ขีดจำกัดระยะเคลื่อนตัวที่สภาวะการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการต่อทาบเหล็กเสริมตามแนวยาว

นาย ครรชนะ รัตนพงศ์

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2553

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

DRIFT LIMIT AT GRAVITY LOAD COLLAPSE OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH LAP SPLICES

Mr. Kanchana Rattanapongs

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

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 2010

Copyright of Chulalongkorn University

530797

หัวข้อวิทยานิพนธ์	ขีดจำกัดระยะเคลื่อนตัวที่สภาวะการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการต่อทาบเหล็กเสริมตามแนวยาว
โดย	นายครรชนะ รัตนพงศ์
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	อาจารย์ ดร. วิทิต ปานสุข
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. กิตติภูมิ รอดสิน

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้นับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญามหาบัณฑิต

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

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

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

…………………………………………… อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(อาจารย์ ดร. วิทิต ปานสุข)

…………………………………………… อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. กิตติภูมิ รอดสิน)

…………………………………………… กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัศมี)

…………………………………………… กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(อาจารย์ ดร. รัฐภูมิ ปริชาตปรีชา)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ครรชนะ รัตนพงศ์ : ขีดจำกัดระยะเคลื่อนตัวที่สภาวะการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการต่อทาบเหล็กเสริมตามแนวยาว. (DRIFT LIMIT AT GRAVITY LOAD COLLAPSE OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH LAP SPLICES) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: อ. ดร.วิทิต ปานสุข, อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม: ผศ.ดร. กิตติภูมิ รอดสิน, 142 หน้า.

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์หลักเพื่อศึกษาพฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวจำกัดในการรับแรงกระทำแบบวัฏจักรและพฤติกรรมการวิบัติภายใต้น้ำหนักบรรทุก เสาทดสอบเป็นตัวแทนของเสาในอาคารในประเทศไทยที่มีความสูงระหว่าง 10 -15 ชั้น ตัวแปรที่ใช้ในการศึกษาคือ ปริมาณเหล็กปลอก และการต่อทาบเหล็กเสริมบริเวณจุดหมุนพลาสติก โดยเสา S1 และ S2s มีปริมาณเหล็กปลอก 0.2% ตามมาตรฐาน ACI318-05 และ เสา S3 มีปริมาณเหล็กปลอก 0.1% ซึ่งเป็นปริมาณน้อยสุดตามมาตรฐาน วสท. 1007-34 เสา S2s จะมีการต่อทาบปลายเหล็กเสริมโดยมีระยะต่อทาบ 600 มม. โดยปริมาณเหล็กเสริมตามยาว และสัดส่วนแรงอัดตามแนวแกนของเสามีค่าเท่ากันทุกต้นคือ 3.14% และ 0.2 ตามลำดับ การทดสอบเสาจะทดสอบโดยให้เสารับแรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรโดยเพิ่มเปอร์เซนต์การเคลื่อนตัวแต่รักษาน้ำหนักบรรทุกที่หัวเสาให้คงที่ การทดสอบจะทดสอบจนเสาไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ ผลการทดสอบพบว่าเสาทุกต้นเกิดการวิบัติแบบเฉือน โดยการแตกของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมและการโก่งเดาะของเหล็กยืนเป็นจุดเริ่มต้นของการวิบัติโดยน้ำหนักบรรทุก เสาทุกต้นจะสูญเสียกำลังรับแรงด้านข้างที่การเคลื่อนตัวประมาณ 1.5 -2% เสา S1 เกิดการวิบัติจากน้ำหนักบรรทุกที่การเคลื่อนตัว 4% เมื่อมีการต่อทาบปลายเหล็กเสริมในเสา S2s ความสามารถในการเคลื่อนตัวจะลดลงมาเหลือ 3.5% เนื่องจากวิบัติของเหล็กเสริมบริเวณจุดต่อทาบ และในเสา S3 จะพบการฉีกขาดของเหล็กปลอกก่อนการวิบัติที่การเคลื่อนตัว 3% ดังนั้นสรุปได้ว่าการต่อทาบเหล็กเสริมและการใช้ปริมาณเหล็กปลอกน้อยสุดตามมาตรฐาน วสท. จะทำให้จะทำให้เปอร์เซ็นต์การเคลื่อนตัวลดลง โดยจากการทดสอบพบว่าปริมาณเหล็กเสริมมีผลต่อการเคลื่อนตัวของเสามาก และจากผลการทดสอบพบว่าเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนตัวสูงสุดก่อนการวิบัติจากน้ำหนักบรรทุก มีค่าประมาณสองเท่าของการเคลื่อนตัว ณ จุดที่เสาสูญเสียกำลังรับแรงด้านข้าง

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา ลายมือชื่อนิสิต ....

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก ....

ปีการศึกษา 2553 ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม ....

5170239721 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS : SEISMIC / SHEAR-DAMAGED / LAP-SPLICED / CYCLIC LOADS

KANCHANA RATTANAPONGS : DRIFT LIMIT AT GRAVITY LOAD COLLAPSE OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH LAP SPLICES. : ADVISOR: WITHIT PANSUK, Ph.D., CO-ADVISOR: ASST.PROF.KITTIPOOM RODSIN, Ph.D., 142 pp.

The principal objective of this research is to investigate the cyclic behavior of non-ductile reinforced concrete columns and their collapse behavior under gravity load. The test specimens are representative of RC columns supported 10 to 15-story building in Thailand. The variables used in this study are amount of transverse reinforcement and lap-splice in plastic hinge region. The column S1 and S2s possess 0.2% transverse reinforcement ratio according to ACI318-05 and 0.1% transverse reinforcement ratio has been used in S3 according to E.I.T 1007-34. The splice length of 600 mm is used in specimen S2s. The longitudinal reinforcement ratio and axial load ratio of all columns are 3.14% and 0.2 respecitvely. All columns were subject to increasing lateral cyclic load while the axial load was kept constrant throuthout the test. The test program was terminated when the axial load could not be carried by the column. The test results revealed that all columns were failed by shear initiated by concrete cover spalling and following by bar buckling. The lateral resistance has significantly dropped when the columns subject to lateral displacement aound 1.5 - 2.0 % drift. For column S1, the gravity load collapse occurred at 4% drift and S2s at 3.5 % drift. The splice slip may result in reduction in the maximum drift of Specimen S2s. For column S3, the transverse reinforcement has broken and may result in the lowest maximum drift of 3%. Therefore, the use of lap-splice and very low amount of transverse reinforcement may affect the maximum drift at gravity load collapse. From the test result, the influence of amount of transverse reinforcement may be more pronounce. The results also revealed that the maximum drift at gravity load collapse was approximately twice the drift at lateral strength loss.

Department : Civil Engineering	Student's Signature
Field of Study : Civil Engineering	Advisor's Signature
Academic Year : 2010	Co-advisor's Signature

กิตติกรรมประกาศ

ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ ดร. วิทิต ปานสุข อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลักและ ดร. กิตติภูมิ รอดสิน อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม เป็นอย่างสูงที่ได้ให้ความรู้และคำแนะนำต่างๆที่เป็นประโยชน์ตลอดการทำวิจัยและการทำวิทยานิพนธ์ รวมทั้งกรุณาเสียสละเวลาในการตรวจสอบและแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนสำเร็จลุล่วงอย่างสมบูรณ์

ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัศมี กรรมการสอบภายในมหาวิทยาลัยและ ดร.รัฐภูมิ ปรีชาตปรีชา กรรมการสอบภายนอกมหาวิทยาลัย ที่กรุณาเสียสละเวลาในการตรวจทานและให้คำแนะนำในการแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ตลอดจนคณาจารย์ทุกท่านที่ได้อบรมสั่งสอน ให้คำแนะนำ ความรู้ และวิธีแก้ไขปัญหาต่างๆ แก่ข้าพเจ้า

นอกจากนี้ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ หน่วยงานและบุคคลต่างๆที่ได้ให้ความช่วยเหลือในด้านต่างๆ ในการจัดทำวิทยานิพนธ์และทุกๆขั้นตอนของการทำวิจัยให้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี โดยมีรายนามต่อไปนี้

คุณสมพงษ์ ขำแจ้ง ที่ช่วยในการติดตั้งและประกอบอุปกรณ์ต่างๆในงานวิจัย คำแนะนำในการใช้อุปกรณ์ต่างๆ ในห้องปฏิบัติการ และดูแลความเรียบร้อยต่างๆ

คุณกฤษฎา ภูมี และ คุณมนัส พึ่งบางกรวย ที่ช่วยทดสอบคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย ตลอดจนความช่วยเหลือทุกอย่าง

คุณไพโรจน์ อนันตะเศรษฐกูล ที่ช่วยในการทำอุปกรณ์เสริมที่ใช้ในห้องปฏิบัติการ

รุ่นพี่ และเพื่อนๆทุกคนที่ให้คำแนะนำต่างๆที่เป็นประโยชน์ต่อการทำวิจัยและการจัดทำวิทยานิพนธ์

สุดท้ายนี้ ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณบุคคลที่มีความสำคัญมาก คือ บิดา มารดา ที่ช่วยอบรมสั่งสอน ให้ความรู้ ให้กำลังใจแก่ข้าพเจ้าตั้งแต่เริ่มการศึกษาจนถึงปัจจุบัน และตลอดการจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ให้สำเร็จไปด้วยดี

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.. ง

บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.. จ

กิตติกรรมประกาศ.. ฉ

สารบัญ.. ช

สารบัญตาราง...ฌ

สารบัญภาพ...ญ

บทที่ 1 บทนำ.. 1

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา..1

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย..4

1.3 ขอบเขตของการวิจัย 4

1.4 วิธีการดำเนินงานวิจัย 5

บทที่ 2 หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง 6

2.1 หลักการและทฤษฎีพื้นฐานที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหว 6

2.2 พฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร..................16

2.3 ขีดจำกัดระยะเคลื่อนตัวที่สภาวะการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก...25

บทที่ 3 การเตรียมตัวอย่างและการทดสอบ... 28

3.1 การกำหนดลักษณะเสาที่จะนำมาทดสอบ 28

3.2 ตัวอย่างทดสอบ...29

3.3 การแปรผันเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบ...31

3.4 คุณสมบัติของวัสดุ 34

3.5 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ 37

3.6 ขั้นตอนการทดสอบ 45

3.7 การประเมินการรับแรงกระทำและการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาตัวอย่าง 50

3.8 การปรับแก้ผลการทดสอบและการคำนวณอัตราร้อยละการเคลื่อนด้านข้าง 54

3.9 การคำนวณการเสียรูปด้านข้างจากผลการทดสอบ 56

3.10 การสังเกตุค่าที่ได้จากผลทดสอบเสาตัวอย่าง 62

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

หน้า

บทที่ 4 ผลการทดสอบ 65
4.1 พฤติกรรมต่างๆของเสาคอนกรีตที่สังเกตได้ในระหว่างการทดสอบ 65
4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับค่าความโค้ง 106
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับการเสียรูปเนื่องแรงเฉือน................ 110
4.4 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของเสาตัวอย่างทดสอบ 114
บทที่ 5 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ 123
5.1 สรุปผลการวิจัย..123
5.2 ข้อเสนอแนะ..126
รายการอ้างอิง.. 128
ภาคผนวก.. 131
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.. 142

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติของเสาของ Park และคณะ (1982) 17
ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติของเสาของ Ozceve และStaacioglu (1987) 19
ตารางที่ 2.3 คุณสมบัติของเสาของ Lukkunaprasit และ Sittipunt (2003) 20
ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติของเสาตัวอย่างทดสอบของ Lynn(1996)....................................22
ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติของเสาของ Murat Melek, John W.wallace, Joel P.Conte (2003/2004)...22
ตารางที่ 2.6 คุณสมบัติของเสาของ Sezen และ Moehle (2006)..23
ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของตัวอย่างเสาที่จะนำมาทดสอบ..32
ตารางที่ 3.2 สรุปการประเมินความสามารถของเสาตัวอย่างทดสอบ (กิโลนิวตัน) 53
ตารางที่ 3.3 สรุปรูปแบบการวิบัติที่คาดว่าจะเกิดขึ้นของเสาตัวอย่างทดสอบ...........................53
ตารางที่ 3.4 สรุประยะเคลื่อนที่จากแรงดัดที่คาดว่าจะเกิดขึ้นของเสาตัวอย่างทดสอบ (มม.) 53
ตารางที่ 3.5 สรุปอัตราการเคลื่อนที่ ที่เกิดการวิบัติด้วยน้ำบรรทุกในแนวแกนที่คาดว่าจะเกิดขึ้น...54
ตารางที่ 4.1 แรงกระทำด้านข้าง, โมเมนต์ดัดและระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่าง S1.....66
ตารางที่ 4.2 องค์ประกอบของการเสียรูปด้านข้างในแต่ละสถานะของตัวอย่าง S1................69
ตารางที่ 4.3 แรงกระทำด้านข้าง, โมเมนต์ดัดและระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่าง S2s...80
ตารางที่ 4.4 องค์ประกอบของการเสียรูปด้านข้างในแต่ละสถานะของตัวอย่าง S2s...............82
ตารางที่ 4.5 แรงกระทำด้านข้าง, โมเมนต์ดัดและระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่าง S3.....94
ตารางที่ 4.6 องค์ประกอบของการเสียรูปด้านข้างในแต่ละสถานะของตัวอย่าง S3................96
ตารางที่ 4.7 สรุปกำลังรับแรงด้านข้างจากผลการทดสอบของเสาตัวอย่าง S1 S2s และ S3.....116
ตารางที่ 4.8 สรุประยะเคลื่อนที่ด้านข้างจากผลการทดสอบของเสาตัวอย่าง S1 S2s และ S3 ..117
ตารางที่ 4.9 เปรียบเทียบผลของอัตราการเคลื่อนที่ที่เกิดการวิบัติด้วยน้ำบรรทุกในแนวแกนที่..121

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญภาพ

หน้า

รูปที่ 1.1 ความเสียหายของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กชั้นที่ 1 ของอาคาร Imperial County Services (Bertero V. V., NISEE-EQIIS Image Database) 2
รูปที่ 1.2 ความเสียหายของโรงพยาบาลในเหตุการณ์แผ่นดินไหว San Fernando ในปี 1971 (Steinbrugge K. V., NISEE Database)..2
รูปที่ 2.1 การโก่งตัวด้านข้างเนื่องจากผลของแรงตัด..8
รูปที่ 2.2 (a) เสายื่น (b) โมเมนต์ (c) ค่าความโค้งที่จุดคราก (d) ค่าความโค้งสูงสุด (e) ค่าความโค้งที่สมดุล (f) การเสียรูป โดย Paulay และ Priestley (1992) 9
รูปที่ 2.3 การต่อทาบเหล็กเสริม (Paulay และ Priestley ,1992)...14
รูปที่ 2.4 ขนาดหน้าตัดและรูปแบบการเสริมเหล็ก (Park และคณะ ,1982).............................16
รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาต้นที่ 1- 4 (Park และคณะ ,1982) 17
รูปที่ 2.6 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ (Ozceve และ Staacioglu,1987)..18
รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาและสภาพเสาหลังการทดสอบโดย (Ozceve และ Staacioglu,1987) 19
รูปที่ 2.6 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรายละเอียดของของอ โดย (Lukkunaprasit และ Sittipunt, 2003) 20
รูปที่ 2.7 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและ รูปแบบการทดสอบ (Sezen และ Moehle, 2006)..23
รูปที่ 2.8 สภาพของเสาต้นที่ 1 ถึง 4 หลังการทดสอบ(Sezen และ Moehle, 2006) 24
รูปที่ 2.9 แผนภาพแรงอิสระ(Free body diagram) ของเสาหลังจากวิบัติแบบเฉือน (Elwood และ Moehle, 2005) 26
รูปที่ 3.1 ลักษณะการเสริมการเหล็กและขนาดของตัวอย่างทดสอบ S1 33
รูปที่ 3.2 ลักษณะการเสริมการเหล็กและขนาดของตัวอย่างทดสอบ S2s 33

รูปที่ 3.3 ลักษณะการเสริมการเหล็กและขนาดของตัวอย่างทดสอบ S3 34
รูปที่ 3.4 แสดงการเก็บตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ทดสอบกำลังอัด 35

หน้า

รูปที่ 3.5 แสดงตัวอย่างการทดสอบคุณสมบัติของเหล็กเสริม 36
รูปที่ 3.6 แสดงตัวอย่างการเข้าแบบหล่อเสาคอนกรีต....37
รูปที่ 3.7 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่างทดสอบ S1....39
รูปที่ 3.8 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่างทดสอบ S1....40
รูปที่ 3.9 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่างทดสอบ S2s....41
รูปที่ 3.10 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่างทดสอบ S2s....42
รูปที่ 3.11 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่างทดสอบ S3....43
รูปที่ 3.12 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่างทดสอบ S3....44
รูปที่ 3.13 แบบจำลองการทดสอบ....45
รูปที่ 3.14 ตัวอย่างการติดตั้งเสาตัวอย่างทดสอบกับโครงข้อแข็งทดสอบ (Test Frame)....46
รูปที่ 3.15 แบบร่างการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าในระหว่างการทดสอบ....47
รูปที่ 3.16 ตำแหน่งระยะการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า....48
รูปที่ 3.17 แสดงประวัติการรับแรงด้านข้างของเสาตัวอย่างทดสอบ (Loading scheme)....49
รูปที่ 3.18 แสดงตำหน่งของเหล็กเสริมตามยาว....51
รูปที่ 3.19 แผนภาพแสดงความเครียดและแรงของหน้าตัด....51
รูปที่ 3.20 การปรับแก้เนื่องจากการเคลื่อนที่และการหมุนของฐานราก....55
รูปที่ 3.21 ตัวอย่างการคำนวณการเสียรูปแบบโค้งดัด....57
รูปที่ 3.22 ตัวอย่างการคำนวณการเสียรูปจากรอยต่อเคลื่อน....59
รูปที่ 3.23 ตัวอย่างการคำนวณการเสียรูปแบบเฉือน....61
รูปที่ 3.24 วิธีการหาค่าความเหนียวโดยการประมาณการตอบสนองด้านข้าง (Priestly,1992)..63
รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนด้านข้างของความสูงกับแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่าง S1....67
รูปที่ 4.2 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง S1 หลังการทดสอบ....68
รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มขึ้นของการเสียรูปด้านข้างในแต่องค์ประกอบกับร้อยละอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง ของเสาตัวอย่าง S1....69
รูปที่ 4.4 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S1....70
รูปที่ 4.5 แสดงค่าความโค้งตามความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ S1....74

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

หน้า

รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ของตัวอย่าง S1 76
รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับความเครียด ในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง S1 76
รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง ของตัวอย่าง S1 77
รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับความเครียด ในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง S1 78
รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้างต่อความสูงกับระยะ การเคลื่อนตัวใน แนวแกนของตัวอย่าง S1 79
รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนด้านข้างของความสูงกับแรงกระทำทาง ด้านข้างของตัวอย่าง S2s....81
รูปที่ 4.12 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง S2s หลังการทดสอบ....82
รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มขึ้นของการเสียรูปด้านข้างในแต่องค์ประกอบกับ ร้อยละอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง ของเสาตัวอย่าง S2s 83
รูปที่ 4.14 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของ ตัวอย่าง S2s....84
รูปที่ 4.15 แสดงค่าความโค้งตามความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ S2s 88
รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ของตัวอย่าง S2s 89
รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับความเครียด ในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง S2s 90
รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง ของตัวอย่าง S2s 91
รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับความเครียด ในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง S2s 92
รูปที่ 4.20 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้างต่อความสูงกับระยะ การเคลื่อนตัวใน แนวแกนของตัวอย่าง S2s 92
รูปที่ 4.21 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนด้านข้างของความสูงกับแรงกระทำทาง ด้านข้างของตัวอย่าง S3....95

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

หน้า

รูปที่ 4.22 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง S3 หลังการทดสอบ..95
รูปที่ 4.23 ความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มขึ้นของการเสียรูปด้านข้างในแต่องค์ประกอบกับ
ร้อยละอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง ของเสาตัวอย่าง S3..97
รูปที่ 4.24 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของ
ตัวอย่าง S3..97
รูปที่ 4.25 แสดงค่าความโค้งตามความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ S3 101
รูปที่ 4.26 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว
ของตัวอย่าง S3..102
รูปที่ 4.27 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับความเครียด
ในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง S3..103
รูปที่ 4.28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง
ของตัวอย่าง S3..104
รูปที่ 4.29 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับความเครียด
ในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง S3 105
รูปที่ 4.30 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้างต่อความสูงกับระยะ
การเคลื่อนตัวใน แนวแกนของตัวอย่าง S3 106
รูปที่ 4.31 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งของตัวอย่าง S1......................107
รูปที่ 4.32 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งของตัวอย่าง S2s.....................108
รูปที่ 4.33 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งของตัวอย่าง S3.......................109
รูปที่ 4.34 รูปแบบการเสียรูปจากแรงเฉือน...110
รูปที่ 4.35 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่เนื่องจากแรงเฉือน
ของ เสาตัวอย่างทดสอบ S1..111
รูปที่ 4.36 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่เนื่องจากแรงเฉือน
ของ เสาตัวอย่างทดสอบ S2s..112
รูปที่ 4.37 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่เนื่องจากแรงเฉือน
ของเสาตัวอย่างทดสอบ S3..113
รูปที่ 4.38 ความสัมพันธ์เส้นโค้งขอบนอกระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับร้อยละ
การเคลื่อนด้านข้างต่อความสูง...115
รูปที่ 4.39 ความสัมพันธ์เส้นโค้งขอบนอกระหว่างอัตราการรับแรงกระทำทางด้านข้าง
*(Normalized) กับ*ร้อยละการเคลื่อนด้านข้างต่อความสูง.......................... 116

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

หน้า

รูปที่ 4.40 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนในแนวแกนกับร้อยละการเคลื่อนด้านข้าง ต่อความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ S1 S2s และ S3……………………… ……....119
รูปที่ 4.41 การวิบัติแบบเฉือนของเสาตัวอย่างทดสอบ S1 S2s และ S3….....……….....…… ...121
รูปที่ 4.42 แสดงการวิบัติหลังการทดสอบของเสาตัวอย่างทดสอบ S1 S2s และ S3……..........122

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 1

บทนำ

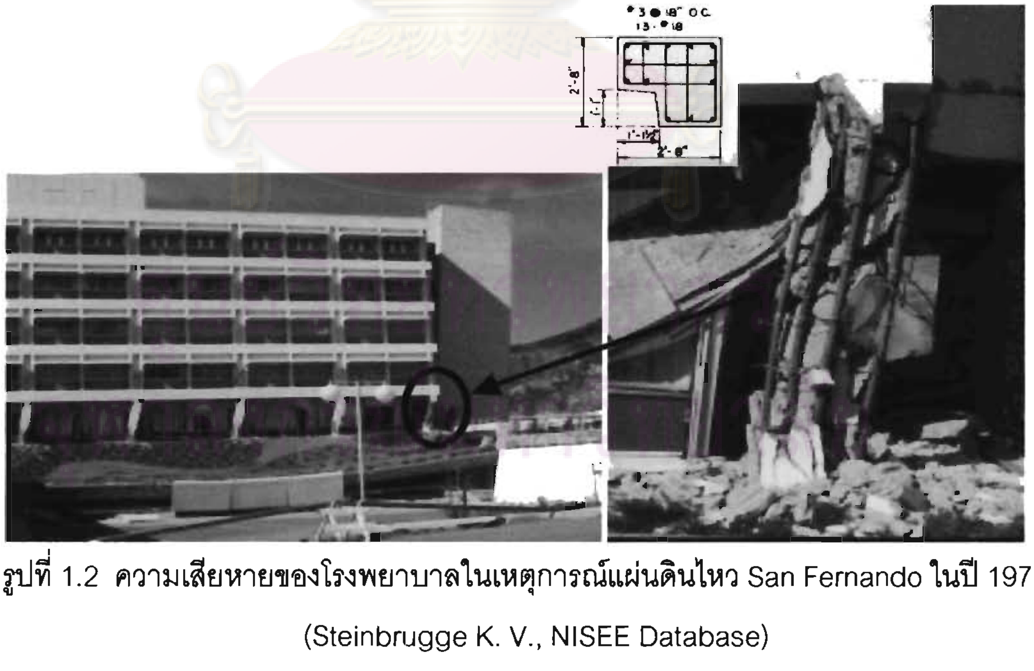
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ประเทศที่เกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวบ่อยครั้ง เช่น ญี่ปุ่น, ไต้หวัน หรือ นิวซีแลนด์ เป็นต้น จะมีความตระหนักถึงอันตรายของแรงกระทำจากแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างอาคาร ดังนั้นโครงสร้างเหล่านี้จะถูกออกแบบให้มีความสามารถในการรับแรงแผ่นดินไหวได้ดี ซึ่งแตกต่างจากโครงสร้างอาคารในประเทศที่แผ่นดินไหวเกิดขึ้นไม่บ่อยครั้ง เช่น ประเทศไทย โครงสร้างอาคารเหล่านี้มักจะไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหว หากเกิดแผ่นดินไหวที่ขนาดไม่ใหญ่นัก โครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบให้รองรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ก็อาจเกิดความเสียหายมากและอาจจะวิบัติซึ่งก่อให้เกิดอันตรายต่อชีวิตผู้คนได้

โครงสร้างอาคารที่มักจะเสียหายภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวมีได้หลายส่วน เช่น เสา, คาน และ จุดต่อคานเสา เป็นต้น เสาเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างอาคารที่สำคัญ เนื่องจากเป็นองค์อาคารที่ทำหน้าที่รับน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดของอาคาร และในอาคารบางประเภทเสาจะทำหน้าที่รับแรงกระทำด้านข้างด้วย หากเสาเกิดความเสียหายไม่สามารถรับน้ำหนักอาคารได้ จะทำให้โครงสร้างอาคารทั้งหมดพังทลายลงมาได้ ตัวอย่างความเสียหายจากแรงแผ่นไหวที่กระทำกับเสา นั้นแสดงในรูปที่ 1.1 และ 1.2 เสาในอาคารเหล่านี้ถูกออกแบบมาให้รับแรงในแนวแกนเพียงอย่างเดียว ไม่ได้ออกแบบให้เสารับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว เมื่อเกิดแผ่นดินไหว คอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมจะเกิดการหลุดร่อน ส่งผลให้เกิดการโก่งเดาะของเหล็กเสริมตามแนวแกนทำให้เสาสูญเสียความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกและวิบัติได้ การวิบัติของเสาในลักษณะนี้เกิดเนื่องมาจากการเสริมเหล็กปลอกในปริมาณไม่เพียงพอที่จะยึดรั้งเหล็กเสริมและแกนคอนกรีต การเสริมเหล็กปลอกในปริมาณน้อยนี้ยังส่งผลให้เสามีความเสี่ยงต่อการวิบัติแบบเฉือน ซึ่งเป็นการวิบัติที่อันตรายเนื่องจากเป็นการวิบัติแบบทันทีทันใด นอกจากนั้นในงานก่อสร้างทั่วไปในประเทศที่แผ่นดินไหวเกิดขึ้นไม่บ่อย ยังมีรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ทำให้เสาเสี่ยงต่อการวิบัติเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว เช่น การต่อทาบเหล็กยืนบริเวณโคนเสา ที่ติดกับฐานรากคอนกรีต ซึ่งเป็นบริเวณจุด

หมุนพลาสติก (Plastic hinge) ภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว เหล็กเสริมที่ต่อทาบอาจเกิดการแยกตัวออกจากกัน เป็นสาเหตุให้เสาเกิดการวิบัติในบริเวณดังกล่าวได้ (Lynn, 1996)

รูปที่ 1.1 ความเสียหายของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กชั้นที่ 1 ของอาคาร Imperial County Services (Bertero V. V., NISEE-EQIIS Image Database)



รูปที่ 1.2 ความเสียหายของโรงพยาบาลในเหตุการณ์แผ่นดินไหว San Fernando ในปี 1971 (Steinbrugge K. V., NISEE Database)

การศึกษาพฤติกรรมในการรับแรงแผ่นดินไหวของเสา มักจะใช้วิธีการทดสอบเสาภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร การทดสอบเสาที่ผ่านมา เช่น Park et al. (1982), Priestely et al. (1987,

1994) และ Razvi & Saatcioglu (1999) เป็นต้น จะหยุดการทดสอบเมื่อกำลังรับแรงด้านข้างของเสาลดลง 20% และสมมติว่าเสานั้นเกิดการวิบัติ ข้อมูลการทดสอบเหล่านี้จะมีประโยชน์เมื่อเสานั้นเป็นโครงสร้างที่ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำด้านข้างขององค์อาคาร แต่ระบบโครงสร้างอาคารบางประเภท เช่น โครงสร้างอาคารที่มีกำแพงรับแรงเฉือน เสาไม่ได้ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำด้านจากแผ่นดินไหว และมีหน้าที่หลักเพียงรับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งเท่านั้น ถึงแม้ว่าเสาเหล่านี้จะเกิดความเสียหายจากแผ่นดินไหว แต่ถ้าหากยังคงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งได้ ก็ถือว่าเสาที่เสียหายเหล่านี้ ยังคงสามารถทำหน้าที่รับน้ำหนักของอาคารได้และยังไม่ถือว่าเสานั้นเกิดการวิบัติ (Sezen และ Moehle,2006) ดังนั้นการศึกษาพฤติกรรมการวิบัติของเสาขณะรับน้ำหนักบรรทุกจึงเป็นข้อมูลที่มีประโยชน์ในการประเมินความสามารถในการรับแผ่นดินไหวของอาคารเหล่านี้อย่างสมเหตุผลด้วย

เสาคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย ส่วนใหญ่ไม่ได้ออกแบบเพื่อรองรับแผ่นดินไหว ดังนั้น รายละเอียดการเสริมเหล็กของเสาจึงมีความเสี่ยงต่อการวิบัติเมื่อเกิดแผ่นดินไหว รายละเอียดการเสริมเหล็กที่อันตรายต่อการรับแผ่นดินไหวของเสาเหล่านี้คือ การใช้เหล็กปลอกในปริมาณน้อย (ตามมาตรฐานการออกแบบ วสท 1007-34) และการต่อทาบเหล็กเสริมตามยาวบริเวณโคนเสา ซึ่งเป็นจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ดังนั้นเพื่อให้เข้าใจพฤติกรรมในการรับแผ่นดินไหว รวมถึงพฤติกรรมในการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเหล่านี้ งานวิจัยนี้จะทดสอบเสาตัวอย่างที่เป็นตัวแทนของเสาที่มีความสูงในระดับปานกลาง 4 - 7 ชั้น จากการสำรวจของ Suesuttajit ในปี 2007

เสาตัวอย่างจะทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร เสาที่จะนำมาทดสอบนี้จะเป็นเสาที่จำลองรูปร่าง, ขนาด และรายละเอียดเหล็กเสริมมาจากเสาจริง เช่น มีการจำลองน้ำหนักบรรทุกจริง การจำลองรายละเอียดการเสริมเหล็กปลอกตามมาตรฐาน วสท. 1007-34 และมาตรฐาน ACI317-05 (Suesuttajit, C., 2007) นอกจากนั้น ยังมีการทดสอบเสาที่มีการต่อทาบเหล็กเสริมบริเวณโคนเสา ผลการทดสอบจะทำให้เข้าใจถึงพฤติกรรมของเสาเหล่านี้ในการรับแรงกระทำแบบวัฏจักร ความสัมพันธ์ระหว่างแรง และระยะเคลื่อนตัว รวมถึงระยะเคลื่อนตัวสูงสุดที่เสาสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ต่อไปดังนั้นการหาระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดในขณะที่เสายังคงความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกได้ จึงเป็นข้อมูลที่มีความจำเป็นในการพัฒนาแบบจำลองเพื่อประเมินความสามารถของเสาในการรับแผ่นดินไหว นอกจากนั้นแบบจำลองดังกล่าว ยัง

สามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการออกแบบเสาให้มีความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกเมื่อเกิดความเสียหายจากแผ่นดินไหว และยังสามารถนำใช้ในการประเมินความสามารถของเสาคอนกรีตในการรับแผ่นดินไหว โดยใช้หลักการของการเคลื่อนตัว (Displacement-based principle) ในอนาคตได้อีกด้วย

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ในการดำเนินการดังต่อไปนี้

1. ศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบโดยใช้เหล็กปลอกตาม มาตรฐาน E.I.T-1007-34 และ มาตรฐาน ACI318-05
2. ศึกษาผลของการต่อทาบเหล็กเสริมต่อพฤติกรรมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรของเสาคอนกรีตเสริมที่ออกแบบตามมาตรฐาน ACI318-05
3. ศึกษาพฤติกรรมการวิบัติภายใต้น้ำหนักบรรทุกของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวจำกัดทั้งที่มีการต่อทาบปลาย และไม่มีการต่อทาบปลายเหล็กเสริมตามแนวยาว

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

งานวิจัยนี้มีขอบเขตในการดำเนินการดังต่อไปนี้

1. ทำการศึกษาเสาเดี่ยวที่ไม่ได้อยู่ในโครงสร้างโครงข้อแข็ง (frame)
2. ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรูปสี่เหลี่ยมจตุรัสขนาด 0.40 ม. X 0.40 ม. จำนวน 3 ต้น เท่านั้น
3. การทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กในครั้งนี้ ได้กำหนดตัวแปรควบคุมที่มีผลต่อกำลังรับน้ำหนักเสาดังต่อไปนี้

   ก. กำลังกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่อายุ 28 วันมีค่าประมาณ 210 กก./ซม.^{2}

   ข. ให้ระดับแรงอัดตามแนวแกน (axial load levels) มีค่า $0.2f_c'A_g$ มีค่าคงที่เสมอ

   ค. อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาวกับพื้นที่หน้าตัดเสาคอนกรีต มีค่าเท่ากับ **3.14%**

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ง. ระยะห่างของเหล็กเสริมตามขวางที่ใช้เหล็ก RB9 ให้มีระยะห่างของเหล็กเสริมตามขวาง เท่ากับ 0.30 ม.

จ. ระยะห่างของเหล็กเสริมตามขวางที่ใช้เหล็ก RB6 ให้มีระยะห่างของเหล็กเสริมตามขวาง เท่ากับ 0.25 ม.

4. สำหรับเหล็กเสริมตามขวางพิจารณาจากปริมาณต่ำสุดตามข้อกำหนดของ ACI (American Concrete Institute) และปริมาณต่ำสุดตามข้อกำหนด E.I.T-1007-34

1.4 วิธีการดำเนินงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีวิธีการในการดำเนินการตามขั้นตอนต่อไปนี้

1. ศึกษาข้อมูลและงานวิจัยที่ผ่านมา เพื่อทบทวนงานวิจัยที่เกี่ยวกับการทดสอบเสาภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักร แบบจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดและที่มีการโอบรัด หลักการการต่อทาบเหล็กเสริมที่จะใช้

2. เตรียมตัวอย่างเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก จำนวน 3 ตัวอย่าง โดยตัวอย่าง 3 ตัวอย่าง มีการเปรียบเทียบเสาที่มีการต่อทาบและไม่มีการต่อทาบเหล็กเสริมในตามยาว ปริมาณของเหล็กปลอก โดยมีการบังคับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งคงที่

3. ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กโดยการให้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ และเก็บข้อมูลที่ได้จากการทดสอบ

4. ทำการวิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบ

5. สรุปผลการศึกษาวิจัย

6. เขียนวิทยานิพนธ์

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 2

หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในบทนี้จะกล่าวถึงหลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยนี้ โดยจะกล่าวถึง หลักการและ ทฤษฎีพื้นฐานที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหว พฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร ขีดจำกัดระยะเคลื่อนตัวที่สภาวะการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

2.1 หลักการและทฤษฎีพื้นฐานที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหว

Paulay และ Priestley (1992) ได้กล่าวถึงหลักการและทฤษฎีพื้นฐานที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยสำหรับอาคารสูงในทางวิศวกรรมโครงสร้าง มิได้มีการกำหนดให้ชัดเจนว่าจะต้องมีความสูงหรือจำนวนชั้นอย่างน้อยเท่าใด หากแต่หมายถึงอาคารซึ่งมีความสูงเพียงพอระดับหนึ่งจนกระทั่งมีผลทำให้แรงกระทำด้านข้างอาคาร (lateral load) เนื่องจากแรงลมหรือแรงแผ่นดินไหว มีบทบาทที่สำคัญต่อการออกแบบโครงสร้างอาคาร ซึ่งจะต้องมีการตรวจสอบค่าระยะการโก่งตัวของโครงสร้างค่าหน่วยแรงในองค์อาคาร และความมั่นคงของโครงสร้างเนื่องจากแรงกระทำด้านข้าง โดยจะมีผลต่อขนาดขององค์อาคาร รายละเอียดการเสริมเหล็กในคานและเสา ตลอดจนถึงการออกแบบฐานรากอีกด้วย ดังนั้น จึงต้องมีการพิจารณาอิทธิพลของแรงกระทำด้านข้างเหล่านี้ในการออกแบบอาคาร

2.1.1 **สติฟเนส** (Stiffness)

สติฟเนส (stiffness) เป็นคุณสมบัติที่บอกถึงความสามารถในการต้านการเคลื่อนที่ของโครงสร้างเมื่อมีแรงมากระทำ การออกแบบไม่ว่าจะเป็นโครงสร้างรับน้ำหนักบรรทุกทั่วไป หรือโครงสร้างที่รับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ผู้ออกแบบจะต้องสามารถคำนวณการเคลื่อนที่เกิดขึ้นของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำได้อย่างถูกต้อง โดยเฉพาะอย่างยิ่งในโครงสร้างบางประเภทที่การใช้งานของโครงสร้างถูกกำหนดโดยการเคลื่อนที่หรือการโก่งตัวของโครงสร้างนั้นสำหรับโครงสร้างที่รับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ผู้ออกแบบต้องสามารถคำนวณการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของอาคารภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว ซึ่งการการเคลื่อนที่ทางด้านข้างนี้ต้องไม่มากจน

ศูนย์วิทยทรัพยากร จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ทำให้เกิดความเสียหายต่อส่วนต่างๆ ของอาคารทั้งที่เป็นส่วนของโครงสร้างและไม่ใช่ส่วนของโครงสร้าง

2.1.2 **กำลังของโครงสร้าง** (Strength)

การออกแบบโครงสร้างรับน้ำหนักบรรทุกทั่วไปหรือแรงลม โดยทั่วไปผู้ออกแบบต้องออกแบบโครงสร้างให้มีกำลังเพียงพอที่จะรับแรงสูงสุดที่อาจเกิดขึ้นได้ตลอดช่วงการใช้งาน แต่การออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ผู้ออกแบบจะต้องพิจารณาเป็น 2 กรณี ได้แก่ กรณีที่แผ่นดินไหวมีขนาดเล็กซึ่งอาจเกิดขึ้นได้หลายครั้งในช่วงอายุการใช้งาน หรือกรณีที่โครงสร้างต้องไม่เกิดความเสียหายเลยระหว่างแผ่นดินไหว โครงสร้างนั้นต้องมีกำลังเพียงพอที่จะรับแรงที่เกิดระหว่างแผ่นดินไหวในช่วงอิลาสติก โดยไม่เกิดความเสียหายขึ้นกับโครงสร้าง แต่ในกรณีที่แผ่นดินไหวมีขนาดใหญ่ การออกแบบให้กำลังของโครงสร้างมากจนสามารถต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ซึ่งนานๆ จะเกิดขึ้นโดยไม่เกิดความเสียหายเลยนั้นย่อมไม่เป็นการประหยัด ดังนั้น เพื่อหลีกเลี่ยงการพังทลายของโครงสร้างเมื่อมีแผ่นดินไหวขนานใหญ่ จำเป็นต้องอาศัยเทคนิคการออกแบบให้โครงสร้างมีความเหนียวเพียงพอที่จะทนทานการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง โดยไม่เกิดการพังทลาย

2.1.3 **ระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง** (Lateral Deflection)

สำหรับเสาที่มีลักษณะแบบคานยื่น (Cantilever column) ซึ่งถูกกระทำด้วยแรงด้านข้างที่ปลายอิสระนั้น ระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างนั้นจะเป็นผลมาจาก 3 ส่วน อันได้แก่ แรงดัด (flexure) การลื่นหลุด (bond slip) ระหว่างเหล็กยืนในฐานรากกับคอนกรีตรอบๆและ แรงเฉือน (shear) และเมื่อไม่มีการหมุนในฐานรากสมการของระยะการเคลื่อนที่ที่ปลายเสาจะเขียนได้เป็น

$$\Delta_t = \Delta_f + \Delta_s + \Delta_{sh} \tag{2.1}$$

โดยที่ Δ_t = การเสียรูปรวมทั้งหมด

Δ_f = การเสียรูปเนื่องจากแรงดัด

Δ_s = การเสียรูปเนื่องจากการลื่นหลุด (bond slip)

Δ_{sh} = การเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือน

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

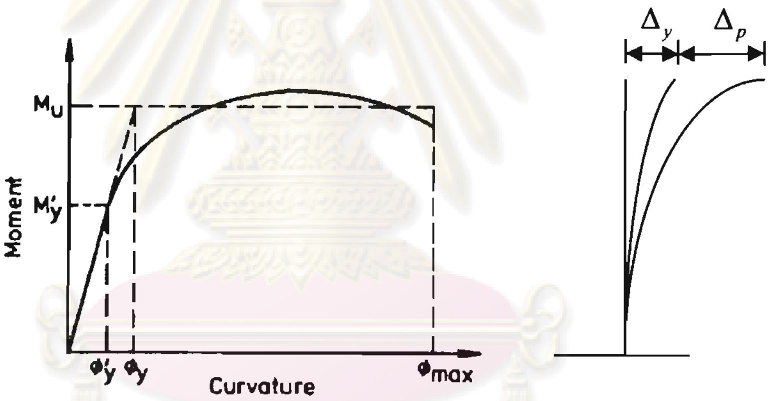
2.1.4 การโก่งเนื่องจากแรงดัด

โดยหลักแล้วการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของเสานั้นจะเป็นผลเนื่องมาจากแรงดัด ซึ่งเสาจะเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นที่บริเวณหน้าตัดวิกฤต สำหรับเสาซึ่งมีรูปร่างที่เท่ากันตลอดความยาวจุดหมุนพลาสติกจะเกิดขึ้นที่โคนเสาโดยรูปที่ 2.1 แสดงการโก่งเนื่องจากผลของแรงดัด

$$\Delta_f = \Delta_y + \Delta_p \tag{0.2}$$

โดยที่ Δ_y = ระยะการโก่งที่จุดครากเนื่องจากแรงดัดประสิทธิผล (effective flexural yield) ของหน้าตัดวิกฤต

Δ_p = ระยะการโก่งเนื่องจากการหมุนของวัตถุแข็งเกร็ง (rigid body rotation) ที่จุดหมุนพลาสติก



(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับค่าความโค้ง

(ข) การเคลื่อนที่ทางด้านข้างเนื่องจากผลของแรงดัด

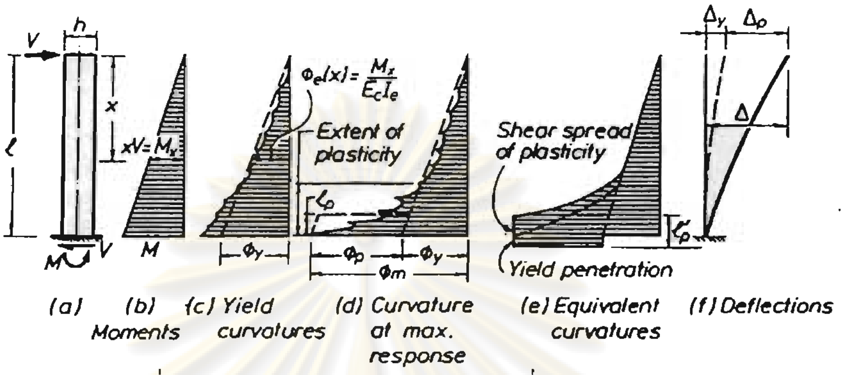
รูปที่ 0.1 การโก่งตัวด้านข้างเนื่องจากผลของแรงดัด

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

โดยรูปที่ 2.1 (ก) แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง (curvature) ของเสายื่น โดยที่ M_{cr} และ φ_{cr} คือโมเมนต์ที่เกิดการแตกร้าว (cracking moment) และค่าความโค้ง (curvature) ตามลำดับ และจากรูปที่ 2.2 สามารถหาระยะการโก่งตัวทางด้านข้าง(Δ_y) นั้นสามารถหาได้จากสมการที่ 2.3 และสมการที่ 2.4

$$\Delta_y = \int_0^l \phi x dx \tag{2.3}$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y l^2}{3} \qquad (2.4)$$



รูปที่ 2.2 (a) เสายื่น (b) โมเมนต์ (c) ค่าความโค้งที่จุดคราก (d) ค่าความโค้งสูงสุด (e) ค่าความโค้งที่สมดุล (f) การเสียรูป โดย Paulay และ Priestley (1992)

จากรูปที่ 2.2 เมื่อจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤตของเสายื่น ระยะการโก่งที่ปลายเสาจะมีค่าเพิ่มขึ้นเนื่องจากการหมุนของวัตถุแข็งเกร็ง (rigid body rotation) ซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตซึ่งสมมติให้จุดหมุนอยู่ที่กึ่งกลางของระยะพลาสติกซึ่งระยะการโก่งที่เกิดจากการหมุนของวัตถุแข็งเกร็ง (rigid body rotation) จะหาได้จากสมการที่ 2.5 และสมการที่ 2.6

$$\theta_p = \phi_p l_p = \left(\phi_m - \phi_y\right) l_p \qquad (2.5)$$

$$\Delta_p = \theta_p \left(l - \frac{l_p}{2}\right) = \left(\phi_m - \phi_y\right) l_p \left(l - \frac{l_p}{2}\right) \qquad (2.6)$$

โดยที่ ϕ_m = ค่าความโค้งมากที่สุดของหน้าตัดเสา

ϕ_p = ค่าความโค้งที่จุดหมุนพลาสติก

ϕ_y = ค่าความโค้งที่จุดครากของหน้าตัดเสา

l_p = ระยะเทียบเท่าของจุดหมุนพลาสติก (equivalent plastic hinge length)

l = ความสูงของเสา

จากสมการที่ 2.5 และสมการที่ 2.6 จะพบว่าค่าระยะเทียบเท่าของจุดหมุนพลาสติก(l_p)มีผลต่อระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของเสาเพิ่มขึ้น ซึ่งเป็นตัวแปรที่มีความสำคัญ ที่ผ่านได้มีการศึกษาและเสนอสมการความสัมพันธ์ดังกล่าว ไว้ดังต่อไปนี้

Park, และ Priestley (1987) ได้เสนอสมการที่ 2.7 เพื่อหาค่าระยะจุดหมุนพลาสติก ซึ่งสมการนี้ได้จากการวัดระยะจากการทดสอบเสาภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้าง

$$l_p = 0.08L + 6d_b \tag{2.7}$$

โดยที่ l_p = ระยะจุดหมุนพลาสติก
L = ความยาวของเสา
d_b = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามยาว

Paulay และ Priestley (1992) ได้เสนอสมการที่ 2.8 เพื่อหาค่าระยะจุดหมุนพลาสติก ซึ่งระยะจุดหมุนพลาสติกนี้ขึ้นกับความสูงของเสา ระยะเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กยืนและกำลังที่จุดคราก (yield strength) ของเหล็กยืน

$$l_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \tag{2.8}$$

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

โดยที่ l_p = ระยะจุดหมุนพลาสติก
L = ความยาวของเสา
d_b = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามยาว
f_y = กำลังที่จุดคราก (yield strength) ของเหล็กยืน

โดยทั่วไป ระยะจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge length, l_p) สำหรับโครงสร้างเสาจากสมการที่ 2.8 ผลลัพธ์ที่ได้มีค่าประมาณ สมการที่ 2.9 ซึ่งค่าระยะจุดหมุนพลาสติกในสมการที่ 2.9 นี้ มักใช้กันบ่อยครั้งเนื่องจากมีความถูงต้องเพียงพอ(กล่าวโดย Paulay และ Priestley ,1992)

$$l_p = 0.5h \tag{2.9}$$

โดยที่ l_p = ระยะจุดหมุนพลาสติก

h = ความลึกของหน้าตัดเสา

2.1.5 การโก่งเนื่องจากแรงเฉือน

การเคลื่อนที่ทางด้านข้างจากแรงเฉือนของเสาที่บริเวณที่ไม่มีการแตกร้าว โดยใช้หลักการสมมุติฐานความยืดหยุ่น (elasticity as assumed) ซึ่งการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเนื่องจากผลของแรงเฉือนนั้นสามารถหาได้จากการให้สูตรคำนวณ ดังสมการที่ 2.10 ถึงสมการที่ 2.12

$$\delta_{ve} = \frac{F}{K_{ve}} L_{uncrack} \tag{2.10}$$

$$L_{uncrack} = \frac{M_{cr}}{F} \tag{2.11}$$

$$K_{ve} = \frac{0.4 E_c b D}{f} \tag{2.12}$$

โดยที่ δ_{ve} = การโก่งตัวของแรงเฉือนที่บริเวณที่ไม่มีการแตกร้าว, ม.

F = แรงเฉือนด้านข้าง, นิวตัน.

K_{ve} = สติฟเนสแรงเฉือนของชิ้นส่วนที่ไม่มีการแตกร้าว, ม.

M_{cr} = โมเมนต์การแตกร้าว, นิวตัน-ม.

$L_{uncrack}$ = ความยาวส่วนที่ไม่มีการแตกร้าวของเสา, ม.

b = ความกว้างของหน้าตัดเสา, มม.

D = ความลึกสุทธิของหน้าตัดเสา, มม.

f = สัมประสิทธิ์สำหรับการกระจายไม่สม่ำเสมอ
ของแรงเฉือนจากสมมุติฐานมีค่า 1.2 สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยม

E_c = โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.1.6 **ความเหนียว** (Ductility)

ความเหนียว (Ductility) ของโครงสร้าง หมายถึง ความสามารถในการเสียรูปเช่น การยืด การหด หรือการดัด โดยที่ยังคงรักษากำลังต้านทานส่วนใหญ่ (เช่น 80 % ของกำลังต้านทานสูงสุดของชิ้นส่วน) ไว้ได้ แม้ว่าจะมีการเสียรูปเลยช่วงอิลาสติกไปแล้ว

โครงสร้างจำเป็นต้องสามารถทนทานต่อการเคลื่อนที่ที่จะเกิดขึ้นอย่างมากระหว่างเกิดแผ่นดินไหวโดยที่กำลังรับแรงไม่ลดลงมากนัก เพื่อบรรเทาความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้นและเพื่อเพิ่มความมั่นใจว่าโครงสร้างนั้นมีความสามารถที่จะรับแรงกระทำทางด้านข้างที่เกิดแผ่นดินไหวได้ จากเหตุดังกล่าว ทำให้ผู้ออกแบบโครงสร้างรับแรงกระทำที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวจำเป็นต้องพิจารณาถึงคุณสมบัติทางด้านความเหนียวร่วมด้วยในการออกแบบ

ค่าความเหนียวของโครงสร้างสามารถคำนวณเปรียบเทียบกันโดยใช้ค่าอัตราส่วนความเหนียว (Ductility factor, μ) ดังสมการที่ 2.13

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} > 1 \qquad (2.13)$$

โดยที่

Δ คือ การเสียรูปของโครงสร้างที่ตำแหน่งหนึ่งภายหลังการคราก (Yielding)

Δ_y คือ การเสียรูปของโครงสร้าง ณ จุดเริ่มต้นที่เกิดการคราก (Yielding)

ซึ่งการเสียรูป (Δ) อาจจะอยู่ในรูปของค่าการเคลื่อนที่ (Displacement) ค่าความโค้ง (Curvature) ค่าการหมุน (Rotation) หรือ ค่าความเครียด (Strain) ก็ได้ โดยทั่วไปแล้วจะสนใจค่าอัตราส่วนความเหนียว ณ จุดที่เกิดการวิบัตินั้นคือ

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \qquad (2.14)$$

จากสมการที่ 2.14 ในการออกแบบโครงสร้างให้สามารถทนทานการเคลื่อนที่ได้ Δ_u โดยไม่เกิดการวิบัติ ถ้าออกแบบให้โครงสร้างอยู่ในสภาวะอิลาสติกตลอดจะต้องออกแบบให้รับแรงกระทำได้เป็น μ เท่าของโครงสร้างที่มีค่าอัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ μ จะเห็นได้ว่าการออกแบบโครงสร้างให้อยู่สภาพอิลาสติกตลอดโดยไม่อาศัยประโยชน์ของค่าความเหนียวของ

โครงสร้างเลยนั้น อาจเป็นการสิ้นเปลืองมากเกินไป เพราะ จุดมุ่งหมายในการออกแบบโครงสร้างบางประเภทนั้น ต้องการเพียงป้องกันไม่ให้เกิดการสูญเสียชีวิตในกรณีที่เกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่เท่านั้น (survival limit state) ซึ่งยอมให้เกิดความเสียหายกับโครงสร้างหรือยอมให้โครงสร้างหรือยอมให้โครงสร้างเข้าสู่ช่วงอินอิลาสติกได้ แต่สำหรับโครงสร้างบางประเภทที่มีความสำคัญสูง และมีความจำเป็นที่จะใช้งานอยู่แม้ว่าจะเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ขึ้น เช่น โรงพยาบาล สถานีรถไฟ เขื่อน โครงสร้างเหล่านี้จำเป็นต้องออกแบบให้อยู่ในสภาพอิลาสติก เพื่อให้โครงสร้างไม่เกิดความเสียหาย ยังคงสภาพการใช้งานได้ทันทีภายหลังเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่

2.1.7 การต่อทาบเหล็กเสริม

แรงที่ส่งผ่านระหว่างส่วนที่ต่อทาบของเหล็กเสริมต้องมั่นใจว่ามีความสม่ำเสมอและสามารถถ่ายแรงได้ตลอดระยะการต่อทาบ โดยไม่มีปัญหาในเรื่องของการยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต(Bond) ระยะการต่อทาบ (l_s) ที่ใช้กันทั่วไปแสดงในรูปที่ 2.3 ซึ่งPauley และ Priestley, 1992 ได้พัฒนาออกแบบกำลังการต่อทาบเพื่อรับแรงดึง โดยสามารถคำนวณระยะการต่อทาบ (l_d) ได้จากสมการด้านข้างนี้

$$l_d = m_{db} l_{db} \tag{2.15}$$

โดยที่ระยะต่อทาบที่เพียงพอ (l_{db}) คือ

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$l_{db} = \frac{1.38 A_b f_y}{c\sqrt{f_c'}} \quad \text{(MPa)} \tag{2.16}$$

โดยที่ A_b = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม, มม.

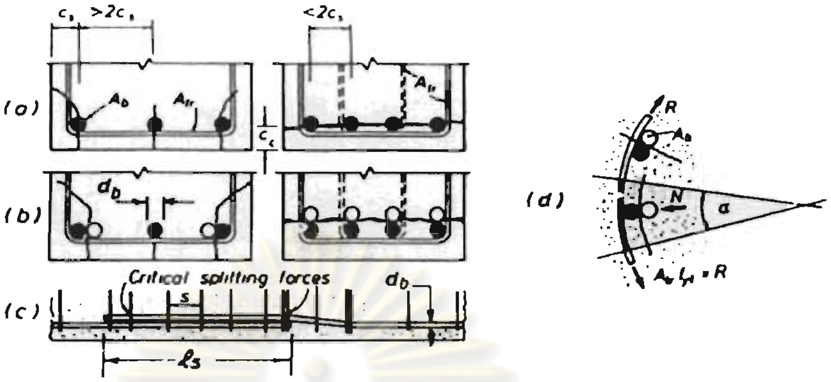
c = ระยะทางน้อยสุด แสดงตามรูปที่ 2.3

= 3 เท่า ของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม, d_b

= ระยะถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมจากผิวคอนกรีตที่ด้านเดียวกัน

= ระยะครึ่งหนึ่งระหว่างจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมที่อยู่ด้านเดียวกัน

m_{db} = สัมประสิทธิ์ปรับแก้ ซึ่งมีค่า 1.3



รูปที่ 2.3 การต่อทาบเหล็กเสริม(Paulay และ Priestley ,1992)

โดยในมาตรฐานของ ACI 318-05 การต่อเหล็กข้ออ้อยรับแรงอัด ความยาวของการต่อทาบรับแรงอัด ต้องมีค่าเท่ากับ $0.007f_yd_b$ $(0.071f_yd_b)$สำหรับ f_y ไม่เกิน 4,000 กก./ซม.^{2} (420 MPa) หรือมีค่าเท่ากับ $\left(0.013f_y-24\right)d_b$ สำหรับ f_y เกินกว่า 4,000 กก./ซม.^{2} (420 MPa) แต่ครั้งนี้ต้องไม่น้อยกว่า 300 มม. ให้เพิ่มระยะทาบอีกหนึ่งในสามสำหรับ f_c' น้อยกว่า 210 กก./ซม.^{2} (21 MPa)

$$L_s \geq 0.007f_yd_b$$ เมื่อ f_y ไม่เกิน 4,000 กก./ซม.^{2} (2.17)

$$L_s \geq \left(0.013f_y-24\right)d_b$$ เมื่อ f_y ไม่เกิน 4,000 กก./ซม.^{2} (2.18)

2.1.8 เหล็กเสริมตามทางขวางสำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็ก

โดยตามมาตรฐานของ ACI 318-05 และ E.I.T.1007-34 ได้กล่าวถึงค่าระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมตามขวาง (s) ในบริเวณที่ไม่เกิดแผ่นดินไหวหรือเกิดแผ่นดินไหวน้อยให้พิจารณาค่าระยะห่างน้อยที่สุดดังดังต่อไปนี้

มาตรฐานของ ACI 318-05 ได้กล่าวว่า

เหล็กยืนที่ใช้เหล็กเท่ากับหรือน้อยกว่า DB32 ต้องใช้เหล็กปลอกที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางอย่างน้อย 9. มม.

เหล็กยืนที่ใช้เหล็ก DB36, DB43, DB57 รวมถึงการมัดรวมของเหล็กยืน ต้องใช้เหล็กปลอกที่มี เส้นผ่านศูนย์กลางอย่างน้อย 12. มม.

ระยะห่างของเส้นผ่านศูนย์กลาง เหล็กปลอก ใช้ค่าค่าที่น้อยที่สุดดังต่อไปนี้
ด้านที่แคบที่สุดของหน้าตัดเสา
ต้องไม่มากกว่า 16 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กยืน
ต้องไม่มากกว่า 48 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก

มาตรฐานของ E.I.T.1007-34 ได้กล่าวว่า
เหล็กยืนทุกเส้นต้องมีเหล็กปลอกเส้นผ่านศูนย์กลาง ไม่น้อยกว่า 6 มม.

ระยะห่างของเส้นผ่านศูนย์กลาง เหล็กปลอก ใช้ค่าค่าที่น้อยที่สุดดังต่อไปนี้
ด้านที่แคบที่สุดของหน้าตัดเสา
ต้องไม่มากกว่า 16 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กยืน
ต้องไม่มากกว่า 48 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก

โดยปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่เลือกใช้ สามารถคำนวณจากสมการที่ (2.19) พิจารณาปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวางทั้งหมด (A_{sh}) ซึ่งรวมถึงเหล็กยึดทางขวาง (crossties)

$$A_{sh} = 0.3 s h_c \left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right]\left(\frac{f_c'}{f_{yh}}\right) \tag{2.19}$$

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

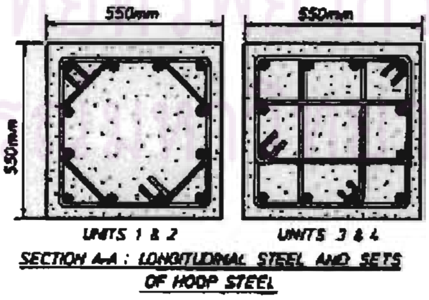
โดยที่ s = ระยะห่างของเหล็กเสริมทางขวางวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง
h_c = ความยาวของแกนคอนกรีตวัดถึงผิวนอกของเหล็กปลอกโดยวัดในทิศทางที่ตั้งฉากกับแรง
A_g = พื้นที่หน้าตัดของเสา
A_c = พื้นที่หน้าตัดของแกนคอนกรีตคิดถึงผิวนอกของเหล็กปลอก
f_c' = กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต
f_{yh} = กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมทางขวาง

2.2 พฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร

2.2.1 ผลของเหล็กปลอกต่อพฤติกรรมของเสา

Park และคณะ (1982) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.55x0.55 ม. สูง 3.30เมตร จำนวน 4ต้น ภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรและแรงตามแนวแกนคงที่ โดยพิจารณาผลแรงกระทำตามแนวแกนและปริมาณเหล็กปลอก โดยปริมาณของเหล็กปลอกถูกออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบของนิวซีแลนด์ (New Zealand Code) ขนาดและรูปแบบการเสริมเหล็กปลอกแสดงในรูป 2.4 และคุณสมบัติต่างๆของเสาแสดงในตารางที่ 2.1 ผลการทดสอบพบว่าตัวอย่างเสาที่ทำการทดสอบมีค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor) มีค่าอย่างน้อยเท่ากับ 6 และมีค่าสูงสุดประมาณ 10 ดังแสดงในรูปที่ 2.5 ค่าความเครียดสูงสุดของคอนกรีตในแกนคอนกรีตมีค่าระหว่าง 0.016-0.026 หลังจากคอนกรีตหุ้มเกิดการหลุดล่อนออก นอกจากนั้นยังพบว่าค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่แท้จริง จะมีค่ามากกว่าค่าต้านทานโมเมนต์ดัดตามทฤษฎี โดยเฉพาะในกรณีที่ค่าแรงอัดตามแนวแกนมีค่ามากและมีประสิทธิภาพการโอบรัดที่ดี เหล็กปลอกมีค่าความเครียดถึงจุดคราก แต่ไม่ส่งผลต่อเสาเนื่องจากค่าความเครียดถึงจุดคราก แต่ยังไม่ถึงช่วงของการแข็งตัวเพิ่มขึ้น (hardening) ผลการทดสอบบ่งชี้ว่าปริมาณเหล็กปลอกตามมาตรฐาน SEAOC มีค่ามากพอที่จะรับได้สำหรับแรงกระทำตามแนวแกนคงที่ที่ระดับต่ำ แต่ไม่เป็นที่เหมาะสมสำหรับแรงกระทำตามแนวแกนคงที่ที่ระดับสูง

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

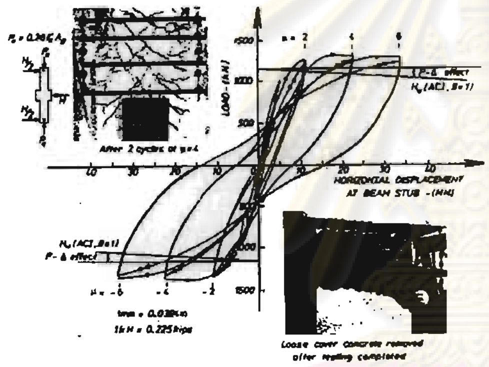


รูปที่ 2.4 ขนาดหน้าตัดและรูปแบบการเสริมเหล็ก (Park และคณะ, 1982)

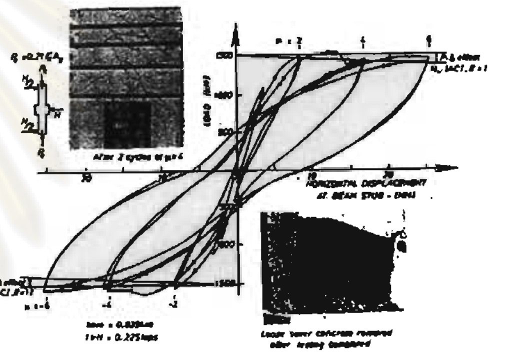
ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติของตัวอย่างเสา (Park และคณะ, 1982)

Specimen	Concrete strength (MPa)	Axial Load (kN)	Axial Force ratio ($P/f_c'A_g$)	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio	
				ρ_l	f_y (MPa)	ρ_s	f_{sh} (MPa)
1	23.1	1815	0.26	0.0179	375	0.015	297
2	41.4	2680	0.214			0.023	316
3	21.4	2719	0.42			0.02	297
4	23.5	4265	0.6			0.035	294

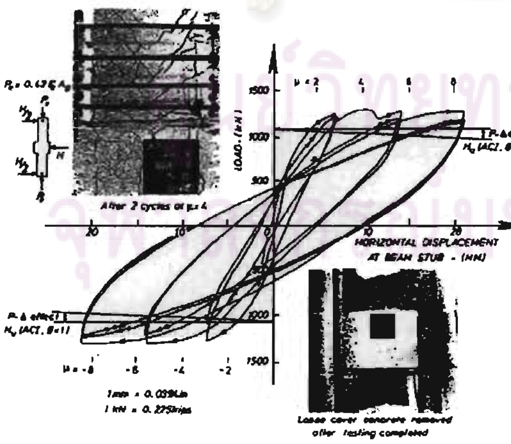
f_y = กำลังที่จุดครากของเหล็กยืน f_{sh} = กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก



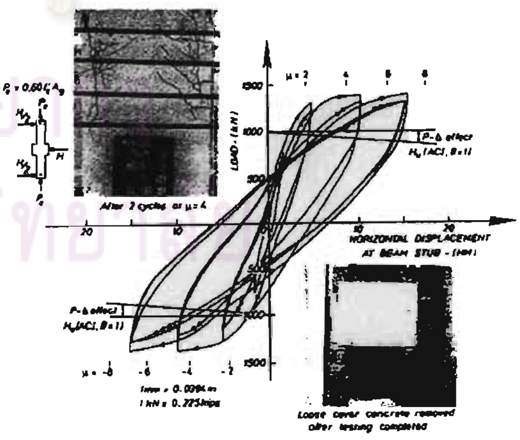
(ก) ตัวอย่างต้นที่ 1



(ข) ตัวอย่างต้นที่ 2



(ค) ตัวอย่างต้นที่ 3

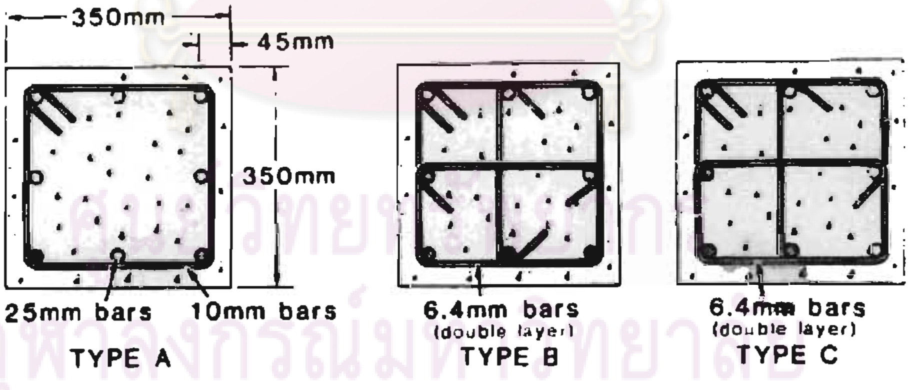


(ง) ตัวอย่างต้นที่ 4

รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาต้นที่ 1- 4

(Park และคณะ, 1982)

Ozceve และStaacioglu (1987) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.35 ม. x 0.35 ม. จำนวน 4 ต้นภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ โดยมีความสูงต่อความลึกหน้าตัดเท่ากับ 2.86 แปรผันการเสริมเหล็กปลอก รูปแบบเหล็กปลอกที่แตกต่างกัน 3 รูปแบบ ดังแสดงในรูปที่ 2.6 เสาทั้ง 4 ต้นเสริมเหล็กตามยาวจำนวน 8 เส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25.2 มิลลิเมตร คุณสมบัติต่างๆของเสาแสดงในตารางที่ 2.2 รูปที่ 2.7 แสดงถึงผลการทดสอบซึ่งจะเห็นได้ว่าการเสริมเหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) ร่วมกับการใช้เหล็กยึดทางขวาง (crossties) จะมีผลต่อพฤติกรรมของเสาที่ดีกว่าการเสริมเหล็กปลอกรัดรอบเพียงอย่างเดียว ถึงแม้ว่าเสาทั้งสองต้นจะมีปริมาณและระยะห่างของเหล็กปลอกที่ใกล้เคียงกัน นอกจากนั้นปริมาณการเสริมเหล็กที่ได้กำหนดไว้ตามมาตรฐานการออกแบบ ACI 318-83 นั้นมีปริมาณที่เพียงพอแต่รายละเอียดการเสริมเหล็กปลอกนั้นยังไม่เพียงพอ นอกจากนี้พบว่าเหล็กยึดทางขวางซึ่งใช้ของอขนาด 135 องศาที่ปลายทั้ง 2 ข้างกับการเสริมเหล็กทางขวางซึ่งปลายข้างหนึ่งงอขอขนาด 135 องศาและอีกข้างหนึ่ง 90 องศา มีประสิทธิภาพที่ใกล้เคียงกัน



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 2.6 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ

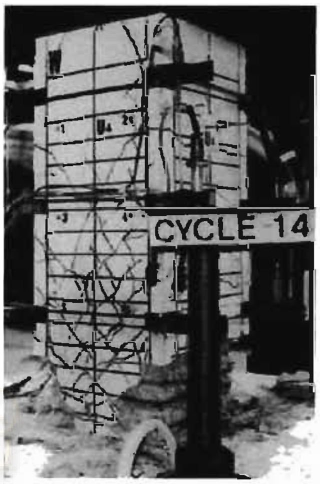
(Ozceve และ Staacioglu,1987)

ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติของเสาของ Ozceve และStaacioglu (1987)

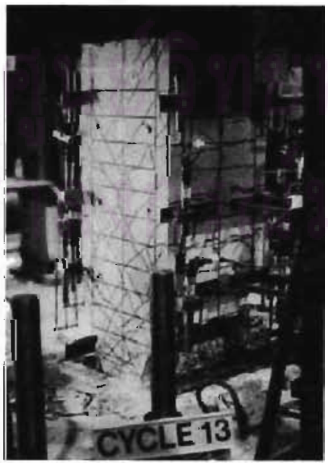
Specimen	Concrete strength (MPa)	Type	Axial force ratio ($P/f_c'A_g$)	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio	
				ρ_l	f_y (MPa)	ρ_s	f_{sh} (MPa)
U3	34.8	A	0.15	0.0327	438	0.0169	470
U4	32.0	A	0.15			0.0254	
U6	37.3	B	0.15		437	0.0195	425
U7	39.0	C	0.15				

f_y = กำลังที่จุดครากของเหล็กยืน f_{sh} = กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก

(ก) ตัวอย่าง U3



(ข) ตัวอย่าง U4



(ค) ตัวอย่าง U6

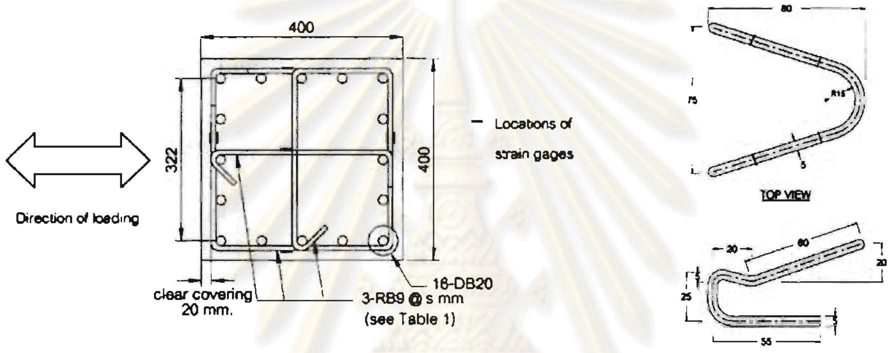
(ง) ตัวอย่าง U7

รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาและสภาพเสาหลังการทดสอบ

(Ozceve และ Staacioglu,1987)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Lukkunaprasit และ Sittipunt (2003) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.40 ม. X 0.40 ม. สูง 1.5ม.จำนวน 5 ต้น ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างโดยจำลองการให้แรงแบบแผ่นดินไหวและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ทำการแปรผันปริมาณแรงอัดตามแนวแกน ปริมาณเหล็กปลอกและมีการใช้คลิปยึดของอ 90 องศาเพื่อความสามารถในการรับแรงแบบวัฏจักรทางด้านข้าง ซึ่งปริมาณการเสริมเหล็กปลอกมีปริมาณการโอบรัดในระดับปานกลาง ตามข้อกำหนดโดยมาตรฐานการออกแบบ ACI 318 ขนาดและรูปแบบการเสริมเหล็กปลอกแสดงในรูปที่ 2.8 คุณสมบัติต่างๆของเสาแสดงในตารางที่ 2.3



รูปที่ 2.8 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรายละเอียดของขอ

(Lukkunaprasit และ Sittipunt, 2003)

ตารางที่ 2.3 คุณสมบัติของเสาของ Lukkunaprasit และ Sittipunt (2003)

Specimen	Concrete Strength (MPa)	Axial Force Ratio ($P/f_c'A_g$)	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio		Hook Configuration
			ρ_l	f_y(MPa)	A_s / sh_c	f_{sh}(MPa)	
1	38.9	0.3					90 crossties; no clips
2	35.7	0.3					135 crossties; no clips
3	31.7	0.3	0.0314	472	0.453%	308	90 crossties with clips
4	30.5	0.37					135 crossties; no clips
5	32.4	0.37					90 crossties with clips

f_y=กำลังที่จุดครากของเหล็กยืน A_s=พื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอก S=ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก f_{sh}=กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ผลการทดสอบเห็นได้ว่าการให้แรงอัดตามแนวแกนมากขึ้นส่งผลให้ค่าความเหนียวและการสลายพลังงานสะสมมีค่าน้อยลง และพบว่าตัวอย่างเสาที่มีการเพิ่มคลิปยึดของงอ 90 องศา มีความสามารถในการรับแรงด้านข้างแบบวัฏจักรและมีความเหนียวมากกว่าเสาที่การใส่มีของงอ 135 องศา และยังมีการสลายพลังงานที่ดีกว่าด้วย เนื่องจากตัวอย่างเสาที่มีการเพิ่มคลิปยึดของงอ 90 องศา จะมีการโอบรัดของคอนกรีตที่ดีกว่าเสาที่มีของงอ 135 องศา ประสิทธิภาพของคลิปยึดของงอทำให้ความเครียดของเหล็กยึดทางขวาง (crossties) มีค่ามากขึ้นในบริเวณจุดหมุนพลาสติก และยังพบอีกว่ารูปแบบประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) ที่แตกต่างกันมีผลทำให้ค่าความเหนียวและค่าการสลายพลังงานแตกต่างกัน

2.2.2 ผลของการต่อทาบเหล็กเสริมบริเวณจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ต่อพฤติกรรมของเสา

Pauley (1980) ได้ทำการทดสอบเสาจำนวน 12 ต้น ซึ่งมีระยะการต่อทาบที่สั้น ในการทดสอบนี้พบว่า ถึงแม้ระยะการต่อทาบที่ใช้จะสั้น แต่เสายังคงสามารถเพิ่มกำลังที่จุดครากในเหล็กเสริมตามยาวได้ ซึ่งสรุปได้ว่า ถ้าการต่อทาบของเหล็กเสริมที่มีการเพิ่มปริมาณเหล็กปลอกในบริเวณที่มีการต่อทาบของเหล็กยืนให้ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกน้อยลงหรือถี่มากขึ้น จะส่งผลทำให้พฤติกรรมของเสา มีความสามารถเพิ่มกำลังได้ดีขึ้น

Lynn (1996) ทดสอบเสา 8 ตัวอย่าง โดยมีการต่อทาบและไม่การต่อทาบเหล็กเสริมตามยาว รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ ไปตามตารางที่ 2.4 ซึ่งการทดสอบนี้มีการให้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรและมีการแปรผันน้ำหนักบรรทุกในแนวแกน พบว่าผลลัพธ์ของตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนแรงอัดในแนวแกนที่มีค่าน้อย จะทำให้เสามีค่าความเหนียวที่ดี แต่ในขณะที่เสาที่มีอัตราส่วนแรงอัดในแนวแกนที่มีค่ามาก จะทำให้เสาตัวอย่างเกิดการวิบัติแบบเปราะ ถึงแม้ว่าเสาตัวอย่างจะสามารถทดสอบจนถึงจุดที่เกิดความเค้นที่จุดครากในเหล็กเสริม แต่อัตราการลดลงของกำลังนั้น เป็นไปอย่างรวดเร็ว เนื่องมาจากการแตกร้าวที่เกิดตามบริเวณที่มีการต่อทาบ

ศูนย์วิทยทรัพยากร จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติของเสาตัวอย่างทดสอบของ Lynn(1996)

Specimen	Longitudinal Reinforcement	Axial Load Applied	Ties	Hoop Spacing (mm; in)	Splice Length (d_b)
3CLH18	8 - #10	$0.12A_gf'_c$	Hoop	457.2 (18)	no splice
2CLH18	8 - #8	$0.12A_gf'_c$	Hoop	457.2 (18)	no splice
3SLH18	8 - #10	$0.12A_gf'_c$	Hoop	457.2 (18)	25
2SLH18	8 - #8	$0.12A_gf'_c$	Hoop	457.2 (18)	20
2CMH18	8 - #8	$0.35A_gf'_c$	Hoop	457.2 (18)	no splice
3CMH18	8 - #10	$0.35A_gf'_c$	Hoop	457.2 (18)	no splice
3CMD12	8 - #10	$0.35A_gf'_c$	Diamond	304.8 (12)	no splice
3SMD12	8 - #10	$0.35A_gf'_c$	Diamond	304.8 (12)	25

Murat Melek, John W.wallace and Joel P.Conte ได้ทำการศึกษาวิจัยในปี 2003/2004 โดยมีการศึกษาพฤติกรรมของการต่อทาบเหล็กเสริมที่มีระยะต่อทาบที่สั้น ซึ่งทำการทดสอบเสาตัวอย่างทั้งหมด 6 ตัวอย่าง จะแสดงในตารางที่ 2.5 โดยรายละเอียดของเสาตัวอย่างทั้ง 6 ต้น มีรูปแบบที่เหมือนกัน แต่มีการแปรผันน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนที่ต่างกัน ความเสียหายแบบเฉือน และประวัติการเคลื่อนที่ด้านข้าง สรุปได้ว่า ตัวอย่างทดสอบที่มีระยะการต่อทาบเท่ากับ 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กยืน และการโอบรัดความขวางที่ไม่ค่อยดีนั้น พฤติกรรมภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรจะได้ผลที่ไม่ดี กำลังด้านข้างของตัวอย่างทดสอบเริ่มลดลงที่การเคลื่อนตัวด้านข้าง 1.0%-1.5% และยังพบอีกว่า การเลื่อนหลุดของการต่อทาบนั้นแสดงอย่างชัดเจนต่อการตอบสนองการหมุนของตัวอย่างทดสอบ ที่อัตราการเคลื่อนตัวด้ายข้าง 1.5% โดยที่ 80%-85% ของค่าการหมุนที่วัดได้มีความเหมาะสมต่อการเลื่อนหลุดของการต่อทาบ ซึ่งนำไปสู่อัตราการลดลงของกำลังด้าข้างที่สูงขึ้น

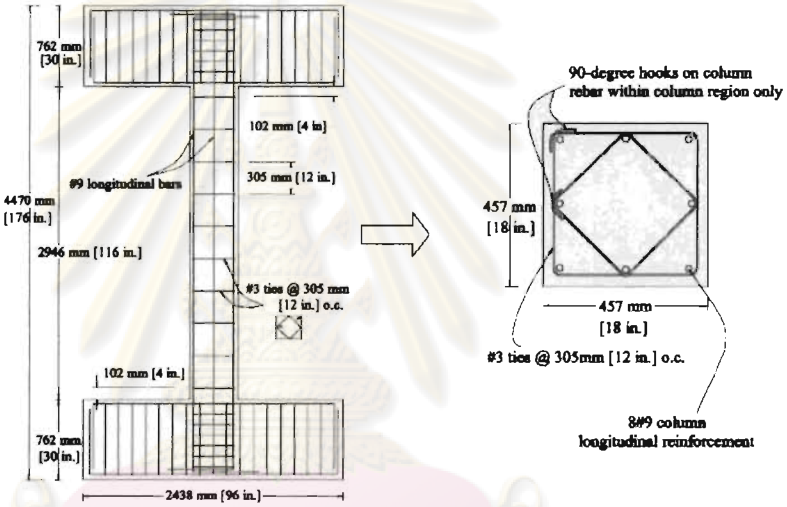
ตารางที่ 2.5 คุณสมบัติของเสาของ Murat Melek, John W.wallace, Joel P.Conte (2003/2004)

Specimen	Axial Load ($\%A_gf'_c$)	Splice Length	$\frac{l_{s_provided}}{l_{s_required}}$	Shear (V_u@ M_n)/V_n	Column Height	Load History
S10MI	10	$20d_b$	0.65	0.67	1828.8 mm; 6' 0"	Standard
S20MI	20	$20d_b$	0.65	0.70	1828.8 mm; 6' 0"	Standard
S30MI	30	$20d_b$	0.65	0.78	1828.8 mm; 6' 0"	Standard
S20HI	20	$20d_b$	0.64	0.81	1676.4 mm; 5' 6"	Standard
S20HIN	20	$20d_b$	0.64	0.81	1676.4 mm; 5' 6"	Near Fault
S30XI	30	$20d_b$	0.64	0.93	1524.0 mm; 5' 0"	Standard

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.2.2 การวิบัติของเสาภายใต้แรงโน้มถ่วง

งานวิจัยที่ศึกษาการวิบัติของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงโน้มถ่วงจนถึงการวิบัติมีอยู่อย่างจำกัด เช่น Sezen และ Moehle (2006) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.457 ม. X 0.457 ม. สูง 2.946 ม. จำนวนทั้งหมด 4 ต้นภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่และไม่คงที่โดยแปรผันปริมาณเหล็กปลอกและประวัติการให้แรงในแนวแกนและแรงทางด้านข้าง นอกจากนั้นยังมีการทดสอบเสาภายใต้แรงกระทำทางเดียว (monotonic) ดังแสดงในตารางที่ 2.6 และรูปที่ 2.29



รูปที่ 2.9 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ (Sezen และ Moehle, 2006)

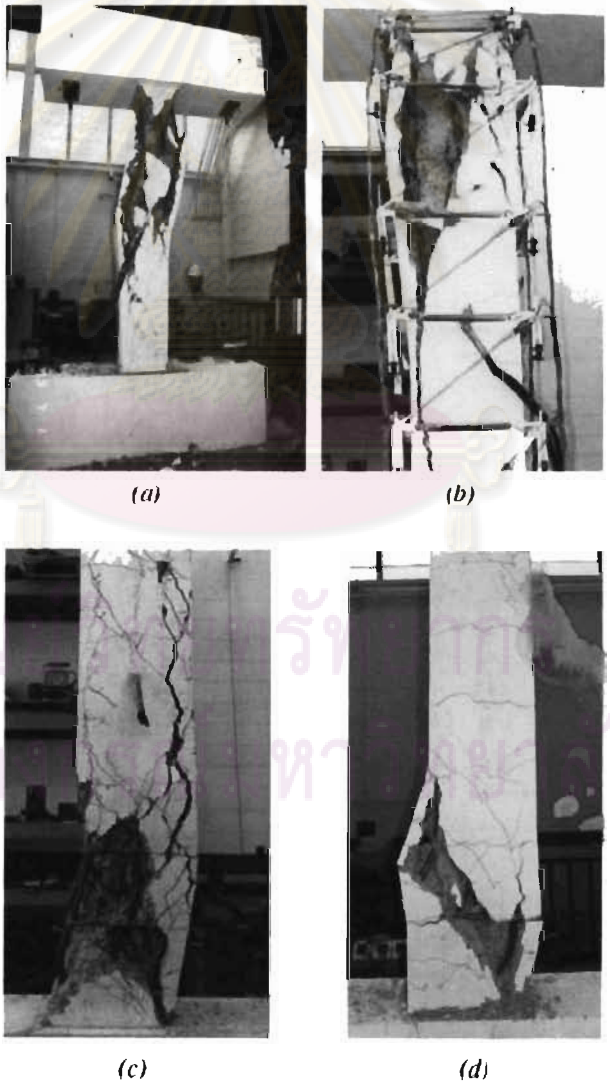
ตารางที่ 2.6 คุณสมบัติของเสาของ Sezen และ Moehle (2006)

Specimen	Concrete strength (MPa)	Axial Load (kN)	Axial Force Ratio ($P/f_c'A_g$)	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio	
				ρ_l	f_y (MPa)	ρ_s	f_{sh} (MPa)
1	21.1	667	0.157	0.025	438	0.0017	476
2	21.1	2670	0.63				
3	20.9	2719/-250	0.636				
4	21.8	667	0.152				

f_y = กำลังที่จุดครากของเหล็กยืน f_{sh} = กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก

ศูนย์วิทยทรัพยากร จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ผลการทดสอบเสาทั้ง 4 ตัวอย่างพบว่าเสาทุกต้นวิบัติด้วยรูปแบบของแรงเฉือนและแรงตามแนวแกน ดังแสดงดังรูปที่ 2.10 โดยที่พฤติกรรมของเสานั้นจะขึ้นอยู่กับขนาดและประวัติการให้แรง เสาที่รับแรงอัดตามแนวแกนที่มีค่ามากนั้นจะเกิดการวิบัติแบบเปราะด้วยแรงอัดและแรงเฉือนโดนเสาจะสูญเสียความสามารถในการรับแรงตามแนวแกนทันทีเมื่อเกิดการวิบัติ เสาที่ทดสอบโดยการแปรผันแรงตามแนวแกนนั้นจะมีพฤติกรรมที่ต่างกันในช่วงที่รับแรงอัดและแรงดึง โดยการวิบัติเกิดขึ้นที่รูปแบบของแรงอัด การทดสอบภายใต้แรงกระทำด้านเดียว (monotonic) นั้นเสาจะมีความสามารถในการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่มากกว่าการทดสอบแบบวัฏจักร การลื่นหลุด (slip) ของเหล็กยืนนั้นมีอิทธิพลอย่างมากต่อสติฟเนสทางด้านข้าง (lateral stiffness)



รูปที่ 2.10 สภาพของเสาต้นที่ 1 ถึง 4 หลังการทดสอบ (Sezen และ Moehle, 2006)

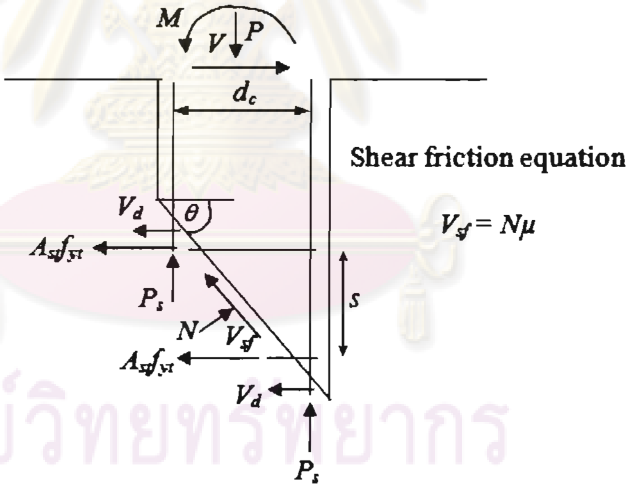
2.3 ขีดจำกัดระยะเคลื่อนตัวที่สภาวะการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

งานทดสอบเสาภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรที่ผ่านมา เช่น Park et al. (1982), Ozceve & Staacioglu (1987) , Priestely et al. (1987, 1994), Razvi & Saatcioglu (1999) และ Lukkunaprasit & Sittipunt (2003) เป็นต้น จะหยุดการทดสอบเมื่อกำลังรับแรงด้านข้างของเสาลดลง 20% และสมมติว่าเสานั้นเกิดการวิบัติ ข้อมูลการทดสอบเหล่านี้จะมีประโยชน์เมื่อเสานั้นเป็นโครงสร้างที่ถูกออกแบบ ให้รับแรงกระทำด้านข้างขององค์อาคาร แต่ในโครงสร้างอาคารบางประเภท เช่น โครงสร้างอาคารที่มีกำแพงรับแรงเฉือน เสาในองค์อาคารมักจะไม่ได้ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำด้านข้าง แต่ถูกออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งเท่านั้น ถึงแม้ว่าเสาเหล่านี้จะเกิดความเสียหายจากแผ่นดินไหวไม่สามารถรับแรงด้าน ข้างได้อีก แต่หากยังคงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งได้ ก็ยังถือว่าเสานั้นไม่เกิดการวิบัติ โครงสร้างอาคารประเภทนี้จะวิบัติเมื่อ โครงสร้างรับแรงกระทำด้านข้างสูญเสียกำลังรับแรงและเสาอาคารไม่สามารถรับ น้ำหนักบรรทุกได้ การใช้หลักการนี้ในการประเมินความสามารถของอาคารในการรับแผ่นดินไหว ณ จุดที่อาคารวิบัติ (Life safety) จะทำให้การประเมินมีความประหยัดและเหมาะสมกว่าการประเมินการวิบัติ ณ จุดที่เสาสูญเสียกำลังรับแรงด้านข้าง นอกจากนั้น หลักการนี้ยังมีประโยชน์ในการประยุกต์ใช้ในการเสริมกำลังเสาที่ไม่ได้เป็น โครงสร้างรับแรงด้านข้าง ให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ที่ระยะเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนตัวสูง ๆ ต่อไป

งาน วิจัยที่เกี่ยวข้องกับการวิบัติของเสาคอนกรีตภายใต้แรงโน้มถ่วงยังมีอยู่ น้อยในปัจจุบัน (Elwood & Moehle 2005) เช่น Nakamura & Yoshimura ได้ทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 4 ต้น ที่เป็นตัวแทนของอาคารที่วิบัติในเมืองโกเบ ประเทศญี่ปุ่น (ซึ่งเป็นเสาที่มีความเหนียว) การทดสอบจะทดสอบจนถึงจุดที่วิบัติเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก ซึ่งนิยามว่า เป็นจุดที่เสาสามารถเสียรูปสูงสุดขณะที่ยังสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ ตัวแปรที่ใช้ในการทดสอบคือ สัดส่วนน้ำหนักบรรทุก (Axial load ratio) และ แรงกระทำด้านข้างซึ่งเป็นแรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic load) และ แบบอัตราเพิ่มคงที่ (Monotonic load) การทดสอบพบว่า ระดับของน้ำหนักกระทำที่หัวเสามีผลต่อลักษณะการวิบัติ เมื่อน้ำหนักกระทำมีค่ามาก การเคลื่อนตัวสูงสุดขณะรับน้ำหนักบรรทุกและสัดส่วนการทรุดตัวของเสาในแนว ดิ่งมีค่าน้อย แต่หากน้ำหนักกระทำมีค่าน้อย เสาจะเสียรูปและทรุดตัวได้มาก

การ ทดสอบการวิบัติของเสาในขณะรับน้ำหนักบรรทุกของเสาที่มีความเหนียวจำกัดได้เริ่มทำที่มหาวิทยาลัย California, Berkeley เสาจำนวนมากกว่า 12 ต้น ได้ทำการทดสอบเพื่อศึกษาลักษณะการวิบัติขณะรับน้ำหนักบรรทุก โดยนักวิจัยหลายท่าน เช่น Lynn ในปี 1996, Sezen ในปี 2002 เป็นต้น แบบจำลองในการหาการเคลื่อนตัวสูงสุดในขณะรับน้ำหนักบรรทุกได้ถูกพัฒนาแบบจำลองขึ้น

Elwood และ Moehle,(2005) ได้เสนอแบบจำลองอย่างง่ายสำหรับการจำลองความสามารถการเสียรูปที่จุดวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งของเสาที่เสียหายเนื่องจากแรงเฉือน(หลังจากเกิดการคราก เนื่องจากแรงดัด) Elwood และ Moehle,(2005)ได้พัฒนาแบบจำลองนี้ขึ้น โดยสมมุติฐานของแบบจำลองคือ แรงอัดในแนวแกนถูกต้านด้วยเหล็กเสริมตามยาวที่รับแรงอัดและการถ่ายเท่แรงเสียดทานแบบเฉือนบนระนาบการวิบัติแบบเฉือนตามสมมุติฐาน ดังแสดงในรูปที่ 2.11



รูปที่ 2.11 แผนภาพแรงอิสระ(Free body diagram) ของเสาหลังจากวิบัติแบบเฉือน (Elwood และ Moehle, 2005)

โดยสัมประสิทธิ์ประสิทธิผลของแรงเสียดทาน (μ) ได้จากแบบจำลองแรงเสียดทานแบบเฉือนในรูปแบบมาตรฐาน ที่ประมาณจากสภาพสมดุลของแรงที่พื้นผิวของการวิบัติแบบเฉือน ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานกับอัตราการเคลื่อนที่ ที่การวิบัติใน

แนวแกนของเสาที่เสียหายแบบเฉือน โดยได้จากผลการทดสอบเสาขนาดจริง 12 ต้น ความสัมพันธ์นี้ได้พัฒนาแบบจำลองสำหรับการทำนายอัตราการเคลื่อนที่ ที่วิบัติในแนวแกน โดยค่าที่ผลต่อการทำนายแบบจำลอง ได้แก่ แรงอัดในแนวแกน, ปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง และมุมการแตกร้าว ดังแสดงในสมการที่ 2.19

$$\left(\frac{\Delta}{L}\right)_{axial} = \frac{4}{100}\frac{1+(\tan\theta_s)^2}{\tan\theta_s + P\left(\dfrac{s}{A_v f_{yh} d_c \tan\theta_s}\right)} \tag{2.19}$$

โดยที่ $\left(\frac{\Delta}{L}\right)_{axial}$ = อัตราการเคลื่อนที่ของเสาที่วิบัติในแนวแกน

P = แรงอัดในแนวแกน, นิวตัน.

θ_s = มุมบนระนาบการวิบัติแบบเฉือนกับแนวนอน

s = ระยะห่างของเหล็กเสริมตามขวาง

A_v = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามขวาง

f_{yh} = กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง

d_c = ความลึกของแกนคอนกรีต (ที่วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางเหล็กปลอก)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ดังกล่าวได้พัฒนาจากพื้นฐานของ แบบจำลองที่ปรับแก้จากการทดลอง (Empirical model) ซึ่งมีข้อจำกัดในการทำนายพฤติกรรมของเสาที่มีตัวแปรจำกัดอยู่ที่เสาที่ใช้ใน การทดลองเท่านั้น แบบจำลองดังกล่าวไม่สามารถทำนายพฤติกรรมของเสาที่มีตัวแปรที่แตกต่างกัน เช่น เสาในประเทศไทย ได้อย่างถูกต้องแม่นยำ ดังนั้น การทดสอบเพื่อหาการเคลื่อนตัวสูงสุดขณะรับน้ำหนักบรรทุกของเสาที่จำลองมาจาก เสาจริงในประเทศไทยจึงมีความจำเป็นอย่างยิ่ง ในการศึกษาพฤติกรรมการวิบัติในการรับน้ำหนักบรรทุกจากแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ผลการทดสอบสามารถนำไปใช้ในการพัฒนาแบบจำลองที่เหมาะสมกับเสาในประเทศไทย เพื่อทำนายพฤติกรรมการวิบัติของเสาที่ถูกต้องและแม่นยำต่อไป

บทที่ 3

การเตรียมตัวอย่างและการทดสอบ

ในการเตรียมตัวอย่างทดสอบนี้ กล่าวถึงการกำหนดลักษณะเสาที่จะนำมาทดสอบ ขนาดหน้าตัดของเสา ความสูงของเสา รายละเอียดของเหล็กเสริมระยะการต่อทาบของเหล็กยืนในตัวอย่างเสาคอนกรีต คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการทดสอบ อาทิเช่น กำลังคอนกรีต ขนาดเหล็กเสริม แบบหล่อคอนกรีต ตลอดจนจะอธิบายถึงขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบ การเตรียมการทดสอบ และขั้นตอนการทดสอบแต่ละขั้นตอน อาทิเช่น วิธีการติดเกจวัดความเครียด(Strain gages) กับเหล็กเสริมในเสาคอนกรีต วิธีการหล่อเสาตัวอย่างทดสอบ คุณสมบัติของโครงข้อแข็งทดสอบ (Test-Frame) ที่ใช้สำหรับให้แรงอัดตามแนวแกน การติดตั้งเสาตัวอย่างทดสอบกับพื้นที่ในห้องปฏิบัติการและโครงข้อแข็งทดสอบที่ให้แรงอัดตามแนวแกน วิธีการติดตั้งและตำแหน่งของเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า (Linear Variable Displacement Transducer) วิธีการเก็บข้อมูลในระหว่างการทดสอบโดยใช้ Data Logger ขั้นตอนการให้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรกับเสาตัวอย่างทดสอบ โดยที่แรงอัดในแนวแกนคงที่ตลอดการทดสอบ รวมถึงแนวทางการพัฒนาแบบจำลองแรงและการเคลื่อนตัวอย่างง่าย เพื่อเป็นแนวทางการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ต่อไป

3.1 การกำหนดลักษณะเสาที่จะนำมาทดสอบ

เสาที่จะนำมาทดสอบ เป็นเสาที่มีขนาดมาจากเสาคอนกรีตเสริมเหล็กในอาคารสูงระดับปานกลางโดยทั่วไป (5 – 10 ชั้น ประมาณ 23 เมตร ตามกฎหมาย) จากการศึกษาเบื้องต้นพบว่าการต่อทาบเหล็กยืนบริเวณปลายเสา ซึ่งเป็นวิธีที่ใช้ในการก่อสร้างที่ใช้ทั่วไปอาจทำให้ความสามารถในการเคลื่อนตัว และความเหนียวของเสาลดลง โดยเฉพาะอย่างยิ่ง เสาที่วิบัติเนื่องจากแรงเฉือน ดังนั้นตัวอย่างเสาที่จะนำมาทดสอบจะเน้นศึกษาถึงผลของการต่อทาบปลายเหล็กเสริมของเสาที่วิบัติเนื่องจากแรงเฉือน และผลของการลดประมาณเหล็กเสริมตามขวาง ดังนั้นตัวแปรหลักที่ใช้ในการทดลองนี้คือ วิธีการต่อเหล็กเสริมบริเวณโคนเสา ปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง และความสูงของเสาซึ่งจะมีผลต่อรูปแบบการวิบัติของเสา

3.2 ตัวอย่างทดสอบ

สำหรับตัวอย่างเสาที่จะนำมาทดสอบในงานวิจัยนี้ จะมีตัวอย่างทดสอบทั้งหมด 3 ตัวอย่าง โดยรายละเอียดเหล็กยืน เหล็กเสริมตามขวาง ระยะการต่อทาบเหล็กเสริม และขนาดของตัวอย่างเสาที่ทดสอบจะได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.1 และรูปที่ 3.1 ถึง รูปที่ 3.3 ซึ่งตัวอย่างเสาที่ทดสอบจะขนาดหน้าตัดเสา 0.40 ม. X 0.40 ม. มีความสูงของเสา 1.65 ม. โดยระยะความสูงของเสาจนถึงศูนย์กลางแรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักร 1.50 ม. มีอัตราส่วนของระยะความสูงของเสาจนถึงศูนย์กลางแรงกระทำทางด้านข้างกับความกว้างของหน้าเสา (Shear span ratio) เท่ากับ 3.75 การออกแบบเหล็กเสริมตามขวางในงานวิจัยนี้เป็นไปตาม ACI 318-05 และมาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38 โดยมีร้อยละพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกต่อผลคูณระหว่างระยะห่างของเหล็กปลอกกับระยะจุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์ของเหล็กปลอกของหน้าตัดเสา(A_{sh}/sh_c %)เท่ากับ 0.181% ซึ่งใช้เหล็กกลมผิวเรียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มม.(RB9) และร้อยละพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกต่อผลคูณระหว่างระยะห่างของเหล็กปลอกกับระยะจุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์ของเหล็กปลอกของหน้าตัดเสา เท่ากับ 0.098% ใช้เหล็กกลมผิวเรียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มม. (RB6) มีกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (f_y) ไม่น้อยกว่า 2400 กก./ซม.^{2} ส่วนเหล็กเสริมตามยาวมีอัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมต่อพื้นที่ทั้งหมดของหน้าตัด(A_{st}/A_g %) เท่ากับ 3.14% ใช้เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มม. (DB20) วางด้านละ 5 เส้น รวมทั้งหมด 16 เส้น โดยมีกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว (f_y) ไม่น้อยกว่า 4000 กก./ซม.^{2} ซึ่งตัวอย่างเสาทดสอบทั้ง 3 ต้น มีอัตราส่วนระหว่างแรงอัดที่กระทำในแนวแกนกับแรงอัดประลัยเท่ากับ 0.2 โดยชื่อที่กำหนดของตัวอย่างทดสอบที่ใช้เปรียบเทียบลักษณะต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ สามารถอธิบายได้ดังนี้

ชื่อตัวอย่างเสาทดสอบ S-(X_1)-(x_2)

(X_1) แสดงลำดับของตัวอย่างทดสอบ

(X_2) แสดงลักษณะของเหล็กยืน ที่มีการต่อทาบที่โคนเสาหรือไม่มีการต่อทาบที่โคนเสา

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

3.2.1 ตัวอย่างเสาทดสอบ S1

ตัวอย่างเสาทดสอบ S1 หมายถึง เสาคอนกรีตที่มีขนาด 400 X 400 มม. ของเหล็กปลอกที่รัดรอบ (hoop ties) และเหล็กปลอกที่ยึดตามขวาง (crossties) ตามปริมาณต่ำสุดของมาตรฐาน ACI318-05 ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์เท่ากับ 9 มม. ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 300 มม. ซึ่งมีร้อยละพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกต่อผลคูณระหว่างระยะห่างของเหล็กปลอกกับระยะจุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์ของเหล็กปลอกของหน้าตัดเสา เท่ากับ 0.181% มีกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (f_y) เท่ากับ 3050 กก./ซม.^{2} ส่วนเหล็กเสริมตามยาวมีอัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมต่อพื้นที่ทั้งหมดของหน้าตัด(A_{st}/A_g %) เท่ากับ 3.14% มีกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว (f_y) เท่ากับ 5250 กก./ซม.^{2} โดยไม่มีการต่อทาบเหล็กเสริมตามยาวที่โคนเสา มีกำลังอัดประลัยคอนกรีต เท่ากับ 350 กก./ซม.^{2} โดยรับแรงอัดในแนวแกน เท่ากับ 1098.7 กิโลนิวตัน (0.2 $f'_c A_g$) และมีรูปแบบรูปแบบที่คาดว่าจะวิบัติคือ การวิบัติแบบดัด-เฉือน (Flexure-Shear Failure)

3.2.2 ตัวอย่างเสาทดสอบ S2s

ตัวอย่างเสาทดสอบ S2s หมายถึง เสาคอนกรีตที่มีขนาด 400 X 400 มม. ของเหล็กปลอกที่รัดรอบ (hoop ties) และเหล็กปลอกที่ยึดตามขวาง (crossties) ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์เท่ากับ 9 มม. ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 300 มม. ซึ่งมีร้อยละพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกต่อผลคูณระหว่างระยะห่างของเหล็กปลอกกับระยะจุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์ของเหล็กปลอกของหน้าตัดเสา เท่ากับ เท่ากับ 0.181% มีกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (f_y) เท่ากับ 3050 กก./ซม.^{2} ส่วนเหล็กเสริมตามยาวมีอัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมต่อพื้นที่ทั้งหมดของหน้าตัด(A_{st}/A_g %) เท่ากับ 3.14% มีกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว (f_y) เท่ากับ 5250 กก./ซม.^{2} โดยมีการต่อทาบเหล็กเสริมตามยาวที่โคนเสาเป็นระยะ 600 มม.มีกำลังอัดประลัยคอนกรีต เท่ากับ 210 กก./ซม.^{2} โดยรับแรงอัดในแนวแกน เท่ากับ 659.2 กิโลนิวตัน (0.2 $f'_c A_g$) และมีรูปแบบรูปแบบที่คาดว่าจะวิบัติคือ การวิบัติแบบดัด-เฉือน (Flexure-Shear Failure)

3.2.3 ตัวอย่างเสาทดสอบ S3

ตัวอย่างเสาทดสอบ S3 หมายถึง เสาคอนกรีตที่มีขนาด 400 X 400 มม. ของเหล็กปลอกที่รัดรอบ (hoop ties) และเหล็กปลอกที่ยึดตามขวาง (crossties) ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 6 มม. ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 250 มม. ซึ่งมีร้อยละพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกต่อผลคูณระหว่างระยะห่างของเหล็กปลอกกับระยะจุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์ของเหล็กปลอก

ของหน้าตัดเสา เท่ากับ 0.098% มีกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (f_y) เท่ากับ 3035 กก./ซม.^{2} ส่วนเหล็กเสริมตามยาวมีอัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมต่อพื้นที่ทั้งหมดของหน้าตัด(A_{st}/A_g %) เท่ากับ 3.14% มีกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว (f_y) เท่ากับ 5250 กก./ซม.^{2} โดยไม่มีการต่อทาบเหล็กเสริมตามยาวที่โคนเสา มีกำลังอัดประลัยคอนกรีต เท่ากับ 210 กก./ซม.^{2} โดยรับแรงอัดในแนวแกน เท่ากับ 659.2 กิโลนิวตัน (0.2 $f_c' A_g$) และมีรูปแบบรูปแบบที่คาดว่าจะวิบัติคือ การวิบัติแบบดัด-เฉือน (Flexure-Shear Failure)

3.3 **การแปรผันเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบ**

การแปรผันเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ต้น มีการแปรผันเปรียบเทียบดังนี้

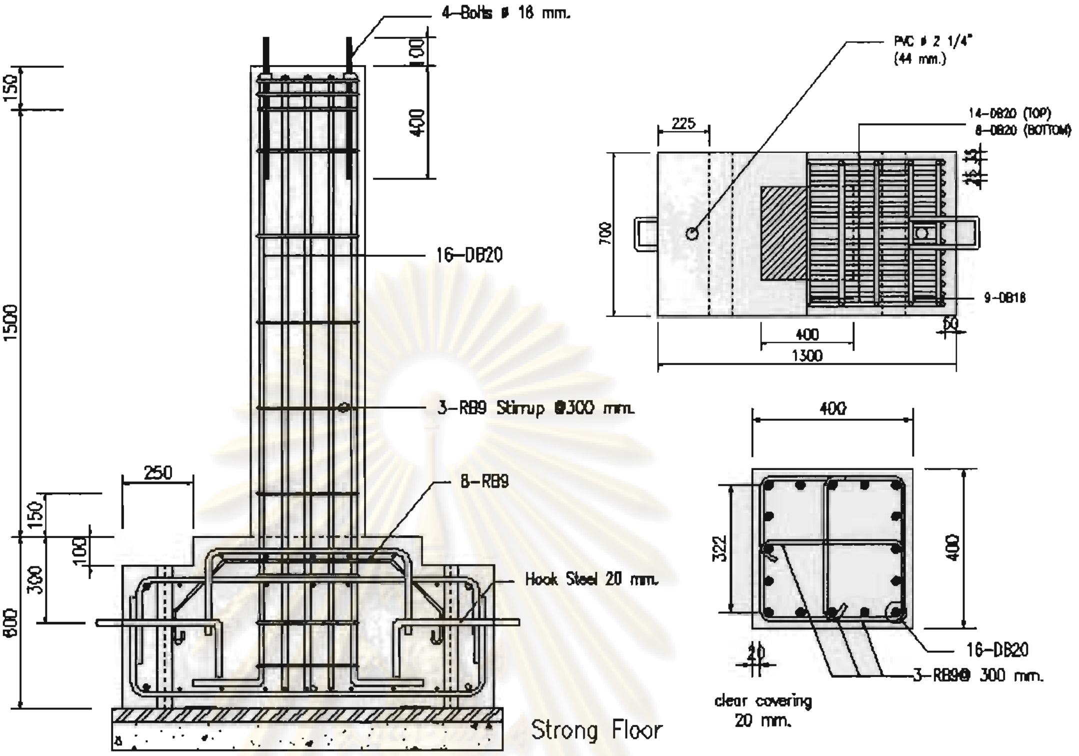
1. เปรียบเทียบการต่อทาบเหล็กเสริมตามยาวโดยตัวอย่างทดสอบ S1 เป็นตัวอย่างทดสอบที่ไม่มีการต่อทาบ เปรียบเทียบกับตัวอย่างทดสอบ S2s ที่มีการต่อทาบที่โคนเสาด้วยระยะ 600 มม. ซึ่งขนาดและระยะห่างของเหล็กเสริมตามขวางทั้งสองตัวอย่างทดสอบเท่ากัน โดยระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมเท่ากับ 300 มม. และขนาดของเหล็กเสริมตามขวางเท่ากับ 9 มม. ซึ่งเป็นไปตามมาตรฐาน ACI318-05

2. แปรผันปริมาณเหล็กตามขวางโดยตัวอย่างทดสอบ S1 แทนตัวอย่างเสาอาคารสูงปานกลางที่ใช้เหล็กเสริมตามขวางขนาด 9 มม. ซึ่งเป็นขนาดที่ใช้กันทั่วไปแต่มีระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม 300 มม. มีร้อยละพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกต่อผลคูณระหว่างระยะห่างของเหล็กปลอกกับระยะจุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์ของเหล็กปลอกของหน้าตัดเสา เท่ากับ 0.181% เปรียบเทียบกับตัวอย่างทดสอบ S3 ซึ่งจะใช้เหล็กเสริมขนาด 6 มม. และจะมีร้อยละพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกต่อผลคูณระหว่างระยะห่างของเหล็กปลอกกับระยะจุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์ของเหล็กปลอกของหน้าตัดเสา เท่ากับ 0.098% ซึ่งลดปริมาณเหล็กเสริมลงประมาณครึ่งหนึ่งจากตัวอย่างทดสอบ S1 แต่ระยะระหว่างเหล็กเสริมลดลงด้วย โดยมีระยะห่างเท่ากับ 250 มม. รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวางทั้งหมดเป็นไปตาม มาตรฐาน ACI 318-05 และมาตรฐาน ว.ส.ท. 1007-34 ตามลำดับ

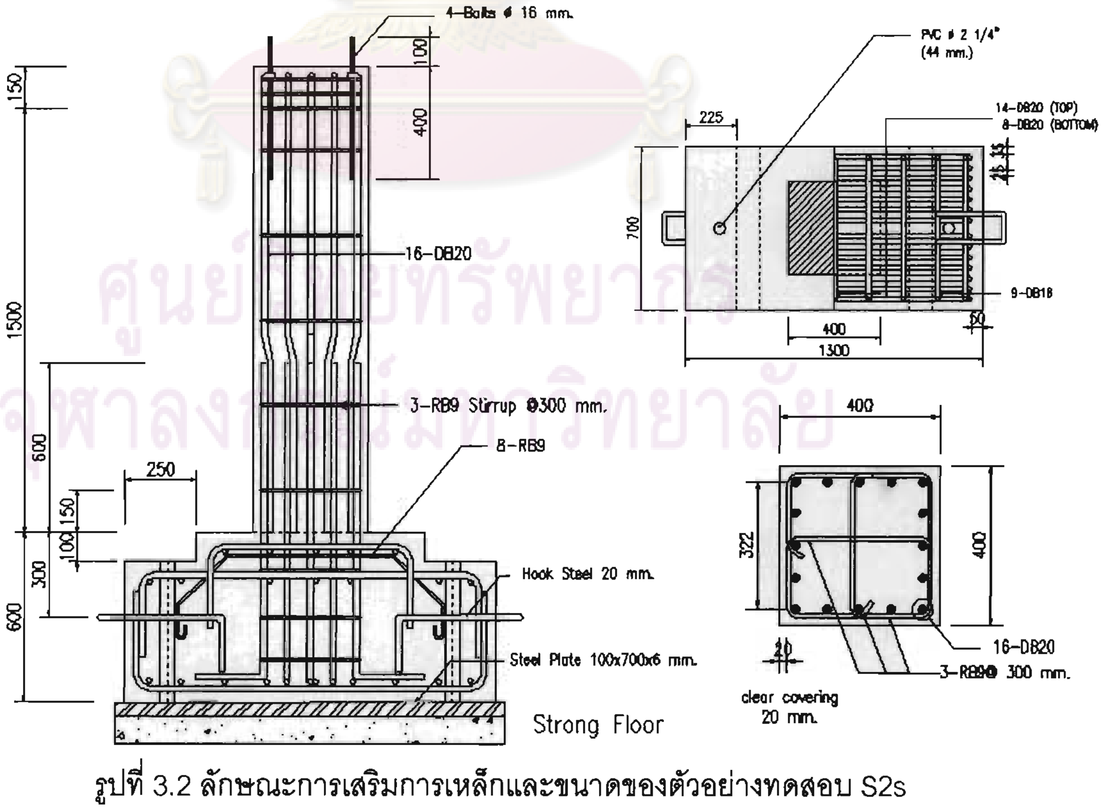
ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของตัวอย่างเสาที่จะนำมาทดสอบ

ชื่อตัวอย่างเสาทดสอบ		S1	S2s	S3
กำลังประลัยคอนกรีต (กก./ตร.ซม.)		350	210	
ขนาดตัวอย่างเสา	ความกว้าง	0.40 ม.		
	ความลึก	0.40 ม.		
	ความสูงที่แรงด้านข้างกระทำ	1.50 ม.		
ความสูงต่อความลึกหน้าตัด		3.75		
เหล็กเสริมตามยาว	จำนวน/ขนาดเหล็ก	16-DB20		
	ร้อยละ A_{st}/A_g	3.14%		
	กำลังที่จุดคราก	5250 (กก./ตร.ซม.)		
เหล็กเสริมตามขวาง	จำนวน/ขนาดเหล็ก	3-RB9 @300		3-RB6@250
	ร้อยละ A_{sh}/sh_c	0.181%		0.098%
	กำลังที่จุดคราก	3050 (กก./ตร.ซม.)		3035 (กก./ตร.ซม.)
อัตราส่วนแรงในแนวแกน $\frac{P}{f'_c \cdot A_g}$		0.2	0.2	0.2
อัตราส่วน $\frac{M_n}{a \cdot V_n}$		1.16	1.26	1.49
มีการต่อทาบเหล็กเสริมตามยาว		ไม่มี	มี	ไม่มี
รูปแบบการวิบัติที่คาดว่าจะเกิดขึ้น		แบบเฉือน		

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

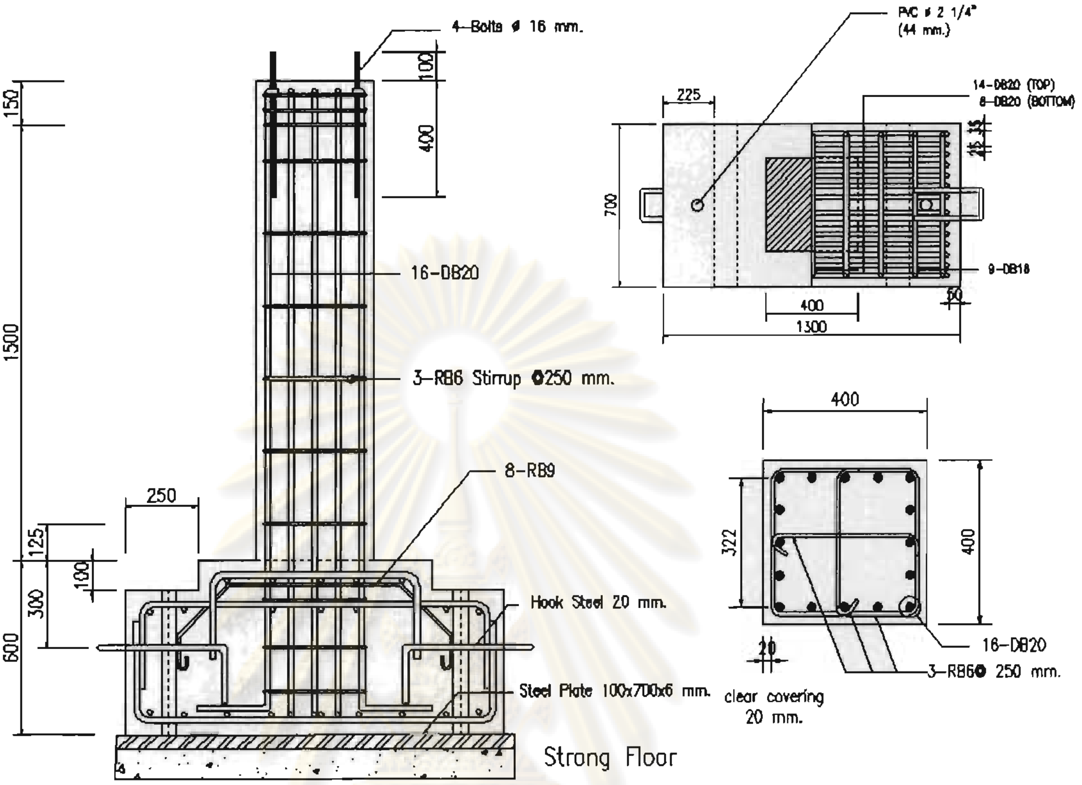


รูปที่ 3.1 ลักษณะการเสริมการเหล็กและขนาดของตัวอย่างทดสอบ S1



รูปที่ 3.2 ลักษณะการเสริมการเหล็กและขนาดของตัวอย่างทดสอบ S2s

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.3 ลักษณะการเสริมการเหล็กและขนาดของตัวอย่างทดสอบ S3

3.4 คุณสมบัติของวัสดุ

3.4.1 คอนกรีต

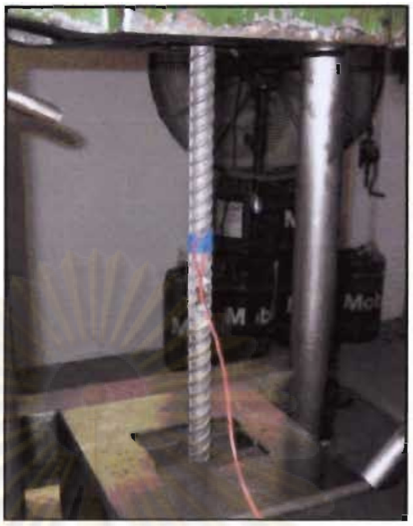
สำหรับคอนกรีตที่ใช้หล่อตัวอย่างเสาทดสอบทั้ง 3 ต้นนี้ เป็นคอนกรีตผสมเสร็จหน่วยน้ำหนักปกติ มีค่ายุบตัวเท่ากับ 10 ± 2.5 มีกำลังอัดประลัย (f_c') ที่ใช้ในการออกแบบตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกเท่ากับ 210 กก./ซม.^{2} โดยแบบหล่อตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ใช้ในการหล่อคอนกรีตตัวอย่างมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 ซม. สูง 30 ซม. ซึ่งในการเก็บตัวอย่างคอนกรีตต้องเก็บตัวอย่างน้อย 3 ตัวอย่าง ซึ่งแสดงการเก็บตัวอย่างคอนกรีตดังรูปที่ 3.4 แต่ในเสาตัวอย่างทดสอบ S1 ที่มีปัญหาในการควบคุมกำลังอัดของคอนกรีตเนื่องจากปัจจัยภายนอกหลายอย่าง จึงทำให้กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 350 กก./ซม.^{2} และได้สรุปค่ากำลังอัดของเสาตัวอย่างทดสอบคอนกรีตไว้ในตารางที่ 3.1

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 3.4 แสดงการเก็บตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ทดสอบกำลังอัด

3.4.2 เหล็กเสริม

สำหรับในงานวิจัยนี้ใช้เหล็กเสริม 3 ขนาดด้วยกัน ได้แก่ เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มม.(DB20) ใช้เป็นเหล็กเสริมตามยาวในตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่าง ซึ่งมีกำลังที่จุดครากไม่น้อยกว่า 4000 กก./ซม.^{2} ซึ่งมีกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว (f_y) เท่ากับ 5250 กก./ซม.^{2} เหล็กกลมผิวเรียบเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มม.(RB9) ใช้เป็นเหล็กปลอกที่รัดรอบ (hoop ties) และเหล็กปลอกที่ยึดตามขวาง (crossties) ในตัวอย่างทดสอบ C_L9 และ C_S9 และเหล็กกลมผิวเรียบเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มม.(RB6) ใช้เป็นเหล็กปลอกที่รัดรอบ (hoop ties) และเหล็กปลอกที่ยึดตามขวาง (crossties) ในตัวอย่างทดสอบ C_L6 ซึ่งมีกำลังที่จุดครากทั้ง 2 ขนาดไม่น้อยกว่า 2400 กก./ซม.^{2} ซึ่งมีกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (f_y) เท่ากับ 3035 กก./ซม.^{2} โดยนำตัวอย่างเหล็กเสริมทุกขนาดไปทดสอบหาคุณสมบัติต่างๆ เช่น ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก ค่ากำลังรับแรงดึงประลัย ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม เป็นต้น ซึ่งจะแสดงตัวอย่างการทดสอบคุณสมบัติของเหล็กเสริมในรูปที่ 3.5 และได้สรุป ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก ในเหล็กเสริมทุกขนาดของแต่ละเสาตัวอย่างสอบ แสดงดัง ตารางที่ 3.1



รูปที่ 3.5 แสดงตัวอย่างการทดสอบคุณสมบัติของเหล็กเสริม

3.4.3 **แบบหล่อคอนกรีต**

แบบหล่อคอนกรีตที่ใช้ในงานวิจัย เป็นแบบหล่อที่มีความมั่นคงแข็งแรง ทนทานต่อกระแทก การจี้เครื่องจี้คอนกรีตในระหว่างการเทโดยไม่มีการเสียรูป ปริเปิดออก บิดงอ ร่วมถึงการยึดรั้งที่จุดต่อต้องแข็งแรงมั่นคง ในการตั้งเหล็กเสริมในเสาก่อนเทคอนกรีต ที่พื้นต้องมีไม้แบบวางรองก่อน และก่อนการประกอบแบบหล่อคอนกรีตเข้าด้านข้างของเสา จำเป็นต้องทางน้ำมันที่ผิวของแบบหล่อก่อนเสมอ เพื่อป้องกันติดของคอนกรีตกับแบบหล่อคอนกรีต ซึ่งในการประกอบแบบหล่อคอนกรีตด้านข้างจะต้องมีการตรวจสอบว่าได้แนวดิ่งทั้ง 4 ด้าน โดยการค้ำยันให้แข็งแรงไม่ให้เกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างได้ ในกรณีที่แบบหล่อมีรูรั่วหรือช่องว่างต้องทำการอุดรูรั่วให้เรียบร้อยด้วย ตัวอย่างการเข้าแบบหล่อเสาคอนกรีตแสดงในรูปที่ 3.6

รูปที่ 3.6 แสดงตัวอย่างการเข้าแบบหล่อเสาคอนกรีต

3.5 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

สำหรับการเตรียมตัวอย่างเสาที่จะนำมาทดสอบในงานวิจัยนี้ เริ่มจากการเตรียมเหล็กเสริมที่จะทำตัวอย่างทดสอบทั้งหมดให้ครบถ้วน จากนั้นทำการตัดเหล็กเสริมตามระยะที่ต้องการ และทำการผูกเหล็กเสริมโดยเริ่มจากผูกเหล็กเสริมที่ฐานรากก่อน แล้วเริ่มขึ้นเหล็กยืนและเหล็กปลอก เมื่อทำการผูกเหล็กเสริมถูกต้องตามแบบแล้ว จากนั้นนำเหล็กเสริมในเสาตัวอย่างมาวางในตำแหน่งที่เตรียมไว้โดยรองไม้แบบที่พื้นเพื่อป้องกันไม่ให้คอนกรีตติดกับพื้นที่ในห้องปฏิบัติการ โดยระหว่างเหล็กเสริมกับไม้แบบมีการรองด้วยลูกคอนกรีตก่อน

จากนั้นทำการติดตั้งเกจวัดความเครียด (strain gages) ที่เหล็กเสริมและเหล็กยืนตามตำแหน่งต่างๆดังแสดงในรูปที่ 3.7 ถึง รูปที่ 3.12 โดยขั้นตอนการติดตั้งเกจวัดความเครียดมีดังต่อไปนี้

1. ในการติดตั้งเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริม ให้ใช้เครื่องเจียรเจียรส่วนที่เป็นปล้องของเหล็กข้ออ้อยออกในบริเวณที่จะทำการติดตั้งเกจวัดความเครียด

2. ใช้กระดาษทรายชนิดละเอียดขัดผิวเหล็กเสริมที่จะติดเกจวัดความเครียดให้เรียบ

3. ทำความสะอาดบริเวณที่จะติดเกจวัดความเครียดด้วยสารอะซิโตน (acetone)

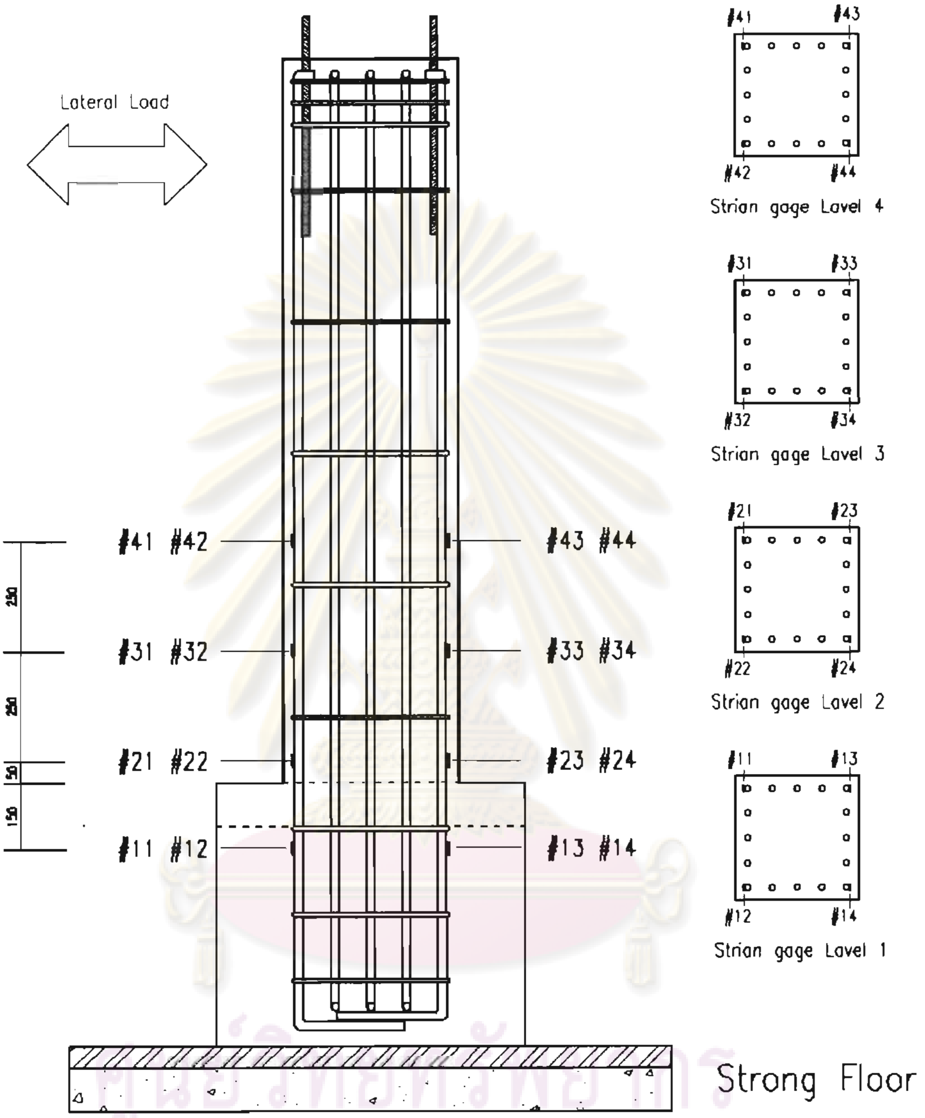
4. ใช้กาวไซยาโนอะครีเลต (Cyano-Acrylate Adhesive) ชนิด CC-33A ยี่ห้อ Kyowa ทาลงบนตัวเกจวัดความเครียด

5. จากนั้นทำการติดเกจวัดความเครียดลงบนตำแหน่งที่ต้องการ โดยใช้แผ่นพลาสาติกกดทับเกจวัดความเครียดไว้ประมาณ 20 วินาทีเพื่อใช้กาวแห้งตัว

6. หุ้มเกจวัดความเครียดด้วยเทปกันน้ำและกันกระแทก Vinyl Mastic Tape (VM Tape) เพื่อป้องกันความเสียหายในระหว่างเทคอนกรีต

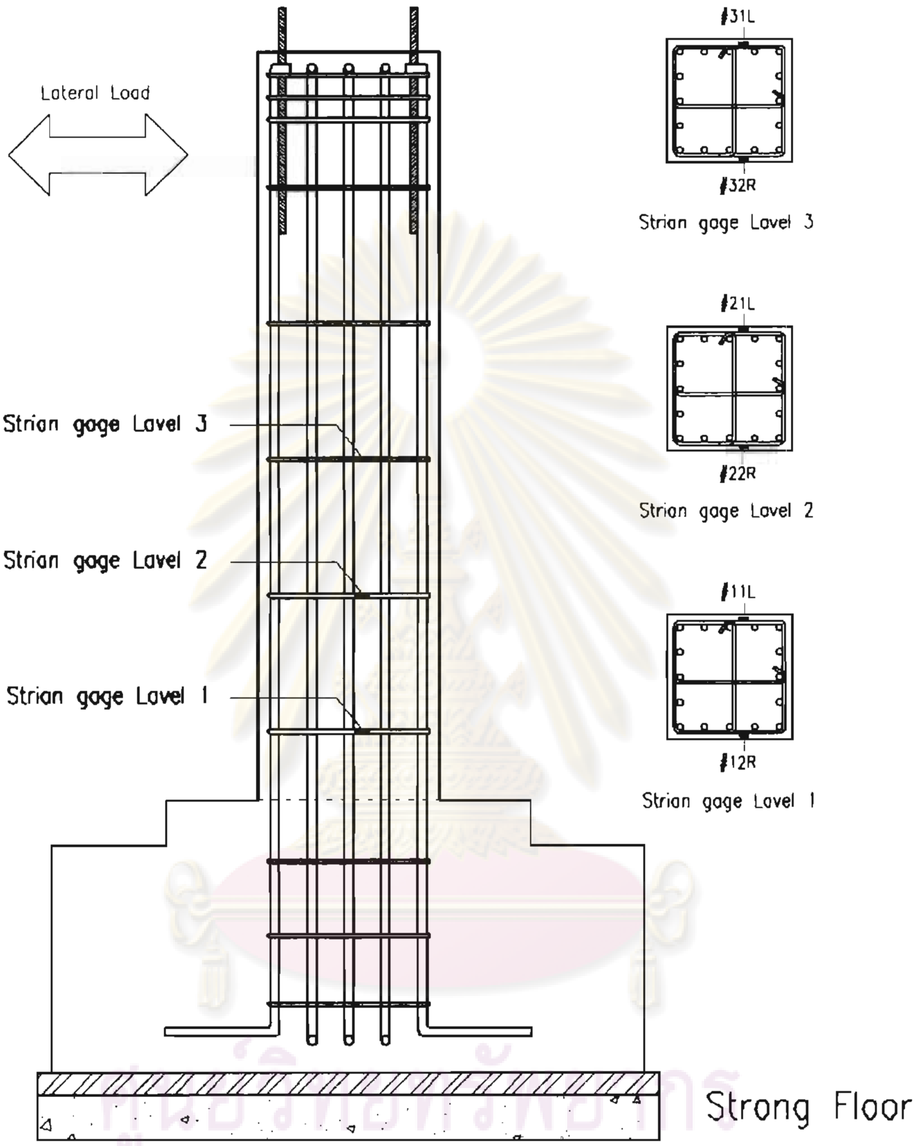
เมื่อติดตั้งเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมเสร็จแล้ว ทำการประกอบแบบหล่อด้านข้างของฐานราก แล้วเทคอนกรีตที่ฐานรากก่อน โดยต้องมีการค้ำยันเหล็กยืนที่ผูกไว้แล้วเพื่อป้องกันการเอียงของหล็กยืน เมื่อคอนกรีตที่ฐานรากแข็งตัวแล้วทำการทาน้ำมันและประกอบแบบหล่อเสาด้านข้าง โดยยึดให้มั่งคงค้ำยันให้แข็งแรง หลังจากนั้นทำการติดตั้งน็อตที่ไว้สำหรับยึดกับตัวเพลาเหล็กที่หน้าที่เป็นจุดต่อหมุน (hinge)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



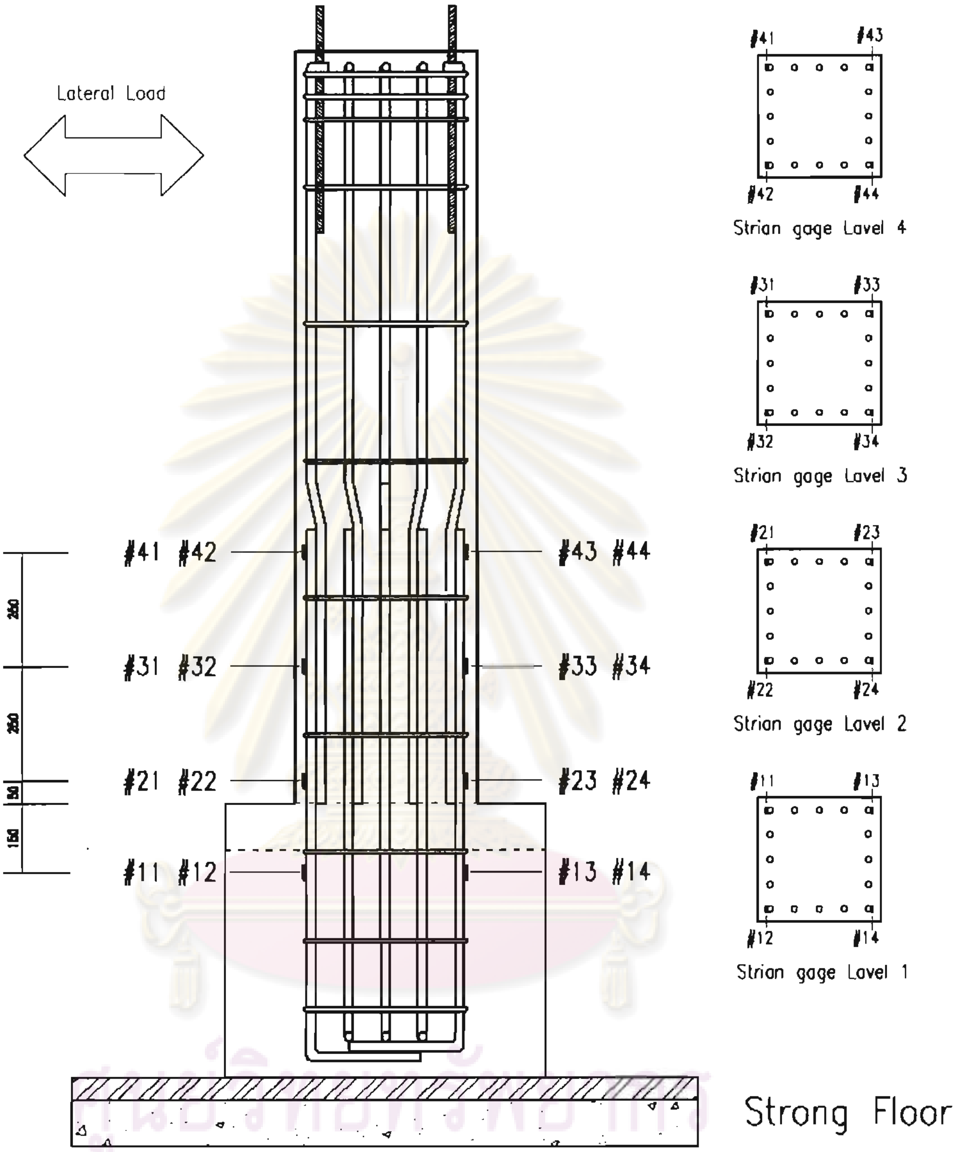
รูปที่ 3.7 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่างทดสอบ S1

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



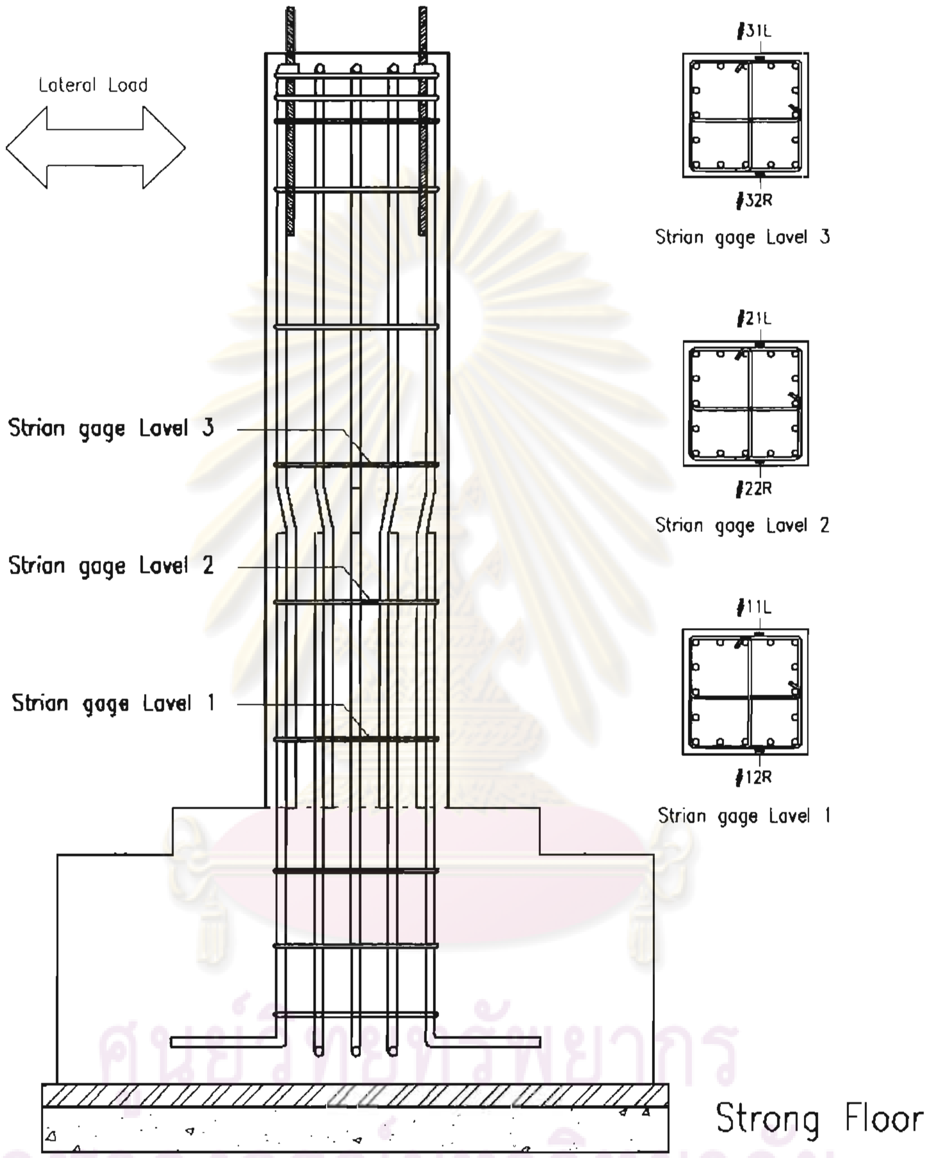
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 3.8 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่างทดสอบ S1

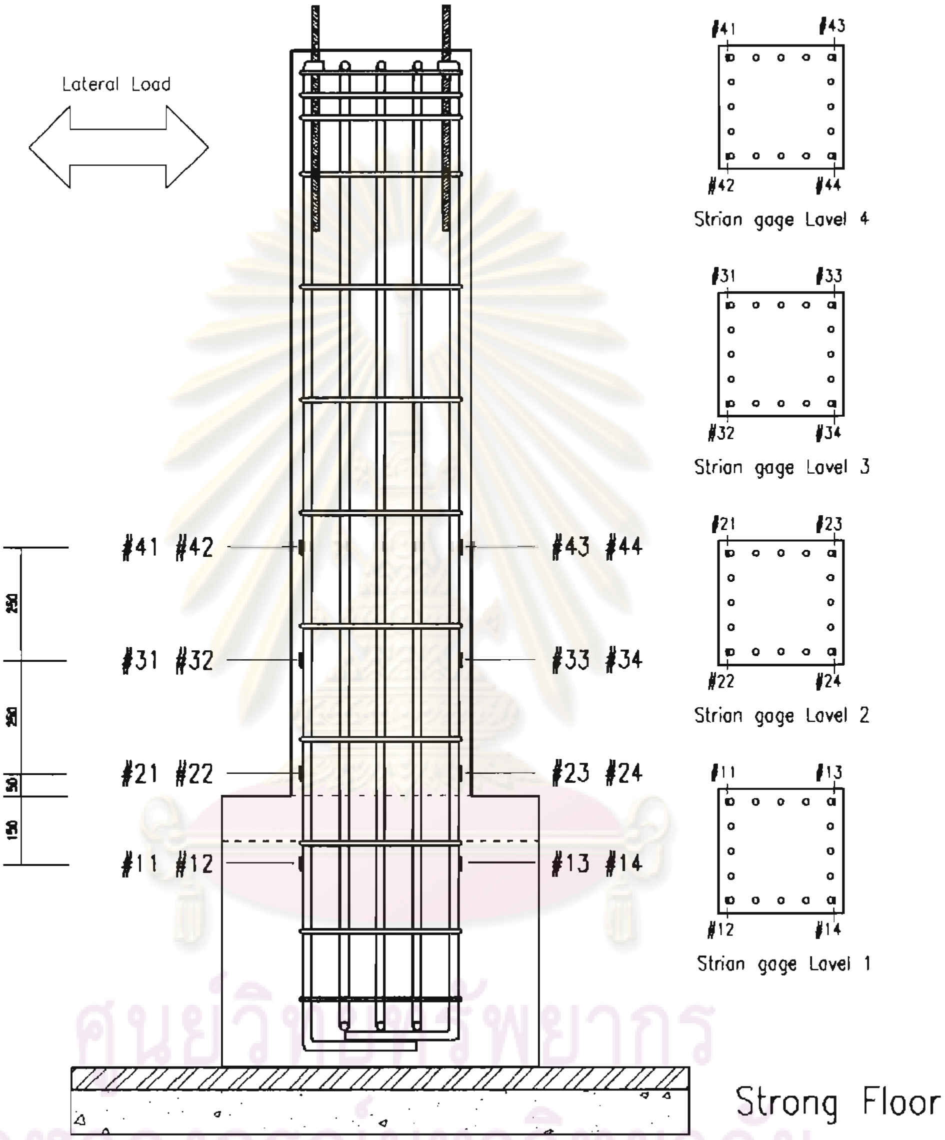


รูปที่ 3.9 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่างทดสอบ S2s

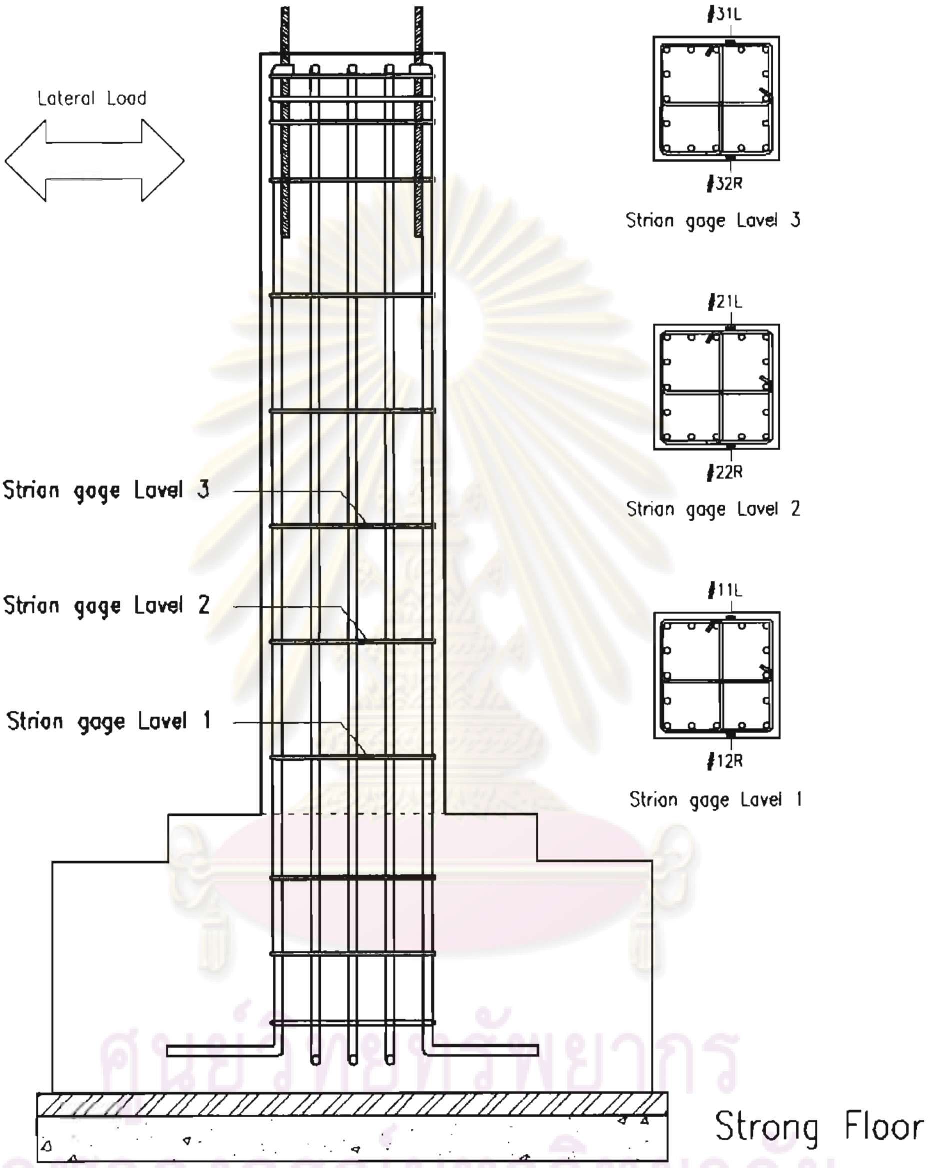
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.10 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่างทดสอบ S2s



รูปที่ 3.11 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่างทดสอบ S3



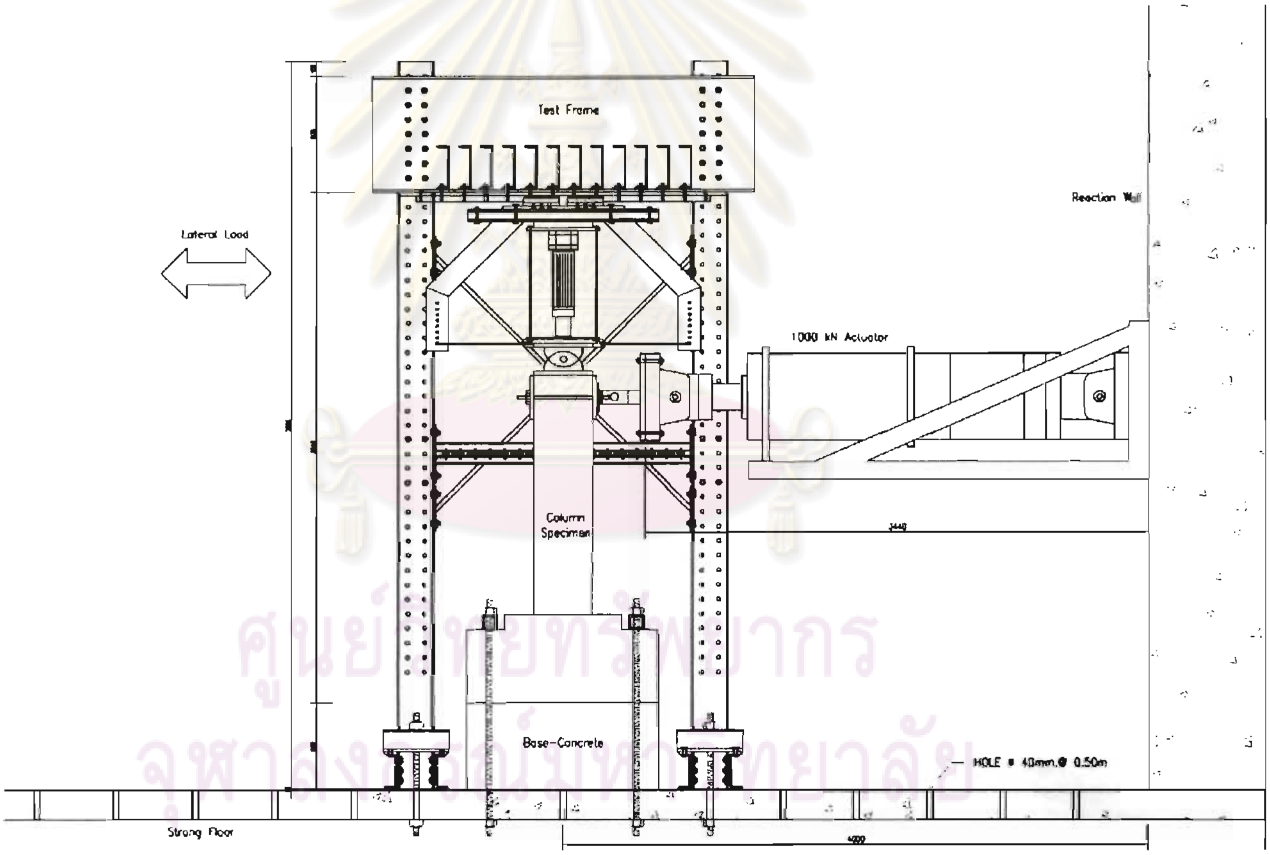
รูปที่ 3.12 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดบนเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่างทดสอบ S3

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

3.6 ขั้นตอนการทดสอบ

ในขั้นตอนการทดสอบนี้จะอธิบายถึงการติดตั้งเสาตัวอย่างทดสอบกับพื้นที่ในห้องปฏิบัติการและโครงข้อแข็งทดสอบที่ให้แรงอัดตามแนวแกน วิธีการติดตั้งและตำแหน่งของเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า (Linear Variable Displacement Transducer , LVDT) วิธีการเก็บข้อมูลในระหว่างการทดสอบโดยใช้ Data Logger ขั้นตอนการให้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรกับเสาตัวอย่างทดสอบ โดยที่แรงอัดในแนวแกนคงที่ตลอดการทดสอบ โดยจะลำดับในการดำเนินการดังนี้

1. ติดตั้งเพลาเหล็กที่ทำหน้าที่เป็นจุดต่อหมุน (hinge) บนหัวเสาเสาคอนกรีต

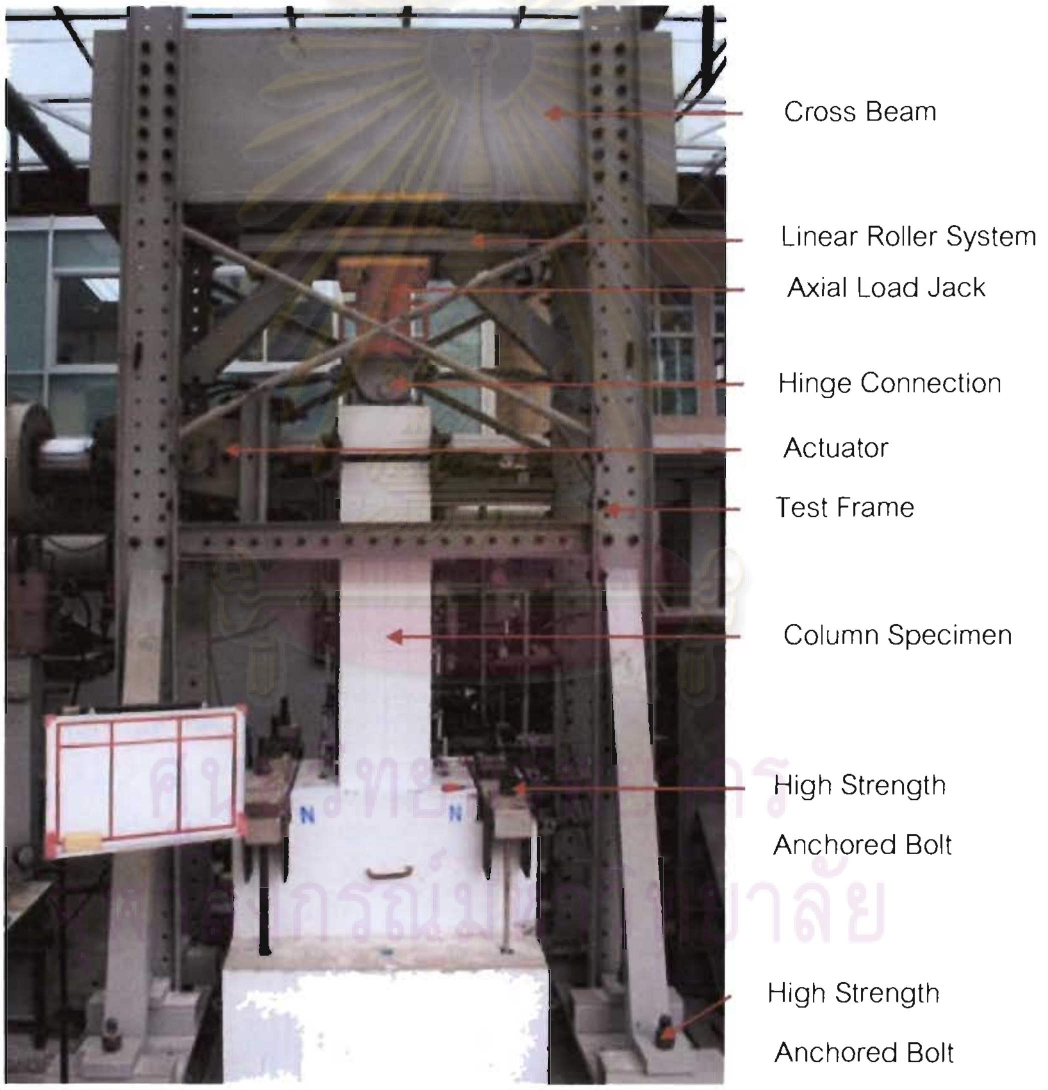


รูปที่ 3.13 แบบจำลองการทดสอบ

2. ทำการติดตั้งตัวอย่างทดสอบกับพื้นในห้องปฏิบัติการ แต่การทดสอบนี้ไม่ต้องทำการเคลื่อนย้ายตำแหน่งของเครื่องให้แรงด้านข้าง (Actuator) จึงจำเป็นต้องจัดทำแท่นคอนกรีตรองตัวอย่างทดสอบ จากนั้นปรับระดับของเสาตัวอย่างทดสอบให้ได้แนว

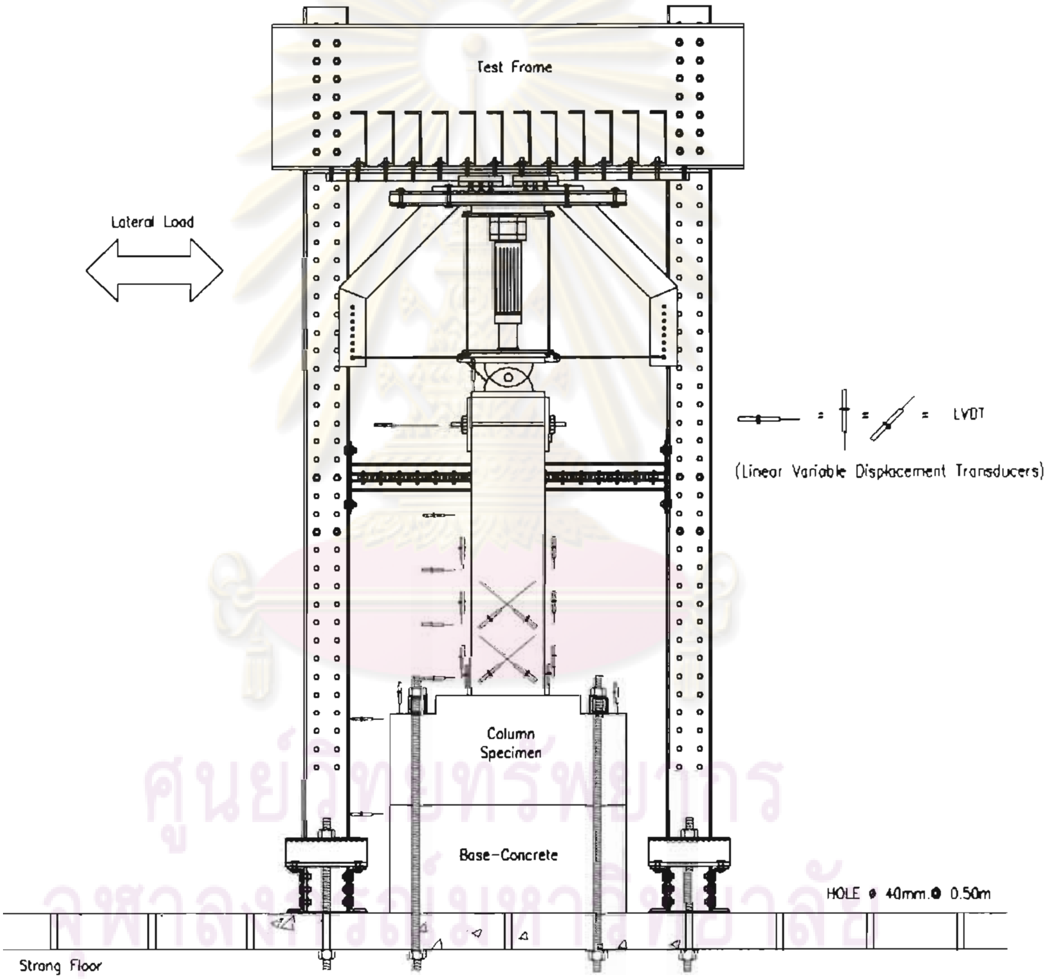
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ระนาบและแนวดิ่ง แล้วยึดตัวอย่างทดสอบด้วยแท่งเหล็กกำลังสูงผ่านฐานรอง 6 จุด โดยมี 2 จุด ที่การยึดด้วยวิธีอัดแรง โดยแบบจำลองการทดสอบจะแสดงในรูปที่ 3.13 และตัวอย่างการติดตั้งเสาตัวอย่างทดสอบเข้ากับโครงข้อแข็งทดสอบ (Test Frame) เพื่อทำการทดสอบ แสดงในรูปที่ 3.14



รูปที่ 3.14 ตัวอย่างการติดตั้งเสาตัวอย่างทดสอบกับโครงข้อแข็งทดสอบ (Test Frame)

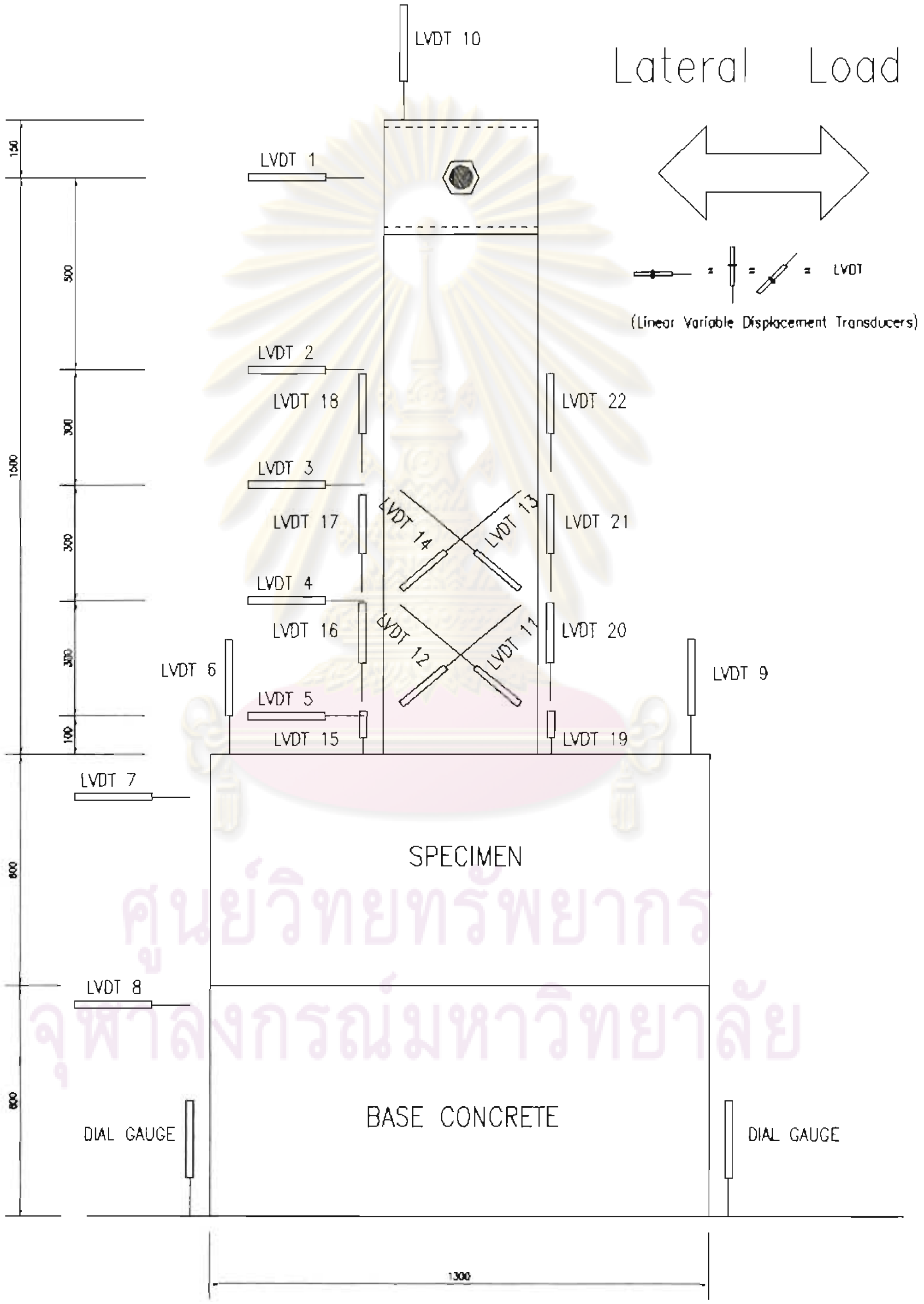
3. ทำการทาสีขาวที่ตัวอย่างทดสอบเพื่อช่วยในการสังเกตุรอยแตกร้าวให้เห็นชัดเจนขึ้น และมีการตีเส้นเป็นตารางขนาด 100 มม. X 100 มม. บนตัวอย่างเสาทดสอบเพื่อง่ายต่อการบันทึกรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบ
4. ติดตั้งแม่แรง (Hydraulic Jack) แบบไฟฟ้าที่แรงอัดในแนวแกน กับหัวเสาตัวอย่างคอนกรีต โดยจะต้องวางอยู่ที่ตำแหน่งกึ่งกลางของหัวเสาตัวอย่างให้ได้ทั้งสองแกน แสดงการติดตั้งแม่แรงแบบไฟฟ้าบนหัวเสาตัวอย่าง ดังรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.15 แบบร่างการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าในระหว่างการทดสอบ

5. ทำการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า โดยมีการฝังน็อตเพื่อยึดกับตัวอย่างทดสอบและจัดทำฐานจัดเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า ที่ตำแหน่งต่างๆ แบบ

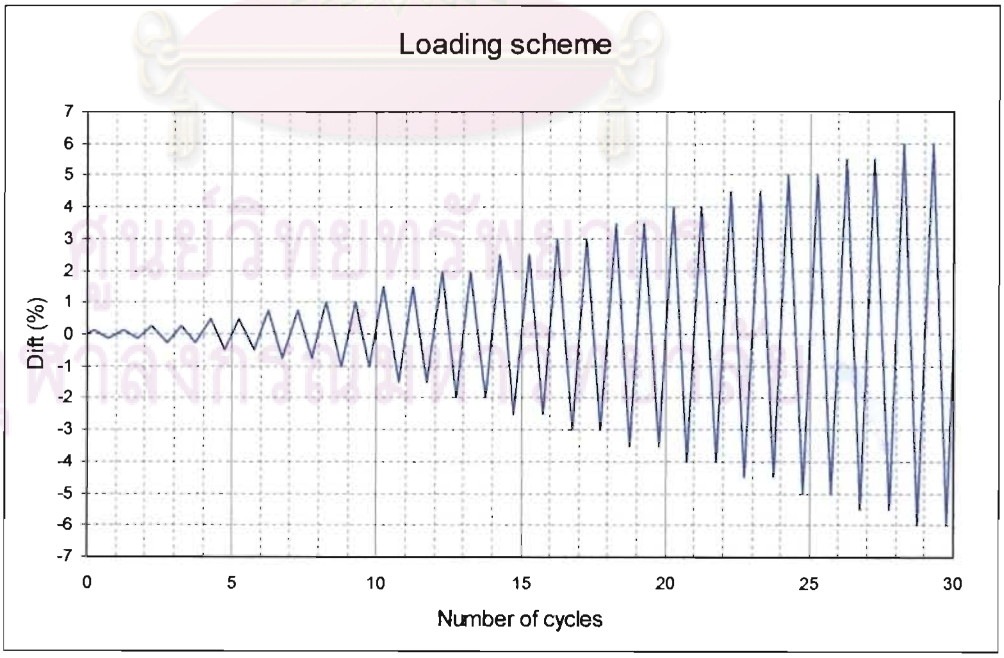
ร่างการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าในระหว่างการทดสอบ แสดงดังรูปที่ 3.14 และตำแหน่งระยะการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าตามรูปที่ 3.15



รูปที่ 3.16 ตำแหน่งระยะการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

6. ต่อเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า เกจวัดความเครียดชนิดที่ใช้สำหรับวัดความเครียดบนเหล็กเสริม รวมถึงสัญญาณแรงดันไฟฟ้าจากเครื่องให้แรงด้านข้าง (Actuator) กับ Data Logger แบบ Data Acquisition Unit เพื่อเก็บข้อมูลที่ได้ขนาดการทดสอบและเครื่องไมโครคอมพิวเตอร์ PC (Personal Computer) เพื่อรับข้อมูลที่ได้จาก Data Logger มาเพื่ออ่านค่าระหว่างการทดสอบและบันทึกผลการทดสอบ
7. การทดสอบเสาตัวอย่าง จะดำเนินการโดยเริ่มให้แรงอัดตามแนวแกนที่มีน้ำหนักคงที่ตลอดการทดสอบ หลังจากนั้นจะให้แรงทางด้านข้างแบบวัฏจักรกระทำกับเสาตัวอย่างทดสอบ โดยการควบคุมการให้แรงกระทำด้านข้างจะใช้การควบคุมระยะเคลื่อนที่ด้านข้างของหัวเสาตัวอย่างทดสอบ (Displacement Control) ซึ่งแสดงประวัติการรับน้ำหนักของเสาตัวอย่างทดสอบโดยการควบคุมระยะการเคลื่อนที่ของหัวเสาตัวอย่างในรูปที่ 3.15 และทำการบันทึกข้อมูลระหว่างการทดสอบโดยการถ่ายรูปขั้นตอนการให้แรงกระทำด้านข้าง รอยแตกร้าวพฤติกรรมต่างๆที่เกิดขึ้นรวมถึงบันทึกผลระหว่างการทดสอบโดยละเอียด เช่น การเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาตัวอย่างจาก LVDT , เกจวัดความเครียดในเหล็กเสริม , รอยแตกร้าว , พฤติกรรมการวิบัติเป็นต้น



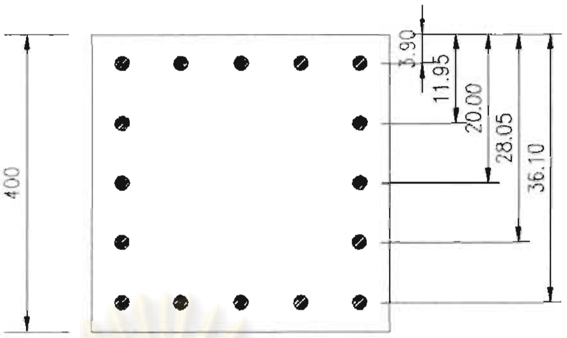
รูปที่ 3.17 แสดงประวัติการรับแรงด้านข้างของเสาตัวอย่างทดสอบ (Loading scheme)

8. วิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ นำเสนอผลการทดสอบ
9. สรุปผลการทดสอบที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการเปรียบเทียบกับผลจาก

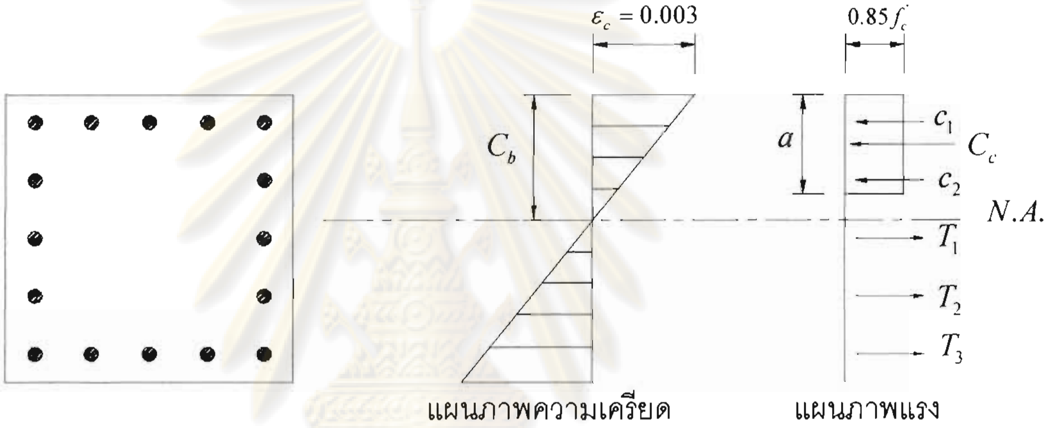
3.7 การประเมินการรับแรงกระทำและการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาตัวอย่าง

จากหัวข้อที่ 3.2 อธิบายเกี่ยวเสาคอนกรีตทั้ง 3 ต้น ที่มีขนาด 400 X 400 มม. ของเหล็กปลอกที่รัดรอบ (hoop ties) และเหล็กปลอกที่ยึดตามขวาง (crossties) ตามปริมาณต่ำสุดของมาตรฐาน ACI318-05 ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์เท่ากับ 9 มม.ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 300 มม. และมาตรฐาน E.I.T1007-34 ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์เท่ากับ 6 มม.ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเท่ากับ 250 มม. ซึ่งมีร้อยละพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกต่อผลคูณระหว่างระยะห่างของเหล็กปลอกกับระยะจุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์ของเหล็กปลอกของหน้าตัดเสา เท่ากับ 0.181% และ 0.098% มีกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง (f_y) เท่ากับ 3050 กก./ซม.^{2} และ 3035 กก./ซม.^{2} ส่วนเหล็กเสริมตามยาวมีอัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมต่อพื้นที่ทั้งหมดของหน้าตัด(A_{st}/A_g %) เท่ากับ 3.14% แสดงตำแหน่งของเหล็กเสริมตามยาวดังรูปที่ 3.18 มีกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว (f_y) เท่ากับ 5250 กก./ซม.^{2} โดยไม่มีการต่อทาบเหล็กเสริมตามยาวที่โคนเสา มีกำลังอัดประลัยคอนกรีต เท่ากับ 350 กก./ซม.^{2} และ 210 กก./ซม.^{2} โดยรับแรงอัดในแนวแกน(0.2 $f'_c A_g$) เท่ากับ 1098.7 กิโลนิวตัน และ659.2 กิโลนิวตัน มีรูปแบบรูปแบบที่คาดว่าจะวิบัติคือ การวิบัติแบบดัด-เฉือน (Flexure-Shear Failure) โดยพิจารณาจากค่าโมเมนต์ดัด (M_n) จากหลักการที่แสดงในรูปที่ 3.19 โดยค่าแรงดัดจะคำนวณได้จาก $\frac{M_n}{a}$ ซึ่งค่า M_n ได้มาจากการคำนวณโดยโปรแกรม Respones-2000 เปรียบเทียบกับค่าแรงเฉื่อนที่จากสูตรการคำนวณตามมาตรฐาน ACI318-05 และเปรียบเทียบกับค่าแรงเฉือนที่จากสูตรการคำนวณตามมาตรฐาน FEMA-273(1997) ดังสมาการที่ 3.1 ถึงสมาการที่ 3.4 ซึ่งค่าที่ได้จากการคำนวณดังกล่าว แสดงดังตารางที่ 3.2 และตารางที่ 3.3

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.18 แสดงตำหน่งของเหล็กเสริมตามยาว



รูปที่ 3.19 แผนภาพแสดงความเครียดและแรงของหน้าตัด

พิจารณาการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน; V_n

$$V_n = V_c + V_s \tag{3.1}$$

โดยที่ V_n = กำลังรับแรงเฉือน

V_c = กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต

V_s = กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมตามขวาง

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตตามมาตรฐาน ACI318-05 ;

$$V_{c,ACI318-05} = 0.17\sqrt{f_c'}bd\left[1+\frac{N_u}{14A_g}\right] \text{ ; (MPa)} \tag{3.2}$$

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

โดยที่ $V_{c,ACI318-05}$ = กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต

f_c'= กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต

b = ความกว้างของหน้าตัดเสา

d = ความลึกประสิทธิผลของหน้าตัดเสา

N_u = แรงอัดตามแนวแกน ถ้าเป็นดึงให้มีค่าเท่ากับ 0

A_g = พื้นที่หน้าตัดของเสา

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตตามมาตรฐาน FEMA-273(1997);

$$V_{c,FEMA-273} = 0.29\lambda\sqrt{f_c'}bd\left[k_\mu + \frac{N_u}{13.8A_g}\right] \text{ ; (MPa)} \tag{3.3}$$

โดยที่ $V_{c,FEMA-273}$ = กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต

k_μ = 1 สำหรับ พื้นที่ต้องการค่าความเหนียวน้อย

= 0 สำหรับ พื้นที่ต้องการค่าความเหนียวปานกลางถึงสูง

λ = 1 สำหรับ คอนกรีตทั่วไป (normal weight)

= 0. สำหรับ คอนกรีตมวลเบา (light weight)

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมตามขวาง ;

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s} \tag{3.4}$$

โดยที่ s = ระยะห่างของเหล็กเสริมทางขวางวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง

A_g = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามขวาง

f_{yh} = กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมทางขวาง

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.2 สรุปการประเมินความสามารถของเสาตัวอย่างทดสอบ (กิโลนิวตัน)

ชื่อเสาตัวอย่าง	$\frac{M_n}{a}$	$V_{n,ACI-05}$	$V_{n,FEMA-273}$ $(k_\mu = 1)$	$V_{n,FEMA-273}$ $(k_\mu = 0)$	$V_{n,\text{Moehle-1999}}$
S1	257	281	438	202	305
S2s	217	210	313	130	237
S3	217	178	280	98	203

ตารางที่ 3.3 สรุปรูปแบบการวิบัติที่คาดว่าจะเกิดขึ้นของเสาตัวอย่างทดสอบ

ชื่อเสาตัวอย่าง	$\frac{M_n}{aV_{n,ACI-05}}$	$\frac{M_n}{aV_{n,FEMA-273}}$ $(k_\mu = 1)$	$\frac{M_n}{aV_{n,FEMA-273}}$ $(k_\mu = 0)$	$\frac{M_n}{aV_{n,\text{Moehle-1999}}}$	Expected Failure Mode
S1	0.92	0.59	1.27	0.85	Flexure-shear
S2s	1.03	0.69	1.67	0.92	Flexure-shear
S3	1.22	0.77	2.21	1.07	Flexure-shear

จากหัวข้อที่ 2.1.4 การโก่งตัวเนื่องจากแรงดัด อธิบายถึงหลักการแล้วการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของเสาที่เกิดขึ้น อันมีเป็นผลเนื่องมาจากแรงดัด ซึ่งเสาจะเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นที่บริเวณหน้าตัดวิกฤต ซึ่งจากสมการที่ 2.2 ถึงสมการที่ 2.9 สามารถแสดงระยะการโก่งเนื่องจากผลของแรงดัดได้ ดังแสดงในตารางที่ 3.4

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.4 สรุประยะเคลื่อนที่จากแรงดัดที่คาดว่าจะเกิดขึ้นของเสาตัวอย่างทดสอบ (มม.)

ชื่อเสาตัวอย่าง	δ_f ; Park & Priestley (1987)	δ_f ; Paulay และ Priestley (1992)	δ_f ; $(l_p = 0.5h)$
S1	24	21	23
S2s	44	34	40
S3	44	34	40

จากหัวข้อที่ 2.1.4 ขีดจำกัดระยะเคลื่อนตัวที่สภาวะการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้อธิบายถึงแบบจำลองอย่างง่ายสำหรับการจำลองความสามารถการเสียรูปที่จุดวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งของเสาที่เสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (หลังจากเกิดการคราก เนื่องจากแรงดัด) ที่พัฒนาโดย Elwood และ Moehle,(2005) สามารถทำนายอัตราการเคลื่อนที่ ที่เกิดการวิบัติน้ำบรรทุกในแนวแกน ได้จากสมการที่ 2.19 และแสดงผลการคำนวณจากสมการที่ 2.19 ดังแสดงตารางที่ 3.5

ตารางที่ 3.5 สรุปอัตราการเคลื่อนที่ ที่เกิดการวิบัติด้วยน้ำบรรทุกในแนวแกนที่คาดว่าจะเกิดขึ้น

ชื่อเสาตัวอย่าง	การเคลื่อนที่ ที่เกิดการวิบัติน้ำบรรทุกในแนวแกนที่คาดว่าจะเกิดขึ้น $\left(\frac{\Delta}{L}\right)_{axial} = \frac{4}{100}\frac{1+(\tan\theta_s)^2}{\tan\theta_s + P\left(\frac{s}{A_v f_{yh} d_c \tan\theta_s}\right)}$
S1	0.5 %
S2s	0.7 %
S3	0.4 %

3.8 การปรับแก้ผลการทดสอบและการคำนวณอัตราร้อยละเคลื่อนที่ด้านข้าง

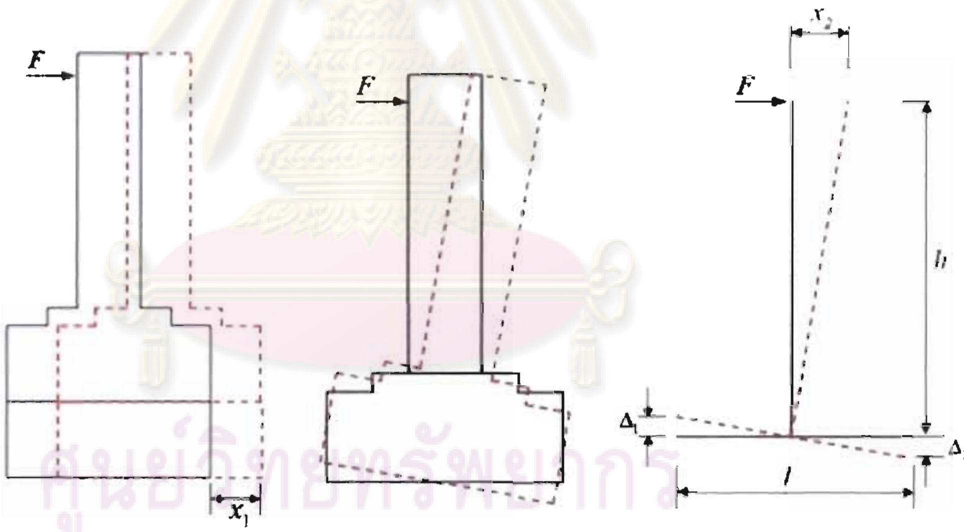
ในขั้นตอนการปรับแก้ผลการทดสอบและการคำนวณอัตราการร้อยละเคลื่อนที่ด้านข้าง จากผลการทดสอบนี้จะอธิบายถึงการวิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบ ซึ่งในระหว่างการทดสอบนั้นอาจมีการเคลื่อนและการหมุนของฐานเสาตัวอย่างทดสอบเนื่องจากแรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรซึ่งจำเป็นต้องปรับแก้ผลการทดสอบก่อนที่จะนำข้อมูลไปวิเคราะห์ผลการทดสอบ และการคำนวณอัตราการร้อยละเคลื่อนที่ด้านข้าง เพื่อที่สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับอัตราร้อยละการเคลื่อนที่

3.8.1 การปรับแก้การเคลื่อนที่เนื่องจากการเลื่อนไถลและการหมุนของฐานราก

ในการทดสอบภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรจากเครื่องให้แรงกระทำ ซึ่งเนื่องจากในการทดสอบมีการวางเสาตัวอย่างทดสอบบนฐานคอนกรีตรองรับเพื่อให้ระยะความสูงของเสาตัวอย่าง มีความสูงถึงระยะเครื่องให้แรงกระทำทางด้านข้าง ดังนั้นในระหว่างการทดสอบอาจมีผลทำให้ฐานรองรับและฐานของเสาตัวอย่างทดสอบมีการเคลื่อนที่ไปได้ ซึ่งทำให้ระยะการเคลื่อนที่

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ของเสาตัวอย่างนั้นมีค่าที่ไม่ถูกต้องตามจริง โดยต้องมีการปรับแก้จะกระทำโดยนำระยะการเคลื่อนที่ของทั้งระบบที่เกิดขึ้นบนหัวเสาตัวอย่างทดสอบซึ่งได้ทำการเก็บข้อมูลการเคลื่อนจากเคลื่อนวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้านำมาลบออกจากระยะการเคลื่อนที่ของฐานรองรับและฐานเสาตัวอย่างเสาที่วัดได้ ทั้งนี้ ฐานเสาตัวอย่างทดสอบอาจเกิดการหมุนตัวของฐาน ซึ่งการหมุนตัวอย่างฐานนั้น จะทำให้ระยะการเคลื่อนที่ของเสาตัวอย่างเกิดความผิดพลาดไม่ถูกต้อง จึงจำเป็นต้องมีการปรับแก้ โดยการคำนวณหาระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่เกิดจากการหมุนของฐานตัวอย่างทดสอบจากความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์แล้วทำการลบออกจากระยะการเคลื่อนที่ของทั้งระบบที่เกิดขึ้นบนหัวเสาตัวอย่างทดสอบ ซึ่งรูปที่ 3.20 แสดงภาพประกอบการปรับแก้เนื่องจากการเคลื่อนที่ทางด้านข้างและการหมุนของฐานคอนกรีตรองรับและฐานของเสาตัวอย่าง ซึ่งสมการที่ 3.5 และ สมการที่ 3.6 แสดงถึงการปรับแก้เนื่องจากการเคลื่อนที่และการหมุนที่เกิดขึ้น



รูปที่ 3.20 การปรับแก้เนื่องจากการเคลื่อนที่และการหมุนของฐานราก

$$\Delta_{real} = \Delta_{record} - x_1 - x_2 \qquad (3.5)$$

$$x_2 = (\Delta_1 + \Delta_2)/(h/l) \qquad (3.6)$$

โดยที่ x_1 = ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างเนื่องจากการไถลที่เกิดขึ้น

x_2 = ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างเนื่องการหมุนที่เกิดขึ้น

Δ_1 = การหมุนเอียงที่เกิดขึ้น 1

Δ_2 = การหมุนเอียงที่เกิดขึ้น 2

h = ระยะจากจุดหมุนของเสาถึงจุดที่ให้แรงกระทำทางด้านข้าง

l = ระยะห่างระหว่างเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่ทั้งสองตัว

3.8.2 **การคำนวณอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง** (%drift)

การเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ถูกการผลักและดึงกลับโดยเครื่องให้แรงด้านข้างนั้นถูกกำหนดโดยเครื่องหมาย + หมายถึงแรงทางด้านข้างที่ผลักหัวเสาตัวอย่างทดสอบให้เคลื่อนที่ออกไปทิศทางด้านที่อยู่ตรงข้ามกับเครื่องให้แรงด้านข้าง (Actuator) และเครื่องหมาย – หมายถึงแรงกระทำทางด้านข้างที่ดึงหัวเสาตัวอย่างทดสอบเคลื่อนที่กลับมาทิศทางด้านที่เครื่องให้แรงด้านข้างอยู่ โดยค่าสูงสุดในการเคลื่อนที่ด้านข้างจะควบคุมด้วยอัตราร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้าง(%drift) ซึ่งหาได้จากสมการที่ 3.7 และสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับอัตราร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้างได้จาก ค่าแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดบันทึกได้กับค่าสูงสุดของอัตราร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้าง

$$\text{อัตราร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้าง} = \frac{\delta}{H}\times 100 \tag{3.7}$$

โดยที่ δ คือระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่หัวเสา

H คือระยะความสูงของเสา

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

3.9 **การคำนวณการเสียรูปด้านข้างจากผลการทดสอบ**

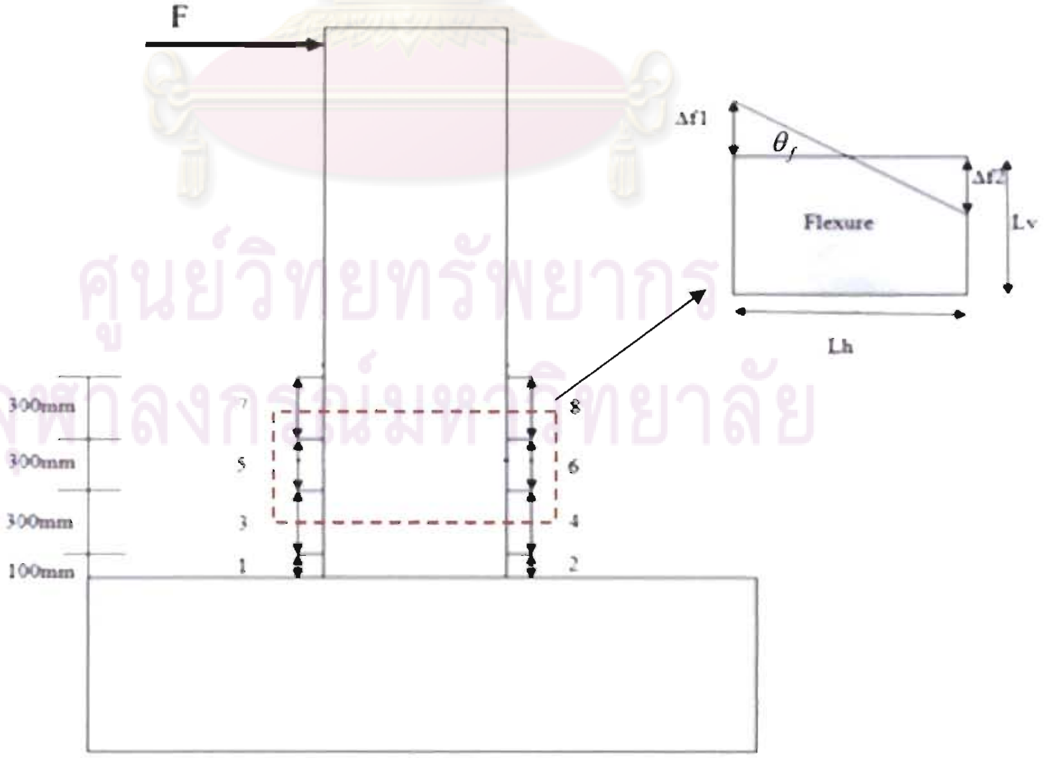
หลังได้มีการปรับแก้ผลการทดสอบจากผลการทดสอบ ในส่วนการคำนวณการเสียรูปด้านข้างจากผลการทดสอบนี้จะอธิบายถึงการวิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบ การคำนวณการเสียรูปด้านข้างจากผลการทดสอบ จากเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าที่ถูกติดตั้งเข้าเสาตัวอย่างทั้งหมด สามารถนำมาคำนวณหาระยะการเคลื่อนที่เสียรูปไปทั้งหมดของเสาตัวอย่างทดสอบ ซึ่งสามารถแยกองค์ประกอบของการเคลื่อนที่ด้านข้างอันเนื่องมาจาก แรงดัด แรงเฉือน

และระยะการเคลื่อนตัวจากรอยต่อเคลื่อน โดยในส่วนนี้จะกล่าวถึงวิธีการคำนวณหาระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างเหล่านี้

3.9.1 การคำนวณการเสียรูปแบบโค้งดัด

สำหรับคำนวณการเสียรูปแบบโค้งดัดเนื่องจากแรงดัดนั้น สามารถคำนวณจากการแบ่งช่วงความยาวเสาออกเป็นหลายส่วนของความโค้งที่ตำแหน่งใดๆ จากนั้นคำนวณหารมุมหมุนเนื่องจากแรงดัด (θ_f) โดยการนำผลต่างค่าการเคลื่อนที่วัดโดยเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าสองชิ้นที่ติดตั้งระดับเดียวกัน ระหว่างชั้นของกลุ่มการคำนวณมาหารด้วยระยะในแนวราบสุทธิของเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าทั้งสองชิ้นในทุกชั้นของกลุ่มการคำนวณ ซึ่งอาจแสดงการคำนวณในรูปที่ 3.21

หลังจากนำค่ามุมความโค้งในแต่ละชั้นของกลุ่มการคำนวณ มาหารด้วยระยะในแนวดิ่งสุทธิระหว่างชั้นของกลุ่มการคำนวณ คือ ค่ามุมความโค้งในแต่ละชั้น(φ) โดยการนำค่าความโค้งดัดนั้นคูณกับความสูงสุทธิของแต่ละชั้นของกลุ่มการคำนวณ แสดงในสมการที่ 3.8 และ สมการที่ 3.9



รูปที่ 3.21 ตัวอย่างการคำนวณการเสียรูปแบบโค้งดัด

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ค่าความโค้งดัด(Curvature); $\varphi = \frac{\theta_f}{L_v}$ (3.8)

$$\varphi = \frac{\Delta f_1 + \Delta f_2}{L_h} \cdot \frac{1}{L_v} \quad (3.9)$$

โดยที่ φ = ค่าค่าความโค้งดัด(Curvature)

θ_f = ค่ามุมที่เกิดจากการความโค้งดัด

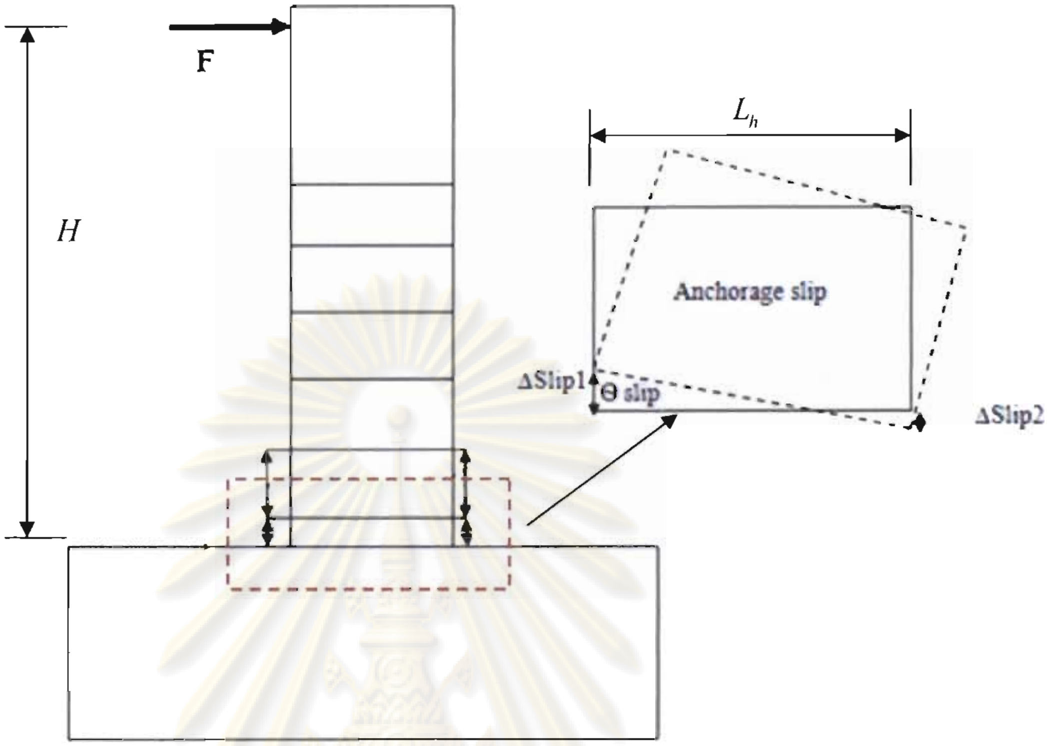
Δf_i = ระยะการเคลื่อนที่เปลี่ยนแปลงไป

L_h = ความกว้างแนวราบสุทธิของแต่ละชั้นของกลุ่มการคำนวณ

L_v = ความสูงแนวดิ่งสุทธิของแต่ละชั้นของกลุ่มการคำนวณ

3.9.2 การคำนวณการเสียรูปจากรอยต่อเคลื่อน

เนื่องจากการเสียรูปแบบรอยต่อเคลื่อน เกิดจากการเคลื่อนตัวระว่างรอยต่อเชื่อมของเสาตัวอย่างทดสอบกับฐานคอนกรีต ซึ่งทำให้เกิดการหมุนขึ้น จึงเป็นผลให้เกิดระยะการเคลื่อนตัวเนื่องจากการหมุนนี้ นำสู่การเคลื่อนตัวที่หัวเสาตัวอย่างจากรอยต่อเชื่อมกัน(Δs) สำหรับคำนวณการเสียรูปจากรอยต่อเคลื่อนนั้น คำนวณได้จากสมการที่ 3.10 และสมการที่ 3.11 ซึ่งได้มาจากค่าการเคลื่อนที่ ที่วัดโดยเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าสองชิ้นที่ติดตั้งใกล้กับฐานของเสาตัวอย่าง ดังแสดงในรูปที่ 3.22



รูปที่ 3.22 ตัวอย่างการคำนวณการเสียรูปจากรอยต่อเคลื่อน

$$\Delta s = \theta_{Slip} H \tag{3.10}$$

$$\theta_{Slip} = \frac{\Delta_{Slip1} + \Delta_{Slip2}}{L_h} \tag{3.11}$$

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

โดยที่ Δs = ค่าค่าความโค้งดัด(Curvature)

θ_{Slip} = ค่ามุมที่เกิดจากการความโค้งดัด

H = ระยะความสูงเสาสุทธิ

$\Delta_{Slip\ i}$ = ระยะการเคลื่อนที่เปลี่ยนแปลงไป

L_h = ความกว้างแนวราบสุทธิของแต่ละชั้นของกลุ่มการคำนวณ

3.8.3 การคำนวณการเสียรูปแบบเฉือน

การเสียรูปแบบเฉือน(Shear deformation) เกิดจากแรงเฉือนที่มากระทำ จะมีลักษณะรอยแตกร้าวเป็นเส้นทะแยงมุมขนานกับแนวการให้แรงกระทำทางด้านข้างของเสาตัวอย่างทดสอบ ระยะการเคลื่อนตัวแบบเฉือนนั้นมีความรุนแรงมาก ซึ่งสามารถวัดได้จากเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้าสองชิ้นที่ติดตั้งในแต่ละชั้นของกลุ่มการคำนวณ ซึ่งการคำนวณหามุมหมุนการที่เปลี่ยนแปลงเนื่องจากแรงเฉือนหาได้จากสมการที่ 3.12 โดยติดตั้งในแนวทแยงมุมบนหน้าเสาด้านที่ขนานกับทิศทางแนวแรงกระทำด้านข้าง ซึ่งในการคำนวณการเปลี่ยนแปลงความยาวของระยะเคลื่อนที่ในแนวทะแยงมุมที่วัดได้จากเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า ให้เป็นระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบ โดยรูปที่ 3.23 แสดงตัวอย่างการคำนวณการเสียรูปแบบเฉือน

$$\gamma = \frac{V}{L_v} \tag{3.12}$$

โดยสมมุติฐาน มุมหมุนการที่เปลี่ยนแปลงเนื่องจากแรงเฉือนเล็กมาก จะได้ว่า

$$V_1 \cong \frac{\Delta_{shear1}}{\cos\theta_{shear}} \tag{3.13}$$

$$V_2 \cong \frac{\Delta_{shear2}}{\cos\theta_{shear}} \tag{3.14}$$

ดังนั้น จากสมการที่ 3.12 ถึงสมการที่ 3.14 จะได้ว่า

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$\gamma_1 \cong \frac{\Delta_{Shear1}}{L_g \cdot \cos\theta_{shear}} \tag{3.15}$$

$$\gamma_2 \cong \frac{\Delta_{Shear2}}{L_g \cdot \cos\theta_{shear}} \tag{3.16}$$

ซึ่งค่าเฉลี่ยของมุมหมุนการที่เปลี่ยนแปลงเนื่องจากแรงเฉือน หาได้จากสมการที่ 3.17 และ สมการที่ 3.18

$$\gamma = \frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2} \tag{3.17}$$

$$\gamma = \frac{\Delta_{Shear1} + \Delta_{Shear2}}{2 \cdot L_v \cdot \cos\theta_{shear}} \tag{3.18}$$

โดยที่ γ = มุมหมุนที่เกิดการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือน

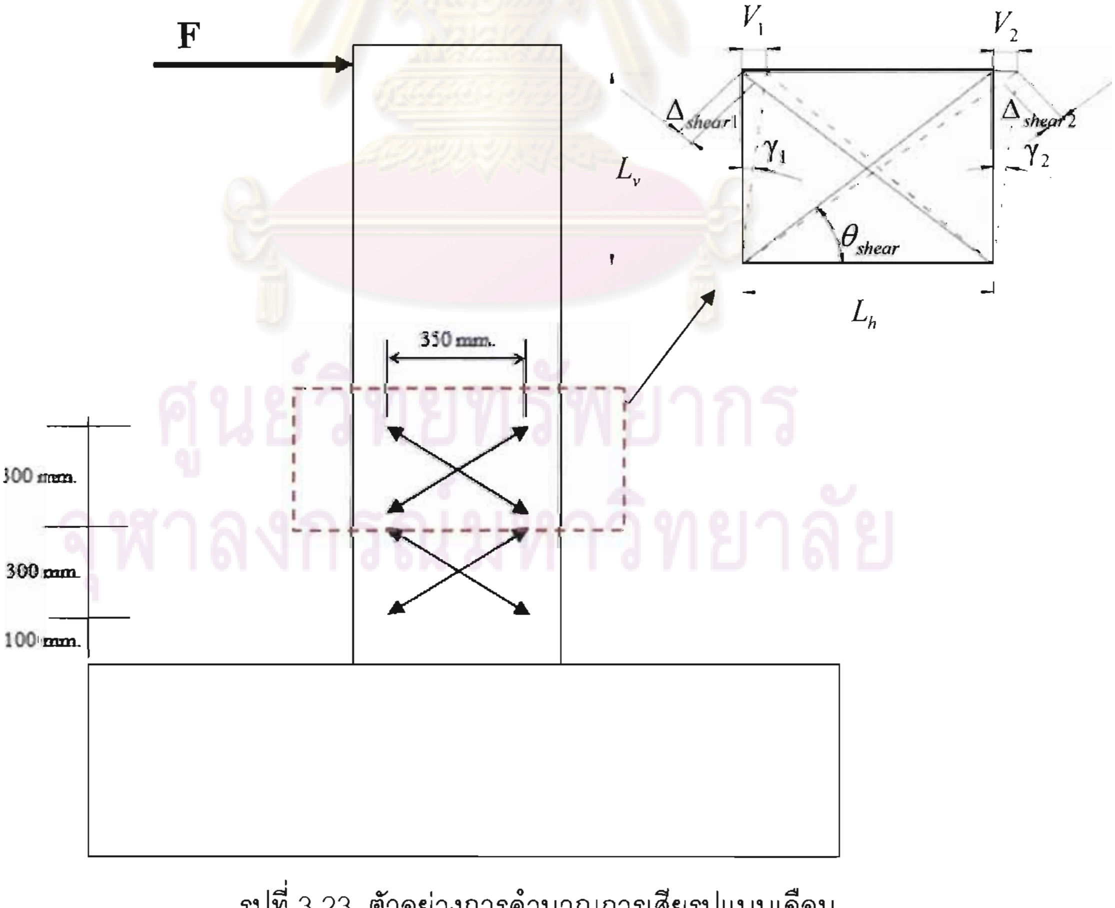
V = การเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนของแต่ละชั้นการคำนวณ

θ_{shear} = ค่ามุมที่เกิดเนื่องจากแรงเฉือน

$\Delta_{shear\ i}$ = ระยะการเคลื่อนที่เปลี่ยนแปลงไปที่วัดได้จากเครื่องมือวัด

L_h = ความกว้างแนวราบสุทธิของแต่ละชั้นของกลุ่มการคำนวณ

L_v = ความสูงแนวดิ่งสุทธิของแต่ละชั้นของกลุ่มการคำนวณ



รูปที่ 3.23 ตัวอย่างการคำนวณการเสียรูปแบบเฉือน

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

โดยการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นของเสาตัวอย่างทดสอบทั้งหมด หาได้จากผลรวมของ การเสียรูปแบบเฉือนในแต่ละชั้นของกลุ่มการคำนวณ รวมกันทั้งหมดดังแสดงในสมการที่ 3.19

$$\delta_{shear} = \sum V_i \tag{3.19}$$

3.10 การสังเกตุค่าที่ได้จากผลทดสอบเสาตัวอย่าง

ในส่วนนี้จะนำเสนอคำจำกัดความของแต่ละสถานะเกิดความเสียหายที่แตกต่างกันในระหว่างการทดสอบแบบวัฏจักรของเสาตัวอย่างจากการเริ่มต้นแตกร้าวจนถึงการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง

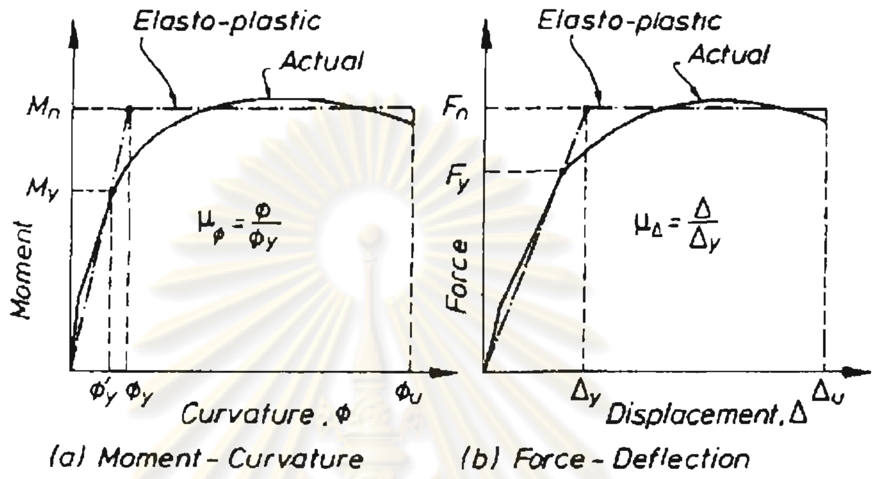
3.10.1 การแตกร้าวที่จุดเริ่มต้น

เมื่อความต้านแรงดึงของคอนกรีตที่ได้รับมากเกินจากนั้นเริ่มเกิดการแตกร้าวขึ้นบนผิวหน้าของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ความสามารถต้านแรงดึงของเสาภายใต้ภาระการรับน้ำบรรทุกในแนวแกนและโมเมนดัดสามารถประมาณได้เท่ากับ $0.7\sqrt{f_c^{'}}$ ซึ่ง $f_c^{'}$ คือค่าหน่วยกำลังอัดของคอนกรีต และเมื่อความสามารถต้านทานแรงดึงของเสาตัวอย่างมีค่าโดยประมาณเท่ากับ $0.7\sqrt{f_c^{'}}$ ในระหว่างการทดสอบ โดยเมื่อมีรอยแตกร้าวเป็นรูปเกิดขึ้นจะถูกบันทึกเป็นจุดเริ่มต้นแตกร้าว

3.10.2 ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างที่จุดคราก

การหาระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่จุดครากที่ได้จากผลการทดสอบ ได้มีการเสนอวิธีการหาหลายวิธี สามารถหาค่าระยะการเคลื่อนที่ที่จุดครากได้ วิธีที่แรก คือ การหาระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ณ จุดครากจากจุดที่เหล็กยืนรับแรงดึงเส้นแรกเริ่มคราก (δ_{yi}, 1st steel yielding) วิธีนี้แนะนำโดย Xiao and Yun (2002) และยังสามารถหาค่าระยะการเคลื่อนที่ที่จุดคราก โดยการหาจากการลากเส้นจากจุดเริ่มต้นมาตัดผ่านจุดที่แรงกระทำทางด้านข้างมีค่าเท่ากับ 75 % ของแรงกระทำสูงสุด (75% secant approach) จนไปถึงเส้นตรงที่ขนานกับแกนนอนที่ลากจากจุดที่แรงกระทำทางด้านข้างมีค่ามากสุด วิธีนี้แนะนำโดย Priestly (1992) จากนั้นลากเส้น

ขนานกับแกนตั้งไปตัดกับแกนการเคลื่อนที่ด้านข้างคือ ระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่จุดคราก(δ_y) โดยรูปที่ 3.24 แสดงวิธีการหาค่าความเหนียวโดยการประมาณการตอบสนองด้านข้าง



รูปที่ 3.24 วิธีการหาค่าความเหนียวโดยการประมาณการตอบสนองด้านข้าง (Priestly,1992)

3.10.3 **การโก่งเดาะของเหล็กเสริมตามยาว**

การโก่งเดาะของเหล็กเสริมที่เกิดขึ้น เมื่อคอนกรีตที่ปกคุมเหล็กเสริมตามแนวยาวเกิดการแตกร้าวเสียหายหรือเกิดการหลุดร่อนออก จึงทำให้หน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กไม่สามารถรับแรงจากน้ำหนักบรรทุกในแนวแกนได้ เหล็กเสริมจึงเกิดการโก่งเดาะ ในการโก่งเดาะเกิดจากการสะสมความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ซึ่งวัดจากการติดตั้งเกจวัดความเครียดในตำแหน่งตามยาวของเหล็กเสริม โดยการโก่งเดาะจะเกิดขึ้นเมื่อเกจวัดความเครียดวัดค่าได้ค่าความเครียดอัดสูงมาก แต่แตกต่างกับกรณีที่มีการต่อทาบเหล้กเสริมตามยาวซึ่งอาจจะเกิดโก่งเดาะก่อนกำหนดการโก่งเดาะของเหล็กเสริมตามยาว

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

3.10.4 **การสูญเสียความต้านทานด้านข้าง**

การสูญเสียความต้านทานด้านข้างจะกำหนดโดยลดลง 20% ของแรงกระทำด้านข้างสูงสุด โดยการเสียรูปและความแข็งแรงจะถูกบันทึกไว้ในขั้นตอนนี้ก่อนเป็นขั้นต้น

3.10.5 **การวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง**

ในระหว่างการทดสอบนั้นเสาคอนกรีตมีการรับน้ำหนักบรรทุกในแนวแกน โดยทำการทดสอบไปจนถึงจุดที่เสาคอนกรีตไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกในแนวแกนได้ จะพิจารณาให้เป็นตำแหน่งที่เกิดการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง เมื่อโมเมนต์ดัดที่ได้เกิดจากผลของตำแหน่งแรงอัดในแนวแกน (P- Δ effect) มากกว่าโมเมนต์ข้างด้านข้างที่เสารับได้ ซึ่งเสาจะไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกในแนวแกนได้ โดยการตรวจสอบว่าเสาไม่สามารถทำการรับแรงได้อีกให้ผลักเสาไปทางทิศบวกและดึงกลับมาทางทิศลบ ซึ่งเสาไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ ข้อนี้เป็นตัวบ่งชี้และถือว่าตำแหน่งนี้ การวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง และบันทึกข้อมูลเมื่อสิ้นสุดการทดสอบ

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 4

ผลการทดสอบ

ในบทนี้ ได้ทำการบรรยายและอธิบายถึงผลการทดสอบของเสาตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่าง ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร โดยจะได้อธิบายถึงผลการทดสอบต่างๆ ดังนี้ พฤติกรรมต่างๆ ที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบของตัวอย่าง รูปแบบรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น แสดงผลการทดสอบในรูปแบบของกราฟความสัมพันธ์ต่างๆ ได้แก่ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง ความสามารถในการสลายพลังงานและค่าความเหนียวของตัวอย่างทดสอบ ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ที่กระทำกับค่าความโค้ง ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเปลี่ยนรูปเนื่องจากแรงเฉือน ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมทางขวางกับแรงกระทำด้านข้าง นอกจากนั้นยังได้เปรียบเทียบถึงผลของปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง ที่มีต่อพฤติกรรมของเสาตัวอย่างอีกด้วย

4.1 พฤติกรรมต่าง ๆ ของเสาคอนกรีตที่สังเกตได้ในระหว่างการทดสอบ

ในหัวข้อนี้จะนำเสนอ พฤติกรรมทั่วไปที่สังเกตได้ในระหว่างการทดสอบเสาคอนกรีตภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรของแต่ละตัวอย่างทดสอบ ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของเสา องค์ประกอบของการเสียรูปที่เกิดจากแรงดัด จากรอยต่อเคลื่อนและแรงเฉือน ค่าความโค้งที่เกิดตามความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบก่อนและหลังแรงกระทำด้านข้างสูงสุด รูปแบบการวิบัติ ตำแหน่งและระยะความสูงจากโคนเสาที่เกิดการโก่งเดาะที่เกิดขึ้น ผลของแรงอัดตามแนวแกนที่ทำให้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดลดลง (P-Δ effect) และระยะการเคลื่อนที่ในแนวแกนของเสาตัวอย่าง ตำแหน่งการวิบัติเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกในจากแรงโน้มถ่วง (gravity load collapse)

4.1.1 **เสาตัวอย่างทดสอบ** S1

4.1.1.1 **ผลการทดสอบเสาตัวอย่างทดสอบ** S1

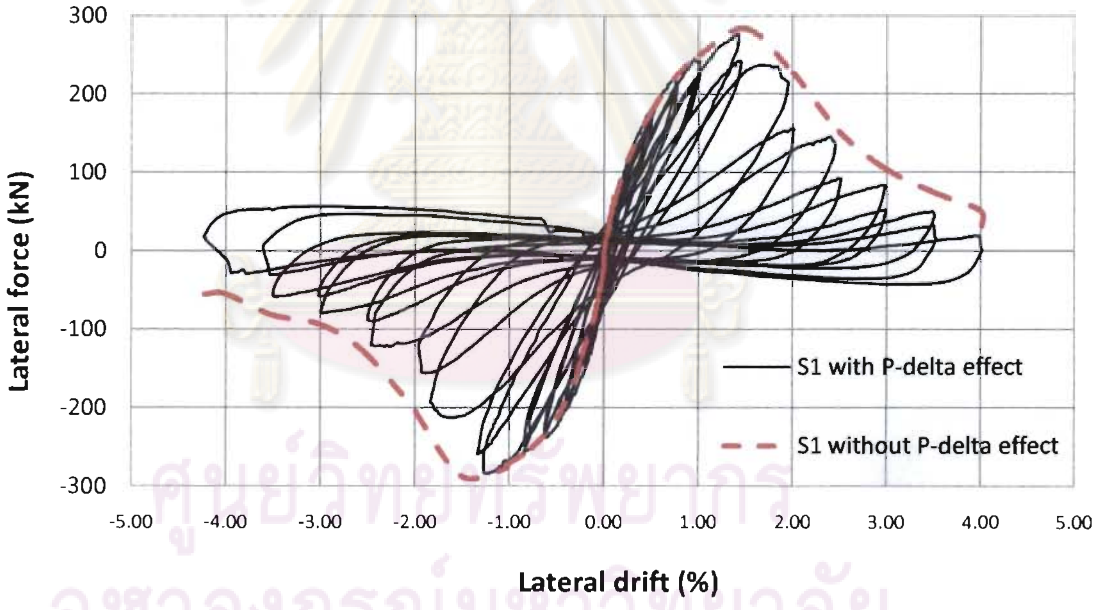
จากการทดสอบพบว่าเสาตัวอย่างทดสอบ S1 มีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เหล็กเสริมเส้นแรกเกิดการคราก เท่ากับ 15.50 มม. ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างประมาณ 1.00% ต่อความสูง มีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จุดคราก (75% secant approach) เท่ากับ 13.25 มม. ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างประมาณ 0.9% ต่อความสูง และแรงกระทำด้านข้างที่จุดคราก เท่ากับ 131.2 กิโลนิวตัน โดยที่มีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 63.31 มม.ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างประมาณ 4.00% ต่อความสูง และแรงกระทำด้านข้างสูงสุด เท่ากับ 283.9 กิโลนิวตัน ดังตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 แรงกระทำด้านข้าง, โมเมนต์ดัดและระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่าง S1

แรงกระทำด้านข้าง (kN)	แรงกระทำด้านข้างที่เกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรก (P_{cr})	90.3
	แรงกระทำด้านข้างที่จุดคราก (P_y)	131.2
	แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (P_m)	283.9
	แรงกระทำด้านข้างที่ลดลง 0.8 P_{max} (P_{δ_m})	227.1
โมนเมนต์ดัด (kN-m)	โมนเมนต์ดัดที่ทำให้เริ่มเกิดรอยแตกร้าว (M_{cr})	135.5
	โมนเมนต์ดัดที่จุดคราก (M_y)	196.8
	โมนเมนต์ดัดสูงสุด (M_m)	425.9
	โมนเมนต์ดัดที่ 0.8 P_{max} (M_{δ_m})	340.7
ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง, มม.(%drift)	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรก (δ_{cr})	1.88(0.125%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เหล็กเสริมถึงจุดคราก (δ_{yi})	15.50(1.00%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จุดคราก (δ_y)	13.25(0.90%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (δ_{P_m})	21.75 (1.45%)
	ระยะการเคลื่อนตัวที่สูญเสียความต้านทานด้านข้าง หรือที่ $0.8P_{max}$ (δ_m)	29.95 (2.0%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เกิดการวิบัติ ($\delta_{collapse}$)	63.31 (4.0%)

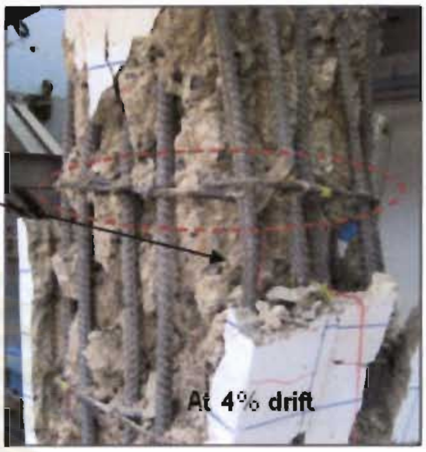
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนด้านข้างของความสูงกับแรงกระทำทางด้านข้างของเสา แสดงในรูปที่ 4.1 พบว่าตัวอย่างเสาคอนกรีตวิบัติแบบเฉือน โดยในช่วงแรกเสามีสติฟเนสสูง เมื่อทดสอบถึงการเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 1.50% ของความสูง จะได้ค่าแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 283.9 กิโลนิวตัน และหลังจากนั้นน้ำหนักที่กระทำด้านข้างเริ่มลดลงอย่างเร็ว ซึ่งเกิดการโก่งเดาะสูงขึ้นมาจากฐานคอนกรีต 600 มม. โดยพฤติกรรมของเสาตัวอย่างไม่ค่อยไม่เสถียรภาพมากนัก ซึ่งระยะเคลื่อนตัวด้านข้างสุดสูงเท่ากับ 63.31 มม.ที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 4.00% ของความสูง ตลอดจนเสาเกิดการวิบัติที่รุนแรงและอันอันตราย เนื่องจากเป็นการวิบัติแบบเฉือน ดังแสดงในรูปที่ 4.2



รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนด้านข้างของความสูงกับแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่าง S1

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



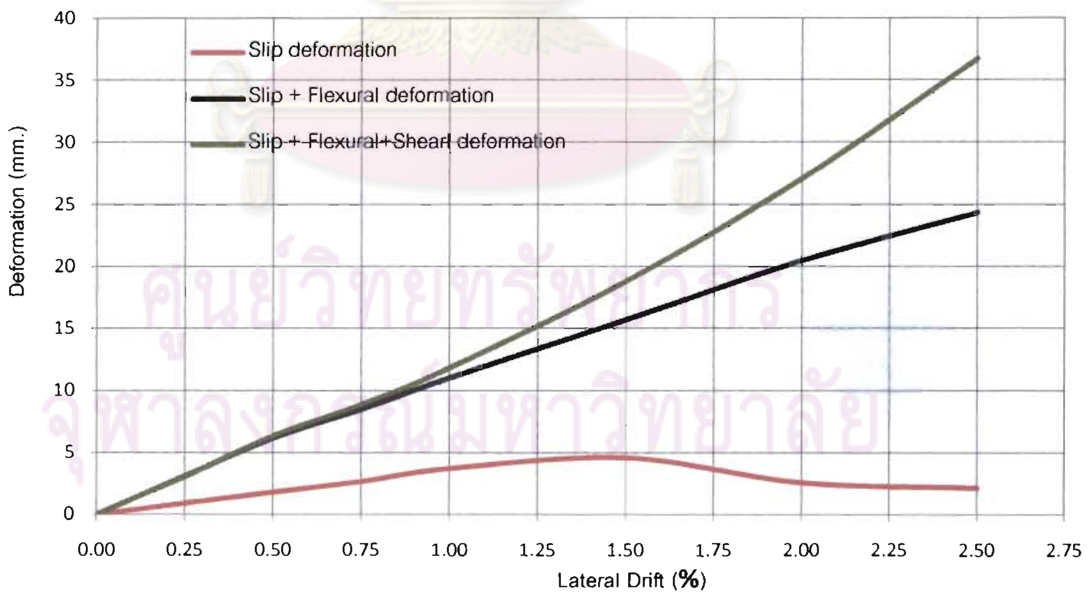
รูปที่ 4.2 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง S1 หลังการทดสอบ

4.1.1.2 **ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S1**

ในช่วงแรกนั้นพบว่ารอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นไม่มากนัก โดยเริ่มเห็นรอยแตกร้าวที่การเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าประมาณ 0.25% ของความสูง มีลักษณะเป็นเส้นตรงขวางกับเสา และจะมีรอยแตกร้าวมากขึ้นตามระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง รอยแตกร้าวที่มีลักษณะเป็นเส้นทแยงจะเกิดขึ้นที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 0.75% ของความสูง จะเริ่มเกิดการหลุดร่อนเป็นชิ้นเล็กๆ ของคอนกรีตบริเวณกึ่งกลางของเสาที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 1.00% ของความสูง การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ -1.50% ของความสูง มีการรอยแตกเป็นแนวทแยงยาวขึ้นและมีรอยแตกหลุดร่อนที่บริเวณโคนเสา การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ2.00% ของความสูง มีการเกิดที่มีขนาดใหญ่และคอนกรีตหลุดร่อนออกมาเป็นก้อน โดยที่คอนกรีตหลุดร่อนจนเริ่มเห็นเหล็กเสริมในเสาคอนกรีตและการหลุดร่อนของคอนกรีตจะเพิ่มมากขึ้นตามระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง โดยจุดที่เกิดเหล็กเสริมตามแนวยาวเกิดการวิบัติลักษณะโก่งเดาะ เนื่องจากน้ำหนักบรรทุก ที่การเคลื่อนตัวด้านข้าง 2.00% ของความสูง ซึ่งคอนกรีตที่ห่อหุ้มเหล็กเสริมในเสาเกิดการวิบัติแตกออกเนื่องจากการผลักและดึงกลับในลักษณะการให้แรงแบบวัฏจักร และเสาคอนกรีตเสริมเหล็กไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุก

ตารางที่ 4.2 องค์ประกอบของการเสียรูปด้านข้างในแต่ละสถานะของตัวอย่าง S1

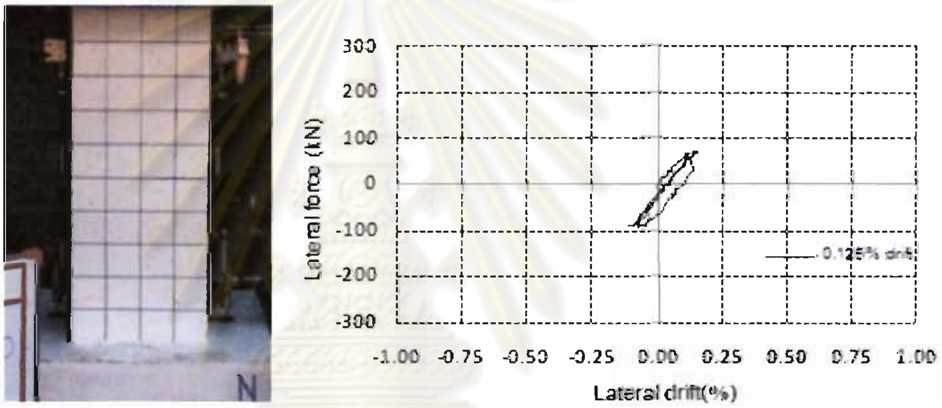
อัตราการเคลื่อนที่	การเสียรูปจากแรงดัด (%)	การเสียรูปจากรอยต่อเคลื่อน (%)	การเสียรูปจากแรงเฉือน (%)	รวม (%)
0.125%	58.67	24.75	0.46	83.87
0.25%	58.51	24.75	1.14	82.11
0.50%	58.07	24.36	2.23	84.66
0.75%	51.67	23.97	3.31	78.96
1.00%	48.63	24.94	5.40	78.97
1.50%	49.42	20.49	13.71	83.63
2.00%	59.60	8.70	22.01	90.32
2.50%	59.20	5.80	32.96	97.96



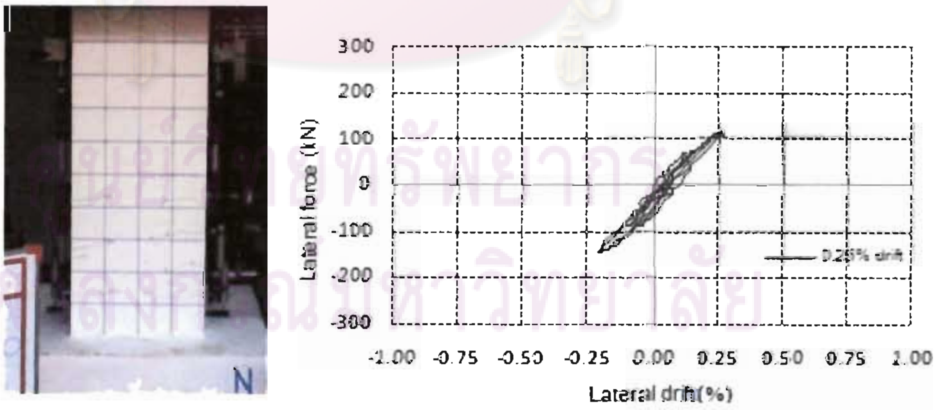
รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มขึ้นของการเสียรูปด้านข้างในแต่องค์ประกอบกับร้อยละอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง ของเสาตัวอย่าง S1

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ในแนวดิ่งได้อีกที่การเคลื่อนตัวด้านข้าง 4.00% ของความสูง โดยตารางที่ 4.2 แสดงถึงองค์ประกอบของการเสียรูปที่เกิดจากเคลื่อนตัวด้านข้างจากแรงดัด, จากรอยต่อเคลื่อนและจากแรงเฉือน ซึ่งสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มขึ้นของการเสียรูปด้านข้างในแต่องค์ประกอบกับร้อยละอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 4.3 ซึ่งรูประดับความเสียหายในแต่ละร้อยละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S1 จะแสดงให้เห็นในรูปที่ 4.4



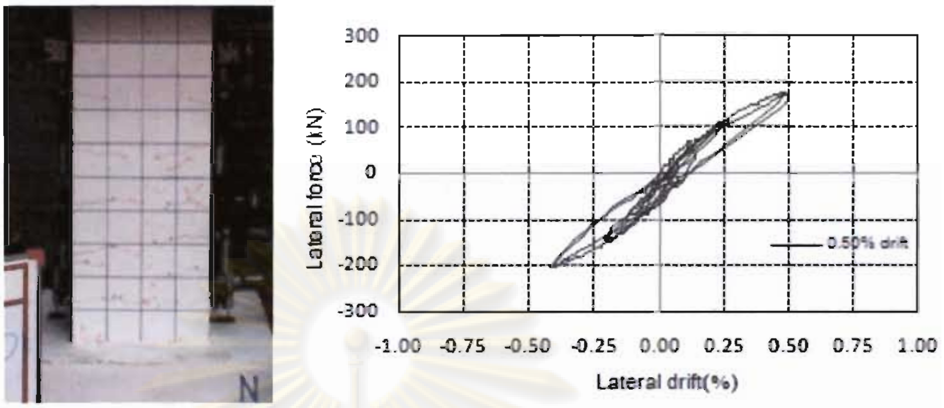
(ก) ที่ 0.125% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±1.88 มม.)



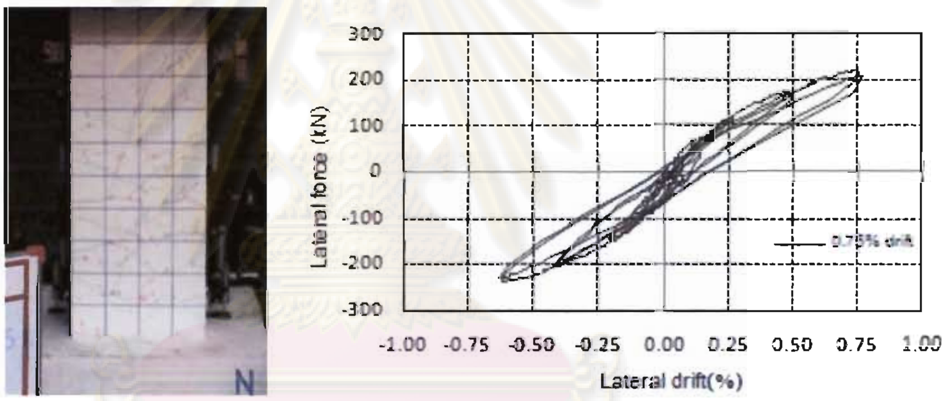
(ข) ที่ 0.25% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±3.75 มม.)

รูปที่ 4.4 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S1

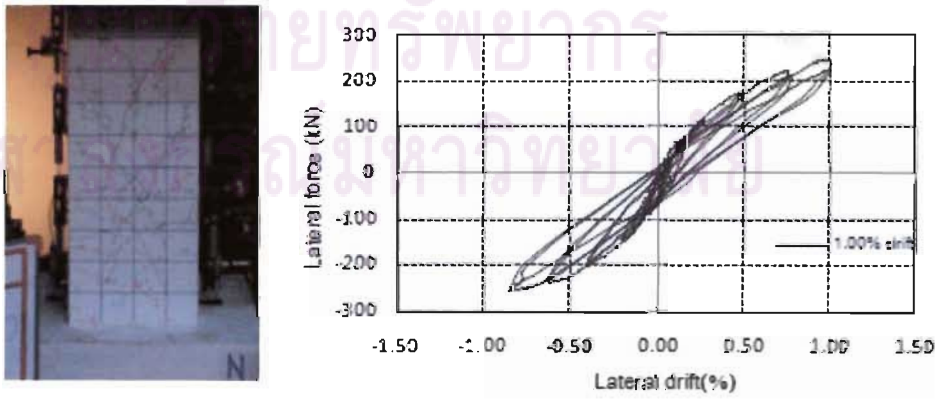
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



(ค) ที่ 0.50% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±7.50 มม.)



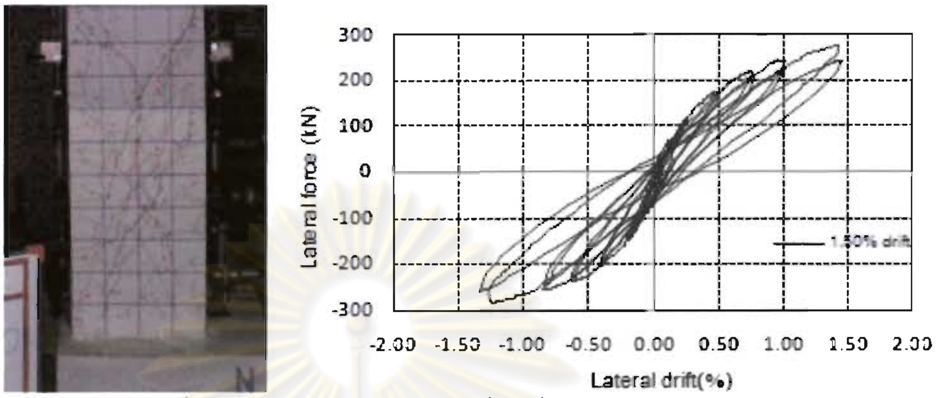
(ง) ที่ 0.75% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±11.25 มม.)



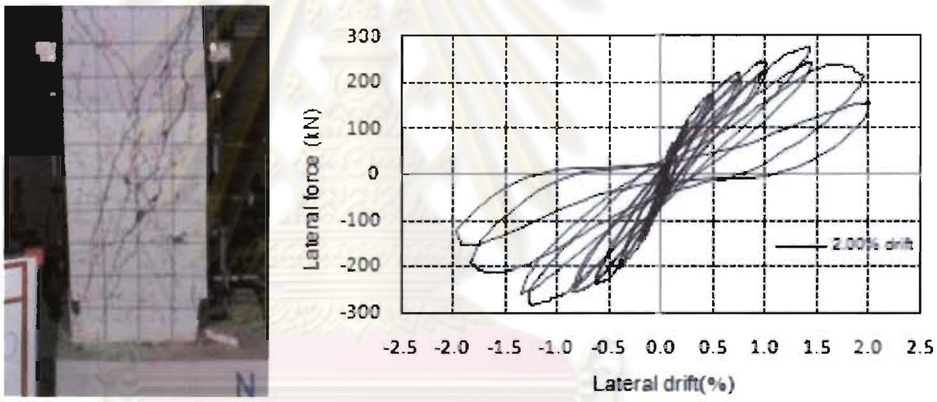
(จ) ที่ 1.00% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±15.00 มม.)

รูปที่ 4.4 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S1 (ต่อ)

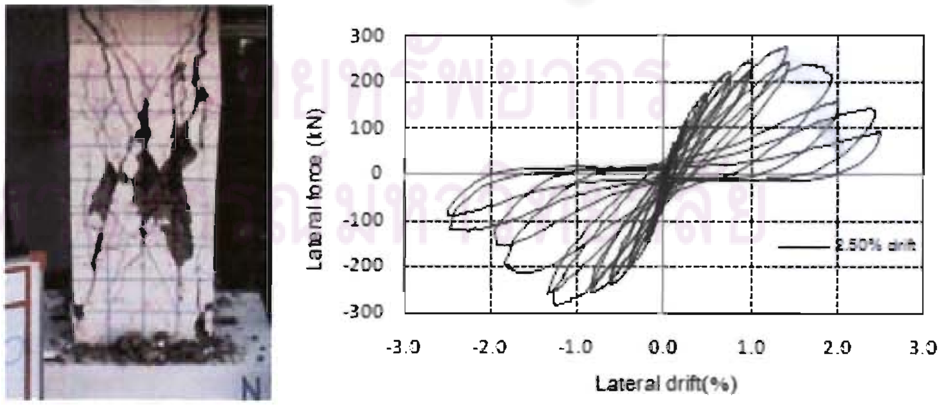
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



(ฉ) ที่ 1.50% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±22.50 มม.)

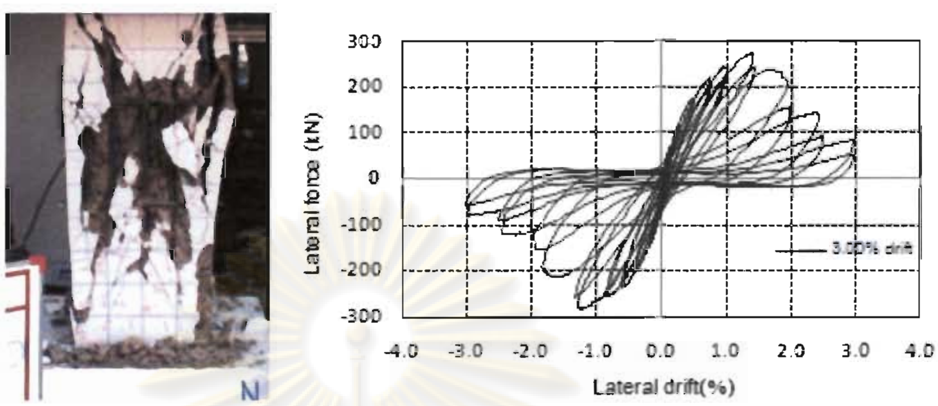


(ช) ที่ 2.00% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±30.00 มม.)

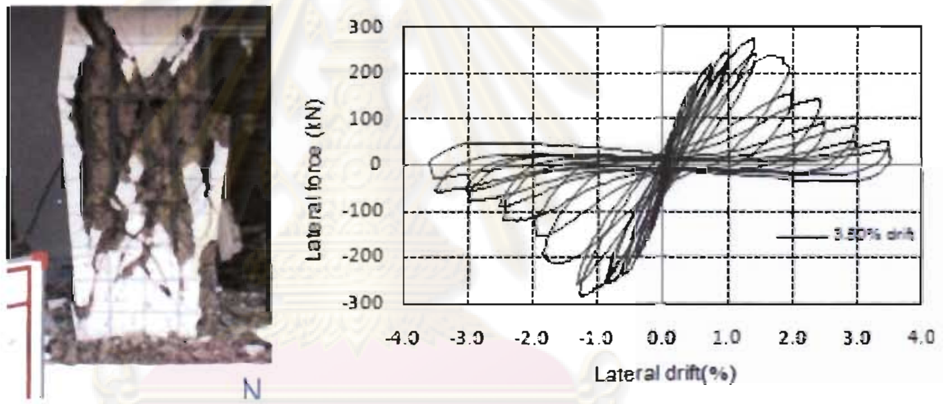


(ซ) ที่ 2.50% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±37.50 มม.)

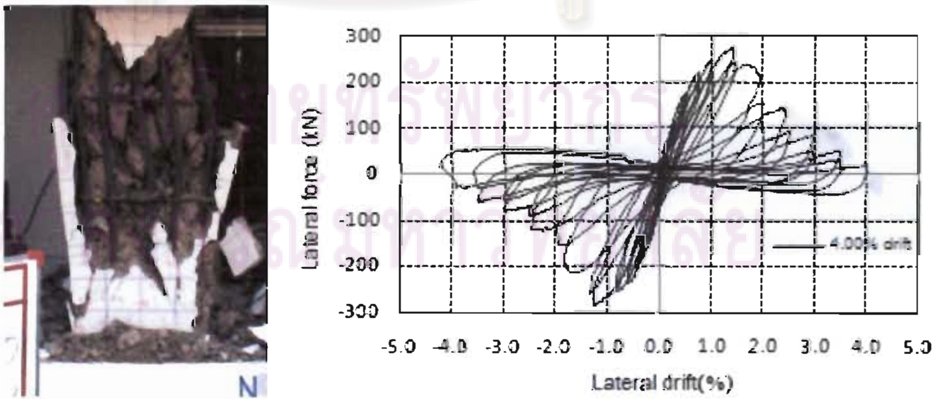
รูปที่ 4.4 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S1 (ต่อ)



(ฌ) ที่ 3.00% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±45.00 มม.)



(ญ) ที่ 3.50% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±52.5.00 มม.

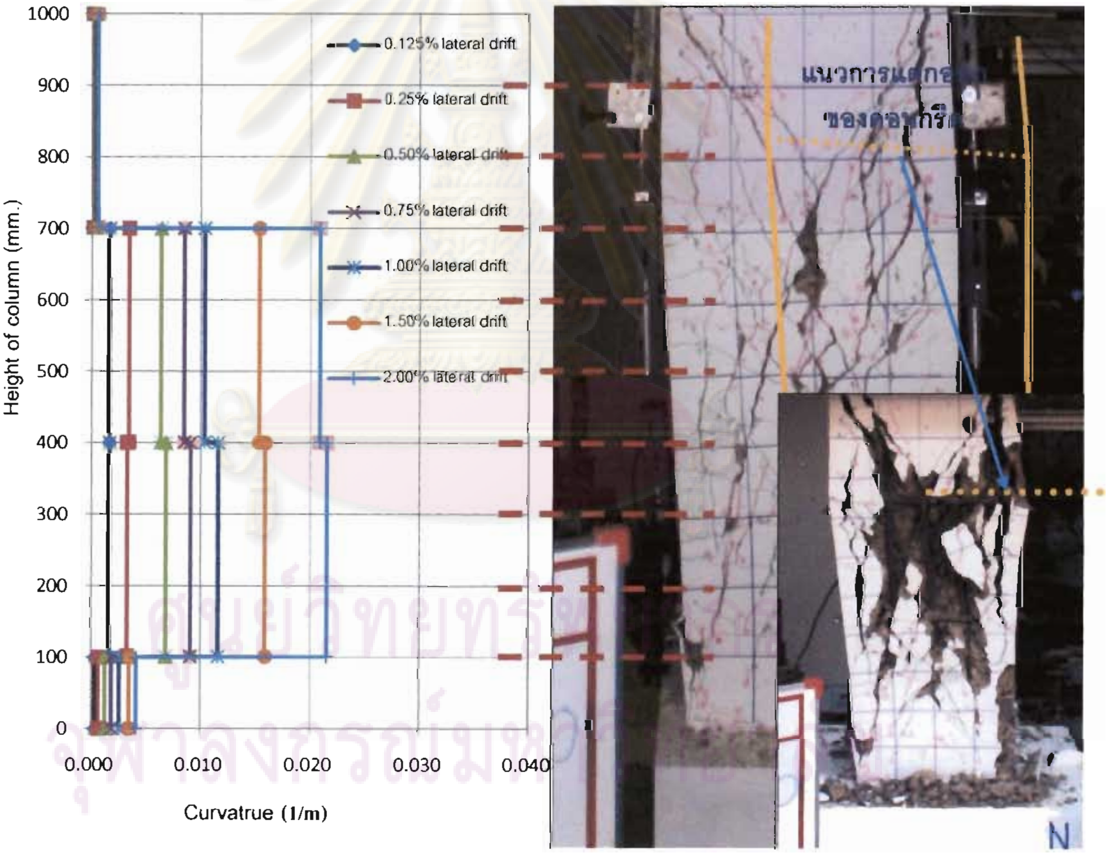


(ฎ) ที่ 4.00% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±60.00 มม.

รูปที่ 4.4 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S1 (ต่อ)

4.1.1.3 **ความโค้งของเสาตัวอย่างทดสอบ** S1

การวัดค่าความโค้งของเสาตัวอย่าง ทำการวัดโดยใช้เครื่องวัดแบบไฟฟ้าที่ติดตั้งอยู่ด้านข้างเสาตามความสูงของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งสามารถหาได้ตามสมการที่ 3.5 โดยรูปที่แสดงค่าความโค้งตามความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ ซึ่งพบว่า ในช่วงแรกของร้อยละอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างค่าความโค้งของเสาคอนกรีตยังมีค่าไม่มากนัก และเมื่อร้อยละอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างเพิ่มขึ้นขึ้น ที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 1.50% ของความสูง และที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ



รูปที่ 4.5 แสดงค่าความโค้งตามความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ S1

ศูนย์วิทยทรัพยากร จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

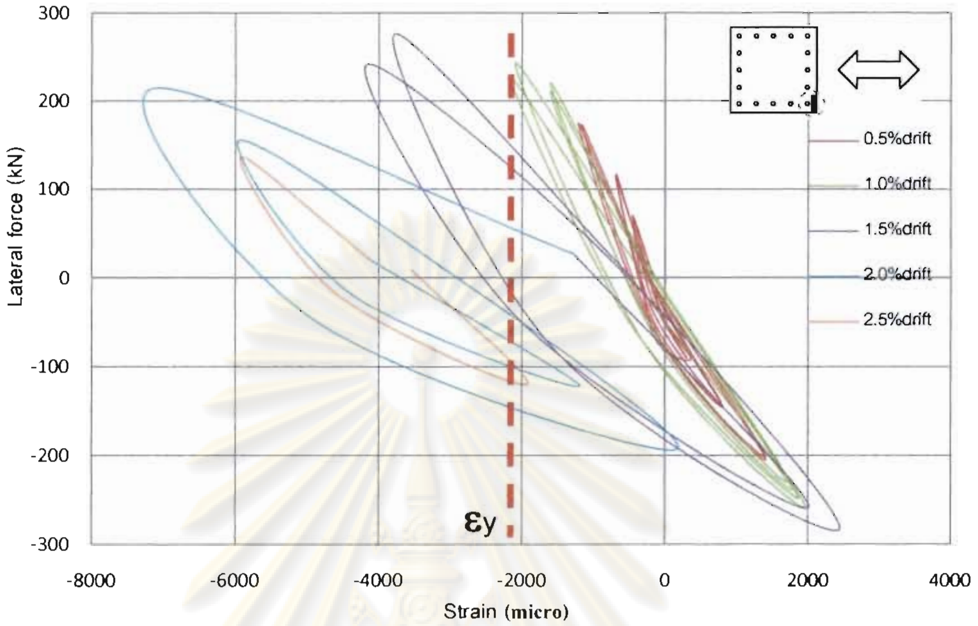
2.00% ของความสูง มีค่าความโค้งที่เพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเจน และเกิดแตกร้าวหลุดร่อนของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมเป็นแนวขนาดกับแนวการให้แรงทางด้านข้าง เนื่องจากน้ำที่กดทับบนหัวเสาคอนกรีตเสริมเหล็กและการเคลื่อนที่ด้านข้างของหัวเสาที่มากขึ้น โดยการผลักและดึงกลับของเครื่องให้แรงด้านข้าง(actuator) ดังแสดงรูปที่ 4.5 แสดงถึงค่าความโค้งตามความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ S1 เปรียบเทียบกับรูปที่เกิดการแตกร้าวขึ้นตามความสูงของเสาตัวอย่าง

4.1.1.4 **ความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง** S1

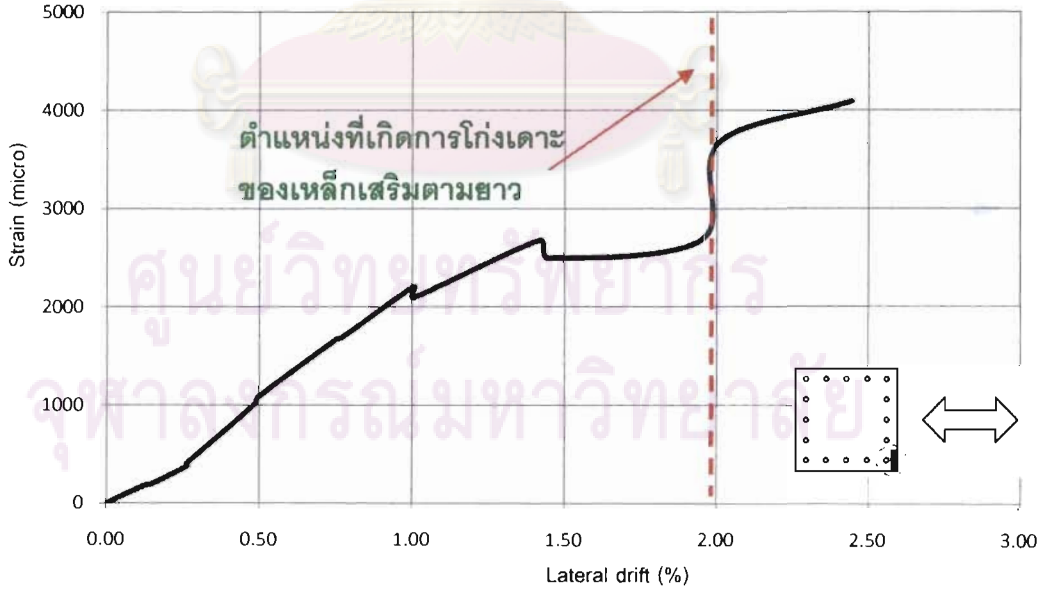
การวัดความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว ทำการวัดจากเกจวัดความเครียดที่ติดไว้ในเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบ S1 ซึ่งแสดงตำแหน่งของเกจวัดความเครียดในรูปที่ 3.7 จากค่าความเครียดที่วัดได้สามารถได้กราฟความความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ดังแสดงในรูปที่ 4.6 ซึ่งติดตั้งที่ตำแหน่ง 50 มม.จากฐาน โดยความความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมมีประโยชน์มากในประเมินการถ่ายเทความเครียดระหว่างเหล็กเสริมตามยาวกับคอนกรีต เหล็กเสริมตามยาวถึงจุดครากที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 1.00% ของความสูง ซึ่งมีความเครียดที่จุดคราก ประมาณ 2573 ไมโค(micro)ของความความเครียด โดยหลังจากการเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 1.50% ของความสูง ค่าความเครียดมีการเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องทำให้คอนกรีตการแตกร้าวที่กว้างขึ้น มีการหลุดร่อนออกของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริม

ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับค่าความเครียด แสดงในรูปที่ 4.7 ซึ่งตำแหน่งของเกจวัดความเครียดอยู่ขึ้นมาจากฐานคอนกรีต 550 มม. ที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 2.00% ของความสูง จากนั้นเหล็กเสริมตามยาวเกิดการโก่งเดาะขึ้น เนื่องจากคอนกรีตที่หุ้มเกิดการหลุดร่อนออก ซึ่งตำแหน่งที่เกิดการโก่งเดาะอยู่สูงขึ้นมาจากฐานประมาณ 600 มม. แสดงในรูปที่ 4.2 และค่าความเครียดที่บันทึกได้มีค่าที่ไม่ถูกต้องโดยค่าความเครียดบางส่วนนั้นไม่สามารถบันทึกค่าได้ เนื่องจากการแตกร้าวที่เพิ่มมากขึ้นจาก การให้แรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรซ้ำไปซ้ำมาหลายรอบ ทำให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมลดลงเป็นเหตุให้เกิดการหลุดของเกจวัดความเครียด และที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 4.00% ของความสูง เสาตัวอย่างทดสอบได้วิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงในแนวดิ่ง

ศูนย์วิทยทรัพยากร จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง S1

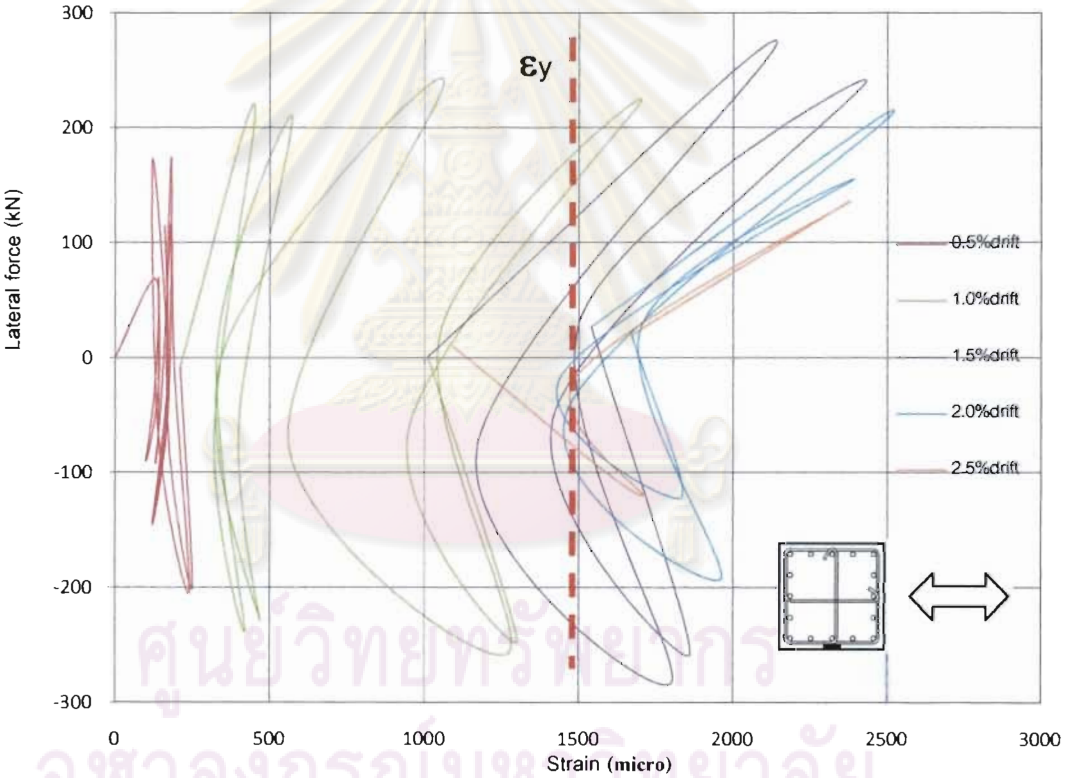


รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง S1

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.1.1.5 **ความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง** S1

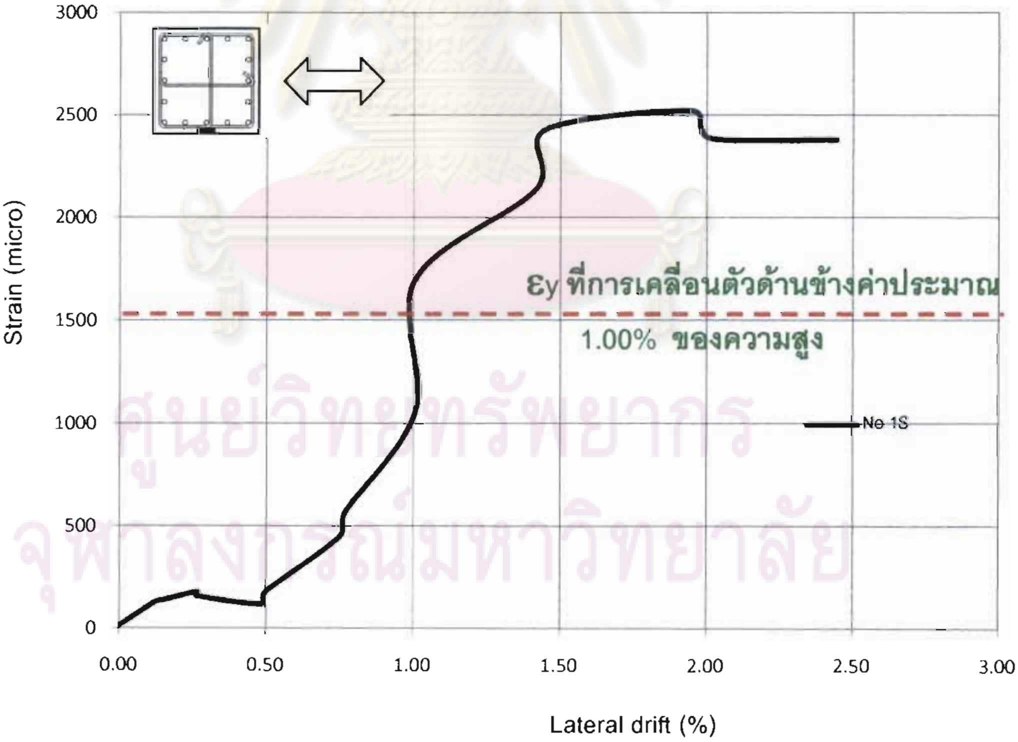
ในการวัดความเครียดของเหล็กเสริมตามขวาง ได้ทำติดตั้งเกจวัดความเครียดไว้ในเหล็กเสริมตามขวางของแต่ละชิ้นของเหล็กเสริม ที่ระยะ 150 มม. 450 มม. และ 750 มม.จากฐาน ซึ่งแสดงตำแหน่งของเกจวัดความเครียดในรูปที่ 3.8 โดยค่าความเครียดที่วัดได้สามารถได้กราฟความความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง ดังแสดงในรูปที่ 4.8



รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง S1

ศูนย์วิทยทรัพยากร จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ซึ่งติดตั้งจากฐานขึ้นมา 150 มม. ทางทิศทางทิศใต้ โดยพฤติกรรมที่เราสามารถพบนั้น ค่าความเครียดของเหล็กเสริมตามขวาง ค่อยๆเพิ่มขึ้นอย่างสม่ำเสมอ ซึ่งอาจมีรูปร่างคล้ายรูปพระจันทร์เสี้ยว โดยสังเกตได้ว่า มีการถ่ายเทแรงจากคอนกรีตไปสู่เหล็กเสริมตามขวางเกิดขึ้นอย่างฉับพลันเนื่องจากเป็นการวิบัติแบบเฉือน และในรูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว (%drift) กับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางทางทิศใต้ ที่ตำแหน่ง 150 มม. จากฐานของเสาตัวอย่างทดสอบ ซึ่งเห็นได้อย่างชัดเจนเหล็กเสริมตามขวางถึงจุดครากที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 1.00% ของความสูง ซึ่งมีความเครียดที่จุดคราก ประมาณ 1495 ไมโค(micro)ของความความเครียด โดยหลังจากการเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 2.50% ของความสูง ค่าความเครียดมีการเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องจนไม่สามารถวัดค่าความเครียดไม่ได้ เนื่องจากความพยายามผลักดันของเหล็กเสริมตามยาวจนเกิดการโก่งเดาะ ทำให้คอนกรีตเกิดการแตกหลุดร่อนและการฉีกออกของเหล็กเสริมตามขวาง

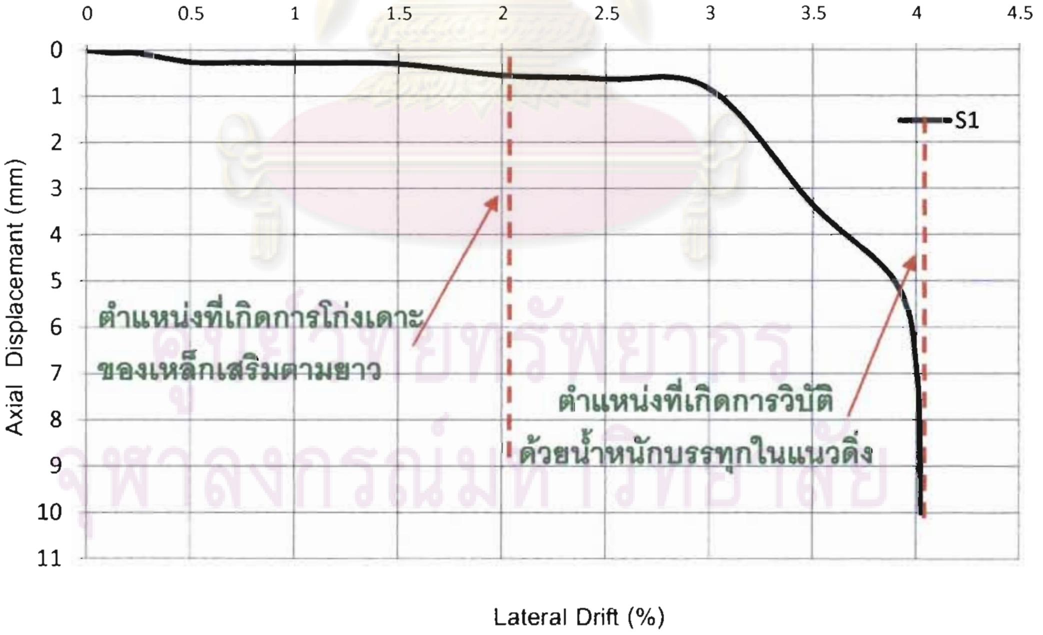


รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว (%drift) กับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง S1

ศูนย์วิทยทรัพยากร จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.1.1.6 **การเสียรูปในแนวแกนของตัวอย่าง** S1

การเสียรูปในแนวแกนหรือระยะการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งของเสาคอนกรีตนั้นมีความสำคัญมาก ในการนำข้อมูลการเคลื่อนที่ดังกล่าว มาวิเคราะห์การวิบัติเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง การโก่งเดาะวิบัติของเหล็กเสริมในแนวยาวได้ โดยในระหว่างการทดสอบได้สังเกตุเห็นการเคลื่อนตัวในแนวแกนมีการเพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ ตั้งแต่เริ่มการทดสอบจน ถึงการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ 2.00% ของความสูง เริ่มเกิดการโก่งเดาะขึ้นซึ่งวัดจากต่าความเครียดที่ได้ทำการบันทึกไว้ ทำให้ยังการเคลื่อนตัวในแนวแกนมีค่าประมาณ 0.7 มม. การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ 3.00% ของความสูง ระยะการเคลื่อนตัวในแนวแกนมีการเพิ่มขึ้นอย่างฉับพลัน เนื่องจากคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมตามยามได้แตกหลุดออกเป็นพื้นที่กว้างจำนวนมากโดยรอบเสา ทำให้เหล็กเสริมตามยาวเกิดการเร่งการโก่งเดาะ และการวิบัติจากน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งเกิดขึ้นที่การเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 4% ของความสูง ดังแสดงในรูปที่ 4.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้างของความสูงกับระยะการเคลื่อนตัวในแนวแกนของ ตัวอย่าง S1



รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้างต่อความสูงกับระยะการเคลื่อนตัวใน แนวแกนของตัวอย่าง S1

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.1.2 **เสาตัวอย่างทดสอบ** S2s

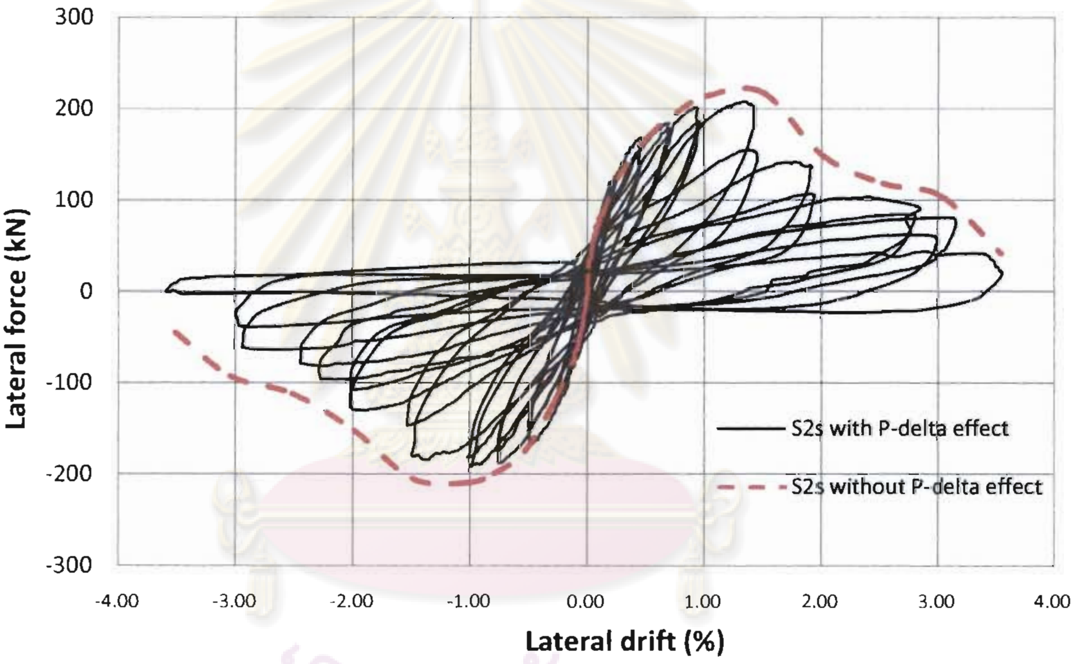
4.1.2.1 **ผลการทดสอบเสาตัวอย่างทดสอบ** S2s

ซึ่งเสาตัวอย่าง S2s มีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จุดคราก(75% secant approach) เท่ากับ 7.5 มม.หรือเท่ากับการเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 0.50% ของความสูง มีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เหล็กเสริมเส้นแรกเกิดการครากเท่ากับ 11.25 มม. ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างประมาณ 0.75% ต่อความสูง และแรงกระทำด้านข้างที่จุดคราก เท่ากับ 125.4 กิโลนิวตัน โดยที่มีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 52.6 มม. หรือเท่ากับการเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 3.50% ของความสูง และแรงกระทำด้านข้างสูงสุด เท่ากับ 208.1 กิโลนิวตัน แสดงในตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 แรงกระทำด้านข้าง, โมเมนต์ดัดและระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างของตัวอย่าง S2s

แรงกระทำด้านข้าง (kN)	แรงกระทำด้านข้างที่เกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรก (P_{cr})	78.5
	แรงกระทำด้านข้างที่จุดคราก (P_y)	125.4
	แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (P_m)	208.1
	แรงกระทำด้านข้างที่ลดลง 0.8 P_{max} (P_{δ_m})	166.5
โมนเมนต์ดัด (kN-m)	โมนเมนต์ดัดที่ทำให้เริ่มเกิดรอยแตกร้าว (M_{cr})	117.7
	โมนเมนต์ดัดที่จุดคราก (M_y)	188.1
	โมนเมนต์ดัดสูงสุด (M_m)	312.1
	โมนเมนต์ดัดที่ 0.8 P_{max} (M_{δ_m})	249.7
ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง, มม.(%drift)	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรก (δ_{cr})	1.88(0.125%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เหล็กเสริมถึงจุดคราก (δ_{yi})	11.25(0.75%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จุดคราก (δ_y)	7.50(0.5%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (δ_{P_m})	18.88 (1.25%)
	ระยะการเคลื่อนตัวที่สูญเสียความต้านทานด้านข้าง หรือที่ $0.8P_{max}$ (δ_m)	25.50 (1.7%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เกิดการวิบัติ ($\delta_{collapse}$)	52.62 (3.5%)

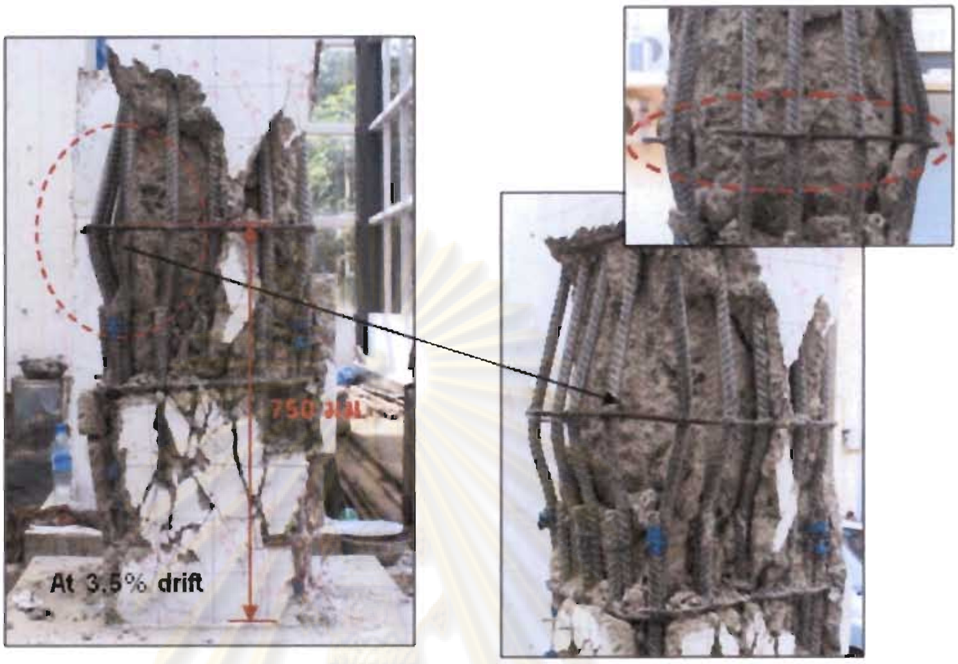
ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้างของความสูงกับแรงกระทำทางด้านข้างของเสา แสดงในรูปที่ 4.11 พบว่าตัวอย่างเสาคอนกรีตวิบัติแบบเฉือน การแตกร้าวเกิดขึ้นส่วนใหญ่อยู่สูงจากโคนเสา 400 มม.ขึ้นไป โดยที่จะเห็นเหล็กเสริมตามแนวยาวที่โก่งงอชัดเจนที่บริเวณสูงจากโคนเสาขึ้นมา 750 มม. แสดงในรูปที่ 4.12



ศูนย์วิทยทรัพยากร

รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้างของความสูงกับแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่าง S2s

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

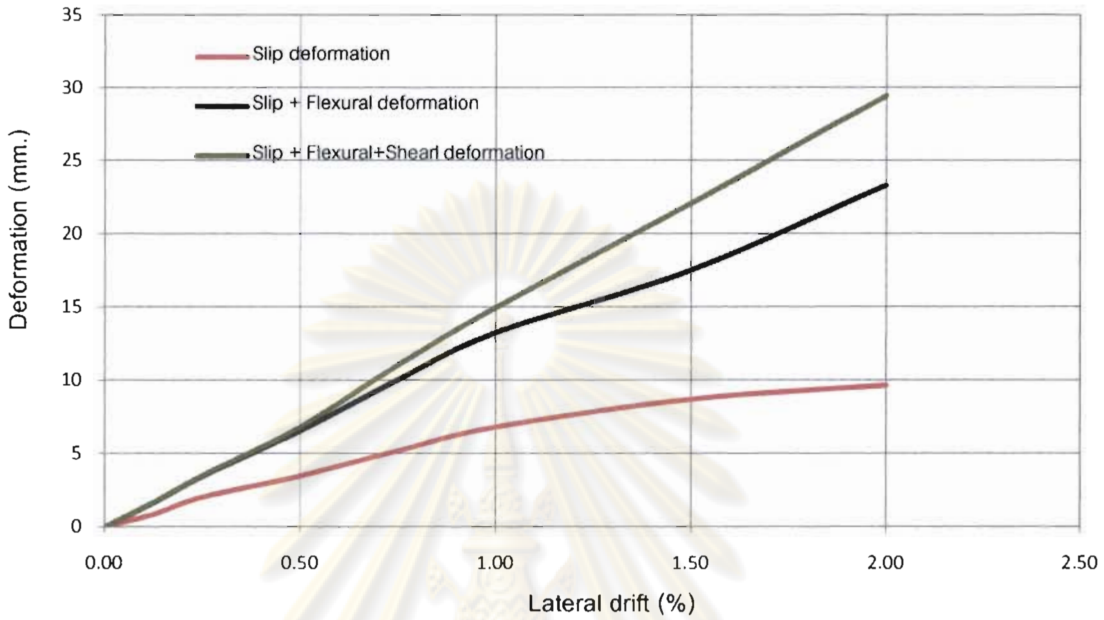


รูปที่ 4.12 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง S2s หลังการทดสอบ

ตารางที่ 4.4 องค์ประกอบของการเสียรูปด้านข้างในแต่ละสถานะของตัวอย่าง S2s

อัตราการเคลื่อนที่	การเสียรูปจากแรงดัด (%)	การเสียรูปจากรอยต่อเคลื่อน (%)	การเสียรูปจากแรงเฉือน (%)	รวม (%)
0.125%	41.01	46.40	1.83	89.24
0.25%	37.65	54.13	1.37	93.16
0.50%	40.95	46.40	3.37	90.72
0.75%	43.00	46.14	9.03	98.18
1.00%	42.85	45.43	11.43	99.71
1.50%	39.20	38.67	20.32	98.19
2.00%	45.54	32.19	20.36	98.09

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

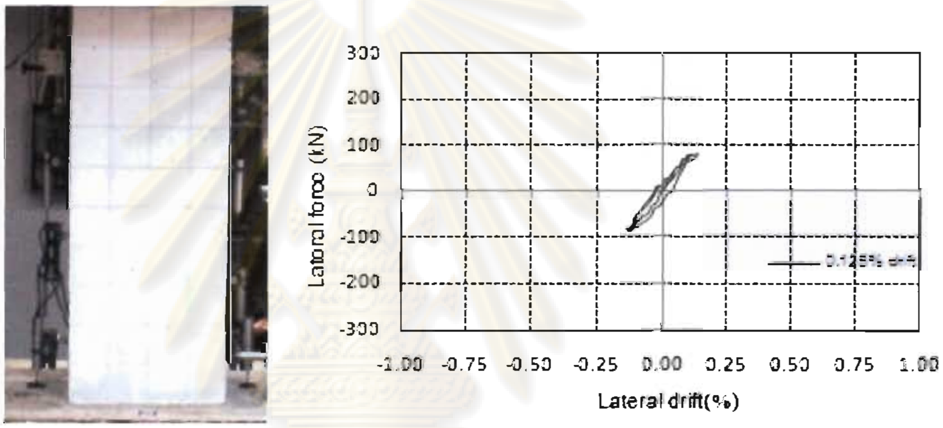


รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มขึ้นของการเสียรูปด้านข้างในแต่องค์ประกอบกับร้อยละอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง ของเสาตัวอย่าง S2s

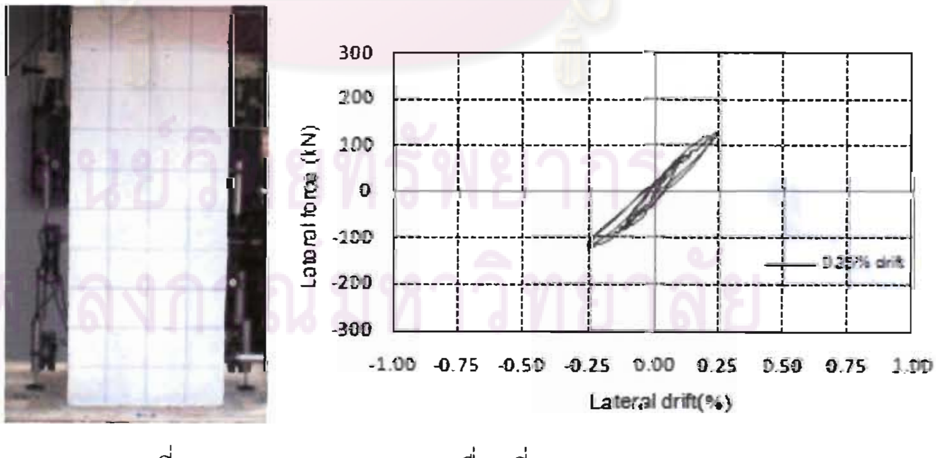
4.1.2.2 **ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง** S2s

ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูง สามารถแสดงผลดังตารางที่ 4.4 องค์ประกอบของการเสียรูปที่เกิดจากเคลื่อนตัวด้านข้างจากแรงดัด, จากรอยต่อเคลื่อน และจากแรงเฉือน ซึ่งสามารถเปรียบเทียบการเพิ่มขึ้นของการเสียรูปด้านข้างในแต่องค์ประกอบกับร้อยละอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง แสดงดังรูปที่ 4.13 รอยแตกร้าวจะเริ่มแตกในรูปแบบทแยงกับเสา ที่บริเวณปลายของเหล็กเสริมที่มีการต่อทาบ สูงจากโคนเสาขึ้นมา 600 มม. ที่การเคลื่อนตัวด้านข้างที่ 0.50% ของความสูง และที่การเคลื่อนตัวด้านข้างที่ 0.75% ของความสูง มีรอยแตกร้าวกว้างประมาณ 3 มม. และรอยแตกร้าวจะค่อยกว้างเพิ่มขึ้นตามระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่มากขึ้น ลักษณะเป็นเส้นทแยงมุม โดยที่การเคลื่อนตัวด้านข้างที่ 1.0% ของความสูง คอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมเริ่มเกิดการแตกหลุดร่อนออกมา ที่การเคลื่อนตัวด้านข้างที่ 1.5% ของความสูง มีเสียงดังขึ้นจากตัวอย่างทดสอบ รอยแตกร้าวมีขนาดใหญ่มาก คอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมเกิดการแตกออกมาเป็นชิ้นใหญ่ขึ้น สามารถ

เห็นเหล็กเสริมในเสาคอนกรีตด้วยตาป่าวได้ และจุดที่เกิดเหล็กเสริมตามแนวยาวเกิดการวิบัติลักษณะโก่งเดาะ เนื่องจากน้ำหนักบรรทุก ที่การเคลื่อนตัวด้านข้าง 3.00% ของความสูง ซึ่งจะแสดงดังรูปที่ 4.12 ซึ่งคอนกรีตที่ห่อหุ้มเหล็กเสริมในเสาเกิดการวิบัติแตกออกจนเห็นเหล็กเสริมที่มีลักษณะโก่งงอ และเสาคอนกรีตเสริมเหล็กไม่สามารถรับน้ำหนักในแนวดิ่งได้อีก โดยระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูง แสดงดังรูปที่ 4.14

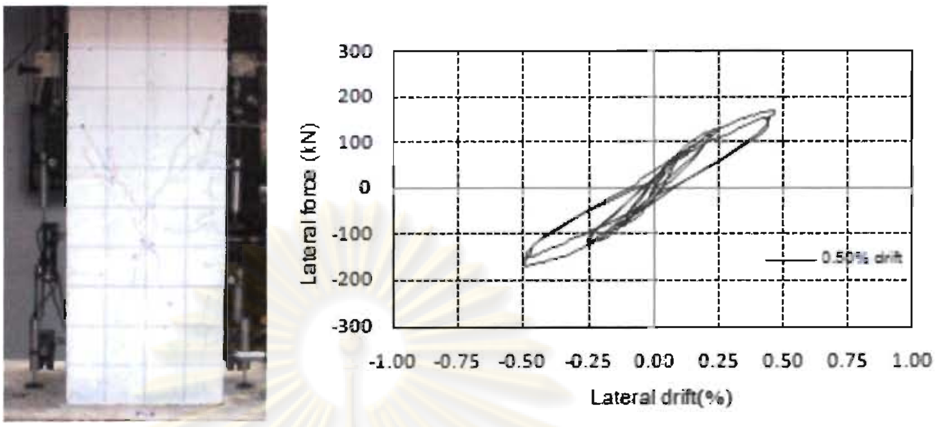


(ก) ที่ 0.125% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±1.88 มม.)

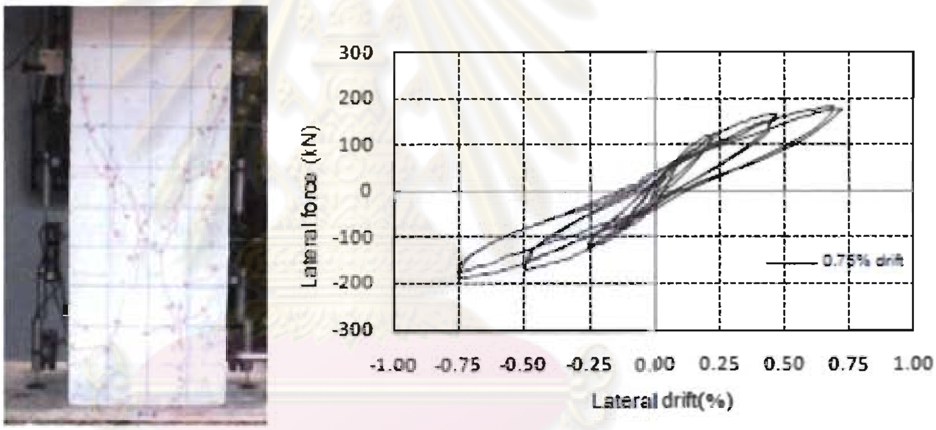


(ข) ที่ 0.25% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±3.75 มม.)

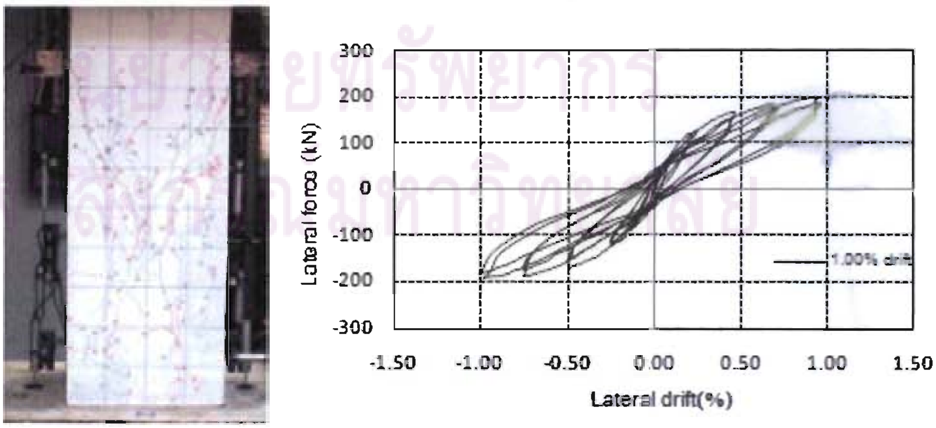
รูปที่ 4.14 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S2s



(ค) ที่ 0.50% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±7.50 มม.)



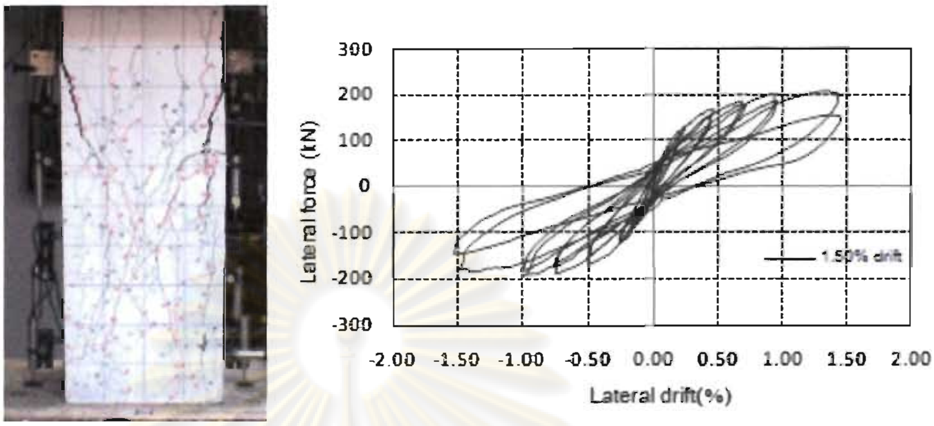
(ง) ที่ 0.75% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±11.25 มม.)



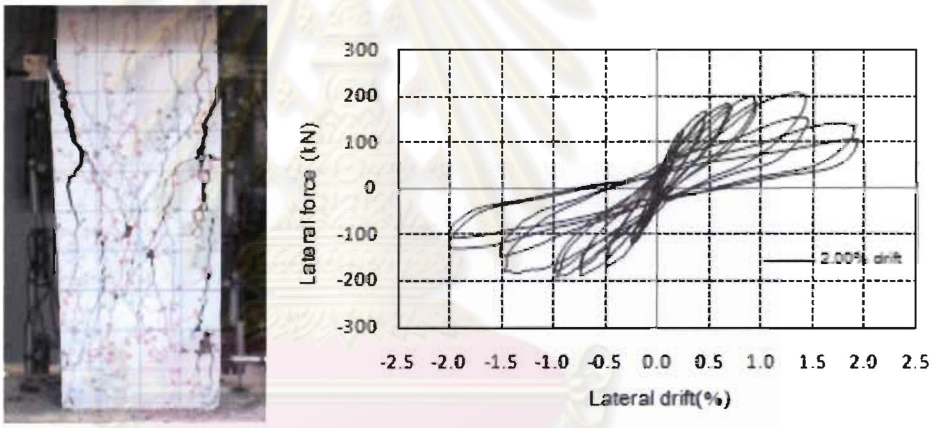
(จ) ที่ 1.00% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±15.00 มม.)

รูปที่ 4.14 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S2s (ต่อ)

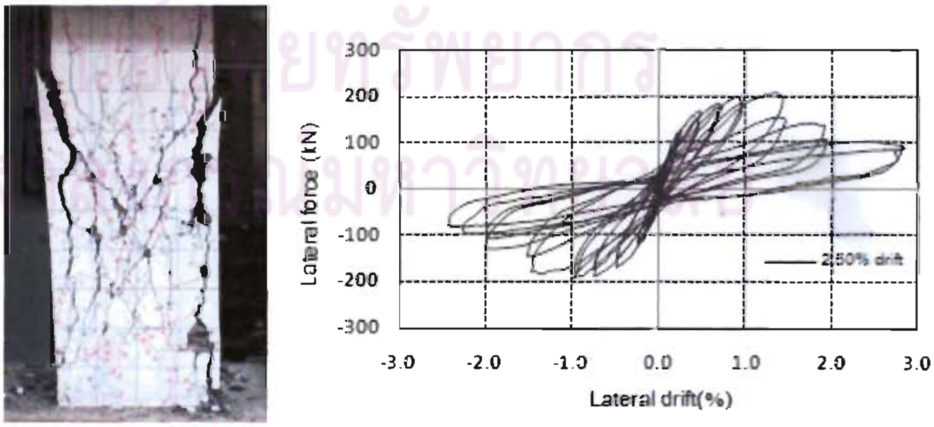
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



(ฉ) ที่ 1.50% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±22.50 มม.)

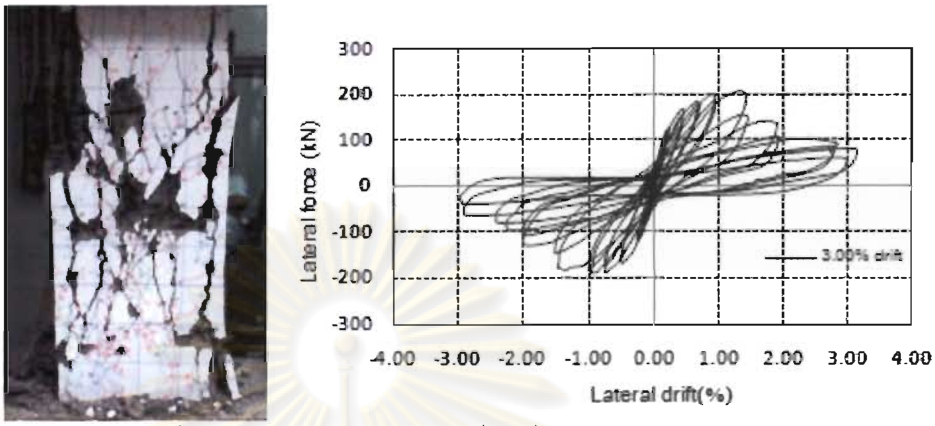


(ช) ที่ 2.00% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±30.00 มม.)

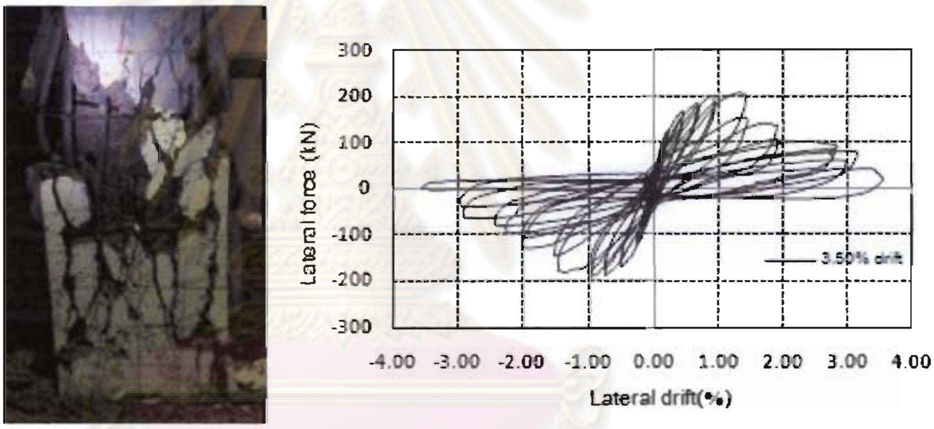


(ซ) ที่ 2.50% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±37.50 มม.)

รูปที่ 4.14 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S2s (ต่อ)



(ฌ) ที่ 3.00% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±45.00 มม.)



(ญ) ที่ 3.50% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±52.5.00 มม.

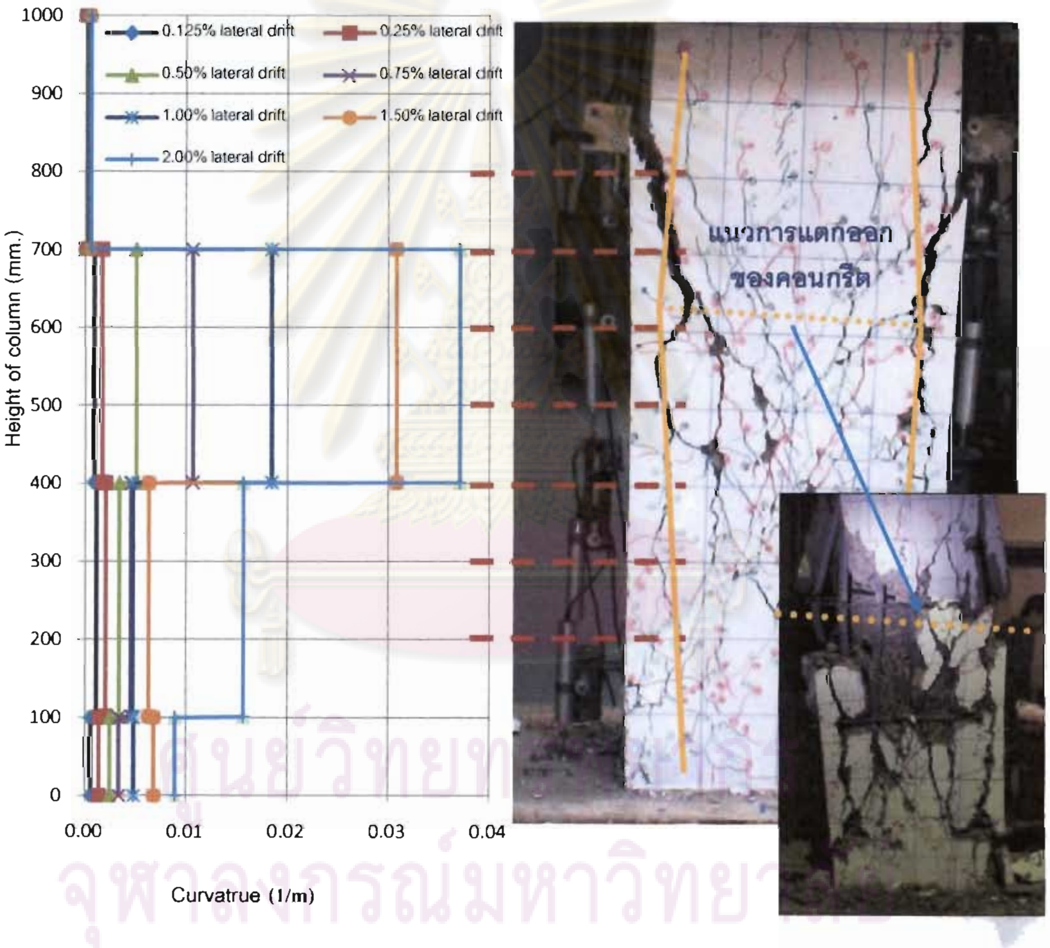
รูปที่ 4.14 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S2s (ต่อ)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.1.2.3 **ความโค้งของเสาตัวอย่างทดสอบ** S2s

ค่าความโค้งตามความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ S2s ดังแสดงรูปที่ 4.15 โดยเปรียบเทียบกับรูปที่เกิดการแตกร้าวขึ้นตามความสูงของเสาตัวอย่าง ซึ่งเห็นได้อย่างชัดเจนว่า เกิดรอยแตกร้าวจนเกิดการหลุดออกของคอนกรีตในลักษณะแนวทะแยงมุม ที่ความสูงจากฐานคอนกรีต ประมาณ 850 มม. ซึ่งในเสาตัวอย่าง S2s ได้มีการต่อทาบเหล็กเสริมตามแนวยาว มีระยะการต่อทาบ 600 มม. จากฐานคอนกรีต ผลที่พบค่าความโค้งของเสาตัวอย่าง มีค่าความโค้งที่ในช่วง 400 มม. ถึง 700 มม. ซึ่ง

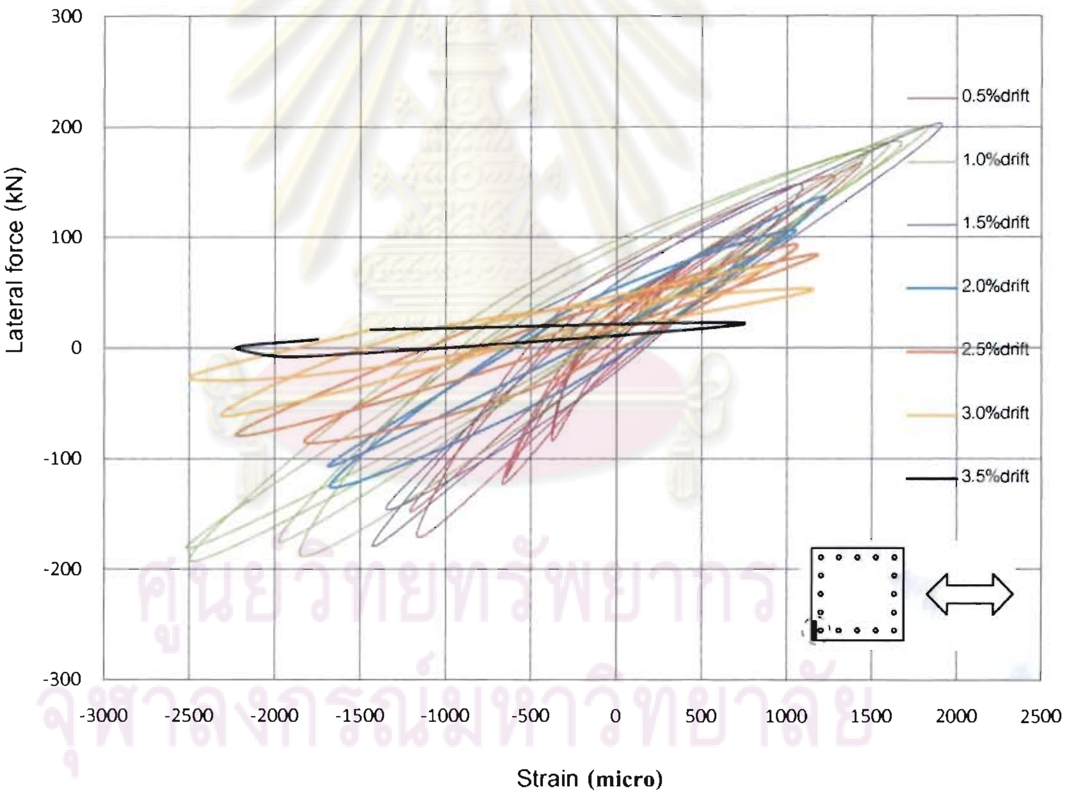
เป็นช่วงของการติดตั้งเครื่องวัดแบบไฟฟ้าเพื่อเก็บข้อมูลการเสียรูปเนื่องจากแรงดัด โดยความเป็นจริงแล้วค่าความโค้งในช่วงนี้ควรมีค่าความโค้งที่น้อยกว่าค่าความโค้งที่ในช่วง 100 มม. ถึง 400 มม. ที่อยู่ในระดับล่างกว่า โดยสิ่งที่ให้ค่าความโค้งมีค่าที่สูงนั้น น่าจะมีเหตุผลมาจากการลื่นหลุนของเหล็กเสริมตามยาวที่มีการต่อทาบกัน จึงทำให้ค่าความโค้งในชั้นดังกล่าวมีค่าที่สูงได้



รูปที่ 4.15 แสดงค่าความโค้งตามความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ S2s

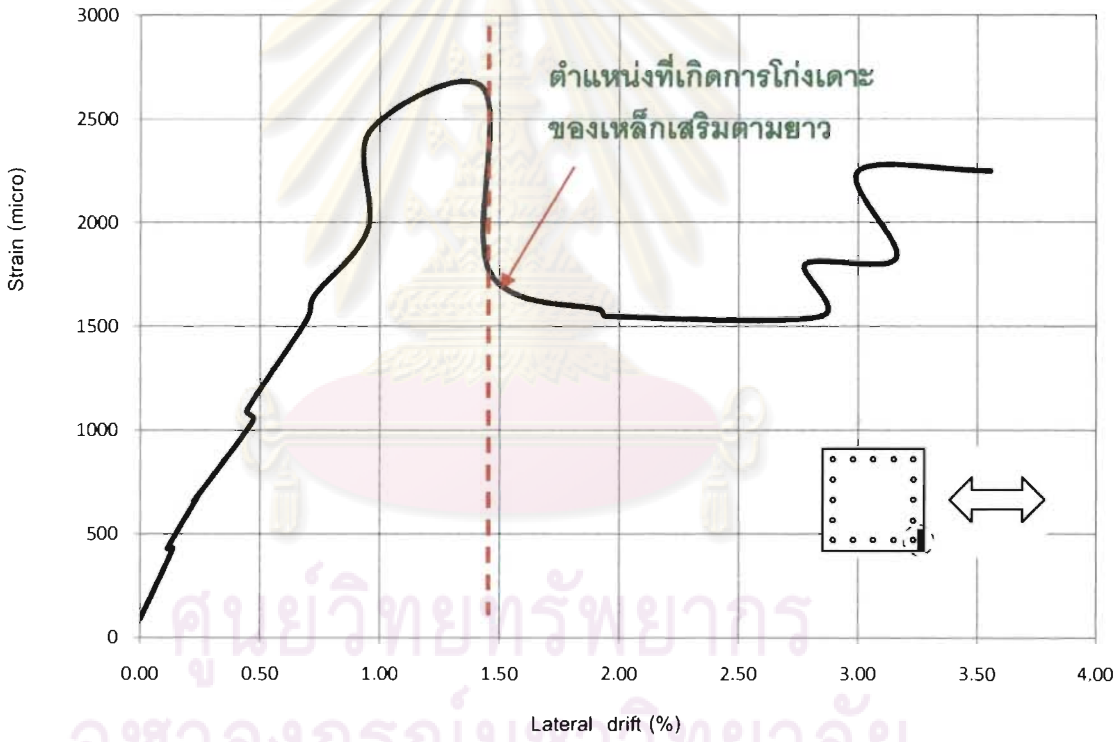
4.1.2.4 **ความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง** S2s

ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดที่ติดไว้ในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่างทดสอบ S2s แสดงตำแหน่งรูปที่ 3.9 ซึ่งจากการทดสอบสามารถเขียนกราฟความความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว แสดงดังในรูปที่ 4.16 และความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว แสดงดังในรูปที่ 4.16 ซึ่งติดตั้งที่ตำแหน่ง 50 มม.จากฐานคอนกรีต เหล็กเสริมตามยาวถึงจุดครากที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 0.75% ของความสูง ซึ่งมีความเครียดที่จุดคราก ประมาณ 2573 ไมโค(micro) ของความความเครียด



รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียด
ในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง S2s

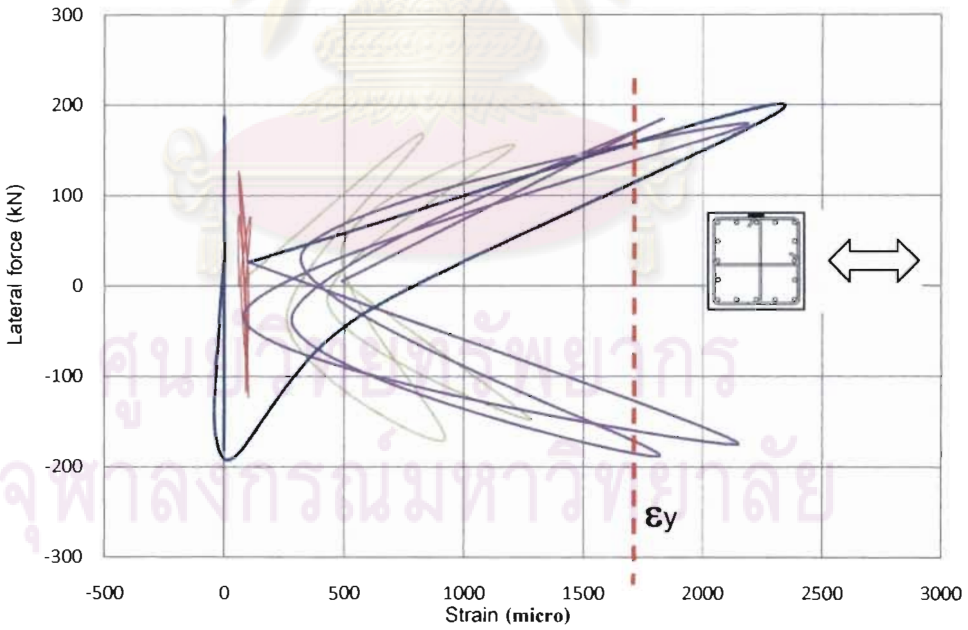
โดยหลังจากการเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 1.50% ของความสูง ค่าความเครียดมีการเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องและคอนกรีตการแตกร้าวมากขึ้น มีการหลุดร่อนออกของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริม จึงทำให้เกิดการโก่งเดาะของเหล็กเสริมตามยาวขึ้น ซึ่งตำแหน่งที่เกิดการโก่งเดาะของเหล็กเสริมตามยาวอยู่สูงขึ้นมาประมาณ 750 มม. จากฐานคอนกรีต ที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 2.50% ของความสูง สามารถสังเกตเห็นเหล็กตามยาวได้อย่างชัดเจน ที่การให้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรรอบแรกของการเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 3.50% ของความสูง เสาตัวอย่างทดสอบได้วิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงในแนวดิ่ง



รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่างเสา S2s

4.1.2.5 ความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง S2s

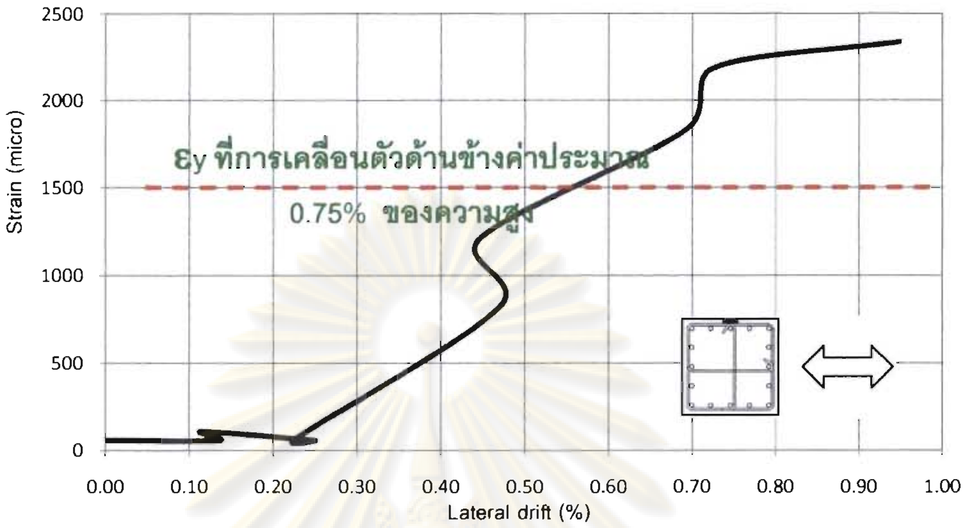
ในเสาตัวอย่างทดสอบ S2s ได้ทำการติดตั้งเกจวัดความเครียดไว้ในเหล็กเสริมตามขวางของแต่ละชิ้นของเหล็กเสริม เหมือนกับเสาตัวอย่างทดสอบ S1 ที่ระยะ 150 มม. 450 มม. และ 750 มม.จากฐาน ซึ่งแสดงตำแหน่งของเกจวัดความเครียดในรูปที่ 3.10 โดยรูปที่ 4.18 แสดงกราฟความความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง ที่วัดค่าความเครียดจากการทดสอบ ซึ่งตำแหน่งของเกจวัดความเครียดนั้นอยู่เหนือขึ้นมาจากฐานคอนกรีต ประมาณ 450 มม. ที่วัดค่าความเครียดจากการทดสอบ เหล็กเสริมตามขวางถึงจุดครากที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 0.75% ของความสูง ซึ่งมีความเครียดที่จุดคราก ประมาณ 14950 ไมโค(micro)ของความความเครียด และในรูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง ทางทิศใต้ ที่ตำแหน่ง 450 มม. จากฐานของเสาตัวอย่างทดสอบ และเหล็กเสริมตามขวางมีการฉีดขาดที่ตำแหน่ง 750 มม. ขึ้นมาจากฐานคอนกรีต เนื่องจากแรงดันออกของแหล็กเสริมตามยาวที่เกิดการโก่งเดาะ



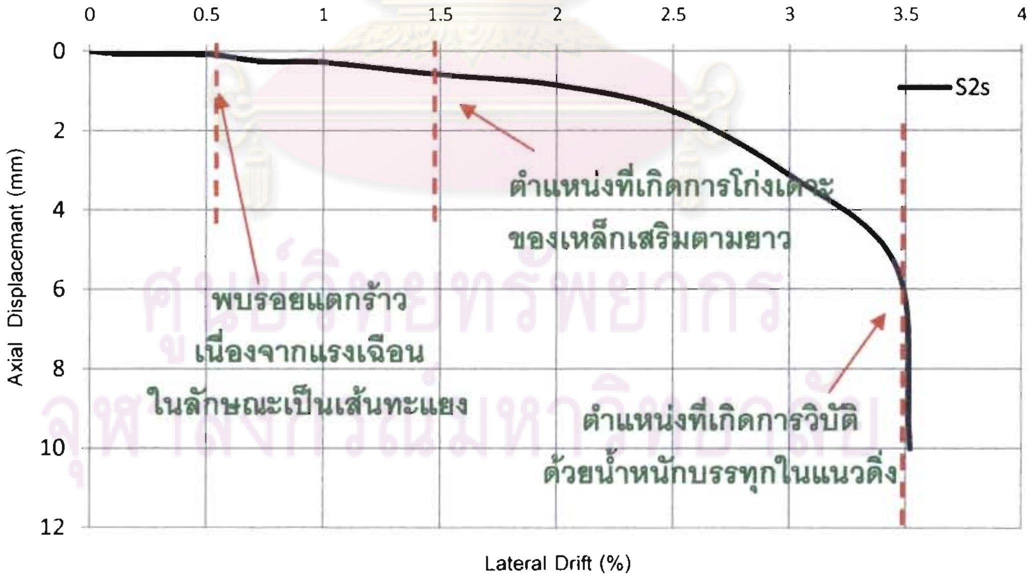
รูปที่ 4.18 ความมสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียด

ในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง S2s

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง S2s



รูปที่ 4.20 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้างของความสูงกับระยะการเคลื่อนตัวใน แนวแกนของตัวอย่าง S2s

4.1.2.6 การเสียรูปในแนวแกนของตัวอย่าง S2s

การสังเกตในระหว่างการทดสอบได้เห็นการเคลื่อนตัวในแนวแกนมีการเพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ ตั้งแต่เริ่มการทดสอบจนถึงการเคลื่อนที่ด้านข้าง 1.50% ของความสูง พบว่าเหล็กเสริมตามยาวเกิดการโก่งเดาะเกิดขึ้นจากข้อมูลความเครียดที่วัดได้ ที่การเคลื่อนที่ด้านข้าง 2.50% ของความสูง คอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมตามยาวได้แตกร้าวเป็นบริเวณเสาตัวอย่างและหลุดร่อนออกมาจำนวนมาก โดยหลังจากนั้นระยะการเคลื่อนตัวในแนวแกนมีการเพิ่มขึ้นมากขึ้นเรื่อยๆ แสดงดังรูปที่ 4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้างของความสูงกับระยะการเคลื่อนตัวในแนวแกนของตัวอย่าง S2s และได้เกิดการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งที่การเคลื่อนที่ด้านข้างประมาณ 3.50% ของความสูง

4.1.3 เสาตัวอย่างทดสอบ S3

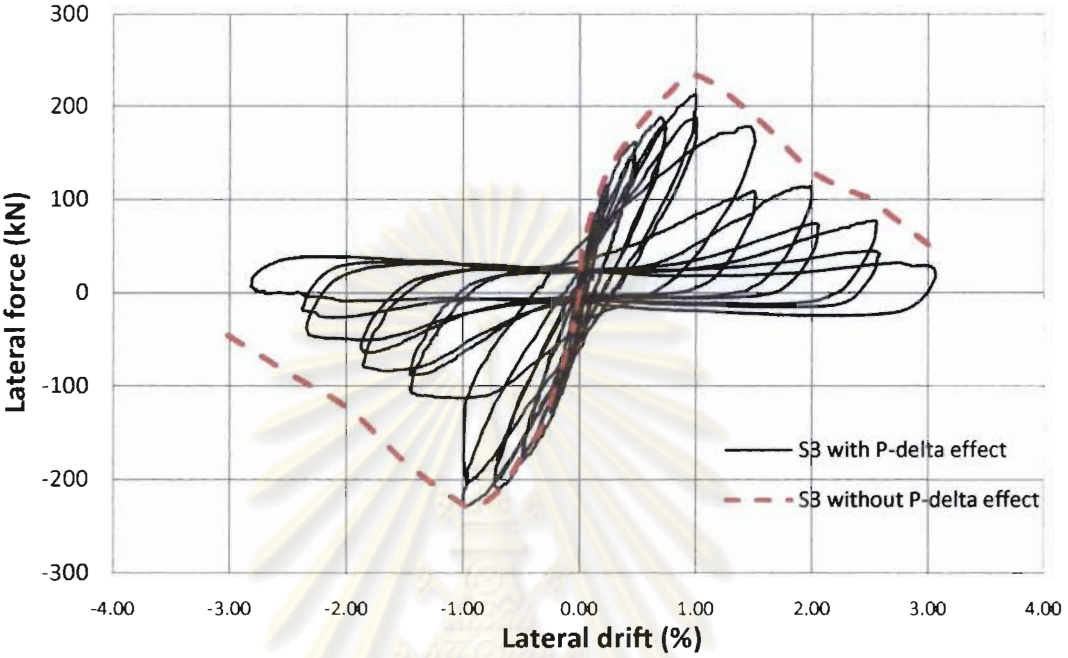
4.1.3.1 ผลการทดสอบเสาตัวอย่างทดสอบ S3

การทดสอบเสาตัวอย่าง S3 ซึ่งลดปริมาณเหล็กเสริมตามขวางลงประมาณ 50% จากตัวอย่าง S1 โดยที่ตัวอย่างทดสอบนี้ มีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จุดคราก (75% secant approach) เท่ากับ 9.75 มม. หรือระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 0.65% ของความสูง สูง มีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เหล็กเสริมเส้นแรกเกิดการคราก (1^{st} steel yielding) เท่ากับ 11.25 มม. ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างประมาณ 0.75% ต่อความสูง และแรงกระทำด้านข้างที่จุดคราก เท่ากับ 121.2 กิโลนิวตัน โดยที่มีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 43.67 มม. หรือระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 3.00% ของความสูง และแรงกระทำด้านข้างสูงสุด เท่ากับ 227.7 กิโลนิวตัน แสดงในตารางที่ 4.5 ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนด้านข้างของความสูงกับแรงกระทำทางด้านข้างของเสา แสดงในรูปที่ 4.7 และรูปแบบการวิบัติของเสาแสดงในรูปที่ 4.8 เป็นการวิบัติแบบเฉือน

ตารางที่ 4.5 แรงกระทำด้านข้าง, โมเมนต์ดัดและระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างของตัวอย่าง S3

แรงกระทำ ด้านข้าง (kN)	แรงกระทำด้านข้างที่เกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรก (P_{cr})	86.0
	แรงกระทำด้านข้างที่จุดคราก (P_y)	121.2
	แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (P_m)	227.7
	แรงกระทำด้านข้างที่ลดลง 0.8 P_{max} (P_{δ_m})	182.2
โมนเมนต์ ดัด (kN-m)	โมนเมนต์ดัดที่ทำให้เริ่มเกิดรอยแตกร้าว (M_{cr})	129.1
	โมนเมนต์ดัดที่จุดคราก (M_y)	181.8
	โมนเมนต์ดัดสูงสุด (M_m)	341.5
	โมนเมนต์ดัดที่ 0.8 P_{max} (M_{δ_m})	273.2
ระยะการ เคลื่อนตัว ด้านข้าง, มม.(%drift)	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรก (δ_{cr})	1.88(0.125%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เหล็กเสริมถึงจุดคราก (δ_{yi})	11.25(0.75%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จุดคราก (δ_y)	9.75(0.65%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (δ_{P_m})	14.35(0.95%)
	ระยะการเคลื่อนตัวที่สูญเสียความต้านทานด้านข้าง หรือที่ $0.8P_{max}$ (δ_m)	21.41(1.5%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เกิดการวิบัติ ($\delta_{collapse}$)	44.79 (3.0%)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.21 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนด้านข้างของความสูงกับแรงกระทำทางด้านข้างของตัวอย่าง S3

รูปที่ 4.22 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง S3 หลังการทดสอบ

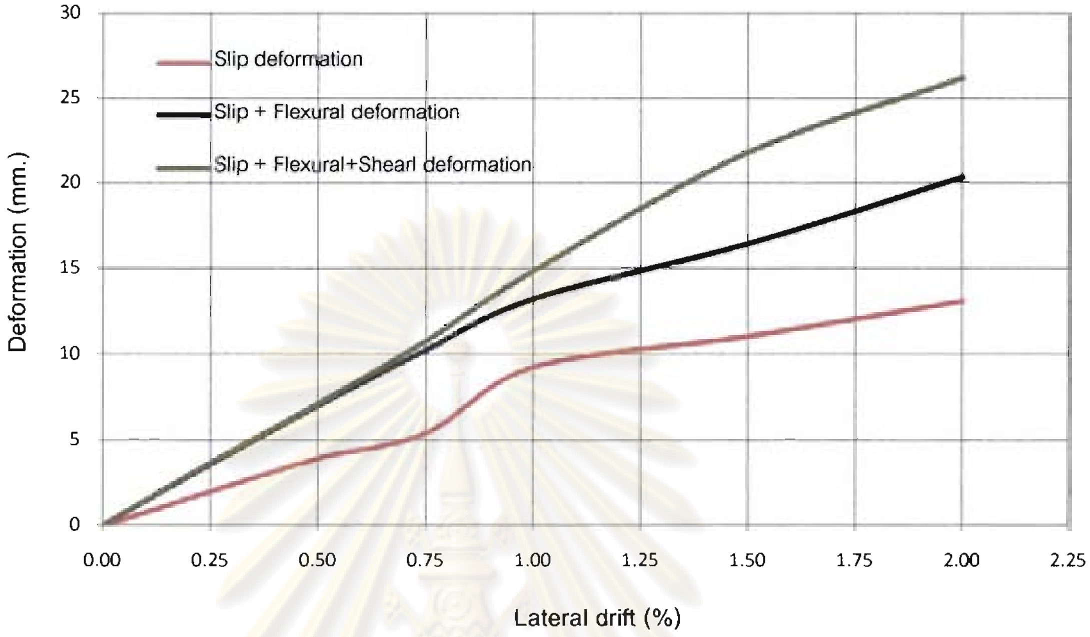
4.1.3.2 **ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง** S3

ผลการทดสอบจะเริ่มเห็นรอยแตกร้าวที่การเคลื่อนตัวด้านข้างที่ 0.50% ของความสูง ในลักษณะขนาดกับเสาทดสอบ และเกิดการแตกร้าวรอยที่มีลักษณะเป็นเส้นทแยงจะเกิดขึ้นที่การเคลื่อนตัวด้านข้าง 0.75% ของความสูง โดยที่การเคลื่อนตัวด้านข้าง 1.00% ของความสูง พบว่ารอยแตกร้าวมีกว้างประมาณ 3 มม. และคอนกรีตจะเริ่มเกิดการหลุดร่อน ที่ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง 1.50% ของความสูง สามารถเห็นเหล็กเสริมในเสาตัวอย่างได้ ซึ่งรอยแตกร้าวจะเพิ่มมากขึ้นตามระยะเคลื่อนตัวด้านข้างที่มากขึ้น และที่ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง 3.00% ของความสูง เสาตัวอย่างไม่สามารถรับแรงอัดในแนวแกนได้ และถือว่าเสาตัวอย่างเกิดการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง โดยระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูง ที่วัดได้ในระหว่างการทดสอบสามารถแสดงผลดัง ตารางที่ 4.6 องค์ประกอบของการเสียรูปที่เกิดจากเคลื่อนตัวด้านข้างจากแรงดัด, จากรอยต่อเคลื่อนและจากแรงเฉือน ซึ่งรวมกันได้เป็นการเสียรูปทั้งหมดที่เกิดขึ้นในเสาตัวอย่างทดสอบ โดยสามารถเปรียบเทียบการเพิ่มขึ้นของการเสียรูปด้านข้างในแต่องค์ประกอบกับร้อยละอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง ของตัวอย่าง S3 ดังแสดงรูปที่ 4.23 และระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูง แสดงดังรูปที่ 4.24

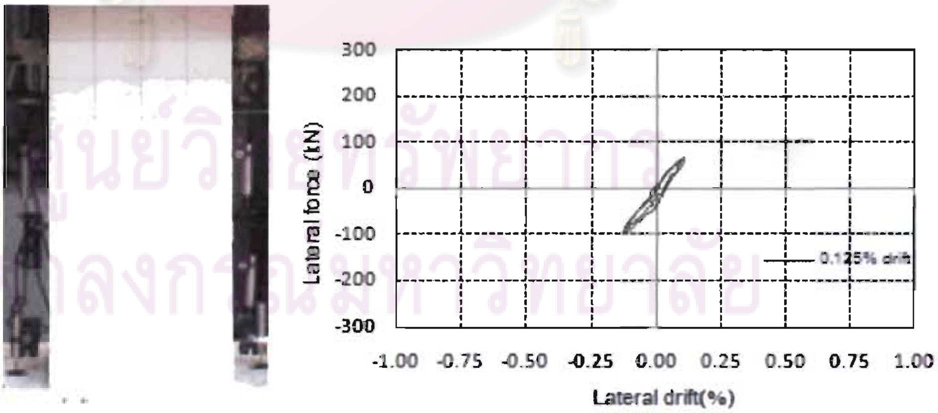
ตารางที่ 4.6 องค์ประกอบของการเสียรูปด้านข้างในแต่ละสถานะของตัวอย่าง S3

อัตราการเคลื่อนที่	การเสียรูปจากแรงดัด (%)	การเสียรูปจากรอยต่อเคลื่อน (%)	การเสียรูปจากแรงเฉือน (%)	รวม (%)
0.125%	45.07	51.04	1.83	97.94
0.25%	42.53	52.59	1.94	97.06
0.50%	41.01	52.20	1.66	94.87
0.75%	43.08	47.95	4.72	95.75
1.00%	26.32	61.67	11.11	99.11
1.50%	23.92	49.11	23.85	96.87
2.00%	24.01	43.69	19.7	87.40

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



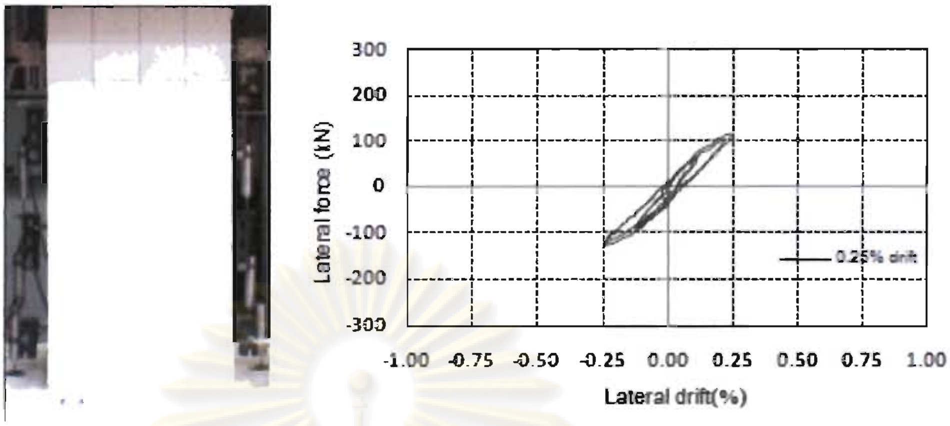
รูปที่ 4.23 ความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มขึ้นของการเสียรูปด้านข้างในแต่องค์ประกอบกับร้อยละอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง ของเสาตัวอย่าง S3



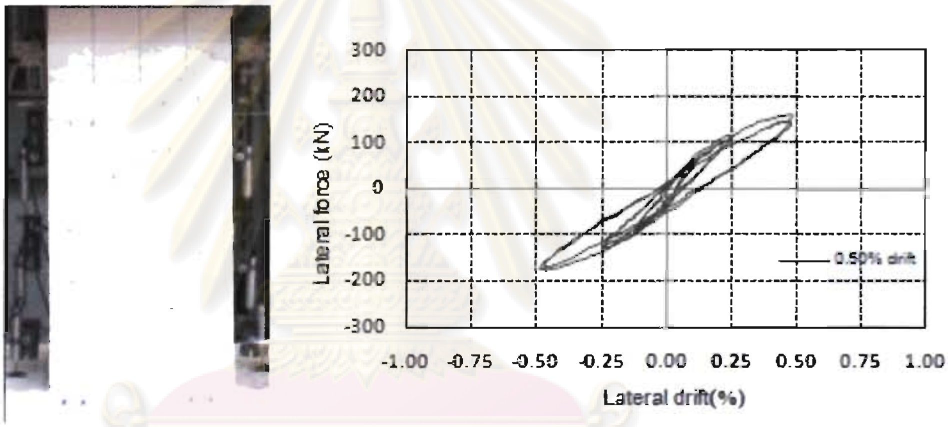
(ก) ที่ 0.125% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±1.88 มม.)

รูปที่ 4.24 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S3

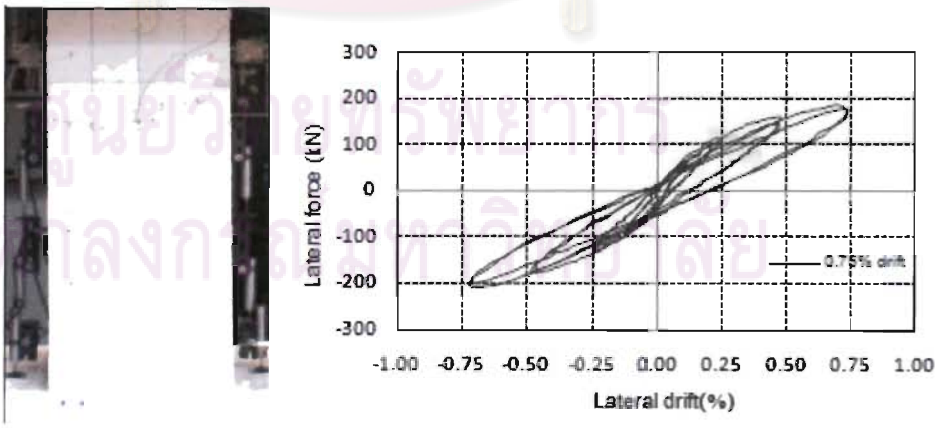
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



(ข) ที่ 0.25% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±3.75 มม.)



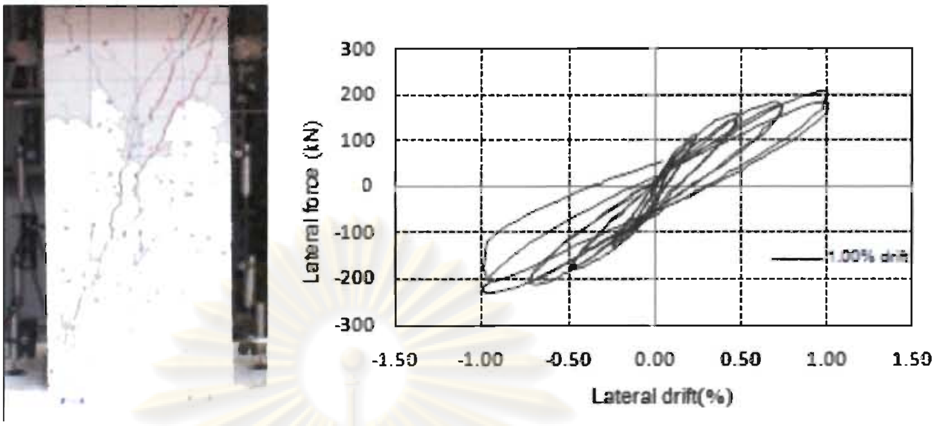
(ค) ที่ 0.50% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±7.50 มม.)



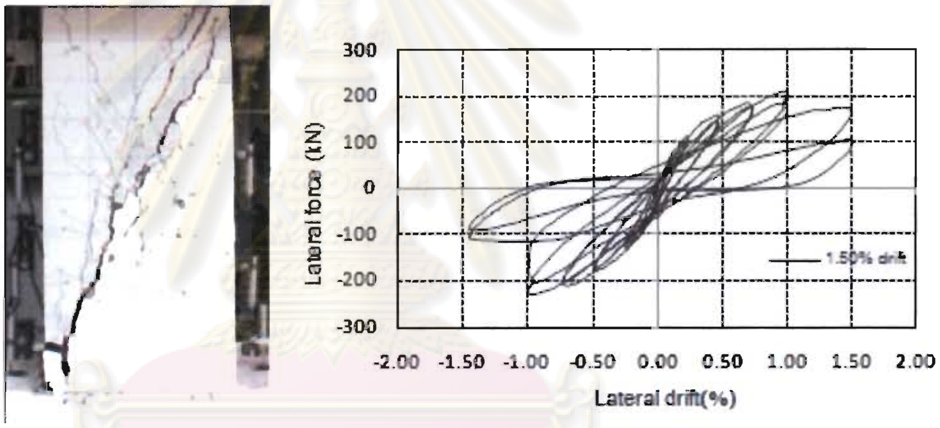
(ง) ที่ 0.75% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±11.25 มม.)

รูปที่ 4.24 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S3 (ต่อ)

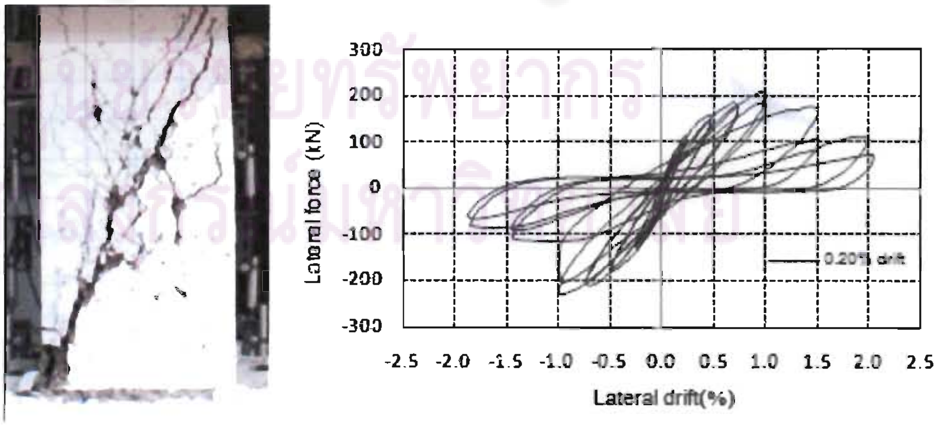
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



(จ) ที่ 1.00% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±15.00 มม.)



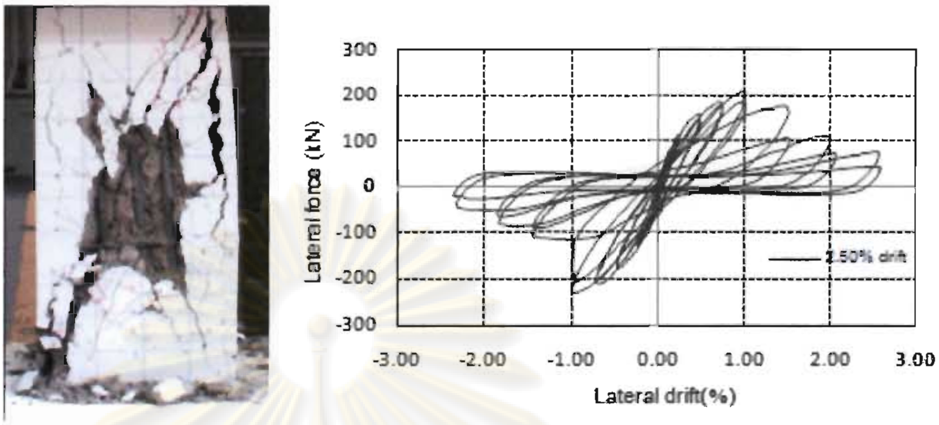
(ฉ) ที่ 1.50% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±22.50 มม.)



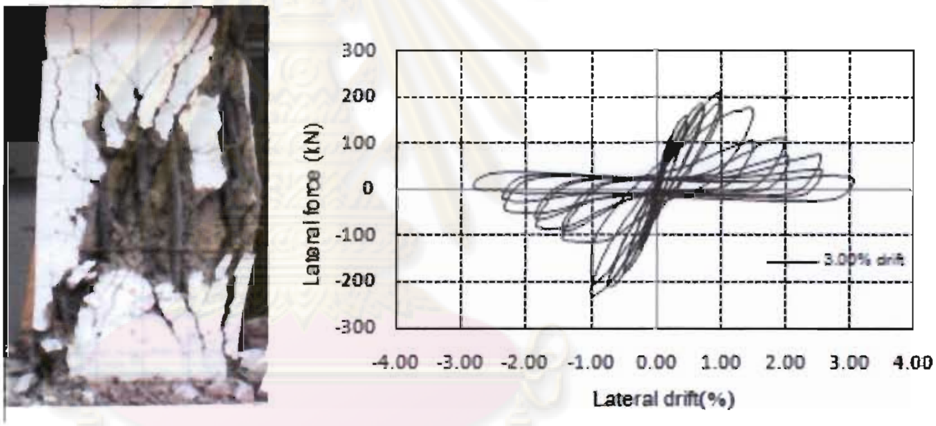
(ช) ที่ 2.00% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±30.00 มม.)

รูปที่ 4.24 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S3 (ต่อ)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



(ซ) ที่ 2.50% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±37.50 มม.)



(ฌ) ที่ 3.00% drift (ระยะการเคลื่อนที่ ±45.00 มม.)

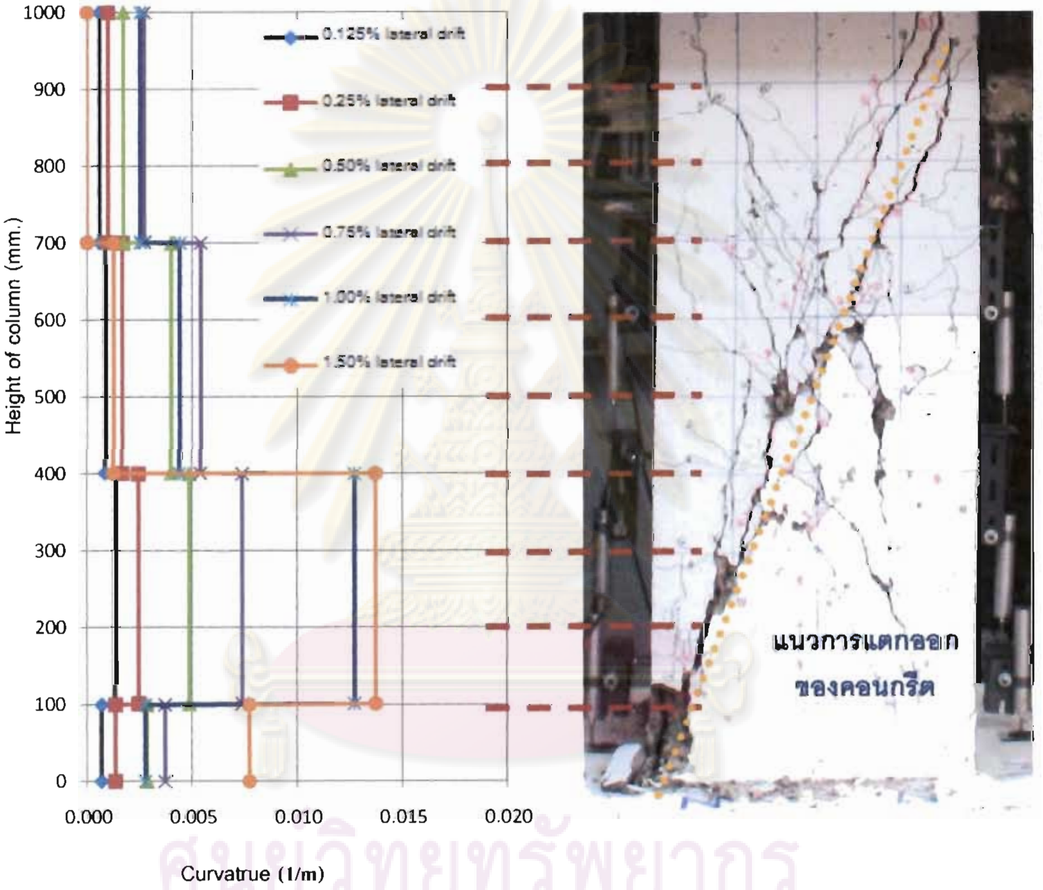
รูปที่ 4.24 ระดับความเสียหายในแต่ละอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างต่อความสูงของตัวอย่าง S3 (ต่อ)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.1.3.3 **ความโค้งของเสาตัวอย่างทดสอบ** S3

เสาตัวอย่าง S3 ลดปริมาณเหล็กเสริมตามขวางลงประมาณครึ่งหนึ่งจากเสาตัวอย่าง S1 และเสาตัวอย่าง S2s โดยเสาตัวอย่าง S3 ใช้เหล็กกลมผิวเรียบ ขนาด 6 มม. เป็นเหล็กเสริมตามขวาง วางห่างกัน 250 มม. ซึ่งจากการทดสอบค่าความโค้งตามความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ S3 จะมีค่าสูงในช่วงระดับล่างที่มีการติดตั้งเครื่องวัดแบบไฟฟ้าเพื่อเก็บข้อมูลการเสียรูปเนื่องจากแรงดัด และจะมีค่าลดลงเมื่อทำการวัดที่ระดับที่สูงขึ้น ดังแสดงรูปที่ 4.25 โดยเปรียบเทียบกับรูปที่เกิดการแตกร้าวขึ้น

ตามความสูงของเสาตัวอย่าง ซึ่งเห็นได้อย่างชัดเจนว่า รอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นเป็นลักษณะแนวทะแยงมุม จากโคนเสาตัวอย่างที่ความสูงจากฐานคอนกรีต ประมาณ 1000 มม.



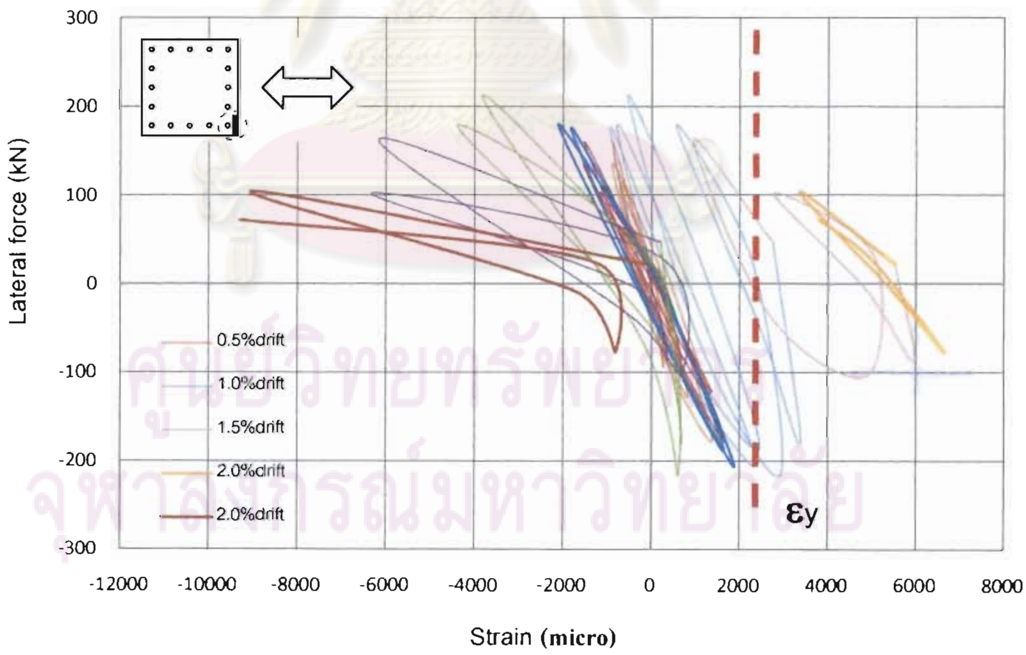
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 4.25 แสดงค่าความโค้งตามความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ S3

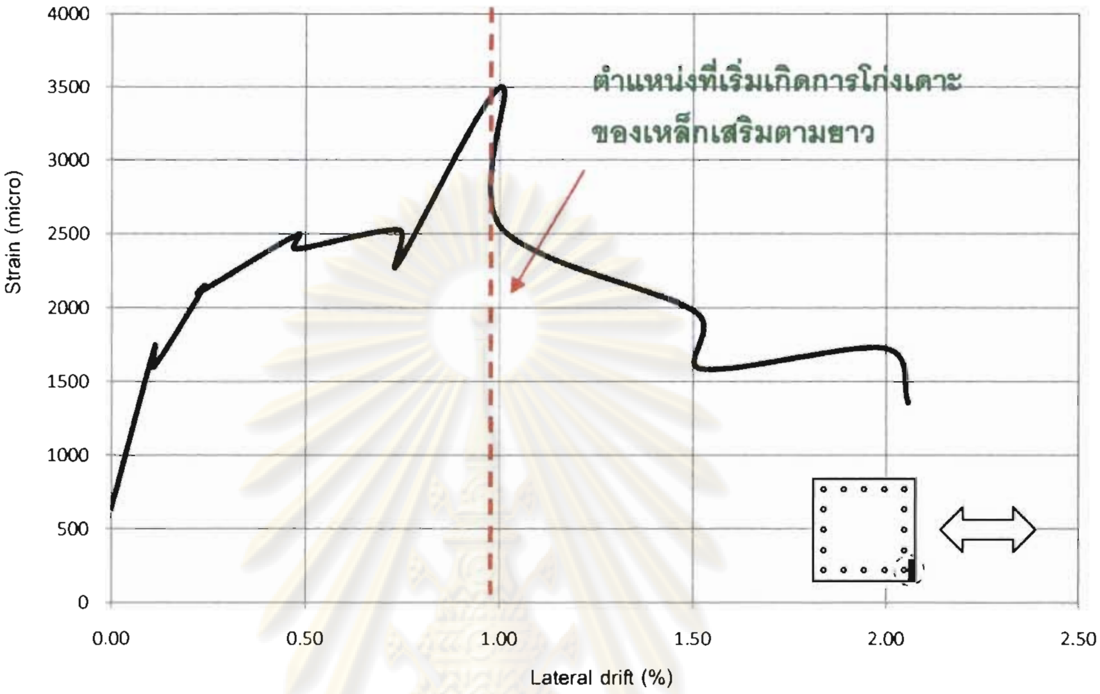
4.1.3.4 **ความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง S3**

กราฟความความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาว ดังแสดงในรูปที่ 4.26 ซึ่งติดตั้งที่ตำแหน่ง 50 มม.จากฐานคอนกรีต ตำแหน่งเกจวัดความเครียดที่ติดใน

เหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่างทดสอบ S3 เหมือนกับตัวอย่างทดสอบ S1 และ S2s ซึ่งแสดงตำแหน่งของเกจวัดความเครียดในรูปที่ 3.11 ในการระหว่างการทดสอบพบว่า เหล็กเสริมตามยาวถึงจุดครากที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 0.75% ของความสูง ซึ่งมีความเครียดที่จุดคราก ประมาณ 2573 ไมโค(micro)ของความความเครียด และเนื่องจากการแตกหลุดร่อนของคอนกรีตมีผลให้ เหล็กเสริมตามยาวเกิดการโก่งเดาะที่ตำแหน่ง 550 มม. จากฐานคอนกรีต ที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 1.00% ของความสูง จากนั้นการแตกร้าวมากขึ้นอย่างต่อเนื่องทำให้คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมหลุดร่อนออก จึงทำให้เกจวัดความเครียดที่ติดในเหล็กเสริมไม่สามารถวัดค่าได้ ที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 2.00% ของความสูง ในการทดสอบเสาตัวอย่าง S3 มีการวิบัติแบบเฉือน ด้วยน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 3.00% ของความสูง ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง S3 แสดงดังรูปที่ 4.27



รูปที่ 4.26 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวตัวอย่าง S3

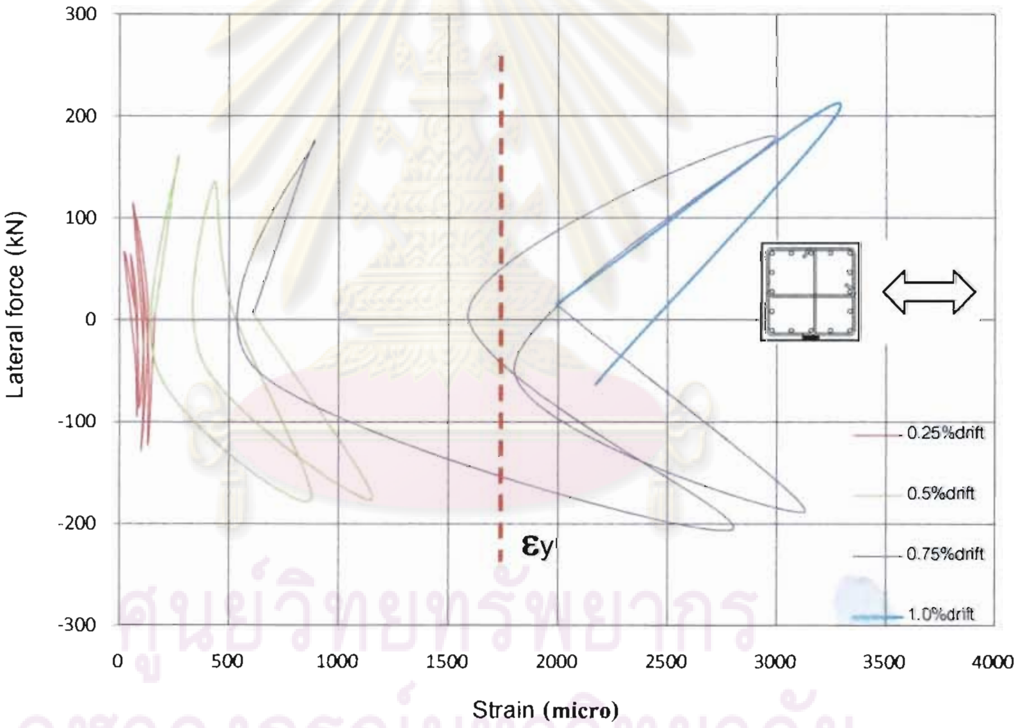


รูปที่ 4.27 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับความเครียด
ในเหล็กเสริมตามยาวของตัวอย่าง S3

4.1.3.5 **ความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง** S3

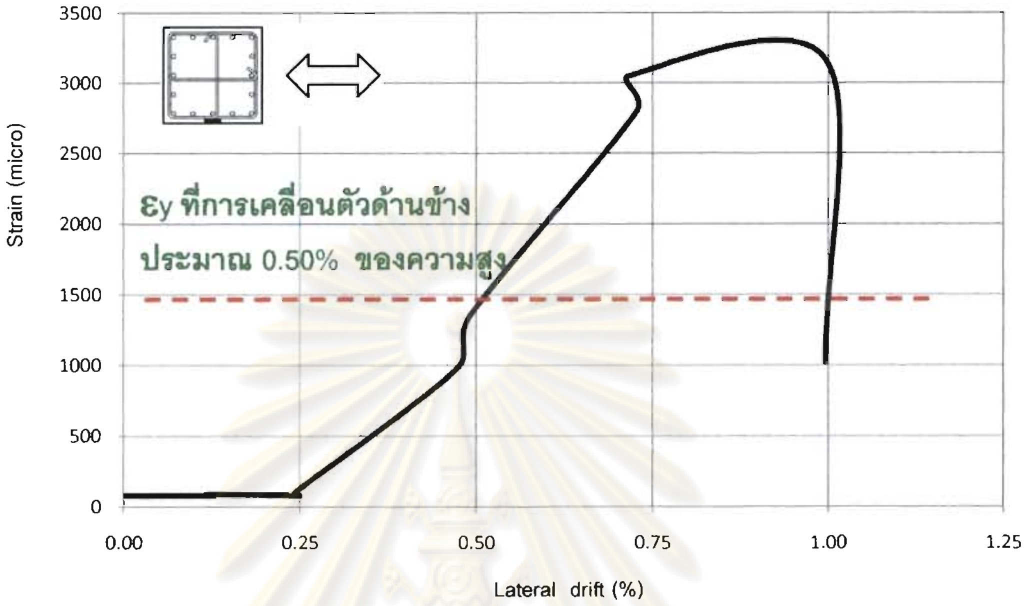
ตำแหน่งติดตั้งเกจวัดความเครียดไว้ในเหล็กเสริมตามขวางของแต่ละชิ้นของเหล็กเสริม อยู่ที่ระยะ 100 มม., 350 มม. และ 600 มม.จากฐานคอนกรีต แสดงตำแหน่งของเกจวัดความเครียดในรูปที่ 3.12 ซึ่งตำแหน่งของเหล็กเสริมตามขวางในแต่ละระดับไม่เหมือนกับเสาตัวอย่าง S1 และเสาตัวอย่าง S2s เนื่องการลดปริมาณของเหล็กเสริมตามขวางลงประมาณครึ่งหนึ่งจากเสาตัวอย่าง S1 และเสาตัวอย่าง S2s เพื่อเปรียบเทียบการโอบรัดของเหล็กเสริมตามขวาง ซึ่งกราฟความความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวาง ดังแสดงในรูปที่ 4.282 ซึ่งติดตั้งจากฐานขึ้นมา 600 มม. ทางทิศใต้ของเสาตัวอย่าง ในการทดสอบพบว่าเหล็กเสริมตามขวางถึงจุดครากที่การเคลื่อนตัวด้านข้างค่าประมาณ 0.50% ของความสูง ซึ่งมีความเครียดที่จุดคราก ประมาณ

1488 ไมโค(micro)ของความความเครียด และความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว (%drift) กับความเครียดในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง S3 ที่ติดอยู่ทิศใต้เสาตัวอย่าง แสดงในรูปที่ 4.29 ที่ตำแหน่ง 600 มม. จากฐานคอนกรีต ซึ่งเหล็กเสริมตามขวางมีการฉีกขาดแยกตัวออก ด้วยแรงเฉือนที่กระทำกับเสาตัวอย่างทำให้เหล็กเสริมตามยาวเกิดการโก่งเดาะและปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่มีน้อยอยู่แล้ว ส่งผลให้ผลักดันเหล็กเสริมตามขวางเกิดการฉีกขาดแยกตัวออกรุนแรงและเห็นได้ชัดเจน



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

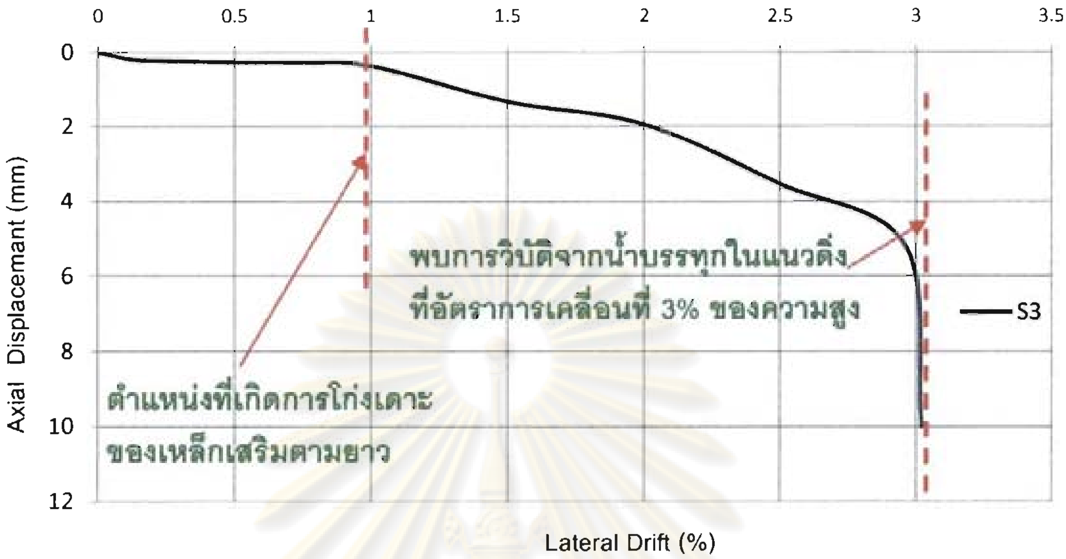
รูปที่ 4.28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างกับความเครียด
ในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง S3



รูปที่ 4.29 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละอัตราการเคลื่อนตัว(%drift) กับความเครียด ในเหล็กเสริมตามขวางของตัวอย่าง S3

4.1.3.6 **การเสียรูปในแนวแกนของตัวอย่าง** S3

ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้างของความสูงกับระยะการเคลื่อนตัวในแนวแกนของ ตัวอย่าง S3 แสดงดังรูปที่ 4.30 ซึ่งระยะการเคลื่อนตัวในแนวแกนมีการเพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ จนถึงที่การเคลื่อนที่ด้านข้าง 1.00% ของความสูง พบว่าเหล็กเสริมตามยาวเกิดการโก่งเดาะขึ้นจากข้อมูลความเครียดที่ได้ทำการบันทึกไว้ โดยระยะที่เกิดการโก่งเดาะสูงขึ้นมาจากฐานคอนกรีตประมาณ 550 มม. หลังจากเกิดการโก่งเดาะระยะการเคลื่อนตัวในแนวแกนมีการเพิ่มขึ้นมากขึ้นเรื่อยๆ เนื่องจากปริมาณเหล็กตามขวางที่มีปริมาณน้อยไม่เพียงพอที่โอบรัดหรือช่วยลดลงการโก่งตัวของเหล็กเสริมตามยาวที่เกิดขึ้นหลังจากการโก่งเดาะ โดยที่การเคลื่อนที่ด้านข้าง 3% ของความสูง ระยะการเคลื่อนตัวในแนวแกนมีการเพิ่มขึ้นอย่างฉับพลัน เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงในแนวดิ่ง

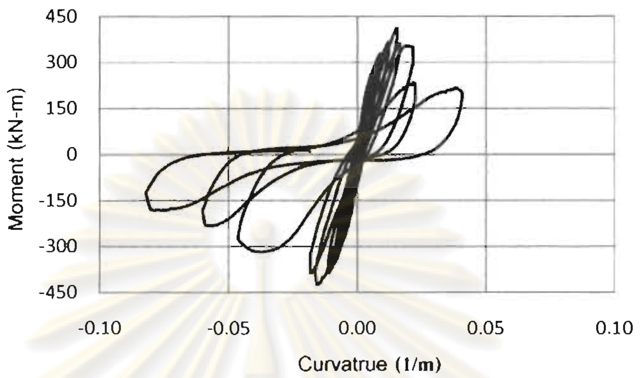


รูปที่ 4.30 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้างของความสูงกับระยะการเคลื่อนตัวใน แนวแกนของตัวอย่าง S3

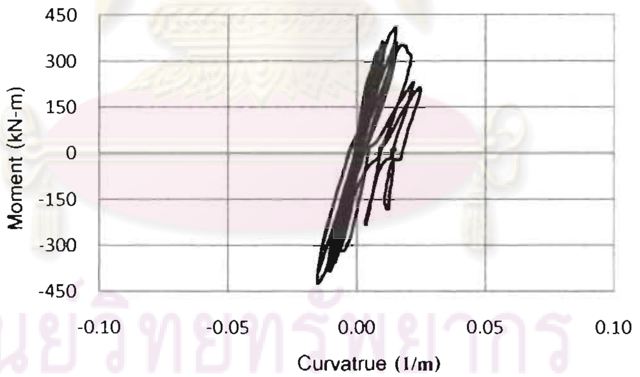
4.2 **ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับค่าความโค้ง**

สำหรับการคำนวณหาค่าความโค้ง ในแต่ละชั้นของกลุ่มการคำนวณนั้น จะคำนวณจากระยะการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งที่วัดได้จากเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า ด้านข้างผิวของเสาตัวอย่างทดสอบชั้นละ 2 ตัว โดยที่ค่าความโค้งในแต่ละชั้นนั้นคำนวณจาก ผลต่างของระยะการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง ที่วัดได้จาการทดสอบ ส่วนด้วยผลคูณของระยะความห่างสุทธิระหว่างเครื่องมือวัดในแนวราบกับระยะความยาวของแต่ละชั้นของกลุ่มการคำนวณ ซึ่งจะอธิบายการคำนวณในสมาการที่ 3.4 และสมการที่ 3.5 แสดงดังรูปที่ 3.19 การคำนวณหาค่าความโค้ง (curvature) เมื่อสามารถหาค่าความโค้ง (curvature)ไ ด้แล้วนั้น จึงสามารถเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งได้ ซึ่งแสดงดังรูปที่ 4.31 สำหรับเสาตัวอย่างทดสอบ S1 โดยที่รูปที่ 4.32 และรูปที่ 4.33 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งของเสาตัวอย่างทดสอบ S2s และ S3 ตามลำดับ

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



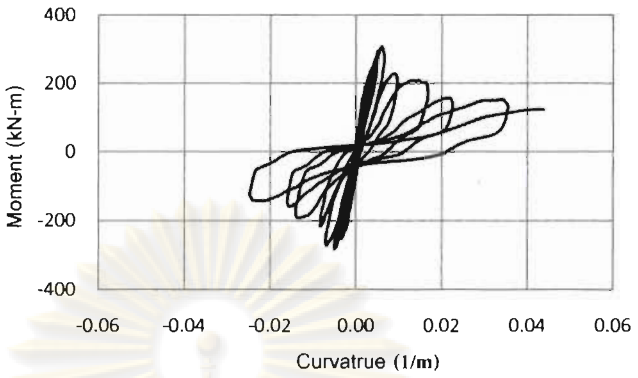
(ก) ระดับที่ 1



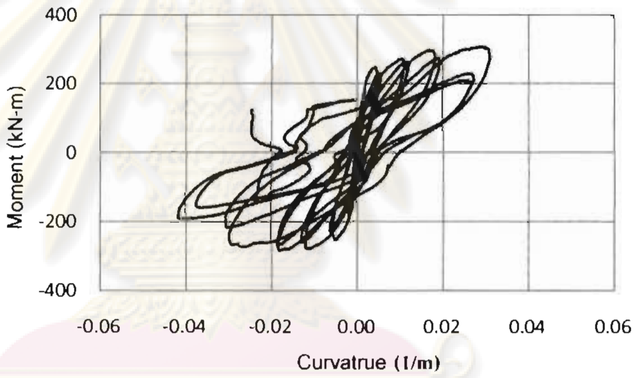
(ข) ระดับที่ 2

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

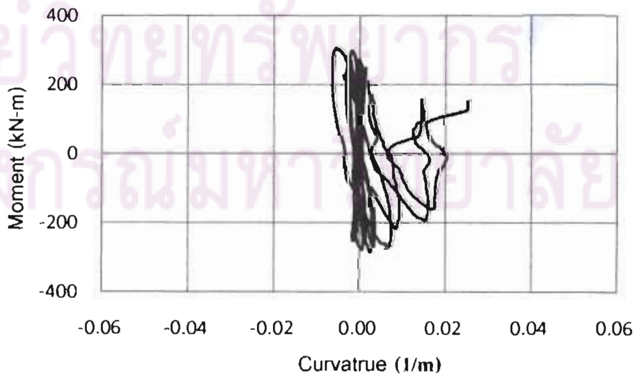
รูปที่ 4.31 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งของตัวอย่าง S1



(ก) ระดับที่ 1



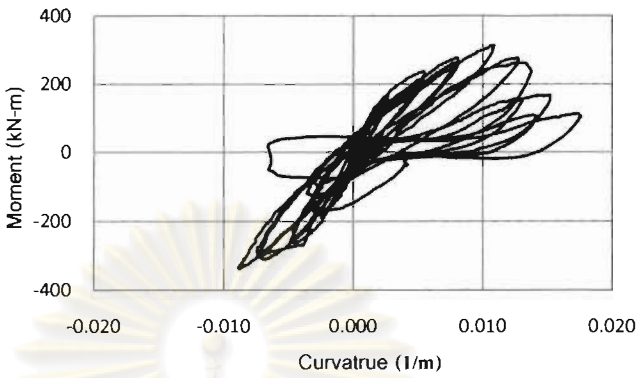
(ข) ระดับที่ 2



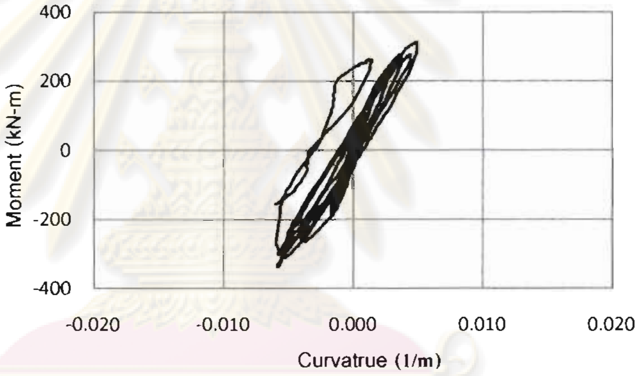
(ค) ระดับที่ 3

รูปที่ 4.32 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งของตัวอย่าง S2s

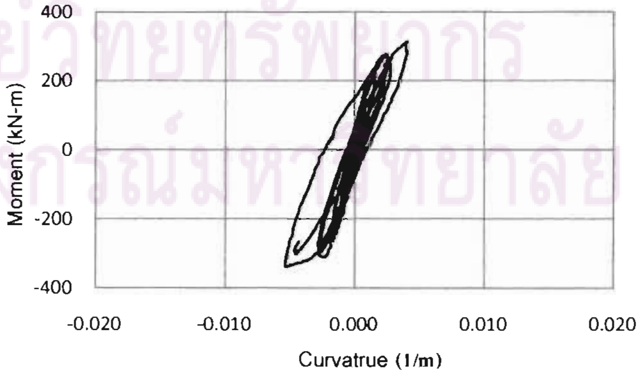
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



(ก) ระดับที่ 1



(ข) ระดับที่ 2



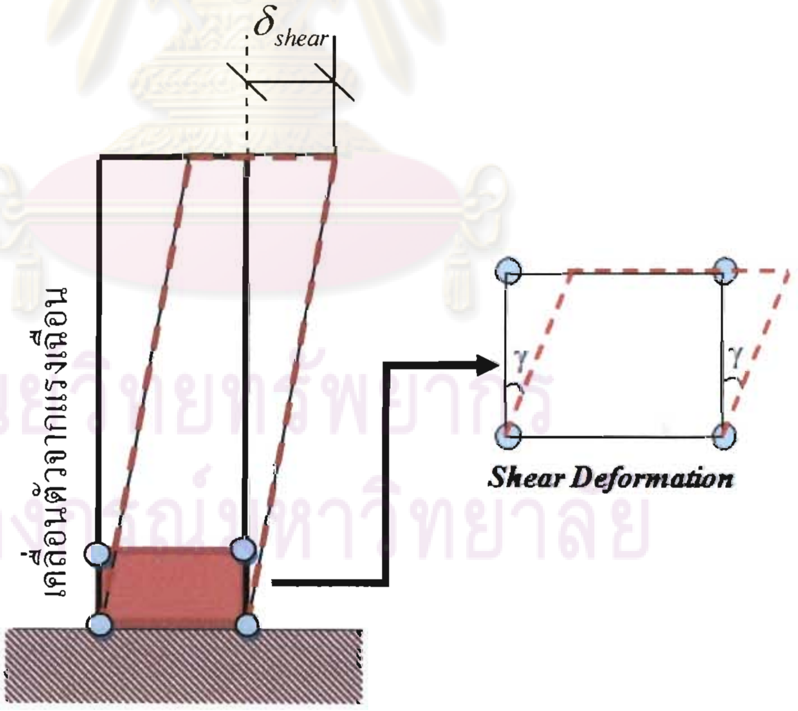
(ค) ระดับที่ 3

รูปที่ 4.33 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งของตัวอย่าง S3

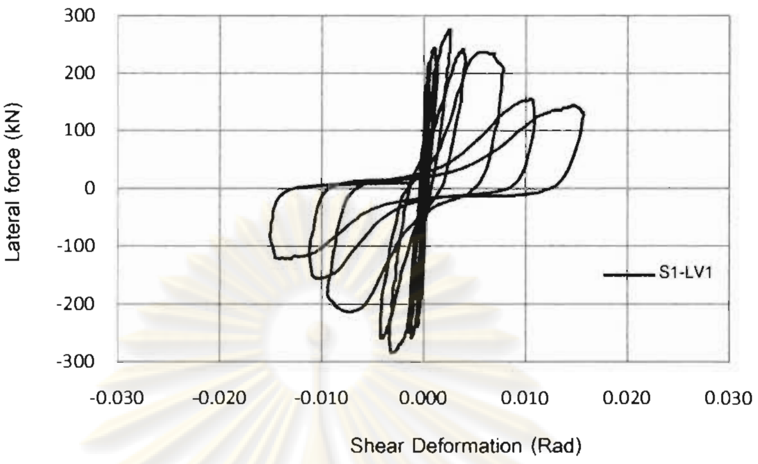
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือน

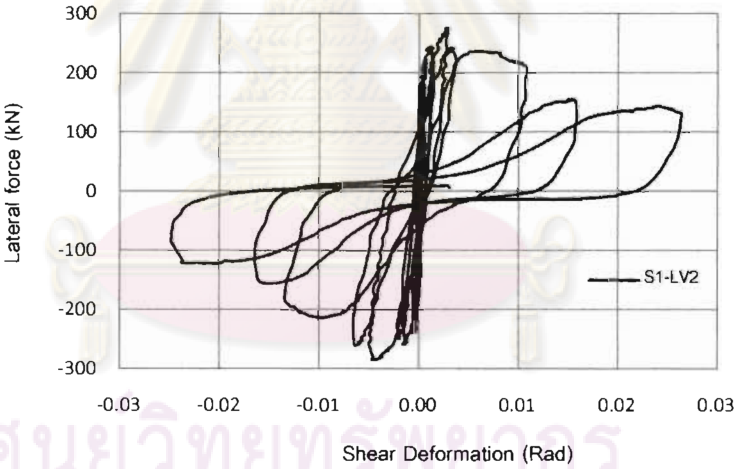
ระยะการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนเกิดขึ้นในแนวทแยงมุมบนผิวหน้าเสาตัวอย่างด้านขนานกับทิศทางการให้แรงกระทำทางด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 4.34 เป็นรูปร่างแบบการเสียรูปจากแรงเฉือน โดยการคำนวณการเปลี่ยนแปลงความยาวของระยะเคลื่อนที่ในแนวทะแยงมุมที่วัดได้จากเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า ให้เป็นระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบ ซึ่งแสดงการคำนวณการเคลื่อนที่เนื่องจากแรงเฉือนตามสมการที่ 3.8 ถึงสมการที่ 3.15 โดยรูปที่ 3.21 ตัวอย่างการคำนวณการเสียรูปแบบเฉือน ระยะการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณ สามารถเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับมุมการเคลื่อนที่เนื่องจากแรงเฉือนได้ ซึ่งแสดงดังรูปที่ 4.35 สำหรับเสาตัวอย่างทดสอบ S1 โดยที่รูปที่ 4.36 และรูปที่ 4.37 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่เนื่องจากแรงเฉือนของเสาตัวอย่างทดสอบ S2s และ S3 ตามลำดับ



รูปที่ 4.34 รูปแบบการเสียรูปจากแรงเฉือน



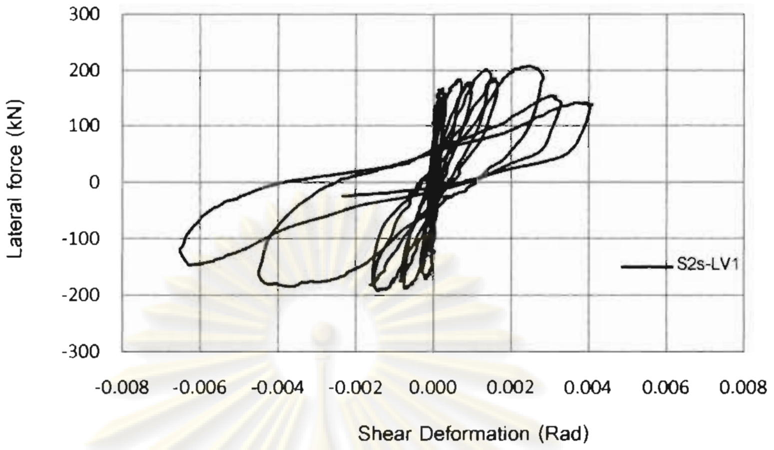
(ก) ระดับที่ 1



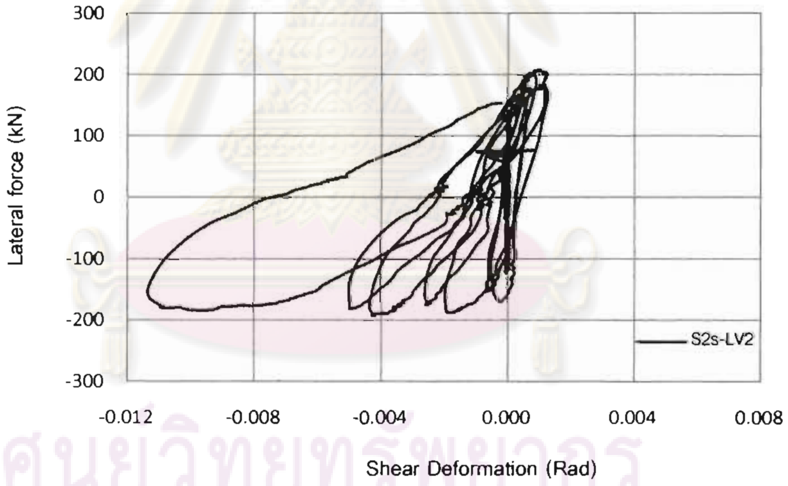
(ข) ระดับที่ 2

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 4.35 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่เนื่องจากแรงเฉือนของเสาตัวอย่างทดสอบ S1



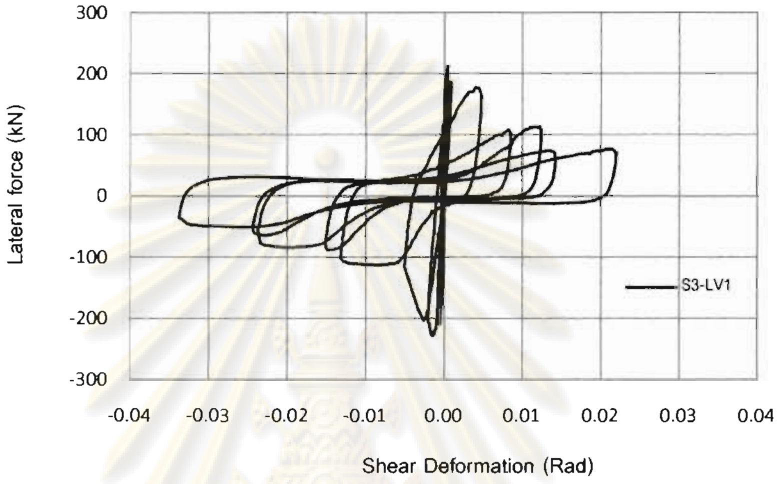
(ก) ระดับที่ 1



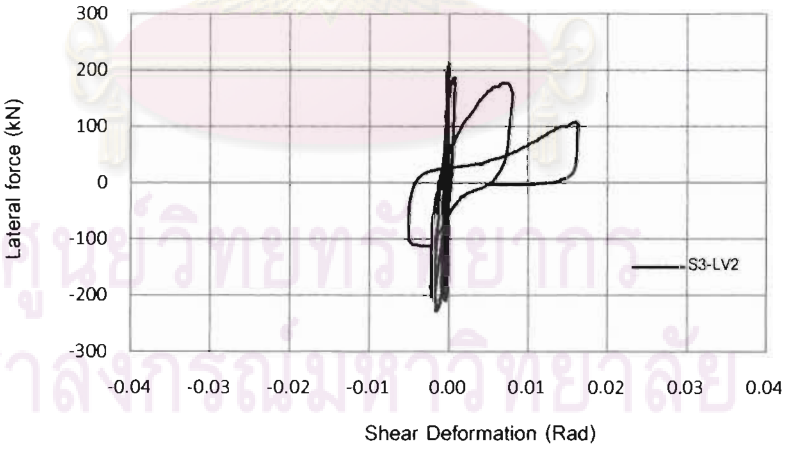
(ข) ระดับที่ 2

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 4.36 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่เนื่องจากแรงเฉือนของเสาตัวอย่างทดสอบ S2s



(ก) ระดับที่ 1



(ข) ระดับที่ 2

รูปที่ 4.37 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่เนื่องจากแรงเฉือนของเสาตัวอย่างทดสอบ S3

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.4 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของเสาตัวอย่างทดสอบ

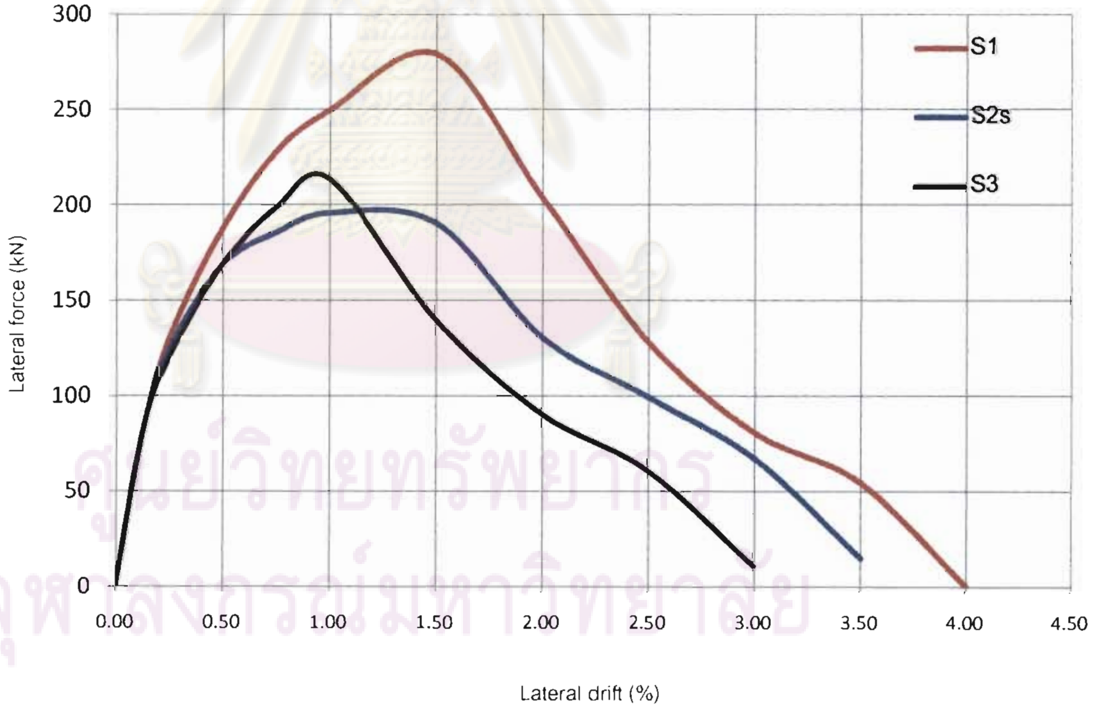
ในส่วนนี้จะนำเสนอการเปรียบเทียบพฤติกรรมต่างภายใต้น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งและแรงกระทำแบบวัฏจักร จากผลการทดสอบของเสาตัวอย่าง S1, S2s และ S3 ในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้างต่อความสูงในลักษณะของเส้นโค้งขอบนอก (envelop curve) เพื่อทำการเปรียบเทียบระหว่างเสาตัวอย่างทดสอบ ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่ในแนวแกนกับร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้างต่อความสูง และรูปการวิบัติของเสาตัวอย่างทดสอบ

4.4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับร้อยละการเคลื่อนด้านข้างต่อความสูง

ระยะการเสียรูปเนื่องจากแรงกระทำด้านข้างนั้น สามารถเขียนความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับร้อยละการเคลื่อนด้านข้างต่อความสูงได้ ในการเปรียบเทียบกำลังรับแรงด้านข้าง ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้าง ค่าความเหนียวที่เกิดขึ้นของเสาตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวอย่างนั้นสามารถนำผลการทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่าง มาเขียนกราฟเส้นโค้งขอบนอก (envelop curve) เปรียบเทียบความสามารถรับกำลังต่างๆ ได้ ซึ่งรูปที่ 4.38 แสดงความสัมพันธ์เส้นโค้งขอบนอกระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับร้อยละการเคลื่อนด้านข้างต่อความสูง ซึ่งกราฟแสดงผลเป็นค่าบวกเท่านั้นเพื่อง่ายต่อการเข้าใจ และจากกราฟความสัมพันธ์เส้นโค้งขอบนอกระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับร้อยละการเคลื่อนด้านข้างต่อความสูง สามารถสรุปแรงกระทำทางด้านข้างได้ดังตารางที่ 4.4

จากการทดสอบพบว่าในช่วงแรกของเส้นโค้งขอบนอกเสาตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่างมีลักษณะที่ใกล้เคียงกันจนถึงอัตราการเคลื่อนตัว 0.25% ความสูง เริ่มมีความแตกต่างของเสาตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่าง โดยที่เสาตัวอย่าง S1 มีแรงด้านข้างกระทำที่จุดครากประมาณ 131.2 กิโลนิวตัน และแรงด้านข้างกระทำสูงสุดประมาณ 283.9 กิโลนิวตัน ที่อัตราการเคลื่อนตัวประมาณ 1.45% ความสูง ซึ่งเป็นค่าที่มากสูงสุดของเสาตัวอย่างทั้งหมด เสาตัวอย่าง S2s ที่มีการต่อทาบเหล็กเสริมตามยาวบริเวณโคนเสา มีแรงด้านข้างกระทำที่จุดครากประมาณ 125.4 กิโลนิวตัน และแรงด้านข้างกระทำสูงสุดประมาณ 208.1 กิโลนิวตัน ที่อัตราการเคลื่อนตัวประมาณ 1.25% ความสูง และเสาตัวอย่าง S3 ที่มีการลดปริมาณเหล็กเสริมตามขวางลงครึ่งหนึ่งจากเสาตัวอย่าง S1 และ S2s มีแรง

ด้านข้างกระทำที่จุดครากประมาณ 121.2 กิโลนิวตัน และแรงด้านข้างกระทำสูงสุดประมาณ 227.7 กิโลนิวตัน ที่อัตราการเคลื่อนตัวประมาณ 0.95% ความสูง โดยหลังจากนั้นการลดลงของแรงกระทำด้านข้างของเสาตัวอย่าง S1 และ S3 เกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว อาจจะมีผลมาจากปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ค่อนข้างน้อย ซึ่งจะเห็นได้อย่างชัดเจนในเสาตัวอย่าง S3 ส่วนเสาตัวอย่าง S2s แรงกระทำด้านข้างไม่ได้ลดลงอย่างฉลับพลัน โดยสามารถคงแรงกระทำด้านข้างไปได้ตั้งแต่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง 1.00% จนถึง 1.50% ต่อความสูง ซึ่งระยะประมาณ 0.5% อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างต่อความสูง แต่จากการสำรวจระหว่างการทดสอบนั้นเสาตัวอย่าง S2s ไม่มีเสถียรภาพมากนัก เนื่องเกิดรอยแตกร้าวขึ้นอย่างรวดเร็วต่อเนื่องและกระจายตัวเต็มผิวหน้าของเสาทดสอบก่อนที่เกิดการหลุนร่องของคอนกรีต โดยเสาตัวอย่าง S2s มีแรงกระทำด้านข้างที่น้อยที่สุด

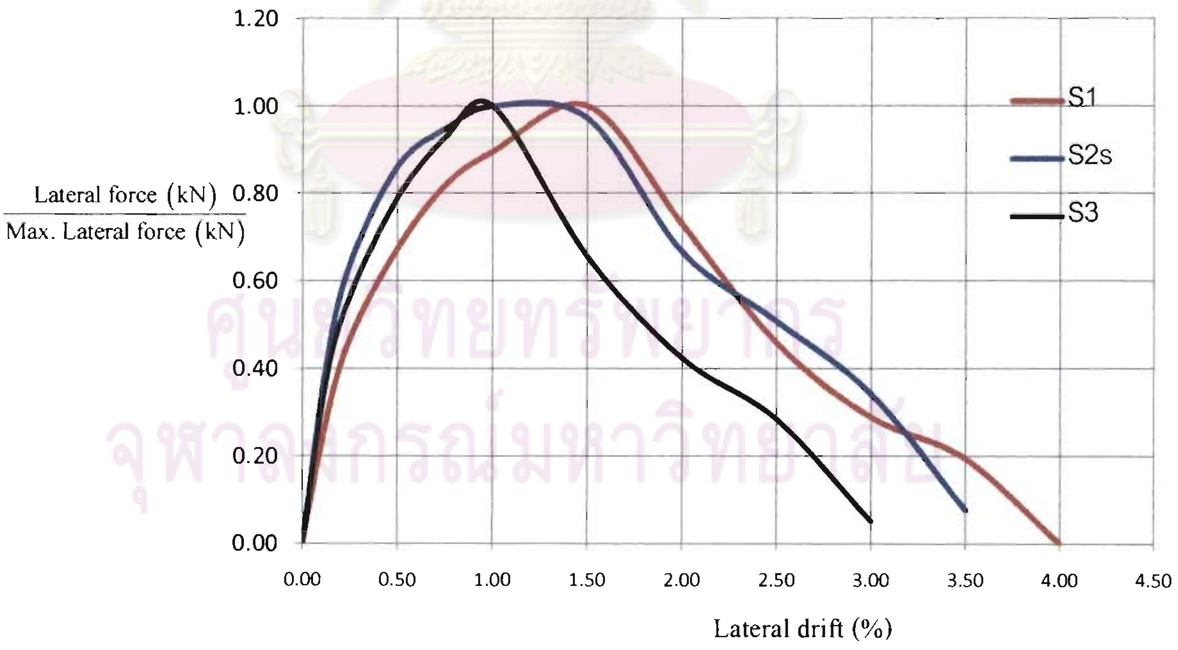


รูปที่ 4.38 ความสัมพันธ์เส้นโค้งขอบนอกระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับร้อยละการเคลื่อนด้านข้างต่อความสูง

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.7 สรุปกำลังรับแรงด้านข้างจากผลการทดสอบของเสาตัวอย่าง S1 S2s และ S3

ชื่อเสาตัวอย่างทดสอบ		S1	S2s	S3
แรงกระทำด้านข้าง (kN)	แรงกระทำด้านข้างที่เกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรก (P_{cr})	90.3	78.5	86.0
	แรงกระทำด้านข้างที่จุดคราก (P_y)	131.2	125.4	121.2
	แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (P_m)	283.9	208.1	227.7
	แรงกระทำด้านข้างที่ลดลง 0.8 P_{max} (P_{δ_m})	227.1	166.5	182.2
โมเมนต์ดัด (kN-m)	โมเมนต์ดัดที่ทำให้เริ่มเกิดรอยแตกร้าว (M_{cr})	135.5	117.7	129.1
	โมเมนต์ดัดที่จุดคราก (M_y)	196.8	188.1	181.8
	โมเมนต์ดัดสูงสุด (M_m)	425.9	312.1	341.5
	โมเมนต์ดัดที่ 0.8 P_{max} (M_{δ_m})	340.7	249.7	273.2



รูปที่ 4.39 ความสัมพันธ์เส้นโค้งขอบนอกระหว่างอัตราการรับแรงกระทำทางด้านข้าง *(Normalized)* กับร้อยละการเคลื่อนด้านข้างต่อความสูง

ตารางที่ 4.8 สรุปประยะเคลื่อนที่ด้านข้างจากผลการทดสอบของเสาตัวอย่าง S1 S2s และ S3

ชื่อเสาตัวอย่างทดสอบ		S1	S2s	S3
ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง, มม. (%drift)	ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ทำให้เริ่มเกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรก (δ_{cr})	1.88 (0.125%)	1.87 (0.125%)	1.88 (0.125%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เหล็กเสริมถึงจุดคราก (δ_{yi})	16.5 (1.0%)	11.25 (0.75%)	11.25 (0.75%)
	ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างที่จุดคราก (δ_y)	13.25 (0.90%)	7.50 (0.50%)	9.75 (0.65%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (δ_{P_m})	21.75 (1.45%)	18.88 (1.25%)	14.35 (0.95%)
	ระยะการเคลื่อนตัวที่สูญเสียความต้านทานด้านข้างหรือที่ $0.8P_{max}$ (δ_m)	29.95 (2.0%)	25.50 (1.7%)	21.41 (1.5%)
	ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เกิดการวิบัติ ($\delta_{collapse}$)	63.31 (4.0%)	52.62 (3.5%)	44.79 (3.0%)
ความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ด้านข้างที่สูญเสียความต้านทานด้านข้างหรือที่ $0.8P_{max}$ ($\mu_m = \frac{\delta_m}{\delta_y}$)		2.35	3.40	2.20
ความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ด้านข้างที่เกิดการวิบัติ ($\mu_{collapse} = \frac{\delta_{collapse}}{\delta_y}$)		4.97	7.02	4.59

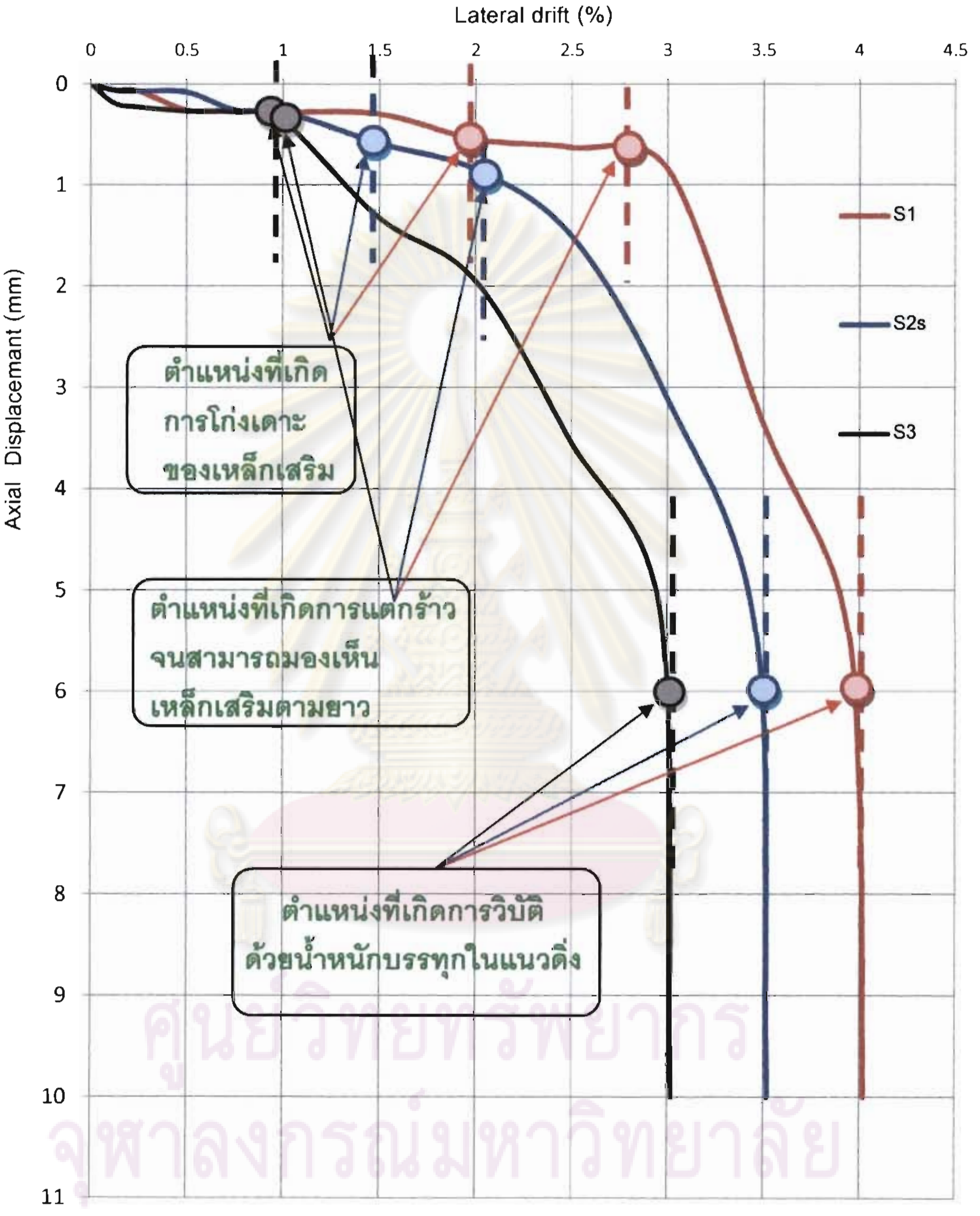
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

โดยจากรูปที่ 4.39 และ ตารางที่ 4.8 แสดงผลการสรุประยะเคลื่อนที่ด้านข้างจากการทดสอบของเสาตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่างพบว่าเสาตัวอย่าง S1 ซึ่งเป็นตัวแทนในการเปรียบเทียบมีระยะเคลื่อนที่ด้านข้างสูงที่สุด โดยมีค่ามากกว่าเสาตัวอย่าง S2s และ S3 ซึ่งมีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เริ่มเกิดรอยแตกร้าว เสาตัวอย่างทั้ง 3 ต้น มีค่าเท่ากัน คือ 1.88 มม. ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างประมาณ 0.125% ต่อความสูง มีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่จุดคราก (75% secant approach) ของเสาตัวอย่าง S1, S2s และ S3 มีค่าเท่ากับ 13.25 มม., 7.50 มม. และ 9.75 มม.ที่อัตราการเคลื่อนที่

ด้านข้างประมาณ 0.9%, 0.5%, 0.65% ต่อความสูง ตามลำดับ หลังจากที่เหล็กเสริมเส้นแรกเกิดการคราก(δ_{y1} , 1st steel yielding) และเสารับแรงกระทำด้านข้างสูงสุด ซึ่งมีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ตำแหน่งนี้ แสดงดังตารางที่ 4.8 โดยระยะการเคลื่อนตัวที่สูญเสียความต้านทานด้านข้างหรือตำแหน่งที่แรงกระทำด้านข้างลดลง 20% ของกระทำด้านข้างสูงสุด ของเสาตัวอย่างทั้ง 3 ต้น มีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่สูญเสียความต้านทานด้านข้าง เท่ากับ 29.95 มม., 25.50 มม. และ 21.41 มม. ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างประมาณ 2.0%, 1.7%, 1.5% ต่อความสูง ความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ด้านข้างที่สูญเสียความต้านทานด้านข้าง มีค่าเท่ากับ 2.35, 3.40, 2.20 ตามลำดับ และจุดที่เกิดการวิบัติเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง มีค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ด้านข้างที่เกิดการวิบัติเท่ากับ 4.97, 7.02, 4.59 ตามลำดับ ซึ่งจะเห็นว่าค่าความเหนียวของเสาตัวอย่าง S2s มีสูงสุด แต่ในระหว่างการทดสอบนั้นสำรวจพบว่า เสาตัวอย่าง S2s ไม่มีเสถียรภาพมากนัก เนื่องเกิดรอยแตกร้าวขึ้นอย่างรวดเร็วต่อเนื่อง ทั้งในแนวทแยงมุมที่เกิดจากแรงเฉือน ในแนวดิ่งเนื่องจากน้ำบรรทุกที่กดทับและกระจายตัวเต็มผิวหน้าของเสาทดสอบก่อนที่เกิดการหลุนร่องของคอนกรีต ซึ่งระยะเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาตัวอย่าง S2s นั้นถึงจุดครากเร็วที่สุด จึงเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้เสาคอนกรีตมีค่าความเหนียวสูงกว่าเสาอย่าง S1 และ S3

4.4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนในแนวแกนกับร้อยละการเคลื่อนด้านข้างต่อความสูง

ระยะการเคลื่อนที่ในแนวแกนที่หัวเสาตัวอย่างทดสอบที่ขึ้นนั้นเนื่องจาก น้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง ประมาณ คงที่ 0.2 $f'_c A_g$ กระทำในแนวดิ่งที่หัวเสา ดังนั้นระยะการเคลื่อนที่ในแนวแกนที่เกิดขึ้นตั้งแต่เริ่มทดสอบจนถึงจนเกิดการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง สามารถนำมาหาความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนในแนวแกนกับร้อยละการเคลื่อนด้านข้างต่อความสูง แสดงดังรูปที่ 4.40 เพื่อเปรียบเทียบระยะและรูปแบบการเคลื่อนตัวในแนวแกนที่เกิดขึ้นของเสาตัวอย่างทดสอบ S1 S2s และ S3 จากผลการทดสอบพบว่า เสาตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่างมีระยะเคลื่อนที่ในแนวแกนก่อนเกิดการวิบัติ ประมาณ 6 มม. เมื่อเทียบช่วงความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ 1.5 เมตร พบว่ามีค่าการยุบตัวของเสาประมาณ 0.4% ซึ่งการเพิ่มระยะการเคลื่อนที่ในแนวแกนของเสาตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ต้น จะเพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ และมีค่ามากขึ้นเมื่อเกิดการโก่งเดาะขึ้น โดยจะมีค่าอย่างรวดเร็วเมื่อเกิดการแตกร้าวจนคอนกรีตหลุนร่อนออกมา จนสามารถมองเห็นเหล็กเสริมตามยาวด้วยตาเปล่า



รูปที่ 4.40 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนในแนวแกนกับร้อยละการเคลื่อนด้านข้างต่อความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ S1 S2s และ S3

ศูนย์วิทยทรัพยากร จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.4.3 รูปการวิบัติของเสาตัวอย่างทดสอบ

การทดสอบเสาตัวอย่างภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรและแรงกระทำในแนวแกนคงที่ 0.2 $f_c^{'}A_g$ จนเกิดการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง ทำให้เกิดรอยแตกร้าวมากมาย การหลุดร่อนของคอนกรีตที่ห่อหุ้มเหล็กเสริม เกิดการฉีกขาดโก่งงอของเหล็กเสริมตามขวาง และเกิดการโก่งเดาะของเหล็กเสริมตามยาว โดยการโก่งเดาะของเสาตัวอย่าง S1, S2s และ S3 ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง 2.00%, 1.50%, และ 1.00% ของความสูง โดยเสาตัวอย่างทั้ง 3 ต้น มีรอยแตกร้าวเป็นลักษณะเส้นทะแยงมุม เห็นได้ชัดเจนในเสาตัวอย่าง S1 และ S3 แต่เสาตัวอย่าง S2s ทีมีรอยแตกร้าวกระจายตัวเต็มผิวหน้าของเสา ในลักษณะเส้นทแยงมุมและยังมีรอยแตกร้าวในแนวดิ่งด้วย ซึ่งแตกต่างจากเสาตัวอย่าง S1 และ S3 ที่ไม่พบ อาจเป็นสาเหตุมาจากการถ่ายเทน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งที่ไม่ดีมากนัก เนื่องจากเสาตัวอย่าง S2s มีการต่อทาบเหล็กเสริมในแนวดิ่ง และจากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ว่า เสาตัวอย่างทดสอบ S1 S2s และ S3 เกิดการวิบัติแบบเฉือน (shear Failure Mode) ดังแสดงในรูปที่ 4.41 การวิบัติแบบเฉือนของเสาตัวอย่างทดสอบ และรูปที่ 4.42 แสดงการวิบัติหลังหยุดการทดสอบของเสาตัวอย่างทดสอบ S1 S2s และ S3 โดยอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างต่อความสูงที่เกิดการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง เท่า 4.0%, 3.5% และ 3.0% ตามลำดับ และเมื่อเปรียบเทียบกับแบบจำลองที่ทำนายอัตราการเคลื่อนที่ ที่เกิดการวิบัติน้ำบรรทุกในแนวแกน ที่ได้พัฒนาขึ้นโดย Elwood และ Moehle,(2005) ได้อธิบายถึงแบบจำลองอย่างง่ายสำหรับการจำลองความสามารถการเสียรูปที่จุดวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งของเสาที่เสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (หลังจากเกิดการครากเนื่องจากแรงดัด) แสดงดังรูปที่ 2.11 และการคำนวณตามสมการที่ 2.19 ผลในการเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่าอัตราการเคลื่อนที่ ที่ได้ในการคำนวณของ Elwood และ Moehle,(2005) ใช้ทำนายอัตราการเคลื่อนที่ของเสาในประเทศไทยหรือประเทศที่เกิดแผ่นดินไหวน้อยไม่ได้ เนื่องจากสูตรในการคำนวณนี้มีสมมุติฐานในการวิเคราะห์ที่รับการเกิดแผ่นดินไหวรุนแรง ซึ่งจะแสดงผลของการเปรียบเทียบ ดังแสดงในตารางที่ 4.9

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.9 เปรียบเทียบผลของอัตราการเคลื่อนที่ ที่เกิดการวิบัติด้วยน้ำบรรทุกในแนวแกนที่

ชื่อเสาตัวอย่าง	อัตราการเคลื่อนที่ ที่เกิดการวิบัติด้วยน้ำบรรทุกในแนวแกนที่คาดว่าจะเกิดขึ้น $\left(\frac{\Delta}{L}\right)_{axial}=\frac{4}{100}\frac{1+(\tan\theta_s)^2}{\tan\theta_s+P\left(\frac{s}{A_v f_{yh} d_c \tan\theta_s}\right)}$	อัตราการเคลื่อนที่ ที่เกิดการวิบัติด้วยน้ำบรรทุกในแนวแกนจากผลการทดสอบ
S1	0.5 %	4.0 %
S2s	0.7 %	3.5 %
S3	0.4 %	3.0 %

(ก) เสาตัวอย่าง S1(2.0%) (ข) เสาตัวอย่าง S2s (2.0%) (ค) เสาตัวอย่าง S3 (2.0%)

รูปที่ 4.41 การวิบัติแบบเฉือนของเสาตัวอย่างทดสอบ S1 S2s และ S3

(ก) รูปการทดสอบหลังการวิบัติของเสาตัวอย่างทดสอบ S1

(ข) รูปการทดสอบหลังการวิบัติของเสาตัวอย่างทดสอบ S2s

(ค) รูปการทดสอบหลังการวิบัติของเสาตัวอย่างทดสอบ S3

รูปที่ 4.42 แสดงการวิบัติหลังการทดสอบของเสาตัวอย่างทดสอบ S1 S2s และ S3

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการวิจัย

ทั่วไปโดยปกติอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการก่อสร้างก่อนที่พระราชบัญญัติของการออกแบบเพื่อป้องกันแรงแรงกระทำจากการเกิดแผ่นดินไหวจะมีนั้น มีความจำเป็นต้องกลับมาตรวจสอบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กดังกล่าว ถึงกำลังความแข็งแรงของโคร้างสร้าง หากเกิดแผ่นดินไหวขึ้น ซึ่งประเทศไทยด้วยเช่นกันเนื่องจากจัดอยู่ในเขตแผ่นดินไหวระดับปานกลาง จากเหตุนี้เองจึงควรมีการออกแบบอาคารเพื่อป้องกันการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง ซึ่งเสาอันเป็นองค์ประกอบหลักในโครงสร้างอาคาร หากเสาเกิดการวิบัติพังทลายอาจส่งผลทำให้อาคารเกิดการถล่มได้ โดยการก่อสร้างในประเทศไทยในอดีตนั้น มีการต่อทาบเหล็กเสริมที่บริเวณโคนเสาและอาจมีการใช้ปริมาณเหล็กปลอกในปริมาณที่ไม่มากนัก ซึ่งส่งผลกระทบอย่างมากต่อความสามารถในการรับแรงของเสา เสาเหล่านี้จึงเรียกว่าเป็นเสาที่ไม่มีความเหนียว ดังนั้นเสาดังกล่าวจึงมีจำเป็นต้องมีการปรับปรุงเพิ่มความสามารถหรือทำการก่อสร้างใหม่เพื่อทดแทนเพื่อที่จะสามารถรับแรงจากแผ่นดินไหวที่อาจนะเกิดขึ้นได้ แต่ก่อนที่จะปรับปรุงหรือก่อสร้างใหม่เพื่อทดแทนนั้นต้องมีการตรวจสอบความสามารถของเสาก่อน และวิเคราะห์รายละเอียดต่างๆ ของเสาที่ไม่มีความเหนียวนี้ เพื่อเลือกใช้วิธีการในการเพิ่มกำลังความแข็งแรงของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้อย่างมีประสิทธิภาพและประหยัด ซึ่งในบทนี้ ได้ทำการบรรยายและอธิบายถึงผลการทดสอบของเสาตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่าง ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร โดยจะได้อธิบายถึงผลการทดสอบต่างๆ ดังนี้ พฤติกรรมต่างๆ ที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบมีผลดังต่อไปนี้

1. จากผลการทดสอบ พบว่าในช่วงแรกของเส้นโค้งขอบนอกเสาตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่างมีลักษณะที่ใกล้เคียงกันจนถึงอัตราการเคลื่อนตัว 0.25% ความสูง เริ่มมีความแตกต่างของเสาตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่าง โดยที่เสาตัวอย่าง S1 มีแรงด้านข้างกระทำด้านข้างมากสูงสุดของเสาตัวอย่างทั้งหมด เสาตัวอย่าง S3 ที่มีการลดปริมาณเหล็กเสริมตามขวางลงครึ่งหนึ่งจากเสา

ตัวอย่าง S1 และ S2s มีแรงด้านข้างกระทำด้านข้างใกล้เคียงกับเสาตัวอย่าง S2s ที่มีการต่อทาบเหล็กเสริมตามยาวบริเวณโคนเสา โดยหลังจากนั้นการลดลงของแรงกระทำด้านข้างของเสาตัวอย่าง S1 และ S3 เกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว อาจจะมีผลมาจากปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ค่อนข้างน้อย ซึ่งจะเห็นได้อย่างชัดเจนในเสาตัวอย่าง S3 ส่วนเสาตัวอย่าง S2s แรงกระทำด้านข้างไม่ได้ลดลงอย่างฉลับพลัน โดยสามารถคงแรงกระทำด้านข้างไปได้ตั้งแต่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง 1.00% จนถึง 1.50% ต่อความสูง ซึ่งระยะประมาณ 0.5% อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างต่อความสูง แต่จากการสำรวจระหว่างการทดสอบนั้นเสาตัวอย่าง S2s ไม่มีเสถียรภาพมากนัก เนื่องเกิดรอยแตกร้าวขึ้นอย่างรวดเร็วต่อเนื่องและกระจายตัวเต็มผิวหน้าของเสาทดสอบก่อนที่เกิดการหลุนร่องของคอนกรีต โดยเสาตัวอย่าง S2s มีแรงกระทำด้านข้างที่น้อยที่สุด

2. จากผลการทดสอบพบว่าเสาตัวอย่าง S1 ซึ่งเป็นตัวแทนในการเปรียบเทียบมีระยะเคลื่อนที่ด้านข้างสูงที่สุด โดยมีค่ามากกว่าเสาตัวอย่าง S2s และ S3 โดยเสาตัวอย่าง S3 มีระยะเคลื่อนที่ด้านข้างน้อยที่สุด ซึ่งมีระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เริ่มเกิดรอยแตกร้าว เสาตัวอย่างทั้ง 3 ต้น ซึ่งจะเห็นว่าค่าความเหนียวของเสาตัวอย่าง S2s มีสูงสุด ซึ่งระยะเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาตัวอย่าง S2s นั้นถึงจุดครากเร็วมาก จึงเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้เสาคอนกรีตมีค่าความเหนียวสูงกว่าเสาอย่าง S1 และ S3 และในระหว่างการทดสอบนั้นสำรวจพบอีกว่า เสาตัวอย่าง S2s ไม่มีเสถียรภาพมากนัก เนื่องเกิดรอยแตกร้าวขึ้นอย่างรวดเร็วต่อเนื่อง ทั้งในแนวทแยงมุมที่เกิดจากแรงเฉือน ในแนวดิ่งเนื่องจากน้ำบรรทุกที่กดทับและกระจายตัวเต็มผิวหน้าของเสาทดสอบก่อนที่เกิดการหลุนร่องของคอนกรีต และยังพบยังอีกว่าค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ด้านข้างที่เกิดการวิบัติของเสาตัวอย่างทั้ง 3 ต้น มีค่าประมาณ 2.1 เท่าของค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ด้านข้างที่สูญเสียความต้านทานด้านข้างหรือที่แรงกระทำด้านข้างลดลง 20% จากแรงกระทำสูงสุด

3. จากผลการทดสอบพบว่า เสาตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่างมีระยะเคลื่อนที่ในแนวแกนก่อนเกิดการวิบัติ ประมาณ 6 มม. เมื่อเทียบช่วงความสูงของเสาตัวอย่างทดสอบ 1.5 เมตร พบว่ามีค่าการยุบตัวของเสาประมาณ 0.4% ซึ่งการเพิ่มระยะการเคลื่อนที่ในแนวแกนของเสาตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 ต้น จะเพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ และมีค่ามากขึ้นเมื่อเกิดการโก่งเดาะขึ้น โดยจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วเมื่อเกิดการแตกร้าวจนคอนกรีตหลุนร่อนออกมา จนสามารถมองเห็นเหล็กเสริมตามยาวด้วยตาเปล่า

4. ในการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาด้วยแรงผลักทำให้รอยแตกร้าวมากมาย เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตที่ห่อหุ้มเหล็กเสริม ซึ่งเป็นผลทำให้เกิดเกิดการโก่งเดาะของเหล็กเสริมตามยาว โดยการโก่งเดาะของเสาตัวอย่าง S1, S2s และ S3 ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง 2.00%, 1.50%, และ 1.00% ของความสูง ระยะที่เกิดการโก่งเดาะวัดขึ้นมาจากฐานคอนกรีต มีค่าประมาณ 600 มม., 750 มม.และ 550 มม. ตามลำดับ ซึ่งพบว่าระยะที่เกิดการโก่งเดาะของเสาตัวอย่าง S2s มีค่าแตกต่างกับเสาตัวอย่าง S1 และ S3 มีค่าใกล้เคียงกัน เนื่องจากมีการต่อทาบเหล็กเสริมตามยาว 600 มม.(30 d_b) จึงทำให้การโก่งเดาะเกิดสูงขึ้นไปจากระยะต่อทาบ และเสาตัวอย่างทั้ง 3 ต้น มีการฉีกขาดโก่งงอของเหล็กเสริมตามขวางเนื่องจากการพยายามโก่งตัวของเหล็กเสริมตามยาวและเกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตที่ห่อหุ้มเหล็กเสริม

5. การแตกร้าวที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบเสาตัวอย่างจนเกิดการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง เสาทั้ง 3 อย่างมีการแตกร้าวในช่วงแรก เกิดขึ้นลักษณะแนวนอนขนาดกับหน้าเสาซึ่งเกิดจากแรงดัด(flexural crack) ก่อน หลังจากนั้นมีรอยแตกร้าวเป็นลักษณะเส้นทะแยงมุมเนื่องจากแรงเฉือน(shear crack) เห็นได้ชัดเจนในเสาตัวอย่าง S1 และ S3 แต่เสาตัวอย่าง S2s ที่มีรอยแตกร้าวกระจายตัวเต็มผิวหน้าของเสา ในลักษณะเส้นทแยงมุมและยังมีรอยแตกร้าวในแนวดิ่งด้วย ซึ่งแตกต่างจากเสาตัวอย่าง S1 และ S3 ที่ไม่พบ อาจเป็นสาเหตุมาจากการถ่ายเทน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งที่ไม่ดีมากนัก เนื่องจากเสาตัวอย่าง S2s มีการต่อทาบเหล็กเสริมในแนวดิ่ง และจากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ว่า เสาตัวอย่างทดสอบ S1 S2s และ S3 เกิดการวิบัติแบบดัด-เฉือน (flexure-shear Failure) ซึ่งตรงกับที่คาดการณ์ไว้เบื้องต้น

6.ผลการเปรียบเทียบผลการทดสอบกับแบบจำลองที่ทำนายอัตราการเคลื่อนที่ ที่เกิดการวิบัติน้ำบรรทุกในแนวแกน ที่ได้พัฒนาขึ้นโดย Elwood และ Moehle,(2005) ได้อธิบายถึงแบบจำลองอย่างง่ายสำหรับการจำลองความสามารถการเสียรูปที่จุดวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งของเสาที่เสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (หลังจากเกิดการครากเนื่องจากแรงดัด) พบว่าการคำนวณของ Elwood และ Moehle,(2005) ที่ใช้ในทำนายอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างต่างต่างจากผลการทดสอบที่ได้มาก เนื่องจากสูตรในการคำนวณนี้มีสมมุติฐานในการวิเคราะห์ที่รับการเกิดแผ่นดินไหวรุนแรง จึงไม่สามารถใช้การคำนวณนี้กับเสาในประเทศไทยหรือประเทศที่เกิดแผ่นดินไหวน้อยได้

7. การต่อทาบเหล็กเสริมตามยาวของเสาตัวอย่างทดสอบ S2s ส่งผลทำให้ถ่ายเทความเค้นความเครียดและกำลังรับแรงไม่ดีเหมือนกับเสาตัวอย่าง S1 และ S3 ที่ไม่มีการต่อทาบ ดังนั้นการรับแรงกระทำด้านข้างของเสาตัวอย่าง S2s จึงมีค่าน้อยกว่าเสาตัวอย่าง S1 และ S3

8. การลดปริมาณและขนาดของเหล็กเสริมตามขวาง โดยใช้เหล็กกลม RB6 ปริมาณ 0.098% ตามมาฐาน E.I.T 1007-34 ที่ลดปริมาณลงประมาณครึ่งหนึ่งจากเสาตัวอย่าง S1 และ S2s ที่ใช้ปริมาณ 0.181% ตามมาฐาน ACI318-05 นั้น ทำให้ประสิทธิภาพการโอบรัดลดลง ซึ่งมีผลต่อค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ด้านข้างที่สูญเสียความต้านทานด้านข้างหรือที่แรงกระทำด้านข้างลดลง 20% จากแรงกระทำสูงสุด และค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ด้านข้างที่เกิดการวิบัติ น้อยกว่าจากเสาตัวอย่าง S1 และ S2s ตลอดจนระยะการเคลื่อนที่และกำลังรับแรงด้านข้างที่น้อย ซึ่งด้วยเหตุนี้อาจทำให้เกิดการวิบัติกับโครงสร้างอาคารได้ง่าย หากเกิดเหตุการณีแผ่นดินไหว

อย่างไรก็ตามจากผลการทดสอบเสาตัวอย่างทั้ง 3 ตัวอย่าง พบได้ว่าเมื่อแรงกระทำทางด้านข้างลดลง 20% จากแรงกระทำสูงสุด เสาตัวอย่างยังสามารถรับน้ำหนักบรรทุกในแนวแกนได้และยังถือว่าเสายังไม่เกิดการวิบัติเนื่องจากน้ำบรรทุกขององค์อาคาร โดยผลการทดสอบในครั้งนี้จะเป็นแนวทางในการจัดทำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ เพื่อออกแบบโครงสร้างที่สามารถรับแรงแผ่นดินไหวและเป็นข้อมูลสำหรับงานวิจัยอื่นที่เกี่ยวข้องต่อไปในอนาคต

5.2 ข้อเสนอแนะ

การวิเคราะห์ข้อมูลจากงานวิจัยนี้ สามารถสรุปข้อเสนอแนะแนวทางปฏิบัติ ที่ควรจะทำการศึกษาค้นคว้าในอนาคตได้ ดังต่อไปนี้

1. งานวิจัยนี้ไม่ได้มีการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ นั้นจึงควรมีการจำลองโครงสร้างของคอนกรีตและเหล็กเสริม มาวิเคราะห์เพื่อให้มีความถูกต้องมากขึ้น โดยควรคำนึงถึงผล

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ของการโก่งเดาะ (bucking) ของเหล็กเสริม ระยะการต่อทาบของเหล็กเสริมตามยาว ปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง ซึ่งจะส่งผลต่อการวิบัติในโครงสร้างเสา จึงควรมีการศึกษาเพิ่มเติมต่อไป

2.ในงานวิจัยนี้ เสาตัวอย่างทดสอบ S1 มีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตแตกต่างจากเสาตัวอย่าง S2s และเสาตัวอย่าง S3 จึงควรทำการทดสอบตัวอย่างเสาเพิ่มเติมให้มีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่เท่ากันเพื่อเห็นความแตกต่างระหว่างตัวอย่างทดสอบได้ดีขึ้น อีกทั้งในงานวิจัยนี้ไม่ได้ศึกษาระยะการต่อทางจากมาตรฐาน E.I.T1007-34 มีระยะการต่อทาบที่สั้นกว่า เพื่อจะทราบถึงพฤติกรรมของการต่อทาบที่มีระยะที่สั้นในเสาคอนกรีตเสริมเหล็กได้อย่างชัดเจนขึ้น

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์. มาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (1007-34). กรุงเทพมหานคร: วสท., 2534.

ภาษาอังกฤษ

American Association of State Highway and Transportation Officials, LRFD Bridge Design Specifications SI units Third edition 2005 Interim Revisions.

Baker A. L. L. and Amarakone A. M. N. 1964. Inelastic Hyperstatic Frames Analysis. Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete ASCE-ACI, Miami, :121-146

Gomes, A. and Appleton, J. 1997. Nonlinear cyclic stress-strain relation of Reinforcement bars including buckling. Elsevier Engineering Structural Division. 10(9) : 822-826.

Halil Sezen and Jack P.Moehle. 2006 Seismic Tests of Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement. ACI Structural Journal. 103(6) : 842-849

Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W. 1997. Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers. Journal of Structural Engineering. ASCE 123(5) : 624-633.

Kent, D.C. and Park, R. 1971. Flexural members with confined concrete. Journal of Structural Engineering. ASCE 97(7) : 1969-1990.

Legeron, F. and Paultre, P. 2000 Behavior of High-Strength Concrete Columns under Cyclic Flexure and Constant Axial Load. ACI Structural Journal. 97(4) : 591-601

Lukkunaprasit, P. and Sittipunt, C. 2000. Ductility Enhancement of Moderately Confined Concrete Tied Columns with Hook-Clips. ACI Structural Journal. 100(4) :422-429

Lukkunaprasit, P. and Thepmangkorn, J. 2004. Load History Effect on Cyclic Behavior of Rc Tied Columns. Journal of Structural Engineering. ASCE. 130(10) :1629-1633

Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering. ASCE 114(8) : 1804-1826.

M. J. N. Priestley and R. Park. 1987. Strength and Ductility of Concrete Bridge Column Under Seismic Loading ACI Structural Journal. 86(2) : 61-76

Ongsupankul, S. ,Kanchanalai, T. and Kawashima, K. 2007 Behavior of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns Subjected to Moderate Seismic Load. ScienceAsia 33 : 175-185

Ozcebe, G., and Saatcioglu, M. 1987. Confinement of Concrete Columns for Seismic Loading. ACI Structural Journal. 84(4) : 308-315

Park, R. Priestley, M. J. N.; and Gill, W. d. 1982. Ductility of Square-Confined Concrete columns. ASCE Journal of Structural Engineering, 108(4) : 929-950

Park, R. Priestley, M. J. N. 1987. Strength and Ductility of Concrete Bridge Column Under Seismic Loading. ACI Structural Journal. 84(4) : 61-75

Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M., 1996 Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley & Sons, USA, 686 pages.

Sakai, J. and Kawashima, K. 2000. Effect of varying axial loads including a constant tension on seismic performance of reinforced concrete bridge columns. Journal of Structural Engineering. JSCE Japan.

Sakai, K. and Sheikh, S. A. 1989. What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions) ACI Structural Journal. 86(2) : 192-207

Sawyer H. A. 1994. Design of Concrete Frames for Two Failure States. Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete ASCE-ACI, Miami, pp. 405-431

Sezen, H. and Moehle, J. P. 2006. Seismic Tests of Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement ACI Structural Journal. 103(6) : 842-849

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Sheikh, S. A. and Khouty, S. S. 1993. Confined Concrete Columns With Stubs. ACI Structural Journal. 90(4) : 414-431

Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M. 1982. Analytical model for concrete confinement in tied columns. Journal of Structural Engineering. ASCE 108(12) : 2703- 2722.

Sheikh, S. A. and Yez, C. C. 1992. Analytical moment-curvature relations for tie concrete columns. Journal of Structural Engineering. ASCE 118(2) : 529-544.

Watson, S. and Park, R. 1994. Simulated Seismic Load Test on Reinforced Concrete Column ASCE Journal of Structural Engineering, 120(6) : 1825-1949

Wehbe, N. I.; Saiid, M. S. and Sanders. 1999. D.H. Seismic Performance of Rectangular Bridge Columns with Moderate Confinement. ACI Structural Journal. 96(2) : 248-258

Xiao, Y. and Yun, H. W., 2002 Experimental Studies on Full-Scale High-Strength Concrete Columns. ACI Structural Journal, 99(2) : 199-207

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

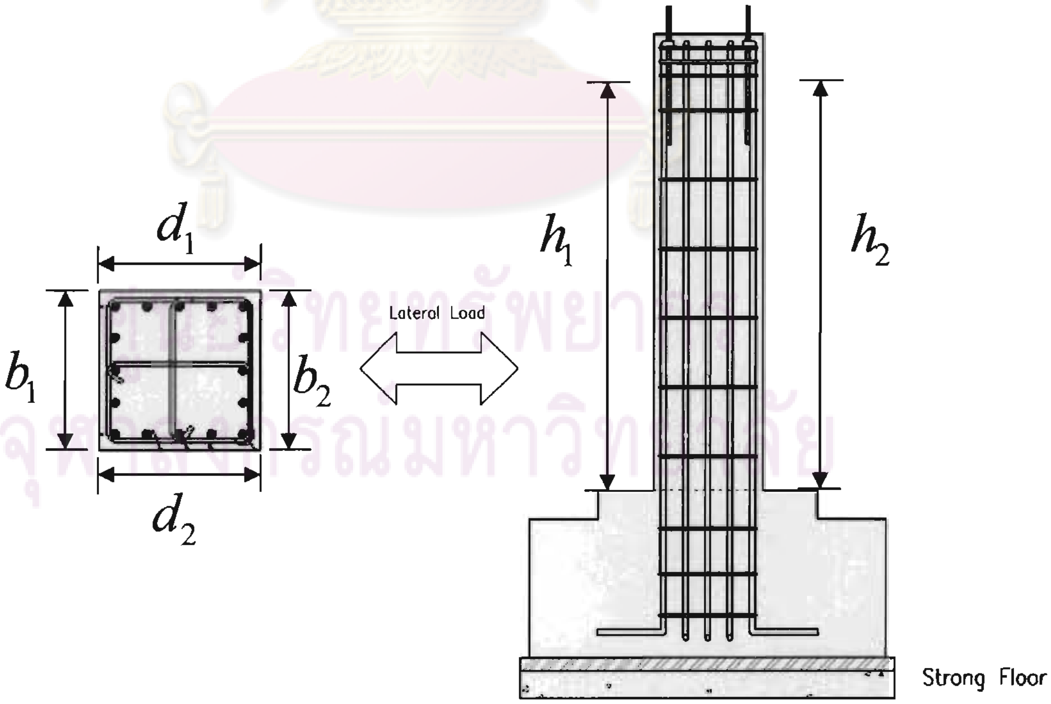
ภาคผนวก ก

ขนาดเสาตัวอย่างทดสอบ
และผลการสอบเทียบของอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ก.1 ขนาดของตัวอย่างทดสอบ(หน่วยเป็น มิลลิเมตร)

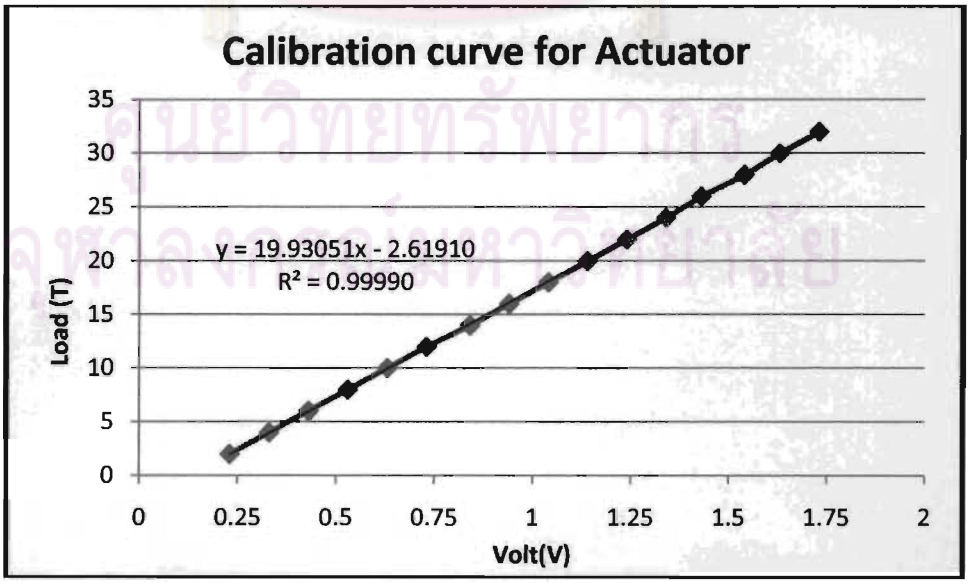
เสาตัวอย่าง	ครั้งที่	b_1	b_2	d_1	d_2	h_1	h_2
S1	1	401	400	401	402	1493	1495
	2	402	399	402	401	1490	1493
	3	400	401	401	400	-	-
	ค่าเฉลี่ย	401	400	401	401	1491	1494
S2s	1	402	401	400	401	1485	1482
	2	403	402	401	400	1483	1481
	3	402	402	400	401	-	-
	ค่าเฉลี่ย	402	402	400	401	1484	1481
S3	1	400	401	403	402	1483	1482
	2	402	400	405	404	1484	1483
	3	400	401	401	401	-	-
	ค่าเฉลี่ย	401	401	403	402	1483	1482



รูปที่ ก.1 ขนาดของเสาตัวอย่างทดสอบ

ตารางที่ ก.2 ผลการทดสอบเทียบ (calibration) เครื่องให้แรงด้านข้าง 100 ตัน

No.	Load (T)	Volt (V)
0		0.14
1	2	0.23
2	4	0.33
3	6	0.43
4	8	0.53
5	10	0.63
6	12	0.73
7	14	0.84
8	16	0.94
9	18	1.04
10	20	1.14
11	22	1.24
12	24	1.34
13	26	1.43
14	28	1.54
15	30	1.63
16	32	1.73

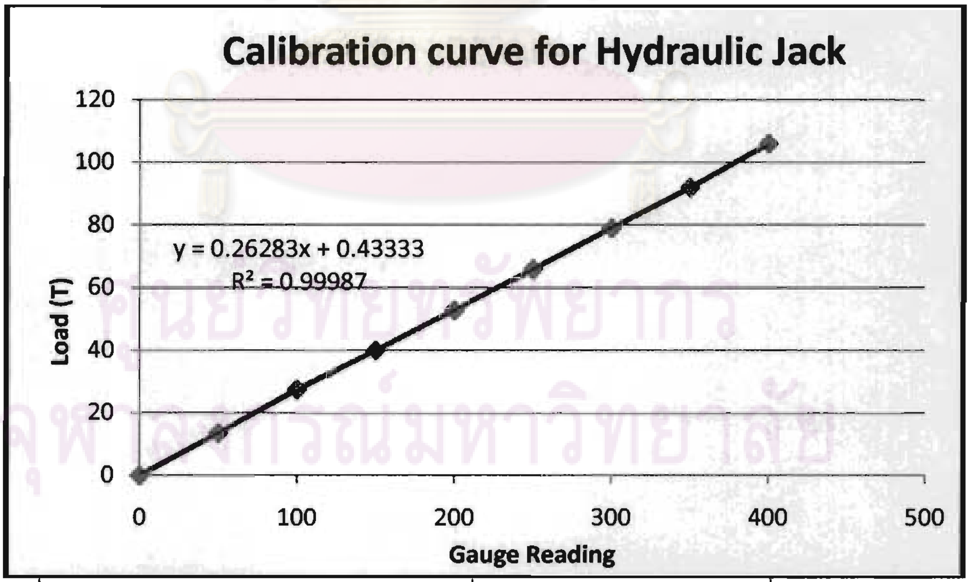


รูปที่ ก.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับโวลต์ของเครื่องให้แรง 100 ตัน

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ก.3 ผลการทดสอบเทียบ (calibration) เครื่องให้แรงในแนวแกน 150 ตัน

Gauge Reading	Load (kg)			
	1st		2nd	
	ascending	descending	ascending	descending
0.0	0	0	0	0
50	14	13	11	12
100	27	28	24	24
150	40	40	37	37
200	53	53	51	50
250	66	66	63	62
300	79	79	77	77
350	92	92	89	90
400	107	105	-	-



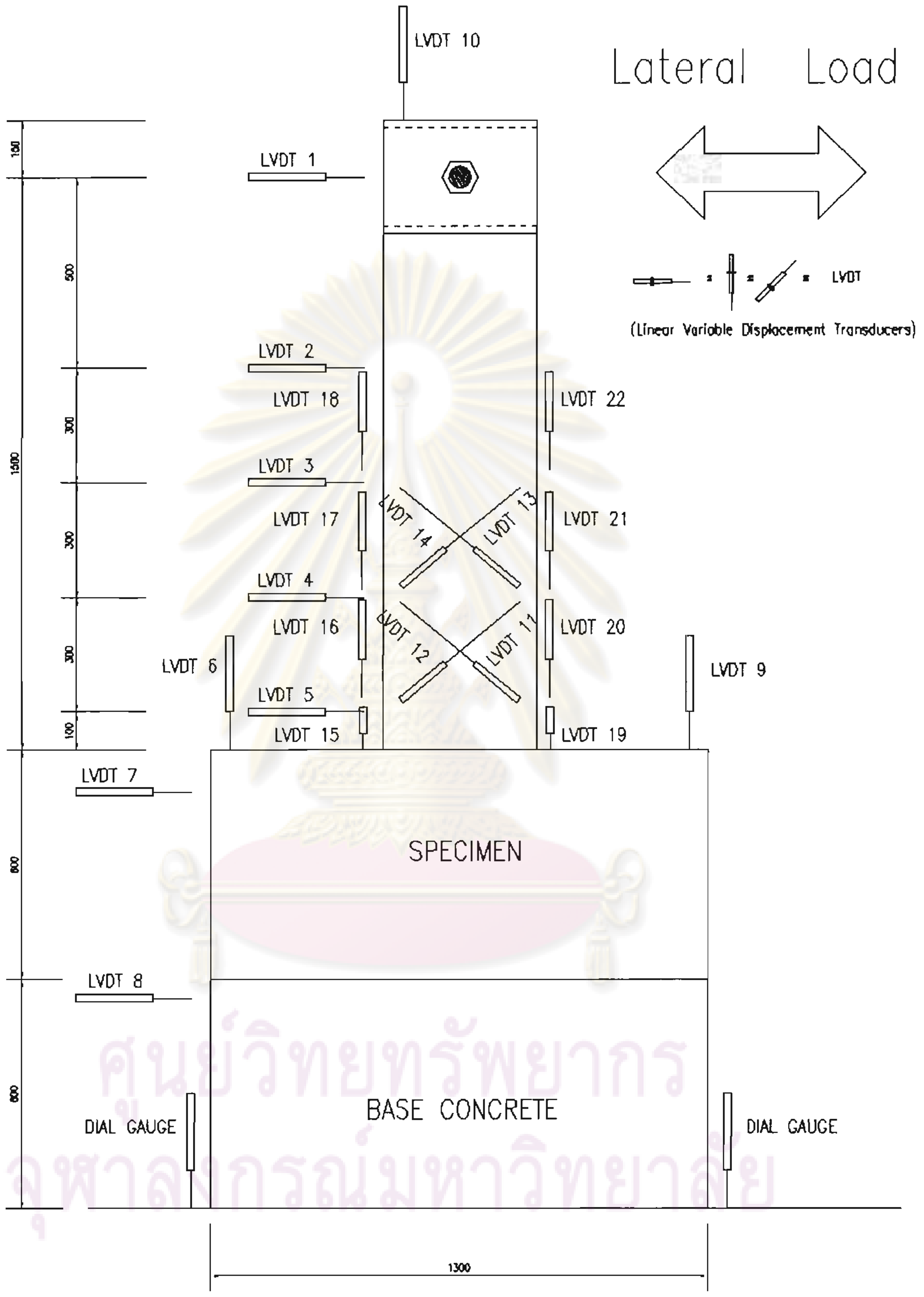
รูปที่ ก.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับค่าที่อ่านได้จริงจากเกจของเครื่องให้แรง 150 ตัน

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ก.4 ผลการสอบเทียบ (calibration) เครื่องวัดระยะเคลื่อนที่แบบไฟฟ้า (LVDT's)

LVDT No.	S1		S2s		S3	
	Label	K (mm/volt)	Label	K (mm/volt)	Label	K (mm/volt)
1	40	0.0499	40	0.0499	40	0.0499
2	12	25.5054	12	25.5054	12	25.5054
3	11	25.2696	11	25.2696	11	25.2696
4	3	7.5278	3	7.5278	3	7.5278
5	37	0.0049	37	0.0049	37	0.0049
6	6	2.0744	6	2.0744	6	2.0744
7	8	2.1431	7	2.1431	7	2.1431
8	7	2.0591	8	2.0594	8	2.0594
9	10	2.0555	10	2.0555	10	2.0555
10	13	25.1597	13	25.1597	13	25.1597
11	23	95.0047	21	85.9859	21	85.9859
12	24	94.1076	4	3.3229	4	3.3229
13	21	85.9859	23	95.0047	23	95.0047
14	4	3.3229	24	94.1076	24	94.1076
15	31	0.0050	31	0.0050	31	0.0050
16	32	0.0049	32	0.0049	32	0.0049
17	33	0.0049	33	0.0049	33	0.0049
18	2	3.3103	2	3.3103	2	3.3103
19	34	0.0050	34	0.0050	34	0.0050
20	35	0.0050	35	0.0050	35	0.0050
21	36	0.0049	36	0.0049	36	0.0049
22	1	3.5273	1	3.5273	1	3.5273

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ ก.4 ตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องวัดระยะการเคลื่อนที่

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ข

ตัวอย่างการคำนวณหาระยะการต่อทาบของ
ข้อกำหนด ACI318-05

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตัวอย่างการคำนวณหาระยะความในการต่อทาบเหล็กเสริมตามข้อกำหนด ACI318-05

โดยในมาตรฐานของ ACI 318-05 การต่อเหล็กข้ออ้อยรับแรงอัด ความยาวของการต่อทาบรับแรงอัด ต้องมีค่าเท่ากับ $0.007 f_y d_b$ $(0.071 f_y d_b)$สำหรับ f_y ไม่เกิน 4,000 กก./ซม.^{2} (420 MPa) หรือมีค่าเท่ากับ $\left(0.013 f_y - 24\right) d_b$ สำหรับ f_y เกินกว่า 4,000 กก./ซม.^{2} (420 MPa) แต่ครั้งนี้ต้องไม่น้อยกว่า 300 มม. ให้เพิ่มระยะทาบอีกหนึ่งในสามสำหรับ f_c' น้อยกว่า 210 กก./ซม.^{2} (21 MPa)

$L_s > 0.007 f_y d_b$ เมื่อ f_y ไม่เกิน 4,000 กก./ซม.^{2}

$L_s \geq \left(0.013 f_y - 24\right) d_b$ เมื่อ f_y ไม่เกิน 4,000 กก./ซม.^{2}

จากเหล็กเสริมที่ใช้ในการทดสอบ ใช้เหล็กข้ออ้อย SD40 ดังนั้น ใช้ระยะการต่อทาบเท่ากับ $L_s = \left(0.013 f_y - 24\right) d_b$

ดังนั้น

$$L_s = \left[0.013(4000) - 24\right] \times 20$$

$$L_s = 560$$

เพราะฉะนั้นใช้ค่าระยะการต่อทาบ L_s เท่ากับ 600 มม.

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ค

ตัวอย่างการคำนวณหาปริมาณเหล็กปลอกที่ต้องการของ
ข้อกำหนด ACI318-05

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตัวอย่างการคำนวณหาปริมาณเหล็กปลอกที่ต้องการของข้อกำหนด ACI318-05

ปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวางทั้งหมด (Ash) ซึ่งรวมถึงเหล็กยึดทางขวาง (crossties) ให้เลือกใช้ค่าที่มากกว่าระหว่าง

$$A_{sh} = 0.3sh_c\left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right](\frac{f_c'}{f_{yh}})$$

และ

$$A_{sh} = 0.12sh_c(\frac{f_c'}{f_{yh}})$$

โดยที่ s เป็นระยะห่างของเหล็กเสริมทางขวางวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง

h_c เป็นความยาวของแกนคอนกรีตวัดถึงผิวนอกของเหล็กปลอกโดย วัดในทิศทางที่ตั้งฉากกับแรง

A_g เป็นพื้นที่หน้าตัดของเสา

A_c เป็นพื้นที่หน้าตัดของแกนคอนกรีตคิดถึงผิวนอกของเหล็กปลอก

f_c' เป็นกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต

f_{yh} เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมทางขวาง

ในที่นี้ s = 300 mm, h_c= 351 cm, A_g=160000 mm^2, A_c=129600cm^2 f_c' =350 ksc, f_{yh} =3050 ksc จะได้ว่า

$$A_{sh} = 0.30 \cdot 300 \cdot 351 \times \left[\frac{(160000)}{(129600)} - 1\right] \times \left(\frac{350}{3050}\right)$$

$$A_{sh} = 850.3 \text{ mm}^2$$

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายครรชนะ รัตนพงศ์ เกิดวันอาทิตย์ที่ 20 เมษายน พ.ศ. 2529 ที่เทศบาลนครยะลา สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและเทคโนโลยี วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ในปีการศึกษา 2546 และได้เข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2551

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย