การเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว ของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว โดยวิธีการเสริมหมุดเฉือน

นายอรุษ ลักขิกานันท์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ขนส่ง และทรัพยากรธรณี

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ปีการศึกษา 2563

SEISMIC PERFORMANCE ENHANCEMENT OF BONDED POST-TENSIONED SLAB-COLUMN CONNECTION WITH SHEAR STUD

Arut Luckkikanun

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirement for the Degree of Master of Engineering in Civil, Transportation and Geo-resources Engineering

Suranaree University of Technology

Academic Year 2020

การเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว ของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว โดยวิธีการเสริมหมุดเฉือน

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้นับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญามหาบัณฑิต

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

(รศ. ดร.สงวน วงษ์ชวลิตกุล)
ประธานกรรมการ

(อ. ดร. อรรณพ ประวัติวงศ์)
กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)

(รศ. ดร. สิทธิชัย แสงอาทิตย์)
กรรมการ

(ผศ. ดร. มงคล จิรวัชรเดช)
กรรมการ

(รศ. ร.อ. ดร.กนต์ธร ชำนิประศาสน์)
รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการและพัฒนาความเป็นสากล

(รศ. ดร.พรศิริ จงกล)
คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

อรุษ ลักขิกานันท์ : การเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว ของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว โดยวิธีการเสริมหมุดเฉือน (SEISMIC PERFORMANCE ENHANCEMENT OF BONDED POST-TENSIONED SLAB-COLUMN CONNECTION WITH SHEAR STUD) อาจารย์ที่ปรึกษา : อาจารย์ ดร. อรรณพ ประวัติวงศ์, 157 หน้า.

การใช้ระบบพื้นแผ่นเรียบซึ่งประกอบด้วยเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงภายหลังแบบมีแรงยึดเหนี่ยว ซึ่งผสมผสานการเสริมหมุดเฉือนภายในพื้นบริเวณวิกฤตใกล้กับเสากำลังเป็นที่นิยมมากขึ้นในอาคารขนาดกลางถึงสูงในประเทศไทย อย่างไรก็ตาม การศึกษาทดลองที่เกี่ยวกับจุดเชื่อมต่อดังกล่าวที่พบมักเป็นระบบที่ไม่นิยมใช้ในประเทศไทย มีข้อมูลเพียงเล็กน้อยสำหรับวิศวกรนักออกแบบโครงสร้างสำหรับการออกแบบจุดเชื่อมต่อของเสาและพื้นภายใต้แรงแผ่นดินไหว ดังนั้นข้อมูลการทดลองเกี่ยวกับพฤติกรรมของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นอัดแรงภายหลังด้วยระบบมีแรงยึดเหนี่ยวซึ่งเป็นระบบที่นิยมใช้ในประเทศไทยจึงเป็นที่ต้องการ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้นำเสนอผลการทดสอบรับแรงจากแผ่นดินไหวของแบบจำลองจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นขนาดย่อส่วน 3/5 เท่าของขนาดจริงที่มีการติดตั้งหมุดเฉือนในพื้นคอนกรีตบริเวณวิกฤตรอบ ๆ หัวเสา เพื่อเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว วัตถุประสงค์หลักของการศึกษานี้เพื่อศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นอัดแรงภายหลังภายใต้แรงจากแผ่นดินไหว ศึกษากลไกการวิบัติ และเปรียบเทียบผลของการใส่หมุดเฉือนกับไม่ใส่หมุดเฉือน ผลการทดลองโดยภาพรวมจะถูกนำเสนอในรูปแบบของ ความสัมพันธ์ของแรงและระยะการเอียงตัวของเสา (Hysteretic response), ความสามารถในการรับแรงทางด้านข้าง (Lateral load-carrying capacity), ความสามารถในการรับการเอียงตัวของเสา (Drift capacity), การเสื่อมลดความแข็งแกร่ง (Stiffness degradation), กลไกการวิบัติ (Failure mechanism) และกำลังการรับแรงเฉือน (Punching shear strength)

ผลการทดลองความสัมพันธ์ของแรงและระยะการเอียงตัวของเสาชี้ให้เห็นว่า การเสริมหมุดเฉือนสามารถรับการเอียงตัวของเสาได้ 4.00% ก่อนที่ตัวอย่างจะวิบัติ แรงทางด้านข้างสูงสุดมีค่าเท่ากับ 165 กิโลนิวตัน โหมดการวิบัติเป็นโหมดของการดัดและเฉือนทะลุผสมผสานกัน เมื่อเปรียบเทียบกับอีกแบบจำลองที่ไม่ได้เสริมหมุดเฉือนพบว่า แบบจำลองที่มีการเสริมหมุดเฉือนสามารถรับการเอียงตัวได้มากกว่าประมาณ 2 เท่า ผลการทดสอบจากการศึกษานี้จะเป็นประโยชน์สำหรับการออกแบบจุดเชื่อมต่อระหว่างเสะและพื้นอัดแรงและการประเมิน

ประสิทธิภาพของจุดเชื่อมต่อภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวของอาคารระบบโครงเสาและพื้นอัดแรงทั้งในอนาคต

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2563

ลายมือชื่อนักศึกษา _____

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา _____

ARUT LUCKKIKANUN : SEISMIC PERFORMANCE ENHANCEMENT OF BONDED POST-TENSIONED SLAB-COLUMN CONNECTION WITH SHEAR STUD. THESIS ADVISOR : UNNOP PRAWATWONG, Ph.D., 157 PP.

SLAB-COLUMN/BONDED POST-TENSIONED/SHAER STUD/CYCLIC TEST

The use of flat plate floor systems, consisting of a post-tensioned concrete slab-column system and incorporating shear reinforcement within the slab-column connection region, has become increasingly popular in medium to high-rise buildings in Thailand. However, no experimental study of bonded PT slab-column connections involving shear reinforcements subjected to earthquake-type loading have been found in literatures. Very few guidelines and little information are available to designers for design the connections under earthquake loading. Therefore, experimental data on seismic behavior of bonded PT slab column connections with shear reinforcements is needed.

This thesis presents the results of reversed-cyclic tests to failure on a three-fifth scaled model of bonded post-tensioned interior slab-column connections with shear stud. The main objective of this study is to investigate seismic performance of bonded posttensioned interior slab-column connections, containing shear reinforcements in the form of double head stud. A lateral quasistatic cyclic loading routine, simulating earthquake actions, was adopted to investigate the seismic performance. Overall performance is examined in term of lateral hysteretic response, load-carrying capacity, drift capacity, stiffness degradation, failure mechanism, and punching shear strength. The results show that the model with double head stud is able to undergo up to 4.00 % drift prior to failure and the mode of failure is flexural punching failure. Comparing

results with the model without shear reinforcement, which has been tested earlier. The model with shear studs can carry more drift capacity than the model without shear reinforcement approximately twice. The test results from this study will be useful for seismic design and evaluation of seismic performance of the entire slab-column frame building in the future.

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

School of Civil Engineering

Academic year 2020

Student's Signature _____

Advisor's Signature _____

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์นี้สำเร็จลุล่วงด้วยดี ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ บุคคล และกลุ่มบุคคลต่าง ๆ ที่ได้กรุณาให้คำปรึกษา แนะนำ และช่วยเหลืออย่างดียิ่งทั้งในด้านวิชาการและด้านการดำเนินงานวิจัย ดังนี้

สำนักงานการวิจัยแห่งชาติ (วช.) ที่ช่วยสนับสนุนเงินทุนในการทดลองแบบจำลองตั้งแต่เริ่มต้นจนจบการทดลอง ซึ่งวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของโครงการวิจัย SUT7-712-60-24-66

อาจารย์ ดร.อรรณพ ประวัติวงศ์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ได้ชักชวนเข้ามาศึกษาและคอยให้คำแนะนำในด้านการเรียน การเขียนบทความทางวิชาการ และอื่น ๆ ตลอดจนจบศึกษา

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สำหรับการช่วยสนับสนุนทุนการศึกษาค่าหน่วยกิตระหว่างเรียน Course work

สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT) ที่ให้การสนับสนุนสถานที่สำหรับการทดสอบ บุคลากรด้านเทคนิค รวมไปถึงอุปกรณ์เครื่องมือวัดต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบ

มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ที่ให้การสนับสนุนอุปกรณ์ขยายช่องสัญญาณการบันทึกข้อมูล (Switching box) และเครื่องมือวัดการเครื่องตัวของแผ่นพื้น (Displacement transducer)

บริษัท SNP-Posttension ที่ให้การสนับสนุนหมุดเฉือนสำหรับการทดลอง และคำปรึกษาการใช้หมุดเฉือนที่หน้างานจริง

บริษัท Postteck prestressing ให้การสนับสนุนแบบก่อสร้าง (Construction drawing) สำหรับการวิเคราะห์ดัชนีโครงสร้างที่มีการเสริมหมุดเฉือน

บริษัท CPAC Posttension ให้การสนับสนุนอุปกรณ์สำหรับอัดแรง และแรงงานติดตั้งอุปกรณ์ในพื้นอัดแรงตลอดจนขั้นตอนการอัดแรงในแผ่นพื้น

นาย พชร บุญสุข และนางสาว กฤตกนก กิ่งโคกกรวด บัณฑิตและบัณฑิตศึกษาจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่ได้สละเวลาเข้ามาช่วยจัดการทดลอง และดำเนินการทดลอง รวมไปถึงนักศึกษาปริญญาตรีวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีที่ได้เข้ามาช่วยควบคุมการทดลอง

รองศาสตราจารย์ ดร.สายันต์ แก่นนาคำ และรองศาสตราจารย์ ดร. มารินา เกตุทัต-คาร์นส์ ที่ให้สถานที่พร้อมอุปกรณ์สำนักงานในการเขียนบทความทางวิชาการและรูปเล่มวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

อรุษ ลักขิกานันท์

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย).....ก

บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ).....ข

กิตติกรรมประกาศ.....ง

สารบัญ.....จ

สารบัญตาราง.....ซ

สารบัญรูป.....ฌ

บทที่

1 บทนำ.....1

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหาที่ทำการวิจัย.....8

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....8

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย.....8

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....9

2 ปริทัศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....10

2.1 การทดลองให้แรงทางด้านข้างที่จุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นไร้คาน.....11

2.2 การเสริมเหล็กรับแรงเฉือน.....18

2.3 การศึกษาการทดลองจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นอัดแรงในประเทศไทย.....20

2.4 สรุปภาพรวมจากการศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....25

3 วิธีดำเนินงานวิจัย.....27

3.1 ภาพรวมของกระบวนการวิจัย.....27

3.2 การจำลอง ขนาด และการออกแบบตัวอย่างโครงสร้างสำหรับนำมาทดสอบ.....28

3.3 คุณสมบัติวัสดุที่ใช้ก่อสร้างแบบจำลอง.....32

3.3.1 คอนกรีต.....32

3.3.2 ลวดอัดแรง.....33

3.3.3 เหล็กข้ออ้อย.....33

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

3.3.4 หมุดเฉือน....34

3.4 รายละเอียดเหล็กเสริมและลวดอัดแรงในแบบจำลอง....35

3.4.1 เหล็กบน....35

3.4.2 เหล็กเสริมล่าง....36

3.4.3 เหล็กเสริมในเสา....37

3.4.4 หมุดเฉือน....38

3.4.5 ลวดอัดแรง....40

3.5 การเตรียมการและขั้นตอนการก่อสร้างแบบจำลอง....42

3.6 การทดสอบและการบันทึกผล....50

3.7 การสำรวจข้อมูลหลังการวิบัติ....57

3.8 การวิเคราะห์ข้อมูล....56

4 ผลการทดลองและการสำรวจ....57

4.1 การตอบสนองของแรงต่อระยะการเอียงตัวของเสา....57

4.2 การพัฒนารอยแตกร้าวบนพื้นของแบบจำลอง....61

4.3 ค่าความเครียดที่วัดได้ในเสา....63

4.4 ค่าความเครียดที่วัดได้ในหมุดเฉือน....64

4.5 ค่าความเครียดที่วัดได้ในเหล็กล่าง....93

4.6 ค่าความเครียดที่วัดได้ในเหล็กบน....95

4.7 ค่าความเครียดที่วัดได้ในลวดอัดแรง....97

4.8 การตัดแผ่นพื้นสำรวจการวิบัติ....99

5 การวิเคราะห์และอภิปลายผลการทดลอง....101

5.1 แรงทางด้านข้างและระยะการเอียงตัวของเสา....101

5.2 การเสื่อมลดของความแกร่ง (Stiffness degradation) 102

5.3 หน่วยแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นจากแรงทางด้านข้าง (Eccentric shear stress) 104

5.4 การเปรียบเทียบดริฟ....107

6 สรุปผลการทดลอง....108

รายการอ้างอิง....109

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

ภาคผนวก

ภาคผนวก ก. รายการช่องสัญญาณ.....111

ภาคผนวก ข. แบบสำหรับใช้คำนวณหาดัชนีโครงสร้าง.....117

ภาคผนวก ค. รูปขั้นตอนการก่อสร้างแบบจำลอง.....122

ภาคผนวก ง. บทความทางวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ในระหว่างศึกษา.....133

ประวัติผู้เขียน.....157

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

สารบัญตาราง

ตารางที่ **หน้า**

2.1 รายละเอียดของแบบจำลองทั้ง 6 ตัวอย่างการทดลอง....14
2.2 ปริมาณเหล็กและลวดอัดแรงในแบบจำลองทั้ง 6 ตัวอย่าง....16
3.1 การเปรียบเทียบดัชนีโครงสร้างที่ผู้ออกแบบนิยมใช้....30
3.2 ผลการทดสอบกำลังของคอนกรีต....32
3.3 คุณสมบัติทางกลของตัวอย่างลวดอัดแรงที่ใช้ในแบบจำลอง....33
3.4 คุณสมบัติทางกลของเหล็กข้ออ้อย DB10 ชั้นคุณภาพ SD30....34
3.5 คุณสมบัติทางกลของหมุดเฉือน....35
4.1 ค่าความเครียดสูงสุดวัดที่วัดได้ในเสาตลอดการทดลอง....64
4.2 ค่าความเครียดสูงสุดจากเกจวัดที่วัดได้ในหมุดเฉือนทิศ S ตลอดการทดลอง....64
4.3 ค่าความเครียดสูงสุดจากเกจวัดที่วัดได้ในหมุดเฉือนทิศ N ตลอดการทดลอง....65
4.4 ค่าความเครียดสูงสุดจากเกจวัดที่วัดได้ในหมุดเฉือนทิศ W ตลอดการทดลอง....65
4.5 ค่าความเครียดสูงสุดจากเกจวัดที่วัดได้ในหมุดเฉือนทิศ E ตลอดการทดลอง....65
5.1 สรุปตัวเลขผลการทดลองโดยภาพรวม....102
5.2 หน่วยแรงเฉือนบริเวณหน้าตัดวิกฤตของแบบจำลองทั้งสอง....106
ก.1 Chanel list of PT flat plate specimen SS2....112

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

สารบัญรูป

รูปที่ **หน้า**

1.1 โครงสร้างระบบเสาและคาน (Beam column frame) 1
1.2 โครงสร้างระบบเสาและพื้น 2
1.3 พื้นคอนกรีตอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยวที่นิยมใช้ในประเทศไทย 3
1.4 การวิบัติแบบก้าวหน้า 4
1.5 การวิบัติแบบก้าวหน้าของอาคารทั้งหลังในระหว่างเหตุการณ์แผ่นดินไหว 4
1.6 การเสริมแป้นหัวเสาบริเวณจุดต่อระหว่างเสาพื้น 5
1.7 การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนทะลุด้วยเหล็กปลอกปิด (Shear stirrup reinforcement) 6
1.8 การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนด้วยเหล็กรูปพรรณ (Shear head) 6
1.9 การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนทะลุด้วยหมุดเฉือน (Shear studs) 7
1.10 การวางหมุดเฉือนในพื้นใกล้หัวเสา (ACI 318-14 building code) 8
2.1 ตัวอย่างการจัดการทดลองจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นขนาดใหญ่ 10
2.2 ตัวอย่างการจัดการทดลองแบบเฉพาะจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้น 11
2.3 สองรูปแบบการจำลองแรงทางด้านข้าง 12
2.4 รูปแบบการวางหมุดเฉือนทั้ง 3 รูปแบบ 12
2.5 รายละเอียดการเสริมเหล็กและแนวการวางลวดอัดแรง 13
2.6 ผลฮีสเตอเรติคลูปของ 6 ตัวอย่างการทดลอง 15
2.7 ตัวอย่างรายละเอียดเหล็กเสริมในแบบจำลอง IPS-9 17
2.8 แนวการตัดแบบจำลอง IPS-0 17
2.9 รูปแบบของเหล็กป้องกันการเฉือนทะลุ 19
2.10 วิธีการขึ้นรูปหมุดเฉือน (Hot forging) 20
2.11 ผลของ Hysteretic loop ของแบบจำลองทั้ง 2 แบบเปรียบเทียบกัน 21
2.12 Gravity shear ratio เทียบกับความสามารถในการเอียงตัวของเสาสูงสุด 22
2.13 ลักษณะการเสริมเหล็กในพื้น 23
2.14 ลักษณะการเสริมเหล็กในเสา 23
2.15 ลักษณะการเสริมหมุดเหล็กรับแรงเฉือน 24

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ **หน้า**

2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น 24
2.17 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ 25
3.1 การโยกเสา 28
3.2 แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ของแบบจำลองบริเวณจุดเชื่อมต่อและโครงสร้างอาคารต้นแบบเมื่อมีแรงทางด้านข้างเข้ามากระทำ 28
3.3 ภาพอธิบายตัวแปรที่ใช้แทนระยะที่เกี่ยวข้องกับหมุดเฉือน และหน้าตัดรอบรูปเสา 29
3.4 ภาพ 3 มิติการจัดการทดสอบแบบจำลอง 31
3.5 ขนาดของแบบจำลอง (หน่วยมิลลิเมตร) 31
3.6 ภาพมุมสูงอธิบายการกำหนดทิศทางในห้องปฏิบัติการ 31
3.7 ตัวอย่างวัสดุที่ติดเกจวัดความเครียด 32
3.8 การทดสอบแรงดึงหมุดเฉือน 34
3.9 แบบแสดงรายละเอียดเหล็กเสริมบน 36
3.10 แบบแสดงรายละเอียดเหล็กเสริมล่าง 37
3.11 แบบแสดงรายละเอียดเหล็กเสริมในเสา 38
3.12 แบบแปลนการวาง Studs rail 39
3.13 การวางหมุดเฉือนในแบบจำลอง 39
3.14 หมุดเฉือนที่เชื่อมติดกับเหล็กแบนพร้อมใช้งาน 40
3.15 รายละเอียดการวางลวดอัดแรงในพื้น 41
3.16 แบบจำลองและการวางลวดอัดแรง 41
3.17 รายละเอียดจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาละพื้นอัดแรงก่อนเทคอนกรีต 42
3.18 รายละเอียดจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาละพื้นอัดแรงก่อนเทคอนกรีต 42
3.19 แบบแสดงรายละเอียดจุดรองรับแบบบานพับ 43
3.20 จุดรองรับแบบบานพับที่ใช้สำหรับรองรับเสาของแบบจำลอง 44
3.21 รายละเอียดจุดลองรับแบบหมุนที่ปลายพื้น (Pin-ended link) 44
3.22 จุดรองรับแบบหมุนที่ปลายพื้น 45
3.23 เกจวัดความเครียด 45
3.24 อุปกรณ์ตรวจวัดการเคลื่อนตัว LVDT 45

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ **หน้า**

3.25 อุปกรณ์ตรวจสัดการเคลื่อนตัว Displacement transducer 46
3.26 ตำแหน่งการใส่จุดรองรับของแบบจำลอง 46
3.27 ระบบกันบิด 47
3.28 ตำแหน่งชิงช้าห้อยถุงทรายใต้แผ่นพื้น แผ่นเพลทละ 350 กิโลกรัม 48
3.29 ตำแหน่งถุงทรายบนแผ่นพื้น 48
3.30 การบรรทุกน้ำหนักในแนวดิ่งของแบบจำลอง 49
3.31 ด้านบนของการจัดการทดลอง 49
3.32 การจัดการทดลองด้านตะวันออก 49
3.33 การจัดการทดลองด้านเหนือ 50
3.34 การให้ระยะการเคลื่อนตัวภายใต้แผ่นดินไหวจำลอง 50
3.35 รูปแสดงตำแหน่ง Displacement transducer และ LVDT 51
3.36 รูปแสดงตำแหน่ง Displacement transducer และ LVDT ด้านบน 51
3.37 ตำแหน่งการติดตั้งเกจวัดความเครียดที่ลวดอัดแรง 52
3.38 ตำแหน่งการติดตั้งเกจวัดความเครียดที่เหล็กเสริมล่าง 52
3.39 ตำแหน่งการติดตั้งเกจวัดความเครียดที่เหล็กเสริมบน 53
3.40 ตำแหน่งการติดตั้งเกจวัดความเครียดที่เหล็กเสริมในเสา 53
3.41 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดในหมุดเฉือน 54
3.42 ตัวอย่างป้ายแสดงรหัสของเกจวัดความเครียด 55
3.43 การต่อสายสัญญาณเข้ากับเครื่องบันทึกข้อมูล 55
3.44 แนวการตัดสำรวจหลังการวิบัติโดยประมาณ 56
4.1 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 0.25% 58
4.2 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 0.50% 58
4.3 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 0.75% 58
4.4 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 1.00% 59
4.5 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 1.25% 59
4.6 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 1.50% 59
4.7 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 2.00% 60

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ **หน้า**

4.8 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 3.00% 60
4.9 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 4.00% 60
4.10 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 5.00% 61
4.11 ภาพรวมการตอบสนองวัฏจักรฮีสเตอเรติกของแบบจำลอง 61
4.12 รอยแตกช่วงการเอียงตัว 0.50-1.00 % 62
4.13 รอยแตกช่วงการเอียงตัว 1.25-2.00 % 62
4.14 รอยแตกช่วงการเอียงตัว 2.50-4.00 % 62
4.15 การพัฒนาของรอยร้าวในช่วง 4.00 จนถึงวิบัติ 63
4.16 เส้นแนวการวิบัติ 63
4.17 รอยแตกใต้แผ่นพื้น 63
4.18 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS1 66
4.19 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS2 66
4.20 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS3 67
4.21 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS4 67
4.22 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS5 68
4.23 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS6 68
4.24 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS7 69
4.25 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS8 69
4.26 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS9 70
4.27 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS10 70
4.28 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS11 71
4.29 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS12 71
4.30 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS13 72
4.31 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS14 72
4.32 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS15 73
4.33 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS16 73
4.34 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN1 74

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ **หน้า**

4.35 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN2 74
4.36 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN3 75
4.37 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN4 75
4.38 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN5 76
4.39 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN5 76
4.40 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN7 77
4.41 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN8 77
4.42 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN9 78
4.43 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN10 78
4.44 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN11 79
4.45 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN12 79
4.46 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN13 80
4.47 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN14 80
4.48 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN15 81
4.49 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE1 81
4.50 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE2 82
4.51 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE3 82
4.52 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE4 83
4.53 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE5 83
4.54 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE6 84
4.55 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE7 84
4.56 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE8 85
4.57 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE9 85
4.58 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE10 86
4.59 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE11 86
4.60 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE12 87
4.61 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE13 87

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ **หน้า**

4.62 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE14 88
4.63 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE15 88
4.64 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SW1 89
4.65 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SW2 89
4.66 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SW3 90
4.67 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SW4 90
4.68 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SW5 91
4.69 การกระจายความเครียดในหมุดเฉือนทิศทาง N-S ดริฟ 0.25% ถึง 1.50% 91
4.70 การกระจายความเครียดในหมุดเฉือนทิศทาง N-S พีคดริฟ 2.00% ถึง 5.00% 92
4.71 การกระจายความเครียดในหมุดเฉือนทิศทาง N-S พีคดริฟ -0.25% ถึง -1.50% 92
4.72 การกระจายความเครียดในหมุดเฉือนทิศทาง N-S จุดพีคดริฟ -2.00% ถึง -5.00% 93
4.73 การกระจายความเครียดของเหล็กล่างในทิศ N-S ช่วง 0.25% ถึง 1.50% 93
4.74 การกระจายความเครียดของเหล็กล่างในทิศ N-S ช่วง 2.00% ถึง 5.00% 94
4.75 การกระจายความเครียดของเหล็กล่างในทิศ N-S ช่วง -0.25% ถึง -1.50% 94
4.76 การกระจายความเครียดของเหล็กล่างในทิศ N-S ช่วง -2.00% ถึง -5.00% 95
4.77 การกระจายความเครียดของเหล็กบนในทิศ N-S ช่วง 0.25% ถึง 1.50% 95
4.78 การกระจายความเครียดของเหล็กบนในทิศ N-S ช่วง 2.00% ถึง 5.00% 96
4.79 การกระจายความเครียดของเหล็กบนในทิศ N-S ช่วง -0.25% ถึง -1.50% 96
4.80 การกระจายความเครียดของเหล็กบนในทิศ N-S ช่วง -2.00% ถึง -5.00% 97
4.81 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ N-S ช่วง 0.25% ถึง 1.50% 97
4.82 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ N-S ช่วง 2.00% ถึง 5.00% 98
4.83 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ N-S ช่วง -0.25% ถึง -1.50% 98
4.84 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ N-S ช่วง -2.00% ถึง -5.00% 99
4.85 แผนการตัดชิ้นส่วนเพื่อสำรวจการวิบัติในพื้น 99
4.86 ชิ้นส่วนที่ 2 ถูกตัดและย้ายออกไม่มีความเสียหายในแผ่นพื้น 100
4.87 แนวการวิบัติแบบเฉือนในพื้น 100

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ **หน้า**

5.1 กราฟเปรียบเทียบผลการทดลองระหว่างใส่หมุดเฉือนกับไม่ใส่หมุดเฉือน 101
5.2 อธิบายวิธีคำนวณความแกร่ง (K) ของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้น 103
5.3 การเสื่อมลดความแกร่งของแบบจำลอง SS2 103
5.4 การเสื่อมลดความแกร่งของแบบจำลอง SS2 คิดเป็นเปอร์เซ็นต์ 104
5.5 หน้าตัดวิกฤติและหน่วยแรงเฉือนจากโมเมนต์ดัด 105
5.6 หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นกับแบบจำลอง S1, SS2 และอื่น ๆ 106
5.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Drift capacity กับ Gravity shear ratio 107
ค.1 ผูกเหล็กเสา 123
ค.2 ประชุมเตรียมการก่อสร้าง 123
ค.3 ประกอบแบบเสาส่วนล่าง 124
ค.4 เทเสาส่วนล่างพร้อมจี้คอนกรีตเสาให้แน่น 124
ค.5 เก็บตัวอย่างคอนกรีต 125
ค.6 แบบหล่อพื้นคอนกรีต 125
ค.7 เหล็กเสริมล่าง 126
ค.8 วางลวดอัดแรง 126
ค.9 หมุดเฉือนและลวดอัดแรง 127
ค.10 จุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นก่อนเทคอนกรีตพื้น 127
ค.11 เทคอนกรีตพื้น 128
ค.12 บ่มคอนกรีตพื้น 128
ค.13 เทคอนกรีตเสาส่วนบน 129
ค.14 อัดแรงพื้น 129
ค.15 ตีเส้นตาราง 10 เซนติเมตร 130
ค.16 นำถุงทรายขึ้นวางบนแบบจำลอง 130
ค.17 ต่อสายสัญญาณเข้ากับเครื่องบันทึกข้อมูล 131
ค.18 ทดสอบเครื่องตรวจจับการเคลื่อนตัว 131
ค.19 แบบจำลองพร้อมทดสอบ 132

บทที่ 1
บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหาที่ทำการวิจัย

ในอดีตการสร้างโครงสร้างอาคารชนิดคอนกรีตเสริมเหล็กหลังหนึ่ง เริ่มต้นด้วยการสร้างฐานราก ต่อด้วยการตั้งเสาตอม่อ เทคานรับน้ำหนักพื้นและสุดท้ายคือหล่อพื้น หรือเรียงลำดับการก่อสร้างอย่างง่าย ๆ คือ (1) ฐานราก (2) เสา (3) คาน และ (4) พื้นตามลำดับ การก่อสร้างตามลำดับนี้เรียกว่า “โครงสร้างระบบเสาและคาน (Skeleton Frame or Column and Beam” แสดงดังรูปที่ 1.1 ในการออกแบบโครงสร้างชนิดนี้วิศวกรโครงสร้างจะถ่ายน้ำหนักจากพื้นลงสู่คาน จากคานลงสู่เสา จากเสาลงสู่ฐานราก และฐานรากลงสู่ดิน ซึ่งเป็นวิธีการก่อสร้างที่ทำกันมาเนิ่นนานและเก่าแก่ มีวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างที่ไม่ซับซ้อน

รูปที่ 1.1 โครงสร้างระบบเสาและคาน (Beam column frame)
(ที่มา: www.constructacon.org)

เมื่อเวลาผ่านไปในเขตเมืองใหญ่ เช่น กรุงเทพมหานคร ที่ดินว่างเปล่ามีน้อยลงส่งผลให้มูลค่าที่ดินสูงขึ้นอย่างเท่าทวีคูณ งานก่อสร้างอาคารใหม่บนที่ดินที่มีขนาดเล็กลงผู้เป็นเจ้าของอาคาร

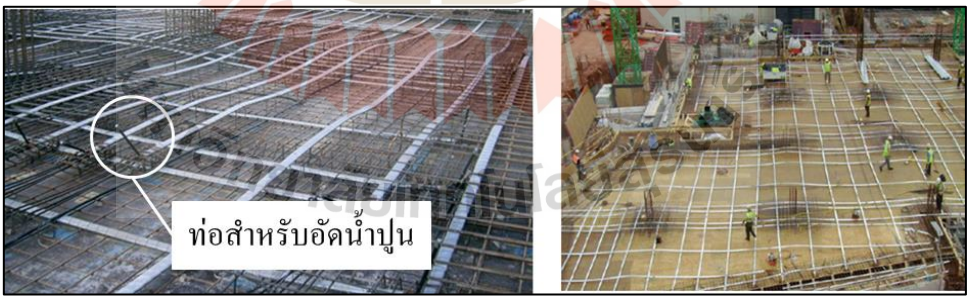
หรือนักพัฒนาที่ดินจึงพยายามที่จะสร้างอาคารให้มีจำนวนชั้นมาก ๆ เพื่อเพิ่มพื้นที่ใช้สอยให้กับอาคาร ด้วยเหตุนี้วิศวกรจึงได้พัฒนาระบบโครงสร้างแบบใหม่เข้ามาทดแทนระบบเสาและคานเรียกว่า “ระบบโครงข้อแข็งที่ประกอบไปด้วยแผ่นพื้นหล่อโดยตรงบนหัวเสา (Slab-column frame)” แสดงดังรูปที่ 1.2 โครงสร้างระบบนี้ประกอบไปด้วยฐานราก เสา และพื้น ซึ่งตัดโครงสร้างคานออกไป พื้นวางโดยตรงบนหัวเสา ส่งผลผลดีต่อการก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กอย่างมากมาย เช่น เวลาที่ใช้ในการก่อสร้างน้อยกว่าเดิมก่อสร้างอาคารสูงได้รวดเร็ว เมื่อตัดโครงสร้างส่วนคานออกส่งผลให้น้ำหนักโดยรวมของโครงสร้างลดน้อยลงส่งผลให้ฐานรากมีขนาดที่เล็กลง ความสูงระหว่างชั้นและความสูงโดยรวมของอาคารลดลง งานระบบสามารถติดตั้งได้สะดวกมากยิ่งขึ้น เป็นต้น อย่างไรก็ตาม การออกแบบระบบโครงสร้างดังกล่าวจึงมีความซับซ้อนที่สูงกว่าตามมาด้วย

รูปที่ 1.2 โครงสร้างระบบเสาและพื้น

พื้นคอนกรีตอัดแรง เป็นกระบวนปรับปรุงพฤติกรรมบางส่วนของโครงสร้างองค์อาคาร โดยการให้แรงดึงที่เหมาะสมผ่านลวดเหล็กกำลังสูง (7 wired strand) ที่ร้อยอยู่ภายในโครงสร้างก่อนที่โครงสร้างจะรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน โดยคอนกรีตอัดแรงได้ถูกพัฒนาจนสามารถนำมาใช้ในงานก่อสร้างอย่างแพร่หลาย คอนกรีตอัดแรงถูกจำแนกออกเป็น 2 ชนิดหลัก ๆ คือ (1) คอนกรีตอัดแรงชนิดดึงเหล็กก่อน (Pre-tensioning) การอัดแรงประเภทนี้จะให้แรงในเส้นลวดอัดแรงก่อนแล้วจึงหล่อคอนกรีตหุ้มลวดอัดแรง เมื่อคอนกรีตแข็งตัวได้กำลังอัดตามที่ผู้ออกแบบกำหนดจะทำ

การตัดลวดอัดแรงเพื่อส่งถ่ายแรงดึงจากลวดอัดแรงไปเป็นแรงอัดที่คอนกรีต เช่น โครงสร้างคานสำเร็จรูป แผ่นพื้นสำเร็จรูป เสาเข็ม เป็นต้น และ (2) คอนกรีตอัดแรงชนิดดึงเหล็กทีหลัง (Post-tensioning) กล่าวคือ ลวดอัดแรงจะถูกร้อยอยู่ในแบบหล่อคอนกรีต โดยยังไม่มีการให้แรงใด ๆ ในลวด จนกระทั่งคอนกรีตถูกหล่อลงในแบบและรอให้คอนกรีตพัฒนากำลังอัดจนเพียงพอ จึงทำการดึงลวดอัดแรง เพื่อส่งถ่ายแรงดึงจากลวดไปเป็นแรงอัดให้กับคอนกรีตผ่านสมอยึดปลาย ซึ่งคอนกรีตอัดแรงชนิดดึงเหล็กทีหลังนี้จะนิยมใช้ร่วมกับแผ่นพื้นไร้คาน (Flat plate) ซึ่งหล่ออยู่ในที่วางโดยตรงบนเสาถูกหล่อเป็นเนื้อเดียวกันประกอบกันเป็นโครงสร้างอาคาร ซึ่งก็คือโครงข้อแข็งแผ่นพื้นวางบนหัวเสาหรือ Slab-Column Frame

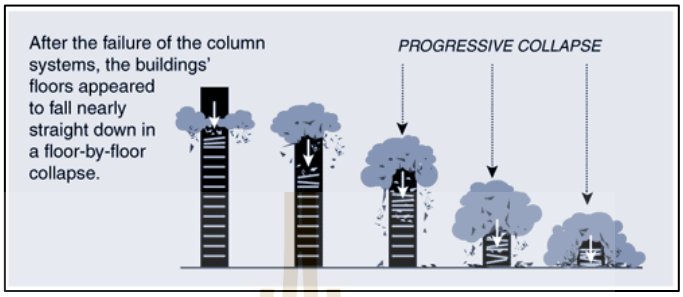
พื้นคอนกรีตอัดแรงภายหลัง (Post-Tensioned Flat Plate) ดังรูปที่ 1.3 ได้ถูกจำแนกออกเป็นอีก 2 ระบบตามลักษณะการยึดเหนี่ยวระหว่างลวดอัดแรงและคอนกรีต คือ (1) ระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว (Unbonded system) และ (2) ระบบมีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded system) กล่าวคือ เมื่อทำการให้แรงกับลวดอัดแรงแล้ว ในระบบมีแรงยึดเหนี่ยวจะติดตั้งท่อไว้ที่บริเวณปลายทั้ง 2 ของสมอยึด ดังรูปที่ 1.3 สำหรับอัดน้ำปูนเข้าไปในท่อ Tendon หลังการเทคอนกรีตพื้น จะทำการอัดน้ำปูนให้น้ำปูนแข็งและจับกับลวดอัดแรง ซึ่งในประเทศไทยพื้นคอนกรีตอัดแรงภายหลังประเภทที่มีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded Post-tensioned Slab) ได้รับความนิยมมากกว่า ด้วยเหตุผลที่ว่า สามารถเจาะช่องเปิดที่พื้นเพิ่มเติมได้ในภายหลัง ในกรณีที่เผื่อปรับปรุงอาคาร หลังจากที่ก่อสร้างเสร็จโดยไม่ทำให้แผ่นพื้นอาคารที่มีการอัดแรงบริเวณอื่น ๆ เกิดความเสียหาย



รูปที่ 1.3 พื้นคอนกรีตอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว ที่นิยมใช้ในประเทศไทย
(ที่มา: http://noorps.com/page.php?6)

อย่างไรก็ตาม การออกแบบพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยวในประเทศไทย ส่วนใหญ่มักถูกออกแบบเพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งเป็นหลัก โดยไม่ได้ออกแบบเพื่อวัตถุประสงค์ในการรองรับแผ่นดินไหวแม้อาคารได้ตั้งอยู่ในพื้นที่ที่กรมทรัพยากร

ธรณีระบุว่าเป็นพื้นเสี่ยง เช่น เชียงราย แม่ฮ่องสอน ตาก กาญจนบุรี พังงา กระบี่ กรุงเทพมหานคร เป็นต้น ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวนั้น อาคารจะโยกตัวสลับทิศทางไปมา ที่บริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างพื้นและเสาจะเกิดหน่วยแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นจากแรงทางด้านข้างเนื่องมาจากแผ่นดินไหว



รูปที่ 1.4 การวิบัติแบบก้าวหน้า (ที่มา: http://911research.wtc7.net)

รูปที่ 1.5 การวิบัติแบบก้าวหน้าของอาคารทั้งหลังในระหว่างเหตุการณ์แผ่นดินไหว The September 1985 Mexico City earthquake (Mitchell et al. 1986) (ที่มา: https://www.gettyimages.com)

ซึ่งหน่วยแรงเฉือนดังกล่าวมีโอกาสทำให้บริเวณจุดต่อระหว่างพื้นและเสาเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Punching shear failure) ถ้าเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุที่บริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นในอาคารสูงแล้ว หากมีการออกแบบไม่เหมาะสม แผ่นพื้นคอนกรีตอาจหลุดร่วงหล่นลงมากระแทกพื้นชั้นล่าง และอาจส่งผลให้เกิดการวิบัติแบบก้าวหน้า (Progressive Collapse) ดังรูปที่ 1.4 ทำให้อาคารทั้งหลังพังทลายลงมาได้ ดังตัวอย่างเช่นเหตุการณ์แผ่นดินไหว The

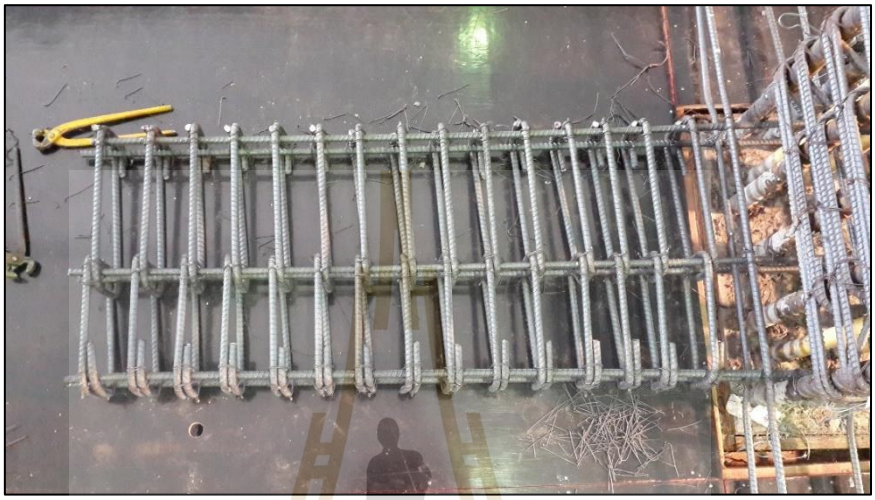
September 1985 Mexico City earthquake ดังรูปที่ 1.5 ที่อาคารเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ และทำให้เกิดการวิบัติแบบก้าวหน้า ดังนั้นจุดเชื่อมต่อระหว่างพื้นและเสาถือเป็นจุดอ่อนหนึ่งที่สำคัญของโครงสร้างพื้นไร้คานที่ควรออกแบบอย่างระมัดระวัง

ปัจจุบันในทางปฏิบัติ ผู้ออกแบบมักจะป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุด้วยหลายวิธีการเช่น การเสริมแป้นหัวเสา (Drop panel) ดังรูปที่ 1.6 ที่บริเวณจุดต่อหรือเรียกง่าย ๆ ว่าบริเวณรอบ ๆ เสาจะมีเนื้อคอนกรีตที่หนากว่าบริเวณอื่น ๆ ในพื้น มีงานวิจัยในปี 2012 ของ Prawatwong et al., (2012) แสดงให้เห็นว่าการออกแบบแป้นหัวเสาที่เหมาะสมเป็นวิธีหนึ่งที่สามารถช่วยป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุภายใต้การโยกตัวของอาคารเนื่องมาจากแรงจากแผ่นดินไหวได้อย่างมีประสิทธิผล แต่อย่างไรก็ดี การเสริมแป้นหัวเสานั้นจำเป็นจะต้องใช้เวลาและแรงงานฝีมือในการทำแบบหล่อคอนกรีตที่มีลักษณะความหนาต่างกันในแผ่นพื้นแผ่นเดียวกัน ด้วยปัญหาเหล่านี้ผู้รับเหมาก่อสร้างจึงชอบพื้นไร้คานท้องเรียบมากกว่า หรืออีกวิธีหนึ่ง การออกแบบโดยใส่เหล็กป้องกันการเฉือนทะลุที่บริเวณจุดต่อก็เป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่ผู้ออกแบบนิยมใช้กัน

รูปที่ 1.6 การเสริมแป้นหัวเสาบริเวณจุดต่อระหว่างเสาพื้น
(ที่มา: http://www.snp-post.com/blog6.php)

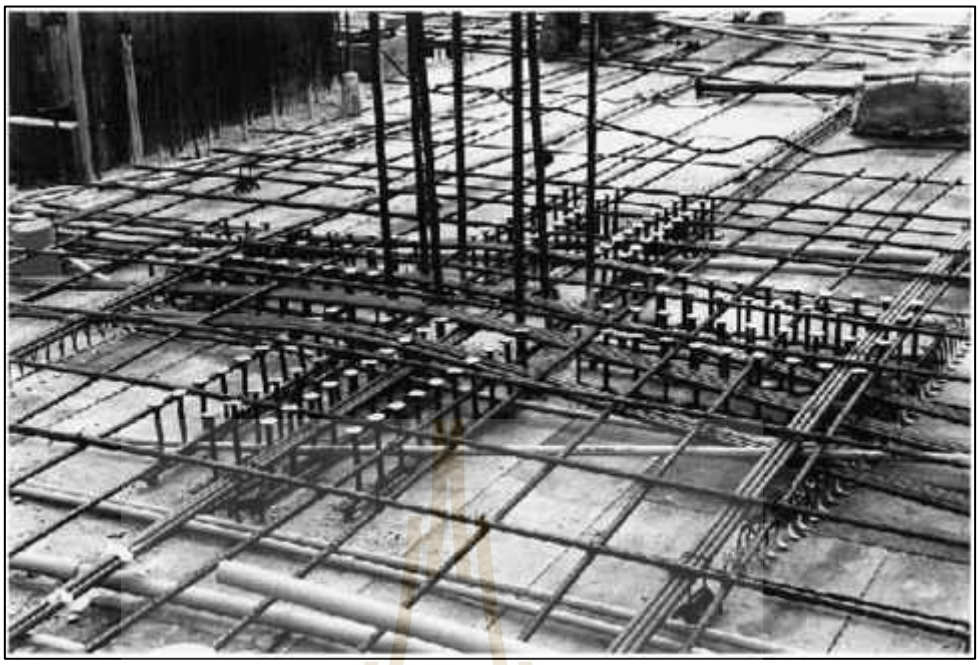
โดยมาตรฐานการออกแบบ The ACI 318 building code (ACI Committee 318-14) กำหนดรูปแบบการเสริมเหล็กป้องกันการเฉือนทะลุไว้ 3 รูปแบบ ได้แก่ 1) การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนทะลุ

ด้วยเหล็กปลอกปิด (Shear stirrup reinforcement) ดังรูปที่ 1.7 2) การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนด้วยเหล็กรูปพรรณ (Shear head) ดังรูปที่ 1.8 และ 3) การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนทะลุด้วยหัวหมุดเฉือน (Shear stud) ดังรูปที่ 1.9



รูปที่ 1.7 การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนทะลุด้วยเหล็กปลอกปิด (Shear stirrup reinforcement)

รูปที่ 1.8 การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนด้วยเหล็กรูปพรรณ (Shear head)
(ที่มา: https://mulpix.com)

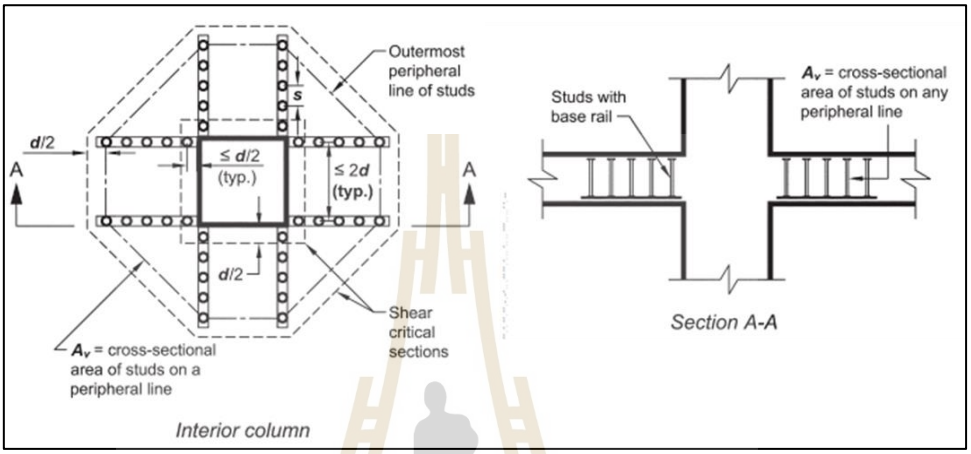


รูปที่ 1.9 การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนทะลุด้วยหมุดเฉือน (Shear studs)
(ที่มา: https://www.northernarchitecture.us)

แต่อย่างไรก็ตาม การเสริมเหล็กป้องกันการเฉือนทะลุในรูปแบบต่าง ๆ ตามมาตรฐาน ACI ที่ได้กล่าวมานั้นสามารถได้ระบุว่าสามารถใช้งานร่วมกับแผ่นพื้นอัดแรงได้ทั้งสองระบบ (Bonded and Unbonded) หากย้อนไปดูที่มาของข้อมูลที่ซึ่ง ACI นำมาบ่งชี้ว่าสามารถใช้ได้กับพื้นอัดแรงทั้งสองชนิดนั้นได้พบข้อมูลจากการทดลองเพียงแค่พื้นอัดแรงชนิดเดียวคือ ระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว ซึ่งเมื่อนำเหล็กรับแรงเฉือนมาใช้กับพื้นคอนกรีตอัดแรงภายหลังในระบบมีแรงยึดเหนี่ยว (PT flat slab with bonded system) จะสามารถต้านทานการโยกตัวสลับทิศไปมาภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวได้มากหรือน้อยเพียงใด มีกลุ่มนักวิจัยเพียงไม่กี่กลุ่มที่กำลังหาคำตอบให้กับเรื่องนี้ ยังขาดแคลนข้อมูลองค์ความรู้ที่จะนำไปบ่งชี้ผลของการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในพื้นอัดแรงชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว ที่วิศวกรผู้ออกแบบจะสามารถนำไปใช้ออกแบบจุดเชื่อมต่อเพื่อป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุจากการโยกตัวสลับทิศไปมาเนื่องจากแรงจากแผ่นดินไหว

ด้วยเหตุนี้ การศึกษาด้วยวิธีการสร้างแบบจำลองจุดต่อระหว่างพื้นและเสาขึ้นมาในห้องปฏิบัติการซึ่งเป็นตัวแทนของจุดต่อที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบัน ใส่หมุดเข้าไปที่บริเวณพื้นใกล้ ๆ หัวเสาตามที่ ACI และตามที่ท้องตลาดประเทศไทยนิยมใช้ (ดังรูปที่ 1.10) และจำลองการโยกตัวภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวจำลองที่ค่อยๆเพิ่มความรุนแรงมากยิ่งขึ้น ประกอบกับการตรวจวัดจัดเก็บข้อมูลในส่วนต่าง ๆ ของโครงสร้างอย่างละเอียด เพื่อประเมินพฤติกรรมตอบสนองที่เกิดขึ้น

จนกระทั่งถึงภาวะขีดสุดหรือเกิดการวิบัติ เป็นวิธีหนึ่งที่จะได้มาซึ่งข้อมูลนำมาประเมิน วิเคราะห์และสรุปผล สามารถใช้เป็นแนวทางในการหาทางป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุของอาคาร และนำไปสู่วิธีการออกแบบจุดเชื่อมต่อระหว่างพื้นและเสาของอาคารหลังใหม่ที่จะเกิดขึ้นในอนาคตได้อย่างเหมาะสม และมีประสิทธิภาพ



รูปที่ 1.10 การวางหมุดเฉือนในพื้นใกล้หัวเสา (ACI 318-14 building code)

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1.2.1 ศึกษาพฤติกรรมตอบสนองของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้น ชนิดอัดแรงภายหลังภายใต้แรงจากแผ่นดินไหวและกลไกการวิบัติ ที่บริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรง เมื่อติดตั้งหัวหมุดเฉือน (Shear stud) ในพื้นคอนกรีตบริเวณวิกฤตรอบ ๆ หัวเสา

1.2.2 เปรียบเทียบผลของการใส่หมุดเฉือนกับไม่ใส่หมุดเฉือน

1.2.3 เปรียบเทียบผลการทดลองกับมาตรฐานการออกแบบ ACI Building code (ACI 318-14) ในส่วนที่เกี่ยวข้องกับกำลังต้านทานการเฉือนทะลุ (Punching shear strength, ACI 318-14, Eqn 22.6.5.5a) และข้อกำหนดการเสริมหรือไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน (ACI 318-14 R18.14.5.1) ที่ยอมให้ในการออกแบบพื้นคอนกรีตอัดแรงภายใต้การโยกตัวจากแผ่นดินไหว

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

ศึกษาพฤติกรรมบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างพื้นและเสา ของพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว ที่มีการเสริมหมุดเฉือน (Shear studs) ศึกษากลไกการวิบัติของจุดเชื่อมต่อภายใต้

การโยกตัวสลับทิศจากการเคลื่อนตัวภายใต้แผ่นดินไหวจำลองด้วยวิธีทดลองทดสอบแบบจำลองย่อส่วนในห้องปฏิบัติการ รวมถึงการประเมินความน่าเชื่อถือของมาตรฐานการออกแบบ ACI Building code (ACI 318-14) ในส่วนที่เกี่ยวข้องกับกำลังต้านทานการเฉือนทะลุ (Punching shear strength) และขีดจำกัดการเอียงตัวของจุดเชื่อมต่อ (Design drift limit) ที่ยอมให้ในการออกแบบพื้นคอนกรีตอัดแรง ภายใต้การโยกตัวจากแรงแผ่นดินไหว

แบบจำลองย่อส่วน ขนาด 3/5 ของจุดต่อเสาและพื้นขนาดจริงจำนวน 1 ตัวอย่าง ถูกจำลองออกแบบ ก่อสร้าง และนำมาทำการทดลองในห้องปฏิบัติการ แบบจำลองจะถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหวจำลอง เป็นแรงทางด้านข้างให้เกิดการโยกตัวสลับทิศไปมาโดยเพิ่มความรุนแรงของระยะเอียงตัวของเสา เพื่อสำรวจพฤติกรรมที่เกิดขึ้นบริเวณวิกฤติ ที่แต่ละจังหวะการเคลื่อนตัวโดยละเอียด ตั้งแต่พฤติกรรมช่วงที่เป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (Linear elastic) จนกระทั่งถึงภาวะขีดสุด เสาของแบบจำลองถูกออกแบบให้มีความแข็งแรงมากเพียงพอ ที่จะรับแรงทางด้านข้างจากแผ่นดินไหวจำลอง เพื่อบังคับให้การวิบัติเกิดขึ้นที่แผ่นพื้นเท่านั้น

ในงานวิจัยชิ้นนี้ความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว ของแบบจำลองจะถูกวิเคราะห์จากข้อมูลที่ตรวจวัดได้จากเครื่องมือวัดต่าง ๆ ที่ติดตั้งไว้ทั้งด้านในและด้านนอกแบบจำลอง ข้อมูลจะถูกนำมาวิเคราะห์และเปรียบเทียบในรูปแบบต่าง ๆ เช่น ความสัมพันธ์ของแรงและระยะการเอียงตัวทางด้านข้าง (Hysteretic response), ความสามารถในการรับแรงทางด้านข้าง (Lateral load-carrying capacity) , ความสามารถในการรับการเอียงตัวของเสา (Drift capacity), การเสื่อมลดความแข็งแกร่งของจุดเชื่อมต่อ (Stiffness degradation) และ กำลังการรับแรงเฉือน (Punching shear strength) ข้อมูลผลการทดลองที่ทำมาแล้วก่อนหน้า นำเสนอผลงานโดย Prawatwong et al., (2012) บนแบบจำลองที่ไม่ได้มีการเสริมหมุดเฉือนจะถูกนำมาใช้เปรียบเทียบด้วย

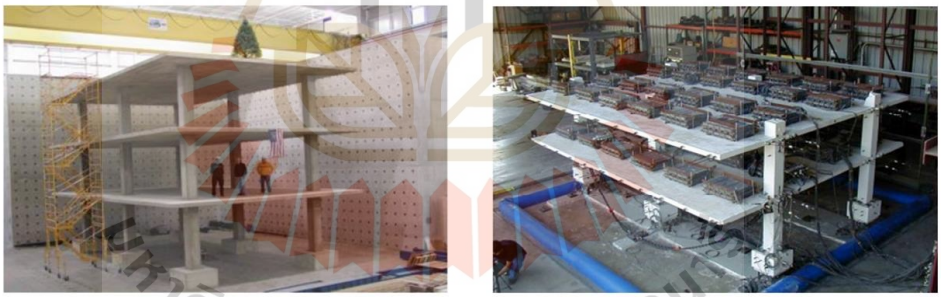
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.4.1 เพิ่มความเข้าใจพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหว ของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นไร้คานอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว

1.4.2 ได้วิธีการที่เหมาะสม ในการเพิ่มความสามารถในการรับแรงจากแผ่นดินไหว

บทที่ 2
ปริทัศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน การศึกษาวิจัยจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นของแผ่นพื้นไร้คานท้องเรียบ เมื่อต้องรับแรงทางด้านข้าง มีนักวิจัยหลายกลุ่มได้ศึกษาเรื่องดังกล่าวกันมาอย่างต่อเนื่อง จากการค้นคว้างานวิจัยของ Yan Zhou&Mary Beth D. Hueste, (2017) และอื่น ๆ พบว่างานวิจัยการรับแรงทางด้านข้างของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นไร้คานชนิดคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC-flat plate) มีจำนวนค่อนข้างมาก จุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในรูปแบบของ เหล็กปลอกปิด (Close hoop stirrup) หรือหมุดเฉือน (Stud rails) พบเช่นเดียวกัน และจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นอัดแรงจำนวนข้อมูลมีน้อยและข้อมูลส่วนใหญ่เป็นข้อมูลการทดลองพื้นอัดแรงชนิดไร้แรงยึดเหนี่ยว จากข้อมูลจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นอัดแรงทั้งหมดมีเพียงการทดลองเดียวที่เป็นพื้นอัดแรงชนิดไร้แรงยึดเหนี่ยว



(a) Damon R. Fick et. al, (2014) (b) Kang and Wallace, (2006)

รูปที่ 2.1 ตัวอย่างการจัดการทดลองจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นขนาดใหญ่

การศึกษาพฤติกรรมของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้น เป็นการศึกษาเฉพาะส่วน ในระบบโครงสร้างพื้นไร้คานขนาดใหญ่ วิธีศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างดังกล่าวจึงสามารถจำลองจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นขนาดย่อส่วนหรือเท่ากับขนาดจริงได้ในห้องปฏิบัติการ ทั้งนี้การสร้างแบบจำลองให้ได้ใหญ่หรือเล็กขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย เช่น ขนาดของห้องปฏิบัติการ ความพร้อมของเครื่องมือรวมไปถึงงบประมาณ ของแต่ละกลุ่มวิจัย ในส่วนของรูปแบบการทดลองบางกลุ่มวิจัย มีพื้นที่และเครื่องมือที่พร้อมจึงสามารถสร้างแบบจำลองได้ใหญ่และใกล้เคียงกับ

ความเป็นจริงได้มาก ดังแสดงในรูปที่ 2.1 หรือบางกลุ่มวิจัยที่ห้องปฏิบัติการไม่ใหญ่มากก็จะใช้วิธีการจำลองเฉพาะส่วนที่เป็นจุดเชื่อมต่อขึ้นมาเท่านั้นดังรูปที่ 2.2

(a) S.W. Han et. al, (2009) (b) U. Prawatwong et. al, (2012)

รูปที่ 2.2 ตัวอย่างการจัดการทดลองแบบเฉพาะจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้น

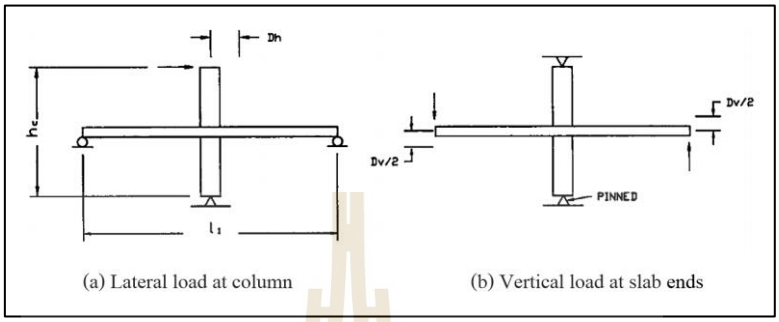
ในบทนี้จะกล่าวถึงงานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องในต่างประเทศ เช่น ข้อมูลความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างของจุดต่อเสาพื้นแบบ RC ท้องเรียบ ผลของการเสริมหมุดเฉือนที่บริเวณจุดเชื่อมต่อ และการทดลองจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นในประเทศไทย

2.1 การทดลองให้แรงทางด้านข้างที่จุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นไร้คาน

การทดลองให้แรงทางด้านข้างที่จุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้น เป็นการทดลองที่ทำกันมาอย่างต่อเนื่องในหลายรูปแบบของพื้น เช่น รูปแบบของคอนกรีตเสริมเหล็ก พื้นไร้คานทั่วไป (Reinforce concrete flat plate, RC) พื้นไร้คานที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน (RC with shear reinforcement) พื้นไร้คานอัดแรง (Post-tensioned flat plate) หรือพื้นอัดแรงแบบเสริมแป้นหัวเสา (Drop panel) ซึ่งการทดลองในแต่ละการทดลอง มีตัวแปรที่แตกต่างกันออกไปตามวัตถุประสงค์ เช่น อัตราส่วน V_g/V_0 วิธีการวางลวดอัดแรง เหล็กรับแรงเฉือน อัตราส่วนด้านสั้นต่อด้านยาวของเสา เป็นต้น ในการนำเสนอส่วนต่อไปนี้ เป็นการนำเสนอการทดลองจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นที่ผู้ทดลองคาดว่าจะนำผลในการทดลองดังกล่าวมาปรับใช้กับงานวิจัยของผู้ทดลองได้

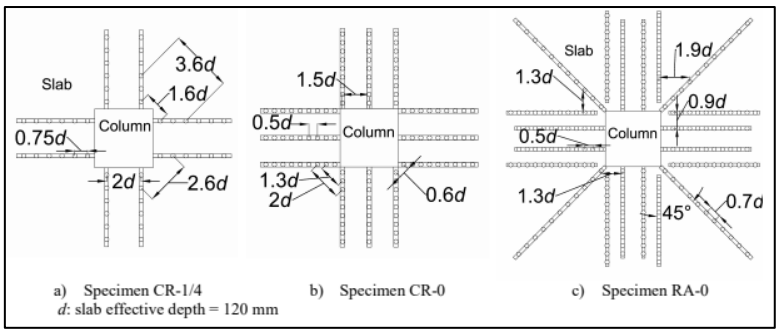
ในส่วนของรูปแบบการทดลองจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้น เป็นการจำลองจุดเชื่อมต่อที่ได้แยกออกมาจากโครงสร้างพื้นไร้คานจริงโดย Pan and Moehle, (1989) ได้แสดงวิธีการให้แรงทางด้านข้างไว้ดังรูปที่ 2.3 โดยรูปที่ 2.3 (a) เป็นวิธีการที่นักวิจัยส่วนใหญ่เลือกใช้ แรงในแนวดิ่ง (Gravity load) กระทำโดยตรงบนพื้นและถ่ายน้ำหนักลงสู่เสา และแรงในแนวดิ่งกระทำ

ด้านบนยอดเสา ในขณะที่ขอบพื้นรองรับด้วยจุดลองรับแบบล้อเลื่อน (Roller) ค่าการกระจัดของเสา (D_h) สามารถวัดได้โดยตรง ในส่วนของวิธีการให้แรงด้านข้างแบบรูปที่ 2.3 (b) ต้องใช้สมการในการหาค่าการกระจัดของเสาซึ่งสามารถศึกษาเพิ่มเติมได้ในบทความ Pan and Moehle, (1989)



รูปที่ 2.3 สองรูปแบบการจำลองแรงทางด้านข้าง (Pan and Moele, 1989)

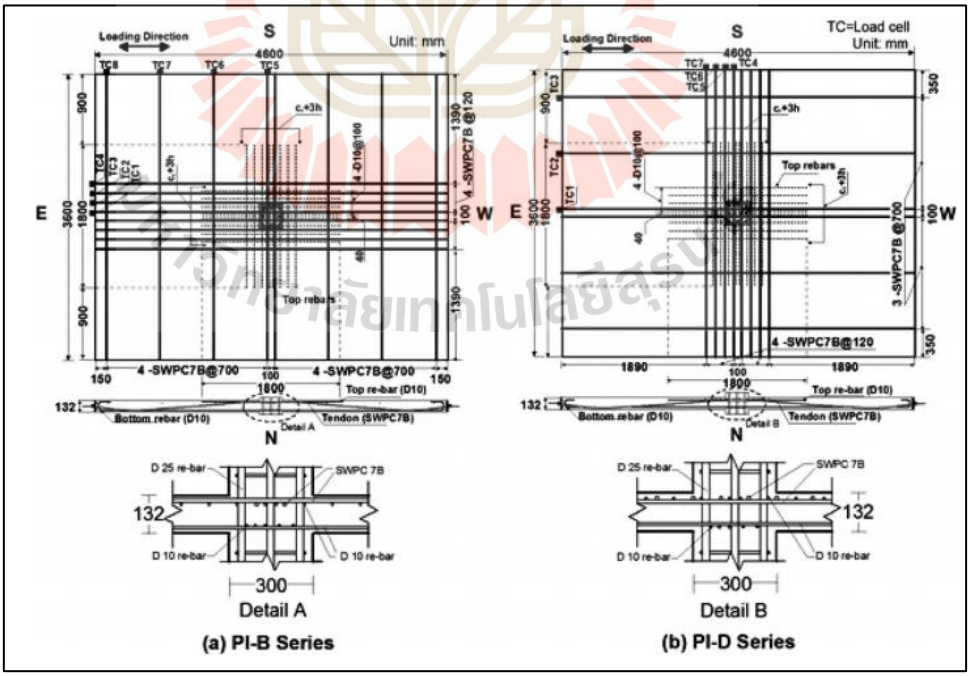
E. Matzke & C.K. Shield, G.J. Parra-Montesinos, M.-Y. Cheng, (2012) ได้ศึกษาผลของการวางหมุดเฉือนที่ต่างกัน 3 รูปแบบ ดังแสดงในรูปที่ 2.4 รูปแบบการวางหมุดเฉือนทั้ง 3 รูปแบบที่บริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตไร้คาน (Reinforce concrete flat plate) เมื่อพื้นรับแรงทางด้านข้างแบบ 2 แกน (Biaxial displacement) โดยควบคุม อัตราส่วน V_g/V_0 ขนาดมิติของเสา ความกว้าง ความหนาของพื้น และปริมาณเหล็กเสริมบนและล่าง ให้เท่ากันทั้ง 3 ตัวอย่าง การจำลองแรงทางด้านข้างและแรงในแนวดิ่ง ใช้วิธีการให้แรงผ่าน Hydraulic actuator งานวิจัยชิ้นนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อหาระยะเรียงของหมุดเฉือนและอัตราส่วนเปรียบเทียบระหว่างสมการการคำนวนกำลังรับแรงเฉือนของหมุดเฉือนที่ให้ไว้โดย ACI Committee 318, (2008) และแรงเฉือนที่คาดว่าจะเกิดขึ้น



รูปที่ 2.4 รูปแบบการวางหมุดเฉือนทั้ง 3 รูปแบบ (E. Matzke et al, 2012)

ผลการทดสอบ 3 ตัวอย่างภายใต้แรงที่ผสมผสานกันระหว่างน้ำหนักบรรทุกแนวดิ่ง และแรงทางด้านข้างได้ข้อสรุปว่า ทั้ง 3 ตัวอย่างวิบัติแบบเฉือน (Punching failure) ในส่วนของ Drift capacity จะผันเปลี่ยนระหว่าง 0.9 % ถึง 2.3 % ในแต่ละทิศทาง x และ y (1.25 % และ 3.25 % ผลรวมทั้งสองแกน) ขึ้นอยู่กับการกระจายตัวของหมุดเฉือน โดยระยะที่เหมาะสมเท่ากับ 0.5 เท่าของความลึกประสิทธิผล (d) โดยการวางหมุดเฉือนในระยะที่ใกล้กันจะช่วยลดการแตกตัวของคอนกรีตบริเวณหัวเสา การวางหมุดเฉือน แม้ว่าผลการทดสอบของ RA-0 ได้ผลที่ดีที่สุด แต่รูปแบบการวางหมุดเฉือนดังกล่าวนั้นไม่เป็นที่นิยมในพื้นอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว เนื่องมาจากท่อร้อยลวดอัดแรงมีขนาดใหญ่ การหมุดเฉือนแบบทแยง 45 องศา จะเป็นการขวางแนวลวดอัดแรง ทำให้การทำงานเป็นไปด้วยความยากมากขึ้น วิธีการเรียงหมุดเฉือนแบบตัวอย่างการทดลอง CR-0 จึงมีความเหมาะสมมากกว่า

อีกหนึ่งกลุ่มวิจัยที่ได้ศึกษาในเรื่องจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นอัดแรงคือ กลุ่มของ Sang Whan Han, (2009) โดยการศึกษามีวัตถุประสงค์เพื่อสำรวจผลของเหล็กล่างที่ผ่านหัวเสา ส่งผลอย่างไรเมื่อจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นต้องอยู่ภายใต้ลูปฮีสเตอเรติก (Hysteretic loop) ซึ่งศึกษาด้วยวิธีการสร้างแบบจำลองย่อส่วนขนาด 3/5 ของขนาดจริงจำนวน 6 แบบจำลอง ซึ่งมีตัวแปรและรายละเอียดของแบบจำลองดังแสดงในรูปที่ 2.5 และตารางที่ 2.1



รูปที่ 2.5 รายละเอียดการเสริมเหล็กและแนวการวางลวดอัดแรง (S.W. Han et al., 2009)

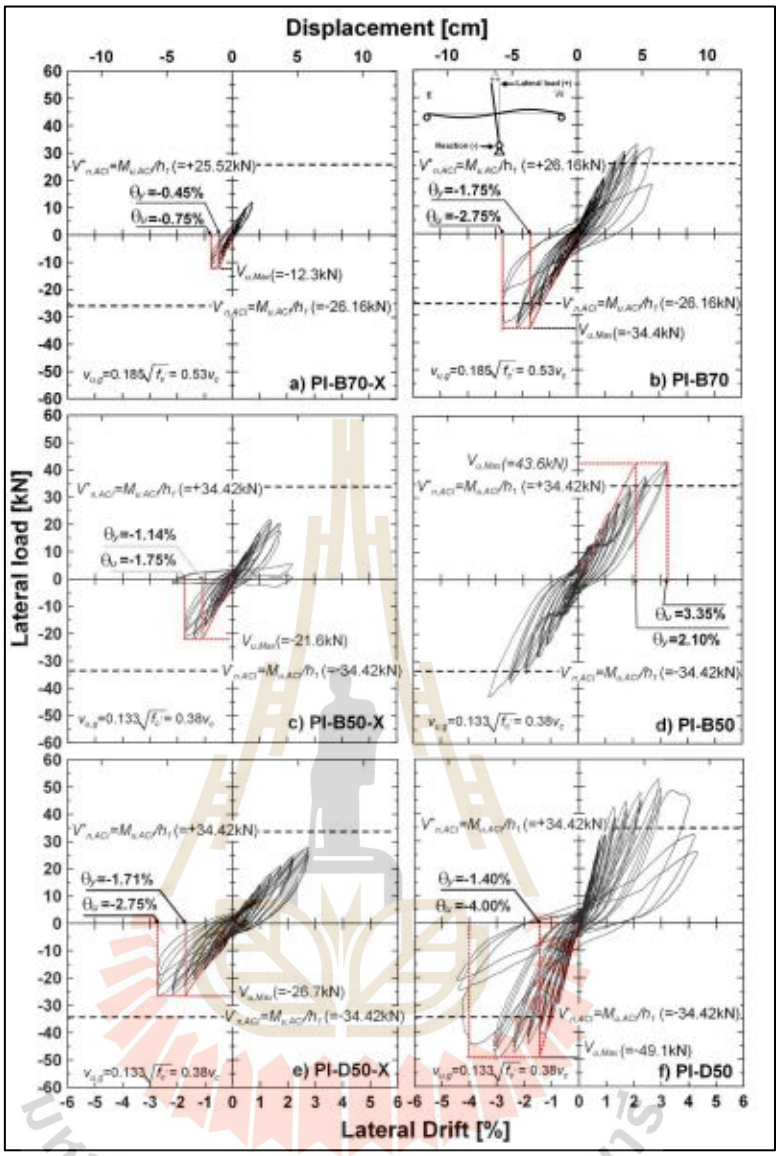
ตารางที่ 2.1 รายละเอียดของแบบจำลองทั้ง 6 ตัวอย่างการทดลอง (S.W. Han et al., 2009)

Mark	$c_1 = c_2$	h	l_1	l_2	h_1	d_{avg}	ρ_{st}	ρ_{sb}	ρ_p	f_{pe}	GSR
	(mm)	(mm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	(%)	(%)	(MPa)	(%)
PI-B50	300	132	460	360	210	104	0.78	1.14	0.21	1.21	38
PI-D50	300	132	460	360	210	104	0.78	1.14	0.16	1.21	38
PI-B70	300	132	460	360	210	104	0.78	1.14	0.21	1.21	38
PI-B50-X[a]	300	132	460	360	210	104	0.78	-	0.21	1.21	38
PI-D50-X	300	132	460	360	210	104	0.78	-	0.16	1.21	38
PI-B70-X	300	132	460	360	210	104	0.78	-	0.21	1.21	38

หมายเหตุ [a]e.g., PI-B50X: (P) = PT; (I) = interior; (B) = banded; (50) = ratio of V_g to design shear strength ΦV_c (ϕ = 0.75); and X = no bottom reinforcement; GSR (gravity shear ratio = $V_g / \Phi V_c$)

น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งคงที่ อัตราส่วน V_g/V_0 ควบคุมเท่ากับ 0.38 และ 0.53 เหล็กล่างวิ่งผ่านหัวเสาตามมาตรฐาน ACI-ASCE Committee 352, (1988) จำนวน 3 ตัวอย่าง (PI-B50, PI-D50, PI-B70) และไม่เสริมเหล็กล่างเลย 3 ตัวอย่าง (PI-B50-X, PI-D50-X, PI-B70-X) ผลการศึกษาจาก 6 ตัวอย่างการทดลองสรุปว่า การเสริมเหล็กล่างตามที่ ACI-ASCE Committee 352, (1988) สามารถเพิ่มความสามารถในการรับการเอียงตัว (Drift capacity) ได้ระดับหนึ่ง ดังรูปที่ 2.6

ข้อสังเกตของการทดลองนี้แม้ว่าการเสริมเหล็กล่างจะสามารถช่วยเพิ่มค่าการเอียงตัว (Drift capacity) ให้กับจุดเชื่อมต่อได้ แต่หลังจากถึงภาวะขีดสุดการวิบัติที่เกิดขึ้นนั้นเป็นการวิบัติแบบเปราะ (Brittle punching failure) ไม่สามารถรับแรงทางด้านข้างได้อีกต่อไป และการอัดแรงในพื้นแบบจำลองเป็นชนิดไร้แรงยึดเหนี่ยวซึ่งไม่เป็นที่นิยมใช้ในประเทศไทย อย่างไรก็ตาม ผลของการเสริมเหล็กล่างตามสมการที่งานวิจัยชิ้นนี้แนะนำได้ถูกนำไปใช้พิจารณาออกแบบปริมาณเหล็กเสริมล่างสำหรับการทดลองต่อไป



รูปที่ 2.6 ผลฮีสเตอเรติคลูปของ 6 ตัวอย่างการทดลอง (S.W. Han et al., 2009)

ข้อสังเกตของการทดลองนี้แม้ว่าการเสริมเหล็กล่างจะสามารถช่วยเพิ่มค่าการเอียงตัว (Drift capacity) ให้กับจุดเชื่อมต่อได้ แต่หลังจากถึงภาวะขีดสุดการวิบัติที่เกิดขึ้นนั้นเป็นการวิบัติแบบเปราะ (Brittle punching failure) ไม่สามารถรับแรงทางด้านข้างได้อีกต่อไป และการอัดแรงในพื้นแบบจำลองเป็นชนิดไร้แรงยึดเหนี่ยวซึ่งไม่เป็นที่นิยมใช้ในประเทศไทย อย่างไรก็ตามผลของการเสริมเหล็กล่างตามสมการที่งานวิจัยชิ้นนี้แนะนำได้ถูกนำไปใช้พิจารณาออกแบบปริมาณเหล็กเสริมล่างสำหรับการทดลองต่อไป

B. Gayed and Amin Ghali, (2006) ได้ศึกษาจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นจำนวน 7 ตัวอย่างการทดลองที่รองรับน้ำหนักในแนวดิ่งคงที่ และแรงกระทำซ้ำไปมาโดยค่อย ๆ เพิ่ม

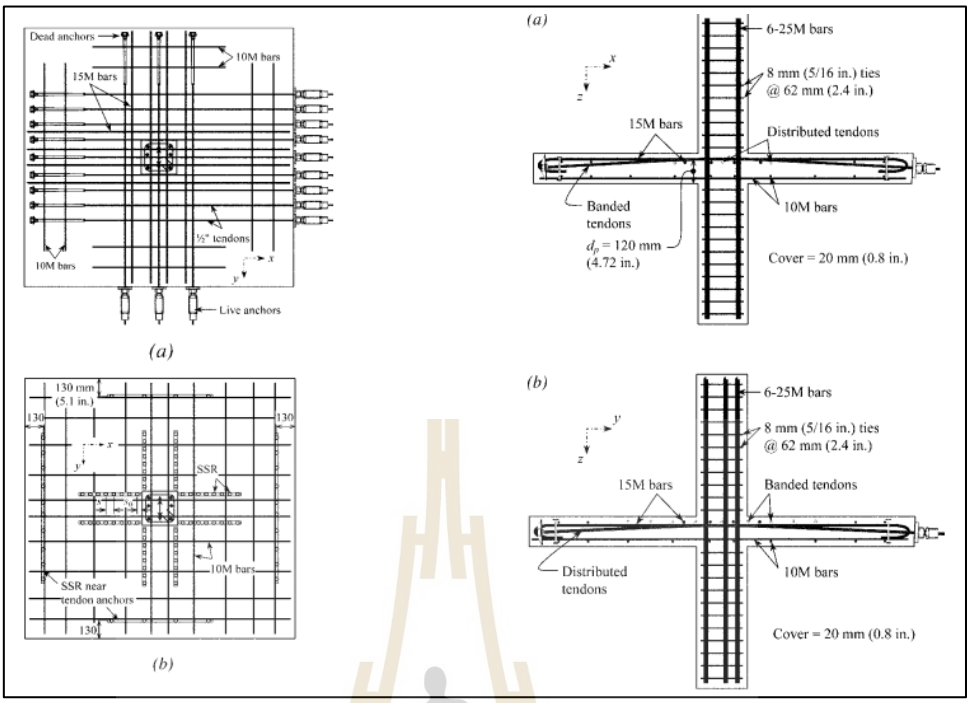
ความ รุนแรงของการโยกตัว แบบจำลองถูกออกแบบให้กำลังรับการดัดในพื้นคงที่ และปรับเปลี่ยนขนาดของแรงที่ใช้ในการอัดแรงในพื้น จากการอัดแรงที่สมบูรณ์ ค่อยๆลดแรงอัดในพื้นลงจนกระทั่งไม่มีแรงอัดในพื้น (Post-tension slab to Reinforce concrete slab) ระบบการอัดแรงที่ใช้เป็นระบบไร้แรงยึดเหนี่ยว และมีการใส่หมุดเฉือนในแบบจำลองทั้ง 7 ตัวอย่าง

ตารางที่ 2.2 ปริมาณเหล็กและลวดอัดแรงในแบบจำลองทั้ง 6 ตัวอย่าง (B.Gayed & Amin Ghali, 2006)

Specimen				IPS-9 and 9R	IPS-7	IPS-5 and 5R	IPS-3	IPS-0
Prestressed reinforcement	Banded direction (parallel to x-axis)		Number of strands	9	7	5	3	0
			ρ_{ps}, %	0.41	0.32	0.23	0.14	0
			Force/strand, kN (kip)	35 (7.9)				0 (0.0)
	Banded direction (parallel to y-axis)		Number of strands	3	3	2	1	0
			ρ_{ps}, %	0.14	0.14	0.09	0.05	0
			Force/strand, kN (kip)	105 (23.6)	82 (18.4)	88 (19.8)	105 (23.6)	0 (0.0)
Nonprestressed reinforcement	Top	Parallel to x-axis	Total	Four 15M	Six 15M	Six 15M + two 10M	Eight 15M + two 10M	Twelve 15M
			ρ_{ns}, %	0.37	0.55	0.65	0.83	1.11
			Within ($c + d$)	Two 15 M				Four 15M
		Parallel to y-axis	Total	Four 15M	Four 15M + two 10M	Four 15M + two 10M	Six 15M + two 10M	Eighteen 10M
			ρ_{ns}, %	0.37	0.46	0.46	0.65	0.83
			Within ($c + d$)	Two 15 M				Two 15M
	Bottom	Parallel to x-axis	Total	Ten 10M				
			ρ_{ns}, %	0.46				
			Within ($c + d$)	Two 10M				
		Parallel to y-axis	Total	Ten 10M		Eleven 10M	Ten 10M	Eight 10M + three 15M
			ρ_{ns}, %	0.46		0.51	0.46	0.65
			Within ($c + d$)	Two 10M		Three 10M	Two 10M	Three 15M
f_{pc}, MPa (psi)				1.1 (160)	0.9 (130)	0.6 (90)	0.4 (60)	0.0 (0)
ρ_{ps}/ρ_{ns} (banded direction)				1.11	0.58	0.35	0.17	0
ρ_{ps}/ρ_{ns} (distributed direction)				0.38	0.30	0.20	0.08	0

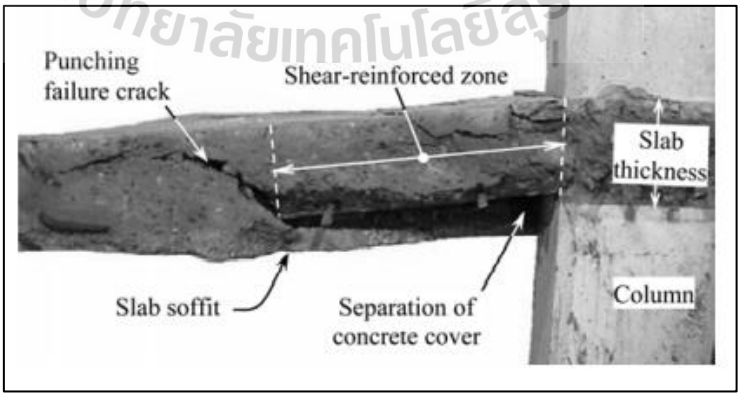
*ρ_{ps} or ρ_{ns} = cross-sectional area of prestressed tendons or nonprestressed steel divided by bd with b = 1.9 m and d = 114 mm; f_{pc} = effective prestressing force divided by gross cross-sectional area of specimen (= 1.9 × 0.15 m^2). Cross-sectional areas of 10M and 15M bars = 100 and 200 m^2 (0.155 and 0.310 in.^{2}), respectively.

จากตารางที่ 2.2 สังเกตได้ว่าเมื่อจำนวนเหล็กบนมากขึ้นส่งผลให้ลวดอัดแรงมีจำนวนลดลง เช่นในแบบจำลองที่ IPS-9 and 9R ใช้ลวดอัดแรง 9 เส้น เหล็กบนใช้ 4DB16 ใน 2 ทิศทาง (15M เป็นหน่วยการบอกเหล็กของทางยุโรป มีขนาดเท่ากับ เหล็กข้ออ้อย 16 มิลลิเมตร ในประเทศไทย) เมื่อข้ามไปดูที่แบบจำลอง IPS-0 พบว่าไม่มีการอัดแรงในพื้นเลย แต่เหล็กบนรับการดัดใช้ 12DB16 ในทิศทาง X และ 18DB12 ในทิศทาง Y ปริมาณของเหล็กล่าง หมุดเฉือน มิติขนาดของเสาและพื้นถูกควบคุมให้เท่ากันดังแสดงในรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.7 ตัวอย่างรายละเอียดเหล็กเสริมในแบบจำลอง IPS-9 (B.Gayed & Amin Ghali, 2006)

ผลการทดลองพบว่า พื้นที่มีการอัดแรงให้การตอบสนองของ Drift capacity ที่ดีกว่าแบบไม่อัดแรง แม้ว่าจะแตกต่างกันไม่มากนัก แต่สิ่งที่น่าสนใจคือ แนวการวิบัติที่เกิดขึ้นในแบบจำลอง ดังแสดงในรูปที่ 2.8 พบว่า แนวการเฉือนทะลุได้เลื่อนออกมาจากบริเวณหัวเสา ซึ่งชี้ให้เห็นว่าหมุดเฉือนนั้นได้ป้องกันการเฉือนทะลุในพื้นที่ที่มีการวางหมุดเฉือนไว้ ได้อย่างมีประสิทธิภาพ



รูปที่ 2.8 แนวการตัดแบบจำลอง IPS-0 (B.Gayed & Amin Ghali, 2006)

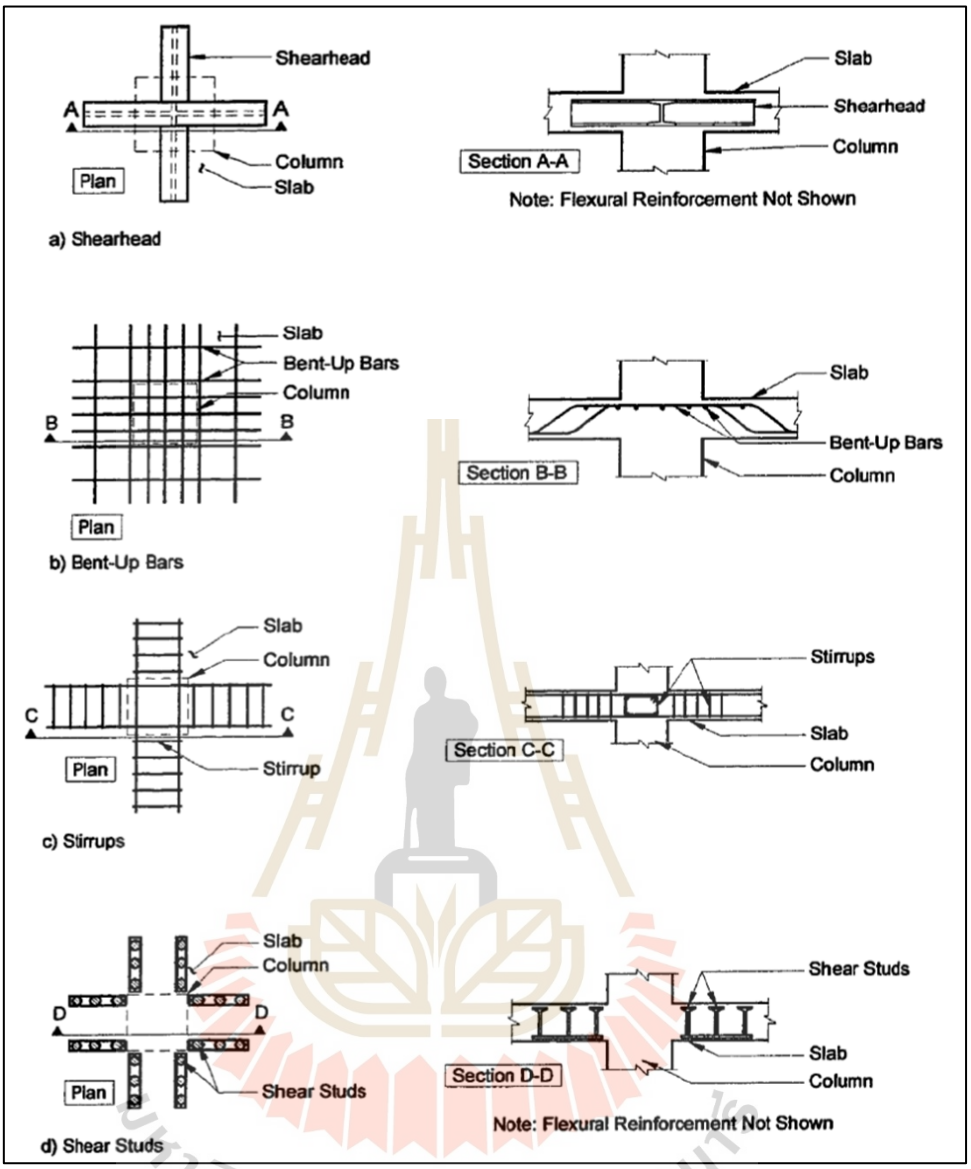
2.2 การเสริมเหล็กรับแรงเฉือน

การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนที่บริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นไร้คาน ผู้ออกแบบมักนิยมออกแบบเหล็กรับแรงเฉือน เพื่อป้องกันการเฉือนทะลุจากแรงในแนวดิ่ง (Gravity force) เท่านั้น โดยเมื่อมีแรงกระทำทางด้านข้างมากระทำกับอาคาร เช่น แรงลม แรงแผ่นดินไหว ชิ้นส่วนโครงสร้างที่วิศวกรโครงสร้างออกแบบมาเพื่อรับแรงทางด้านข้างมักจะเป็นกำแพงเฉือน (Shear wall) และกำหนดให้จุดเชื่อต่อระหว่างเสาและพื้นให้ไม่สามารถรับโมเมนต์จากการดัดได้ หรือออกแบบให้เป็นจุดรองรับแบบ Hinge นั่นเอง

ในมาตรฐาน ACI ได้กำหนดเหล็กรับแรงเฉือนไว้ 3 ชนิดหลัก ๆ ดังรูปที่ 2.9 ได้แก่ เหล็กปลอกรับแรงเฉือน ดังรูปที่ 2.9 (c), Shear stirrup reinforcement) หมุดเฉือน ดังรูปที่ 2.9 (d), Shear stud) และเหล็กรูปประพรรณรับแรงเฉือน ดังรูปที่ 2.9 (a), Shear head) ดังที่ได้กล่าวไว้แล้วในบทที่ 1 ในส่วนนี้จะเป็นการศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับวัสดุป้องกันการเฉือนทะลุทั้ง 3 ชนิดนี้

การใช้เหล็กรูปประพรรณเพื่อป้องกันการเฉือนทะลุ (รูปที่ 1.8 และรูปที่ 2.9 (a)) คือ ใช้เหล็กหน้าตัด Wide-flange หรือหน้าตัดแบบอื่น ๆ วางพาดผ่านหัวเสาในสองทิศทางโดยเชื่อมเข้าด้วยกัน แม้ว่ามาตรฐาน ACI อนุญาติให้ใช้เหล็กรูปประพรรณในการป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุแต่การป้องกันด้วยวิธีไม่เป็นที่นิยม เนื่องมาจากหน้าตัดของเหล็กที่มีขนาดใหญ่ ทำให้ขวางเหล็กยืนในหัวเสาและต้องใช้แรงงานเชื่อมต่อติดตั้งเข้าด้วยกัน ซึ่งไม่สะดวกในการก่อสร้างและมีราคาสูง

อีกวิธีหนึ่งซึ่งได้รับความนิยมอย่างมากในประเทศไทย คือ การใช้เหล็กปลอกปิดแสดงดังรูปที่ 1.7 และรูปที่ 2.9 (c) เป็นการนำเหล็กเส้นมาดัดงอดังภาพ สามารถทำได้ง่ายและทำได้ที่หน้างานก่อสร้าง อย่างไรก็ตาม ACI 318-14 sec 22.6.7.1 ได้ระบุว่าการนำเหล็กมาดัดเป็นรูปปลอกปิดเพื่อใช้ป้องกันการเฉือน ความหนาประสิทธิผล (d) ต้องหนาเกินกว่า 15 เซนติเมตร และความหนาประสิทธิผลต้องมากกว่า 16 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอกปิด ซึ่งงานวิจัยของ สกว. โดย ดร.อรรณพ ประวัติวงศ์ และคณะได้ทดสอบความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยวโดยมีการเสริมเหล็กปลอกปิดป้องกันการเฉือนทะลุ ในข้อสรุปงานวิจัยได้บ่งชี้ว่าการเสริมเหล็กปลอกปิดป้องกันการเฉือนทะลุในแผ่นพื้นที่บาง ไม่ได้เพิ่มกำลังการต้านทานการเฉือนทะลุอย่างมีนัยสำคัญ ซึ่งสอดคล้องกับที่ ACI 318-14 กำหนดไว้



รูปที่ 2.9 รูปแบบของเหล็กป้องกันการเฉือนทะลุ (Decchka, 2001)

หมุดเฉือนหรือ Shear stud เป็นวัสดุก่อสร้างชนิดหนึ่ง ทำมาจากเหล็กแท่งความยาวประมาณ 15 - 30 เซนติเมตร หรือแล้วแต่ผู้ออกแบบกำหนด แท่งเหล็กจะถูกนำไปขึ้นรูปร้อน (Hot forging) ใช้ความร้อนเผาที่ปลายและทุบขึ้นรูปให้หัวแบนออกทั้งสองข้างดังรูปที่ 2.10 โดยมาตรฐานการผลิต A1044/A1044M-16a เป็นตัวควบคุมการผลิต การใช้หมุดเฉือนในการป้องกันการเฉือนทะลุในประเทศไทย กำลังได้รับความนิยมมากขึ้น เนื่องมาจากปัจจัยค่าแรงที่สูงขึ้น ในผลิตหมุดเฉือนที่ใช้เครื่องจักรในระบบอุตสาหกรรมขนาดใหญ่ผลิตที่ละมาก ๆ ชิ้นจะส่งผลให้มีค่าแรงต่อหน่วยถูกลง การติดตั้งง่ายกว่าเหล็กปลอกปิด

รูปที่ 2.10 วิธีการขึ้นรูปหมุดเฉือน (Hot forging)

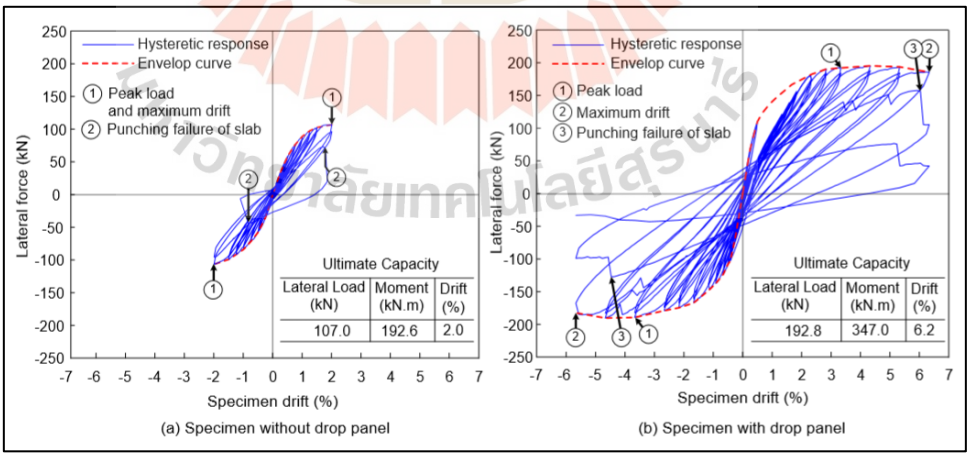
นักวิจัยจำนวนหนึ่ง (Gayed and Ghali, 2006; Kang and Wallace, 2006) เริ่มศึกษาผลของการเสริมหมุดเฉือน กับการประพฤติตัวของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นอัดแรงภายหลังชนิดไร้แรงยึดเหนี่ยว (Unbonded) โดยผลจากการทดลองของ Gayed and Ghali, (2006) บ่งชี้ว่า การใส่หมุดเฉือน เป็นวิธีการหนึ่งที่มีประสิทธิผลสำหรับเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว และการออกแรงให้กับคอนกรีตช่วยบรรเทาการเสริมลดของความแกร่งทางด้านข้างของจุดเชื่อมต่อ (Lateral stiffness) ได้ดีกว่าเมื่อเทียบกับคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไปที่ไม่มีการอัดแรง แต่สำหรับความสามารถในการดูดซับพลังงาน (Energy absorption capacity) คอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไปกลับมีความสามารถในการดูดซับพลังงานได้ดีกว่า และผลบ่งชี้ว่าวิธีการออกแบบที่แนะนำให้ออกแบบใช้งานบนคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไปที่ไม่มีการอัดแรงสามารถนำมาประยุกต์ใช้กับคอนกรีตอัดแรงในระบบที่ไร้การยึดเหนี่ยว (Unbonded system) ได้ในขณะที่ Kang and Wallace, (2006) ได้มีการทดสอบ Shaking Table Test กับแบบจำลองอาคาร 2 ชั้น 2 ช่วงผลที่ได้ยืนยันว่าการใส่หมุดเฉือนเป็นวิธีการหนึ่งที่มีประสิทธิผลสาหรับเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับคอนกรีตอัดแรงในระบบการอัดแรงแบบไร้การยึดเหนี่ยว (Unbonded system)

2.3 การศึกษาการทดลองจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นอัดแรงในประเทศไทย

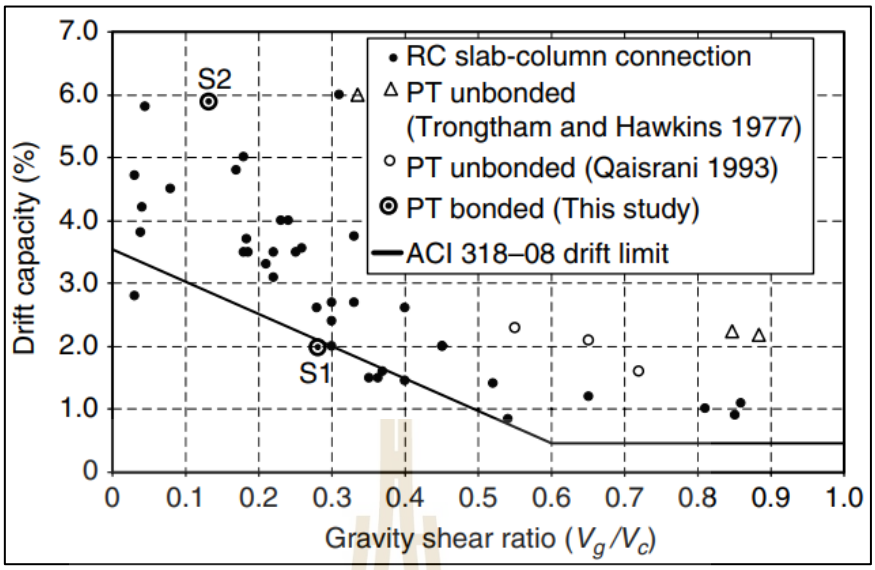
ปัจจุบันการศึกษาทดลองจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นอัดแรงในประเทศไทย มีนักวิจัยกลุ่มของ Prawatwong ที่ศึกษาในหัวข้อนี้และได้รับการตีพิมพ์งานวิจัยในวารสารระดับนานาชาติ Prawatwong et al., (2012) ในชื่อหัวข้อความสามารถในการรับแรงแผ่นดินไหวของจุดเชื่อมต่อ

ระหว่างเสาและพื้นอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยวโดยมีการเสริมและไม่เสริมแป้นหัวเสา (Seismic Performance of Bonded Post-Tensioned Slab-Column Connections with and without Drop Panels) เพื่อสำรวจความสามารถในการรับแรงแผ่นดินไหวของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นอัดแรงภายหลังแบบมีแรงยึดเหนี่ยวซึ่งได้ทดลองทั้งหมด 2 แบบจำลอง แบบจำลองแรก (S1) คือแบบจำลองจุดเชื่อมต่อพื้นไร้คานอัดแรงท้องเรียบ ในการทดสอบนั้นได้รับการออกแบบและสร้างขึ้นโดยให้แบบจำลองแสดงถึงจุดเชื่อมต่อทั่วไประหว่างเสาต้นในและพื้นอัดแรงภายหลังแผ่นเรียบชนิดมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างลวดอัดแรงและคอนกรีต ซึ่งเป็นที่นิยมในประเทศไทย โดยปกติส่วนมากมักจะไม่นำแรงจากแผ่นดินไหวมาพิจารณาออกแบบจุดเชื่อมต่อ ในแบบจำลองที่สอง (S2) เป็นการพัฒนาการออกแบบจากแบบแรก ด้วยวิธีการเสริมแป้นหัวเสา (Drop panel) เพื่อเพิ่มความสามารถในการรับแรงจากแผ่นดินไหว

ผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่า จุดเชื่อมระหว่างเสาและพื้นไร้คานท้องเรียบ (S1)ทั่วไปสามารถรับแรงกระทำแบบซ้ำไปมาจนกระทั่งถึงองศาการเอียงตัวประมาณ 2.00% ก่อนเกิดการวิบัติแบบเปราะในทันที อย่างไรก็ตามจุดเชื่อมต่อที่มีการเสริมแป้นหัวเสาเข้าไป (S2)สามารถเพิ่มองศาการเอียงตัวของเสาได้ถึง 6.00% ก่อนเกิดการวิบัติ นอกจากนี้ยังสามารถเพิ่ม กำลังการรับแรงทางด้านข้างสูงสุด (Maximum load carrying capacity) ความแกร่งของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้น (Stiffness) และพฤติกรรมก่อนการวิบัติแสดงถึงความยืดหยุ่นของจุดเชื่อมต่อก่อนที่จะเกิดการวิบัติ ดังแสดงในรูปที่ 2.11



รูปที่ 2.11 ผลของ Hysteretic loop ของแบบจำลองทั้ง 2 แบบเปรียบเทียบกัน (Prawatwong et al., 2012)



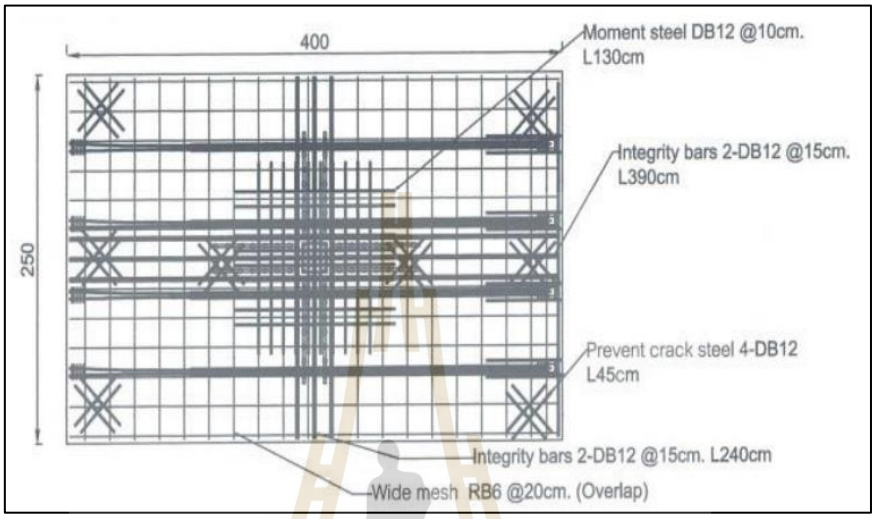
รูปที่ 2.11 Gravity shear ratio เทียบกับความสามารถในการเอียงตัวของเสาสูงสุด (Prawatwong et al., 2012)

ยิ่งไปกว่านั้นในบทความยังมีการชี้ให้เห็นถึงความแตกต่างระหว่างระบบอัดแรงแบบมีแรงยึดเหนี่ยวและระบบไร้แรงยึดเหนี่ยวผ่านข้อมูลความเครียดที่วัดได้ในลวดอัดแรงด้วย

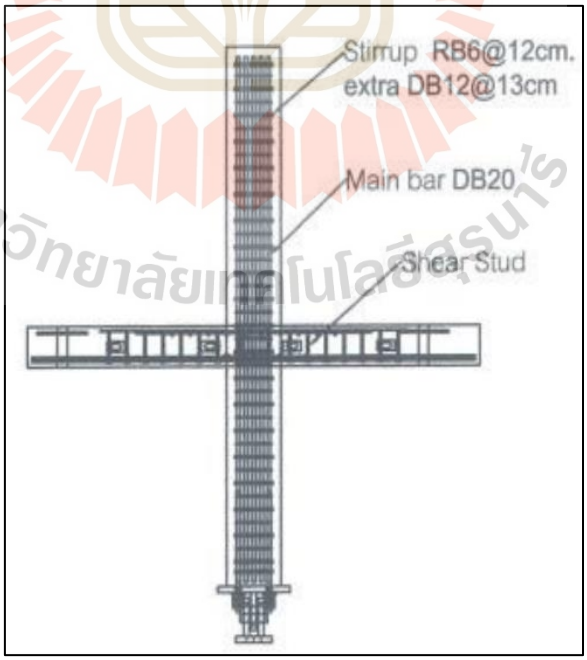
อีกหนึ่งงานศึกษา ซึ่งวิจัยโดย ธนกร ขุนฤทธิ์ และคณะ (2020) ได้ศึกษาพฤติกรรมระหว่างจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงภายหลังภายใต้แรงทางด้านข้างแบบวัฏจักรและเสริมหมุดเฉือนในพื้นบริเวณใกล้ ๆ กับเสา ลักษณะการวางแบบมุมฉาก (Orthogonal layout) เพื่อต้านทานการเฉือนทะลุ ตามมาตรฐาน ACI 318 ทำการทดสอบโดยการทดสอบจะกระทำในรูปแบบควบคุมระยะการเคลื่อนตัว (Displacement-controlled method) โดยออกแรงกระทางด้านข้างแบบวัฏจักร (Cyclic loading test) จนกระทั่งเกิดการวิบัติ จากการทดสอบสามารถหาความสัมพันธ์ของระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นและแรงที่กระทางด้านข้าง ในรูปแบบของกราฟ Hysteretic ซึ่งพบว่าตัวอย่างทดสอบมีความเหนียวสามารถต้านทานต่อการเฉือนทะลุโดยมีค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Drift ratio) ประมาณ 7.5% ที่จุดวิบัติการเสริมกำลัง แผ่นพื้นทดสอบด้วยหมุดเหล็ก (Stud rail) สามารถเพิ่มความเหนียวให้กับ ตัวอย่างทดสอบทดสอบได้อย่างมีนัยสำคัญ

อย่างไรก็ตาม หากสังเกตผลจากกราฟรูปที่ 2.16 ชี้ให้เห็นว่าแรงทางด้านข้างได้ตกลงไปเหลือ 85% ของแรงสูงสุด และค่าองศาการเอียงตัวเท่ากับ 7.00% อย่างไรก็ตาม หากสังเกตลักษณะการวิบัติของแบบจำลองที่บริเวณใกล้หัวเสาดังรูปที่ 2.17 พบว่า มีรอยแตกร้าวที่บริเวณเสาเป็นจำนวนมาก ในทางกลับกันรอยแตกที่บริเวณพื้นไม่แสดงถึงรอยแตกขนาดใหญ่ที่บ่งชี้ว่าเป็น

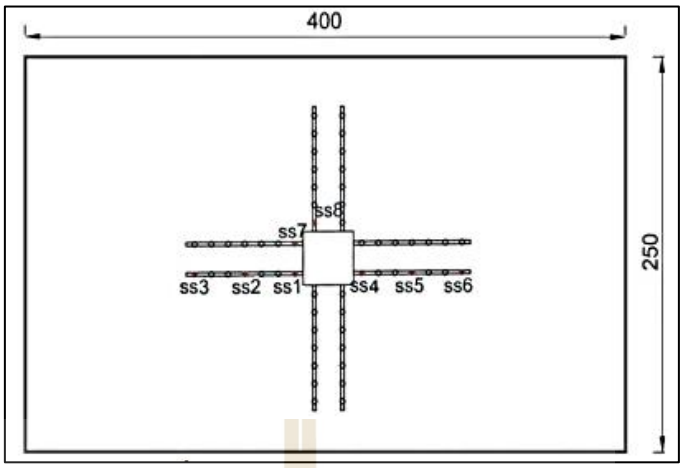
แนวการวิบัติที่เกิดขึ้นที่บริเวณพื้น ซึ่งข้อมูลจากรูปที่ 2.17 บ่งชี้ได้ว่าค่าการเอียงตัวที่วัดได้ถึง 7.00% ส่วนหนึ่งเป็นเพราะเสามีแข็งแรงน้อยกว่าพื้นทำให้ระหว่างการทดลองเสาได้เข้าสู่สภาวะไม่เชิงเส้น



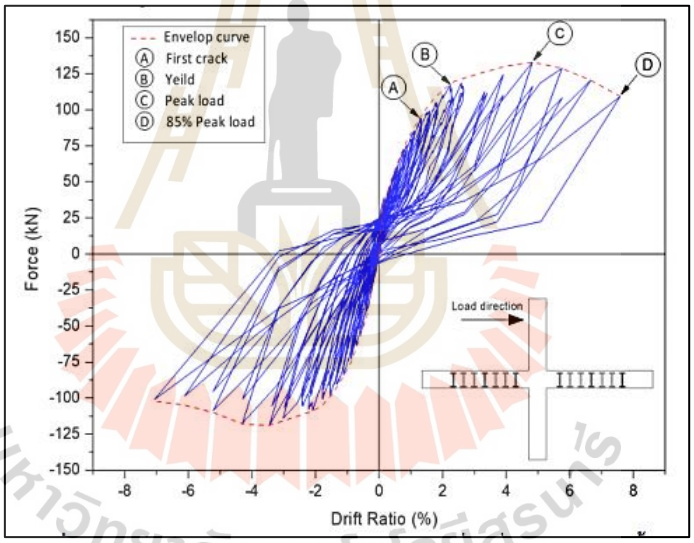
รูปที่ 2.13 ลักษณะการเสริมเหล็กในพื้น (ธนกร ขุนฤทธิ์ และคณะ, 2020)



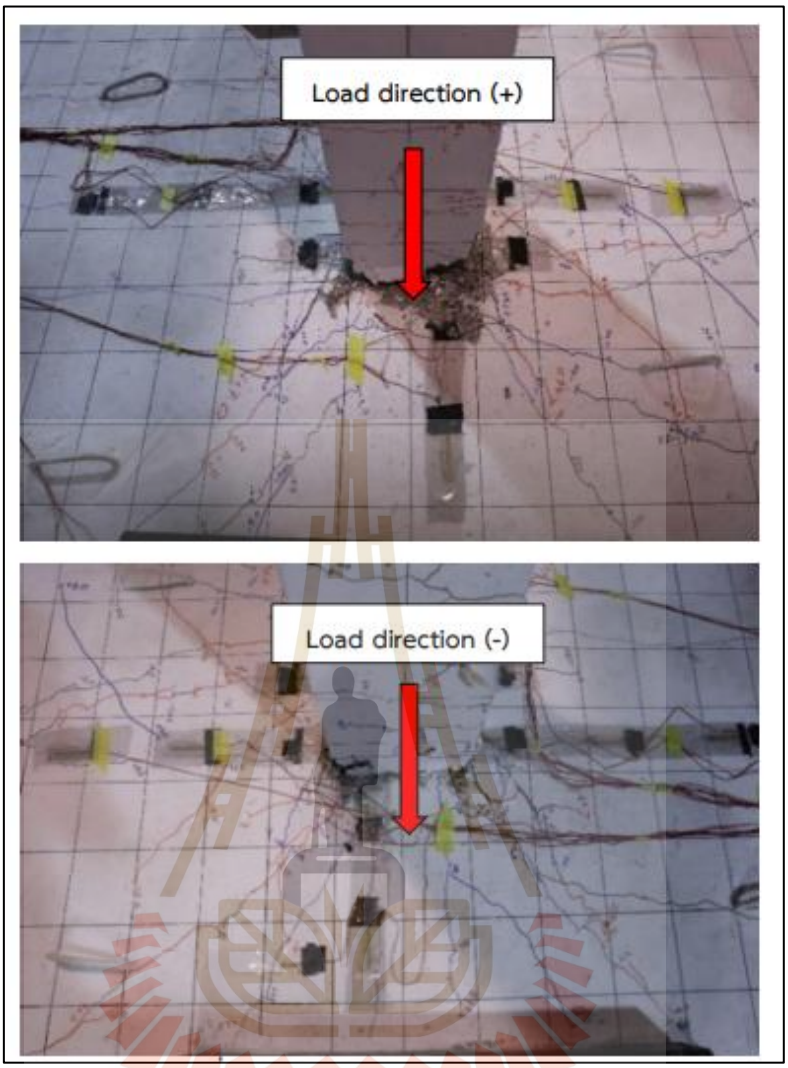
รูปที่ 2.14 ลักษณะการเสริมเหล็กในเสา (ธนกร ขุนฤทธิ์ และคณะ, 2020)



รูปที่ 2.15 ลักษณะการเสริมหมุดเหล็กรับแรงเฉือน (ธนกร ขุนฤทธิ์ และคณะ, 2020)



รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (ธนกร ขุนฤทธิ์ และคณะ, 2020)



รูปที่ 2.17 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ (ธนกร ขุนฤทธิ์ และคณะ, 2020)

2.4 สรุปภาพรวมจากการศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

เนื่องจากพฤติกรรมที่เกิดขึ้นบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นกับเสา (Slab-column connection) และกลไกการวิบัติภายใต้การกระทำของแรงทางด้านข้างจากแผ่นดินไหวเป็นพฤติกรรมที่ซับซ้อน โดยที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าวอย่างรุนแรงทำให้พฤติกรรมของโครงสร้างก่อนการวิบัติมีการดำเนินไปจนถึงช่วงที่มีพฤติกรรมเป็นแบบอินอิลาสติก (Inelastic) ในอดีตจึงมีการศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองต่อแรงทางด้านข้างและกลไกการวิบัติจากแผ่นดินไหวของบริเวณจุดเชื่อมต่อดังกล่าวโดยการทดสอบแบบจำลองย่อส่วนในห้องปฏิบัติการในต่างประเทศโดยนักวิจัยหลายกลุ่มอย่างต่อเนื่อง

อย่างไรก็ตาม ปัจจุบันการศึกษาพฤติกรรมที่เกิดขึ้นบริเวณจุดเชื่อมต่อของแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง ภายใต้การกระทำของแรงทางด้านข้างจากแผ่นดินไหว ยังมีผู้ศึกษาไม่มาก โดยส่วนใหญ่มุ่งเน้นไปที่คอนกรีตอัดแรงในระบบที่ไม่มีการยึดเหนี่ยว (Unbonded system) ซึ่งไม่เป็นที่นิยมใช้งานในประเทศไทย

สำหรับการประพฤติตัวของจุดเชื่อมต่อของแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง ในระบบที่มีการยึดเหนี่ยว (Bonded system) ภายใต้การโยกตัวสลับทิศจากผลของแผ่นดินไหวพบเพียงผลการศึกษาโดย Prawatwong et al. (2012) ที่ตีพิมพ์ลงในวารสารวิชาการระดับนานาชาติ และยังไม่พบบทความตีพิมพ์เกี่ยวกับการเพิ่มความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวโดยวิธีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนบริเวณจุดเชื่อมต่อของคอนกรีตอัดแรงในระบบที่มีการยึดเหนี่ยว ดังนั้นปัจจุบันจึงขาดแคลนองค์ความรู้ที่วิศวกรผู้ออกแบบจะสามารถนำมาใช้ในการออกแบบเพื่อป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุภายใต้แรงแผ่นดินไหว

เพื่อเติมเต็มช่องว่างดังกล่าวผู้ทำวิจัยจึงได้ทำการศึกษาวิจัยต่อเนื่องจาก Prawatwong et al. 2012 โดยขยาย ขอบเขตการศึกษามาถึงประพฤติตัวตอบสนองของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรง ชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว (Bonded system) โดยมีการออกแบบเสริมหมุดเฉือน (Stud Shear Reinforcement) เข้าไปในแผ่นพื้นใกล้เสา เพื่อตรวจวัดการประพฤติตัวภายใต้การโยกตัวของเสาจากแรงแผ่นดินไหว จนกระทั่งเกิดการวิบัติที่ภาวะขีดสุด โดยข้อมูลผลการทดลองที่ทำการทดลองมาแล้วก่อนหน้านี้ (Prawatwong et al., 2012) บนแบบจำลองที่ไม่ได้มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน จะถูกนำมาใช้เพื่อการเปรียบเทียบ ซึ่งข้อมูลที่ได้จากการทดลองจะนำไปสู่การประเมินความเหมาะสมของสมการการออกแบบจุดเชื่อมต่อในพื้นคอนกรีตอัดแรง ภายใต้การโยกตัวของอาคารจากแรงแผ่นดินไหว ที่ระบุตามมาตรฐานการออกแบบ ACI Building code (ACI 318-14) ในส่วนที่เกี่ยวข้องกับกำลังต้านทานการเฉือนทะลุ (Punching shear strength) และขีดจำกัดการเอียงตัวของจุดเชื่อมต่อ (Design drift limit) ที่ยอมให้ต่อไป

บทที่ 3
วิธีดำเนินการวิจัย

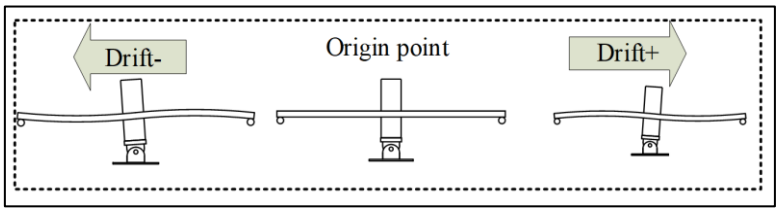
3.1 ภาพรวมของกระบวนการวิจัย

จากข้อมูลที่ได้ศึกษามาในส่วนของบทที่สอง การศึกษาการเพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว ของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นคอนกรีตอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว โดยวิธีการใส่หมุดเฉือนครั้งนี้ ได้มีการสำรวจ สัมภาษณ์วิศวกรผู้ออกแบบ และขอความอนุเคราะห์แบบก่อสร้างที่ผู้ออกแบบในประเทศไทยได้ใช้งานก่อสร้างจริง (ภาคผนวก ข) เพื่อนำมาวิเคราะห์หาค่าตัวแปรโครงสร้างที่มีผลต่อพฤติกรรมของโครงสร้างและการวิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่ทางผู้ออกแบบ ในประเทศไทยนิยมใช้ในการออกแบบ เรียกว่า “ดัชนีโครงสร้าง (Structure Indices)” ซึ่งค่าดัชนีโครงสร้างนี้จะนำไปใช้เป็นแนวทางในการออกแบบตัวอย่าง (Specimen) ให้มีค่าใกล้เคียงกันมากที่สุด ซึ่งตัวอย่างเป็นตัวแทนของจุดต่อของโครงสร้างจริง

หลังจากออกแบบตัวอย่างการทดลองเสร็จเรียบร้อย ตำแหน่งของการติดเครื่องมือวัด เกจวัดความเครียด (Strain gauges) หลายตัวจะถูกติดตั้งไว้ในจุดที่สำคัญภายในโครงสร้างก่อการเทคอนกรีต และตัวอย่างถูกก่อสร้างขึ้นห้องปฏิบัติการที่ได้มีการควบคุมปัจจัยแวดล้อมอื่น ๆ ให้เป็นไปตามที่กลุ่มคณะนักวิจัยกำหนด การวิบัติจะถูกบังคับให้เกิดขึ้นที่พื้น เครื่องมือวัดภายนอกอื่น ๆ ถูกติดตั้ง เพื่อควบคุมการทดลองให้เป็นไปด้วยความเรียบร้อย เช่น Displacement transducer, LVDT และกล้อง CCTV

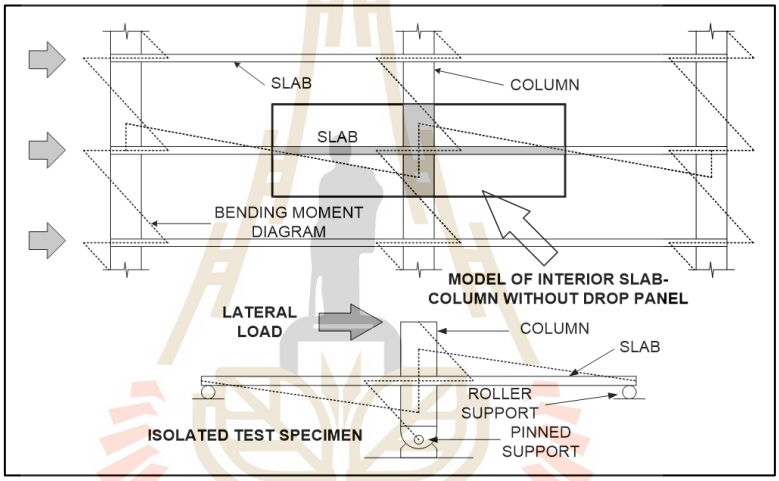
การทดลองถูกควบคุมด้วยระยะการกระจัดของยอดเสา (Displacement control) โดยการผ่านการให้แรงจาก Hydraulic actuator ผลักยอดเสาให้ค่อย ๆ ขยับไปทีละนิดจนถึงค่า ๆ หนึ่ง ซึ่งกำหนดให้เป็นค่าสูงสุดของแต่ละรอบก็จะดึงยอดเสากลับมาที่ตำแหน่งเริ่มต้นและดึงเสาต่อไปในอีกทิศทางหนึ่งและดึงกลับดังรูปที่ 3.1 โยกไปมา 2 รอบ เมื่อครบสองรอบแล้วเพิ่มความรุนแรงของการกระจัดให้มากขึ้นและทำซ้ำเช่นเดิมจนกระทั่งตัวอย่างการทดลองวิบัติ การกระทำดั่งกล่าวเปรียบเสมือนกับการยืดระยะเวลาขณะเกิดแผ่นดินไหวออก ให้เกิดการไหวอย่างช้า ๆ และบันทึกข้อมูลไปทุกการเคลื่อนไหวตามที่ผู้วิจัยกำหนด จนเกิดการวิบัติของจุดเชื่อมต่อ

เมื่อตัวอย่างวิบัติ การตัดตัวอย่างคอนกรีตเป็นชิ้นย่อย ๆ เพื่อเข้าไปหาพื้นที่บริเวณรอบ ๆ หัวเสา เพื่อสำรวจลักษณะกลไกของการวิบัติรอบ ๆ หัวเสา เป็นข้อมูลประกอบกับเครื่องมือวัดอื่น ๆ ในส่วนต่อจากนี้เป็นการลงรายละเอียดในแต่ส่วนของกระบวนการวิจัย



รูปที่ 3.1 การโยกเสา

3.2 การจำลอง ขนาด และการออกแบบตัวอย่างโครงสร้างสำหรับนำมาทดสอบ



รูปที่ 3.2 แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ของแบบจำลองบริเวณจุดเชื่อมต่อและโครงสร้างอาคารต้นแบบ เมื่อมีแรงทางด้านข้างเข้ามากระทำ (Pongpornsup, 2003)

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

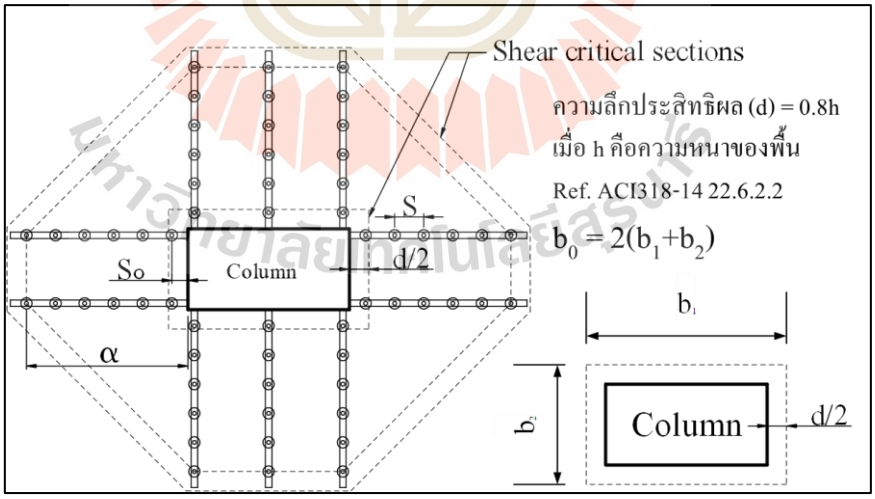
จากรูปที่ 3.2 แสดงความสัมพันธ์ของแบบจำลองบริเวณจุดเชื่อต่อและโครงสร้างอาคารต้นแบบเมื่อมีแรงกระทำทางด้านข้างเข้ามากระทำ และวิธีการแยกแบบจำลองเฉพาะส่วนเสาและพื้นออกจากอาคารต้นแบบ เพื่อจำลองโมเมนต์การดัดที่เกิดขึ้นกับตัวอย่างให้ใกล้เคียงกับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างอาคารต้นแบบขณะเกิดการโยกตัวจากแผ่นดินไหว ปลายพื้นสองข้างของแบบจำลองจะถูกรองรับแบบล้อเลื่อน (Roller support) และปลายเสาด้านล่างจะถูกรองรับด้วยจุดรองแบบแบบบานพับ (Hinge support)

โครงสร้างต้นแบบที่ใช้สำหรับออกแบบจำลองงานวิจัยชิ้นนี้ เป็นโครงสร้างอาคารคล้ายกับที่ใช้ออกแบบแบบจำลองก่อนหน้านี้ โดย Prawatwong et al, (2012) ซึ่งขนาดโครงสร้างต้นแบบ

พบได้บ่อยในประเทศไทย อย่างไรก็ตาม เพื่อความเหมาะสมกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่มีพื้นที่จำกัดแบบจำลองได้ถูกย่อส่วน ขนาด 3/5 เท่าของโครงสร้างจริง

ในช่วงแรกของกระบวนการวิจัยเป็นการรวบรวมข้อมูลแบบก่อสร้างโครงสร้างอาคารที่ใช้ก่อสร้างจริงในประเทศไทย ผลการรวบรวมข้อมูลแบบก่อสร้างอาคาร 3 หลัง ได้นำมาคำนวนหาดัชนีโครงสร้าง (Structural indices) ที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบจำลอง ซึ่งดัชนีโครงสร้างที่นำเสนอในตารางที่ 3.1 ได้ตัดดัชนีโครงสร้างบางตัวออกและแสดงดัชนีโครงสร้างที่เกี่ยวข้องกับหมุดเฉือน เพื่อใช้ในการออกแบบระยะเรียงหมุดเฉือน รวมแล้วมีดัชนีที่นำมาใช้ดังต่อไปนี้

1. V_g/V_0 คือ อัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในแนวดิ่ง (Gravity shear, V_g) ต่อแรงเฉือนที่คอนกรีตสามารถรับได้ (Punching shear capacity, V_0) ซึ่งเรียกอัตราส่วนนี้ว่า “Gravity shear ratio”
2. b_0/d คือ อัตราส่วนเส้นรอบรูปหน้าตัดวิกฤตต่อความลึกประสิทธิผล
3. b_1/b_2 คือ อัตราส่วนระหว่างด้านยาวของหน้าตัดวิกฤตต่อด้านสั้นของหน้าตัดวิกฤต
4. $f_{pc}/\sqrt{f_c'}$ คือ อัตราส่วนแรงอัดต่อกำลังอัดของคอนกรีต (Prestressing ratio)
5. α/d คือ อัตราส่วนระยะหมุดเฉือนตัวสุดท้ายวัดจากหน้าเสาต่อความลึกประสิทธิผล
6. s_0/d คือ อัตราส่วนระยะหมุดเฉือนตัวแรกวัดจากหน้าเสาต่อความลึกประสิทธิผล
7. s/d คือ อัตราส่วนระยะเรียงหมุดเฉือนต่อความลึกประสิทธิผล



รูปที่ 3.3 ภาพอธิบายตัวแปรที่ใช้แทนระยะที่เกี่ยวข้องกับหมุดเฉือน และหน้าตัดรอบรูปเสา

จากรูปที่ 3.3 ได้อธิบายความหมายของตัวแปรแต่ละตัวที่ใช้สำหรับคำนวณหาดัชนีโครงสร้าง หลังจากคำนวณค่าเฉลี่ยของดัชนีโครงสร้างแต่ละตัวดังตารางที่ 3.1 ได้ใช้ตารางนี้เป็น

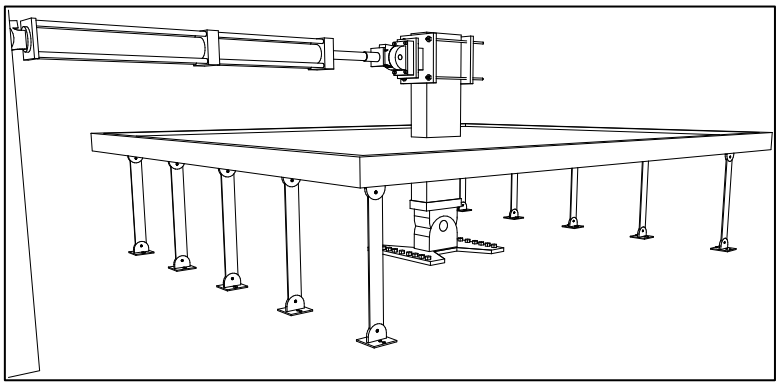
แนวทางในการออกแบบ แบบจำลองที่ดำเนินการก่อสร้างในห้องปฏิบัติการ เงื่อนไขสำคัญที่ใช้กำหนดขนาดของแบบจำลองนั้นคือ เงื่อนไขของพื้นที่ในห้องปฏิบัติการที่เล็กส่งผลให้ขนาดที่เหมาะสมที่สุดที่สามารถทำได้เท่ากับ 60% ของขนาดจริง และเพื่อให้ง่ายต่อการเปรียบเทียบผลการศึกษา ดัชนีโครงสร้างของแบบจำลองที่ไม่ได้มีการเสริมหมุดเฉือน (Without shear stud) จาก Prawatwong et al, (2012) ได้ถูกนำมาพิจารณาด้วย ดังแสดงในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 การเปรียบเทียบดัชนีโครงสร้างที่ผู้ออกแบบนิยมใช้

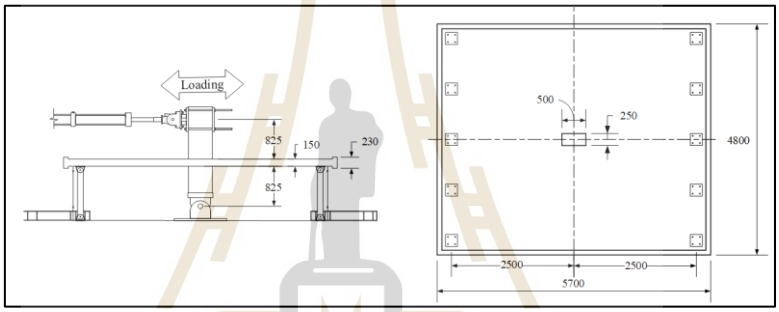
Building	Span (mm)	Column size (mm x mm)	Structural indices						
			$\frac{V_g}{V_0}$	$\frac{b_0}{d}$	$\frac{b_1}{b_2}$	$\frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{\alpha}{d}$	$\frac{s_0}{d}$	$\frac{s}{d}$
Condo	5800	400x1200	0.31	15.43	2.18	0.23	3.20	0.18	0.35
Apartment	10700	300x600	0.39	12.66	1.59	0.42	5.10	0.24	0.63
Personal house	5700	250x250	0.33	10.25	1.00	0.39	4.38	0.31	0.63
Average Value			0.34	12.75	1.57	0.35	4.23	0.24	0.54
Specimen in this research									
S1 (without stud rails)	5000	250x500	0.28	18.29	1.70	0.27	-	-	-
SS2 (with stud rails)	5000	250x500	0.28	16.50	2.00	0.29	4.42	0.42	0.50

อัตราส่วน V_g/V_0 ได้ควบคุมให้เท่ากับการทดลองโดยไม่เสริมหมุดเฉือน ขนาดเสาหน้าตัดเสา กำหนดให้เท่ากันคือ 250×500 มิลลิเมตร สูงเท่ากันเท่ากับ 1,800 มิลลิเมตร ระยะช่วงพื้น (Span) เท่ากับ 5,000 มิลลิเมตร ความหนาของพื้นในการทดลองนี้เท่ากับ 150 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นความหนาที่ลดขนาดลงมา 60% จากแบบก่อสร้าง อัตราส่วนการเสริมเหล็กบนและล่างถูกควบคุมให้ใกล้เคียงกันกับการทดลองที่ไม่ได้เสริมหมุดเฉือน ส่วนการออกแบบหมุดเฉือนนั้นใช้ค่าเฉลี่ยที่ผู้ออกแบบในประเทศไทยนิยมใช้ มาออกแบบใช้กับแบบจำลอง ยกเว้นระยะของหมุดเฉือนตัวแรกที่ไม่สามารถวางให้อยู่ในช่วงที่ผู้ออกแบบนิยมได้เนื่องจากติดแนววางลวดอัดแรง ไม่สามารถขยับเข้าไปได้ใกล้กว่านี้ (จะแสดงรูปอธิบายเพิ่มในส่วนรายละเอียดหมุดเฉือนถัดไป) รูปที่ 3.4 แสดงภาพ 3 มิติการจัดการทดลองโดยภาพรวม และรูปที่ 3.5 แสดงขนาดของแบบจำลองโดยภาพรวม

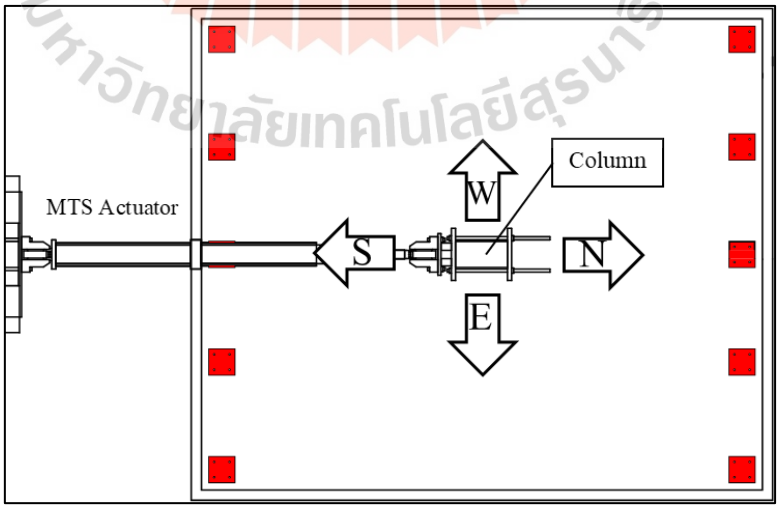
เพื่อให้ง่ายต่อการอธิบายการจัดการทดลองและอธิบายผล รวมไปถึงผลการทดลอง ผู้วิจัยจึงกำหนดสัญลักษณ์ทิศทาง โดยทิศ N-S เป็นทิศที่ขนานกับแนวแรง ให้แรงไปในทิศ N หมายถึงการผลักในการทดลองจะหมายถึง Drift+ และการให้แรงไปในทาง S หมายถึง การดึงหรือในการทดลองเรียกว่า “Drift-”



รูปที่ 3.4 ภาพ 3 มิติการจัดการทดสอบแบบจำลอง



รูปที่ 3.5 ขนาดของแบบจำลอง (หน่วย มิลลิเมตร)



รูปที่ 3.6 ภาพมุมสูงอธิบายการกำหนดทิศทางในห้องปฏิบัติการ

3.3 คุณสมบัติวัสดุที่ใช้ก่อสร้างแบบจำลอง

3.3.1 คอนกรีต

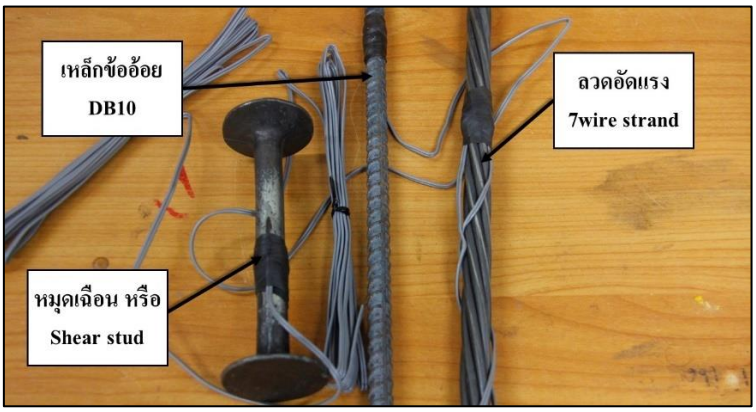
คอนกรีตที่ใช้ในการก่อสร้างแบบจำลอง สั่งซื้อจากบริษัทผลิตภัณฑ์และวัสดุก่อสร้าง จำกัด (CPAC) ซึ่งกำหนดกำลังอัดของคอนกรีตเป็น 2 ขนาด คือ คอนกรีตสำหรับเสาสั่งซื้อที่กำลังอัดมากกว่า 400 kg/cm^2 (Cylinder) ค่าการยุบตัว 15-20 เซนติเมตร และคอนกรีตสำหรับพื้น เลือกกำลังอัดมากกว่า 320 kg/cm^2 (Cylinder) ค่าการยุบตัว 15-20 เซนติเมตร ซึ่งเป็นกำลังอัดทั่วไปที่ใช้กับพื้นอัดแรงในประเทศไทย

การเทคอนกรีตแบ่งออกเป็น 3 ครั้ง คือ 1) เสาส่วนล่าง, 2) พื้น และ 3) เสาส่วนบน แต่ละการเทได้เก็บตัวอย่างคอนกรีตแบบทรงกระบอก (Cylinder) ทั้งหมด 12 ตัวอย่าง ซึ่งได้ผลการทดสอบกำลังคอนกรีตดังตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 ผลการทดสอบกำลังของคอนกรีต

ส่วนของโครงสร้าง	อายุ (วัน)	กำลังอัดประลัย (kg/cm^2)
พื้น	วันที่มีการอัดแรง	313
	28	371
	วันที่ทำการทดสอบ	393
เสาส่วนล่าง	28	425
	วันที่ทำการทดสอบ	483
เสาส่วนบน	28	453
	วันที่ทำการทดสอบ	504

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



รูปที่ 3.7 ตัวอย่างวัสดุที่ติดเกจวัดความเครียด

3.3.2 ลวดอัดแรง

ลวดอัดแรงเกรด 270 7 wire strands เส้นผ่านศูนย์กลาง 12.7 มิลลิเมตร ถูกเลือกใช้ในแบบจำลอง ตัวอย่างของลวดอัดแรงจำนวน 3 เส้น ได้นำไปทดสอบคุณสมบัติทางกลโดยการทดสอบใช้การทดสอบแบบ Force controlled ตามข้อจำกัดของอุปกรณ์การทดสอบ ตัวอย่างที่ 3 ถูกติดตั้งเกจวัดความเครียด (Strain gauge) ผลการทดสอบของทั้ง 3 ตัวอย่าง แสดงในตารางที่ 3.3 จากผลการทดสอบพบว่าค่าความเค้นคราก (Yielding stress) มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1,710 MPa และกำลังการรับแรงดึงสูงสุดเฉลี่ย 3 ตัวอย่าง เท่ากับ 1,907 MPa ซึ่งมาตรฐานอุตสาหกรรม 420-2540 ระบุกำลังการรับแรงดึงสูงสุดของลวดอัดแรงตีเกลียว 7 เส้นแบบธรรมดาต้องไม่น้อยกว่า 1,860 MPa เมื่อเทียบผลการทดสอบวัสดุลวดอัดแรงของแบบจำลองกับ มอก. พบว่า ลวดอัดแรงที่ใช้สำหรับแบบจำลองผ่านมาตรฐานอุตสาหกรรม

ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติทางกลของตัวอย่างลวดอัดแรงที่ใช้ในแบบจำลอง

Test No.	**Effective Strand area (mm^2)**	**Yield stress (MPa)**	**Max load (kgf)**	**Tensile Strength (MPa)**	**Gauge Length (mm)**
1	99.58	1,704	19,100	1,881	610
2	99.58	1,721	19,300	1,901	610
3*	99.58	1,704	19,700	1,940	610
	Average	1,710	Average	1,907	

**ตัวอย่างติดเกจวัดความเครียด*

3.3.3 เหล็กข้ออ้อย

ผลการทดสอบคุณสมบัติทางกลของเหล็กข้ออ้อยเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มิลลิเมตร ชั้นคุณภาพ SD30 แสดงในตารางที่ 3.4 ถูกทดสอบจำนวน 3 ตัวอย่าง และตัวอย่างที่ 3 ได้ติดตั้งเกจวัดความเครียด (Strain gauge) จุดครากของเหล็กทั้ง 3 ตัวอย่างมีค่าประมาณ 351-415 MPa และค่าความต้านทานแรงดึงสูงสุดมีค่าระหว่าง 528-635 MPa ซึ่งมาตรฐานอุตสาหกรรม 24-2548 ระบุกำลังการรับแรงดึงจุดครากและแรงดึงสูงสุดของเหล็กข้ออ้อยเส้นผ่านศูนย์กลาง DB10 ชั้นคุณภาพ SD30 ต้องไม่น้อยกว่า 295 MPa และ 480 MPa เมื่อเทียบผลการทดสอบวัสดุเหล็กข้ออ้อยของแบบจำลองกับ มอก. พบว่า เหล็กข้ออ้อยที่ใช้สำหรับแบบจำลองผ่านมาตรฐานอุตสาหกรรม

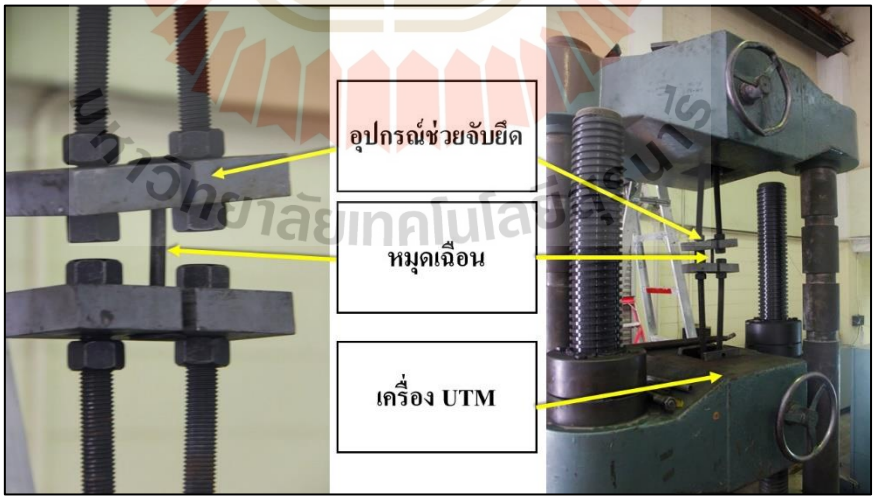
ตารางที่ 3.4 คุณสมบัติทางกลของเหล็กข้ออ้อย DB10 ชั้นคุณภาพ SD30

Test No.	Actual diameter (mm)	Weight (g)	Effective area (mm^2)	Yield load (kgf)	Yield stress (MPa)	Max Load (kgf)	Tensile strength (MPa)	Elongation (%)
1	10.11	482	80.24	3,400	415.70	5,200	635.77	20
2	10.81	484	91.73	3,320	355.05	5,200	556.10	17
3*	11.00	499	94.99	3,400	351.15	5,120	528.79	17
				Average	374	Average	573	

**ตัวอย่างติดเกจวัดความเครียด*

3.3.4 หมุดเฉือน

การหาคุณสมบัติทางกลของวัสดุหมุดเฉือน (Shear stud) โดยใช้เครื่อง Universal testing machine ขนาด 200 ตัน ต้องใช้ร่วมกับอุปกรณ์ช่วยจับยึด ทดสอบแรงดึงของหมุดเฉือน ดังแสดงในรูปที่ 3.8 ซึ่งได้ผลการทดสอบคุณสมบัติทางกลของหมุดเฉือนเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มิลลิเมตร ถูกทดสอบจำนวน 3 ตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 3.5 และตัวอย่างที่ 1 ได้ติดตั้งเกจวัดความเครียด (Strain gauge)



รูปที่ 3.8 การทดสอบแรงดึงหมุดเฉือน

ตารางที่ 3.5 คุณสมบัติทางกลของหมุดเฉือน

Test No.	Actual diameter (mm.)	Effective area (mm^2)	Yield stress (MPa)	Max load (kgf)	Tensile strength (MPa)	Elongation (%)
1*	12.05	113.98	380	6240	537	11
2	11.31	100.41	-	6120	598	8
3	11.28	99.88	-	6600	648	8

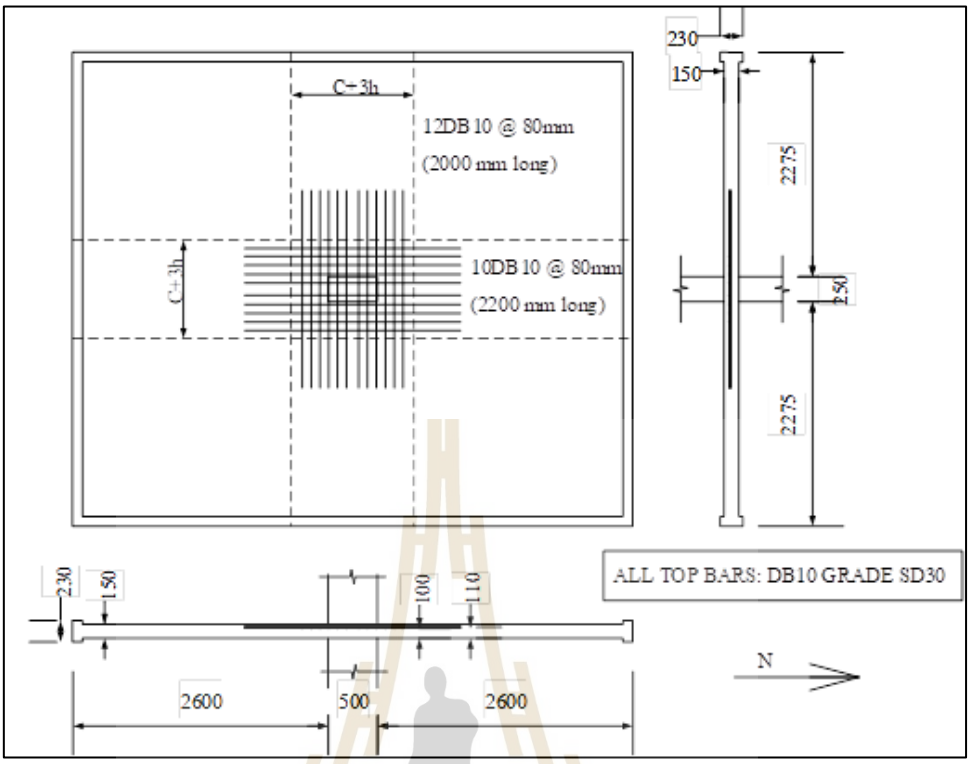
**ตัวอย่างติดเกจวัดความเครียด*

ตามมาตรฐาน ASTM A1044A ซึ่ซึ่งเป็นมาตรฐานควบคุมการผลิตวัสดุหมุดเฉือน ได้ระบุกำลังหน่วยแรงดึงจุกคราก และหน่วยแรงดึงสูงสุดต้องไม่น้อยกว่า 350 MPa และ 450 MPa ซึ่งผลการทดสอบวัสดุเฉือนสำหรับแบบจำลองตามตารางที่ 3.5 แสดงให้เห็นว่าผ่านมาตรฐาน ASTM

3.4 รายละเอียดเหล็กเสริมและลวดอัดแรงในแบบจำลอง

3.4.1 เหล็กบน

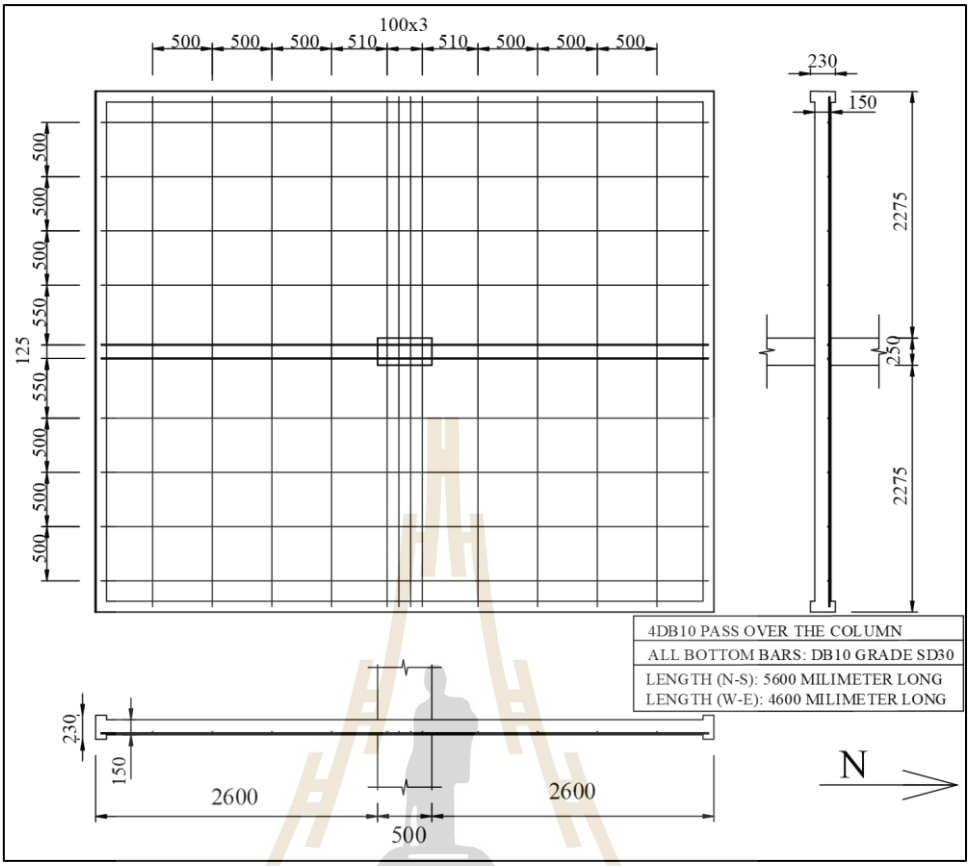
จากรูปที่ 3.9 แสดงแบบการวางเหล็กบนของแบบจำลอง เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD30 เส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มิลลิเมตร ความยาวเหล็กในทิศทางตั้งฉากกับแนวแรง (E-W) ใช้เหล็กยาว 2,000 มิลลิเมตร การกระจายอยู่ในช่วง 950 มิลลิเมตร ระยะเรียง 80 มิลลิเมตร และความยาวเหล็กในทิศขนานกับแนวแรง (N-S) ใช้เหล็กยาว 2,200 มิลลิเมตร กระจายอยู่ในช่วง 700 มิลลิเมตร ระยะเรียง 80 มิลลิเมตร คำนวณอัตราส่วนเหล็กเสริมบนต่อพื้นที่หน้าตัดคอนกรีต (Effective area) ได้เท่ากับ 0.00085 ในการทดลองนี้เหล็กเสริมบนเป็นตัวแปรควบคุมที่ได้ควบคุมอัตราส่วนเหล็กเสริมในใกล้เคียงกับการทดลองโดยไม่เสริมหมุดเฉือน (Prawatwong et al, 2012) รายละเอียดการออกแบบเชิงลึกสามารถศึกษาเพิ่มเติมได้ตามรายการอ้างอิง (ACI 318-14 sec 8.6.2.3, sec8.7.5.3, sec 8.7.5.1)



รูปที่ 3.9 แบบแสดงรายละเอียดเหล็กเสริมบน

3.4.2 เหล็กเสริมล่าง

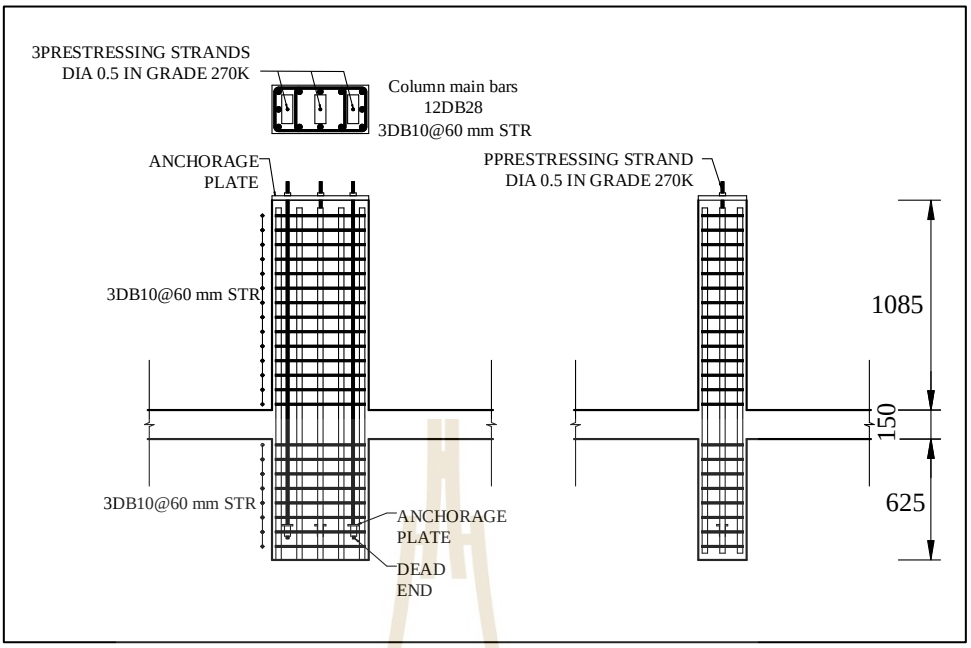
จากรูปที่ 3.10 แสดงแบบการวางเหล็กล่างสำหรับตัวอย่างการทดลอง เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มิลลิเมตร ชั้นคุณภาพ SD30 ได้ถูกเลือกใช้สำหรับเหล็กล่าง เหล็กถูกวางสานระยะเรียง 500-550 มิลิเมตร สานกันในลักษณะของตะแกรง เพื่อป้องกันการร้าวเนื่องมาจากอุณหภูมิตามมาตรฐาน ACI 318-14 sec.8.6.1.1 และสำหรับเหล็กที่วิ่งผ่านหัวเสาได้เลือกเหล็กวิ่งผ่านหัวเสาเป็นจำนวน 4 เส้น เพื่อป้องกันการวิบัติแบบก้าวหน้าตามสมการของ ACI 352-1R-89 eq.(5-1) และ ACI 318-14 sec.8.7.4.2.2



รูปที่ 3.10 แบบแสดงรายละเอียดเหล็กเสริมล่าง

3.4.3 เหล็กเสริมในเสา

จากรูปที่ 3.11 แสดงรายละเอียดเหล็กเสริมในเสา เสาถูกออกแบบให้รับแรงจาก Hydraulic actuator ขนาด 50 ตัน เมื่อเสารับแรงจากเต็มที่พฤติกรรมจะต้องอยู่ในช่วง Linear elastic บังคับให้การวิบัติเกิดขึ้นที่บริเวณพื้น หากเกิดการวิบัติที่เสาก่อนการทดลองจะไม่บรรลุวัตถุประสงค์ ซึ่งหลังจากวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม GEAR2003 ได้หน้าตัดเสา เหล็กแกนข้ออ้อยเกรด SD40 ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 28 มิลลิเมตร จำนวน 12 เส้น และเหล็กปลอกข้ออ้อยเกรด SD40 ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มิลลิเมตรจำนวน 3 เส้น ระยะเรียง 60 มิลลิเมตร เพื่อความแข็งแรงเสาจะถูกอัดแรงด้วยลวดอัดแรงจำนวน 3 เส้น อีกด้วย

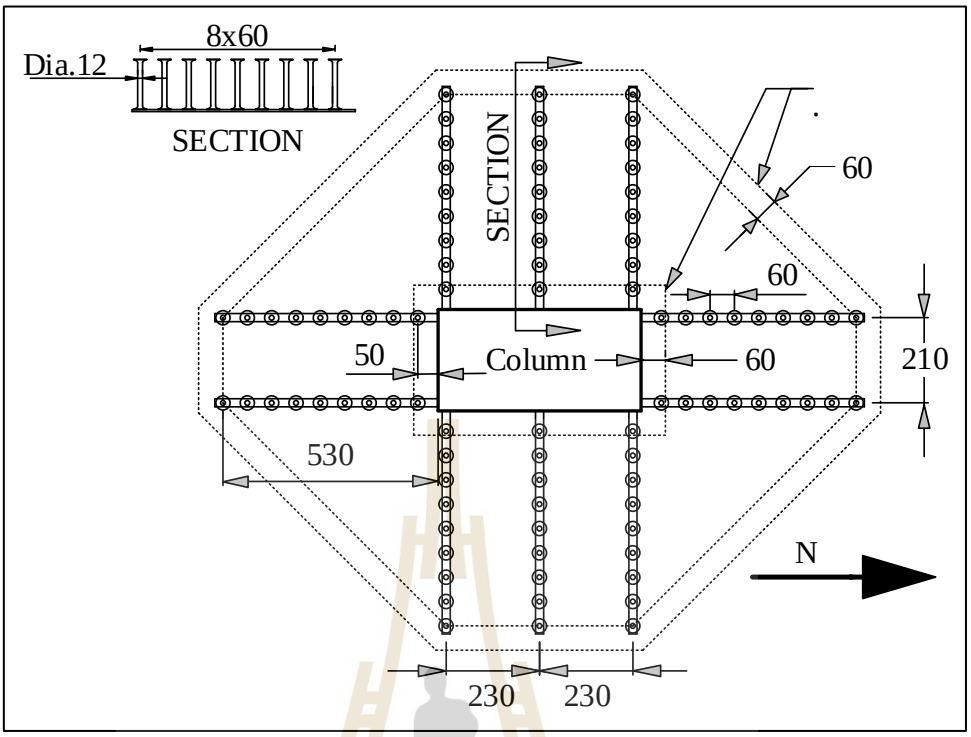


รูปที่ 3.11 แบบแสดงรายละเอียดเหล็กเสริมในเสา

3.4.4 หมุดเฉือน

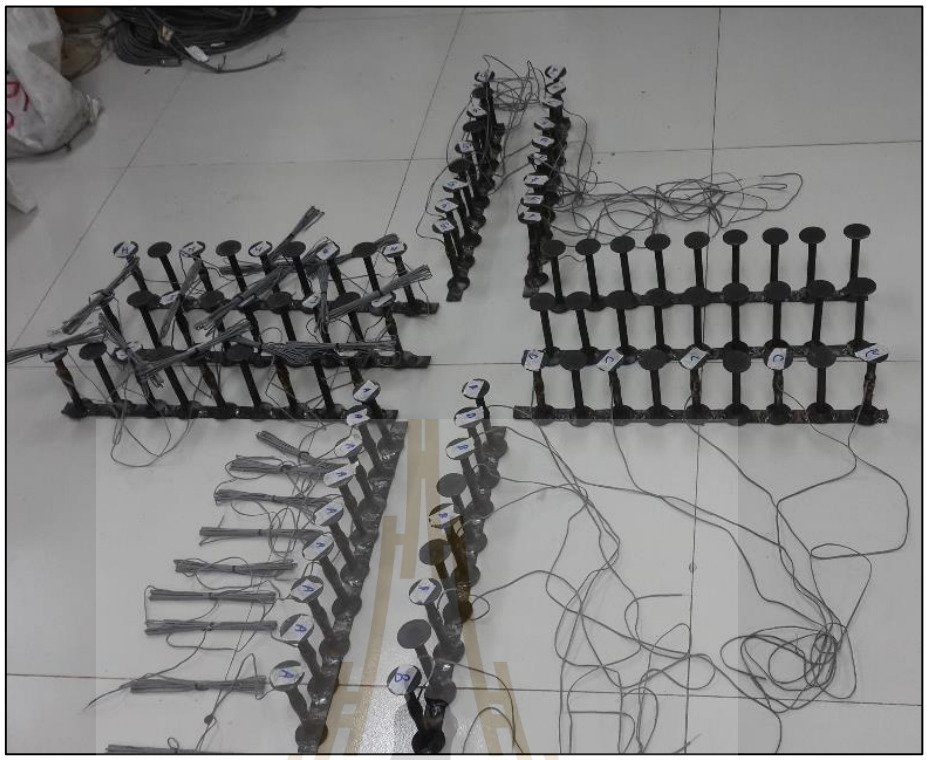
จากรูปที่ 3.12 แสดงแปลนการวางหมุดเฉือน ซึ่งวิธีกำหนดระยะเรียงได้ใช้ค่าเฉลี่ยจากตัวอย่างอาคาร 3 หลัง ดังแสดงในตารางที่ ยกเว้นระยะหมุดเฉือนตัวแรกจากหน้าเสา ซึ่งในแบบจำลองสามารถวางชิดเสาได้มากที่สุด 50 มิลิเมตร เนื่องมาจากแนว Tendon ที่วางขวางอยู่ระหว่างเหล็กเสาและหมุดเฉือน ดังรูปที่ 3.13 แต่ยังอยู่ในช่วงที่มาตรฐาน ACI 318-14 sec 8.7.7.1.2 กำหนดไว้

หมุดเฉือนที่ใช้ในแบบจำลองเลือกใช้ขนาดที่สามารถหาได้ตามท้องตลาดคือ เส้นผ่านศูนย์กลาง 12.7 มิลลิเมตร ความสูง 120 มิลลิเมตร นำมาเชื่อมติดกับเหล็กแบนขนาด 1 นิ้ว ซึ่งเหล็กแบนถูกเรียกว่าเหล็กราง ดังรูปที่ 3.14 แสดงหมุดเฉือนที่เชื่อมติดกับรางเรียบร้อยแล้วพร้อมใช้งานในแบบจำลอง



รูปที่ 3.12 แบบแปลนการวาง Studs rail

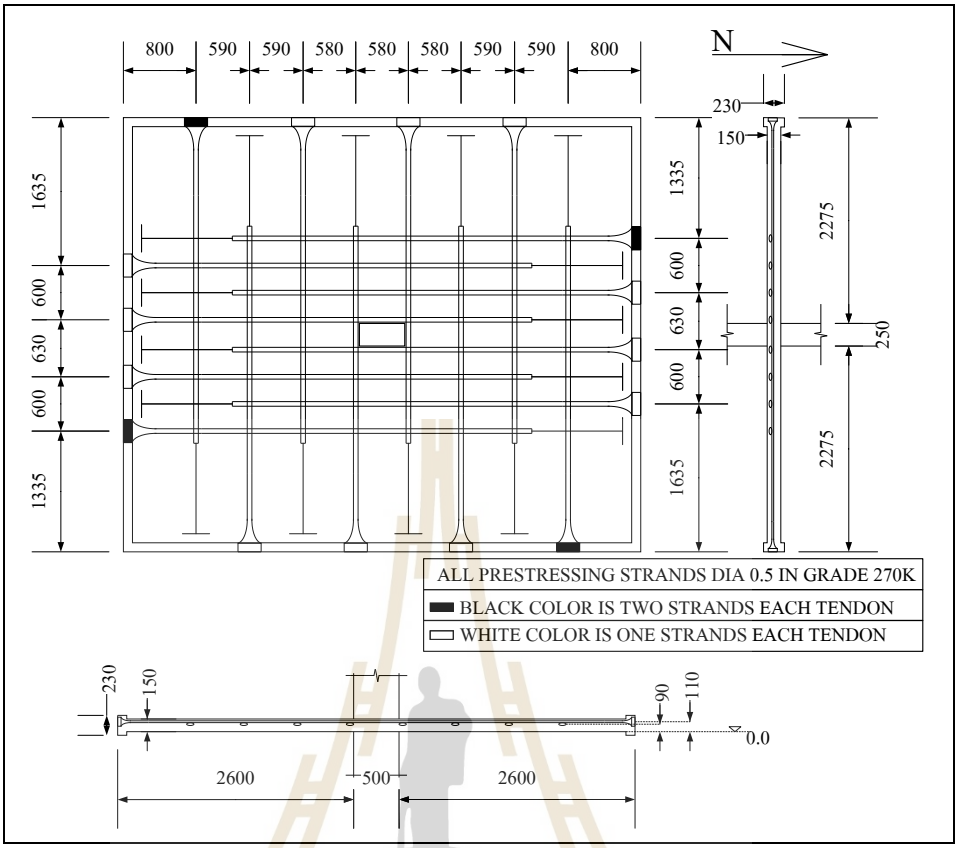
รูปที่ 3.13 การวางหมุดเฉือนในแบบจำลอง



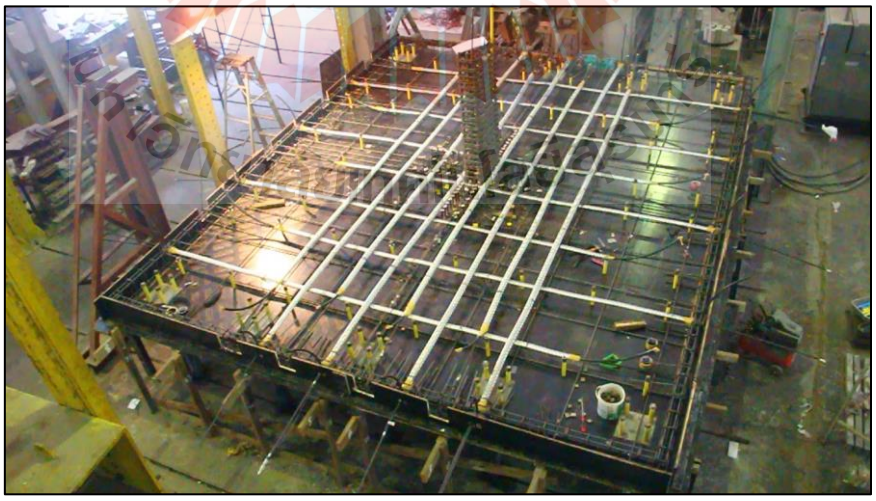
รูปที่ 3.14 หมุดเฉือนที่เชื่อมติดกับเหล็กแบน พร้อมใช้งาน

3.4.5 ลวดอัดแรง

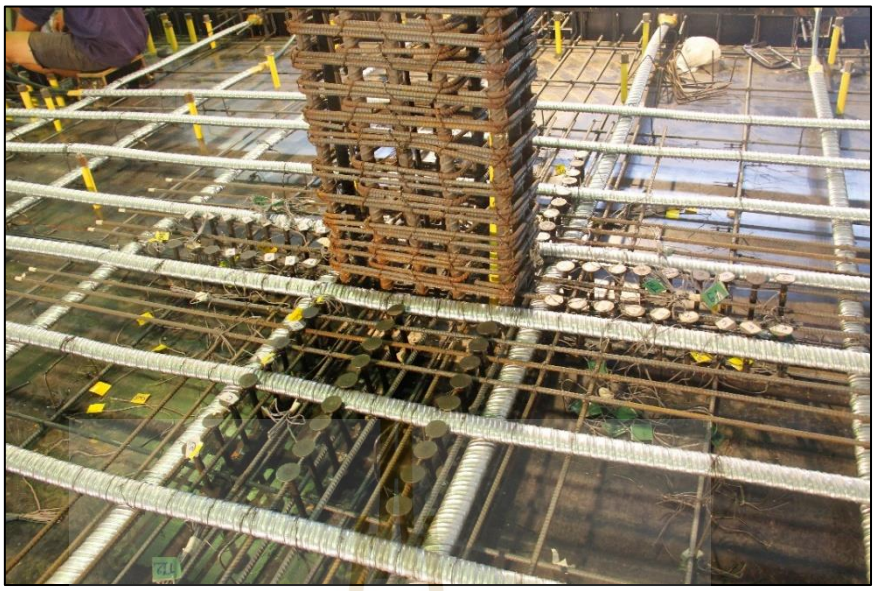
รูปที่ 3.15 รายละเอียดการวางลวดอัดแรงในพื้นในแต่ละทิศทาง N-S และ E-W ลวดอัดแรงจำนวน 10 เส้น ร้อยอยู่ในท่อ (Tendon) โดยที่ท่อเส้นริมของแต่ละทิศทางได้ร้อยลวดอัดแรง 2 เส้น ส่วนท่ออื่น ๆ นั้นร้อย 1 เส้น ระยะวางท่อในทิศทาง N-S วางลวดเป็น กลุ่มใกล้กับบริเวณหัวเสา โดยมีระยะห่างกันเท่ากับ 300 มิลลิเมตร ยกเว้น 2 เส้นที่อยู่ติดกับเสามีระยะห่างกันเท่ากับ 330 มิลลิเมตร และในทิศทาง W-E วาง Tendon แบบกระจายตัวในระยะใกล้เคียงกัน 580-590 มิลลิเมตร ลวดอัดแรงทุกเส้นที่วางร้อยอยู่ในท่อ เมื่อแผ่นพื้นคอนกรีตถูกหล่อเสร็จเรียบร้อย และคอนกรีตพื้นได้กำลังอัดเกิน 240 กิโลกรัมต่อตารางเซ็นติเมตร เหล็กลวดอัดแรงจะถูกดึงที่ปลายสมอยึด (Stressing end) ประมาณ 80 เปอร์เซ็นต์ ของกำลังสูงสุด ($0.80f_{pu}$) หรือประมาณ 14.2 ตัน



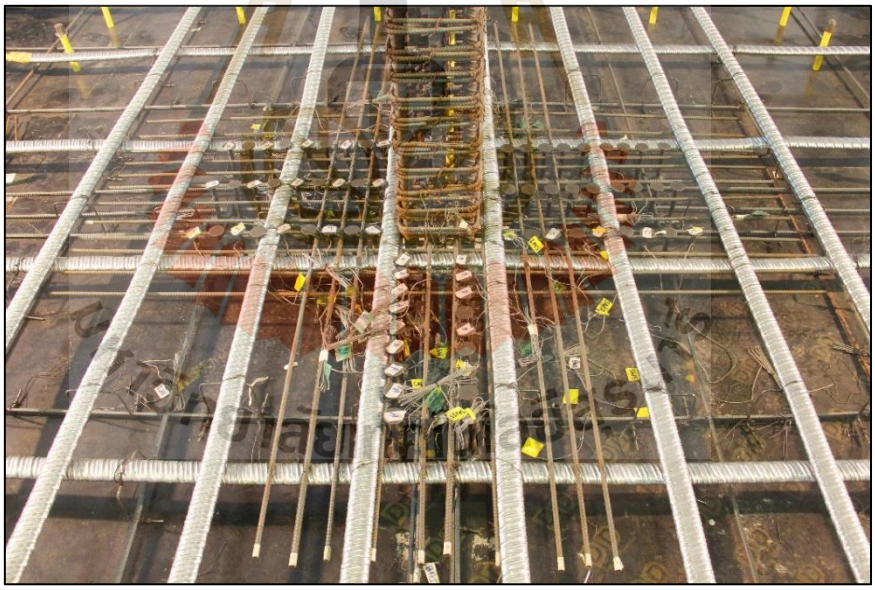
รูปที่ 3.15 รายละเอียดการวางลวดอัดแรงในพื้น



รูปที่ 3.16 แบบจำลองและการวางลวดอัดแรง



รูปที่ 3.17 รายละเอียดจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาละพื้นอัดแรงก่อนเทคอนกรีต

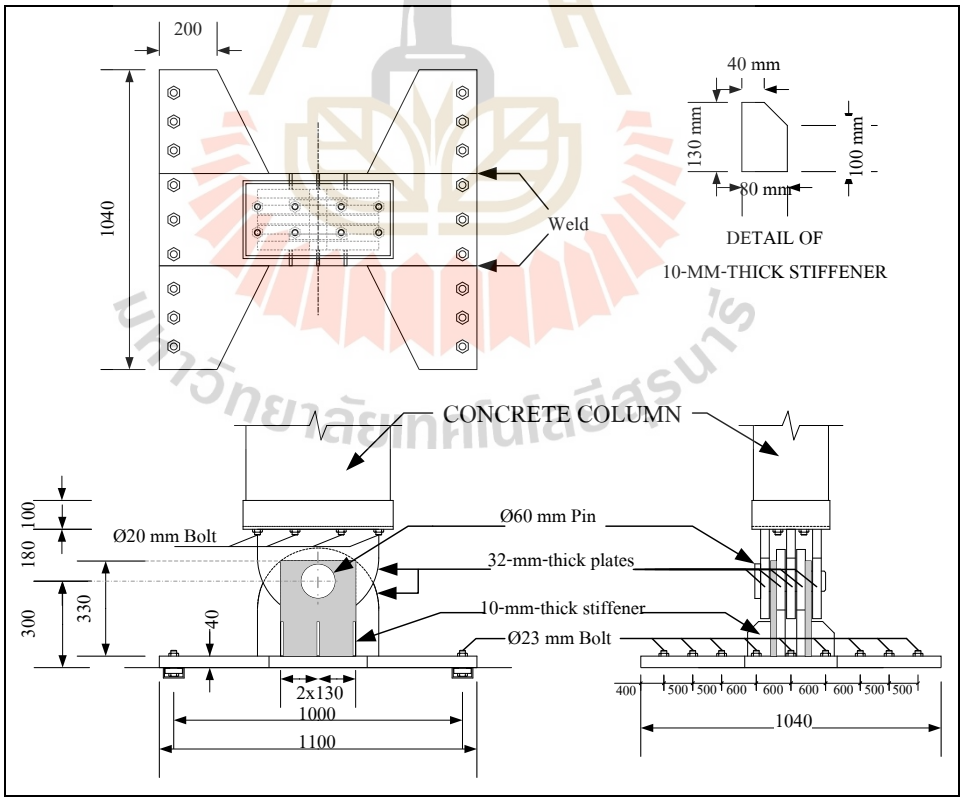


รูปที่ 3.18 รายละเอียดจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาละพื้นอัดแรงก่อนเทคอนกรีต

3.5 การเตรียมการและขั้นตอนการก่อสร้างแบบจำลอง

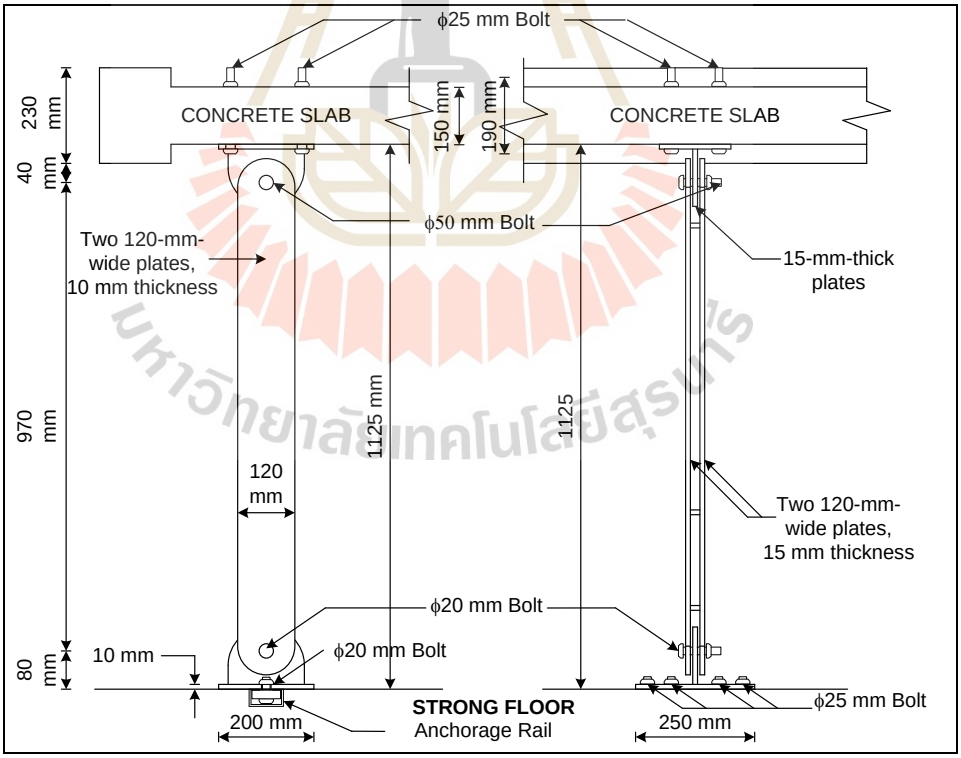
การเตรียมการก่อเริ่มงานก่อสร้างแบบจำลองจะต้องจัดเตรียมวัสดุและอุปกรณ์ต่าง ๆ ที่ใช้สำหรับงานก่อสร้างแบบจำลองซึ่งประกอบไปด้วย 3 ส่วนหลัก ๆ

1. วัสดุสำหรับก่อสร้างเสาและพื้นประกอบไปด้วย
   1) เหล็กข้ออ้อย DB28 ชั้นคุณภาพ SD40
   2) เหล็กข้ออ้อย DB10 ชั้นคุณภาพ SD30
   3) ไม้แบบสำหรับการก่อสร้าง
   4) ลวดมัดเหล็ก
2. อุปกรณ์จำลองจุดรองรับ
   1) จุดรองรับแบบล้อเลื่อน (Steel Pin ended licks) ดังรูปที่ 3.21 และรูปที่ 3.22
   2) จุดรองรับแบบบานพับ (Hinge Support) ดังรูปที่ 3.19 และรูปที่ 3.20
3. อุปกรณ์ตรวจวัด
   1) เกจวัดความเครียด (Strain gauge) ดังรูปที่ 3.23
   2) อุปกรณ์ตรวจวัดการเคลื่อนตัว (Displacement transducer, LVDT) ดังรูปที่ 3.24 และรูปที่ 3.25
   3) เครื่องบันทึกข้อมูลและเครื่องขยายช่องสัญญาณ (Data logger, Switching box)



รูปที่ 3.19 แบบแสดงรายละเอียดจุดรองรับแบบบานพับ

รูปที่ 3.20 จุดรองรับแบบบานพับที่ใช้สำหรับรองรับเสาของแบบจำลอง

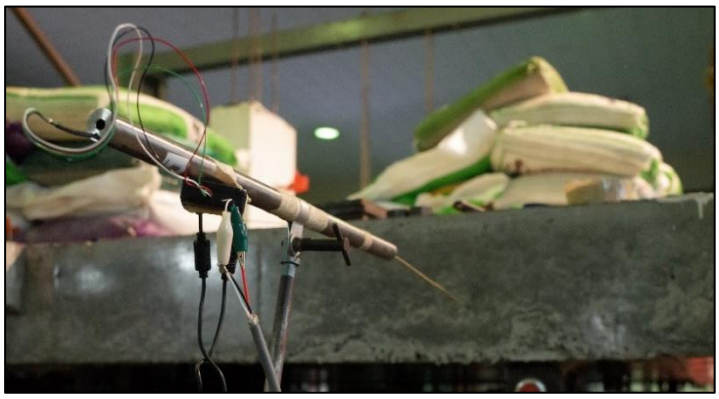


รูปที่ 3.21 รายละเอียดจุดลองรับแบบหมุนที่ปลายพื้น (Pin-ended link)

รูปที่ 3.22 จุดรองรับแบบหมุนที่ปลายพื้น

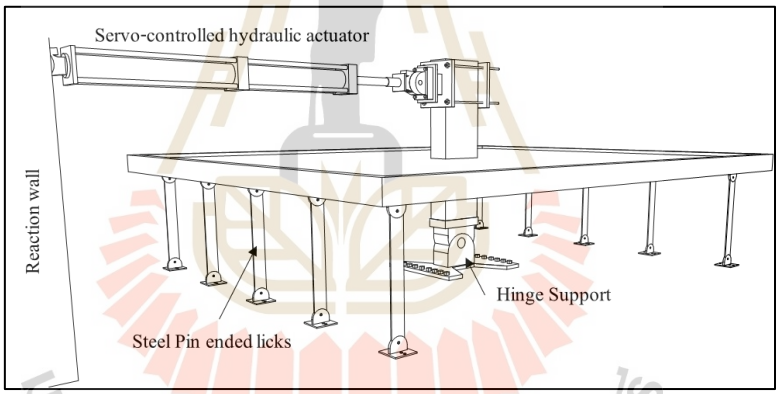
รูปที่ 3.23 เกจวัดความเครียด

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



รูปที่ 3.24 อุปกรณ์ตรวจวัดการเคลื่อนตัว LVDT

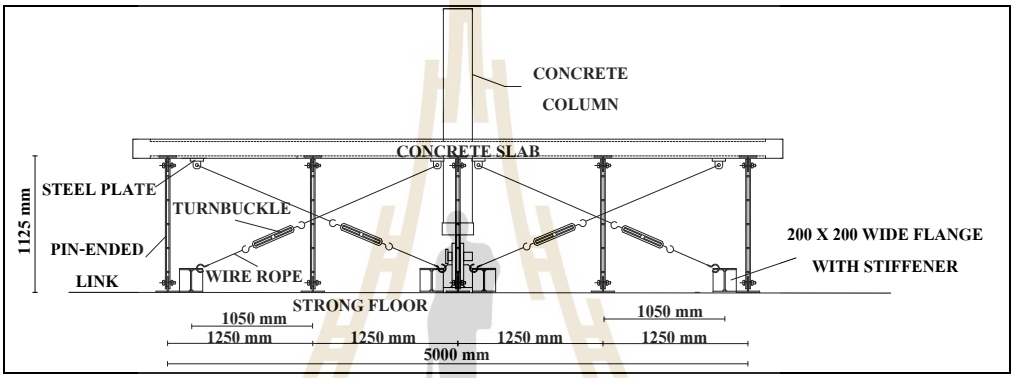
รูปที่ 3.25 อุปกรณ์ตรวจสัดการเคลื่อนตัว Displacement transducer



รูปที่ 3.26 ตำแหน่งการใส่จุดรองรับของแบบจำลอง

แบบจำลองได้ก่อสร้างในห้องปฏิบัติการของสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (Asian Institute of Technology, AIT) ดังรูปที่ 3.25 แสดงตำแหน่งการติดตั้งจุดรองรับของแบบจำลองที่บริเวณขอบของแผ่นพื้นทั้งสองข้างในทิศทาง N-S ถูกรองรับด้วยจุดรองรับแบบหมุน (Steel Pin ended licks) ดังรูปที่ 3.21 และรูปที่ 3.22 และปลายเสาด้านล่างจะถูกรองรับด้วยจุดรองรับแบบบานพับขนาดใหญ่ (Hinge Support) ดังรูปที่ 3.19 และรูปที่ 3.20 โดยจำลองน้ำหนักบรรทุก 2 รูปแบบ คือ น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งจำลองน้ำหนักโดยใช้ถุงทราย และแรงผลักทางด้านข้างกระทำที่หัวเสาโดยใช้เครื่องแม่แรงไฮดรอลิค (Servo-controlled hydraulic actuator) ปลายข้างหนึ่งจะติดอยู่กับหัวเสาและอีกข้างหนึ่งจะติดกับเหล็กโครงสร้างกำแพงรับแรงปฏิกิริยาที่บริเวณปลายพื้นในทิศที่มีการ

ติดตั้งจุดรองรับด้านล่างของท้องพื้น จะมีการติดตั้งลวดสลิงขึงพาดระหว่างแผ่นพื้นตัวอย่างกับพื้นแข็งของห้องปฏิบัติการเป็นรูปกากบาท ในลักษณะดังรูปที่ 3.26 เพื่อป้องกันการบิดตัวของโครงสร้างแบบจำลองขณะทำการทดลองแสดงการจำลองน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งที่กระทำกับแบบจำลอง การจำลองน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง ใช้วิธีการบรรจุทรายใส่ถุง และนำไปวางโดยตรงแบนแผ่นพื้นและห้อยในลักษณะของชิงช้าที่ใต้แผ่นพื้น โดยควบคุมให้อัตราส่วน V_g/V_0 เท่ากับ 0.28 ซึ่งเป็นดัชนีโครงสร้างหลักที่ใช้สำหรับเปรียบเทียบผลกับการทดลองโดยไม่เสริมหมุดเฉือน Prawatwong, (2012)

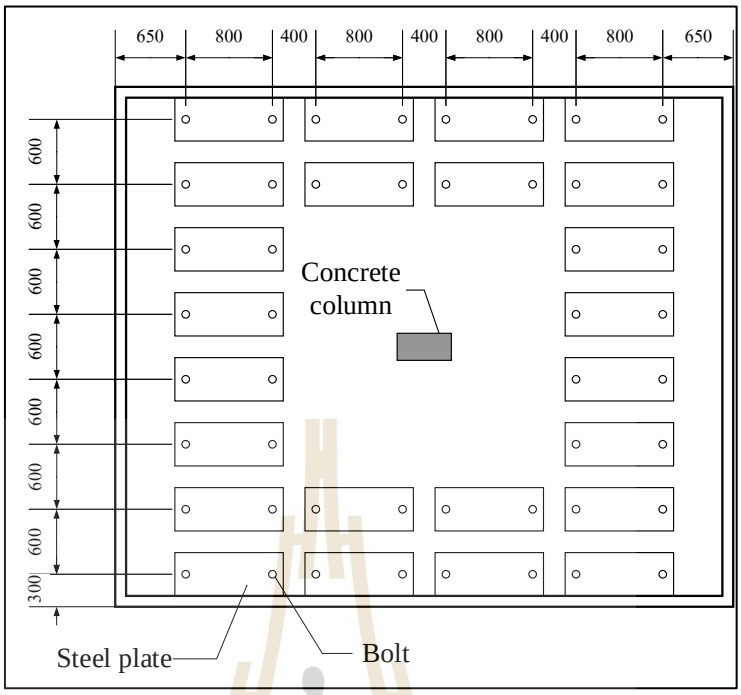


รูปที่ 3.27 ระบบกันบิด

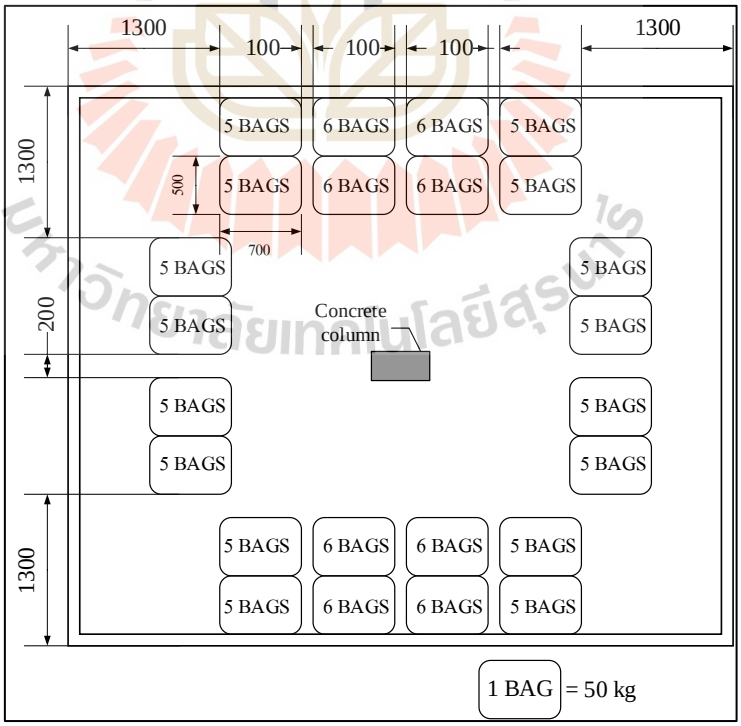
ลำดับต่อมาใช้สมการของ ACI318-14 sec.22.6.5.5a กำหนดสมการไว้ดังสมการที่ 3.1 เมื่อแทนค่ากำลังอัดประลัยและตัวแปร b_0d (ดังรูปที่ 3.3 อธิบายที่มาของตัวแปรทั้งสอง) ลงในสมการดังกล่าวจะได้ค่า V_0 และนำไปคำนวณ V_g ตามอัตราส่วน 0.28 ได้ V_g เท่ากับ 140.8 kN

$$V_0 = (0.29\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pc})\mathrm{b}_0\, d \tag{3.1}$$

วิธีออกแบบตำแหน่งการวาง ใช้วิธีการวิเคราะห์ด้วย Software Ansys ซึ่งวิเคราะห์โดยนาย พชร บุญสุข นักศึกษาบัณฑิตผู้ช่วยวิจัยได้คำนวนและกำหนดตำแหน่งการวางถุงทรายด้านล่างโดยการห้อยชิงช้าด้วยแผ่นเหล็กขนาด $400\times1{,}000$ มิลลิเมตร แต่ละแผ่นจะมีถุงทรายหนัก 25 กิโลกรัมวางบนชิงช้า จำนวน 14 ถุง ดังแสดงในรูปที่ 3.28 และถุงทรายวางบนแผ่นพื้นจำนวน 136 ถุง วางตามตำแหน่งดังรูปที่ 3.29 และรูปที่ 3.30 แสดงรูปหลังจากวางถุงทรายเรียบร้อยทั้งด้านบนแผ่นและที่ห้อยด้านล่าง รูปแสดงขั้นตอนการก่อสร้างเพิ่มเติมในส่วนของ ภาคผนวก ค

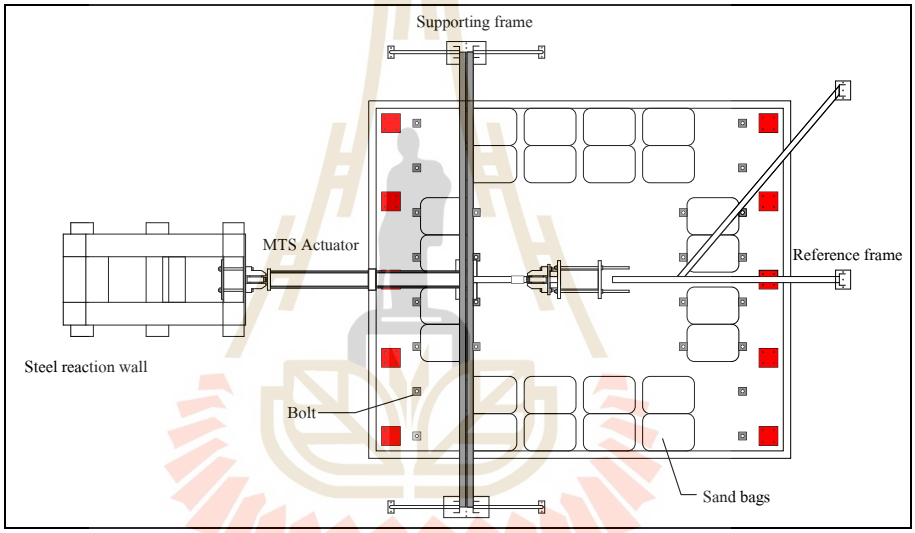


รูปที่ 3.28 ตำแหน่งชิงช้าห้อยถุงทรายใต้แผ่นพื้นแผ่นเพลทละ 350 กิโลกรัม



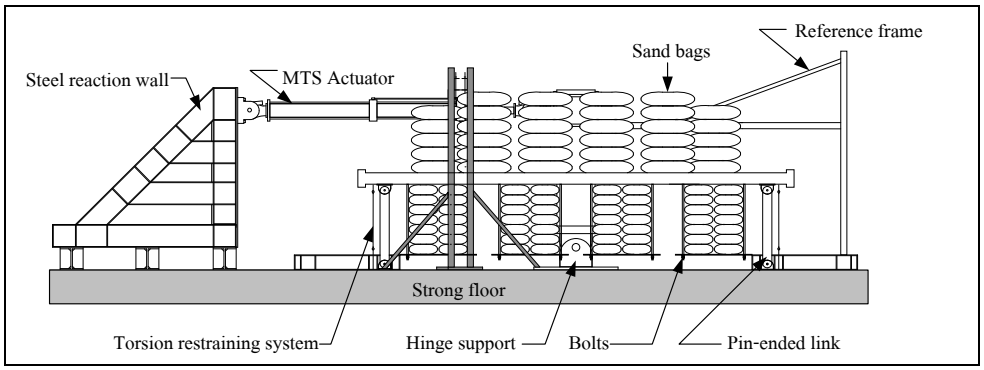
รูปที่ 3.29 ตำแหน่งถุงทรายบนแผ่นพื้น

รูปที่ 3.30 การบรรทุกน้ำหนักในแนวดิ่งของแบบจำลอง

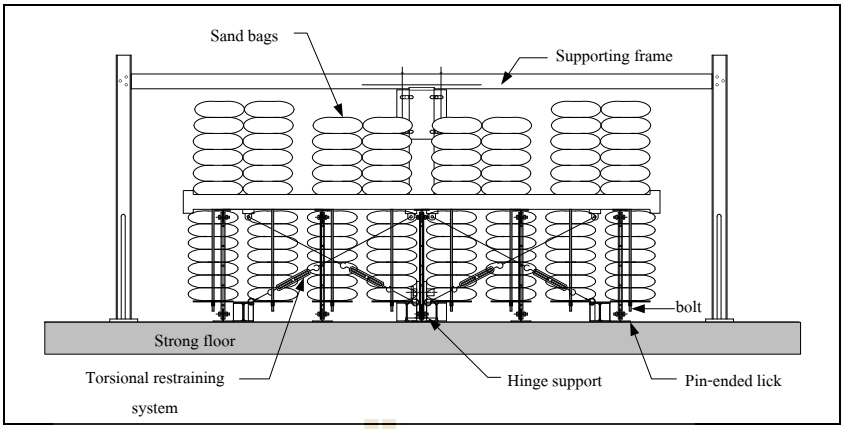


รูปที่ 3.31 ด้านบนของการจัดการทดลอง

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



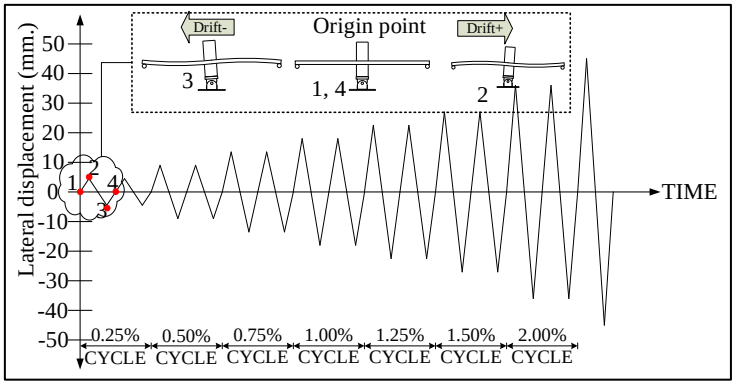
รูปที่ 3.32 การจัดการทดลองด้านตะวันออก



รูปที่ 3.33 การจัดการทดลองด้านเหนือ

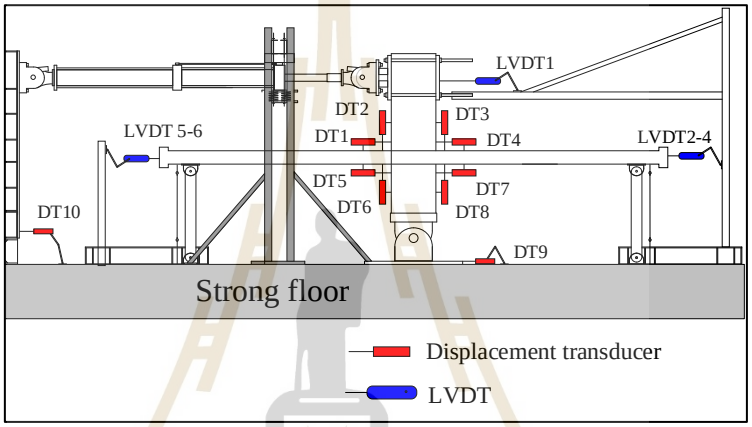
3.6 การทดสอบและการบันทึกผล

การทดสอบจำลองแผ่นดินไหวที่กระทำบริเวณจุดต่อระหว่างเสาและพื้นในห้องปฏิบัติการทำได้โดยใช้ MTS hydraulic actuator ขนาดกำลังผลัก 500 kN ยึดติดกับปลายเสาด้านบนของแบบจำลอง ปลายด้านตรงข้ามยึดติดอยู่กับผนังรับแรงปฏิกิริยา (Reaction wall) และให้แรงผลัก-ดึงในทิศทาง N-S สลับไปมาตามระดับการเอียงตัวเองเสา (Drift ratio) ตามเป้าหมายอย่างช้า ๆ โดยแต่ละระดับการเอียงตัว ต้องทำซ้ำตามเป้าหมายเดิม 2 รอบ รูปแบบการให้ระยะเอียงตัวของเสาดังแสดงในรูปที่ 3.33 การทำ 2 รอบนั้น มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินการเสื่อมลดความสามารถต้านทานแรงทางด้านข้าง (Lateral Strength Degradation) และการเสื่อมลดความแข็งแรงในการรับแรงทางด้านข้าง (Lateral stiffness degradation) ของโครงสร้างจากผลของการโยกตัวซ้ำไปมา การทดสอบถูกหยุดหลังจากแบบจำลองเกิดการวิบัติ

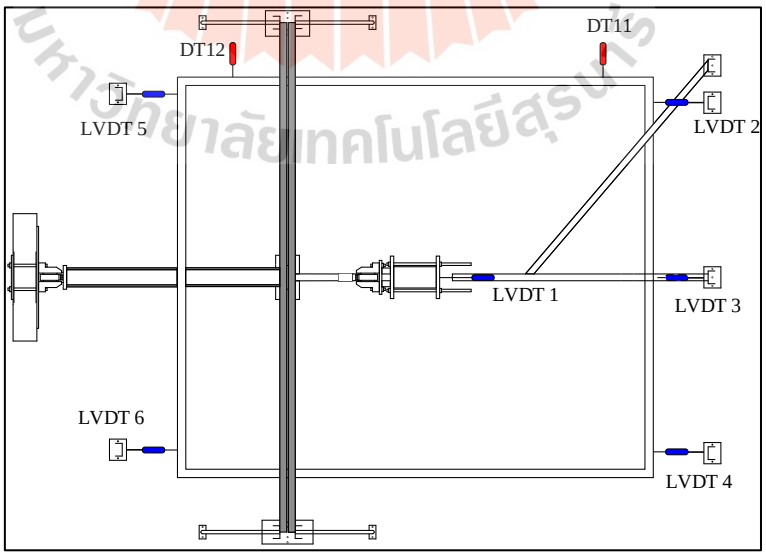


รูปที่ 3.34 การให้ระยะการเคลื่อนตัวภายใต้แผ่นดินไหวจำลอง

จากรูปที่ 3.35 และรูปที่ 3.36 แสดงตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดภายนอก การตรวจวัดและการเก็บข้อมูลระหว่างการทดสอบ การออกแบบข้อมูลการตอบสนองทั้งภายในและภายนอก มีการออกแบบให้สามารถติดตามตรวจวัดอย่างต่อเนื่องที่แต่ละจังหวะการเคลื่อนตัว จากเครื่องมือวัดที่จะทำการติดตั้งไว้ในโครงสร้างระหว่างการก่อสร้างจำนวนมาก โดยภายนอกจะมีการติดตั้งเครื่องมือวัด displacement transducer และ LVDT เพื่อตรวจสอบความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนตัวเปลี่ยนตำแหน่งทางด้านข้างของแบบจำลอง การเคลื่อนตัวของกำแพงรับแรงปฏิกิริยาและการเคลื่อนตัวของจุดลองรับเสาด้านล่าง

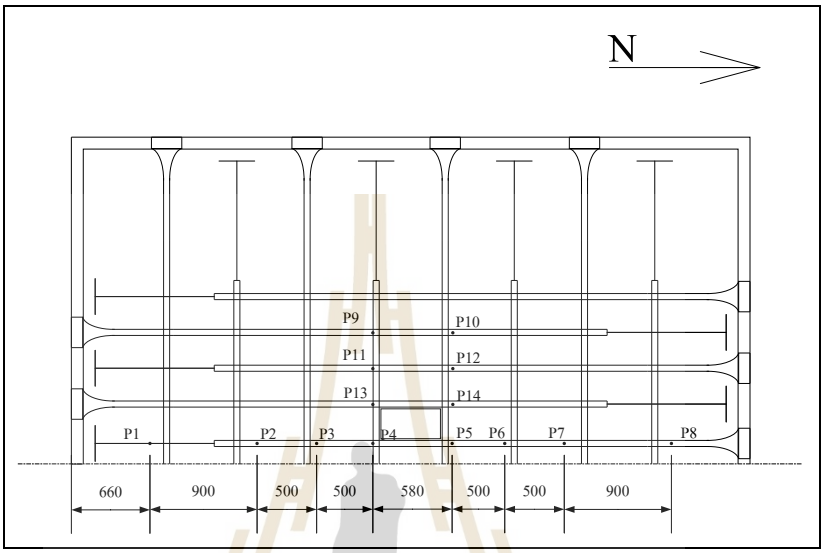


รูปที่ 3.35 รูปแสดงตำแหน่ง Displacement transducer และ LVDT

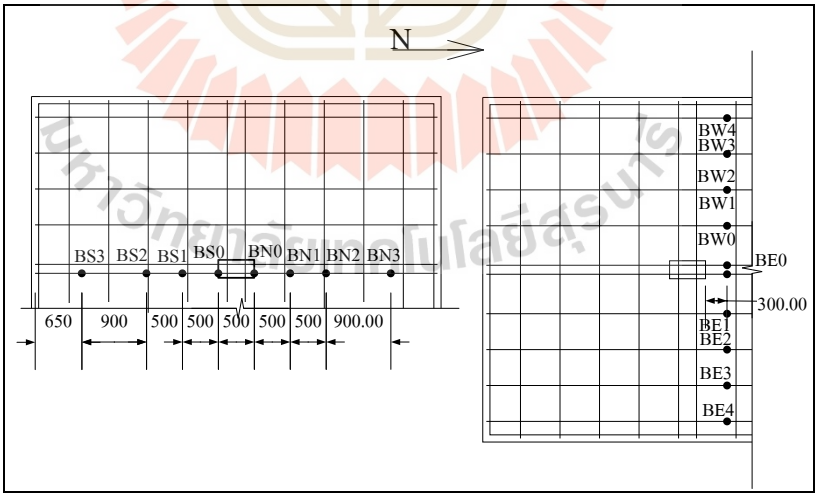


รูปที่ 3.36 รูปแสดงตำแหน่ง Displacement transducer และ LVDT ด้านบน

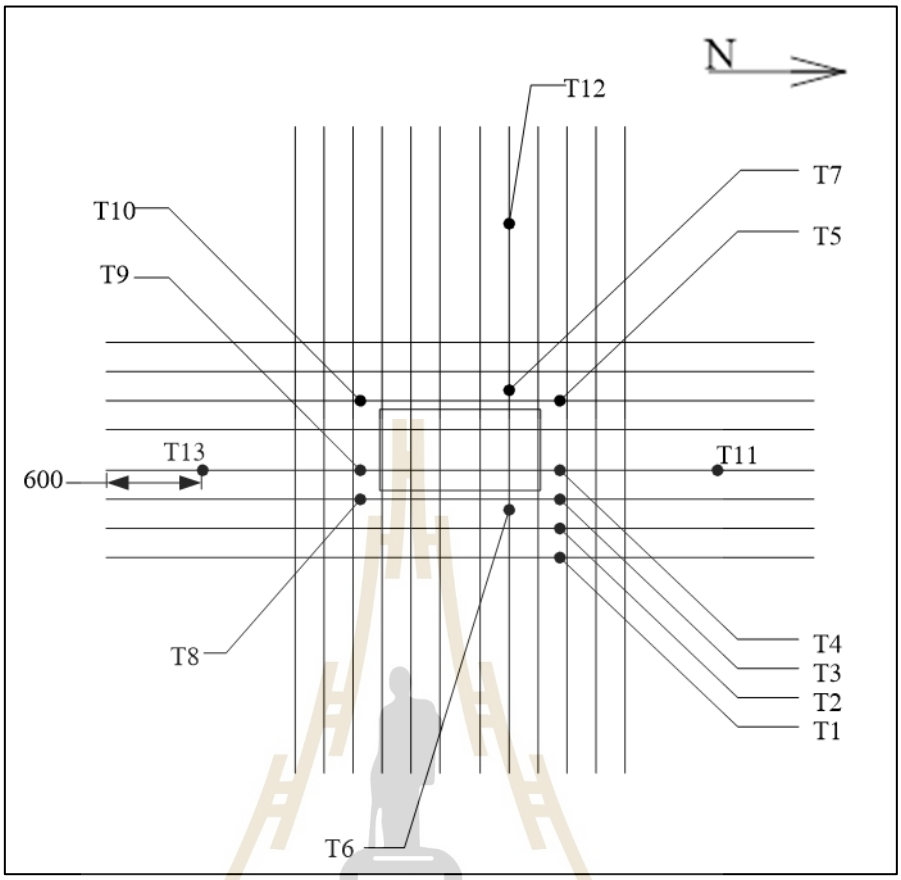
ตำแหน่งการติดตั้งเกจวัดความเครียดถูกติดตั้งอยู่ที่เหล็กเสริมในพื้น เสา และลวดอัดแรง เพื่อหาความเครียดในทุกจังหวะของการเคลื่อนตัวของพื้นรูปที่ 3.36 ถึงรูปที่ 3.41 แสดงตำแหน่งการติดเกจวัดความเครียดทั้งหมดในแบบจำลอง



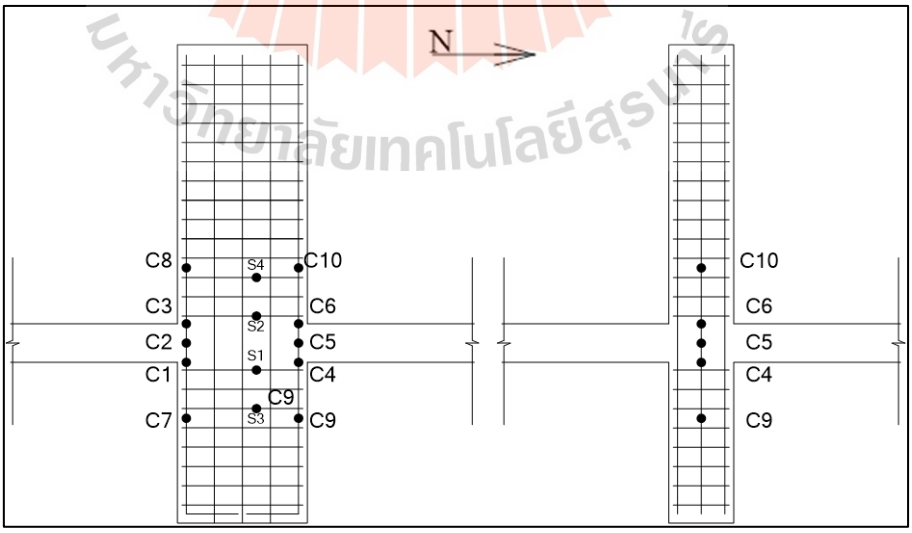
รูปที่ 3.37 ตำแหน่งการติดตั้งเกจวัดความเครียดลวดอัดแรง



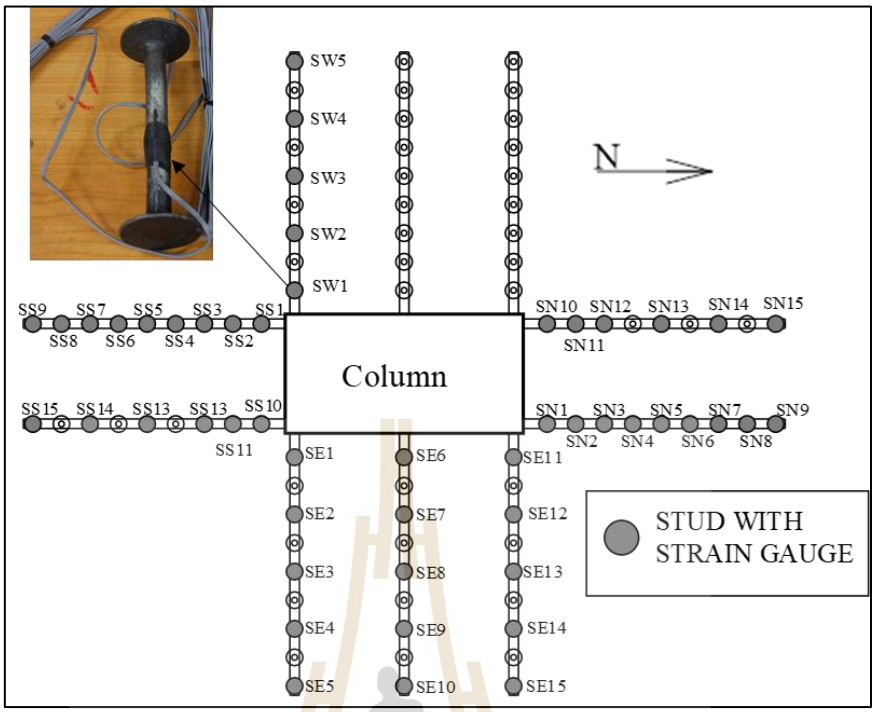
รูปที่ 3.38 ตำแหน่งการติดตั้งเกจวัดความเครียดในเหล็กเสริมล่าง



รูปที่ 3.39 ตำแหน่งการติดตั้งเกจวัดความเครียดที่เหล็กเสริมบน



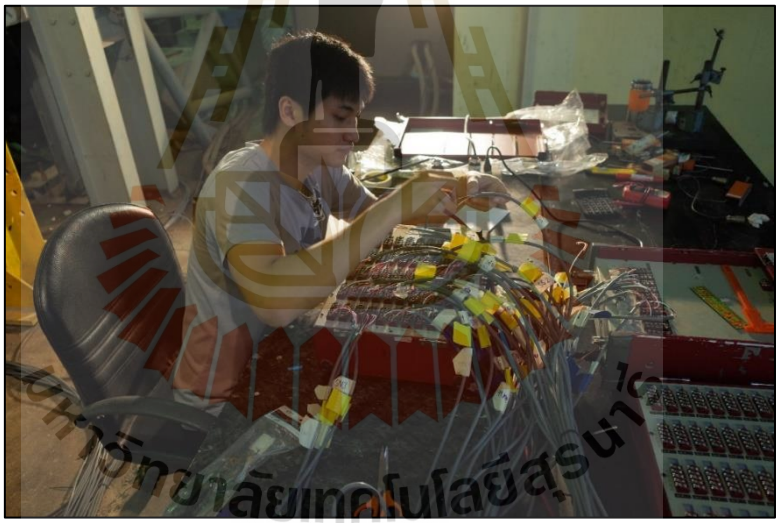
รูปที่ 3.40 ตำแหน่งการติดตั้งความเครียด Gauge ที่เหล็กเสริมในเสา



รูปที่ 3.41 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดในหมุดเฉือน

หลังจากติดเกจวัดความเครียดในแบบจำลองเรียบร้อย สายเกจแต่ละเส้นได้ถูกตั้งชื่อเป็นรหัสให้จดจำได้ง่ายดังแสดงไว้ในรูปแสดงการติดตั้งเกจ เช่น เกจที่ติดในลวดอัดแรงมีรหัสเป็นตัว P เกจที่ติดในเสาจะมีรหัสเป็นตัว C เป็นต้น ดังแสดงในรูปที่ 3.41 เมื่อเกจทุกตัวรวมไปถึงอุปกรณ์วัดภายนอกอื่น ๆ ได้รหัสประจำตำแหน่งครบทุกชิ้นแล้ว สายเกจจะถูกต่อเข้ากับสายส่งสัญญาณเพื่อที่จะนำเข้าไปกับเครื่องบันทึกข้อมูล หรือเรียกว่า “Data logger” ซึ่งเครื่องบันทึกข้อมูลจะสามารถบันทึกข้อมูลได้เพียง 10 ช่องสัญญาณจึงจำเป็นต้องใช้เครื่อง Switching box อีก 2 ตัว เพื่อขยายจำนวนช่องสัญญาณให้สามารถบันทึกข้อมูลจาก เกจวัดความเครียดและเครื่องมืดวัดภายนอกอื่น ๆ ให้ได้ครบ ซึ่งเพื่อให้เข้าใจง่ายทั้ง Data logger และ Switching box จะถูกเรียกว่า “เครื่องบันทึกข้อมูล”

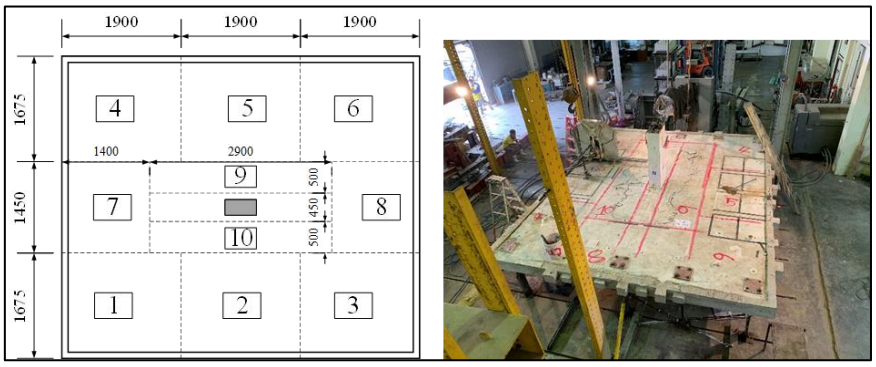
รูปที่ 3.42 ตัวอย่างป้ายแสดงรหัสของเกจวัดความเครียด



รูปที่ 3.43 การต่อสายสัญญาณเข้ากับเครื่องบันทึกข้อมูล

3.7 การสำรวจข้อมูลหลังการวิบัติ

หลังจากตัวอย่างการทดสอบวิบัติแผ่นพื้นจะถูกผ่าแบ่งออกเป็น 14 ส่วน แต่ละชิ้นน้ำหนักของชิ้นส่วนจะไม่เกิน 2 ตัน ตามความสามารถของเครนยกเพื่อคงามปลอดภัย และถูกย้ายออกไปทีละชิ้นจาก ระหว่างตัดจะมีการเก็บข้อมูลร่องรอยต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นในพื้นโดยการถ่ายภาพตลอดการตัด



รูปที่ 3.44 แนวการตัดสำรวจหลังการวิบัติโดยประมาณ

3.8 การวิเคราะห์ข้อมูล

หลังการทดสอบในห้องปฏิบัติการสิ้นสุด ข้อมูลการทดสอบจะถูกประมวลผลแปรความหมาย ในรูปแบบของ เช่น ความสัมพันธ์ของแรงและระยะการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Hysteretic response), ความสามารถในการรับแรงทางด้านข้าง (Lateral load-carrying capacity), สามารถในการรับการเอียงตัวของเสา (Drift capacity), การเสื่อมลดความแข็งแกร่ง (Stiffness degradation) และกำลังการรับแรงเฉือน (Punching shear strength) ขีดจำกัดการเอียงตัวของจุดเชื่อมต่อที่กำหนดไว้โดย ACI (Design drift limit) ที่ยอมให้ และผลการทดสอบก่อนหน้า (Seismic performance of bonded post-tensioned flat plate system with drop panel, without drop panel, with shear reinforcement)

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

บทที่ 4
ผลการทดลองและการสำรวจ

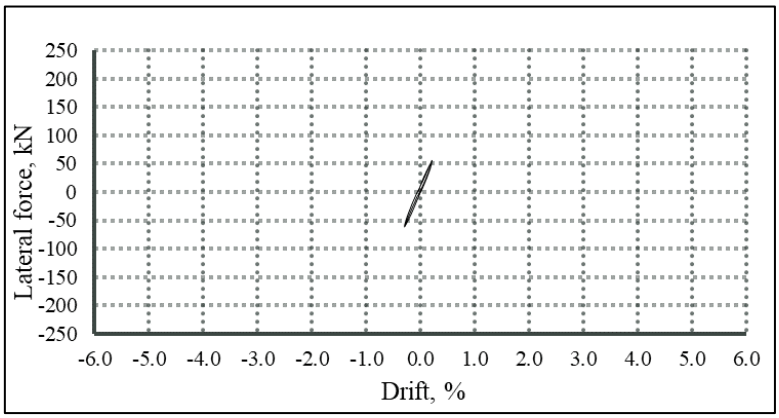
ผลการทดสอบแบบจำลองที่ได้อธิบายไว้ในบทที่ 3 โดยนำเสนอในรูปแบบของการตอบสนองของแรงทางด้านข้างต่อระยะการเคลื่อนตัวของเสา (Lateral force-drift response) กำลังสูงสุดของจุดเชื่อมต่อ (Connection ultimate strength) และความสามารถในการรับการเคลื่อนตัวของสุดเชื่อมต่อ (Drift capacity) รวมไปถึงภาพแสดงรอยแตกบนผิวคอนกรีตพื้นด้านบน การแสดงข้อมูลค่าความเครียด (Strain) ที่ตรวจวัดได้ในเสา หมุดเฉือน เหล็กล่าง เหล็กบน ลวดอัดแรง ท้ายสุดจะเป็นการแสดงภาพการตัดแผ่นพื้นแบบจำลองออกเป็นชิ้นย่อย ๆ เข้าไปหาหัวเสาบริเวณวิกฤต

4.1 การตอบสนองของแรงต่อระยะการเอียงตัวของเสา

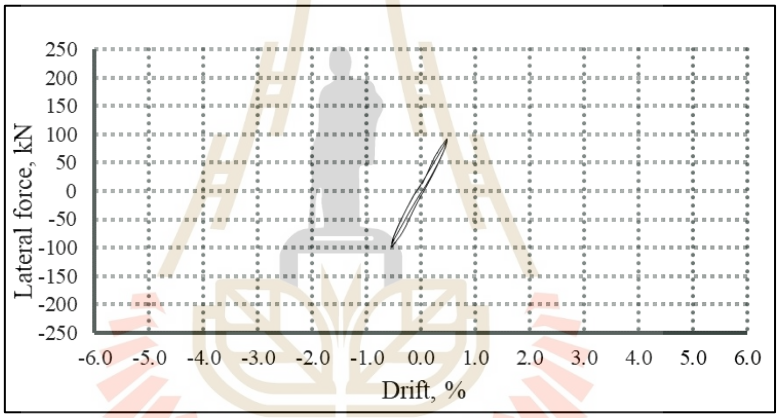
ผลที่ได้จากการทดลองลำดับแรกสุด คือ กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้าง (Lateral force, kN) วัดโดยโหลดเซลล์ที่ติดอยู่กับ Hydraulic actuator และการเอียงตัวของเสาคิดเป็นเปอร์เซ็นต์ (Drift, %) คำนวณได้โดยระยะการกระจัดที่เสาเคลื่อนตัวไปด้านข้างหารด้วยความสูงเสาคูณ 100

ดังที่แสดงในรูปที่ 4.1-4.11 วัฏจักรฮีสเตอเรติก (Hysteretic loops) ในช่วง 0.25% ถึง 1.50% นั้นดูแคบและยาว ซึ่งอธิบายได้ว่า ความสามารถในการกระจายพลังงานได้ไม่มากนัก ในรอบแรกของแต่ละการเอียงตัว พฤติกรรมของแบบจำลองคล้ายกับ พฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น ในรอบที่สองพบว่า ขนาดของลูปนั้นใหญ่กว่าลูปแรกเสมอ เกิดจากจากรอยแตกร้าวที่รอบแรกได้สร้างเอาไว้ การกระจายพลังงานในรอบที่สองจึงมีค่าน้อยกว่ารอบแรก

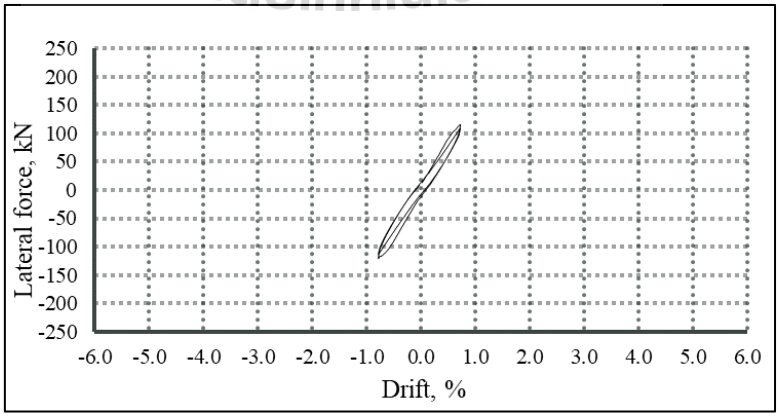
เมื่อการเอียงตัวของเสาเข้าสู่ช่วง 2.00% ถึง 4.00% ความชันของกราฟลดน้อยลงและแรงสูงสุดเกิดขึ้นเท่ากับ 165 kN ที่ระดับการเอียงตัวของเสาเท่ากับ +4.00% ในรอบแรก และในช่วงนี้ยังพบว่า Hysteretic loop อ้วนขึ้นกว่าในช่วงแรก อธิบายได้ว่าคอนกรีตเริ่มมีการแตกและช้ำตัวภายในหรือการกระจายพลังงานที่สูงมากขึ้นกว่าในช่วงแรก สุดท้ายเมื่อ Hydraulic actuator ได้ถึงรอบการกระจัดจาก 4.00% ไปที่ +5.00% เมื่อถึง 4.51% แบบจำลองก็ได้เกิดการวิบัติในทันทีและแนวการวิบัติพบว่าอยู่นอกโซนของหมุดเฉือน



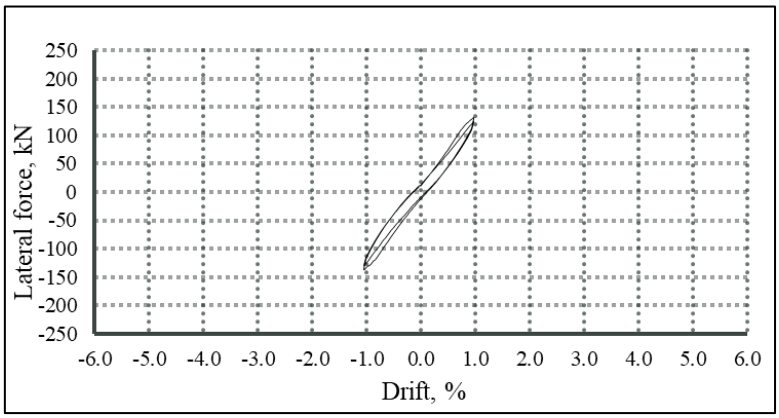
รูปที่ 4.1 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 0.25%



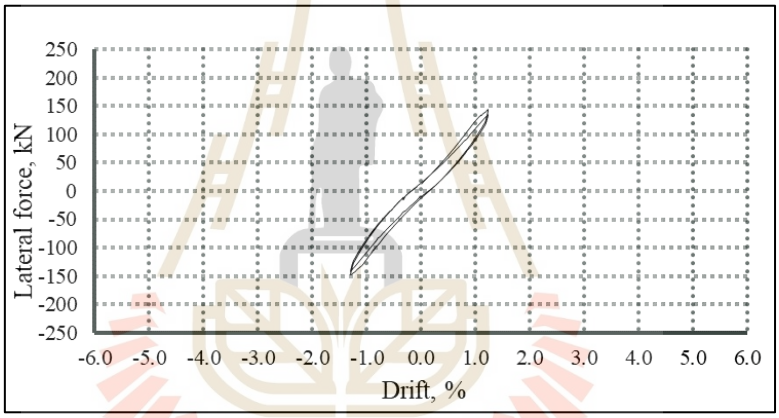
รูปที่ 4.2 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 0.50%



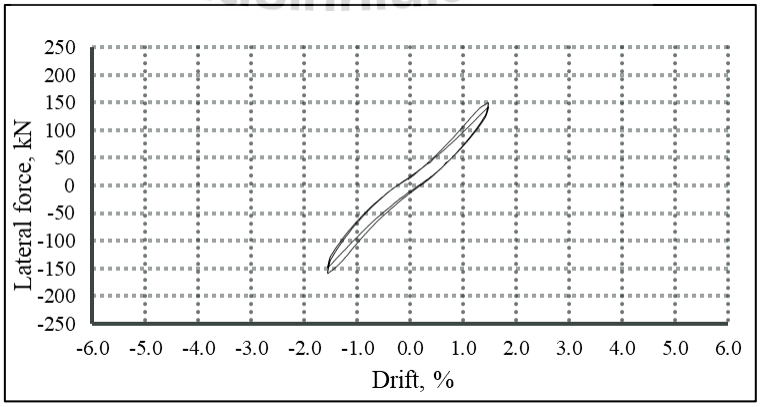
รูปที่ 4.3 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 0.75%



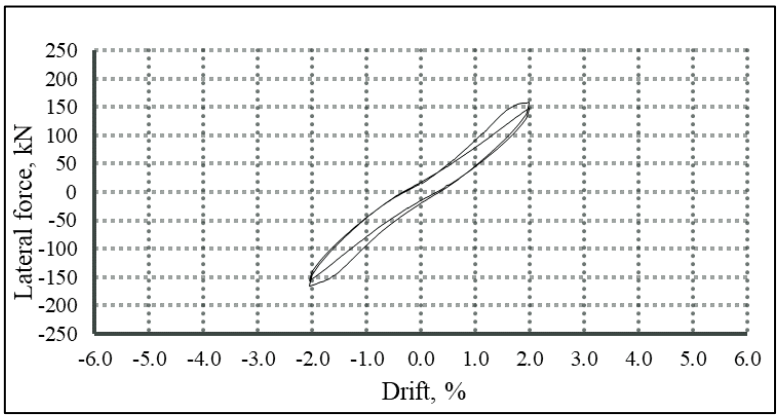
รูปที่ 4.4 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 1.00%



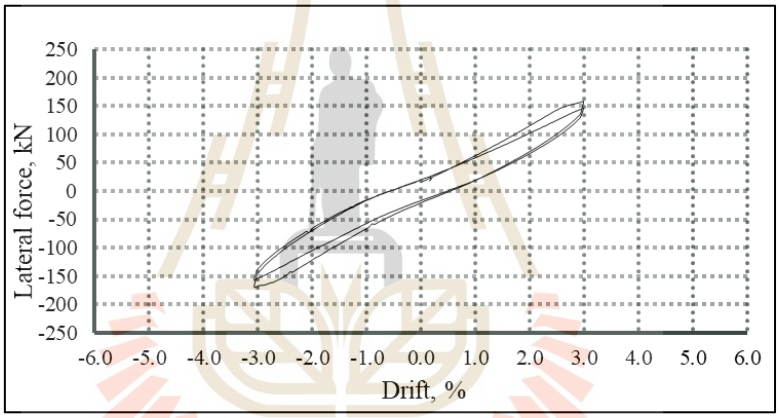
รูปที่ 4.5 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 1.25%



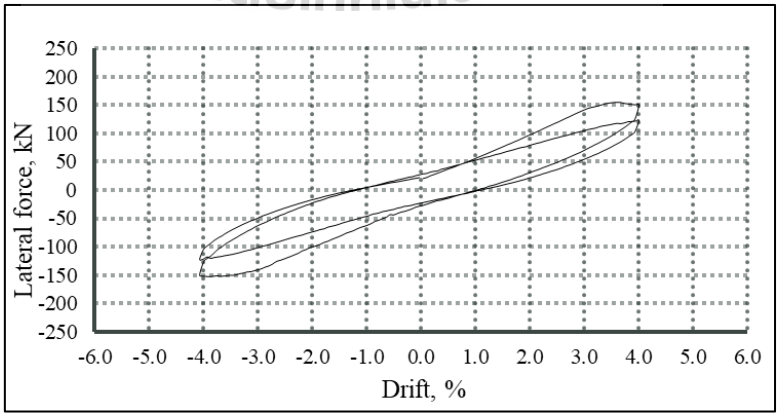
รูปที่ 4.6 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 1.50%



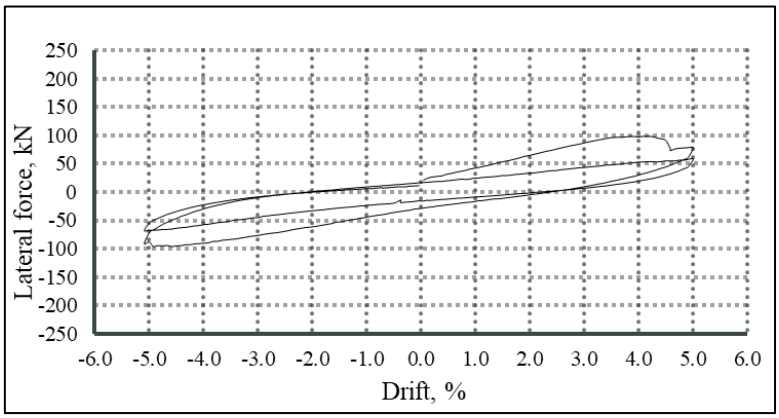
รูปที่ 4.7 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 2.00%



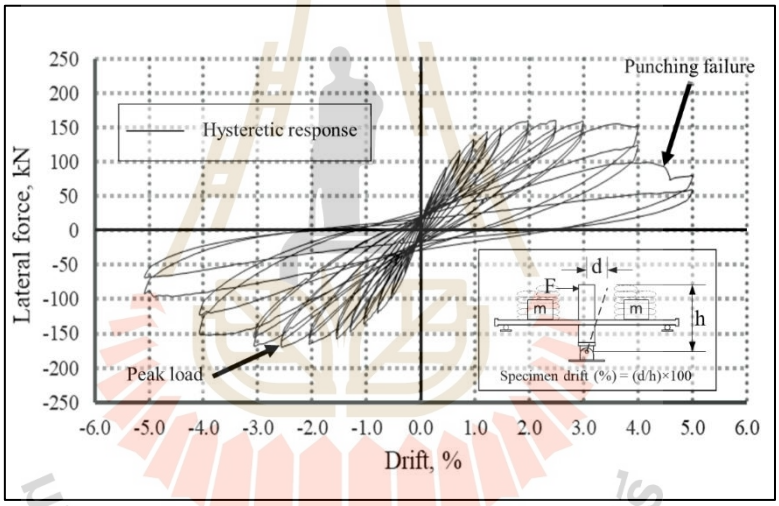
รูปที่ 4.8 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 3.00%



รูปที่ 4.9 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 4.00%



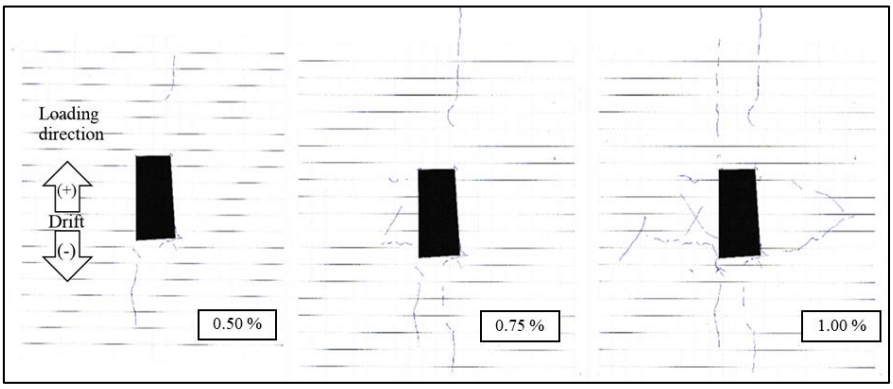
รูปที่ 4.10 วัฏจักรฮีสเตอเรติกรอบที่ 5.00%



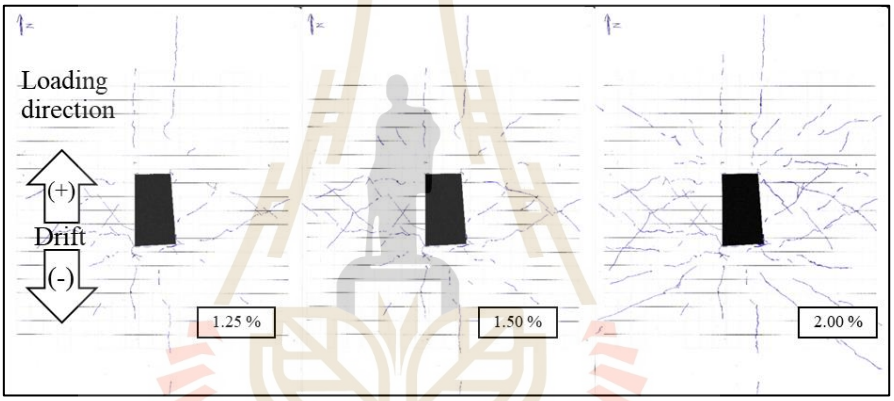
รูปที่ 4.11 ภาพรวมการตอบสนองวัฏจักรฮีสเตอเรติกของแบบจำลอง

4.2 การพัฒนารอยแตกร้าวบนพื้นของแบบจำลอง

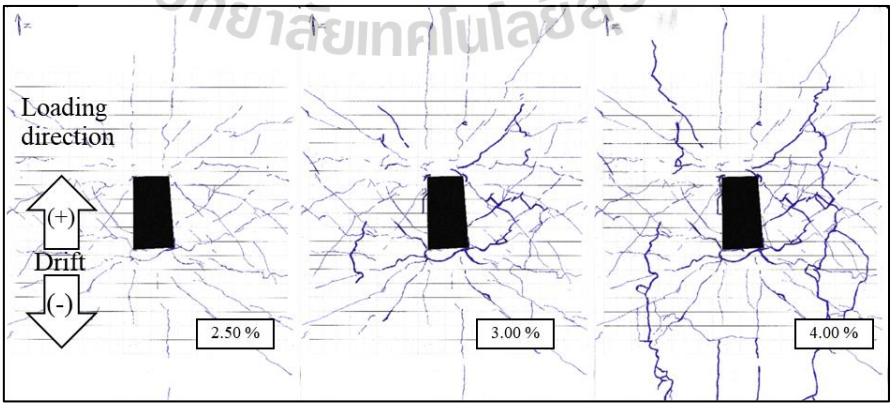
การพัฒนาของรอยแตกในช่วง 0.00% ถึง 0.25% ยังไม่พบรอยแตกที่สามารถสังเกตได้ด้วยตา เมื่อเข้าสู่การเอียงตัวเท่ากับ 0.50% เริ่มพบรอยแตกเล็กน้อย ขนาดประมาณเท่ากับเส้นผม หลังจากนั้นรอยแตกก็ค่อย ๆ พัฒนาใหญ่ขึ้น และเด่นชัดขึ้นไปตามเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวที่เพิ่มมากขึ้น



รูปที่ 4.12 รอยแตกช่วงการเอียงตัว 0.50-1.00%



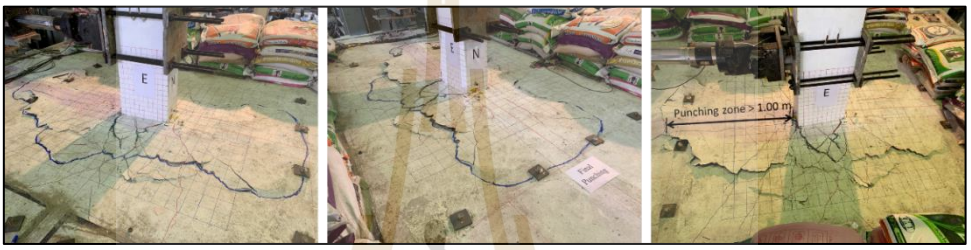
รูปที่ 4.13 รอยแตกช่วงการเอียงตัว 1.25-2.00%



รูปที่ 4.14 รอยแตกช่วงการเอียงตัว 2.5-4.00%

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

รูปที่ 4.15 การพัฒนาของรอยร้าวในช่วง 4.00 จนถึงวิบัติ



รูปที่ 4.16 เส้นแนวการวิบัติ

จากรูปที่ 4.16 แสดงแนวการวิบัติพบว่าแนวการวิบัติเป็นลักษณะของ วงรีในทิศตั้งฉากกับแนวแรง (W-E) พบว่า แนวการวิบัติได้ออกมาจากหน้าเสาประมาณ 40 เซนซิเมตร และในทิศทางเดียวกับแรง แนวการวิบัติวัดออกมาจากหน้าเสาได้ประมาณมากว่า 1.00 เมตร

รูปที่ 4.17 รอยแตกใต้แผ่นพื้น

4.3 ค่าความเครียดที่วัดได้ในเสา

ตำแหน่งของเกจวัดจะติดอยู่ที่เหล็กแกนเสาทั้งหมด 10 ตัว และเหล็กปลอกทั้งหมด 4 ตัว ตำแหน่งที่ติดแสดงดังรูป B5 ในภาคผนวค B ซึ่งตารางที่ 4.1 แสดงค่าความเครียดสูงสุดของเกจ

แต่ละตัว (Strains) ที่วัดได้ตลอดการทดลอง ค่าที่ได้จากเกจทั้งหมด 14 ตัว ชี้ให้เห็นว่าพฤติกรรมของเสาอยู่ในช่วง Linear elastic ตลอดช่วงของการทดลองเป็นไปตามที่คาดการณ์ไว้ เกจเสียหายระหว่างการทดลอง 3 ตัว

ตารางที่ 4.1 ค่าความเครียดสูงสุดวัดที่วัดได้ในเสาตลอดการทดลอง

Strain gauge No.	**Maximum Tensile Strain ($\times 10^6$)**	**Strain gauge No.**	**Maximum Tensile Strain ($\times 10^6$)**	**Strain gauge No.**	**Maximum Tensile Strain ($\times 10^6$)**
C1	251	C6	*-	S1	2
C2	*-	C7	1155	S2	479
C3	*-	C8	947	S3	118
C4	685	C9	577	S4	29
C5	353	C10	392		

* เกจเสียหายระหว่างการก่อสร้างแบบจำลอง

4.4 ค่าความเครียดที่วัดได้ในหมุดเฉือน

จากตารางที่ 4.2 ถึงตารางที่ 4.5 แสดงค่าความเครียดทั้งหมดที่วัดได้ในหมุดเฉือนตลอดการทดลองซึ่งตำแหน่งการติดตั้งสามารถดูย้อนหลังได้ที่รูปที่ 3.41 จุดครากของหมุดเฉือนมีค่าความเครียดประมาณ 2,000 ไมโครสเตรน ซึ่งจากตารางจะพบว่าไม่มีหมุดเฉือนตัวไหนพัฒนากำลังไปจนถึงจุดครากเลย

ตารางที่ 4.2 ค่าความเครียดสูงสุดจากเกจวัดที่วัดได้ในหมุดเฉือนทิศ S ตลอดการทดลอง

Strain gauge No.	**Maximum Tensile Strain ($\times 10^6$)**	**Strain gauge No.**	**Maximum Tensile Strain ($\times 10^6$)**	**Strain gauge No.**	**Maximum Tensile Strain ($\times 10^6$)**
SS1	928	SS6	219	SS11	549
SS2	363	SS7	416	SS12	720
SS3	203	SS8	191	SS13	417
SS4	162	SS9	197	SS14	130
SS5	308	SS10	1082	SS15	253

* เกจเสียหายระหว่างการก่อสร้างแบบจำลอง

ตารางที่ 4.3 ค่าความเครียดสูงสุดจากเกจวัดที่วัดได้ในหมุดเฉือนทิศ N ตลอดการทดลอง

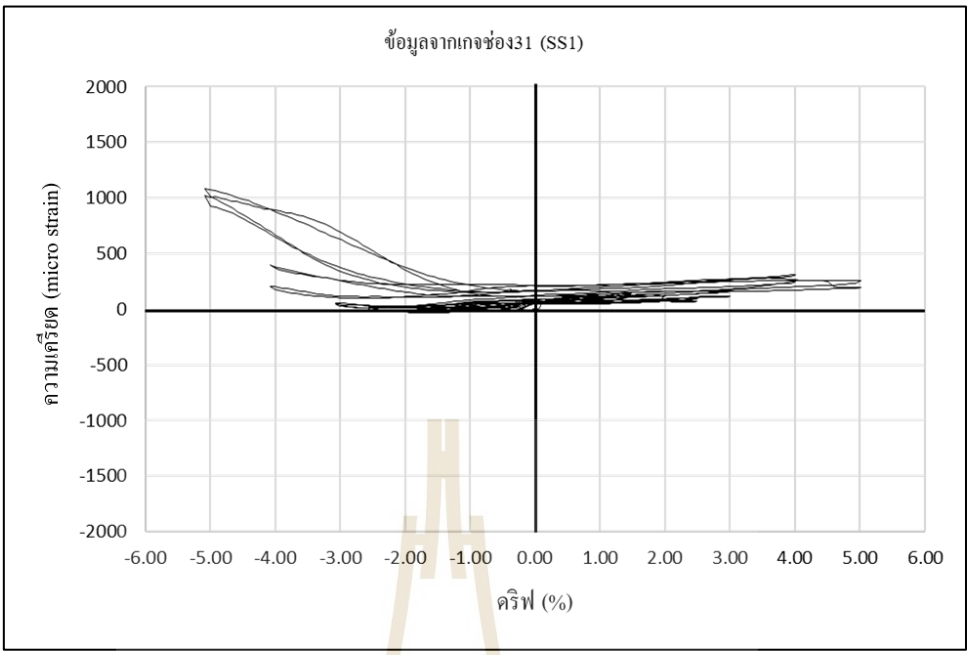
Strain gauge No.	**Maximum Tensile strain ($\times 10^6$)**	**Strain gauge No.**	**Maximum Tensile Strain ($\times 10^6$)**	**Strain gauge No.**	**Maximum Tensile Strain ($\times 10^6$)**
SN1	228	SN6	201	SN11	459
SN2	493	SN7	426	SN12	577
SN3	438	SN8	184	SN13	390
SN4	490	SN9	87	SN14	335
SN5	632	SN10	391	SN15	404

ตารางที่ 4.4 ค่าความเครียดสูงสุดจากเกจวัดที่วัดได้ในหมุดเฉือนทิศ W ตลอดการทดลอง

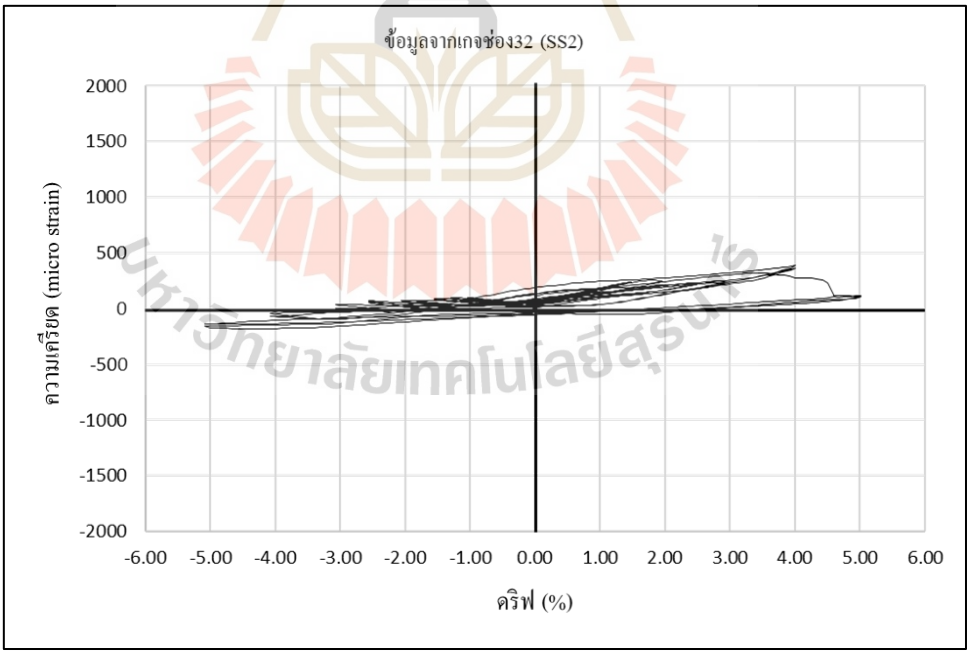
Strain gauge No.	**Maximum Tensile Strain ($\times 10^6$)**
SW1	1138
SW2	791
SW3	1133
SW4	629
SW5	289

ตารางที่ 4.5 ค่าความเครียดสูงสุดจากเกจวัดที่วัดได้ในหมุดเฉือนทิศ E ตลอดการทดลอง

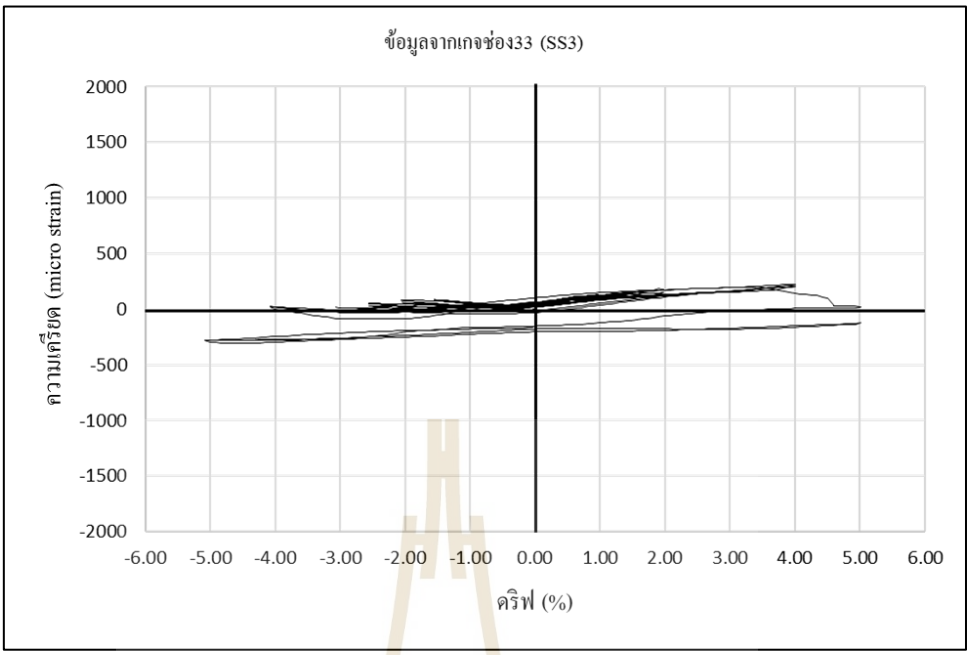
Strain gauge No.	**Maximum Tensile Strain ($\times 10^6$)**	**Strain gauge No.**	**Maximum Tensile Strain ($\times 10^6$)**	**Strain gauge No.**	**Maximum Tensile Strain ($\times 10^6$)**
SE1	1228	SE6	717	SE11	1766
SE2	724	SE7	1249	SE12	1424
SE3	824	SE8	980	SE13	894
SE4	721	SE9	231	SE14	984
SE5	187	SE10	195	SE15	220



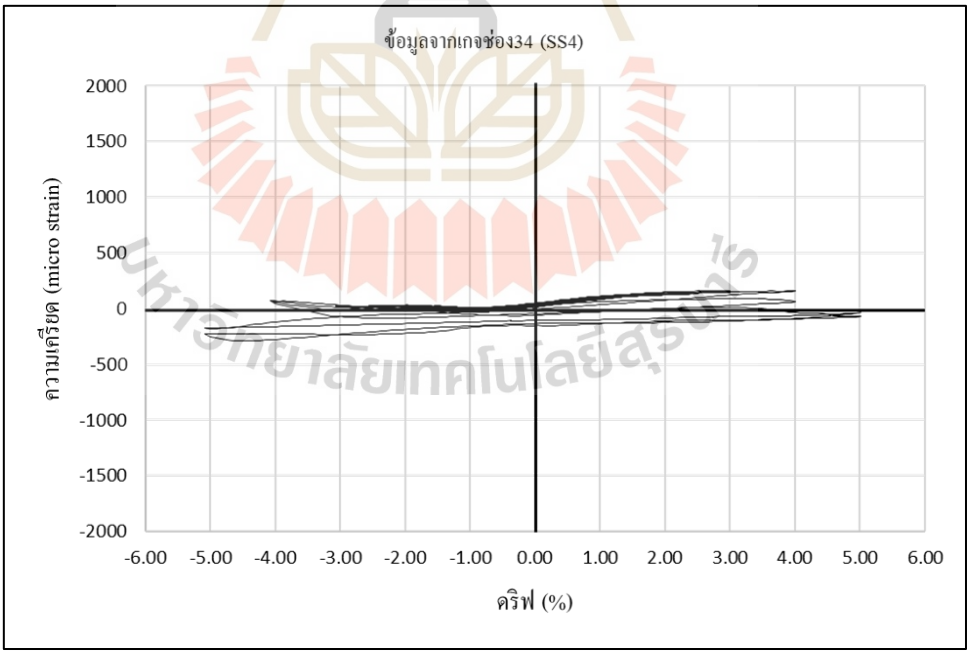
รูปที่ 4.18 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS1



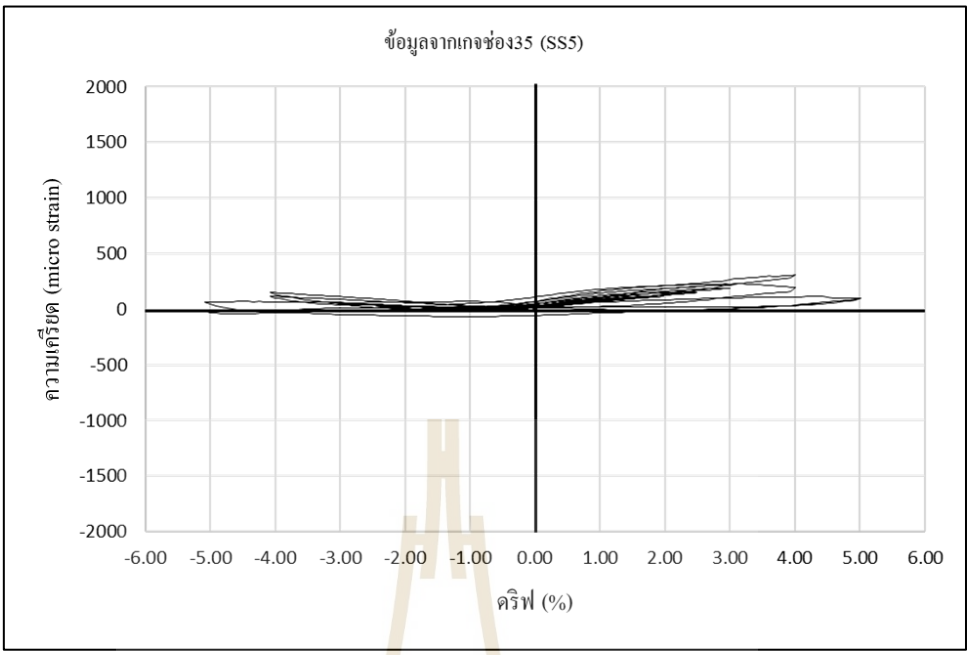
รูปที่ 4.19 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS2



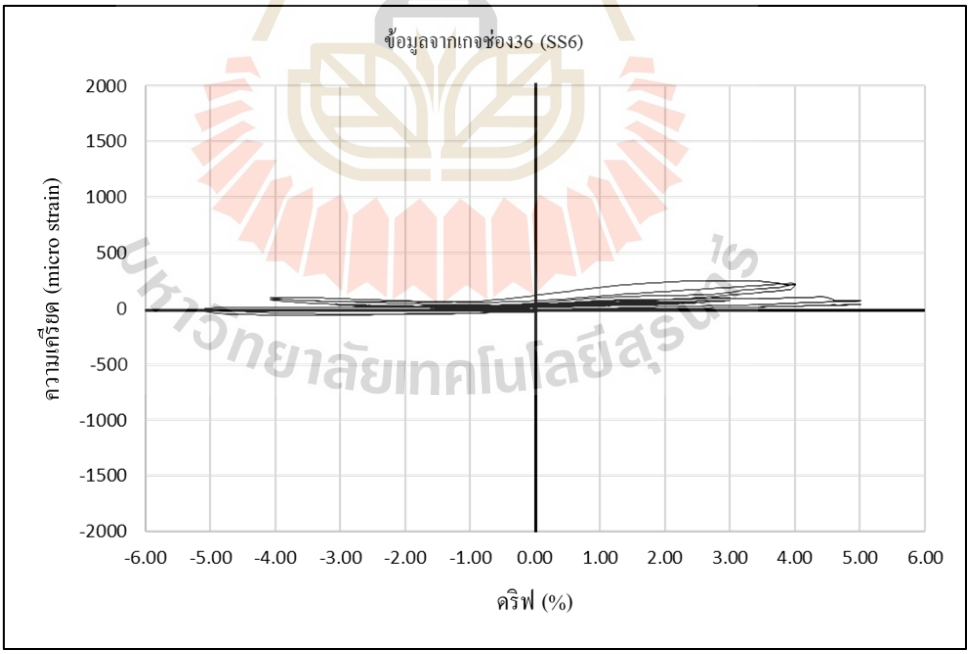
รูปที่ 4.20 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS3



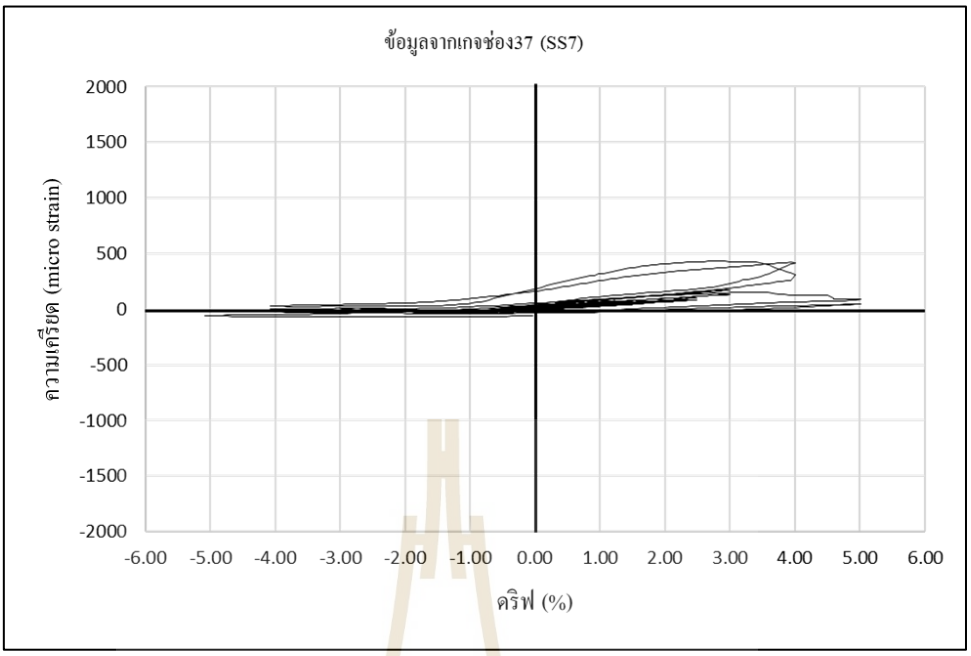
รูปที่ 4.21 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS4



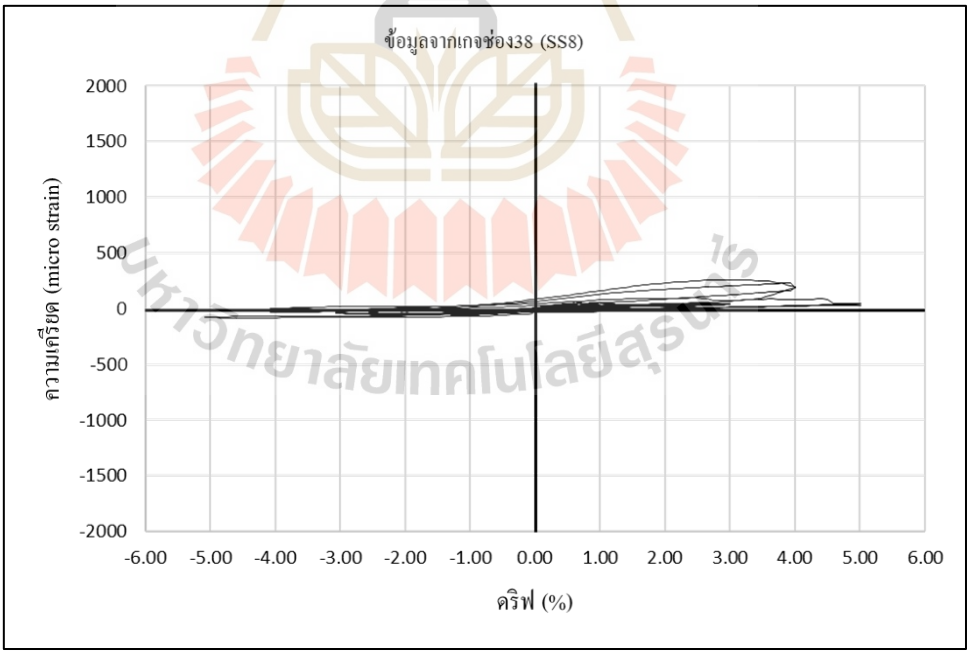
รูปที่ 4.22 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS5



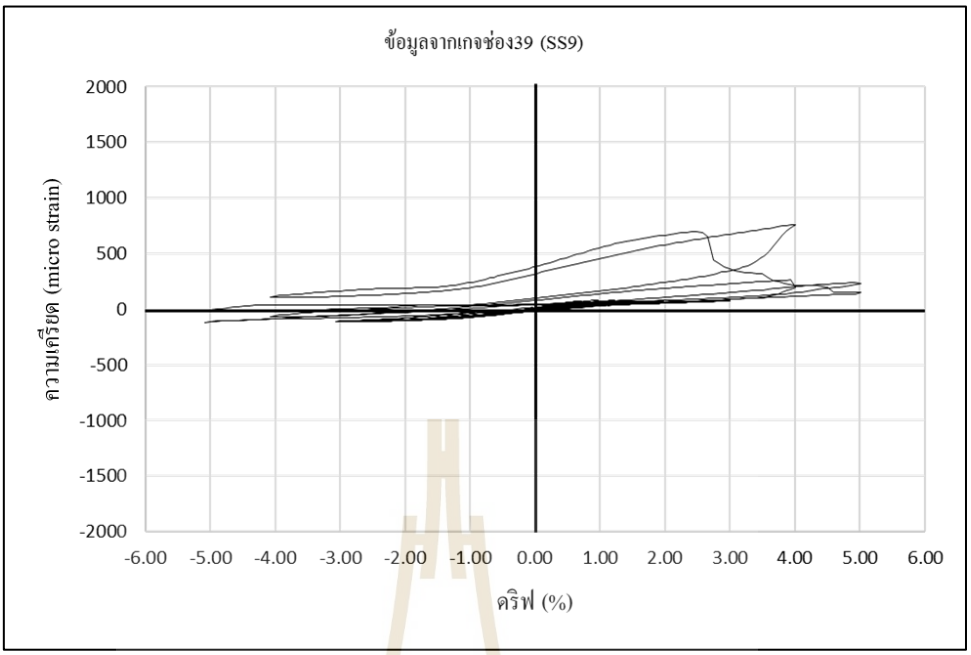
รูปที่ 4.23 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS6



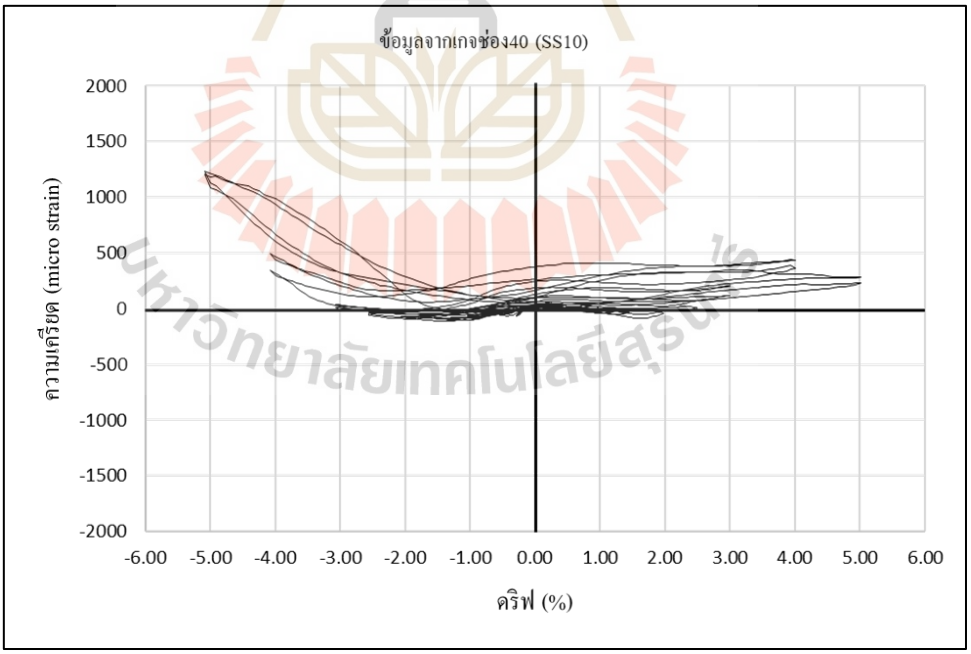
รูปที่ 4.24 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS7



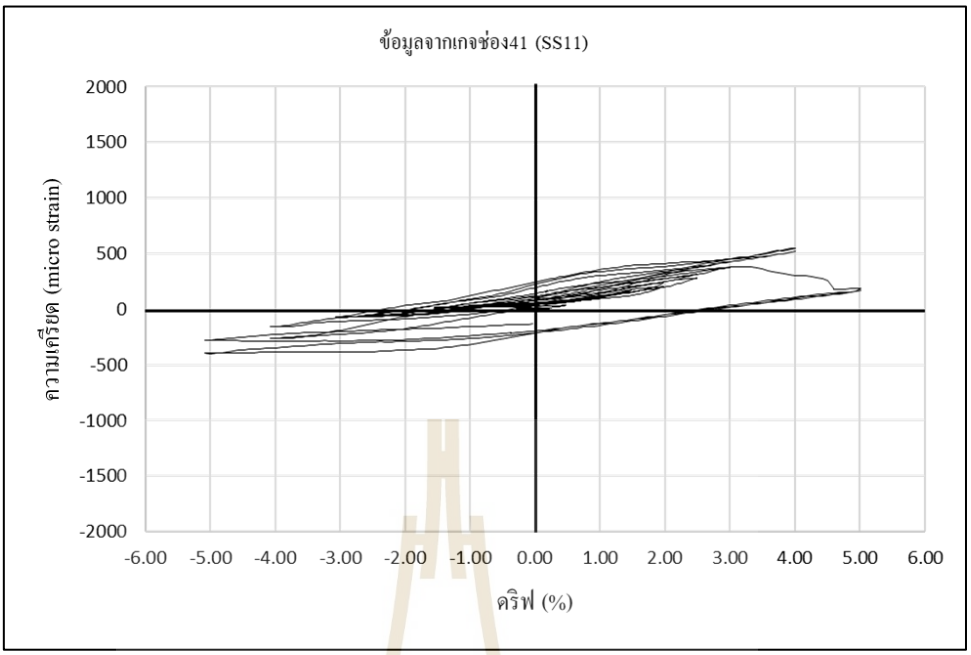
รูปที่ 4.25 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS8



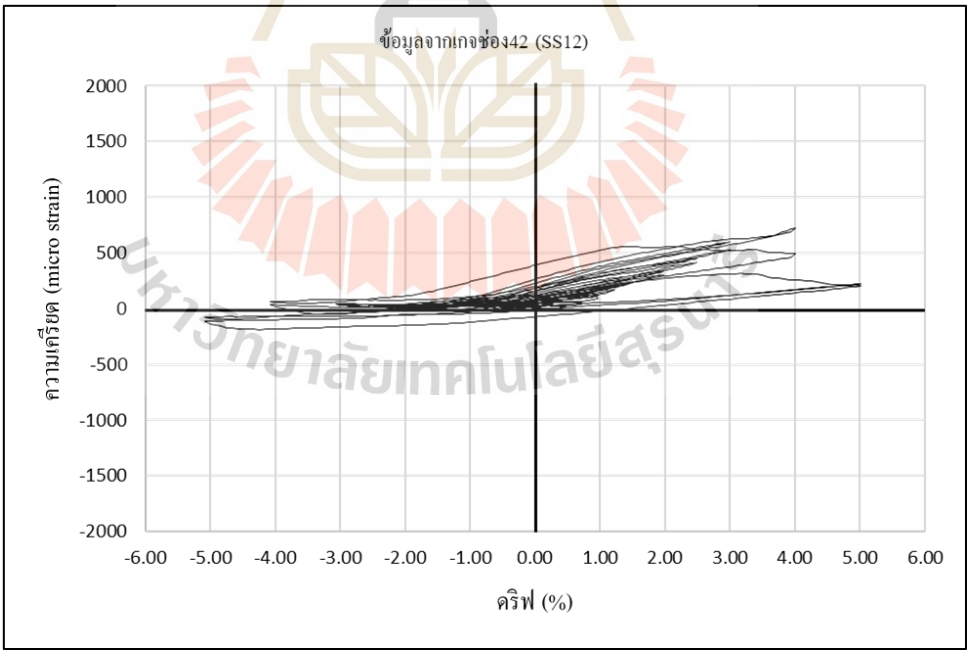
รูปที่ 4.26 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS9



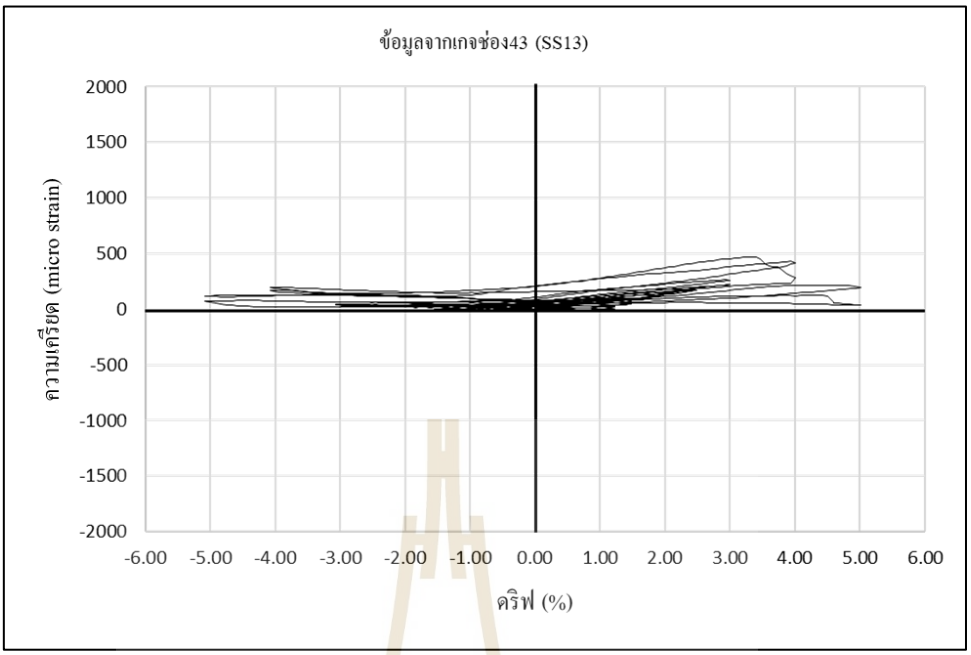
รูปที่ 4.27 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS10



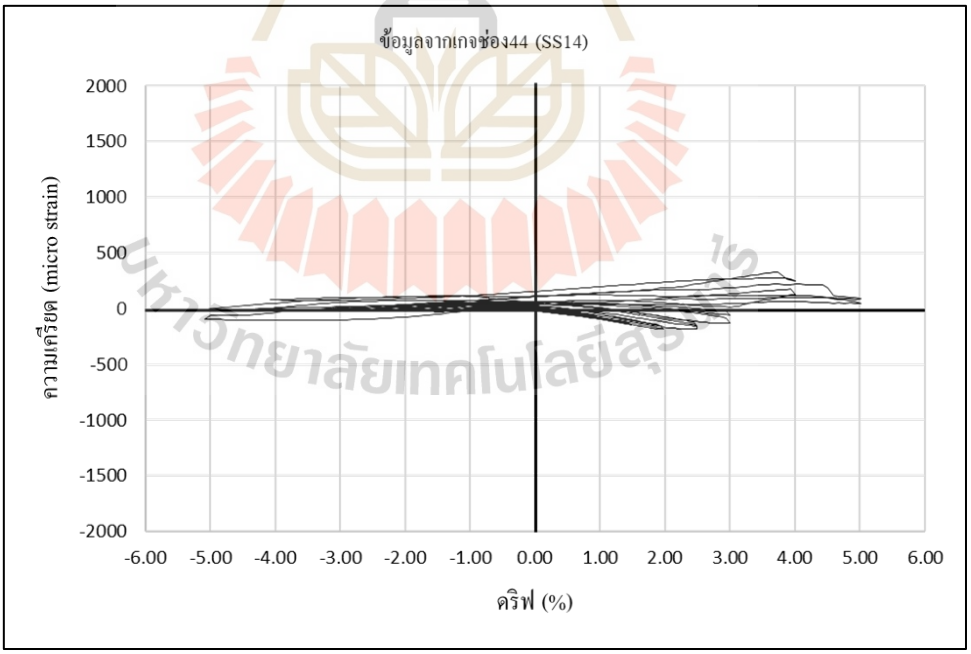
รูปที่ 4.28 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS11



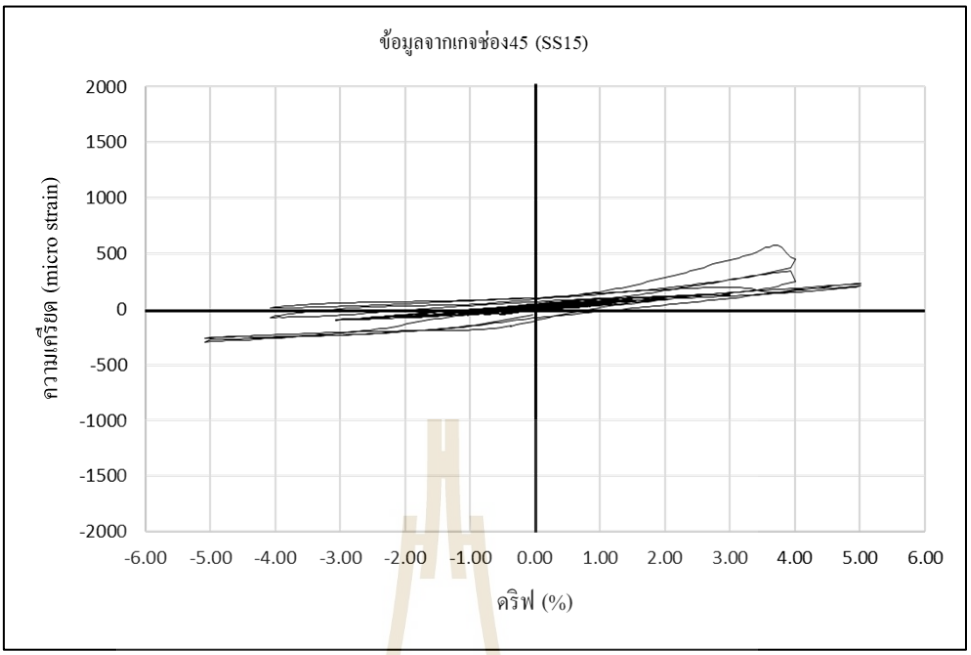
รูปที่ 4.29 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS12



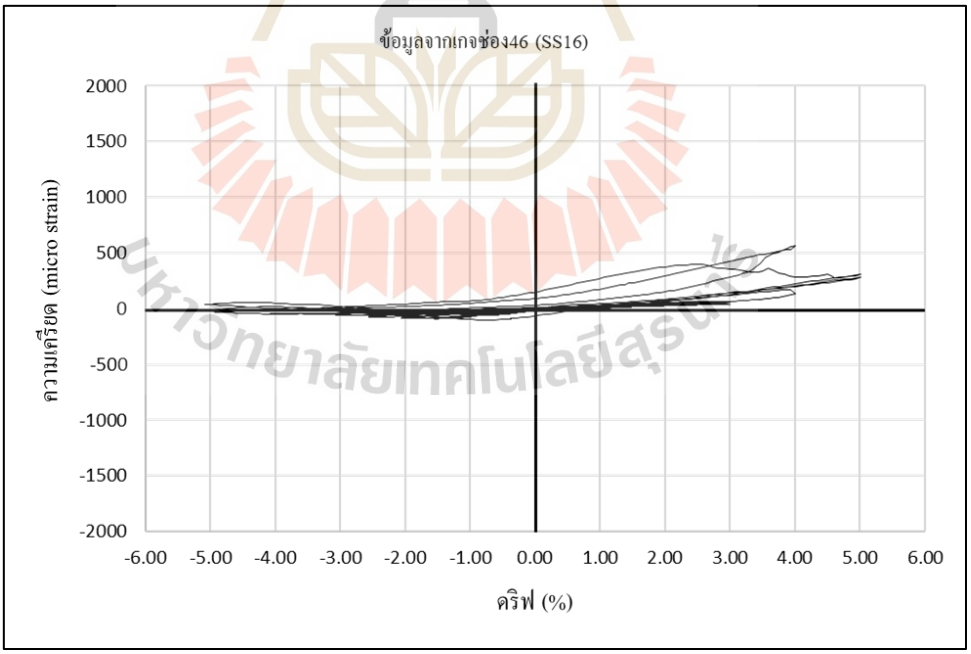
รูปที่ 4.30 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS13



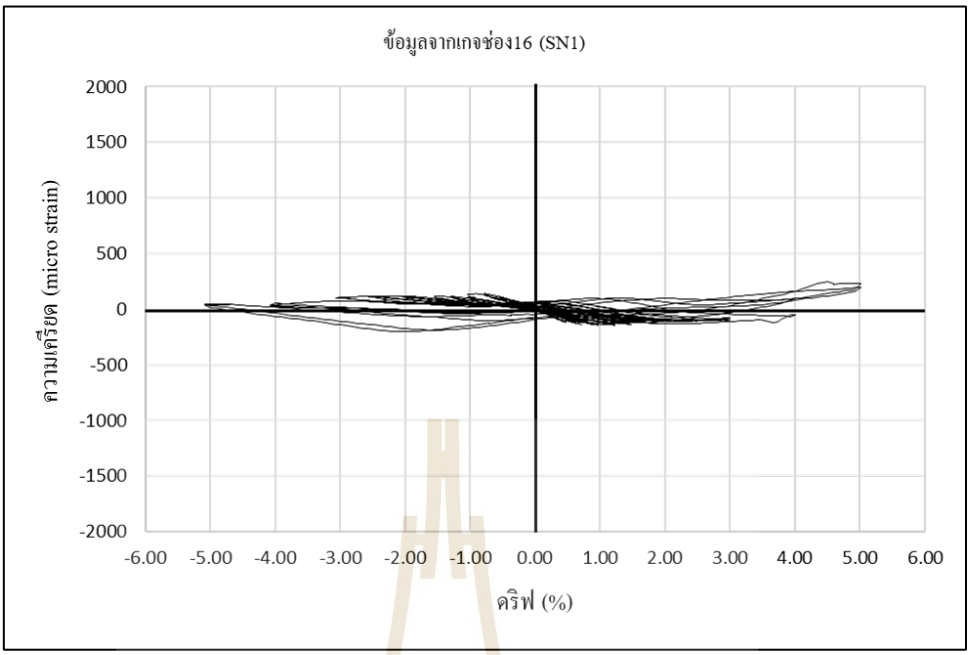
รูปที่ 4.31 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS14



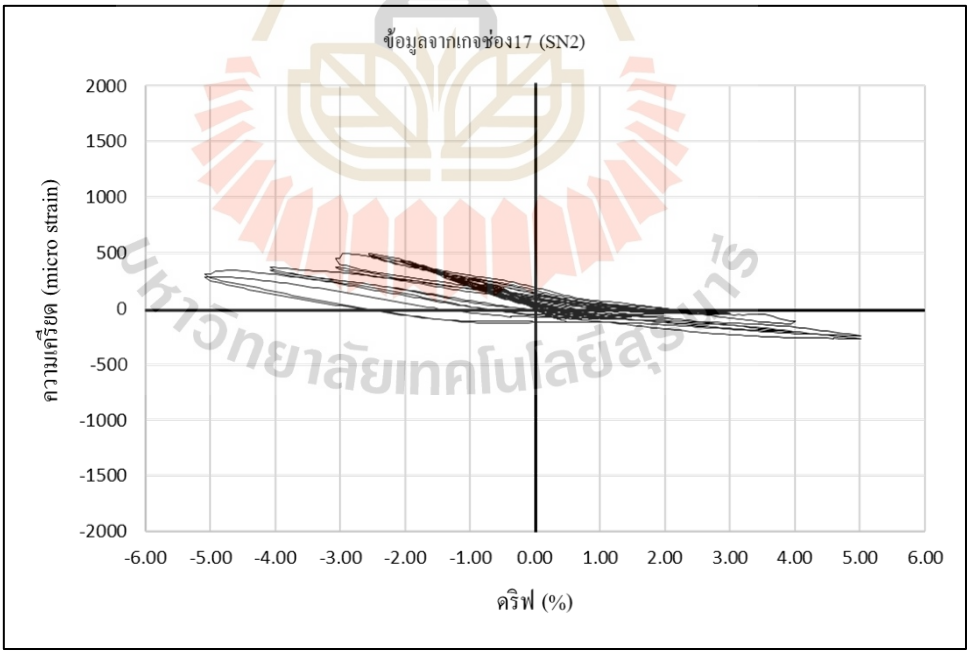
รูปที่ 4.32 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS15



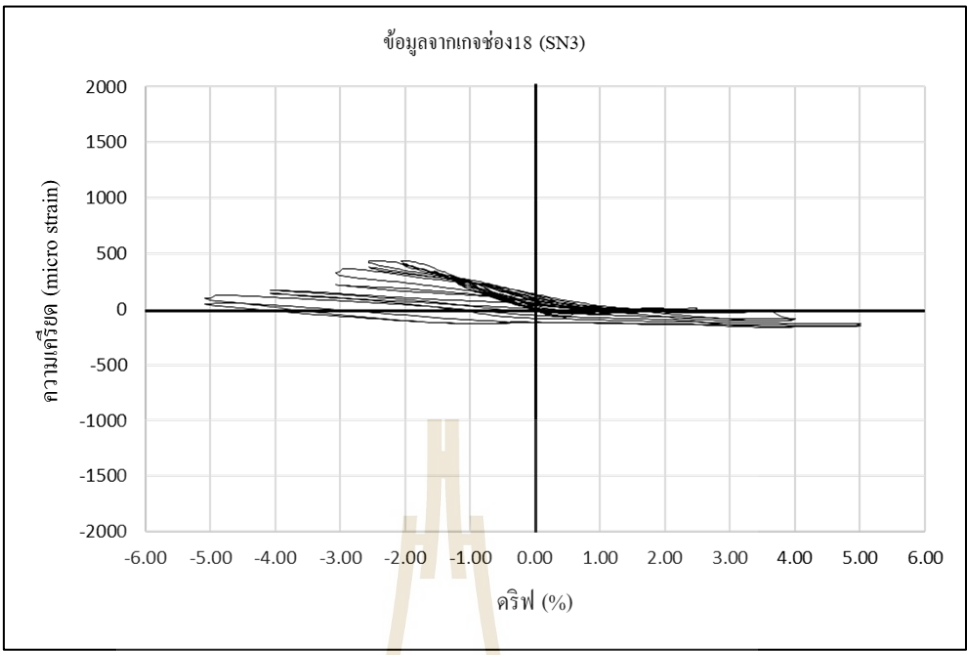
รูปที่ 4.33 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SS16



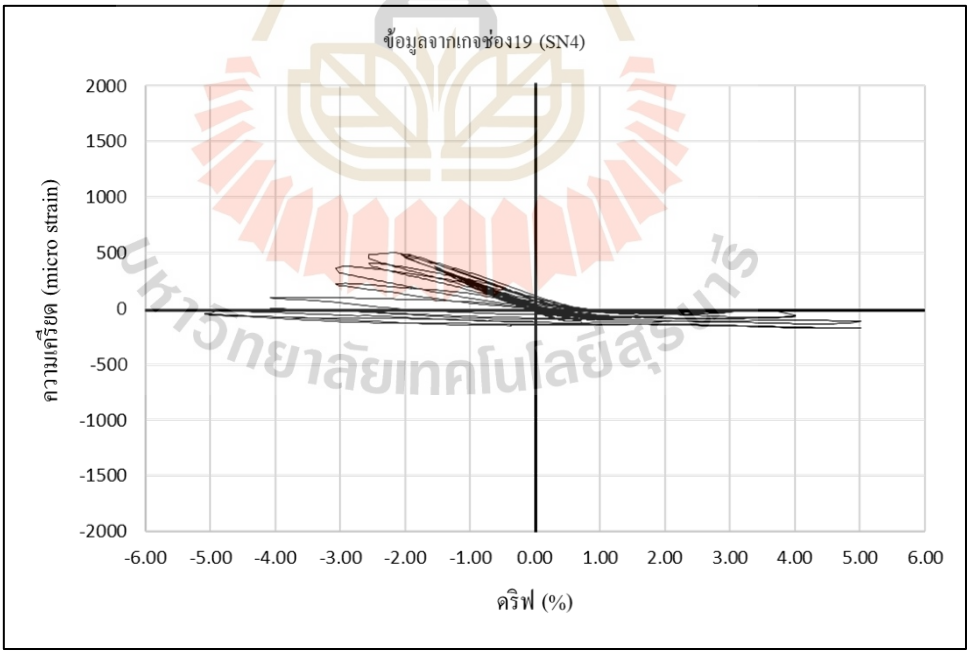
รูปที่ 4.34 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN1



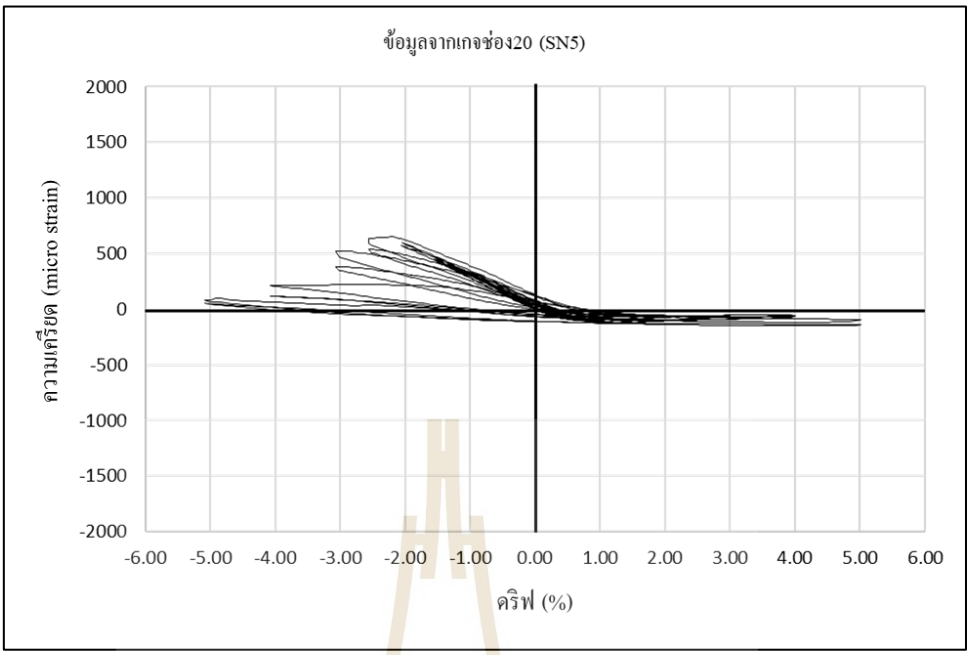
รูปที่ 4.35 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN2



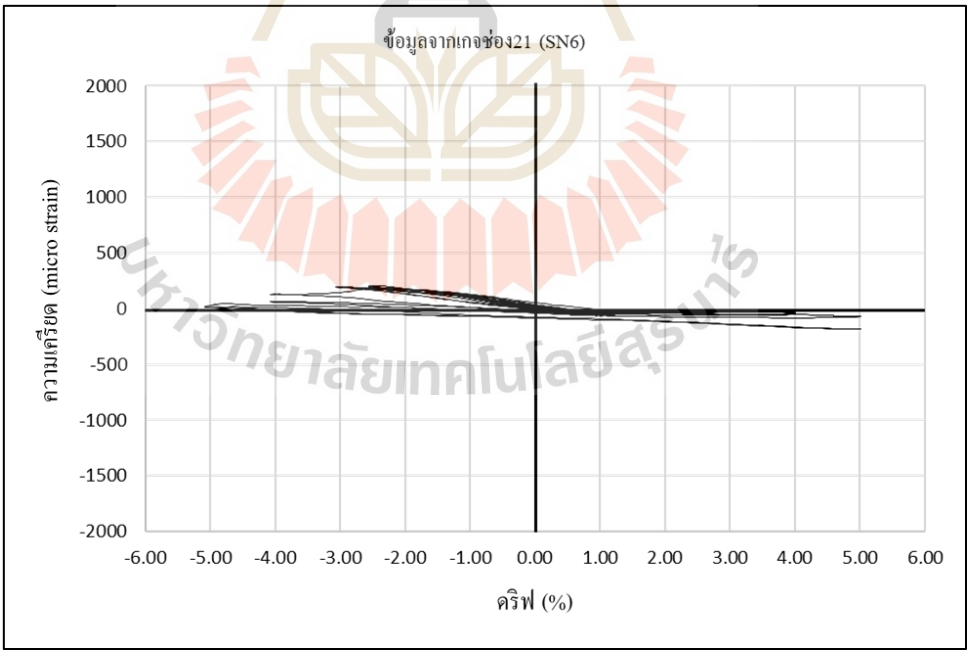
รูปที่ 4.36 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN3



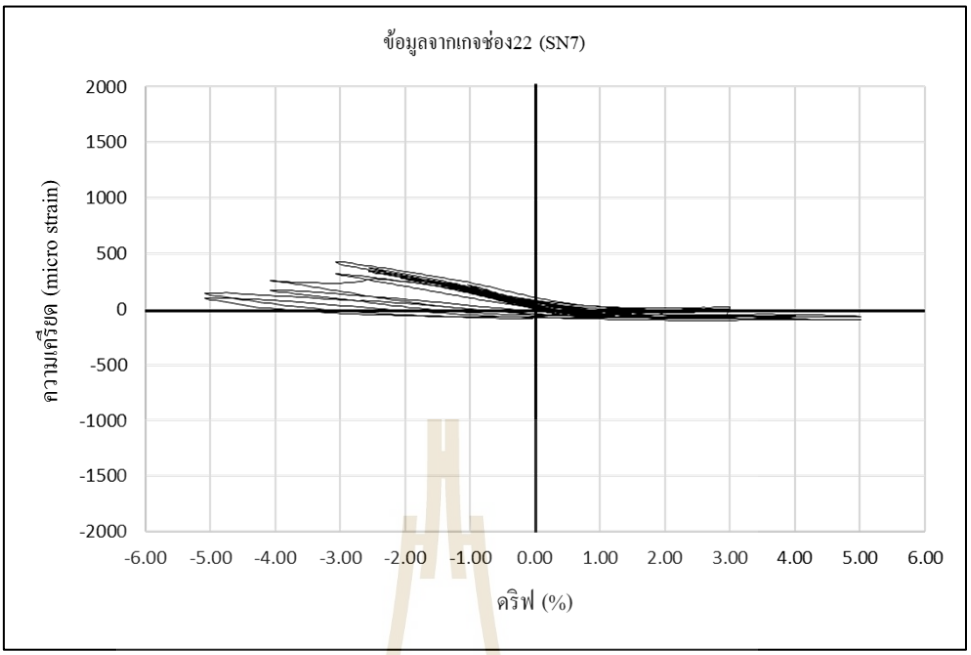
รูปที่ 4.37 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN4



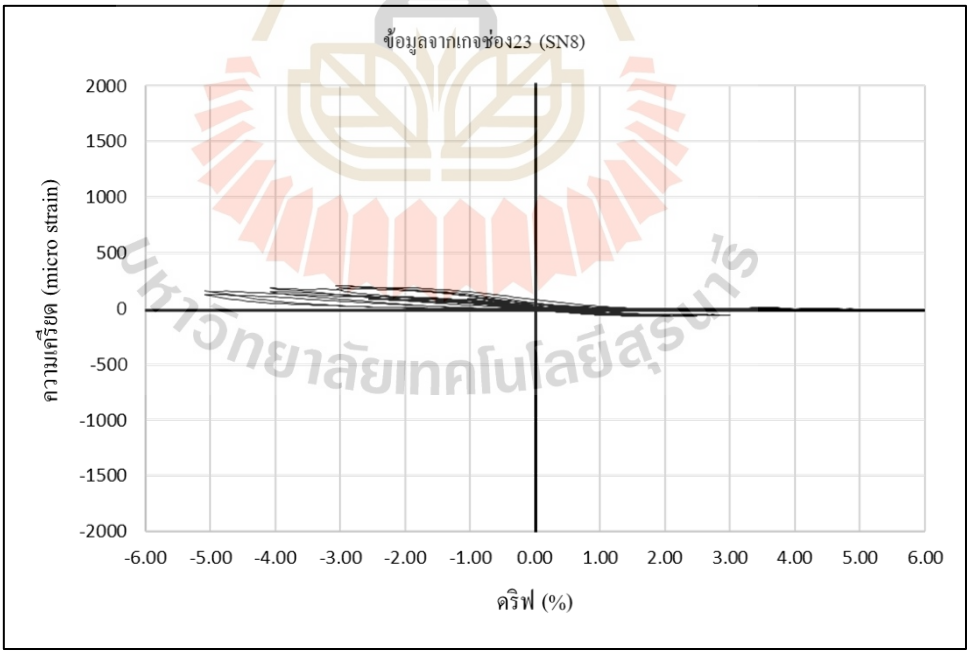
รูปที่ 4.38 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN5



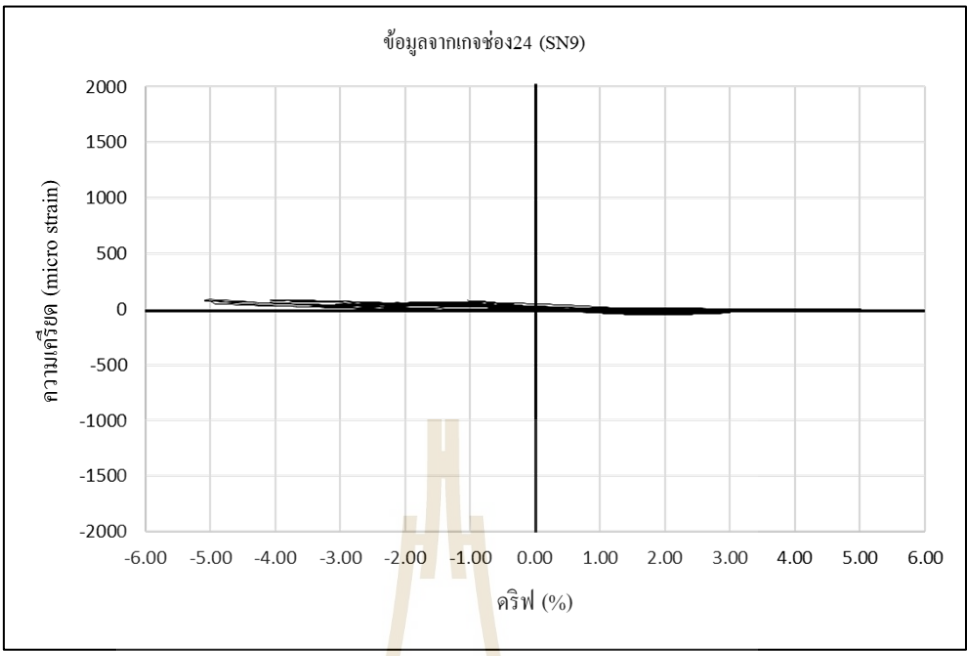
รูปที่ 4.39 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN6



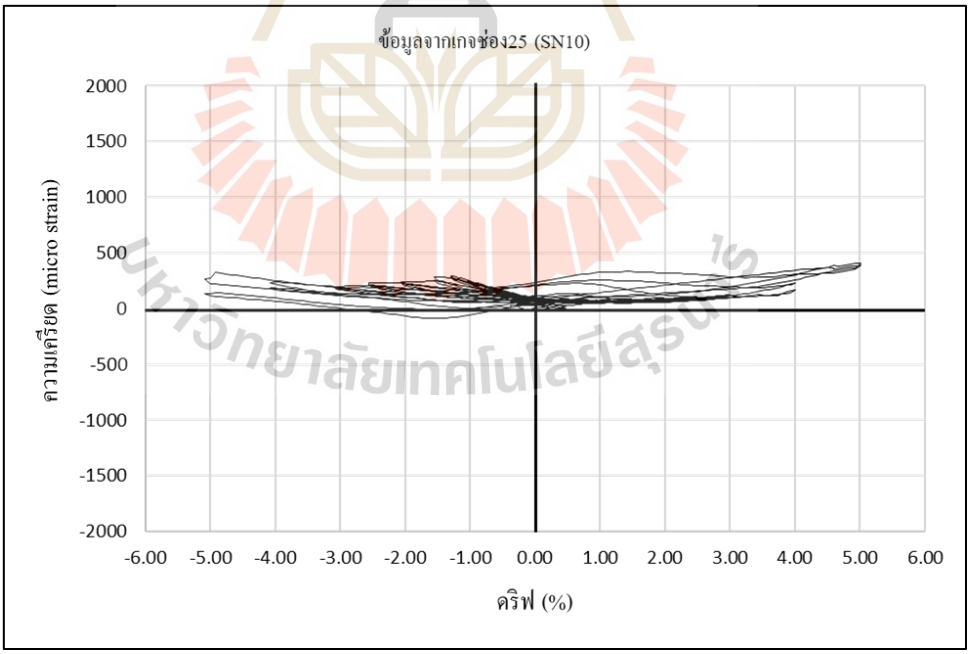
รูปที่ 4.40 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN7



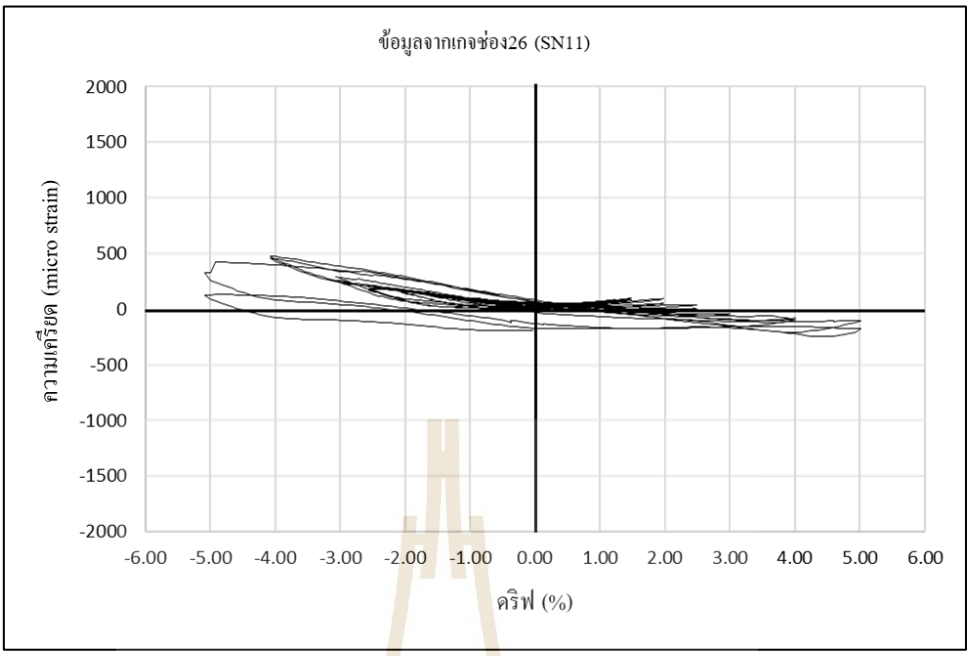
รูปที่ 4.41 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN8



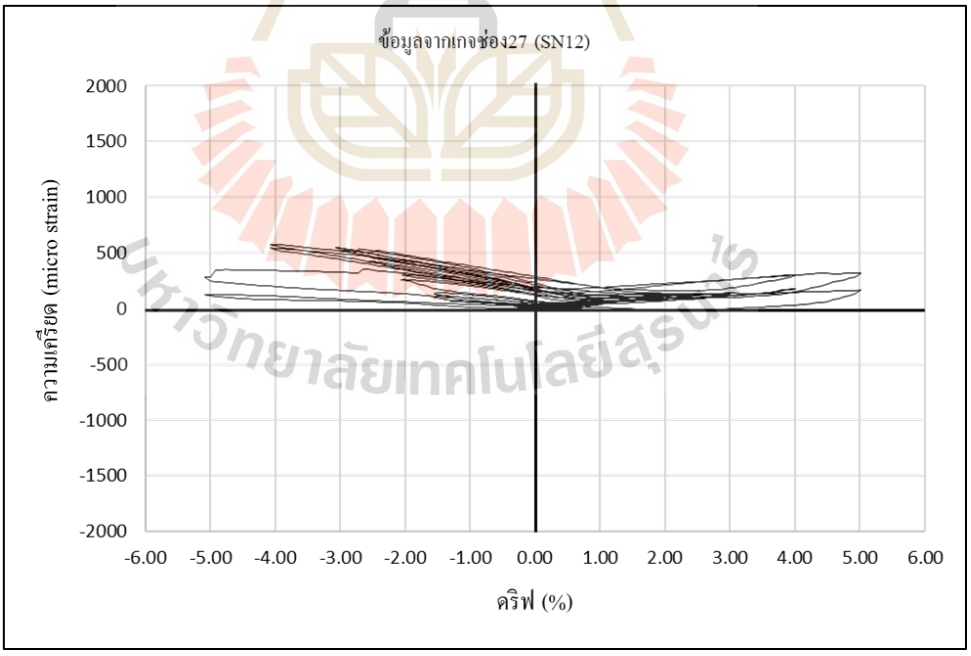
รูปที่ 4.42 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN9



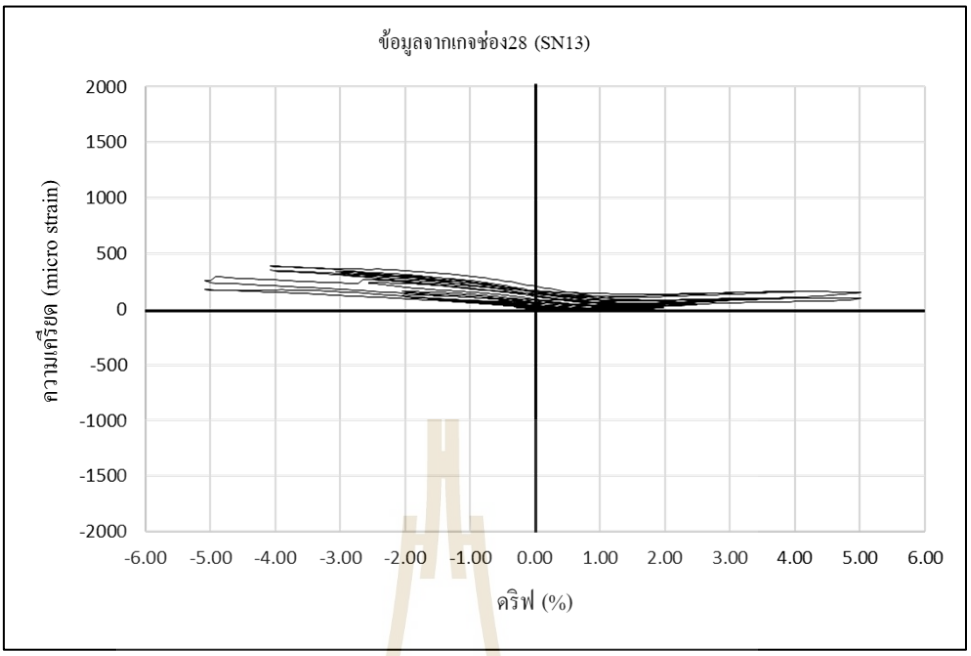
รูปที่ 4.43 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN10



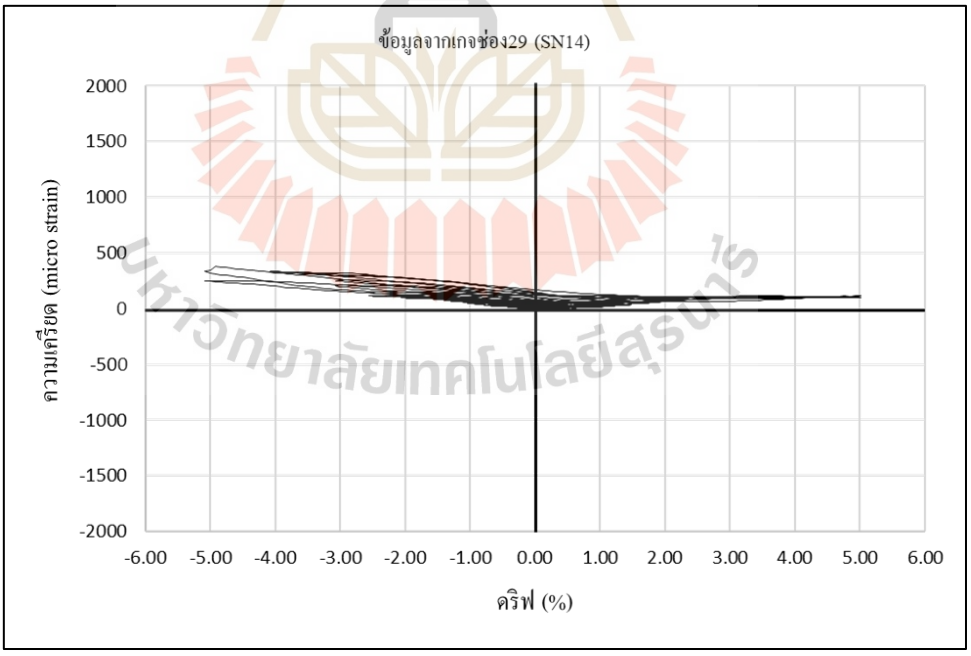
รูปที่ 4.44 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN11



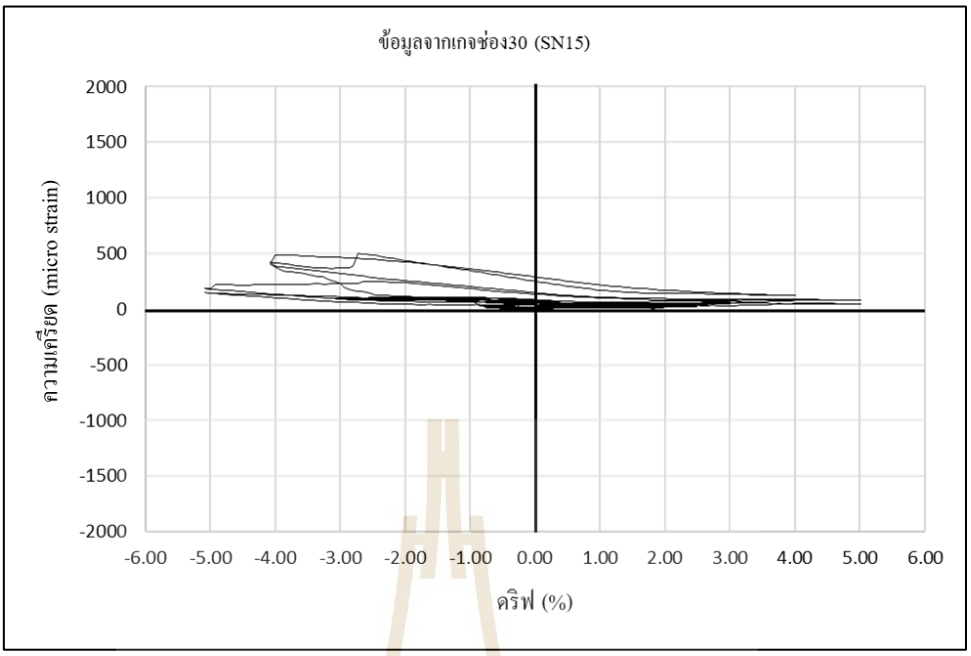
รูปที่ 4.45 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN12



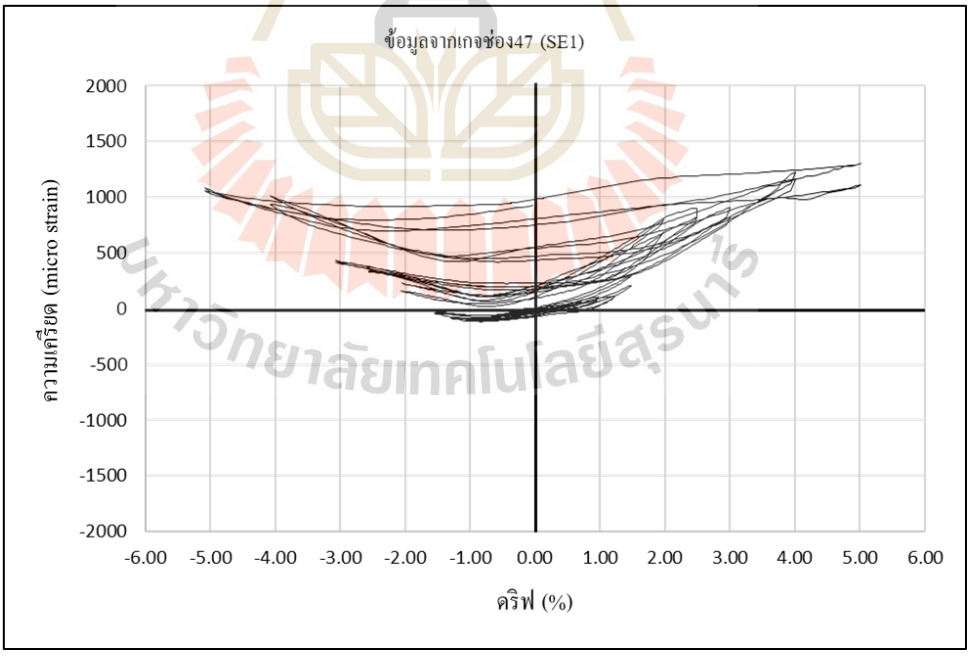
รูปที่ 4.46 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN13



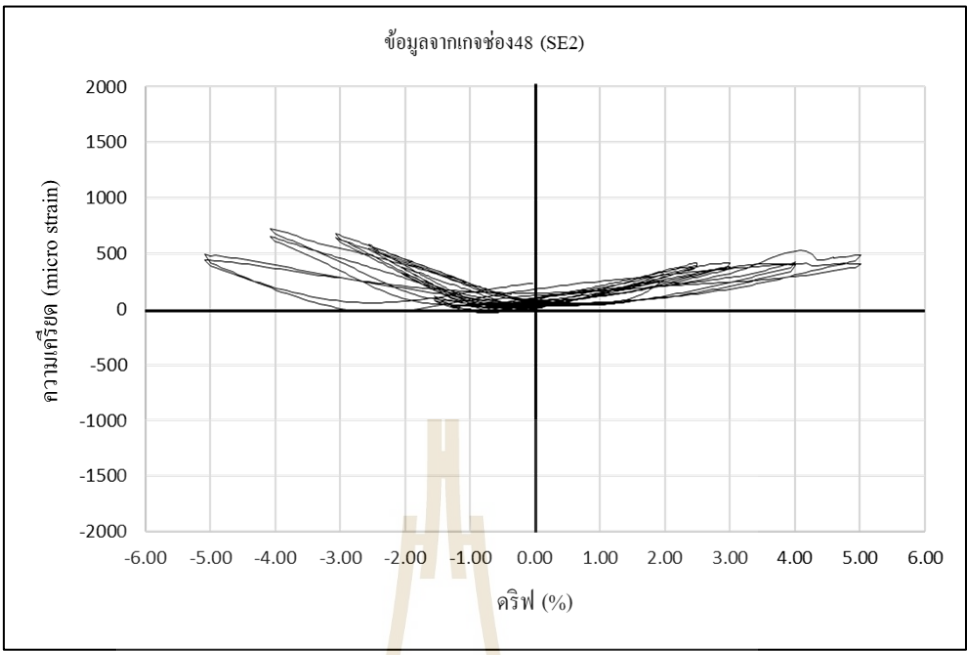
รูปที่ 4.47 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN14



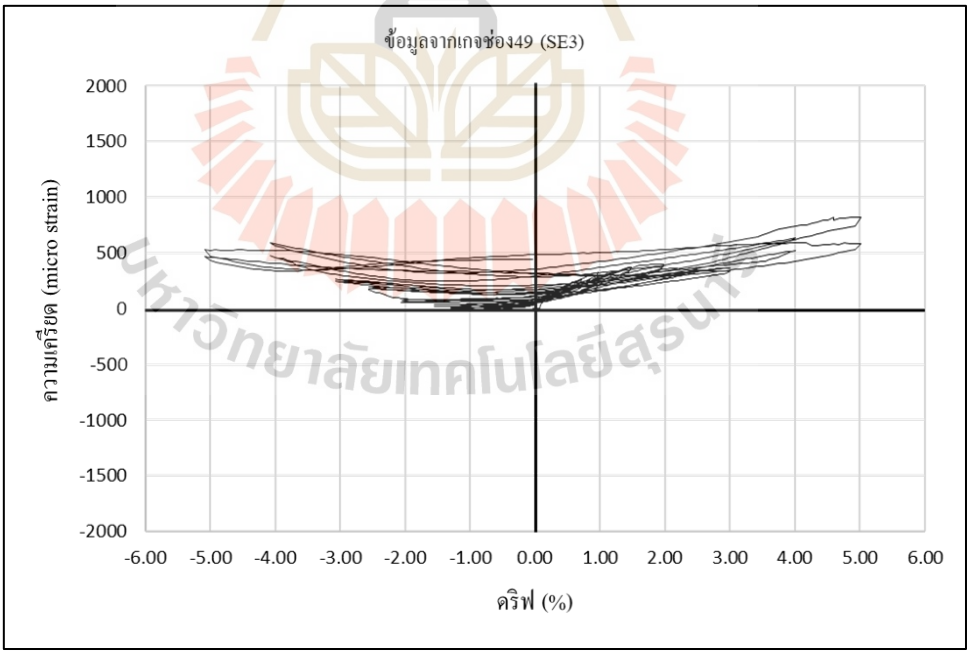
รูปที่ 4.48 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SN15



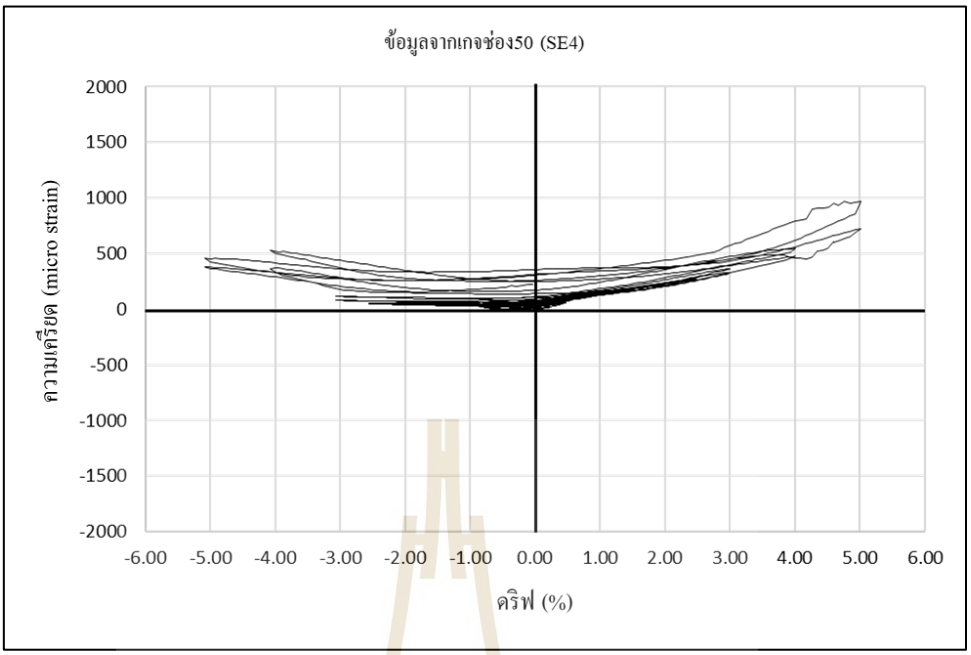
รูปที่ 4.49 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE1



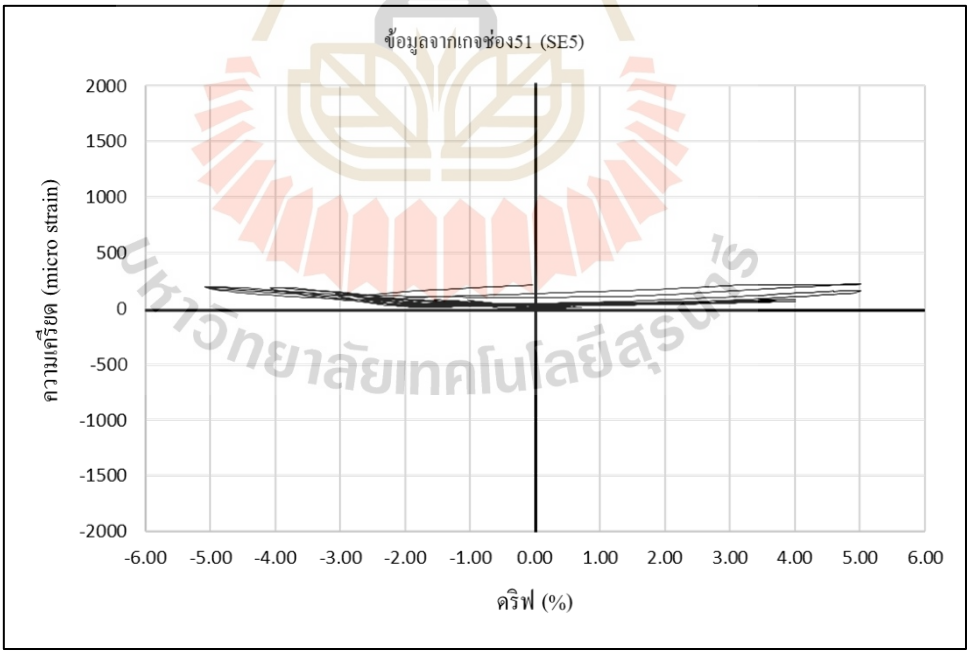
รูปที่ 4.50 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE2



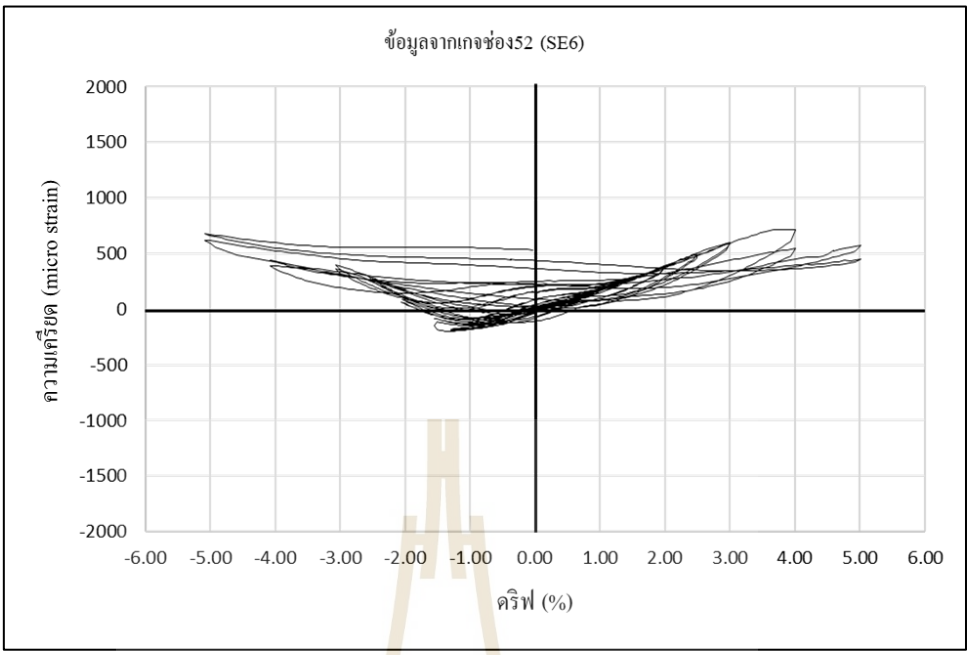
รูปที่ 4.51 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE3



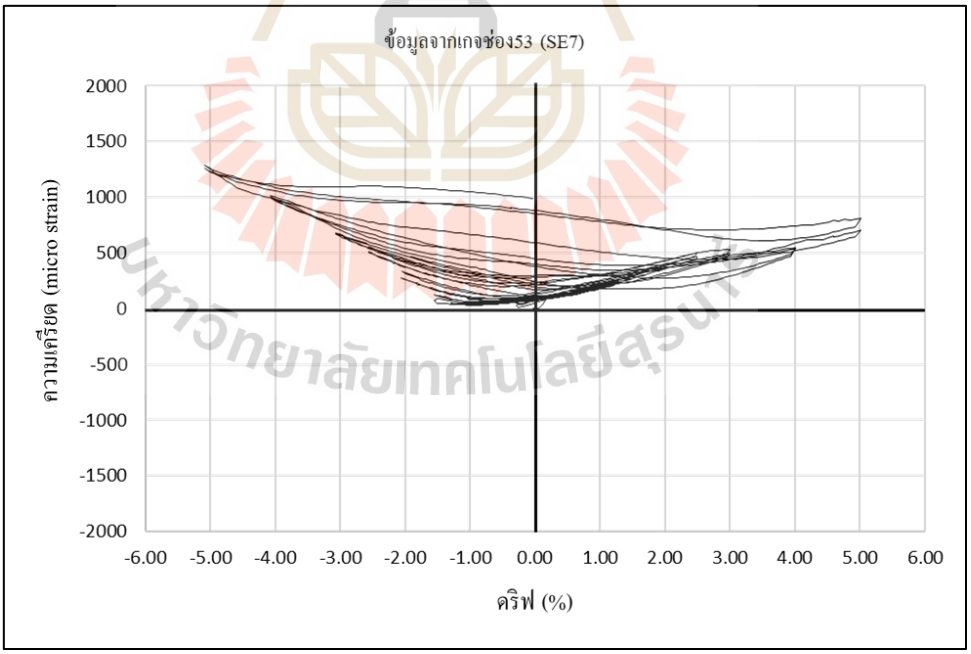
รูปที่ 4.52 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE4



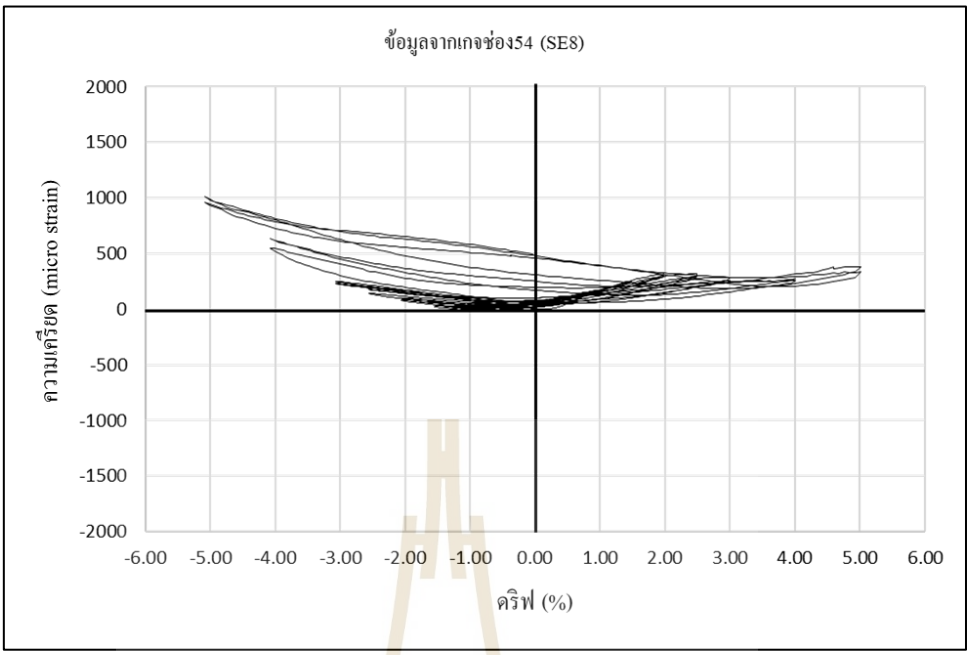
รูปที่ 4.53 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE5



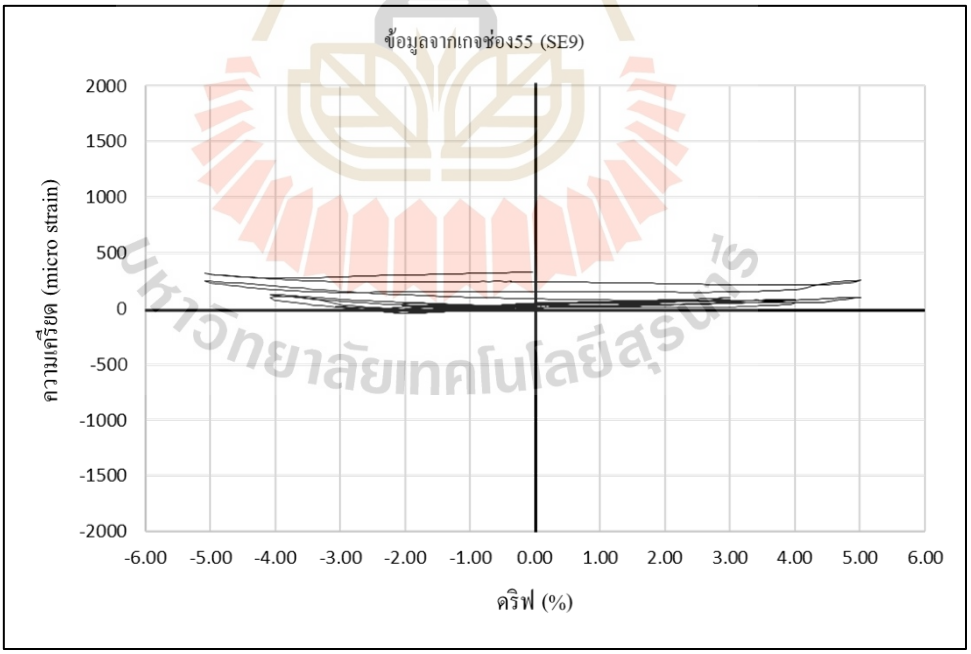
รูปที่ 4.54 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE6



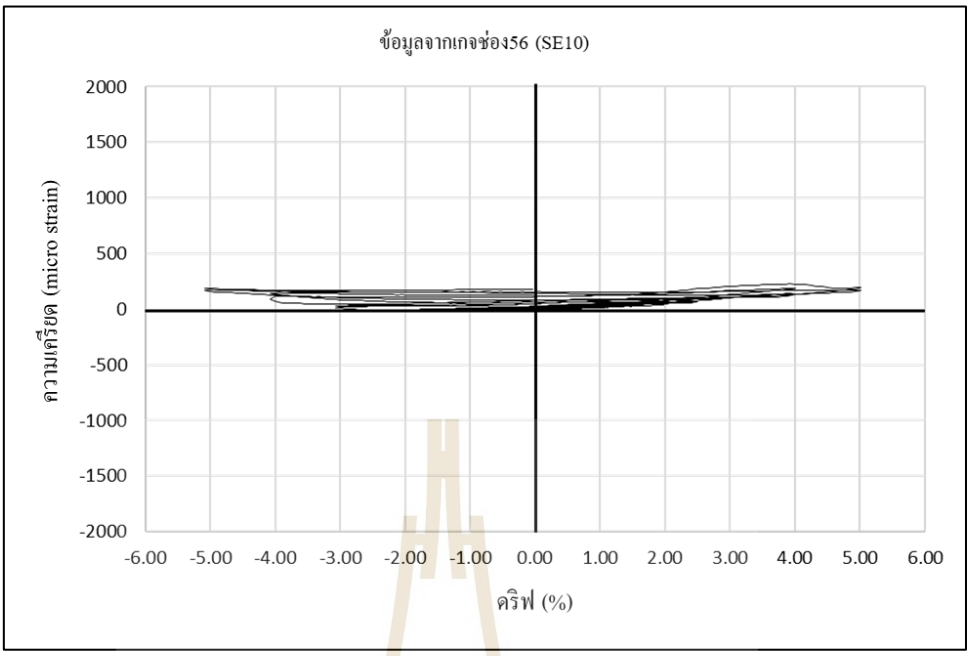
รูปที่ 4.55 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE7



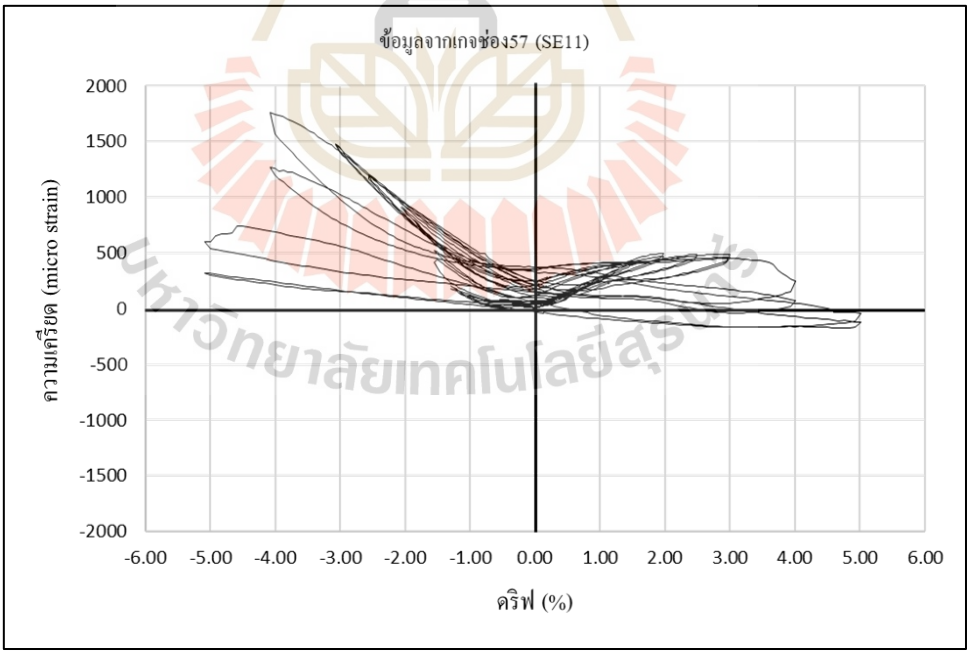
รูปที่ 4.56 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE8



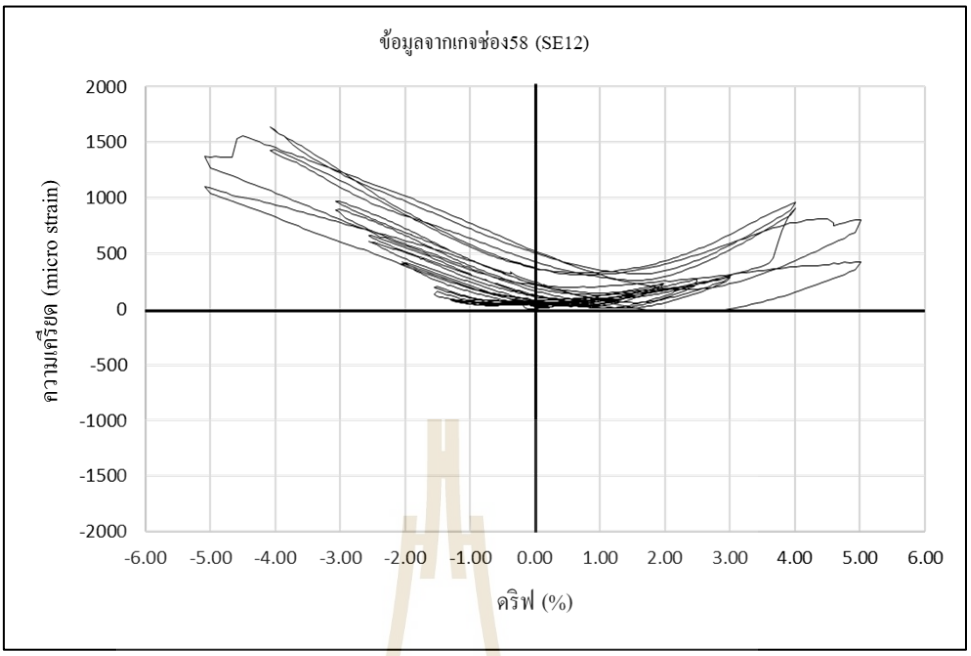
รูปที่ 4.57 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE9



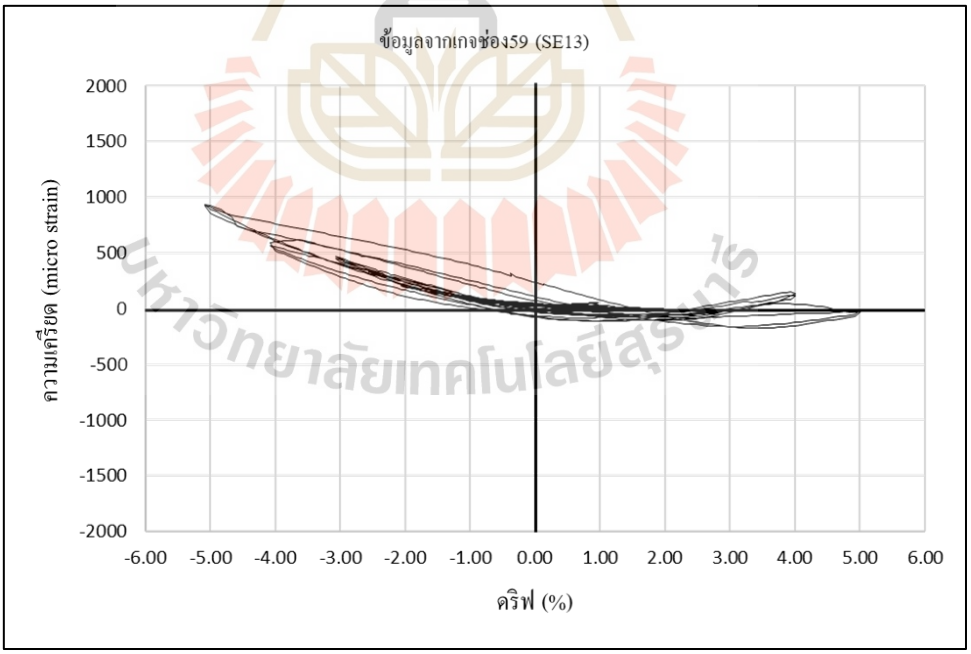
รูปที่ 4.58 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE10



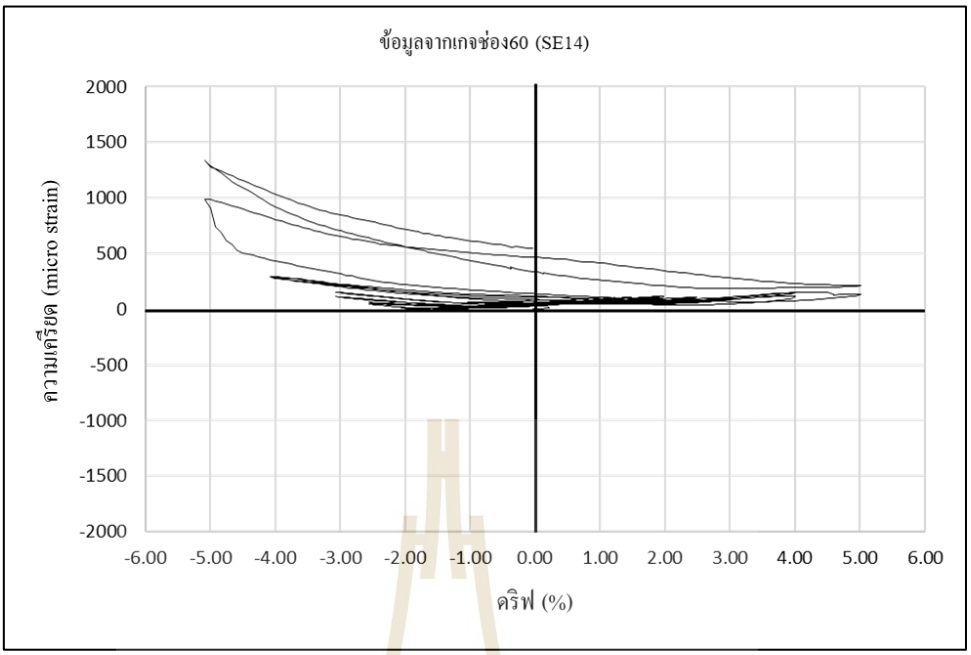
รูปที่ 4.59 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE11



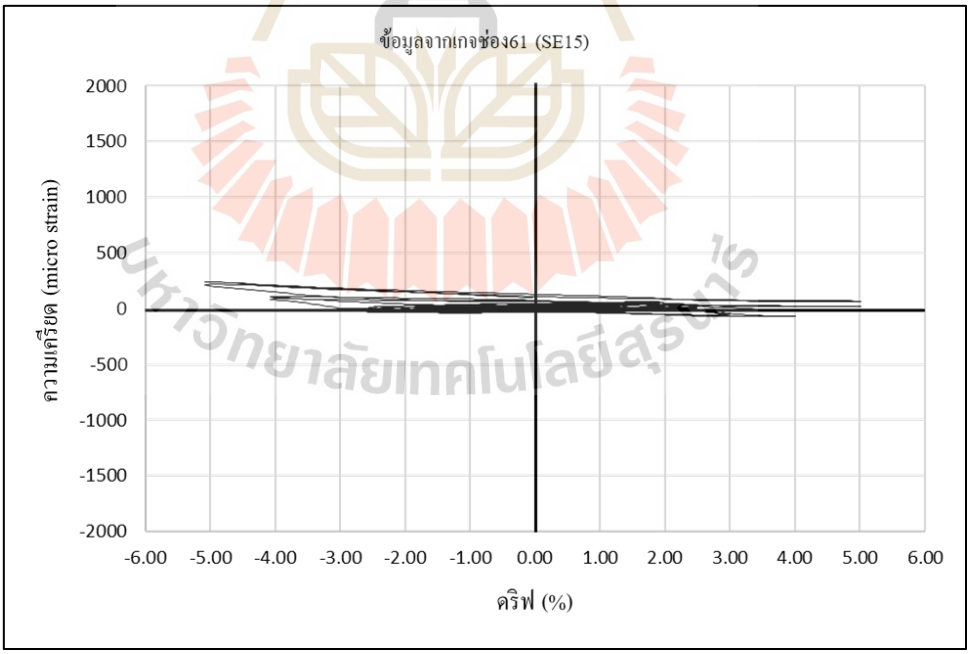
รูปที่ 4.60 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE12



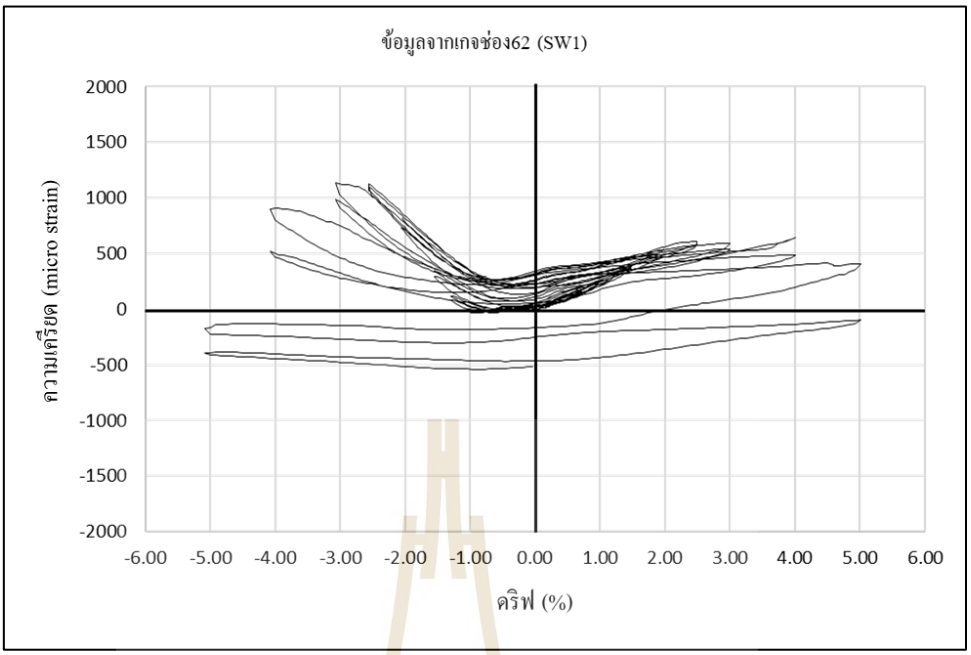
รูปที่ 4.61 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE13



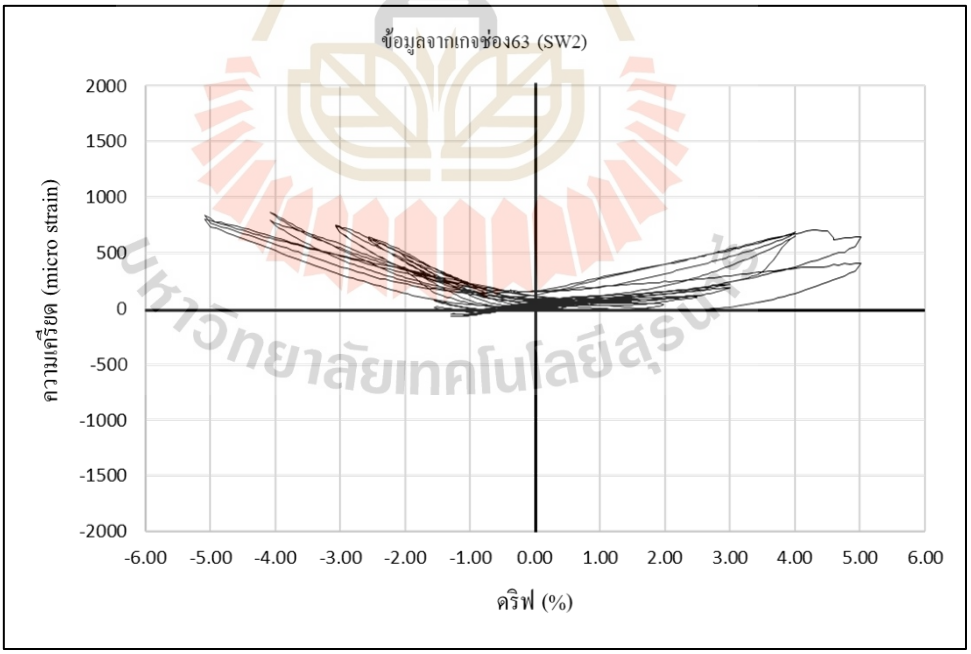
รูปที่ 4.62 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE14



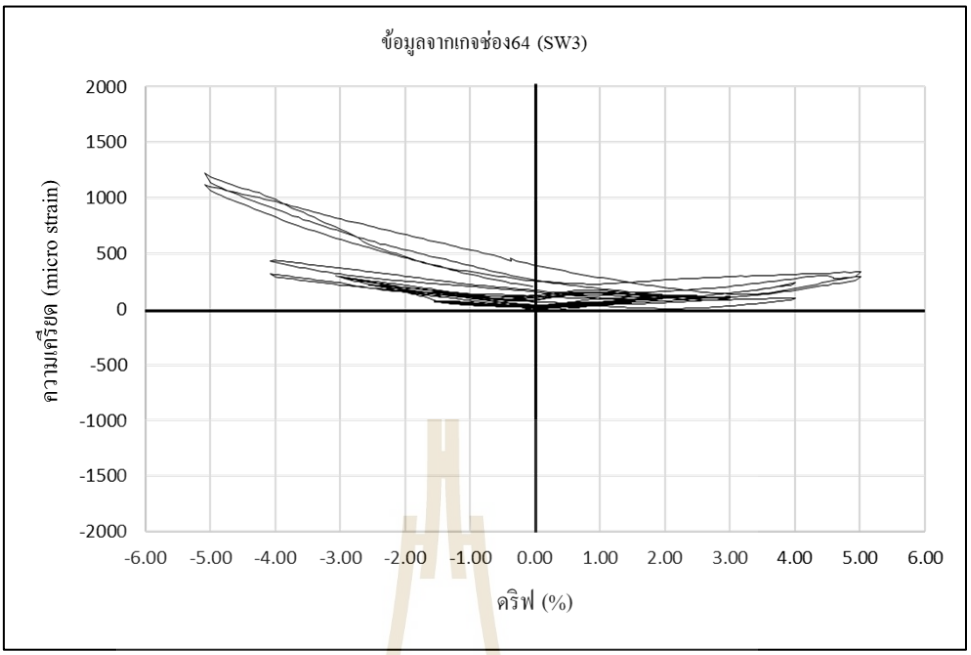
รูปที่ 4.63 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SE15



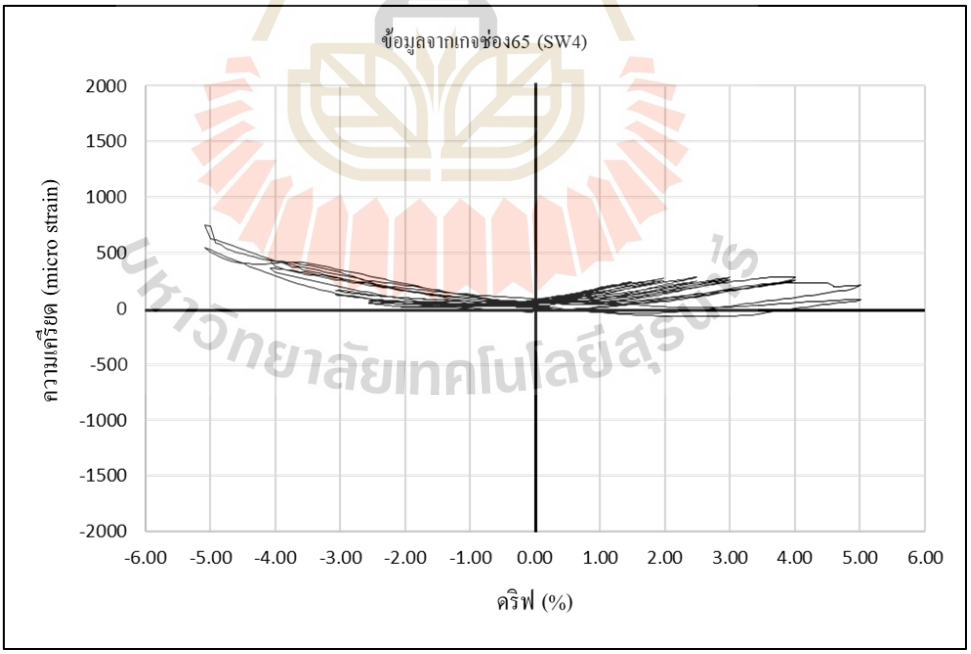
รูปที่ 4.64 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SW1



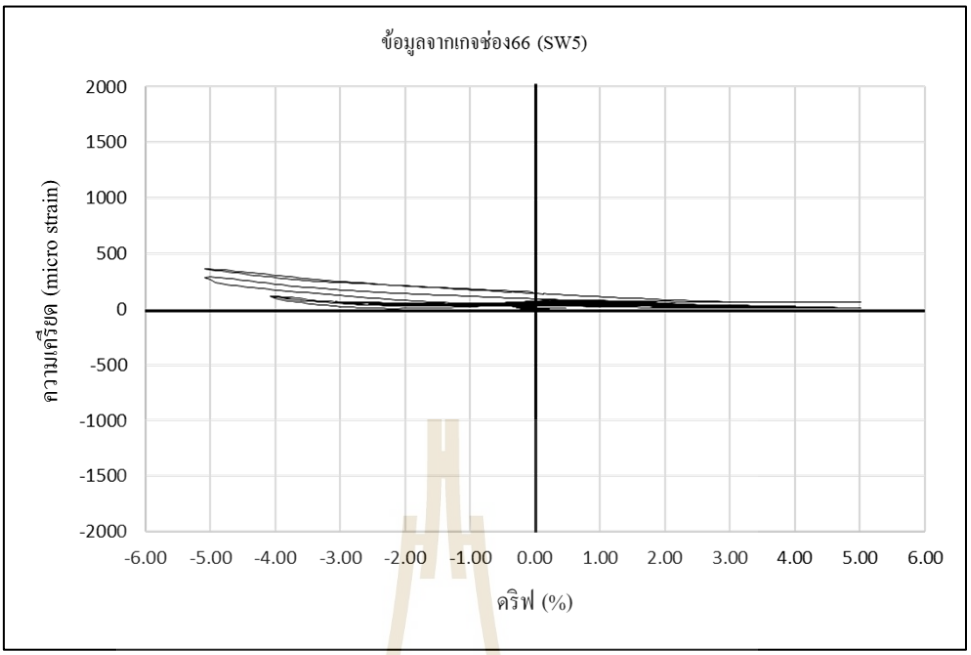
รูปที่ 4.65 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SW2



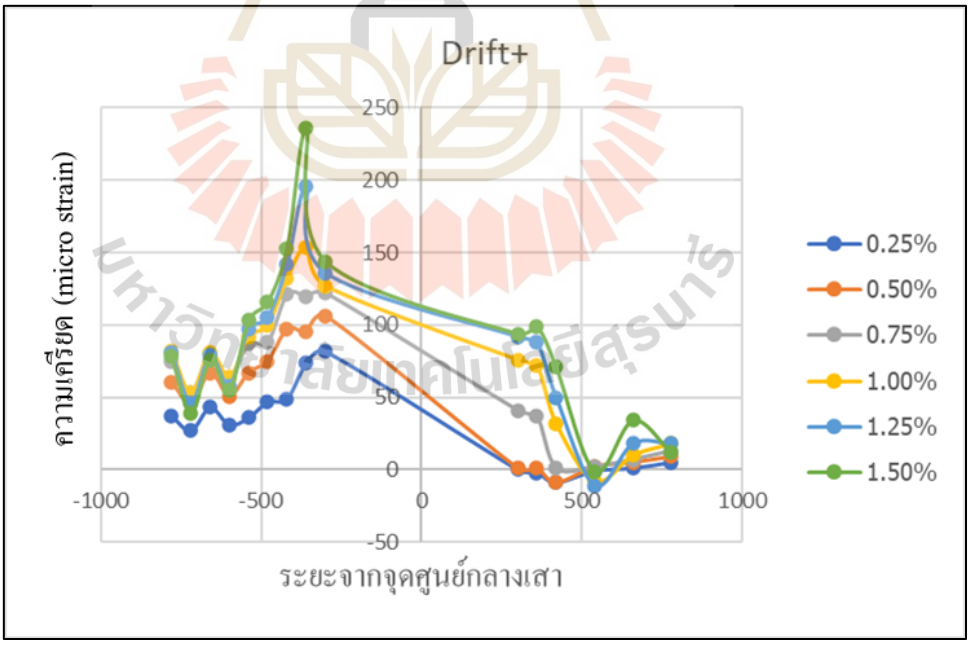
รูปที่ 4.66 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SW3



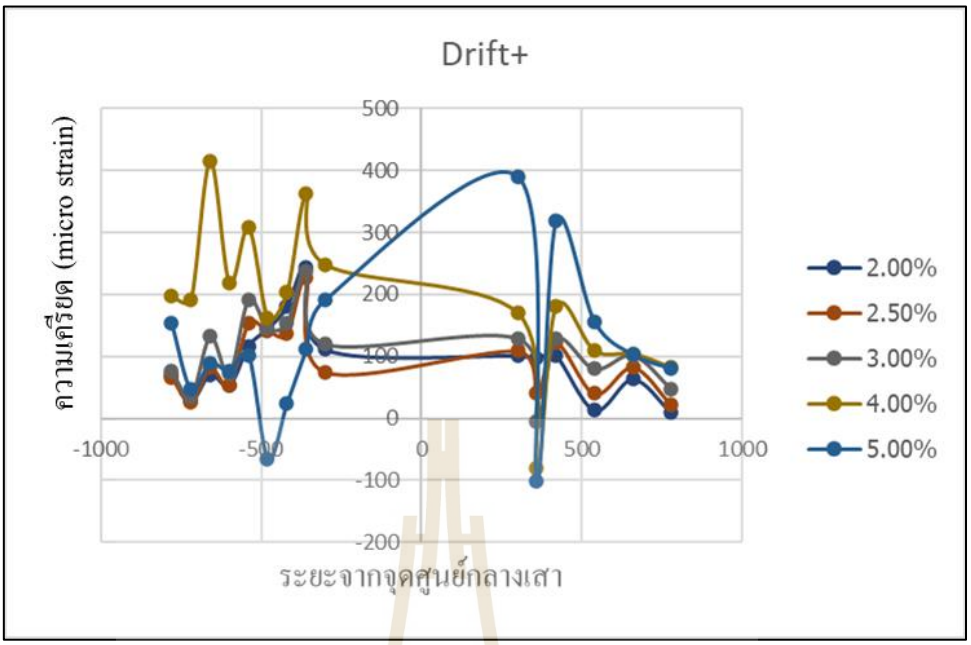
รูปที่ 4.67 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SW4



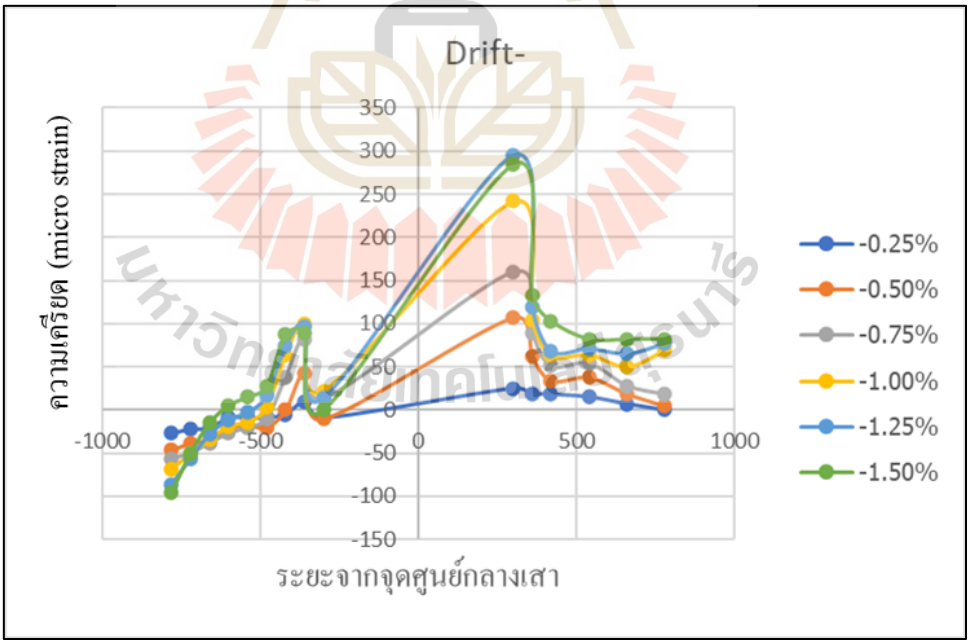
รูปที่ 4.68 ค่าความเครียดตลอดการทดลองในหมุดเฉือน SW5



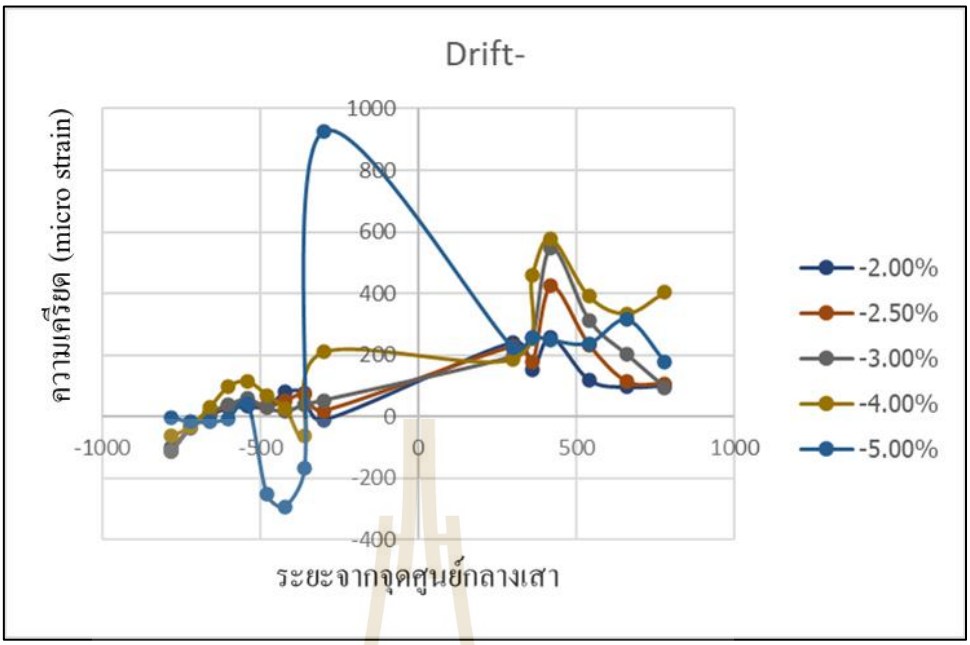
รูปที่ 4.69 การกระจายความเครียดในหมุดเฉือนทิศทาง N-S พีคดริฟ 0.25% ถึง 1.50%



รูปที่ 4.70 การกระจายความเครียดในหมุดเฉือนทิศทาง N-S จุดพีคดริฟ 2.00% ถึง 5.00%

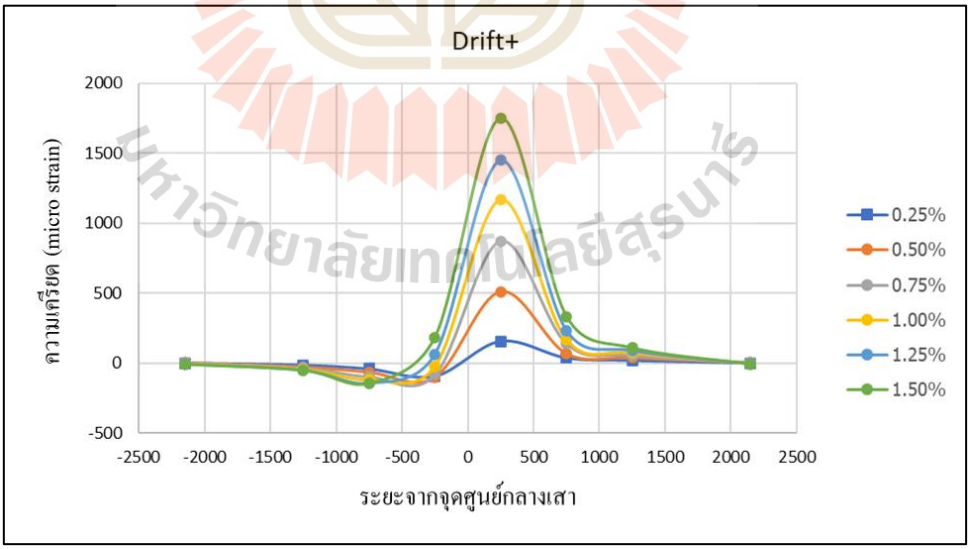


รูปที่ 4.71 การกระจายความเครียดในหมุดเฉือนทิศทาง N-S จุดพีคดริฟ -0.25% ถึง -1.50%

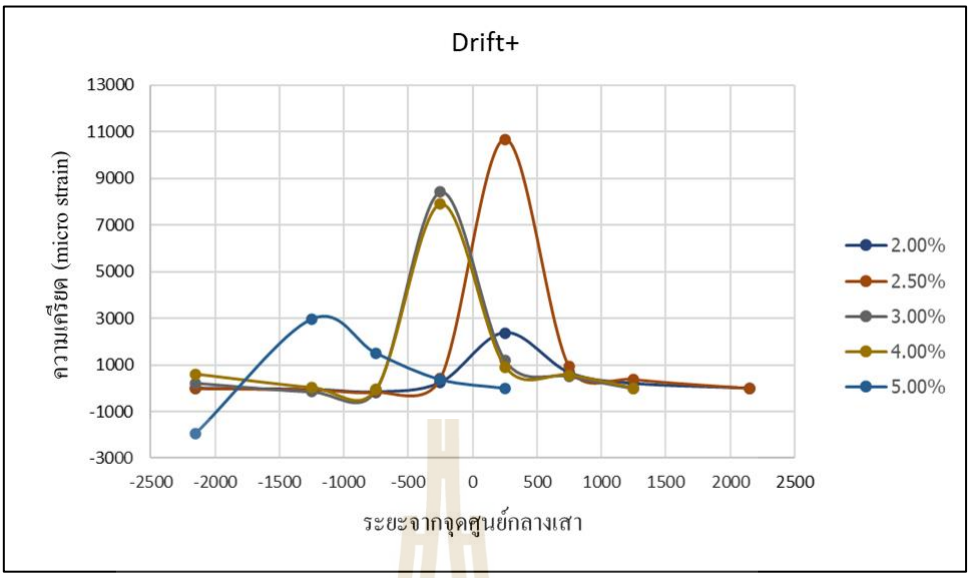


รูปที่ 4.72 การกระจายความเครียดในหมุดเฉือนทิศทาง N-S จุดพีคดริฟ -2.00% ถึง -5.00%

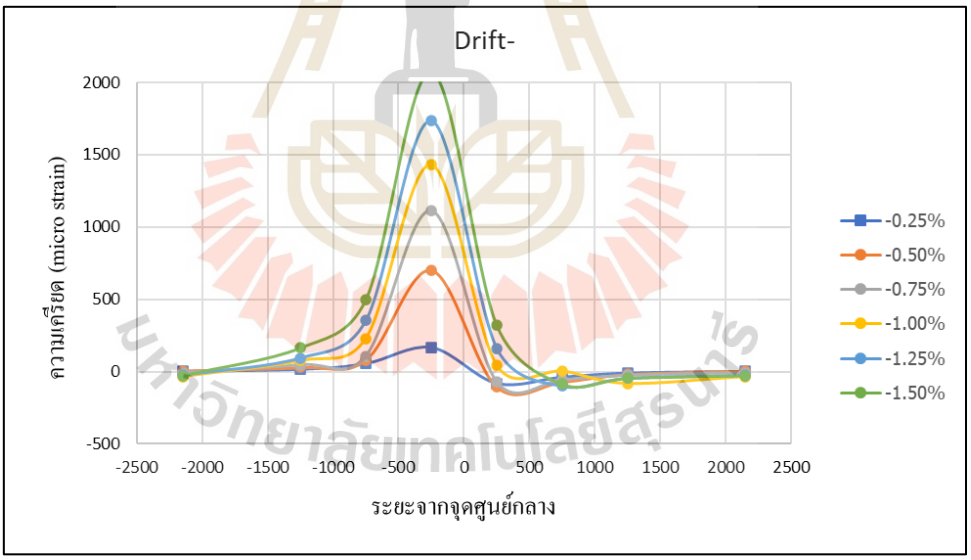
4.5 ค่าความเครียดที่วัดได้ในเหล็กล่าง



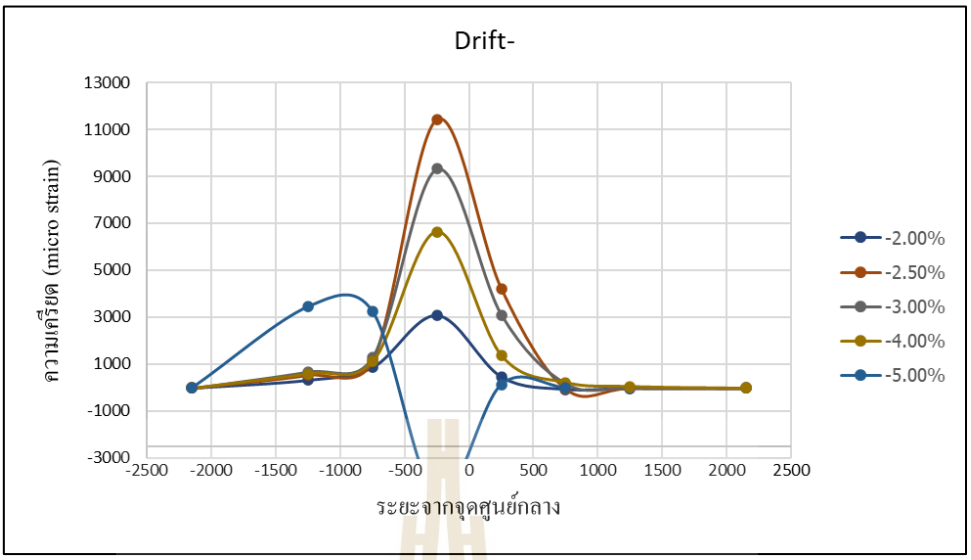
รูปที่ 4.73 การกระจายความเครียดของเหล็กล่างในทิศ N-S ช่วง 0.25% ถึง 1.50%



รูปที่ 4.74 การกระจายความเครียดของเหล็กล่างในทิศ N-S ช่วง 2.00% ถึง 5.00%

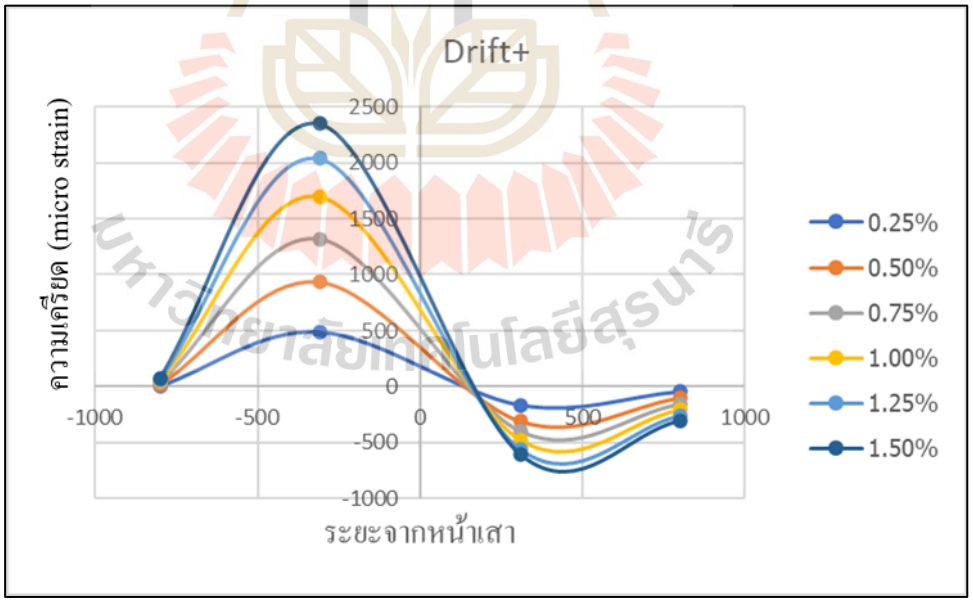


รูปที่ 4.75 การกระจายความเครียดของเหล็กล่างในทิศ N-S ช่วง -0.25% ถึง -1.50%

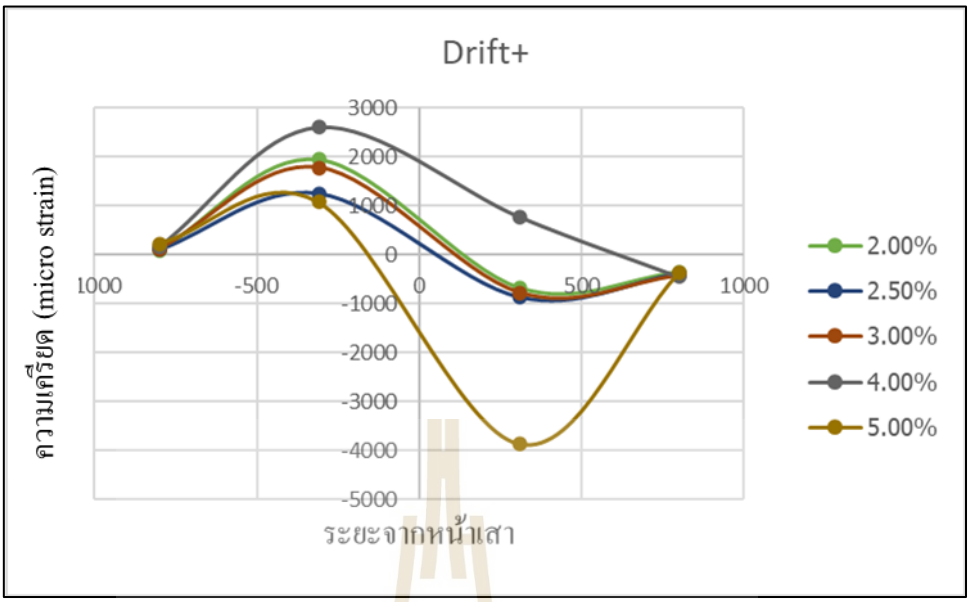


รูปที่ 4.76 การกระจายความเครียดของเหล็กล่างในทิศ N-S ช่วง -2.00% ถึง -5.00%

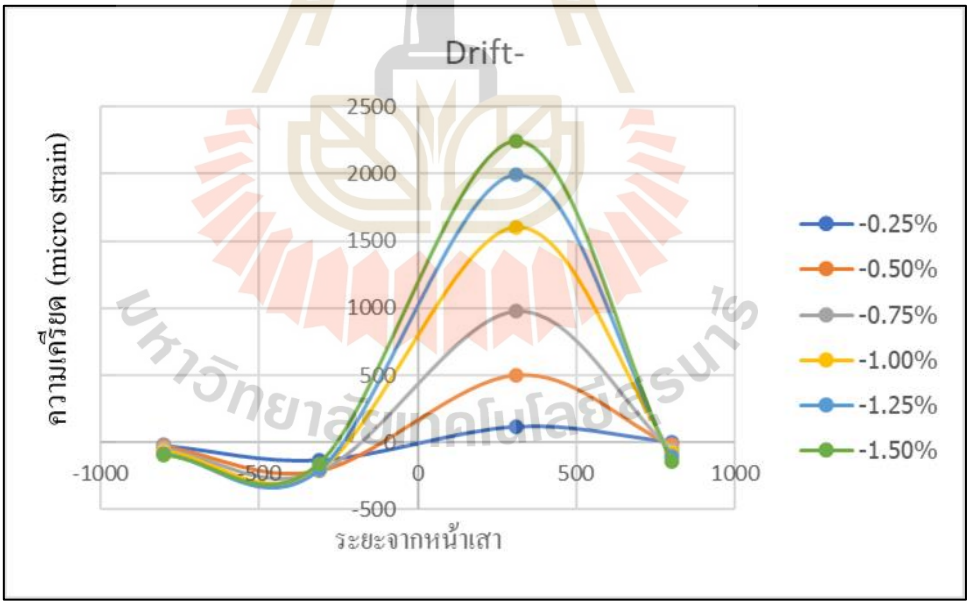
4.6 ค่าความเครียดที่วัดได้ในเหล็กบน



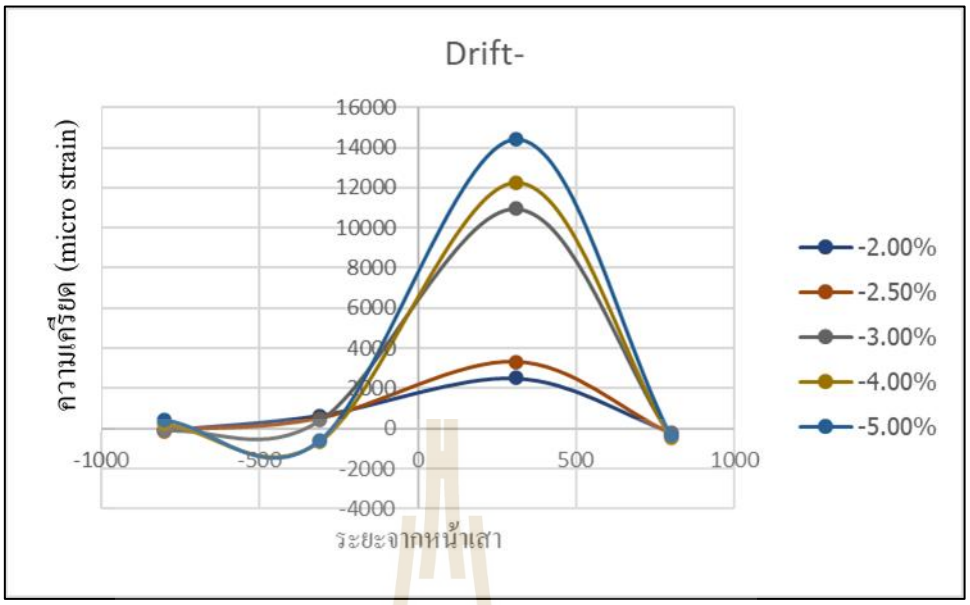
รูปที่ 4.77 การกระจายความเครียดของเหล็กบนในทิศ N-S ช่วง 0.25% ถึง 1.50%



รูปที่ 4.78 การกระจายความเครียดของเหล็กบนในทิศ N-S ช่วง 2.00% ถึง 5.00%

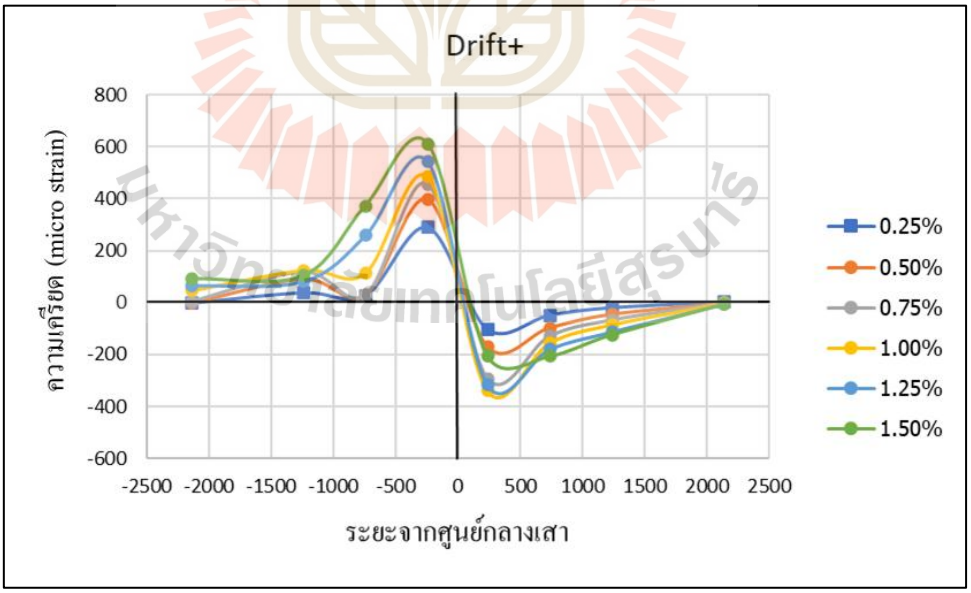


รูปที่ 4.79 การกระจายความเครียดของเหล็กบนในทิศ N-S ช่วง -0.25% ถึง -1.50%

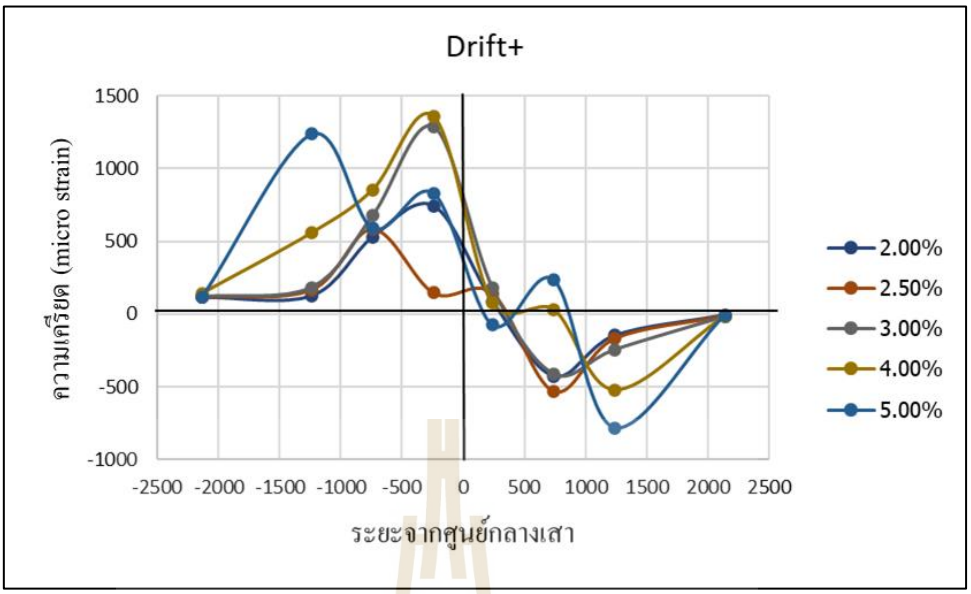


รูปที่ 4.80 การกระจายความเครียดของเหล็กบนในทิศ N-S ช่วง -2.00% ถึง -5.00%

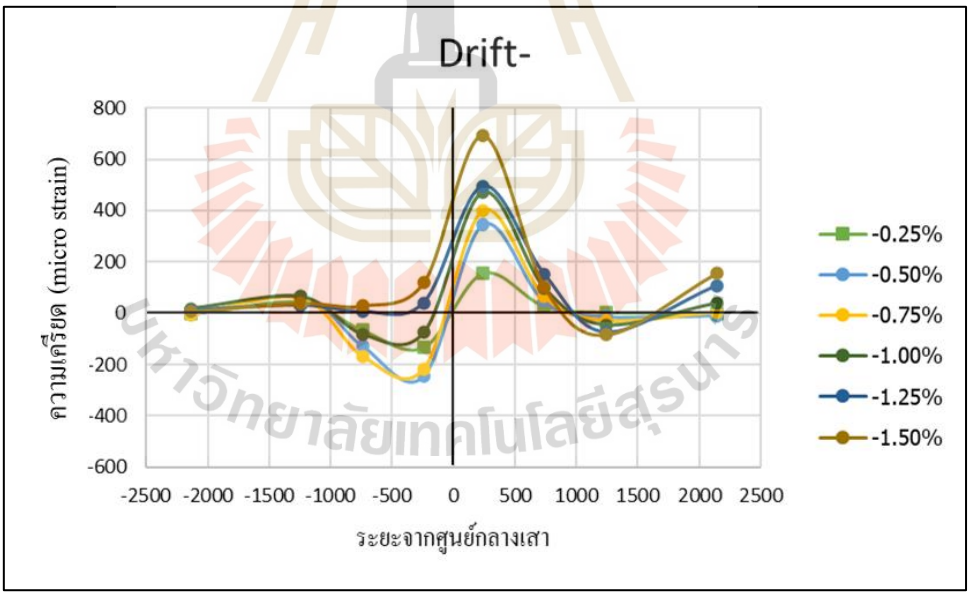
4.7 ค่าความเครียดที่วัดได้ในลวดอัดแรง



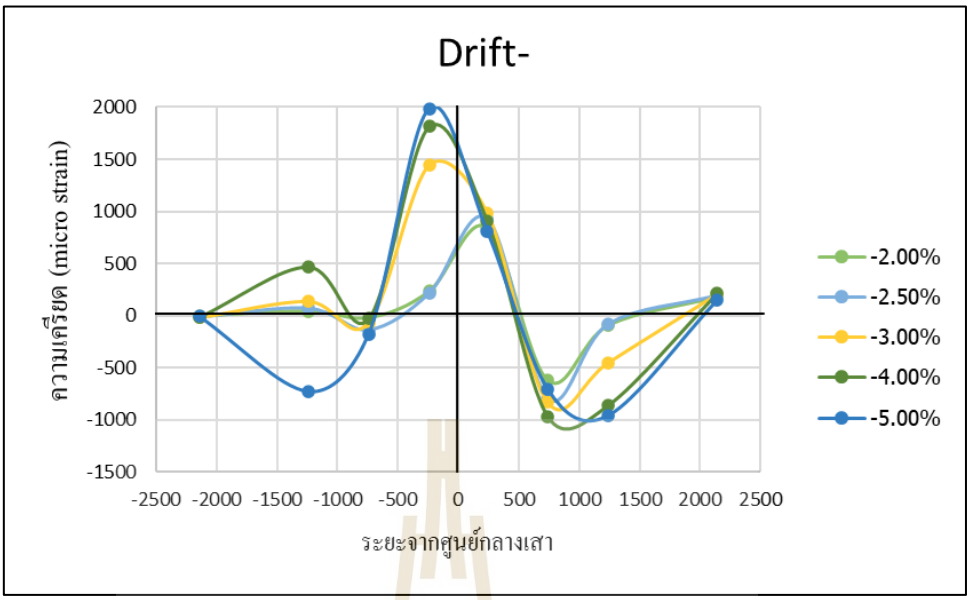
รูปที่ 4.81 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ N-S ช่วง 0.25% ถึง 1.50%



รูปที่ 4.82 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ N-S ช่วง 2.00% ถึง 5.00%

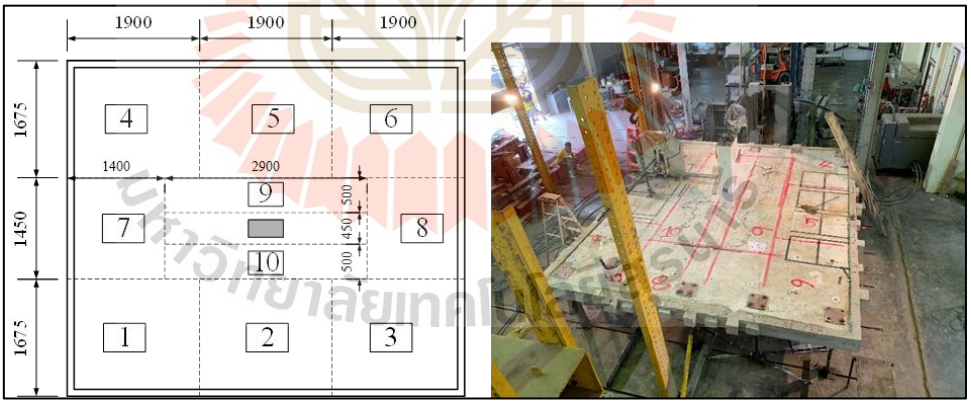


รูปที่ 4.83 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ N-S ช่วง -0.25% ถึง -1.50%



รูปที่ 4.84 การกระจายความเครียดของลวดอัดแรงในทิศ N-S ช่วง -2.00% ถึง -5.00%

4.8 การตัดแผ่นพื้นสำรวจการวิบัติ



รูปที่ 4.85 แผนการตัดชิ้นส่วนเพื่อสำรวจการวิบัติในพื้น

จากรูปที่ แสดงแผนและแนวการตัดสำรวจ การตัดสำรวจนั้นแบ่งการตัดเป็นทั้งหมด 10 ชิ้น ชิ้นที่ 1 ถึง 8 เป็นการตัดส่วนที่คาดว่าไม่มีความเสียหายจากการทดสอบแผ่นพื้นดังรูปที่ 4. ชิ้นที่ 9 และ 10 เป็นชิ้นส่วนที่สำคัญที่เมื่อตัดออกแล้วจะสามารถเห็นเส้นแนวการวิบัติของแบบจำลอง

รูปที่ 4.86 ชิ้นส่วนที่ 2 ถูกตัดและย้ายออกไม่มีความเสียหายในแผ่นพื้น

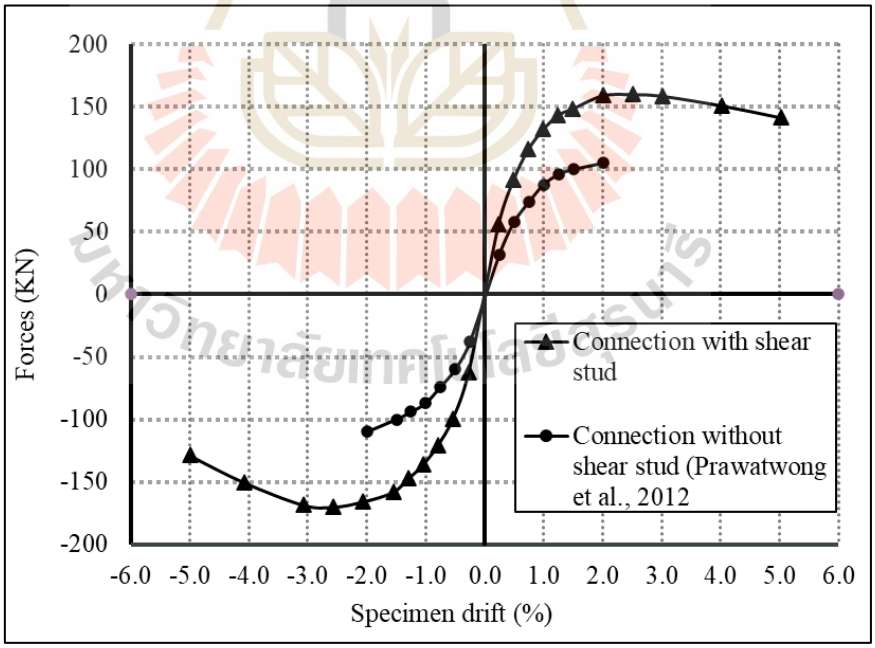
หลังจากที่ตัดชิ้นที่ 9 และ 10 ออกแล้ว ดังรูปที่ 4. ได้แสดงแนวการวิบัติแบบเฉือนในพื้นได้ชัดเจนซึ่งองศาของแนววิบัติมีค่าน้อยกว่า 45 องศา อย่างไรก็ตามพื้นในส่วนที่มีการเสริมหมุดเฉือนนั้นคอนกรีตจับตัวกันแน่นซึ่งอาจเป็นส่วนหนึ่งที่ชี้ให้เห็นว่าการเสริมหมุดเฉือนนั้นสามารถช่วยลดเพิ่มความแข็งแรงบริเวณรอบ ๆ หัวเสาได้

รูปที่ 4.87 แนวการวิบัติแบบเฉือนในพื้น

บทที่ 5
การวิเคราะห์และอภิปลายผลการทดลอง

ในบทนี้จะนำของมูลที่ได้จากบทที่ 4 มาวิเคราะห์เปรียบเทียบกับผลการทดลอง โดยไม่เสริมหมุดเฉือน ความสามารถในการรับแรงทางด้านข้าง (Lateral loading capacity) ความสามารถในการเอียงตัวของเสาสูงสุด (Maximum drift) การเสื่อมลดลงของความแกร่ง (Stiffness degradation) และกลไกการวิบัติ (Failure mechanism) และสุดท้ายจะเป็นการเปรียบเทียบความสามารถในการรับการเอียงตัววิกฤตของเสา กับข้อมูลการทดลองอื่น ๆ ที่คล้ายกัน ซึ่งรวบรวมไว้โดย ACI อย่างไรก็ตาม การวิเคราะห์ข้อมูลเชิงลึกในระดับความเครียดในเหล็กจะยังไม่กล่าวถึงในวิทยานิพนธ์นี้

5.1 แรงทางด้านข้าง และระยะการเอียงตัวของเสา



รูปที่ 5.1 กราฟเปรียบเทียบผลการทดลองระหว่างใส่หมุดเฉือนกับไม่ใส่หมุดเฉือน

จากรูปที่ 5.1 แสดงประสิทธิภาพของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยว ซึ่งเป็นการเทียบกันระหว่างใส่หมุดเฉือนหรือการทดลองในงานวิจัยนี้กับไม่ใส่หมุดเฉือนซึ่งได้ใช้ข้อมูลจากงานวิจัยของ Prawatwong et al. (2012) กราฟได้ชี้ให้เห็นว่า การเสริมหมุดเฉือนเข้าไปที่จุดเชื่อมต่อนั้นสามารถพัฒนากำลังการรับแรงทางด้านข้างได้สูงขึ้นกว่าไม่ใส่ประมาณ 50 กิโลนิวตัน และพบว่าจุดเชื่อมต่อที่ใส่หมุดเฉือนมีพฤติกรรมแบบเหนียว สังเกตจากกราฟในช่วง 2.00% ถึง 4.00% พบว่า ความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างจะค่อย ๆ ลดลงทีละน้อยก่อนจะเกิดการวิบัติของแบบจำลอง ซึ่งแตกต่างจากการทดลองที่ไม่ได้มีการเสริมหมุดเฉือนที่เส้นกราฟพุ่งไปแตะจุดสูงสุดแล้วเกิดการวิบัติทันที หรืออาจพูดได้ว่าการใส่หมุดเฉือนสามารถเปลี่ยนพฤติกรรมก่อนการวิบัติของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้น จากการพฤติกรรมการวิบัติแบบเปราะไปเป็นพฤติกรรมการวิบัติแบบเหนียว ตารางที่ แสดงตัวเลขสรุปภาพรวมการเปรียบเทียบของทั้งสองจุดเชื่อมต่อ

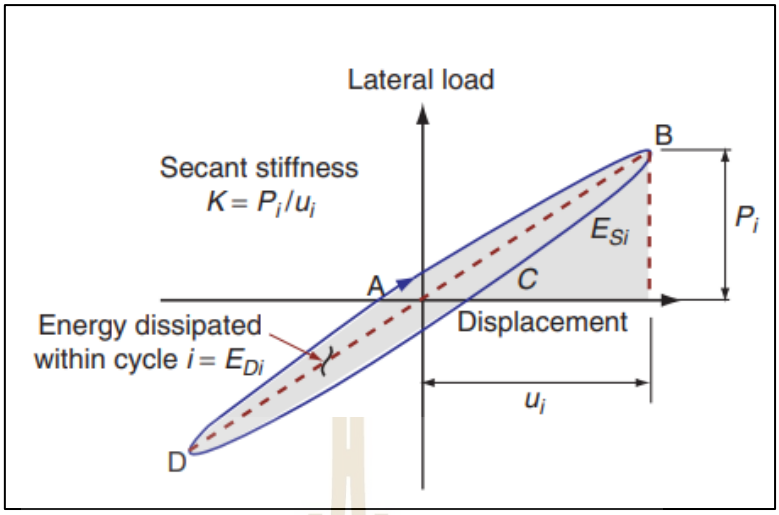
ตารางที่ 5.1 สรุปตัวเลขผลการทดลองโดยภาพรวม

Specimen	**Gravity shear ratio V_g/V_0**	**Maximum lateral load P_u (kN)**	**Maximum unbalanced moment M_u (kN•m)**	**Maximum drift D_u (percent)**	**Failure mode**	**Type**
S1*	0.28	107.0	192.6	2.00	P	No shear reinforcement
SS2	0.28	165	297	4.51	FP	With shear stud

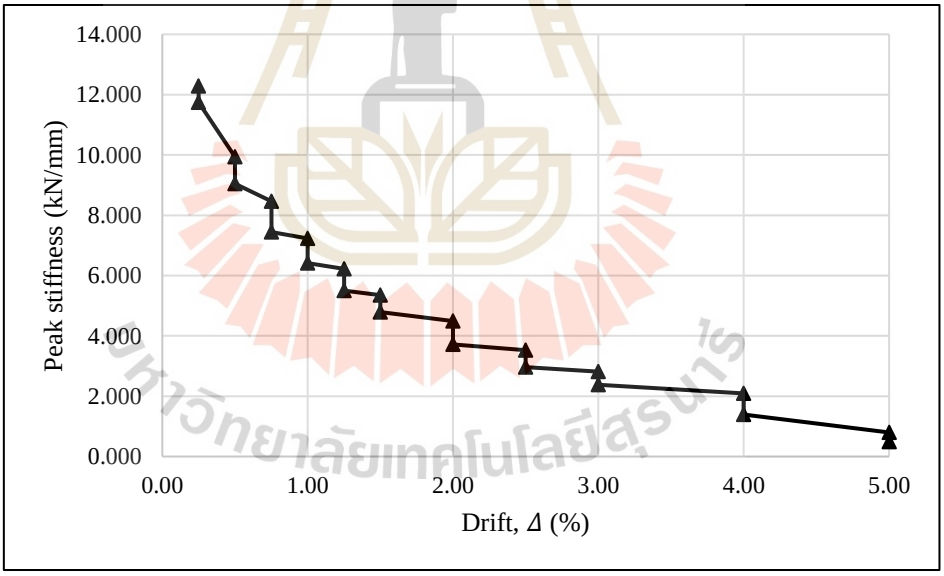
*Prawatwong et al., (2012)

5.2 การเสื่อมลดของความแกร่ง (Stiffness degradation)

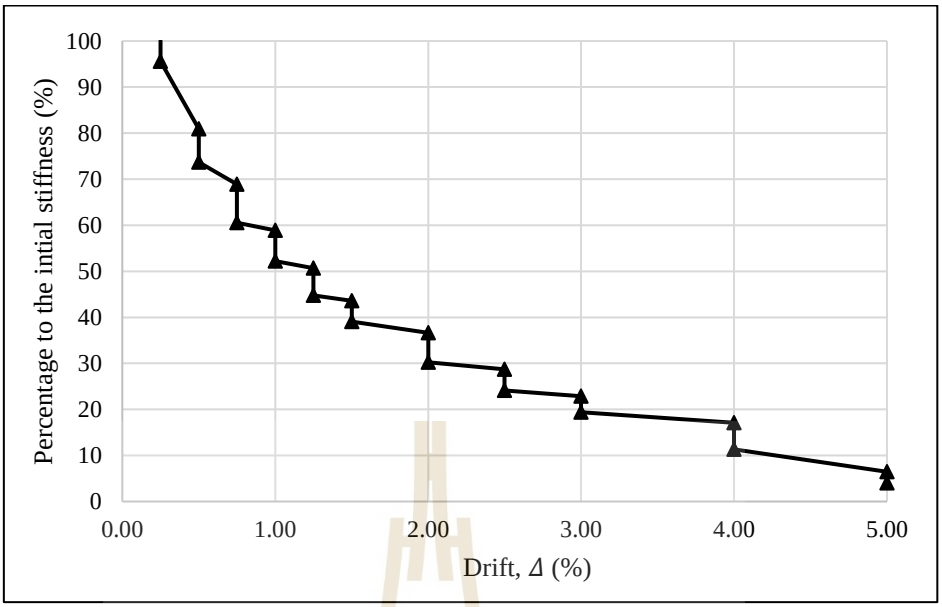
การเสื่อมลดความแกร่งของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นได้ใช้อธิบายการเปลี่ยนแปลงของความแกร่งของจุดเชื่อมต่อเมื่อแบบจำลองถูกกระทำจากแรงทางด้านข้างแบบซ้ำไปมา เมื่อวัสดุคอนกรีตเกิดการแตกร้าวส่งผลให้ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดลดลง ความแกร่งทางด้านข้างของแบบจำลองจึงค่อยๆลดลงไป ซึ่งในการหาความแกร่ง สามารถหาได้จากแรงสูงสุดที่กระทำต่อแบบจำลองทั้งในด้าน Drift- และ Drift+ นำมาหาค่าเฉลี่ยและหารออกด้วยระยะเคลื่อนตัวของเสาดังแสดงในรูปที่



รูปที่ 5.2 อธิบายวิธีคำนวณความแกร่ง (K) ของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้น (Prawatwong et al., (2012))



รูปที่ 5.3 การเสื่อมลดความแกร่งของแบบจำลอง SS2



รูปที่ 5.4 การเสื่อมลดความแกร่งของแบบจำลอง SS2 คิดเป็นเปอร์เซ็นต์

จากรูปที่ 5.4 แสดงการเสื่อมลดของความแกร่งเมื่อรับแรงทางด้านข้างของจุดเชื่อมต่อ ซึ่งความแกร่งของจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นได้ลดลงอย่างรวดเร็วภายใต้การเคลื่อนตัวของแรงทางด้านข้างแบบซ้ำไปมา เมื่อการทดลองดำเนินมาถึงที่ 1.00%Drift พบว่าความแกร่งของจุดเชื่อมต่อได้ลดลงไปเกือบ 50% ของความแกร่งตอนเริ่มต้น และเมื่อการทดลองดำเนินไปถึง 4.00 %Drift ซึ่งเป็นความแกร่งค่าสุดท้ายก่อนที่แบบจำลองจะวิบัติ พบว่า ความแกร่งลดลงเหลืออยู่เพียง 10% เท่านั้นก่อนเกิดการวิบัติดังรูปที่

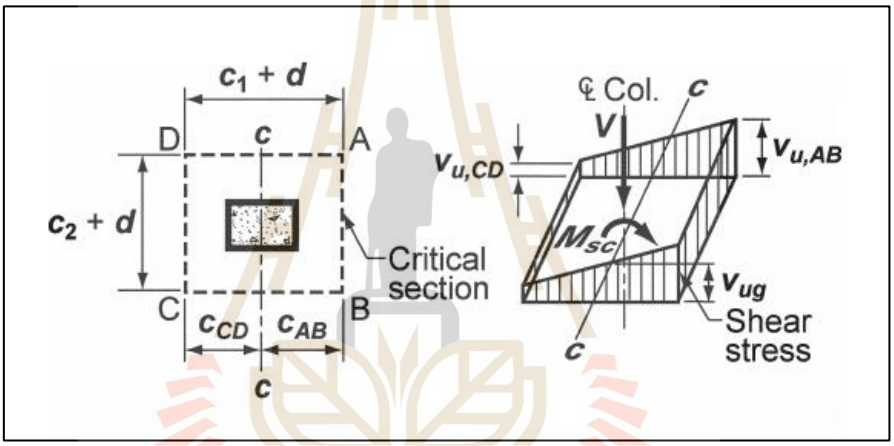
5.3 หน่วยแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นจากแรงทางด้านข้าง (Eccentric shear stress)

มาตรฐาน ACI ได้แนะนำสมการคำนวนณหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นไว้ว่า หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบริเวณหน้าตัดวิกฤตรอบ ๆ หัวเสาเกิดขึ้นจากแรงกระทำ 2 ประเภท คือ แรงกระทำในแนวดิ่งในกรณีของแบบจำลอง SS2 นี้คือ น้ำหนักบรรทุกจากถุงทรายดังแสดงในรูปที่ 3.28, รูปที่ 3.29 และรูปที่ 3.30 เรียกว่า “แรงเฉือนโดยตรง (Direct shear)” และเกิดจากแรงผลักทางด้านข้าง โดยแรงผลักทำให้เกิดโมเมนต์ดัดส่งผ่านไปเป็นหน่วยแรงเฉือนที่บริเวณจุดเชื่อมต่อ (Moment transfer) เมื่อนำหน่วยแรงจากทั้งสองส่วนมาบวกกันจะได้หน่วยแรงเฉือนสูงสุด (Ultimate shear stress, v_u) ดังแสดงในสมการที่ 5.1 ถึงสมการที่ 5.3 ให้ไว้โดยมาตรฐาน ACI

$$v_u(\mathrm{AB}) = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c} \tag{5.1}$$

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{[1+(2/3)]\sqrt{b_1/b_2}} \tag{5.2}$$

$$J_c = \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{(c_1+d)d^3}{6} + \frac{d(c_2+d)(c_1+d)^2}{2} \tag{5.3}$$



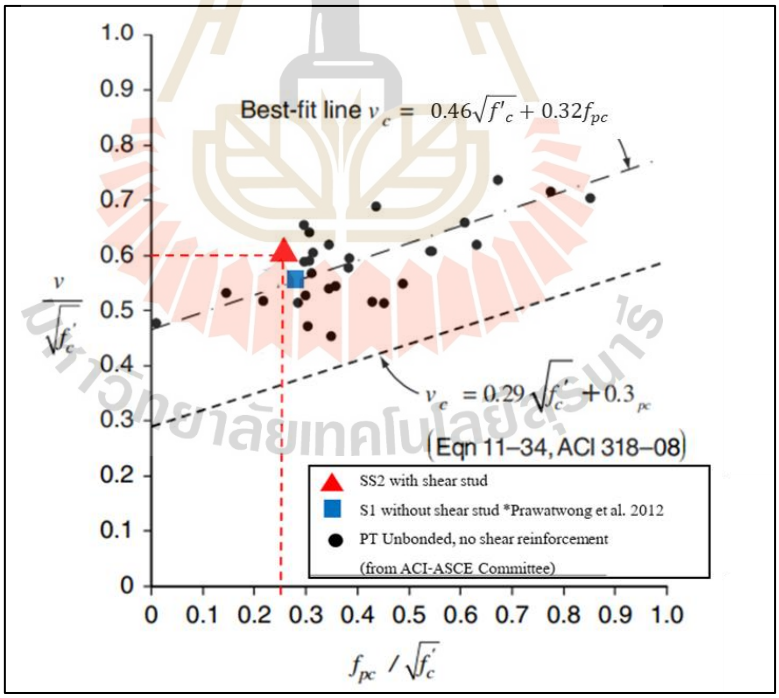
รูปที่ 5.5 หน้าตัดวิกฤติและหน่วยแรงเฉือนจากโมเมนต์ดัด (ACI 318-14 building code, pp. 102)

จากตารางที่ 5.2 แสดงผลลัพธ์การคำนวณหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่จุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นของแบบจำลอง S1 และ SS2 ตามสมการแนะนำของ ACI เมื่อ M_u คือ ค่าโมเม้นสูงสุดคำนวณได้จากความสูงเสา (1,800 มิลลิเมตร) คูณด้วยแรงทางด้านข้างสูงสุด V_u คือ หน่วยแรงเฉือนที่กระทำในแนวดิ่งรอบ ๆ หัวเสาซึ่งหาได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการทางไฟไนอิลิเมนต์ (Finite element analysis)

ตารางที่ 5.2 หน่วยแรงเฉือนบริเวณหน้าตัดวิกฤตของแบบจำลองทั้งสอง

Specimen (1)	V_u (2)	M_u (3)	γ_u (4)	Shear stress, v_u (MPa)			$V_u / \sqrt{f_c'}$
				From direct shear	From moment transfer	Total	
S1	118	193	0.467	0.65	2.86	3.51	0.55
SS2	141	297	0.463	0.59	3.16	3.75	0.60

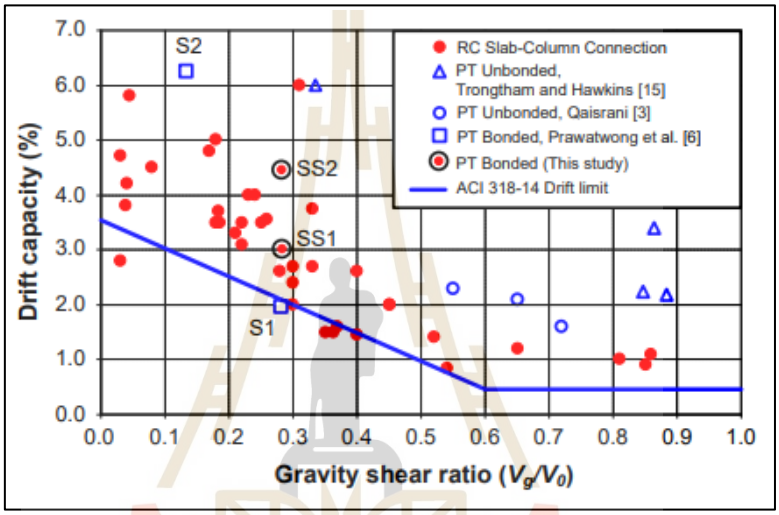
จากรูปที่ 5.6 แสดงหน่วยแรงเฉือนสูงสุดของทั้งสองแบบจำลองพล๊อตเปรียบเทียบกับสมการเส้นตรง Eqn 11-34, ACI 318-08 พบว่า ทั้งสองแบบจำลองหน่วยแรงเฉือนที่ภาวะขีดสุดอยู่เหนือกว่าเส้นตรงดังกล่าวเกราะกลุ่มกับข้อมูลการทดสอบจุดเชื่อมต่อชนิดไร้แรงยึดเหนี่ยว และยังพบว่าหน่วยแรงเฉือนที่ภาวะขีดสุดของแบบจำลองที่เสริมหมุดเฉือน (SS2) มีค่ามากกว่าแบบจำลองที่ไม่ได้มีการเสริมหมุดเฉือน



รูปที่ 5.6 หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นกับแบบจำลอง S1, SS2 และอื่น ๆ

5.4 การเปรียบเทียบดริฟ

จากรูปที่ 5.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความสามารถในการเอียงตัวสูงสุด (Drift capacity) และอัตราส่วนหน่วยแรงเฉือน (Gravity shear ratio) ที่จุดวิบัติของการทดลองจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นไร้คานท้องเรียบอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยวทั้ง 3 ตัวอย่างการทดลอง (S1, SS1, SS2) พร้อมด้วยผลการทดลองจุดเชื่อมแต่แบบอื่น ส่วนใหญ่เป็นจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นแบบ คอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา (RC) ได้ข้อมูลมาจาก Pan AP and Moehle JP, (1989)



รูปที่ 5.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Drift capacity กับ Gravity shear ratio

จากรูปสังเกตได้ว่า SS1 ซึ่งเป็นการเสริมด้วยเหล็กปลอกข้อมูลระยะการเอียงตัวสูงสุดได้เกาะกลุ่มกับจุดเชื่อมต่อแบบคอนกรีตเสริมเหล็กทั่ว ๆ ไป อย่างไรก็ตาม การใช้หมุดเฉือนแทนเหล็กปลอกปิดสามารถเพิ่มระยะการเอียงตัวของเสาได้มากขึ้น

บทที่ 6
สรุปผลการทดลอง

แบบจำลองจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยวขนาด 3/5 ที่ถูกออกแบบให้ใกล้เคียงกับจุดเชื่อมต่อที่ใช้กันอยู่ทั่วไปในประเทศไทยและก่อสร้างขึ้นในห้องปฏิบัติการ โดยเพิ่มความสามารถของการต้านทานแผ่นดินไหวด้วยวิธีการใส่หมุดเฉือนลงไปที่บริเวณวิกฤตรอบ ๆ หัวเสา แบบจำลองได้ถูกทดสอบด้วยวิธีการให้แรงกระทำทางด้านข้างที่ยอดเสาของแบบจำลอง ให้แรงโยกซ้ำไปมาสองรอบและค่อยๆเพิ่มการเอียงตัวของเสาจนกระทั่งแบบจำลองเกิดการวิบัติได้ข้อสรุปดังนี้

1. ระหว่างการทดลอง 0 ถึง 1.5 % แบบจำลองที่เสริมหมุดเฉือนมีพฤติกรรมคล้ายกับเป็นเส้นตรง ในจังหวะที่ลดองศาการเอียงตัว แรงที่ใช้จะน้อยกว่าตอนเพิ่มองศาการเอียงตัว และเมื่อค่าองศาการเอียงตัวของเสาเพิ่มขึ้นจนทำให้เนื้อคอนกรีตเกิดการแตกร้าว ค่าความแกร่งทางด้านข้างของแบบจำลองจะลดลงเนื่องมาจากรอยแตกเหล่านั้น

2. แบบจำลอง SS2 ที่มีการเสริมหมุดเฉือนแสดงพฤติกรรมแบบเหนียวภายใต้การเคลื่อนตัวแบบซ้ำไปมา ซึ่งอธิบายได้จากแรงทางด้านข้างที่เมื่อถึงจุดสูงสุดแล้ว หลังจากนั้นแรงจะค่อย ๆ ลดลง ในช่วง 2.00% ถึง 4.00% บ่งชี้ว่าได้ว่า เกิด Yielding mechanism ก่อนเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ เส้นแนวการวิบัติเกิดขึ้นด้านนอกพื้นที่ที่มีการเสริมหมุดเฉือน ซึ่งชี้ให้เห็นว่าหมุดเฉือนมีประสิทธิภาพในการช่วยป้องกันการวิบัติด้านในพื้นที่ที่มีการวางหมุดเฉือน

3. ผลการศึกษาเมื่อเปรียบเทียบผลการทดลองระหว่างการเสริมหมุดเฉือนและไม่ได้เสริมหมุดเฉือน (S1) ซึ่งออกแบบด้วยค่า V_g/V_0 เท่ากัน บ่งชี้ว่าการเสริมหมุดเฉือนสามารถเพิ่มขีดจำกัดการเอียงตัวของแบบจำลองจาก 2.0% ไปถึง 4.51% ก่อนเกิดการวิบัติ และรวมไปถึงความสามารถทางด้านการรับแรงทางด้านข้างที่เพิ่มมากขึ้นด้วย

4. เมื่อนำข้อมูลที่กำลังการรับแรงเฉือนสูงสุดและระยะการเอียงตัวสูงสุดที่ได้พล๊อตลงในกราฟ Punching shear strength (ACI 318-14, Eqn 22.6.5.5a) และ Drift Limit (ACI318-14, R18.14.5.1) พบว่าข้อมูลอยู่เหนือเส้นที่ ACI ได้ขีดไว้ ข้อมูลทั้งสองส่วนบ่งชี้ว่าสามารถใช้เป็นแนวทางออกแบบจุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นอัดแรงภายหลังชนิดมีแรงยึดเหนี่ยวได้

รายการอ้างอิง

มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม มอก. 420-2540. **ลวดเหล็กกล้าตีเกลียวสำหรับคอนกรีตอัดแรง**, สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, กระทรวงอุตสาหกรรม

มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม มอก. 24-2548. **เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต : เหล็กข้ออ้อย**, สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, กระทรวงอุตสาหกรรม

ธนกร ขุนฤทธิ, พิสณฑ์ อุดมวรรัตน, ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์, อดิศร โอวาทศิริวงศ และอำนาจ คำพานิช. (2020). พฤติกรรมโครงสร้างจุดต่อพื้น-เสาเสริมหมุดเหล็กภายใต้แรงด้านข้างแบบวัฏจักร. **การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25**.

ACI Committee 318. (2014). **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary**. American Concrete Institute, Farmington Hills, US.

ACI Committee 352.1R-89. (1989). **Recommendations for design of slab-column connections in monolithic reinforced concrete structures**. American concrete institute

ACI Committee 421.1R-08, 2008. **Guide to shear reinforcement for slab**. American concrete institute, Farmington Hills, USA

ASTM A1044/A1044M-16a. (2016), **Standard specification for steel stud assemblies for shear reinforcement of concrete**. Annual Book of ASTM Standard, Philadelphia.

Dechka, D. C. 2001. **Response of shear-stud-reinforced continuous slab-column frames to seismic loads (Unpublished doctoral thesis)**. University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada.

Fick, D. R.; Sozen, M. A.; and Kreger, M. E. (2014). Cyclic Lateral Load Test and the Estimation of Elastic Drift Response of a Full-Scale Three-Story Flat-Plate Structure. **ACI Special Publication**, 296, 1-14.

Gayed, R.B., and Ghali, A., 2006. Seismic-Resistant Joints of Interior Columns with Prestressed Slabs. **ACI Structural Journal**, 103, 5: 710-719.

Han, S. W.; Kee, S. H.; Park, Y. M.; Ha, S. S.; and Wallace, J. W. (2009). Effects of Bottom Reinforcement on Hysteretic Behavior of Posttensioned Flat Plate Connections. **ASCE Journal of Structural Engineering**, 135(9), 1019-1033.

Hawkins, N.M. and Mitchell D. (1979). Progressive collapse of flat-plate structure. **ACI Structural Journal**, 76, 7: 775-809.

Kang, T.H.K., and Wallace, J.W. (2006). Punching of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Slab-Column Connections. **ACI Structural Journal**, 103, 4: 531-540.

Matzke, E. M.; Lequesne, R. D.; Parra-Montesinos, G. J.; and Shield, C. K. (2015). Behavior of Biaxially Loaded Slab-Column Connections with Shear Studs. **ACI Structural Journal**, 112(3), 335-346.

Mitchell et al. (1986). Lessons from the 1985 Mexican earthquake. **Canadian Journal of Civil Engineering**, 13, 5: 535-557.

Pan, A.D. and Moehle, J.P. (1989). Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates. **ACI Structural Journal**, 86, 3: 250-258.

Prawatwong U., Warnitchai, P., Tandian, C.H. (2012). Seismic Performance of Bonded Post-tensioned Slab-column Connections with and without Drop Panel. **Advances in Structural Engineering**, 15(10), pp. 1653-1672.

Yan Zhou, Marry Beth D. Hueste. (2016). Review of test data for interior slab-column connections with moment transfer. **ACI-fib International symposium punching shear of structural concrete slab**, 141-166

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ภาคผนวก ก

รายการช่องสัญญาณ

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ตารางที่ ก.1 Chanel list of PT flat plate specimen SS2

Ch. No.	ID	Description	Gauge type	Unit	Note
0	HD	Displacement of column	DC 64 volt	mm	
x1	HF	Force act at column	DC 64 volt	Tf	
2	P1	strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	
3	P2	strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	
4	P3	strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	
5	P4	strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	
6	P5	strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	
7	P6	strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	
8	P7	strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	
9	P8	strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	
10	P9	strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	
11	P10	strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	
12	P11	strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	
13	P12	strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	
14	P13	strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	
15	P14	strain in prestressing strand	1G3W 120 ohm	micro strain	
16	SN1	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
17	SN2	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
18	SN3	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
19	SN4	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
20	SN5	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
21	SN6	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
22	SN7	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
23	SN8	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
24	SN9	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
25	SN10	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
26	SN11	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
27	SN12	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	

ตารางที่ ก.1 Chanel list of PT flat plate specimen SS2 (ต่อ)

Ch. No.	ID	Description	Gauge type	Unit	Note
28	SN13	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
29	SN14	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
30	SN15	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
31	SS1	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
32	SS2	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
33	SS3	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
34	SS4	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
35	SS5	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
36	SS6	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
37	SS7	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
38	SS8	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
39	SS9	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
40	SS10	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
41	SS11	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
42	SS12	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
43	SS13	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
43	SS13	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
44	SS14	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
45	SS15	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
46	SS16	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
47	SE1	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
48	SE2	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
49	SE3	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
50	SE4	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
51	SE5	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
52	SE6	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
53	SE7	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
54	SE8	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	

ตารางที่ ก.1 Chanel list of PT flat plate specimen SS2 (ต่อ)

Ch. No.	ID	Description	Gauge type	Unit	Note
55	SE9	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
56	SE10	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
57	SE11	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
58	SE12	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
59	SE13	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
60	SE14	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
61	SE15	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
62	SW1	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
63	SW2	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
64	SW3	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
65	SW4	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
66	SW5	strain in stud	1G3W 120 ohm	micro strain	
67	BN0	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
68	BN1	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
69	BN2	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
70	BN3	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
71	BE0	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
72	BE1	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
73	BE2	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
74	BE3	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
75	BE4	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
76	BW0	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
77	BW1	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
78	BW2	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
79	BW3	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
80	BW4	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
81	BS0	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
82	BS1	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	

ตารางที่ ก.1 Chanel list of PT flat plate specimen SS2 (ต่อ)

Ch. No.	ID	Description	Gauge type	Unit	Note
83	BS2	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
84	BS3	strain in bottom bar	1G3W 120 ohm	micro strain	DEAD
85	T1	strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
86	T2	strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
87	T3	strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
88	T4	strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
89	T5	strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
89	T5	strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
90	T6	strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
91	T7	strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
92	T8	strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
93	T9	strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
94	T10	strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
95	T11	strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
96	T12	strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
97	T13	strain in top bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
98	C1	strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
99	C2	strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	DEAD
100	C3	strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
101	C4	strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
102	C5	strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
103	C6	strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
104	C7	strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
105	C8	strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
106	C9	strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
107	C10	strain in flexural column bar	1G3W 120 ohm	micro strain	
108	S1	strain in shear stirrup column	1G3W 120 ohm	micro strain	
109	S2	strain in shear stirrup column	1G3W 120 ohm	micro strain	

ตารางที่ ก.1 Chanel list of PT flat plate specimen SS2 (ต่อ)

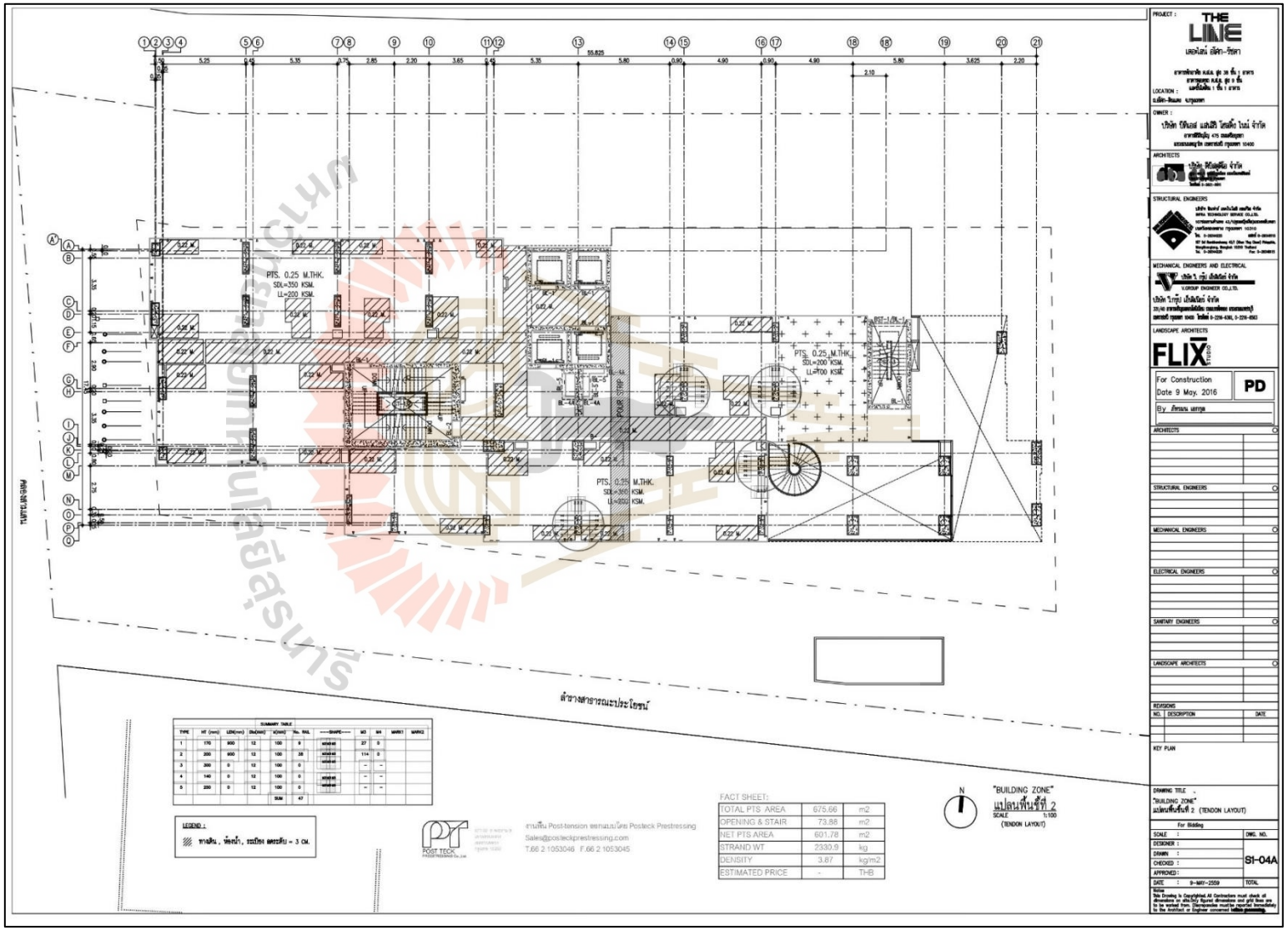
Ch. No.	ID	Description	Gauge type	Unit	Note
110	S3	strain in shear stirrup column	1G3W 120 ohm	micro strain	
111	S4	strain in shear stirrup column	1G3W 120 ohm	micro strain	
112	DT1	Displacement transducer		mm	
113	DT2	Displacement transducer		mm	
114	DT3	Displacement transducer		mm	
115	DT4	Displacement transducer		mm	
116	DT5	Displacement transducer		mm	
117	DT6	Displacement transducer		mm	
118	DT7	Displacement transducer		mm	
119	DT8	Displacement transducer		mm	
120	DT9	Displacement transducer		mm	
121	DT10	Displacement transducer		mm	
122	DT11	Displacement transducer		mm	
123	DT12	Displacement transducer		mm	

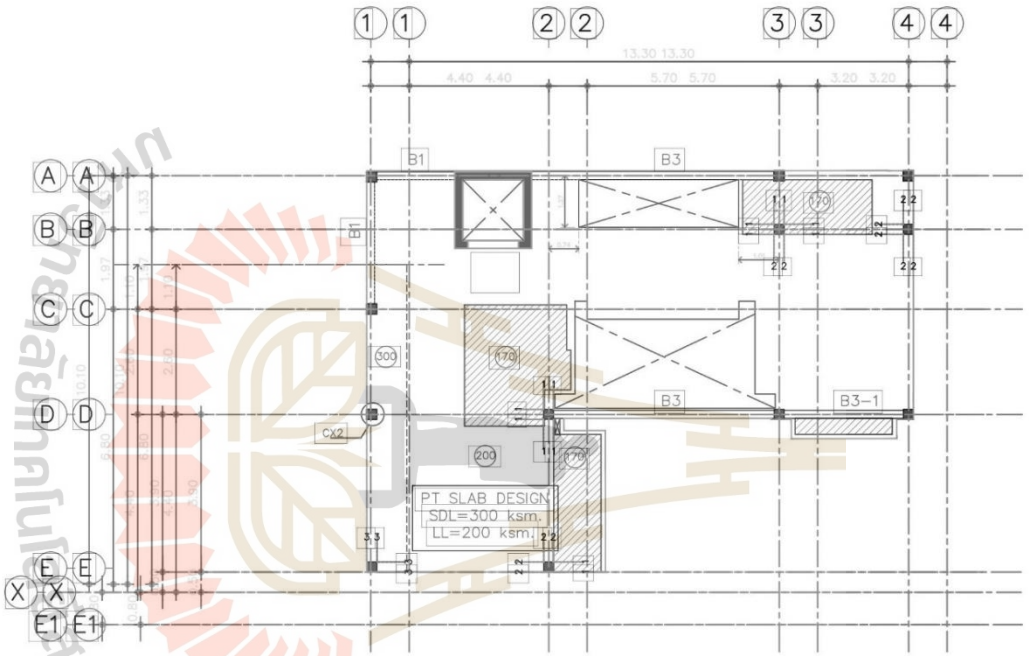
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ภาคผนวก ข

แบบสำหรับใช้คำนวณหาดัชนีโครงสร้าง

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี


PROJECT :
THE LINE
LOCATION :
OWNER :
ARCHITECTS
STRUCTURAL ENGINEERS
MECHANICAL ENGINEERS AND ELECTRICAL
LANDSCAPE ARCHITECTS
FLIX
For Construction
Date 9 May. 2016
PD
By
ARCHITECTS
STRUCTURAL ENGINEERS
MECHANICAL ENGINEERS
ELECTRICAL ENGINEERS
SANITARY ENGINEERS
LANDSCAPE ARCHITECTS
REVISIONS
NO. DESCRIPTION DATE
KEY PLAN
DRAWING TITLE :
"BUILDING ZONE"
แปลนพื้นชั้นที่ 2 (TENDON LAYOUT)
For Bidding
SCALE :
DWG. NO.
DESIGNER :
DRAWN :
CHECKED :
APPROVED :
S1-04A
DATE : 9-MAY-2559
TOTAL
Notes
This Drawing is Copyrighted. All Contractors must check all dimensions in site.Only figured dimensions and grid lines are to be worked from. Discrepancies must be reported immediately to the Architect or Engineer concerned before proceeding.
PTS. 0.25 M.THK.
SDL=350 KSM.
LL=200 KSM.
PTS. 0.25 M.THK.
SDL=200 KSM.
LL=700 KSM.
PTS. 0.25 M.THK.
SDL=300 KSM.
LL=300 KSM.
ถนนศรีอยุธยา
ลำรางสาธารณะประโยชน์
SUMMARY TABLE
TYPE HT (mm) LEN(mm) Dia(mm) K(mm) No. RAL ----SHAPE---- W3 W4 MARK1 MARK2
1 170 900 12 100 9 STRAIGHT 27 0
2 200 900 12 100 28 STRAIGHT 114 0
3 200 0 12 100 0 STRAIGHT - -
4 140 0 12 100 0 STRAIGHT - -
5 200 0 12 100 0 STRAIGHT - -
SUM 47
LEGEND :
ทางเดิน , ห้องน้ำ , ระเบียง เผื่อระดับ = 3 CM.
POST TECK
งานเส้น Post-tension ออกแบบโดย Posteck Prestressing
Sales@posteckprestressing.com
T.66 2 1053046 F.66 2 1053045
FACT SHEET:
TOTAL PTS. AREA 675.66 m2
OPENING & STAIR 73.88 m2
NET PTS AREA 601.78 m2
STRAND WT 2330.9 kg
DENSITY 3.87 kg/m2
ESTIMATED PRICE - THB
N
"BUILDING ZONE"
แปลนพื้นชั้นที่ 2
SCALE 1:100
(TENDON LAYOUT)



SUMMARY TABLE										
TYPE	HT (mm)	LEN(mm)	Dia(mm)	s(mm)	No. RAIL	---SHAPE---	M3	M2	MARK1	MARK2
1	120	700	12	100	14	M3M2	14	28	ห้า	
2	150	700	12	100	12	M3M2	12	24	เจ็ดว	
3	250	700	12	100	4	M3M2	4	8	ขมขุ	
				SUM	30					

DROP 3 cm

POSTECK PRESTRESSING Co.,Ltd.
877/32 ถ.พระราม 9
แขวงสวนหลวง
เขตสวนหลวง
กรุงเทพ 10250
งานพื้น Post-tension ออกแบบโดย Posteck Prestressing
Sales@posteckprestressing.com
T.66 2 1053046 F.66 2 1053045

แปลนแสดงเหล็กเสริมพื้นชั้น 3

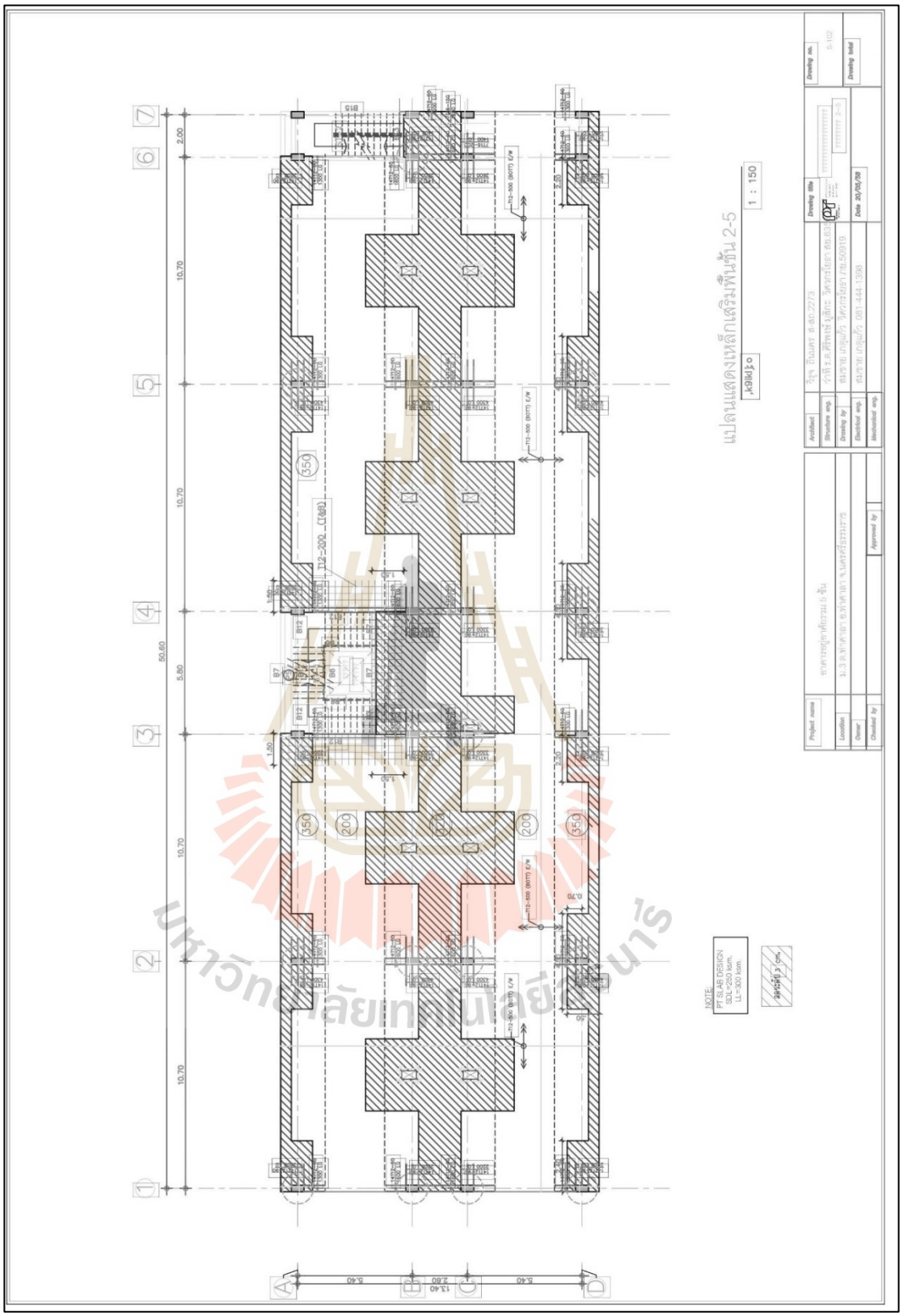
มาตราส่วน 1 : 100

???????
บ้านพักอาศัย คสล. สูง 3ชั้น
??????????????
บริษัทฟีโก้ พรีฟพเพอร์ตี้ จำกัด

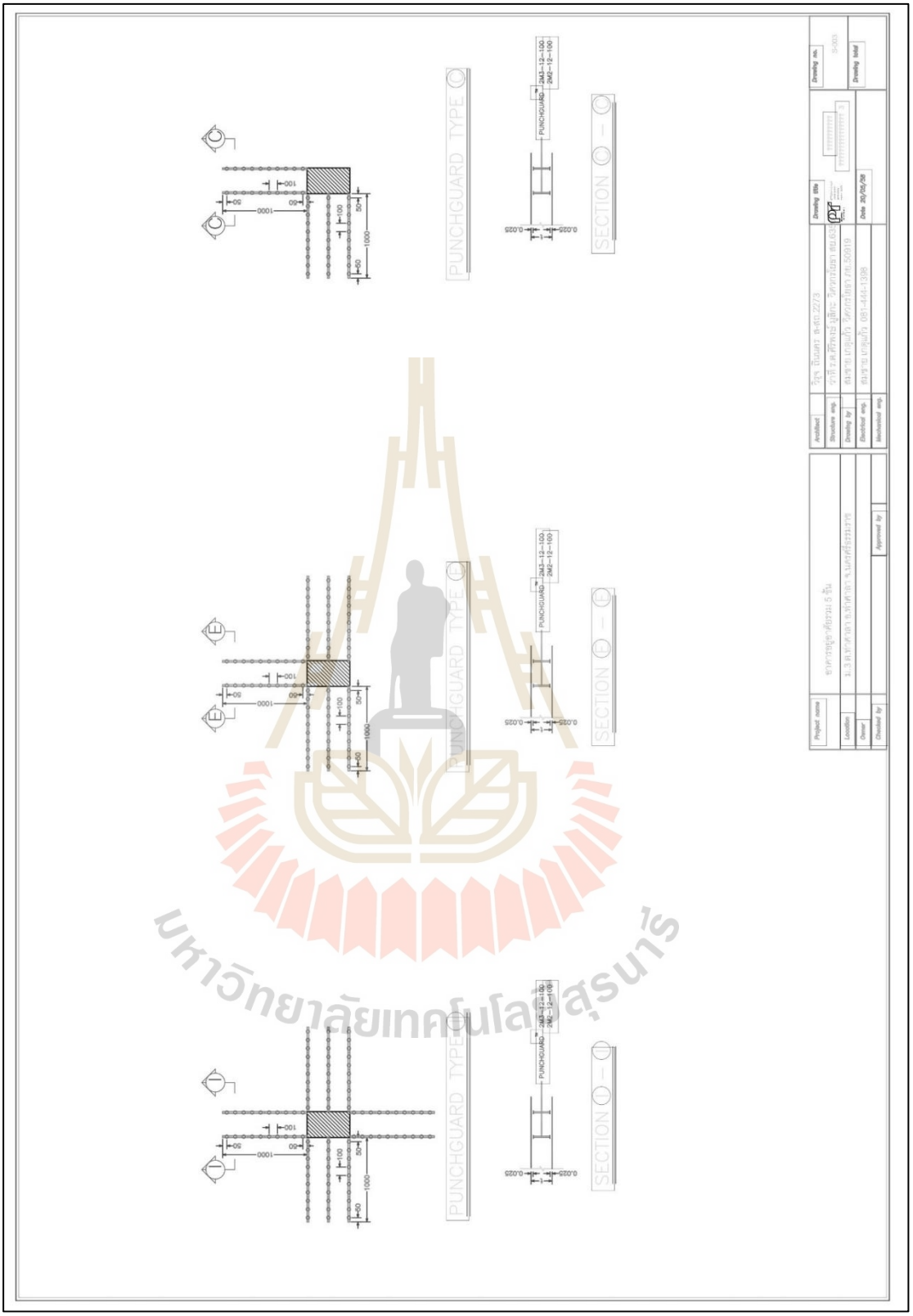
??????????
ผังพื้นชั้น 3

??????????
1 : 100
??????
17/06/2559

???????
S-107-1



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ภาคผนวก ค

รูปขั้นตอนการก่อสร้างแบบจำลอง

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

รูปที่ ค.1 ผูกเหล็กเสา

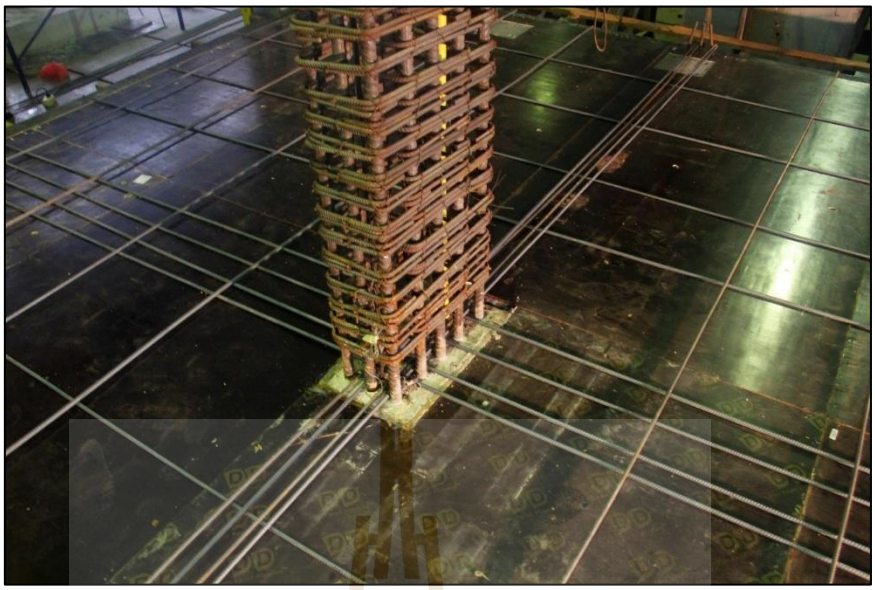
รูปที่ ค.2 ประชุมเตรียมการก่อสร้าง

รูปที่ ค.3 ประกอบแบบเสาส่วนล่าง

รูปที่ ค.4 เทเสาส่วนล่างพร้อมจี้คอนกรีตเสาให้แน่น

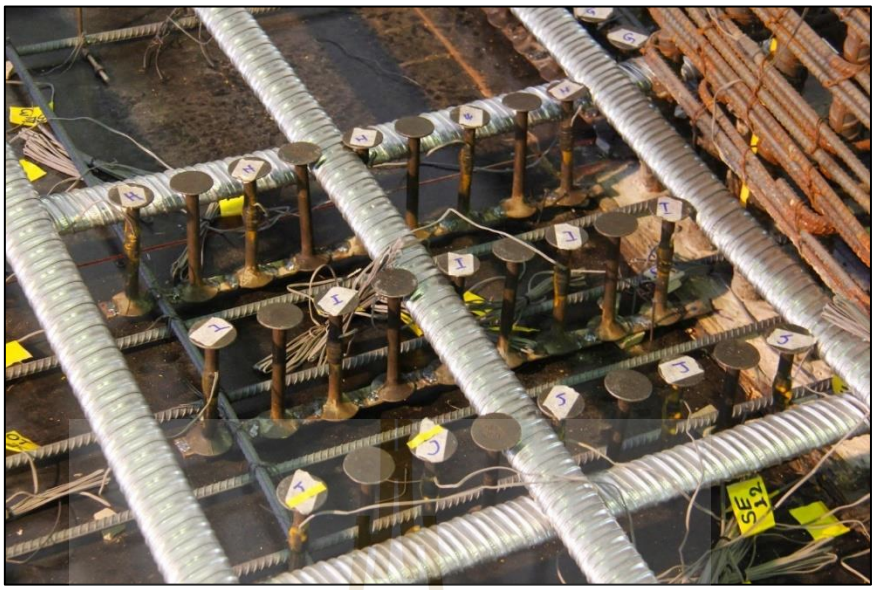
รูปที่ ค.5 เก็บตัวอย่างคอนกรีต

รูปที่ ค.6 แบบหล่อพื้นคอนกรีต



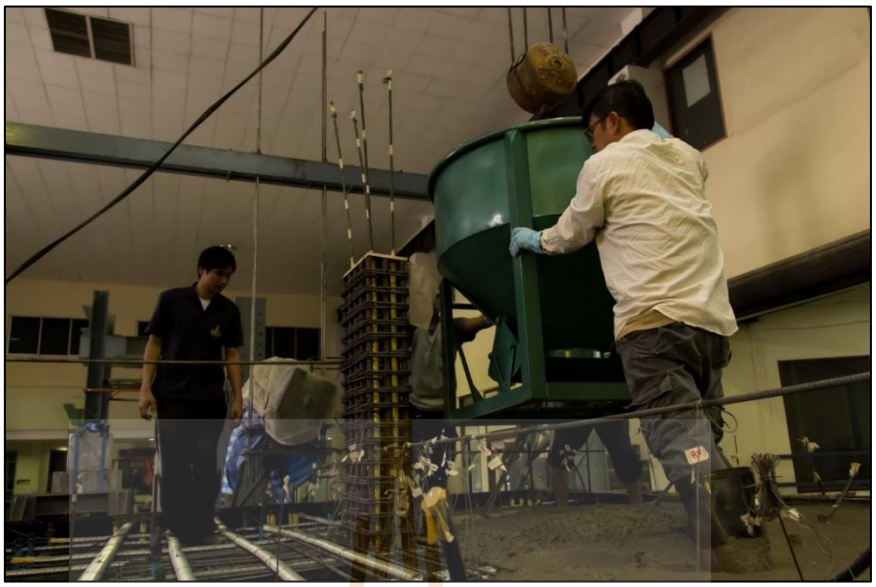
รูปที่ ค.7 เหล็กเสริมล่าง

รูปที่ ค.8 วางลวดอัดแรง



รูปที่ ค.9 หมุดเฉือนและลวดอัดแรง

รูปที่ ค.10 จุดเชื่อมต่อระหว่างเสาและพื้นก่อนเทคอนกรีตพื้น



รูปที่ ค.11 เทคอนกรีตพื้น

รูปที่ ค.12 บ่มคอนกรีตพื้น

รูปที่ ค.13 เทคอนกรีตเสาส่วนบน

รูปที่ ค.14 อัดแรงพื้น

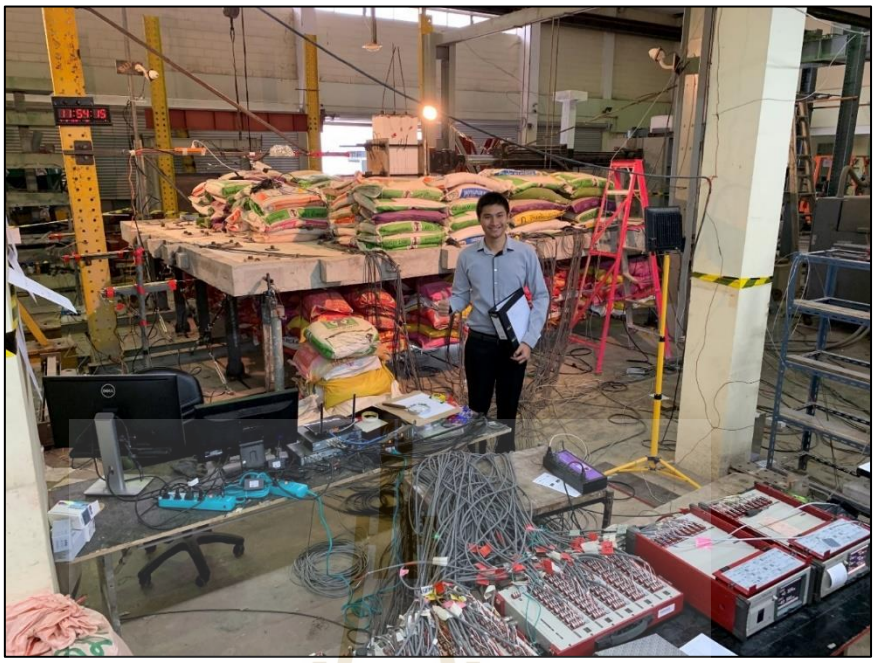
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

รูปที่ ค.15 ตีเส้นตาราง 10 เซนติเมตร

รูปที่ ค.16 นำถุงทรายขึ้นวางบนแบบจำลอง

รูปที่ ค.17 ต่อสายสัญญาณเข้ากับเครื่องบันทึกข้อมูล

รูปที่ ค.18 ทดสอบเครื่องตรวจจับการเคลื่อนตัว



รูปที่ ค.19 แบบจำลองพร้อมทดสอบ

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ภาคผนวก ง

บทความทางวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ในระหว่างศึกษา

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

รายชื่อบทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ในระหว่างศึกษา

Luckkikanun, A., Prawatwong, U., & Warnitchai, P. (2021). Cyclic Testing of Bonded Post-tensioned Interior Slab-Column Connections with Shear Stud. In (pp. 1625-1634).

Prawatwong, U., Warnitchai, P, & Luckkikanun, A. (2020). Seismic performance enhancement of post-tensioned flat plate systems with Reinforcements. 17th World Conference on Earthquake Engineering (17WCEE), Sendai, Japan, September 13th to 18th, 2020.

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

EASEC
East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction

THE UNIVERSITY OF QUEENSLAND
AUSTRALIA
CREATE CHANGE

22 August 2019

Dear ***Author(s)***,

Acceptance and Invitation Letter from EASEC16 Organising Committee

On behalf of the Organizing Committee of *EASEC16*, I am pleased to inform that your manuscript submitted to the *16th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction* (*EASEC16*) has been generally accepted:

- *Paper no.*: P053
- *Paper title*: Cyclic testing of bonded post-tensioned interior slab-column connections with shear stud
- *Author(s)*: A. Luckkikanun, U. Prawatwong and P. Warnitchai

EASEC16 will be held in the beautiful Brisbane Convention and Exhibition Centre from 3-6 December 2019, with the theme *Innovations in Structural Engineering and Construction*. The theme of *EASEC16* will provide an excellent forum for professional engineers, academics and researchers to present recent research and developments in structural engineering and construction. *EASEC16* will also be a great platform for participants to renew friendships and establish new collaborations.

Information regarding registration and hotel accommodation are available at the conference website https://easec16.com.au/. Please arrange for payment of registration fee, hotel accommodation and visa application (if applicable) at your earliest convenience.

I look forward to welcoming you at *EASEC16* in Brisbane this December.

Yours sincerely,

Professor Chien Ming Wang
EASEC16 Conference Chair

EASEC
East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction

PAPER REVIEW FORM

THE UNIVERSITY OF QUEENSLAND
AUSTRALIA
CREATE CHANGE

Paper Number:	P053
Paper Title:	Cyclic testing of bonded post-tensioned interior slab-column connections with shear stud
Authors:	A. Luckkikanun, U. Prawatwong and P. Warnitchai

Recommendation:
(Place an [X] for the appropriate option)
1. Accept. [X]
2. Reject. [ ]

Overall rating of the paper out of 10 (1 = Poor; 10 = Excellent): 7.5

Detailed evaluation:
(Place an [X] for the appropriate option)

	Very High	High	Low	Very Low
Clarity: → Clarity of the paper with respect to its objectives, method, (expected) findings and their significance.		X		
Quality: → Quality of the paper with respect to its technical merit and significance.		X		
Anticipated interest to the conference attendees: → Likely degree of interest in the paper to the conference attendees.	X			

Specific Comments on:
i. Technical content.
ii. Overall presentation (including Figures) and conformance with required format.
iii. English language.

These comments will be available to the authors, so please provide specific comments, with references to relevant section, figure and table numbers, where appropriate.

- The ductility mentioned in the paper simply refer to the absolute value of the deformability or drift. Actually, ductility should refer to the ability to deform after first yielding is occurred. The authors may consider adding some more information.
- Section 2 heading should be "EXPERIMENTAL PROGRAM".
- Overall presentation and language are satisfactory.

Please email the review form to easec16@uq.edu.au and v.dao@uq.edu.au.

16th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC16)
Brisbane, Australia, December 3-6, 2019

CYCLIC TESTING OF BONDED POST-TENSIONED INTERIOR SLAB-COLUMN CONNECTIONS WITH SHEAR STUD

A. LUCKKIKANUN[1], U. PRAWATWONG[1*] and P. WARNITCHAI[2]

[1]School of Civil Engineering, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, Thailand
[2]School of Engineering and Technology, Asian Institute of Technology, Pathumthani, Thailand
Emails: luckkikanun.a@gmail.com, unnop@sut.ac.th, pennung@ait.ac.th
*Corresponding author

Abstract. *The use of flat plate floor systems consisting of a post-tensioned concrete slab-column system incorporating shear reinforcement within the slab-column connection region has become increasingly popular in medium to high-rise buildings in Thailand. However, no experimental studies of bonded PT slab-column connections involving shear reinforcements subjected to earthquake-type loading have been found in literatures. Very few guidelines and little information are available to designers for design the connections under earthquake loading. Therefore, experimental data on seismic behavior of bonded PT slab-column connections with shear reinforcements is needed.*

This paper presents the results of reversed-cyclic tests to failure on a three-fifth scaled model of bonded post-tensioned interior slab-column connections with shear stud. The main objective of this study is to investigate the seismic performance of bonded post-tensioned interior slab-column connections containing shear reinforcements in the form of double head studs. A lateral quasi-static cyclic loading routine, simulating earthquake actions, was adopted to investigate the seismic performance. Overall performance is examined in term of lateral load-carrying capacity, maximum drift, and stiffness degradation. The results show that the model with double head studs is able to undergo up to 4.00 % drift prior to failure and the mode of failure is flexural punching failure. Comparing results with the model without shear reinforcement, which has been tested earlier. The model with shear studs can carry more drift capacity than the model without shear reinforcement approximately twice. The test results from this study will be useful for seismic design and evaluation of seismic performance of the entire slab-column frame building in the future.

Keywords: *Slab-column connection; Bonded post-tensioned; Shear stud; Cyclic test;*

1. INTRODUCTION

Post-tensioned (PT) slab is divided into two types; bonded system and unbonded system. In Thailand, bonded system is much more popular than unbonded system. Under earthquake type loading, it is widely known that brittle punching failure may occur in the slab near the column due to transfer of shear forces and unbalance moments between the slab and column. Hawkins and Mitchell (1979) have shown that the punching failure at an interior slab-column connection can sometimes initiate a progressive collapse throughout the entire structure.

To protect slab-column connections from punching shear failure, several methods were used in design practice. A common method is to provide shear reinforcement within slab around the column perimeter as recommended by ACI-421-R08. This method allows the use of shear reinforcement in the form of closed-hoop stirrup and vertical shear stud. Nevertheless, the experimental investigation by Prawatwong et al. (2018) has pointed out that under earthquake type loading shear reinforcement in the form of closed-hoop stirrup may not provide a significant increase in punching shear strength of the thin bonded PT slabs. Thus, the use of vertical shear stud is an another choice. In case of unbonded slab-column connections, a number of experimental studies were found in literature. (Kang 2004, Gayed and Ghali 2006). Ghali

and Youakim (2005) suggested that the main advantages of using double-headed stud are more efficient anchorage, simpler installation, less congestion of reinforcement, more improved confinement, and more effective with thin slab. Recently, Yan Zhou and Hueste (2016) has reviewed of test data for unbonded PT interior slab-column connections with moment transfer. The data shows that drifts capacity of PT slab-column connections with shear stud are higher than without shear stud. However, it should be note that the bonded PT slab-column connection with shear stud has not been found in the review or any other researches. Therefore, the seismic performance of PT bonded slab-column connections with shear stud is still unclear.

This paper deals with reversed-cyclic tests to failure on a three-fifth scale model of bonded PT interior slab-column connections with shear reinforcement in the form of double headed stud. The specimen was subjected to a lateral quasi-static cyclic loading routine to investigate its seismic performance through the elastic, inelastic ranges and finally until failure. The effect of incorporating shear stud in the PT slab-column region on its seismic performance was identified by comparing the test results with those of connection model without shear reinforcement, which has been tested earlier (Prawatwong et al. 2012). The results from this study will provide useful information on cyclic performance of bonded PT interior slab-column connections with shear reinforcement. It will be a guideline for structural designers in the future.

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

2.1. Description of specimen

To study the lateral cyclic performance of bonded PT slab-column connection with shear stud, that are typical in Thailand, an effort was made to acquire architectural and structural drawings of three representative buildings with bonded PT floors. Some important structural parameters associated with cyclic behavior are computed from the drawing; they are herein called "structural indices". These indices are: gravity shear ratio (V_g/V_0), critical section perimeter-to-depth ratio (b_0/d), side ratio (b_1/b_2), prestressing ratio ($f_{pc}/\sqrt{f_c'}$), distance between column face to critical section divided by depth (α/d), spacing between first peripheral line of shear stud and column face divided by depth (s_0/d), spacing between peripheral line of shear stud and column face divided by depth (s/d).

To compare the results with previous experiment without shear stud, which has been tested earlier. The gravity shear ratio was controlled equal to S1 from previous experiment (Pawatwong et. al. 2012), while the other parameters are given in Table 1. In part of shear stud parameters, the average value of the buildings sample was used except the (s_0/d) due to the area restriction since the first stud was placed close to the tendon and column as shown in Table 1.

Table 1. Structural indices of slab-column connections in three representative buildings.

Building	Span (mm)	Column size (mm x mm)	Structural indices						
			$\frac{V_g}{V_0}$	$\frac{b_0}{d}$	$\frac{b_1}{b_2}$	$\frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{\alpha}{d}$	$\frac{s_0}{d}$	$\frac{s}{d}$
Condo	5800	400x1200	0.31	15.43	2.18	0.23	3.20	0.18	0.35
Apartment	10700	300x600	0.39	12.66	1.59	0.42	5.10	0.24	0.63
Personal house	5700	250x250	0.33	10.25	1.00	0.39	4.38	0.31	0.63
Average Value			0.34	12.75	1.57	0.35	4.23	0.24	0.54
Specimen in this research									
S1 (without stud rails)	5000	250x500	0.28	18.29	1.70	0.27	-	-	-
SS2 (with stud rails)	5000	250x500	0.28	18.29	2.00	0.29	4.42	0.42	0.50

*Detailed definitions of parameter can find more in ACI 421.1 R-08 and Prawatwong et. al. (2012)

Figure 1 shows the dimension of the tested specimen. The typical span, story height, and slab thickness of flat plate with shear reinforcement building in Thailand were in the range of 5.70 to 10.70 meters, 3.00 meters and 0.25 meter, respectively. The test specimen was scaled to 3/5 of full-scale. At 3/5-scale, the span length of full-scale prototype structure was scaled down to 4.80 m, the 3.00 m story height to 1.80 m, and the 0.25 m slab thickness to 0.15 m. The slab was supported along each transverse edge by 5 pin-ended bars to simulate a moment-free boundary condition. The validation of this model and assumption for interior slab-column connections are well explained by Pan and Moehle (1988).

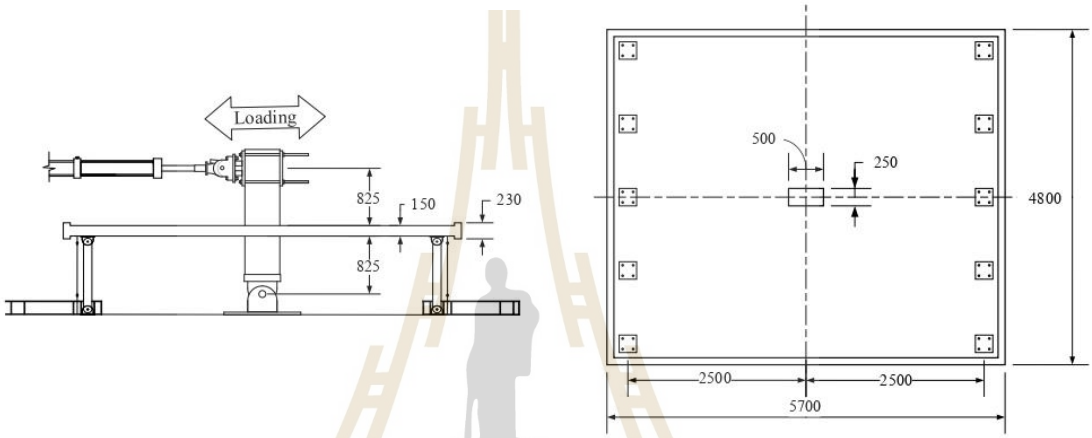
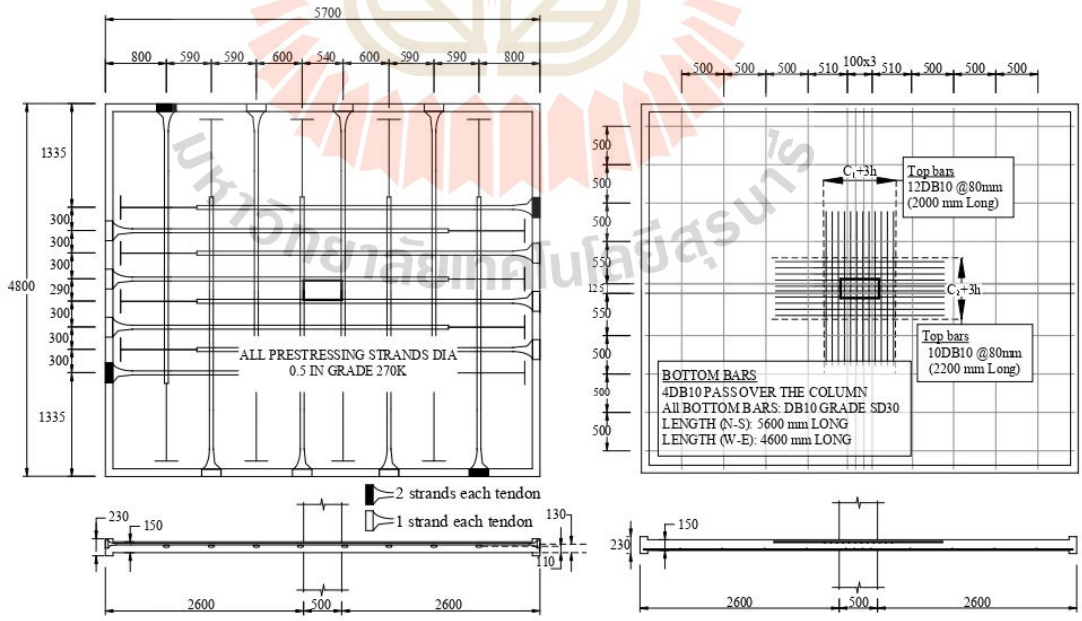


Figure 1. Interior slab column connection specimen with dimension

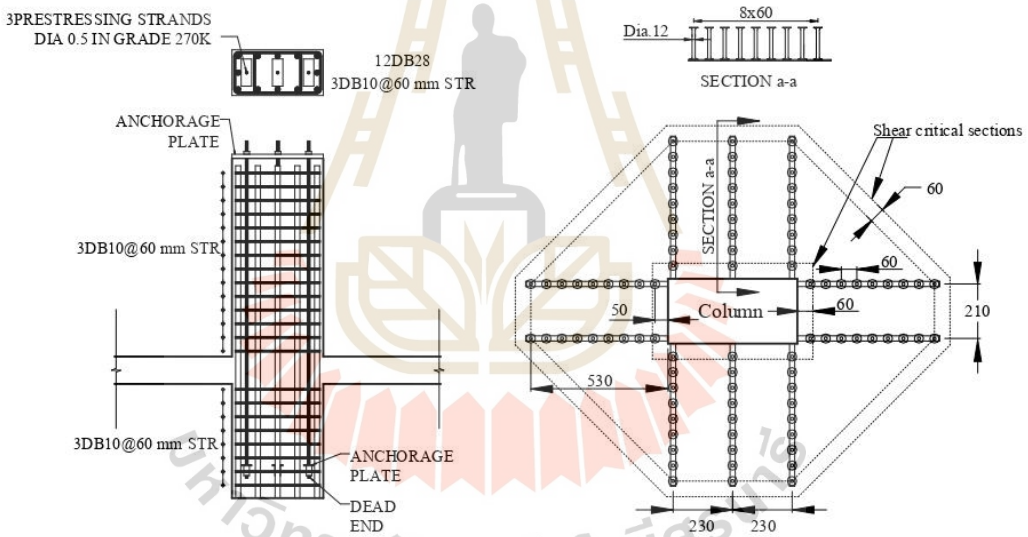


(a) Layout of prestressing strands (b) Bonded reinforcing bars

Figure 2. Layout of prestressing strands, and bonded reinforcing bars in slab

Figure 2(a) shows the layout of bonded PT strands in the specimen. The strands were grade 270, 12.7 mm (1/2 in) diameter. Every strand was tensioned to about 80% of ultimate strength ($0.8f_{pu}$). Eight tendons with ten strands were banded in the direction of loading with a spacing of 300 mm, except the two strands located near to the column had spacing of 290 mm. The other eight tendons with ten strands were distributed uniformly in perpendicular to the loading direction.

Figure 2(b) shows the layout of bonded reinforcing bars in slab. The deformed bars diameter 10 millimeter (DB10) were used for top and bottom reinforcement. The minimum top reinforcement at least $0.00075A_{cf}$ was placed within an effective slab width of $c + 3h$ and extends away from the column face at least $l_n/6$ in accordance with ACI 318-14 (Section 8.6.2.3, 8.7.5.3, 8.7.5.5.1), where A_{cf} is the larger gross sectional area of the slab-beam strips in two orthogonal equivalent frames intersecting a column, and c is the column width, h is the slab thickness, and l_n is length of clear span. For bottom reinforcement, DB10 bar were mesh bottom bar was provided as temperature and shrinkage reinforcement. In addition, the quantity of slab-bottom reinforcement through the column head, satisfied the ACI-ASCE 352.1 R-89 (ACI-ASCE Committee 352 1989), was provided in both directions.



(a) Column reinforcement details (b) Layout of stud rails

Figure 3. Column reinforcement details, and layout of stud rails

Figure 3(a) shows column reinforcement detail. Twelve bars DB28 yielding stresses of 40 MPa were continuous from bottom to top part of the column. The shear reinforcements of the column were stirrups fabricated from bars type DB10 with spacing of about 60 mm. The nominal clear cover for the column reinforcement is 15 mm. It is expected that the column could behave in elastic manner during the test.

Figure 3(b) shows the shear studs layout in the test specimen. All of them were type 2 double headed stud following ASTM A1044/A1044M. Total height of stud rails were 120 mm. From the average value of parameters related to shear studs, ten stud rails were placed around the column. Stud spacing were 60 mm (0.5d). The first studs were placed away from the column face 50 mm.

Table 2. Material properties

Concrete	Compressive strength at test date (MPa)	Steel	Yield strength (MPa)	Tensile strength (MPa)
Bottom column	47.41 (138 days)	DB10	374	636
Top column	49.45 (31 days)	7-wires strand	1710	1901
Slab	38.52 (33 Days)	Shear stud	380	537

2.2. Testing procedures

Figure 4 shows the experimental setup. The simulation of gravity load was simulated by a large number of sand bags. They were piled up on and hanged underneath the slab in order to correctly simulate the gravity load effect. The amount and distribution of sand bags were determined by finite element analysis such that the computed gravity shear ratio (V_g/V_0) was equal to 0.28. After the application of the gravity loading, the lateral load was applied to the top column by MTS servo controlled hydraulic actuator mounted horizontally to a rigid reaction wall. The hydraulic actuator was pined at its ends to allow rotation during the test. The bottom part of the column was connected to concrete strong floor of the structural laboratory. Torsional restraining systems were installed in both end of the slab to prevent this rigid-body twisting of the specimen. The systems consisted of two wire ropes on each side, which diagonally crossed from either of the slab corners to the channel firmly anchored to the strong floor.

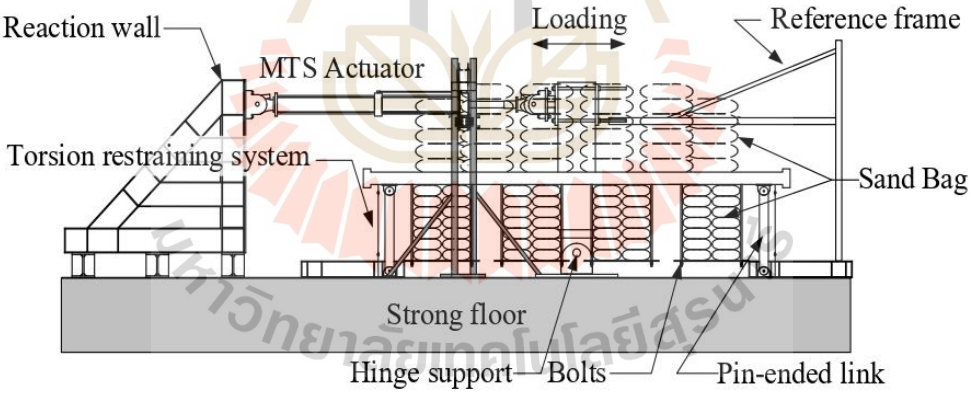


Figure 4. Experimental setup

Figure 5 shows the pattern of lateral loading. A typical displacement controlled cyclic loading test was carried out with monotonically increasing drift levels of ±0.25%, ±0.50%, ±0.75%, ±1.00%, ±1.25%, ±1.50%, ±2.00%, ±2.50%, ±3.00%, ±4.00%, and ±5.00%. For each drift level, two completed cyclic displacement loops were made.

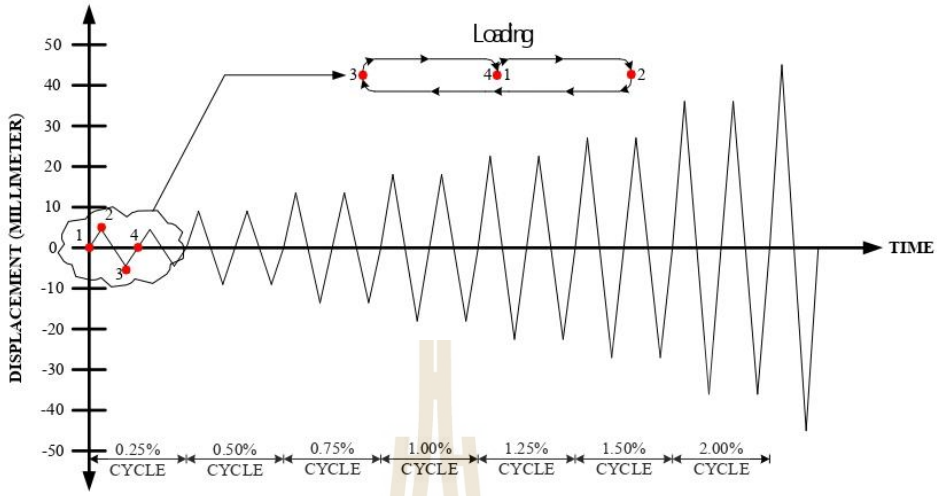


Figure 5. Pattern of lateral loading

During the test, all measurement data were recorded at each loading step. The data measured and recorded in the experiment include: 1) lateral force and displacement at the top column end, 2) strain in stud rails, 3) strain in top and bottom bars of slab at various locations, and 4) strain distribution along some prestressing strands. Photo were taken and at peak positive and negative drift every cycle of loading to record the development of visible cracks on the top and bottom slab surface. Five video security cameras were also continue recorded throughout the testing.

3. EXPERIMENTAL RESULTS AND DISSCUSSION

Due to space limitation, only some results are presented in this paper. The relation between lateral force and lateral drift is shown in Figure 6. The first stage (0.00 to ±1.5%), hysteretic loop in every loading cycle was long and narrow, indicating a limited ability to dissipate energy. Afterward, the second stages ± 2.00% to ± 4.00% loop 1 hysteretic loop began to grow larger and lateral force has saturated, indicating a yielding of the connections occur in this stage. The stiffness was degrading down. The final stage punching, at ± 4.00% loop 2, shows lateral load decrease about 77% from peak load. The specimen has failed at 4.51 % while specimen was going to +5.00% loop 1. Lateral load decreased down from 100 kN to 76 kN, suddenly. The specimen has failed by flexural punching mode.

Figure 7 shows comparing the backbone curve between the results from this study and the model without shear reinforcement. As can be seen in Figure 7, the model S1, without shear reinforcement, could only withstand 2.0% drift. After the maximum lateral load of 107 kN was attained, this specimen suddenly failed in brittle punching shear and completely lost its lateral strength and stiffness while no peak load saturation was perceived in advance. On the other hand, SS2 with double head studs attained 65% higher lateral load-carrying capacity than the control specimen (S1). In addition, the specimen SS2 with double head studs apparently failed in a more ductile manner than the one without shear studs. As can be seen in Figure 6 and 7, SS2 exhibited a saturation of peak load for a drift of 2% to 4%, indicating that flexural yielding took place long before punching failure. Until the end of the test, the specimen with double head studs showed much higher drift capacity at about 4% at punching failure than the one without shear reinforcement.

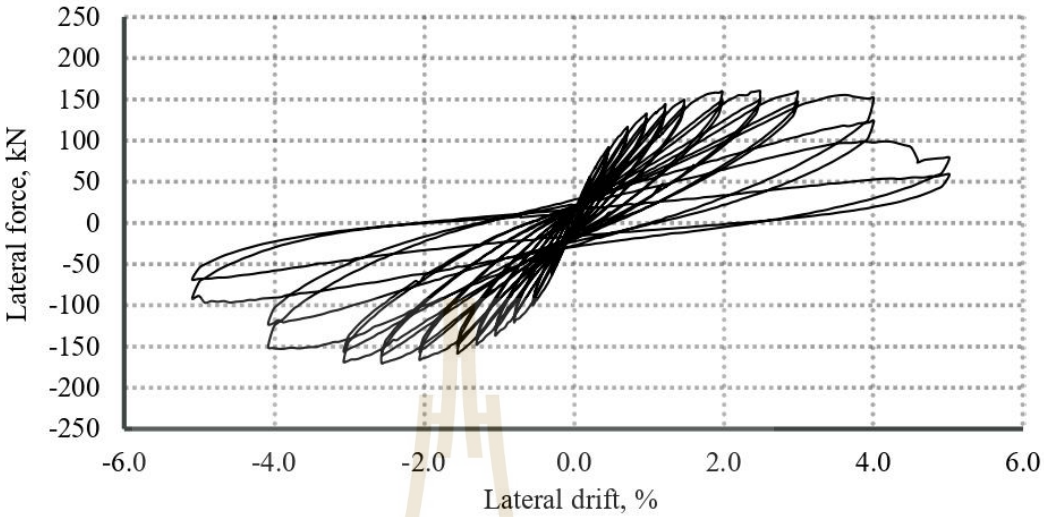


Figure 6. Relation between lateral load and lateral drift

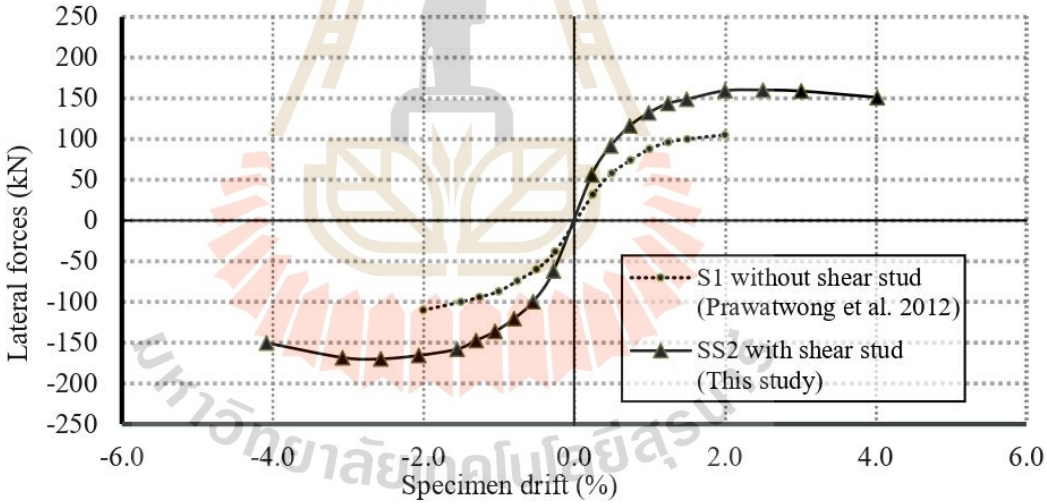


Figure 7. Comparing results with the model without shear reinforcement

5. SUMMARY AND CONCLUSIONS

A three-fifth scale model of bonded post-tensioned (PT) interior slab-column connection was design and constructed to represent a typical detail of slab-column connections with double head studs in medium to high rise buildings in Thailand. The model was tested under a conventional reversed cyclic loading with monotonically increasing drift levels until failure to investigate its seismic performance. Based on the experimental results and comparing results with the model without shear reinforcement, the following conclusions are drawn:

1. During the test, the specimen with double head studs essentially behaved like a linear elastic system with viscous damping. As the drift level increased, the lateral stiffness of specimen decreasingly degraded.

2. The specimen with double head studs in this study showed ductile behavior under reversed cyclic loading. The ductile behavior was clearly demonstrated by its lateral forced-drift relationship. Specimen SS2 experienced saturation of peak load from about 2.0% to 4.0% drifts, indicating flexural yielding took place before punching failure.
3. The test results suggest that the use of double head studs in bonded PT slab in the vicinity of column is an effective solution to enhance the overall seismic performance of bonded PT interior slab-column connection. SS2 exhibited dramatic increases in lateral strength, lateral stiffness and lateral deformation capacity, compared to those of S1.

ACKNOWLEDGEMENTS

This experimental work was conducted with funding provided by National Research Council of Thailand (NRCT). The prestressing strands, ducts and anchors used in the tests were donated by Concrete Products and Aggregate Company (CPAC) Limited. Double head studs were donated by SNP Post-tension co., Ltd. For initial backgrounds data was supported by Postteck Prestressing co., Ltd. Heartfelt gratitude is conveyed to them for their great supports in the research program.

REFERENCES

ACI Committee 318. (2014). Building code requirements requirement for structural concrete and commentary (ACI 318R-14), American concrete institute,

ACI Committee 352.1R-89. (1989). Recommendations for design of slab-column connections in monolithic reinforced concrete structures, American concrete institute

ACI Committee 421.1R-08. (2008). Guide to shear reinforcement for slab, American concrete intitute

Amin Ghali and Samer A. Youakim (2005), Headed Studs in Concrete: State of the Art. ACI Structural Journal, Volumn 102, No 67, 657-667

ASTM A1044/A1044M-16a. (2016), Standard specification for steel stud assemblies for shear reinforcement of concrete

Gayed, R.B. and Ghali, A. (2006), Seismic-resistant joints of interior columns with prestressed slab, ACI Structural Journal, 103(5), 710-719

Hawkins, N.M. and Mitchell, D. (1979), Progressive collapse of flat-plate structure, ACI Structural Journal, Volume 76, No 7, 775-809

Kang, T.H.K. (2004), Shake table tests and analytical studies of reinforced and post-tensioned concrete flat plate frames, Ph.D. dissertation, Univ. of California, LA, 309 pp.

Pan, A.P. and Moehle, J.P. (1988), Reinforced concrete flat plates under lateral loading: an experimental study including biaxial effect, report UCB/EERC-88/16, Earthquake engineering research center, University of California – Berkeley, California USA.

Prawatwong, U., Warnitchai, P. & Tandian, C.H. (2012), Seismic performance of bonded-post-tensioned slab-column connections with and without drop panels, Advances in structural engineering, Volume 15, 1653-1672.

Prawatwong, U., Warnitchai, P.& Luckkikanun, A. (2018), Cyclic testing of bonded posttensioned interior slab-column connections with shear reinforcement, International conference on continental earthquakes, 4th ICEE-0000000139, Chengdu, Sichuan, China.

Yan Zhou and Marry Beth D. Hueste. (2016), Review of test data for interior slab-column connections with moment transfer, ACI-fib International symposium punching shear of structural concrete slab, 141-166

17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE
Sendai, Japan - September 13th to 18th 2020
Paper N° C000474
Registration Code: S-A02097

SEISMIC PERFORMANCE ENHANCEMENT OF POST–TENSIONED FLAT PLATE SYSTEMS WITH SHEAR REINFORCEMENTS

U. Prawatwong[(1)], P. Warnitchai[(2)], A. Luckkikanun[(3)]

[(1)] *Lecturer, Suranaree University of Technology, unnop@sut.ac.th*
[(2)] *Professor, Asian Institute of Technology, pennung@ait.ac.th*
[(3)] *Master student, Suranaree University of Technology, luckkikanun.a@gmail.com*

Abstract

The use of post-tensioned (PT) slabs for building structural systems has become increasingly popular in many countries, but little research has been conducted on the seismic performance of bonded PT slab-column connections. It is widely known that slab-column connections are the most critical regions in a flat plate system. Under a strong earthquake ground motion, sudden and brittle punching failure may occur at a slab-column connection region due to a combination of direct gravity shear and eccentric shear from an excessive earthquake-induced unbalanced moment between slab and column. In addition, extensive cracks in the connection region caused by repeated reversals of large lateral deformation may significantly deteriorate the shear strength of the connection. The punching shear failure at one connection may, in turn, initiate a progressive collapse of the entire building structures as notoriously shown in some literature.

There are several solutions to the problem of punching failure in slabs near the connections. The common solutions used in practice in Thailand are the use of drop panels or slab shear reinforcements. In an attempt to eliminate the use of drop panels, the use of flat plate floor systems consisting of a PT concrete slab-column system incorporating shear reinforcements within the slab-column connection region has become increasingly popular in medium to high-rise buildings in Thailand. However, no experimental studies of bonded PT slab-column connections involving shear reinforcements subjected to earthquake-type loading have been found in any literature. Very few guidelines and little information are available for designers to design the connections under earthquake loading. Therefore, experimental investigations on the seismic performance of bonded PT slab-column connections with shear reinforcements are needed.

In this paper, the results of a series of tests on two 3/5 scaled bonded PT interior slab–column connection models under simulated-earthquake loading will be presented. The purpose of the tests is to investigate the seismic performance of bonded PT interior slab-column connections containing shear reinforcements. In the first model, the slab-column connection was reinforced with shear reinforcements in the form of closed-hoop stirrups usually found in Thailand. In the second model, the slab-column connection was reinforced against punching shear by type 2 double-head studs according to ASTM A1044M. Both models were tested under a constant gravity load level combined with incrementally increasing lateral displacement reversals up to failure. During the tests, the models were carefully instrumented to provide detailed data on its behavior throughout its entire loading history. Relevant design equations suggested by ACI 318-08 Building Code provisions as well as previous similar tests by others were compared with the test results from this study. The test results suggested that the shear reinforcement in the form of double-head studs effectively and significantly enhances the poor performance of the typical bonded PT interior connections. However, the experimental results from this study pointed out that the conventional shear reinforcement in the form of closed-hoop stirrups may not provide a significant increase in punching shear strength for the thin slab under earthquake type loading.

Keywords: post-tensioned slab; slab-column connection; punching shear; shear reinforcement; double head stud

1. Introduction

The post-tensioned (PT) flat plate is a simple structural system that consists of a PT flat slab support directly by columns. This system is very popular as a gravity load-resisting system for slab-column frames in many countries, primarily due to its ease of construction and architectural and serviceability reasons. The long development of post-tensioning systems for cast-in-place flat plate in each country has resulted in either an "unbonded" system or a "bonded" system. Bonded systems are more popular in Thailand and Australia because the practical benefit is that, the bond between the concrete and the tendons offers more flexibility regarding structural modifications such as openings for stairwells, utility access, and future expansion. It is widely known that slab-column connections are the most critical regions in a flat plate system. Under a strong earthquake ground motion, sudden and brittle punching failure may occur at a slab-column connection region due to a combination of direct gravity shear and eccentric shear from an excessive earthquake-induced unbalanced moment between slab and column. In addition, extensive cracks in the connection region caused by repeated reversals of large lateral deformation may significantly deteriorate the shear strength of the connection. The punching shear failure at one connection may, in turn, initiate a progressive collapse of the entire building structures as notoriously shown in some literature [1].

Although extensive tests on the seismic performance of slab-column connections have been carried out over the past four decades, most of these works focused on the seismic response of reinforced concrete (RC) flat plates. A limited number of studies [2, 3, 4, 5, 6] investigated the seismic capacity of PT flat plates. The updated database of slab-column connection tests in literature was collected and reviewed in [7]. As shown in the database, almost all tested PT specimens were hitherto made to represent unbonded flat plate connections. Only two PT specimens were tested [6] to assess the seismic behavior of bonded flat plate connections, which are the prevailing type of flat plate construction in Thailand.

To prevent slab-column connections from punching failure, there are several solutions used in practice. A common solution is to increase the slab thickness around the columns; this can be achieved by the use of drop panels. Under earthquake loading, the test results in [6] suggested that a properly designed drop panel is an effective way to greatly enhance the overall performance of the bonded PT slab-column connection. However, it should be noted that this solution required additional concrete and labor-intensive formwork. In an attempt to eliminate the use of drop panels, the use of flat plate floor systems consisting of a PT slab incorporating shear reinforcements within the slab-column connection region as recommended in [8] has become increasingly popular in medium to high-rise buildings in Thailand. However, no experimental results of bonded PT slab-column connections involving shear reinforcements subjected to earthquake-type loading have been found in any literature. The seismic behaviors of bonded PT slab-column connections with shear reinforcements are of severe lack. Very few guidelines and little information are available for designers to design the connections under earthquake loading. As a result, the effect of shear reinforcements on deformation capacity enhancement for bonded PT slab-column connections under earthquake-type loading is still questionable. Therefore, experimental investigations on the seismic behavior of bonded PT slab-column connections with shear reinforcements are necessary.

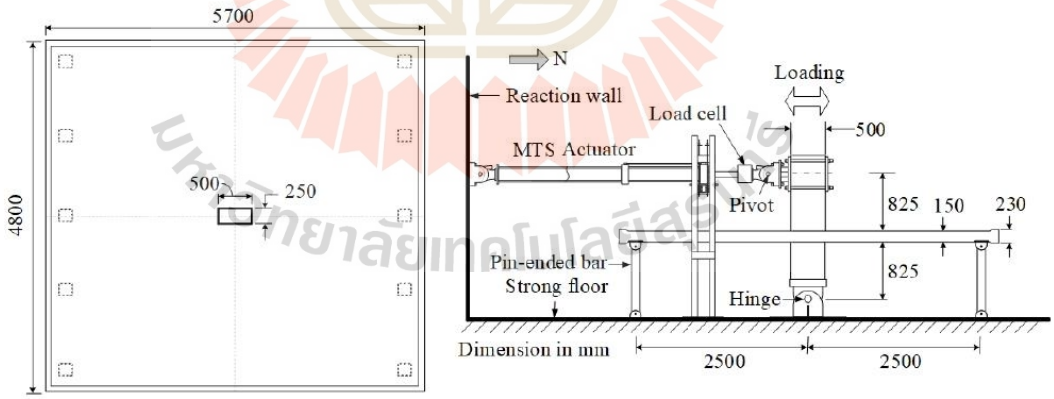
This paper deals with reversed-cyclic tests to failure on two three-fifth scale models of bonded PT interior slab-column connections with shear reinforcements in the form of closed-hoop stirrups and double-headed studs. Each specimen was subjected to a lateral quasi-static cyclic loading routine to investigate its seismic performance through the elastic and inelastic ranges and finally until failure. The effect of incorporating shear reinforcements in the PT slab-column region on its seismic performance was identified by comparing the test results with those of connection models without shear reinforcement, which has been tested earlier as reported in [6]. The results from this study and the comparisons will provide useful information on the cyclic performance of bonded PT interior slab-column connections with shear reinforcements. It will be a guideline for structural designers in the future.

2. Experimental program

2.1. Specimens description

Two specimens with shear reinforcements were designed and constructed after typical connections found in most PT flat plate buildings in Thailand. The typical span, story height, and slab thickness of flat plate with shear reinforcement building in Thailand were in the range of 5.70 to 10.70 meters, 3.00 meters and 0.25 meters, respectively. Both specimens were approximately 3/5 scaled of the typical interior slab-column connections in the prototype buildings. The first specimen, denoted by SS1, was designed to investigate the seismic performance of bonded PT slab-column connections containing punching shear reinforcement in the form of conventional closed-hoop stirrups as found in most PT flat plate buildings in Thailand. The second specimen, denoted by SS2, was designed to investigate the effect of double-head studs to improve the seismic performance of the first connection. Each of the specimens was identical in slab dimension, column dimension, tendon layout, and prestressing forces. All of them were of normal weight concrete.

Fig. 1 shows the dimensions of the tested specimens. The slabs were all 5000–mm spans, one of which was reinforced against punching shear with shear reinforcements in the form of closed-hoop stirrups and the other was reinforced by type 2 double-head studs according to ASTM standard [9]. The thickness of the slab in each of the specimens was 150 mm. The size of the column was 250 x 500 mm, while the height was 1800 mm. As each specimen was developed based on the assumption that inflection points in the interior connection under earthquake-type loading occur at slab mid-span and column mid-story, half the total height of an interior column above and below the slab and half of the slab spans between adjacent columns on all four sides were modeled. To simulate a moment-free boundary condition, pin connections were attached to the points of contra-flexure under lateral loading. This model of connection was designed to produce bending moment and shear of the slab comparable to the prototype in the vicinity of the column where the most damage was expected. The validation of this model and assumption were well explained in [10].

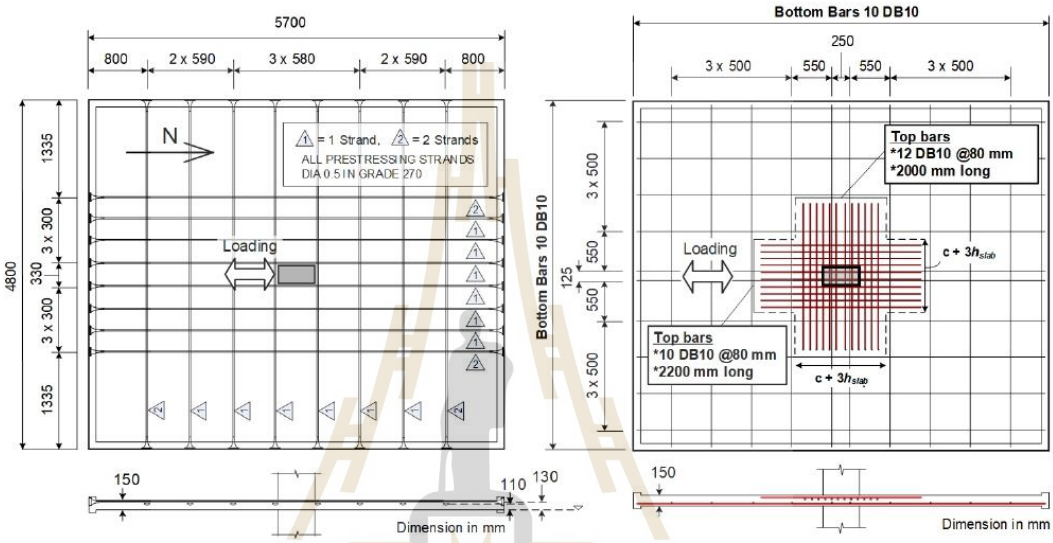


(a) Plan view (b) Elevation

Fig. 1 - Interior slab column connection specimens and its dimensions

Fig. 2 and Fig. 3 provide the details of reinforcement in both specimens. In both specimens, all strands in PT slab were ASTM A-416, Grade 270, 7–wire strands with nominal diameter of 12.7 mm. Eight straight tendons with ten strands were banded in the direction of loading with a spacing of 300 mm, except the two strands located near to the column had spacing of 330 mm. The other eight straight tendons with ten strands were distributed uniformly in perpendicular to the loading direction. Each strand was inserted into a flat (20 mm in height) galvanized ducts. To prevent damage due to high concentrations of stresses at the edges of the slab, an edge beam with sufficient reinforcing bars was provided on all sides of the slab. After the concrete slab gained sufficient strength, each strand was tensioned individually by a hydraulic jack. The average

applied stress in each strand was approximately 80% of ultimate strength. After prestressing the strands and filling the end recesses, all galvanized ducts were grouted to provide an effective bond between the strands and the ducts. The tendons layouts and their profile in the slab of the specimens are shown in Fig. 2(a).

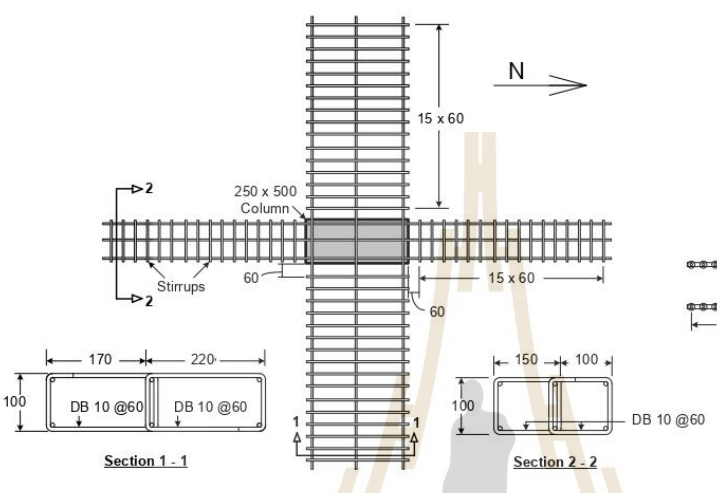


(a) Layout of prestressing strands (b) Top and bottom bars

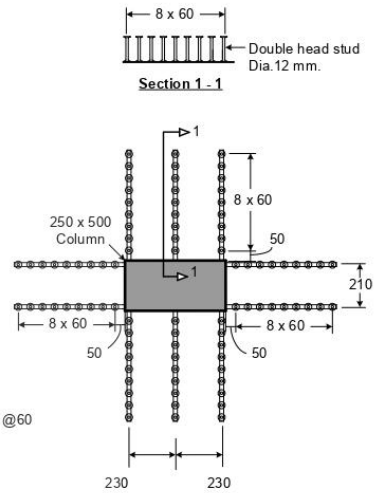
Fig. 2 - Layout of prestressing strands, and supplementary reinforcements in slabs of both specimens

Fig. 2(b) shows the supplementary reinforcement bars in the slabs of both specimens. In the slabs, DB10 (10 mm diameter) deformed bars were used for the supplementary top and bottom reinforcements. Both specimens contained the top reinforcement bars at the top of its slab according to ACI 318-14 Code [11] Section 8.6.2.3. For prestressed slabs, the code requires that a minimum area of bonded deformed longitudinal reinforcement equal to 0.00075 hl, where h is the total slab thickness and l is length of span in direction parallel to that of the reinforcement being determined, should be provided in the pre-compressed tension zone over the effective width of the slab near the supporting column in both directions. The top reinforcement bars were distributed in each direction within an effective width of $c + 3h$ and extend away from the column face at least $l_n/6$, where c is the column width and l_n is the length of clear span, in accordance with ACI 318-14 Code Section 8.7.5.3 and 8.7.5.5.1. For bottom reinforcement, DB10 deformed bars were provided as temperature and shrinkage reinforcement in both directions. A nominal clear concrete cover of 10 mm was specified for both top and bottom reinforcement. All bar arrangements were in such a way that the top and bottom bars in the direction of loading were placed at the outmost layer.

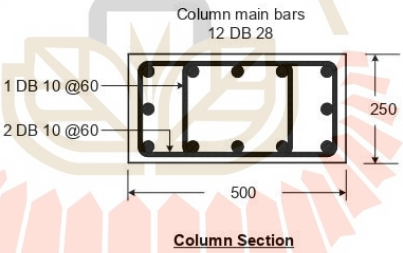
Fig. 3 shows the details of shear reinforcements in PT slabs near the slab-column connection of each of the test specimens and column reinforcement. Fig. 3(a) shows the layout of conventional stirrups reinforcement in Specimen SS1. As shown in section 1-1 and 2-2 of Fig. 3(a), each stirrup is DB10 bends in a closed-hoop stirrup. The spacing is 60 mm extends from column face 960 mm each direction. On the other hand, Fig. 3(b) shows the stud-shear reinforcement layout in Specimen SS2. Ten stud rails were placed around the column. Stud spacing is 60 mm (0.5d). The first studs were placed away from the column face 50 mm. As mentioned earlier, all of the studs are type 2 double-head stud following ASTM standard [9]. The total height of the stud rails is 120 mm. The details design of the stud rails can be seen in [12] Fig. 3(a) also provides column reinforcement details of both specimens. Twelve bars DB28 yielding stresses of 400 MPa were the main reinforcement in the column. The shear reinforcements of the column were stirrups fabricated from bars type DB10 with a spacing of 60 mm. The nominal clear cover for the column reinforcement is 15 mm. It is expected that the column could behave in elastic manner during the test.



(a) Conventional shear stirrup reinforcement in SS1



(b) Stud-shear reinforcement in SS2



(c) Column reinforcement in both specimens

Fig. 3 - Details of shear reinforcement in PT slabs and column reinforcement of the test specimens

To assess the actual strength of the concrete used in each of the test specimens, compression tests on cylinders of 150 x 300 mm were carried out on the testing day. The results are listed in Table 1. The yielding stress of DB10, 7-wires strand, and double-head stud used in the models are also presented in Table 1.

Table 1. Material properties

Concrete	Compressive strength on test day, MPa		Steel	Yielding stress, MPa	
	SS1	SS2		SS1	SS2
Bottom column	43.26 (94 days)	47.41 (138 days)	DB10	416	374
Top column	61.91 (35 days)	49.45 (31 days)	7-wires strand	1,729	1,710
Slab	52.02 (38 days)	38.52 (33 Days)	Shear stud	-	380

2.2. Testing of specimens

It is well known that a major parameter that influences the lateral displacement capacity of the slab–column connections is the gravity shear ratio (V_g/V_0), where V_g is the direct gravity shear force acting on the slab critical section and V_0 is the slab punching strength in the absence of moment transfer. In this study, all specimens were subjected to similar gravity loading, so that similar magnitude of direct gravity shear force (V_g) in the column vicinity of the connections could be maintained. Thus, all slabs were subjected to the combination of slab self–weight and sandbags with the appropriate amount and location. The quantity and location of sandbags in the test slabs were determined from elastic finite element analysis such that the computed gravity shear ratio (V_g/V_0) was equal to 0.28, which is the same as Specimen S1 without shear reinforcement from the previous test as reported in [6].

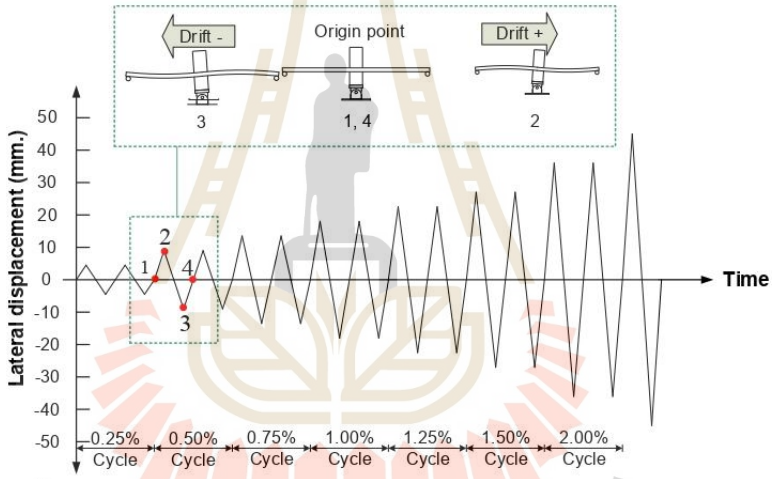


Fig. 4 - Pattern of lateral loading

As depicted in Fig. 1, the lateral load was applied to each of the specimens by an MTS servo-controlled hydraulic actuator attached to the top of the column. The hydraulic actuator was mounted to a rigid reaction wall after the application of the sandbags. The North-South direction was designated as the loading direction and the East-West direction as the transverse direction. A typical displacement–controlled reversed cyclic lateral loading test was carried out to both specimens with monotonically increasing target drifts of 0.25%, 0.50%, 0.75%, 1.00%, 1.25%, 1.50%, 2.00%, 2.50%, 3.00%, 4.00%, and so on… At each target drift, two complete cyclic displacement loops were conducted. Fig. 4 depicts the pattern of the lateral cyclic loading. The loading was terminated after the punching cone had formed completely. Note that the respective target drift is defined as the ratio of the lateral displacement of the column at lateral loading point to the column height, which is 1.8 meter.

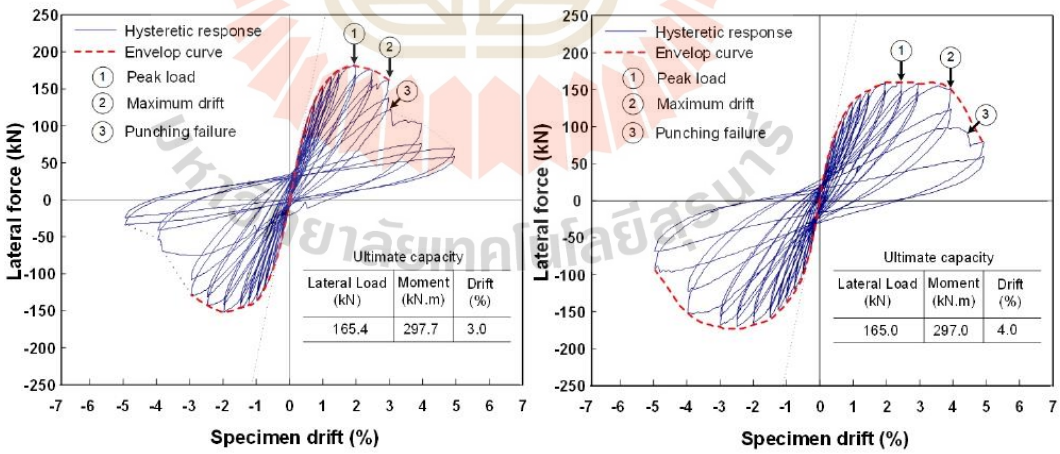
During the tests, all models were carefully instrumented to provide detailed data on its behavior throughout its entire loading history. The data measured and recorded include: (1) lateral force and displacement at the top column, (2) lateral displacement and rigid–body twisting angle of slab, (3) strain profile in reinforcing bars and prestressing strands, and (4) strain in punching shear reinforcements. In addition, photos were taken and at peak positive and negative drift every cycle of loading to record the development of visible cracks on the top and bottom slab surface. Five video cameras were recorded continuously throughout the tests.

3. Experimental results

Experimental results obtained from tests of both specimens are presented and discussed in the following sections. Due to space limitation, only some results are presented and discussed in this paper. The discussion includes the seismic performance of SS1 and SS2, which highlight the overall behaviors of the test connections under the lateral cyclic loading applied in this study. Subsequently, further analyses of the lateral force-drift response in terms of eccentric shear stresses and drift capacity are discussed. Comparisons with previous similar tests by others are made.

3.1 Overall response

The lateral load-drift hysteretic response of each specimen was plotted using the data recorded at the point of the application of the actuator. The hysteretic responses of both tests, SS1 and SS2, are shown in Fig. 5(a) and 5(b), respectively. As shown in the figures, both specimens display long and narrow hysteresis loops in the drift range from 0.25% to 1.50%, demonstrating a limited ability to dissipate energy. In one cycle of lateral drift, each test specimen behaved similarly to a linear elastic structure with viscous damping. This is similar to that found in the previous tests on the specimens without shear reinforcement as reported in [6]. As the drift level became higher, in general, specimen stiffness degraded more and the hysteresis loops were wider. No significant pinching was observed from the hysteresis loops of either specimen. All specimens experienced punching failure. The punching failure of Specimen SS1 is indicated in Fig. 5(a) by the sudden drop in lateral load capacity after completing two cycles at 3% drift in positive directions. The punching failure was found inside the shear-reinforced zone. On the other hand, SS2 was able to avoid punching shear failure and sustain lateral drifts as high as 4% with no more than a 15% decrease in peak lateral load capacity. The punching failure in SS2 was found outside the shear-reinforced zone. The failure plane suggested that the shear reinforcement in the form of double-head studs in SS2 was effective to prevent the punching shear failure inside the shear-reinforced zone.



(a) Specimen SS1 with closed-hoop stirrups (b) Specimen SS2 with double-head studs

Fig. 5 - Lateral force-drift results

Fig. 6 compares the envelope curves of both PT specimens from this study and the PT specimen without shear reinforcement from [6]. All PT specimens in Fig. 6 were bonded system and designed with the same gravity shear ratio. The specimen S1 was used as the control specimen. As can be seen from the figure, both specimens with shear reinforcement exhibit lateral load-carrying capacity and drift capacity higher than the control specimen without shear reinforcement. The data shows the beneficial effect of both types of shear reinforcement in providing an overall increase.

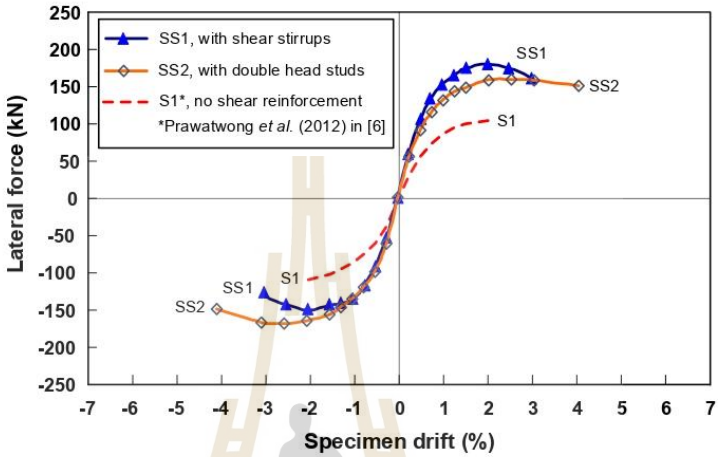


Fig. 6 - Envelope curves of the tested specimens

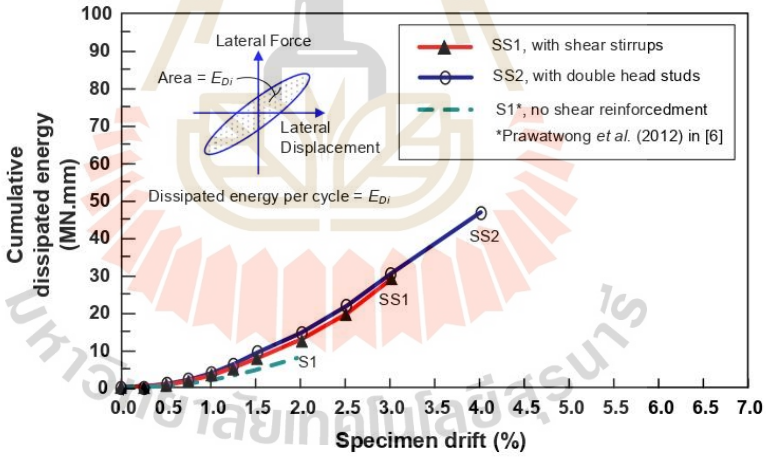
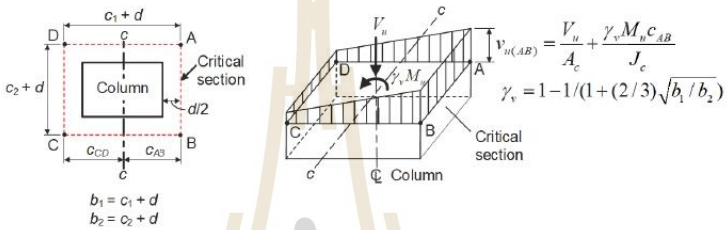


Fig. 7 – Cumulative dissipated energy of the tested specimens

Energy dissipation capacity is an important parameter for evaluating the structure capacity to survive in cyclic loading without collapse. Fig. 7 shows the cumulative dissipated energy of all specimens prior to punching. The dissipated energy within loop or cycle i (E_{Di}) was obtained from the area enclosed by the force-displacement curve within loop or cycle i. The cumulative dissipated energy up to j percent drift is defined as the summation of the dissipated energy of all cycles which the specimen experienced up to j percent drift. Those cycles that resulted in a drop in lateral load resistance of more than 20% of the peak load were excluded in the calculation. From Fig. 7, the specimen with double-head studs exhibited the ability to dissipate energy larger than the specimen without shear reinforcement by almost 575%. In advance of the punching shear occurrence, the specimen with double-head studs was able to dissipate energy up to 46.54 MN.mm, while the one with closed-hoop stirrups was able to dissipate energy up to 28.71 MN.mm.

3.2 Comparison of shear stresses

To compare the increase in punching resistance provided by the different punching shear reinforcement systems, the ACI model for the design of slab-column connections without punching shear reinforcement as shown in Fig. 8 is used to calculate the eccentric shear stress due to a gravity shear V_u and an unbalanced moment M_u along the critical section at $d/2$ from the column face.



(a) critical section (b) stress distribution along critical section.

Fig. 8 – Critical sections at an interior column for linear varying shear stress according to ACI Building Code

The maximum shear stresses at the critical sections are expressed by the well-known equations shown below.

$$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c} \tag{1}$$

where $A_c = b_0\, d$; $b_0 = 2(b_1 + b_2)$ = perimeter of critical section for shear in slab; d is the effective depth of the slab; c_{AB} is the distance from the centroidal axis of the critical section to line AB (see Fig. 8(a)); J_c is a property of the critical perimeter analogous to the polar moment of inertia; γ_v is the fraction of the unbalanced moment transferred by eccentricity of shear stress and is given in Fig. 8(b).

For each specimen, the unbalanced moment M_u can be accurately determined by multiplying the peak lateral force by the column height (1800 mm) of the specimen. The gravity shear V_u in each specimen is computed from a linear finite element analysis. Based on the peak unbalanced moment (M_u) and the gravity load (V_u) on the test specimens, the maximum shear stresses according to the ACI model for SS1 and SS2 were obtained by Eq. (1) and listed in Columns 7 of Table 2.

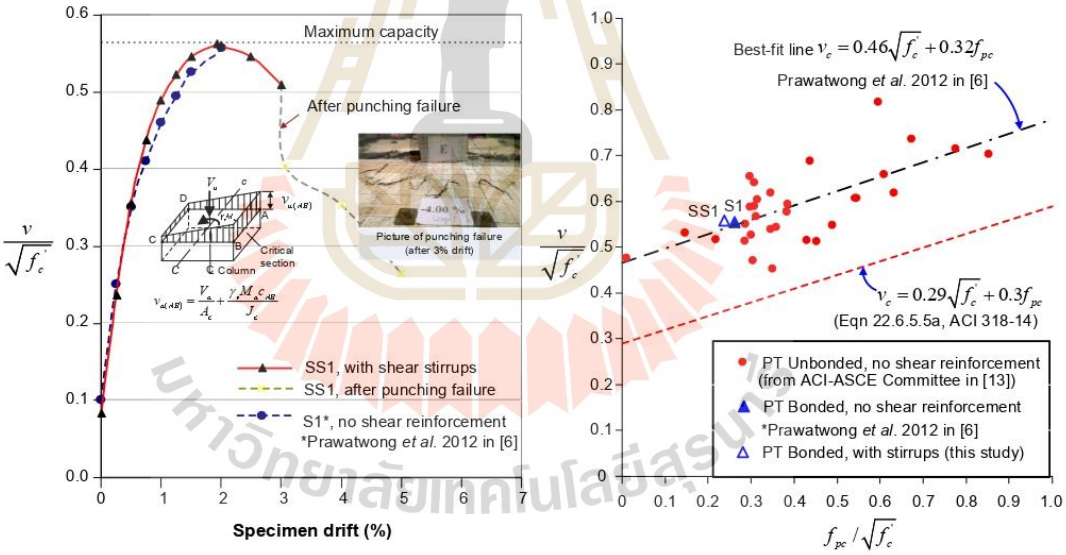
Table 2 – Ultimate Shear Stresses [a]

Specimen	V_u (kN)	M_u (kN.m)	γ_v	Shear stress, v_u (MPa)			$v_u/\sqrt{f'_c}$
				From direct shear	From moment transfer	Total	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
S1[b]	118	193	0.467	0.65	2.86	3.51	0.55
SS1	141	325	0.463	0.59	3.46	4.05	0.56
SS2	141	288	0.463	0.59	3.07	3.66	0.59

Notes: [a] No load factors were used in calculations. [b] Control specimen with no shear reinforcement from [6].

In Fig. 9(b), the maximum shear stresses v_u of SS1 in Table 2 are plotted and compared with shear stress limits expressed by Eqn (22.6.5.5a) of ACI 318–14 and by previous works from other investigators. Both shear stress v_u and f_{pc} are normalized by the square root of the slab compressive strength in SI units (MPa). The test data from previous works, represented by the red dots, were summarized by ACI-ASCE Committee in [13]. They were mostly obtained from tests conducted for connections transferring shear only, and all tested PT specimens were unbonded flat plate connections that failed in shear. All of them were without shear reinforcement. To determine the true stress limit, an empirical best-fit equation was derived in [6] and depicted in Fig. 9(b). This best-fit equation, therefore, represents the most likely value of shear stress at failure in slab-column connections without punching shear reinforcement.

The comparisons of the ultimate shear stress in Fig. 9(a) and 9(b) pointed out that the ultimate shear stress of SS1 with conventional stirrup reinforcement under lateral cyclic loading was not much increased by the presence of shear reinforcement. However, the results in Fig. 9(a) show that the punching shear failure in SS1 occurred much later after one side of the connection reached the ultimate shear stresses at the drift level of 2%. This implied that the presence of conventional stirrup reinforcement in SS1 was helpful to enhance lateral drift capacity after one side of the connection reached the ultimate shear stress.



Note: 1. Effective depth $d = 0.8h$ was assumed according to ACI 318-02.
2. Combined stresses were calculated at $d/2$ = 60 mm from column face.

(a) Variation of maximum shear stress on critical section of SS1 versus the previous work with no shear reinforcement

(b) Test data of Specimen SS1 versus the other works and ACI 318-14 equation

Fig. 9 – Comparison of shear stresses

3.3 Comparison of drift capacity

Fig. 10 shows a plot of the gravity shear ratio and drift capacity at punching of both specimens from this study, along with other test results of slab-column specimens without shear reinforcement. Most of the test results of RC slab-column specimens were collected and compiled in [14], while those of unbonded PT slab-column interior connections were tested and reported in [15, 3] and summarized in [5]. ACI 318-14 design

drift limit for slab-column connections is also plotted in Fig. 10 for reference. For bonded PT slab-column connections, the data from SS1 and SS2 shows the beneficial effect of both types of shear reinforcements in providing an overall increase in the lateral drift capacity for a gravity shear ratio equal to 0.28.

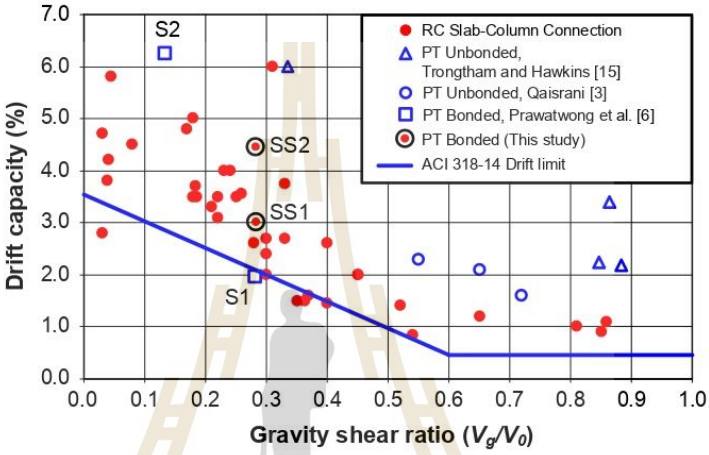


Fig. 10 – Gravity shear ratio versus drift capacity at punching for RC and PT slab-column connections

4. Summary and conclusions

Two three-fifth scale models of bonded PT interior slab-column connections were design and constructed to represent typical details of slab-column connections with shear reinforcements in PT flat plate buildings in Thailand. The models were tested under a conventional reversed cyclic lateral loading until failure to investigate their seismic performance. Based on the results of the experimental investigations conducted on bonded PT interior slab-column connections with different punching shear reinforcement systems and comparing the results with the models without shear reinforcement, the following conclusions can be drawn:

1. During the test, both specimens essentially behaved like a linear elastic system with viscous damping. As the drift level increased, the lateral stiffness of the specimens decreasingly degraded. SS2 with double-head studs exhibited dramatic increases in lateral drift capacity, compared to those of SS1.
2. Punching shear reinforcement in the form of double-head studs effectively and significantly enhances the poor performance of the typical bonded PT interior connections. The specimen SS2 with double head studs showed ductile behavior under reversed cyclic loading. The ductile behavior was clearly demonstrated by its lateral forced-drift relationship.
3. The experimental results from this study pointed out that the conventional shear reinforcement in the form of closed-hoop stirrups may not provide a significant increase in punching shear strength for the thin slab under earthquake type loading. However, the test results suggested that the presence of conventional stirrup reinforcement in SS1 was helpful to enhance energy dissipation capacity and lateral drift capacity.

5. Acknowledgements

The experimental works were conducted with funding provided by Thailand Research Fund (TRF) and National Research Council of Thailand (NRCT). The prestressing strands, ducts and anchors used in the tests were donated by Concrete Products and Aggregate Company (CPAC) Limited. Double head studs were donated by SNP Post-tension co., Ltd. For initial backgrounds data was supported by Postteck Prestressing co., Ltd. Heartfelt gratitude is conveyed to them for their great supports in the research program.

6. Copyrights

17WCEE-IAEE 2020 reserves the copyright for the published proceedings. Authors will have the right to use content of the published paper in part or in full for their own work. Authors who use previously published data and illustrations must acknowledge the source in the figure captions.

7. References

[1] Hawkins NM, Mitchell D. (1979): Progressive collapse of flat-plate structure, *ACI Structural Journal*, **76** (7), 775-809.

[2] Hawkins NM (1981): Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction. *PCI Journal*, **26** (1), 94-116.

[3] Qaisrani AN (1993): Interior Post-Tensioned Flat-Plate Connections Subjected to Vertical and Biaxial Lateral Loading, *PhD thesis, Department of Civil Engineering*, University of California-Berkeley, Berkeley, California, USA.

[4] Gayed RB, Ghali A (2006): Seismic-Resistant Joints of Interior Columns with Prestressed Slabs. *ACI Structural Journal*, **103** (5), 710-719.

[5] Kang THK, Wallace JW (2006): Punching of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Slab-Column Connections, *ACI Structural Journal*, **103** (4), 531-540.

[6] Prawatwong U, Warnitchai, P, Tandian, CH (2012): Seismic Performance of Bonded Post-tensioned Slab-column Connections with and without Drop Panel, *Advances in Structural Engineering*, **15** (10), 1653-1672.

[7] Yan Zhou, Marry Beth D. Hueste. (2016): Review of test data for interior slab-column connections with moment transfer, *ACI-fib International symposium punching shear of structural concrete slab*, 141-166.

[8] ACI Committee 421.1R-08. (2008): Guide to shear reinforcement for slab, *American concrete institute,* Farmington Hills, USA.

[9] ASTM A1044/A1044M-16a. (2016): Standard specification for steel stud assemblies for shear reinforcement of concrete.

[10] Pan AD, Moehle JP (1988): Reinforced Concrete Flat Plates under Lateral Loading: An Experimental Study Including Biaxial Effects, *Report UCB/EERC-88/16,* Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.

[11] ACI Committee 318 (2014). Building code requirements requirement for structural concrete and commentary, *American concrete institute,* Farmington Hills, USA.

[12] Luckkikanun A, Prawatwong U, Warnitchai P (2019): Cyclic testing of bonded post-tensioned interior slab-column connections with shear stud. *16th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC16)*, Brisbane, Australia.

[13] ACI-ASCE Committee 423 (1974): Tentative recommendations for prestressed concrete flat plates. *American concrete institute*, **71** (2), 61-71.

[14] Pan AD, Moehle JP, (1989): Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates, *ACI Structural Journal*, **86** (3), 250-258.

[15] Trongtham N, Hawkins NM (1977): Moment Transfer to Columns in Unbonded Post-Tensioned Prestressed Concrete Slabs, *Report SM77-3, Department of Civil Engineering*, University of Washington-Seattle, Seattle, Washington, USA.

ประวัติผู้เขียน

นายอรุษ ลักขิกานันท์ เกิดเมื่อวันที่ 5 พฤศจิกายน พ.ศ. 2535 เริ่มเข้าศึกษาระดับชั้นประถมศึกษาถึงมัธยมศึกษาที่โรงเรียนอัสสัมชัญ จังหวัดนครราชสีมา และสำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรีสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัดนครราชสีมา เมื่อปี พ.ศ. 2558 โดยหลังจากสำเร็จการศึกษาได้รับใบอนุญาตเป็นผู้ประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุมระดับภาคีวิศวกรสาขาวิศวกรรมโยธา มีประสบการณ์ทำงานด้านการออกแบบและควบคุมงานก่อสร้างบ้านพักอาศัยแบบทาวน์โฮม 4 คูหา ที่มิตรภาพ ซอย 4 อำเภอเมืองจังหวัดนครราชสีมา

ในปี พ.ศ. 2559 เข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี โดยในระหว่างศึกษาได้เป็นผู้ช่วยสอนและวิจิย สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา นอกเหนือจากนี้ยังมีงานควบคุมการก่อสร้างอาคารเก็บสินค้าที่อำเภอโนนสูง จังหวัดนครราชสีมา และบ้านพักตากอากาศแบบพูลวิลล่าที่อำเภอปากช่อง จังหวัดนครราชสีมา

โดยมีผลงานวิจัยที่ได้นำเสนอในระดับนานาชาติคือ 16th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-16 testing of bonded post-tensioned interior slab-column connections with shear stud

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี