

พฤติกรรมการดับบริเวณรอยต่อของคานสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็ก



นายกำปนาท เพชรปราณี

สถาบันวิทยบริการ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2544

ISBN 974-03-1016-8

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

FLEXURAL BEHAVIOR AT JOINT OF PRECAST R/C BEAMS

Mr.Kampanat Petpanee

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2001

ISBN 974-03-1016-8



กัมปนาท เพชรปราณี : พฤติกรรมการดัดบริเวณรอยต่อของคานสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็ก ( FLEXURAL BEHAVIOR AT JOINT OF PRECAST R/C BEAMS )

อ. ที่ปรึกษา : ศ.ดร.เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ, 127 หน้า, ISBN 974-03-1016-8

การวิจัยนี้ได้ศึกษาพฤติกรรมการดัดบริเวณรอยต่อของคานสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อหาพิสัยของปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ควบคุม กำลังดัด ความเหนียว การแตกร้าว และการแอ่นตัว เพื่อหาแนวทางการออกแบบรอยต่อที่เหมาะสม การวิจัยได้ทดสอบคานสำเร็จรูปหน้าตัดสี่เหลี่ยมตันขนาด 0.25 x 0.30 ม. ยาว 3.50 ม. ทำรอยต่อก่อสร้างให้ต่อเนื่องด้วยการเสริมเหล็กและเทคอนกรีตเชื่อมรอยต่อพร้อมทั้งมีคอนกรีตเทพบนหน้าหนา 0.10 ม. ตลอดความยาว การทดสอบกำหนดให้ปริมาณเหล็กเสริมเป็นตัวแปร ด้วยปริมาณ 0.158 ถึง 1.169 ของปริมาณที่สภาวะสมดุลย์ ระยะห่างระหว่างรอยต่อกำหนดให้คงที่ที่ 0.28 ม. และมีการเสริมเหล็กปลอกเพื่อป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนและการยึดเหนียว การทดสอบประกอบด้วย 4 ตัวอย่างทดสอบ แยกการทดลองเป็น 2 ลักษณะ คือ แบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง และแบบคานต่อเนื่องปลายยื่น ใช้น้ำหนักบรรทุกในสภาวะสถิตย์แบบจุด และผลการทดสอบจะพิจารณาเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์เชิงทฤษฎีด้วยวิธีความเครียดสอดคล้อง

ผลการทดสอบ แสดงให้เห็นพฤติกรรมการดัดจากความสัมพันธ์กำลังดัดกับความโค้ง พบว่ารอยต่อจะมีกำลังสูงขึ้นตามปริมาณเหล็กเสริม แต่ความโค้งที่จุดวิบัติจะลดลงตามลำดับ ทั้งนี้ระยะการแอ่นตัวและการแตกร้าวจะลดลงตามปริมาณเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้น การเปรียบเทียบผลทดสอบกับการวิเคราะห์เชิงทฤษฎี พบว่ากำลังแตกร้าว กำลังคราก และกำลังดัด รวมทั้งค่าสติเฟนส์ก่อนการคราก สอดคล้องกันอย่างมากด้วยความแตกต่างอยู่ในพิสัยระหว่าง 10% การกำหนดดัชนีความเหนียวทางโครงสร้างที่เกินกว่า 3 เพื่อให้เกิดจุดหมุนพลาสติก พบว่าต้องมีปริมาณเหล็กเสริมไม่เกิน 0.42 ของปริมาณที่สภาวะสมดุลย์ หนึ่งปริมาณเหล็กเสริมขั้นต่ำเพื่อการควบคุมการแตกร้าวและการกระจายซ้ำตามมาตรฐาน ACI 318-99 จะต้องมีปริมาณเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า 0.18 ของปริมาณที่สภาวะสมดุลย์ ส่วนค่าสติเฟนส์ของรอยต่อที่เกิดจากการแตกร้าว พบว่าค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพของหน้าตัด มีค่า 0.38 ของหน้าตัดรวม

แนวทางการออกแบบรอยต่อคานสำเร็จรูปสามารถใช้ทฤษฎีอิลาสติกในการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยใช้น้ำหนักคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร หาโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบตามวิธีการปกติธรรมดา ส่วนการคำนวณออกแบบให้เป็นไปตามมาตรฐานต่างๆไป แต่ต้องควบคุมปริมาณเหล็กเสริมขั้นต่ำและเหล็กเสริมสูงสุด เพื่อให้เกิดสมรรถนะทางโครงสร้างได้ครบถ้วนสมบูรณ์ในด้านพฤติกรรมการดัด ทั้งนี้จะต้องตรวจสอบแรงเฉือนที่ผิวสัมผัสและให้เหล็กปลอกแบกรับไปทั้งหมด ส่วนการตรวจสอบการแอ่นตัวจะต้องพิจารณาค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพ ตามพิสัยในมาตรฐานการออกแบบที่กำหนด

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา \_\_\_\_\_

ลายมือชื่อนิสิต \_\_\_\_\_

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา \_\_\_\_\_

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา \_\_\_\_\_

ปีการศึกษา 2544 \_\_\_\_\_

## 4270217721 : MAJOR : CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: PRECAST BEAM / JOINT / CONTINUITY / FLEXURAL / REDISTRIBUTION

KAMPANAT PETPANE : FLEXURAL BEHAVIOR AT JOINT OF PRECAST R/C BEAMS.

THESIS ADVISOR : PROF.EKASIT LIMSUWAN, Ph.D., 127 pp. ISBN 974-03-1016-8

This research has emphasized on flexural behavior of joint for continuous precast R/C beams. The objective is to determine appropriate reinforcement to control strength, ductility, crack and deflection and to propose a design concept at the joint. Test specimens of rectangular section 0.25 x 0.30 m. and 3.50 m. in length were cast to make continuity by reinforcement and cast-in-situ topping at 0.10 m. thick along the beams. The test specimens are assigned to have percentage of reinforcement as a major variable parameter between 0.158 to 1.169 of the balanced condition. Spaces between the joint are fixed at 0.28 m. and the stirrups will be sufficiently provided to prevent shear and bond failure. The test program of 4 specimens are setup at 2 types of testing; first as 2-span continuous beams and the second as overhanging continuous beams, static concentrated load are used. The test results will be compared with the analyses by means of strain compatibility method.

Test results by means of the moment - curvature relationships have indicated the strength to increase with amount of reinforcement while the curvature at failure to decrease. The modulus of rupture, yield strength, ultimate strength and stiffness before yielding, have shown pretty good agreement with the ones obtained from the analyses with the maximum difference of 10%. The ductility index for continuous beam of higher than 3 to form the plastic hinge, thus the reinforcement should not exceed 0.42 of the amount at balanced condition. The minimum reinforcement to control cracks and redistribution of moment conformed to the ACI 318-99 is determined to 0.18 of the one at balanced condition. Effective moment of inertia after cracking is found to be 0.38 of the gross cross section.

Design approach for continuity of the joint, the elastic theory can be employed to determine positive and negative moments at service. The conventional design standard can be used to consider the maximum and minimum reinforcement and satisfy with the structural performance. It should be noticed that horizontal shear and bond must be checked to take care totally by stirrups, the deflection should be determined the effective moment of inertia to be conformed with the design standard.

Department \_ Civil Engineering \_ \_

Student's Signature \_\_\_\_\_

Field of Study \_ Civil Engineering \_ \_

Advisor's Signature \_\_\_\_\_

Academic Year \_ 2001 \_\_\_\_\_

## กิตติกรรมประกาศ

ในการทำวิจัยครั้งนี้ ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณศาสตราจารย์ ดร.เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ซึ่งได้ให้ความรู้และคำแนะนำต่างๆ ที่เป็นประโยชน์ในระหว่างการทำวิทยานิพนธ์ รวมทั้งตรวจสอบและแก้ไขวิทยานิพนธ์จนสำเร็จลุล่วงไปอย่างสมบูรณ์ และขอกราบขอบพระคุณ ท่านคณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ อันประกอบด้วยศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาตรี และผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ชัชชาติ สิทธิพันธุ์ ซึ่งได้ให้ความกรุณาแนะนำและตรวจแก้ไขข้อบกพร่องของวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

ขอขอบพระคุณ บริษัทไทยวิรุฬ จำกัด ที่กรุณาเอื้อเฟื้อคานสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการศึกษา ช่างในห้องปฏิบัติการคอนกรีตและทดสอบวัสดุ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ทุกท่าน รวมถึงเพื่อนๆ ที่คอยช่วยเหลือในการทำารทดสอบทุกท่านเป็นอย่างมาก

ท้ายสุดนี้ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา ซึ่งได้ให้โอกาสในการศึกษาเล่าเรียนและให้กำลังใจตลอดการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ญ
สารบัญรูปภาพ.....	ฎ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความนำ.....	1
1.2 การวิจัยในอดีต.....	1
1.3 วัตถุประสงค์และขอบเขตของการศึกษา.....	3
บทที่ 2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1 กำลังตัดของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	5
2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้ง.....	7
2.3 พฤติกรรมของคานต่อเนื่อง.....	18
2.4 การแตกร้าวและการแอ่นตัว.....	26
บทที่ 3 การทดสอบและผลการทดสอบ.....	38
3.1 รายการทดสอบ.....	38
3.2 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ.....	39
3.3 การเตรียมการทดสอบ.....	42
3.4 เครื่องมือทดสอบและเครื่องมือวัดประกอบการทดสอบ.....	43
3.5 วิธีการทดสอบ.....	44
3.6 ผลการทดสอบ.....	46
บทที่ 4 การวิเคราะห์ผลการทดสอบและแนวทางการออกแบบ.....	81
4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้ง.....	81
4.2 เปรียบเทียบผลการทดสอบกับการวิเคราะห์หน้าตัดที่รอยต่อ.....	85
4.3 อิทธิพลของปริมาณเหล็กเสริม.....	88
4.4 แนวทางการออกแบบ.....	89

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 5 สรุปผลการวิจัย.....	105
รายการอ้างอิง.....	107
ภาคผนวก ก. การคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งโดยวิธีความเครียด สอดคล้อง.....	110
ภาคผนวก ข. การคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งและการกระจายซ้ำ ของโมเมนต์ที่รอยต่อจากผลการทดสอบ.....	114
ภาคผนวก ค. ข้อมูลผลการทดสอบ.....	123
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	127

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



## สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 3.1 รายการตัวอย่างทดสอบ.....	55
ตารางที่ 3.2 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบตามสภาพจริง.....	55
ตารางที่ 3.3 ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตของตัวอย่างทดสอบ.....	56
ตารางที่ 3.4 ผลการทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริมตัวอย่างทดสอบ.....	56



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## สารบัญรูป

	หน้า
รูปที่ 2.1 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงที่สภาวะประลัยของหน้าตัดตาม มาตรฐาน ACI 318-99 .....	30
รูปที่ 2.2 การกระจายความเครียดบนหน้าตัดที่สภาวะวิบัติ.....	30
รูปที่ 2.3 ชั้นส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับโมเมนต์ที่ปลายทั้งสองข้าง.....	31
รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อโดย ทฤษฎีความเครียดสอดคล้อง.....	32
รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่เสนอโดย Hognestad.E (1951).....	33
รูปที่ 2.6 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงบนหน้าตัด.....	33
รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ได้รับการ โอบรัดจากเหล็กปลอกของ Modified Kent & Park (1982).....	34
รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริม.....	34
รูปที่ 2.9 แรงสมดุขยในแนวราบของชั้นส่วนคาน.....	35
รูปที่ 2.10 แสดงความชัดเจนส่วนที่แรงงาของรูปที่ 2.9.....	35
รูปที่ 2.11 พฤติกรรมการตอบสนองของคานต่อเนื่อง 2 ช่วง.....	36
รูปที่ 2.12 พฤติกรรมการตอบสนองของคานต่อเนื่องปลายยื่น.....	37
รูปที่ 3.1 รายละเอียดคานทดสอบ.....	57
รูปที่ 3.2 การติดตั้งคานทดสอบ.....	58
รูปที่ 3.3 การเสริมเหล็กที่รอยต่อ.....	59
รูปที่ 3.4 การเตรียมเครื่องมือและอุปกรณ์การทดสอบแบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง.....	60
รูปที่ 3.5 การเตรียมเครื่องมือและอุปกรณ์การทดสอบแบบคานต่อเนื่องปลายยื่น .....	61
รูปที่ 3.6 ไดอะแกรมแสดงการบันทึกข้อมูลการทดสอบ.....	62
รูปที่ 3.7 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P กับการแอ่นตัว ของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B.....	63
รูปที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P กับความเครียดของเหล็กเสริม ของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B.....	64
รูปที่ 3.9 การกระจายความเครียดบนหน้าตัดของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B.....	65

## สารบัญรูป (ต่อ)

	หน้า
รูปที่ 3.10 การแตกร้าวและลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B.....	66
รูปที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P กับการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B.....	67
รูปที่ 3.12 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P กับความเครียดของเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B.....	68
รูปที่ 3.13 การกระจายความเครียดบนหน้าตัดของตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B.....	69
รูปที่ 3.14 การแตกร้าวและลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B.....	70
รูปที่ 3.15 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P1 กับการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B.....	71
รูปที่ 3.16 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B.....	72
รูปที่ 3.17 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับความเครียดของเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B.....	73
รูปที่ 3.18 การกระจายความเครียดบนหน้าตัดของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B.....	74
รูปที่ 3.19 การแตกร้าวและลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B.....	75
รูปที่ 3.20 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P1 กับการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B.....	76
รูปที่ 3.21 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B.....	77
รูปที่ 3.22 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับความเครียดของเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B.....	78
รูปที่ 3.23 การกระจายความเครียดบนหน้าตัดของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B.....	79
รูปที่ 3.24 การแตกร้าวและลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B.....	80
รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B.....	94
รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B.....	95
รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อ	

## สารบัญรูป (ต่อ)

	หน้า
ของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B.....	96
รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อ ของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B.....	97
รูปที่ 4.5 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อ จากการทดสอบ.....	98
รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังตัดของรอยต่อกับปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อ.....	99
รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลที่รอยต่อ.....	100
รูปที่ 4.8 ความเครียดสูงสุดกับปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อ.....	101
รูปที่ 4.9 ดัชนีความเหนียวกับปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อ.....	102
รูปที่ 4.10 อัตราการกระจายโมเมนต์จากรอยต่อตามปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อ.....	103
รูปที่ 4.11 แผนผัง Flow Chart สรุปขั้นตอนการออกแบบรอยต่อของคานสำเร็จรูป.....	104

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความนำ

คานเป็นองค์อาคารที่ถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากพื้นลงสู่เสาที่รองรับ การตอบสนองของการดัดจะขึ้นอยู่กับการต่อเนื่อง กล่าวคือ ถ้าคานมีความต่อเนื่องค่าโมเมนต์ที่ช่วงคานและที่ฐานรองรับจะขึ้นอยู่กับค่าสติฟเนสทำให้สามารถใช้งานวัสดุได้เต็มประสิทธิภาพมากกว่าคานที่ไม่ต่อเนื่อง และความต่อเนื่องของคานยังช่วยรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นและลดการแอ่นตัวได้ นอกจากนี้พฤติกรรมความต่อเนื่องยังช่วยลดการวิบัติได้ กล่าวคือ สำหรับคานที่มีความเหนียวเพียงพอ การวิบัติ (เหล็กเสริมเกิดการคราก) ที่จุดๆหนึ่งในคาน มิได้หมายถึงการวิบัติของคานทั้งหมด<sup>(1)</sup> เพราะมีการกระจายตัวของแรงภายในเกิดขึ้นใหม่ทำให้คานยังคงรักษาเสถียรภาพอยู่ได้

โครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไปจะทำการก่อสร้างโดยการเทคอนกรีตในที่ แต่ในโครงสร้างบางประเภท เช่น สะพานหรือทางยกระดับจะใช้วิธีการก่อสร้างโดยการนำคานสำเร็จรูปที่อาจจะเป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็กหรือคานคอนกรีตอัดแรง มาติดตั้งที่เสาตอม่อก่อน แล้วเทพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่หลังโดยอาจทำให้มีความต่อเนื่องหรือไม่ต่อเนื่อง ปัจจุบันมีการนำคานสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็กมาเป็นชิ้นส่วนโครงสร้างของอาคารทำให้ต่อเนื่องด้วยการเสริมเหล็กที่รอยต่อตำแหน่งหัวเสาที่เป็นฐานรองรับและเทคอนกรีตในที่พร้อมกับเทพื้น การก่อสร้างอาคารด้วยวิธีนี้ทำได้ง่าย ประหยัดเวลา และแรงงานในการก่อสร้าง

ข้อมูลการศึกษาและวิจัยด้วยเทคนิคการก่อสร้างโดยวิธีดังกล่าวมีการศึกษาน้อยมาก จึงทำให้เกิดประเด็นในการศึกษา โดยการวิจัยนี้จะศึกษาพฤติกรรมการดัดของรอยต่อคานสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็กและปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อจะเป็นตัวแปรหลักในการศึกษา

### 1.2 การวิจัยในอดีต

เมื่อคานต่อเนื่องต้องรับน้ำหนักบรรทุก จนกระทั่งเหล็กเสริมเกิดการครากที่หน้าตัดวิกฤติหรือเรียกว่าบริเวณที่เกิดจุดหมุนพลาสติก ถ้าหน้าตัดวิกฤตินี้มีความเหนียวเพียงพอและที่หน้าตัดอื่นยังสามารถรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มได้อีก คานจะสามารถรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นได้ก่อนที่จะเกิดการวิบัติ Cohn, M.Z<sup>(2)</sup> (1966) ทำการศึกษาคานต่อเนื่อง 4 ช่วง โดยอาศัยทฤษฎีการออกแบบ

พิกัด แสดงให้เห็นว่าการหาโมเมนต์พลาสติกสามารถหาได้จากทฤษฎีอิลาสติกที่ลดน้ำหนักบรรทุกเพิ่มส่วนที่ใช้ในการออกแบบ ปกติหน้าตัดวิกฤติจะเกิดขึ้นบริเวณฐานรองรับหรือบริเวณที่เกิดโมเมนต์มากที่สุดก่อนตามการวิเคราะห์โครงสร้างหรือตามกำลังดัดของหน้าตัด<sup>(3)</sup> ความสามารถของการหมุนในช่วงพลาสติกบริเวณหน้าตัดวิกฤติจะบอกถึงความเหนียวของหน้าตัดว่ามีค่าเพียงพอหรือไม่ในการเกิดการกระจายซ้ำของโมเมนต์ ปริมาณเหล็กเสริมจะเป็นพารามิเตอร์หลักที่จะบอกถึงความเหนียว<sup>(1)</sup> กล่าวคือ ถ้าปริมาณเหล็กเสริมน้อยกว่าสภาวะที่จะทำให้เหล็กเสริมครากพร้อมกับคอนกรีตแตกแล้วหน้าตัดนี้จะมีความเหนียว Rosental,<sup>(4)</sup>(1978) ทำการทดสอบแผ่นพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบกลวงต่อเนื่อง 2 ช่วง บริเวณรอยต่อของแผ่นพื้นใช้เหล็กเสริมข้อ้อย โดยปราศจากคอนกรีตเทในที่ทับหน้าเปรียบเทียบกับแผ่นพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบกลวงช่วงเดียว ทดสอบโดยการให้น้ำหนักบรรทุกสภาวะสถิตย์แบบเส้นจุด ช่วงพื้นละ 2 จุด ตำแหน่ง L/4 จากฐานรองรับ ผลการทดสอบ พบว่า แผ่นพื้นสำเร็จรูปต่อเนื่องจะรับน้ำหนักบรรทุกได้มากกว่าแผ่นพื้นสำเร็จรูปช่วงเดียว และที่ระดับน้ำหนักบรรทุกเท่ากันแผ่นพื้นต่อเนื่องจะแอ่นตัวน้อยกว่าแผ่นพื้นช่วงเดียว

พารามิเตอร์ตัวอื่นที่มีความสำคัญต่อความเหนียว เช่น กำลังดัดของคอนกรีต แรงเฉือน ซึ่งผลของแรงเฉือนทำให้เหล็กเสริมต้องรับแรงดึงมากขึ้นกว่าแผนภาพโมเมนต์ ความแข็งตัวเพิ่มของเหล็กเสริมในช่วงอินอิลาสติก ผลของการแตกร้าวเนื่องจากแรงดึงในแนวทแยง การขยับตัวของเหล็กเสริม จำนวนและระยะห่างของรอยแตกร้าว ตำแหน่งที่เกิดรอยแตกร้าวจะมีผลทำให้ความโค้งมากกว่าความโค้งระหว่างช่วงรอยแตกร้าว ผลเนื่องจากความขรุขระของคาน Scholz,H<sup>(1)</sup>(1993) ศึกษาอิทธิพลเนื่องจากความขรุขระ (L/d) และการเปลี่ยนแปลงค่าสตีเฟนส ที่มีผลกับการกระจายซ้ำของโมเมนต์ในคานต่อเนื่อง อิทธิพลของความขรุขระใช้ค่าเฉลี่ยของคาน แต่ค่าสตีเฟนสหรือความเหนียวจะเป็นตัวแปรที่ใช้ในการหาเปอร์เซ็นต์การกระจายซ้ำของโมเมนต์ โดยเสนอกฎเพื่อคำนวณเปอร์เซ็นต์การกระจายซ้ำที่ไม่ได้จำกัดขอบเขตบน ซึ่งกำหนดขึ้นจากอัตราส่วนระหว่างความลึกของระยะแกนสะเทินต่อความลึกประสิทธิผลที่สภาวะวิบัติ เปอร์เซ็นต์การกระจายซ้ำของโมเมนต์จะเป็นส่วนกลับกับอัตราส่วนดังกล่าว แต่ต้องตรวจสอบการแอ่นตัวและความกว้างของรอยแตกร้าวในช่วงสภาวะการใช้งานให้อยู่ในพิกัดตามที่มาตรฐานกำหนด ผลของการโอบรัดคอนกรีตโดยเหล็กปลอก<sup>(5)</sup> ในหน้าตัด จะทำให้กำลังดัดและความโค้งของหน้าตัดมากกว่าหน้าตัดที่ไม่มีเหล็กปลอก Corley,W.G<sup>(3)</sup>(1966) ศึกษาผลของขนาดตัวอย่างทดสอบ ผลการโอบรัดของคอนกรีตโดยเหล็กปลอก และปริมาณเหล็กเสริม โดยตัวอย่างทดสอบเป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็กช่วงเดียว รับน้ำหนักบรรทุกเป็นจุดตำแหน่งกลางช่วง พบว่า ความเครียดของคอนกรีตจะมากกว่า 3000  $\mu\epsilon$  ซึ่งผลของความเครียดของคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นนี้จะมีผลทำให้ความเหนียวหรือการหมุน

ในช่วงพลาสติกของหน้าตัดวิกฤติเพิ่มขึ้น ความเครียดของคอนกรีตที่เพิ่มมากขึ้นจาก  $3000 \mu\epsilon$  จะขึ้นตรงกับอัตราส่วน ความกว้างของคานต่อช่วงการเขื่อนและขึ้นตรงกับปริมาณเหล็กปลอก ส่วนความยาวพลาสติก พบว่า ขึ้นตรงกับช่วงการเขื่อนและเป็นส่วนกลับกับความลึกประสิทธิผล และผลการทดสอบยังชี้ชัดว่า ขนาดของตัวอย่างทดสอบไม่ได้มีผลต่อการเพิ่มขึ้นของความเครียดของคอนกรีตโดยตรง แต่ขนาดของตัวอย่างทดสอบจะมีผลต่อพฤติกรรมหลังการครากของเหล็กเสริม กล่าวคือ ความยาวพลาสติกจะเป็นส่วนกลับกับขนาดความลึกประสิทธิผล ขึ้นตรงกับช่วงการเขื่อน และเป็นส่วนกลับกับดัดกรีของเหล็กเสริม มีนักวิจัยหลายท่านได้ทำการศึกษาและเสนอแบบจำลองความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่คิดผลการโอบรัดโดยเหล็กปลอก เช่น แบบจำลองของ Kent,D.C และ Park,R<sup>(6)</sup> (1971) ; Razvi,S.R และ Saatcoglu,M<sup>(7)</sup> (1992) ; Modified Kent&Park<sup>(10)</sup> (1982)

พารามิเตอร์ต่างๆ ดังกล่าวมีความแปรปรวนมาก ทำให้การคำนวณการหมุนหรือความโค้งและการแอ่นตัวในช่วงอิลาสติกและอินอิลาสติก โดยใช้ทฤษฎีมาอธิบายโดยตรงเป็นสิ่งที่ไม่ได้ยาก จึงมีผู้เสนอสูตรที่ได้จากการทดลองเช่น Branson,D.E<sup>(12)</sup> (1963) ได้เสนอสมการคำนวณโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล เพื่อใช้คำนวณการแอ่นตัวในช่วงอิลาสติกหรือที่สภาวะการใช้งาน ซึ่งปัจจุบันได้ถูกบรรจุไว้ในมาตรฐาน ACI 318-99 และ Corley,W.G<sup>(3)</sup> (1966) ; Sawyer,H.A<sup>(8)</sup> (1964) ได้เสนอสูตรเพื่อคำนวณการหมุนและการแอ่นตัวในช่วงอินอิลาสติกโดยการกำหนดค่าเทียบเท่าของความยาวจุดหมุนพลาสติก และ Furlong,R.W<sup>(11)</sup> (1970) ได้เสนอสูตรเพื่อใช้คำนวณดัชนีความเหนียวที่ต้องการของโครงสร้างคอนกรีต ที่ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนระหว่างความยาวช่วงต่อความลึกประสิทธิผล โดยทั่วไปอัตราส่วนดังกล่าวจะอยู่ระหว่าง 15 ถึง 20 ดังนั้นดัชนีความเหนียวของหน้าตัดจะต้องมีค่าอย่างน้อยอยู่ระหว่าง 4.75 ถึง 6.00

### 1.3 วัตถุประสงค์และขอบเขตของการศึกษา

ความมุ่งหมายของการศึกษานี้ เพื่อศึกษาพฤติกรรมการดัดที่รอยต่อของคานสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่รับน้ำหนักบรรทุกในช่วงเวลาสั้น ภายใต้น้ำหนักบรรทุกเป็นจุดแบบสภาวะสถิตย์ ทดสอบด้วยโครงสร้างจริงด้วยคานสำเร็จรูปขนาดความกว้าง 0.25 ม. ความลึก 0.30 ม. และความยาวช่วง 3.50 ม. ทำรอยต่อก่อสร้างให้ต่อเนื่องด้วยการเสริมเหล็กและเทคอนกรีตเชื่อมรอยต่อพร้อมทั้งเททับหน้าหนา 0.10 ม. ตลอดความยาวรวมทั้งหมด 4 ตัวอย่างทดสอบ แยกการทดลองเป็น 2 ลักษณะ คือ แบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง และแบบคานต่อเนื่องปลายยื่น กำหนดให้ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อเป็นตัวแปรหลัก ด้วยปริมาณ 0.158 ถึง 1.169 ของปริมาณที่สภาวะสมดุล ระยะห่างระหว่างรอยต่อกำหนดให้คงที่ ที่ 0.28 ม. การออกแบบหน้าตัดใช้วิธีกำลัง

ตามมาตรฐาน ACI 318-99<sup>(14)</sup> และมีการเสริมเหล็กปลอกเพื่อป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนและการยัดเหนียว โดยการวิบัติจะเกิดขึ้นเนื่องจากการดัดที่รอยต่อเป็นตำแหน่งแรก โดยมีวัตถุประสงค์ดังนี้

1. ศึกษาพฤติกรรมการดัดที่รอยต่อของคานสำเร็จรูป โดยเสริมเหล็กให้ต่อเนื่องด้วยคอนกรีตเทในที่
2. ศึกษาการรับแรงของเหล็กเสริมที่รอยต่อจากพฤติกรรมเชิงประกอบ
3. หาความเหนียวทางโครงสร้างที่รอยต่อด้วยพฤติกรรมการกระจายตัวของโมเมนต์ที่รอยต่อและที่กลางช่วง
4. เสนอแนะแนวทางการออกแบบรอยต่อโดยพิจารณาถึง กำลังดัด ความเหนียวทางโครงสร้าง และสภาวะการใช้งาน



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



## บทที่ 2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

### 2.1 กำลังดัดของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

กำลังดัด (Flexural Strength) ของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะสมมติให้เกิดขึ้นเมื่อความเครียดบนผิวรับแรงอัดเท่ากับความเครียดสูงสุดของคอนกรีต โดยที่ความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึงอาจมากกว่าหรือน้อยกว่าความเครียดที่จุดคราก กำลังดัดจะขึ้นกับปริมาณเหล็กเสริม กล่าวคือ เมื่อปริมาณเหล็กเสริมมากขึ้น กำลังดัดจะมากขึ้น ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างกำลังดัดกับปริมาณเหล็กเสริมที่น้อยกว่าสภาวะสมดุลง่ายใกล้เคียงเป็นเส้นตรง ที่ไม่เป็นเส้นตรงเนื่องมาจากแรงลัพธ์ในเหล็กเสริมมีค่าเพิ่มขึ้นเป็นสัดส่วนโดยตรงกับปริมาณเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้น<sup>(15)</sup> ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังดัดกับปริมาณเหล็กเสริมที่มากกว่าสภาวะสมดุลง่าย พบว่าเมื่อปริมาณเหล็กเสริมมากขึ้น กำลังดัดจะเพิ่มขึ้นน้อยมากเมื่อเทียบกับกำลังดัดที่สภาวะสมดุลง่าย เนื่องจากช่วงแกนโมเมนต์ลดลงเมื่อปริมาณเหล็กเสริมมีค่ามากขึ้น Whitney, C.S.<sup>(13)</sup> (1940) ทำการทดสอบตัวอย่างคานพบว่า การเพิ่มขึ้นของกำลังดัดของหน้าตัดที่เสริมเหล็กมากกว่าสภาวะสมดุลง่ายจะขึ้นกับกำลังดัดของคอนกรีตเป็นหลัก การเสริมเหล็กรับแรงอัดทำให้กำลังต้านแรงอัดและแกนของโมเมนต์ของหน้าตัดเพิ่มขึ้น ทำให้สามารถเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงได้ ส่งผลให้กำลังดัดของหน้าตัดเพิ่มขึ้นและหน้าตัดที่เสริมเหล็กรับแรงอัดยังทำให้ความเหนียวเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับหน้าตัดที่ไม่ได้เสริมเหล็กรับแรงอัดที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงและหน้าตัดขนาดเท่ากัน หรือกล่าวได้ว่าการเสริมเหล็กรับแรงอัดทำให้อัตราส่วนของสภาวะสมดุลง่ายเพิ่มขึ้นมากกว่าหน้าตัดที่เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว

เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกหรือแรงภายนอก คานจะแอ่นตัวในลักษณะที่หน้าตัดมีแรงดัดเกิดขึ้น การคำนวณหาหน่วยแรงต่างๆ บนหน้าตัดในช่วงก่อนการแตกร้าว สามารถใช้ทฤษฎีอิลาสติกโดยถือว่าการกระจายหน่วยแรงบนหน้าตัดส่วนที่รับแรงอัดเป็นสัดส่วนโดยตรงกับการกระจายความเครียดบนหน้าตัด อย่างไรก็ตามการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งานจะยังสมมติว่าการกระจายหน่วยแรงบนหน้าตัดคอนกรีตภายหลังการแตกร้าวยังเป็นเส้นตรงจึงทำให้สามารถใช้ทฤษฎีอิลาสติกในการวิเคราะห์หากำลังต้านทานของหน้าตัดในช่วงสภาวะใช้งานได้ และการออกแบบโดยวิธีกำลัง ตามมาตรฐาน ACI 318-99 การวิเคราะห์กำลังดัดของหน้าตัด อาจทำได้โดยวิธีคิดแรงอัดลัพธ์ในคอนกรีตจากพื้นที่รูปสี่เหลี่ยมของ Whitney และกำหนดความเครียดสูงสุดใน

คอนกรีตมีค่า  $3000 \mu\epsilon$  ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ขนาดของหน่วยแรงอัดลัพธ์ในคอนกรีตมีค่า  $0.85 f'_c$  และแผ่นม้วนเสริมบนพื้นที่รับแรงอัด  $ab$  ดังนั้นแรงอัดลัพธ์ในคอนกรีตจะเท่ากับ  $0.85 f'_c ab$  โดยที่ระยะ  $a$  มีค่าเป็นสัดส่วนกับระยะแกนสะเทิน ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $\beta_1 c$  ค่าของ  $\beta_1$  มีค่าเท่ากับ 0.85

สำหรับคอนกรีตที่มีกำลังอัดน้อยกว่าหรือเท่ากับ 280 กก./ซม<sup>2</sup> และค่าของ  $\beta_1$  จะลดลงในอัตรา 0.05 สำหรับกำลังอัดที่เพิ่มขึ้นทุกๆ 70 กก./ซม<sup>2</sup> แต่ทั้งนี้ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 0.65

การแตกร้าวของหน้าตัดเกิดขึ้นเมื่อหน่วยแรงที่ผิวบนสุดหรือล่างสุดเกิดหน่วยแรงดึงเกินค่าที่คอนกรีตสามารถรับได้ การทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตอาจใช้วิธี Split Tensile Test หรืออาจทดสอบโดยการกดคานคอนกรีตล้นหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 15x15 ซม.<sup>2</sup> แล้วคำนวณหา กำลังรับแรงดึงหรือโมดูลัสการแตกร้าว (Modulus of Rupture , $f_r$ ) ที่มีค่าเท่ากับ  $M_{cr}/I_g$  อย่างไรก็ตามมาตรฐาน ACI 318-99 กำหนดให้โมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตเท่ากับ  $2\sqrt{f'_c}$  กก./ซม<sup>2</sup> หลังการแตกร้าวทำให้ตำแหน่งของแนวแกนสะเทินขยับสูงขึ้น (ในกรณีหลังคานรับแรงอัด) และการกระจายหน่วยแรงอัดบนหน้าตัดเป็นไปตามหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีต โดยที่ยังสมมติว่าการกระจายความเครียดของหน้าตัดยังเป็นเส้นตรง คอนกรีตส่วนที่อยู่เหนือรอยแตกร้าวแต่ต่ำกว่าแนวแกนสะเทินยังรับแรงดึงได้อีกบ้างเล็กน้อย แต่มักจะไม่นำมาคิด โดยจะสมมติว่าให้เหล็กเสริมแบกรับแรงดึงทั้งหมด

เมื่อปริมาณเหล็กเสริมของหน้าตัดแตกต่างจากปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุลย์ ลักษณะของการวิบัติจะขึ้นอยู่กัปริมาณเหล็กเสริมที่มากกว่าหรือน้อยกว่าเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุลย์ ดังแสดงในรูปที่ 2.2 จะเห็นว่าหากหน้าตัดเสริมเหล็กต่ำกว่าสภาวะสมดุลย์ ความลึกของแนวแกนสะเทินที่สภาวะวิบัติจะมีค่าน้อยกว่าความลึกของแนวแกนสะเทินที่สภาวะสมดุลย์ และเหล็กเสริมจะถูกดึงจนถึงจุดครากก่อนที่จะถึงความเครียดสูงสุดของคอนกรีต หลังจากเหล็กเสริมครากส่งผลให้การแอ่นตัวเกิดขึ้นมากและคอนกรีตจะเกิดการแตกร้าวมาก จนกระทั่งคอนกรีตถูกอัดแตก เรียกราววิบัติแบบนี้ว่าเป็นแบบแรงดึงเป็นหลัก สำหรับหน้าตัดที่เสริมเหล็กเกินสภาวะสมดุลย์ หมายความว่า คอนกรีตจะแตกโดยที่เหล็กเสริมยังไม่ถึงจุดครากและการวิบัติจะเกิดขึ้นทันที โดยการแอ่นตัวและการแตกร้าวเกิดขึ้นไม่มากและความลึกของแนวแกนสะเทินที่สภาวะวิบัติจะมีค่ามากกว่าความลึกของแนวแกนสะเทินที่สภาวะสมดุลย์

## 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้ง

การวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งของหน้าตัด โดยใช้วิธีความเครียดสอดคล้อง (Strain Compatibility) ซึ่งมีหลักการว่า ความเครียดที่เปลี่ยนแปลงไปในคอนกรีตเท่ากับความเครียดที่เปลี่ยนแปลงไปในเหล็กเสริมและความเครียดตลอดหน้าตัดเป็นเส้นตรง วิธีการดังกล่าวทำให้ทราบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นทั้งในเหล็กเสริมและคอนกรีตที่สภาวะต่างๆ รวมทั้งกำลังคัดและความเหนียวของหน้าตัด และเข้าใจในการเกิดขึ้นของจุดหมุนพลาสติก รวมทั้งทราบถึงกระบวนการกระจายซ้ำของโมเมนต์ที่มักเกิดขึ้นในโครงสร้างคอนกรีตก่อนที่จะเกิดการวิบัติ

สมมติฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดโดยวิธีความเครียดสอดคล้อง มีดังนี้

1. ระยะเวลาของหน้าตัดก่อนการคัด ยังคงเป็นระยะหลังรับการคัด โดยความเครียดที่เกิดขึ้นเป็นสัดส่วนตรงกับระยะห่างจากแกนสะเทิน
2. ช่วงก่อนการแตกร้าว การกระจายหน่วยแรงของคอนกรีตเป็นเส้นตรง แต่หลังการแตกร้าว จะขึ้นอยู่กับแบบจำลองการกระจายหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีต
3. แบบจำลองหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมและเหล็กปลอกเป็น อีลาสติก พลาสติก โดยสมบูรณ์
4. เหล็กเสริมยึดเหนี่ยวกับคอนกรีตโดยสมบูรณ์ ดังนั้น การเปลี่ยนแปลงความเครียดในเหล็กเสริมและคอนกรีตจะเท่ากันที่ตำแหน่งเดียวกัน
5. ไม่คิดกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตหลังการแตกร้าว

### 2.2.1 ความโค้งของชิ้นส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ชิ้นส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับโมเมนต์ที่ปลายทั้งสองข้าง ดังแสดงในรูปที่ 2.3 รัศมีความโค้งวัดจากจุดศูนย์กลางความโค้งถึงแกนสะเทิน โดยทั่วไปค่าของรัศมีมีความโค้ง ความลึกของแกนสะเทิน ความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดของคอนกรีต และความเครียดของเหล็กเสริมจะเปลี่ยนแปลงตามความยาวของคาน เนื่องจากระยะระหว่างช่วงของรอยแตกร้าวคอนกรีตยังสามารถรับแรงดึงได้บ้าง (Tension Stiffening Effect) และยังคงขึ้นอยู่กับปริมาณของเหล็กเสริมแต่หน้าตัดอีกด้วย พิจารณาเพียงชิ้นส่วนเล็กๆ ที่มีความยาว  $dx$  ของรูปที่ 2.3 จะได้ว่า การหมุนระหว่างปลายทั้งสองข้างของชิ้นส่วน ดังสมการ

$$\frac{dx}{R} = \varepsilon_c \frac{dx}{c} \quad (2.1)$$

โดยที่  $dx$  = ความยาวส่วนเล็กๆ ของคาน

$R$  = รัศมีความโค้ง

$\varepsilon_c$  = ความเครียดของคอนกรีตที่ผิวบนรับแรงอัด

$c$  = ระยะจากผิวบนของคอนกรีตที่รับแรงอัดถึงแกนสะเทิน

นิยามความโค้ง คือ การเปลี่ยนแปลงการหมุนต่อหน่วยความยาวของชิ้นส่วนหรือค่าความชันของการกระจายความเครียดบนหน้าตัด ดังสมการ

$$\phi = \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{(d-c)} \quad (2.2)$$

หรือ

$$\phi = \frac{M}{EI} \quad (2.3)$$

โดยที่  $\phi$  = ความโค้งของหน้าตัด

$M$  = โมเมนต์ที่หน้าตัด

$E$  = โมดูลัสความยืดหยุ่นของหน้าตัด

$I$  = โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดรอบแกนสะเทิน

สมการที่ (2.3) เป็นความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้ง พบว่าถ้าความแข็งแกร่งของหน้าตัด (Flexural Rigidity, EI,) มีค่าคงที่แล้วความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งจะเป็นเส้นตรง แต่ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ค่าความแข็งแกร่งของหน้าตัด จะเปลี่ยนแปลงบ้างเล็กน้อยตามการกระจายแรงอัดในคอนกรีต การกระจายความเครียดในเหล็กเสริม เป็นต้น การแตกร้าวของหน้าตัดทำให้ค่าความแข็งแกร่งของหน้าตัดลดลงสำหรับหน้าตัดที่เสริมเหล็กน้อยกว่า จะลดลงมากกว่าหน้าตัดที่เสริมเหล็กมากกว่า พฤติกรรมของหน้าตัดหลังการแตกร้าวขึ้นอยู่กับปริมาณเหล็กเสริมเป็นหลัก กล่าวคือ สำหรับหน้าตัดที่เสริมเหล็กไม่มากเมื่อถึงสภาวะที่เหล็กเสริมเกิดการคราก ขณะนั้นการกระจายหน่วยแรงในคอนกรีตยังเป็นเส้นตรง ทำให้ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งก่อนสภาวะครากมีลักษณะเป็นเส้นตรง และการเพิ่มขึ้นของความโค้งจะเกิดขึ้นอย่างมากในขณะที่โมเมนต์เพิ่มขึ้นเล็กน้อย แต่สำหรับหน้าตัดที่เสริมเหล็กมาก เมื่อถึง

สภาวะเหล็กเสริมครากในขณะนั้นการกระจายหน่วยแรงในคอนกรีตไม่เป็นเส้นตรง และลักษณะการวิบัติจะเป็นแบบเปราะ

ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้ง สำหรับทางปฏิบัติแล้วในกรณีที่เหล็กเสริมครากสามารถใช้แบบจำลองเป็นเส้นตรง 3 เส้น โดยเส้นตรงแรกจะเริ่มจากศูนย์จนกระทั่งถึงสภาวะแตกร้าว เส้นที่สองเริ่มจากสภาวะแตกร้าวจนกระทั่งถึงเหล็กเสริมคราก และเส้นที่สามเริ่มจากสภาวะครากของเหล็กเสริมถึงสภาวะความเครียดสูงสุดของคอนกรีต หรืออาจจะใช้แบบจำลองเป็นเส้นตรง 2 เส้น โดยเส้นแรกเริ่มจากศูนย์จนกระทั่งถึงเหล็กเสริมครากและเส้นที่สองเริ่มจากเหล็กเสริมครากถึงสภาวะความเครียดสูงสุดของคอนกรีต ซึ่งแบบจำลองการประมาณทั้ง 2 แบบดังกล่าวมีความถูกต้องเพียงพอเมื่อนำมาตัดเริ่มเกิดการแตกร้าว

ช่วงก่อนการแตกร้าวจะสมมติว่าการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตเป็นเส้นตรง การคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งสามารถใช้ทฤษฎีอิลาสติกได้ แต่หลังการแตกร้าวการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตจะไม่เป็นสัดส่วนตรงกับความเครียด การคำนวณหาความสัมพันธ์ดังกล่าว สามารถใช้วิธีความเครียดสอดคล้อง โดยใช้หลักการของแรงคู่ควบที่เป็นแรงอัดลัพท์เนื่องจากคอนกรีตหรือทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริมรับแรงอัดและแรงดึงลัพท์โดยที่แรงทั้งคู่ต้องอยู่ภายใต้สมดุลที่สภาวะความเครียดของคอนกรีตหรือเหล็กเสริมนั้นๆ การคำนวณแรงอัดลัพท์ให้สมดุลกับแรงดึงลัพท์ต้องทำการทดลองหาตำแหน่งของแนวแกนสะเทินจนกระทั่งได้ตำแหน่งของแนวแกนสะเทินที่ทำให้แรงอัดลัพท์สมดุลกับแรงดึงลัพท์ หลังจากนั้นจึงคำนวณค่าโมเมนต์รอบแกนสะเทิน

ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในการศึกษาดังแสดงในรูปที่ 2.4 ซึ่งความสัมพันธ์ดังกล่าววิเคราะห์โดยวิธีความเครียดสอดคล้อง โดยมีพารามิเตอร์ต่างๆ ดังนี้ กำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกเทในที่และกำลังครากของเหล็กเสริมตามความเป็นจริง ดังแสดงในตารางที่ 3.1 หน้าตัดคานตามสภาวะจริง ดังแสดงในตารางที่ 3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตใช้แบบจำลองของ Hognestad,<sup>(9)</sup> (1951) กำหนดให้ความเครียดสูงสุดของคอนกรีตมีค่า  $3000 \mu\epsilon$  โดยมีปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อเป็นตัวแปรหลัก มีค่าเท่ากับ  $0.158\rho_b$ ,  $0.313\rho_b$ ,  $0.658\rho_b$  และ  $1.169\rho_b$  ตามลำดับ จากการวิเคราะห์ได้ค่าของโมเมนต์ที่สภาวะแตกร้าว  $0.25 \times 10^6$ ,  $0.22 \times 10^6$ ,  $0.22 \times 10^6$  และ  $0.28 \times 10^6$  กก.-ซม. ตามลำดับ ค่าความโค้งที่สภาวะแตกร้าว  $6.71 \times 10^{-6}$ ,  $6.83 \times 10^{-6}$ ,  $7.03 \times 10^{-6}$  และ  $6.46 \times 10^{-6}$  เเรเดียน/ซม. ตามลำดับ ค่าโมเมนต์ที่สภาวะเหล็กเสริมคราก  $0.61 \times 10^6$ ,  $0.81 \times 10^6$ ,  $1.40 \times 10^6$  และ  $2.46 \times 10^6$  กก.-ซม. ตามลำดับ ค่าความโค้งที่สภาวะเหล็กเสริมคราก  $8.22 \times 10^{-5}$ ,  $8.54 \times 10^{-5}$ ,

$1.08 \times 10^{-4}$  และ  $1.41 \times 10^{-4}$  เรเดียน/ชม. ตามลำดับ ค่าโมเมนต์สูงสุด  $0.64 \times 10^6$ ,  $0.85 \times 10^6$ ,  $1.42 \times 10^6$  และ  $2.46 \times 10^6$  กก.-ชม. ตามลำดับ ค่าความโค้งสูงสุด  $7.94 \times 10^{-4}$ ,  $3.81 \times 10^{-4}$ ,  $1.84 \times 10^{-4}$  และ  $1.41 \times 10^{-4}$  เรเดียน/ชม. ตามลำดับ

จากการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ดังกล่าว ชี้ชัดว่า เมื่อปริมาณเหล็กเสริมมากขึ้น ทำให้โมเมนต์สูงสุดและสตีฟเนสมากขึ้นแต่ค่าความโค้งสูงสุดน้อยลง และอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์สูงสุดต่อโมเมนต์คราก มีช่วงอยู่ระหว่าง 1.02 ถึง 1.04 และค่าของโมเมนต์สภาวะแตกร้าวกับโมเมนต์สภาวะครากจะแตกต่างกันมากขึ้นเมื่อปริมาณเหล็กเสริมมากขึ้น

## 2.2.2 การกระจายหน่วยแรงในคอนกรีต

ถ้าคอนกรีตที่ไม่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กปลอกหรือได้รับการโอบรัดจากเหล็กปลอก มีพฤติกรรมแบบเหนียวไม่เพียงพอที่อยู่ในขอบเขตที่ยอมให้ได้ การเสริมเหล็กปลอกเพิ่มเข้าไปจะทำให้หน้าตัดนั้นมีพฤติกรรมแบบเหนียวเพิ่มมากขึ้น ทำให้เกิดการโอบรัดคอนกรีตที่ถูกแรงอัดกระทำและยังสามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนอีกด้วย

คอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กปลอกคือคอนกรีตที่มีการเสริมเหล็กปลอกเพื่อต้านทานการขยายตัวออกทางด้านข้างของคอนกรีต ทำให้เกิดหน่วยแรงอัดในทิศทางที่ตั้งฉากกับทิศทางที่แรงอัดหรือหน่วยแรงที่กระทำ ซึ่งกระบวนการของการโอบรัดคอนกรีตนั้นเกิดขึ้นได้จากปัจจัยหลักๆ 2 ประการ คือ

1. ขนาดของหน่วยแรงโอบรัดด้านข้างเนื่องจากเหล็กปลอก ซึ่งขึ้นกับปริมาณและกำลังของเหล็กปลอก
2. ประสิทธิภาพในการโอบรัดบนพื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตซึ่งขึ้นกับลักษณะการจัดเรียงตัวของเหล็กเสริม

เมื่อหน่วยแรงอัดในคอนกรีตมีค่าต่ำ เหล็กปลอกจะยังไม่ออกแรงต้านทานคอนกรีต แต่ถ้าหน่วยแรงอัดในคอนกรีตมีค่าสูงขึ้นและคอนกรีตขยายตัวออกทางด้านข้างจนกระทั่งเหล็กปลอกออกแรงต้านทานการขยายตัวของคอนกรีต จะทำให้หน้าตัดนั้นมีกำลังอัดได้ดียิ่งขึ้น หน่วยแรงโอบ

รัดด้านข้างเนื่องจากเหล็กปลอกที่ด้านทานการขยายตัวของคอนกรีตนี้เรียกว่า Lateral Confining Pressure ( $f_l$ )

### ก. หน้าตัดคอนกรีตที่ไม่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กปลอก

พฤติกรรมของคอนกรีตล้วนภายใต้การอัดสามารถทราบได้จากการทดสอบแท่งทรงกระบอกตัวอย่างที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 ซม. สูง 30 ซม. หรือจากแท่งคอนกรีตลูกบาศก์ขนาด  $15 \times 15 \times 15$  ซม.<sup>3</sup>. เมื่อแท่งคอนกรีตตัวอย่างมีอายุครบ 28 วัน สำหรับหน่วยแรงของคอนกรีตที่น้อยกว่าประมาณ  $0.5 f_c'$  ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตเกือบเป็นเส้นตรง<sup>(15)</sup> และความเครียดที่หน่วยแรงสูงสุด ( $\epsilon_0$ ) มีค่าประมาณ  $2000 \mu\epsilon$  ความเครียดที่สภาวะประลัย ( $\epsilon_u$ ) มีค่าประมาณ  $3000 \mu\epsilon$  ถึง  $8000 \mu\epsilon$  เพื่อความปลอดภัย มาตรฐาน ACI 318-99 กำหนดให้  $\epsilon_u$  เท่ากับ  $3000 \mu\epsilon$  และสำหรับโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต ( $E_c$ ) กำหนดให้เท่ากับ  $15200\sqrt{f_c'}$  ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ไม่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กปลอกที่เสนอโดย Hognestad, E<sup>(9)</sup> (1951) ดังแสดงในรูปที่ 2.5 ซึ่งในการศึกษานี้ได้ใช้แบบจำลองของ Hognestad ที่เสนอสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีต ดังสมการ

$$f_c = f_c' \left[ \frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2.4)$$

โดยที่  $f_c$  = หน่วยแรงอัดของคอนกรีต (กก./ซม.<sup>2</sup>)

$f_c'$  = กำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ 28 วัน (กก./ซม.<sup>2</sup>)

$\epsilon_c$  = ความเครียดของคอนกรีต

$\epsilon_0$  = ความเครียดของคอนกรีต ณ กำลังอัด

การคำนวณแรงอัดลัพท์ของคอนกรีต ( $C_c$ ) และการตัดเนื่องจากแรงอัดลัพท์ของคอนกรีตสามารถหาค่าได้โดยการอินทิเกรต

การกระจายหน่วยแรงและความเครียดบนหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กดังแสดงในรูปที่ 2.6 นั้นคือ ความเครียดในคอนกรีตที่ระยะ  $x$  จากแกนสะเทินเท่ากับ  $\phi x$  จากสมการที่ 2.4 จะได้หน่วยแรงในคอนกรีตเท่ากับ

$$\begin{aligned}
 f_c(x) &= f_c' \left[ \left( \frac{2\phi x}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\phi x}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \\
 C_c &= \int_0^c f_c(x) b dx \\
 &= \int_0^c b f_c' \left[ \left( \frac{2\phi x}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\phi x}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] dx \\
 &= b f_c' \left[ \left( \frac{\phi c^2}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\phi^2 c^3}{3\varepsilon_0^2} \right) \right]
 \end{aligned}$$

ดังนั้นแรงอัดลัพท์ของคอนกรีต

$$C_c = b f_c' \left[ \left( \frac{\phi c^2}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\phi^2 c^3}{3\varepsilon_0^2} \right) \right] \quad (2.5)$$

จากหลักกลศาสตร์หาโมเมนต์รอบแกนสะเทินเนื่องจากหน่วยแรงอัดของคอนกรีต เท่ากับ

$$\begin{aligned}
 M_c &= \int_0^c b f_c(x) x dx \\
 &= \int_0^c b f_c' \left[ \left( \frac{2\phi x}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\phi x}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] x dx \\
 &= b f_c' \left[ \frac{2\phi c^3}{3\varepsilon_0} - \frac{\phi^2 c^4}{4\varepsilon_0^2} \right]
 \end{aligned}$$

ดังนั้น

$$M_c = b f_c' \left[ \frac{2\phi c^3}{3\varepsilon_0} - \frac{\phi^2 c^4}{4\varepsilon_0^2} \right] \quad (2.6)$$

### ข. หน้าตัดคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กปลอก

ในปี 1982 Park และคณะ<sup>(10)</sup> เสนอเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กปลอกโดยพัฒนามาจากแบบจำลองของ Kent และ Park<sup>(6)</sup> (1971) และมีการเพิ่มกำลังอัดของคอนกรีตเนื่องมาจากการโอบรัดของเหล็กปลอก ดังแสดงในรูปที่ 2.7 พบว่าหน่วยแรงเพิ่มขึ้นสูงสุดไปจนถึงจุด B ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $Kf_c'$  ที่ความเครียดเท่ากับ  $0.002K$  โดยที่



$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f_c'} \quad (2.7)$$

จากรูปที่ 2.7 พบว่าสมการเส้นโค้งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กปลอกของ Modified Kent and Park (1982) มีค่าดังนี้

ช่วง AB ;  $\varepsilon_c = 0.002K$

$$f_c = Kf_c' \left[ \frac{2\varepsilon_c}{K\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{K\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2.8)$$

ช่วง BC ;  $0.002K < \varepsilon_c < \varepsilon_{20c}$

$$f_c = Kf_c' [1 - z_m (\varepsilon_c - K\varepsilon_0)] \quad (2.9)$$

โดยที่ค่า  $f_c$  ต้องไม่ต่ำกว่า  $0.2Kf_c'$  และค่า  $z_m$  มีค่าเท่ากับ

$$z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 2.9f_c'}{145f_c' - 1000} + \frac{3}{4}\rho_s\sqrt{\frac{b'}{s}} - 0.002K} \quad (2.10)$$

โดยที่  $f_c'$  = กำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐานที่อายุ 28 วัน (กก./ซม.<sup>2</sup>)

$b'$  = ความกว้างของหน้าตัดวัดจากผิวนอกถึงผิวนอกเหล็กปลอก (ซม.)

โดยที่  $\rho_s$  = อัตราส่วนระหว่างปริมาตรของเหล็กปลอกต่อปริมาตรของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัด คัดจากเส้นรอบนอกของเหล็กปลอก

$s$  = ระยะห่างของเหล็กปลอก (ซม.)

$f_{yh}$  = กำลังครากของเหล็กปลอก (กก./ซม.<sup>2</sup>)

$\varepsilon_c$  = ความเครียดของคอนกรีต

$\varepsilon_{20c}$  = ความเครียด ณ จุดที่หน่วยแรงลดลงจนกระทั่งถึง 20% ของกำลังอัด

$\varepsilon_0$  = ความเครียดที่สภาวะกำลังอัดที่ไม่คิดผลการโอบรัด มีค่าเท่ากับ  $2000 \mu\varepsilon$

การคำนวณแรงอัดลัพท์ของคอนกรีต ( $C_c$ ) และการตัดเนื่องจากหน่วยแรงอัดของคอนกรีตสามารถหาค่าได้โดยการอินทิเกรต

$$\text{ช่วง AB ; } \varepsilon_c < 0.002K \text{ หรือ } c' < \frac{0.002K}{\phi}$$

พิจารณารูปที่ 2.6 ความเครียดในคอนกรีตที่ระยะ  $x$  จากแกนสะเทินเท่ากับ  $\phi x$  จากสมการที่ (2.8) หน่วยแรงในคอนกรีต เท่ากับ

$$f_c(x) = Kf_c' \left[ \frac{2\phi x}{K\varepsilon_0} - \left( \frac{\phi x}{K\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

$$\begin{aligned} C_c &= \int_0^{c'} f_c(x) b dx \\ &= \frac{f_c' \phi b x^2}{\varepsilon_0} \left[ 1 - \frac{\phi x}{3K\varepsilon_0} \right]_0^{c'} \\ &= \frac{f_c' \phi b c'^2}{\varepsilon_0} \left( 1 - \frac{\phi c'}{3K\varepsilon_0} \right) \end{aligned}$$

ดังนั้น

$$C_c = \frac{f_c' \phi b c'^2}{\varepsilon_0} \left( 1 - \frac{\phi c'}{3K\varepsilon_0} \right) \quad (2.11)$$

จากหลักกลศาสตร์โมเมนต์รอบแกนสะเทินเนื่องจากหน่วยแรงอัดในคอนกรีต เท่ากับ

$$\begin{aligned} M_c &= \int_0^{c'} b f_c(x) x dx \\ &= \frac{f_c' b}{\varepsilon_0} \int_0^{c'} \left( 2\phi x^2 - \frac{\phi^2 x^3}{K\varepsilon_0} \right) dx \\ &= \frac{f_c' b}{\varepsilon_0} \left[ \frac{2\phi x^3}{3} - \frac{\phi^2 x^4}{4K\varepsilon_0} \right]_0^{c'} \\ &= \frac{f_c' \phi b c'^3}{\varepsilon_0} \left[ \frac{2}{3} - \frac{\phi c'}{4K\varepsilon_0} \right] \end{aligned}$$

ดังนั้น

$$M_{c_c} = \frac{f_c' \phi b' c'^3}{\varepsilon_0} \left( \frac{2}{3} - \frac{\phi c'}{4K\varepsilon_0} \right) \quad (2.12)$$

ช่วง BC ;  $0.002K < \varepsilon_c < \varepsilon_{20c}$  หรือ  $\frac{0.002K}{\phi} < x < \frac{\varepsilon_{20c}}{\phi}$

จากสมการที่ (2.9) และสมการที่ (2.11) ได้

$$\begin{aligned} C_c &= \frac{f_c' \phi b' x^2}{\varepsilon_0} \left( 1 - \frac{\phi x}{3K\varepsilon_0} \right)_{\frac{K\varepsilon_0}{\phi}}^{\frac{K\varepsilon_0}{\phi}} + Kf_c' b' \int_{\frac{K\varepsilon_0}{\phi}}^{\frac{c'}{\phi}} [1 - z_m (\phi x - K\varepsilon_0)] dx \\ &= Kf_c' b' \left[ c' - z_m \left( \frac{\phi c'^2}{2} - K\varepsilon_0 c' \right) \right] - \frac{K^2 f_c' b' \varepsilon_0}{3\phi} - \frac{Z_m K^3 f_c' b' \varepsilon_0^2}{2\phi} \end{aligned}$$

ดังนั้น

$$C_c = Kf_c' b' \left[ c' - z_m \left( \frac{\phi c'^2}{2} - K\varepsilon_0 c' \right) \right] - \frac{K^2 f_c' b' \varepsilon_0}{3\phi} - \frac{Z_m K^3 f_c' b' \varepsilon_0^2}{2\phi} \quad (2.13)$$

จากหลักกลศาสตร์หาโมเมนต์รอบแกนสะเทินเนื่องจากหน่วยแรงอัดในคอนกรีต ดังนี้

$$M_{c_c} = \int_0^{c'} b' f_c(x) x dx$$

จากสมการที่ (2.9) และสมการที่ (2.12) ได้

$$\begin{aligned} M_{c_c} &= \frac{f_c' b'}{\varepsilon_0} \left( \frac{2\phi x^3}{3} - \frac{\phi^2 x^4}{4K\varepsilon_0} \right)_{\frac{K\varepsilon_0}{\phi}}^{\frac{K\varepsilon_0}{\phi}} + Kf_c' b' \int_{\frac{K\varepsilon_0}{\phi}}^{\frac{c'}{\phi}} [x - z_m (\phi x^2 - K\varepsilon_0 x)] dx \\ &= \frac{5}{12} \frac{f_c' b' K^3 \varepsilon_0^2}{\phi^2} + Kf_c' b' \left[ \frac{c'^2}{2} - \frac{z_m \phi c'^3}{3} + \frac{Z_m K \varepsilon_0 c'^2}{2} \right] - Kf_c' b' \left[ \frac{K^2 \varepsilon_0^2}{2\phi^2} - \frac{Z_m K^3 \varepsilon_0^3}{3\phi^2} + \frac{Z_m K^3 \varepsilon_0^3}{2\phi^2} \right] \end{aligned} \quad (2.14)$$

- โดยที่  $M_c$  = โมเมนต์เนื่องจากแรงอัดในคอนกรีตรอบแกนสะเทิน (กก.-ซม.)
- $C_c$  = แรงอัดลัพธ์ในคอนกรีต (กก.)
- $b$  = ความกว้างของหน้าตัดวัดจากผิวนอกถึงผิวนอก (ซม.)
- $b'$  = ความกว้างของหน้าตัดวัดจากผิวนอกถึงผิวนอกเหล็กปลอก (ซม.)
- $f_c'$  = กำลังอัดของคอนกรีต (กก./ซม.<sup>2</sup>)
- $\epsilon_0$  = ความเครียดของคอนกรีต ณ กำลังอัด มีค่าเท่ากับ  $2000 \mu\epsilon$
- $\phi$  = ความโค้งของหน้าตัด (เรเดียน/ซม.)
- $c$  = ระยะจากผิวบนของคอนกรีตที่รับแรงอัดถึงแกนสะเทิน (ซม.)
- $c'$  = ระยะจากผิวนอกสุดของเหล็กปลอกที่รับแรงอัดถึงแกนสะเทิน (ซม.)

### 2.2.3 การกระจายหน่วยแรงในเหล็กเสริม

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงกับความเครียดของเหล็กเสริม ดังแสดงในรูปที่ 2.8 จะเห็นว่าขณะที่หน่วยแรงดึงยังอยู่ในช่วงอีลาสติกหรือช่วงยืดหยุ่นของเหล็กเสริม หน่วยแรงดึงจะเป็นสัดส่วนตรงกับความเครียดของเหล็กเสริมนั้นตามทฤษฎีเชิงเส้น การยืดตัวของเหล็กเสริมในช่วงยืดหยุ่นนี้ค่อนข้างน้อย และสามารถหดตัวกลับลงมาตามแนวเดิมได้หากเลิกดึง เมื่อแรงดึงกระทำมากขึ้นจนกระทั่งถึงหน่วยแรงที่เหล็กเสริมคราก ซึ่งเป็นจุดสิ้นสุดของช่วงอีลาสติก เหล็กเสริมจะเริ่มถูกดึงยืดออกขณะที่แรงดึงกระทำมีค่าค่อนข้างคงที่ เรียกหน่วยแรงดึง ณ จุดนี้ว่าหน่วยแรงดึงที่จุดคราก ( $f_y$ ) ซึ่งในบางครั้งอาจพบว่ามีทั้งจุดครากบนและจุดครากล่าง ตำแหน่งของจุดครากบนไม่แน่นอนขึ้นกับอัตราเร่งของแรงดึงและขนาดหน้าตัดของเหล็กเสริม (ไม่ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.8) ปกติถือว่าจุดครากล่างเป็นหน่วยแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมที่แท้จริง ช่วงความเครียดของเหล็กเสริมเพิ่มมากขึ้นขณะที่หน่วยแรงดึงมีค่าค่อนข้างคงที่เรียกว่าช่วงพลาสติก การยืดตัวของเหล็กเสริมในช่วงนี้แสดงถึงความเหนียวของเหล็กเสริมซึ่งปกติมีค่าประมาณ 10 ถึง 12 เท่าของความเครียดที่จุดคราก แต่เมื่อเหล็กเสริมมีกำลังที่จุดครากสูงขึ้น การยืดตัวในช่วงนี้จะลดน้อยลง ถัดจากช่วงนี้เหล็กเสริมจะมีพฤติกรรมใหม่ซึ่งสามารถรับแรงดึงเพิ่มได้อีกและมีการยืดตัวเพิ่มขึ้นแต่หน่วยแรงดึงกับความเครียดไม่เป็นสัดส่วนโดยตรงเหมือนในช่วงอีลาสติก เรียกช่วงนี้ว่าช่วงการแข็งตัวเพิ่ม (Strain Hardening) จนกระทั่งเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงกำลังสูงสุดของเหล็กเสริม ( $f_{su}$ ) และหน้าตัดของเหล็กเสริมเริ่มมีคอคอดเกิดขึ้นและเล็กลง ซึ่งสังเกตได้ค่อนข้างชัดเจน จนกระทั่งถึงจุดที่เหล็กเสริมถูกดึงและขาดออกจากกัน เรียกหน่วยแรงดึงที่จุดนี้ว่า หน่วยแรงดึงที่จุดขาดของเหล็กเสริม ค่าความชันของเส้นสัมพันธ์หรืออัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงดึงต่อความเครียดในช่วงอีลาสติกเรียกว่า โมดูลัสความยืดหยุ่นของเหล็กเสริม ( $E_s$ ) สำหรับเหล็กเสริมทุกชั้นคุณภาพ

จะมีค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นค่อนข้างเท่ากันและมีค่าเท่ากับ  $2 \times 10^6$  กก./ซม<sup>2</sup> หนึ่งเมื่อเหล็กเสริมต้องรับแรงอัดจะถือว่าเหล็กเสริมมีกำลังต้านทานแรงอัดเท่ากับกำลังต้านทานแรงดึง โดยมีค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นเมื่อรับแรงอัดเท่ากับค่าที่รับแรงดึง

อย่างไรก็ตาม ในการวิเคราะห์หน้าตัดโดยวิธีความเครียดสอดคล้อง การศึกษานี้จะสมมติว่า การกระจายหน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริมเป็นแบบอิลาสติกพลาสติก โดยสมบรูณ์ นั่นคือ ไม่คิดผลของการแข็งตัวเพิ่มของเหล็กเสริมในช่วงอินอิลาสติก

พิจารณา รูปที่ 2.6 การกระจายหน่วยแรงและความเครียดบนหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก นั่นคือ หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมรับแรงดึง ดังสมการ

$$T_s = E_s A_s \varepsilon_s \quad (2.15)$$

และหน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัด ดังสมการ

$$C_s = E_s A_s' \varepsilon_s' \quad (2.16)$$

โมเมนต์รอบแกนสะเทินเนื่องจากแรงดึงในเหล็กเสริมรับแรงดึง ดังสมการ

$$M_{T_s} = T_s (d - c) \quad (2.17)$$

โมเมนต์รอบแกนสะเทินเนื่องจากแรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัดเท่ากับ

$$M_{C_s} = C_s (c - d') \quad (2.18)$$

โดยที่  $T_s$  = แรงดึงในเหล็กเสริมรับแรงดึง (กก.)

$C_s$  = แรงอัดในเหล็กเสริมรับแรงอัด (กก.)

$M_{T_s}$  = โมเมนต์รอบแกนสะเทินเนื่องจากแรงดึงในเหล็กเสริม (กก.-ซม.)

$M_{C_s}$  = โมเมนต์รอบแกนสะเทินเนื่องจากแรงอัดในเหล็กเสริม (กก.-ซม.)

$c$  = ระยะจากผิวบนของคอนกรีตที่รับแรงอัดถึงแกนสะเทิน (ซม.)

$d$  = ระยะจากผิวบนรับแรงอัดถึงจุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงดึง (ซม.)

$d'$  = ระยะจากผิวบนรับแรงอัดถึงจุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงอัด (ซม.)

$$A_s = \text{พื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงดึง (ซม.}^2\text{)}$$

$$A'_s = \text{พื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงอัด (ซม.}^2\text{)}$$

$$E_s = \text{โมดูลัสความยืดหยุ่นของเหล็กเสริม (กก./ซม.}^2\text{)}$$

## 2.3 พฤติกรรมของคานต่อเนื่อง

การศึกษาพฤติกรรมการดัดที่รอยต่อของคานสำเร็จรูปโดยการทดสอบด้วยโครงสร้างจริง การวิบัติจะให้เกิดเนื่องจากการดัดเป็นหลัก ดังนั้นการวิบัติเนื่องจากการเฉือนทั้งแนวราบและแนวตั้ง แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมจะต้องไม่เกิดขึ้นกับตัวอย่างทดสอบ บริเวณรอยต่อจะเกิดแรงเฉือนและโมเมนต์มากที่สุดตามการวิเคราะห์โครงสร้าง ดังนั้น จะต้องป้องกันการวิบัติเนื่องจากสาเหตุดังกล่าวซึ่งเป็นการวิบัติแบบทันที

### 2.3.1 หน่วยแรงที่ทำให้คานเกิดการวิบัติทันที

#### ก. หน่วยแรงเฉือน

ตัวอย่างทดสอบที่ใช้ศึกษาเป็นคานสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็ก และทำการเสริมเหล็กที่รอยต่อพร้อมกับเทคอนกรีตในที่ ดังนั้น บริเวณผิวรอยต่อระหว่างคานสำเร็จรูปและคอนกรีตเทในที่ จะมีพฤติกรรมเป็นโครงสร้างเชิงประกอบอย่างสมบูรณ์ ต่อเมื่อรอยต่อดังกล่าว สามารถรับและถ่ายแรงเฉือนได้อย่างสมบูรณ์ หากรอยต่อดังกล่าวสามารถรับและถ่ายแรงเฉือนได้เพียงบางส่วน

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

เรียกว่า มีพฤติกรรมเชิงประกอบบางส่วน และจะไม่มีพฤติกรรมเชิงประกอบเมื่อไม่สามารถรับและถ่ายแรงเฉือนได้เลย หน่วยแรงเฉือนแนวราบที่เกิดขึ้นระหว่างผิวรอยต่อดังกล่าวสามารถวิเคราะห์ได้จากทฤษฎีอิลาสติก ดังนี้

พิจารณาหน้าตัด 1 และ 2 ของคานที่มีความยาวช่วง  $dx$  ดังแสดงในรูปที่ 2.9 และส่วนที่แรงจะแยกออกมาเป็นแผนภาพอิสระดังรูปที่ 2.10 โมเมนต์ที่หน้าตัด 2 มากกว่าที่หน้าตัด 1 ดังนั้น หน่วยแรงอัดที่หน้าตัด 2 จะมากกว่าที่หน้าตัด 1 ฉะนั้นแรงลัพท์แนวนอน  $H_2$  ที่เป็นหน่วยแรงอัดลัพท์บนหน้าตัด 2 จะมากกว่าแรงลัพท์แนวนอน  $H_1$  ที่เป็นหน่วยแรงอัดลัพท์บนหน้าตัด 1 ความแตกต่างระหว่างแรงลัพท์  $H_1$  และ  $H_2$  จะอยู่ภายใต้สมดุลโดยมีแรงเฉือนด้านขนาด  $dF$  กระทำ

นั่นคือ  $H_2 - H_1$  คือ ความแตกต่างระหว่าง  $\sigma_2 dA$  และ  $\sigma_1 dA$  ดังรูปที่ 2.10 และมีขนาดเท่ากับ  $dF$  ดังสมการ

$$\begin{aligned} [\sum F_H = 0] \quad dF &= H_2 - H_1 \\ &= \int_{y_1}^c \sigma_2 dA - \int_{y_1}^c \sigma_1 dA \end{aligned}$$

แทนค่าหน่วยแรงเนื่องจากการดัด,  $\sigma$ , เท่ากับ  $\frac{Mc}{I}$  จะได้

$$\begin{aligned} dF &= \frac{M_2}{I} \int_{y_1}^c y dA - \frac{M_1}{I} \int_{y_1}^c y dA \\ &= \frac{M_2 - M_1}{I} \int_{y_1}^c y dA \end{aligned} \quad (2.19)$$

จากรูป 2.9 ค่า  $dF = \tau b dx$  และค่า  $M_2 - M_1$  แสดงการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์  $dM$  บนระยะความยาวคาน  $dx$  แทนค่าความสัมพันธ์ดังกล่าวลงในสมการ (2.19) ดังนั้นได้

$$\tau = \frac{dM}{I b dx} \int_{y_1}^c y dA$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{V}{Ib} \int_{y_1}^c y dA = \frac{V}{Ib} A' \bar{y} \\
 \text{ดังนั้น} \quad \tau &= \frac{VQ}{Ib} \tag{2.20}
 \end{aligned}$$

โดยที่  $\tau$  = หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยในแนวอนติลาสติคระหว่างผิวที่พิจารณา (กก./ซม.<sup>2</sup>)

$V$  = แรงเฉือนที่ตำแหน่งพิจารณา (กก.)

$Q$  = โมเมนต์ของพื้นที่ผิวที่พิจารณารอบแกนสะเทิน (ซม.<sup>3</sup>)

$I$  = โมเมนต์อินเนอร์เซียรอบแกนสะเทินของหน้าตัด (ซม.<sup>4</sup>)

$b$  = ความกว้างของหน้าตัด (ซม.)

อย่างไรก็ตามหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยในแนวอนติลาสติคบนตำแหน่งที่พิจารณาจะเท่ากับหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยในแนวตั้งอติลาสติคที่ตำแหน่งเดียวกันเนื่องจากต้องอยู่ภายใต้สมดุลย์ สมการที่ (2.20) จะใช้ได้กับคอนกรีตที่ยังไม่ร้าวและจะให้ค่าโดยประมาณเมื่อคานคอนกรีตแตกร้าว

ผิวรอยต่อระหว่างคานสำเร็จรูปกับคอนกรีตเททับหน้าของตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในการศึกษา กำลังรับแรงเฉือนในแนวราบระหว่างผิวรอยต่อจะให้เหล็กปลอกเป็นตัวต้านทาน โดยในการหล่อคานสำเร็จรูปจะทำการยื่นเหล็กปลอกแนวตั้งขึ้นมาเพื่อใช้รับแรงเฉือนในแนวราบ และจะสมมติว่าแรงเสียดทานระหว่างผิวรอยต่อเนื่องจากคานสำเร็จรูปและคอนกรีตเททับหน้าเป็นศูนย์มีเพียงกำลังของเหล็กปลอกที่ใช้แบกรับแรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นทั้งหมด

## ข. หน่วยแรงยึดเหนี่ยว

คานอาจวิบัติได้จากหน่วยแรงยึดเหนี่ยวนอกเหนือจากการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์หรือแรงเฉือน หน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond Stress) ระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมที่เกิดเนื่องจากแรงเฉือน (หรือการแปรเปลี่ยนของโมเมนต์) ระหว่างผิวสัมผัสของเหล็กเสริมกับคอนกรีตที่ห่อหุ้มโดยรอบในขณะที่มีการถ่ายแรงระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมนั้น เรียกว่า Flexural Bond Stress และหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดเนื่องจากการถ่ายแรงระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตซึ่งได้จากการฝังยึดหรือยึดเหล็กเสริมจากตำแหน่งที่แรงดึงในเหล็กเสริมมีค่าสูงสุดจนถึงตำแหน่งที่เหล็กเสริมมีแรงดึงเป็นศูนย์ เรียกว่า Anchorage Bond Stress



การคำนวณออกแบบเกี่ยวกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวในอดีต กระทำโดยการพิจารณาหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากการแปรเปลี่ยนของโมเมนต์ แต่ผลการทดสอบ พบว่า หากจัดระยะฝั่งเหล็กเสริมไว้ในคอนกรีตอย่างพอเพียงแล้วการวิบัติเนื่องจาก Flexural Bond Stress จะมีความสำคัญรองลงไป ฉะนั้นการคำนวณออกแบบเกี่ยวกับการยึดเหนี่ยว จะพิจารณาจากความยาวยึดรั้งหรือระยะที่ต้องฝั่งเหล็กเสริมไว้ในคอนกรีตที่แต่ละด้านของหน้าตัดวิกฤติ ซึ่งหน้าตัดวิกฤตินี้ คือ ตำแหน่งที่เหล็กเสริมต้องรับแรงดึงสูงสุด

ผลการทดลองในอดีต พบว่า กำลังต้านทานแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสูงสุดของเหล็กข้ออ้อยเส้นเดียวที่รับแรงดึงมีค่าเท่ากับ  $U_n = 23.15\sqrt{f'_c}$  กก./ซม. และพบอีกว่ากำลังต้านทานแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสูงสุดของเหล็กข้ออ้อยหลายๆ เส้นที่วางเรียงในชั้นหนึ่งๆ จะมีค่าลดลงเหลือเพียงร้อยละ 80 นั่นคือ  $U_n = 18.52\sqrt{f'_c}$  กก./ซม. ถ้าสมมติว่าเหล็กเสริมรับแรงดึงเกิดการคราก ดังนั้น ความยาวของระยะฝั่งเหล็กเสริมที่หน้าตัดวิกฤติ  $l_{db} = \frac{A_b f_y}{U_n}$  และเพื่อความปลอดภัยจะเพิ่มค่าขึ้นอีก 15% ดังนั้นได้  $l_{db} = \frac{1.15A_b f_y}{U_n}$  แทนค่า  $U_n = 18.52\sqrt{f'_c}$  กก./ซม. ดังนั้นได้

$$l_{db} = \frac{0.06A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (2.21)$$

โดยที่  $l_{db}$  = ระยะฝั่งพื้นฐาน (ซม.)

$A_b$  = พื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงดึง 1 เส้น (ซม<sup>2</sup>)

$f_y$  = กำลังครากของเหล็กเสริม (กก./ซม<sup>2</sup>)

$f'_c$  = กำลังอัดของคอนกรีต (กก./ซม<sup>2</sup>)

ความยาวยึดรั้งฝั่งจริง,  $l_d$ , จะได้จากการปรับแก้โดยการคูณระยะฝั่งพื้นฐาน,  $l_{db}$ , ด้วยตัวคูณประกอบต่างๆ ซึ่งเป็นการพิจารณาถึงรายละเอียดต่างๆ ของการเสริมเหล็กเช่น ระยะเรียงเหล็กเสริม ระยะคอนกรีตหุ้ม การใช้เหล็กปลอก ตำแหน่งของเหล็กเสริม เป็นต้น ตัวคูณประกอบให้ไว้ในมาตรฐาน ACI 318-99 หรือมาตรฐาน วสท. (โดยวิธีกำลัง) ดังนั้นความยาวของเหล็กเสริมที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบจะใช้สมการดังกล่าวในการตรวจสอบหาความยาวยึดรั้งจริงเพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการวิบัติเนื่องจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยว

### 2.3.2 ความเหนียวและการกระจายซ้ำของโมเมนต์

ความเหนียวของโครงสร้าง หมายถึง ความสามารถในการเสียรูป เช่น การยืดการหด หรือ การตัด โดยที่ยังคงรักษากำลังแม้ว่าจะมีการเสียรูปเลยช่วงอีลาสติกไปแล้ว

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่จะนำมาใช้งานต้องออกแบบให้มีพฤติกรรมแบบเหนียว ก่อนที่จะเกิดการวิบัติ หมายความว่าให้สามารถเปลี่ยนรูปได้มาก (Large Deformation) ภายหลังจากที่เหล็กเสริมรับแรงดึงเกิดการคราก ค่าความเหนียวของหน้าตัดขึ้นกับอัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึง เป็นหลัก กล่าวคือ การเสริมเหล็กรับแรงดึงในปริมาณที่น้อยจะทำให้ความเหนียวของหน้าตัดมากกว่าการเสริมเหล็กในปริมาณที่มากกว่า

ดัชนีความเหนียว นิยามเป็นอัตราส่วนความโค้งสูงสุดต่อความโค้งที่สภาวะเหล็กเสริมคราก ดังสมการ

$$u = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.22)$$

โดยที่  $u$  = ดัชนีความเหนียวของหน้าตัด

$\phi_u$  = ความโค้งสูงสุดของหน้าตัด (เรเดียน/ชม.)

$\phi_y$  = ความโค้งที่สภาวะเหล็กเสริมเกิดการครากที่หน้าตัด (เรเดียน/ชม.)

พฤติกรรมของคอนกรีตในบริเวณที่รับแรงอัดที่มีผลการโอบรัดจากจากตำแหน่งที่ให้น้ำหนักบรรทุกหรือบริเวณฐานรองรับ อย่างเช่นในการทดสอบนี้ตำแหน่งที่ให้น้ำหนักบรรทุกจะต้องรองรับด้วยแผ่นเหล็กเพื่อที่จะให้แรงกระจายลงบนหลังคานอย่างสม่ำเสมอและหน้ารับฐานรองรับที่รอยต่อจะมีผลเนื่องจากความกว้างของฐานรองรับ ทำให้บริเวณดังกล่าวมีความเหนียวเพิ่มมากขึ้น<sup>(15)</sup> และบริเวณหน้าตัดวิกฤติอาจจะเกิดการโอบรัดเนื่องจากคอนกรีตที่อยู่ติดกัน เนื่องจากบริเวณหน้าตัดวิกฤติความเครียดจะมีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วและเกิดหน่วยแรงในคอนกรีตขึ้นสูง ซึ่งเสมือนว่าบริเวณที่อยู่ชิดกับหน้าตัดวิกฤติจะทำหน้าที่โอบรัดจากหน่วยแรงอัดที่ต่ำกว่า

ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อจากการวิเคราะห์โดยวิธีความเครียดสอดคล้อง ดังรูปที่ 2.4 และจากนิยามดังกล่าว คำนวณค่าดัชนีความเหนียวที่รอยต่อของตัวอย่าง

ทดสอบ ที่มีปริมาณเหล็กเสริมตั้งแต่  $0.158 \rho_b$  ถึง  $1.169 \rho_b$  พบว่า ดัชนีความเหนียวจะมีค่าน้อยลงเมื่อปริมาณเหล็กเสริมมากขึ้นและจะมีช่วงตั้งแต่ 7.06 ถึง 1.00 ตามที่ได้กล่าวไว้ตั้งแต่ต้น

ตามต่อเนื่อง 2 ช่วง ที่ใช้ในการศึกษา การวิเคราะห์ค่าการกระจายซ้ำของโมเมนต์จากรอยต่อไปยังช่วงคานหลังการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อ มีหลักการว่า “น้ำหนักบรรทุกที่รับได้เพิ่มขึ้นหลังจากเหล็กเสริมที่รอยต่อครากเทียบกับน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมที่รอยต่อคราก ” น้ำหนักบรรทุกที่รับได้เพิ่มขึ้นนี้จะพิจารณาที่สภาวะการยึดตัวสูงสุดของเหล็กเสริมที่รอยต่อและความเครียดสูงสุดของคอนกรีตบริเวณรอยต่อ หลังจากที่ยึดตัวสูงสุดหรือคอนกรีตบริเวณรอยต่อถูกอัดมากที่สุดแล้ว น้ำหนักบรรทุกที่รับได้เพิ่มขึ้นจะถือว่าที่รอยต่อไม่สามารถรักษากำลังดัดเอาไว้ได้ มีเพียงช่วงคานเท่านั้นที่มีกำลังเพียงพอที่สามารถต้านน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นได้ การวิเคราะห์การกระจายโมเมนต์ที่รอยต่อไปยังช่วงคาน หลังการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อ ดังสมการ

$$\beta = \frac{P_u - P_y}{P_y} \times 100\% \quad (2.23a)$$

โดยที่  $\beta$  = เปอร์เซนต์การกระจายซ้ำของโมเมนต์ที่รอยต่อ

$P_u$  = น้ำหนักบรรทุกที่สภาวะเหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดความเครียดสูงสุด (กก.)

$P_y$  = น้ำหนักบรรทุกที่สภาวะเหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการคราก (กก.)

การวิเคราะห์การกระจายโมเมนต์ที่รอยต่อไปยังช่วงคานหลังการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อของการทดสอบแบบคานยื่น หาได้จากน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อ โดยมีหลักการว่า “น้ำหนักบรรทุก  $P_1$  ที่รับได้เพิ่มขึ้นหลังจากเหล็กเสริมที่รอยต่อครากเทียบกับน้ำหนักบรรทุก  $P_1$  ที่สภาวะเหล็กเสริมที่รอยต่อคราก ” โดยที่ในการทดสอบจะค้ำน้ำหนักบรรทุก  $P_1$  เอาไว้ เพื่อไม่ให้คานดิ่งขึ้น น้ำหนักบรรทุก  $P_1$  ที่รับได้เพิ่มขึ้นนี้จะพิจารณาที่สภาวะการยึดตัวสูงสุดของเหล็กเสริมที่รอยต่อหรือความเครียดสูงสุดของคอนกรีตบริเวณรอยต่อ การวิเคราะห์การกระจายโมเมนต์ที่รอยต่อไปยังช่วงคาน หลังการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อ ดังสมการ

$$\beta = \frac{P_{1u} - P_{1y}}{P_{1y}} \times 100\% \quad (2.23b)$$

โดยที่  $\beta =$  เปอร์เซนต์การกระจายค่าโมเมนต์ที่รอยต่อ

$P_{1u} =$  น้ำหนักบรรทุก P1 ที่สภาวะเหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดความเครียดสูงสุด (กก.)

$P_{1y} =$  น้ำหนักบรรทุก P1 ที่สภาวะเหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการคราก (กก.)

### ก. คานต่อเนื่อง 2 ช่วง

พิจารณา รูปที่ 2.11a เป็นคานต่อเนื่อง 2 ช่วง ที่ใช้ในการศึกษารับน้ำหนักบรรทุกแบบจุดที่กลางช่วงทั้ง 2 ช่วง เมื่อบรรทุกน้ำหนัก P คานจะเกิดการแอ่นตัว ดังรูปที่ 2.11b และการกระจายแรงภายในจะเป็นไปตามทฤษฎีอิลาสติก ดังรูปที่ 2.11c (ไม่คิदन้ำหนักคาน) ค่าโมเมนต์บวกกลางช่วง ดังสมการ

$$M^+ = \frac{5}{32} PL \quad (2.24)$$

และค่าโมเมนต์ลบที่ฐานรองรับกลาง ดังสมการ

$$M^- = \frac{3}{16} PL \quad (2.25)$$

ที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบจะมีผลเนื่องจากความกว้างของฐานรองรับ ดังนั้น จะสมมติว่าค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงภายนอกที่รอยต่อจะอยู่ที่ตำแหน่งหน้าของฐานรองรับ ดังสมการ

$$M_{joint}^- = \frac{3}{16} PL - \frac{11}{32} Px \quad (2.26)$$

ค่าการแอ่นตัวที่กลางช่วง ดังสมการ

$$\Delta_{mid} = \frac{7}{768} \frac{PL^3}{E_c I_{eff}} \quad (2.27)$$

โดยที่  $M^+ =$  โมเมนต์บวกที่กลางช่วง (กก.-ซม.)

$M^- =$  โมเมนต์ลบที่ฐานรองรับกลาง (กก.-ซม.)

$$\begin{aligned}
 \text{โดยที่ } M_{joint}^- &= \text{โมเมนต์ลบน้ำฐานรองรับของรอยต่อ (กก.-ซม.)} \\
 P &= \text{น้ำหนักบรรทุกแบบจุดตำแหน่งกลางช่วง (กก.)} \\
 L &= \text{ความยาวช่วง (ซม.)} \\
 E_c &= \text{โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (กก./ซม.<sup>2</sup>)} \\
 I_{eff} &= \text{โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพ (ซม.<sup>4</sup>)} \\
 x &= \text{ความกว้างของฐานรองรับรอยต่อ (ซม.)}
 \end{aligned}$$

การศึกษานี้จะให้เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการครากเป็นตำแหน่งแรก ซึ่งต้องอยู่ภายใต้เงื่อนไข  $\frac{M_u^-}{M_u^+} < \frac{M^-}{M^+} = 1.2$  โดยที่  $M_u^-$  คือ กำลังดัดที่กลางช่วง  $M_u^+$  คือ กำลังดัดที่รอยต่อ เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการคราก ดังรูปที่ 2.11d หลังจากนั้นการกระจายของแรงภายในจะเกิดขึ้นใหม่และการกระจายแรงภายในจะถ่ายเข้าช่วงคานเกือบทั้งหมด มีเพียงส่วนน้อยที่ถ่ายเข้าที่รอยต่อ และจะสมมติว่าการเพิ่มขึ้นของโมเมนต์ภายในตำแหน่งฐานรองรับกลางหรือรอยต่อหลังการครากของเหล็กเสริมจะเพิ่มขึ้นตามความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อ ตามความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความเครียดหลังการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธีความเครียดสอดคล้อง และจะสมมติว่าความเหนียวที่รอยต่อขึ้นอยู่กับการยืดตัวสูงสุดของเหล็กเสริมที่รอยต่อ เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก P จนกระทั่งโมเมนต์บวกที่กลางช่วงถึงจุดที่ทำให้เหล็กเสริมที่กลางช่วงครากดังแสดงในรูปที่ 2.11d แล้วกลไกการวิบัติจะเกิดขึ้น

### ข. คานต่อเนื่องปลายยื่น

พิจารณารูปที่ 2.12a เป็นคานต่อเนื่องปลายยื่นที่ใช้ในการศึกษารับน้ำหนักบรรทุก P1 ที่กลางช่วงคานใน ซึ่งทำหน้าที่เป็นฐานรองรับเพื่อไม่ให้คานดึงขึ้นและรับน้ำหนักบรรทุก P2 ที่ปลายคานยื่น เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก P2 คานจะเกิดการแอ่นตัวดังรูปที่ 2.12b และการกระจายแรงภายในจะเป็นไปตามทฤษฎีอิลาสติกดังรูปที่ 2.12c (ไม่คิดน้ำหนักคาน) ค่าโมเมนต์บวกที่กลางช่วงคานใน ดังสมการ

$$M^+ = \frac{1}{4}P_1L_1 - \frac{1}{2}P_2L_2 \quad (2.28)$$

ที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบจะมีผลเนื่องจากความกว้างของฐานรองรับ ดังนั้น จะสมมติว่าค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงภายนอกที่รอยต่อจะอยู่ที่ตำแหน่งหน้าของฐานรองรับ ดังสมการ

$$M_{joint}^- = P_2 L_2 \quad (2.29)$$

ค่าการแอ่นตัวที่ตำแหน่งปลายคานยื่นหรือตำแหน่งน้ำหนักบรรทุก  $P_2$  ดังสมการ

$$\Delta_{end} = \frac{1}{3} \frac{P_2 L_2^3}{E_c I_{eff}} + \frac{1}{3} \frac{P_2 L_1 L_2^2}{E_c I_{eff}} - \frac{1}{16} \frac{P_1 L_1^2 L_2}{E_c I_{eff}} \quad (2.30)$$

โดยที่  $M^+$  = โมเมนต์บวกที่กลางช่วงคานใน (กก.-ซม.)

$M_{joint}^-$  = โมเมนต์ลบหน้าฐานรองรับของรอยต่อ (กก.-ซม.)

$P_1$  = น้ำหนักบรรทุกแบบจุดตำแหน่งกลางช่วงคานใน (กก.)

$P_2$  = น้ำหนักบรรทุกแบบจุดตำแหน่งปลายคานยื่น (กก.)

$L_1$  = ความยาวช่วงคานใน (ซม.)

$L_2$  = ความยาวช่วงคานยื่น (ซม.)

$E_c$  = โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (กก./ซม.<sup>2</sup>)

$I_{eff}$  = โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล (ซม.<sup>4</sup>)

เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก  $P_2$  ขึ้นเรื่อยๆ การแอ่นตัวที่ปลายคานยื่นจะแอ่นตัวมากขึ้นและการแอ่นตัวที่กลางช่วงคานในจะพยายามเพิ่มขึ้น จนกระทั่งที่รอยต่อเกิดการครากดังรูปที่ 2.12d หลังจากนั้นการถ่ายแรงจากรอยต่อเข้าไปในช่วงคานในจะน้อยลงมากเนื่องจากสติฟเนสที่รอยต่อมีค่าใกล้เคียงศูนย์ดังรูปที่ 2.12d และการแอ่นตัวที่ปลายคานยื่นจะเกิดขึ้นมาก จนกระทั่งที่รอยต่อไม่สามารถรักษากำลังดัดไว้ได้

## 2.4 การแตกร้าวและการแอ่นตัว

### 2.4.1. ความกว้างรอยร้าว

เมื่อเกิดแรงดึงที่ผิวคอนกรีตเกินกว่าโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีต จะเกิดรอยแตกร้าวขึ้น ขนาดของรอยแตกร้าวจะเปลี่ยนแปลงตามขนาดของน้ำหนักบรรทุก การคำนวณหาความกว้าง

และระยะห่างของรอยแตกร้าว สามารถพิจารณาได้จากความเครียดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตหรือเหล็กเสริมดังสมการ  $\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$  ซึ่งสามารถใช้เป็นพื้นฐานในการหาความกว้างและระยะห่างรอยแตกร้าว โดยที่  $\Delta L$  คือ ความกว้างของรอยแตกร้าวเฉลี่ยและ  $L_0$  คือ ระยะห่างของรอยแตกร้าวเฉลี่ย เนื่องจากโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นโครงสร้างที่ยอมให้เกิดรอยแตกร้าวได้ที่สภาวะรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน ดังนั้นเงื่อนไขสำคัญประการหนึ่งสำหรับการออกแบบหน้าตัดคือ การตรวจสอบขนาดความกว้างของรอยแตกร้าวไม่ให้เกินตามที่มาตรฐานกำหนด เนื่องจากหน้าตัดที่มีรอยร้าวมากเกินไป จะส่งผลต่อการกัดกร่อนเหล็กเสริมโดยสภาวะแวดล้อม

จากการทดลองในอดีตเพื่อหาความกว้างของรอยแตกร้าวของคอนกรีตที่ผิวรับแรงดึงเนื่องจากการดัดของคอนกรีตเสริมเหล็ก พบว่า ความกว้างของรอยร้าวขึ้นอยู่กับพารามิเตอร์หลายอย่าง เช่น หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม ระยะหุ้มของคอนกรีต การจัดเหล็กเสริมในบริเวณที่รับแรงดึง เป็นต้น กล่าวคือ ความกว้างของรอยร้าวในคอนกรีตจะลดลงเมื่อ เพิ่มขนาดรูปตัดให้ใหญ่ขึ้น ซึ่งจะทำให้แรงดึงในเหล็กเสริมน้อยลง (ในกรณีที่เสริมเหล็กเท่ากัน) เสริมด้วยเหล็กข้ออ้อยและเรียงเหล็กให้กระจายออกสม่ำเสมอในบริเวณที่คอนกรีตรับแรงดึง ซึ่งทำให้การยึดเหนี่ยวดีขึ้น ใช้เหล็กเสริมขนาดเล็กจำนวนมากเส้นแทนการใช้เหล็กเสริมขนาดใหญ่จำนวนน้อยเส้น ซึ่งจะทำให้ผิวสัมผัสเหล็กเสริมกับคอนกรีตเพิ่มขึ้น

Gergely และ Lutz ได้เสนอสูตรทำนายความกว้างรอยแตกร้าวสูงสุด ที่ขอบหรือผิวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์ทางสถิติเมื่อส่วนของโครงสร้างเสริมด้วยเหล็กข้ออ้อย ซึ่งปัจจุบันได้ถูกบรรจุในมาตรฐานของ ACI 318-99 ดังสมการ

$$w_{\max} = 1.081 \times 10^{-5} \beta' f_s \sqrt{d_c A_t} \quad (2.31)$$

โดยที่  $w_{\max}$  = ความกว้างสูงสุดของรอยแตกร้าวที่ขอบหรือผิวของคอนกรีต (มม.)

$f_s$  = หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมที่สภาวะน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (กก./ซม<sup>2</sup>)

$d_c$  = ระยะจากขอบรับแรงดึงถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมแถวแรก (ซม.)

$A_t$  = เนื้อที่ของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมรับแรงดึงหนึ่งเส้น (ซม<sup>2</sup>)

= เนื้อที่ของคอนกรีตรอบเหล็กเสริมรับแรงดึงที่มีศูนย์กลางอันเดียวกันกับศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงดึงทั้งหมด หารด้วยจำนวนเหล็กเสริม

โดยที่  $\beta'$  = อัตราส่วนระหว่างระยะจากขอบรับแรงดึงถึงแกนสะเทินต่อระยะจาก

## ศูนย์ถ่วงเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงแกนสะเทิน

คณะกรรมการมาตรฐาน ACI 224 กำหนดความกว้างสูงสุดของรอยร้าวที่ยอมให้ในสภาวะน้ำหนักบรรทุกที่ใช้งานภายใต้สภาวะแวดล้อมต่างๆ ดังนี้

พื้นผิวภายในอาคาร (dry air , protective membrane)	0.40 มม.
พื้นผิวภายนอก (moist air , soil)	0.30 มม.
โครงสร้างสัมผัสน้ำทะเล (wetting and drying)	0.15 มม.
โครงสร้างกักเก็บน้ำ (water retaining)	0.10 มม.

### 2.4.2 การแอ่นตัว

การแอ่นตัวที่เกิดจากการเคลื่อนที่ทั้งในแนวตั้งและแนวนอนจากตำแหน่งเดิมต้องมีขนาดที่เหมาะสมและไม่มีการแอ่นตัวมากเกินไปหรือมีการเปลี่ยนรูปลักษณะในขณะที่ยอมรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน เช่น มีการตกห้องข้างมาก หรือเกิดการสั่นไหวตัวง่าย การแอ่นตัวของโครงสร้างมีทั้งการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นทันทีเมื่อรับน้ำหนักบรรทุก และการแอ่นตัวตามกาลเวลาเมื่อมีน้ำหนักบรรทุกค้ำเป็นเวลานาน อย่างไรก็ตามการศึกษานี้จะพิจารณาเพียงการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นทันทีเมื่อคานสำเร็จรูปรับน้ำหนักบรรทุกกระทำ

การคำนวณการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทฤษฎีคานข้างยุ่งยาก เนื่องจากคอนกรีตเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งเกินโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีต เป็นผลให้คอนกรีตเกิดการแตกร้าวเป็นช่วงๆ ทำให้ค่าสติฟเนสตามความยาวช่วงมีค่าแตกต่างกันบ้าง หรือกล่าวได้ว่าโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยความเป็นจริงภายหลังการแตกร้าวเป็นแบบ Nonprismatic Member อย่างไรก็ตามในทางปฏิบัติจะสมมติว่าค่าความแข็งแกร่งหรือสติฟเนสมีค่าคงที่ตลอดความยาวคาน โดยค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียจะแทนด้วยค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลและค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นจะแทนด้วยค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต และการคำนวณการแอ่นตัวจะใช้ทฤษฎีอิลาสติกในการวิเคราะห์ มาตรฐาน ACI 318-99 เสนอให้ใช้โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลของหน้าตัดที่เสนอโดย Branson, D.E. <sup>(12)</sup> (1963) ดังนี้



$$I_{eff} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \quad (2.32)$$

โดยที่  $M_{cr}$  = โมเมนต์ที่สภาวะแตกร้าว เท่ากับ  $\frac{f_r I_g}{y_t}$  (กก.-ซม.)

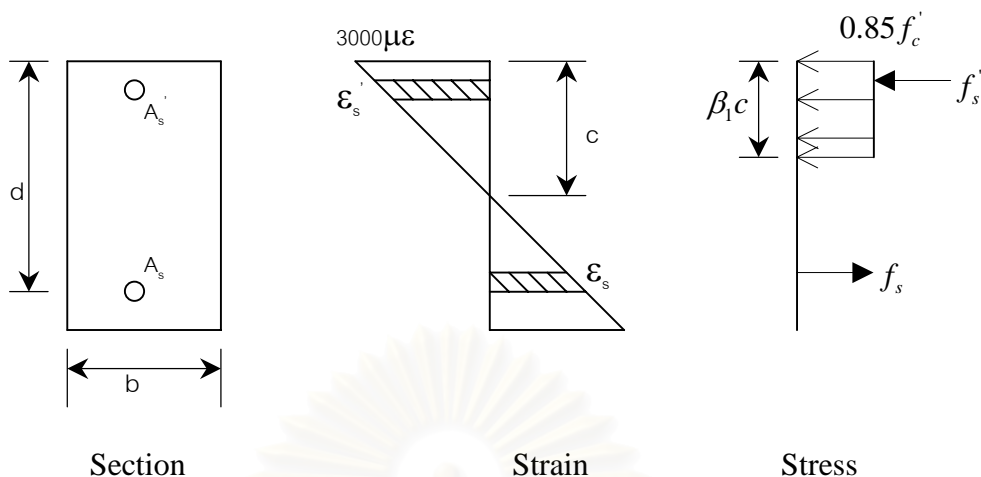
$M_a$  = โมเมนต์สูงสุดในช่วงคานตามสภาวะน้ำหนักบรรทุกที่พิจารณา (กก.-ซม.)

$I_g$  = โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมดรอบแกนสะเทิน (ไม่คิดเหล็กเสริม) (ซม.<sup>4</sup>)

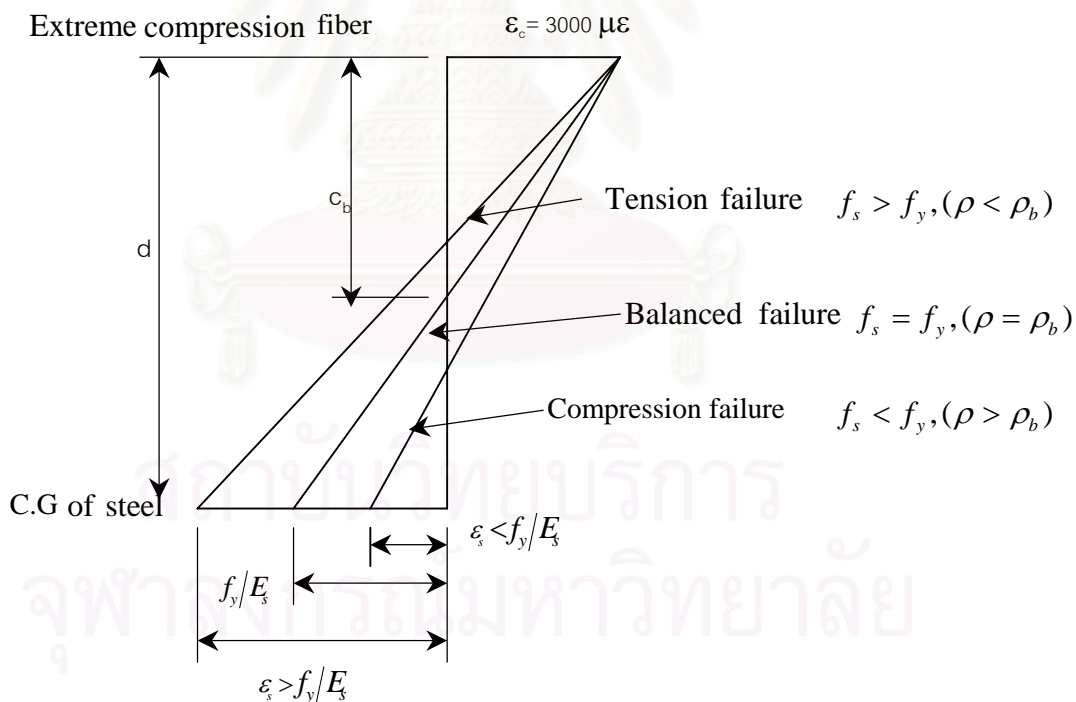
$I_{cr}$  = โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแปลงร้าวรอบแกนสะเทิน (ซม.<sup>4</sup>)

สำหรับคานต่อเนื่องค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล อาจใช้ค่าเฉลี่ยระหว่างกลางช่วงและที่ฐานรองรับ และสำหรับคานยื่นอาจใช้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลที่ฐานรองรับของคานยื่น

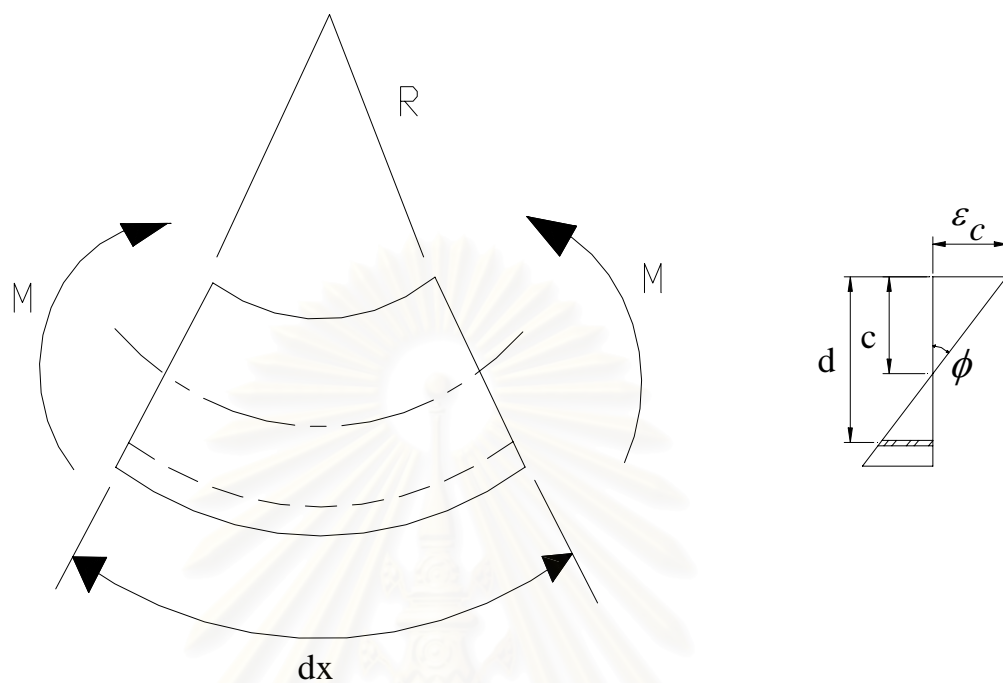
มาตรฐาน ACI 318-99 ได้กำหนดการควบคุมการแอ่นตัวไว้ 2 แนวทาง คือ แนวทางแรก กำหนดจากอัตราส่วนระหว่างความยาวช่วงต่อความลึก โดยถ้าอัตราส่วนดังกล่าวมีค่าไม่มากกว่าตามที่มาตรฐานกำหนดแล้วไม่ต้องคำนวณการแอ่นตัว แนวทางที่สอง การแอ่นตัวที่เกิดขึ้นจริงจะต้องไม่เกินค่าการแอ่นตัวที่ยอมให้ตามที่มาตรฐานกำหนด



รูปที่ 2.1 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงที่สภาวะประลัย  
ของหน้าตัดตามมาตรฐาน ACI 318-99

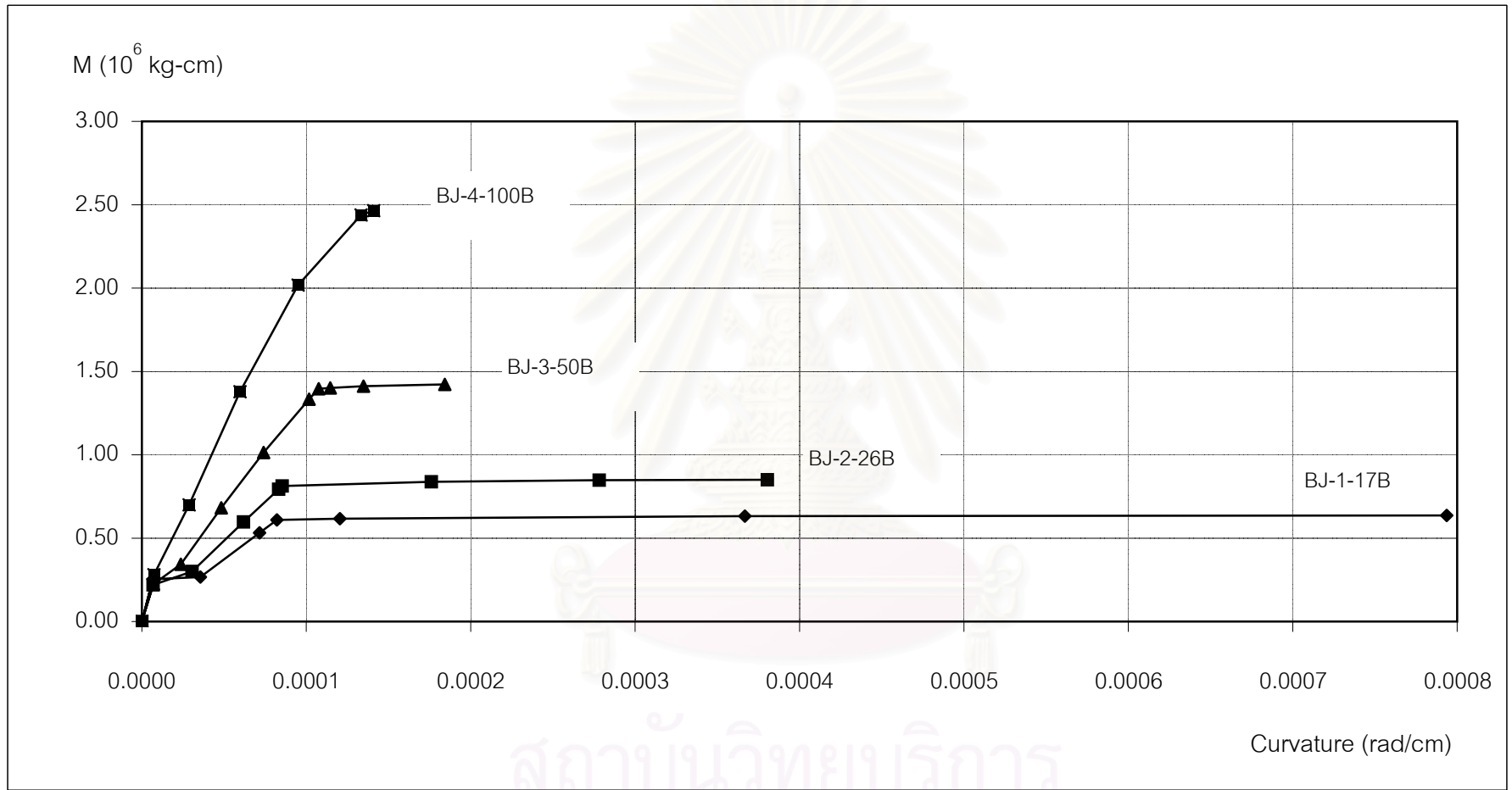


รูปที่ 2.2 การกระจายความเครียดบนหน้าตัดที่สภาวะวิบัติ

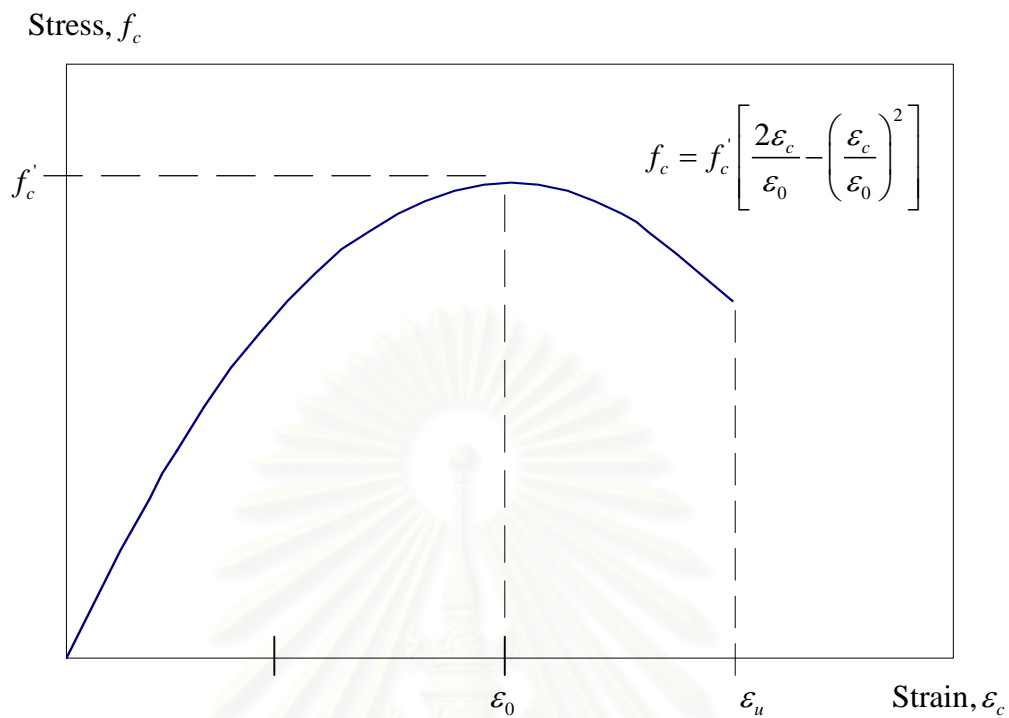


รูปที่ 2.3 ชิ้นส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับโมเมนต์ที่ปลายทั้งสองข้าง

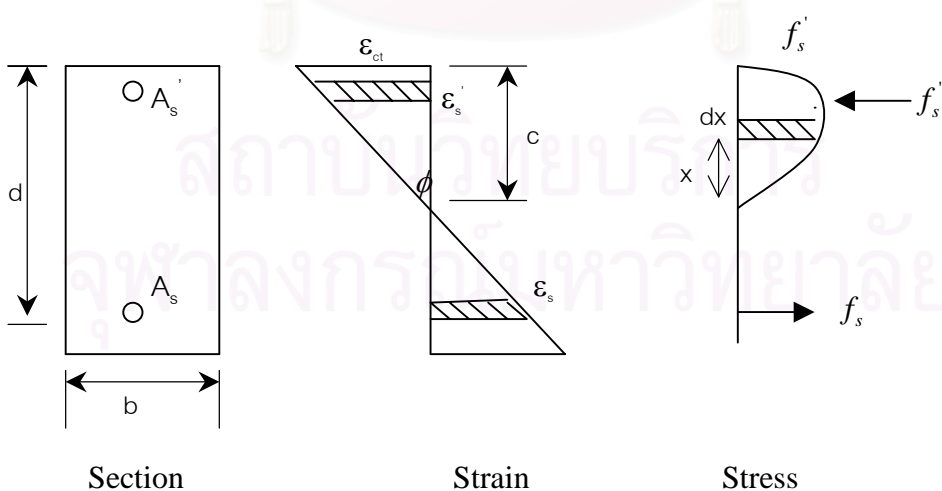
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบโดยทฤษฎีความเครียดสอดคล้อง

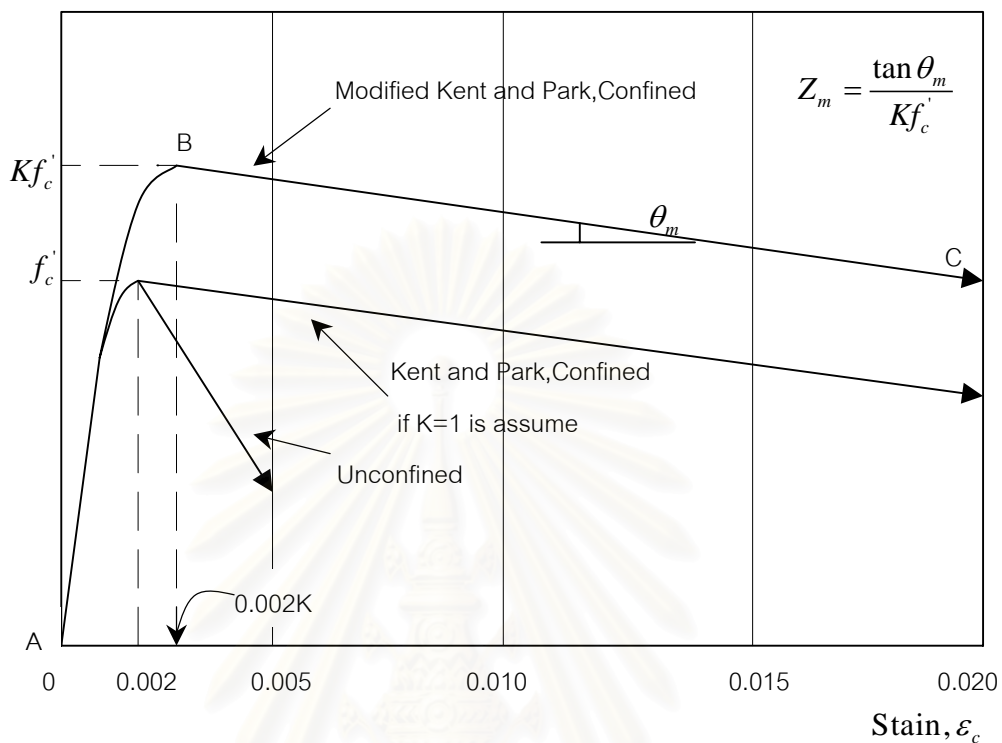


รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีต  
ที่เสนอโดย Honegstad, E<sup>(9)</sup> (1951)



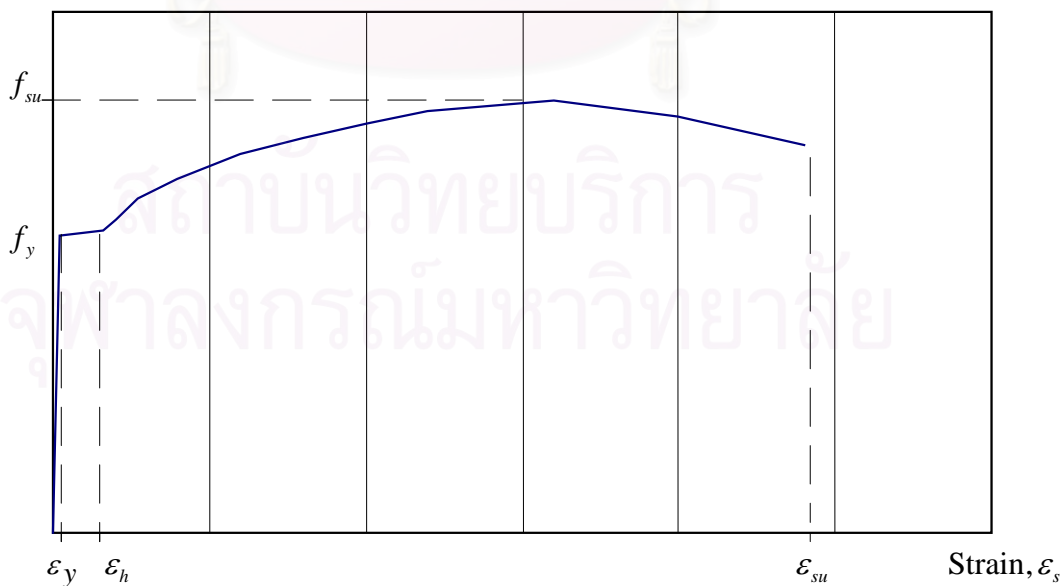
รูปที่ 2.6 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงบนหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

Stress,  $f_c$

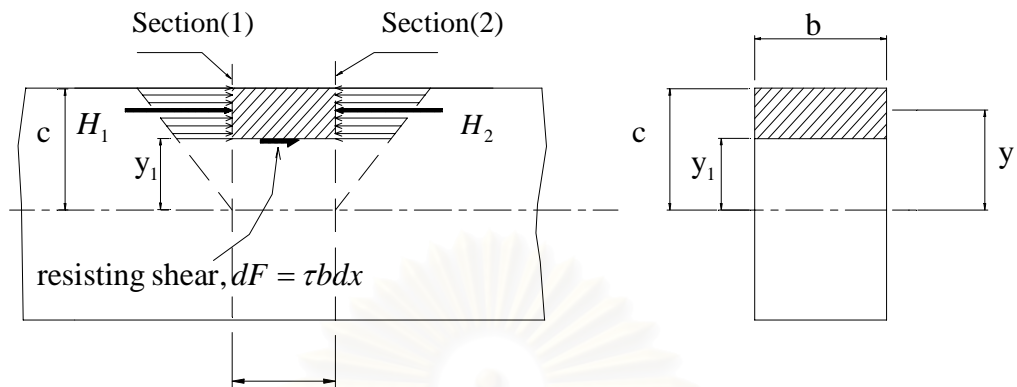


รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัด จากหลักการของ Modified Kent&Park<sup>(10)</sup> (1982)

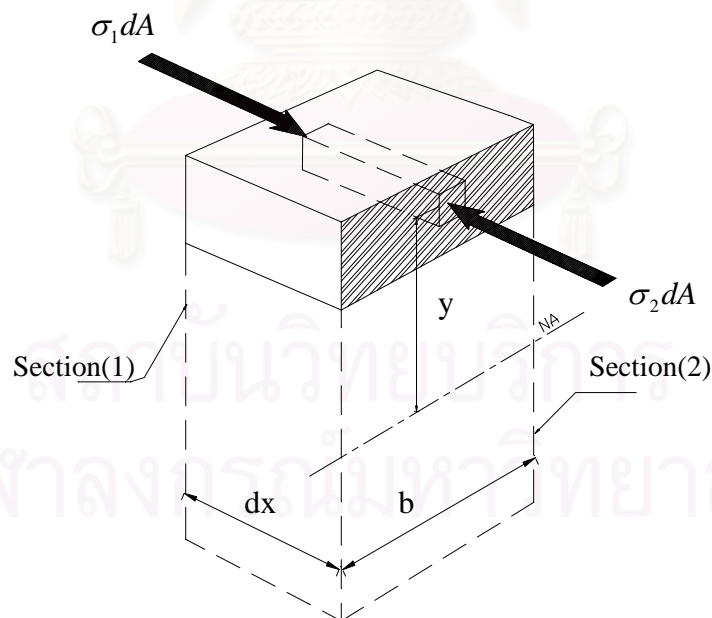
Stress,  $f_s$



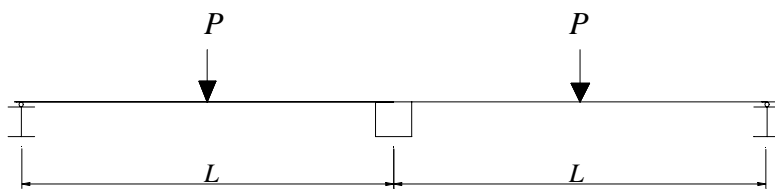
รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริม



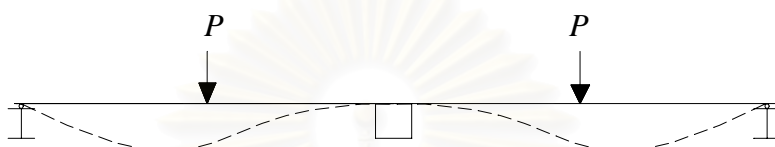
รูปที่ 2.9 แรงสมดุขยในแนวราบของชั้นส่วนคาน



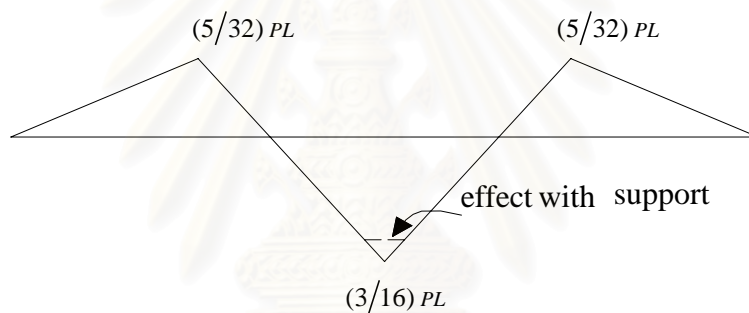
รูปที่ 2.10 แสดงความชัดเจนส่วนที่แรเงาของรูปที่ 2.9



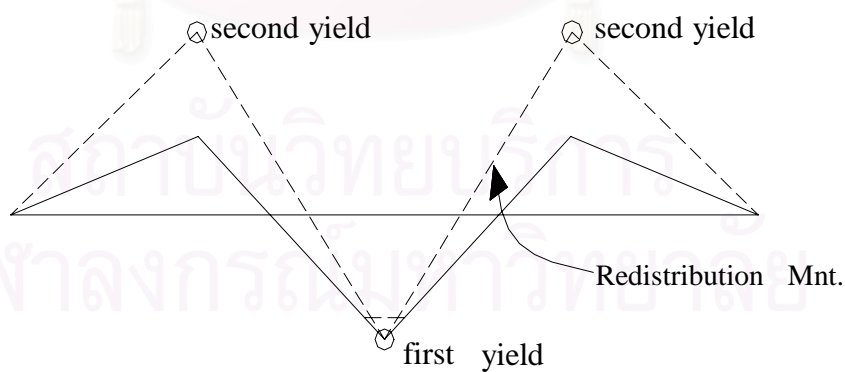
a. คานต่อเนื่อง 2 ช่วง



b. เส้นการแอ่นตัวอีลาสติก



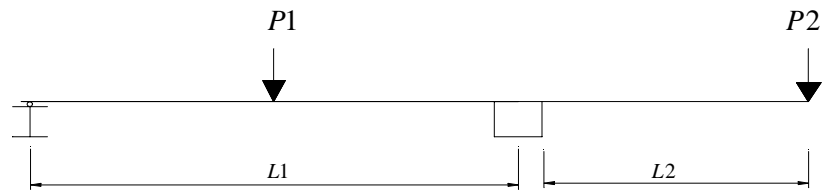
c. การกระจายโมเมนต์



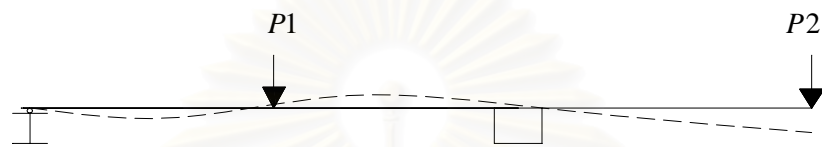
d. การเกิดจุดหมุนพลาสติกและการกระจายซ้ำของโมเมนต์

รูปที่ 2.11 พฤติกรรมการตอบสนองของคานต่อเนื่อง 2 ช่วง

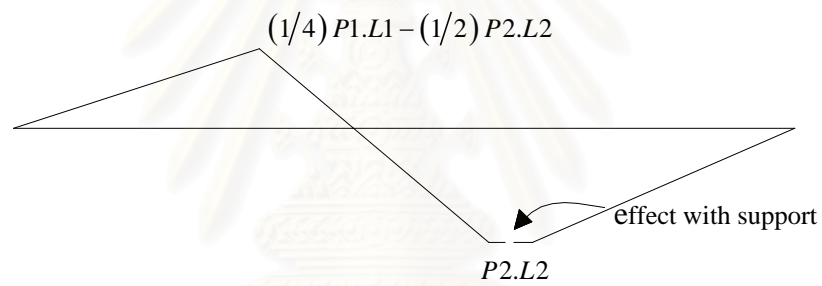




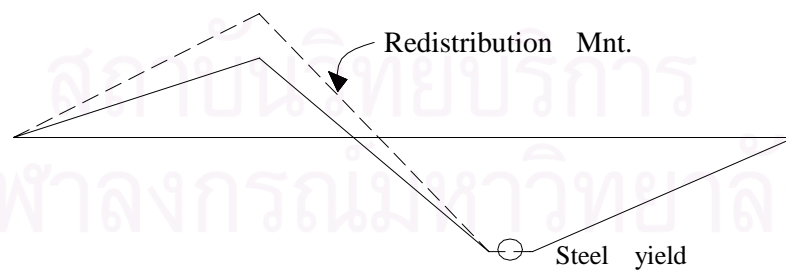
a. คานต่อเนื่องปลายยื่น



b. เส้นการแอ่นตัวอิลาสติก



c. การกระจายโมเมนต์



d. การเกิดจุดหมุนพลาสติกและการกระจายซ้ำของโมเมนต์

รูปที่ 2.12 พฤติกรรมการตอบสนองของคานต่อเนื่องปลายยื่น

### บทที่ 3 การทดสอบและผลการทดสอบ

#### 3.1 รายการทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบโครงสร้างเป็นคานคองกรีตหล่อสำเร็จรูปที่มีขนาดหน้าตัด  $25 \times 30$  ซม.<sup>2</sup> ช่วงความยาว 3.50 ม. มีเหล็กปลอกขนาด 9 มม. เสริมคู่ระยะห่าง 6 ซม. จำนวนเหล็กปลอกเสริมให้เพียงพอเพื่อป้องกันการวิบัติเนื่องจากการเฉือนได้ เหล็กเสริมด้านล่างสำหรับต้านโมเมนต์บวก ใช้ขนาด 25 มม. จำนวน 3 เส้น ลักษณะตัวอย่างคานคองกรีตหล่อสำเร็จรูปดังแสดงในรูปที่ 3.1 ในแต่ละตัวอย่างทดสอบใช้คานคองกรีตหล่อสำเร็จรูป 2 คาน ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อเป็นตัวแปรหลักที่ใช้ในการศึกษา ฐานรองรับที่รอยต่อเป็นคองกรีตมีความกว้าง 0.34 ม. ทำหน้าที่เป็นหน้ารับและมีการโอบรัดบางส่วนคล้ายหัวเสาในการก่อสร้างจริง ในการทดสอบจะออกแบบให้เหล็กเสริมที่รอยต่อของทุกตัวอย่างทดสอบเกิดการครากเป็นตำแหน่งแรก และหลังจากที่เหล็กเสริมที่รอยต่อครากแล้วจะศึกษาพฤติกรรมความเหนียวของรอยต่อในการกระจายค่าของโมเมนต์จากโมเมนต์ที่รอยต่อไปยังช่วงคาน การทดสอบจะมี 2 ลักษณะการทดสอบ คือ การทดสอบแบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง และการทดสอบแบบคานปลายยื่น เนื่องจากการทดสอบใช้ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อเป็นตัวแปรหลัก ดังนั้น การทดสอบแบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง เมื่อปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อมากขึ้นการที่จะให้เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการครากเป็นตำแหน่งแรก มีอาจเป็นไปได้สำหรับคานคองกรีตหล่อสำเร็จรูปที่เสริมเหล็กเท่ากันทุกกรณี ดังนั้นสำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อมากจึงจัดระบบโครงสร้างใหม่โดยให้เกิดการครากที่รอยต่อด้วยวิธีการทดสอบแบบคานยื่น

การศึกษาได้กำหนดให้ใช้ 4 ตัวอย่างทดสอบ เพื่อศึกษาเปรียบเทียบพฤติกรรมการดัดของรอยต่อก่อสร้างจากปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อ รายการตัวอย่างทดสอบดังแสดงในตารางที่ 3.1 และในตารางที่ 3.2 เป็นรายละเอียดตัวอย่างทดสอบตามสภาพจริง รายการทดสอบของแต่ละตัวอย่างทดสอบอาจพิจารณารายละเอียด ดังนี้

ตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B เหล็กเสริมที่รอยต่อความยาว 2.60 ม. ยื่นเป็นระยะฝั่งข้างละ  $\frac{1}{3}$  ของความยาวช่วง ปริมาณเหล็กเสริมเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มม. 2 เส้น คิดเป็น  $0.158$  ของสภาวะสมดุลย์ ( $0.158p_b$ ) ระยะห่างรอยต่อก่อสร้าง 0.28 ม. เทคองกรีตทับหน้าหนา 0.10 ม. ตลอดความยาวของคาน ความยาวช่วงวัดจากจุดศูนย์ถึงศูนย์กลางฐานรองรับ 3.50 ม. การทดสอบเป็นแบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง น้ำหนักบรรทุกกำหนดที่กลางช่วงทั้ง 2 ช่วง

ตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B เสริมเหล็กที่รอยต่อด้วยความยาว 2.60 ม. ยื่นเข้าไปแต่ละข้าง 1.30 ม. หรือประมาณ 1/3 ของความยาวช่วง เหล็กเสริมเป็นข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มม. ใช้ 2 เส้น หรือคิดเป็นปริมาณเหล็กเสริม 0.313 ของสภาวะสมดุลย์ ( $0.313\rho_b$ ) ความยาวช่วงจากจุดศูนย์ถึงศูนย์ฐานรองรับกำหนดที่ 3.50 ม. โดยจัดวางให้ระยะห่างของรอยต่อระหว่างคานหล่อสำเร็จรูปห่าง 0.28 ม. เทคอนกรีตทับหน้าให้เป็นคานทดสอบแบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง และมีความหนา 0.10 ม. ตลอดความยาวคาน บรรทุกน้ำหนักที่กลางช่วงทั้ง 2 ช่วง

ตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B ใช้การทดสอบแบบคานยื่น กำหนดความยาวเหล็กเสริมที่รอยต่อ 5.65 ม. เสริมเต็มความยาวของปลายยื่นวางพาดฐานรองรับเข้าสู่คานช่วงใน เป็นเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มม. จำนวน 2 เส้น และขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มม. จำนวน 1 เส้น คิดเป็นปริมาณเหล็กเสริมรวม 0.658 ของสภาวะสมดุลย์ ( $0.658\rho_b$ ) เว้นรอยต่อก่อสร้างห่าง 0.28 ม. เทคอนกรีตทับหน้าหนา 0.10 ม. ตลอดความยาวคานทดสอบ ความยาวของคานช่วงในจากจุดศูนย์ถึงศูนย์ฐานรองรับกำหนดที่ 3.50 ม. โดยให้ความยาวช่วงคานยื่น 2.00 ม. จากหน้าฐานรองรับ การบรรทุกน้ำหนักจัดที่กลางคานช่วงในและที่ปลายช่วงคานยื่น

ตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B เสริมเหล็กเช่นเดียวกับคาน BJ-3-50B ด้วยความยาว 5.65 ม. เป็นเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 32 มม. 3 เส้น คิดเป็นปริมาณเหล็กเสริม 1.169 ของสภาวะสมดุลย์ ( $1.169\rho_b$ ) กำหนดระยะรอยต่อก่อสร้างห่าง 0.28 ม. และเทคอนกรีตทับหน้าหนา 0.10 ม. ตลอดความยาวคาน การทดสอบเป็นแบบคานยื่น ความยาวคานช่วงในวัดจากศูนย์ถึงศูนย์ฐานรองรับ 3.50 ม. และช่วงคานยื่นยาว 2.00 ม. จากหน้าฐานรองรับ น้ำหนักบรรทุกกำหนดที่กลางคานช่วงในและที่ปลายคานยื่น

## 3.2 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

### 3.2.1 วัสดุทดสอบ

#### ก. คอนกรีต

คอนกรีตที่ใช้หล่อคานสำเร็จรูปเป็นคอนกรีตสำเร็จรูป ผลิตตามมาตรฐาน มอก.213-2520 C30/25 ใช้มวลรวมหยาบใหญ่สุด 20 มม. กำลังอัดทรงกระบอกระยะ 240 กก./ซม<sup>2</sup> มีค่าการยุบตัว  $12.5 \pm 2.5$  ซม. เก็บตัวอย่างทดสอบรูปทรงกระบอกไว้ 6 ตัวอย่างทดสอบของแต่ละชุดการ

ทดสอบ เพื่อหาค่ากำลังทดสอบที่ 28 วัน ตามมาตรฐาน ASTM C39 ผลการทดสอบได้แสดงในตารางที่ 3.3

คอนกรีตเทในที่ กำหนดกำลังอัดรูปทรงกระบอก 240 กก./ $\text{ซม}^2$  จัดทำด้วยมาตรฐานเดียวกับคอนกรีตสำเร็จรูปมีการเก็บตัวอย่างและทดสอบในลักษณะเดียวกัน และมีผลการทดสอบแสดงในตารางที่ 3.3

### ข. เหล็กเสริม

เหล็กเสริมเป็นเหล็กข้ออ้อยผลิตตามมาตรฐานอุตสาหกรรม มอก. 24-2536 กระทรวงอุตสาหกรรม SD40 ที่กำหนดให้กำลังคราก 4000 กก./ $\text{ซม}^2$  กำลังรับแรงดึงไม่น้อยกว่า 5700 กก./ $\text{ซม}^2$  และค่าการยืดตัวในช่วง 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า 18% การทดสอบแรงดึงตามมาตรฐาน ASTM A370-80 โดยการสุ่มตัวอย่างมาทดสอบขนาดละ 3 เส้น ขนาดและมิติต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบและผลการทดสอบ ดังแสดงในตารางที่ 3.4

### ค. เหล็กปลอก

เหล็กปลอกเป็นเหล็กเส้นกลมผลิตตามมาตรฐานอุตสาหกรรม มอก. 20-2536 กระทรวงอุตสาหกรรม SR24 ที่กำหนดให้กำลังคราก 2400 กก./ $\text{ซม}^2$  กำลังรับแรงดึงไม่น้อยกว่า 3900 กก./ $\text{ซม}^2$  ค่าการยืดตัวในช่วง 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า 21% การทดสอบแรงดึงตามมาตรฐาน ASTM A370-80 โดยการสุ่มตัวอย่างมาทดสอบ 3 เส้น ขนาดและมิติต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบและผลการทดสอบ ดังแสดงในตารางที่ 3.4

### 3.2.2 แบบหล่อ

คานคอนกรีตสำเร็จรูปหล่อด้วยแบบเหล็กขนาดหน้าตัด 0.25x0.30 ม. ยาว 5.15 ม. มีความหนาประมาณ 5 มม. มีการโยงยึดอย่างมั่นคงแข็งแรง ทนต่อการจี้ในการเทคอนกรีตโดยที่สามารถควบคุมไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัว ชยับตัว หรือการบิดงอ ได้โดยสมบูรณ์

แบบหล่อสำหรับคอนกรีตเทในที่ เป็นแบบไม่มีความหนา 15 มม. ลึก 0.30 ม. มีการยึดประกบกับตัวอย่างทดสอบทั้งสองข้างด้วยเครื่อเหล็กกลมขนาด 9 มม. มีการโยงยึดเป็นช่วงๆ ทั้งขอบบนและขอบล่างด้วยระยะห่างของตัวยึด 0.35 ม.

### 3.2.3 คานสำเร็จรูป

การเตรียมคานสำเร็จรูป เริ่มต้นด้วยการเตรียมเหล็กปลอกตามรูปแบบที่กำหนดตามแบบ เมื่อครบจำนวนแล้วผูกเหล็กปลอกเข้ากับเหล็กเสริมล่าง ส่วนเหล็กบนใช้เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. 2 เส้น ยึดชั่วคราวเพื่อให้เป็นโครงที่มีความเสถียรในระหว่างการหล่อ และติดเกจวัดความเครียดแบบไฟฟ้าบนเหล็กเสริมที่กลางช่วง ซึ่งต้องต่อลวดสายไฟและมีการปิดหุ้มกันน้ำจากคอนกรีตได้โดยสมบูรณ์จากนั้นนำเหล็กเสริมที่เป็นโครงวางบนแบบหล่อ ก่อนการประกอบข้างแบบเหล็กจะทาน้ำมันเพื่อการถอดแบบได้ง่าย ทำการบล็อกหัวท้ายของแบบหล่อให้ได้ความยาว 3.50 ม. ด้วยไม้อัด ในการเทคอนกรีตต้องควบคุมการจี้ด้วยเครื่องเขย่าเพื่อให้คอนกรีตแน่น ปราศจากรูโพรง และเข้าแบบเต็มหน้าตัดทุกซอกทุกมุม หลังจากการเทคอนกรีตและแข็งตัวแล้ว 24 ชม. จะบ่มคานสำเร็จรูปต่อด้วยกระสอบปานเปียกชุ่มน้ำที่ผิวหน้า โดยไม่ได้ถอดแบบข้างออก เป็นเวลา 7 วัน

### 3.2.4 การเทคอนกรีตในที่

การเตรียมตัวอย่างทดสอบด้วยการนำคานสำเร็จรูปมาวางเรียงกันให้ได้ระยะรอยต่อตามต้องการและได้ช่วงระยะตามที่กำหนด แล้วจึงเสริมเหล็กที่รอยต่อจากนั้นเทคอนกรีตทับหน้าตลอดความยาวเพื่อเชื่อมให้คานต่อกัน โดยเริ่มต้นจากเตรียมฐานรองรับให้เรียบเรียบร้อยก่อน แล้วจึงเคลื่อนย้ายคานสำเร็จรูปมาวางติดตั้งบนฐานรองรับในที่ อย่างไรก็ตามการเคลื่อนย้ายจะต้องตรวจสอบหน่วยแรงจากการที่ต้องควบคุมมิให้เกิดการกระแทก จัดวางและติดตั้งคานสำเร็จรูปให้ได้แนวและระดับตามความยาวช่วงที่กำหนด ดังแสดงในรูปที่ 3.2 เมื่อติดตั้งคานสำเร็จรูปบนฐานเรียบร้อยแล้ว จะต้องจัดเสริมเหล็กที่รอยต่อพร้อมติดเกจวัดความเครียดแบบไฟฟ้า ณ ที่รอยต่อ 2 ตัว บนผิวด้านข้างของเหล็กเสริมจากนั้นจึงประกอบแบบหล่อในที่ สูงกว่าระดับผิวคอนกรีตเดิม 0.10 ม. เพื่อให้ได้ขนาดหน้าตัดของตัวอย่างทดสอบตามกำหนด

ตรวจสอบความเรียบร้อยของแบบหล่ออีกครั้ง เพื่อให้ได้ขนาดตามแบบที่กำหนด และก่อนการเทคอนกรีต จะพรมน้ำบนผิวคานสำเร็จรูป ทาน้ำมันที่ผิวแบบไม้ และระวังไม่ให้ถูกเหล็กปลอก การเทคอนกรีตจะใช้เครื่องเขย่าให้คอนกรีตแน่น ปรับระดับด้วยเกียงปาดหน้าให้เรียบ ภายหลังจากที่คอนกรีตแข็งตัว 24 ชม. จึงถอดแบบด้านข้างออกและบ่มด้วยกระสอบปานเปียกน้ำอย่างน้อย 7 วัน

เมื่อบ่มคอนกรีตเทในที่ได้อย่างน้อย 7 วัน จึงทำการทาสีขาวตัวอย่างทดสอบเพื่อช่วยให้สามารถสังเกตเห็นรอยแตกร้าวได้ชัดเจน พร้อมทั้งขีดเส้นด้วยสีแดงเป็นช่วงๆ แบ่งระยะเพื่ออำนวยความสะดวกในการบันทึก รอยแตกร้าวขณะทดสอบ

### 3.3 การเตรียมการทดสอบ

#### 3.3.1 แบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง

ตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B และ BJ-2-26B จะเป็นการทดสอบแบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง โดยมีความยาวช่วงวัดจากศูนย์ถึงศูนย์ของฐานรองรับ 3.50 ม. ฐานรองรับที่รอยต่อมีความกว้าง 0.34 ซม. และระยะห่างระหว่างรอยต่อ 0.28 ม. โดยมีเหล็กเสริมที่รอยต่อขนาดความยาว 2.60 ม. และทำการเทคอนกรีตทับหน้าตลอดความยาวคาน ดังแสดงในรูปที่ 3.3ก. การบรรจุทุกน้ำหนักกำหนดที่กลางช่วงและกำหนดการวัดค่าการแอ่นตัวที่ตำแหน่งเดียวกับการบรรจุทุกน้ำหนัก จุดอื่นๆ กำหนดจุดจากกึ่งกลางของฐานรองรับ 0.95 ม. ดังแสดงในรูปที่ 3.4 ตำแหน่งที่วัดความเครียดของเหล็กเสริมกำหนดที่กลางช่วงและกึ่งกลางรอยต่อ ในขณะที่เดียวกันจะมีการวัดความเครียดด้วยเกจวัดความเครียดเชิงกล (Dimmec) ที่ใช้วัดการกระจายความเครียดของหน้าตัดที่รับแรงอัด กำหนดตำแหน่งจากจุดกึ่งกลางรอยต่อ 0.50 ม. ดังแสดงในรูปที่ 3.4

#### 3.4.2 แบบคานต่อเนื่องปลายยื่น

ตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B และ BJ-4-100B เป็นการทดสอบแบบปลายยื่น ความยาวคานช่วงในวัดจากศูนย์ถึงศูนย์ของฐานรองรับ 3.50 ม. และความยาวของคานช่วงยื่นวัดจากหน้าฐานรองรับถึงปลายคาน 2.00 ม. ทั้งนี้ความกว้างของฐานรองรับที่รอยต่อกว้าง 0.34 ม. และระยะห่างของรอยต่อ 0.28 ม. โดยมีเหล็กเสริมที่รอยต่อขนาดความยาว 5.65 ม. และทำการเทคอนกรีตทับหน้าตลอดความยาวคาน ดังรายละเอียดที่แสดงในรูปที่ 3.3ข การบรรจุทุกน้ำหนักกำหนดที่กลางช่วงคานในและกำหนดการบรรจุทุกน้ำหนักที่ปลายคานยื่นระยะจากฐานรองรับ 2.00 ม. ตำแหน่งที่กำหนดเพื่อวัดการแอ่นตัวของคานให้ยึดตำแหน่งเดียวกับการบรรจุทุกน้ำหนัก และตำแหน่งที่ห่างจากกึ่งกลางฐานรองรับ 0.95 ม. ดังรายละเอียดที่แสดงในรูปที่ 3.5 ส่วนตำแหน่งที่วัดความเครียดของเหล็กเสริมกำหนดที่กึ่งกลางรอยต่อที่ฐานรองรับ อนึ่งยังมีการวัดความเครียดเชิงกลด้วย Dimmec เพื่อตรวจวัดการกระจายความเครียดของหน้าตัดที่รับแรงอัดของหน้าตัดรอยต่อวัดห่างจากกึ่งกลางรอยต่อ 0.50 ม. ดังแสดงในรูปที่ 3.5

### 3.4 เครื่องมือทดสอบและเครื่องมือวัดประกอบการทดสอบ

ในการทดสอบได้ใช้เครื่องบรรทุกน้ำหนักไฮดรอลิกซ์แบบปั๊มโยก ขนาด 50 ตัน และการบรรทุกน้ำหนักตรวจวัดค่าที่ให้น้ำหนักด้วยเซลล์น้ำหนัก (Load Cell) ขนาด 50 ตัน ซึ่งใช้วางซ้อนกับแม่แรงบรรทุกน้ำหนักที่เป็นระบบไฟฟ้าโดยที่จะแปลงน้ำหนักบรรทุกหรือแรงที่เกิดเป็นความเครียดและสัญญาณไฟฟ้าที่สามารถบันทึกข้อมูลแรงกดได้ตลอดการทดสอบ โดยที่เซลล์น้ำหนักจะต้องทำการสอบเทียบ (Calibration) น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดทุกครั้งก่อนนำมาใช้

เครื่องวัดระยะแบบไฟฟ้า (LVDT) วัดระยะได้เฉพาะในแนวตั้ง เพราะใช้น้ำหนักแห่งโลหะเคลื่อนที่ตัดสัญญาณไฟฟ้าที่สามารถอ่านได้ละเอียดถึง 0.01 มม. เป็นระบบแรงดันไฟฟ้ากระแสตรง  $\pm 5$  โวลท์ ที่มีสัญญาณละเอียดในระดับมิลลิโวลท์ และนิยมใช้สำหรับวัดการแอ่นตัวของคาน โดยที่แท่งยึดเครื่องวัดจะต้องเป็นอิสระจากการแอ่นตัวและแกนของเครื่องวัดจะจับลงบนหลังคาน ณ ตำแหน่งที่วัด และก่อนการจะใช้จะต้องมีการตรวจเทียบระยะด้วยเกจมาตรฐานกับสัญญาณความดันไฟฟ้าก่อนการจะใช้ทุกครั้ง และในระหว่างการทดสอบจะมีการตรวจเทียบด้วยเกจวัดระยะแบบหน้าปัด (Dial Indicator) เพื่อความมั่นใจในบางจุดที่จำเป็น

การวัดความเครียดของเหล็กเสริมใช้เกจแบบไฟฟ้าที่มีความต้านทาน  $120 \pm 0.5$  โอห์ม เกจแพตเตอร์ (Gage Factor) 2.11 และมีความยาวเกจ (Gage Length) 5 มม. ติดไว้ที่เหล็กเสริม ณ ตำแหน่งที่กำหนด ตามที่แสดงในรูปที่ 3.4 และรูปที่ 3.5 ซึ่งในการอ่านค่าจะต้องใช้เครื่องแปลงสัญญาณที่มีความละเอียดสูง (Data Logging Unit) ที่สามารถอ่านค่าให้ความละเอียดถึง  $1 \mu\epsilon$

การวัดความเครียดที่กระจายตามความลึกของหน้าตัดจะใช้การวัดเชิงกล (Dimmec) ที่มีระยะเกจ 15 ซม. และอ่านค่าด้วยเกจวัดแบบหน้าปัดที่มีความละเอียดถึง 0.001 มม. ดังนั้นหากอ่านได้ค่าใดๆ เมื่อหารด้วย 150 มม. จะกลายเป็นค่าความเครียดที่เกิดขึ้น การวัดจะจัดที่ระดับความลึกของหน้าตัด 5 ระดับ จึงมีระดับห่างกันระดับละ 10 ซม. และในแต่ละระดับจะอ่านค่าได้ 2 ค่า ที่สามารถเฉลี่ยให้ความละเอียดมากขึ้น ดังรายละเอียดที่แสดงในรูปที่ 3.4 และรูปที่ 3.5

การจัดฐานรองรับที่เป็นคานเหล็กรูปพรรณตัวเอช (H-Beam) ขนาด 0.25x0.25 ม. ที่ฐานรองรับตัวนอกทั้งสองข้างใช้เหล็กกลมตันขนาด 32 มม. เชื่อมติดบนปีกคานตัวเอชให้ทำหน้าที่เสมือนเป็นฐานแบบล้อหมุน ส่วนฐานรองรับที่รอยต่อจะเป็นแท่นคอนกรีตหน้ากว้าง 0.34 ม. สูง 0.30 ม. และยาว 0.80 ม. หล่อกจากคอนกรีตธรรมดา ที่ผิวบนรองด้วยพลาสติกเพื่อให้คอนกรีตเทในที่แยกออกจากฐานรองรับโดยอิสระต่อกัน

เมื่อติดตั้งตัวอย่างทดสอบและเครื่องมือทดสอบต่างๆ เรียบร้อยแล้ว จากนั้นจะเริ่มต่อสายไฟจากเกจวัดความเครียด เครื่องวัดระยะแบบไฟฟ้า และเซลล์น้ำหนัก เข้ากับหน่วยบันทึกข้อมูลที่มีความละเอียดสูง (Data Acquisition Unit) ซึ่งประกอบด้วยตัวแปลงสัญญาณ (Data Logger) และเครื่องคอมพิวเตอร์ PC (Personal Computer) ที่สามารถบันทึกข้อมูลทั้งหมดในระหว่างการทดสอบ อันได้แก่ สัญญาณความต้านทานจากเกจวัด

ความเครียด สัญญาณแรงดันไฟฟ้าจากเครื่องวัดระยะแบบไฟฟ้า และสัญญาณแรงดันไฟฟ้าจากเซลล์น้ำหนักรจะถูกเก็บรักษาไว้ที่ตัวแปลงสัญญาณซึ่งควบคุมด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์โดยแปลงค่าสัญญาณเป็น ค่าความเครียด ระยะการแอ่นตัว และน้ำหนักบรรทุก โดยใช้ค่าสอบเทียบที่บันทึกไว้ตั้งแต่เริ่มทำการทดสอบ และในระหว่างการทดสอบจะสั่งการให้โปรแกรมเก็บบันทึกข้อมูลไว้ทุกๆ 2 วินาที โดยข้อมูลจะเก็บรักษาไว้ในแผ่นแม่เหล็กของเครื่องไมโครคอมพิวเตอร์ เพื่อการนำไปสู่การวิเคราะห์ต่อไป

ในระหว่างการทดสอบมีการใช้โปรแกรม Excel ดึงข้อมูลค่าการแอ่นตัวของคานและค่าน้ำหนักบรรทุก แสดงผลที่จอภาพของเครื่องไมโครคอมพิวเตอร์เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัว และเพื่อเป็นการป้องกันความผิดพลาดที่อาจจะเกิดขึ้นได้ระหว่างการทดสอบ ได้จัดทำกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อการตรวจเทียบตลอดการทดสอบ

ระบบการวัด บันทึกข้อมูล และการนำผลมาแสดง อาจเรียบเรียงขั้นตอนการจัดทำได้ดังแสดงในรูปที่ 3.6

### 3.5 วิธีการทดสอบ

#### 3.5.1 การทดสอบแบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง

การบรรทุกน้ำหนักทำพร้อมกันทั้งสองช่วงคาน โดยเพิ่มน้ำหนักประมาณครึ่งละ 5 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของรอยต่อจากการคำนวณ ในแต่ละระดับการเพิ่มน้ำหนักจะค้ำน้ำหนักไว้ประมาณ 4-5 นาที เพื่อการวัดความเครียดบนหน้าตัดคอนกรีต ตรวจหารอยแตกร้าว วัดการแอ่นตัว วัดความเครียดในเหล็กเสริม ทั้งนี้มีการแสดงภาพบนจอคอมพิวเตอร์เป็นน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวที่กลางช่วงและน้ำหนักบรรทุกกับค่าความเครียดที่เหล็กเสริมบริเวณรอยต่อคาน การบรรทุกน้ำหนักและการตรวจวัดต่างๆ จะทำในลักษณะเช่นนี้เป็นระดับน้ำหนักจนถึงประมาณร้อยละ 50 ของความเคียดในเหล็กเสริมที่รอยต่อ หลังจากนั้นจึงถอนน้ำหนักออกทั้งหมดให้เหลือเป็นศูนย์โดยระหว่างที่ถอนน้ำหนักบรรทุกออกนั้นยังคงบันทึกข้อมูลทุกอย่างไว้ตลอดการทดสอบ จากนั้นจะเริ่มเพิ่มน้ำหนักบรรทุกขึ้นทีละ 10 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของรอยต่อจากการคำนวณ ในแต่ละระดับของการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจะค้ำน้ำหนักบรรทุกเอาไว้ประมาณ 4-5 นาที ตรวจวัดและบันทึกรายละเอียดต่างๆ เช่นเดียวกันกับขั้นตอนแรกๆ ในช่วงอิลาสติก การเพิ่มน้ำหนักบรรทุกทำไปเรื่อยๆ ทั้งสองจุดที่กลางช่วงคาน จนกว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวจากจอคอมพิวเตอร์เริ่มเบี่ยงเบนจากความชัน กล่าวคือ ค่าการแอ่นตัวจะมากในขณะที่น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยและสิ่งที่พึงสังเกตคือ ค่าความเครียดที่เหล็กเสริมจะเพิ่มมากขึ้นทั้งที่น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย ซึ่งสามารถ



กำหนดให้เกิดจุดหมุน (Hinge) ได้เมื่อค่าความเครียดถึงจุดคราก ซึ่งหลังจากนั้นจะทำการทดสอบโดยใช้ระยะเวลาการแอนตัวเป็นตัวควบคุมการบรรจุน้ำหนักโดยแต่ละครั้งจะค้ำน้ำหนักหรือการแอนตัวไว้ประมาณ 4-5 นาที ของทุกระยะที่เพิ่มขึ้น 5 มม. เพื่อวัดความเครียด วัดระยะเวลาการแอนตัว และบันทึกการแตกร้าวรวมถึงรายละเอียดต่างๆ การทดสอบช่วงที่มีการแอนตัวหลายๆ จะต้องคำนึงถึงความปลอดภัยและหลีกเลี่ยงอันตรายจากการวิบัติแบบปัจจุบันทันด่วน ณ บริเวณตำแหน่งน้ำหนักบรรจุเพราะเป็นจุดที่คาดการณ์ว่าจะเกิดวิฤติ และอาจจะเป็นจุดวิบัติถัดไปได้ ซึ่งจะต้องมีการตรวจวัดความเครียดของเหล็กเสริมที่กลางช่วงทุกระยะเพื่อให้มีข้อมูลพอเพียงในการวิเคราะห์การกระจายที่ต่อไป

### 3.5.2 การทดสอบแบบคานต่อเนื่องปลายยื่น

การทดสอบแบบนี้จะใช้กับตัวอย่างทดสอบที่มีปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อมาก คือ ตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B และ BJ-4-100B ใช้การบรรจุน้ำหนักที่กลางช่วงคานใน P1 เพื่อยืนยันให้คานตั้งขึ้นและเพิ่มน้ำหนักบรรจุ P2 ที่ปลายคานยื่นครั้งละ 5 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักบรรจุสูงสุดที่รอยต่อจากการคำนวณ ในแต่ละระดับของการเพิ่มน้ำหนักบรรจุ P2 จะค้ำน้ำหนักเอาไว้ประมาณ 4-5 นาที เพื่อการวัดความเครียดของหน้าตัดคอนกรีต วัดการแอนตัว วัดความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อ บันทึกน้ำหนักบรรจุและการแตกร้าวต่างๆ รวมถึงน้ำหนักบรรจุ P1 ที่เกิดขึ้นจากการเพิ่มน้ำหนักบรรจุ P2 การเพิ่มน้ำหนักบรรจุ P2 ทำที่ระดับจนค่าความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อถึงร้อยละ 50 ของกำลังครากแล้วถอนน้ำหนัก P2 ออกให้เป็นศูนย์ใหม่แล้วจึงค่อยๆ เพิ่มน้ำหนักขึ้นมาใหม่ซึ่งในครั้งหลังนี้จะเพิ่มน้ำหนักบรรจุที่ปลายคานยื่นครั้งละ 10% ของน้ำหนักบรรจุสูงสุดของรอยต่อ โดยมีการตรวจวัดและบันทึกรายละเอียดต่างๆ ไปควบคุมกันตลอดการทดสอบ ทั้งนี้จะมีการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรจุกับกับการแอนตัวบนจอคอมพิวเตอร์ควบคู่กับกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรจุกับค่าความเครียดของเหล็กเสริมที่บริเวณรอยต่อ และเมื่อพบว่าการแอนตัวเพิ่มมากขึ้นในขณะที่น้ำหนักบรรจุ P2 เพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย ซึ่งเริ่มเป็นจุดสังเกตว่ารอยต่อเริ่มเกิดจุดหมุน (Hinge) ซึ่งยืนยันด้วยค่าความเครียดของเหล็กเสริมที่จุดรอยต่อน่าจะถึงจุดครากของกำลังเหล็กเสริม จากนั้นการเพิ่มน้ำหนักบรรจุที่ปลายคานยื่นจะควบคุมด้วยระยะเวลาการแอนตัวแทน โดยค้ำน้ำหนักบรรจุเอาไว้ประมาณ 4-5 นาที เพื่อการตรวจวัดและบันทึกต่างๆ โดยกำหนดการเพิ่มการแอนตัวครั้งละ 5 มม. อนึ่งการตรวจวัดความเครียดของหน้าตัด การแอนตัวที่ปลายคานยื่นและที่กลางคานช่วงใน และการกระจายแรงจากจุดหมุนที่รอยต่อไปสู่ตำแหน่งบรรจุน้ำหนักของคานช่วงใน จะต้องคอยตรวจ

วัดและเฝ้าระวังตลอดการทดสอบจนกว่าที่รอยต่อคานจะเกิดการวิบัติหรือไม่สามารถรักษากำลังเอาไว้ได้

### 3.6 ผลการทดสอบ

#### 3.6.1 ตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก  $P$  กับการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B ได้แสดงในรูปที่ 3.7 จะเห็นได้ว่าในช่วงแรกจะมีความชันมากจนน้ำหนักบรรทุกประมาณ 4000 กก. การแตกร้าวที่หลังคานเริ่มปรากฏที่รอยต่อ ซึ่งตำแหน่งนี้จะมีค่าโมเมนต์สูงสุดตามการวิเคราะห์โครงสร้าง ขณะนั้นการแอ่นตัวที่กลางช่วงเฉลี่ย 0.69 มม. หลังจากการแตกร้าวค่าสติฟเนสจะลดลงทำให้การแอ่นตัวเพิ่มมากขึ้นเมื่อเทียบกับน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นและเมื่อน้ำหนักบรรทุกถึงประมาณ 11000 กก. เหล็กเสริมที่รอยต่อเริ่มคราก โดยที่การแอ่นตัวที่กลางช่วงวัดค่าได้เฉลี่ย 2.36 มม. หลังจากการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อ สติฟเนสของคานจะลดลงอีกทำให้การแอ่นตัวเพิ่มมากขึ้น และการแตกร้าวบริเวณรอยต่อเพิ่มมากขึ้นเป็นลำดับ จนน้ำหนักบรรทุกถึง 29000 กก. เหล็กเสริมกลางช่วงเริ่มจะคราก ขณะนั้นการแอ่นตัวที่กลางช่วงวัดได้ถึง 11.82 มม. จากนั้นสติฟเนสลดลงอย่างมากเป็นผลให้น้ำหนักบรรทุก  $P$  เพิ่มขึ้นได้อีกเล็กน้อยจนกระทั่งถึง 32000 กก. แต่การแอ่นตัวที่กลางช่วงจะเพิ่มขึ้นมากจนถึง 31.00 มม. จึงแสดงอาการวิบัติที่คองกรีตที่เทในที่ถน บริเวณกลางช่วงกระแทะออก และไม่อาจรับน้ำหนักเพิ่มได้อีกจึงยุติการทดสอบ

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก  $P$  กับความเครียดของเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B ดังแสดงในรูปที่ 3.8 แยกเป็นเหล็กเสริมที่รอยต่อซึ่งเป็นเหล็กเสริมบน (สำหรับโมเมนต์ลบ) คือ S2 และเหล็กเสริมที่กลางช่วงที่เป็นเหล็กเสริมล่าง (สำหรับโมเมนต์บวก) คือ S1 และ S3 ตามลำดับ จากการทดสอบ พบว่าความเครียดก่อนการแตกร้าวและหลังการแตกร้าวจะมีสัดส่วนตรงกับน้ำหนักบรรทุก แต่ที่รอยต่อจะมีลักษณะสะดุดเกิดขึ้นที่น้ำหนักบรรทุก 4000 กก. อันเกิดจากการแตกร้าวที่รอยต่อ โดยที่ค่าความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อวัดได้  $450 \mu\epsilon$  อย่างไรก็ตามความสัมพันธ์ดังกล่าวยังเป็นเส้นตรง จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุก 11000 กก. พบว่าความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อถึงจุดครากที่ประมาณ  $2000 \mu\epsilon$  ขณะนั้นเหล็กเสริมล่างที่กลางช่วงเกิดความเครียดประมาณ  $580 \mu\epsilon$  ภายหลังการครากส่งผลให้ความเครียดเพิ่มขึ้นมาก โดยที่น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยจนกระทั่งบรรทุกน้ำหนักถึง 14000 กก. ความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการยืดตัวน้อยมากและเกิดความเครียดประมาณ  $3800 \mu\epsilon$  ขณะนั้น

ความเครียดของเหล็กเสริมล่างที่กลางช่วงประมาณ  $850 \mu\epsilon$  หลังจากนั้นเมื่อเพิ่มการบรรทุกน้ำหนัก ความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อเพิ่มขึ้นน้อยมากและความเครียดของเหล็กเสริมล่างที่กลางช่วงเพิ่มขึ้นตามการบรรทุกน้ำหนักกระทั่งน้ำหนักบรรทุกถึง 29000 กก. เหล็กเสริมกลางช่วงเกิดการครากหลังจากนั้นเหล็กเสริมเกิดการยืดตัวอย่างรวดเร็วในขณะที่น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยและความเครียดสูงสุดของเหล็กเสริมที่กลางช่วงประมาณ  $9000 \mu\epsilon$  และความเครียดสูงสุดที่รอยต่อประมาณ  $5200 \mu\epsilon$

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P กับความเครียดบนหน้าตัดที่ห่างจากจุดกึ่งกลาง รอยต่อ 0.50 ม. ของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B ดังแสดงในรูปที่ 3.9 เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกถึง 1500 กก. ความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดของคอนกรีตเกิดขึ้น  $80 \mu\epsilon$  ความเครียดที่ผิวบนรับแรงดึงของคอนกรีตประมาณ  $60 \mu\epsilon$  เพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งถึง 3000 กก. ทำให้ความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดของคอนกรีตเพิ่มขึ้นเป็น  $140 \mu\epsilon$  และความเครียดที่ผิวบนรับแรงดึงของคอนกรีตเพิ่มขึ้นเป็น  $285 \mu\epsilon$  โดยที่ลักษณะการกระจายความเครียดของหน้าตัดยังคงเป็นระนาบ จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกประมาณ 4000 กก. ทำให้การกระจายความเครียดบนหน้าตัดเกิดการเบี่ยงเบนจากการเป็นระนาบเล็กน้อยเนื่องจากเกิดการแตกร้าวเกิดขึ้น ขณะนั้นความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดของคอนกรีตเพิ่มขึ้นเป็น  $320 \mu\epsilon$  และความเครียดที่ผิวบนรับแรงดึงของคอนกรีตเพิ่มขึ้นเป็น  $785 \mu\epsilon$  และเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกขึ้นแต่ละชั้น พบว่า การกระจายความเครียดของหน้าตัดจะไม่เป็นระนาบมากขึ้นตามการบรรทุกน้ำหนัก จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกประมาณ 14000 กก. ทำให้ความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดของคอนกรีตเพิ่มเป็น  $678 \mu\epsilon$  ความเครียดที่ผิวบนรับแรงดึงของ

คอนกรีตเพิ่มเป็น 2250  $\mu\epsilon$  หลังจากนั้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกขึ้น พบว่าความเครียดของหน้าตัดจะลดลงตามน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากเหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการครากทำให้สติฟของหน้าตัดลดลงตามน้ำหนักที่เพิ่มขึ้น

การแตกร้าวและลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B ดังแสดงในรูปที่ 3.10 เมื่อให้น้ำหนักบรรทุก P จนกระทั่งถึง 4000 กก. สังเกตเห็นรอยแตกร้าวเกิดขึ้นตำแหน่งแรกหลังคานหน้าฐานรองรับของรอยต่อและแตกร้าวตรงลงมาตามความลึกอย่างรวดเร็ว จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกประมาณ 3500 กก. ความลึกของการแตกร้าวจึงไม่เพิ่มขึ้น แต่การแตกร้าวแนวเฉียงตามความลึกและตามความยาวคาน การแตกร้าวจะเพิ่มขึ้นตามน้ำหนักบรรทุกและเมื่อน้ำหนักบรรทุกประมาณ 6000 กก. การแตกร้าวตำแหน่งการบรรทุกน้ำหนักเกิดขึ้นบริเวณท้องคาน และการแตกร้าวบริเวณช่วงคานจะขยายมากขึ้นตามการบรรทุกน้ำหนักที่เพิ่มขึ้น เมื่อน้ำหนักบรรทุกประมาณ 11000 กก. เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการคราก ขณะนั้นมีความลึกของการแตกร้าวจากหลังคานบริเวณรอยต่อประมาณ 32.00 ซม. และการแตกร้าวตามความยาวคานขยายออกช่วงคานและประมาณ 30 ซม. เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น พบว่าการแตกร้าวบริเวณหลังคานบริเวณรอยต่อตามความยาวคานเพิ่มขึ้นน้อยมาก แต่การแตกร้าวตามความลึกยังเพิ่มขึ้นอีกและการแตกร้าวบริเวณรอยต่อเป็นรูปพัดหงาย ระยะห่างของรอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อประมาณ 18.00 ซม. แต่การขยายการแตกร้าวตามความยาวคานบริเวณใต้ท้องคานยังเพิ่มขึ้นตามน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น การแตกร้าวบริเวณช่วงคานเป็นรูปพัดคว่ำและระยะห่างของรอยแตกร้าวประมาณ 14.00 ซม. เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งถึง 30000 กก. เหล็กเสริมที่กลางช่วงเกิดครากหลังจากนั้นรอยแตกร้าวตามความยาวคานไม่เพิ่มขึ้นอีกจนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกประมาณ 32000 กก. จึงทำให้เกิดการกระเทาะออกของคอนกรีตเทินที่ตำแหน่งการบรรทุกน้ำหนัก ขณะนั้นบริเวณรอยต่อเกิดการแตกร้าวจากหลังคานถึงท้องคาน ลักษณะการวิบัติที่รอยต่อและช่วงคานเป็นการวิบัติแบบเหนียว

### 3.6.2 ตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P กับการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B ดังแสดงในรูปที่ 3.11 พบว่าการแอ่นตัวช่วงก่อนการแตกร้าวเป็นสัดส่วนตรงกับการบรรทุกน้ำหนัก จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกประมาณ 3600 กก. การแตกร้าวหลังคานบริเวณรอยต่อตำแหน่งหน้าฐานรองรับเกิดการแตกร้าวและการแอ่นตัวกลางช่วงเฉลี่ยขณะนั้น 0.23 มม. หลังการแตกร้าวเกิดขึ้น สติฟเนสจะลดลงทำให้การแอ่นตัวเพิ่มมากขึ้นเมื่อเทียบกับน้ำหนักบรรทุกก่อนการแตกร้าว และเมื่อน้ำหนักบรรทุกประมาณ 14000 กก. เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการคราก ขณะนั้นการแอ่น

ตัวที่กลางช่วงประมาณ 2.12 มม. หลังการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อ สติฟเนสจะลดลงทำให้การแอ่นตัวเพิ่มขึ้นมากกว่าหลังการแตกร้าวและเมื่อน้ำหนักบรรทุกประมาณ 30000 กก. เหล็กเสริมที่กลางช่วงเกิดการคราก ขณะนั้นการแอ่นตัวที่กลางช่วงประมาณ 13.50 มม. หลังจากนั้นการแอ่นตัวเกิดขึ้นอย่างมากหรือกล่าวได้ว่าสติฟเนสของคานาใกล้เป็นศูนย์ จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกขึ้นได้สูงสุดจนกระทั่งถึง 31000 กก. เมื่อการแอ่นตัวที่กลางช่วงประมาณ 25.00 มม. ทำให้คอนกรีตเทในที่ตำแหน่งกลางช่วงกระเทาะออกส่งผลให้ไม่สามารถต้านน้ำหนักบรรทุกได้อีก

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก  $P$  กับความเครียดของเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B ดังแสดงในรูปที่ 3.12 พบว่าทั้งช่วงก่อนและหลังการแตกร้าว ความเครียดของเหล็กเสริมที่กลางช่วงและที่รอยต่อเป็นสัดส่วนตรงกับน้ำหนักบรรทุก เมื่อน้ำหนักบรรทุกประมาณ 3600 กก. ปรากฏการแตกร้าวขึ้นหน้าฐานรองรับของรอยต่อ ขณะนั้นความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดขึ้น  $230 \mu\epsilon$  หลังการแตกร้าวเกิดขึ้น ความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อจะเพิ่มมากขึ้นเมื่อเทียบกับก่อนการแตกร้าวหรือกล่าวได้ว่าเหล็กเสริมต้องต้านแรงมากขึ้น แต่ความเครียดของเหล็กเสริมที่กลางช่วงจะเพิ่มขึ้นในสัดส่วนที่น้อยกว่าความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อ และเมื่อให้น้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งถึง 14000 กก. เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการคราก ในขณะนั้นความเครียดเฉลี่ยของเหล็กเสริมที่กลางช่วงประมาณ  $1000 \mu\epsilon$  และหลังการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อ ความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อจะเพิ่มขึ้นอย่างมากจนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกประมาณ 21000 กก. ทำให้เหล็กเสริมที่รอยต่อไม่เกิดการยืดตัวและความเครียดสูงสุดของเหล็กเสริมที่รอยต่อประมาณ  $9200 \mu\epsilon$  ขณะนั้นความเครียดเฉลี่ยของเหล็กเสริมที่กลางช่วงประมาณ  $1700 \mu\epsilon$  เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งถึง 30000 กก. เหล็กเสริมที่กลางช่วงเกิดอาการคราก หลังจากนั้นความเครียดของเหล็กเสริมที่กลางช่วงเกิดการยืดตัวอย่างรวดเร็วและเกิดความเครียดสูงสุดประมาณ  $8000 \mu\epsilon$

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก  $P$  กับการกระจายความเครียดบนหน้าตัดที่ห่างจากจุดกึ่งกลางรอยต่อ 0.50 ม. ดังแสดงในรูปที่ 3.13 เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกประมาณ 1350 กก. ความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดของคอนกรีตเกิดขึ้น  $1255 \mu\epsilon$  ความเครียดที่ผิวบนรับแรงดึงของคอนกรีตเกิดขึ้น  $90 \mu\epsilon$  และมีลักษณะเป็นระนาบ เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก 3600 กก. ความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดของคอนกรีตเกิดขึ้น  $300 \mu\epsilon$  ความเครียดที่ผิวบนรับแรงดึงของคอนกรีตเพิ่มขึ้นเป็น  $700 \mu\epsilon$  หลังจากนั้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก พบว่าการกระจายความเครียดบนหน้าตัดจะไม่เป็นระนาบเนื่องจากเกิดการแตกร้าว และเมื่อบรรทุกน้ำหนักจนกระทั่งถึง 6200 กก. ทำให้ความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดของคอนกรีตเกิดขึ้น  $500 \mu\epsilon$  ความเครียดที่ผิวบนรับแรง

ตั้งของคอนกรีตเกิดขึ้น  $1000 \mu\epsilon$  และเมื่อน้ำหนักบรรทุกประมาณ 14000 กก. เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการคราก จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุก 18000 กก. ความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดของคอนกรีตเกิดขึ้น  $1000 \mu\epsilon$  ความเครียดที่ผิวบนรับแรงดึงของคอนกรีตเกิดขึ้น  $2000 \mu\epsilon$  หลังจากนั้น ความเครียดของคอนกรีตส่วนที่รับแรงอัดไม่เพิ่มขึ้นอีก

การแตกร้าวและลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B ดังแสดงในรูปที่ 3.14 เมื่อให้น้ำหนักบรรทุก 3600 กก. สังเกตเห็นรอยแตกร้าวเกิดขึ้นตำแหน่งแรกหลังคานที่หน้าฐานรองรับของรอยต่อ หลังจากนั้นจะแตกร้าวตรงลงมาตามความลึกระหว่างผิวรอยต่ออย่างรวดเร็ว จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกประมาณ 5100 กก. ความลึกของการแตกร้าวจึงไม่เพิ่มขึ้น จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุก 5000 กก. เกิดรอยแตกร้าวขึ้นที่กลางช่วง เพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งถึง 13600 กก. ความลึกของการแตกร้าวแนวเอียงใกล้เคียงกับความลึกที่แตกร้าวแนวตรงที่รอยต่อหน้าฐานรองรับและมีความลึกจากหลังคานประมาณ 30 ซม. ขณะนั้นการแตกร้าวหลังคานบริเวณรอยต่อขยายมากขึ้นจากหน้าฐานรองรับที่รอยต่อไปทางฝั่งน้ำหนักบรรทุกฝั่งละประมาณ 30 ซม. หลังจากนั้นการแตกร้าวหลังคานบริเวณรอยต่อเพิ่มขึ้นน้อยมากจนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกประมาณ 14000 กก. เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการคราก แต่การแตกร้าวตามความลึกบริเวณรอยต่อยังมีการเพิ่มขึ้นอีกเล็กน้อยและการแตกร้าวบริเวณรอยต่อเป็นรูปพัดหางาย ระยะห่างของรอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อประมาณ 16.00 ซม. และหลังจากเหล็กเสริมที่รอยต่อคราก การแตกร้าวบริเวณช่วงคานจะเกิดเพิ่มมากกว่าก่อนการครากและมีลักษณะเป็นรูปพัดคว่ำ หลังจากเหล็กเสริมที่กลางช่วงคราก การแตกร้าวตามความยาวช่วงคานจะเพิ่มขึ้นน้อยมาก แต่การแตกร้าวตามความลึกยังเพิ่มขึ้นอีก ระยะห่างของรอยแตกร้าวบริเวณช่วงคานประมาณ 12.50 ซม. เมื่อการแอ่นตัวที่กลางช่วงประมาณ 25.00 มม. เกิดการกระเทาะออกของคอนกรีตเทในตำแหน่งน้ำหนักบรรทุก ขณะนั้นบริเวณรอยต่อเกิดการแตกร้าวจากหลังคานจนกระทั่งถึงท้องคาน ลักษณะการวิบัติที่รอยต่อและช่วงคานเป็นการวิบัติแบบเหนียว

### 3.6.3 ตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B ดังแสดงในรูปที่ 3.15 และรูปที่ 3.16 ซึ่งชี้ชัดว่าความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P1 กับการแอ่นตัวที่กลางช่วงคานในทั้งช่วงก่อนและหลังการแตกร้าวมีลักษณะเป็นเส้นตรง เมื่อน้ำหนักบรรทุก P1 ประมาณ 5000 กก. เกิดการแตกร้าวบริเวณท้องคานตำแหน่งน้ำหนัก P1 กระทำ ส่งผลให้สถิติ

เนสของความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P1 กับการแอ่นตัวที่กลางช่วงคานในลดลงและเมื่อให้น้ำหนักบรรทุก P1 จนกระทั่งถึง 13000 กก. การแอ่นตัวที่กลางช่วงคานในเกิดขึ้นประมาณ 5.55 มม. ขณะที่ปลายคานยื่นตั้งขึ้นประมาณ 6.79 มม. หลังจากนั้นค้ำน้ำหนักบรรทุก P1 เอาไว้ ซึ่งจะทำหน้าที่เสมือนเป็นฐานรองรับ ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับการแอ่นตัวที่ปลายคานยื่น ทั้งช่วงก่อนและหลังการแตกร้าวมีลักษณะเป็นเส้นตรงเช่นเดียวกัน เมื่อให้น้ำหนักบรรทุก P2 จนกระทั่งถึง 325 กก. เกิดการแตกร้าวขึ้นหน้าฐานรองรับของรอยต่อฝั่งน้ำหนักบรรทุก P2 เป็นผลให้สติเฟนสของความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับการแอ่นตัวที่ปลายคานยื่นลดลง ขณะนั้นน้ำหนักบรรทุก P1 เพิ่มขึ้นเป็น 13400 กก. ทำการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก P2 จนกระทั่งถึง 5909 กก. เป็นผลให้เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการคราก ขณะนั้นการแอ่นตัวที่ปลายคานยื่นประมาณ 16.15 มม. น้ำหนักบรรทุก P1 เพิ่มขึ้นเป็น 18573 กก. หลังจากนั้นสติเฟนสของความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับการแอ่นตัวที่ปลายคานยื่นลดลงอย่างมากทำให้การแอ่นตัวเกิดขึ้นมาก จนกระทั่งการแอ่นตัวที่ปลายคานยื่นประมาณ 57.00 มม. ขณะนั้นน้ำหนักบรรทุก P2 ประมาณ 6976 กก. น้ำหนักบรรทุก P1 เพิ่มขึ้นเป็น 18964 กก. จึงทำให้ที่รอยต่อไม่สามารถคงกำลังดัดไว้ได้ จึงยุติการทดสอบ

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B ดังแสดงในรูปที่ 3.17 จะเห็นว่าทั้งช่วงก่อนและหลังการแตกร้าว ความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อเป็นสัดส่วนตรงกับน้ำหนักบรรทุก P2 และเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก P2 จนกระทั่งถึง 325 กก. การแตกร้าวที่หลังคานหน้าฐานรองรับของรอยต่อฝั่งน้ำหนักบรรทุก P2 จึงเกิดขึ้น ขณะนั้นความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อประมาณ  $75 \mu\epsilon$  เป็นผลให้สติเฟนสลดลง เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก P2 จนกระทั่งถึง 5909 กก. เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการคราก หลังจากนั้นความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อเพิ่มขึ้นมาก จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุก P2 เพิ่มขึ้นได้สูงสุดประมาณ 6976 กก. ขณะนั้นความเครียดสูงสุดของเหล็กเสริมที่รอยต่อประมาณ  $7260 \mu\epsilon$

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับการกระจายความเครียดบนหน้าตัดที่ห่างจากจุดกึ่งกลางรอยต่อ 0.50 ม. ดังแสดงในรูปที่ 3.18 พบว่าน้ำหนักบรรทุก P2 ประมาณ 500 กก. ส่งผลให้ความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดของคอนกรีตเกิดขึ้น  $80 \mu\epsilon$  และความเครียดที่ผิวบนรับแรงดึงของคอนกรีตเกิดขึ้น  $80 \mu\epsilon$  หลังจากนั้นการกระจายความเครียดบนหน้าตัดคอนกรีตไม่เป็นระนาบเนื่องจากคอนกรีตเกิดการแตกร้าวแต่คอนกรีตส่วนที่รับแรงอัดยังมีลักษณะเป็นระนาบ เมื่อ

น้ำหนักบรรทุก P2 ประมาณ 3000 กก. ทำให้ความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดของคอนกรีตเกิดขึ้น 1100  $\mu\epsilon$  และความเครียดที่ผิวบนรับแรงดึงของคอนกรีตเกิดขึ้น 2000  $\mu\epsilon$  เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก P2 จนกระทั่งถึง 6000 กก. ทำให้ความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดของคอนกรีตเกิดขึ้น 2500  $\mu\epsilon$  และความเครียดที่ผิวบนรับแรงดึงของคอนกรีตเกิดขึ้น 3600  $\mu\epsilon$  หลังจากนั้นความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดของคอนกรีตไม่เพิ่มขึ้น

การแตกร้าวและการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B ดังแสดงในรูปที่ 3.19 เมื่อให้น้ำหนักบรรทุก P1 จนกระทั่งถึง 5000 กก. สังเกตเห็นรอยแตกกร้าวเกิดขึ้นบริเวณท้องคานช่วงในตำแหน่งน้ำหนักบรรทุก P1 และเมื่อให้น้ำหนักบรรทุก P1 เพิ่มขึ้นการแตกร้าวบริเวณช่วงท้องคานจะขยายเพิ่มขึ้นและมีลักษณะเป็นรูปพัดคว่ำ จนกระทั่งบรรทุกน้ำหนัก P1 ถึง 13000 กก. จึงค้ำน้ำหนักบรรทุก P1 เอาไว้ ขณะนั้นระยะห่างของรอยแตกร้าวบริเวณท้องคานประมาณ 11.00 ซม. จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุก P2 จนกระทั่งถึง 325 กก. สังเกตเห็นรอยแตกกร้าวเกิดขึ้นหลังคานที่รอยต่อหน้าฐานรองรับฝั่งน้ำหนักบรรทุก P2 หลังจากนั้นการแตกร้าวระหว่างผิวดังกล่าวจะแตกร้าวตรงลงมาตามความลึกระหว่างผิวรอยต่ออย่างรวดเร็ว จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุก P2 ประมาณ 2100 กก. ความลึกของการแตกร้าวไม่เพิ่มขึ้น แต่การแตกร้าวแนวเฉียงตามความลึกและการแตกร้าวตามความยาวคานจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นตามน้ำหนักบรรทุก P2 จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุก P2 ประมาณ 5909 กก. ส่งผลให้เหล็กเสริมที่รอยต่อคราก ขณะนั้นความลึกของการแตกร้าวแนวเฉียงและที่รอยต่อใกล้เคียงกันและมีความลึกจากหลังคานประมาณ 26 ซม. การแตกร้าวบริเวณหลังคานจากหน้าฐานรองรับที่รอยต่อไปทางฝั่งน้ำหนักบรรทุก P2 ประมาณ 1.50 ม. และจากหน้าฐานรองรับที่รอยต่อไปทางฝั่งน้ำหนักบรรทุก P1 ประมาณ 0.60 ม. ระยะห่างของรอยแตกร้าวหลังคานประมาณ 11.00 ซม. และยังพบว่าการแตกร้าวบริเวณท้องคานฝั่งน้ำหนักบรรทุก P1 ที่เกิดเนื่องจากรวมน้ำหนักบรรทุก P2 ไม่มีการแตกร้าวเพิ่มขึ้น หลังจากนั้นการแตกร้าวหลังคานตามความยาวคานจะไม่เพิ่มขึ้น แต่ความลึกของการแตกร้าวตามผิวรอยต่อจะเพิ่มมากขึ้นจนกระทั่งแตกร้าวถึงท้องคาน หลังจากนั้นบริเวณรอยต่อไม่สามารถรักษากำลึงดัดเอาไว้ได้และลักษณะการวิบัติที่รอยต่อเป็นแบบเหนียว

#### 3.6.4 ตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P1 กับการแอนตัวที่กลางช่วงคานในดังแสดงในรูปที่ 3.20 พบว่าทั้งช่วงก่อนและหลังการแตกร้าวเป็นเส้นตรง เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก P1 จนกระทั่งถึง 5000 กก. การแอนตัวที่กลางช่วงคานในเกิดขึ้น 1.22 มม. ขณะนั้นตำแหน่งปลายคานยื่นตั้งขึ้น



ประมาณ 0.90 มม. ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับการแอ่นตัวที่ปลายคานยื่นดังแสดงในรูปที่ 3.21 พบว่าทั้งช่วงก่อนและหลังการแตกร้าวมีลักษณะเป็นเส้นตรงเช่นเดียวกัน เมื่อน้ำหนักบรรทุก P2 ประมาณ 650 กก. ปรากฏการแตกร้าวหลังคานหน้าฐานรองรับที่รอยต่อฝั่งน้ำหนักบรรทุก P2 ขณะนั้นน้ำหนักบรรทุก P1 เพิ่มขึ้นเป็น 6342 กก. การแอ่นตัวตำแหน่งปลายคานยื่นประมาณ 0.232 มม. หลังจากนั้นสติฟเนสของความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับการแอ่นตัวลดลงเล็กน้อย จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุก P2 ประมาณ 12090 กก. เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการคราก ขณะนั้นการแอ่นตัวที่ปลายคานยื่นประมาณ 28.05 มม. น้ำหนักบรรทุก P1 เพิ่มขึ้นเป็น 17345 กก. หลังจากนั้นรอยต่อเกิดการวิบัติทันที จึงยุติการทดสอบ

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B ดังแสดงในรูปที่ 3.22 พบว่าทั้งช่วงก่อนและหลังการแตกร้าว ความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อเป็นสัดส่วนตรงกับน้ำหนักบรรทุก และเมื่อน้ำหนักบรรทุก P2 ประมาณ 650 กก. ปรากฏรอยแตกร้าวขึ้นหลังคานหน้าฐานรองรับที่รอยต่อฝั่งคานยื่น ขณะนั้นความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อประมาณ  $230 \mu\epsilon$  หลังจากนั้นสติฟเนสลดลงเล็กน้อย เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก P2 ขึ้นจนกระทั่งถึง 12090 กก. ทำให้เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการคราก และความเครียดสูงสุดของเหล็กเสริมที่รอยต่อประมาณ  $2490 \mu\epsilon$  หลังจากนั้นรอยต่อไม่สามารถรักษากำลังได้

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับการกระจายความเครียดบนหน้าตัดที่ห่างจากจุดกึ่งกลางรอยต่อ 0.50 ม. ดังแสดงในรูปที่ 3.23 พบว่าก่อนการแตกร้าวและหลังการแตกร้าว ระบุว่าหน้าตัดยังคงเป็นระนาบ เมื่อน้ำหนักบรรทุก P2 ประมาณ 1000 กก. ขณะนั้นความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดและแรงดึงของคอนกรีตเกิดขึ้นประมาณ 80 และ  $90 \mu\epsilon$  ตามลำดับ เมื่อน้ำหนักบรรทุก P2 ประมาณ 6000 กก. ความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดและแรงดึงของคอนกรีตเกิดขึ้นประมาณ 1600 และ  $1150 \mu\epsilon$  ตามลำดับ เมื่อน้ำหนักบรรทุก P2 ประมาณ 12000 กก. ส่งผลให้ความเครียดที่ผิวบนรับแรงอัดและแรงดึงของคอนกรีตเกิดขึ้นประมาณ 2500 และ  $1800 \mu\epsilon$  ตามลำดับ

การแตกร้าวและลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B ดังแสดงในรูปที่ 3.24 เมื่อให้น้ำหนักบรรทุก P1 จนกระทั่งถึง 5000 กก. ค้างน้ำหนักบรรทุก P1 ให้ทำหน้าที่เสมือนเป็นฐานรองรับ ขณะนั้นยังไม่มีรอยแตกร้าวเกิดขึ้น จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุก P2 จากศูนย์จนกระทั่งถึง 650 กก. สังเกตเห็นรอยแตกร้าวเกิดขึ้นหลังคานหน้าฐานรองรับที่รอยต่อฝั่งคานยื่น หลังจาก

นั้นการแตกร้าวดังกล่าวจะแตกร้าวดรลงมาตามความลึกหน้าฐานรองรับที่รอยต่ออย่างรวดเร็ว จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุก P2 ประมาณ 4200 กก. ความลึกของการแตกร้าวจึงไม่เพิ่มขึ้น แต่การแตกร้าวนเอียงตามความลึกและการแตกร้าวดตามความยาวคานจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นตามน้ำหนักบรรทุก P2 จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุก P2 ประมาณ 12000 กก. ความลึกของการแตกร้าวนเอียงจึงเท่ากับความลึกของการแตกร้าวนตรงหน้าฐานรองรับที่รอยต่อ และมีความลึกจากหลังคานประมาณ 20 ซม. การแตกร้าวนบริเวณหลังคานจากหน้าฐานรองรับที่รอยต่อไปทางฝั่งน้ำหนักบรรทุก P2 ยาวประมาณ 1.80 ม. และจากหน้าฐานรองรับที่รอยต่อไปทางฝั่งน้ำหนักบรรทุก P1 ยาวประมาณ 1.20 ม. ระยะห่างของรอยแตกร้าวนประมาณ 7.00 ซม. ส่วนการแตกร้าวนบริเวณท้องคานช่วงในไม่มีการแตกร้าวนและลักษณะการวิบัติที่รอยต่อเป็นแบบเปราะ



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.1 รายการตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	หน้าตัด(cm <sup>2</sup> )	เหล็กเสริม	พื้นที่เหล็กเสริม(cm <sup>2</sup> )	สัดส่วน $\rho/\rho_b$	หมายเหตุ
BJ-1-17B	25x40	2DB16	4.02	0.170	ทดสอบแบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง
BJ-2-26B	25x40	2DB20	6.28	0.260	ทดสอบแบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง
BJ-3-50B	25x40	2DB20+1DB25	11.19	0.500	ทดสอบแบบคานยื่น
BJ-4-100B	25x40	3DB32	24.12	1.000	ทดสอบแบบคานยื่น

ตารางที่ 3.2 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบตามสภาพจริง

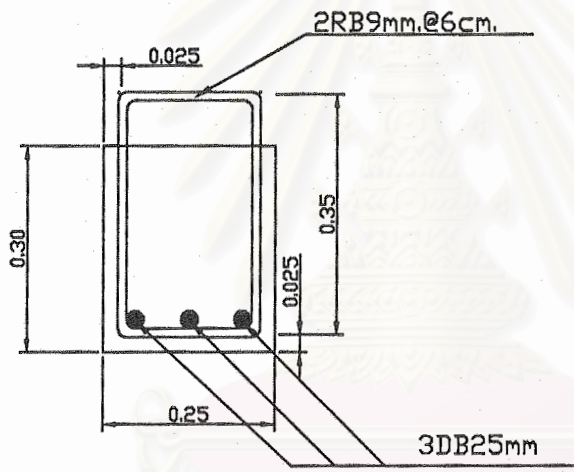
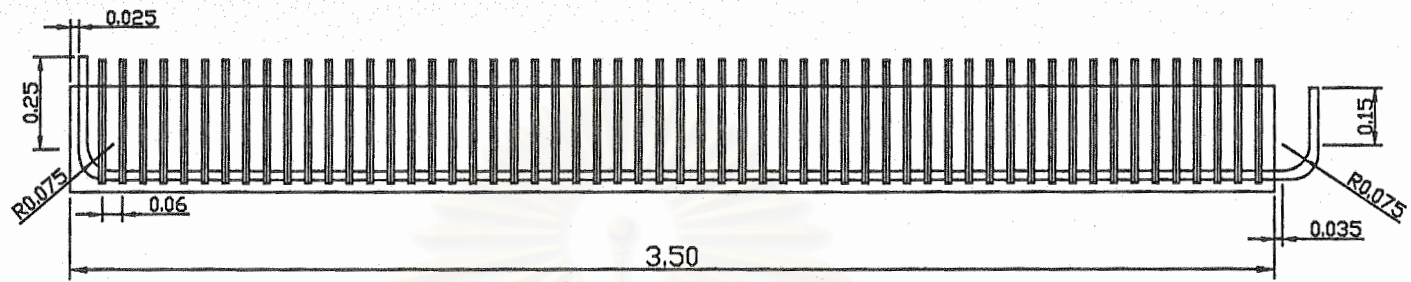
ตัวอย่างทดสอบ	หน้าตัด(cm <sup>2</sup> )	เหล็กเสริม	พื้นที่เหล็กเสริม(cm <sup>2</sup> )	ความลึกประสิทธิภาพ(cm)	สัดส่วน $\rho/\rho_b$
BJ-1-17B	25.10x40.00	2DB16	3.92	35.70	0.158
BJ-2-26B	24.90x40.10	2DB20	6.92	35.70	0.313
BJ-3-50B	25x40.10	2DB20+1DB25	11.79	35.50	0.658
BJ-4-100B	25.20x40.50	3DB32	23.83	34.70	1.169

ตารางที่ 3.3 ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตของตัวอย่างทดสอบ

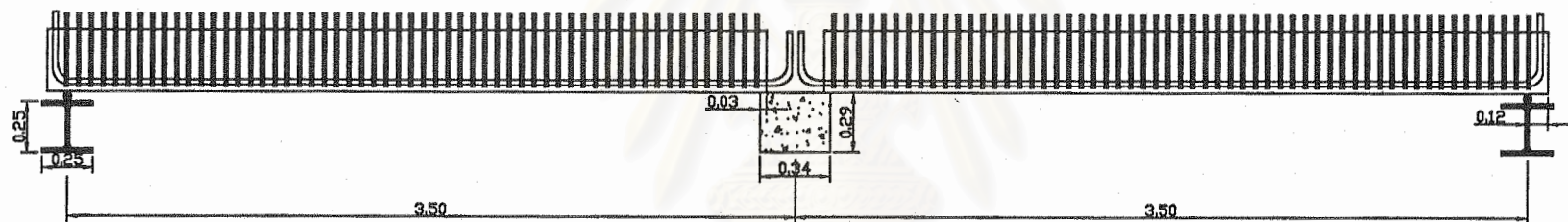
ตัวอย่างทดสอบ	ส่วนที่หล่อสำเร็จรูป กำลังอัด $f_c'$ (ksc)	ส่วนที่เทในที่ กำลังอัด $f_c'$ (ksc)
BJ-1-17B	254	260
BJ-2-26B	260	215
BJ-3-50B	277	190
BJ-4-100B	260	237

ตารางที่ 3.4 ผลการทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริมตัวอย่างทดสอบ

เหล็กเสริม	เส้นผ่านศูนย์กลาง (cm.)	น้ำหนัก/ความยาว (kg/m.)	ความยาวที่วัด (cm.)	น้ำหนัก		หน่วยแรงดึง		ระยะการยืด	
				ที่คราก (kg)	สูงสุด (kg)	ที่คราก (ksc)	สูงสุด (ksc)	(cm.)	%
DB16	1.58	1.542	8	8980	14000	4580	7218	2.1	26%
DB20	2.1	2.711	10	14187	21800	4096	6313	2.5	25%
DB25	2.49	3.836	12.5	21606	32200	4437	6589	3.2	26%
DB32	3.18	5.776	16	35462	49840	4250	6197	3.2	20%
RB9	0.9	0.488	4.5	1673	1940	2630	4105	1.12	25%

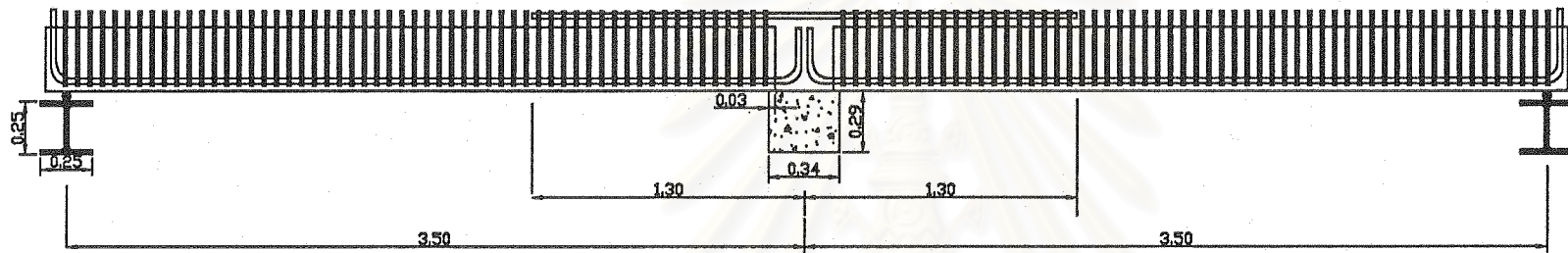


รูปที่ 3.1 รายละเอียดคานทดสอบ  
 สถาบันวิจัยวิชาการ  
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

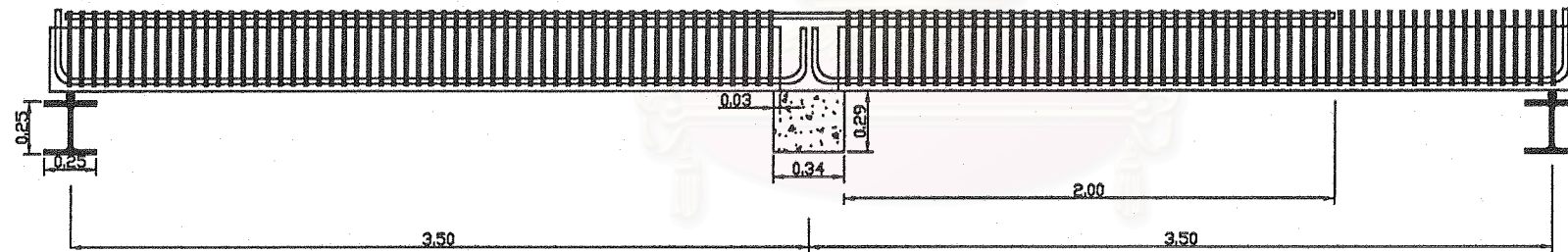


รูปที่ 3.2 การติดตั้งคานทดสอบ

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

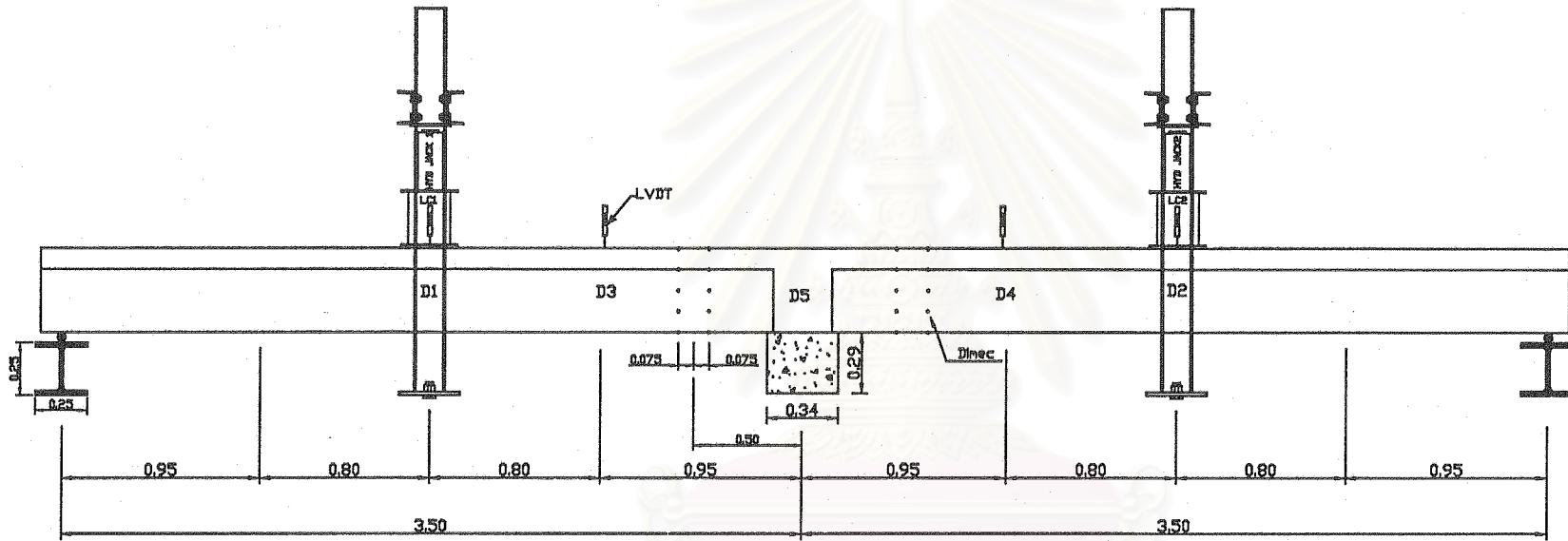


ก. แบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง



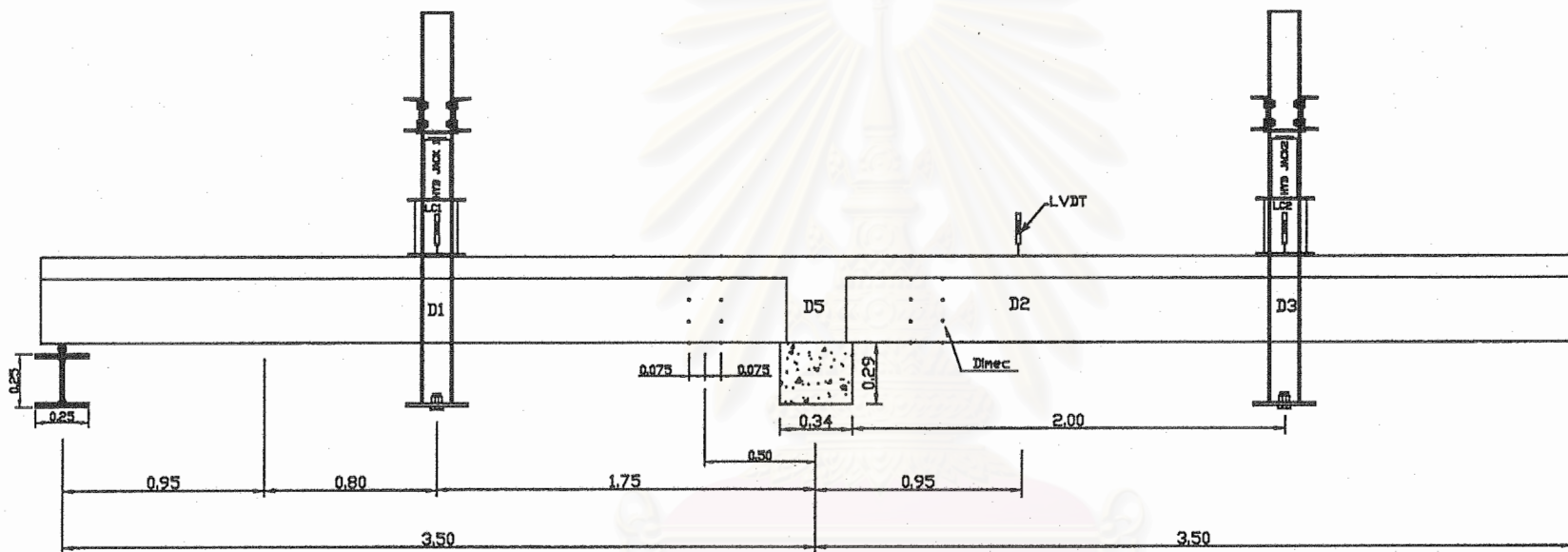
ข. แบบคานต่อเนื่องปลายยื่น

รูปที่ 3.3 การเสริมเหล็กที่รอยต่อ

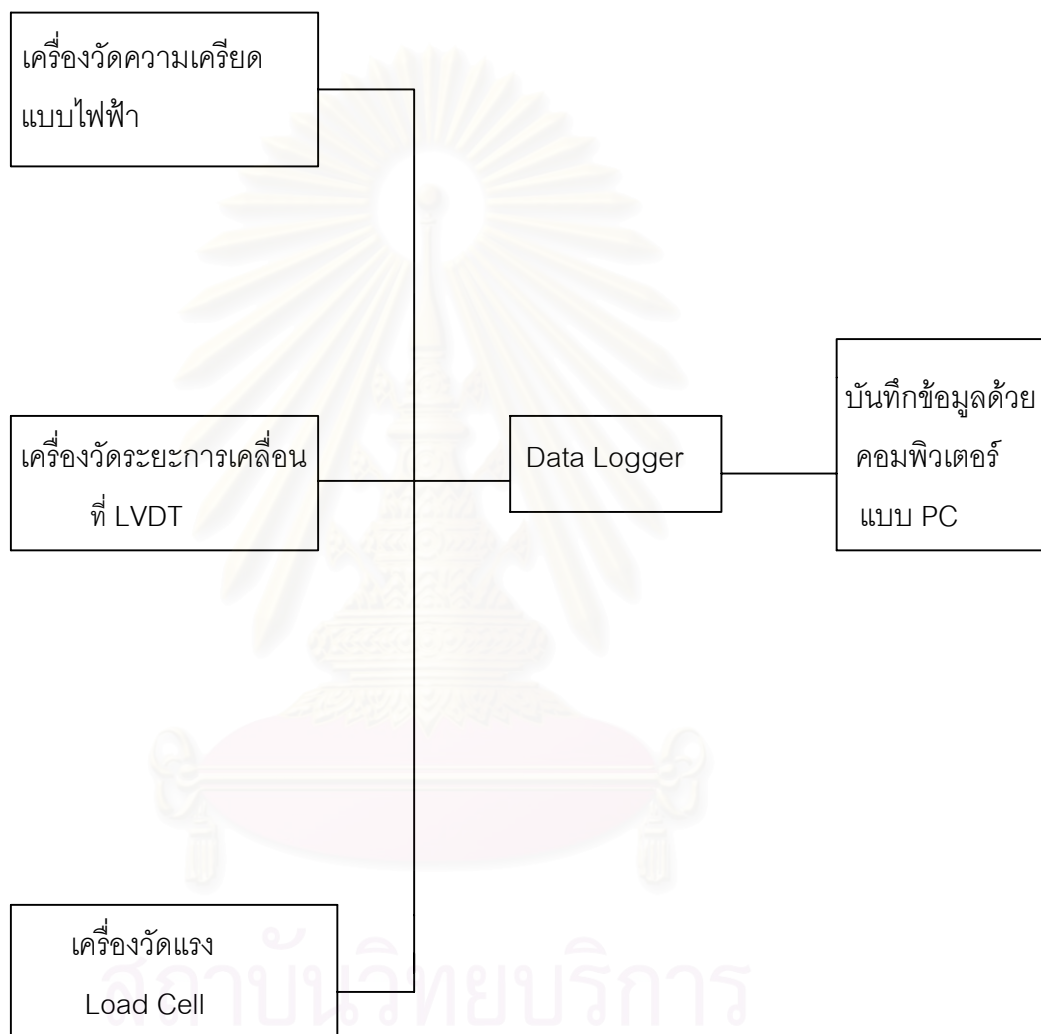


รูปที่ 3.4 การเตรียมเครื่องมือและอุปกรณ์การทดสอบแบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง

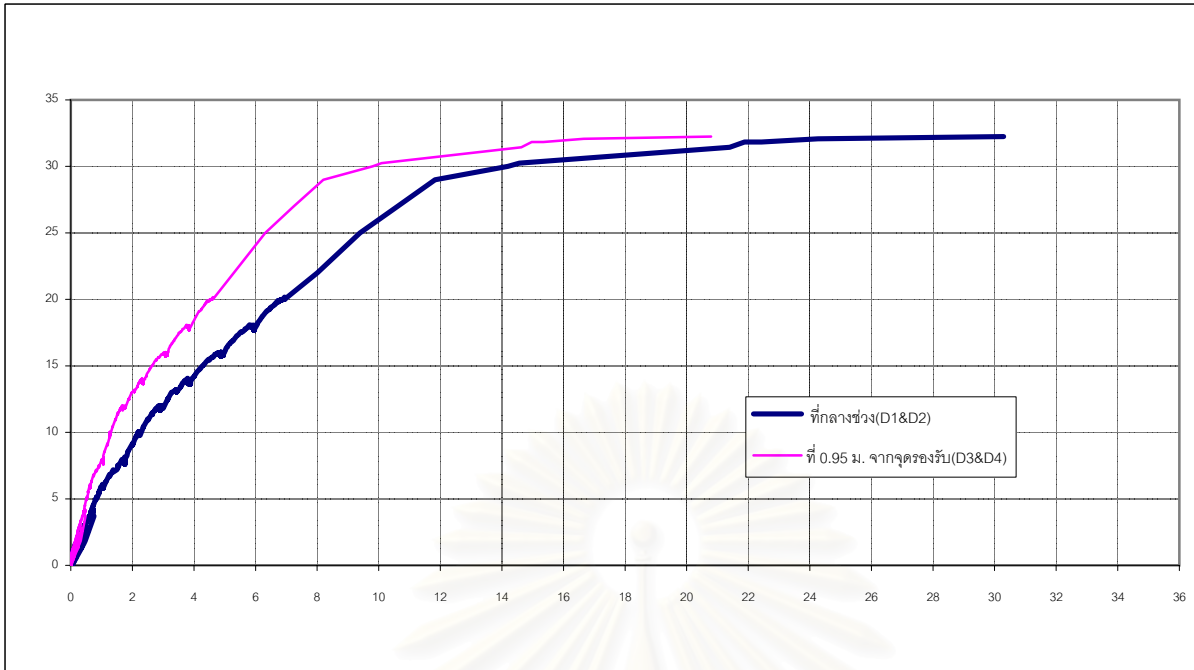




รูปที่ 3.5 การเตรียมเครื่องมือและอุปกรณ์การทดสอบแบบคานต่อเนื่องปลายยื่น

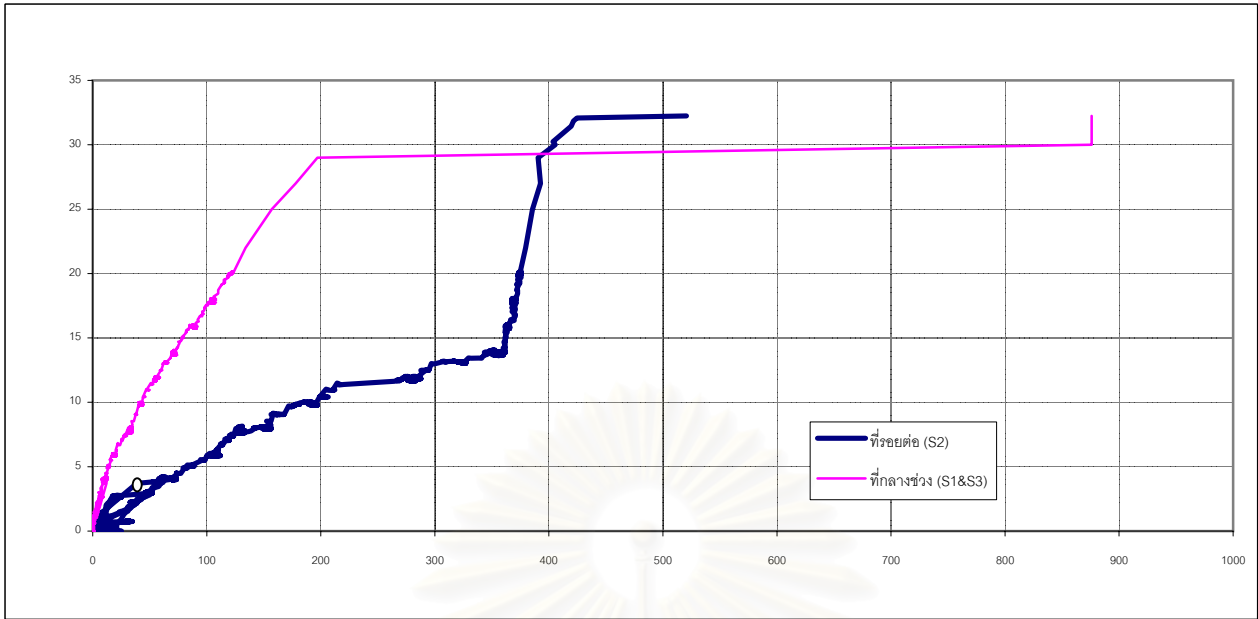


รูปที่ 3.6 ไดอะแกรมแสดงการบันทึกข้อมูลการทดสอบ

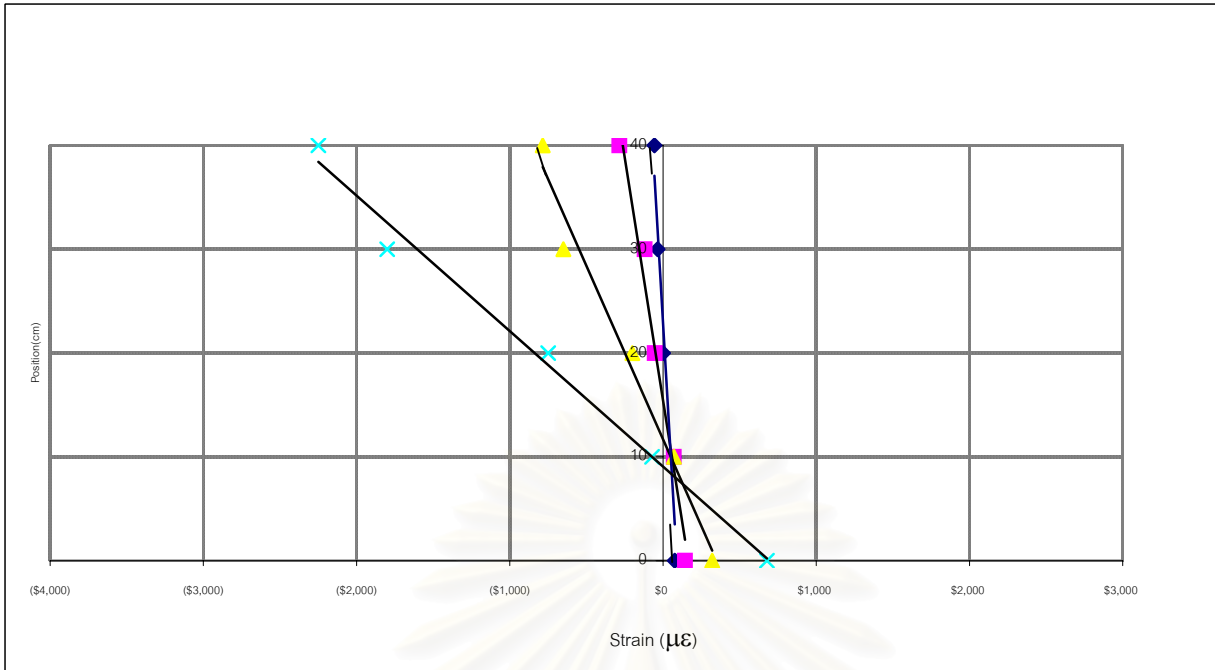


รูปที่ 3.7 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P กับการแ่นตัวของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

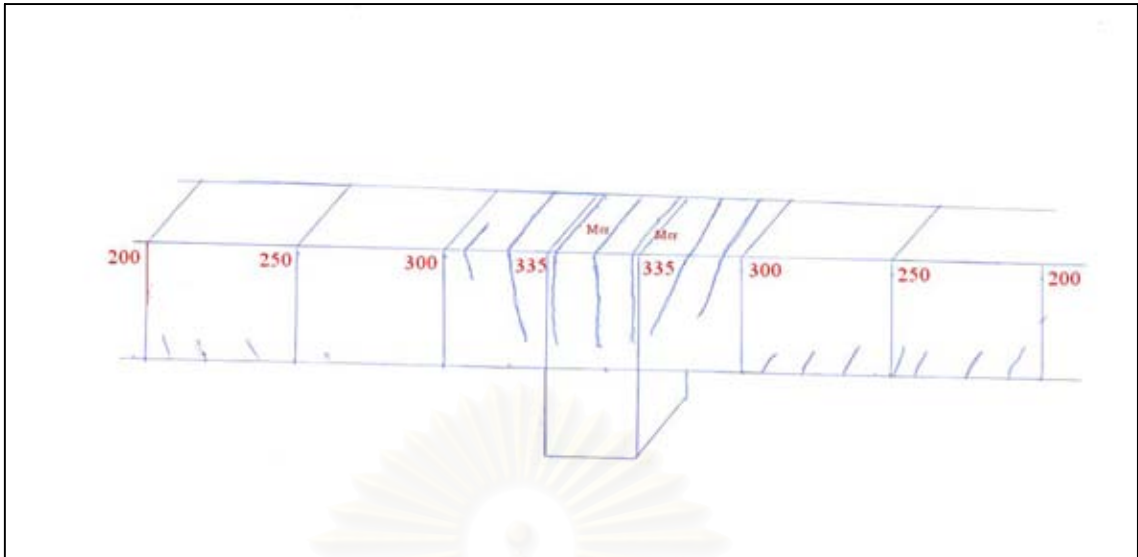


รูปที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P กับความเครียดของเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B



รูปที่ 3.9 การกระจายความเครียดบนหน้าตัดของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

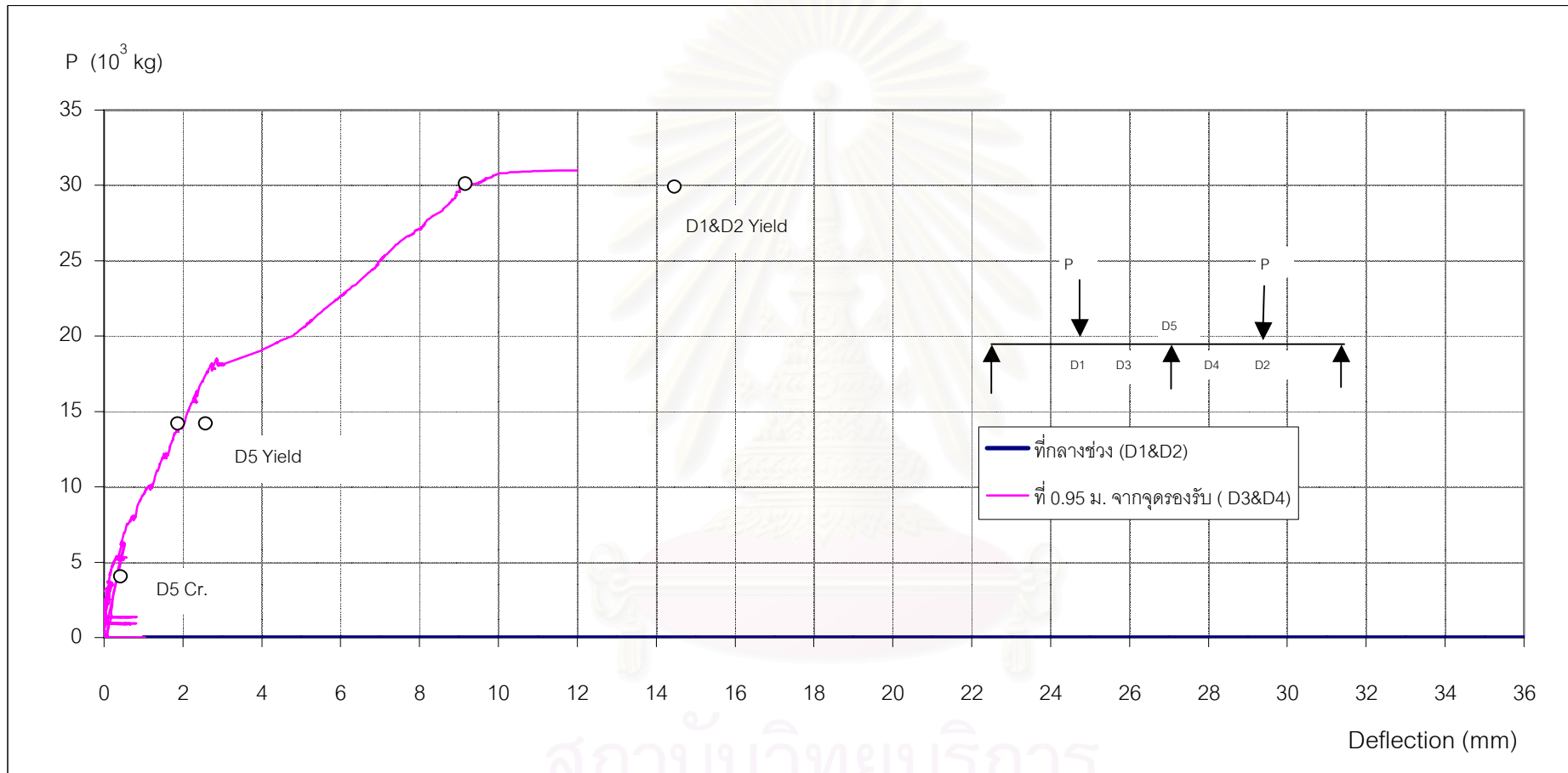


ก. การแตกร้าวบริเวณรอยต่อที่ 90% ของกำลังดัด

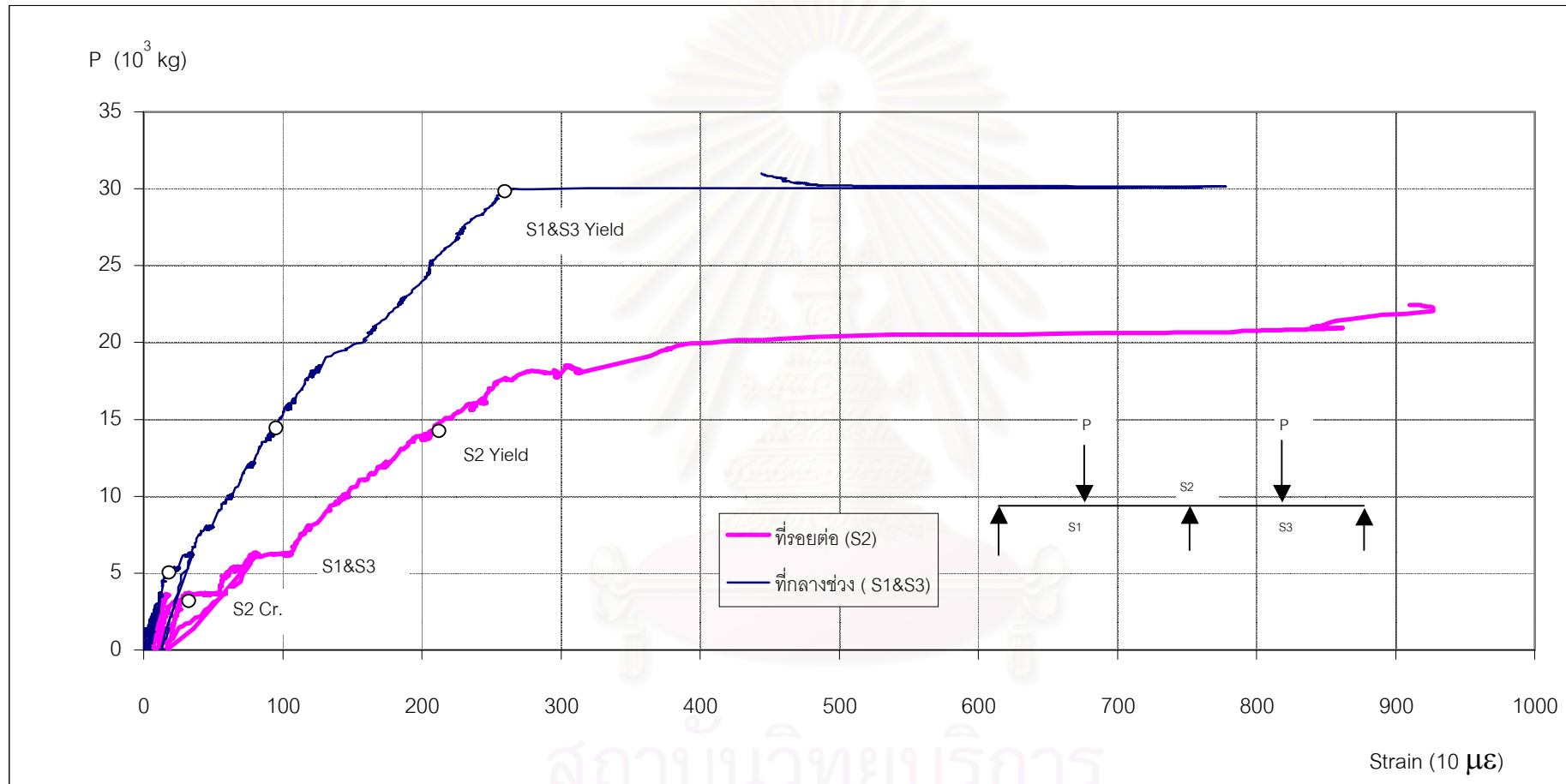


ข. ลักษณะการวิบัติบริเวณรอยต่อ

รูปที่ 3.10 การแตกร้าวและลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B

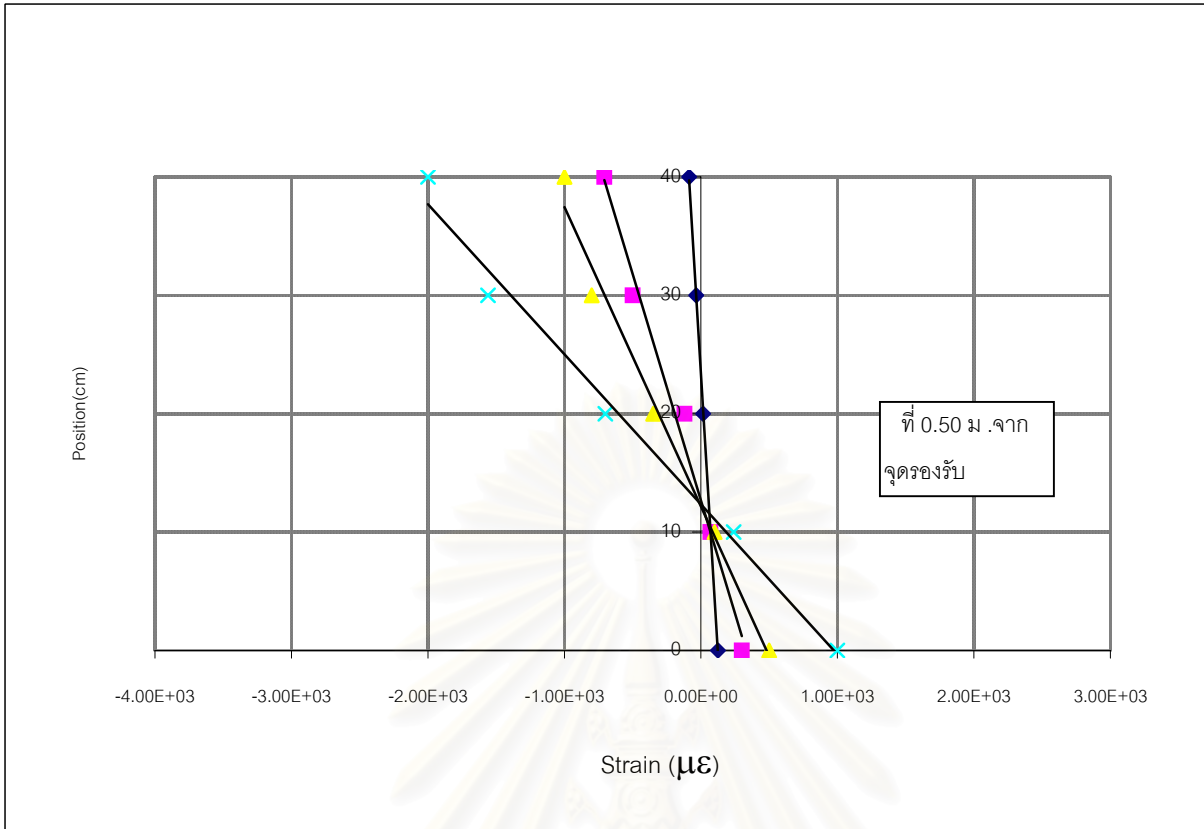


รูปที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก  $P$  กับการแ่นตัวของตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B



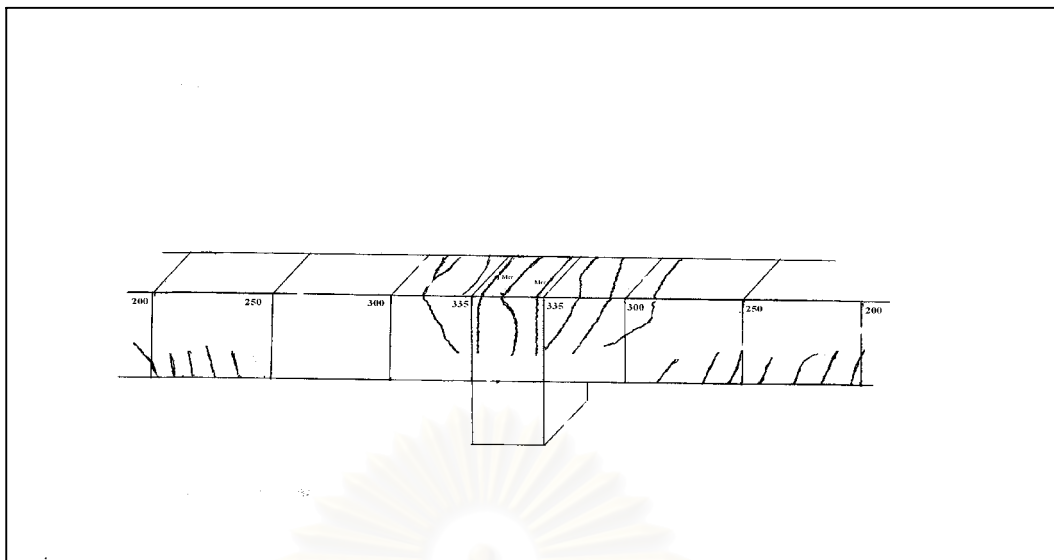
รูปที่ 3.12 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก  $P$  กับความเครียดของเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B





รูปที่ 3.13 การกระจายความเค้นบนหน้าตัดของตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

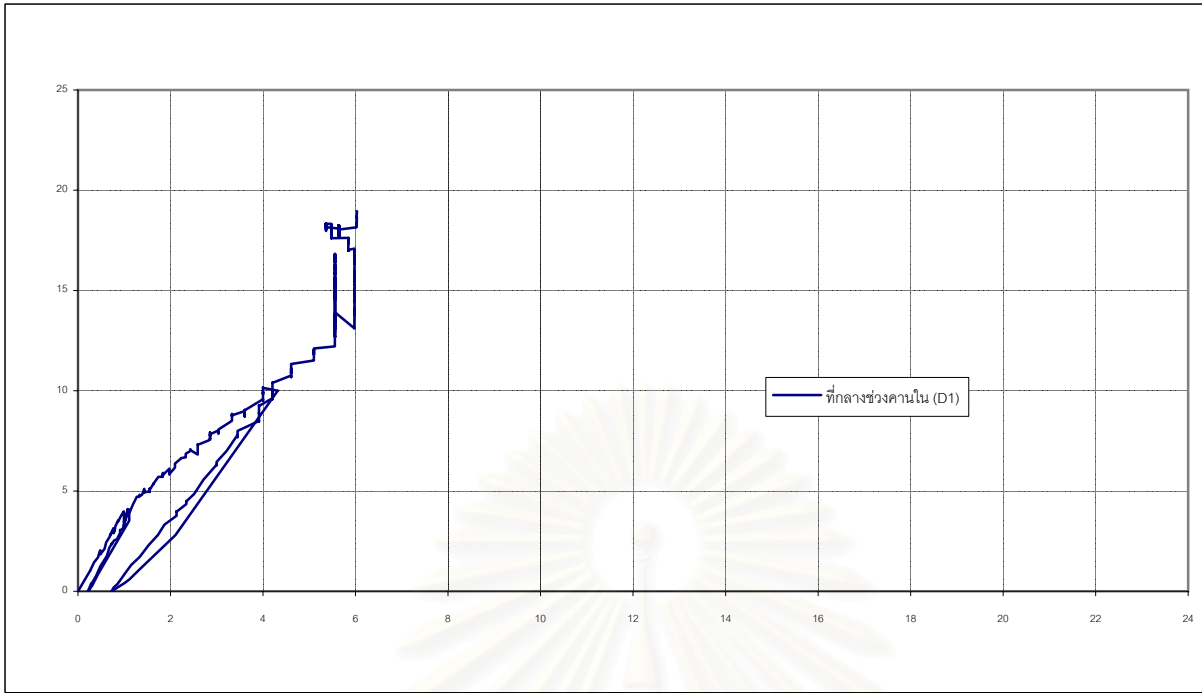


ก. การแตกร้าวบริเวณรอยต่อที่ 90% ของกำลังดัด

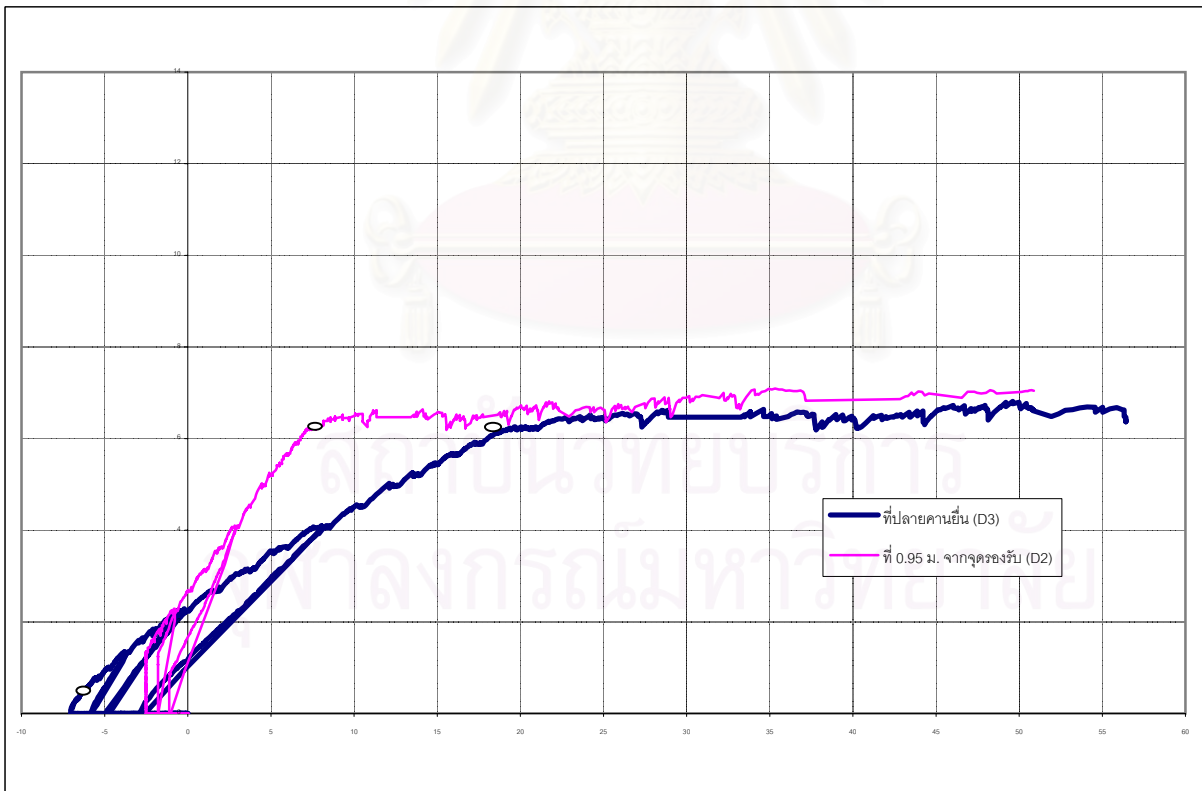


ข. ลักษณะการวิบัติที่รอยต่อ

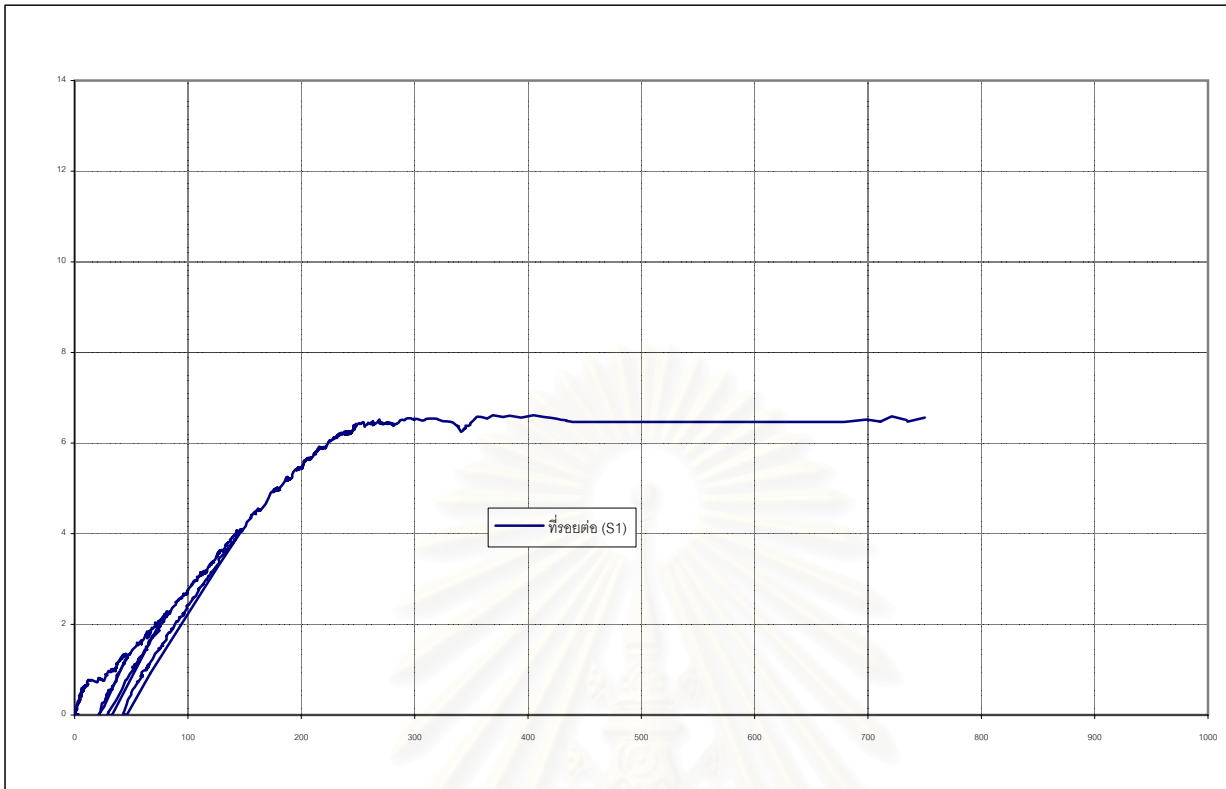
รูปที่ 3.14 การแตกร้าวและลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B



รูปที่ 3.15 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักรรทุก P1 กับการแ่่นตัวของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B

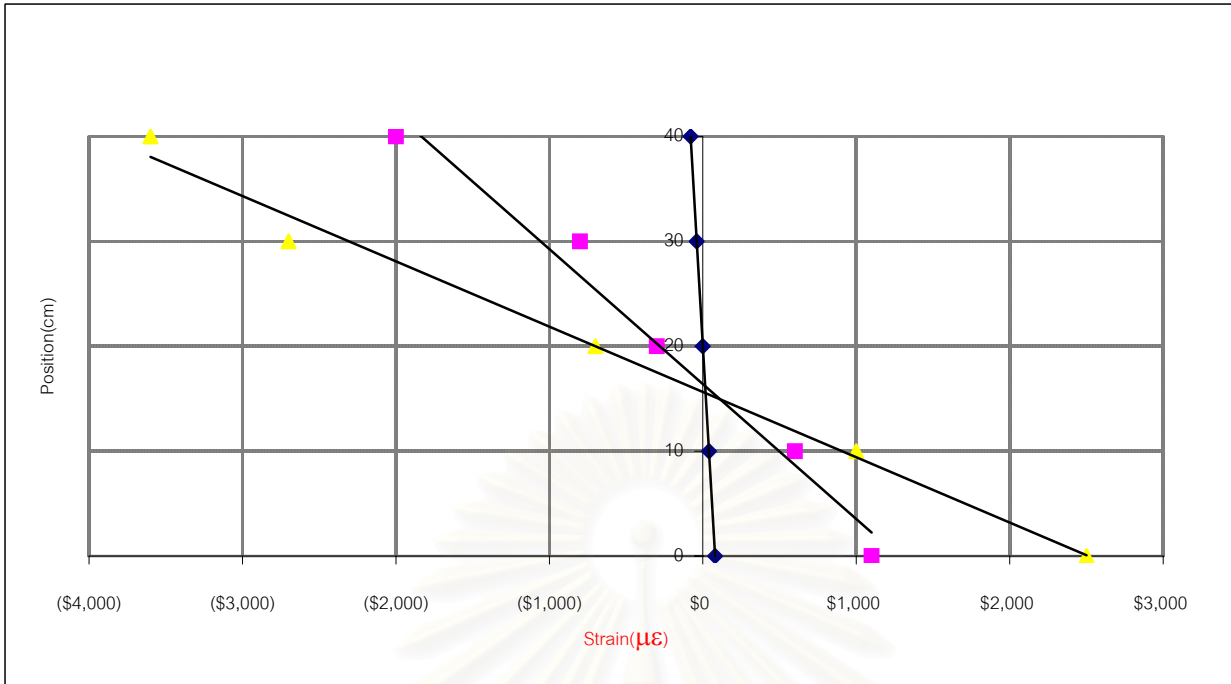


รูปที่ 3.16 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักรรทุก P2 กับการแ่่นตัวของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B



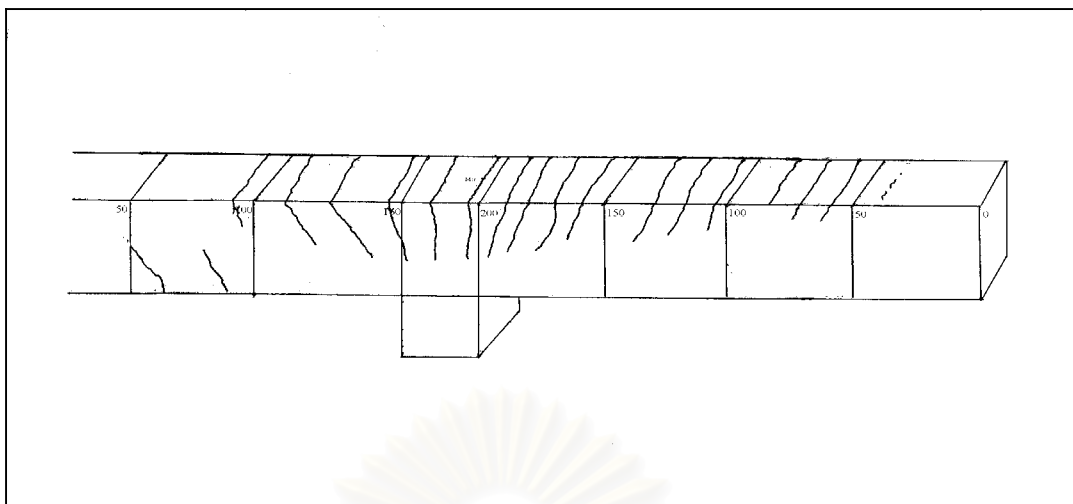
รูปที่ 3.17 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับความเครียดของเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.18 การกระจายความเครียดบนหน้าตัดของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

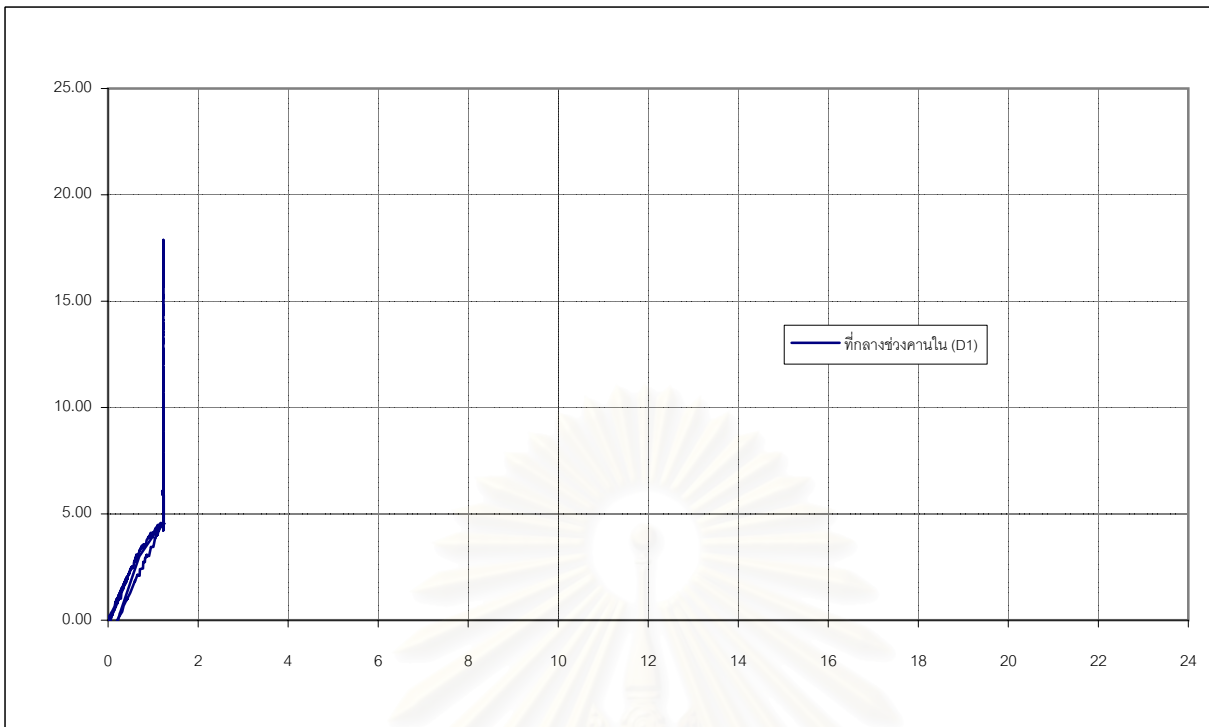


ก. การแตกฉนวนบริเวณรอยต่อที่ 90% ของกำลังตัด

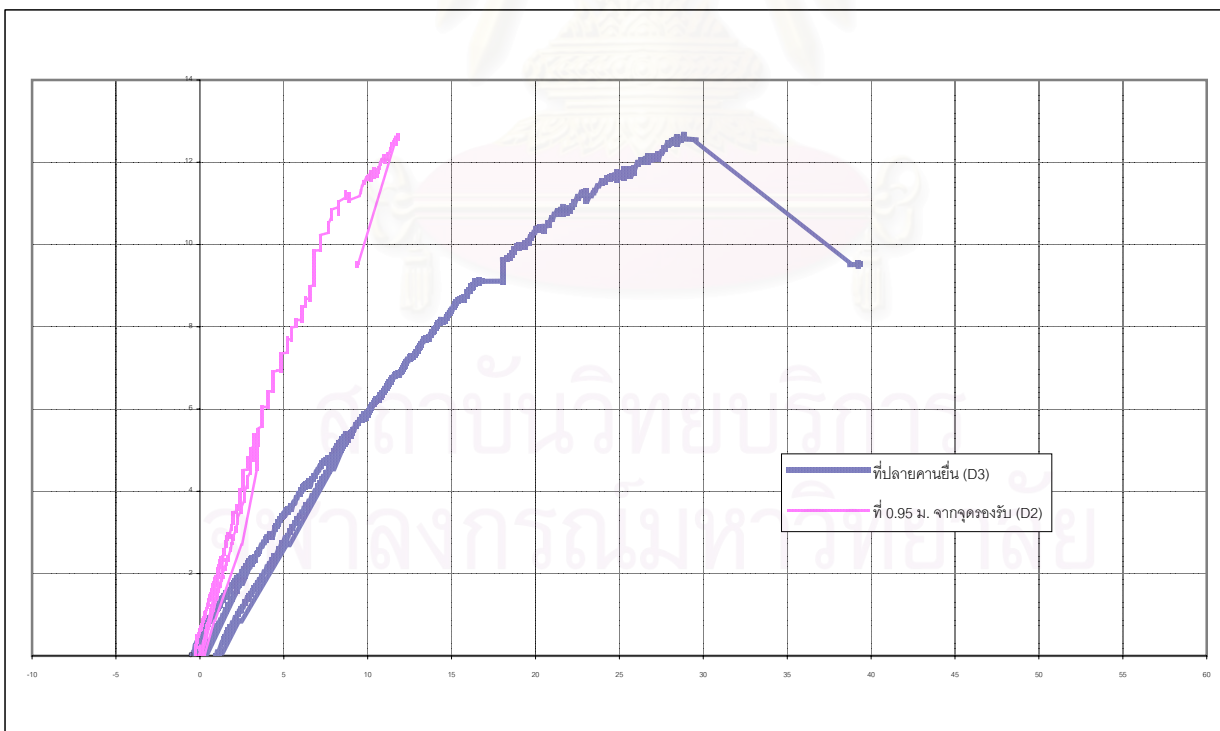


ข. ลักษณะการวิบัติบริเวณรอยต่อ

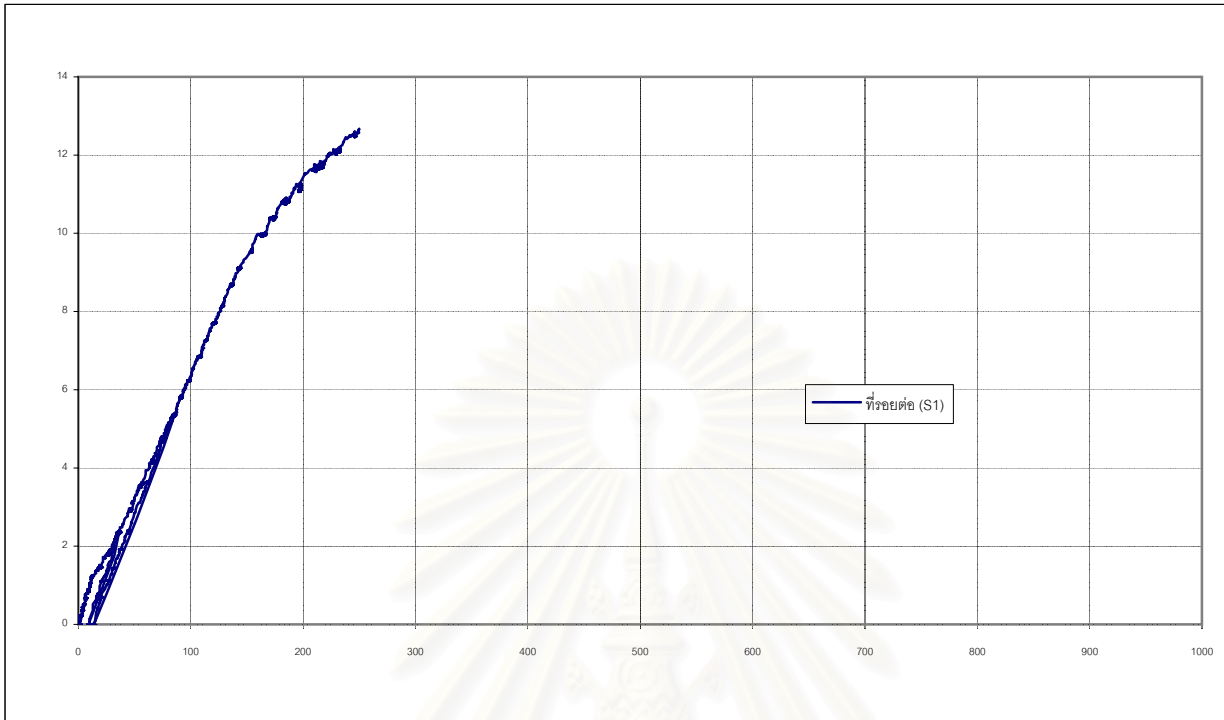
รูปที่ 3.19 การแตกฉนวนและลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B



รูปที่ 3.20 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P1 กับการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B



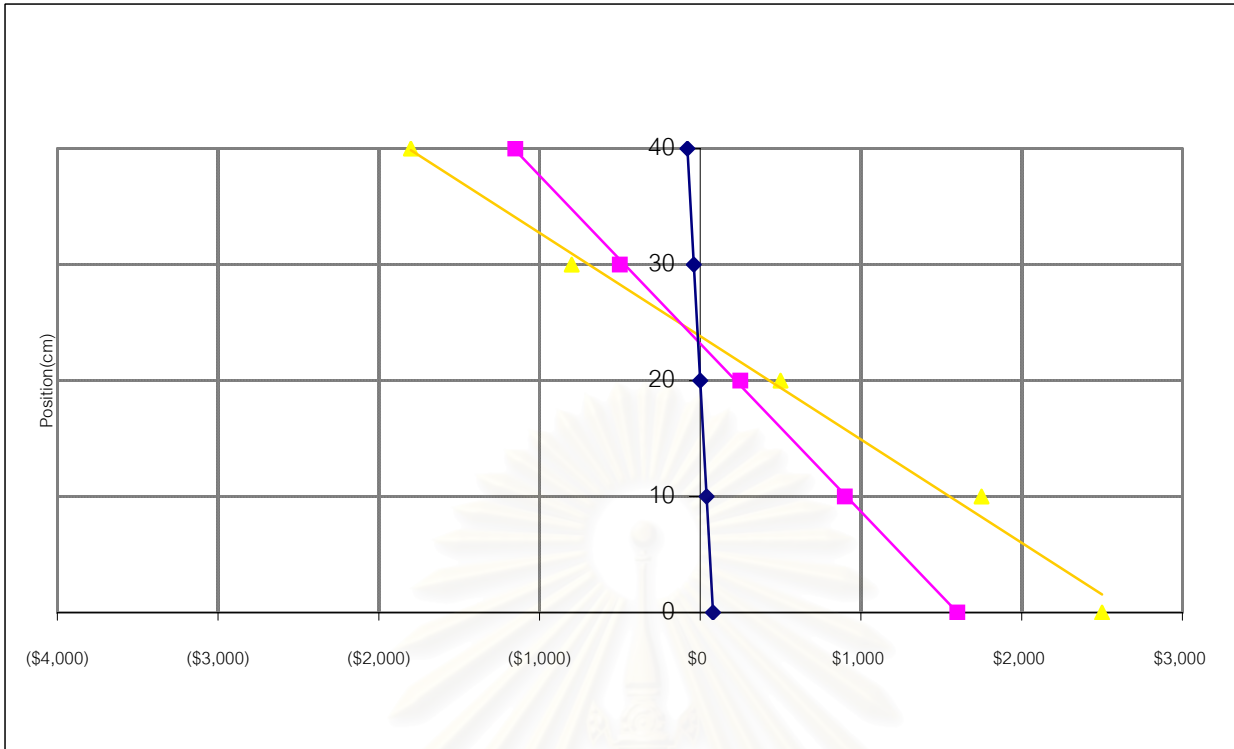
รูปที่ 3.21 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B



รูปที่ 3.22 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก P2 กับความเครียดของเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B

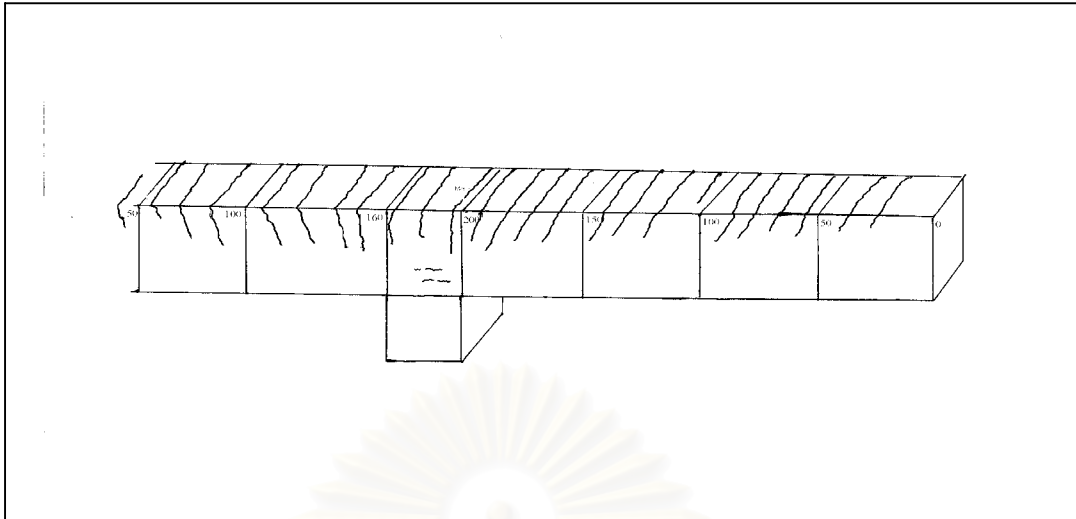
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



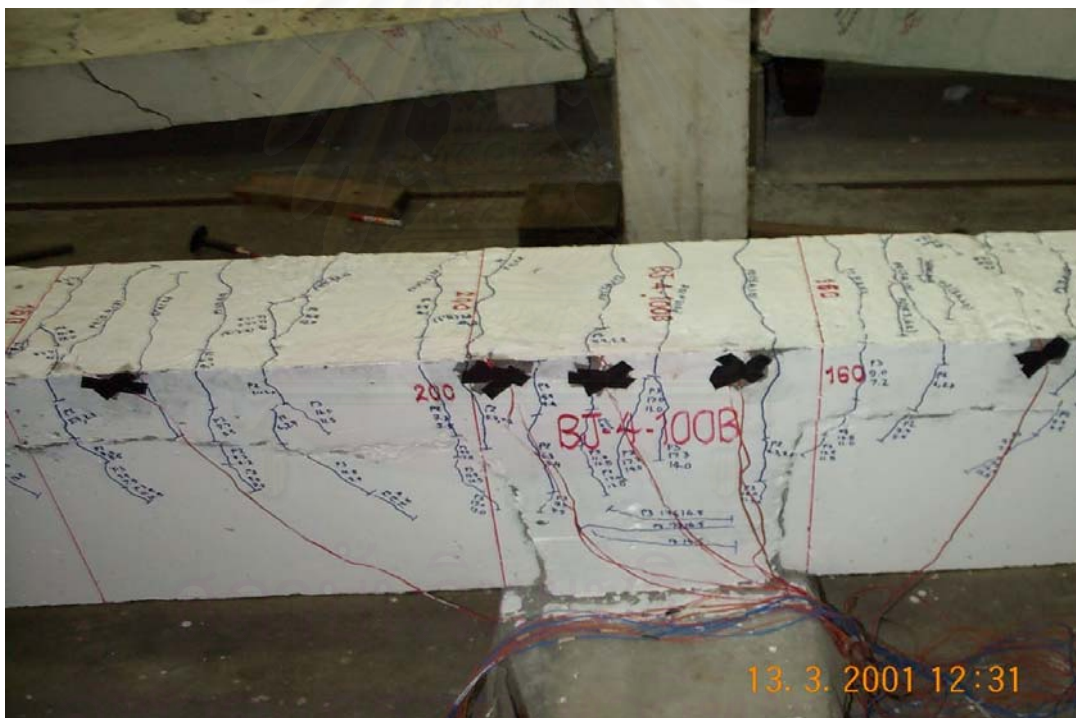


รูปที่ 3.23 การกระจายความเค้นบนหน้าตัดของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ก. การแตกร้าวบริเวณรอยต่อที่ 90% ของกำลังดัด



ข. ลักษณะการวิบัติบริเวณรอยต่อ

รูปที่ 3.24 การแตกร้าวและลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B

## บทที่ 4

### การวิเคราะห์ผลการทดสอบและแนวทางการออกแบบ

#### 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้ง

ผลการทดสอบอยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัว ซึ่งเป็นพฤติกรรมของทั้งโครงสร้างและความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับความเครียดของเหล็กเสริม การศึกษาพฤติกรรมที่รอยต่อโดยมีปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อเป็นตัวแปรหลัก ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวจากผลการทดสอบไม่อาจหาได้โดยตรงที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบ จึงต้องแปลงความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวเป็นความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อ ความสัมพันธ์ดังกล่าวจะสามารถชี้้นำพฤติกรรมทางด้าน กำลังดัด สติฟเนส และความเหนียวของหน้าตัดที่รอยต่อได้และยังอาจรวมถึงการกระจายโมเมนต์ที่รอยต่อหลังการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อไปยังกลางช่วงได้ การแปลงผลการทดสอบดังกล่าวกระทำได้ ดังนี้

ค่าโมเมนต์ลบที่รอยต่อหาได้จากสมการที่ (2.26) และสมการที่ (2.29) สำหรับคานต่อเนื่อง 2 ช่วง และคานยื่น ตามลำดับ สมการดังกล่าวจะเห็นว่ามีเพียงน้ำหนักบรรทุกที่เป็นพารามิเตอร์ ดังนั้นแทนค่าน้ำหนักบรรทุกจากผลการทดสอบลงในสมการจะได้ค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นที่รอยต่อ

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวจากผลการทดสอบ สามารถนำไปหาค่าความแข็งแรงประสิทธิภาพทั้งช่วงก่อนและหลังการแตกร้าว โดยใช้สมมติฐานว่า ความแข็งแรงตลอดความยาวคานมีค่าคงที่ จากสมการที่ (2.27) และสมการที่ (2.30) จะเห็นว่าสมการดังกล่าวมีเพียงค่าความแข็งแรงประสิทธิภาพที่ยังไม่ทราบจากผลการทดสอบ ดังนั้นแทนค่าน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวลงในสมการจะได้ค่าความแข็งแรงประสิทธิภาพที่แต่ละระดับของการบรรทุกน้ำหนัก แต่อย่างไรก็ตามค่าความแข็งแรงประสิทธิภาพที่ได้เป็นค่าส่วนใหญ่ของคานสำเร็จรูป ดังนั้นการหาค่าความแข็งแรงประสิทธิภาพที่รอยต่อจะหาจากความแข็งแรงประสิทธิภาพดังกล่าว โดยหาจากการเปรียบเทียบสัดส่วนระหว่างหน้าตัดคานสำเร็จรูปกับหน้าตัดที่รอยต่อ ค่าสัดส่วนดังกล่าววิเคราะห์โดยทฤษฎีความเครียดสอดคล้อง เมื่อทราบค่าความแข็งแรงประสิทธิภาพและโมเมนต์ที่รอยต่อที่สภาวะเดียวกันจะนำไปหาค่าความโค้ง โดยแทนค่าลงในสมการที่ (2.3) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งหลังการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อของการทดสอบแบบคานต่อเนื่อง 2 ช่วง ซึ่งเป็นโครงสร้างอินดิเทอร์มินิตทางสถิติ การหาค่าโมเมนต์และความโค้งที่รอยต่อ

หลังการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อไม่อาจหาได้โดยวิธีการดังกล่าว ดังนั้นการศึกษานี้จะวิเคราะห์จากความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อ โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความเครียดหลังการครากของเหล็กเสริมเพื่อหาโมเมนต์และความสัมพันธ์ระหว่างความโค้งกับความเครียดของเหล็กเสริมหลังการครากเพื่อหาความโค้ง การวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ดังกล่าวใช้ทฤษฎีความเครียดสอดคล้อง ส่วนการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อหลังการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อของการทดสอบแบบคานยื่นวิเคราะห์เช่นเดิม เนื่องจากเป็นโครงสร้างแบบดีเทอร์มิเนตทางสถิตย

การคำนวณหาโมเมนต์กับความโค้งที่กลางช่วงก่อนการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อใช้หลักการคำนวณเช่นเดียวกับที่รอยต่อ แต่หลังการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อพฤติกรรมของโครงสร้างจะเป็นแบบคานช่วงเดียวที่มีโมเมนต์พลาสติกกระทำที่รอยต่อ ดังนั้นการคำนวณหาโมเมนต์กับความโค้งที่กลางช่วงต้องอยู่ภายใต้สมดุลย์ของแรง ดังมีรายละเอียดความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อในแต่ละระดับของการบรรทุกน้ำหนักและโมเมนต์กับความโค้งที่เกิดขึ้น ณ กลางช่วงที่สภาวะเดียวกันของแต่ละตัวอย่างทดสอบ ดังนี้

#### ก. ตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B

ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B ดังแสดงในรูปที่ 4.1 จะเห็นได้ว่าช่วงแรกของกราฟมีความชันหรือสติเฟเนสมาก จนกระทั่งโมเมนต์ที่รอยต่อประมาณ  $0.22 \times 10^6$  กก.-ซม. และความโค้งที่สภาวะนั้นประมาณ  $9.61 \times 10^{-6}$  เรเดียน/ซม. การแตกร้าวที่หลังคานเริ่มปรากฏที่รอยต่อและขณะนั้นโมเมนต์ที่กลางช่วงประมาณ  $0.22 \times 10^6$  กก.-ซม. ความโค้งประมาณ  $9.66 \times 10^{-6}$  เรเดียน/ซม. หลังการแตกร้าวที่รอยต่อเกิดขึ้นกราฟจะมีลักษณะสะดุดเนื่องมาจากการแตกร้าวและสติเฟเนที่รอยต่อลดลงอย่างมาก แต่กราฟยังมีลักษณะเป็นเส้นตรงจนกระทั่งโมเมนต์และความโค้งที่รอยต่อประมาณ  $0.59 \times 10^6$  กก.-ซม. และ  $8.21 \times 10^{-5}$  เรเดียน/ซม. ตามลำดับ จึงทำให้เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการคราก ขณะนั้นโมเมนต์และความโค้งที่กลางช่วงประมาณ  $0.60 \times 10^6$  กก.-ซม. และ  $3.31 \times 10^{-5}$  เรเดียน/ซม. ตามลำดับ หลังจากเหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการคราก สติเฟเนที่รอยต่อลดลงเข้าใกล้ศูนย์ แต่ยังรักษากำลังดัดจนกระทั่งโมเมนต์และความโค้งที่กลางช่วงเพิ่มขึ้นได้  $0.76 \times 10^6$  กก.-ซม. และ  $3.71 \times 10^{-5}$  เรเดียน/ซม. ตามลำดับ หลังจากนั้นความเครียดของคอนกรีตที่ผิวรับแรงอัดบริเวณรอยต่อลดลงและเหล็กเสริมที่รอยต่อไม่มีการยืดตัวเพิ่มขึ้นอีกหรือกล่าวได้ว่ารอยต่อไม่สามารถรักษากำลังดัดเอาไว้ได้ ที่สภาวะดังกล่าวค่าโมเมนต์และความโค้งที่รอยต่อประมาณ  $0.60 \times 10^6$  กก.-ซม. และ  $1.76 \times 10^{-5}$  เร

เดียน/ชม. ตามลำดับ หลังจากนั้นพฤติกรรมของโครงสร้างจะมีเพียงช่วงคานที่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นโดยที่รอยต่อไม่มีโมเมนต์กระทำ จนกระทั่งโมเมนต์และความโค้งที่กลางช่วงประมาณ  $2.54 \times 10^6$  กก.-ชม. และ  $1.23 \times 10^{-4}$  เรเดียน/ชม. ตามลำดับ เหล็กเสริมที่กลางช่วงเกิดการคราก หลังจากนั้นสติฟเนสของโครงสร้างลดลงเข้าใกล้ศูนย์ ทำให้โครงสร้างเริ่มไม่มีความเสถียรเป็นผลให้ความเครียดของเหล็กเสริมที่กลางช่วงเกิดขึ้นมากแต่โมเมนต์ที่กลางช่วงเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยและค่าโมเมนต์และความโค้งสูงสุดที่กลางช่วงประมาณ  $2.80 \times 10^6$  กก.-ชม. และ  $3.00 \times 10^{-4}$  เรเดียน/ชม. ตามลำดับ

#### ข. ตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B

ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B ดังแสดงในรูปที่ 4.2 จะเห็นว่าเมื่อโมเมนต์กับความโค้งน้อยกว่า  $0.19 \times 10^6$  กก.-ชม. และ  $5.12 \times 10^{-6}$  เรเดียน/ชม. ตามลำดับ ค่าของสติฟเนสที่รอยต่อจะมากและมีลักษณะเป็นเส้นตรง เนื่องจากยังไม่เกิดการแตกร้าวขึ้นหรือกล่าวได้ว่าเริ่มเกิดการแตกร้าวขึ้นที่รอยต่อ ขณะนั้นบริเวณกลางช่วงเกิดโมเมนต์และความโค้งประมาณ  $0.20 \times 10^6$  กก.-ชม. และ  $4.26 \times 10^{-6}$  เรเดียน/ชม. ตามลำดับ หลังจากปรากฏรอยแตกร้าวขึ้นที่รอยต่อทำให้สติฟเนสที่รอยต่อลดลง จนกระทั่งเกิดโมเมนต์ที่รอยต่อประมาณ  $0.76 \times 10^6$  กก.-ชม. เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการครากและความโค้งที่รอยต่อเกิดขึ้นประมาณ  $8.85 \times 10^{-5}$  เรเดียน/ชม. ที่สภาวะนี้โมเมนต์และความโค้งที่กลางช่วงเกิดขึ้นประมาณ  $0.77$  กก.-ชม. และ  $4.21 \times 10^{-5}$  เรเดียน/ชม. ตามลำดับ หลังจากเหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการครากทำให้กำลังต้านโมเมนต์ของรอยต่อเพิ่มขึ้นได้อีกเล็กน้อยหรือกล่าวได้ว่าสติฟเนสของรอยต่อมีค่าเข้าใกล้ศูนย์ จนกระทั่งเกิดโมเมนต์และความโค้งที่กลางช่วงประมาณ  $1.38 \times 10^6$  กก.-ชม. และ  $7.57 \times 10^{-5}$  เรเดียน/ชม. ตามลำดับ ส่งผลให้ความเครียดของคอนกรีตที่ผิวรับแรงอัดบริเวณรอยต่อและความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อลดลงมากหรืออาจกล่าวได้ว่ารอยต่อไม่สามารถรักษากำลังเอาไว้ได้ ดังนั้นค่าโมเมนต์และความโค้งสูงสุดที่รอยต่อประมาณ  $0.83 \times 10^6$  กก.-ชม. และ  $2.92 \times 10^{-4}$  เรเดียน/ชม. ตามลำดับ หลังจากนั้นก็มีเพียงช่วงคานที่สามารถต้านโมเมนต์ที่เกิดขึ้นได้ จนกระทั่งโมเมนต์ที่กลางช่วงประมาณ  $2.63 \times 10^6$  กก.-ชม. และความโค้งที่กลางช่วงประมาณ  $1.42 \times 10^{-4}$  เรเดียน/ชม. ทำให้เหล็กเสริมที่กลางช่วงเกิดการคราก หลังจากนั้นโครงสร้างเริ่มไม่เสถียรและความเครียดของเหล็กเสริมที่กลางช่วงเกิดขึ้นอย่างมากแต่โมเมนต์ที่กลางช่วงเพิ่มขึ้นได้เพียงเล็กน้อย ค่าโมเมนต์และความโค้งสูงสุดที่กลางช่วงประมาณ  $2.71 \times 10^6$  กก.-ชม. และ  $2.45 \times 10^{-4}$  เรเดียน/ชม. ตามลำดับ

### ค. ตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B

ตัวอย่างทดสอบนี้เป็นการทดสอบแบบคานยื่น ดังนั้นก่อนการบรรจุทุกน้ำหนักจะมีแรงภายในเกิดขึ้นที่รอยต่อเนื่องจากน้ำหนักของคานเอง ดังนั้นจึงมีการปรับแก้ข้อมูลก่อนการวิเคราะห์หาคากราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อโดยการเพิ่มโมเมนต์และความโค้งเริ่มต้นที่รอยต่อเนื่องจากน้ำหนักของตัวคาน กราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวแสดงในรูปที่ 4.3 เมื่อรอยต่อเริ่มรับโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุก พบว่า กราฟมีลักษณะเป็นเส้นตรงจนกระทั่งเกิดการสะดุดเล็กน้อยเนื่องจากเกิดการแตกร้าวขึ้นที่หลังคานบริเวณรอยต่อ โดยที่โมเมนต์และความโค้งที่สภาวะแตกร้าวของรอยต่อประมาณ  $0.22 \times 10^6$  กก.-ซม. และ  $6.06 \times 10^{-6}$  เรเดียน/ซม. ตามลำดับ ขณะนั้นโมเมนต์และความโค้งที่กลางช่วงคานในที่เกิดขึ้นเนื่องจากโมเมนต์ที่รอยต่อกระจายแรงเข้าสู่ช่วงคานในเกิดขึ้นประมาณ  $0.03 \times 10^6$  กก.-ซม. และ  $6.32 \times 10^{-8}$  เรเดียน/ซม. ตามลำดับ หลังการแตกร้าวเกิดขึ้นค่าสติเฟนส์ที่รอยต่อจะมีค่าลดลงตามโมเมนต์ที่รอยต่อที่เพิ่มขึ้นหรืออาจกล่าวได้ว่ากราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวหลังการแตกร้าวมีลักษณะโค้งเล็กน้อย จนกระทั่งโมเมนต์และความโค้งที่รอยต่อประมาณ  $1.33 \times 10^6$  กก.-ซม. และ  $1.14 \times 10^{-4}$  เรเดียน/ซม. ตามลำดับ ทำให้เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดอาการคราก ขณะนั้นโมเมนต์และความโค้งที่กลางช่วงคานในที่เกิดขึ้นเนื่องจากโมเมนต์ที่รอยต่อประมาณ  $0.07 \times 10^6$  กก.-ซม. และ  $9.08 \times 10^{-7}$  เรเดียน/ซม. ตามลำดับ หลังจากนั้นสติเฟนส์ที่รอยต่อจะลดลงอย่างมาก ทำให้ความโค้งที่รอยต่อเพิ่มขึ้นมากในขณะที่โมเมนต์ที่รอยต่อเพิ่มได้อีกเพียงเล็กน้อย หลังจากนั้นการกระจายแรงเนื่องจากโมเมนต์ที่รอยต่อเข้าสู่ช่วงคานในเพิ่มขึ้นได้อีกเล็กน้อย จนกระทั่งโมเมนต์และความโค้งที่รอยต่อประมาณ  $1.54 \times 10^6$  กก.-ซม. และ  $2.74 \times 10^{-4}$  เรเดียน/ซม. ตามลำดับ จึงทำให้รอยต่อไม่สามารถรักษากำลังตัดเอาไว้ได้ ขณะนั้นโมเมนต์และความโค้งที่กลางช่วงคานในเนื่องจากโมเมนต์ที่รอยต่อเกิดขึ้นประมาณ  $0.04 \times 10^6$  กก.-ซม. และ  $1.82 \times 10^{-6}$  เรเดียน/ซม. ตามลำดับ

### ง. ตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B

ตัวอย่างทดสอบนี้เป็นการทดสอบแบบคานยื่น ดังนั้นจึงต้องปรับแก้ข้อมูลค่าโมเมนต์กับความโค้งเริ่มต้นที่รอยต่อเช่นเดียวกับตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B และความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B ดังแสดงในรูปที่ 4.4 ช่วงแรกของกราฟมีลักษณะเป็นเส้นตรงจนกระทั่งปรากฏรอยแตกร้าวขึ้นบริเวณหลังคานที่รอยต่อเมื่อโมเมนต์และความโค้งที่รอยต่อประมาณ  $0.27 \times 10^6$  กก.-ซม. และ  $6.55 \times 10^{-6}$  เรเดียน/ซม. ตามลำดับ ขณะ

นั้นโมเมนต์และความโค้งที่กลางช่วงคานาในที่เกิดขึ้นเนื่องจากโมเมนต์ที่รอยต่อมีค่าประมาณ  $0.05 \cdot 10^6$  กก.-ซม. และ  $1.04 \cdot 10^{-6}$  เรเดียน/ซม. ตามลำดับ หลังการแตกร้าวพบค่าสตีเฟนสของรอยต่อเมื่อเทียบกับก่อนการแตกร้าวมีค่าแตกต่างกันไม่มากนัก จนกระทั่งโมเมนต์และความโค้งที่รอยต่อมีค่าประมาณ  $2.56 \cdot 10^6$  กก.-ซม. และ  $1.87 \cdot 10^{-4}$  เรเดียน/ซม. ตามลำดับ เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดอาการคราก หลังจากนั้นรอยต่อไม่สามารถรักษากำลังดัดเอาไว้ได้ ขณะนั้นโมเมนต์และความโค้งที่กลางช่วงคานาในเนื่องจากโมเมนต์ที่รอยต่อเกิดขึ้นประมาณ  $0.05 \cdot 10^6$  กก.-ซม. และ  $1.76 \cdot 10^{-6}$  เรเดียน/ซม. ตามลำดับ

ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบทั้งหมด ดังแสดงในรูปที่ 4.5 พบว่าการเสริมเหล็กที่รอยต่อในปริมาณมากขึ้น มีผลทำให้ค่าของโมเมนต์ที่สภาวะเหล็กเสริมคราก โมเมนต์สูงสุด และสตีเฟนส มีค่ามากขึ้น ส่วนค่าความโค้งสูงสุด พบว่า เมื่อปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อมากขึ้น ความโค้งสูงสุดจะน้อยลง ยกเว้นตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B ที่มีปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อน้อยที่สุด ค่าความโค้งสูงสุดจะน้อยกว่าตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B และ BJ-3-50B

#### 4.2 เปรียบเทียบผลการทดสอบกับการวิเคราะห์หน้าตัดของรอยต่อ

การวิเคราะห์หน้าตัดเชิงทฤษฎีโดยวิธีความเครียดสอดคล้อง ซึ่งใช้หลักการของแรงคู่ควบ โดยเหล็กเสริมจะรับแรงดึงและคอนกรีตจะรับแรงอัด แรงทั้งคู่จะต้องอยู่ภายใต้สมดุลย์ การคำนวณแรงอัดในคอนกรีตขึ้นอยู่กับแบบจำลองของหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีต จากผลการทดสอบ พบว่าความเครียดสูงสุดของคอนกรีตบริเวณรอยต่อจากตัวอย่างทดสอบทั้งหมดมีค่าสูงสุดไม่เกิน  $3025 \mu\epsilon$  ดังนั้นแบบจำลองหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตบริเวณรอยต่อที่เหมาะสมจะใช้แบบจำลองหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ไม่คิดผลของการโอบรัด โดยการศึกษาที่ใช้แบบจำลองของ Hognestad.E<sup>(9)</sup> (1951) และกำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกใช้คอนกรีตเทในที่ 28 วัน ดังแสดงในตารางที่ 3.3 ส่วนคานสำเร็จรูปใช้แบบจำลองหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่คิดผลของการโอบรัดโดยเหล็กปลอกที่เสนอโดย Modified Kent & Park<sup>(10)</sup> (1981) และกำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ 28 วัน ใช้คอนกรีตเทในที่ ดังแสดงในตารางที่ 3.3 แบบจำลองหน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริมเป็นแบบอิลาสติกพลาสติกโดยสมบูรณ์และกำลังครากของเหล็กเสริมใช้ค่าที่ได้จากผลทดสอบดังแสดงในตารางที่ 3.4 ส่วนวิธีการคำนวณโดยวิธีความเครียดสอดคล้องได้อธิบายไว้อย่างละเอียดในหัวข้อที่ 2.2

ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อจากผลการทดสอบเปรียบเทียบกับ การวิเคราะห์โดยทฤษฎีของแต่ละตัวอย่างทดสอบ แสดงในรูปที่ 4.1 ถึงรูปที่ 4.4 ดังมีรายละเอียด ของแต่ละตัวอย่างทดสอบ ดังนี้

#### ก. ตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B

การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อจากผลการทดสอบ และทฤษฎีของแต่ละตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B ดังแสดงในรูปที่ 4.1 พบว่าช่วงก่อนการแตกร้าค่า ความชัน (ค่าความแข็งเกร็ง) ของกราฟทั้งคู่ทับกันและมีค่าสติฟเนสเฉลี่ยประมาณ  $3.04 \times 10^{10}$  กก.-ซม.<sup>2</sup> ค่าโมเมนต์และความโค้งที่สภาวะแตกร้าจากผลการทดสอบจะน้อยกว่าทฤษฎี ประมาณ 17% หลังการแตกร้า พบว่าในช่วงแรกสติฟเนสของรอยต่อจากผลการทดสอบจะมากกว่าทฤษฎีเล็กน้อย จนกระทั่งโมเมนต์ที่รอยต่อประมาณ  $0.37 \times 10^6$  กก.-ซม. จึงทำให้ความชันของ กราฟทั้งคู่ซ้อนซ้อนทับกัน ค่าสติฟเนสเฉลี่ยของรอยต่อหลังการแตกร้าจากผลการทดสอบ ประมาณ  $0.82 \times 10^{10}$  กก.-ซม.<sup>2</sup> และสติฟเนสเฉลี่ยหลังการแตกร้าจากทฤษฎีได้ค่าประมาณ  $0.73 \times 10^{10}$  กก.-ซม.<sup>2</sup> หรืออาจกล่าวได้ว่าสติฟเนสหลังการแตกร้าจากผลการทดสอบมากกว่า ทฤษฎี 11% โมเมนต์และความโค้งที่ทำให้เหล็กเสริมที่รอยต่อเกิดการครากจากผลการทดสอบ พบว่าน้อยกว่าทฤษฎี 3% และ 2% ตามลำดับ หลังการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อ พบว่า โมเมนต์สูงสุดและความโค้งสูงสุดที่รอยต่อจากผลการทดสอบน้อยกว่าทฤษฎี 5% และ 78% ตาม ลำดับ

#### ข. ตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B

กราฟเปรียบเทียบระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่ได้จากผลการทดสอบกับการวิเคราะห์ เชิงทฤษฎีของแต่ละตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B ดังแสดงในรูปที่ 4.2 โดยที่เส้นทึบแทนผลการทดสอบ และเส้นประแทนการวิเคราะห์เชิงทฤษฎี จะเห็นว่าช่วงก่อนการแตกร้าค่าความชันของกราฟทั้งคู่เท่า กันและมีค่าเฉลี่ยประมาณ  $3.72 \times 10^{10}$  กก.-ซม.<sup>2</sup> โมเมนต์ที่สภาวะแตกร้าจากผลการทดสอบน้อยกว่าทฤษฎี 11% หลังการแตกร้ากราฟจากผลการทดสอบมีลักษณะโค้งเล็กน้อยและมีค่าสติฟเนสเฉลี่ย  $1.24 \times 10^{10}$  กก.-ซม.<sup>2</sup> หลังการแตกร้าจากการวิเคราะห์โดยทฤษฎี พบว่ากราฟมีลักษณะ ไกล่เคียงเป็นเส้นตรงโดยมีสติฟเนสเฉลี่ย  $0.93 \times 10^{10}$  กก.-ซม.<sup>2</sup> หรือกล่าวได้ว่าสติฟเนสหลังการ แตกร้าของรอยต่อจากผลการทดสอบมากกว่าทฤษฎี 32% ค่าโมเมนต์ ความโค้ง ที่ทำให้เหล็ก



เสริมที่รอยต่อครากและโมเมนต์สูงสุดจากผลการทดสอบและทฤษฎี พบว่ามีค่าใกล้เคียงกัน แต่ค่าความโค้งสูงสุดจากผลการทดสอบน้อยกว่าทฤษฎี 23%

#### ค. ตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B

ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B ที่ได้จากการทดสอบและทฤษฎี ดังแสดงในรูปที่ 4.3 พบว่าโมเมนต์และความโค้งที่สภาวะแตกร้าของรอยต่อจากการทดสอบน้อยกว่าทฤษฎี 5% และ 17% ตามลำดับ ความชันหรือสติฟเนสของกราฟโดยเฉลี่ยมีค่าใกล้เคียงกันทั้งช่วงก่อนการแตกร้าและหลังการแตกร้า โดยที่ค่าความชันเฉลี่ยก่อนการแตกร้ามีค่าประมาณ  $3.24 \cdot 10^{10}$  กก.-ซม.<sup>2</sup> และหลังการแตกร้าความชันเฉลี่ยมีค่าประมาณ  $1.54 \cdot 10^{10}$  กก.-ซม.<sup>2</sup> ค่าโมเมนต์ที่สภาวะเหล็กเสริมที่รอยต่อครากจากการทดสอบและทฤษฎีมีค่าใกล้เคียงกัน แต่ค่าความโค้งที่สภาวะเหล็กเสริมที่รอยต่อครากจากการทดสอบมากกว่าทฤษฎี 6% และค่าโมเมนต์และความโค้งสูงสุดจากผลการทดสอบมากกว่าทฤษฎี 9% และ 48% ตามลำดับ

#### ง. ตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B

ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อจากการเปรียบเทียบระหว่างผลการทดสอบกับการวิเคราะห์เชิงทฤษฎีของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B ดังแสดงในรูปที่ 4.4 พบว่าก่อนการแตกร้า ค่าความชัน โมเมนต์ และความโค้งที่สภาวะแตกร้า ของกราฟทั้งคู่มีลักษณะซ้อนกัน และมีค่าความชันเฉลี่ยประมาณ  $4.11 \cdot 10^{10}$  กก.-ซม.<sup>2</sup> หลังการแตกร้าความชันของกราฟทั้งคู่จะซ้อนกันจนกระทั่งเกิดโมเมนต์และความโค้งประมาณ  $1.05 \cdot 10^6$  กก.-ซม.<sup>2</sup> และ  $5.00 \cdot 10^{-5}$  กก.-ซม.<sup>2</sup> ตามลำดับ จึงทำให้ความชันหรือสติฟเนสจากการทดสอบน้อยกว่าทฤษฎีเล็กน้อย ค่าสติฟเนสเฉลี่ยหลังการแตกร้าจากการทดสอบและทฤษฎีประมาณ  $1.91 \cdot 10^{10}$  กก.-ซม.<sup>2</sup> และ  $1.98 \cdot 10^{10}$  กก.-ซม.<sup>2</sup> ตามลำดับ กล่าวได้ว่าสติฟเนสของรอยต่อจากการทดสอบน้อยกว่าทฤษฎี 4% ส่วนค่าโมเมนต์สูงสุดและความโค้งสูงสุดจากผลการทดสอบมากกว่าทฤษฎี 4% และ 33% ตามลำดับ

จากผลการทดสอบเปรียบเทียบกับวิเคราะห์เชิงทฤษฎี โดยภาพรวมของทุกตัวอย่างทดสอบ พบว่าโมเมนต์ที่สภาวะแตกร้าจากการทดสอบจะน้อยกว่าทฤษฎีโดยเฉลี่ยอยู่ประมาณ 8% อย่างไรก็ตามค่าโมดูลัสการแตกร้าและโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตจากผลการ

ทดสอบจะมากกว่าที่มาตรฐาน ACI 318-99 เสนอ โดยเฉลี่ยอยู่ประมาณ 10% และ 12% ตามลำดับ ส่วนค่าความแข็งแกร่ง (EI) ของรอยต่อ ก่อนการแตกร้าจากการวิเคราะห์เชิงทฤษฎีจะสอดคล้องกันอย่างมากกับผลการทดสอบ แต่หลังการแตกร้า พบว่าผลการทดสอบจะให้ค่าที่มากกว่าทฤษฎีโดยเฉลี่ยอยู่ 10% ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ที่รอยต่อกับโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพที่รอยต่อจากผลการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 4.6 พบว่าค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพโดยเฉลี่ยควรมีค่า 0.38 เท่าของหน้าตัดรวม ที่สภาวะโมเมนต์และความโค้งครากของเหล็กเสริม พบว่าโดยเฉลี่ยจากผลการทดสอบจะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับทฤษฎี ผลการทดสอบยังพบว่าการเสริมเหล็กที่รอยต่อตั้งแต่ 0.158 ถึง 1.169 ของสภาวะสมดุลย์ เหล็กเสริมจะครากทุกตัวอย่างทดสอบ แต่อย่างไรก็ตามการยึดตัวสูงสุดของเหล็กเสริมที่รอยต่อยังอยู่ในช่วงพลาสติกและมีช่วงอยู่ระหว่าง 2490 ถึง 9070  $\mu\epsilon$  ดังแสดงในรูปที่ 4.7 และการกระจายหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อทั้งก่อนและหลังการแตกร้าจากผลการทดสอบเป็นไปตามทฤษฎีเชิงเส้น

#### 4.3 อิทธิพลของปริมาณเหล็กเสริม

##### ก. ความเหนียวของโครงสร้าง

การศึกษาถึงอิทธิพลของปริมาณเหล็กเสริมที่มีต่อกำลังดัดและความเหนียวทางโครงสร้างของรอยต่อโดยใช้เหล็กเสริมในปริมาณที่ต่างกัน ขณะที่ความกว้างของรอยต่อและกำลังดัดของระบบคานสำเร็จรูปเท่ากันทุกตัวอย่างทดสอบ พบว่าการเสริมเหล็กที่รอยต่อในปริมาณมากขึ้นทำให้กำลังดัดของรอยต่อมากขึ้นดังแสดงในรูปที่ 4.8 คิดเป็นเปอร์เซ็นต์กำลังดัดที่เพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับกำลังดัดที่เสริมเหล็กในปริมาณต่ำสุด (0.158  $\rho_y$ ) มีค่า 40 , 150 และ 323% ตามลำดับ และโดยเฉลี่ยจะมากกว่าทฤษฎี 5% การเปรียบเทียบค่าดัชนีความเหนียว ( $\phi_u/\phi_y$ ) ของรอยต่อระหว่างผลการทดสอบและการวิเคราะห์เชิงทฤษฎี ดังแสดงในรูปที่ 4.9 พบว่าผลจากการวิเคราะห์เชิงทฤษฎีจะให้ค่าที่สูงกว่าในช่วงที่ปริมาณเหล็กเสริมต่ำกว่า 0.50 ของสภาวะสมดุลย์ และหากพิจารณาที่พิกัดสูงสุดของปริมาณเหล็กเสริมที่ยอมให้ โดยที่ดัชนีความเหนียวที่รอยต่อสอดคล้องกับมาตรฐาน ACI 318-99 ที่กำหนดให้มีค่าอย่างน้อย 3 สำหรับโครงสร้างต่อเนื่อง ดังนั้นหากจะให้โครงสร้างมีความเหนียวเพียงพอให้เกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic Hinge) เพื่อที่สามารถกระจายโมเมนต์จากจุดวิกฤติไปยังจุดที่วิกฤติน้อยกว่าได้ จากผลการทดสอบและทฤษฎีสามารถกำหนดปริมาณเหล็กเสริมสูงสุดได้ที่ 0.42 และ 0.46 ของสภาวะสมดุลย์ ตามลำดับ

## ข. การกระจายซ้ำของโมเมนต์

โครงสร้างที่มีความเหนียวพอเพียงย่อมเสริมศักยภาพให้มีการกระจายโมเมนต์จากจุดที่วิกฤติไปสู่จุดที่วิกฤติรองลงไป กรณีที่เสริมเหล็กที่รอยต่อในปริมาณเพิ่มขึ้นทำให้ความเหนียวที่รอยต่อลดลง ซึ่งส่งผลให้การกระจายซ้ำของโมเมนต์ลดลง ตามที่แสดงในรูปที่ 4.10 ภายใต้ข้อกำหนดของ ACI 318-99 ที่ยอมให้เกิดการกระจายซ้ำของโมเมนต์ได้ไม่เกินร้อยละ 20 เพื่อควบคุมการแตกร้าวและการกระจายซ้ำของโมเมนต์ได้อย่างสมบูรณ์ อย่างไรก็ตามผลการทดสอบพบว่าปริมาณเหล็กเสริมที่น้อยกว่า 0.42 ของสภาวะสมดุลย์ จะให้การกระจายซ้ำของโมเมนต์เกินกว่าร้อยละ 20 และมาตรฐาน ACI 318-99 กำหนดให้ปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดต้องมากกว่า  $14/f_y$  คิดเป็นปริมาณเหล็กเสริม 0.14 ของสภาวะสมดุลย์ เพื่อควบคุมการแตกร้าวและการแอ่นตัวในสภาวะการใช้งาน เมื่อนำค่าโมดูลัสการแตกร้าวจากผลการทดสอบนำไปหาปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดโดยใช้ค่าความปลอดภัยของเหล็กเสริมเท่ากับ 2 จะได้ปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดที่ 0.18 ของสภาวะสมดุลย์ อาจกล่าวได้ว่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดจากผลการทดสอบมากกว่ามาตรฐาน ACI 318-99 อยู่ 28%

### 4.4 แนวทางการออกแบบ

จากการศึกษาถึงอิทธิพลของตัวแปรที่มีผลต่อพฤติกรรมการดัดที่รอยต่อของคานสำเร็จรูปโดยการเสริมเหล็กที่รอยต่อพร้อมกับการเทคอนกรีตในที่ เพื่อควบคุมพฤติกรรมทางด้าน กำลังดัดความเหนียวทางโครงสร้าง การแตกร้าว และการแอ่นตัว ให้อยู่ในเกณฑ์ที่มาตรฐานกำหนดทั้งกำลังและสภาวะใช้งาน โดยภาพรวมอาจพิจารณาแต่ละรายการหลัก ดังนี้

#### ก. น้ำหนักบรรทุก

น้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับคานสำเร็จรูปต่อเนื่อง ประกอบไปด้วย น้ำหนักของคานสำเร็จรูป น้ำหนักคอนกรีตเทในที่ และน้ำหนักบรรทุกจร การวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาแรงภายในและการแอ่นตัวสามารถใช้ทฤษฎีอิลาสติก

#### ข. การวิเคราะห์โครงสร้าง

ในช่วงสภาวะติดตั้งคานสำเร็จรูปบนหน้ารับหัวเสา พฤติกรรมจะเป็นแบบคานช่วงเดียว และจะมีน้ำหนักบรรทุกเพิ่มส่วน (Factor Load) เกิดขึ้นเนื่องจากตัวคานสำเร็จรูป และในช่วง

สภาวะเทคอนกรีตในที่ พฤติกรรมการรับน้ำหนักจะขึ้นอยู่กับระบบการก่อสร้างที่ใช้หรือไม่ใช้ค้ำยัน กล่าวคือ ระบบที่มีการใช้ค้ำยัน น้ำหนักเพิ่มส่วนเนื่องจากคอนกรีตเทในที่จะถูกดันโดยหน้าตัดคานเชิงประกอบและการวิเคราะห์หาแรงภายในเป็นแบบคานต่อเนื่อง ระบบที่ไม่มีค้ำยัน น้ำหนักบรรทุกเพิ่มส่วนเนื่องจากคอนกรีตเทในที่จะถูกดันโดยคานสำเร็จรูปและการวิเคราะห์หาแรงภายในเป็นแบบคานช่วงเดียว ในช่วงสภาวะการใช้งาน น้ำหนักเพิ่มส่วนเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร จะถูกดันโดยหน้าตัดเชิงประกอบและการวิเคราะห์หาแรงภายในเป็นแบบคานต่อเนื่อง (การวิเคราะห์หาแรงภายในที่รอยต่อจะพิจารณาที่ตำแหน่งหน้าเสา)

### ค. การออกแบบคานสำเร็จรูป

กำลังต้านทานโมเมนต์ประลัย (Ultimate Moment Resistant) ของคานสำเร็จรูปจะต้องมากกว่าโมเมนต์ประลัยที่เกิดขึ้นทั้งสภาวะก่อสร้างและสภาวะใช้งาน อย่างไรก็ตามที่สภาวะการใช้งานโมเมนต์ที่เกิดขึ้นจะสูงกว่าสภาวะก่อสร้าง ดังนั้นการคำนวณหากำลังต้านโมเมนต์ประลัยจะคิดที่สภาวะเป็นหน้าตัดเชิงประกอบ การคำนวณหา กำลังดัดอาจใช้ตามมาตรฐาน ACI 318-99 ที่เสนอแนะให้การกระจายหน่วยแรงอัดบนหน้าตัดคอนกรีตเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า โดยที่แรงในหน้าตัดอยู่ในสภาวะสมดุล ดังสมการ (ในกรณีที่ไม่เสริมเหล็กรับแรงอัด)

$$M_R^+ = \phi 0.85 f_c' ab(d - a/2) \quad (4.1)$$

โดยที่  $M_R^+$  = กำลังดัดของหน้าตัดเชิงประกอบของคานสำเร็จรูป (กก.-ชม.)

$\phi$  = ตัวคูณลดกำลังมีค่าเท่ากับ 0.90

$f_c'$  = กำลังอัดของคอนกรีตเทในที่ (กก./ชม.<sup>2</sup>)

$a$  = ความลึกของหน่วยแรงอัดที่กระจายตามความลึกคาน ซึ่งเป็นสัดส่วนกับแกนสะเทิน มีค่าเท่ากับ  $\beta_1 c$  ค่าของ  $\beta_1$  มีค่าเท่ากับ 0.85 สำหรับคอนกรีตที่มีกำลังอัด 280 กก./ชม.<sup>2</sup> และจะลดลงในอัตรา 0.05 สำหรับกำลังอัดที่เพิ่มขึ้นทุกๆ 70 กก./ชม.<sup>2</sup> แต่ทั้งนี้ต้องไม่น้อยกว่า 0.65 (ชม.)

$b$  = ความกว้างของคาน (ชม.)

$d$  = ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัดเชิงประกอบ (ชม.)

การคำนวณปริมาณเหล็กเสริมล่างเพื่อต้านโมเมนต์บวก กำหนดให้อยู่ในช่วงระหว่าง  $14/f_y$  ถึง 0.50 ของสภาวะสมดุลง ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับขนาดของหน้าตัดและโมเมนต์ประลัย และจะให้เพียงเหล็กเสริมเป็นตัวต้านแรงดึงที่เกิดขึ้นทั้งหมดหลังการแตกร้าว ดังสมการ

$$A_s^+ = \frac{M_u^+}{\phi f_y (d - a/2)} \quad (4.2)$$

โดยที่  $A_s^+$  = ปริมาณเหล็กเสริมล่าง (ซม.<sup>2</sup>)

$M_u^+$  = โมเมนต์ประลัย (กก.-ซม.)

$\phi$  = ตัวคูณลดกำลังมีค่าเท่ากับ 0.90

$f_y$  = กำลังครากของเหล็กเสริมล่าง (กก./ซม.<sup>2</sup>)

$d$  = ความลึกประสิทธิผลของหน้าตัดเชิงประกอบ (ซม.)

$a$  = ความลึกของหน่วยแรงอัดที่กระจายตามความลึกคาน (ซม.)

ในกรณีที่พิจารณาถึงการกระจายซ้ำของโมเมนต์จากรอยต่อมายังช่วงคาน กำลังของคานสำเร็จรูปจะต้องมากกว่าโมเมนต์ประลัยที่เกิดขึ้น และต้องมีค่าอย่างน้อยเท่ากับโมเมนต์ที่กระจายเข้าสู่ช่วงคานหลังการครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อ การวิเคราะห์อาจใช้เพียงสมการสมดุลงทางสถิตยเพื่อวิเคราะห์หาโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้น และสามารถลดโมเมนต์ประลัยที่เกิดขึ้นที่รอยต่อได้ไม่มากกว่าร้อยละ 20 ตามที่มาตรฐาน ACI 318-99 กำหนด ตามสมการ  $\beta = 20(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b})\%$  เมื่อ  $\beta$  คือ เปอร์เซ็นต์การกระจายซ้ำของโมเมนต์,  $\rho$  คือ อัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง,  $\rho'$  คือ อัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัด,  $\rho_b$  คือ อัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมสมดุลง

กำลังต้านทานแรงเฉือนประลัย (Ultimate Shear Resistant) จะให้เพียงเหล็กปลอกเป็นตัวต้านแรงเฉือนแนวราบที่เกิดขึ้นระหว่างผิวรอยต่อคานสำเร็จรูปและคอนกรีตเทในที่ การวิเคราะห์หาแรงเฉือนประลัยแนวราบที่เกิดขึ้นจะใช้ทฤษฎีอิลาสติก ดังสมการที่ (2.20) และกำลังต้านทานแรงเฉือนโดยเหล็กปลอกจะใช้ตามที่มาตรฐาน ACI 318-99 เสนอ ดังสมการ

$$s = \frac{\phi f_{yh} A_v d}{V_u} \quad (4.3)$$

โดยที่  $s$  = ระยะห่างของเหล็กปลอก (ซม.)

$\phi$  = ตัวคูณลดกำลังมีค่าเท่ากับ 0.85

$f_{yh}$  = กำลังครากของเหล็กปลอก (กก./ซม.<sup>2</sup>)

$A_v$  = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอก โดยที่ 1 ปลอกเท่ากับ 2 ซา (ซม.<sup>2</sup>)

$d$  = ความลึกประสิทธิผลของหน้าตัดเชิงประกอบ (ซม.)

$V_u$  = แรงเฉือนประลัยแนวราบระหว่างคานสำเร็จรูปและคอนกรีตเทในที่ วิเคราะห์ได้จากสมการ (2.20) และคูณค่าตอบที่ได้กับความกว้างของคานและระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกหรืออาจใช้ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง (กก.)

### ง. การออกแบบรอยต่อ

กำลังต้านทานโมเมนต์ประลัย (Ultimate Moment Resistant) ของรอยต่อจะต้องมากกว่าโมเมนต์ประลัยที่เกิดขึ้น การคำนวณหากำลังตัดอาจใช้ตามมาตรฐาน ACI 318-99 กำหนด ดังสมการ

$$M_R^- = \phi 0.85 f_c' ab(d - a/2) \quad (4.4)$$

โดยที่  $M_R^-$  = กำลังตัดของรอยต่อ (กก.-ซม.)

$\phi$  = ตัวคูณลดกำลังมีค่าเท่ากับ 0.90

$f_c'$  = กำลังอัดของคอนกรีตเทในที่ (กก./ซม.<sup>2</sup>)

$a$  = ความลึกของหน่วยแรงอัดที่กระจายตามความลึกคาน

$b$  = ความกว้างของคาน (ซม.)

$d$  = ความลึกประสิทธิผล (ซม.)

ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อจะต้องอยู่ในช่วงระหว่าง 0.18 ถึง 0.42 ของสภาวะสมดุลย์ เพื่อให้เกิดสมรรถนะทางโครงสร้างได้อย่างสมบูรณ์ และหลังการแตกตัวของคอนกรีตจะมีเพียงเหล็กเสริมที่ต้านแรงดึงลัพท์ การคำนวณปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อ ดังสมการ

$$A_s^- = \frac{M_u^-}{\phi f_y (d - a/2)} \quad (4.5)$$

โดยที่  $A_s^-$  = ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อ (ชม.<sup>2</sup>)

$M_u^-$  = โมเมนต์ประลัยที่รอยต่อ (กก.-ชม.)

$\phi$  = ตัวคูณลดกำลังมีค่าเท่ากับ 0.90

$f_y$  = กำลังครากของเหล็กเสริมที่รอยต่อ (กก./ชม.<sup>2</sup>)

$d$  = ความลึกประสิทธิภาพ (ชม.)

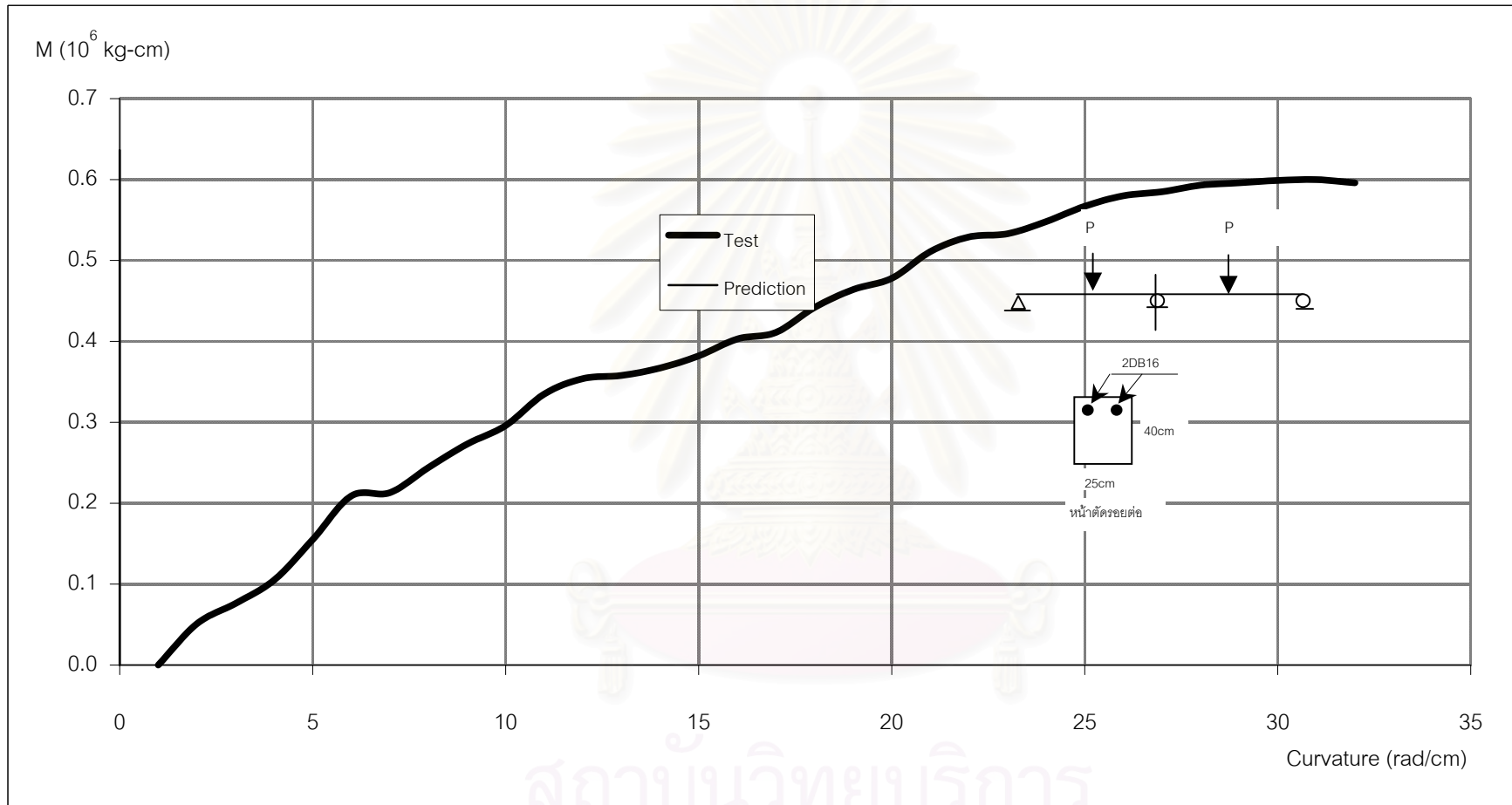
$a$  = ความลึกของหน่วยแรงอัดที่กระจายตามความลึกคาน (ชม.)

### จ. การควบคุมการแอ่นตัว

การแอ่นตัวที่ช่วงกลางของคานที่มีพฤติกรรมเชิงประกอบขึ้นอยู่กับ แรงกระทำ ความยาวช่วง คุณสมบัติของหน้าตัด และพฤติกรรมการต่อเนื่อง ในช่วงก่อนที่หน้าตัดเกิดการแตกร้าว ค่าสติเฟนสของคานจะมีคงที่และโมเมนต์อินเนอร์เซียของคานจะเท่ากับโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมด แต่หลังการแตกร้าวการคำนวณหาการแอ่นตัว ต้องใช้โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพตามที่เสนอโดย Branson, D.E ซึ่งต่อมาได้ถูกบรรจุไว้ในมาตรฐาน ACI 318-99 ดังสมการที่ (2.32) อย่างไรก็ตามจากศึกษานี้อาจใช้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพหลังการแตกร้าวที่ 0.38 ของหน้าตัดรวม

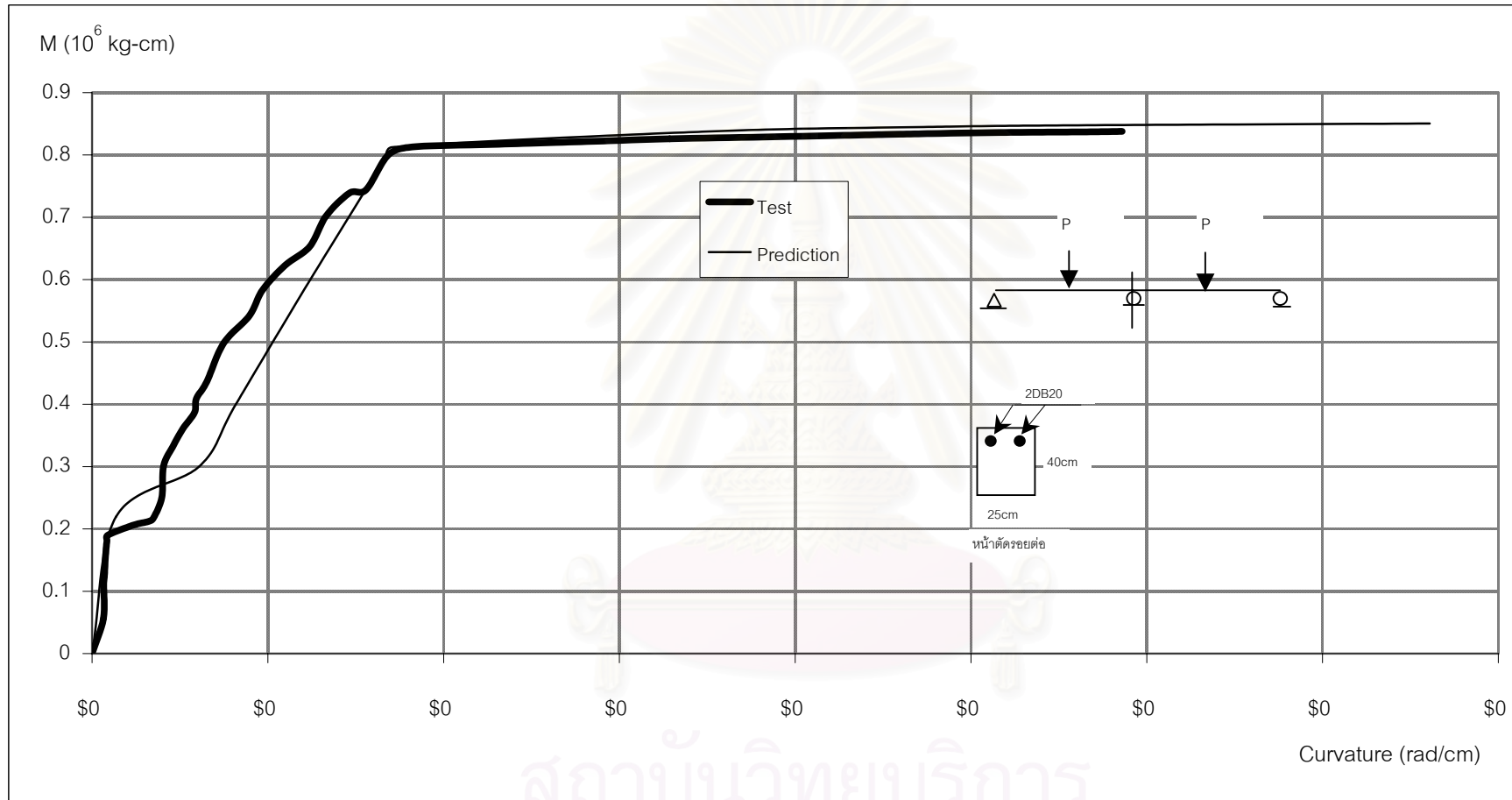
### ฉ. การควบคุมความกว้างของรอยแตกร้าว

ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กอาจยอมให้เกิดรอยแตกร้าวในช่วงสภาวะใช้งานได้ ทั้งนี้ รอยแตกร้าวจะต้องไม่เกินตามที่มาตรฐานกำหนด เนื่องจากหน้าตัดที่มีรอยแตกกว้างมากเกินไปจะส่งผลต่อการกัดกร่อนเหล็กเสริมโดยสภาวะแวดล้อม เป็นผลให้โครงสร้างมีอายุใช้งานสั้นลง ขนาดของรอยแตกจะขึ้นอยู่กับขนาดของแรงกระทำ ความเครียดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตหรือเหล็กเสริม และตำแหน่งของเหล็กเสริม ACI 318-99 ได้เสนอสูตรที่ใช้ทำนายความกว้างของรอยแตกร้าว ดังสมการที่ (2.31) และความกว้างสูงสุดของรอยแตกร้าวภายในพื้นผิวอาคารภายใน กำหนดให้ไม่เกิน 0.40 มม.

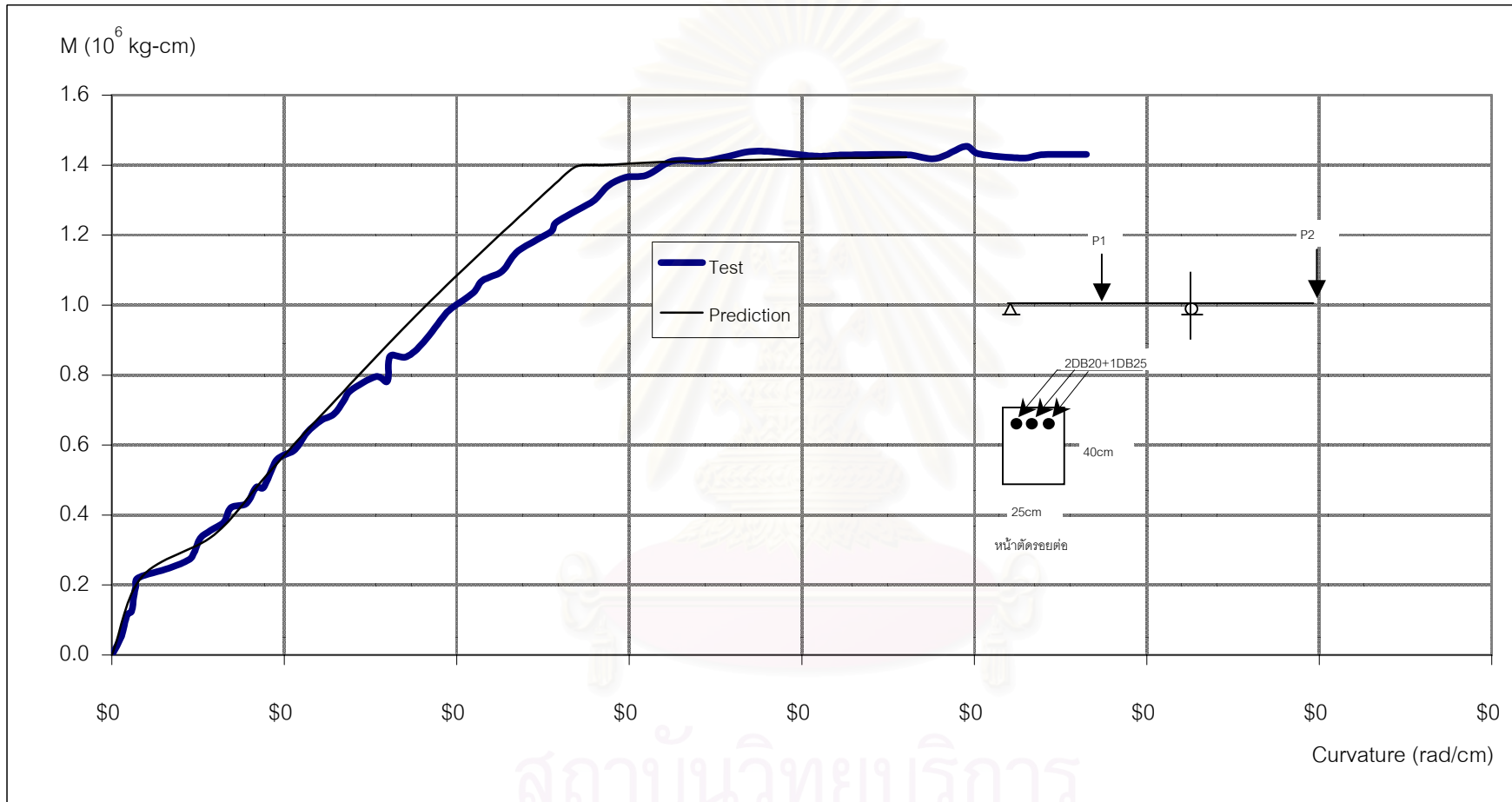


รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B

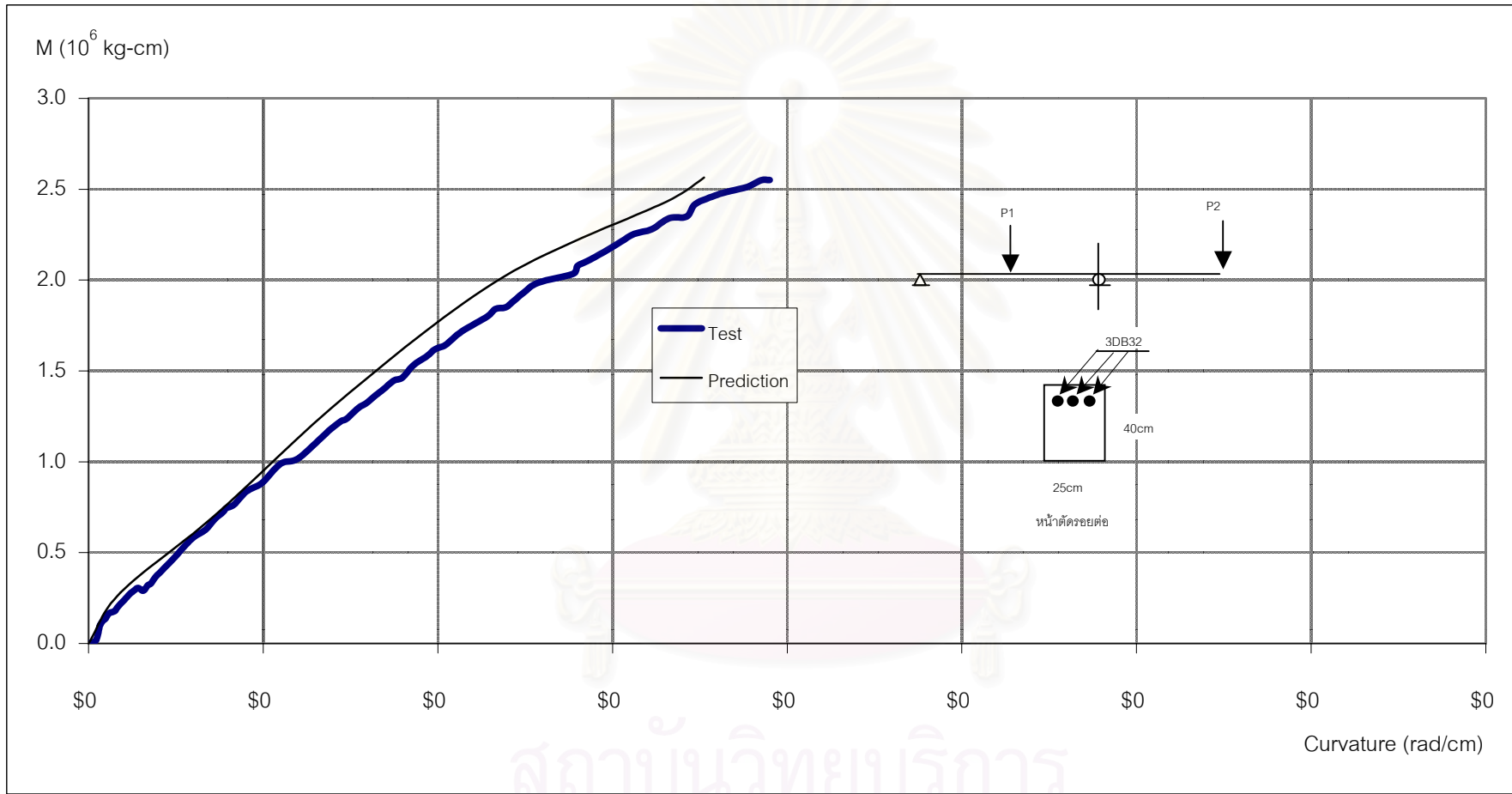




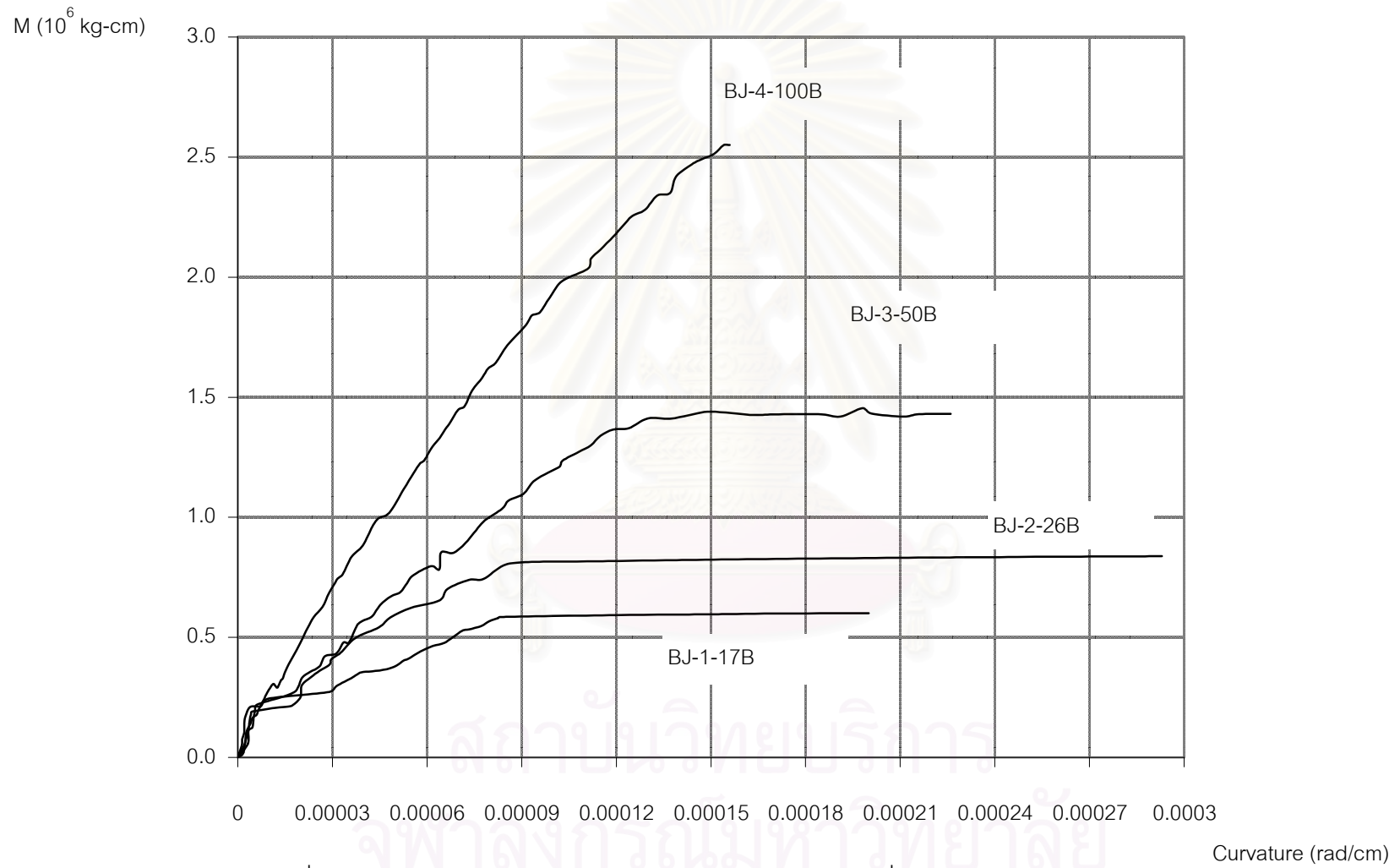
รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B



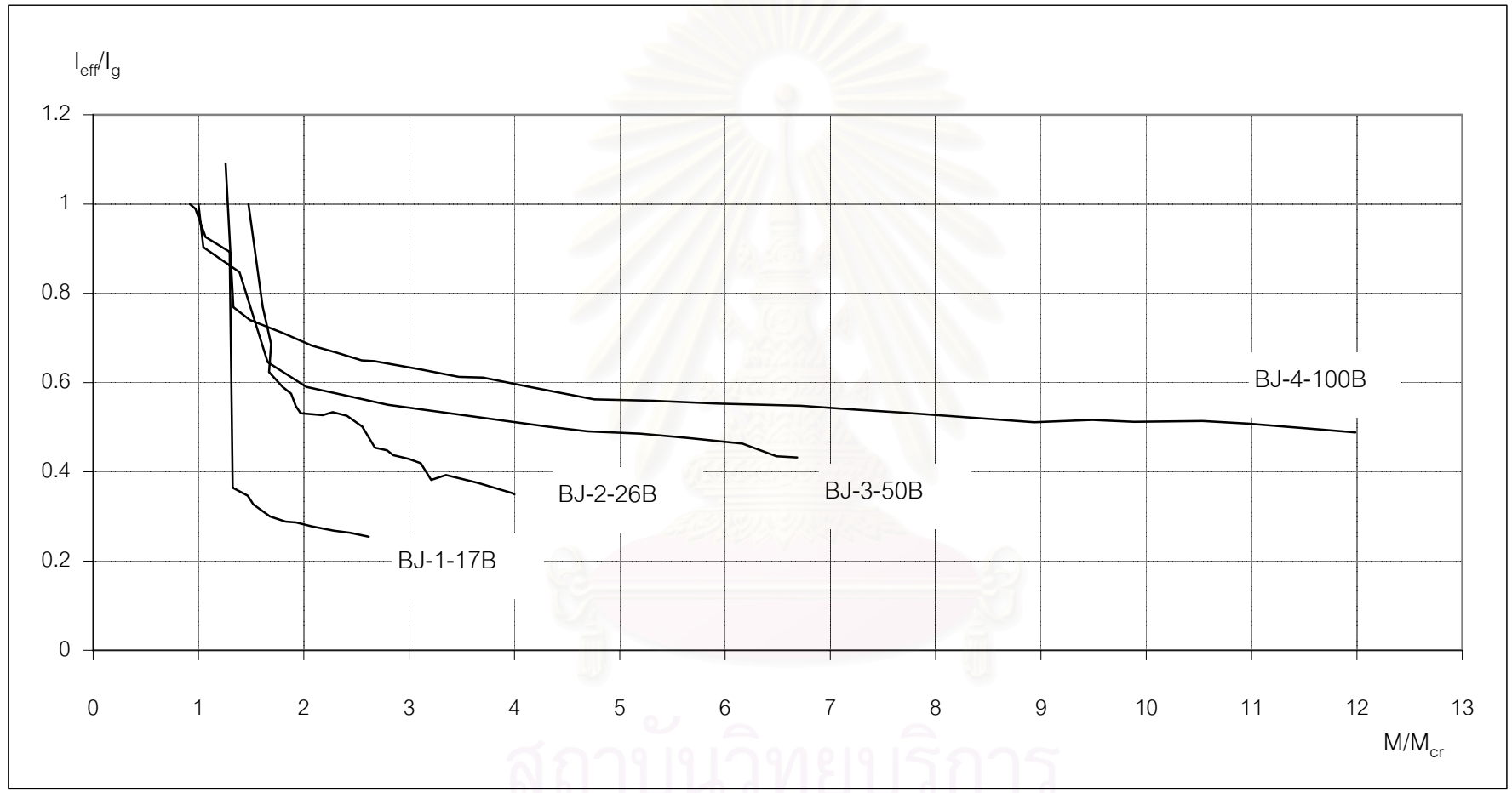
รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B



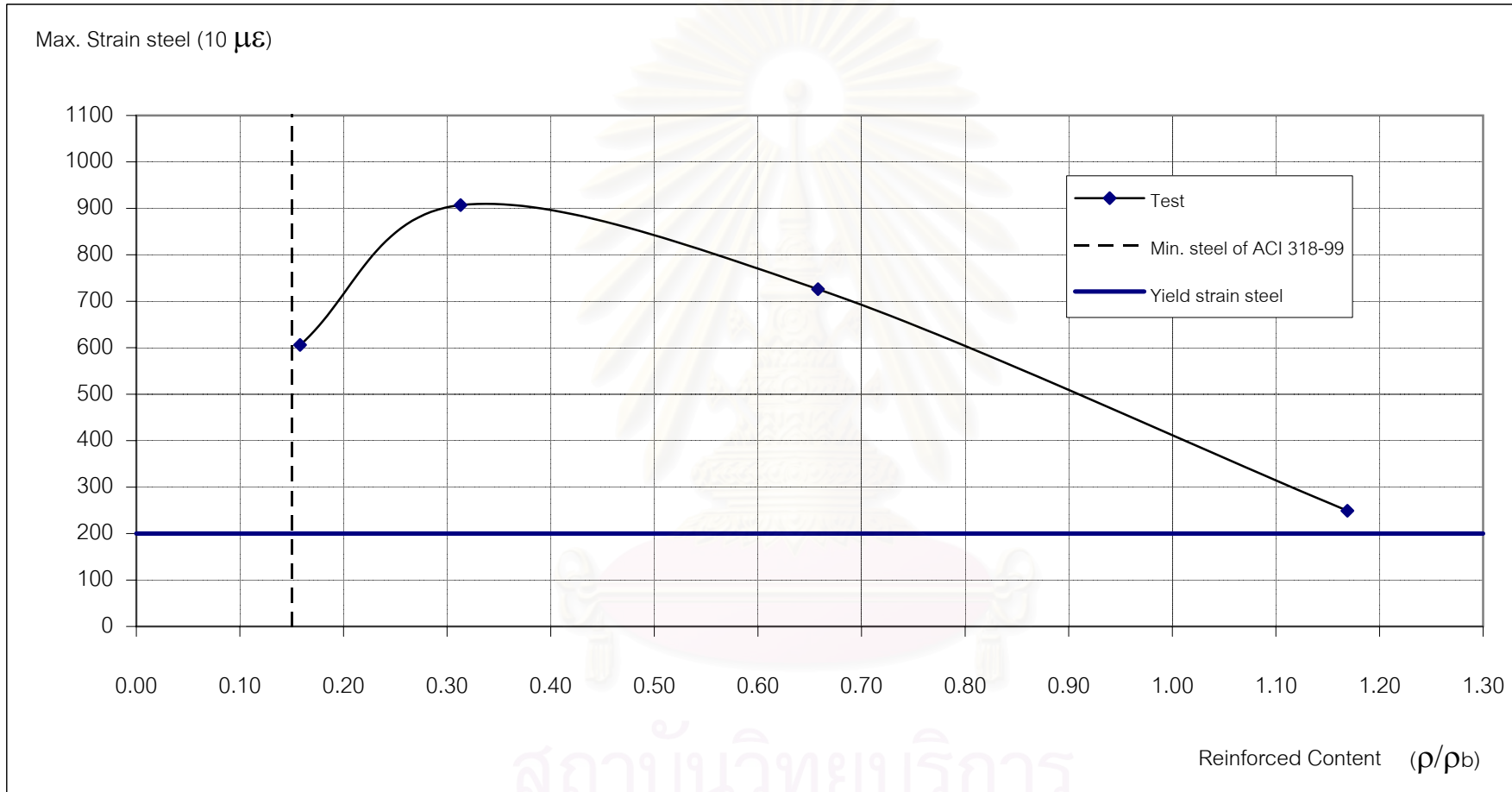
รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B



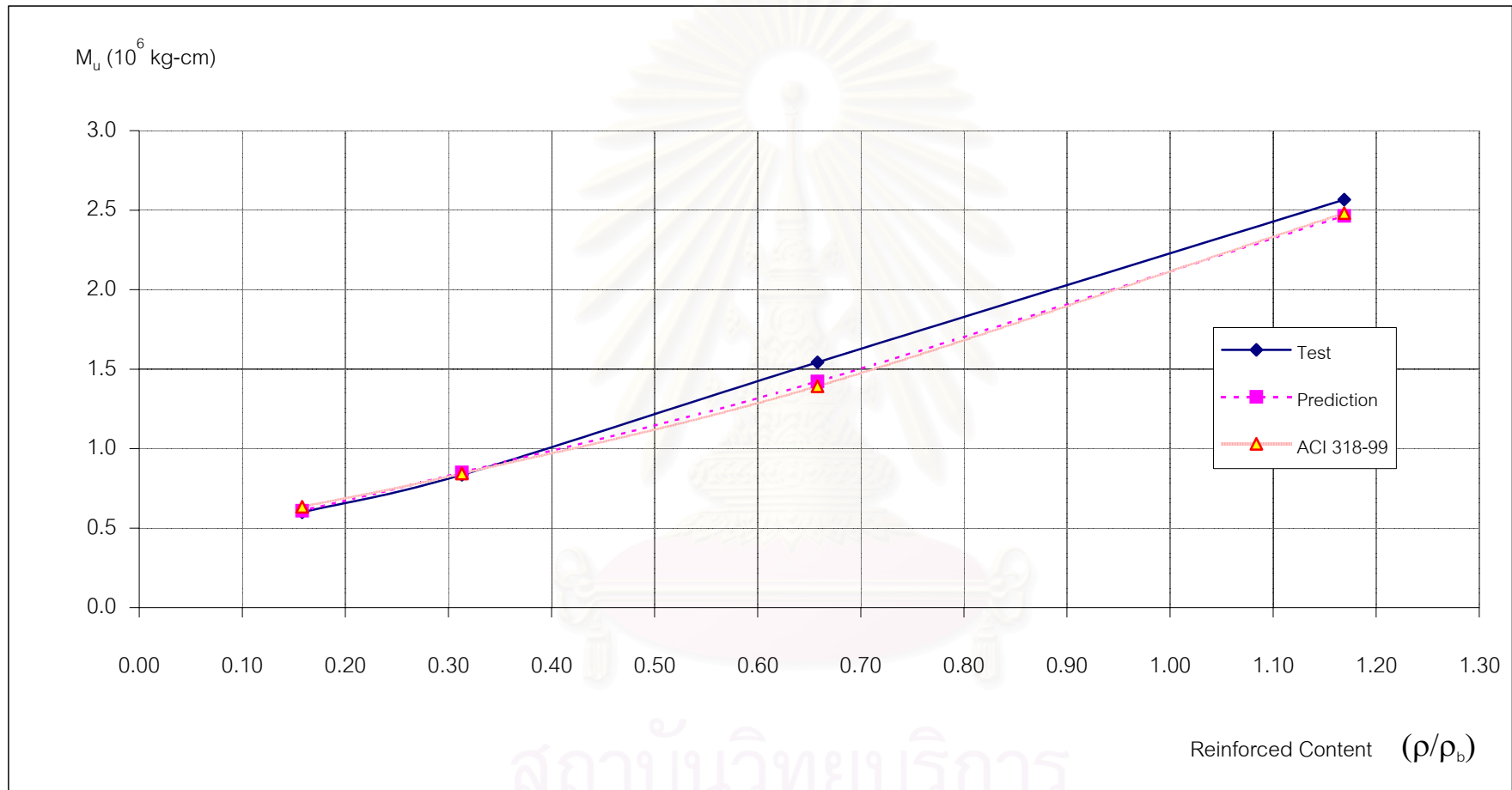
รูปที่ 4.5 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งที่รอยต่อจากการทดสอบ



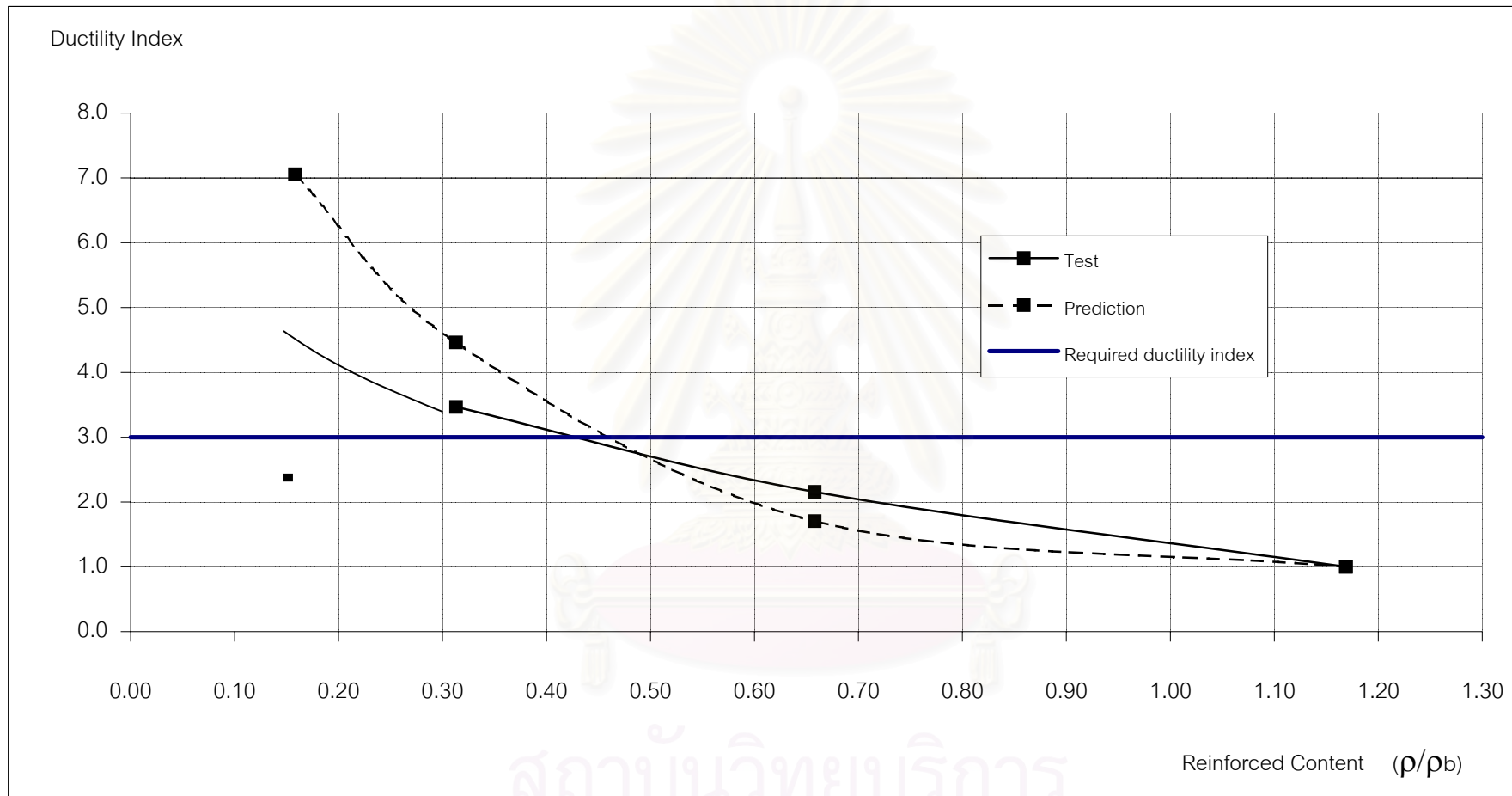
รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพที่รอยต่อ



รูปที่ 4.7 ความเครียดสูงสุดกับปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อ

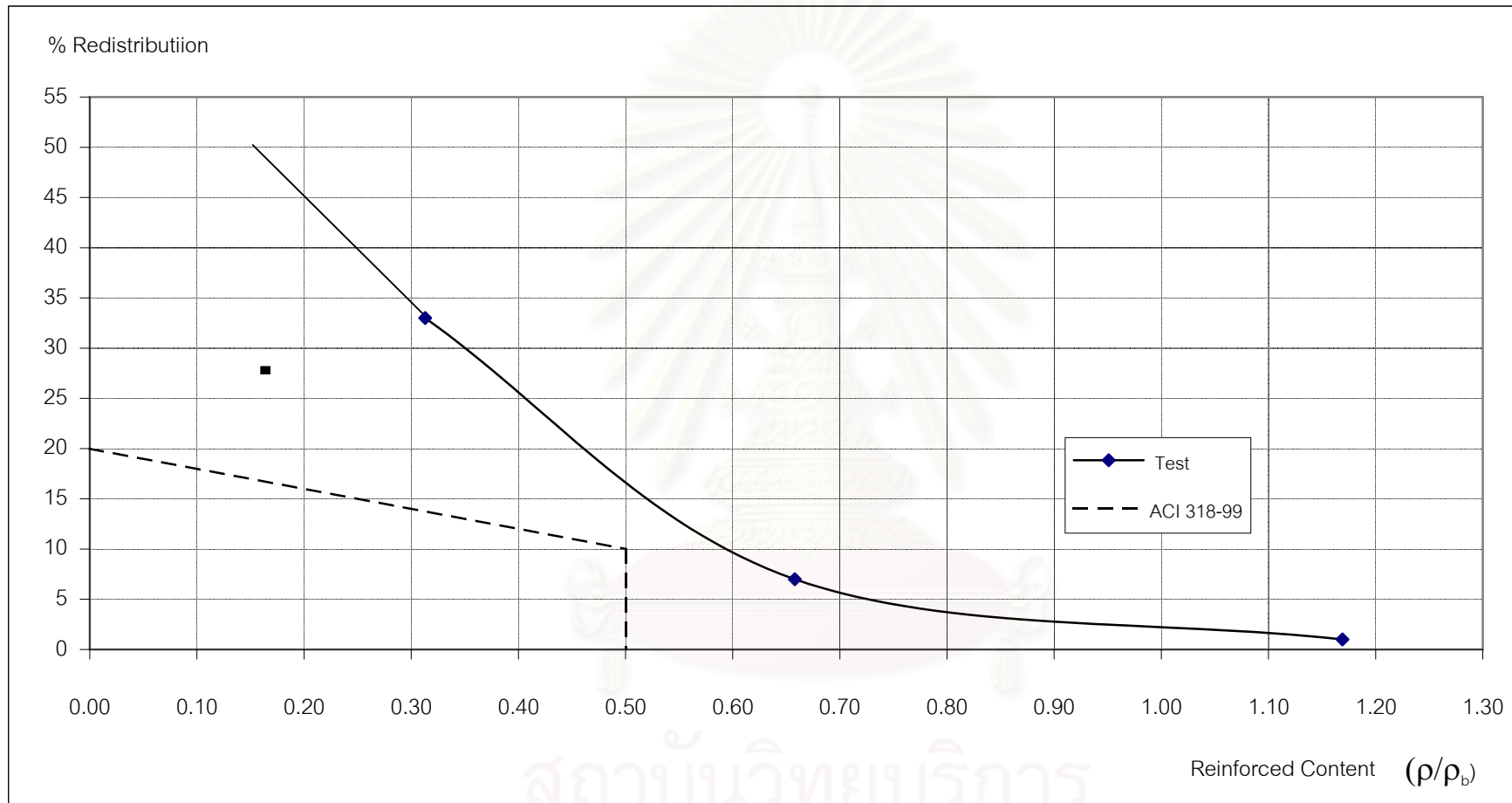


รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังดัดสูงสุดที่รอยต่อกับปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อ

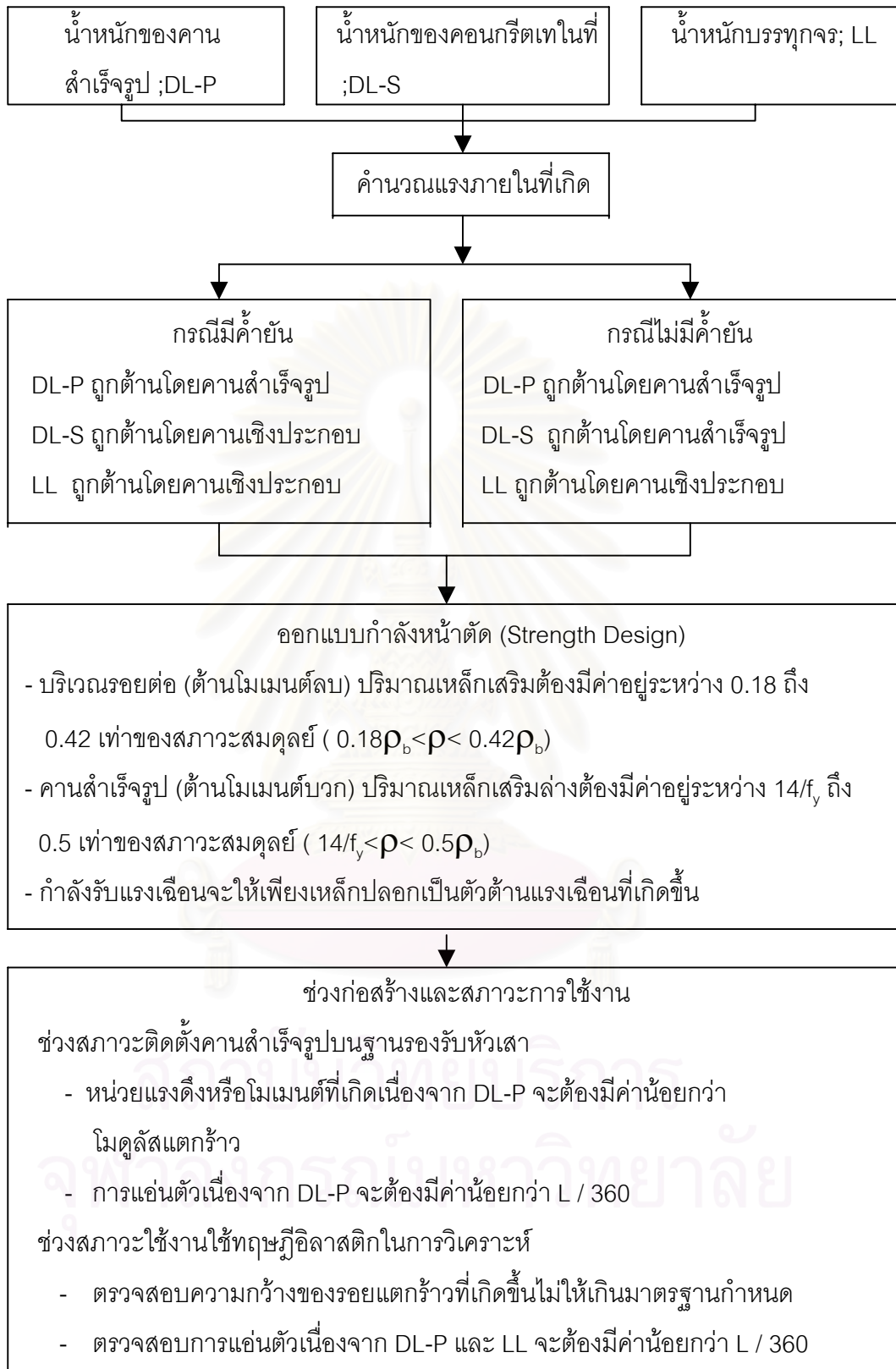


รูปที่ 4.9 ดัชนีความเหนียวกับปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อ





รูปที่ 4.10 อัตราการกระจายค่าโมเมนต์ของรอยต่อตามปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อ



รูปที่ 4.11 แผนผัง Flow Chart สรุปขั้นตอนการออกแบบรอยต่อของคานสำเร็จรูป

## บทที่ 5

### สรุปผลการวิจัย

จากการศึกษาพฤติกรรมการตัดที่รอยต่อของคานสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยการทดสอบด้วยโครงสร้างจริงและกำหนดให้เหล็กเสริมที่รอยต่อเป็นตัวแปรหลัก มีค่าตั้งแต่ 0.158 ถึง 1.169 ของสภาวะสมดุลย์ ผลการศึกษาภายใต้ขอบข่ายของการทดสอบและวิเคราะห์ผลในพฤติกรรมต่างๆ สามารถสรุปได้ ดังนี้

1. พฤติกรรมการตัดของรอยต่อซึ่งเป็นพฤติกรรมร่วมของโครงสร้างคอนกรีตของคานสำเร็จรูปและระบบเชิงประกอบ แสดงพฤติกรรมการสนองตอบกับน้ำหนักบรรทุกจากแรงภายนอกที่สอดรับกับการวิเคราะห์เชิงทฤษฎีด้วยวิธีความเครียดสอดคล้องขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ใช้แบบจำลองกำลังอัดของคอนกรีตของ Hognestad และกำลังดึงของเหล็กเสริมจากการทดสอบกำลังดึง พบว่า กำลังแตกร้าว กำลังคราก กำลังตัด รวมทั้งค่าสทิฟเนสก่อนการคราก สอดคล้องกันอย่างมากกับผลการทดสอบ โดยค่าความแตกต่างอยู่ในพิสัยของ 3 – 10% เท่านั้น

2. ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบตั้งแต่ 0.158 ถึง 1.169 ของสภาวะสมดุลย์ พบว่าเหล็กเสริมจะเกิดการครากในทุกตัวอย่างทดสอบ แม้ว่าปริมาณเหล็กเสริมจะเกินกว่าปริมาณที่ภาวะสมดุลย์ก็ตาม แต่การยืดตัวสูงสุดของเหล็กเสริมจะอยู่ในช่วงพลาสติก ระหว่าง 2490 ถึง 9070  $\mu\epsilon$  และการกระจายแรงตามความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อเป็นไปตามทฤษฎีเชิงเส้นทั้งก่อนและหลังการแตกร้าวของคอนกรีต ซึ่งก่อนการแตกร้าวเหล็กเสริมที่รอยต่อจะต้านแรงน้อยกว่าเมื่อเกิดการแตกร้าว

3. ด้วยปริมาณเสริมเหล็กที่มีอิทธิพลต่อความเหนียวทางโครงสร้างของรอยต่อในการควบคุมพฤติกรรมการตัดให้เกิดโมเมนต์พลาสติกได้อย่างสมบูรณ์ จากข้อเสนอแนะของ ACI 318-99 ให้ดัชนีความเหนียวทางโครงสร้างต้องเกินกว่า 3 สำหรับโครงสร้างต่อเนื่อง ซึ่งผลการทดสอบจากการศึกษานี้สามารถกำหนดปริมาณเหล็กเสริมสูงสุดที่รอยต่อได้ที่ 0.42 ของสภาวะสมดุลย์ ในขณะที่การวิเคราะห์กำลังตัดด้วยทฤษฎีความเครียดสอดคล้องให้ค่าที่ 0.46 ของสภาวะสมดุลย์ มีความแตกต่างกันประมาณร้อยละ 10 เมื่อเทียบกับผลการทดสอบ

4. การกระจายซ้ำของโมเมนต์จากจุดวิกฤติไปสู่จุดรองวิกฤติ ภายใต้มาตรฐานของ ACI 318-99 ได้กำหนดให้การกระจายซ้ำได้ไม่เกินร้อยละ 20 เพื่อควบคุมการกระจายซ้ำของโมเมนต์

ได้อย่างพอเพียง อย่างไรก็ตามผลการทดสอบพบว่าปริมาณเหล็กเสริมที่น้อยกว่า 0.42 ของสถานะสมดุลย์ จะให้การกระจายซ้ำของโมเมนต์เกินกว่าร้อยละ 20 แต่จะต้องมีปริมาณต่ำสุดที่ 0.18 ของสถานะสมดุลย์ ซึ่งมีค่าสูงกว่าข้อกำหนดของ ACI 318-99 อยู่ 28%

5. แนวทางการออกแบบรอยต่อคานสำเร็จรูปจากการศึกษาพฤติกรรม พบว่าน้ำหนักบรรทุกและการวิเคราะห์โครงสร้างสามารถใช้ทฤษฎีอิลาสติกตามปกติธรรมดา ส่วนการคำนวณออกแบบให้เป็นไปตามมาตรฐานทั่วไป แต่ต้องควบคุมปริมาณเหล็กเสริมขั้นต่ำและเหล็กเสริมสูงสุด เพื่อให้เกิดสมรรถนะทางโครงสร้างได้ครบถ้วนสมบูรณ์ในด้านพฤติกรรมการดัด ทั้งนี้จะต้องตรวจสอบแรงเฉือนที่ผิวสัมผัสของคานสำเร็จรูปและคอนกรีตเทในที่ โดยให้เหล็กปลอกแบกรับไปทั้งหมด ส่วนการตรวจสอบการแอ่นตัวจะต้องพิจารณาค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพตามพิภักดีในมาตรฐานการออกแบบที่กำหนด



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## รายการอ้างอิง

1. Scholz,H.,”Contribution to Redistribution of Moments in Continuous Reinforced Concrete Beams”,ACI Structural Journal,Vol.90,No.2,March-April 1993,pp.150-155
2. Cohn,M.Z.,”Limit Design of Continuous Reinforced Concrete Crane Girders”,Journal of Structural Division,ASCE,Vol.91,No.7,June 1966,pp.161-177
3. Corley,W.G.,”Rotation Capacity of Reinforced Concrete Beam”,Journal of Structural Division,ASCE,Vol.92,No.5,October 1966,pp.121-146
4. Rosental,I.,”Continuous Prestressed Hollow-Core Slab”,ACI Structural Journal,Vol.95,No.8,May-June 1978,pp.74-81
5. Gaetano,R., and Giovanni,P.,”Stirrup Effective in Reinforced Concrete Beams under Flexural and Shear”,ACI Structural Journal,Vol.94,No.3,May-June 1997,pp.703-710
6. Kent,D.C.,and Park,R.,”Flexural Member with Confined Concrete”,Journal of Structural Division,ASCE,Vol.97,No.7,July 1971,pp.1969-1990
7. Saactcioglu,M., and Razvi,S.R.,”Strength and Ductility of Confined Concrete”,Journal of Structural Division,ASCE,Vol.109,No.5,June 1992,pp.1590-1607
8. Sawyer,H.A.,”Design of Concrete Frames for Two Failure States”,Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete,ASCE-ACI,Miami,November 1964,pp.405-431
9. Hognestad,E.,”A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members”,University of Illinois,Engineering Experimental Station Bulletin,No.399,November 1951,128 pp.
10. Park,R.,Priestley,M.J.N., and Gill,W.D.,”Ductility of Square Confined Concrete Columns”,Journal of Structural Division,ASCE,Vol.108,No.4,October 1982,pp.929-950
11. Furlong,R.W.,”Design of Concrete Frames by Assigned Limit Moments”,ACI Journal Proceedings,Vol.67,April 1970,pp.341-353

12. Branson,D.E.,”Instantaneous and Time-Dependent Deflections Simply and Continuous Reinforced Concrete Beams,Part 1”,Alabama Highway Research Report,No.7,August 1963,pp.1-78
13. Whitney,C.S.,”Plastic Theory of Reinforced Concrete Design”,Proceedings ASCE, Vol.107,December 1940,pp.251-326
14. ACI-Committee 318,”Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99)”,Amarican Concrete Institute
15. Park,R.,and Pauley,T.,”Reinforced Concrete Structures”,John Wiley and Sons,1975



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ก. การคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งโดยวิธีความเครียด  
สอดคล้อง

ตัวอย่าง คานเชิงประกอบขนาดหน้าตัด  $0.25 \times 0.40$  รับการโอบรัดโดยเหล็กปลอกที่ใช้ในการ  
ศึกษา

กำหนดให้

$$f'_c = 260 \text{ ksc} \quad f'_{cp} = 254 \text{ ksc} \quad f_y = 4580 \text{ ksc} \quad f_{yh} = 2630 \text{ ksc} \quad A_s = 14.73 \text{ cm}^2$$

ที่สภาวะแตกร้าว

คำนวณอัตราส่วนโมดูลัสเหล็กต่อคอนกรีต ดังนี้

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^6}{15200 \sqrt{254}} = 8.25$$

คำนวณพื้นที่หน้าตัดแปลง ดังนี้

$$A_{st} = (n - 1)A_s = 107 \text{ cm}^2$$

คำนวณจุดศูนย์กลางถ่วงของหน้าตัดคาน คิดจากตำแหน่งผิวคอนกรีตรับแรงดึง ดังนี้

$$c.g. = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = \frac{20(25 \cdot 40) + 4.65 \cdot 107}{(1000 + 107)} = 18.53 \text{ cm}$$

คำนวณโมเมนต์อินเนอร์เซียรอบแกนสะเทิน (ตำแหน่งเดียวกับจุดศูนย์กลางถ่วง) ดังนี้

$$\begin{aligned} I_{N.A} &= \frac{1}{12}bh^3 + A_c \left(\frac{h}{2} - c.g.\right)^2 + A_{st} (c.g. - d')^2 \\ &= \left(\frac{1}{12} \cdot 25 \cdot 40^3\right) + (25 \cdot 40)(20 - 18.53)^2 + 107 \cdot (18.53 - 4.65)^2 \\ &= 156075 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

คำนวณโมเมนต์สภาวะแตกร้าว ดังนี้

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_{N.A}}{c.g.}$$

$$M_{cr} = \frac{2\sqrt{254} * 156075}{18.53} = 268655 \text{ kg} - \text{cm}$$

คำนวณความโค้งสภาวะแตกร้าว ดังนี้

$$\phi_{cr} = \frac{f_r}{E_c * c.g} = \frac{2\sqrt{254}}{15200\sqrt{254} * 18.53} = 7.11 * 10^{-6} \text{ rad} / \text{cm}$$

### ที่สภาวะครากของเหล็กเสริม

คำนวณค่าคงที่

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} = 1 + \frac{0.037 * 2630}{260} = 1.38$$

$$z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29 f'_c}{145 f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b'}{s}} - 0.002 K}$$

$$= 9.88$$

ขั้นตอนที่ 1. กำหนดความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง  $\epsilon_s = 0.002$  ( $2000 \mu\epsilon$ )

ขั้นตอนที่ 2. สมมติตำแหน่งของแกนสะเทินจากผิวรับแรงอัด  $c = 13.98 \text{ cm}$

ขั้นตอนที่ 3. คำนวณหาผลรวมของแรงอัดลัพท์และผลรวมของแรงดึงลัพท์ ดังนี้

แรงอัดคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดโดยเหล็กปลอก,  $C_{c1}$ , ดังนี้

$$\phi = \frac{\epsilon_s}{(d - c)} = \frac{0.002}{(35.35 - 13.98)} = 9.36 * 10^{-5} \text{ rad} / \text{cm}$$

$$\frac{0.002 K}{\phi} = 29.48 \text{ cm} \quad \text{ดังนั้น ความเครียดของคอนกรีตอยู่ในช่วง AB จากสมการ}$$

(2.11) ได้

$$C_{c1} = \frac{f'_c \phi b' c^2}{\epsilon_0} \left(1 - \frac{\phi c'}{3K \epsilon_0}\right)$$



$$= \frac{260 * 9.36 * 10^{-5} * 20 * (13.98 - 2.5)^2}{0.002} \left( 1 - \frac{9.36 * 10^{-5} * (13.98 - 2.50)}{3 * 1.38 * 0.002} \right)$$

$$= 34057kg$$

แรงอัดคอนกรีตที่ไม่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กปลอก (Covering Concrete) จากสมการ (2.5) ได้

$$C_{c2} = bf'_c \left[ \left( \frac{\phi c^2}{\epsilon_0} \right) - \left( \frac{\phi^2 c^3}{3\epsilon_0^2} \right) \right] - b'f'_c \left[ \left( \frac{\phi c'^2}{\epsilon_0} \right) - \left( \frac{\phi^2 c'^3}{3\epsilon_0^2} \right) \right]$$

$$= 25 * 260 * \left[ \frac{9.36 * 10^{-5} * 13.98^2}{0.002} - \frac{(9.36 * 10^{-5})^2 * 13.98^3}{3 * 0.002^2} \right] - 20 * 260 * \left[ \frac{9.36 * 10^{-5} * 11.48^2}{0.002} - \frac{(9.36 * 10^{-5})^2 * 11.48^3}{3 * 0.002^2} \right]$$

$$= 24808kg$$

แรงอัดลัพท์  $\sum C_c = C_{c1} + C_{c2} = 34808 + 24808 = 58865kg$

แรงดึงลัพท์  $\sum T = A_s * E_s * \epsilon_s = 14.73 * 2 * 10^6 * 0.002 = 58904kg$

ขั้นตอนที่ 4. ตรวจสอบผลรวมของแรงอัดลัพท์สมดุลย์กับผลรวมของแรงดึงลัพท์หรือไม่

เพราะฉะนั้น  $\sum C_c \square \sum T$

ขั้นตอนที่ 5. คำนวณโมเมนต์กับความโค้งสภาวะคราก ดังนี้

โมเมนต์เนื่องจากหน่วยแรงอัดในคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กปลอก ดังสมการ (2.12) ดังนี้

$$M_{C_{c1}} = \frac{f'_c \phi b' c'^3}{\epsilon_0} \left( \frac{2}{3} - \frac{\phi c'}{4K\epsilon_0} \right)$$

$$= \frac{260 * 9.36 * 10^{-5} * 20 * 11.48^3}{0.002} \left( \frac{2}{3} - \frac{9.36 * 10^{-5} * 11.48}{4 * 1.38 * 0.002} \right)$$

$$= 255501kg - cm$$

โมเมนต์เนื่องจากหน่วยแรงอัดในคอนกรีตที่ไม่ได้รับการโอบรัดจากเหล็กปลอก ดังสมการ (2.6) ดังนี้

$$\begin{aligned}
 M_{c_2} &= bf_c' \left[ \frac{2\phi c^3}{3\varepsilon_0} - \frac{\phi^2 c^4}{4\varepsilon_0^2} \right] - b' f_c' \left[ \frac{2\phi c'^3}{3\varepsilon_0} - \frac{\phi^2 c'^4}{4\varepsilon_0^2} \right] \\
 &= 25 * 260 \left[ \frac{2 * 9.36 * 10^{-5} * 13.98^3}{3 * 0.002} - \frac{(9.36 * 10^{-5})^2 * 13.98^4}{4 * 0.002^2} \right] \\
 &\quad - 20 * 260 \left[ \frac{2 * 9.36 * 10^{-5} * 11.48^3}{3 * 0.002} - \frac{(9.36 * 10^{-5})^2 * 11.48^4}{4 * 0.002^2} \right] \\
 &= 274365 \text{ kg} - \text{cm}
 \end{aligned}$$

โมเมนต์เนื่องจากเหล็กเสริมรับแรงดึง ดังสมการ (2.17) ดังนี้

$$M_T = T_s * (d - c) = 58904 * (35.35 - 13.98) = 1258778 \text{ kg} - \text{cm}$$

ดังนั้น โมเมนต์สภาวะคราก มีค่าเท่ากับ

$$\begin{aligned}
 M_y &= 255501 + 274365 + 1258778 \\
 &= 1788644 \text{ kg} - \text{cm}
 \end{aligned}$$

ดังนั้น ค่าความโค้งสภาวะคราก มีค่าเท่ากับ

$$\phi_y = 9.36 * 10^{-5} \text{ rad} / \text{cm}$$

ภาคผนวก ข. การคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งและการกระจายซ้ำ  
โมเมนต์ที่รอยต่อจากผลการทดสอบ

ตัวอย่าง การแปลงผลการทดสอบเป็น โมเมนต์ ความโค้ง และการกระจายซ้ำโมเมนต์ที่รอยต่อ  
ของตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B

ที่สภาวะแตกร้าว

น้ำหนักบรรทุก  $P$  เท่ากับ 4000 กก. การแอนตัวเฉลี่ยกลางช่วงเท่ากับ 0.69 มม. จากสมการที่ (2.26) คำนวณโมเมนต์สภาวะแตกร้าวที่รอยต่อ ดังนี้

$$M_{joint}^- = \frac{3}{16} PL - \frac{11}{32} Px$$

$$M_{cr} = \frac{3}{16} * 4000 * 350 - \frac{11}{32} * 4000 * 34$$

$$= 0.22 * 10^6 \text{ kg} - \text{cm}$$

คำนวณความแข็งเกร็งประสิทธิผลของการดัด (Effective Flexural Rigidity) ของคานจากสมการที่ (2.27) ดังนี้

$$\Delta_{mid} = \frac{7}{768} \frac{PL^3}{E_c I_{eff}}$$

$$E_c I_{eff} = \frac{7}{768} \frac{4000 * 350^3}{0.69 * 10^{-1}}$$

$$= 2.27 * 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2$$

คำนวณความแข็งเกร็งประสิทธิผลของการดัดที่รอยต่อ โดยใช้การเปรียบเทียบโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมด (Moment of Inertia of The Goss Concrete Section) ระหว่างหน้าตัดคานสำเร็จรูปและหน้าตัดที่รอยต่อ ซึ่งพบว่าหน้าตัดคานสำเร็จรูปมีค่าเป็น 0.99 เท่าของหน้าตัดที่รอยต่อ ดังนั้นได้

$$E_c I_{eff(jt)} = \frac{2.27 * 10^{10}}{0.99} = 2.29 * 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2$$

คำนวณความโค้งแปรกร้าวที่รอยต่อจากสมการที่ (2.3) ดังนี้

$$\phi = \frac{M}{EI}$$

$$\phi_{cr} = \frac{0.22 * 10^6}{2.29 * 10^{10}} = 9.61 * 10^{-6} \text{ rad} / \text{cm}$$

### ที่สภาวะครากของเหล็กเสริม

น้ำหนักบรรทุก P เท่ากับ 11000 กก. การแอ่นตัวเฉลี่ยกลางช่วงเท่ากับ 2.36 มม. จากสมการที่ (2.26) คำนวณโมเมนต์สภาวะครากที่รอยต่อ ดังนี้

$$M_{jo\text{int}}^- = \frac{3}{16} PL - \frac{11}{32} Px$$

$$M_y = \frac{3}{16} * 11000 * 350 - \frac{11}{32} * 11000 * 34$$

$$= 0.59 * 10^6 \text{ kg} - \text{cm}$$

คำนวณความแข็งเกร็งประสิทธิผลของการดัด (Effective Flexural Rigidity) ของคานจากสมการที่ (2.27) ดังนี้

$$\Delta_{mid} = \frac{7}{768} \frac{PL^3}{E_c I_{eff}}$$

$$E_c I_{eff} = \frac{7}{768} \frac{11000 * 350^3}{2.36 * 10^{-1}}$$

$$= 1.82 * 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2$$

คำนวณความแข็งเกร็งประสิทธิผลของการดัดที่รอยต่อ โดยให้การเปรียบเทียบโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแปรกร้าว (Moment of Inertia of The Fully Cracked Section) ระหว่างหน้า

ตัดคานสำเร็จรูปและหน้าตัดที่รอยต่อ ซึ่งพบว่าหน้าตัดคานสำเร็จรูปมีค่าเป็น 2.53 เท่าของหน้าตัดที่รอยต่อ ดังนั้นได้

$$E_c I_{eff(jt)} = \frac{1.82 * 10^{10}}{2.53} = 7.19 * 10^9 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

คำนวณความโค้งสภาวะครากที่รอยต่อจากสมการที่ (2.3) ดังนี้

$$\phi = \frac{M}{EI}$$

$$\phi_y = \frac{0.59 * 10^6}{7.19 * 10^9} = 8.21 * 10^{-5} \text{ rad} / \text{cm}$$

### ที่สภาวะสูงสุด

โมเมนต์และความโค้งสูงสุด หาจากความเครียดสูงสุดของเหล็กเสริมที่รอยต่อที่ได้จากผลการทดสอบ โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความเครียดของเหล็กเสริมหลังการครากที่วิเคราะห์โดยวิธีความเครียดสอดคล้องเพื่อหาโมเมนต์สูงสุด และความสัมพันธ์ระหว่างความโค้งกับความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อที่วิเคราะห์โดยวิธีความเครียดสอดคล้องเพื่อหาความโค้งสูงสุด

ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อหลังการคราก มีค่าเท่ากับ

$$M = (-6 * 10^{-9} \varepsilon_s^2 + 2 * 10^{-5} \varepsilon_s) * 10^5 + 0.61 * 10^6$$

สมการดังกล่าว มีค่าโมเมนต์ครากเท่ากับการคำนวณโดยทฤษฎี ดังนั้นต้องเลื่อนค่า (Shift Value) ให้เป็นค่าจากผลทดสอบ และค่าโมเมนต์ครากจากผลทดสอบมีค่าเท่ากับ  $0.59 * 10^6$  กก.-ซม. และจากการคำนวณโดยทฤษฎีมีค่าเท่ากับ  $0.61 * 10^6$  กก.-ซม. ดังนั้นสมการความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความเครียดหลังการครากที่รอยต่อ เป็นดังนี้

$$M = (-6 * 10^{-11} \varepsilon_s^2 + 2 * 10^{-6} \varepsilon_s + 0.61 + 0.59 - 0.61) * 10^6$$

จากผลการทดสอบความเครียดสูงสุดของเหล็กเสริมที่รอยต่อมีค่าเท่ากับ 5200  $\mu\epsilon$  (Micro Strain) แทนค่าในสมการข้างต้นได้

$$M_u = (-6 * 10^{-11} * 5200^2 + 2 * 10^{-6} * 5200 + 0.61 + 0.59 - 0.61) * 10^6$$

$$= 0.60 * 10^6 \text{ kg} - \text{cm}$$

ความสัมพันธ์ระหว่างความโค้งกับความเครียดของเหล็กเสริมที่รอยต่อหลังการคราก มีค่าเท่ากับ

$$\phi = 3 * 10^{-8} \epsilon_s + 2 * 10^{-5}$$

$$\phi_u = 3 * 10^{-8} * 5200 + 2 * 10^{-5}$$

$$= 1.76 * 10^{-4} \text{ rad} / \text{cm}$$

การกระจายซ้ำโมเมนต์ที่รอยต่อ

น้ำหนักบรรทุก P ที่ทำให้เหล็กเสริมที่รอยต่อครากมีค่าเท่ากับ 11000 กก. จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุก P มีค่าเท่ากับ 14000 กก. ความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมที่รอยต่อก็จะไม่เพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 3.9 จากสมการที่ (2.23a) คำนวณการกระจายซ้ำโมเมนต์ที่รอยต่อ ดังนี้

$$\beta = \frac{P_u - P_y}{P_y} * 100\%$$

$$\beta = \frac{14000 - 11000}{11000} * 100\%$$

$$= 27\%$$

**ตัวอย่าง** การแปลงผลการทดสอบเป็น โมเมนต์ ความโค้ง และการกระจายซ้ำโมเมนต์ที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B (ที่รอยต่อจะมีโมเมนต์เริ่มต้นเนื่องจากน้ำหนักของตัวเอง มีค่าเท่ากับ  $0.15 \cdot 10^6$  กก.-ซม.)

### ที่สภาวะแตกร้า

น้ำหนักบรรทุก P1 เท่ากับ 400 กก. น้ำหนักบรรทุก P2 เท่ากับ 325 กก. และการแอ่นตัวปลายคานยื่นเท่ากับ 0.40 มม. (กำหนดให้น้ำหนักบรรทุก P1 และการแอ่นตัวปลายคานยื่น เริ่มต้นเป็นศูนย์ เมื่อเริ่มให้น้ำหนักบรรทุก P2)

คำนวณโมเมนต์ที่รอยต่อเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก P2 จากสมการที่ (2.29) ดังนี้

$$M_{joint}^- = P_2 L_2$$

$$M = 200 * 325 = 0.07 * 10^6 \text{ kg} - \text{cm}$$

ดังนั้นโมเมนต์ที่สภาวะแตกร้า เท่ากับ

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 0.15 * 10^6 + 0.07 * 10^6 \\ &= 0.22 * 10^6 \text{ kg} - \text{cm} \end{aligned}$$

คำนวณความแข็งเกร็งประสิทธิผลของการดัด (Effective Flexural Rigidity) จากสมการที่ (2.30) ดังนี้

$$\begin{aligned} \Delta_{end} &= \frac{1}{3} \frac{P_2 L_2^3}{E_c I_{eff}} + \frac{1}{3} \frac{P_2 L_1 L_2^2}{E_c I_{eff}} - \frac{1}{16} \frac{P_1 L_1^2 L_2}{E_c I_{eff}} \\ E_c I_{eff} &= \frac{325 * 200^3}{3 * 0.40 * 10^{-1}} + \frac{325 * 350 * 200^2}{3 * 0.40 * 10^{-1}} - \frac{400 * 350^2 * 200}{16 * 0.40 * 10^{-1}} \end{aligned}$$

$$= 4.43 * 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2$$

คำนวณความแข็งแกร่งประสิทธิภาพของการดัดที่รอยต่อ โดยใช้การเปรียบเทียบโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมด (Moment of Inertia of The Gross Concrete Section) ระหว่างหน้าตัดคานสำเร็จรูปปลายยื่นและหน้าตัดที่รอยต่อ ซึ่งพบว่าหน้าตัดคานสำเร็จรูปปลายยื่นมีค่าเป็น 1.22 เท่าของหน้าตัดที่รอยต่อ ดังนั้นได้

$$E_c I_{eff(jt)} = \frac{4.43 * 10^{10}}{1.22} = 3.63 * 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2$$

คำนวณความโค้งสภาวะแตกร้าวที่รอยต่อ จากสมการที่ (2.3) ดังนี้

$$\phi = \frac{M}{EI}$$

$$\phi_{cr} = \frac{0.22 * 10^6}{3.63 * 10^{10}} = 6.06 * 10^{-6} \text{ rad} / \text{cm}$$

### ที่สภาวะครากของเหล็กเสริม

น้ำหนักบรรทุก P1 เท่ากับ 5573 กก. น้ำหนักบรรทุก P2 เท่ากับ 5909 กก. และการแอ่นตัวปลายคานยื่นเท่ากับ 20.50 มม. (กำหนดให้น้ำหนักบรรทุก P1 และการแอ่นตัวปลายคานยื่นเริ่มต้นเป็นศูนย์ เมื่อเริ่มให้น้ำหนักบรรทุก P2)

คำนวณโมเมนต์ที่รอยต่อเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก P2 จากสมการที่ (2.29) ดังนี้

$$M_{joint}^- = P_2 L_2$$

$$M = 200 * 5909 = 1.18 * 10^6 \text{ kg} - \text{cm}$$

ดังนั้นโมเมนต์สภาวะคราก เท่ากับ

$$M_y = 0.15 * 10^6 + 1.18 * 10^6$$



$$= 1.33 * 10^6 \text{ kg} - \text{cm}$$

คำนวณความแข็งแกร่งประสิทธิภาพของการดัด (Effective Flexural Rigidity) จากสมการที่ (2.30) ดังนี้

$$\Delta_{end} = \frac{1}{3} \frac{P_2 L_2^3}{E_c I_{eff}} + \frac{1}{3} \frac{P_2 L_1 L_2^2}{E_c I_{eff}} - \frac{1}{16} \frac{P_1 L_1^2 L_2}{E_c I_{eff}}$$

$$E_c I_{eff} = \frac{5909 * 200^3}{3 * 20.50 * 10^{-1}} + \frac{5909 * 350 * 200^2}{3 * 20.50 * 10^{-1}} - \frac{5573 * 350^2 * 200}{16 * 20.50 * 10^{-1}}$$

$$= 1.58 * 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2$$

คำนวณความแข็งแกร่งประสิทธิภาพของการดัดที่รอยต่อ โดยใช้การเปรียบเทียบโมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดแปลงร้าว (Moment of Inertia of The Fully Cracked Section) ระหว่างหน้าตัดคานสำเร็จรูปปลายยื่นและหน้าตัดที่รอยต่อ ซึ่งพบว่าหน้าตัดคานสำเร็จรูปปลายยื่นมีค่าเป็น 1.36 เท่าของหน้าตัดที่รอยต่อ ดังนั้นได้

$$E_c I_{eff(jt)} = \frac{1.58 * 10^{10}}{1.36} = 1.16 * 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2$$

คำนวณความโค้งสภาวะครากที่รอยต่อ จากสมการที่ (2.3) ดังนี้

$$\phi = \frac{M}{EI}$$

$$\phi_y = \frac{1.33 * 10^6}{1.16 * 10^{10}} = 1.14 * 10^{-4} \text{ rad} / \text{cm}$$

### ที่สภาวะสูงสุด

น้ำหนักบรรทุก P1 เท่ากับ 5964 กก. น้ำหนักบรรทุก P2 เท่ากับ 6976 กก. และการแอ่นตัวปลายคานยื่นเท่ากับ 55.00 มม. (กำหนดให้น้ำหนักบรรทุก P1 และการแอ่นตัวปลายคานยื่นเริ่มต้นเป็นศูนย์ เมื่อเริ่มให้น้ำหนักบรรทุก P2)

คำนวณโมเมนต์ที่รอยต่อเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก P2 จากสมการที่ (2.29) ดังนี้

$$M_{joint}^- = P_2 L_2$$

$$M = 200 * 6976 = 1.39 * 10^6 \text{ kg} - \text{cm}$$

ดังนั้นโมเมนต์สภาวะสูงสุด เท่ากับ

$$\begin{aligned} M_u &= 0.15 * 10^6 + 1.39 * 10^6 \\ &= 1.54 * 10^6 \text{ kg} - \text{cm} \end{aligned}$$

คำนวณความแข็งแกร่งประสิทธิภาพของการตัด (Effective Flexural Rigidity) จากสมการที่ (2.30) ดังนี้

$$\begin{aligned} \Delta_{end} &= \frac{1}{3} \frac{P_2 L_2^3}{E_c I_{eff}} + \frac{1}{3} \frac{P_2 L_1 L_2^2}{E_c I_{eff}} - \frac{1}{16} \frac{P_1 L_1^2 L_2}{E_c I_{eff}} \\ E_c I_{eff} &= \frac{6976 * 200^3}{3 * 55.00 * 10^{-1}} + \frac{6976 * 350 * 200^2}{3 * 55.00 * 10^{-1}} - \frac{5964 * 350^2 * 200}{16 * 55.00 * 10^{-1}} \\ &= 7.64 * 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2 \end{aligned}$$

คำนวณความแข็งแกร่งประสิทธิภาพของการตัดที่รอยต่อ โดยให้การเปรียบเทียบโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแปลงร้าว (Moment of Inertia of The Fully Cracked Section) ระหว่างหน้าตัดคานสำเร็จรูปปลายยื่นและหน้าตัดที่รอยต่อ ซึ่งพบว่าหน้าตัดคานสำเร็จรูปปลายยื่นมีค่าเป็น 1.36 เท่าของหน้าตัดที่รอยต่อ (ใช้เท่ากับหน้าตัดแปลงร้าว เนื่องจากหน้าตัดคานปลายยื่นไม่ได้เกิดการควากและทฤษฎีที่ใช้วิเคราะห์เป็นแบบอิลาสติกเชิงเส้นอันดับหนึ่ง) ดังนั้นได้

$$E_c I_{eff(jt)} = \frac{7.64 * 10^9}{1.36} = 5.62 * 10^9 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

คำนวณความโค้งสภาวะสูงสุดที่รอยต่อ จากสมการที่ (2.3) ดังนี้

$$\phi = \frac{M}{EI}$$

$$\phi_u = \frac{1.54 * 10^6}{5.62 * 10^9} = 2.74 * 10^{-4} \text{ rad / cm}$$

### การกระจายซ้ำโมเมนต์ที่รอยต่อ

ขณะที่เหล็กเสริมที่รอยต่อคราก น้ำหนักบรรทุก P1 มีค่าเท่ากับ 5573 กก. และขณะที่หน้าตัดที่รอยต่อรับโมเมนต์สูงสุด น้ำหนักบรรทุก P1 มีค่าเท่ากับ 5964 กก. จากสมการที่ (2.23b) คำนวณการกระจายซ้ำโมเมนต์ที่รอยต่อ ดังนี้

$$\beta = \frac{P_{1u} - P_{1y}}{P_{1y}} \times 100\%$$

$$\beta = \frac{5964 - 5573}{5573} \times 100\%$$

$$= 7\%$$

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## ภาคผนวก ค. ข้อมูลผลการทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ BJ-1-17B

$P(10^3 \text{ kg})$	$\Delta_{D1\&D2} (mm)$	$\Delta_{D3\&D4} (mm)$	$\varepsilon_{S1\&S3} (10\mu\varepsilon)$	$\varepsilon_{S2} (10\mu\varepsilon)$
0.60	0.04	0.03	1	1
0.84	0.09	0.07	2	5
1.23	0.25	0.16	3	9
1.87	0.35	0.22	5	11
2.58	0.46	0.29	7	21
3.00	0.51	0.33	8	40
4.13	0.72	0.45	12	61
5.03	0.84	0.53	14	84
5.91	1.04	0.63	19	106
7.03	1.38	0.82	26	119
8.08	1.77	1.05	34	150
9.05	2.00	1.19	38	164
10.03	2.20	1.28	43	189
11.50	2.65	1.53	51	214
13.11	3.44	2.06	63	322
14.03	4.30	2.64	80	606
17.49	5.49	3.50	99	370
19.91	6.83	4.52	122	375
22.02	8.01	5.30	134	380
25.12	9.39	6.32	157	386
27.24	10.61	7.24	178	393
29.24	11.83	8.25	197	391
30.01	14.20	9.80	876	406
30.25	14.57	10.09	876	404
31.44	21.40	14.63	876	420
31.85	21.89	14.97	876	422
31.85	22.73	15.35	876	422
32.08	24.27	16.66	876	422
32.03	30.30	20.79	876	425

ตัวอย่างทดสอบ BJ-2-26B

$P(10^3 \text{ kg})$	$\Delta_{D1\&D2} (mm)$	$\Delta_{D3\&D4} (mm)$	$\varepsilon_{S1\&S3} (10\mu\varepsilon)$	$\varepsilon_{S2} (10\mu\varepsilon)$
0.27	0.02	0.02	1	1
0.92	0.04	0.02	2	4
1.26	0.12	0.03	6	12
2.01	0.15	0.04	8	15
2.50	0.18	0.04	9	16
3.25	0.24	0.12	11	28
4.16	0.28	0.15	13	55
5.35	0.42	0.32	21	65
6.35	0.58	0.49	33	81
8.02	0.84	0.71	45	118
10.05	1.36	1.16	61	143
11.45	1.67	1.41	71	163
12.02	1.85	1.52	76	174
13.87	2.32	1.86	89	196
14.51	2.49	1.97	91	205
15.45	2.80	2.20	100	226
17.57	3.70	2.13	104	234
18.06	3.86	2.63	118	265
19.05	5.57	4.40	149	376
20.84	6.73	5.17	165	820
21.85	7.42	5.62	176	908
24.42	9.14	6.81	205	574
25.02	9.55	7.01	206	518
27.10	10.92	7.99	228	503
29.07	13.05	8.85	251	498
30.09	15.12	9.33	760	500
30.20	15.73	9.54	504	495
30.35	16.45	9.65	476	492
30.60	25.03	12.01	444	457

ตัวอย่างทดสอบ BJ-3-50B

$P1(10^3 \text{ kg})$	$P2(10^3 \text{ kg})$	$\Delta_{D3}(\text{mm})$	$\Delta_{D1}(\text{mm})$	$\varepsilon_{s1}(10 \mu\varepsilon)$
2.35	0.00	-0.37	0.73	1
4.82	0.00	-1.20	1.33	1
5.36	0.00	-1.54	1.63	1
7.30	0.00	-2.87	2.59	1
8.81	0.00	-4.05	3.60	1
10.41	0.00	-5.07	4.20	1
11.51	0.00	-5.79	5.10	1
13.08	0.00	-6.80	5.55	2
13.12	0.07	-7.04	5.55	1
13.08	0.12	-6.94	5.56	2
13.17	0.22	-6.86	5.56	2
13.24	0.31	-6.72	5.56	3
13.36	0.51	-6.26	5.56	6
13.62	1.04	-4.54	5.56	37
13.86	1.34	-3.86	5.56	43
15.13	1.74	-1.26	5.56	70
15.56	2.25	-0.06	5.56	83
16.19	3.15	3.45	5.56	111
16.73	3.96	7.16	5.56	141
17.35	4.95	12.38	5.56	179
17.76	5.60	15.55	5.48	204
17.96	5.90	17.52	5.48	219
18.14	6.11	18.63	5.48	231
18.20	6.21	19.71	5.48	239
18.24	6.26	20.31	5.48	242
18.02	6.49	37.39	5.48	483
17.88	6.41	39.59	5.48	536
17.98	6.58	44.21	5.48	685
18.00	6.65	52.13	5.48	750

ตัวอย่างทดสอบ BJ-4-100B

$P1(10^3 \text{ kg})$	$P2(10^3 \text{ kg})$	$\Delta_{D3} (\text{mm})$	$\Delta_{D1} (\text{mm})$	$\varepsilon_{S1} (10 \mu\varepsilon)$
0.21	0.00	0.00	0.04	0
0.98	0.00	-0.01	0.20	0
1.56	0.00	-0.02	0.32	0
2.47	0.00	-0.05	0.53	0
3.46	0.00	-0.16	0.79	0
4.37	0.00	-0.29	1.10	0
5.76	0.00	-0.48	1.24	1
6.01	0.22	-0.27	1.24	3
6.04	0.32	-0.12	1.23	3
6.34	0.68	0.31	1.23	6
6.46	0.88	0.62	1.23	9
6.56	1.01	0.84	1.23	10
6.89	1.47	1.62	1.23	19
8.06	2.92	4.26	1.23	47
8.62	3.43	5.01	1.23	54
10.02	4.89	7.86	1.23	76
10.51	5.34	8.84	1.23	85
11.52	6.23	10.60	1.23	97
12.73	7.49	13.04	1.23	117
14.59	8.69	15.74	1.23	137
16.47	10.52	20.78	1.23	177
17.00	11.68	25.29	1.23	214
17.51	12.26	27.55	1.23	235
17.84	12.65	28.85	1.23	249

## ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายกัมปนาท เพชรปราณี เกิดเมื่อวันที่ 7 มกราคม พ.ศ. 2519 ที่อำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จากมหาวิทยาลัยมหิดล เมื่อปีการศึกษา 2540 และเข้าศึกษาต่อระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อปีการศึกษา 2542



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย