



ใบรับรองวิทยานิพนธ์

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

ปริญญา

วิศวกรรมโยธา

วิศวกรรมโยธา

สาขา

ภาควิชา

เรื่อง กำลังรับน้ำหนักของคานเหล็กคอนกรีตเสริมเหล็กช่วงเดียว

Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Deep Beams

นามผู้วิจัย นายทัตติยะ ลักษณ์พรหม

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

ประธานกรรมการ

(รองศาสตราจารย์ตระกูล อร่ามรักษ์, Ph.D.)

กรรมการ

(ศาสตราจารย์ต่อกุล กาญจนาลัย, Ph.D.)

กรรมการ

(รองศาสตราจารย์ประทีป ดวงเดือน, M.Eng.)

หัวหน้าภาควิชา

(รองศาสตราจารย์ก่อโชค จันทวารางกูร, Ph.D.)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

(รองศาสตราจารย์กัญญา ชีระกุล, D.Agr.)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่ เดือน พ.ศ.

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

กำลังรับน้ำหนักของคานเหล็กคอนกรีตเสริมเหล็กช่วงเดียว

Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Deep Beams

โดย

นายทัตติยะ ลักษณ์ะพรหม

เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เพื่อความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

พ.ศ. 2553

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ทัตติยะ ลักษณะพรหม 2553: กำลังรับน้ำหนักของคานลึกลงกริดเสริมเหล็กช่วงเดียว
ปริญญานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชา
วิศวกรรมโยธา ปรธานกรรมการที่ปรึกษา: รองศาสตราจารย์ตระกูล อร่ามรักษ์, Ph.D.
159 หน้า

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษากำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลึกลงกริดเสริมเหล็ก
ช่วงเดียวจากการทดลอง เปรียบเทียบกับกำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการคำนวณทางทฤษฎี ตาม
มาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02 รวมถึงศึกษาผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มี
มีต่อกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลึกลงกริดซึ่งรับน้ำหนักบรรทุกสองจุดที่ผิวด้านบน โดยคานลึกลง
ตัวอย่างมีความกว้าง 0.15 เมตร ลึก 0.45 เมตรและยาว 1.20 เมตร อัตราส่วนความยาวช่วงคานต่อ
ความลึกประสิทธิภาพ (l_u/d) เท่ากับ 2.25 อัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกประสิทธิภาพ (a/d)
เท่ากับ 0.56 และมีมุมระหว่างคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยงกับแกนในแนวราบประมาณ 55° คาน
ลึกลงตัวอย่างมีทั้งหมด 18 ตัวอย่าง แบ่งออกเป็น 6 กลุ่มคือ คานลึกลงกริดที่ไม่เสริมเหล็กปลอก เสริมเหล็ก
ปลอกเฉพาะแนวตั้ง เสริมเหล็กปลอกเฉพาะแนวนอน เสริมเหล็กปลอกทั้งแนวตั้งและแนวนอน
เสริมเหล็กปลอกแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน และคานลึกลงกริดที่เสริมเหล็กปลอกแนวตั้งเฉพาะช่วงที่
โมเมนต์ดัดคงที่ โดยมีอัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึง 1.05 เปอร์เซ็นต์ อัตราส่วนเหล็กปลอก
แนวตั้งและแนวนอนไม่เกิน 0.47 เปอร์เซ็นต์ คอนกรีตเป็นคอนกรีตกำลังสูงมีกำลังรับแรงอัด 585
กก/ซม² ผลการทดลองพบว่า กำลังของคานลึกลงกริดซึ่งคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99 มีค่าน้อยกว่า
กำลังของคานลึกลงกริดซึ่งคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-02 และกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลึกลงกริดจาก
การทดลองมีค่าสูงกว่าค่าทางทฤษฎี 61-71 เปอร์เซ็นต์ และ 34-37 เปอร์เซ็นต์ ตามมาตรฐาน ACI
318-99 และ ACI 318-02 ตามลำดับ คานลึกลงกริดที่เสริมเหล็กปลอกทั้งแนวตั้งและแนวนอนมีกำลังสูง
กว่าและควบคุมรอยร้าวได้ดีกว่าคานลึกลงกริดที่เสริมเหล็กปลอกเฉพาะแนวตั้งหรือเฉพาะแนวนอน
เพียงอย่างเดียวคิดเป็น 26 เปอร์เซ็นต์ และ 9 เปอร์เซ็นต์ตามลำดับ กำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคาน
ลึกลงกริดที่มีรูปแบบการจัดเหล็กปลอกแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือนมีค่าใกล้เคียงกันกับคานลึกลงกริดที่มี
รูปแบบการจัดเหล็กปลอกแนวตั้งเฉพาะช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่ ตามมาตรฐาน ACI 318-02

Tattiya Lucksanaprom 2010: Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Deep Beams. Master of Engineering (Civil Engineering), Major Field: Civil Engineering, Department of Civil Engineering. Thesis Advisor: Associate Professor Trakool Aramraks, Ph.D. 159 pages.

The objective of this research is to investigate the experimental failure load of simply supported reinforced concrete deep beams with cylinder compressive strength of 585 kg/cm^2 under two-point loads compared with the load capacities calculated using the procedures given in the ACI 318-99 and the ACI 318-02 codes. The 18 specimen deep beams with varied arrangement of web reinforcements are considered. The specimens are divided into 6 groups, namely: without web reinforcement, with vertical web reinforcements only, with horizontal web reinforcements only, with both vertical and horizontal web reinforcements, with vertical web reinforcements in the shear span only, and with vertical web reinforcements in the range of the constant bending moment only. All specimens have the cross section of $0.15 \times 0.45 \text{ m}$ and the span length of 1.20 m , the clear span-to-effective depth ratio (l_n/d) of 2.25 and the shear span-to-effective depth ratio (a/d) of 0.56 with the strut angle of about 55° . The main steel ratio of 1.05% and the vertical and horizontal web reinforcement ratios not greater than 0.47% are used. The results show that the load capacities calculated using the procedures given in the ACI 318-99 code are lower than the ACI 318-02 code. The experimental failure loads of the specimens are $61\text{-}71\%$ and $34\text{-}37\%$ greater than the calculated load capacities using the ACI 318-99 and the ACI 318-02 codes respectively. According to the ACI 318-02 code and test results, there are no significant difference of failure load between the deep beams with vertical web reinforcements only in shear span, and the beams with vertical web reinforcements only in the constant bending moment region.

Student's signature

Thesis Advisor's signature

กิตติกรรมประกาศ

ขอกราบขอบพระคุณ รศ.ดร.ตระกูล อร่ามรักษ์ ประธานกรรมการที่ปรึกษาวิทยาลัย
ศ.ดร.ต่อกลุ่ กานูจนาลัย กรรมการที่ปรึกษาสาขาวิชาเอก และ รศ.ประทีป ดวงเดือน กรรมการที่
ปรึกษาสาขาวิชารอง ที่ให้คำปรึกษาในการเรียน การค้นคว้าวิจัย ตลอดจนการตรวจแก้ไข
วิทยานิพนธ์จนกระทั่งเสร็จสมบูรณ์ และกราบขอบพระคุณ ดร.เกรียงศักดิ์ มั่นเสถียรสิน ผู้แทน
บัณฑิตวิทยาลัย ที่ให้ความกรุณาตรวจแก้ไขวิทยานิพนธ์ให้สมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ขอขอบคุณ คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชม
งคลสุวรรณภูมิ ศูนย์นนทบุรี ที่ให้ความอนุเคราะห์ให้ใช้เครื่องทดสอบเอนกประสงค์ด้วยระบบ
ควบคุมคอมพิวเตอร์ UTM ขอขอบพระคุณ อาจารย์ทวิศักดิ์ ศรีจันทร์อินทร์ และ อาจารย์อาทิตย์
ดวงจันทร์ อาจารย์ประจำสาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลสุวรรณภูมิ ศูนย์นนทบุรี ที่กรุณาช่วยประสานงานและอำนวยความสะดวก
ความสะดวกในการใช้เครื่อง UTM ขอขอบคุณ คุณสรารุณี ยอดมณี ที่กรุณาช่วยจัดหา รวมทั้งให้
ความกระจ่างในการใช้เครื่องมือและอุปกรณ์การตรวจวัด

กราบขอบพระคุณ คุณชาญณรงค์ คุณประทุม แพรสิเจริญ และครอบครัว ผู้ซึ่งมีพระคุณที่
ให้กำลังใจและสนับสนุนด้านการศึกษาโดยตลอด จนงานวิจัยสำเร็จลุล่วงลงด้วยดี สุดท้าย ขอ
กราบขอบพระคุณ คุณพ่อ คุณแม่ ผู้เป็นพรหมอันสูงสุด ที่อบรม สั่งสอน และมอบความรักที่
ยิ่งใหญ่ให้แก่ข้าพเจ้า

ทัตติยะ ลักษณะพรหม

ธันวาคม 2552

สารบัญ

	หน้า
สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(2)
สารบัญภาพ	(4)
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ	(11)
คำนำ	1
วัตถุประสงค์	3
การตรวจเอกสาร	5
อุปกรณ์และวิธีการ	30
อุปกรณ์	30
วิธีการทดสอบ	38
ผลและวิจารณ์	42
สรุปและข้อเสนอแนะ	76
สรุป	76
ข้อเสนอแนะ	77
เอกสารและสิ่งอ้างอิง	79
ภาคผนวก	84
ภาคผนวก ก ผลการทดสอบวัสดุ	85
ภาคผนวก ข การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของคานาลูก	94
ภาคผนวก ค ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก ความเครียดที่ผิวคอนกรีต ความเครียดที่ผิวเหล็กเสริม และการแอ่นตัว	116
ภาคผนวก ง ภาพแสดงลักษณะการแตกร้าวของคานาลูก	136
ภาคผนวก จ ภาพการเตรียมตัวอย่าง และการติดตั้งอุปกรณ์	146
ประวัติการศึกษาและการทำงาน	159

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1	ข้อกำหนดในการคำนวณกำลังเฉือนของคานาลึก ตามมาตรฐาน ACI 318-99	14
2	ข้อกำหนดในการคำนวณกำลังของคานาลึก ตามมาตรฐาน ACI 318-02	17
3	การเปรียบเทียบวิธีคำนวณกำลังเฉือนของคานาลึกทางทฤษฎี ตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02	28
4	รายละเอียดเหล็กเสริมและรูปแบบการจัดเหล็กปลอกรับแรงเฉือน	35
5	กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐานที่อายุต่างๆ	40
6	กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมผิวเรียบ (SR24) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มิลลิเมตร	41
7	กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมผิวเรียบ (SD40) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มิลลิเมตร	41
8	ผลการเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักของคานาลึกจากการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02 และจากการทดลอง	44
9	ผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของคานาลึกซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99	45
10	ผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของคานาลึกซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02	47
11	กำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานาลึกจากการทดลองและการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99	60
12	กำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานาลึกจากการทดลองและการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-02	62
13	กำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ยและการเอนตัวเฉลี่ยของคานาลึกแต่ละกลุ่มซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99	63
14	กำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ยและการเอนตัวเฉลี่ยของคานาลึกแต่ละกลุ่มซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02	66

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
15	เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ยจากการทดลองของคานลึกลงซึ่ง ออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02	68
16	ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมจากการทดลองของคานลึกลงซึ่งออกแบบ ตามมาตรฐาน ACI 318-99	69
17	ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมจากการทดลองของคานลึกลงซึ่งออกแบบ ตามมาตรฐาน ACI 318-02	71
18	รูปแบบการวิบัติของคานลึกลงจากการทดลอง	73
ตารางผนวกที่		
ก1	กำลังอัดของคอนกรีตที่อายุต่างๆ	86
ก2	ผลการทดสอบเหล็กเสริมผิวเรียบ RB6 (SR24)	90
ก3	ผลการทดสอบเหล็กเสริมข้ออ้อย DB20 (SD40)	92

สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1	รูปด้านและรูปตัดขวางของคานาลูกที่ใช้ในการทดสอบ	32
2	แบบจำลองโครงข้อหมุนอย่างง่าย ตามมาตรฐาน ACI 318-02	32
3	รายละเอียดการเสริมเหล็กและตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ของคานาลูก B0a B0b และ B0c	36
4	รายละเอียดการเสริมเหล็กและตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ของคานาลูก A1a A1b และ A1c	36
5	รายละเอียดการเสริมเหล็กและตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ของคานาลูก A2a A2b และ A2c	36
6	รายละเอียดการเสริมเหล็กและตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ของคานาลูก A3a A3b และ A3c	37
7	รายละเอียดการเสริมเหล็กและตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ของคานาลูก S1a S1b และ S1c	37
8	รายละเอียดการเสริมเหล็กและตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ของคานาลูก S2a S2b และ S2c	37
9	การติดตั้งคานาลูกและอุปกรณ์ทดสอบ	39
10	รูปแบบการวิบัติของคานาลูกโดยคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงใต้น้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตก ในขณะที่รอยร้าวทแยงขยายกว้างขึ้น (Shear compression failure)	48
11	รูปแบบการวิบัติของคานาลูกโดยคอนกรีตบริเวณที่รองรับถูกอัดแตก และคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกในแนวทแยงมุม (Shear tension failure)	48
12	รูปแบบการวิบัติของคานาลูกโดยคอนกรีตในแนวทแยงหรือโครงโค้งซึ่งอยู่ระหว่างที่รองรับ และน้ำหนักรบรรทุก ถูกอัดแตก (Diagonal crushing failure)	49

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่		หน้า
ก1	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและอายุของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน	86
ก2	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน ที่อายุ 28 วัน ของตัวอย่างที่ 1	87
ก3	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน ที่อายุ 28 วัน ของตัวอย่างที่ 2	87
ก4	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน ที่อายุ 60 วัน ของตัวอย่างที่ 1	88
ก5	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน ที่อายุ 60 วัน ของตัวอย่างที่ 2	88
ก6	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน ที่อายุ 90 วัน ของตัวอย่างที่ 1	89
ก7	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน ที่อายุ 90 วัน ของตัวอย่างที่ 2	89
ก8	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมผิวเรียบ RB6 (SR24) ตัวอย่างที่ 1	90
ก9	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมผิวเรียบ RB6 (SR24) ตัวอย่างที่ 2	91
ก10	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมผิวเรียบ RB6 (SR24) ตัวอย่างที่ 3	91
ก11	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมข้ออ้อย DB20 (SD40) ตัวอย่างที่ 1	92
ก12	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมข้ออ้อย DB20 (SD40) ตัวอย่างที่ 2	93

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่		หน้า
ก13	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมข้ออ้อย DB20 (SD40) ตัวอย่างที่ 3	93
ค1	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอน ของคานลึกตัวอย่าง B0a B0b และ B0c	117
ค2	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอน ของคานลึกตัวอย่าง A1a A1b และ A1c	117
ค3	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอน ของคานลึกตัวอย่าง A2a A2b และ A2c	118
ค4	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอน ของคานลึกตัวอย่าง A3a A3b และ A3c	118
ค5	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอน ของคานลึกตัวอย่าง S1a S1b และ S1c	119
ค6	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอน ของคานลึกตัวอย่าง S2a S2b และ S2c	119
ค7	เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอน	120
ค8	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง ของคานลึกตัวอย่าง B0a B0b และ B0c	121
ค9	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง ของคานลึกตัวอย่าง A1a A1b และ A1c	121
ค10	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง ของคานลึกตัวอย่าง A2a A2b และ A2c	122
ค11	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง ของคานลึกตัวอย่าง A3b และ A3c	122
ค12	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง ของคานลึกตัวอย่าง S1a	123

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่		หน้า
ค13	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง ของคานลึกดัดตัวอย่าง S2a และ S2c	123
ค14	เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง	124
ค15	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานลึกดัดตัวอย่าง B0a B0b และ B0c	125
ค16	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานลึกดัดตัวอย่าง A1a A1b และ A1c	125
ค17	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานลึกดัดตัวอย่าง A2a และ A2c	126
ค18	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานลึกดัดตัวอย่าง A3a และ A3b	126
ค19	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานลึกดัดตัวอย่าง S1a S1b และ S1c	127
ค20	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานลึกดัดตัวอย่าง S2b และ S2c	127
ค21	เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึง	128
ค22	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กปลอกรับแรงเฉือนในแนวตั้ง ของคานลึกดัดตัวอย่าง A1a A1b และ A1c	129
ค23	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กปลอกรับแรงเฉือนในแนวนอน ของคานลึกดัดตัวอย่าง A2a A2b และ A2c	129
ค24	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กปลอกรับแรงเฉือนในแนวตั้ง ของคานลึกดัดตัวอย่าง A3a และ A3c	130
ค25	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กปลอกรับแรงเฉือนในแนวนอน ของคานลึกดัดตัวอย่าง A3a และ A3b	130

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่		หน้า
ค26	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กปลอกรับแรง เฉือนในแนวดิ่ง ของคานลึกดัดตัวอย่าง S1a และ S1c	131
ค27	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กปลอกรับแรง เฉือนในแนวดิ่ง ของคานลึกดัดตัวอย่าง S2b และ S2c	131
ค28	เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็ก ปลอก	132
ค29	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะเอนตัวของคานลึกดัดตัวอย่าง B0a B0b และ B0c	133
ค30	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะเอนตัวของคานลึกดัดตัวอย่าง A1a A1b และ A1c	133
ค31	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะเอนตัวของคานลึกดัดตัวอย่าง A2a A2b และ A2c	134
ค32	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะเอนตัวของคานลึกดัดตัวอย่าง A3a A3b และ A3c	134
ค33	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะเอนตัวของคานลึกดัดตัวอย่าง S1a S1b และ S1c	135
ค34	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะเอนตัวของคานลึกดัดตัวอย่าง S2a S2b และ S2c	135
ง1	การแตกร้าวของคานลึกดัด B0a	137
ง2	การแตกร้าวของคานลึกดัด B0b	137
ง3	การแตกร้าวของคานลึกดัด B0c	138
ง4	การแตกร้าวของคานลึกดัด A1a	138
ง5	การแตกร้าวของคานลึกดัด A1b	139
ง6	การแตกร้าวของคานลึกดัด A1c	139
ง7	การแตกร้าวของคานลึกดัด A2a	140
ง8	การแตกร้าวของคานลึกดัด A2b	140

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่		หน้า
ง9	การแตกร้าวของคานดัด A2c	141
ง10	การแตกร้าวของคานดัด A3a	141
ง11	การแตกร้าวของคานดัด A3b	142
ง12	การแตกร้าวของคานดัด A3c	142
ง13	การแตกร้าวของคานดัด S1a	143
ง14	การแตกร้าวของคานดัด S1b	143
ง15	การแตกร้าวของคานดัด S1c	144
ง16	การแตกร้าวของคานดัด S2a	144
ง17	การแตกร้าวของคานดัด S2b	145
ง18	การแตกร้าวของคานดัด S2c	145
จ1	เหล็กเสริมสำหรับคานดัดกลุ่มตัวอย่าง A1 ซึ่งติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดที่ผิวเหล็กเรียบร้อยแล้ว	147
จ2	เหล็กเสริมสำหรับคานดัดกลุ่มตัวอย่าง A2 ซึ่งติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดที่ผิวเหล็กเรียบร้อยแล้ว	147
จ3	เหล็กเสริมสำหรับคานดัดกลุ่มตัวอย่าง A3 ซึ่งติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดที่ผิวเหล็กเรียบร้อยแล้ว	148
จ4	เหล็กเสริมสำหรับคานดัดกลุ่มตัวอย่าง S1 ซึ่งติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดที่ผิวเหล็กเรียบร้อยแล้ว	148
จ5	เหล็กเสริมสำหรับคานดัดกลุ่มตัวอย่าง S2 ซึ่งติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดที่ผิวเหล็กเรียบร้อยแล้ว	149
จ6	เหล็กเสริมสำหรับคานดัดกลุ่มตัวอย่าง B0 ซึ่งติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดที่ผิวเหล็กเรียบร้อยแล้ว	149
จ7	อุปกรณ์วัดความเครียดติดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึง	150
จ8	อุปกรณ์วัดความเครียดติดที่ผิวเหล็กปลอกรับแรงเฉือน	150
จ9	แบบไม้สำหรับหล่อคานคอนกรีตซึ่งติดตั้งโครงเหล็กเสริมไว้แล้ว	151
จ10	การเทคอนกรีตลงแบบหล่อ และการทำคอนกรีตให้แน่น	151

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่		หน้า
จ11	การตบแต่งผิวหน้าคอนกรีตให้เรียบ	152
จ12	คานลึกลับคอนกรีตเสริมเหล็ก อายุประมาณ 24 ชั่วโมง	152
จ13	การบ่มคอนกรีตด้วยกระสอบชุบน้ำ	153
จ14	ทาสีขาวพร้อมทั้งขีดเส้นเป็นตารางที่ผิวด้านบนของคาน	154
จ15	การติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดที่ผิวคอนกรีต	155
จ16	เครื่องมือเก็บข้อมูลการวัดในรูปสัญญาณไฟฟ้า (Data Logger) และเครื่องมือวัดการแ่นตัว (LVDT)	155
จ17	การติดตั้ง LVDT เพื่อวัดการแ่นตัวที่กลางช่วงคาน	156
จ18	การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดเรียบร้อย และพร้อมทำการทดลอง	156
จ19	การวัดของคาน – ด้านหน้า	157
จ20	การวัดของคาน – ด้านหลัง	157
จ21	การวัดของแท่งคอนกรีตมาตรฐานซึ่งทำการทดสอบกำลังอัด	158

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

กก	=	กิโลกรัม
ซม	=	เซนติเมตร
ซม ²	=	ตารางเซนติเมตร
ม	=	เมตร
มม	=	มิลลิเมตร
a	=	ช่วงแรงเฉือน คือระยะระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกแบบจุดกับขอบที่รองรับ (เซนติเมตร)
A_c	=	เนื้อที่ตัดขวางของคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยง (ตารางเซนติเมตร)
A_n	=	เนื้อที่ตัดขวางของจุดเชื่อมต่อ (ตารางเซนติเมตร)
A_{ps}	=	เนื้อที่ตัดขวางของเหล็กเสริมอัดแรง (ตารางเซนติเมตร)
A_s	=	เนื้อที่ตัดขวางของเหล็กเสริมรับแรงดึง (ตารางเซนติเมตร)
A_{si}	=	เนื้อที่ตัดขวางของเหล็กเสริมรับแรงดึงชั้นที่ i ของคอนกรีตรับแรงอัด (Strut) (ตารางเซนติเมตร)
A_{st}	=	เนื้อที่ตัดขวางของเหล็กเสริมไม่อัดแรง (ตารางเซนติเมตร)
A_s'	=	เนื้อที่ตัดขวางของเหล็กเสริมรับแรงอัดในคอนกรีตรับแรงอัด (Strut)
A_v	=	เนื้อที่ตัดขวางของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่ตั้งฉากกับเหล็กเสริมรับแรงดึงภายในระยะ s (ตารางเซนติเมตร)
A_{vh}	=	เนื้อที่ตัดขวางของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่ขนานกับเหล็กเสริมรับแรงดึงภายในระยะ s_2 (ตารางเซนติเมตร)
b_w	=	ความกว้างของหน้าตัดคาน (เซนติเมตร)
d	=	ระยะจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงดึง (เซนติเมตร)
f_c'	=	กำลังอัดที่กำหนดของคอนกรีต (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)
f_{cu}	=	กำลังรับแรงอัดประสิทธิภาพของคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยง (Diagonal compression strut) หรือจุดต่อ (Node) (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)
f_s'	=	หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมรับแรงอัด (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)
f_{sc}	=	หน่วยแรงประสิทธิภาพก่อนการเสื่อมลงของแรงดึงของเหล็กเสริมอัดแรง (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

f_y	=	กำลังครากของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)
F_n	=	กำลังระบุของคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยง (Diagonal compression strut) หรือแรงดึงในเหล็กเสริม (Tie) หรือจุดต่อ (Node)
F_{nn}	=	กำลังระบุของจุดต่อ (Node)
F_{ns}	=	กำลังระบุของคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยง (Diagonal compression strut)
F_{nt}	=	กำลังระบุของแรงดึงในเหล็กเสริม (Tie)
F_u	=	แรงประลัยที่กระทำต่อคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง หรือแรงดึงในเหล็กเสริม หรือจุดต่อ
l_n	=	ช่วงว่างของคานที่วัดจากขอบถึงขอบของที่รองรับ (เซนติเมตร)
M_u	=	โมเมนต์ประลัยซึ่งสอดคล้องกันกับ V_u ที่หน้าตัดที่พิจารณา (กิโลกรัม-เซนติเมตร)
s	=	ระยะเรียงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้ง (เซนติเมตร)
s_2	=	ระยะเรียงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวนอน (เซนติเมตร)
s_i	=	ระยะเรียงของเหล็กเสริมชั้นที่ i ของคอนกรีตรับแรงอัด (Strut) (เซนติเมตร)
V_c	=	กำลังเฉือนระบุของคอนกรีต (กิโลกรัม)
V_n	=	กำลังเฉือนระบุของหน้าตัด (กิโลกรัม)
V_s	=	กำลังเฉือนระบุของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (กิโลกรัม)
V_u	=	แรงเฉือนประลัยที่หน้าตัดที่พิจารณา (กก)
β_n	=	ตัวคูณกำลังของจุดต่อ
β_s	=	ตัวคูณกำลังของคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยง
γ_i	=	มุมระหว่างแกนคอนกรีตรับแรงอัด กับแนวเหล็กเสริมชั้นที่ i
Δf_p	=	หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นในเหล็กเสริมอัดแรง (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)
ρ_w	=	อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึง
ρ_v	=	อัตราส่วนเหล็กปลอกในแนวตั้ง
ρ_{vh}	=	อัตราส่วนเหล็กปลอกในแนวนอน
λ	=	ค่าปรับแก้หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต
ϕ	=	ตัวคูณลดกำลังเฉือน

กำลังรับน้ำหนักของคานาลึกลอนกริตเสริมเหล็กช่วงเดียว

Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Deep Beams

คำนำ

คานาลึกลอนกริตเสริมเหล็กที่มีความสูงของหน้าตัดมีความลึกมากเมื่อเปรียบเทียบกับความกว้างและความยาวช่วงคาน เรียกว่า คานลึก ตัวอย่างของคานลึกในโครงสร้างได้แก่ กำแพงรับแรงเฉือน กำแพงฐานราก แผ่นพื้นรับแรงดัดข้าง ถ้ำน้ำหนัก เป็นต้น คานลึกมีพฤติกรรมในการรับน้ำหนักแตกต่างไปจากคานปกติ ทำให้การวิเคราะห์และออกแบบแตกต่างกันไปด้วย

มาตรฐาน ACI 318-99 กำหนดให้อัตราส่วนรับแรงดัดที่มีอัตราส่วนความยาวระหว่างขอบถึงขอบของที่รองรับ (ความยาวช่วงคาน) ต่อความลึกทั้งหมดน้อยกว่า 1.25 สำหรับคานช่วงเดียว ต้องคำนวณออกแบบเป็นคานลึก โดยพิจารณาถึงการกระจายความเครียดที่ไม่เป็นแบบเชิงเส้นและการโก่งคางด้านข้าง กรณีที่อัตราส่วนรับแรงดัดมีอัตราส่วนความยาวช่วงคานต่อความลึกประสิทธิผลน้อยกว่า 5 และรับน้ำหนักบรรทุกที่ด้านตรงกันข้ามกับที่รองรับ โดยที่แรงเฉือนส่วนใหญ่ถ่ายผ่านคานรับแรงอัดซึ่งอยู่ระหว่างรอยร้าวในแนวทแยง (Diagonal compression strut) ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและที่รองรับ ต้องคำนวณออกแบบแรงเฉือนตามข้อกำหนดพิเศษสำหรับองศาการลึกรับแรงดัด

มาตรฐาน ACI 318-02 กำหนดให้อัตราส่วนรับน้ำหนักบรรทุกที่ด้านตรงกันข้ามกับที่รองรับ โดยที่แรงเฉือนส่วนใหญ่ถ่ายผ่านคานรับแรงอัดซึ่งอยู่ระหว่างรอยร้าวในแนวทแยง (Diagonal compression strut) ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและที่รองรับ มีอัตราส่วนความยาวช่วงคานต่อความลึกทั้งหมดน้อยกว่า 4 หรือมีน้ำหนักบรรทุกแบบจุดกระทำห่างจากที่รองรับน้อยกว่าหรือเท่ากับ 2 เท่าของความลึกทั้งหมด ต้องคำนวณออกแบบเป็นคานลึก โดยพิจารณาถึงการกระจายความเครียดที่ไม่เป็นแบบเชิงเส้นและการโก่งคางด้านข้าง หรือใช้วิธีแบบจำลองโครงข้อหมุน (Strut and Tie)

การออกแบบคานลึกตามมาตรฐาน ACI 318-99 ต้องออกแบบคานรับแรงดัดและแรงเฉือน โดยกำหนดให้คานช่วงเดียวเป็นคานลึกรับแรงดัด เมื่ออัตราส่วนความยาวช่วงคานต่อความลึก

ทั้งหมดน้อยกว่า 1.25 และต้องพิจารณาถึงการกระจายความเครียดที่ไม่เป็นแบบเชิงเส้นบนหน้าตัดคาน แต่มาตรฐาน ACI 318-99 ไม่ได้กำหนดหรือแนะนำวิธีการพิจารณาการกระจายความเครียดที่ไม่เป็นแบบเชิงเส้นดังกล่าวประกอบการออกแบบ และต้องออกแบบคานช่วงเดียวเป็นคานลึกรับแรงเฉือน เมื่ออัตราส่วนความยาวช่วงคานต่อความลึกประสิทธิผลน้อยกว่า 5 โดยคิดกำลังเฉือนที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากโครงสร้างโค้ง แต่การออกแบบคานลึกตามมาตรฐาน ACI 318-02 ใช้วิธีแบบจำลองโครงข้อหมุน (Strut and Tie) จะเป็นการออกแบบทั้งการรับแรงดัดและแรงเฉือนไปพร้อมกัน

การศึกษานี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษากำลังรับน้ำหนักของคานลึกโดยการวิเคราะห์และการทดลอง การวิเคราะห์ใช้วิธีออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02 เปรียบเทียบกับมาตรฐาน ACI 318-99 โดยให้ความสำคัญกับการรับแรงเฉือนเนื่องจากความสามารถในการรับน้ำหนักของคานลึกถูกควบคุมโดยแรงเฉือนมากกว่าแรงดัด และการวิบัติโดยแรงเฉือนเป็นการวิบัติที่เปราะและรุนแรง การออกแบบเพื่อให้คานลึกมีความเหนียวอย่างพอเพียงจึงเป็นสิ่งสำคัญและควรออกแบบให้ห้องค์อาคารมีกำลังต้านแรงเฉือนมากกว่ากำลังต้านแรงดัด หากจะเกิดการวิบัติ องค์อาคารจะได้เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดัด

วัตถุประสงค์

1. ศึกษากำลังรับน้ำหนักของคานลึกลงซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02 สำหรับการเลื่อน
2. เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่ได้รับได้โดยคานลึกลงจากการทดลองกับการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02
3. ศึกษาถึงผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มีต่อกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลึกลง รวมถึงพฤติกรรมการแอ่นตัวและลักษณะการวิบัติของคานลึกลง

ขอบเขตการศึกษา

ขอบเขตการศึกษาประกอบด้วย

1. คานลึกลงเดี่ยว จำนวน 18 ตัวอย่าง 3 กลุ่ม
2. คานลึกลงกว้าง (b) 0.15 เมตร ลึก (h) 0.45 เมตร และยาว (l) 1.20 เมตร ความลึกประสิทธิภาพ (d) 0.40 เมตร ความยาวระหว่างขอบถึงขอบของที่รองรับ (l_n) 0.90 เมตร มีช่วงแรงเฉือน (a) 0.225 เมตร อัตราส่วนความยาวช่วงต่อความลึกประสิทธิภาพ (l_n/d) เท่ากับ 2.50 อัตราส่วนความยาวช่วงต่อความลึกทั้งหมด (l_n/h) เท่ากับ 2.22 อัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกประสิทธิภาพ (a/d) เท่ากับ 0.56 อัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึก (a/h) เท่ากับ 0.50
3. คานลึกลงรับน้ำหนักบรรทุกทดสอบสองจุดกระทำที่ผิวด้านบนห่างจากที่รองรับ 0.225 เมตร
4. คอนกรีตสำหรับหล่อตัวอย่างคานลึกลงเป็นคอนกรีตสำเร็จรูปมีกำลังรับแรงอัดจากการทดสอบคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐานที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 585 กก/ซม²
5. เหล็กเสริมหลักรับแรงดึงเป็นเหล็กเสริมข้ออ้อย SD40 ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มิลลิเมตร เหล็กปลอกในแนวตั้งและแนวนอนเป็นเหล็กเสริมผิวเรียบ SR24 ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มิลลิเมตร
6. ปริมาณเหล็กเสริมหลักรับแรงดึง (ρ_w) 1.05 เปอร์เซ็นต์ ที่ปลายเหล็กเสริมทำเป็นของอ 90° ยาว 0.25 เมตร ปริมาณเหล็กปลอกในแนวตั้ง (ρ_v) ไม่เกิน 0.47 เปอร์เซ็นต์ ปริมาณเหล็กปลอกในแนวนอน (ρ_{vh}) ไม่เกิน 0.47 เปอร์เซ็นต์
7. คอนกรีตรับแรงอัดซึ่งอยู่ระหว่างรอยร้าวในแนวทแยง (Diagonal compression strut) ซึ่งเกิดขึ้นในบริเวณระหว่างน้ำหนักบรรทุกและที่รองรับ ทำมุมกับแนวแกนของคานลึกลง (θ) ประมาณ 55°

การตรวจเอกสาร

Kong *et al.* (1970) ทำการทดสอบคานลึกลงเดี่ยวเพื่อศึกษาผลกระทบของการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน คานลึกลงมีอัตราส่วนความยาวช่วงว่างต่อความลึกประสิทธิภาพ (l_n/d) ระหว่าง 1.00 ถึง 3.00 และอัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกประสิทธิภาพ (a/d) ระหว่าง 0.23 ถึง 0.70 พบว่า ประสิทธิภาพของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของ l_n/d และ a/d และเสนอว่า การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวอนให้มีระยะเรียงที่ถี่ขึ้นบริเวณท้องคานจะช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงเฉือน เมื่ออัตราส่วน l_n/d และ a/d ลดลง

Kong and Robins (1971) ทำการทดสอบผลกระทบของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่มีต่อคานลึกลงซึ่งใช้คอนกรีตน้ำหนักเบา พบว่าสมการการคำนวณกำลังเฉือนของคานลึกลงซึ่งใช้คอนกรีตน้ำหนักปกติไม่เหมาะสมที่จะใช้กับคานลึกลงซึ่งใช้คอนกรีตน้ำหนักเบา

Kong *et al.* (1972) ทำการทดสอบคานลึกลงเดี่ยวโดยใช้อัตราส่วนของ l_n/d และ a/d ค่าเดียวกันกับการวิจัยที่ผ่านมา พบว่าการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในแนวทแยงจะทำให้กำลังเฉือนของคานเพิ่มขึ้น และยังควบคุมรอยร้าวและการแอ่นตัวได้อย่างมีประสิทธิภาพ

Smith and Vantsiotis (1982) ได้เสนอผลการทดสอบคานลึกลงเพื่อหาลำดับเฉือนภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกแบบจุด ซึ่งผลการทดสอบพบว่าการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนไม่มีผลกระทบต่อรูปแบบการเกิดของรอยร้าวในแนวทแยง และการเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวตั้ง (0.18% ถึง 1.25%) จะทำให้คานลึกลงมีกำลังเฉือนที่ดียิ่งขึ้น ในขณะที่การเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวอน (0.23% ถึง 0.93%) ไม่มีผลต่อกำลังเฉือน แต่ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของคานลึกลงจะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มกำลังอัดของคอนกรีตและลดอัตราส่วน a/d ถึงแม้ว่าคอนกรีตจะมีความสามารถในการรับแรงเฉือนได้สูงมากในคานลึกลง แต่มาตรฐาน ACI 318-77 กำหนดให้กระจายแรงเฉือนส่วนเกินนี้ ไปยังเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแทน

Rogowsky *et al.* (1986) ได้ทดสอบคานลึกลงเดี่ยวและคานลึกลงความยาวต่อเนื่อง พบว่าความเหนียวของคานลึกลงขึ้นอยู่กับปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้ง ในขณะที่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวอนไม่มีผลกระทบต่อกำลังเฉือนของคานลึกลง และการคำนวณกำลังเฉือนของคานลึกลงความยาวต่อเนื่องตามมาตรฐาน ACI ให้ค่าที่สูงเกินไป

Kong *et al.* (1995) ทำการทดสอบคานลึกลงช่วงเดียวและคานลึกลงความยาวต่อเนื่องซึ่งใช้คอนกรีตกำลังสูง พบว่าการคำนวณกำลังเฉือนของคานลึกลงตามมาตรฐาน ACI ให้ค่าในเชิงอนุรักษ์ที่สูงเกินไป

Lee and Siao (1994) ได้ทำการทดสอบคานลึกลงซึ่งมีน้ำหนักบรรทุกกระทำที่ด้านบนและด้านล่างของคานลึกลงพร้อมกัน พบว่ากำลังเฉือนจากผลการทดสอบให้ค่าที่สอดคล้องกับกำลังเฉือนที่คำนวณโดยข้อกำหนดทางทฤษฎี

Tan *et al.* (1995) ทำการทดสอบคานลึกลงโดยใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดในช่วง 410 กก/ซม² ถึง 590 กก/ซม² มีน้ำหนักบรรทุกทุกแบบสองจุดกระทำด้านบนของคานลึกลง อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดัดเท่ากับ 1.23% และมีอัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเท่ากับ 0.48% มีอัตราส่วน l_u/d ระหว่าง 2.15 ถึง 5.38 และอัตราส่วน a/d ระหว่าง 0.27 ถึง 2.70 พบว่าเมื่ออัตราส่วน l_u/d มีค่าเพิ่มขึ้นและอัตราส่วน a/d มากกว่าหรือเท่ากับ 1.00 คานลึกลงจะวิบัติเนื่องจากแรงดัด และกำลังเฉือนจากการคำนวณตามมาตรฐาน ACI ซึ่งใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดไม่เกิน 410 กก/ซม² ให้ค่ากำลังเฉือนในเชิงอนุรักษ์และปลอดภัยเพียงพอถึงแม้จะออกแบบคานลึกลงโดยใช้คอนกรีตกำลังอัดที่สูงกว่า

Zielinski and Rigotti (1995) ทำการทดสอบเพื่อหาค่ากำลังเฉือนของคานลึกลง เชิงยื่น และคานซึ่งลดระดับความลึกที่จุดรองรับ (dapped beam) คอนกรีตที่ใช้ทดสอบมีกำลังอัดระหว่าง 140 กก/ซม² ถึง 330 กก/ซม² วิเคราะห์และทำนายกำลังเฉือนของคานลึกลงโดยใช้แบบจำลอง Strut and Tie จากการทดสอบพบว่า อัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนต่อกำลังอัดของคอนกรีต (v_u/f'_c) มีค่าระหว่าง 0.42 (เมื่อเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวนอน) ถึง 0.85 (เมื่อเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวทแยง) และการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวนอนบริเวณที่คานต้องรับแรงดัด จะทำให้อัตราส่วน v_u/f'_c สูงขึ้นมากกว่าการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนกระจายอย่างสม่ำเสมอทั่วหน้าตัดคาน

Yun and Ramirez (1996) เสนอวิธีการหาความเค้นของค้ำยันรับแรงอัดโดยใช้อัตราส่วนความเค้นหลักซึ่งได้จากการวิเคราะห์องค์อาคารคอนกรีตล้วนที่ยังไม่เกิดรอยร้าวภายใต้การอัดสองแกนด้วยวิธีไฟในอิลิเมนต์ และตรวจสอบความถูกต้องของกำลังรับแรงกดบริเวณจุดเชื่อมต่อในแบบจำลอง Strut and Tie ซึ่งผลการวิเคราะห์สอดคล้องกันกับผลการทดสอบคานลึกลงโดยคณะวิจัยอื่น

Ashour (1997) ได้ทำการทดสอบคานลึกลงความยาวต่อเนื่อง พบว่าเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้งมีอิทธิพลต่อกำลังเฉือนของคานลึกลงมากกว่าเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวอน โดยมีแนวการวิบัติเริ่มจากรอยร้าวทแยงซึ่งอยู่ระหว่างน้ำหนักระทำและฐานรองรับ

Tan *et al.* (1997) ได้ทำการทดสอบผลกระทบของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่มีต่อพฤติกรรมของคานลึกลงซึ่งใช้คอนกรีตกำลังสูง โดยใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดในช่วง 550 กก/ซม² ถึง 860 กก/ซม² มีอัตราส่วน a/d เท่ากับ 1.13 พบว่าการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวตั้งมีประสิทธิภาพมากกว่าการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวอน และการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวทแยงจะทำให้คานมีค่าสลิปเนสเพิ่มขึ้น ควบคุมการเกิดรอยร้าวและความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงได้อย่างมีประสิทธิภาพ อีกทั้งยังทำให้กำลังเฉือนของคานเพิ่มขึ้น และมาตรฐาน ACI กำหนดปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวอนไว้สูงเกินไป

Foster and Gilbert (1998) ได้ศึกษาคานลึกลงซึ่งใช้คอนกรีตกำลังสูง โดยมีกำลังอัดในช่วง 500 กก/ซม² ถึง 1200 กก/ซม² พบว่าการออกแบบตามมาตรฐาน ACI ให้ผลในเชิงอนุรักษ์สำหรับคานลึกลงที่ใช้คอนกรีตกำลังสูง

ASCE-ACI Committee 445 (1999) เสนอวิธีการออกแบบของค้ำอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านทานแรงเฉือนโดยวิธีแบบจำลองโครงข้อหมุนและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง เพื่อออกแบบคานลึกลง ยื่น และองค้ำอาคารอื่นๆ

Tan and Lu (1999) ได้ทำการทดสอบคานลึกลงขนาดใหญ่เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือน ความลึกของคานมีค่าระหว่าง 0.50 ถึง 1.75 เมตร และมีความยาวช่วงระหว่าง 1.50 ถึง 4.52 เมตร ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสองจุด คอนกรีตมีกำลังอัดเท่ากับ 400 กก/ซม² และมีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเท่ากับ 2.60% พบว่าอัตราส่วน a/d มีผลต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานและขนาดของคานเองมีอิทธิพลต่อการวิบัติของคานด้วย กล่าวคือคานลึกลงที่มีขนาดใหญ่จะมีพฤติกรรมแบบเปราะมากกว่าคานลึกลงที่มีขนาดเล็กกว่า

Shin *et al.* (1999) ทำการทดสอบกำลังเฉือนของคานซึ่งใช้คอนกรีตกำลังสูง พบว่ากำลังเฉือนซึ่งคำนวณโดยมาตรฐาน ACI 318-95 ให้ค่าที่ต่ำเกินไปสำหรับคานลึกลงที่มีอัตราส่วน a/d ระหว่าง 1.50 ถึง 2.50

Duthinh (2000) ทำการรวบรวมข้อมูลผลการทดสอบคานลิกที่ผ่านมาของ Tan และคณะ (1998) จำนวน 233 ตัวอย่าง แบ่งออกเป็น คานลิกซึ่งใช้คอนกรีตกำลังอัดน้อยกว่า 40 เมกกะปาสกาล จำนวน 133 ตัวอย่าง คานลิกซึ่งใช้คอนกรีตกำลังอัดระหว่าง 40 เมกกะปาสกาล ถึง 55 เมกกะปาสกาล จำนวน 32 ตัวอย่าง และคานลิกซึ่งใช้คอนกรีตกำลังอัดระหว่าง 55 เมกกะปาสกาล ถึง 120 เมกกะปาสกาล จำนวน 68 ตัวอย่าง โดยที่คานลิกดังกล่าวมีอัตราส่วน a/d น้อยกว่า 2.5 รับน้ำหนักบรรทุกทดสอบแบบหนึ่งจุดหรือสองจุด พบว่ากำลังเฉือนที่คำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99 ให้ค่าในเชิงอนุรักษ์ และยังได้รวบรวมข้อมูลผลการทดสอบคานลิกที่ผ่านมาของ Foster และคณะ (1998) จำนวน 16 ตัวอย่าง กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าระหว่าง 50 เมกกะปาสกาล ถึง 120 เมกกะปาสกาล พบว่ากำลังเฉือนที่คำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99 ให้ค่าในเชิงอนุรักษ์ เช่นเดียวกัน จากผลการทดสอบดังกล่าว ผู้วิจัยจึงเสนอให้มีการปรับค่า $\sqrt{f'_c}$ ในข้อกำหนดการออกแบบกำลังเฉือนและแรงบิดตามมาตรฐาน ACI 318-99 ให้สอดคล้องกับค่ากำลังอัดของคอนกรีตกำลังสูง (120 เมกกะปาสกาล) กล่าวคือ จากข้อกำหนดตามมาตรฐาน ACI 318-99 ที่ให้ใช้ $\sqrt{f'_c}$ ได้ไม่เกิน 8.3 เมกกะปาสกาล (27 กก/ซม²) ปรับค่าเป็น 11 เมกกะปาสกาล (35 กก/ซม²)

Ashour (2000) สร้างแบบจำลองเพื่อวิเคราะห์กลไกการวิบัติของคานลิกช่วงเดียวพร้อมทั้งนำเสนอสมการเพื่อคำนวณกำลังเฉือนโดยใช้ทฤษฎีพลาสติก โดยสมการที่พัฒนาขึ้นมาจะนำเสนอในรูปแบบของกำลังเฉือนไร้มิติ, λ โดยเปรียบเทียบกำลังเฉือนจากการคำนวณโดยใช้สมการดังกล่าวกับผลการทดสอบกำลังเฉือนของคานลิก 172 ตัวอย่าง ซึ่งทำการทดสอบโดยคณะวิจัยอื่น ประเภทของคานลิกที่ใช้เปรียบเทียบกำลังเฉือน ประกอบด้วยคานลิกซึ่งไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน เสริมเหล็กรับแรงเฉือนเฉพาะแนวอน เสริมเหล็กรับแรงเฉือนเฉพาะแนวตั้ง เสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวอนร่วมกันกับแนวตั้งและเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวทแยง อัตราส่วน a/d มีค่าระหว่าง 0.28 ถึง 2.00 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทดสอบแบบหนึ่งจุดและสองจุด พบว่าคานลิกซึ่งไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนเลยนั้น λ จะมีค่าลดลงเมื่ออัตราส่วน a/d เพิ่มขึ้น และ λ จะแปรผันเป็นเส้นตรงกับปริมาณเหล็กเสริมหลักรับแรงดึงจนถึงค่าหนึ่งแล้ว λ จะมีค่าคงที่แม้ปริมาณเหล็กเสริมหลักรับแรงดึงจะเพิ่มขึ้นก็ตาม สำหรับคานลิกซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเฉือนนั้นพบว่า เมื่อกำหนดให้อัตราส่วนของเหล็กเสริมหลักมีค่าคงที่และคานลิกมีอัตราส่วน a/d น้อยกว่า 0.75 แล้วการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวอนจะเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงเฉือนได้สูงกว่าการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวตั้ง และหากคานลิกมีปริมาณเหล็กเสริมหลักรับแรงดึงค่อนข้างน้อยแล้ว การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวอนร่วมกันกับแนวตั้งจะทำให้กำลังเฉือนมีค่าเพิ่มขึ้น และอัตราส่วน a/d มีอิทธิพลต่อความสามารถในการรับแรงเฉือนมากกว่าอัตราส่วน l_u/d

Hwang *et al.* (2000) ศึกษาผลการทดสอบกำลังเฉือนของคานลึกลงที่ผ่านมาจากคณะวิจัยอื่น จำนวน 123 ตัวอย่างตามมาตรฐาน ACI 318-95 ตัวแปรที่ศึกษาได้แก่ อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวดิ่งและแนวนอน กำลังอัดของคอนกรีต และอัตราส่วน a/d เปรียบเทียบกับการออกแบบกำลังเฉือนโดยวิธี Strut and Tie พบว่าคานลึกลงที่ออกแบบโดยวิธี Strut and Tie จะมีสมรรถภาพที่ดีกว่าภายใต้ตัวแปรทุกตัวที่พิจารณา

Oh และ Shin (2001) ทำการทดสอบกำลังเฉือนของคานซึ่งใช้คอนกรีตกำลังสูง ซึ่งคอนกรีตมีกำลังอัดระหว่าง 230 กก/ซม² ถึง 740 กก/ซม² ภายใต้หน้าทับบรรทุกแบบสองจุด มีอัตราส่วน l_u/d ระหว่าง 3.0 ถึง 5.0 อัตราส่วน a/d ระหว่าง 0.5 ถึง 2.0 คานเหล็กเสริมเหล็กรับแรงดึงเพียงอย่างเดียวมีอัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ 1.29% อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวดิ่งระหว่าง 0.00% ถึง 0.34% และอัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอนระหว่าง 0.00% ถึง 0.94% ผลการทดสอบพบว่าเมื่อไม่มีการพิจารณากำลังของคอนกรีต การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนของคานลึกลงจะถูกควบคุมโดยอัตราส่วน a/d และเมื่ออัตราส่วน a/d มีค่าน้อย คานลึกลงซึ่งใช้คอนกรีตกำลังสูงจะเกิดการวิบัติอย่างฉับพลันโดยไม่มีสัญญาณเตือนล่วงหน้า และยังพบว่า กำลังเฉือนซึ่งคำนวณโดยมาตรฐาน ACI ให้ค่าที่ต่ำเกินไปสำหรับคานลึกลงซึ่งใช้คอนกรีตกำลังสูง อีกทั้งเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวนอนไม่ช่วยให้กำลังเฉือนของคานเพิ่มขึ้นเมื่ออัตราส่วน a/d มีค่าลดลง

Foster and Malik (2002) เสนอสมการเพื่อคำนวณค่าตัวคูณประสิทธิภาพผลของคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยงที่เกิดขึ้นในแบบจำลอง Strut and Tie โดยเปรียบเทียบกับผลการทดสอบองค์อาคารซึ่งมีกำลังของชิ้นส่วนไม่ได้ถูกควบคุมโดยการตัดเช่น คานลึกลงเชิงยื่น เป็นต้น จำนวน 135 ตัวอย่างซึ่งทดสอบโดยคณะวิจัยอื่น พบว่ามุมระหว่างคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงกับแนวแกนของคาน (θ) เป็นตัวแปรสำคัญในการกำหนดค่าตัวคูณประสิทธิภาพผลของคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยงมากกว่าค่ากำลังอัดของคอนกรีต โดยแบบจำลองที่ให้ความสำคัญกับค่า θ ร่วมกับการใช้ทฤษฎีตัดแปลงสนามแรงอัด (Modified compression field theory) จะให้ค่าตัวคูณประสิทธิภาพผลของคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยงที่สอดคล้องกับผลการทดสอบ

Aguilar *et al.* (2002) ทำการทดสอบคานลึกลงภายใต้หน้าทับบรรทุกแบบสองจุด คานลึกลงมีความกว้าง 0.30 เมตร ลึก 0.92 เมตร ยาว 4.47 เมตร และมีอัตราส่วน a/d เท่ากับ 1.00 จำนวน 4 ตัวอย่าง เพื่อศึกษารูปแบบการแตกร้าว รูปแบบการวิบัติ การตอบสนองของคานต่อหน้าทับบรรทุกและการแอ่นตัว และความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมและคอนกรีต ตามมาตรฐาน ACI 318-99

และ ACI 318-02 พบว่าเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้งและแนวราบครากก่อนการวิบัติ และพบว่าการออกแบบกำลังเฉือนตามมาตรฐานทั้งสองให้ค่าในเชิงอนุรักษ์สำหรับคานลึกลงเดี่ยว

Hwang and Lee (2002) เสนอสมการเพื่อคำนวณกำลังของคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยงที่เกิดขึ้นในแบบจำลอง Strut and Tie โดยเปรียบเทียบกับผลการทดสอบคานลึกลง 123 ตัวอย่าง เหยียด 178 ตัวอย่าง ผัน 62 ตัวอย่าง ซึ่งทำการทดสอบโดยคณะวิจัยอื่น พบว่ากำลังคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงจากการทำนายด้วยสมการดังกล่าวให้ค่าในเชิงอนุรักษ์เล็กน้อย โดยมีค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนกำลังคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงจากการทดสอบต่อค่าจากการทำนายเท่ากับ 1.20 และมีค่าสัมประสิทธิ์การแปรผันเท่ากับ 0.20

Matamoros and Wong (2003) ศึกษาผลการทดสอบคานลึกลงเดี่ยวที่ผ่านมาโดยคณะวิจัยอื่น จำนวน 175 ตัวอย่าง มีอัตราส่วน a/d ไม่เกิน 3.0 เปรียบเทียบผลการทดสอบกับการออกแบบโดยวิธี Strut and tie ตามมาตรฐาน ACI 318-02 พบว่าเมื่อมุมระหว่างคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงและแนวแกนของคานลึกลง จะทำให้ตัวคูณกำลังคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยงมีค่าลดลงตามไปด้วย และมีค่าต่ำกว่าที่กำหนดไว้ในมาตรฐานการออกแบบคานลึกลงซึ่งมีอัตราส่วน a/d มากกว่า 1.0

Zararis (2003) เสนอทฤษฎีเพื่ออธิบายการวิบัติของคานลึกลงเดี่ยวพร้อมทั้งพัฒนาสมการเพื่อคำนวณความลึกของพื้นที่รับแรงอัดของคอนกรีตที่ยังไม่เกิดรอยร้าว และคำนวณความสามารถในการรับแรงเฉือนของคานลึกลงทั้งที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนและไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทดสอบแบบหนึ่งจุดและสองจุด เปรียบเทียบกำลังเฉือนจากการคำนวณโดยใช้สมการดังกล่าวกับผลการทดสอบกำลังเฉือนของคานลึกลง 145 ตัวอย่าง ซึ่งทำการทดสอบโดยคณะวิจัยอื่น มีอัตราส่วน a/d ระหว่าง 1.0 ถึง 2.5 พบว่า การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวอนไม่มีผลกระทบต่อกำลังเฉือน

Yang *et al.* (2003) ทำการทดสอบคานลึกลงเพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานลึกลงซึ่งใช้คอนกรีตกำลังสูงและตรวจสอบข้อกำหนดการคำนวณกำลังเฉือนตามมาตรฐาน ACI เมื่อคำนึงถึงผลกระทบของขนาด (Size effect) ของคานลึกลง กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าระหว่าง 240 กก/ซม² ถึง 800 กก/ซม² อัตราส่วน a/d เท่ากับ 0.50 และ 1.00 ความลึกมีค่าระหว่าง 0.40 เมตร ถึง 1.00 เมตร และมีปริมาณเหล็กเสริมหลักรับแรงดึงเท่ากับ 1.00% พบว่า กำลังเฉือนของคานมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงขึ้นเมื่ออัตราส่วน a/d เท่ากับ 1.00 และเมื่อคานมีความลึกมากกว่า

0.75 เมตรขนาดของคานมีผลกระทบต่อกำลังเฉือนของคานลิกที่มีอัตราส่วน a/d เท่ากับ 1.00 ชัดเจนกว่าคานลิกที่มีอัตราส่วน a/d เท่ากับ 0.50 และผู้วิจัยยังสรุปว่า การคำนวณกำลังเฉือนขณะเกิดรอยร้าวทแยงและกำลังเฉือนประลัยของคานลิกที่ใช้คอนกรีตกำลังปกติและคอนกรีตกำลังสูง ตามมาตรฐาน ACI 318-99 ต้องพิจารณาผลกระทบของขนาดของคานเมื่อคานมีความลึกเกิน 1.00 เมตร

Kotsovos and Pavlovic (2004) ศึกษาผลกระทบของขนาด (Size effect) ของคานที่มีต่อคานซึ่งอัตราส่วน a/d มีค่าน้อยด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยใช้ข้อมูลผลการทดสอบของคณะวิจัยอื่น ซึ่งประกอบด้วยคานซึ่งกว้าง 0.25 เมตร ลีกระหว่าง 0.20 เมตร ถึง 1.00 เมตร ความลึกประสิทธิภาพระหว่าง 0.16 เมตร ถึง 0.93 เมตร อัตราส่วน a/d เท่ากับ 1.00 กำลังอัดของคอนกรีตเท่ากับ 200 กก/ซม² กำลังจุดครากของเหล็กเสริมเท่ากับ 5000 กก/ซม² จำนวน 5 ตัวอย่าง และคานซึ่งกว้าง 0.14 เมตร ลีกระหว่าง 0.50 เมตร ถึง 1.75 เมตร ความลึกประสิทธิภาพระหว่าง 0.45 เมตร ถึง 1.56 เมตร อัตราส่วน a/d ระหว่าง 0.56 ถึง 1.13 กำลังอัดของคอนกรีตระหว่าง 300 กก/ซม² ถึง 500 กก/ซม² กำลังจุดครากของเหล็กเสริมเท่ากับ 5000 กก/ซม² จำนวน 12 ตัวอย่าง พบว่าคานซึ่งมีอัตราส่วน a/d น้อยกว่า 1.15 ไม่มีผลกระทบของขนาด (size effect)

Tang and Tan (2004) เสนอสมการเพื่อคำนวณกำลังเฉือนของคานลิกโดยพิจารณาถึงผลกระทบของหน่วยแรงดึงในแนวตั้งฉากกับแกนคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยง ซึ่งทำให้คานวิบัติจากการแตกร้าวในแนวแกน และหน่วยแรงอัดในแนวทแยงซึ่งทำให้คานวิบัติเนื่องจากคอนกรีตถูกบดอัด โดยเปรียบเทียบผลการคำนวณกับผลการทำสอบคานลิกโดยคณะวิจัยอื่น ซึ่งคานลิกที่ใช้ทดสอบมีความกว้าง 0.11 เมตร ลีค 0.50 เมตร ความลึกประสิทธิภาพ 0.46 เมตร อัตราส่วน a/d มีค่าระหว่าง 0.27 ถึง 2.70 อัตราส่วน l_u/d มีค่าระหว่าง 2.15 ถึง 5.38 กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าระหว่าง 410 กก/ซม² ถึง 590 กก/ซม² กำลังครากของเหล็กเสริมหลักและเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเท่ากับ 5000 กก/ซม² และ 3750 กก/ซม² ตามลำดับ จำนวน 19 ตัวอย่าง พบว่า ค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนกำลังเฉือนจากการทดสอบต่อกำลังเฉือนจากการคำนวณเท่ากับ 1.10 และมีค่าสัมประสิทธิ์ความแปรผันเท่ากับ 0.105 ส่วนคานลิกซึ่งมีความกว้าง 0.10 เมตร ลีค 0.36 เมตร ความลึกประสิทธิภาพ 0.31 เมตร อัตราส่วน a/d มีค่าระหว่าง 1.00 ถึง 2.08 อัตราส่วน l_u/d มีค่าระหว่าง 2.67 ถึง 4.83 กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าระหว่าง 160 กก/ซม² ถึง 220 กก/ซม² กำลังครากของเหล็กเสริมหลักและเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเท่ากับ 4300 กก/ซม² และ 4800 กก/ซม² ตามลำดับ จำนวน 52 ตัวอย่าง พบว่า ค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนกำลังเฉือนจากการทดสอบต่อกำลังเฉือนจากการคำนวณเท่ากับ 1.30 และมีค่าสัมประสิทธิ์ความแปรผันเท่ากับ 0.086 และคานลิกซึ่งมีความกว้าง 0.076 เมตร ลีกระหว่าง 0.254

เมตร ถึง 0.762 เมตร ความลึกประสิทธิผลระหว่าง 0.216 เมตร ถึง 0.724 เมตร อัตราส่วน a/d มีค่าระหว่าง 0.35 ถึง 1.18 อัตราส่วน l_u/d มีค่าระหว่าง 1.05 ถึง 3.53 กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าระหว่าง 180 กก/ซม² ถึง 270 กก/ซม² กำลังครากของเหล็กเสริมหลักและเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเท่ากับ 2800 กก/ซม² จำนวน 45 ตัวอย่าง พบว่า ค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนกำลังเฉือนจากการทดสอบต่อกำลังเฉือนจากการคำนวณเท่ากับ 1.32 สัมประสิทธิ์ความแปรผันเท่ากับ 0.116

Tan and Cheng (2006) ศึกษาผลกระทบของขนาด (Size effect) ของคานลึกลึกที่มีต่อกำลังเฉือนทั้งที่เสริมและไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน โดยใช้แบบจำลอง Strut and Tie และแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ พบว่ากำลังเฉือนลดลงเมื่อขนาดคานเพิ่มขึ้น คานลึกลึกที่มีอัตราส่วน a/d ลดลงจะเกิดพฤติกรรมโครงสร้างโค้งที่ชัดเจนยิ่งขึ้น น้ำหนักบรรทุกจะถ่ายมายังที่รองรับโดยตรงด้วยค้ำยันรับแรงอัดในคอนกรีต สมมติฐานเดิมที่ ระบายหน้าตัดก่อนรับแรงดัดยังคงเป็นระนาบ จึงไม่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์หน้าตัดคานลึกลึก นอกจากนี้ผลกระทบของขนาดของคานยังขึ้นอยู่กับรูปร่างทางเรขาคณิตและเงื่อนไขขอบเขตของคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยง จากการเปรียบเทียบกำลังเฉือนกับตัวอย่างคานลึกลึกซึ่งทดสอบโดยคณะวิจัยอื่น จำนวน 36 ตัวอย่าง พบว่าการคำนวณกำลังเฉือนโดยใช้แบบจำลอง Strut and Tie มีความถูกต้องและปลอดภัยเมื่อคำนึงถึงผลกระทบขนาดของคาน

Yun (2006) ศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาซึ่งเกี่ยวข้องกับการประเมินกำลังที่จุดเชื่อมต่อในแบบจำลอง Strut and Tie พร้อมทั้งเสนอวิธีการประเมินกำลังที่จุดเชื่อมต่อแบบสองมิติด้วยการวิเคราะห์แบบไฟไนต์เอลิเมนต์ วิธีดังกล่าวคำนึงถึงคุณสมบัติของวัสดุที่ไม่เป็นแบบเชิงเส้น จำนวนแรงอัดและแรงดัดที่จุดเชื่อมต่อ มุมระหว่างคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงและแนวแกนของคาน การรัดแกนคอนกรีตที่จุดเชื่อมต่อด้วยเหล็กเสริม และรูปร่างของจุดเชื่อมต่อ โดยเปรียบเทียบกำลังที่จุดเชื่อมต่อจากการประเมินต่อค่าที่ได้จากการทดสอบ จำนวน 2 ตัวอย่าง พบว่าอัตราส่วนดังกล่าวเท่ากับ 1.02 และ 1.01

Quintero *et al.* (2006) ทำการทดสอบคานลึกลึกเพื่อประเมินค่าของตัวคูณกำลังของคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยง (β_s) ในแบบจำลอง Strut and Tie เพื่อออกแบบคานลึกลึกตามมาตรฐาน ACI 318-02 พบว่าอัตราส่วนระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยจากการทดสอบต่อกำลังรับน้ำหนักของคานลึกลึก ซึ่งคำนวณโดยใช้ค่าตัวคูณกำลังของคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงตามมาตรฐาน ACI 318-02 มีค่าระหว่าง 1.00-1.22 สำหรับคอนกรีตกำลังปกติ และมีค่าระหว่าง 0.91-1.02 สำหรับคอนกรีตกำลังสูง และพบว่าการใช้ค่า β_s เท่ากับ 0.60 สำหรับคอนกรีตกำลังสูงซึ่งมีคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเป็นแบบคอคอดรูปขวด และไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนทั้งในแนวตั้งและแนวนอน

จะทำให้คานลึกลงมีกำลังเฉือนจากการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-02 สูงกว่าน้ำหนักบรรทุก
 ประลัยจากการทดสอบประมาณ 10% คณะผู้วิจัยแนะนำให้ใช้อัตราส่วนเหล็กเสริมประลัยที่ผลรับ
 แรงเฉือนไม่น้อยกว่า 0.01 สำหรับคานลึกลงที่ใช้คอนกรีตกำลังและใช้ค่า β_s เท่ากับ 0.60

นิพนธ์ และ ทวีศักดิ์ (2547) ทำการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมของคานลึกลงซึ่งมีความกว้าง
 0.15 เมตร ความยาวช่วง 1.50 เมตร ความลึกประลัยที่ผล 0.75, 0.50, 0.38 และ 0.30 เมตร
 อัตราส่วน l_u/d เท่ากับ 2, 3, 4 และ 5 จำนวน 12 ตัวอย่าง คานลึกลงแต่ละขนาดจะเสริมเหล็กปลอก 3
 แบบ คือ ไม่เสริมเหล็กปลอก เสริมเหล็กปลอกแนวตั้ง และเสริมเหล็กปลอกทั้งแนวตั้งและ
 แนวนอน รับน้ำหนักบรรทุกแบบจุดแบ่งสาม ผลการวิจัยพบว่า คานที่มีความลึกมากๆ ความเครียด
 ที่ผิวไม่แปรเป็นเส้นตรงกับระยะจากแกนสะเทินทั้งที่น้ำหนักบรรทุกมีค่าน้อย การแตกร้าวของคาน
 เริ่มเกิดขึ้นในแนวตั้งบริเวณกลางคานก่อน จากนั้นจะเกิดรอยร้าวทแยงจากที่รองรับไปยังจุดที่
 น้ำหนักบรรทุกกระทำและวิบัติด้วยแรงดึงทแยง อัตราส่วนระหว่างน้ำหนักบรรทุกแตกร้าวต่อ
 น้ำหนักบรรทุกประลัยมีค่าระหว่าง 0.24 ถึง 0.54 กำลังประลัยของคานลึกลงที่เสริมเหล็กปลอกทั้ง
 แนวตั้งและแนวนอนมีค่าสูงกว่าคานลึกลงที่เสริมเหล็กปลอกเฉพาะแนวตั้ง 3.3% ถึง 50.3% และ
 มากกว่าคานลึกลงที่ไม่เสริมเหล็กปลอก 9.1% ถึง 94.1% และอัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกประลัยที่
 คำนวณได้ต่อน้ำหนักบรรทุกจากการทดลองมีค่าระหว่าง 0.46 ถึง 1.06

ข้อกำหนดในการคำนวณกำลังเฉือนของคานาลึก ตามมาตรฐาน ACI 318-99 โดย ACI Committee 318 (1999) แสดงดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ข้อกำหนดในการคำนวณกำลังเฉือนของคานาลึก ตามมาตรฐาน ACI 318-99

ข้อกำหนด	คำอธิบายเพิ่มเติม
<p>1. องค์กรอาคารมีอัตราส่วน l_n/d น้อยกว่า 5</p> <p>น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำที่ด้านตรงกันข้ามกับที่รองรับ</p> <p>2. การออกแบบกำลังเฉือนของคานาลึกช่วงเดียว ใช้หลักการ ดังนี้</p> $\phi V_n \geq V_u \quad (1)$ $V_n = V_c + V_s \quad (2)$ <p>โดยใช้ ϕ เท่ากับ 0.85</p> <p>3. กำลังเฉือน V_n มีค่าไม่เกิน $2.10\sqrt{f'_c} b_w d$ เมื่อ l_n/d มีค่าน้อยกว่า 2 และเมื่อ l_n/d มีค่าระหว่าง 2 และ 5</p> $V_n = 0.18 \left(10 + \frac{l_n}{d} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3)$	<p>1. ใช้กับคานาลึกรับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง มีน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำที่ขอบคานาด้านบนและมีที่รองรับอยู่ที่ขอบคานาด้านล่าง หากน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำที่ผิวด้านข้างหรือที่ขอบด้านล่างของคานา ให้ออกแบบกำลังเฉือนเช่นเดียวกันกับคานาปกติทั่วไป เหล็กเสริมรับแรงดัดต้องเสริมให้ยาวเลยออกไปจากที่รองรับให้เกิดการฝังยึด และเกิดแรงยึดหน่วงกับคอนกรีตอย่างพอเพียง</p>

ตารางที่ 1 (ต่อ)

ข้อกำหนด	คำอธิบายเพิ่มเติม
<p>4. หน้าตัดวิกฤตสำหรับคำนวณแรงเฉือน V_u คัดที่ระยะ $0.15l_n$ จากขอบของที่รองรับสำหรับน้ำหนักบรรทุกกระจายสม่ำเสมอ และคัดที่ระยะ $0.5a$ สำหรับน้ำหนักบรรทุกแบบจุด แต่ไม่ว่ากรณีใดหน้าตัดวิกฤตต้องไม่เกินกว่าค่า d</p>	
<p>5. กำลังเฉือนของคอนกรีต V_c คำนวณจากสมการ</p> $V_c = A \left(0.50\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (4)$ <p>เมื่อ $A = 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \leq 2.5$ และ V_c มีค่าไม่เกิน $1.60\sqrt{f'_c} b_w d$</p>	<p>5. เมื่ออัตราส่วน a/d ของคานลึกที่ไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน มีค่าลดลง กำลังเฉือนของคอนกรีต V_c จะเพิ่มขึ้น ในคานปกติที่ไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนจะใช้แรงเฉือนขณะที่คานเกิดรอยร้าวทแยงมุมเป็นกำลังเฉือนของคอนกรีต แต่ในคานลึก กำลังเฉือนของคอนกรีต V_c จะมีค่าสูงกว่าแรงเฉือนที่ทำให้คานเกิดรอยร้าวทแยงมาก</p>
<p>6. หากไม่คำนวณ V_c อย่างละเอียด ให้ใช้ค่า V_c ตามสมการต่อไปนี้</p>	
$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \quad (5)$	

ตารางที่ 1 (ต่อ)

ข้อกำหนด	คำอธิบายเพิ่มเติม
<p>7. เมื่อแรงเฉือน V_u มีค่ามากกว่ากำลังเฉือนของคอนกรีต ϕV_c ต้องเสริมเหล็กรับแรงเฉือน โดยกำลังเฉือนของเหล็กรับแรงเฉือน V_s คำนวณจากสมการ</p>	<p>7. รอยร้าวทแยงอาจมีความชันมากกว่า 45° จึงจำเป็นต้องเสริมเหล็กรับแรงเฉือนทั้งแนวตั้งและแนวนอน</p>
$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - \frac{l_n}{d}}{12} \right) \right] f_y d \quad (6)$	
<p>8. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวตั้ง A_v ต้องไม่น้อยกว่า $0.0015b_w s$ และ s ต้องไม่เกิน $d/5$ หรือ 45 ซม.</p>	
<p>9. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอน A_{vh} ต้องไม่น้อยกว่า $0.0025b_w s_2$ และ s_2 ต้องไม่เกิน $d/3$ หรือ 45 ซม.</p>	
<p>10. การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนต้องเสริมทั้งในแนวตั้งและแนวนอน โดยใช้ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนซึ่งคำนวณที่หน้าตัดวิกฤต</p>	<p>10. จากการคำนวณกำลังเฉือน V_c ที่หน้าตัดวิกฤตทำให้ทราบว่าจำเป็นต้องเสริมเหล็กรับแรงเฉือนหรือไม่ ซึ่งไม่ว่ากรณีใดก็ตามจะต้องเสริมเหล็กรับแรงเฉือนตลอดความยาวช่วงคานทุกกรณี</p>

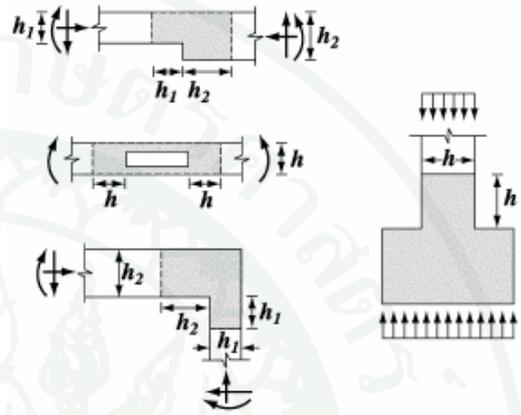
ข้อกำหนดในการคำนวณกำลังของคานลิก ตามมาตรฐาน ACI 318-02 โดย ACI Committee 318 (2002) แสดงดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ข้อกำหนดในการคำนวณกำลังของคานลิก ตามมาตรฐาน ACI 318-02

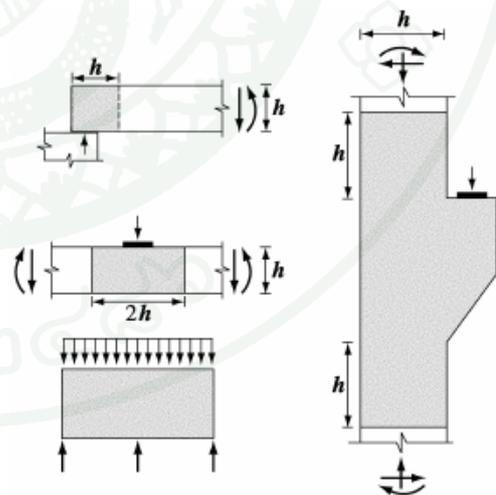
ข้อกำหนด	คำอธิบายเพิ่มเติม
<p>1. คำจำกัดความ</p> <p>1.1 คานลิก คือองค์อาคารที่มีอัตราส่วนความยาวช่วงคานต่อความลึกทั้งหมดน้อยกว่าหรือเท่ากับ 4 หรืออัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกทั้งหมดน้อยกว่า 2 มีน้ำหนักบรรทุกกระทำที่ผิวคานด้านตรงกันข้ามกับที่รองรับ</p> <p>1.2 บริเวณ B (B-region) คือส่วนขององค์อาคารที่ระนาบก่อนการตัดยังคงเป็นระนาบหลังการตัดซึ่งเป็นสมมติฐานที่ใช้ในทฤษฎีการตัด</p> <p>1.3 ความไม่ต่อเนื่อง (Discontinuity) คือการเปลี่ยนแปลงรูปร่างองค์อาคาร หรือน้ำหนักบรรทุกทุกอย่างกะทันหัน</p>	<p>1.2 ตำแหน่งที่องค์อาคารมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างหรือบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกแบบจุด หรือบริเวณตำแหน่งของแรงปฏิกิริยา จะเกิดความไม่ต่อเนื่องของการกระจายหน่วยแรงบนหน้าตัด จากหลักการของ St. Venant พบว่าหน่วยแรงที่เกิดจากแรงคัตหรือแรงตามแนวแกนจะกระจายเป็นเส้นตรงที่ระยะห่างจากแรงกระทำมากกว่าหรือเท่ากับความลึกทั้งหมดของหน้าตัด h ด้วยเหตุผลดังกล่าวจึงสมมติให้บริเวณความไม่ต่อเนื่อง (Discontinuity) มีระยะเท่ากับความลึกขององค์อาคารซึ่งวัดออกไปแต่ละด้านของน้ำหนักบรรทุกแบบจุด หรือจากที่รองรับ หรือจากตำแหน่งที่มีการเปลี่ยนแปลงหน้าตัดอย่างกะทันหัน</p>

ตารางที่ 2 (ต่อ)

ข้อกำหนด	คำอธิบายเพิ่มเติม
1.3 ความไม่ต่อเนื่อง (Discontinuity) คือการเปลี่ยนแปลงรูปร่างองค์อาคาร หรือน้ำหนักบรรทุกทุกอย่างกะทันหัน	1.3 ภาพด้านล่างแสดงความไม่ต่อเนื่องของรูปร่างหน้าตัด

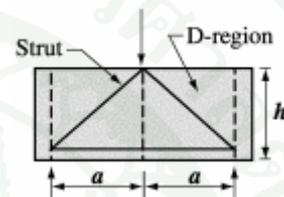


ภาพด้านล่างแสดงความไม่ต่อเนื่องของน้ำหนักบรรทุกและรูปร่างหน้าตัด

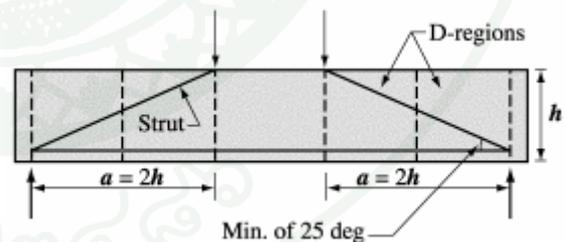


ตารางที่ 2 (ต่อ)

ข้อกำหนด	คำอธิบายเพิ่มเติม
1.4 บริเวณ D (D-region) คือส่วนขององค์อาคารที่อยู่ภายในระยะเท่ากับความสูง h หรือความลึก d ขององค์อาคารจากตำแหน่งที่น้ำหนักรรทุกแบบจุด หรือจากตำแหน่งที่องค์อาคารมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างอย่างกะทันหัน	1.4 บริเวณ D (D-region) คือบริเวณที่แรงเฉือนในภาพของข้อกำหนด 1.3 ช่วงแรงเฉือนของคานในภาพด้านล่าง คือบริเวณ D มีค่าช่วงแรงเฉือน $a \leq 2h$



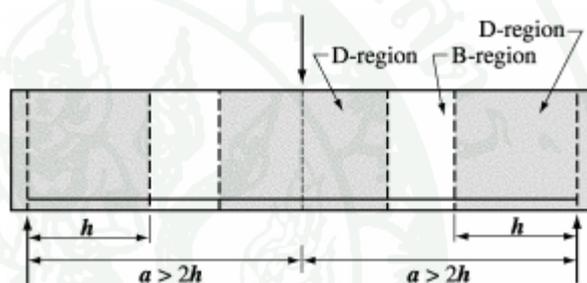
ส่วนภาพที่ 4 แสดงบริเวณ D ที่ซ้อนทับกัน อัตราส่วนความยาวช่วงคานต่อความลึกทั้งหมดมีค่ามากที่สุดเท่ากับ 2 ดังนั้น คอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยง (Diagonal concrete strut) ทำมุมประมาณ 25° กับเหล็กเสริมรับแรงดึง ภาพด้านล่างแสดงบริเวณ D ที่ซ้อนทับกัน มีค่าช่วงแรงเฉือน $a = 2h$



ตารางที่ 2 (ต่อ)

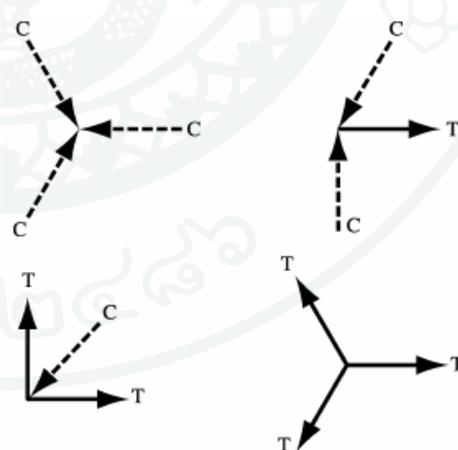
ข้อกำหนด	คำอธิบายเพิ่มเติม
----------	-------------------

หากคานามีบริเวณ B อยู่ระหว่าง บริเวณ D ในช่วงแรงเฉือนของคานา กำลังรับน้ำหนักของคานาในช่วงแรงเฉือนจะถูกควบคุมโดยกำลังรับน้ำหนักของ บริเวณ B หากขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กของบริเวณ B เหมือนกันกับบริเวณ D เนื่องจากกำลังรับแรงเฉือนในบริเวณ B มีค่าน้อยกว่ากำลังเฉือนในบริเวณ D ภาพด้านล่างมีค่า ช่วงแรงเฉือน $a > 2h$

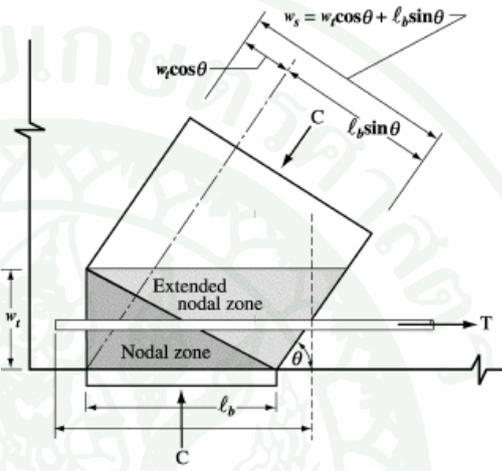


1.5 จุดต่อ (Node) คือตำแหน่งในแบบจำลองโครงข้อหมุน (Strut and Tie) ที่แกนของคอนกรีตรับแรงอัด (Strut) เหล็กเสริม (Tie) และน้ำหนักบรรทุกทุกแบบจุด หรือแรงปฏิกิริยา มาบรรจบกัน

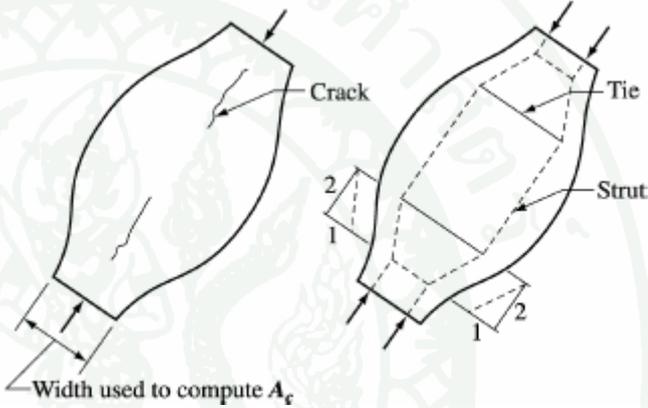
1.5 รูปแบบของแรงกระทำที่จุดต่อ แสดงดังภาพด้านล่าง



ตารางที่ 2 (ต่อ)

ข้อกำหนด	คำอธิบายเพิ่มเติม
<p>1.6 บริเวณจุดต่อ (Nodal zone) คือ บริเวณ โดยรอบจุดต่อ (Node) ช่วยถ่ายเทแรงที่เกิดขึ้นใน โครงข้อหมุน (Strut and Tie) ผ่านไปยังจุดต่อ</p>	<p>1.6 พื้นที่รับแรงกระทำบริเวณจุดต่อ (Nodal zone) แสดงดังภาพด้านล่าง</p> 
<p>1.7 คอนกรีตรับแรงอัด (Strut) คือองค์อาคารรับแรงอัดในแบบจำลอง โครงข้อหมุน (Strut and Tie)</p>	<p>1.7 ในการออกแบบจะให้คอนกรีตรับแรงอัด (Strut) มีรูปร่างเป็นแท่งตรง ขนาดหน้าตัดคงที่ แต่หากกำลังของบริเวณจุดต่อที่ปลายทั้งสองข้างของคอนกรีตรับแรงอัดมีค่าแตกต่างกัน รูปร่างของคอนกรีตรับแรงอัดที่ใช้ออกแบบจะมีขนาดหน้าตัดที่ปลายข้างหนึ่งเล็กกว่าอีกข้างหนึ่งโดยขนาดหน้าตัดจะเพิ่มขึ้นอย่างสม่ำเสมอ</p>

ตารางที่ 2 (ต่อ)

ข้อกำหนด	คำอธิบายเพิ่มเติม
<p>1.8 คอนกรีตรับแรงอัดรูปขวด (Bottle shape strut) คือคอนกรีตรับแรงอัดที่มีหน้าตัดที่กึ่งกลางความยาวกว้างกว่าหน้าตัดที่ส่วนปลาย</p>	<p>1.8 คอนกรีตรับแรงอัดรูปขวด (Bottle shape strut) แสดงดังภาพด้านล่าง แรงอัดที่กระทำต่อคอนกรีตรับแรงอัดขยายออกไปทางด้านข้างด้วยความชัน 1:2 กระทำต่อแกนคอนกรีต พื้นที่หน้าตัดที่เล็กที่สุดที่ปลายของคอนกรีตรับแรงอัดรูปขวดจะใช้ในการออกแบบ</p> 
<p>1.9 เหล็กรับแรงดึง (Tie) คือองค์อาคารรับแรงดึงในแบบจำลองโครงข้อมุม</p>	<p>1.9 เหล็กรับแรงดึง (Tie) ประกอบด้วยเหล็กเสริมหรือเหล็กอัดแรงแรรวมกับคอนกรีตโดยรอบเหล็กหรือเหล็กอัดแรง คอนกรีตรอบเหล็กรับแรงดึงไม่มีส่วนในการช่วยรับแรง แต่ช่วยลดการยึดตัวของเหล็กรับแรงดึงในช่วงน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน</p>

ตารางที่ 2 (ต่อ)

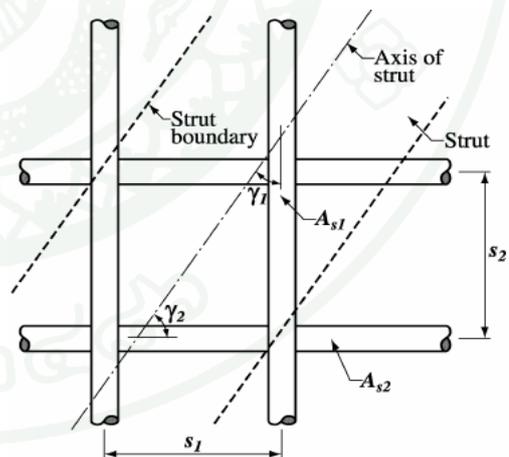
ข้อกำหนด	คำอธิบายเพิ่มเติม
2. ข้อกำหนดด้านกำลังเบื้องต้น	
2.1 กำลังเฉือนของหน้าตัด V_u ต้องมีค่าไม่เกิน $2.6\sqrt{f'_c} b_w d$	2.1 กำลังเฉือน V_u เป็นผลมาจากการทดสอบคานที่วิบัติ โดยคอนกรีตบริเวณที่รองรับถูกอัดแตก
2.2 กำลังในการออกแบบของคอนกรีตรับแรงอัด (Strut) เหล็กรับแรงดึง (Tie) และจุดต่อ (Node) ต้องมากกว่าน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า ที่เกิดขึ้นในคอนกรีตรับแรงอัด เหล็กรับแรงดึง และจุดต่อ ตามสมการ $\phi F_n \geq F_u \quad (7)$	
โดย ϕ มีค่าเท่ากับ 0.75	
2.3 มุมระหว่างแกนคอนกรีตรับแรงอัด (Strut) และเหล็กรับแรงดึง (Tie) ไม่น้อยกว่า 25°	
3. กำลังของคอนกรีตรับแรงอัด (Strut)	
3.1 กำลังของคอนกรีตรับแรงอัดที่ไม่เสริมเหล็ก ตามแนวแกน คำนวณตามสมการ $F_{ns} = f_{cu} A_c \quad (8)$	3.1 ความกว้างที่ปลายทั้ง 2 ด้านของคอนกรีตรับแรงอัด w_s ซึ่งตั้งฉากกับแกนคอนกรีต เลือกใช้ค่าที่น้อยที่สุด ในการคำนวณ A_c
โดยใช้พื้นที่หน้าตัดที่ปลายของคอนกรีตรับแรงอัด A_c ที่น้อยที่สุดในการคำนวณ	

ตารางที่ 2 (ต่อ)

ข้อกำหนด	คำอธิบายเพิ่มเติม
<p>3.2 กำลังอัดประสิทธิผล f_{cu} กำหนดตามสมการ</p> $f_{cu} = 0.85\beta_s f'_c \quad (9)$	<p>3.2 การใช้ตัวคูณกำลังคอนกรีตเท่ากับ 0.85 เป็นผลจากคอนกรีตรับน้ำหนักบรรทุกภายใต้แรงอัดกระทำตลอดเวลา</p>
<p>3.3 คอนกรีตรับแรงอัด (Strut) ที่มีหน้าตัดเท่ากันตลอดความยาว ใช้ β_s เท่ากับ 1.0</p>	<p>3.3 ค่า β_s ที่ใช้นี้ ทำให้หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดคอนกรีตรับแรงอัด เทียบเท่ากับหน่วยแรงซึ่งกระจายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่ใช้คำนวณแรงอัดในเสาและคาน</p>
<p>3.4 คอนกรีตรับแรงอัดรูปขวด (Bottle shape strut) ที่เสริมเหล็กด้านทานแรงดึงอย่างพอเพียงในทิศทางตั้งฉากกับแกนคอนกรีต ใช้ β_s เท่ากับ 0.75 กรณีที่ใช้ f'_c ไม่เกิน 420 กก/ซม² อาจจัดเหล็กเสริมตัดขวางแกนคอนกรีตในทิศทางใดๆ โดยมีอัตราส่วนเหล็กเสริมในแต่ละทิศทางรวมกันเป็นไปตามสมการ</p>	<p>3.4 เหล็กเสริมในทิศทางตั้งฉากกับแกนคอนกรีตรับแรงอัดรูปขวดช่วยต้านทานแรงดึงที่เกิดขึ้นและช่วยควบคุมความกว้างของรอยร้าวที่เกิดขึ้นทำให้คอนกรีตสามารถรับแรงอัดในแนวแกนได้เพิ่มขึ้น เหล็กเสริมตัดขวางแกนคอนกรีตรับแรงอัดแสดงดังภาพด้านล่าง</p>

$$\sum \frac{A_{si}}{bs_i} \sin \gamma_i \geq 0.003 \quad (10)$$

เมื่อ A_{si} เป็นปริมาณเหล็กตัดขวางแกนคอนกรีตชั้นที่ i s_i เป็นระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม A_{si} และ γ_i เป็นมุมระหว่างเหล็กเสริม A_{si} และแกนคอนกรีตรับแรงอัดรูปขวด



ตารางที่ 2 (ต่อ)

ข้อกำหนด	คำอธิบายเพิ่มเติม
3.5 คอนกรีตรับแรงอัดรูปขวด (Bottle shape strut) ที่เสริมเหล็กด้านทานแรงดึงไม่เป็นไปตามข้อกำหนดที่	3.5 λ เป็นค่าปรับแก้สำหรับคอนกรีตรับแรงอัดที่ใช้คอนกรีตน้ำหนักเบา
3.4 ใช้ β_s เท่ากับ 0.60 λ โดยที่ λ เท่ากับ 1.0 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ และ λ เท่ากับ 0.75 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา	
3.6 คอนกรีตรับแรงอัด (Strut) ในองค์อาคารรับแรงดึง หรือในปีกคานรับแรงดึง ใช้ β_s เท่ากับ 0.40	3.6 β_s นี้ใช้กับคอนกรีตรับแรงอัด (Strut) ในแบบจำลองโครงข้อหมุนเพื่อออกแบบเหล็กเสริมรับแรงดึงและเหล็กเสริมตามขวางในปีกคานรับแรงดึงหรือคานรับน้ำหนักรูปกล่อง (Box girder)
3.7 คอนกรีตรับแรงอัด (Strut) ในกรณีอื่นที่ไม่เป็นไปตามข้อกำหนด 3.4 3.5 และ 3.6 ใช้ β_s เท่ากับ 0.60	
3.8 การเสริมเหล็กด้านทานแรงดึงโดยจัดเหล็กตัดขวางแกนของคอนกรีตรับแรงอัด อาจจัดเหล็กเสริมในทิศทางที่ตั้งฉากซึ่งกันและกัน หรือจัดเหล็กเสริมตัดขวางแกนคอนกรีตรับแรงอัดเพียงทิศทางเดียว มีทิศทางของเหล็กเสริมทำมุมกับแกนคอนกรีตไม่น้อยกว่า 40°	
3.9 การเสริมเหล็กในคอนกรีตรับแรงอัด (Strut) จะช่วยเพิ่มกำลังของคอนกรีตรับแรงอัด ตามสมการ	

$$F_{ns} = f_{cu}A_c + A_s'f_s \quad (11)$$

ตารางที่ 2 (ต่อ)

ข้อกำหนด	คำอธิบายเพิ่มเติม
4. กำลังของเหล็กรับแรงดึง (Tie)	
4.1 กำลังของเหล็กรับแรงดึง (Tie) กำหนดตามสมการ	
	$F_{nt} = A_{st} f_y + A_{ps} (f_{se} + \Delta f_p) \quad (12)$
5. กำลังของจุดต่อ (Node)	
5.1 กำลังของจุดต่อ (Node) กำหนดตามสมการ	
	$F_{nn} = f_{cu} A_n \quad (13)$
5.2 พื้นที่ของจุดต่อ A_n ที่ใช้คำนวณกำลังของจุดต่อ คิดจากพื้นที่ที่ตั้งฉากกับแรงกระทำที่จุดต่อ หรือคิดจากพื้นที่ที่ตั้งฉากกับแรงลัพธ์ที่จุดต่อ	
5.3 กำลังอัดประสิทธิผลของจุดต่อคำนวณจากสมการ	
	$f_{cu} = 0.85 \beta_n f'_c \quad (14)$
5.4 แรงกระทำที่จุดต่อเป็นแรงอัดทั้งหมด ใช้ β_n เท่ากับ 1.0 หากแรงกระทำที่จุดต่อประกอบด้วยแรงดึงเพียง 1 แรง ใช้ β_n เท่ากับ 0.80 และหากแรงกระทำที่จุดต่อประกอบด้วยแรงดึง 2 แรงขึ้นไป ใช้ β_n เท่ากับ 0.60	

ตารางที่ 2 (ต่อ)

ข้อกำหนด	คำอธิบายเพิ่มเติม
<p>6. ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด</p> <p>6.1 ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวตั้ง A_v ไม่น้อยกว่า $0.0025b_w s$ และ s ต้องไม่เกิน $d/5$ หรือ 30 ซม.</p> <p>6.2 ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอน A_{vh} ไม่น้อยกว่า $0.0015b_w s_2$ และ s_2 ต้องไม่เกิน $d/5$ หรือ 30 ซม.</p>	<p>6.1 และ 6.2 ปริมาณเหล็กเสริมที่กำหนดนี้แตกต่างจากข้อกำหนดในมาตรฐาน ACI 318-99 เนื่องจากผลการทดสอบคานพบว่าเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวตั้งจะมีประสิทธิภาพว่าเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอน ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมลดลงจาก 45 ซม. (ACI 318-99) เป็น 30 ซม. เนื่องจากที่ระยะห่างนี้เหล็กเสริมจะควบคุมความกว้างของรอยร้าวได้ดีกว่า</p>

วิธีคำนวณตามทฤษฎี

ตารางที่ 3 การเปรียบเทียบวิธีคำนวณกำลังเฉือนของคานาลึกลงทางทฤษฎี ตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02

หัวข้อ	มาตรฐาน ACI 318-99	มาตรฐาน ACI 318-02
1. เกณฑ์การออกแบบ	$\phi V_n \geq V_u$ $V_n = V_c + V_s$	$\phi F_n \geq F_u$
2. ตัวคูณลดกำลัง	$\phi = 0.85$	$\phi = 0.75$
3. กำลังเฉือนระบุของหน้าตัด	เมื่อ $l_n/d < 2.0$ $V_n = 2.10 \sqrt{f'_c} b_w d$ เมื่อ $2.0 \leq l_n/d \leq 5.0$ $V_n = 0.18 \left(10 + \frac{l_n}{d} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$	$V_n \leq 2.60 \sqrt{f'_c} b_w d$
4. กำลังเฉือนระบุของคานากรีต	$V_c = A \left(0.50 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$ เมื่อ $A = 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \leq 2.50$ และ $V_c \leq 1.60 \sqrt{f'_c} b_w d$ เมื่อ $\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ กก/ซม}^2$	-
5. กำลังเฉือนระบุของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน	$\frac{V_s}{f_y d} = \frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - \frac{l_n}{d}}{12} \right)$	-

ตารางที่ 3 (ต่อ)

หัวข้อ	มาตรฐาน ACI 318-99	มาตรฐาน ACI 318-02
6. กำลังอัดระบุนของคอนกรีต (Strut)	-	$F_{ns} = 0.85\beta_s f'_c A_c$ <p>โดย $\beta_s = 0.60$ เมื่อ A_v และ A_{vh} ไม่เป็นไปตาม ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด และ $f'_c \geq 420$ กก/ซม²</p>
7. กำลังอัดระบุนของจุดต่อ (Node)	-	$F_{nn} = 0.85\beta_n f'_c A_n$ <p>เมื่อจุดต่อประกอบด้วยแรงอัด ทั้งหมดใช้ $\beta_n = 1.0$ เมื่อจุดต่อประกอบด้วยแรงดึง 1 แรงใช้ $\beta_n = 0.8$</p>
8. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรง เฉือนน้อยที่สุด	$A_v = 0.0015b_w s$ <p>เมื่อ $s \leq \frac{d}{5}$ หรือ 45 ซม.</p> $A_{vh} = 0.0025b_w s_2$ <p>เมื่อ $s_2 \leq \frac{d}{3}$ หรือ 45 ซม.</p>	$A_v = 0.0025b_w s$ <p>เมื่อ $s \leq \frac{d}{5}$ หรือ 30 ซม.</p> $A_{vh} = 0.0015b_w s_2$ <p>เมื่อ $s_2 \leq \frac{d}{5}$ หรือ 30 ซม.</p>

อุปกรณ์และวิธีการ

อุปกรณ์

1. เครื่องทดสอบ Universal Testing Machine (UTM) รุ่น WAW-2000; HUALONG ขนาด 200 ตัน สำหรับทดสอบคานเหล็ก ทดสอบกำลังรับแรงอัดของแท่งคอนกรีตตัวอย่าง และทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม
2. LVDT รุ่น SDP-50C; TML สำหรับวัดค่าการแอ่นตัว
3. Strain gauge รุ่น KFG-30-120-C1-11L3M3R; KYOWA สำหรับวัดค่าความเครียดของคอนกรีต
4. Strain gauge รุ่น KC-80-120-A1-11; KYOWA สำหรับวัดค่าความเครียดของเหล็กเสริม
5. Data logger รุ่น PCD-300A; KYOWA และรุ่น SDA-810C; TML สำหรับแปลงอุปกรณ์การวัดเป็นสัญญาณไฟฟ้า
6. เครื่องคอมพิวเตอร์และชุดคำสั่งสำหรับควบคุมเครื่องทดสอบ UTM
7. เครื่องคอมพิวเตอร์และชุดคำสั่งสำหรับควบคุม Data logger
8. แบบหล่อแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน
9. แบบไม้สำหรับหล่อคาน
10. แผ่นเหล็กรับแรงกดขนาด 150x150x10 มม. ติดตั้งบริเวณน้ำหนักกดทดสอบ
11. รอกสำหรับยกคานเหล็กเพื่อติดตั้งเข้ากับแท่นเครื่องทดสอบ UTM
12. กล้องบันทึกภาพ

วัสดุ

1. คอนกรีต

คอนกรีตมีกำลังรับแรงอัดจากการทดสอบคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐานที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 585 กก/ซม² ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียด และผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตแสดงในภาคผนวก ก

สัดส่วนการผสมต่อคอนกรีต 1 ลูกบาศก์เมตร ดังนี้

1.1 ปูนซีเมนต์	570	กิโลกรัม
1.2 ทราย	700	กิโลกรัม
1.3 หิน ขนาด 3/8"-#4	1000	กิโลกรัม
1.4 น้ำ	175	ลิตร
1.5 สารลดน้ำและหน่วงการก่อตัว (Type D)	0.9	ลิตร
1.6 อัตราส่วน น้ำต่อปูนซีเมนต์	0.32	
1.7 ค่าความยุบตัว	15-23	เซนติเมตร

2. เหล็กเสริม

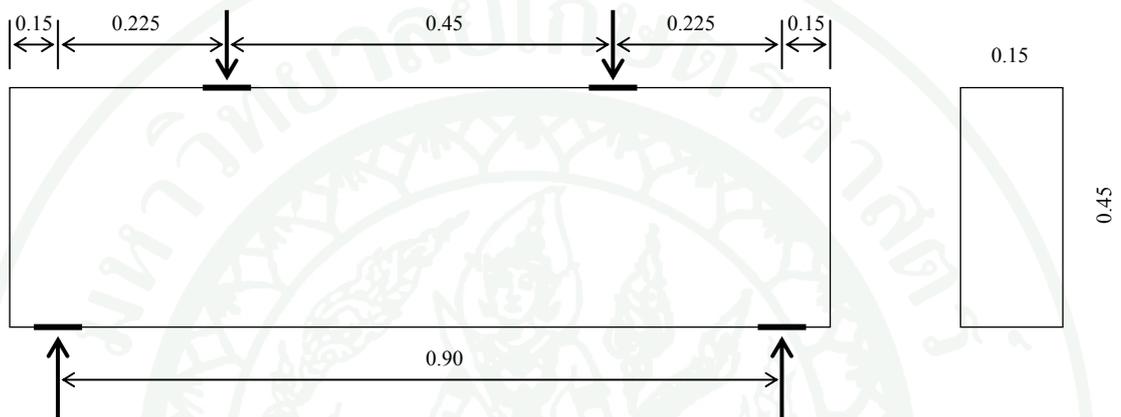
2.1 เหล็กเสริมผิวเรียบ (SR24) ใช้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มิลลิเมตร สำหรับใช้เป็นเหล็กปลอกรับแรงเฉือนทั้งในแนวดิ่งและแนวนอน โดยแสดงผลการทดสอบแรงดึงในภาคผนวก ก

2.2 เหล็กเสริมข้ออ้อย (SD40) ใช้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มิลลิเมตร สำหรับใช้เป็นเหล็กเสริมรับแรงดึง โดยแสดงผลการทดสอบแรงดึงในภาคผนวก ก

ตัวอย่างการทดสอบและวิธีการ

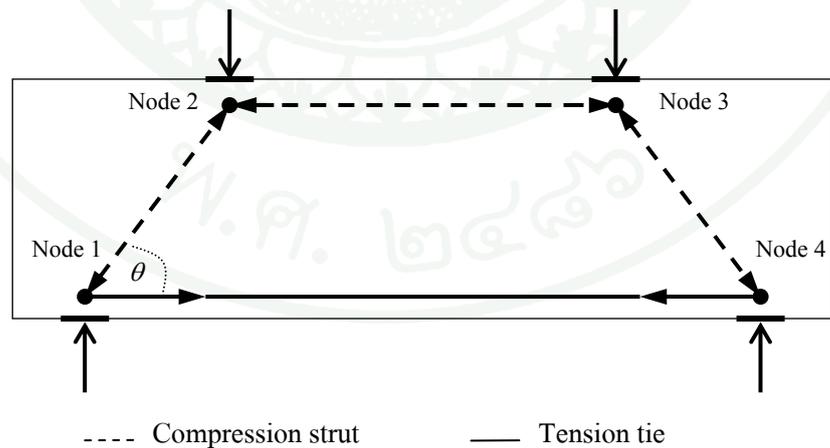
ตัวอย่างการทดสอบ

รายละเอียดของคานาลึกแสดงดังภาพที่ 1



ภาพที่ 1 รูปด้านและรูปตัดขวางของคานาลึกที่ใช้ในการทดสอบ

แบบจำลองโครงข้อหมุนอย่างง่าย ตามมาตรฐาน ACI 318-02 แสดงดังภาพที่ 2



ภาพที่ 2 แบบจำลองโครงข้อหมุนอย่างง่าย ตามมาตรฐาน ACI 318-02

คานเหล็กที่ใช้ในการทดสอบแบ่งออกเป็นสามกลุ่ม ดังนี้

กลุ่มที่ 1 ออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 ชื่อคานเริ่มต้นด้วยตัวอักษร A ตามด้วยตัวเลข 1 ถึง 3 โดยที่เลข 1 หมายถึงเสริมเหล็กปลอกกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวตั้ง เลข 2 หมายถึงเสริมเหล็กปลอกกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวนอน และเลข 3 หมายถึงเสริมเหล็กปลอกกระจายสม่ำเสมอทั้งแนวตั้งและแนวนอน จากนั้นปิดท้ายด้วยตัวอักษร a หมายถึงคานเหล็กในกลุ่มย่อยตัวอย่างที่ 1 อักษร b หมายถึงคานเหล็กในกลุ่มย่อยตัวอย่างที่ 2 และตัวอักษร c หมายถึงคานเหล็กในกลุ่มย่อยตัวอย่างที่ 3

กลุ่มที่ 2 ออกแบบโดยวิธี Strut and Tie ตามมาตรฐาน ACI 318-02 ชื่อคานเริ่มต้นด้วยตัวอักษร S ตามด้วยตัวเลข 1 ถึง 2 โดยที่เลข 1 หมายถึงเสริมเหล็กปลอกแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน เลข 2 หมายถึงเสริมเหล็กปลอกแนวตั้งเฉพาะช่วงที่โมเมนต์ดัดคงที่ จากนั้นปิดท้ายด้วยตัวอักษร a, b และ c เช่นเดียวกันกับกลุ่มที่ 1

กลุ่มที่ 3 ไม่เสริมเหล็กปลอก ชื่อคานเริ่มต้นด้วยตัวอักษร B ตามด้วยตัวเลข 0 ซึ่งหมายถึงไม่เสริมเหล็กปลอกและปิดท้ายด้วยตัวอักษร a, b และ c เช่นเดียวกันกับกลุ่มที่ 1

ขนาดของคานเหล็กตัวอย่าง และปริมาณเหล็กเสริมเบื้องต้นของคานเหล็กกลุ่มที่ 1 และ 3 ได้จากน้ำหนักบรรทุก 50 ตัน คำนวณออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 กำลังเฉือนระบุของหน้าตัดคานเหล็ก กว้าง 0.15 เมตร ลึก 0.45 เมตร เท่ากับ 32.4 ตัน ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ต้องการเท่ากับ 2.10 ตารางเซนติเมตร แต่ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ใช้จริงเท่ากับ 6.28 ตารางเซนติเมตร เพื่อป้องกันการครากของเหล็กเสริมรับแรงดึงและให้คานวิบัติแบบแรงเฉือน การเสริมเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งหรือแนวนอนเป็นไปตามข้อกำหนดค่าต่ำสุดของปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในทิศทางนั้นๆ ส่วนขนาดของคานเหล็กตัวอย่าง และปริมาณเหล็กเสริมเบื้องต้นของคานเหล็กกลุ่มที่ 2 ซึ่งคำนวณออกแบบโดยวิธี Strut and Tie ตามมาตรฐาน ACI 318-02 ได้จากน้ำหนักบรรทุก 50 ตัน เช่นเดียวกัน มีมุม θ เท่ากับ 55° กำลังเฉือนระบุของหน้าตัดเท่ากับ 38.2 ตัน ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ต้องการเท่ากับ 4.09 ตารางเซนติเมตร แต่ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ใช้จริงเท่ากับ 6.28 ตารางเซนติเมตร เท่ากันกับที่ใช้ในกลุ่มที่ 1 และ 3 ใช้ β_s เท่ากับ 0.60 สำหรับคานเหล็กที่คอนกรีตมีกำลังอัดมากกว่า 420 กก/ซม² และไม่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนในบริเวณที่คอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง (Diagonal compression strut)

กำลังรับน้ำหนักของคานลึกลงตามมาตรฐาน ACI 318-99 ส่วนหนึ่งมาจากกำลังเฉือนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนซึ่งขึ้นอยู่กับปริมาณและทิศทางของการจัดเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่กระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดช่วงคาน แต่มาตรฐาน ACI 318-02 ไม่มีข้อกำหนดเกี่ยวกับกำลังรับน้ำหนักของคานลึกลงจากการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน จึงออกแบบการทดลองให้คานลึกลงตัวอย่างซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02 เสริมเหล็กปลอกเฉพาะจุด ไม่กระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดช่วงคาน ได้แก่กลุ่มตัวอย่าง S1 เสริมเหล็กปลอกแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน (บริเวณที่คอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง) และ S2 เสริมเหล็กปลอกแนวตั้งเฉพาะช่วงที่โมเมนต์คดงที่ (บริเวณที่คอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอน) เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักของคานลึกลงตัวอย่างซึ่งออกแบบตาม ACI 318-99 ได้แก่กลุ่ม A1 ซึ่งเสริมเหล็กปลอกแนวตั้งกระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดช่วงคาน

ตารางที่ 4 รายละเอียดเหล็กเสริมและรูปแบบการจัดเหล็กปลอกรับแรงเฉือน

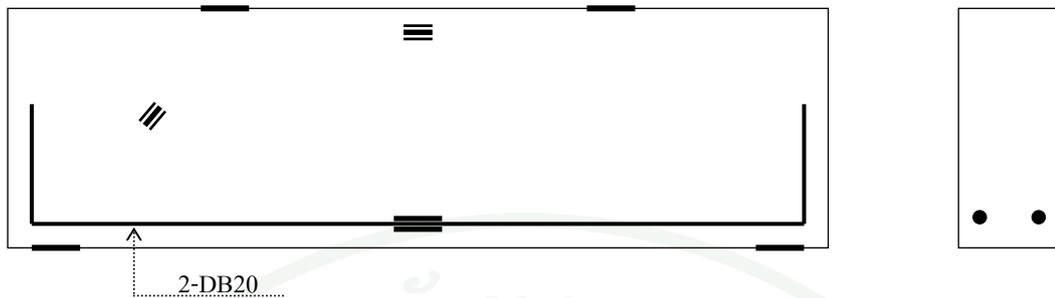
ชื่อตัวอย่าง	เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้ง		เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวนอน	เหล็กเสริมหลักรับแรงดึง*
	ช่วงแรงเฉือน	ช่วงโมเมนต์คดโค้งที่		
B0a	-	-	-	2-DB20
B0b	-	-	-	2-DB20
B0c	-	-	-	2-DB20
A1a	RB6@0.08 ม.	RB6@0.08 ม.	-	2-DB20
A1b	RB6@0.08 ม.	RB6@0.08 ม.	-	2-DB20
A1c	RB6@0.08 ม.	RB6@0.08 ม.	-	2-DB20
A2a	-	-	RB6@0.08 ม.	2-DB20
A2b	-	-	RB6@0.08 ม.	2-DB20
A2c	-	-	RB6@0.08 ม.	2-DB20
A3a	RB6@0.08 ม.	RB6@0.08 ม.	RB6@0.08 ม.	2-DB20
A3b	RB6@0.08 ม.	RB6@0.08 ม.	RB6@0.08 ม.	2-DB20
A3c	RB6@0.08 ม.	RB6@0.08 ม.	RB6@0.08 ม.	2-DB20
S1a	RB6@0.08 ม.	-	-	2-DB20
S1b	RB6@0.08 ม.	-	-	2-DB20
S1c	RB6@0.08 ม.	-	-	2-DB20
S2a	-	RB6@0.08 ม.	-	2-DB20
S2b	-	RB6@0.08 ม.	-	2-DB20
S2c	-	RB6@0.08 ม.	-	2-DB20

หมายเหตุ * ทำของอ 90° ที่ปลาย ยาว 0.25 เมตร

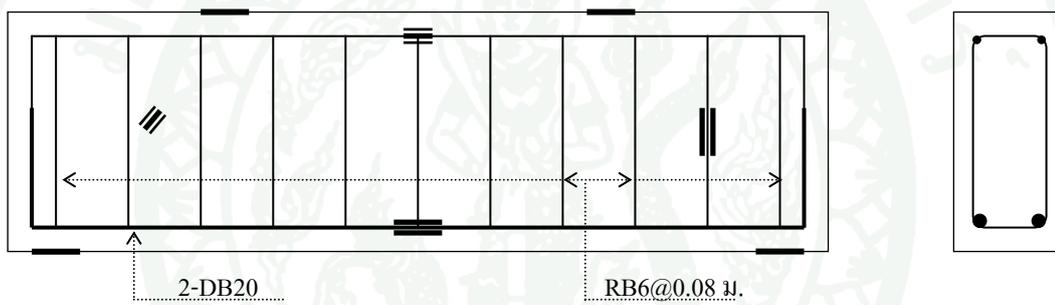
รายละเอียดตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ที่ผิวเหล็กเสริมและผิวคอนกรีตของคานาลูกที่ใช้ในการทดสอบ แสดงดังภาพที่ 3 ถึงภาพที่ 8 โดยที่

≡ หมายถึง Strain gauge ติดตั้งที่ผิวเหล็กเสริม

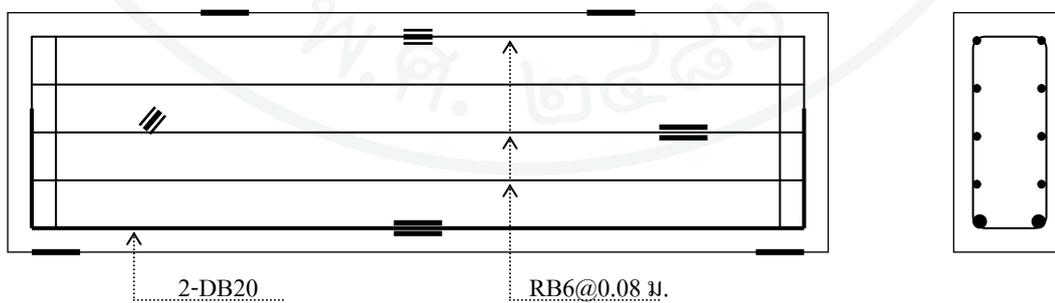
≡≡ หมายถึง Strain gauge ติดตั้งที่ผิวคอนกรีต



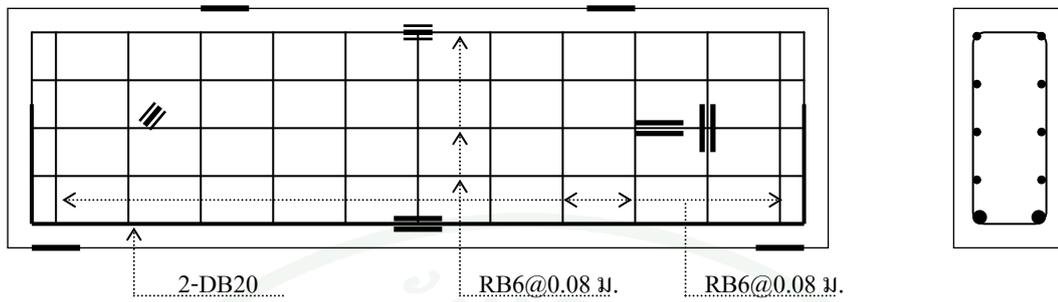
ภาพที่ 3 รายละเอียดการเสริมเหล็กและตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ของคานดัด B0a
B0b และ B0c



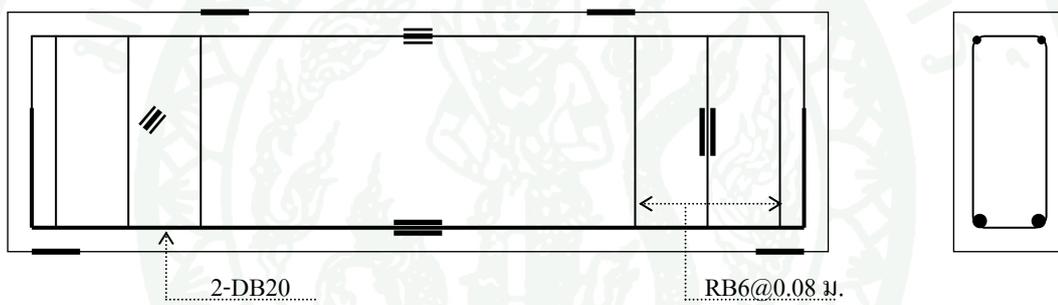
ภาพที่ 4 รายละเอียดการเสริมเหล็กและตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ของคานดัด A1a
A1b และ A1c



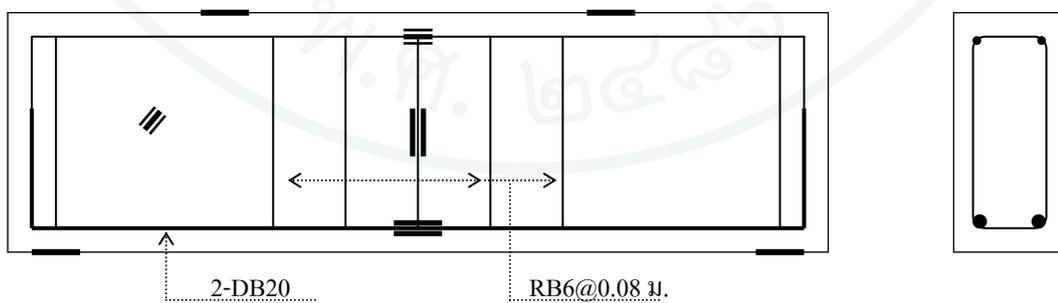
ภาพที่ 5 รายละเอียดการเสริมเหล็กและตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ของคานดัด A2a
A2b และ A2c



ภาพที่ 6 รายละเอียดการเสริมเหล็กและตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ของคานดัด A3a
A3b และ A3c



ภาพที่ 7 รายละเอียดการเสริมเหล็กและตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ของคานดัด S1a
S1b และ S1c



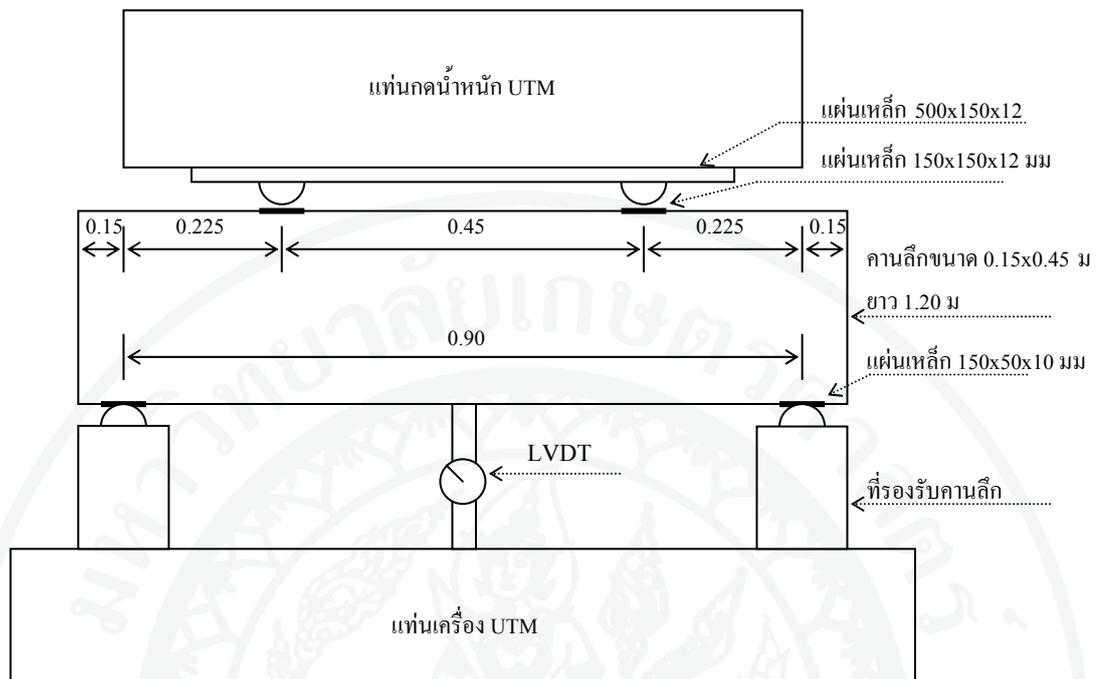
ภาพที่ 8 รายละเอียดการเสริมเหล็กและตำแหน่งการติดตั้ง Strain gauge ของคานดัด S2a
S2b และ S2c

การเตรียมตัวอย่าง

1. เตรียมแบบไม้สำหรับหล่อคานลิก จำนวน 18 แบบหล่อ
2. ประกอบเหล็กเสริมหลักรับแรงดึงและเหล็กปลอกตามที่ได้ออกแบบไว้ โดยทำของอ 90° ยาว 0.25 เมตร
3. ติดตั้ง Strain gauge ที่ผิวเหล็กเสริมหลักรับแรงดึงและเหล็กปลอกตามตำแหน่งที่ กำหนด
4. ติดตั้งเหล็กเสริมลงแบบหล่อ
5. เทคอนกรีตหล่อคานลิกจำนวน 18 ตัวอย่างจากโมเดียวกัน ทำคอนกรีตให้แน่นแล้วแต่ง ผิวให้เรียบพร้อมทั้งหล่อแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน จำนวน 18 ตัวอย่าง
6. บ่มคานลิกในแบบหล่อเป็นเวลา 24 ชั่วโมง จากนั้นจึงถอดแบบหล่อ
7. บ่มคานลิกและแท่งคอนกรีตด้วยกระสอบเปียกน้ำเป็นเวลา 28 วัน
8. ทาสีขาวที่ผิวด้านหนึ่งของคานลิก พร้อมทั้งขีดเส้นเป็นตาราง
9. ติดตั้ง Strain gauge ที่ผิวนคานลิกด้านที่ไม่ทาสี ตามตำแหน่งที่กำหนด

วิธีการทดสอบ

1. ติดตั้งคานลิกเข้ากับแท่นเครื่องทดสอบ UTM โดยที่คานลิกจะวางอยู่บนที่รองรับซึ่ง เป็นท่อนเหล็กกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มม. จักระยะระหว่างขอบถึงขอบของที่รองรับ เท่ากับ 0.90 เมตร ความยาวที่ยื่นออกจากขอบที่รองรับเท่ากับ 0.15 เมตรทั้งสองด้าน
2. ติดตั้งแผ่นเหล็กเพื่อกระจายน้ำหนักทดสอบ 1 จุดจากเครื่องทดสอบ UTM เป็น น้ำหนักทดสอบแบบ 2 จุด ผ่านจุดสัมผัสซึ่งเป็นท่อนเหล็กกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มม.
3. ติดตั้ง LVDT ที่กึ่งกลางช่วงคานเพื่อวัดค่าการแอ่นตัว
4. เชื่อมต่ออุปกรณ์การวัดต่างๆ เข้ากับ Data logger และเตรียมความพร้อมเพื่อการบันทึก สัญญาณ
5. เริ่มให้น้ำหนักทดสอบกระทำต่อคานลิกอย่างช้าๆ และสม่ำเสมอ ในอัตรา 2.5 ตัน/นาที
6. บันทึกสัญญาณจากอุปกรณ์การวัด พร้อมทั้งบันทึกค่าน้ำหนักทดสอบ
7. ขีดเส้นแสดงรอยร้าวบนคานพร้อมทั้งแสดงค่าน้ำหนักทดสอบขณะนั้นกำกับไว้
8. ทดสอบจนคานลิกถึงจุดวิบัติ และบันทึกภาพ



ภาพที่ 9 การติดตั้งคานค้ำและอุปกรณ์ทดสอบ

คุณสมบัติของวัสดุ

คอนกรีตมีกำลังรับแรงอัดเฉลี่ยจากการทดสอบคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐานที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 585 กก/ซม² กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่อายุต่างๆ แสดงไว้ในตารางที่ 5 และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตแสดงไว้ในภาคผนวก ก

ตารางที่ 5 กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐานที่อายุต่างๆ

อายุ (วัน)	กำลังอัดคอนกรีต (กก/ซม ²)			เฉลี่ย
	ตัวอย่างที่ 1	ตัวอย่างที่ 2	ตัวอย่างที่ 3	
3	445	450	446	447
7	531	535	539	535
14	560	566	560	562
28	581	589	585	585
60	609	615	613	612
90	655	627	624	635

เหล็กเสริมผิวเรียบ (SR24) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มิลลิเมตร มีค่ากำลังครากเฉลี่ยเท่ากับ 2820 กก/ซม² มีค่ากำลังดึงประลัยเฉลี่ยเท่ากับ 4557 กก/ซม² ดังแสดงในตารางที่ 6 และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมผิวเรียบแสดงไว้ในภาคผนวก ก

ตารางที่ 6 กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมผิวเรียบ (SR24) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มิลลิเมตร

ตัวอย่างที่	กำลังคราก (กก/ซม ²)	กำลังดึงประลัย (กก/ซม ²)	ความเครียดจุดคราก (x10 ⁻⁶ ซม/ซม)	โมดูลัสยืดหยุ่น (กก/ซม ²)
1	2913	4496	1420	2.05x10 ⁶
2	2691	4484	1370	2.03x10 ⁶
3	2855	4391	1430	2.00x10 ⁶
เฉลี่ย	2820	4457	1410	2.03x10 ⁶

เหล็กเสริมข้ออ้อย (SD40) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มิลลิเมตร มีค่ากำลังครากเฉลี่ยเท่ากับ 4236 กก/ซม² มีค่ากำลังดึงประลัยเฉลี่ยเท่ากับ 6038 กก/ซม² ดังแสดงในตารางที่ 7 และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมข้ออ้อยแสดงไว้ในภาคผนวก ก

ตารางที่ 7 กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมข้ออ้อย (SD40) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มิลลิเมตร

ตัวอย่างที่	กำลังคราก (กก/ซม ²)	กำลังดึงประลัย (กก/ซม ²)	ความเครียดจุดคราก (x10 ⁻⁶ ซม/ซม)	โมดูลัสยืดหยุ่น (กก/ซม ²)
1	4233	5915	2140	1.98x10 ⁶
2	4321	6167	2170	1.99x10 ⁶
3	4155	6031	2100	1.98x10 ⁶
เฉลี่ย	4236	6038	2140	1.98x10 ⁶

ผลและวิจารณ์

1. กำลังรับน้ำหนักของคานลิกซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02

ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของคานลิกตามมาตรฐาน ACI 318-99 มีค่าระหว่าง 47.5-63.3 ตัน กลุ่มตัวอย่างที่มีกำลังรับน้ำหนักมากที่สุดคือ A3 (เสริมเหล็กรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอทั้งในแนวดิ่งและแนวนอน) กลุ่มตัวอย่างที่มีกำลังรับน้ำหนักน้อยที่สุดคือ B0 (ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน) S1 (มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวดิ่งเฉพาะช่วงแรงเฉือน) และ S2 (มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวดิ่งเฉพาะช่วงโมเมนต์ดัดคงที่) ส่วนผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของคานลิกตามมาตรฐาน ACI 318-02 มีค่าเท่ากันทุกกลุ่มตัวอย่างซึ่งเท่ากับ 64.4 ตัน จากผลการคำนวณสรุปว่า กำลังรับน้ำหนักของคานลิกซึ่งคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99 มีค่าน้อยกว่ากำลังรับน้ำหนักของคานลิกซึ่งคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-02 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของคานลิกได้แสดงไว้ในตารางที่ 8 ส่วนรายละเอียดการคำนวณได้แสดงไว้ในภาคผนวก ข

จากการทดลอง คานลิกจะเริ่มเกิดรอยร้าวขึ้นเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกระหว่าง 30.2-40.6 ตัน หรือประมาณ 30-55 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุด โดยรอยร้าวแรกที่เกิดขึ้นจะเป็นรอยร้าวทแยงซึ่งเกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางความลึกระหว่างที่รองรับกับจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ รอยร้าวเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็ว โดยที่ปลายด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ เกิดเป็นรอยร้าวทแยงเชื่อมต่อระหว่างที่รองรับกับจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ และทำมุมประมาณ 55° กับแนวแกนของคาน เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น รอยร้าวทแยงดังกล่าวขยายตัวกว้างขึ้นพร้อมทั้งเกิดรอยร้าวในแนวดิ่งบริเวณกลางคาน โดยรอยร้าวเริ่มต้นจากผิวล่างของคาน และเกิดรอยร้าวทแยงซึ่งเริ่มต้นจากที่รองรับเคลื่อนตัวเกือบขนานกับรอยร้าวทแยงแรก เมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าสูงสุด คานลิกทั้งหมดเกิดการวิบัติแบบแรงเฉือนซึ่งมีรูปแบบการวิบัติลักษณะใดลักษณะหนึ่งใน 3 รูปแบบ คือ คอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงได้น้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตกในขณะที่ยอยร้าวทแยงขยายกว้างขึ้น (Shear compression failure) คอนกรีตบริเวณที่รองรับถูกอัดแตก และคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกในแนวทแยงมุม (Shear tension failure) และรูปแบบสุดท้ายคือ คอนกรีตในแนวทแยงหรือโครงโค้งซึ่งอยู่ระหว่างที่รองรับและน้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตก (Diagonal crushing failure) รูปแบบการวิบัติของคานลิกจากการทดลองซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02 ได้แสดงไว้ในตารางที่ 9 และ 10 ตามลำดับ ส่วนตัวอย่างการวิบัติในรูปแบบต่างๆ แสดงดังภาพที่ 10 ถึงภาพที่ 12

จากการทดลอง กำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลึกมีค่าระหว่าง 79.8-109.5 ตัน การแอ่นตัวเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดมีค่าระหว่าง 6.8-8.6 มิลลิเมตร เหล็กเสริมรับแรงดึงของคานลึกทั้งหมดถูกดึงถึงจุดคราก ความเครียดมีค่าระหว่าง 2292×10^{-6} - 3848×10^{-6} ชม/ชม เหล็กเสริมรับแรงเฉือนทั้งในแนวตั้งและแนวนอนส่วนใหญ่จะถูกดึงถึงจุดคราก ความเครียดมีค่าระหว่าง 703×10^{-6} - 5202×10^{-6} ชม/ชม และ 1236×10^{-6} - 4690×10^{-6} ชม/ชม ตามลำดับ ความเครียดที่ผิวคอนกรีตในตำแหน่งกึ่งกลางช่วงคานบริเวณที่ต้องรับแรงอัดมีค่าระหว่าง 310×10^{-6} - 604×10^{-6} ชม/ชม ส่วนความเครียดที่ผิวคอนกรีตในตำแหน่งกึ่งกลางความลึกบริเวณที่คอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง (Diagonal compression strut) ซึ่งเชื่อมต่อระหว่างที่รองรับกับจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำมีค่าระหว่าง 750×10^{-6} - 1800×10^{-6} ชม/ชม ผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของคานลึกจากการทดลองซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02 ได้แสดงไว้ในตารางที่ 9 และ 10 ตามลำดับ ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก การแอ่นตัว ความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง ความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน และความเครียดที่ผิวของคอนกรีตได้แสดงไว้ในภาคผนวก ค ส่วนลักษณะการแตกร้าวได้แสดงไว้ในภาคผนวก ง

ตารางที่ 8 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักของคานาลี้กจากการคำนวณตามมาตรฐาน
ACI 318-99 และ ACI 318-02 และจากการทดลอง

ชื่อตัวอย่าง	กำลังรับน้ำหนักสูงสุด (ตัน)		
	มาตรฐาน	มาตรฐาน	การทดลอง
	ACI 318-99	ACI 318-02	
B0a	47.5	64.4	75.2
B0b	47.5	64.4	79.0
B0c	47.5	64.4	75.4
A1a	51.8	64.4	79.8
A1b	51.8	64.4	89.8
A1c	51.8	64.4	87.4
A2a	59.0	64.4	104.3
A2b	59.0	64.4	101.2
A2c	59.0	64.4	92.8
A3a	63.3	64.4	109.1
A3b	63.3	64.4	109.3
A3c	63.3	64.4	105.5
S1a	47.5	64.4	81.1
S1b	47.5	64.4	88.7
S1c	47.5	64.4	87.3
S2a	47.5	64.4	88.1
S2b	47.5	64.4	80.4
S2c	47.5	64.4	83.1

ตารางที่ 9 ผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของคานกลีซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99

ชื่อตัวอย่าง	กำลังรับน้ำหนัก ขณะคานเริ่ม ร้าว (ตัน)	กำลังรับ น้ำหนักสูงสุด (ตัน)	การแอ่นตัว สูงสุด (มม)	รูปแบบการ วิบัติ	ความเครียดสูงสุดที่ผิว คอนกรีต ($\times 10^{-6}$ ชม/ชม)		ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริม ($\times 10^{-6}$ ชม/ชม)		
					รับแรงอัดใน แนวนอน	รับแรงอัดใน แนวทแยง	เหล็กเสริม รับแรงดึง	เหล็กเสริม	เหล็กเสริม
								รับแรงเฉือน แนวตั้ง	รับแรงเฉือน แนวนอน
B0a	37.6	75.2	6.4	SC	604	1630	2292	**	**
B0b	39.7	79.0	6.6	SC	550	1800	2558	**	**
B0c	40.6	75.4	6.6	SC	480	1580	2336	**	**
A1a	38.0	79.8	6.8	SC	411	1050	2626	4404	**
A1b	34.4	89.8	7.2	DC	471	936	2670	5190	**
A1c	31.3	87.4	6.8	SC	402	1102	2692	1404	**

ตารางที่ 9 (ต่อ)

ชื่อตัวอย่าง	กำลังรับน้ำหนัก ขณะกันเริ่ม ร้าว (ตัน)	กำลังรับ น้ำหนักสูงสุด (ตัน)	การแอ่นตัว สูงสุด (มม)	รูปแบบการ วิบัติ	ความเครียดสูงสุดที่ผิว คอนกรีต ($\times 10^{-6}$ ชม/ชม)		ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริม ($\times 10^{-6}$ ชม/ชม)		
					รับแรงอัดใน แนวนอน	รับแรงอัดใน แนวทแยง	เหล็กเสริม รับแรงดึง	เหล็กเสริม	เหล็กเสริม
								รับแรงเฉือน แนวตั้ง	รับแรงเฉือน แนวนอน
A2a	38.8	104.3	7.6	DC	556	1420	3394	**	4690
A2b	36.7	101.2	7.2	ST	566	1484	*	**	1358
A2c	30.2	92.8	7.0	ST	474	1246	2804	**	1336
A3a	38.2	109.1	8.6	SC	366	*	3848	4390	1229
A3b	40.2	109.3	8.4	ST	310	750	3448	*	1458
A3c	39.9	105.5	8.0	ST	385	805	*	5202	*

หมายเหตุ * อุปกรณ์ตรวจวัดไม่ทำงาน, ** ไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด

DC = Diagonal crushing failure, SC = Shear compression failure, ST = Shear tension failure

ตารางที่ 10 ผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของคานเหล็กซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02

ชื่อตัวอย่าง	กำลังรับ น้ำหนักขณะ คานเริ่มร้าว (ตัน)	กำลังรับ น้ำหนักสูงสุด (ตัน)	การแอ่นตัว สูงสุด (มม)	รูปแบบการ วิบัติ	ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีต ($\times 10^{-6}$ ชม/ชม)		ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็ก เสริม ($\times 10^{-6}$ ชม/ชม)	
					รับแรงอัดใน แนวนอน	รับแรงอัดใน แนวทแยง	เหล็กเสริม รับแรงดึง	เหล็กเสริม รับแรงเฉือน แนวตั้ง
S1a	35.6	81.1	7.2	ST	585	980	2626	4400
S1b	36.4	88.7	7.6	ST	520	*	2692	*
S1c	31.0	87.3	7.4	SC	505	*	2630	5188
S2a	36.7	88.1	7.6	ST	505	1666	*	*
S2b	34.4	80.4	6.6	ST	488	*	2314	958
S2c	35.4	83.1	6.8	DC	436	1502	2558	703

หมายเหตุ * อุปกรณ์ตรวจวัดไม่ทำงาน, ** ไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด

DC = Diagonal crushing failure, SC = Shear compression failure, ST = Shear tension failure



ภาพที่ 10 รูปแบบการวิบัติของคานลึกลงโดยคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงได้น้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตก ในขณะที่รอยร้าวทแยงขยายกว้างขึ้น (Shear compression failure)



ภาพที่ 11 รูปแบบการวิบัติของคานลึกลงโดยคอนกรีตบริเวณที่รองรับถูกอัดแตก และคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกในแนวทแยงมุม (Shear tension failure)



ภาพที่ 12 รูปแบบการวิบัติของคานเหล็กโดยคอนกรีตในแนวทแยงหรือโครงโค้งซึ่งอยู่ระหว่างที่รองรับ และน้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตก (Diagonal crushing failure)

1.1 คานเหล็กกลุ่มตัวอย่าง B0

1.1.1 จากตารางที่ 9 สำหรับคานเหล็ก B0a ซึ่งไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่กลางความลึกของคานเมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 37.6 ตัน รอยร้าวทแยงดังกล่าวเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็วโดยปลายด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ รอยร้าวทแยงนี้ทำมุมประมาณ 55° กับแนวแกนของคาน และเกิดรอยร้าวตั้งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกลางช่วงคานซึ่งเคลื่อนตัวเลยแนวเหล็กเสริมรับแรงดึงไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน พร้อมทั้งเกิดรอยร้าวทแยงขนานกันกับรอยร้าวทแยงแรกเกิดเป็นโครงโค้ง มีจุดเริ่มที่จุดรองรับ เคลื่อนตัวไปยังตำแหน่งที่น้ำหนักกระทำ และเกิดรอยร้าวแขนงเหนือที่รองรับ ก่อนคานวิบัติเกิดรอยร้าวทแยงเพิ่มขึ้น มีจุดเริ่มอยู่ที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 75.2 ตัน ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ 2292×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเท่ากับ 1630×10^{-6} ชม/ชม เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 604×10^{-6} ชม/ชม และคานแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 6.4 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงได้น้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตกในขณะที่รอยร้าวทแยงขยายกว้างขึ้น (Shear compression failure)

1.1.2 จากตารางที่ 9 สำหรับคานลิก B0b ซึ่งไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน เกิดรอยร้าวทแยงแรกกึ่งกลางความลึกของคาน เมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 39.7 ตัน รอยร้าวทแยงดังกล่าวเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็วโดยปลายด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำและเกิดรอยร้าวคั้งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกระจายอยู่กลางช่วงคานซึ่งรอยร้าวส่วนใหญ่เคลื่อนตัวไปหยุดเหนือแนวเหล็กเสริมรับแรงดึง มีรอยร้าวบางส่วนเคลื่อนตัวเลยแนวเหล็กเสริมไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน เมื่อน้ำหนักกระทำเพิ่มขึ้น เกิดรอยร้าวทแยงขนานรอยร้าวทแยงแรก มีจุดเริ่มอยู่ที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำ แต่รอยร้าวทแยงนี้จะเคลื่อนไปไม่ถึงขอบด้านรับแรงดึงเนื่องจากคานวิบัติเสียก่อน ก่อนคานวิบัติเกิดรอยร้าวแขนงบริเวณน้ำหนักกระทำและบริเวณที่รองรับ น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 79.0 ตัน ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ 2558×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเท่ากับ 1800×10^{-6} ชม/ชม เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 550×10^{-6} ชม/ชม และคานแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 6.6 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงได้น้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตกในขณะที่รอยร้าวทแยงขยายกว้างขึ้น (Shear compression failure)

1.1.3 จากตารางที่ 9 สำหรับคานลิก B0c ซึ่งไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน เกิดรอยร้าวทแยงแรกกึ่งกลางความลึกของคาน เมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 40.6 ตัน รอยร้าวทแยงดังกล่าวเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็วโดยปลายด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ รอยร้าวทแยงนี้ทำมุมประมาณ 55° กับแนวแกนของคาน และเกิดรอยร้าวคั้งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกลางช่วงคานซึ่งเคลื่อนตัวไปหยุดเหนือแนวเหล็กเสริมรับแรงดึง เมื่อน้ำหนักกระทำเพิ่มขึ้นเกิดรอยร้าวทแยงขนานรอยร้าวทแยงแรก มีจุดเริ่มอยู่ที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน และเกิดรอยร้าวแขนงแยกตัวออกจากรอยร้าวทแยง เคลื่อนตัวไปยังขอบด้านรับแรงอัด เกิดรอยร้าวแขนงตามแนวเหล็กเสริมเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงปลายคาน ร่วมกับรอยร้าวแขนงเหนือแนวเหล็กเสริมบริเวณที่รองรับ น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 75.4 ตัน ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ 2336×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเท่ากับ 1580×10^{-6} ชม/ชม เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 480×10^{-6} ชม/ชม และคานแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 6.6 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงได้น้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตกในขณะที่รอยร้าวทแยงขยายกว้างขึ้น (Shear compression failure)

1.2 คานลึกลงตัวอย่าง A1

1.2.1 จากตารางที่ 9 สำหรับคานลึกลง A1a ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอ เฉพาะแนวตั้ง เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่กลางความลึกของคานเมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 38.0 ตัน รอยร้าวทแยงดังกล่าวเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็วโดยปลายด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ รอยร้าวทแยงนี้ทำมุมประมาณ 55° กับแนวแกนของคาน และเกิดรอยร้าวตั้งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกระจายอยู่กลางช่วงคาน รอยร้าวตั้งซึ่งห่างจากขอบที่รองรับเป็นระยะประมาณ d จะเคลื่อนตัวเลยกึ่งกลางคานขึ้นไปแต่และหยุดถึงขอบด้านรับแรงอัด พร้อมทั้งเกิดรอยร้าวทแยงขนานกันกับรอยร้าวทแยงแรก มีจุดเริ่มที่จุดรองรับ เคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงขอบด้านรับแรงอัด ร่วมกับรอยร้าวทแยงซึ่งมีจุดเริ่มอยู่ที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำ ซึ่งเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงขอบด้านรับแรงตั้ง น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 79.8 ตัน เหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 4404×10^{-6} เซนติเมตร/เซนติเมตร (เหล็กเสริมรับแรงเฉือนคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงตั้งเท่ากับ 2626×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงตั้งคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเท่ากับ 1050×10^{-6} ชม/ชม เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 411×10^{-6} ชม/ชม และคานแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 6.8 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงใต้น้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตกในขณะที่รอยร้าวทแยงขยายกว้างขึ้น (Shear compression failure)

1.2.2 จากตารางที่ 9 สำหรับคานลึกลง A1b ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอ เฉพาะแนวตั้ง เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่กลางความลึกของคาน เมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 33.4 ตัน รอยร้าวทแยงดังกล่าวเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็วโดยปลายด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ รอยร้าวทแยงนี้ทำมุมประมาณ 55° กับแนวแกนของคาน และเกิดรอยร้าวตั้งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกระจายอยู่กลางช่วงคาน รอยร้าวดังกล่าวบางส่วนเคลื่อนตัวไปหยุดเหนือแนวเหล็กเสริมเล็กน้อย บางส่วนเคลื่อนตัวไปหยุดบริเวณกึ่งกลางความลึกของคาน และรอยร้าวบางรอยเคลื่อนตัวเลยกึ่งกลางคานและหยุดก่อนถึงขอบด้านรับแรงอัด พร้อมทั้งเกิดรอยร้าวทแยงขนานกันกับรอยร้าวทแยงแรกเกิดเป็นโครงโค้งชัดเจน มีจุดเริ่มที่จุดรองรับ เคลื่อนตัวไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ และเกิดรอยร้าวทแยงเพิ่มขึ้น ซึ่งมีจุดเริ่มอยู่ที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำ น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 89.8 ตัน เหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 5190×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงเฉือนคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงตั้งเท่ากับ 2670×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงตั้งคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเท่ากับ 936×10^{-6} ชม/ชม เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 471×10^{-6} ชม/

ชม และคานแอนตัวสูงสุดเท่ากับ 7.2 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตในโครงโค้งถูกอัดแตก (Diagonal crushing failure)

1.2.3 จากตารางที่ 9 สำหรับคานลิก A1c ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอ เฉพาะแนวตั้ง เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่กลางความลึกของคาน เมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 31.3 ตัน รอยร้าวทแยงดังกล่าวเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็วโดยปลายด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ รอยร้าวทแยงนี้ทำมุมประมาณ 55° กับแนวแกนของคาน และเกิดรอยร้าวตั้งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกลางช่วงคานเคลื่อนตัวไปแล้วหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน พร้อมทั้งเกิดรอยร้าวทแยงเพิ่มขึ้น มีจุดเริ่มที่จุดรองรับเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงขอบด้านรับแรงอัด ร่วมกับรอยร้าวทแยงซึ่งมีจุดเริ่มอยู่ที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำ เคลื่อนไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน และเกิดรอยร้าวแขนงแยกออกมาจากรอยร้าวทแยงดังกล่าว น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 87.4 ตัน เหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 1404×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงเฉือนคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ 2692×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเท่ากับ 1102×10^{-6} ชม/ชม เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 402×10^{-6} ชม/ชม และคานแอนตัวสูงสุดเท่ากับ 6.8 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงได้ น้ำหนักบรรทุก และคอนกรีตบริเวณที่รองรับ ถูกอัดแตกในขณะที่รอยร้าวทแยงขยายกว้างขึ้น (Shear compression failure)

1.3 คานลิกกลุ่มตัวอย่าง A2

1.3.1 จากตารางที่ 9 สำหรับคานลิก A2a ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอ เฉพาะแนวนอน เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่กลางความลึกของคานเมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 38.8 ตัน รอยร้าวทแยงดังกล่าวเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็วโดยปลายด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ รอยร้าวทแยงนี้จะทำมุมประมาณ 55° กับแนวแกนของคาน และเกิดรอยร้าวตั้งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกระจายอยู่กลางช่วงคานซึ่งเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน พร้อมทั้งเกิดรอยร้าวทแยงขนานกันกับรอยร้าวทแยงแรกเกิดเป็นโครงโค้งชัดเจน มีจุดเริ่มที่จุดรองรับเคลื่อนตัวไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำและมีรอยร้าวแขนงเคลื่อนตัวออกจากรอยร้าวทแยงดังกล่าว ก่อนคานวิบัติเกิดรอยร้าวทแยงมีจุดเริ่มที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำ เคลื่อนตัวไปยังขอบด้านรับแรงดึง เมื่อถึงกึ่งกลางความลึก รอยร้าวดังกล่าวเคลื่อนตัวขนานกับแนวแกนของคานและไปหยุดที่ปลายคาน น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 104.3 ตัน เหล็กเสริมรับแรง

เดือนมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 4690×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงเดือนคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ 3394×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเท่ากับ 1420×10^{-6} ชม/ชม เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 556×10^{-6} ชม/ชม และคานแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 7.6 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตในโครงโค้งถูกอัดแตก (Diagonal crushing failure)

1.3.2 จากตารางที่ 9 สำหรับคานลิก A2b ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเดือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวนอน เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่กลางความลึกของคาน เมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 36.7 ตัน รอยร้าวทแยงดังกล่าวเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็วโดยปลายด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ รอยร้าวทแยงนี้จะทำมุมประมาณ 55° กับแนวแกนของคาน และเกิดรอยร้าวดึงที่เริ่มจากขอบด้านล่างกระจายอยู่กลางช่วงคานซึ่งเคลื่อนตัวไปหยุดบริเวณกึ่งกลางความลึกของคาน พร้อมทั้งเกิดรอยร้าวทแยงขนานกันกับรอยร้าวทแยงแรก มีจุดเริ่มที่จุดรองรับเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงขอบด้านรับแรงอัด มีรอยร้าวบางส่วนหยุดเหนือแนวเหล็กเสริมรับแรงดึงเล็กน้อย และมีรอยร้าวแขนงเคลื่อนตัวออกจากรอยร้าวทแยงดังกล่าว ก่อนคานวิบัติเกิดรอยร้าวทแยงเริ่มจากที่รองรับเคลื่อนตัวไปหยุดเหนือแนวเหล็กเสริมรับแรงดึงเล็กน้อย น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 101.2 ตัน เหล็กเสริมรับแรงเดือนมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 1358×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงเดือนคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเท่ากับ 1484×10^{-6} ชม/ชม เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 566×10^{-6} ชม/ชม และคานแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 7.2 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกตามแนวทแยงมุมและคอนกรีตบริเวณที่รองรับถูกอัดแตก (Shear tension failure)

1.3.3 จากตารางที่ 9 สำหรับคานลิก A2c ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเดือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนว นอน เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่กลางความลึกของคาน เมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 30.2 ตัน รอยร้าวทแยงดังกล่าวเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็วโดยปลายด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ และเกิดรอยร้าวดึงที่เริ่มจากขอบด้านล่างกลางช่วงคานซึ่งเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน เมื่อน้ำหนักกระทำเพิ่มขึ้น เกิดรอยร้าวทแยงเพิ่มขึ้น มีจุดเริ่มที่จุดรองรับและเคลื่อนตัวไปหยุดบริเวณกึ่งกลางความลึกของคาน เมื่อคานใกล้วิบัติจะเกิดรอยร้าวแขนงเคลื่อนตัวออกจากรอยร้าวทแยงแรกเหนือที่รองรับ น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 92.8 ตัน เหล็กเสริมรับแรงเดือนมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 1336×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงเดือนคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ 2804×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเท่ากับ 1246×10^{-6} ชม/

ชม เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 474×10^{-6} ชม/ชม และแกนแอนตัวสูงสุดเท่ากับ 7.0 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกตามแนวทแยงมุมและคอนกรีตบริเวณที่รองรับถูกอัดแตก (Shear tension failure)

1.4 คานลึกลงตัวอย่าง A3

1.4.1 จากตารางที่ 9 สำหรับคานลึกลง A3a ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอทั้งในแนวดิ่งและแนวนอน เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่กลางความลึกของคานเมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 38.2 ตัน รอยร้าวทแยงดังกล่าวเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็วโดยปลายด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ รอยร้าวทแยงนี้ทำมุมประมาณ 55° กับแนวแกนของคาน และเกิดรอยร้าวดิ่งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกระจายอยู่กลางช่วงคานซึ่งเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน ในขณะที่รอยร้าวบางรอยเคลื่อนตัวไปหยุดเหนือแนวเหล็กเสริมรับแรงดิ่งเล็กน้อย พร้อมทั้งเกิดรอยร้าวทแยงขนานกันกับรอยร้าวทแยงแรก มีจุดเริ่มที่จุดรองรับเคลื่อนตัวไปหยุดบริเวณกึ่งกลางความลึกของคาน เมื่อคานใกล้วิบัติเกิดรอยร้าวทแยงเพิ่มขึ้น มีจุดเริ่มที่จุดรองรับร่วมกับรอยร้าวทแยงมีจุดเริ่มที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำ น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 109.1 ตัน เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวดิ่งมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 4390×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวดิ่งคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวนอนเท่ากับ 1229×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวนอนไม่คราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดิ่งเท่ากับ 3848×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงดิ่งคราก) เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 336×10^{-6} เซนติเมตร/เซนติเมตร และแกนแอนตัวสูงสุดเท่ากับ 8.6 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงได้น้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตกในขณะที่รอยร้าวทแยงขยายกว้างขึ้น (Shear compression failure)

1.4.2 จากตารางที่ 9 สำหรับคานลึกลง A3b ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอทั้งในแนวดิ่งและแนวนอน เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่กลางความลึกของคาน เมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 40.2 ตัน รอยร้าวทแยงดังกล่าวเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็วโดยปลายด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ และเกิดรอยร้าวดิ่งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกระจายอยู่กลางช่วงคานซึ่งเคลื่อนตัวไปหยุดเหนือแนวเหล็กเสริมรับแรงดิ่งเล็กน้อยและมีรอยร้าวบางรอยเคลื่อนตัวไปหยุดบริเวณกึ่งกลางความลึกของคาน พร้อมทั้งเกิดรอยร้าวทแยงขนานกันกับรอยร้าวทแยงแรก มีจุดเริ่มที่จุดรองรับเคลื่อนตัวผ่านกึ่งกลางความลึกของคานแต่หยุดก่อนถึงขอบด้านรับแรงอัด เมื่อคานใกล้วิบัติจะเกิดรอยร้าวทแยงเพิ่มขึ้น มีจุดเริ่มที่จุดรองรับร่วมกับรอย

ร้าวทแยงที่มีจุดเริ่มที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำ น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 109.3 ตัน เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวอนมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 1458×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวอนคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ 3448×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงดึงไม่คราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเท่ากับ 750×10^{-6} ชม/ชม เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวอนเท่ากับ 310×10^{-6} ชม/ชม และคานแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 8.4 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกตามแนวทแยงมุมและคอนกรีตบริเวณที่รองรับถูกอัดแตก (Shear tension failure)

1.4.3 จากตารางที่ 9 สำหรับคานลิก A3c ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอทั้งในแนวตั้งและแนวอน เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่กึ่งกลางความลึกของคาน เมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 39.9 ตัน รอยร้าวทแยงดังกล่าวเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็วโดยปลายด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ และเกิดรอยร้าวตั้งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกระจายอยู่กลางช่วงคาน ซึ่งจะเคลื่อนตัวไปหยุดเหนือแนวเหล็กเสริมรับแรงดึงและมีบางส่วนเคลื่อนเลยแนวเหล็กเสริมรับแรงดึงไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน พร้อมทั้งเกิดรอยร้าวทแยงขนานกันกับรอยร้าวทแยงแรก มีจุดเริ่มที่จุดรองรับเคลื่อนตัวผ่านกึ่งกลางความลึกและหยุดก่อนถึงขอบด้านรับแรงอัด เมื่อคานใกล้วิบัติจะเกิดรอยร้าวทแยงเพิ่มขึ้น มีจุดเริ่มที่จุดรองรับร่วมกับรอยร้าวทแยงมีจุดเริ่มที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำ และเกิดรอยร้าวทแยงเหนือแนวเหล็กเสริมบริเวณที่รองรับ น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 105.5 ตัน เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้งมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 5202×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้งคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเท่ากับ 805×10^{-6} ชม/ชม เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวอนเท่ากับ 385×10^{-6} ชม/ชม และคานแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 8.0 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกตามแนวทแยงมุม และคอนกรีตบริเวณที่รองรับถูกอัดแตก (Shear tension failure)

1.5 คานลิกกลุ่มตัวอย่าง S1

1.5.1 จากตารางที่ 10 สำหรับคานลิก S1a ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่กึ่งกลางความลึกของคานทำมุมประมาณ 55° กับแนวแกนเมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 35.6 ตัน รอยร้าวทแยงดังกล่าวเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็วโดยปลายด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ และเกิดรอยร้าวตั้งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกระจายอยู่กลางช่วงคานเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน

พร้อมทั้งเกิดรอยร้าวทแยงขนานกันกับรอยร้าวทแยงแรกเกิดเป็น โครงโค้งชัดเจน มีจุดเริ่มที่จุดรองรับเคลื่อนตัวไปยังขอบด้านรับแรงอัด และเกิดรอยร้าวทแยงเพิ่มขึ้นเมื่อคานใกล้วิบัติ มีจุดเริ่มที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 81.1 ตัน เหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 4400×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงเฉือนคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ 2626×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเท่ากับ 980×10^{-6} เซนติเมตร/เซนติเมตร เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวอนเท่ากับ 585×10^{-6} ชม/ชม และคานแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 7.2 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกตามแนวทแยงมุม และคอนกรีตบริเวณที่รองรับถูกอัดแตก (Shear tension failure)

1.5.2 จากตารางที่ 10 สำหรับคานเล็ก S1b ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่เกิดกลางความลึกของคานเมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 36.4 ตัน ปลายด้านหนึ่งของรอยร้าวเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ และเกิดรอยร้าวตั้งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกระจายอยู่กลางช่วงคานซึ่งจะเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน เมื่อคานใกล้วิบัติเกิดรอยร้าวทแยงเพิ่มขึ้น มีจุดเริ่มที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำ น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 88.7 ตัน ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ 2692×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก) เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวอนเท่ากับ 520×10^{-6} ชม/ชม และคานแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 7.6 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกตามแนวทแยงมุม และคอนกรีตบริเวณที่รองรับถูกอัดแตก (Shear tension failure)

1.5.3 จากตารางที่ 10 สำหรับคานเล็ก S1c ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่เกิดกลางความลึกของคานเมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 31.0 ตัน ปลายด้านหนึ่งของรอยร้าวเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ และเกิดรอยร้าวตั้งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกลางช่วงคาน เคลื่อนตัวเลยแนวเหล็กเสริมรับแรงดึงไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน พร้อมทั้งเกิดรอยร้าวทแยงขนานกันกับรอยร้าวทแยงแรกเกิดเป็น โครงโค้งชัดเจน มีจุดเริ่มที่จุดรองรับเคลื่อนตัวไปยังขอบด้านรับแรงอัด เมื่อคานใกล้วิบัติเกิดรอยร้าวแขนงแยกออกมาจากรอยร้าวทแยงแรกเคลื่อนตัวไปยังขอบด้านรับแรงอัด น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 87.3 ตัน เหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 5188×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงเฉือนคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ 2630×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก) เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวอนเท่ากับ

505×10^{-6} ชม/ชม และคานแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 7.4 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงใต้น้ำหนักบรรทุก (Shear compression failure)

1.6 คานลึกลับกลุ่มตัวอย่าง S2

1.6.1 จากตารางที่ 10 สำหรับคานลึกลับ S2a ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงโมเมนต์ตัดคงที่ เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่กลางความลึกของคาน เมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 36.7 ตัน ปลายด้านหนึ่งของรอยร้าวเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำ และเกิดรอยร้าวตั้งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกระจายอยู่กลางช่วงคานเคลื่อนที่ไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคานซึ่งรอยร้าวส่วนใหญ่จะหยุดเหนือแนวเหล็กเสริมรับแรงดึง พร้อมทั้งเกิดรอยร้าวทแยงเพิ่มขึ้น มีจุดเริ่มที่จุดรองรับเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงขอบด้านรับแรงอัด เมื่อคานใกล้วิบัติเกิดรอยร้าวทแยงและรอยร้าวแขนงเพิ่มมากขึ้น มีจุดเริ่มทั้งที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำและที่รองรับ โดยที่รอยร้าวส่วนใหญ่จะเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 88.1 ตัน ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเท่ากับ 1666×10^{-6} ชม/ชม เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 505×10^{-6} ชม/ชม และคานแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 7.6 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกตามแนวทแยงมุม และคอนกรีตบริเวณที่รองรับถูกอัดแตก (Shear tension failure)

1.6.2 จากตารางที่ 10 สำหรับคานลึกลับ S2b ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงโมเมนต์ตัดคงที่ เมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 34.4 ตัน เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่กลางความลึกของคาน ปลายด้านหนึ่งของรอยร้าวเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนักกระทำและเกิดรอยร้าวตั้งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกระจายอยู่กลางช่วงคานซึ่งรอยร้าวส่วนใหญ่จะเคลื่อนตัวเลยแนวเหล็กเสริมรับแรงดึงและหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน พร้อมทั้งเกิดรอยร้าวทแยงเพิ่มขึ้น มีจุดเริ่มที่จุดรองรับเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงขอบด้านรับแรงอัด เมื่อคานใกล้วิบัติจะเกิดรอยร้าวทแยงเพิ่มมากขึ้น มีจุดเริ่มทั้งที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำและที่รองรับ น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 80.4 ตัน เหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 958×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงเฉือนไม่คราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ 2314×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก) เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 488×10^{-6} ชม/ชม และคานแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 6.6 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกตามแนวทแยงมุม และคอนกรีตบริเวณที่รองรับถูกอัดแตก (Shear tension failure)

1.6.3 จากตารางที่ 10 สำหรับคานลึกลับ S2c ซึ่งเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงโมเมนต์ตัดคงที่ เมื่อน้ำหนักกระทำเท่ากับ 35.4 ตัน เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่กลางความลึกของคานปลายด้านหนึ่งของรอยร้าวเคลื่อนไปยังที่รองรับ ส่วนปลายอีกด้านหนึ่งเคลื่อนไปยังจุดที่น้ำหนัก และเกิดรอยร้าวตั้งที่เริ่มจากขอบด้านล่างกระจายอยู่กลางช่วงคานเคลื่อนตัวเลยแนวเหล็กเสริมรับแรงดึงและหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน พร้อมทั้งเกิดรอยร้าวทแยงขนานกับรอยร้าวทแยงแรกเกิดเป็นโครงโค้ง เมื่อกานโกสั้วบีบติจะเกิดรอยร้าวทแยงเพิ่มขึ้น มีจุดเริ่มที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำ เคลื่อนตัวไปยังที่รองรับ และรอยร้าวบางรอยเคลื่อนตัวไปหยุดก่อนถึงกึ่งกลางความลึกของคาน น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ 83.1 ตัน เหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 703×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงเฉือนไม่คราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ 2558×10^{-6} ชม/ชม (เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก) ความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงเท่ากับ 1502×10^{-6} ชม/ชม เกิดความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอนเท่ากับ 436×10^{-6} ชม/ชม และคานแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 6.8 มิลลิเมตร คานวิบัติโดยคอนกรีตในโครงโค้งถูกอัดแตก (Diagonal crushing failure)

จากผลการทดลอง สรุปได้ว่า คานลึกลับซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02 มีพฤติกรรมการรับน้ำหนักที่เหมือนกัน คือ กำลังรับน้ำหนักขณะที่คานเริ่มเกิดรอยร้าวทแยง มีค่าใกล้เคียงกัน โดยไม่มีผลกระทบจากรูปแบบการจัดเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ภายหลังจากการเกิดรอยร้าวทแยงแล้ว คานลึกลับยังรับน้ำหนักกระทำได้อีกมากกว่า 2 เท่าของกำลังรับน้ำหนักขณะที่คานเริ่มเกิดรอยร้าวทแยง น้ำหนักกระทำที่คานลึกลับต้องรับเพิ่มขึ้นนี้จะถูกถ่ายเทไปที่จุดรองรับโดยตรงผ่านทางคอนกรีตที่อยู่ระหว่างรอยร้าวทแยงซึ่งอยู่ในสภาพสมดุลกับแรงอัดในคอนกรีตที่อยู่ในแนวนอนและแรงดึงในเหล็กเสริมเกิดเป็นโครงสร้างโค้ง ส่วนกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลึกลับมีค่าไม่เท่ากันซึ่งเป็นผลกระทบจากรูปแบบการจัดเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ที่จุดวิบัติ เหล็กเสริมรับแรงดึงและเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้งในช่วง โมเมนต์ตัดคงที่ไม่คราก ในขณะที่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้งในช่วงแรงเฉือนและในแนวนอนคราก ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้งในช่วงแรงเฉือนเป็น 4-7 เท่าของความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้งในช่วงโมเมนต์ตัดคงที่ คานมีความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง (Diagonal compression strut) เป็น 2-3 เท่าของความเครียดสูงสุดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอนบริเวณขอบด้านรับแรงอัดและ ความเครียดสูงสุดของวัสดุตั้งกล่าวเป็นสาเหตุของการวิบัติ คานลึกลับทั้งหมดวิบัติแบบแรงเฉือนและรูปแบบการจัดเหล็กเสริมรับแรงเฉือนไม่มีผลกระทบต่อรูปแบบการวิบัติของคานลึกลับเนื่องจากคานลึกลับในกลุ่มตัวอย่างเดียวกันมีรูปแบบการวิบัติที่แตกต่างกัน

2. เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่รับได้ของคานลึกลงจากการทดลองกับการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02

กำลังรับน้ำหนักของคานลึกลงจากการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02 ได้แสดงรายละเอียดการคำนวณไว้ในภาคผนวก ข และสรุปผลการคำนวณไว้ในตารางที่ 11 และ 12 ตามลำดับ ร่วมกับแสดงกำลังรับน้ำหนักขณะที่คานเริ่มเกิดรอยร้าวทแยง กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง อัตราส่วนระหว่างกำลังรับน้ำหนักขณะที่คานเริ่มเกิดรอยร้าวทแยงต่อกำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง และอัตราส่วนระหว่างกำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลองต่อกำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการคำนวณ

ตารางที่ 11 กำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลึกลงจากการทดลองและการคำนวณตามมาตรฐาน
ACI 318-99

ชื่อตัวอย่าง	กำลังรับน้ำหนัก	กำลังรับน้ำหนัก	กำลังรับน้ำหนัก	P_{cr}/P_u	P_u/P_{cal}
	ขณะที่คานเริ่ม	สูงสุดจากการ	สูงสุดจากการ		
	ร้าว : P_{cr} (ตัน)	ทดลอง : P_u (ตัน)	คำนวณ : P_{cal} (ตัน)*		
B0a	37.6	75.2	47.5	0.50	1.58
B0b	39.7	79.0	47.5	0.50	1.66
B0c	40.6	75.4	47.5	0.54	1.59
A1a	38.0	79.8	51.8	0.48	1.54
A1b	34.4	89.8	51.8	0.38	1.73
A1c	31.3	87.4	51.8	0.36	1.69
A2a	38.8	104.3	59.0	0.37	1.77
A2b	36.7	101.2	59.0	0.36	1.72
A2c	30.2	92.8	59.0	0.33	1.57
A3a	38.2	109.1	63.3	0.35	1.72
A3b	40.2	109.3	63.3	0.37	1.73
A3c	39.9	105.5	63.3	0.38	1.67

หมายเหตุ * เป็นค่าที่คำนวณโดยไม่ใช่ตัวคูณลดกำลัง

2.1 เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่รับได้ของคานลึกลงจากการทดลองกับการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99

2.1.1 จากตารางที่ 11 สำหรับคานลึกลงกลุ่มตัวอย่าง B0 พบว่ากำลังรับน้ำหนักขณะที่คานเริ่มเกิดรอยร้าวทแยงแรก (P_{cr}) มีค่าระหว่าง 37.6-40.6 ตัน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 39.3 ตัน คิดเป็นความแตกต่างเท่ากับ 7.39 เปอร์เซ็นต์ กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง (P_u) มีค่าระหว่าง 75.2-79.0 ตัน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 76.5 ตัน คิดเป็นความแตกต่างเท่ากับ 4.56 เปอร์เซ็นต์ ในขณะที่กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการคำนวณ (P_{cal}) มีค่าเท่ากับ 47.5 ตัน อัตราส่วน P_{cr}/P_u มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.51 และอัตราส่วน P_u/P_{cal} ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.61

2.1.2 จากตารางที่ 11 สำหรับคานลึกลงตัวอย่าง A1 พบว่ากำลังรับน้ำหนักขณะที่คานเริ่มเกิดรอยร้าวทแยงแรก (P_{cr}) มีค่าระหว่าง 31.3-38.0 ตัน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 34.6 ตัน คิดเป็นความแตกต่างเท่ากับ 18.2 เปอร์เซ็นต์ กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง (P_u) มีค่าระหว่าง 79.8-89.8 ตัน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 85.7 ตัน คิดเป็นความแตกต่างเท่ากับ 11.1 เปอร์เซ็นต์ ในขณะที่กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการคำนวณ (P_{cal}) มีค่าเท่ากับ 51.8 ตัน อัตราส่วน P_{cr}/P_u มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.41 และอัตราส่วน P_u/P_{cal} ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.65

2.1.3 จากตารางที่ 11 สำหรับคานลึกลงตัวอย่าง A2 พบว่ากำลังรับน้ำหนักขณะที่คานเริ่มเกิดรอยร้าวทแยงแรก (P_{cr}) มีค่าระหว่าง 30.2-38.8 ตัน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 35.2 ตัน คิดเป็นความแตกต่างเท่ากับ 21.9 เปอร์เซ็นต์ กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง (P_u) มีค่าระหว่าง 92.8-104.3 ตัน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 99.4 ตัน คิดเป็นความแตกต่างเท่ากับ 11.0 เปอร์เซ็นต์ ในขณะที่กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการคำนวณ (P_{cal}) มีค่าเท่ากับ 59.0 ตัน อัตราส่วน P_{cr}/P_u มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.35 และอัตราส่วน P_u/P_{cal} ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.69

2.1.4 จากตารางที่ 11 สำหรับคานลึกลงตัวอย่าง A3 พบว่ากำลังรับน้ำหนักขณะที่คานเริ่มเกิดรอยร้าวทแยงแรก (P_{cr}) มีค่าระหว่าง 38.2-40.2 ตัน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 39.4 ตัน คิดเป็นความแตกต่างเท่ากับ 4.98 เปอร์เซ็นต์ กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง (P_u) มีค่าระหว่าง 105.5-109.3 ตัน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 108.0 ตัน คิดเป็นความแตกต่างเท่ากับ 3.48 เปอร์เซ็นต์ ในขณะที่กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการคำนวณ (P_{cal}) มีค่าเท่ากับ 63.3 ตัน อัตราส่วน P_{cr}/P_u มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.37 และอัตราส่วน P_u/P_{cal} ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.71

จากการเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่รับได้โดยคานลึกลงจากการทดลองกับการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99 สามารถสรุปได้ว่า กำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่รับได้โดยคานลึกลงจากการทดลองมีค่าสูงกว่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการคำนวณ 61.0-71.0 เปอร์เซ็นต์

ตารางที่ 12 กำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลึกลงจากการทดลองและการคำนวณตามมาตรฐาน
ACI 318-02

ชื่อตัวอย่าง	กำลังรับ น้ำหนัก	กำลังรับ น้ำหนักสูงสุด	กำลังรับ น้ำหนักสูงสุด	P_{cr}/P_u	P_u/P_{cal}
	ขณะที่คาน เริ่มร้าว : P_{cr} (ตัน)	จากการ ทดลอง : P_u (ตัน)	จากการ คำนวณ : P_{cal} (ตัน)*		
S1a	35.6	81.1	62.4	0.44	1.30
S1b	36.4	88.7	62.4	0.41	1.42
S1c	31.0	87.3	62.4	0.36	1.40
S2a	36.7	88.1	62.4	0.42	1.41
S2b	34.4	80.4	62.4	0.43	1.29
S2c	35.4	83.1	62.4	0.43	1.33

หมายเหตุ * เป็นค่าที่คำนวณโดยไม่ใช่ตัวคูณลดกำลัง

2.2 เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่รับได้ของคานลึกลงจากการทดลองกับการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-02

2.2.1 จากตารางที่ 12 สำหรับคานลึกลงกลุ่มตัวอย่าง S1 พบว่ากำลังรับน้ำหนักขณะที่คานเริ่มเกิดรอยร้าวทแยงแรก (P_{cr}) มีค่าระหว่าง 31.0-36.4 ตัน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 34.3 ตัน คิดเป็นความแตกต่างเท่ากับ 14.8 เปอร์เซ็นต์ กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง (P_u) มีค่าระหว่าง 81.1-88.7 ตัน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 85.7 ตัน คิดเป็นความแตกต่างเท่ากับ 8.57 เปอร์เซ็นต์ ในขณะที่กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการคำนวณ (P_{cal}) มีค่าเท่ากับ 62.4 ตัน อัตราส่วน P_{cr}/P_u มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.40 และอัตราส่วน P_u/P_{cal} ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.37

2.2.2 จากตารางที่ 12 สำหรับคานลึกลงกลุ่มตัวอย่าง S2 พบว่ากำลังรับน้ำหนักขณะที่คานเริ่มเกิดรอยร้าวทแยงแรก (P_{cr}) มีค่าระหว่าง 34.4-36.7 ตัน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 35.5 ตัน คิดเป็นความแตกต่างเท่ากับ 6.27 เปอร์เซ็นต์ กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง (P_u) มีค่าระหว่าง 80.4-88.1 ตัน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 83.9 ตัน คิดเป็นความแตกต่างเท่ากับ 8.74 เปอร์เซ็นต์ ในขณะที่

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการคำนวณ (P_{cal}) มีค่าเท่ากับ 62.4 ตัน อัตราส่วน P_{cr}/P_u มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.43 และอัตราส่วน P_u/P_{cal} ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.34

จากการเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่รับได้โดยคานลิกจากการทดลองกับการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-02 สามารถสรุปได้ว่า กำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่รับได้โดยคานลิกจากการทดลองมีค่าสูงกว่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการคำนวณ 34.0-37.0 เปอร์เซ็นต์

3. ผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มีต่อกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลิก

คานลิกในแต่ละกลุ่มตัวอย่างจะใช้ค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ย และค่าการแอ่นตัวเฉลี่ยในการศึกษาถึงผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มีต่อกำลังรับน้ำหนักสูงสุด และการแอ่นตัวของคานลิก ซึ่งแสดงไว้ในตารางที่ 13 และ 14

ตารางที่ 13 กำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ยและการแอ่นตัวสูงสุดเฉลี่ยจากการทดลองของคานลิกแต่ละกลุ่มซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99

ชื่อกลุ่มตัวอย่าง	กำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ย (ตัน)	การแอ่นตัวสูงสุดเฉลี่ย (มม)
B0	76.5	6.5
A1	85.7	6.9
A2	99.4	7.3
A3	108.0	8.3

3.1 เปรียบเทียบผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มีต่อกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลิก ซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99

จากตารางที่ 13 คานลิกในกลุ่มตัวอย่าง A3 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอทั้งแนวตั้งและแนวนอน มีค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ยของคานลิกมากที่สุดเท่ากับ 108.0 ตัน สูงกว่าคานลิกในกลุ่มตัวอย่าง A2 คิดเป็น 8.65 เปอร์เซ็นต์ รองลงมาคือคานลิกในกลุ่มตัวอย่าง A2 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวนอน มีค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ยเท่ากับ 99.4 ตัน สูงกว่าคานลิกในกลุ่มตัวอย่าง A1 คิดเป็น 16.0 เปอร์เซ็นต์

ลำดับถัดมาคือคานลิกในกลุ่มตัวอย่าง A1 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวตั้งเท่านั้น มีค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ยเท่ากับ 85.7 ตัน สูงกว่าคานลิกในกลุ่มตัวอย่าง B0 คิดเป็น 12.0 เปอร์เซ็นต์ และลำดับสุดท้ายคือคานลิกในกลุ่มตัวอย่าง B0 ซึ่งไม่มีเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือน มีค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ยเท่ากับ 76.5 ตัน

จากผลการทดลองสรุปว่า รูปแบบการจัดเหล็กปลอกมีผลกระทบต่อกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลิก คือ คานลิกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวนอน มีกำลังรับน้ำหนักสูงสุด มากกว่าคานลิกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวตั้ง และคานลิกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอทั้งแนวตั้งและแนวนอน มีกำลังรับน้ำหนักสูงสุด มากกว่าคานลิกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวนอน และเฉพาะแนวตั้งเท่านั้น

3.2 เปรียบเทียบผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มีต่อการแอ่นตัวของคานลิกซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99

จากตารางที่ 13 คานลิกในกลุ่มตัวอย่าง A3 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอทั้งแนวตั้งและแนวนอน มีค่าการแอ่นตัวเฉลี่ยมากที่สุดเท่ากับ 8.3 มิลลิเมตร ซึ่งแสดงว่าคานลิกกลุ่มตัวอย่าง A3 มีค่าความเหนียวมากที่สุด รองลงมาคือคานลิกในกลุ่มตัวอย่าง A2 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวนอน มีค่าการแอ่นตัวเฉลี่ยเท่ากับ 7.3 มิลลิเมตร ลำดับถัดมาคือคานลิกในกลุ่มตัวอย่าง A1 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวตั้งเท่านั้น มีค่าการแอ่นตัวเท่ากับ 6.9 มิลลิเมตร และลำดับสุดท้ายคือคานลิกในกลุ่มตัวอย่าง B0 ซึ่งไม่มีเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือน มีค่าการแอ่นตัวเท่ากับ 6.5 มิลลิเมตร

จากผลการทดลองสรุปว่า รูปแบบการจัดเหล็กปลอกมีผลกระทบต่อค่าการแอ่นตัวของคานลิก คือ คานลิกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวนอนแอ่นตัวมากกว่าคานลิกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวตั้ง และคานลิกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอทั้งแนวตั้งและแนวนอนแอ่นตัวได้มากกว่าคานลิกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวนอน และเฉพาะแนวตั้งเท่านั้น

3.3 เปรียบเทียบผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มีต่อรอยร้าวของคานลึกลง ออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99

จากการทดลองพบว่า คานลึกลงในกลุ่มตัวอย่าง B0 ซึ่งไม่มีเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือน เมื่อคานลึกลงรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด รอยร้าวทแยงจะขยายตัวกว้างมาก และคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงบริเวณจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำถูกอัดแตกรุนแรงเป็นบริเวณกว้าง ส่วนคานลึกลงในกลุ่มตัวอย่าง A1 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวค้ำ เมื่อคานลึกลงรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด คอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงบริเวณจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำและบริเวณเชื่อมต่อระหว่างที่รองรับกับจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำเกิดการอัดแตกรุนแรง รอยร้าวทแยงขยายตัวกว้าง และมีรอยร้าวซึ่งเริ่มต้นที่ผิวล่างของกลางคาน เคลื่อนตัวผ่านแกนสะเทินขึ้นไปแต่ไม่ถึงขอบผิวรับแรงอัด ในขณะที่คานลึกลงในกลุ่มตัวอย่าง A2 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวบน เมื่อคานลึกลงวิบัติ ความกว้างของรอยร้าวทแยงจะน้อยกว่ากรณีที่เกิดขึ้นในกลุ่มตัวอย่าง B0 และ A1 แต่ยังมีการอัดแตกที่รุนแรงของคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงบริเวณจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ รวมถึงบริเวณที่รองรับและบริเวณเชื่อมต่อระหว่างที่รองรับกับจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ รอยร้าวซึ่งเริ่มต้นที่ผิวล่างของกลางคาน หยุดเคลื่อนตัวก่อนถึงแกนสะเทิน ส่วนคานลึกลงในกลุ่มตัวอย่าง A3 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอทั้งแนวค้ำและแนวบน เมื่อคานลึกลงวิบัติ ความกว้างของรอยร้าวทแยงมีขนาดเล็กเมื่อเปรียบเทียบกับคานลึกลงกลุ่ม B0, A1 และ A2 รอยร้าวซึ่งเริ่มต้นที่ผิวล่างของกลางคาน หยุดเคลื่อนตัวก่อนถึงแกนสะเทิน คอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงบริเวณน้ำหนักบรรทุกกระทำ และบริเวณที่รองรับถูกอัดแตกแต่ไม่รุนแรงเมื่อเปรียบเทียบกับคานลึกลงกลุ่ม B0 A1 และ A2

จากผลการทดลองสรุปว่า รูปแบบการจัดเหล็กปลอกมีผลกระทบต่อรอยร้าวของคานลึกลง คือ คานลึกลงที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอทั้งแนวค้ำและแนวบน จะยับยั้งการเคลื่อนตัวของรอยร้าวทแยงและรอยร้าวค้ำที่ผิวล่างกลางช่วงคาน และควบคุมการอัดแตกของคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงบริเวณน้ำหนักบรรทุกกระทำ บริเวณที่รองรับ และบริเวณเชื่อมต่อระหว่างที่รองรับกับจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ ได้ดีกว่าคานลึกลงที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวบน หรือเฉพาะแนวค้ำเท่านั้น

ตารางที่ 14 กำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ยและการแอ่นตัวสูงสุดเฉลี่ยจากการทดลองของคานลึกแต่
ละกลุ่มซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02

ชื่อกลุ่มตัวอย่าง	กำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ย (ตัน)	การแอ่นตัวสูงสุดเฉลี่ย (มม)
S1	85.7	7.3
S2	83.9	7.0

3.4 เปรียบเทียบผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มีต่อกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลึก ซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02

จากตารางที่ 14 คานลึกในกลุ่มตัวอย่าง S1 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน และคานลึกในกลุ่มตัวอย่าง S2 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงโมเมนต์ดัดคองที่มีค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ยของคานลึกใกล้เคียงกัน เท่ากับ 85.7 ตัน และ 83.9 ตัน ตามลำดับ

จากผลการทดลองสรุปว่า คานลึกที่มีรูปแบบการจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน จะมีกำลังรับน้ำหนักสูงสุดใกล้เคียงกันกับคานลึกที่มีรูปแบบการจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงโมเมนต์ดัดคองที่ และรูปแบบการจัดเหล็กปลอกไม่มีผลกระทบต่อกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลึกกลุ่มตัวอย่างนี้

3.5 เปรียบเทียบผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มีต่อการแอ่นตัวของคานลึกซึ่งออกแบบ ตามมาตรฐาน ACI 318-02

จากตารางที่ 14 คานลึกในกลุ่มตัวอย่าง S1 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน มีค่าการแอ่นตัวเฉลี่ยเท่ากับ 7.3 มิลลิเมตร มากกว่าคานลึกในกลุ่มตัวอย่าง S2 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงโมเมนต์ดัดคองที่มีค่าการแอ่นตัวเฉลี่ย เท่ากับ 7.0 มิลลิเมตร

จากผลการทดลองสรุปว่า รูปแบบการจัดเหล็กปลอกมีผลกระทบต่อการแอ่นตัวของคานลิก คือ คานลิกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน แอ่นตัวมากกว่าคานลิกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงโมเมนต์คดงที่

3.6 เปรียบเทียบผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มีต่อรอยร้าวของคานลิกซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02

จากการทดลองพบว่า คานลิกในกลุ่มตัวอย่าง S1 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน เมื่อคานเกิดการวิบัติ ความกว้างของรอยร้าวทแยงจน้อยกว่าคานลิกในกลุ่มตัวอย่าง S2 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะ โมเมนต์คดงที่ และคานลิกในกลุ่มตัวอย่าง S1 มีการอัดแตกของคอนกรีตที่จูดรองรับรุนแรงน้อยกว่า คานลิกในกลุ่มตัวอย่าง S2

จากผลการทดลองสรุปว่า รูปแบบการจัดเหล็กปลอกมีผลกระทบต่อรอยร้าวของคานลิก คือ คานลิกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน ควบคุมความกว้างของรอยร้าวทแยง และความรุนแรงจากการอัดแตกของคอนกรีตที่จูดรองรับ ได้ดีกว่าคานลิกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วง โมเมนต์คดงที่

3.7 เปรียบเทียบผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มีต่อกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลิกซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02

การเปรียบเทียบผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มีต่อกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลิกซึ่งออกแบบตามมาตรฐานที่แตกต่างกัน จะพิจารณาจากทิศทางการจัดเหล็กปลอกซึ่งต้องจัดเรียงไปในทิศทางเดียวกัน และอัตราส่วนปริมาณเหล็กปลอกต้องเท่ากัน คานลิกกลุ่มตัวอย่างที่สามารถเปรียบเทียบร่วมกันได้ ได้แก่ คานลิกกลุ่มตัวอย่าง A1 ซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวตั้ง คานลิกกลุ่มตัวอย่าง S1 ซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02 จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน และคานลิกกลุ่มตัวอย่าง S2 ซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02 จัดเรียงเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงโมเมนต์คดงที่ คานลิกทั้งสามกลุ่มต่างมีอัตราส่วนปริมาณเหล็กปลอกเท่ากับ 0.47 เปอร์เซ็นต์ และกำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ยของคานลิกได้แสดงไว้ในตารางที่ 15

ตารางที่ 15 การเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ยจากการทดลองของคานลึกซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02

ชื่อกลุ่มตัวอย่าง	มาตรฐานการออกแบบ	กำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ย (ตัน)
A1	ACI 318-99	85.7
S1	ACI 318-02	85.7
S2	ACI 318-02	83.9

จากตารางที่ 15 คานลึกกลุ่มตัวอย่าง A1 S1 และ S2 มีกำลังรับน้ำหนักสูงสุดเฉลี่ยใกล้เคียงกัน เท่ากับ 85.7 ตัน 85.7 ตัน และ 83.9 ตัน ตามลำดับ

จากผลการทดลองสรุปว่า รูปแบบการจัดเหล็กปลอกไม่มีผลกระทบต่อกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลึกซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02 ในกลุ่มตัวอย่างทดลองนี้ คือ คานลึกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวตั้งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 มีกำลังรับน้ำหนักสูงสุดใกล้เคียงกันกับคานลึกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน และคานลึกที่จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงโมเมนต์ดัดคงที่ ซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02

4. ผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มีต่อการเปลี่ยนแปลงการวิบัติของคานลึกจากการวิบัติแบบแรงเฉือนเป็นวิบัติแบบแรงดัด

4.1 ผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มีต่อการเปลี่ยนแปลงการวิบัติแบบแรงเฉือนเป็นวิบัติแบบแรงดัดของคานลึกซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99

ตารางที่ 16 ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมจากการทดลองของคานลึกลงซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99

ชื่อตัวอย่าง	ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริม ($\times 10^{-6}$ ชม/ชม)			ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง (ชม ²)	
	เหล็กเสริมรับแรงดึง	เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้ง	เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวนอน	ที่น้ำหนักบรรทุกสูงสุด	ที่ใช้จริง
B0a	2292	**	**	2.54	6.28
B0b	2558	**	**	2.67	6.28
B0c	2336	**	**	2.55	6.28
A1a	2626	4404	**	2.70	6.28
A1b	2670	5190	**	3.04	6.28
A1c	2692	1404	**	3.96	6.28
A2a	3394	**	4690	3.55	6.28
A2b	*	**	1358	3.44	6.28
A2c	2804	**	1336	3.15	6.28
A3a	3848	4390	1229	3.72	6.28
A3b	3448	*	1458	3.72	6.28
A3c	*	5202	*	3.59	6.28

หมายเหตุ * อุปกรณ์ตรวจวัดไม่ทำงาน, ** ไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด

จากตารางที่ 16 คานลึกลงกลุ่มตัวอย่าง A1 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวตั้ง ที่จุดวิกฤติของคาน เหล็กเสริมรับแรงดึงถูกดึงถึงจุดคราก (ความเครียดจุดครากเท่ากับ 2162×10^{-6} ชม/ชม และความเครียดประลัยเท่ากับ 0.17 ชม/ชม) เหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวตั้งถูกดึงถึงจุดครากเช่นเดียวกัน (ความเครียดจุดครากเท่ากับ 1380×10^{-6} ชม/ชม) ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงทางทฤษฎีเฉลี่ยเท่ากับ 3.23 ตารางเซนติเมตร น้อยกว่าปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้จริงคือ 6.28 ตารางเซนติเมตร คิดเป็น 1.9 เท่า และคานลึกลงกลุ่มตัวอย่างดังกล่าววิบัติแบบแรงเฉือน ส่วนคานลึกลงกลุ่มตัวอย่าง A2 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวนอน ที่จุดวิกฤติของคาน เหล็กเสริมรับแรงดึงถูกดึงถึงจุดคราก (ความเครียดจุดครากเท่ากับ

2162×10^{-6} ชม/ชม และความเครียดประลัยเท่ากับ 0.17 ชม/ชม) เหล็กเสริมรับแรงเฉือนใน
 แนวอนถูกดึงถึงจุดครากเช่นเดียวกัน (ความเครียดจุดครากเท่ากับ 1380×10^{-6} ชม/ชม) ปริมาณ
 เหล็กเสริมรับแรงดึงทางทฤษฎีเฉลี่ยเท่ากับ 3.38 ตารางเซนติเมตร น้อยกว่าปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้
 จริงคือ 6.28 ตารางเซนติเมตร คิดเป็น 1.9 เท่า และคานลึกลงตัวอย่างดังกล่าววิบัติแบบแรงเฉือน
 คานลึกลงตัวอย่าง A3 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอทั้งแนวตั้งและ
 แนวอน ที่จุดวิบัติของคาน เหล็กเสริมรับแรงดึงถูกดึงถึงจุดคราก (ความเครียดจุดครากเท่ากับ
 2162×10^{-6} ชม/ชม และความเครียดประลัยเท่ากับ 0.17 ชม/ชม) เหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวตั้ง
 และอนถูกดึงถึงจุดครากเช่นเดียวกัน (ความเครียดจุดครากเท่ากับ 1380×10^{-6} ชม/ชม) ปริมาณ
 เหล็กเสริมรับแรงดึงทางทฤษฎีเฉลี่ยเท่ากับ 3.68 ตารางเซนติเมตร น้อยกว่าปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้
 จริงคือ 6.28 ตารางเซนติเมตร คิดเป็น 1.7 เท่า และคานลึกลงตัวอย่างดังกล่าววิบัติแบบแรงเฉือน
 คานลึกลงทุกกลุ่มถูกออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกทุกสูงสุด 50 ตัน ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ใช้
 ออกแบบเบื้องต้นเท่ากับ 2.10 ตารางเซนติเมตร ดังนั้นปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ใช้จริงในการ
 ทดลองมากกว่าที่ต้องการเพื่อรับแรงดัดสูงสุดจากการออกแบบเบื้องต้น 3 เท่า เพื่อให้คานเกิดการ
 วิบัติแบบแรงเฉือนตามวัตถุประสงค์การทดลอง จากการทดลองพบว่า คานลึกลงตัวอย่าง A3 ซึ่ง
 จัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนทั้งแนวตั้งและแนวอนกระจายสม่ำเสมอตลอดช่วงคานตามข้อ
 กำหนดค่าต่ำสุดของปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตามมาตรฐาน ACI 318-99 ปริมาณเหล็กเสริม
 รับแรงดึงทางทฤษฎีเมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกทุกสูงสุดมากกว่าที่ต้องการเมื่อออกแบบเบื้องต้น 1.7
 เท่า คิดเป็น 75 เปอร์เซ็นต์ ดังนั้นหากปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ใช้จริงลดลงเหลือไม่เกิน 1.7
 เท่าของปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ใช้ออกแบบเบื้องต้น (2.10 ตารางเซนติเมตร) ที่จุดวิบัติของ
 คาน คานอาจเกิดการวิบัติแบบแรงดัดซึ่งต้องทำการศึกษาต่อไป

จากผลการทดลองสรุปว่า รูปแบบของเหล็กปลอกไม่สามารถเปลี่ยนการวิบัติของคาน
 ลึกลงที่ออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 จากการวิบัติแบบแรงเฉือนเป็นวิบัติแบบแรงดัด คือ คาน
 ลึกลงตัวอย่าง B0 A1 A2 และ A3 ทั้งหมดวิบัติแบบแรงเฉือนและที่จุดวิบัติของคาน เหล็กเสริม
 รับแรงดึงเริ่มคราก

ตารางที่ 17 ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริมจากการทดลองของคานลึกลงซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02

ชื่อตัวอย่าง	ความเครียดสูงสุดที่ผิวเหล็กเสริม ($\times 10^{-6}$ ชม/ชม)	
	เหล็กเสริมรับแรงดึง	เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้ง
S1a	2626	4400
S1b	2692	*
S1c	2630	5188
S2a	*	*
S2b	2314	958
S2c	2558	703

หมายเหตุ * อุปกรณ์ตรวจวัดไม่ทำงาน

4.2 ผลกระทบของรูปแบบการจัดเหล็กปลอกที่มีต่อการเปลี่ยนแปลงการวิบัติแบบแรงเฉือนเป็นวิบัติแบบแรงค้ำของคานลึกลงซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02

จากตารางที่ 17 คานลึกลงกลุ่มตัวอย่าง S1 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน ที่จุดวิบัติของคาน เหล็กเสริมรับแรงดึงถูกดึงถึงจุดคราก (ความเครียดจุดครากเท่ากับ 2162×10^{-6} ชม/ชม และความเครียดประลัยเท่ากับ 0.17 ชม/ชม) เหล็กเสริมรับแรงเฉือนถูกดึงถึงจุดครากเช่นเดียวกัน (ความเครียดจุดครากเท่ากับ 1380×10^{-6} ชม/ชม) ส่วนคานลึกลงกลุ่มตัวอย่าง S2 ซึ่งจัดเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงโมเมนต์ค้ำคองที่จุดวิบัติของคาน เหล็กเสริมรับแรงดึงถูกดึงถึงจุดคราก (ความเครียดจุดครากเท่ากับ 2162×10^{-6} ชม/ชม และความเครียดประลัยเท่ากับ 0.17 ชม/ชม) แต่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนไม่คราก (ความเครียดจุดครากเท่ากับ 1380×10^{-6} ชม/ชม) ปริมาณเหล็กปลอกของคานลึกลงทั้งสองกลุ่มน้อยกว่าค่าต่ำสุดของปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่กำหนดตามมาตรฐาน ACI 318-02 และคานลึกลงทั้งหมดเกิดการวิบัติที่จุดต่อ (Node) กำลั้งรับน้ำหนักของคานลึกลงซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02 ขึ้นอยู่กับ 3 ปัจจัย ประกอบด้วย กำลั้งด้านทานแรงอัดของคอนกรีตในแนวทแยง (Diagonal compression strut) กำลั้งด้านทานแรงดึงของเหล็กเสริม (Tension tie) และกำลั้งด้านทานของจุดต่อ (Node) ดังนั้นการวิบัติของคานลึกลงจะถูกควบคุมด้วยปัจจัยดังกล่าว ส่วนการเสริมเหล็กปลอกตามข้อ

กำหนดค่าต่ำสุดของปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตามมาตรฐาน ACI 318-02 เป็นการเพิ่มความเหนียวและควบคุมรอยร้าวที่เกิดขึ้นในคอนกรีตรับแรงอัดแนวทแยง

จากผลการทดลองสรุปว่า รูปแบบของเหล็กปลอกไม่สามารถเปลี่ยนการวิบัติของคานลึกลงซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02 จากการวิบัติแบบแรงเฉือนเป็นวิบัติแบบแรงคัต คือ คานลึกลงกลุ่มตัวอย่าง S1 และ S2 ทั้งหมดวิบัติแบบแรงเฉือนและที่จุดวิบัติของคาน เหล็กเสริมรับแรงดึงเริ่มคราก

5. รูปแบบการวิบัติของคานลึกลง

เมื่อคานลึกลงรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดจนวิบัติจะมีรูปแบบการวิบัติลักษณะใดลักษณะหนึ่งใน 3 รูปแบบ ดังนี้

- 1) คอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงได้น้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตกในขณะที่รอยร้าวทแยงขยายกว้างขึ้น และอาจมีคอนกรีตบริเวณที่รองรับถูกอัดแตกร่วมด้วย (Shear compression failure, SC) ได้แก่ คานลึกลง B0a B0b B0c A1a A1c และ S1c
- 2) คอนกรีตบริเวณที่รองรับ ถูกอัดแตก และคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกในแนวทแยงมุม (Shear tension failure, ST) ได้แก่ คานลึกลง A2b A2c A3a A3b A3c S1a S1b S2a และ S2b
- 3) คอนกรีตในแนวทแยงซึ่งอยู่ระหว่างที่รองรับและน้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตก (Diagonal crushing failure, DC) ได้แก่ คานลึกลง A1b A2a และ S2c

รูปแบบการวิบัติของคานลึกลงจากการทดลองแสดงดังตารางที่ 18

ตารางที่ 18 รูปแบบการวิบัติของคานลึกลงจากการทดลอง

ชื่อตัวอย่าง	รูปแบบการวิบัติ
B0a	Shear compression failure
B0b	Shear compression failure
B0c	Shear compression failure
A1a	Shear compression failure
A1b	Diagonal crushing failure
A1c	Shear compression failure
A2a	Diagonal crushing failure
A2b	Shear tension failure
A2c	Shear tension failure
A3a	Shear compression failure
A3b	Shear tension failure
A3c	Shear tension failure
S1a	Shear tension failure
S1b	Shear tension failure
S1c	Shear compression failure
S2a	Shear tension failure
S2b	Shear tension failure
S2c	Diagonal crushing failure

5.1 จากตารางที่ 18 คานลึกลงกลุ่มตัวอย่าง B0 ซึ่งไม่มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือน คานลึกลงทั้งหมดวิบัติโดยคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงได้น้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตก (Shear compression failure)

5.2 จากตารางที่ 18 คานลึกลงกลุ่มตัวอย่าง A1 ซึ่งจัดเหล็กปลอกรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวตั้ง คานลึกลงจำนวน 2 ใน 3 ของทั้งหมดวิบัติโดยคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงได้น้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตก (Shear compression failure) ส่วนที่เหลือวิบัติโดยคอนกรีตในแนวทแยงหรือโครงโค้งซึ่งอยู่ระหว่างที่รองรับและน้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตก (Diagonal crushing failure)

5.3 จากตารางที่ 18 คานลึกลงตัวอย่าง A2 ซึ่งจัดเหล็กปลอกรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอเฉพาะแนวนอน คานลึกลงจำนวน 2 ใน 3 ของทั้งหมดวิบัติโดยคอนกรีตบริเวณที่รองรับ ถูกอัดแตกและคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกในแนวทแยง (Shear tension failure) ส่วนที่เหลือวิบัติโดยคอนกรีตในแนวทแยงหรือโครงโค้งซึ่งอยู่ระหว่างที่รองรับและน้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตก (Diagonal crushing failure)

5.4 จากตารางที่ 18 คานลึกลงตัวอย่าง A3 ซึ่งจัดเหล็กปลอกรับแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอทั้งแนวตั้งและแนวนอน คานลึกลงจำนวน 2 ใน 3 ของทั้งหมดวิบัติโดยคอนกรีตบริเวณที่รองรับ ถูกอัดแตกและคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกในแนวทแยง (Shear tension failure) ส่วนที่เหลือวิบัติโดยคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงใต้น้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตก (Shear compression failure)

5.5 จากตารางที่ 18 คานลึกลงตัวอย่าง S1 ซึ่งจัดเหล็กปลอกรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงแรงเฉือน คานลึกลงจำนวน 2 ใน 3 ของทั้งหมดวิบัติโดยคอนกรีตบริเวณที่รองรับ ถูกอัดแตกและคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกในแนวทแยง (Shear tension failure) ส่วนที่เหลือวิบัติโดยคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงใต้น้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตก (Shear compression failure)

5.6 จากตารางที่ 18 คานลึกลงตัวอย่าง S2 ซึ่งจัดเหล็กปลอกรับแรงเฉือนในแนวตั้งเฉพาะช่วงโมเมนต์ดัดคงที่ คานลึกลงจำนวน 2 ใน 3 ของทั้งหมดวิบัติโดยคอนกรีตบริเวณที่รองรับ ถูกอัดแตกและคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกในแนวทแยง (Shear tension failure) ส่วนที่เหลือวิบัติโดยคอนกรีตในแนวทแยงหรือโครงโค้งซึ่งอยู่ระหว่างที่รองรับและน้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตก (Diagonal crushing failure)

จากการเปรียบเทียบรูปแบบการวิบัติของคานลึกลงจากการทดลอง สรุปได้ว่า รูปแบบการจัดเหล็กปลอกไม่มีผลกระทบต่อรูปแบบการวิบัติของคานลึกลงซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02 คือ คานลึกลงที่จัดเหล็กปลอกรูปแบบเดียวกันสามารถวิบัติในรูปแบบที่แตกต่างกัน คานลึกลงวิบัติโดยคอนกรีตเหนือรอยร้าวทแยงใต้น้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตก (Shear compression failure) คิดเป็น 31 เปอร์เซ็นต์ของคานลึกลงทดสอบทั้งหมด คานลึกลงซึ่งวิบัติโดยคอนกรีตบริเวณที่รองรับถูกอัดแตกและคอนกรีตเกิดการแยกตัวออกในแนวทแยง (Shear tension failure) คิดเป็น 50 เปอร์เซ็นต์ของคานลึกลงทดสอบทั้งหมด และคานลึกลงซึ่งวิบัติโดยคอนกรีตในแนวทแยงหรือโครงโค้ง

ซึ่งอยู่ระหว่างที่รองรับและน้ำหนักบรรทุก ถูกอัดแตก (Diagonal crushing failure) คิดเป็น 19 เปอร์เซ็นต์ของคานกลีบทดสอบทั้งหมด



สรุปและข้อเสนอแนะ

สรุป

1. กำลังรับน้ำหนักของคานลึกลงซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02

กำลังรับน้ำหนักของคานลึกลงซึ่งคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99 มีค่าน้อยกว่ากำลังรับน้ำหนักของคานลึกลงซึ่งคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-02

คานลึกลงทุกกลุ่มตัวอย่าง หลังจากได้รับน้ำหนักกระทำ คานลึกลงจะเกิดรอยร้าวทแยงขึ้น กำลังรับน้ำหนักขณะที่เกิดรอยร้าวทแยงมีค่าใกล้เคียงกัน โดยไม่มีผลกระทบจากรูปแบบการจัดเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ภายหลังจากการเกิดรอยร้าวทแยงแล้ว คานลึกลงยังคงรับน้ำหนักกระทำได้อีกมากกว่า 2 เท่าของกำลังรับน้ำหนักขณะที่คานเริ่มเกิดรอยร้าวทแยง น้ำหนักกระทำที่คานลึกลงต้องรับเพิ่มขึ้นนี้จะถูกถ่ายเทไปที่จุดรองรับโดยตรงผ่านทางคอนกรีตที่อยู่ระหว่างรอยร้าวทแยงซึ่งอยู่ในสภาพสมดุลกับแรงอัดในคอนกรีตที่อยู่ในแนวอนและแรงดึงในเหล็กเสริมเกิดเป็นโครงสร้างโค้ง ส่วนกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานลึกลงมีค่าไม่เท่ากันซึ่งเป็นผลกระทบจากรูปแบบการจัดเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

2. เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่รับได้โดยคานลึกลงจากการทดลองกับการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99 และ ACI 318-02

2.1 การเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่รับได้โดยคานลึกลงจากการทดลองกับทางทฤษฎีตามมาตรฐาน ACI 318-99 สรุปได้ว่า กำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่รับได้โดยคานลึกลงจากการทดลองมีค่าสูงกว่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่คำนวณจากทฤษฎี 61.0-71.0 เปอร์เซ็นต์

2.2 การเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่รับได้โดยคานลึกลงจากการทดลองกับทางทฤษฎีตามมาตรฐาน ACI 318-02 สรุปได้ว่า กำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่รับได้โดยคานลึกลงจากการทดลองมีค่าสูงกว่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่คำนวณจากทฤษฎี 34.0-37.0 เปอร์เซ็นต์

การออกแบบคานลึกรับแรงเฉือนตามมาตรฐาน ACI 318-99 เป็นวิธีที่ง่าย ไม่ซับซ้อน มีสมการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตและเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่ชัดเจน กำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้มีความปลอดภัยกว่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-02 ที่ใช้วิธีโครงข้อหมุน (Strut and Tie) ซึ่งวิธีการคำนวณออกแบบมีความซับซ้อนกว่า เนื่องจากต้องบรรจุโครงข้อหมุนทั้งหมดภายในขอบเขตของคานลึกรที่กำหนดไว้เบื้องต้น จากนั้นจึงตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของคอนกรีตรับแรงอัด (Compression strut) จุดต่อ (Node) และปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง (Tie) ตามสมการคำนวณที่มาตรฐานกำหนด แม้ว่าการออกแบบคานลึกรโดยวิธีโครงข้อหมุนจะเป็นการออกแบบทั้งการรับแรงดัดและแรงเฉือนไปพร้อมกัน แต่หากพิจารณาถึงความปลอดภัยที่เพิ่มขึ้น และความยากในการออกแบบที่ลดน้อยลง การออกแบบคานลึกรับแรงเฉือนตามมาตรฐาน ACI 318-99 จะเป็นวิธีที่เหมาะสมกว่ามาตรฐาน ACI 318-02

เอกสารและสิ่งอ้างอิง

- ต่อกุล กาญจนาลัย. 2528. พฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็ก. ฟิสิกส์เซ็นเตอร์ การพิมพ์, กรุงเทพมหานคร.
- นิพนธ์ เขียวศิริพัฒน์ และ ทวีศักดิ์ บุญคุ้ม. 2547. พฤติกรรมของคานเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบจุดแบ่งสาม, ใน การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 9.
- ACI Committee 318. 1999. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (318R-99)**. American Concrete Institute, Michigan.
- _____ 2002. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02)**. American Concrete Institute, Michigan.
- Aguilar, G., A.B. Matamoros, G.J. Parra-Montesinos, J.A. Ramirez and J.K. Wight. 2002. Experimental Evaluation of Design Procedures for Shear Strength of Deep Reinforced Concrete Beams. **ACI Structural Journal** 99 (4): 539-584.
- ASCE-ACI Committee 445. 1999. Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete. **ASCE Journal of Structural Engineering** 124 (12): 1375-1417.
- Ashour, A.F. 1997. Tests of Reinforced Concrete Continuous Deep Beams. **ACI Structural Journal** 94 (1): 3-12.
- _____ 2000. Shear Capacity of Reinforced Concrete Deep Beams. **ASCE Journal of Structural Engineering** 97 (3): 367-376.
- Duthinh, D. 2000. **Shear Strength of High-Strength Concrete Walls and Deep Beams (NISTIR 6495)**. 1-21.

- Foster, S.J. and R.I. Gilbert. 1998. Experiment Studies on High-Strength Concrete Deep Beams. **ACI Structural Journal** 95 (4): 382-390.
- _____ and A.R. Malik. 2002. Evaluation of Efficiency Factor Models used in Strut-and-Tie Modeling of Nonflexural Members. **ASCE Journal of Structural Engineering** 128 (5): 569-577.
- Hwang, S.J. and H.J. Lee. 2002. Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model. **ASCE Journal of Structural Engineering** 128 (4): 544-553.
- _____, W.Y. Lu and H.J. Lee. 2000. Shear Strength Prediction for Deep Beams. **ACI Structural Journal** 97 (3): 367-376.
- Kong, F.K. and P.J. Robins. 1971. Web Reinforcement Effects on Lightweight Concrete Deep Beams. **ACI Journal Proceedings** 68 (7): 512-520.
- _____, _____ and D.F. Cole. 1970. Web Reinforcement Effects on Deep Beams. **ACI Journal Proceedings** 67 (12): 1010-1018.
- _____, _____, D.P. Kirby and D.R. Short. 1972. Deep Beams with Inclined Web Reinforcement. **ACI Journal Proceedings** 69 (3): 172-178.
- _____, S. Teng, P.P. Maimba, K.H. Tan and L.W. Guan. 1994. Single-Span, Continuous, and Slender Deep Beams Made of High-Strength Concrete. **ACI Special Publication** 149 (4): 614-623.
- Kotosovos, M.D. and M.N. Pavlovic. 2004. Size Effects in Beam with Small Shear Span-to-Depth Ratios. **Computer and Structural Journal** 130 (10): 1534-1544.

- Lee, S.C. and W.B. Siao. 1994. Shear Strength of Deep Beams Subjected to Simultaneous Top and Bottom Loading. **ACI Structural Journal** 91 (6): 663-665.
- MacGregor, J.G. 1997. **Reinforced Concrete-Mechanics and Design**. 3rd ed. Prentice Hall, New Jersey.
- Matamoros, A.B. and K.H. Wong. 2003. Design of Simply Supported Deep Beams Using Strut-and-Tie Models. **ACI Structural Journal** 100 (6): 704-712.
- Nawy, E.G. 2002. **Reinforced Concrete-A Fundamental Approach**. 4th ed. Prentice Hall, New Jersey.
- Oh, J.K and S.W. Shin. 2001. Shear Strength of Reinforced High-Strength Concrete Deep Beams. **ACI Structural Journal** 98 (2): 164-173.
- Park, R. and T. Paulay. 1975. **Reinforced Concrete Structures**. John Wiley & Son, New York.
- Quintero, C.G., G. Parra-Montesinos and J.K. Wight. 2006. Strength of Struts in Deep Concrete Members Designed Using Strut-and-Tie Method. **ACI Structural Journal** 103 (4): 577-586.
- Rogowsky, D.M., J.G. MacGregor and S.Y. Ong. 1986. Tests of Reinforced Concrete Deep Beams. **ACI Structural Proceedings** 83 (4): 614-623.
- Shin, S.W., K.S. Lee, J.I. Moon and S.K. Ghosh. 1999. Shear Strength of Reinforced High-Strength Concrete Deep Beams with Shear Span-to-Depth Ratios between 1.5 and 2.5. **ACI Structural Journal** 96 (4): 549-556.
- Smith, K.N. and A.S. Vantsiotis. 1982. Shear Strength of Deep Beams. **ACI Structural Proceedings** 79 (3): 201-213.

- Tan, K.H. and G.H. Cheng. 2006. Size Effect on Shear Strength of Deep Beams-Investigating with Strut-and-Tie Model. **ASCE Journal of Structural Engineering** 132 (5): 673-685.
- _____ and H.Y. Lu. 1999. Shear Behavior of Large Reinforced Concrete Deep Beams and Code Comparisons. **ACI Structural Journal** 96 (5): 836-846.
- _____, F.K. Kong, S. Teng and L. Gaun. 1995. High Strength Concrete Deep Beams with Effective Span and Shear Variations. **ACI Structural Journal** 92 (4): 395-405.
- _____, _____, _____ and L.W. Weng. 1997. Effect of Web Reinforcement on High-Strength Concrete Deep Beams. **ACI Structural Journal** 94 (5): 572-582.
- Tang, C.Y. and K.H. Tan. 2004. Interactive Mechanical Model for Shear Strength of Deep Beams. **ASCE Journal of Structural Engineering** 130 (10): 1534-1544.
- Yang, K.H., H.S. Chung, E.T. Lee and H.C. Eun. 2003. Shear Characteristics of High-Strength Concrete Deep Beams without Shear Reinforcements. **Engineering Structures** 25 (10): 1343-1352.
- Yun, Y.M. 2006. Strength of Two-Dimensional Nodal Zones in Strut-and-Tie Models. **ASCE Journal of Structural Engineering** 132 (11): 1764-1783.
- _____ and J.A. Ramirez. 1996. Strength of Struts and Nodes in Strut-and-Tie Models. **ASCE Journal of Structural Engineering** 122 (1): 20-29.
- Zararis, P.D. 2003. Shear Compression Failure in Reinforced Concrete Deep Beams. **ASCE Journal of Structural Engineering** 129 (4): 544-553.

Zielinski, Z.A. and M. Rigotti. 1995. Tests on Shear Capacity of Reinforced Concrete. **ASCE Journal of Structural Engineering** 121 (11): 1660-1666.

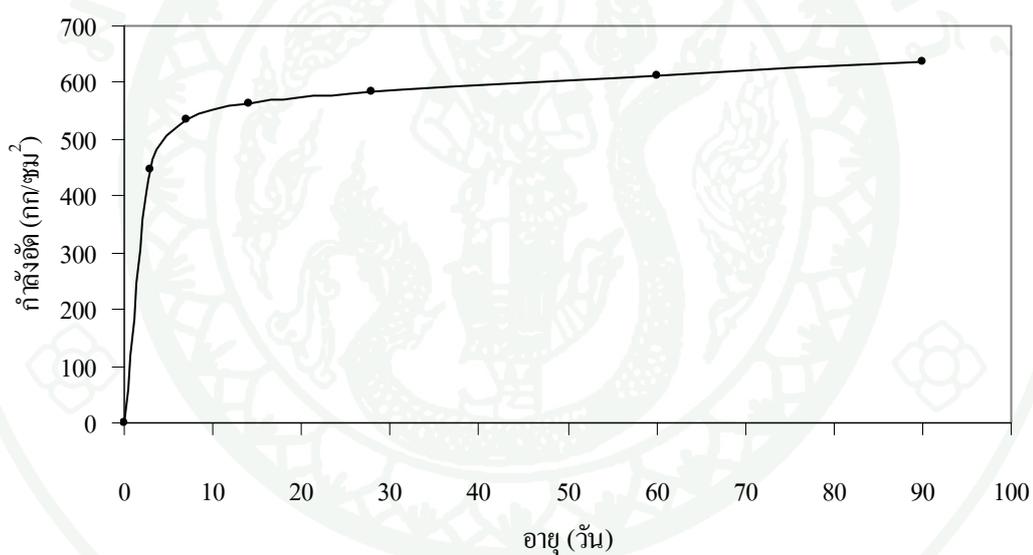




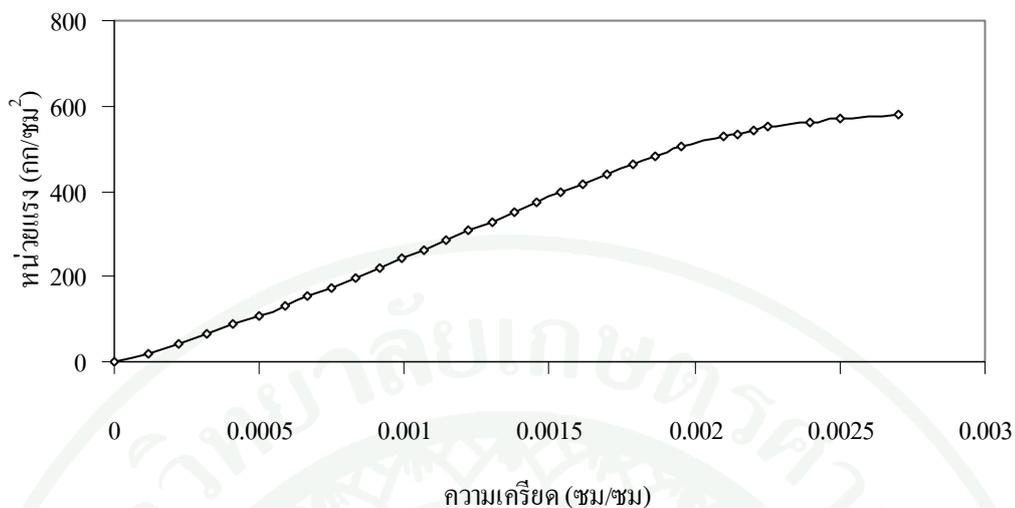


ตารางผนวกที่ ก1 กำลังอัดของคอนกรีตที่อายุต่างๆ

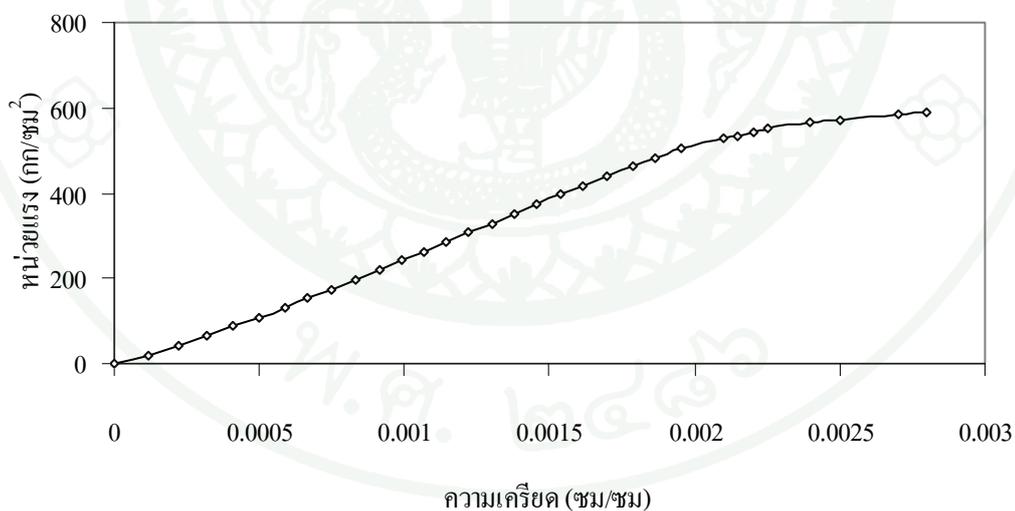
อายุ (วัน)	กำลังอัดคอนกรีต (กก/ซม ²)			
	ตัวอย่างที่ 1	ตัวอย่างที่ 2	ตัวอย่างที่ 3	เฉลี่ย
3	445	450	446	447
7	531	535	539	535
14	560	566	560	562
28	581	589	585	585
60	609	615	613	612
90	655	627	624	635



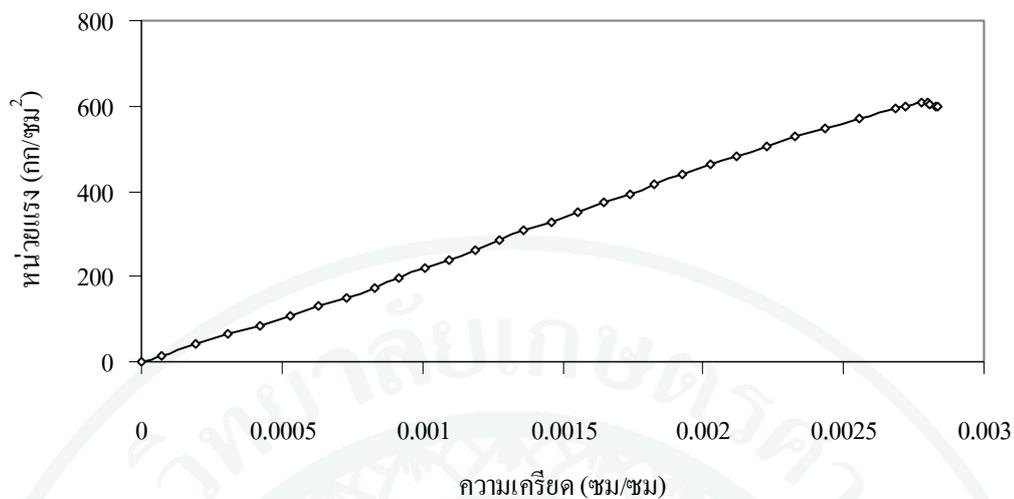
ภาพผนวกที่ ก1 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและอายุของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน



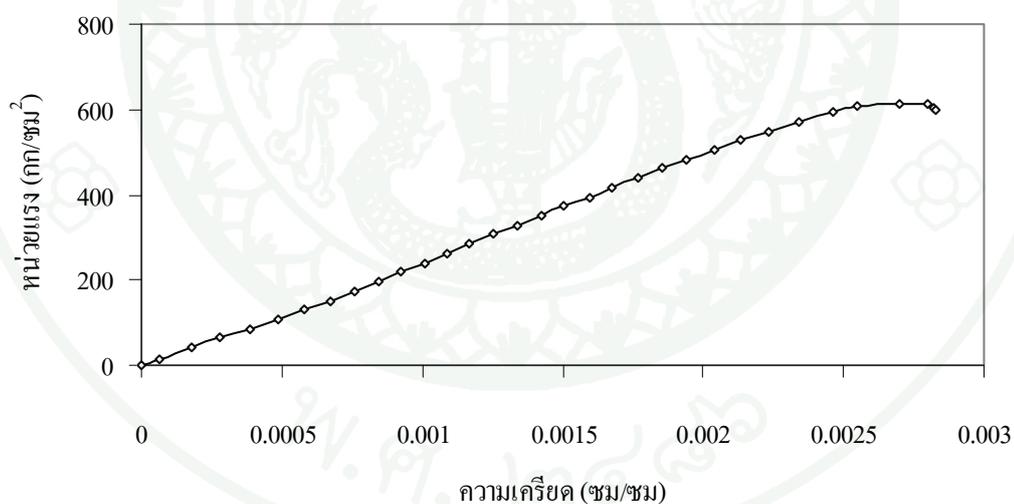
ภาพผนวกที่ ก2 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน ที่อายุ 28 วัน ของตัวอย่างที่ 1



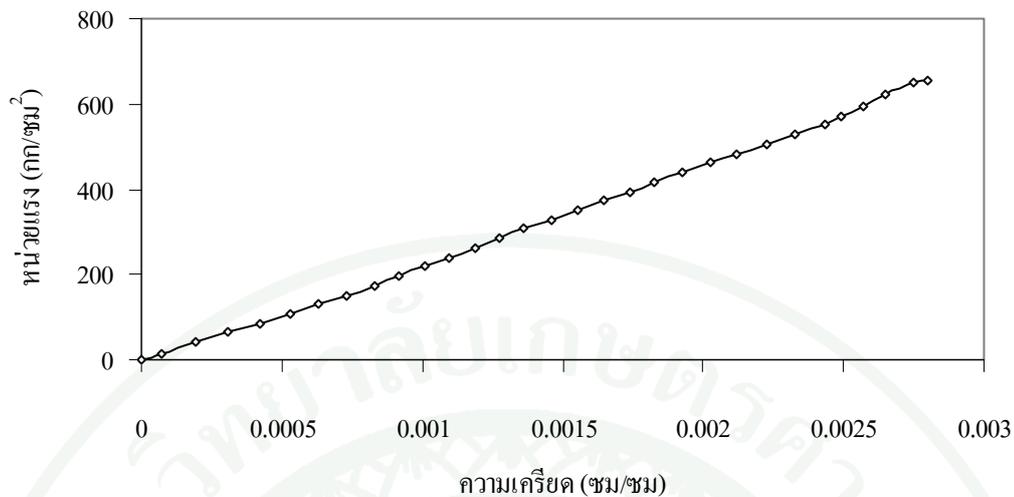
ภาพผนวกที่ ก3 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน ที่อายุ 28 วัน ของตัวอย่างที่ 2



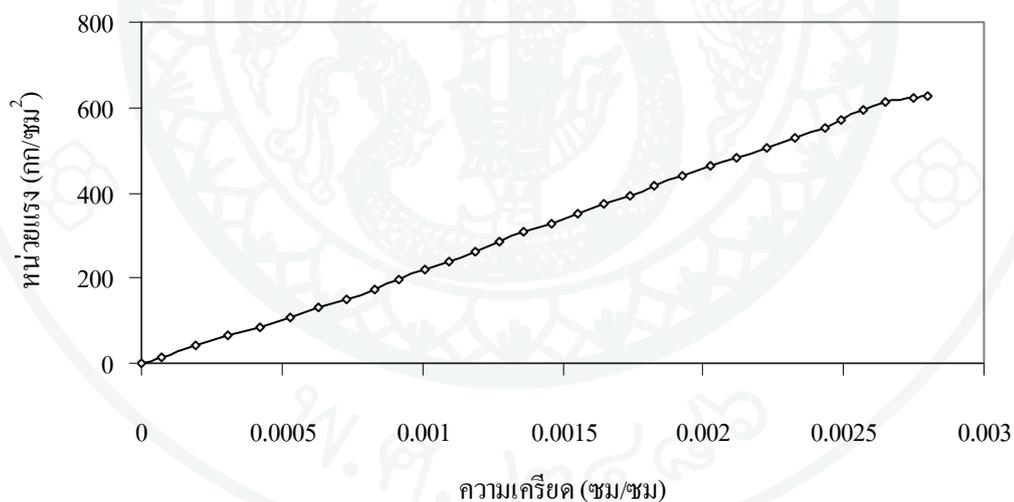
ภาพผนวกที่ ก4 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน ที่อายุ 60 วัน ของตัวอย่างที่ 1



ภาพผนวกที่ ก5 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน ที่อายุ 60 วัน ของตัวอย่างที่ 2



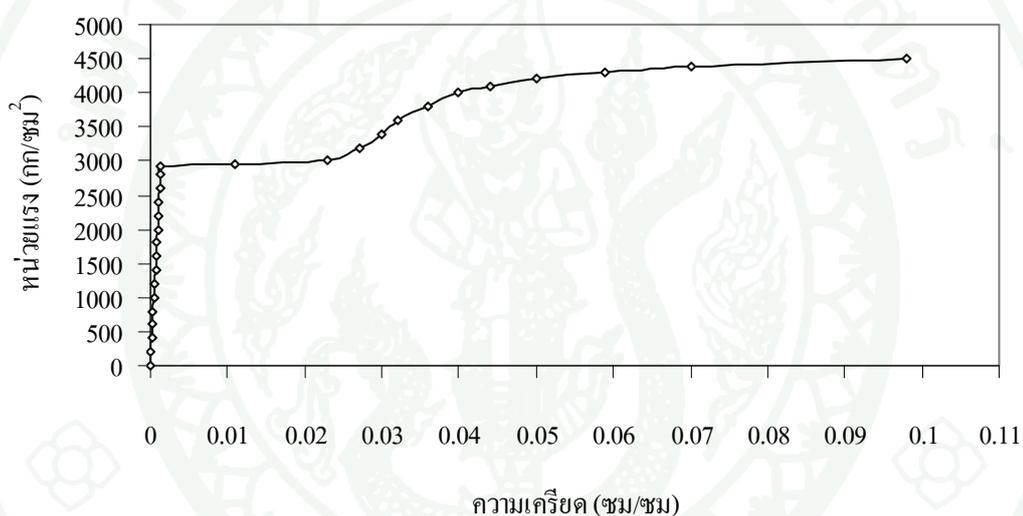
ภาพผนวกที่ ก6 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน ที่อายุ 90 วัน ของตัวอย่างที่ 1



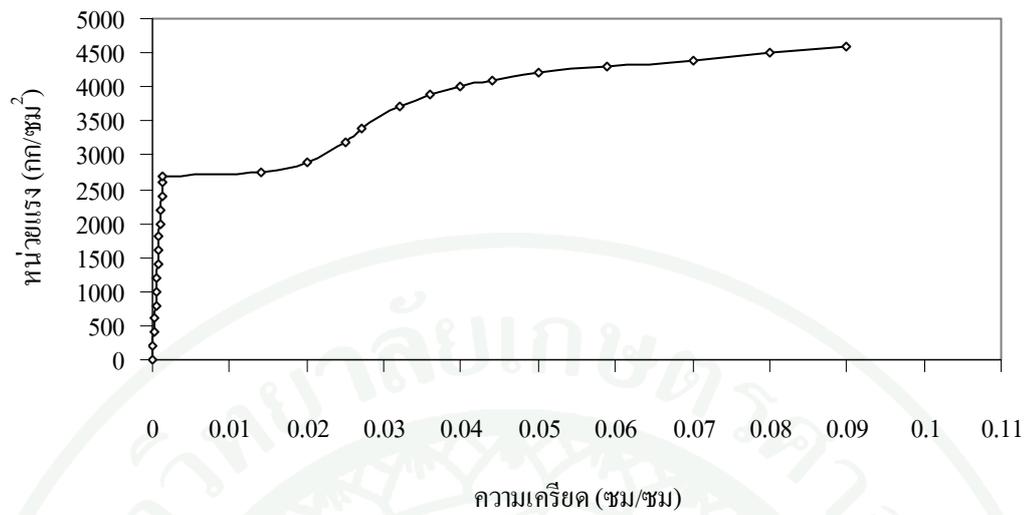
ภาพผนวกที่ ก7 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน ที่อายุ 90 วัน ของตัวอย่างที่ 2

ตารางผนวกที่ ก2 ผลการทดสอบเหล็กเสริมผิวเรียบ RB6 (SR24)

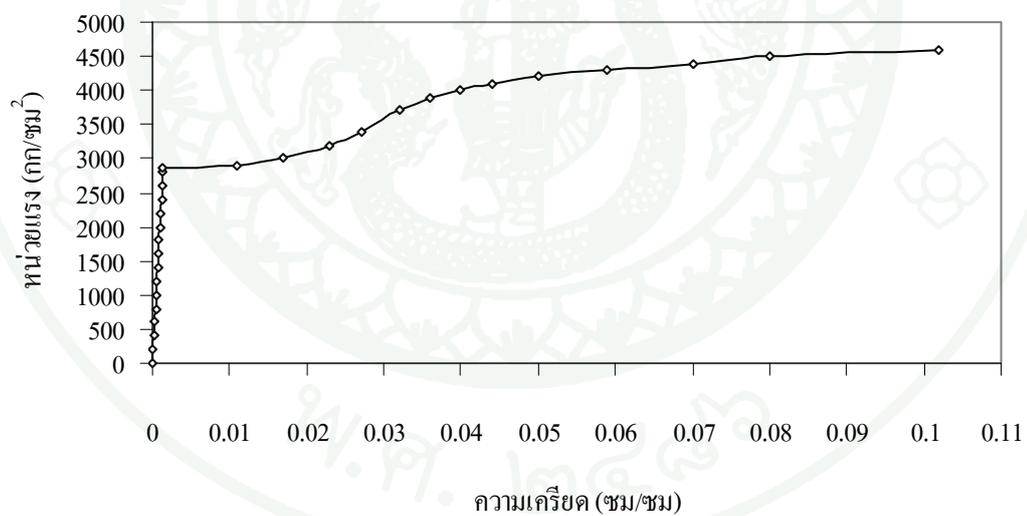
ตัวอย่างที่	กำลังคราก (กก/ซม ²)	กำลังดึงประลัย (กก/ซม ²)	ความเครียดจุดคราก (x10 ⁻⁶ ซม/ซม)	โมดูลัสยืดหยุ่น (กก/ซม ²)
1	2913	4496	1420	2.05x10 ⁶
2	2691	4484	1370	2.03x10 ⁶
3	2855	4391	1430	2.00x10 ⁶
เฉลี่ย	2920	4457	1410	2.03x10 ⁶



ภาพผนวกที่ ก8 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมผิวเรียบ RB6 (SR24) ตัวอย่างที่ 1



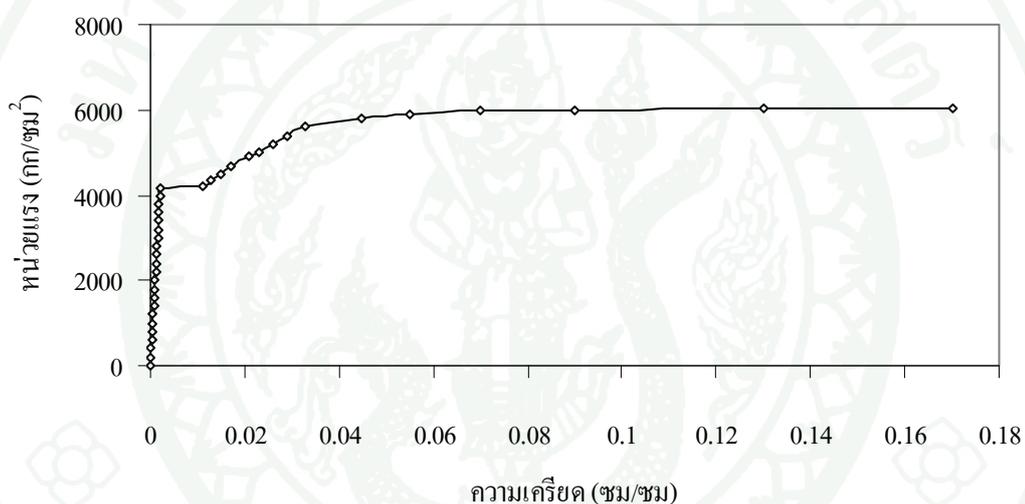
ภาพผนวกที่ ๙ ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเคียดของเหล็กเสริมผิวเรียบ RB6 (SR24) ตัวอย่างที่ 2



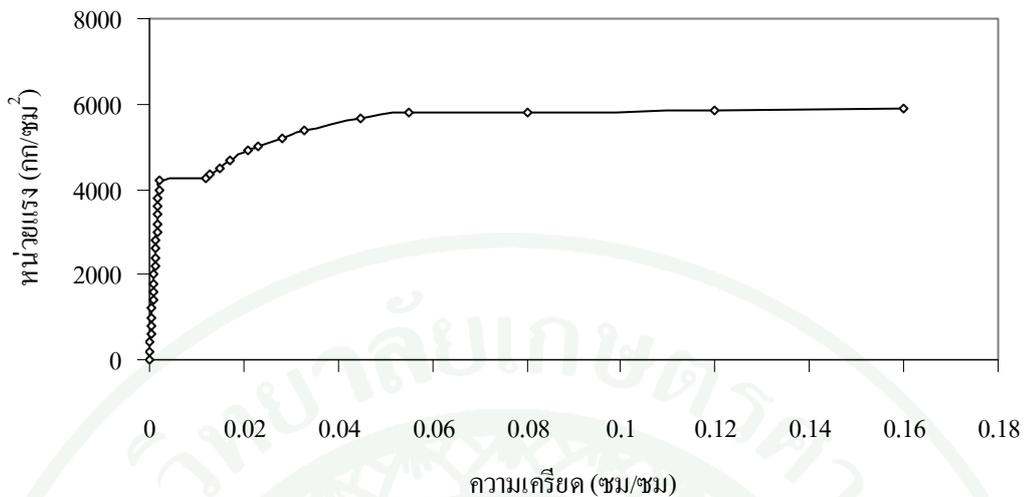
ภาพผนวกที่ ๑๐ ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเคียดของเหล็กเสริมผิวเรียบ RB6 (SR24) ตัวอย่างที่ 3

ตารางผนวกที่ ก3 ผลการทดสอบเหล็กเสริมข้ออ้อย DB20 (SD40)

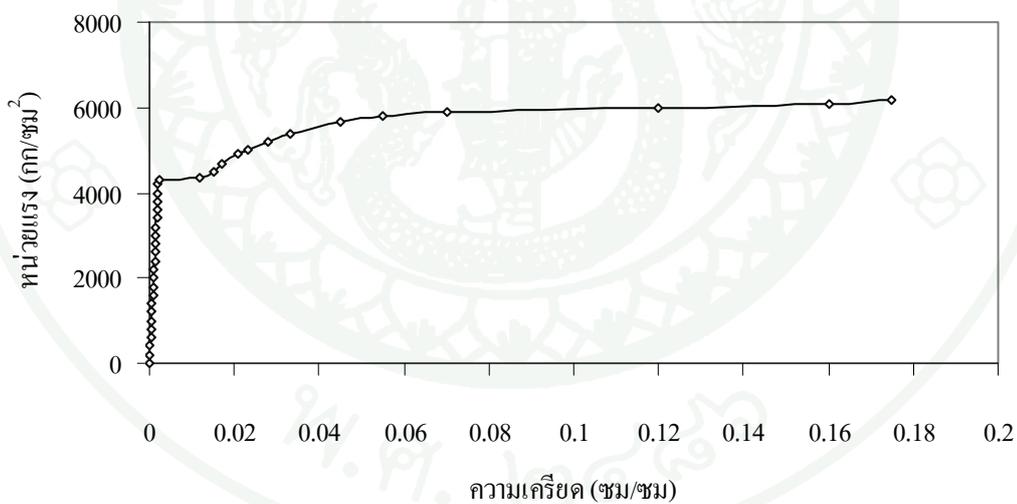
ตัวอย่างที่	กำลังคราก (กก/ซม ²)	กำลังดึงประลัย (กก/ซม ²)	ความเครียดจุดคราก (x10 ⁻⁶ ซม/ซม)	โมดูลัสยืดหยุ่น (กก/ซม ²)
1	4233	5915	2140	1.98x10 ⁶
2	4321	6167	2170	1.99x10 ⁶
3	4155	6031	2100	1.98x10 ⁶
เฉลี่ย	4236	6038	2140	1.98x10 ⁶



ภาพผนวกที่ ก11 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมข้ออ้อย DB20 (SD40) ตัวอย่างที่ 1



ภาพผนวกที่ ก12 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมข้ออ้อย DB20 (SD40) ตัวอย่างที่ 2



ภาพผนวกที่ ก13 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมข้ออ้อย DB20 (SD40) ตัวอย่างที่ 3



ภาคผนวก ข
การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของคานลึกลับ

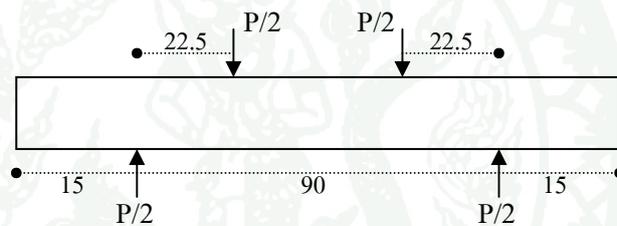
1. การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของคานเหล็กซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-99

1.1 คานเหล็กกลุ่มตัวอย่าง B0 มีสมบัติของวัสดุและหน้าตัดดังนี้

b	=	15	ซม	f'_c	=	612	กก/ซม ²
d	=	40	ซม	ρ_w	=	0.0105	
a	=	22.5	ซม				

1.1.1 การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของคานเหล็กตัวอย่าง B0a

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 75.2$ ตัน



$$V_u = P/2 = 37.6 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 4.23 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ใช้ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f'_c} bd/1000$$

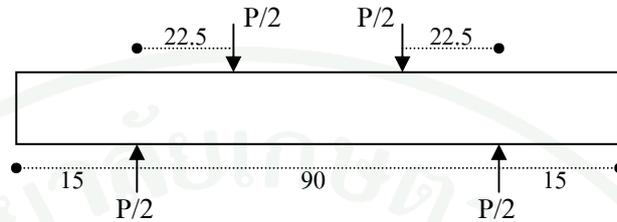
$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

กำลังเฉือนของคอนกรีต = 23.75 ตัน

กำลังรับน้ำหนักสูงสุด = $2V_c = 47.50$ ตัน

1.1.2 จำนวนกำลังรับน้ำหนักของคานาลึกตัวอย่าง B0b

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 79.0$ ตัน



$$V_u = P/2 = 39.5 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 4.44 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ใช้ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f'_c} bd/1000$$

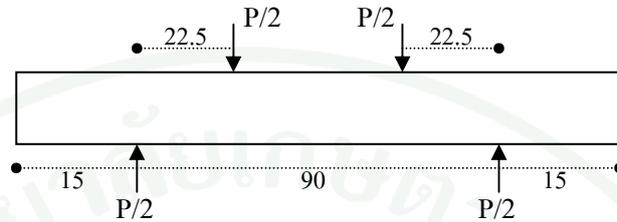
$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

กำลังเฉือนของคอนกรีต = 23.75 ตัน

กำลังรับน้ำหนักสูงสุด = $2V_c = 47.50$ ตัน

1.1.3 จำนวนกำลังรับน้ำหนักของคานกลีตัวอย่าง B0c

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 75.4$ ตัน



$$V_u = P/2 = 37.7 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 4.24 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ใช้ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f'_c} bd/1000$$

$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

กำลังเฉือนของคอนกรีต = 23.75 ตัน

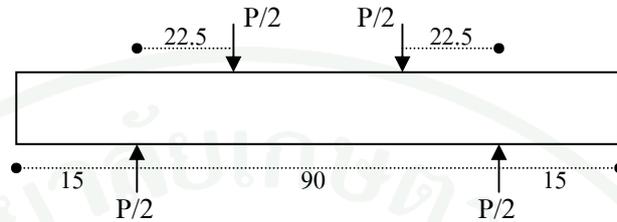
กำลังรับน้ำหนักสูงสุด = $2V_c = 47.50$ ตัน

1.2 คานลิกกลุ่มตัวอย่าง A1 มีสมบัติของวัสดุและหน้าตัดดังนี้

b	=	15	ซม	f'_c	=	612	กก/ซม ²
d	=	40	ซม	f_{yv}	=	2820	กก/ซม ²
a	=	22.5	ซม	ρ_w	=	0.0105	
s	=	8	ซม	A_v	=	0.56	ซม ²
l_n	=	90	ซม				

1.2.1 จำนวนกำลังรับน้ำหนักของคานาลึกตัวอย่าง A1a

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 79.8$ ตัน



$$V_u = P/2 = 39.9 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 4.49 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ใช้ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f_c'} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f_c'} bd/1000$$

$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

กำลังเฉือนของคอนกรีต = 23.75 ตัน

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{1 - \frac{l_n}{d}}{12} \right) \right] f_{yv} d / 1000$$

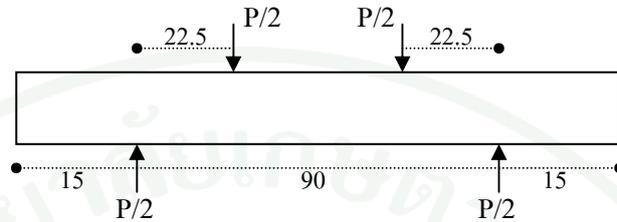
$$= 2.14 \text{ ตัน}$$

กำลังเฉือนของคานาลึก = $V_c + V_s = 25.89$ ตัน

กำลังรับน้ำหนักสูงสุด = $2(V_c + V_s) = 51.78$ ตัน

1.2.2 จำนวนกำลังรับน้ำหนักของคานกลีคตัวอย่าง A1b

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 89.8$ ตัน



$$V_u = P/2 = 44.9 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 5.05 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ใช้ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f'_c} bd/1000$$

$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

กำลังเฉือนของคอนกรีต = 23.75 ตัน

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{1 - \frac{l_n}{d}}{12} \right) \right] f_{yv} d / 1000$$

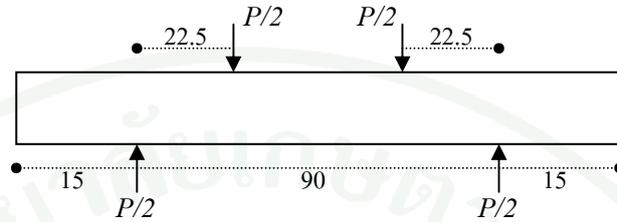
$$= 2.14 \text{ ตัน}$$

กำลังเฉือนของคานกลีค = $V_c + V_s = 25.89$ ตัน

กำลังรับน้ำหนักสูงสุด = $2(V_c + V_s) = 51.78$ ตัน

1.2.3 จำนวนกำลังรับน้ำหนักของคานาลึกตัวอย่าง A1c

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 87.4$ ตัน



$$V_u = P/2 = 43.7 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 4.92 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ใช้ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f'_c} bd/1000$$

$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

กำลังเฉือนของคอนกรีต = 23.75 ตัน

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{1 - \frac{l_n}{d}}{12} \right) \right] f_{yv} d / 1000$$

$$= 2.14 \text{ ตัน}$$

กำลังเฉือนของคานาลึก = $V_c + V_s = 25.89$ ตัน

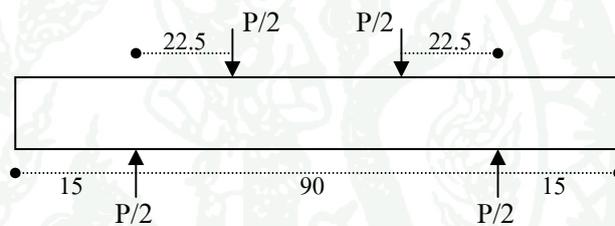
กำลังรับน้ำหนักสูงสุด = $2(V_c + V_s) = 51.78$ ตัน

1.3 คานเหล็กกลุ่มตัวอย่าง A2 มีสมบัติของวัสดุและหน้าตัดดังนี้

b	=	15	ซม	f'_c	=	612	กก/ซม ²
d	=	40	ซม	f_{yv}	=	2820	กก/ซม ²
a	=	22.5	ซม	ρ_w	=	0.0105	
s_2	=	8	ซม	A_{vh}	=	0.56	ซม ²
I_n	=	90	ซม				

1.3.1 กำหนดกำลังรับน้ำหนักของคานเหล็กตัวอย่าง A2a

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 104.3$ ตัน



$$V_u = P/2 = 52.2 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 5.87 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ใช้ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f'_c} bd/1000$$

$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังเฉือนของคอนกรีต} = 23.75 \text{ ตัน}$$

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{I_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{1 - \frac{I_n}{d}}{12} \right) \right] f_{yv} d / 1000$$

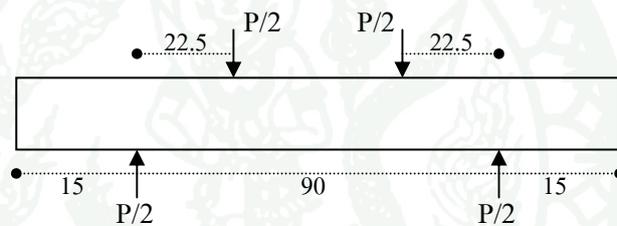
$$= 5.76 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังเฉือนของคานเหล็ก} = V_c + V_s = 29.50 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังรับน้ำหนักสูงสุด} = 2(V_c + V_s) = 59.0 \text{ ตัน}$$

1.3.2 คำนวณกำลังรับน้ำหนักของคานเหล็กตัวอย่าง A2b

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 101.2$ ตัน



$$V_u = P/2 = 50.6 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 5.69 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ใ้ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd / 1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f'_c} bd / 1000$$

$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังเฉือนของคอนกรีต} = 23.75 \text{ ตัน}$$

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{1 - \frac{l_n}{d}}{12} \right) \right] f_{yv} d / 1000$$

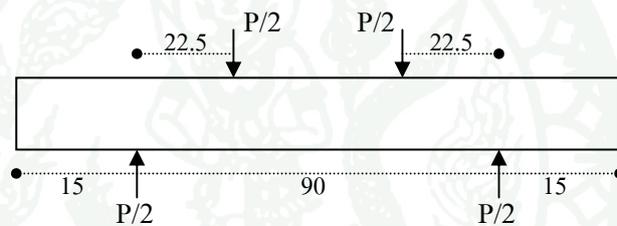
$$= 5.76 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังเฉือนของคานเหล็ก} = V_c + V_s = 29.50 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังรับน้ำหนักสูงสุด} = 2(V_c + V_s) = 59.0 \text{ ตัน}$$

1.3.3 คำนวณกำลังรับน้ำหนักของคานเหล็กตัวอย่าง A2c

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 92.8$ ตัน



$$V_u = P/2 = 46.4 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 5.22 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ใ้ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd / 1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f'_c} bd / 1000$$

$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังเฉือนของคอนกรีต} = 23.75 \text{ ตัน}$$

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{1 - \frac{l_n}{d}}{12} \right) \right] f_{yv} d / 1000$$

$$= 5.76 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังเฉือนของคานกลีค} = V_c + V_s = 29.50 \text{ ตัน}$$

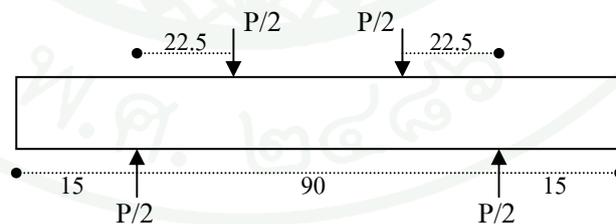
$$\text{กำลังรับน้ำหนักสูงสุด} = 2(V_c + V_s) = 59.0 \text{ ตัน}$$

1.4 คานลึกลูกุ่มตัวอย่าง A3 มีสมบัติของวัสดุและหน้าตัดดังนี้

b	=	15	ซม	f'_c	=	612	กก/ซม ²
d	=	40	ซม	f_{yv}	=	2820	กก/ซม ²
a	=	22.5	ซม	ρ_w	=	0.0105	
s	=	8	ซม	A_v	=	0.56	ซม ²
s_2	=	8	ซม	A_{vh}	=	0.56	ซม ²
l_n	=	90	ซม				

1.4.1 จำนวนกำลังรับน้ำหนักของคานลึกลูกุ่มตัวอย่าง A3a

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 109.1$ ตัน



$$V_u = P/2 = 54.55 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 6.14 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ไร่ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f_c'} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f_c'} bd/1000$$

$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังเฉือนของคอนกรีต} = 23.75 \text{ ตัน}$$

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{1 - \frac{l_n}{d}}{12} \right) \right] f_{yv} d / 1000$$

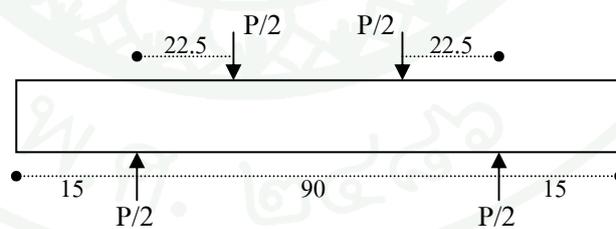
$$= 7.90 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังเฉือนของคานเหล็ก} = V_c + V_s = 31.65 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังรับน้ำหนักสูงสุด} = 2(V_c + V_s) = 63.3 \text{ ตัน}$$

1.4.2 กำหนดกำลังรับน้ำหนักของคานเหล็กตัวอย่าง A3b

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 109.3$ ตัน



$$V_u = P/2 = 54.65 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 6.15 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ใช้ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$M_u$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f_c'} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f_c'} bd/1000$$

$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังเฉือนของคอนกรีต} = 23.75 \text{ ตัน}$$

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{1 - \frac{l_n}{d}}{12} \right) \right] f_{yv} d / 1000$$

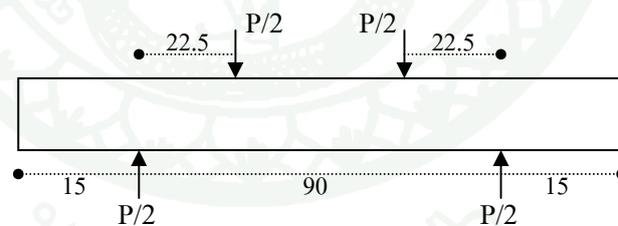
$$= 7.90 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังเฉือนของคานเหล็ก} = V_c + V_s = 31.65 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังรับน้ำหนักสูงสุด} = 2(V_c + V_s) = 63.3 \text{ ตัน}$$

1.4.3 จำนวนกำลังรับน้ำหนักของคานเหล็กตัวอย่าง A3c

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 105.5$ ตัน



$$V_u = P/2 = 52.75 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 5.93 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ouse } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f_c'} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

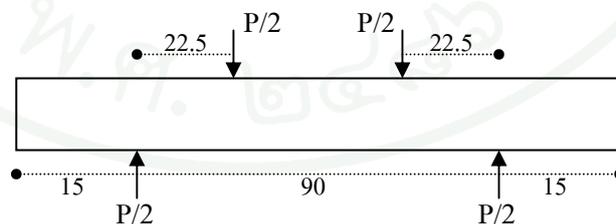
$$\begin{aligned}
 &= 28.42 \text{ ตัน} \\
 V_c &< 1.6 \sqrt{f'_c} bd/1000 \\
 &< 23.75 \text{ ตัน} \\
 \text{กำลังเฉือนของคอนกรีต} &= 23.75 \text{ ตัน} \\
 V_s &= \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{1 - \frac{l_n}{d}}{12} \right) \right] f_{yv} d / 1000 \\
 &= 7.90 \text{ ตัน} \\
 \text{กำลังเฉือนของคานเหล็ก} &= V_c + V_s = 31.65 \text{ ตัน} \\
 \text{กำลังรับน้ำหนักสูงสุด} &= 2(V_c + V_s) = 63.3 \text{ ตัน}
 \end{aligned}$$

1.5 คานเหล็กกลุ่มตัวอย่าง S1 มีสมบัติของวัสดุและหน้าตัดดังนี้

$$\begin{aligned}
 b &= 15 \text{ ซม} & f'_c &= 612 \text{ กก/ซม}^2 \\
 d &= 40 \text{ ซม} & \rho_w &= 0.0105 \\
 a &= 22.5 \text{ ซม}
 \end{aligned}$$

1.5.1 จำนวนกำลังรับน้ำหนักของคานเหล็กตัวอย่าง S1a

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 81.1$ ตัน



$$\begin{aligned}
 V_u &= P/2 = 40.6 \text{ ตัน} \\
 M_u &= V_u(0.5a) = 4.57 \text{ ตัน-ม} \\
 \frac{M_u}{V_u d} &= 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ไร่ } 2.5
 \end{aligned}$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f_c'} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f_c'} bd/1000$$

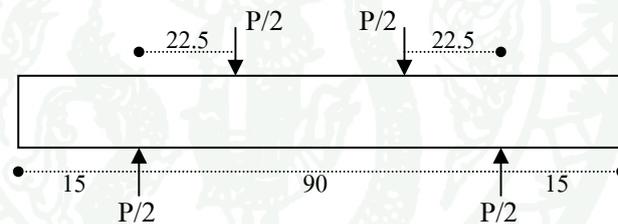
$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังเฉือนของคอนกรีต} = 23.75 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังรับน้ำหนักสูงสุด} = 2V_c = 47.50 \text{ ตัน}$$

1.5.2 จำนวนกำลังรับน้ำหนักของคานาลึกตัวอย่าง S1b

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 88.7$ ตัน



$$V_u = P/2 = 44.6 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 5.02 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ไร่ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f_c'} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f_c'} bd/1000$$

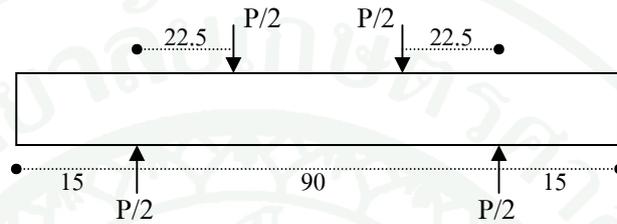
$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังเฉือนของคอนกรีต} = 23.75 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังรับน้ำหนักสูงสุด} = 2V_c = 47.50 \text{ ตัน}$$

1.5.3 กำหนดกำลังรับน้ำหนักของคานาลูกตัวอย่าง S1c

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 87.3$ ตัน



$$V_u = P/2 = 43.7 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 4.92 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ใช้ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f_c'} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f_c'} bd/1000$$

$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังเฉือนของคอนกรีต} = 23.75 \text{ ตัน}$$

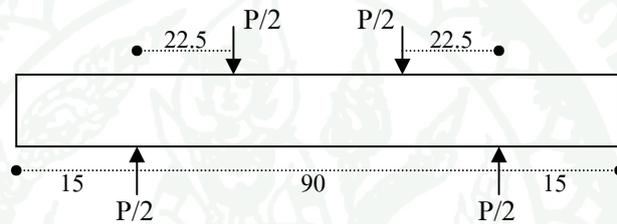
$$\text{กำลังรับน้ำหนักสูงสุด} = 2V_c = 47.50 \text{ ตัน}$$

1.6 คานเหล็กกลุ่มตัวอย่าง S2 มีสมบัติของวัสดุและหน้าตัดดังนี้

b	=	15	ซม	f'_c	=	612	กก/ซม ²
d	=	40	ซม	ρ_w	=	0.0105	
a	=	22.5	ซม				

1.5.1 คำนวณกำลังรับน้ำหนักของคานเหล็กตัวอย่าง S2a

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 88.1$ ตัน



$$V_u = P/2 = 44.1 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 4.96 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ใช้ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$M_u$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f'_c} bd/1000$$

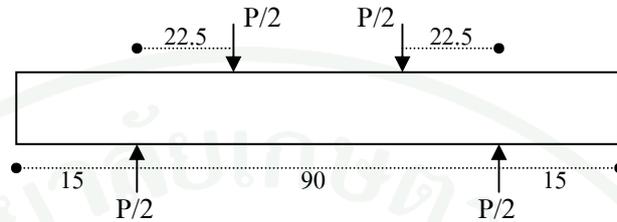
$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

กำลังเฉือนของคอนกรีต = 23.75 ตัน

กำลังรับน้ำหนักสูงสุด = $2V_c = 47.50$ ตัน

1.5.2 จำนวนกำลังรับน้ำหนักของคานาลึกตัวอย่าง S2b

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 80.4$ ตัน



$$V_u = P/2 = 40.2 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 5.52 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ใช้ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f'_c} bd/1000$$

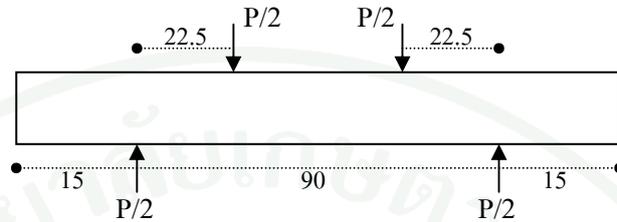
$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

กำลังเฉือนของคอนกรีต = 23.75 ตัน

กำลังรับน้ำหนักสูงสุด = $2V_c = 47.50$ ตัน

1.5.3 กำหนดกำลังรับน้ำหนักของคานาลึกตัวอย่าง S2c

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดจากการทดลอง $P = 83.1$ ตัน



$$V_u = P/2 = 41.6 \text{ ตัน}$$

$$M_u = V_u(0.5a) = 4.68 \text{ ตัน-ม}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.28 ; \quad 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} = 2.8 \text{ ใช้ } 2.5$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 3.56$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd/1000$$

$$= 28.42 \text{ ตัน}$$

$$V_c < 1.6 \sqrt{f'_c} bd/1000$$

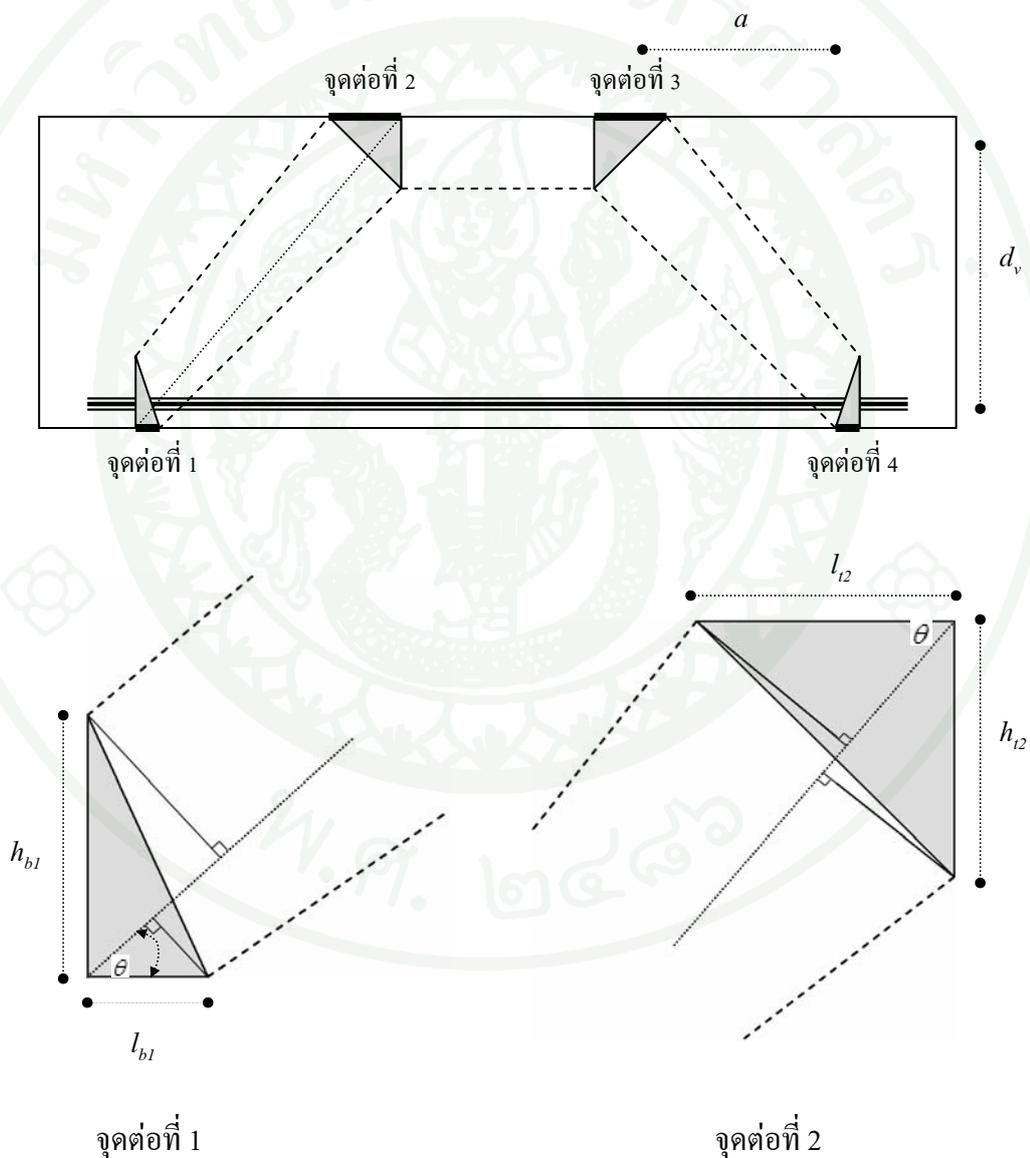
$$< 23.75 \text{ ตัน}$$

กำลังเฉือนของคอนกรีต = 23.75 ตัน

กำลังรับน้ำหนักสูงสุด = $2V_c = 47.50$ ตัน

2. การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของคานลึกลงซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-02

สำหรับคานลึกลงทุกกลุ่ม กำหนดโครงข้อหมุนให้บรรจบอยู่ในคานลึกลงได้พอดี เนื่องจากคานลึกลง และน้ำหนักที่กระทำ มีความสมมาตร จึงหาค่ารับน้ำหนักของคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง และกำลังรับน้ำหนักของจุดต่อ เพียงแค่จุดต่อที่ 1 และ 2



คานลึกมีสมบัติของหน้าตัด และวัสดุดังนี้

$$\begin{array}{llll}
 l_{b1} & = & 5 & \text{ ซม} & h_{b1} & = & 10 & \text{ ซม} \\
 l_{b2} & = & 15 & \text{ ซม} & h_{b2} & = & 15 & \text{ ซม} \\
 b & = & 15 & \text{ ซม} & f'_c & = & 612 & \text{ กก/ซม}^2 \\
 \beta_{n1} & = & 0.80 & & \beta_{n2} & = & 1.00 & \\
 \beta_s & = & 0.60 & & & & &
 \end{array}$$

2.1 กำลังรับน้ำหนักของคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง ที่จุดต่อที่ 1

ความลึกของคาน, d_v

$$d_v = 45 - (h_{b1}/2) - (h_{b2}/2) = 32.5 \text{ ซม}$$

มุมระหว่างคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยงกระทำกับแนวแกนของคาน, θ

$$\theta = \tan^{-1}(d_v/a) = 55.3^\circ$$

ความกว้างของคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง, w_{b1}

$$w_{b1} = l_{b1} \sin\theta + h_{b1} \cos\theta = 9.80 \text{ ซม}$$

กำลังรับน้ำหนักของคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง, F_{s1}

$$F_{s1} = 0.85 \beta_s f'_c w_{b1} b = 45881 \text{ กก}$$

กำลังเฉือนของคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง, V_{s1}

$$V_{s1} = F_{s1} \sin\theta = 37721 \text{ กก}$$

2.2 กำลังรับน้ำหนักของจุดต่อ ที่จุดต่อที่ 1

กำลังรับน้ำหนักของจุดต่อ, F_{n1}

$$F_{n1} = 0.85 \beta_{n1} f'_c l_{b1} b = 31212 \text{ กก}$$

กำลังเฉือนของจุดต่อ, V_{n1}

$$V_{n1} = F_{n1} = 31212 \text{ กก}$$

2.3 กำลังรับน้ำหนักของคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง ที่จุดต่อที่ 2

ความกว้างของคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง, w_{12}

$$W_{12} = l_{12} \sin\theta + h_{12} \cos\theta = 20.90 \text{ ซม}$$

กำลังรับน้ำหนักของคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง, F_{s1}

$$F_{s2} = 0.85 \beta_s f'_c w_{12} b = 97850 \text{ กก}$$

กำลังเฉือนของคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง, V_{s2}

$$V_{s2} = F_{s2} \sin\theta = 80446 \text{ กก}$$

2.4 กำลังรับน้ำหนักของจุดต่อ ที่จุดต่อที่ 2

กำลังรับน้ำหนักของจุดต่อ, F_{n2}

$$F_{n2} = 0.85 \beta_{n2} f'_c l_{12} b = 117045 \text{ กก}$$

กำลังเฉือนของจุดต่อ, V_{n2}

$$V_{n2} = F_{n2} = 117045 \text{ กก}$$

ดังนั้น กำลังเฉือนของคานถูกควบคุม โดย กำลังรับน้ำหนักของจุดต่อ ที่จุดต่อที่ 1, V_{n1}

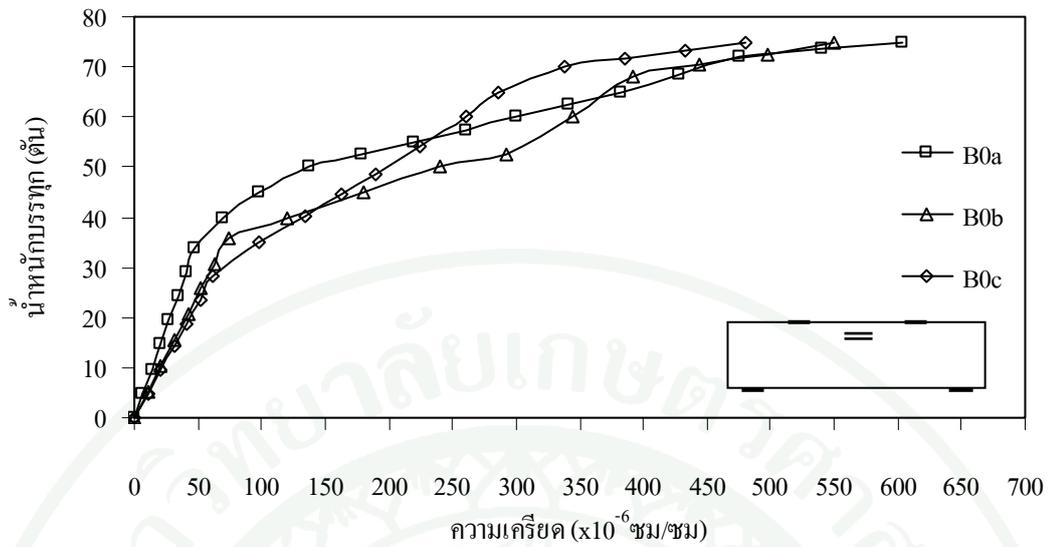
กำลังรับน้ำหนักสูงสุด, P

$$P = 2 V_{n1} = 62424 \text{ กก (62.4 ตัน)}$$

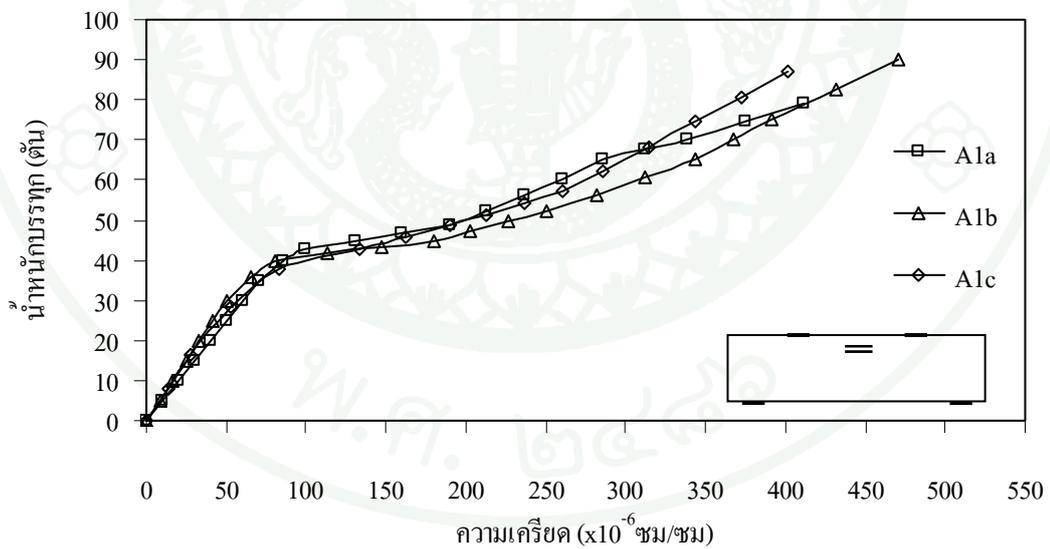


ภาคผนวก ค

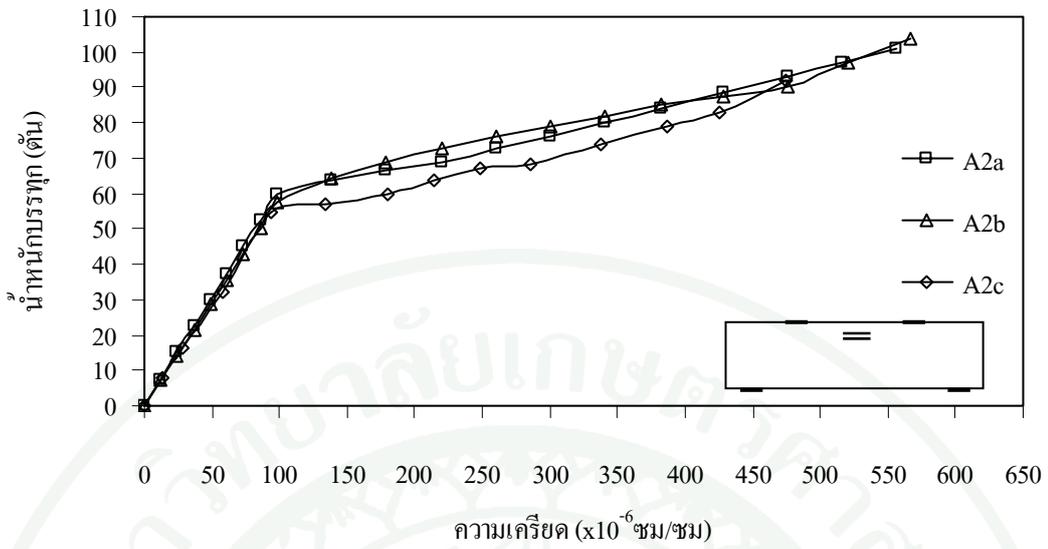
ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก ความเครียดที่ผิวคอนกรีต ความเครียดที่ผิวเหล็กเสริม และ
การแอ่นตัว



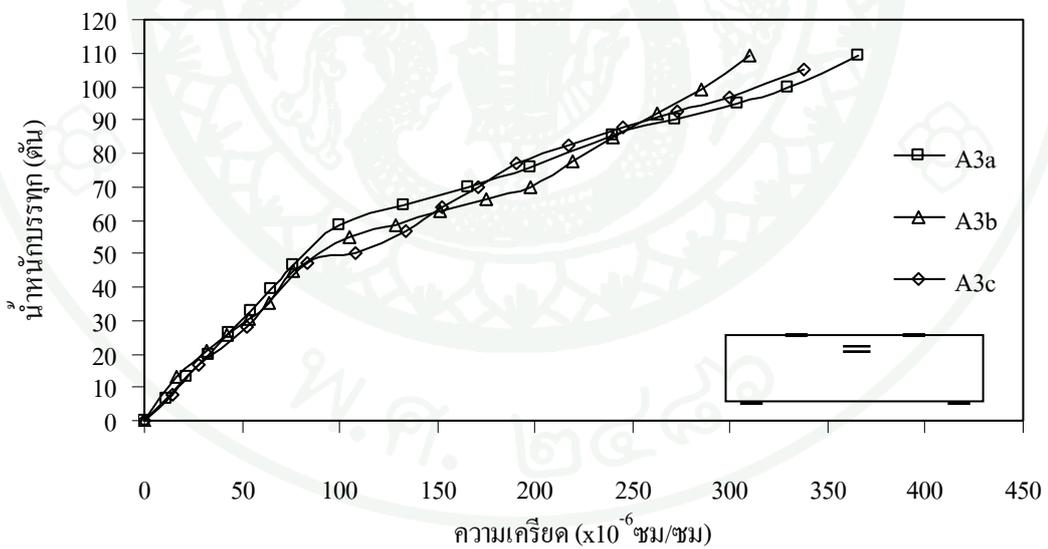
ภาพผนวกที่ ค1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอน ของคานลิกตัวอย่าง B0a B0b และ B0c



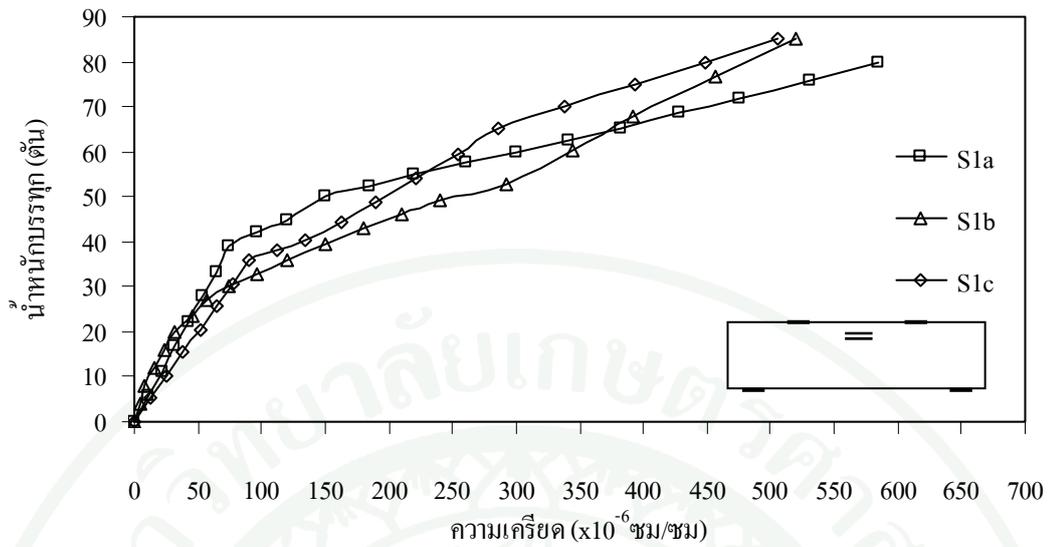
ภาพผนวกที่ ค2 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอน ของคานลิกตัวอย่าง A1a A1b และ A1c



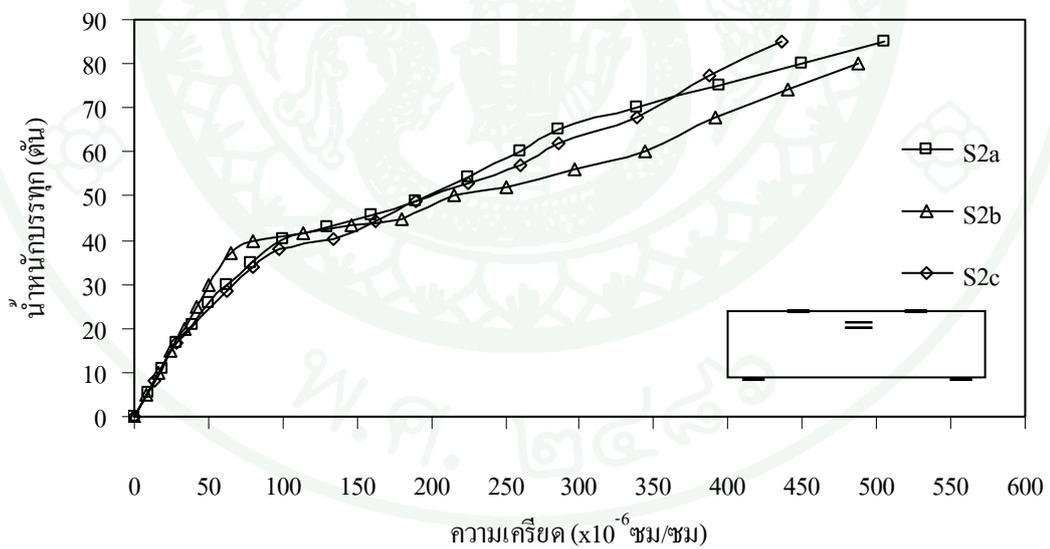
ภาพผนวกที่ ค3 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำที่บรทุกและความเคียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอน ของคานลิกตัวอย่าง A2a A2b และ A2c



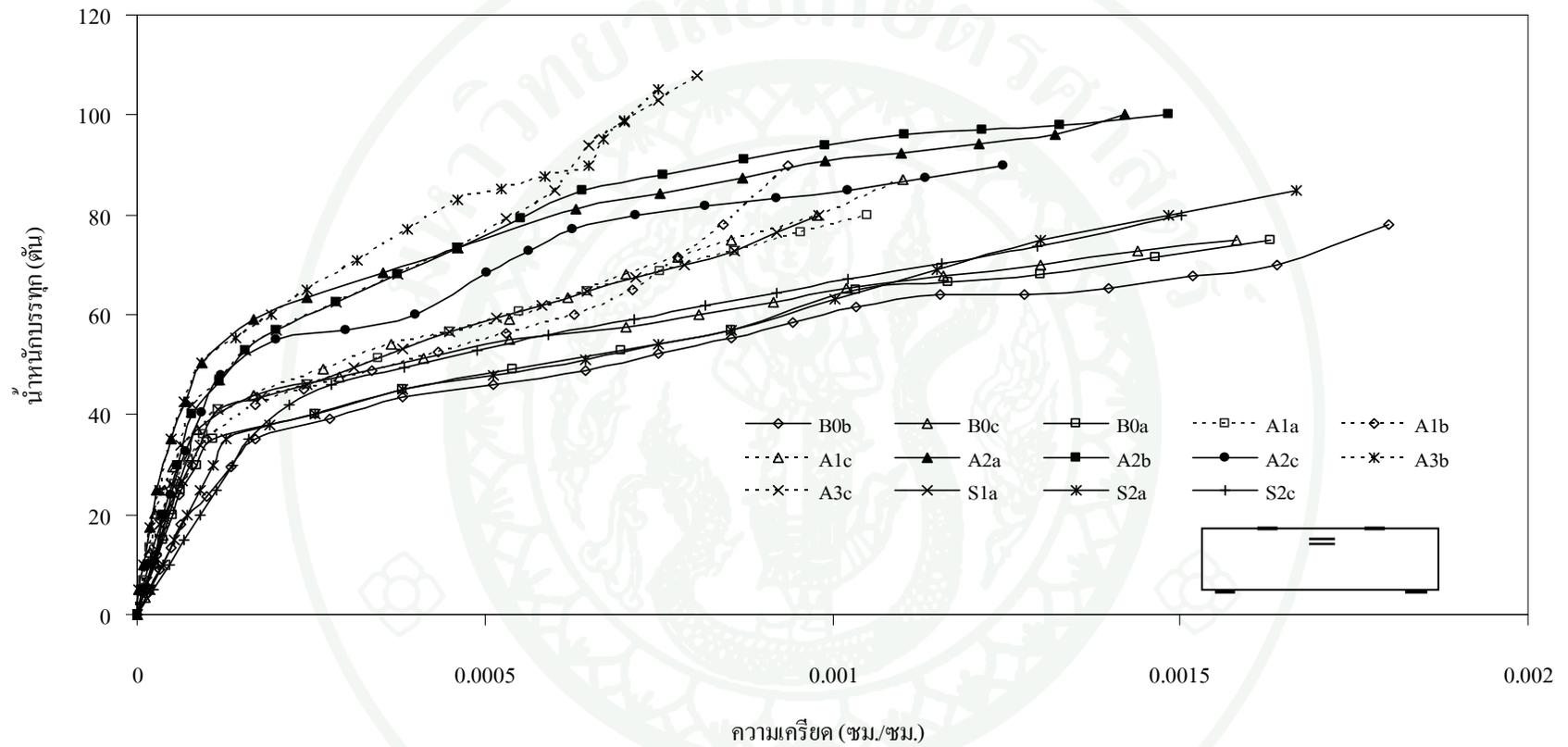
ภาพผนวกที่ ค4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำที่บรทุกและความเคียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวนอน ของคานลิกตัวอย่าง A3a A3b และ A3c



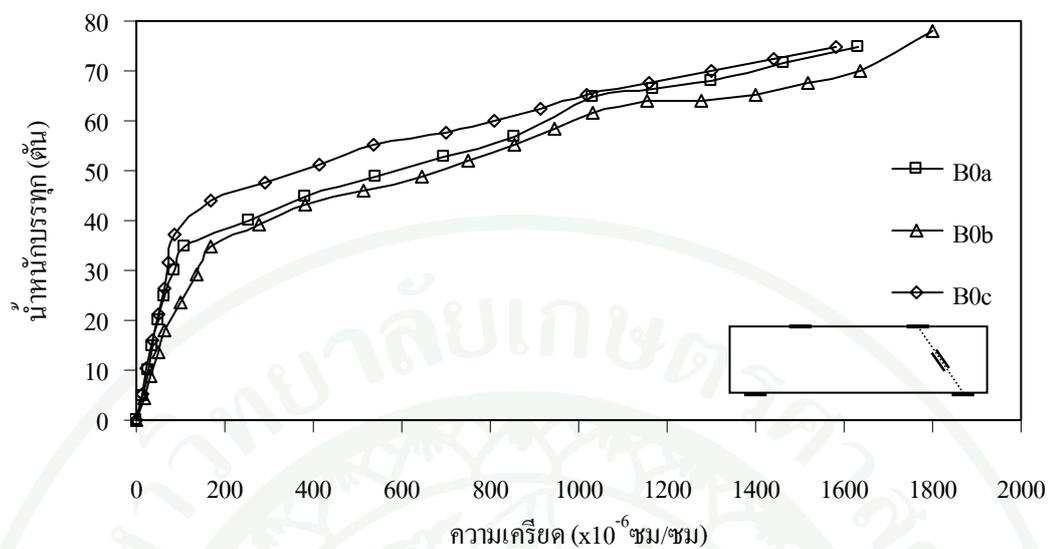
ภาพผนวกที่ ค5 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรบทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดใน
แนวนอน ของคานลิกตัวอย่าง S1a S1b และ S1c



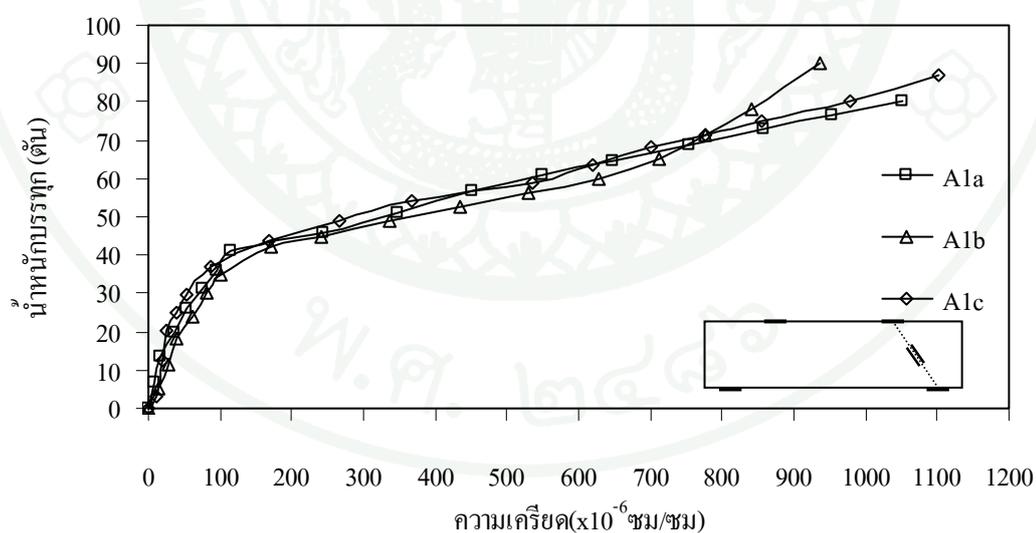
ภาพผนวกที่ ค6 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรบทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดใน
แนวนอน ของคานลิกตัวอย่าง S2a S2b และ S2c



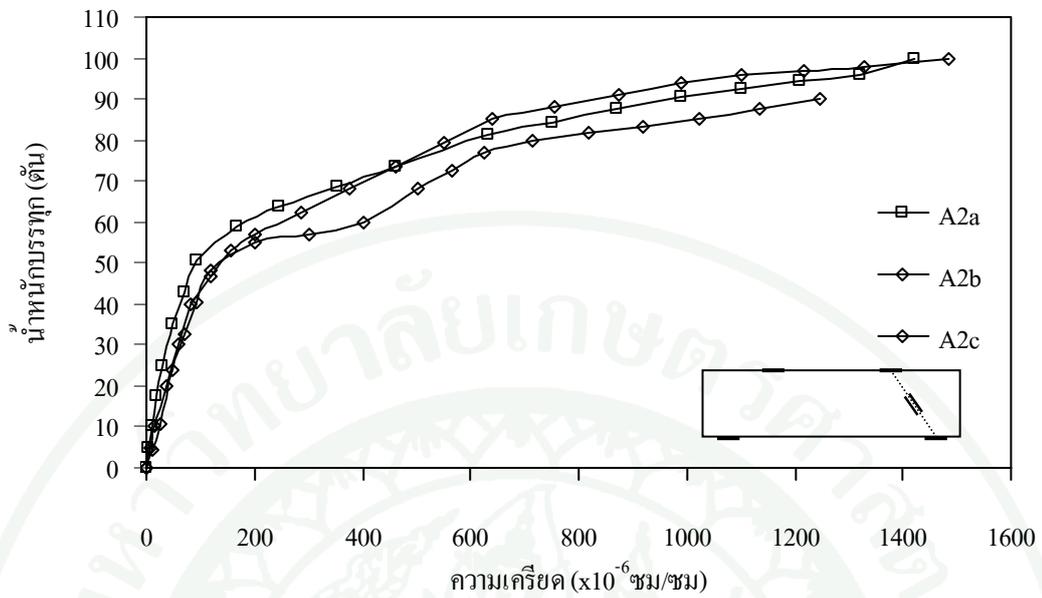
ภาพผนวกที่ ๓7 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำที่ดูดซึมและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในนอน



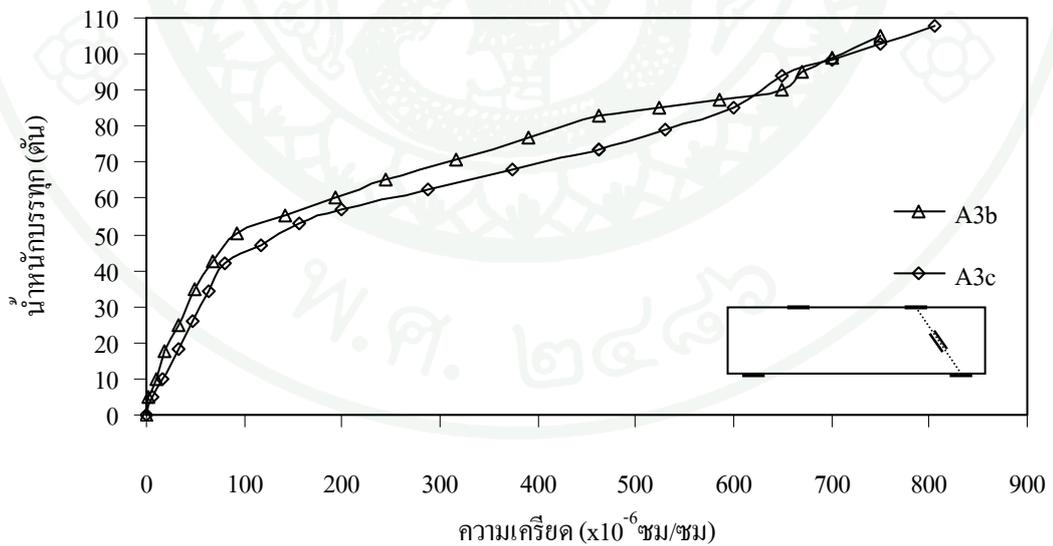
ภาพผนวกที่ ๘ ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวแกน ของคานลึกดัดตัวอย่าง B0a B0b และ B0c



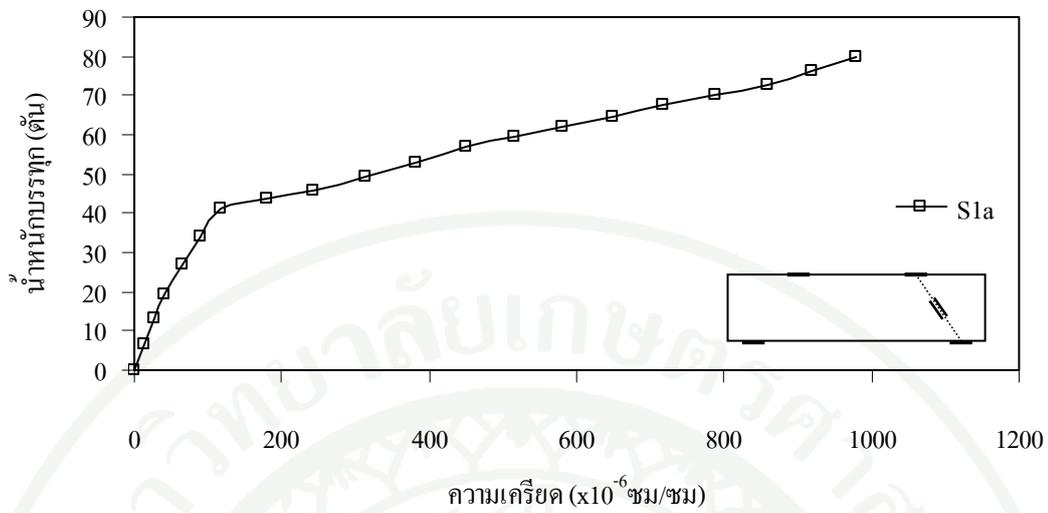
ภาพผนวกที่ ๙ ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวแกน ของคานลึกดัดตัวอย่าง A1a A1b และ A1c



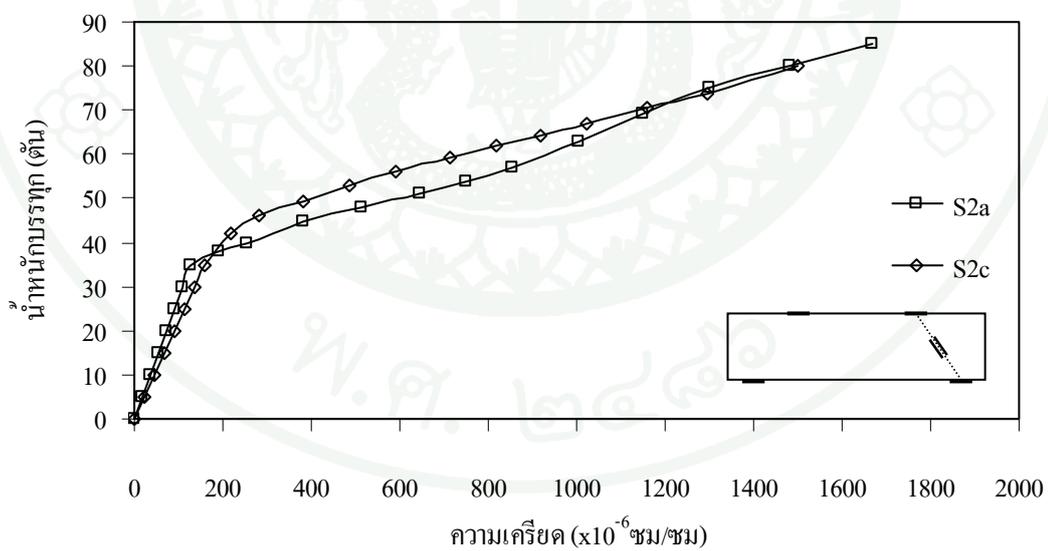
ภาพผนวกที่ ค10 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง ของคานลึกตัวอย่าง A2a A2b และ A2c



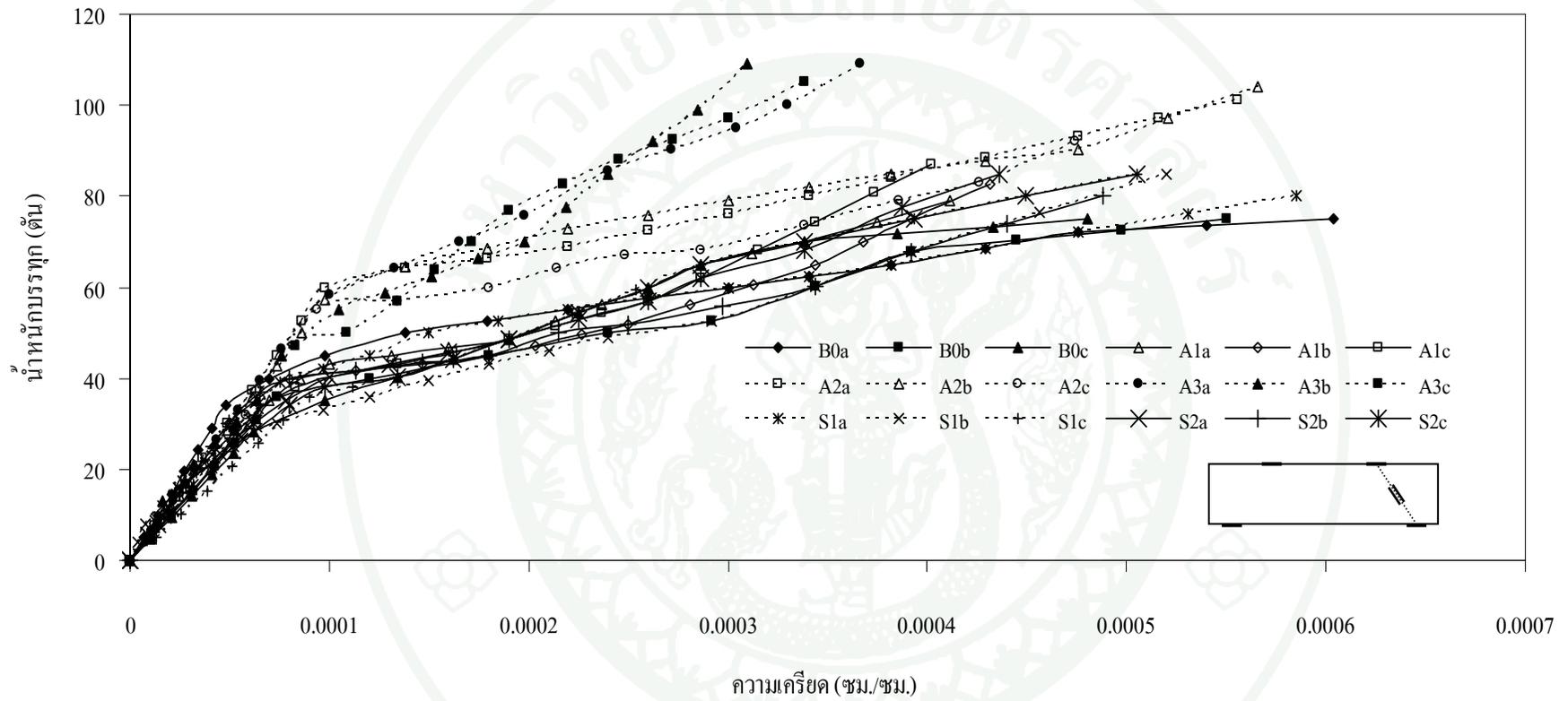
ภาพผนวกที่ ค11 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง ของคานลึกตัวอย่าง A3b และ A3c



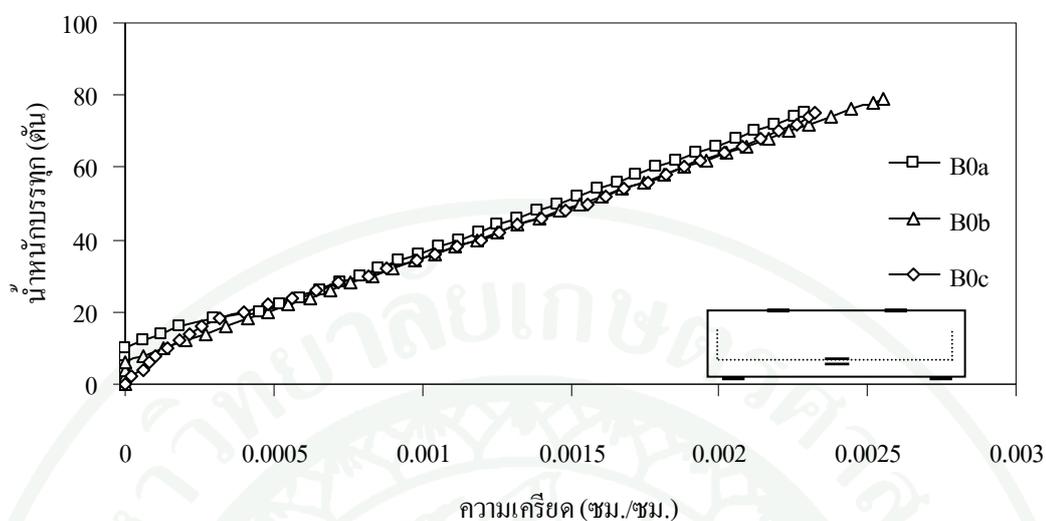
ภาพผนวกที่ ค12 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรทุกและความเค็รียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง ของคานลึกตัวอย่าง S1a



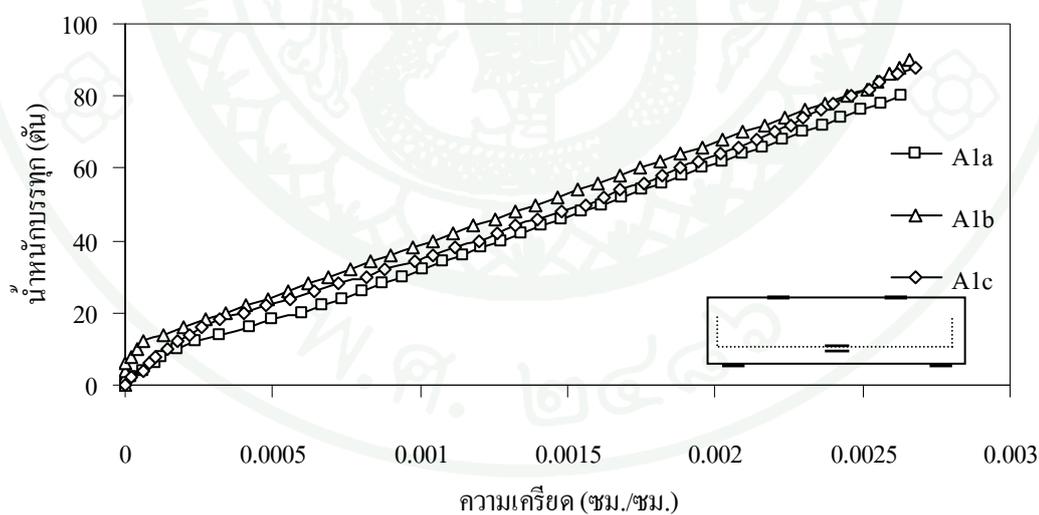
ภาพผนวกที่ ค13 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรทุกและความเค็รียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง ของคานลึกตัวอย่าง S2a และ S2c



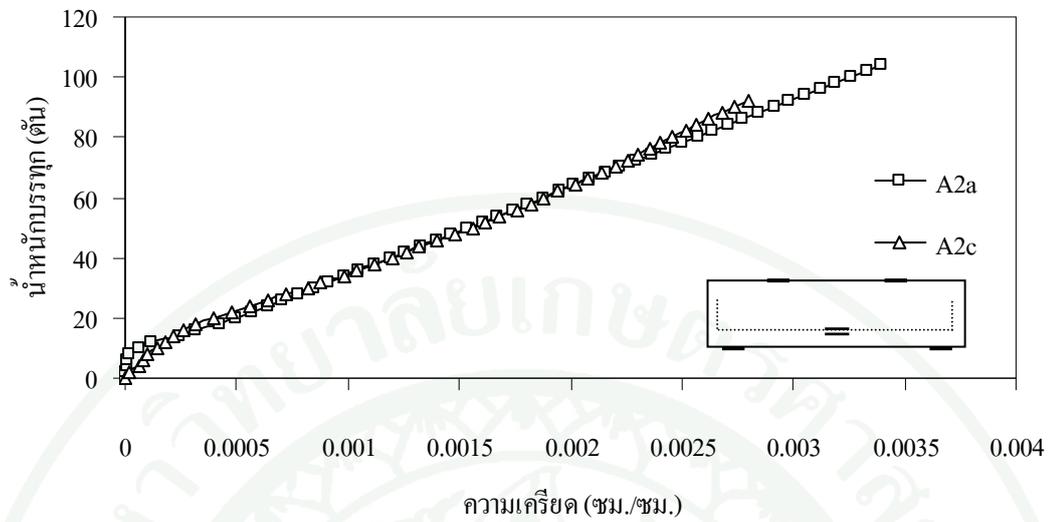
ภาพผนวกที่ ค14 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรจุทุกและความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดในแนวทแยง



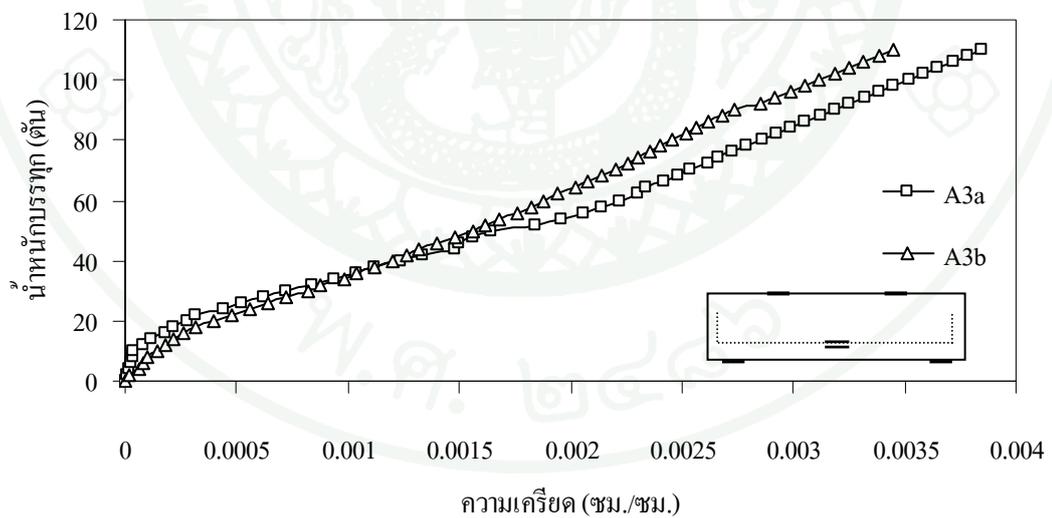
ภาพผนวกที่ ค15 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กรับแรงดึง
ของคานลึกดตัวอย่าง B0a B0b และ B0c



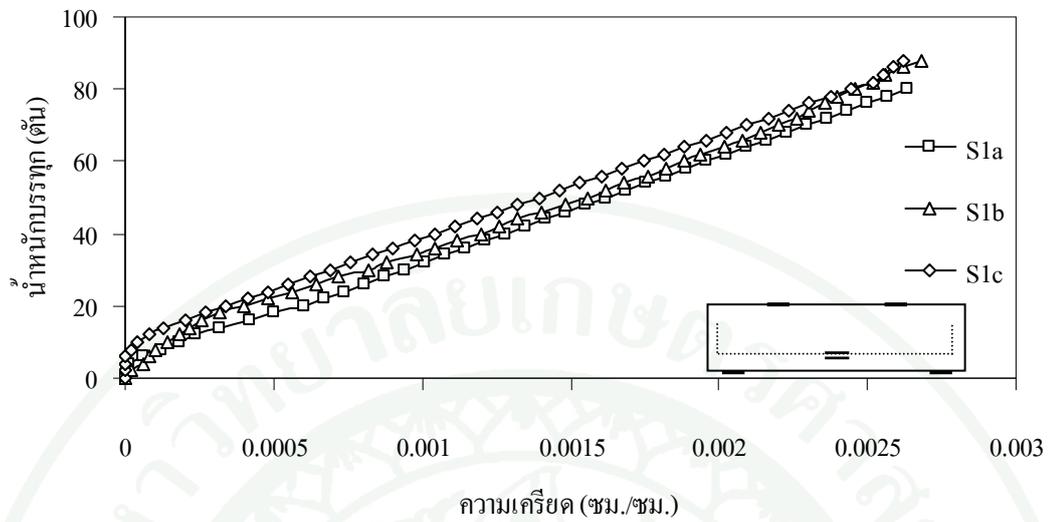
ภาพผนวกที่ ค16 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กรับแรงดึง
ของคานลึกดตัวอย่าง A1a A1b และ A1c



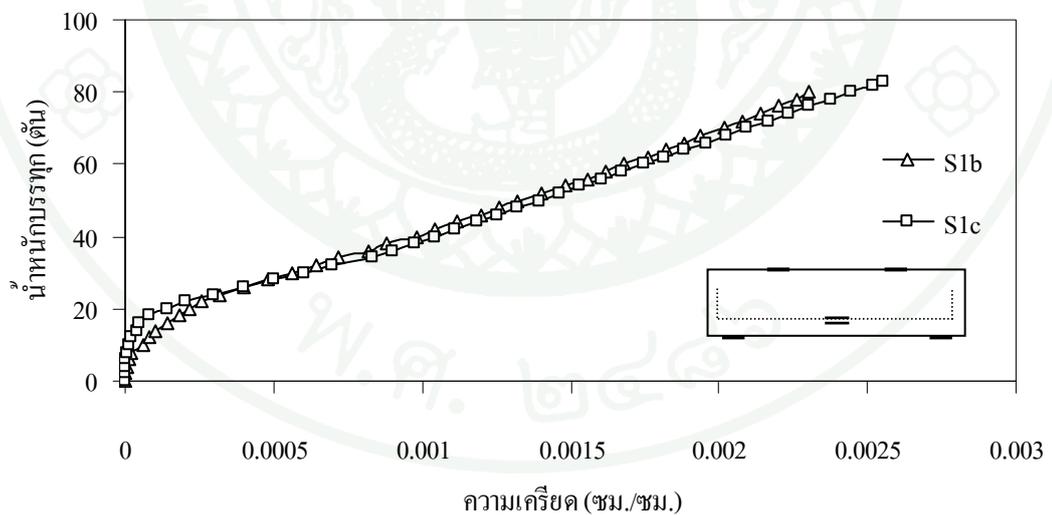
ภาพผนวกที่ ค17 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรจุทุกและความเคียดที่ผิวเหล็กรับแรงดึงของคานลึกดตัวอย่าง A2a และ A2c



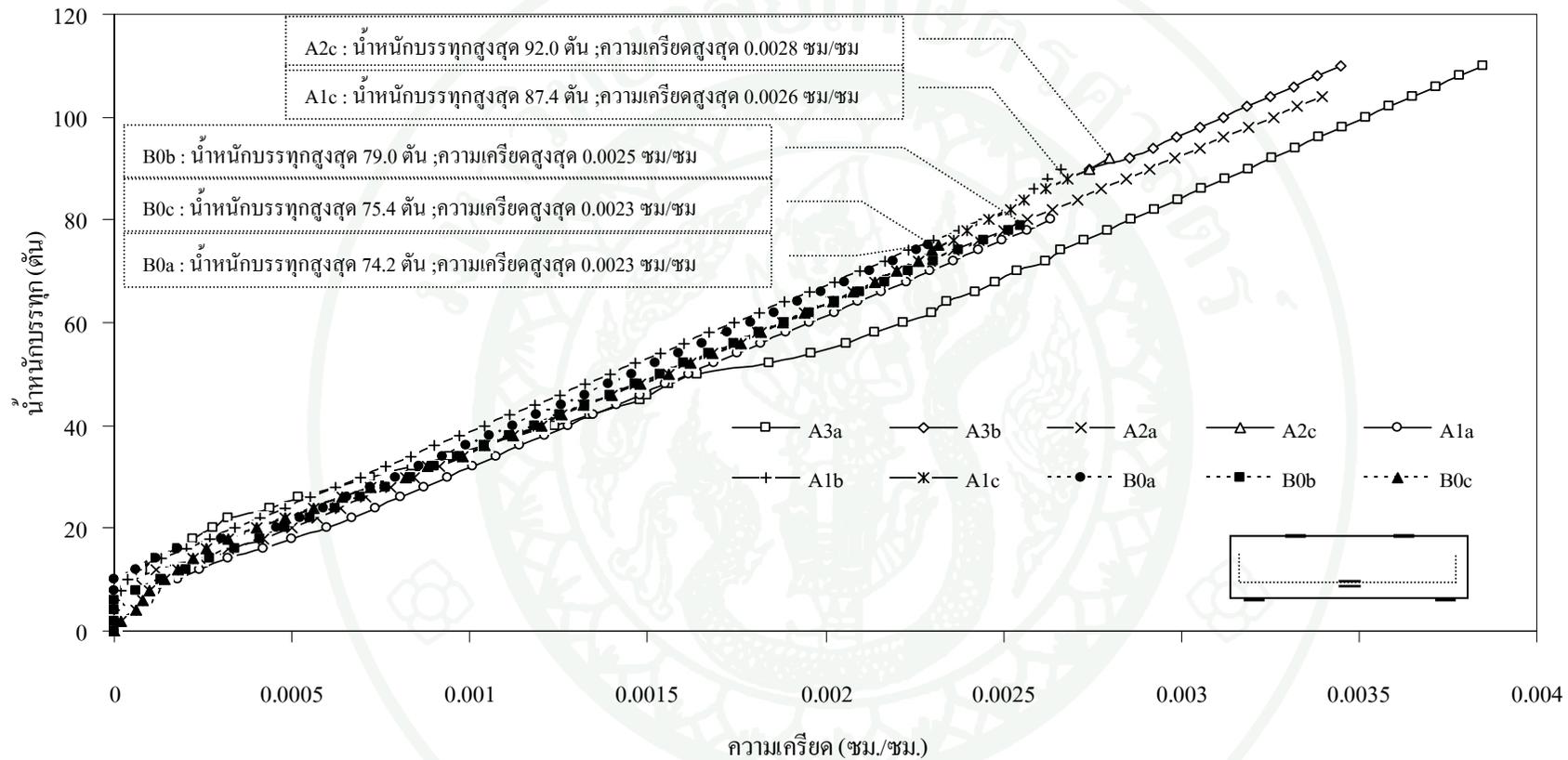
ภาพผนวกที่ ค18 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรจุทุกและความเคียดที่ผิวเหล็กรับแรงดึงของคานลึกดตัวอย่าง A3a และ A3b



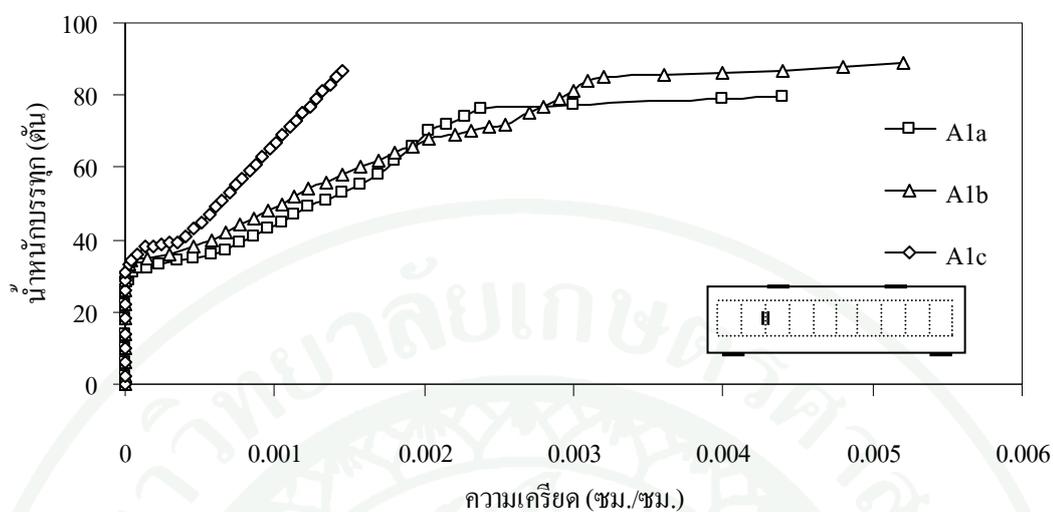
ภาพผนวกที่ ค19 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรทุกและความเคียดที่ผิวเหล็กรับแรงดึงของคานลึกดตัวอย่าง S1a S1b และ S1c



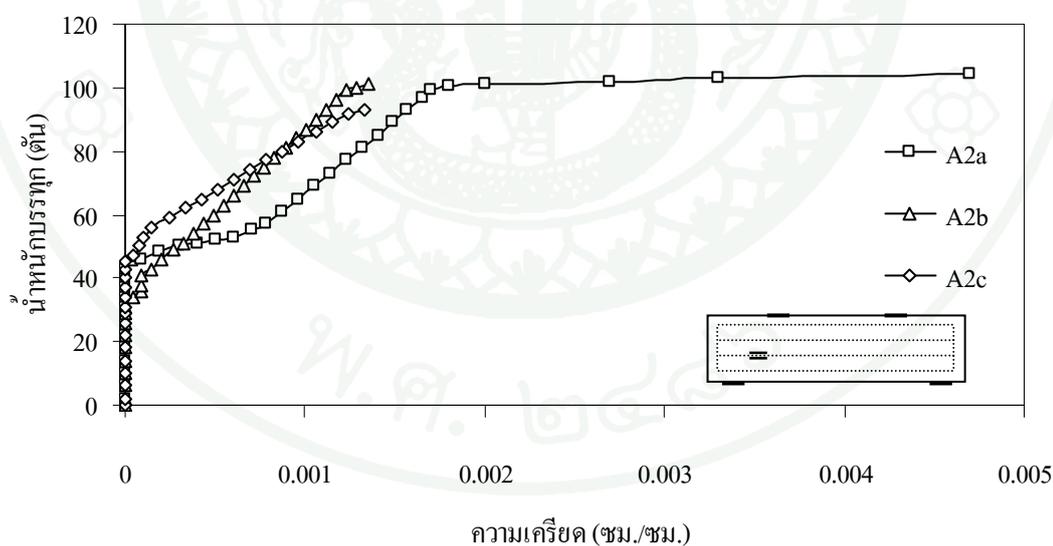
ภาพผนวกที่ ค20 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรทุกและความเคียดที่ผิวเหล็กรับแรงดึงของคานลึกดตัวอย่าง S2b และ S2c



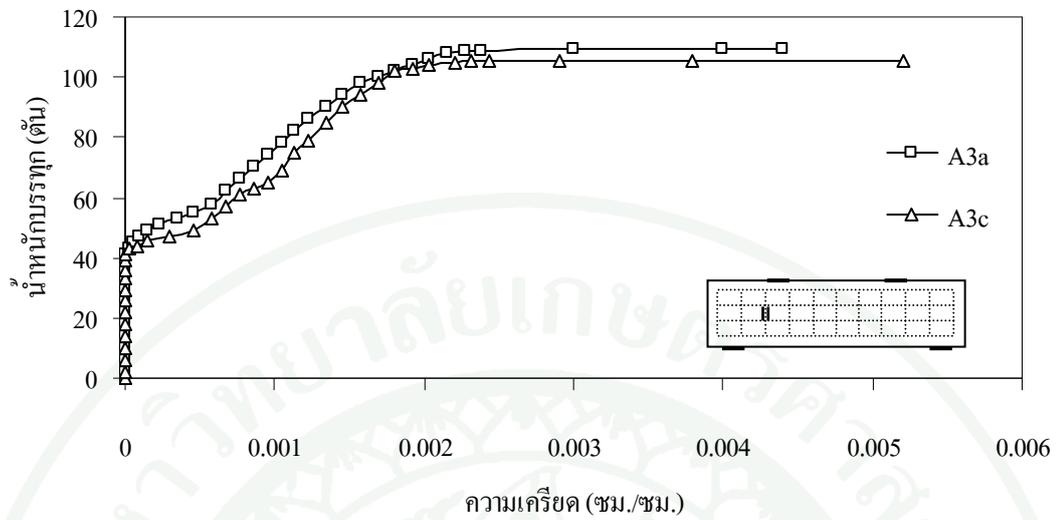
ภาพผนวกที่ ค21 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรทุกและความเคียดที่ผิวเหล็กรับแรงดึง



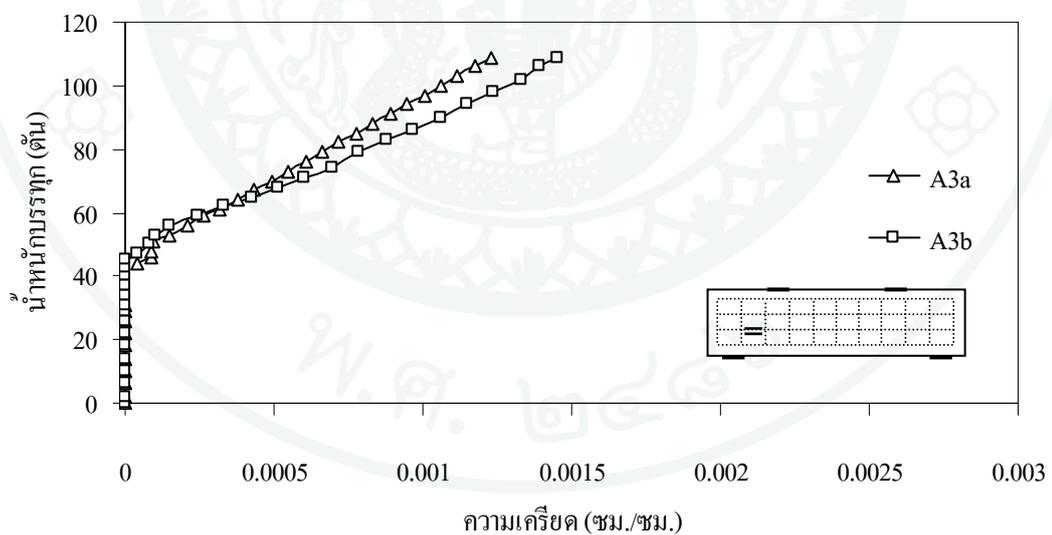
ภาพผนวกที่ ค22 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรจุและความเครียดที่ผิวเหล็กปลอกรับแรง
เฉือนในแนวตั้ง ของคานลึกดตัวอย่าง A1a A1b และ A1c



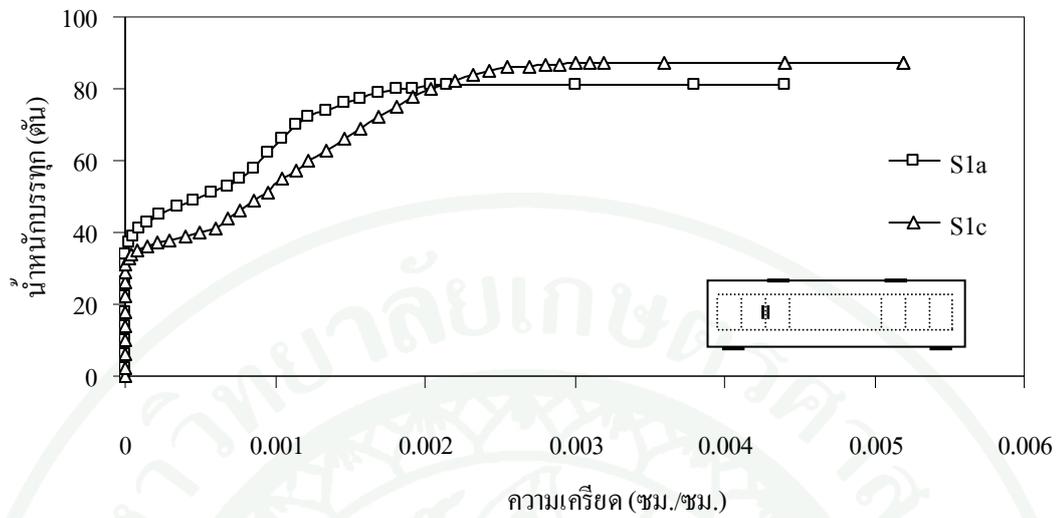
ภาพผนวกที่ ค23 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรจุและความเครียดที่ผิวเหล็กปลอกรับแรง
เฉือนในแนวนอน ของคานลึกดตัวอย่าง A2a A2b และ A2c



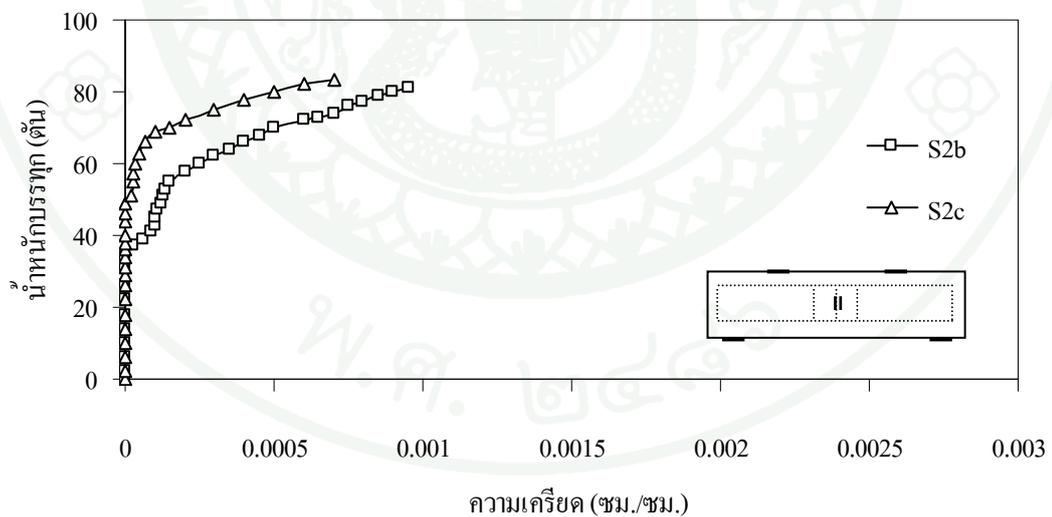
ภาพผนวกที่ ค24 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักรับรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กปลอกรับแรง
เฉือนในแนวตั้ง ของคานลึกดตัวอย่าง A3a และ A3c



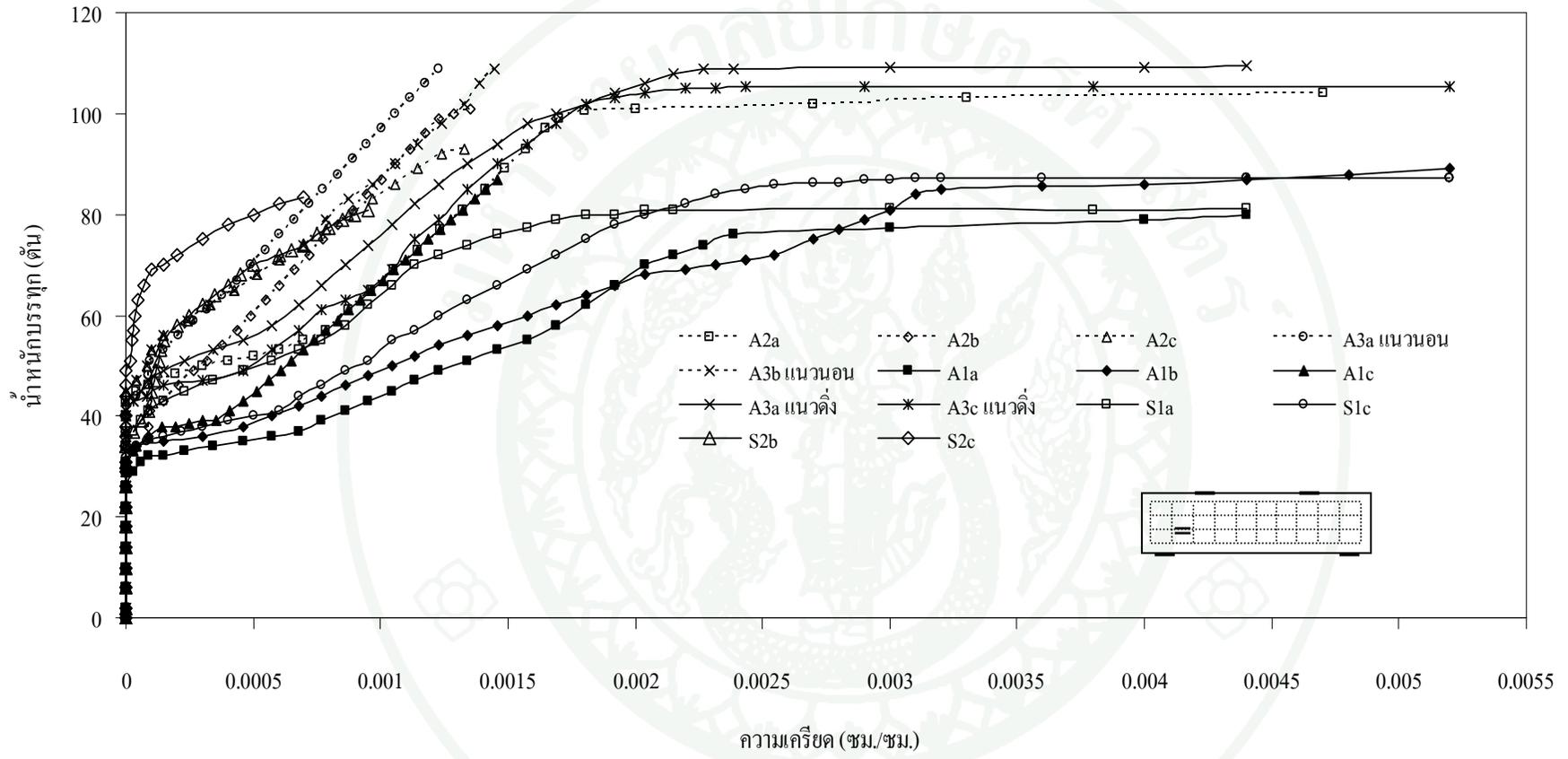
ภาพผนวกที่ ค25 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักรับรทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กปลอกรับแรง
เฉือนในแนวอน ของคานลึกดตัวอย่าง A3a และ A3b



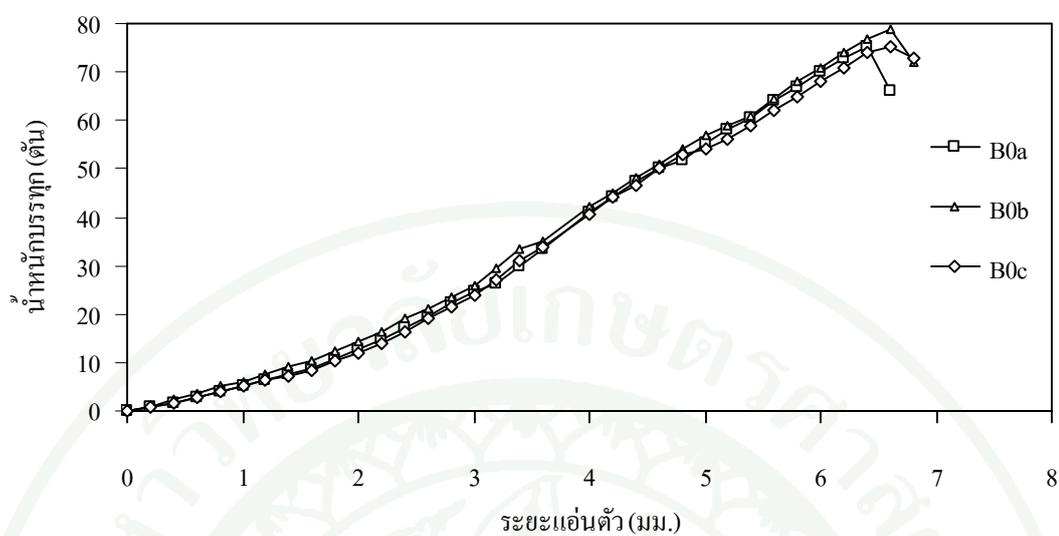
ภาพผนวกที่ ค26 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรจุทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กปลอกรับแรง
เฉือนในแนวตั้ง ของคานลึกดตัวอย่าง S1a และ S1c



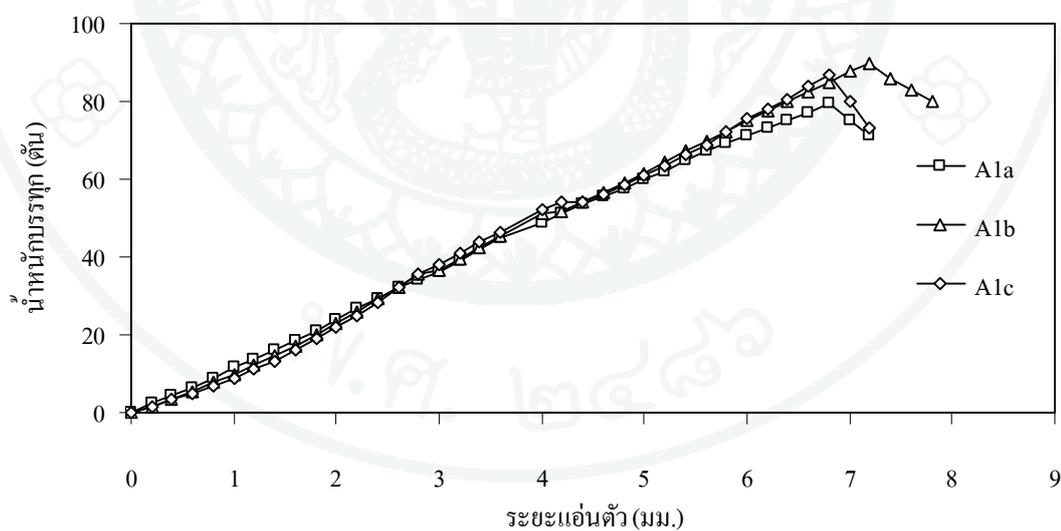
ภาพผนวกที่ ค27 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรจุทุกและความเครียดที่ผิวเหล็กปลอกรับแรง
เฉือนในแนวตั้ง ของคานลึกดตัวอย่าง S2b และ S2c



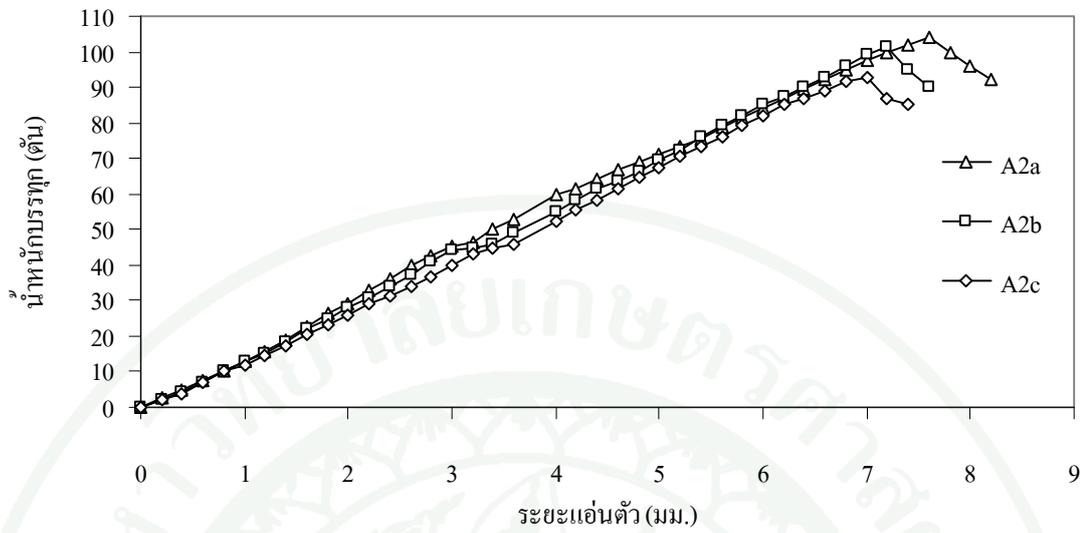
ภาพผนวกที่ ค28 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความชื้นที่ผิวเหล็กปลอก



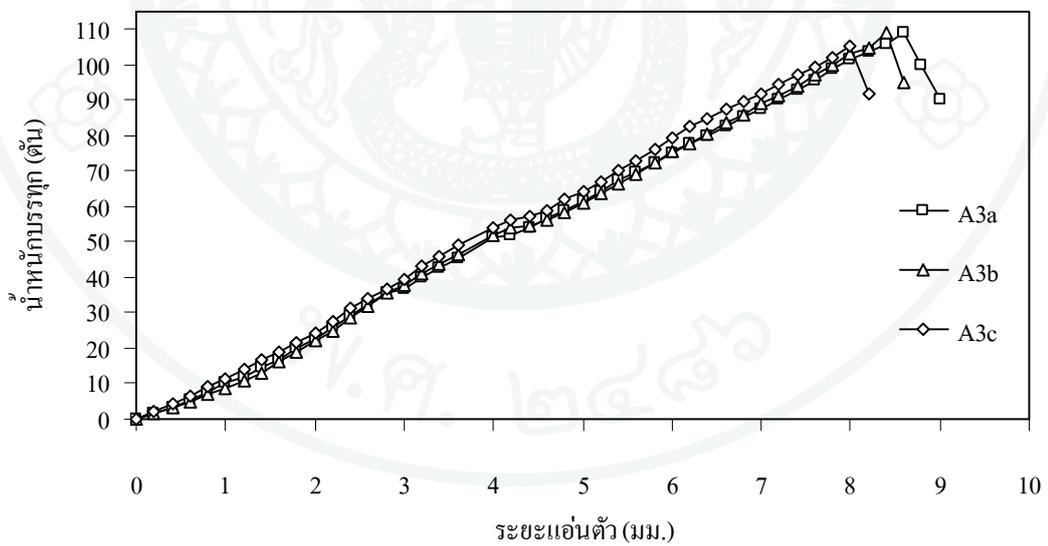
ภาพผนวกที่ ค29 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรจุและระยะแอนตัวของคานลิกตัวอย่าง B0a B0b และ B0c



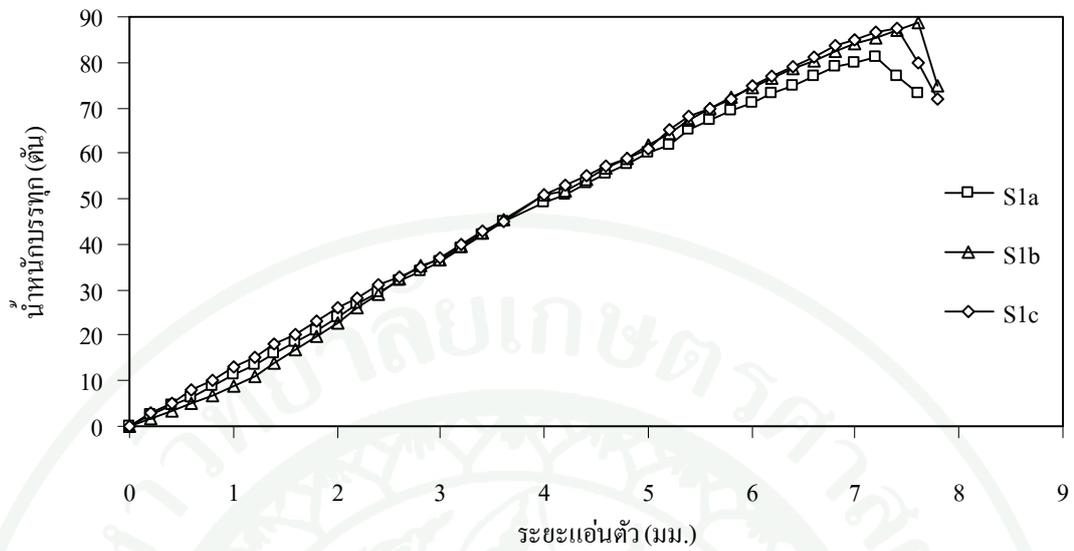
ภาพผนวกที่ ค30 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรจุและระยะแอนตัวของคานลิกตัวอย่าง A1a A1b และ A1c



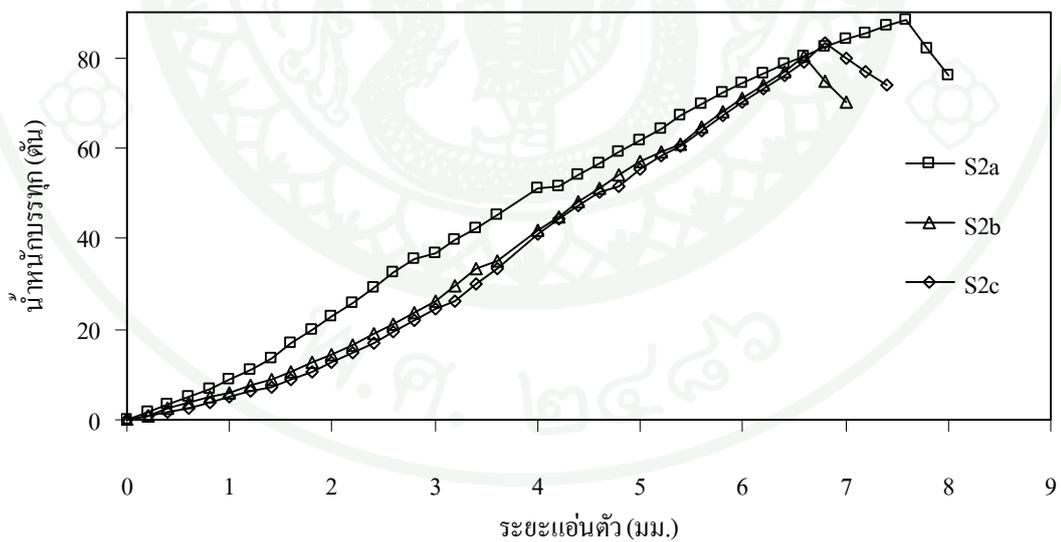
ภาพผนวกที่ ค31 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรทุกและระยะแอนตัวของคานลิกตัวอย่าง A2a A2b และ A2c



ภาพผนวกที่ ค32 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรทุกและระยะแอนตัวของคานลิกตัวอย่าง A3a A3b และ A3c



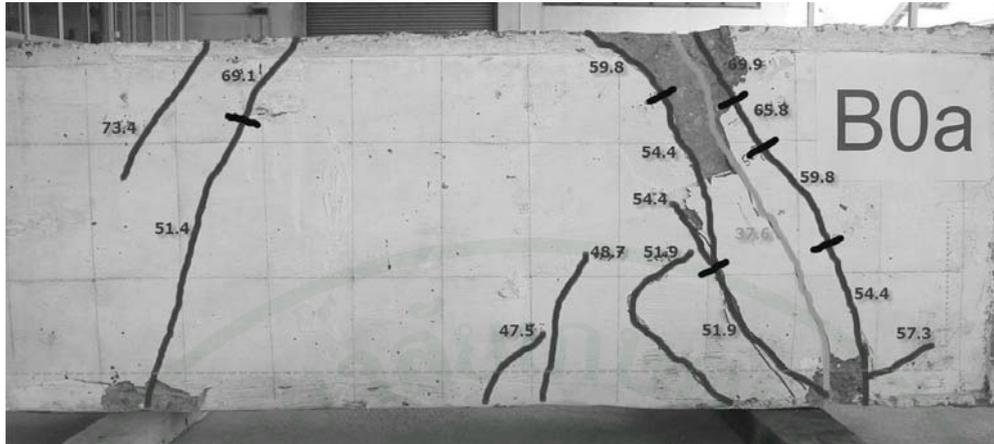
ภาพผนวกที่ ค33 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรจุและระยะแอนตัวของคานลิกตัวอย่าง S1a S1b และ S1c



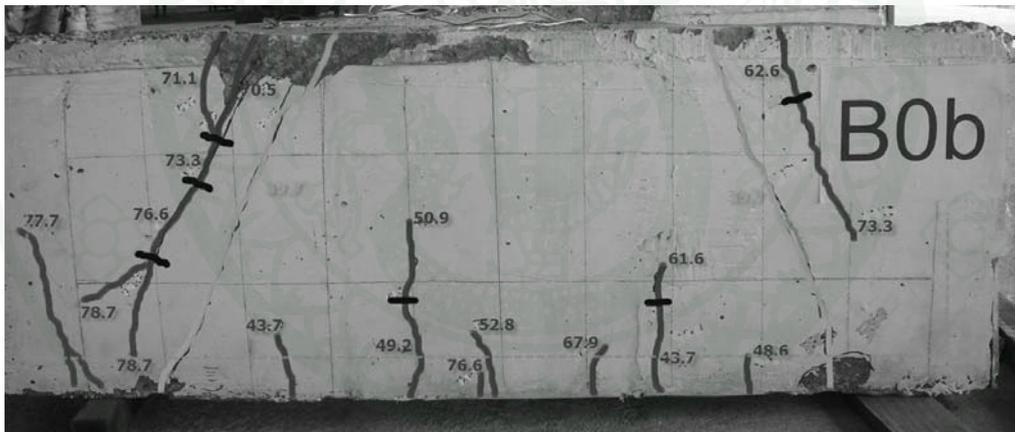
ภาพผนวกที่ ค34 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรจุและระยะแอนตัวของคานลิกตัวอย่าง S2a S2b และ S2c



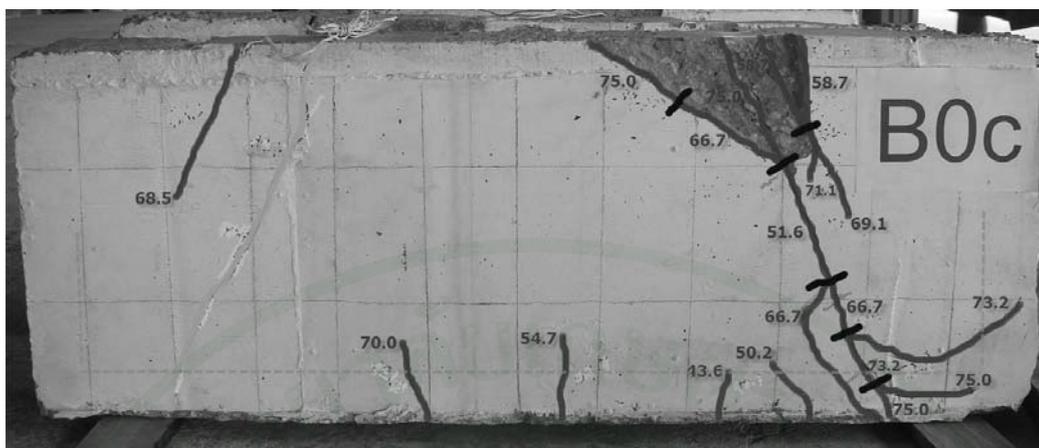
ภาคผนวก
ภาพแสดงลักษณะการแตกตัวของคานลี้ก



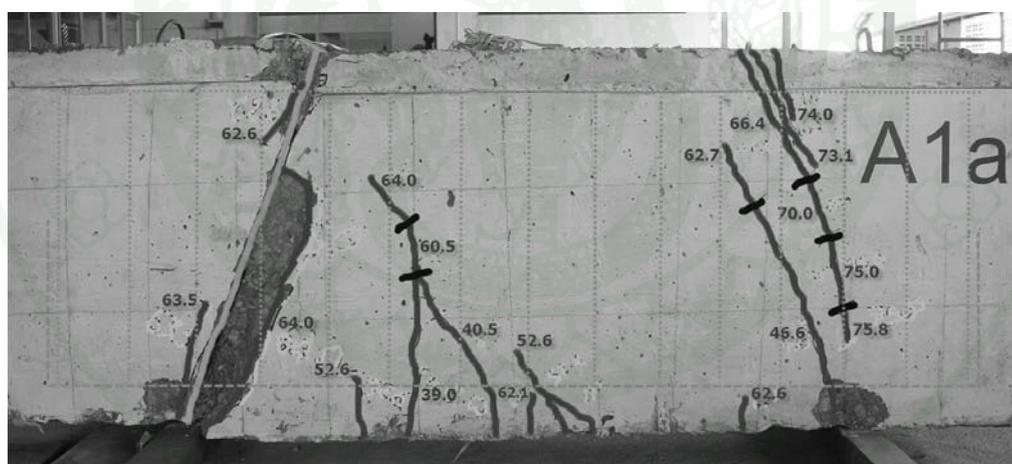
ภาพผนวกที่ ๑1 การแตกร้าวของคานดัด B0a



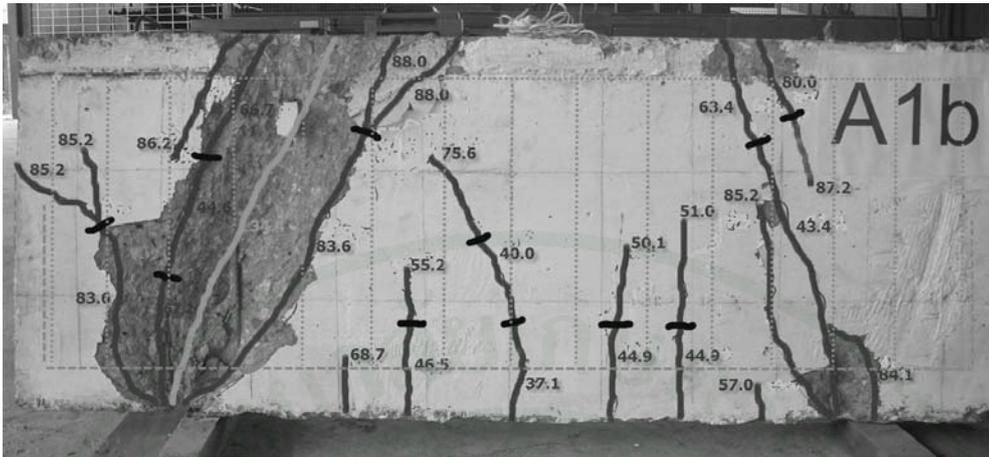
ภาพผนวกที่ ๑2 การแตกร้าวของคานดัด B0b



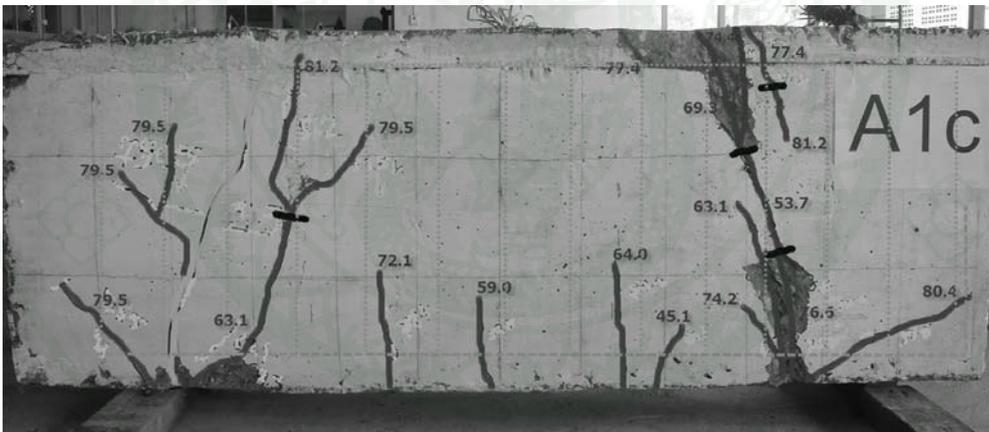
ภาพผนวกที่ 33 การแตกร้าวของคานลิก B0c



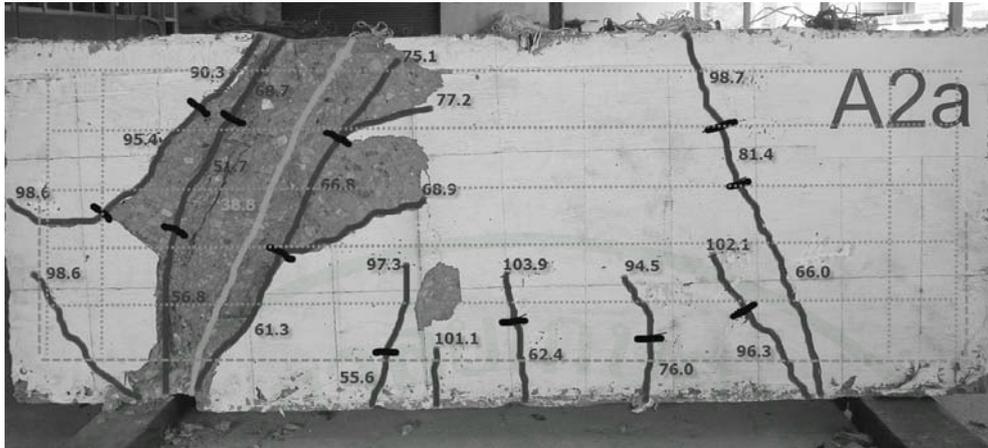
ภาพผนวกที่ 34 การแตกร้าวของคานลิก A1a



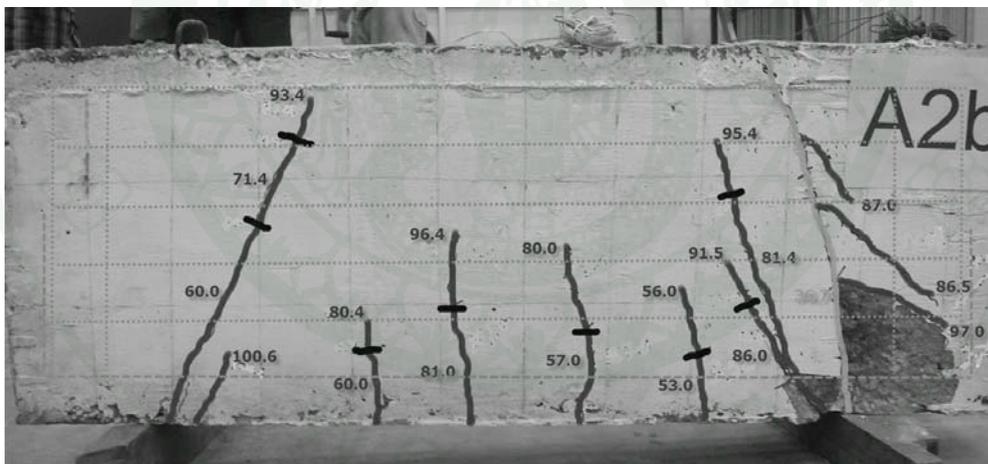
ภาพผนวกที่ 5 การแตกร้าวของคานดัก A1b



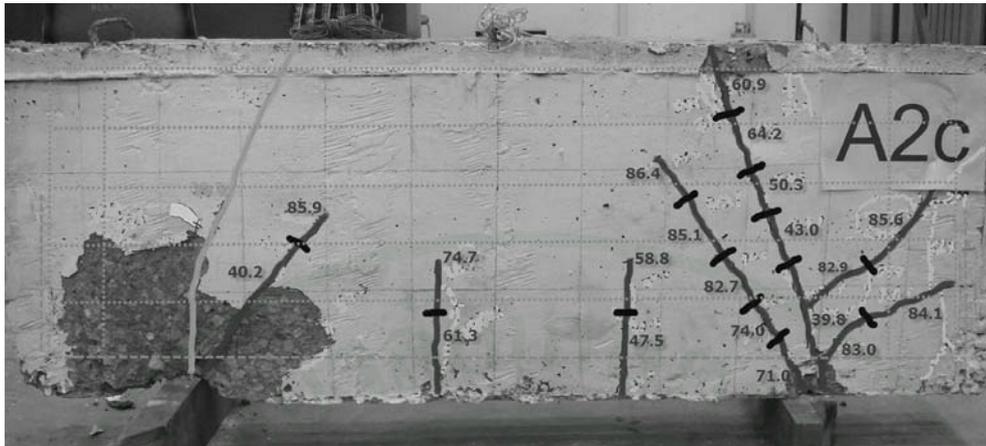
ภาพผนวกที่ 6 การแตกร้าวของคานดัก A1c



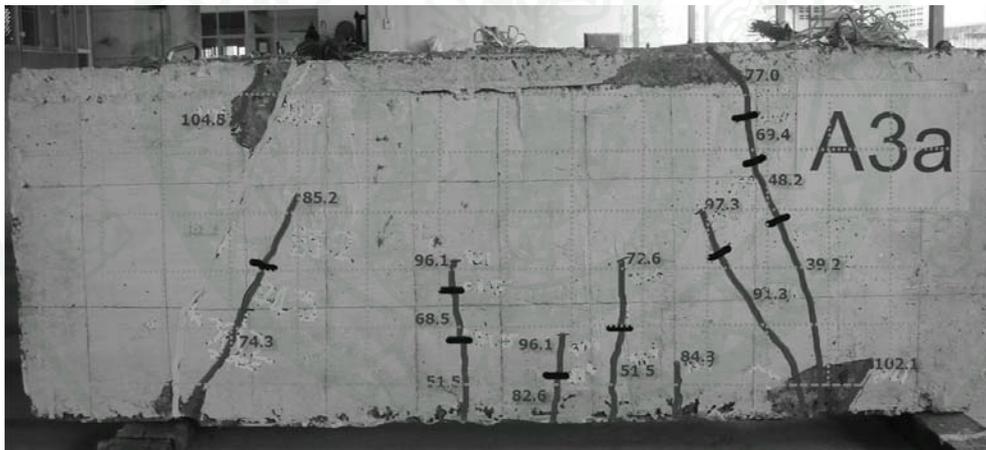
ภาพผนวกที่ ๗ การแตกร้าวของคานลึก A2a



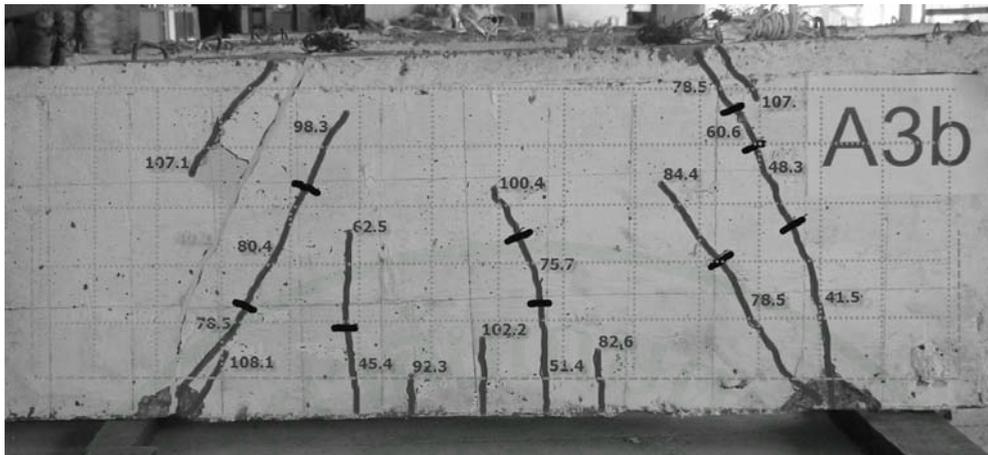
ภาพผนวกที่ ๘ การแตกร้าวของคานลึก A2b



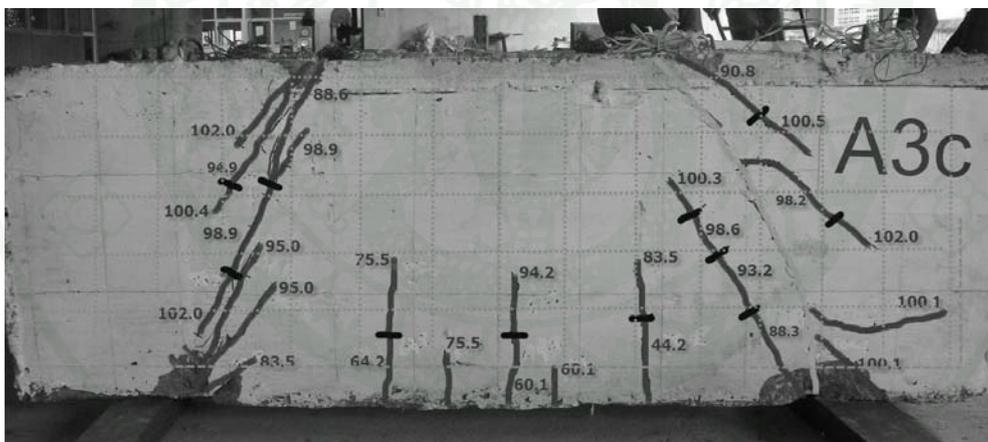
ภาพผนวกที่ 9 การแตกร้าวของคานดัก A2c



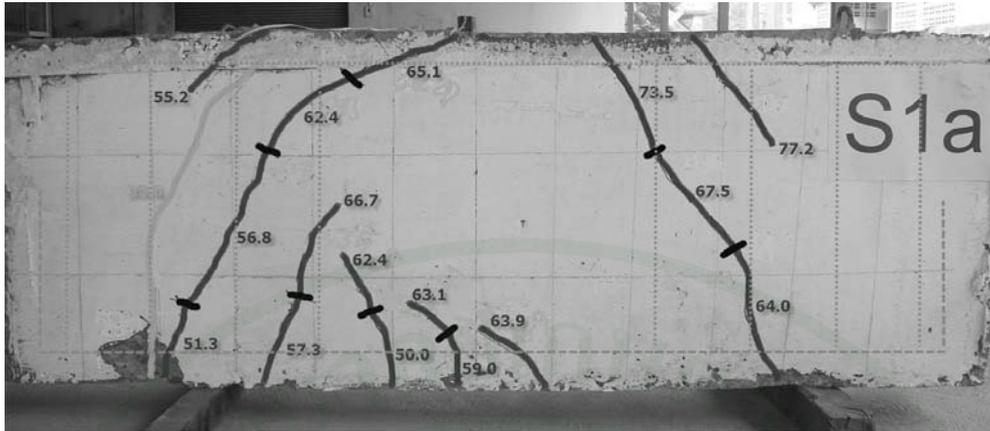
ภาพผนวกที่ 10 การแตกร้าวของคานดัก A3a



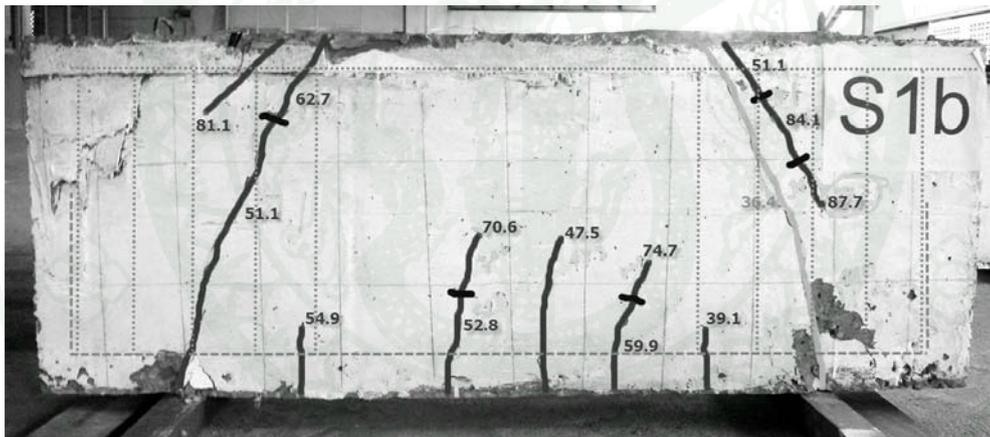
ภาพผนวกที่ 11 การแตกร้าวของคานดัด A3b



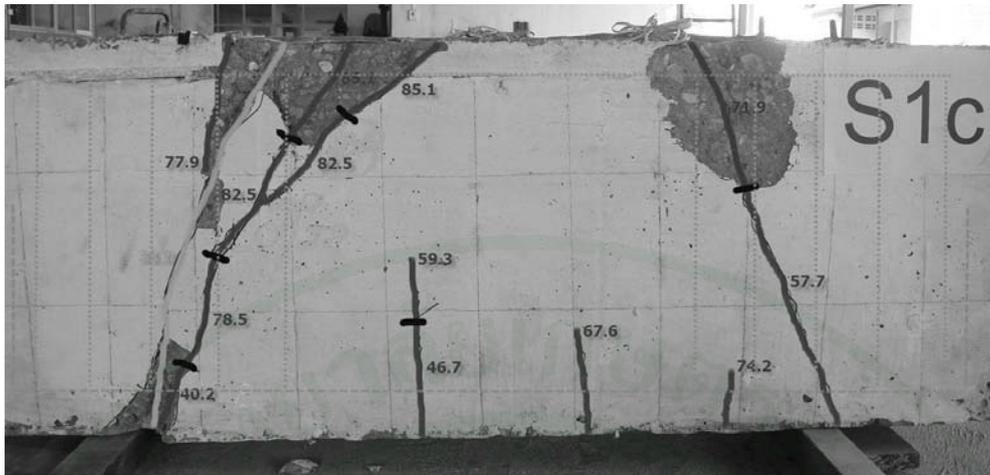
ภาพผนวกที่ 12 การแตกร้าวของคานดัด A3c



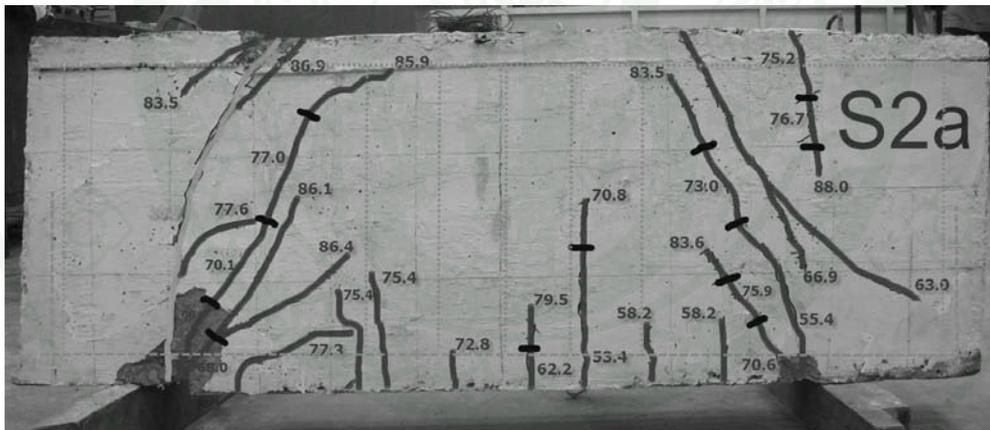
ภาพผนวกที่ 13 การแตกร้าวของคานลึง S1a



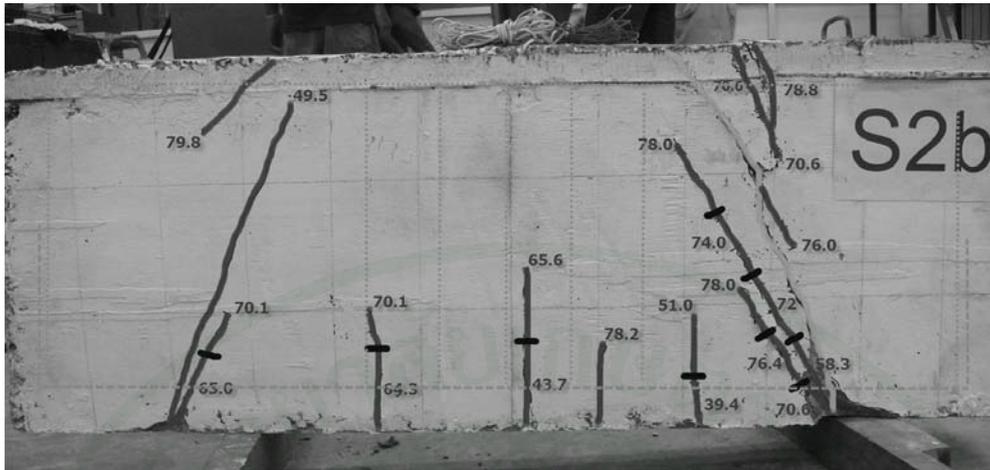
ภาพผนวกที่ 14 การแตกร้าวของคานลึง S1b



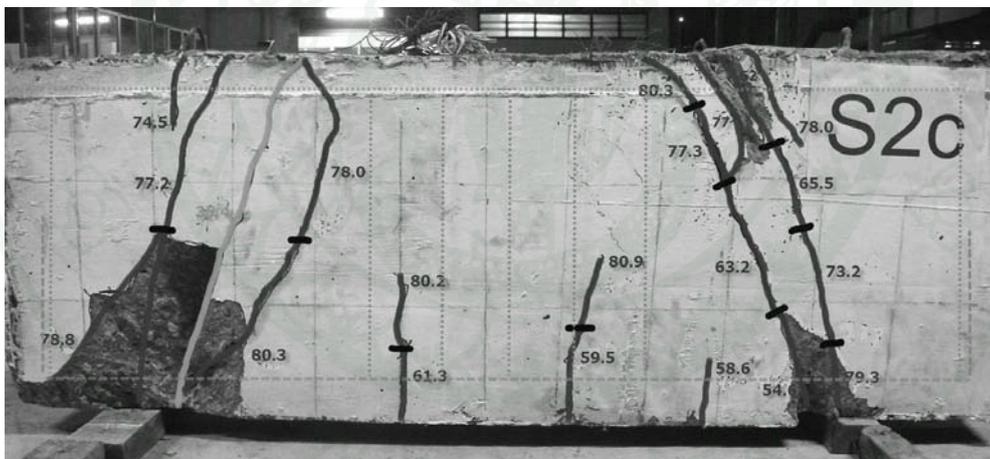
ภาพผนวกที่ 15 การแตกร้าวของคานด็อก S1c



ภาพผนวกที่ 16 การแตกร้าวของคานด็อก S2a



ภาพผนวกที่ 17 การแตกร้าวของคานดัด S2b



ภาพผนวกที่ 18 การแตกร้าวของคานดัด S2c



ภาคผนวก จ
ภาพการเตรียมตัวอย่าง และการติดตั้งอุปกรณ์



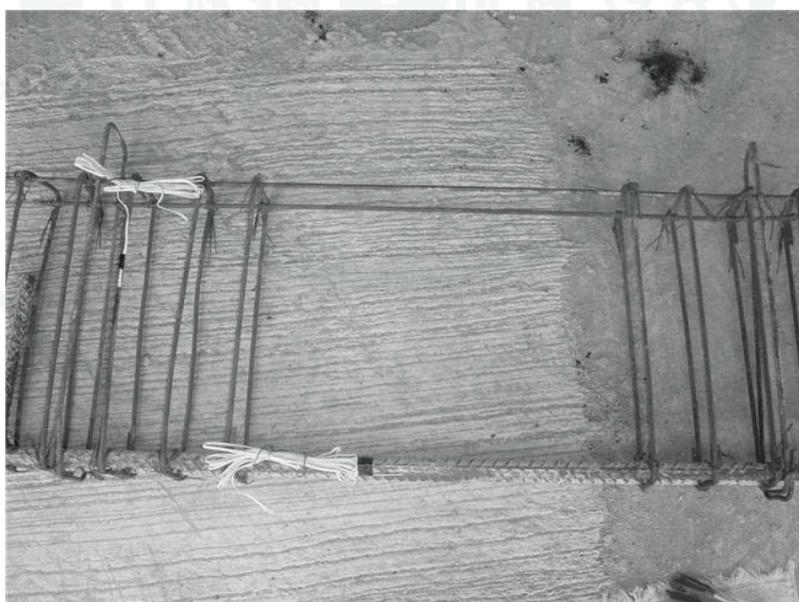
ภาพผนวกที่ จ1 เหล็กเสริมสำหรับคานลึกลงตัวอย่าง A1 ซึ่งติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดที่ผิวเหล็กเรียบร้อยแล้ว



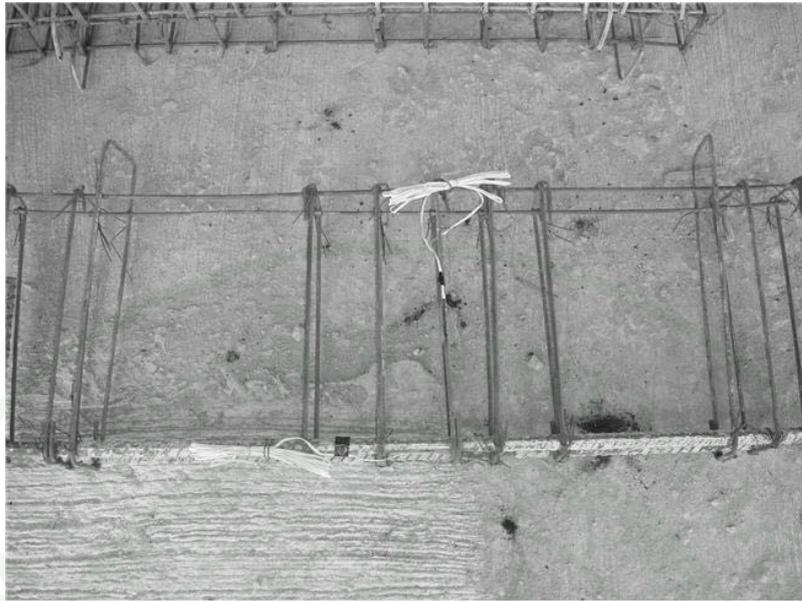
ภาพผนวกที่ จ2 เหล็กเสริมสำหรับคานลึกลงตัวอย่าง A2 ซึ่งติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดที่ผิวเหล็กเรียบร้อยแล้ว



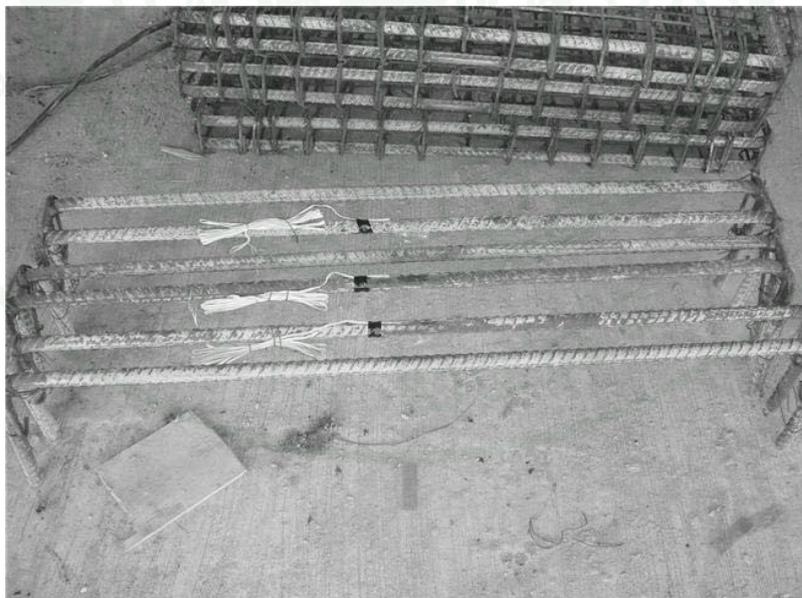
ภาพผนวกที่ จ3 เหล็กเสริมสำหรับคานลึกลงตัวอย่าง A3 ซึ่งติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดที่ผิวเหล็กเรียบร้อยแล้ว



ภาพผนวกที่ จ4 เหล็กเสริมสำหรับคานลึกลงตัวอย่าง S1 ซึ่งติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดที่ผิวเหล็กเรียบร้อยแล้ว



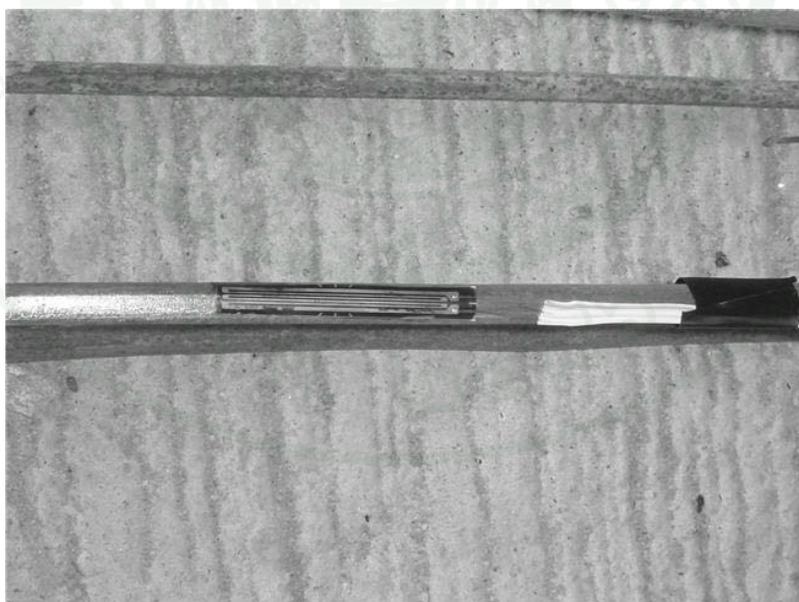
ภาพผนวกที่ ๖5 เหล็กเสริมสำหรับคานลึกลงตัวอย่าง S2 ซึ่งติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดที่ผิวเหล็กเรียบร้อยแล้ว



ภาพผนวกที่ ๖6 เหล็กเสริมสำหรับคานลึกลงตัวอย่าง B0 ซึ่งติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดที่ผิวเหล็กเรียบร้อยแล้ว



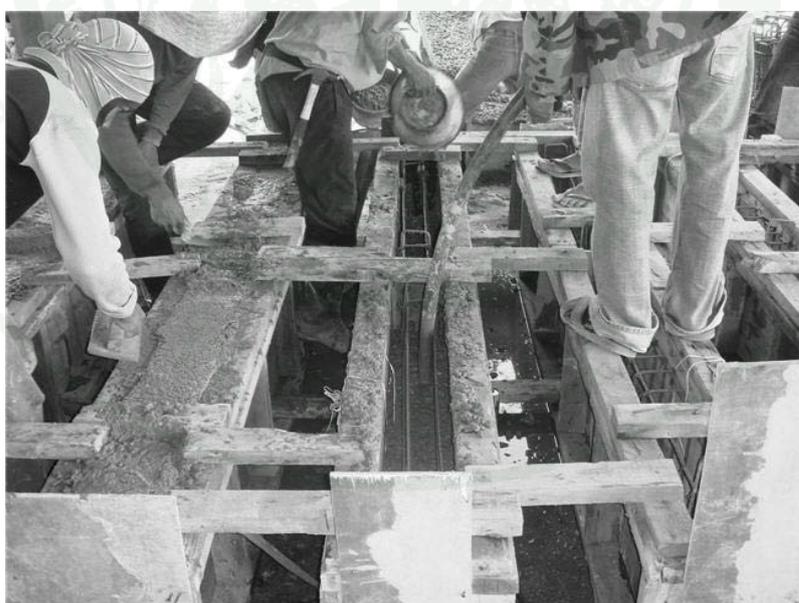
ภาพผนวกที่ จ7 อุปกรณ์วัดความเครียดดัดที่ผิวเหล็กเสริมรับแรงดึง



ภาพผนวกที่ จ8 อุปกรณ์วัดความเครียดดัดที่ผิวเหล็กปลอกรับแรงเฉือน



ภาพผนวกที่ ๑๑ แบบไม้สำหรับหล่อคานคอนกรีตซึ่งติดตั้งโครงเหล็กเสริมไว้แล้ว



ภาพผนวกที่ ๑๑๐ การเทคอนกรีตลงแบบหล่อ และการทำคอนกรีตให้แน่น



ภาพผนวกที่ ๑1 การตบแต่งผิวหน้าคอนกรีตให้เรียบ



ภาพผนวกที่ ๑12 คานค้ำคอนกรีตเสริมเหล็ก อายุประมาณ 24 ชั่วโมง



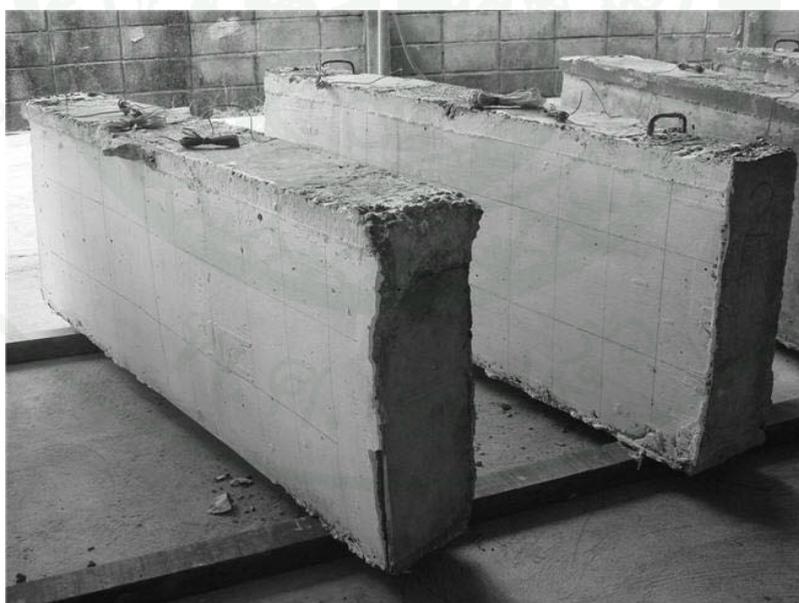
ภาพผนวกที่ จ13 การบ่มคอนกรีตด้วยกระสอบชุมน้ำ



ภาพผนวกที่ จ13 (ต่อ)



ภาพผนวกที่ จ13 (ต่อ)



ภาพผนวกที่ จ14 ทาสีขาวพร้อมทั้งขีดเส้นเป็นตารางที่ผิวด้านหนึ่งของคาน



ภาพผนวกที่ จ15 การติดอุปกรณ์วัดความเครียดที่ผิวคอนกรีต



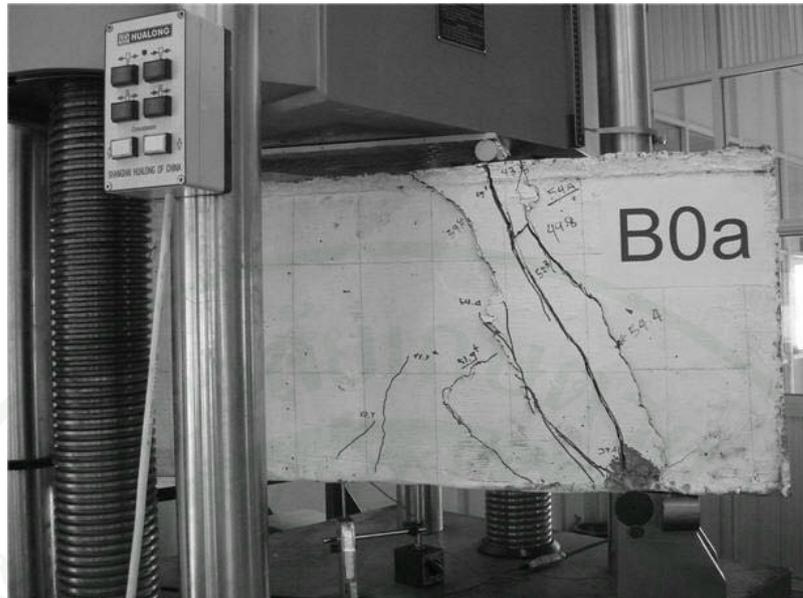
ภาพผนวกที่ จ16 เครื่องมือเก็บข้อมูลการวัดในรูปสัญญาณไฟฟ้า (Data Logger) และเครื่องมือวัดการแอนตัว (LVDT)



ภาพผนวกที่ จ17 การติดตั้ง LVDT เพื่อวัดการแอ่นตัวของคาน



ภาพผนวกที่ จ18 การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดเรียบร้อย และพร้อมทำการทดลอง



ภาพผนวกที่ จ19 การวิบัติของคาน – ด้านหน้า



ภาพผนวกที่ จ20 การวิบัติของคาน – ด้านหลัง



ภาพผนวกที่ จ21 การวิบัติของแท่งคอนกรีตมาตรฐานซึ่งทำการทดสอบกำลังอัด



ภาพผนวกที่ จ21 (ต่อ)

ประวัติการศึกษาและการทำงาน

ชื่อ -นามสกุล	นายทัตติยะ ลักษณะพรหม
วัน เดือน ปี ที่เกิด	30 พฤศจิกายน 2514
สถานที่เกิด	อำเภอเมือง จังหวัดนครศรีธรรมราช
ประวัติการศึกษา	วศ.บ. (โยธา) มหาวิทยาลัยรามคำแหง
ตำแหน่งหน้าที่การงานปัจจุบัน	วิศวกรออกแบบ
สถานที่ทำงานปัจจุบัน	บริษัท ไทยโพลีคอนส์ จำกัด (มหาชน)
ผลงานดีเด่นและหรือรางวัลทางวิชาการ	-
ทุนการศึกษาที่ได้รับ	-