

พฤติกรรมของรอยต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูปปรับโมเมนต์ตัด



นายจิราชัย เลาสมพลเลิศ

ศูนย์วิทยทรัพยากร

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2551

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

BEHAVIOR OF PRECAST CONCRETE BEAM CONNECTION SUBJECT TO
BENDING MOMENT



Mr.Jirachai Laohasomplert

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2008

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

พฤติกรรมของรอยต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูปปรับโมเมนต์ดัด

โดย

นาย จิราชัย เลาสมพลเลิศ

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

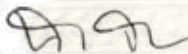
ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วัฒนชัย สมิตถากร

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้นับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโท

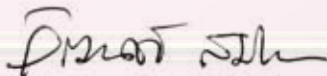


..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร.บุญสม เลิศหิรัญวงศ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



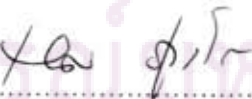
..... ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี)



..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วัฒนชัย สมิตถากร)



..... กรรมการ
(อาจารย์ ดร.จรูญ รุ่งอมรรัตน์)



..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(รองศาสตราจารย์ ดร.นคร กุ๋วโรตม)

จิราชัย เลหาสมพลเลิศ : พฤติกรรมของรอยต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูปรับโมเมนต์ดัด (BEHAVIOR OF PRECAST CONCRETE BEAM CONNECTION SUBJECT TO BENDING MOMENT)
 อ. ทัฬหีวิทยานิพนธ์หลัก : ผศ.ดร.วัฒนชัย สมิทธากร, 92 หน้า.

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมของรอยต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูปรับโมเมนต์ดัด มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัด และกลไกการวิบัติที่บริเวณรอยต่อแบบต่างๆ ของคานคอนกรีตสำเร็จรูป จากนั้นจึงประเมินหาขนาดที่เหมาะสมของรอยต่อ ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบเป็นคานคอนกรีตสำเร็จรูป ขนาดหน้าตัด 0.15x0.30 ม. เชื่อมต่อกันที่กึ่งกลางคานโดยการทาและดัดปลายเหล็กเสริมภายในรอยต่อเป็นมุม 90 องศา และเทคอนกรีตเชื่อมประสาน โดยกำหนดให้ขนาดของรอยต่อ มีขนาด 200 มม. (PC-200) และ 300 มม. (PC-300) การทดสอบใช้วิธีการดัดแบบ 2 จุด (Two-point bending) ที่มีระยะระหว่างจุดรองรับเท่ากับ 1.80 ม. และเปรียบเทียบผลกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน (RC-Beam) ซึ่งใช้เป็นตัวอย่างอ้างอิง

ผลการทดสอบพบว่า คาน PC-200 สามารถรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้เพียงร้อยละ 46 ของคาน RC-Beam และที่ระดับน้ำหนักบรรทุกนี้ เหล็กเสริมรับแรงดึงเกิดครูดกับคอนกรีตภายในรอยต่อ โดยที่หน่วยแรงภายในเหล็กเสริมนั้นยังไม่ถึงจุดคราก และคอนกรีตภายในรอยต่อเกิดการแตกร้าวอย่างรวดเร็ว ทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติอย่างฉับพลัน ส่วนคาน PC-300 สามารถรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้ร้อยละ 94 ของคาน RC-Beam และหน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก ก่อนที่จะเกิดการวิบัติโดยเหล็กเสริมเกิดการครูดกับคอนกรีต ทำให้คอนกรีตบริเวณรอยต่อเกิดรอยแตกร้าวตามแนวเหล็กเสริมจนกระทั่งเกิดการวิบัติในที่สุด การวิบัติของคาน PC-300 นี้ มีค่าความเหนียวเท่ากับ 1.7 (คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน มีค่าความเหนียวเท่ากับ 5.6) สรุปได้ว่า ขนาดของรอยต่อที่เหมาะสมสำหรับงานวิจัยนี้ คือ 300 มม. ทั้งนี้เพราะคาน PC-300 สามารถรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้ใกล้เคียงกับคาน RC-Beam อย่างไรก็ตาม ค่าความเหนียวของคาน PC-300 ซึ่งน้อยกว่าคาน RC-Beam แสดงถึงความสามารถในการโค้งตัวเพิ่มเติม ภายหลังเหล็กเสริมเกิดการครากจนกระทั่งโครงสร้างเกิดการวิบัติที่ไม่มากนักถือเป็นการเตือนภัยที่ค่อนข้างน้อย จึงเป็นข้อควรระวังในการนำไปใช้งานในบริเวณที่เสี่ยงต่อภัยธรรมชาติอย่างรุนแรง เช่น แผ่นดินไหว เป็นต้น

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา
 สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2551

ลายมือชื่อนิสิต.....อ.จ.ว.๕
 ลายมือชื่อ อ. ทัฬหีวิทยานิพนธ์หลัก.....*Dr. W. S.*

4870253821 : MAJOR CIVIL ENGINEER

KEYWORDS : -

JIRACHAI LAOHASOMPONLERT : BEHAVIOR OF PRECAST CONCRETE BEAM CONNECTION SUBJECT TO BENDING MOMENT. ADVISOR : ASSIST PROF WATANACHAI SMITTAKORN, 92 pp.

This research investigates the behavior of precast concrete beam connection subject to bending moment. The objectives are to study the behavior under bending moment and the failure mechanism at the connection between two precast concrete beam segments. Different types of connection are examined in order to find an appropriate size of the connection. The test specimens are precast concrete beams with cross section of 0.15x0.30 m connected together at middspan by lap splices and 90-deg hooks of reinforcement. The lengths of connection are chosen to be 200 mm (PC-200) and 300 mm (PC-300). The results from two-point bending tests with distance of 1.80 m between supports are then compared with the those of the monolithic beam (RC-Beam).

The results from the experiments have shown that PC-200 beam was able to carry the maximum load only 46% of RC-beam, before the slippage of the reinforcement occurred within the connection. However, the stress in the steel bars did not reach the yield point, and the concrete in the connection cracked and failed at once. PC-300 beam, on the other hand, could carry the maximum load up to 94% of RC-Beam. Also, the stress in the steel bars reached the yield point before failure occurred by the slippage of the reinforcement. Ductility of PC-300 beam was equal to 1.7 whereas that of RC-Beam was 5.6. Hence, the appropriate size of the connection for this study is 300 mm since PC-300 beam has capacity close to that of RC-Beam. Nonetheless, ductility of PC-300 beam is much lower comparing to RC-Beam, and it would rather be used with caution especially in the regions of high risk to natural disasters such as an earthquake.

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Department : Civil Engineering..... Student's Signature จิระชัย
Field of Study : Civil Engineering..... Advisor's Signature วิวัฒน์ นาน
Academic Year : 2008.....

กิตติกรรมประกาศ

ในการทำวิจัยครั้งนี้ ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วัฒนชัย สมิตถากร อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ซึ่งได้ให้ความรู้และคำแนะนำต่างๆ ที่เป็นประโยชน์ในระหว่างการทำวิทยานิพนธ์ รวมทั้งตรวจสอบและแก้ไขวิทยานิพนธ์จนสำเร็จลุล่วงไปอย่างสมบูรณ์ และขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์.ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดิ์ , ดร.จรัญ รุ่งอมรรัตน์ และ รองศาสตราจารย์.ดร. นคร ภู่วโรดม ซึ่งได้ให้ความกรุณาแนะนำและตรวจแก้ไขข้อบกพร่องของวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

อีกทั้งขอกราบขอบพระคุณ ท่านช่วยเหลือค่าใช้จ่ายในงานวิจัยนี้ ซึ่งได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจำนวน 2 ทุน ด้วยกันกล่าวคือ ทุนศาสตราจารย์ ดร.สุประดิษฐ์ บุนนาค และ ทุนอุดหนุนวิทยานิพนธ์สำหรับนิสิต และขอขอบคุณ ช่างในห้องปฏิบัติการคอนกรีตและทดสอบวัสดุภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยทุกท่าน รวมถึงเพื่อนๆที่คอยช่วยเหลือในการทำทดสอบทุกท่านเป็นอย่างมาก

ท้ายสุดนี้ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา ซึ่งให้โอกาสในการศึกษาเล่าเรียน และให้กำลังใจตลอดการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฌ
สารบัญภาพ.....	ญ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความนำ.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา	2
1.3 ขอบเขตการศึกษา.....	2
1.4 ขั้นตอนและการดำเนินการ.....	2
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
บทที่ 2 งานวิจัยในอดีต.....	4
2.1 การศึกษาคานยี่นคองกริตสำเร็จรูปเชื่อมต่อโครงสร้างโดยการเชื่อมแบบ ทาบ (Ersoy และ Tankut, 1993).....	4
2.2 การศึกษาคาน-เสาคองกริตสำเร็จรูป เชื่อมต่อกันเป็นรูปไม้กางเขน (Loo และ Yao, 1995).....	7
2.3 การศึกษาคาน-เสาคองกริตสำเร็จรูป เชื่อมต่อกันเป็นรูปไม้กางเขน (Khalloo and Parastesh, 2003a).....	8
2.4 การศึกษาคาน-เสาคองกริตสำเร็จรูป เชื่อมต่อกันเป็นรูปไม้กางเขน (Khalloo and Parastesh, 2003b).....	10
2.5 การศึกษาคานยี่นคองกริตสำเร็จรูป เชื่อมต่อโดยการทาบ หรือการเชื่อมเหล็ก เสริม (Husanu และ Tankut, 2005).....	11
2.6 การศึกษาคานคองกริตสำเร็จรูปที่เชื่อมต่อกันโดยการดัดปลายเหล็กเสริมภายใน รอยต่อเป็นมุม 90 และ 180 องศา (Khuo, Li และ Yip, 2006).....	14

	หน้า
บทที่ 3 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	16
3.1 หน่วยแรงยึดเหนี่ยว.....	16
3.2 ความเหนียวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	23
3.3 ระยะเวลาของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง.....	25
3.4 พฤติกรรมการดัดของคาน.....	25
บทที่ 4 การทดสอบ.....	41
4.1 วัสดุทดสอบ.....	41
4.2 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบ.....	42
4.3 การเตรียมการทดสอบ.....	47
4.4 เครื่องมือทดสอบและการวัดค่า.....	48
บทที่ 5 ผลการทดสอบ.....	51
5.1 ผลการทดสอบคาน RC-Beam.....	51
5.2 ผลการทดสอบคาน PC-200.....	58
5.3 ผลการทดสอบคาน PC-300.....	64
5.4 วิเคราะห์ผลการทดสอบคานคอนกรีตสำเร็จรูปเปรียบเทียบกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อเป็นขึ้นเดียวกัน	71
บทที่ 6 สรุปผลการวิจัย.....	78
รายการอ้างอิง.....	80
ภาคผนวก.....	82
ภาคผนวก ผ-1 ข้อมูลผลการทดสอบ คาน RC-Beam.....	83
ภาคผนวก ผ-1 ข้อมูลผลการทดสอบ คาน PC-200.....	85
ภาคผนวก ผ-1 ข้อมูลผลการทดสอบ คาน PC-300.....	87
ภาคผนวก ผ-4 ผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตคานและคอนกรีตเทเชื่อมคานทดสอบที่ 28 วัน.....	90
ภาคผนวก ผ-5 ผลการทดสอบกำลังดึงของเหล็กเสริมตัวอย่างทดสอบ.....	91
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	92

สารบัญญัตราจ

ตารางที่		หน้า
2.1	ผลการทดสอบรอยต่อของ Ugur Ersoy และ Tugrul Tankut (1993).....	6
2.2	ผลการทดสอบรอยต่อของ Ali R.Khalloo and H. Parastesh (2003a).....	10
2.3	ผลการทดสอบรอยต่อของ Ali R.Khalloo and H.Parastesh (2003b).....	12
2.4	ผลการทดสอบรอยต่อของ Hasan Husanu Korkmaz และ Tugrul Tankut (2005).....	14
2.5	ผลการทดสอบรอยต่อของ Jyh-Hao Khoo , Birn Li และ Woon- Kwong Yip (2006).....	15
3.1	ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจกตำแหน่งเหล็กเสริม หรือลวดเหล็ก (Reinforcement location factor: α).....	18
3.2	ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจกการหุ้มหรือเคลือบเหล็กเสริม หรือลวดเหล็ก ด้วย Epoxy (Coating factor: β).....	19
3.3	ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจกขนาดเหล็กเสริม (Reinforcement size factor: γ).....	19
3.4	ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจกกรณีที่ใช้คอนกรีตมวลรวมเบา (Light weight aggregate concrete factor: λ).....	19
3.5	ค่า I_d ของเหล็ก หรือลวดเหล็กข้อ้อยตาม ACI 318-02.....	21
3.6	ร้อยละของความยาวระยะฝั่งยึด ที่ต้องเพิ่มเมื่อเหล็กเสริมมัดรวมกันเป็นกำ.....	21
3.7	ตัวคูณปรับค่าความยาวของระยะฝั่งยึดพื้นฐานสำหรับปลายเหล็กที่งอขอภายใต้แรงดึง	23
3.8	การแบ่งชั้นคุณภาพตามระยะทาบของเหล็กข้อ้อยภายใต้แรงดึง.....	25
3.9	การต่อทาบของเหล็กข้อ้อยภายใต้แรงดึง.....	25
4.1	ระยะฝั่งยึดเหล็กเสริมล่งขนาด 16 มิลลิเมตร ภายในรอยต่อตามมาตรฐาน ACI318-02 และระยะฝั่งยึดเหล็กเสริมจริงภายในรอยต่อตามการทดสอบ.....	44
5.1	เปรียบเทียบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคานทดสอบ	76
5.2	ค่าความเหนียวของคานทดสอบ.....	77

สารบัญภาพ

รูปที่	หน้า
2.1 ลักษณะรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบของ Ersoy และ Tankut (1993).....	4
2.2 ลักษณะรอยต่อแบบแรกที่ใช้ในการทดสอบของ Loo และ Yao (1995)	7
2.3 ลักษณะรอยต่อแบบสองที่ใช้ในการทดสอบของ Loo และ Yao (1995)	7
2.4 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง น้ำหนักบรรทุก และค่าการแอนตัวของชั้นทดสอบของ Loo และ Yao (1995).....	8
2.5 ลักษณะรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบของ Khalloo and Parastesh (2003a).....	9
2.6 การติดตั้งชิ้นส่วนคาน-เสาใช้ในการทดสอบของ Khalloo and Parastesh (2003a)	9
2.7 ลักษณะรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบของ Khalloo and Parastesh (2003b).....	10
2.8 ตำแหน่งการเชื่อมต่อที่ใช้ในการทดสอบของ Hasan และ Tugrul (2005).....	13
2.9 ลักษณะรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบของ Hasan และTugrul (2005).....	13
2.10 ตำแหน่งและลักษณะรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบของ Khoo, Li และ Yip (2006)...	14
3.1 รายละเอียดของมาตรฐาน 90 องศา และ 180 องศา (ที่มา ACI Fig R12.5).....	22
3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับความเครียดของคอนกรีตที่ เสนอโดย Hognested และคณะ (1955).....	28
3.3 การกระจายหน่วยแรง และความเครียดของเหล็กเสริม แบบอิลาสติก-พลาสติก โดยสมบูรณ์.....	29
3.4 ลักษณะของชิ้นส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำ.....	31
3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานแบบ 3 ช่วง.....	32
3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานแบบ 2 ช่วง.....	33
3.7 การกระจายของความเครียด, หน่วยแรง และแรงภายในบนหน้าตัด เมื่อ $\epsilon_c \leq \epsilon_o$	33
3.8 การกระจายของความเครียด, หน่วยแรง และแรงภายในบนหน้าตัด เมื่อ $\epsilon_c > \epsilon_o$	35
3.9 ความสัมพันธ์ของค่าน้ำหนักบรรทุก, โมเมนต์ดัด, ความโค้ง และการแอนตัวของคาน.....	40
3.10 ลักษณะการแบ่งพื้นที่เพื่อใช้หาค่าการแอนตัวของคานในแต่ละค่าความโค้ง.....	40

รูปที่	หน้า
4.1 รายละเอียดแบบคานช่วงเดียวธรรมดาหล่อต่อเนื่องเป็นชั้นเดียว.....	43
4.2 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูปขนาดรอยต่อเท่ากับ 200 มม.และใช้การเชื่อมต่อโดยการงอเหล็กเสริมเป็น มุม 90 องศา.....	45
4.3 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูปขนาดรอยต่อเท่ากับ 300 มม.และใช้การเชื่อมต่อโดยการงอเหล็กเสริมเป็น มุม 90 องศา.....	46
4.4 การติดตั้ง คาน support ,คานทดสอบ และห้วกดในการทดสอบ.....	47
4.5 ตำแหน่งการให้น้ำหนักบรรทุก, ผังแรงเฉือนและผังโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นคานทดสอบ.	48
4.6 แผนผังการเก็บบันทึกข้อมูลการทดสอบ.....	50
5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแ่นตัวที่กึ่งกลางของคาน RC- Beam	51
5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมและการแ่นตัวที่กึ่งกลางคาน.....	53
5.3 การติดตั้งอุปกรณ์และคานทดสอบ RC-Beam.....	54
5.4 การแตกร้าวของคอนกรีตท้องคานเมื่อน้ำหนักบรรทุกประมาณ 30 kN ของคาน RC- Beam.....	54
5.5 ลักษณะการแตกร้าวเมื่อเหล็กเสริมเริ่มเกิดการครากของคาน RC-Beam.....	56
5.6 ลักษณะการแตกร้าวเมื่อคอนกรีตหลังคานถูกอัดแตกของคาน RC-Beam.....	56
5.7 แสดงภาพขยายลักษณะการแตกร้าวของคาน RC-Beam ในแต่ละชั้นของการทดสอบ.....	57
5.8 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแ่นตัวที่กึ่งกลางของคาน PC-200....	58
5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริม และการแ่นตัวที่กึ่งกลางคาน PC-200.....	59
5.10 ลักษณะการร้าวเมื่อคอนกรีตท้องคานเริ่มแตกร้าวของคาน PC-200.....	60
5.11 ลักษณะการร้าวที่แตกร้าวของคาน PC-200 ก่อนเกิดการวิบัติ.....	61
5.12 ลักษณะการแตกร้าวเมื่อคอนกรีตรอยต่อแตกร้าวของคาน PC-200.....	61
5.13 ภาพขยายลักษณะการแตกร้าวของคาน PC-200 ในแต่ละชั้นของการทดสอบ...	63
5.14 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแ่นตัวที่กึ่งกลางของคาน PC-300.....	64
5.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริม และการแ่นตัวที่กึ่งกลางคาน PC-300.....	65

รูปที่	หน้า
5.16 การแตกร้าวของคอนกรีตท้องคาน ของคาน PC-300.....	67
5.17 ลักษณะการแตกร้าวเมื่อเหล็กเสริมเริ่มเกิดการครากของคาน PC-300.....	67
5.18 ลักษณะการแตกร้าวเมื่อรับน้ำหนักสูงสุด(202.40 kN.)ของคาน PC-300.....	69
5.19 ลักษณะการแตกร้าวของคาน PC-300 เมื่อคอนกรีตท้องคานกระเทาะหลุด.....	69
5.20 ภาพขยายลักษณะการแตกร้าวของคาน PC-300 ในแต่ละชั้นของการทดสอบ...	70
5.21 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแ่นตัวที่กึ่งกลางของคานPC-200, คานPC-300และ คานRC-Beam.....	71



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความนำ

การก่อสร้างโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในปัจจุบัน มีการใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป (Precast) มากขึ้น เนื่องจากมีข้อดีที่เหนือกว่าการก่อสร้างในระบบหล่อในที่อยู่หลายประการด้วยกัน เช่น

- สามารถดำเนินการก่อสร้างได้อย่างรวดเร็ว อีกทั้งการหล่อชิ้นสำเร็จรูปสามารถจะทำคู่ขนานกับงานก่อสร้างฐานราก และเมื่อทำฐานรากเสร็จก็สามารถนำชิ้นส่วนสำเร็จรูปมาติดตั้งได้ทันที
- สามารถควบคุมการใช้วัสดุก่อสร้างได้อย่างประหยัด และยังช่วยลดความสูญเสียต่างๆที่เกิดขึ้นในระบบดังกล่าว เนื่องจากการหล่อชิ้นส่วนสำเร็จรูปสามารถทำได้ภายในโรงงาน
- สามารถควบคุมคุณภาพของการผลิตได้โดยง่าย ส่งผลให้สามารถใช้คอนกรีตที่มีกำลังสูงในการผลิตได้ โดยการใช้สารผสมเพิ่ม (admixture)
- มีความเรียบร้อยและความสวยงาม เนื่องจากการหล่อชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปโดยมากมักใช้แบบหล่อที่เป็นเหล็ก ทั้งยังสามารถขึ้นเป็นรูปร่างต่างๆได้สะดวกกว่าการก่อสร้างแบบหล่อในที่
- สามารถจัดส่วนของงานระบบต่างๆให้อยู่ในระบบชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปได้ เช่น ระบบป้องกันความร้อน และระบบท่อต่างๆ ให้รวมอยู่ในระบบชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปได้

อย่างไรก็ตาม เนื่องจากการก่อสร้างด้วยระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูปทำขึ้นโดยการนำเอาชิ้นส่วนที่เป็นชิ้นส่วนย่อยๆมาเชื่อมต่อกัน ดังนั้นระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูปจึงมีจุดเชื่อมต่อก่อนข้างมาก จุดเชื่อมต่อเหล่านี้โดยปกติจะเป็นจุดอ่อนของโครงสร้างในระบบนี้ ซึ่งแตกต่างกับโครงสร้างในระบบหล่อในที่ เพราะมีความต่อเนื่องของเนื้อวัสดุและการส่งผ่านแรงต่างๆได้ดีกว่า จากที่กล่าวมาข้างต้นบริเวณรอยต่อของโครงสร้างระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูป จึงควรมีความสามารถส่งผ่านแรงต่างๆ ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกได้อย่างมีประสิทธิภาพเช่น แรงเฉือน แรงตามแนวแกน โมเมนต์ดัด โมเมนต์บิด เป็นต้น ดังนั้นจุดต่อที่ดีจึงควรมีความสามารถในการรับแรงดังกล่าวอย่างเพียงพอ

ทั้งนี้ การศึกษาและวิจัยพฤติกรรมของรอยต่อยังมีอยู่ไม่มากนัก จึงทำให้เกิดประเด็นในการศึกษา โดยการวิจัยนี้จะศึกษา ความสามารถในการรับ การตัด ของรอยต่อคานสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยจะมีการออกแบบรอยต่อเป็นลักษณะต่างๆ กัน เพื่อเปรียบเทียบกับคานหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน

1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา

ความมุ่งหมายของการศึกษานี้เพื่อศึกษาความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดของจุดต่อคานสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งการวิบัติจะเกิดขึ้นเนื่องจากการตัดที่บริเวณเชื่อมต่อกัน สำคัญทั้งนี้ สามารถสรุปวัตถุประสงค์ของการศึกษาได้ดังนี้

1. ศึกษาพฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดที่บริเวณรอยต่อแบบต่างๆ ของคานคอนกรีตสำเร็จรูปเปรียบเทียบกับคานที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน
2. ศึกษาความสัมพันธ์ ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และค่าแอนโก่งตัว ($P - \delta$)
3. ศึกษากลไกการวิบัติที่บริเวณรอยต่อของคานคอนกรีตสำเร็จรูป
4. ประเมินหรือหาขนาดที่เหมาะสมของรอยต่อเพื่อใช้ในการพัฒนาการออกแบบรอยต่อในลักษณะการเชื่อมต่อกึ่งกลางคานต่อไป

1.3 ขอบเขตการศึกษา

ขอบเขตของการศึกษาจะจำกัดเฉพาะผลจากน้ำหนักกระทำซึ่งทำให้เกิดการดัดในทิศทางเดียวเท่านั้น และรอยต่อที่จะทำการศึกษานี้ จะไม่สามารถนำไปใช้ ณ บริเวณที่เกิดแรงกระทำแบบกลับไป-มา อีกทั้งไม่คำนึงถึงผลของ แรงเฉือน (shear force) แรงในแนวแกน (axial force) การล้า (creep) และการยัด-หดของคอนกรีต (shrinkage) ซึ่งเป็นการเสียรูปที่เปลี่ยนแปลงตามระยะเวลาที่เพิ่มขึ้น ศึกษาเปรียบเทียบผลการทดสอบของคานคอนกรีตสำเร็จรูป กับคานคอนกรีตที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

1.4 ขั้นตอนและการดำเนินการ

ในการศึกษาเพื่อเปรียบเทียบผลการทดสอบของ ชั้นส่วนคานที่มีการเชื่อมต่อกันที่บริเวณกึ่งกลางคาน และชั้นส่วนคานที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน ซึ่งได้ออกแบบการเชื่อมต่อไว้แล้ว สามารถสรุปขั้นตอนและการดำเนินการได้ดังต่อไปนี้

1. ค้นคว้างานวิจัยในอดีตเพื่อใช้เป็นข้อมูลในการศึกษา
2. จากข้อมูลในอดีตนำมาใช้เป็นข้อมูลในการออกแบบรอยต่อ
3. ทำแบบหล่อเพื่อให้หล่อชั้นส่วนที่จะใช้ในการทดสอบ
4. หล่อชั้นส่วนคานตัวอย่าง
5. ทำการทดสอบคานตัวอย่างด้วยบรรทุกน้ำหนักแบบการดัดจากแรง 2 จุด (2 - Point bending)
6. วิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบ
7. สรุปผลการทดสอบ และเสนอแนะ

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. ทำให้ทราบถึงพฤติกรรมของรอยต่อของคานคอนกรีตสำเร็จรูปที่ได้ออกแบบไว้ภายใต้การดัด
2. สามารถนำผลจากการศึกษาที่ได้ไปใช้เป็นแนวทางในการประยุกต์ใช้งานจริง
3. เป็นฐานข้อมูลในการศึกษาการออกแบบรอยต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูปต่อไปในอนาคต
4. ทำให้ทราบถึงความสามารถของรอยต่อที่ได้ออกแบบไว้เปรียบเทียบกับ การทดสอบที่ผ่านมา

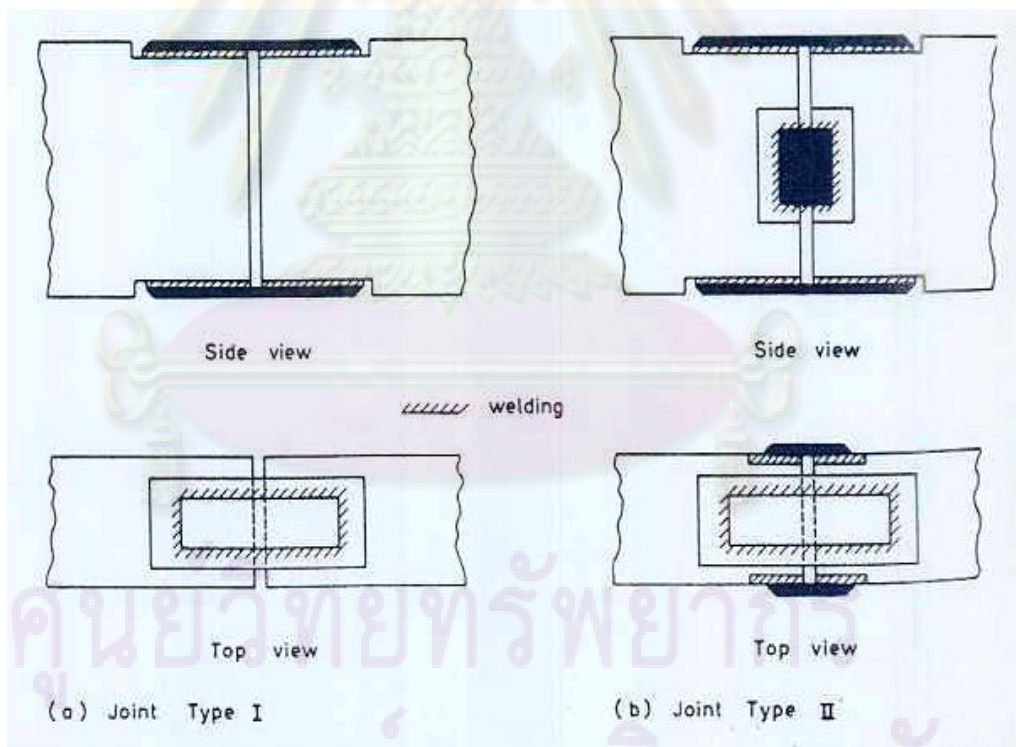
ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 2

งานวิจัยในอดีต

การออกแบบรอยต่อเป็นสิ่งสำคัญอันหนึ่งสำหรับการก่อสร้างในระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็ก การให้รายละเอียดและพฤติกรรมของโครงสร้างของรอยต่อ พิจารณาถึงกำลัง เสถียรภาพ และความสามารถในการก่อสร้างได้จริง ซึ่งจากการค้นคว้างานวิจัยในอดีตที่สามารถนำมาใช้เป็นข้อมูลเพื่อการศึกษาดังต่อไปนี้

2.1 การศึกษาคานยื่นคอนกรีตสำเร็จรูปเชื่อมต่อโครงสร้างโดยการเชื่อมแบบทาบ (Ersoy และ Tankut ,1993) ทำการศึกษาการเชื่อมต่อกานคอนกรีตสำเร็จรูปโดยการทดสอบรอยต่อซึ่งเชื่อมต่อระหว่างคานยื่น และคานคอนกรีตสำเร็จรูป มีลักษณะของรอยต่อสองลักษณะ ดังรูปที่ 2.1 โดยลักษณะแรกได้ติดตั้งแผ่นเหล็กไว้ที่ปลายทั้งบนและล่างของคาน



รูปที่ 2.1 ลักษณะรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบของ Ersoy และ Tankut (1993)

และอีกลักษณะ คือ เพิ่มการเสริมแผ่นเหล็กด้านข้างที่บริเวณรอยต่อให้แข็งแรงมากขึ้น ทั้งนี้ในรอยต่อทั้งสองลักษณะยังแบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม โดยที่รอยต่อในกลุ่มแรกใช้ขนาดแผ่นเหล็กขนาด

350x200x10 มม. แต่ในกลุ่มที่สองใช้แผ่นเหล็กขนาด 400x150x10 มม. ส่วนรอยต่อลักษณะที่สอง มีลักษณะคล้ายกลุ่มแรก แต่เพิ่มแผ่นเหล็กเสริมด้านข้างคานขนาด 150x90x10 มม. และขนาดความกว้างของรอยต่อ 0.20 และ 0.30 ม. ในแต่ละกลุ่ม การทดสอบโดยให้น้ำหนักกระทำที่ระยะ 1.20 ม.จากหน้าเสา เพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งเหล็กเสริมถึงจุดครากเปรียบเทียบกับชิ้นส่วนที่หล่อเป็นชิ้นเดียวตลอด ดังแสดงในตารางที่ 2.1 และสามารถสรุปได้ดังนี้

1. รอยต่อที่ใช้การเชื่อมต่อโดยแผ่นเหล็กทั้งด้านบน ด้านข้าง และด้านล่างของคานจะมีกำลังและมีความสามารถในการกระจายพลังงานได้อย่างเหมาะสม เมื่อเปรียบเทียบกับชิ้นส่วนแบบหล่อเป็นชิ้นเดียว
2. ในรอยต่อที่ไม่มีแผ่นเหล็กเสริมข้างคานจะมีการแอ่นตัวมากกว่าแบบรอยต่อที่มีแผ่นเหล็กเสริมข้างคาน และจะพบว่าความสามารถในการรับน้ำหนักจะลดลงอย่างมีนัยสำคัญ
3. ความกว้างของรอยต่อเป็นปัจจัยที่สำคัญของความแข็งแรงของรอยต่อ โดยเฉพาะเมื่ออยู่ภายใต้น้ำหนักกระทำแบบกลับไป-กลับมาเพราะฉะนั้นความทนทานของรอยต่อควรจะถูกตรวจสอบอย่างระมัดระวัง ณ สถานที่ก่อสร้าง
4. ขนาดของแผ่นเหล็กที่ใช้ควรจะไม่เล็กกว่า 400x150x10 มม. จึงจะสามารถรับน้ำหนักกระทำได้อย่างเหมาะสม เมื่อเทียบกับการรับน้ำหนักของคานที่หล่อเป็นชิ้นเดียว

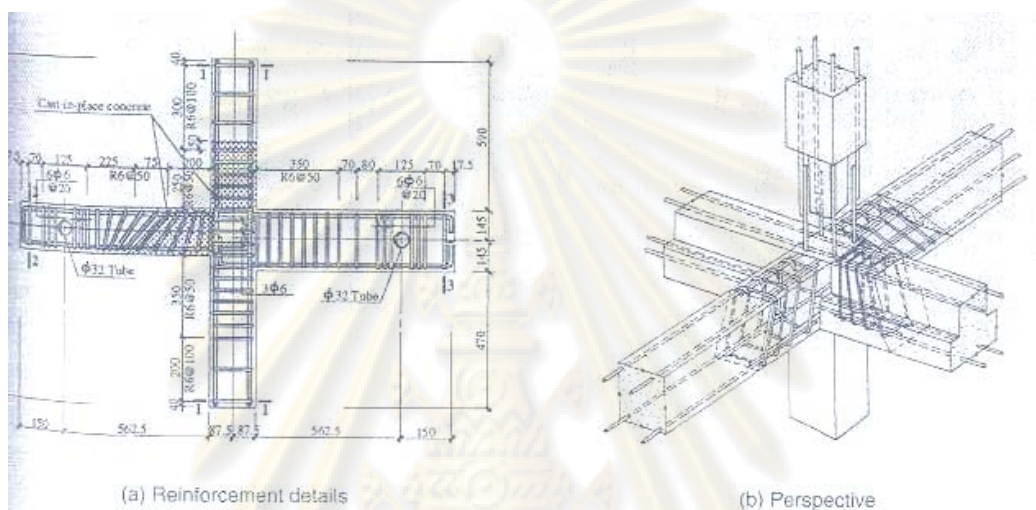
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 2.1 ผลการทดสอบรอยต่อของ Ersoy และ Tankut (1993)

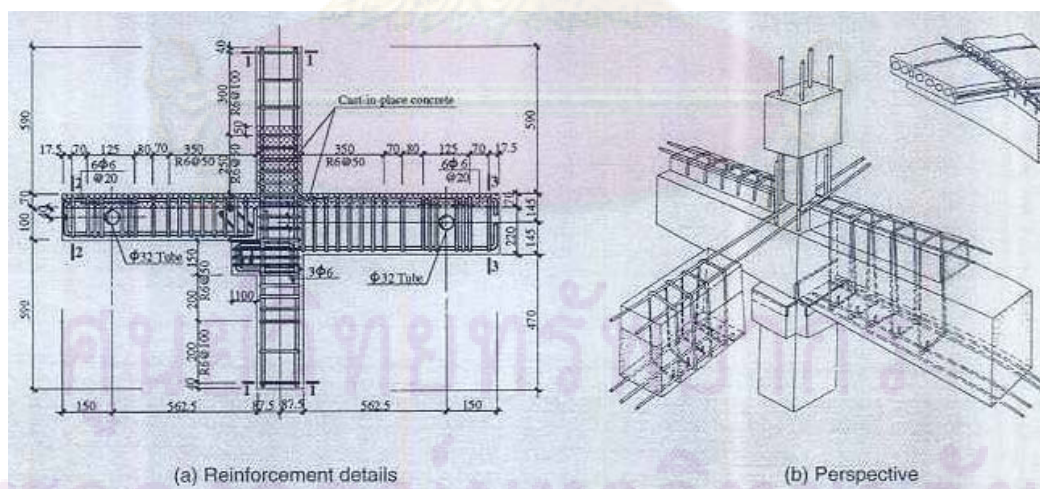
Specimen	Concrete compressive strength, MPa	Type of joint reinforcement detail	Joint type	Joint width(mm)	Top and bottom plate(mm)	Side plate(mm)	M_{test}/M_{cal}	Displacement ductility δ_u/δ_y
TR1	27	-	Monolithic	-	-	-	1.03	5.0
TR2	40	-	Monolithic	-	-	-	1.09	6.0
TP1	27	Original	I	20	350x200x10	-	0.21	-
TP2	27	Original	II	20	350x200x10	150x90x10	1.03	5.0
TP3	40	Improved	I	20	400x150x10	-	0.50	-
TP4	40	Improved	II	30	400x150x10	150x90x10	1.12	6.0
TP5	45	Improved	II	20	400x150x10	150x90x10	1.13	6.0

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.2 การศึกษาคาน-เสาคอนกรีตสำเร็จรูปเชื่อมต่อกันเป็นรูปไม้กางเขน (Loo และ Yao, 1995) ทำการศึกษาคานสำเร็จรูปเชื่อมต่อกันเป็นรูปไม้กางเขน โดยใช้มาตราส่วน 1:0.5 จำนวน 18 ชิ้นตัวอย่าง ซึ่งมีการเชื่อมต่อระหว่างคานและเสา ในสองลักษณะคือ ชิ้นส่วนคานสำเร็จรูปในแบบแรก(แบบ A) เทคอนกรีตเชื่อมต่อกันเฉพาะบริเวณหน้าเสาเท่านั้น ดังรูปที่ 2.2 ส่วนแบบที่สอง(แบบ B) เทคอนกรีตเชื่อมต่อตลอดช่วงความยาวของคาน และในตำแหน่งเชื่อมต่อระหว่างคาน-เสา จะมี ทุ้งข้าง (brackets) เป็นฐานรองรับ ซึ่งแสดงไว้ในรูปที่ 2.3



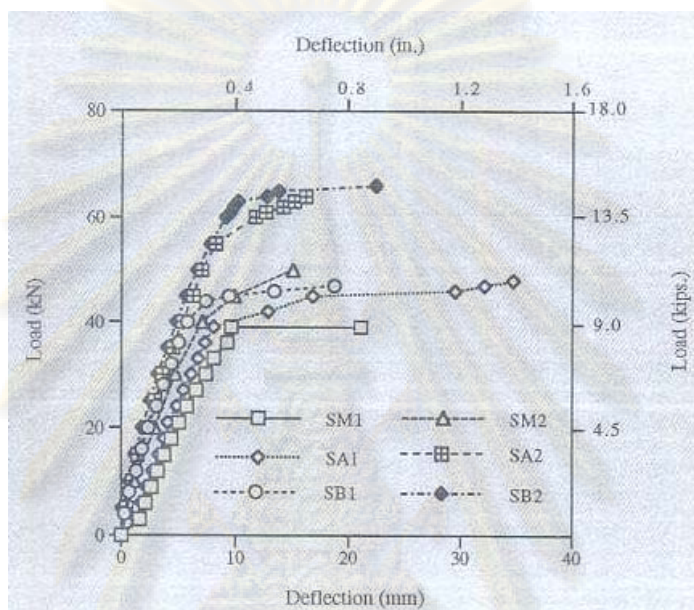
รูปที่ 2.2 ลักษณะรอยต่อแบบแรกที่ใช้ในการทดสอบของ Loo และ Yao (1995)



รูปที่ 2.3 ลักษณะรอยต่อแบบที่สองที่ใช้ในการทดสอบของ Loo และ Yao (1995)

ทั้งนี้ยังได้แบ่งกลุ่มทดสอบออกเป็น 2 กลุ่ม ในแต่ละลักษณะคือ กลุ่มแรก ใช้น้ำหนักกระทำแบบสถิต(S) กลุ่มที่สอง ใช้น้ำหนักกระทำซ้ำ ได้ผลการทดสอบซึ่งแสดงด้วยกราฟ

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และการแอนตัวของคาน ดังแสดงในรูปที่ 2.4 จากผลการทดสอบจะพบว่า ภายใต้น้ำหนักกระทำแบบสถิต ค่าความเหนียว (ductility factor) ของชิ้นตัวอย่างทั้งสองแบบเป็นที่น่าพอใจเมื่อเปรียบเทียบกับชิ้นส่วนแบบหล่อเป็นชิ้นเดียว โดยที่ชิ้นส่วนคานสำเร็จรูปแบบแรกจะมีค่าความเหนียวเท่ากับ 4.32 มากกว่าแบบที่สองที่มีค่าเพียง 3.26 แต่ภายใต้น้ำหนักกระทำซ้ำค่าความเหนียวของคานสำเร็จรูปทั้งสองลักษณะเป็นที่น่าพอใจ

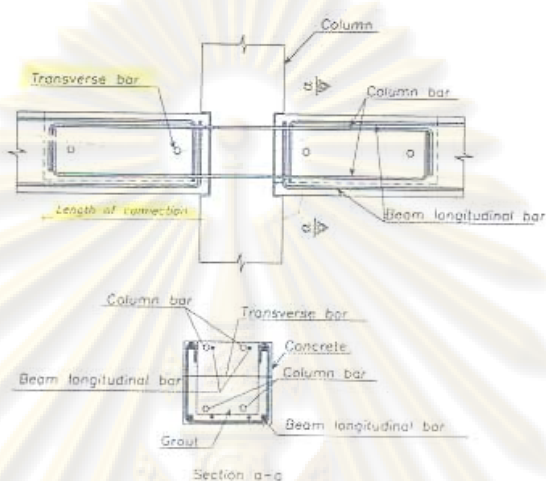


รูปที่ 2.4 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง น้ำหนักบรรทุก และค่าการแอนตัวของชิ้นทดสอบของ Loo และ Yao (1995)

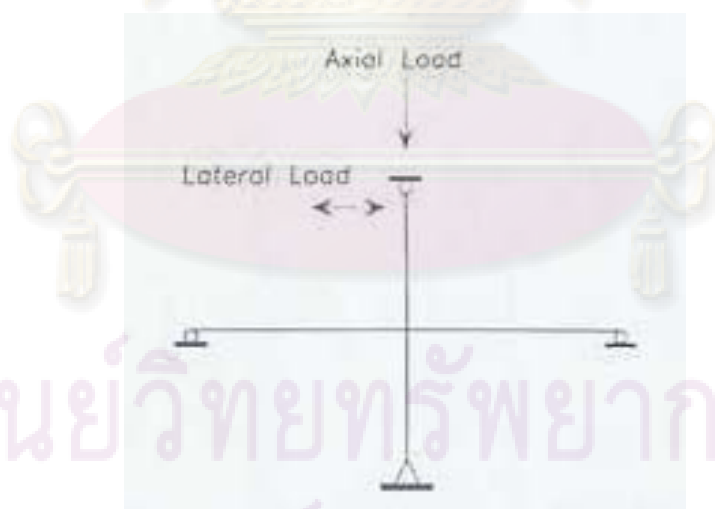
จากรูปที่ 2.4 จะได้ว่า คานสำเร็จรูปในแบบที่สอง มีผลการทดสอบที่ดีกว่าคานสำเร็จรูปแบบแรก ทั้งภายใต้น้ำหนักกระทำแบบสถิตและแบบกระทำซ้ำ

2.3 การศึกษาคาน-เสาคอนกรีตสำเร็จรูปเชื่อมต่อกันเป็นรูปไม้กางเขน (Khalloo and Parastesh, 2003a) ได้ศึกษาความเหนียวของรอยต่อ คาน-เสา ของคานสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อหาโมเมนต์ต้านทานของรอยต่อ การทดสอบดำเนินการโดยหล่อเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก และยื่นเหล็กสำหรับใช้เชื่อมต่อกับคานสำเร็จรูปไว้ เพื่อใช้เชื่อมต่อโดยการเทคอนกรีต และเสริมกำลังโดยใช้เหล็กเสริมพิเศษ (transverse bar) ซึ่งเป็นตัวแปรหลักตัวหนึ่งในการทดสอบ ส่วนอีกตัวแปรหนึ่งคือ ความยาวของรอยต่อ ซึ่งจะใช้น้ำหนัก 30, 40 และ 50 ซม. ดังรูปที่ 2.5 และดำเนินการทดสอบโดยให้น้ำหนักบรรทุกในแนวราบแบบกลับไป-กลับมา ดังรูปที่ 2.6 และผลการ

ทดสอบได้แสดงไว้ในตารางที่ 2.2 จะพบว่า คานสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่จุดต่อมีเหล็กเสริมพิเศษจะส่งผลให้มีความแข็งแรงมากกว่าจุดต่อที่ไม่มีเสริม และที่ความยาวของรอยต่อเท่ากับ 40 ซม. นั้นเพียงพอต่อการต้านทานโมเมนต์ที่เกิดขึ้น ซึ่งคิดเป็น 7.3% ของความยาวคาน (beam span length)



รูปที่ 2.5 ลักษณะรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบของ Khalloo and Parastesh (2003a)



รูปที่ 2.6 การติดตั้งชิ้นส่วนคาน-เสา ใช้ในการทดสอบของ Khalloo and Parastesh (2003a)

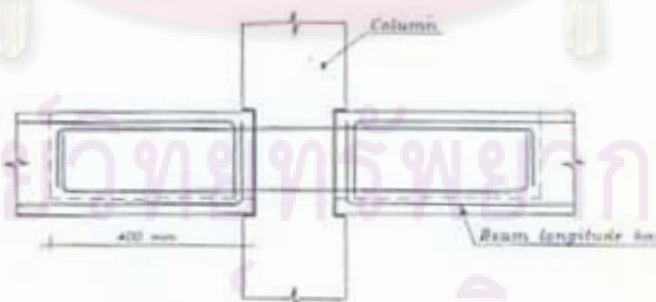
ตารางที่ 2.2 ผลการทดสอบรอยต่อของ Khalloo and Parastesh (2003a)

Specimen	Length of connection, mm	Other specification	Measured yield displacement $\delta_{y,am}$	Displacement ductility μ_u	Story drift at failure, %	Ratio M_2/M_1
PCBC1	500(9.1%)	-	7.7	7.8	4.1	1.11
PCBC2	500(9.1%)	With transverse bars	8.9	7.9	4.5	1.12
PCBC3	300(5.4%)	-	6.9	6.1	2.7	1.07
PCBC5	-	Monolithic	7.2	7.2	3.6	1.05
PCBC6	400(7.3%)	-	7.4	7.4	3.9	1.10

หมายเหตุ M_1 = คือ Calculated ultimate moment

M_2 = คือ Measured maximum moment

2.4 การศึกษาคาน-เสาคอนกรีตสำเร็จรูปเชื่อมต่อกันเป็นรูปไม้กางเขน (Khalloo and Parastesh (2003b) ได้ทำการทดสอบในเฟสที่ 2 ต่อจากการทดสอบในครั้งก่อนหน้า มีรายละเอียดดังรูปที่ 2.7 โดยเปลี่ยนแปลงค่า ระยะของเหล็กปลอกในบริเวณรอยต่อ, น้ำหนักกระทำเหนือบริเวณรอยต่อและการใช้ fiber reinforced grout



a) Connection details

รูปที่ 2.7 ลักษณะรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบของ Khalloo and Parastesh (2003b)

จากการทดสอบสามารถสรุปสมรรถนะของรอยต่อระหว่างคาน-เสา คอนกรีตสำเร็จรูป ดังนี้

1. ทุกชิ้นส่วนมีสมรรถนะของกำลัง ความเหนียว Story drift และการกระจายพลังงานได้ดี เมื่อเปรียบเทียบกับชิ้นส่วนแบบหล่อเป็นชิ้นเดียว
2. การลดระยะของเหล็กปลอก ทำให้พฤติกรรมของรอยต่อดีขึ้น
3. การใช้ steel-fiber grout ในบริเวณรอยต่อจะช่วยเพิ่มสมรรถนะทางด้านความเหนียว, Story drift ,กำลัง และการดูดกลืนพลังงานของรอยต่อได้ดีขึ้น
4. การที่มีแรงกระทำแบบจุดกระทำ ณ บริเวณใกล้เคียงกับรอยต่อจะช่วยให้ กำลัง ความเหนียว และ Story drift ดีขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับชิ้นส่วนแบบหล่อเป็นชิ้นเดียว

2.5 การศึกษาคานยื่นคอนกรีตสำเร็จรูปที่เชื่อมต่อโดยการทาบ หรือการเชื่อมเหล็กเสริม (Husanu และ Tankut, 2005) ได้ทำการศึกษารอยต่อของคานคอนกรีตสำเร็จรูปเปรียบเทียบกับคานที่หล่อเป็นชิ้นเดียว โดยการหล่อขึ้นทดสอบเป็นรูปตัว T และแบ่งออกเป็น 3 ลักษณะ ด้วยกันคือ 1.) ชิ้นส่วนทดสอบแบบหล่อเป็นชิ้นเดียวโดยตลอด เหล็กเสริมบนใช้เหล็กข้ออ้อยขนาด 14 มม. จำนวน 4 เส้น เหล็กเสริมล่างใช้เหล็กข้ออ้อยขนาด 12 มม.จำนวน 2 เส้น ขนาดหน้าตัดเท่ากับ 0.16x0.38 ม. 2.) ชิ้นส่วนทดสอบแบบคานสำเร็จรูปเชื่อมต่อกับคานยื่น การเชื่อมต่อใช้แผ่นเหล็กขนาด 70 x 120 x 4 มม. จำนวน 2 แผ่น เชื่อมต่อกันด้วยเหล็กข้ออ้อยขนาด 10 มม. ยาว 130 มม. โดยการเชื่อมระหว่างแผ่นเหล็กและเหล็กเสริมใช้ความยาวรอยเชื่อมเท่ากับ 35 มม. และ 60 มม. 3.) ชิ้นส่วนทดสอบแบบคานสำเร็จรูปเชื่อมตัวกับคานยื่น การเชื่อมต่อใช้การทาบเหล็ก โดยใช้ระยะการทาบเท่ากับ 390 mm (28 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม) และ 660 mm (47 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม) ดังรายละเอียดในรูปที่ 2.8 และ รูปที่ 2.9

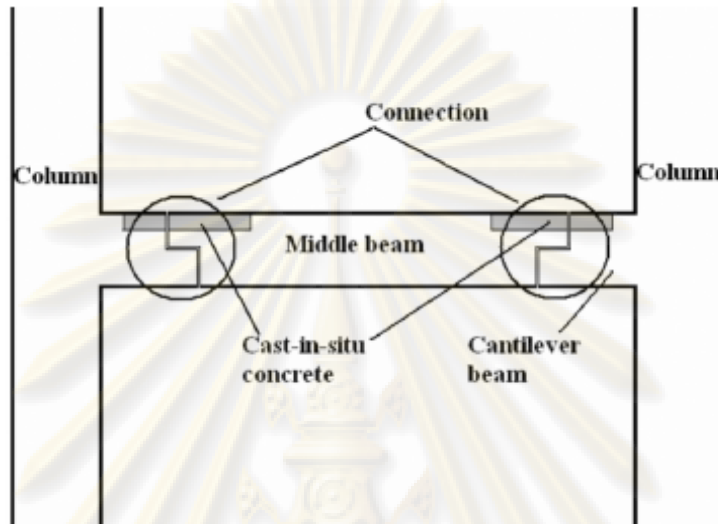
จากผลการทดสอบในตารางที่ 2.4 สามารถสรุปและเสนอแนะผลได้ว่า

1. ความสามารถของรอยต่อแบบการเชื่อมช่วยแก้ไขปัญหาการยึดเหนียวได้เป็นอย่างดี
2. การเชื่อมต่อโดยการทาบเหล็กที่ระยะทางประมาณ 50 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง จะให้ผลที่ดีกว่า การเชื่อมต่อแบบการเชื่อม แต่จะไม่เสนอใช้ในกรณีที่มีปริมาณของเหล็กเสริมมีมาก

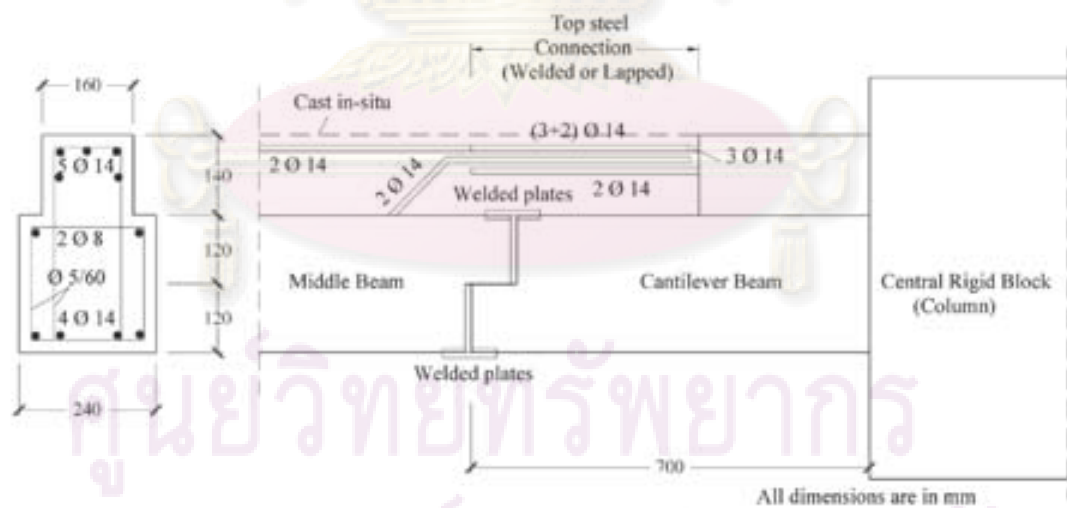
3. การเชื่อมอาจจะทำให้เกิดปัญหา ความเครียดในเหล็กเสริม เพราะฉะนั้นสิ่งที่ต้องระมัดระวังเป็นอย่างมากคือ คุณภาพของเหล็กที่ใช้เชื่อม โดยเฉพาะอย่างยิ่ง เหล็กที่มีปริมาณ carbon content หรือ carbon equivalent

ตารางที่ 2.3 ผลการทดสอบรอยต่อของ Khalloo and Parastesh (2003b)

Specimen	Specification Length 400 mm	Measured yield displacement δ_y mm	Displacement ductility μ_u	Story drift at failure, %	Calculated ultimate moment M_1 KN-m	Measured maximum moment M_2 KN-m	Ratio M_2/M_1
PCBC6	Reference	7.4	7.4	3.90	2.48	2.74	1.10
PCBC4	Precast (low axial load)	10.6	7.5	5.00	2.45	3.10	1.27
PCBC5	Monolithic	7.2	7.2	3.6	2.47	2.6	1.05
PCBC7	Monolithic (small spacing stirrups)	7.5	8.3	3.94	2.47	2.76	1.12
PCBC8	Precast (small spacing stirrups)	8.5	8.0	4.30	2.49	2.76	1.11
PCBC9	Precast (fiber reinforced grout)	10.0	8.7	5.50	2.46	3.18	1.29
PCBC10	Precast (load on beams)	8.5	4.5	4.10	2.45	2.93	1.20



รูปที่ 2.8 ตำแหน่งการเชื่อมต่อที่ใช้ในการทดสอบของ Husanu และ Tankut (2005)

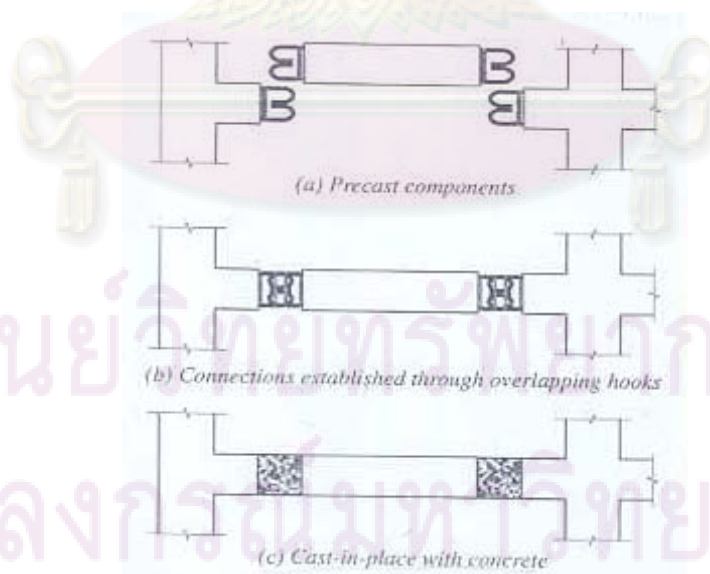


รูปที่ 2.9 ลักษณะรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบของ Husanu และ Tankut (2005)

ตารางที่ 2.4 ผลการทดสอบรอยต่อของ Husanu และ Tankut (2005)

Specimen	Type	Length	$P_{max}/P_{max,R}$	$\mu_d = \delta_{85}/\delta_y$	μ_d/μ_{dR}
MR1	Continues	-	1.00	>9.58	1
PO1	Lapped	390 mm(28 ϕ)	0.66	2.89	<0.30
PM1	Welded	-	0.97	>8.98	\approx 0.93
PM2	Lapped	660 mm (47 ϕ)	0.98	>7.98	\approx 0.83
PM3	Welded	-	0.91	3.61	<0.38
PM4	Lapped	660 mm (47 ϕ)	0.88	4.82	<0.50

2.6 การศึกษาคานคอนกรีตสำเร็จรูปที่เชื่อมต่อโดยการตัดปลายเหล็กเสริมภายในรอยต่อเป็นมุม 90 และ 180 องศา (Khou, Li และ Yip, 2006) ทำการศึกษาโดยการทดลองเฟรมคอนกรีตสำเร็จรูปหล่อเป็นรูปตัว H จำนวน 3 ชั้นตัวอย่าง โดยตำแหน่งของรอยต่อจะอยู่ห่างจากหน้าเสา และทำการทดสอบคานสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็กที่เชื่อมต่อเข้ากับเสาซึ่งมีคานสันยื่นออกมาที่กึ่งกลางของเสา และเทคอนกรีตเชื่อมต่อ



รูปที่ 2.10 ตำแหน่งและลักษณะรอยต่อที่ใช้ในการทดสอบของ Khoo et al.(2006)

โดยแบ่งชิ้นตัวอย่างออกเป็นสามกลุ่ม คือ กลุ่มแรกเป็นชิ้นส่วนแบบหล่อต่อเนื่องชิ้นเดียว ขนาดกว้าง 30 ซม. ลึก 40 ซม. เหล็กบนและล่างใช้เท่ากัน คือ เหล็กข้ออ้อยขนาด 25 มม. จำนวน 3 เส้น เหล็กปลอกใช้เหล็กข้ออ้อยขนาด 10 มม. ทุกระยะ 0.12 เมตร กลุ่มสองเป็นชิ้นส่วนคานสำเร็จรูป โดยบริเวณรอยต่อจะตัดเหล็กเป็นมุม 90 องศา รอยต่อห่างจากหน้าเส้าเป็นระยะ 1.8 เท่าของความลึกประสิทธิภาพผลของคาน เหล็กปลอกคู่ใช้เหล็กข้ออ้อยขนาด 10 ทุก ๆ ระยะ 0.12 เมตร

กลุ่มที่สามทำย เป็นชิ้นส่วนคานสำเร็จรูป บริเวณรอยต่อจะตัดเหล็กเป็นมุม 180 องศา รอยต่อจะห่างจากหน้าเส้าเป็นระยะ 1.75 เท่าของความลึกประสิทธิภาพผลของคาน เหล็กปลอกคู่ใช้เหล็กข้ออ้อย 10 มม. ทุกระยะ 0.12 เมตร และการคำนวณค่ากำลังตัดจะใช้วิธีความเครียดสอดคล้อง การแผ่กระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตก่อนเกิดการวิบัติเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่า (Equivalent rectangular stress block) ระบายของรูปตัดยังคงเป็นระนาบทั้งก่อนและหลังรับแรงตัด หลังจากทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำพบว่าคานสำเร็จรูปที่เชื่อมต่อกันระหว่างคาน-คานคอนกรีตสำเร็จรูป มีความแข็งแรงเพียงพอโดยเฉพาะรอยต่อจะมีพฤติกรรมฉีกขาดโดยค่าโมเมนต์สามารถเพิ่มขึ้นถึงกำลังครากของเหล็กเสริมภายในบริเวณรอยต่อ

ทั้งนี้จากผลการทดสอบพบว่าในกลุ่มที่ 2 มีการเสื่อมลงของการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม เนื่องจากบริเวณรอยต่อมีการเชื่อมโดยงอเหล็ก 90 องศา ซึ่งทำให้ความยาวยึดรั้ง (Anchorage length) ไม่พอเพียง ซึ่งแตกต่างกันในกลุ่มที่ 3 ที่งอเหล็ก 180 องศา จะมีการแตกร้าวของรอยต่อน้อยกว่ากลุ่มที่ 2 และเทียบเท่าได้กับกลุ่มที่เป็นชิ้นส่วนแบบหล่อต่อเนื่องชิ้นเดียว ซึ่งผลการทดสอบดังกล่าวได้แสดงไว้ในตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.5 ผลการทดสอบรอยต่อของ Khoo et al.(2006)

Specimen	Theoretical lateral load, P,kN	Positive			Negative		
		Maximum load, kN	Increment, %	$\frac{P_{max,i}}{P_{max,1}}$	Maximum load, kN	Increment, %	$\frac{P_{max,i}}{P_{max,1}}$
Unit 1	249.5	295.5	18.4	1.00	287.0	15.0	1.00
Unit 2	250.0	292.1	16.8	0.99	295.5	18.2	1.03
Unit 3	250.7	286.8	14.4	0.97	298.2	18.9	1.04

บทที่ 3

ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

3.1 หน่วยแรงยึดเหนี่ยว

โดยทั่วไปคานคอนกรีตเสริมเหล็กนอกจากจะเกิดการวิบัติได้ เนื่องจากโมเมนต์ดัดหรือแรงเฉือนแล้วยังสามารถเกิดการวิบัติได้ อีกลักษณะหนึ่งที่จะต้องให้ความสำคัญก็คือ การวิบัติเนื่องจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (bond stress) ระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตที่ห่อหุ้มอยู่โดยรอบ เพื่อที่จะถ่ายแรงระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม ดังนั้นหน่วยแรงยึดเหนี่ยวก็คือ แรงต่อหน่วยพื้นที่โดยรอบผิวสัมผัสของเหล็กเสริม

หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมจะเกิดขึ้นใน 2 ลักษณะ คือ เกิดจากการเปลี่ยนแปลงค่าของโมเมนต์ดัดในแต่ละช่วงของคานนั้น เรียกว่า Flexural Bond Stress และหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดเมื่อมีการถ่ายแรงระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตซึ่งได้จากฝังยึดหรือยึดรั้งเหล็กเสริมจากตำแหน่งที่แรงดัดในเหล็กเสริมมีค่าสูงสุดจนถึงตำแหน่งที่เหล็กเสริมมีแรงดัดเป็นศูนย์ เรียกว่า Anchorage Bond Stress และจากผลการทดลองและการคำนวณออกแบบเกี่ยวกับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ผ่านมาในอดีต พบว่า หากจัดระยะฝังเหล็กเสริมไว้ในคอนกรีตอย่างเหมาะสมพอเพียงแล้ว การวิบัติเนื่องจากการแปรเปลี่ยนของโมเมนต์จะมีโอกาสไม่มากนัก ดังนั้นการคำนวณออกแบบเกี่ยวกับการยึดเหนี่ยว จะพิจารณาจากความยาวยึดรั้ง (anchorage length) หรือระยะที่ต้องฝังยึดเหล็กเสริมไว้ในคอนกรีตที่แต่ละด้านของหน้าตัดวิกฤติ โดยหน้าตัดวิกฤตินี้ คือ ตำแหน่งที่เหล็กเสริมต้องรับแรงดัดสูงสุด

จากผลการทดลองในอดีต พบว่า กำลังต้านทานแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดของเหล็กข้ออ้อยเส้นเดียวที่รับแรงดัดมีค่าเท่า $U_n = 23.15\sqrt{f'_c}$ นิวตัน/มม. และพบอีกว่ากำลังต้านทานแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสูงสุดของเหล็กข้ออ้อยหลาย ๆ เส้นที่วางเรียงในชั้นหนึ่งๆ จะมีค่าลดลงเหลือเพียง 0.8 เท่าของค่าในตอนแรกเท่านั้น คือ $U_n = 18.52\sqrt{f'_c}$ นิวตัน/มม. และในกรณีที่เหล็กเสริมรับแรงดัดเกิดการคราก ดังนั้น ความยาวของระยะฝังเหล็กเสริมที่หน้าตัดวิกฤติ (Basic development

Length) $l_{db} = \frac{A_b f_y}{U_n}$ และเพื่อความปลอดภัยจะเพิ่มค่าขึ้นอีก 15% ดังนั้นได้ $l_{db} = \frac{1.15 A_b f_y}{U_n}$

แทนค่า $U_n = 18.52 \sqrt{f'_c}$ นิวตัน/มม. ดังนั้น

$$l_{db} = \frac{0.06 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (3.1)$$

โดยที่ l_{db} = ระยะฝังยึดพื้นฐาน (มม.)

A_b = พื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงดึง 1 เส้น (มม.²)

f_y = กำลังครากของเหล็กเสริม (นิวตัน/มม.²)

f'_c = กำลังอัดของคอนกรีต (นิวตัน/มม.²)

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

3.1.1 ระยะฝังยึดของเหล็ก หรือลวดเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง

ตาม ACI 318-02 ระบุให้ ความยาวระยะฝังยึด (l_d) ให้ขึ้นอยู่กับขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลาง (d_b) ของเหล็กหรือลวดตะแกรงเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง คำนวณได้จากสูตรที่ (3.2) หรือตารางที่ 3.1 แต่ไม่ว่ากรณีใด ๆ ระยะฝังยึดต้องไม่น้อยกว่า 300 มิลลิเมตร และในหัวข้อนี้

ค่า $\sqrt{f'_c}$ ที่ใช้จะต้องมีค่าไม่เกินกว่า $\frac{25}{3}$ นิวตัน/มม.²

ความยาวระยะฝังยึด l_d เหล็กเสริมหรือลวดเหล็กข้ออ้อย คำนวณค่าได้ดังนี้

$$l_d = \frac{9}{10} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b \quad (3.2)$$

โดยที่ f_y = กำลังครากของเหล็กเสริม(นิวตัน/มม.²)

f'_c = กำลังอัดของคอนกรีต (นิวตัน/มม.²)

α = ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากตำแหน่งเหล็กเสริม (Reinforcement location factor)

β = ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากการหุ้มหรือเคลือบเหล็กเสริม (Coating factor)

γ = ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากขนาดเหล็กเสริม (Reinforcement size factor)

λ = ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากกรณีคอนกรีตที่ใช้มวลรวมเบา (Light weight aggregate concrete factor)

d_b = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมหรือลวดตะแกรงเหล็กข้ออ้อย (มม.)

c = ใช้ค่าที่น้อยกว่าระหว่าง

(1) ระยะหุ้มทางด้านที่น้อยสุดวัดจากศูนย์กลางเหล็ก หรือลวดเหล็กถึงผิวคอนกรีต หรือ

(2) ระยะครึ่งหนึ่งของระยะเรียงวัดระหว่างศูนย์กลางของเหล็ก หรือลวดเหล็ก

K_{rr} = ตัวคูณปรับค่าซึ่งบ่งบอกเหล็กเสริมที่โอบรัด (Confined reinforcement) รอบๆ ระบายที่อาจแยก (หรือแตกแบบผ่าซีก-Splitting plane) ทางด้านข้าง

ค่า $\alpha, \beta, \gamma, \lambda$ และ K_{rr} มีรายละเอียดดังนี้

ตารางที่ 3.1 ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากตำแหน่งเหล็กเสริม หรือลวดเหล็ก (Reinforcement location factor: α)

กรณี	α
- เหล็ก หรือลวดเหล็กที่วางในแนวราบโดยมีคอนกรีตหุ้มใต้ระยะฝังยึด หรือระยะทาบมากกว่า 300 มิลลิเมตร	1.3
- กรณีอื่น ๆ ที่แตกต่างจากกรณีข้างบน	1.0

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.2 ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากการหุ้มหรือเคลือบเหล็กเสริม หรือลวดเหล็กด้วย Epoxy (Coating factor: β)

กรณี	β
- การหุ้มเหล็กหรือลวดเหล็กข้ออ้อยด้วย Epoxy ที่มี ระยะหุมน้อยกว่า $3d_b$ หรือระยะเรียง (Clear spacing) น้อยกว่า $6d_b$	1.5
- เหล็ก หรือลวดเหล็กที่หุ้ม Epoxy	1.2
- เหล็ก หรือลวดเหล็กที่ปราศจาก Epoxy หุ้ม	1.0

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

ตารางที่ 3.3 ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากขนาดเหล็กเสริม (Reinforcement size factor: γ)

กรณี	γ
- เหล็กที่ขนาดไม่ใหญ่กว่า 19 มม. และลวดเหล็ก ข้ออ้อย	0.8
- เหล็กตั้งแต่ขนาด 22 มม. และใหญ่กว่า	1.0

ตารางที่ 3.4 ตัวคูณปรับค่าซึ่งแสดงผลเนื่องจากกรณีที่ใช้คอนกรีตมวลรวมเบา (Light weight aggregate concrete factor: λ)

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

ซึ่งปกติจะมีกำลังต้านทานแรงดึงต่ำกว่าคอนกรีตที่ใช้มวลรวมปกติ ทำให้กำลังต้านทานการแยกหรือแตกแบบผ่าซีก (Splitting resistance) ลดลง

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

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10sn} \quad (3.3)$$

โดยที่ A_{tr} = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กตามขวางทั้งหมดที่มีระยะเรียง s ซึ่งตั้งฉากกับมีระนาบของเหล็กเส้นที่ถูกต้อง หรือฝังยึดให้เกิดแรง(มม²)
 f_{yt} = กำลังครากของเหล็กเสริมตามขวาง(นิวตัน/มม.²)
 s = ระยะเรียง (ระหว่างศูนย์กลางเหล็กเสริม) สูงสุดของเหล็กเสริมตามขวางที่ไม่เกิน l_d (มม.)
 n = จำนวนเหล็ก หรือลวดเหล็กที่ฝังยึดตามระนาบของรอยแยก (Splitting plane)

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

ทั้งนี้ค่า $\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)$ จะต้องไม่เกิน 2.5 และหากใช้สมการ (3.2) คำนวณ โดยกำหนดค่า γ และ $\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)$ โดยประมาณ ก็จะได้ดังแสดงในตารางที่ 3.5

อย่างไรก็ตาม ความยาวระยะฝังยึดอาจลดลงได้ โดยใช้ตัวคูณ ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่จำเป็นต้องเสริม ต่อพื้นที่เหล็กที่เสริมจริง $\left(= \frac{A_{s-required}}{A_{s-provided}}\right)$

3.1.2 ความยาวระยะฝังยึดของเหล็กที่มีมัดรวมกันเป็นกลุ่ม

ความยาวระยะฝังยึด ของเหล็กเสริมเพียงเส้นเดียวที่คำนวณได้ ทั้งกรณีรับแรงดึงหรือแรงอัด หากใช้กับเหล็กที่มีมัดรวมกันเป็นกลุ่มหรือเหล็กที่มีมัดรวมกันเป็นกำ (Bundle bars) จะต้องเพิ่มความยาวจากที่คำนวณได้อีก ดังตารางที่ 3.6

ตารางที่ 3.5 ค่าความยาวระยะฝังยึด (l_d) ของเหล็ก หรือลวดเหล็กข้ออ้อยตาม ACI 318-02

กรณี	ขนาดเหล็กหรือลวดเหล็กข้ออ้อย	
	ไม่ใหญ่กว่า 19 mm	22 mm หรือใหญ่กว่า
<ul style="list-style-type: none"> - เหล็กที่ถูกฝังยึด หรือทาบมีระยะเรียงจากผิวถึงผิว (clear spacing) ไม่น้อยกว่า d_b, ระยะหุ้มไม่น้อยกว่า d_b, และระยะของเหล็กปลอก หรือเหล็กผูกตลอดช่วง l_d ไม่น้อยกว่าค่าต่ำสุดที่กำหนด <u>หรือ</u> - เหล็กที่ถูกฝังยึด หรือทาบมีระยะเรียงไม่น้อยกว่า $2d_b$ และระยะหุ้มไม่น้อยกว่า d_b 	$l_d = \frac{12}{25} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \alpha \beta \lambda d_b$	$l_d = \frac{3}{5} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \alpha \beta \lambda d_b$
- กรณีอื่นที่นอกเหนือจากด้านบนที่กล่าวมาแล้ว	$l_d = \frac{18}{25} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \alpha \beta \lambda d_b$	$l_d = \frac{9}{10} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \alpha \beta \lambda d_b$

ตารางที่ 3.6 ร้อยละของความยาวระยะฝังยึด ที่ต้องเพิ่มเมื่อเหล็กเสริมมัดรวมกันเป็นกำ

จำนวนเหล็กในกำ: เส้น	ความยาวที่เพิ่ม: ร้อยละ
2-3	20
4	33

ทั้งนี้ การใช้ตัวคูณนั้นให้พิจารณาเหล็กที่มัดรวมกันเป็นกำเสมือนเป็นเหล็กเส้นเดี่ยว โดยใช้เส้นผ่านศูนย์กลางเทียบเท่า (Equivalent diameter) ที่คำนวณได้จากพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กที่มัดรวมกันเป็นกำ

3.1.3 ความยาวระยะฝังยึดภายใต้แรงดึงด้วยการงอขอตามมาตรฐาน

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

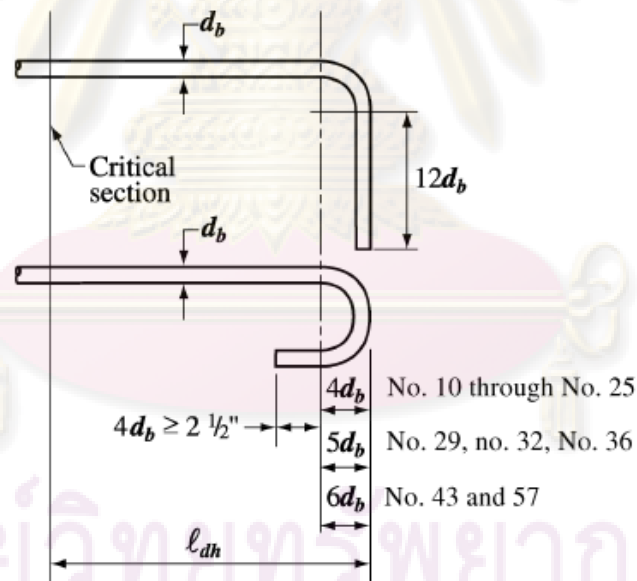
$$l_{dh} = 0.24 \frac{\beta \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (3.4)$$

และค่าตัวคูณปรับค่า $\beta = 1.2$ สำหรับ เหล็ก หรือลวดเหล็กที่หุ้ม Epoxy

$\lambda = 1.3$ สำหรับ คอนกรีตที่ใช้มวลรวมเบา

$\beta = \lambda = 1.0$ สำหรับในกรณีอื่นๆ

แต่อย่างไรก็ตาม กำหนดว่าค่า l_{dh} จะต้องมากกว่า 8 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม ($8d_b$) หรือ 150 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 รายละเอียดของขอมาตรฐาน 90 องศา และ 180 องศา (ที่มา ACI Fig R12.5)

ตัวคูณปรับค่า

ความยาวระยะฝังยึดพื้นฐาน l_{dh} ที่คำนวณได้ตามสมการ (3.4) จะต้องปรับแก้ด้วยตัวคูณปรับค่าดังตารางที่ 3.7

ตารางที่ 3.7 ตัวคูณปรับค่าความยาวของระยะฝังยึดพื้นฐานสำหรับปลายเหล็กที่งอภายใต้แรงดึง

กรณี	ตัวคูณปรับค่า
- กรณีเหล็กเสริมที่ขนาดไม่ใหญ่กว่า 36 มม. ซึ่งมีระยะหุ้มทางด้านข้าง(ตั้งฉาก กับระนาบของงอ) ไม่ต่ำกว่า 60 มม. และกรณีของงอ 90 องศา ระยะหุ้มของเหล็กเสริมที่อยู่เลยจากงอไม่น้อยกว่า 50 มม.	0.7
- กรณี งอขอ 90 องศาเหล็กที่มีขนาดไม่โตกว่า 36 มม. ที่ของอถูกล้อมรอบ ทั้งแนวราบและแนวตั้ง ด้วยเหล็กปลอก หรือเหล็กผูกตั้งตลอดความยาว ระยะฝังยึด (l_{dh}) โดยมีระยะเรียงไม่เกิน $3d_b$	0.8
- กรณี งอขอ 180 องศาเหล็กที่มีขนาดไม่โตกว่า 36 มม. ที่ของอถูกล้อมรอบ ทั้งแนวราบและแนวตั้ง ด้วยเหล็กปลอก หรือเหล็กผูกตั้งตลอดความยาวระยะฝังยึด (l_{dh}) โดยมีระยะเรียงไม่เกิน $3d_b$	0.8
- เมื่อใช้เหล็กเสริมมากกว่าที่คำนวณได้	$\frac{A_{s-required}}{A_{s-provided}}$

โดยที่ d_b เป็นเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม

กรณีที่เหล็กถูกฝังยึดโดยปลายของมาตรฐาน ณ ปลายด้านไม่ต่อเนื่องขององค์อาคาร ซึ่งมีระยะหุ้มด้านข้าง, ด้านบน (หรือด้านล่าง) ของอ้อยกว่า 60 มิลลิเมตร โดยของอดังกล่าว จะต้องถูกรัดรอบ (Enclosed) ด้วยเหล็กปลอก หรือเหล็กผูกตั้ง ตลอดความยาวระยะฝังยึด (l_{dh}) ด้วยระยะเรียงไม่เกินสามเท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม ($3d_b$) ซึ่งในกรณีเช่นนี้ไม่ต้องปรับแก้ด้วยตัวคูณ และเหล็กปลอกที่โอบรัดเป็นปลอกแรกจะต้องอยู่ห่างจากขอบนอกของเหล็กเสริมที่ทำการงอเป็นขอเป็นระยะสองเท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม ($2d_b$)

3.2 ความเหนียวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ความเหนียวของโครงสร้าง หมายถึง ความสามารถในการเสียรูป เช่น การยืดการหด หรือ โมเมนต์ดัด โดยที่ยังคงรักษากำลังแม้จะมีการเสียรูปเลยช่วง อีลาสติกไปแล้ว

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่จะนำมาใช้งานต้องออกแบบ ให้มีพฤติกรรมแบบเหนียว ก่อนที่จะเกิดการวิบัติ หมายความว่าให้สามารถเปลี่ยนรูปได้มาก (Large deformation) ภายหลังจากที่เหล็กเสริมรับแรงดึงเกิดการคราก ค่าความเหนียวของหน้าตัดขึ้นกับอัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึงเป็นหลัก กล่าวคือการเสริมเหล็กรับแรงดึงในปริมาณที่น้อยจะทำให้ความเหนียวของหน้าตัดมากกว่าการเสริมเหล็กในปริมาณที่มากกว่า

ดัชนีความเหนียว นิยามเป็นอัตราส่วนความโค้งสูงสุดต่อความโค้งที่สภาวะเหล็กเสริมคราก หรือ จากอัตราส่วนของค่าแอนโก่งตัวสูงสุดต่อค่าแอนโก่งตัวเมื่อเหล็กเริ่มคราก ดังสมการ

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (3.5)$$

โดยที่ μ = ดัชนีความเหนียว

δ_u = ค่าโก่งตัวเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด(มม.)

δ_y = ค่าโก่งตัวเมื่อเหล็กเริ่มคราก(มม.)

โดยปัจจัยที่มีผลต่อค่าความเหนียวในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีดังนี้

1. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง เมื่อปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงมาก ค่าความเหนียวจะลดลง
2. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัด เมื่อปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัดมาก ค่าความเหนียวจะเพิ่มขึ้น
3. กำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริม เมื่อกำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริมสูงขึ้น ค่าความเหนียวจะลดลง
4. กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต เมื่อกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตสูงขึ้น ค่าความเหนียวจะเพิ่มขึ้น
5. หน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีต เมื่อหน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีตมีค่ามากขึ้น ค่าความเหนียวจะเพิ่มมากขึ้น

3.3 ระยะเวลาของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง

การต่อเหล็กเสริมข้ออ้อยโดยการทาบ(Lap splice) ภายใต้แรงดึง ซึ่งมีกำลังคราก (f_y) สามารถคำนวณระยะเวลาทาบได้จาก ความยาวระยะฝังยึดของเหล็กเสริมภายใต้แรงดึง (l_d) ดังที่แสดงไว้ในหัวข้อ 3.1 ทั้งนี้ยังมีข้อกำหนดเกี่ยวกับการแบ่งชั้นคุณภาพ ตามระยะเวลาของเหล็กเสริมภายใต้แรงดึง ซึ่งแบ่งไว้ 2 ชั้นคุณภาพ ดังตารางที่ 3.4 อีกทั้งในตารางที่ 3.5 แสดงร้อยละสูงสุดของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่สามารถต่อทาบได้ตามชั้นคุณภาพที่กำหนด แต่อย่างไรก็ตามระยะเวลาจะต้องไม่น้อยกว่า 300 mm

ตารางที่ 3.8 การแบ่งชั้นคุณภาพตามระยะเวลาของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง

ชั้นคุณภาพ	ระยะทาบต่ำสุด
A	1.0 เท่าของ l_d
B	1.3 เท่าของ l_d

ตารางที่ 3.9 การต่อทาบของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง

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

3.4 พฤติกรรมการตัดของคาน

การวิเคราะห์พฤติกรรมการตัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกกระทำตั้งฉากกับคานในทิศทางเดียวนั้น ก่อนอื่นจะต้องทราบถึงความสัมพันธ์ระหว่างค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับการแอนตัวของคาน ตั้งแต่เริ่มให้น้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งคานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้สูงสุด รวมถึงช่วงที่คานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ลดลง แต่ก่อนที่จะรู้ถึงความสัมพันธ์ข้างต้น จะต้องทราบความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์ต้านทานของหน้าตัดและค่า

ความโค้ง (Curvature: ϕ) ที่เกิดขึ้นในแต่ละระดับค่าของน้ำหนักบรรทุก และความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถหาได้จากหลักของกลศาสตร์ของวัสดุ โดยโมเมนต์ต้านทานของหน้าตัดหาได้จากผลรวมของโมเมนต์ที่เกิดจาก ผลคูณของแรงกับระยะจากแกนสะเทินถึงจุดศูนย์กลางรวมของแรงอัดของคอนกรีตและแรงดึงในเหล็กเสริม ส่วนค่าความโค้งหาได้จากอัตราส่วนของค่าความเครียดของคอนกรีต ณ บริเวณผิวรับแรงอัดหารด้วยระยะจากผิวรับแรงอัดถึงแนวแกนสะเทิน

และข้อสมมติฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ต้องอยู่บนพื้นฐานที่สอดคล้องกับสภาวะดังนี้

1. องค์อาคารต้องอยู่ในสภาวะสมดุลสถิต (Static equilibrium) กล่าวคือ แรงภายในขององค์อาคารที่เกิดขึ้นจะต้องมีค่าเท่ากับแรงภายนอกที่กระทำต่อ องค์อาคารนั้น
2. ค่าหน่วยแรงต้องสอดคล้องกับค่าความเครียด (Stress and strains compatibility) กล่าวคือ หน่วยแรงที่จุดใด ขององค์อาคารจะต้องสอดคล้องกับความเครียดที่จุดนั้น ในทุกจุดภายในองค์อาคาร

ส่วนข้อสมมติฐานที่จะใช้ในการวิเคราะห์กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กมีดังนี้

1. ค่าความเครียดภายในคอนกรีตและเหล็กเสริมเป็นอัตราส่วนกับระยะห่างจากแนวแกนสะเทิน โดยระนาบของหน้าตัดของคานก่อนรับน้ำหนักบรรทุกเป็นระนาบ และหลังจากได้รับน้ำหนักบรรทุกก็ยังคงเป็นระนาบ
2. การกระจายของหน่วยแรงในคอนกรีต จะขึ้นอยู่กับแบบจำลองการกระจายหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีต
3. หน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมเป็นแบบอริสติก-พลาสติกโดยสมบูรณ์ นั่นคือ หากหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมมีค่าต่ำกว่ากำลังที่จุดคราก (yield strength: f_y) การคำนวณหาความเครียดต้องนำค่าโมดูลัสยืดหยุ่นมาคูณกับหน่วยแรงนั้น ($f_s = E_s \varepsilon_s$) แต่ถ้าความเครียดที่เกิดขึ้นสูงกว่าความเครียดคราก ($\varepsilon_s > \varepsilon_y$) ของเหล็กเสริมให้ใช้หน่วยแรงของเหล็กเสริมเท่ากับกำลังที่จุดคราก ($f_s = f_y$)
4. ไม่คิดกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

5. ค่าความเครียดของคอนกรีตจะเท่ากับค่าความเครียดของเหล็กเสริม ณ ตำแหน่งเดียวกัน นั่นคือการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมเป็นไปอย่างสมบูรณ์

3.4.1 หน่วยแรงอัดและความเครียดของคอนกรีต

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับความเครียดของคอนกรีตสามารถหาได้จากการทดสอบแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐานขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 ซม. สูง 30 ซม. รับแรงกดตามแนวแกนอย่างเดียว (uniaxial stress) จนกระทั่งแท่งคอนกรีตตัวอย่างถูกอัดแตก โดยทำการทดสอบแท่งคอนกรีตเมื่ออายุครบ 28 วัน ซึ่งในช่วงเริ่มต้นที่ให้น้ำหนักจนถึงระดับหน่วยแรงอัดประมาณ 40 ถึง 50% ของกำลังต้านแรงอัดสูงสุด (f'_c) ความสัมพันธ์ในช่วงนี้จะเป็นเส้นโค้งน้อยๆ จนเกือบเป็นเส้นตรง และเมื่อหน่วยแรงอัดเพิ่มสูงขึ้นความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเป็นเส้นโค้งพาราโบลาคว่า และที่หน่วยแรงอัดสูงสุดคอนกรีตจะมีค่าความเครียดประมาณ $2000 \mu\epsilon$ และเมื่อเพิ่มค่าความเครียดให้แก่แท่งคอนกรีต ค่าหน่วยแรงอัดกลับมีค่าลดลงเป็นลำดับจนกระทั่งวิบัติ ค่าความเครียดสูงสุด (ϵ_u) จะมีค่าระหว่าง $3000 \mu\epsilon$ ถึง $4000 \mu\epsilon$ และตามมาตรฐาน ACI 318-02 กำหนดให้ $\epsilon_u = 3000 \mu\epsilon$ เท่านั้น และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (E_c) มีค่าเท่ากับ $4700\sqrt{f'_c}$ ในหน่วย MPa

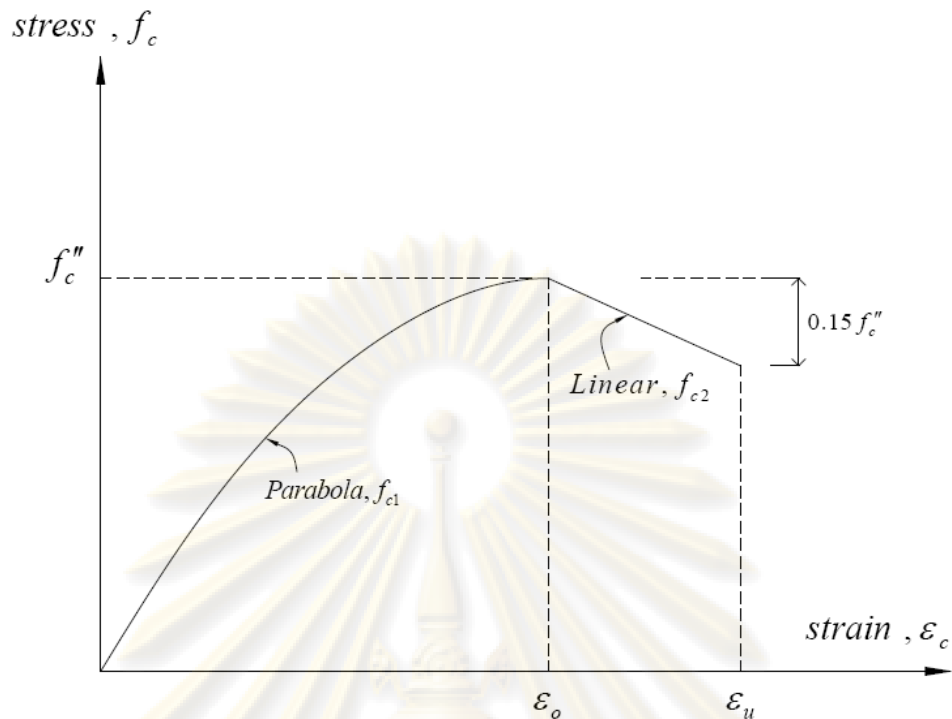
Hognested และคณะ (1955) ได้ศึกษาความสัมพันธ์ ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดของคอนกรีต ได้กราฟความสัมพันธ์ดังรูปที่ 3.5 ซึ่งได้ผลใกล้เคียงกับกราฟจากผลการทดสอบแท่งคอนกรีต และสามารถแสดงเป็นสมการได้ดังสมการที่ 3.9 และ 3.10

$$\text{เมื่อ } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_o, \quad f_{c1} = f_c'' \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right] \quad (3.9)$$

$$\text{และ } \epsilon_o < \epsilon_c < 0.0038, \quad f_{c2} = f_c'' - 0.15f_c'' \frac{(\epsilon_c - \epsilon_o)}{(0.0038 - \epsilon_o)}$$

$$f_{c2} = 0.9f_c' [A - B\epsilon_c] \quad (3.10)$$

$$\text{โดยที่ } A = 1 + \frac{0.15\epsilon_o}{0.0038 - \epsilon_o} \text{ และ } B = \frac{0.15}{(0.0038 - \epsilon_o)}$$



รูปที่ 3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับความเครียดของคอนกรีตที่เสนอโดย Hognested และคณะ (1955)

โดยที่ $f_c'' = 0.9 f_c'$

ϵ_o = ความเครียดของคอนกรีตเมื่อหน่วยแรงในคอนกรีตมีค่าสูงสุด

คำนวณได้จาก $\frac{1.8 f_c''}{E_c}$

ϵ_c = ความเครียดของคอนกรีตที่สภาวะต่างๆ

ϵ_u = ความเครียดของคอนกรีตที่สภาวะประลัยมีค่าเท่ากับ 0.0038

3.4.2 หน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริม

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงกับความเครียดของเหล็กเสริม สามารถหาได้จากการทดสอบตัวอย่างเหล็กเสริม โดยการดึงอย่างต่อเนื่องจนถึงจุดวิบัติ หน่วยแรงดึงและความเครียดในช่วงอิลาสติกจะมีความสัมพันธ์แบบเชิงเส้นตามกฎของฮุก โดยเกิดการยืดตัวเกิดขึ้นไม่มากนัก อีกทั้งเมื่อปลดแรงดึงออกเหล็กเสริมจะสามารถคืนตัวได้ดั้งเดิม แต่ถ้าเพิ่มแรงดึงอย่างต่อเนื่องจนกระทั่งเหล็กเสริมเริ่มเกิดการคราก ซึ่งนับเป็นจุดสิ้นสุดของช่วงอิลาสติก ณ จุดนี้ เหล็กเสริมจะยืดออกขณะที่แรงดึงกระทำมีค่าค่อนข้างคงที่ เรียกหน่วยแรง ณ ตำแหน่งนี้

ว่า หน่วยแรงที่จุดคราก (f_y) และในการทดสอบบางครั้งอาจจะพบว่าเหล็กเสริมมีทั้งจุดครากบนและจุดครากล่างโดยจุดครากบนบางครั้งอาจไม่ปรากฏขึ้นอยู่กับอัตราเร่งในการทดสอบและลักษณะพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม โดยปกติจะถือค่าจุดครากล่างเป็นจุดครากของเหล็กเสริม

เมื่อเลยจุดครากไปแล้ว หน่วยแรงจะมีค่าค่อนข้างคงที่ขณะที่ความเครียดมีค่าเพิ่มขึ้น เรียกช่วงนี้ว่า ช่วงพลาสติก เหล็กเสริมที่มีกำลังครากต่ำจะมีช่วงพลาสติกยาวกว่าเหล็กเสริมกำลังครากสูง และการยืดตัวของเหล็กเสริมในช่วงนี้จะบ่งบอกถึงความเหนียวของเหล็กเสริม โดยปกติมีค่าประมาณ 10-12 เท่าของความเครียดที่จุดคราก ต่อจากช่วงนี้เหล็กเสริมจะสามารถรับแรงเพิ่มขึ้นได้ พร้อมกับการยืดตัวของเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้นกัน แต่ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดจะไม่เป็นตามกฎของฮุกเหมือนในช่วงอีลาสติก เรียกช่วงนี้ว่า ช่วงการแข็งตัวเพิ่ม (strain hardening) และเมื่อถึงจนถึงหน่วยแรงสูงสุดของเหล็กเสริม (ultimate tensile strength) หน่วยแรงดึงจะค่อยๆลดลง และหน้าตัดเหล็กเสริมจะเริ่มเกิดการคอดเล็กลง ซึ่งสามารถสังเกตได้จนกระทั่งจุดที่เหล็กเสริมถูกดึงขาดออกจากกัน เรียกหน่วยแรงที่จุดนี้ว่า หน่วยแรงดึงที่จุดขาดของเหล็กเสริม และค่าความชันของกราฟในช่วงอีลาสติกเรียกว่า ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม (E_s) สำหรับเหล็กเสริมในทุกชั้นคุณภาพจะมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นค่อนข้างคงที่และมีค่าเท่ากับ 200,000 MPa



รูปที่ 3.3 การกระจายหน่วยแรง และความเครียดของเหล็กเสริมแบบอีลาสติก-พลาสติกโดยสมบูรณ์

ในการวิเคราะห์หน้าตัดของการศึกษานี้จะสมมติให้ การกระจายหน่วยและความเครียดของเหล็กเสริมเป็นแบบอิลาสติก-พลาสติกโดยสมบูรณ์ ดังรูปที่ 3.8 นั่นคือ หากหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมมีค่าต่ำกว่ากำลังที่จุดคราก การคำนวณหาค่าความเครียดต้องนำค่าโมดูลัสยืดหยุ่นมาคูณกับหน่วยแรงนั้น แต่ถ้าความเครียดที่เกิดขึ้นสูงกว่าความเครียดคราก ($\epsilon_s > \epsilon_y$) ของเหล็กเสริมให้ใช้หน่วยแรงของเหล็กเสริมเท่ากับกำลังที่จุดคราก

3.4.3 ความโค้งของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

เมื่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กรับน้ำหนักบรรทุกจะเกิดการแอ่นตัว ดังแสดงในรูปที่ 3.2 ค่ารัศมีความโค้งของคานจะวัดจากจุดศูนย์กลางความโค้งถึงแนวแกนสะเทิน แต่ค่ารัศมีความโค้งของคาน, ระยะแนวแกนสะเทินถึงผิวรับแรงอัด, ความเครียดที่ผิวรับแรงอัดของคอนกรีต และความเครียดของเหล็กเสริมจะเปลี่ยนแปลงตามค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคาน

ดังนั้น เมื่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กได้รับน้ำหนักบรรทุกจะเกิดการแอ่นตัว โดยมีรัศมีความโค้ง ρ และหากพิจารณาเพียงชิ้นส่วนเล็กๆ ของคาน (Segment of beam) ที่มีความยาวของส่วนโค้ง ds และมีการเปลี่ยนแปลงมุมของเส้นสัมผัสคาน $d\theta$ ในรูปที่ 3.2 จากความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตจะได้สมการ

$$d\theta = \frac{ds}{\rho}$$

หรือ

$$\frac{d\theta}{ds} = \frac{1}{\rho} \quad (3.6)$$

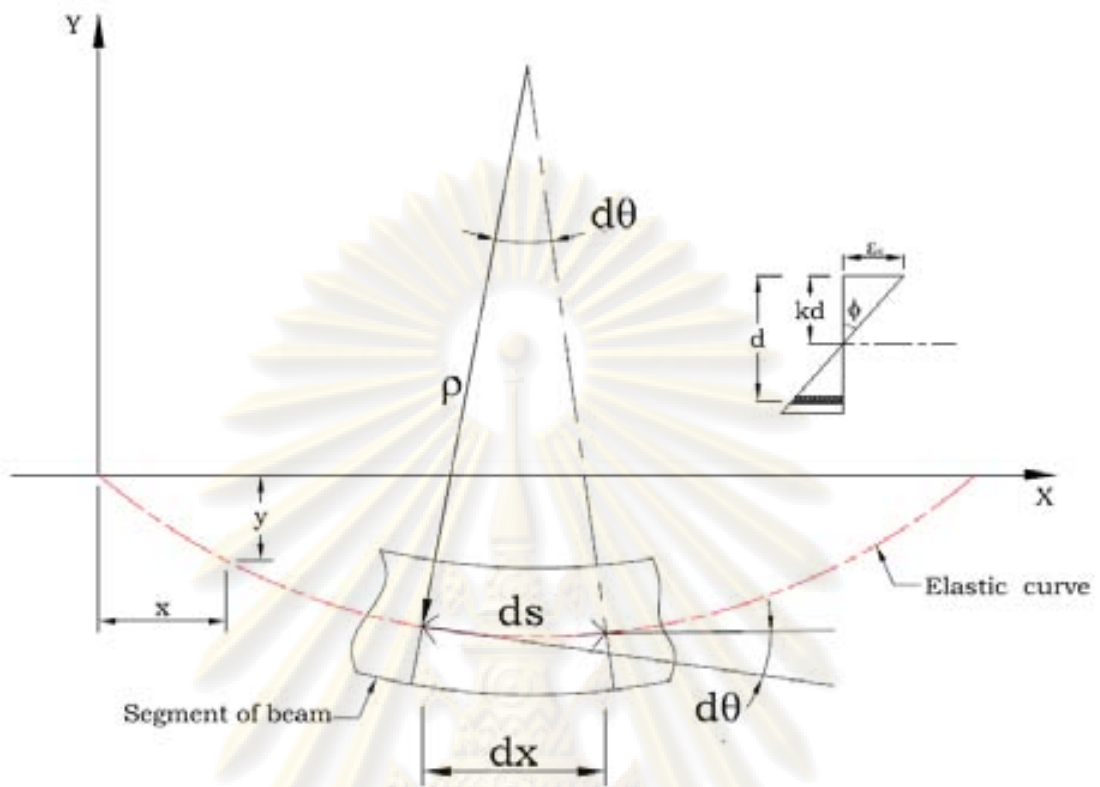
ค่าความเครียดในคอนกรีตที่เกิดขึ้นแก่หน้าตัดคาน ทำให้ระนาบของหน้าตัดคานหมุนไปเป็นมุม ϕ รอบจุดสะเทินเมื่อเทียบกับระนาบเดิมก่อนบรรทุกน้ำหนัก จากรูปที่ 3.4 โดยปกติค่าของมุม ϕ มีค่าไม่มากนัก สามารถหาความสัมพันธ์ได้ดังสมการ

$$\tan \phi \cong \phi = \frac{\epsilon_c}{kd} \quad (3.7)$$

โดยที่ ρ = รัศมีความโค้ง

ϵ_c = ความเครียดของคอนกรีตที่ผิวบนรับแรงอัด

kd = ระยะจากผิวบนรับแรงอัดของคอนกรีตถึงแนวแกนสะเทิน



รูปที่ 3.4 ลักษณะของชิ้นส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อมีน้ำหนักบรรทุกกระทำ

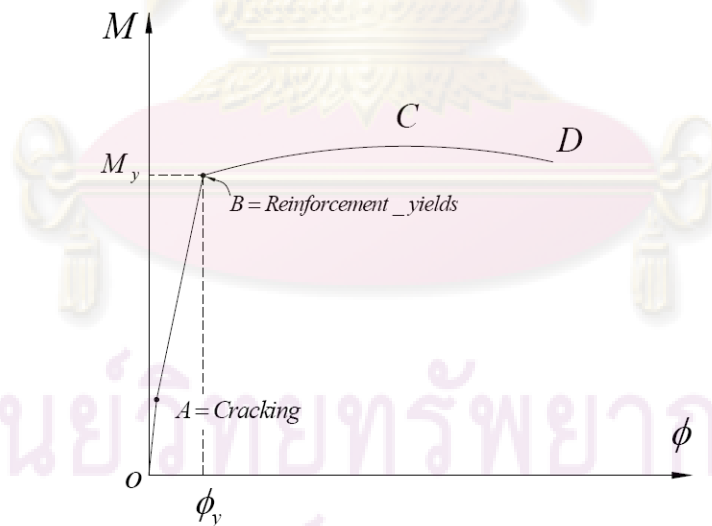
นิยามความโค้ง คือ การเปลี่ยนแปลงมุมหมุนต่อหน่วยความยาวของชิ้นส่วนหรืออัตราส่วนของค่าความเครียดของคอนกรีต ณ บริเวณผิวรับแรงอัดของคอนกรีตหารด้วยระยะจากผิวรับแรงอัดถึงแนวแกนสะเทิน ดังสมการ

$$\phi = \frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{ds} = \frac{\epsilon_c}{kd} \tag{3.8}$$

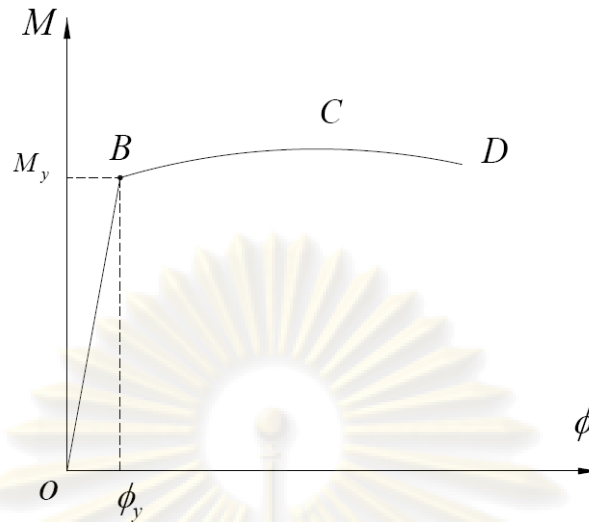
โดยที่ ϕ = ความโค้งของหน้าตัด

3.4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคาน

การวิเคราะห์พฤติกรรมกรรมการดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งมีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เมื่อมีแรงกระทำตั้งฉากกับคานในทิศทางเดียวนั้น จำเป็นต้องทราบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับความโค้ง ซึ่งในทางปฏิบัติแล้วในกรณีที่เหล็กเสริมคานสามารถใช้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานโดยแบ่งเป็น 3 ช่วง ซึ่งได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.2 โดยช่วง OA เป็นช่วงที่ยังไม่เกิดรอยร้าวในคอนกรีต ที่จุด A เริ่มเกิดรอยร้าวที่ผิวล่างของคาน (first cracking) และเมื่อโมเมนต์ดัดมีค่ามากขึ้น รอยร้าวจะเคลื่อนตัวสูงขึ้นด้วย ในช่วง AB จุด B เรียกว่าระดับที่หน่วยแรงในเหล็กพอดีถึงจุดคราก (first yielding) ช่วงที่สามเริ่มจากสถานะครากของเหล็กเสริมถึงจุด C เป็นช่วงที่โมเมนต์มีอัตราการเพิ่มขึ้นน้อยลงมาก แต่ค่าความโค้งกลับมีค่าเพิ่มขึ้นมาก จนค่าโมเมนต์ถึงจุดสูงสุดแล้วจะมีค่าค่อยๆ ลดลง โดยค่าความโค้งยังคงเพิ่มขึ้นจนถึงสถานะความเครียดสูงสุดของคอนกรีต (จุด D) หรืออาจจะใช้แบบจำลองเพียง 2 ช่วง ดังรูปที่ 3.3 โดยช่วงแรกเริ่มจาก O ถึงจุด B และช่วงที่สองเริ่มจากเหล็กเสริมครากถึงสถานะความเครียดสูงสุดของคอนกรีต ซึ่งแบบจำลองโดยประมาณทั้ง 2 แบบดังกล่าวมีความถูกต้องเพียงพอเมื่อหน้าตัดเริ่มเกิดการแตกร้าว

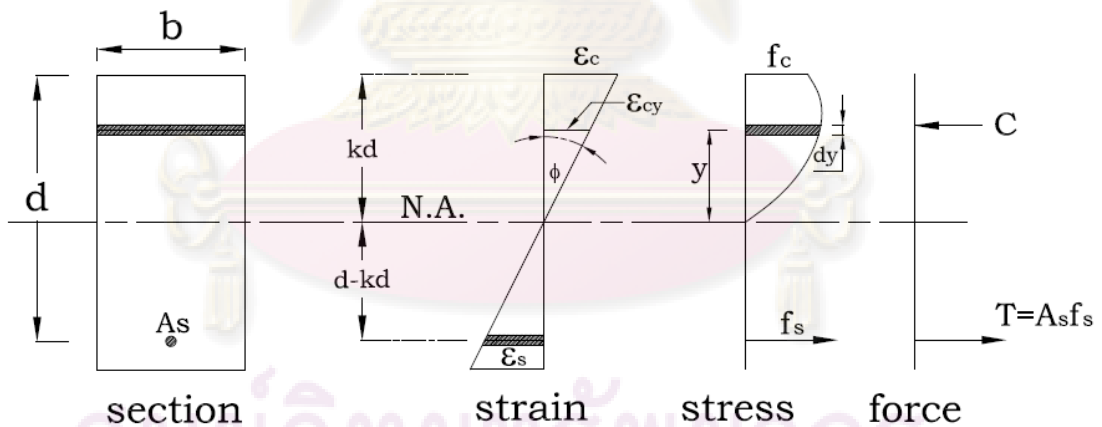


รูปที่ 3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานแบบ 3 ช่วง



รูปที่ 3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานแบบ 2 ช่วง

ค่าแรงอัดรวมทั้งหมดของคอนกรีตที่เกิดขึ้นเหนือแนวแกนสะเทิน (C) สามารถหาได้จากการอินทิเกรตผลคูณของหน่วยแรงย่อย f_{cy} และพื้นที่หน้าตัด dA โดยหน่วยแรงย่อยซึ่งเกิดจากความเครียดในแต่ละระดับ (ϵ_{cy}) ซึ่งห่างจากแนวแกนสะเทินเป็นระยะ y ตามรูปที่ 3.6



รูปที่ 3.7 การกระจายของความเครียด, หน่วยแรง และแรงภายในบนหน้าตัด เมื่อ $\epsilon_c \leq \epsilon_o$

กรณี C.1 เมื่อค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตมีค่าไม่เกินค่าความเครียดสูงสุด ($\epsilon_c \leq \epsilon_o$) ค่า f_{cy} จะใช้ค่าตามสมการที่ 3.9 นั่นคือ

$$C_1 = \int_0^{kd} f_{cy} \cdot dA \quad (3.9)$$

$$= \int_0^{kd} f_{cy} \cdot b \cdot dy$$

$$= \int_0^{kd} b \cdot 0.9 f'_c \left[\frac{2\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] dy \quad (3.10)$$

จากรูปที่ 3.6 จะได้ความสัมพันธ์ของค่าความถี่ที่ผิวรับแรงอัดและความเครียดภายในคอนกรีตตามสมการ

$$\varepsilon_{cy} = \left(\frac{\varepsilon_c}{kd} \right) y \quad (3.11)$$

จะได้

$$C_1 = 0.9bf'_c \int_0^{kd} \left[\frac{2}{\varepsilon_o} \frac{\varepsilon_c}{kd} y - \frac{1}{\varepsilon_o^2} \frac{\varepsilon_c^2}{k^2 d^2} y^2 \right] dy$$

ดังนั้นแรงอัดรวมทั้งหมดในกรณีที่ $\varepsilon_c < \varepsilon_o$

$$C_1 = 0.9bf'_c \left[\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \frac{1}{3} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] k \quad (3.12)$$

ค่าโมเมนต์รอบแกนสะเทินเนื่องจากหน่วยแรงอัดของคอนกรีตหาได้ โดยการอินทิเกรตผลคูณของหน่วยแรงย่อย f_{cy} พื้นที่หน้าตัด dA และแขนของโมเมนต์ y ตามรูปที่ 3.6 จะได้

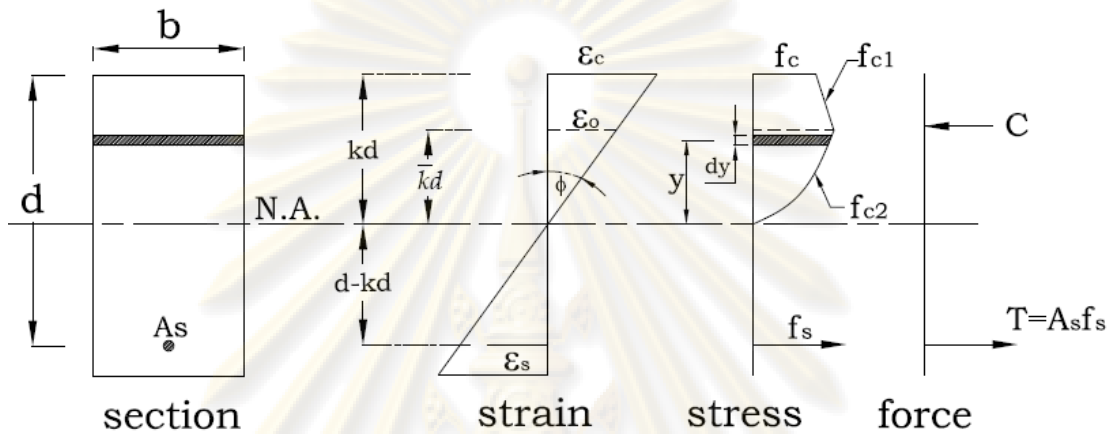
$$M_{c1} = \int_0^{kd} f_c \cdot y \cdot bdy$$

$$M_{c1} = \int_0^{kd} 0.9bf'_c \left[\frac{2\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] ydy$$

ดังนั้น ค่าโมเมนต์รอบแกนสะเทินในกรณีที่ $\varepsilon_c \leq \varepsilon_o$

$$M_{c1} = 0.9f'_c b d^2 \left[\frac{2}{3} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \frac{1}{4} \frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_o^2} \right] k^2 \quad (3.13)$$

กรณีที่ C.2 ในกรณีที่ความเครียดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตบางส่วน มีค่ามากกว่า ε_o ดังนั้น จะต้องแบ่งช่วงพิจารณา โดยสมมติให้ช่วงจากแนวแกนสะเทินจนถึง ระยะ $\bar{k}d$ มีค่าความเครียดไม่เกิน ε_o ซึ่งจะยังคงใช้ค่า f_{cy} ตามสมการที่ 3.9 แต่ในช่วงที่ค่าความเครียดที่สูงกว่า ε_o ($\bar{k}d < y \leq kd$) ค่า f_{cy} จะใช้ค่า ตามสมการที่ 3.10 ดังนั้น แรงอัดทั้งหมดในคอนกรีตที่เกิดขึ้นจะหาได้จาก



รูปที่ 3.8 การกระจายของความเครียด, หน่วยแรง และแรงภายในบนหน้าตัด เมื่อ $\varepsilon_c > \varepsilon_o$

$$C_2 = \int_0^{\bar{k}d} [b \cdot f_{c1}] dy + \int_{\bar{k}d}^{kd} [b \cdot f_{c2}] dy$$

$$C_2 = \int_0^{\bar{k}d} b \cdot 0.9 f'_c \left[\frac{2\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] dy + \int_{\bar{k}d}^{kd} b \cdot 0.9 f'_c [A - B\varepsilon_{cy}] dy$$

จากรูปที่ 3.7 สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่าง \bar{k} กับ k ได้เป็น

$$\bar{k} = \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} k \quad (3.14)$$

นำสมการที่ 3.14 แทนลงใน 3.13 จะได้

$$C_2 = 0.9bf'_c \left[\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \frac{1}{kd} \left(\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} kd \right)^2 - \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_o^2} \frac{1}{k^2 d^2} \left(\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} kd \right)^3 + Adk \left(1 - \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} \right) - \frac{B\varepsilon_c}{2kd} \left((kd)^2 - \left(\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} kd \right)^2 \right) \right]$$

$$\text{ดังนั้น} \quad C_2 = 0.9bdf'_c \left[\frac{2}{3} \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} + A \left(1 - \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} \right) - B \frac{\varepsilon_c}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_o^2}{\varepsilon_c^2} \right) \right] k \quad (3.15)$$

$$\text{หรือ} \quad C_2 = \alpha k \quad (3.16)$$

$$\text{เมื่อ} \quad \alpha = 0.9bdf'_c \left[\frac{2}{3} \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} + A \left(1 - \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} \right) - B \frac{\varepsilon_c}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_o^2}{\varepsilon_c^2} \right) \right] \quad (3.17)$$

และค่าโมเมนต์รอบแกนสะเทินในกรณีนี้สามารถหาได้จาก

$$M_{c_2} = \int_0^{\bar{kd}} [b \cdot f_{c_1}] y dy + \int_{\bar{kd}}^{kd} [b \cdot f_{c_2}] y dy$$

$$M_{c_2} = \int_0^{\bar{kd}} b \cdot 0.9 f'_c \left[\frac{2\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] y dy + \int_{\bar{kd}}^{kd} b \cdot 0.9 f'_c \left[A - B\varepsilon_{cy} \right] y dy$$

ดังนั้นโมเมนต์รอบแกนสะเทินในกรณีที่ $\varepsilon_c > \varepsilon_o$

$$M_{c_2} = 0.9bd^2 f'_c \left[\frac{5}{12} \frac{\varepsilon_o^2}{\varepsilon_c^2} + \frac{A}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_o^2}{\varepsilon_c^2} \right) - \frac{B\varepsilon_c}{3} \left(1 - \frac{\varepsilon_o^3}{\varepsilon_c^3} \right) \right] k^2 \quad (3.18)$$

สำหรับแรงดึงทั้งหมดของเหล็กเสริมได้แนวแกนสะเทิน (T) สามารถหาได้จากผลคูณระหว่างหน่วยแรง f_s และพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม A_s โดยหน่วยแรงซึ่งเกิดขึ้นในเหล็กเสริมมีความสัมพันธ์ตามรูปที่ 3.6 และสมการดังนี้

กรณี S.1 เมื่อความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมมีค่าไม่เกินค่าความเครียด ณ จุดคราก ($\varepsilon_s < \varepsilon_y$)

$$T_1 = A_s f_s$$

$$T_1 = A_s E_s \varepsilon_s \quad (3.19)$$

จากรูปที่ 3.6 จะได้ความสัมพันธ์ของค่าความถี่รับแรงอัดและความเครียดของเหล็กเสริมตามสมการ

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

$$\varepsilon_s = \left(\frac{1}{k} - 1 \right) \varepsilon_c \quad (3.20)$$

แทนสมการที่ 3.20 ลงในสมการที่ 3.19 จะได้

$$T_1 = A_s E_s \left(\frac{1}{k} - 1 \right) \varepsilon_c \quad (3.21)$$

และค่าโมเมนต์รอบแกนสะเทินเนื่องจากแรงดึงในเหล็กเสริม ตามรูปที่ 3.6 จะได้สมการเป็น

$$\begin{aligned} M_s &= T_1 (d - kd) \\ M_{s1} &= A_s f_s d (1 - k) \end{aligned} \quad (3.22)$$

กรณี S.2 เมื่อความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับค่าความเครียด ณ จุดคราก ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$)

$$T_2 = A_s f_y \quad (3.23)$$

และค่าโมเมนต์รอบแกนสะเทินเนื่องจากแรงดึงในเหล็กเสริมในกรณีนี้ จะได้สมการเป็น

$$M_{s2} = A_s f_y d (1 - k) \quad (3.24)$$

จากสมการข้างต้นสามารถนำไปใช้วิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์ต้านทานของหน้าตัดและค่าความโค้ง ดังขั้นตอนต่อไปนี้

1. เลือกค่าความเครียดที่ผิวคอนกรีต (ε_c) และตรวจสอบว่าค่าที่เลือกนั้นน้อยกว่า หรือมากกว่าค่าความเครียดเมื่อหน่วยแรงในคอนกรีตมีค่าสูงสุด (ε_o)
2. หากค่าความเครียดที่เลือก น้อยกว่าหรือเท่ากับค่าความเครียดเมื่อหน่วยแรงในคอนกรีตมีค่าสูงสุด ($\varepsilon_c \leq \varepsilon_o$) ฉะนั้น ในการคำนวณแรงอัดในคอนกรีตจะใช้สมการที่ 3.12

2.1 คำนวณหาค่า k_1 จากสมมูลของแรงอัดในคอนกรีตและแรงดึงในเหล็กเสริม โดยสมมติให้เหล็กเสริมไม่เกิดการคราก ($\varepsilon_s < \varepsilon_y$), ($C_1 = T_1$)

2.2 คำนวณหาค่า k_2 จากสมมูลของแรงอัดในคอนกรีตและแรงดึงในเหล็กเสริม โดยสมมติให้เหล็กเสริมเกิดการคราก ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$), ($C_1 = T_2$)

- 2.3 นำค่า k ที่ได้ในแต่ละกรณี คำนวณค่า ε_s ตามสมการที่ 3.20 เพื่อตรวจสอบว่าสอดคล้องกับที่ได้สมมติไว้ก่อนหรือไม่ โดยจะใช้ค่า k ที่สอดคล้องกับกรณีที่ได้สมมติไว้
3. หากค่าความเครียดที่เลือกมา มากกว่าค่าความเครียดเมื่อหน่วยแรงในคอนกรีตมีค่าสูงสุด ($\varepsilon_c > \varepsilon_{c0}$) ฉะนั้น ในการคำนวณแรงอัดในคอนกรีตจะใช้สมการที่ 3.15
- 3.1 คำนวณหาค่า k_3 จากสมมูลของแรงอัดในคอนกรีตและแรงดึงในเหล็กเสริม โดยสมมติให้เหล็กเสริมไม่เกิดการคราก ($\varepsilon_s < \varepsilon_y$), ($C_2 = T_1$)
- 3.2 คำนวณหาค่า k_4 จากสมมูลของแรงอัดในคอนกรีตและแรงดึงในเหล็กเสริม โดยสมมติให้เหล็กเสริมเกิดการคราก ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$), ($C_2 = T_2$)
- 3.3 นำค่า k ที่ได้ในแต่ละกรณี คำนวณค่า ε_s ตามสมการที่ 3.20 เพื่อตรวจสอบว่าสอดคล้องกับที่ได้สมมติไว้ก่อนหรือไม่ โดยจะใช้ค่า k ที่สอดคล้องกับกรณีที่ได้สมมติไว้
4. จากขั้นตอนที่ 2 หรือ 3 จะได้ค่า k จากนั้นนำไปคำนวณค่า ϕ ได้จากสมการที่ 3.8 และค่าโมเมนต์ต้านทานได้จากสมการที่ 3.13, 3.18, 3.22 และ 3.24 ตามแต่กรณี โดยจะทำเช่นนี้เริ่มตั้งแต่ค่า $\varepsilon_c = 0 \mu\varepsilon$ จนกระทั่ง $\varepsilon_c = 3800 \mu\varepsilon$ ซึ่งจะได้กราฟความสัมพันธ์ของโมเมนต์ต้านทานและความโค้ง

3.4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน

ในการศึกษาพฤติกรรมการดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น ต้องทราบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน เริ่มตั้งแต่ค่าน้ำหนักบรรทุกเป็นศูนย์จนถึงค่าน้ำหนักประลัย การหาความสัมพันธ์ดังกล่าวอาศัยความสัมพันธ์ของโมเมนต์ต้านทานและความโค้งของคานที่ได้วิเคราะห์ไว้ก่อน โดยในระยะแรกค่าน้ำหนักบรรทุกยังไม่มากนักคานยังอยู่ในช่วงอิลาสติก แต่เมื่อค่าน้ำหนักมากขึ้นคานจะผ่านเข้าสู่ช่วงอินอิลาสติก การวิเคราะห์ค่าการแอ่นตัวของคาน ยังอาศัยความสัมพันธ์ตามสมการที่ 3.6 ซึ่งหากอินทิเกรตสมการดังกล่าวครั้งแรกจะได้ค่าพื้นที่ใต้กราฟ และอินทิเกรตซ้ำอีกครั้งก็จะได้เป็นโมเมนต์ของพื้นที่ดังกล่าว ซึ่งก็คือ ค่าการแอ่นตัวของคานนั่นเอง ดังสมการ

$$\delta = \iint \phi dx dx \quad (3.25)$$

เนื่องจากวิธีนี้สามารถหาค่าการแอ่นตัวได้ทั้งช่วงอิลาสติกและช่วงอินอิลาสติก ซึ่งเป็นวิธีกึ่งกราฟฟิค ในการศึกษาจะต้องสร้างไดอะแกรมของความโค้งในแต่ละชั้นของค่าโมเมนต์ดัด จากนั้นจะหาค่าโมเมนต์ของพื้นที่ความโค้งรอบฐานรองรับ โดยพื้นที่ดังกล่าวจะเริ่มตั้งแต่กึ่งกลางช่วงคานจนถึงฐานรองรับ ส่วนค่าน้ำหนักบรรทุกทุกค่านวนจากค่าโมเมนต์ตามสมการสมดุลของคาน

การวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างค่าน้ำหนักบรรทุกและค่าแอ่นตัวของคาน สามารถสรุปเป็นขั้นตอนได้ดังต่อไปนี้

1. เลือกค่าน้ำหนักบรรทุก P_j ที่กระทำต่อคานจำนวนหนึ่งค่า
2. เมื่อคานได้รับน้ำหนักบรรทุก จะสามารถเขียนไดอะแกรมของโมเมนต์ดัด และความโค้งได้ดังรูปที่ 3.9 ซึ่งจะเห็นได้ว่าในช่วง AC ค่าความโค้งมีค่าเท่ากับ ϕ_j ที่จุด C และจะลดลงเป็นศูนย์ที่ฐานรองรับ โดยค่า M_i สามารถได้จากความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตของไดอะแกรมโมเมนต์ดัด ส่วน ϕ_i ได้จากการอ่านค่าจากกราฟความสัมพันธ์ของ โมเมนต์ และความโค้งที่หาได้ในหัวข้อที่ 3.3.4
3. การหาค่าแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคาน (δ_j) จะทำได้โดยหาโมเมนต์ของพื้นที่ ϕ ของไดอะแกรมความโค้ง รอบจุด o ในรูปที่ 3.9 เนื่องจากไดอะแกรมความโค้งในช่วง AC มีลักษณะโค้ง ดังนั้นในการหาโมเมนต์ของพื้นที่ จึงแบ่งพื้นที่บริเวณดังกล่าวออกเป็นแถบย่อยๆ กว้าง Δx โดยมีค่าเฉลี่ยของความโค้ง $\bar{\phi}_i = \frac{\phi_i + \phi_{i+1}}{2}$ และห่างจากจุดหมุน \bar{x}_i ดังรูปที่ 3.10 และเขียนสมการได้ดังนี้

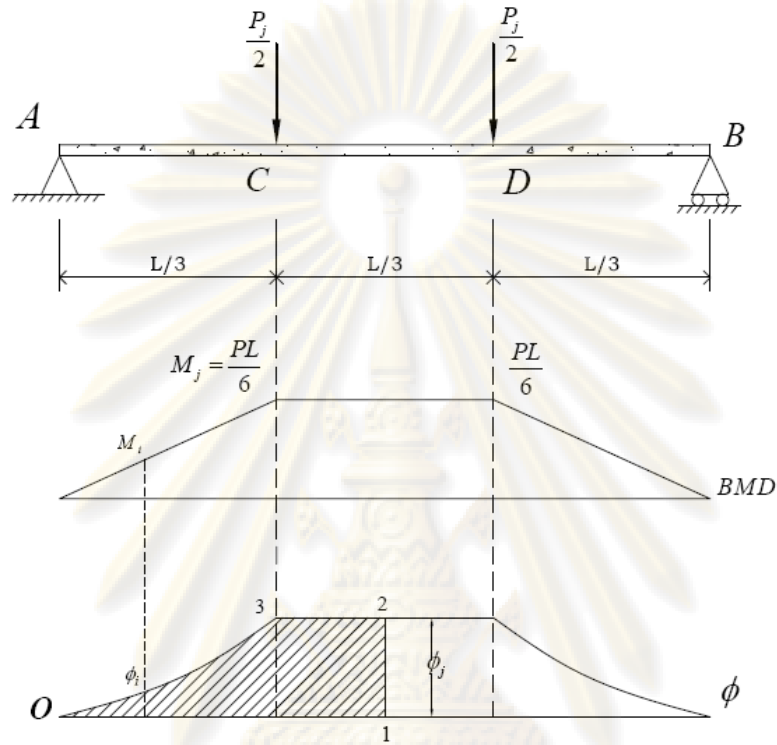
$$\delta_j = \phi_j \frac{L}{6} \left(\frac{L}{3} + \frac{L}{6} \right) + \sum_{i=0}^n \left(\frac{\phi_i + \phi_{i+1}}{2} \right) \Delta x \left(\frac{(2i+1)\Delta x}{2} \right)$$

$$\delta_j = \frac{\phi_j L^2}{12} + \sum_{i=0}^n \bar{\phi}_i (\Delta x)^2 \left(\frac{2i+1}{2} \right) \quad (3.26)$$

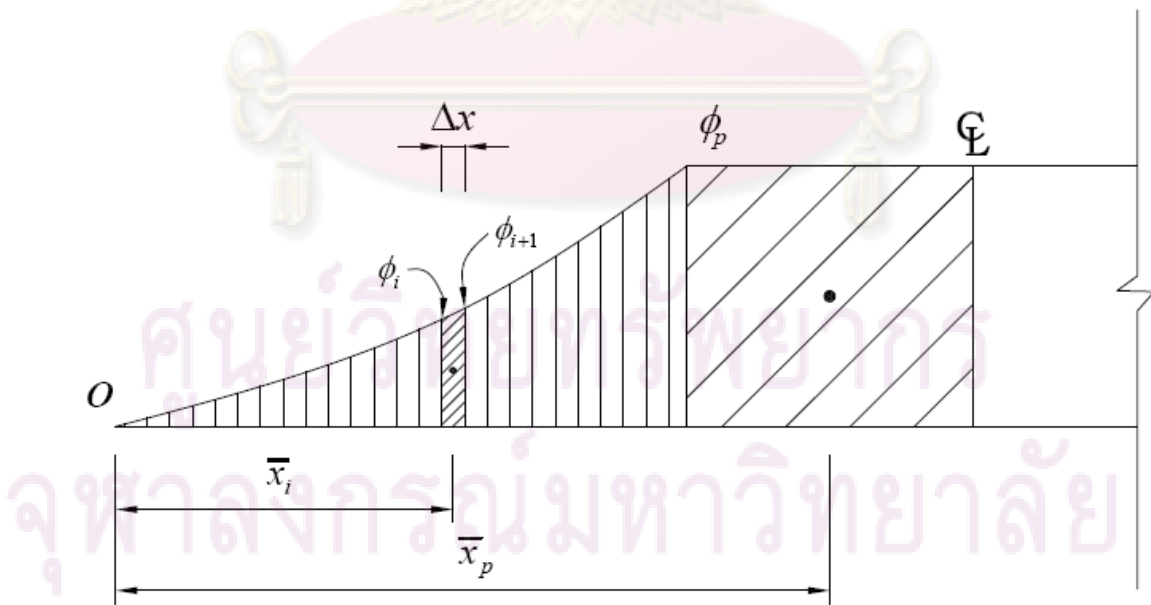
เมื่อ $n =$ จำนวนแถบย่อยที่ต้องการแบ่งในช่วง AC

$\phi_i, \phi_{i+1} =$ ค่าความโค้งด้านซ้าย และขวาของแถบย่อย

4. เมื่อทำตามขั้นที่ 3 และ 4 โดยเริ่มจากศูนย์จนถึงค่าโมเมนต์ปลายๆ จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าน้ำหนักบรรทุก และการแอ่นตัวของคาน



รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ของค่าน้ำหนักบรรทุก, โมเมนต์ดัด, ความโค้ง และการแอ่นตัวของคาน



รูปที่ 3.10 ลักษณะการแบ่งพื้นที่เพื่อใช้หาค่าการแอ่นตัวของคานในแต่ละค่าความโค้ง

บทที่ 4

การทดสอบ

4.1 วัสดุทดสอบ

4.1.1 คอนกรีต

คอนกรีตที่ใช้หล่อคานสำเร็จรูปเป็นคอนกรีตผสมเสร็จ ผลิตตามมาตรฐาน มอก.213-2520 C30/25 ใช้มวลรวมหยาบใหญ่สุด 20 มม. กำลังอัดทรงกระบอกระบุ 240 กก./ cm^2 มีค่าการยุบตัว 12.5 ± 2.5 ซม. เก็บตัวอย่างทดสอบรูปทรงกระบอกไว้ 3 ตัวอย่างทดสอบ ของแต่ละชุดการทดสอบ เพื่อหาค่ากำลังทดสอบที่ 28 วัน ตามมาตรฐาน ASTM C39

คอนกรีตเทในที่ กำหนดกำลังอัดรูปทรงกระบอก 240 กก./ cm^2 จัดทำด้วยมาตรฐานเดียวกับคอนกรีตสำเร็จรูปมีการเก็บตัวอย่างและทดสอบในลักษณะเดียวกัน

4.1.2 เหล็กเสริม

เหล็กเสริมที่ใช้เป็นเหล็กข้ออ้อยผลิตตามมาตรฐานอุตสาหกรรม มอก. 24-2536 กระทรวงอุตสาหกรรม SD40 ที่กำหนดให้กำลังคราก 4000 กก./ cm^2 กำลังรับแรงดึงไม่น้อยกว่า 5700 กก./ cm^2 . และค่าการยืดตัวในช่วง 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า 18% การทดสอบแรงดึงตามมาตรฐาน ASTM A370-80 โดยการสุ่มตัวอย่างมาทดสอบจำนวน 3 เส้น

4.1.3 เหล็กปลอก

เหล็กปลอกเป็นเหล็กเส้นกลมผลิตตามมาตรฐานอุตสาหกรรม มอก. 20-2536 กระทรวงอุตสาหกรรม SR24 ที่กำหนดให้กำลังคราก 2400 กก./ cm^2 กำลังรับแรงดึงไม่น้อยกว่า 3900 กก./ cm^2 ค่าการยืดตัวในช่วง 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า 21% การทดสอบแรงดึงตามมาตรฐาน ASTM A370-80 โดยการสุ่มตัวอย่างมาทดสอบจำนวน 3 เส้น

4.1.4 แบบหล่อ

คานคอนกรีตสำเร็จรูปหล่อด้วยแบบไม้ขนาดหน้าตัด 0.15 X 0.30 ม. ยาว 2.00 ม. มีความหนาประมาณ 25 มม. มีการโยงยึดอย่างมั่นคงแข็งแรง ทนต่อการจี้ในการเทคอนกรีตโดยที่สามารถควบคุมไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัว ชยับตัว หรือการบิดงอ ได้โดยสมบูรณ์

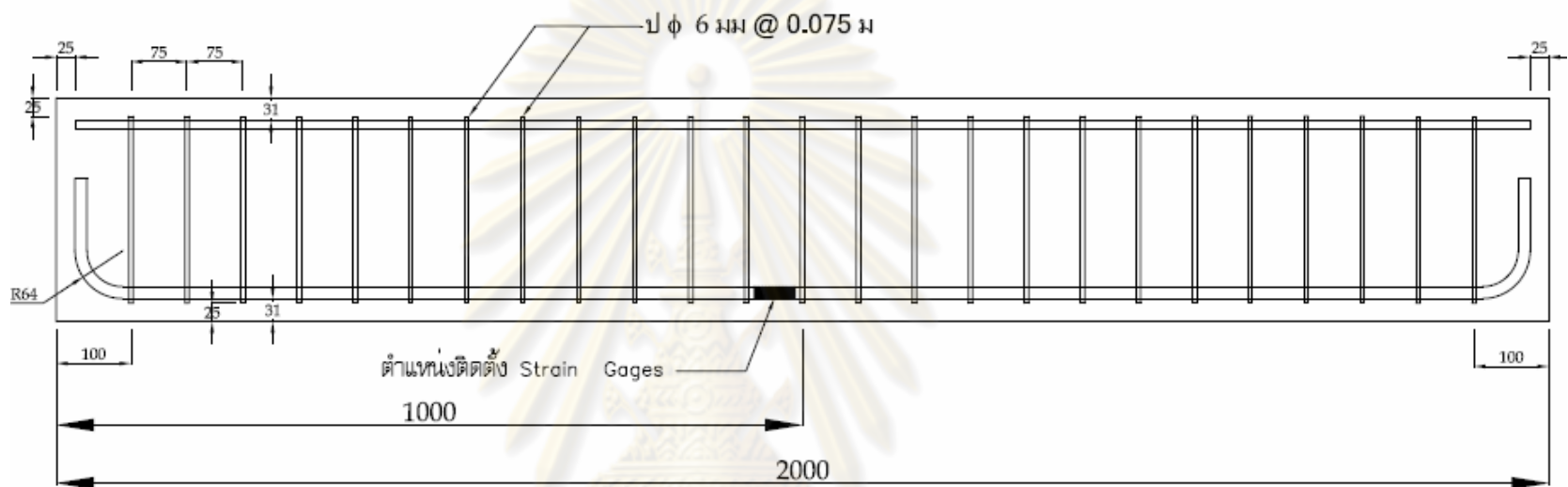
แบบหล่อสำหรับคอนกรีตเทในที่ที่เป็นแบบไม้มีความหนา 25 มม. ลึก 0.30 เมตร มีการยึดประกบกับตัวอย่างทดสอบทั้งสองข้าง ด้วยคร่าไม้ขนาด 37.5 มม. X 70 มม. ยาว 0.50 เมตร มีการโยงยึดเป็นช่วง ๆ ทั้งขอบบนและขอบล่างด้วยระยะห่างของตัวยึด 0.50 ม.

4.2 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างคานทดสอบเป็นการทดสอบคานแบบช่วงเดียวธรรมดาหล่อต่อเนื่องเป็นชิ้นเดียว และคานคอนกรีตสำเร็จรูปที่มีขนาดหน้าตัด 15 x 30 ซม. ช่วงความยาวจากกึ่งกลางฐานรองรับถึงกึ่งกลางฐานรองรับ 1.80 เมตร มีเหล็กปลอกขนาด 6 มม. เสริมระยะห่าง 0.075 ม. จำนวนเหล็กปลอกเสริมให้เพียงพอเพื่อป้องกันการวิบัติเนื่องจากการเฉือนได้ ลักษณะตัวอย่างคานแบบช่วงเดียวธรรมดาหล่อต่อเนื่องเป็นชิ้นเดียว และคานคอนกรีตสำเร็จรูปในแต่ละตัวอย่างทดสอบใช้คานสำเร็จรูป 1 ตัวอย่าง รวมทั้งสิ้น 3 ตัวอย่างทดสอบ ลักษณะการเสริมเหล็กที่บริเวณรอยต่อใช้เป็นประเด็นในการศึกษา ในการทดสอบจะออกแบบให้เหล็กเสริมที่รอยต่อของทุกตัวอย่างทดสอบเกิดการครากเป็นตำแหน่งแรก ลักษณะการทดสอบ คือ การทดสอบคานแบบช่วงเดียวธรรมดาหล่อต่อเนื่องเป็นชิ้นเดียว และการทดสอบแบบคานที่มีการเชื่อมต่อกันที่บริเวณกึ่งกลางคาน

4.2.1 คานคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดาหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน

การทดสอบโครงสร้างจริงด้วยคานขนาดความกว้าง 0.15 เมตร ความลึก 0.30 เมตร และความยาวช่วงจากกึ่งกลาง ฐานรองรับถึงกึ่งกลางฐานรองรับ 1.80 เมตร กำหนดปริมาณเหล็กเสริมสำหรับชิ้นส่วนคานที่หล่อเป็นชิ้นเดียวใช้เหล็กข้ออ้อยขนาด 12 มม. จำนวน 2 เส้นเป็นทั้งเหล็กเสริมบนและใช้เหล็กข้ออ้อยขนาด 16 มม. จำนวน 2 เส้นเป็นทั้งเหล็กเสริมล่าง ($\rho = 0.010 = 0.382\rho_b$) ดังรูปที่ 4.1 นั่นคือ ปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้้น้อยกว่า 0.50 เท่าของปริมาณที่สภาวะสมดุลย์ ($0.50\rho_b = 0.0131$) และสำหรับชิ้นส่วนคานที่มีการเชื่อมต่อกันที่บริเวณกึ่งกลางคานโดยทั่วไปจะใช้ปริมาณเช่นเดียวกันแต่จะแตกต่าง เฉพาะบริเวณที่ทำการเชื่อมต่อกันของคานสำเร็จรูปและใช้เหล็กปลอกขนาด 6 มม. ทุกระยะ 0.075 เมตร ซึ่งจะหล่อจำนวน 1 ตัวอย่างทดสอบเพื่อใช้เปรียบเทียบกับคานคอนกรีตสำเร็จรูป



รูปที่ 4.1 รายละเอียดแบบคานช่วงเดียวรวมคานหล่อต่อเนื่องเป็นชิ้นเดียว

4.2.2 คานคอนกรีตสำเร็จรูป

การศึกษาได้กำหนดให้ใช้คานคอนกรีตสำเร็จรูปจำนวน 2 ตัวอย่างทดสอบ เพื่อศึกษาเปรียบเทียบพฤติกรรมการดัดของรอยต่อก่อสร้างจากลักษณะการเสริมเหล็กที่บริเวณรอยต่อ ในการทดลองได้ออกแบบรอยต่อที่จะใช้เชื่อมต่อระหว่างคานคอนกรีตสำเร็จรูปไว้ดังต่อไปนี้

- แบบที่ 1 การเชื่อมต่อโดยการงอเหล็กเสริมเป็นมุม 90 องศา และใช้ขนาดรอยต่อ 200 มม. (PC-200) จำนวน 1 ตัวอย่างทดสอบ ใช้เหล็กปลอกขนาด 6 มม. ทุก ๆ ระยะ 0.075 เมตร ดังรูปที่ 4.2
- แบบที่ 2 การเชื่อมต่อโดยการงอเหล็กเสริมเป็น มุม 90 องศา และใช้ขนาดรอยต่อ 300 มม (PC-300) จำนวน 1 ตัวอย่างทดสอบ ใช้เหล็กปลอกขนาด 6 มม. ทุก ๆ ระยะ 0.075 เมตร ดังรูปที่ 4.3

คานทั้ง 2 แบบมีระยะฝั่งยึดภายในรอยต่อที่ไม่เท่ากัน เนื่องจากขนาดรอยต่อที่ไม่เท่ากัน ได้แสดงรายละเอียดของระยะฝั่งยึดภายในรอยต่อที่ใช้จริงและระยะฝั่งยึดตามมาตรฐาน ACI318-02 ดังตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 ระยะฝั่งยึดเหล็กเสริมกลางขนาด 16 มิลลิเมตร ภายในรอยต่อตามมาตรฐาน ACI318-02 และระยะฝั่งยึดเหล็กเสริมจริงภายในรอยต่อตามการทดสอบ

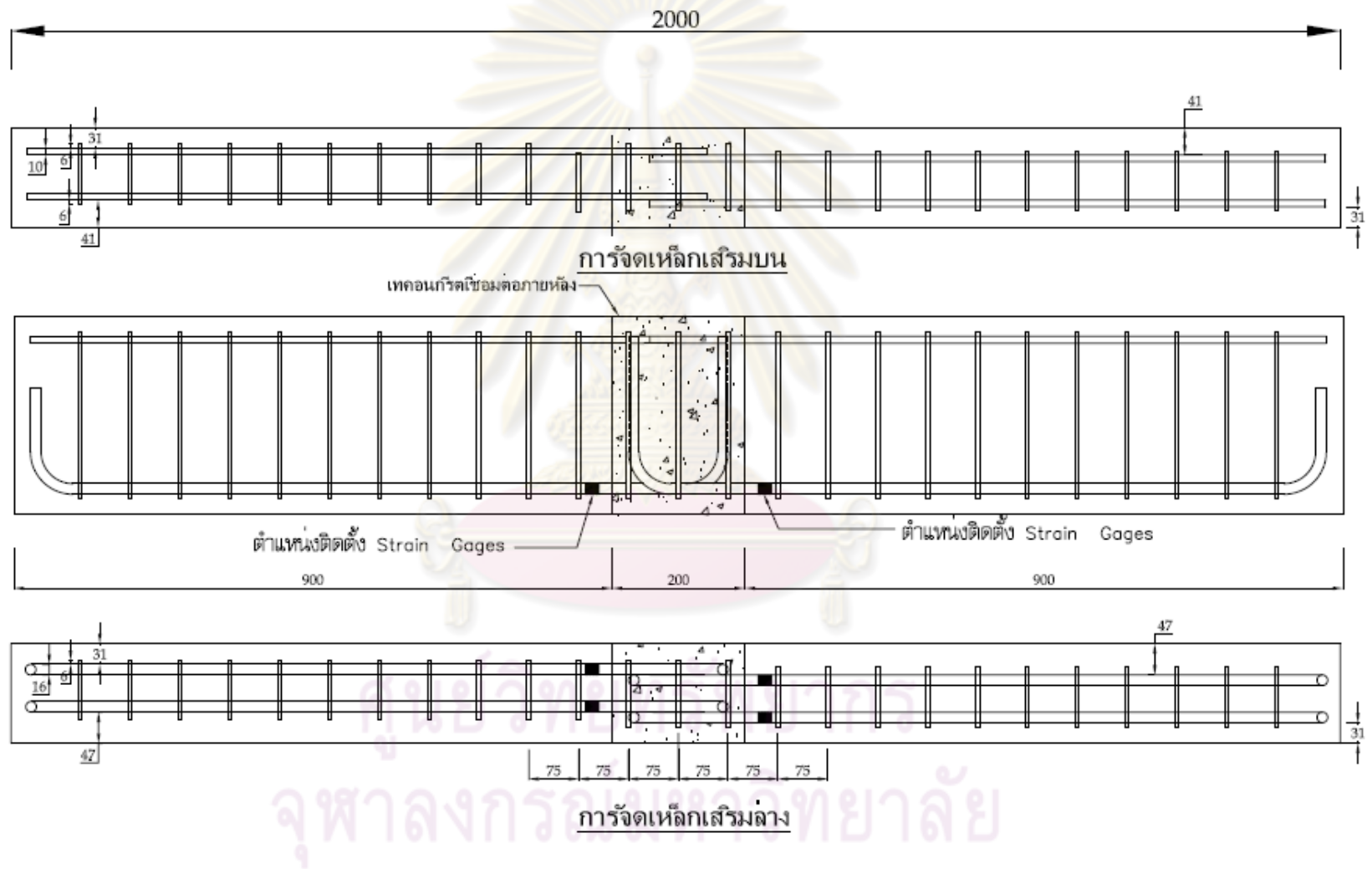
	ตามมาตรฐาน ACI 318-02(mm)	PC-200 (mm)	PC-300 (mm)
l_{dh}	314	175 (56 %)	275 (88%)
Tail	192	174 (91%)	174 (91%)
ระยะทาบ	636	150(23%)	250(39%)

หมายเหตุ l_{dh} คือ ระยะฝั่งยึดเหล็กเสริม ตามมาตรฐาน ACI 318-02 สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.4 และรูปที่ 3.1

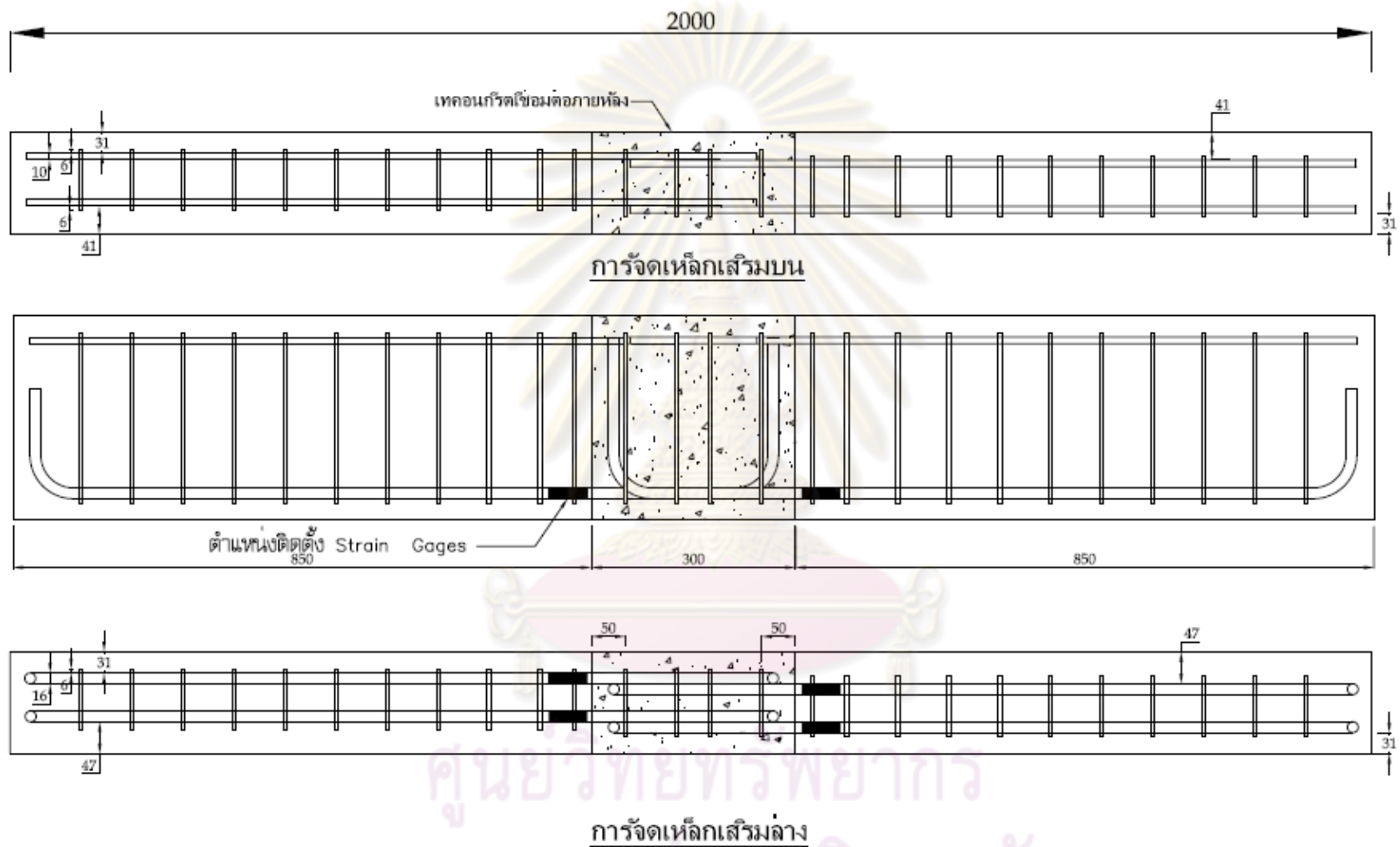
Tail คือ ปลายส่วนที่ตัดงอตั้งฉาก ตามมาตรฐาน ACI 318-02 มีระยะความยาวเท่ากับ 12 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม ($12d_b$)

ระยะทาบ คือ ระยะเหลือมระหว่างเหล็กเสริมสองเส้นบริเวณรอยต่อ มีค่าเท่ากับ 1.3 เท่า ของระยะฝั่งยึดเหล็กเสริมภายใต้แรงดึง

ค่าใน () คือ %เปรียบเทียบค่าตามมาตรฐาน ACI 318-02



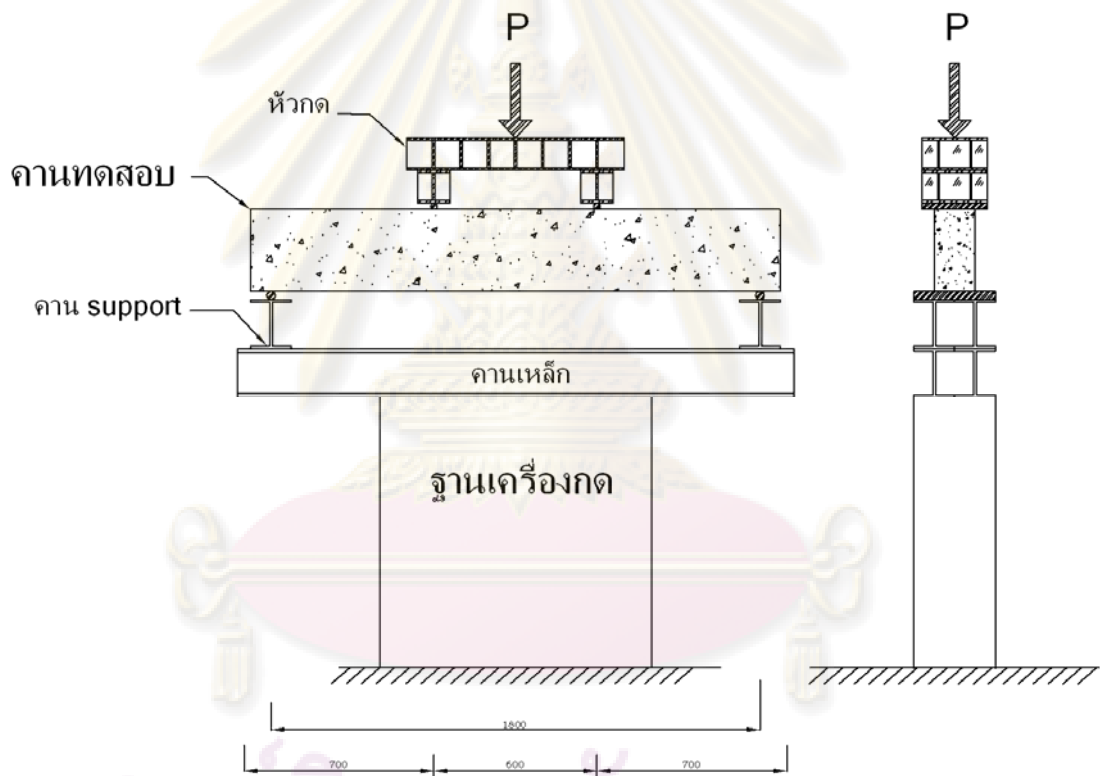
รูปที่ 4.2 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูปขนาดรอยต่อเท่ากับ 200 มม. และใช้การเชื่อมต่อโดยการงอเหล็กเสริมเป็น มุม 90 องศา



รูปที่ 4.3 รายละเอียดแบบคานสำเร็จรูปขนาดรอยต่อเท่ากับ 300 มม. และใช้การเชื่อมต่อโดยการงอเหล็กเสริมเป็นมุม 90 องศา

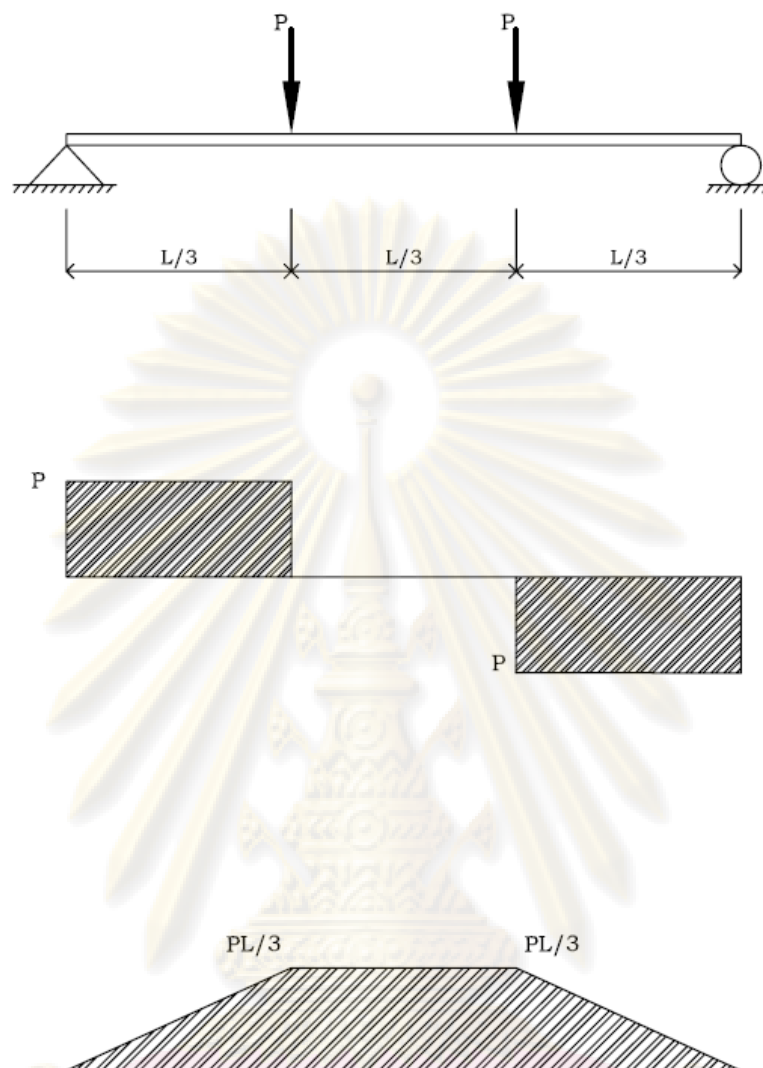
4.3 การเตรียมการทดสอบ

คานตัวอย่างทั้ง 3 ชิ้นจะดำเนินการทดสอบแบบการตัดจากแรง 2 จุด (2 - Point bending) โดยช่วงความยาวจากกึ่งกลางฐานรองรับถึงกึ่งกลางฐานรองรับเท่ากับ 1.80 เมตร และน้ำหนักบรรทุกทั้งสองข้างจะห่างจากฐานรองรับเป็นระยะ 0.60 เมตรเท่ากัน ฐานรองรับเป็นแบบธรรมดา (Simple support) ถูกติดตั้งบนคานเหล็กรูปพรรณรูปตัวเอส (H-Beam) ขนาด 0.15x0.15 ม. ยาว 2.00 เมตร เชื่อมติดกัน ยาว 2.00 เมตร ดังรูปที่ 4.4 และเมื่อให้น้ำหนักบรรทุกแก่คานทดสอบจะทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด ดังรูปที่ 4.5



รูปที่ 4.4 การติดตั้งคาน support, คานทดสอบ และหัวกดในการทดสอบ

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.5 ตำแหน่งการให้น้ำหนักบรรทุก, แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นคานทดสอบ

4.4 เครื่องมือทดสอบและการวัดค่า

การให้น้ำหนักบรรทุกแก่คานทดสอบ ใช้เครื่องบรรทุกน้ำหนักไฮดรอลิกซ์แบบไฟฟ้า (Instron) ขนาด 1,000 kN. ซึ่งสามารถให้น้ำหนักบรรทุกได้ละเอียดถึง 0.1 kN. และในขณะที่ให้น้ำหนักบรรทุกแก่คานทดสอบ จะต่อสายสัญญาณเข้าสู่หน่วยบันทึกข้อมูล (Data Acquisition Unit) เพื่อเก็บข้อมูลได้อย่างต่อเนื่อง

การวัดความเครียดของเหล็กเสริม ใช้เกจวัดแบบไฟฟ้า (Strain Gage) ที่มีความต้านทานภายใน 119.6 โอห์ม เกจแฟคเตอร์ (Gage Factor) 2.07 และมีความยาวเกจ (Gage Length) 5 มม. ติดไว้ที่เหล็กเสริม ณ ตำแหน่งที่กำหนด ดังรูปที่ 4.1, รูปที่ 4.2 และ รูปที่ 4.3 ตามลักษณะของคานทดสอบ และนำปลายสายส่งสัญญาณต่อเข้าเครื่องแปลงสัญญาณ (Data Logging Unit) ซึ่งสามารถอ่านค่าได้ละเอียดสูงถึงระดับ $1 \mu\epsilon$

การวัดระยะการเคลื่อนตัวของคานทดสอบ ใช้เครื่องวัดระยะแบบไฟฟ้า (LVDT) วัดระยะการเคลื่อนตัวของคานทดสอบและฐานรองรับ สามารถอ่านค่าได้ละเอียดถึง 0.01 มม. ใช้แรงดันไฟฟ้ากระแสตรงขนาด 6 โวลท์

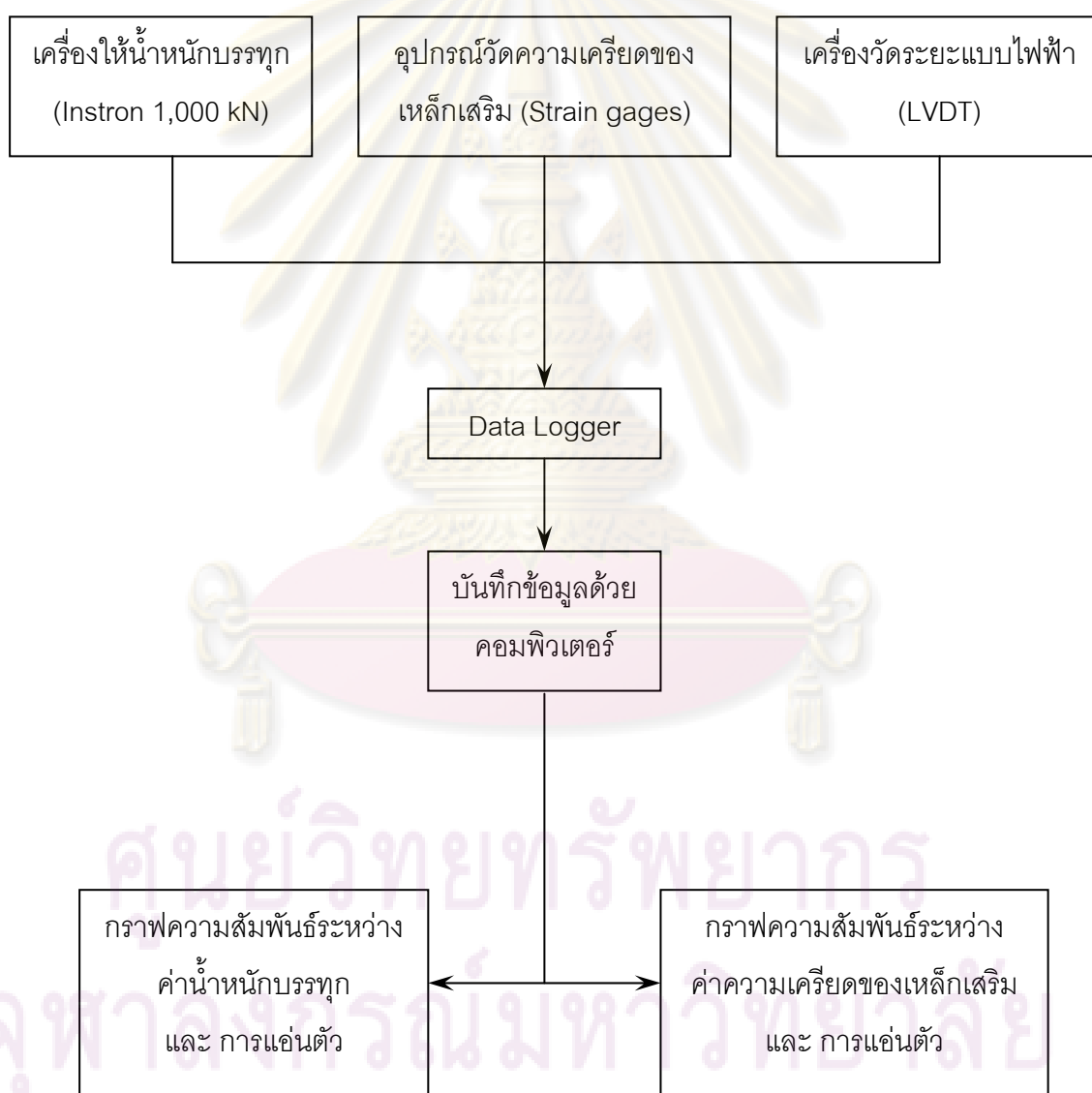
ฐานรองรับแบบธรรมดา (Simple support) ประกอบขึ้นด้วย คานเหล็กรูปพรรณรูปตัวเอช (H-Beam) ขนาด 0.15X0.15 ม. ยาว 2.00 เมตรจำนวนสองชิ้น เชื่อมติดกันตลอดความยาว อีกทั้งเพิ่มความแข็งแรงโดยการเชื่อมเสริมแผ่นเหล็กที่บริเวณท้องและหลังคาน บริเวณปลายทั้งสองข้างซึ่งเป็นฐานรองรับจะใช้คานเหล็กลักษณะเดิมขนาด 0.20 เมตร เชื่อมติดกับคานเหล็กรูปพรรณและมีระยะห่างกัน 1.80 เมตร และตำแหน่งซึ่งสัมผัสคานทดสอบจะติดตั้งเหล็กกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 32 มม. ไว้เพื่อเสมือนเป็นจุดรองรับแบบธรรมดา

คานถ้ำน้ำหนัก ประกอบขึ้นด้วยคานเหล็กรูปพรรณรูปตัวเอช (H-Beam) ขนาด 0.12X0.12 ม. ยาว 0.80 เมตร จำนวนสองชิ้นเชื่อมติดกันตลอดความยาว อีกทั้งเพิ่มความแข็งแรงโดยการเชื่อมแผ่นเหล็กเสริมที่บริเวณท้องและหลังคาน บริเวณปลายทั้งสองข้างซึ่งเป็นฐานรองรับจะใช้คานเหล็กลักษณะเดิมขนาด 0.12 เมตร เชื่อมติดกับคานเหล็กรูปพรรณและมีระยะห่างกัน 0.60 เมตรตำแหน่งซึ่งสัมผัสคานทดสอบจะติดตั้งเหล็กกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 28 มม. ไว้เพื่อเสมือนเป็นจุดกระทำน้ำหนักแบบธรรมดา

หลังจากการติดตั้งเครื่องมือต่างๆและคานทดสอบ ณ ตำแหน่งที่เหมาะสมแล้ว ต่อไป จะเริ่มต่อสายสัญญาณจาก เครื่องให้น้ำหนักบรรทุก , อุปกรณ์วัดความเครียดของเหล็กเสริม , เครื่องวัดระยะแบบไฟฟ้า เข้ากับหน่วยบันทึกข้อมูล (Data Acquisition Unit) ซึ่งประกอบด้วย ตัวแปลงสัญญาณ (Data Logger) และคอมพิวเตอร์ PC (Personal Computer) เพื่อบันทึกข้อมูลทั้งหมดในระหว่างการทดสอบซึ่งจะอยู่ในรูปของ สัญญาณแรงดันไฟฟ้าจากเครื่องให้น้ำหนักบรรทุก , สัญญาณความต้านทานจากเกจวัดความเครียด , สัญญาณแรงดันไฟฟ้าจากเครื่องวัดระยะแบบไฟฟ้า จะสั่งเก็บข้อมูลทุกๆ 2 วินาทีและถูกเก็บไว้ที่ตัวแปลงสัญญาณโดยควบคุมด้วย

โปรแกรมคอมพิวเตอร์ จากนั้นสามารถแปลงสัญญาณดังกล่าวได้ เป็นค่าน้ำหนักบรรทุกที่ให้แก่คานทดสอบ ,ค่าความเครียดของเหล็กเสริม และระยะการแอ่นตัวของคานทดสอบตามลำดับ

เพื่อป้องกันการผิดพลาดที่อาจเกิดขึ้นในระหว่างดำเนินการทดสอบจึง จัดทำกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ค่าน้ำหนักบรรทุก และการแอ่นตัว ของคานทดสอบ แสดงบนหน้าจอคอมพิวเตอร์ ด้วยโปรแกรม Microsoft Excel โดยการดึงข้อมูลที่ถูกลบแปลงสัญญาณแล้วจากตัวแปลงสัญญาณ ดังรูปที่ 4.5



รูปที่ 4.6 แผนผังการเก็บบันทึกข้อมูลการทดสอบ

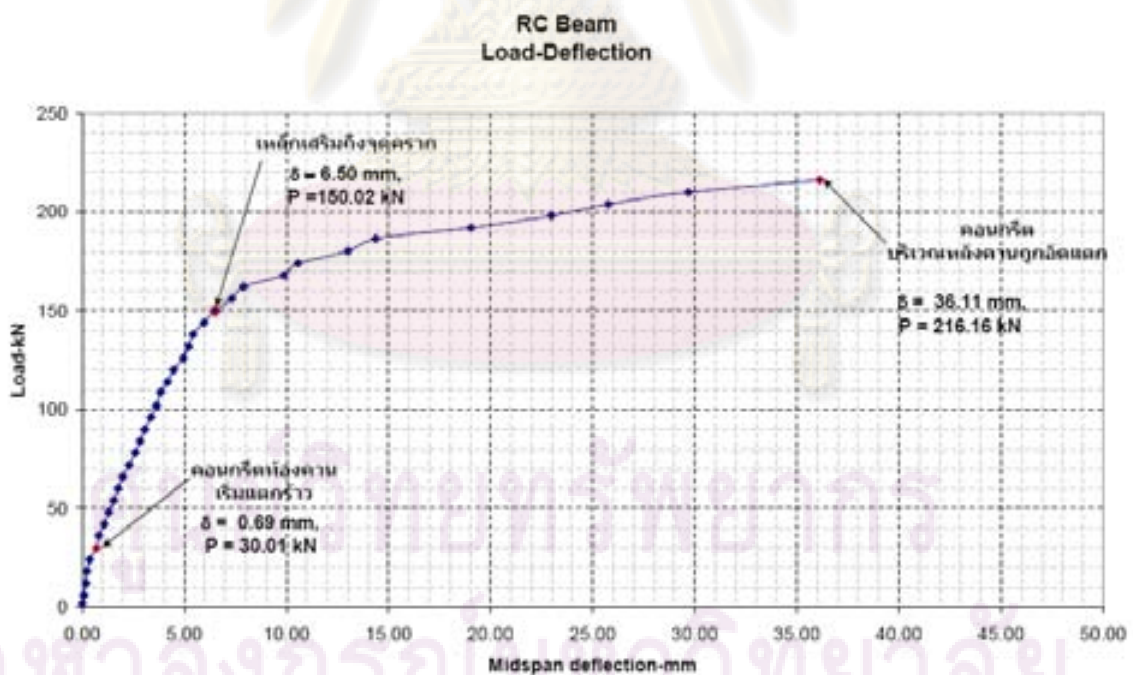
บทที่ 5

ผลการทดสอบ

ในงานวิจัยนี้ผลการทดสอบที่ได้จัดเก็บและแสดงผลการทดสอบด้วยกราฟความสัมพันธ์ในสองความสัมพันธ์ด้วยกันคือ 1. กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานทดสอบ ($P-\delta$) 2. กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ($\epsilon-\delta$) และ 3. ลักษณะการแตกร้าวและการวิบัติคานทดสอบ

5.1 ผลการทดสอบคาน RC-Beam

5.1.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคาน RC-Beam



รูปที่ 5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคาน RC-Beam

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคาน RC-Beam ได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.1 ซึ่งจะเห็นได้ว่า กราฟช่วงแรก จะมีความลาดชันมากที่สุดแต่จะเป็นเพียงช่วงสั้นๆ จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 30.01 kN. และค่าการแอ่นตัว 0.69 มม. จะสามารถเริ่มเห็นรอยแตกร้าวที่บริเวณท้องคานระหว่างน้ำหนักบรรทุกทั้งสองข้าง เนื่องจากบริเวณดังกล่าวเป็นบริเวณที่มีหน่วยแรงดึงมากที่สุดตามการออกแบบการทดสอบ

กราฟช่วงที่สอง เมื่อคานทดสอบเกิดการแตกร้าวขึ้นแล้วค่าโมเมนต์ของความเฉื่อยของหน้าตัดมีค่าลดลงเป็นผลให้คานเกิดการแอ่นตัวมากขึ้นเมื่อเทียบกับช่วงก่อนหน้า แต่กราฟยังคงแสดงความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงจนกระทั่งค่าน้ำหนักบรรทุกถึง 150.02 kN. และค่าการแอ่นตัวตัวเป็น 6.50 มม. เหล็กเสริมภายในคานทดสอบจะเริ่มเกิดการครากซึ่งเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปจากระดับนี้จะเห็นว่ากราฟเปลี่ยนแปลงความลาดชันอย่างชัดเจน

กราฟช่วงที่สาม เป็นช่วงที่น้ำหนักบรรทุกเกินกว่า 150.02 kN ความลาดชันของกราฟในช่วงนี้ น้อยกว่าทุกช่วงที่ผ่านมาอย่างชัดเจน และมีลักษณะเป็นเส้นโค้งโดยจะมีพฤติกรรมในช่วงพลาสติก การแตกร้าวมีปริมาณเพิ่มมากขึ้น และรอยแตกร้าวในหลายตำแหน่งเปิดกว้างจะเห็นได้อย่างชัดเจน จนน้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 216.16 kN และค่าการแอ่นตัวประมาณ 36.11 มม. คอนกรีตบริเวณหลังคานถูกอัดแตก ซึ่งถือได้ว่าโครงสร้างถึงจุดวิบัติแล้ว แต่เมื่อทดสอบโดยการเพิ่มน้ำหนักต่อไป โครงสร้างยังคงสามารถรับน้ำหนักได้จนถึงค่าน้ำหนักบรรทุกประมาณ 234.05 kN ค่าแอ่นตัวประมาณ 46.61 มม. เป็นจุดสิ้นสุดการทดสอบ

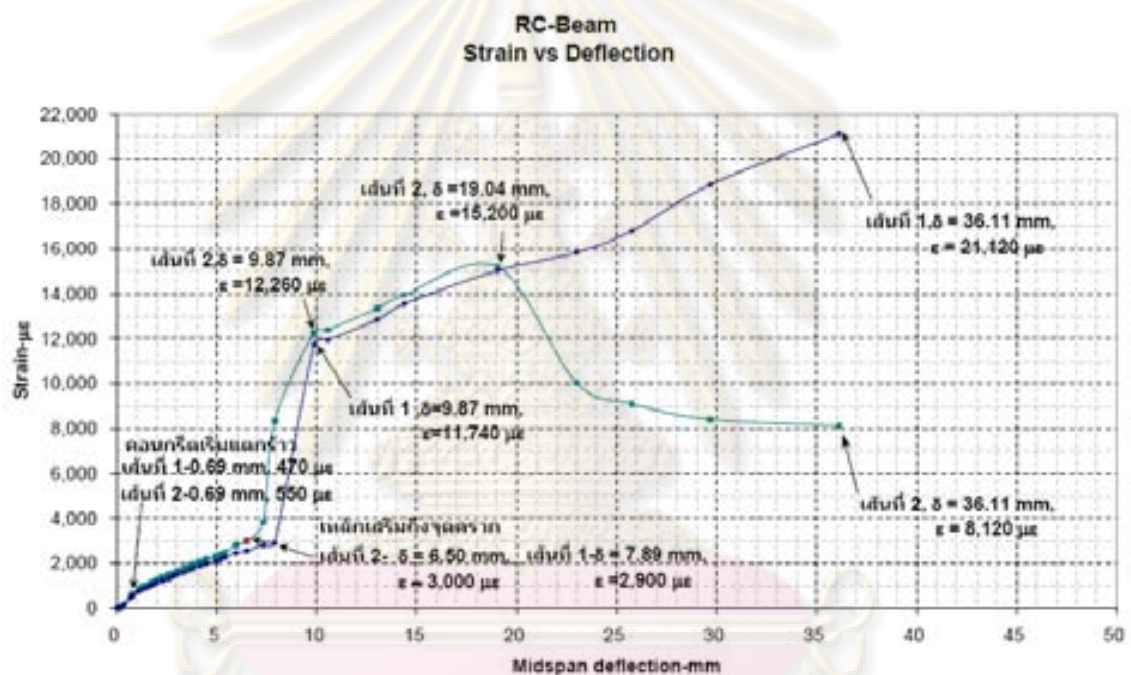
คานทดสอบ RC-Beam เป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก แบบหล่อเป็นชั้นเดียวมีพฤติกรรม การวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นแบบเกิดการวิบัติที่ด้านรับแรงดึงก่อน โดยเหล็กเสริมจะถูกดึง ถึงกำลังที่จุดครากก่อน (Yielding Failure) แล้ว คอนกรีตเนื้อแนวแกนสะเทินถูกอัดแตกตามมา

5.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน

ในรูปที่ 5.2 ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคาน RC-Beam จะเห็นได้ว่า ช่วงแรกของกราฟจะมีลักษณะเป็นเส้นตรง โดยมีค่าความลาดชันเพียงเล็กน้อย แต่เมื่อค่าการแอ่นตัวประมาณ 0.69 มม. และค่าความเครียดของเหล็กเสริมประมาณ $470 \mu\epsilon$ คอนกรีตท้องคานจะเกิดการแตกร้าว ปรากฏให้เห็นได้ด้วยตาเปล่า

กราฟช่วงที่สองเมื่อดำเนินการทดสอบต่อ พบว่า กราฟตั้งแต่จุดดังกล่าวจนถึงค่าการแอ่นตัว 6.5 มม. และความเครียดของเหล็กเสริม 3000 $\mu\epsilon$ ซึ่งเป็นจุดที่เหล็กเสริมเกิดการครากนั้นมีความลาดชันของกราฟเปลี่ยนไปพอที่จะสังเกตได้

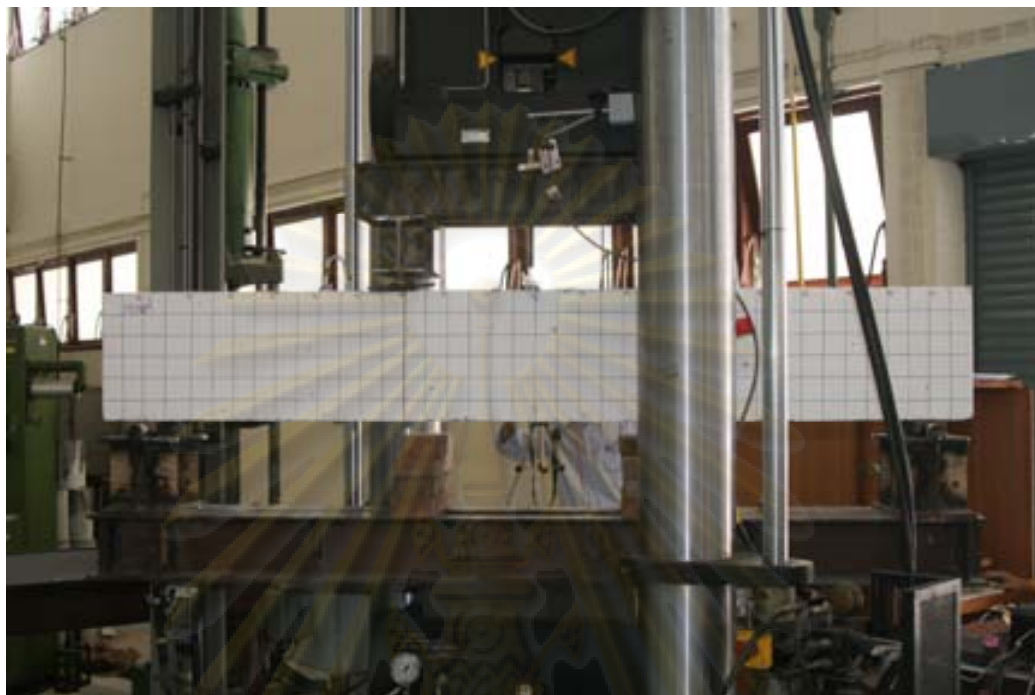
กราฟช่วงที่สาม เป็นช่วงกราฟเมื่อเหล็กเริ่มครากแล้ว จะเห็นได้ว่ากราฟในช่วงนี้มีการเปลี่ยนความลาดชันอย่างมาก แต่เป็นช่วงสั้น ๆ เพียง 2-3 จุดเท่านั้น โดยมีค่าการแอ่นตัวปลายช่วงนี้เป็น 9.87 มม. และถ้าความเครียดประมาณ 11,740 $\mu\epsilon$



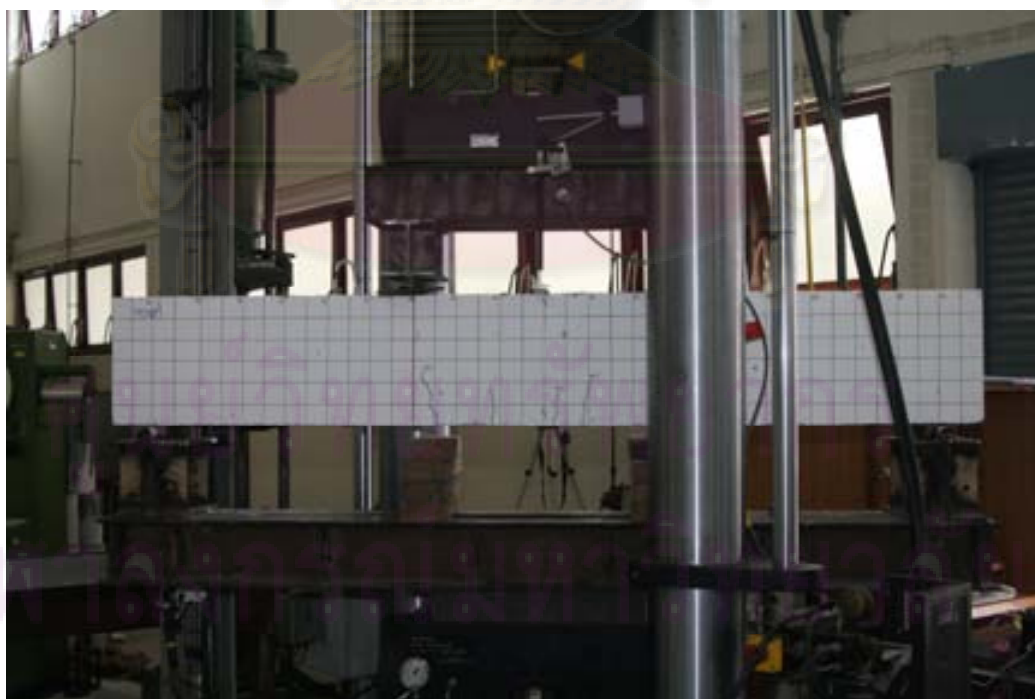
รูปที่ 5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน

กราฟช่วงที่สี่ ความสัมพันธ์ของกราฟในช่วงนี้กลับมามีความลาดชันใกล้เคียงกับกราฟในช่วงที่สองแต่ เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกในอัตราที่เท่ากับช่วงดังกล่าว ค่าความเครียดของเหล็กเสริมจะเพิ่มขึ้นในอัตราที่มากกว่าในช่วงที่สอง (จุดห่างมากกว่า) และมีค่าสูงสุดของค่าความเครียดภายในเหล็กเสริม ประมาณ 21,120 $\mu\epsilon$ และค่าแอ่นตัว 36.11 มม. เมื่อค่าความเครียดถึงระดับนี้คอนกรีตบริเวณหลังคานถูกอัดแตก ถือเป็นจุดวิบัติอย่างสมบูรณ์ของโครงสร้าง

5.1.3 การแตกร้าวและลักษณะการวิบัติคานทดสอบ RC-Beam



รูปที่ 5.3 การติดตั้งอุปกรณ์และคานทดสอบ RC-Beam



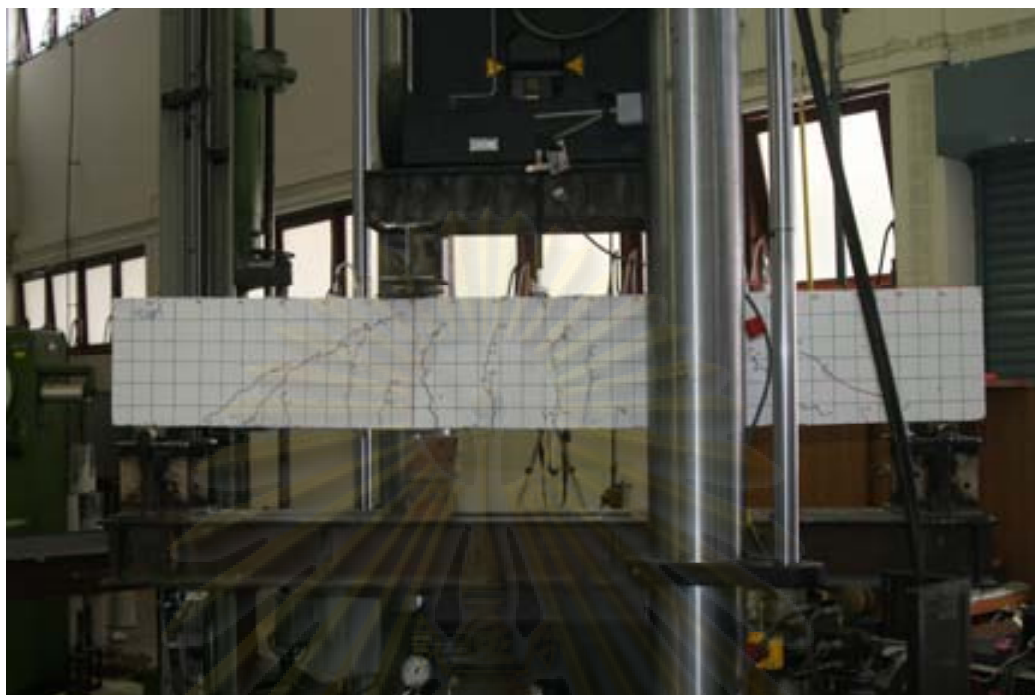
รูปที่ 5.4 ลักษณะการแตกร้าวของคอนกรีตหึ่งคานเมื่อน้ำหนักบรรทุกประมาณ 30 kN. ของคาน RC-Beam

เมื่อให้น้ำหนักบรรทุก แก่คานทดสอบจนมีค่าประมาณ 30 kN. จะสามารถสังเกตเห็นรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นได้บริเวณท้องคาน ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทั้งสองข้าง เป็นบริเวณแรก เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกขึ้นเป็นลำดับ รอยร้าวจะปรากฏเพิ่มขึ้นตาม ในลักษณะของรอยร้าวยังคงเป็นเส้นในแนวตั้ง และขยับตัวเข้าหาบริเวณคองกรีตรับแรงอัดเป็นลำดับเช่นกัน จนเมื่อน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 60.05 kN. จะปรากฏรอยแตกร้าวในลักษณะเฉียงประมาณ 40-45 องศา จากท้องคานแผ่เข้าหาตำแหน่งน้ำหนัก บรรทุกบริเวณหลังคานโดยทั้งสองด้านจะเกิดในลักษณะเดียวกัน รอยร้าวดังกล่าวเกิดนอกบริเวณน้ำหนักบรรทุกทั้งสองข้างในลักษณะสมมาตรกับกึ่งกลางคาน รอยร้าวในแนวเฉียงนี้จะเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง และมีปริมาณเพิ่มมากกว่าและมีขนาดประมาณ 40-55 ซม. ซึ่งยาวกว่ารอยแตกร้าวในแนวตั้งซึ่งอยู่ระหว่างน้ำหนักบรรทุก

เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปอีก รอยแตกร้าวในแนวตั้งจะแผ่เข้าบริเวณคองกรีตรับแรงอัดอย่างต่อเนื่อง เมื่อน้ำหนักบรรทุกต่อไปอีก เมื่อน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 192.05 kN. จะปรากฏรอยแตกร้าวในแนวนอนใกล้ตำแหน่งน้ำหนักบรรทุกและกึ่งกลางคาน เป็นครั้งแรกและจนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกสูงถึง 216.16 kN การแ่นตัวมีค่า 36.11 มม. คองกรีตหลังคานจะถูกอัดแตก ส่งผลให้การแตกร้าวเกิดขึ้นจากท้องคานจนถึงหลังคานอย่างสมบูรณ์

จนน้ำหนักบรรทุกประมาณ 150.02 kN. ค่าการแ่นตัวเท่ากับ 6.50 มม. เหล็กเสริมเกิดการคราก ขณะนั้นความยาวของรอยแตกในแนวตั้งมีระยะ 18-25 ซม. โดยประมาณ ณ ระดับของการทดสอบนี้จะเห็นได้ว่ารอยแตกร้าวมีลักษณะเป็นรูปพัดคว่ำ ตามที่ได้กล่าวมาลักษณะการแตกร้าวและการวิบัติคานทดสอบ RC-Beam ในแต่ละระดับของการทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.3 จนถึงรูปที่ 5.7 และลักษณะการแตกร้าวของคานทดสอบ RC-Beam ซึ่งเป็นคานใช้อ้างอิงเป็นแบบเหนียว

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



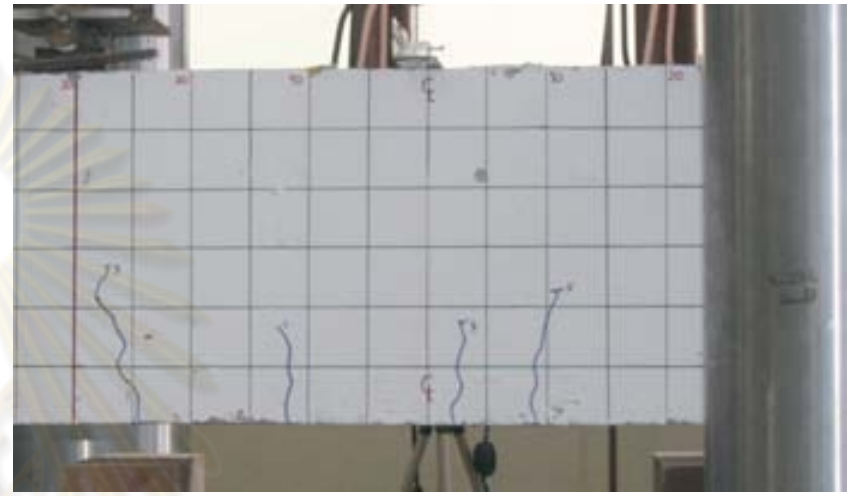
รูปที่ 5.5 ลักษณะการแตกร้าวเมื่อเหล็กเสริมเริ่มเกิดการครากของคาน RC-Beam



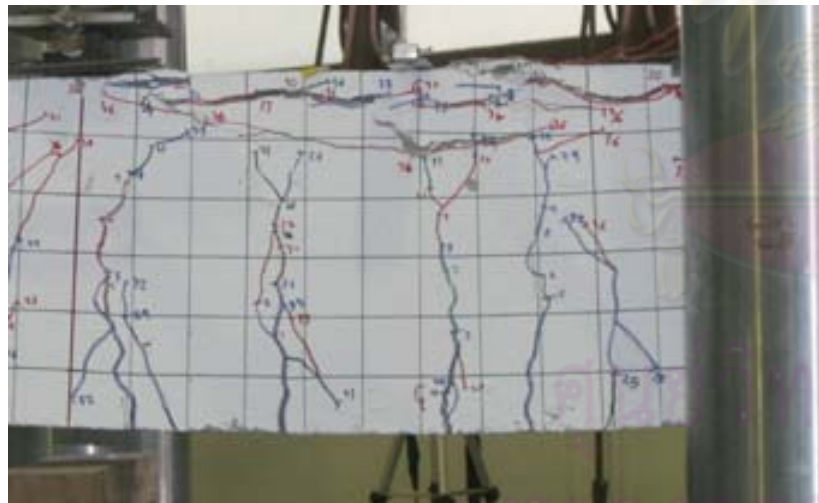
รูปที่ 5.6 ลักษณะการแตกร้าวเมื่อคอนกรีตหลังคานถูกอัดแตกของคาน RC-Beam



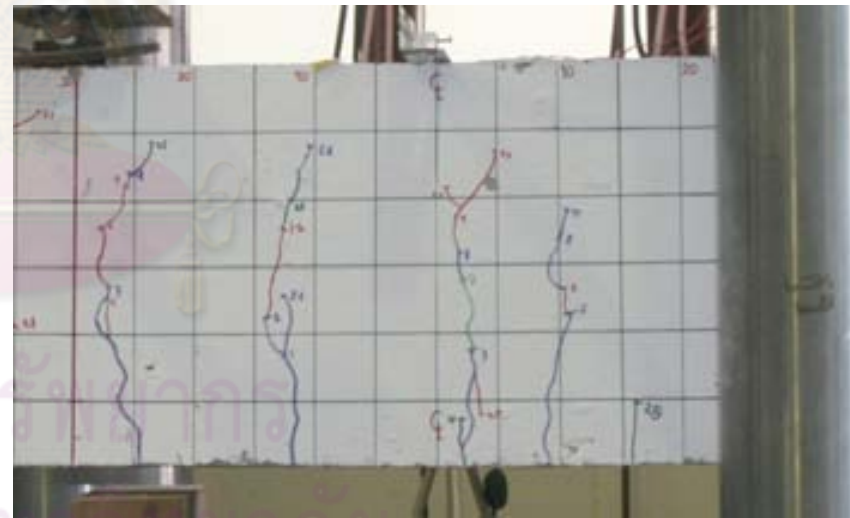
a.) ลักษณะคานเมื่อเริ่มการทดสอบ



b.) เมื่อคอนกรีตท้องคานเริ่มแตกร้าว



d.) เมื่อคอนกรีตหลังคานถูกอัดแตก



c.) เมื่อเหล็กเสริมเกิดการคราก

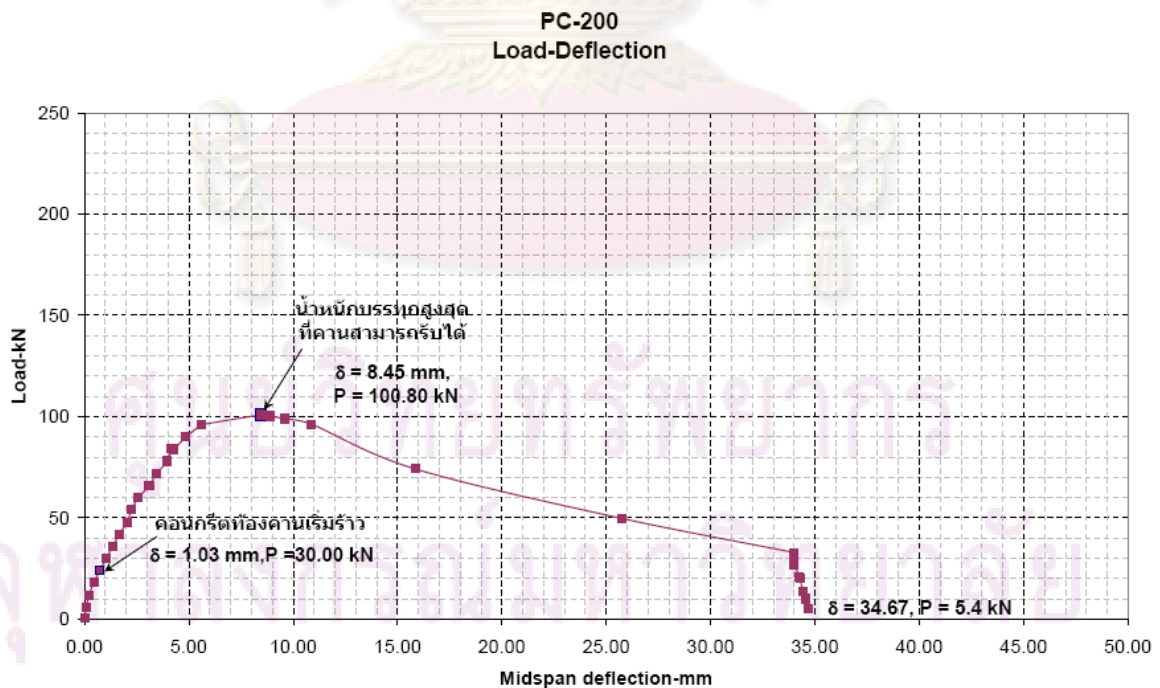
รูปที่ 5.7 ภาพขยายลักษณะการแตกร้าวของคาน RC-Beam ในแต่ละขั้นตอนของการทดสอบ

5.2 ผลการทดสอบคาน PC-200

5.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและค่าการแอ่นตัวของคานทดสอบ PC-200

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคาน PC-200 ได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.8 ซึ่งจะเห็นได้ว่า กราฟช่วงแรกคือ ตั้งแต่เริ่มการทดสอบ จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกมีค่า 30.00 kN. และค่าการแอ่นตัวประมาณ 1.03 มม. และรอยร้าวบริเวณท้องคานระหว่างน้ำหนักบรรทุกทั้งสองข้างจะปรากฏให้เห็นได้โดยสังเกตเป็นครั้งแรก

กราฟช่วงที่สอง เมื่อคอนกรีตเริ่มแตกร้าว พบว่า ความลาดชันของกราฟลดลงเล็กน้อย แต่ยังคงลักษณะเป็นเส้นตรงเหมือนดังช่วงก่อน รอยแตกร้าวเพิ่มขึ้นตามค่าน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นจนถึงค่าน้ำหนักบรรทุกประมาณ 96.10 kN. ค่าการแอ่นตัว 5.61 มม. เป็นจุดสิ้นสุดของช่วงความสัมพันธ์กราฟที่เป็นเส้นตรง

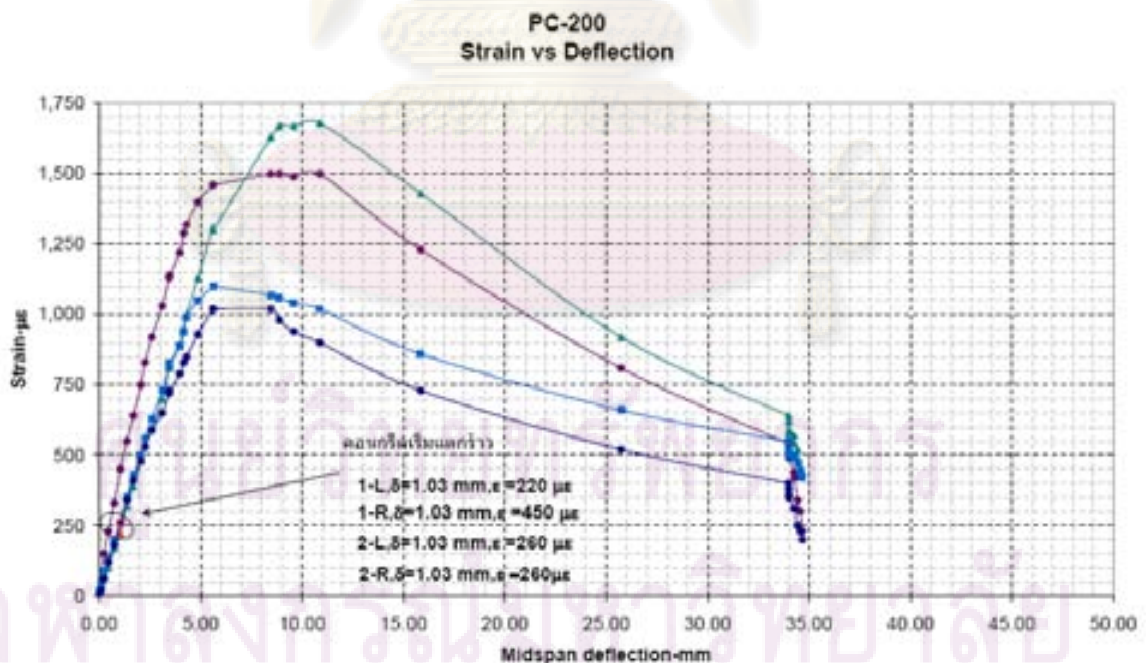


รูปที่ 5.8 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคาน PC-200

กราฟช่วงที่สาม มีลักษณะเป็นเส้นโค้งคว่ำและเป็นช่วงที่คานทดสอบ สามารถรับน้ำหนักได้มากที่สุด โดยค่าน้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 100.80 kN. การแอ่นตัวโก่งตัว 8.45 มม.และโครงสร้างเกิดการวิบัติอย่างฉับพลันที่บริเวณรอยต่อคอนกรีต โดยเหล็กเสริมเกิดการครูดกับคอนกรีตภายในรอยต่อจนไม่สามารถยึดรั้งเหล็กเสริมไว้ได้เป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดการวิบัติ โดยที่เหล็กเสริมไม่เกิดการคราก

5.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเครียดของเหล็กเสริมและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานทดสอบของคาน PC-200

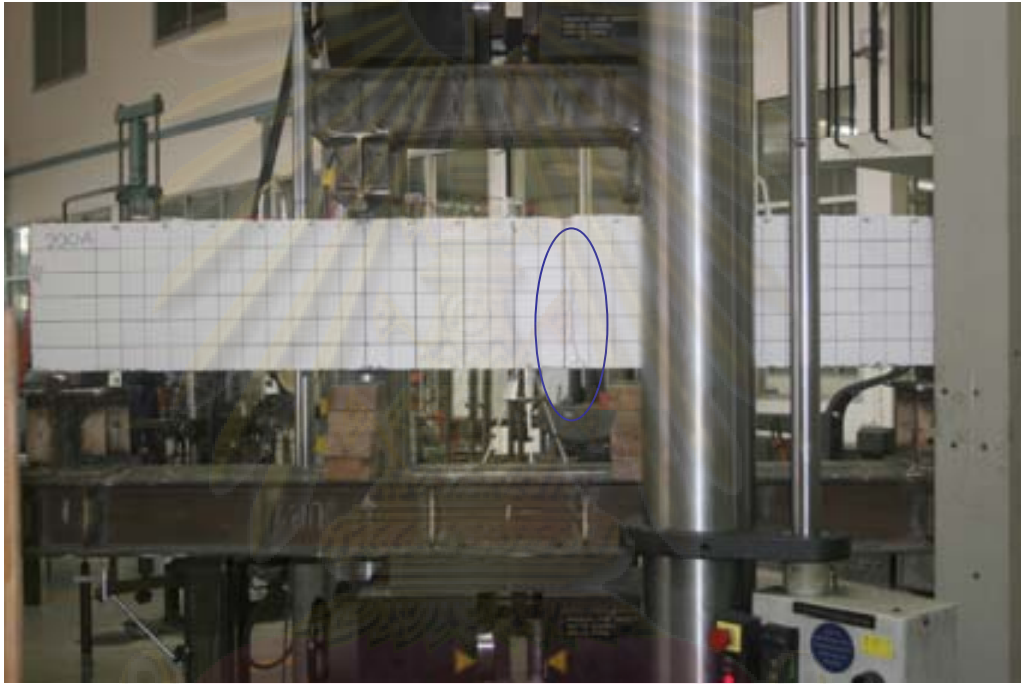
ในรูปที่ 5.9 ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคาน PC-200 จะเห็นได้ว่า ในช่วงแรกจะมีลักษณะเป็นเส้นตรงที่มีความลาดชันเพียงเล็กน้อย จนถึงการแอ่นโก่งตัว 0.22 มม. ค่าความเครียด 1500 $\mu\epsilon$ คอนกรีตบริเวณท้องคานจะเกิดการแตกร้าว แต่ยังมองเห็นไม่ได้ด้วยตาเปล่า จนกระทั่งการแอ่นตัวมีค่า 1.03 มม. ค่าความเครียดเป็น 450 $\mu\epsilon$ จึงปรากฏรอยแตกร้าวซึ่งสามารถมองเห็นได้ที่บริเวณท้องคาน



รูปที่ 5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน PC-200

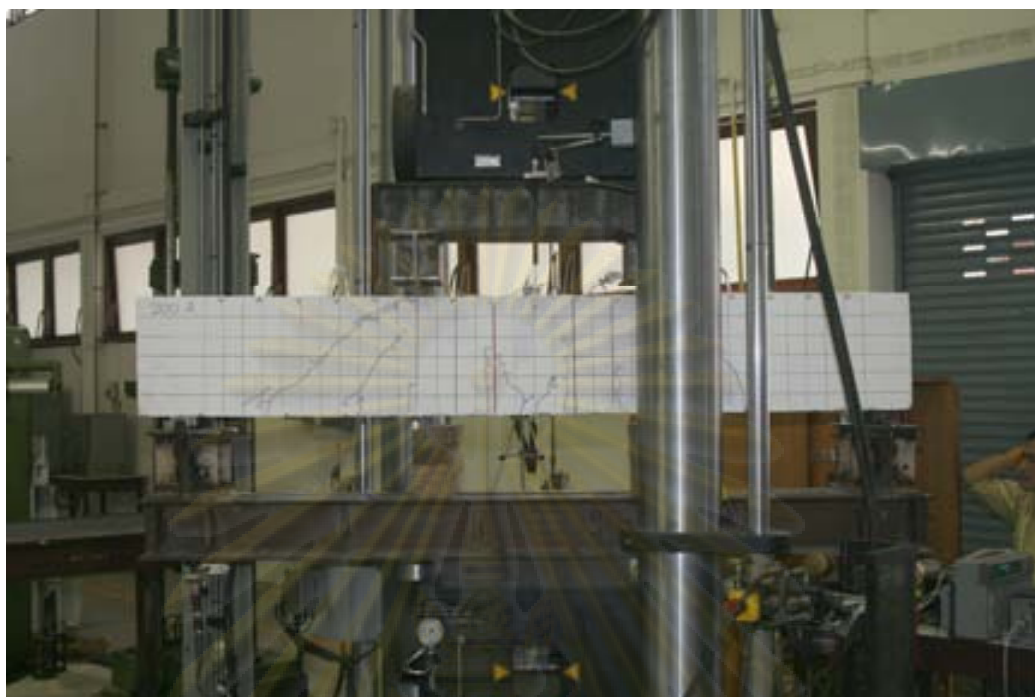
เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนค่าความเครียดภายในเหล็กเสริมประมาณ $1,020 \mu\epsilon$ คอนกรีตบริเวณรอยต่อของคานทดสอบเกิดแตกอย่างฉับพลัน โดยที่ค่าความเครียดภายในเหล็กเสริมยังไม่ถึงจุดคราก และเกิดการวิบัติอย่างฉับพลันที่บริเวณรอยต่อ

5.2.3 การแตกร้าว และลักษณะการวิบัติของคานทดสอบ PC-200

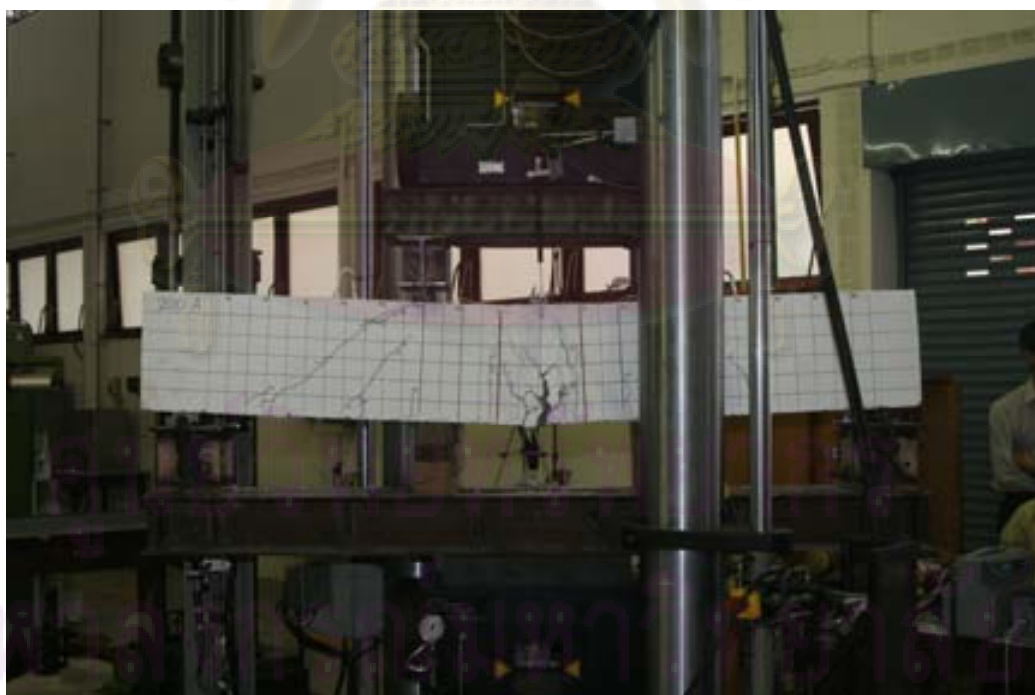


รูปที่ 5.10 ลักษณะการร้าวเมื่อคอนกรีตท้องคานเริ่มแตกร้าวของคาน PC-200

ลักษณะการแตกร้าวและการวิบัติคานทดสอบ PC-200 ในแต่ละระดับของการทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.10 จนถึงรูปที่ 5.13 การแตกร้าวรอยแรกที่สังเกตเห็นได้เมื่อน้ำหนักบรรทุกประมาณ 30 kN. ค่าการแอ่นโก่งตัวเป็น 1.03 มม. โดยเกิดขึ้นทั้งภายในรอยต่อและของรอยต่อระหว่างคอนกรีตโครงสร้างกับคอนกรีตเทเชื่อมรอยต่อ มีลักษณะเป็นเส้นค่อนข้างตรงในแนวตั้ง เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกขึ้นเป็นลำดับ จนถึงค่า 54.00 kN. ถ้าแอ่นโก่งตัว 2.25 มม. จะปรากฏรอยแตกร้าวในแนวเฉียงเป็นรอยแรกบริเวณนอกแนวน้ำหนักบรรทุก และจะเฉียงเข้าหาแนวน้ำหนักบรรทุก ส่วนรอยแตกในแนวตั้งจะแผ่ตัวเข้าหาบริเวณคอนกรีตรับแรงอัดเพิ่มขึ้นเป็นลำดับเช่นกัน



รูปที่ 5.11 ลักษณะการร้าวที่แตกร้าวของคาน PC-200 ก่อนเกิดการวิบัติ

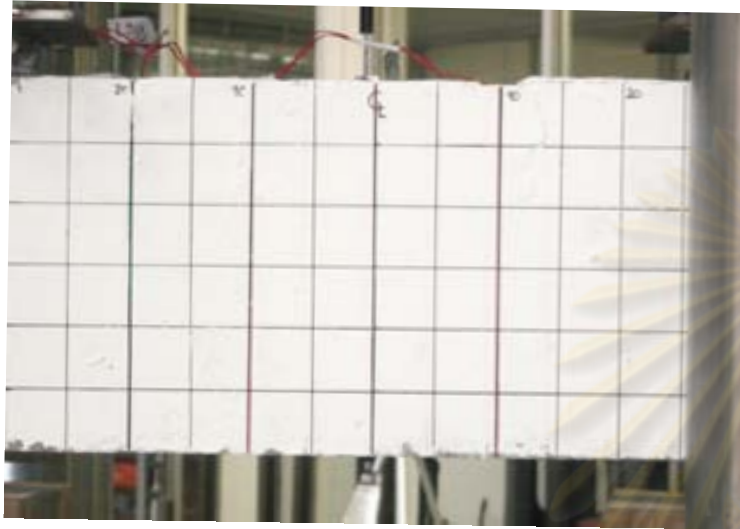


รูปที่ 5.12 ลักษณะการแตกร้าวเมื่อคอนกรีตรอยต่อแตกร้าวของคาน PC-200

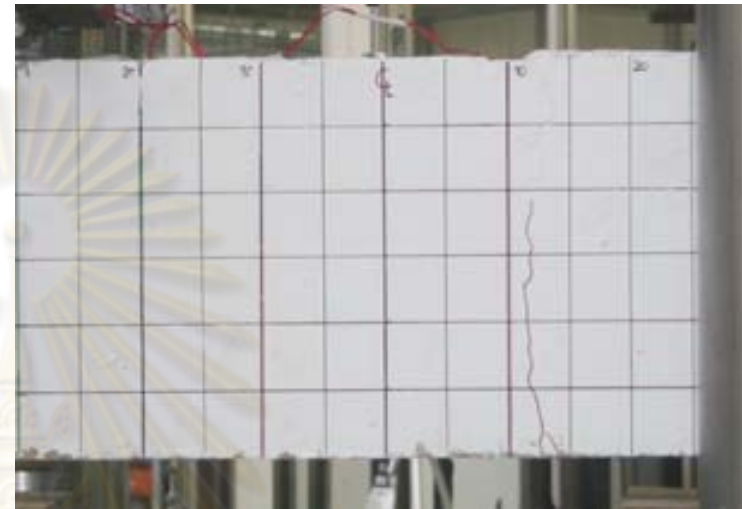
ขณะน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 72.1 kN รอยแตกร้าวภายในรอยต่อซึ่งในระยะแรกเป็นแนวตั้ง กลับปรากฏรอยแตกร้าวในแนวเฉียงสอดคล้องกับแนวการวางตัวของเหล็กเสริมภายในรอยต่อ และขณะน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 72.1 kN รอยแตกร้าวภายในรอยต่อซึ่งในระยะแรกเป็นแนวตั้ง กลับปรากฏรอยแตกร้าวในแนวเฉียงสอดคล้องกับแนวการวางตัวของเหล็กเสริมภายในรอยต่อ และหนาแน่นขึ้น ตามน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นจนน้ำหนักบรรทุกมีค่าเท่ากับ 100.8 kN คอนกรีต บริเวณรอยต่อเกิดการแตกร้าวอย่างฉับพลัน ไม่สามารถยึดเหล็กเสริมไว้ให้อยู่ในตำแหน่งเดิมได้ ดั้งเดิม ลักษณะการวิบัติเกิดขึ้นที่รอยต่ออย่างฉับพลัน เป็นการวิบัติแบบเปราะ(Brittle)



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



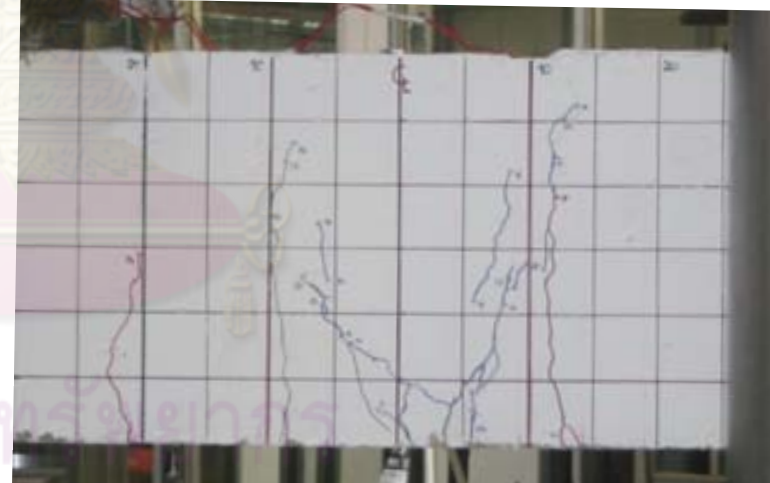
a.) ลักษณะคานเมื่อเริ่มการทดสอบ



b.) เมื่อคอนกรีตท้องคานเริ่มแตกร้าว



d.) ลักษณะการแตกร้าวเมื่อเกิดการวิบัติ

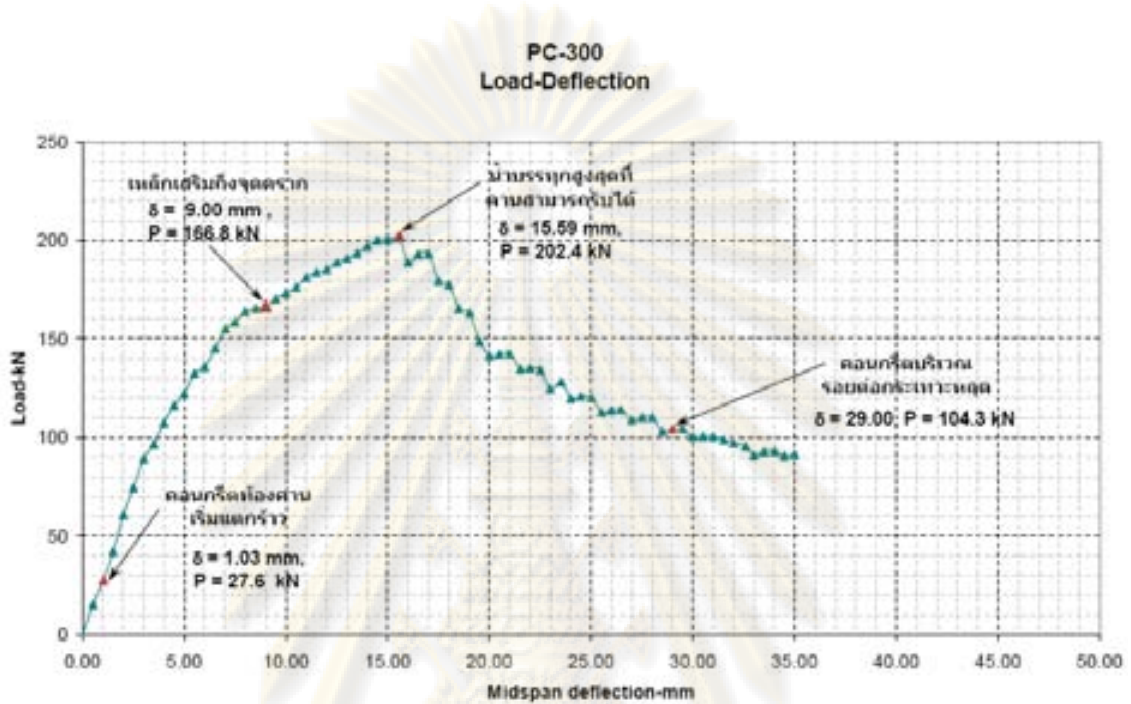


c.) ลักษณะการแตกร้าวก่อนเกิดการวิบัติ

รูปที่ 5.13 ภาพขยายลักษณะการแตกร้าวของของคาน PC-200 ในแต่ละขั้นตอนของการทดสอบ

5.3 ผลการทดสอบคาน PC-300

5.3.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน PC-300



รูปที่ 5.14 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคาน PC-300

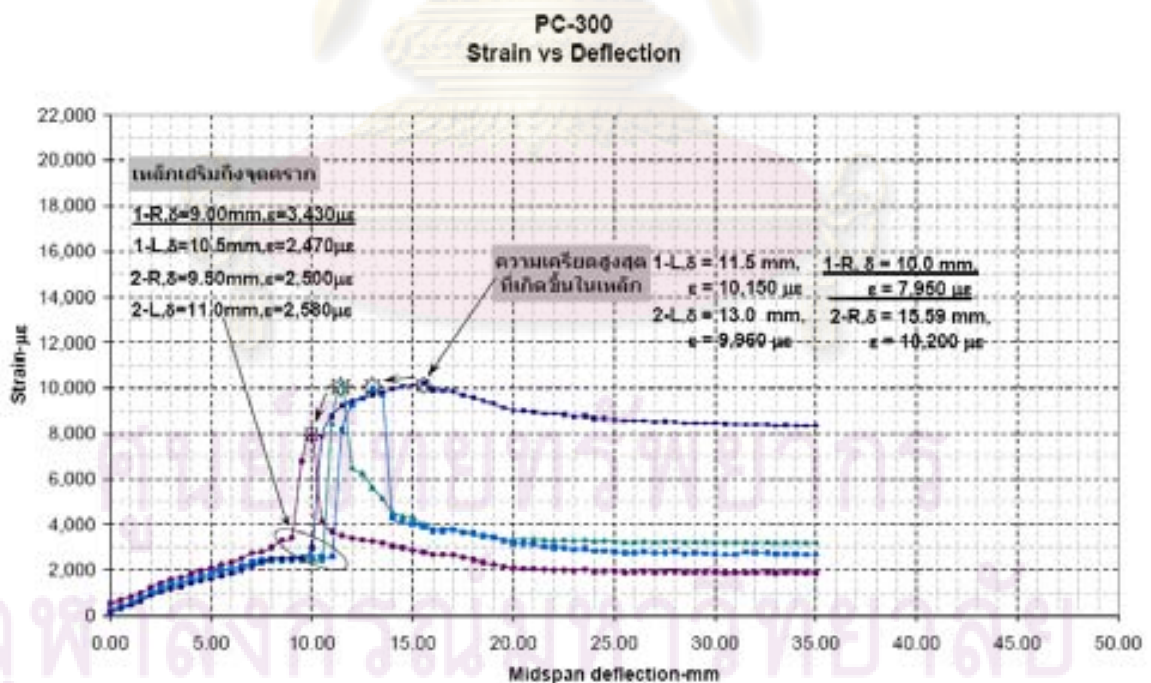
กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคาน PC-300 ได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.14 ซึ่งจะเห็นได้ว่า กราฟช่วงแรก เมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 27.60 kN ค่าการแอ่นโค้งตัวของคานประมาณ 1.03 มม. จะสามารถสังเกตเห็นรอยแตกร้าวให้ที่บริเวณท้องคานในช่วงระหว่างน้ำหนักบรรทุกทั้งสองข้าง ซึ่งเป็นผลเนื่องจากบริเวณดังกล่าวมีค่าโมเมนต์ดัดมากที่สุด

กราฟในช่วงที่สองจะมีความลาดชันใกล้เคียงกับช่วงก่อนและเริ่มมีลักษณะเป็นเส้นโค้งเล็กน้อยเนื่องจากผลของการแตกร้าวบริเวณท้องคานและเป็นผลให้การเพิ่มการแอ่นตัวในอัตราเท่าเดิม แต่ใช้น้ำหนักบรรทุกที่น้อยลงจนกระทั่งค่าน้ำหนักบรรทุกประมาณ 166.8 kN. ค่าการแอ่นตัว 9.00 มม. เหล็กเสริมเกิดการครากส่งผลให้จุดนี้เป็นจุดสิ้นสุด ความสัมพันธ์ที่มีลักษณะเป็นเส้นตรงในช่วงที่สองนี้

กราฟช่วงที่สาม เมื่อเหล็กเสริมเกิดการคราก กราฟจะเปลี่ยนแปลงความลาดชันไปจากช่วงก่อนอย่างชัดเจน โดยมีค่าความลาดชันลดลง รอยแตกกว้างในช่วงนี้จะเปิดกว้างออกอย่างเห็นได้ชัด เมื่อเพิ่มระยะแอนโง่งตัวต่อไปจนถึงระดับ 15.59 มม. โครงสร้างจะสามารถรับน้ำหนักได้มากที่สุดคือ 202.4 kN และเมื่อค่าการแอนตัวเพิ่มขึ้นมากกว่านี้ ค่าน้ำหนักบรรทุกที่ใช้จะมีค่าลดลง

กราฟช่วงที่สี่ เมื่อโครงสร้างผ่านจุดสูงสุดที่จะสามารถรับน้ำหนักไว้แล้วในช่วงก่อนกราฟในช่วงนี้จะลาดต่ำลงอย่างต่อเนื่อง เป็นลักษณะเส้นโค้งหงายโดยทุก ๆ ระดับของการแอนตัวที่เพิ่มขึ้นใกล้เคียงกันแต่ค่าน้ำหนักบรรทุกที่ใช้เกือบจะคงที่หรือลดลงเพียงเล็กน้อย จนเมื่อคานแอนตัวถึง 29.00 มม. คอนกรีตบริเวณรอยต่อเริ่มกระแทงหลุดออกจากรอยต่อ ซึ่งแสดงถึงจุดวิบัติของคานทดสอบ PC-300 อย่างเป็นทางการ โครงสร้างยังคงสามารถเพิ่มการแอนตัวได้จนถึง 46.16 มม. ซึ่งเป็นจุดสิ้นสุดการทดสอบ

5.3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเครียดของเหล็กเสริมและการแอนตัวที่กึ่งกลางคานของคาน PC-300



รูปที่ 5.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมและการแอนตัวที่กึ่งกลางคาน PC-300

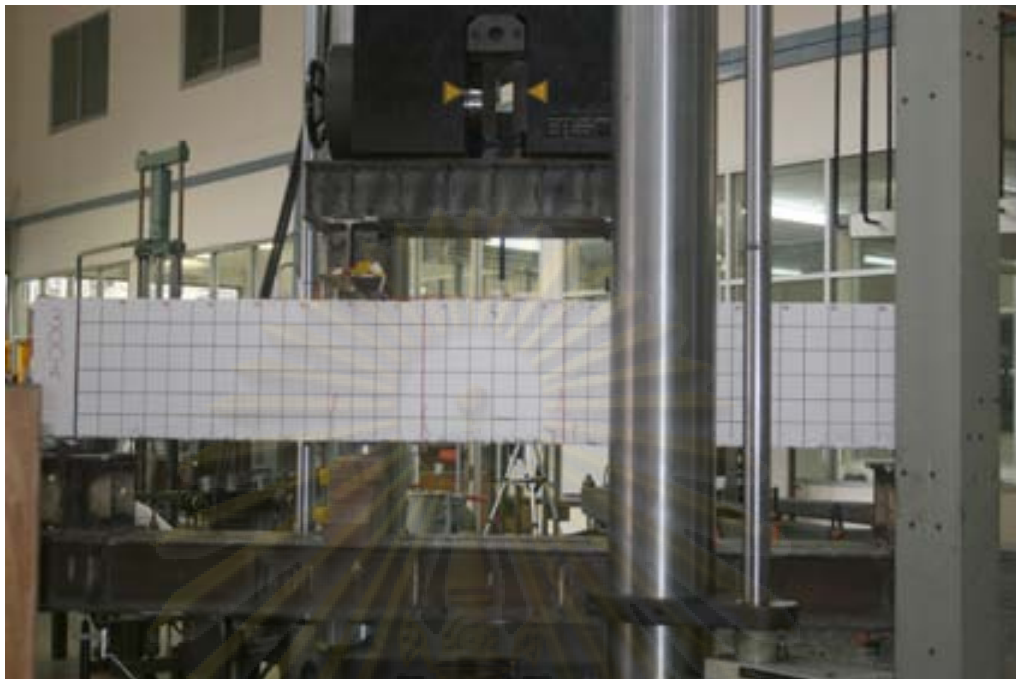
จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดของเหล็กเสริมและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน PC-300 ดังรูปที่ 5.15 จะเห็นได้ว่าในช่วงแรกกราฟจะมีลักษณะค่อนข้างจะเป็นเส้นตรงจนกระทั่งถ้าการแอ่นโค้งตัวเท่ากับ 1.03 มม. ค่าความเครียดภายในเหล็กเสริมประมาณ 460 $\mu\epsilon$ จะเกิดรอยแตกร้าวบริเวณท้องคานทดสอบ โดยมีลักษณะเป็นเส้นตรง เมื่อให้น้ำหนักเพิ่มตามลำดับ พบว่าเมื่อค่าความเครียดประมาณ 3,430 $\mu\epsilon$ และค่าการแอ่นโค้งตัว 9.00 มม. เหล็กเสริมเกิดการคราก กราฟเปลี่ยนแปลงความลาดชันอย่างมาก โดยค่าความเครียดภายในเหล็กเสริมจะมีค่าสูงถึง 7,950 $\mu\epsilon$

กราฟช่วงที่สาม กราฟในช่วงนี้จะมีความลาดชันลดลงอย่างรวดเร็วในช่วงแรกและจะมีลักษณะเกือบจะเป็นเส้นตรงขนานกับแนวนอน ซึ่งจะเห็นได้จากกราฟในช่วงหลังนี้ เมื่อค่าการแอ่นโค้งตัวเพิ่มขึ้นแต่ค่าความเครียดภายในเหล็กเสริมจะมีการเปลี่ยนแปลงไปน้อยมากหรือไม่เปลี่ยนแปลงเลยจนถึงสิ้นสุดการทดสอบ

5.3.3 การรอยแตกร้าว และลักษณะการวิบัติของคาน PC-300

ลักษณะการแตกร้าวและการวิบัติคานทดสอบ PC-300 ในแต่ละระดับของการทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.16 จนถึงรูปที่ 5.20 ซึ่งรอยแตกร้าวสามารถเริ่มสังเกตพบได้ เมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่า 27.60 kN ค่าการแอ่นตัว 1.03 มม. เกิดในลักษณะเป็นเส้นค่อนข้างตรงในแนวตั้ง ณ ตำแหน่งซึ่งเป็นรอยต่อระหว่างคอนกรีตโครงสร้างและคอนกรีตเชื่อมรอยต่อรอยแตกดังกล่าวจะขยับตัวสูงขึ้นเข้าหาบริเวณคอนกรีตรับแรงอัด และเมื่อน้ำหนักบรรทุกถึงระดับ 89.20 kN. จะเกิดรอยแตกร้าวในแนวเฉียง ทำมุมประมาณ 40-45 องศา เกิดขึ้นระหว่างฐานรองรับและแนวน้ำหนักบรรทุกโดยมีทิศเข้าหาแนวน้ำหนักบรรทุก และเป็นเส้นนี้ทั้งสองข้าง ในลักษณะสมมาตรกับแนวกึ่งกลางคาน

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 5.16 เมื่อคอนกรีตท้องคานเริ่มแตกร้าวของคาน PC-300



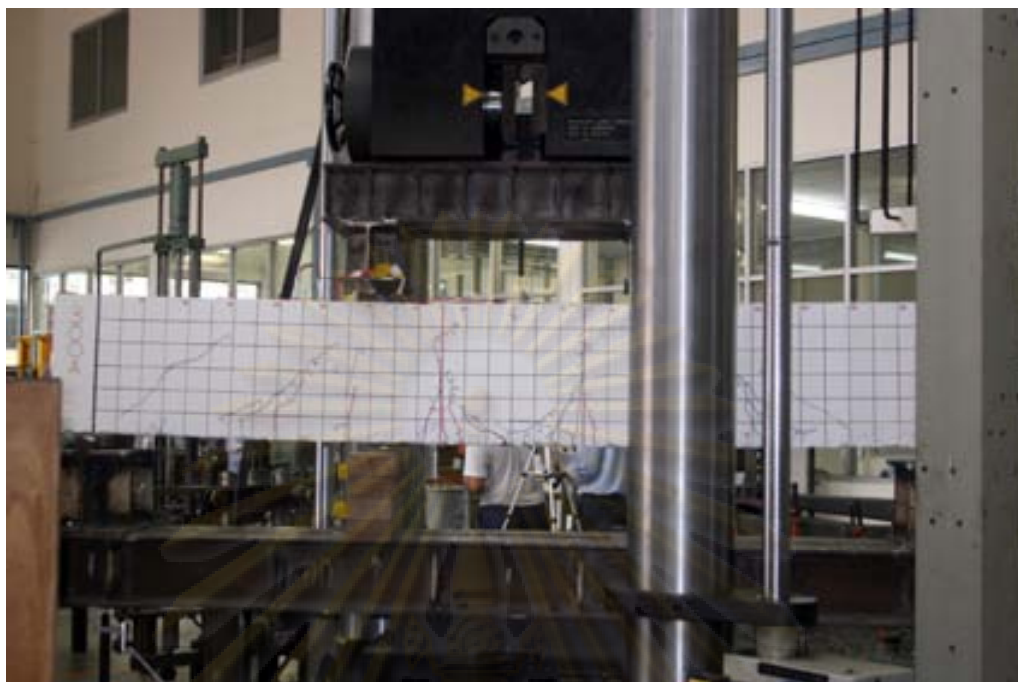
รูปที่ 5.17 ลักษณะการแตกร้าวเมื่อเหล็กเสริมเริ่มเกิดการครากของคาน PC-300

รอยแตกร้าวทั้งในแนวตั้งและเฉียง จะปรากฏมากขึ้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น แต่ยังมีรอยแตกร้าวที่ปรากฏในรอยต่ออีกลักษณะหนึ่ง คือ รอยแตกในแนวการวางตัวของตัวเหล็กเสริมภายในรอยต่อ ซึ่งจะเริ่มปรากฏเมื่อค่าน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 135.80 kN. และค่าการแอ่นตัว 6.00 มม. ณ ตำแหน่งท้องคาน บริเวณภายในรอยต่อ เมื่อน้ำหนักบรรทุกถึงค่า 166.80 kN เหล็กเสริมเกิดการคราก ซึ่ง ณ ตำแหน่งนี้จะเกิดรอยแตกร้าวยาวจากฐานรองรับแม่เข้าตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกมีความยาวประมาณ 25-40 ซม. รอยแตกในลักษณะเดียวกันนี้จะเกิดเพิ่มขึ้นเป็นลำดับตามการแอ่นตัวที่เพิ่มขึ้น ในขณะเดียวกันกับที่รอยแตกร้าวในแนวการวางตัวของเหล็กเสริมในรอยต่อจะเกิดขึ้นอย่างหนาแน่นจนมองเห็นได้อย่างชัดเจนเป็นผลให้การเพิ่มน้ำหนักบรรทุกเพียงไม่มาก ก็จะสามารถเพิ่มระยะแอ่นตัวได้ในปริมาณเท่าเดิมและรอยแตกร้าวเปิดกว้างเพิ่มขึ้นเป็นลำดับ

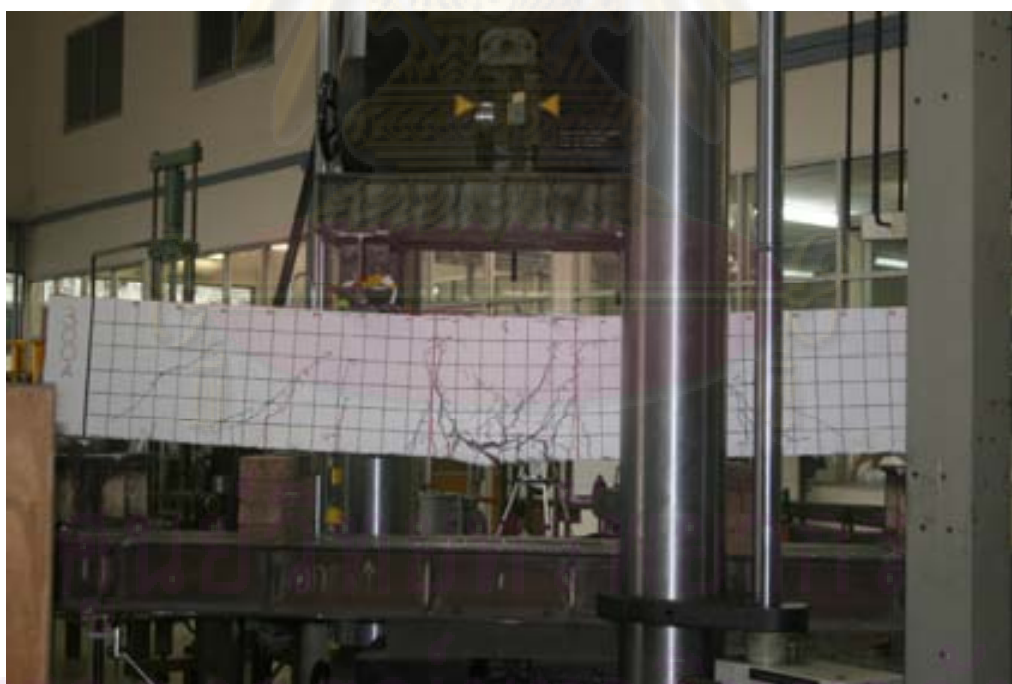
จนเมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าเท่ากับ 202.40 kN. ซึ่งเป็นค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คานทดสอบ PC-300 จะสามารถรับได้ จะปรากฏรอยร้าวในแนวเฉียงขนานกับรอยร้าวเดิมซึ่งวางตัวในแนวของเหล็กเสริมภายในรอยต่อ รอยแตกบริเวณท้องคานเปิดกว้าง แต่น้ำหนักบรรทุกจะมีค่าลดลง และรอยแตกร้าวจะเปิดกว้างมากอย่างรวดเร็ว โดยเฉพาะบริเวณภายในรอยต่อ กระทั่งระยะการแอ่นตัวมีค่า 22.99 มม. จะพบรอยแตกร้าว ณ บริเวณคอคกรีตรับแรงอัด

อย่างไรก็ตาม รอยแตกร้าวตามการวางตัวของเหล็กเสริมภายในรอยต่อซึ่งมีปริมาณมากขึ้น ตามระยะการแอ่นโค้งตัว มีการเชื่อมต่อกับรอยร้าวในแนวตั้งส่งผลให้เกิดการกระเทาะหลุดของคอคกรีตท้องคาน เมื่อระยะโค้งตัวเท่ากับ 29.00 มม. ซึ่งจะถึงเป็นจุดวิบัติของคาน PC-300 ลักษณะการวิบัติของคาน PC-300 ที่เกิดขึ้นกับรอยต่ออย่างไม่ดับพลันเป็นแบบเหนียว

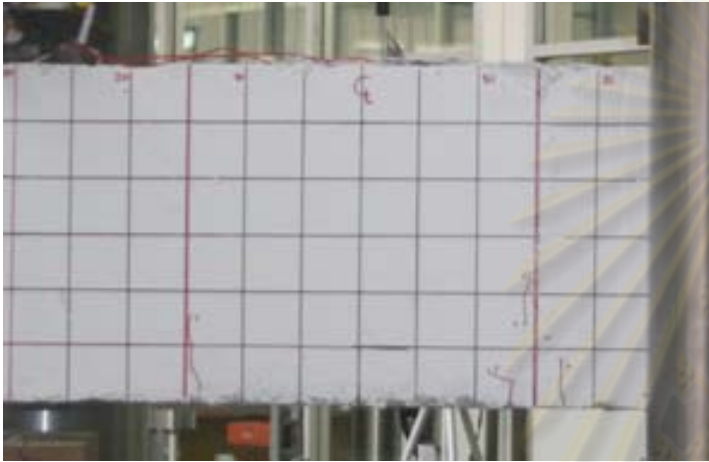
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



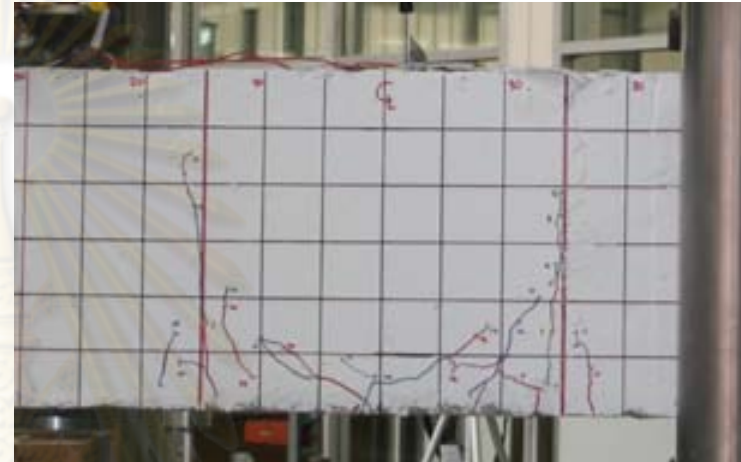
รูปที่ 5.18 ลักษณะการแตกร้าวเมื่อรับน้ำหนักสูงสุด(202.40 kN.)ของคาน PC-300



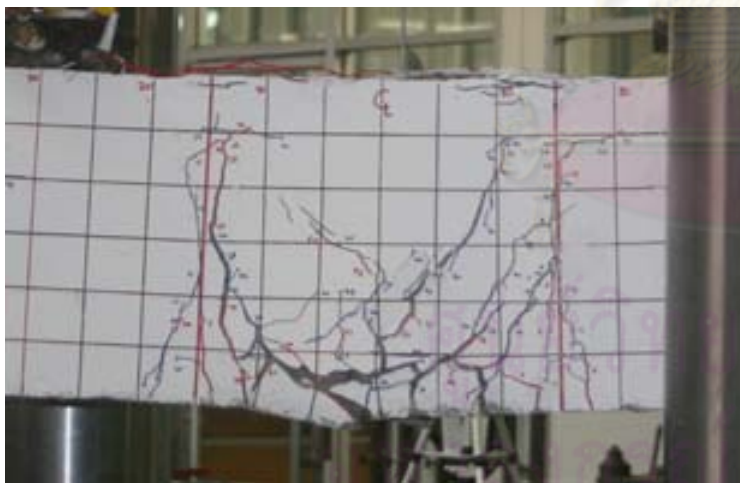
รูปที่ 5.19 ลักษณะการแตกร้าวของคาน PC-300 เมื่อคอนกรีตท้องคานกระเทาะหลุด



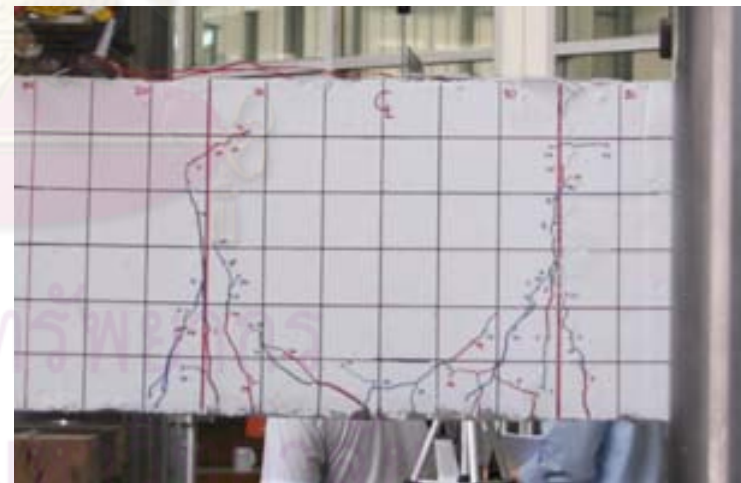
a.) เมื่อคานกรีตท้องคานเริ่มแตกร้าว



b.) เมื่อเหล็กเสริมเกิดการคราก



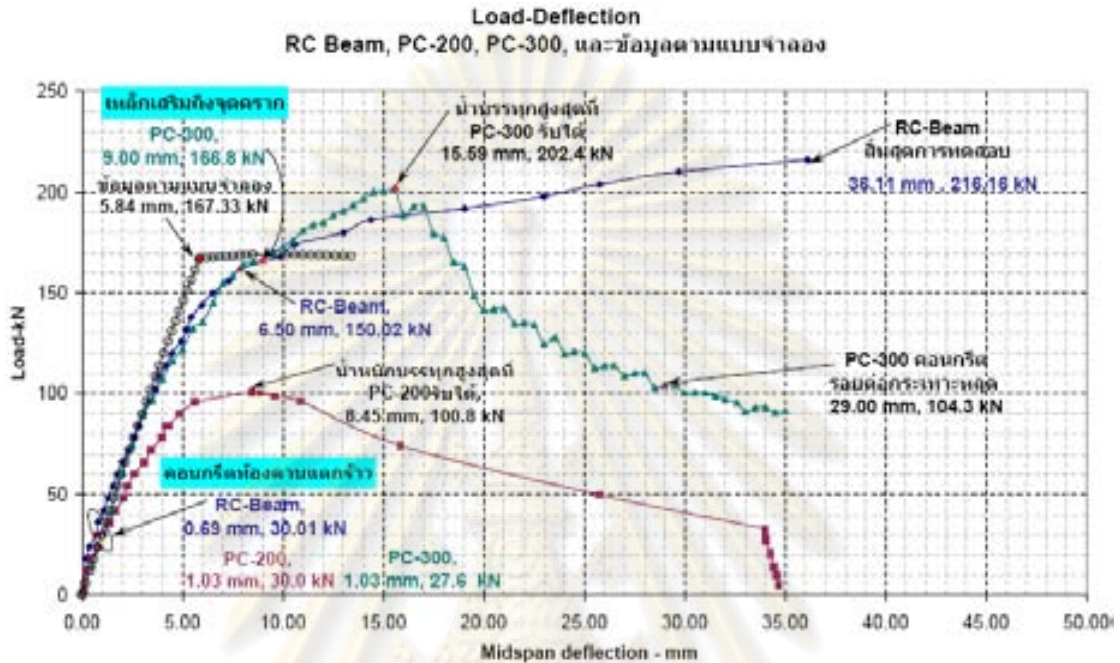
d.) คานกรีตหลังคานถูกอัดแตก



c.) ขณะรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด

รูปที่ 5.20 ภาพขยายลักษณะการแตกร้าวของคาน PC-300 ในแต่ละขั้นตอนการทดสอบ

5.4 วิเคราะห์ผลการทดสอบคานคอนกรีตสำเร็จรูป, คานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อเป็นขึ้นเดียวกัน และแบบจำลองตามทฤษฎี



รูปที่ 5.21 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของ คาน PC-200, PC-300, คาน RC-Beam และแบบจำลองตามทฤษฎี

5.4.1 เปรียบเทียบความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน RC-Beam, คาน PC-200, คาน PC-300

การเปรียบเทียบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคานทดสอบทั้งสามแบบ จะสามารถพิจารณาออกได้เป็นช่วงๆ ได้แก่ ช่วงก่อนคอนกรีตแตกร้าว, ช่วงคอนกรีตเริ่มแตกร้าวจนเหล็กเสริมเกิดการคราก และช่วงเหล็กเสริมครากจนรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ทั้งนี้ได้สรุปไว้ในตารางที่ 5.1

ช่วงก่อนคอนกรีตแตกร้าว

ช่วงตั้งแต่เริ่มการทดสอบไปจนถึงคอนกรีตของคานยังไม่เกิดการแตกร้าว นั่นคือ เมื่อคาน้ำหนักบรรทุกมีค่าไม่เกิน 30 kN. กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานทดสอบ ที่ได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.21 มีลักษณะเป็นเส้นตรงและความชันของกราฟ

หรือสติเฟเนสของคานทดสอบในช่วงนี้มีค่ามากกว่าในช่วงอื่นๆ หรือกล่าวได้ว่าสติเฟเนสของคานในช่วงนี้ดีกว่านั่นเอง การแอนตัวที่เกิดขึ้นจะมีค่าใกล้เคียงกันด้วย

หากนำค่าการแอนตัวของคาน PC-200 และ PC-300 เปรียบเทียบกับคาน RC-Beam จะพบว่าคาน PC-200 มีค่าการแอนตัวเป็น 1.49 เท่า และในทำนองเดียวกันคาน PC-300 มีค่าการแอนตัวเป็น 1.49 เท่า ของค่าการแอนตัวของคาน RC-Beam ดังแสดงในตารางที่ 5.1 จะเห็นได้ว่าคาน PC-200 และ PC-300 จะมีการแอนตัวเท่ากัน แต่จะมีค่ามากกว่าคาน RC-Beam ตั้งแต่เริ่มให้น้ำหนักบรรทุกจนถึงค่าดังกล่าวข้างต้น

ช่วงคอนกรีตเริ่มแตกร้าวจนเหล็กเสริมเกิดการคราก

เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้น และคอนกรีตบริเวณท้องคานและบริเวณอื่นๆ เกิดรอยแตกร้าวแล้วนั้น คาน PC-200 จะมีอัตราการแอนตัวที่มากกว่า คาน RC-Beam ที่ทุกๆ ระดับน้ำหนักบรรทุกที่ใกล้เคียงกันอย่างเห็นได้ชัด ซึ่งสังเกตได้จากความลาดชันของกราฟซึ่งน้อยกว่า

ในกรณีของคาน PC-300 จะแตกต่างกับคาน PC-200 เห็นได้จากความชันของกราฟของคาน PC-300 ที่มีค่ามากกว่าแสดงถึง ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก และการแอนตัวนั้นดีกว่าคาน PC-200 กล่าวคือ ที่ระดับน้ำหนักบรรทุกที่ใกล้เคียงกัน คาน PC-300 จะมีการแอนตัวที่น้อยกว่าแต่ถึงอย่างไรก็ตาม ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของคาน PC-300 ก็ยังน้อยกว่าคาน RC-Beam อยู่เล็กน้อย ตั้งแต่ในช่วงเริ่มการทดสอบจนถึงค่าน้ำหนักบรรทุกที่เหล็กเสริมเกิดการคราก ค่าการแอนตัวของคาน PC-300 จะมีค่ามากกว่าคาน RC-Beam ตลอดทั้งช่วง โดยเหล็กเสริมจะเกิดการครากเมื่อ คาน PC-300 มีค่าน้ำหนักบรรทุกและการแอนตัวเป็น 1.11 เท่า และ 1.38 เท่า เมื่อเปรียบเทียบกับคาน RC-Beam ในสภาวะเดียวกันตามลำดับ แต่กรณีของคาน PC-200 เหล็กเสริมไม่เกิดการครากจึงไม่มีข้อมูลในช่วงนี้ การที่คาน PC-300 มีความสามารถในการรับน้ำหนักได้แตกต่างกับ คาน PC-200 นั้น สาเหตุหลักที่สำคัญก็คือ ระยะฝังยึดเหล็กเสริมภายในรอยต่อที่มีระยะไม่เท่ากันของคานทั้งสองแบบ โดยระยะฝังยึดเหล็กเสริมภายในรอยต่อของคาน PC-200 และ PC-300 มีค่าโดยประมาณ 175 มม. และ 275 มม. ตามลำดับ ระยะฝังยึดที่แตกต่างกันนี้ส่งผลให้คานทั้งสองมีพฤติกรรมในการรับน้ำหนักบรรทุกและการแอนตัวที่แตกต่างกันอย่างชัดเจนซึ่งได้กล่าวมาแล้วในข้างต้น

คาน PC-200 เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นจะเกิดการวิบัติอย่างฉับพลันที่รอยต่อ โดยเหล็กเสริมภายในรอยต่อเกิดการครูดกับคอนกรีตที่เทเชื่อมจนเกิดการแตกร้าวกระเทาะหลุด เมื่อน้ำหนักบรรทุกและค่าการแอนตัวคิดเป็น 0.46 เท่า และ 0.23 เท่า เมื่อเปรียบเทียบกับคาน RC-Beam ในสภาวะเดียวกันนี้ตามลำดับ และไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นให้อีก เป็นเช่นนี้ก็เนื่องจากระยะฝังยึดเหล็กเสริมภายในรอยต่อของคานซึ่งมีความยาวประมาณ 175 มม. หรือคิดเป็น 56 % ของระยะฝังยึดตามมาตรฐาน ACI 318-02 นั้นน้อยกว่าที่จะก่อให้เกิดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตภายในรอยต่อที่เพียงพอ เป็นผลให้ไม่สามารถที่จะยึดรั้งเหล็กเสริมภายในรอยต่อให้อยู่ ณ ตำแหน่งเดิมได้และเกิดการวิบัติที่รอยต่อดังที่ได้กล่าวมาแล้ว ส่วนคาน RC-Beam เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกใกล้เคียงกันนี้ ยังคงมีค่าการแอนตัวเพียง 3.63 มม. เท่านั้น อีกทั้งยังสามารถรับน้ำหนักเพิ่มขึ้นได้

ช่วงเหล็กเสริมครากจนรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด

เมื่อเหล็กเสริมของ คาน PC-300 เกิดการครากแล้วก็ยังคงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกต่อไปได้ เป็นเช่นนี้ก็เนื่องจากระยะฝังยึดเหล็กเสริมภายในรอยต่อของคาน PC-300 ซึ่งมีระยะประมาณ 275 มม. หรือคิดเป็น 88 % ของระยะฝังยึดตามมาตรฐาน ACI 318-02 ระยะฝังยึดดังกล่าวก่อให้เกิดหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมที่เพียงพอต่อการต้านทานแรงดึงที่เกิดขึ้นภายในรอยต่อโดยไม่เกิดการวิบัติอย่างฉับพลัน จนเมื่อค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดมีค่าประมาณ 202.40 kN. และการแอนตัวของคาน PC-300 คิดเป็น 0.94 เท่า และ 0.43 เท่า เมื่อเปรียบเทียบกับคาน RC-Beam ในสภาวะเดียวกันนี้ตามลำดับ

และหากต้องการเพิ่มระยะการแอนตัวของคาน PC-300 ให้มากกว่าสภาวะดังกล่าว จะพบว่าค่าน้ำหนักบรรทุกที่ใช้จะมีค่าลดลงเป็นลำดับ โดยเห็นได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และการแอนตัวของคาน PC-300 ดังรูปที่ 5.14 กราฟจะมีลักษณะโค้งหงาย นับตั้งแต่ค่าน้ำหนักสูงสุดจนกระทั่งสิ้นสุดการทดสอบแตกต่างกับกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และการแอนตัวของคาน RC-Beam ที่มีลักษณะโค้งคว่ำตั้งแต่เหล็กเสริมเกิดการคราก จนกระทั่งสิ้นสุดการทดสอบ ที่เป็นเช่นนี้เพราะเมื่อคาน PC-300 รับน้ำหนักสูงสุดแล้วคอนกรีตโดยรอบเหล็กเสริมเกิดแตกร้าวไม่สามารถยึดรั้งเหล็กเสริมไว้ ณ ตำแหน่งเดิมได้อีกต่อไป เป็นผลให้เหล็กเสริมเกิดการครูดกับคอนกรีตภายในรอยต่อ ส่งผลให้ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก และการแอนตัวของคานลดลงอย่างชัดเจน แต่ไม่เกิดการวิบัติแบบฉับพลันซึ่ง

เป็นพฤติกรรมที่ไม่พึงประสงค์ของโครงสร้างซึ่งได้เกิดขึ้นกับคาน PC-200 ตามที่ได้กล่าวไว้ก่อนแล้ว

สิ่งที่สังเกตได้จากกราฟอีกประการหนึ่งคือ ตั้งแต่ค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เหล็กเสริมเกิดการครากจนถึงค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ของคาน PC-300 มีความสามารถน้ำหนักบรรทุกของคาน PC-300 ดีกว่าคาน RC-Beam เห็นได้จากเส้นกราฟของคาน PC-300 อยู่เหนือกราฟของคาน RC-Beam ซึ่งอาจจะเป็นผลของปริมาณเหล็กเสริมภายในรอยต่อที่มีปริมาณเป็นสองเท่าของคาน RC-Beam

5.4.2 เปรียบเทียบความเหนียวของคานทดสอบ RC-Beam คาน PC-200 และ คาน PC-300

จากการศึกษาเพื่อหาขนาดของรอยต่อซึ่งมีผลกับความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก โดยใช้ปริมาณเหล็กเสริมเท่ากันที่บริเวณรอยต่อสำหรับคานคอนกรีตสำเร็จรูป พบว่าขนาดของรอยต่อที่เพิ่มขึ้นทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักเพิ่มขึ้นตามด้วย แต่อย่างไรก็ตาม ยังคงต้องคำนึงถึงคุณสมบัติอีกอย่างหนึ่งของโครงสร้างก็คือ ค่าความเหนียวและจากผลการทดสอบจะพบว่าค่าความเหนียวของคาน RC-Beam และ PC-300 คือ 5.6 และ 1.7 ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 5.2 เนื่องจากคาน PC-200 เหล็กเสริมไม่เกิดการครากจึงไม่มีค่าความเหนียว และค่าความเหนียวของคาน PC-300 จะเป็น 0.30 เท่าของ คาน RC-Beam เท่านั้น

5.4.3 เปรียบเทียบผลการทดสอบของคานแบบหล่อเป็นชิ้นเดียวกับการวิเคราะห์หน้าตัดคานตามทฤษฎี

เพื่อเป็นการตรวจสอบผลการทดสอบที่ได้อีกทางหนึ่ง จึงทำการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน โดยอาศัยพื้นฐานสมดุลย์ของแรงภายในของหน้าตัด กล่าวคือแรงอัดที่เกิดขึ้นทั้งหมดในคอนกรีตจะมีค่าเท่ากับแรงดึงทั้งหมดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริม และ กำลังต้านทานโมเมนต์จะได้จากผลบวกของ ผลคูณของแรงอัดในคอนกรีตกับระยะจากแกนสะเทินถึงจุดศูนย์รวมของแรงอัดนั้น กับผลคูณของแรงดึงในเหล็กเสริมกับระยะจากแกนสะเทินถึงจุดศูนย์รวมของแรงดึง โดยใช้แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีต ที่เสนอโดย Hognestad (1955) โดยใช้กำลังอัดของแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอก ที่ได้จากการเก็บตัวอย่าง ที่อายุ 28 วัน ดังแสดงไว้ในตาราง ผ-4 ส่วนการกระจายหน่วยแรงกับ

ความเครียดของเหล็กเสริมเป็นแบบอิลาสติกพลาสติค โดยสมบรูณ์ โดยใช้หน่วยแรงที่จุดคราก ซึ่งจากการทดสอบกำลังต้านทานแรงดึงเหล็กเสริม ดังแสดงไว้ในตาราง ผ-5 และขั้นตอนการคำนวณจะเริ่มจาก การหาความสัมพันธ์ของโมเมนต์ต้านทานและความโค้งของหน้าตัด ต่อจากนั้นจะแปลงค่าโมเมนต์และความโค้งเป็นน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน ซึ่งขั้นตอนต่างๆได้อธิบายอย่างละเอียดไว้ในหัวข้อที่ 3.4

เมื่อนำผลการทดสอบของคานแบบหล่อเป็นชิ้นเดียวกัน (RC-Beam) เปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองตามทฤษฎี จะได้ดังรูปที่ 5.21 และพบว่า กราฟจากการวิเคราะห์แบบจำลอง จะมีความชันที่ใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดสอบตั้งแต่เริ่ม จนเมื่อค่าน้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 126 kN. การแอ่นที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองจะเริ่มมีค่าที่ต่ำกว่าประมาณ 14 % ของค่าจากผลการทดสอบ ของคาน RC-Beam และจะแตกต่างกันเพิ่มขึ้นตามค่าน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น จนกระทั่งเหล็กเสริมเกิดการคราก

และเมื่อเหล็กเสริมเกิดการคราก ค่าน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากแบบจำลองจะมีค่าที่มากกว่า อยู่ประมาณ 11% แต่มีการแอ่นตัวที่น้อยกว่า 15% ของผลการทดสอบ หลังจากนั้นเส้นกราฟที่ได้จากการวิเคราะห์จะมีลักษณะโค้งคว่ำน้อยๆจนใกล้จะเป็นเส้นตรง อันเป็นผลเนื่องจากการใช้แบบจำลองของเหล็กเสริม ซึ่งมีลักษณะเป็นเส้นตรงในแนวราบหลังจากเหล็กเสริมเกิดการครากไปแล้ว กล่าวคือ หน่วยแรงในเหล็กเสริมขณะเกิดการคราก และหลังครากไปแล้วมีค่าคงที่ แต่กราฟที่ได้จากผลการทดสอบจะมีลักษณะชันเพิ่มขึ้นได้อีก เพราะเหล็กที่เสริมจริงในคานทดสอบภายหลังเกิดการครากยังคงสามารถรับแรงกระทำได้เพิ่มขึ้นพร้อมกับค่าความเครียดที่เพิ่มขึ้น แต่จะมีอัตราเพิ่มของหน่วยแรงที่น้อยกว่าช่วงอิลาสติค

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 5.1 เปรียบเทียบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคานทดสอบ

	RC-Beam		PC-200		PC-300	
	Applied Load (kN.)	Midspan Deflection (mm.)	Applied Load (kN.)	Midspan Deflection (mm.)	Applied Load (kN.)	Midspan Deflection (mm.)
1.) คอนกรีตเริ่มแตกร้าว	30.01	0.69	30.00	1.03	27.60	1.03
2.) เหล็กเสริมคืบ	150.02	6.50	N/A		166.80	9.00
3.) รับน้ำหนักสูงสุด	216.16	36.11	100.08	8.45	202.40	15.59

ตารางที่ 5.2 ค่าความเหนียวของคานทดสอบ

	RC-Beam	PC-200	PC-300
δ_y	6.50	N/A	9.00
δ_u	36.11	8.45	15.59
Ductility	5.6	N/A	1.7

เมื่อ δ_u = ค่าโก่งตัวเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด (มม.)

δ_y = ค่าโก่งตัวเมื่อเหล็กเริ่มคราก (มม.)

Ductility = ค่าความเหนียว คำนวณจาก δ_u/δ_y

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 6

สรุปผลการวิจัย

จากการทดสอบคานตัวอย่างทั้ง 3 แบบซึ่งประกอบด้วย คานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบที่หนึ่ง มีขนาดของรอยต่อ 200 มม. (PC-200), คานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบที่สองมีขนาดของรอยต่อ 300 มม. (PC-300) และคานคอนกรีตเสริมเหล็ก(RC-Beam) ทำให้ทราบถึงพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของคานแต่ละแบบ และเมื่อเปรียบเทียบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของคานคอนกรีตสำเร็จรูปกับคานคอนกรีตเสริมเหล็ก สามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังนี้

1. พฤติกรรมช่วงก่อนคานเกิดการแตกร้าว สามารถสังเกตได้จากความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ค่าน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว ซึ่งก็คือ สติฟเนสของคาน ในช่วงก่อนคานเกิดการแตกร้าว จะพบว่า คานตัวอย่างทั้งสามแบบมีค่าสติฟเนสที่ใกล้เคียงกัน
2. พฤติกรรมของคานเมื่อเหล็กเสริมเกิดการคราก โดยคานที่เหล็กเสริมเกิดการครากจะมีเพียง คาน RC-Beam และคาน PC-300 เท่านั้น โดยเหล็กเสริมจะเกิดการครากเมื่อ คาน PC-300 มีค่าน้ำหนักบรรทุกและค่าแอ่นตัวเป็น 166.8 kN. และ 9.0 มม. หรือคิดเป็น 1.11 เท่าและ 1.38 เท่า เมื่อเปรียบเทียบกับคาน RC-Beam ในสภาวะเดียวกันตามลำดับ
3. พฤติกรรมของคานเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ คาน RC-Beam, คาน PC-200 และ คาน PC-300 คือ 216.16 kN. 100.08 kN และ 202.40 kN หรือคิดเป็น 0.46 เท่า, 0.94 เท่า เมื่อเปรียบเทียบกับคาน RC-Beam ตามลำดับ
4. ลักษณะการเกิดการวิบัติของคานคอนกรีตสำเร็จรูป ในคาน PC-200 จะเกิดการวิบัติอย่างฉับพลัน เนื่องจากระยะฝังยึดเหล็กเสริมน้อยเกินไป (Anchorage fail) หรือระยะทาบของเหล็กเสริมภายในรอยต่อที่ไม่เพียงพอ ต่อการส่งผ่านแรงภายในรอยต่อ เป็นผลให้เหล็กเสริมเกิดการครูดกับคอนกรีตภายในรอยต่อ โดยเหล็กเสริมไม่เกิดการคราก แตกต่างกับคาน PC-300 ตรงที่คานสามารถรับน้ำหนักจนกระทั่งเหล็กเสริมเกิดการครากก่อนแล้วจึงเกิดการวิบัติ เนื่องจากการครูดของเหล็กเสริมภายในรอยต่อ และเมื่อเปรียบเทียบค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดจะพบว่า คาน PC-300 สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากกว่าคาน PC-200 อย่างชัดเจน

5. ค่าความเหนียวของคานซึ่งคำนวณได้จาก อัตราส่วนค่าการแอ่นตัวของคานเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ต่อด้วยค่าการแอ่นตัวของคานเมื่อเหล็กเสริมเกิดการคราก ของคาน RC-Beam และ คาน PC-300 คือ 5.6 และ 1.7 ตามลำดับ และเมื่อเปรียบเทียบกันจะพบว่า ค่าความเหนียวของคาน PC-300 จะเป็น 0.30 เท่าของคาน RC-Beam เท่านั้น ซึ่งยังต้องปรับปรุงคุณสมบัติของโครงสร้างในด้านนี้
6. ขนาดของรอยต่อมีผลต่อความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกที่แตกต่างกัน จากผลการทดสอบพบว่า รอยต่อขนาด 300 มม.(PC-300) มีความสามารถรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้ใกล้เคียงกับคาน RC- Beam
7. ข้อแตกต่างระหว่างรอยต่อของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปในงานวิจัยนี้ กับงานวิจัยในอดีต ได้แก่ Khalloo and Parastesh (2003a), Khalloo and Parastesh (2003b), Husanu and Tankut (2005) และ Khoo et al.(2006) คืองานวิจัยนี้พยายามทำรอยต่อให้สามารถก่อสร้างได้ง่าย และจุดเชื่อมต่ออยู่ที่กึ่งกลางช่วงคาน โดยใช้ระยะฝังยึดของเหล็กเสริมในช่วงรอยต่อเป็นตัวส่งถ่ายแรงระหว่างกัน ในขณะที่งานวิจัยในอดีตส่วนใหญ่จะเน้นการเชื่อมต่อกานที่บริเวณใกล้เสา ซึ่งเป็นบริเวณที่มีปริมาณของเหล็กเสริมหนาแน่น ส่งผลให้การเชื่อมต่อค่อนข้างยุ่งยาก

ข้อเสนอแนะ

สิ่งที่ควรปรับปรุงเพื่อพัฒนาในการศึกษาและการทดสอบคานคอนกรีตสำเร็จรูปสามารถจะสรุปได้ดังนี้

1. เปลี่ยนรูปแบบการทดสอบโดยให้น้ำหนักบรรทุกในลักษณะ กลับไป-มา ต่างจากเดิม ซึ่งจะให้น้ำหนักบรรทุกกระทำเพียงทิศทางเดียว
2. เพิ่มเหล็กมัดในแนวราบเพื่อโอบรัดปลายเหล็กเสริมภายในรอยต่อ อาจจะช่วยป้องกันการเลื่อนไถลและการแอ่นของเหล็กเสริมที่เกิดขึ้นทั้งกับคาน PC-200 และ PC-300
3. เพิ่มกำลังอัดของคอนกรีต เพื่อเพิ่มหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมให้มีค่ามากขึ้น
4. ลดกำลังครากของเหล็กเสริม เพื่อลดระยะฝังเหล็กเสริมภายในรอยต่อที่ต้องใช้ตามมาตรฐาน ACI 318-02
5. เปลี่ยนขนาดเหล็กเสริมให้เล็กลงเพื่อเพิ่มพื้นที่ยึดเกาะของคอนกรีตให้มากขึ้น อีกทั้งศึกษาเปรียบเทียบ หรือหาความสัมพันธ์ของระยะฝังยึดเหล็กเสริมและระยะการทาบทาเหล็กเสริมภายในรอยต่อ เพื่อหาขนาดเหล็กภายในรอยต่อที่เหมาะสม

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

- ต่อกุล กาญจนาลัย. พฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็ก, พิมพ์ครั้งที่ 1, กรุงเทพมหานคร, สำนักพิมพ์ Physics Center, 2528
- วินิต ช่อวิเชียร. การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (โดยวิธีกำลัง), พิมพ์ครั้งที่ 2, กรุงเทพมหานคร, 2542
- สถาพร โภคา. การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก (โดยวิธีกำลัง), พิมพ์ครั้งที่ 1, กรุงเทพมหานคร, สำนักพิมพ์ LIBRARY-NINE PUBLISHING, 2545

ภาษาอังกฤษ

- ACI Committee 318 (2002). Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02), American Concrete Institute.
- Khaloo, A.R., and Parastesh, H. (2003a) "Cyclic Loading of Ductile Precast Concrete Beam-Column Connection" ACI Structural Journal 100-S51: 291-296.
- Khaloo, A.R., and Parastesh, H. (2003b) "Cyclic Loading Response of Simple Moment-Resisting Precast Concrete Beam-Column Connection" ACI Structural Journal 100-S46: 440-445.
- Korkmaz, H., and Tankut, T. (2005) "Performance of a precast concrete beam-to-beam connection subject to reversal cyclic loading" Engineering structures: 1392-1407.
- Khoo, J., Li, B., and Yip, W. (2006) "Tests on Precast Concrete Frames with Connections Constructed Away from Column Faces" ACI Structural Journal 103-S03: 18-27.
- Ersoy, U., and Tankut, T. (1993) "Precast Concrete Members with Welded Plate Connections under Reversed Cyclic Loading" PCI Journal: 94-100.

Loo, Y.C. and Yao, B.Z. (1995) "Static and Repeated Load Tests on Precast Concrete Beam-to-Column Connections" PCI Journal: 106-115.



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ภาคผนวก

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ผ-1 ข้อมูลผลการทดสอบ คานRC-Beam

ลำดับที่	น้ำหนัก บรรทุก	ระยะแอนตัวที่ กึ่งกลางของคาน	ค่า Strain เหล็กเสริม	
			เส้น L	เส้น R
	kN	mm	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$
0	1.95	0.00	20	-10
1	5.99	0.07	30	0
2	12.21	0.18	50	50
3	18.16	0.22	80	70
4	24.03	0.35	170	190
5	30.01	0.69	470	550
6	36.29	0.80	550	640
7	42.01	1.08	740	860
8	48.17	1.29	840	970
9	54.00	1.54	920	1,060
10	60.05	1.76	1,020	1,140
11	66.01	1.98	1,130	1,270
12	72.00	2.30	1,210	1,380
13	78.10	2.60	1,300	1,480
14	84.02	2.83	1,410	1,560
15	90.02	3.06	1,510	1,690
16	96.08	3.36	1,590	1,780
17	102.00	3.63	1,700	1,870
18	108.90	3.84	1,780	1,940
19	114.01	4.17	1,880	2,070
20	120.06	4.47	1,970	2,180
21	126.03	4.95	2,080	2,300
22	132.01	5.22	2,190	2,430

ลำดับที่	น้ำหนัก บรรทุก	ระยะแอนตัวที่ กึ่งกลางของคาน	ค่า Strain เหล็กเสริม	
			เส้น L	เส้น R
	kN	mm	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$
23	138.02	5.42	2,270	2,500
24	144.01	5.96	2,470	2,800
25	150.02	6.50	2,560	3,000
26	156.21	7.33	2,810	3,830
27	162.15	7.89	2,900	8,330
28	167.99	9.87	11,740	12,260
29	174.01	10.56	11,940	12,390
30	180.17	13.02	12,840	13,360
31	186.49	14.37	13,550	13,950
32	192.05	19.04	15,030	15,200
33	198.09	22.98	15,840	10,040
34	204.00	25.76	16,800	9,090
35	210.08	29.69	18,860	8,410
36	216.16	36.11	21,120	8,120

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ผ-2 ข้อมูลผลการทดสอบ คาน PC-200

ลำดับที่	น้ำหนัก บรรทุก	ระยะแฉกที่ กึ่งกลางของ คาน	ค่า Strain เหล็กเสริม			
			L-1	L-2	R-1	R-2
	kN	mm	με	με	με	με
0	0.8	0.00	20	20	10	10
1	6.0	0.09	30	40	50	20
2	12.0	0.22	80	90	150	60
3	18.0	0.44	100	130	230	120
4	24.0	0.74	170	200	330	180
5	30.0	1.03	220	260	450	260
6	36.0	1.36	320	350	550	340
7	42.1	1.67	390	430	640	410
8	48.0	2.05	480	500	750	480
9	54.0	2.25	530	560	830	530
10	60.0	2.59	590	630	920	590
11	66.0	3.10	700	730	1,030	650
12	72.0	3.44	810	820	1,130	720
13	72.1	3.46	820	830	1,140	730
14	78.1	3.96	890	890	1,220	790
15	84.1	4.17	950	940	1,290	830
16	84.0	4.30	1,000	990	1,320	850
17	90.0	4.86	1,130	1,050	1,400	930
18	96.0	5.60	1,310	1,100	1,460	1,020
19	96.1	5.61	1,300	1,100	1,460	1,020
20	100.8	8.45	1,630	1,070	1,500	1,020

ลำดับที่	น้ำหนัก บรรทุก	ระยะแอน ที่กึ่งกลาง ของคาน	ค่า Strain เหล็กเสริม			
			L-1	L-2	R-1	R-2
	kN	mm	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$
21	100.3	8.87	1,670	1,060	1,500	980
22	99.0	9.58	1,670	1,040	1,490	940
23	96.3	10.87	1,680	1,020	1,500	900
24	74.2	15.85	1,430	860	1,230	730
25	49.8	25.72	920	660	810	520
26	32.9	33.98	640	550	540	400
27	31.6	34.00	620	550	510	380
28	28.0	34.00	590	520	500	360
29	27.0	34.00	580	500	490	350
30	21.0	34.26	570	500	440	310
31	20.0	34.27	540	490	420	310
32	14.0	34.43	520	470	340	250
33	10.1	34.56	460	440	300	230
34	5.4	34.67	440	420	230	200

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ผ-3 ข้อมูลผลการทดสอบ คาน PC-300

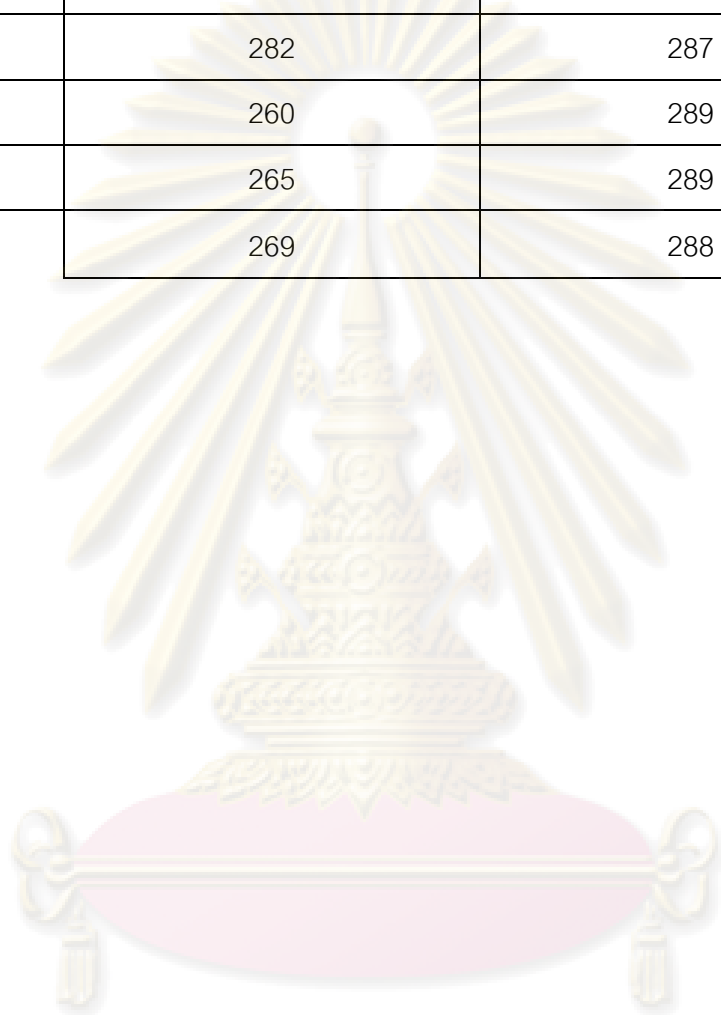
ลำดับที่	น้ำหนัก บรรทุก	ระยะแอนตัว ที่กึ่งกลาง ของคาน	ค่า Strain เหล็กเสริม			
			L-1	L-2	R-1	R-2
	kN	mm	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$
0	-0.2	0.00	170	230	530	140
1	15.4	0.51	370	430	680	310
2	27.6	1.03	510	570	830	460
3	42.2	1.50	720	780	1,010	630
4	60.7	2.01	950	1,020	1,240	850
5	74.6	2.50	1,130	1,220	1,430	1,040
6	89.2	3.01	1,310	1,400	1,610	1,190
7	96.7	3.50	1,380	1,480	1,700	1,260
8	107.4	4.00	1,520	1,610	1,840	1,400
9	116.3	4.50	1,680	1,750	1,970	1,520
10	122.1	5.00	1,800	1,860	2,090	1,620
11	132.5	5.50	1,950	2,000	2,250	1,770
12	135.8	6.00	1,960	2,050	2,320	1,830
13	145.2	6.51	2,120	2,200	2,500	1,990
14	155.2	7.03	2,270	2,350	2,750	2,160
15	158.6	7.50	2,330	2,410	2,800	2,360
16	164.0	8.00	2,430	2,500	2,990	2,480
17	165.6	8.52	2,430	2,500	3,310	2,500
18	166.8	9.00	2,460	2,500	3,430	2,500
19	170.3	9.50	2,470	2,540	6,780	2,500
20	173.2	10.00	2,470	2,560	7,950	2,970
21	176.3	10.50	2,470	2,590	4,150	7,890
22	181.3	11.00	8,450	2,580	3,700	8,760

ลำดับที่	น้ำหนัก บรรทุก	ระยะแอนตัว ที่กึ่งกลาง ของคาน	ค่า Strain เหล็กเสริม			
			L-1	L-2	R-1	R-2
	kN	mm	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$
23	183.9	11.50	10,150	8,160	3,520	9,220
24	185.3	12.00	6,500	9,230	3,400	9,440
25	188.8	12.51	6,260	9,510	3,320	9,560
26	190.8	13.00	5,640	9,960	3,270	9,700
27	193.6	13.50	5,160	9,700	3,180	9,830
28	197.0	14.00	4,540	4,330	3,050	9,950
29	200.2	14.50	4,350	4,120	2,980	10,060
30	200.5	15.00	4,320	4,010	2,880	10,130
31	201.5	15.50	4,000	3,900	2,790	10,190
32	202.4	15.59	4,010	3,890	2,780	10,200
33	188.8	16.00	3,790	3,730	2,680	9,910
34	193.1	16.50	3,790	3,730	2,680	9,900
35	193.3	17.01	3,790	3,760	2,660	9,850
36	179.5	17.50	3,670	3,660	2,540	9,690
37	177.5	18.01	3,600	3,610	2,460	9,580
38	165.5	18.50	3,490	3,510	2,320	9,430
39	163.3	19.02	3,430	3,450	2,250	9,310
40	148.8	19.51	3,340	3,290	2,150	9,150
41	141.5	20.00	3,340	3,160	2,090	9,020
42	142.2	20.50	3,350	3,150	2,060	8,990
43	142.5	20.99	3,360	3,130	2,060	8,950
44	134.8	21.52	3,320	3,020	2,020	8,870
45	135.2	22.00	3,310	3,000	2,000	8,870
46	134.2	22.50	3,320	2,970	2,000	8,830
47	124.7	22.99	3,300	2,910	1,970	8,750

ลำดับที่	น้ำหนัก บรรทุก	ระยะแฉ่งที่ กึ่งกลางของ คาน	ค่า Strain เหล็กเสริม			
			L-1	L-2	R-1	R-2
	kN	mm	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$
48	128.0	23.54	3,320	2,940	2,020	8,780
49	119.7	24.02	3,270	2,850	1,940	8,650
50	120.9	24.50	3,290	2,850	1,960	8,650
51	120.1	25.02	3,260	2,830	1,960	8,630
52	112.8	25.51	3,220	2,750	1,910	8,560
53	113.9	26.00	3,220	2,760	1,930	8,580
54	114.1	26.47	3,250	2,820	1,950	8,560
55	109.0	27.00	3,220	2,750	1,910	8,520
56	110.2	27.51	3,240	2,770	1,940	8,540
57	110.2	28.01	3,250	2,800	1,950	8,520
58	103.1	28.50	3,220	2,720	1,900	8,460
59	104.3	29.00	3,230	2,750	1,920	8,460
60	104.3	29.50	3,230	2,730	1,930	8,450
61	100.4	30.00	3,210	2,690	1,920	8,450
62	100.6	30.50	3,210	2,680	1,890	8,430
63	100.4	31.00	3,220	2,670	1,900	8,410
64	98.9	31.52	3,220	2,780	1,900	8,390
65	97.3	32.00	3,210	2,770	1,900	8,390
66	95.5	32.60	3,220	2,770	1,920	8,400
67	91.1	33.00	3,200	2,700	1,870	8,330
68	93.0	33.50	3,210	2,720	1,910	8,360
69	93.1	34.01	3,220	2,700	1,900	8,350
70	90.7	34.50	3,200	2,680	1,890	8,330
71	91.5	35.00	3,210	2,670	1,890	8,330

**ภาคผนวก ผ-4 ผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตคานและคอนกรีตเทเชื่อมคาน
ทดสอบ ที่ 28 วัน**

ตัวอย่างทดสอบ	หน่วยแรงอัดของคอนกรีต โครงสร้างที่ 28 วัน f'_c (ksc.)	หน่วยแรงอัดของคอนกรีต เทเชื่อมที่ 28 วัน f'_c (ksc.)
แท่งที่ 1	282	287
แท่งที่ 2	260	289
แท่งที่ 3	265	289
เฉลี่ย	269	288



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ผ-5 ผลการทดสอบกำลังดึงของเหล็กเสริมตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่าง เหล็กเสริม	ลำดับ ที่	น้ำหนัก/ความยาว (kg/m)	เส้นผ่าศูนย์กลาง (mm)	พื้นที่หน้าตัด (mm ²)	แรงดึง(kg)		หน่วยแรงดึง(ksc)		ระยะการ ยืด
					คราก	สูงสุด	คราก	สูงสุด	%
RB 6 SR24	1	0.220	6.0	28.0	800	1,200	2,855	4,282	29.8
	2	0.221	6.0	28.2	900	1,300	3,197	4,618	29.6
	3	0.220	6.0	28.0	800	1,000	2,855	3,568	29.3
					ค่าเฉลี่ย		2,969	4,156	29.6
DB 12 SD40	1	0.880	11.9	112.1	6,300	8,400	5,620	7,493	22.7
	2	0.881	12.0	112.2	6,300	8,400	5,614	7,485	22.5
	3	0.880	11.9	112.1	6,200	8,300	5,531	7,404	22.3
					ค่าเฉลี่ย		5,588	7,461	22.5
DB 16 SD40	1	1.569	16.0	199.9	11,600	14,000	5,804	7,005	28.6
	2	1.567	15.9	199.6	10,600	14,000	5,310	7,014	28.5
	3	1.567	15.9	199.6	10,900	13,900	5,461	6,964	28.3
					ค่าเฉลี่ย		5,525	6,994	28.5

ศูนย์วิจัยทรัพยากรทางทะเล
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายจิราชัย เลาสมพลเลิศ เกิดเมื่อวันที่ 10 พฤศจิกายน พ.ศ. 2519 ที่เขตธนบุรี กรุงเทพมหานคร สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จากมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ เมื่อปีการศึกษา 2545 และเข้าศึกษาต่อระดับปริญญา วิศวกรรมมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อปีการศึกษา 2548



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย