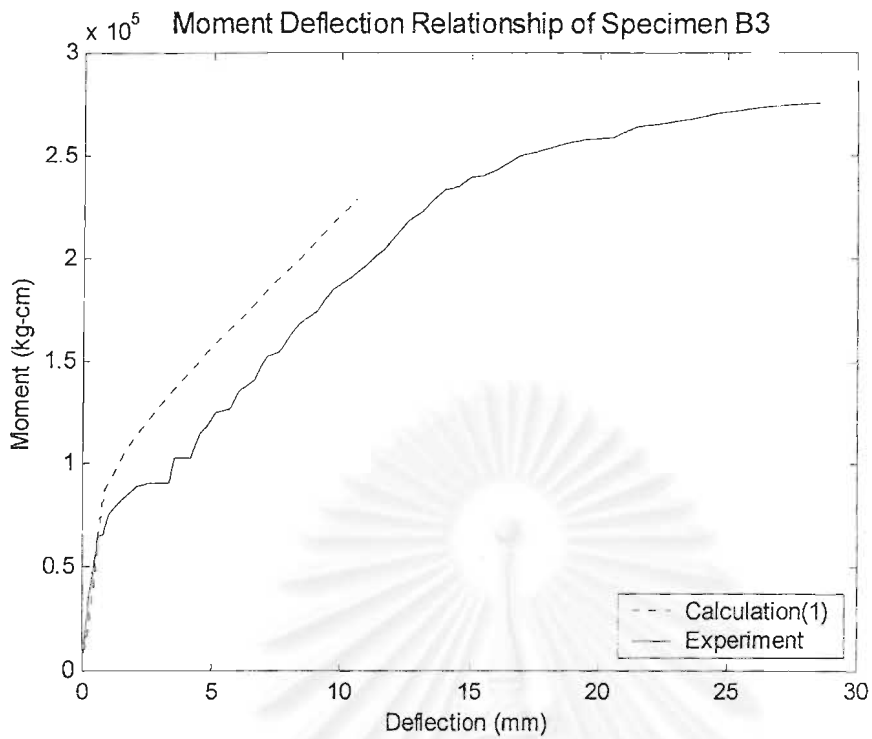
รูปที่ 4.6 ผลการทดสอบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คัตและค่าความโค้งของทุกตัวอย่างกาน



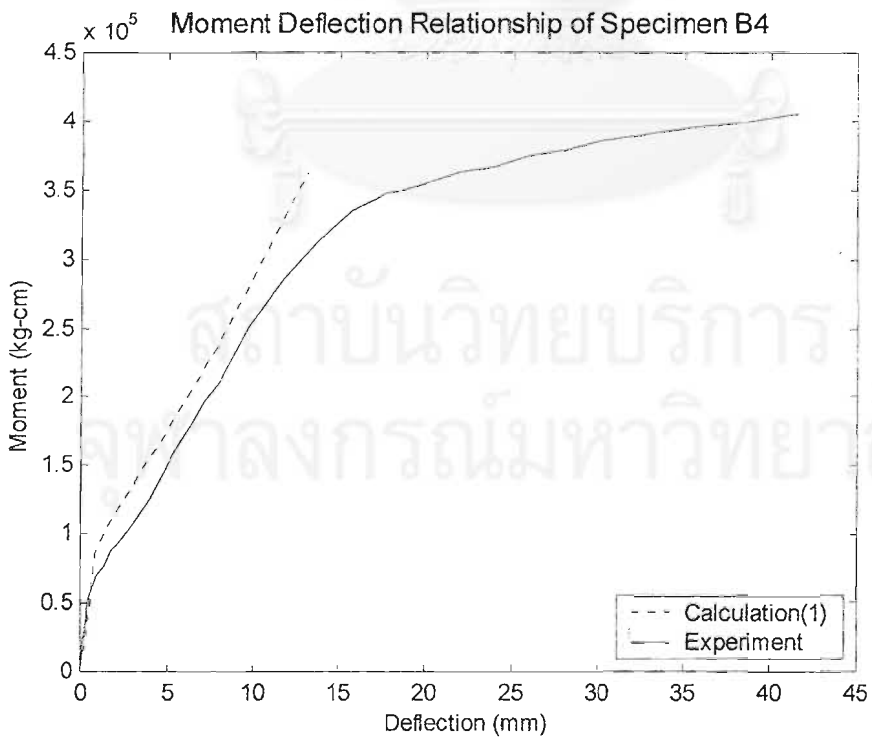
รูปที่ 4.7(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B1 จากผลการทดสอบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธีที่เสนอโดย ACI 435R-95



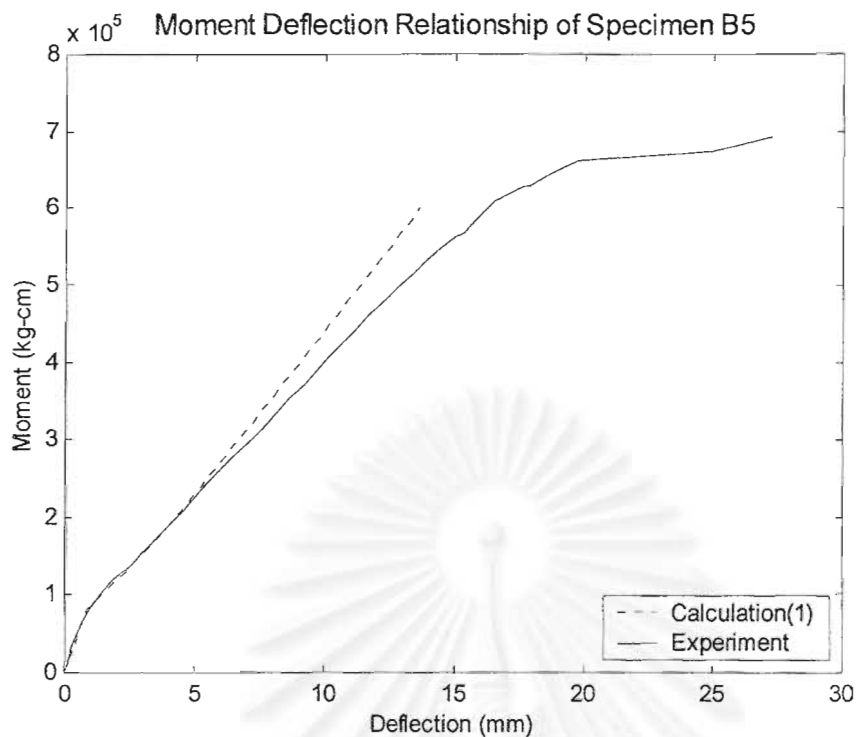
รูปที่ 4.7(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B2 จากผลการทดสอบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธีที่เสนอโดย ACI 435R-95



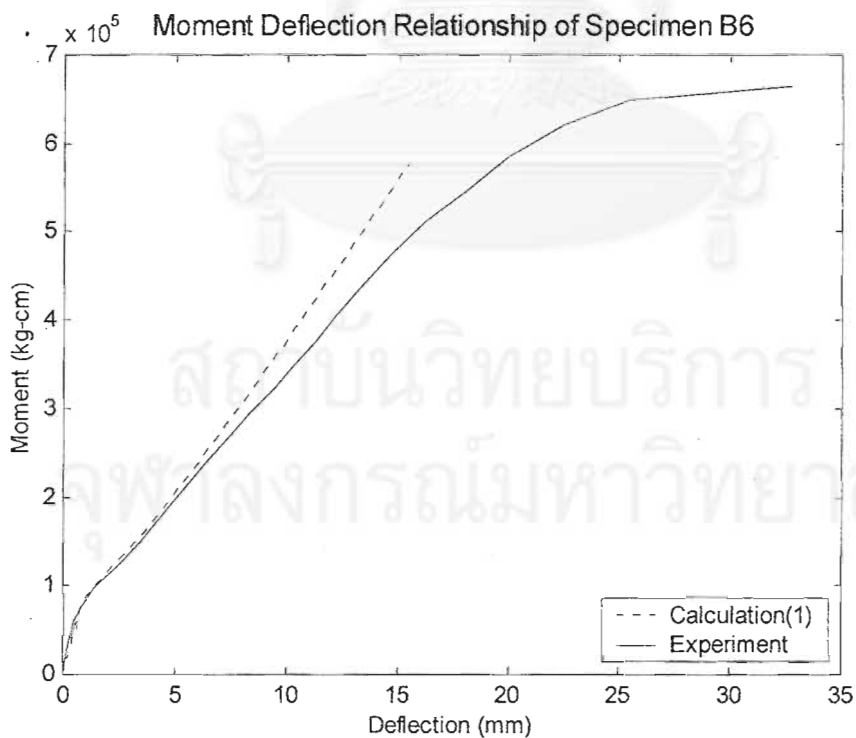
รูปที่ 4.7(ค) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B3 จากผลการทดสอบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธีที่เสนอโดย ACI 435R-95



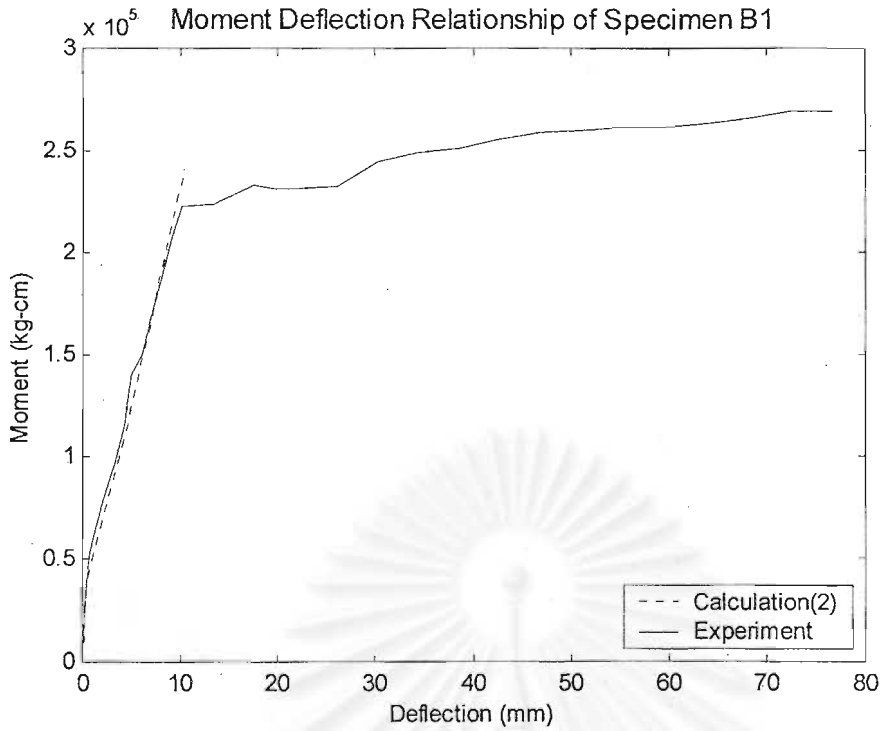
รูปที่ 4.7(ง) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B4 จากผลการทดสอบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธีที่เสนอโดย ACI 435R-95



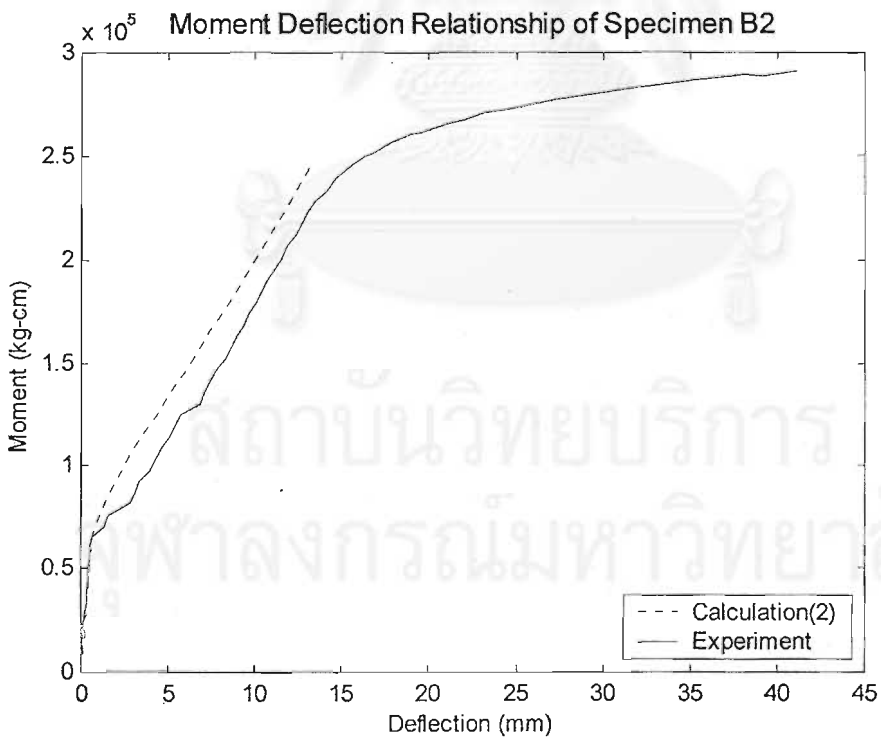
รูปที่ 4.7(จ) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B5 จากผลการทดสอบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธีที่เสนอโดย ACI 435R-95



รูปที่ 4.7(ฉ) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B6 จากผลการทดสอบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธีที่เสนอโดย ACI 435R-95

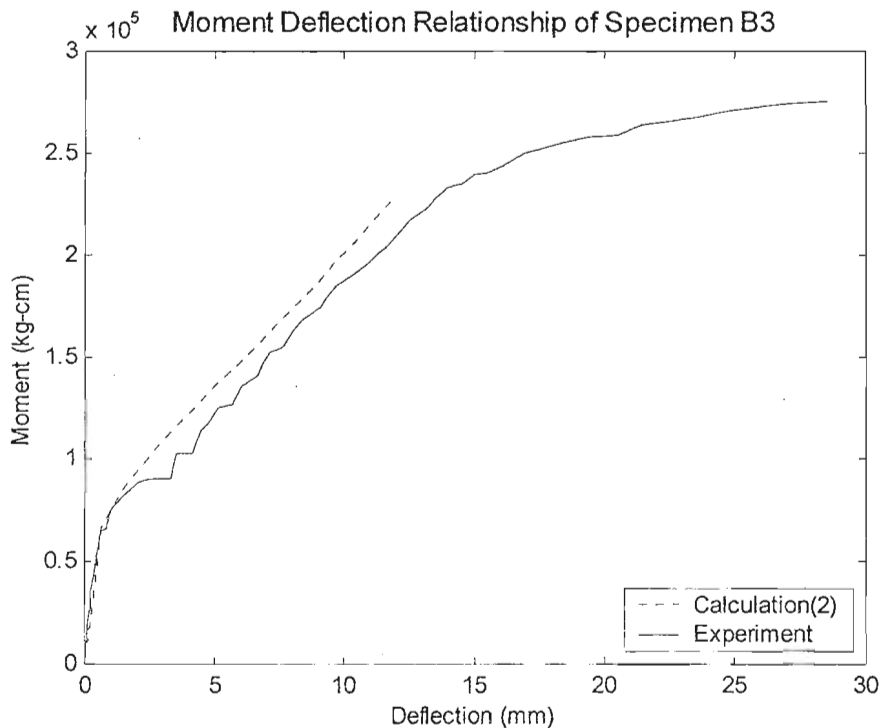


รูปที่ 4.8(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B1 จากผลการทดสอบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธี ACI 435R-95 และปรับค่าโมเมนต์ตัดแตกไว้เป็นค่าที่ได้จากการทดสอบ

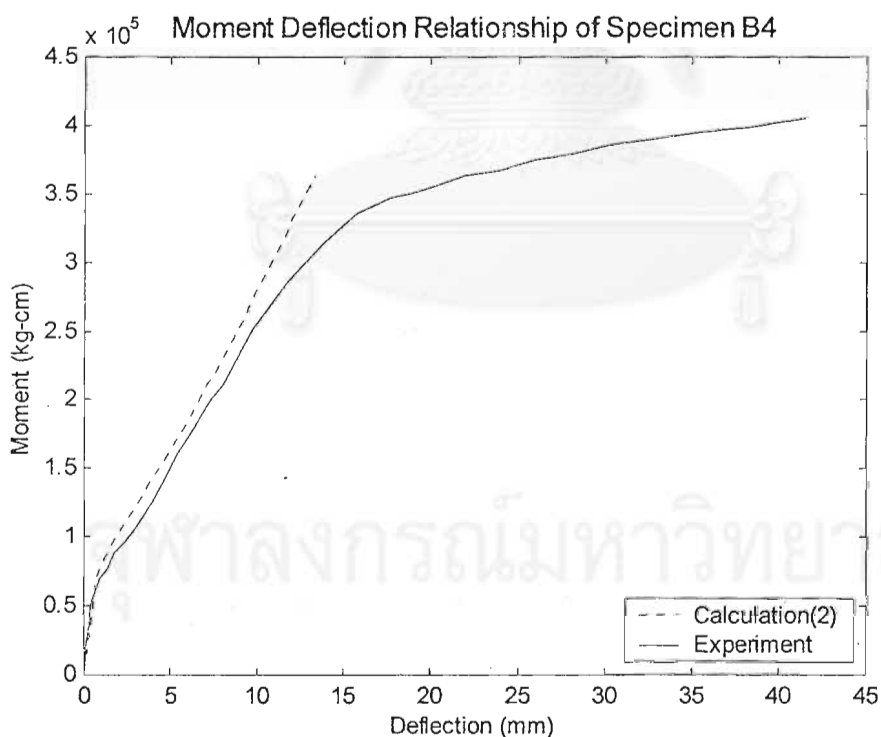


รูปที่ 4.8(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B2 จากผลการทดสอบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธี ACI 435R-95 และปรับค่าโมเมนต์ตัดแตกไว้เป็นค่าที่ได้จากการทดสอบ

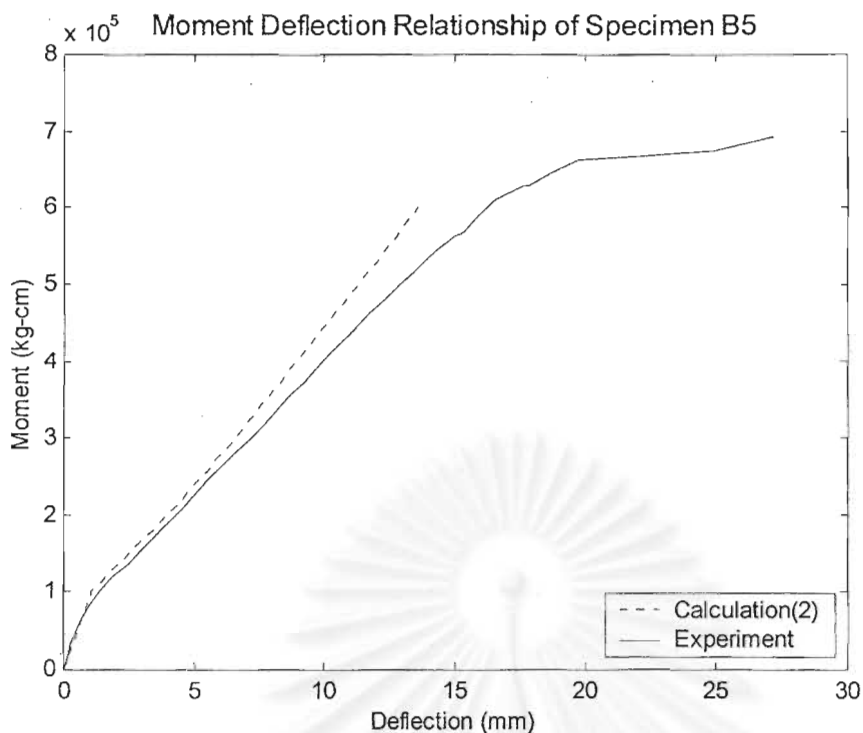




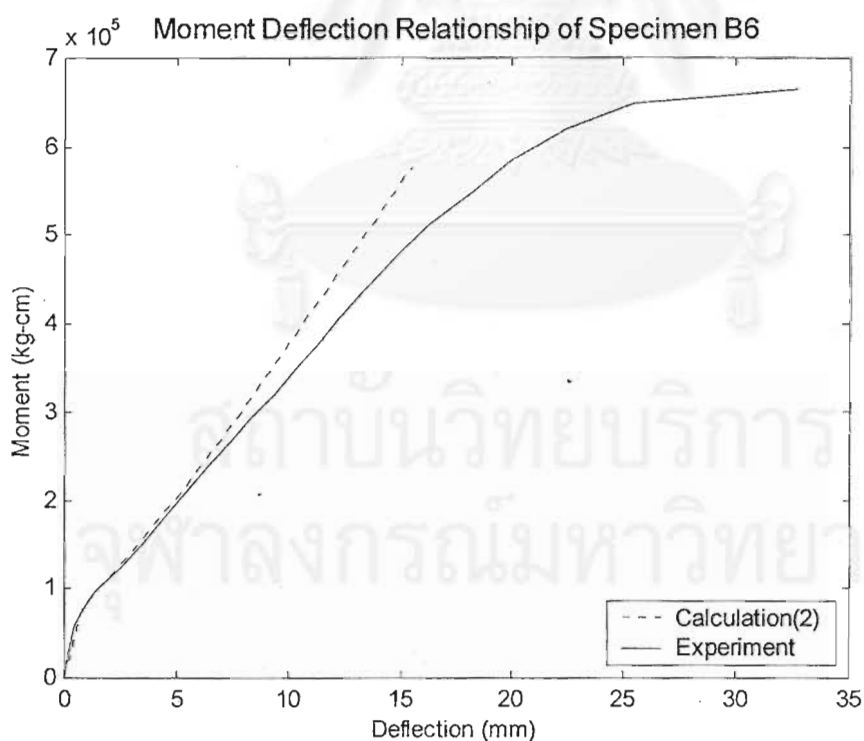
รูปที่ 4.8(ค) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B3 จากผลการทดสอบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธี ACI 435R-95 และปรับค่าโมเมนต์ตัดแตกร้าวเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบ



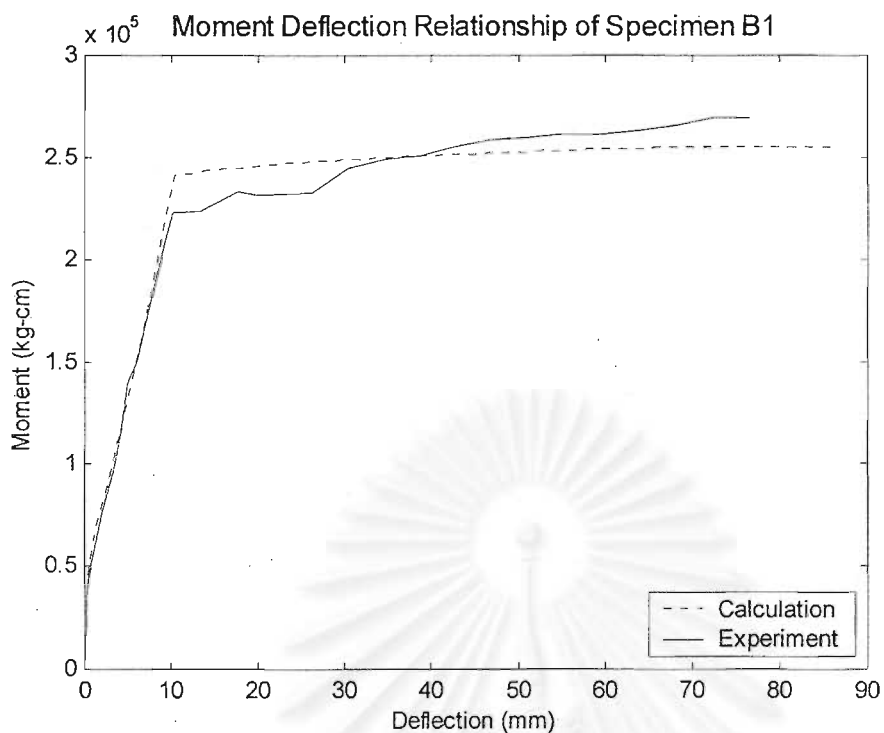
รูปที่ 4.8(ง) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B4 จากผลการทดสอบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธี ACI 435R-95 และปรับค่าโมเมนต์ตัดแตกร้าวเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบ



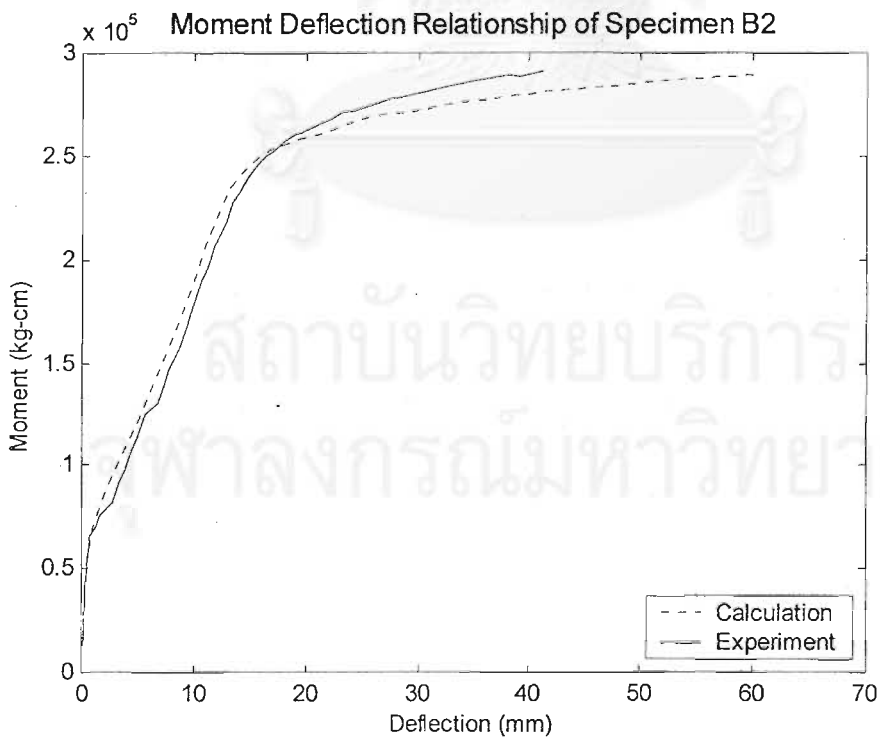
รูปที่ 4.8(จ) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B5 จากผลการทดสอบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธี ACI 435R-95 และปรับค่าโมเมนต์คัตแตกร้าวเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบ



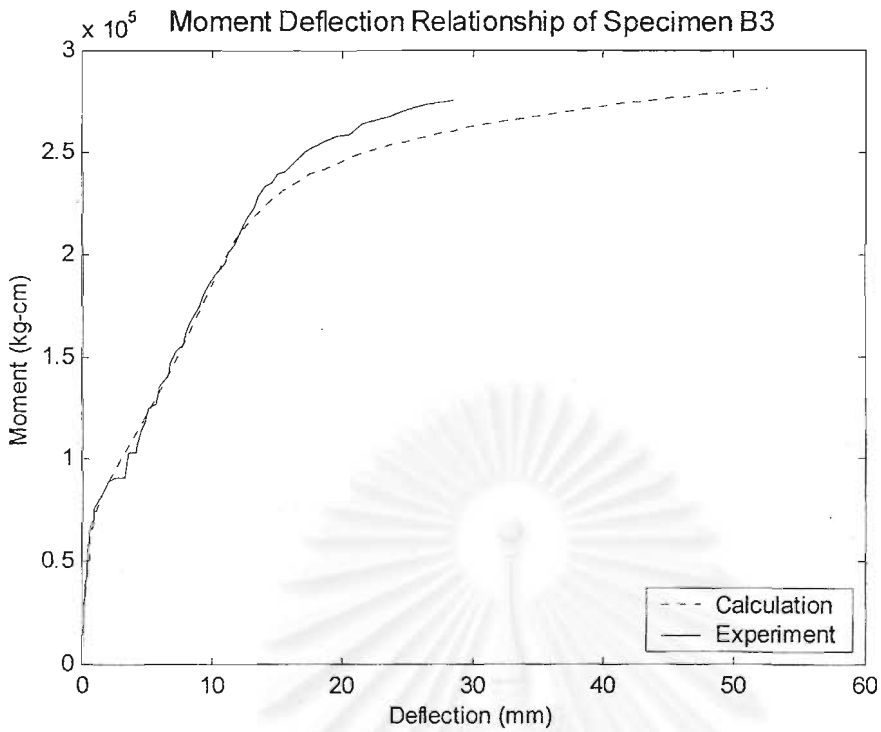
รูปที่ 4.8(ฉ) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B6 จากผลการทดสอบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธี ACI 435R-95 และปรับค่าโมเมนต์คัตแตกร้าวเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบ



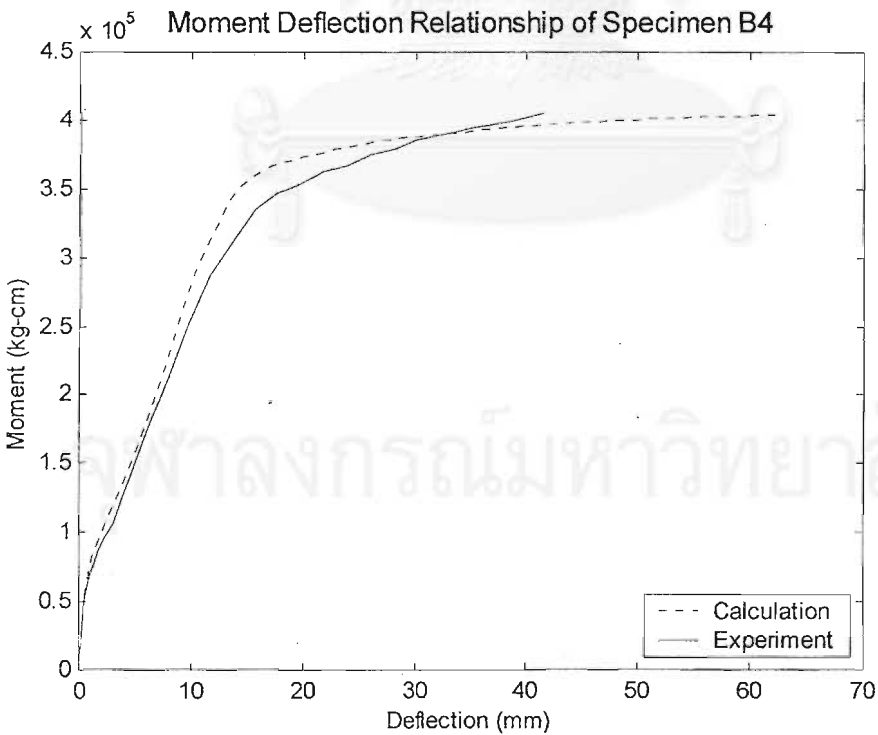
รูปที่ 4.9(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B1 จากผลการทดสอบเทียบกับผลจากวิธีที่เสนอใน ภาคผนวก ก.



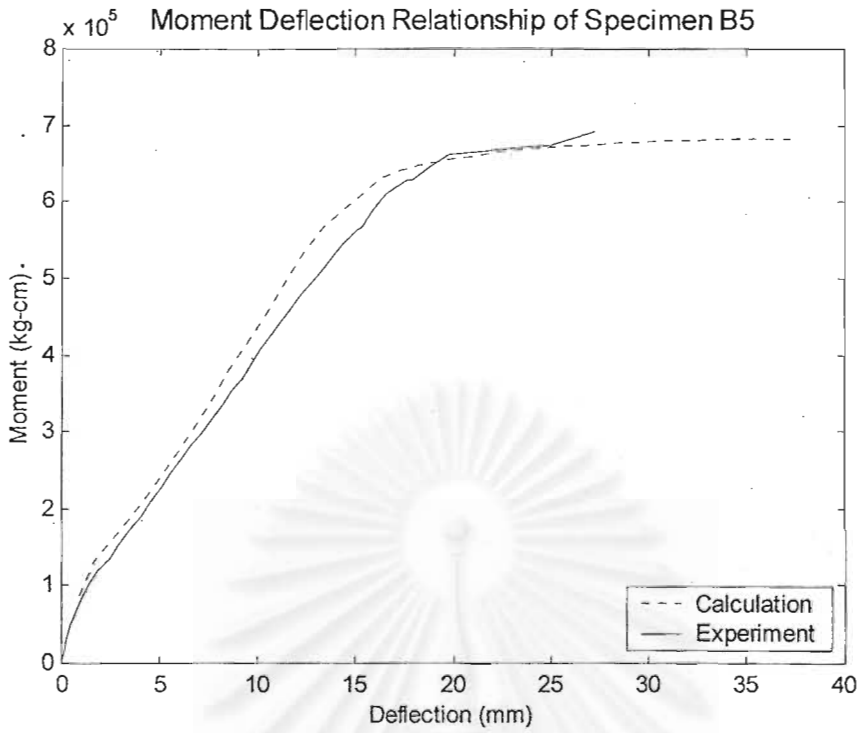
รูปที่ 4.9(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B2 จากผลการทดสอบเทียบกับผลจากวิธีที่เสนอใน ภาคผนวก ก.



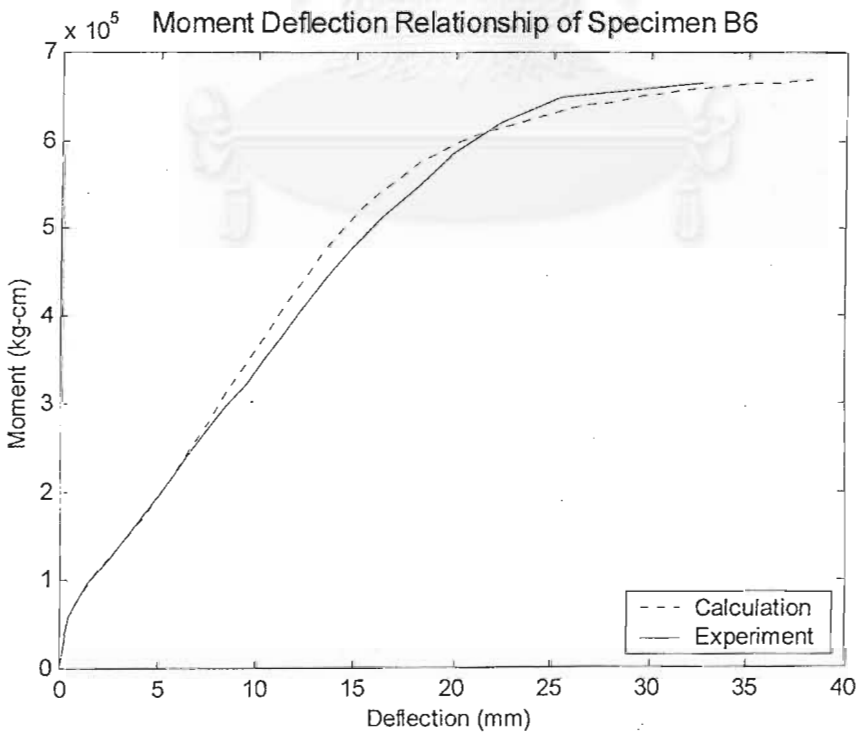
รูปที่ 4.9(ค) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B3 จากผลการทดสอบเทียบกับผลจากวิธีที่เสนอนี้ใน ภาคผนวก ก.



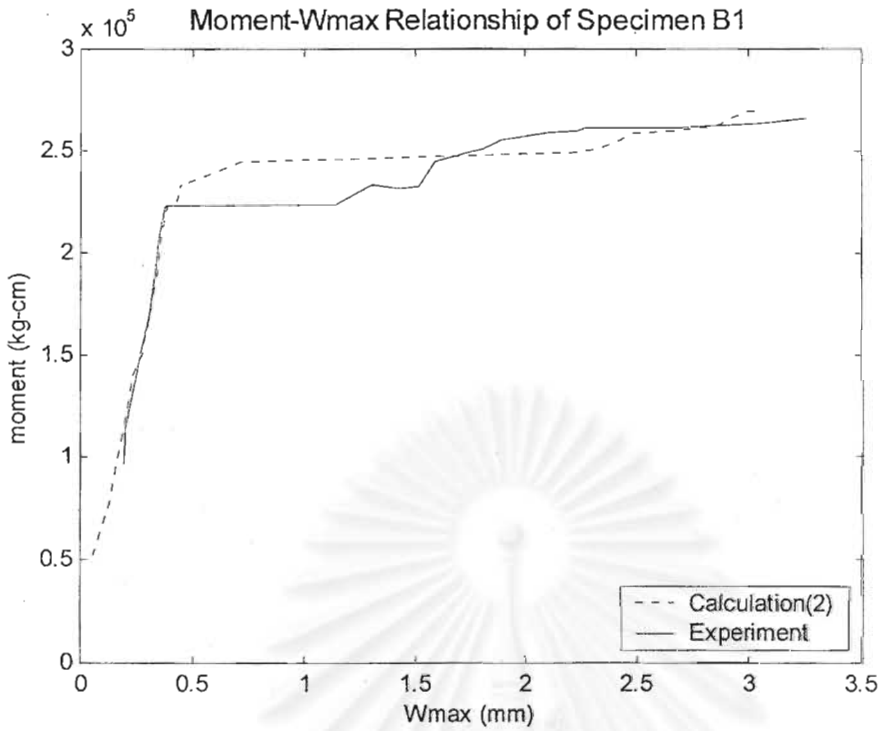
รูปที่ 4.9(ง) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B4 จากผลการทดสอบเทียบกับผลจากวิธีที่เสนอนี้ใน ภาคผนวก ก.



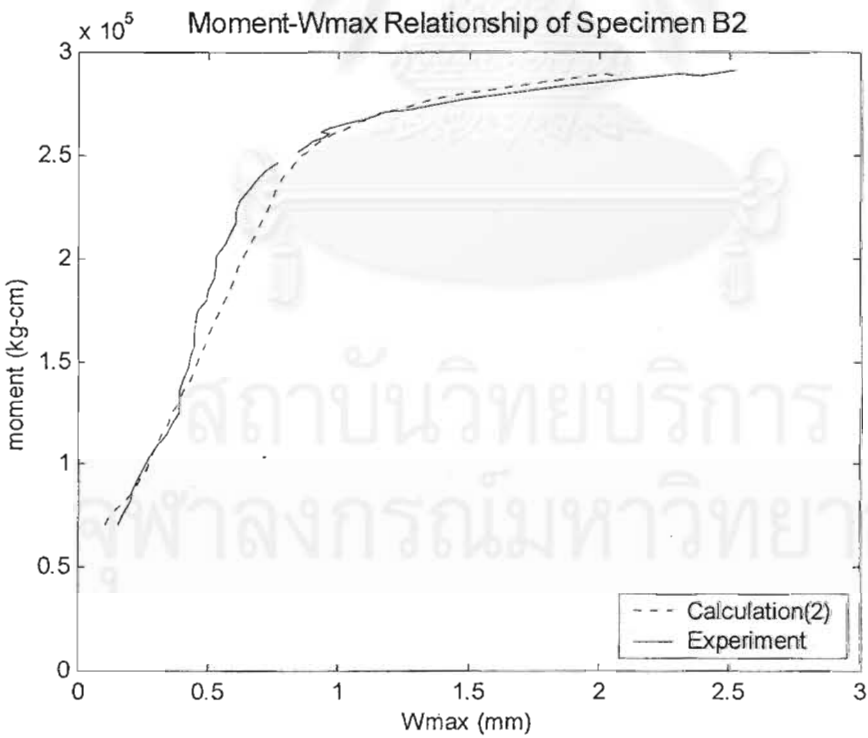
รูปที่ 4.9(จ) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B5 จากผลการทดสอบเทียบกับผลจากวิธีที่เสนอใน ภาคผนวก ก.



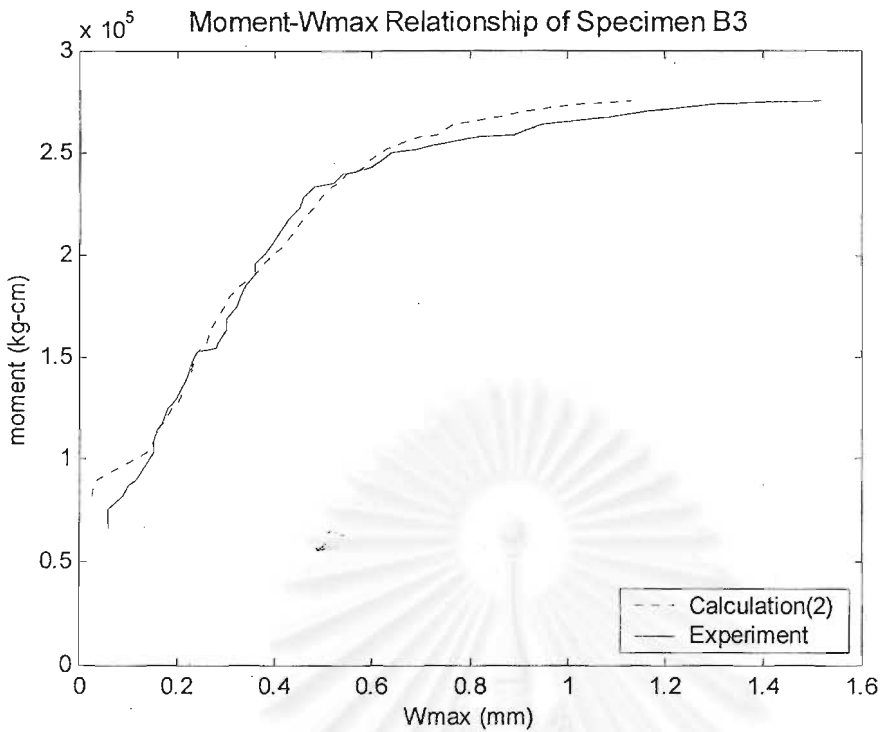
รูปที่ 4.9(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะการโก่งตัวของตัวอย่างคาน B6 จากผลการทดสอบเทียบกับผลจากวิธีที่เสนอใน ภาคผนวก ก.



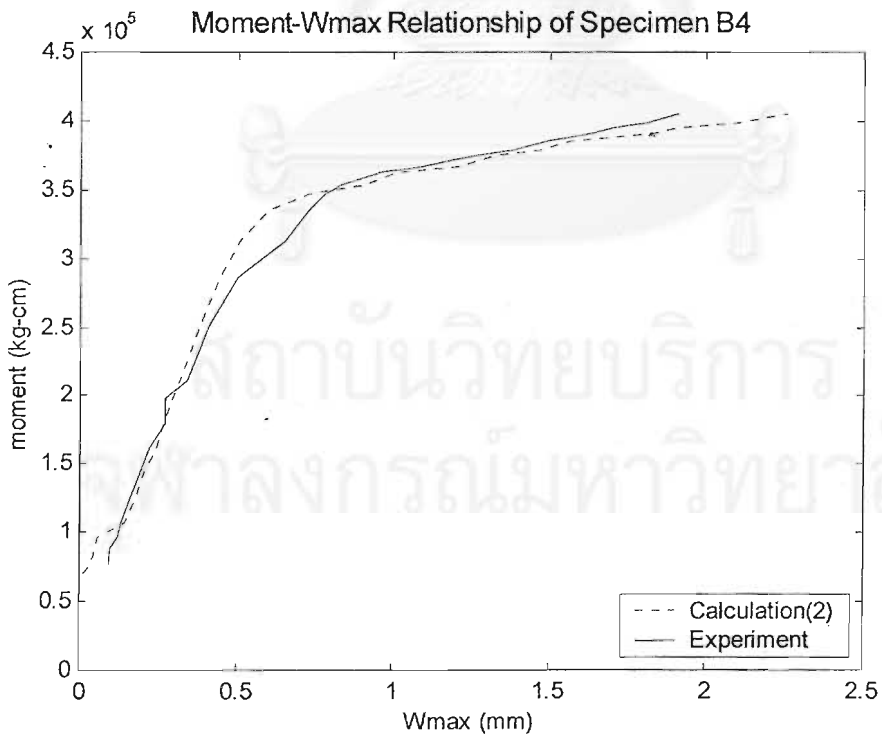
รูปที่ 4.10 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความกว้างรอยร้าวสูงสุดของตัวอย่างคาน B1 จากการทดสอบเปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธีในภาคผนวก ข.



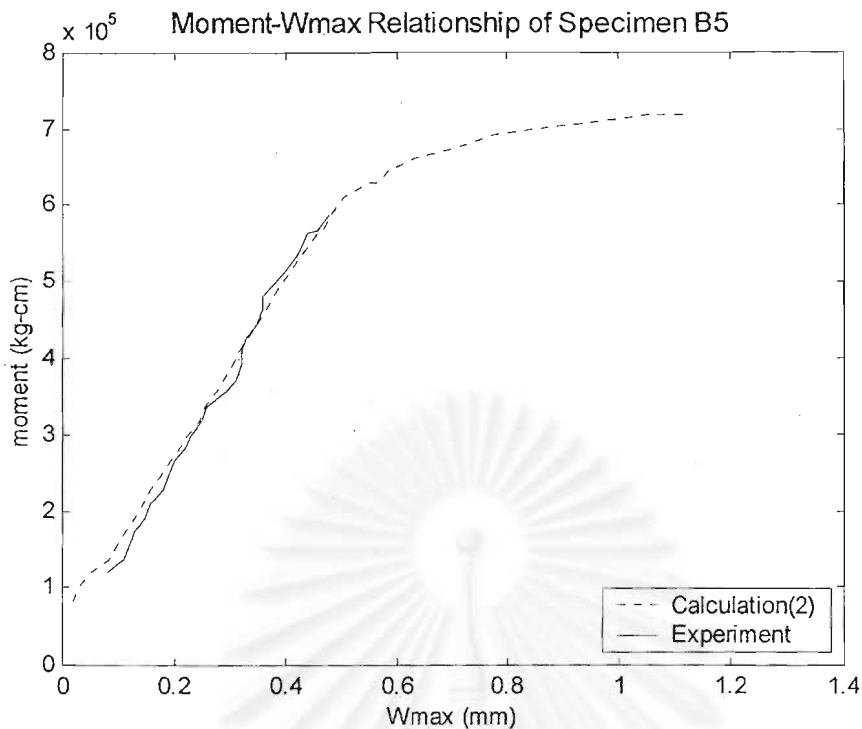
รูปที่ 4.10 (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความกว้างรอยร้าวสูงสุดของตัวอย่างคาน B2 จากการทดสอบเปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธีในภาคผนวก ข.



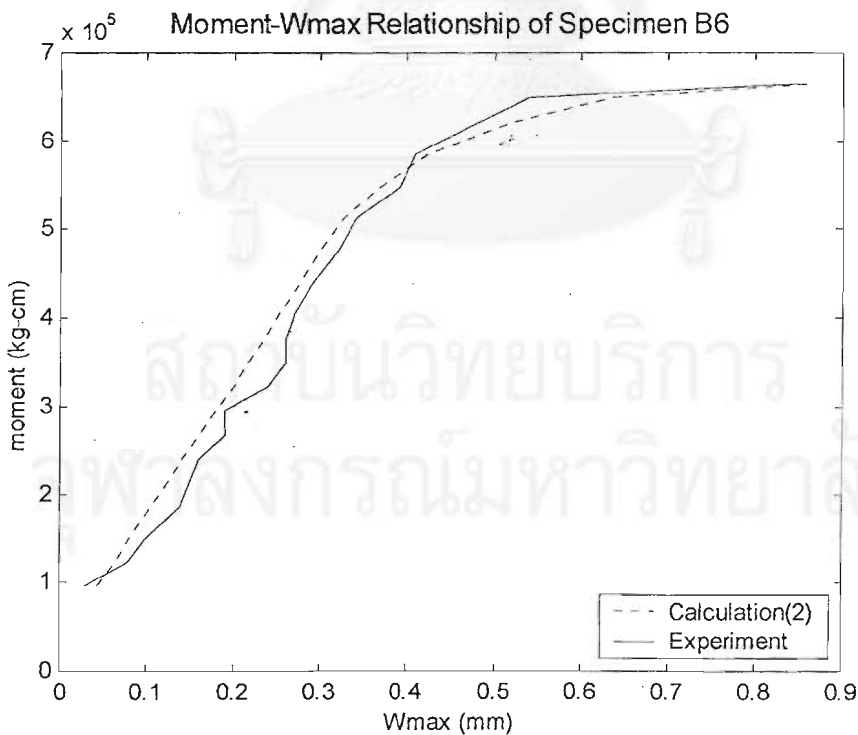
รูปที่ 4.10 (ค) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความกว้างรอยร้าวสูงสุดของตัวอย่างคาน B3 จากการทดสอบเปรียบเทียบกับผลการคำนวณ โดยวิธีในภาคผนวก ข.



รูปที่ 4.10 (ง) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความกว้างรอยร้าวสูงสุดของตัวอย่างคาน B4 จากการทดสอบเปรียบเทียบกับผลการคำนวณ โดยวิธีในภาคผนวก ข.

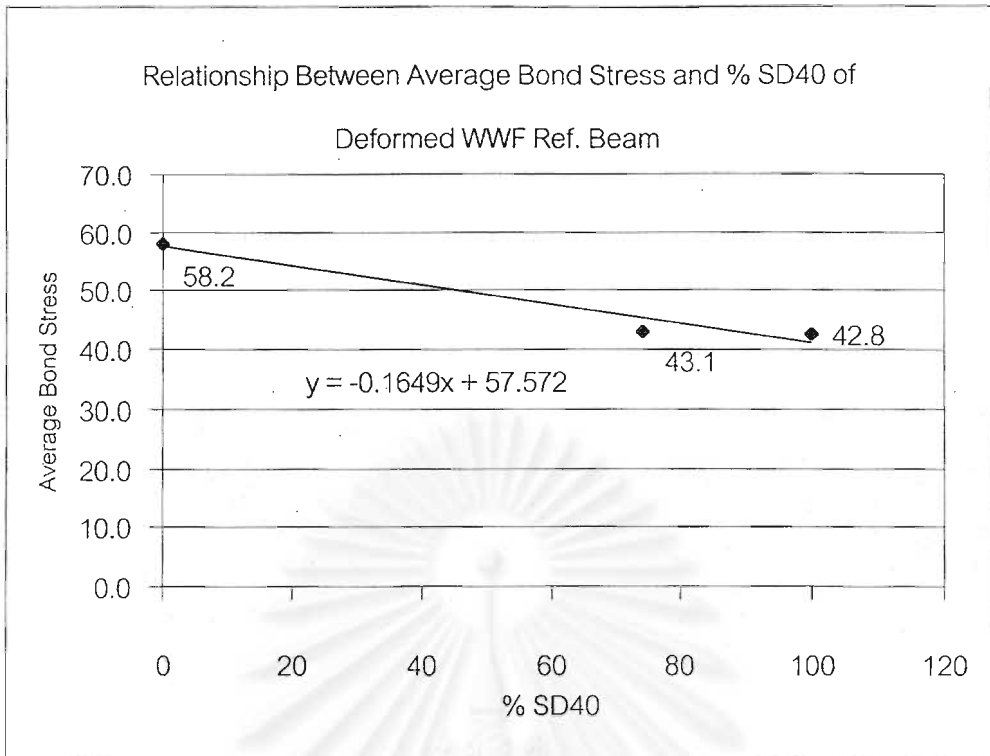


รูปที่ 4.10 (จ) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความกว้างรอยร้าวสูงสุดของตัวอย่างคาน B5 จากการทดสอบเปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธีในภาคผนวก ข.

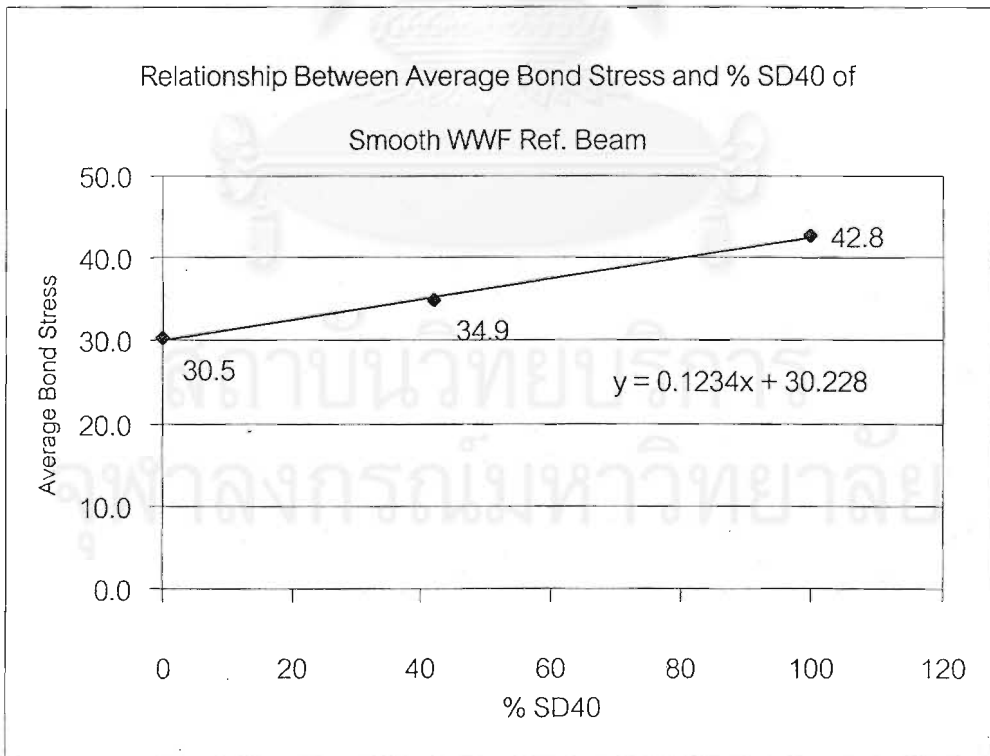


รูปที่ 4.10 (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความกว้างรอยร้าวสูงสุดของตัวอย่างคาน B6 จากการทดสอบเปรียบเทียบกับผลการคำนวณ โดยวิธีในภาคผนวก ข.



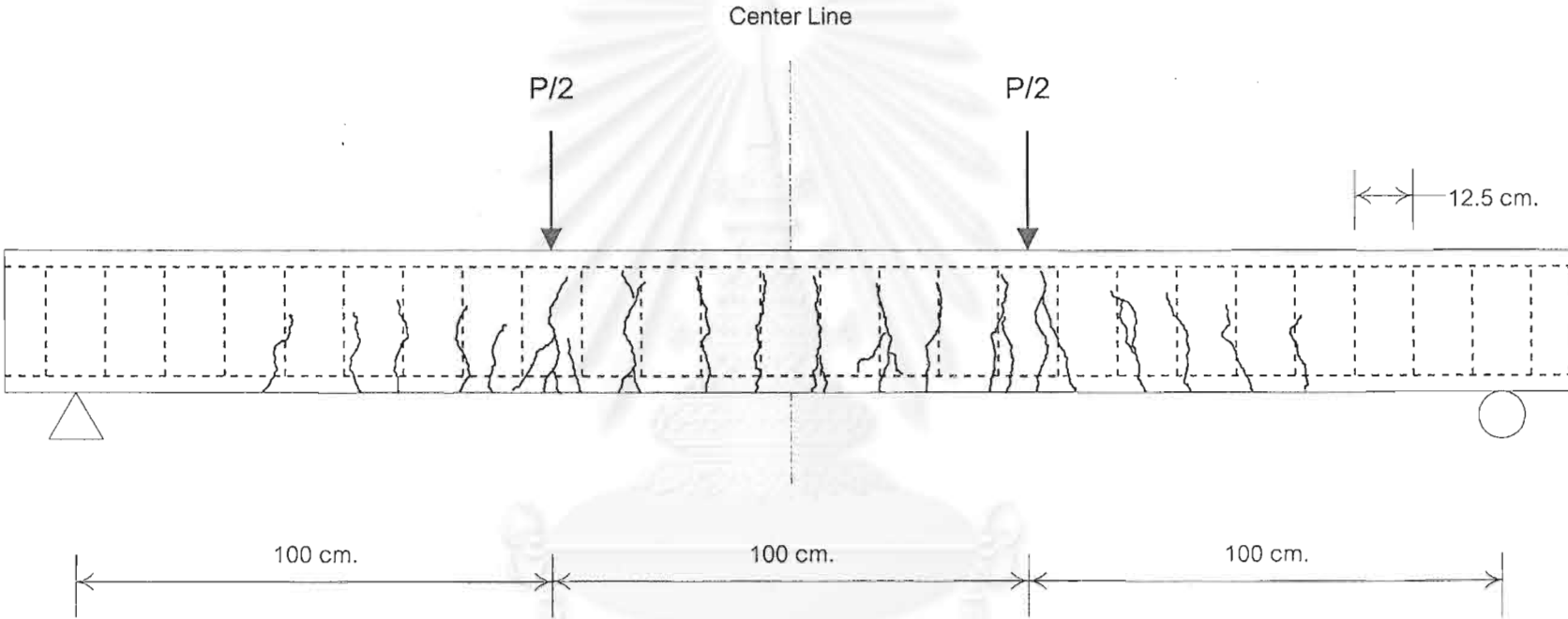


รูปที่ 4.11(ก) แรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของตัวอย่างคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กผิวขรุขระและเหล็กเสริมธรรมดา



รูปที่ 4.11(ข) แรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของตัวอย่างคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กผิวเรียบและเหล็กเสริมธรรมดา

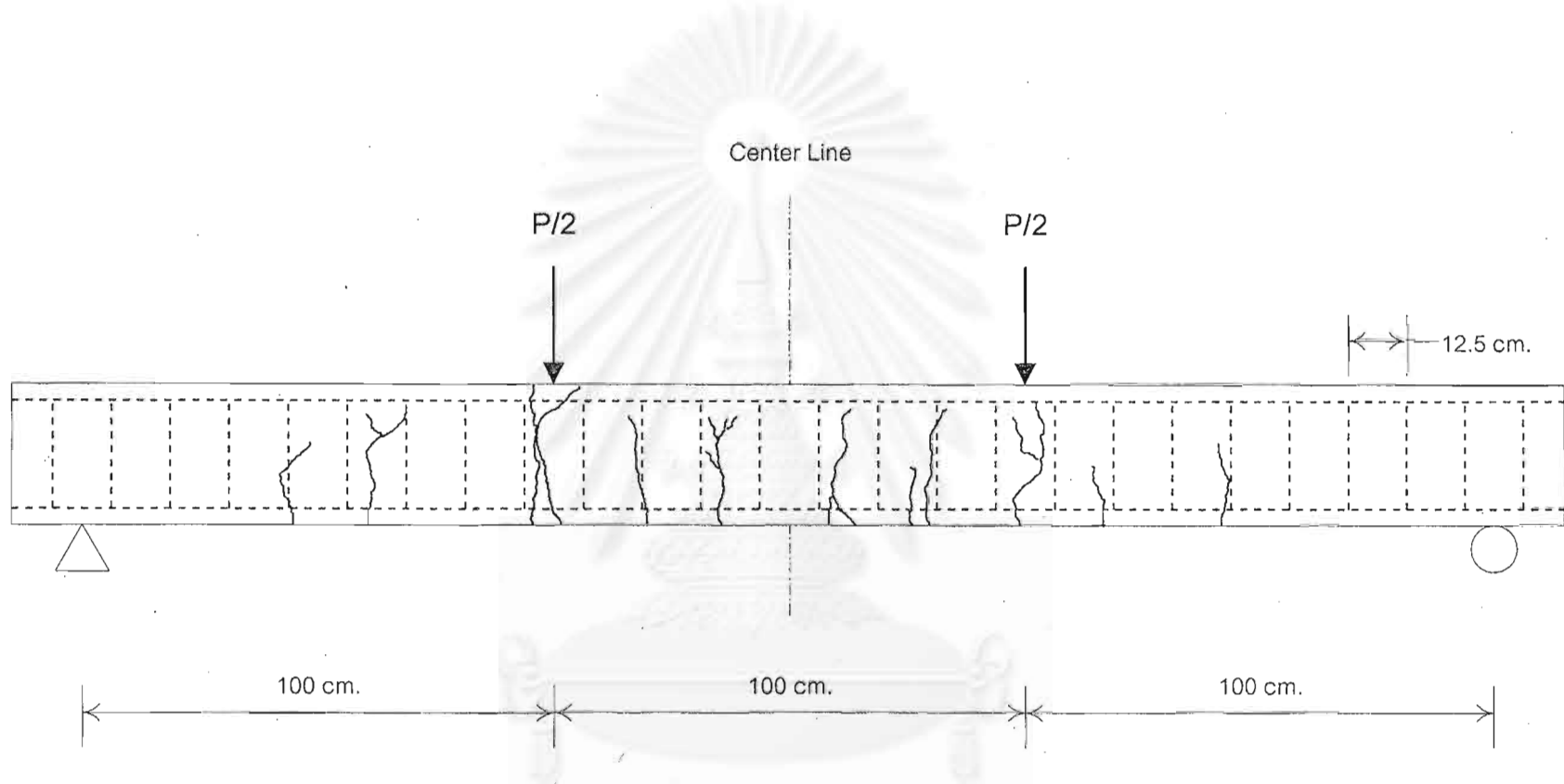
Specimen B1



รูปที่ 4.12(ก) ลักษณะรูปแบบของรอยร้าวก่อนการวิบัติของตัวอย่างคาน B1

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

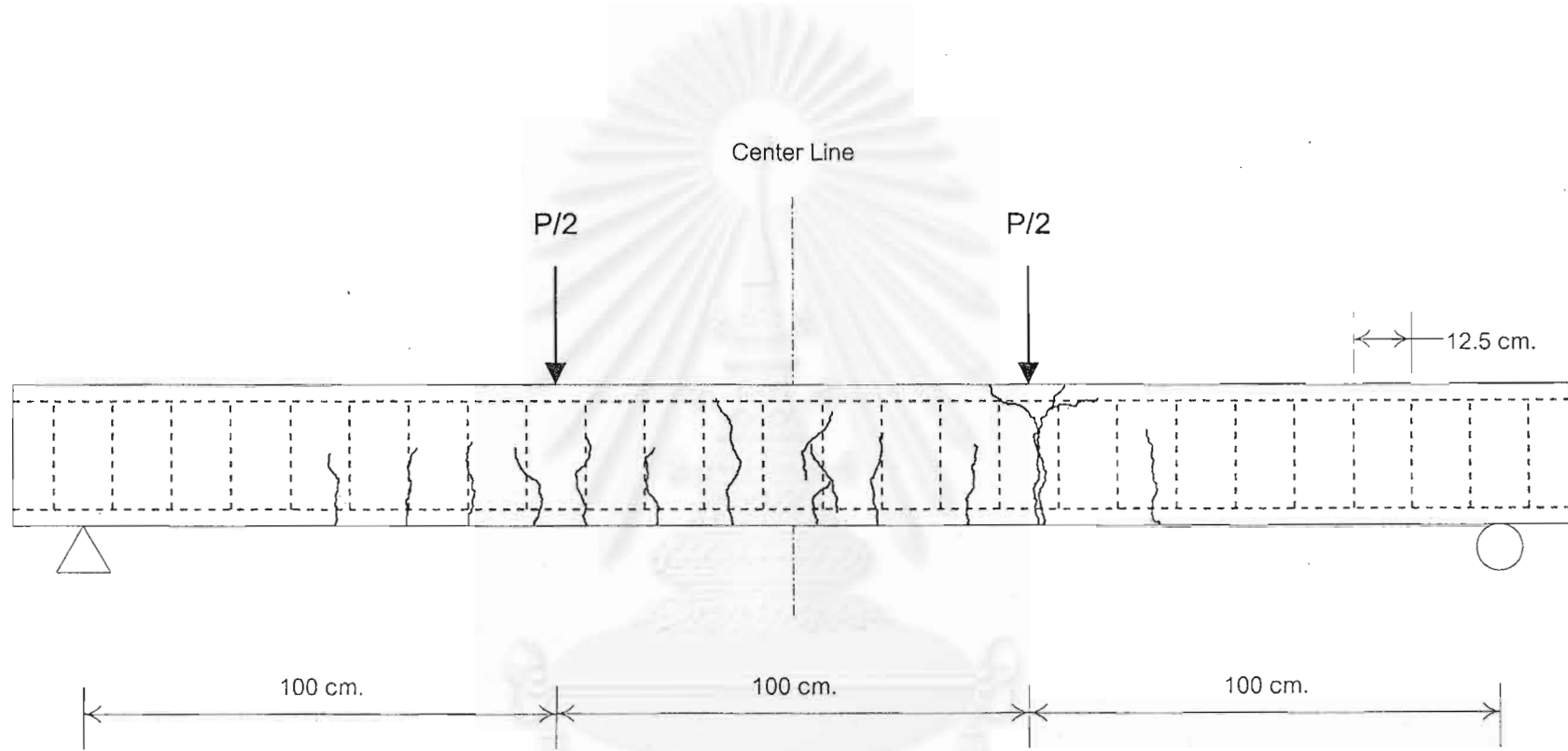
Specimen B2



รูปที่ 4.12(ข) ลักษณะรูปแบบของรอยร้าวก่อนการวิบัติของตัวอย่างคาน B2

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

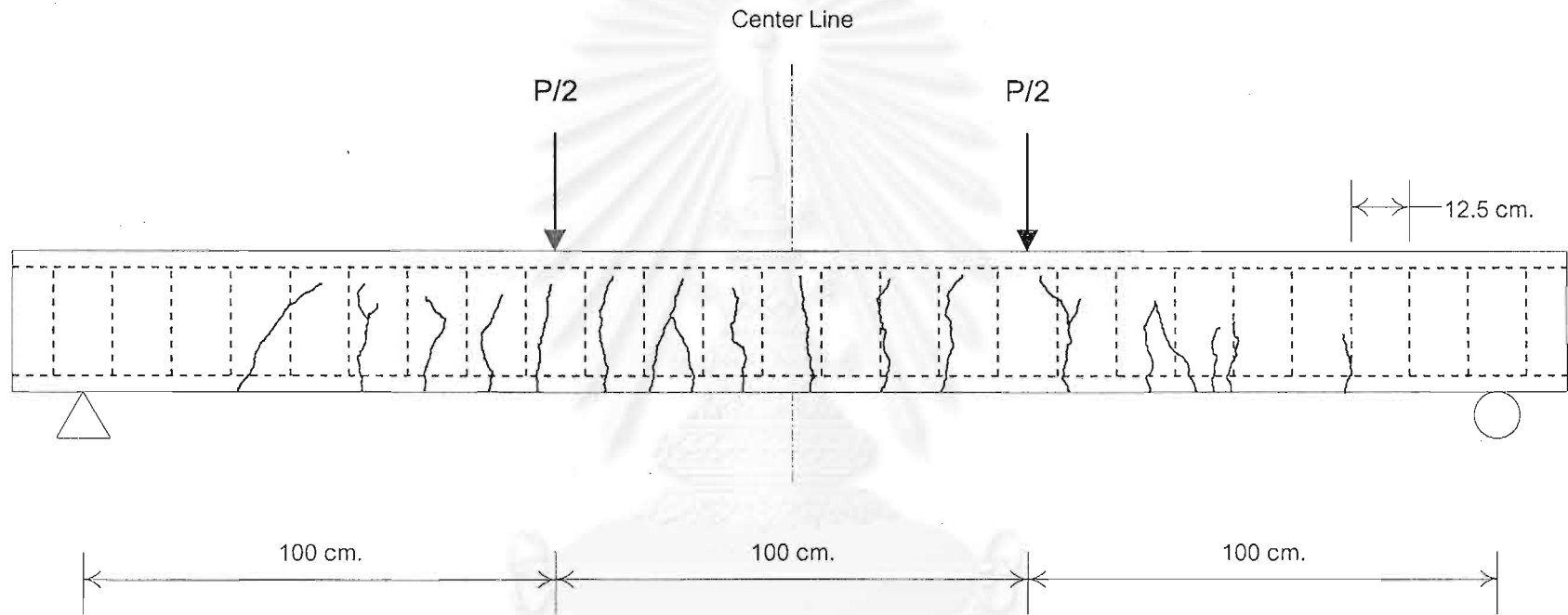
# Specimen B3



รูปที่ 4.12(ค) ลักษณะรูปแบบของรอยร้าวก่อนการวิบัติของตัวอย่างคาน B3

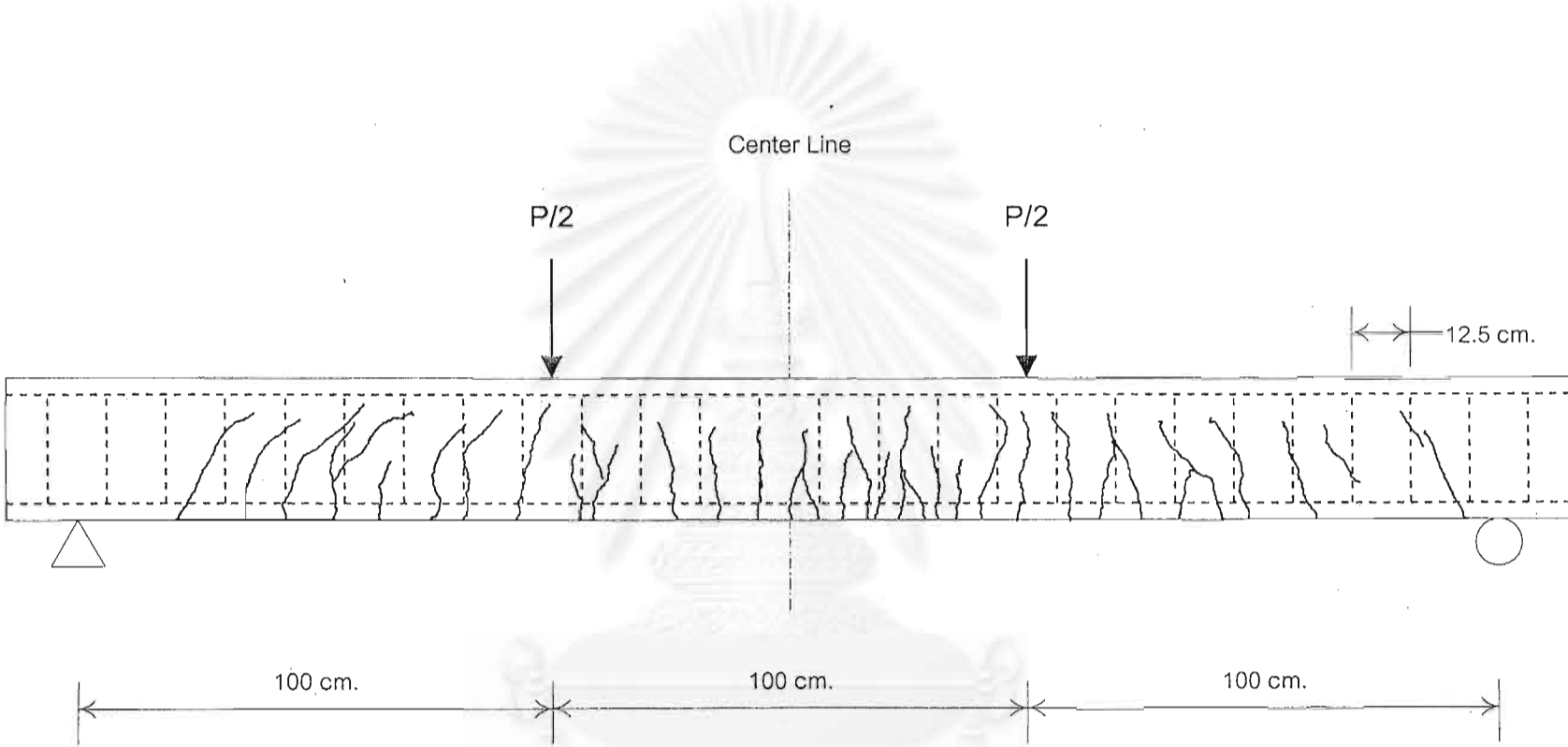
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

# Specimen B4



รูปที่ 4.12(ง) ลักษณะรูปแบบของรอยร้าวก่อนการวิบัติของตัวอย่างคาน B4

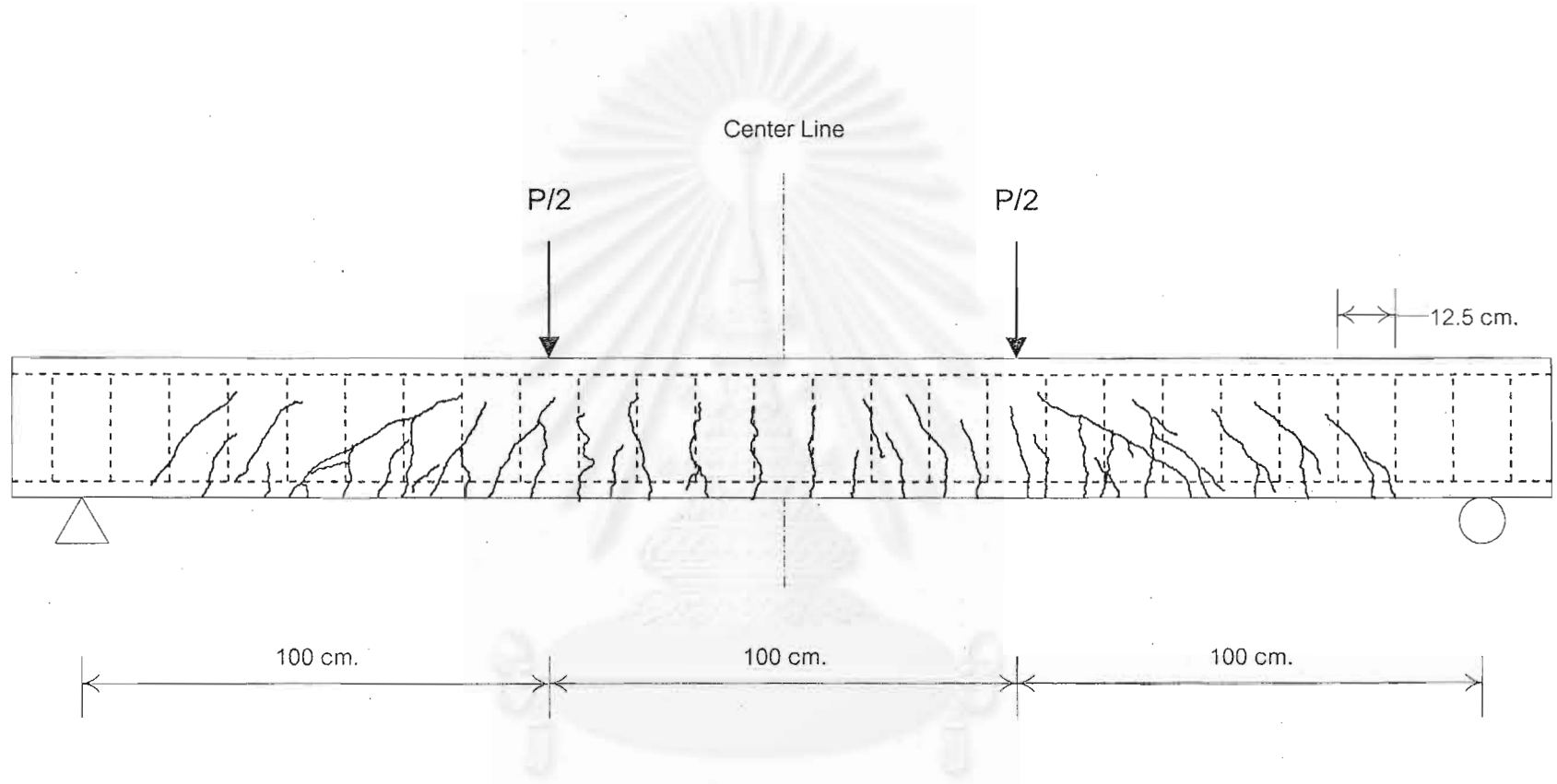
Specimen B5



รูปที่ 4.12(จ) ลักษณะรูปแบบของรอยร้าวก่อนการวิบัติของตัวอย่างคาน B5

าลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Specimen B6



รูปที่ 4.12(จ) ลักษณะรูปแบบของรอยร้าวก่อนการวิบัติของตัวอย่างคาน B6

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## บทที่ 5

### สรุป

จากงานวิจัยนี้ซึ่งเป็นการศึกษาพฤติกรรมการรับ โมนเมนต์คัตของคานที่เสริมด้วย ลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็น สามารถสรุปได้ดังนี้

1. วิธีความเครียดสอดคล้อง และสมมูลของแรงในหน้าตัด สามารถทำนายความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คัตและความโค้ง ของคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็น ได้อย่างถูกต้อง
2. เนื่องจากลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็นเป็นวัสดุที่มีกำลังสูงกว่าเหล็กเสริมธรรมดาทั่วไป จึงสามารถเพิ่มค่ากำลังรับ โมนเมนต์คัตที่จุดประลัยของคานได้ ถ้ามีการใช้ปริมาณเหล็กเสริมที่เท่ากัน และกำลังคอนกรีตใกล้เคียงกัน แต่ในการใช้งาน โครงสร้างจะต้องพิจารณาถึงพิักัดการใช้งานควบคู่ไปด้วย
3. การใช้ลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็นทดแทนการใช้เหล็กเสริมธรรมดา เพื่อให้มีกำลังรับ โมนเมนต์คัตประลัยที่เท่ากัน คานที่ใช้ลวดเหล็กจะมีค่ากำลังรับ โมนเมนต์คัตใช้งานที่ต่ำกว่า เมื่อพิจารณาที่พิักัดระยะการ โกงตัวหรือความกว้างรอยร้าวเดียวกัน
4. การคำนวณค่าระยะการ โกงตัวตามวิธี โมนเมนต์อินนีเซียประสิทธิผลที่เสนอโดย ACI Committee 435 ไม่เหมาะสมในการคำนวณระยะการ โกงตัวของคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็น เนื่องจากวิธีการดังกล่าวไม่ได้คำนึงถึงพฤติกรรมการ โกงตัวในช่วงที่เหล็กเสริมมีพฤติกรรมแบบไม่เป็นเส้นตรง ทำให้ไม่สามารถทำนายค่า โมนเมนต์คัตที่พิักัดการ โกงตัวมีค่าสูง ๆ ได้
5. ค่า โมนเมนต์ใช้งานเนื่องจากพิักัดรอยร้าวสูงสุดสำหรับคานที่เสริมด้วยลวดเหล็ก ผิข้อ้อยจะมากกว่าคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กผิวเรียบ เนื่องจากการยึดเหนี่ยวที่ดีกว่าของลวดเหล็กผิข้อ้อย
6. การเสริมเหล็กเสริมธรรมดาร่วมกับลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็นจะช่วยในการปรับปรุง ประสิทธิภาพการยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมโดยรวมในคาน โดยเหล็กเสริมธรรมดาคจะช่วยเพิ่มค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสำหรับคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กผิวเรียบ และลดค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสำหรับคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กผิข้อ้อย



6. จากการวิเคราะห์พบว่า ดัชนีความเหนียวของคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กกล้าดิ่งยื่นทั้งหมด หรือบางส่วนจะมีค่าค่อนข้างต่ำ ไม่เหมาะสมกับโครงสร้างที่ต้องการให้มีการกระจายตัวของโมเมนต์ดัด

7. ลักษณะการวิบัติของคานที่เสริมด้วยลวดเหล็กกล้าดิ่งยื่น เมื่อคานมีปริมาณเหล็กเสริมน้อยกว่าสมดุล ภายหลังจากที่ลวดถูกดึงถึงจุดคราก คานจะมีการวิบัติใน 2 รูปแบบคือ คอนกรีตถูกอัดจนประลัย หรือเหล็กเสริมถูกดึงจนถึงจุดคราก โดยขึ้นอยู่กับปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ ซึ่งจากการวิเคราะห์พบว่าปริมาณเหล็กเสริมที่แบ่งลักษณะการวิบัติจะขึ้นอยู่กับความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมนั้น ๆ

8. การเพิ่มเหล็กเสริมธรรมดาลงไปในคานที่มีการวิบัติเนื่องจากการขาดของลวดเหล็ก จะพบว่าภายหลังการวิบัติจะยังมีการยืตัวของเหล็กเสริมธรรมดาอยู่



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## รายการอ้างอิง

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-99) and Commentary (318R-99)", American Concrete Institute, Farmington Hills., 1999, 391 pp.
2. James G. MacGrogor, "Reinforced Concrete", Third Edition, Prentice-Hall International, Inc., 1988, 939 pp.
3. Furlong, R.W. Design of Concrete Frames by Assigned Limit Moments. ACI Journal 67, (April. 1970): 341-353
4. ไพบุลย์ ดันศิริอนุสรณ์, "การศึกษาโมเดลโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยสำหรับการออกแบบในภาวะสุดขีด", วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2541.
5. ACI Committee 439. Effect of Steel Strength and of Reinforcement Ratio on the Mode of Failure and Strain Energy Capacity of Reinforced Concrete Beams. American Concrete Institute: Detroit, 1969.
6. Sher Ali Mirza; and James G. MacGragor. Strength and Ductility of Concrete Slabs Reinforced with Welded Wire Fabric. ACI Journal 78,5(Sep-Oct. 1981): 374-381.
7. Bilal M. Ayyub, Naji Al-Mutairi, and Peter Chang. Structural Strength of Bridge Decks Reinforced with Welded Wire Fabric. ASCE Structural Journal 122,9(Sep 1996): 989-997
8. Hognestad, E., Hanson, N.W., and Mchenry, D. Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design. ACI Journal 52,6(Dec. 1955): 445-479.
9. R. Park and T. Paulay; "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons Inc., New York, 1974, 769 pp.
10. Brandson D. E. "Deformation of Concrete Structures", McGraw Hill, New York, 1977, 546 pp.

11. ACI Committee 435. Control of Deflection in Concrete Structures. American Concrete Institute: Farmington Hills, 1995.
12. ACI Committee 224. Control of Cracking in Concrete Structures. American Concrete Institute: Farmington Hills, 1990.
13. R. Ian Gilbert. Deflection Calculation for Reinforced Concrete Structures - Why We Sometimes Get It Wrong. ACI Structure Journal 96,6(Nov.-Dec. 1999): 1027-1032.
- 14 Rejen Z. Al-Zaid; Abdulrahman H. Al-Shaikh; and Mustafa M. Abu-Hussein. Effect of Loading Type on the Effective Moment of Inertia of Reinforced Concrete Beams. ACI Structural Journal 88,2(Mar-Apr. 1991): 184-190.
- 15 Abdulrahman H.; and Al-Shaikh, Rejen Z. Al-Zaid. Effect of Reinforcement Ratio on the Effective Moment of Inertia of Reinforced Concrete Beams. ACI Structural Journal 90,2 (Mar.-Apr. 1993): 144-149.
16. B. Benmokrane; O. Chaallal; and R. Masmoudi. Flexural Response of Concrete Beams Reinforced-with FRP Reinforcing Bars. ACI Structural Journal 91,2(May-June 1995): 46-55.
17. ปรีชา ภาวศุทธิวงศ์, “พฤติกรรมของคานคอนกรีตกำลังสูงมากเสริมด้วยลวดอัดแรง”, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2526.



ภาคผนวก

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## ภาคผนวก ก.

### การคำนวณระยะการโก่งตัว

เนื่องจาก ACI Committee 435 ได้กำหนดวิธีหาระยะการโก่งตัวโดยวิธีการโมเมนต์อินีเชียประสิทธิภาพ แต่วิธีการดังกล่าวไม่ได้คำนึงถึงการลดสติเฟนสของเหล็กเสริมที่ใช้ ดังนั้นผู้วิจัยจึงได้เสนอวิธีการในการคำนวณหาระยะการโก่งตัวดังนี้

จากสมการที่ 2.6 เมื่อใช้หาระยะการโก่งตัวของคานช่วงเดียวที่วางบนจุดรองรับแบบธรรมดา และมีการให้แรงแบบ Middle Third จะได้

$$\Delta_{\text{mid}} = \frac{23 M_a L^2}{216 E_c I_e} \quad (\text{ก.1})$$

พิจารณาเทอม  $E_c I_e$  ซึ่งเป็นเทอมที่แสดงสติเฟนสของคาน ซึ่งตามวิธีการของ ACI Committee 435 ได้กำหนดให้  $E_c$  มีค่าเท่ากับ  $15200 \sqrt{f'_c}$  และ  $I_e$  มีค่าตามสมการ 2.7

$$I_e = \left( \frac{M_{\text{cr}}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{\text{cr}}}{M_a} \right)^3 \right] I_{\text{cr}} \leq I_g \quad (\text{2.7})$$

โดยได้กำหนดวิธีการหาค่า  $I_g$  และ  $I_{\text{cr}}$  ดังได้กล่าวไว้ในบทที่ 2

แต่ในวิธีการที่เสนอ การคำนวณเทอม  $E_c I_e$  สามารถหาได้โดยตรงจากความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คัตและความโค้งของหน้าตัดคาน ดังสมการ

$$E_c I_g = \frac{M_g}{\phi_g} \quad (\text{ก.2})$$

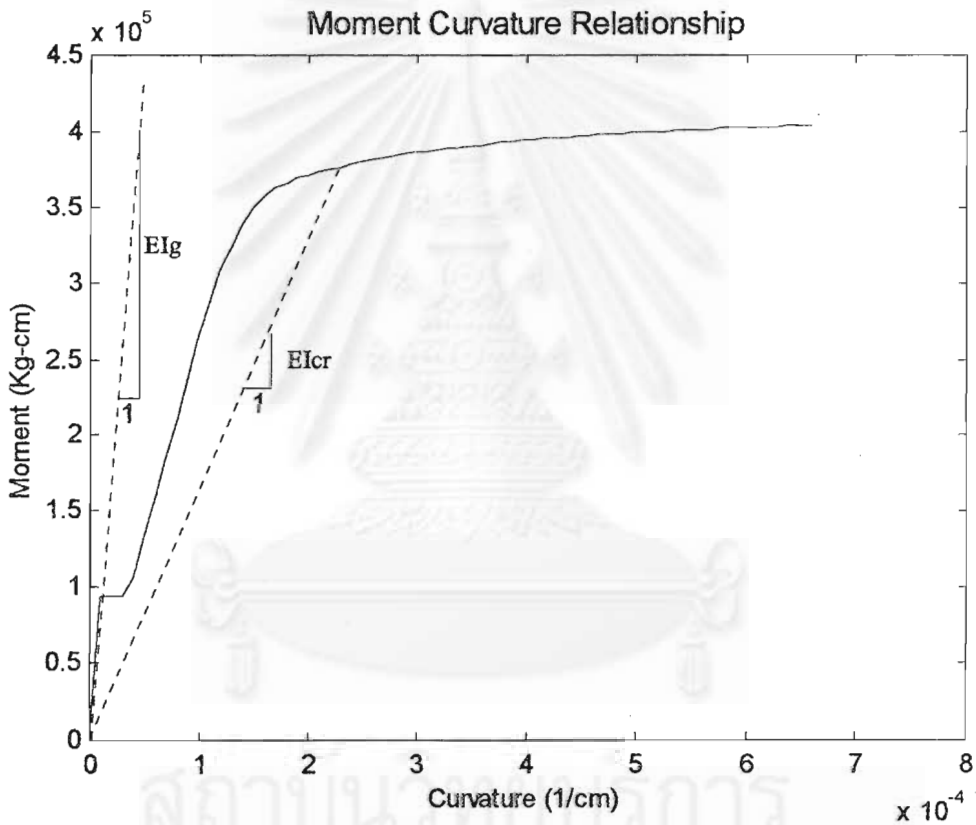
$$E_c I_{\text{cr}} = \frac{M_{\text{cr}}}{\phi_{\text{cr}}} \quad (\text{ก.3})$$

รูปที่ ก-1 จะเป็นตัวอย่างการหาค่า  $E_c I_g$  และ  $E_c I_{\text{cr}}$

สำหรับการหาค่า  $E_c I_e$  จะได้จากสมการ

$$E_c I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^4 E_c I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^4 \right] E_c I_{cr} \leq E I_g \quad (\text{ก.4})$$

ระยะการโค้งตัวจะได้จากการแทนค่า  $E_c I_e$  จากสมการ ก.4 ลงในสมการ ก.1



รูปที่ ก.1 แสดงวิธีการหาค่า  $E I_g$  และ  $E I_{cr}$  จากความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คดและความโค้ง

## ภาคผนวก ข.

## การคำนวณหาค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ย

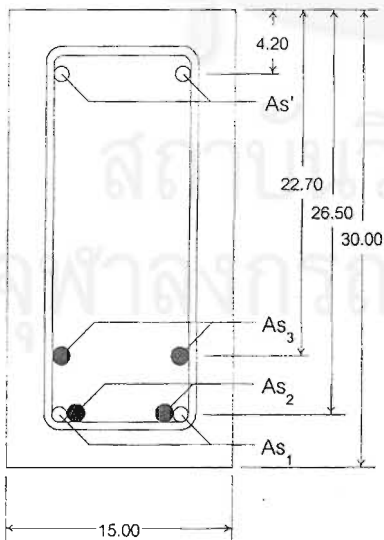
ในบทที่ 2 ได้กล่าวถึงการความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความกว้างรอยร้าวสูงสุด ซึ่งจะต้องมีสัมประสิทธิ์ค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยซึ่งเป็นผลจากการทดสอบดั่งสมการ

$$W_{\max} = \frac{2A_e f_t'}{u \Sigma_o} \epsilon_s \quad (2.12)$$

จากผลการทดสอบจะได้รับความสัมพันธ์ระหว่างกว้างรอยร้าวสูงสุดที่ระดับเดียวกับเหล็กเสริมและความเครียดในเหล็กเสริม ดังแสดงในรูปที่ ข.1 เมื่อทำการวิเคราะห์ความถดถอยโดยใช้สมการเส้นตรงโดยจำกัดช่วงที่ใช้วิเคราะห์ให้มีความกว้างรอยร้าวสูงสุดไม่เกิน 0.5 mm. จะได้ค่าสัมประสิทธิ์ความชันของเส้นตรง ซึ่งสัมประสิทธิ์นี้จะแทนค่า  $\frac{2A_e f_t'}{u \Sigma_o}$  ในสมการที่ 2.12

ค่า  $f_t'$  จะได้จากตารางที่ 4.2 และการหาค่า  $A_e$  และ  $\Sigma_o$  จะได้ทำการแสดงไว้ในตัวอย่างซึ่งเป็นหน้าตัดของคาน B5

## Specimen B5



$f_c' = 315 \text{ ksc}$

$A_{s'} = 1.57 \text{ cm}^2$

( 2 Bars of 10 mm. Diameter Deformed Wires )

$A_{s_1} = 1.57 \text{ cm}^2$

( 2 Bars of 10 mm. Diameter Deformed Wires )

$A_{s_2} = 2.26 \text{ cm}^2$

( 2 Bars of 12 mm. Diameter SD40-2 )

$A_{s_3} = 2.26 \text{ cm}^2$

Effective Depth :  $d = 25.09 \text{ cm.} = 250.9 \text{ mm.}$

$A_e$  คือพื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพในการรับแรงดึงมีค่าเท่ากับ

$$A_e = b \times 2 (t - d) = 15 \times 2 (30 - 25.09) = 147.30 \text{ cm}^2 = 14730 \text{ mm}^2$$

$\Sigma o$  คือเส้นรอบรูปของเหล็กเสริมรวม ซึ่งในกรณีที่เหล็กเสริมมัดรวมกันเป็นกำ จะคำนวณเป็นเส้นเดียวโดยมีเส้นผ่านศูนย์กลางเทียบเท่า ซึ่งจากหน้าตัดนี้จะประกอบด้วยเหล็กเสริมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 mm. มัดรวมกับตะแกรงลวดเหล็กขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 mm. จึงมีเส้นผ่านศูนย์กลางเทียบเท่า เท่ากับ 15.62 mm และ  $\Sigma o$  มีค่าเท่ากับ

$$\Sigma o = 2 (\pi \times 12) + 2 (\pi \times 15.62) = 173.5 \text{ mm.}$$

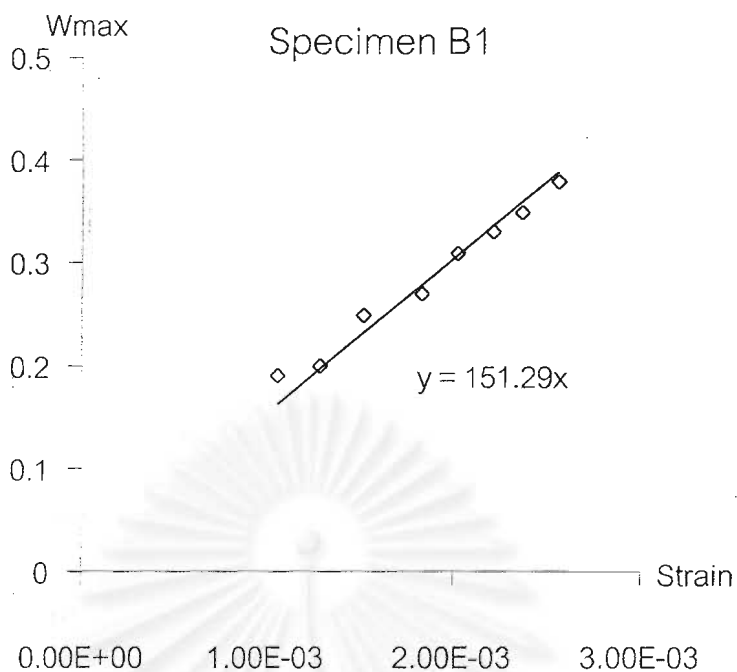
จากค่าสัมประสิทธิ์ที่ได้จากรูปที่ ข.2(จ) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 180.53 เมื่อนำไปคำนวณกลับเพื่อหาค่าแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ย ( $u$ ) จะได้

$$180.53 = \frac{2 A_e f_t'}{u \Sigma o} = \frac{2 \times 14730 \times 45.8}{u \times 173.54}$$

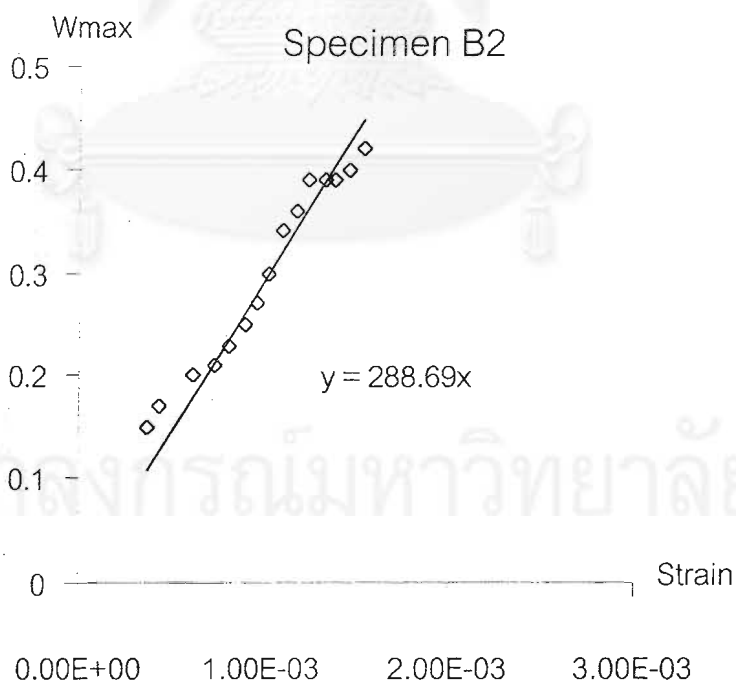
$$u = 41.3 \text{ ksc}$$

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

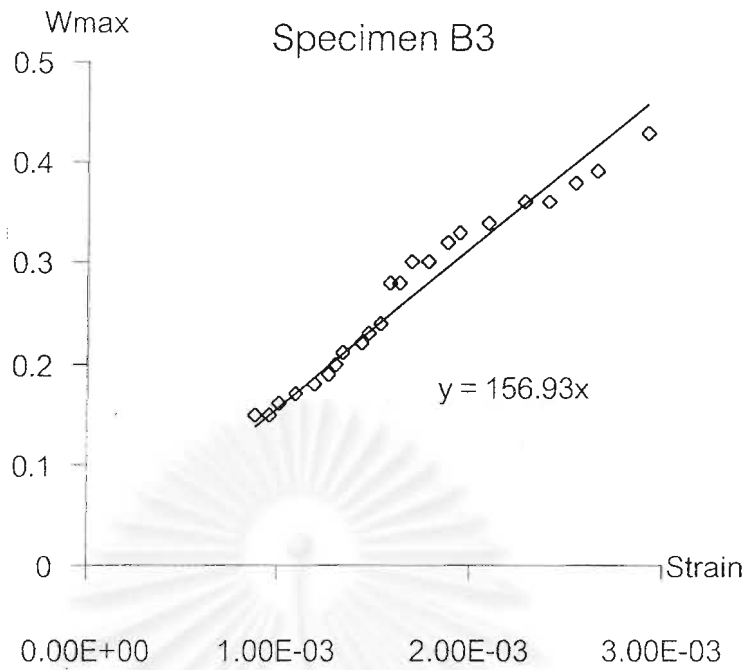




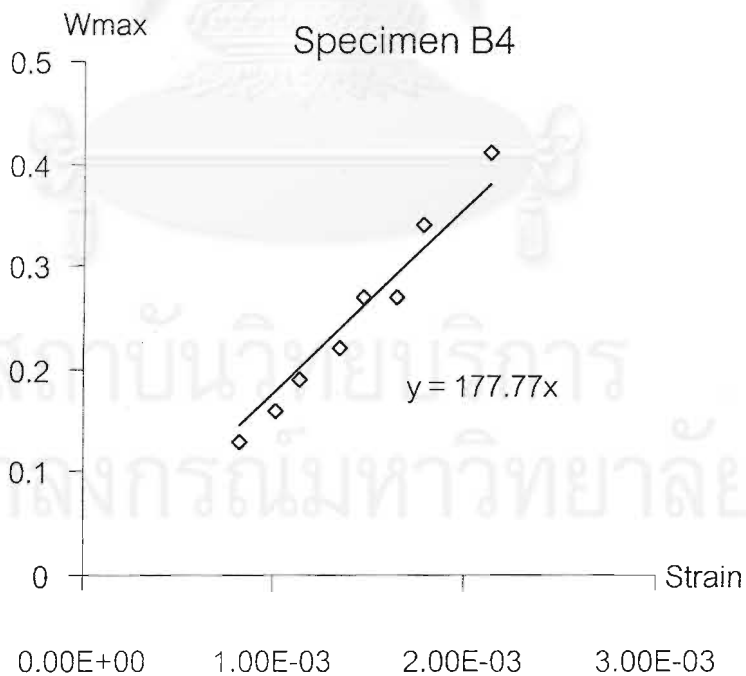
รูปที่ ข.1 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยร้าวสูงสุดที่ระดับเหล็กเสริมและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน B1



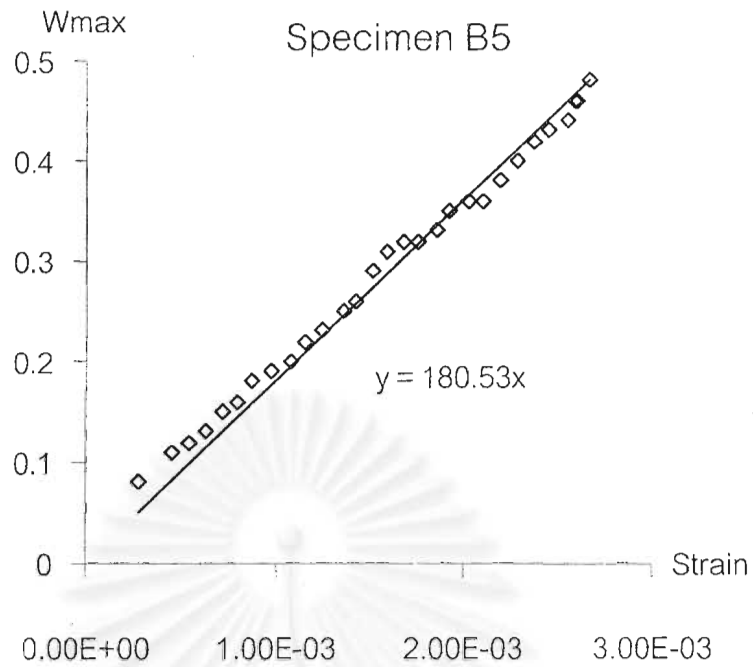
รูปที่ ข-1 (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยร้าวสูงสุดที่ระดับเหล็กเสริมและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน B2



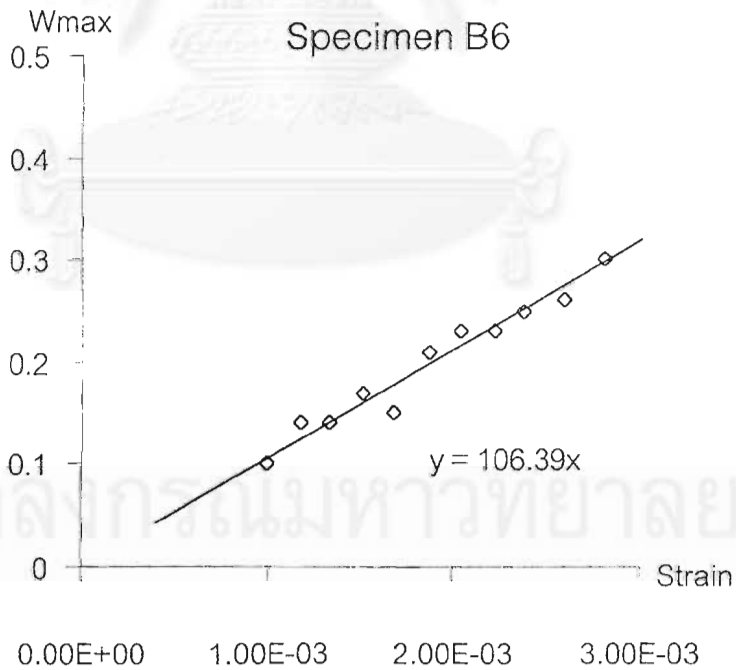
รูปที่ ข-1 (ค) ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยร้าวสูงสุดที่ระดับเหล็กเสริมและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน B3



รูปที่ ข-1 (ง) ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยร้าวสูงสุดที่ระดับเหล็กเสริมและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน B4



รูปที่ ข-1 (จ) ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยร้าวสูงสุดที่ระดับเหล็กเสริมและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน B5



รูปที่ ข-1 (ฉ) ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยร้าวสูงสุดที่ระดับเหล็กเสริมและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน B6

## ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายรุ่งเกียรติ ถิ่นมงคล เกิดเมื่อวันที่ 10 เมษายน พ.ศ. 2521 ที่อำเภอเมือง จังหวัดนครราชสีมา สำเร็จการศึกษาปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา จาก จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยเมื่อปีการศึกษา 2540 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหา บัณฑิต สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์ มหาวิทยาลัย เมื่อปีการศึกษา 2541



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย