

การตรวจสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวาง
ฝังที่ส่วนรองรับภายใต้แรงกระทำเป็นจุดตามขวาง

จักษดา ชำรงวุฒิ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ปีการศึกษา 2548

ISBN 974-533-456-1

**INVESTIGATION ON PRECAST REINFORCED
CONCRETE BEAMS WITH STEEL CHANNEL
SECTIONS EMBEDDED AT THE SUPPORT
SECTIONS UNDER TRANSVERSE
POINT LOADS**

Jaksada Thumrongvut

**A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the
Degree of Master of Engineering in Civil Engineering
Suranaree University of Technology**

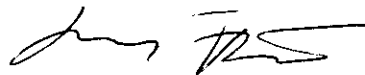
Academic Year 2005

ISBN 974-533-456-1

การตรวจสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำ
ฝังที่ส่วนรองรับภายใต้แรงกระทำเป็นจุดตามขวาง

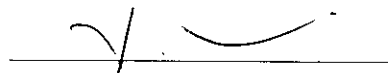
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้นักศึกษานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา
ตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



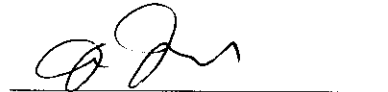
(ผศ. ดร.มงคล จีรวีชรเดช)

ประธานกรรมการ



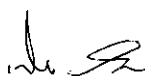
(ผศ. ดร.สิทธิชัย แสงอาทิตย์)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)



(รศ. ดร.อำนาจ อภิชาติวัลลภ)

กรรมการ



(รศ. ดร.เสาวณีย์ รัตนพานี)

รักษาการแทนรองอธิการบดีฝ่ายวิชาการ



(รศ. น.อ. ดร.วรพจน์ จำพิศ)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

จักษดา ชำรงวุฒิ : การตรวจสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับภายใต้แรงกระทำเป็นจุดตามขวาง (INVESTIGATION ON PRECAST REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH STEEL CHANNEL SECTIONS EMBEDDED AT THE SUPPORT SECTIONS UNDER TRANSVERSE POINT LOADS) อาจารย์ที่ปรึกษา : ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สิทธิชัย แสงอาทิตย์, 130 หน้า. ISBN 974-533-456-1

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรง ลักษณะการวิบัติ และผลของความยาวระยะฝังเหล็กวางน้ำต่อกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุก กับสมการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ตัวแปรที่ใช้ในงานวิจัยนี้ได้แก่ ความยาวระยะฝังของเหล็กวางน้ำ และระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

งานวิจัยได้สร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดกว้าง 175 mm ลึก 350 mm และยาว 4.0 m จำนวน 24 ตัวอย่าง แบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ คานที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ จำนวน 18 ตัวอย่าง โดยเหล็กวางน้ำมีหน้าตัด 100×50 mm ยาว 500, 1100 และ 1400 mm ฝังที่จุดรองรับทั้งสองด้านของคาน และคานควบคุมที่ไม่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ ซึ่งนำมาใช้เป็นคานอ้างอิง จำนวน 6 ตัวอย่าง ตัวอย่างคานทั้งหมดได้รับการออกแบบโดยวิธีกำลัง โดยใช้สมการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กของมาตรฐาน ว.ส.ท.1008-38

ผลการศึกษาพบว่า คานส่วนใหญ่มีพฤติกรรมแบบ bilinear โดยที่ความสามารถในการรับแรงสูงสุดในช่วงเส้นตรงแรกมีค่าประมาณ 80-90 เปอร์เซ็นต์ของกำลังสูงสุด (ที่ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ $L/100$) ในช่วงที่สองการแอ่นตัวของคานจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนกระทั่งคานเกิดการวิบัติ ที่สภาวะใช้งาน (ที่การแอ่นตัวของคานเท่ากับ $L/240$) คานที่มีเหล็กวางน้ำฝังมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงกว่าคานอ้างอิง ประมาณ 5.8-37.6 เปอร์เซ็นต์ และมีอัตราส่วนความปลอดภัยเฉลี่ยอยู่ระหว่าง 1.06-1.59 นอกจากนี้ ความสามารถในการรับแรงเฉือนของคานจะเพิ่มขึ้น ตามความยาวระยะฝังของเหล็กวางน้ำ

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2548

ลายมือชื่อนักศึกษา

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา

JAKSADA THUMRONGVUT : INVESTIGATION ON PRECAST
REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH STEEL CHANNEL
SECTIONS EMBEDDED AT THE SUPPORT SECTIONS UNDER
TRANSVERSE POINT LOADS. THESIS ADVISOR : ASST. PROF.
SITTICHAH SEANGATITH, Ph.D. 130 PP. ISBN 974-533-456-1

PRECAST REINFORCED CONCRETE BEAM/ STEEL CHANNEL SECTION
TRANSVERSE POINT LOAD

The objective of this research is to study the loading behavior, mode of failure and the effect of the channel section on the shear strength of precast reinforced concrete beams with steel channel sections embedded at the support sections. The observed strength was compared with the design strength for reinforced concrete beam indicated in the Institute of Engineers, Thailand (EIT) building code. The study parameters were channel length and stirrup spacing.

The beams are of cross section 175×350 mm and effective span length 4.0 m. Twenty four beam samples were casted, divided into 2 groups, the controlled (6 samples) i.e. the normal reinforced concrete beams, and those embedded with steel channels. The channels were of section 100×50 mm and effective length of 500, 1100 and 1400 mm embedded at the two supports of the beam. The beams were designed according to the ultimate strength method of the building code (EIT. 1008-38).

It was found that all the beams behaved in a bilinear fashion. The first linear part was elastic reaching a maximum of 80-90 of the strength of the beam (defined as load causing a midspan deflection of $L/100$). The second linear part was relatively flat in which the deflection increased rapidly with little increased in load until the

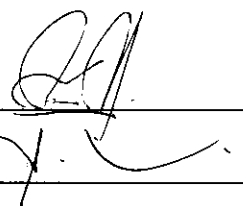
beam failed. At a midspan deflection of $L/240$, the effect of the channel was to increase the strength by 5.8 to 37.6% and to improve the factor of safety by 1.06 to 1.59. The shear strength increased with increasing channel length.

School of Civil Engineering

Academic Year 2005

Student's Signature _____

Advisor's Signature _____

The image shows two handwritten signatures. The top signature is written in black ink on a horizontal line and appears to be 'S.A.'. The bottom signature is also written in black ink on a horizontal line and appears to be 'Y.L.'.

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์นี้สำเร็จล่วงด้วยดี ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ บุคคล และกลุ่มบุคคลต่างๆ ที่ได้กรุณาให้คำปรึกษา แนะนำ และช่วยเหลือ อย่างดียิ่ง ทั้งในด้านวิชาการและด้านการดำเนินงานวิจัย อาทิเช่น

- ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สิทธิชัย แสงอาทิตย์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์
- รองศาสตราจารย์ ดร.อำนาจ อภิชาติวัลลภ, อาจารย์ ดร.ทงศักดิ์ พิศาลสิน, ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.มงคล จิรวรรเดช, ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข และคณาจารย์สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ทุกท่าน ที่ให้คำปรึกษา
- คุณจิระ วงศ์พรหม คุณสวัสดิ์ เกตุสระน้อย คุณวิชาญ วีระชัยสุนทร และคุณจิรวัดน์ คำนทองกลาง เจ้าหน้าที่ศูนย์เครื่องมือ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่กรุณาให้ความช่วยเหลือและคำแนะนำมาโดยตลอด
- คุณพรรณพิจิตร มานิมนต์ และคุณณัฐญา กิ่งโคกกรวด ที่ช่วยเหลือเกี่ยวกับการติดต่อประสานงาน และอนุเคราะห์วัสดุที่จำเป็นในการดำเนินงานวิจัย
- คุณกรรณ คำลือ, คุณศิวฤทธิ์ หิรัญเรือง และคุณนริศ พิเชียรโชติ เพื่อนร่วมเรียนระดับปริญญาโทที่ให้กำลังใจ กำลังกาย ให้คำปรึกษาและคำแนะนำมาโดยตลอด
- คุณลลิตญา อิ่มชื่นศรี, คุณสิทธิชัย เลิศวิชัย, คุณศรัณย์ กำจัดโรค, คุณชนาพร บุญมี และบุคคลอื่นที่ได้ให้กำลังใจและช่วยเหลือด้วยดีมาโดยตลอด
- ขอขอบพระคุณ คุณวิสูตร มณีอินทร์, คุณชาญศักดิ์ ทองมา, คุณคณิง รุ่งนิมิตร และบริษัท ไทยคอนกรีต ซัพพลาย จำกัด ที่ช่วยเหลือด้านวัสดุและสถานที่ใช้ในการดำเนินงานวิจัย
- ขอขอบพระคุณสถาบันวิจัยและพัฒนา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่ให้ทุนสนับสนุนในการทำวิจัย

ท้ายนี้ ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา และญาติๆ ทุกคนที่ให้การอุปการะเลี้ยงดูอบรมและส่งเสริมการศึกษาเป็นอย่างดีมาโดยตลอด ทำให้ผู้วิจัยมีความรู้ ความสามารถ มีจิตใจที่เข้มแข็งและช่วยเหลือตัวเองได้จนประสบความสำเร็จในชีวิตตลอดมา

จักยดา ชำรงวุฒิ

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย).....	ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ).....	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ง
สารบัญ.....	จ
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญรูป.....	ฉ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ.....	ฐ

บทที่

1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	3
1.3 ขอบเขตการวิจัย.....	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	4
2 ปรัชญ่วรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1 บทนำ.....	5
2.2 ประวัติและความเป็นมาของงานคอนกรีตสำเร็จรูป.....	5
2.3 ปรัชญางานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.4 คานคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	9
2.4.1 พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัด.....	10
2.4.2 พฤติกรรมการรับแรงเฉือน.....	15
2.4.3 พฤติกรรมการแอ่นตัว.....	18
2.4.4 ข้อกำหนดทั่วไปของการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง... ..	19
3 วิธีการดำเนินการวิจัย.....	23
3.1 บทนำ.....	23

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

3.2	ออกแบบการทดสอบ.....	23
3.3	การออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	28
3.3.1	การออกแบบคานต้านทานโมเมนต์คัด.....	28
3.3.2	การออกแบบคานต้านทานแรงเฉือน	32
3.3.3	การคำนวณระยะแอ่นตัวของคาน	35
3.4	กำลังรับแรงกอดของคอนกรีต	37
3.5	กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม	37
3.6	กำลังรับแรงดึงของเหล็กวางน้ำ	38
3.7	การทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ	38
4	ผลการทดสอบและวิจารณ์ผล	54
4.1	บทนำ.....	54
4.2	กำลังของวัสดุ	54
4.3	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวของคาน	55
4.3.1	คานกลุ่มที่ (1)	55
4.3.2	คานกลุ่มที่ (2)	56
4.3.3	คานกลุ่มที่ (3)	57
4.4	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง.....	59
4.5	เปรียบเทียบกำลังและความแกร่งของคานกลุ่มต่างๆ	61
4.6	ระยะการแอ่นตัวของคาน	62
4.7	รูปแบบการวิบัติของคาน	67
4.7.1	คานกลุ่มที่ (1)	67
4.7.2	คานกลุ่มที่ (2)	68
4.7.3	คานกลุ่มที่ (3)	69
4.7.4	เปรียบเทียบการวิบัติของคานทั้ง 3 กลุ่ม.....	70
4.8	กำลังรับแรงของคาน.....	70
4.9	เปรียบเทียบผลการทดสอบและผลการวิเคราะห์คานในช่วงยึดหยุ่นเชิงเส้น	73

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

4.10	กำลังรับแรงเฉือนของคาน.....	75
4.11	อิทธิพลของเหล็กทรงน้ำ.....	76
5	สรุปผลงานวิจัย.....	77
5.1	บทนำ.....	77
5.2	พฤติกรรมของคาน	77
5.2.1	พฤติกรรมการรับแรง	77
5.2.2	พฤติกรรมการแอ่นตัว	77
5.2.3	ลักษณะการวิบัติ.....	77
5.2.4	ผลของระยะห่างระหว่างเหล็กรับแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงของคาน	78
5.2.5	ผลของระยะฝังของเหล็กทรงน้ำต่อกำลังรับแรงของคาน	78
5.3	ข้อเสนอแนะเพื่อการใช้งาน.....	78
5.4	ข้อจำกัดของงานวิจัย.....	79
5.5	ข้อเสนอแนะในงานวิจัยต่อไป.....	79
	รายการอ้างอิง.....	80
	ภาคผนวก	
	ภาคผนวก ก ผลการสอบเทียบ Hydraulic ram.....	83
	ภาคผนวก ข วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย	85
	ภาคผนวก ค วิเคราะห์และวิจารณ์ผลการทดสอบวัสดุ.....	99
	ภาคผนวก ง แผนภูมิแสดงขั้นตอนการออกแบบคาน	105
	ภาคผนวก จ Spreadsheet excel สำหรับออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	108
	ภาคผนวก ฉ เปรียบเทียบอัตราส่วนระหว่างราคาค่าก่อสร้างต่อกำลัง ที่สภาวะใช้งาน	118
	ภาคผนวก ช บทความที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่	121
	ประวัติผู้เขียน	130

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1	ตัวคูณลดกำลัง (reduction factor)..... 21
2.2	ความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นและความลึกต่ำสุดของคาน 22
2.3	ค่าสูงสุดที่ยอมให้ของระยะแอนตัว..... 22
3.1	ตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในการศึกษา..... 44
3.2	ตัวอย่างหน้าตัดของคานอ้างอิง..... 45
3.3	ตัวอย่างหน้าตัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ 46
4.1	คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย..... 54
4.2	กำลังและความแกร่งของคานกลุ่มที่ (1) 56
4.3	กำลังและความแกร่งของคานกลุ่มที่ (2) 57
4.4	กำลังและความแกร่งของคานกลุ่มที่ (3) 58
4.5	ระยะการแอนตัวที่กึ่งกลางคาน 65
4.6	กำลังของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก..... 71
4.7	กำลังรับแรงในช่วงยึดหยุนเชิงเส้นของคานจากการทดสอบและสมการของ ว.ส.ท. 72
4.8	กำลังของคานที่ระยะการแอนตัว $L/360$ ($\Delta=11.11$ mm) 75
4.9	กำลังของคานที่ระยะการแอนตัว $L/240$ ($\Delta=16.67$ mm)..... 75
ข.1	ชนิดของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์..... 86
ข.2	ระยะเวลาบ่มคอนกรีต..... 88
ข.3	พื้นที่ น้ำหนัก และเส้นรอบรูป ของเหล็กเสริมมาตรฐานขนาดต่างๆ..... 94
ข.4	คุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริมตามมาตรฐาน 96
ข.5	ขนาดของเหล็กวางน้ำ (channel section)..... 97
ข.6	การเปรียบเทียบคุณสมบัติของเหล็กรูปพรรณตามมาตรฐานต่างๆ..... 98
ค.1	ผลการทดสอบของเหล็กเส้นกลม RB6 และเหล็กข้ออ้อย DB16 102
ฉ.1	เปรียบเทียบอัตราส่วนระหว่างราคาก่อสร้างต่อกำลังที่สภาวะใช้งาน ($P_{L/240}$) 109

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
1.1	ส่วนประกอบของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ในระบบซึ่งมีคานรองรับแผ่นพื้น 2
1.2	รายละเอียดโดยทั่วไปของโครงสร้างคอนกรีตแบบสำเร็จรูป..... 3
2.1	ลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กรูปตัวไอฝังที่ส่วนรองรับ 6
2.2	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนและระยะฝังเหล็กรูปตัวไอ 7
2.3	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะแอนตัวของคานคอนกรีต สำเร็จรูปแบบอัดแรงบางส่วนกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป 8
2.4	รอยแตกร้าวของคาน 8
2.5	คานหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าภายใต้การรับน้ำหนักบรรทุกในช่วงยึดหยุนเชิงเส้น 10
2.6	รูปแบบการแตกร้าว เนื่องจากหน่วยแรงดึง..... 11
2.7	การกระจายหน่วยแรง และความเครียดที่หน้าตัดแตกร้าว..... 11
2.8	ลักษณะการวิบัติเนื่องจากปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วน ที่สภาวะสมดุล 13
2.9	การกระจายของหน่วยแรงและความเครียดที่จุดวิบัติที่มีปริมาณ ของเหล็กเสริมรับแรงดึงเกินกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล..... 13
2.10	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอนตัวของคาน 14
2.11	รอยร้าวแบบ web shear crack 15
2.12	รอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงคด (flexural shear crack) 16
2.13	กำลังรับแรงเฉือนที่ค่า a/d ต่างๆ ของคานหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า..... 17
2.14	รูปแบบการวิบัติในคานสั้น 17
2.15	รูปแบบการวิบัติในคานปกติ 18
2.16	พฤติกรรมของการแอนตัวของคานแบบ under-reinforced concrete beams 19
3.1	แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคาน 24
3.2	แผนภาพแรงเฉือนของการทดสอบแบบ four-point loading 25
3.3	เปรียบเทียบความยาวระยะฝังที่ศึกษากับระยะฝังของ Yip et al 26

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.4 ความยาวระยะฝั่งและส่วนที่ยื่นของเหล็กรงน้ำ	26
3.5 แผนภูมิแสดงการดำเนินงานวิจัย.....	27
3.6 การกระจายของ หน่วยแรงและความเครียดของคาน	28
3.7 Hydraulic ram กำลังทดสอบสูงสุด 500 kN	39
3.8 Digital pressure gauge และ Hydraulic pump	39
3.9 เครื่องวัดความเครียด (Strain gauge indicator and recorder)	40
3.10 การผูกเหล็กเสริมของคาน	40
3.11 การติดตั้งมาตรวัดความเครียด (strain gauge).....	41
3.12 การติดตั้งเหล็กรงน้ำเข้ากับรางเหล็กเสริม	41
3.13 คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กรงน้ำฝั่งที่ส่วนรองรับ.....	42
3.14 ตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบ	43
3.15 รายละเอียดคาน (R-000-12)	48
3.16 รายละเอียดคาน (P-050-12, P-110-12, P-140-12).....	48
3.17 รายละเอียดคาน (R-000-30)	49
3.18 รายละเอียดคาน (P-050-30, P-110-30, P-140-30).....	49
3.19 รายละเอียดคาน (R-000-50)	50
3.20 รายละเอียดคาน (P-050-50, P-110-50, P-140-50).....	50
3.21 แผนภาพการติดตั้งคานที่มีเหล็กรงน้ำฝั่งภายใต้แรงกระทำแบบ 4 จุด.....	52
3.22 การติดตั้งเครื่องมือที่ใช้ทดสอบแรงดัดของคาน.....	52
3.23 แผนภาพการติดตั้ง dial gauge เพื่อวัดค่าการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบคาน.....	53
3.24 การติดตั้ง dial gauge	53
4.1 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานกลุ่มที่ (1).....	55
4.2 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานกลุ่มที่ (2).....	57
4.3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานกลุ่มที่ (3).....	58
4.4 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าความเครียด ของเหล็กเสริมรับแรงดัดของคานกลุ่มที่ (1).....	59

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.5 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าความเครียด ของเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานกลุ่มที่ (2).....	60
4.6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าความเครียด ของเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานกลุ่มที่ (3).....	60
4.7 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาว ของคานที่ฝังเหล็กวางน้ำความยาวต่างๆ	61
4.8 การแอ่นตัวตามแนวแกนของคานกลุ่มที่ (1)	62
4.9 การแอ่นตัวตามแนวแกนของคานกลุ่มที่ (2)	63
4.10 การแอ่นตัวตามแนวแกนของคานกลุ่มที่ (3)	63
4.11 การแอ่นตัวตามแนวแกนที่ตำแหน่งต่างๆของคานทั้ง 3 กลุ่ม.....	64
4.12 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานและ ความยาวระยะฝังของเหล็กวางน้ำ	66
4.13 ลักษณะการวิบัติของคานกลุ่มที่ (1).....	67
4.14 ลักษณะการวิบัติของคานกลุ่มที่ (2).....	68
4.15 ลักษณะการวิบัติของคานกลุ่มที่ (3).....	69
4.16 แผนภาพการวิบัติของคานกลุ่มที่ (2) และกลุ่มที่ (3) ที่มีระยะฝังเหล็กวางน้ำ 500 mm	71
4.17 รูปการวิบัติจริงของคานกลุ่มที่ (2) และกลุ่มที่ (3) ที่มีระยะฝังเหล็กวางน้ำ 500 mm.....	72
4.18 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน R-000-12.....	73
4.19 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน R-000-30.....	74
4.20 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน R-000-50.....	74
4.21 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนและระยะฝังของเหล็กวางน้ำ.....	76
5.1 การติดตั้งคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับเข้ากับเสา.....	79
ก.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกที่ได้จากเครื่อง UTM กับความดัน ที่ได้จากเครื่องสูบลมไฮดรอลิก.....	84
ข.1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับความเครียดกดอัดของคอนกรีต.....	90
ข.2 วิธีการหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต.....	91

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
ข.3 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดดึงของเหล็กเสริม	95
ข.4 หน้าตัดของเหล็กรงน้ำ(channel section)	97
ค.1 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกดอัดและค่าความเครียดกดอัดของคอนกรีต	100
ค.2 ลักษณะการวิบัติของคอนกรีตภายใต้แรงกดอัด	101
ค.3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียด ของเหล็กเสริม RB6 และ DB16	102
ค.4 ลักษณะการวิบัติของเหล็กเส้นกลมและเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง.....	103
ค.5 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดดึงของเหล็กรงน้ำ.....	103
ค.6 ลักษณะการวิบัติของเหล็กรงน้ำภายใต้แรงดึง	104
ง.1 แผนภูมิแสดงขั้นตอนการออกแบบกำลังรับแรงดัด	106
ง.2 แผนภูมิแสดงขั้นตอนการออกแบบกำลังรับแรงเฉือน	107

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

a	=	ความลึกของการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีต
A_s	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึง
A'_s	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัด
A_v	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (ใช้เป็น 2 เท่าของพื้นที่ของเหล็กเสริมหนึ่งเส้น)
b	=	ความกว้างของคาน
c	=	ความลึกของแกนสะเทิน
d	=	ระยะจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงดึง
d'	=	ระยะจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงอัด
DL	=	น้ำหนักบรรทุกคงที่
E_c	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต
E_s	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม
f'_c	=	กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต
f_{ct}	=	กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต
f_r	=	โมดูลัสแตกร้าวของคอนกรีต
f_s	=	กำลังของเหล็กเสริมรับแรงดึง
f'_s	=	กำลังของเหล็กเสริมรับแรงอัด
f_{sy}	=	กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน
f_u	=	กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็กเสริมรับแรงดึง
f_y	=	กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริม
h	=	ความลึกของคาน
I	=	โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคาน
I_{cr}	=	โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแตกร้าว
I_e	=	โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

I_g	=	โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคาน
kd	=	ระยะที่วัดจากผิวบนของคานถึงแนวแกนสะเทิน
L	=	ความยาวของคาน
l_e	=	ความยาวระยะฝั่งของเหล็กทรงน้ำ
LL	=	น้ำหนักบรรทุกจร
M_a	=	โมเมนต์ค้ดมากที่สุดที่กระทำต่อหน้าตัดที่พิจารณา
M_{cr}	=	โมเมนต์แตกร้าว
M_n	=	กำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ
M_u	=	กำลังที่ต้องการของโมเมนต์
n	=	อัตราส่วน โมดูลัส
P	=	กำลังของคาน
$P_{L/100}$	=	กำลังสูงสุดของคานที่มีระยะการเอนตัวที่กึ่งกลางความยาวเท่ากับ $L/100$
$P_{L/240}$	=	กำลังที่สภาวะใช้งานที่มีระยะการเอนตัวที่กึ่งกลางความยาวคานเท่ากับ $L/240$
P_y	=	กำลังที่คานสามารถรับได้ ณ จุดที่เหล็กเสริมของคานเกิดการคราก
S	=	ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน
S_1	=	หน่วยแรงที่ตัวอย่างทดสอบเกิดความเครียดกดอัดเท่ากับ 50×10^{-6} mm/mm
S_2	=	หน่วยแรงที่มีค่าประมาณ 40 เปอร์เซ็นต์ของหน่วยแรงกดอัดประลัย
T	=	แรงดึงในเหล็กเสริม
U	=	กำลังที่ต้องการ
V_c	=	กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต
V_n	=	กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ
V_s	=	กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน
V_u	=	กำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการ
w_c	=	น้ำหนักน้ำหนักของคอนกรีต
w_g	=	น้ำหนักบรรทุกทุกคงที่ของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก
ϕ	=	ตัวคูณลดกำลัง

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

Δ	=	ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวของคาน
ε_c	=	ความเครียดของคอนกรีต
ε_{ct}	=	ความเครียดดึงของคอนกรีต
ε_s	=	ความเครียดของเหล็กเสริม
ε_u	=	ความเครียดสูงสุดของคอนกรีต
ε_y	=	ความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริม
ε_2	=	ความเครียดกดอัดที่เกิดจากหน่วยแรง S_2
ρ	=	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง
ρ'	=	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัด
ρ_b	=	ปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะความเครียดสมดุลที่มีเหล็กเสริม
$\bar{\rho}_b$	=	ปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะความเครียดสมดุลที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึง อย่างเดียว
ρ_{\max}	=	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงมากที่สุดที่ยอมให้
ρ_{\min}	=	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงน้อยที่สุดที่ยอมให้
AASHTO	=	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	=	American Concrete Institute
AISC	=	American Institute of Steel Construction
ASTM	=	American Society for Testing and Materials
FS.	=	Factor of Safety
JIS	=	Japan Industrial Standard
UTM	=	Universal Testing Machine

บทที่ 1

บทนำ

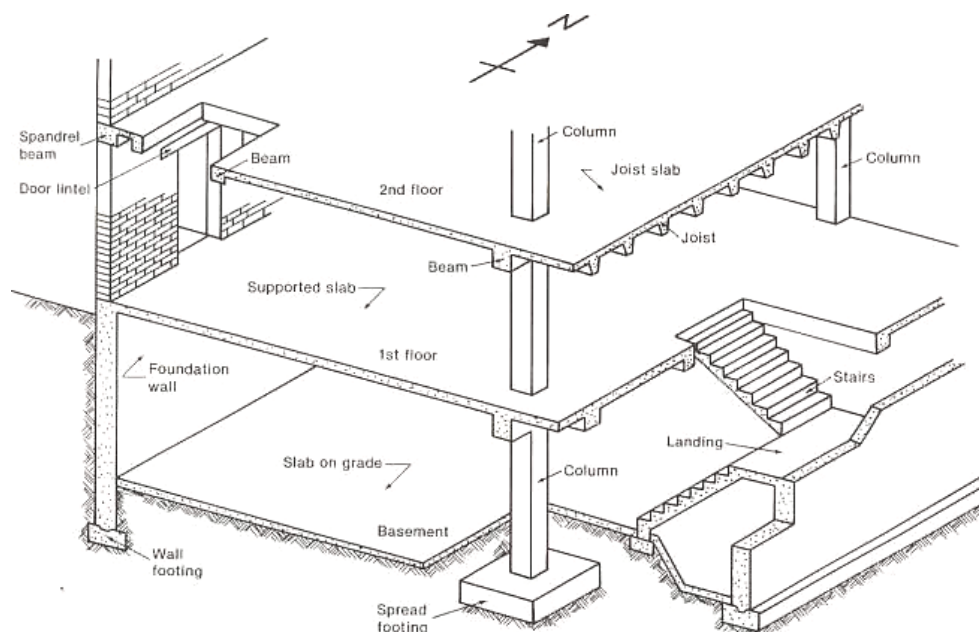
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (reinforced concrete structures) เป็นโครงสร้างที่นิยมใช้กันแพร่หลายที่สุดในปัจจุบัน เนื่องจากนำเอาคอนกรีต ซึ่งเป็นวัสดุที่มีความสามารถในการรับแรงอัดได้ดี และเหล็กเสริมซึ่งมีความสามารถในการรับแรงดึงได้สูง มาหล่อรวมกันภายในแบบหล่อ ทำให้ได้องค์อาคารที่รับน้ำหนักบรรทุกได้ดี โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กยังมีข้อดีอยู่อีกประการเช่น มีความแข็งแรงสูง ทนทานต่อสภาวะดินฟ้าอากาศได้ดีกว่าโครงสร้างประเภทอื่น มีความสามารถในการต้านทานเพลิงไหม้ได้ดี รวมทั้งยังเสียค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษาน้อย และยังสามารถออกแบบให้โครงสร้างมีรูปร่างต่างๆได้ตามต้องการ

โดยทั่วไปรูปแบบของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยจะมีรูปแบบการก่อสร้างเป็นระบบเสา-คาน (frame structures) ดังแสดงในรูปที่ 1.1 ระบบดังกล่าว จะใช้วิธีการก่อสร้างแบบหล่อในที่ (cast-in-place) การก่อสร้างจะต้องดำเนินการไปตามขั้นตอน แต่ละขั้นตอนจะต้องรอให้คอนกรีตมีกำลังเพียงพอ จึงจะสามารถถอดแบบออก และดำเนินการขั้นตอนต่อไปได้ ตัวอย่างเช่น ในกรณีของการหล่อโครงสร้างเสา-คาน จะต้องสร้างเสาก่อน ซึ่งต้องผูกเหล็กเสาและติดตั้งไม้แบบเสา แล้วเทคอนกรีตลงในแบบเสา รอจนได้กำลังคอนกรีตที่เหมาะสมแล้วจึงถอดแบบเสาออก จากนั้นติดตั้งค้ำยันและไม้แบบท่อนคาน ผูกเหล็กและติดตั้งไม้แบบข้าง เทคอนกรีตลงในแบบหล่อคาน รอจนคอนกรีตได้กำลังที่เหมาะสมแล้วจึงถอดแบบคาน การก่อสร้างดำเนินไปเช่นนี้จนเสร็จสิ้น เป็นวิธีการก่อสร้างที่ใช้เวลาค่อนข้างมาก และมีราคาสูงเนื่องจากต้องใช้ไม้แบบและแรงงานเป็นจำนวนมาก และอาจทำให้ล่าช้าหรือคุณภาพงานที่ได้อยู่ในเกณฑ์ที่ต่ำ

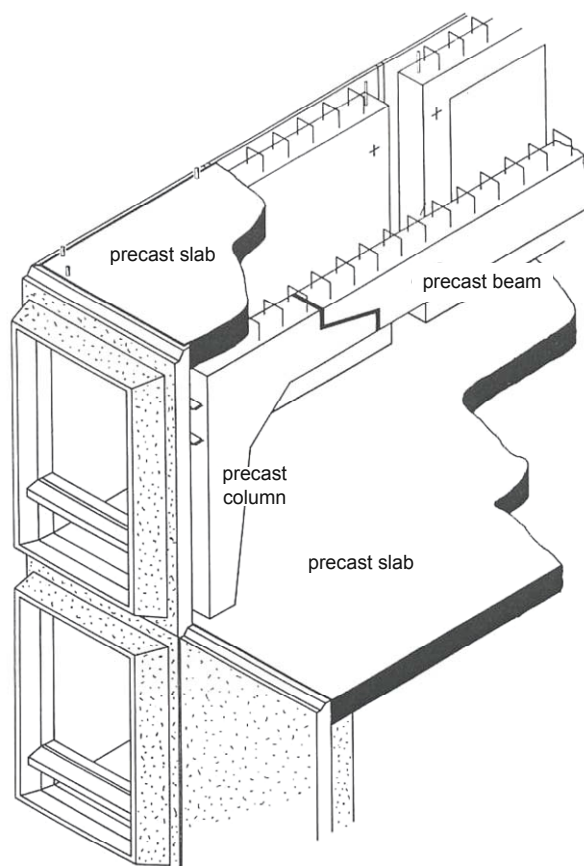
ปัจจุบันมีการก่อสร้างแบบหล่อสำเร็จรูป (precast construction) รูปที่ 1.2 แสดงให้เห็นองค์ประกอบต่างๆของอาคาร เช่น เสา คาน พื้น และผนัง ซึ่งจะหล่อสำเร็จรูปจากโรงงานทั้งสิ้น แล้วนำมาประกอบในสถานที่ก่อสร้างโดยการใช้จุดต่อ (joint connection) ซึ่งได้รับการออกแบบให้สามารถรับและถ่ายแรง รวมทั้งให้ความแข็งแรงแก่โครงสร้าง การก่อสร้างแบบสำเร็จรูป มีข้อดีหลายประการ อาทิเช่น การก่อสร้างทำได้อย่างรวดเร็ว ประหยัดในการใช้ไม้แบบ อีกทั้งยังสามารถลดค่าใช้จ่ายในด้านแรงงานซึ่งจะช่วยลดต้นทุนในการก่อสร้างลงได้มาก นอกจากนี้ยังสามารถทำได้แม้สภาวะอากาศจะไม่อำนวย รวมทั้งยังสามารถควบคุมคุณภาพชิ้นส่วนและคุณภาพของงานได้

ดีกว่าการก่อสร้างแบบหล่อในที่ ทำให้ควบคุมต้นทุนด้านวัสดุได้ดีกว่า ความคลาดเคลื่อนหรือข้อผิดพลาดต่างๆที่เกิดขึ้นจึงมีน้อย ผลงานที่ได้จึงมีคุณภาพดี



รูปที่ 1.1 ส่วนประกอบของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ในระบบซึ่งมีคานรองรับแผ่นพื้น
(MacGregor, 1992)

ในประเทศไทยได้มีการก่อสร้างโดยใช้ระบบสำเร็จรูปมานานพอสมควร โดยเฉพาะอย่างยิ่งการก่อสร้างระบบสาธารณูปโภคขนาดใหญ่ เช่น ระบบทางด่วนที่ใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูป เป็นต้น ส่วนที่นำมาประยุกต์ใช้กับงานก่อสร้างอาคารก็มักจะเป็นแผ่นพื้น และผนังคอนกรีตสำเร็จรูป โดยที่ส่วนของโครงสร้างหลัก ได้แก่ ฐานราก เสา และคาน ที่สร้างแบบหล่อในที่เช่นเดิม เพื่อตอบสนองต่อความต้องการคานแบบสำเร็จรูป งานวิจัยนี้จึงศึกษาคานสำเร็จรูปอีกรูปแบบหนึ่ง คือ คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ ซึ่งเหล็กวางน้ำที่ปลายทั้งสองด้านของคานจะช่วยให้ติดตั้งคานเข้ากับเสาได้ง่ายขึ้น และช่วยให้คานมีความแข็งแรงและรับแรงเฉือนได้มากขึ้น



รูปที่ 1.2 รายละเอียดโดยทั่วไปของโครงสร้างคอนกรีตแบบสำเร็จรูป
(Richardson, 1973)

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

- 1.2.1) เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรง (load) และลักษณะการวิบัติ (modes of failure) ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ และเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกกับสมการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย
- 1.2.2) เพื่อศึกษาผลของความยาวระยะฝังเหล็กวางน้ำต่อกำลังรับแรงเฉือนของคาน

1.3 ขอบเขตการวิจัย

- 1.3.1) คานคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดขนาด 175×350 mm ความยาว 4.20 m

- 1.3.2) คานถูกยึดแบบ simply supported และรับแรงกระทำแบบ 4 จุด (four-point loading test) ความยาวประสิทธิผล (effective span) 4.00 m
- 1.3.3) เหล็กเสริมตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก.20-2543 และ มอก.24-2536)
- 1.3.4) คอนกรีตที่ใช้เป็นคอนกรีตผสมเสร็จ (ready-mixed concrete) กำจัดรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต (f'_c) มีค่าเท่ากับ 38 MPa (380 kg/cm^2) ของแท่งทดสอบทรงกระบอกมาตรฐานเส้นผ่าศูนย์กลาง 0.15 m สูง 0.30 m ที่อายุบ่ม 28 วัน
- 1.3.5) เหล็กรูปพรรณที่ใช้ฝังที่ส่วนรองรับของคาน เป็นเหล็กทรงน้ำ (channel) ขนาดหน้าตัด $100 \times 50 \text{ mm}$, น้ำหนัก 9.36 kg/m ตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 1127-2539)
- 1.3.6) แปรผันระยะฝังของเหล็กทรงน้ำ (embedded length) หรือ l_d และระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (spacing)

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1.4.1) เข้าใจพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำฝัง และนำไปสู่การออกแบบและใช้งานจริง
- 1.4.2) ทำให้ได้รูปแบบการก่อสร้างที่รวดเร็วและสามารถก่อสร้างได้ในปริมาณที่มากในเวลาที่จำกัด ซึ่งจะช่วยให้ประหยัดค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นด้านแรงงาน รวมถึงช่วยประหยัดไม้แบบที่ใช้ในการก่อสร้าง และยังเป็นการรักษาสิ่งแวดล้อมไปอีกด้วย

บทที่ 2

ปริทัศน์วรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 บทนำ

บทนี้จะกล่าวถึงประวัติและความเป็นมาของงานคอนกรีตสำเร็จรูปในประเทศไทย งานวิจัยที่ผ่านมาที่มีส่วนคล้ายคลึงกับงานวิจัยที่กำลังศึกษา คานคอนกรีตเสริมเหล็ก พฤติกรรมการรับโมเมนต์คัตและแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก สมการออกแบบและข้อกำหนดโดยทั่วไปของการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ส่วนวัสดุประกอบของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝัง ซึ่งได้แก่ คอนกรีต เหล็กเสริม และเหล็กวางน้ำ กล่าวไว้ในภาคผนวก ข.

2.2 ประวัติและความเป็นมาของงานคอนกรีตสำเร็จรูป

ประเทศไทยสมัยก่อนนิยมใช้ไม้ในการก่อสร้าง หลังจากสงครามโลกครั้งที่ 2 คอนกรีตเสริมเหล็กเข้ามามีบทบาทในงานก่อสร้าง เนื่องจากมีความแข็งแรงและทนทานกว่าโครงสร้างไม้ (Sibunruang, 1977) โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมี 2 ระบบ ได้แก่ โครงสร้างคอนกรีตแบบหล่อในที่ (cast-in-place concrete structures) กับระบบโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูป (precast concrete structures) แบบหล่อในที่มีแพร่หลายเพราะมีใช้มานาน แต่มีข้อเสียคือ เสียค่าใช้จ่ายสูงและใช้เวลาในการก่อสร้างค่อนข้างมาก ปัจจุบันมีการก่อสร้างแบบสำเร็จรูปมากขึ้นเพราะมีข้อดีคือ ใช้เวลาในการก่อสร้างที่รวดเร็วและยังประหยัดแรงงานในการก่อสร้าง แต่ยังไม่ได้รับความนิยมเท่าที่ควร เนื่องจากยังขาดการวิจัยอย่างจริงจัง

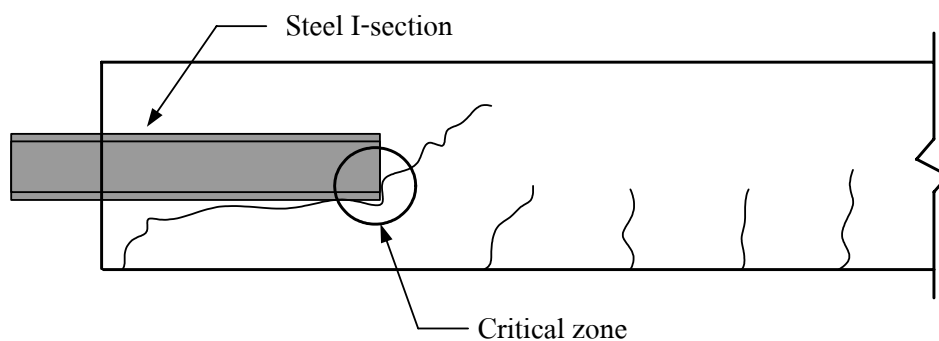
2.3 ปริทัศน์งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

จากการค้นคว้าหาข้อมูลงานวิจัยที่เกี่ยวข้องยังไม่พบการวิจัยใดที่ได้ศึกษาการฝังเหล็กวางน้ำที่ส่วนรองรับของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก แต่มีงานวิจัยที่ใกล้เคียง ได้แก่

Yip, Teng, Ting และ Hu (1999) ได้ศึกษากำลังรับแรงของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก หน้าตัดกว้าง 250 mm ความลึก 450 mm (ความลึกประสิทธิภาพ 425 mm) ยาว 4000 mm เสริมเหล็กรับแรงดึงตามความยาวคาน $5 \phi 22 \text{ mm}$ (1900 mm²) และเหล็กรูปตัวไอหน้าตัด 317 mm × 165 mm ฝังที่จุด

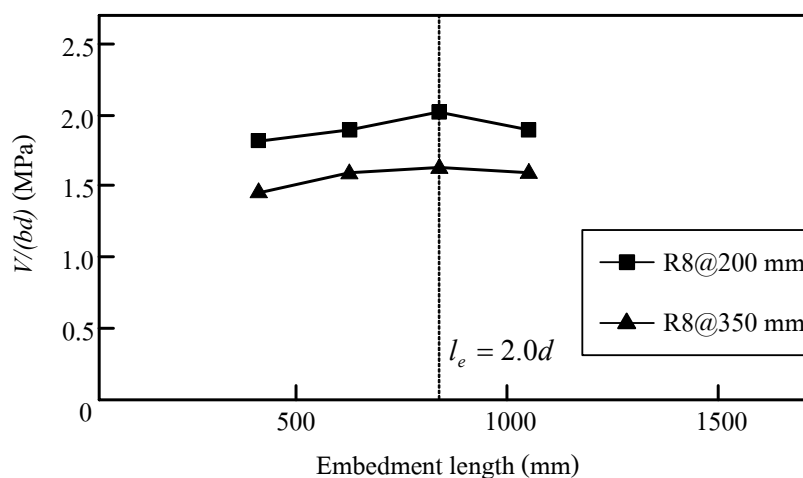
รองรับทั้งสองด้านของคาน โดยแปรผันความยาวระยะฝัง (l_e) เหล็กตัวไอ 4 ค่า ได้แก่ 425, 638, 850 และ 1063 mm (เพิ่มระยะฝังขึ้นครั้งละ 0.5 เท่าของความลึกคาน) และแปรผันระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (ขนาด ϕ 8 mm) 2 ค่า 200 mm และ 350 mm พบว่า

- 1.) คานจะวิบัติที่ปลายด้านในของเหล็กรูปตัวไอ ซึ่งเป็นลักษณะการวิบัติแบบเลื่อนตามแนวทแยง (diagonal shear failure) โดยคานที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน 350 mm จะรับแรงได้ต่ำกว่า คานที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน 200 mm
- 2.) แรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กรูปตัวไอฝังที่ส่วนรองรับ เทียบเท่ากับคานคอนกรีตเสริมเหล็กอ้างอิง
- 3.) ที่จุดวิบัติของคานที่มีเหล็กรูปตัวไอฝังที่ส่วนรองรับ พบว่าที่ด้านปลายของเหล็กรูปตัวไอ เป็นจุดวิกฤติ ดังแสดงในรูปที่ 2.1
- 4.) ระยะฝังของเหล็กหน้าตัดรูปตัวไอ ที่ความยาวเป็นสองเท่าของความลึกประสิทธิผล ($l_e = 2.0d$) จะเหมาะสมต่อการรับแรงเฉือน และแรงยึดหน่วงของคาน เนื่องจากเป็นตำแหน่งซึ่งคานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้สูงสุด ดังแสดงในรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.1 ลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กรูปตัวไอฝังที่ส่วนรองรับ

(Yip, Teng, Ting และ Hu, 1999)



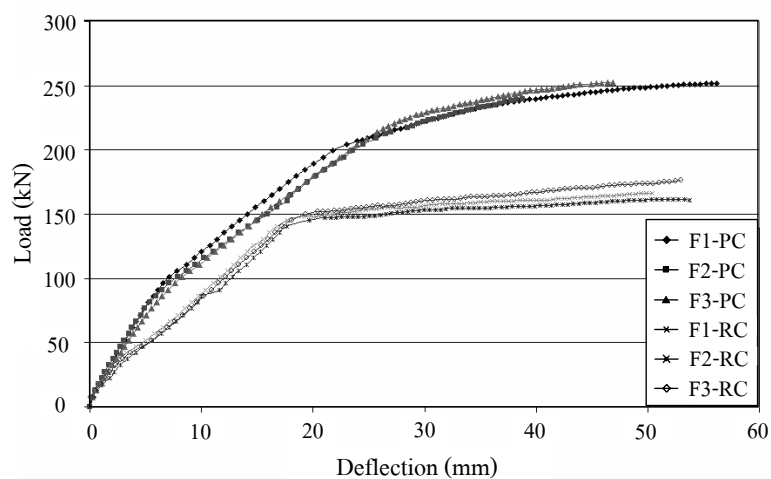
รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนและระยะฝังเหล็กรูปตัวไอ

(Yip, Teng, Ting และ Hu, 1999)

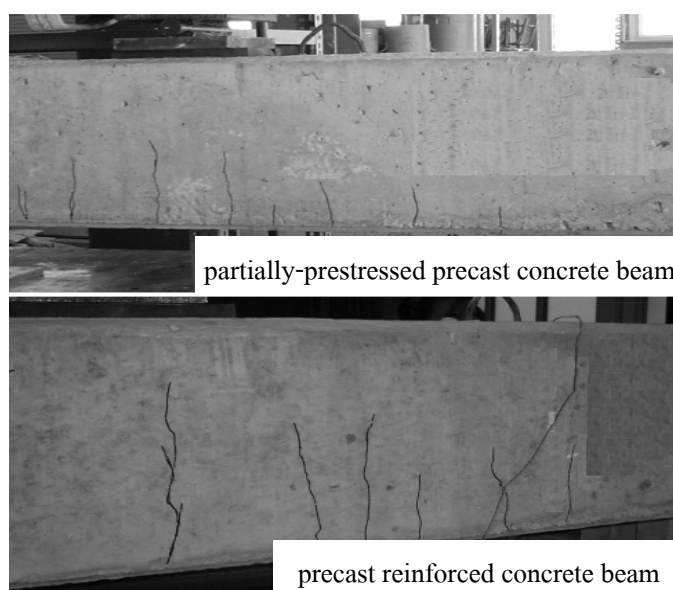
กรรม และสิทธิชัย (2548) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงกระทำตามขวาง และ ลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบอัดแรงบางส่วน เมื่อเปรียบเทียบกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป (ออกแบบตามมาตรฐานของ ว.ส.ท. โดยใช้หน้าทับทุกครั้งที่และหน้าทับจรรยาที่เท่ากัน) ตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในการศึกษาเป็นคานที่มีขนาดหน้าตัดกว้าง 175 mm ลึก 350 mm และมีระยะระหว่างจุดรองรับ 4.00 m ภายใต้แรงกระทำแบบสี่จุด พบว่า

- 1) พฤติกรรมการรับแรงกระทำของคานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบอัดแรงบางส่วน เป็นเส้นตรงสามช่วง แต่พฤติกรรมการรับแรงกระทำของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป เป็นเส้นตรงสองช่วง ดังแสดงในรูปที่ 2.3 โดยในช่วงแรก คานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบอัดแรงบางส่วน มีค่าความแกร่งมากกว่า คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปประมาณ 60 เปอร์เซ็นต์
- 2) ที่สภาวะใช้งาน (ที่ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ $L/240$) คานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบอัดแรงบางส่วน สามารถรับแรงกระทำได้มากกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ประมาณ 12-16 เปอร์เซ็นต์ และกำลังรับแรงกระทำสูงสุด (ที่ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ $L/100$) ของคานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบอัดแรงบางส่วน มีค่ามากกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ประมาณ 31-36 เปอร์เซ็นต์

- 3) การวิบัติของคานทั้งสองประเภทดังกล่าวมีลักษณะที่คล้ายคลึงกันคือ วิบัติแบบ flexural failure โดยที่คานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบอัดแรงบางส่วน มีรอยร้าวที่ถี่กว่า และขนาดเล็กกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ดังแสดงในรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะแอ่นตัวของคานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบอัดแรงบางส่วนกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป (กรรณ และสิทธิชัย, 2548)



รูปที่ 2.4 รอยแตกร้าวของคาน (กรรณ และสิทธิชัย, 2548)

Thosuwan และ Manachaichan (2001) ได้ทำการศึกษาและเปรียบเทียบกระบวนการระยะเวลา และราคาค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง ระหว่าง การก่อสร้างโดยใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูป (precast concrete member) และการก่อสร้างแบบหล่อในที่ (cast-in-place) โดยการศึกษาได้กำหนดสภาวะเหตุการณ์ต่างๆ ให้มีลักษณะที่เหมือนกัน เช่น น้ำหนักบรรทุก ขนาดหน้าตัดขององค์อาคาร เพื่อสามารถเปรียบเทียบวิธีการก่อสร้างระหว่าง 2 วิธีนี้ จากการศึกษาพบว่า การก่อสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปจะใช้ระยะเวลาสั้นกว่า คานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อในที่ประมาณ 27 เปอร์เซ็นต์ แผ่นพื้นสำเร็จรูปใช้เวลาสั้นกว่าแผ่นพื้นแบบหล่อในที่ประมาณ 53 เปอร์เซ็นต์ ผนังคอนกรีตสำเร็จรูปใช้เวลาก่อสร้างเร็วกว่าผนังคอนกรีตเสริมเหล็กประมาณ 478 เปอร์เซ็นต์ แผ่นพื้นสำเร็จรูปจะมีราคาต่ำกว่าแผ่นพื้นแบบหล่อในที่ประมาณ 38 เปอร์เซ็นต์ และผนังคอนกรีตสำเร็จรูปจะมีราคาต่ำกว่าผนังคอนกรีตเสริมเหล็กประมาณ 94 เปอร์เซ็นต์

จากงานวิจัยที่ได้กล่าวมาข้างต้นพอจะสรุปได้ว่า มีความเป็นไปได้ที่ใช้คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ แทนการใช้คานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อในที่ในการก่อสร้าง ดังนั้นจึงเห็นสมควรที่จะทำการศึกษาและตรวจสอบพฤติกรรม รวมไปถึงลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ เพื่อพัฒนาคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปประเภทนี้ต่อไป

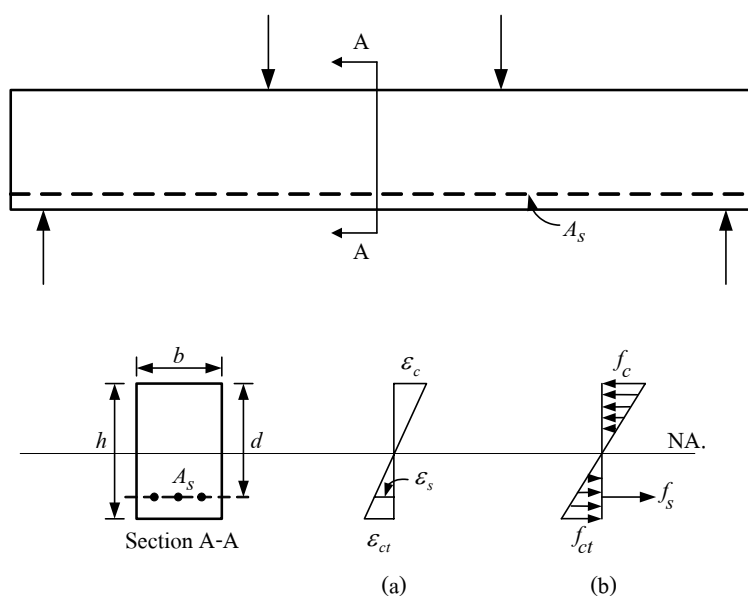
2.4 คานคอนกรีตเสริมเหล็ก

คานคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นส่วนหนึ่งขององค์อาคาร ที่อยู่ในแนวนอน โดยมีเหล็กเสริมหลัก (main reinforcement) เรียงไปตามแนวความยาวของคานเพื่อให้รับแรงหรือต้านทานโมเมนต์ดัดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง เช่น น้ำหนักแผ่นจากผนัง กำแพง น้ำหนักแผ่นจากพื้นอาคาร หรือน้ำหนักที่กระทำแบบจุด เช่น จากคานชอย เป็นต้น นอกจากนี้อาจมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในตัวคานเพื่อใช้ต้านทานแรงเฉือนส่วนที่เกินกว่าคอนกรีตเองจะรับได้ ทั้งนี้เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่กระทำจะทำให้เกิดโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนด้วยเสมอ ในบางกรณีคานอาจต้องรับโมเมนต์บิดด้วยเมื่อน้ำหนักบรรทุกมิได้กระทำผ่านศูนย์กลางแรงเฉือน (shear center) ส่งผลให้เกิดหน่วยแรงต่างๆ ภายในตัวคาน ได้แก่ หน่วยแรงดัด หน่วยแรงบิด และหน่วยแรงเฉือน หรือในบางครั้งอาจมีหน่วยแรงตามแนวแกนร่วมด้วย

2.4.1 พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัด

คานคอนกรีตล้วนไม่มีประสิทธิภาพในการรับแรงดัดเนื่องจากกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตนั้นต่ำกว่ากำลังรับแรงอัดมาก ดังนั้นคานคอนกรีตล้วนจะวิบัติด้วยแรงดึงที่น้ำหนักบรรทุกที่ต่ำมาก ทำให้กำลังรับแรงอัดไม่ถูกใช้อย่างเต็มที่ ด้วยเหตุผลนี้จึงมีการใช้เหล็กเสริมกำลังในส่วนที่รับแรงดึงใกล้กับผิวนอกสุดของด้านรับแรงดึง โดยมีระยะหุ้มเพื่อป้องกันผลกระทบจากไฟไหม้และการกัดกร่อนของเหล็กเสริม ดังนั้นแรงดึงส่วนใหญ่ในคานคอนกรีตเสริมเหล็กจึงถูกต้านทานโดยเหล็กเสริม ในขณะที่คอนกรีตจะถูกใช้ต้านทานแต่แรงอัด การทำงานร่วมกันของวัสดุทั้งสองชนิดในลักษณะนี้จะเกิดขึ้นก็ต่อเมื่อไม่มีการเลื่อนไถลระหว่างวัสดุทั้งสองโดยการใช้เหล็กข้ออ้อยที่ให้กำลังยึดเหนี่ยวสูง

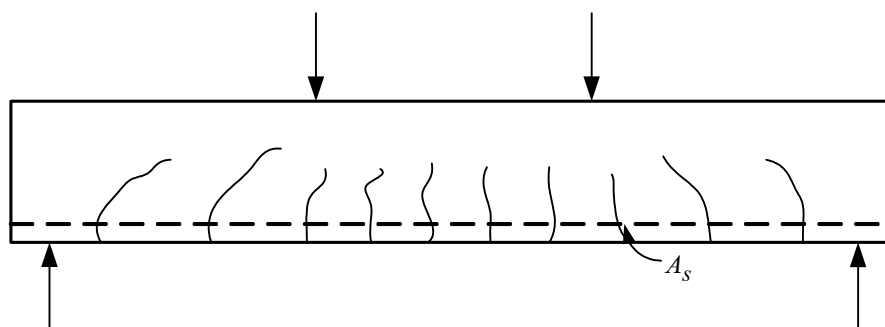
เมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำบนคานค่อยๆ เพิ่มขึ้นจากศูนย์จนถึงระดับที่ทำให้คานเกิดการวิบัติ คานจะแสดงพฤติกรรมที่แตกต่างกันไปตามขนาดของน้ำหนักบรรทุก ที่น้ำหนักบรรทุกมีค่าน้อยซึ่งหน่วยแรงดึงในคอนกรีตยังไม่ถึงค่าโมดูลัสแตกหัก หน้าตัดทั้งหมดของคอนกรีตจะช่วยกันต้านทานโมเมนต์ ที่ผิวด้านล่างของหน้าตัดจะรับแรงดึงและที่ผิวด้านบนของหน้าตัดจะรับแรงอัด ที่สภาวะนี้หน่วยแรงในคอนกรีตจะมีค่าน้อยและเป็นสัดส่วน โดยตรงกับความเครียด การกระจายของหน่วยแรง และความเครียดในคอนกรีตและเหล็กเสริมตลอดความลึกของหน้าตัดมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 2.5(a) และ 2.5(b) ตามลำดับ



รูปที่ 2.5 คานหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าภายใต้การรับน้ำหนักบรรทุกในช่วงยึดหยุ่นเชิงเส้น

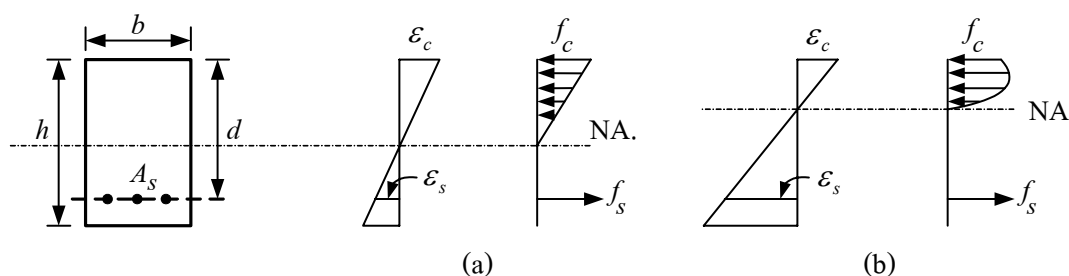
(MacGregor, 1997)

เมื่อน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานมีค่าค่อยๆ เพิ่มขึ้น จนกระทั่งหน่วยแรงดึงที่เพิ่มขึ้นถึงค่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ที่ผิวด้านล่างของหน้าตัดคอนกรีตจะเกิดการแตกร้าว เนื่องจากแรงดึง และขยายตัวขึ้นด้านบนอย่างรวดเร็ว เมื่อแรงกระทำมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง โดยรูปแบบการการแตกร้าว มีลักษณะดังแสดงไว้ดังรูปที่ 2.6



รูปที่ 2.6 รูปแบบการแตกร้าว เนื่องจากหน่วยแรงดึง (Leet, 1997)

สำหรับคานที่ได้รับการออกแบบมาอย่างดี ความกว้างของรอยร้าวภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน (service load) จะเล็กมาก ซึ่งในหน้าตัดจะเกิดการแตกร้าวดังเช่นในรูปที่ 2.6 คอนกรีตในส่วนที่เกิดการแตกร้าวจะไม่สามารถรับแรงดึงได้ ดังนั้นเหล็กเสริมจึงทำหน้าที่รับแรงดึงทั้งหมด ที่น้ำหนักบรรทุกไม่มากนัก ถ้าหน่วยแรงอัดในคอนกรีตไม่เกิน $0.5f'_c$ หน่วยแรงและความเครียดจะยังเป็นสัดส่วนโดยตรงต่อกัน การกระจายหน่วยแรง และความเครียดที่หน้าตัดแตกร้าวจะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 2.7(a) เมื่อน้ำหนักยังคงเพิ่มขึ้นอีกหน่วยแรงและความเครียดจะเพิ่มขึ้นอย่างไม่เป็นสัดส่วนโดยตรงต่อกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.7(b)

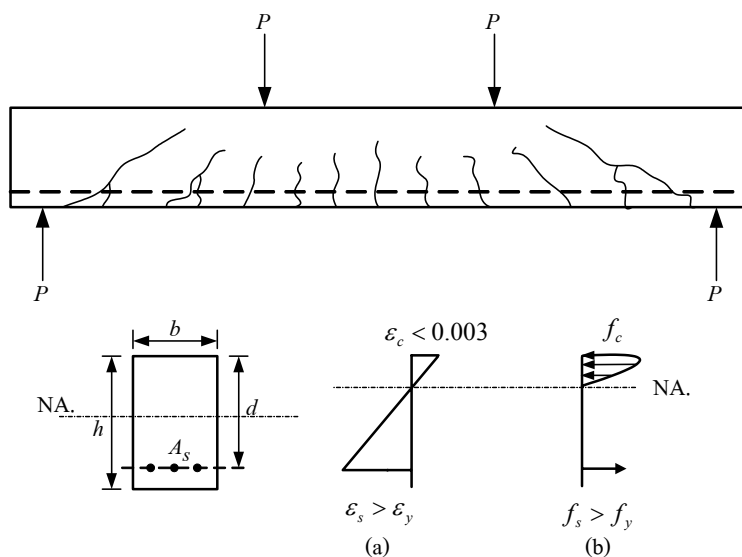


รูปที่ 2.7 การกระจายหน่วยแรง และความเครียดที่หน้าตัดแตกร้าว

(MacGregor, 1997)

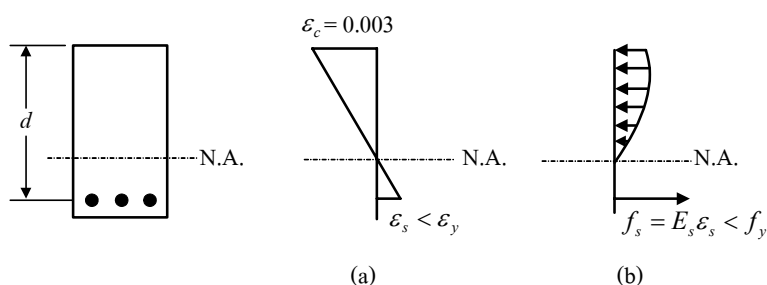
จนในที่สุดเมื่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กถึงการวิบัติ ซึ่งลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กมีได้ 2 รูปแบบ คือ การวิบัติที่เกิดจากเหล็กเสริมถูกดึงถึงจุดคราก (yielding failure) ที่ด้านรับแรงดึง แล้วคอนกรีตถูกอัดแตก (crushing) ซึ่งเรียกว่า การวิบัติแบบแรงดึงเป็นหลัก (tension failure) และการวิบัติอีกแบบหนึ่งคือ คอนกรีตถูกอัดแตก ที่ด้านรับแรงอัด โดยที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึงยังไม่ถึงจุดคราก ซึ่งเรียกว่า การวิบัติแบบแรงอัดเป็นหลัก (compression failure) เมื่อนำลักษณะการวิบัติดังกล่าวมาพิจารณาเปรียบเทียบกับปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ในคาน จะสามารถจำแนกคานออกได้เป็น 2 ลักษณะ ได้แก่

1) under-reinforced concrete beam โดยมีปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สถานะสมดุล ซึ่งมีการเสริมเหล็กภายในคานไม่มากนัก (moderately reinforced) เหล็กเสริมในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก จะถูกดึงจนถึงกำลังที่จุดครากก่อนเสมอ ($\epsilon_s = \epsilon_y$) ดังแสดงในรูปที่ 2.8(a) ในขณะที่การกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตเริ่มไม่เป็นสัดส่วนโดยตรงต่อกัน โมเมนต์ดัดที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มครากเรียกว่า โมเมนต์ดัดที่จุดคราก (yielding moment) เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นอีก โมเมนต์ที่กระทำก็มีค่าเพิ่มมากขึ้น ทำให้เหล็กเสริมเกิดการยืดตัวมากขึ้น ในขณะที่แรงดึงในเหล็กเสริม ($T = A_s f_y$) มีค่าคงที่ หมายความว่าระยะช่วงแขนของโมเมนต์บนหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก จะต้องมีค่าเพิ่มขึ้นเพื่อให้สามารถต้านทาน โมเมนต์ดัดได้มากขึ้นอีก และในขณะนั้นแรงอัดในคอนกรีตต้องมีค่าเท่ากับแรงดึงในเหล็กเสริมตามหลักการสมดุลของแรง แต่พื้นที่รับแรงอัดของคอนกรีตลดลง เนื่องจากแกนสะเทินขยับสูงขึ้น จึงทำให้หน่วยแรงอัดในคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นและความเครียดของคอนกรีตก็มีค่าเพิ่มมากขึ้น ดังนั้นการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตจะไม่เป็นสัดส่วนกับค่าของความเครียดอีกต่อไป รอยร้าวที่ปรากฏจะกว้างมากขึ้นทำให้ค่าสติฟเนสของคานคอนกรีตเสริมเหล็กลดน้อยลง คานจึงแอ่นตัวมากขึ้นเป็นลำดับ ซึ่งเป็นการเตือนล่วงหน้าว่าการวิบัติจะเกิดขึ้นตามมา แต่ถ้ายังเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปอีกคอนกรีตส่วนที่อยู่เหนือแนวแกนสะเทินจะถูกอัดแตก (crushing) ซึ่งการกระจายของหน่วยแรงอัดของคอนกรีตในช่วงก่อนเกิดการวิบัติจะเป็นรูปโค้งพาราโบลา ดังแสดงในรูปที่ 2.8(b)



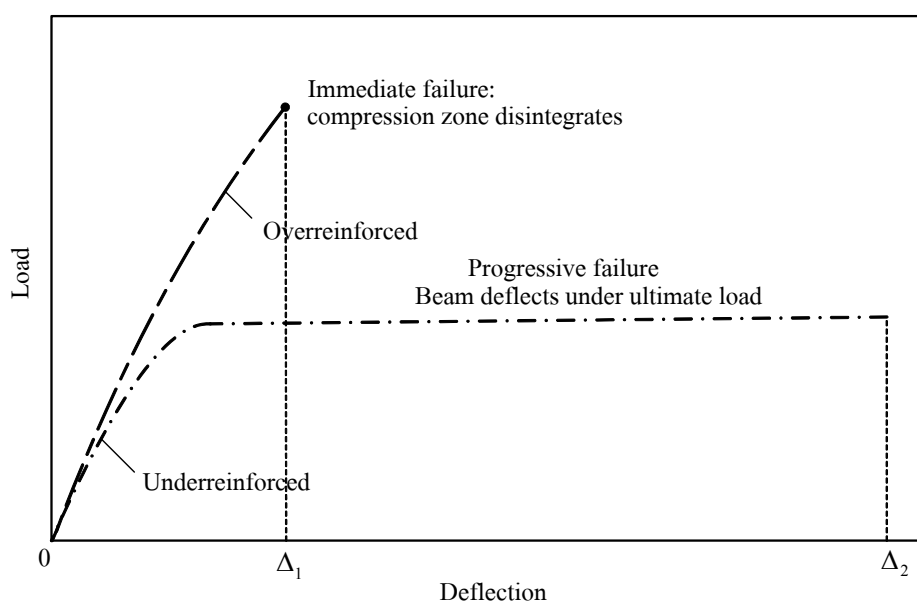
รูปที่ 2.8 ลักษณะการวิบัติเนื่องจากปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล (MacGregor, 1997)

2) over-reinforced concrete beam โดยมีปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงดึงเกินกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล ซึ่งคานในลักษณะนี้จะวิบัติโดยคอนกรีตถูกอัดแตก (crushing failure) โดยที่ผิวด้านบนของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กมีความเครียดสูงสุด ($\epsilon_c = \epsilon_u$) ประมาณ 0.003-0.004 mm/mm ดังแสดงในรูปที่ 2.9(a) ก่อนที่เหล็กเสริมรับแรงดึงจะเกิดการครากหมายความว่าหน่วยแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นภายในเหล็กเสริมรับแรงดึงยังไม่ถึงจุดคราก ($f_s < f_y$) ดังแสดงในรูปที่ 2.9(b) ซึ่งการวิบัติแบบนี้ในลักษณะนี้จะเป็นการวิบัติแบบทันทีทันใด (immediate failure) โดยไม่มีการเตือนล่วงหน้า จึงจัดว่าการวิบัติในลักษณะนี้เป็นอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สิน



รูปที่ 2.9 การกระจายของหน่วยแรงและความเครียดที่จุดวิบัติที่มีปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงดึงเกินกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล (Leet, 1997)

รูปที่ 2.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่สถานะต่างๆ เมื่อคานเสริมเหล็กรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สถานะสมดุล (under-reinforced concrete beam) และเสริมเหล็กรับแรงดึงเกินกว่าอัตราส่วนที่สถานะสมดุล (over-reinforced concrete beam) ซึ่งจากรูปจะสังเกตได้ว่าการแอ่นตัวของคานที่เสริมเหล็กต่ำกว่าอัตราส่วนที่สถานะสมดุล จะมีค่ามากกว่าการแอ่นตัวของคานที่เสริมเหล็กเกินกว่าอัตราส่วนที่สถานะสมดุล ($\Delta_2 > \Delta_1$) ซึ่งหมายความว่า คานที่เสริมเหล็กต่ำกว่าอัตราส่วนที่สถานะสมดุลจะมีความเหนียวมากกว่าคานที่เสริมเหล็กเกินกว่าอัตราส่วนที่สถานะสมดุล นอกจากนี้แล้วโดยส่วนมาก รูปแบบการวิบัติของคานที่เสริมเหล็กรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สถานะสมดุลจะมีพฤติกรรมการวิบัติแบบค่อยเป็นค่อยไป (progressive failure) และคานที่เสริมเหล็กรับแรงดึงเกินกว่าอัตราส่วนที่สถานะสมดุลจะมีพฤติกรรมการวิบัติแบบทันทีทันใด (immediate failure) ซึ่งโดยทั่วไปแล้ว พฤติกรรมการวิบัติแบบค่อยเป็นค่อยไปจะเป็นพฤติกรรมการวิบัติที่ปลอดภัยกว่าพฤติกรรมการวิบัติแบบทันทีทันใด เนื่องจากสามารถสังเกตเห็นได้ง่ายกว่า



รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของคาน

(Leet, 1997)

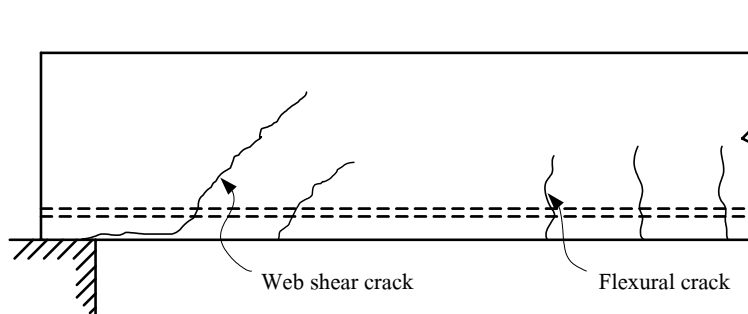
ดังนั้นเมื่อคานเสริมเหล็กรับแรงดึงเท่ากับอัตราส่วนที่สถานะสมดุล การวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดขึ้นในลักษณะที่เหล็กเสริมถูกดึงถึงจุดครากพร้อมกับที่คอนกรีตถูกอัดแตกโดยคอนกรีตมีความเครียดสูงสุดประมาณ 0.003-0.004 mm/mm เพื่อความปลอดภัย

ข้อกำหนดที่ 4302 (ก) ในมาตรฐาน ว.ส.ท.1008-38 กำหนดให้ใช้ค่าความเครียดสูงสุดเท่ากับ 0.003 mm/mm

2.4.2 พฤติกรรมการรับแรงเฉือน

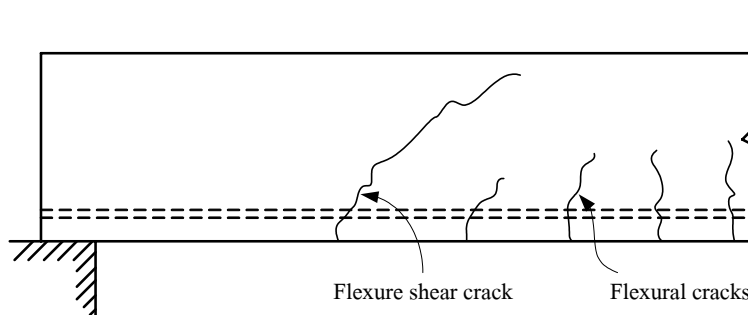
พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่วิบัติภายใต้แรงเฉือนแตกต่างจากพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่วิบัติภายใต้แรงดัด ซึ่งการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากแรงเฉือน (shear failure) โดยทั่วไปไม่ได้เกิดจากการกระทำของแรงเฉือนโดยตรง (direct shear) แต่จะเกิดจากแรงดึงทแยง (diagonal tension) ซึ่งเป็นผลมาจากการกระทำของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด กล่าวคือ เมื่อแรงดึงทแยงในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีค่ามากกว่ากำลังต้านแรงดึงของคอนกรีต คานจะปรากฏรอยแตกกว้างขึ้น โดยที่รอยแตกกว้างที่เกิดจากแรงดึงทแยง (diagonal tension cracks) จะมีความกว้างมากกว่ารอยร้าวที่เกิดจากโมเมนต์ดัด (flexural cracks) ของคานที่เสริมเหล็กต่ำกว่าที่สถานะสมดุล (under-reinforced concrete beam) ซึ่งในการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน พบว่าการแตกกว้างเนื่องจากแรงเฉือนมี 2 รูปแบบ ได้แก่ web shear crack และ flexural shear crack ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับค่าของแรงเฉือนและโมเมนต์ที่กระทำ กล่าวคือ

ที่บริเวณปลายคาน ซึ่งแรงเฉือนที่กระทำมีค่ามากแต่โมเมนต์ดัดที่กระทำมีค่าน้อย รอยร้าวในแนวทแยงจะปรากฏขึ้นในตัวคาน โดยค่าของแรงดึงทแยงที่บริเวณแนวแกนสะเทินมีค่าเท่ากับหน่วยแรงเฉือน ซึ่งรอยร้าวจะมีแนวเอียงทำมุมประมาณ 45 องศากับแนวแกนของคาน รอยร้าวในลักษณะนี้จะถูกเรียกว่า web shear crack ดังแสดงในรูปที่ 2.11 ซึ่งจะเกิดกับคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่มีความกว้างน้อยเช่น คานรูปตัวไอและตัวที ผลจากการทดสอบพบว่า ในบริเวณที่แรงเฉือนมีค่ามากแต่โมเมนต์ดัดมีค่าน้อย แรงเฉือนที่ทำให้คอนกรีตแตกกว้างในลักษณะนี้มีค่าเท่ากับ $0.29\sqrt{f'_c}bd$ kN ($0.93\sqrt{f'_c}bd$ kg)



รูปที่ 2.11 รอยร้าวแบบ web shear crack (Nilson, 1997)

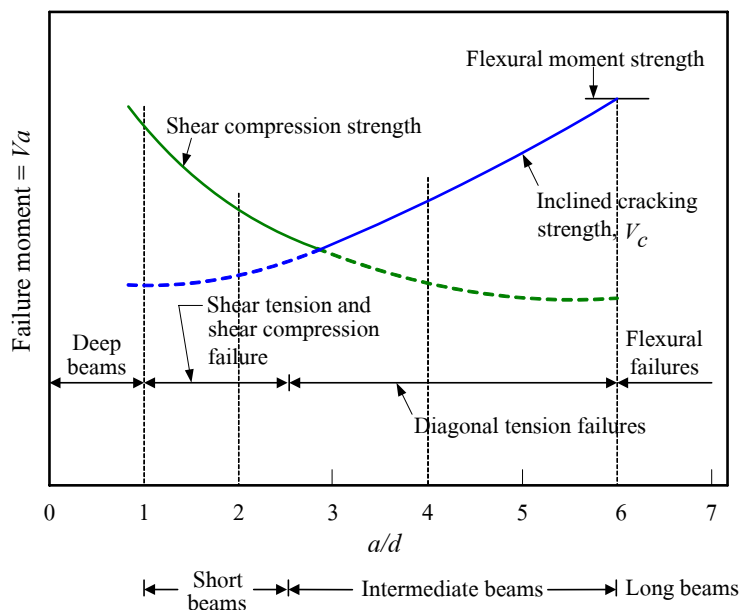
ที่บริเวณถัดจากปลายคานเข้ามาแต่ไม่ถึงกลางช่วงคานซึ่งแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่กระทำต่อคานมีค่ามาก ในกรณีนี้ที่ห้องคานจะปรากฏรอยร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัดแตกร้า (flexural failure) ขึ้นก่อนเมื่อหน่วยแรงดัดที่ผิวมีค่าเกินกว่าค่าของโมเมนต์ดัดแตกร้า รอยร้าวนี้จะมีแนวตั้งฉากกับแนวยาวของคาน ขณะเดียวกันจะปรากฏรอยร้าวที่บริเวณใกล้กับแนวแกนสะเทินด้วย เนื่องจากแรงดึงทแยงที่เกิดจากแรงเฉือน เมื่อโมเมนต์ดัดที่มากกระทำมีค่าเพิ่มมากขึ้นรอยร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัดก็ขยับตัวสูงขึ้นและเมื่อรอยร้าวนี้ขยับเลยจากตำแหน่งที่เสริมเหล็กรับแรงดึง ก็จะมาบรรจบ กับรอยร้าวอันเนื่องจากแรงดึงทแยง แล้วรอยร้าวนี้จะเบนเข้าหาถึงกลางคาน รอยร้าวนี้จะถูกเรียกว่า รอยร้าวจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด (flexural shear cracks) ดังแสดงในรูปที่ 2.12 รอยร้าวแบบนี้พบมากกว่ารอยร้าวแบบแรก จากการทดสอบพบว่า แรงเฉือนที่ทำให้คอนกรีตแตกร้าแบบนี้มีค่าเท่ากับ $0.16\sqrt{f'_c}bd$ kN ($0.50\sqrt{f'_c}bd$ kg) ซึ่งจะเห็นว่ามีค่าน้อยกว่าแบบแรก (web shear crack) เกือบครึ่งหนึ่ง ทั้งนี้เพราะรอยร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัดทำให้เหลือส่วนของคอนกรีตที่ต้านทานแรงเฉือนน้อยลง ประกอบกับการกระทำร่วมกันของโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงเฉือนทำให้แรงดึงทแยงมีค่ามากขึ้น



รูปที่ 2.12 รอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด (flexural shear crack)

(Nilson, 1997)

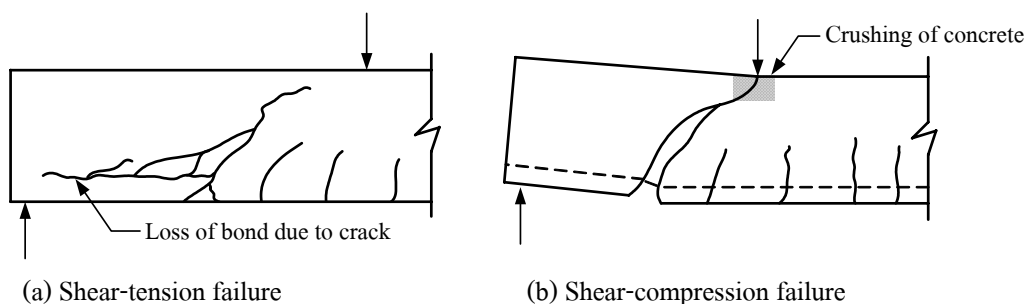
อัตราส่วนช่วงความยาวของการเฉือนต่อความลึก (a/d) ได้ถูกพบจากการทดสอบว่าเป็นแฟกเตอร์ที่มีอิทธิพลอย่างมากในการหาค่ารับแรงเฉือน เมื่อแฟกเตอร์อื่นคงที่ ความสามารถในการรับแรงเฉือนจะเป็นดังแสดงในรูปที่ 2.13



รูปที่ 2.13 กำลังรับแรงเฉือนที่ค่า a/d ต่างๆ ของคานหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า (Wang, 1992)

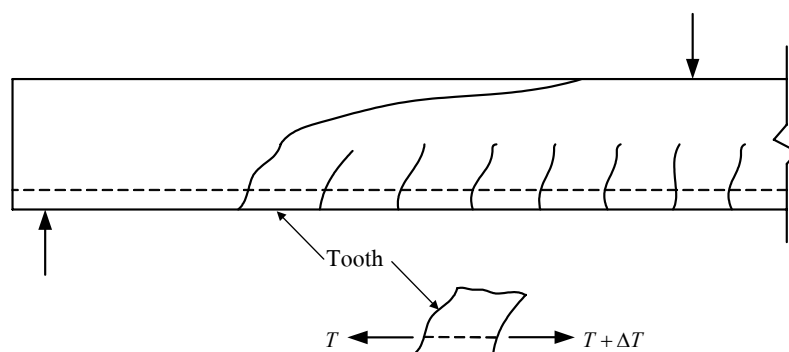
จากรูปที่ 2.13 การวิบัติอาจแบ่งออกเป็น 4 รูปแบบ (1) คานล็ก (2) คานสั้น (3) คานปกติ และ (4) คานยาว แต่ในที่นี้จะเน้นไปที่คานสั้น คานปกติ และคานยาว

คานสั้น (short beam) ($1 \leq a/d \leq 2.5$) การวิบัติจากเริ่มจากรอยร้าวเนื่องจากโมเมนต์และแรงเฉือน (flexural shear cracks) แล้วขยายตัวขึ้นด้านบนเข้าหาส่วนของคอนกรีตที่รับแรงอัด การวิบัติจะเกิดขึ้นเนื่องจาก 1) โดย anchorage failure ที่เหล็กดิ่งซึ่งเรียกว่า shear tension failure เนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตถูกทำลาย ดังแสดงในรูปที่ 2.14(a) และ 2) โดยการวิบัติแบบอัดแตกในคอนกรีตใกล้กับผิวรับแรงอัดซึ่งเรียกว่า shear compression failure ดังแสดงในรูปที่ 2.14 (b)



รูปที่ 2.14 รูปแบบการวิบัติในคานสั้น (Wang, 1992)

คานปกติ (intermediate beam) ($2.5 \leq a/d \leq 6$) รอยร้าวจากการค้ำจะเกิดขึ้นก่อน และตามด้วยรอยร้าวเอียงจากแรงเฉือน และเมื่อ tooth ซึ่งเป็นผลมาจากการเพิ่มจำนวนของรอยร้าว จนไม่สามารถรับโมเมนต์จาก ΔT ซึ่งแตกออกทำให้เกิดรอยร้าวค้ำพร้อมกับรอยร้าวเอียง ในทันทีที่เกิดรอยร้าวเอียง คานจะไม่สามารถกระจายน้ำหนักได้อีก ดังนั้น การก่อดตัวของรอยร้าวเอียงจึงเป็นตัวแสดงกำลังรับแรงเฉือนของคานชนิดนี้ การวิบัติที่เกิดขึ้นจะเรียกว่าการวิบัติจากแรงดึงทแยง (diagonal tension failure) ดังแสดงในรูปที่ 2.15



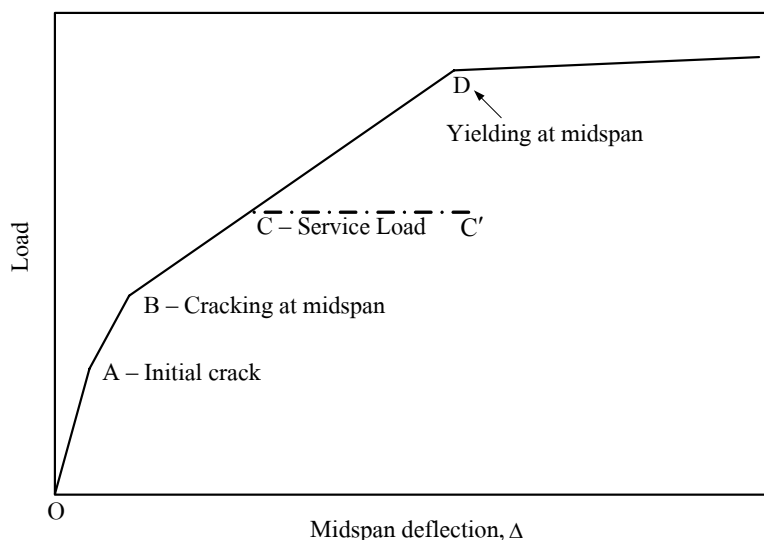
รูปที่ 2.15 รูปแบบการวิบัติในคานปกติ (Wang, 1992)

คานยาว (long beam) ($a/d > 6$) การวิบัติของคานยาว เกิดเนื่องจากการกระทำของโมเมนต์ค้ำ ซึ่งถูกเรียกว่า flexural failure โดยเริ่มต้นด้วยการร้าวของเหล็กเสริมรับแรงดึง และจบด้วยการอัดแตกของคอนกรีตที่หน้าค้ำซึ่งมีโมเมนต์ค้ำมากที่สุด อย่างไรก็ตามกำลังทั้งหมดของคานจะขึ้นกับขนาดของโมเมนต์ค้ำ และไม่ถูกกระทบโดยขนาดของแรงเฉือน

2.4.3 พฤติกรรมการแอ่นตัว

รูปที่ 2.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล (under-reinforced concrete beam) จากรูปจะสังเกตเห็นได้ว่า ช่วง O-A เป็นช่วงซึ่งน้ำหนักบรรทุกมีค่าน้อยและยังไม่เกิดการแตกร้าวในคาน เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกไปจนค่าโมเมนต์ที่กระทำต่อคาน สูงกว่าค่าโมเมนต์แตกร้าวของคอนกรีต รอยแตกร้าวในแนวตั้งขนาดเล็กจะเริ่มเกิดขึ้น (จุด A) ทำให้ความแกร่ง (stiffness) ของคานมีค่าลดลง ตามที่แสดงในช่วง A-B จะเห็นว่าความชันของเส้นกราฟจะมีค่าลดลง ซึ่งการแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางความยาวคาน (จุด B) ทำให้ความแกร่งของคานลดน้อยลง ส่งผลให้เกิดการร้าวในเหล็กเสริมรับแรงดึงที่บริเวณกึ่งกลางคาน ส่งผลทำให้การแอ่นตัวของคานมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วโดยแทบไม่ต้องเพิ่มน้ำหนักบรรทุก (จุด D) โดยทั่วไปการแอ่นตัวภายใต้

น้ำหนักบรรทุกที่ใช้งาน (service load) จะเกิดขึ้นประมาณที่จุด C ซึ่งเป็นการแอ่นตัวเบื้องต้นที่เกิดขึ้นทันทีภายใต้น้ำหนักกระทำ แต่การแอ่นตัวที่เพิ่มจาก C ไปยัง C' เนื่องจากการคืบของคอนกรีต ซึ่งจัดเป็นการแอ่นตัวระยะยาว (long-term deflection)



รูปที่ 2.16 พฤติกรรมการแอ่นตัวของคานแบบ under-reinforced concrete beam
(MacGregor, 1997)

2.4.4 ข้อกำหนดทั่วไปของการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง

ในปี ค.ศ. 1963 มาตรฐาน ACI เรียกวิธีนี้ว่าวิธีกำลังประลัย (ultimate strength design) ต่อมาในปี ค.ศ. 1971 มาตรฐาน ACI ได้ให้ข้อกำหนดของการคำนวณออกแบบโดยพิจารณาทั้งในด้านกำลังและสถานะการใช้งาน ซึ่งต่อมาในปี ค.ศ. 1983 มาตรฐาน ACI เรียกวิธีการคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กว่าวิธีกำลัง (strength design method) ซึ่งการคำนวณออกแบบโดยวิธีนี้เป็นการศึกษาหาขนาดของโครงสร้างคอนกรีต และปริมาณของเหล็กเสริมที่สถานะก่อนที่โครงสร้างนั้นจะเกิดการวิบัติจากน้ำหนักเกินกว่าที่คาดไว้ ทั้งนี้ยังให้การวิเคราะห์หาค่าแรงภายในต่างๆ ที่กระทำต่อส่วนของโครงสร้างโดยอาศัยทฤษฎีอิลาสติกได้แทนที่จะต้องวิเคราะห์อย่างละเอียดเช่น plastic analysis ซึ่งค่อนข้างยุ่งยากเพราะเป็นการพิจารณาตามพฤติกรรมที่ไม่ยืดหยุ่นของส่วนโครงสร้างก่อนเกิดการวิบัติ สาเหตุที่อนุญาตให้วิเคราะห์โครงสร้างโดยอาศัยทฤษฎีอิลาสติก เพราะพบว่า การวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีอิลาสติกให้ความปลอดภัยเพียงพอ และช่วยให้การคำนวณออกแบบง่ายขึ้น

สมมติฐานเบื้องต้นในการออกแบบโดยวิธีกำลัง

1. ระบายรูปหน้าตัดยังคงเป็นระนาบเดิมทั้งก่อนและหลังการรับแรงคั้นคือการกระจายของค่าความเครียดของคอนกรีต เป็นสัดส่วน โดยตรงกับระยะทางที่ห่างจากแกนสะเทิน
2. ไม่คิดกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตที่อยู่ใต้แนวแกนสะเทิน
3. การยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นไปอย่างสมบูรณ์ นั่นคือความเครียดในเหล็กเสริมเท่ากับค่าความเครียดของคอนกรีต ณ ตำแหน่งเดียวกัน
4. การแผ่กระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตก่อนการวิบัติอาจเป็นรูปใดก็ได้ที่สามารถให้ผลการคาดหมายกำลังต้านทานแรงอัดสูงสุดของโครงสร้างได้ใกล้เคียงกับผลของการทดลอง แต่ความเครียดสูงสุดของคอนกรีตต้องไม่เกิน 0.003 mm/mm

หลักการการคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง

ในสถานะที่ส่วนของโครงสร้างจะเกิดการวิบัติ น้ำหนักบรรทุกที่ใช้งาน (service load) คูณกับตัวคูณเพิ่ม (load factor) หรือเรียกว่า กำลังที่ต้องการ (required strength, U) ต้องมีค่าไม่เกินกว่ากำลังที่ใช้ออกแบบ (design strength) ซึ่งเป็นผลคูณของกำลังระบุ (nominal strength) ของโครงสร้าง กับตัวคูณลดกำลัง (reduction factor, ϕ) นั่นคือ

$$\text{load factor} \times \text{service load} \leq \text{reduction factor } (\phi) \times \text{nominal strength} \quad (2.1)$$

กำลังที่ต้องการ เป็นน้ำหนักที่ถูกสมมติให้อยู่ในสถานะที่คาดว่าจะทำให้ส่วนโครงสร้างนั้นเริ่มเกิดการวิบัติหรือไม่สามารถใช้งานได้อีกต่อไป ซึ่งค่ากำลังที่ต้องการ จะได้จากการคูณน้ำหนักบรรทุกที่ใช้งาน ด้วยตัวคูณเพิ่ม ซึ่งมีค่าขึ้นอยู่กับประเภทหรือชนิดของน้ำหนักบรรทุกนั้น

ข้อกำหนดที่ 4202(ก) มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38 กำหนดให้พิจารณาหากำลังที่ต้องการหรือน้ำหนักประลัย เช่น

สำหรับอาคารที่ไม่ได้รับแรงลม หรือแรงจากแผ่นดินไหว

$$U = 1.4DL + 1.7LL \quad (\text{ว.ส.ท.}) \quad (2.2)$$

$$U = 1.7DL + 2.0LL \quad (\text{ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร})$$

กำลังที่ใช้ออกแบบ หมายถึง กำลังต้านทานของส่วนโครงสร้างที่คำนวณได้จากกำลังระบุ แต่ถูกลดค่าลงโดยการคูณด้วยตัวลดกำลัง การลดค่ากำลังต้านทานถือว่าการสำรองกำลังต้านทานของโครงสร้างอย่างหนึ่ง ซึ่งขึ้นอยู่กับการควบคุมคุณภาพของงานและวัสดุที่นำมาใช้งาน

ข้อกำหนดที่ 4203(ข) ในมาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38 กำหนดค่าของตัวคูณลดกำลัง (ϕ) ซึ่งมีค่าต่างๆกัน (แต่น้อยกว่า 1.00) ขึ้นอยู่กับประเภทส่วนโครงสร้าง สำหรับการก่อสร้างที่มีการควบคุมและคุณภาพของวัสดุเป็นอย่างดี ดังแสดงในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ตัวคูณลดกำลัง (reduction factor)

สำหรับแรงดัดอย่างเดียว	0.90
สำหรับแรงดัดตามแนวแกน และแรงดัดตามแนวแกนพร้อมแรงอัด	0.90
สำหรับแรงอัดตามแนวแกน และแรงอัดตามแนวแกนพร้อมแรงอัด	
องค์อาคารที่มีเหล็กปลอกเกลียว	0.75
องค์อาคารอื่นๆ	0.70
สำหรับแรงเฉือนและแรงบิด	0.85
สำหรับแรงแบกทานคอนกรีต (bearing)	0.70

ในสถานะที่ส่วนโครงสร้างรับน้ำหนักบรรทุกที่ใช้งาน ค่าการแอ่นตัวต้องไม่มากเกินไปกว่าที่กำหนด ซึ่งมาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. ได้ให้ข้อกำหนดในการควบคุมระยะแอ่นตัวไว้สองแบบ คือ

- การควบคุมระยะแอ่นตัวโดยใช้พิกัดของอัตราส่วนระหว่างความหนาหรือความลึกของคานต่อระยะช่วงของคาน (depth to span ratio) นั่นคือ ถ้ำคานหรือแผ่นพื้นมีความหนาหรือความลึกไม่น้อยกว่าค่าที่กำหนดไว้ในตารางที่ 2.2 (ข้อกำหนดที่ 4205(ข) มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38) จะถือว่าระยะการแอ่นตัวมีค่าไม่มากนักและไม่ต้องคำนวณระยะการแอ่นตัวในส่วนนั้น

ตารางที่ 2.2 ความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นและความลึกต่ำสุดของคาน

ส่วนของโครงสร้าง	ความหนาหรือความลึกต่ำสุด			
	ช่วงเดียว	ต่อเนื่องด้านเดียว	ต่อเนื่องสองด้าน	ปลายยื่น
แผ่นพื้นทางเดียว คาน	L/20	L/24	L/28	L/10
	L/16	L/18.5	L/21	L/8

หมายเหตุ : ความยาวช่วง L หน่วยเป็น cm

- การควบคุมระยะแอนตัวโดยกำหนดพิคัดสูงสุดของระยะแอนตัว ดังตารางที่ 2.3 (ข้อกำหนดที่ 4205(ข) มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38) เมื่อต้องคำนวณระยะการแอนตัวของคานหรือแผ่นพื้น ตลอดจนคานหรือแผ่นพื้นที่มีความหนาหรือความลึกน้อยกว่าที่กำหนดในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.3 ค่าสูงสุดที่ยอมให้ของระยะแอนตัว

ระยะแอนตัวที่ต้องพิจารณา	ชนิดขององค์อาคาร	ระยะแอนตัว
ระยะแอนตัวทันทีเนื่องจาก น้ำหนักบรรทุกจร (LL)	หลังคาที่ไม่รองรับหรือไม่ยึดติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง (non-structural) ที่คาดว่าจะเกิดการเสียหายจากการแอนตัวมากเกินไป	L/180
	พื้นที่ที่ไม่รองรับหรือไม่ยึดติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง ที่คาดว่าจะเกิดการเสียหายจากการแอนตัวมากเกินไป	L/360
ระยะการแอนตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นหลังจากการยึดติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างแล้ว (ผลรวมของการแอนตัวระยะยาวจากน้ำหนักบรรทุกคงค้างทั้งหมด และการแอนตัวทันทีจากน้ำหนักบรรทุกจรใด ๆ ที่เพิ่มขึ้น)	หลังคาหรือพื้นที่รองรับหรือไม่ยึดติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง ที่คาดว่าจะเกิดการเสียหายจากการแอนตัวมากเกินไป	L/480
	หลังคาหรือพื้นที่รองรับหรือไม่ยึดติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง ที่คาดว่าจะไม่เกิดการเสียหายจากการแอนตัวมากเกินไป	L/240

หมายเหตุ : ความยาวช่วง L หน่วยเป็น cm

บทที่ 3

วิธีดำเนินงานวิจัย

3.1 บทนำ

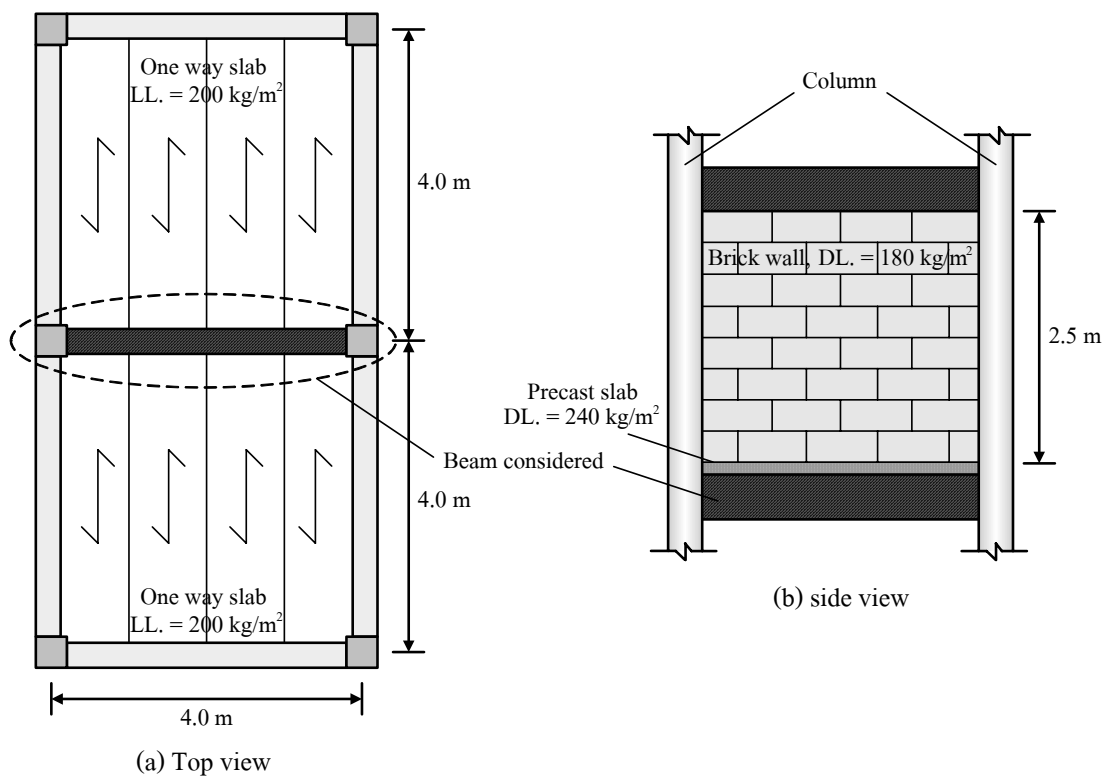
บทนี้จะกล่าวถึงแนวคิดการศึกษาคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่ฝังเหล็กวางน้ำที่ส่วนรองรับ งานวิจัยจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วน ได้แก่ งานภาคทฤษฎีและงานทดลองในห้องปฏิบัติการ งานภาคทฤษฎี จะศึกษาค้นคว้างานวิจัยที่เกี่ยวข้อง ทฤษฎีการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก และข้อกำหนดทั่วไปของการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง ตามมาตรฐานของ ว.ส.ท. ส่วนงานทดลองในห้องปฏิบัติการ จะออกแบบและสร้างตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ โดยออกแบบคานให้ครอบคลุมตัวแปร เพื่อตอบคำถามวิจัยตามขอบเขตที่กำหนด เริ่มจากคุณสมบัติทางกลของวัสดุที่จะนำมาก่อสร้างตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปซึ่งได้แก่ คอนกรีต เหล็กเสริม และเหล็กวางน้ำ โดยจะหาค่ากำลังรับแรงกดอัดของคอนกรีต กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมและเหล็กวางน้ำ ตามมาตรฐาน มอก. ต่อไปจะเป็นการทดสอบคานแบบ 4 จุดเพื่อหาพฤติกรรมการรับแรง ลักษณะการวิบัติ และผลของความยาวระยะฝังเหล็กวางน้ำ ต่อกำลังรับแรงเฉือนของคาน

3.2 ออกแบบการศึกษา

หัวข้อนี้กล่าวถึงที่มาและขั้นตอนออกแบบการศึกษา โดยเริ่มจากพิจารณาคาน ที่มีความยาว 4.0 m ดังแสดงในรูปที่ 3.1 ลักษณะการใช้งานของโครงสร้างดังกล่าวเป็นอาคารที่พักอาศัยกฎกระทรวงมหาดไทย (ฉบับที่ 6 พ.ศ.2527) กำหนดให้ใช้น้ำหนักบรรทุกจร (live load, LL) 200 kg/m² ดังรูปที่ 3.1(a) และน้ำหนักบรรทุกคงที่ (dead load, DL) กระทำโดยน้ำหนักกำแพงอิฐ 180 kg/m² และน้ำหนักพื้นสำเร็จรูป 240 kg/m² ดังรูปที่ 3.1(b) สมมติให้น้ำหนักบรรทุกจรและน้ำหนักบรรทุกคงที่แผ่กระจายสม่ำเสมอกระทำบนคาน

การออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กในงานวิจัยนี้ จะออกแบบโดยใช้วิธีกำลัง (ultimate strength design method) ของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38) เหตุผลที่เลือกวิธีกำลังในการออกแบบคานในงานวิจัย มีดังนี้

- 1) วิธีกำลังให้ทางเลือกการใช้ค่าตัวคูณเพิ่ม (load factor) ได้อย่างมีหลักการและเหตุผล คือ น้ำหนักบรรทุกที่ทราบค่าแน่นอน เช่น น้ำหนักบรรทุกคงที่ จะใช้ค่าตัวคูณเพิ่มต่ำลง ส่วนน้ำหนักบรรทุกที่ไม่ทราบค่าแน่นอน จะใช้ตัวคูณเพิ่มให้สูงขึ้น
- 2) วิธีกำลังสามารถสำรองกำลังต้านทานของโครงสร้างที่คำนวณได้ ตามความเข้มงวดในการควบคุมงานก่อสร้าง โดยใช้ตัวคูณลดกำลัง (strength reduction factor) จึงทำให้ทราบอัตราส่วนความปลอดภัย (factor of safety, FS.) ที่แท้จริงของโครงสร้าง
- 3) วิธีกำลังสามารถคาดหมายกำลังสูงสุดของโครงสร้างได้ถูกต้องกว่าวิธีหน่วยแรงใช้งาน



รูปที่ 3.1 แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคาน

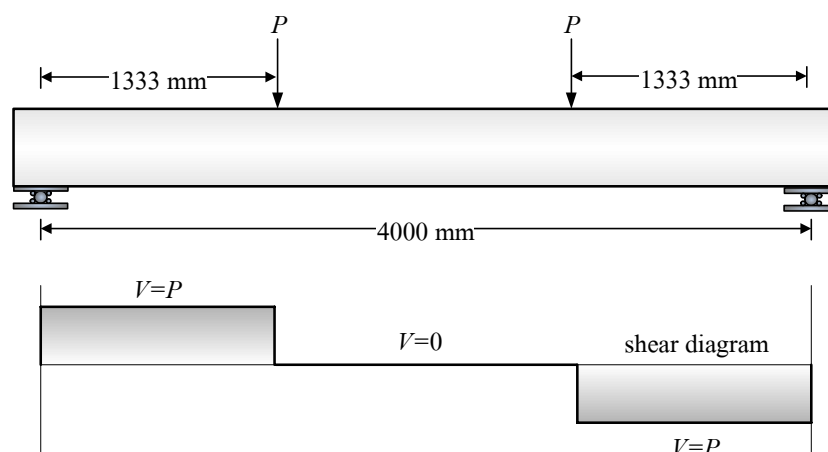
การออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในงานวิจัย ได้เลือกคานหน้าตัดกว้าง 175 มม ลึก 350 มม และยาวประสิทธิภาพ 4.0 m จำนวน 24 ตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 3.1 ถึงตารางที่ 3.3 โดยแบ่งออกเป็น 2 ประเภท ได้แก่

- 1) คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กทรงน้ำฝิ่งที่ส่วนรองรับ 18 ตัวอย่าง
- 2) คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีเหล็กทรงน้ำฝิ่งที่ส่วนรองรับ ซึ่งนำมาใช้เป็นคานอ้างอิง (control beams) 6 ตัวอย่าง

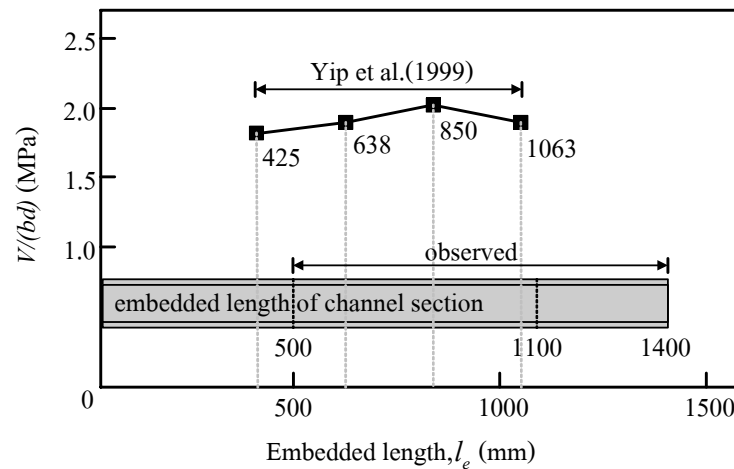
เหล็กเสริมรับแรงดึงจะใช้เหล็กข้ออ้อยขนาด 16 mm (SD30) และเหล็กเสริมรับแรงเฉือนหรือเหล็กปลอก (stirrups) จะใช้เหล็กเส้นกลมขนาด 6 mm (SR24) สำหรับเหล็กทรงน้ำฝิ่งจะเลือกจากที่มีขายในท้องตลาด ตามตารางที่ ข.5 เมื่อคำนึงถึงความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ของคาน และลักษณะการติดตั้งคานดังกล่าวเข้ากับเสา จากการคำนวณพบว่าเหล็กทรงน้ำฝิ่งที่ใช้ในงานวิจัยมีขนาด 100×50 mm น้ำหนัก 9.36 kg/m ตามมาตรฐาน มอก.1127-2539 ส่วนรายละเอียดคานทั้งหมดจะถูกกล่าวไว้ในหัวข้อที่ 3.7

จากการออกแบบคาน สามารถกำหนดตัวแปรที่ใช้ในการศึกษาได้ โดยแบ่งเป็น 2 ตัวแปรได้แก่

- 1) ความยาวระยะฝิ่งของเหล็กทรงน้ำ (embedded length, l_e) เมื่อพิจารณาคานภายใต้แรงกระทำแบบ 4 จุด สำหรับช่วงคาน 4.0 m ช่วงที่รับแรงเฉือนสูงสุด คือ จุดรองรับถึงระยะ 1333 mm ทั้งสองด้านของคาน ดังแสดงในรูปที่ 3.2 การฝิ่งเหล็กทรงน้ำจะช่วยต้านทานแรงเฉือนที่เกิดขึ้น จึงควรแปรผันความยาวจาก 500 mm ถึง 1400 mm ดังนั้นจึงเลือกความยาวระยะฝิ่ง 500, 1100 และ 1400 mm รวมทั้งระยะฝิ่งทั้ง 3 ค่า ยังครอบคลุมช่วงความยาวระยะฝิ่งที่ Yip et al. (1999) ได้ศึกษาไว้คือ 425, 638, 850 และ 1063 mm ดังแสดงในรูปที่ 3.3

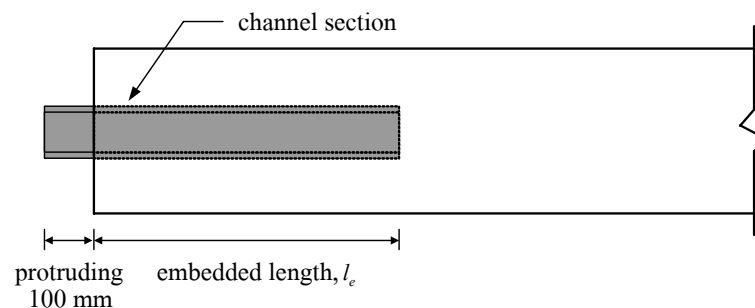


รูปที่ 3.2 แผนภาพแรงเฉือนของการทดสอบแบบ four-point loading



รูปที่ 3.3 เปรียบเทียบความยาวระยะฝังที่ศึกษากับระยะฝังของ Yip et al.

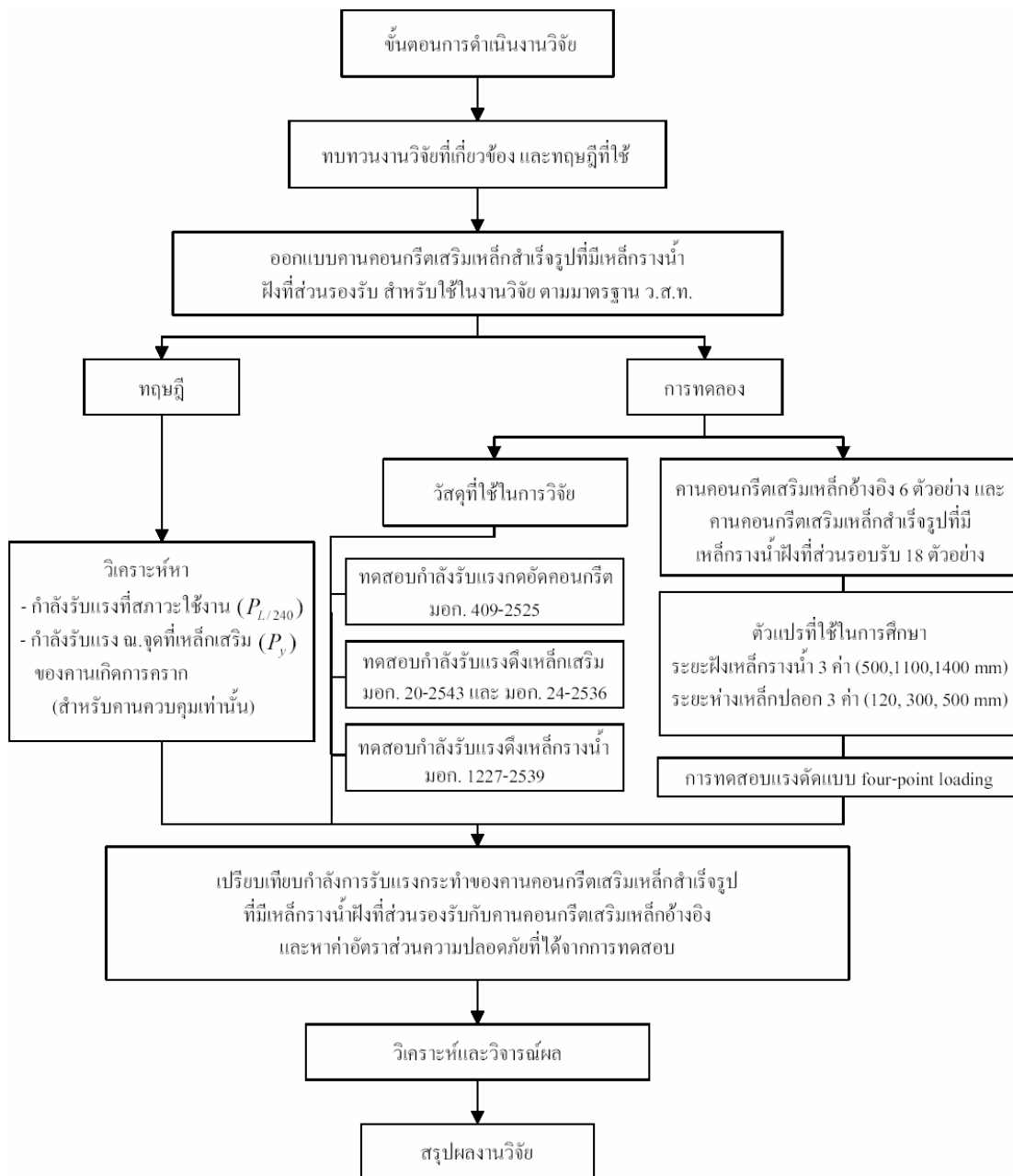
นอกจากนี้ เหล็กทรงน้ำที่ขายในท้องตลาดมีความยาว 6 m เมื่อนำระยะฝังเหล็กทรงน้ำร่วมกับส่วนที่ยื่นของเหล็กทรงน้ำบริเวณปลายคาน่อีก 100 mm ($l_e + 100$) ดังรูปที่ 3.4 รวมความยาวเป็น 600, 1200 และ 1500 mm ทำให้ไม่เหลือเศษเหล็กทรงน้ำในขั้นตอนการแบ่ง



รูปที่ 3.4 ความยาวระยะฝังและส่วนที่ยื่นของเหล็กทรงน้ำ

- ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (stirrups spacing, S) ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเป็นเงื่อนไขที่กำหนดลักษณะการวิบัติของคานตามมาตรฐาน ว.ส.ท. $1008-38 S \leq S_{req} = 200.5 \text{ mm}$ หรือ $\max S \leq \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm}$ ($d = 280 \text{ mm}$) ดังนั้นเลือก $S = 120 \text{ mm}$ เป็นค่าต่ำสุดเพื่อให้คานวิบัติแบบ flexural failure และเพื่อให้คานวิบัติแบบ shear failure ($S > S_{req} = 200.5 \text{ mm}$) ดังนั้นเลือก $S = 300$ และ 500 mm

แผนการศึกษาสามารถแสดงเป็นแผนภูมิได้ดังแสดงในรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.5 แผนภูมิแสดงการดำเนินงานวิจัย

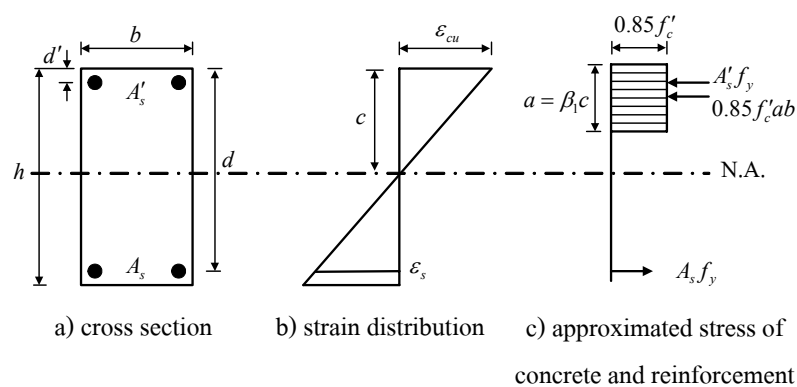
3.3 การออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

บทที่ 2 ได้กล่าวถึง พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กไว้อย่างละเอียด รวมทั้งข้อกำหนดทั่วไปของการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กตามมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง หัวข้อนี้จะกล่าวถึงการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝิ่งที่ส่วนรองรับ ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38 ซึ่งในการออกแบบคานเบื้องต้นจะไม่พิจารณาผลเนื่องจากเหล็กวางน้ำเข้ามาเกี่ยวข้อง โดยจะแบ่งการออกแบบคานออกเป็น 3 ส่วนได้แก่ การออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านทาน โมเมนต์ดัด แรงเฉือน และการคำนวณระยะเวลาการแอมตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

3.3.1 การออกแบบคานต้านทานโมเมนต์ดัด

เมื่อปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง ρ น้อยกว่าหรือเท่ากับ $0.75\rho_b$ (มาตรฐาน ว.ส.ท.) การหาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก อาจหาโดยประมาณว่ามีแต่เหล็กเสริมรับแรงดึงเท่านั้นที่รับแรงดึง และให้เหล็กเสริมรับแรงดึงมีกำลังถึงจุดคราก ดังแสดงในรูปที่ 3.6 เพื่อความสะดวกในขั้นตอนการออกแบบเพื่อต้านทานโมเมนต์ดัด จึงได้แสดงขั้นตอนการออกแบบในรูปแบบของแผนผังลำดับงาน ในภาคผนวก ง.

พิจารณาคานคอนกรีตเสริมเหล็ก หน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด $b \times h$ เสริมเหล็กรับแรงอัด A'_s และเสริมเหล็กรับแรงดึง A_s ดังรูปที่ 3.6(a) สมมติให้การกระจายของความเครียดที่สภาวะก่อนเกิดการวิบัติเป็นไปตามรูปที่ 3.6(b) โดยที่ c เป็นระยะที่วัดจากขอบบนของคานถึงแนวแกนสะเทิน ให้ ϵ_c เป็นความเครียดของคอนกรีต ϵ'_s เป็นความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงอัด ϵ_s เป็นความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง และการกระจายหน่วยแรงโดยประมาณของคอนกรีตและเหล็กเสริม ดังแสดงในรูปที่ 3.6(c)



รูปที่ 3.6 การกระจายของ หน่วยแรงและความเครียดของคาน

เมื่อคานวิบัติให้ด้านรับแรงดึงวิบัติ (yielding failure) โดยเหล็กเสริมรับแรงดึง A_s ถูกดึงถึงจุดคราก แล้วคอนกรีตถูกอัดแตกตามมาที่ความเครียดสูงสุดเท่ากับ 0.003 mm/mm (4302(ค) ว.ศ.ท. 1008-38) เหล็กเสริมรับแรงอัด A'_s อาจถูกอัดถึงกำลังจุดครากหรือไม่ก็ได้ ดังนั้นหน่วยแรงอัดของเหล็กเสริมรับแรงอัดมีค่าเท่ากับ $f'_s = \epsilon'_s E_s$ และหน่วยแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริมรับแรงดึง มีค่าเท่ากับกำลังที่จุดคราก f_y การออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า สามารถสรุปได้เป็นขั้นตอนดังนี้

- 1) เลือกค่าโดยประมาณของปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง และปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัด

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (3.1)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd'} \quad (3.2)$$

โดยที่	ρ	คือ	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง
	ρ'	คือ	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัด
	A_s	คือ	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึง (cm ²)
	A'_s	คือ	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัด (cm ²)
	b	คือ	ความกว้างของคาน (cm)
	d	คือ	ระยะจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงดึง (cm)
	d'	คือ	ระยะจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงอัด (cm)

- 2) ตรวจสอบค่า ρ ซึ่งต้องไม่เกิน $0.75\bar{\rho}_b$ และไม่น้อยกว่าค่าต่ำสุดที่ยอมรับให้ ดังสมการที่ 3.3

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \quad (3.3)$$

เมื่อ $\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (3.4)$

$$\rho_{\max} = 0.75\bar{\rho}_b \quad (3.5)$$

$$\bar{\rho}_b = 0.85\beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) \quad (3.6)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right), \quad f'_c = 380 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.7)$$

โดยที่	ρ	คือ	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง
	ρ_{\max}	คือ	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงมากที่สุดที่ยอมให้
	ρ_{\min}	คือ	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงน้อยที่สุดที่ยอมให้
	$\bar{\rho}_b$	คือ	ปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะความเครียดสมดุลที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึง อย่างเดียว
	f'_c	คือ	กำลังแรงกดอัดสูงสุดของคอนกรีต (kg/cm^2)
	f_y	คือ	กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริม (kg/cm^2)

3) ตรวจสอบการครากของเหล็กเสริมรับแรงอัด ซึ่งเหล็กเสริมรับแรงอัดจะเกิดการคราก เมื่อเงื่อนไขที่ 3.8 เป็นจริง

$$\rho - \rho' \geq 0.85\beta_1 \left(\frac{f'_c d'}{f_y d} \right) \left(\frac{6120}{6120 - f_y} \right) \quad (3.8)$$

เมื่อเหล็กเสริมรับแรงอัดไม่เกิดการคราก ให้ใช้

$$f'_s = 6120 \left[1 - \frac{0.85\beta_1 f'_c d'}{(\rho - \rho') f_y d} \right] \quad (3.9)$$

เมื่อเหล็กเสริมรับแรงอัดเกิดการคราก ให้ใช้

$$f'_s = f_y \quad (3.10)$$

โดยที่ f'_s คือ กำลังของเหล็กเสริมรับแรงอัด (kg/cm^2)

- 4) ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมซึ่งต้องเป็นตามเงื่อนไข 3.11 กรณีคานที่มีเหล็กเสริมรับแรงอัด

$$\rho \leq 0.75 \bar{\rho}_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y} \quad (3.11)$$

- 5) ตรวจสอบและคำนวณกำลังรับโมเมนต์ โดยที่กำลังรับโมเมนต์ที่ใช้คำนวณออกแบบ \geq กำลังรับโมเมนต์ที่ต้องการ ตามสมการที่ 3.12 และ 3.13

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.12)$$

$$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \quad (3.13)$$

เมื่อ
$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b} \quad (3.14)$$

โดยที่ M_n คือ กำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ (kg-m)

M_u คือ กำลังที่ต้องการของโมเมนต์ (kg-m)

ϕ คือ ตัวคูณลดกำลังมีค่าเท่ากับ 0.90 (สำหรับแรงคัต)

a คือ ความลึกของการกระจายหน่วยแรงอัดรูปกล่องสี่เหลี่ยมผืนผ้า (cm)

- 6) แปลงกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ (M_n) เป็นกำลังรับแรง (P) แบบ four-point loading test เพื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ ตามสมการที่ 3.15

$$P = \left(M_n - \frac{w_g L^2}{8} \right) \frac{3}{L} \quad (3.15)$$

โดยที่	P	คือ	กำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ (kg)
	w_g	คือ	น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ของคาน (kg/m)
	L	คือ	ความยาวประสิทธิภาพของคาน (m)

สรุปการออกแบบคานกลุ่มที่ 1 ใช้ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง 2.05 เปอร์เซ็นต์ คานกลุ่มที่ 2 และ 3 ใช้ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง 2.51 เปอร์เซ็นต์

3.3.2 การออกแบบคานต้านทานแรงเฉือน

การออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงเฉือน ตามมาตรฐาน ว.ส.ท.1008-38 จะ เป็นไปตามความสัมพันธ์ตามด้านล่าง คู่มือขั้นตอนการออกแบบในภาคผนวก ง.

โดยที่ กำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบ \geq กำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการตามสมการที่

3.16

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.16)$$

เมื่อ
$$V_n = V_c + V_s \quad (3.17)$$

ดังนั้น
$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u \quad (3.18)$$

โดยที่	V_n	คือ	กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ (kg)
	V_u	คือ	กำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการ (kg)
	V_c	คือ	กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต (kg)
	V_s	คือ	กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (kg)
	ϕ	คือ	ตัวคูณลดกำลังมีค่าเท่ากับ 0.85 (สำหรับแรงเฉือน)

ในส่วนของกำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการสำหรับทุกองค์อาคาร จะหาได้จากสมการ ทั้งสองข้างต้น โดยที่กำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการมีค่าเท่ากับ V_u สำหรับน้ำหนักที่กระทำในแนวดิ่ง และตัวคูณลดกำลัง (ϕ) มีค่าเท่ากับ 0.85

มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้กำหนดสมการเพื่อใช้ในการออกแบบขององค์อาคารเพื่อต้านทานแรงเฉือน ที่เหมาะสำหรับการออกแบบโดยใช้คอมพิวเตอร์หรือใช้ในการวิจัย โดยกำหนดกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต V_c และกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กปลอก V_s ดังสมการที่ 3.19 และ 3.21

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd \quad (3.19)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{sy} d}{S} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (3.20)$$

เมื่อ ใช้เหล็กปลอกในแนวตั้ง ($\alpha = 90^\circ$)

$$V_s = \frac{A_v f_{sy} d}{S} \quad (3.21)$$

โดยที่	b	คือ	ความกว้างของคาน (cm)
	d	คือ	ระยะจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงดึง (cm)
	f_{sy}	คือ	กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (kg/cm^2)
	A_v	คือ	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (ใช้เป็น 2 เท่าของพื้นที่ของเหล็กเสริมหนึ่งเส้น) (cm^2)
	S	คือ	ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (cm)

ข้อกำหนดในการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแรงเฉือน

1) ไม่ต้องการเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเมื่อ

$$V_u \leq 0.50\phi V_c \quad (3.22)$$

2) ต้องการเหล็กเสริมรับแรงเฉือนน้อยสุดยกเว้นพื้นเมื่อ

$$0.5\phi V_c < V_u \leq \phi V_c \quad (3.23)$$

การเสริมเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเป็นไปตามมาตรฐาน ว.ส.ท.

$$\phi V_s = \min \phi V_s = \phi 3.5bd \quad (3.24)$$

ระยะห่างของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่มากที่สุด

$$\max S \leq \frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm} \quad (3.25)$$

3) ต้องเสริมเหล็กรับแรงเฉือนตามข้อ 2. โดยไม่ยกเว้นพื้นที่ เมื่อ

$$\phi V_c < V_u \leq [\phi V_c + \min \phi V_s] \quad (3.26)$$

4) ต้องเสริมเหล็กรับแรงเฉือนเมื่อ

$$[\phi V_c + \min \phi V_s] < V_u \leq [\phi V_c + 1.1\phi\sqrt{f'_c}bd] \quad (3.27)$$

การเสริมเหล็กรับแรงเฉือน

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c \quad (3.28)$$

$$\phi V_s = \frac{\phi A_s f_{sy} d}{S} \quad (3.29)$$

$$\max S \leq \frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm} \quad (3.25)$$

5) ต้องเสริมเหล็กรับแรงเฉือนเมื่อ

$$[\phi V_c + 1.1\phi\sqrt{f'_c}bd] < V_u \leq [\phi V_c + 2.1\phi\sqrt{f'_c}bd] \quad (3.30)$$

การเสริมเหล็กรับแรงเฉือน ตามมาตรฐาน ว.ส.ท.

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c \quad (3.28)$$

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_{sy} d}{S} \quad (3.29)$$

$$\max S \leq \frac{d}{4} \leq 30 \text{ cm} \quad (3.31)$$

สรุปการออกแบบคานกลุ่มที่ 1-3 ใช้ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน 120, 300 และ 500 mm ตามลำดับ

3.3.3 การคำนวณระยะแอ่นตัวของคาน

มาตรฐาน ว.ส.ท.1008-38 กำหนดให้คำนวณระยะแอ่นตัวตามทฤษฎีออสติค ดังนี้

1) คำนวณหาตำแหน่งของแกนสะเทิน (kd) จากสมการที่ 3.32

$$k = \left[\sqrt{2n\left(\rho + \frac{2\rho'd'}{d}\right) + n^2(\rho + 2\rho')^2} \right] - n(\rho + 2\rho') \quad (3.32)$$

เมื่อ $n = E_s / E_c$ (3.33)

โดยที่	kd	คือ	ระยะที่วัดจากผิวบนของคานถึงแนวแกนสะเทิน (cm)
	n	คือ	อัตราส่วนโมดูลัส
	ρ	คือ	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง
	ρ'	คือ	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัด
	d	คือ	ระยะจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงดึง (cm)
	d'	คือ	ระยะจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงอัด (cm)
	E_c	คือ	โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (kg/cm^2)
	E_s	คือ	โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม (kg/cm^2)

2) หาโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล (I_e) ดังสมการที่ 3.34

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (3.34)$$

เมื่อ

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{(h/2)} \quad (3.35)$$

$$f_r = 2.0 \sqrt{f'_c} \quad (3.36)$$

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3 \quad (3.37)$$

$$I_{cr} = \frac{b(kd^3)}{3} + n A_s (d - kd)^2 + (n - 1) A'_s (kd - d')^2 \quad (3.38)$$

โดยที่	I_e	คือ	โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล (cm^4)
	M_{cr}	คือ	โมเมนต์แตกร้าว (kg-m)
	M_a	คือ	โมเมนต์ดัดมากที่สุดที่กระทำต่อน้ำตัดที่พิจารณา (kg-m)
	I_g	คือ	โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดทั้งหมด (cm^4)
	I_{cr}	คือ	โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแตกร้าว (cm^4)
	f_r	คือ	โมดูลัสแตกร้าวของคอนกรีต (kg/cm^2)
	h	คือ	ความลึกของคาน (cm)
	b	คือ	ความกว้างของคาน (cm)

3) ระยะแอนตัวที่กึ่งกลางคาน (Δ) เป็นผลรวมของระยะการแอนตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่กระทำแบบแผ่กระจาย กับระยะแอนตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่กระทำแบบ 4 จุด ดังสมการที่ 3.39

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{w_g L^4}{E_c I} + \frac{23}{648} \frac{PL^3}{E_c I} \quad (3.39)$$

โดยที่	I	คือ	โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคาน (cm^4)
	$I = I_g$	เมื่อ	โมเมนต์น้อยกว่าโมเมนต์แตกร้าวของคาน (cm^4)

$I = I_e$	เมื่อ	โมเมนต์มากกว่าโมเมนต์แตกร้าวของคาน (cm^4)
Δ	คือ	ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวของคาน (cm)
w_g	คือ	น้ำหนักบรรทุกคงที่ของคาน (kg/m)

3.4 กำลังรับแรงกดอัดของคอนกรีต

จะเก็บตัวอย่างคอนกรีตที่สร้างคาน แล้วนำไปหาลำกำลังรับแรงกดอัดประลัย และค่าโมดูลัสยืดหยุ่น เพื่อนำไปใช้ในการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

มาตรฐานการทดสอบ

มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 409-2525) วิธีการทดสอบความต้านทานของแท่งคอนกรีต (Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Specimens)

ตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.15 m สูง 0.30 m ที่ได้รับการบ่ม (curing) เป็นเวลา 28 วัน จำนวน 10 ตัวอย่าง

3.5 กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม

ในการศึกษานี้ใช้เหล็กเสริมซึ่งมีพฤติกรรมการรับแรงกดอัดและพฤติกรรมการรับแรงดึงที่คล้ายคลึงกัน เนื่องจากเหล็กเสริมเป็นวัสดุแบบ isotropic materials อย่างไรก็ตามในการทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริมสามารถทำได้ง่ายกว่าการทดสอบกำลังรับแรงกดอัด จึงจะทดสอบแรงดึงเพื่อหาค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก กำลังรับแรงดึงสูงสุด ค่าการยืดตัวและค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริมภายใต้แรงดึง เพื่อนำค่าคุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริมที่ได้ไปใช้ในการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

มาตรฐานการทดสอบ

มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 20-2543) เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต : เหล็กเส้นกลม (Standard for steel bars for reinforced concrete: Round bars)

มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 24-2536) เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต : เหล็กข้ออ้อย (Standard for steel bars for reinforced concrete: Deformed bars)

ตัวอย่างทดสอบ

เหล็กเสริมชนิดเส้นกลมขนาด 6 mm, RB6 (SR24) จำนวน 5 ตัวอย่าง และเหล็กเสริมชนิดข้ออ้อยขนาด 16 mm, DB16 (SD30) จำนวน 5 ตัวอย่าง

3.6 กำลังรับแรงดึงของเหล็กรงน้ำ

จะเก็บตัวอย่างเหล็กรงน้ำแล้วนำไปหาค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก กำลังรับแรงดึงสูงสุด ค่าการยืดตัว และค่าโมดูลัสยืดหยุ่น เพื่อตรวจสอบคุณสมบัติต่างๆ ของเหล็กรงน้ำที่ใช้ในการวิจัย ให้เป็นไปตามมาตรฐานที่กำหนดไว้

มาตรฐานการทดสอบ

มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก.1227-2539) เหล็กเส้นโครงสร้างรูปพรรณรีดร้อน

ตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบเหล็กรงน้ำ ตัดเป็นรูปกระดุกมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 1227-2539) จำนวน 5 ตัวอย่าง

3.7 การทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กรงน้ำฝังที่ส่วนรองรับ

จุดประสงค์การทดสอบ

- 1) เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรง (load) และลักษณะการวิบัติ (modes of failure) ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กรงน้ำฝังที่ส่วนรองรับ และเปรียบเทียบกับกำลังรับน้ำหนักบรรทุก กับสมการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย
- 2) เพื่อศึกษาผลของความยาวระยะฝังเหล็กรงน้ำต่อกำลังรับแรงเฉือนของคาน

เครื่องมือทดสอบ

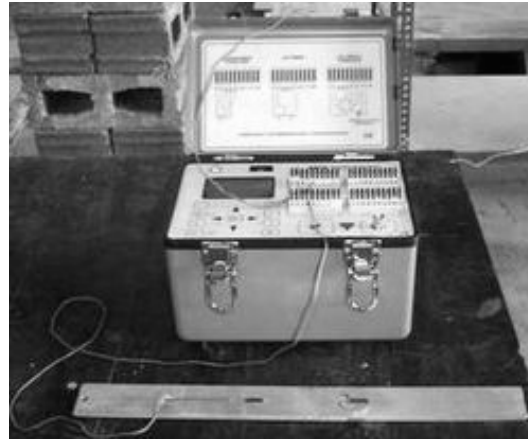
- 1) โครงเฟรมที่ใช้ในการทดสอบ (loading frame)
- 2) Hydraulic ram กำลังทดสอบสูงสุด 500 kN ดังแสดงในรูปที่ 3.7
- 3) Digital pressure gauge และ Hydraulic pump (Test Materials รุ่น LS-01) ดังแสดงในรูปที่ 3.8
- 4) ชุดฐานรองรับแบบหมุด (pin supports) จำนวน 4 ชุด
- 5) Dial gauge (scale 0.01 mm) จำนวน 5 ชุด
- 6) เครื่องวัดความเครียด(Strain gauge indicator and recorder) (Vishay รุ่น P3) ดังแสดงในรูปที่ 3.9



รูปที่ 3.7 Hydraulic ram กำลังทดสอบสูงสุด 500 kN



รูปที่ 3.8 Digital pressure gauge และ Hydraulic pump

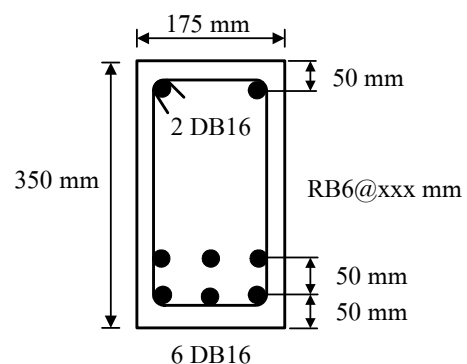


รูปที่ 3.9 เครื่องวัดความเครียด (Strain gauge indicator and recorder)

การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

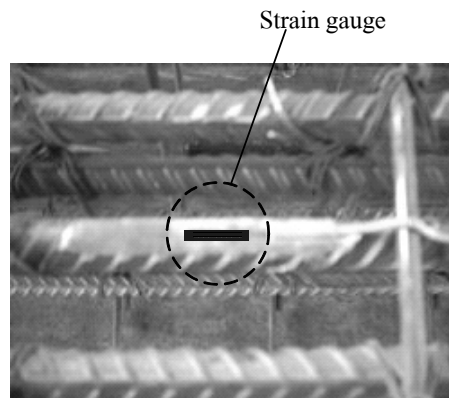
ตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในการศึกษานี้ได้ถูกผลิตขึ้นที่โรงงานของ บริษัท ไทยคอนกรีตซ์พ ปลาย จำกัด จังหวัดอุดรธานี โดยใช้ขั้นตอนการผลิตชิ้นส่วนสำเร็จรูปตามมาตรฐานของโรงงาน โดยมีขั้นตอน ดังนี้

- 1) ทำการผูกเหล็กเสริมรับแรงดึงให้ได้จำนวนเหล็กเท่ากับ 5DB16 และ 6DB16 ซึ่งคิดเป็น 2.05 และ 2.51 เปอร์เซ็นต์ ของพื้นที่หน้าตัดคาน ตามลำดับ และผูกเหล็กเสริมรับแรงอัดให้ได้จำนวนเหล็กเท่ากับ 2DB16 โดยมีการเสริมเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ขนาด RB6 ซึ่งระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีค่า 120, 300 และ 500 mm ตลอดความยาวของคาน ดังรูปที่ 3.10



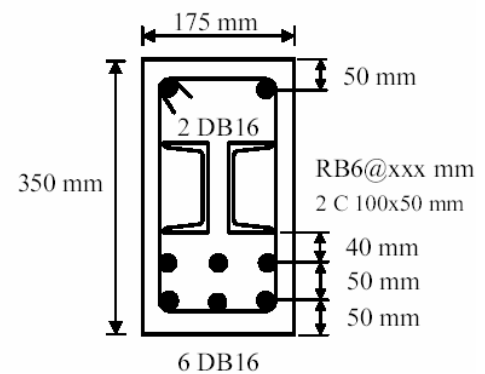
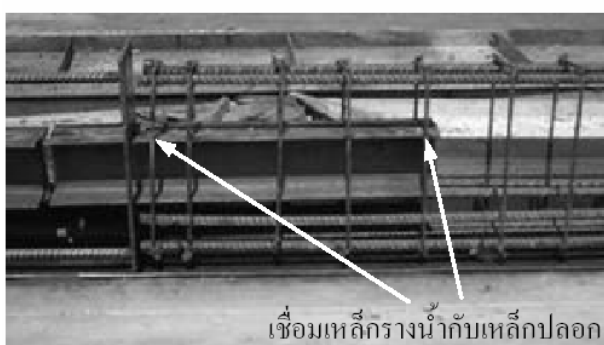
รูปที่ 3.10 การผูกเหล็กเสริมของคาน

- 2) ติดตั้งมาตรวัดความเครียด (strain gauge) ตรงบริเวณกึ่งกลางความยาวของเหล็กเสริมรับแรงดึง เพื่อตรวจสอบความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง ที่ถูกห่อหุ้มโดยคอนกรีตภายใต้แรงกระทำ ดังแสดงในรูปที่ 3.11



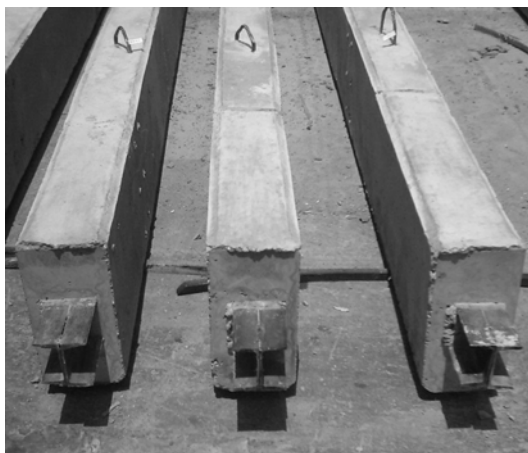
รูปที่ 3.11 การติดตั้งมาตรวัดความเครียด (strain gauge)

- 3) ตัดเหล็กทรงน้ำหน้าตัด 100×50 mm ให้มีความยาว 600, 1200 และ 1500 mm
- 4) ติดตั้งเหล็กทรงน้ำ ในบริเวณช่วงปลายทั้งสองด้านของรางเหล็กเสริม โดยมีระยะยื่นของเหล็กทรงน้ำที่บริเวณส่วนปลายของรางเหล็กเสริม 100 mm ดังแสดงในรูปที่ 3.12



รูปที่ 3.12 การติดตั้งเหล็กทรงน้ำเข้ากับรางเหล็กเสริม

- 5) ติดตั้งแบบหล่อคานคอนกรีต พร้อมทั้งผสมและเทคอนกรีตที่ได้ออกแบบส่วนผสมให้ มีกำลังรับแรงกดอัดสูงสุดโดยเฉลี่ย 38 MPa (380 kg/cm²) จากนั้นเป็นเวลา 24 ชั่วโมง จึงทำการถอดแบบคานออก จะได้คานคอนกรีตในส่วนที่ 1 ที่มีลักษณะดังแสดงในรูป ที่ 3.13



รูปที่ 3.13 คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำผึ้งที่ส่วนรองรับ

- 6) ทำการติดตั้งแบบหล่อและเทคอนกรีตในส่วนที่ 2 บริเวณส่วนปลายของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ส่วนที่มีเหล็กทรงน้ำผึ้งยื่นออกมา โดยคอนกรีตที่ใช้หล่อในส่วนนี้มีกำลังรับแรงอัดสูงสุดเท่ากับคานที่หล่อในส่วนแรก (38 MPa)
- 7) ทำการถอดแบบในส่วนที่ 2 เมื่อคอนกรีตมีอายุ 24 ชั่วโมง จากนั้นทำการบ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป โดยใช้กระสอบชุมน้ำคลุมเป็นเวลา 28 วัน

ตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบในงานวิจัยเป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็ก 24 ตัวอย่าง ถูกแบ่งเป็น 2 ประเภท ได้แก่ คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำผึ้งที่ส่วนรองรับ 18 ตัวอย่าง และคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีเหล็กทรงน้ำผึ้งที่ส่วนรองรับจะนำมาใช้เป็นคานอ้างอิง (control beams) 6 ตัวอย่าง การทดสอบคานทั้ง 24 ตัวอย่าง ถูกแบ่งออกเป็น 3 กลุ่ม คานทั้งหมดได้รับการออกแบบโดยวิธีกำลัง (ultimate strength design method) โดยใช้สมการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (ว.ส.ท. 1008-38) กำหนดให้คานมีความยาวระหว่างจุดรองรับทั้งสองด้านเท่ากับ 4.00 m คานทั้ง 2 ประเภทกำหนดให้ใช้น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักจรที่

มีค่าเท่ากัน ได้แก่ น้ำหนักบรรทุกคงที่ของผนัง 450 kg/m น้ำหนักคงที่พื้นสำเร็จรูปที่ถ่ายลงสู่คาน 910 kg/m และน้ำหนักบรรทุกจรที่ถ่ายลงสู่คาน 760 kg/m

คานในงานวิจัยทั้ง 3 กลุ่ม มีขนาดหน้าตัดกว้าง 175 mm ลึก 350 mm เหล็กข้ออ้อยขนาด 16 mm (DB16) มาตรฐานSD30 และเหล็กเส้นกลมขนาด 6 mm(RB6) มาตรฐานSR24 ถูกใช้เป็นเหล็กเสริมรับแรงดึง และเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ตามลำดับ โดยมีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงต่ำกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุลตามข้อกำหนดที่ 4303(ข) (ว.ส.ท. 1008-38) ในส่วนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ จะเลือกขนาดของเหล็กวางน้ำขนาด 100×50 mm น้ำหนัก 9.36 kg/m ตามมาตรฐาน มอก.1127-2539 รูปที่ 3.14 แสดงตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบ



รูปที่ 3.14 คานที่ใช้ในการทดสอบ

สิ่งที่เป็นตัวแปรที่ใช้ในการทดสอบประกอบด้วย ความยาวระยะฝัง (embedded length) หรือ l_e ของเหล็กวางน้ำ 3 ค่า คือ 500, 1100 และ 1400 mm และระยะห่างระหว่างเหล็กรับแรงเฉือน 3 ค่า ได้แก่ 120, 300 และ 500 mm

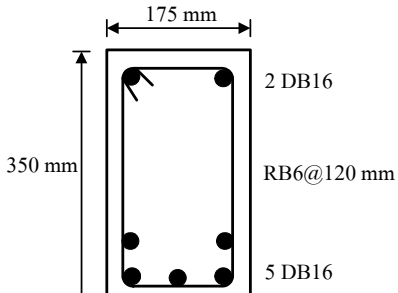
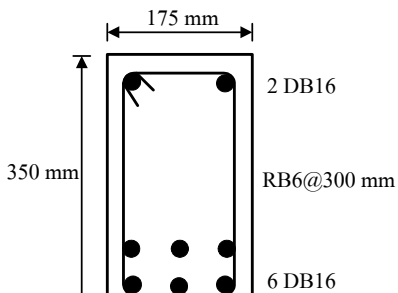
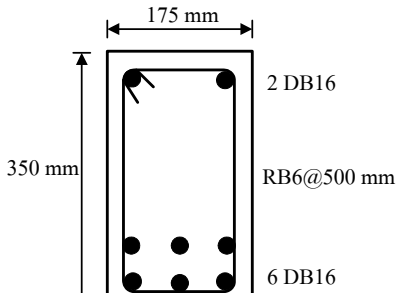
ตารางที่ 3.1 แสดงชื่อตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในการศึกษา โดยที่สัญลักษณ์ของชื่อตัวอย่างทดสอบ X-YYY-ZZ ถูกตั้งขึ้นโดยใช้หลักการดังต่อไปนี้ X หมายถึง รูปแบบของคานซึ่งมีทั้งหมด 2 รูปแบบได้แก่ R และ P ซึ่งเป็นสัญลักษณ์แทน คานคอนกรีตเสริมเหล็กอ้างอิง และคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ ตามลำดับ YYY หมายถึง ความยาวระยะฝังของเหล็กวางน้ำในหน่วย cm และสุดท้าย ZZ หมายถึง ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนของคานในหน่วย cm

ตารางที่ 3.1 ตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในการศึกษา

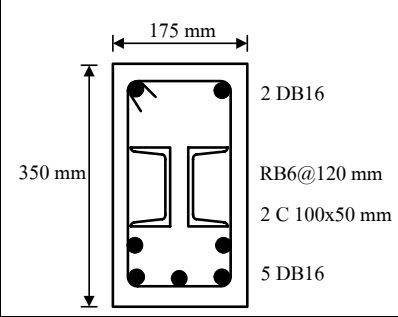
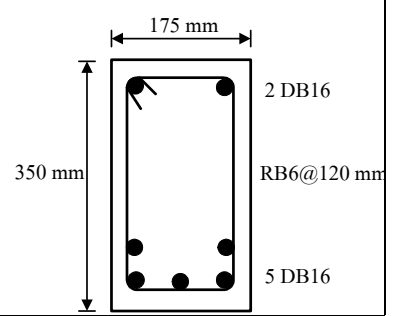
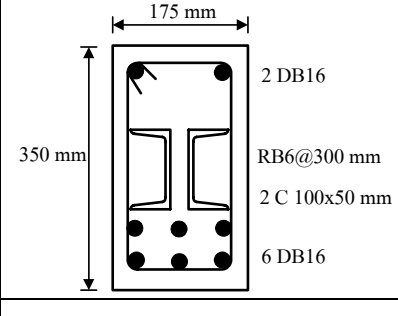
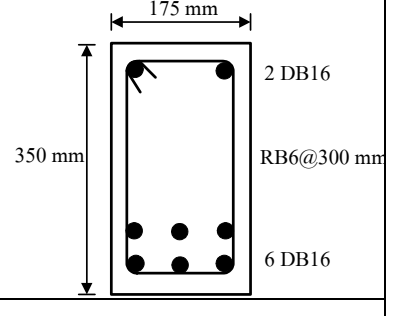
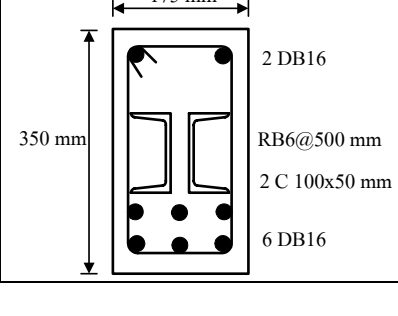
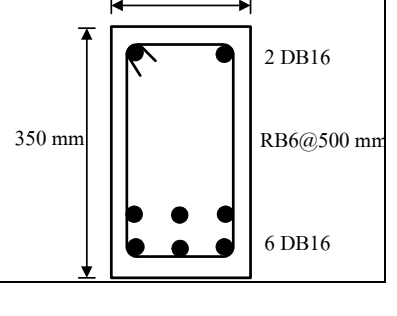
กลุ่ม ที่	ตัวอย่าง ทดสอบ	ปริมาณ เหล็กเสริม รับแรงดึง (%)	ระยะห่าง เหล็กปลอก (mm)	ระยะฝัง เหล็กทรงน้ำ (mm)	ลักษณะการ วิบัติที่ออกแบบ	จำนวน
1	R-000-12	2.05	120	0	flexural failure	2
	P-050-12	2.05	120	500	flexural failure	2
	P-110-12	2.05	120	1100	flexural failure	2
	P-140-12	2.05	120	1400	flexural failure	2
2	R-000-30	2.51	300	0	shear failure	2
	P-050-30	2.51	300	500	shear failure	2
	P-110-30	2.51	300	1100	shear failure	2
	P-140-30	2.51	300	1400	shear failure	2
3	R-000-50	2.51	500	0	shear failure	2
	P-050-50	2.51	500	500	shear failure	2
	P-110-50	2.51	500	1100	shear failure	2
	P-140-50	2.51	500	1400	shear failure	2

รายละเอียดหน้าตัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กอ้างอิง คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำฝังที่ส่วนรองรับ ทั้งหมดได้ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 3.2 ถึงตารางที่ 3.3 และรูปที่ 3.15 ถึงรูปที่ 3.20

ตารางที่ 3.2 ตัวอย่างหน้าตัดของคานอ้างอิง

ตัวอย่างทดสอบ	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง (%)	ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก (mm)	End span and Middle span
R-000-12	2.05	120	 <p>175 mm</p> <p>350 mm</p> <p>2 DB16</p> <p>RB6@120 mm</p> <p>5 DB16</p>
R-000-30	2.51	300	 <p>175 mm</p> <p>350 mm</p> <p>2 DB16</p> <p>RB6@300 mm</p> <p>6 DB16</p>
R-000-50	2.51	500	 <p>175 mm</p> <p>350 mm</p> <p>2 DB16</p> <p>RB6@500 mm</p> <p>6 DB16</p>

ตารางที่ 3.3 ตัวอย่างหน้าตัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ

ตัวอย่างทดสอบ	ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง (%)	End Span	Middle Span
P-050-12 P-110-12 P-140-12	2.05	 <p>175 mm 350 mm 2 DB16 RB6@120 mm 2 C 100x50 mm 5 DB16</p>	 <p>175 mm 350 mm 2 DB16 RB6@120 mm 5 DB16</p>
P-050-30 P-110-30 P-140-30	2.51	 <p>175 mm 350 mm 2 DB16 RB6@300 mm 2 C 100x50 mm 6 DB16</p>	 <p>175 mm 350 mm 2 DB16 RB6@300 mm 6 DB16</p>
P-050-50 P-110-50 P-140-50	2.51	 <p>175 mm 350 mm 2 DB16 RB6@500 mm 2 C 100x50 mm 6 DB16</p>	 <p>175 mm 350 mm 2 DB16 RB6@500 mm 6 DB16</p>

ในการทดสอบกำลังรับแรงกระทำของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก จำนวนคานทั้ง 24 ตัวอย่าง จะถูกจำแนกออกเป็น 3 กลุ่ม ตามลักษณะโครงสร้างของคาน โดยมีรายละเอียดดังนี้

คานกลุ่มที่ 1

R-000-12 คือ คานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมที่ไม่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ (คานอ้างอิง) ที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง 2.05 เปอร์เซ็นต์ ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงดึง 120 mm และออกแบบให้คานวิบัติแบบ flexural failure ดังแสดงในรูปที่ 3.15

P-050-12, P-110-12, P-140-12 คือ คานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ ที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง 2.05 เปอร์เซ็นต์ ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงดึง 120 mm ระยะฝังของเหล็กวางน้ำ 500, 1100 และ 1400 mm ตามลำดับ และออกแบบให้คานวิบัติแบบ flexural failure ดังแสดงในรูปที่ 3.16

คานกลุ่มที่ 2

R-000-30 คือ คานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมที่ไม่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ (คานอ้างอิง) ที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง 2.51 เปอร์เซ็นต์ ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงดึง 300 mm และออกแบบให้คานวิบัติแบบ shear failure ดังแสดงในรูปที่ 3.17

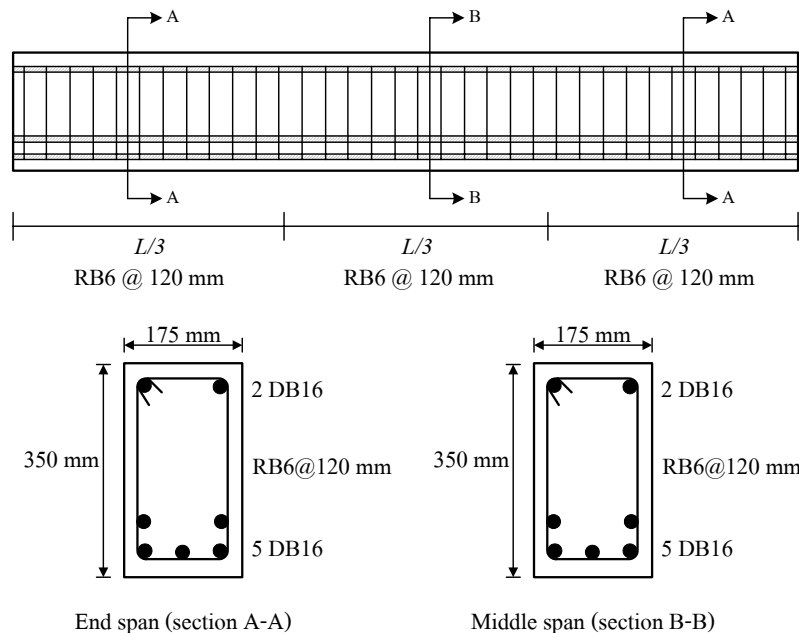
P-050-30, P-110-30, P-140-30 คือ คานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ ที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง 2.51 เปอร์เซ็นต์ ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงดึง 300 mm ระยะฝังของเหล็กวางน้ำ 500, 1100 และ 1400 mm ตามลำดับ และออกแบบให้คานวิบัติแบบ shear failure ดังแสดงในรูปที่ 3.18

คานกลุ่มที่ 3

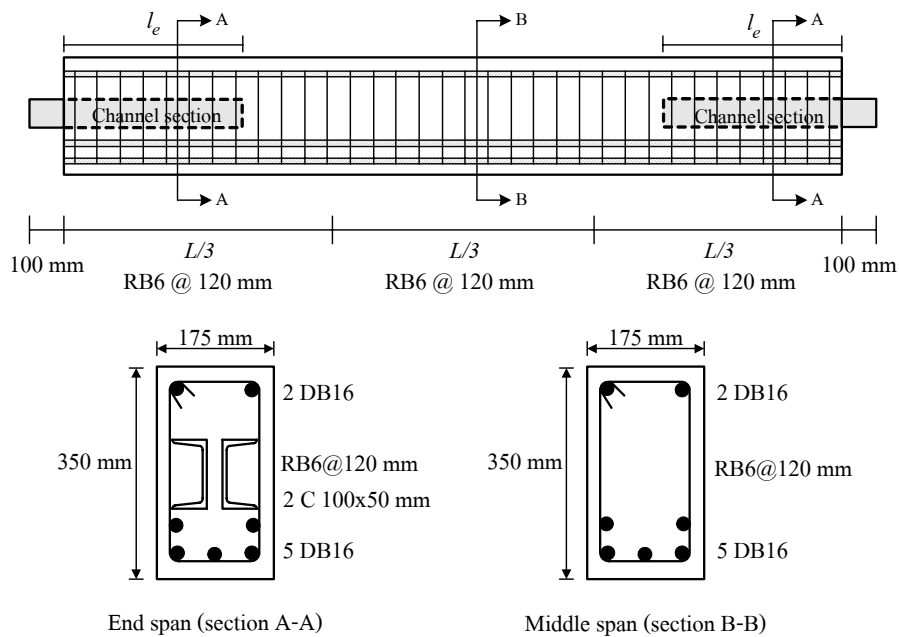
R-000-50 คือ คานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมที่ไม่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ (คานอ้างอิง) ที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง 2.51 เปอร์เซ็นต์ ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงดึง 500 mm และออกแบบให้คานวิบัติแบบ shear failure ดังแสดงในรูปที่ 3.19

P-050-50, P-110-50, P-140-50 คือ คานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ ที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง 2.51 เปอร์เซ็นต์ ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงดึง 500 mm ระยะฝังของเหล็กวางน้ำ 500, 1100 และ 1400 mm ตามลำดับ และออกแบบให้คานวิบัติแบบ shear failure ดังแสดงในรูปที่ 3.20

คานกลุ่มที่ 1

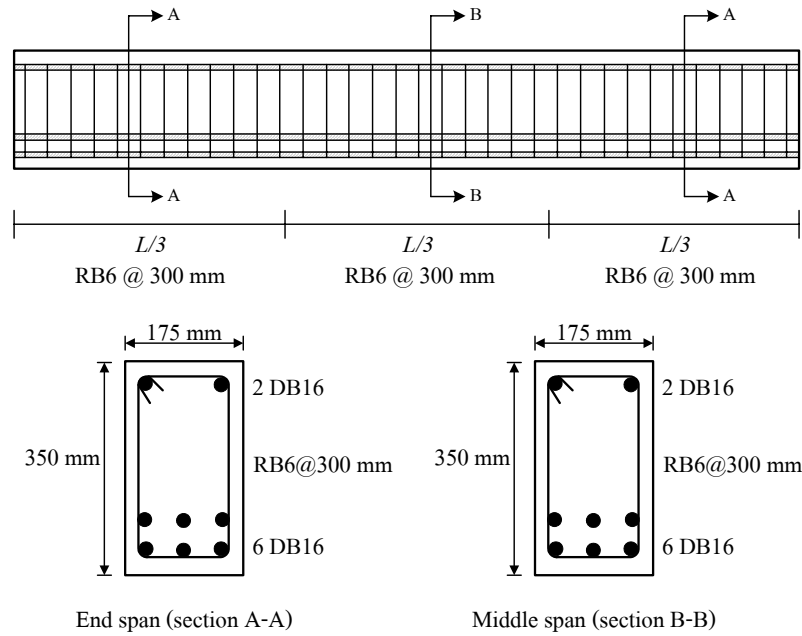


รูปที่ 3.15 รายละเอียดคาน (R-000-12)

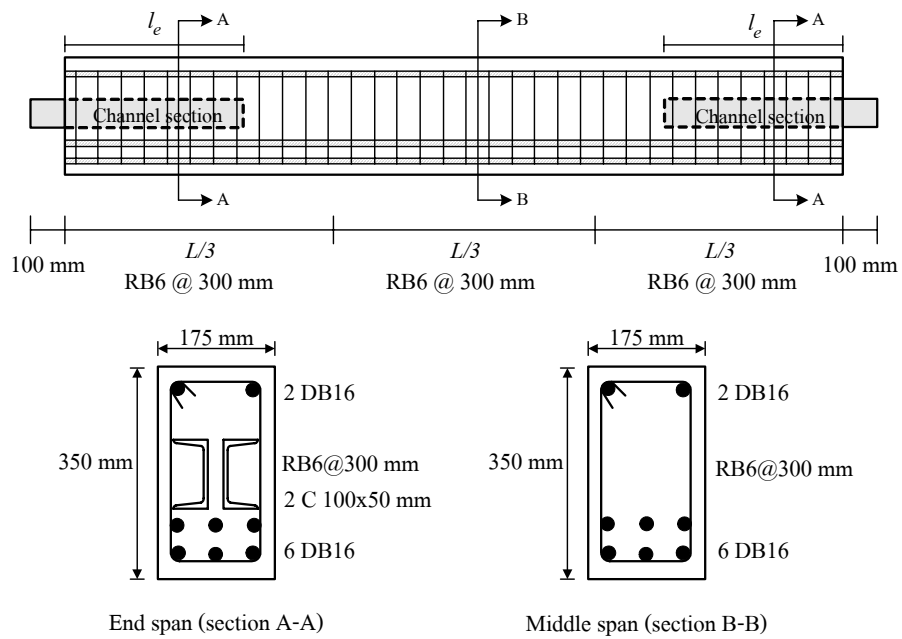


รูปที่ 3.16 รายละเอียดคาน (P-050-12, P-110-12, P-140-12)

คานกลุ่มที่ 2

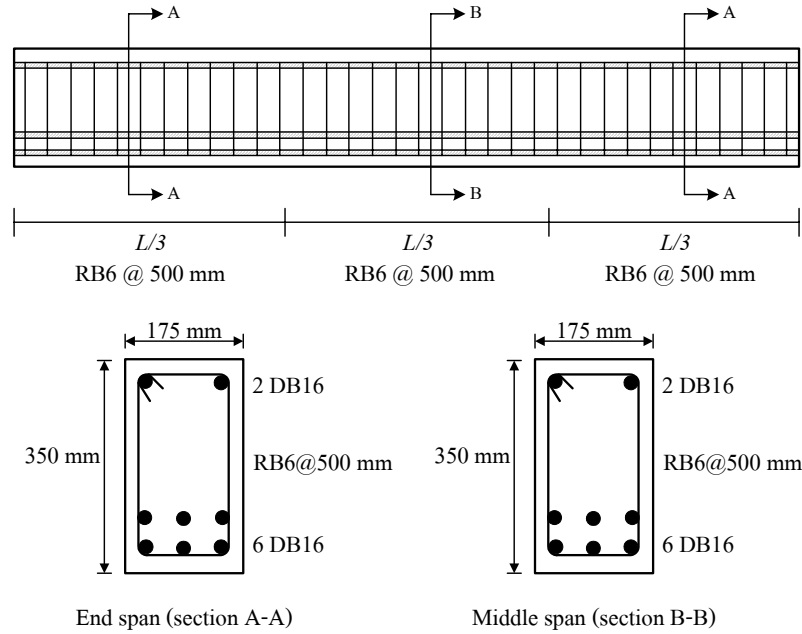


รูปที่ 3.17 รายละเอียดคาน (R-000-30)

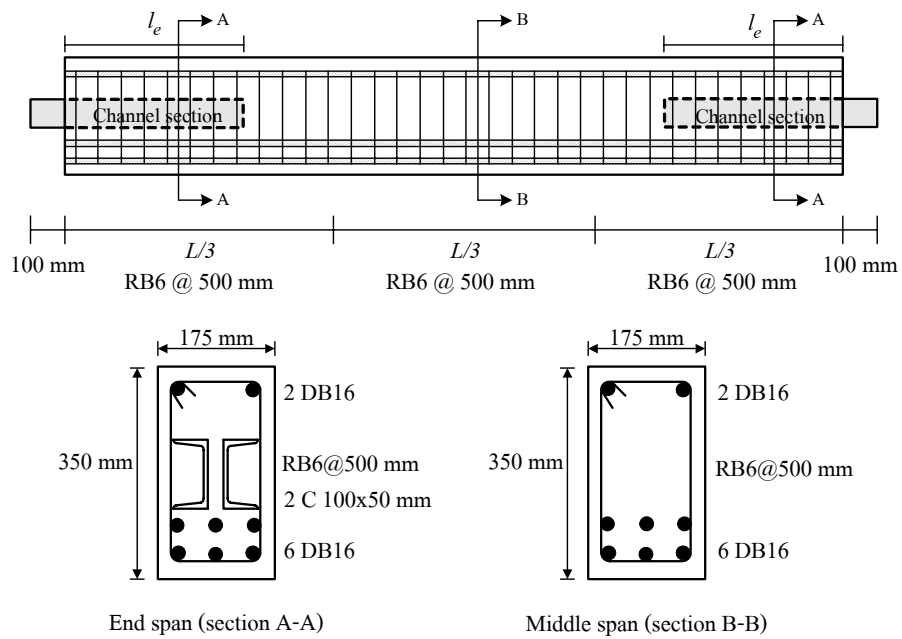


รูปที่ 3.18 รายละเอียดคาน (P-050-30, P-110-30, P-140-30)

คานกลุ่มที่ 3



รูปที่ 3.19 รายละเอียดคาน (R-000-50)

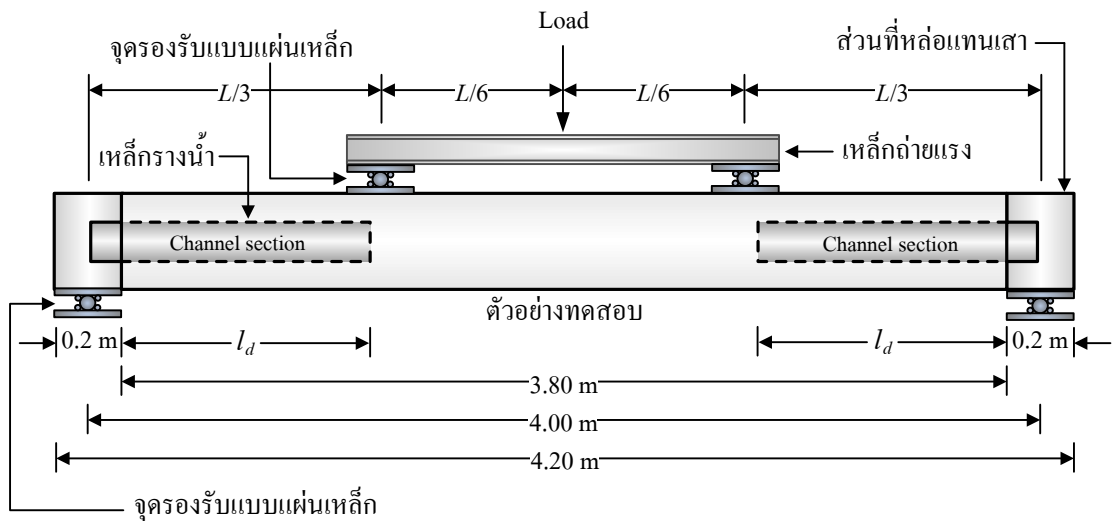


รูปที่ 3.20 รายละเอียดคาน (P-050-50, P-110-50, P-140-50)

ขั้นตอนการทดสอบ

ขั้นตอนการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กวางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ และคานคอนกรีตเสริมเหล็กอ้างอิง มีดังนี้

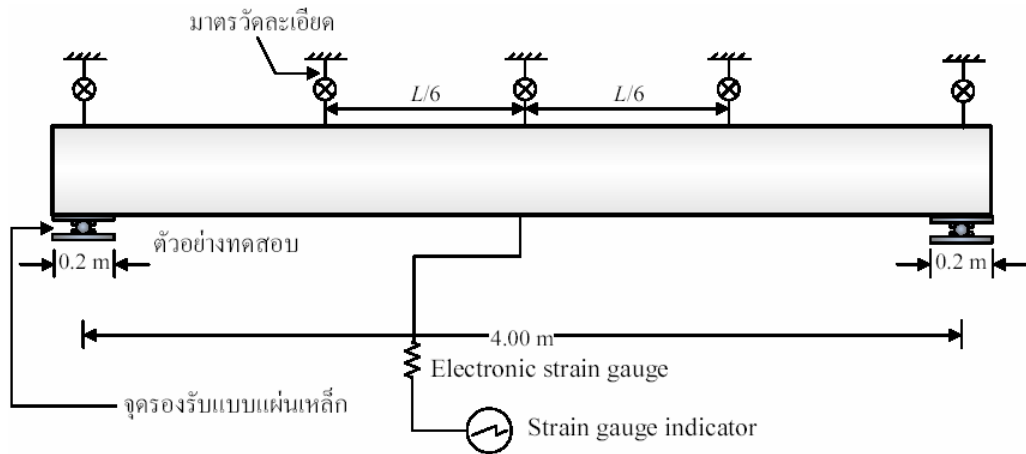
- 1) ทำการติดตั้งตัวอย่างทดสอบเข้ากับ loading frame โดยจุดรองรับของคานทั้งสองด้านจะเป็นแบบหมุด (pin supports) การทดสอบตัวอย่างทดสอบคานจะถูกทดสอบแบบ 4 จุด (four-point loading test) โดยใช้เหล็กกรุปพรรณรูปตัวไอถ่ายแรงจาก hydraulic ram ลงสู่คานตัวอย่างทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 3.21 และรูปที่ 3.22
- 2) ติดตั้ง dial gauge เพื่อวัดระยะแอนตัวของตัวอย่างทดสอบ ที่ตำแหน่งกึ่งกลางความยาวคาน จำนวน 1 ตัว และที่ระยะเท่ากับ $L/6$ ถัดจาก dial gauge ตัวแรกไปทางด้านซ้ายและด้านขวา จำนวนด้านละ 1 ตัว และที่จุดรองรับ จำนวนจุดรองรับละ 1 ตัว เพื่อวัดระยะทรุดตัวสัมพัทธ์ระหว่างตัวอย่างทดสอบและจุดรองรับ และทำการตั้งค่าศูนย์แก่ dial gauge ทั้งหมด ดังแสดงในรูปที่ 3.23 และรูปที่ 3.24
- 3) ทำการ pre-loading คานตัวอย่างทดสอบ โดยให้แรงกระทำต่อตัวอย่างทดสอบประมาณ 20 kN เพื่อตรวจสอบว่า dial gauge ทั้งหมดว่าทำงานได้อย่างสมบูรณ์
- 4) ตั้งค่าศูนย์แก่ dial gauge ทั้งหมดอีกครั้ง
- 5) ทำการต่อสายไฟจาก strain gauge ที่ติดไว้ที่เหล็กเสริมรับแรงดึงของคานตัวอย่างทดสอบเข้ากับ strain gauge indicator พร้อมทั้งปรับค่าต่างๆ ของ strain gauge indicator
- 6) ดำเนินการทดสอบโดยใช้ hydraulic pump อัดน้ำมัน hydraulic ไปยัง hydraulic ram อย่างช้าๆ บันทึกค่าแรงกระทำ ค่าการแอนตัวของตัวอย่างทดสอบจาก dial gauge ทั้ง 5 ตัว ค่าความเครียดจาก strain gauge indicator และสังเกตลักษณะการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ
- 7) ทำการทดสอบและบันทึกข้อมูลต่างๆ อย่างต่อเนื่องจนกระทั่ง ระยะเวลาแอนตัวสูงสุดที่กึ่งกลางความยาวคานมีค่าเท่ากับ ความยาวประสิทธิผลของคานหารด้วย 100 ซึ่งมีค่าประมาณ 2.4 เท่าของระยะเวลาแอนตัวที่ยอมให้ในมาตรฐานการออกแบบ จากนั้นทำการถอด dial gauge ทั้งหมดออกเพื่อป้องกันความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นกับ dial gauge
- 8) ทำการเพิ่มแรงกระทำต่อไปจนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติอย่างสมบูรณ์ เพื่อสังเกตและบันทึกลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ



รูปที่ 3.21 แผนภาพการติดตั้งคานที่มีเหล็กวางน้ำฝังภายใต้แรงกระทำแบบ 4 จุด



รูปที่ 3.22 การติดตั้งเครื่องมือที่ใช้ทดสอบแรงค้ำของคาน



รูปที่ 3.23 แผนภาพการติดตั้ง dial gauge เพื่อวัดค่าการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบคาน



(a)



(b)

รูปที่ 3.24 การติดตั้ง dial gauge (a) วัดค่าการแอ่นตัวของคาน (b) วัดค่าการทรุดตัวสัมพัทธ์ระหว่างตัวอย่างทดสอบและจุดรองรับ

บทที่ 4

ผลการทดสอบและวิจารณ์ผล

4.1 บทนำ

บทนี้จะกล่าวถึงการหาค่ากำลังของวัสดุที่นำมาใช้ในงานวิจัย และผลการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำผึ้งที่ส่วนรองรับภายใต้แรงกระทำตามขวางแบบ 4 จุด ผลที่ได้จะเสนอได้แก่ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวคาน ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการแอ่นตัวของคานที่มีระยะฝังกเหล็กทรงน้ำผึ้งความยาวต่างๆ ระยะการแอ่นตัวตามแนวแกน รูปแบบการวิบัติของคานในแต่ละกลุ่ม กำลังรับแรงกระทำที่สถานะใช้งานที่ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ $L/240$ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของคาน และอิทธิพลของความยาวระยะฝังกเหล็กทรงน้ำผึ้งต่อกำลังรับแรงและการแอ่นตัวของคาน

4.2 กำลังของวัสดุ

กำลังของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย เมื่อทดสอบตามหัวข้อที่ 3.4 ถึง 3.6 มีค่าดังแสดงในตารางที่ 4.1 ส่วนการวิเคราะห์และวิจารณ์ผลการทดสอบวัสดุ รวมถึงพฤติกรรมการรับแรงอัดของคอนกรีตและพฤติกรรมการรับแรงดึงของเหล็กเสริมและเหล็กทรงน้ำผึ้งได้กล่าวไว้ในภาคผนวก ค.

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

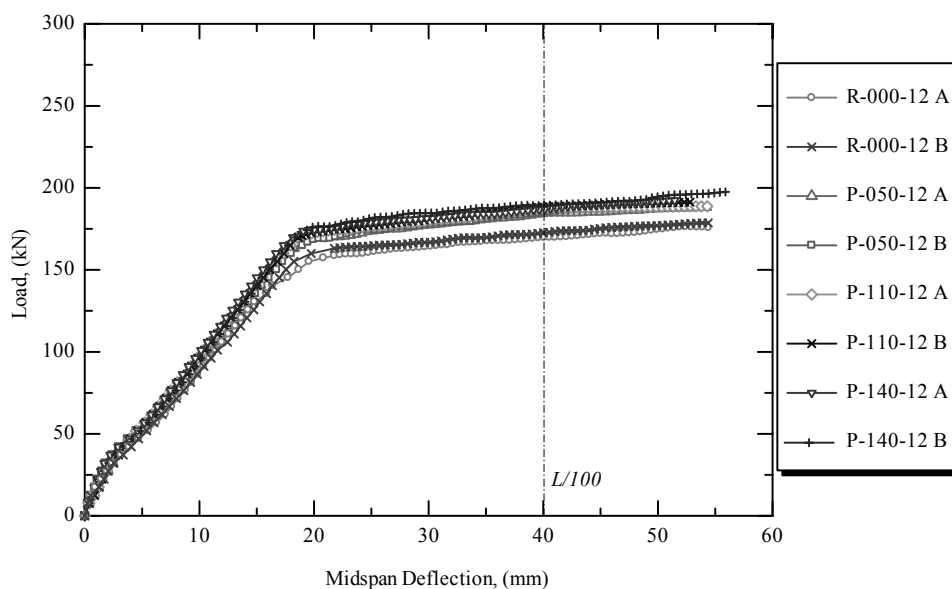
วัสดุ	กำลังครากเฉลี่ย (MPa)	กำลังประลัยเฉลี่ย (MPa)	โมดูลัสยืดหยุ่นเฉลี่ย (MPa)
คอนกรีต	-	45.7	26.9×10^3
เหล็กเสริม RB6	317.0	457.8	193.5×10^3
เหล็กเสริม DB16	411.9	612.6	202.1×10^3
เหล็กทรงน้ำ	343.2	503.0	194.4×10^3

4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวของคาน

ในงานวิจัยนี้ ได้กำหนดให้ $P_{L/240}$ เป็นกำลังที่สภาวะใช้งานของคาน เป็นแรงกระทำที่คานสามารถรับได้ ที่ระยะการแอ่นตัวกึ่งกลางคานเท่ากับ $L/240$ P_y เป็นแรงกระทำที่คานสามารถรับได้ เมื่อเหล็กเสริมของคานเกิดการคราก และ $P_{L/100}$ เป็นกำลังสูงสุดของคานเมื่อระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวเท่ากับ $L/100$ ตามมาตรฐานการออกแบบ (ว.ส.ท. 1008-38 ข้อกำหนดที่ 4205)

4.3.1 คานกลุ่มที่ (1)

รูปที่ 4.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำ (load) และระยะแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (midspan deflection) ของคานกลุ่มที่(1) จะเห็นได้ว่าเป็นกราฟเส้นตรงสองช่วง (bilinear) เส้นกราฟในช่วงแรกจะมีความชันสูง เป็นพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) คอนกรีตเหล็กเสริม และเหล็กวางน้ำจะร่วมกันรับแรง โดยจะเกิดรอยร้าวได้ทั้งคานบริเวณกึ่งกลางคาน และค่อยๆเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนกระทั่งแรงกระทำมีค่าประมาณ 88-90 เปอร์เซ็นต์ของกำลังสูงสุด ($P_{L/100}$) เหล็กเสริมจะเกิดการคราก (yielding) ที่ความเครียด 0.0011 ถึง 0.0012 mm/mm จากนั้นจะเป็นเส้นกราฟช่วงที่สอง เมื่อคอนกรีตส่วนล่างของคานไม่สามารถรับแรงดึงได้ แรงดึงจะถูกรองรับโดยเหล็กเสริม และการแตกร้าวจะขยายตัวมากขึ้นอย่างต่อเนื่อง ขณะที่ระยะการแอ่นตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนกระทั่งคานวิบัติ โดยที่แรงกระทำจะเพิ่มขึ้นอีกประมาณ 10-12 เปอร์เซ็นต์ของกำลังสูงสุด ($P_{L/100}$) ของคาน การวิบัติในลักษณะนี้เป็นแบบค่อยเป็นค่อยไป (progressive failure) ซึ่งจะช่วยเตือนภัยก่อนที่โครงสร้างจะเกิดการวิบัติ



รูปที่ 4.1 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานกลุ่มที่ (1)

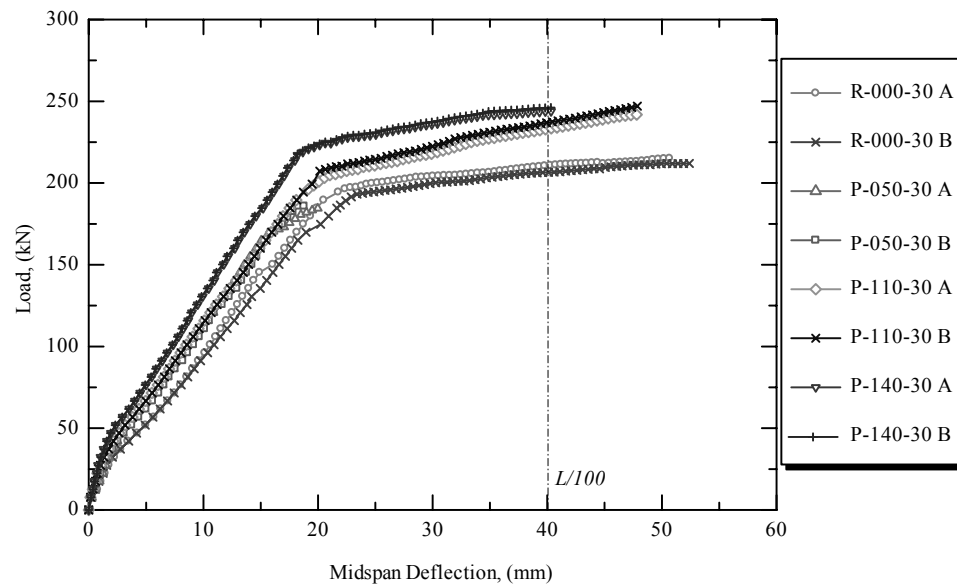
ตารางที่ 4.2 กำลังและความแกร่งของคานกลุ่มที่ (1)

ตัวอย่างทดสอบ	ระยะฝั่ง (l_e) (mm)	$P_{L/240}$ (kN)	$P_{L/240}$ ที่เพิ่มขึ้นจากคานอ้างอิง (%)	ความแกร่ง (kN/m)	ความแกร่งที่เพิ่มขึ้น (%)
R-000-12	0	142.14	-	8,788.1	-
P-050-12	500	150.39	5.8	9,458.3	7.6
P-110-12	1100	154.62	8.8	9,665.2	10.0
P-140-12	1400	157.66	10.9	9,681.4	10.2

ตารางที่ 4.2 แสดงผลการทดสอบของคานกลุ่มที่ (1) จะเห็นว่ากำลังที่สภาวะใช้งาน ($P_{L/240}$) จะเพิ่มขึ้นตามความยาวระยะฝั่งของเหล็กรงน้ำ และความแกร่งของคานก็เพิ่มขึ้นตามความยาวระยะฝั่งของเหล็กรงน้ำเช่นกัน จะเห็นได้ว่า การฝั่งเหล็กรงน้ำทำให้ค่าความแกร่งของคานมีค่าเพิ่มมากขึ้น

4.3.2 คานกลุ่มที่ (2)

รูปที่ 4.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน จะเห็นว่า เป็นกราฟเส้นตรงสองช่วง เช่นเดียวกับคานกลุ่มที่ (1) ช่วงแรกคานจะมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น คอนกรีต เหล็กเสริม และเหล็กรงน้ำจะร่วมกันรับแรงกระทำ โดยจะเกิดรอยร้าวในแนวตั้งที่ผิวล่างบริเวณกึ่งกลางความยาวคาน จนกระทั่งแรงกระทำมีค่าประมาณ 80-85 เปอร์เซ็นต์ของกำลังสูงสุด ($P_{L/100}$) เหล็กเสริมเกิดการคราก (yielding) ที่ความเครียด 0.0012 mm/mm จากนั้นจะเป็นเส้นกราฟช่วงที่สอง แรงดึงในส่วนล่างของหน้าตัดคานจะถูกรองรับโดยเหล็กเสริม รอยร้าวจะเกิดการขยายตัวมากขึ้นอย่างต่อเนื่อง และระยะการแอ่นตัวของคานมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ส่วนแรงกระทำทั้งหมดจะเพิ่มขึ้นเพียง 15-20 เปอร์เซ็นต์ของกำลังสูงสุด ($P_{L/100}$) ของคานแล้ว คานจะวิบัติแบบทันทีทันใด (immediate failure) ที่บริเวณส่วนรองรับทั้งสองด้านของคาน



รูปที่ 4.2 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะแอ่นตัวที่กึ่งกลางของคานกลุ่มที่ (2)

ตารางที่ 4.3 กำลังและความแกร่งของคานกลุ่มที่ (2)

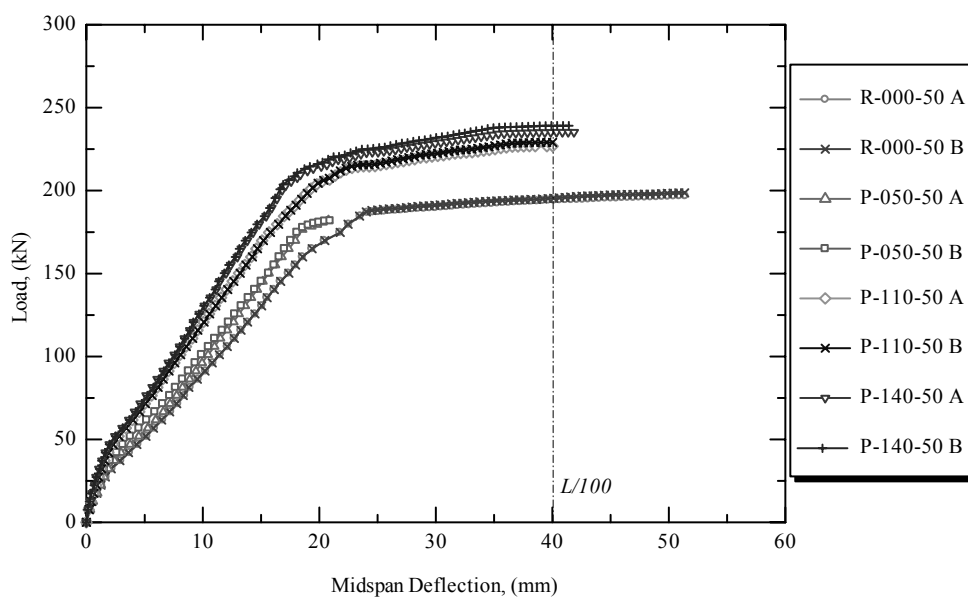
ตัวอย่างทดสอบ	ระยะฝัง (l_e) (mm)	$P_{L/240}$ (kN)	$P_{L/240}$ ที่เพิ่มขึ้นจากคานอ้างอิง (%)	ความแกร่ง (kN/m)	ความแกร่งที่เพิ่มขึ้น (%)
R-000-30	0	153.22	-	9,380.8	-
P-050-30	500	172.80	12.8	11,089.1	18.2
P-110-30	1100	176.78	15.4	11,448.5	22.0
P-140-30	1400	200.96	31.2	13,116.7	39.8

ตารางที่ 4.3 แสดงผลการทดสอบของคานกลุ่มที่ (2) ซึ่งพบว่ากำลังที่สภาวะใช้งาน ($P_{L/240}$) จะเพิ่มขึ้น ตามความยาวระยะฝังของเหล็กวางน้ำ และความแกร่งก็เพิ่มขึ้นตามความยาวระยะฝังของเหล็กวางน้ำเช่นกัน

4.3.3 คานกลุ่มที่ (3)

รูปที่ 4.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน จะเห็นได้ว่าเป็นกราฟเส้นตรงสองช่วงเช่นเดียวกัน ช่วงแรกคานจะมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น รอยร้าวในแนวตั้งเกิดขึ้นใต้ท้องคานบริเวณกึ่งกลางความยาวคาน จนกระทั่งแรงกระทำมี

ค่าประมาณ 85-90 เปอร์เซ็นต์ของกำลังสูงสุด ($P_{L/100}$) เหล็กเสริมจะเกิดการครากที่ความเครียด 0.0011 ถึง 0.0012 mm/mm จากนั้นจะเป็นเส้นกราฟช่วงที่สอง รอยร้าวในแนวตั้งจะกว้างขึ้นและสูงขึ้นในอัตราที่รวดเร็ว และขยายตัวมากขึ้นอย่างต่อเนื่อง ระยะการแอ่นตัวของคานมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ส่วนแรงกระทำทั้งหมดจะเพิ่มขึ้นเพียง 10-15 เปอร์เซ็นต์ของกำลังสูงสุด ($P_{L/100}$) ของคาน และคานวิบัติแบบทันทีทันใด ที่บริเวณส่วนรองรับทั้งสองด้านของคาน



รูปที่ 4.3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานกลุ่มที่ (3)

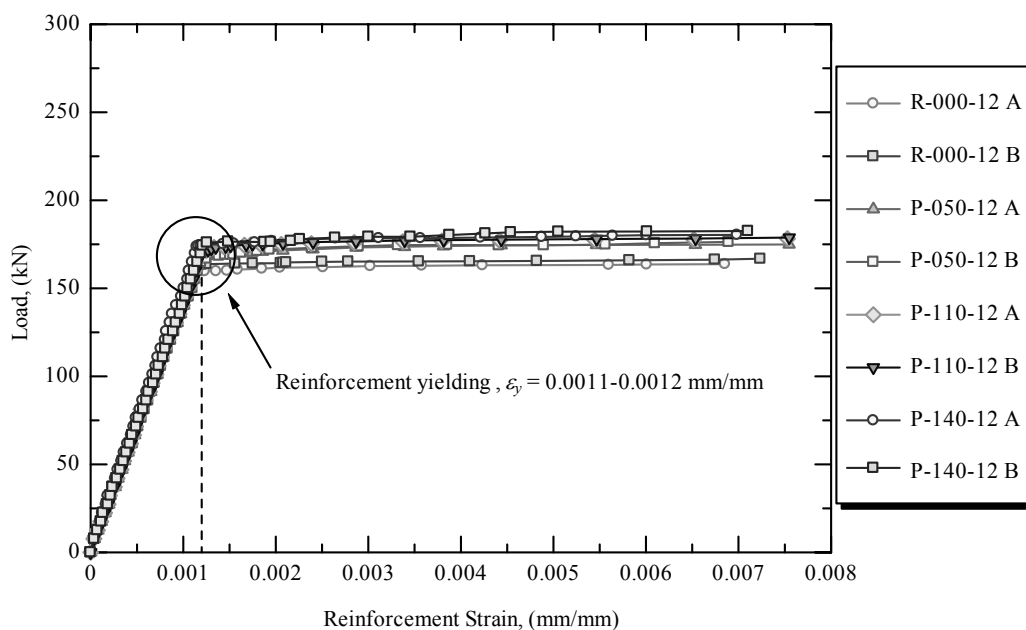
ตารางที่ 4.4 กำลังและความแกร่งของคานกลุ่มที่ (3)

ตัวอย่างทดสอบ	ระยะฝัง (l_e) (mm)	$P_{L/240}$ (kN)	$P_{L/240}$ ที่เพิ่มขึ้นจากคานอ้างอิง (%)	ความแกร่ง (kN/m)	ความแกร่งที่เพิ่มขึ้น (%)
R-000-50	0	145.36	-	8,934.5	-
P-050-50	500	160.21	10.2	9,943.6	11.3
P-110-50	1100	181.72	25.0	11,987.2	34.2
P-140-50	1400	199.99	37.6	12,905.7	44.5

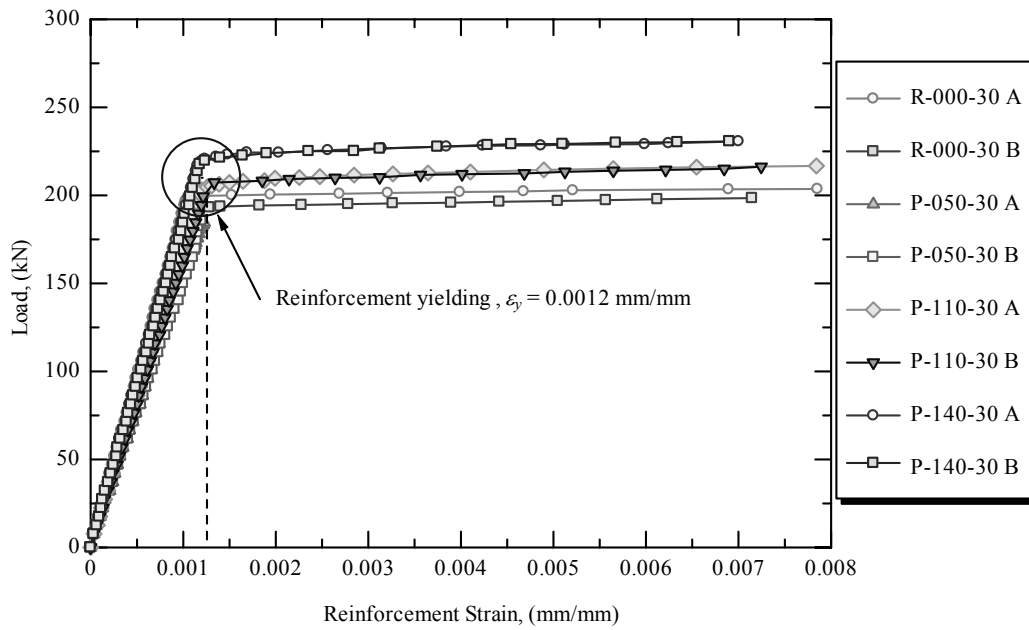
ตารางที่ 4.4 แสดงผลการทดสอบของคานกลุ่มที่ (3) จะเห็นว่า กำลังที่สภาวะใช้งาน ($P_{L/240}$) เพิ่มขึ้น ตามความยาวระยะฝั่งของเหล็กรงน้ำ และความแกร่งก็เพิ่มขึ้นตามความยาวระยะฝั่งของเหล็กรงน้ำเช่นเดียวกัน

4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง

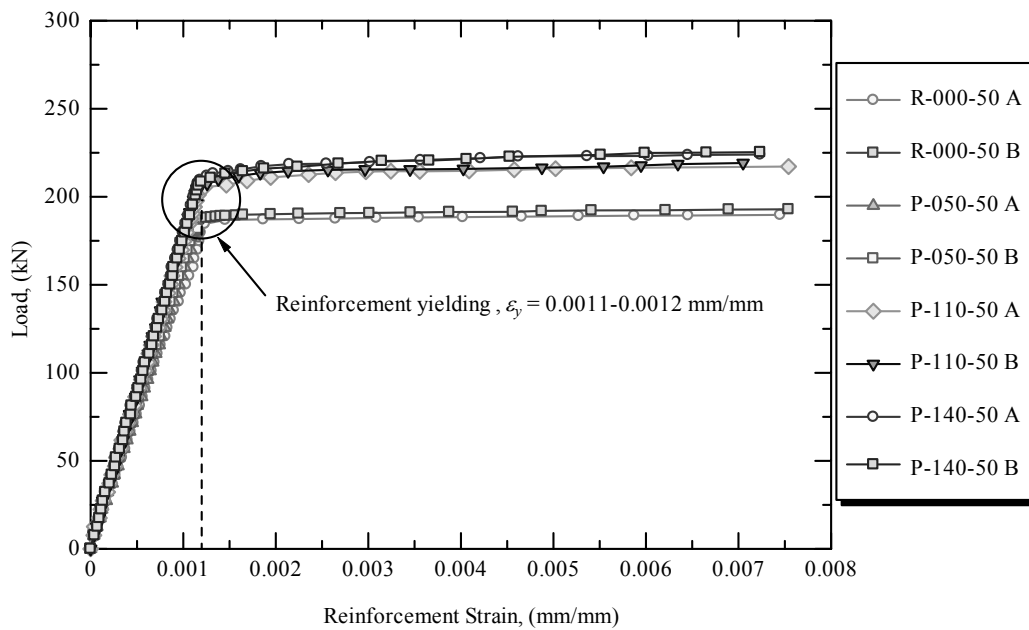
รูปที่ 4.4 ถึงรูปที่ 4.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานกลุ่มที่ (1) ถึงกลุ่มที่ (3) ตามลำดับ จะสังเกตได้ว่า เป็นกราฟเส้นตรงสองช่วง ช่วงแรกเหล็กเสริมจะมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น จากนั้นกราฟจะเข้าสู่ช่วงที่สอง เส้นกราฟมีความชันเกือบศูนย์ สาเหตุจากเหล็กเสริมรับแรงดึงเกิดการคราก โดยค่าความเครียดที่จุดครากประมาณ 0.0011-0.0012 mm/mm ซึ่งใกล้เคียงกับความเครียดที่กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม ดังได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ ๓.2 (ภาคผนวก ค) จากนั้นเหล็กเสริมจะเกิดการยืดตัวอย่างรวดเร็วจน โดยที่แรงกระทำมีค่าคงที่ จนกระทั่ง strain gauge ที่ติดอยู่บนผิวของเหล็กเสริมหลุดลอก (peel-off) ที่ความเครียดประมาณ 0.007-0.008 mm/mm



รูปที่ 4.4 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานกลุ่มที่ (1)



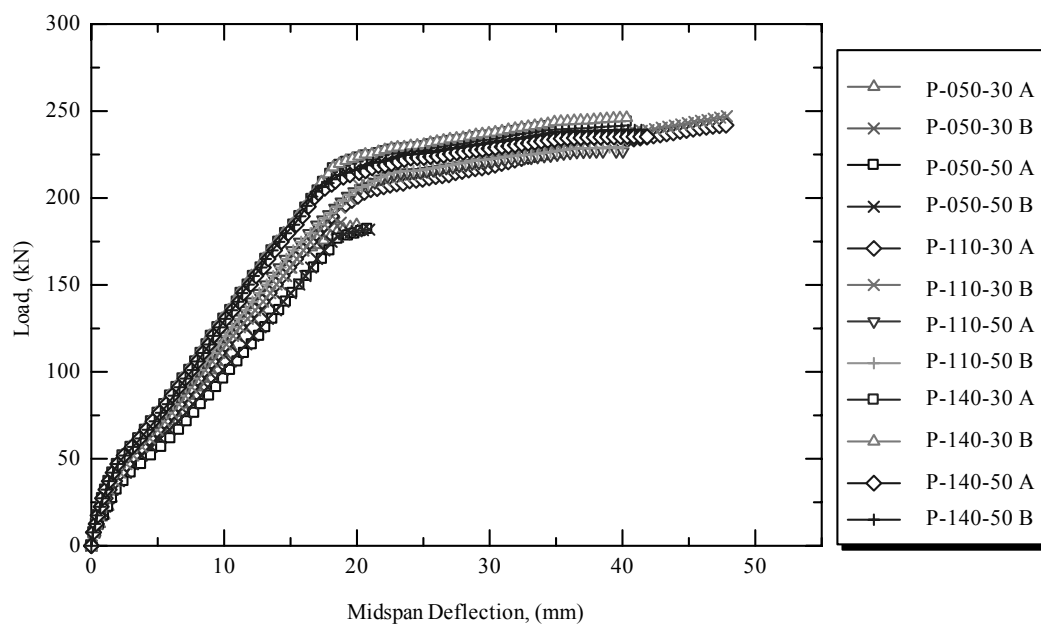
รูปที่ 4.5 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานกลุ่มที่ (2)



รูปที่ 4.6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานกลุ่มที่ (3)

4.5 เปรียบเทียบกำลังและความแกร่งของคานกลุ่มต่างๆ

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวของคานที่ฝังเหล็กทรงน้ำความยาวต่างๆ ดังรูปที่ 4.7 พบว่า กำลังรับแรงกระทำและความแกร่งของคานลดลง เมื่อระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีค่าเพิ่มขึ้น

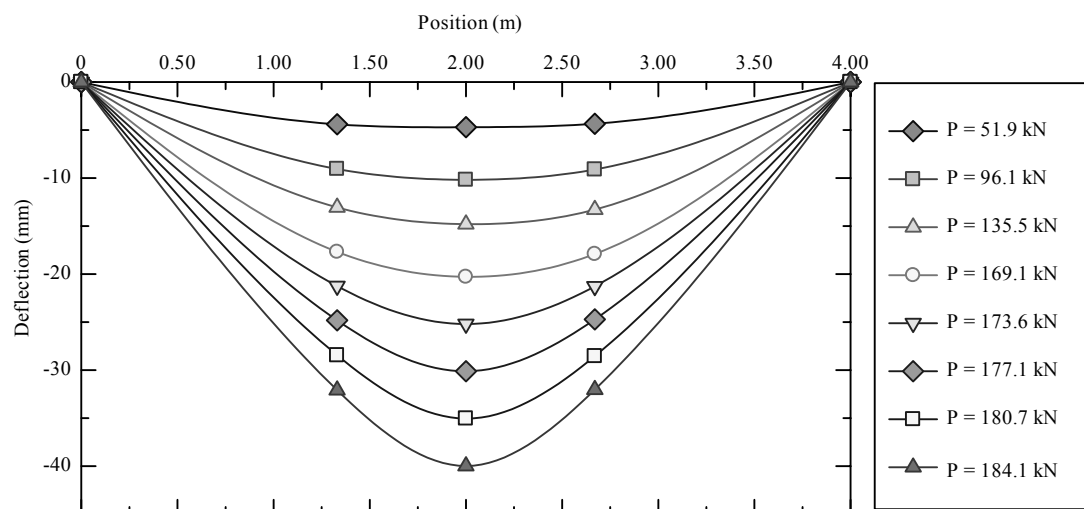


รูปที่ 4.7 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวของคานที่ฝังเหล็กทรงน้ำความยาวต่างๆ

4.6 ระยะเวลาแอนตัวของคาน

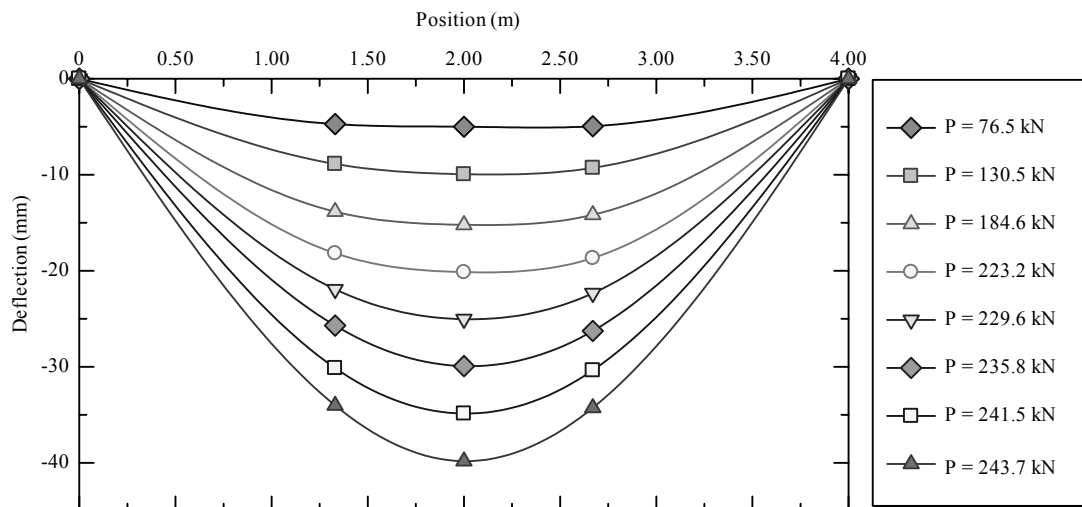
การทดสอบกำลังรับแรงของคานนั้น ได้ทำการวัดระยะเวลาแอนตัวที่ระดับแรงกระทำต่างๆ ด้วยมาตรวัดละเอียด (dial gauges) 5 ตัว โดยมาตร 3 ตัว วัดระยะเวลาแอนตัวของคาน และมาตรวัดอีก 2 ตัว วัดระยะเวลาทรุดตัวสัมพัทธ์ระหว่างคานกับจตุรรองรับ ดังแสดงในรูปที่ 3.21 และรูปที่ 3.22

4.6.1) คานกลุ่มที่ (1) มีการแอนตัวตามแนวแกน ดังแสดงในรูปที่ 4.8 ซึ่งพบว่า ในช่วงแรก ($51.9 \leq P \leq 169.1$ kN) การแอนตัวของคานเพิ่มขึ้นอย่างเป็นสัดส่วนกับแรงกระทำ จนเมื่อเหล็กเสริมรับแรงดึงเกิดการคราก การแอนตัวของคานจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว โดยที่แรงกระทำจะมีค่าเพิ่มขึ้นอีกไม่มากนัก และคานจะมีความโค้งมากที่สุด ตรงบริเวณกึ่งกลางความยาวของคาน



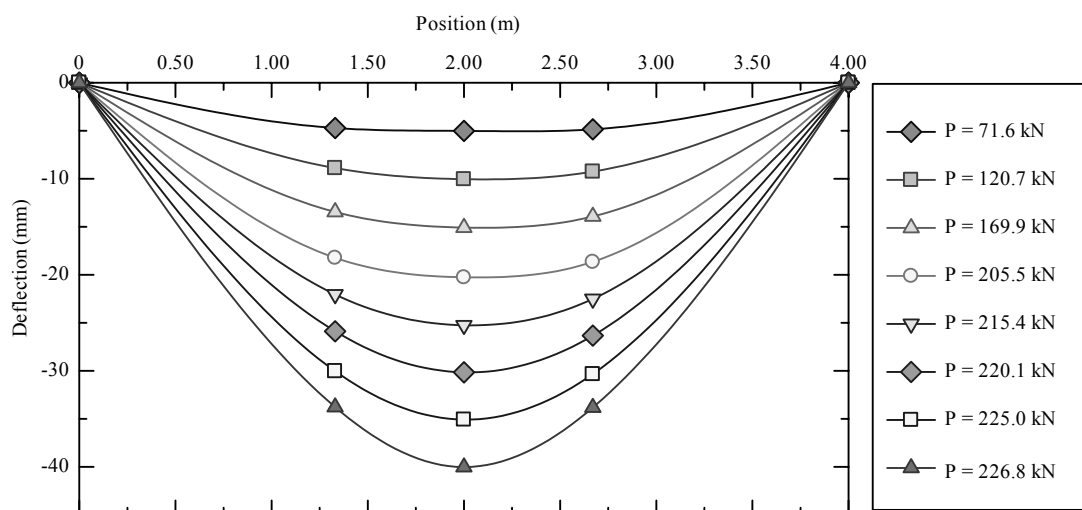
รูปที่ 4.8 การแอนตัวตามแนวแกนของคานกลุ่มที่ (1)

4.6.2) คานกลุ่มที่ (2) มีการแอนตัวตามแนวแกน ดังแสดงในรูปที่ 4.9 พบว่า ช่วงแรก ($76.5 \leq P \leq 223.2$ kN) การแอนตัวของคานมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเป็นสัดส่วนกับแรงกระทำ จนกระทั่งเมื่อเหล็กเสริมรับแรงดึงเกิดการคราก การแอนตัวของคานจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว โดยที่แรงกระทำจะมีค่าเพิ่มขึ้นอีกไม่มากนัก



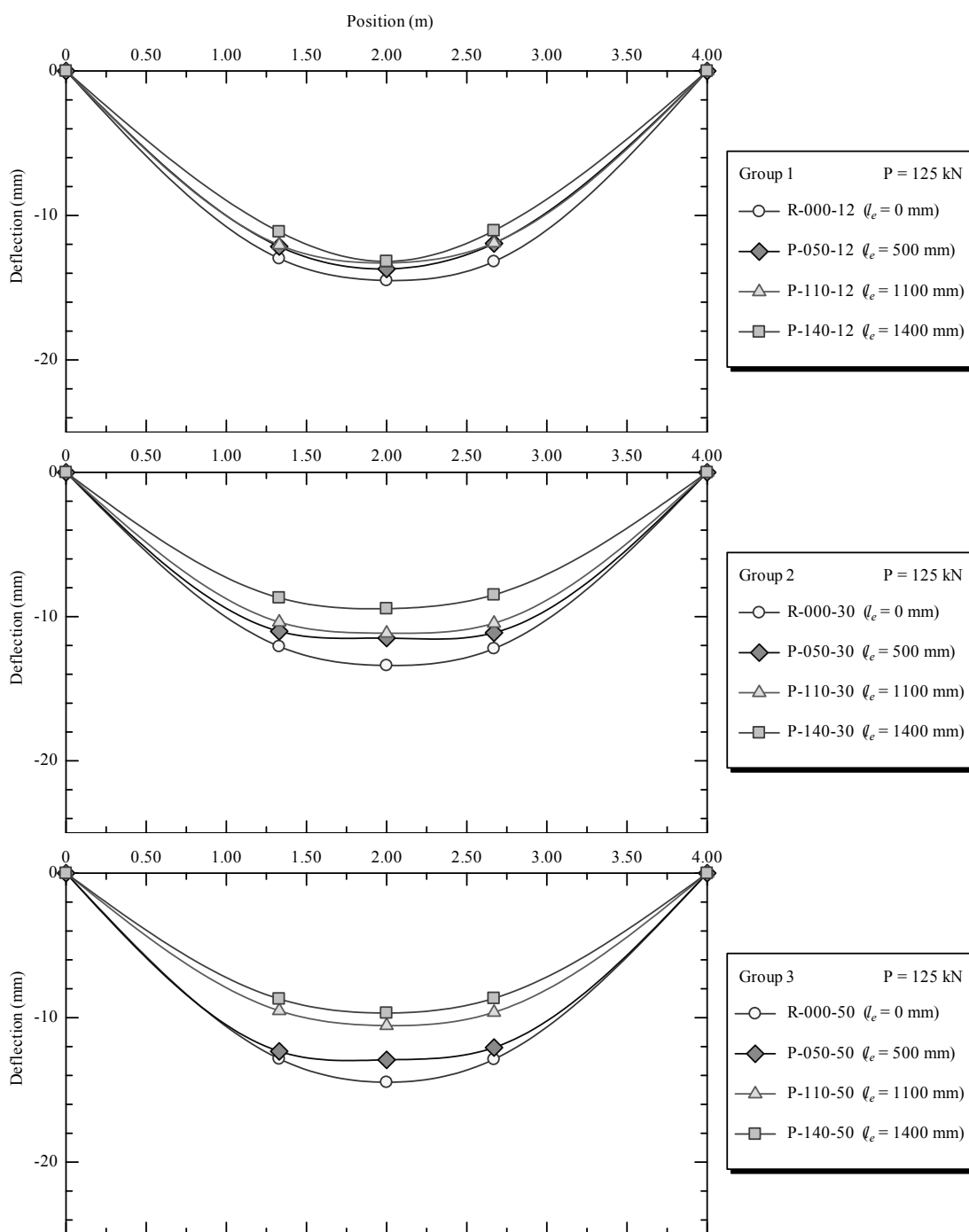
รูปที่ 4.9 การเอนตัวตามแนวแกนของคานกลุ่มที่ (2)

4.6.3) คานกลุ่มที่ (3) มีการเอนตัวตามแนวแกน ดังแสดงในรูปที่ 4.10 จะเห็นว่า ความโค้งมากที่สุด ตรงบริเวณกึ่งกลางความยาวของคาน ที่ค่าระยะการเอนตัวเท่ากัน คานกลุ่มที่ (3) จะมีกำลังรับแรงกระทำต่ำกว่าคานกลุ่มที่ (2) เนื่องจากคานกลุ่มที่ (3) มีระยะห่างระหว่างเหล็กรับแรงถี่น้อยกว่าคานกลุ่มที่ (2)



รูปที่ 4.10 การเอนตัวตามแนวแกนของคานกลุ่มที่ (3)

4.6.4) เมื่อเปรียบเทียบคานในกลุ่มเดียวกัน พบว่า การแอ่นตัวของคานลดลง เมื่อความยาวระยะฝั่งของเหล็กกรงน้ำเพิ่มมากขึ้น นั่นคือคานจะมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้นตามความยาวระยะฝั่งของเหล็กกรงน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 4.11



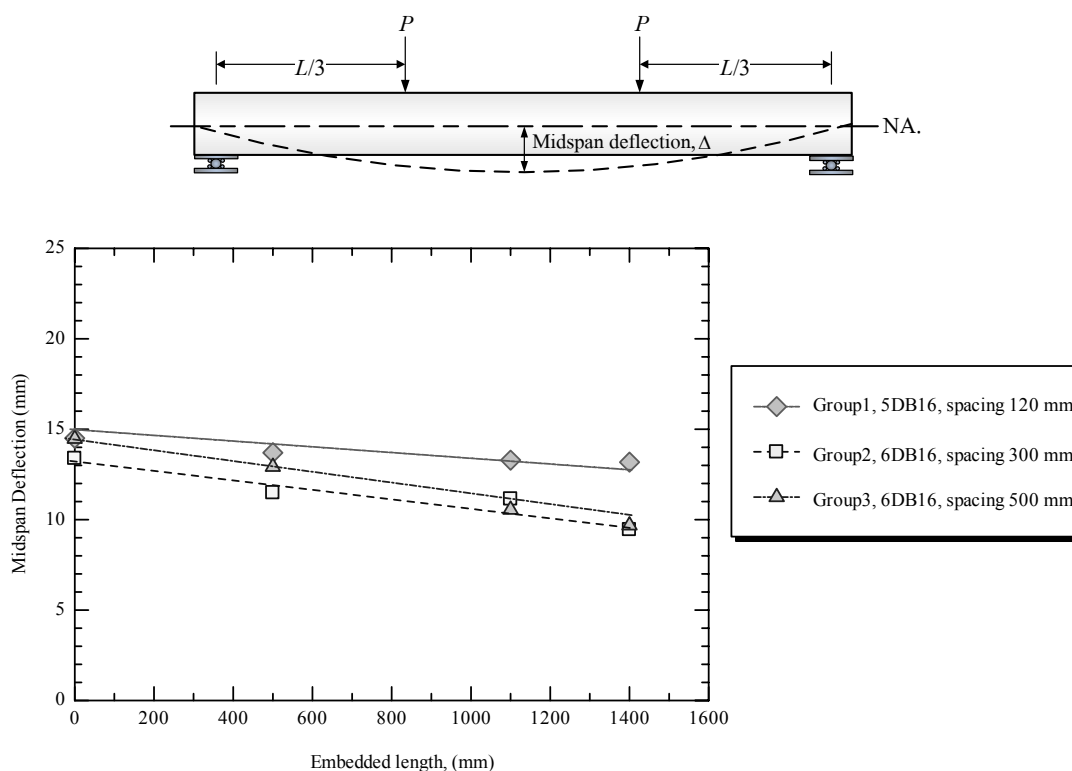
รูปที่ 4.11 การแอ่นตัวตามแนวแกนที่ตำแหน่งต่างๆของคานทั้ง 3 กลุ่ม

- 4.6.5) เมื่อเปรียบเทียบการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานทั้ง 3 กลุ่ม ภายใต้แรงกระทำเท่ากัน ($P=125$ kN) โดยแรงกระทำทุกค่าอยู่ในช่วงใช้งาน (service load) ดังตารางที่ 4.5 พบว่า คานกลุ่มที่(1) มีระยะการแอ่นที่กึ่งกลางคานต่ำกว่าคานอ้างอิง 5.5-9.1 เปอร์เซ็นต์ คานกลุ่มที่(2) มีระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานต่ำกว่าคานอ้างอิง 14.2-29.4 เปอร์เซ็นต์ และคานกลุ่มที่(3) มีระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานต่ำกว่าคานอ้างอิง 10.7-33.1 เปอร์เซ็นต์ เป็นผลมาจากความยาวระยะฝั่งของเหล็กทรงน้ำมีค่าเพิ่มขึ้น

ตารางที่ 4.5 ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน

กลุ่มที่	ตัวอย่างทดสอบ	ระยะฝั่งของเหล็กทรงน้ำ (mm)	ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวคาน (mm)	ระยะการแอ่นตัวที่ลดลงจากคานอ้างอิง (%)
1	R-000-12	0	14.50	-
	P-050-12	500	13.70	5.5
	P-110-12	1100	13.29	8.3
	P-140-12	1400	13.18	9.1
2	R-000-30	0	13.39	-
	P-050-30	500	11.49	14.2
	P-110-30	1100	11.15	16.7
	P-140-30	1400	9.45	29.4
3	R-000-50	0	14.47	-
	P-050-50	500	12.92	10.7
	P-110-50	1100	10.55	27.1
	P-140-50	1400	9.68	33.1

4.6.6) ความสัมพันธ์ระหว่างระยะแอนตัวที่กึ่งกลางคาน (Δ) และความยาวระยะฝังของเหล็กทรงน้ำ สามารถแสดงเป็นกราฟดังรูปที่ 4.12 จะเห็นได้ว่า เมื่อความยาวระยะฝังของเหล็กทรงน้ำเพิ่มขึ้น (500, 1100 และ 1400 mm) ระยะแอนตัวเฉลี่ยที่กึ่งกลางคานจะลดลง และระยะแอนตัวเฉลี่ยที่กึ่งกลางคานจะเป็นสัดส่วนกลับ กับความยาวระยะฝังของเหล็กทรงน้ำ



รูปที่ 4.12 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างระยะการแอนตัวที่กึ่งกลางคานและความยาวระยะฝังของเหล็กทรงน้ำ

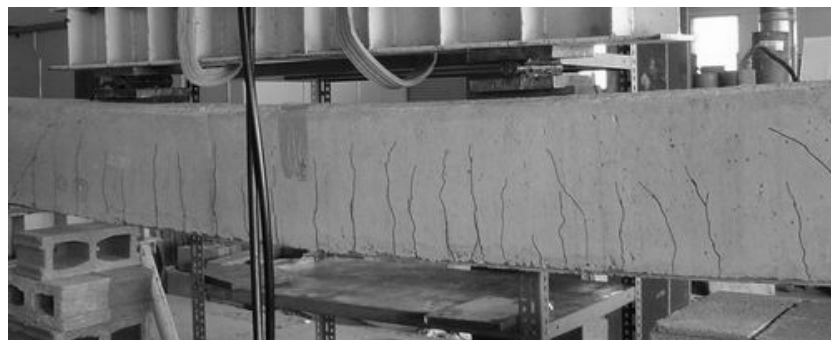
4.7 รูปแบบการวิบัติของคาน

4.7.1 คานกลุ่มที่ (1)

จากการสังเกต พบว่า การวิบัติมีของคานกลุ่มที่ (1) เป็นแบบ flexural failure ดังแสดงในรูปที่ 4.13 โดยช่วงเริ่มต้นระหว่างการเพิ่มแรงกระทำ คอนกรีตที่ผิวล่างบริเวณกึ่งกลางคาน จะเกิดรอยร้าวในแนวตั้ง (flexural crack) จากนั้นรอยร้าวดังกล่าวจะค่อยๆเพิ่มจำนวนและขยายตัวสูงขึ้น ตามขนาดของแรงกระทำ ขณะที่ระยะแอนตัวของคานมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนกระทั่งคานเกิดการวิบัติ



(a) คาน P-050-12



(b) คาน P-110-12 และ P-140-12

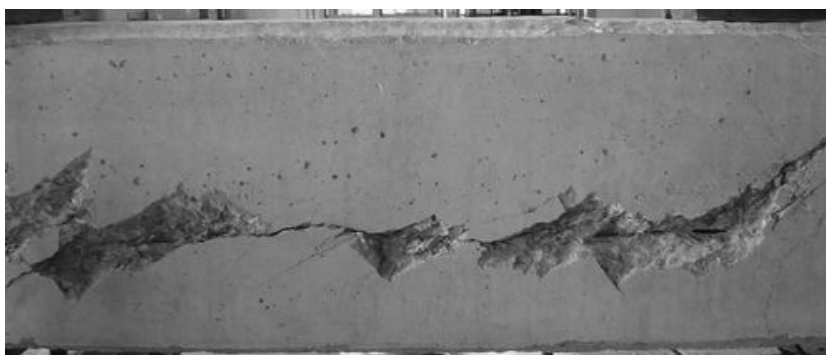
รูปที่ 4.13 ลักษณะการวิบัติของคานกลุ่มที่ (1)

4.7.2 คานกลุ่มที่ (2)

จากการสังเกตพบว่า การวิบัติของคานกลุ่มที่(2) เป็นแบบเฉือนทแยง (diagonal shear failure) โดยช่วงแรก รอยร้าวในแนวตั้งจะเกิดขึ้นก่อนบริเวณกึ่งกลางคาน เมื่อแรงกระทำมีค่าเพิ่มมากขึ้น รอยร้าวในแนวตั้งนี้จะกว้างขึ้นและสูงขึ้น จนกระทั่งแรงดึงทแยงมีค่ามากกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตและเหล็กเสริม ช่วงนี้คานจะเกิดรอยร้าวในแนวทแยง(web shear crack) ขึ้น เมื่อรอยร้าวตัดผ่านเหล็กทรงน้ำ จะเปลี่ยนทิศทางไปตามรอยต่อตามยาวระหว่างคอนกรีตและเหล็กทรงน้ำแทน จนสุดความยาวของเหล็กทรงน้ำ จากนั้นการวิบัติแบบเฉือนทแยงจะเกิดขึ้นอย่างทันทีทันใด (immediate failure) โดยทำมุมประมาณ 40-45 องศากับแนวแกน ดังแสดงในรูปที่ 4.14



(a) คาน P-050-30

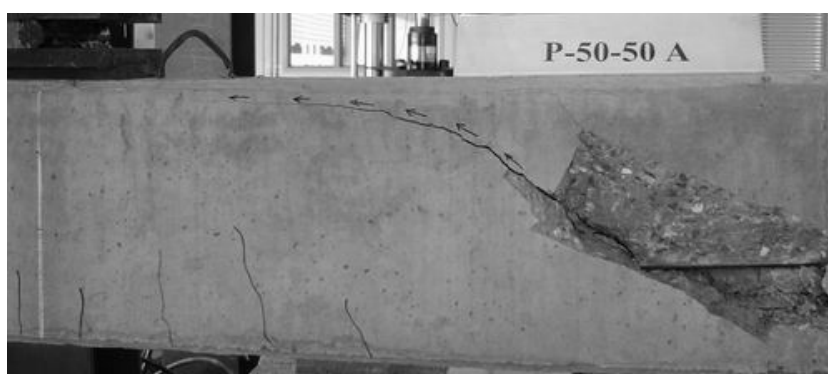


(b) คาน P-110-30 และ P-140-30

รูปที่ 4.14 ลักษณะการวิบัติของคานกลุ่มที่ (2)

4.7.3 คานกลุ่มที่ (3)

จากการสังเกต พบว่า การวิบัติของคานกลุ่มที่ (3) จะคล้ายกับคานกลุ่มที่ (2) กล่าวคือ เป็นแบบเฉือนทแยง (diagonal shear failure) ดังแสดงในรูปที่ 4.15 เมื่อคานถูกแรงกระทำและเริ่มแอ่นตัว ช่วงแรกรอยร้าวในแนวตั้งจะเกิดขึ้นก่อนบริเวณกึ่งกลางคาน จนกระทั่งแรงดึงทแยงเกินกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต คานจะเกิดรอยร้าวในแนวทแยง (web shear crack) ขึ้น เมื่อรอยร้าวตัดผ่านเหล็กแรงดึงจะเปลี่ยนทิศทางไปตามความยาวของผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตและเหล็กแรงดึง จนถึงปลายของเหล็กแรงดึง จากนั้นการวิบัติแบบเฉือนทแยงจะเกิดขึ้นอย่างทันทีทันใด



(a) คาน P-050-50



(b) คาน P-110-50 และ P-140-50

รูปที่ 4.15 ลักษณะการวิบัติของคานกลุ่มที่ (3)

4.7.4 เปรียบเทียบการวิบัติของคานทั้ง 3 กลุ่ม

เมื่อเปรียบเทียบรูปแบบการวิบัติของคานทั้ง 3 กลุ่ม พบว่าการวิบัติของตัวอย่างทดสอบสามารถแบ่งออกเป็น 2 รูปแบบได้แก่ flexure failure และ diagonal shear failure โดยการวิบัติแบบ flexure failure จะเกิดกับคานกลุ่มที่(1) ที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก 120 mm ซึ่งวิบัติเหมือนที่พบได้ทั่วไปในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ขณะที่คานกลุ่มที่(2) และกลุ่มที่(3) ที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก 300 และ 500 mm ตามลำดับ จะมีลักษณะการวิบัติแบบ diagonal shear failure ซึ่งต่างจากการวิบัติของคานทั่วไป คือเมื่อคานเกิดรอยร้าวในแนวทแยง จะขยายตัวไปตามความยาวของผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตและเหล็กทรงน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 4.14 และรูปที่ 4.15 การแพร่ขยายของรอยร้าวจะคล้ายคลึงกับที่พบในงานวิจัยของ Yip et al. (1999) นอกจากนั้นยังพบว่า การฝังเหล็กทรงน้ำ ไม่มีผลกระทบต่อ mode of failure ของคาน ซึ่งการวิบัติของคานทั้ง 3 กลุ่ม สอดคล้องกับทฤษฎีที่ได้ออกแบบไว้ หมายความว่า ถ้าออกแบบให้วิบัติแบบใด แม้ใส่เหล็กทรงน้ำคานก็ยังมี การวิบัติแบบเดิม

4.8 กำลังรับแรงของคาน

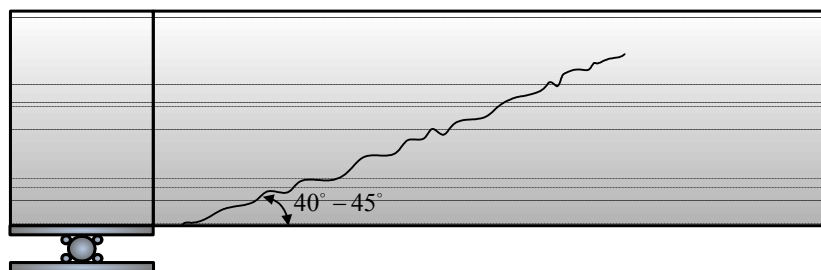
ตารางที่ 4.6 แสดงกำลังรับแรงของคาน จะเห็นว่า คานที่มีเหล็กทรงน้ำฝัง มีกำลังรับแรงที่สถานะใช้งาน ($P_{L/240}$) สูงกว่าคานอ้างอิง 5.8-37.6 เปอร์เซ็นต์ กำลังรับแรงในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น (P_y) มีค่าสูงกว่าคานอ้างอิงอยู่ในช่วง -5.5-12.2 เปอร์เซ็นต์ และกำลังสูงสุด ($P_{L/100}$) มีค่ามากกว่าคานอ้างอิง 9.4-21.8 เปอร์เซ็นต์ นอกจากนี้ยังพบว่า กำลังรับแรงของคานเพิ่มขึ้นตามความยาวระยะฝังของเหล็กทรงน้ำ เพราะเหล็กทรงน้ำที่ฝังอยู่ ช่วยเพิ่มความแกร่งให้แก่คาน

นอกจากนี้ ตารางที่ 4.6 แสดงให้เห็นว่า คาน P-050-30 และ P-050-50 ที่มีความยาวระยะฝังเหล็กทรงน้ำ 500 mm มีกำลังต่ำกว่าคานอ้างอิง 2.8-5.5 เปอร์เซ็นต์ เนื่องจากความยาวของเหล็กทรงน้ำดังกล่าวไม่เพียงพอทำให้รอยร้าวในแนวทแยงที่เกิดขึ้นไม่ตัดผ่านเหล็กทรงน้ำ และความยาวเหล็กทรงน้ำน้อยเกินไปจนไม่สามารถชดเชยเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่มีระยะห่างเพิ่มขึ้นได้ ดังแสดงในรูปที่ 4.16 และรูปที่ 4.17 เมื่อฝังเหล็กทรงน้ำความยาว 1100 และ 1400 mm จะช่วยให้การวิบัติแบบเฉือนทแยงเกิดขึ้นในอัตราที่ช้าลง

ตารางที่ 4.6 กำลังของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

กลุ่มที่	ตัวอย่างทดสอบ	กำลังรับแรง (kN)			กำลังที่เพิ่มขึ้น/ลดลง (%)		
		$P_{L/240}$	P_y	$P_{L/100}$	$P_{L/240}$	P_y	$P_{L/100}$
1	R-000-12	142.14	155.12	171.19	-	-	-
	P-050-12	150.39	163.87	187.21	5.8	5.6	9.4
	P-110-12	154.62	171.80	187.95	8.8	10.5	9.8
	P-140-12	157.66	173.99	188.10	10.9	12.2	9.9
2	R-000-30	153.22	190.51	208.59	-	-	-
	P-050-30	172.80	185.15	-	12.8	-2.8	-
	P-110-30	176.78	198.96	235.08	15.4	4.4	12.7
	P-140-30	200.96	209.18	245.01	31.2	9.8	17.5
3	R-000-50	145.36	185.89	194.73	-	-	-
	P-050-50	160.21	175.67	-	10.2	-5.5	-
	P-110-50	181.72	198.13	227.91	25.0	6.6	17.0
	P-140-50	199.99	203.29	237.20	37.6	9.4	21.8

คานที่ฝังเหล็กทรงน้ำ 500 mm ในกลุ่มที่ (2) และกลุ่มที่ (3) แม้จะแอนตัวได้มากกว่าคานอ้างอิง (ประมาณ 19 ถึง 21 mm เทียบกับ 16.7 mm (ระยะการแอนตัวที่สภาวะใช้งาน $\Delta = L/240$) แต่คานจะเกิดการวิบัติแบบทันทีทันใด ซึ่งไม่ปลอดภัย ดังนั้นในการใช้งานจริง จึงมีความจำเป็นที่จะต้องเปลี่ยนความยาวระยะฝังของเหล็กทรงน้ำเพื่อให้คานมีความปลอดภัยในการใช้งานมากยิ่งขึ้น



รูปที่ 4.16 แผนภาพการวิบัติของคานกลุ่มที่ (2) และกลุ่มที่ (3) ที่มีระยะฝังเหล็กทรงน้ำ 500 mm



รูปที่ 4.17 รูปการวิบัติจริงของคานกลุ่มที่ (2) และกลุ่มที่ (3) ที่มีระยะฝังเหล็กทรงน้ำ 500 mm

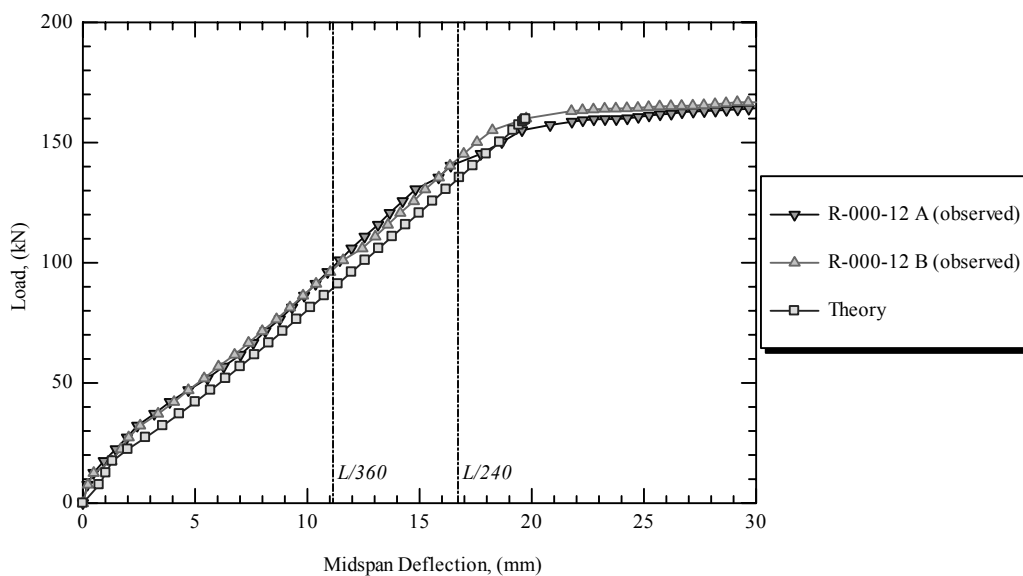
ตารางที่ 4.7 เปรียบเทียบกำลังจากการทดสอบกับการวิเคราะห์ และค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของคาน จะเห็นได้ว่า กำลังรับแรงในช่วงยึดหุ่นเชิงเส้นที่ได้จากการทดสอบมีค่ามากกว่ากำลังตามสมการออกแบบของ ว.ส.ท. และเมื่อนำค่ากำลังที่ได้จากการทดสอบมาหารด้วย กำลังที่ยอมรับได้จากสมการออกแบบของ ว.ส.ท. (ถอดตัวคูณลดกำลัง) จะได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (factor of safety) อยู่ระหว่าง 1.00-1.12 สำหรับคานกลุ่มที่ (1) 1.31-1.49 สำหรับคานกลุ่มที่ (2) และ 1.38-1.59 สำหรับคานกลุ่มที่ (3)

ตารางที่ 4.7 กำลังรับแรงในช่วงยึดหุ่นเชิงเส้นของคานจากการทดสอบและสมการของ ว.ส.ท.

กลุ่มที่	ตัวอย่างทดสอบ	กำลังรับแรง (kN)		FS. = $\frac{P_{y,observed}}{P_{y,predicted}}$
		$P_{y,observed}$	$P_{y,predicted}$	
1	R-000-12	155.12	154.84	1.00
	P-050-12	163.87	154.84	1.06
	P-110-12	171.45	154.84	1.11
	P-140-12	173.99	154.84	1.12
2	R-000-30	190.51	140.80	1.35
	P-050-30	185.15	140.80	1.31
	P-110-30	198.96	140.80	1.41
	P-140-30	209.18	140.80	1.49
3	R-000-50	185.89	127.66	1.45
	P-050-50	175.67	127.66	1.38
	P-110-50	198.13	127.66	1.55
	P-140-50	203.29	127.66	1.59

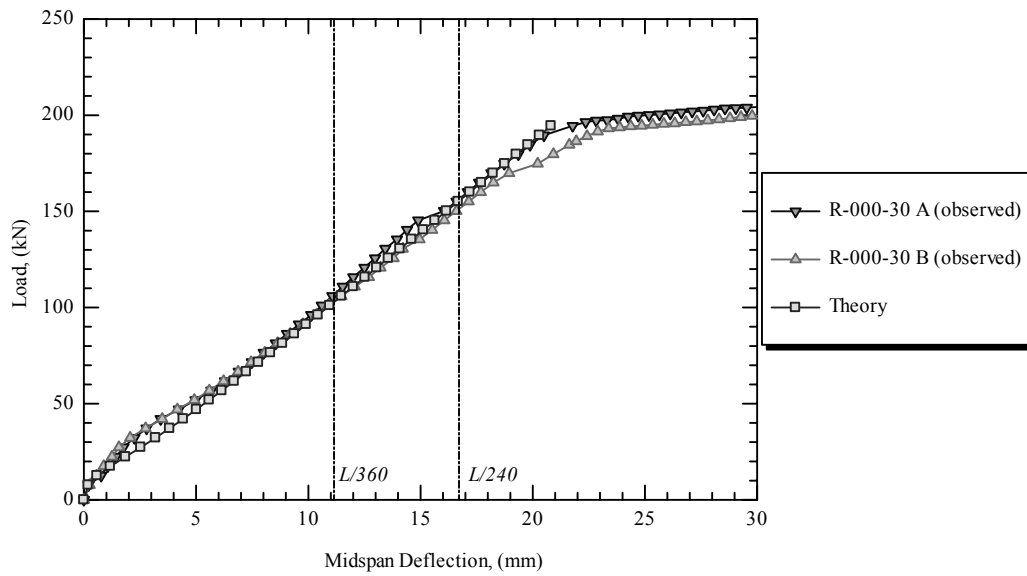
4.9 เปรียบเทียบผลการทดสอบและผลการวิเคราะห์คานในช่วงยึดหยุนเชิงเส้น

เมื่อพิจารณาพฤติกรรมของคานในช่วงยึดหยุนเชิงเส้น การออกแบบโดยวิธีกำลังในมาตรฐาน วสท.1008-38 คู่มือข้อที่ 2.4.4 จะให้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ดังแสดงในรูปที่ 4.18 ถึงรูปที่ 4.20 กำลังเฉลี่ยที่ระยะการแอ่นตัว $L/360$ และ $L/240$ ตามสมการ วสท. ต่างจากค่าที่วัดได้จากการทดสอบประมาณ 9.96 และ 5.08 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 4.8 และตารางที่ 4.9 ทั้งนี้จะมีสาเหตุหลักมาจากค่าความคลาดเคลื่อนต่างๆ ระหว่างการทดสอบจริงกับการวิเคราะห์ที่ไม่สามารถควบคุมได้ (uncontrollable error) เช่น ค่าคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการคำนวณแตกต่างกันเล็กน้อยจากค่าที่จริงของตัวอย่างทดสอบ และค่าความคลาดเคลื่อนที่อยู่ในเครื่องมือวัดต่างๆ เป็นต้น ซึ่งข้อสรุปที่ได้คือ สามารถใช้มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38 ในการออกแบบคานที่ศึกษาได้ โดยคานที่ทดสอบจะมีกำลังและความแกร่งสูงกว่าที่มาตรฐานทำนายเล็กน้อย แต่ในทางปฏิบัติแล้ว ค่าความคลาดเคลื่อนอยู่ในด้านที่ทำให้โครงสร้างปลอดภัย

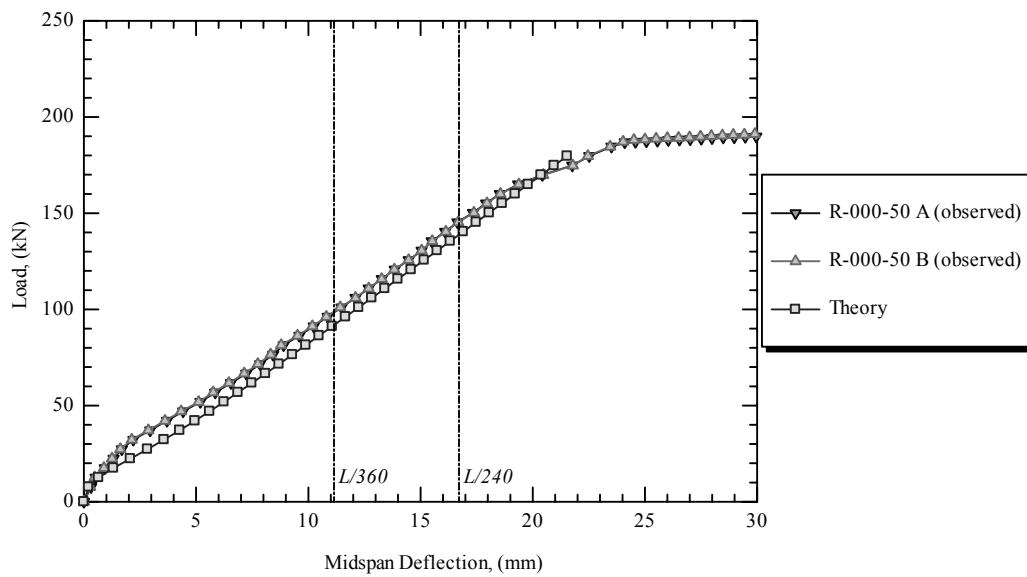


รูปที่ 4.18 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน

R-000-12



รูปที่ 4.19 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน
R-000-30



รูปที่ 4.20 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน
R-000-50

ตารางที่ 4.8 กำลังของคานที่ระยะการแอ่นตัว $L/360$ ($\Delta=11.11$ mm)

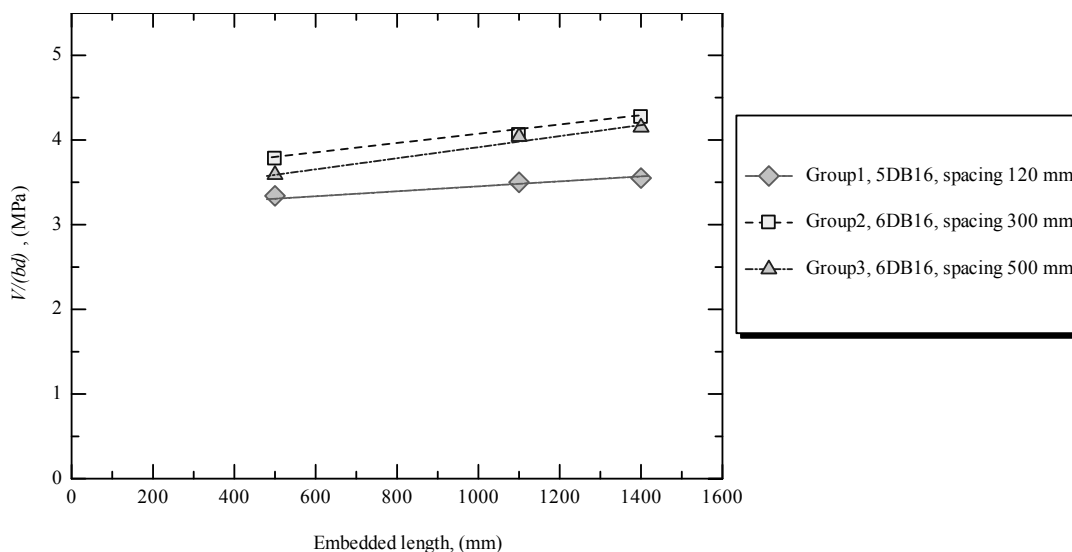
ตัวอย่างทดสอบ	น้ำหนักบรรทุก จากการทดสอบ (kN)	น้ำหนักบรรทุก จากทฤษฎี (kN)	ผลต่าง (%)
R-000-12 A	98.01	89.13	+9.96
R-000-12 B	96.92		+8.74
R-000-30 A	106.40	102.84	+3.46
R-000-30 B	103.06		+0.21
R-000-50 A	98.16	91.56	+7.21
R-000-50 B	98.65		+7.74

ตารางที่ 4.9 กำลังของคานที่ระยะการแอ่นตัว $L/240$ ($\Delta=16.67$ mm)

ตัวอย่างทดสอบ	น้ำหนักบรรทุก จากการทดสอบ (kN)	น้ำหนักบรรทุก จากทฤษฎี (kN)	ผลต่าง (%)
R-000-12 A	141.46	134.56	+5.08
R-000-12 B	142.87		+6.18
R-000-30 A	155.82	155.12	+0.45
R-000-30 B	150.82		-2.77
R-000-50 A	145.27	138.42	+4.95
R-000-50 B	145.33		+4.99

4.10 กำลังรับแรงเฉือนของคาน

รูปที่ 4.21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนและระยะฝั่งของเหล็กรงน้ำ จะเห็นว่า เมื่อระยะฝั่งของเหล็กรงน้ำมีความยาวเพิ่มขึ้น กำลังรับแรงเฉือนจะเพิ่มมากขึ้นด้วย เนื่องจากเหล็กรงน้ำที่ฝั่งอยู่ภายในทำให้คานมีกำลังต้านทานแรงเฉือนเพิ่มขึ้น และเมื่อเปรียบเทียบคานที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงและระยะฝั่งของเหล็กรงน้ำที่เท่ากัน คานกลุ่มที่ (2) จะมีกำลังรับแรงเฉือนสูงกว่า คานกลุ่มที่ (3) 0.4-5.4 เปอร์เซ็นต์ และกำลังรับแรงเฉือนจะเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะฝั่งของเหล็กรงน้ำ



รูปที่ 4.21 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนและระยะฝังของเหล็กทรงน้ำ

4.11 อิทธิพลของเหล็กทรงน้ำ

จากตารางที่ 4.6 พบว่า คานกลุ่มที่(1) และคานกลุ่มที่(2) มีกำลังรับแรงที่สภาวะใช้งาน ($P_{L/240}$) และอัตราส่วนความปลอดภัยสูงขึ้น เมื่อระยะฝังของเหล็กทรงน้ำมีความยาวเพิ่มมากขึ้น เช่นเดียวกับคานกลุ่มที่(3) ที่เป็นเช่นนี้เนื่องจากการฝังเหล็กทรงน้ำทำให้คาน มีค่าความแกร่งเพิ่มขึ้น ซึ่งสังเกตได้จากค่าความชันที่เพิ่มขึ้นของกราฟระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (รูปที่ 4.1 ถึงรูปที่ 4.3) นอกจากนี้ ระยะฝังของเหล็กทรงน้ำจะช่วยให้การวิบัติแบบเฉียดเคียงเกิดขึ้นในอัตราที่ช้าลง เมื่อความยาวระยะฝังของเหล็กทรงน้ำเพิ่มขึ้น พื้นที่ในการต้านทานแรงเฉือนก็จะมีค่ามากขึ้น คานจะสามารถรับน้ำหนักบรรทุกและแรงเฉือนได้เพิ่มมากขึ้น ดังนั้นระยะฝังของเหล็กทรงน้ำจึงเป็นปัจจัยหนึ่งที่ควบคุมความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของคาน

บทที่ 5

สรุปผลงานวิจัย

5.1 บทนำ

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมรับแรง ลักษณะการวิบัติ และผลของความยาวระยะฝั่งเหล็กทรงน้ำต่อกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำฝั่งที่ส่วนรองรับภายใต้แรงกระทำแบบ 4 จุด โดยมีการแปรผัน ระยะห่างความยาวระยะฝั่งของเหล็กทรงน้ำ และระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน จากการศึกษาสามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังนี้

5.2 พฤติกรรมของคาน

5.2.1 พฤติกรรมการรับแรง

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวคาน มีลักษณะกราฟเป็นเส้นตรงสองเส้น ช่วงแรกคานมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น จนกระทั่งแรงกระทำต่อคานมีค่าประมาณ 80-90 เปอร์เซ็นต์ของกำลังสูงสุด ซึ่งเป็นช่วงที่เหล็กเสริมรับแรงดึงเกิดการคราก โดยสังเกตเห็นรอยร้าวเกิดขึ้นใต้ท้องคานบริเวณกึ่งกลางความยาวคาน และค่อยๆ ยับตัวสูงขึ้นในอัตราที่รวดเร็ว จากนั้นจะเข้าสู่ช่วงที่สอง โดยที่ระยะการแอ่นตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนคานวิบัติ

คาน P-050-30 และ P-050-50 มีกำลังรับแรงในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น ต่ำกว่าคานอ้างอิง 2.8-5.5 เปอร์เซ็นต์ เนื่องจากความยาวของระยะฝั่งเหล็กทรงน้ำ (500 mm) มีความยาวไม่เพียงพอและไม่สามารถชดเชยเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่มีระยะเพิ่มขึ้นได้

5.2.2 พฤติกรรมการแอ่นตัว

ระยะการแอ่นตัวของคานจะมีค่าลดลง เมื่อความยาวระยะฝั่งของเหล็กทรงน้ำมีค่าเพิ่มมากขึ้น โดยระยะการแอ่นตัวจะเป็นสัดส่วนโดยตรงกับความยาวระยะฝั่งของเหล็กทรงน้ำ

5.2.3 ลักษณะการวิบัติ

คานกลุ่มที่(1) วิบัติแบบ flexural failure โดยช่วงแรกคอนกรีตที่ผิวล่างบริเวณกึ่งกลางคานจะเกิดรอยร้าวในแนวตั้งขึ้น จากนั้นรอยร้าวดังกล่าวจะค่อยๆ เพิ่มและขยายตัวสูงขึ้นเมื่อแรงกระทำมีค่าเพิ่มมากขึ้น ขณะที่ระยะการแอ่นตัวของคานมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนกระทั่งคานเกิดการวิบัติ ซึ่งเป็นการวิบัติแบบค่อยเป็นค่อยไป

คานกลุ่มที่ (2) และกลุ่มที่ (3) มีการวิบัติแบบเฉือนทแยง (diagonal shear failure) โดยช่วงแรกรอยร้าวในแนวตั้งจะเกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางคาน เมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าเพิ่มมากขึ้น จนกระทั่งแรงดึงทแยง มีค่ามากกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตและเหล็กเสริม คานจะเกิดรอยร้าวในแนวทแยงค่อยๆ ขยายไปตามความยาวของผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตและเหล็กคาน น้ำหนักบรรทุกจะลดลง เหล็กคานจะดึงออกจนสุดปลายเหล็กคาน จากนั้นการวิบัติแบบเฉือนทแยงจะเกิดขึ้นอย่างทันทีทันใด โดยทำมุมประมาณ 40-45 องศา กับแนวแกน

นอกจากนี้การฝังเหล็กคานน้ำ ไม่มีผลกระทบต่อรูปแบบการวิบัติของคาน หมายความว่า ถ้าออกแบบให้วิบัติแบบใด แม้ใส่เหล็กคานน้ำคานก็ยังมีรูปแบบเดิม

5.2.4 ผลของระยะห่างระหว่างเหล็กรับแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงของคาน

เมื่อระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีค่าเพิ่มขึ้น กำลังรับแรงของคานที่มีเหล็กคานน้ำฝัง จะมีแนวโน้มลดลง และความแกร่งของคานที่มีเหล็กคานน้ำฝัง จะมีแนวโน้มสูงขึ้น เมื่อระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีค่าลดลง

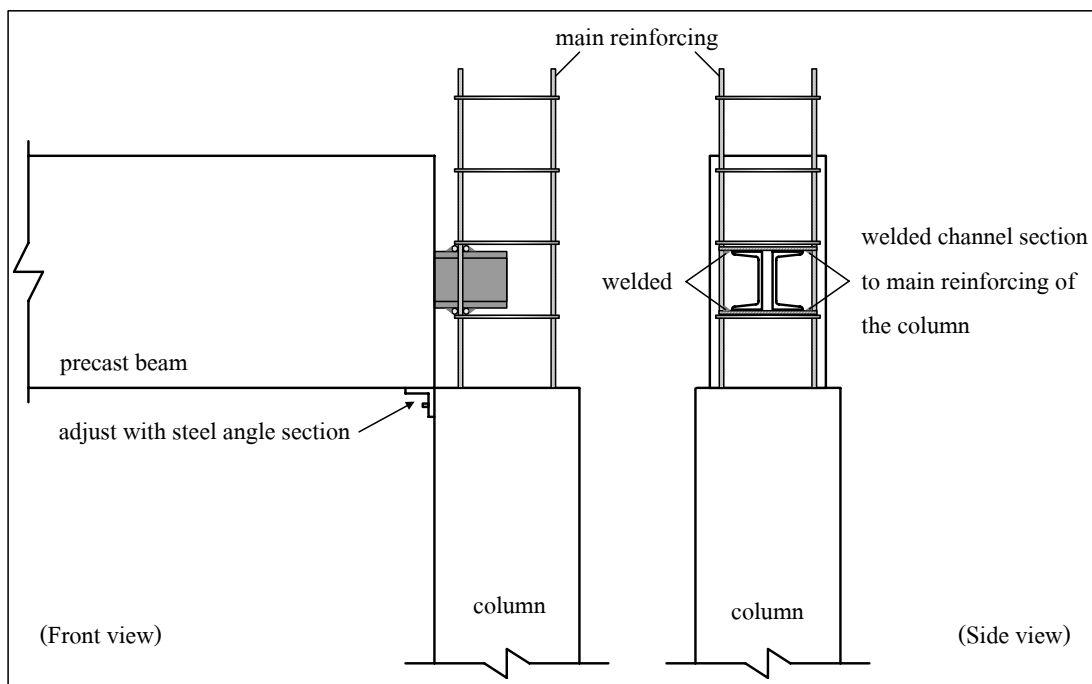
5.2.5 ผลของระยะฝังของเหล็กคานน้ำต่อกำลังรับแรงของคาน

เมื่อความยาวระยะฝังของเหล็กคานน้ำมีค่าเพิ่มขึ้น กำลังรับแรงของคานจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น โดยที่คานที่มีเหล็กคานน้ำฝัง มีกำลังที่สภาวะใช้งานที่ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ $L/240$ สูงกว่าคานอ้างอิง 5.8-37.6 เปอร์เซ็นต์ ดังนั้นระยะฝังของเหล็กคานน้ำเป็นปัจจัยหนึ่งที่ควบคุมความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของคาน

กำลังรับแรงเฉือนของคานจะมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อความยาวระยะฝังของเหล็กคานน้ำมีค่าเพิ่มมากขึ้น ซึ่งกำลังรับแรงเฉือนจะแปรผันตามความยาวระยะฝังของเหล็กคานน้ำแบบเชิงเส้นตรง นอกจากนี้ คานที่มีเหล็กคานน้ำฝังที่ทดสอบได้มีอัตราส่วนความปลอดภัยเมื่อเทียบกับสมการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กของ ว.ส.ท. อยู่ในช่วงระหว่าง 1.06 ถึง 1.59

5.3 ข้อเสนอแนะเพื่อการใช้งาน

ในการติดตั้งคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กคานน้ำฝังที่ส่วนรองรับ ควรเชื่อมส่วนปลายเหล็กคานน้ำที่ยื่นออกมาจากตัวคานเข้ากับเหล็กเสริมหลักของเสา เพื่อเพิ่มความแกร่งและความมั่นคงแข็งแรงให้แก่องค์อาคาร ดังแสดงในรูปที่ 5.1 นอกจากนี้ทางผู้วิจัยแนะนำให้เลือกใช้คาน P-050-12 เนื่องจากมีความยาวเหล็กคานน้ำสั้นที่สุด ทำให้ราคาค่าก่อสร้างต่ำกว่าคานที่มีความยาว 1100 และ 1400 mm และยังมีลักษณะการวิบัติแบบ flexural failure แบบค่อยเป็นค่อยไป ซึ่งการวิบัติดังกล่าวเปรียบเสมือนเครื่องเตือนภัย ก่อนที่โครงสร้างจะเกิดการวิบัติ



รูปที่ 5.1 การติดตั้งคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กกรงน้ำฝังที่ส่วนรองรับเข้ากับเสา

5.4 ข้อจำกัดของงานวิจัย

- 5.4.1) งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมเบื้องต้นของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กกรงน้ำฝังที่ส่วนรองรับ โดยใช้แรงกระทำแบบ 4 จุดเท่านั้น ซึ่งแตกต่างกับสถานะการใช้งานจริงที่เป็นน้ำหนักบรรทุกทุกซึ่งถ่ายแรงจากแผ่นพื้นในลักษณะแบบแผ่กระจายสม่ำเสมอ
- 5.4.2) ความยาวของคานมีเพียงค่าเดียว คือ 4.00 m ซึ่งอาจจะน้อยเกินไป ทำให้ผลการทดสอบไม่ครอบคลุมเท่าที่ควร

5.5 ข้อเสนอแนะในงานวิจัยต่อไป

- 5.5.1) ควรมีการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงกระทำแบบพลศาสตร์ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กกรงน้ำฝังที่ส่วนรองรับ
- 5.5.2) ความยาวระยะฝังของเหล็กกรงน้ำควรมีค่ามากกว่า 3 ค่านี้ เช่น 700, 900 mm เพื่อให้การศึกษาที่ได้มีความละเอียดมากยิ่งขึ้น
- 5.5.3) เพิ่มความยาวของคานที่ใช้ในงานวิจัย เพื่อให้ผลงานวิจัยครอบคลุมถึงการใช้งานจริง

รายการอ้างอิง

- ASTM C469-94, **Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ration of Concrete in Compression**. Annual Book of ASTM Standard, Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- Elliott, K.S. (2002). **Precast Concrete Structures**. Great Britain: Butterworth-Heinemann.
- Haas, A.M. (1983). **Precast Concrete Design and Applications**. Essex: Applied Science Publishers Ltd.
- Leet, K.M. and Bernal, D. (1997). **Reinforced Concrete Design**. Third international edition, Singapore: Mcgraw-Hill.
- MacGregor, J.G. (1992). **Reinforced Concrete Mechanics and Design**. Second edition, New Jersey: Prentice-Hall, Inc.
- McCormac, J.C. (1998). **Design of Reinforced Concrete**. Fourth edition, California: Addison Wesley Longman Inc.
- Myers, J.J. (1999). **How to Achieve a Higher Modulus of Elasticity**. Missouri: HPC Bridge Views, FHWA Sponsored, NCBC Co-Sponsored Newsletter, Issue No.5, Sept/Oct.
- Nawy, E.G. (2000). **Reinforced Concrete a Fundamental Approach**. Fourth edition, New Jersey: Prentice-Hall Inc.
- Nilson, A.H. (1997). **Design of Concrete Structures**. Twelfth international edition, Singapore: McGraw-Hill.
- Richardson, J.G. (1973). **Precast Concrete Production**. London: George Berridge & Co. Ltd.
- Sibunruang, T. (1977). **Construction Methods of Public Housing in Thailand**. Bangkok: International Conference on Low Income Housing-Techmology and Policy: 903-917.
- Thosuwan, P. and Manachaichan, D. (2001). **Comparison of Precast Concrete Member with Cast-in-place for High-Rise Building**. Bangkok: Civil Construction and Wood-Working. King Mongkut's Institute of Technology North Bangkok.

- Wang, C.K. and Salmon C.G. (1992). **Reinforced Concrete Design**. Fifth edition, New York: Haper Collins Publishers Inc.
- Yip, W.K., Teng, S., Ting, S.K. and Hu, H.B. (1999). **Behaviour of Precast Reinforced Concrete Beams with Structural Steel I-Section Embedded at the Support Sections**. Kochi, Japan: The Seventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction: 973-978.
- กรรม คำลือ และสิทธิชัย แสงอาทิตย์ (2548). **พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปแบบอัดแรงบางส่วนภายใต้แรงกระทำตามขวาง**. ชลบุรี: การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10: STR58-63.
- จักษดา ชำรงวุฒิ และสิทธิชัย แสงอาทิตย์ (2548). **คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กรงน้ำฝังที่ส่วนรองรับภายใต้แรงกระทำเป็นจุดตามขวาง**. ชลบุรี: การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10: STR1-6.
- จักษดา ชำรงวุฒิ และสิทธิชัย แสงอาทิตย์ (2548). **ผลของความยาวระยะฝังเหล็กรงน้ำที่มีต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป**. นครราชสีมา: การพัฒนากลุ่มงานวิจัยในเครือข่ายอุดมศึกษา นครราชสีมา: 57-60.
- บุญไชย สถิติมั่นในธรรม (2540). **การก่อสร้างด้วยระบบขึ้นส่วนสำเร็จรูป**. กรุงเทพฯ: วารสารสมาคมอุตสาหกรรมผลิตภัณฑ์คอนกรีตไทย: 33-35.
- พรศักดิ์ สิมะพรชัย (2540). **การทำงานระบบ Precast Concrete Construction**. กรุงเทพฯ: วารสารสมาคมอุตสาหกรรมผลิตภัณฑ์คอนกรีตไทย: 35-36.
- พันธุ์ดา พุฒิปาโรจน์ (2539). **การก่อสร้างอาคารพักอาศัยสูงหลายชั้นด้วยระบบขึ้นส่วนสำเร็จรูป**. กรุงเทพฯ: วารสารสมาคมอุตสาหกรรมผลิตภัณฑ์คอนกรีตไทย: 25-29.
- พิภพ สุนทรสมัย (2543). **วัสดุวิศวกรรมการก่อสร้าง**. กรุงเทพฯ: สมาคมส่งเสริมเทคโนโลยีไทย-ญี่ปุ่น.
- มงคล จีระวัชรเดช (2542). **การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก**. สาขาวิศวกรรมโยธา, สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์: มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.
- มงคล จีระวัชรเดช (2543). **การออกแบบโครงสร้างเหล็ก**. พิมพ์ครั้งที่ 2, สาขาวิศวกรรมโยธา, สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์: มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.
- มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 20-2543). **เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต : เหล็กเส้นกลม**. กรุงเทพฯ: กระทรวงอุตสาหกรรม.

มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 24-2536). **เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต : เหล็กข้ออ้อย.**

กรุงเทพฯ: กระทรวงอุตสาหกรรม.

มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 409-2525). **วิธีการทดสอบความต้านทานของแท่ง**

คอนกรีต. กรุงเทพฯ: กระทรวงอุตสาหกรรม.

มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 1227-2539). **เหล็กเส้นโครงสร้างรูปพรรณรีดร้อน.**

กรุงเทพฯ: กระทรวงอุตสาหกรรม.

วินิต ช่อวิเชียร (2540). **การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก.** ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะ

วิศวกรรมศาสตร์: จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

วินิต ช่อวิเชียร (2539). **คอนกรีตเทคโนโลยี. พิมพ์ครั้งที่ 8.** ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะ

วิศวกรรมศาสตร์: จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ (2538). **มาตรฐานการสำหรับออกแบบ**

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง. มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008.38, กรุงเทพฯ: วิศวกรรม

สถานแห่งประเทศไทย.

วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ (2544). **ศัพท์วิทยาการวิศวกรรมโยธา.**

กรุงเทพฯ: วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย.

ศรีกริช หิรัญมาศ (2544). **คอนกรีตเสริมเหล็ก พฤติกรรมและการออกแบบ.** ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

, คณะวิศวกรรมศาสตร์: สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง.

สิทธิชัย แสงอาทิตย์ (2541). **คู่มือปฏิบัติการทดสอบวัสดุ.** สาขาวิศวกรรมโยธา, สำนักวิชา

วิศวกรรมศาสตร์: มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

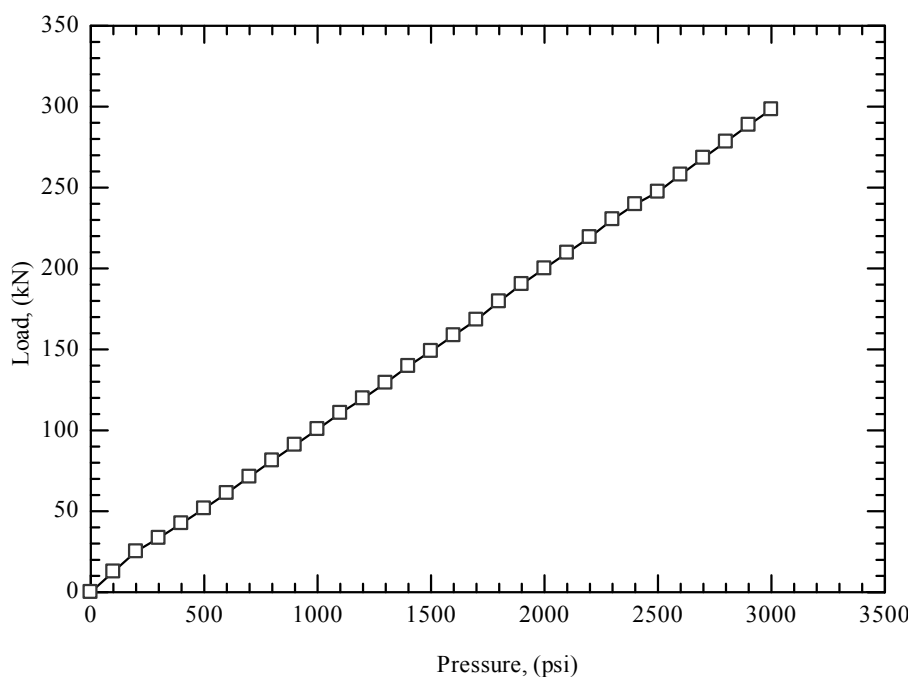
ภาคผนวก ก

ผลการสอบเทียบ Hydraulic ram

ผลการสอบเทียบเครื่องสูบล้ำ Hydraulic

จากผลการสอบเทียบเครื่องสูบล้ำ Hydraulic กับเครื่องกด UTM พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากเครื่อง UTM กับความดันที่ได้จากเครื่องสูบล้ำ Hydraulic มีลักษณะแสดงดังรูปที่ ก.1 ซึ่งสามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับความดันได้ดังนี้

$$\text{Load (kN)} = 0.0996 \times \text{Pressure (psi)}$$



รูปที่ ก.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากเครื่อง UTM กับความดันที่ได้จากเครื่องสูบล้ำ Hydraulic

ภาคผนวก ข

วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

ข1. คอนกรีต

คอนกรีต เป็นวัสดุผสม (composite material) ที่ได้จากการผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์กับวัสดุผสม ได้แก่ ทราย หินหรือกรวด ซึ่งรวมเรียกว่า มวลรวม (aggregates) และน้ำผสมเข้าด้วยกันตามอัตราส่วนที่กำหนดไว้ โดยให้ส่วนผสมของคอนกรีตที่เหลวพอเทได้และสะดวกในการใช้งาน (good workability) คอนกรีตที่ดีนั้น ได้จากการที่อนุภาคของมวลรวมทั้งหมด (all-in aggregate) ทั้งอนุภาคเล็กและใหญ่ ทุกๆอนุภาคถูกเคลือบและหุ้มไว้ด้วยซีเมนต์เพสต์ (cement paste) ซึ่งทำให้เกิดปฏิกิริยาทางเคมีระหว่างกัน ทำให้เกิดเป็นคุณสมบัติจับตัวเกาะแน่นกับวัสดุผสมได้ โดยทั่วไปคอนกรีตจะแข็งตัวเมื่ออายุประมาณ 24 ชั่วโมง และเมื่อได้รับการบ่มชื้นจะสามารถพัฒนากำลังรับแรงอัดได้ดีขึ้นเรื่อยๆ ตามอายุ ทั้งนี้ความแข็งแรงและความทนทานของคอนกรีตจะขึ้นอยู่กับสัดส่วนของการผสมที่ใช้

ข.1.1 ส่วนผสมสำหรับคอนกรีต

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (portland cement)

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ เป็นวัสดุก่อสร้างที่สำคัญในการก่อสร้างทางวิศวกรรม เพราะเมื่อนำไปผสมรวมกับทราย และน้ำ จะได้เป็นมอร์ตาร์ (mortar) ซึ่งนำไปใช้เป็นปูนก่อ สำหรับงานก่ออิฐ หรือ ปูนฉาบ สำหรับงานฉาบปูน เป็นต้น และหากนำไปผสมรวมกับหิน ทราย และน้ำด้วยอัตราส่วนที่เหมาะสมจะได้เป็นคอนกรีต (concrete)

โดยทั่วไปปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์จะแบ่งเป็น 5 ชนิดตามตารางที่ ข.1

ตารางที่ ข.1 ชนิดของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

ชนิด	ประเภท	การใช้งานหรือคุณลักษณะทั่วไป
I	ทั่วไป	ใช้ในงานทั่วไป
II	ปานกลาง	มีความต้านทานต่อซัลเฟตดีกว่าชนิดที่ I และมีความร้อนปานกลาง
III	High strength	ให้กำลังได้รวดเร็ว ถอดแบบได้เร็ว ใช้เร่งงานก่อสร้าง
IV	ความร้อนต่ำ	มีความร้อนต่ำ ใช้ในงานก่อสร้างที่มีหน้าตัดใหญ่ เช่น เขื่อน
V	ต้านทานซัลเฟต	ใช้เมื่อคอนกรีตอยู่ในที่ที่มีซัลเฟตสูง

ในงานก่อสร้างทั่วไป จะใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทหนึ่ง (ordinary portland cement) แต่ในงานก่อสร้างที่ต้องการใช้งานเร็ว หรือรีบแบบเร็ว จะใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

ประเภทสาม (high-early strength portland cement) หรือที่เรียกว่า ซูเปอร์ซีเมนต์ ส่วนในงานก่อสร้างที่อยู่ในสถานที่ที่มีการกระทำของซัลเฟตรุนแรง ก็จะใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทห้า (sulfate-resistant portland cement)

วัสดุผสม (aggregates)

วัสดุผสมที่ใช้เป็นส่วนผสมของคอนกรีต ได้แก่ หินย่อย กรวด และทราย ซึ่งต้องแข็งแรง ทนทาน สามารถรับแรงอัดได้ดี ไม่ขยายตัวมาก และไม่มีสารเคมีเจือปน นอกจากนี้วัสดุผสมต้องมีขนาดใหญ่-เล็กกละกัณฑ์เพื่อช่วยให้ได้คอนกรีตที่มีเนื้อแน่นสม่ำเสมอ มีช่องว่างระหว่างก้อนน้อย ทำให้ใช้ซีเมนต์เพสต์ที่น้อยลงและราคาของคอนกรีตก็ถูกลง

น้ำ (water)

น้ำที่ใช้ผสมคอนกรีต ต้องสะอาดมีความขุ่นได้ไม่เกิน 2,000 ppm. (ส่วนในล้าน) ปราศจากกรด ด่าง น้ำมันและสารอินทรีย์อื่นๆ ในปริมาณที่จะเป็นอันตรายต่อคอนกรีตหรือเหล็กเสริม โดยปกติน้ำประปาและน้ำจืดตามธรรมชาติส่วนใหญ่ ถือว่ามีคุณภาพดีพอสำหรับงานคอนกรีต นอกจากนั้นหน้าที่หลักของน้ำในการใช้ผสมคอนกรีต คือ

- ทำหน้าที่เข้าผสมกับปูนซีเมนต์และทำปฏิกิริยาทางเคมีแล้วเกิดความร้อน ที่เรียกว่า heat of hydration ทำให้ผงซีเมนต์นั้นกลายเป็นวุ้น และเป็นซีเมนต์เหนียว ซึ่งเป็นตัวประสานผิวระหว่างเม็ดของวัสดุผสม เกาะยึดกันแน่นเมื่อแข็งตัว
- ทำหน้าที่เคลือบหินและทรายให้เปียก เพื่อให้ปูนซีเมนต์เข้าเกาะ โดยรอบและแข็งตัวยึดติดกันแน่น
- ทำหน้าที่หล่อลื่นให้วัสดุทั้ง 3 อย่างนี้ เกิดความเหลว สามารถเทและเขย่าเข้าแบบหล่อให้เป็นรูปต่างๆ ได้

สารผสมเพิ่ม (admixtures)

ในการทำงานบางครั้งอาจต้องใช้สารผสมเพิ่มในส่วนผสมของคอนกรีต เพื่อปรับปรุงให้คอนกรีตสดหรือคอนกรีตที่แข็งตัวแล้วมีคุณสมบัติอื่นที่ต้องการ เช่น ให้คอนกรีตสดมีความสามารถในการเทได้ดีขึ้น หรือก่อตัวช้าลง ประเภทของสารผสมเพิ่มที่นิยมใช้ประกอบด้วย

- สารเพิ่มฟองอากาศ (air-entraining admixture) ตามมาตรฐาน ASTM C 260 ซึ่ง เป็นสารอินทรีย์ละลายน้ำ ช่วยเพิ่มปริมาณฟองอากาศในเนื้อคอนกรีต

- สารเคมีผสมเพิ่ม (chemical admixture) ตามมาตรฐาน ASTM C 494 ซึ่งเป็นสารประกอบเคมีที่ละลายน้ำ เพื่อปรับปรุงคุณภาพของคอนกรีตสด เช่น สารลดปริมาณน้ำ สารหน่วงหรือเร่งการก่อตัว เป็นต้น
- สารผสมเพิ่มแบบแร่ธาตุ (mineral admixture) ตามมาตรฐาน ASTM C 618 ซึ่งเป็นวัสดุผงละเอียด เพื่อปรับปรุงคุณภาพของคอนกรีตสดและคอนกรีตที่แข็งตัวแล้ว โดยการช่วยปรับส่วนขนาดผลของวัสดุผสมให้ดีขึ้น และยังช่วยลดปริมาณปูนซีเมนต์ลงได้บางส่วน ได้แก่ เช่น เถ้าลอย วัสดุปอซโซลานและซิลิกาฟูม
- สารผสมเพิ่มอื่นๆ (miscellaneous admixtures) เป็นสารผสมเพิ่มที่ยังไม่จัดอยู่ในมาตรฐานของ ASTM ได้แก่ สารเพิ่มการยึดเหนี่ยว (bonding agent) สารลดการกัดกร่อน (corrosion agent) เป็นต้น

ข.1.2 การบ่มคอนกรีต

การบ่มคอนกรีต (curing) เป็นการควบคุมและป้องกันมิให้น้ำที่เหลือจากการทำปฏิกิริยากับซีเมนต์ ระเหยออกมาจากคอนกรีตที่เทลงแบบหล่อและแข็งตัวแล้ว เร็วเกินไป เพื่อให้คอนกรีตมีคุณสมบัติในการรับแรงและทนทานตามต้องการ ซึ่งระยะเวลาการบ่มคอนกรีตขึ้นอยู่กับชนิดของปูนซีเมนต์ที่ใช้ ส่วนผสมของคอนกรีต กำลังของคอนกรีตที่ต้องการ อุณหภูมิและความชื้นขณะทำการบ่ม ตลอดจนระยะเวลาในการบ่มให้นับจากวันที่หล่อคอนกรีตเสร็จแล้ว 24 ชั่วโมงเป็นต้นไป โดยทั่วไปแล้วคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ชนิดธรรมดา ควรได้รับการบ่มขึ้นติดต่อกันอย่างน้อย 7-14 วัน ปูนซีเมนต์ชนิดให้ความแข็งแรงสูงต้องการเวลาน้อยกว่าประมาณครึ่งหนึ่ง และปูนซีเมนต์ชนิดแข็งตัวช้าต้องการเวลามากกว่าปูนซีเมนต์ชนิดธรรมดา ดังตารางที่ ข.2 ซึ่งกำหนดเวลาอย่างน้อยที่สุดที่คอนกรีตควรได้รับการบ่ม ก่อนถอดแบบหล่อคอนกรีต

ตารางที่ ข.2 ระยะเวลาบ่มคอนกรีต

ประเภทของงานคอนกรีต	ระยะเวลาบ่มคอนกรีตของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1, วัน
เสา คาน และกำแพง	7
พื้น พื้นถนนในบ้าน	8
ถนนชั้นหนึ่ง หรือลานบิน	14
โครงสร้างโค้งหรือพิเศษอื่นๆ	14

ข.1.3 คุณสมบัติของคอนกรีตที่แข็งตัวแล้ว

กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

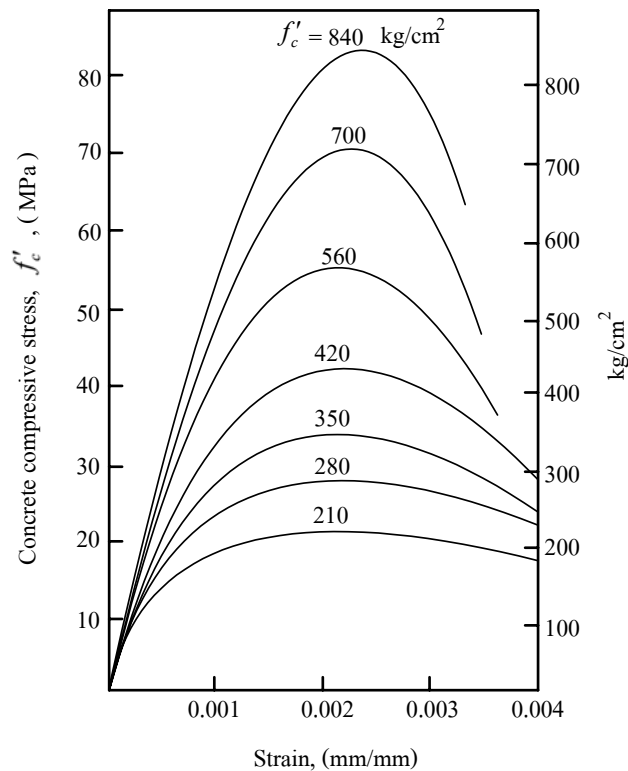
คุณสมบัติที่สำคัญที่สุดที่ต้องการของคอนกรีตเมื่อแข็งตัวแล้วคือ กำลังต้านทานแรงอัด เนื่องจากพบว่า กำลังต้านทานหรือกำลังรับแรงแบบอื่นของคอนกรีต เช่น กำลังต้านทานแรงดึง กำลังต้านทานแรงคด กำลังต้านทานแรงเฉือน และกำลังยึดเหนี่ยว รวมทั้งความทนทานและการเปลี่ยนแปลงปริมาตร ล้วนเป็นสัดส่วนเทียบได้กับ กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตทั้งสิ้น ซึ่งหมายความว่า เมื่อคอนกรีตมีกำลังต้านทานแรงอัดสูง กำลังต้านทานแรงอย่างอื่นหรือความทนทานก็จะสูงตามไปด้วย

การทดสอบหาลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตให้ปฏิบัติตามวิธีของ ASTM C39 โดยการกดหรืออัดแรงตามแนวแกนของแท่งทดสอบมาตรฐานอย่างช้าๆ ด้วยเครื่องทดสอบจนกระทั่งคอนกรีตถูกอัดแตก และเมื่อหารน้ำหนักกดอัดสูงสุดที่ได้ด้วยเนื้อที่หน้าตัดของแท่งตัวอย่างที่รับแรงกระทำ จะเป็นค่ากำลังต้านทานแรงกดอัดสูงสุด (f'_c) ของแท่งคอนกรีตนั้น กำลังของคอนกรีตจะถือเป็นที่ยอมรับได้เมื่อผลเฉลี่ยกำลังอัดของการทดสอบ 3 ครั้งต่อเนื่องกันให้ค่าเท่ากับหรือมากกว่ากำลังรับแรงกดอัดสูงสุดที่กำหนด โดยที่กำลังอัดของการทดสอบแต่ละครั้ง อาจให้ค่าต่ำกว่ากำลังรับแรงกดอัดสูงสุดได้ไม่เกิน 3.5 MPa (35 kg/cm²)

จากรูปที่ ข.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับค่าความเครียดของแท่งคอนกรีตมาตรฐานที่มีกำลังต้านทานแรงอัดต่างๆ กัน เมื่อรับแรงกดอัดตามแนวแกนอย่างเดียว (uniaxial stress) จนกระทั่งคอนกรีตถูกอัดแตก จะเห็นได้ว่าจากจุดเริ่มต้นที่รับน้ำหนักจนถึงระดับของหน่วยแรงอัดประมาณ 40-50 เปอร์เซ็นต์ของกำลังรับแรงกดอัดสูงสุด ความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเป็นเส้น โค้งเล็กน้อยซึ่งดูเหมือนเป็นเส้นตรง อย่างไรก็ดี ในทางปฏิบัติเมื่อคอนกรีตรับน้ำหนักอยู่ในช่วงใช้งานและกระทำในช่วงระยะเวลาสั้นๆ (short-time loading) มักจะสมมติว่าคอนกรีตมีค่าความเครียดเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยแรงอัดที่กระทำ

เมื่อหน่วยแรงอัดเพิ่มสูงขึ้น ความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเป็นเส้น โค้งคล้ายพาราโบลา ซึ่งพบว่าที่หน่วยแรงอัดสูงสุดคอนกรีตจะมีความเครียดประมาณ 0.002 mm/mm และแท่งคอนกรีตยังสามารถต้านแรงอัดต่อไปได้ ในขณะที่ความเครียดมีค่าเพิ่มมากขึ้น แต่หน่วยแรงอัดจะลดลงเรื่อยๆ จนกระทั่งวิบัติที่ค่าความเครียดสูงสุดประมาณ 0.003-0.004 mm/mm (มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38 กำหนดให้ใช้ค่าความเครียดสูงสุดของคอนกรีตเท่ากับ 0.003 mm/mm) และจากรูปที่ ข.1 จะสังเกตเห็นว่า คอนกรีตที่มีกำลังต้านทานแรงอัดสูง หน่วยแรงอัดจะลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อเลยจากหน่วยแรงอัดสูงสุดไปแล้ว แต่คอนกรีตที่มีกำลังต้านทานแรงอัดต่ำกว่าหน่วยแรงอัดจะลดลง

อย่างช้าๆ และมีค่าความเครียดสูงสุดมากกว่า ซึ่งแสดงว่า คอนกรีตที่มีกำลังต่ำกว่าจะมีความเหนียว (ductility) มากกว่าคอนกรีตที่มีกำลังสูงกว่า



รูปที่ ข.1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับความเครียดคดโค้งของคอนกรีต
(Wang, 1992)

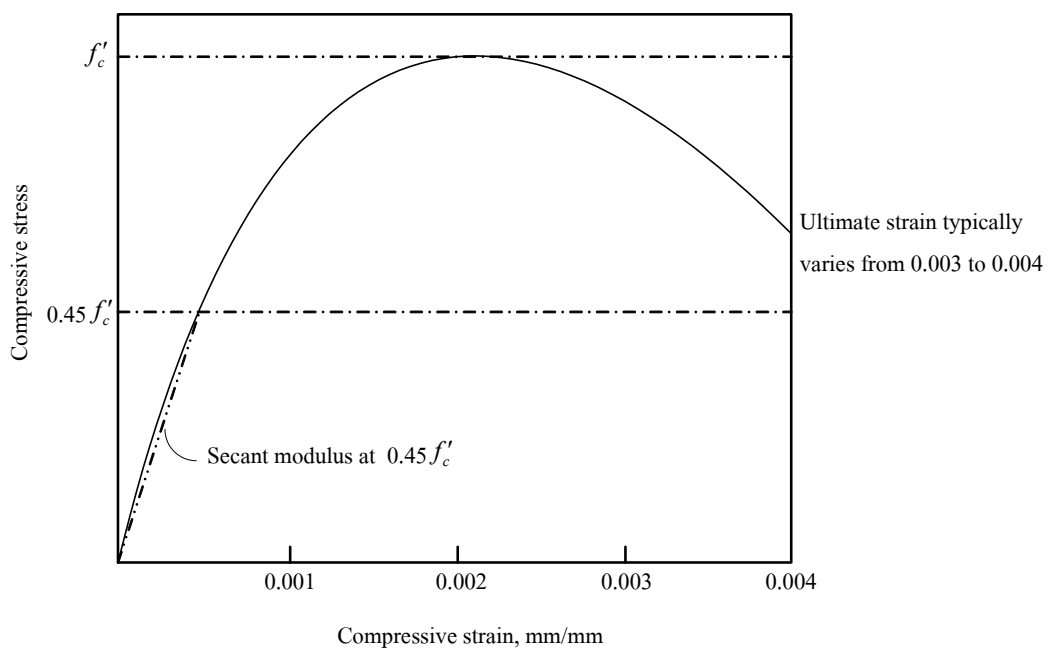
กำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต

กำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต (tensile strength) มีค่าแปรเปลี่ยนมาก อยู่ในช่วงประมาณ 8-15 เปอร์เซ็นต์ของกำลังรับแรงอัด ความแตกต่างระหว่างกำลังต้านทานแรงดึงและกำลังรับแรงอัด เป็นผลมาจากรอยแตกร้าวเล็กๆ ที่มีอยู่ทั่วไปในเนื้อคอนกรีต รอยแตกร้าวจะไม่มีผลต่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต เนื่องจากแรงอัดจะบีบรอยแตกร้าวเข้าหากันและถ่ายแรงผ่านรอยแตก ดังนั้นเนื้อคอนกรีตทั้งส่วนที่มีรอยแตกและไม่มีรอยแตกก็จะช่วยกันส่งถ่ายแรงอัด แต่ภายใต้แรงดึง การกระจายหน่วยแรงผ่านหน้าตัดจะเปลี่ยนแปลงไป เนื่องจากแรงดึงไม่สามารถถ่ายผ่านรอยแตก แต่จะถ่ายผ่านเฉพาะในพื้นที่ที่ไม่มีรอยแตกเท่านั้น ทำให้พื้นที่ประสิทธิผลในการส่งผ่านแรงดึงมีน้อยกว่าพื้นที่ทั้งหมดของหน้าตัด หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงจะมีค่าสูงกว่าหน่วยแรงเฉลี่ย ทำให้รอย

แต่ถ้าเกิดการขยายตัว รวมทั้งหน่วยแรงจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว และนำไปสู่การวิบัติ แต่ในการคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก จะไม่นำกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตมาพิจารณา โดยพิจารณาให้เหล็กเสริมทำหน้าที่รับแรงดึงแทน

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (modulus of elasticity), E_c เป็นตัวแสดงถึงความต้านทานต่อการเสียรูป (deformation) ของคอนกรีตเมื่อมีแรงกดอัดมากระทำ จากการทดสอบจะพบว่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าแปรเปลี่ยนตามกำลังของคอนกรีต หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต ตลอดจนขนาดและระยะเวลาที่รับน้ำหนักบรรทุก เมื่อคอนกรีตรับน้ำหนักบรรทุกอยู่ในช่วงใช้งานและกระทำในช่วงเวลาสั้นๆ ซึ่งอาจจะสมมติให้คอนกรีตเป็นวัสดุยืดหยุ่น (elastic materials) ได้โดยมีความเครียด (elastic strain) เป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยแรงอัดที่กระทำ แต่เมื่อคอนกรีตรับน้ำหนักบรรทุกคงค้างเป็นเวลานานๆ (long-term loading) ต้องพิจารณารวมความเครียดแบบพลาสติก (plastic strain) ด้วยเพราะโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตจะลดลงทำให้คอนกรีตเกิดการเสียรูปมากขึ้น



รูปที่ ข.2 วิธีการหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

(Wang, 1992)

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต หาได้จากอัตราส่วนของหน่วยแรงอัดต่อความเครียดเชิงเส้นของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบ หากำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต โดยทั่วไปความสัมพันธ์นี้มีลักษณะเป็นรูปโค้งพาราโบลา ซึ่งการหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตนั้น มาตรฐาน ACI และ ว.ส.ท. ใช้วิธี Secant Modulus ซึ่งคำนวณจากความลาดเอียงของเส้นที่ลากจากจุดเริ่มต้นกับจุดใดๆ ที่ต้องการหา ซึ่งมักพิจารณาที่จุดซึ่งมีหน่วยแรงอัดเท่ากับ 45 เปอร์เซ็นต์ของหน่วยแรงอัดสูงสุด ($0.45f'_c$) บนเส้นสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับความเครียดโดยถือว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่หาโดยวิธีการนี้เป็นค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่แท้จริงของคอนกรีตในช่วงใช้งาน เนื่องจากได้พิจารณารวมถึงความเครียดแบบพลาสติกเข้าไปด้วย มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38 กำหนดสูตรสำหรับหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต โดยให้ขึ้นกับกำลังต้านทานแรงอัดสูงสุดและหน่วยน้ำหนักของคอนกรีต ดังสมการที่ ข.1

$$E_c = 4,270w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad , \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ข.1})$$

หรือ

$$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad , \text{ MPa}$$

เมื่อ E_c คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (kg/cm^2)
 w_c คือ หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต (ton/m^3)
 f'_c คือ กำลังอัดสูงสุดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกเมื่ออายุ 28 วัน (kg/cm^2)

ดังนั้น สำหรับคอนกรีตธรรมดา ที่มีหน่วยน้ำหนัก $w_c = 2,323 \text{ kg/m}^3$ จะได้ตามสมการที่ ข.2

$$E_c = 15,100\sqrt{f'_c} \quad , \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ข.2})$$

หรือ

$$E_c = 4,700\sqrt{f'_c} \quad , \text{ MPa}$$

สำหรับการทดสอบกำลังรับแรงกดอัดของคอนกรีต สามารถหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตได้จากอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงกดอัดกับความเครียดกดอัดบนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกดอัดและความเครียดกดอัดของคอนกรีต ในช่วงที่คอนกรีตมีพฤติกรรมแบบ

ยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) ซึ่งมาตรฐาน ASTM C469-94 ได้กำหนดสมการที่ใช้ในการคำนวณค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตไว้ดังสมการที่ ข.3

$$E_c = (S_2 - S_1) / (\varepsilon_2 - 0.000050) \quad (\text{ข.3})$$

เมื่อ	S_1	คือ หน่วยแรงที่ตัวอย่างทดสอบเกิดความเครียดกดอัดเท่ากับ 50×10^{-6} mm/mm
	S_2	คือ หน่วยแรงที่มีค่าประมาณ 40 เปอร์เซ็นต์ของหน่วยแรงกดอัดสูงสุด
	ε_2	คือ ความเครียดกดอัดที่เกิดจากหน่วยแรง S_2

ข.2 เหล็กเสริม (steel reinforcement)

คอนกรีตเป็นวัสดุที่เปราะ มีกำลังรับแรงดึงต่ำ จึงไม่สามารถนำมาใช้เป็นวัสดุก่อสร้างได้ เพราะในโครงสร้างทั่วไปจะต้องรับแรงเฉือนและโมเมนต์ ซึ่งจะทำให้เกิดแรงดึงบนหน้าตัด การเพิ่มเหล็กเสริมที่ยืดหยุ่น มีกำลังสูง และยึดติดอย่างแข็งแรงกับเนื้อคอนกรีต ทำให้ได้วัสดุที่เหนียวและส่งถ่ายแรงดึงได้สูง นอกจากนั้น เหล็กเสริมยังช่วยลดการคืบและลดความกว้างของรอยแตกร้าวในคอนกรีตได้

เหล็กเสริมคอนกรีตที่ใช้ในงานก่อสร้างทั่วไปจะเป็นเหล็กกล้าละมุน (mild steel) ซึ่งเป็นเหล็กที่มีปริมาณคาร์บอนผสมอยู่เป็นปริมาณต่ำ คือ ประมาณ 0-0.3 เปอร์เซ็นต์ ความแข็งแรงของเหล็กจะขึ้นอยู่กับเปอร์เซ็นต์คาร์บอนที่มีอยู่ในเหล็ก เหล็กที่มีปริมาณคาร์บอนสูงจะมีความแข็งแรงมากตามไปด้วย แต่จะเปราะและหักง่ายซึ่งไม่เหมาะที่จะนำมาใช้ในการก่อสร้าง เหล็กถูกผลิตโดยการนำแท่งเหล็กกล้า หรือแท่งเหล็กหล่อ ซึ่งมีแร่เหล็ก คาร์บอน และธาตุอื่นบางชนิด เช่น แมงกานีส ฟอสฟอรัส กำมะถัน ซิลิกอน มาหลอมละลายเข้าด้วยกันที่อุณหภูมิสูง แล้วรีดเป็นเส้นด้วยลูกรีดในขณะที่ยังร้อนอยู่ เหล็กที่ลูกรีดออกมาจะมีทั้งหน้าตัดกลมเรียบและกลมข้ออ้อย เหล็กเส้นที่ผลิตออกมาจะมีน้ำหนักอยู่ประมาณ $7,850 \text{ kg/m}^3$ มีความยาวมาตรฐาน 10 m โดยที่เหล็กทุกเส้นจะมี ขนาด ข้ออ้อย และเครื่องหมายการค้าของบริษัทผู้ผลิตหล่อเป็นตัวนูนติดกับผิวเหล็ก

ข.2.1 เหล็กกลมผิวเรียบ (round bars)

เหล็กกลมผิวเรียบ เป็นเหล็กเส้นที่มีหน้าตัดกลม มีผิวเรียบตลอดความยาวของเหล็ก มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 6 mm ถึง 25 mm ตามมาตรฐาน มอก. 20-2543 กำหนดให้เหล็กกลมผิวเรียบมีชั้นคุณภาพเดียวคือ SR 24 ซึ่งหมายถึงมีกำลังต้านทานต่อแรงดึงที่จุดครากของเหล็กไม่น้อยกว่า $2,400 \text{ kg/cm}^2$ เหล็กเส้นชนิดนี้จะเหมาะใช้ในงานก่อสร้างขนาดเล็ก และขนาดกลาง แต่

มีข้อด้อย คือ แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กกับคอนกรีตไม่ดีเท่าที่ควร เมื่อนำไปใช้ทำเป็นส่วนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ควรตัดปลายเหล็กให้เป็นรูปตาขอ

ข.2.2 เหล็กข้ออ้อย (deformed bars)

เหล็กข้ออ้อย เป็นเหล็กเส้นที่มีหน้าตัดกลม แต่ผิวตามความยาวของเหล็กมีลักษณะเป็นบั้งหรือปล้องครีบกเกลียว มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 10 mm ถึง 32 mm ตามมาตรฐาน มอก. 24-2536 กำหนดให้เหล็กข้ออ้อยมี 3 ชั้นคุณภาพ คือ SD30 SD40 และ SD50 ซึ่งหมายถึงมีกำลังต้านทานต่อแรงดึงที่จุดครากของเหล็กไม่น้อยกว่า 3,000 4,000 และ 5,000 kg/cm² ตามลำดับ ส่วนการเรียกชื่อขนาดให้ใช้สัญลักษณ์ DB แล้วตามด้วยตัวเลขแสดงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเป็นมิลลิเมตร ตัวอย่างเช่น DB16 หมายถึง เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 mm เป็นต้น เหล็กเส้นชนิดนี้เหมาะที่จะใช้ในงานก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ต้องการความแข็งแรงเป็นพิเศษ เนื่องจากมีกำลังต้านทานต่อแรงดึงที่จุดครากสูง และให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กกับคอนกรีตมากกว่าเหล็กกลมผิวเรียบถึง 2 เท่า โดยในมาตรฐานของ ACI หรือ วสท. กำหนดให้ใช้เหล็กข้ออ้อย เป็นเหล็กเสริมหลัก (main reinforcement) และใช้เหล็กกลมผิวเรียบเป็นเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

ตารางที่ ข.3 พื้นที่ น้ำหนัก และเส้นรอบรูป ของเหล็กเสริมมาตรฐานขนาดต่างๆ

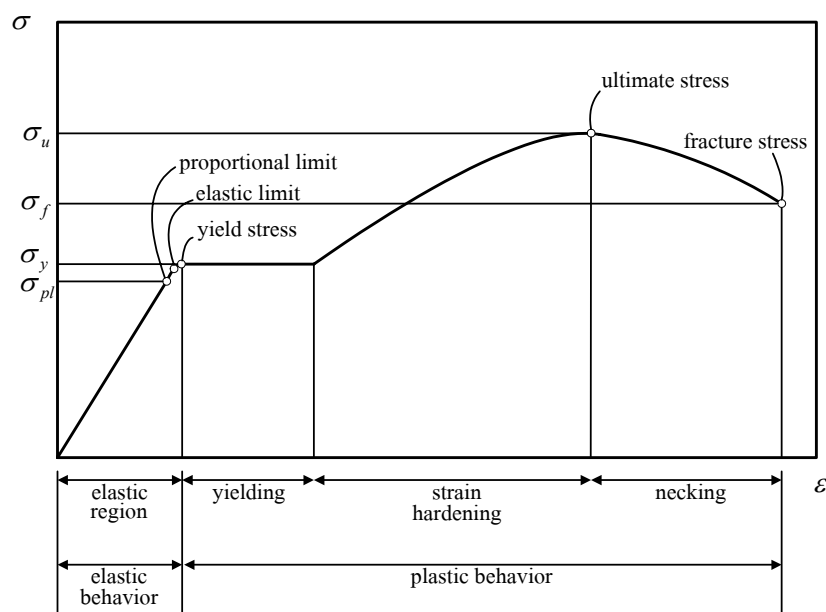
ขนาดเหล็ก	พื้นที่ (cm ²)	น้ำหนัก (kg/m)	เส้นรอบวง (cm)
RB6	0.28	0.222	1.89
RB9	0.64	0.499	2.83
DB12	1.13	0.888	3.77
DB16	2.01	1.58	5.03
DB20	2.84	2.23	5.97
DB25	4.91	3.85	7.86
DB28	6.16	4.83	8.80
DB32	8.04	6.31	10.06

ข.2.3 คุณสมบัติของเหล็กเสริมคอนกรีต

ในการคำนวณออกแบบจะต้องพิจารณาเลือกใช้เหล็กเสริมตามชั้นคุณภาพ และเมื่อจะนำเหล็กเสริมมาใช้ในงานก่อสร้างควรทำการตรวจสอบคุณสมบัติทางกลด้วยว่าเหล็กเสริมนั้นมีคุณสมบัติถูกต้องตรงตามที่ได้กำหนดไว้หรือไม่ คุณสมบัติทางกลที่ควรตรวจสอบได้แก่

- กำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (yield strength : f_y)
- กำลังรับแรงดึงสูงสุด (ultimate tensile strength : f_u)
- โมดูลัสยืดหยุ่น (modulus of elasticity : E_s)
- ความยืดตัว (elongation)

คุณสมบัติของเหล็กเสริมคอนกรีตสามารถหาได้จากข้อมูลในการทดสอบแรงดึงในห้องปฏิบัติการ โดยใช้จำนวนตัวอย่างเหล็กเสริมอย่างน้อยขนาดละ 3 ท่อน ยาวท่อนละ 0.90 m นำมาวัดหาขนาดเฉลี่ยของเส้นผ่าศูนย์กลาง และทำการทดสอบหาค่ากำลังต้านทานแรงดึงของเหล็กเสริมตามวิธีการมาตรฐาน โดยการดึงอย่างต่อเนื่องครั้งเดียวจนถึงจุดวิบัติโดยข้อมูลที่ได้ออกมาจากการทดสอบจะอยู่ในรูปของค่าแรงดึงที่อ่านได้ กับระยะยืดตัวในแนวแกนของเหล็ก จากนั้นจึงแปลงค่าแรงดึงที่ได้ดังกล่าวเป็นหน่วยแรงและแปลงระยะยืดตัวในแนวแกนเป็นความเครียด แล้วจึงนำค่าหน่วยแรง และความเครียด ไปเขียนความสัมพันธ์ให้อยู่ในรูปของกราฟ ซึ่งจากกราฟที่ได้จะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ ข.3



รูปที่ ข.3 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดดึงของเหล็กเสริม (Hibbeler, 1997)

จากรูปจะเห็นได้ว่า ขณะที่หน่วยแรงดึงยังอยู่ในช่วงอิลาสติก หน่วยแรงดึงเป็นส่วนสัดส่วนโดยตรงกับความเครียดของเหล็กเสริมตามกฎของฮุก (Hooke's law) การยืดตัวของเหล็กเสริมในช่วงนี้จนกระทั่งถึงหน่วยแรงที่เหล็กเสริมเริ่มคราก เหล็กเสริมจะเริ่มถูกดึงยืดออกขณะที่แรงดึงที่กระทำมีค่าค่อนข้างคงที่ เรียกหน่วยแรงที่จุดนี้ว่า หน่วยแรงที่จุดคราก (yield strength : f_y) ช่วงที่ความเครียดของเหล็กเสริมในช่วงนี้แสดงถึงความเหนียวของเหล็กเสริมซึ่งปกติมีค่าประมาณ 10-12 เท่าของความเครียดที่จุดคราก แต่เมื่อเหล็กเสริมมีกำลังที่จุดครากสูงขึ้นการยืดตัวในช่วงนี้จะลดน้อยลงตามลำดับ ถัดจากช่วงนี้เหล็กเสริมจะมีพฤติกรรมใหม่ซึ่งสามารถรับแรงดึงเพิ่มได้อีก และมีการยืดตัวเพิ่มขึ้นแต่หน่วยแรงดึงและความเครียดไม่เป็นสัดส่วนโดยตรงเหมือนกับในช่วงอิลาสติก เรียกช่วงนี้ว่า ช่วงการแข็งตัวเพิ่ม (strain hardening) เมื่อเหล็กเสริมรับแรงดึงจนกระทั่งถึงกำลังสูงสุดของเหล็กเสริมนั้น (ultimate tensile strength) หน่วยแรงดึงจะค่อยๆ ลดลงและหน้าตัดของเหล็กเสริมเริ่มมีคอคอด (necking) เกิดขึ้นซึ่งสังเกตได้ค่อนข้างชัดเจนจนกระทั่งถึงจุดที่เหล็กเสริมถูกดึงขาดออกจากกัน เรียกหน่วยแรงที่จุดนี้ว่า หน่วยแรงดึงที่จุดวิบัติของเหล็กเสริม (fracture tensile strength)

ค่าความชันของเส้นสัมพันธ์หรืออัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงดึงต่อค่าความเครียดในช่วงอิลาสติกกำหนดให้เป็นค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (modulus of elasticity: E_s) สำหรับเหล็กเสริมทุกชั้นคุณภาพจะมีค่า E_s ค่อนข้างจะคงที่เท่ากับ 200 GPa (2.04×10^6 kg/cm²) และเมื่อเหล็กเสริมต้องรับแรงอัดจะถือว่าเหล็กเสริมมีกำลังต้านทานแรงอัดเท่ากับกำลังต้านทานแรงดึง โดยมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเมื่อรับแรงอัดเท่ากันกับค่าที่รับแรงเฉือน นอกจากนี้แล้ว มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม มอก. 20-2543 และ มอก. 24-2536 ให้ข้อกำหนดที่ต้องการทางด้านคุณสมบัติทางกลของเหล็กกลมแบบผิวเรียบและแบบเหล็กข้ออ้อยตามชั้นคุณภาพต่างๆ ดังแสดงในตารางที่ ข.4

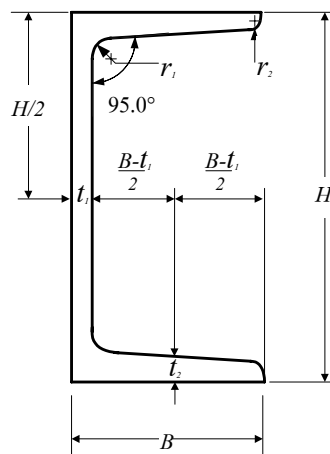
ตารางที่ ข.4 คุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริมตามมาตรฐาน*

ชนิดของเหล็กเสริม	ชั้นคุณภาพ	กำลังจุดคราก (kg/cm ²) ไม่น้อยกว่า	กำลังดึงประลัย (kg/cm ²) ไม่น้อยกว่า	ความยืด (%) ไม่น้อยกว่า
เหล็กกลมเรียบ	SR24	2400	3900	21
เหล็กข้ออ้อย	SD30	3000	4900	17

หมายเหตุ: * มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม มอก. 20-2543 และ มอก. 24-2536

ข.3 เหล็กทรงน้ำ (steel channel)

เหล็กทรงน้ำที่ใช้กันอยู่ในประเทศไทย มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก.1227-2539) ดังแสดงในรูปที่ ข.4 เหล็กทรงน้ำเป็นเหล็กโครงสร้างที่มีน้ำหนักเบา มีความต้านทานต่อแรงดึงได้ดี มีคุณภาพดีสม่ำเสมอและมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสูงประมาณ 10 เท่าของคอนกรีต มีปริมาณคาร์บอนประมาณ 0.15 ถึง 0.25 เปอร์เซ็นต์ เป็นเหล็กกล้านำมาผ่านกรรมวิธีการรีดร้อน (hot rolling) จนมีขนาดความหนาและรูปร่างตามที่ต้องการ ซึ่งในตารางที่ ข.5 ได้แสดงขนาดของเหล็กทรงน้ำที่มีขนาดต่างๆ กัน



รูปที่ ข.4 หน้าตัดของเหล็กทรงน้ำ (channel section)

ตารางที่ ข.5 ขนาดของเหล็กทรงน้ำ (channel section)

$H \times B$ mm \times mm	t_1 mm	t_2 mm	Section Area, cm^2	Unit Weight, kg/m	Moment of Inertia, I_x , cm^4	Modulus of Section, z_x , cm^3
100 \times 50	5	7.5	11.92	9.36	188	37.6
125 \times 65	6	8	17.11	13.4	424	67.8
150 \times 75	6.5	10	23.71	18.6	861	115
150 \times 75	9	12.5	30.59	24.0	1050	140
180 \times 75	7	10.5	27.20	21.4	1380	153
200 \times 80	7.5	11	31.33	24.6	1950	195

นอกจากมาตรฐานดังกล่าวแล้วยังมีการใช้มาตรฐานอเมริกันซึ่งประกอบด้วย ASTM AISC (American Institute of Steel Construction) AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) แต่อย่างไรก็ตามเหล็กที่ใช้มากในประเทศไทยจะเป็นเหล็กที่ผลิตตามมาตรฐานญี่ปุ่น JIS (Japan Industrial Standard) ซึ่งแสดงการเปรียบเทียบคุณสมบัติของเหล็กตามมาตรฐานต่างๆ ไว้ดังตารางที่ ข.6

ตารางที่ ข.6 การเปรียบเทียบคุณสมบัติของเหล็กรูปพรรณตามมาตรฐานต่างๆ

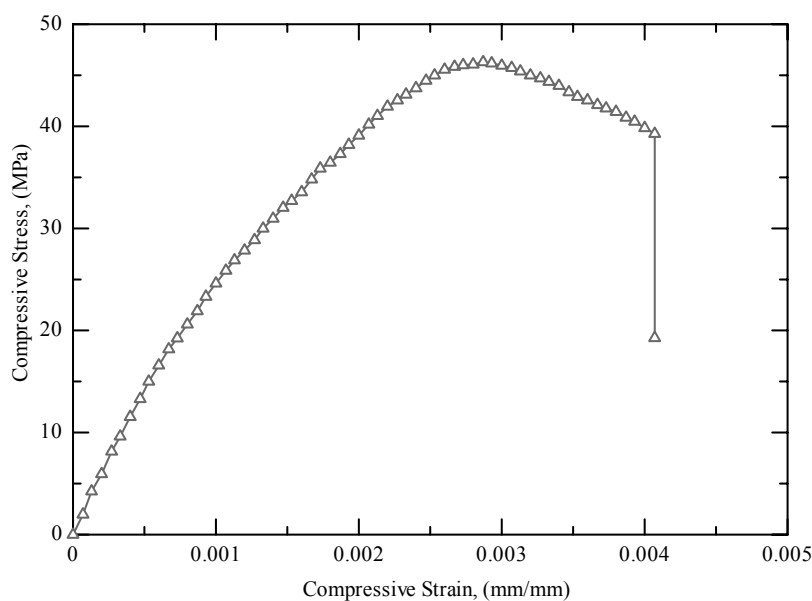
ชั้นคุณภาพ	จุดคราก (kg/cm^2)		กำลังดึงประลัย (kg/cm^2)
	ความหนา (mm)		
	16 หรือน้อยกว่า	มากกว่า 16	
ASTM A36, A572 Gr.42 JIS G3101 SS 400 JIS G3101 SM 400 A, B, C TIS SM 400	2500	2400	4000-5200
JIS G3106 SS 490	2900	2800	5000-6200
JIS G3106 SM 490 A, B, C TIS SM 490	3300	3200	5000-6200
ASTM A572 Gr. 50 JIS G3106 SM 490 YA, YB TIS SM 520	3700	3600	5300-6500
JIS G3106 SM 570	4600	4500	5800-7300

ภาคผนวก ค

วิเคราะห์และวิจารณ์ผลการทดสอบวัสดุ

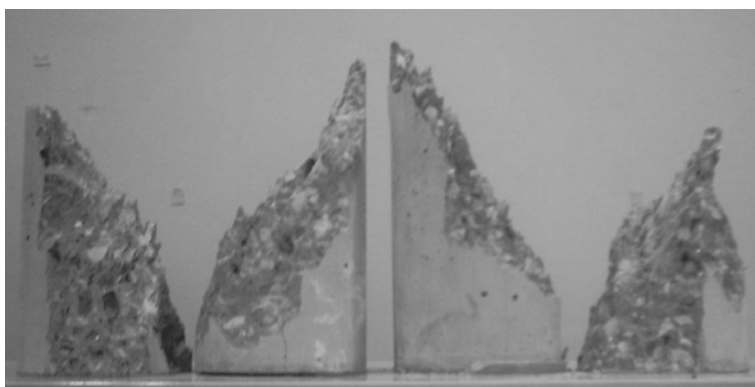
ค.1 ผลการทดสอบการรับแรงกดอัดของคอนกรีต

จากการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตที่อายุ 28 วัน คอนกรีตที่ใช้ในการศึกษานี้มีกำลังรับแรงกดอัดประลัย (ultimate compressive strength) โดยเฉลี่ยเท่ากับ 45.67 MPa (465.7 kg/cm^2) และมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (modulus of elasticity) โดยเฉลี่ยเท่ากับ 26.96 GPa ($274.9 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$) โดยมีตัวอย่างแสดงเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกดอัด (compressive stress) และความเครียดกดอัด (compressive strain) ดังแสดงในรูปที่ ค.1 ซึ่งจะเห็นได้ว่าพฤติกรรมการรับแรงกดอัดของคอนกรีตในช่วงเริ่มต้นจะเป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) จนกระทั่งหน่วยแรงกดอัดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตมีค่าประมาณ 45 เปอร์เซ็นต์ของกำลังรับแรงกดอัดประลัย หลังจากนั้นตัวอย่างทดสอบจะเริ่มเกิดรอยแตกร้าว (microcrack) อย่างต่อเนื่องจนทำให้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกดอัดและความเครียดกดอัดมีลักษณะแบบไร้เชิงเส้น (nonlinear) โดยเส้นกราฟจะมีความชันลดลงอย่างต่อเนื่อง จนกระทั่งมีค่าความชันเท่ากับศูนย์เมื่อหน่วยแรงกดอัดมีค่าสูงสุด จากนั้นหน่วยแรงกดอัดของตัวอย่างทดสอบจะลดลงอย่างต่อเนื่อง ส่งผลให้ตัวอย่างทดสอบเกิดการแตกร้าวอย่างเห็นได้ชัด ซึ่งจะสังเกตได้จากเส้นกราฟที่ค่อยๆ ตกลง จนกระทั่งตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ



รูปที่ ค.1 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกดอัดและค่าความเครียดกดอัดของคอนกรีต

นอกจากนั้นยังพบว่า ตัวอย่างทดสอบจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงกดอัดและแรงเฉือนร่วมกัน โดยลักษณะของการวิบัติจะเป็นแบบทันทีทันใด (immediate failure) ดังรูปที่ ค.2 และจากรูปจะสังเกตเห็นได้ว่ารอยแตกร้าวของตัวอย่างคอนกรีตจะทำมุมประมาณ 50-60 องศากับแนวระดับ ซึ่งสาเหตุที่ทำให้คอนกรีตมีพฤติกรรมการวิบัติในลักษณะดังกล่าว เนื่องจากว่าคอนกรีตเป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติที่ไม่เหมือนกันจากจุดหนึ่งไปยังอีกจุดหนึ่งในเนื้อวัสดุ (nonhomogeneous materials) รวมทั้งแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นที่ผิวสัมผัสระหว่างหัวกดและตัวอย่างทดสอบเนื่องจากการขยายตัวด้านข้าง ซึ่งทั้ง 2 สาเหตุดังกล่าวนี้จะทำให้สถานะของหน่วยแรง (stress) ที่เกิดขึ้นในวัสดุเปลี่ยนแปลงไป



รูปที่ ค.2 ลักษณะการวิบัติของคอนกรีตภายใต้แรงกดอัด

ค.2 ผลการทดสอบการรับแรงดึงของเหล็กเส้นกลมและเหล็กข้ออ้อย

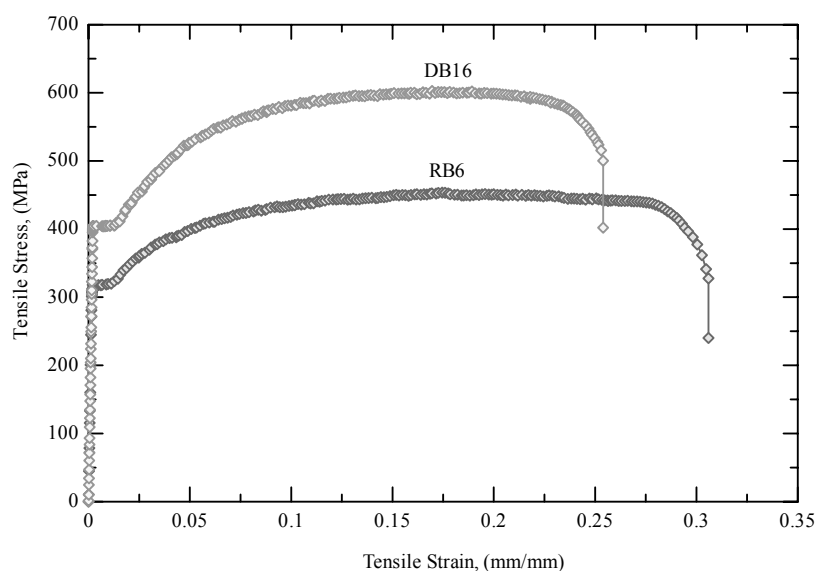
เหล็กเสริมที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นเหล็กเส้นที่ผลิตโดยบริษัทเหล็กสยาม จำกัด (บลส.) ซึ่งได้นำมาศึกษาเพื่อหาคุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริมภายใต้การกระทำของแรงดึง โดยแบ่งตัวอย่างทดสอบออกเป็น 2 ประเภท ตามชนิดและขนาดของเหล็กเสริมที่ใช้ในการศึกษา คือ เหล็กกลมผิวเรียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 mm ชั้นคุณภาพ SR24 และเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 mm ชั้นคุณภาพ SD30

จากผลการทดสอบเหล็กเสริมทั้ง 2 ประเภท จะพบว่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (yielding strength) กำลังรับแรงดึงสูงสุด (ultimate tensile strength) โมดูลัสยืดหยุ่น (modulus of elasticity) และเปอร์เซ็นต์ความยืด (percent elongation) โดยเฉลี่ยดังตารางที่ ค.1

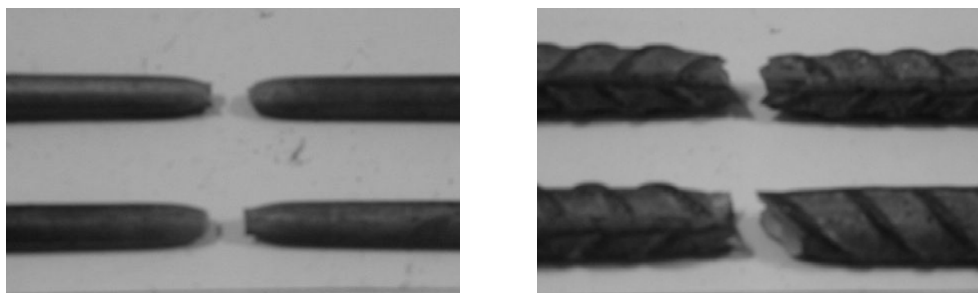
ตารางที่ ค.1 ผลการทดสอบของเหล็กเส้นกลม RB6 และเหล็กข้ออ้อย DB16

เหล็กเสริม	หน่วยแรงดึงที่จุดคราก (f_y), MPa	หน่วยแรงดึงประลัย (f_u), MPa	โมดูลัสยืดหยุ่น (E), GPa	ความยืด %
RB6	317.0	457.8	193.5	27.5
DB16	441.9	612.6	202.1	24.2

จากรูปที่ ค.3 จะเห็นได้ว่าพฤติกรรมการรับแรงดึงของเหล็กเสริมในช่วงเริ่มต้นจะเป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) จนกระทั่งหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นถึงจุดคราก ซึ่งมีค่าเฉลี่ยโดยประมาณสำหรับเหล็กเสริม RB6 เท่ากับ 317.0 MPa ($3,232.5 \text{ kg/cm}^2$) และเหล็กเสริม DB16 เท่ากับ 441.9 MPa ($4,200.2 \text{ kg/cm}^2$) หลังจากนั้นแล้วเหล็กเสริมจะมีพฤติกรรมเข้าสู่ช่วง yielding ($\epsilon_y = 0.0011-0.0012 \text{ mm/mm}$) ในช่วงนี้เหล็กเสริมจะมีค่าความเครียดเพิ่มขึ้น ขณะที่หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมมีค่าคงที่ เมื่อผ่านช่วง yielding เหล็กเสริมจะสามารถรับแรงดึงได้เพิ่มขึ้นอีกครั้ง จะเห็นได้จากการที่กราฟมีความชันเพิ่มขึ้นและจากนั้นความชันของกราฟจะค่อยๆ ลดลง จนกระทั่งความชันของกราฟมีค่าเท่ากับศูนย์ เมื่อหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กมีค่าสูงสุด หลังจากนั้นกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมจะค่อยๆ ลดลง จะเห็นได้จากการที่เส้นกราฟตกลงเรื่อยๆ จนกระทั่งเหล็กเสริมเกิดการวิบัติ ซึ่งลักษณะการวิบัติของเหล็กเสริมจะเป็นดังรูปที่ ค.4a และ ค.4b



รูปที่ ค.3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดของเหล็กเสริม RB6 และ DB16



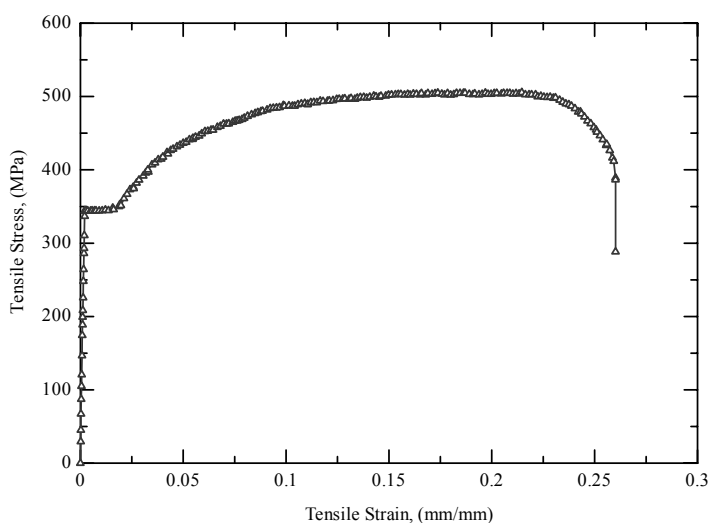
a.) เหล็กเส้นกลม RB6

b.) เหล็กข้ออ้อย DB16

รูปที่ ค.4 ลักษณะการวิบัติของเหล็กเส้นกลมและเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง

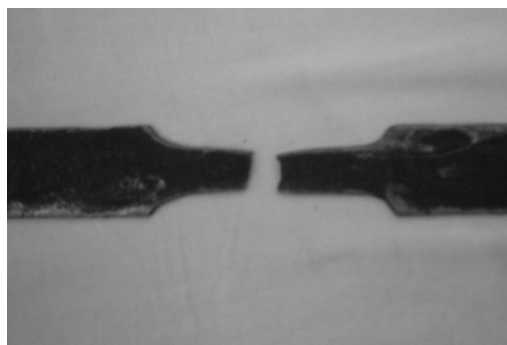
ค.3 ผลการทดสอบการรับแรงดึงของเหล็กทรงน้ำ

จากการทดสอบเหล็กทรงน้ำภายใต้การกระทำของแรงดึง เพื่อศึกษาคุณสมบัติทางกลของเหล็กทรงน้ำโดยการตัดเป็นรูปกระดุก ตามมาตรฐาน มอก.1227-2539 พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึง (tensile stress) และความเครียดดึง (tensile strain) มีลักษณะดังแสดงในรูปที่ ค.5 จากกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวจะพบว่า กำลังรับแรงดึงที่จุดครากเฉลี่ย (yielding strength) มีค่าเท่ากับ 343.2 MPa (3,500 kg/cm²) กำลังรับแรงดึงประลัยเฉลี่ย (ultimate tensile strength) มีค่าเท่ากับ 503.0 MPa (5,129.2 kg/cm²) โมดูลัสยืดหยุ่นเฉลี่ย (modulus of elasticity) มีค่าเท่ากับ 194.4 GPa (1,982.3 × 10³ kg/cm²) และเปอร์เซ็นต์ความยืดเฉลี่ย (percent elongation) เท่ากับ 26 เปอร์เซ็นต์



รูปที่ ค.5 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดดึงของเหล็กทรงน้ำ

จากรูปที่ ค.5 จะเห็นได้ว่าพฤติกรรมการรับแรงดึงของเหล็กทรงน้ำใน ช่วงเริ่มต้นจะเป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic) จนกระทั่งหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นถึงจุดคราก ซึ่งมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 343.2 MPa (3,500 kg/cm²) หลังจากนั้นเหล็กจะมีพฤติกรรมเข้าสู่ช่วง yielding ในช่วงนี้ความเครียดจะมีค่าเพิ่มขึ้น ขณะที่หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นมีค่าคงที่ และหลังจากผ่านช่วง yielding เหล็กจะสามารถรับแรงดึงได้เพิ่มขึ้นอีกครั้ง ซึ่งสังเกตได้จากกราฟมีค่าความชันเพิ่มขึ้น และจากนั้นค่าความชันของเส้นกราฟจะค่อยๆลดลงจนกระทั่งความชันของกราฟมีค่าเท่ากับศูนย์ ซึ่งเป็นจุดที่หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นมีค่าสูงสุด จากนั้นกำลังรับแรงดึงจะค่อยๆลดลง ซึ่งจะเห็นได้จากเส้นกราฟตกลงเรื่อยๆ จนกระทั่งตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ และเมื่อสังเกตลักษณะการวิบัติของเหล็กพบว่า ตัวอย่างเหล็กทรงน้ำที่ใช้มีพฤติกรรมแบบวัสดุเหนียวภายใต้แรงดึง เนื่องจากบริเวณกลางช่วงความยาวของตัวอย่างทดสอบจะเกิดคอคอด (necking) ขึ้นก่อนเกิดการวิบัติ และจะสังเกตเห็นการวิบัติเป็นรอยฉีกขาดเป็นดังแสดงในรูปที่ ค.6

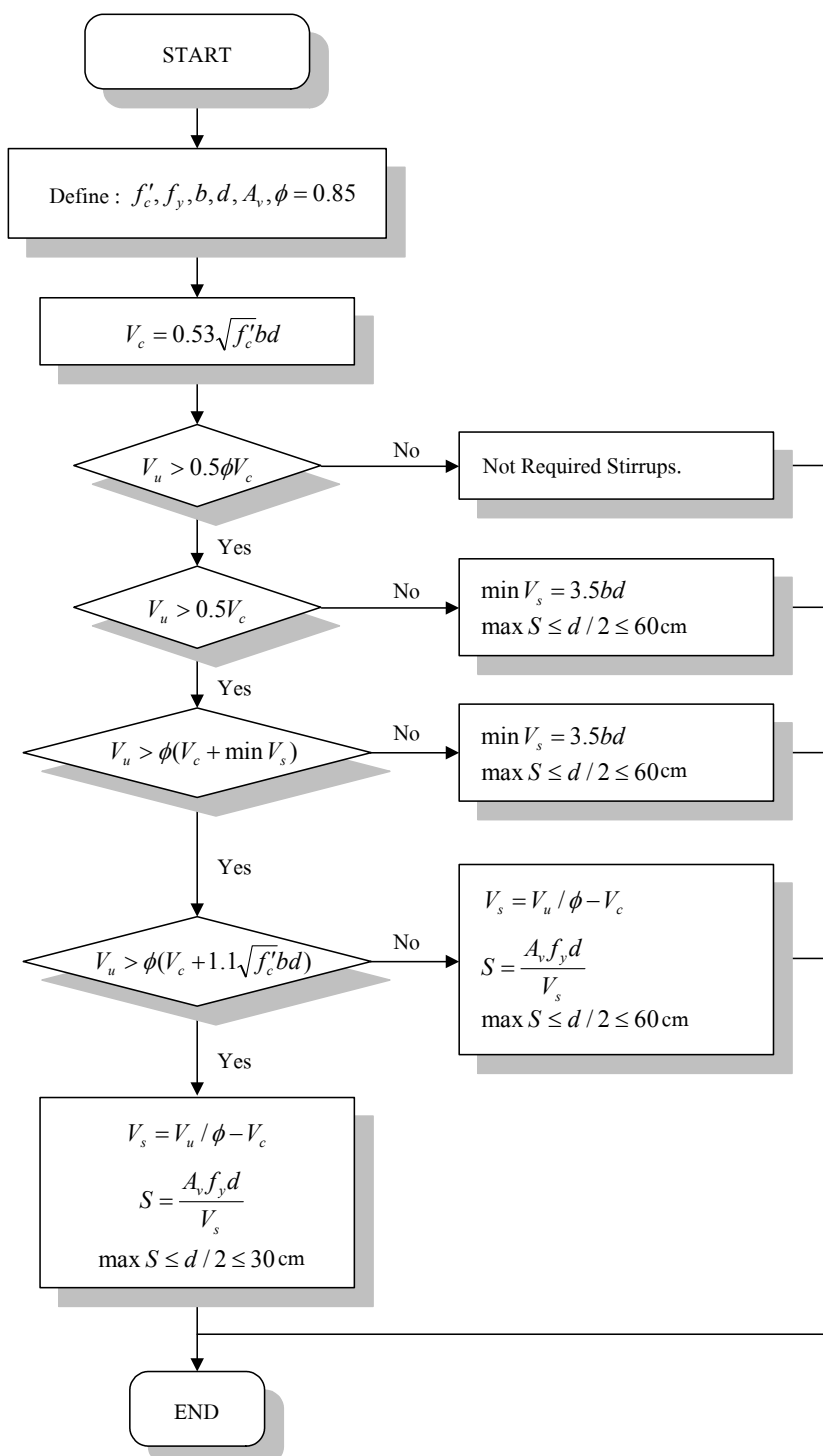


รูปที่ ค.6 ลักษณะการวิบัติของเหล็กทรงน้ำภายใต้แรงดึง

ภาคผนวก ง

แผนภูมิแสดงขั้นตอนการออกแบบคาน

ง.2 แผนภูมิแสดงขั้นตอนการออกแบบกำลังรับแรงเฉือนของคาน



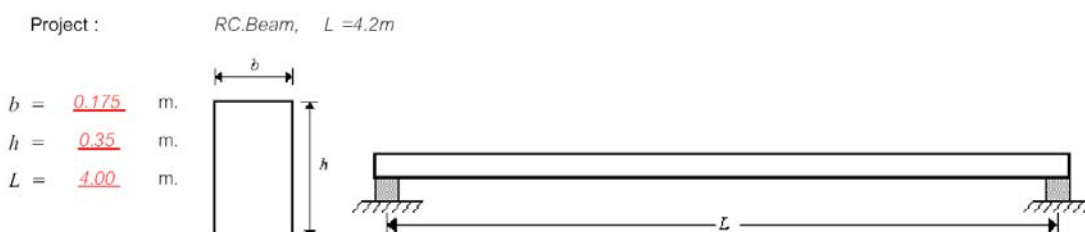
รูปที่ ง.2 แผนภูมิแสดงขั้นตอนการออกแบบกำลังรับแรงเฉือน

ภาคผนวก จ

Spreadsheet excel สำหรับออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

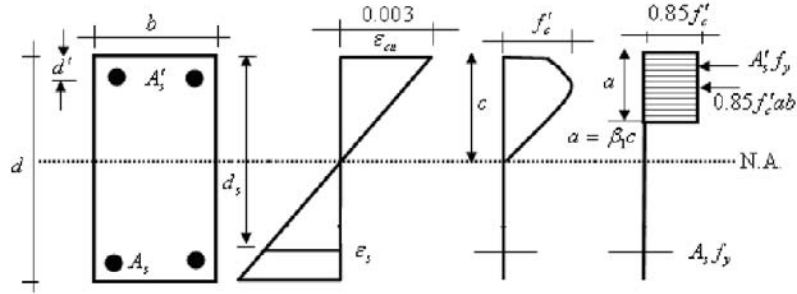
Spreadsheet สำหรับการออกแบบคานกลุ่มที่ 1

Reinforced Concrete Beam by Ultimate Method



Concrete		Steel Reinforcement	
f'_c	= <u>465.51</u> kg/cm ² (cylinder)	$f_{y,SD30}$	= <u>4.200</u> kg/cm ²
E_c	= $4270w^{1.5}\sqrt{f'_c}$ = <u>274.916</u> kg/cm ²	$f_{y,SR24}$	= <u>3.233</u> kg/cm ²
w	= <u>2.400</u> kg/cm ²	E_s	= <u>2,060.846</u> kg/cm ²
Strength Reduction Factor			
ϕ for shear	= 0.85		
ϕ for Bending	= 0.90		
Design Load and Moment Condition			
slab thickness	= <u>10.00</u> cm		
wall height	= <u>2.50</u> m		
wall weight	= <u>180</u> kg/m ²		
live load , LL	= <u>200</u> kg/m ²		
dead load beam , w_g	= 147.00 kg/m		
dead load wall, w_w	= 450.00 kg/m		
dead load slab , w_s	= 912.00 kg/m		
dead load, w_{DL}	= 1,509.00 kg/m		
live load , w_{LL}	= 760.00 kg/m		
ultimate load, w_u	= 3,404.60 kg/m		
V_u	= 6,809.20 kg		
M_{DL}	= 3,018.00 kg-m		
M_{LL}	= 1,520.00 kg-m		
M_u	= 6,809.20 kg-m		

Design Main Reinforcement



$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right) = 0.717$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6120}{6120 + f_y} = 0.0401$$

$$\rho_{max} \leq 0.75 \rho_b = 0.0301$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d_s - d')$$

Select : Top

Buttom 1

Buttom 2

2	DB	16	$A'_s = 4.02$	cm^2
5	DB	16	$A_s = 10.05$	cm^2
0	DB	0	$A_s = 0.00$	cm^2

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b} = 3.66 \text{ cm}$$

$$d_s = 28.0 \text{ cm}$$

$$d' = 3.0 \text{ cm}$$

$$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d_s - d') = 10,852.85 \text{ kg-m}$$

$$\phi M_n = 9,767.57 > M_u \text{ kg-m OK}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d_s} = 0.0205 > \rho_{min} \text{ OK}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b d_s} = 0.0082$$

$$\rho - \rho' = 0.0123$$

$$0.85 \beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y} \frac{d'}{d_s} \right) \left(\frac{6120}{6120 - f_y} \right) = 0.0231 \text{ Com.Steel No Yielding}$$

$$f'_s = 6120 \left[1 - \frac{0.85 \beta_1 f'_c d'}{(\rho - \rho') f_y d_s} \right] \text{ or } = f_y = 2,519.57 \text{ kg/m}^2 < f_y$$

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b} = 4.6348 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 6.46 \text{ cm}$$

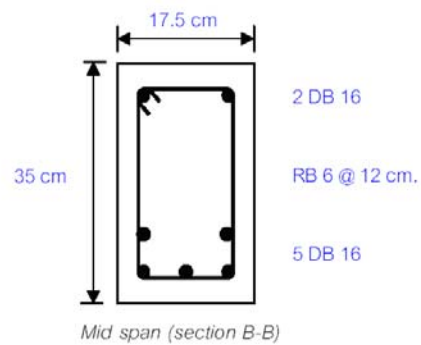
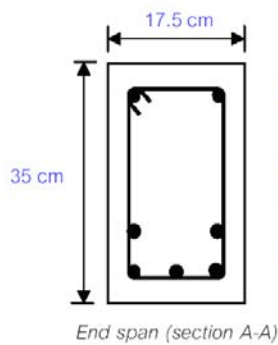
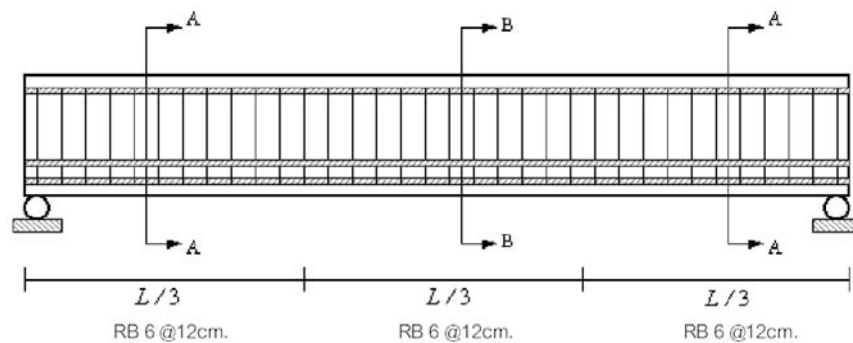
$$\epsilon' = \frac{0.003}{c} (c - d') = 0.00161$$

$$f'_s = \epsilon' E_s = 3,311.25 \text{ kg/m}^2$$

$\rho < 0.75\rho_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y}$	0.0365	<i>Under Design</i>
$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b}$	4.1750	cm
$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d_s - d')$	10,820.08	kg-m
ϕM_n	9,738.07	> M_u kg-m OK

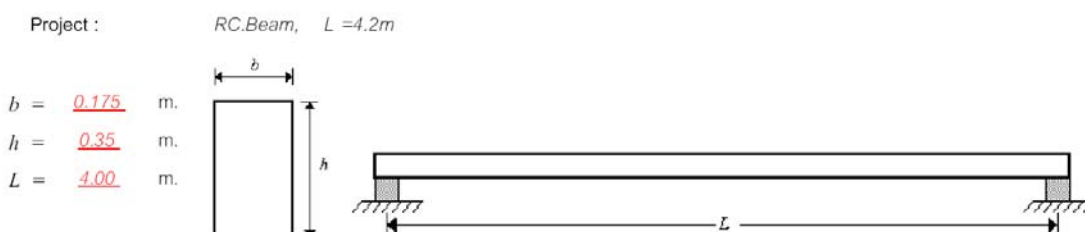
Design Stirrups

V_u	=	6,809.20	kg
V_c	=	5,603.20	kg
Compute Category			
1) $0.5\phi V_c$	=	2,381.36	kg
2) ϕV_c	=	4,762.72	kg
3) $\phi(V_c + \min V_c)$	=	6,220.47	kg
4) $\phi(V_c + 1.1\sqrt{f'_c} bd)$	=	14,647.62	kg
5) $\phi(V_c + 2.1\sqrt{f'_c} bd)$	=	23,633.89	kg
Category	=	4	
V_s	=	2,407.62	kg
Select Stirrups	RB 6	A_v	= 0.565 cm ²
S_{req}	=	21.26	cm
S_{max}	$d/2$	= 14.00	cm
S	=	12.00	cm < $S_{max} \cdot S_{req}$ OK
S_{mid}	=	12.00	cm OK

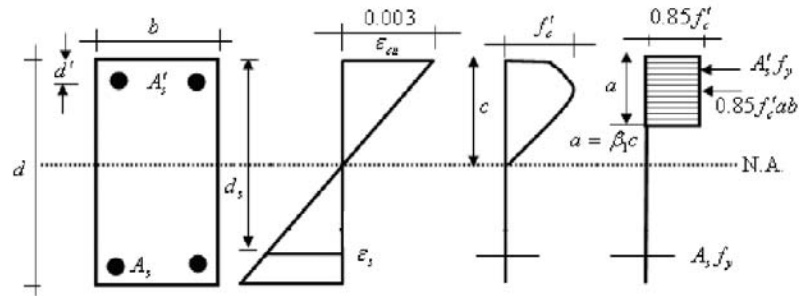


Spreadsheet สำหรับการออกแบบคานกลุ่มที่ 2

Reinforced Concrete Beam by Ultimate Method



Concrete		Steel Reinforcement	
f'_c	= <u>465.51</u> kg/cm ² (cylinder)	$f_{y,SD30}$	= <u>4,200</u> kg/cm ²
E_c	= $4270w^{1.5}\sqrt{f'_c}$ = <u>274,916</u> kg/cm ²	$f_{y,SR24}$	= <u>3,233</u> kg/cm ²
w	= <u>2,400</u> kg/cm ²	E_s	= <u>2,060,846</u> kg/cm ²
Strength Reduction Factor			
ϕ for shear	= 0.85		
ϕ for Bending	= 0.90		
Design Load and Moment Condition			
slab thickness	= <u>10.00</u> cm		
wall height	= <u>2.50</u> m		
wall weight	= <u>180</u> kg/m ²		
live load , LL	= <u>200</u> kg/m ²		
dead load beam , w_g	= 147.00 kg/m		
dead load wall, w_w	= 450.00 kg/m		
dead load slab , w_s	= 912.00 kg/m		
dead load, w_{DL}	= 1,509.00 kg/m		
live load , w_{LL}	= 760.00 kg/m		
ultimate load, w_u	= 3,404.60 kg/m		
V_u	= 6,809.20 kg		
M_{DL}	= 3,018.00 kg-m		
M_{LL}	= 1,520.00 kg-m		
M_u	= 6,809.20 kg-m		

Design Main Reinforcement

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right) = 0.717$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6120}{6120 + f_y} = 0.0401$$

$$\rho_{\max} \leq 0.75 \rho_b = 0.0301$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d_s - d')$$

Select : Top

Buttom 1

Buttom 2

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b} = 4.88 \text{ cm}$$

$$d_s = 27.5 \text{ cm}$$

$$d' = 3.0 \text{ cm}$$

$$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d_s - d') = 12.603.63 \text{ kg-m}$$

$$\phi M_n = 11,343.27 > M_n \text{ kg-m OK}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d_s} = 0.0251 > \rho_{\min} \text{ OK}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b d_s} = 0.0084$$

$$\rho - \rho' = 0.0167$$

$$0.85 \beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y} \frac{d'}{d_s} \right) \left(\frac{6120}{6120 - f_y} \right) = 0.0235 \quad \text{Com.Steel No Yielding}$$

$$f'_s = 6120 \left[1 - \frac{0.85 \beta_1 f'_c d'}{(\rho - \rho') f_y d_s} \right] \text{ or } = f_y = 3,419.68 \text{ kg/m}^2 < f_y$$

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b} = 5.3316 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 7.43 \text{ cm}$$

$$\epsilon' = \frac{0.003}{c} (c - d') = 0.00179$$

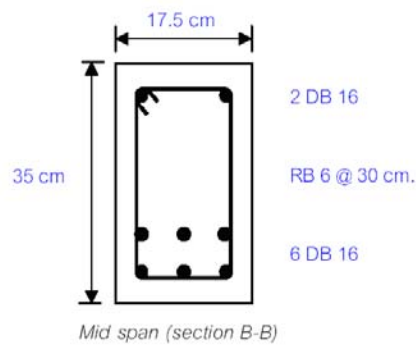
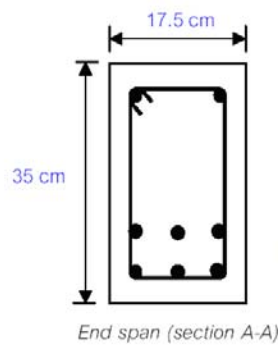
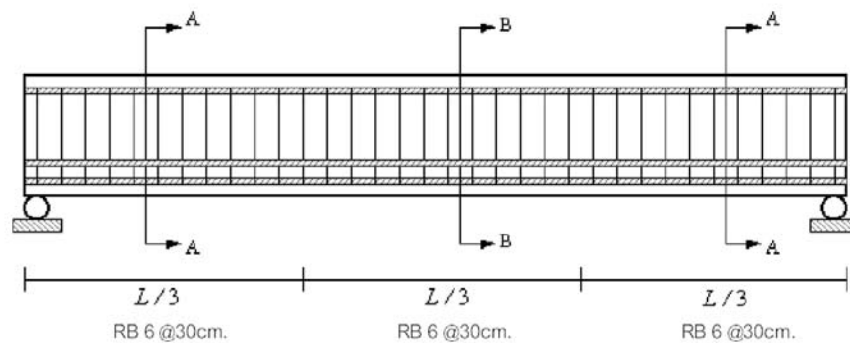
$$f'_s = \epsilon' E_s = 3,686.54 \text{ kg/m}^2$$

2	DB	16	$A'_s = 4.02 \text{ cm}^2$
6	DB	16	$A_s = 12.06 \text{ cm}^2$
0	DB	0	$A_s = 0.00 \text{ cm}^2$

$\rho < 0.75\rho_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y}$	0.0374	<i>Under Design</i>
$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b}$	5.1767	cm
$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d_s - d')$	12,561.75	kg-m
ϕM_n	11,305.57	> M_u kg-m OK

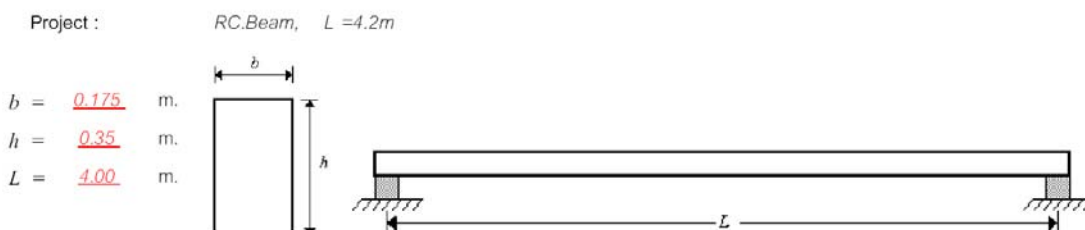
Design Stirrups.

V_u	=	6,809.20	kg
V_c	=	5,503.15	kg
Compute Category			
1) $0.5\phi V_c$	=	2,338.84	kg
2) ϕV_c	=	4,677.68	kg
3) $\phi(V_c + \min V_s)$	=	6,109.39	kg
4) $\phi(V_c + 1.1\sqrt{f'_c}bd)$	=	14,386.06	kg
5) $\phi(V_c + 2.1\sqrt{f'_c}bd)$	=	23,211.86	kg
Category	=	4	
V_s	=	2,507.68	kg
Select Stirrups	RB 6	A_v	= 0.565 cm ²
S_{req}			= 20.05 cm
S_{max}		$d/2$	= 13.75 cm
S			= 30.00 cm > S_{max} , S_{req} NG
S_{mid}			= 30.00 cm NG

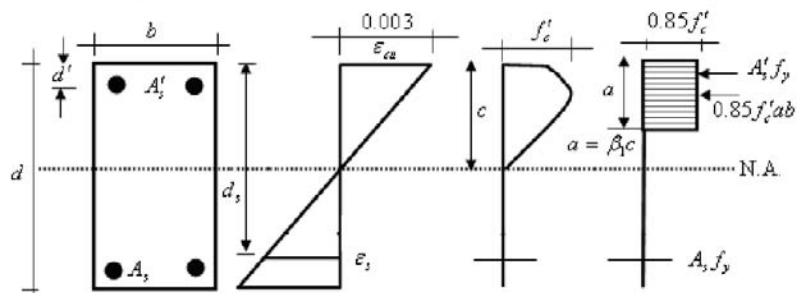


Spread sheet สำหรับการออกแบบคานกลุ่มที่ 3

Reinforced Concrete Beam by Ultimate Method



Concrete		Steel Reinforcement	
f'_c	= <u>465.51</u> kg/cm ² (cylinder)	$f_{y,SD30}$	= <u>4,200</u> kg/cm ²
E_c	= $4270w^{1.5}\sqrt{f'_c}$ = <u>274,916</u> kg/cm ²	$f_{y,SR24}$	= <u>3,233</u> kg/cm ²
w	= <u>2,400</u> kg/cm ²	E_s	= <u>2,060,846</u> kg/cm ²
Strength Reduction Factor			
ϕ for shear	= 0.85		
ϕ for Bending	= 0.90		
Design Load and Moment Condition			
slab thickness	= <u>10.00</u> cm		
wall height	= <u>2.50</u> m		
wall weight	= <u>180</u> kg/m ²		
live load , LL	= <u>200</u> kg/m ²		
dead load beam , w_g	= 147.00 kg/m		
dead load wall, w_w	= 450.00 kg/m		
dead load slab , w_s	= 912.00 kg/m		
dead load, w_{DL}	= 1,509.00 kg/m		
live load , w_{LL}	= 760.00 kg/m		
ultimate load, w_u	= 3,404.60 kg/m		
V_u	= 6,809.20 kg		
M_{DL}	= 3,018.00 kg-m		
M_{LL}	= 1,520.00 kg-m		
M_u	= 6,809.20 kg-m		

Design Main Reinforcement

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right) = 0.717$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6120}{6120 + f_y} = 0.0401$$

$$\rho_{\max} \leq 0.75 \rho_b = 0.0301$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d_s - d')$$

Select : Top

Bottom 1

Bottom 2

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b}$$

d_s

d'

$$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d_s - d')$$

ϕM_n

$$\rho = \frac{A_s}{b d_s}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b d_s}$$

$$\rho - \rho'$$

$$0.85 \beta_1 \left(\frac{f'_c d'}{f_y d_s} \right) \left(\frac{6120}{6120 - f_y} \right)$$

$$f'_s = 6120 \left[1 - \frac{0.85 \beta_1 f'_c d'}{(\rho - \rho') f_y d_s} \right] \text{ or } = f_y$$

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\epsilon'_s = \frac{0.003}{c} (c - d')$$

$$f'_s = \epsilon'_s E_s$$

2	DB	16	$A'_s = 4.02$	cm^2
6	DB	16	$A_s = 12.06$	cm^2
0	DB	0	$A_s = 0.00$	cm^2

4.88 cm

27.5 cm

3.0 cm

12,603.63 kg-m

11,343.27 > M_u kg-m OK

0.0251 > ρ_{\min} OK

0.0084

0.0167

0.0235

Com.Steel No Yielding

3,419.68 kg/m^2 < f_y

5.3316 cm

7.43 cm

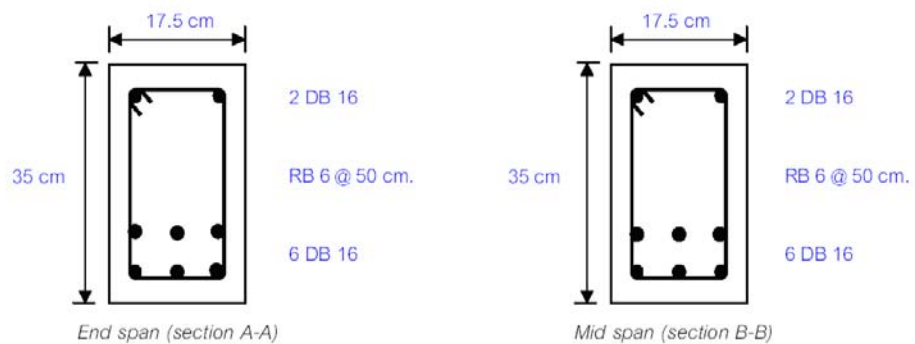
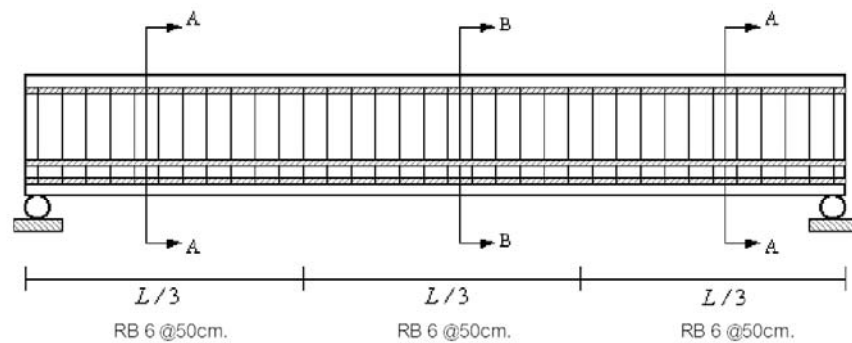
0.00179

3,686.54 kg/m^2

$\rho < 0.75\rho_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y}$	0.0374	<i>Under Design</i>
$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b}$	5.1767	cm
$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d_s - d')$	12,561.75	kg-m
ϕM_n	11,305.57	> M_u kg-m OK

Design Stirrups

V_u	=	6,809.20	kg
V_c	=	5,503.15	kg
Compute Category			
1) $0.5\phi V_c$	=	2,338.84	kg
2) ϕV_c	=	4,677.68	kg
3) $\phi(V_c + \min V_s)$	=	6,109.39	kg
4) $\phi(V_c + 1.1\sqrt{f'_c} bd)$	=	14,386.06	kg
5) $\phi(V_c + 2.1\sqrt{f'_c} bd)$	=	23,211.86	kg
Category	=	4	
V_s	=	2,507.68	kg
Select Stirrups	RB 6	A_v	= 0.565 cm ²
S_{req}			= 20.05 cm
S_{max}		$d/2$	= 13.75 cm
S			= 50.00 cm > S_{max}, S_{req} NG
S_{mid}			= 50.00 cm NG



ภาคผนวก จ

เปรียบเทียบอัตราส่วนระหว่างราคาค่าก่อสร้างต่อกำดั่งที่สภาวะใช้งาน

จ.1 เปรียบเทียบอัตราส่วนระหว่างราคาค่าก่อสร้างต่อกำลังที่สภาวะใช้งาน

ตารางที่ จ.1 แสดงผลการเปรียบเทียบอัตราส่วนระหว่างราคาค่าก่อสร้างต่อกำลังที่สภาวะใช้งาน ($P_{L/240}$) สำหรับการดำเนินงานก่อสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็ก 1 ตัวอย่าง ซึ่งทำการวิเคราะห์เปรียบเทียบคานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อในที่ กับคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำผึ้งที่ส่วนรองรับ ภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เท่ากัน โดยคำนึงราคาวัสดุในส่วนกลาง สำหรับการถอดแบบและคำนวณราคากลาง ประจำปี 2548 จากกลุ่มดัชนีการก่อสร้าง สำนักงานดัชนีเศรษฐกิจการค้า กรมการค้าภายใน ซึ่งเป็นราคาซื้อขายด้วยเงินสด ณ. โรงงานหรือร้านค้าโดยไม่รวมค่าขนส่ง และภาษีมูลค่าเพิ่ม (VAT.)

ตารางที่ จ.1 เปรียบเทียบอัตราส่วนระหว่างราคาค่าก่อสร้างต่อกำลังที่สภาวะใช้งาน ($P_{L/240}$)

กลุ่มที่	ตัวอย่างทดสอบ	ความยาว ระยะฝั่ง (mm)	ราคาต่อหน่วย (Baht)	กำลังที่สภาวะ ใช้งาน, $P_{L/240}$ (kN)	ราคา/ กำลัง
1	R-000-12	0	3256	142.14	22.91
	P-050-12	500	2442	150.39	16.24
	P-110-12	1100	2922	154.62	18.90
	P-140-12	1400	3162	157.66	20.06
2	R-000-30	0	2977	153.22	19.43
	P-050-30	500	2190	172.80	12.67
	P-110-30	1100	2670	176.78	15.10
	P-140-30	1400	2910	200.96	14.48
3	R-000-50	0	2874	145.36	19.77
	P-050-50	500	2104	160.21	13.13
	P-110-50	1100	2584	181.72	14.22
	P-140-50	1400	2824	199.99	14.12

จากตารางที่ จ.1 พบว่า ในกลุ่มที่(1) คานอ้างอิงมีอัตราส่วนราคาต่อกำลัง 22.91 ซึ่งมีค่ามากกว่าคานที่มีเหล็กรงน้ำฝิ่งที่ส่วนรองรับที่มีอัตราส่วนราคาต่อกำลัง 16.24-20.06 ในกลุ่มที่(2) คานอ้างอิงมีอัตราส่วนราคาต่อกำลัง 19.43 และมีค่ามากกว่าคานที่มีเหล็กรงน้ำฝิ่งที่ส่วนรองรับที่มีอัตราส่วนราคาต่อกำลัง 12.67-15.10 และในกลุ่มที่(3) คานอ้างอิงมีอัตราส่วนราคาต่อกำลัง 19.77 ซึ่งมีค่ามากกว่าคานที่มีเหล็กรงน้ำฝิ่งที่ส่วนรองรับที่มีอัตราส่วนราคาต่อกำลัง 13.13-14.22 จะเห็นได้ว่า คานที่มีเหล็กรงน้ำฝิ่งที่ส่วนรองรับที่มีอัตราส่วนราคาต่อกำลังต่ำกว่า จะมีประสิทธิภาพมากกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อในที่ ยกเว้นตัวอย่างทดสอบ P-050-30 และตัวอย่าง P-050-50 ซึ่งไม่เหมาะสำหรับการใช้งานจริง เนื่องจากความยาวระยะฝิ่งของเหล็กรงน้ำ 500 mm ของคานดังกล่าว มีความยาวไม่เพียงพอ เป็นผลให้รอยร้าวในแนวทแยงที่เกิดขึ้นไม่ตัดผ่านเหล็กรงน้ำ รวมทั้งความยาวระยะฝิ่งของเหล็กรงน้ำ 500 mm ไม่สามารถชดเชยเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่มีระยะเพิ่มขึ้น ตามที่กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 4.8 ถึงแม้ว่าคานดังกล่าวจะมีค่าอัตราส่วนราคาต่อกำลังต่ำที่สุดก็ตาม

ภาคผนวก ข

บทความที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่

บทความที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ในขณะศึกษา

1) จั๊กษดา ชำรงวุฒิ และสิทธิชัย แสงอาทิตย์, คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็ก
รายน้ำฝิ่งที่ส่วนรองรับภายใต้แรงกระทำเป็นจุดตามขวาง. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธา
แห่งชาติ ครั้งที่ 10 (The 10th National Convention on Civil Engineering), หน้า STR1-6, พัทยา
ชลบุรี. 2-4 พฤษภาคม 2548.

2) จั๊กษดา ชำรงวุฒิ และสิทธิชัย แสงอาทิตย์, ผลของความยาวระยะฝิ่งเหล็กรายน้ำที่มีต่อ
คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป. การพัฒนาทีมงานวิจัยในเครือข่ายอุดมศึกษานครราชสีมา
(Research Network Development of Higher Education Alliance in Nakhon Ratchasima), หน้า 57-
60, นครราชสีมา. 24 มิถุนายน 2548. (poster presentation)

กานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กรางน้ำฝังที่ส่วนรองรับ
ภายใต้แรงกระทำเป็นจุดตามขวาง
PRECAST REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH STEEL CHANNEL
SECTIONS EMBEDDED AT THE SUPPORT SECTIONS
UNDER TRANSVERSE POINT LOADS

จักษดา ชำรงวุฒิ (Jaksada Thumrongvut)¹

สิทธิชัย แสงอาทิตย์ (Sittichai Seangatith)²

¹นักศึกษาระดับปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี : jaksada@hotmail.com

²ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี : sittichai@ccs.su.ac.th

บทคัดย่อ : บทความนี้กล่าวถึงการศึกษาการทดสอบกานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กรางน้ำฝังที่ส่วนรองรับภายใต้แรงกระทำเป็นจุดตามขวาง เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรง ลักษณะการวิบัติ และระยะฝังของเหล็กรางน้ำที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของกาน ตัวอย่างที่ใช้ในงานวิจัยเป็นกานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีหน้าตัดกว้าง 0.175 ม. ลึก 0.35 ม. และยาว 4.0 ม. และใช้เหล็กรางน้ำ ขนาด 100x50 มม. ฝังในกานที่ระยะ 50, 110 และ 140 ซม. จากจุดรองรับทั้งสองด้านของกาน จากการทดสอบพบว่า กานส่วนใหญ่มีพฤติกรรมแบบ bilinear โดยที่ความสามารถในการรับแรงสูงสุดในช่วงเส้นตรงแรกมีค่าประมาณร้อยละ 80-85 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ค่าการแอ่นตัว $L/100$ จากนั้นการแอ่นตัวของกานจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนกระทั่งตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ ในรูปการวิบัติแบบเฉือนทแยง (diagonal shear failure) ที่สภาวะใช้งานที่การแอ่นตัวของกานเท่ากับ $L/240$ กานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กรางน้ำฝังที่ส่วนรองรับมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงกว่ากานอ้างอิง ประมาณร้อยละ 10.0-31.2 และมีอัตราส่วนความปลอดภัยเฉลี่ยอยู่ระหว่าง 1.31-1.59 นอกจากนั้นแล้ว ความสามารถในการรับแรงเฉือนของกานมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น เมื่อระยะฝังของเหล็กรางน้ำมีค่าเพิ่มขึ้น

ABSTRACT : This paper presents the experimental results of the precast reinforced concrete beams with steel channel sections embedded at the supports under transverse point loads. The objectives of this research work were to study the behavior, the modes of failure, and the effects of the embedded length on shear strength of the beams. The beams had the cross section of 0.175x0.35 meters and the span length of 4 meters. The steel channel sections had the dimensions of 100x50 millimeters and were embedded at the supports with the embedded length of 50, 110 and 140 centimeters. From the tests, it was found that the beams have a bilinear behavior, in which the beams have the strength at the end of the first linear part up to 80 to 85 % of the loads at the deflection of $L/100$. After that, the deflection of the beams was increased rapidly until the failure of the beams. The mode of failure of all the test specimens was in the form of diagonal shear failure. At the deflection of $L/240$, the precast reinforced concrete beams with steel channel section had the load capacity higher than that of the control beams by 3.2 to 12.2 % and had the factor of safety in the range of 1.31 to 1.59. In addition, it was found that the shear strength of the beams was increased when the embedded length of steel channel section was increased

KEYWORDS : Precast reinforced concrete beam, Steel channel section, Transverse point load

1. บทนำ

โดยส่วนมากแล้วรูปแบบของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยจะมีรูปแบบการก่อสร้างเป็นระบบเสา-คาน ชนิดหล่อในที่ ซึ่งเป็นวิธีการก่อสร้างที่ใช้เวลาก่อนข้างมาก และมีราคาสูง เนื่องจากต้องใช้ไม้แบบและแรงงานเป็นจำนวนมาก [1] ซึ่งไม่สอดคล้องกับสถานะเศรษฐกิจในปัจจุบัน อีกทั้งถ้าหากแรงงานที่ใช้ก่อสร้างมีความรู้ และประสบการณ์ในการก่อสร้างที่น้อย อาจทำให้เกิดปัญหาในการก่อสร้างซึ่งสะท้อนออกมาในรูป ความล่าช้าของงาน หรือคุณภาพงานที่ได้อยู่ในเกณฑ์ต่ำ โดยเฉพาะการก่อสร้างโครงสร้างที่มีขนาดเล็ก เช่น บ้านพักอาศัย และอาคารพาณิชย์ ซึ่งมักไม่มีการควบคุมการก่อสร้างอย่างทั่วถึง ดังนั้นจากปัญหาของการก่อสร้างแบบหล่อในที่ ตามที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น จึงได้มีการพัฒนารูปแบบการก่อสร้างแบบหล่อสำเร็จรูป (precast construction) ขึ้นมาใช้ในการก่อสร้างอาคาร เนื่องจากการก่อสร้างโดยใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูป มีข้อดีหลายประการ อาทิเช่น การก่อสร้างทำได้อย่างรวดเร็ว ประหยัดในการใช้ไม้แบบ [2] อีกทั้งยังสามารถลดค่าใช้จ่ายในด้านแรงงานซึ่งจะช่วยลดต้นทุนในการก่อสร้างลงได้มาก ตลอดจนแรงงานที่ใช้ไม่จำเป็นต้องใช้ทักษะในการก่อสร้างสูงอีกด้วย [3] นอกจากนี้แล้ว การก่อสร้างโดยใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูปยังไม่ขึ้นกับสถานะดินฟ้าอากาศ รวมทั้งยังสามารถควบคุมปริมาณการใช้วัสดุและคุณภาพของงานได้ดีกว่าการก่อสร้างแบบหล่อในที่เป็นอย่างมาก ทำให้ควบคุมต้นทุนอันเกิดจากวัสดุเสียหายได้ดีกว่า ความคลาดเคลื่อนหรือข้อผิดพลาดต่างๆที่เกิดขึ้นจึงมีน้อย ผลงานที่ได้จึงมีคุณภาพดี [4]

ทั้งนี้ในประเทศไทยได้มีการก่อสร้างโดยใช้ระบบสำเร็จรูปมานานพอสมควร โดยเฉพาะอย่างยิ่งการก่อสร้างระบบสาธารณูปโภคขนาดใหญ่ เช่น ระบบทางด่วนที่ใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูป เป็นต้น ส่วนที่นำมาประยุกต์ใช้กับงานก่อสร้างอาคารก็มักจะเป็นแผ่นพื้น และผนังคอนกรีตสำเร็จรูป โดยที่อาคารเหล่านั้นยังใช้ส่วนของโครงสร้างหลัก ได้แก่ เสา-คาน เป็นการก่อสร้างแบบหล่อในที่เช่นเดิม ดังนั้นเพื่อตอบสนองต่อการประยุกต์ใช้และการพัฒนาการก่อสร้างคานแบบสำเร็จรูป บทความนี้จึงกล่าวถึงการศึกษาคานสำเร็จรูปอีกรูปแบบหนึ่ง คือ คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำผึ้งที่ส่วนรองรับ ซึ่งเหล็กทรงน้ำผึ้งดังกล่าวจะช่วยทำให้การติดตั้งคานดังกล่าวเข้ากับชิ้นส่วนของโครงสร้างอื่นๆ ทำได้โดยง่ายมากขึ้น

2. วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงกระทำ ลักษณะการวิบัติ (modes of failure) และผลของระยะฝังของเหล็กทรงน้ำผึ้งที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของคาน โดยตัวแปรที่ใช้ในการศึกษาประกอบด้วย ความยาวระยะฝัง (embedded length) หรือ l_e ของเหล็กทรงน้ำผึ้ง 3 ค่า ได้แก่ 50, 110 และ 140 ซม. และระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือน 2 ค่า คือ 30 และ 50 ซม.

3. ตัวอย่างทดสอบและวิธีการทดสอบ

3.1 การทดสอบคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

การทดสอบคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัยได้กระทำตามมาตรฐานของ American Society for Testing and Materials (ASTM) คือ การทดสอบกำลังรับแรงกดอัดของคอนกรีตทรงกระบอกตามมาตรฐาน ASTM C39-96 และการทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมและเหล็กทรงน้ำผึ้งตามมาตรฐาน ASTM E8M-98

3.2 ตัวอย่างทดสอบ

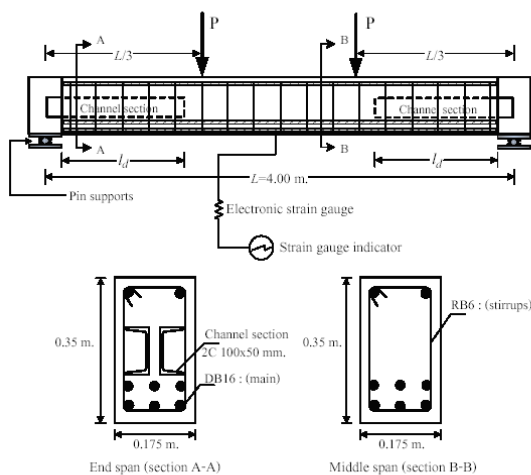
ตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในงานวิจัยเป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีหน้าตัดกว้าง 0.175 ม. ลึก 0.35 ม. และยาว 4.0 ม. จำนวน 16 ตัวอย่าง ซึ่งแบ่งออกเป็น 2 ประเภท ได้แก่ คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กทรงน้ำผึ้งที่ส่วนรองรับ จำนวน 12 ตัวอย่าง และคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีเหล็กทรงน้ำผึ้งที่ส่วนรองรับซึ่งใช้เป็นคานอ้างอิง (control beams) จำนวน 4 ตัวอย่าง ตัวอย่างคานทั้งหมดออกแบบโดยวิธีกำลัง โดยใช้สมการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (ว.ส.ท.1008-38) [5] ขณะที่เหล็กข้ออ้อยขนาด 16 มม.(DB16-SD30) และ เหล็กเส้นกลมขนาด 6 มม.(RB6-SR24) ใช้เป็นเหล็กเสริมรับแรงดึง และเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ตามลำดับ ตารางที่ 1 แสดงรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในการศึกษา โดยที่ชื่อตัวอย่างทดสอบ X-YYY-ZZ ใช้หลักการอ่านดังต่อไปนี้ X หมายถึง รูปแบบของคานซึ่งมี 2 รูปแบบได้แก่ R, P ซึ่งเป็นสัญลักษณ์แทน คานอ้างอิง และคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำผึ้งที่ส่วนรองรับ ตามลำดับ YYY หมายถึง ความยาวระยะฝังของเหล็กทรงน้ำผึ้งในหน่วยเซนติเมตร และสุดท้าย ZZ หมายถึง ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกของคานในหน่วยเซนติเมตร

ตารางที่ 1 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	ปริมาณเหล็กเสริม (%)	ระยะห่างเหล็กปดอก (ซม.)	ระยะฝั่ง (ซม.)	จำนวน
R-0-30	2.51	30	0	2
R-0-50	2.51	50	0	2
P-50-30	2.51	30	50	2
P-110-30	2.51	30	110	2
P-140-30	2.51	30	140	2
P-50-50	2.51	50	50	2
P-110-50	2.51	50	110	2
P-140-50	2.51	50	140	2



รูปที่ 1 เหล็กทรงน้ำที่ใช้ในงานวิจัย



รูปที่ 2 ลักษณะของตัวอย่างทดสอบ

ในส่วนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กทรงน้ำฝั่งที่ส่วนรองรับ จะใช้เหล็กทรงน้ำขนาด 100×50 มม. ซึ่งมีน้ำหนัก 9.36 กก./ม. ตามมาตรฐาน มอก.1127-2539 ดังแสดงในรูปที่ 1

นอกจากนี้ที่บริเวณกึ่งกลางความยาวของเหล็กเสริมรับแรงดึง ได้ติดมาตรวัดความเครียด (strain gauge) เพื่อตรวจสอบความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง ที่หุ้มโดยคอนกรีตภายใต้แรงกระทำ รูปที่ 2 รายละเอียดของตัวอย่างคานที่ใช้ในการศึกษา

3.3 การทดสอบกำลังรับแรงค้ำของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กทรงน้ำฝั่งที่ส่วนรองรับ

ขั้นตอนการทดสอบตัวอย่างคานมีดังนี้ 1.) ทำการติดตั้งตัวอย่างทดสอบเข้ากับ loading frame ดังแสดงในรูปที่ 3 โดยจุดรองรับของคานทั้งสองด้านจะเป็นแบบหมุด 2.) ติดตั้ง dial gauge บนตัวอย่างทดสอบ ที่ตำแหน่งกึ่งกลางความยาวคาน จำนวน 1 ตัว และที่ระยะเท่ากับ $L/6$ ถัดจาก dial gauge ตัวแรกไปทางด้านซ้ายและด้านขวา จำนวนด้านละ 1 ตัว เพื่อวัดระยะแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบ 3.) ทำการต่อสายไฟจากมาตรวัดความเครียดเข้ากับ strain gauge indicator 4.) การทดสอบตัวอย่างคานจะกระทำแบบ four-points loading test โดยใช้เหล็กตัวไอ (I-beam) ถ่ายแรงจาก hydraulic ram ลงสู่คานตัวอย่าง 5.) ดำเนินการทดสอบโดยใช้ hydraulic pumpอัดน้ำมัน hydraulic ไปยัง hydraulic ram อย่างช้าๆ บันทึกค่าน้ำหนักบรรทุก การแอ่นตัวของตัวอย่างคานจาก dial gauge ทั้ง 3 ตัว และค่าความเครียดจาก strain gauge indicator 6.) ทำการทดสอบอย่างต่อเนื่อง จนกระทั่งระยะการแอ่นตัวสูงสุดที่กึ่งกลางความยาวคานมีค่าเท่ากับ ความยาวประสิทธิภาพของคานหารด้วย 100 ซึ่งมีค่าประมาณ 2.4 เท่าของระยะการแอ่นตัวที่ยอมให้ในมาตรฐานการออกแบบ จึงหยุดการบันทึกข้อมูลของคานในแต่ละการทดสอบ 7.) ถอดมาตรวัดความเครียดออก และทำการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไป จนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ เพื่อสังเกตลักษณะการวิบัติของคาน



รูปที่ 3 การติดตั้งคานตัวอย่างทดสอบ

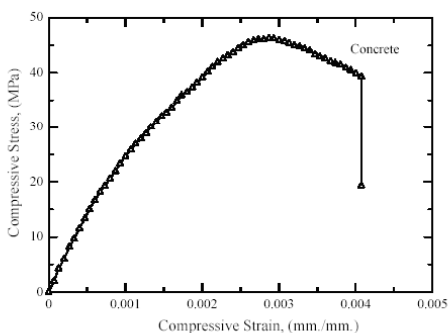
4. ผลการทดสอบ

4.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

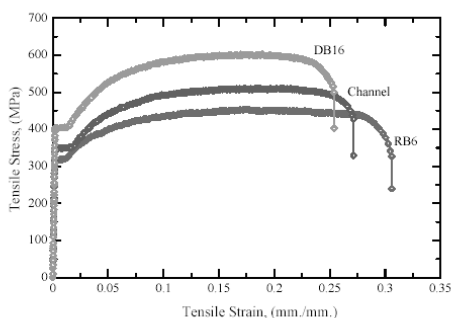
จากผลการทดสอบวัสดุที่ใช้ในการศึกษานี้ พบว่า วัสดุต่างๆมีคุณสมบัติทางกล ดังที่แสดงในตารางที่ 2 โดยมีกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง (stress) และความเครียด (strain) ของคอนกรีต เหล็กเสริมเส้นกลม (RB6) เหล็กเสริมข้ออ้อย (DB16) และเหล็กทรงน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 4

ตารางที่ 2 แสดงคุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในการศึกษา

วัสดุ	กำลังครากเฉลี่ย (MPa)	กำลังสูงสุดเฉลี่ย (MPa)	โมดูลัสยืดหยุ่นเฉลี่ย (MPa)
คอนกรีต	-	45.7	26.9×10^3
เหล็กเสริม RB6	317.0	457.8	193.5×10^3
เหล็กเสริม DB16	411.9	612.6	202.1×10^3
เหล็กทรงน้ำ	343.2	503.0	194.4×10^3



(a)

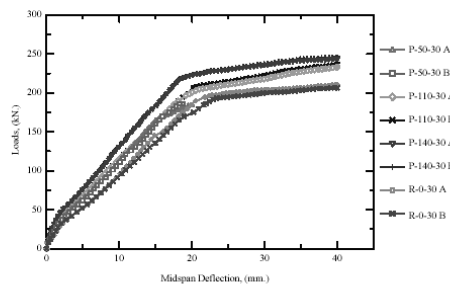


(b)

รูปที่ 4 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของ (a) คอนกรีต (b) เหล็กเสริมและเหล็กทรงน้ำที่ใช้ในการศึกษา

4.2 พฤติกรรมการรับแรงและลักษณะการวิบัติ

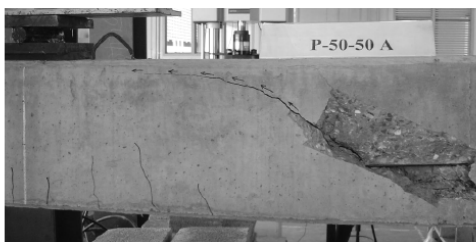
ในการทดสอบกำลังรับแรงของคานคอนกรีตเสริมเหล็กอ้างอิงและคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำฝังที่ส่วนรองรับ ในบทความนี้ได้พยายามให้น้ำหนักบรรทุกสูงสุดเป็นกำลังรับแรงสูงสุดของคานที่ระยะการแอนตัวของคานมีค่าเท่ากับ $L/100$ รูปที่ 5 แสดงตัวอย่างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก (loads) และค่าการแอนตัวที่กึ่งกลางคาน (midspan deflection) ที่ได้จากการทดสอบคานที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก 30 ซม. และมีระยะฝังของเหล็กทรงน้ำที่แตกต่างกัน จากรูปจะเห็นได้ว่า ลักษณะของกราฟจะเป็นเส้นตรงสองเส้นที่มีความชันแตกต่างกัน ซึ่งเส้นกราฟในช่วงแรกจะมีความชันสูงกว่าเส้นกราฟในช่วงที่สองมาก โดยในช่วงแรกคานจะมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear) ซึ่งคอนกรีตเสริมเหล็กและเหล็กทรงน้ำจะร่วมกันรับแรงกระทำ จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกของคานมีค่าประมาณร้อยละ 80-85 ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ซึ่งเหล็กเสริมจะมีความเครียดที่จุดคราก (yield strain) ประมาณ 0.0012 มม./มม. ในช่วงนี้สามารถสังเกตเห็นรอยร้าวเกิดขึ้นได้ทั้งคานบริเวณกึ่งกลางคานและค่อๆขยายตัวสูงขึ้น ในอัตราที่รวดเร็ว และพฤติกรรมของคานจะเริ่มเข้าสู่ช่วงที่สอง โดยในช่วงนี้แรงดึงที่เกิดขึ้นในส่วนล่างของหน้าตัดคานจะถูกรองรับโดยเหล็กเสริม จากนั้นการแตกร้าว จะเกิดการขยายตัวมากขึ้นอย่างต่อเนื่อง ขณะที่ค่าการแอนตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วและมากกว่าในช่วงแรก โดยที่น้ำหนักบรรทุกรวมจะเพิ่มขึ้นอีกไม่มากนัก ประมาณร้อยละ 15-20 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของคาน



รูปที่ 5 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและค่าการแอนตัวที่กึ่งกลางคาน

รูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้น สำหรับคานที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 30 และ 50 ซม. มีลักษณะที่คล้ายคลึงกัน

กล่าวคือ ลักษณะการวิบัติของคานเป็นแบบเฉือนทแยง (diagonal shear failure) โดยช่วงแรกรอยร้าวในแนวตั้งจะเกิดขึ้นก่อนบริเวณกึ่งกลางคาน เมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าเพิ่มมากขึ้น รอยร้าวในแนวตั้งนี้จะขยายตัวและขยับตัวสูงขึ้น จนกระทั่งแรงดึงทแยง (diagonal tension) ภายในคานมีค่ามากกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตและเหล็กเสริม ช่วงนี้คานจะเกิดรอยร้าวในแนวทแยง โดยที่รอยร้าวดังกล่าวไม่สามารถขยับตัวผ่านเหล็กทรงน้ำที่ฝังอยู่ภายในคานได้ เนื่องจากเหล็กทรงน้ำทำหน้าที่รับแรงดังกล่าว ทำให้รอยร้าวเปลี่ยนทิศทางการขยายตัวไปตามความยาวของผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตและเหล็กทรงน้ำแทน จนกระทั่งรอยร้าวขยายตัวผ่านรอยต่อระหว่างเหล็กทรงน้ำกับคอนกรีตที่ปลายของเหล็กทรงน้ำ จากนั้นการวิบัติแบบเฉือนทแยงจะเกิดขึ้นอย่างทันทีทันใด (immediate failure) โดยทำมุมประมาณ 40-45 องศากับแนวแกน ดังแสดงในรูปที่ 6a และ 6b



(a) คานที่มีระยะฝังเหล็กทรงน้ำเท่ากับ 50 ซม.



(b) คานที่มีระยะฝังเหล็กทรงน้ำเท่ากับ 110 และ 140 ซม.

รูปที่ 6 ตัวอย่างลักษณะการวิบัติของคาน

5. วิเคราะห์และวิจารณ์ผลการวิจัย

5.1 กำลังรับน้ำหนักบรรทุก

ตารางที่ 3 แสดงผลการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งจากตารางพบว่า คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำฝังที่ส่วนรองรับ มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่สภาวะใช้งานที่ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ $L/240$ สูงกว่า คานคอนกรีตเสริมเหล็กอ้างอิงประมาณร้อยละ 10.0-31.2 และค่าน้ำหนักบรรทุก ณ.จุดสุดท้าย

ของคานที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น (P_e) คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปดังกล่าวมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงกว่าคานอ้างอิง ประมาณร้อยละ 4.0-9.8 ที่เป็นเช่นนี้มีสาเหตุเนื่องมาจากเหล็กทรงน้ำที่ฝังอยู่ภายใน ช่วยเพิ่มความแข็งแรงให้แก่คาน ทำให้สามารถต้านทานการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่มากขึ้นได้เพิ่มขึ้น นอกจากนี้ยังพบว่า ระยะฝังของเหล็กทรงน้ำที่ระยะ 50 ซม. จะทำให้ความสามารถในการรับแรงของคานลดลง เนื่องจากระยะฝังดังกล่าวไม่เพียงพอที่จะต้านทานแรงกระทำเนื่องจากแรงเฉือนทแยงได้ จึงทำให้มีค่าการวิบัติที่ต่ำกว่าคานที่มีระยะฝังของเหล็กทรงน้ำที่ 110 และ 140 ซม.

ตารางที่ 3 ผลการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำฝังที่ส่วนรองรับ

ตัวอย่างทดสอบ	น้ำหนักบรรทุกเฉลี่ย (kN.)			[a]/[b]
	$P_{L/240}$	P_e^1 (Test.),[a]	P_e^2 (Cal.),[b]	
R-0-30	153.22	190.51	140.80	1.35
P-50-30	172.80	185.15	140.80	1.31
P-110-30	176.78	198.96	140.80	1.41
P-140-30	200.96	209.18	140.80	1.49
R-0-50	145.36	185.89	127.66	1.45
P-50-50	160.21	175.67	127.66	1.38
P-110-50	181.72	198.13	127.66	1.55
P-140-50	199.99	203.29	127.66	1.59

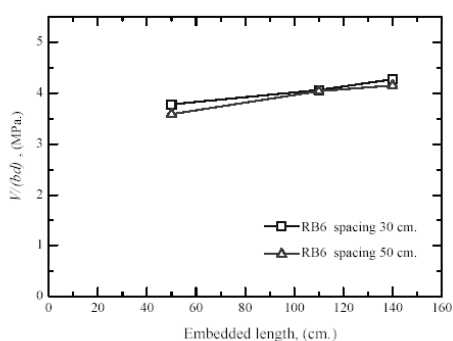
^{1,2} ค่าน้ำหนักบรรทุก ณ.จุดสุดท้ายของคานที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น ที่ได้จากการทดสอบ และสมการของ ว.ส.ท. ตามลำดับ

เมื่อเปรียบเทียบค่าน้ำหนักบรรทุก (P_e) ที่ได้จากการทดสอบกับสมการออกแบบของ ว.ส.ท. พบว่า ค่าน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากการทดสอบมีค่ามากกว่าค่าน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้จากสมการของ ว.ส.ท. โดยคานที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 30 ซม. อัตราส่วนความปลอดภัยเฉลี่ยอยู่ระหว่าง 1.31-1.49 และอัตราส่วนความปลอดภัยเฉลี่ยของคานที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 50 ซม. อยู่ระหว่าง 1.38-1.59 ซึ่งน่าจะเพียงพอในช่วงของการใช้งานจริง

5.2 ผลของความยาวระยะฝังของเหล็กทรงน้ำ

ผลจากความยาวระยะฝังของเหล็กทรงน้ำในตารางที่ 3 พบว่า คานที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 30 ซม. มีกำลังรับ

น้ำหนักบรรทุกและอัตราส่วนความปลอดภัยสูงขึ้น เมื่อระยะฝังของเหล็กทรงน้ำมีความยาวเพิ่มมากขึ้น เช่นเดียวกับในกรณีของคานที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 50 ซม. ซึ่งสาเหตุที่เป็นเช่นนี้เนื่องจากการฝังเหล็กทรงน้ำเข้าไปภายในคานคอนกรีตเสริมเหล็กทำให้หน้าตัดคานมีค่าความแข็งแรงเพิ่มขึ้น นอกจากนี้แล้ว ระยะฝังของเหล็กทรงน้ำจะช่วยให้การวิบัติในลักษณะแบบเฉียดตายเกิดขึ้นให้อัตราที่ช้าลง เนื่องจากแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นไม่สามารถขยายตัวผ่านเหล็กทรงน้ำที่ฝังอยู่ในคานได้ ทำให้เกิดการถ่ายแรงดังกล่าวไปตามความยาวของผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตและเหล็กทรงน้ำ ซึ่งหมายความว่า ถ้าความยาวของระยะฝังเหล็กทรงน้ำเพิ่มขึ้น พื้นที่ในการต้านทานแรงเฉือนก็จะมีค่ามากขึ้น ส่งผลให้คานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกและแรงเฉือนได้เพิ่มมากขึ้น ดังนั้นระยะฝังของเหล็กทรงน้ำเป็นปัจจัยหนึ่งที่ควบคุมความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของคาน



รูปที่ 7 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและระยะฝังของเหล็กทรงน้ำ

รูปที่ 7 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและระยะฝังของเหล็กทรงน้ำ จากรูปจะเห็นได้ว่า เมื่อระยะฝังของเหล็กทรงน้ำมีความยาวเพิ่มขึ้น ค่าของหน่วยแรงเฉือนมีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้นด้วย เนื่องจากเหล็กทรงน้ำที่ฝังอยู่ในคานทำให้คานมีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น และเมื่อเปรียบเทียบกับคานที่มีระยะฝังของเหล็กทรงน้ำที่เท่ากัน คานที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 30 ซม. จะมีหน่วยแรงเฉือนสูงกว่า คานที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 50 ซม. ประมาณร้อยละ 0.4-5.4 เนื่องจากคานที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกน้อยกว่า จะมีความสามารถต้านทานแรงเฉือนได้สูงกว่า นอกจากนี้แล้ว หน่วยแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นจะเป็นอัตราส่วนโดยตรงกับระยะฝังของเหล็กทรงน้ำที่เพิ่มขึ้น

6. สรุปผลการทดสอบ

จากการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำฝังที่ส่วนรองรับพบว่า

1. ในช่วงแรก คานจะมีพฤติกรรมแบบยึดหยุ่นเชิงเส้น จนถึงประมาณร้อยละ 80-85 ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุด จากนั้นพฤติกรรมของคานจะเข้าสู่ช่วงที่สอง สังเกตจาก การแตกร้าวจะเกิดการขยายตัวมากขึ้นอย่างต่อเนื่อง ขณะที่ค่าการแอ่นตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วและมากกว่าในช่วงแรก จนกระทั่งคานเกิดการวิบัติ โดยทั่วไปคานที่ใช้ในการทดสอบจะมีรูปแบบการวิบัติเป็นแบบแรงเฉือนเฉียดตาย ทำมุมเฉียดประมาณ 40-45 องศากับแนวแกน
2. ที่สภาวะใช้งานที่การแอ่นตัวมีค่าเท่ากับ $L/240$ คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปจะมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงกว่าคานอ้างอิง ประมาณร้อยละ 10.0-31.2 และค่าน้ำหนักบรรทุกสุดท้ายของคานที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยึดหยุ่นเชิงเส้น คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปดังกล่าวมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงกว่าคานอ้างอิง ประมาณร้อยละ 4.0-9.8 นอกจากนี้ อัตราส่วนความปลอดภัยเฉลี่ยอยู่ระหว่าง 1.31-1.59
3. เมื่อความยาวระยะฝังของเหล็กทรงน้ำเพิ่มขึ้น ค่าน้ำหนักบรรทุกและหน่วยแรงเฉือนมีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้น นอกจากนี้ ความยาวระยะฝังของเหล็กทรงน้ำจะเป็นปัจจัยหนึ่งที่ควบคุมความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของคาน

เอกสารอ้างอิง

- [1] Sibunruang, T., 1977. Construction Methods of Public Housing in Thailand. International Conference on Low Income Housing-Technology and Policy, pp.903-917.
- [2] Haas, A.M., 1983. Precast Concrete Design and Applications. Essex: Applied Science Publishers Ltd.
- [3] Yip, W.K., Teng, S., Ting, S.K. and Hu, H.B., 1999. Behaviour of Precast Reinforced Concrete Beams with Structural Steel I-Section Embedded at the Support Sections. The Seventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, Kochi : Japan, pp.973-978.
- [4] Richardson, J.G., 1973. Precast Concrete Production. London: George Berridge & Co. Ltd.
- [5] วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, 2538. มาตรฐานสำหรับการอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง, กรุงเทพฯ.



ผลของความยาวระยะฝังเหล็กทรงน้ำที่มีต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป

Effect of Embedded Length Steel Channel Sections on Precast Reinforced Concrete Beams.

จักษุภา ธำรงวุฒิ และผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สิทธิชัย แสงอาทิตย์

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

บทนำ (Introduction)

โดยทั่วไปรูปแบบของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีรูปแบบการก่อสร้างเป็นระบบเสา-คาน ชนิดหล่อในที่ ซึ่งเป็นวิธีการก่อสร้างที่ใช้เวลาค่อนข้างมาก และมีราคาสูง เนื่องจากต้องใช้ไม้แบบและแรงงานเป็นจำนวนมาก จึงได้มีการพัฒนารูปแบบการก่อสร้างแบบหล่อสำเร็จรูป (precast construction) จากโรงงานแล้วนำมาประกอบในสถานที่ก่อสร้าง ซึ่งการใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูป มีข้อดีหลายประการ เช่น การก่อสร้างทำได้อย่างรวดเร็ว ประหยัดในการใช้ไม้แบบ อีกทั้งยังสามารถลดค่าใช้จ่ายในด้านแรงงานซึ่งช่วยลดต้นทุนในการก่อสร้างลงได้มาก นอกจากนี้แล้ว ยังสามารถควบคุมปริมาณวัสดุและคุณภาพของงาน ได้ดีกว่าการก่อสร้างแบบหล่อในที่เป็นอย่างมาก ดังนั้นเพื่อตอบสนองต่อการประยุกต์ใช้และการพัฒนาการก่อสร้างแบบสำเร็จรูปงานวิจัยนี้จึงกล่าวถึงการศึกษาคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำฝังที่ส่วนรองรับ โดยมีจุดประสงค์หลักคือ เพื่อศึกษาผลของความยาวระยะฝังเหล็กทรงน้ำที่มีต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ซึ่งเหล็กทรงน้ำดังกล่าวจะช่วยทำให้การติดตั้งคานเข้ากับชิ้นส่วนของโครงสร้างอื่นๆ ทำได้โดยง่ายขึ้น

ผลการทดสอบ (Results)

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก (load) และค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน (midspan deflection) ดังแสดงในรูปที่ 2 จะเป็นเส้นตรงสองช่วง (bilinear) ในช่วงแรกคานจะมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear) จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกของคานมีค่าประมาณ 80-85% ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ($P_{L/100}$) จากนั้นพฤติกรรมของคานจะเริ่มเข้าสู่ช่วงที่สอง ขณะที่น้ำหนักบรรทุกจะเพิ่มขึ้นอีกประมาณ 15-20% ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ส่วนรูปแบบการวิบัติของคานที่เกิดขึ้นมีลักษณะแบบเฉือนทแยง (diagonal shear failure) ดังแสดงในรูปที่ 3

จากตารางที่ 1 คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำฝังที่ส่วนรองรับ มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่สภาวะใช้งานที่ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ $L/240$ สูงกว่าคานอ้างอิง ประมาณ 12.8-31.2% สาเหตุเนื่องจากเหล็กทรงน้ำที่ฝัง ช่วยเพิ่มความแข็งแรงให้แก่คาน ทำให้สามารถต้านทานการแอ่นตัวและน้ำหนักบรรทุกที่กระทำได้เพิ่มมากขึ้น

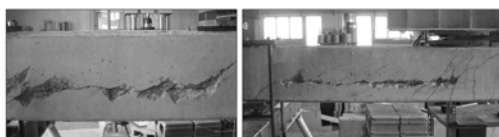


Figure 3 Typical mode of failure of the specimens.

วิธีการ (Method)

ตัวอย่างทดสอบเป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดกว้าง 0.175 ม. ลึก 0.35 ม. และยาว 4.0 ม. จำนวน 8 ตัวอย่าง แบ่งออกเป็น 2 ประเภท ได้แก่ คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กทรงน้ำฝังที่ส่วนรองรับ 6 ตัวอย่าง และคานคอนกรีตเสริมเหล็กอ้างอิง 2 ตัวอย่าง เหล็กข้ออ้อยขนาด 16 มม. และเหล็กเส้นกลมขนาด 6 มม. ถูกใช้เป็นเหล็กเสริมรับแรงดึง และเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ตามลำดับ เหล็กทรงน้ำขนาดหน้าตัด 100x50 มม. น้ำหนัก 9.36 กก./ม. ถูกฝังบริเวณปลายทั้งสองด้านของคาน ตัวแปรที่ใช้คือ ความยาวระยะฝัง (L_f) ของเหล็กทรงน้ำ 3 ค่า ได้แก่ 50, 110 และ 140 ซม. การทดสอบตัวอย่างคานกระทำแบบ four-points loading test ดังแสดงลักษณะในรูปที่ 1

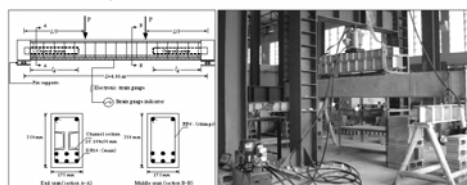


Figure 1 Details and Four-point loading test set-up for the precast reinforced concrete beams.

สรุปผล (Conclusion)

ที่สภาวะใช้งานที่การแอ่นตัวของคานมีค่าเท่ากับ $L/240$ คานที่มีเหล็กทรงน้ำ 1 มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงกว่าคานอ้างอิง 12.8-31.2 % เป็นผลมาจากความยาวระยะฝังของเหล็กทรงน้ำที่เพิ่มขึ้น นอกจากนี้ความยาวระยะฝังของเหล็กทรงน้ำจะเป็นปัจจัยหนึ่งที่ควบคุมความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของคาน

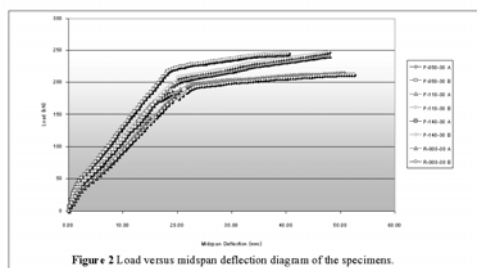


Figure 2 Load versus midspan deflection diagram of the specimens.

Table 1 Testing results of precast reinforced concrete beams.

Specimens	Embedded length (cm)	$P_{L/240}$ (kN)	Load Increased (%)
R-000-30	0	153.22	-
P-050-30	50	172.80	12.8
P-110-30	110	176.78	15.4
P-140-30	140	200.96	31.2

ประวัติผู้เขียน

นาย จักขดา ชำรงวุฒิ เกิดเมื่อวันที่ 24 กรกฎาคม พ.ศ. 2523 ศึกษาในระดับปริญญาตรี สาขาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัด นครราชสีมาในปี พ.ศ. 2541 และสำเร็จการศึกษาเมื่อปี พ.ศ. 2544 ในระหว่างที่ทำการศึกษาในระดับปริญญาตรี สาขาวิศวกรรมโยธา มีความสนใจในด้านวิศวกรรมโครงสร้างเป็นอย่างมาก จึงทำให้เกิดแรงจูงใจที่จะศึกษาต่อในระดับปริญญาโท ทางด้านวิศวกรรมโครงสร้าง เพื่อเป็นการพัฒนาความรู้และความสามารถให้ตนเอง จึงได้เข้าศึกษาต่อในการปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปี พ.ศ.2545 และในขณะที่ศึกษาอยู่ได้มีโอกาสเป็นผู้ช่วยสอนและวิจัยในสาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งช่วยให้ผู้วิจัยได้นำประสบการณ์ และความรู้ที่ได้จากการเป็นผู้ช่วยสอนและวิจัยมาประยุกต์ใช้กับงานวิจัยได้เป็นอย่างดี และจากการทำวิจัยนี้ทำให้ผู้วิจัยมีความรู้ และความเข้าใจทางด้านการทดสอบวัสดุ การออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นอย่างดี และมีผลงานตีพิมพ์เผยแพร่จำนวน 2 เรื่อง