

การเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยกรงเหล็กหุ้มภายนอก

นายวิศรุช ประเสริฐสุขุม

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2554

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)
เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository (CUIR)
are the thesis authors' files submitted through the Graduate School.

SHEAR STRENGTHENING OF RC MEMBERS BY EXTERNAL STEEL CAGES

MR. WITSARUT PRASERTSUKHUM

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2011

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

การเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก
ด้วยกรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอก

โดย

นายวิศรุช ประเสริฐสุขุม

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็น
ส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

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

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์)

..... กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร. อัศววัชร เล่นวารี่)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. กิตติภูมิ รอดสิน)

วิศรุษ ประเสริฐสุขุม : การเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ด้วยกรงเหล็กหุ้มภายนอก. (SHEAR STRENGTHENING OF RC MEMBERS BY EXTERNAL STEEL CAGES) อ. ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก : ผศ.ดร. อาณัติ เรืองรัมย์, 117 หน้า.

องค์อาคารที่มีอยู่ในประเทศไทยจำนวนมากที่ไม่ได้การออกแบบรับแผ่นดินไหว มีความเสี่ยงที่จะเกิดการวิบัติแบบแรงเฉือนมาก เนื่องจากกำลังรับแรงเฉือนขององค์อาคารไม่เพียงพอ กรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอกเป็นเทคนิคที่ใช้เสริมกำลังขององค์อาคารซึ่งประกอบด้วยเหล็กฉากเพื่อติดตั้งที่มุมขององค์อาคารและเหล็กเสริมพร้อมสลักเกลียวเพื่อยึดระหว่างเหล็กฉาก งานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบทางเดียว โดยที่ไม่ได้พิจารณาผลของแรงอัดตามแนวแกนจำนวน 3 ตัวอย่าง เพื่อศึกษาถึงผลของการติดตั้งกรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอก (steel cages) ต่อกำลังรับแรงกระทำด้านข้างและความเหนียวของชิ้นส่วนตัวอย่างทดสอบ ซึ่งมีขนาดหน้าตัด 0.30×0.30 เมตร ความยาว 3 เมตร โดยมีปริมาณเหล็กเสริมตามยาว 3.13% และปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ 0.15% แบ่งเป็นตัวอย่างควบคุม 1 ตัวอย่างซึ่งไม่มีการเสริมกำลัง และอีก 2 ตัวอย่างมีการเสริมกำลังด้วยกรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอก ซึ่งจะมี 1 ตัวอย่าง ที่ใช้กาวยิปซั่มเพื่อยึดระหว่างเหล็กฉากกับผิวตัวอย่างทดสอบ ผลที่ได้จากการทดสอบพบว่า การเสริมด้วยกรงเหล็กหุ้มภายนอกทำให้ระยะการเคลื่อนที่สูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้น ตัวอย่าง S-O, S-SC1, S-SC2 ระยะเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดมีค่าเท่ากับ 24.1, 29.1 และ 27.9 มม. ตามลำดับ และสามารถทำให้ค่าความเครียดเหล็กปลอกของตัวอย่างทดสอบในบริเวณกรงเหล็กเสริมลดลง สำหรับ S-SC1 และ S-SC2 ค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยลดลง 49.8% และ 74.2% ของค่าความเครียดที่จุดครากใน S-O แต่จะทำให้ค่าความเครียดเหล็กปลอกของตัวอย่างทดสอบนอกบริเวณกรงเหล็กเสริมเพิ่มขึ้น 48.8% และ 30.6% ของค่าความเครียดของ S-O อีกทั้งยังสามารถยับยั้งการเกิดรอยแตกร้าวแบบเฉือนในตัวอย่างทดสอบ

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อนิติ.....
 สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์.....
 ปีการศึกษา 2554.....

5170466821 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS : RC BEAM / SHEAR STRENGTH / STEEL CAGES

WITSARUT PRASERTSUKHUM : SHEAR STRENGTHENING OF RC

MEMBERS BY EXTERNAL STEEL CAGES. ADVISOR : ASST.PROF. ANAT

RUANGRASSAMEE, Ph.D., 117 pp.

A large number of existing reinforced concrete members in Thailand are not designed according to seismic codes and have the high risk of shear failure due to inadequate shear strength. One technique which helps improve the performance of reinforced concrete columns by increasing shear strength is proposed as the external steel cages. It consists of steel angles at the corners of the column and steel bars for resisting shear forces along the plastic length of RC members. This study considered simply supported RC members with external steel cages subjected to lateral loads without compressive axial loads. Shear strength and ductility of RC members strengthened by external steel cages are investigated. Three square RC members with a longitudinal reinforcement ratio of 3.13% and a transverse reinforcement ratio of 0.15% were tested. One control specimen and two specimens strengthened by using external steel cages are investigated (1 specimen uses epoxy). From the results, the maximum displacement of members is 24.1, 29.1 and 27.9 mm for S-O, S-SC1 and S-SC2 respectively. Maximum strain in transverse reinforcing steel at location with steel cages of S-SC1 and S-SC2 were about 49.8% and 74.2% less than that of S-O but maximum strain in transverse reinforcing steel outside steel cages of S-SC1 and S-SC2 were about 48.8% and 30.6% greater than that of S-O.

Department : Civil Engineering..... Student's Signature

Field of Study : Civil Engineering..... Advisor's Signature

Academic Year : 2011.....

กิตติกรรมประกาศ

ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์เป็นอย่างสูง ที่ได้ให้ความรู้และคำแนะนำต่างๆที่เป็นประโยชน์ตลอดการทำวิจัยและการทำวิทยานิพนธ์ รวมทั้งกรุณาเสียสละเวลาในการตรวจสอบและแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนสำเร็จลุล่วงอย่างสมบูรณ์

ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ รองศาสตราจารย์ ดร. อัครวัชร เล่นวารี กรรมการสอบภายในมหาวิทยาลัยและ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. กิตติภูมิ รอดสิน กรรมการสอบภายนอกมหาวิทยาลัย ที่กรุณาเสียสละเวลาในการตรวจทานและให้คำแนะนำในการแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ตลอดจนคณาจารย์ทุกท่านที่ได้อบรมสั่งสอน ให้คำแนะนำ ความรู้ และวิธีแก้ไขปัญหาต่างๆ แก่ข้าพเจ้า

นอกจากนี้ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ หน่วยงานและบุคคลที่ได้ให้ความช่วยเหลือในด้านต่างๆ ในการจัดทำวิทยานิพนธ์และทุกขั้นตอนของการทำวิจัยให้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี โดยมีรายนามต่อไปนี้

คุณสมพงษ์ ชำแฉ่ง ที่ช่วยในการติดตั้งและประกอบอุปกรณ์ในงานวิจัย
คำแนะนำในการใช้อุปกรณ์ในห้องปฏิบัติการ และดูแลความเรียบร้อยตลอดการทำงานวิจัย

คุณกฤษฎา ภูมิ และ คุณมนัส พึ่งบางกรวย ที่ช่วยทดสอบคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้
ในงานวิจัย ตลอดจนความช่วยเหลือทุกอย่าง

คุณไพโรจน์ อนันตะเศรษฐกุล ที่ช่วยในการทำทรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอก
รูปพี และเพื่อนทุกคนที่ให้คำแนะนำที่เป็นประโยชน์ต่อการทำวิจัยและการจัดทำวิทยานิพนธ์

สุดท้ายนี้ ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณบุคคลที่มีความสำคัญมาก คือ บิดา มารดา
ที่ช่วยอบรมสั่งสอน ให้ความรู้ ให้กำลังใจแก่ข้าพเจ้าตั้งแต่เริ่มการศึกษาจนถึงปัจจุบัน และตลอด
การจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ให้สำเร็จไปด้วยดี

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฅ
สารบัญภาพ.....	ญ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	3
1.3 ขอบเขตของการวิจัย.....	4
1.4 วิธีการดำเนินงานวิจัย.....	4
บทที่ 2 งานวิจัยในอดีตและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1 พฤติกรรมรับแรงเฉือนขององค์อาคารคอนกรีตเสริม.....	5
2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการเสริมกำลังองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	15
2.3 การสำรวจข้อมูลเสาอาคารในประเทศไทย.....	29
บทที่ 3 การเตรียมตัวอย่างและการทดสอบ.....	35
3.1 ที่มาของตัวแปรที่ใช้ในงานวิจัย.....	35
3.2 ตัวอย่างทดสอบ.....	37
3.3 คุณสมบัติของวัสดุ.....	45
3.4 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ.....	46
3.5 ขั้นตอนการเตรียมการทดสอบ.....	51
3.6 ขั้นตอนการทดสอบ.....	56
บทที่ 4 ผลการทดสอบ.....	58
4.1 พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่สังเกตได้ระหว่างการทดสอบ.....	58
4.1.1 ตัวอย่างทดสอบ S-O.....	59
4.1.2 ตัวอย่างทดสอบ S-SC1.....	68
4.1.3 ตัวอย่างทดสอบ S-SC2.....	81

4.2 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบ.....	94
4.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง.....	94
4.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดของเหล็กเสริม.....	96
4.2.3 ความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่.....	104
4.2.4 ความสามารถในการสลายพลังงาน.....	105
4.2.5 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ.....	107
4.3 การอภิปรายผลการทดสอบ.....	111
บทที่ 5 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ.....	113
5.1 สรุปผลการวิจัย.....	113
5.2 ข้อเสนอแนะ.....	114
รายการอ้างอิง.....	115
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	117

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
2.1	คุณสมบัติวัสดุที่ใช้ในการทดสอบของ Khalifa และ Nanni (1999).....	16
2.2	การเปรียบเทียบผลการทดสอบ โดย Khalifa และ Nanni (1999).....	18
2.3	คุณสมบัติของวัสดุ โดย Diagana และคณะ (2002).....	19
2.4	การเปรียบเทียบระหว่างกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบกับกำลังรับแรงเฉือน ที่ได้จากการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 440-01 โดย Diagana และคณะ (2002).....	20
2.5	สมบัติของกาวยิปซั่มโดย Adhikary และ Mutsuyoshi (2005).....	23
2.6	ผลการทดสอบในตัวอย่างกลุ่ม A โดย Adhikary และ Mutsuyoshi (2005).....	23
2.7	ผลการทดสอบในตัวอย่างกลุ่ม B โดย Adhikary และ Mutsuyoshi (2005).....	24
2.8	คุณสมบัติของเสาทดสอบของ R.S. Aboutaha และคณะ (1999).....	25
2.9	คุณสมบัติของเสาทดสอบของ Pasala Nagapasad และคณะ (2009).....	27
3.1	คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ.....	44
4.1	แรงกระทำทางด้านข้างและระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่าง S-O.....	59
4.2	แรงกระทำด้านข้างและระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่าง S-SC1.....	69
4.3	แรงกระทำด้านข้างและระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่าง S-SC2.....	82
4.4	สรุปกำลังรับแรงด้านข้างจากผลการทดสอบของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2.....	96
4.5	สรุปค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ของตัวอย่างทดสอบ S-O, S-SC1 และ S-SC2.....	104
4.6	ความสามารถในการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบแต่ละระยะการ เคลื่อนที่.....	105
4.7	การเปรียบเทียบระหว่างค่าที่ได้จากการทดสอบกับค่าที่ได้จากการคำนวณตาม มาตรฐาน ACI 318-05.....	112

สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1.1	ความเสียหายที่เกิดขึ้นขององค์อาคารในเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่พม่า ในปี 2011 (CU-EVR Image database).....	1
1.2	ส่วนประกอบของกรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอก (steel cages).....	2
2.1	ความสัมพันธ์ระหว่างค่าคงที่ k กับความหนียวที่ต้องการ โดย Priestley et al. (1994).....	9
2.2	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนและค่าตัวแปรต่างๆ โดย Sezen และ Moehle (2004).....	12
2.3	ความสัมพันธ์ระหว่างการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนและความหนียวเชิงการเคลื่อนที่โดย Sezen และ Moehle (2004).....	12
2.4	ขนาดหน้าตัด รูปแบบการเสริมเหล็ก โดย Khalifa และ Nanni (1999).....	16
2.5	ตัวอย่างทดสอบที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยคาร์บอนไฟเบอร์ลักษณะต่างๆโดย Khalifa และ Nanni (1999)	17
2.6	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบ โดย Khalifa และ Nanni (1999).....	17
2.7	ขนาดหน้าตัด รูปแบบการเสริมเหล็ก โดย Diagana และคณะ (2002).....	19
2.8	ตัวอย่างทดสอบที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยแผ่นผ้าคาร์บอน โดย Diagana และคณะ (2002).....	20
2.9	การติดตั้งอุปกรณ์ก่อนการทดลอง โดย Adhikary และ Mutsuyoshi (2005)....	21
2.10	ขนาดหน้าตัด รูปแบบการเสริมเหล็กของตัวอย่างควบคุม โดย Adhikary และ Mutsuyoshi (2005).....	22
2.11	การเสริมกำลังด้วยวิธีต่างๆ โดย Adhikary และ Mutsuyoshi (2005)	22
2.12	รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัด โดย R.S. Aboutaha และคณะ (1999).....	25
2.13	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง โดย R.S. Aboutaha และคณะ (1999).....	26
2.14	รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัด (a) RCO (b) RCS1 (c) RCS2 โดย Pasala Nagapasad และคณะ (2009).....	27

2.15	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (a) RCO (b) RCS1 (c) RCS2 โดย Pasala Nagapasad และคณะ (2009)....	28
ภาพที่		หน้า
2.16	ช่วงแรงเฉือนต่อความลึกหน้าตัดของเสาในอาคารประเภทต่างๆ โดย Suesuttajit (2007).....	30
2.17	อัตราส่วนกำลังรับโมเมนต์ตัดต่อกำลังรับแรงเฉือนของเสาในอาคารประเภท ต่างๆ โดย Suesuttajit (2007).....	31
2.18	อัตราส่วนแรงอัดตามแนวแกนของเสาในอาคารประเภทต่างๆ โดย Suesuttajit (2007).....	32
2.19	ดัชนีเหล็กเสริมตามยาวของเสาในอาคารประเภทต่างๆ โดย Suesuttajit (2007).....	33
2.20	ดัชนีเหล็กเสริมตามขวางของเสาในอาคารประเภทต่างๆ โดย Suesuttajit (2007).....	34
3.1	ขนาดและลักษณะการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ S-O, S-SC1, S-SC2....	37
3.2	กรงเหล็กหุ้มภายนอก.....	40
3.3	แสดงการเก็บตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ทดสอบกำลังอัด.....	45
3.4	การประกอบเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่างทดสอบ...	48
3.5	การยึดรั้งแบบหล่อตัวอย่างทดสอบ.....	49
3.6	การใช้พลาสติกหุ้มตัวอย่างทดสอบและตัวอย่างรูปทรงกระบอก.....	49
3.7	ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่างทดสอบ S-O, S-SC1 และ S-SC2.....	50
3.7	ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่างทดสอบ S-O, S-SC1 และ S-SC2.....	51
3.8	การติดตั้งกรงเหล็กเสริมโดยใช้กาวอีพอกซี.....	52
3.9	ตำแหน่งการติดเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมในกรงเหล็กหุ้มภายนอก.....	53
3.10	การติดตั้งอุปกรณ์ให้แรงกระทำทางด้านข้างและอุปกรณ์อ่านค่าแรงกระทำ.....	54
3.11	ตำแหน่งติดตั้งเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่.....	55
3.12	เครื่องเก็บข้อมูลและลักษณะการต่อสาย.....	56
3.13	ภาพก่อนการทดสอบ.....	57
4.1	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างของ	

	ตัวอย่าง S-O.....	60
4.2	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง S-O หลังการทดสอบ.....	62
	ภาพที่	หน้า
4.3	ระดับความเสียหายในแต่ละช่วงของแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่าง S-O..	62
4.4	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ด้านบนของตัวอย่าง S-O.....	64
4.5	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตาม ขวางที่ระยะ 250 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-O.....	65
4.6	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตาม ขวางที่ระยะ 500 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-O.....	66
4.7	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตาม ขวางที่ระยะ 750 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-O.....	67
4.8	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนด้านข้างของ ตัวอย่าง S-SC1.....	70
4.9	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง S-SC1 หลังการทดสอบ.....	70
4.10	ระดับความเสียหายในแต่ละช่วงของแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่าง S-SC1.....	72
4.11	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริม ตามยาวด้านบนของตัวอย่าง S-SC1.....	74
4.12	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริม ตามยาวด้านล่างของตัวอย่าง S-SC1.....	75
4.13	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตาม ขวางที่ระยะ 250 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-SC1.....	76
4.14	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตาม ขวางที่ระยะ 500 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-SC1.....	77
4.15	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตาม ขวางที่ระยะ 750 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-SC1.....	78
4.16	ชื่อเรียกตำแหน่งเหล็กเสริมในกรงเหล็กเสริม.....	80
4.17	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดเหล็กเสริมในกรงเหล็ก เสริมของตัวอย่าง S-SC1.....	80

4.18	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนด้านข้างของ ตัวอย่าง S-SC2.....	83
	ภาพที่	หน้า
4.19	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง S-SC2 หลังการทดสอบ.....	83
4.20	ระดับความเสียหายในแต่ละช่วงของแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่าง S-SC2.....	85
4.21	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ด้านบนของตัวอย่าง S-SC2.....	87
4.22	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ด้านล่างของตัวอย่าง S-SC2.....	88
4.23	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตาม ขวางที่ระยะ 250 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-SC2.....	89
4.24	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตาม ขวางที่ระยะ 500 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-SC2.....	90
4.25	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตาม ขวางที่ระยะ 750 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-SC2.....	91
4.26	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดเหล็กเสริมในทรงเหล็ก เสริมของตัวอย่าง S-SC2.....	93
4.27	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนด้านข้างของ ตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2.....	95
4.28	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดของเหล็กปลอกที่ ระยะ 25 ซม.จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2.....	98
4.29	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดของเหล็กปลอกที่ ระยะ 50 ซม.จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2.....	99
4.30	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดของเหล็กปลอกที่ ระยะ 75 ซม.จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2.....	100
4.31	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดของเหล็กเสริมใน ทรงเหล็กหุ้มภายนอก.....	102
4.32	รอยแตกร้าวเริ่มแรกของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2.....	107
4.33	รอยแตกร้าวแบบเฉือนเริ่มแรกของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2.....	108

4.34	รอยแตกร้าวที่กำลังรับแรงกระทำสูงสุดของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2...	109
4.35	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ S-O, S-SC1 และ S-SC2.....	110

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ภัยพิบัติทางธรรมชาติที่ร้ายแรงและสามารถสร้างความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินได้เป็นบริเวณกว้าง คือ แผ่นดินไหวและในช่วง 10 ปีที่ผ่านมา มีแผ่นดินไหวเกิดขึ้นบ่อยครั้งมากขึ้นทั้งในประเทศและต่างประเทศ เหตุแผ่นดินไหวครั้งใหญ่ที่กรุงปอร์โตแปรังซ์ ประเทศเฮติ เมื่อวันที่ 12 มกราคม ค.ศ.2010 ขนาด 7.0 ริกเตอร์ ซึ่งทำให้มีผู้เสียชีวิตกว่า 500,000 คน มีผู้ได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวครั้งนี้กว่า 3 ล้านคน เนื่องจากประเทศเฮติเป็นประเทศที่ยากจน ไม่มีการเตรียมพร้อมที่ดีทำให้เกิดความเสียหายที่มีสามารถประเมินค่าได้ และเมื่อวันที่ 24 มีนาคม ค.ศ.2011 ที่ประเทศพม่าเกิดแผ่นดินไหวขนาด 6.8 ริกเตอร์และส่งผลให้เกิดความเสียหายต่อสิ่งก่อสร้างและมีเสียชีวิตในประเทศพม่าแล้ว ยังทำให้โบราณสถาน สถานที่ราชการและอาคารบ้านเรือนในประเทศไทยได้รับความเสียหายอีกด้วยดังแสดงในภาพที่ 1.1 ดังนั้นจึงมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่ต้องมีการเตรียมพร้อมให้ดีเพื่อเผชิญกับภัยแผ่นดินไหวและภัยธรรมชาติที่จะเกิดขึ้นในอนาคต



ภาพที่ 1.1 ความเสียหายที่เกิดขึ้นขององค์อาคารในเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่พม่า ในปี 2011

(CU-EVR Image database)

ส่วนในประเทศไทยทางภาคตะวันตกและภาคเหนือยังมีหลายรอยเลื่อนที่มีพลัง อาทิ เช่น รอยเลื่อนแม่จัน (จังหวัดเชียงใหม่และเชียงราย) รอยเลื่อนเจดีย์สามองค์ (จังหวัดกาญจนบุรีและราชบุรี) รอยเลื่อนศรีสวัสดิ์ (จังหวัดกาญจนบุรีและอุทัยธานี) เป็นต้น จึงมีความเสี่ยงที่จะเกิดแผ่นดินไหวระดับปานกลาง ซึ่งประเทศไทยก็จัดอยู่ในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลาง ได้มีการออกกฎหมายให้ผู้ออกแบบอาคารได้คำนึงถึงแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหวตามความเหมาะสมของแต่ละพื้นที่เสี่ยงภัย

ในปี ค.ศ. 2007 Suesuttajit ได้ทำการสำรวจข้อมูลอาคารในประเทศไทยที่มีอายุ 10-30 ปี พบว่า อาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยเหล่านี้ถูกออกแบบโดยไม่มี การคำนึงถึงแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหวเนื่องจากยังออกแบบตามมาตรฐานฉบับเก่าและไม่มี กฎหมายบังคับให้ผู้ออกแบบรับแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหวใช้อย่างจริงจัง จึงทำให้มีการเสริม เหล็กตามขวางไม่เพียงพอเมื่อเกิดแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหว ดังนั้นทำให้อาคารส่วนใหญ่ที่ ได้มีการสำรวจในประเทศไทยจึงมีความเสี่ยงที่จะเกิดการวิบัติแบบแรงเฉือน เมื่อมีแรงกระทำ เนื่องจากแผ่นดินไหวมากระทำและจะทำให้เกิดความเสียหายทั้งชีวิตและทรัพย์สิน ถ้าสามารถ ป้องกันการวิบัติแบบเฉือนได้ก็จะทำให้เราสามารถลดความเสียหายที่จะเกิดได้อย่างมาก

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาถึงการเพิ่มสมรรถนะขององค์อาคารด้วยกรงเหล็กเสริมหุ้ม ภายนอก (steel cages) ติดตั้งไว้ภายนอกในบริเวณจุดหมุนพลาสติก กรงเหล็กหุ้มภายนอกมี 2 ส่วนประกอบ คือ เหล็กฉากเพื่อติดตั้งที่มุมขององค์อาคารและเหล็กเสริมพร้อมสลักเกลียวเพื่อ ยึดระหว่างเหล็กฉาก ดังแสดงในภาพที่ 1.2 โดยในงานวิจัยนี้จะทำการศึกษาพฤติกรรมของ ชั้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการติดตั้งกรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอก เพื่อเพิ่มความเหนียวเชิงการ เคลื่อนที่ (displacement ductility) การสลายพลังงานให้กับโครงสร้าง (energy dissipation) กำลังรับแรงด้านข้าง (shear strength) ให้กับชั้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก



ภาพที่ 1.2 ส่วนประกอบของกรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอก (steel cages)

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

งานวิจัยครั้งนี้ได้ดำเนินการมีวัตถุประสงค์ดังต่อไปนี้

1. ศึกษาพฤติกรรมของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีประสิทธิภาพการโอบรัดระดับต่ำ ซึ่งเป็นตัวแทนชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กที่สำรวจในประเทศไทย ภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างแบบทางเดียว
2. ศึกษาถึงผลของกรงเหล็กเสริม ที่มีต่อกำลังรับแรงทางด้านข้าง (shear strength) ค่าการสลายพลังงาน (energy dissipation) และค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility) ของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีประสิทธิภาพการโอบรัดระดับต่ำ
3. ศึกษาถึงผลการใช้กาวอีพอกซีอีระหว่างผิวชิ้นส่วนตัวอย่างกับเหล็กฉาก ที่มีต่อพฤติกรรมของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กประสิทธิภาพการโอบรัดระดับต่ำ

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

งานวิจัยนี้มีขอบเขตในการดำเนินการดังต่อไปนี้

1. ทำการศึกษาชิ้นส่วนตัวอย่างเดียว
2. ทำการทดสอบชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กรูปสี่เหลี่ยมขนาด 0.30 X 0.30 ม. จำนวน 3 ตัวอย่าง
3. การทดสอบชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กในครั้งนี้ได้กำหนดตัวแปรควบคุมที่มีผลต่อกำลังรับน้ำหนักตัวอย่างทดสอบดังต่อไปนี้
 - ก. กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่อายุ 28 วันมีค่าประมาณ 23.5 MPa (240 กก./ซม.²)
 - ข. ไม่พิจารณาแรงอัดตามแนวแกน (axial load levels)
 - ค. อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาวกับพื้นที่หน้าตัดชิ้นส่วนคอนกรีต เท่ากับ 3.13 %
 - ง. ระยะห่างของเหล็กเสริมตามขวางที่ใช้เหล็ก RB6 ให้มีระยะห่างของเหล็กเสริมตามขวาง เท่ากับ 0.25 ม.
4. เหล็กเสริมตามขวางพิจารณาจากปริมาณต่ำสุดตามข้อกำหนด วสท. 1007-34

1.4 วิธีการดำเนินงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีวิธีการในการดำเนินการตามขั้นตอนต่อไปนี้

1. ศึกษาทบทวนทฤษฎีและงานวิจัยต่างๆในอดีตที่เกี่ยวข้อง เพื่อเป็นพื้นฐานความรู้และความเข้าใจอย่างถูกต้อง โดยทบทวนงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง ข้อมูลการสำรวจเสาะอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย พฤติกรรมรับแรงเฉือนขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก งานวิจัยที่เกี่ยวกับการเสริมกำลังองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ข้อกำหนดต่างๆ ตามมาตรฐาน วสท. 1007-34 และ ACI 318-08
2. ออกแบบตัวอย่างทดสอบตามมาตรฐาน วสท. 1007-34 โดยคำนึงถึงคุณสมบัติพื้นฐานที่ใช้เป็นตัวแทนชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย
3. ทำการทดสอบชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กโดยการให้แรงกระทำทางด้านข้างแบบทางเดียว โดยไม่พิจารณาแรงอัดตามแนวแกน และเก็บข้อมูลที่ได้จากการทดสอบ
4. ทำการวิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบ
5. สรุปผลการศึกษาค้นคว้าวิจัย
6. เขียนวิทยานิพนธ์

บทที่ 2

งานวิจัยในอดีตและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในบทนี้ เป็นการศึกษางานวิจัยในอดีตและศึกษาทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยนี้ โดยจะกล่าวถึงงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมรับแรงเฉือนขององค์อาคารคอนกรีตเสริม งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการเสริมกำลังรับแรงเฉือนในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับข้อมูลเสาอาคารในประเทศไทย

2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมรับแรงเฉือนขององค์อาคารคอนกรีตเสริม

2.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ในปี ค.ศ.1968 Zsutty ได้เสนอแบบจำลองการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กเสริมตามขวาง ดังแสดงในสมการที่ 2.1

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.1)$$

แรงเฉือนที่รับโดยคอนกรีต (V_c) ดังแสดงในสมการที่ 2.2-2.3

$$V_c = 2.2 \left(f'_c \rho \frac{d}{a} \right)^{1/3} bd \quad \text{สำหรับ } a/d > 2.5 \quad (2.2)$$

$$V_c = \left(2.5 \frac{d}{a} \right) 2.2 \left(f'_c \rho \frac{d}{a} \right)^{1/3} bd \quad \text{สำหรับ } a/d \leq 2.5 \quad (2.3)$$

แรงเฉือนที่รับโดยเหล็กเสริมตามขวาง (V_s) ดังแสดงในสมการที่ 2.4

$$V_s = \rho_w f_{wy} bd \quad (2.4)$$

โดยที่ f'_c เป็นกำลังรับแรงอัดประลัยของตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอก (MPa)

ρ เป็นปริมาณเหล็กเสริมตามยาว

a/d เป็นอัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกประสิทธิภาพหน้าตัด

b เป็นความกว้างของหน้าตัด (mm)

ρ_w เป็นปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง

f_{wy} เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (MPa)

ในปี ค.ศ.1989 Mau and Hau ได้เสนอแบบจำลองการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กเสริมตามขวาง ดังแสดงในสมการที่ 2.5-2.8

$$V_n = bd \frac{f'_c}{2} \left[K(w_h + 0.03) + \sqrt{K^2(w_h + 0.03)^2 + 4(w_h + 0.03)(w_v + 0.03)} \right] \leq 0.3bdf'_c \quad (2.5)$$

$$K = 2d/h \quad \text{สำหรับ } 0 \leq a/h \leq 0.5 \quad (2.6)$$

$$K = \frac{d}{h} \left[\frac{h}{a} \left(\frac{4}{3} - \frac{2a}{3h} \right) \right] \quad \text{สำหรับ } 0.5 \leq a/h \leq 2 \quad (2.7)$$

$$K = 0 \quad \text{สำหรับ } a/h \geq 2 \quad (2.8)$$

$$w_h = \rho_{vh} f_{vy} / f'_c \leq 0.26$$

$$w_v = \rho_v f_{vy} / f'_c \leq 0.12$$

โดยที่ f'_c เป็นกำลังรับแรงอัดประลัยของตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอก (MPa)

d เป็นความลึกประสิทธิภาพ (mm)

b เป็นความกว้างของหน้าตัด (mm)

h เป็นความลึกหน้าตัด (MPa)

a เป็นระยะรับแรงเฉือน (mm)

ρ_{vh} เป็นปริมาณเหล็กเสริมตามยาว

ρ_v เป็นปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง

f_{vy} เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (MPa)

ในปี ค.ศ.1999 แบบจำลองการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เหล็กเสริมตามขวางตามมาตรฐาน ACI 318-99 ดังแสดงในสมการที่ 2.9

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.9)$$

แรงเฉือนที่รับโดยคอนกรีต (V_c) ดังแสดงในสมการที่ 2.10

$$V_c = 0.167 \sqrt{f'_c} bd \quad (2.10)$$

แรงเฉือนที่รับโดยเหล็กเสริมตามขวาง (V_s) ดังแสดงในสมการที่ 2.11

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.11)$$

โดยที่ f'_c เป็นกำลังรับแรงอัดประลัยของตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอก (MPa)

d เป็นความลึกประสิทธิภาพ (mm)

b เป็นความกว้างของหน้าตัด (mm)

A_v เป็นพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมทางขวาง (mm²)

- s เป็นระยะห่างเหล็กปลอก (mm)
 f_y เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (MPa)

ในปี ค.ศ.2000 Jung-Yoon Lee และ Watanabe ได้เสนอแบบจำลองการหาค่ากำลังรับแรงเฉือน โดยการพิจารณารูปแบบการวิบัติแบบเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสริมเหล็กตามขวาง มี 2 รูปแบบในการวิบัติแบบเฉือน คือ วิบัติแบบเฉือนหลังจากเหล็กเสริมตามขวางเกิดการคราก (STF) และวิบัติเนื่องจากคอนกรีตถูกอัดแตกก่อนเหล็กตามขวางจะเกิดการคราก (SCF) ดังแสดงในสมการที่ 2.12

$$V_u = b \cdot jd \cdot \rho_w f_{ws} \cot \theta \quad (2.12)$$

การหาค่าตัวแปรต่างในสมการสามารถทำได้ดังต่อไปนี้

- ต้องทราบรูปแบบการวิบัติ จะทราบรูปแบบการวิบัติดังสมการที่ 2.13-2.14

$$0 < f_{wy} \sqrt{\rho_w / f'_c} < 11 \quad : \text{ เป็น STF} \quad (2.13)$$

$$11 \leq f_{wy} \sqrt{\rho_w / f'_c} \quad : \text{ เป็น SCF} \quad (2.14)$$

- สามารถหาค่า f_{ws} จะได้จากสมการที่ 2.15-2.16

$$f_{wsc} (= f_{ws}) = 11 \sqrt{f'_c / \rho_w} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{สำหรับ SCF}) \quad (2.15)$$

$$f_{wst} (= f_{ws}) = f_{wy} \left(1 + 0.02 \frac{f_{wsc} - f_{wy}}{f'_c} \right) \quad (\text{MPa}) \quad (\text{สำหรับ STF}) \quad (2.16)$$

- สามารถหาค่า θ ได้จากสมการที่ 2.17

$$\theta = 1.2 \cdot \sqrt[3]{\rho_w f_{ws} / f'_c} \quad (2.17)$$

- โดยที่ V_u เป็นกำลังรับเฉือนของหน้าตัด (MPa)
 b เป็นความกว้างของหน้าตัด (mm)
 jd เป็นระยะแกนโมเมนต์ในแบบจำลองโครงข้อแข็ง (Truss model) (mm)
 ρ_w เป็นปริมาณเหล็กตามขวาง
 f_{ws} เป็นค่าความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวที่กำลังรับแรงเฉือน (MPa)
 θ เป็นมุมที่หน่วยแรงอัดหลักทำกับแกนสะเทิน (องศา)
 f_{wy} เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก (MPa)
 f'_c เป็นกำลังรับแรงอัดประลัยของตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอก (MPa)

ในปี ค.ศ.2003 Zararis ได้เสนอแบบจำลองการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กเสริมตามขวาง ดังแสดงในสมการที่ 2.18-2.21

$$V_n = \left[\lambda \frac{c}{d} f_{ct} + \left(0.5 + 0.25 \frac{a}{d} \right) \rho_v f_{vy} \right] bd \quad \text{สำหรับ } a/d > 2.5 \quad (2.18)$$

$$\lambda = 1.2 - 0.2a \geq 0.65 \quad (2.19)$$

$$f_{ct} = 0.3 f_c'^{2/3} \quad (2.20)$$

$$\left(\frac{c}{d} \right)^2 + 600 \frac{\rho}{f_c'} \cdot \frac{c}{d} - 600 \frac{\rho}{f_c'} = 0 \quad (2.21)$$

โดยที่ f_c' เป็นกำลังรับแรงอัดประลัยของตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอก (MPa)
 ρ_v เป็นปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง
 d เป็นความลึกประสิทธิภาพ (m)
 b เป็นความกว้างของหน้าตัด (m)
 a เป็นระยะรับแรงเฉือน (m)
 f_{vy} เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (MPa)

ในปี ค.ศ.2008 แบบจำลองการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เหล็กเสริมตามขวางตามมาตรฐาน ACI 318-08 ดังแสดงในสมการที่ 2.22

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.22)$$

แรงเฉือนที่รับโดยคอนกรีต (V_c) ดังแสดงในสมการที่ 2.23

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f_c'} bd \quad (2.23)$$

แรงเฉือนที่รับโดยเหล็กเสริมตามขวาง (V_s) ดังแสดงในสมการที่ 2.24

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.24)$$

โดยที่ λ เท่ากับ 1 สำหรับคอนกรีตหน่วยน้ำหนักปกติ
 f_c' เป็นกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (MPa)
 b เป็นความกว้างของหน้าตัด (mm)
 A_v เป็นพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมทางขวาง (MPa)
 s เป็นระยะห่างเหล็กปลอก (mm)
 f_y เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (MPa)

2.1.2 กำลังรับแรงเฉือนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนนั้นเป็นสิ่งที่ให้นักวิจัยให้ความสนใจเป็นอย่างมากและมีหลายแบบจำลองการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ถูกเสนอเพื่อเป็นมาตรฐานในการออกแบบโครงสร้าง ในหัวข้อนี้จะนำเสนอแบบจำลองการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องทั้งหมด

ในปี ค.ศ.1994 Priestley et al. ได้เสนอแบบจำลองการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของเสาภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างแบบวิวิจกร ดังแสดงในสมการที่ 2.25

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (2.25)$$

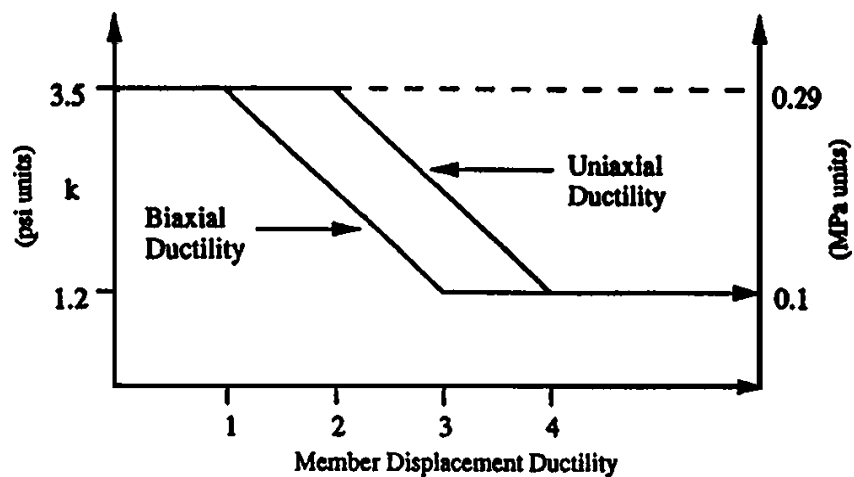
แรงเฉือนที่รับโดยคอนกรีต (V_c) ดังแสดงในสมการที่ 2.26

$$V_c = k \sqrt{f'_c} (0.8A_g) (MPa) \quad (2.26)$$

f'_c เป็นกำลังรับแรงอัดประลัยของตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอก (MPa)

A_g เป็นพื้นที่หน้าตัดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (mm^2)

k เป็นค่าคงที่ ซึ่งขึ้นอยู่กับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ที่ต้องการ ดังแสดงในภาพที่ 2.1



ภาพที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าคงที่ k กับความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ที่ต้องการ

โดย Priestley et al. (1994)

แรงเฉือนที่รับโดยเหล็กเสริมตามขวาง (V_s) ดังแสดงในสมการที่ 2.27

$$V_s = \frac{A_v f_y D'}{s} \cot 30^\circ \quad (2.27)$$

A_v เป็นพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมตามขวาง (mm^2)

f_y เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก (MPa)

D' เป็นระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางเหล็กปลอกที่รอบสองด้าน (mm)

s เป็นระยะห่างเหล็กปลอก (mm)

แรงเฉือนที่รับโดยกลไกความโค้ง (V_p) ดังแสดงในสมการที่ 2.28

$$V_p = \frac{h - c}{2a} P \quad (2.28)$$

h เป็นความลึกของหน้าตัด (mm)

c เป็นความลึกจากเซนทรอยด์ (mm)

a เป็นช่วงแรงเฉือน (mm)

ในปี ค.ศ.1997 แบบจำลองการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของเสาตามมาตรฐาน

FEMA 273 ดังแสดงในสมการที่ 2.29

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.29)$$

แรงเฉือนที่รับโดยคอนกรีต (V_c) ดังแสดงในสมการที่ 2.30-2.31

$$V_c = 0.29\lambda \left(k + \frac{P}{13.8A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \quad (\text{unit:MPa}) \quad (2.30)$$

$$V_c = 3.5\lambda \left(k + \frac{P}{2000A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \quad (\text{unit:psi}) \quad (2.31)$$

b เป็นความกว้างของหน้าตัด (mm,in)

d เป็นความลึกของหน้าตัด (mm,in)

k เป็นค่าคงที่ ($k = 1$ สำหรับ ความเหนียวที่ต้องการในระดับต่ำ, $k = 0$ สำหรับ ความเหนียวที่ต้องการในระดับปานกลางและในระดับสูง)

λ เท่ากับ 1 สำหรับคอนกรีตหน่วยน้ำหนักปกติ

แรงเฉือนที่รับโดยเหล็กเสริมตามขวาง (V_s) ดังแสดงในสมการที่ 2.32

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.32)$$

ในปี ค.ศ.2002 แบบจำลองการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของเสาตามมาตรฐาน ACI 318-2002 ดังแสดงในสมการที่ 2.33

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.33)$$

แรงเฉือนที่รับโดยคอนกรีต (V_c) ดังแสดงในสมการที่ 2.34-2.35

$$V_c = 0.166(1 + \frac{P}{13.8A_g})\sqrt{f'_c}bd \quad (\text{unit: MPa}) \quad (2.34)$$

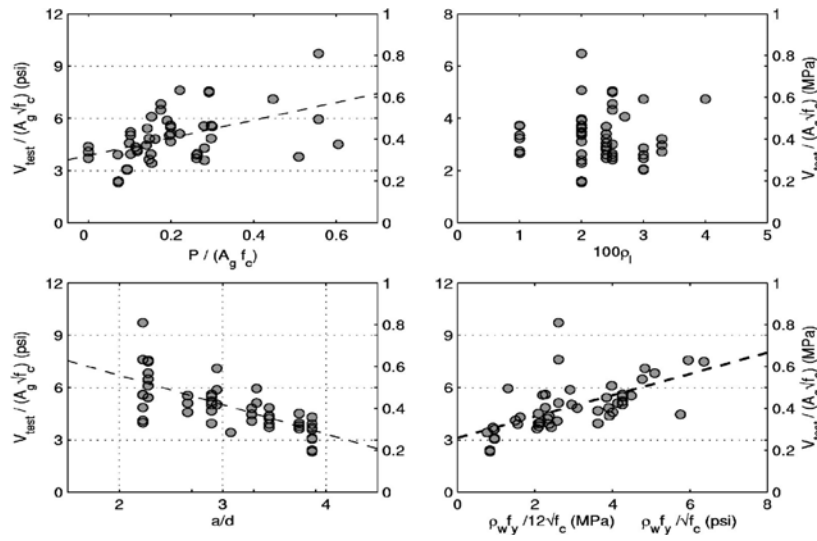
$$V_c = 2(1 + \frac{P}{2000A_g})\sqrt{f'_c}bd \quad (\text{unit: psi}) \quad (2.35)$$

แรงเฉือนที่รับโดยเหล็กเสริมตามขวาง (V_s) ดังแสดงในสมการที่ 2.36

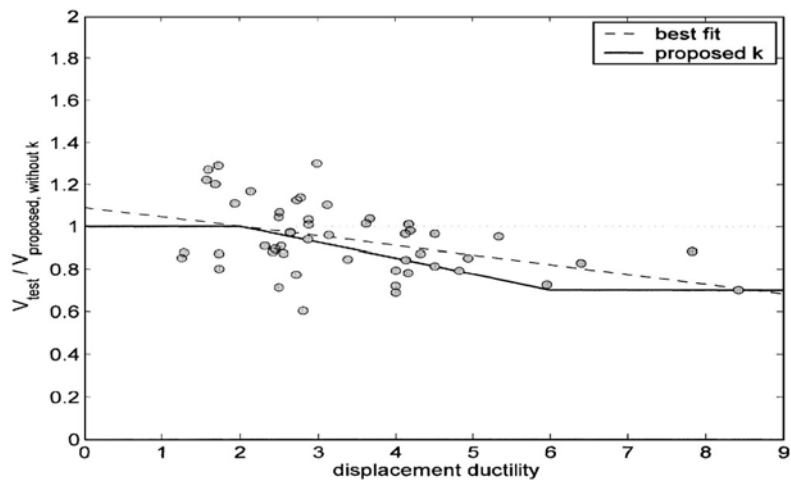
$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.36)$$

ในปี ค.ศ.2004 Sezen และ Moehle การศึกษาวิจัยนี้ได้ทำการเปรียบเทียบผลการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีปริมาณเหล็กตามขวางไม่เพียงพอและรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยว (tie configuration) ไม่ดี เสาทดสอบจำนวน 51 ตัวอย่าง โดยมีอัตราช่วงแรงเฉือนความลึกหน้าตัด (aspect ratio) อยู่ระหว่าง 2- 4 กำลังของคอนกรีตอยู่ระหว่าง 13-45 MPa ค่ากำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมตามขวางอยู่ระหว่าง 300-650 MPa ปริมาณเหล็กเสริมตามยาวอยู่ระหว่าง 1-4 % ดัชนีเหล็กเสริมตามขวาง (transverse reinforcement index, $\rho_w f_y$) อยู่ระหว่าง $0.01 f'_c$ ถึง $0.12 f'_c$ ทดสอบภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบวิภูจักร

ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อกำลังรับแรงเฉือน (shear strength) คือ อัตราช่วงแรงเฉือนต่อความลึกหน้าตัด แรงอัดตามแนวแกน ปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง ดังแสดงในภาพที่ 2.2 และค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ด้านข้าง (displacement ductility) ดังแสดงในภาพที่ 2.3 ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากแบบจำลองที่ถูกเสนอค่อนข้างใกล้เคียงค่าที่ได้จาก ACI 318-2002



ภาพที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนและค่าตัวแปรต่างๆ โดย Sezen และ Moehle (2004)



ภาพที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนและความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ โดย Sezen และ Moehle (2004)

สมการแสดงแบบจำลองที่ใช้ในการคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีปริมาณเหล็กเสริมไม่เพียงพอของ Sezen และ Moehle ดังแสดงในสมการที่ 2.37

$$V_n = V_s + V_c = k \frac{A_v f_y d}{s} + k \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f'_c}}} \right) 0.8 A_g (MPa) \quad (2.37)$$

- k เป็นความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ด้านข้าง
 A_v เป็นพื้นที่ของเหล็กตามขวาง (mm^2)
 f_y เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (MPa)
 d เป็นความลึกของหน้าตัดเสาที่มีเหล็กปลอกโอบรัด (mm)
 s เป็นระยะห่างเหล็กปลอก (mm)
 a เป็นระยะจากจุดที่มีโมเมนต์สูงสุดถึงจุดดัดงอ (inflection point)
 P เป็นแรงอัดตามแนวแกน (kN)
 A_g เป็นพื้นที่หน้าตัดเสา (mm^2)

ในปี ค.ศ.2007 Sezen และ Alemdar ได้ทำการศึกษาตรวจสอบความถูกต้องแม่นยำแบบจำลองการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของเสาตามมาตรฐาน FEMA 356 สำหรับการประเมินกำลังรับโมเมนต์ดัดและกำลังรับแรงเฉือนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางไม่เพียงพอและรูปแบบเหล็กปลอกเดี่ยวไม่ดี จำนวน 26 ต้น การศึกษานี้ได้นำค่ากำลังรับโมเมนต์ดัด (flexure strength) กำลังรับแรงเฉือน (shear strength) ระยะการเคลื่อนที่ (displacement) ที่ได้จากการทดสอบมาเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากแบบจำลองการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของเสาตามมาตรฐาน FEMA 356 โดยในงานวิจัยนี้ตัวอย่างที่นำมาพิจารณามีอัตราช่วงแรงเฉือนต่อความลึกหน้าตัด (aspect ratio) อยู่ระหว่าง 2-4 ดัชนีเหล็กเสริมตามขวาง (transverse reinforcement index, $\rho_w f_y / f'_c$) อยู่ระหว่าง 0.01-0.12 กำลังของคอนกรีตอยู่ระหว่าง 20.2-34.7 MPa ค่ากำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว (f_y) และเหล็กเสริมตามขวาง (f_{sh}) อยู่ระหว่าง 300-600 MPa ปริมาณเหล็กเสริมตามยาวอยู่ระหว่าง 2-3 เปอร์เซ็นต์ ทดสอบภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักร ผลจากการเปรียบเทียบค่าที่ได้จาก FEMA 356 กับค่าที่ได้จากผลการทดสอบ พบว่ากำลังรับแรงดัดและกำลังรับแรงเฉือนของเสาคอนกรีตที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางไม่เพียงพอที่ได้จากแบบจำลองของ FEMA 356 สอดคล้องกับค่ากำลังของเสาที่ได้จริงจากการทดสอบ แต่สำหรับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาที่ได้จากแบบจำลองมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จริงจากการทดสอบ

สมการแสดงแบบจำลองที่ใช้ในการคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีปริมาณเหล็กเสริมไม่เพียงพอของ FEMA 356 ดังแสดงในสมการที่ 2.38

$$V_n = V_s + V_c = k_1 \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda k_2 \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f'_c}}} \right) 0.8 A_g \text{ (MPa)} \quad (2.38)$$

$$k_1 = \begin{cases} 1; s \leq d/2 \\ 0.5; d/2 \leq s \leq d \end{cases}$$

k_2 เป็นความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ด้านข้าง

λ เท่ากับ 1 สำหรับคอนกรีตหน่วยน้ำหนักปกติ

A_v เป็นพื้นที่ของเหล็กเสริมตามขวาง (mm^2)

f_y เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (MPa)

d เป็นความลึกของหน้าตัดเสามีเหล็กปลอกโอบรัด (mm)

s เป็นระยะห่างเหล็กปลอก (mm)

f'_c เป็นกำลังรับแรงอัดประลัยของตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอก (MPa)

M เป็นกำลังโมเมนต์ดัดของหน้าตัด (N-mm)

V เป็นแรงเฉือนของหน้าตัด (N)

P เป็นแรงอัดตามแนวแกน (N)

ในปี ค.ศ.2008 แบบจำลองการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของเสาตามมาตรฐาน ACI 318-2008 ดังแสดงในสมการที่ 2.39

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.39)$$

แรงเฉือนที่รับโดยคอนกรีต (V_c) ดังแสดงในสมการที่ 2.40

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \text{ (unit: MPa)} \quad (2.40)$$

แรงเฉือนที่รับโดยเหล็กเสริมตามขวาง (V_s) ดังแสดงในสมการที่ 2.41

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.41)$$

โดยที่ λ เท่ากับ 1 สำหรับคอนกรีตหน่วยน้ำหนักปกติ

$\frac{N_u}{A_g}$ ใช้เป็นหน่วย MPa

N_u เป็นแรงอัดตามแนวแกน

A_g เป็นพื้นที่หน้าตัดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (mm^2)

f'_c	เป็นกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอก (MPa)
b_w	เป็นความกว้างของหน้าตัด (mm)
A_v	เป็นพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมทางขวาง (mm^2)
s	เป็นระยะห่างเหล็กปลอก (mm)
f_y	เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (MPa)

2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวกับการเสริมกำลังองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

2.2.1 การเสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ในปี 1999 Khalifa และ Nanni ได้ทำการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดรูปตัวที ความยาว 2.34 ม. จำนวน 6 ตัวอย่าง ภายใต้แรงกระทำแบบทางเดียว โดยเป็นให้แรงด้านข้าง 2 จุดที่ระยะ 1.07 ม. จากฐานรองรับทั้งสองฝั่ง เพื่อศึกษาการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ โดยมีตัวอย่างควบคุม 1 ตัวอย่าง อีก 5 ตัวอย่าง มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยลักษณะที่แตกต่างกัน 5 แบบ เหล็กกลางเป็นเหล็กข้ออ้อยเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 28 มม. จำนวน 2 เส้น กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมเท่ากับ 470 MPa ส่วนเหล็กบนเป็นเหล็กข้ออ้อยเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 13 มม. จำนวน 2 เส้น กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมเท่ากับ 350 MPa กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตเท่ากับ 35 MPa ซึ่งตัวอย่างควบคุมถูกออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงเฉือนด้วยมาตรฐาน ACI 318-95 คุณสมบัติของวัสดุแสดงในตารางที่ 2.1 ขนาดหน้าตัด รูปแบบการเสริมเหล็กดังแสดงในภาพที่ 2.4 ตัวอย่างทดสอบที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยคาร์บอนไฟเบอร์ลักษณะต่างๆ ดังแสดงในภาพที่ 2.5

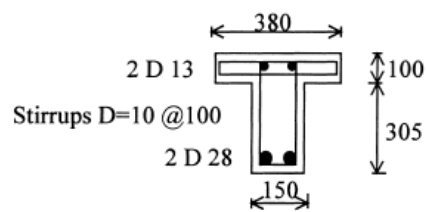
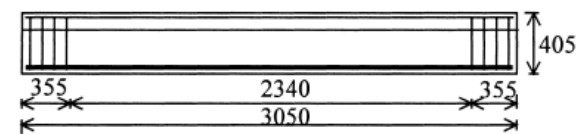
ผลการทดสอบพบว่าแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กได้ กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นอยู่ระหว่าง 35 ถึง 145 % ดังแสดงในกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างในภาพที่ 2.6 และการเปรียบเทียบผลการทดสอบจริงกับกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดลองดังแสดงในตารางที่ 2.2 ข้อสรุปได้จากงานวิจัย มีดังต่อไปนี้

- ถ้ามีการยึดระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับคานทดสอบที่เพียงพอบริเวณปลายคานจะทำให้ประสิทธิภาพของการเสริมกำลังรับแรงเฉือนดีขึ้นเป็นอย่างมาก
- การเสริมแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เฉพาะด้านข้างของคานจะเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนน้อยกว่าเสริมแบบตัวยู

- แม้ปริมาณของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในตัวอย่าง BT4 จะเท่ากับ 0.4 เท่าของปริมาณที่ใช้ในตัวอย่าง BT2 แต่ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่แตกต่างกันมาก ซึ่งหมายความว่าปริมาณที่ใช้ในตัวอย่าง BT4 เป็นปริมาณที่มีประสิทธิภาพของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
- ใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เป็นแบบแผ่นต่อเนื่องจะปลอดภัยกว่าเป็นแบบแถบ เพราะอาจจะมีการเสียหายของเพียงแถบเดียว แต่จะทำให้มีผลกำลังรับแรงเฉือนของทั้งคาน
- ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบมีค่ามากกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณ

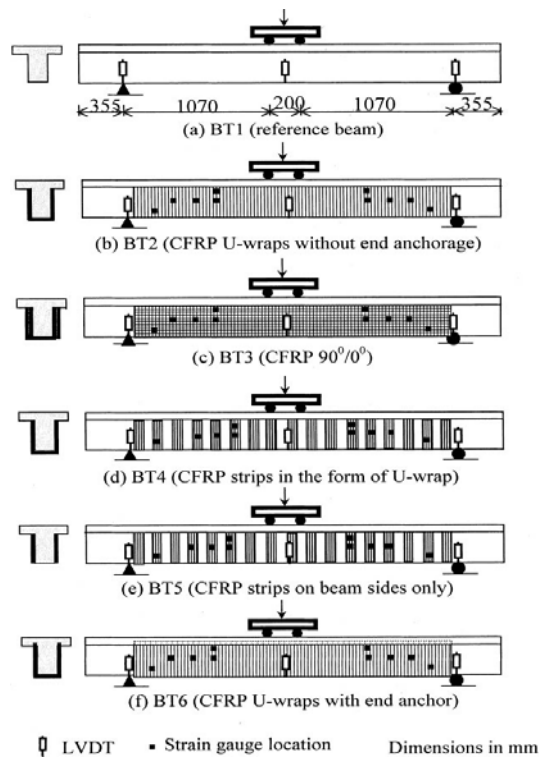
ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติวัสดุที่ใช้ในการทดสอบของ Khalifa และ Nanni (1999)

Material	Dimension (mm)	Yield point (MPa)	Compressive strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	Modulus of elasticity (GPa)
Concrete	-	-	35	-	-
Steel reinforcing	D = 28	470	-	730	200
	D = 13	350	-	530	200
	D = 10	350	-	530	200
CFRP sheet	$t_f = 0.165$	-	-	3790	228

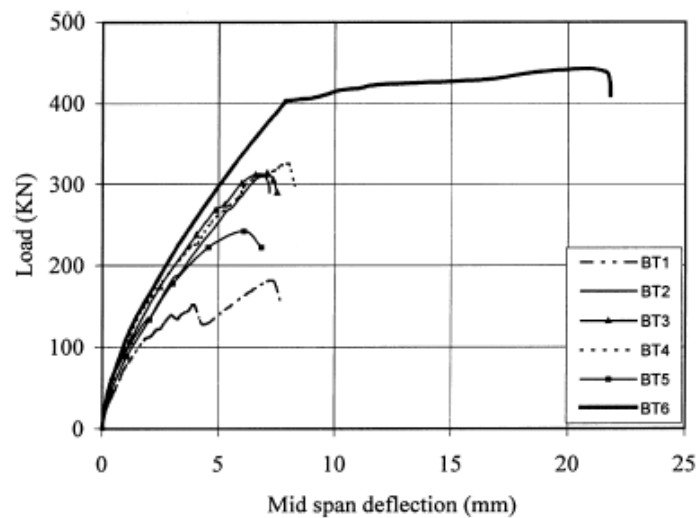


Dimensions in mm

ภาพที่ 2.4 ขนาดหน้าตัด รูปแบบการเสริมเหล็ก โดย Khalifa และ Nanni (1999)



ภาพที่ 2.5 ตัวอย่างทดสอบที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยคาร์บอนไฟเบอร์ลักษณะต่างๆ โดย Khalifa และ Nanni (1999)



ภาพที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบ โดย Khalifa และ Nanni (1999)

ตารางที่ 2.2 การเปรียบเทียบผลการทดสอบ โดย Khalifa และ Nanni (1999)

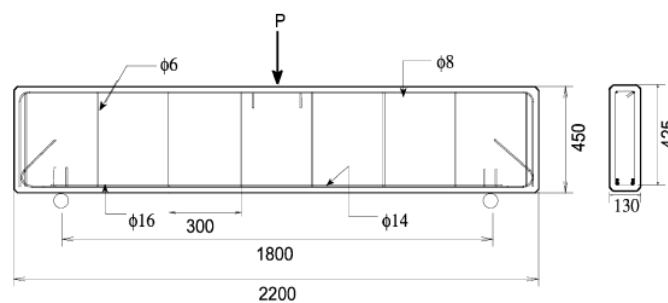
Specimen	Strengthening scheme	Experimental results			Design (ACI 318-95)	
		$V_{n,exp}$ (kN)	V_f (kN)	Failure mode at ultimate	V_n (kN)	V_f (kN)
BT1	-	90	-	Shear compression	57	-
BT2	Continuous sheet in the form of U-wrap	155	65	CFRP debonding	141.8	84.8
BT3	Two plies ($90^\circ/0^\circ$)	157.5	67.5	CFRP debonding	141.8	84.8
BT4	Strips in the form of U-wrap	162	72	CFRP debonding	90.7	33.7
BT5	Strips on the two beam sides only	121.5	31.5	CFRP debonding	76.7	19.7
BT6	Continuous U-wraps with end anchor	221	131	Flexure	160.5	103.5

ในปี 2002 Diagona และคณะ ได้ทำการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 300x300 มม. ความยาว 2.2 ม. จำนวน 10 ตัวอย่าง ภายใต้แรงกระทำแบบทางเดียว โดยเป็นให้แรงกระทำด้านข้าง 1 จุดที่บริเวณกึ่งกลาง และมีการติดตั้งเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่บริเวณกึ่งกลางคาน เพื่อศึกษาการเสริมกำลังรับแรงเฉือนแผ่นผ้าคาร์บอน (CFF) ตัวอย่างทดสอบแบ่งเป็น 2 กลุ่ม คือ ตัวอย่างกลุ่ม PU จำนวน 5 ตัวอย่าง โดยมีตัวอย่างควบคุม 1 ตัวอย่าง (ตัวอย่าง P_0) อีก 4 ตัวอย่างเสริมกำลังด้วยแผ่นผ้าคาร์บอนเป็นรูปตัวยู (ตัวอย่าง PU1-PU4) แลตัวอย่างกลุ่ม PC จำนวน 5 ตัวอย่าง ตัวอย่างควบคุม 1 ตัวอย่าง (P_{0-bis}) อีก 4 ตัวอย่าง มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยแผ่นผ้าคาร์บอนพันรอบคานทดสอบ เหล็กล่างเป็นเหล็กข้ออ้อยเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 16 และ 14 มม. อย่างละ 2 เส้น กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมเท่ากับ 550 MPa ส่วนเหล็กบนเป็นเหล็กข้ออ้อยเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 8 มม. จำนวน 2 เส้น กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมเท่ากับ 240 MPa กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตเท่ากับ 40 MPa ซึ่งตัวอย่างควบคุมถูกออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงเฉือน คานตัวอย่างที่มีการเสริมกำลังออกแบบด้วยมาตรฐาน ACI 440-01 คุณสมบัติของวัสดุแสดงในตารางที่ 2.3 ขนาดหน้าตัดรูปแบบการเสริมเหล็กดังแสดงในภาพที่ 2.7 ตัวอย่างทดสอบที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยแผ่นผ้าคาร์บอนดังแสดงในภาพที่ 2.8

ผลการทดสอบพบว่าแผ่นผ้าคาร์บอนสามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กได้ โดยตัวอย่างทั้ง 8 ตัวอย่างที่มีการกำลังรับแรงเฉือนด้วยผ้าคาร์บอน ตัวอย่างที่มีกำลังรับแรงสูงสุดคือ ตัวอย่าง PC1 ลักษณะการเสริมแผ่นผ้าคาร์บอนในแนวตั้งของตัวอย่างกลุ่ม PC จะทำให้กำลังรับแรงดัดว่าการเสริมในแนวตั้งของตัวอย่าง PU ลักษณะการเสริมแผ่นผ้าคาร์บอนรับในแนวทแยงของตัวอย่างกลุ่ม PC จะรับแรงกระทำได้น้อยกว่าการเสริมในแนวทแยงของกลุ่ม PU ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบมีค่าที่สามารถยอมรับได้เมื่อเทียบกับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณดังแสดงในตารางที่ 2.4

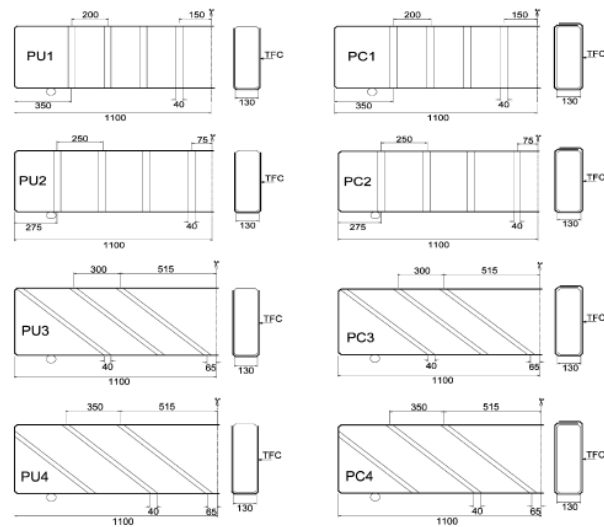
ตารางที่ 2.3 คุณสมบัติของวัสดุ โดย Diagona และคณะ (2002)

Material	Dimension (mm)	Yield point (MPa)	Compressive strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	Modulus of elasticity (GPa)
Concrete	-	-	35	-	-
Steel reinforcing	D = 16	550	-	-	210
	D = 14	550	-	-	210
	D = 8	240	-	530	210
Resin epoxy	-	-	-	92	2300
CFF sheet	$t_f = 0.43$	-	-	1400	105



ภาพที่ 2.7 ขนาดหน้าตัด รูปแบบการเสริมเหล็ก

โดย Diagona และคณะ (2002)

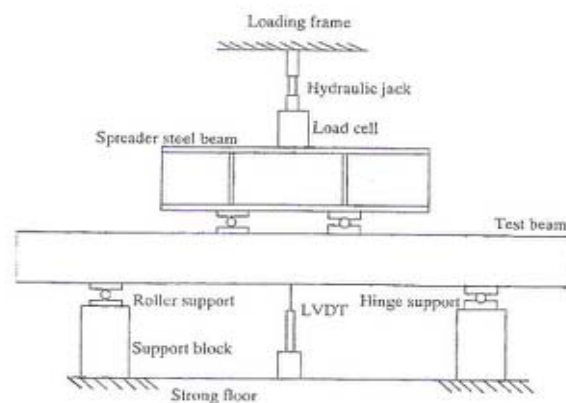


ภาพที่ 2.8 ตัวอย่างทดสอบที่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยแผ่นผ้าคาร์บอน
โดย Diagona และคณะ (2002)

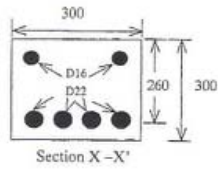
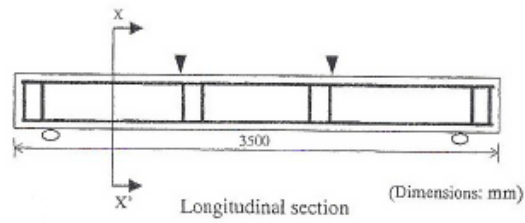
ตารางที่ 2.4 การเปรียบเทียบระหว่างกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบกับกำลังรับแรงเฉือนที่ได้
จากการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 440-01 โดย Diagona และคณะ (2002)

Specimen	Spacing of CFF strips (mm)	Angle of CFF strips (degree)	$P_{u,exp}$ (kN)	$V_{f,exp}$ (kN)	$V_{f,cal}$ (kN)	$\frac{(V_{f,cal} - V_{f,exp})}{V_{f,exp}} \times 100$ (%)
P_0	0	0	220	0	-	-
P_{0-bis}	0	0	220	0	-	-
PU1	200	90	285	65	66	1.5
PU2	250	90	260	40	53	32.5
PU3	300	45	309	89	85	-4.5
PU4	350	45	300	80	69	-13.5
PC1	200	90	355	135	123	-8.9
PC2	250	90	310	90	98	8.9
PC3	300	45	291	71	105	47.9
PC4	350	45	264	44	85	93.2

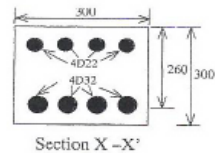
ในปี 2005 Adhikary และ Mutsuyoshi ได้ทำการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก หน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 300x300 มม. ความยาว 3 ม. จำนวน 11 ตัวอย่าง ภายใต้แรงกระทำแบบทางเดียว โดยเป็นให้แรงด้านข้าง 2 จุดที่ระยะ 1 ม. จากฐานรองรับทั้งสองฝั่ง และมีการติดตั้งเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่บริเวณกึ่งกลางคานดังแสดงในภาพที่ 2.9 เพื่อศึกษาการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีต่างๆ ตัวอย่างทดสอบแบ่งเป็น 2 กลุ่ม คือ ตัวอย่างกลุ่ม A จำนวน 6 ตัวอย่าง โดยมีตัวอย่างควบคุม 1 ตัวอย่าง (ตัวอย่าง CA) อีก 5 ตัวอย่างเสริมกำลังด้วยวิธีต่างๆ (ตัวอย่าง BA PA PAA VSA และ ESA) เหล็กกลางเป็นเหล็กข้ออ้อยเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 22 มม. จำนวน 4 เส้น ส่วนเหล็กบนเป็นเหล็กข้ออ้อยเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 16 มม. จำนวน 2 เส้น กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมเท่ากับ 338 MPa กำลังรับแรงอัดประลัยอยู่ระหว่าง 32 ถึง 38 MPa ซึ่งตัวอย่างควบคุมถูกออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงเฉือน และตัวอย่างกลุ่ม B จำนวน 5 ตัวอย่าง โดยมีตัวอย่างควบคุม 1 ตัวอย่าง (ตัวอย่าง CB) อีก 4 ตัวอย่างเสริมกำลังด้วยวิธีต่างๆ (ตัวอย่าง BB PB PAB และ ESB) เหล็กกลางเป็นเหล็กข้ออ้อยเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 32 มม. จำนวน 4 เส้น ส่วนเหล็กบนเป็นเหล็กข้ออ้อยเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 22 มม. จำนวน 4 เส้น กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมเท่ากับ 394 MPa กำลังรับแรงอัดประลัยอยู่ระหว่าง 32 ถึง 38 MPa ซึ่งตัวอย่างควบคุมนี้ถูกออกแบบให้วิบัติเนื่องจากแรงเฉือนเช่นกัน แต่จะมีกำลังรับโมเมนต์ดัดมากกว่าตัวอย่างควบคุมของตัวอย่างกลุ่ม A โดยใช้กาวอีพอกซีในการติดแผ่นเหล็กกับผิวคอนกรีต คุณสมบัติของกาวอีพอกซีดังแสดงในตารางที่ 2.5 ขนาดหน้าตัด รูปแบบการเสริมเหล็กดังแสดงในภาพที่ 2.10 ตัวอย่างทดสอบพร้อมการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีต่างๆ ดังแสดงในภาพที่ 2.11



ภาพที่ 2.9 การติดตั้งอุปกรณ์ก่อนการทดลอง โดย Adhikary และ Mutsuyoshi (2005)

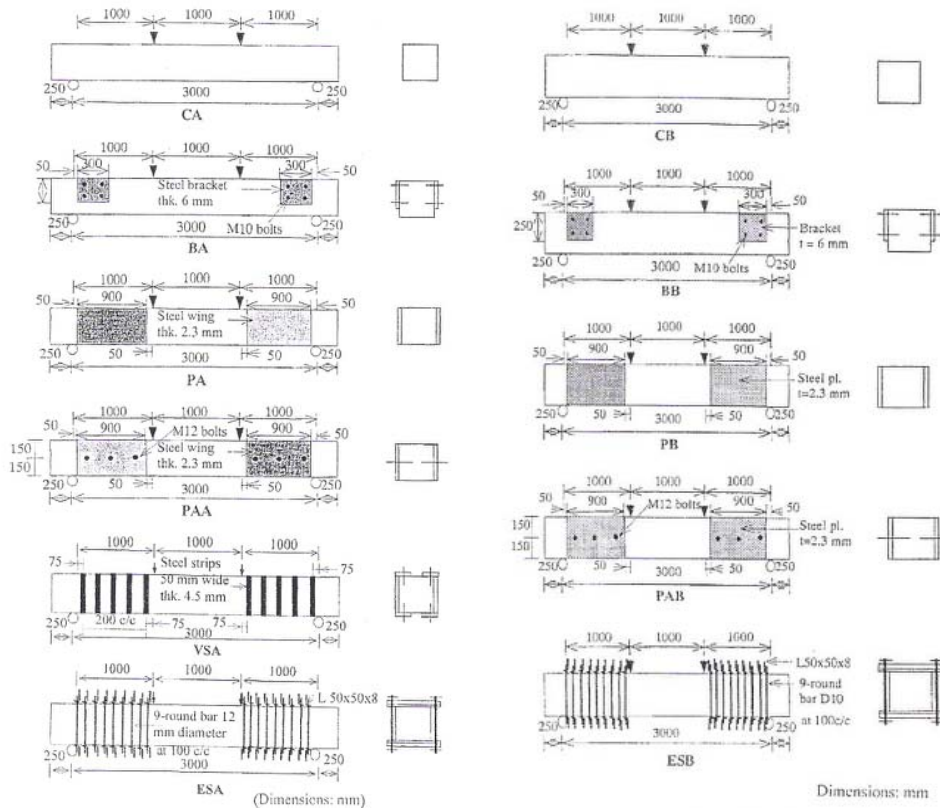


(ก) ตัวอย่าง CA



(ข) ตัวอย่าง CB

ภาพที่ 2.10 ขนาดหน้าตัด รูปแบบการเสริมเหล็กของตัวอย่างควบคุม โดย Adhikary และ Mutsuyoshi (2005)



(ก) ตัวอย่างกลุ่ม A

(ข) ตัวอย่างกลุ่ม B

ภาพที่ 2.11 การเสริมกำลังด้วยวิธีต่างๆ โดย Adhikary และ Mutsuyoshi (2005)

ตารางที่ 2.5 สมบัติของกาวยิปซั่ม โดย Adhikary และ Mutsuyoshi (2005)

Property	Value
Tensile strength (MPa)	49
Compressive strength (MPa)	72
Tensile shear strength (MPa)	16.6
Elastic modulus (GPa)	2.13

ผลการทดสอบพบว่า ในตัวอย่างกลุ่ม A การเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยแถบเหล็กแนวตั้ง เป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพดีที่สุด (ตัวอย่าง VSA) โดยทำให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นเท่ากับ 56% ดังแสดงในตารางที่ 2.6 การเสริมกำลังรับแรงเฉือนทุกวิธีสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติของคาน ทดสอบจากการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนเป็นการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด

สำหรับในตัวอย่างกลุ่ม B การเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยเหล็กเสริมภายนอกเป็นวิธีที่มี ประสิทธิภาพดีที่สุด (ตัวอย่าง ESB) โดยทำให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นเท่ากับ 117% ซึ่งเป็น วิธีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนที่ดีที่สุดในงานวิจัยนี้ ดังแสดงในตารางที่ 2.7

ตารางที่ 2.6 ผลการทดสอบในตัวอย่างกลุ่ม A โดย Adhikary และ Mutsuyoshi (2005)

Specimen	Strengthening scheme	Failure load (kN)/mode	relative strength
CA	Control beam	187/shear	1
BA	Steel bracket	201/shear	1.07
PA	Steel plate (without anchor)	279.3/flexural	1.49
PAA	Steel plate (with anchor)	272.2/ flexural	1.46
VSA	Vertical steel strips	292/ flexural	1.56
ESA	Externally anchor stirrups	272.5/ flexural	1.46

ตารางที่ 2.7 ผลการทดสอบในตัวอย่างกลุ่ม B โดย Adhikary และ Mutsuyoshi (2005)

Specimen	Strengthening scheme	Failure load (kN)/mode	relative strength
CB	Control beam	233.6/ shear	1
BB	Steel bracket	220.5/ shear	0.94
PB	Steel plate (without anchor)	405.5/ shear	1.73
PAB	Steel plate (with anchor)	400.6/ shear	1.71
ESB	Externally anchor stirrups	507.6/ flexural	2.17

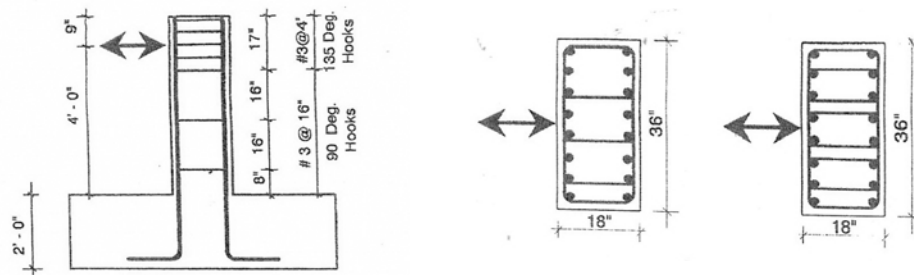
2.2.2 การเสริมกำลังเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

ในปี ค.ศ.1999 R.S. Aboutaha และคณะ ได้ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 11 ต้น ที่มีความเหนียวและมีกำลังรับแรงเฉือนไม่เพียงพอ เสาทดสอบเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าหน้าตัดขนาด 304.8 x 914.4 มม. สูง 1371.6 มม. เสาทดสอบ 8 ต้นให้แรงกระทำทางด้านข้างทิศทางด้านอ่อน (weak direction) เสาทดสอบอีก 3 ต้น ให้แรงทางด้านข้างทิศทางด้านแข็ง (strong direction) ภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักร โดยใช้แผ่นเหล็กโอบรัด (steel jacket) เพื่อตรวจสอบประสิทธิภาพของแผ่นเหล็กโอบรัดที่มีต่อค่าความเหนียว (ductility) และค่ากำลังรับแรงเฉือน (shear strength) โดยคุณสมบัติของเสาทดสอบทั้ง 11 ต้น ดังแสดงในตารางที่ 2.8 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดดังที่แสดงในภาพที่ 2.12

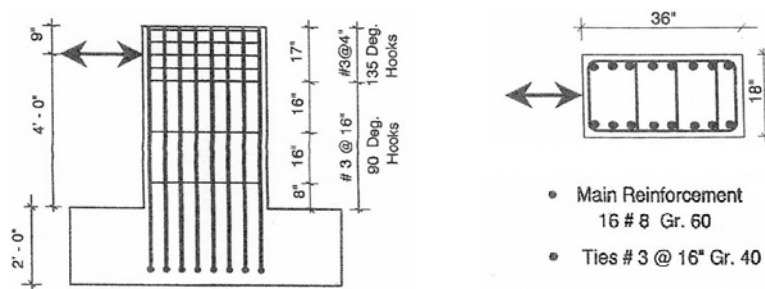
จากผลการทดสอบพบว่าเสาทดสอบที่เสริมด้วยแผ่นเหล็กแบบแท่ง (solid steel jacket) ได้ประสิทธิภาพสูงสุด เมื่อสังเกตประสิทธิภาพโดยรวมของแผ่นเหล็กโอบรัดแล้ว จะทำให้เพิ่มค่ากำลัง (strength) ความเหนียว (ductility) และการสลายพลังงาน (energy dissipation) ของเสาทดสอบ ดังแสดงในภาพที่ 2.13

ตารางที่ 2.8 คุณสมบัติของเสาทดสอบของ R.S. Aboutaha และคณะ (1999)

Column no.	Type	Cross ties	Cross section type	Retrofit type	Direction of loading	Concrete f_c psi	Footing [†]
SC1	Basic	EB	B	N/A	Weak	5040	F3
SC2	Strengthened	EB	B	Collars	Weak	5040	F4
SC3	Basic	EOB	A	N/A	Weak	3170	F3
SC4	Basic	EB	B	N/A	Weak	3170	F4
SC5	Strengthened	EOB	A	Collars	Weak	2240	F3
SC6	Strengthened	EOB	A	W-SJ	Weak	2255	F4
SC7	Strengthened	EOB	A	B-SJ	Weak	2940	F7
SC8	Strengthened	EOB	A	U-PSJ	Weak	2785	F8
SC9	Basic	EOB	C	N/A	Strong	2325	F3
SC10	Strengthened	EOB	C	W-SJ	Strong	2390	F7
SC11	Strengthened	EOB	C	C-PSJ	Strong	2360	F8

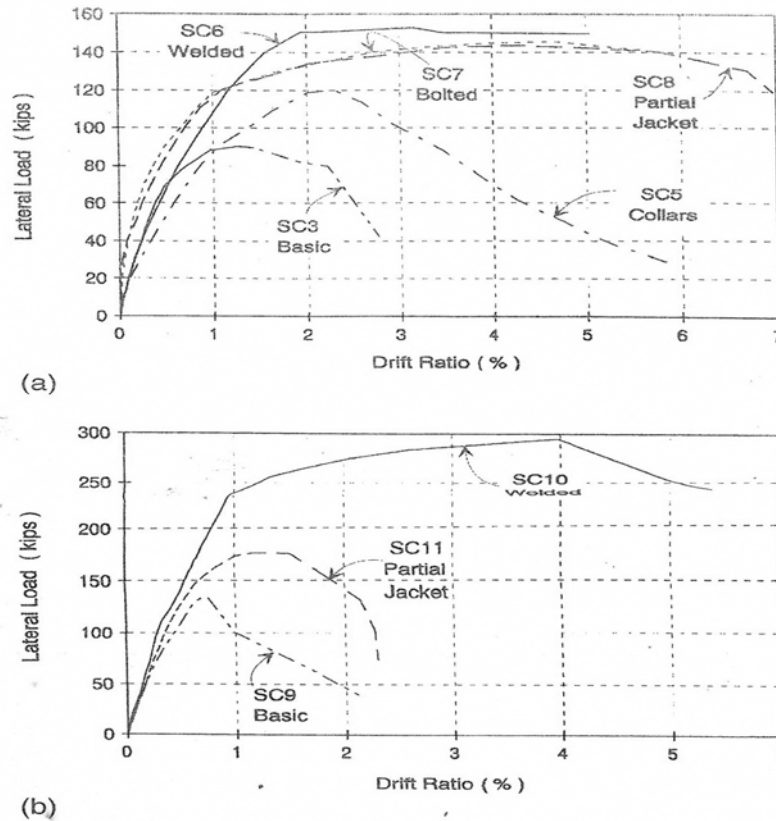


(ก) เสาทดสอบที่ให้แรงกระทำทางด้านอ่อน (weak direction)



(ข) เสาทดสอบที่ให้แรงกระทำทางด้านแข็ง (strong direction)

ภาพที่ 2.12 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัด โดย R.S. Aboutaha และคณะ (1999)

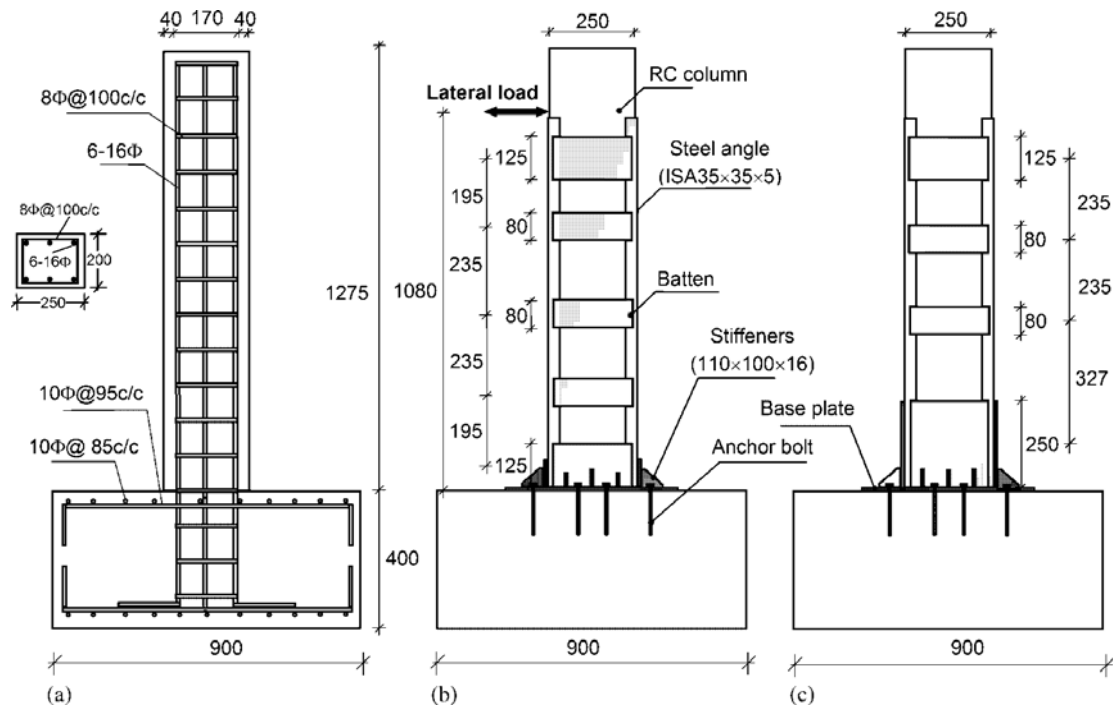


ภาพที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง โดย R.S. Aboutaha และคณะ (1999)

ในปี ค.ศ.2009 Pasala Nagapasad และคณะ ได้ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก หน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า 3 ต้น ขนาด 200 x 250 มม. สูง 1275 มม. แบ่งเป็นเสาทดสอบที่ไม่เสริม ก้ำ้าง 1 ต้น เสาทดสอบ 2 ต้น เสริมก้ำ้างด้วยกรงเหล็กเสริมก้ำ้าง (Steel cage) ตลอดความยาว เสา แต่จะต่างที่ขนาดของแผ่นเหล็กยึดบริเวณจุดหมุนพลาสติกโดยขนาดแผ่นยึดของ RCS2 จะเป็นสองเท่าของแผ่นยึดของ RCS1 โดยกระทำภายใต้แรงอัดตามแนวแกนแบบคงที่และแรง กระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรดังแสดงในภาพที่ 2.14 คุณสมบัติของเสาทดสอบดังแสดงใน ตารางที่ 2.9

ผลการทดสอบพบว่าเสาคอนกรีตที่มีการเสริมก้ำ้างด้วยกรงเหล็กเสริมก้ำ้างมีก้ำ้างรับแรง แบบดัด (Flexure strength) สติฟเนสด้านข้าง (lateral stiffness) การสลายพลังงาน (energy dissipation) และความเหนียว (ductility) ดีขึ้นอย่างมาก การตอบสนองของระหว่างแรงกระทำกับการ เคลื่อนที่ทางด้านข้างดีขึ้น เสา RCS1 สามารถเคลื่อนที่ทางด้านข้างได้มากถึง 6.7 %drift ส่วนเสา

RCS2 สามารถเคลื่อนที่ทางด้านข้างได้มากถึง 8.3 %drift ค่าสูงสุดของกำลังทางดัดด้านข้างของเสา RCS1 และ RCS2 เป็น 1.9 และ 2.2 เท่าของค่ากำลังทางดัดด้านข้างสูงสุดของเสาคอนกรีตธรรมดา ความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ของเสาทดสอบ RCO RCS1 และ RCS2 เท่ากับ 2 4.9 และ 6.4 ตามลำดับ การสลายพลังงานเสา RCS1 และ RCS2 ค่าการสลายพลังงานดีกว่า 2 เท่าของเสา RCO ดังจะเห็นจากภาพที่ 2.15



รูปที่ 2.14 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัด (a) RCO (b) RCS1 (c) RCS2

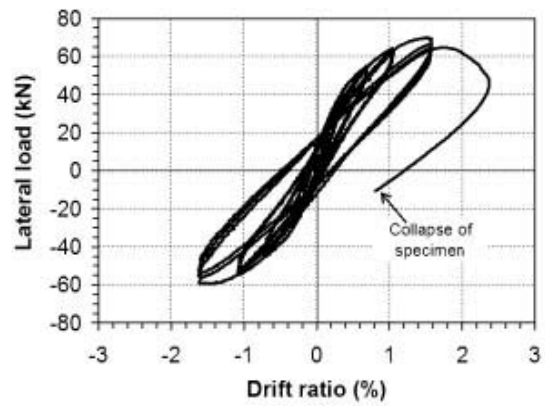
โดย Pasala Nagapasad และคณะ (2009)

ตารางที่ 2.9 คุณสมบัติของเสาทดสอบของ Pasala Nagapasad และคณะ (2009)

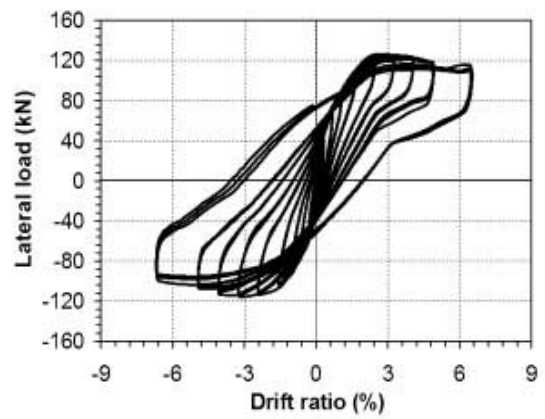
Specimen	Concrete Strength (MPa)	Axial Load (kN)	Longitudinal Reinforcement Ratio (ρ_l)	Transverse Reinforcement Ratio (ρ_s)	Yield Strength of Longitudinal Bar (f_y)	Yield Strength of Transverse Bar (f_{sh})
RCO	38	450	0.025	0.005	468.4	438.5
RCS1	45.5					
RCS2	39.9					



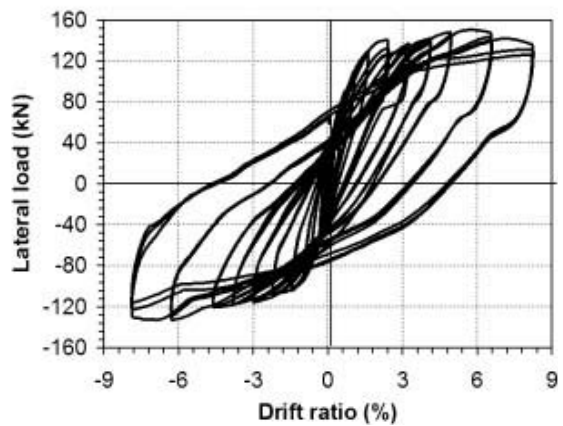
(a)



(b)



(c)



ภาพที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง

(a) RCO (b) RCS1 (c) RCS2 โดย Pasala Nagapasad และคณะ (2009)

2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการสำรวจข้อมูลเสาอาคารในประเทศไทย

ในปี ค.ศ.2007 Suesuttajit ได้เก็บข้อมูลอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารที่ไม่สมมาตรในประเทศไทยจำนวน 83 อาคาร ได้จำแนกเสาอาคารตามตำแหน่งที่เสาตั้งอยู่แบ่งออกเป็น 3 โซน ได้แก่ โซน A คือเสาที่อยู่ในชั้นที่ 1-3 โซน B คือเสาที่อยู่ในชั้นที่ 4-7 โซน C คือเสาที่อยู่ในชั้นที่ 8 ขึ้นไป และถ้าจำแนกตามจำนวนชั้นของอาคารจะแบบได้อีก 3 ประเภท ได้แก่ อาคารสูง 1-3 ชั้น (low) อาคารสูง 4-7 ชั้น (mid) และอาคารสูง 8 ชั้นขึ้นไป (high) โดยลักษณะทั่วไปของเสากล่าวในหัวข้อที่ 2.3.1 และค่าดัชนีของเสาในหัวข้อที่ 2.3.2-2.3.6

2.3.1 ลักษณะทั่วไปของเสา

- หน้าตัดเสาทั้งหมดเป็นแบบสี่เหลี่ยม โดยเป็นเสาน้ำตัดรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส 47% และเป็นเสาน้ำตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า 53%
- เสามีความสูงอยู่ในช่วง 2100-5900 มม.
- กำลังอัดประลัยของคอนกรีตมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 23.96 MPa
- เหล็กเสริมตามยาวที่ใช้มีขนาด DB12, DB16, DB20, DB25, DB28 และ DB32
- มีการต่อทาบเหล็กของเหล็กเสริมตามยาวเหนือจากพื้น 40 เท่าขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว หรือ 750 มม.
- เหล็กเสริมตามขวางที่ใช้มีขนาด RB6, RB9 และ DB12 ที่มีขอ 90 องศา และ 135 องศา
- ระยะห่างของเหล็กเสริมตามขวางบริเวณหัวเสามีค่าน้อยกว่า b และมี 47% ที่น้อยกว่า $b/2$ และระยะห่างบริเวณกลางเสามีค่าน้อยกว่า b และมี 35% ที่น้อยกว่า $d/2$ โดยที่ b คือ ความกว้างเสาด้านสั้นที่สุด และ d คือ ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด โดยค่า $b/2$ และ $d/2$ เป็นหนึ่งในค่าระยะห่างของเหล็กเสริมมากที่สุดตามมาตรฐาน วสท. และ ACI318-05

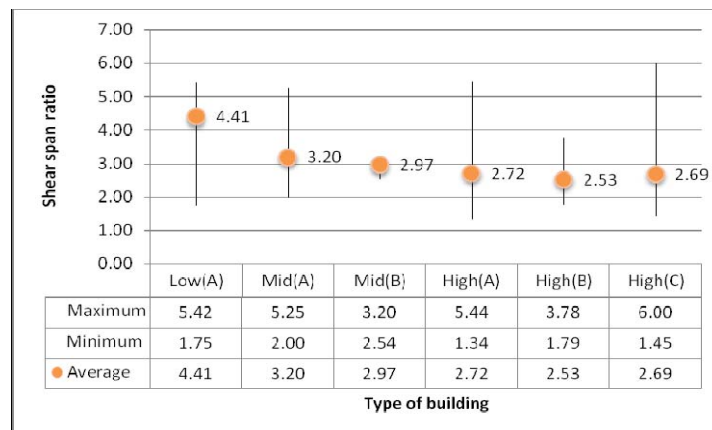
2.3.2 อัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกหน้าตัด (Shear span ratio)

$$\text{อัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกหน้าตัด} = \frac{a}{h}$$

โดยที่ a เป็นระยะรับแรงเฉือน

h เป็นความลึกของหน้าตัด

พบว่าเสาในโซน A ของอาคารที่มีความสูง 1-3 ชั้น จะมีค่าอัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกหน้าตัดมากกว่าเสาในโซน A ของอาคารสูง 4-7 ชั้น และเสาในโซน A ของอาคารสูง 8 ชั้นขึ้นไป ซึ่งมีค่าเท่ากับ 4.41 3.20 และ 2.72 ตามลำดับ เนื่องจากว่าเสาในโซน A ส่วนใหญ่ของอาคารต้องรับน้ำหนักมาก จึงทำให้ต้องออกแบบหน้าตัดให้มีขนาดใหญ่เสาในโซน B และ C ในขณะที่ความสูงเสาโดยเฉลี่ยแล้วไม่แตกต่างกันมากนัก จึงส่งผลให้ค่าอัตราส่วนนี้มีแนวโน้มดังที่กล่าวมา ถ้าเสาของอาคารใดที่มีค่าอัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกหน้าตัดน้อยจะมีโอกาสที่จะเกิดการวิบัติแบบเฉือนได้สูงกว่าเสาที่มีค่าอัตราส่วนนี้สูง อัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกหน้าตัดที่ได้จากการสำรวจดังแสดงในภาพที่ 2.16



ภาพที่ 2.16 ช่วงแรงเฉือนต่อความลึกหน้าตัดของเสาในอาคารประเภทต่างๆ

โดย Suesuttajit (2007)

2.3.3 อัตราส่วนกำลังรับโมเมนต์ดัดต่อกำลังรับแรงเฉือน (Moment capacity to shear capacity ratio)

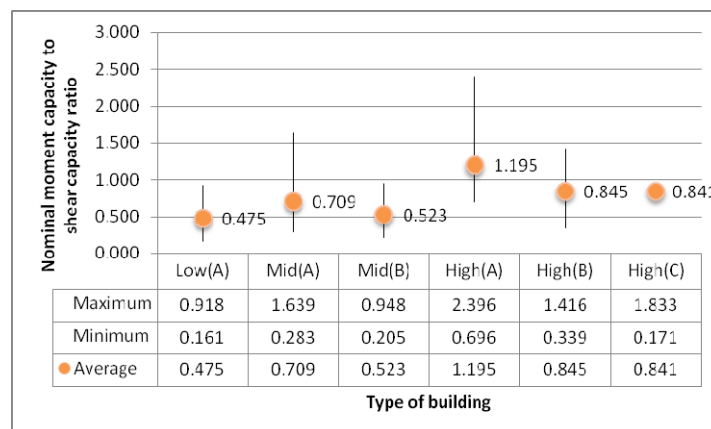
$$\text{อัตราส่วนกำลังรับโมเมนต์ดัดต่อกำลังรับแรงเฉือน} = \frac{M_n}{aV_n}$$

โดยที่ M_n เป็นค่าโมเมนต์ดัด

V_n เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือน

a เป็นระยะจากจุดที่มีโมเมนต์สูงสุดถึงจุดดัดงอ (inflection point)

อัตราส่วนกำลังรับโมเมนต์ดัดต่อกำลังรับแรงเฉือน เป็นดัชนีใช้ในการบ่งบอกถึงรูปแบบการวิบัติของเสา โดยถ้าอัตราส่วนกำลังรับโมเมนต์ดัดต่อกำลังรับแรงเฉือนนี้มีค่ามากกว่า 1 รูปแบบการวิบัติของเสาจะเป็นแบบเฉือน แต่หากมีค่าน้อยกว่า 1 รูปแบบการวิบัติของเสาจะเป็นแบบดัด โดยในงานวิจัยนี้ได้คำนวณค่าโมเมนต์ดัดและค่ากำลังรับแรงเฉือนตามมาตรฐาน ACI 318-05 โดยพบว่าเสาในโซน A ของอาคารสูง 4-7 ชั้น (mid) และเสาในโซน A ของอาคารสูง 8 ชั้นขึ้นไป (high) มีโอกาสที่จะเกิดการวิบัติแบบเฉือน ซึ่งสามารถอธิบายได้ด้วยหลักการออกแบบอาคารในประเทศไทยได้ว่า โดยทั่วไปแล้วเหล็กเสริมตามยาวออกแบบให้ต้านทานน้ำหนักจากชั้นอาคารที่สูงกว่า และเหล็กเสริมตามขวางออกแบบให้ต้านทานแรงลม ดังนั้นจะใช้ค่าน้อยสุดที่ยอมให้ตามมาตรฐานการออกแบบ จึงทำให้อัตราส่วนกำลังรับโมเมนต์ดัดต่อกำลังรับแรงเฉือนของเสาในโซน A ของอาคารสูง 4-7 ชั้น (mid) และ อาคารสูง 8 ชั้นขึ้นไป (high) อัตราส่วนกำลังรับโมเมนต์ดัดต่อกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการสำรวจดังแสดงในภาพที่ 2.17



ภาพที่ 2.17 อัตราส่วนกำลังรับโมเมนต์ดัดต่อกำลังรับแรงเฉือนของเสาในอาคารประเภทต่างๆ โดย Suesuttajit (2007)

2.3.4 อัตราส่วนแรงอัดตามแนวแกน (Axial force ratio)

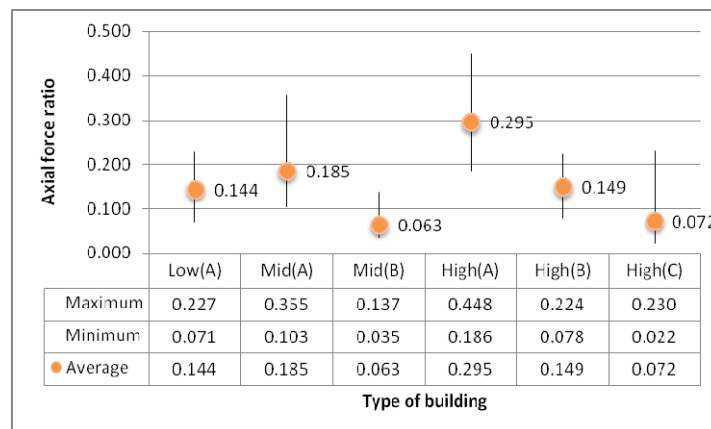
$$\text{อัตราส่วนแรงอัดตามแนวแกน} = \frac{P}{f'_c A_g}$$

โดยที่ P เป็นผลรวมของน้ำหนักบรรทุกสถิต (dead load) และน้ำหนักบรรทุกจรเสมือนจริง (live load) ที่ใช้ในการออกแบบ

f'_c เป็นกำลังอัดประลัยของคอนกรีต

A_g เป็นพื้นที่หน้าตัดของเสาคอนกรีต

ดัชนีนี้มีอิทธิพลอย่างมากต่อค่าความโค้งที่จุดคราก และความโค้งสูงสุดของโครงสร้าง โดยเสาที่มีค่าอัตราส่วนนี้มากจะส่งผลให้ค่าความโค้งที่จุดคราก และความโค้งสูงสุดของโครงสร้างมีค่าลดลง และจากการสำรวจพบว่าค่าอัตราส่วนแรงอัดตามแนวแกนเฉลี่ยของเสาในโซน A ของอาคารสูง 1-3 ชั้น (low) อาคารสูง 4-7 ชั้น (mid) และอาคารสูง 8 ชั้นขึ้นไป (high) มีค่าเท่ากับ 0.144 0.185 และ 0.295 ตามลำดับ อัตราส่วนแรงอัดตามแนวแกนที่ได้จากการสำรวจดังแสดงในภาพที่ 2.18



ภาพที่ 2.18 อัตราส่วนแรงอัดตามแนวแกนของเสาในอาคารประเภทต่างๆ

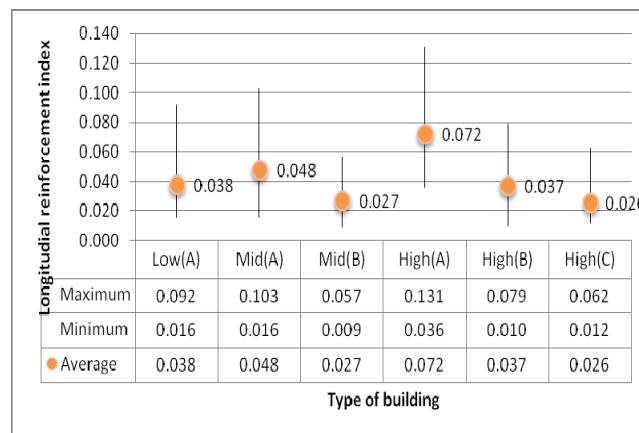
โดย Suesuttajit (2007)

2.3.5 ดัชนีเหล็กเสริมตามยาว (Longitudinal reinforcement index)

$$\text{ดัชนีเหล็กเสริมตามยาว} = \frac{A_l}{b_w d}$$

- โดยที่ A_l เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามยาวทั้งหมด
 b_w เป็นความกว้างของหน้าตัดเสา
 d เป็นความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด

พบว่าเสาโซน A ของอาคารสูง 1-3 ชั้น อาคารสูง 4-7 ชั้น และอาคารสูง 8 ชั้นขึ้นไป มีค่าดัชนีเหล็กเสริมตามยาวเฉลี่ยเท่ากับ 3.8% 4.8% และ 7.2% ซึ่งมีค่าสูงมากเมื่อเทียบกับ อัตราส่วนของเหล็กเสริมตามยาว (A_{sr} / A_g) ตามมาตรฐาน ACI 318-05 ที่มีข้อกำหนดไม่ได้เกิน 8% สำหรับการออกแบบที่ไม่พิจารณาแรงแผ่นดินไหวและ 6% สำหรับการออกแบบที่พิจารณาแรงแผ่นดินไหว โดยเสาที่มีค่าดัชนีสูงจะมีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติแบบเฉือนสูง เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับโมเมนต์ดัดสูง ดัชนีเหล็กเสริมตามยาวที่ได้จากการสำรวจแสดงดังใน ภาพที่ 2.19



ภาพที่ 2.19 ดัชนีเหล็กเสริมตามยาวของเสาในอาคารประเภทต่างๆ

โดย Suesuttajit (2007)

2.3.6 ดัชนีเหล็กเสริมตามขวาง (Transverse steel index)

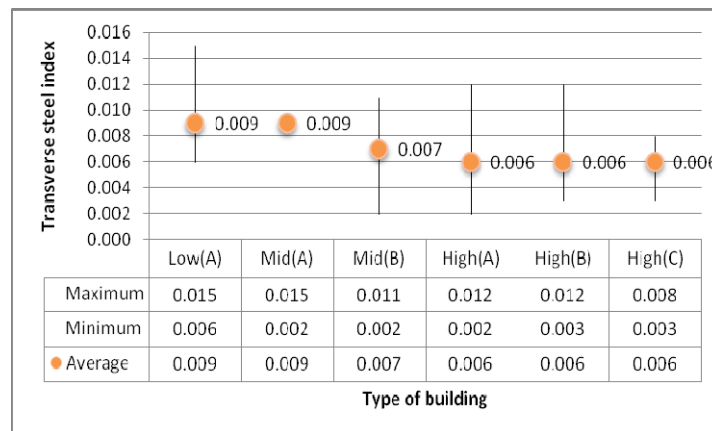
$$\text{ดัชนีเหล็กเสริมตามขวาง} = \rho_s \sqrt{b''}/s$$

โดยที่ ρ_s เป็นปริมาตรของเหล็กเสริมตามขวางในหนึ่งช่วงของเหล็กเสริมตามขวางหารด้วย ปริมาตรคอนกรีตซึ่งขนาดหน้าตัดคำนวณจากศูนย์กลางเหล็กเสริมตามขวางถึง ศูนย์กลางของเหล็กเสริม

b'' เป็นระยะห่างของเหล็กปลอกรัศรอบ

s เป็น ระยะห่างของเหล็กเสริมตามขวาง

จากการสำรวจพบว่าเสาในประเทศไทยมีการโอบรัดในระดับต่ำมาก โดยมีค่าเฉลี่ย อยู่ในช่วง 0.006-0.009 โดยในปี ค.ศ.1991 Qi และ Moehle ได้รวบรวมข้อมูลเสาทดสอบใน ประเทศสหรัฐอเมริกา พบว่าค่าดัชนีนี้มีค่าอยู่ในช่วง 0.0130-0.0966 เป็นดัชนีที่ใช้กับพื้นที่ที่ไม่ พิจารณาแรงแผ่นดินไหว ซึ่งแสดงให้เห็นอย่างเด่นชัดว่าเสาในประเทศไทยมีค่าความเหนียวที่ต่ำ มาก ดัชนีเหล็กเสริมตามขวางที่ได้จากการสำรวจแสดงดังในภาพที่ 2.20



ภาพที่ 2.20 ดัชนีเหล็กเสริมตามขวางของเสาในอาคารประเภทต่างๆ

โดย Suesuttajit (2007)

บทที่ 3

การเตรียมตัวอย่างและการทดสอบ

ในการเตรียมตัวอย่างทดสอบนี้ กล่าวถึงการที่มาของลักษณะและขนาดหน้าตัดของตัวอย่างทดสอบ ความยาวของตัวอย่างทดสอบ รายละเอียดของเหล็กเสริมในตัวอย่างทดสอบ คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัยนี้ อาทิเช่น กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต ขนาดเหล็กเสริม ตลอดจนจะอธิบายถึงขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบ การเตรียมการทดสอบ และขั้นตอนการทดสอบ อาทิเช่น วิธีการติดเกจวัดความเครียด (strain gages) กับเหล็กเสริมในตัวอย่างคอนกรีต วิธีการหล่อตัวอย่างทดสอบ วิธีการติดตั้งและตำแหน่งของเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่ (displacement transducer) เครื่องให้แรงกระทำกับตัวอย่างทดสอบ ขั้นตอนการให้แรงกระทำด้านข้างแบบทางเดียวกับตัวอย่างทดสอบ วิธีการเก็บข้อมูลในระหว่างการทดสอบโดยใช้เครื่องบันทึกข้อมูล

3.1 ที่มาของตัวแปรที่ใช้ในงานวิจัย

ในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาพฤติกรรมของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมที่มีการเสริมด้วยกรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอก (steel cage) ภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบทางเดียวบริเวณกึ่งกลางตัวอย่างทดสอบ เสมือนการให้แรงกระทำด้านข้างกับเสาอาคาร โดยไม่พิจารณาแรงอัดตามแนวแกน ขอบเขตสำหรับการออกแบบไว้ดังต่อไปนี้

1. ค่าพารามิเตอร์ของตัวอย่างทดสอบอยู่ในช่วงของเสาอาคารในชั้น 1 ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงตั้งแต่ 4-7 ชั้น ที่ได้จากการสำรวจอาคารในประเทศไทย
2. ออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-08 ที่ไม่คำนึงผลของแรงแผ่นดินไหว โดยออกแบบให้ตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติแบบเฉือน โดยใช้ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางน้อยสุดที่ยอมให้ตามมาตรฐาน วสท. 1007-34

3.1.1 ขนาดหน้าตัดและความยาวของตัวอย่างทดสอบ

เลือกใช้ตัวอย่างทดสอบรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาดหน้าตัด 300x300 มม. เนื่องจากเป็นขนาดชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการใช้งานจริงและคำนึงถึงความกว้างและความยาวของแท่นวางตัวอย่างทดสอบที่มีความกว้าง 300 มม. และเนื่องจากความสูงของอาคารโดยทั่วไปเท่ากับ 3 ม. ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงใช้ความยาวเท่ากับ 3 ม.

3.1.2 กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

ใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดประลัย เท่ากับ 23.5 เมกกะปาสคาล (240 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร) ซึ่งได้จากการทบทวนงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการสำรวจอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยและเป็นค่ากำลังที่นิยมกันทั่วไปสำหรับงานโครงสร้าง ที่กล่าวมาในบทที่ 2

3.1.3 ปริมาณเหล็กเสริมตามยาว

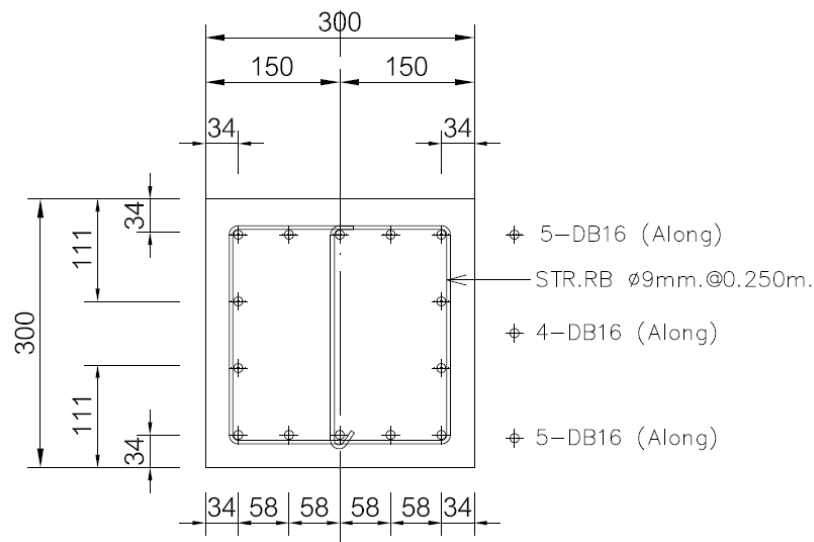
ค่าเฉลี่ยปริมาณเหล็กเสริมตามยาวที่ได้จากการสำรวจเสาอาคารในประเทศไทย มีค่าต่ำสุดและสูงสุดอยู่ระหว่าง 2.6-7.2% ส่วนค่าเฉลี่ยปริมาณเหล็กเสริมตามยาวของเสาที่อยู่ในชั้นที่ 1-3 ของอาคารสูง 4-7 ชั้น เท่ากับ 4.8% และจากการหาค่ากลางของค่าปริมาณเหล็กเสริมตามยาวจะได้เท่ากับ 3.1% ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงเลือกใช้เหล็กข้ออ้อยที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 16 มิลลิเมตร ที่มีกำลังที่จุดครากไม่น้อยกว่า 392 เมกกะปาสคาล จำนวน 14 เส้น

3.1.4 เหล็กเสริมตามขวาง

เนื่องจากต้องการให้ตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติแบบเฉือนตามมาตรฐาน วสท.1007-34 ซึ่งเป็นมาตรฐานที่ใช้กันทั่วไปของการออกแบบในประเทศไทย ดังนั้นในการออกแบบจึงใช้ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางน้อยสุดที่ยอมให้ตามมาตรฐาน วสท. 1007-34 สำหรับโครงสร้างที่ไม่พิจารณาแรงจากแผ่นดินไหว ค่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ใช้ในงานวิจัยนี้เท่ากับ 0.15% ซึ่งถือว่าเป็นปริมาณการโอบรัดที่ต่ำ โดยเลือกใช้เหล็กกลมผิวเรียบเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 6 มม. เป็นเหล็กรัตรอบ (hoop ties) และเป็นเหล็กยึดทางขวาง (crossties) โดยเหล็กยึดทางขวางที่ปลายด้านหนึ่งใช้ของอ 135 องศา และอีกด้านหนึ่งใช้ของอ 90 องศา

3.2 ตัวอย่างทดสอบ

ในงานวิจัยนี้ใช้ตัวอย่างทดสอบจำนวนทั้งหมด 3 ตัวอย่าง ทำการทดสอบชิ้นส่วนคอนกรีตที่มีลักษณะ การเสริมเหล็กที่เหมือนกันทั้ง 3 ตัวอย่าง มีตัวอย่างควบคุม 1 ตัวอย่าง อีก 2 ตัวอย่าง มีการติดตั้งกรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอกความยาว 600 มม. ($\approx 2d$, d = ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด) ที่ระยะห่างจากฐานรองรับประมาณ 120 มม. ($\approx \frac{d}{2}$) ระยะห่างเหล็กปลอกในกรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอกเท่ากับ 125 มม. การออกแบบตัวอย่างทดสอบทั้งหมดตามมาตรฐาน ACI 318-08 ตัวอย่างทดสอบมีขนาดหน้าตัด 300x300 มม. ความยาวระหว่างฐานรองรับทั้งสองข้างเท่ากับ 3000 มม. โดยมีปริมาณเหล็กเสริมตามยาวเท่ากับ 3.13 % เหล็กเสริมตามยาวใช้เหล็กข้ออ้อยขนาด 16 มม. (DB16) จำนวน 14 เส้น ซึ่งมีกำลังที่จุดคราก (f_y) เท่ากับ 549.4 เมกกะปาสคาล (5600 กก./ซม.²) และปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ 0.15 % เหล็กเสริมตามขวางใช้เหล็กกลมผิวเรียบขนาด 6 มม. (RB6) ซึ่งมีกำลังที่จุดคราก (f_{yt}) เท่ากับ 313.9 เมกกะปาสคาล (3200 กก./ซม.²) ระยะห่างเหล็กปลอกเท่ากับ 250 มม. ให้แรงกระทำทางด้านข้างแบบทางเดียว คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบแสดงดังตารางที่ 3.1 และขนาดและลักษณะการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบแสดงในภาพที่ 3.1

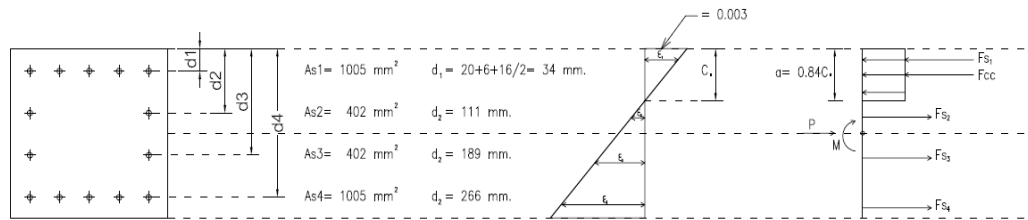


ภาพที่ 3.1 ขนาดและลักษณะการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ S-O, S-SC1, S-SC2

3.2.1 ตัวอย่างทดสอบที่ไม่มีการเสริมกำลัง

3.2.1.1 ตัวอย่างทดสอบ S-O

ตัวอย่างทดสอบ S-O เป็นชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 300 X 300 มม. เหล็กเสริมตามยาวใช้เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 16 มม. (DB16) จำนวน 14 เส้น กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว (f_y) เท่ากับ 549.4 MPa (5600 กก./ซม.²) เหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) และเหล็กปลอกยึดทางขวาง (crossties) ใช้เหล็กกลมผิวเรียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 6 มม. (RB6) กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (f_y) เท่ากับ 313.9 เมกกะปาสคาล (3200 กก./ซม.²) ระยะห่างเหล็กปลอกเท่ากับ 250 มิลลิเมตร กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต เท่ากับ 31.3 MPa (319 กก./ซม.²) และมีรูปแบบที่คาดว่าจะวิบัติคือการวิบัติแบบเฉือน มีรายการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-08 ดังนี้



กรณีที่เกิดการวิบัติด้วยไมเมนตัด

สมมติ ค่า $c = 80.7$

$$\beta_1 = 1.09 - 0.008 f'_c = 1.09 - 0.008(31.3) = 0.84$$

แรงอัดที่รับโดยคอนกรีต, $C_c = 0.85 f'_c (\beta_1 c) b$

$$\begin{aligned} &= 0.85(31.3 \times 10^6 \frac{N}{m^2})(0.84 \times 80.7 \times 10^{-3} m)(0.3m) \\ &= 541 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

ไมเมนตรอบศูนย์กลางเนื่องจากแรงอัดที่รับโดยคอนกรีต $= C_c(h/2 - a/2)$

$$\begin{aligned} &= 541 \cdot \left(\frac{0.3}{2} - \frac{0.8395 \times 0.087}{2} \right) \\ &= 62.8 \text{ กิโลนิวตัน-เมตร} \end{aligned}$$

แรงในเหล็กเสริมและโมเมนต์รอบศูนย์ถ่วงที่เกิดจากเหล็กเสริม

เหล็ก ระดับชั้นที่	ระยะจาก ผิวบน (มม.)	ความเครียดที่ เกิดขึ้น	ความเค้น ที่เกิดขึ้น (MPa)	พื้นที่หน้าตัด (มม. ²)	แรงในเหล็ก เสริม (kN)	โมเมนต์รอบ ศูนย์ถ่วง (kN-m)
1	34	0.00174	320.92	1005	322.52	37.4
2	111	-0.00113	-225.28	402	-90.56	-3.5
3	189	-0.00403	-549.40	402	-220.86	8.6
4	266	-0.00689	-549.40	1005	-552.15	64.1
รวม					-541.05	106.6

โมเมนต์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงทั้งหมด = 62.8 + 106.6

$$= 169.4 \text{ กิโลนิวตัน-เมตร}$$

ดังนั้น ค่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด เมื่อวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด, $V_{flex} = 112.9$ กิโลนิวตัน

กรณีที่เกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือน, V_n

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\text{กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต, } V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \times bd$$

$$= (0.16 \times 1 \times \sqrt{31.3} + 17 \times 0.0313 \times 1) \times 300 \times 266$$

$$= 113.5 \text{ กิโลนิวตัน}$$

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมตามขวาง (V_s) โดยใช้เหล็กปลอกรัศรอบ 1 วง รวมกับเหล็กยึด

$$\text{ทางขวาง (รวมเป็น 3 ขา) จะได้ } V_s = \frac{A_v f_{yr} d}{s}$$

$$= \frac{3 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \times 6^2 \right) \times 313.9 \times 266}{250}$$

$$= 28.3 \text{ กิโลนิวตัน}$$

กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด, $V_n = V_c + V_s$

$$= 113.5 + 28.3$$

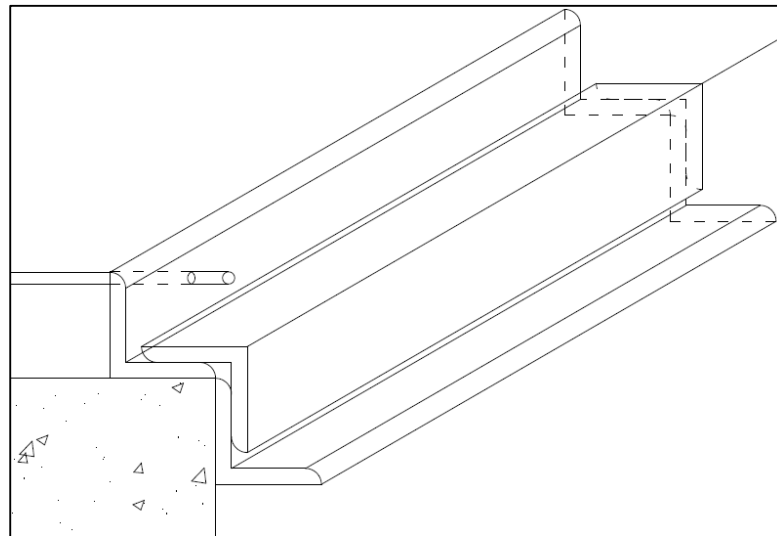
$$= 141.8 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$\text{พบว่า } V_{flex} < V_n \quad \text{โดยมีอัตราส่วน } \frac{V_{flex}}{V_n} = \frac{112.9}{141.8} = 0.80$$

3.2.2 ตัวอย่างทดสอบที่มีการเสริมกำลัง

3.2.1 กรงเหล็กหุ้มภายนอก (steel cages)

กรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอกเป็นเทคนิคที่ใช้เสริมกำลังขององค์อาคารซึ่งประกอบด้วยเหล็กฉากเพื่อติดตั้งที่มุมขององค์อาคารและเหล็กเสริมพร้อมสลักเกลียวเพื่อยึดระหว่างเหล็กฉาก ในงานวิจัยนี้ได้เหล็ก L40x40x6 กำลังที่จุดครากของเหล็กฉาก (f_y) เท่ากับ 2450 กก./ซม.² ความยาว 600 มม. จำนวน 3 ชั้น นำมาเชื่อมติดกันเพื่อใช้ในการติดตั้งที่มุมของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก 1 ด้านและใช้เหล็กกลมผิวเรียบเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 9 มม. กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง ไม่น้อยกว่า 23.5 เมกกะปาสคาล (2400 กก./ซม.²) มาทำเป็นเกลียว ดังแสดงในรูปที่ 3.2 ติดตั้งในตัวอย่างทดสอบ S-SC1 และ S-SC2 ออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-08 เสมือนเป็นเหล็กเสริมตามขวางภายนอกจะได้



ภาพที่ 3.2 กรงเหล็กหุ้มภายนอก

กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเมื่อมีการเสริมกำลังด้วยกรงเหล็กหุ้มภายนอก

$$V_n = V_c + V_s + V_{cage}$$

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต, $V_c = 113.5$ กิโลนิวตัน

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมตามขวาง, $V_s = 28.3$ กิโลนิวตัน

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมของกรงเหล็กหุ้มภายนอก, $V_{cage} = \frac{A_{cage} f_{cy} d}{s}$

เหล็กเสริมที่ใช้ในกรงเหล็กหุ้มภายนอก เป็นเหล็กกลมผิวเรียบเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 9 มม. ความยาว 27 ซม. รัศรอบตัวอย่างทดสอบ 1 วงมี 2 ขา แต่ก่อนนำไปใช้งานได้ทำให้ขนาดเหลือเท่ากับ 8 มม. และทำเกลียวละเอียด 1 มม.

$$\begin{aligned} D_{\min} &= D_{cage} - 2 \cdot \frac{5}{8} D_v = D_{cage} - 2 \cdot \frac{5}{8} (0.866 p) \\ &= 8 - 2 \cdot \left(\frac{5}{8} \cdot 0.866 \right) \\ &= 6.92 \text{ มม.}^2 \end{aligned}$$

พื้นที่หน้าตัดเหล็กรับแรง, A_{cage}

$$A_{cage} = 37.61 \text{ มม.}^2$$

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมของกรงเหล็กหุ้มภายนอก, V_{cage}

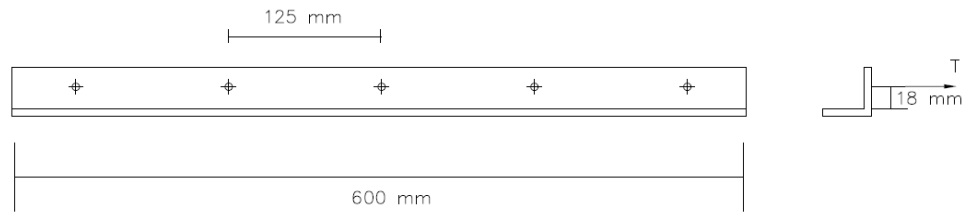
$$\begin{aligned} V_{cage} &= \frac{A_{cage} f_{y,cage} d}{s} \\ &= \frac{2 \times 37.61 \times 363 \times 266}{125} \\ &= 58.2 \text{ กิโลนิวตัน} \end{aligned}$$

ดังนั้น กำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างที่เสริมกำลัง, $V_n = V_c + V_s + V_{cage}$

$$= 130.5 + 28.3 + 58.2$$

$$= 217 \text{ กิโลนิวตัน}$$

พบว่า $V_n > V_{flex}$ โดยมีอัตราส่วน $\frac{V_{flex}}{V_n} = \frac{112.9}{217} = 0.52$



ตรวจสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของเหล็กฉาก

เหล็กที่ใช้เป็นเหล็กรูปพรรณประเภท A36 ซึ่งมีกำลังที่จุดครากเท่ากับ 2450 กก./ซม.²

$$\sigma = \frac{Mc}{I}$$

ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยได้เท่ากับ 0.2025 ซม.²

$$\begin{aligned} \text{ดังนั้น ค่าโมเมนต์สูงสุดที่ปีกของเหล็กฉาก, } M_{\max} &= \frac{(2450)(0.2025)}{0.3} \\ &= 1653.8 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

ตรวจสอบโมเมนต์ที่เกิดจากเหล็กเสริมของกรงเหล็กเสริม

ใช้สลักเกลียว M8 ซึ่งขนาดท้องเกลียวที่เล็กที่สุดของเหล็กเสริม เท่ากับ 6.92 มม. จะได้พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมเล็กที่สุดเท่ากับ 0.3761 ซม.² โดยกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมเท่ากับ 2400 กก./ซม.²

$$M_t = TR$$

$$M_t = (f_{y,cage} A_{cage}) R$$

$$M_t = (2400)(0.3761)(1.8)$$

$$M_t = 1625 \text{ kg-cm} < M_{\max}$$

3.2.2.1 ตัวอย่างทดสอบ S-SC1

ตัวอย่างทดสอบ S-SC1 หมายถึง ชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมขนาด 300 X 300 มม. ใช้เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 16 มม. (DB16) จำนวน 14 เส้น กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว (f_y) เท่ากับ 549.4 เมกกะปาสคาล (5600 กก./ซม.²) เหล็กปลอกรั้วรอบ (hoop ties) และเหล็กปลอกยึดทางขวาง (crossties) ใช้เหล็กกลมผิวเรียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 6 มม. (RB6) กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (f_{yt}) เท่ากับ 313.9 เมกกะปาสคาล (3200 กก./ซม.²) ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 250 มม. กำลังรับแรงอัดประลัยคอนกรีต เท่ากับ 31.3 เมกกะปาสคาล (319 กก./ซม.²) โดยมีการติดตั้งกรงเหล็กหุ้มภายนอก (steel cage) ด้วยกาวยึดเพื่อยึดระหว่างเหล็กฉากกับผิวชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก ระยะห่างเหล็กเสริมของกรงเหล็กเท่ากับ 125 มม. ความยาวของเหล็กฉาก 600 มม. เหล็กเสริมในกรงเหล็กหุ้มภายนอก ใช้เหล็กกลมผิวเรียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 9 มม. (RB9) กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง ($f_{y,cage}$) เท่ากับ 363 เมกกะปาสคาล (3700 กก./ซม.²)

3.2.2.2 ตัวอย่างทดสอบ S-SC2

ตัวอย่างทดสอบ S-SC2 หมายถึง ชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมขนาด 300 X 300 มม. ใช้เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 16 มม. (DB16) จำนวน 14 เส้น กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว (f_y) เท่ากับ 549.4 เมกกะปาสคาล (5600 กก./ซม.²) เหล็กปลอกรั้วรอบ (hoop ties) และเหล็กปลอกยึดทางขวาง (crossties) ใช้เหล็กกลมผิวเรียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 6 มม. (RB6) กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (f_{yt}) เท่ากับ 313.9 เมกกะปาสคาล (3200 กก./ซม.²) ระยะห่างเหล็กปลอกเท่ากับ 250 มม. กำลังรับแรงอัดประลัยคอนกรีต เท่ากับ 31.3 เมกกะปาสคาล (319 กก./ซม.²) โดยไม่ใช้กาวยึดในการติดตั้งกรงเหล็กหุ้มภายนอก (steel cage) ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมของกรงเหล็กเท่ากับ 125 มม. ความยาวของเหล็กฉาก 600 มม. เหล็กเสริมในกรงเหล็กหุ้มภายนอก ใช้เหล็กกลมผิวเรียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 9 มม. (RB9) กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง ($f_{y,cage}$) เท่ากับ 363 เมกกะปาสคาล (3700 กก./ซม.²)

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ

ชื่อตัวอย่างทดสอบ		S-O	S-SC1	S-SC2
กำลังประลัยคอนกรีตที่วันทดสอบ (กก./ตร.ซม.)		319	319	319
ขนาด ตัวอย่าง ทดสอบ	ความกว้าง	300 มม.		
	ความลึก	300 มม.		
	ความยาว	3000 มม.		
เหล็ก เสริม ตามยาว	จำนวน/ขนาดเหล็ก	14-DB16		
	ปริมาณ	3.13%		
	กำลังที่จุดคราก	5600 กก./ตร.ซม.		
เหล็ก เสริมตาม ขวาง	จำนวน/ขนาดเหล็ก	3-RB6@250		
	ปริมาณ	0.15%		
	กำลังที่จุดคราก	3200 กก./ตร.ซม.		
อัตราส่วน $\frac{M_n}{a \cdot V_n}$		0.8	0.52	0.52
การจับยึดกรงเหล็กหุ้มภายนอก		-	ใช้กาอีพอกซี่ Sikadur-30	ไม่ใช้
กรงเหล็กหุ้มภายนอก		ไม่มี	2-RB9@125 $f_{y,cage} = 3700$ กก./ตร.ซม . ความยาวเหล็กฉาก 600 มม.	

3.3 คุณสมบัติของวัสดุ

3.3.1 คอนกรีต

คอนกรีตที่ใช้สำหรับในงานวิจัยนี้เป็นคอนกรีตผสมเสร็จที่มีหน่วยน้ำหนักปกติ มีค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีตทรงกระบอกเท่ากับ 23.5 เมกกะปาสคาล (240 กก./ซม²) ของตัวอย่างรูปทรงกระบอกในวันที่ทดสอบซึ่งเป็นกำลังอัดของคอนกรีตที่ได้จากการสำรวจเสาะอาคารในประเทศไทย (Suesuttajit,2007) โดยมีค่าการยุบตัว (Slump) เท่ากับ 10 ± 2.5 ซม. โดยแบบหล่อตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ใช้ในการหล่อคอนกรีตมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 150 มม. ความสูง 300 มม. จำนวน 18 ตัวอย่าง เพื่อนำตัวอย่างไปทดสอบหาค่ากำลังประลัยของคอนกรีตดังแสดงในภาพที่ 3.3 แต่มีปัญหาในการควบคุมกำลังอัดของคอนกรีตเนื่องจากปัจจัยภายนอกหลายประการ จึงทำให้กำลังอัดของคอนกรีตของคานตัวอย่างทดสอบมีค่าเท่ากับ 31.3 เมกกะปาสคาล (319 กก./ซม²)



ภาพที่ 3.3 แสดงการเก็บตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ทดสอบกำลังอัด

3.3.2 เหล็กเสริม

สำหรับในงานวิจัยนี้ใช้เหล็กเสริม 3 ขนาด ได้แก่ เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มม. (DB14) ใช้เป็นเหล็กเสริมตามยาวในตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่าง ซึ่งมีกำลังที่จุดครากไม่น้อยกว่า 4000 กก./ซม.² กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว (f_y) เท่ากับ 549 เมกกะปาสคาล (5600 กก./ซม.²) เหล็กกลมผิวเรียบเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มม. (RB6) ใช้เป็นเหล็กปลอกรั้วรอบ (hoop ties) และเหล็กปลอกยึดตามขวาง (crossties) ซึ่งมีกำลังที่จุดครากไม่น้อยกว่า 235.4 เมกกะปาสคาล (2400 กก./ซม.²) กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (f_{yt}) เท่ากับ 313.9 เมกกะปาสคาล (3200 กก./ซม.²) และเหล็กกลมผิวเรียบเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มม. (RB9) ใช้เป็นเหล็กเสริมในทรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอก ซึ่งมีกำลังที่จุดครากไม่น้อยกว่า 235.4 เมกกะปาสคาล (2400 กก./ซม.²) กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวางในทรงเหล็กเสริม ($f_{y,cage}$) เท่ากับ 363 เมกกะปาสคาล (3700 กก./ซม.²) โดยทำการสุ่มเหล็กเสริมจำนวน 3 ตัวอย่างเพื่อใช้ในการทดสอบหาค่าคุณสมบัติของเหล็ก

3.4 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

การเตรียมตัวอย่างในการทดสอบนี้ เริ่มต้นจากการเตรียมเหล็กเสริมที่ใช้ทั้งหมด หลังจากได้เหล็กเสริมที่ใช้ทั้งหมดแล้ว จากนั้นทำการตัดและประกอบตามรูปแบบลักษณะการเสริมเหล็กที่เตรียมไว้ทั้งหมด

เมื่อตัดเหล็กเสริมตามที่ต้องการแล้วจึงทำการประกอบเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบตามลักษณะและรูปแบบที่ต้องการดังแสดงในภาพที่ 3.4 หลังจากประกอบเหล็กเสริมตามขวางให้ได้ตำแหน่งและระยะห่างที่ต้องการแล้วทำการติดตั้งเกจวัดความเครียด (strain gauge) ที่เหล็กเสริมตามตำแหน่งดังที่แสดงในภาพที่ 3.7-3.8 โดยขั้นตอนการติดตั้งเกจวัดความเครียดมีดังต่อไปนี้

1. ถ้าต้องการติดเกจวัดความเครียดบนเหล็กข้ออ้อย ใช้เครื่องเจียรเหล็กเจียรส่วนที่เป็นปล้องของเหล็กให้เรียบ เจียรให้เรียบเฉพาะตำแหน่งที่จะติดเกจวัดความเครียด ระวังอย่าเจียรให้ลึกจนเกินไป เพราะจะมีผลกระทบต่อกำลังการรับแรงของตัวอย่างทดสอบ
2. แล้วขัดพื้นผิวบริเวณที่จะติดเกจวัดความเครียดด้วยกระดาษทรายชนิดหยาบก่อน แล้วตามด้วยกระดาษทรายชนิดละเอียด ขัดให้เรียบปราศจากรอยขรุขระ สนิมเหล็กหรือสี เพื่อให้พื้นผิวมีลักษณะเหมาะสมที่จะยึดเกจวัดความเครียดกับพื้นผิวเหล็กได้ดี
3. ทำความสะอาดบริเวณที่จะติดเกจให้ดีด้วยแอลกอฮอล์ เพื่อให้ปราศจากคราบน้ำมันและคราบสกปรก ควรเช็ดไปทางเดียวเพื่อป้องกันสิ่งตกค้างที่อยู่ในลำไส้

4. ทากาวไซยาโนอะครีเลต (cyano-acrylate adhesive) บนเกจวัดความเครียด จากนั้นติดเกจวัดความเครียดกับเหล็กเสริม ใช้แผ่นพลาสติกกดทับเกจวัดความเครียดประมาณ 20-30 วินาที แล้วค่อยดึงพลาสติกออก

5. เพื่อป้องกันความเสียหายของเกจวัดความเครียดในขณะทำการทดสอบกรีต หุ้มเกจวัดความเครียดที่ติดเรียบร้อยแล้วด้วยเทปกั้นน้ำและกันกระแทก (vinyl-mastic tape)

เกจวัดความเครียดที่ใช้ในงานวิจัยนี้ทั้งหมดเป็นชนิดไฟฟ้าที่มีความต้านทาน 120 ± 0.4 โอห์ม เกจเฟคเตอร์ (gage factor) เท่ากับ 2.08 มีความยาวเกจ (gage length) เท่ากับ 5 มม. หลังจากติดตั้งเกจวัดความเครียดเรียบร้อยแล้ว จึงทำการเดินสายไฟจากเกจวัดความเครียดที่ตำแหน่งต่างๆ ออกมาอยู่นอกแบบหล่อและทำป้ายสัญลักษณ์ให้เรียบร้อยเสียก่อนที่จะประกอบแบบหล่อ

โดยชื่อที่กำหนดในเหล็กปลอกในตัวอย่างที่ใช้เปรียบเทียบลักษณะต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ สามารถอธิบายได้ดังนี้

ชื่อเหล็กปลอกของตัวอย่างตัวอย่าง $X_1-X_2-X_3$

X_1 แสดงตำแหน่งด้านซ้ายหรือขวาเมื่อหันหน้าเข้าหาตัวอย่างทดสอบ (R,L)

X_2 แสดงตำแหน่งที่ระยะจากฐานรองรับ (1,2,3)

$X_2 = 1$ หมายถึง ติดตั้งเกจวัดความเครียดที่ระยะ 250 มม. จากฐานรองรับ

$X_2 = 2$ หมายถึง ติดตั้งเกจวัดความเครียดที่ระยะ 500 มม. จากฐานรองรับ

$X_2 = 3$ หมายถึง ติดตั้งเกจวัดความเครียดที่ระยะ 750 มม. จากฐานรองรับ

X_3 แสดงตำแหน่งเหล็กปลอกในแต่ละชั้น (a,b,c)

$X_3 = a$ หมายถึง ติดตั้งเกจวัดความเครียดที่เหล็กรัดรอบด้านหน้าตัวอย่างทดสอบ

$X_3 = b$ หมายถึง ติดตั้งเกจวัดความเครียดที่เหล็กรัดรอบด้านหลังตัวอย่างทดสอบ

$X_3 = c$ หมายถึง ติดตั้งเกจวัดความเครียดไว้ที่เหล็กยึดทางขวาง

ก่อนการประกอบแบบหล่อตัวอย่าง ต้องทาน้ำมันที่ผิวแบบหล่อเพื่อป้องกันไม่ให้คอนกรีตติดกับผิวแบบหล่อเมื่อคอนกรีตแข็งตัว จากนั้นทำการประกอบแบบหล่อทั้งสามด้านเข้า

ด้วยกัน ต้องตรวจสอบให้ได้ดังทุกด้านเพื่อความถูกต้องตัวอย่าง ฐานของแบบหล่อต้องยึดให้แน่นกับพื้นเพื่อป้องกันแบบหล่อไม่ให้เคลื่อนตัวในขณะที่เทคอนกรีตและขณะที่จี้คอนกรีตดังแสดงในภาพที่ 3.5 ในการเทคอนกรีตลงแบบหล่อจะทำการเก็บตัวอย่างทดสอบคอนกรีตรูปทรงกระบอกทั้งหมด 18 ตัวอย่าง เพื่อนำไปทดสอบค่ากำลังประลัยของคอนกรีต สำหรับตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่าง จะใช้คอนกรีตประมาณ 1 ลูกบาศก์เมตร ต้องระมัดระวังขณะการเทคอนกรีตและการจี้คอนกรีตเนื่องจากอาจจะทำให้เกิดความเครียดที่ติดตั้งไว้เกิดความเสียหายได้

หลังจากที่แกะแบบหล่อแล้วใช้พลาสติกแบบบางห่อหุ้มรอยคายนทดสอบ เพื่อป้องกันไม่ให้สูญเสียน้ำซึ่งจะส่งผลต่อกำลังของคอนกรีตโดยตรงและยังฉีบน้ำที่ผิวทดสอบเพื่อเพิ่มความชื้นให้ผิวทดสอบและควรบ่มตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกให้อยู่สภาวะเดียวกับตัวอย่างทดสอบ เพื่อความถูกต้องของกำลังอัดของคอนกรีตดังแสดงในภาพที่ 3.6



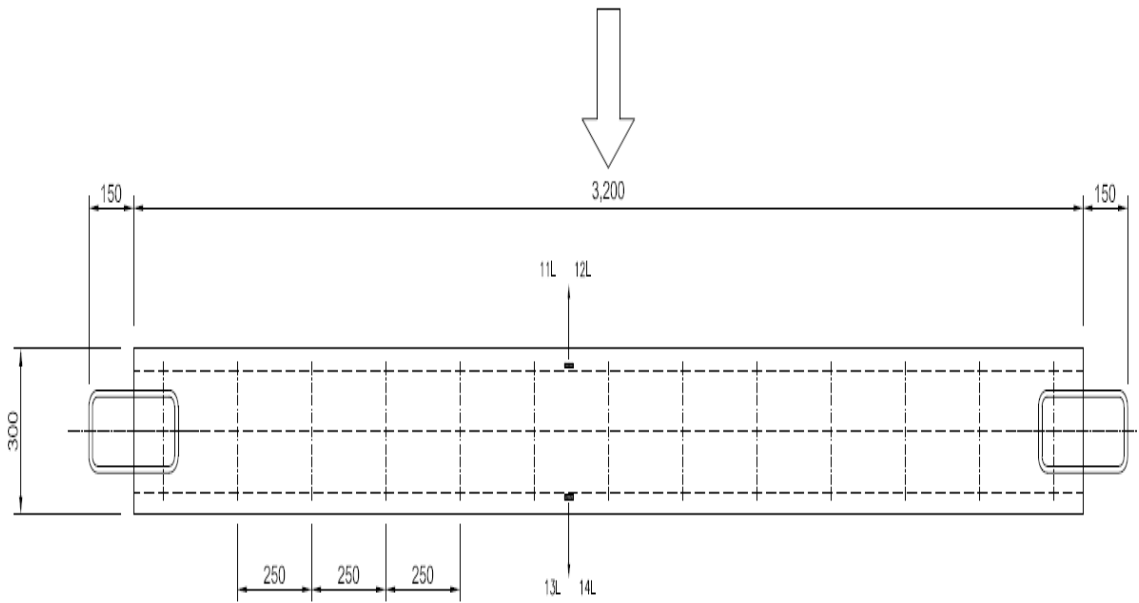
ภาพที่ 3.4 การประกอบเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่างทดสอบ



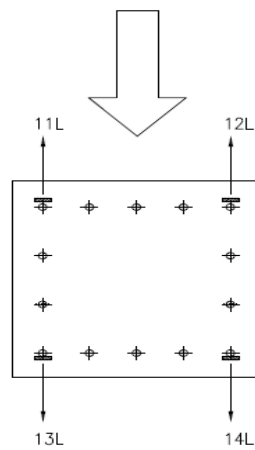
ภาพที่ 3.5 การยัดเรียงแบบหล่อตัวอย่างทดสอบ



ภาพที่ 3.6 การใช้พลาสติกหุ้มตัวอย่างทดสอบและตัวอย่างรูปทรงกระบอก

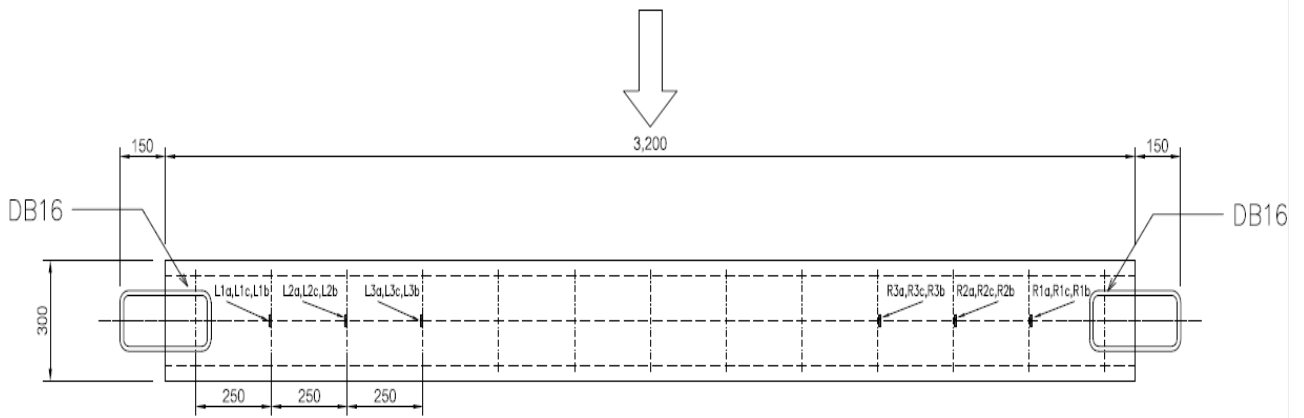


LOCATION OF STRIAN GAGE

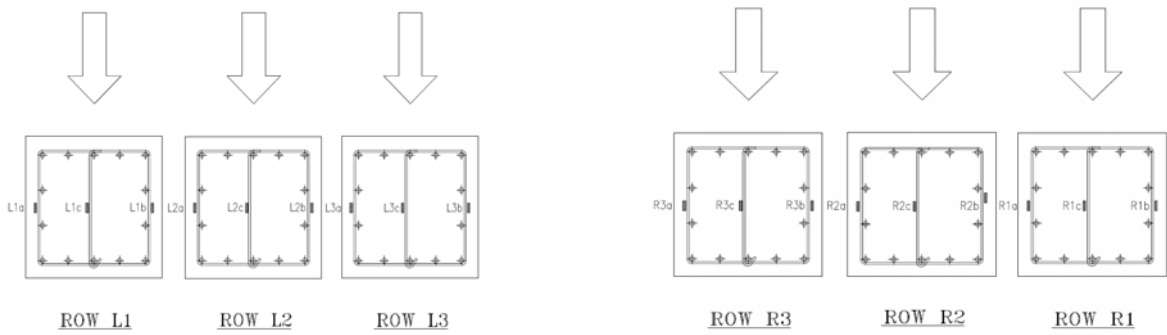


ROW 1

ภาพที่ 3.7 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่างทดสอบ S-O, S-SC1 และ S-SC2



LOCATION OF STRIAN GAGE



รูปที่ 3.8 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่างทดสอบ

S-O, S-SC1 และ S-SC2

3.5 ขั้นตอนการเตรียมการทดสอบ

ขั้นตอนการทดสอบจะอธิบายขั้นตอนการติดตั้งตัวอย่างทดสอบเข้ากับเครื่องทดสอบในห้องปฏิบัติการ วิธีการติดตั้งและตำแหน่งของเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่ วิธีการเก็บข้อมูลที่ได้ระหว่างการทดสอบโดยใช้เครื่องบันทึกข้อมูล วิธีการให้แรงการทำด้านข้างแบบทางเดียวกับตัวอย่างทดสอบในงานวิจัยนี้

3.5.1 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบ

ขั้นตอนการติดตั้งตัวอย่างเริ่มจากเคลื่อนย้ายตัวอย่างทดสอบจากบริเวณที่ทำการหล่อตัวอย่างทดสอบโดยใช้รถยกเพื่อนำไปติดตั้งในเครื่องทดสอบในห้องปฏิบัติการ ปรับระยะห่างของฐานรองรับทั้งสองข้างให้ได้ระยะห่าง 3000 มม. หลังจากนั้นวางตัวอย่างทดสอบลงบนฐานรองรับ ตรวจสอบระยะห่างของฐานรองรับและระดับในแนวราบให้ถูกต้อง ทาสีขาวด้านหน้าและด้านหลังของคานทดสอบ เพื่อช่วยในการสังเกตเห็นรอยแตกร้าวได้ชัดเจนในขณะทำการทดสอบ พร้อมทั้งทำการตีเส้นด้านหน้าเป็นตารางขนาด 100 x 100 มม. เพื่อถ่ายต่อการบันทึกรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบติดตั้ง นำแผ่นเหล็กขนาด 150 x 500 มม. มาวางไว้ในบริเวณกึ่งกลางด้านบนของตัวอย่างทดสอบ

สำหรับตัวอย่างทดสอบ S-SC1 ต้องมีการติดตั้งกรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอกก่อนที่จะนำไปติดตั้งที่เครื่องทดสอบ ซึ่งมีการใช้กาวอีพอกซีที่แสดงในภาพที่ 3.9 สำหรับตัวอย่างทดสอบ S-SC2 ซึ่งไม่มีการใช้กาวอีพอกซีทำให้สามารถติดตั้งกรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอกได้โดยง่าย เมื่อติดตั้งกรงเหล็กเสริมแล้วทำการติดเทจวัดความเครียดที่เหล็กเสริมของกรงเหล็กหุ้มภายนอกทุกเส้นดังแสดงในภาพที่ 3.10



ภาพที่ 3.9 การติดตั้งกรงเหล็กเสริมโดยใช้กาวอีพอกซี



ภาพที่ 3.10 ตำแหน่งการติดตั้งวัดความเครียดบนเหล็กเสริมในกรงเหล็กหุ้มภายนอก

3.5.2 การให้แรงกระทำกับตัวอย่างทดสอบ

การทดสอบงานวิจัยนี้ได้ทดสอบตัวอย่างทดสอบโดยให้แรงกระทำทางด้านข้างในแนวตั้ง โดยไม่พิจารณาแรงอัดตามแนวแกน ดังนั้นจึงมีอุปกรณ์ให้แรง ได้แก่ เครื่องทดสอบคานยี่ห้อ Amsler โดยมีกำลังการให้แรงมากที่สุดเท่ากับ 490.5 กิโลนิวตัน ให้แรงกระทำทางด้านข้างที่บริเวณกึ่งกลางตัวอย่างทดสอบ โดยวาง Load cell ระหว่างคานทดสอบกับแผ่นเหล็กที่ให้แรงกระทำดังแสดงในภาพที่ 3.11 เพื่ออ่านค่าแรงกระทำที่เกิดขึ้นจริงระหว่างการทดสอบ ต้องมีการวางแผ่นเหล็กซ้อนกันหลายชั้นเนื่องจากระยะห่างระหว่างตัวอย่างทดสอบกับแผ่นเหล็กที่ให้แรงไม่เพียงพอกับความสูงของเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่ และเพื่อป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นกับเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่



ภาพ ที่ 3.11 การติดตั้งอุปกรณ์ให้แรงกระทำทางด้านข้างและอุปกรณ์อ่านค่าแรงกระทำ

3.5.3 การติดตั้งเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่ (displacement transducers)

การติดตั้งเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่ในงานวิจัยนี้ได้ติดตั้งเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่จำนวน 3 ตัว โดยมีความสามารถอ่านค่าได้ละเอียดถึง 0.01 มม. สามารถบันทึกผลโดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ โดยมีหลักการทำงานของเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่จะวัดความต่างศักย์ไฟฟ้าที่เปลี่ยนแปลงไปเป็นระยะการเคลื่อนที่ มีเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่ 1 ตัว ที่จำเป็นต้องใช้ความต่างศักย์ไฟฟ้าเท่ากับ 10 โวลต์ จากแหล่งจ่ายไฟฟ้าภายนอก ในงานวิจัยนี้ได้สอบเทียบเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่เพื่อแสดงผลของค่าที่วัดได้อย่างถูกต้อง โดยติดตั้งเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่ทั้ง 3 ตัว ไว้บริเวณกึ่งกลางตัวอย่างทดสอบดังแสดงในภาพที่ 3.12



ภาพที่ 3.12 ตำแหน่งติดตั้งเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่

3.5.4 หน่วยรวบรวมข้อมูล

การรวบรวมข้อมูลในงานทดสอบนี้ ได้แก่ ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง แรงกระทำทางด้านข้าง และค่าความเครียด ซึ่งอุปกรณ์วัดที่ตัวได้ต่อเข้ากับเครื่องเก็บข้อมูล (data logger) เนื่องจากในงานทดสอบครั้งนี้ต้องการวัดค่าต่างๆ มากกว่า 30 ค่า ทำให้ต้องใช้เครื่องเก็บข้อมูล 2 เครื่อง ได้แก่ เครื่องเก็บข้อมูล ยี่ห้อ KYOWA ควบคุมผ่านคอมพิวเตอร์โปรแกรม UCS-60B และเครื่องเก็บข้อมูล ยี่ห้อ YOGOKAWA ควบคุมผ่านคอมพิวเตอร์โปรแกรม Darwin สามารถเก็บข้อมูลได้ทุก 2 วินาที ดังแสดงในภาพที่ 3.13



ภาพที่ 3.13 เครื่องเก็บข้อมูลและลักษณะการต่อสาย

3.6 ขั้นตอนการทดสอบ

เมื่อเตรียมตรวจสอบอุปกรณ์วัดทุกชิ้นแล้วก็เริ่มการทดสอบได้ ระหว่างการทดสอบต้องมีการจดบันทึกค่าต่างๆ ได้แก่ ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง แรงกระทำทางด้านข้าง รอยแตกร้าว พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่เกิดขึ้นตลอดการทดสอบ อีกทั้งยังมีการบันทึกภาพนิ่งและภาพเคลื่อนไหวตลอดการทดสอบ การทดสอบในงานวิจัยนี้จะทำการให้แรงกระทำทางด้านข้างแบบทางเดียวกับตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่าง เพิ่มแรงกระทำทางด้านข้างอย่างช้าๆทุก 9.81 กิโลนิวตัน จนกระทั่งถึงค่ากำลังรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุด หลังจากที่กำลังรับแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบลดลงจะทดสอบโดยการควบคุมระยะการเคลื่อนที่เพิ่มขึ้นทุก 2 มม. ข้อมูลต่างๆจะถูกเก็บไว้โดยเครื่องบันทึกข้อมูล (data logger) โดยมีการเริ่มบันทึกข้อมูลตั้งแต่ยังไม่ได้เริ่มให้แรงกระทำทางด้านข้างจนกระทั่งสิ้นสุดการทดสอบดังแสดงในภาพที่ 3.14



ภาพที่ 3.14 ภาพการติดตั้งอุปกรณ์ก่อนการทดสอบ

บทที่ 4

ผลการทดสอบ

ในบทนี้ ได้ทำการบรรยายและอธิบายถึงผลการทดสอบของตัวอย่างทดสอบ 3 ตัวอย่าง ภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบทางเดียว โดยอธิบายถึงผลการทดสอบทั้งหมด ได้แก่ พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบ รูปแบบรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น แสดงผลการทดสอบในรูปแบบของกราฟความสัมพันธ์ ได้แก่ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง ค่าการสลายพลังงานและค่าความเหนียวของตัวอย่างทดสอบ ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางกับแรงกระทำทางด้านข้าง นอกจากนี้ยังได้เปรียบเทียบผลของการเสริมกำลังด้วยกรงเหล็กหุ้มภายนอกที่มีต่อพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบอีกด้วย

4.1 พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่สังเกตได้ระหว่างการทดสอบ

ในหัวข้อนี้จะนำเสนอ พฤติกรรมทั่วไปที่สังเกตได้ระหว่างการทดสอบตัวอย่างทดสอบ ภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบทางเดียวของแต่ละตัวอย่าง ระดับความเสียหายในแต่ละช่วงของแรงกระทำทางด้านข้าง โดยงานวิจัยนี้จะสังเกตความเสียหายและรอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบที่เกิดขึ้นทุก 981 กิโลนิวตัน พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบก่อนและหลังแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุด รูปแบบของรอยแตกร้าว รูปแบบการวิบัติ พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่มีการติดตั้งกรงเหล็กเสริมหุ้มภายนอกและไม่มีการติดตั้ง พฤติกรรมเหล็กเสริมของกรงเหล็กหุ้มภายนอก

4.1.1 ตัวอย่างทดสอบ S-O

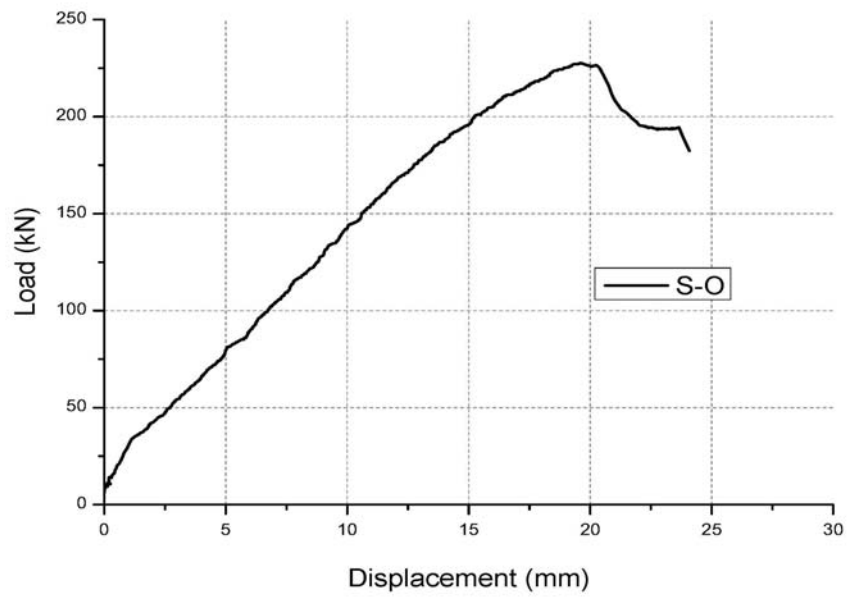
4.1.1.1 ผลการทดสอบตัวอย่างทดสอบ S-O

จากการทดสอบพบว่าตัวอย่าง S-O มีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรกเท่ากับ 4.98 มม. แรงกระทำด้านข้างที่เกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรกเท่ากับ 78.2 กิโลนิวตัน จากการหาค่าระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างที่จุดคราก (75 % secant approach) จะได้ค่าระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างที่จุดครากเท่ากับ 16.6 มม. และมีค่าแรงกระทำด้านข้างที่จุดครากเท่ากับ 215 กิโลนิวตัน โดยมีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่แรงกระทำทางด้านข้างสูงสุด เท่ากับ 19.58 มม. และมีแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 227.7 กิโลนิวตัน ดังแสดงในตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 แรงกระทำทางด้านข้างและระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่าง S-O

แรงกระทำ ด้านข้าง (kN)	แรงกระทำด้านข้างที่จุดคราก (P_y)	215
	แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (P_m)	227.7
	แรงกระทำด้านข้างที่ลดลง $0.8 P_{max}$ (P_u)	182.1
ระยะการ เคลื่อนตัว ด้านข้าง, มม.	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จุดคราก (Δ_y)	16.6
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (Δ_m)	19.6
	ระยะการเคลื่อนตัวที่สูญเสียความต้านทานด้านข้าง หรือที่ $0.8 P_{max}$ (Δ_u)	24.1

ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างกับแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบ แสดงในภาพที่ 4.1 พบว่าตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติแบบเฉือน โดยในช่วงแรกตัวอย่างทดสอบเกิดรอยแตกร้าวแบบตัดก่อนและเริ่มมีรอยแตกร้าวแบบเฉือนที่แรงกระทำด้านข้างเท่ากับ 127.7 กิโลนิวตัน เมื่อทดสอบถึงแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 227.7 กิโลนิวตัน ซึ่งระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่แรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 19.58 มม. และหลังจากเมื่อระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างเท่ากับ 21 มม. กำลังรับแรงกระทำด้านข้างเริ่มลดลงอย่างรวดเร็ว เกิดการวิบัติแบบเฉือนใกล้ฐานรองรับด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ ดังแสดงในภาพที่ 4.2 และมีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 24.1 มม.



ภาพที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนด้านข้าง
ของตัวอย่าง S-O



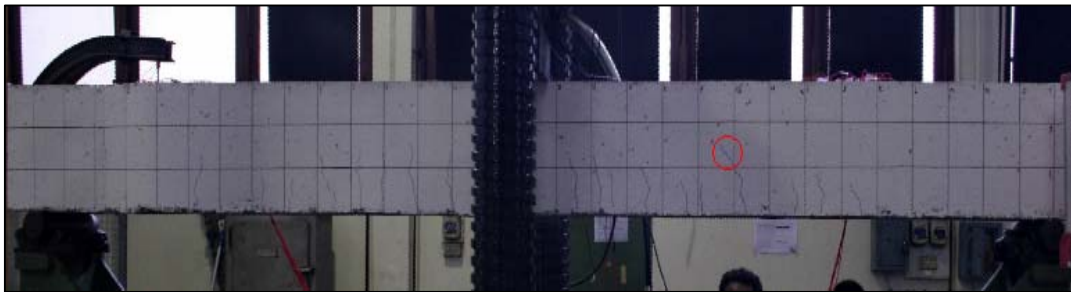
ภาพที่ 4.2 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง S-O หลังการทดสอบ

4.1.1.2 ระดับความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ S-O ระหว่างการทดสอบ

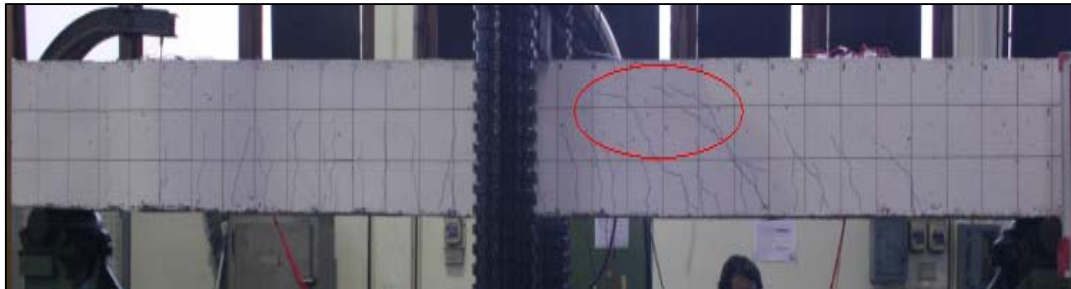
ในช่วงแรกนั้นพบว่ารอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นไม่มากนัก โดยเริ่มเห็นรอยแตกร้าวเมื่อให้แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 78.2 กิโลนิวตัน มีลักษณะเป็นรอยแตกร้าวในแนวตั้งฉากความยาวประมาณ 10 ซม. เกิดขึ้นทั้งทางด้านซ้ายและทางด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ และจะมีรอยแตกร้าวมากขึ้นตามระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง เริ่มสังเกตเห็นรอยแตกร้าวที่มีลักษณะเป็นเส้นทแยงต่อเนื่องจากรอยแตกร้าวในแนวตั้งฉากเดิมจะเกิดขึ้นเมื่อให้แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 127.7 กิโลนิวตัน และมีรอยแตกร้าวลักษณะเป็นเส้นทแยงขนาดใหญ่จากฐานรองรับเมื่อให้แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 227.7 กิโลนิวตัน หลังจากนั้นน้ำหนักที่กระทำด้านข้างเริ่มลดลงอย่างรวดเร็วเกิดการแตกออกเป็นก้อนของคอนกรีตบริเวณรอยแตกร้าวลักษณะเป็นเส้นทแยงขนาดใหญ่ที่ระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 27 มม. และขนาดของรอยแตกร้าวมีขนาดใหญ่ขึ้น การแตกออกของคอนกรีตจะเพิ่มมากขึ้นตามระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง จนสามารถสังเกตเห็นเหล็กเสริมภายในได้อย่างชัดเจน ดังแสดงในภาพที่ 4.3



(ก) เริ่มมีรอยแตกร้าวในแนวตั้งฉากที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 78.2 กิโลนิวตัน

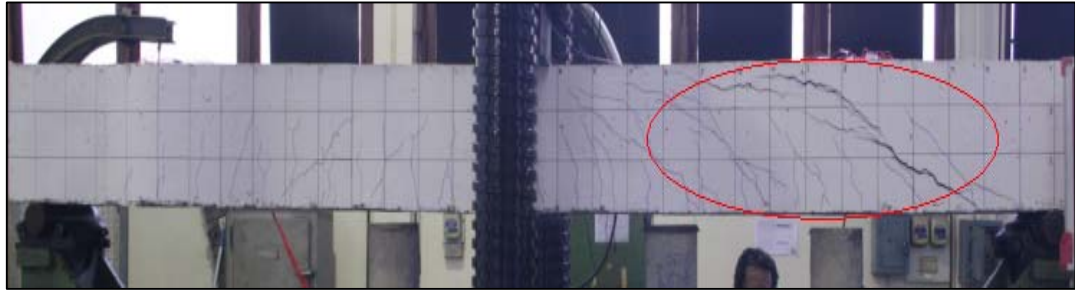


(ข) เริ่มมีรอยแตกร้าวเป็นเส้นทแยงที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 127.7 กิโลนิวตัน



(ค) รอยแตกร้าวทแยงเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 215.9 กิโลนิวตัน

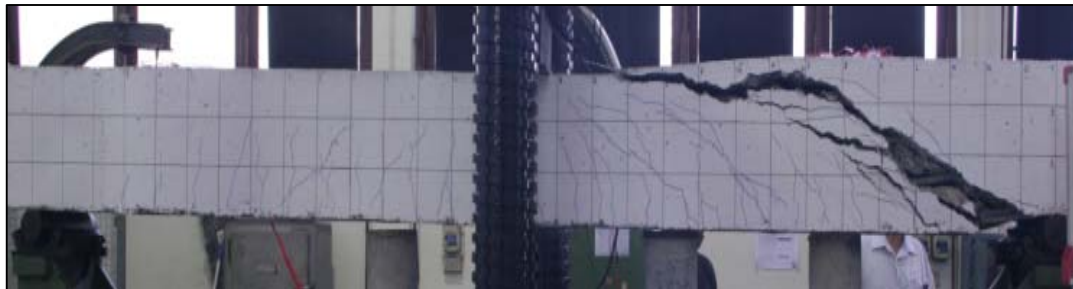
รูปที่ 4.3 ระดับความเสียหายในแต่ละช่วงของแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่าง S-O



(ง) เกิดรอยแตกกว้างเป็นเส้นทแยงขนาดใหญ่บริเวณฐานรองรับด้านขวาเมื่อแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 227.7 กิโลนิวตัน



(จ) เกิดการแตกออกเป็นก้อนของคอนกรีตบริเวณรอยแตกกว้างลักษณะเป็นเส้นทแยงขนาดใหญ่ที่ระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 27 มม.

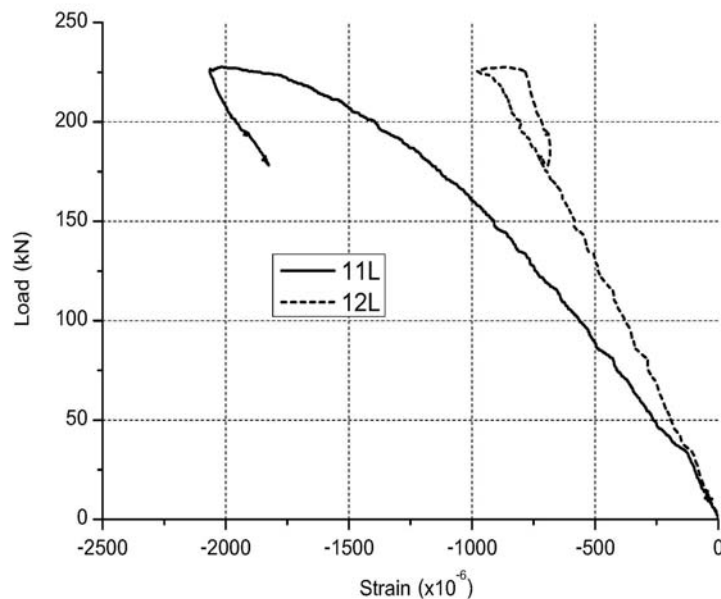


(ฉ) ที่ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 35 มม. สิ้นสุดการทดสอบตัวอย่าง S-O

ภาพที่ 4.3 ระดับความเสียหายในแต่ละช่วงของแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่าง S-O (ต่อ)

4.1.1.3 ความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง S-O

การวัดความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว ทำการวัดจากเกจวัดความเครียดที่ติดไว้ในเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบ S-O ติดตั้งบริเวณกึ่งกลางตัวอย่างทดสอบ ซึ่งแสดงตำแหน่งของเกจวัดความเครียดในภาพที่ 3.7 ค่าความเครียดที่วัดได้สามารถได้กราฟความความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ดังแสดงในภาพที่ 4.4 โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวจะทำให้สามารถหาระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จุดคราก และสามารถนำค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ต่อไป

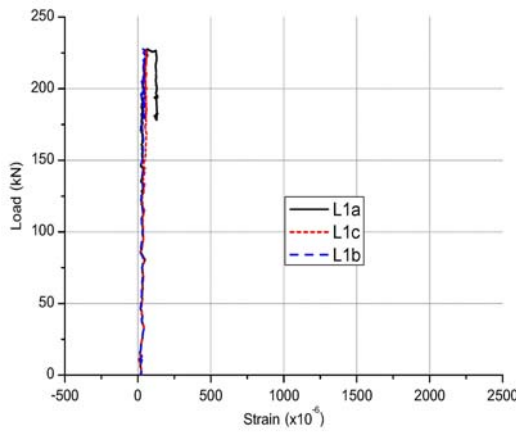
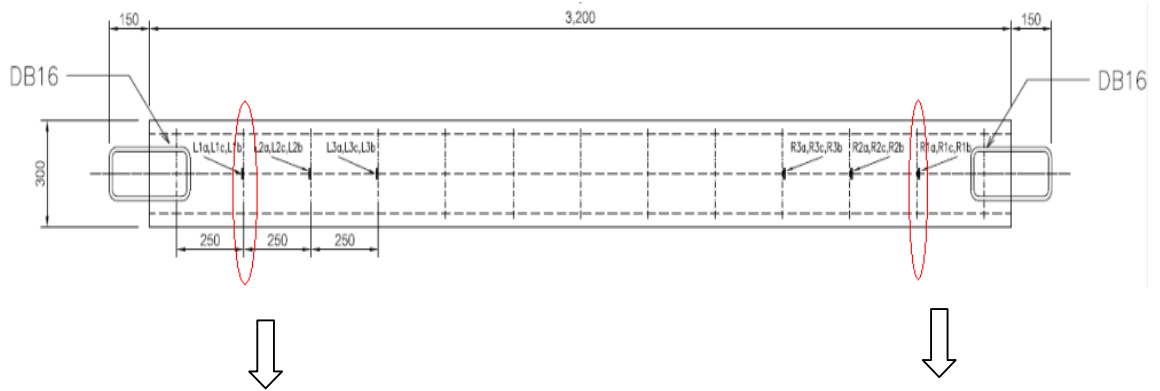


ภาพที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวด้านบนของตัวอย่าง S-O

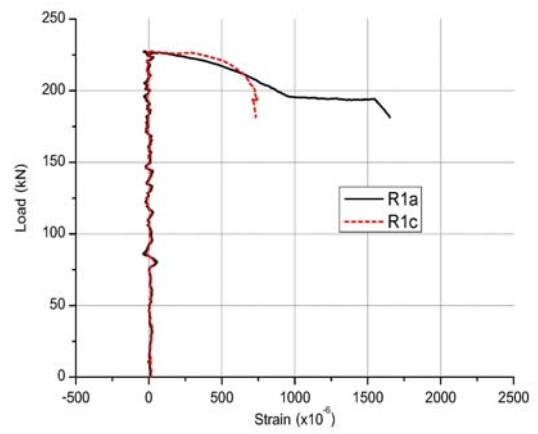
4.1.1.4 ความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง S-O

ในการวัดความเครียดของเหล็กเสริมตามขวาง ได้ทำติดตั้งเกจวัดความเครียดไว้ในเหล็กเสริมตามขวางของแต่ละชั้นของเหล็กเสริม ที่ระยะ 250 500 และ 750 มม. จากฐานรองรับของทั้งสองด้าน ซึ่งแสดงตำแหน่งของเกจวัดความเครียดในภาพที่ 3.8

โดยค่าความเครียดที่วัดได้สามารถได้กราฟความความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง ดังแสดงในภาพที่ 4.5-4.7

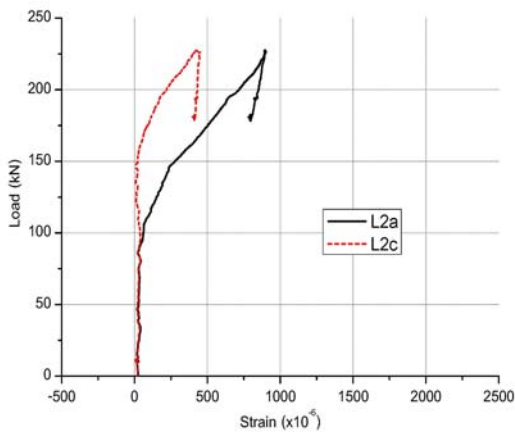
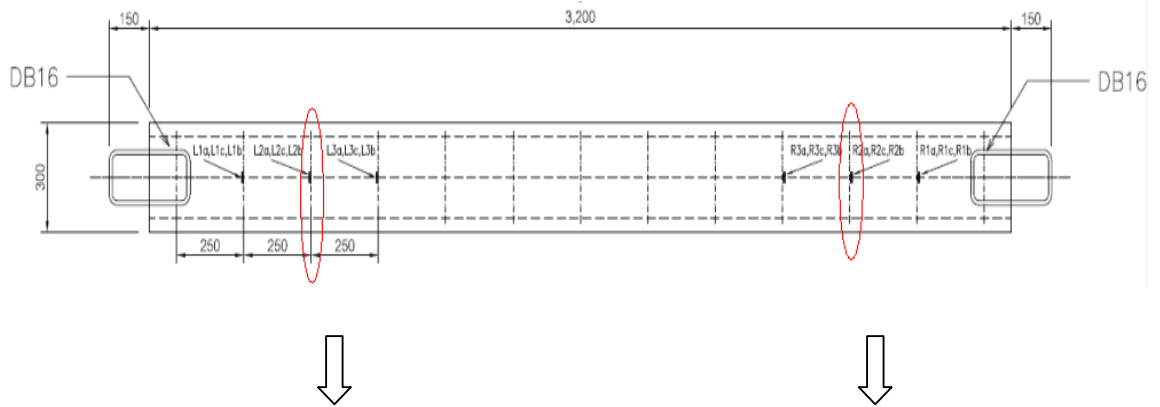


(ก) ด้านซ้ายของตัวอย่าง

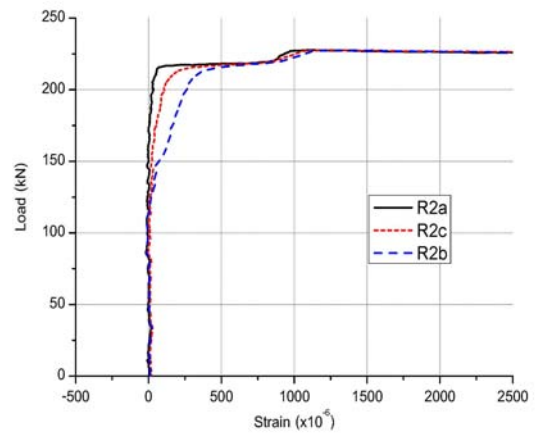


(ข) ด้านขวาของตัวอย่าง (R2b วัดค่าไม่ได้)

ภาพที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางที่ระยะ 250 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-O

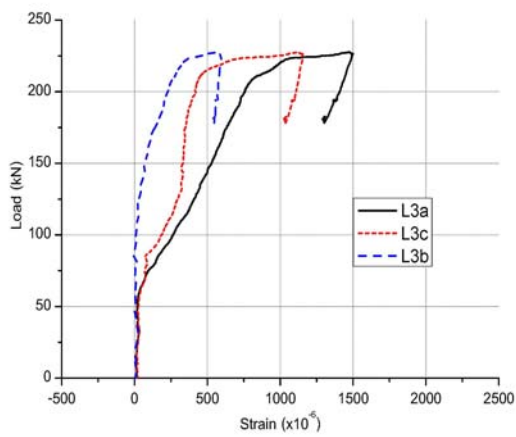
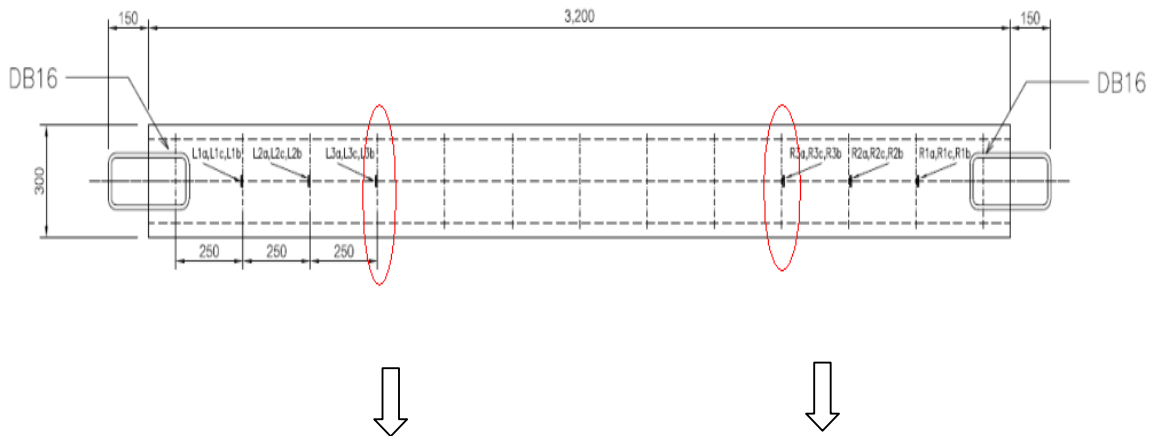


(ก) ด้านซ้ายของตัวอย่าง (L2b วัดค่าไม่ได้)

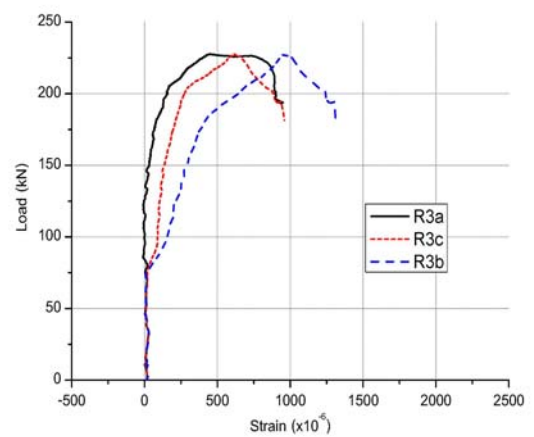


(ข) ด้านขวาของตัวอย่าง

ภาพที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางที่ระยะ 500 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-O



(ก) ด้านซ้ายของตัวอย่าง



(ข) ด้านขวาของตัวอย่าง

ภาพที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางที่ระยะ 750 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-O

ค่าความเครียดในเหล็กปลอกทั้ง 6 แนว เกิดขึ้นเมื่อเริ่มมีการให้แรงกระทำทางด้านข้าง แต่ก็ยังมีค่าไม่มากนักในช่วงแรกของการทดสอบ ค่าความเครียดจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อแรงกระทำทางด้านข้างใกล้ค่าสูงสุด โดยค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยของเกจวัดความเครียดในแนว R3 มากกว่า R2 และ R2 มากกว่า R1 ตามลำดับ และค่าความเครียดในเหล็กปลอกด้านซ้ายก็เช่นเดียว เนื่องจากโมเมนต์ดัดของหน้าตัดที่มากที่สุดอยู่ที่กึ่งกลางตัวอย่าง เมื่อแรงกระทำทางด้านข้างถึงค่าสูงสุดและเกิดรอยแตกร้าวทแยงขนาดใหญ่แล้ว ทำให้กำลังรับแรงทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบลดลงอย่างรวดเร็ว โดยหลังจากกำลังรับแรงกระทำทางด้านข้างลดลงแล้ว จะทดสอบโดยการควบคุมระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง เหล็กปลอก R3, R2 และ R1 ซึ่งอยู่ด้านที่เกิดการวิบัติแบบเฉือนค่าความเครียดมีค่าเพิ่มขึ้นตามระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างที่เพิ่มขึ้น โดยค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยของเหล็กปลอก R3 เท่ากับ $1074 \mu\epsilon$ ส่วน R2 และ R1 มีค่าความเครียดมากกว่าค่าความเครียดที่จะครากของเหล็กเสริม (ความเครียดที่จุดครากที่ได้จากการทดสอบ เท่ากับ $1600 \mu\epsilon$) ส่วนเหล็กปลอกแนว L3, L2, L1 ค่าความเครียดมีค่าลดลงหลังจากผ่านกำลังรับแรงกระทำด้านข้างสูงสุดที่ 227.7 กิโลนิวตัน โดยค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยของเหล็กปลอก L3, L2 และ L1 เท่ากับ 1086, 678 และ $99 \mu\epsilon$ ตามลำดับ

4.1.2 ตัวอย่างทดสอบ S-SC1

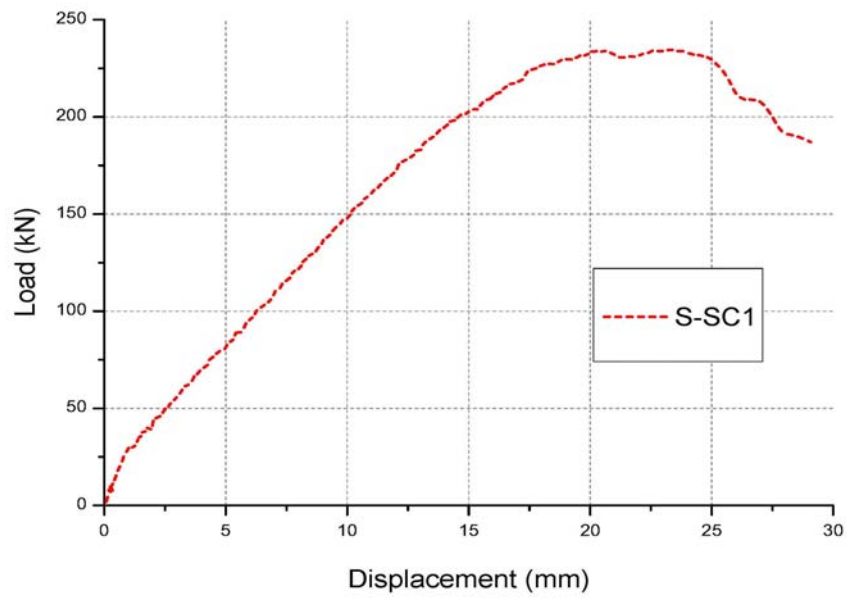
4.1.2.1 ผลการทดสอบตัวอย่างทดสอบ S-SC1

จากการทดสอบพบว่าคานตัวอย่าง S-SC1 มีการติดตั้งกรงเหล็กเสริมโดยใช้กาวยีพอกซีอีระหว่างเหล็กฉากกับผิวตัวอย่างทดสอบ โดยตัวอย่างทดสอบนี้มีระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างที่เกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรกเท่ากับ 2.45 มม. แรงกระทำด้านข้างที่เกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรกเท่ากับ 49.1 กิโลนิวตัน จากการหาค่าระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างที่จุดคราก (75 % secant approach) จะได้ค่าระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างที่จุดครากเท่ากับ 16.1 มม. และมีค่าแรงกระทำด้านข้างที่จุดครากเท่ากับ 210 กิโลนิวตัน โดยมีแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 234.2 กิโลนิวตัน และระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างที่แรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 20.1 มม. ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 29.1 มม. ดังแสดงในตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 แรงกระทำด้านข้างและระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างของตัวอย่าง S-SC1

แรงกระทำ	แรงกระทำด้านข้างที่จุดคราก (P_y)	210
ด้านข้าง (kN)	แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (P_m)	234.2
	แรงกระทำด้านข้างที่ลดลง $0.8 P_{max}$ (P_u)	187.4
ระยะการ เคลื่อนตัว ด้านข้าง, มม.	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จุดคราก (Δ_y)	16.1
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (Δ_m)	20.1
	ระยะการเคลื่อนตัวที่สูญเสียความต้านทานด้านข้าง หรือที่ $0.8 P_{max}$ (Δ_u)	29.1

ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างกับแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบ แสดงในภาพที่ 4.8 พบว่าตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติแบบเฉือน โดยในช่วงแรกตัวอย่างเกิดรอยแตกร้าวแบบตัดก่อน แต่ตัวอย่างทดสอบนี้จะเกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรกเร็วกว่า และเริ่มเกิดรอยแตกร้าวแบบเฉือนในบริเวณที่ติดตั้งกรงเหล็กหุ้มภายนอกที่แรงกระทำด้านข้างเท่ากับ 127.4 กิโลนิวตัน เมื่อทดสอบถึงแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 234.2 กิโลนิวตัน ซึ่งระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่แรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 20.1 มม. และหลังจากที่ระยะการเคลื่อนตัวเท่ากับ 25 มม. กำลังรับแรงกระทำด้านข้างเริ่มลดลงอย่างรวดเร็วเกิดการวิบัติแบบเฉือนบริเวณขอบของกรงเหล็กเสริมถึงกึ่งกลางตัวอย่าง ดังแสดงในภาพที่ 4.9 และมีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 29.1 มม.



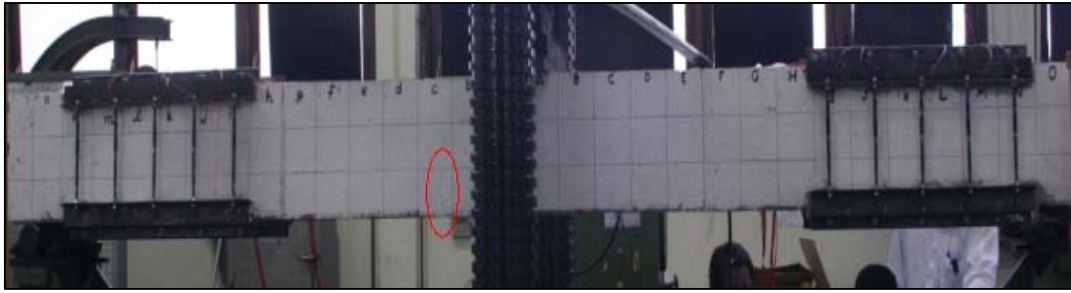
ภาพที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนด้านข้าง
ของตัวอย่าง S-SC1



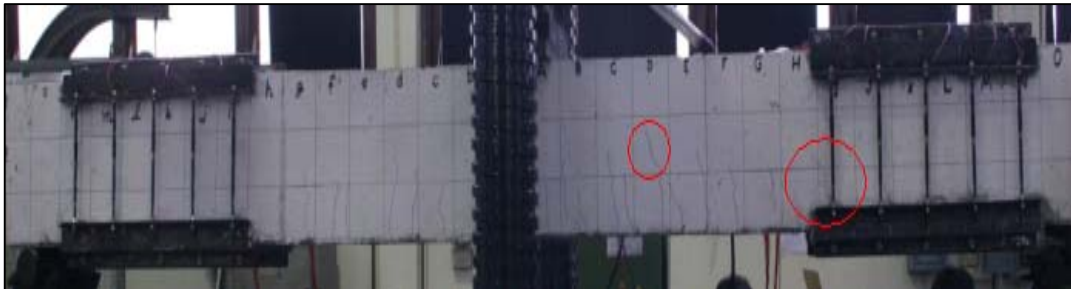
ภาพที่ 4.9 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง S-SC1 หลังการทดสอบ

4.1.2.2 ระดับความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ S-SC1 ระหว่างการทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบนี้มีการติดตั้งกรงเหล็กหุ้มภายนอก ในช่วงแรกนั้นพบว่ารอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นไม่มากนัก โดยเริ่มเห็นรอยแตกร้าวเมื่อให้แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 49.1 กิโลนิวตัน มีลักษณะเป็นรอยแตกร้าวในแนวตั้งฉาก เกิดขึ้นทั้งทางด้านซ้ายและทางด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ และจะมีรอยแตกร้าวมากขึ้นตามระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง เริ่มสังเกตเห็นรอยแตกร้าวแบบเฉือนต่อเนื่องจากรอยแตกร้าวในแนวตั้งฉากเดิมและเกิดรอยแตกร้าวแบบเฉือนบริเวณที่ติดตั้งกรงเหล็กหุ้มภายนอกที่แรงกระทำด้านข้างเท่ากับ 127.4 กิโลนิวตัน และมีรอยแตกร้าวแบบเฉือนเพิ่มมากขึ้นบริเวณนอกกรงเหล็กเสริมทั้งสองด้านของตัวอย่างทดสอบ เกิดรอยแตกร้าวแบบเฉือนขนาดใหญ่หลังจากกำลังรับแรงกระทำด้านข้างเริ่มลดลงอย่างรวดเร็ว ขนาดของรอยแตกร้าวแบบเฉือนขนาดใหญ่ขึ้นตามระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เพิ่มขึ้น เกิดการแตกออกเป็นก้อนของคอนกรีตบริเวณรอยแตกร้าวแบบเฉือนที่ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 33 มม. ดังแสดงในภาพที่ 4.10



(ก) เริ่มมีรอยแตกร้าวในแนวตั้งฉากที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 49.1 กิโลนิวตัน

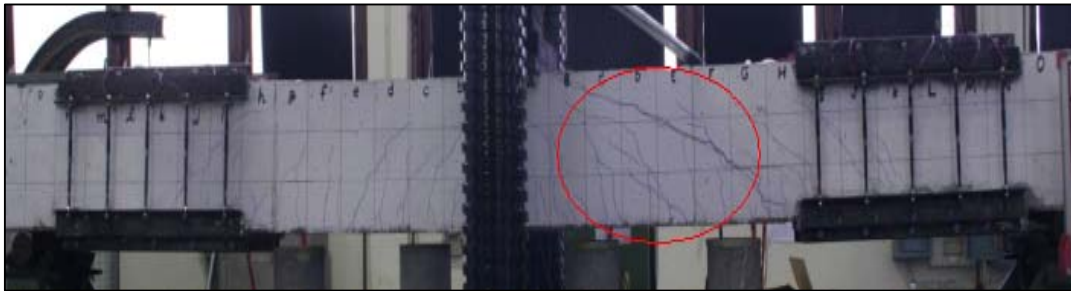


(ข) เริ่มมีรอยแตกร้าวทแยงที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 127.4 กิโลนิวตัน



(ค) รอยแตกร้าวทแยงเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 186.6 กิโลนิวตัน

ภาพที่ 4.10 ระดับความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ S-SC1 ระหว่างการทดสอบ



(ง) เกิดรอยเกิดรอยแตกร้าวแบบเฉือนขนาดใหญ่จากขอบล่างกรงเหล็กถึงกึ่งกลางตัวอย่าง เมื่อแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 234.2 กิโลนิวตัน



(จ) เกิดการแตกออกเป็นก้อนของคอนกรีตบริเวณรอยแตกร้าวลักษณะเป็นเส้นทแยงขนาดใหญ่ ที่ระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 33 มม.

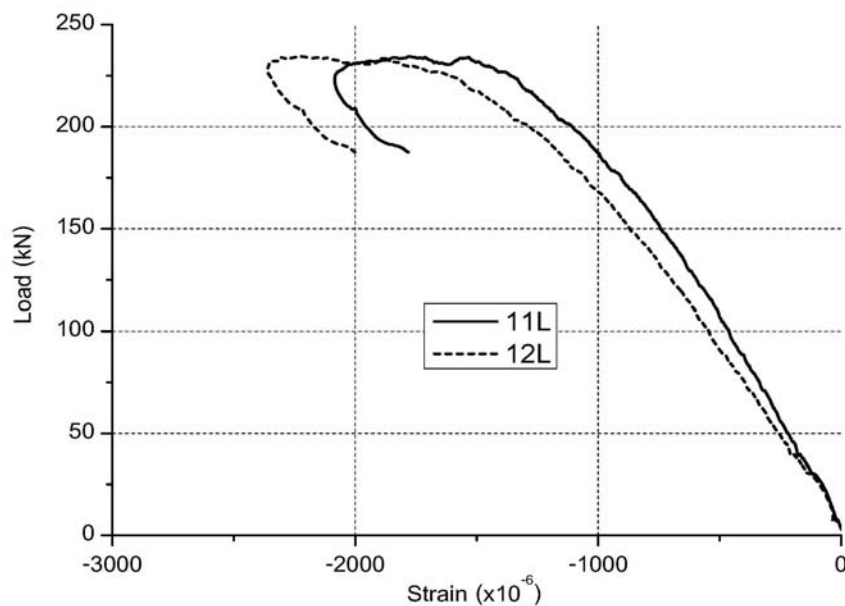


(ฉ) ที่ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 35 มม. สิ้นสุดการทดสอบตัวอย่าง S-SC1

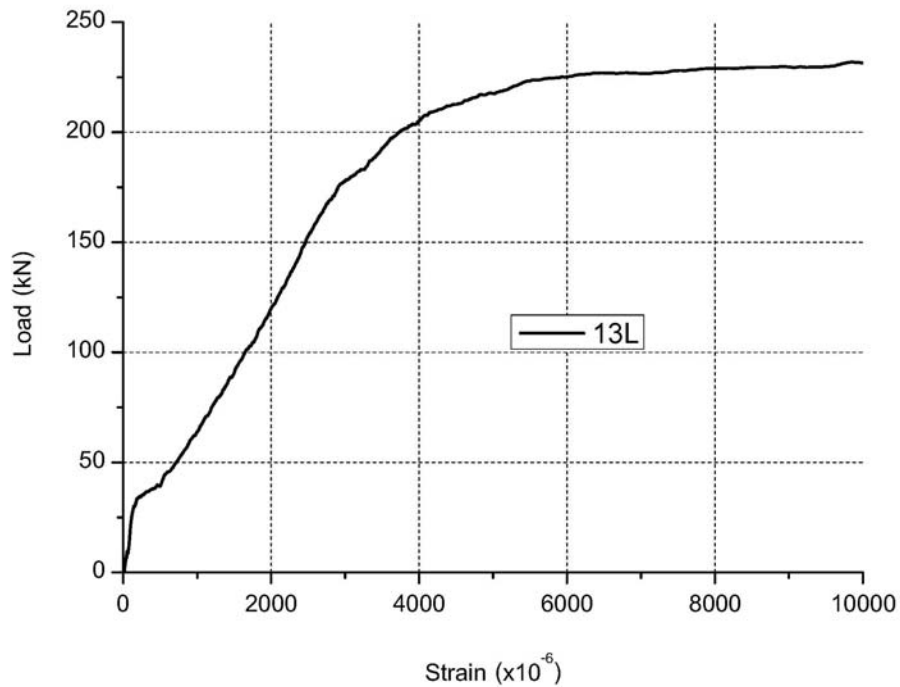
ภาพที่ 4.10 ระดับความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ S-SC1 ระหว่างการทดสอบ (ต่อ)

4.1.2.3 ความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง S-SC1

การวัดความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว ทำการวัดจากเกจวัดความเครียดที่ติดตั้งไว้ในเหล็กเสริมติดตั้งบริเวณกึ่งกลางตัวอย่างทดสอบ S-SC1 ซึ่งแสดงตำแหน่งของเกจวัดความเครียดในภาพที่ 3.7 ค่าความเครียดที่วัดได้สามารถได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวด้านบน ดังแสดงในภาพที่ 4.11 และค่าความเครียดที่วัดได้สามารถได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวด้านล่าง ดังแสดงในภาพที่ 4.12 โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวจะทำให้เราสามารถหาระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จุดคราก และสามารถนำค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ต่อไป



ภาพที่ 4.11 ความความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวด้านบนของตัวอย่าง S-SC1

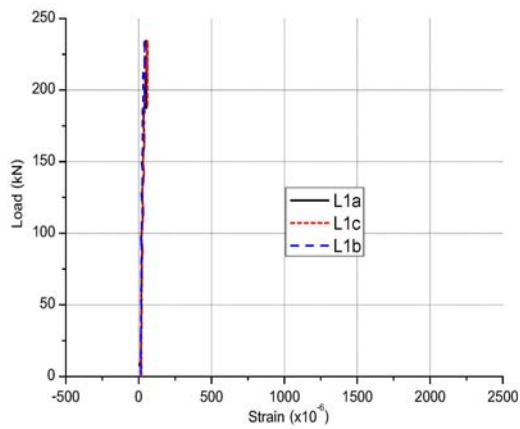
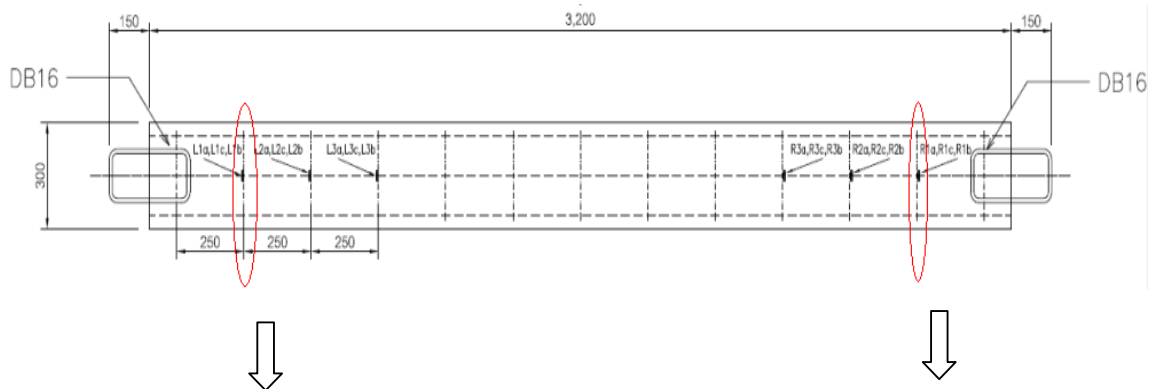


ภาพที่ 4.12 ความความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว
ด้านล่างของตัวอย่าง S-SC1 (เกจวัดความเครียด 14L ไม่สามารถวัดค่าได้)

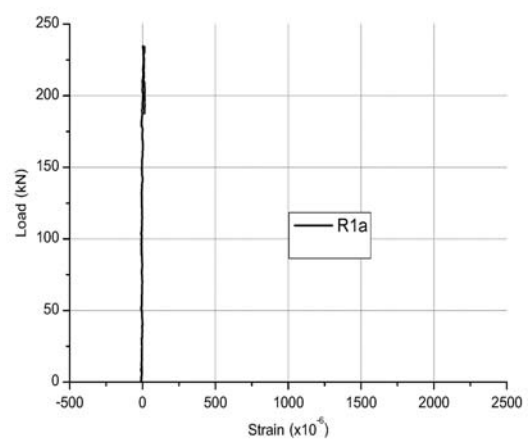
4.1.2.4 ความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง S-SC1

ในการวัดความเครียดของเหล็กเสริมตามขวาง ได้ทำติดตั้งเกจวัดความเครียดไว้ในเหล็กเสริมตามขวางของแต่ละชั้นของเหล็กเสริม ที่ระยะ 250 500 และ 750 มม. จากฐานรองรับทั้งสองด้านเช่นเดียวกับตัวอย่าง S-SC1 ซึ่ง แสดงตำแหน่งของเกจวัดความเครียดในภาพที่ 3.8

โดยค่าความเครียดที่วัดได้สามารถได้กราฟความความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง ดังแสดงในภาพที่ 4.13-4.15

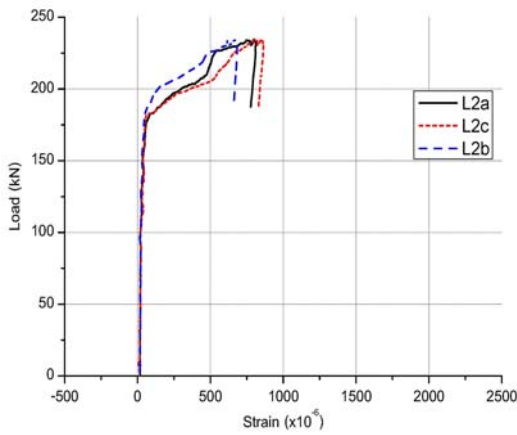
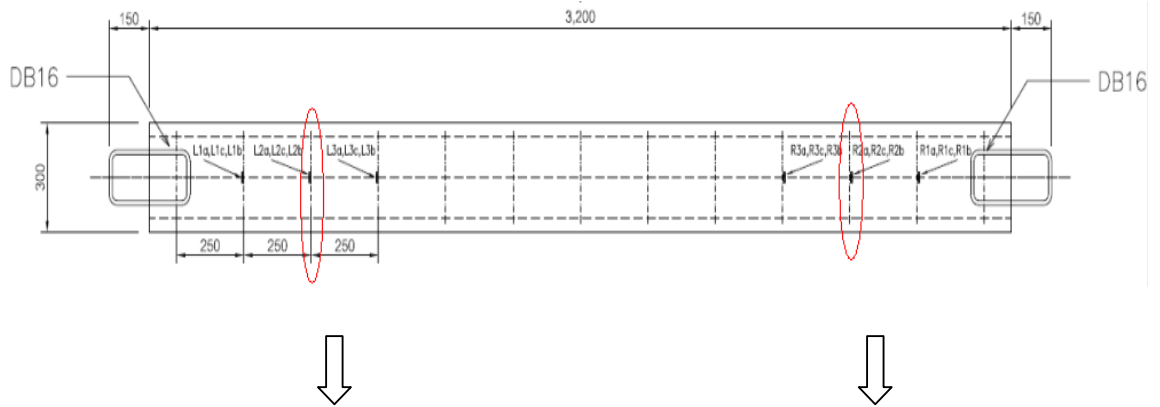


(ก) ด้านซ้ายของตัวอย่าง

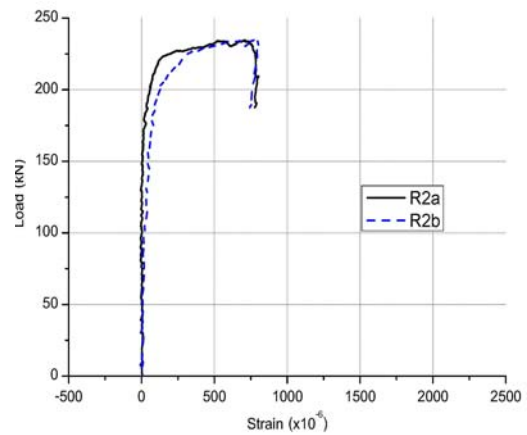


(ข) ด้านขวาของตัวอย่าง (R1b, R1c วัดค่าไม่ได้)

ภาพที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางที่ระยะ 250 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-SC1

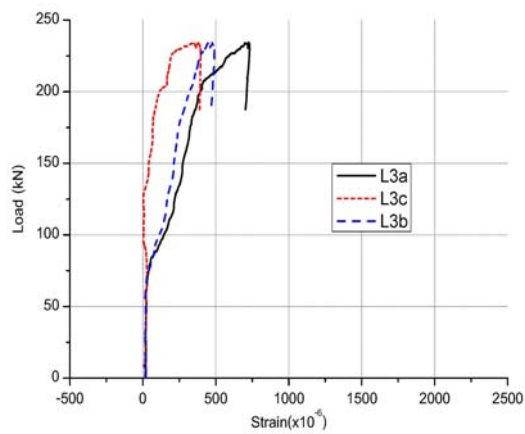
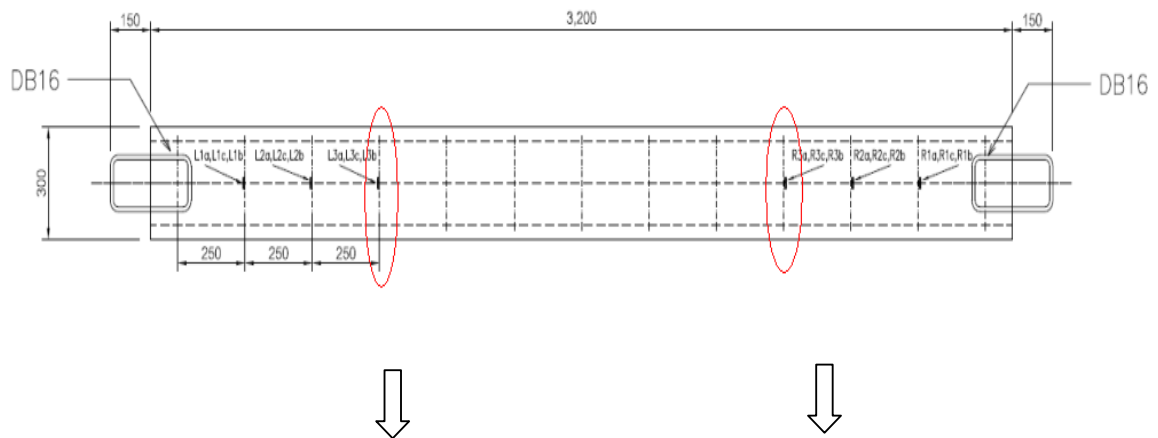


(ก) ด้านซ้ายของตัวอย่าง

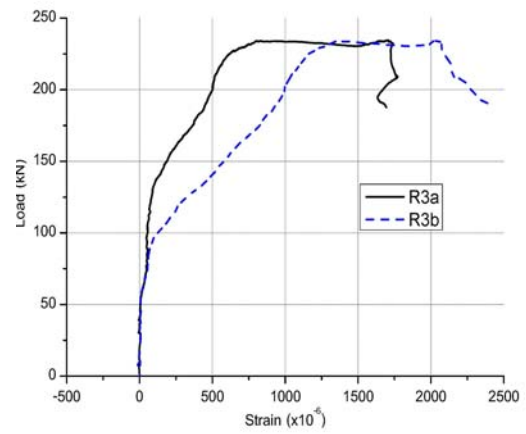


(ข) ด้านขวาของตัวอย่าง (R2c วัดค่าไม่ได้)

ภาพที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง ที่ระยะ 500 มม. จากรูปร่างรับของตัวอย่าง S-SC1



(ก) ด้านซ้ายของตัวอย่าง



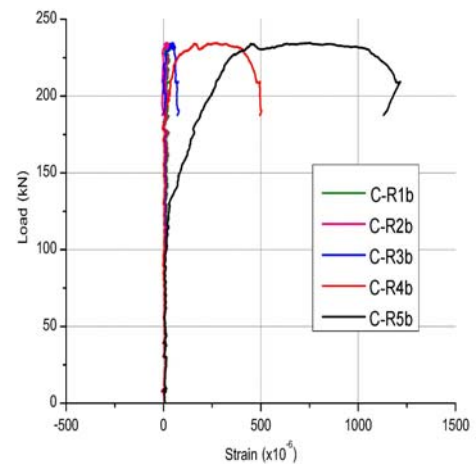
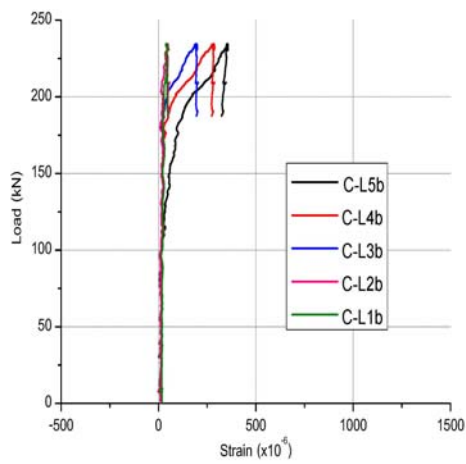
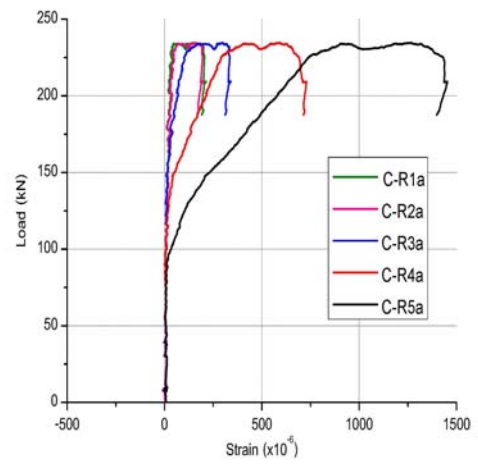
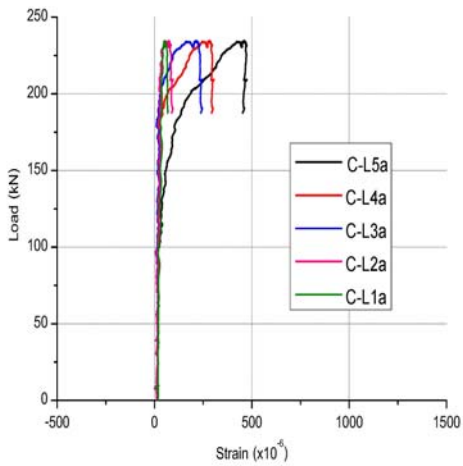
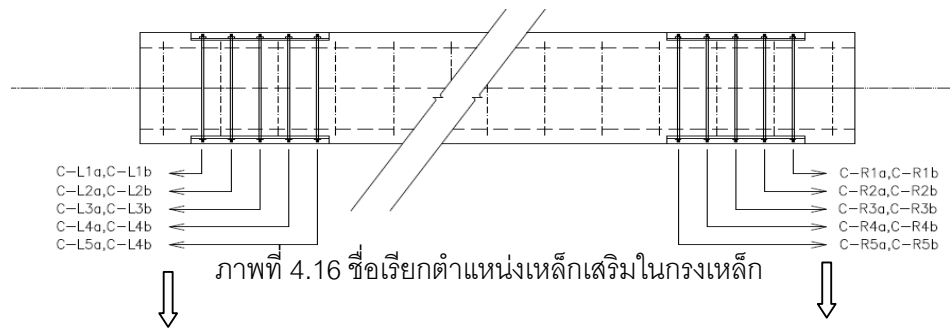
(ข) ด้านขวาของตัวอย่าง (R3c วัดค่าไม่ได้)

รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง
ที่ระยะ 750 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-SC1

เนื่องจากในตัวอย่างทดสอบนี้มีการติดตั้งกรงเหล็กหุ้มภายนอกด้วยกาวยิปซั่มที่มีพฤติกรรมที่ต่างจากตัวอย่าง S-O ค่าความเครียดในเหล็กปลอกทั้ง 6 แนว แต่ก็ยังมีค่าไม่มากนักในช่วงแรกของการทดสอบ ค่าความเครียดจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อแรงกระทำทางด้านข้างใกล้ค่าสูงสุด โดยค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยของเกจวัดความเครียดในแนว R1 และ R2 ซึ่งเป็นตำแหน่งที่อยู่ภายในกรงเหล็กหุ้มภายนอกมีค่าลดลง ส่วนค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยของแนว R3 จะมีค่ามากขึ้น เมื่อแรงกระทำทางด้านข้างถึงค่าสูงสุดและเกิดรอยแตกร้าวเป็นเส้นทแยงจากขอบล่างของกรงเหล็กเสริมไปถึงกึ่งกลางตัวอย่างแล้ว ทำให้กำลังรับแรงทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบลดลงอย่างรวดเร็ว หลังจากกำลังรับแรงกระทำทางด้านข้างลดลงแล้ว จะทดสอบโดยการควบคุมระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง ค่าความเครียดของเหล็กปลอกแนว R3 ซึ่งเป็นเหล็กเสริมที่อยู่นอกกรงเหล็กหุ้มภายนอกจะมีค่าเพิ่มขึ้น แต่ค่าความเครียดเหล็กปลอกแนว R2 และ R1 ซึ่งอยู่บริเวณที่ติดตั้งกรงเหล็กจะไม่เพิ่มขึ้น โดยค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยของ R3, R2 และ R1 เท่ากับ 2097, 803 และ $15 \mu\epsilon$ ตามลำดับ ส่วนเหล็กปลอกแนว L3, L2, L1 ค่าความเครียดมีค่าลดลงหลังจากผ่านกำลังรับแรงกระทำด้านข้างสูงสุดที่ 234.2 กิโลนิวตัน โดยค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยของ L3, L2 และ L1 เท่ากับ 539, 787 และ $54 \mu\epsilon$ ตามลำดับ

4.1.2.5 ความเครียดเหล็กเสริมตามขวางของกรงเหล็กเสริมตัวอย่าง S-SC1

ในตัวอย่าง S-SC1 มีการติดตั้งเกจวัดความเครียดที่เหล็กเสริมในกรงเหล็กหุ้มภายนอก ซึ่งทำให้น้ำที่ยึดระหว่างเหล็กฉาก ซึ่งมีชื่อเรียกตำแหน่งเหล็กเสริมในกรงเหล็กเสริม ชื่อที่ลงท้ายด้วย a แสดงว่าอยู่ด้านหน้าตัวอย่างทดสอบและถ้าลงท้ายด้วย b แสดงว่าอยู่ตำแหน่งด้านหลังตัวอย่างทดสอบดังแสดงในภาพที่ 4.16 โดยค่าความเครียดที่วัดได้สามารถได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดเหล็กเสริมในกรงเหล็กหุ้มภายนอก ดังแสดงในภาพที่ 4.17



(ก) กรงเหล็กด้านซ้ายตัวอย่าง

(ข) กรงเหล็กด้านขวาตัวอย่าง

ภาพที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดเหล็กเสริมในกรงหุ้ม

ภายนอกของตัวอย่าง S-SC1

ในช่วงแรกของการให้แรงกระทำทางด้านข้างเหล็กเสริมในกรงเหล็กมีค่าการเปลี่ยนความเครียดน้อยมาก เมื่อแรงกระทำด้านข้างประมาณ 150 กิโลนิวตัน เริ่มมีการเปลี่ยนแปลงค่าความเครียดในเหล็กเสริม C-R5 และ C-L5 ก่อน เนื่องจากเหล็กเสริม C-R5 และ C-L5 อยู่ในบริเวณที่รับโมเมนต์ดัดมาก เพราะอยู่ใกล้กึ่งกลางคาน ค่าความเครียดสูงสุดที่เกิดขึ้น ส่วนใหญ่เกิดช่วงหลังจากที่กำลังรับแรงทางด้านข้างลดลงแล้ว ค่าความเครียดเหล็กเสริมในกรงเหล็กเสริมตำแหน่ง C-R5 เท่ากับ $1335 \mu\epsilon$ และ C-L5 เท่ากับ $417 \mu\epsilon$ ซึ่งเป็นเหล็กเสริมในตำแหน่งที่อยู่ใกล้บริเวณกึ่งกลางตัวอย่างที่สุด และค่าความเครียดของเหล็กเสริมในกรงเหล็กจะน้อยลงเมื่อระยะห่างจากกึ่งกลางตัวอย่างมากขึ้น ค่าความเครียดของเหล็กเสริมในกรงเหล็กตำแหน่งถัดออกไปคือ C-L4 และ C-R4 เท่ากับ 298 และ $617 \mu\epsilon$ ตามลำดับ

4.1.3 ตัวอย่างทดสอบ S-SC2

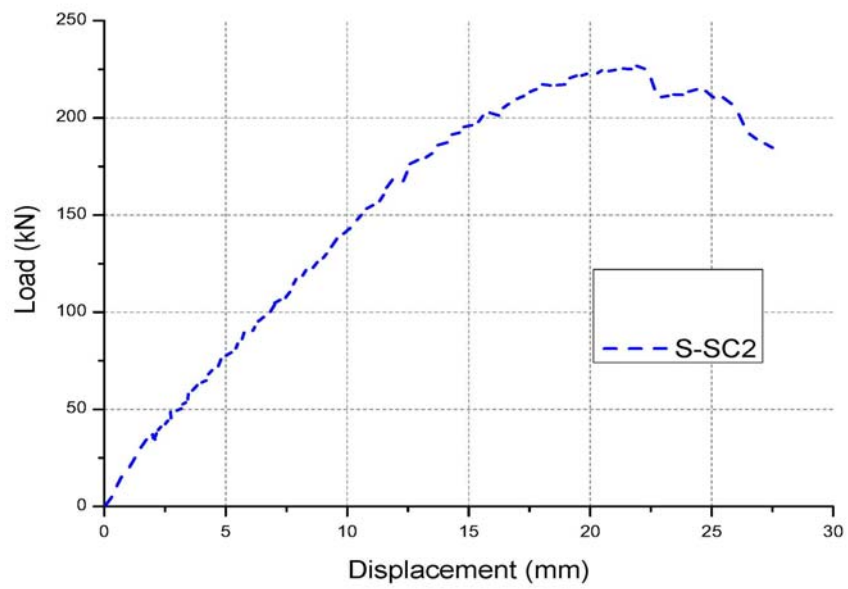
4.1.3.1 ผลการทดสอบตัวอย่างทดสอบ S-SC2

จากการทดสอบพบว่าตัวอย่าง S-SC2 มีการติดตั้งกรงเหล็กโดยไม่ใช้กาวอีพอกซียึดระหว่างเหล็กฉากกับผิวตัวอย่าง โดยตัวอย่างทดสอบนี้มีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรก เท่ากับ 2.75 มม. แรงกระทำทางด้านข้างที่เกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรก เท่ากับ 49 กิโลนิวตัน จากการหาค่าระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างที่จุดคราก (75 % secant approach) จะได้ค่าระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างที่จุดครากเท่ากับ 16.6 มม. และมีค่าแรงกระทำด้านข้างที่จุดครากเท่ากับ 215 กิโลนิวตัน โดยมีแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 227.1 กิโลนิวตัน และมีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่แรงกระทำด้านข้างสูงสุด เท่ากับ 22 มม. ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 27.9 มม. ดังแสดงในตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 แรงกระทำด้านข้างและระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างของตัวอย่าง S-SC2

แรงกระทำ	แรงกระทำด้านข้างที่จุดคราก (P_y) (กิโลนิวตัน)	215
ด้านข้าง (kN)	แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (P_m) (กิโลนิวตัน)	227.1
	แรงกระทำด้านข้างที่ลดลง $0.8 P_{max}$ (P_u) (กิโลนิวตัน)	181.6
ระยะการ เคลื่อนตัว ด้านข้าง, มม.	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จุดคราก (Δ_y) (มม.)	16.6
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (Δ_m) (มม.)	22.5
	ระยะการเคลื่อนตัวที่สูญเสียความต้านทานด้านข้าง หรือที่ $0.8 P_{max}$ (Δ_u) (มม.)	27.9

ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างกับแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบ แสดงในภาพที่ 4.18 พบว่าตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติแบบเฉือน โดยในช่วงแรกตัวอย่างทดสอบเกิดรอยแตกร้าวแบบดัดก่อน และเริ่มเกิดรอยแตกร้าวแบบเฉือนในบริเวณที่ติดตั้งกรงเหล็กเสริมที่แรงกระทำด้านข้างเท่ากับ 127.9 กิโลนิวตัน เมื่อทดสอบถึงแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 227.1 กิโลนิวตัน ซึ่งระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่แรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 22 มม. และหลังจากที่ระยะการเคลื่อนตัวเท่ากับ 22.5 มม. กำลังรับแรงกระทำด้านข้างเริ่มลดลงอย่างรวดเร็ว เกิดการวิบัติแบบเฉือนบริเวณขอบของกรงเหล็กหุ้มภายนอกถึงกึ่งกลางตัวอย่างทดสอบดังแสดงในภาพที่ 4.19 และมีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 27.9 มม.



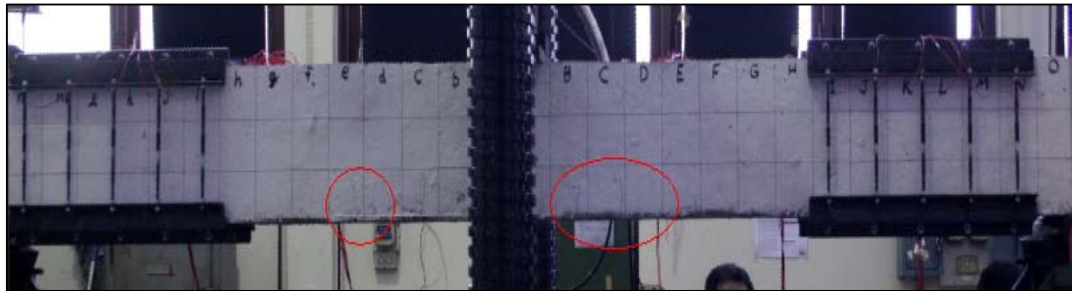
ภาพที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนด้านข้างของตัวอย่าง S-SC2



ภาพที่ 4.19 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง S-SC2 หลังการทดสอบ

4.1.3.2 ระดับความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ S-SC2 ระหว่างการทดสอบ

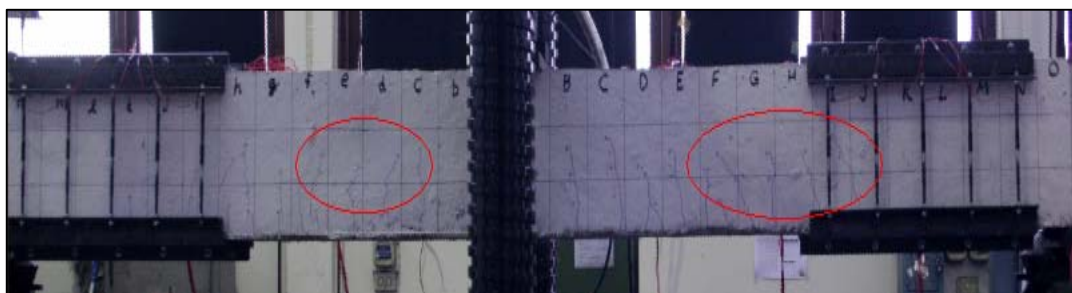
ตัวอย่างทดสอบนี้มีการติดตั้งกรงเหล็กหุ้มภายนอกแบบไม่ใช้กาวยึดพอกซี่ ในช่วงแรกนั้นพบว่ารอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นไม่มากนัก โดยเริ่มเห็นรอยแตกร้าวเมื่อให้แรงกระทำด้านข้างเท่ากับ 49 กิโลนิวตัน มีลักษณะเป็นรอยแตกร้าวในแนวตั้งฉาก เกิดขึ้นทั้งทางด้านซ้ายและทางด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ และจะมีรอยแตกร้าวมากขึ้นตามระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง เริ่มสังเกตเห็นรอยแตกร้าวแบบเฉียงต่อเนื่องจากรอยแตกร้าวในแนวตั้งฉากเดิมและเกิดรอยแตกร้าวแบบเฉียงบริเวณที่ติดตั้งกรงเหล็กเสริมที่แรงกระทำด้านข้างเท่ากับ 127.9 กิโลนิวตัน และมีรอยแตกร้าวแบบเฉียงเพิ่มมากขึ้นบริเวณนอกกรงเหล็กเสริมทั้งสองด้านของตัวอย่าง เกิดรอยแตกร้าวแบบเฉียงขนาดใหญ่จากขอบล่างกรงเหล็กยาวไปถึงกึ่งกลางตัวอย่าง แต่กำลังรับแรงด้านข้างยังเพิ่มขึ้น เมื่อระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างเท่ากับ 22.5 มม. กำลังรับแรงกระทำด้านข้างเริ่มลดลงอย่างรวดเร็ว ขนาดของรอยแตกร้าวทแยงขนาดใหญ่ขึ้นตามระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เพิ่มขึ้น เกิดการแตกออกเป็นก้อนของคอนกรีตบริเวณรอยแตกร้าวแบบเฉียงที่ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 28 มม. ดังแสดงในภาพที่ 4.20



(ก) เริ่มมีรอยแตกร้าวในแนวตั้งฉากที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 49 กิโลนิวตัน

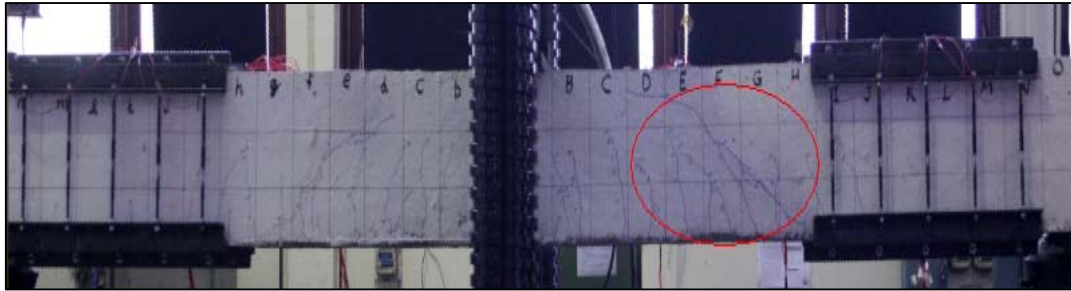


(ข) เริ่มมีรอยแตกร้าวทแยงที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 127.9 กิโลนิวตัน



(ค) รอยแตกร้าวทแยงเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 186.5 กิโลนิวตัน

รูปที่ 4.20 ระดับความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ S-SC2 ระหว่างการทดสอบ



(ง) เกิดรอยเกิดรอยแตกร้าวแบบเฉือนขนาดใหญ่จากขอบล่างทรงเหล็กเสริมถึงกึ่งกลางตัวอย่าง เมื่อแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 227.1 กิโลนิวตัน



(จ) เกิดการหลุดร่อนและแตกออกเป็นก้อนของคอนกรีตบริเวณรอยแตกร้าวลักษณะเป็นเส้นทแยงขนาดใหญ่ที่ระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 28 มม.

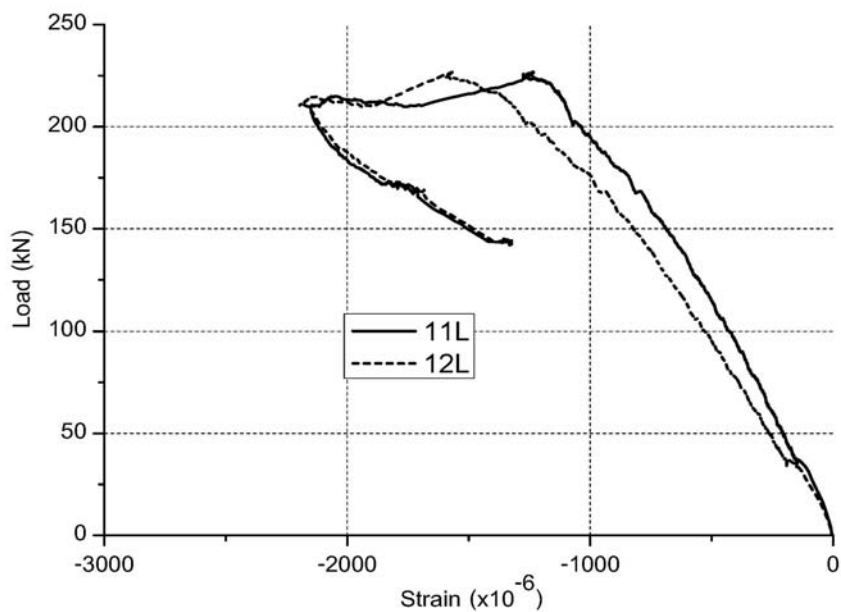


(ฉ) ที่ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 35 มม. สิ้นสุดการทดสอบตัวอย่าง S-SC2

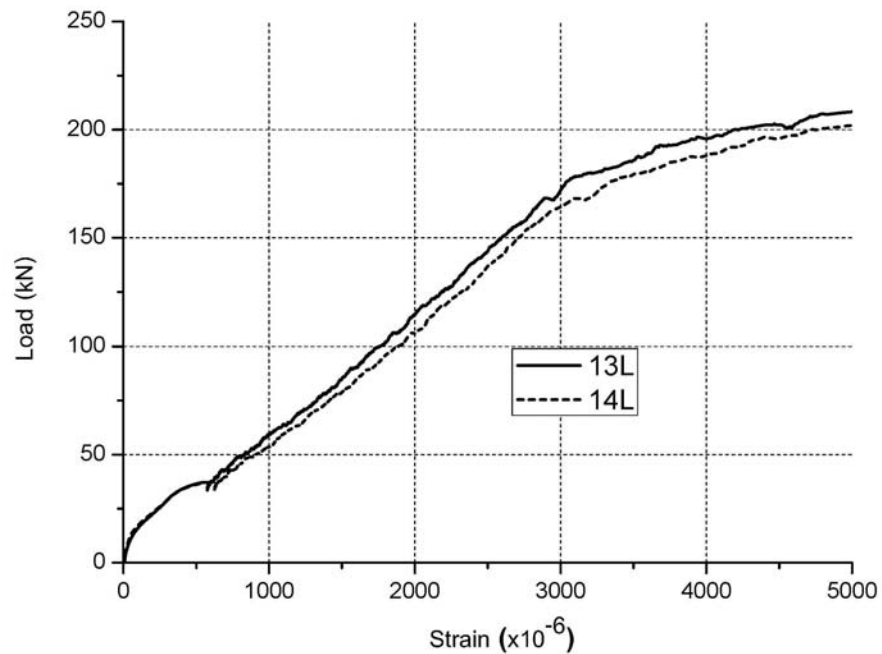
รูปที่ 4.20 ระดับความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ S-SC2 ระหว่างการทดสอบ (ต่อ)

4.1.3.3 ความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง S-SC2

การวัดความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว ทำการวัดจากเกจวัดความเครียดที่ติดตั้งไว้ในเหล็กเสริมติดตั้งบริเวณกึ่งกลางตัวอย่างทดสอบ S-SC2 ซึ่งแสดงตำแหน่งของเกจวัดความเครียดในภาพที่ 3.7 ค่าความเครียดที่วัดได้สามารถได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวด้านบน ดังแสดงในภาพที่ 4.21 และค่าความเครียดที่วัดได้สามารถได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวด้านล่างดังแสดงในภาพที่ 4.22 โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวจะทำให้สามารถหาระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จุดคราก และสามารถนำค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ต่อไป



ภาพที่ 4.21 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวด้านบนของตัวอย่าง S-SC2

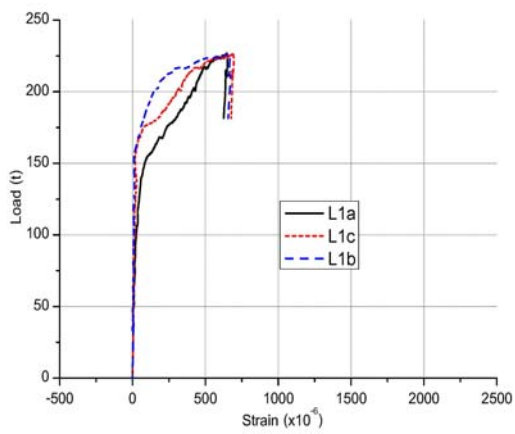
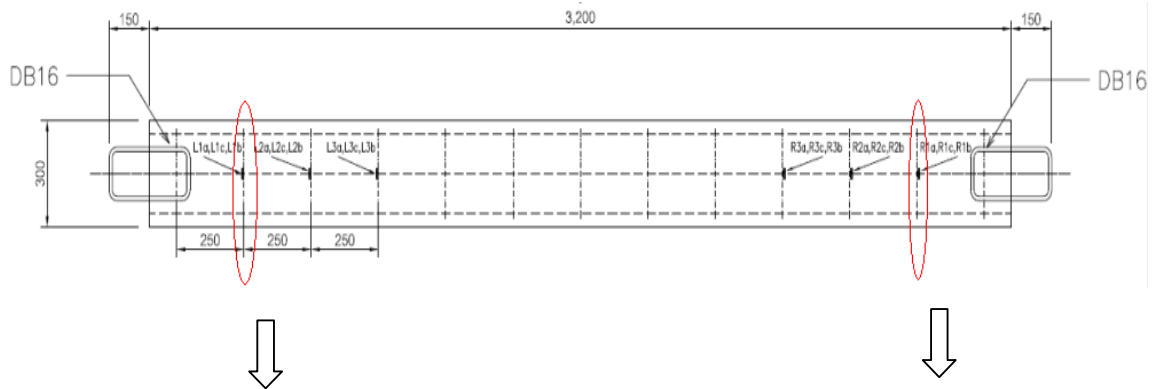


ภาพที่ 4.22 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว
ด้านล่างของตัวอย่าง S-SC2

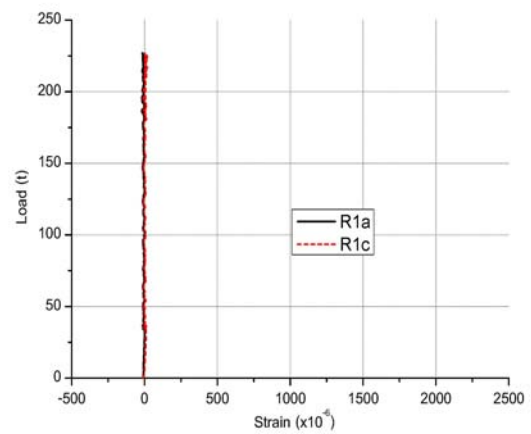
4.1.3.4 ความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง S-SC2

ในการวัดความเครียดของเหล็กเสริมตามขวาง ได้ทำติดตั้งเกจวัดความเครียดไว้ในเหล็กเสริมตามขวางของแต่ละชั้นของเหล็กเสริม ที่ระยะ 250 500 และ 750 มม. จากฐานรองรับของทั้งสองด้านเช่นเดียวกับตัวอย่าง S-SC2 ซึ่งแสดงตำแหน่งของเกจวัดความเครียดในภาพที่ 3.8

โดยค่าความเครียดที่วัดได้สามารถได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง ดังแสดงในภาพที่ 4.23-4.25

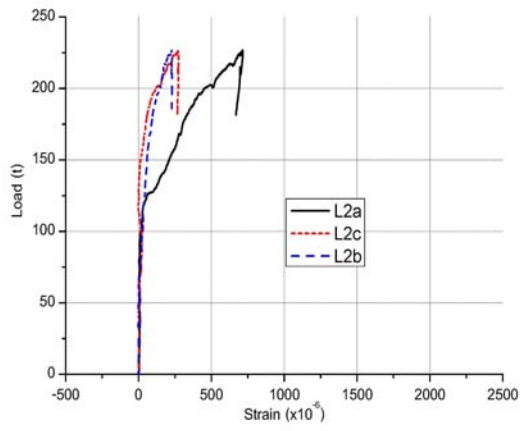
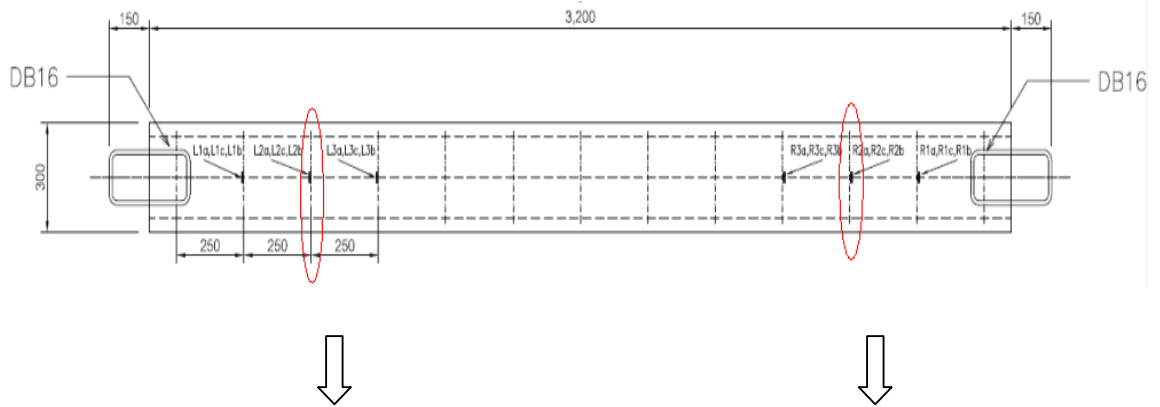


(ก) ด้านซ้ายของตัวอย่าง

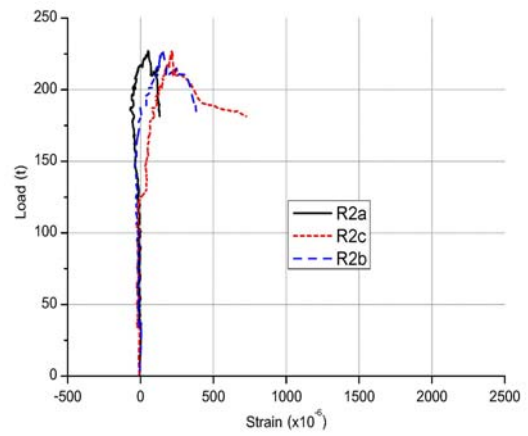


(ข) ด้านขวาของตัวอย่าง (R1b วัดค่าไม่ได้)

ภาพที่ 4.23 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง
ที่ระยะ 250 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-SC2

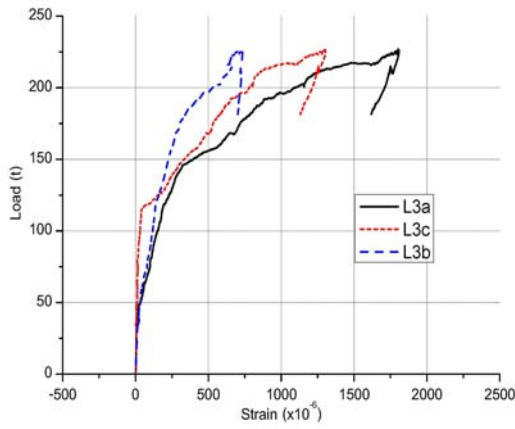
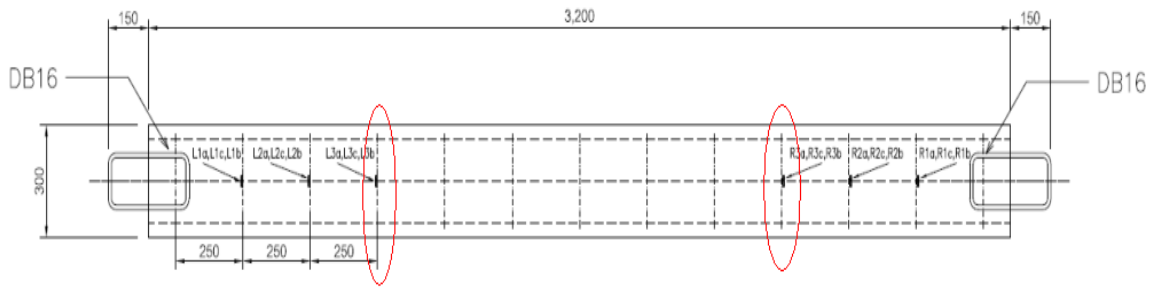


(ก) ด้านซ้ายของตัวอย่าง

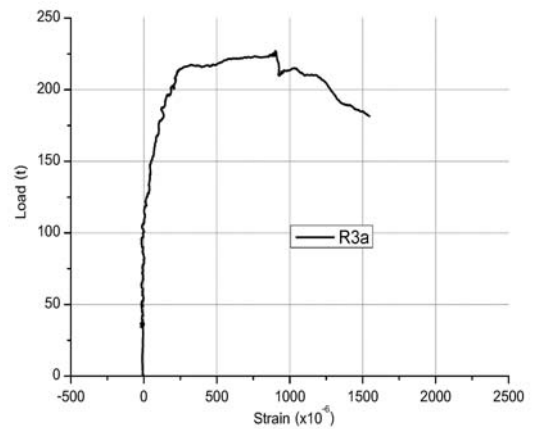


(ข) ด้านขวาของตัวอย่าง

ภาพที่ 4.24 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง ที่ระยะ 500 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-SC2



(ก) ด้านซ้ายของตัวอย่าง



(ข) ด้านขวาของตัวอย่าง

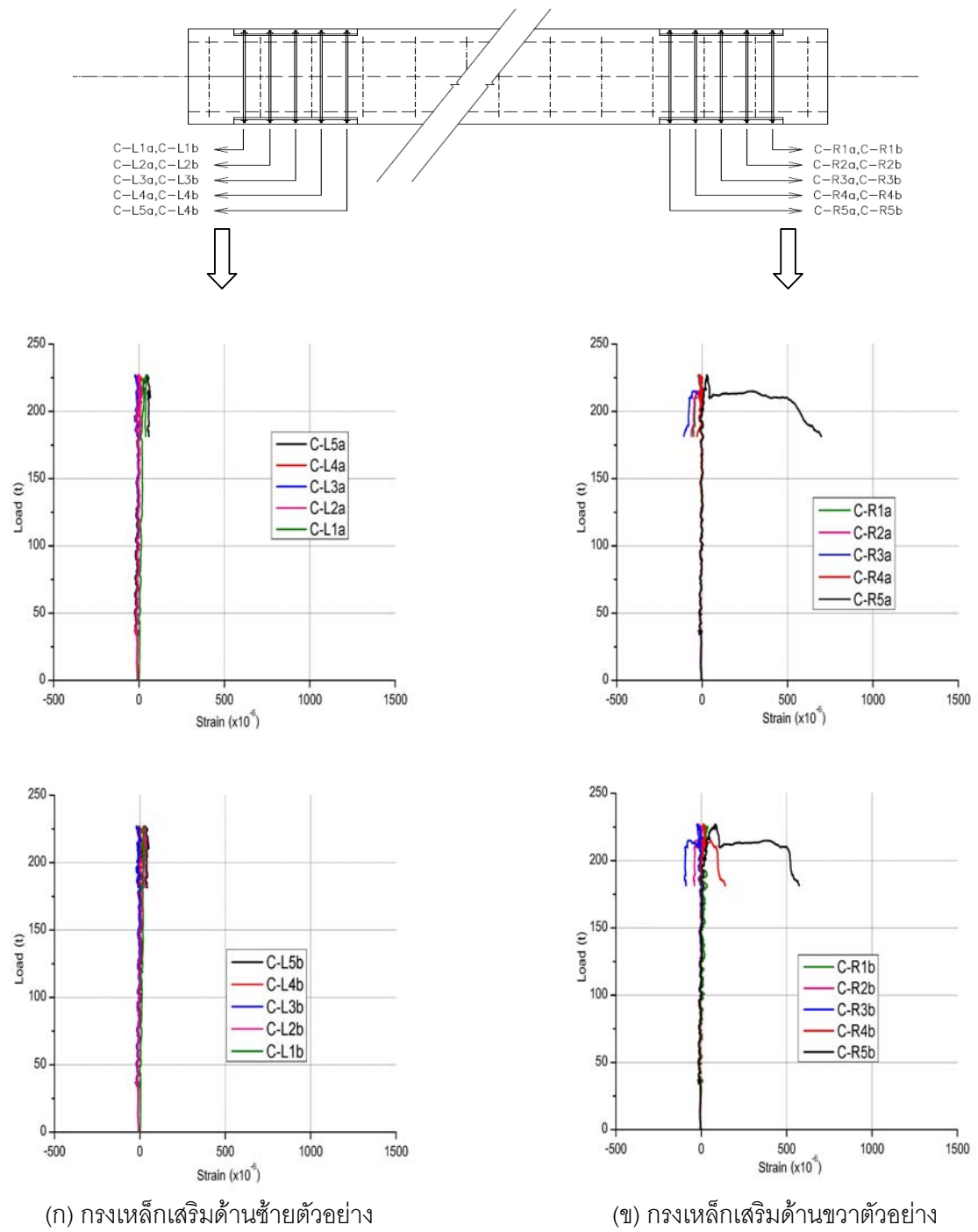
(R3b, R3c วัดค่าไม่ได้)

ภาพที่ 4.25 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง ที่ระยะ 750 มม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-SC2

เนื่องจากในตัวอย่างทดสอบนี้มีการติดตั้งกรงเหล็กเสริมด้วยกาวอีพอกซี จะมีพฤติกรรมที่ต่างจากตัวอย่าง S-O แต่จะมีพฤติกรรมคล้ายกับ S-SC1 ค่าความเครียดในเหล็กปลอกทั้ง 6 แนว แต่ก็ยังมีค่าไม่มากนักในช่วงแรกของการทดสอบ ค่าความเครียดจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเมื่อแรงกระทำทางด้านข้างใกล้ค่าสูงสุด โดยค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยของแถว ความเครียดในแนว R1 และ R2 ซึ่งเป็นตำแหน่งที่อยู่ภายในบริเวณที่ติดตั้งกรงเหล็กหุ้มภายนอกมีค่าลดลง ส่วนค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยของแนว R3 จะมีค่ามากขึ้น ในตัวอย่างทดสอบนี้เมื่อเกิดรอยแตกร้าวแบบเฉือนขนาดใหญ่จากขอบล่างของกรงเหล็กไปถึงกึ่งกลางตัวอย่าง แต่กำลังรับแรงกระทำด้านข้างไม่ลดลง จนกระทั่งถึงแรงกระทำด้านข้างสูงสุดที่ 227.1 กิโลนิวตัน หลังจากกำลังรับแรงกระทำทางด้านข้างลดลงแล้ว ทำการทดสอบโดยการควบคุมระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง ค่าความเครียดของเหล็กปลอกแนว R3 ซึ่งเป็นเหล็กปลอกที่อยู่นอกกรงเหล็กหุ้มภายนอกจะมีค่าเพิ่มขึ้น แต่ค่าความเครียดเหล็กปลอกแนว R2 และ R1 ซึ่งอยู่บริเวณที่ติดตั้งกรงเหล็กเสริมมีค่าน้อยลง โดยค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยของ R3, R2 และ R1 เท่ากับ 1547, 413 และ $15 \mu\epsilon$ ตามลำดับ ส่วนเหล็กปลอกแนว L3, L2, L1 ค่าความเครียดมีค่าลดลงหลังจากผ่านกำลังรับแรงกระทำด้านข้างสูงสุดที่ 227.1 กิโลนิวตัน โดยค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยของ L3, L2 และ L1 เท่ากับ 1283, 407 และ $673 \mu\epsilon$ ตามลำดับ

4.1.3.5 ความเครียดเหล็กเสริมตามขวางของกรงเหล็กเสริมตัวอย่าง S-SC2

ในตัวอย่าง S-SC2 มีการติดตั้งแถวความเครียดที่เหล็กเสริมในกรงเหล็ก ซึ่งทำให้หน้าที่ยึดระหว่างเหล็กฉาก โดยค่าความเครียดที่วัดได้สามารถได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดเหล็กเสริมในกรงเหล็กเสริม ดังแสดงในรูปที่ 4.26



รูปที่ 4.26 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดเหล็กเสริมในกรงเหล็กหุ้ม

ภายนอกของตัวอย่าง S-SC2

ในช่วงแรกของการให้แรงกระทำทางด้านข้างเหล็กเสริมในทรงเหล็กมีค่าการเปลี่ยนความเครียดน้อยมาก จนกระทั่งแรงกระทำด้านข้างผ่านค่าสูงสุดเท่ากับ 227.1 กิโลนิวตัน เริ่มมีการเปลี่ยนแปลงค่าความเครียดในเหล็กเสริม C-R5 ก่อน เนื่องจากเหล็กเสริม C-R5 อยู่ในบริเวณที่รับโมเมนต์ดัดมาก เพราะอยู่ใกล้กึ่งกลางคาน ค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยของเหล็กเสริมในทรงเหล็กเสริมแนว C-R5 เท่ากับ $636 \mu\epsilon$ แต่จะสังเกตเห็นว่ามีเหล็กเสริมแนว C-R3, C-R2 และ C-R1 เกิดแรงอัด ส่วนทรงเหล็กหุ้มภายนอกด้านซ้ายของตัวอย่างทดสอบไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงของค่าความเครียด

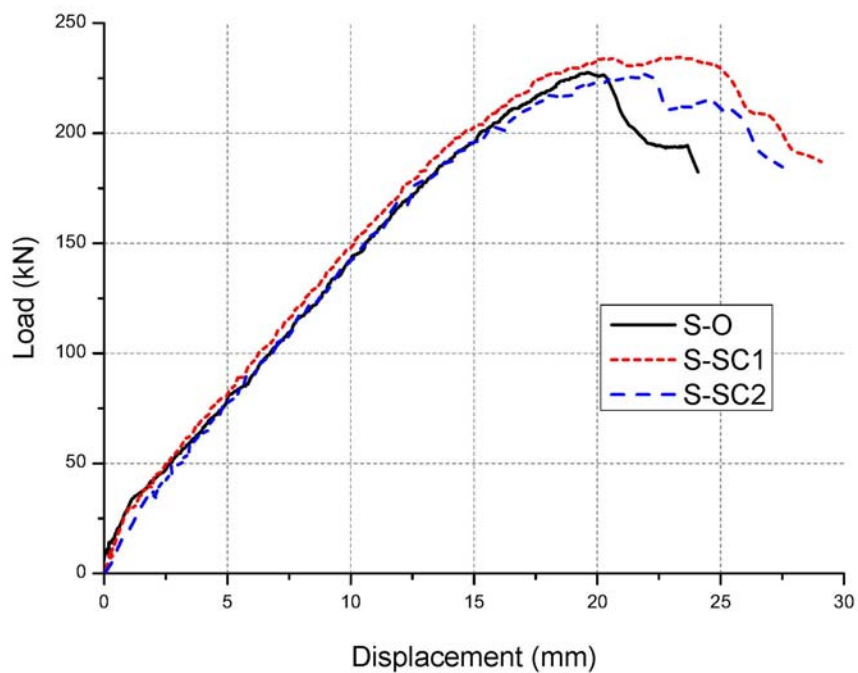
4.2 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบ

ในส่วนนี้จะนำเสนอการเปรียบเทียบพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่าง ในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้าน ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กปลอกและทรงเหล็กหุ้มภายนอก ความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ ความสามารถในการสลายพลังงาน รูปการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ และอภิปรายผลการทดลอง

4.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง

จากการทดสอบพบว่าในช่วงแรกของเส้นโค้งตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่างมีลักษณะที่ใกล้เคียงกัน โดยตัวอย่าง S-O และ S-SC2 เส้นโค้งมีค่าเท่ากัน แต่ตัวอย่าง S-SC1 ที่ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากัน ตัวอย่าง S-SC1 จะสามารถรับแรงกระทำได้มากกว่าเล็กน้อย จนถึงระยะการเคลื่อนที่ตัวเท่ากับ 20 มม. เริ่มมีความแตกต่างของตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่าง โดยกำลังรับแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่าง S-O ลดลงอย่างเห็นได้ชัดที่ระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 21 มม. แรงกระทำด้านข้างสูงสุดประมาณ 227.7 กิโลนิวตัน ที่ระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 19.58 มม. และกำลังรับแรงกระทำด้านข้างลดลงเรื่อยจนกระทั่งเกิดการวิบัติ โดยมีระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างมากที่สุดเท่ากับ 24.1 มม. สำหรับตัวอย่าง S-SC1 เป็นตัวอย่างทดสอบที่มีพฤติกรรมดีที่สุด โดยหลังจากระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 20 มม. แล้วค่ากำลังรับแรงกระทำด้านข้างยังสามารถเพิ่มขึ้นได้เล็กน้อย แรงกระทำด้านข้างกระทำสูงสุดประมาณ 234.2 กิโลนิวตัน ที่ระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 20.1 มม. กำลังรับแรงกระทำด้านข้างยังไม่ลดลงจนกระทั่งระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 25 มม. แล้วกำลังรับแรงกระทำด้านข้างลดลงเรื่อยจนกระทั่งเกิดการวิบัติ โดยมีระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างมากที่สุดเท่ากับ 29.1 มม. สำหรับตัวอย่าง S-SC2 หลังจากระยะ

การเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 20 มม. แล้วค่ากำลังรับแรงกระทำด้านข้างยังสามารถเพิ่มขึ้นได้เล็กน้อย แรงกระทำด้านข้างกระทำสูงสุดประมาณ 227.1 กิโลนิวตัน ที่ระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 22.5 มม. หลังจากระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 22.5 มม. กำลังรับแรงกระทำด้านข้างลดลง แต่จะลดในอัตราที่ช้ากว่าตัวอย่าง S-O และกำลังรับแรงกระทำด้านข้างลดลงเรื่อยจนกระทั่งเกิดการวิบัติ โดยมีระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างมากที่สุดเท่ากับ 27.9 มม. ดังแสดงในภาพที่ 4.27



รูปที่ 4.27 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2

ตารางที่ 4.4 สรุปกำลังรับแรงด้านข้างจากผลการทดสอบของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2

ชื่อตัวอย่างทดสอบ		S-O	S-SC1	S-SC2
แรงกระทำ ด้านข้าง (kN)	แรงกระทำด้านข้างที่จุดคราก (P_y)	215	210	215
	แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (P_m)	227.7	234.2	227.1
	แรงกระทำด้านข้างที่ลดลง $0.8 P_{max}$ (P_{δ_m})	182.1	187.4	181.6
ระยะการเคลื่อนตัว เคลื่อนตัว ด้านข้าง, มม.	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จุดคราก (Δ_y)	16.6	16.1	16.6
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่แรงกระทำด้านข้าง สูงสุด (Δ_m)	19.58	20.1	22.5
	ระยะการเคลื่อนตัวที่สูญเสียความต้านทานด้านข้าง หรือที่ $0.8 P_{max}$ (Δ_u)	24.1	29.1	27.9

4.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดของเหล็กเสริม

4.2.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับความเครียดของเหล็กปลอก

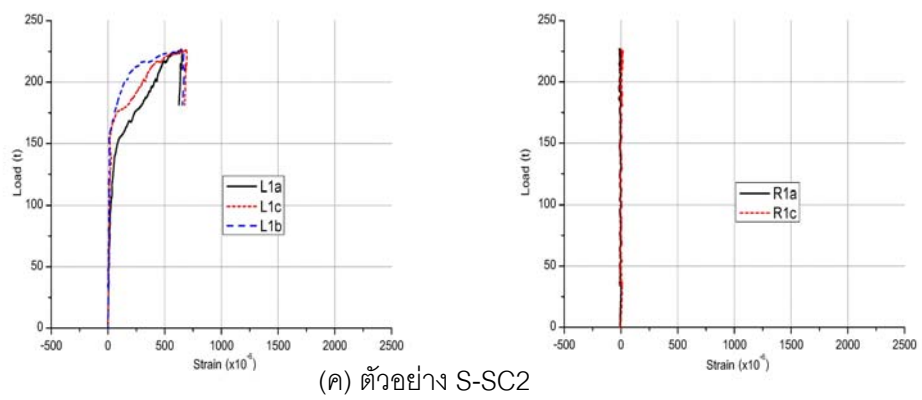
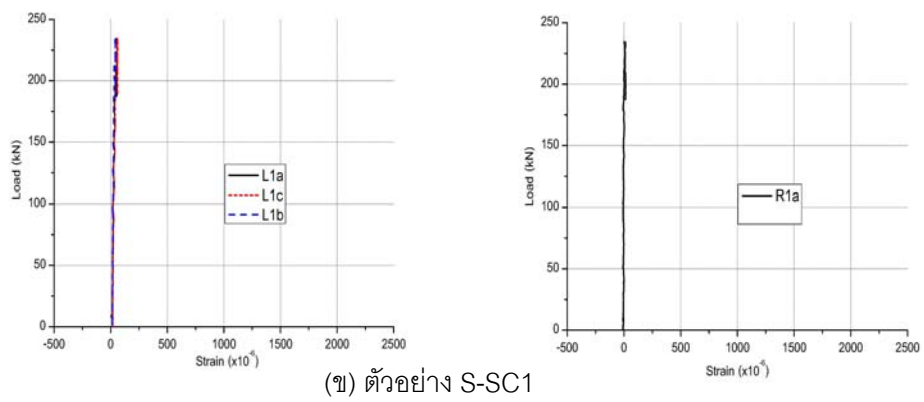
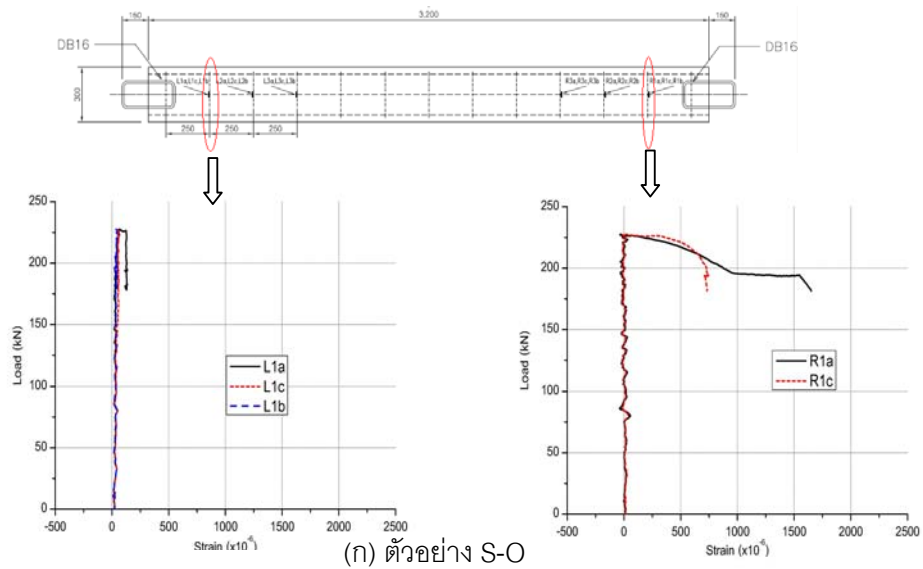
มีการติดเกจวัดความเครียดในเหล็กปลอกแต่ละตัวอย่างจำนวน 18 ตัว ดังแสดงในภาพที่ 3.8 ซึ่งมีเกจวัดความเครียดของเหล็กปลอกอยู่ในบริเวณทรงเหล็กเสริมจำนวน 4 แนว คือเหล็กปลอกที่ระยะห่างจากฐานรองรับของทั้งสองด้านเท่ากับ 25 ซม. (ตำแหน่ง R1 และ L1) และเหล็กปลอกที่ระยะห่างจากฐานรองรับของทั้งสองด้านเท่ากับ 50 ซม. (ตำแหน่ง R2 และ L2) และมีเกจวัดความเครียดของเหล็กปลอกอยู่นอกบริเวณทรงเหล็กเสริมจำนวน 2 แนว คือเหล็กปลอกที่ระยะห่างจากฐานรองรับของทั้งสองด้านเท่ากับ 75 ซม. (ตำแหน่ง R3 และ L3)

เนื่องจากการทดสอบเกิดการวิบัติในด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ ทำให้พิจารณาผลการทดสอบด้านขวาเป็นหลัก ผลการทดสอบมีดังต่อไปนี้

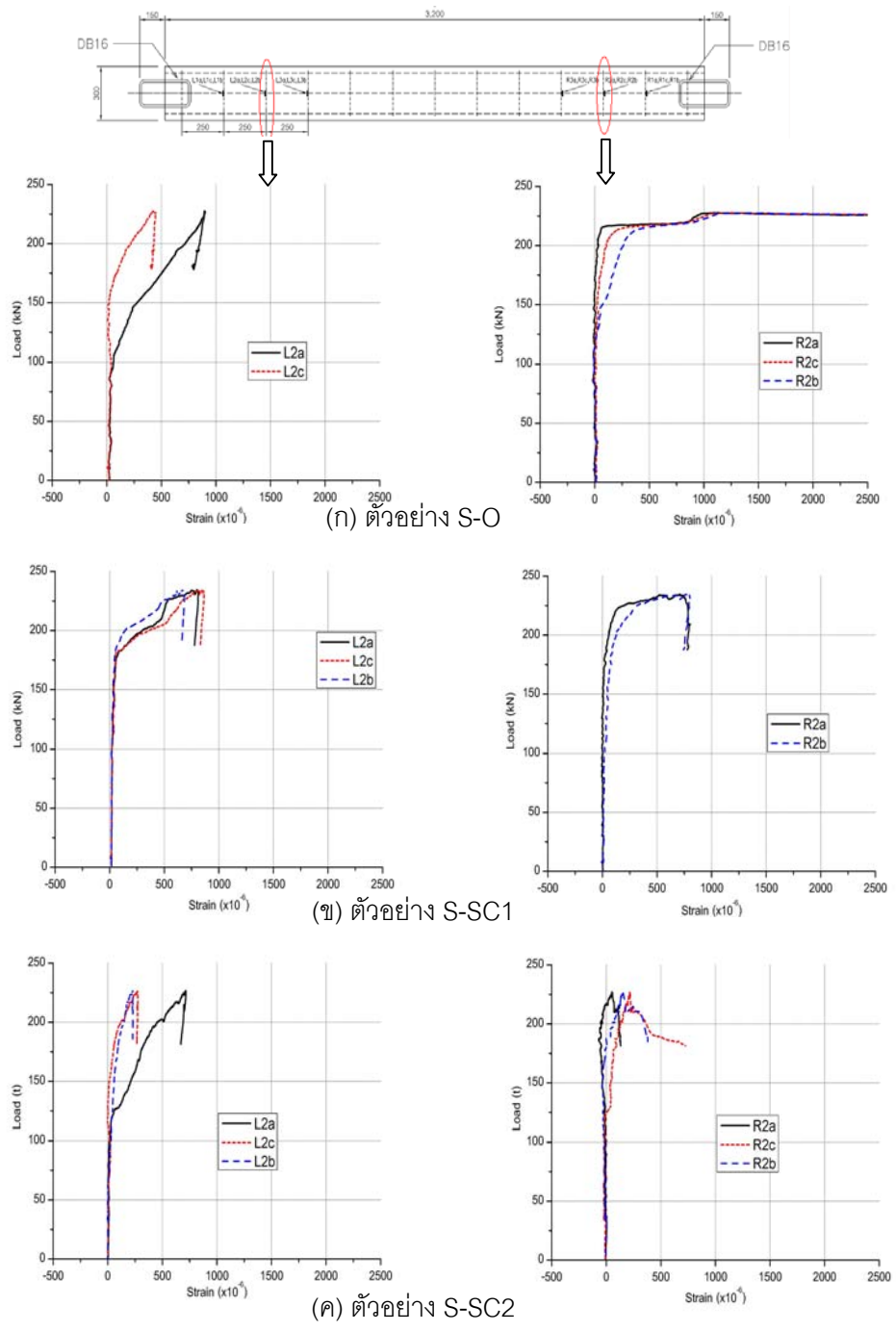
ค่าความเครียดเหล็กปลอกที่ระยะห่างเท่ากับ 25 ซม. จากฐานรองรับ ซึ่งเป็นเหล็กปลอกที่อยู่ในทรงเหล็กเสริมของตัวอย่าง S-SC1 และ S-SC2 มีค่าลดลง โดยค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ย 15 และ 15 $\mu\epsilon$ ตามลำดับ จากเดิมที่ค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยที่เหล็กปลอกตำแหน่งเดียวกันเท่ากับ 1911 $\mu\epsilon$ ดังแสดงในภาพที่ 4.28

ค่าความเครียดเหล็กปลอกที่ระยะห่างเท่ากับ 50 ซม. จากฐานรองรับ ซึ่งเป็นเหล็กปลอกที่อยู่ในทรงเหล็กเสริมของตัวอย่าง S-SC1 และ S-SC2 มีค่าลดลงเช่นกัน โดยค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ย 803 และ 413 $\mu\epsilon$ ตามลำดับ จากเดิมที่ค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยที่เหล็กปลอกตำแหน่งเดียวกันมีค่ามากกว่าความเครียดที่จุดครากเท่ากับ 1600 $\mu\epsilon$ ดังแสดงในภาพที่ 4.29

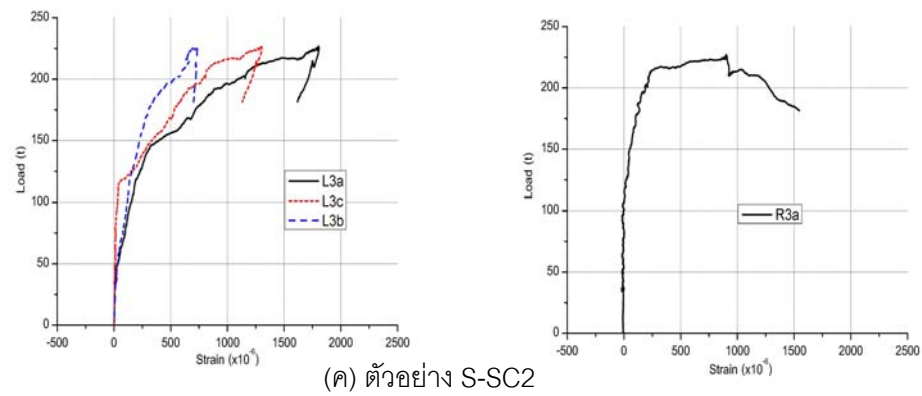
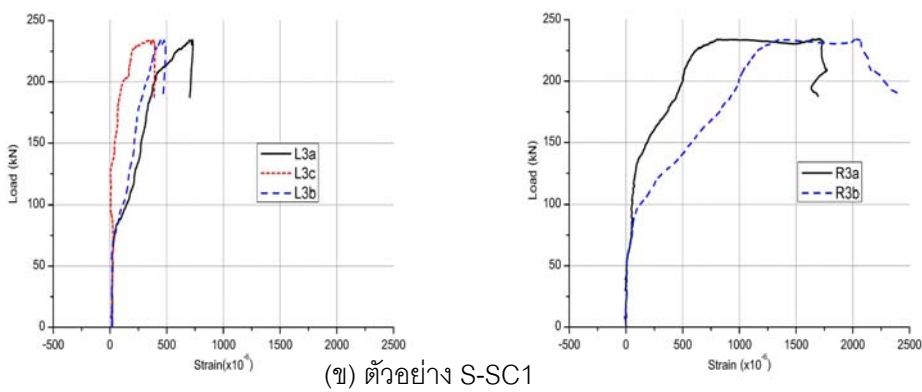
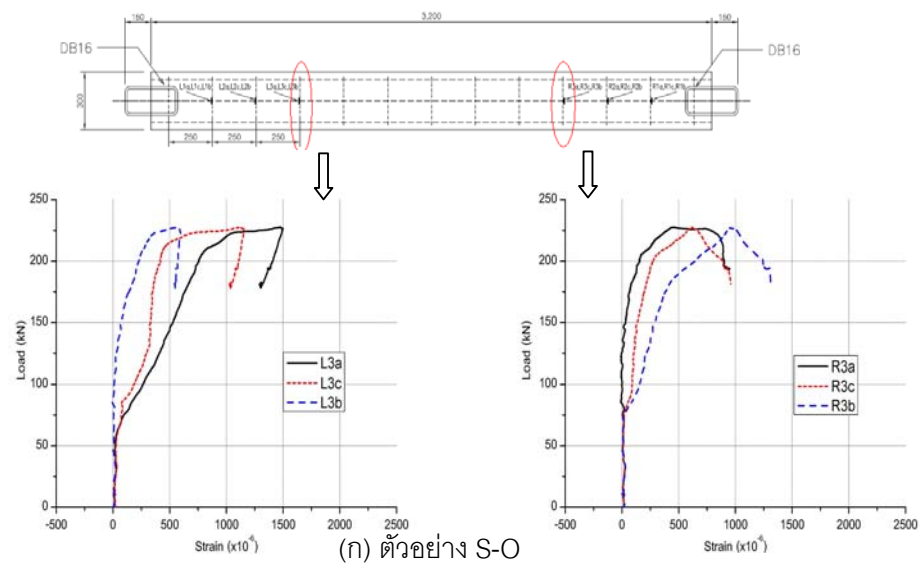
ค่าความเครียดเหล็กปลอกที่ระยะห่างเท่ากับ 75 ซม. จากฐานรองรับ ซึ่งเป็นเหล็กปลอกที่อยู่นอกทรงเหล็กเสริมของตัวอย่าง S-SC1 และ S-SC2 มีค่าเพิ่มขึ้น โดยค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ย 2097 และ 1547 $\mu\epsilon$ ตามลำดับ จากเดิมที่ค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยที่เหล็กปลอกตำแหน่งเดียวกันเท่ากับ 1074 $\mu\epsilon$ ดังแสดงในภาพที่ 4.30



ภาพที่ 4.28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดของเหล็กปลอกที่ระยะ 25 ซม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2



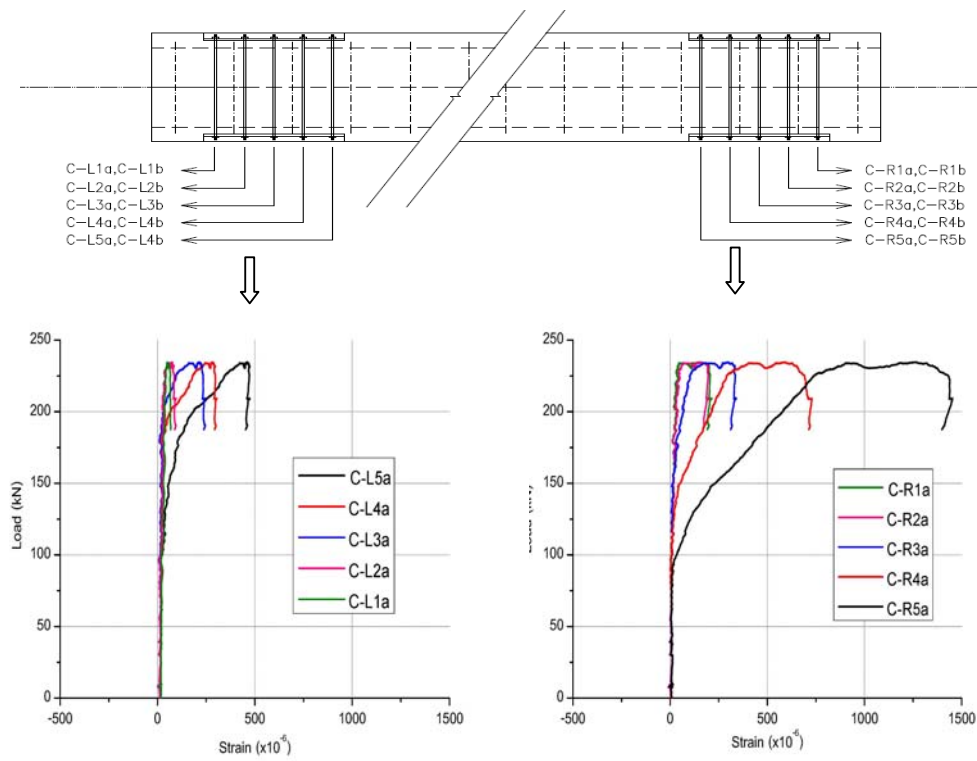
รูปที่ 4.29 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดของเหล็กปลอกที่ระยะ 50 ซม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2



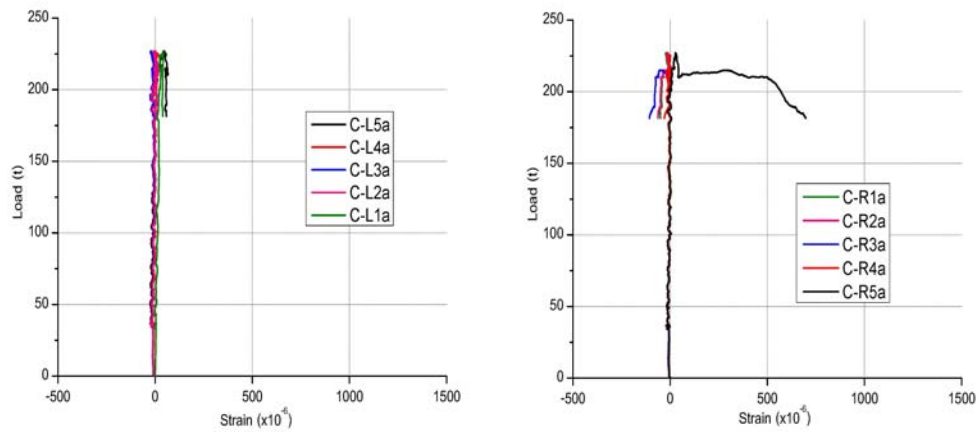
รูปที่ 4.30 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดของเหล็กปลอกที่ระยะ 75 ซม. จากฐานรองรับของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2

4.2.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดของเหล็กเสริมในกรงเหล็กหุ้มภายนอก

มีการติดเกจวัดความเครียดเหล็กเสริมในกรงเหล็กแต่ละตัวอย่าง จำนวน 20 ตัว ดังแสดงในภาพที่ 4.16 เนื่องจากการทดสอบเกิดการวิบัติในด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ ทำให้พิจารณาผลการทดสอบด้านขวาเป็นหลัก ผลการทดสอบพบว่าค่าความเครียดเหล็กเสริมในกรงเหล็กเหล็กของตัวอย่างทดสอบ S-SC1 มีค่ามากกว่าค่าความเครียดเหล็กเสริมในกรงเหล็กเสริมของตัวอย่าง S-SC2 โดยค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยเหล็กเสริมในกรงเหล็กเสริมด้านขวาของตัวอย่าง S-SC1 และ S-SC2 เท่ากับ 1335 และ 636 $\mu\epsilon$ ตามลำดับ ส่วนเหล็กเสริมกรงเหล็กเสริมด้านซ้ายค่าความเครียดมีค่าน้อยสำหรับตัวอย่าง S-SC1 และมีการเปลี่ยนแปลงค่าความเครียดน้อยมากสำหรับตัวอย่าง S-SC2 ดังแสดงในภาพที่ 4.31

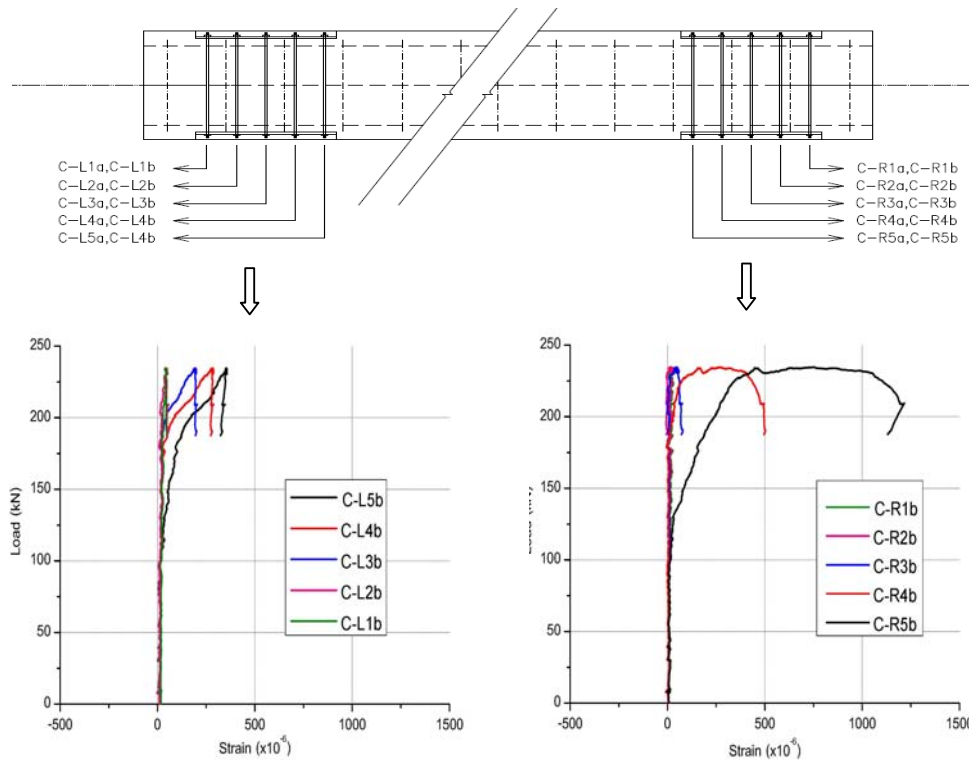


(ก) เหล็กเสริมในกรงเหล็กด้านหน้าของตัวอย่าง S-SC1

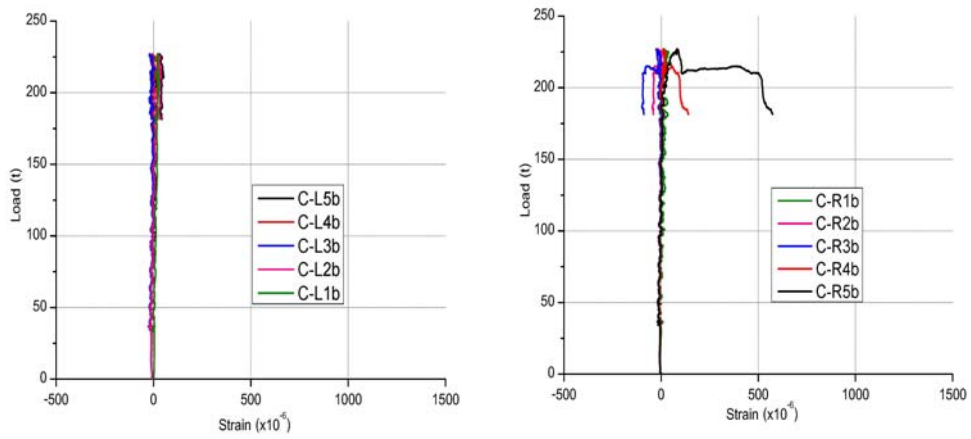


(ข) เหล็กเสริมในกรงเหล็กด้านหน้าของตัวอย่าง S-SC2

ภาพที่ 4.31 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับความเครียดเหล็กเสริมในกรงเหล็ก



(ค) เหล็กเสริมในกรงเหล็กด้านหลังของตัวอย่าง S-SC1



(ง) เหล็กเสริมในกรงเหล็กด้านหลังของตัวอย่าง S-SC2

ภาพที่ 4.31 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดเหล็กเสริมในกรงเหล็ก (ต่อ)

4.2.3 ความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่

ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ของตัวอย่างทดสอบ (μ) ซึ่งหาได้จากอัตราส่วนของระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างสูงสุด (Δ_u) และระยะเคลื่อนที่ด้านข้างที่จุดคราก (Δ_y) สามารถหาได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง การหาค่าระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่จุดคราก (75 % secant approach โดย Priestly, 1996) โดยการลากเส้นจากจุดเริ่มต้นมาตัดผ่านจุดที่แรงกระทำด้านข้างมีค่าเท่ากับ 75 % ของกำลังสูงสุด จนไปถึงเส้นตรงที่ลากขนานกับแกนนอนที่ลากจากจุดที่แรงกระทำสูงสุด จากนั้นลากเส้นขนานกับแกนตั้งไปตัดกับแกนการเคลื่อนที่ด้านข้าง คือ ระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่จุดคราก (Δ_y) ค่าระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างสูงสุด (Δ_u) หาได้จากระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างที่แรงกระทำด้านข้างที่ $0.8P_{max}$ ซึ่งมีการหาค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ของตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 4.5

ตารางที่ 4.5 สรุปค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ของตัวอย่างทดสอบ S-O, S-SC1 และ S-SC2

ชื่อตัวอย่าง	ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง		ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่, μ
	ที่จุดคราก, Δ_y (มม.)	สูงสุด, Δ_u (มม.)	
S-O	16.6	24.10	1.45
S-SC1	16.1	29.10	1.81
S-SC2	16.6	27.90	1.68

4.2.4 ความสามารถในการสลายพลังงาน

วิธีการคำนวณการสลายพลังงาน (energy dissipation) ที่ใช้ในงานวิจัยนี้ได้จากการคำนวณหาพื้นที่ใต้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างและระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่างทดสอบ เริ่มคำนวณจากการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับศูนย์ จากนั้นเคลื่อนที่ไปทางด้านทิศทางบวก ของแต่ละระยะการเคลื่อนที่ที่ใช้ในการทดสอบ

ค่าการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบ S-O S-SC1 และ S-SC2 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างค่าการสลายพลังงานกับระยะการเคลื่อนที่ ในช่วงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างยังเป็นเส้นตรงนั้น ในช่วงตั้งแต่เริ่มทำการทดสอบจนกระทั่งระยะเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 20 มม. ค่าการสลายพลังงานมีค่าใกล้เคียงกันมาก พบว่าตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2 มีค่าการสลายพลังงานสะสมเท่ากับ 2712, 2811 และ 2670

กิโลนิวตัน-มิลลิเมตร ตามลำดับ โดยเมื่อสิ้นสุดการทดสอบของแต่ละตัวอย่างที่ ระยะเวลาเคลื่อนที่สูงสุด (Δ_{u}) ของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2 เท่ากับ 24.1 27.8 และ 29.1 มม. ตามลำดับ พบว่ามีค่าการสลายพลังงานสะสมของตัวอย่าง S-SC1 เท่ากับ 4788 กิโลนิวตัน-มิลลิเมตร ซึ่งมากกว่าตัวอย่าง S-SC2 และตัวอย่าง S-O ที่มีค่าการสลายพลังงานสะสมเท่ากับ 4353 และ 3514 กิโลนิวตัน-มิลลิเมตร ตามลำดับ

ตารางที่ 4.6 ความสามารถในการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบแต่ละระยะเวลาเคลื่อนที่

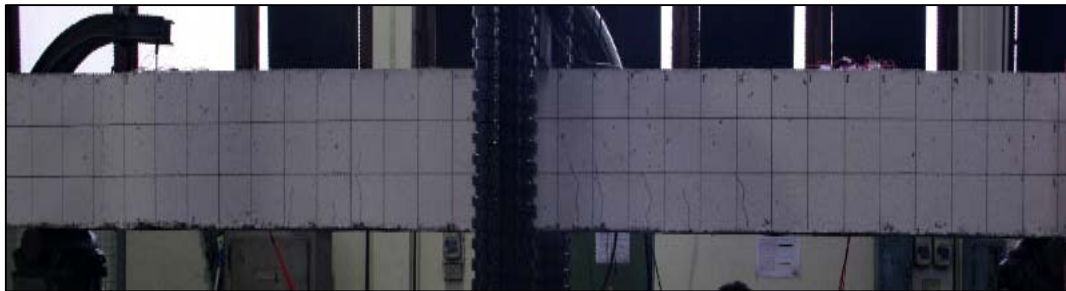
ระยะเวลาเคลื่อนที่ (มม.)	ค่าการสลายพลังงาน (กิโลนิวตัน-มิลลิเมตร)		
	S-O	S-SC1	S-SC2
	สะสม	สะสม	สะสม
0	0	0	0
1	15	15	10
2	52	52	39
3	100	105	82
4	160	170	137
5	233	246	208
6	317	334	292
7	414	437	388
8	524	553	498
9	646	682	622
10	782	824	756
11	930	978	904
12	1091	1144	1066
13	1263	1322	1239
14	1446	1511	1422
15	1638	1709	1614
16	1838	1916	1813
17	2048	2130	2019
18	2264	2352	2233
19	2486	2580	2450
20	2712	2811	2670
21	2929	3043	2894

ตารางที่ 4.6 การสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบแต่ละระยะการเคลื่อนที่ (ต่อ)

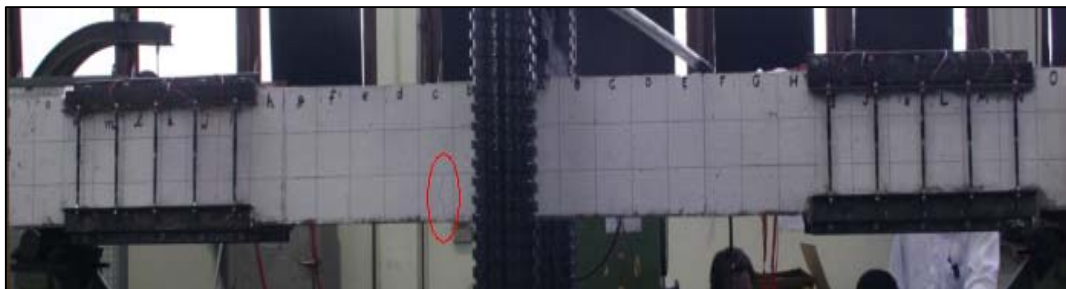
ระยะการเคลื่อนที่ (มม.)	ค่าการสลายพลังงาน (กิโลนิวตัน-มิลลิเมตร)		
	S-O	S-SC1	S-SC2
	สะสม	สะสม	สะสม
22	3132	3275	3120
23	3327	3508	3339
24	3514	3741	3551
25	-	3972	3763
26	-	4193	3971
27	-	4403	4168
28	-	4601	4353
29	-	4788	-

4.2.5 รูปการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ

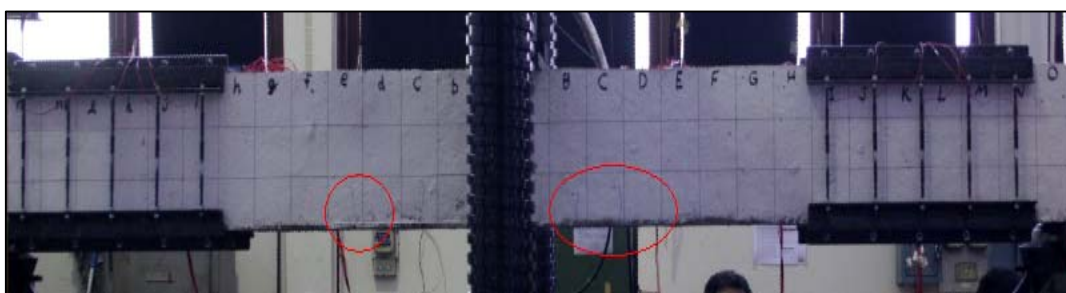
การทดสอบตัวอย่างภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างแบบทางเดียว โดยไม่พิจารณาแรงกระทำตามแนวแกน จนกระทั่งตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ ตัวอย่างทดสอบ S-O, S-SC1 และ S-SC2 เกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรก ซึ่งเป็นรอยแตกร้าวในแนวตั้งฉาก เมื่อแรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 78.2, 49.1 และ 49 กิโลนิวตัน ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 4.32 เมื่อให้แรงกระทำด้านข้างเพิ่มขึ้นจะทำให้เกิดรอยแตกร้าวเพิ่มมากขึ้น และจะสังเกตเห็นรอยแตกร้าวแบบเฉือนของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2 เมื่อแรงกระทำด้านข้างเท่ากับ 127.7, 127.4 และ 127.9 กิโลนิวตัน ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 4.33 หลังจากให้แรงกระทำมากกว่ากำลังรับแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของตัวอย่างจะเกิดรอยแตกร้าวแบบเฉือนขนาดใหญ่ขึ้น แต่สำหรับตัวอย่าง S-SC1 เกิดรอยแตกร้าวแบบเฉือนขนาดใหญ่ก่อนแรงกระทำถึงกำลังรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุด โดยกำลังรับแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของ S-O, S-SC1 และ S-SC2 เท่ากับ 227.7, 234.2 และ 227.1 กิโลนิวตัน ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 4.34 เกิดการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ S-O, S-SC1 และ S-SC2 เมื่อแรงกระทำด้านข้าง 80 % ของแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 182.1, 187.4 และ 181.6 กิโลนิวตัน ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 4.35



(ก) รอยแตกร้าวในแนวตั้งฉากเริ่มแรกที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 78.2 กิโลนิวตัน
ของตัวอย่าง S-O

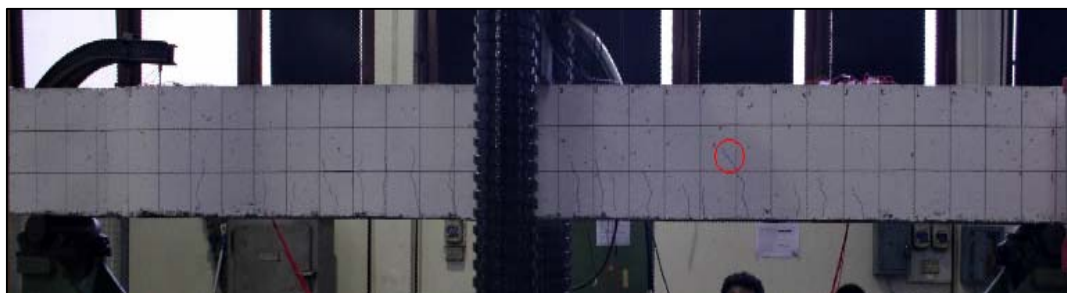


(ข) รอยแตกร้าวในแนวตั้งฉากเริ่มแรกที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 49.1 กิโลนิวตัน
ของตัวอย่างทดสอบ S-SC1



(ค) รอยแตกร้าวในแนวตั้งฉากเริ่มแรกที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 49 กิโลนิวตัน
ของตัวอย่างทดสอบ S-SC2

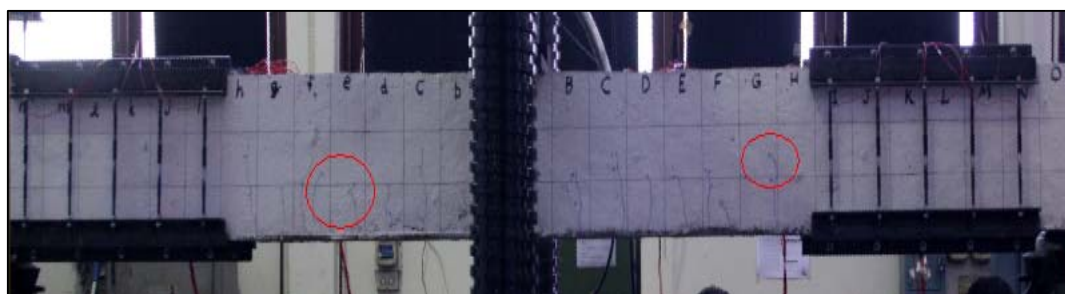
ภาพที่ 4.32 รอยแตกร้าวเริ่มแรกของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2



(ก) รอยแตกร้าวแบบเฉือนเริ่มแรกที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 127.7 กิโลนิวตัน
ของตัวอย่างทดสอบ S-O



(ข) รอยแตกร้าวแบบเฉือนเริ่มแรกที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 127.4 กิโลนิวตัน
ของตัวอย่างทดสอบ S-SC1



(ค) รอยแตกร้าวแบบเฉือนเริ่มแรกที่แรงกระทำทางด้านข้างเท่ากับ 127.9 กิโลนิวตัน
ของตัวอย่างทดสอบ S-SC2

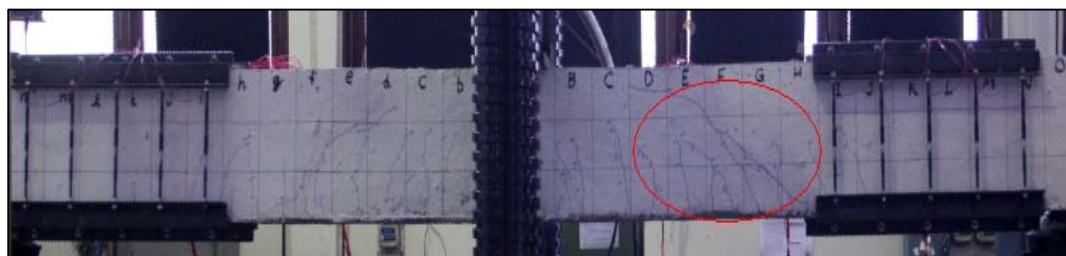
ภาพที่ 4.33 รอยแตกร้าวแบบเฉือนเริ่มแรกของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2



(ก) รอยแตกร้าวที่กำลังรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 227.7 กิโลนิวตัน
ของตัวอย่างทดสอบ S-O



(ข) รอยแตกร้าวที่กำลังรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 234.2 กิโลนิวตัน
ของตัวอย่างทดสอบ S-SC1



(ค) รอยแตกร้าวที่กำลังรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 227.1 กิโลนิวตัน
ของตัวอย่างทดสอบ S-SC2

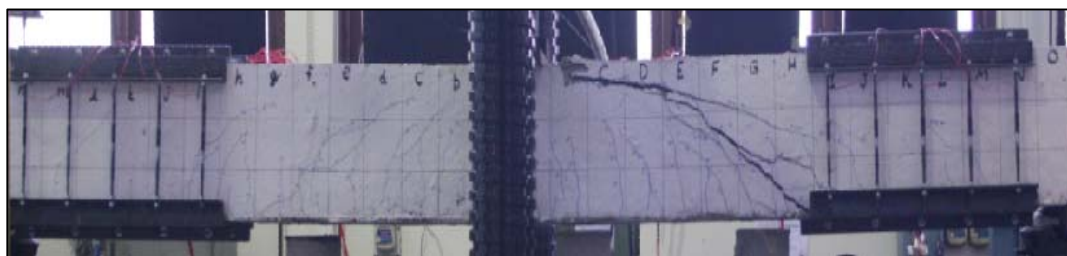
ภาพที่ 4.34 รอยแตกร้าวที่กำลังรับแรงกระทำสูงสุดของตัวอย่าง S-O, S-SC1 และ S-SC2



(ก) การวิบัติแบบเฉือนของตัวอย่างทดสอบ S-O



(ข) การวิบัติแบบเฉือนของตัวอย่างทดสอบ S-SC1



(ค) การวิบัติแบบเฉือนของตัวอย่างทดสอบ S-SC2

ภาพที่ 4.35 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ S-O, S-SC1 และ S-SC2

4.3 การอภิปรายผลการทดสอบ

จากผลการทดสอบพบว่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดตัวอย่าง S-O S-SC1 และ S-SC2 เท่ากับ 113.9 117.1 และ 113.6 กิโลนิวตัน ตามลำดับ แต่เมื่อเปรียบเทียบกับค่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดตามมาตรฐาน ACI 318-08 พบว่าสำหรับตัวอย่าง S-O กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการทดสอบมากกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด เมื่อวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่ได้จากการประเมินเท่ากับ 0.9 % สำหรับนอกบริเวณที่มีการติดตั้งกรงเหล็กหุ้มภายนอกของตัวอย่าง S-SC1 และ S-SC2 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดที่ได้จากการทดสอบมีค่ามากกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด เมื่อวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่ได้จากการประเมินเท่ากับ 3.6 % และ 0.6 % ตามลำดับ เนื่องจากตัวอย่างทดสอบที่มีการเสริมกำลัง ซึ่งมีกำลังรับแรงเฉือนของแต่ละช่วงต่างกัน ในบริเวณที่เสริมด้วยกรงเหล็กหุ้มภายนอกประเมินว่ามีกำลังรับแรงเฉือนเท่ากับ 217 กิโลนิวตัน ซึ่งมีค่ามากกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด เมื่อวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดมาก ทำให้เกิดการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดก่อน ดังนั้นในบริเวณที่ติดตั้งกรงเหล็กหุ้มภายนอกจะไม่มีรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนขนาดใหญ่ แต่ในบริเวณนอกกรงเหล็กหุ้มภายนอกซึ่งมีกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด เมื่อวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่ได้จากการประเมิน เท่ากับ 112.9 กิโลนิวตัน จะเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัดก่อน และตามมาด้วยรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือน จนกระทั่งตัวอย่างทดสอบวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน จะสังเกตเห็นว่าตัวอย่างทดสอบทั้งหมดเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนและความเครียดเหล็กเสริมตามยาวมีค่ามากกว่าจุดครากในทุกตัวอย่างทดสอบ

ตารางที่ 4.7 การเปรียบเทียบระหว่างค่าที่ได้จากการทดสอบกับค่าที่ได้จากการคำนวณตามมาตรฐาน
ACI 318-08

ตัวอย่าง		S-O	S-SC1		S-SC2	
ลักษณะการเสริมกำลัง		ตัวอย่าง ควบคุม	บริเวณที่เสริม ด้วยกรงเหล็ก ด้วย กาวอีพอกซี	บริเวณที่ ไม่มีการ เสริมกรง เหล็ก	บริเวณที่เสริม ด้วยกรงเหล็ก ไม่มีการใช้ กาวอีพอกซี	บริเวณที่ ไม่มีการ เสริมกรง เหล็ก
ผลการทดสอบ	V_{exp} (kN)	113.9	117.1	117.1	113.6	113.6
	$V_{cage,exp}$ (kN)	0	3.2	0	-0.3	0
	รูปแบบการ วิบัติที่เกิด	แบบ เฉือน	ไม่เกิดการวิบัติ	แบบเฉือน	ไม่เกิดการวิบัติ	แบบเฉือน
การประเมิน กำลังรับแรง เฉือน (ACI 318-05)	$V_{flex,cal}$ (kN)	112.9	112.9		112.9	
	$V_{n,cal}$ (kN)	141.8	217	141.8	217	141.8
	$V_{cage,cal}$ (kN)	-	58.2	0	58.2	0
	รูปแบบการ วิบัติที่เกิด	แบบ เฉือน	แบบดัด	แบบเฉือน	แบบดัด	แบบเฉือน
$\frac{(V_{flex,cal} - V_{exp})}{V_{exp}} \times 100$		-0.9 %	-	-3.6 %	-	-0.6 %

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการวิจัย

จากการศึกษาในงานวิจัยนี้สามารถสรุปผลได้ดังต่อไปนี้

1. จากผลการทดสอบตัวอย่าง S-O ที่มีประสิทธิภาพการโอบรัดระดับต่ำ ซึ่งเป็นตัวแทนเสาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย ภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบทางเดียว โดยไม่พิจารณาแรงอัดตามแนวแกน พบว่าตัวอย่างทดสอบ S-O ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างสูงสุดมีค่าต่ำกว่าเท่ากับ 24.1 มม. กำลังรับแรงกระทำด้านข้างลดลงอย่างรวดเร็วหลังจากเกิดรอยแตกร้าวแบบเฉือนขนาดใหญ่จากฐานรองรับด้านขวาถึงกึ่งกลางตัวอย่าง โดยความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ต่ำกว่าเท่ากับ 1.45 และมีค่าการสลายพลังงานเท่ากับ 3514 กิโลนิวตัน-มิลลิเมตร รูปแบบการวิบัติเป็นแบบเฉือน

2. จากผลการทดสอบพบว่ากรงเหล็กหุ้มภายนอกสามารถเพิ่มความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ให้กับตัวอย่าง S-SC1 และ S-SC2 เป็น 1.81 และ 1.68 ตามลำดับ และเพิ่มค่าการสลายพลังงานของตัวอย่าง S-SC1 และ S-SC2 เป็น 36.2 % และ 23.8 % ตามลำดับ กรงเหล็กหุ้มภายนอกยังสามารถลดค่าความเครียดของเหล็กปลอกในบริเวณที่มีการติดตั้งกรงเหล็กหุ้มภายนอกได้ ค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยของเหล็กปลอกในบริเวณที่มีการติดตั้งกรงเหล็กหุ้มภายนอกของตัวอย่าง S-SC1 และ S-SC2 ลดลง 49.8 % และ 74.2 % แต่ค่าความเครียดสูงสุดเฉลี่ยของเหล็กปลอกนอกบริเวณที่มีการติดตั้งกรงเหล็กของตัวอย่าง S-SC1 และ S-SC2 เพิ่มขึ้น 48.8 % และ 30.6 % อีกทั้งกรงเหล็กหุ้มภายนอกยังสามารถยับยั้งรอยแตกร้าวแบบเฉือนได้อีกด้วย

3. กาวอีพอกซีที่ใช้ยึดระหว่างเหล็กฉากกับผิวชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กมีผลทำให้พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบดีขึ้นเล็กน้อยเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบที่ไม่ใช้กาวอีพอกซี โดยจะทำให้ค่าการสลายพลังงานของตัวอย่าง S-SC1 มากกว่าตัวอย่าง S-SC2 เท่ากับ 10 % และทำให้ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างสูงสุดของตัวอย่าง S-SC1 มากกว่าตัวอย่าง S-SC2 เท่ากับ 4.7 %

5.2 ข้อเสนอแนะ

1. งานวิจัยนี้ไม่ได้มีการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ นั้นจึงควรมีการจำลองโครงสร้างของชิ้นส่วนคอนกรีตและเหล็กเสริม มาวิเคราะห์เพื่อให้มีความถูกต้องมากขึ้น
2. งานวิจัยนี้มีตัวอย่างที่มีการติดตั้งกรงเหล็กเสริมโดยไม่มีการขัดผิว ทำให้พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบและกรงเหล็กไม่ดี นั้นจึงควรมีการขัดผิวขององค์อาคารก่อนที่จะติดตั้ง เนื่องจากจะทำให้ได้ประสิทธิภาพของกรงเหล็กเสริมที่ดีขึ้น
3. งานวิจัยนี้ทำการทดสอบชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบทางเดียว โดยไม่ได้พิจารณาแรงอัดตามแนวแกน นั้นจึงควรมีการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการติดตั้งกรงเหล็กเสริม ภายใต้แรงด้านข้างแบบวัฏจักรและแรงอัดตามแนวแกน ซึ่งเป็นเสาที่ได้จากการข้อมูลสำรวจเสาอาคารในประเทศไทย

รายการอ้างอิง

- Aboutaha, R.S., Engelhardt, M.D., Jirsa, J.O., and Kreger, M.E. 1999. Rehabilitation of Shear Critical Concrete Columns by Use of Rectangular Steel Jackets. ACI Structural Journal. 96(1) : 68-78.
- Adhikary, B. B., and Mutsuyoshi, H. 2005. Shear strengthening of reinforced concrete beams using various techniques. Construction and Building Material. 20 : 366-373
- Choi, K., and Park, H. 2007. Unified Shear Strength Model for Reinforced concrete Beams. ACI Structural Journal. 104(2) : 153-161
- Diagana, C., Li, A., Gedalia, B., and Delmas, Y. 2002. Shear strengthening effectiveness with CFF strips. Engineering Structures. 25 : 507-516
- Khalifa, A., and Nanni, A. 1999. Improving shear capacity of existing RC-T-section beams using CFRP composites. Cement and Concrete Composites. 22 : 165-174
- Lee, J., and Watanabe, F. 2000. Shear of Reinforced Concrete Beams with Shear Reinforcement Consider Failure Modes. ACI Structural Journal. 97(3) : 477-483
- Mau, S. T., and Hsu, C. T. 1989. Formula for Shear Strength of Deep Beams. ACI Structural Journal. 86(5) : 516-523
- Nagaprasad, P., Sahoo, D.R., and Rai, D. C. 2009. Seismic Strengthening of RC columns Using External Steel Cage. Wiley InterScience. 38 : 1563-1586.
- Sezen, H., and Moehle, J. P. 2004. Shear strength Model for Lightly Reinforced Concrete Column. ASCE Journal of Structural Engineering. 130(11) : 1692-1703
- Suesuttajit. 2007. A survey of Configuration Irregularities in Typical Multi-story Concrete Building Thailand. Master's Thesis, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Asian Institute of Technology

Zararis, P. D., 2003. Shear Strength and Minimum Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Beams. ACI Structural Journal. 100(2) : 203-214

Zsutty, T. C. 1968. Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data. ACI Journal, Proceeding. 65(11) : 943-951

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายวิศรุช ประเสริฐสุขุม เกิดวันพฤหัสบดีที่ 11 เมษายน พ.ศ. 2528 ที่อำเภอเมือง จังหวัด นครราชสีมา สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ในปีการศึกษา 2550 และได้เข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2551