



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ การใช้เฟอโรซีเมนต์เพื่อเสริมกำลังองค์อาคารคอนกรีตเสริม
เหล็กที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

โดย รศ. ดร. อมร พิมานมาศ

ตุลาคม 2555

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ การใช้เฟอโรซีเมนต์เพื่อเสริมกำลังองค์อาคารคอนกรีตเสริม
เหล็กที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

โดย รศ. ดร. อมร พิมานมาศ
สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.)
(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกว.ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

สารบัญ

สารบัญ.....	iii
บทคัดย่อ.....	iv
Executive Summart.....	viii
บทที่ 1 บทนำและที่มาของปัญหา	1
1.1 ทัวไป	1
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการ.....	4
บทที่ 2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1 การเสริมกำลังองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วย FRP	5
2.2 การเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์	7
บทที่ 3 การเสริมกำลังคานคอนกรีตด้วยแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์.....	17
3.1 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ	17
3.2 คุณสมบัติของวัสดุ.....	19
3.3 รูปแบบการวัดผลทดสอบ.....	21
3.4 ผลการทดสอบ	23
3.5 การศึกษาเชิงวิเคราะห์ (Numerical study)	29
3.6 การพิสูจน์แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่นำเสนอในงานวิจัย.....	43
บทที่ 4 การเสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยเฟอร์โรซีเมนต์	52
4.1 เฟอร์โรซีเมนต์	52
4.2 การทดสอบองค์อาคารที่เสริมความแข็งแรงด้วยเฟอร์โรซีเมนต์	53
4.3 คุณสมบัติวัสดุ.....	58
4.4 เครื่องมือวัดและการทดสอบ.....	62
4.5 การคำนวณกำลังของหน้าตัด	65
4.6 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล	66
4.7 ผลการทดสอบ	66
4.8 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของคานด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์.....	73
บทที่ 5 การทดสอบและแบบจำลองการเสริมกำลังการทาบทเหล็กเสริมด้วยเฟอร์โรซีเมนต์	82
5.1 การเตรียมตัวอย่างการทดสอบ.....	82
5.2 แบบจำลองกำลังยึดเหนี่ยว 3 ส่วน	92
5.3 ผลการทดสอบ	106
บทที่ 6 สรุปผลการทดสอบ	117
อ้างอิง.....	120
Output ที่ได้จากโครงการ	
ภาคผนวก – Reprint of publications	

บทคัดย่อ

รหัสโครงการ: RSA5280034

ชื่อโครงการ: การลดความเสียหายเนื่องจากแผ่นดินไหว

ชื่อนักวิจัย: อมร พิมานมาศ

ภาควิชาวิศวกรรมและเทคโนโลยีโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

Email Address: amorn@siit.tu.ac.th

ระยะเวลาโครงการ: 13 มีนาคม 2552 – 6 ตุลาคม 2555

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาการลดความเสียหายเนื่องจากแผ่นดินไหวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยการเสริมกำลังให้โครงสร้างที่มีอยู่เดิมให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวหรือความเหนียวขององค์อาคารเพิ่มขึ้น โดยแบ่งเป็น 3 หัวข้อที่ศึกษาได้แก่ 1) การเสริมกำลังการทาบทอเหล็กเสริมในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์ 2) การเสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กต้านทานแรงเฉือนด้วยเฟอร์โรซีเมนต์ และ 3) การทดสอบและแบบจำลองการเสริมกำลังการทาบทอเหล็กเสริมด้วยเฟอร์โรซีเมนต์

การเสริมกำลังการทาบทอเหล็กเสริมในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์ จะทำการทดสอบตัวอย่างคานจำนวน 8 ตัวอย่าง ประกอบด้วย 1 ตัวอย่างที่ไม่ทาบทอเหล็กเสริม และ 7 ตัวอย่างที่ทาบทอเหล็กเสริม โดยตัวอย่างที่ทาบทอเหล็กเสริม แบ่งเป็น 2 กลุ่มคือ กลุ่ม 15db ที่มีความยาวระยะทาบทอ 200 มม. และกลุ่ม 20db ที่มีความยาวระยะทาบทอ 250 มม. คานทดสอบพิจารณาเป็นคานช่วงเดียว มีความยาวช่วง (Span length) 2.34 ม. ขนาดหน้าตัดกว้าง 15 ซม. ลึก 30 ซม. ทดสอบภายใต้แรงกระทำเชิงสถิต ณ ตำแหน่งกึ่งกลางคานโดยการทดสอบได้พิจารณากำลังรับน้ำหนัก ระยะแอ่นตัว กำลังยึดเหนี่ยวที่บริเวณการทาบทอเหล็กเสริม และกำลังรับน้ำหนักของเหล็กเสริมรับแรงดึง ตัวแปรที่ส่งผลต่อกำลังของเหล็กเสริมบริเวณทาบทอประกอบด้วยความยาวของการทาบทอเหล็กเสริม ระยะหุ้มคอนกรีตและจำนวนรอบของการพันด้วยแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์ จากผลการทดสอบพบว่า องค์อาคารที่มีระยะทาบทอเหล็กเสริมที่ไม่เพียงพอหรือสั้นจนเกินไป จะส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักและความเหนียวขององค์อาคารลดลง รวมทั้งก่อให้เกิดการวิบัติแบบเปราะซึ่งเกิดจากรอยแตกกว้างปริแตกตามแนวรอยทาบทอเหล็ก การพันด้วยแผ่นโพลิเมอร์เสริมเส้นใยในบริเวณการทาบทอเหล็กเสริมจะส่งผลให้เหล็กเสริมสามารถพัฒนากำลังรับแรงดึงถึงจุดครากได้โดยไม่เกิดการวิบัติแบบปริแตก โดยผลการทดสอบในการวิจัยนี้ได้นำมาใช้พัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ Tri uniform bond stress model เพื่อคำนวณผลของการโอברัดที่เกิดจากการใช้แผ่นโพลิเมอร์เสริมเส้นใยหุ้มบริเวณการทาบทอเหล็กเสริม รวมทั้งสามารถหาปริมาณของจำนวนแผ่นโพลิเมอร์เสริมเส้นใยที่ต้องการสำหรับเสริมกำลังให้เพียงพอในการต้านทานแผ่นดินไหวได้อีกด้วย

การเสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กต้านทานแรงเฉือนด้วยเฟอร์โรซีเมนต์จะทำการทดสอบตัวอย่างคานจำนวน 9 ตัวอย่าง ประกอบด้วยคานที่ไม่เสริมกำลัง (คานควบคุม) 3 ตัวอย่าง

และคานที่เสริมกำลัง 6 ตัวอย่าง โดยแปรผันรูปแบบของการเสริมแรง คานทดสอบพิจารณาเป็นคาน simple beam ที่มีความยาวช่วง 2.20 ม. ขนาดหน้าตัดกว้าง 20 ซม. ลึก 40 ซม. ทดสอบภายใต้แรงกระทำเชิงสถิต ณ ตำแหน่งกึ่งกลางคาน รูปแบบการเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์เพื่อดำเนินงานแรงเฉือนได้ประยุกต์ใช้โครงเหล็กหุ้มตาข่ายและเหล็กเดือยที่ทำจากเหล็กเส้นกลมดัดเป็นรูปตัวซียึดทางด้านข้างของคานจัดเรียงระยะห่างของเหล็กเดือยที่แตกต่างกัน การทดสอบได้พิจารณาลักษณะการวิบัติของตัวอย่างและประสิทธิผลของการเสริมกำลัง ผลการทดสอบพบว่า คานที่ได้รับการเสริมกำลังดำเนินงานแรงเฉือนด้วยเฟอร์โรซีเมนต์สามารถเพิ่มกำลังดำเนินงานแรงเฉือนได้เป็นอย่างดี โดยเพิ่มกำลังทั้งรับแรงเฉือนและความเหนียว ซึ่งกำลังที่เพิ่มขึ้นจะขึ้นอยู่กับจำนวนและระยะห่างของเหล็กเดือยที่เสริมข้างคาน รูปแบบและวิธีการเสริมกำลัง และเมื่อจำลองในโปรแกรมเพื่อศึกษารอยแตกที่เกิดขึ้นโดยระเบียบวิธีทางไฟไนต์อีลิเมนต์แล้วพบว่ารอยแตกที่ได้มีรูปแบบที่ใกล้เคียงกันกับรอยแตกจากตัวอย่างทดสอบ

การทดสอบและแบบจำลองการเสริมกำลังการทาบทอเหล็กเสริมด้วยเฟอร์โรซีเมนต์ โดยทำการทดสอบตัวอย่างคานจำนวน 9 ตัวอย่าง ประกอบด้วยคานที่ไม่ทำการทาบทอเหล็กเสริม (คานควบคุม) 1 ตัวอย่าง และคานที่ทำการเสริมกำลัง 8 ตัวอย่าง โดยแบ่งเป็น 2 กลุ่มคือ กลุ่ม 20db ที่มีความยาวระยะทาบท 250 มม. และกลุ่ม 25db ที่มีความยาวระยะทาบท 300 มม. คานทดสอบพิจารณาเป็นคานช่วงเดียว มีความยาวช่วง (Span length) 2.34 ม. ขนาดหน้าตัดกว้าง 15 ซม. ลึก 30 ซม. การเสริมกำลังจะประยุกต์ใช้เฟอร์โรซีเมนต์ที่ประกอบด้วยมอร์ตาร์และลวดตะแกรงจำนวน 2 ชั้น นอกจากนั้นจะมีการประยุกต์ใช้เหล็กโครงเพื่อที่ทำจากเหล็กเส้นกลม 9 มม. ดัดเป็นรูปตัวซีโอบรัดตัวอย่างคานมีระยะเรียงที่แตกต่างกันออกไป ตัวอย่างคานจะถูกทดสอบภายใต้แรงกระทำเชิงสถิต ณ ตำแหน่งกึ่งกลางคาน โดยการทดสอบได้พิจารณากำลังรับน้ำหนัก ระยะแอ่นตัว กำลังยึดเหนียวที่บริเวณการทาบทอเหล็กเสริม และกำลังรับน้ำหนักของเหล็กเสริมรับแรงดึง ตัวแปรที่ส่งผลต่อกำลังของเหล็กเสริมบริเวณทาบทอประกอบด้วย ความยาวของการทาบทอเหล็กเสริมและรูปแบบการเสริมกำลัง จากผลการทดสอบพบว่า การทาบทอเหล็กเสริมที่มีระยะน้อยกว่า 25 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางจะไม่สามารถพัฒนากำลังของเหล็กเสริมไปถึงจุดครากได้ การวิบัติจะปรากฏให้เห็นรอยแตกกว้างเกิดขึ้นตามแนวการทาบทอเหล็กเสริมส่งผลให้องค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเกิดการวิบัติอย่างฉับพลัน การเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์ร่วมกับเหล็กโครงสามารถเพิ่มกำลังรับน้ำหนักบรรทุกได้สูงสุดกว่า 100 เปอร์เซ็นต์เมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ไม่ได้เสริมกำลังในระยะทาบทเดียวกัน พฤติกรรมของโครงสามารถเปลี่ยนแปลงจากพฤติกรรมที่ไม่มีความเหนียวให้มีความเหนียวได้ จากผลการทดสอบได้นำมาสร้างแบบจำลองโดยอาศัยแบบจำลอง Tri uniform bond stress model เพื่อคำนวณกำลังของเหล็กเสริมหลังจากเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์ ผลจากการคำนวณแสดงให้เห็นว่ากำลังของเหล็กเสริมที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองมีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบ

Abstract

Project Code: RSA5280034

Project Title: Use of ferrocement to strengthen reinforced concrete members not designed for earthquake

Researcher: Associate Professor Dr. Amorn Pimanmas
School of Civil Engineering and Technology, Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University

Email Address: amorn@siit.tu.ac.th

Project Duration: March 2009 – September 2012

This research is a study to reduce the damages to reinforced concrete structures due to earthquakes, by strengthening existing structures so that they have increased seismic strength and ductility. The scope of study consists of 1) strengthening of lap splice of reinforcing bars by fiber reinforced polymer sheets, 2) shear strengthening of reinforced concrete members by ferrocement and 3) test and development of mathematical model to predict the strength of lap splice confined by ferrocement

The study on strengthening lap splice by fiber reinforced polymer sheets consists of 8 specimens. One specimen is the control specimen without lap splice and the other 7 specimens are specimens with lap splices. The later 7 specimens are grouped into 2 series, 15db series with lap length of 200 mm and 20db series with lap length of 250 mm. The specimens are tested as simple beam with the span length 2.34 m. The cross section is 15 cm wide and 30 cm deep. The load is monotonically applied at the middle of the beam. The applied load, deflection and lap splice bond strength are measured in the test.

From the experimental results, it is found that the variables that affect the strength of lap splice are splice length, concrete cover and number of FRP layers. The experiment clearly indicated that members with short lap splice length have lower strength and ductility. The failure of the specimens is characterized by brittle splitting crack along lap splice length. The confinement provided by CFRP around lap splice is effective to suppress the splitting crack propagation and enable the steel to develop yield capacity.

Based on the experimental results, the tri-uniform bond stress model has been developed to predict the confinement effect provided by CFRP. The model can also be applied to calculate the required amount of CFRP for strengthening short lap splice region.

The second research project is the shear strengthening of reinforced concrete members by ferrocement jacket. The experiment consists of 9 specimens. Three specimens are the control (unstrengthened) specimen and the remaining 6 specimens are strengthened specimens. The specimen is a beam type with the span length of 2.20 m. The cross section is 20 cm wide and 40 cm deep. The specimen is tested under monotonically applied control displacement at the middle of the span. The ferrocement for shear strengthening has also included the skeleton dowel steel fabricated in a C-shape and is fixed on the side face of the specimens at predetermined intervals. Experimental results have shown that strengthening of specimens by ferrocement can significantly increase shear strength of specimens. The ductility is also enhanced. The increase in shear strength varies with the spacing of skeleton dowel steels and the form of strengthening. Finite element analysis has been conducted to predict the behavior of specimens in the test. It is found that FEM analysis can satisfactorily reproduce cracks, load-deflection response and failure mode.

The third research project involves the test and development of model to predict the lap splice strengthened by ferrocement. In the experiment, 9 specimens have been tested. Among all specimens, one is the control specimen without lap splice. The remaining 8 specimens have short lap splice and are strengthened by ferrocement. The specimens can be grouped into 2 series; 20db series with lap length of 250 mm. and 25db series with lap length of 300 mm. The specimen is a beam type with span length of 2.34 m. The cross section is 15 cm wide and 30 cm high. The ferrocement consists of high strength mortar reinforced by 2 layers of hexagonal wire mesh. Skeleton steel made of 9 mm round bar bent in a C shape is also wrapped around the lap splice to increase the confinement. The load is statically applied to the specimen at the midspan. The applied load, deflection and bond strength of lap spliced bars are measured in the test. From experimental results, it is found that the variable that affects the development of lap splice strength is length of lap splice, form of strengthening and concrete cover. It is also found that if the splice length is less than 25 times bar diameter, the spliced bars cannot develop yield strength. The failure is characterized by a large splitting crack along the lap splice. Strengthening by ferrocement and skeleton steel can increase the load by more than 100%. The failure mode can be changed from brittle splitting failure to ductile flexural mode. Based on experimental results, tri uniform bond stress model is also developed to predict the behavior of specimens confined by ferrocement. Good agreement between model prediction and experimental results can be obtained.

Executive Summary

การลดความเสียหายเนื่องจากแผ่นดินไหว

1 บทนำ

ในปัจจุบันนี้ เป็นที่ทราบกันดีว่าประเทศไทยมีความเสี่ยงที่จะเกิดแผ่นดินไหวขนาดเล็กถึงปานกลาง โดยเฉพาะอย่างยิ่งในพื้นที่ใกล้รอยเลื่อนที่มีพลัง เช่น ในเขตภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทย ถึงแม้ว่ากรุงเทพมหานครซึ่งเป็นเมืองหลวงของประเทศไม่ได้ตั้งอยู่ใกล้แนวรอยเลื่อนที่มีพลัง แต่จากสภาพพื้นที่ตั้งของกรุงเทพมหานครที่เป็นชั้นดินอ่อน จึงมีโอกาสดินไหวซึ่งเมื่อแผ่เข้าไปในพื้นที่ดินอ่อนแล้ว จะขยายพลังในระดับ 3-4 เท่าซึ่งอาจทำให้เกิดความรุนแรงในระดับที่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างอาคาร ทำให้ในปี 2550 มีการออกกฎกระทรวงเกี่ยวกับการออกแบบอาคารบนพื้นที่เสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวโดยเน้นความสำคัญไปที่การเพิ่มความเหนียว (Ductility) ให้กับองค์อาคาร

เมื่อพิจารณาในช่วงเวลาหลายสิบปีที่ผ่านมา จะพบว่าอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กได้ถูกสร้างขึ้นมาเป็นจำนวนมาก บางส่วนของอาคารเหล่านั้นได้ถูกจัดเป็นโครงสร้างที่ไม่สามารถต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวได้ เสาที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวจะมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ต่ำเนื่องจากใช้ปริมาณเหล็กเสริมขั้นต่ำตามที่มาตรฐานแนะนำไว้เท่านั้น ทำให้เสาไม่ได้อุบัติตามที่มาตรฐานกำหนดไว้ (substandard structures) ไม่สามารถพัฒนากำลังและความเหนียวได้อย่างเต็มที่ ซึ่งอาจก่อให้เกิดความเสียหายหรือวิบัติอย่างฉับพลันได้หลายรูปแบบเช่น การวิบัติแบบเฉือน การวิบัติเนื่องจากการโอบรัดไม่พอเพียงหรือเพียงพอแต่ไร้ประสิทธิภาพ และการทาบเหล็กเสริมที่ตำแหน่งใดๆ มีระยะทาบไม่เพียงพอหรือน้อยเกินไปสำหรับการถ่ายแรงระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม กำลังและความเหนียวขององค์อาคารนั้นๆ จะลดลงและทำให้เกิดการวิบัติแบบฉับพลันของการทาบต่อเหล็ก

เมื่อพิจารณาถึงหลักการและวิธีการเสริมกำลังของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก พบว่าการเสริมความแข็งแรงด้วยการใช้วัสดุหุ้มหรือโอบรัดให้แก่โครงสร้างเป็นวิธีหนึ่งที่สามารถเพิ่มความสามารถในการรับแรงและปรับปรุงพฤติกรรมของโครงสร้างให้ดีขึ้น วัสดุที่ใช้หุ้มหรือโอบรัดสามารถเลือกใช้ได้หลากหลาย เช่น โพลีเมอร์เสริมเส้นใย (CFRP) คอนกรีต เฟอร์โรซีเมนต์ หรือแผ่นเหล็ก เป็นต้น วิธีการเสริมกำลังเสาที่นิยมในต่างประเทศซึ่งมีแผ่นดินไหวรุนแรง เช่น ประเทศญี่ปุ่น สหรัฐอเมริกาหรือนิวซีแลนด์ คือการพันเสาด้วยวัสดุประเภทโพลีเมอร์เสริมเส้นใย (Fiber reinforced polymer) เช่น GFRP หรือ CFRP เป็นต้น ปัจจุบัน ได้มีการนำวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย (fiber-reinforced plastic composite) หรือ FRP มาใช้ในการซ่อมแซมและเสริมกำลังให้กับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นจำนวนมาก ซึ่งวัสดุดังกล่าวมีความเหมาะสมที่จะนำมาใช้ในงานดังกล่าวเนื่องจากมีอัตราส่วนของกำลังต่อน้ำหนักที่สูง มีความต้านทานการผุกร่อนสูง น้ำหนักเบา และความสามารถในการดูดซับพลังงาน แม้ว่าวัสดุดังกล่าวจะมีความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ดีก็ตาม แต่มีราคาต่อหน่วยค่อนข้างสูง ทำให้เหมาะสมสำหรับการเสริมกำลังโครงสร้างที่มีขนาดใหญ่ เช่น

โครงสร้างทางยกระดับ สะพาน อาคารสูง อาคารขนาดใหญ่ แต่สำหรับอาคารที่มีขนาดเล็กไม่ใหญ่มาก เช่น ตึกแถว อาคารพาณิชย์ อพาร์ทเมนต์ การนำวัสดุที่มีกำลังต้านทานสูงมากมาใช้ก็อาจจะเกินความจำเป็น ด้วยเหตุนี้การเสริมกำลังอาคารที่มีขนาดเล็กไม่ใหญ่มากจึงควรพิจารณาทางเลือกที่ประหยัดกว่า เช่น การใช้เฟอโรซีเมนต์ เนื่องจากเฟอโรซีเมนต์คือวัสดุที่มีความหนาไม่มากโดยทั่วไปจะอยู่ที่ประมาณ 20-25 มม. และสามารถสร้างได้ในรูปแบบใดก็ได้ตามต้องการ โดยเฟอโรซีเมนต์เป็นการใช้มอร์ตาร์ฉาบเข้ากับเหล็กตาข่ายที่พันรอบโครงสร้าง การใช้งานสามารถประยุกต์ได้โดยการใช้เหล็กเส้นเล็กๆ วางประมาณ 1-2 ชั้นจะทำให้มีความต้านทานแรงได้สูงขึ้น ทั้งนี้วัสดุดังกล่าวยังมีการศึกษาและใช้งานกันอยู่น้อยมากและเป็นที่รู้จักกันในวงแคบ อย่างไรก็ตามสำหรับประเทศไทย วัสดุดังกล่าวมีความเหมาะสมเป็นอย่างยิ่ง เนื่องจากมีราคาที่ไม่แพง เพราะใช้วัสดุที่หาได้ในประเทศ อีกทั้งแรงงานไทยก็มีความคุ้นเคยกับการก่อสร้างด้วยคอนกรีตเป็นอย่างดีอีกด้วย

งานวิจัยที่น่าเสนอแนะนี้จะก่อให้เกิดองค์ความรู้ใหม่ในเรื่องที่เกี่ยวกับพฤติกรรมของเฟอโรซีเมนต์ในการเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนและการบิด รวมทั้งยังรวมไปถึงการใช้แผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย ภายใต้สภาวะน้ำหนักรบรรทุกทุกกระทำได้แบบสถิต งานวิจัยนี้จะเป็นการเพิ่มองค์ความรู้ที่เกี่ยวกับพฤติกรรมขององค์อาคารที่หุ้มด้วยเฟอโรซีเมนต์ในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว รวมทั้งพฤติกรรมของแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยเพื่อใช้ในการเสริมกำลังโครงสร้าง ซึ่งจะเป็นประโยชน์ทั้งในเชิงงานวิจัยพื้นฐานได้แก่ การศึกษาพฤติกรรมทางกลของหน้าตัดเชิงประกอบที่เกิดจากการทำงานร่วมกันระหว่างคอนกรีตเสริมเหล็กและเฟอโรซีเมนต์ และงานวิจัยการนำแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยมาใช้เสริมกำลังโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหว

2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การเสริมกำลังองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วย FRP

Lacobucci, R. D. และคณะ [2003] ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางขั้นต่ำเพื่อจำลองพฤติกรรมของเสาที่ไม่ได้มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านแผ่นดินไหวหรือ substandard columns จำนวน 10 ต้น โดยทำการศึกษาเสาที่เสริมกำลังด้วย CFRP ที่ได้ทำการแปรผันจำนวนชั้นของการพัน ซึ่งผลการทดสอบสรุปได้ว่า การเสริมกำลังด้วยการพัน CFRP ทำให้ความเหนียวและกำลังของชิ้นทดสอบเพิ่มขึ้นได้เป็นอย่างดี โดยที่ค่าแรงอัดตามแนวแกนในเสาเป็นพารามิเตอร์ที่มีความสำคัญต่อจำนวนของ CFRP ที่ต้องใช้ในการพัน สำหรับชิ้นทดสอบที่ใช้ CFRP ในการซ่อมแซมเสาที่เสียหายพบว่า คุณสมบัติของเสาที่ซ่อมแซมแล้วมีคุณภาพดีเทียบเท่ากับเสาที่ไม่ได้รับความเสียหายมาก่อน

Mohamed H. Harajli และ Ahmad A. Rteil [2004] ได้ทำประเมินความสามารถของเสา คอนกรีตเสริมเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่ถูกออกแบบให้รับเฉพาะแรงในแนวดิ่ง (Gravity load-designed column) ซึ่งมีการหาเหล็กที่บริเวณใกล้ฐานรองรับภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร จำนวน 12 ต้น โดยใช้ FRP และ Steel Fibers เป็นวัสดุในการเสริมกำลัง โดยแปรผันระยะเรียงของเหล็กเสริมตามขวาง ลักษณะการหุ้มของ FRP และปริมาณของ Steel fibers โดยผลการทดสอบพบว่าชิ้นทดสอบที่ไม่ได้เสริมกำลังเกิดการวิบัติโดยการครูดของเหล็กเสริมและมีกำลังที่ลดลงอย่างรวดเร็ว สำหรับการเสริม

กำลังโดยการหุ้มด้วย FRP ที่บริเวณจุดวิกฤติจะช่วยเพิ่มแรงยึดหน่วงและกำลังของเสาเป็นอย่างดี อีกทั้งยังช่วยลดรอยร้าวปริตามแนวเหล็กเสริมเนื่องจากการครูด (splitting cracks) และสำหรับการเสริมกำลังด้วย steel fibers ก็มีช่วยในการเพิ่มความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของเสา

Muhammad S. Memon และ Shamin A. Sheikh [2005] ได้นำผลการศึกษาของ **Lacobucci, R. D.** และคณะ ในปี 2003 มาเป็นต้นแบบเพื่อศึกษาพฤติกรรมของเสาที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ไม่เพียงพอสำหรับอาคารบนพื้นที่เสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหว เสาคอนกรีตเสริมเหล็กสี่เหลี่ยมจตุรัสจำนวน 8 ต้น ถูกทดสอบภายใต้แรงอัดตามแนวแกน โดยเสาแต่ละต้นมีจำนวนแผ่น GFRP ที่พันรอบเสาแตกต่างกันไป คณะผู้ทดสอบได้สรุปว่า เสาที่มีพฤติกรรมด้านความเหนียวและความสามารถในการสลายพลังงานที่ดีขึ้นเมื่อเพิ่มปริมาณการพัน GFRP เมื่อเปรียบเทียบกับเสาที่ไม่ได้เสริมกำลังและมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ต่ำ ทั้งนี้เมื่อนำผลการทดสอบไปเปรียบเทียบกับผลการวิจัยอื่นพบว่าตัวแปรสำคัญที่มีอิทธิพลต่อการเพิ่มความสามารถของเสาที่เสริมกำลังด้วยวัสดุ FRP คือแรงอัดในเสา

2.2 การเสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์

Hermosura, G. A. (1991) ได้ทำการศึกษาความเป็นไปได้ที่จะนำเฟอโรซีเมนต์มาเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างเสา โดยในการทดสอบมีตัวแปรที่สำคัญคือ จำนวนชั้นของลวดตาข่าย และรูปแบบของเสาซึ่งมีทั้งที่เป็นแบบเสาเฟอโรซีเมนต์กลวงและแบบที่กรอกด้วยคอนกรีตด้านใน โดยในแต่ละแบบได้แปรผันค่าระยะเรียงของเหล็กเสริมตามขวางในเฟอโรซีเมนต์ที่ระยะ 15 และ 25 ซม. โดยผลการทดสอบยืนยันว่าเสาเฟอโรซีเมนต์ที่กรอกคอนกรีตข้างในมีกำลังและความเหนียวดีกว่าเสาคอนกรีตปกติและจะมีพฤติกรรมดีขึ้นมากเมื่อเพิ่มจำนวนชั้นของลวดตาข่าย

Mansur, M. A. และ Ong, K. C. G. (1987) ได้ทำการศึกษากำลังรับแรงเฉือนของคานเฟอโรซีเมนต์รูปสี่เหลี่ยมซึ่งเสริมเฉพาะลวดตาข่ายในแฉกบนและแฉกล่างของคาน โดยตัวแปรที่ใช้ในการทดสอบมีทั้งช่วงแรงเฉือน (shear span-to-depth ratio, a/h) ปริมาณลวดตาข่ายที่ใช้ (Volume fraction, V_f) และกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้า (Mortar strength, f'_c) ซึ่งหลังจากทำการทดสอบคานจำนวน 45 ตัว ผู้วิจัยได้เสนอสมการเพื่อทำนายกำลังที่ทำให้เกิดรอยร้าวแรก (Crack shear strength, V_{cr}) ดังนี้

$$\frac{V_{cr}}{bd} = 6.8 \left(f'_c \rho \frac{d}{a} \right)^{0.75} \quad \text{เมื่อ } \rho \text{ คือ อัตราส่วนเหล็กเสริมตามแนวยาวของคาน } (= A_s / (bd))$$

ซึ่งจากผลการทดสอบสรุปว่ากำลังรับแรงเฉือนของคานจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มจำนวนของลวดตาข่ายและกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้า

Mansur, M. A. และ Ong, K. C. G. (1991) ได้ทำการศึกษากำลังรับแรงเฉือนของคานรูปตัวไอ จำนวน 28 ตัว โดยมีตัวแปรในการทดลองคือ ช่วงการเฉือน กำลังรับแรงอัดของมอร์ต้า จำนวนชั้นของลวดตาข่าย ปริมาณของเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมตามขวาง โดยผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าคานเฟอโรซีเมนต์รูปตัวไอจะวิบัติโดยแรงเฉือนเมื่อระยะ a/h น้อยกว่าหรือเท่ากับ 1.50 และเมื่อคานมีระยะดังกล่าวเกินกว่าค่านี้นั้น คานจะวิบัติโดยการดัด อีกทั้งยังได้เสนอสมการเพื่อทำนายหน่วยแรงแตกร้าวและหน่วยแรงเฉือนประลัยในคานอีกด้วย

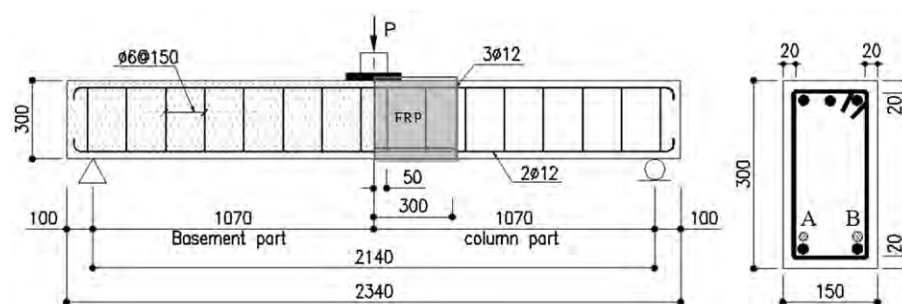
Desayi, P. และ Nandakumar, N. (1995) ได้ขยายผลการทดสอบของ Mansur และ Ong ในปี ค.ศ.1987 โดยได้ทดสอบคานาเฟอโรซีเมนต์รูปสี่เหลี่ยม 3 แบบ คือ (1) มีลวดตาข่ายกระจายทั่วหน้าตัด (2) มีลวดตาข่ายที่ผิวบนและล่าง และ (3) มีลวดตาข่ายและเหล็กเสริมโครงที่กลางคาน โดยได้ทำการทดสอบคานจำนวน 221 ตัว จากผลการทดสอบผู้วิจัยได้สร้างสมการเพื่อทำนายกำลังรับแรงเฉือน (Shear force at flexural-shear crack, V_{cf}) ของคานแต่ละแบบ

บทที่ 3 การเสริมกำลังการทาบทอเหล็กเสริมในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย

ในงานวิจัยนี้ ผู้วิจัยต้องการศึกษาผลของการทาบทอเหล็กเสริมที่มีระยะทาบทอน้อยต่อพฤติกรรมการรับน้ำหนักขององค์อาคาร ตลอดจนการเสริมความแข็งแรงบริเวณทาบทอเหล็กเสริมด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย

3.1 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

ในการทดสอบนี้เป็นการศึกษาการเสริมกำลังบริเวณรอยต่อทาบทอของเหล็กเสริมรับแรงดึงในชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยขึ้นตัวอย่างทดสอบประกอบด้วย 8 ตัวอย่างได้แก่ (1) ตัวอย่างที่ไม่ทำการทาบทอเหล็กเสริมจำนวน 1 ตัวอย่าง (2) ตัวอย่างที่ทาบทอเหล็กเสริม โดยที่ตัวอย่างทาบทอเหล็กเสริมจะแบ่งออกเป็น 2 กลุ่มตามความยาวของระยะทาบทอ คือกลุ่ม 20db (ความยาวระยะทาบทอเท่ากับ 250 มม.) และกลุ่ม 15db (ความยาวระยะทาบทอเท่ากับ 200 มม.) คานตัวอย่างมีขนาดหน้าตัดกว้าง 150 มม. ลึก 300 มม. ความยาวช่วงคานเท่ากับ 2140 มม. ในแต่ละกลุ่มทดสอบได้รับการเสริมกำลังโดยใช้แผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยพันรอบบริเวณที่มีการทาบทอเหล็กโดยแปรผันจำนวนรอบการพัน คือ 2, 4 และ 6 รอบ ตัวอย่างรายละเอียดของคานทดสอบ แสดงดังรูปที่ 1 สำหรับกลุ่ม 15db (สำหรับกลุ่ม 20db ระยะทาบทอคือ 250 มม.) การให้น้ำหนักบรรทุกทุกกำหนดให้น้ำหนักกระทำแบบจุด ณ ตำแหน่งกึ่งกลางคานแบบสถิต ในการทดสอบจะพิจารณา (1) กำลังรับน้ำหนัก (2) ระยะแอ่นตัว (3) กำลังของแรงยึดเหนี่ยวที่บริเวณการทาบทอเหล็กเสริมและ (4) กำลังของเหล็กเสริมรับแรงดึงในบริเวณทาบทอเหล็กเสริม โดยที่ตัวแปรหลักที่ส่งผลต่อกำลังของเหล็กเสริมที่บริเวณทาบทอเหล็กประกอบด้วย ความยาวของระยะทาบทอ ระยะหุ้มคอนกรีตและรูปแบบการเสริมแรง โดยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยที่ใช้ในการทดลองครั้งนี้ มีคุณสมบัติดังแสดงในตารางที่ 1



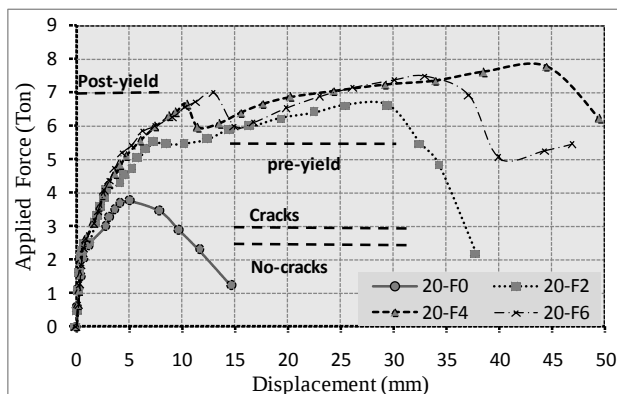
รูปที่ 1 ตัวอย่างรายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบกลุ่ม 15db

ตารางที่ 1 คุณสมบัติแผ่นโพลิเมอร์เสริมเส้นใย

Modulus E_f N/m ²	Thickness t_f m	Fracture strain	Width m	Length
2.30E+11	1.70E-04	1.70E-02	0.5	NA

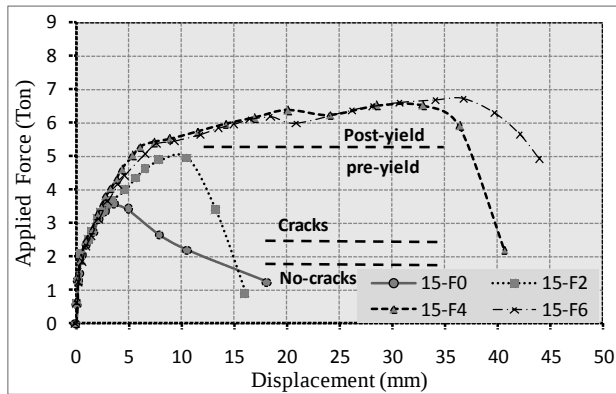
3.2 ผลการทดสอบ

รูปที่ 2 แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักและการโก่งตัวของชิ้นทดสอบในกลุ่ม 20db โดยมี ความยาวของการทดสอบเท่ากับ 250 มม. โดยกราฟผลของตัวอย่างที่ไม่ได้ทาบท่อเหล็กเสริม 20F0 แสดงเป็นเส้นที่ราบจนจุดวงกลม ชิ้นตัวอย่างหุ้มด้วยแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์ 2 ชั้น (20F2) แสดงเป็น เส้นประบนจุดสี่เหลี่ยม จากผลทดสอบ ตัวอย่าง 20F2 มีกำลังรับน้ำหนักที่เพิ่มขึ้น และเกิดการ วิกฤติหลังจากเหล็กรับแรงถึงถึงจุดครากได้ ในทำนองเดียวกัน กำลังรับน้ำหนักของชิ้นทดสอบที่ได้พัน ด้วยแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์จำนวนรอบเพิ่มขึ้น 4, 6 รอบมีค่าเพิ่มขึ้นตามลำดับ ผลการทดสอบของชิ้น ตัวอย่างในกลุ่ม 20db สามารถสรุปได้ว่า การใช้แผ่นโพลิเมอร์เสริมเส้นใยสามารถพัฒนากำลังรับ น้ำหนักของเหล็กเสริมจนถึงจุดครากได้



รูปที่ 2 ผลการทดสอบชุด 20db

รูปที่ 3 แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักและระยะแอ่นตัวของชิ้นทดสอบในกลุ่ม 15db โดยมี ความยาวของการทดสอบเท่ากับ 200 มม. โดยกราฟของชิ้นตัวอย่างที่ไม่ได้ทาบท่อเหล็กเสริม 15F0 แสดงเป็นเส้นที่ราบจนจุดวงกลม ชิ้นตัวอย่างหุ้มด้วยแผ่นโพลิเมอร์เสริมเส้นใย 2 ชั้น (15F2) แสดงเป็น เส้นประบนจุดสี่เหลี่ยม พบว่าคานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นเมื่อโอบรัดด้วยแผ่นโพลิเมอร์เสริม เส้นใย แต่ยังไม่สามารถทำให้เหล็กรับแรงถึงถึงจุดครากได้ แต่เมื่อมีการเพิ่มจำนวนชั้นของแผ่นโพลิเม อร์เสริมเส้นใย ทำให้เหล็กเสริมรับแรงถึงถึงจุดครากได้ และทำให้การวิบัติของคานเป็นแบบเชิงดัด (flexural failure) หลังจากที่เหล็กเสริมรับแรงถึงถึงจุดครากแล้ว ผลการทดสอบของตัวอย่างในกลุ่ม 15db สามารถสรุปได้ว่า การใช้แผ่นโพลิเมอร์เสริมเส้นใยสามารถพัฒนากำลังของเหล็กเสริมไปถึงจุด ครากได้ แต่ต้องมีจำนวนชั้นที่เหมาะสม คือจำนวน 4 ชั้นขึ้นไป



รูปที่ 3 ผลการทดสอบชุด 15db

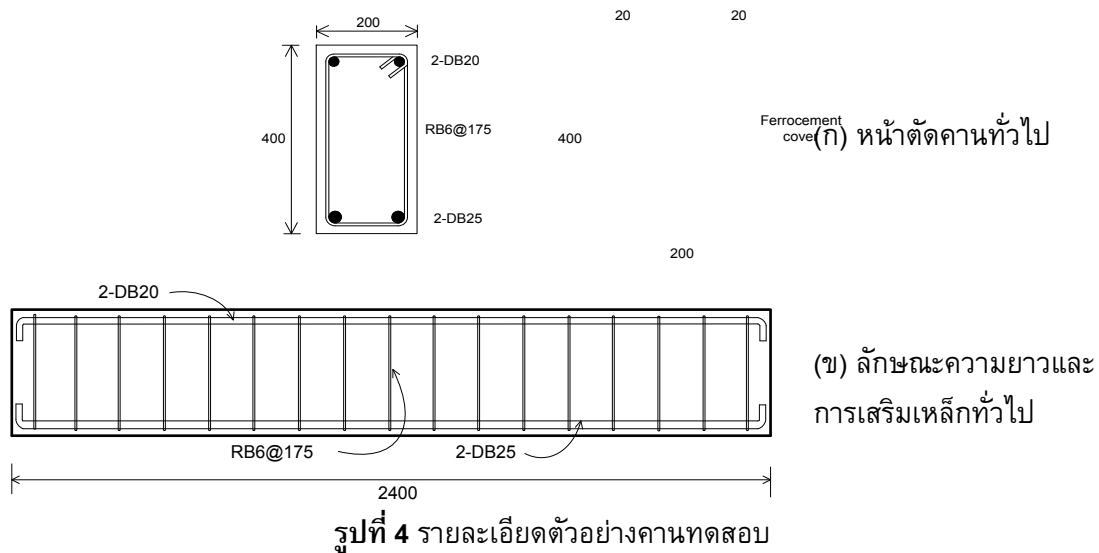
จากผลการทดสอบการเสริมกำลังการต่อทาบเหล็กเสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย สามารถสรุปได้ว่า สำหรับองค์อาคารที่มีระยะต่อทาบเหล็กเสริมที่สั้นนั้น จะส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักและความเหนียวขององค์อาคารลดลง รวมทั้งก่อให้เกิดการวิบัติแบบเปราะซึ่งเกิดจากรอยแตกกว้างปริแตกตามแนวรอยต่อทาบเหล็ก แต่เมื่อได้รับการพันด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยในบริเวณที่มีการต่อทาบเหล็กแล้ว ทำให้คอนกรีตมีการโอบรัดที่ดีขึ้นส่งผลให้เหล็กเสริมสามารถพัฒนากำลังรับแรงดึงได้ถึงจุดครากได้ ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการพันบริเวณการทาบต่อเหล็กเสริมด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยเป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพ

บทที่ 4 การเสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กต้านทานแรงเฉือนด้วยเฟอโรซีเมนต์

การทดสอบนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมและประสิทธิภาพของการใช้เฟอโรซีเมนต์ในการเสริมความแข็งแรงของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำเชิงสถิต (Static load)

4.1 ข้อมูลของชิ้นทดสอบ

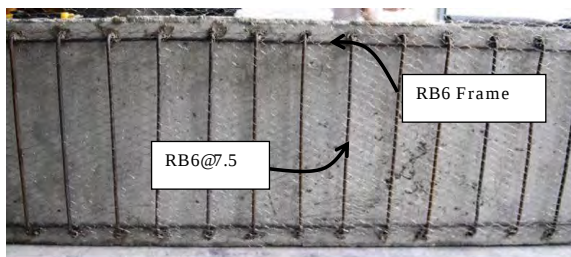
ชิ้นทดสอบที่ใช้เป็นคาน 9 ตัว ประกอบด้วยคานควบคุม (ไม่เสริมกำลัง) 3 ตัว และคานที่เสริมกำลังอีก 6 ตัว หน้าตัดคานคือ 200x400 มม. คานมีความยาวสุทธิ 2,400 มม. ระยะจากฐานรองรับถึงฐานรองรับของคานเท่ากับ 2,200 มม. รายละเอียดการเสริมเหล็กในคานแสดงในรูปที่ 4 ในการทดสอบนี้ต้องการให้การวิบัติของคานควบคุมเป็นแบบเฉือน ดังนั้นอัตราส่วน $M_n/(aV_n)$ จึงควรมีค่ามากกว่า 1.0 แต่เนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีจำนวนมากซึ่งจะไปเพิ่มกำลังรับแรงเฉือน (V_n) ด้วย ดังนั้นเพื่อให้เกิดการวิบัติเฉือนตามต้องการ จะต้องเสริมเหล็กรับแรงดึงค่อนข้างมาก สำหรับการทดสอบในชุดแรกนี้จะกำหนดให้ $M_n/(aV_n)$ และ a/d มีค่ามากกว่า 1.2 และต่ำกว่า 3.0 ตามลำดับ



4.2 รายละเอียดบริเวณที่เสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์

4.2.1 คานเสริมกำลังแบบที่ 1 (ชุดตัวอย่าง S series)

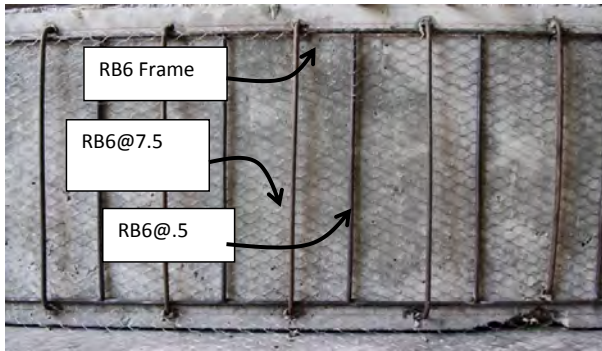
วิธีที่ใช้ในการเสริมกำลังของคานชุดนี้จะเป็นการเสริมเหล็กเส้นกลมที่ตัดเป็นรูปตัวซีภายนอก และติดตั้งที่ผิวด้านข้างของคาน เหล็กเสริมพิเศษหรือเหล็กเดือยรูปตัวซีนี้จะถูกยึดเข้ากับตัวคานที่ ทุกๆระยะ 75, 150 และ 300 มม. หลังจากนั้นจึงใช้เหล็กโครงและฉาบด้วยซีเมนต์มอร์ตาร์ เหล็กรูป ตัวซีดังกล่าวจะทำให้หน้าที่ยึดกำลังรับแรงเฉือนส่วนเกินที่คานเดิมไม่สามารถรับได้ ขั้นตอนการ ก่อสร้างจะทำการเจาะรูลึกเข้าไปในคานประมาณ 50 มม. ที่ด้านบนและด้านล่างของผิวข้างคานตลอด ความยาวคาน หลังจากนั้นจะนำเหล็กโครงเฟอโรซีเมนต์ที่พันด้วยลวดตาข่าย 1 ชั้น วางทับไว้กับผิว คานและทำการร้อย (เย็บ) เหล็กรูปตัวซีที่เตรียมไว้เข้ากับข้างคานด้วยกาวอีพ็อกซี



รูปที่ 5 การเสริมกำลังแบบที่ 1

4.3 คานเสริมกำลังแบบที่ 2 (ชุดตัวอย่าง COL-S series)

คานในชุดทดสอบนี้เป็นคานเสริมกำลังที่มีองค์ประกอบในการเสริมกำลังคล้ายกับชุดตัวอย่าง ทดสอบ S ทุกประการเว้นแต่เหล็กพิเศษดังกล่าวจะถูกเชื่อมติดกับโครงเฟอโรซีเมนต์แทนที่จะฝังเข้าไปในตัวคานเหมือนเหล็กรูปตัวซีที่ใช้เสริมกำลังตามปกติ ทั้งนี้กำหนดระยะเรียงของเหล็กที่เชื่อม พิเศษนี้เป็นไปตามระยะที่กำหนด และวางสลับกับเหล็กรูปตัวซีปกติจะมีการใช้เหล็กเสริมยึดติดกับ โครงของเฟอโรซีเมนต์เพื่อเป็นการลดรูเจาะในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยรูปที่ 6 แสดงลักษณะ ของการเสริมกำลังด้วยวิธีดังกล่าว

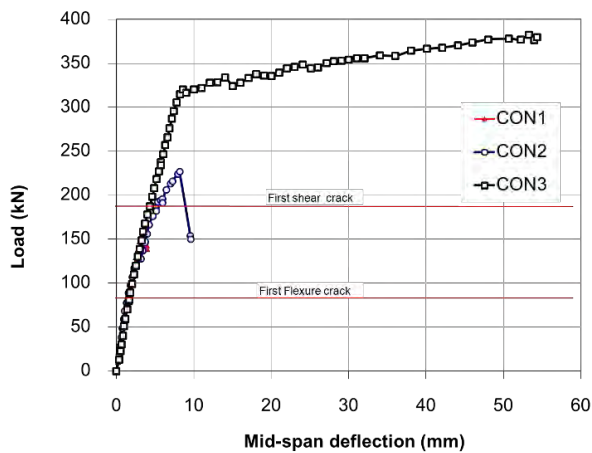


รูปที่ 4.8 การเสริมเหล็กพิเศษแนบไปกับด้านข้างคาน

4.4 ผลการทดสอบ

• คานควบคุม

ขั้นตอนทดสอบ CON1 ที่ไม่ได้เสริมเหล็กปลอกรับแรงเฉือน หลังจากรับแรงกระทำจนเกิดการวิบัติแล้วสามารถสรุปได้ว่าคอนกรีตสามารถรับแรงเฉือนได้ 157.74 kN ขั้นตอนทดสอบที่ 2 (CON2) เป็นคานควบคุมซึ่งเสริมเหล็กปลอกรับแรงเฉือนขึ้นต่ำตามมาตรฐาน ACI พบว่าคานวิบัติด้วยแรงเฉือนที่น้ำหนักบรรทุก 227 kN ขั้นตอนทดสอบที่ 3 (CON3) เป็นขั้นตอนทดสอบคานที่ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดัดรูปที่ 7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน CON3 พบว่ากำลังรับน้ำหนักของคานเท่ากับ 379.94 kN

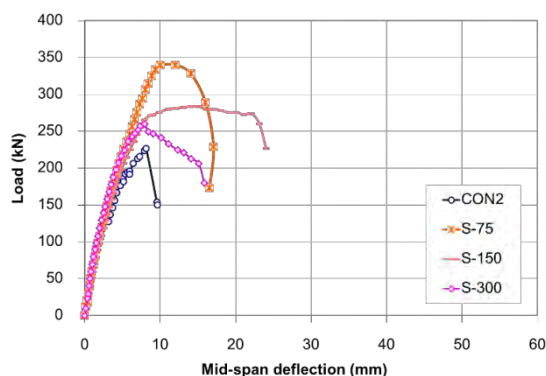


รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานควบคุม

• ขั้นตอนทดสอบการเสริมกำลังแบบที่ 1 (ชุด S)

ขั้นตอนทดสอบชุด S เป็นขั้นตอนทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลังเหล็กเสริมรับแรงเฉือนหรือเสริมแผ่นเฟอโรซีเมนต์ สำหรับขั้นตอนทดสอบ S75 ระยะห่างระหว่างเหล็กเดือยตัว C เท่ากับ 75 มม. มีกำลังรับน้ำหนักเท่ากับ 340.01 kN ซึ่งใกล้เคียงกับกำลังของคานควบคุม CON3 (379.94 kN) แสดงให้เห็นว่าการเสริมแผ่นเฟอโรซีเมนต์โดยมีระยะห่างของเหล็กเดือย 75 มม. เพียงพอต่อการเสริมกำลังให้เหล็กเสริมรับแรงดัดคราก ขั้นตอนทดสอบ S150 ซึ่งเสริมแผ่นเฟอโรซีเมนต์โดยใช้ระยะห่างเหล็กเดือยเท่ากับ 150 มม. พบว่ามีความเหนียวเพิ่มขึ้น แต่กำลังรับน้ำหนักมีค่าน้อยกว่าขั้นตอนทดสอบ S75 จากรูปที่ 8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานพบว่า ภายหลังการเสริมกำลัง ความแข็งแรงของขั้นตอนเพิ่มขึ้นเมื่อระยะระหว่างเหล็กเดือยลดลง และพบว่าชั้น

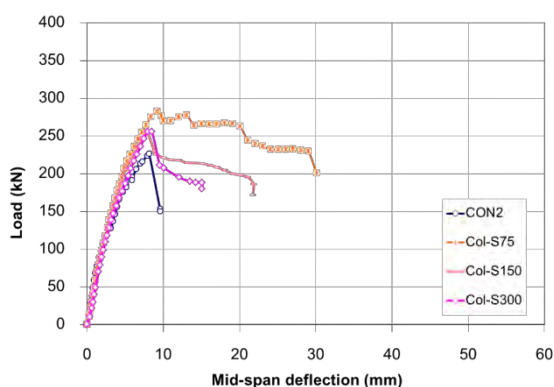
ทดสอบ S150 และ S300 อาจจะยังไม่เพียงพอต่อการต้านเฉือน โดยรูปแบบการวิบัติของคานทั้งสองนั้นยังคงเป็นการวิบัติแบบเฉือนแต่มีความเหนียวที่เพิ่มขึ้น



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานของชุดทดสอบ S

- **ขั้นตอนทดสอบการเสริมกำลังแบบที่ 2 (ชุด COL-S)**

สำหรับขั้นตอนทดสอบชุด COL-S ขั้นตอน COL-S75 เป็นขั้นตอนที่ได้รับการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยแผ่นเฟอร์โรซีเมนต์โดยใช้ระยะห่างเหล็กเดือยเท่ากับ 150 มม. แต่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นในบริเวณโครงเหล็กของเฟอร์โรซีเมนต์ กำลังรับน้ำหนักของคาน COL-S75 เท่ากับ 282.62 kN ซึ่งต่ำกว่าของคานควบคุม CON3 (379.94 kN) แสดงให้เห็นว่าการเสริมแผ่นเฟอร์โรซีเมนต์โดยใช้ระยะห่างของเหล็กเดือยเท่ากับ 150 มม. ไม่เพียงพอต่อการเสริมกำลังให้เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก สำหรับขั้นตอน COL-S150 ซึ่งเสริมแผ่นเฟอร์โรซีเมนต์โดยใช้ระยะห่างของเหล็กเดือยเท่ากับ 300 มม. พบว่าพฤติกรรมเป็นไปลักษณะเดียวกับ COL-S75 แต่กำลังรับน้ำหนักสูงสุดลดลงดังแสดงในรูปที่ 9 ภายหลังจากที่ได้เสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กแล้ว ความแข็งแรงของโครงสร้างเพิ่มขึ้นเมื่อระยะระหว่างเหล็กเดือยลดลง และพบว่าขั้นตอน COL-S75, COL-S150 และ COL-S300 อาจจะยังไม่เพียงพอต่อการต้านทานแรงเฉือน โดยรูปแบบการวิบัติคานทั้งสามนั้นยังคงเป็นการวิบัติแบบเฉือนแต่มีความเหนียวเพิ่มขึ้น



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานชุด COL-S

จากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ว่า การเสริมความแข็งแรงองค์อาคารเพื่อต้านแรงเฉือนโดยใช้เฟอร์โรซีเมนต์ร่วมกับการเหล็กเสริมโครงติดตั้งที่ผิวด้านข้างของคาน สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติขององค์อาคารจากการวิบัติเฉือนซึ่งถือเป็นการวิบัติแบบฉับพลันซึ่งไม่เป็นที่ต้องการ

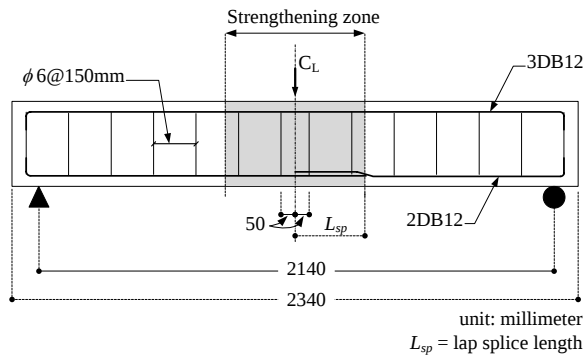
ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กให้เป็นการวิบัติเฉือนแบบเหนียวหรือการวิบัติเชิงดัด นอกจากนั้นยังสามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนได้เป็นอย่างดี โดยเพิ่มทั้งกำลังรับแรงเฉือนและความเหนียว ทั้งนี้การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนและความเหนียวขึ้นอยู่กับจำนวนและระยะห่างของเหล็กเดือยที่เสริมข้างคานตลอดจนรูปแบบและวิธีการเสริมความแข็งแรง

บทที่ 5 การทดสอบและแบบจำลองการเสริมกำลังการทาบท่อเหล็กเสริมด้วยเฟอร์โรซีเมนต์

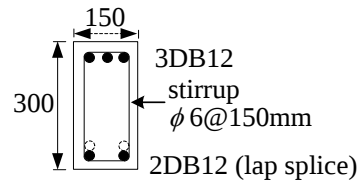
ในงานวิจัยนี้เสนอการทดลองขึ้นทดสอบซึ่งได้รับการเสริมกำลังที่บริเวณการทาบท่อเหล็กด้วยวัสดุเฟอร์โรซีเมนต์ และนำเสนอการวิเคราะห์กำลังยึดเหนี่ยวที่บริเวณระยะทาบทับด้วยแบบจำลองกำลังยึดเหนี่ยว 3 ส่วนเทียบเท่า (Tri-uniform bond stress model) เพื่อหาำลังของการทาบท่อเหล็กเสริม

5.1 ตัวอย่างทดสอบ

ในงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ที่จะทำการศึกษากการเสริมกำลังที่บริเวณทาบท่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงในชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตคอนกรีตเสริมเหล็กโดยพิจารณา 1) กำลังรับแรงสูงสุด 2) การเคลื่อนตัวสูงสุด 3) กำลังของเหล็กเสริมที่บริเวณทาบท่อเหล็กเสริม และ 4) กำลังยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมที่บริเวณทาบท่อเหล็กเสริม โดยตัวแปรหลักๆ ที่มีผลต่อกำลังของเหล็กเสริมที่บริเวณทาบท่อเหล็กประกอบด้วย ความยาวของระยะทาบทับ อัตราส่วนของระยะหุ้มคอนกรีตต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม และรูปแบบการเสริมกำลัง โดยตัวอย่างทดสอบประกอบด้วย 9 ตัวอย่าง โดยมี 1 ตัวอย่างที่ไม่ทำการทาบท่อเหล็กเสริมและ 8 ตัวอย่างที่ทาบท่อเหล็กเสริม ตัวอย่างที่ทาบท่อเหล็กเสริมแบ่งออกเป็น 2 กลุ่มตามความยาวของระยะทาบทับ คือกลุ่ม 20db (ความยาวระยะทาบทับเท่ากับ 250 มม.) และกลุ่ม 25db (ความยาวระยะทาบทับเท่ากับ 300 มม.) คานตัวอย่างทั้งหมดมีขนาดหน้าตัดซึ่งมีความกว้าง 150 มม. ลึก 300 มม. มีความยาวช่วงคาน (clear span length) เท่ากับ 2,140 มม. เหล็กเสริมหลักกำหนดให้ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD40 มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. โดยมีเหล็กรับแรงดึง (เหล็กล่าง) 2 เส้น และเหล็กรับแรงอัด (เหล็กบน) 3 เส้น ใช้เหล็กลูกตั้งหรือเหล็กปลอกเป็นเหล็กเส้นกลมชั้นคุณภาพ SR24 เส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มม. ที่ระยะเรียง 150 มม. ดังแสดงรายละเอียดดังรูปที่ 10 คานตัวอย่างจะถูกทดสอบภายใต้แรงกึ่งสถิตถ่ายลงที่ตำแหน่งกึ่งกลางคานที่ได้ถูกออกแบบเพื่อให้มีลักษณะการวิบัติด้วยแรงดัดเป็นหลัก



ก) แบบตามยาว



ข) หน้าตัด

รูปที่ 10 รายละเอียดการเสริมเหล็กในคานตัวอย่างทดสอบ

2. รูปแบบการเสริมกำลังด้วยเฟอร์ไรซีเมนต์

ตัวอย่างที่เสริมกำลังจะใช้เฟอร์ไรซีเมนต์ที่มีความหนา 20 มม. หุ้มรอบตัวอย่างคานที่บริเวณทาบต่อเหล็กเสริมโดยไม่ได้ทำการสกัดผิวคาน (ดูรูปที่ 11) เฟอร์ไรซีเมนต์ประกอบด้วยมอร์ตาร์และลวดตะแกรงหรือลวดกรงไก่ โดยมอร์ตาร์จะผสมด้วยสัดส่วนซีเมนต์ต่อทรายเท่ากับ 1:2 โดยมีอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.4 และลวดตะแกรงจะมีลักษณะหกลเหลี่ยมจำนวน 2 ชั้น เหล็กโครงที่ใช้เสริมในเฟอร์ไรซีเมนต์จะใช้เหล็กเส้นกลมขนาด 9 มม. และ 6 มม. ที่จะถูกตัดเป็นรูปตัวซี (C) โดยในตำแหน่งเดียวกันจะใช้เหล็กตัวซี 2 เส้นมาประกบกันเพื่อรัดตัวอย่างทดสอบโดยใช้การเชื่อมที่บริเวณแขนทั้งสองด้านของเหล็กตัวซี



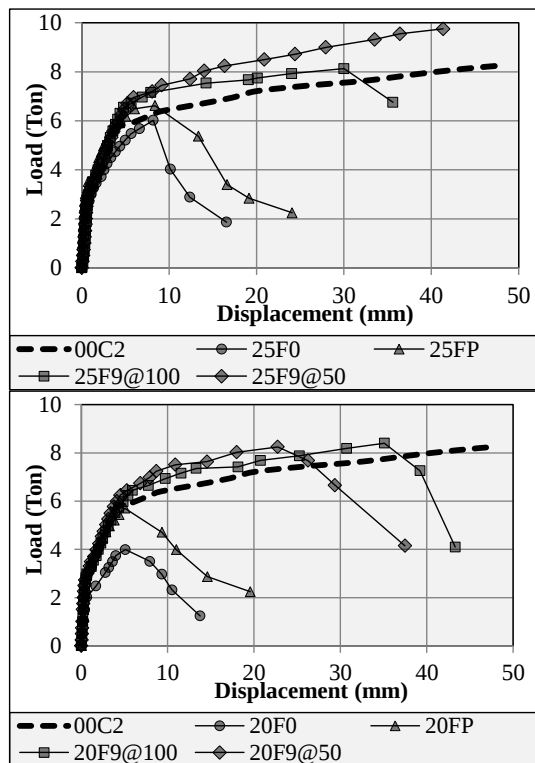
(ก) แนวการติดตั้งเหล็กโครง



(ข) ชั้นทดสอบหลังการเสริมกำลัง

รูปที่ 11 การประยุกต์ใช้เฟอร์ไรซีเมนต์เสริมกำลังบริเวณทาบต่อเหล็กเสริม

2. ผลการทดสอบ



รูปที่ 12 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์
ระหว่างน้ำหนักและการโก่งตัวกลุ่ม 25db

รูปที่ 13 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์
ระหว่างน้ำหนักและการโก่งตัวกลุ่ม 20db

รูปที่ 12 แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักและการโก่งตัวสูงสุดของกลุ่ม 25db โดยมีความยาวของการทาบทอเท่ากับ 300 มม. โดยในกราฟ ผลการทดสอบของตัวอย่างที่ไม่ได้ทาบทอเหล็กเสริม 00C2 แสดงด้วยเส้นประหนา, ตัวอย่าง 25F0 (ตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการเสริมกำลัง) แสดงด้วยเส้นบนจุดวงกลมและตัวอย่าง 25FP (ใช้เฟอร์ไรต์เสริมแรงโดยไม่มีเหล็กโครง) แสดงด้วยเส้นบนจุดสามเหลี่ยม และตัวอย่าง 25F9@50 ที่ใช้เหล็กโครงเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มม. ในการเสริมกำลังแสดงด้วยเส้นบนจุดสี่เหลี่ยมข้าวหลามตัด จากผลการทดสอบ จะเห็นได้ว่าตัวอย่าง 25F9@50 มีการรับแรงสูงสุดเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างอื่นในกลุ่ม 25db ในทางกลับกันตัวอย่าง 25F0 แสดงกำลังรับน้ำหนักต่ำที่สุดและเกิดการวิบัติก่อนที่จะกำลังของเหล็กเสริมจะพัฒนาถึงจุดคราก หลังจากการรับแรงสูงสุดตัวอย่างจะเกิดการวิบัติอย่างฉับพลันโดยสังเกตได้จากเส้นกราฟที่เกิดการวกกลับและดิ่งลงอย่างรวดเร็ว สำหรับตัวอย่าง 25FP สามารถพัฒนากำลังของเหล็กเสริมจนถึงจุดคราก แต่ยังคงแสดงค่าการโก่งตัวที่น้อยมากเมื่อเทียบกับตัวอย่าง 25F9@50 และยังปรากฏเห็นลักษณะกราฟวกกลับอย่างฉับพลันเช่นเดียวกับตัวอย่าง 25F0 และสำหรับตัวอย่าง 25F9@100 ในช่วงต้นลักษณะของการรับแรงเป็นไปทางเดียวกันกับตัวอย่าง 25F9@50 จนกระทั่งถึงจุดที่เหล็กเสริมคราก ตัวอย่าง 25F9@100 จะเริ่มปรากฏเห็นกราฟแยกห่างออกจากกราฟ 25F9@50 ที่มีลักษณะการรับแรงที่น้อยกว่าเมื่อเปรียบเทียบที่ตำแหน่งการโก่งตัวเท่ากัน และตัวอย่างนี้สามารถรับแรงได้สูงสุดประมาณ 8 ตัน ในขณะที่ตัวอย่าง 25F9@50 ยังคงสามารถพัฒนากำลังรับน้ำหนักได้อย่างต่อเนื่อง

รูปที่ 13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการโก่งตัวสูงสุดของกลุ่ม 20db โดยมีความยาวของการทาบทอเหล็กเท่ากับ 250 มม. พร้อมกับการเปรียบเทียบตัวอย่างที่ไม่ได้ทาบทอเหล็กที่มี

ระยะหุ้มเดียวกัน (ชั้นทดสอบ 00C2) โดยในกราฟ ผลของตัวอย่างที่เหมือนกันคือชั้นทดสอบ 00C2 แสดงดังเส้นประหนาและ 20F0 (ตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการเสริมกำลัง) แสดงดังเส้นบนจุดวงกลม และ 20FP (ใช้เฟอร์โรซีเมนต์เสริมกำลังโดยปราศจากเหล็กโครง) และดังเส้นบนจุดสามเหลี่ยม และตัวอย่าง 20F9@50 แสดงดังเส้นบนจุดสี่เหลี่ยมข้าวหลามตัด จากผลการทดสอบพบว่าตัวอย่าง 20F9@50 แสดงค่าการรับแรงสูงที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างอื่นในกลุ่ม 20db ณ ที่ตำแหน่งระยะการโก่งตัวที่เท่ากัน ในทางกลับกันตัวอย่าง 20F0 มีค่ากำลังรับน้ำหนักที่ต่ำสุดและเกิดการวิบัติก่อนที่จะกำลังของเหล็กเสริมจะพัฒนาจนถึงจุดคราก หลังจากการรับแรงสูงสุดแล้ว ตัวอย่างจะเกิดการวิบัติอย่างฉับพลันซึ่งสังเกตได้จากเส้นกราฟที่เกิดการตกลงอย่างรวดเร็ว สำหรับตัวอย่าง 20FP สามารถรับแรงได้เพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับตัวอย่าง 20F0 แต่ลักษณะกราฟจะปรากฏเช่นเดียวกับตัวอย่าง 20F0 สำหรับตัวอย่าง 20F9@100 ในช่วงต้น ลักษณะของการรับแรงเป็นไปทางเดียวกับตัวอย่าง 20F9@50 จนกระทั่งถึงจุดที่เหล็กเสริมคราก ตัวอย่าง 20F9@100 จะเริ่มปรากฏเห็นกราฟแยกห่างออกจากกราฟของตัวอย่าง 20F9@50 และมีค่าการรับน้ำหนักที่น้อยกว่าเมื่อเทียบที่ระยะโก่งตัวเท่ากัน ผลการทดสอบทั้งหมดสามารถสรุปได้ดังนี้

1. การติดตั้งเหล็กเสริมที่มีระยะทาบน้อยกว่า 25 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางไม่สามารถพัฒนา กำลังของเหล็กเสริมจนถึงจุดครากได้ การวิบัติของตัวอย่างจะปรากฏให้เห็นรอยแตกร้าว เกิดขึ้นตามแนวนอนในบริเวณที่ทำการทาบเหล็กเสริมซึ่งส่งผลให้ตัวอย่างคานเกิดการวิบัติแบบฉับพลันเป็นการวิบัติแบบปริแตก (Splitting failure)
2. ตัวอย่างที่ทำการเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์โดยไม่ใช้เหล็กโครงจะสามารถเพิ่มกำลังรับแรงได้อีกเล็กน้อย แต่ไม่สามารถรับแรงได้ในกรณีที่มีการแอ่นตัวมีค่าสูงขึ้น
3. ตัวอย่างที่ทำการเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์ร่วมกับเหล็กโครงสามารถเพิ่มน้ำหนักบรรทุกได้สูงสุดมากกว่า 100 เปอร์เซ็นต์เมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการเสริมกำลัง และสามารถเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของโครงสร้างจากที่ไม่มีความเหนียวให้มีความเหนียวได้ ยิ่งไปกว่านั้นเมื่อพิจารณากำลังของเหล็กเสริมจะเห็นได้ว่า กำลังของเหล็กเสริมสามารถพัฒนาไปถึงจุดครากได้อีกด้วย

บทที่ 1

บทนำและที่มาของปัญหา

1.1 ทัวไป

ในปัจจุบันนี้ เป็นที่ทราบกันโดยทั่วไปว่าประเทศไทยมีความเสี่ยงที่จะเกิดแผ่นดินไหวขนาดเล็กถึงปานกลาง โดยเฉพาะอย่างยิ่งในพื้นที่ใกล้รอยเลื่อนที่มีพลัง เช่น ในเขตภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทย ถึงแม้ว่ากรุงเทพมหานครซึ่งเป็นเมืองหลวงของประเทศไม่ได้ตั้งอยู่ใกล้แนวรอยเลื่อนที่มีพลัง แต่จากสภาพพื้นที่ตั้งของกรุงเทพมหานครที่เป็นชั้นดินอ่อน จึงมีโอกาสดินเคลื่อนแผ่นดินไหวซึ่งเมื่อแผ่เข้าไปในพื้นที่ดินอ่อนและขยายพลังในระดับ 2-3 เท่ามีโอกาสเป็นไปได้สูง ทำให้มีการออกกฎกระทรวงฉบับใหม่เกี่ยวกับการออกแบบอาคารบนพื้นที่เสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวโดยเน้นความสำคัญไปที่การเพิ่มความเหนียว (Ductility) ให้กับองค์อาคาร อย่างไรก็ตาม กฎกระทรวงฉบับใหม่นี้ใช้บังคับกับอาคารที่จะก่อสร้างใหม่เท่านั้น ในกรุงเทพฯ และประเทศไทย ยังมีอาคารอยู่เป็นจำนวนมากที่ก่อสร้างก่อนที่กฎกระทรวงจะบังคับใช้ อาคารเหล่านี้เชื่อกันว่ามีอยู่เป็นจำนวนมากที่มีความอ่อนแอต่อแรงแผ่นดินไหว และ จำเป็นต้องได้รับการเสริมกำลังเพื่อให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ในระดับที่เหมาะสม ในอาคารที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวนั้น จะมีจุดอ่อนในองค์อาคารต่างๆ เช่น ข้อต่อคานเสา และ เสา ซึ่งถือว่าเป็นองค์อาคารหลัก หากองค์อาคารเหล่านี้เกิดการวิบัติก็อาจส่งผลให้อาคารถล่มลงมาได้ทั้งหมด

ในช่วงเวลาหลายสิบปีที่ผ่านมา อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กได้ถูกสร้างขึ้นมาเป็นจำนวนมาก บางส่วนของอาคารเหล่านั้นได้ถูกจัดเป็นโครงสร้างที่ไม่สามารถต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวได้ หรือมีความบกพร่องทางด้านโครงสร้าง การซ่อมแซมและการเสริมกำลังอาคารดังกล่าวจะต้องใช้เงินและเวลาจำนวนมากหากใช้วิธีการที่ไม่มีประสิทธิภาพเพียงพอ โดยทั่วไปแล้วอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กดังกล่าวจะถูกซ่อมแซมและเสริมกำลังโดยการเพิ่มองค์อาคารให้กับโครงสร้างเดิมของอาคาร การทำค้ำยัน และการติดแผ่นเหล็กเสริมให้แก่อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งวิธีการดังกล่าวค่อนข้างยุ่งยากและใช้เวลาค่อนข้างมาก เพื่อแก้ปัญหาดังกล่าว ปัจจุบัน ได้มีการนำวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย (fiber-reinforced plastic composite) หรือ FRP มาใช้ในการซ่อมแซมและ/หรือเสริมกำลังให้กับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งวัสดุดังกล่าวมีความเหมาะสมที่จะนำมาใช้ในงานดังกล่าวเนื่องจากเป็นวัสดุที่มีอัตราส่วนของกำลังต่อน้ำหนักที่สูง มีความต้านทานการผุกร่อนสูง มีน้ำหนักเบา และมีความสามารถในการดูดซับพลังงานสูง โดยจะนำมาใช้ในการเสริมกำลังเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งสามารถทำได้โดยการพันแผ่น FRP ซึ่งอาจจะเป็นโพลีเมอร์เสริมใยแก้ว (glass fiber-reinforced polymer) หรือโพลีเมอร์เสริมใยคาร์บอน (carbon fiber-reinforced polymer) เข้ากับเสาในรูปแบบต่างๆ เพื่อเพิ่มความแข็งแกร่งต่อการดัด (flexural stiffness) กำลังรับโมเมนต์ดัด (flexural strength) และกำลังรับแรงเฉือน (shear strength)

เสาที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวจะมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ต่ำมาก เนื่องจากใช้ปริมาณเหล็กเสริมชั้นต่ำตามที่มาตรฐานการออกแบบแนะนำไว้ อีกทั้งในการก่อสร้างจริง มักจะนิยมต่อทาบเหล็กเสริมยื่นในเสาในตำแหน่งที่วิกฤติ (บริเวณจุดหมุนพลาสติก) เนื่องจากง่ายต่อการปฏิบัติงาน และโดยมากเหล็กเสริมตามขวางจะไม่ได้ทำของ 135° ที่ปลายเหล็กหรือไม่ได้เพิ่มระยะเรียงของเหล็กเสริมดังกล่าวในบริเวณที่เกิดจุดหมุนพลาสติกตามข้อแนะนำในการก่อสร้างอาคารในปัจจุบัน ทำให้เสาเหล่านั้นไม่ได้คุณภาพตามที่มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวกำหนดไว้ (substandard structures) ไม่สามารถพัฒนากำลังและความเหนียวได้อย่างเต็มที่ ซึ่งอาจก่อให้เกิดความเสียหายหรือวิบัติอย่างฉับพลันได้หลายรูปแบบ เช่น (รูป 1.1(ก)) การเฉือน (รูป 1.1(ข)) การวิบัติเนื่องจากการโอเวอร์โหลดเพียงหรือเพียงพอแต่ไม่มีประสิทธิภาพ และ (รูป 1.1(ค)) การวิบัติที่เกิดจากการครูดอกของเหล็กเสริม ดังแสดงในรูป 1.1



(ก) การเฉือน

(ข) ไม่มีความเหนียว

(ค) คอนกรีตบดอัด

รูป 1.1 การวิบัติรูปแบบต่างๆของเสาอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว

โครงสร้างที่ก่อสร้างขึ้นก่อนปี ค.ศ. 1970 ซึ่งไม่ได้พิจารณาหรือคำนึงถึงการออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว มาตรฐานในยุคก่อนได้เสนอการออกแบบที่บริเวณทาบต่อเหล็กยื่นในเสา โดยพิจารณาภายใต้แรงอัดตามแนวแกนเป็นหลัก และมีระยะทาบเท่ากับ 20 ถึง 24 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม ประกอบกับการเสริมเหล็กดัดหรือเหล็กปลอกที่น้อยมากหรือมีระยะเรียงของเหล็กดัดห่างกันเกินไป ส่งผลให้โครงสร้างไม่สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ โครงสร้างเหล่านี้มีความจำเป็นอย่างเร่งด่วนที่จะต้องทำการเสริมความแข็งแรงเพื่อให้สามารถต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหวและให้มีรายละเอียดการเสริมเหล็กเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบในปัจจุบัน

ในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป จะพบการทาบต่อเหล็กเสริมในหลายๆตำแหน่ง เช่น การทาบเหล็กเสริมยื่นในเสาระหว่างชั้น การทาบเหล็กเสริมในคาน เป็นต้น ถ้าการทาบเหล็กเสริมที่ตำแหน่งใดๆ มีระยะทาบไม่เพียงพอหรือน้อยเกินไปสำหรับการถ่ายแรงระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม กำลังและความเหนียวขององค์อาคารนั้นๆ จะลดลง การวิบัติแบบฉับพลันของการทาบต่อเหล็กที่เกิดจากการครูดอกหรือแตกของคอนกรีตที่บริเวณทาบต่อเหล็กส่งผลให้กำลังรับแรงลดลง ดังนั้น

การหาลำลายยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมจึงเป็นสิ่งสำคัญในการวิเคราะห์เพื่อให้ทราบผลกระทบของการทาบทอเหล็กเสริมต่อกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้าง

เพื่อหลีกเลี่ยงการวิบัติของเสาที่อาจก่อให้เกิดความเสียหายร้ายแรงต่อโครงสร้างดังกล่าว จึงควรมีการเสริมกำลังเพื่อเพิ่มความสามารถในการรับแรงทางข้างให้มากขึ้น หนึ่งในทางเลือกวัสดุที่จะนำมาใช้เป็นวัสดุเสริมกำลังนั้นมีมากมายหลายแบบและหลายวิธีในการก่อสร้าง เช่น การใช้แผ่นเหล็กหุ้ม การใช้คอนกรีตหุ้ม การดึงลวดอัดแรงเพื่อสร้างการโอบรัด (confinement) การใช้ท่อนเหล็กรัดเสาเป็นช่วงๆ การใช้เฟอรโรซีเมนต์หุ้มหรือใช้วัสดุ FRP เป็นต้น แต่เนื่องจาก FRP เป็นวัสดุที่มีประสิทธิภาพและเป็นที่ยอมรับกันในงานวิศวกรรมในปัจจุบัน จึงค่อนข้างได้รับความนิยมในปัจจุบัน

เมื่อพิจารณาถึงหลักการและวิธีการเสริมกำลังของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก พบว่าการเสริมความแข็งแรงด้วยการใช้วัสดุหุ้มหรือสร้างการโอบรัดให้แก่โครงสร้างเป็นวิธีหนึ่งที่น่าสนใจ ที่สามารถเพิ่มความสามารถในการรับแรงและปรับปรุงพฤติกรรมของโครงสร้างให้ดีขึ้น วัสดุที่ใช้หุ้มหรือโอบรัดสามารถเลือกใช้ได้หลากหลาย เช่น เส้นใยโพลีเมอร์ (CFRP), คอนกรีต, เฟอรโรซีเมนต์ หรือแผ่นเหล็ก เป็นต้น

ที่ผ่านมางานวิจัยเกี่ยวกับการเสริมกำลังองค์อาคารอื่นๆ เช่น คาน เสา นั้นยังมีอยู่ค่อนข้างน้อย เสาเป็นองค์อาคารหลักซึ่งทำหน้าที่รับน้ำหนักของโครงสร้างทั้งหมด หากเสาได้รับความเสียหายแล้วจะมีโอกาสสูงที่อาคารทั้งหลังจะเกิดการวิบัติ วิธีการเสริมกำลังเสาที่นิยมในต่างประเทศซึ่งมีแผ่นดินไหวรุนแรง เช่น ประเทศญี่ปุ่น สหรัฐอเมริกาหรือนิวซีแลนด์ คือการพันรอบเสาด้วยวัสดุประเภทโพลีเมอร์เสริมเส้นใย (Fiber reinforced polymer) เช่น GFRP หรือ CFRP เป็นต้น แม้ว่าวัสดุดังกล่าวจะมีความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ดีก็ตาม แต่มีราคาต่อหน่วยค่อนข้างสูง ทำให้เหมาะสมสำหรับการเสริมกำลังโครงสร้างที่มีขนาดใหญ่ เช่น โครงสร้างทางยกระดับ สะพาน อาคารสูง อาคารขนาดใหญ่ และโครงสร้างสาธารณะ แต่สำหรับอาคารที่มีขนาดเล็กไม่ใหญ่มาก เช่น ตึกแถว อาคารพาณิชย์ อพาร์ทเมนต์ อาคารสถานที่ราชการ การนำวัสดุที่มีกำลังต้านทานสูงมากเช่นนี้มาใช้ก็อาจจะเกินความจำเป็น ด้วยเหตุนี้การเสริมกำลังอาคารที่มีขนาดเล็กไม่ใหญ่มากจึงควรพิจารณาทางเลือกที่ประหยัดกว่า เช่น การใช้เฟอรโรซีเมนต์ ซึ่งเป็นการใช้มอร์ต้าฉาบเข้ากับเหล็กดาวยที่พันรอบโครงสร้าง ทั้งนี้วัสดุดังกล่าวยังมีการศึกษาและใช้งานกันอยู่น้อยมากและเป็นที่รู้จักกันในวงแคบ อย่างไรก็ตามก็ดีสำหรับประเทศไทย วัสดุดังกล่าวมีความเหมาะสมเป็นอย่างยิ่ง เนื่องจากมีราคาที่ไม่แพง เพราะใช้วัสดุที่หาได้ในประเทศ อีกทั้งแรงงานไทยก็มีความคุ้นเคยกับการก่อสร้างด้วยคอนกรีตเป็นอย่างดีอีกด้วย

ในช่วง 20 ปีที่ผ่านมา การใช้เฟอรโรซีเมนต์ในการซ่อมแซมหรือเสริมกำลังได้รับความนิยมเป็นอย่างมาก เนื่องจากเฟอรโรซีเมนต์คือวัสดุที่มีความหนาไม่มากโดยทั่วไปจะอยู่ที่ประมาณ 20-25 มม. และสามารถสร้างได้ในรูปแบบใดๆ ก็ได้ตามต้องการ วัสดุเฟอรโรซีเมนต์นี้ประกอบด้วยลวดเส้นเล็กๆ ที่สานกันโดยมีระยะห่างเท่าๆกันทั้ง 2 แนว และฉาบปิดด้วยมอร์ต้าที่เข้มข้น การใช้งานสามารถประยุกต์ได้โดยการใช้เหล็กเส้นเล็กๆ วางประมาณ 1-2 ชั้นจะทำให้มีความต้านทานแรงได้

สูงขึ้น เฟอร์โรซีเมนต์เป็นวัสดุที่ต้านทานแรงดึงได้สูงเมื่อเทียบกับน้ำหนัก และรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นจะมีลักษณะเล็กและกระจาย อีกทั้งเป็นวัสดุน้ำหนักเบาและสามารถต้านทานการซึมผ่านของน้ำได้ การประยุกต์ใช้งานของเฟอร์โรซีเมนต์นี้มีมานานแล้ว เช่น เรือ บ้าน และโครงสร้างที่มีความบางและรูปทรงที่โค้งมน เฟอร์โรซีเมนต์ถือเป็นวัสดุหนึ่งที่เหมาะสมสำหรับนำมาใช้งานเสริมความแข็งแรง เนื่องจากมีราคาถูก ไม่จำเป็นต้องใช้ช่างที่มีประสบการณ์มาก และเป็นวัสดุที่สามารถหาได้ตามท้องถิ่นทั่วไป ดังนั้น ในงานวิจัยนี้จะนำวัสดุเฟอร์โรซีเมนต์มาทำการเสริมความแข็งแรงที่บริเวณทาบต่อของเหล็กเสริมในเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

งานวิจัยที่นำเสนอนี้ จะก่อให้เกิดองค์ความรู้ใหม่ในเรื่องที่เกี่ยวกับพฤติกรรมของเฟอร์โรซีเมนต์ในการเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนและการบิดรูด ทั้งนี้ยังรวมไปถึงการใช้แผ่นเส้นใยโพลิเมอร์ ภายใต้สภาวะน้ำหนักบรรทุกกระทำแบบสถิต ซึ่งที่ผ่านมาได้มีการศึกษาทางด้านนี้ยังไม่มาก อีกทั้งการใช้เฟอร์โรซีเมนต์ในลักษณะการเสริมกำลังคานนั้นก็ยังมีการศึกษาอยู่ค่อนข้างจำกัด การศึกษาในรายงานฉบับนี้จะเป็นการเพิ่มองค์ความรู้ที่เกี่ยวกับพฤติกรรมขององค์อาคารที่หุ้มด้วยเฟอร์โรซีเมนต์ในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว รวมทั้งพฤติกรรมของพฤติกรรมของแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์เพื่อใช้ในการเสริมกำลังโครงสร้าง ซึ่งจะเป็นประโยชน์ทั้งในเชิงงานวิจัยพื้นฐานได้แก่ การศึกษาพฤติกรรมทางกลของหน้าตัดเชิงประกอบที่เกิดจากการทำงานร่วมกันระหว่างคอนกรีตเสริมเหล็กและเฟอร์โรซีเมนต์ และงานวิจัยการนำแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์มาเสริมกำลังโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหว

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการ

- เพื่อเสนอแนวทางเสริมความแข็งแรงอาคารที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้มีความสามารถในการต้านแผ่นดินไหว
- ศึกษาวิธีการเสริมกำลังองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้รับการออกแบบให้มีความสามารถในการรับแรงแผ่นดินไหวที่เหมาะสมด้วยวิธีหุ้มด้วยเฟอร์โรซีเมนต์และแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์ (FRP) โดยเน้นที่การศึกษาเรื่องการเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนและป้องกันการเกิดครูดของเหล็กที่ตำแหน่งทาบเหล็ก เพื่อหลีกเลี่ยงการวิบัติแบบฉับพลัน
- ศึกษาตัวแปรต่างๆที่มีอิทธิพลต่อการเสริมกำลังองค์อาคารด้วยเฟอร์โรซีเมนต์ ได้แก่ระยะเรียงของเหล็กที่ใช้ทำโครงเฟอร์โรซีเมนต์ อัตราส่วนความยาวระยะทาบต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง ฯลฯ
- ศึกษาตัวแปรต่างๆที่มีอิทธิพลต่อการเสริมกำลังองค์อาคารด้วยแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์ ได้แก่จำนวนรอบในการพัน อัตราส่วนระยะทาบต่อเส้นผ่านศูนย์กลาง ฯลฯ

บทที่ 2

งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การเสริมกำลังองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วย FRP

งานวิจัยในอดีตที่น่าสนใจเกี่ยวกับการใช้วัสดุ FRP เป็นวัสดุหลักในการเสริมกำลังองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก มีดังนี้

Lacobucci, R. D. และคณะ [2003] ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่ำเพื่อจำลองพฤติกรรมของเสาที่ไม่ได้มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านแผ่นดินไหวหรือ substandard columns จำนวน 10 ต้น โดย 3 ต้นแรกเป็นเสาควบคุมซึ่งแปรผันค่าแรงอัดตามแนวแกน ส่วนอีก 5 ต้นเป็นเสาที่เสริมกำลังด้วย CFRP ซึ่งได้ทำการแปรผันจำนวนชั้นของการพันตั้งแต่ 1 – 3 ชั้น และอีก 2 ต้น สุดท้ายเป็นการเสริมกำลังซ่อมแซมเสาที่ถูกทำให้เสียหายอยู่แล้วด้วย CFRP ซึ่งผลการทดสอบสรุปได้ว่า การเสริมกำลังด้วยการพัน CFRP ทำให้ความเหนียวและกำลังของชิ้นทดสอบเพิ่มขึ้นได้เป็นอย่างดี โดยที่ค่าแรงอัดตามแนวแกนในเสาเป็นพารามิเตอร์ที่มีความสำคัญต่อจำนวนของ CFRP ที่ต้องใช้ในการพัน กล่าวคือ เมื่อแรงอัดมีค่ามากจะต้องใช้จำนวน CFRP มากขึ้นเพื่อให้ได้คุณภาพเท่ากับเสาที่มีลักษณะเหมือนกันแต่มีแรงอัดที่ต่ำกว่า และในชิ้นทดสอบที่ใช้ CFRP ในการซ่อมแซมเสาที่เสียหายพบว่า คุณสมบัติของเสาที่ซ่อมแซมแล้วมีคุณภาพดีเทียบเท่ากับเสาที่ไม่ได้รับความเสียหายมาก่อน ซึ่งแสดงให้เห็นถึงความเหมาะสมที่จะให้ CFRP เป็นวัสดุซ่อมแซมหรือเสริมกำลังเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้มาตรฐานหรือได้รับความเสียหายในการต้านทานแรงจากแผ่นดินไหว

Mohamed H. Harajli และ Ahmad A. Rteil [2004] ได้ทำประเมินความสามารถของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่ถูกออกแบบให้รับเฉพาะแรงในแนวดิ่ง (Gravity load-designed column) ซึ่งมีการทาบเหล็กที่บริเวณใกล้ฐานรองรับภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร จำนวน 12 ต้น โดยใช้ FRP และ Steel Fibers เป็นวัสดุในการเสริมกำลัง ชิ้นทดสอบแบ่งออกเป็น 2 ชุด ตามปริมาณเหล็กเสริมตามยาวของเสา โดยในแต่ละชุดได้แปรผันระยะเรียงของเหล็กเสริมตามขวาง ลักษณะการหุ้มของ FRP และปริมาตรของ Steel fibers โดยผลการทดสอบพบว่าชิ้นทดสอบควบคุมเกิดการวิบัติโดยการครูดของเหล็กเสริมและมีกำลังที่ลดลงอย่างรวดเร็ว สำหรับการเสริมกำลังโดยการหุ้ม FRP ที่บริเวณจุดวิกฤติจะช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวและกำลังของเสาเป็นอย่างดี อีกทั้งยังช่วยลดรอยร้าวตามแนวเหล็กเสริมเนื่องจากการครูด (splitting cracks) และสำหรับการเสริมกำลังด้วย steel fibers ก็มีส่วนช่วยในการเพิ่มความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของเสา ทั้งนี้ผู้วิจัยยังสรุปว่าความสามารถในการรับแรงทางข้างของเสาด้วยการเพิ่มปริมาณการพัน FRP หรือปริมาตรของ steel fibers ไม่ได้เป็นอัตราส่วนแบบเชิงเส้นต่อกันและกัน

Muhammad S. Memon และ Shamin A. Sheikh [2005] ได้นำผลการศึกษาของ **Lacobucci, R. D. และคณะ** ในปี 2003 มาเป็นต้นแบบเพื่อศึกษาพฤติกรรมของเสาที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ไม่เหมาะสมสำหรับอาคารบนพื้นที่ที่เสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหว ทั้งนี้เสาคอนกรีตเสริมเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัสจำนวน 8 ต้น ถูกทดสอบภายใต้แรงอัดตามแนวแกน ปริมาณเหล็กเสริมยาว

และตามขวางที่เท่ากันโดยการแปรผันจำนวนของการพันแผ่น GFRP ตั้งแต่ 1 ถึง 6 ชั้น ภายใต้แรงกระทำแบบเป็นวัฏจักร ทั้งนี้คณะผู้ทดสอบได้สรุปว่า เสามีพฤติกรรมด้านความเหนียวและความสามารถในการสลายพลังงานที่ดีขึ้นเมื่อเพิ่มปริมาณการพัน GFRP เมื่อเปรียบเทียบกับเสาที่ไม่ได้เสริมกำลังและมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ต่ำ ทั้งนี้เมื่อนำผลการทดสอบไปเปรียบเทียบกับผลการวิจัยอื่นพบว่าตัวแปรที่สำคัญที่มีอิทธิพลต่อการเพิ่มความสามารถของเสาที่เสริมกำลังด้วยวัสดุ FRP คือแรงอัดในเสา

Matthys, H. T. และคณะ [2005] ได้ทำการทดสอบเพื่อเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดกลมภายใต้แรงอัดตามแนวแกน (Axially loaded section) สำหรับเสาที่พัน FRP ในลักษณะต่างๆ ดังนี้ (1) พันต่อเนื่องเต็มเสา (full wrap) (2) พันเป็นระยะเป็นวง (Partial wrap) และ (3) พันเป็นระยะแบบเกลียว (Helical wrap) ซึ่งผลการทดสอบพบว่า รูปแบบการพันมีอิทธิพลต่อการรับน้ำหนักของเสา โดยที่เสาที่เสริมกำลังโดยการพัน FRP แบบต่อเนื่องจะมีกำลังในการรับน้ำหนักสูงสุดเมื่อเปรียบเทียบกับอีก 2 กรณีที่เหลือ โดยเสาที่พันด้วย FRP แบบไม่ต่อเนื่องเป็นวงจะมีกำลังในการรับน้ำหนักที่ดีกว่าการพันแบบเป็นเกลียว

Kent A. Harries และคณะ [2006] ทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรจำนวน 5 ดัน โดยตัวแปรที่สำคัญคือระยะทาบเหล็กเสริมตามแนวยาวที่บริเวณโคนเสา ซึ่งนิยมปฏิบัติในการก่อสร้างอาคารช่วงก่อนปี ค.ศ. 1970 ในสหรัฐอเมริกา โดย 2 ดันแรกเป็นเสาควบคุมซึ่งมีทั้งที่ไม่มีการทาบเหล็กเสริมและมีการทาบต่อเป็นระยะ 22 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมตามยาว (490 มม.) ตามมาตรฐาน ACI ฉบับเก่า และอีก 3 ตัวหลังประกอบด้วย (1) ชั้นทดสอบที่เสริมกำลังเสาที่ไม่ได้มีการทาบเหล็กเสริม (2) ชั้นทดสอบที่เสริมกำลังเสาซึ่งมีการทาบเหล็กโดยพัน CFRP 4 ชั้นในช่วง 500 มม. แรกและ 2 ชั้น ในช่วง 500 มม. ถึง 1000 มม. โดยวัดจากโคนเสา และ (3) ชั้นทดสอบจะเหมือนกับชั้นที่ 2 เพียงแต่จะทาบ CFRP ตามแนวยาวของเสา 4 ชั้นในช่วง 500 มม.แรก และ 2 ชั้นในช่วง 500 มม.หลัง โดยในการทดสอบช่วงแรงเฉือนจะมีค่ามาก คือ 5.3 ทั้งนี้ก็เพื่อควบคุมให้การวิบัติเป็นแบบการดัด (flexural failure) ซึ่งผลการทดสอบพบว่า การเสริมกำลังเสาที่มีระยะทาบต่ำและอยู่ในช่วงหน้าตัดวิกฤติ จะสามารถช่วยเพิ่มความสามารถในการรับแรงทางข้างได้เพิ่มขึ้นเป็นอย่างดี อย่างไรก็ตามความสามารถที่เพิ่มขึ้นดังกล่าวถูกควบคุมโดยการครูดของเหล็กเสริมซึ่งแปรผันตามระยะของครีบในเหล็กข้ออ้อยที่ใช้เป็นเหล็กเสริมเอกในเสา ทั้งนี้จากการสังเกตพบว่าอิทธิพลของการเสริม CFRP ตามแนวยาวจะช่วยลดรอยร้าวที่ตั้งฉากกับแนวยาวของเสาแต่ละไปเพิ่มหน่วยแรงที่บริเวณฐานของเสาแทน จึงเป็นสาเหตุให้เสามีความสามารถในการสลายพลังงานที่ต่ำกว่าเสาที่เกิดรอยร้าวเล็กๆในแนวตั้งฉากกับแนวเสา

Lie ping Ye และคณะ ได้ทำการทดสอบเสาหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสภายใต้แรงแบบวัฏจักรซึ่งได้ออกแบบให้เกิดการวิบัติโดยแรงเฉือนแล้วได้ทำการเสริมกำลังด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยจำนวน 6 ดัน ซึ่งมีลักษณะที่แตกต่างกันไป ตามจำนวนรอบการพัน ระยะห่างระหว่างแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย และรูปแบบการพัน จากการทดลองสรุปได้ว่า แผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยสามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนได้ โดยแผ่นโพลีเมอร์จะเริ่มทำงานหลังจากที่ได้เกิดรอยร้าวเฉือน (Diagonal crack) แล้วและได้ทำการเสนอแบบจำลองแรงเฉือนของการเสริมกำลังด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย

Mohamed H. Harajli และ Zeinab Khalil ได้ศึกษาพฤติกรรมของเสากลม และเสารูปสี่เหลี่ยมที่ได้รับแรงกระทำแบบวัฏจักร โดยศึกษาอิทธิพลของเสาที่ได้รับการเสริมกำลังด้วยแผ่นโพลีเมอร์

อร์เสริมเส้นใย ที่มีการทาต่อเหล็กเสริมที่บริเวณจุดหมุนพลาสติก จากการทดลองในครั้งนี้สามารถสรุปได้ว่า การเสริมกำลังโดยใช้แผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยโอบรัดเสา จะสามารถช่วยเพิ่มความเครียดอัดได้

2.2 การเสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์

2.2.1 การเพิ่มแรงโอบรัดด้วยเฟอโรซีเมนต์

งานวิจัยของ **Sandowicz, M. และ Grabowski, J. (1983)** ซึ่งทดสอบเสาคอนกรีตหน้าตัดกลมซึ่งเสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์ โดยทำการหล่อท่อเฟอโรซีเมนต์หนา 39 มม. ขึ้นมาก่อน หลังจากนั้นจึงได้กรอกคอนกรีตเข้าไปในช่องว่างและทำการกดด้วยแรงร่วมศูนย์และเยื้องศูนย์ ซึ่งผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าเสาคอนกรีตที่มีการหุ้มด้วยเฟอโรซีเมนต์สามารถพัฒนากำลังได้ดีกว่าเสาขนาดเท่ากันที่ไม่เสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์

Hermosura, G. A. (1991) ได้ทำการศึกษาความเป็นไปได้ที่จะนำเฟอโรซีเมนต์มาเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างเสา โดยในการทดสอบมีตัวแปรที่สำคัญคือ จำนวนชั้นของลวดตาข่ายจำนวน 3 แบบ คือ 2, 4 และ 6 ชั้น โดยรูปแบบของเสามีทั้งที่เป็นแบบเสาเฟอโรซีเมนต์กลวงและเสาเฟอโรซีเมนต์กลวงและกรอกด้วยคอนกรีตโดยในแต่ละแบบได้แปรผันค่าระยะเรียงของเหล็กเสริมตามขวางในเฟอโรซีเมนต์ที่ระยะ 15 และ 25 ซม. โดยผลการทดสอบยืนยันว่าเสาเฟอโรซีเมนต์ที่กรอกคอนกรีตด้านในมีกำลังและความเหนียวดีกว่าเสาคอนกรีตปกติและจะมีค่าดังกล่าวมากขึ้นเมื่อเพิ่มจำนวนชั้นของลวดตาข่าย

นอกจากนี้ยังมีการศึกษาที่คล้ายกัน **[Balagura, P., 1988; Kumar, G. R., 2001, Shirai, A., 1998]** ซึ่งผลสรุปของทุกการทดลองยืนยันตรงกันว่าเสาคอนกรีตที่ได้มีการโอบรัดด้วยเฟอโรซีเมนต์จะมีกำลังและความเหนียวที่เพิ่มขึ้น

นักวิจัยหลายคนพยายามจะสร้างสมการทางคณิตศาสตร์เพื่อคำนวณกำลังรับแรงอัดที่ได้จากการใช้เฟอโรซีเมนต์ในการโอบรัด โดย **Waliudim, A. M. และ Rafeeqi, S. F. A. (1994)** ได้ศึกษาทดลองกดแท่งคอนกรีตทรงกระบอกขนาด 15x30 ซม. ซึ่งหุ้มด้วยเฟอโรซีเมนต์โดยได้แปรผันจำนวนชั้นของลวดตาข่าย และสรุปว่าแรงโอบรัดประสิทธิผลเนื่องจากเฟอโรซีเมนต์จะเปลี่ยนแปลงตามจำนวนชั้นของลวดตาข่ายและวิธีการโอบรัดที่ใช้ โดยยืนยันว่าสามารถใช้เฟอโรซีเมนต์เป็นวัสดุเสริมกำลังเสาได้เนื่องจากสามารถเพิ่มกำลังรับแรงอัดได้เป็นอย่างดี อีกทั้งได้เสนอสมการเพื่อคำนวณกำลังรับแรงอัดที่เพิ่มขึ้นของคอนกรีตที่หุ้มด้วยเฟอโรซีเมนต์ ดังนี้

$$f_{ct} = f_{cu} + 35pK_mK_r f_y \quad (2.15)$$

เมื่อ	f_{ct}	คือ กำลังรับแรงอัดของแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่หุ้มด้วยเฟอโรซีเมนต์
	f_{cu}	คือ กำลังรับแรงอัดประลัยของแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ 28 วัน
	K_m	คือ ส.ป.ส. ที่ขึ้นอยู่กับวิธีโอบรัด โดยมีค่าเท่ากับ 1.00 สำหรับแท่งคอนกรีตหล่อพร้อมกับเฟอโรซีเมนต์และเท่ากับ 0.88 สำหรับการพันภายหลังและ 0.83 สำหรับการหล่อเฟอโรซีเมนต์ก่อนแล้วจึงกรอกคอนกรีตในแกนกลางที่เหลือ

K_r คือ อัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดคอนกรีตต่อพื้นที่หน้าตัดของเฟอโรซีเมนต์
 f_y คือ กำลังที่จุดครากของลวดตาข่าย

Ganesan, N. และ Anil, J. (1993) ได้สร้างสมการกำลังรับแรงตามแนวแกนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรูปเหลี่ยมจตุรัสขนาด 15 ซม. ที่หุ้มด้วยเฟอโรซีเมนต์ โดยตัวแปรที่ศึกษาคือปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง (Volumetric ratio of lateral ties, ρ_w) ในเสาและจำนวนชั้นของเฟอโรซีเมนต์ที่ใช้หุ้ม (Volume fraction of mesh, V_f) ซึ่งจากผลทดสอบ ผู้วิจัยได้เสนอสมการเพื่อทำนายกำลังรับแรงอัดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่หุ้มด้วยเฟอโรซีเมนต์จากการวิเคราะห์เชิงสถิติ ดังนี้

$$\frac{P}{\sigma_{cu}bd} = 0.0654(V_f \rho_s) + 0.6366 \quad (2.16)$$

เมื่อ P คือ แรงอัดประลัยของเสา (Ultimate load)
 σ_{cu} คือ หน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีตรูปเหลี่ยม (Cube strength of Concrete)

ต่อมาในปี **Seshu, D. R. และ Rao, A. K. (1998)** ได้ทำการทดสอบเสาสี่เหลี่ยมจตุรัสคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งแปรผันจำนวนลวดตาข่ายโดยในการทดลองเรียกว่า Specific Surface Factor (S_f) และค่าพารามิเตอร์ที่แสดงถึงผลของปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่อลวดตาข่ายในหน้าตัดที่เรียกว่า Confinement Index (C_i) ทั้งนี้เสาที่ใช้ทดสอบจะใช้ลวดตาข่ายพันรอบเหล็กเสริมยืนและเหล็กเสริมตามขวางหลังจากนั้นจึงค่อยทำการหล่อคอนกรีตเสา ซึ่งจากผลการวิเคราะห์เชิงสถิติผู้วิจัยได้เสนอสมการเพื่อทำนายกำลังอัดสูงสุดของเสาดังนี้

$$P = f'_c(1.0 + 0.55C_i)(0.912 + 0.055S_f)A_g + f_yA_s \quad (2.17)$$

เมื่อ C_i มีค่าเท่ากับ $(\rho_b - \rho_{bb})\left(\frac{f_v}{f'_c}\right)\sqrt{\frac{b}{s}}$
 ρ_b คือ อัตราส่วนระหว่างปริมาตรเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาตรของคอนกรีต
 ρ_{bb} คือ อัตราส่วนระหว่างปริมาตรของเหล็กเสริมตามขวางต่อปริมาตรของคอนกรีตที่ความหนาเท่ากับ $1.5b$
 f_v คือ หน่วยแรงในเหล็กเสริมตามขวาง
 f_y คือ กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมยืน
 s คือ ระยะเรียงของเหล็กเสริมตามขวาง
 b คือ ความกว้างของเสา

Abdullah และ Takiguchi, K. (2002) ทำการทดสอบเสาเฟอโรซีเมนต์สี่เหลี่ยมกลวงที่เสริมเฉพาะลวดตาข่ายและกรอกแกนในด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กและคอนกรีตล้วน โดยในการทดลองได้ทำ

การแปรผันค่าจำนวนชั้นของลวดตาข่ายและได้ทำการสร้างสมการเพื่อทำนายหน่วยแรงอัดจากการโอบรัด (Confined compressive strength, f'_{cc}) ดังนี้

$$f'_{cc} = f'_{co} + \frac{18.4}{D_c} \left[0.33t_f \sqrt{f'_{cm}} + \frac{25\pi d_w n}{g_{wL}} \right] \quad (2.18)$$

เมื่อ	f'_{co}	คือ กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตในแกนกลาง
	D_c	คือ ความกว้างของหน้าตัดเฟอโรซีเมนต์
	t_f	คือ ความหนาของเฟอโรซีเมนต์
	d_w	คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของลวดตาข่าย
	n	คือ จำนวนชั้นของลวดตาข่าย
	g_{wL}	คือ ความกว้างของตาข่ายของลวดตาข่าย

2.2.2 การเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนด้วยเฟอโรซีเมนต์

Mansur, M. A. และ Ong, K. C. G. (1987) ได้ทำการศึกษากำลังรับแรงเฉือนของคานเฟอโรซีเมนต์รูปเหลี่ยมซึ่งเสริมเฉพาะลวดตาข่ายในแถบบนและแถวล่างของคาน โดยตัวแปรที่ใช้ในการทดสอบมีทั้งช่วงแรงเฉือน (shear span-to-depth ratio, a/h) ปริมาณลวดตาข่ายที่ใช้ (Volume fraction, V_f) และกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้า (Mortar strength, f'_c) ซึ่งหลังจากทำการทดสอบคานจำนวน 45 ตัว ผู้วิจัยได้เสนอสมการเพื่อทำนายกำลังที่ทำให้เกิดรอยร้าวแรก (Crack shear strength, V_{cr}) ดังนี้

$$\frac{V_{cr}}{bd} = 6.8 \left(f'_c \rho \frac{d}{a} \right)^{0.75} \quad (2.19)$$

เมื่อ ρ คือ อัตราส่วนเหล็กเสริมตามแนวยาวของคาน ($= A_s / (bd)$)

ซึ่งจากผลการทดสอบสรุปว่ากำลังรับแรงเฉือนของคานจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มจำนวนของลวดตาข่ายและกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้า

ต่อมา **Mansur, M. A. และ Ong, K. C. G. (1991)** ได้ทำการศึกษากำลังรับแรงเฉือนของคานรูปตัวไอ จำนวน 28 ตัว โดยมีตัวแปรในการทดลองคือ ช่วงการเฉือน กำลังรับแรงอัดของมอร์ต้า จำนวนชั้นของลวดตาข่าย เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมตามขวาง โดยผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าคานเฟอโรซีเมนต์รูปตัวไอจะวิบัติโดยแรงเฉือนเมื่อระยะ a/h น้อยกว่าหรือเท่ากับ 1.50 และเมื่อคานมีระยะดังกล่าวเกินกว่าค่านี้นั้น คานจะวิบัติโดยการดัด อีกทั้งยังได้เสนอสมการเพื่อทำนายหน่วยแรงแตกร้าวและหน่วยแรงเฉือนประลัยในคานอีกด้วย

Desayi, P. และ Nandakumar, N. (1995) ได้ขยายผลการทดสอบของ Mansur และ Ong ในปี ค.ศ.1987 โดยได้ทดสอบคานเฟอโรซีเมนต์รูปสี่เหลี่ยม 3 แบบ คือ (1) มีลวดตาข่ายกระจายทั่วหน้าตัด (2) มีลวดตาข่ายที่ผิวบนและล่าง และ (3) มีลวดตาข่ายและเหล็กเสริมโครงที่กลางคาน โดยได้ทำ

การทดสอบคานจำนวน 221 ตัว จากผลการทดสอบผู้วิจัยได้สร้างสมการเพื่อทำนายกำลังรับแรงเฉือน (Shear force at flexural-shear crack, V_q) ของคานแต่ละแบบ

Ahmad, S. F. และคณะ (1995) ได้ทำการทดสอบเพื่อหาสมการกำลังรับแรงเฉือนของคานเฟอโรซีเมนต์รูปตัวยูกว่าจำนวน 15 ตัว ดังนี้

$$v_{cr} = 2.65 \left(f'_c \frac{h}{a} V_f \right)^{0.355} \quad (2.20)$$

โดยตัวแปรในการทดสอบคือ ช่วงการเฉือน กำลังอัดของมอร์ต้าและอัตราส่วนของลวดตาข่ายในหน้าตัด ทั้งนี้จากผลการทดลองสรุปว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนของคานจะมีค่ามากขึ้นเมื่ออัตราส่วนของลวดตาข่ายและกำลังอัดของมอร์ต้ามีค่ามากขึ้นแต่มีช่วงแรงเฉือนที่ลดลง

สำหรับการศึกษากำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หุ้มด้วยเฟอโรซีเมนต์นั้นพบไม่บ่อยนักโดย **Hossain, M. (1991)** ได้ทำการทดสอบคานเฟอโรซีเมนต์รูปตัวยูซึ่งหล่อขึ้นมาก่อนและต่อมาได้มีการหล่อแกนในซึ่งเป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายหลัง โดยในการทดสอบผู้วิจัยได้เสนอสมการเพื่อทำนายกำลังรับแรงเฉือนสำหรับคานเชิงประกอบ (ค่าดังกล่าวใช้ได้สำหรับ $a/d \geq 2.5$) ดังนี้

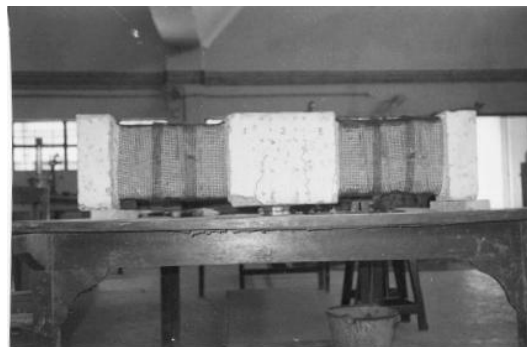
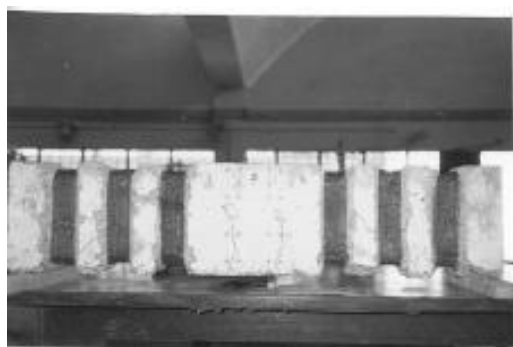
$$V = V_{cu} + V_{st} + V_{sk} + V_w \quad (2.21)$$

เมื่อ	V_{cu}	คือ กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ	$\frac{0.62}{(a/d)^{0.2}} f'_m{}^{0.5} w_0^{0.3} b d^{0.8}$
	V_{st}	คือ กำลังรับแรงเฉือนจากเหล็กเสริมตามขวางของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (แกนใน) มีค่าเท่ากับ	$\frac{A_{st} f_{sy}}{t_{st}} z$
	V_{sk}	คือ กำลังรับแรงเฉือนจากเหล็กเสริมโครงในเฟอโรซีเมนต์ (เหล็กเสริมตามขวาง) มีค่าเท่ากับ	$\frac{A_{sk} f_{sk}}{t_{sk}} z$
	V_w	คือ กำลังรับแรงเฉือนจากลวดตาข่ายในเฟอโรซีเมนต์ มีค่าเท่ากับ	$\frac{A_w f_w}{t_w} z$
	A_{st}, A_{sk}, A_w	คือ พื้นที่ของเหล็กเสริมตามขวางในคาน เฟอโรซีเมนต์และลวดตาข่ายตามลำดับ	
	f_{st}, f_{sk}, f_w	คือ กำลังของเหล็กเสริมตามขวางในคาน เฟอโรซีเมนต์และลวดตาข่ายตามลำดับ	
	t_{st}, t_{sk}, t_w	คือ ระยะเรียงของเหล็กเสริมตามขวางในคาน เฟอโรซีเมนต์และลวดตาข่ายตามลำดับ	
	z	คือ แขนแรง	
	w_0	คือ อัตราส่วนเหล็กเสริมตามแนวยาวในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (แกนใน)	

สำหรับงานวิจัยในการเสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อรับแรงเฉือนที่ National University of Singapore โดย **Paramasivam, P. และคณะ (1998)** นั้นผู้วิจัยได้ทดสอบคานรูปตัวทีจำนวน 6 คาน โดยคานจะถูกเสริมด้วยเฟอโรซีเมนต์รูปตัวยูตลอดหน้าตัด ทั้งนี้พารามิเตอร์ที่สนใจคือวิธีการเสริมเหล็กเป็น shear connectors เพื่อยึดเฟอโรซีเมนต์และคานคอนกรีตเข้าไว้ด้วยกัน โดยวิธี

แรกจะสอดเหล็กเดือย (dowels) ทะลุผ่านเอวของคาน และให้เหล็กดังก้าวจะทำหน้าที่เป็นตัวถ่ายแรงเฉือน สำหรับวิธีที่สองจะใช้การคล้องเหล็กรูปตัวยูซึ่งร้อยทะลุเข้าสู่ปีกคาน หลังจากนั้นก็จะตัดปลายทั้งสองจนเหล็กดังก้าวพันรอบหน้าตัด โดยผลการวิจัยพบว่าคานที่เสริมกำลังด้วยวิธีที่สองมีกำลังรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้น และจากการเปรียบเทียบผลการวิจัยแสดงให้เห็นว่าวิธีที่แรกที่ผู้วิจัยเสนอเป็นวิธีที่เหมาะสมกว่าวิธีที่สอง

Rafeeqi, S. F. A. และคณะ (2005) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยเฟอโรซีเมนต์ โดยในงานวิจัยนี้คณะผู้ทดสอบได้ทำการทดสอบคานทั้งหมด 5 ตัว โดยในชุด A เป็น คานควบคุม และ B1, B2 และ C1, C2 คือ คานที่เสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์ โดยวิธีในการเสริมกำลังคือการฉาบเฟอโรซีเมนต์เป็นระยะด้วยระยะเรียงที่เท่ากันตลอดช่วงแรงเฉือน โดยมีพารามิเตอร์ที่สนใจคือจำนวนชั้นของการฉาบเฟอโรซีเมนต์ ซึ่งใช้เท่ากับ 1 หรือ 2 ชั้น ทั้งนี้คานที่นำมาเสริมกำลังล้วนแต่เป็นคานที่มีรอยร้าวอยู่ก่อนแล้ว โดยในการทดลองได้กดคานให้เกิดรอยร้าวที่น้ำหนัก 70 kN หลังจากนั้นจึงค่อยทำการเสริมกำลัง โดยในแต่ละชุดของคานที่เสริมกำลังคือ ชุด B และชุด C จะมีวิธีการฉาบเฟอโรซีเมนต์ที่แตกต่างกัน กล่าวคือ ในชุด B จะฉาบเฟอโรซีเมนต์เป็นระยะเท่ากันตลอดช่วงแรงเฉือน ในขณะที่ชุด C จะฉาบเฟอโรซีเมนต์ยาวตลอดช่วงการเฉือน ดังแสดงในรูปที่ 2.19 ผลการทดสอบพบว่า คานที่เสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยเฟอโรซีเมนต์มีความเหนียวเพิ่มขึ้นและการฉาบเฟอโรซีเมนต์รอบหน้าตัดให้ผลการทดสอบที่ดีกว่าการฉาบเป็นระยะเท่ากันๆ และแม้ว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของคานจะไม่เพิ่มขึ้นอย่างเด่นชัด แต่ขนาดของรอยร้าวและระยะการโก่งตัวมีค่าลดลง



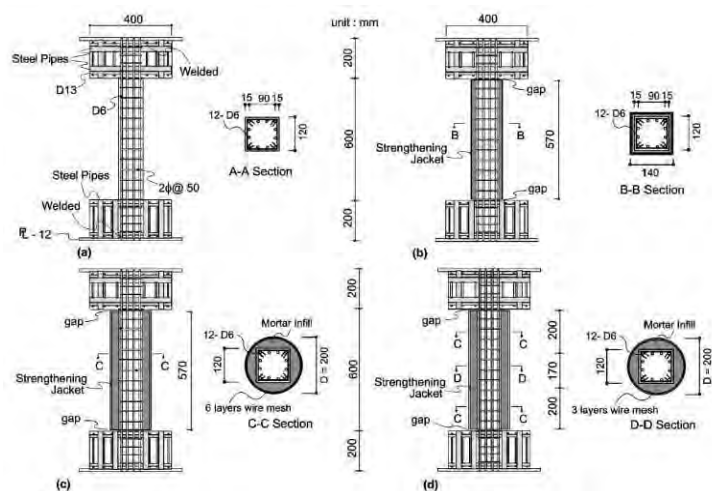
รูปที่ 2.19 การศึกษาของ Takiguchi, K. และ Abdullah (2005)

2.2.3 การเพิ่มความสามารถในการรับแรงแผ่นดินไหวด้วยเฟอโรซีเมนต์

จากข้อมูลงานวิจัยที่ผู้เขียนได้รวบรวมมาส่วนมากจะเป็นงานวิจัยที่มุ่งเน้นการทดสอบเชิงสถิตกระทำในทิศทางเดียว (Static monotonic loading) สำหรับงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการใช้เฟอโรซีเมนต์เป็นวัสดุหุ้มเพื่อเพิ่มกำลังในเสายาวได้แรงวัฏจักร (cyclic loading) ยังได้รับการศึกษาอยู่น้อยมาก โดยตัวอย่างของงานวิจัยเหล่านั้นมีดังนี้

การศึกษาของ **Takiguchi, K. และ Abdullah (2001)** ในการเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของเสาสี่เหลี่ยมโดยหุ้มเฟอโรซีเมนต์เป็นวงกลมด้วยวิธีการเป่ามอร์ต้า รูปที่ 2.20 ซึ่งจากผลการทดสอบพบว่าเสาที่เสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติจากแรงเฉือนมาเป็นการวิบัติแบบแรง

ดัดได้ อีกทั้งยังทำให้ความแข็งแกร่ง (stiffness) กำลัง (strength) และความเหนียว (ductility) ของเสาเพิ่มขึ้นอีกด้วย



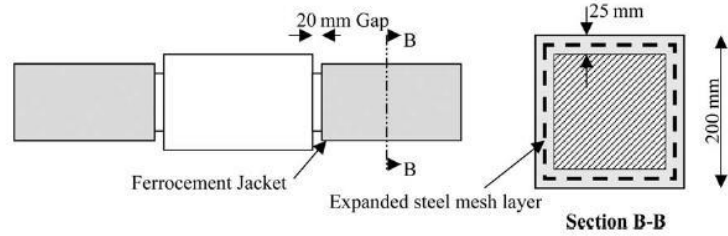
รูปที่ 2.20 การศึกษาของ Takiguchi, K. และ Abdullah (2001)

การศึกษาของ **M. T. Kazemi** และ **Reza Morshed (2005)** ซึ่งทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรูปสี่เหลี่ยมและหุ้มด้วยเฟอโรซีเมนต์หนา 25 มม. รูปที่ 2.21 ซึ่งทำการแปรเปลี่ยนปริมาณลวดตาข่ายและระยะเรียงของเหล็กเสริมตามขวางโครง ภายใต้แรงอัดและช่วงแรงเฉือนคงที่ โดยผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า (1) เสาที่รับการเสริมกำลังมีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น และ (2) รูปแบบการวิบัติเปลี่ยนจากแบบเปราะไปเป็นแบบเหนียว

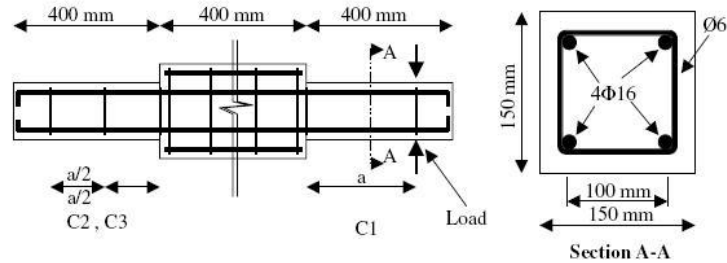
การศึกษาของ **P. Rathish Kumar** และคณะ (2007) เป็นการนำผลการวิจัยของ Takiguchi มาทำการศึกษาต่อโดยนำเสารูปสี่เหลี่ยมที่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวมาเสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์ภายใต้แรงอัดตามแนวแกนที่เปลี่ยนไป โดยจากข้อสรุปพบว่าเสาที่เสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์สามารถเพิ่มความแข็งแกร่ง ความเหนียว กำลังและสลายพลังงานจากแรงทางข้างได้เป็นอย่างดี อีกทั้งยังเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติของเสาจากการวิบัติเฉือนไปเป็นการวิบัติแบบดัดได้อีกด้วย โดยเมื่อเสาที่เสริมกำลังต้องรับแรงอัดตามแนวแกนเพิ่มขึ้นค่าความสามารถที่กล่าวไปข้างต้นจะมีค่าลดลง

เนื่องจากงานวิจัยนี้ไปศึกษาผลของการเสริมแรงด้วยเฟอโรซีเมนต์บริเวณระยะทาบขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ดังนั้น การศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาจะประกอบด้วยหัวข้อย่อย ๆ ดังนี้

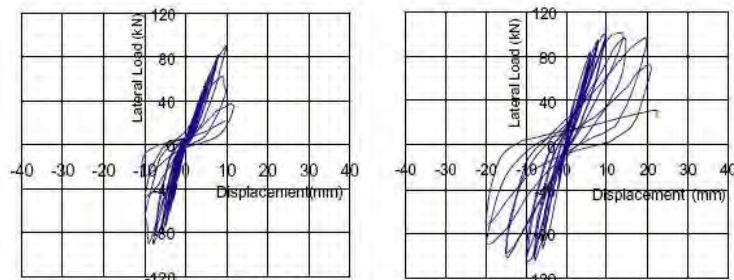
- มาตรฐานการออกแบบความยาวระยะทาบของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก
 - ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมและการไถล
 - วัสดุที่ใช้ในการเสริมแรงองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก
- การนิยามเฟอโรซีเมนต์



(ก) ลักษณะเสาที่หุ้มด้วยเฟอโรซีเมนต์

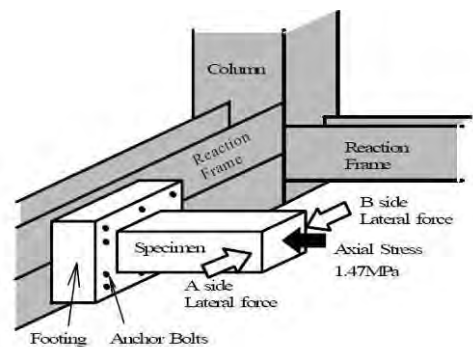


(ข) เสาภายใน



(ค) ความสามารถในการรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นโดยรูปซ่ายคือเสาปกติและรูปขาคือเสาที่เสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์

รูปที่ 2.21 การศึกษาของ M. T. Kazemi และ Reza Morshed (2005)



รูปที่ 2.20 การศึกษาของ M. T. Kazemi และ Reza Morshed (2005)

2.2.4 มาตรฐานการออกแบบความยาวระยะทาของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย จะออกแบบโดยใช้มาตรฐานของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (วสท.) โดยมาตรฐาน วสท. 1007-34 ได้กำหนดมาตรฐานสำหรับ

การออกแบบกระดุมต่ำสุดโดยวิธีหน่วยแรงใช้งานไว้ว่า กระดุมต่ำสุดของเสาจะขึ้นอยู่กับกำลังครากปรกติของเหล็กเสริมแสดงดังตารางที่ 2.1 เมื่อ d_b คือเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม

ตารางที่ 2.1 กระดุมต่ำสุดที่ยอมให้สำหรับมาตรฐาน วสท.

กำลังคราก (Mpa)	กระดุมของ เหล็กรับแรงอัด	กระดุมของ เหล็กรับแรงดึง
	I_d	I_d
300	$20d_b$	$24d_b$
400	$24d_b$	$30d_b$
500	$30d_b$	$36d_b$

ซึ่งในจากงานวิจัยได้ค้นพบว่า โครงสร้างก่อสร้างสร้างขึ้นก่อนปี ค.ศ. 1970 ไม่มีความสามารถเพียงพอต่อการต้านแรงแผ่นดินไหว ในปัจจุบันมาตรฐานสำหรับการออกแบบกระดุมในเสาคอนกรีตเสริมเหล็กไม่เพียงพิจารณาถึงแรงจากน้ำหนักบรรทุกโดยทั่วไปและแรงลม แต่ยังสามารถคำนึงถึงแรงจากแผ่นดินไหวด้วย ซึ่งรายละเอียดของการทาบต่อเหล็กเสริมมีความแตกต่างจากมาตรฐานเก่า ดังนั้นการออกแบบที่พิจารณาเพียงกำลังอัดในเสาตามมาตรฐานเก่าจึงไม่เพียงพอต่อการต้านทานแรงเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว

Bousias et al. (2006) พบว่า เสาที่อ้างอิงโดยมาตรฐานเก่ากับการทาบเหล็กที่ไม่เพียงพอจะทำให้มีความสามารถในการต้านแรง ความเหนียวและการสลายพลังงานที่ลดลง โดยการทาบเหล็กที่มีความยาวกระดุมมากกว่า 45 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมจะไม่ส่งผลให้ความสามารถดังกล่าวต่ำลง การทาบเหล็กที่น้อยกว่า 15 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมจะส่งผลต่อความสามารถในการรับแรงอัด กำลังจะลดต่ำลงอย่างรวดเร็วหลังจากถึงกำลังต้านทานแรงสูงสุด ค่าสตีเฟนและการสลายพลังงานจะมีค่าที่ลดต่ำลง

2.2.5 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมและการไหล

Harajli (2006) พบว่าการถ่ายแรงระหว่างผิวของคอนกรีตและเหล็กเสริมโดยการยึดเหนี่ยวระหว่างกันขึ้นอยู่กับพฤติกรรมที่สำคัญอื่นๆ ทั้งในทางตรงและทางอ้อม ได้แก่ พฤติกรรมของรอยแตก ร้าว ความกว้างของรอยแตก การโก่งตัว กำลังของโครงสร้าง การดูดซับและสลายพลังงานภายใต้แรงสั่นสะเทือน ในการทดสอบของ Harajli เหล็กเสริมรับแรงดึงจะกำหนดให้มีความยาวของกระดุมเท่ากับ 20 และ 25 มม. บริเวณกลางคาน โดยตัวอย่างคาน 14 ตัวอย่างจะถูกทดสอบภายใต้แรงแบบซ้ำรอบและอีก 13 ตัวอย่างถูกทดสอบภายใต้แรงแบบสถิต ตัวอย่างประกอบด้วย อัตราส่วนระหว่างระยะหุ้มคอนกรีตต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม กำลังอัดคอนกรีต และประเภทของการโอบรัด จากผลการทดสอบสรุปได้ว่า ตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการโอบรัดจะเกิดการเสื่อมลดของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมในไซเคิลที่ 1 หรือ 2 หลังจากเกิดการปริแตก รอยแตก ร้าวแบบปริแตกจะพัฒนาอย่างรวดเร็วตามแนวการทาบเหล็กเสริม และ Harajli (2006) ได้เสนอกราฟแสดง

แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างกำลังยึดเหนี่ยวและการไหลในเหล็กรับแรงดึงสำหรับคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการโอบรัดและไม่มีการโอบรัด โดยแบบจำลองนี้ถูกสร้างโดยอ้างอิงจากผลการทดสอบเป็นหลัก พารามิเตอร์ประกอบด้วยขนาดของเหล็กเสริม อัตราส่วนของระยะหุ้มคอนกรีตต่อเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม กำลังอัดคอนกรีต ปริมาณในการโอบรัดเหล็กเสริมและวิธีการโอบรัด โดยในแบบจำลองกำลังยึดเหนี่ยวของตำแหน่งที่เกิดการปริแตก u_{max} และกำลังยึดเหนี่ยวของตำแหน่งหลังจากการปริแตกคำนวณได้จากสมการที่ 2.22 และ 2.23 ตามลำดับ ซึ่งพารามิเตอร์สำหรับโอบรัดคือ K_c และ K_{cs} คำนวณได้จากสมการในตารางที่ 2.2 ซึ่งขึ้นอยู่กับวิธีการโอบรัด

$$u_{sp} = 0.78 \sqrt{f'_c} \left[\frac{c + k_c}{d_b} \right]^{2/3} \quad (2.22)$$

$$u_{ps} = u_{max} (0.5 + K_{cs}) \leq u_{max} \quad (2.23)$$

กำหนด u_m : กำลังยึดเหนี่ยวสูงสุด
 f'_c : กำลังอัดคอนกรีต (Mpa)
 c : ระยะหุ้มคอนกรีต (mm)
 d_b : เส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม (mm)

ตารางที่ 2.2 สมการสำหรับคำนวณพารามิเตอร์การโอบรัด [Harajli, 2006]

Term	Plain Concrete	Steel Confined Concrete	Fiber Reinforced Concrete	FRP Confined Concrete
K_c	0.0	$\frac{7.0 A_{tr}}{s_t n_s}$	$0.45 c \frac{V_f L}{d_f}$	$56 r_e \frac{n_f t_f}{n_s}$
K_{cs}	-	$\frac{7.5 A_{tr}}{s_t c n_s}$	$0.20 \frac{V_f L}{d_f}$	$46 r_e \frac{n_f t_f}{n_s}$

Al-Kubaisy and Jumaat (2000) ศึกษาพฤติกรรมการดัดของพื้นโดยเสริมกำลังด้วยเฟรอร์โรซีเมนต์ในบริเวณที่รับแรงดึง ในการทดสอบจะใช้ตัวอย่างพื้นทั้งหมด 12 ตัวอย่าง โดยมีความกว้าง 500 มม. ความลึกอยู่ระหว่าง 75-85 มม. และความยาวเท่ากับ 1,500 มม. ตัวแปรประกอบด้วยเปอร์เซ็นต์ของลวดตะแกรง ปริมาณของเหล็กเสริม ความหนาของเฟรอร์โรซีเมนต์และวิธีการยึดระหว่างเฟรอร์โรซีเมนต์และแผ่นพื้น โดยการทดสอบจะทำการสังเกตและบันทึกค่ากำลังดัดสูงสุด น้ำหนักที่ทำให้เกิดรอยแตกปรากฏขึ้นครั้งแรก ความกว้างรอยแตก และความสัมพันธ์ของน้ำหนักและการโก่งตัว ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า ความหนาและวิธีการยึดต่อระหว่างเฟรอร์โรซีเมนต์และแผ่นพื้นมีผลต่อพฤติกรรมการโก่งตัว ตัวอย่างที่เสริมด้วยเฟรอร์โรซีเมนต์มีค่าสตีเฟนสูงชันและมีความสูงของรอยแตกที่เกิดจากการดัดสูงกว่าการใช้คอนกรีตหุ้มปกติ ความกว้างของรอยแตกบนตัวอย่างมีลักษณะแคบลง

Joyklad et al. (2009) ศึกษาการเสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้เฟอร์โรซีเมนต์หุ้มคาน ในการทดสอบคานตัวอย่างทั้งหมดจะถูกออกแบบเป็นคานช่วงเดียว (simply-support beam) ซึ่งมีขนาดความกว้าง 200 มม. สูง 300 มม. มีความยาวช่วงเท่ากับ 2400 มม. และถูกออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือนเป็นเกณฑ์ การทดสอบคานตัวอย่างจะถูกกดด้วยแรงดัด 4 จุด แบบสถิต ลักษณะการเสริมกำลังจะมีความแตกต่างทางด้านเทคนิคของเหล็กโครงที่เป็นเหล็กเสริมของเฟอร์โรซีเมนต์ ตัวแปรในการศึกษาประกอบด้วย รูปร่างของเฟอร์โรซีเมนต์ ความขรุขระของผิวคานบริเวณที่เสริมแรง และรูปแบบการยึดของเหล็กโครงกับคาน ผลทดสอบแสดงให้เห็นว่า การวิบัติของตัวอย่างคานที่เสริมแรงจะถูกพัฒนารอยแตกด้วยการดัด (Flexural crack) ในบริเวณผิวรับแรงอัด และกำลังของตัวอย่างเพิ่มขึ้นประมาณ 70 เปอร์เซ็นต์ และแสดงการโก่งตัวสูงขึ้นที่แรงสูงสุดเมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ไม่ได้เสริมกำลัง

บทที่ 3

การเสริมกำลังการทาบทอเหล็กเสริมในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วย แผ่นเส้นใยโพลิเมอร์

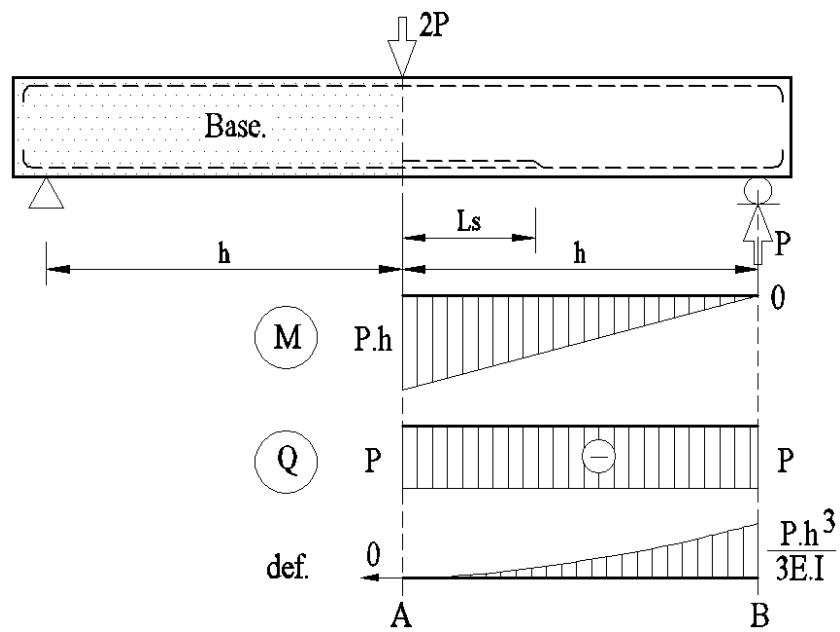
ในงานวิจัยนี้ ผู้วิจัยต้องการศึกษาผลของการทาบทอเหล็กเสริมที่มีระยะทาบทอน้อยต่อพฤติกรรม การรับน้ำหนักขององค์อาคาร ตลอดจนการเสริมความแข็งแรงบริเวณทาบทอเหล็กเสริมด้วยแผ่นเส้นใย โพลิเมอร์ โดยผู้วิจัยเลือกทำการศึกษาดังกล่าวโดยใช้ขั้นตอนทดสอบทั้งหมด 8 ขั้นตอน และแบ่งขั้นตอน ทดสอบทั้งหมดเป็น 2 ชุดทดสอบได้แก่ ชุดทดสอบ 20db และชุดทดสอบ 15db ซึ่งเป็นคานหน้าตัดรูป สี่เหลี่ยมผืนผ้า มีขนาดหน้าตัดเท่ากับกว้าง 15 เซนติเมตร ลึก 30 เซนติเมตร โดยมีรายละเอียดการ ทดสอบดังต่อไปนี้

3.1 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

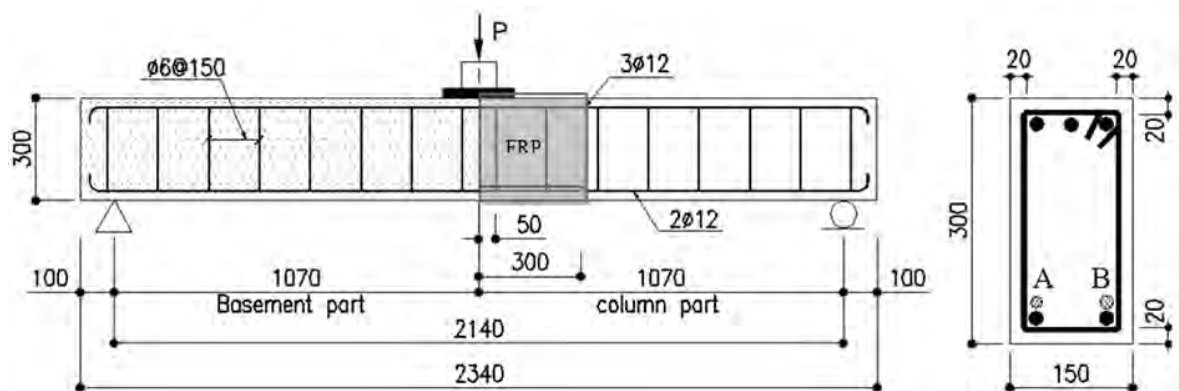
รูปแบบการทดสอบ

ในการทดสอบนี้เป็นการศึกษาการเสริมกำลังบริเวณรอยต่อทาบทอของเหล็กเสริมรับแรงดึงใน ชั้นส่วนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยขั้นตอนตัวอย่างทดสอบประกอบด้วย 8 ตัวอย่างได้แก่ (1) ตัวอย่างที่ไม่ทำการทาบทอเหล็กเสริมจำนวน 1 ตัวอย่าง (2) ตัวอย่างที่ทาบทอเหล็กเสริม โดยที่ตัวอย่างทาบทอ เหล็กเสริมจะแบ่งออกเป็น 2 กลุ่มตามความยาวของระยะทาบทอ คือกลุ่ม 20db (ความยาวระยะทาบทอ เท่ากับ 200 มม.) และกลุ่ม 15db (ความยาวระยะทาบทอเท่ากับ 150 มม.) คานตัวอย่างทั้งหมดมีขนาด หน้าตัดกว้าง 150 มม. ลึก 300 มม. มีความยาวคานคานทั้งหมด 2340 มม. และความยาวของระยะ จากจุดรองรับถึงจุดรองรับเท่ากับ 2140 มม. โดยขั้นตอนทดสอบในการทดสอบนี้สามารถจำลองเสาที่มี ความสูงเท่ากับ 1070 มม. คานทุกตัวเสริมเหล็กชั้นคุณภาพ SD40 ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. จำนวน 3 เส้นที่ผิวบน ส่วนเหล็กรับแรงดึงใช้เหล็กเสริมขนาด 12 มม. จำนวน 2 เส้น โดยระยะทาบทอ เหล็กแต่ละตัวอย่างทดสอบมีระยะเป็นไปตามแบบที่กำหนด เหล็กปลอกชั้นคุณภาพ SR24 มีขนาดเส้น ผ่านศูนย์กลางขนาด 6 มิลลิเมตรมีระยะห่าง 150 มิลลิเมตร ในแต่ละชุดการทดลองจะมีขั้นตอนทดสอบที่ ไม่ได้รับการเสริมกำลังซึ่งจะวิบัติในรูปแบบของการดึงครูดออกจากกัน (lap splice failure) และขั้นตอน ทดสอบอีก 3 ขั้นตอนที่เหลือในแต่ละชุดทดสอบได้รับการเสริมกำลังโดยใช้แผ่นเส้นใยโพลิเมอร์พันรอบบริเวณที่ มีการทาบทอเหล็กเป็นระยะตามแบบที่กำหนด โดยจำนวนรอบการพันคือ 2, 4 และ 6 รอบตามลำดับ

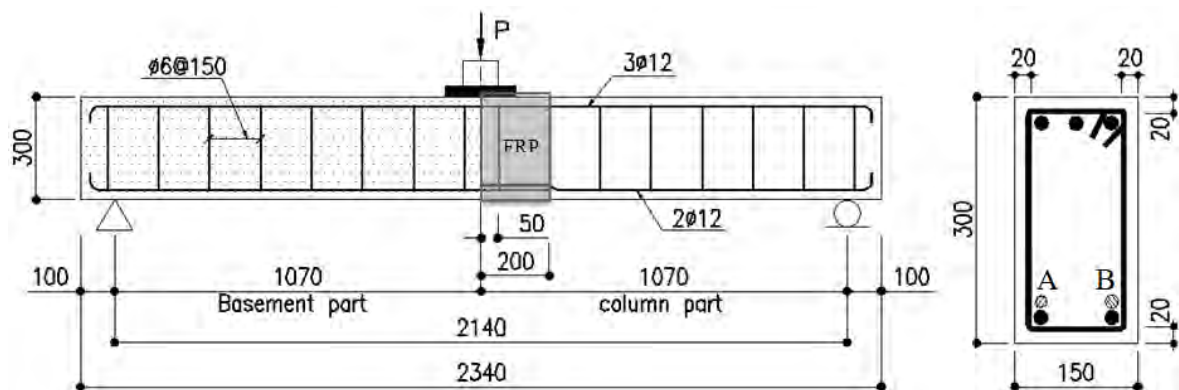
ในการทดสอบครั้งนี้จะพิจารณา (1) กำลังรับน้ำหนัก (2) ระยะแอ่นตัว (3) กำลังของแรงยึดเหนี่ยวที่บริเวณการทาบทอเหล็กเสริม และ (4) กำลังรับน้ำหนักของเหล็กเสริมรับแรงดึงในบริเวณทาบทอเหล็กเสริม โดยที่ตัวแปรหลักที่ส่งผลต่อกำลังของเหล็กเสริมที่บริเวณทาบทอเหล็กประกอบด้วย ความยาวของระยะทาบทอ ระยะหุ้มคอนกรีตและรูปแบบการเสริมแรง



รูปที่ 3.1 ลักษณะการทดสอบ



(ก) รายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่าง 20db



(ข) รายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่าง 15db

รูปที่ 3.2 รายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ

ตารางที่ 3.1 รายละเอียดกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม

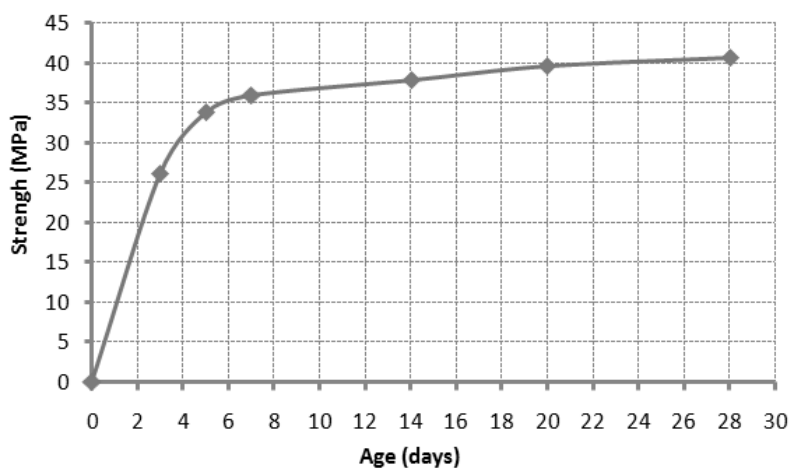
กลุ่ม	สัญลักษณ์คาน	ความยาวของ ระยะทาบ L_{sp} (มม.)	กำลังอัด คอนกรีต f'_c (กก./ซม. ²)	เหล็กปลอก	
				เส้นผ่าน ศก. (มม.)	ระยะเรียง (มม.)
20db	20F0	250	400	6	150
	20F2	250	400	6	150
	20F4	250	400	6	150
	20F6	250	400	6	150
15db	15F0	250	400	6	150
	15F2	250	400	6	150
	15F4	250	400	6	150
	15F6	250	400	6	150

สำหรับสัญลักษณ์ของชั้นทดสอบมีความหมายดังนี้ เช่น ชั้นทดสอบ 15F4 คือชั้นทดสอบในกลุ่ม 15db พันด้วยแผ่น FRP จำนวน 4 ชั้น

3.2 คุณสมบัติของวัสดุ

คอนกรีต

คอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบนี้ ใช้คอนกรีตผสมเสร็จ (Ready mixed concrete) ซึ่งมีค่าการยุบตัวประมาณ 10 ซม. ในการเทคอนกรีต ได้ทำการเก็บตัวอย่างคอนกรีตเพื่อใช้ในการทดสอบหาค่ากำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอก จำนวน 30 ตัวอย่างขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มม. สูง 200 mm โดยมีเป้าหมายของกำลังอัดที่ 400 กก./ซม.² หลังจากเทคอนกรีตแล้ว 24 ชม. ทำการบ่มด้วยกระสอบเปียกเป็นเวลา 28 วัน รูปที่ 3.3 แสดงการพัฒนา กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต



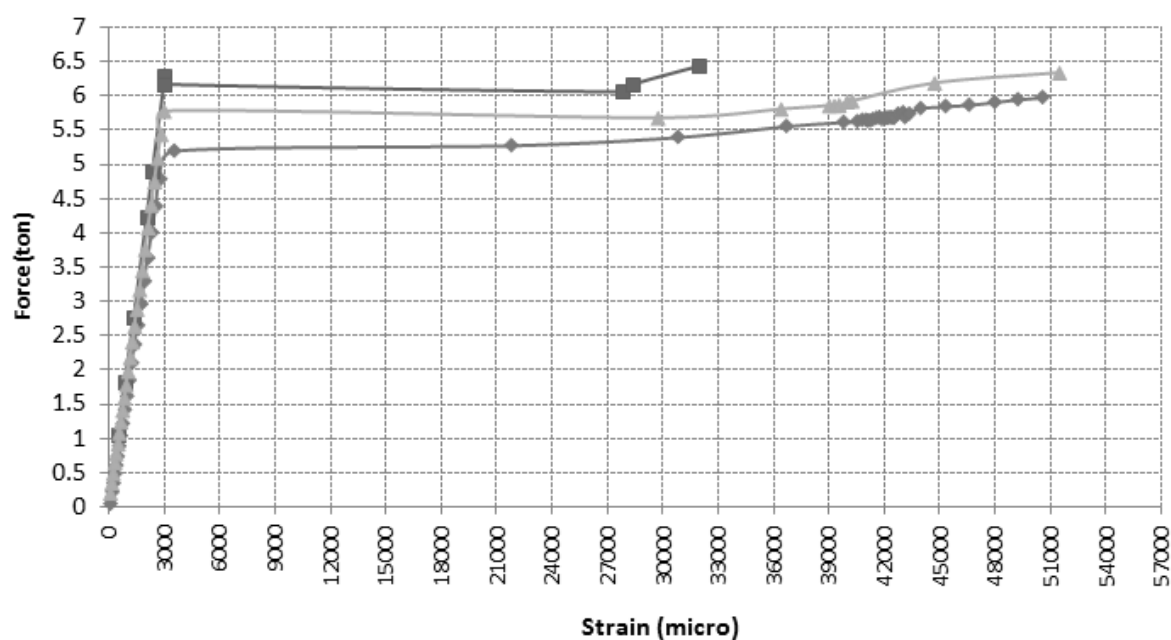
รูปที่ 3.3 การพัฒนา กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

เหล็กเสริม

กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมถูกทดสอบเพื่อใช้ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับการคำนวณแรงยึดเหนี่ยว โดยเหล็กแต่ละชนิดจะถูกทดสอบหาค่ากำลังที่จุดครากและกำลังรับแรงดึงสูงสุดด้วยเครื่อง universal testing machine ผลทดสอบหาได้จากค่าเฉลี่ยของเหล็กเสริม 3 ตัวอย่าง เหล็กเสริมหลัก DB12 มีกำลังที่จุดครากเท่ากับ 5383.6 กก./ซม.² และกำลังรับแรงดึงสูงสุดเท่ากับ 6447.3 กก./ซม.² เหล็กกลม RB6 มีกำลังที่จุดครากเท่ากับ 3800 กก./ซม.² และกำลังรับแรงดึงสูงสุดเท่ากับ 4570 กก./ซม.²

ตารางที่ 3.2 รายละเอียดกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม

การทดสอบ					การคำนวณค่าจากการทดสอบ					
ขั้นตอนทดสอบ	น้ำหนัก (กรัม)	ความยาว (มม.)	แรงที่จุด คราก (กก.)	แรงสูงสุด (กก.)	เส้นผ่าน ศก. (มม.)	หน่วย แรงที่จุด คราก กก./ซม. ²	หน่วยแรง ดึงสูงสุด กก./ซม. ²	$\frac{f_{su}}{f_y}$	$\frac{\epsilon_{sh}}{\epsilon_y}$	$\frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_y}$
1	500	596	5270	7030	11.6	4931.2	6578.1	1.33	10	18.2
2	507	599	6270	6430	11.7	5815.0	5963.4	1.03	10	20.4
3	502	599	5770	7260	11.6	5404.6	6800.3	1.26	10	31.5
				ค่าเฉลี่ย	11.68	5383.6	6447.3	1.21	10	23.4
				SD	0.032	442.2	433.4	0.16	0	7.2



รูปที่ 3.1 กราฟทดสอบการดึงเหล็ก

แผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย

แผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยที่ใช้ในการทดลองครั้งนี้ มีคุณสมบัติดังแสดงในตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย

Modulus E_f N/m ²	Thickness t_f m	Fracture strain	Width m	Length
2.30E+11	1.70E-04	1.70E-02	0.5	NA

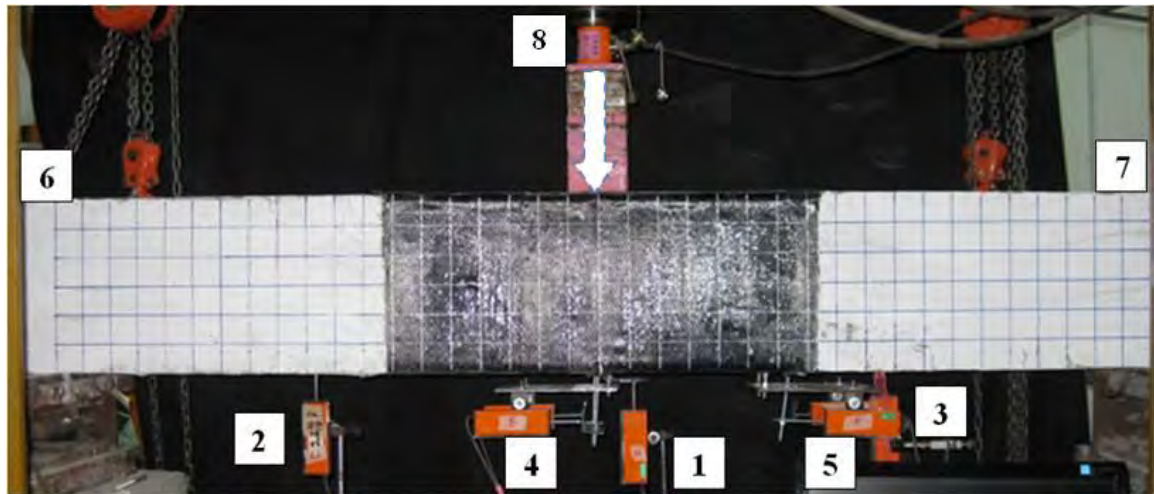
3.3 รูปแบบการวัดผลทดสอบ

การวัดการกระจายของความเครียด (Strain distribution)

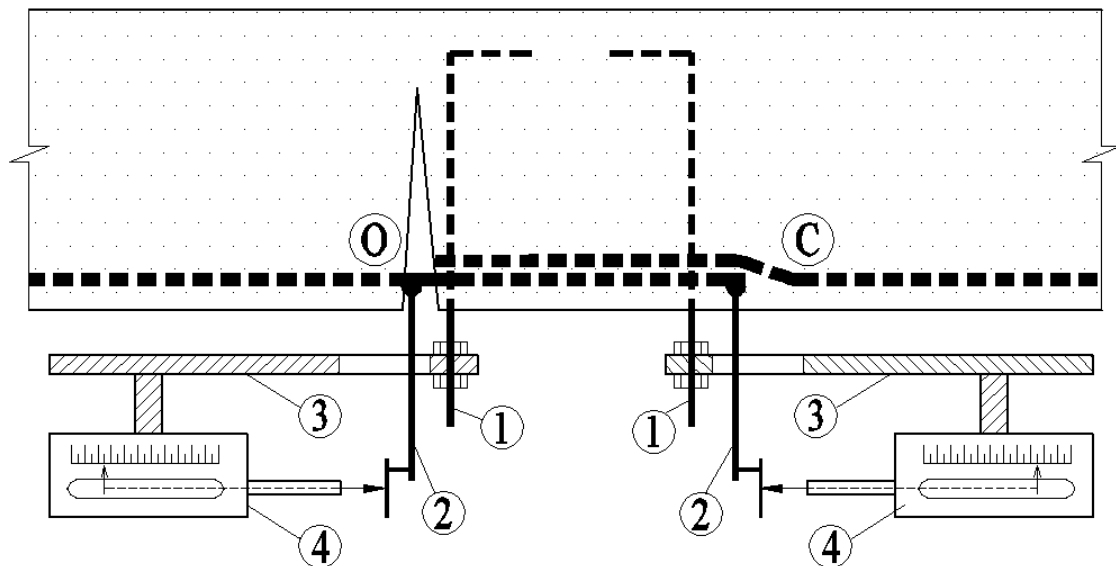
ค่าความเครียดที่บริเวณต่อทาบเหล็กเสริมจะถูกวัดด้วย Strain gages เรียงกันแสดงดังรูปที่ 3.4 และแสดงตำแหน่งการติดตั้ง Strain gages ที่เหล็กเสริมล่างที่บริเวณทาบต่อ โดยระยะการติดตั้งจะวัดจากตำแหน่งกึ่งกลางคาน หลังจากการติดตั้ง Strain gages เรียบร้อยแล้วจะใช้กาว Epoxy หุ้มทับอีกชั้นหนึ่งเพื่อป้องกัน Strain gages ถูกน้ำและแรงกระแทกจากการเทคอนกรีตที่อาจทำให้เกิดการเสียหายได้



รูปที่ 3.4 รายละเอียดการติดตั้ง strain gage บนเหล็กเสริม



รูปที่ 3.5 ภาพถ่ายการติดตั้งเครื่องมือวัด



รูปที่ 3.6 รายละเอียดการติดตั้งเครื่องมือวัด

การวัดระยะการเคลื่อนตัว (Displacement)

รูปที่ 3.5 แสดงการติดตั้งเครื่องมือวัดระยะการเคลื่อนตัวในการทดสอบชิ้นตัวอย่าง ประกอบด้วย LVDT ทั้งหมด 9 ตัวที่ติดตั้งในบริเวณต่างๆ ดังนี้

1. LVDT 1 : ติดตั้งที่บริเวณกลางคาน เพื่อวัดระยะการโก่งตัวคาน
2. LVDT 2&3 : ติดตั้งทั้ง 2 ฝั่งโดยห่างจากจุดที่แรงกระทำ 500 มม.
3. LVDT 4 : วัดระยะการครูดออกของเหล็กเสริม
4. LVDT 5 : วัดระยะการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริม
5. LVDT 6&7: วัดระยะการทรุดตัวของคานเพื่อหาค่าการโก่งตัวที่แท้จริง ดังแสดงในสมการ 3.1

$$\Delta = T1 - \frac{T6 + T7}{2} \quad (3.1)$$

3.4 ผลการทดสอบ

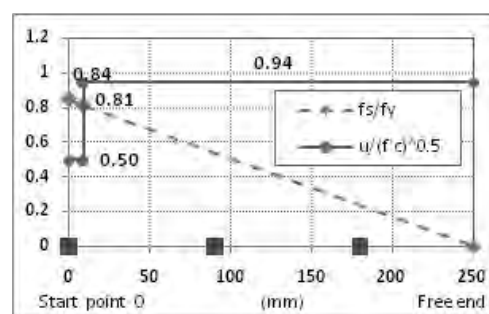
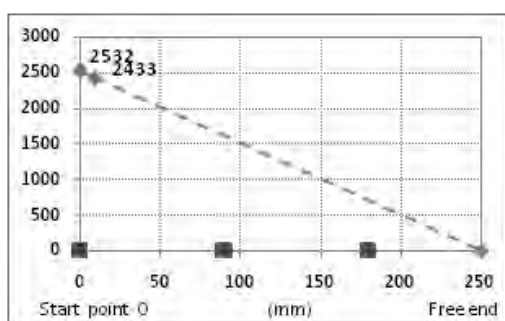
3.4.1 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการโก่งตัวกลุ่ม 20db

การติดตั้ง strain gages ได้ติดตั้งบนผิวของเหล็กเสริมตลอดความยาวของระยะต่อทาบเหล็ก จากการคำนวณทางคณิตศาสตร์ ซึ่งใช้กำลังของคอนกรีตเท่ากับ 40 MPa ซึ่งแสดงในรูปที่ 3.7 ถึง 3.10 ตามลำดับ

ตารางที่ 3.4 การติดตั้ง strain gages ในชุดทดสอบ 20db

Strain-gage Beam	No 1	No 2	No 3	No 4	Num. of bond zones
20F0	0	90	180		2
20F2	0	60	120	180	2
20F4	0	60	120	180	3
20F6	20	60	120	180	2

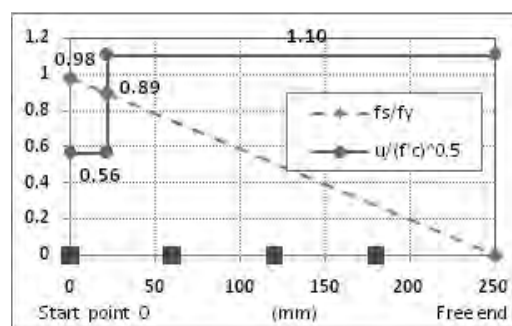
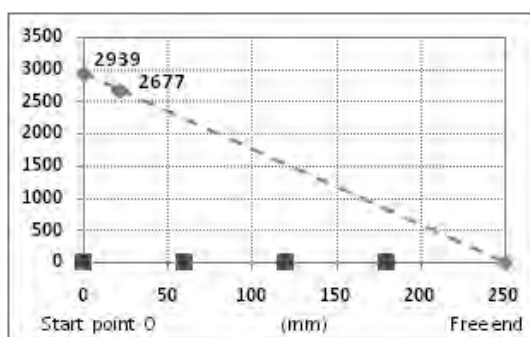
Unit: mm



(ก) การกระจายความเครียดในเหล็กเสริม

(ข) การกระจายความเค้นและแรงยึดเหนี่ยว

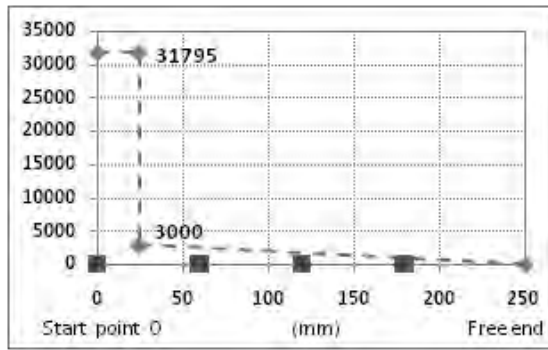
รูปที่ 3.7 ผลการคำนวณทางคณิตศาสตร์สำหรับชุดทดสอบ 20F0



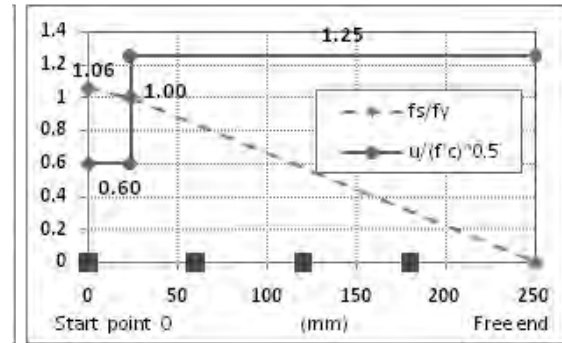
(ก) การกระจายความเครียดในเหล็กเสริม

(ข) การกระจายความเค้นและแรงยึดเหนี่ยว

รูปที่ 3.8 ผลการคำนวณทางคณิตศาสตร์สำหรับชุดทดสอบ 20F2

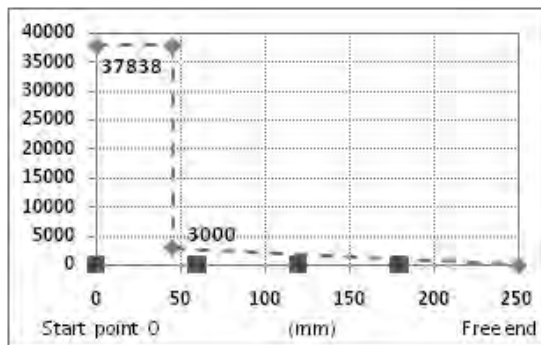


(ก) การกระจายความเค้นในเหล็กเสริม

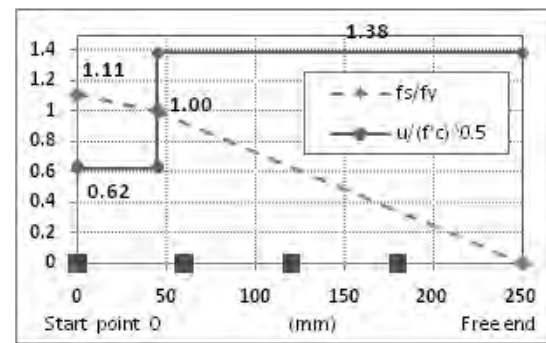


(ข) การกระจายความเค้นและแรงยึดเหนี่ยว

รูปที่ 3.9 ผลการคำนวณทางคณิตศาสตร์สำหรับชั้นทดสอบ 20F4



(ก) การกระจายความเค้นในเหล็กเสริม

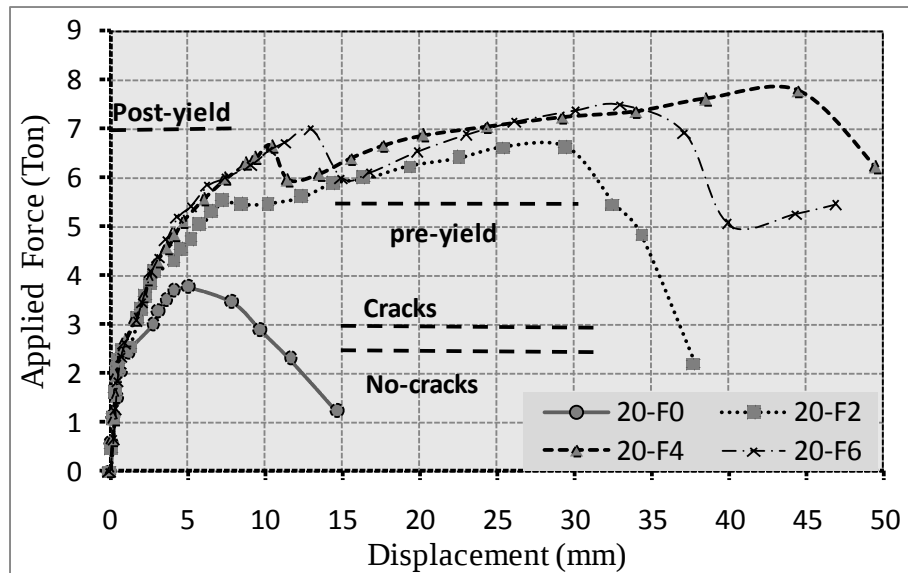


(ข) การกระจายความเค้นและแรงยึดเหนี่ยว

รูปที่ 3.10 ผลการคำนวณทางคณิตศาสตร์ 20F6

รูปที่ 3.11 แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักและการโก่งตัวของชั้นทดสอบในกลุ่ม 20db โดยมีความยาวของการทาบทอเท่ากับ 200 มม. โดยกราฟผลของตัวอย่างที่ไม่ได้ทาบทอเหล็กเสริม 20F0 แสดงเป็นเส้นทึบ ชั้นตัวอย่าง 20F2 (หุ้มด้วยแผ่นเส้นใยโพลีเมอร์ 2 ชั้น) แสดงเป็นเส้นประบนจุดสี่เหลี่ยม โดยทั้งสองกราฟมีความแตกต่างในผลทดสอบที่เห็นได้อย่างชัดเจน โดยในตัวอย่าง 20F2 มีกำลังรับน้ำหนักที่เพิ่มขึ้น โดยทำให้เกิดการวิบัติหลังจากเหล็กรับแรงดึงถึงจุดครากได้ ในทำนองเดียวกัน กำลังรับน้ำหนักของชั้นทดสอบที่ได้พันด้วยแผ่นเส้นใยโพลีเมอร์จำนวนรอบเพิ่มขึ้น 4, 6 รอบ มีค่าเพิ่มขึ้นตามลำดับ

ผลการทดสอบของชั้นตัวอย่างในกลุ่ม 20db สามารถสรุปได้ว่า การใช้แผ่นเส้นใยโพลีเมอร์สามารถพัฒนากำลังรับน้ำหนักของเหล็กเสริมจนถึงจุดครากได้



รูปที่ 3.11 ผลการทดสอบชุด 20db

ตารางที่ 3.5 กำลังรับน้ำหนักของชุดทดสอบ 20db

Column	Number of FRP layers	Exper. Strength (Ton)	Ana. strength (Ton) with f'_c			Minimum Difference (%)	Failure type	
			35 (MPa)	45 (MPa)	40 (MPa)		Experiment	Predicted
20F0	0	3.91	4.15	4.74	4.46	6.1	Pre yield	Pre yield
20F2	2	6.61	5.27	6.13	5.62	7.2	Post yield	Post yield
20F4	4	7.78	6.14	6.81	6.51	12.4	Post yield	Post yield
20F6	6	7.50	6.66	7.31	7.00	2.5	Post yield	Post yield

ตารางที่ 3.6 กำลังรับแรงยึดเหนี่ยวของชุดทดสอบ 20db

Column	Number of FRP layers	Experiment Strength (fy)	Analysis with f'_c (MPa)			Minimum Difference (%)	Failure type	
			35	45	40		Experiment	Predict
20F0	0	0.745(*)	0.790	0.894	0.844	6.0	Pre yield	Pre yield
20F2	2	1.066(*)	0.919	1.021	0.980	4.2	Post yield	Post yield
20F4	4	1.194(*)	1.021	1.089	1.056	8.8	Post yield	Post yield
20F6	6	1.163(*)	1.071	1.143	1.108	1.7	Post yield	Post yield

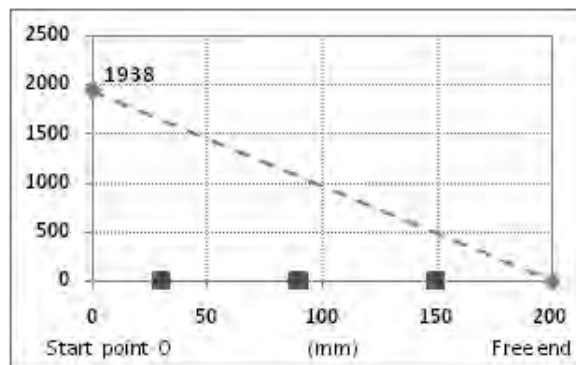
3.4.2 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการโก่งตัวกลุ่ม 15db

การติดตั้ง strain gages ได้ติดตั้งบนผิวของเหล็กเสริมตลอดความยาวของระยะต่อทาบเหล็ก จากการคำนวณทางคณิตศาสตร์ ซึ่งใช้กำลังของคอนกรีตเท่ากับ 40 MPa แสดงผลการกระจายของความเครียดและความเค้นในเหล็กเสริมดังรูปที่ 3.12 ถึง 3.15 ตามลำดับ

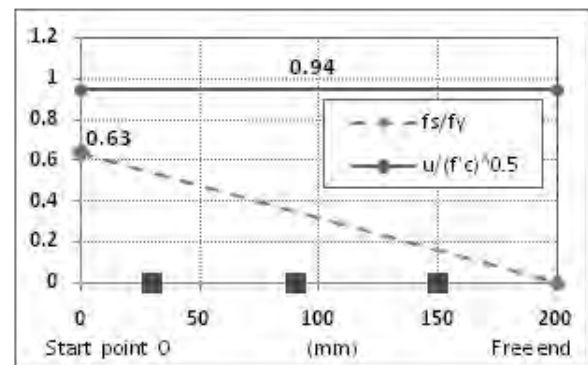
ตารางที่ 3.7 การติดตั้ง strain gages ในชุดทดสอบ 15db

Beam \ Strain-gage	No 1	No 2	No 3	Num. of bond zones
15F0	30	90	150	1
15F2	30	90	150	1
15F4	30	90	150	1
15F6	30	90	150	2

Unit: mm

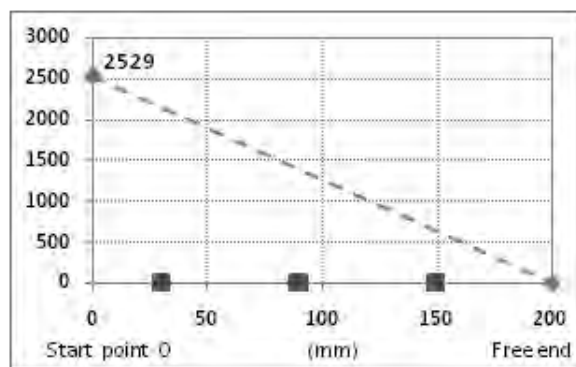


(ก) การกระจายความเครียด

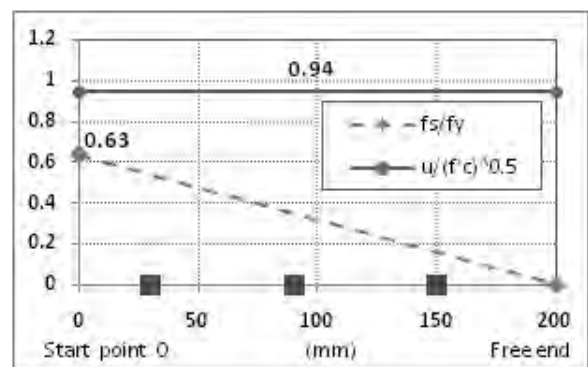


(ข) การกระจายความเค้นและแรงยึดเหนี่ยว

รูปที่ 3.12 ผลการคำนวณทางคณิตศาสตร์สำหรับชุดทดสอบ 15F0

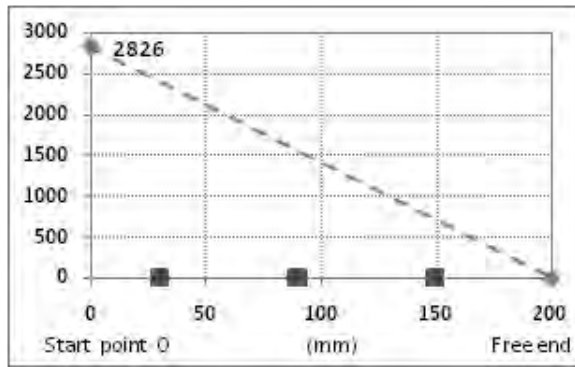


(ก) การกระจายความเครียด

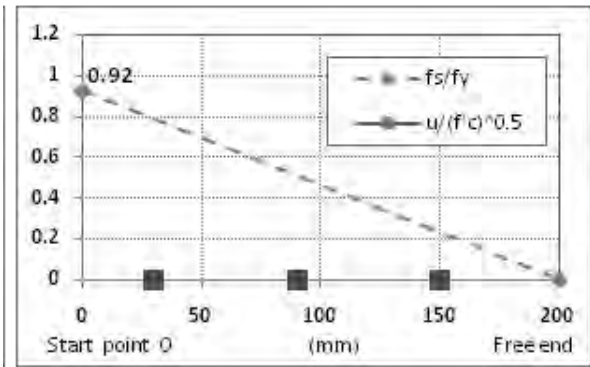


(ข) การกระจายความเค้นและแรงยึดเหนี่ยว

รูปที่ 3.13 ผลการคำนวณทางคณิตศาสตร์สำหรับชุดทดสอบ 15F2

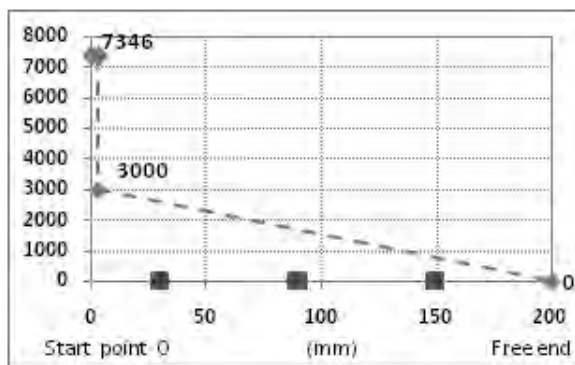


(ก) การกระจายความเค้น

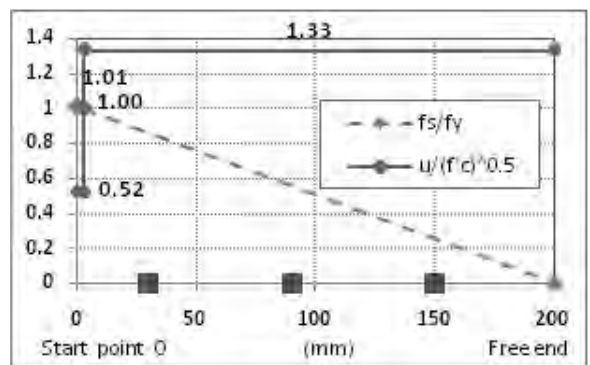


(ข) การกระจายความเค้นและแรงยืดหน่วย

รูปที่ 3.14 ผลการคำนวณทางคณิตศาสตร์สำหรับชั้นทดสอบ 15F4



(ก) การกระจายความเค้น

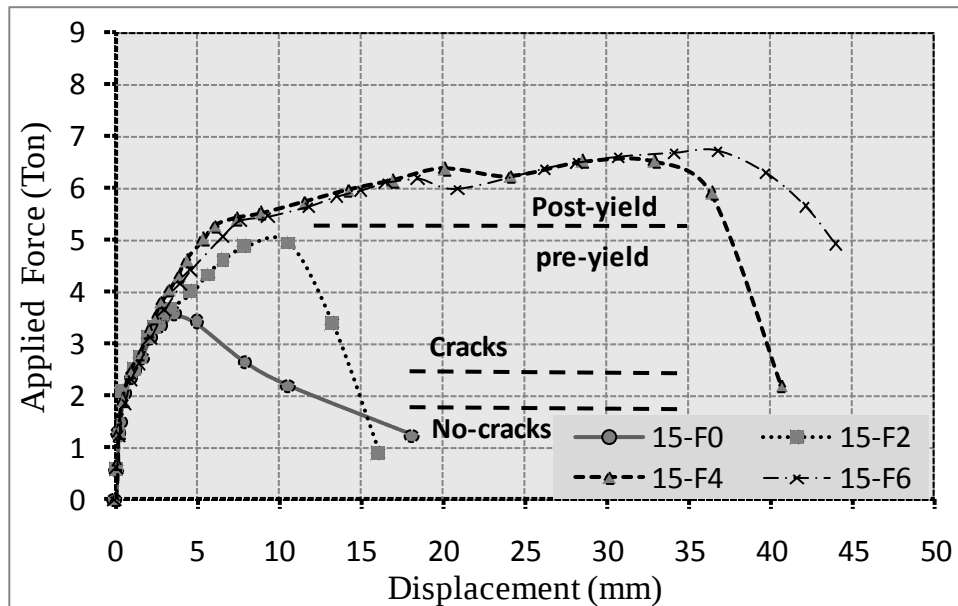


(ข) การกระจายความเค้นและแรงยืดหน่วย

รูปที่ 3.15 ผลการคำนวณทางคณิตศาสตร์สำหรับชั้นทดสอบ 15F6

รูปที่ 3.16 แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักและระยะแฉกตัวของชั้นทดสอบในกลุ่ม 15db โดยมีความยาวของการทาต่อเท่ากับ 150 มม. โดยกราฟของชั้นตัวอย่างที่ไม่ได้ทาต่อเหล็กเสริม 15F0 แสดงเป็นเส้นทึบ ชั้นตัวอย่าง 15F2 (หุ้มด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย 2 ชั้น) แสดงเป็นเส้นประบนจุดสี่เหลี่ยม พบว่าคานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นเมื่อโอบรัดด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย แต่ยังไม่สามารถทำให้เหล็กรับแรงดึงถึงจุดครากได้ แต่เมื่อมีการเพิ่มจำนวนชั้นของโพลีเมอร์เสริมเส้นใยเพิ่มขึ้น ทำให้เหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดครากได้ และทำให้การวิบัติของคานเป็นแบบเชิงตัด (flexural failure) หลังจาก queเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดครากแล้ว

ผลการทดสอบของตัวอย่างในกลุ่ม 15db สามารถสรุปได้ว่า การใช้แผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยสามารถพัฒนากำลังของเหล็กเสริมไปถึงจุดครากได้ แต่ต้องมีจำนวนชั้นที่เหมาะสม คือจำนวน 4 ชั้นขึ้นไป



รูปที่ 3.16 ผลการทดสอบชุด 15db

ตารางที่ 3.8 กำลังรับน้ำหนักของชุดทดสอบ 15db

Column	Number of FRP layers	Exper. Strength (Ton)	Ana. strength (Ton) with f'_c			Minimum Difference (%)	Failure type	
			35 (MPa)	45 (MPa)	40 (MPa)		Experiment	Predicted
15F0	0	3.55	3.18	3.6	3.4	1.4	Pre yield	Pre yield
15F2	2	4.97	4.42	5.02	4.73	1.0	Pre yield	Pre yield
15F4	4	6.74	5.13	6.12	5.48	9.2	Post yield	Post yield
15F6	6	6.93	5.67	6.57	6.30	5.2	Post yield	Post yield

ตารางที่ 3.9 กำลังของแรงยึดเหนี่ยวชุดทดสอบ 15db

Column	Number of FRP layers	Experiment Strength (fy)	Analysis with f'_c (MPa)			Minimum Difference (%)	Failure type	
			35	45	40		Experiment	Predict
15F0	0	0.670(*)	0.593	0.672	0.634	0.3	Pre yield	Pre yield
15F2	2	0.870(*)	0.773	0.877	0.827	0.8	Pre yield	Pre yield
15F4	4	1.066(*)	0.864	1.001	0.924	6.1	Post yield	Post yield
15F6	6	1.094(*)	0.951	1.031	1.006	5.8	Post yield	Post yield

3.5 การศึกษาเชิงวิเคราะห์ (Numerical study)

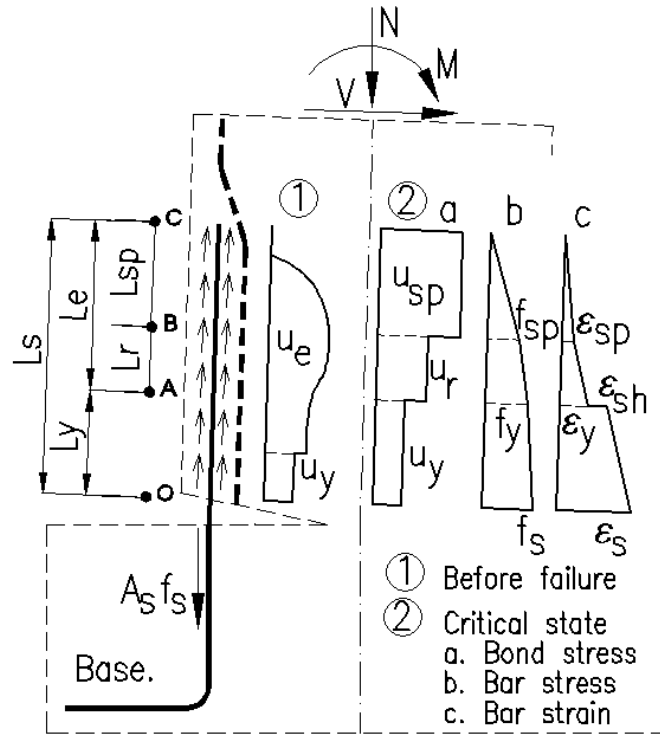
3.5.1 การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับการทาบทต่อเหล็กเสริม

รอยต่อที่เกิดจากการทาบทเหล็กยื่นในเสาเป็นปัจจัยหนึ่งที่สามารถทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติได้ ในประเทศไทย ส่วนมากจะพบปัญหาระยะทาบทเหล็กน้อยเกินไปในอาคารเก่า เนื่องจากยังไม่มีกฎหมายควบคุมอาคารเกี่ยวกับการก่อสร้างอาคารต้านแผ่นดินไหว ดังนั้นอาคารที่ก่อสร้างก่อนที่กฎกระทรวงประกาศบังคับใช้จะมีระยะทาบทเหล็กเสริมที่น้อยเกินไปจนทำให้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวไม่เพียงพอ และเกิดการวิบัติที่เรียกว่า lap-splice failure ในการสร้างแบบจำลองเพื่อทำนายพฤติกรรม การทาบทต่อเหล็กเสริม จะใช้สปริงเพื่อแทนพฤติกรรมได้แก่ สติฟเนสและกำลังรับน้ำหนักของการทาบท เหล็ก ดังนั้นการจำลองพฤติกรรมของเหล็กเสริมจะประกอบด้วยสปริงสามตัวคือ สปริงของเหล็กเสริม สปริงของแรงยึดเหนี่ยว และ สปริงของการต่อทาบทเหล็ก ดังที่จะได้อธิบายในหัวข้อ 3.5.2 ต่อไป ในการเสริมกำลังด้วยเส้นใยโพลิเมอรรุ่นนี้ จะมีผลให้กำลังรับแรงแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมสูงขึ้นเนื่องจาก คอนกรีตได้รับการโอบรัดที่ดีขึ้นจากการพันด้วยแผ่นโพลิเมอร์เสริมเส้นใย ปัจจัยหลักที่มีผลต่อ พฤติกรรมของรอยต่อการทาบทเหล็กคือระยะทาบทเหล็ก (L_{se})

ในงานวิจัยนี้ ผู้วิจัยได้พัฒนาแบบ Tri-uniform bond stress model เพื่อทำนายพฤติกรรม การทาบทเหล็กดังแสดงในรูปที่ 3.17 ซึ่งในแบบจำลองนี้ได้สมมติให้กำลังยึดเหนี่ยวตามแนวระยะทาบท ประกอบด้วย 3 ช่วง คือ ช่วงที่เกิดรอยร้าวปริ (Splitting zone) ช่วงหลังเกิดรอยร้าวปริ (Post splitting zone) และช่วงการครากของเหล็กเสริม (Yielding zone) ดังแสดงในรูปที่ 3.17 ซึ่งสามารถแยก พิจารณาแต่ละช่วงดังไดอะแกรมอิสระในรูปที่ 3.18 ความยาวของทั้ง 3 ช่วงนี้เมื่อนำมารวมกันจะต้อง มีค่าเท่ากับ ความยาวของระยะทาบท (L_s) ดังแสดงในสมการที่ 3.2

$$L_s = L_y + L_r + L_{sp} \quad (3.2)$$

ตัวอย่างของแบบจำลองที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและระยะเลื่อนไถลซึ่ง ได้จากการวิเคราะห์ตามแบบจำลอง Tri-uniform bond stress แสดงในรูปที่ 3.19 พารามิเตอร์ที่สำคัญ ของแบบจำลองได้แก่ u_{sp} และ s_{sp} ซึ่งสามารถคำนวณได้ดังสมการที่ 3.3 และ 3.4 ตามลำดับ ส่วน ค่าแรงยึดเหนี่ยว u_{sp} จะมีค่าไม่เกินแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดซึ่งกำหนดให้มีค่าเท่ากับ $u_m = 2.57\sqrt{f_c}$ ซึ่งเป็น แรงยึดเหนี่ยวในสภาวะที่เกิด Bond Pull-out failure ซึ่งถือเป็นค่าแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดที่สามารถพัฒนาให้ เกิดขึ้นได้



รูปที่ 3.17 แผนภาพแสดงแบบจำลอง Tri-uniform bond stress model

$$u_{sp} = 0.75\sqrt{f_c'} \left(\frac{c + 56 \frac{E_f \alpha_f n_f t_f}{E_s n_s}}{d_b} \right)^{2/3} \leq u_m \quad (3.3)$$

$$S_{sp} = s_1 e^{3.3 \ln \left(\frac{u_{sp}}{u_m} \right)} + s_o \ln \left(\frac{u_m}{u_{sp}} \right) \quad (3.4)$$

α_f = สัมประสิทธิ์รูปแบบการเสริมกำลังด้วยเส้นใยโพลิเมอร์

พันเสาโดยรอบ $\alpha_f = 1$

พันเสียบางส่วน $\alpha_f = \frac{N_f b_f}{L_s}$

N_f = จำนวนรอบในการพันแบบบางส่วน (partial)

t_f = ความหนาของแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์

E_f = โมดูลัสยืดหยุ่นของเส้นใยโพลิเมอร์

E_s = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริมซึ่งมีค่าโดยประมาณเท่ากับ 200,000 MPa

n_f = จำนวนรอบในการพัน

n_s = จำนวนเหล็กที่ได้รับการต่อทาบในส่วนที่รับแรงดึง

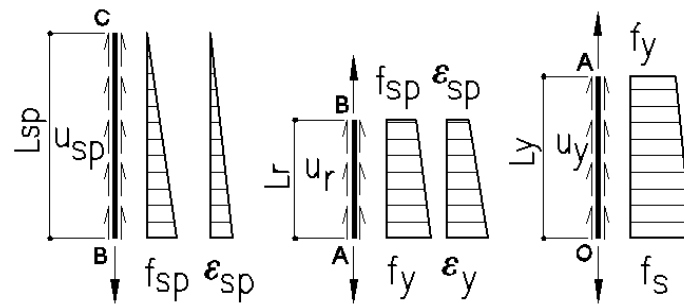
b_f = ความกว้างของแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์

S_{sp} = ระยะการครูดของเหล็ก

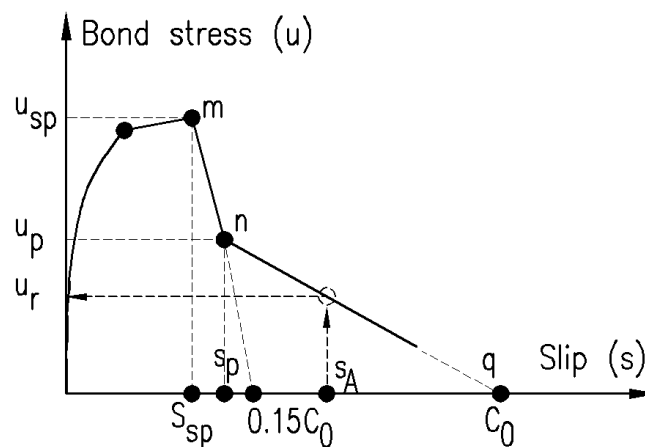
S_1 = Local slip at peak pullout mode failure

S_o = Local slip factor

c = ระยะหุ้มคอนกรีต



(ก) ช่วงการปริแตก (ข) ช่วงหลังการสปริต (ค) ช่วงการครากของเหล็กเสริม
รูปที่ 3.18 ผังอิสระของแบบจำลองกำลังยึดเหนี่ยว 3 ส่วนที่พัฒนาขึ้น



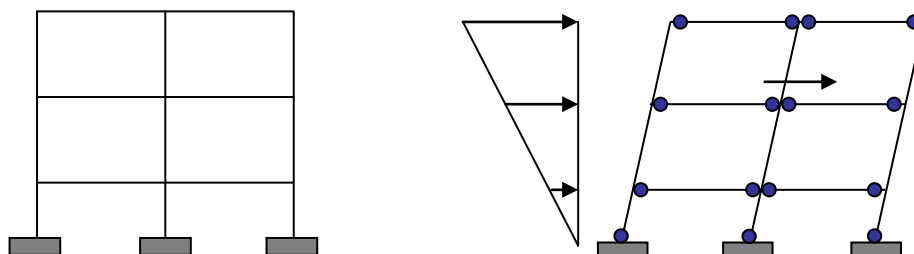
รูปที่ 3.19 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและระยะเลื่อนไถล

3.5.2 การจำลองพฤติกรรมการรับแรงของเสาภายใต้แรงวัฏจักร

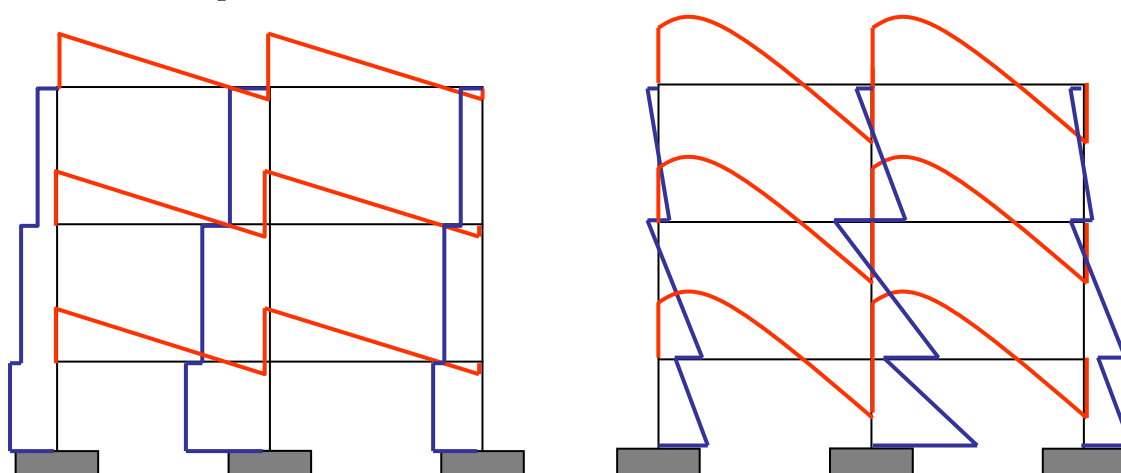
3.5.2.1 ทัวไป

ในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว โครงสร้างอาคารจะถูกกระทำด้วยแรงทางข้างและการกระจายตัวของแรงทางข้างดังกล่าวขึ้นอยู่กับหลายปัจจัยเช่น ความแข็งเกร็งหรือสติฟเนสขององค์อาคาร พฤติกรรมของเสาภายใต้แรงแผ่นดินไหวสามารถศึกษาได้จากการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น ในการจำลองพฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงในแนวแกน และแรงกระทำด้านข้างแบบเป็นวัฏจักรนั้นสามารถใช้แบบจำลองสปริงในการทำนายพฤติกรรมการรับแรงและการเสียรูปแบบไร้เชิงเส้น การใช้แบบจำลองสปริงเป็นวิธีที่ง่ายและรวดเร็วในทางปฏิบัติ ในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงกระทำด้านข้างนั้น จะมีบริเวณที่รับโมเมนต์สูงได้แก่ปลายคาน และ ปลายเสา ซึ่งโมเมนต์ที่เกิดขึ้นอาจจะจุดคราก และเรียกบริเวณนี้ว่าจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) ดังแสดงในรูปที่ 3.20-3.21 ในกรณี

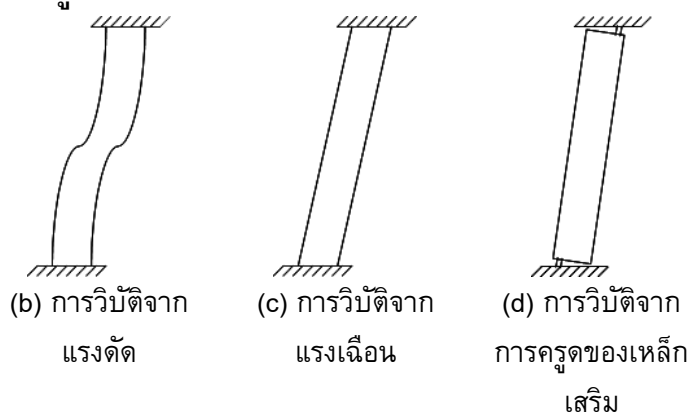
แบบจำลองเสาที่นิยมทดสอบในห้องปฏิบัติการ พบว่าที่บริเวณฐานเสาซึ่งต่อกับฐานรากเป็นบริเวณที่รับแรงดัดสูงกว่าบริเวณอื่น จึงได้สมมุติให้เกิดจุดหมุนพลาสติกที่โคนเสาด้านล่างด้วย โดยจะถือว่าโครงสร้างเกิดการวิบัติ เมื่อจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) มีการหมุนตัวจนกระทั่งคอนกรีตเกิดการวิบัติแบบบดอัด หรือ เมื่อเกิดการวิบัติเฉือน หรือ เมื่อเกิดการวิบัติแบบรูดไถลของเหล็กยื่นในเสา ดังรูปที่ 3.22



รูปที่ 3.20 พฤติกรรมในการรับแรงทางข้างของโครงสร้างอาคาร



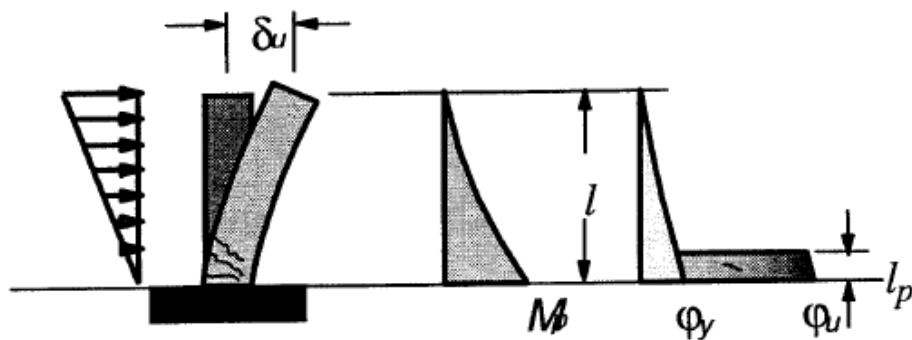
รูปที่ 3.21 ภาพแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดขององค์อาคาร



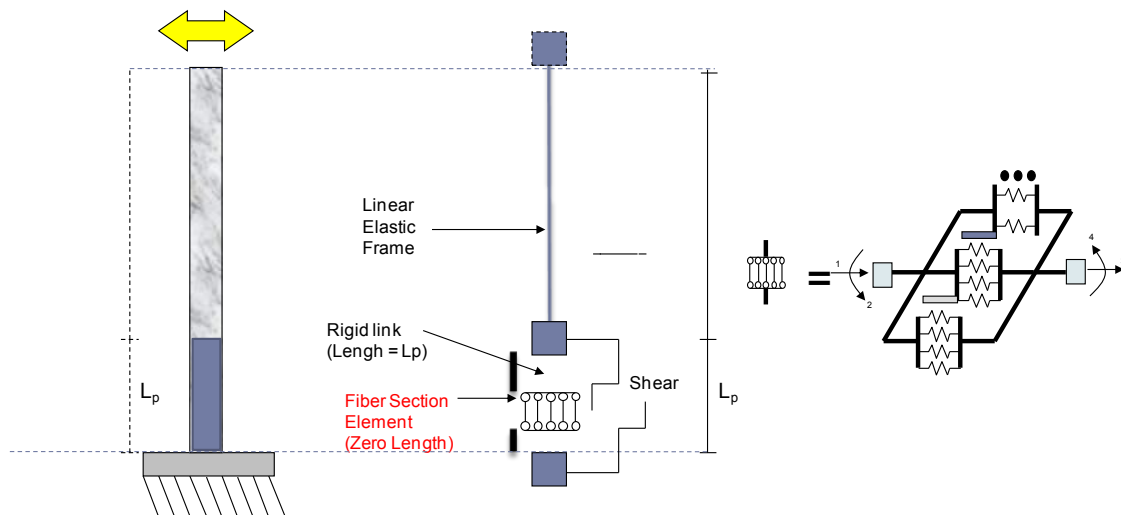
รูปที่ 3.22 รูปแบบการวิบัติของเสา

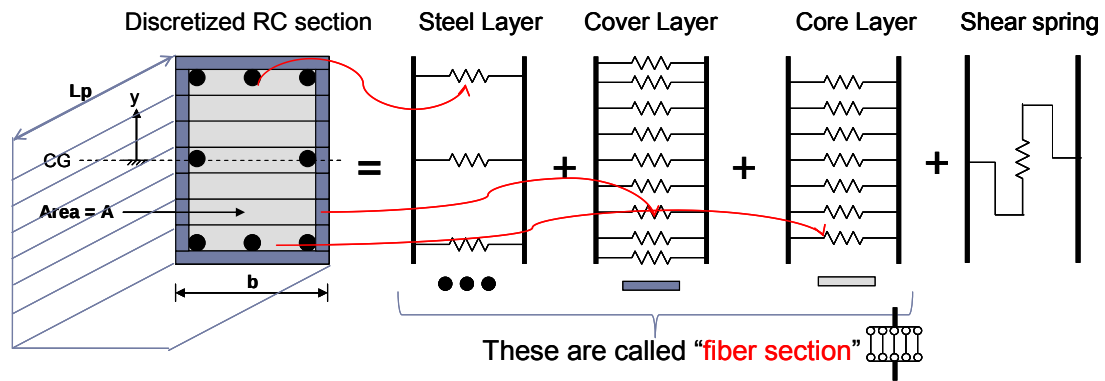
เมื่อพิจารณาการเคลื่อนตัวทางข้างของโครงสร้างในขณะเกิดแผ่นดินไหวดังแสดงในรูปที่ 3.23 จะเห็นว่าที่บริเวณจุดต่อระหว่างเสากับฐานราก จะเกิดการหมุนและทำให้เกิดความเครียด

ในระดับที่เกินพิกัดยืดหยุ่นหรือเรียกว่าช่วงอินอีลาสติก ซึ่งทำให้หน้าตัดของเสาบางส่วนอยู่ภายใต้หน่วยแรงอัด ในขณะที่บางส่วนของหน้าตัดจะถูกกระทำโดยหน่วยแรงดึง ซึ่งแรงดึงและแรงอัดที่เกิดขึ้นนั้นทำให้องค์ประกอบของเสาในตำแหน่งนั้นเช่น คอนกรีต เหล็กเสริม เกิดการเสียรูปพฤติกรรมภายใต้หน่วยแรงอัดและแรงดึงนั้นสามารถจำลองได้โดยอาศัยสปริง ซึ่งพฤติกรรมการรับแรงและการยืดหดตัวของสปริงเป็นไปตามพฤติกรรมของวัสดุที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของเสาประกอบด้วย 2 ส่วน ได้แก่ส่วนแรกหมายถึงบริเวณที่อยู่ภายในระยะของจุดหมุนพลาสติก (รูปที่ 3.24) ที่มีความยาว L_p ตามสมการที่ 3.5 และ 3.6 ในบริเวณที่เป็นจุดหมุนพลาสติกนี้ สามารถจำลองพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้นของหน้าตัดโดยใช้สปริงหลายชนิด (รูปที่ 3.24) ได้แก่สปริงของคอนกรีต สปริงของเหล็กเสริม และสปริงของการต่อทาบเหล็ก ในส่วนที่สองจะเป็นอีลาสติกเฟรมอีลิเมนต์ ซึ่งแทนพฤติกรรมของเสาที่อยู่นอกบริเวณจุดหมุนพลาสติก



รูปที่ 2.3 จุดหมุนพลาสติก





รูปที่ 3.24 การจำลองเสาด้วยสปริงไร้เชิงเส้น

เมื่อรวมแบบจำลองของทั้งสองส่วนเข้าด้วยกันตามตำแหน่งในโครงสร้างจะได้แบบจำลองเสาที่สามารถนำไปใช้ในการวิเคราะห์และทำนายพฤติกรรมของเสาต่อไป

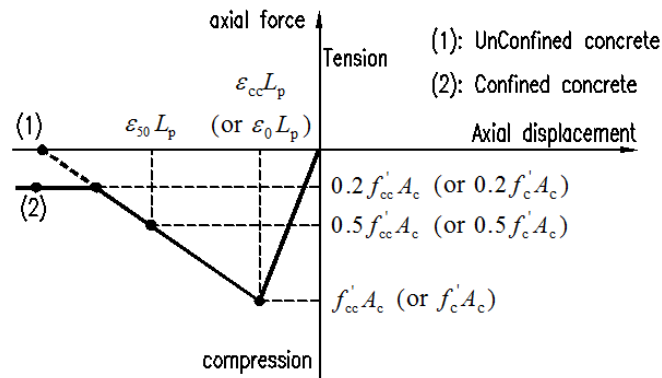
$$\text{เสาที่ไม่ได้เสริมกำลังด้วยเส้นใยโพลิเมอร์} \quad L_p = 0.08L + 0.022d_b F_y \quad (3.5)$$

$$\text{เสาที่เสริมกำลังด้วยเส้นใยโพลิเมอร์} \quad L_p = g + 0.044d_b F_y \quad (3.6)$$

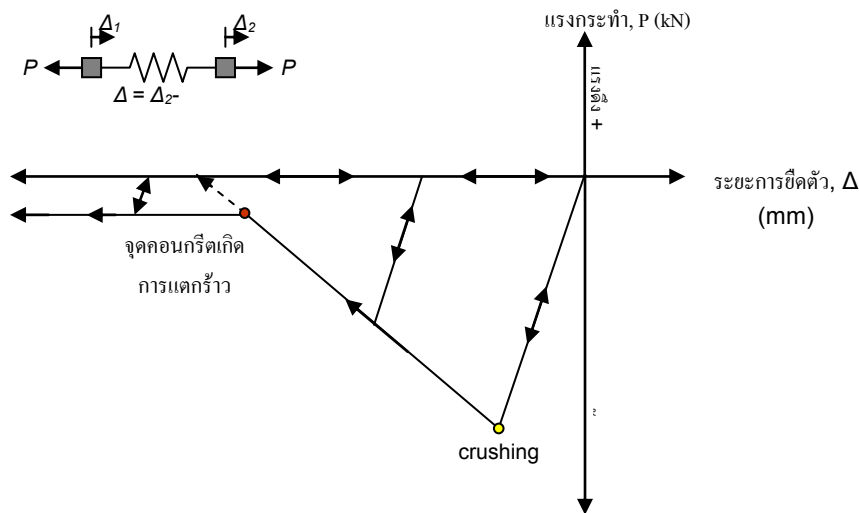
3.5.2.2 แบบจำลองแบบไร้เชิงเส้นของคอนกรีต

แบบจำลองแบบไร้เชิงเส้นของคอนกรีตแสดงในในรูปที่ 3.25 จะเห็นว่าสปริงที่ใช้ในการจำลองพฤติกรรมของคอนกรีตนั้น จะใช้สมมุติฐานว่าคอนกรีตไม่สามารถรับแรงดึงและจะรับเฉพาะแรงอัดเท่านั้น ในหน้าตัดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีคุณสมบัติของคอนกรีตที่แตกต่างกัน 2 ชนิดคือ (1) คอนกรีตในบริเวณแกนเสาซึ่งเป็นส่วนที่ได้รับการโอบรัดโดยเหล็กปลอกซึ่งคอนกรีตในส่วนนี้จะมีคามเหนียวและกำลังสูงกว่าส่วนอื่นๆ อันเป็นผลมาจากการโอบรัดของเหล็กปลอก และ (2) ส่วนที่เป็นคอนกรีตหุ้ม (cover concrete) จะเป็นส่วนที่อยู่บริเวณรอบนอกของหน้าตัดทำหน้าที่หลักคือป้องกันการเกิดสนิมในเหล็กเสริม สำหรับคอนกรีตในส่วนนี้เมื่อได้รับแรงจนถึงจุดหนึ่งหรือเกินช่วงอีลาสติกไปแล้ว คอนกรีตในส่วนนี้จะเกิดการแตกหักและกะเทาะหลุดออก (Concrete crushing and spalling)

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดกับระยะการเคลื่อนตัวของสปริงที่แทนคอนกรีตแสดงดังรูปที่ 3.25 และ 3.26 ในการสร้างแบบจำลองเสานั้น จะต้องแบ่งหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กออกเป็นชั้นส่วนย่อยๆ ดังแสดงในรูปที่ 3.24 ในหน้าตัดคอนกรีตที่ได้แบ่งย่อยแล้วนั้น จะสามารถคำนวณกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตโดยนำพื้นที่หน้าตัดคอนกรีตคูณกับกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (ทั้งแบบที่ได้รับการโอบรัดและไม่ได้รับการโอบรัด) ผลที่ได้คือกำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่สปริงสามารถรับได้ ส่วนค่าความชันได้มาจากการสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะการเคลื่อนตัว (force-displacement relationship)



รูปที่ 3.25 แบบจำลองคอนกรีต



รูปที่ 3.26 แบบจำลองคอนกรีตทางคณิตศาสตร์

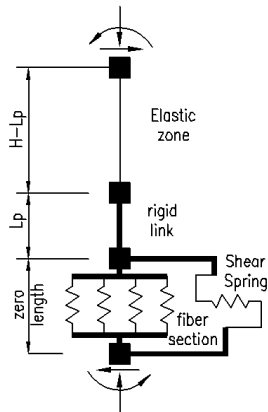
3.5.2.3 แบบจำลองแบบไร้เชิงเส้นของเหล็กเสริม

เมื่อพิจารณาหน้าตัดของคอนกรีตเสริมเหล็ก จะสามารถพิจารณาแบ่งเหล็กเสริมออกเป็นชั้นๆ ได้ตามตำแหน่งของเหล็กเสริมดังแสดงไว้ในรูปที่ 3.27 ซึ่งเป็นลักษณะการแบ่งเช่นเดียวกับการแบ่งชั้นของคอนกรีต ในการจำลองพฤติกรรมเหล็กเสริมจะใช้โมเดลของสปริงซึ่งสร้างมาจากพฤติกรรมทดสอบเหล็กที่ได้จากห้องปฏิบัติการดังรูปที่ 3.28 ซึ่งโดยทั่วไปจะประกอบด้วย 2 ส่วนคือ ส่วนแรกจะเป็นช่วงก่อนเหล็กคราก (Pre-yield range) ซึ่งมีความชันเท่ากับ K_s ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการ 3.7

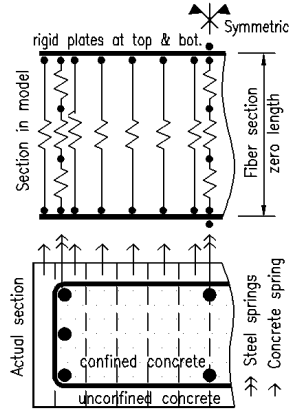
เมื่อเหล็กเสริมถูกดึงต่อไปจนถึงจุดหนึ่ง จะเกิดการคราก ในจุดนี้สามารถคำนวณกำลังรับแรงดึงได้จากนำพื้นที่หน้าตัดเหล็กในชั้นนั้นคูณกับกำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริม (f_y) ซึ่งจะเป็นแรงสูงสุดที่สปริงสามารถพัฒนาได้ในช่วงแรก เมื่อสปริงถูกทำให้ยืดต่อไปอีก ความชันจะมีค่าลดลงเหลือประมาณ 1% ของ K_s ซึ่งจะเป็นส่วนที่สองซึ่งเป็นช่วงหลังจากเหล็กเสริมครากแล้ว และเมื่อสปริงถูกดึงยืดออกไปเรื่อยๆ จนในที่สุดสปริงจะขาด (fracture) และอาจทำให้โครงสร้างเสา

พังทลายตามมาได้ จากที่ได้กล่าวมาข้างต้นเมื่อสามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะยึดของเหล็กเสริมได้แล้ว จึงนำค่าที่ได้ไปกำหนดเป็นคุณสมบัติของสปริงสำหรับเหล็กเสริมต่อไป

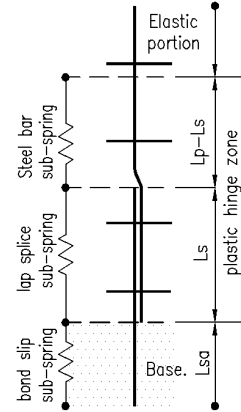
$$K_s = \frac{E_s A_s}{L_p} \quad (3.7)$$



(ก) แบบจำลองเสา

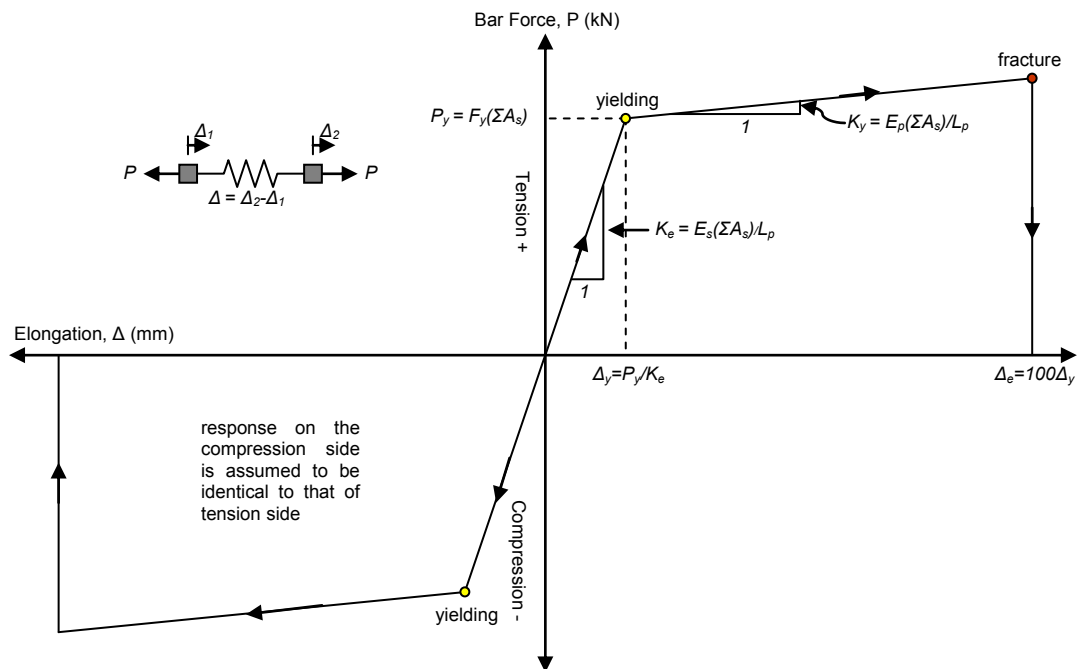


(ข) การจำลองหน้าตัดเสา

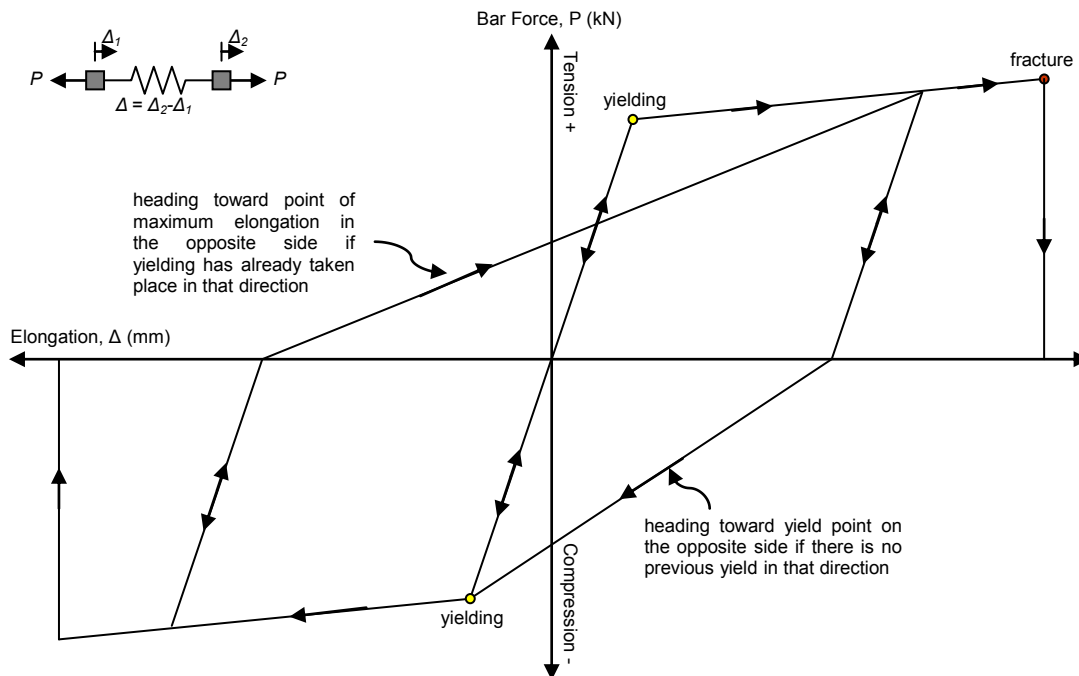


(ค) โมเดลจำลองการต่อทาบเหล็ก

รูปที่ 3.27 รูปแบบการจำลองเสาเพื่อใช้ในการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น



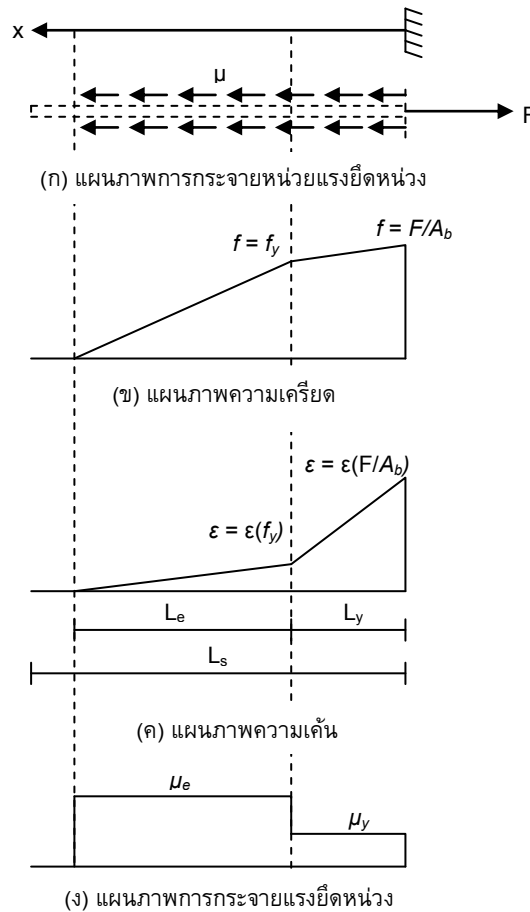
รูปที่ 3.28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงกับระยะยึดตัวของเหล็กเสริม



รูปที่ 3.29 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงกับระยะยืดตัวของเหล็กเสริมภายใต้แรงวัฏจักร

3.5.2.4 แบบจำลองแรงยืดหยุ่นของเหล็กเสริม

การจำลองพฤติกรรมการรับแรงยืดหยุ่นจะอาศัยแบบจำลอง Triuniform bond stress model ดังที่ได้อธิบายไว้ก่อนหน้านี้ อย่างไรก็ตามแบบจำลอง Triuniform bond stress model มีที่มาจากแบบจำลองแรงยึดเหนี่ยว 2 ส่วนซึ่งพิจารณาการรับแรงยืดหยุ่นประกอบด้วย 2 ช่วง คือ 1. ช่วงระยะพลาสติก (plastic length, L_y) และ 2. ช่วงระยะอีลาสติก (elastic length, L_e) (รูปที่ 3.30) แต่ละช่วงจะมีค่าหน่วยแรงยืดหยุ่นที่แตกต่างกัน โดยในช่วงระยะพลาสติก (L_y) หน่วยแรงยืดหยุ่นจะสามารถคำนวณได้จากสมการ 3.8 สำหรับแรงดึงและสมการ 3.9 สำหรับแรงอัด โดยสมการเหล่านี้ถูกเสนอโดย Lowes et al. (2003) ส่วนช่วงระยะอีลาสติก (L_e) ได้จากสมการที่ 3.10 การคำนวณระยะ L_e สามารถใช้สมการที่ 3.11 ซึ่งระยะการต่อทาบเหล็กทั้งหมด L_s เกิดจากผลรวมของ L_y และ L_e นั่นคือ $L_s = L_y + L_e$



รูปที่ 3.30 แบบจำลองแรงยืดหยุ่นแบบ 2 ส่วน

$$U_y = 0.4\sqrt{f_c'} \quad \text{สำหรับแรงดึง} \quad (3.8)$$

$$U_y = 3.6\sqrt{f_c'} \quad \text{สำหรับแรงอัด} \quad (3.9)$$

$$U_e = \frac{f_y d_b}{4L_e} \quad (3.10)$$

$$L_e = \frac{f_y}{1.1\sqrt{f_c'}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b \quad (3.10)$$

ψ_e = แฟคเตอร์ของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม

ψ_s = แฟคเตอร์ของขนาดเหล็กเสริม

ψ_t = แฟคเตอร์ของตำแหน่งเหล็กเสริม

λ = แฟคเตอร์ของมวลรวมในคอนกรีต

c_b = ระยะที่น้อยที่สุด - ระยะจากจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมถึงผิวคอนกรีตที่ใกล้ที่สุด
- ระยะครึ่งหนึ่งของจุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริม

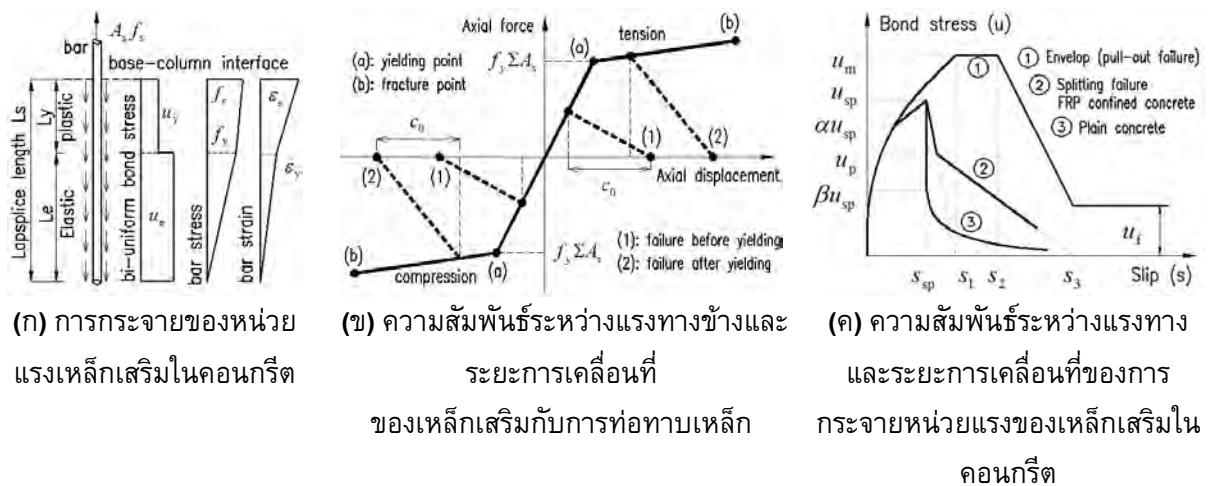
K_{tr} = ดัชนีของเหล็กปลอก

d_b = เส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม

f_c' = กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

f_y = กำลังรับแรงดึงจุดครากที่แท้จริงของเหล็กเสริม

ดังที่ได้อธิบายไว้ก่อนหน้านี้ว่า งานวิจัยนี้ได้นำเสนอแบบจำลองแรงยึดเหนี่ยวชิ้นใหม่โดยเรียกว่าแบบจำลอง Triuniform bond stress model ดังแสดงในรูป 3.31 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยว (bond stress) และระยะเคลื่อนที่ (slip) ในรูปที่ 3.31 (ข) และ 3.31 (ค) สำหรับรายละเอียดของแบบจำลองนี้ศึกษาเพิ่มเติมได้ที่บทความ Dam Xuan Thai and Amorn Pimanmas (2011). *Response of lap splice of reinforcing bars confined by FRP wrapping: modeling approach, Structural Engineering and Mechanics, Vol. 37, No. 1, January 2011, pp. 95-110.*



รูปที่ 3.31 แผนภาพการจำลองพฤติกรรมของการฝังยึดและการทอหีบเหล็กเสริม

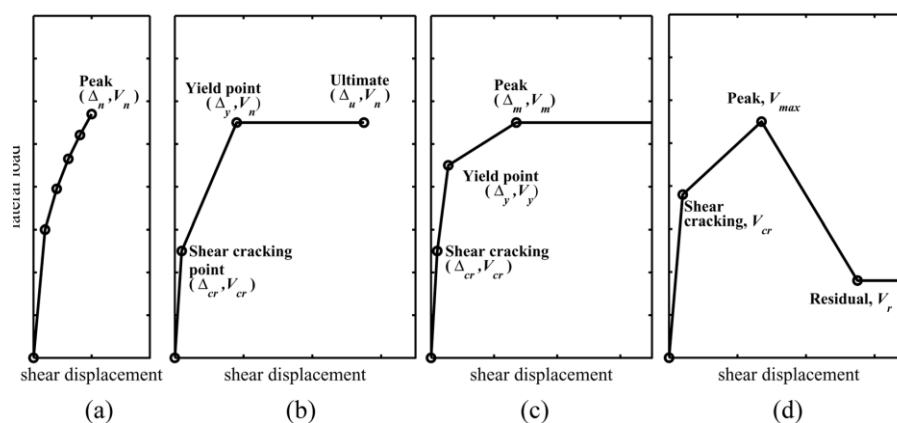
3.5.3 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของเสา

แบบจำลองการรับแรงเฉือนนั้น ส่วนมากได้มาจากการทดสอบเสาในห้องปฏิบัติการ แล้วนำมาสร้าง envelope curve ดังเช่นที่แสดงในรูปที่ 3.32 แบบจำลองการรับแรงเฉือนแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับระยะการเคลื่อนที่ดังรูปที่ 3.33 ซึ่งประกอบด้วยจุดสำคัญที่ต้องพิจารณา 4 จุด ได้แก่ 1. จุดที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าวเฉือน (Shear cracking point) 2. จุดที่เกิดกำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Maximum shear strength point) 3. จุดที่เริ่มมีการลดลงของแรงเฉือน (Beginning of shear degradation) 4. จุดที่เกิดการพังทลายจากแรงในแนวตั้ง (Axial load failure) ในจุดแรกเป็นจุดที่เกิดรอยร้าวในคอนกรีตซึ่งสามารถทำนายได้จากสมการที่ 3.11 และ 3.12 เมื่อเสาได้รับแรงทางช้างจนถึงจุดนี้ คอนกรีตจะเกิดการแตกร้าวเฉือน ทำให้ความชันหรือสตีเฟนส์มีค่าลดลง จุดต่อมาเป็นจุดที่เกิดแรงเฉือนสูงสุดในจุดนี้คิดกำลังแรงเฉือนทั้งหมดของหน้าตัดเสาจาก ผลรวมของกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต และ กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กปลอก ค่าที่ได้จะขึ้นอยู่กับหลายตัวแปรเช่น แรงกระทำในแนวตั้ง ความยาวประสิทธิผลของเสาและกำลังรับแรงดึงของเหล็กปลอกเป็นต้น ปัจจัยที่สำคัญอีกตัวหนึ่งคือค่าแฟคเตอร์ k ซึ่งขึ้นอยู่กับ ความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัว (displacement ductility) ที่กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 1 เมื่อ displacement ductility มีค่าน้อยกว่า 2 และมีค่าเท่ากับ 0.7 เมื่อ displacement ductility มีค่ามากกว่า 6 ส่วนที่เหลือกำหนดให้แปรผันในลักษณะเป็นเส้นตรง จุด

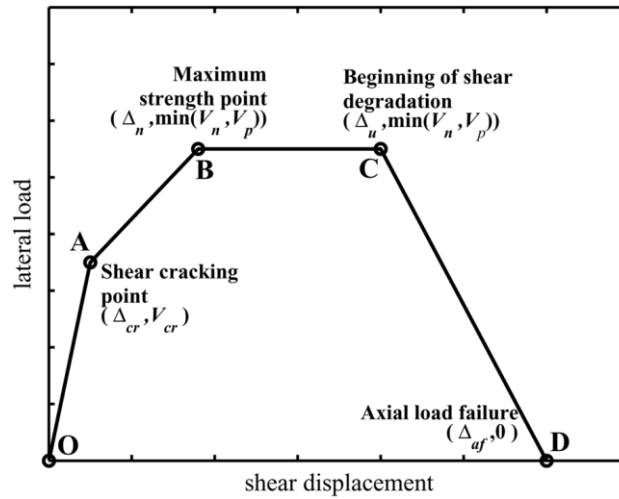
ดังกล่าวสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.14 แต่อย่างไรก็ตามเสาก็จะยังคงรักษาสภาพนี้ได้อยู่ช่วงหนึ่งคือแรงกระทำทางด้านข้างจะคงที่แต่ระยะการเคลื่อนที่ของปลายเสาจะเพิ่มมากขึ้นจนเสาไม่สามารถทนต่อไปจึงเกิดจุดที่ 3 ขึ้นซึ่งเป็นจุดเริ่มต้นของการเสื่อมลงของกำลังต้านทานแรงเฉือน ที่จุดนี้เสาก็จะเกิดการเสียรูปมากขึ้นเรื่อยๆจนกระทั่งจุดสุดท้าย ซึ่งเป็นจุดที่เสาก็เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงในแนวตั้ง

แบบจำลองที่กล่าวมาทั้งหมดนี้ได้มาจากการทดลองในห้องปฏิบัติการ และได้ถูกเสนอโดย Halil Sezen (2008) และต่อมาผู้วิจัยได้นำแบบจำลองข้างต้น มาประยุกต์ใช้กับเสาที่ได้รับการเสริมกำลังโดยเส้นใยโพลิเมอร์ โดยจากผลการทดสอบจากในห้องปฏิบัติการ พบว่าเมื่อได้พันเสากับแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์ เสาจะมีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นโดยในช่วงแรก ความชันของกราฟจะเป็นไปในทางเดียวกับเสาที่ไม่ได้รับการเสริมกำลัง จนถึงจุดหนึ่งคอนกรีตเกิดการเสียรูปขึ้นทำให้เส้นความชันมีค่าลดลงแต่ก็ยังสามารถพัฒนากำลังขึ้นต่อไปได้อีกเนื่องจากกำลังรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นจากการเสริมกำลังโดยแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์ แต่อย่างไรก็ตามแผ่นเส้นใยโพลิเมอร์จะเริ่มทำงานหลังจากเกิดรอยร้าวเฉือน (Diagonal shear crack) แล้วเท่านั้น จากจุดนี้สามารถคำนวณกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดได้จากสมการที่ 3.11 ซึ่งได้เพิ่มกำลังรับแรงเฉือนจากแผ่นโพลิเมอร์เสริมเส้นใย (V_f) ซึ่งคำนวณจากสมการที่ 3.16

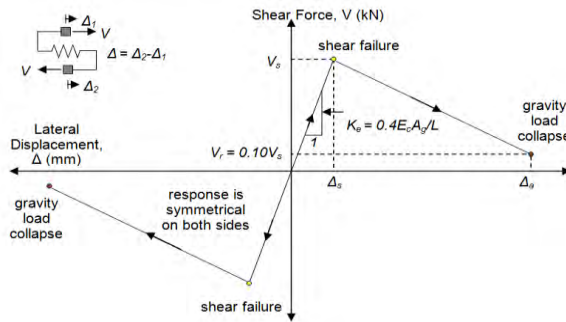
ในแบบจำลองสปริงการรับแรงเฉือน ผู้วิจัยได้ใช้แบบจำลองอย่างง่ายดังแสดงในรูปที่ 3.34 ซึ่งเป็นแบบจำลองที่แสดงความชันในช่วงแรกของกราฟจนถึงจุดที่รับแรงเฉือนสูงสุดและจุดที่กราฟมีค่ากำลังแรงเฉือนลดลงจนถึงจุดที่วิบัติเนื่องจากแรงในแนวตั้ง ส่วนรูปที่ 3.35 แสดงการเปรียบเทียบกราฟการรับแรงเฉือนระหว่างชิ้นทดสอบที่พันและไม่พันด้วยแผ่นโพลิเมอร์เสริมเส้นใย



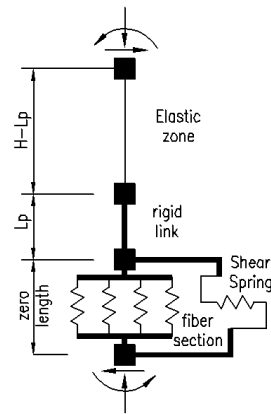
รูปที่ 3.32 แบบจำลองการรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบ



รูปที่ 3.33 แผนภาพแสดงแบบจำลองการรับแรงเฉือน

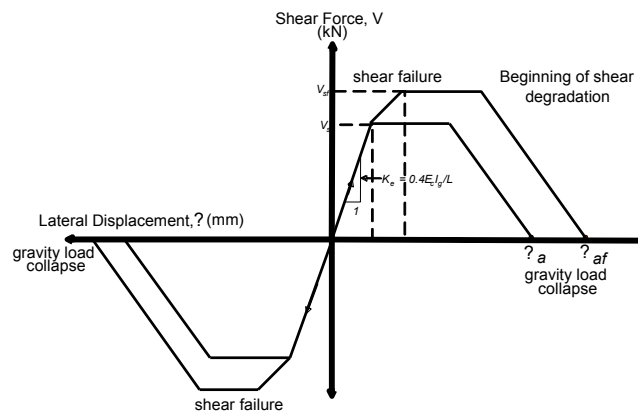


(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางข้างและระยะการเคลื่อนที่ของเสา



(ข) การจำลองสปริงในการทำนายพฤติกรรมรับแรงเฉือน

รูปที่ 3.34 แผนภาพการจำลองพฤติกรรมกรรมการรับแรงเฉือน



รูปที่ 3.35 แผนภาพการจำลองพฤติกรรมกรรมการรับแรงเฉือนกับแผ่นโพลิเมอร์เสริมเส้นใย

$$V_u = V_c + V_s + V_f \quad (3.11)$$

$$\Delta_{cr} = \frac{V_{cr} L}{GA_g} \quad (3.12)$$

$$V_{cr} = \left(\frac{P}{2f_c' A_g} + 0.1 \right) \frac{GA}{L} = \left(\frac{P}{2f_c' A_g} + 0.1 \right) \frac{1820 \sqrt{f_c'} A}{L} \quad (3.13)$$

$$V_n = V_c + V_s = k \frac{A_v f_{yv} d}{s} + k \left(\frac{0.5 \sqrt{f_c'}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_c'} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (3.14)$$

$$\gamma_n = \left(4 - 12 \frac{V_n}{f_c'} \right) \gamma_n \quad (3.15)$$

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f} \quad (3.16)$$

$$\gamma_f = \frac{f_{yl} \cdot \rho_l}{5000 \cdot \frac{a}{d} \cdot \sqrt{\frac{P}{A_g f_c'}}} - 0.0004 \quad (3.17)$$

$$\frac{\Delta_{ALF}}{L} = \frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + P \left(\frac{s}{A_v f_{yv} d_c \tan \theta} \right)} \quad (3.18)$$

α = มุมการพันเส้นใยโพลิเมอร์เสริมเส้นใยกับแนวตั้ง

A_v = พื้นที่หน้าตัดรวมของเหล็กปลอก

A_g = พื้นที่หน้าตัดรวมของคอนกรีต

f_{yv} = กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กปลอก

d = ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด

d_{fv} = ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัดเสริมกำลังด้วยแผ่นโพลิเมอร์เสริมเส้นใย

s = ระยะเรียงของเหล็กปลอก

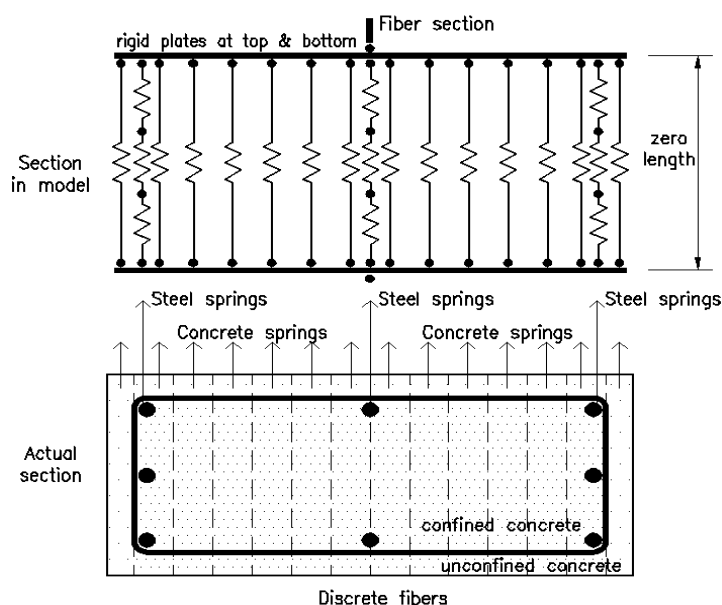
P = แรงกระทำในแนวตั้ง

k = ductility Index

พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของเสาสามารถจำลองโดยใช้สปริง 1 ตัว ต่อเข้าทางด้านข้างของแบบจำลอง โดยคุณสมบัติของสปริงเป็นไปตามพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของเสาตามที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น

เมื่อทราบถึงวิธีการจำลองพฤติกรรมขององค์ประกอบทางโครงสร้างแล้ว ขั้นตอนต่อไปคือการนำแบบจำลองแต่ละส่วนมาประกอบกัน ดังแสดงในรูปที่ 3.36 จากรูปจะเห็นได้ว่าสปริงซึ่งใช้ในการจำลองพฤติกรรมของคอนกรีต เหล็กเสริม การต่อทาบเหล็ก และการรับแรงเฉือน ถูกนำมาประกอบเข้าด้วยกัน ตำแหน่งของสปริงที่จะต้องตรงกับตำแหน่งจุดศูนย์ถ่วงของชั้นคอนกรีต (Concrete layer) และเหล็กเสริม โดยปลายทั้งสองด้านจะต้องเข้าเข้ากับจุดต่อ ซึ่งแต่ละจุดต่อจะถูกต่อเข้ากับโครงสร้างส่วนอื่นๆต่อไป และกำหนดให้ จุดต่อที่อยู่ล่างสุดเป็นจุดต่อตรึงแน่น (fixed node) การกำหนดแรงกระทำ

ทางช้างที่ตำแหน่งเดียวกับที่ทำการทดลองในห้องปฏิบัติการ จากแบบจำลองข้างต้นจะสามารถให้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ทำการวิเคราะห์ได้ต่อไป



รูปที่ 3.36 การประกอบแบบจำลองส่วนต่างๆเข้าด้วยกัน

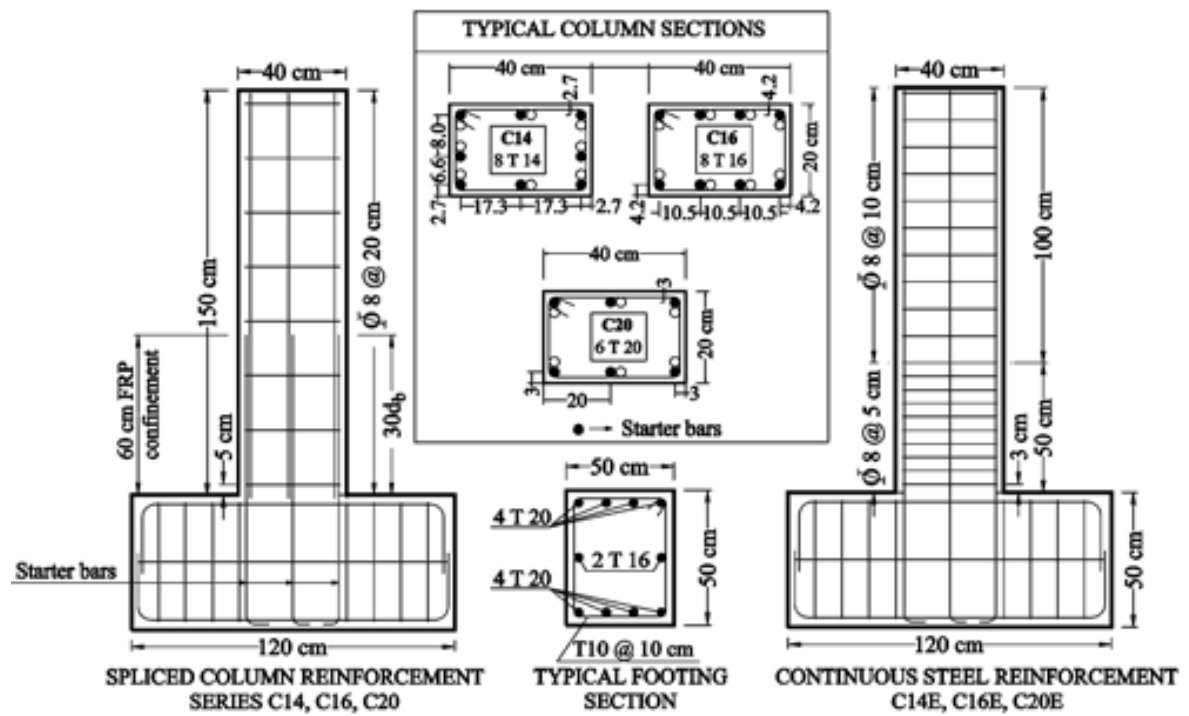
3.6 การพิสูจน์แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่นำเสนอในงานวิจัย

การพิสูจน์แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในบทนี้ เป็นการนำแบบจำลองที่ได้พัฒนาขึ้นข้างต้น มาทำนายพฤติกรรมของเสาที่ได้รับการทดสอบในอดีตเพื่อเป็นการยืนยันความถูกต้องของแบบจำลองที่นำเสนอในงานวิจัยนี้

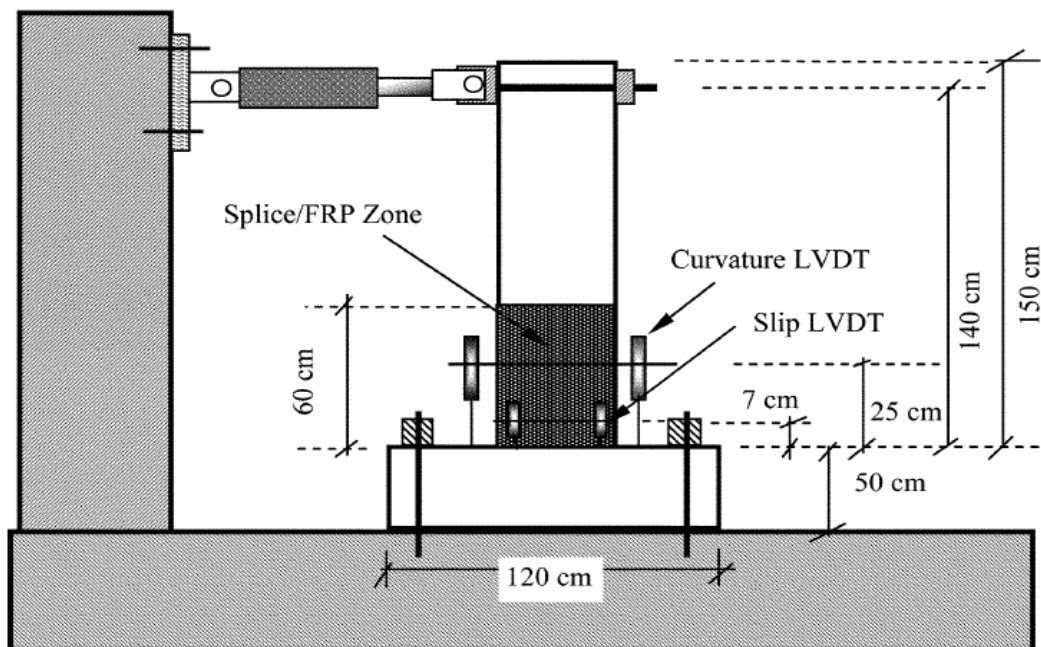
3.6.1 ผลการทดสอบจากตัวอย่างของ Harajli และ Dagher (2008)

การทดสอบของ Harajli และ Dagher ได้ใช้ชิ้นตัวอย่างเสาที่เสริมกำลังด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยในบริเวณที่มีการต่อทาบเหล็ก ตัวอย่างเป็นเสาสี่เหลี่ยมขนาดหน้าตัดกว้าง 20 ซม. ยาว 40 ซม. สูง 150 ซม. แบ่งออกเป็น 3 ชุดทดสอบ ชุดละ 3 ตัวอย่าง (1) ชุดทดสอบเสริมเหล็ก 14 มม. ประกอบด้วย C14FP1, C14FP2 และ C14E (2) ชุดทดสอบเสริมเหล็ก 16 มม. ประกอบด้วย C16FP1, C16FP2 และ C16E (3) ชุดทดสอบเสริมเหล็ก 20 มม. ประกอบด้วย C20FP1, C20FP2 และ C20E โดยที่รหัส FP1 และ FP2 แสดงถึงจำนวนรอบในการพันแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย 1 และ 2 รอบตามลำดับ ส่วน E คือเสาที่ไม่มีการต่อทาบเหล็ก ระยะของการต่อทาบเหล็กเท่ากับ 30db เสริมเหล็กปลอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 8 มม. มีระยะห่าง 50 มม. กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมรับแรงดึง D14, D16 และ D20 มีค่าเท่ากับ 550 MPa, 528 MPa และ 617MPa ตามลำดับ และกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่าอยู่ระหว่าง 32 MPa ถึง 40 MPa แผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยมีความหนา 0.13 มม. มีค่าอีลาสติกโมดูลัสเท่ากับ 230 GPa

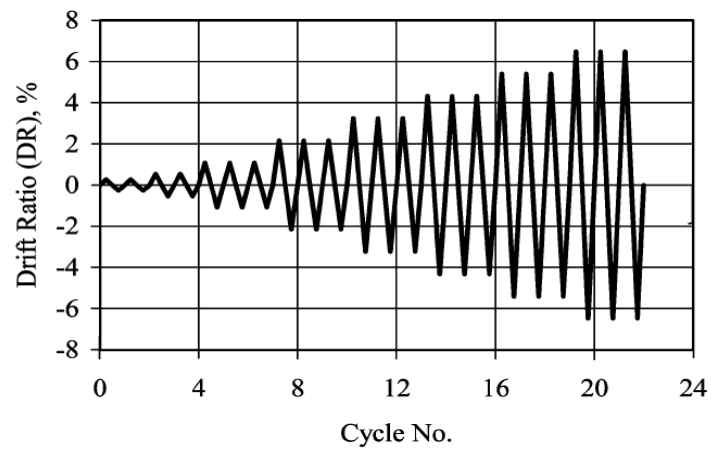
รายละเอียดการเสริมเหล็กและขนาดหน้าตัดของชิ้นทดสอบแสดงในรูป 3.37 การติดตั้งชิ้นทดสอบในห้องปฏิบัติการแสดงในรูป 3.38 รูปแบบของแรงกระทำแบบเป็นวัฏจักรแสดงในรูป 3.39



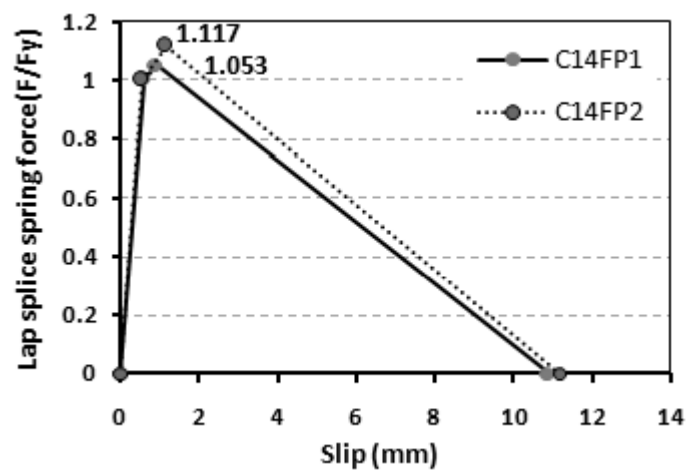
รูปที่ 3.37 ชิ้นทดสอบของ Harajli and Dagher (2008)



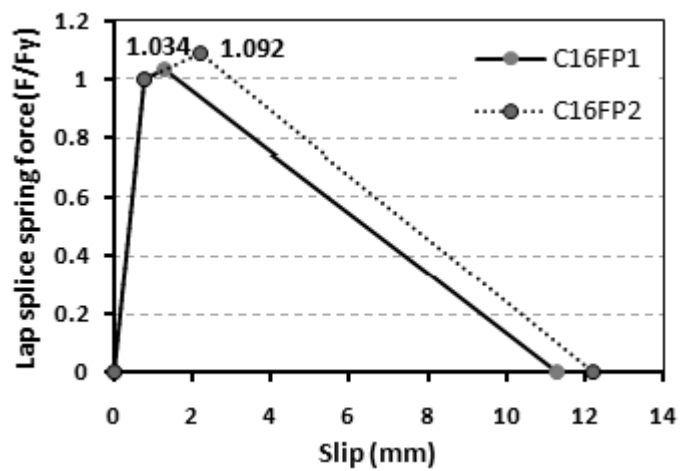
รูปที่ 3.38 การทดสอบของ Harajli and Dagher (2008)



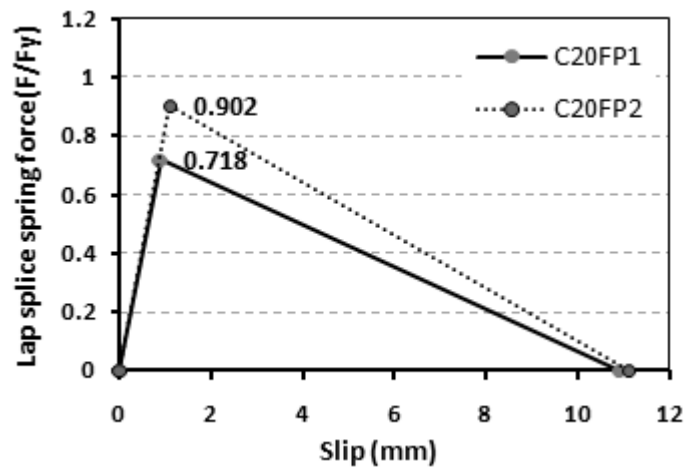
รูปที่ 3.39 รูปแบบแรงแบบวัฏจักร



รูปที่ 3.40 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะครูดของเหล็กในตัวอย่าง C14FP1 and C14FP2

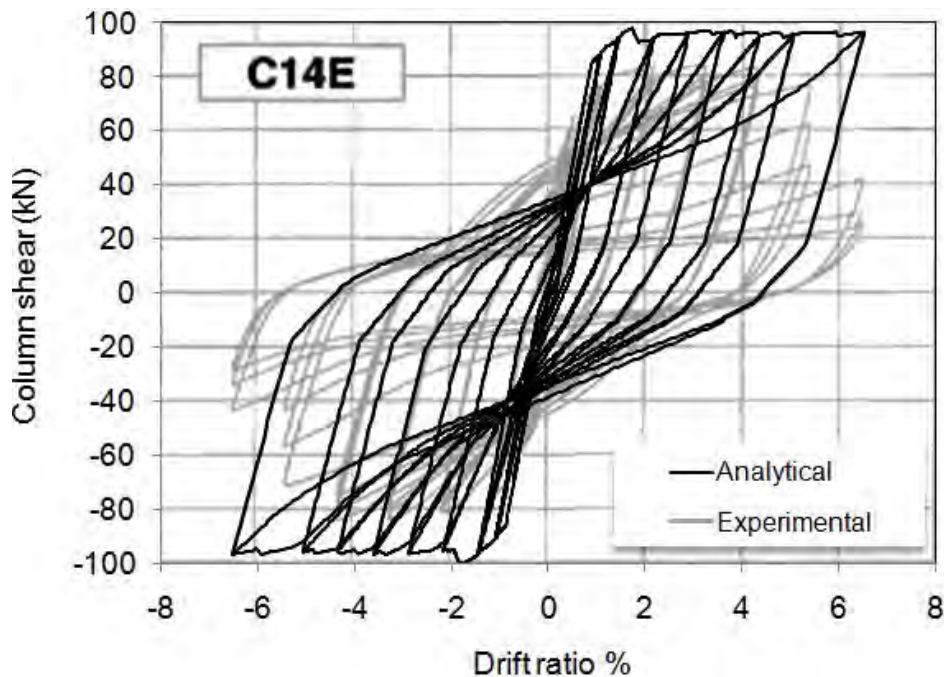


รูปที่ 3.41 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะครูดของเหล็กในตัวอย่าง C16FP1 and C16FP2

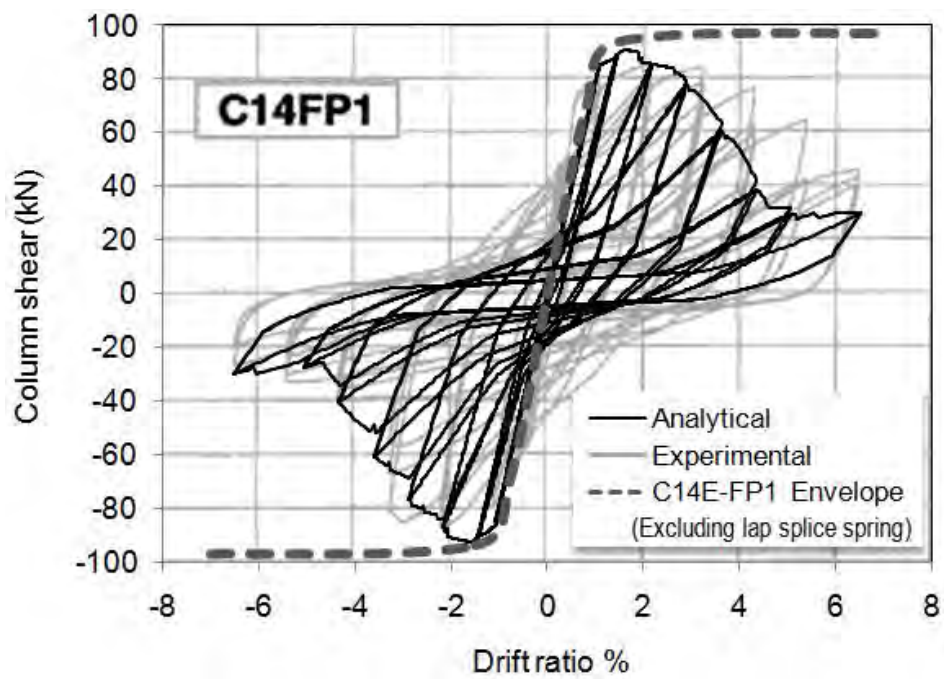


รูปที่ 3.42 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะครูดของเหล็กในตัวอย่าง C20FP1 and C20FP2

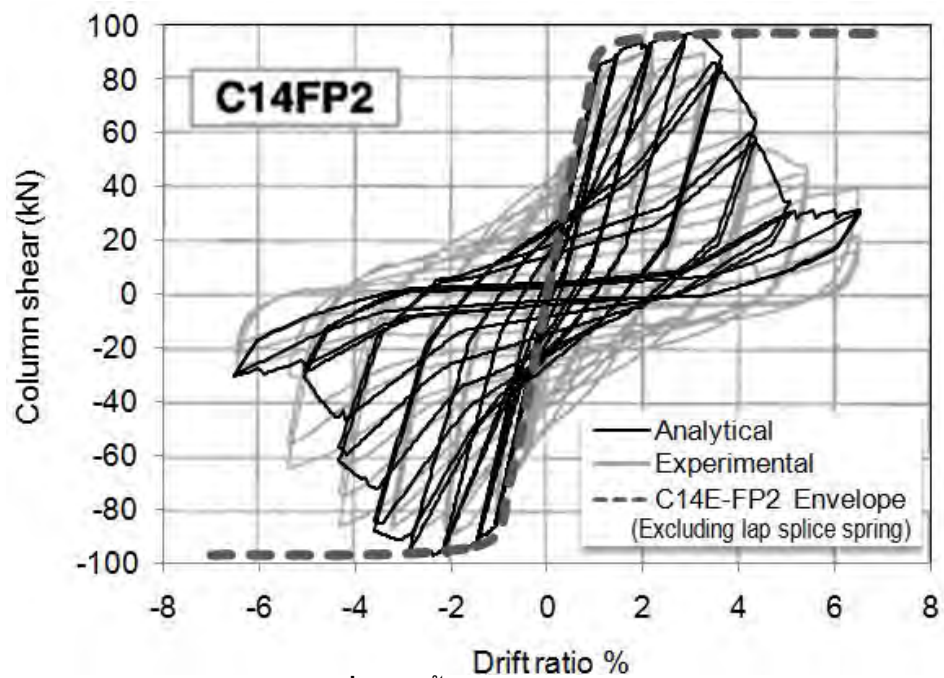
กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะครูดของเหล็กที่ได้จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ tri-uniform bond stress model ของชั้นทดสอบต่าง ๆ แสดงในรูป 3.40-3.42 จากกราฟพบว่าเมื่อเพิ่มจำนวนชั้นของแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย เป็นผลให้แรงยึดหน่วงเพิ่มขึ้น โดยพบว่าสำหรับชุดทดสอบ 14 และ 16 มม. กำลังรับแรงยึดหน่วงมีค่ามากกว่ากำลังที่จุดครากของหน้าตัด ส่วนชุดทดสอบ 20 มม. พบว่ากำลังรับแรงยึดหน่วงมีค่าน้อยกว่ากำลังที่จุดครากของหน้าตัด เมื่อนำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ไปใช้ในแบบจำลองไฟเบอร์เพื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร แล้วเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการได้ผลดังรูป 3.43-3.45 จากกราฟเส้นสีดำแสดงถึงค่าที่ได้จากการคำนวณทางคณิตศาสตร์ ส่วนเส้นสีเทาเป็นผลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ



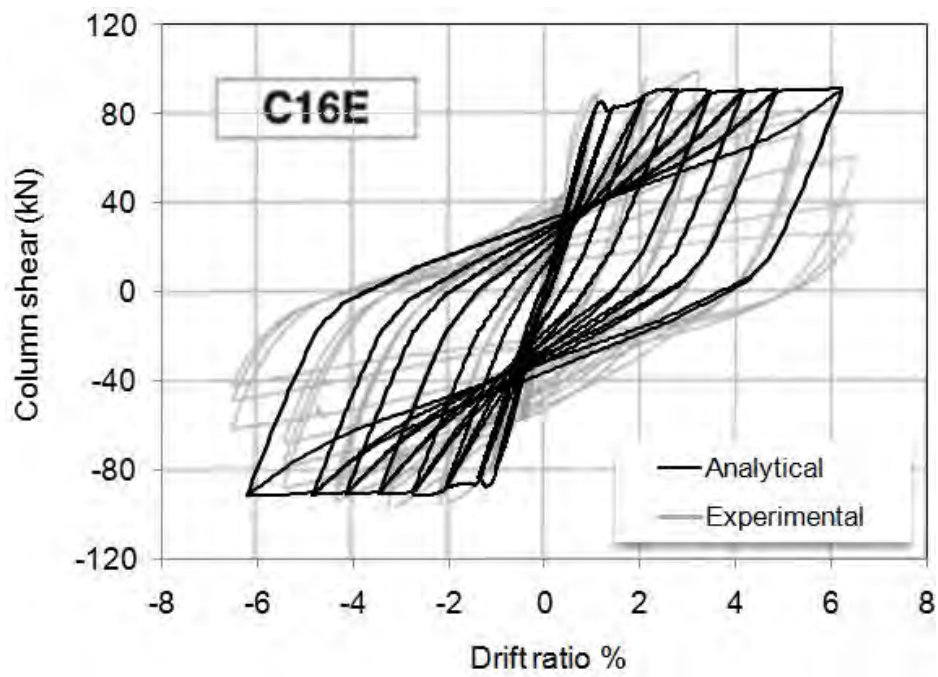
รูปที่ 3.43 ชั้นตัวอย่าง C14E



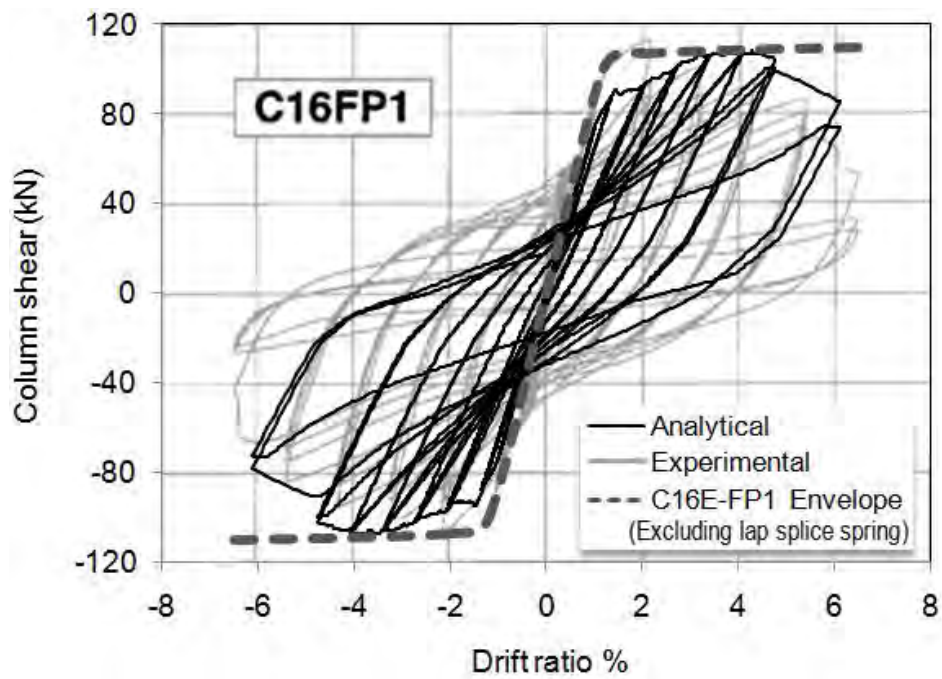
รูปที่ 3.44 ชิ้นตัวอย่าง C14FP1



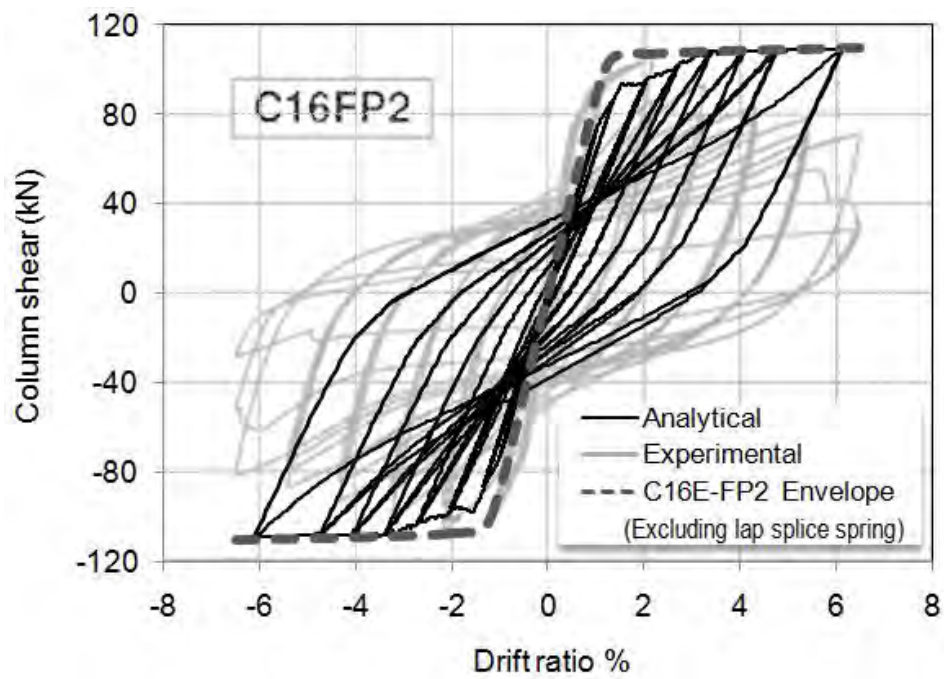
รูปที่ 3.45 ชิ้นตัวอย่าง C14FP2



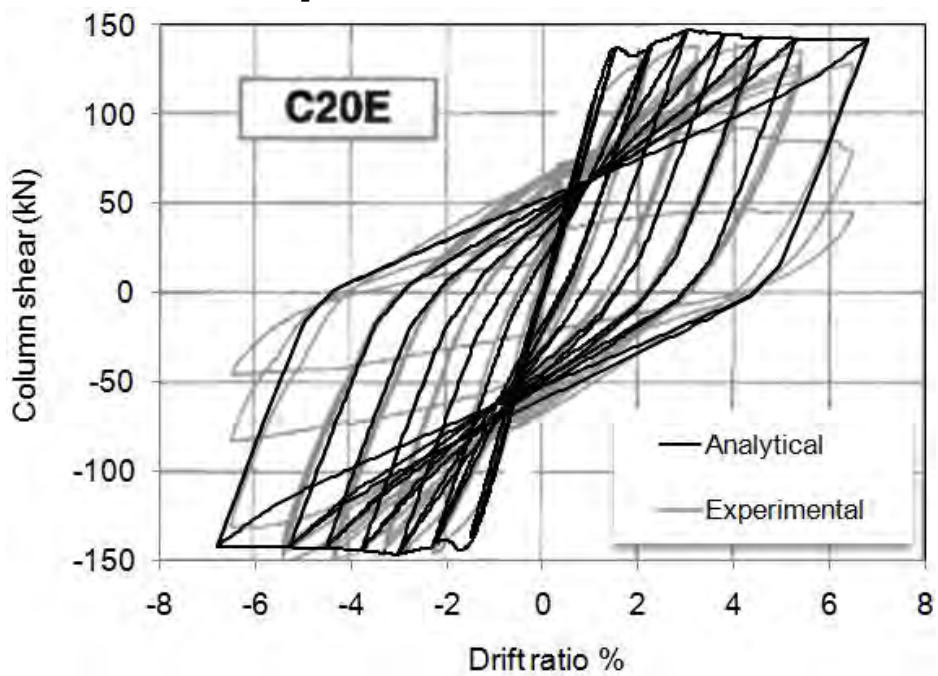
รูปที่ 3.46 ชั้นตัวอย่าง C16E



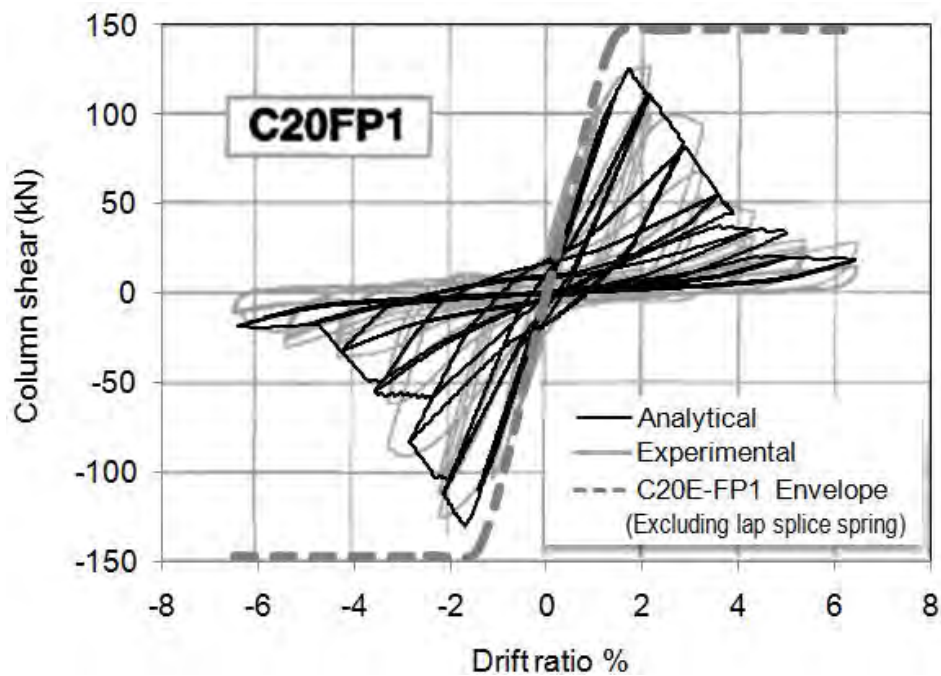
รูปที่ 3.47 ชั้นตัวอย่าง C16FP1



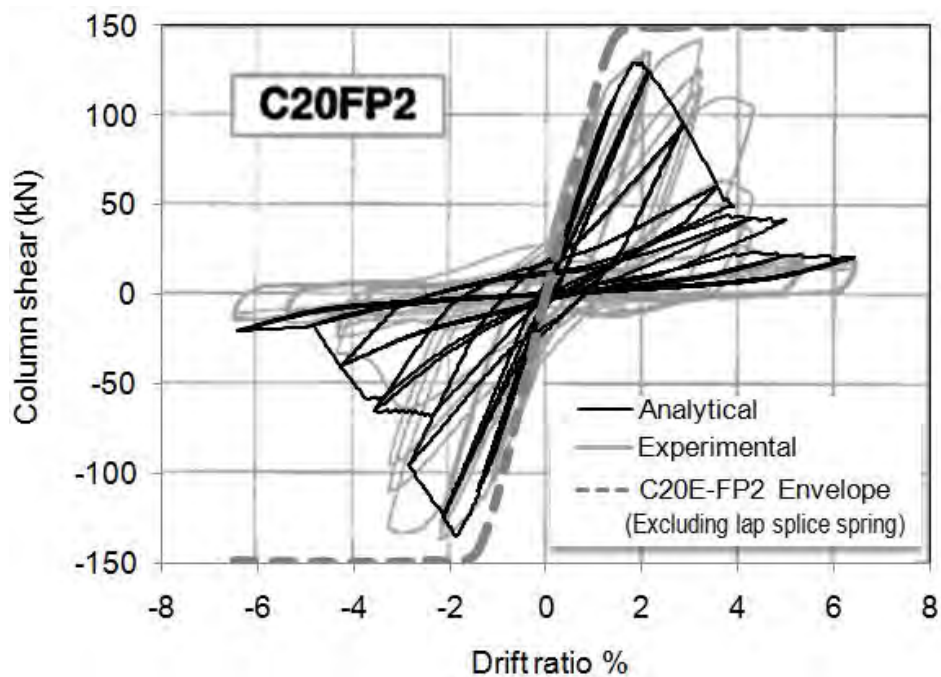
รูปที่ 3.48 ชิ้นตัวอย่าง C16FP2



รูปที่ 3.49 ชิ้นตัวอย่าง C20E



รูปที่ 3.50 ชิ้นตัวอย่าง C20FP1



รูปที่ 3.51 ชิ้นตัวอย่าง C20FP2

จากกราฟแสดงการเปรียบเทียบระหว่างผลการวิเคราะห์และผลการทดสอบ พบว่าผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ได้แก่ ความเหนียว กำลังรับน้ำหนักทางข้าง ในทุกชุดทดสอบ ในตารางที่ 3.10 แสดงกำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่ได้จากการคำนวณเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการทดสอบ พบว่ามีความผิดพลาดไม่เกิน 10% ซึ่งเป็นค่าที่ยอมรับได้

ตารางที่ 3.10 ผลการทดสอบ Harajli และ Dagher (2008)

Specimen	Lateral force			Type of lap splice failure	
	Experiment	Analysis	Difference	Experiment	Analysis
C14FP1	87.2	92.3	1.06	After yielding of bar	After yielding of bar
C14FP2	92.2	97.2	1.05	After yielding of bar	After yielding of bar
C14E	84.3	100.0	1.19		
C16FP1	112.5	108.0	0.96	After yielding of bar	After yielding of bar
C16FP2	107.4	109.0	1.01	After yielding of bar	After yielding of bar
C16E	97.9	91.6	0.94		
C20FP1	126	130.0	1.03	Before yielding of bar	Before yielding of bar
C20FP2	141.8	135.0	0.95	Before yielding of bar	Before yielding of bar
C20E	150.7	147.0	0.98		
Average			1.02		
S.D			0.08		

บทที่ 4

การเสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กต้านทานแรงเฉือนด้วยเฟอร์โรซีเมนต์

4.1 เฟอร์โรซีเมนต์

เฟอร์โรซีเมนต์ (Ferrocement) เป็นรูปแบบหนึ่งของคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังเปลือกบาง ถูกสร้างจากมอร์ตาร์เข้มข้นกับลวดตะแกรงที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดเล็กวางใส่อย่างสม่ำเสมอในชั้นส่วนที่มีระยะเรียงคงที่อย่างต่อเนื่อง เฟอร์โรซีเมนต์มีกำลังต้านทานแรงดึงสูงเมื่อเทียบกับน้ำหนัก และรอยแตกจะมีลักษณะเล็กๆกระจายทั่ว เฟอร์โรซีเมนต์เป็นวัสดุที่เบาและสามารถต้านทานการซึมผ่านของน้ำได้อย่างดี เฟอร์โรซีเมนต์จะแตกต่างจากคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไปหรือคอนกรีตอัดแรงคือการเสริมเหล็กตะแกรงในเฟอร์โรซีเมนต์จะวางกระจายและจัดเรียงอย่างสม่ำเสมอทั้งชั้นส่วน ซึ่งจะถือว่าเป็นวัสดุคอมโพสิตรูปแบบหนึ่ง ซึ่งมีความแตกต่างทางด้านกำลัง พฤติกรรมและการใช้งาน จากคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป

เฟอร์โรซีเมนต์ได้ถูกนำมาใช้ประโยชน์ในเชิงวิศวกรรมเป็นเวลานานแล้ว โดยในยุคเริ่มแรก เฟอร์โรซีเมนต์ถูกนำไปใช้ในงานสถาปัตยกรรมและโครงสร้าง ได้แก่การสร้างถังเก็บน้ำ เรือ บ้านหรือสะพานขนาดเล็ก รูปปั้น อย่างไรก็ตามใน ช่วง 20 ปีที่ผ่านมาได้มีการพัฒนาประโยชน์จากวัสดุประเภทนี้ในแง่ของงานเสริมกำลังและซ่อมบำรุง โดยเฟอร์โรซีเมนต์ที่ใช้ในงานเสริมกำลังเกิดจากการประสานกันของวัสดุพื้นฐาน 3 ชนิด ได้แก่ (1) เหล็กโครง (skeleton steel) (2) ลวดตาข่าย (mesh) และ (3) มอร์ตาร์ ดังแสดงในรูปที่ 4.1



(ก) มอร์ตาร์



(ข) เหล็กโครง+ลวดตาข่าย

รูปที่ 4.1 องค์ประกอบของเฟอร์โรซีเมนต์

ซึ่งเมื่อนำวัสดุเหล่านี้มาผสมเข้าด้วยกันแล้ว จะได้วัสดุที่มีความเหนียว (Ductile) และช่วยเพิ่มกำลังรับแรงดึงให้แก่คอนกรีต นอกจากนี้ เฟอร์โรซีเมนต์มีความทึบน้ำสูง จึงมีความสามารถในการป้องกันการเกิดสนิมของเหล็กเสริมภายในได้เป็นอย่างดี เหตุผลอีกประการหนึ่งก็คือเฟอร์โรซีเมนต์มี

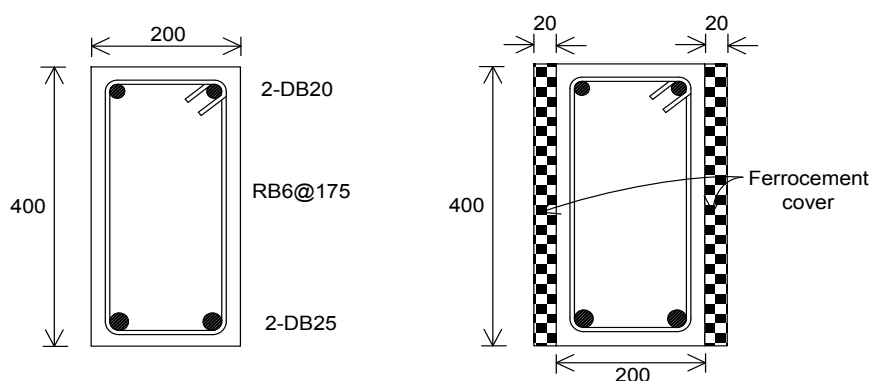
ความสามารถในการต้านทานความร้อนได้ดี และจากเหตุผลข้อนี้ทำให้เฟอโรซีเมนต์มีข้อได้เปรียบเหนือการเสริมกำลังโดยแผ่นเหล็ก งานวิจัยที่นำเสนอในที่นี้จึงเป็นการประยุกต์ใช้งานเฟอโรซีเมนต์ในการเสริมกำลังโครงสร้างเพื่อต้านแรงเฉือน

4.2 การทดสอบของค้ำอาคารที่เสริมความแข็งแรงด้วยเฟอโรซีเมนต์

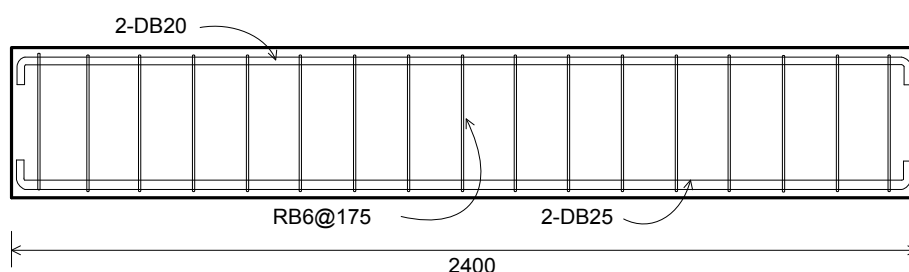
การทดลองนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมและประสิทธิภาพของการใช้เฟอโรซีเมนต์ในการเสริมความแข็งแรงของค้ำอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้แรงกระทำเชิงสถิต (Static load)

4.2.1 ข้อมูลของชิ้นทดสอบค้ำคาน

ชิ้นทดสอบที่ใช้เป็นคาน 9 ตัว ประกอบด้วย คานควบคุม 3 ตัว และคานที่เสริมกำลังอีก 6 ตัว หน้าตัดคานคือ 200x400 มม. ดังแสดงในรูปที่ 4.1 (ก) หน้าตัดใช้เหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มม. จำนวน 2 เส้น เพื่อรับแรงดึงและเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มม. จำนวน 2 เส้น เพื่อรับแรงอัด ส่วนเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในคานใช้เหล็กเส้นกลมผิวเรียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มม. โดยมีระยะเรียงเท่ากับ 175 มม. (ระยะเรียงชั้นต่ำตามมาตรฐาน วสท.) รายละเอียดการเสริมเหล็กในคานแสดงในรูปที่ 4.2

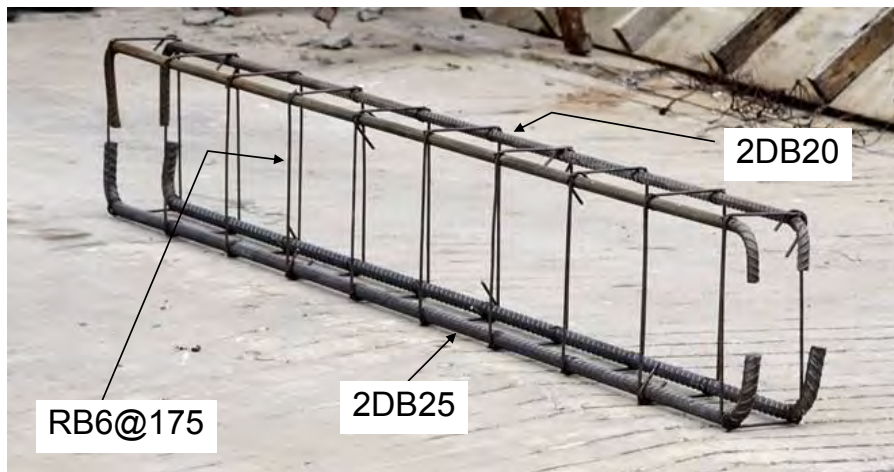


(ก) หน้าตัดคานทั่วไป



(ข) ลักษณะความยาวและการเสริมเหล็กทั่วไป

รูปที่ 4.1 หน้าตัดคาน



รูปที่ 4.2 เหล็กเสริมในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

คานมีความยาวสุทธิ 2,400 มม. ดังรูป 4.1(ข) เมื่อนำคานเข้าติดตั้งในโครงทดสอบ ระยะจากฐานรองรับถึงฐานรองรับของคานจะเท่ากับ 2,200 มม. ในการทดสอบนี้ต้องการให้การวิบัติของคานควบคุมเป็นแบบเฉือน ดังนั้นอัตราส่วน $M_n/(aV_n)$ จึงควรมีค่ามากกว่า 1.0 แต่เนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีจำนวนมากซึ่งจะไปเพิ่มกำลังรับแรงเฉือน (V_n) ด้วย ดังนั้นเพื่อให้เกิดการวิบัติเฉือนตามต้องการ จะต้องเสริมเหล็กรับแรงดัดค่อนข้างมาก สำหรับการทดสอบในชุดแรกนี้จะกำหนดให้ $M_n/(aV_n)$ และ a/d มีค่ามากกว่า 1.2 และต่ำกว่า 3.0 ตามลำดับ

4.2.2 รายละเอียดส่วนการเสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์

นอกจากหน้าตัดคานควบคุม ซึ่งได้อธิบายถึงขนาดและปริมาณเหล็กเสริมในหัวข้อที่ผ่านมาไปแล้ว ขนาดหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมในคานที่มีการเสริมกำลังก็จะมีลักษณะเช่นเดียวกัน เพียงแต่มีการเสริมเฟอโรซีเมนต์ที่ผิวนอกเท่านั้น รายละเอียดของวัสดุเสริมกำลังมีองค์ประกอบหลักคือ (1) เหล็กเสริมภายนอกรูปตัวซี (รูปที่ 4.3) และ (2) โครงเฟอโรซีเมนต์ (skeleton steel) ตามที่แสดงไว้ในรูปที่ 4.4 และ (3) ซีเมนต์มอร์ต้า



รูปที่ 4.3 เหล็กเสริมรูปตัวซี



รูปที่ 4.4 เหล็กโครงเฟอโรซีเมนต์

ตารางที่ 4.1 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบ

ชั้นทดสอบ	ระยะเรียงของเหล็กเสริม กำลังภายในรูปตัว C (มม.)	รายละเอียด
CON1	-	คานควบคุมไม่ได้เสริมเหล็กรับแ่งเฉือน
CON2	-	คานควบคุม
CON3	-	คานควบคุมเสริมเหล็กรับแรงเฉือนปริมาณมาก
S75	75	เสริมเหล็กตัวซี่ที่ด้านข้าง
S150	150	เสริมเหล็กตัวซี่ที่ด้านข้าง
S300	300	เสริมเหล็กตัวซี่ที่ด้านข้าง
COL-S75	75	เสริมเหล็กตัวซี่ที่ด้านข้าง + เหล็กในแผ่นเฟอโรซีเมนต์
COL-S150	150	เสริมเหล็กตัวซี่ที่ด้านข้าง + เหล็กในแผ่นเฟอโรซีเมนต์
COL-S300	300	เสริมเหล็กตัวซี่ที่ด้านข้าง + เหล็กในแผ่นเฟอโรซีเมนต์

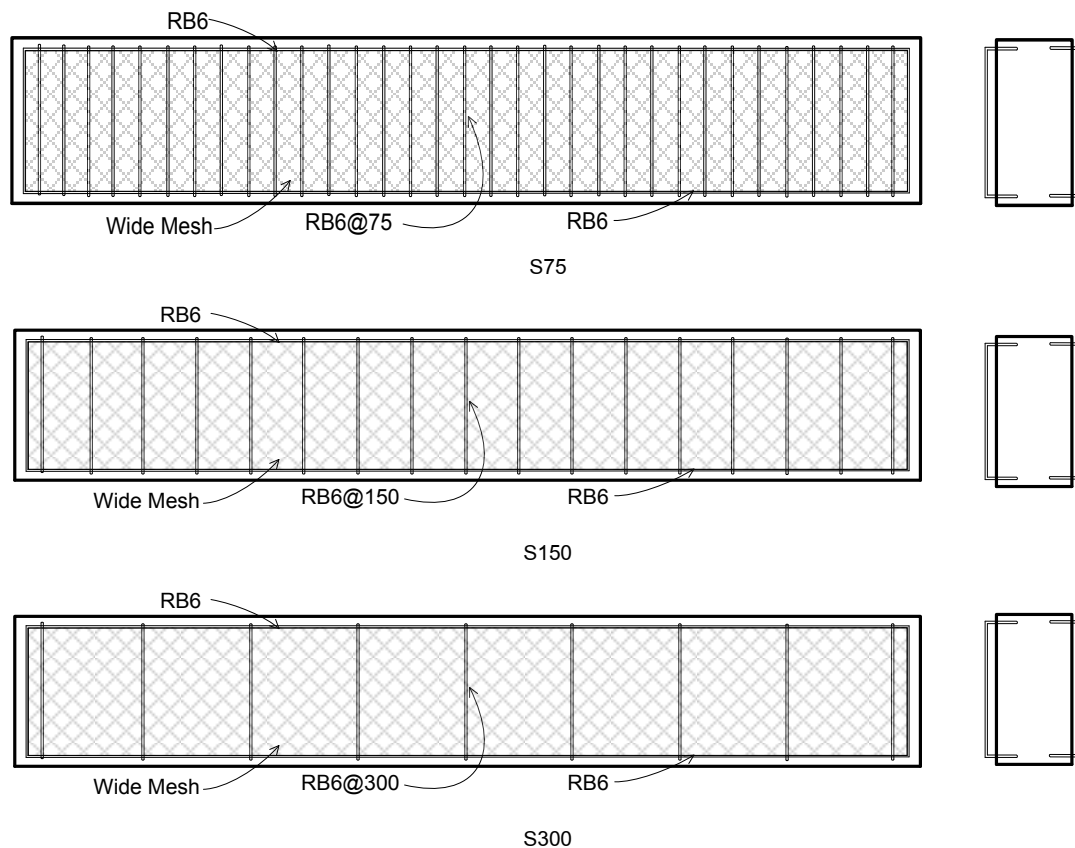
สำหรับรายละเอียดของชั้นทดสอบแต่ละชั้นอธิบายได้ดังนี้

(1) คานควบคุม (Control beam)

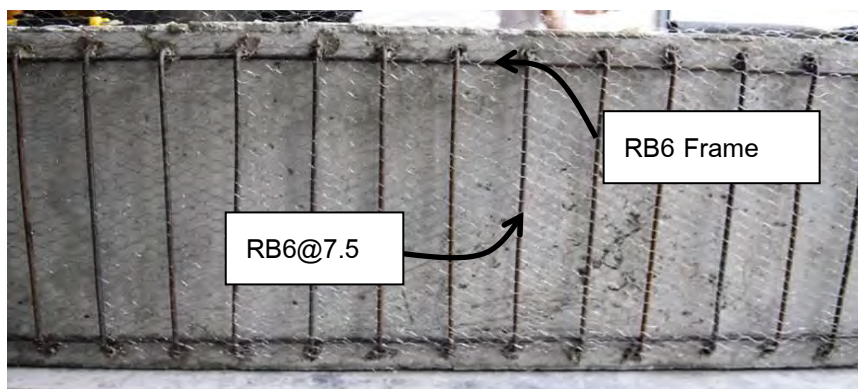
รายละเอียดของคานควบคุมแสดงในหัวข้อ 4.2.1 การวิบัติของคานควบคุม (CON2) ถูกกำหนดให้เป็นการวิบัติแบบเฉือน โดยกำหนดให้ใช้คานควบคุมเพื่อเปรียบเทียบกับคานที่มีการเสริมกำลัง ส่วนคานควบคุม (CON1) ใช้สำหรับหาค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นเฉพาะคอนกรีต คานควบคุม (CON3) ใช้สำหรับดูพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่วิบัติโดยแรงดัด

(2) คานเสริมกำลังแบบที่ 1 (ชุดตัวอย่าง S series)

วิธีที่ใช้ในการเสริมกำลังของคานชุดนี้จะเป็นการเสริมเหล็กรูปตัวซีภายนอกที่ผิวด้านข้างของคาน เหล็กเสริมพิเศษหรือเหล็กเดี่ยวยูรูปตัวซีนี้จะถูกยึดเข้ากับตัวคานที่ทุกๆระยะ 75, 150 และ 300 มม. หลังจากนั้นจึงใช้เหล็กโครงและฉาบด้วยซีเมนต์มอร์ตาร์ เหล็กรูปตัวซีดังกล่าวจะทำหน้าที่เพิ่มกำลังรับแรงเฉือนส่วนเกินที่คานเดิมไม่สามารถรับได้ ขั้นตอนการก่อสร้างจะทำการเจาะรูลึกเข้าไปประมาณ 50 มม. ที่ด้านบนและด้านล่างของผิวข้างคานตลอดความยาวคาน ทุกๆระยะตามแบบที่กำหนดไว้ (รูปที่ 4.5) หลังจากนั้นจะนำเหล็กโครงเฟอโรซีเมนต์ที่พันด้วยลวดตาข่าย 1 ชั้น วางทาบไว้กับผิวคานและทำการร้อย (เย็บ) เหล็กรูปตัวซีที่เตรียมไว้เข้ากับข้างคานด้วยกาวอีพ็อกซี่ (รูปที่ 4.6 (ค))



รูปที่ 4.5 รายละเอียดการเสริมเหล็กรูปตัวซี



(ก) ขั้นตอนทดสอบเสริมกำลังแบบที่ 1



(ข) เจาะรู



(ค) ทาบเหล็กโครงกับเหล็กเสริมรูปตัวซี



(ง) พักลวดตาข่ายทั้งสองชั้นเข้าด้วยกัน



(จ) ภาพชั้นทดสอบบรการฉาบปูน

รูปที่ 4.6 ขั้นตอนการก่อสร้างชั้นทดสอบ

หลังจากนั้นนำลวดตาข่ายวางซ้อนทับอีกชั้นหนึ่ง ทำการปักหรือยึดลวดทั้งสองชั้นเข้าด้วยกันด้วยเหล็กขอ (รูปที่ 4.6 (ง)) โดยรูปที่ 4.6(จ) แสดงสภาพก่อนการฉาบปิดด้วยมอร์ต้าที่มีความหนาประมาณ 20 มม.



(ก) การฉาบ



(ข) ภายหลังการฉาบ

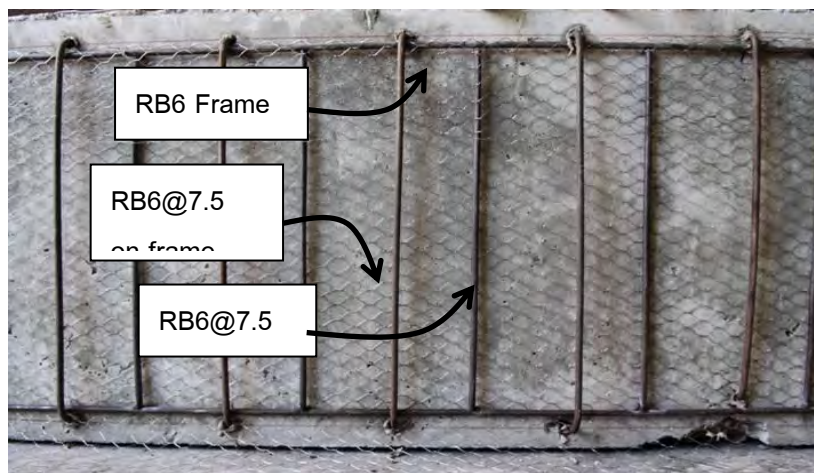


(ค) การบ่ม

รูปที่ 4.7 ขั้นตอนการฉาบและการบ่ม

(3) คานเสริมกำลังแบบที่ 2 (ชุดตัวอย่าง COL-S series)

คานในชุดทดสอบนี้เป็นคานเสริมกำลังที่มีองค์ประกอบในการเสริมกำลังคล้ายกับชุดตัวอย่างทดสอบ S ทุกประการเว้นแต่เหล็กพิเศษดังกล่าวจะถูกเชื่อมติดกับโครงเฟอโรซีเมนต์แทนที่จะฝังเข้าไปในตัวคานเหมือนเหล็กรูปตัวซีที่ใช้เสริมกำลังตามปกติ ทั้งนี้กำหนดระยะเรียงของเหล็กที่เชื่อมพิเศษนี้ที่เป็นไปตามระยะที่กำหนด และวางสลับกับเหล็กรูปตัวซีปกติจะมีการใช้เหล็กเสริมยึดติดกับโครงของเฟอโรซีเมนต์เพื่อเป็นการลดรูเจาะในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยรูปที่ 4.8 แสดงลักษณะของการเสริมกำลังด้วยวิธีดังกล่าว



รูปที่ 4.8 การเสริมเหล็กพิเศษแนบไปกับด้านข้างคาน

4.3 คุณสมบัติของวัสดุ

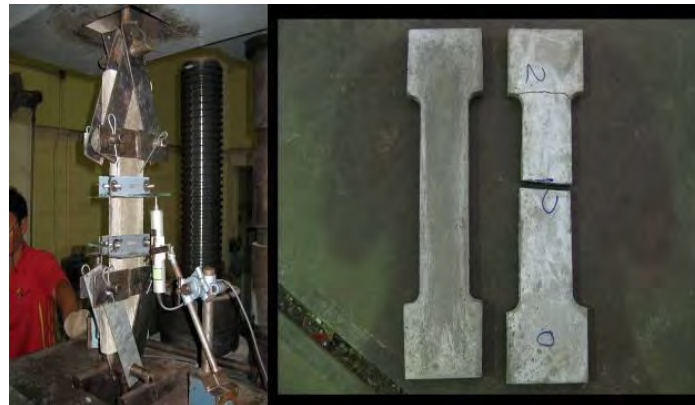
เพื่อให้การคำนวณกำลังรับน้ำหนักมีความละเอียดและถูกต้อง กำลังของวัสดุจึงต้องทำการตรวจวัดอย่างละเอียด สำหรับกำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมที่ใช้ในโครงเหล็กซึ่งได้จากการทดสอบกำลังรับแรงดึงจริงในห้องปฏิบัติการแสดงในตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กขนาดต่างๆ

เส้นผ่านศูนย์กลาง (mm)	ชั้นคุณภาพ	กำลังคราก (MPa)	กำลังรับแรงดึง (MPa)
25	SD40	501.24	612.73
20	SD40	510.68	620.72
6	SR24	406.61	511.85

สำหรับกำลังรับแรงดึงของเฟอโรซีเมนต์สามารถหาได้จากการหล่อชิ้นมอร์ต้ารูปแผ่นสี่เหลี่ยมกว้าง 100 มม. หนาเท่ากับความหนาของมอร์ต้าที่ใช้ฉาบคานทดสอบหรือ 20 มม. โดยภายในฝังลวด

ภาพถ่ายจำนวน 2 ชั้นไว้ รูปที่ 4.9 แสดงการทดสอบเพื่อกำหนดกำลังรับแรงดึงของเฟอโรซีเมนต์และรูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นในชั้นทดสอบ



รูปที่ 4.9 การทดสอบกำลังรับแรงดึงของเฟอโรซีเมนต์

การทดสอบดังกล่าวทำภายใต้เงื่อนไขของกำลังอัดประลัยของชั้นทดสอบมอร์ต้าขนาด 50x50x50 มม. เท่ากับ 49 MPa โดยได้ค่ากำลังรับแรงดึงเท่ากับ 3.45 kN

กำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้หล่อคานและมอร์ต้าที่ใช้สำหรับเฟอโรซีเมนต์แสดงไว้ในตารางที่ 4.3 ทั้งนี้ค่ากำลังของคอนกรีตสำหรับคานภายในและกำลังอัดของมอร์ต้าสำหรับเฟอโรซีเมนต์บันทึก ณ วันที่ทำการทดสอบคอนกรีต

ตารางที่ 4.3 ค่ากำลังอัดของคอนกรีตสำหรับคานทดสอบและมอร์ต้า

ชั้นทดสอบ	f'_c (MPa)	f'_m (MPa)
CON1	30.13	50.12
CON2	30.42	50.55
CON3	30.42	50.55
S75	30.52	50.78
S150	30.95	50.65
S300	31.52	50.78
COL-S75	30.52	50.78
COL-S150	30.95	50.65
COL-S300	31.52	50.78

4.3.1 การเตรียมชิ้นทดสอบ

ลักษณะของชิ้นทดสอบในชุดการทดลองต่างๆได้อธิบายไปแล้วในหัวข้อ 4.2 ในหัวข้อนี้แสดงภาพการเตรียมชิ้นทดสอบโดยรวมของการทดลอง (รูปที่ 4.10)



(ก) การผูกเหล็กคาน



(ข) การเตรียมแบบหล่อคาน



(ค) การติดตั้ง Strain gage



(ง) การติดตั้งโครงเหล็กในแบบหล่อ



(จ) การเทคอนกรีต



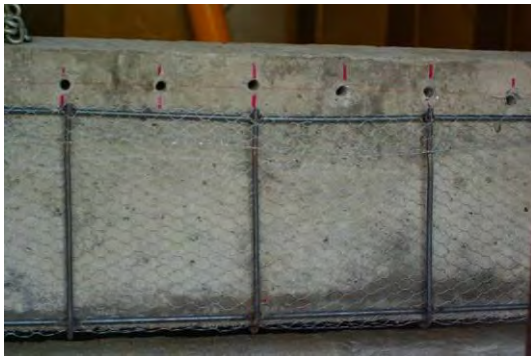
(ฉ) การเก็บตัวอย่างคอนกรีตทดสอบ



(ข) การถอดแบบหล่อคอนกรีต



(ค) การเตรียมโครงเฟอร์โรซีเมนต์



(ง) การเจาะรูที่คานเตรียมฝังเหล็กเสริม



(จ) เตรียมเหล็กรูปตัวซี



(ง) การติดตั้งเหล็กเสริมในคานโดยใช้ Epoxy เสริม



(ง) การติดตั้ง Strain gage ที่เหล็ก



(จ) การฉาบมอร์ต้าลงบนเหล็กเสริม

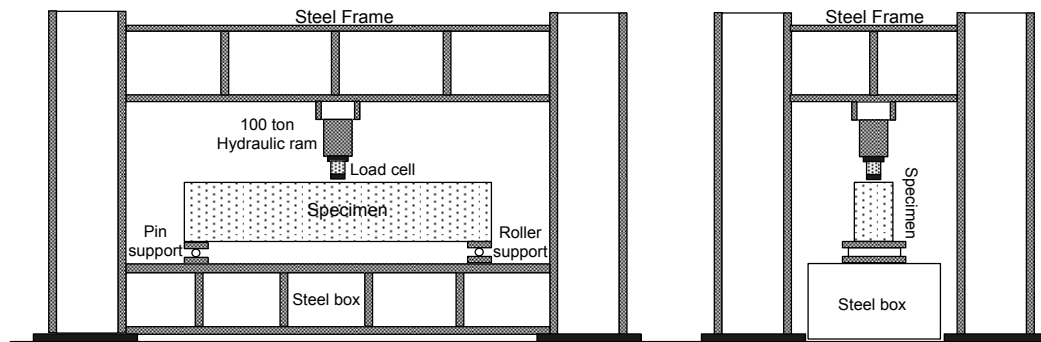


(จ) การปรับแต่งผิว

รูปที่ 4.10 ขั้นตอนการเตรียมชิ้นทดสอบ

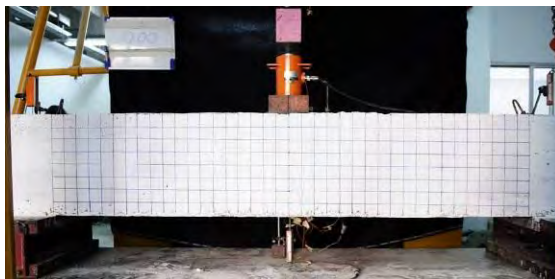
4.4 เครื่องมือวัดและการทดสอบ

คานทั้งหมดถูกทดสอบที่ห้องปฏิบัติการของสถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร การให้น้ำหนักบรรทุกเป็นแบบทางเดียว (Monotonic load) ในลักษณะของโมเมนต์ดัด 3 จุด (Third point bending) ดังแสดงในรูปที่ 4.11 โดยน้ำหนักจะถ่ายลงมาจาก hydraulic jack ซึ่งมีขนาดกำลังอัดสูงสุดเท่ากับ 1000 kN ถ่ายแรงแบบจุดที่กึ่งกลางคาน โดยที่ปลายฝั่งหนึ่งของคานรองรับด้วยฐานรองรับแบบหมุน (pin support) และอีกด้านหนึ่งรองรับด้วยฐานรองรับแบบลูกกลิ้ง (roller support)



รูปที่ 4.11 การทดสอบคานในห้องปฏิบัติการ

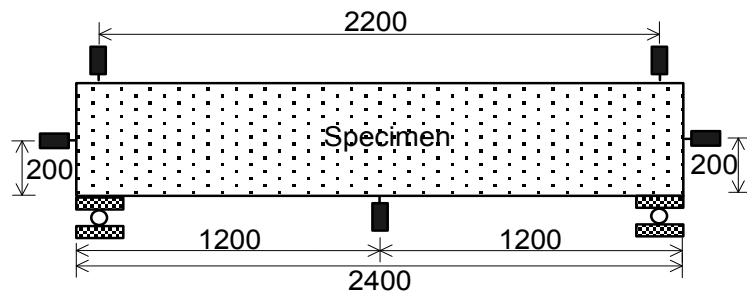
ช่วงแรงเฉือนซึ่งวัดจากกึ่งกลางของฐานที่รองรับเท่ากับ 1,100 มม. รวมความยาวประสิทธิภาพจากกึ่งกลางของฐานรองรับทั้งสองข้างเท่ากับ 2,200 มม. การวัดการแอ่นตัวของคานในระหว่างทำการทดสอบ ใช้เครื่องมือวัดการเคลื่อนที่แบบเชิงเส้น (Linear Variable Displacement Transducer หรือ LVDTs) ติดไว้ที่กึ่งกลางคาน นอกจากนี้เพื่อวัดระยะการเคลื่อนที่ของฐานรองรับ ยังได้ติด LVDT ที่บริเวณฐานรองรับด้วย ตลอดจนทำการการบันทึกภาพการของชั้นทดสอบภายใต้หน้าหนักรบรรทุก รูปที่ 4.12 แสดงภาพการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่ในห้องปฏิบัติการ



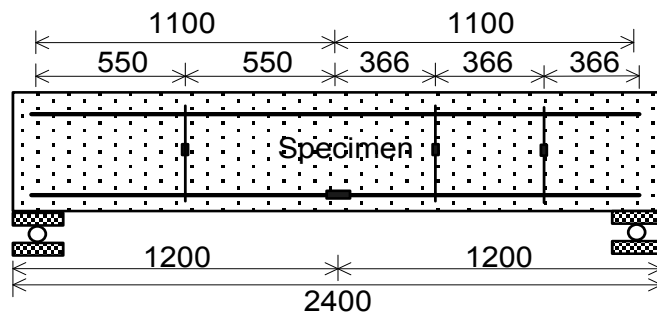
รูปที่ 4.12 การติดตั้ง LVDT และการตั้งกล้องเพื่อบันทึกภาพการเคลื่อนตัวของชั้นทดสอบ

นอกจากจะทำการวัดระยะแอ่นตัวของชั้นทดสอบดังรูปที่ 4.13 แล้วยังติดตั้ง strain gage เพื่อวัดความเครียดในเหล็กเสริมภายใต้หน้าหนักรบรรทุกด้วย โดยได้ติดตั้ง strain gage ทั้งในเหล็กเสริมรับแรงดึงและเหล็กเสริมรับแรงเฉือนภายในคานและเหล็กเสริมพิเศษภายนอกแสดงไว้ในรูปที่

4.14



รูปที่ 4.13 ตำแหน่งของการติดตั้ง LVDT



รูปที่ 4.14 ตำแหน่งของการติดตั้ง strain gage

ค่าจาก strain gage รวมถึงค่าการเคลื่อนที่ที่วัดได้จาก LVDT และน้ำหนักกดจาก hydraulic jack ซึ่งกระทำผ่าน load cell จะถูกส่งไปยัง data logger ซึ่งจะเก็บข้อมูลในรูปแบบดิจิทัลเพื่อทำการวิเคราะห์ภายหลัง รูปที่ 4.15 แสดงการติดตั้ง data logger และภาพรวมของการทดสอบ



รูปที่ 4.15 การติดตั้งเครื่องมือวัดเข้ากับ data logger

4.5 การคำนวณกำลังของหน้าตัด

การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดจะใช้หลักการคำนวณตามข้อแนะนำของมาตรฐาน ACI สำหรับการคำนวณกำลังรับโมเมนต์ดัดจะให้หลักโมเมนต์ต้านทานระหว่างแรงอัดและแรงดึงที่กระทำต่อหน้าตัด โดยส่วนของแรงอัดจะได้มาจากกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตและจากเหล็กเสริมรับแรงอัด ตามสมการ

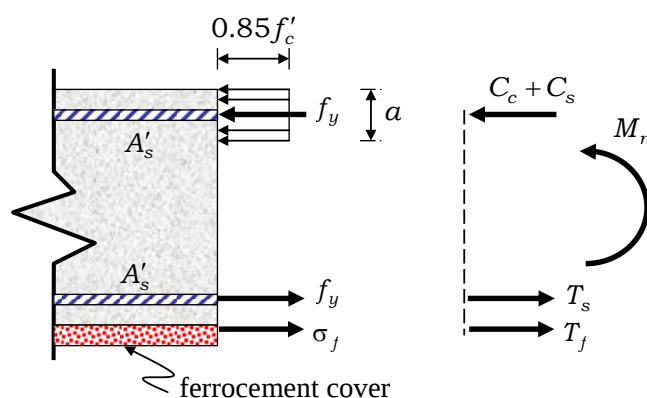
$$C = 0.85 f'_c ab + \sum A_{sc} f_y \quad (8)$$

ส่วนกำลังต้านทานแรงดึงจะได้มาจากเหล็กเสริมรับแรงดึงรวมกับกำลังรับแรงดึงของเฟอโรซีเมนต์

$$T = \sum A_{st} f_y + T_f \quad (9)$$

- เมื่อ
- f'_c = กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต
 - f_y = กำลังรับแรงดึงของเหล็ก
 - T_f = แรงดึงในเฟอโรซีเมนต์
 - A_{st} = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึง
 - A_{sc} = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัด
 - a = ความลึกของกล่องรับแรงอัด
 - b = ความกว้างของหน้าตัด

ดังแสดงในรูปที่ 4.16



รูปที่ 4.16 การคำนวณกำลังต้านทานโมเมนต์ของหน้าตัดที่เสริมด้วยเฟอโรซีเมนต์

ส่วนกำลังรับแรงเฉือนที่จากคอนกรีตสามารถคำนวณได้โดยตรงจากสมการที่แนะนำโดย ACI โดยรวมความหนาที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากเฟอโรซีเมนต์ นั่นคือ

$$V_c = (1/6) \sqrt{f'_c} bd \quad (10)$$

ในขณะที่กำลังต้านทานแรงเฉือนที่มาจากเหล็กเสริมสามารถคำนวณได้จากการรวมผลของเหล็กปลอกที่เสริมด้านในและของเฟอโรซีเมนต์ซึ่งเป็นไปตามสมการ

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (11)$$

เมื่อ d = ความลึกประสิทธิภาพ
 s = ระยะเรียงของเหล็กปลอก

4.6 ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผล

ผลการทดสอบคานที่เสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์สามารถแสดงได้ด้วยรูปแบบการวิบัติ เส้นโค้งความสัมพันธ์ของน้ำหนักทดสอบและระยะแอ่นตัวของคาน รวมถึงความเครียดของเหล็กเสริมหลักและเหล็กปลอก ซึ่งจะได้อธิบายโดยละเอียดในลำดับถัดไป

4.6.1 รูปแบบการวิบัติ (Failure pattern)

รูปแบบการวิบัติพิจารณาได้จากรอยร้าวที่ปรากฏร่วมกับการพิจารณาความสัมพันธ์ของเส้นโค้งระหว่างแรงที่กระทำและการเคลื่อนที่ที่กลางคาน (Load-Displacement relationship) โดยการวิบัติที่เกิดขึ้นในแต่ละขั้นทดสอบจะนำมาเปรียบเทียบกับขั้นทดสอบควบคุมในกลุ่มเดียวกัน

4.6.2 เส้นโค้งความสัมพันธ์ของแรงและระยะเคลื่อนตัว

เนื่องจากการทดสอบเป็นแบบแรงกดสถิตกระทำในทิศทางเดียว ดังนั้นค่าแรงและการเคลื่อนที่ในแต่ละขั้นน้ำหนักบรรทุก (Load steps) จะถูกบันทึกด้วยเครื่อง Data logger เพื่อนำมาสร้างเส้นโค้งความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนตัว โดยเส้นโค้งดังกล่าวจะอธิบายถึงรูปแบบการวิบัติ การครากของเหล็กเสริม อีกทั้งยังใช้คำนวณค่า ดัชนีความเหนียว (Ductility Index, μ) ของขั้นทดสอบอีกด้วย

4.7 ผลการทดสอบ

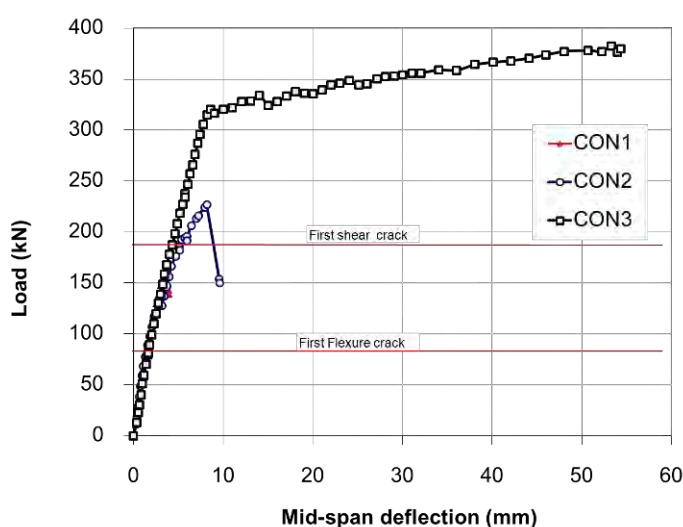
4.7.1 คานควบคุม

ขั้นทดสอบ CON1 เป็นขั้นทดสอบที่ไม่ได้เสริมเหล็กปลอกรับแรงเฉือน หลังจากรับแรงกระทำจนเกิดการวิบัติแล้วสามารถสรุปได้ว่าคอนกรีตสามารถรับแรงเฉือนได้ 157.74 kN ขั้นทดสอบที่ 2 (CON2) เป็นคานควบคุมซึ่งใช้เสริมปลอกรับแรงเฉือนขั้นต่ำตามมาตรฐาน ACI พบว่าคานวิบัติด้วยแรงเฉือนที่น้ำหนักบรรทุก 227 kN ขั้นทดลองที่ 3 (CON3) เป็นขั้นทดสอบควบคุมที่ออกแบบให้วิบัติด้วยแรงดัด รูปที่ 4.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน CON3 พบว่า กำลังรับน้ำหนักของคานเท่ากับ 379.94 kN

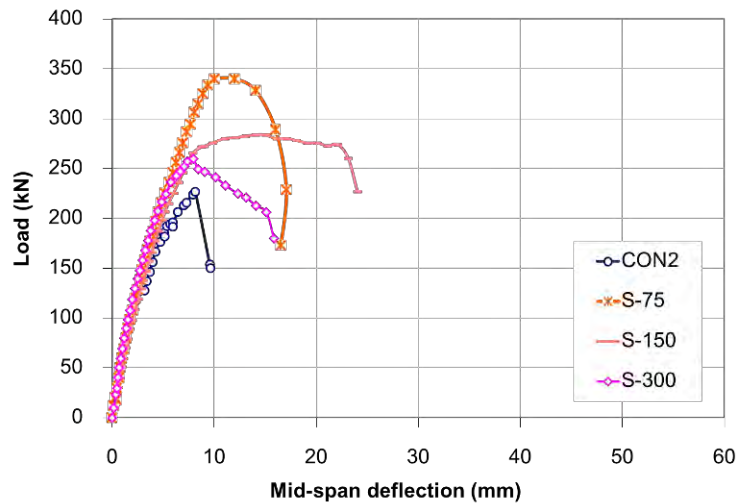
4.7.2 ขั้นตอนทดสอบที่เสริมกำลัง

4.7.2.1 ขั้นตอนทดสอบชุด S

ขั้นตอนทดสอบชุด S เป็นขั้นตอนทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลังเหล็กเสริมรับแรงเฉือนหรือเสริมแผ่นเพอร์โรซีเมนต์ สำหรับขั้นตอนทดสอบ S75 ระยะห่างระหว่างเหล็กเดือยตัว C เท่ากับ 75 มม. มีค่ากำลังรับน้ำหนักเท่ากับ 340.01 kN ซึ่งใกล้เคียงกับกำลังของคานควบคุม CON3 (379.94 kN) แสดงให้เห็นว่าการเสริมแผ่นเพอร์โรซีเมนต์โดยมีระยะห่างของเหล็กเดือย 75 มม. เพียงพอต่อการเสริมกำลังให้เหล็กเสริมรับแรงดึงแตก แต่พบว่าหลังจากรับแรงกระทำต่อไปแล้ว คานเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนในทันที สรุปว่าเหล็กเดือยที่เสริมด้านนอกคานสามารถต้านแรงเฉือนเพื่อให้คานคอนกรีตกับแผ่นเพอร์โรซีเมนต์สามารถรวมกันเป็นเนื้อเดียวกันได้ แต่อย่างไรก็ตามพบว่า เหล็กเดือยเกิดการหลุดจากคอนกรีต ทำให้คานรับน้ำหนักบรรทุกได้น้อยกว่าคานควบคุม CON3 ขั้นตอนทดสอบ S150 ซึ่งเสริมแผ่นเพอร์โรซีเมนต์โดยใช้ระยะห่างเหล็กเดือยเท่ากับ 150 มม. พบว่ามีความเหนียวเพิ่มขึ้น แต่กำลังรับน้ำหนักมีค่าน้อยกว่าขั้นตอนทดสอบ S75 จากรูปที่ 4.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานพบว่า ภายหลังการเสริมกำลัง ความแข็งแรงของขั้นตอนทดสอบเพิ่มขึ้นเมื่อระยะระหว่างเหล็กเดือยลดลง และพบว่าขั้นตอนทดสอบ S150 และ S300 อาจจะยังไม่เพียงพอต่อการต้านเฉือน โดยรูปแบบการวิบัติคานทั้งสองนั้นยังคงเป็นการวิบัติแบบเฉือนแต่มีความเหนียวเพิ่มขึ้น



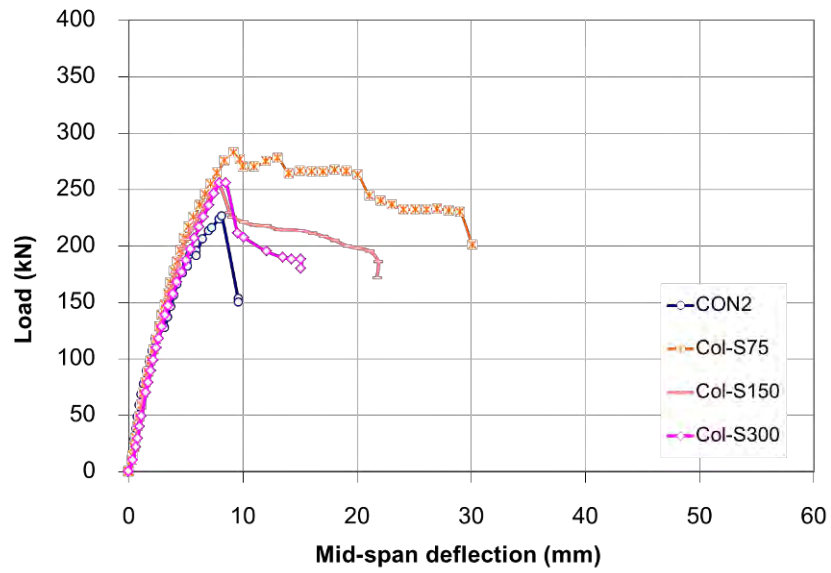
รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานควบคุม



รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานของชุดทดสอบ S

4.7.2.2 ชั้นทดสอบชุด COL-S

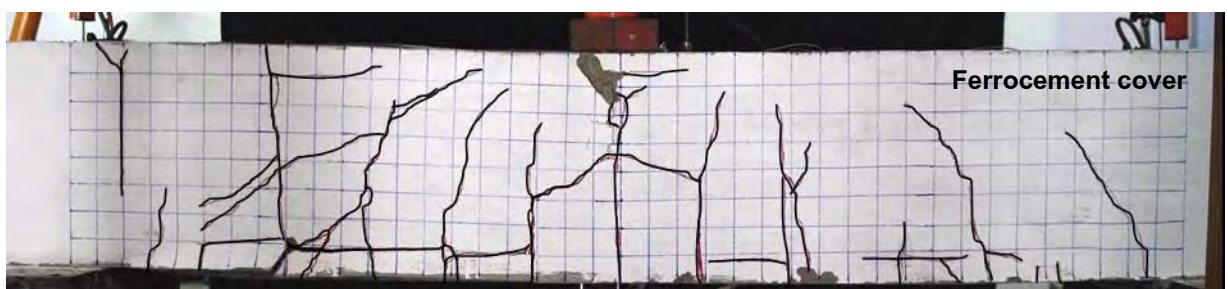
สำหรับชั้นทดสอบชุด COL-S ชั้นทดสอบ COL-S75 เป็นชั้นทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยแผ่นเฟอร์โรซีเมนต์โดยใช้ระยะห่างเหล็กเดียวกับ 150 มม. แต่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนเพิ่มในบริเวณโครงเหล็กของเฟอร์โรซีเมนต์ดังที่ได้อธิบายมาข้างต้น กำลังรับน้ำหนักของคาน COL-S75 เท่ากับ 282.62 kN ซึ่งต่ำกว่าของคานควบคุม CON3 (379.94 kN) แสดงให้เห็นว่าการเสริมแผ่นเฟอร์โรซีเมนต์โดยใช้ระยะห่างเหล็กเดียวกับ 150 มม. ไม่เพียงพอต่อการเสริมกำลังให้เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก และพบว่าหลังจากรับแรงกระทำแล้ว คานเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนในทันที แต่เป็นการวิบัติแบบเหนียว สรุปว่าเหล็กเดียวทำหน้าที่ต้านแรงเฉือนได้ระดับหนึ่ง แต่ยังไม่สามารถทำให้คานคอนกรีตกับแผ่นเฟอร์โรซีเมนต์ทำงานร่วมกันได้อย่างสมบูรณ์ สำหรับชั้นทดสอบ COL-S150 ซึ่งเสริมแผ่นเฟอร์โรซีเมนต์โดยใช้ระยะห่างของเหล็กเดียวกับ 300 มม. พบว่าพฤติกรรมเป็นไปลักษณะเดียวกับ COL-S75 แต่กำลังรับน้ำหนักสูงสุดลดลงดังแสดงในรูปที่ 4.19 ภายหลังจากที่ได้เสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กแล้ว ความแข็งแรงของโครงสร้างเพิ่มขึ้นเมื่อระยะระหว่างเหล็กเดียวยลดลง และพบว่าชั้นทดสอบ COL-S75, COL-S150 และ COL-S300 อาจจะยังไม่เพียงพอต่อการต้านทานแรงเฉือน โดยรูปแบบการวิบัติคานทั้งสามนั้นยังคงเป็นการวิบัติแบบเหนียวแต่มีความเหนียวเพิ่มขึ้น



รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก และระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคานชุด COL-S



รูปที่ 4.20 การวิบัติของเหล็กเดือยในคานเสริมกำลัง





รูปที่ 4.21 รอยร้าวที่เกิดขึ้นในแผ่นเพอโรซีเมนต์ (บน) และในคาน (ล่าง)

ตารางที่ 2.4 สรุปผลกำลังรับแรงดัด, แรงเฉือนและรูปแบบการวิบัติที่คำนวณจากทฤษฎี

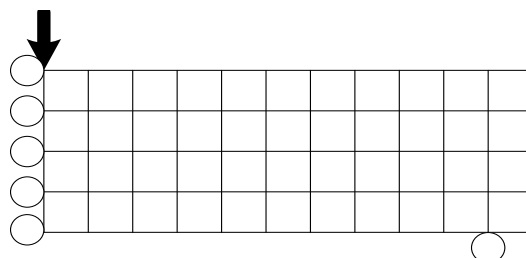
ชั้นทดสอบ	กำลังรับแรงเฉือนโดย คอนกรีต (V_c), kN	กำลังรับแรง เฉือนโดยเหล็ก ปลอก (V_s), kN	กำลังรับแรง เฉือนของเฟอโร ซีเมนต์ (V_f), kN	กำลังรับแรง เฉือนรวม (V_n), kN	กำลังรับ โมเมนต์ (M_n), kN-m	แรงที่ทำให้เกิด การวิบัติเฉือน (P_y), kN	แรงที่ทำให้เกิด การวิบัติดัด (P_y), kN	รูปแบบการวิบัติ
CON1	65.43	-	-	65.43	159.51	130.86	290.01	Shear
CON2	65.74	47.15	-	112.90	159.51	225.80	290.01	Shear
CON3	65.78	165.04	-	230.79	159.51	461.59	290.01	Flexural
S75	65.85	47.15	110.03	223.04	159.51	446.09	290.01	Flexural
S150	66.32	47.15	55.01	168.49	159.51	336.98	290.01	Flexural
S300	66.32	47.15	27.50	141.59	159.51	283.19	290.01	Shear
Col-S75	65.85	47.15	110.03	223.04	159.51	446.09	290.01	Flexural
Col-S175	66.32	47.15	55.01	168.49	159.51	336.98	290.01	Flexural
Col-S275	66.32	47.15	27.50	141.59	159.51	283.19	290.01	Shear

ตารางที่ 2.5 สรุปผลการทดลองจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

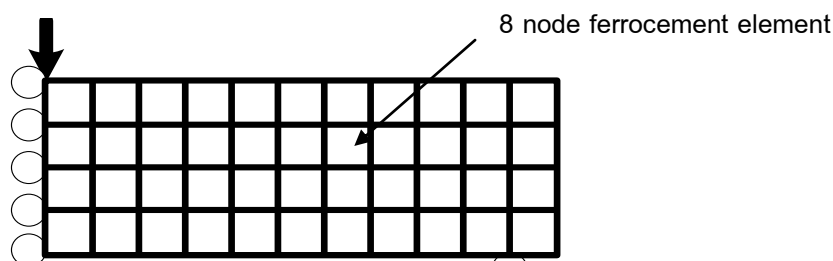
specimens	Cracking load (kN)		Ultimate load P_u (kN)	Increase in ultimate load after strengthening $(P_{u,n} / P_{u,con2})$	Maximum deflection (mm)	Increase in ultimate displacement after strengthening $(\delta_{u,n} / \delta_{u,con2})$	Mode of failure
	Flexure	Shear					
CON1	78	157	157.74	-	4.02	-	Shear
CON2	78	157	227.00	-	9.61	-	Shear
CON3	78	157	379.94	1.67	54.34	5.65	Flexure
S75	78	157	340.01	1.49	17.08	1.77	shear
S150	78	157	283.99	1.25	25.02	2.60	Shear
S300	78	157	263.30	1.15	15.87	1.65	Shear
Col-S75	78	157	282.62	1.24	30.09	3.13	Shear
Col-S150	78	157	255.06	1.12	21.84	2.27	Shear
Col-S300	78	157	264.87	1.16	15.09	1.57	Shear

4.8 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของคานด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

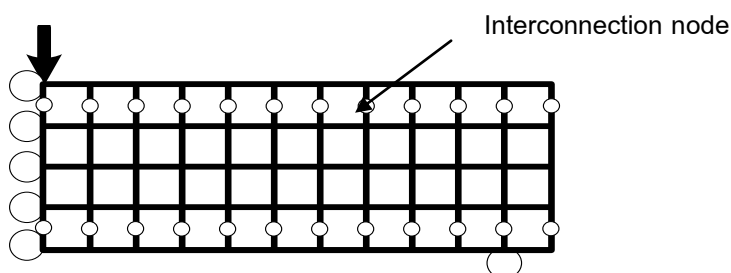
ขั้นตอนนี้แสดงถึงการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้รับการเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์ โดยใช้แบบจำลอง 2D plane stress element แทนคานและเฟอร์โรซีเมนต์ โดยนำแบบจำลอง FEM ของทั้งสองส่วนมาวางทับซ้อนกันแล้วยึดกันที่จุดต่อซึ่งเป็นตำแหน่งที่ทำการเจาะเหล็กเดือยเข้าไปในคานหลัก



รูปที่ 4.22 แบบจำลองของคานควบคุม



รูปที่ 4.23 แบบจำลองของคานและเฟอร์โรซีเมนต์ที่ผิวนอก



รูปที่ 4.24 แบบจำลองของคานและเฟอร์โรซีเมนต์ที่ผิวนอกโดยมีเหล็กเดือยยึด

4.8.1 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์

ผลการเปรียบเทียบรอยร้าวในชั้นทดสอบในห้องปฏิบัติการและที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับตัวอย่างทดสอบ S75, S150 และ S300 แสดงในรูปที่ 4.25 ถึง 4.27 โดยมีค่ากำลังรับน้ำหนักที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เท่ากับ 329.03, 275.62 และ 246.23 kN ตามลำดับ ซึ่งสามารถเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการซึ่งมีค่า 333.36, 278.60 และ 250.55 kN

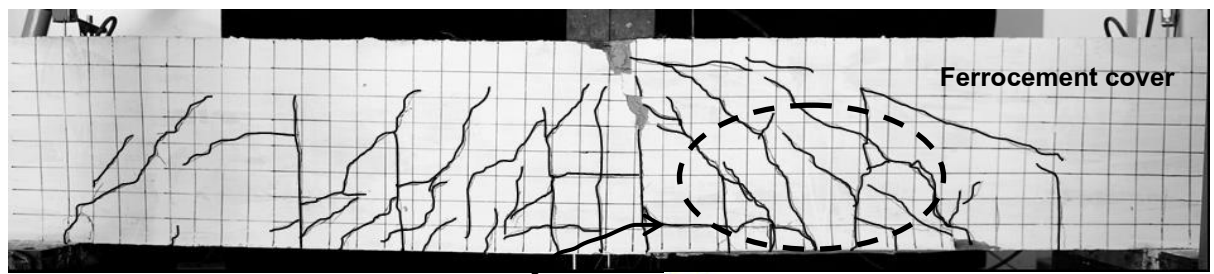
ตามลำดับ จากผลการทดสอบที่กล่าวมาข้างต้นพบว่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดมีค่าใกล้เคียงกันระหว่างค่าที่ได้จากการทดสอบและค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ รวมทั้งความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางมีพฤติกรรมที่ใกล้เคียงกันมาก นอกจากนี้รูปแบบของการพัฒนาของรอยร้าวทั้งในคานและแผ่นเพอร์โรซีเมนต์ก็มีความใกล้เคียงกัน

สำหรับคานทดสอบ COL-S75, COL-S150 และ COL-S300 ซึ่งได้ลดจำนวนจุดยึดระหว่างแผ่นเพอร์โรซีเมนต์กับคานลงน้อยกว่าชุดทดสอบ S พบว่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์มีค่าเท่ากับ 273.70, 237.79 และ 254.05 kN ตามลำดับ โดยเทียบกับผลทดสอบในห้องปฏิบัติการซึ่งมีค่าเท่ากับ 277.29, 250.17 และ 250.15 kN ตามลำดับ จากผลทดสอบที่กล่าวมาพบว่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดมีค่าใกล้เคียงกัน นอกจากนี้ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน และรูปแบบของการพัฒนาของรอยร้าวทั้งในคานและบนแผ่นเพอร์โรซีเมนต์ก็มีความคล้ายคลึงกันด้วย

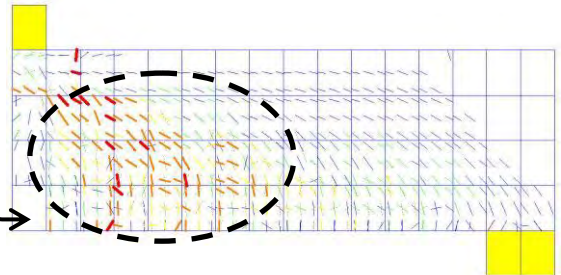
จากผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ สามารถสรุปได้ว่าการใช้แบบจำลองทางไฟไนต์อีลิเมนต์แบบไร้เชิงสร้างสามารถคำนวณ กำลังรับน้ำหนักสูงสุด ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลาง และลักษณะการเกิดของรอยร้าวได้

ตารางที่ 2.6 สรุปผลการคำนวณทางคณิตศาสตร์เปรียบเทียบจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

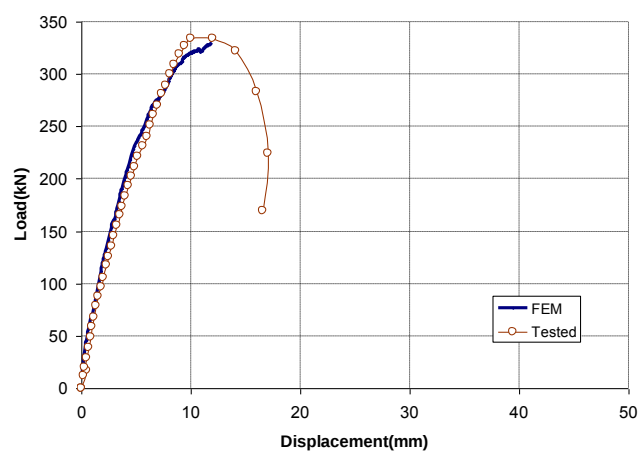
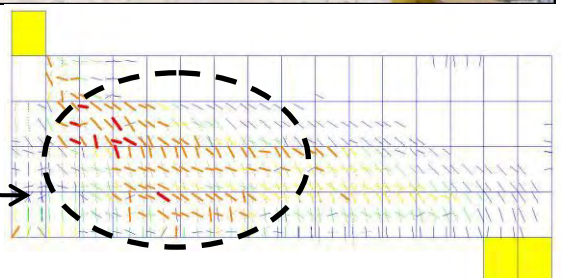
ชั้นทดสอบ	กำลังรับน้ำหนักจากการทดสอบ (kN)	กำลังรับน้ำหนักจากการวิเคราะห์ FEM (kN)	อัตราส่วนกำลังรับน้ำหนัก FEM/Exp.
CON2	227.02	219.35	0.96
S75	333.36	329.03	0.98
S150	278.60	275.62	0.98
S300	250.55	246.23	0.98
Col-S75	277.29	273.70	1.01
Col-S150	250.17	237.79	0.95
Col-S300	250.15	254.08	1.01
DA-S75	315.44	300.19	0.95
DA-S150	267.64	255.45	1.04
DA-S300	255.35	261.73	1.02



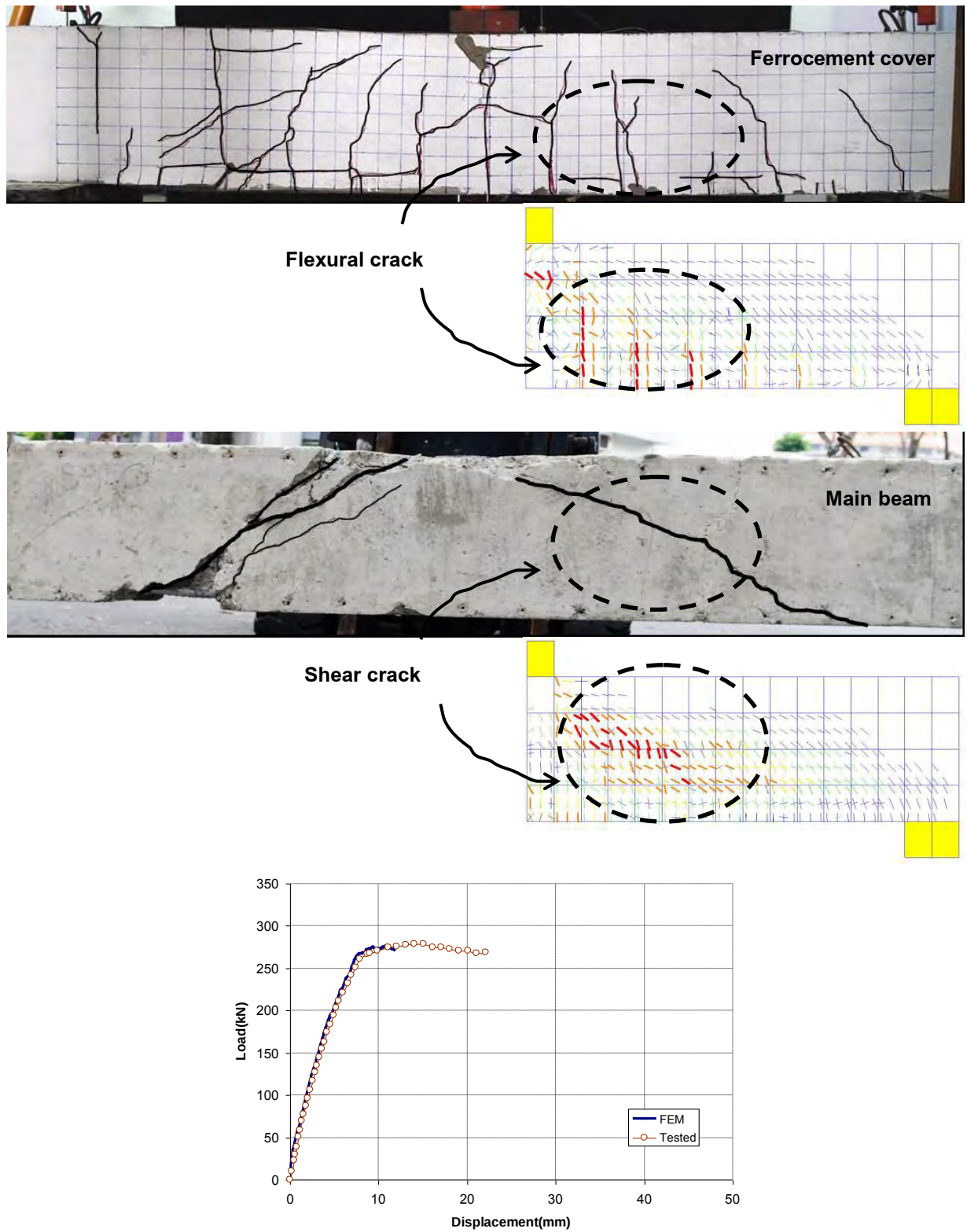
Flexural crack



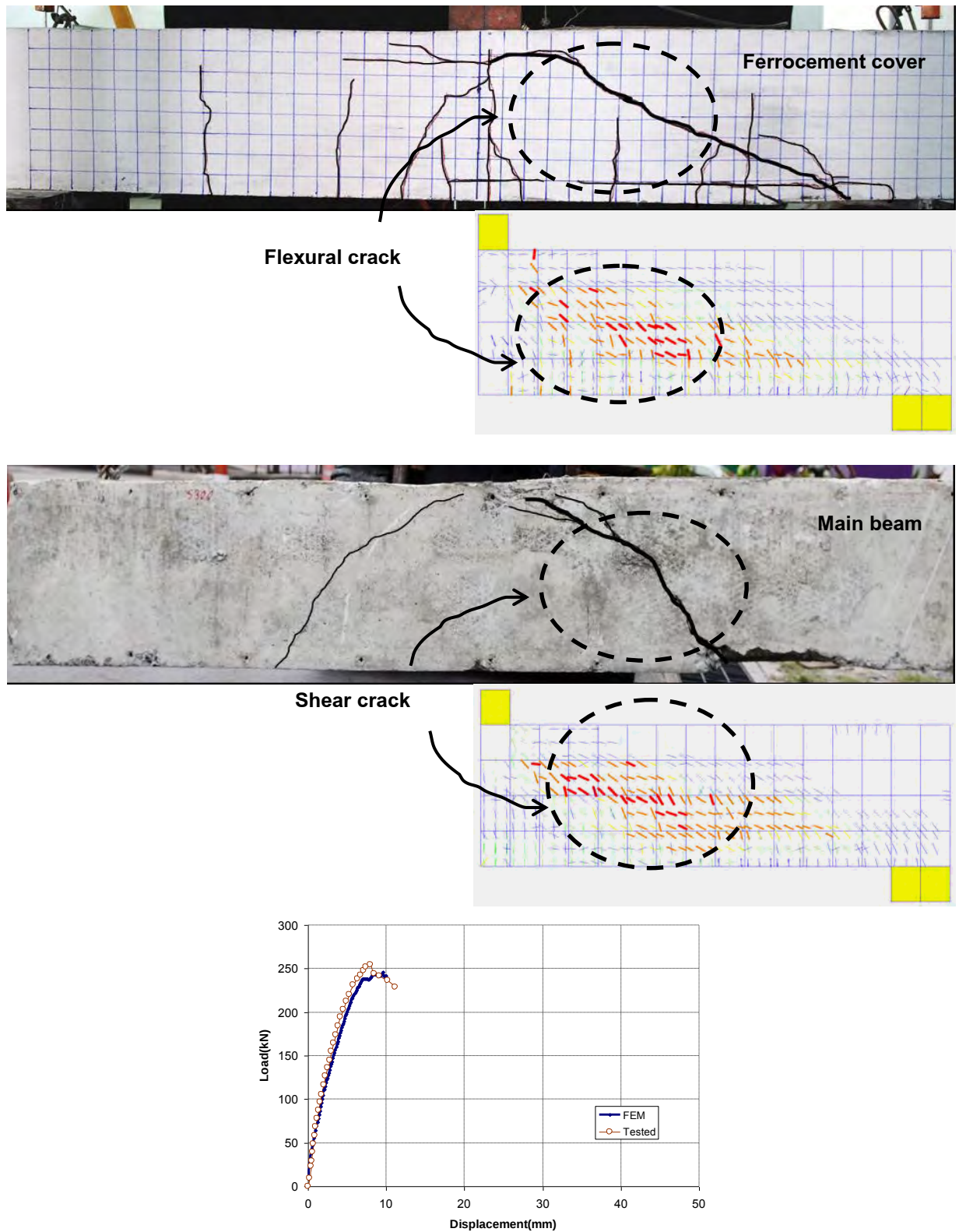
shear crack



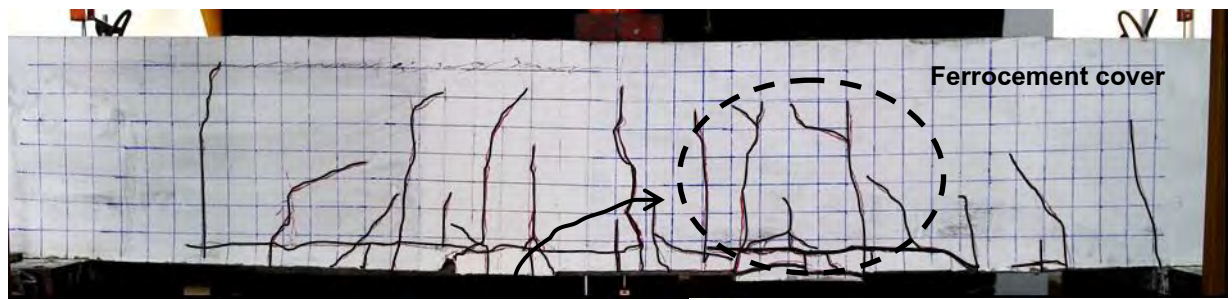
รูปที่ 4.25 การเปรียบเทียบรอยร้าวและความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน
ของคานทดสอบ S75



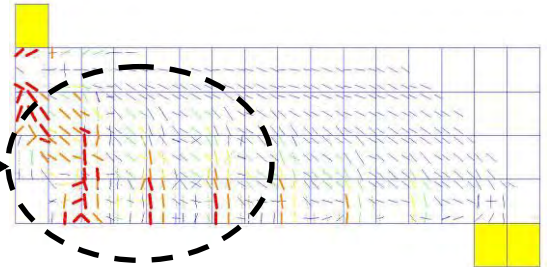
รูปที่ 4.26 การเปรียบเทียบรอยร้าวและความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะแอนตัวที่กึ่งกลางคาน ของคานทดสอบ S150



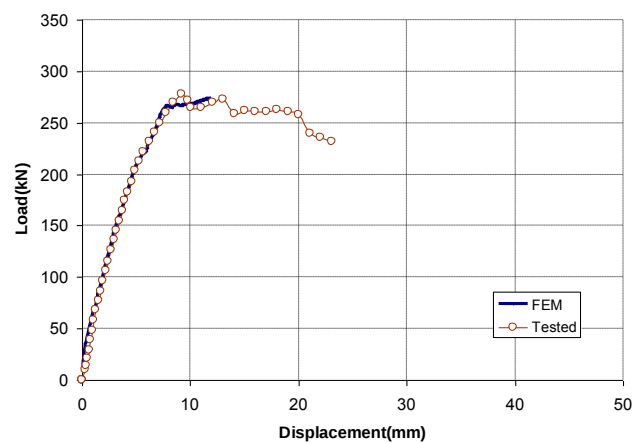
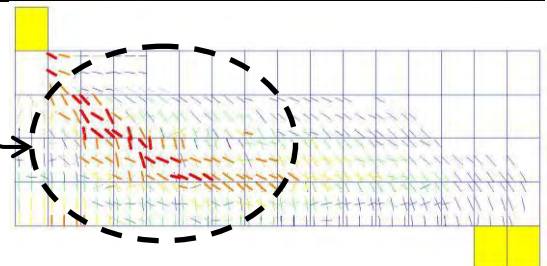
รูปที่ 4.27 การเปรียบเทียบรอยร้าวและความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน ของคานทดสอบ S300



Flexural crack



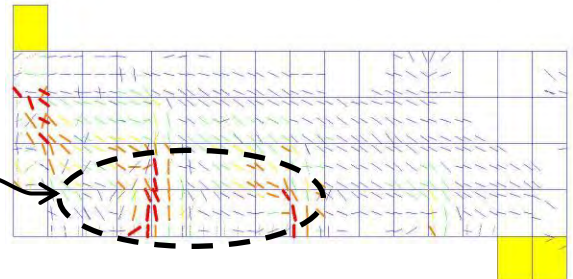
Shear crack



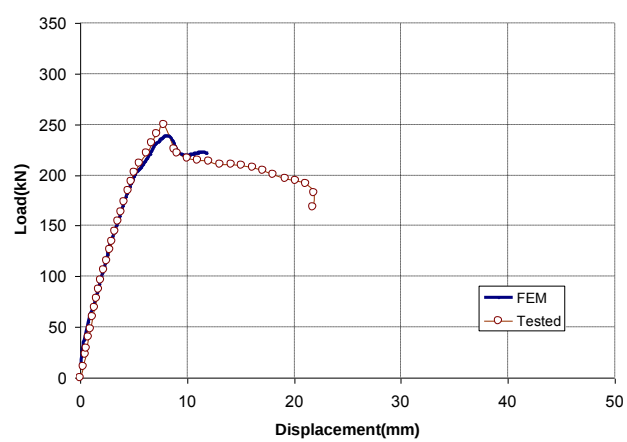
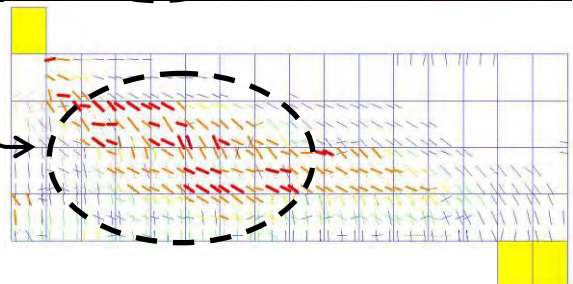
รูปที่ 4.28 การเปรียบเทียบรอยร้าวและความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะแฉกตัวที่กึ่งกลางคาน ของ คานทดสอบ Col-S75



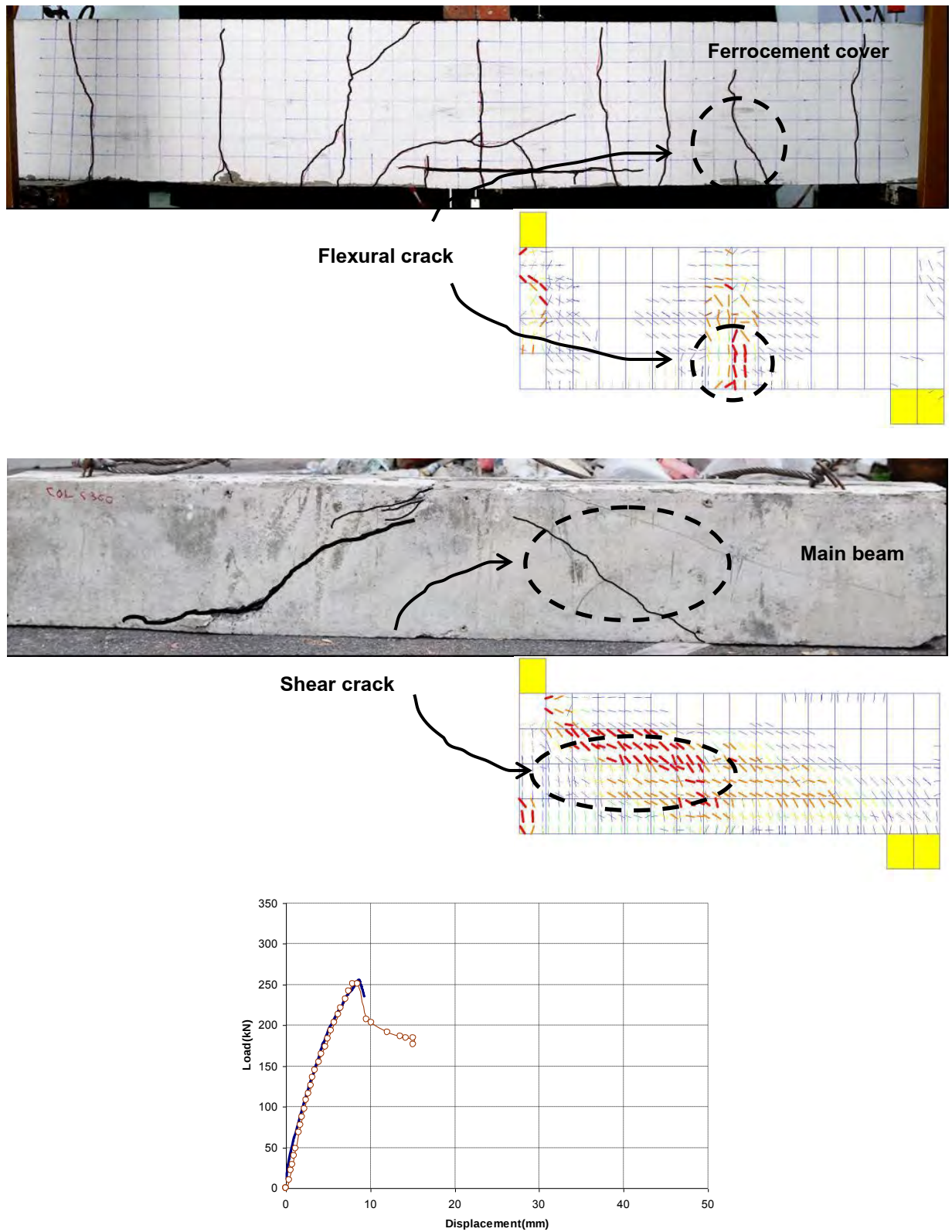
Flexural crack



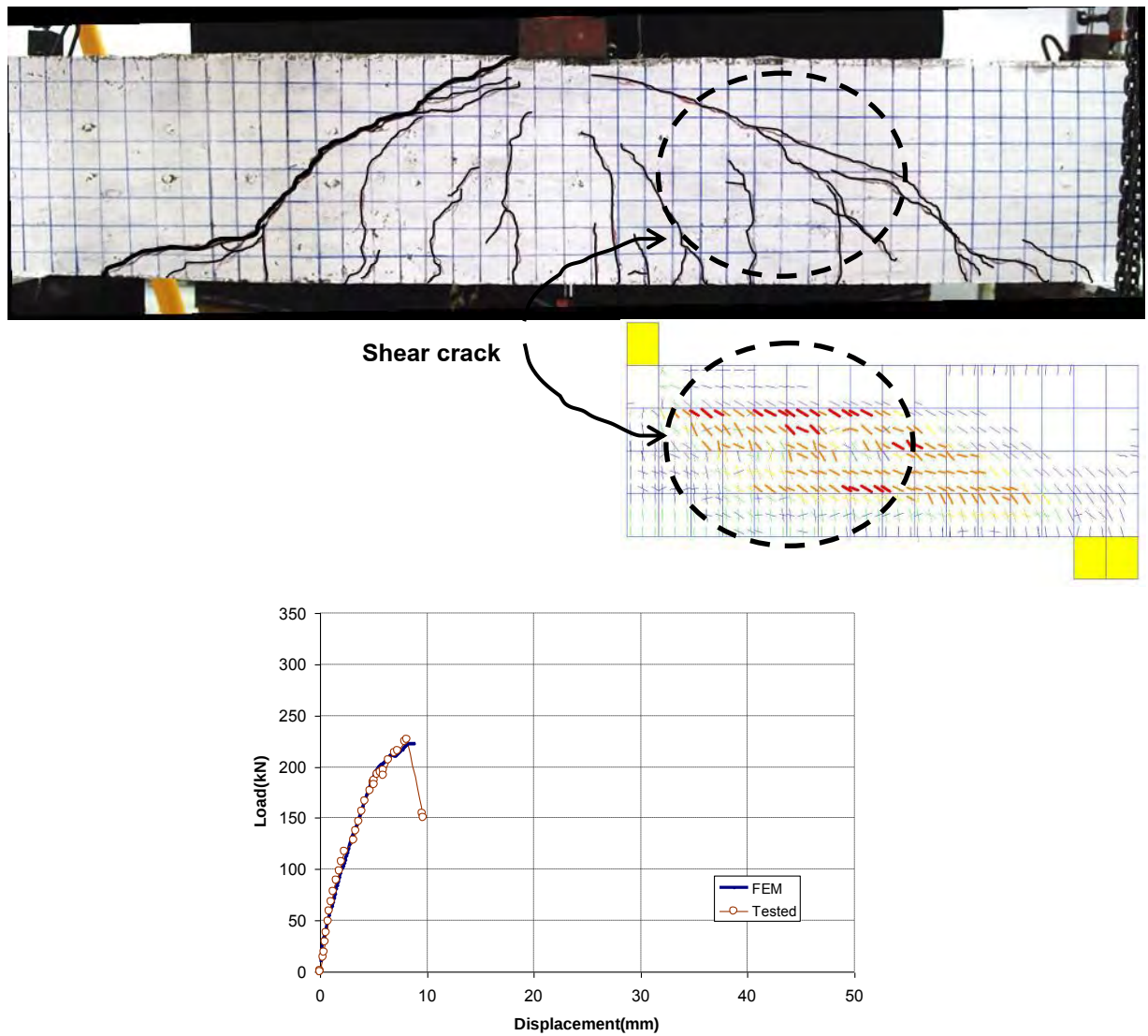
Shear crack



รูปที่ 4.29 การเปรียบเทียบรอยร้าวและความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะแฉ่งตัวที่กึ่งกลางคาน ของ คานทดสอบ Col-S150



รูปที่ 4.30 การเปรียบเทียบรอยร้าวและความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะแฉกตัวที่กึ่งกลางคาน ของ คานทดสอบ Col-S300



รูปที่ 4.31 การเปรียบเทียบรอยร้าวและความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน
ของคานทดสอบ CON2

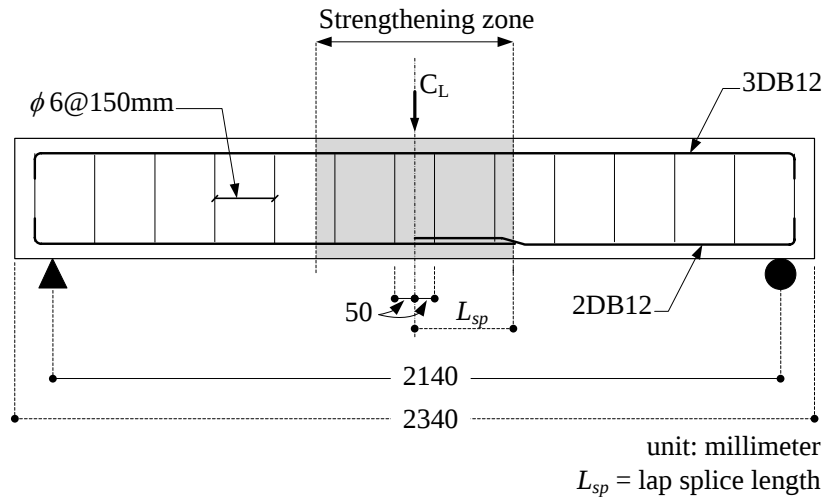
บทที่ 5

การทดสอบและแบบจำลองการเสริมกำลังการทาบท่อเหล็กเสริม ด้วยเฟอร์โรซีเมนต์

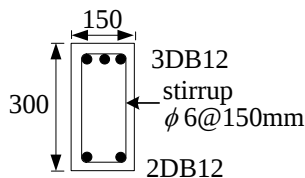
ในบทนี้จะทำการเสนอการทดลองขั้นทดสอบซึ่งได้รับการเสริมกำลังที่บริเวณการทาบท่อเหล็กด้วยวัสดุเฟอร์โรซีเมนต์ และนำเสนอการวิเคราะห์กำลังยึดเหนี่ยวที่บริเวณระยะทาบท่อด้วยแบบจำลองกำลังยึดเหนี่ยว 3 ส่วนเทียบเท่า (Tri-uniform bond stress model) เพื่อหากำลังของเหล็กเสริมของชิ้นส่วน โดยเนื้อหาประกอบด้วย 4 ส่วนหลัก คือ 1) การเตรียมตัวอย่างทดสอบ 2) รูปแบบการวัดผลทดสอบ 3) แบบจำลองกำลังยึดเหนี่ยว 3 ส่วนเทียบเท่า และ 4) ผลการทดสอบและการเปรียบเทียบระหว่างผลการทดสอบและค่าจากการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองแรงยึดเหนี่ยว 3 ส่วนเทียบเท่า

5.1 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

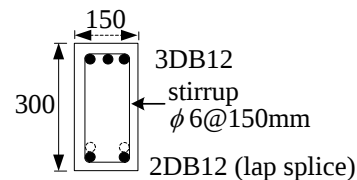
ในงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ที่จะทำการศึกษาการเสริมกำลังที่บริเวณทาบท่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงในชิ้นส่วนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยพิจารณา 1) กำลังรับแรงสูงสุด 2) การเคลื่อนตัวสูงสุด 3) กำลังของเหล็กเสริมที่บริเวณการทาบท่อเหล็กเสริม และ 4) กำลังยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมที่บริเวณการทาบท่อเหล็กเสริม โดยตัวแปรหลักๆ ที่ส่งผลต่อกำลังของเหล็กเสริมที่บริเวณทาบท่อเหล็กประกอบด้วย ความยาวของระยะทาบท่อ, อัตราส่วนของระยะหุ้มคอนกรีตต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม และรูปแบบการเสริมกำลัง โดยตัวอย่างทดสอบจะประกอบด้วย 9 ตัวอย่าง โดยมี 1 ตัวอย่างที่ไม่ทำการทาบท่อเหล็กเสริมและ 8 ตัวอย่างที่ทาบท่อเหล็กเสริม ตัวอย่างทาบท่อเหล็กเสริมจะแบ่งออกเป็น 2 กลุ่มตามความยาวของระยะทาบท่อ คือกลุ่ม 20db (ความยาวระยะทาบท่อเท่ากับ 250 มม.) และกลุ่ม 25db (ความยาวระยะทาบท่อเท่ากับ 300 มม.) คานตัวอย่างทั้งหมดมีขนาดหน้าตัดซึ่งมีความกว้าง 150 มม. ลึก 300 มม. มีความยาวช่วงคาน (clear span length) เท่ากับ 2,140 มม. เหล็กเสริมหลักกำหนดให้ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD40 ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. โดยมีเหล็กรับแรงดึง (เหล็กล่าง) 2 เส้น และเหล็กรับแรงอัด (เหล็กบน) 3 เส้น ใช้เหล็กผูกตั้งหรือเหล็กปลอกเป็นเหล็กเส้นกลมชั้นคุณภาพ SR24 เส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มม. ที่ระยะเรียง 150 มม. ดังแสดงรายละเอียดดังรูปที่ 5.1 คานตัวอย่างจะถูกทดสอบภายใต้แรงสถิตถ่ายลงที่ตำแหน่งกึ่งกลางที่ได้ถูกออกแบบเพื่อให้มีลักษณะการวิบัติด้วยแรงดัดเป็นหลัก



ก) แบบตามยาว



ข) หน้าตัด (คานที่ไม่ทาบท่อเหล็ก)



ค) หน้าตัด (คานที่ทาบท่อเหล็ก)

รูปที่ 5.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กคานตัวอย่างทดสอบ

5.1.1 การกำหนดสัญลักษณ์คานตัวอย่างทดสอบ

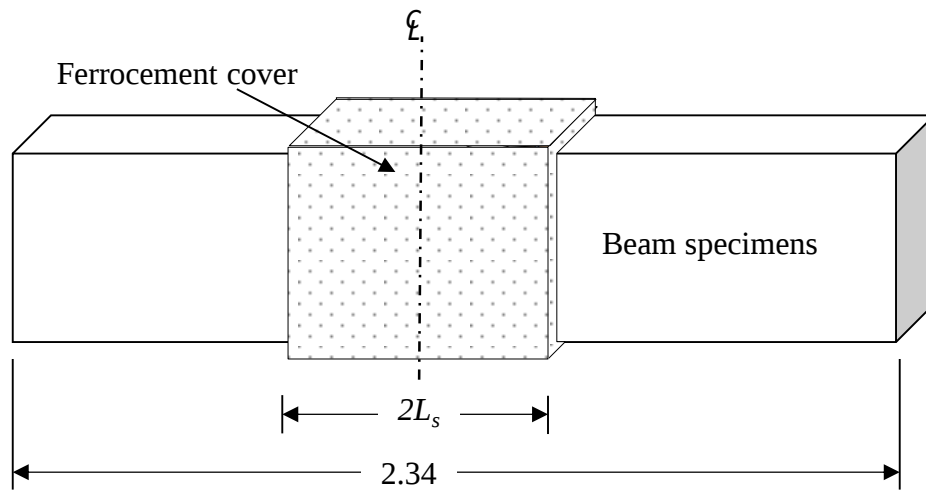
จากตารางที่ 5.1 แสดงรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบทั้งหมด โดยแบ่งออกเป็น 3 กลุ่มมี 1 กลุ่มที่ไม่ได้ทำการทาบท่อเหล็กเสริมโดยจะกำหนดให้มีสัญลักษณ์ 00C2 และอีก 2 กลุ่มเป็นตัวอย่างที่มีการทาบท่อเหล็กเสริมโดยประกอบด้วยกลุ่ม 25db และ 20db ซึ่งกลุ่มบอกถึงความยาวระยะการทาบท่อของเหล็กเสริม เช่น กลุ่ม 25db ตัวอย่างในกลุ่มนี้จะมีการทาบท่อเหล็กเสริมที่มีความยาวเท่ากันคือ จำนวนตัวเลข 25 (ด้านหน้า db) คูณด้วยเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม (db) คือ 12 มม. จะได้ความยาวของการทาบท่อเท่ากับ 300 มม. เป็นต้น สัญลักษณ์ของแต่ละตัวอย่างประกอบด้วย 4 ส่วน คือ ตัวเลขด้านหน้าสุดจะเป็นตัวเลขเดียวกันกับกลุ่ม (25db, 20db) ถัดไปคือตัวอักษร F ซึ่งหมายถึง ตัวอย่างที่ทำการทาบท่อเหล็กเสริม และตัวเลขหรือตัวอักษรหลังตัว F หมายถึง ลักษณะการเสริมแรงโดย P หมายถึง ใช้เฟอร์ไรต์เสริมแรงโดยไม่ใช้เหล็กโครง, 9 และ 6 หมายถึงการใช้เฟอร์ไรต์ร่วมกับเหล็กโครงที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 9 มม. และ 6 มม.ตามลำดับ ส่วนตัวเลขท้ายสุดหลังเครื่องหมาย @ หมายถึงระยะเรียงของเหล็กโครง ซึ่งมี @50 และ @100 หมายความว่า การใช้เหล็กโครงที่มีระยะเรียง 50 มม. และ 100 มม. ตามลำดับ

ตารางที่ 5.1 ตัวอย่างทดสอบในงานวิจัย

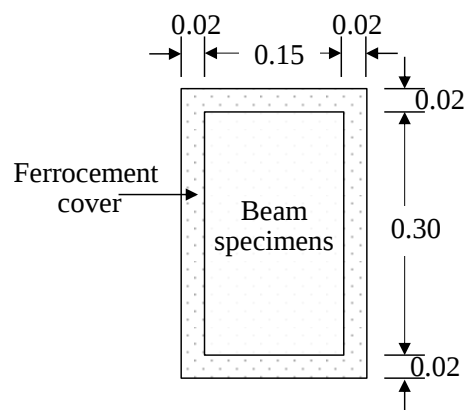
กลุ่ม	สัญลักษณ์คาน	ความยาวของ ระยะทาบ L_{sp} (มม.)	กำลังอัด คอนกรีต f'_c (กก./ซม. ²)	เหล็กโครง	
				เส้นผ่าน ศก. (มม.)	ระยะเรียง (มม.)
25db	25F0	300	400	-	-
	25FP	300	400	-	-
	25F9@50	300	400	9	50
	25F9@100	300	400	9	100
20db	20F0	250	400	-	-
	20FP	250	400	-	-
	20F9@50	250	400	9	50
	20F9@100	250	400	9	100
ไม่ทาบทอ เหล็กเสริม	00C2	-	400	-	-

5.1.2 รูปแบบการเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์

ตัวอย่างที่เสริมกำลังจะใช้เฟอร์โรซีเมนต์ที่มีความหนา 20 มม. หุ้มรอบตัวอย่างคานที่บริเวณทาบทอเหล็กเสริมโดยไม่ได้ทำการสกัดผิวหรือทำรอยผิวคานเดิมทั้ง 4 ด้าน (ดูรูปที่ 5.2) เฟอร์โรซีเมนต์ประกอบด้วยมอร์ตาร์และลวดตะแกรงหรือลวดกรงไก่ โดยมอร์ตาร์จะผสมด้วยสัดส่วนซีเมนต์ต่อทรายเท่ากับ 1:2 โดยมีอัตราส่วน น้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.4 และลวดตะแกรงจะมีลักษณะหกลเหลี่ยมจำนวน 2 ชั้น เหล็กโครงที่ใช้เสริมในเฟอร์โรซีเมนต์จะใช้เหล็กเส้นกลมขนาด 9 มม. และ 6 มม. ที่จะถูกตัดเป็นรูปตัวซี (C) โดยในตำแหน่งเดียวกันจะใช้เหล็กตัวซี 2 เส้นมาประกบกันเพื่อรัดตัวอย่างทดสอบโดยใช้การเชื่อมที่บริเวณแขนทั้งสองด้านของเหล็กตัวซีดังรูปที่ 5.3 ในรูปที่ 5.4 (ก) แสดงชั้นทดสอบหลังจากการติดตั้งเหล็กโครงและพันลวดกรงไก่แล้วและในรูปที่ 5.4 (ข) แสดงชั้นทดสอบหลังจากใช้มอร์ตาร์ฉาบที่บริเวณการทาบทอเหล็ก



(ก) คานตามยาวที่เสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์

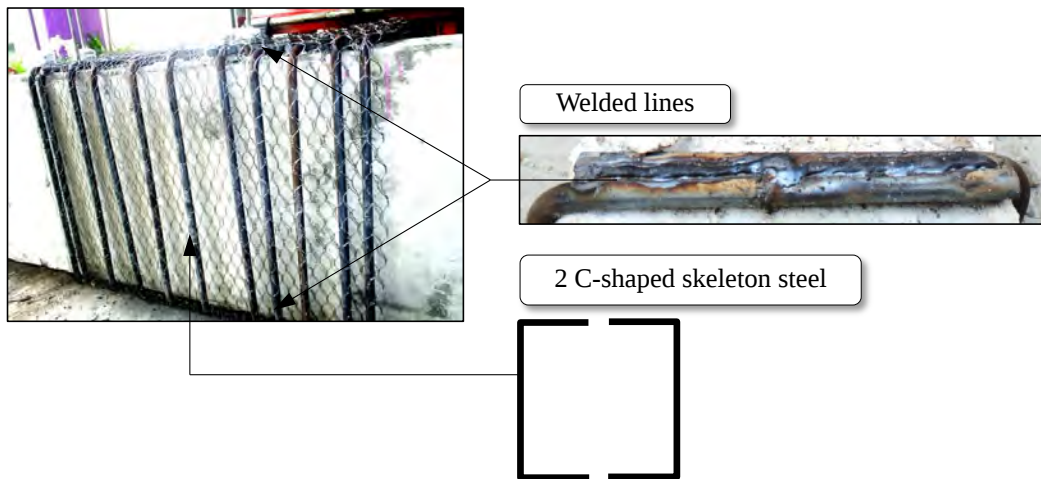


(ข) หน้าตัดคานที่บริเวณเสริมกำลัง (หน่วย เมตร)

รูปที่ 5.2 ตัวอย่างที่เสริมกำลังบริเวณทาบต่อเหล็กเสริม



(ก) ลวดตะแกรง 6 เหลี่ยม



(ข) เหล็กโครง

รูปที่ 5.3 ลวดตะแกรงและเหล็กโครง



(ก) แนวการติดตั้งเหล็กโครง



(ข) ชั้นทดสอบหลังการเสริมกำลัง

รูปที่ 5.4 การประยุกต์ใช้เฟอร์โรซีเมนต์เสริมกำลังบริเวณทาบต่อเหล็กเสริม

5.1.3 คุณสมบัติของวัสดุ

(1) เหล็กเสริม

กำลังของเหล็กเสริมจะถูกทดสอบเพื่อใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองแรงยึดเหนี่ยว 3 ส่วน เทียบเท่า โดยเหล็กแต่ละชนิดจะถูกทดสอบเพื่อหากำลังที่จุดครากและกำลังรับแรงดึงสูงสุดด้วยเครื่อง universal testing machine ผลทดสอบหาได้จากค่าเฉลี่ยของเหล็กเสริมทั้ง 3 ตัวอย่าง เหล็กเสริมหลัก DB12 มีกำลังที่จุดครากเท่ากับ 5,900 กก./ซม.² และกำลังรับแรงดึงสูงสุดเท่ากับ 7,820 กก./ซม.² เหล็กกลม RB6 มีกำลังที่จุดครากเท่ากับ 3,800 กก./ซม.² และกำลังรับแรงดึงสูงสุดเท่ากับ 4,570 กก./ซม.² และเหล็กกลม RB9 มีกำลังที่จุดครากเท่ากับ 3,460 กก./ซม.² และกำลังรับแรงดึงสูงสุดเท่ากับ 4,270 กก./ซม.²

(2) คอนกรีต

ตัวอย่างทดสอบถูกหล่อด้วยคอนกรีตผสมเสร็จ (Ready mixed concrete) ก่อนเทคอนกรีตจะทดสอบการยุบตัวของคอนกรีต ให้มีค่าการยุบตัวที่ประมาณ 8-10 ซม. (ดูรูปที่ 5.5 (ก)) ในระหว่างการเทคอนกรีตลงแบบหล่อจะใช้เครื่องจี้คอนกรีตเพื่อลดช่องว่างที่อาจเกิดขึ้นในคอนกรีต (ดูรูปที่ 5.5(ข)) หลังจากเทคอนกรีตแล้วจะทิ้งตัวอย่างที่อุณหภูมิปกติเป็นเวลา 24 ชม. หลังจากนั้นจะทำการบ่มด้วยกระสอบเปียกเป็นเวลา 28 วัน (ดูรูปที่ 5.5(ค)) กำลังอัดคอนกรีตจะถูกทดสอบด้วยตัวอย่างทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 ซม. สูง 20 ซม. มีเป้าหมายของกำลังอัดที่ประมาณ 400 กก./ซม.²



(ก) การทดสอบการยุบตัว



(ข) การจี้คอนกรีต

รูปที่ 5.5 การทดสอบ slump และการจี้คอนกรีต



(ก) ตัวอย่างคาน



(ข) ตัวอย่างทรงกระบอก



(ค) การบ่มตัวอย่าง

รูปที่ 5.6 หลังการเทคอนกรีต

(3) เฟอร์โรซีเมนต์

มอร์ตาร์สำหรับเฟอร์โรซีเมนต์ผสมด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และทรายธรรมชาติ โดยใช้เครื่องผสมมอร์ตาร์แสดงดังรูปที่ 5.7 (ก) สัดส่วนผสมระหว่างปูนซีเมนต์และทราย คือ 1 ต่อ 2 โดยมีอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.4 รูปที่ 5.7 (ข) แสดงขั้นตอนการฉาบผิวคานที่เสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์ กำลังอัดของมอร์ตาร์หาได้จากค่าเฉลี่ยของตัวอย่างลูกบาศก์ 3 ตัวอย่างที่มีขนาด 5x5x5 ซม. ดังรูปที่ 5.7 (ค) เป้าหมายกำลังอัดของมอร์ตาร์คือ 500 กก./ซม.² หลังจากฉาบผิวเรียบร้อยแล้ว จะทิ้งตัวอย่างที่อุณหภูมิปกติเป็นเวลา 24 ชม. หลังจากนั้นจะทำการบ่มด้วยกระสอบเปียกเป็นเวลา 28 วันดังรูปที่ 5.7 (ง)



(ก) เครื่องผสมมอร์ตาร์



(ข) การฉาบผิวด้วยเฟอร์โรซีเมนต์



(ค) ตัวอย่างลูกบาศก์



(ง) การปัดตัวอย่าง

รูปที่ 5.7 ขั้นตอนการเสริมกำลัง

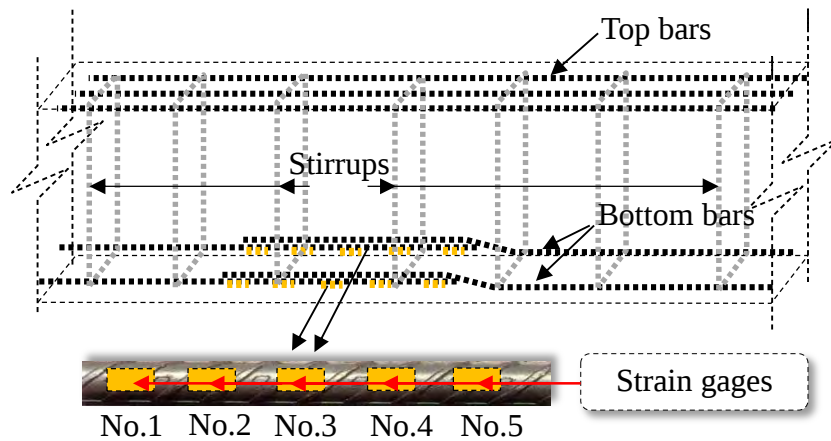
5.1.4 รูปแบบการวัดผลทดสอบ

(1) การวัดค่าการกระจายความเครียด (Strain distribution)

การกระจายของความเครียดตามแนวการทาบท่อเหล็กเสริมจะถูกวัดด้วย Strain gages แสดงดังรูปที่ 5.8 รูปที่ 5.9 แสดงตำแหน่งที่ติดตั้ง Strain gages บนเหล็กเสริมล่าง ณ บริเวณทาบท่อ โดยระยะที่ติดตั้งจะถูกวัดจากตำแหน่งกึ่งกลางคาน หลังจากการติดตั้ง Strain gages เรียบร้อยแล้วจะใช้กาว Epoxy หุ้มทับอีกชั้นหนึ่งเพื่อป้องกันการกระแทกที่อาจทำให้เกิดความเสียหายได้



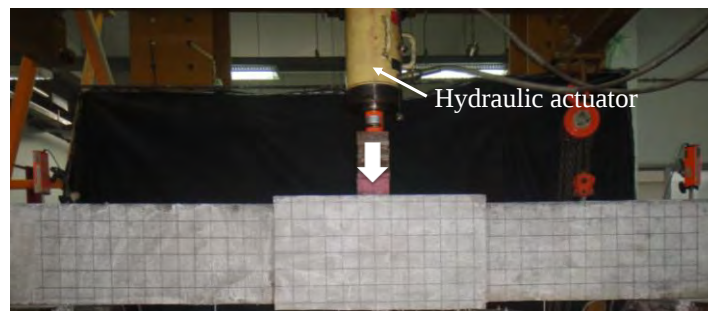
รูปที่ 5.8 การติดตั้ง Strain gages



รูปที่ 5.9 การติดตั้ง Strain gages ที่บริเวณทาบต่อของเหล็กเสริมล่าง

(2) การบันทึกค่าน้ำหนัก

น้ำหนักจะถูกถ่ายจากกระบอกลิขสิทธิ์เป็นแรงกระทำแบบจุดที่ตำแหน่งกึ่งกลางคานดังรูปที่ 5.10 น้ำหนักจะถูกบันทึกด้วย load cell ที่มีความสามารถบันทึกได้สูงสุด 10 ตัน และจะกระทำต่อชิ้นทดสอบเป็นขั้นๆ ขั้นละ 0.25 ตัน จนกระทั่งชิ้นตัวอย่างสามารถรับแรงได้สูงสุดหรือเกิดการวิบัติของชิ้นตัวอย่าง



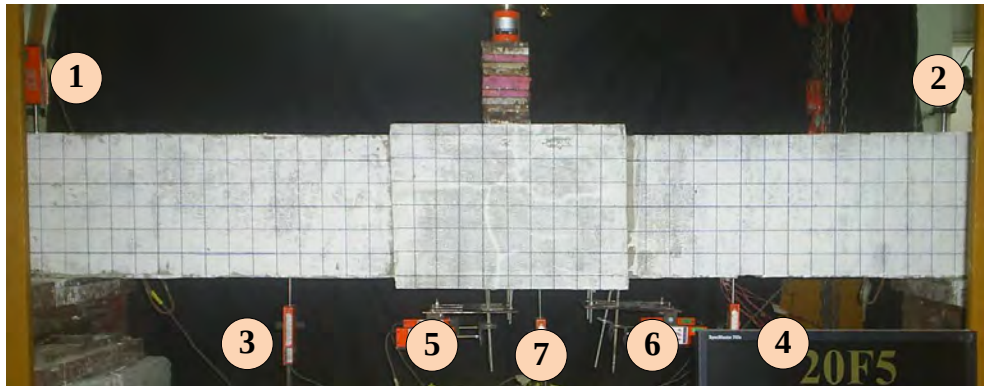
รูปที่ 5.10 ตำแหน่งที่ถ่ายน้ำหนักลงสู่คานตัวอย่าง

(3) การวัดค่าการโก่งตัว

ค่าการโก่งตัวจะถูกวัดด้วย LVDTs Transducers โดยติดตั้งทั้งหมด 9 ตัวที่ตำแหน่งต่างๆ ดังรูปที่ 5.11 ดังนี้

- Transducer หมายเลข 1 และ 2 จะวัดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งที่บริเวณฐานรองรับ
- Transducer หมายเลข 3 และ 4 จะถูกวางอย่างสมมาตรกันที่ตำแหน่งซ้ายและขวาโดยมีระยะวัดจากตำแหน่งกึ่งกลางคาน 50 ซม. ของแต่ละด้านเพื่อหาค่าการโก่งตัวที่ 1/4 ของความยาวคาน
- Transducer 2 ตัวดังหมายเลข 5 จะใช้บันทึกค่าการไถลรวม (Entire slip) ของเหล็กล่าง 2 เส้น โดยการติดตั้งจะอธิบายในหัวข้อถัดไป

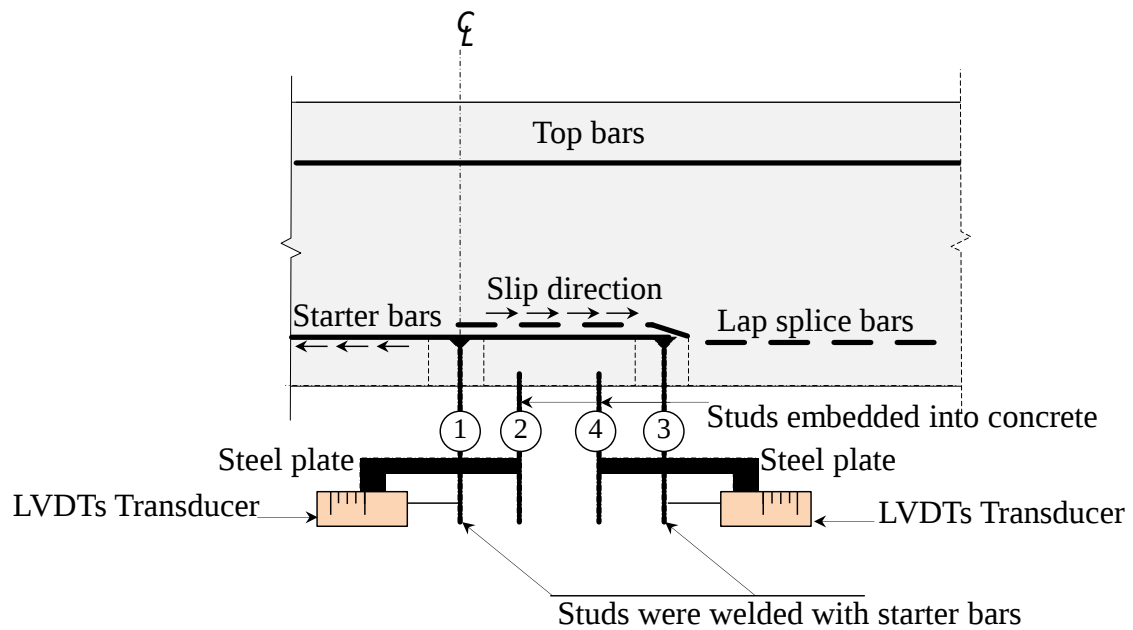
- Transducer 2 ตัวตั้งหมายเลข 6 จะใช้บันทึกค่า Free slip ของเหล็กกล้า 2 เส้น โดยการติดตั้งจะอธิบายในหัวข้อถัดไป
- Transducer ตัวสุดท้ายแสดงดังหมายเลข 7 ใช้บันทึกค่าการโก่งตัวที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน



รูปที่ 5.11 ตำแหน่ง LVDTs transducer

(4) การวัดค่าการไถล

การวัดค่าการไถลของเหล็กเสริมจะถูกวัดผ่านเหล็กเส้นเกลียวหรือสตั๊ด (stud) ทั้งหมด 4 เส้น แสดงดังรูปที่ 5.12 โดยสตั๊ดคู่หนึ่งจะใช้วัดค่าการไถลรวม (Entire slip) (สตั๊ดหมายเลข 1 และ 2) และอีกคู่หนึ่งใช้วัดการไถลแบบอิสระ (Free slip) (สตั๊ดหมายเลข 3 และ 4) โดยสตั๊ดหมายเลข 1 และ 3 จะถูกเชื่อมกับเหล็กเสริมล่างซึ่งจะเคลื่อนที่ไปพร้อมกับเหล็กเสริมเมื่อเกิดการไถลขึ้น และสตั๊ดหมายเลข 2 และ 4 จะถูกฝังแบบยึดแน่นในคอนกรีต ค่าการไถลจะถูกวัดจากความสัมพันธ์ของระยะระหว่างสตั๊ดที่ฝังอยู่ในคอนกรีตกับสตั๊ดที่เชื่อมติดกับเหล็กเสริมล่างของคู่ที่พิจารณานั้นๆ ค่าดังกล่าวจะถูกวัดด้วย Transducer วางตัวในแนวนอนซึ่งถูกยึดติดกับสตั๊ดที่ฝังในคอนกรีตโดยใช้แผ่นเหล็กยึดเข้าด้วยกัน ส่วนสตั๊ดที่ถูกเชื่อมกับเหล็กเสริมล่างจะต้องมีความสามารถเคลื่อนที่ได้อย่างอิสระโดยจะทำการเจาะรูคอนกรีตและแผ่นเหล็กบริเวณการเคลื่อนที่ของสตั๊ด

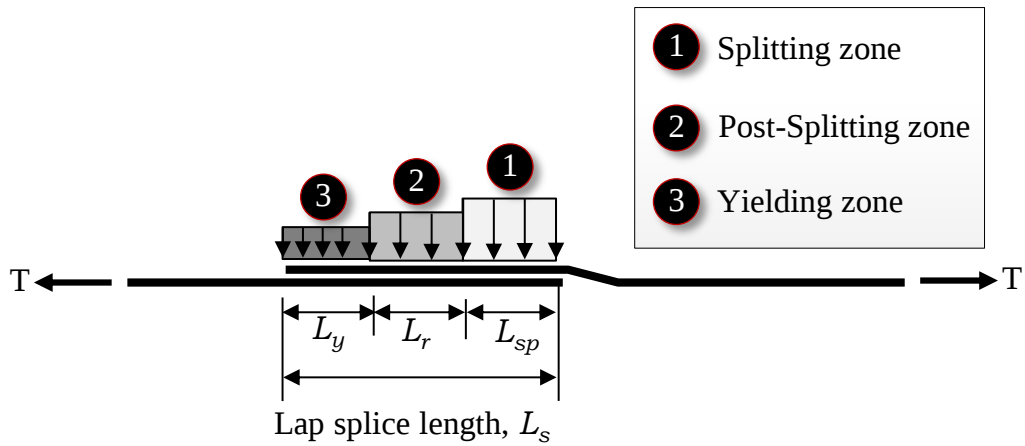


รูปที่ 5.12 แผนภาพการติดตั้งอุปกรณ์เพื่อวัดค่าการไถลของเหล็กเสริม

5.2 แบบจำลองกำลังยึดเหนี่ยว 3 ส่วนเทียบเท่า

การทาบต่อเหล็กเสริมหลักที่อยู่ในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อเกิดแรงดึงขึ้นเหล็กเสริมจะทำหน้าที่ต้านทานแรงดึง ทำให้เกิดการพัฒนากำลังยึดเหนี่ยวขึ้นระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมที่บริเวณการทาบต่อ โดยแนวโน้มของกำลังยึดเหนี่ยวที่บริเวณการทาบต่อ ณ สภาวะวิกฤติหรือสูงสุดของการรับแรงจะถูกสมมุติให้มีการกระจายแรงเกิดขึ้น 3 ช่วง ดังแสดงในรูปที่ 5.13 โดยแต่ละช่วงจะมีขนาดของกำลังยึดเหนี่ยวคงที่ตามความยาวของส่วนนั้นๆ แบบจำลองนี้เป็นแบบจำลองเดียวกับที่ได้เสนอมานี้เพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมการทาบต่อเหล็กเสริมด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย

ในแบบจำลองแรงยึดเหนี่ยว 3 ช่วงจะประกอบด้วย 1) ช่วงการปริแตก (Splitting zone) 2) ช่วงหลังจากการปริแตก (Post-splitting zone) และ 3) ช่วงการครากของเหล็กเสริม (Yielding zone) โดยที่แต่ละช่วงจะกำหนดให้มีความยาวเป็น L_{sp} , L_r และ L_y ตามลำดับ ดังนั้น เมื่อนำความยาวของทั้งสามช่วงนี้มารวมกันแล้วจะต้องมีค่าเท่ากับ ความยาวของระยะทาบต่อดังแสดงในสมการที่ 5.1

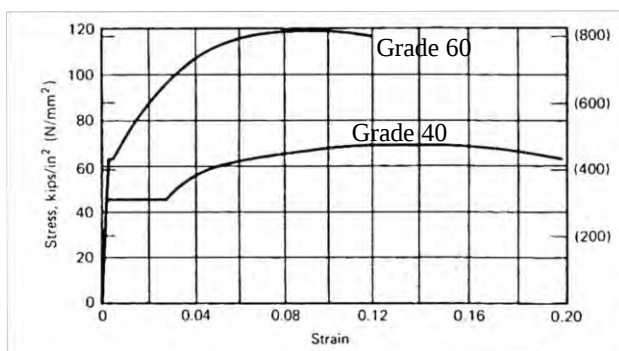


รูปที่ 5.13 แรงยึดเหนี่ยวตามแนวการทาบต่อ ณ สภาวะวิกฤติโดยแบบจำลองแรงยึดเหนี่ยว 3 ส่วน
เทียบเท่า

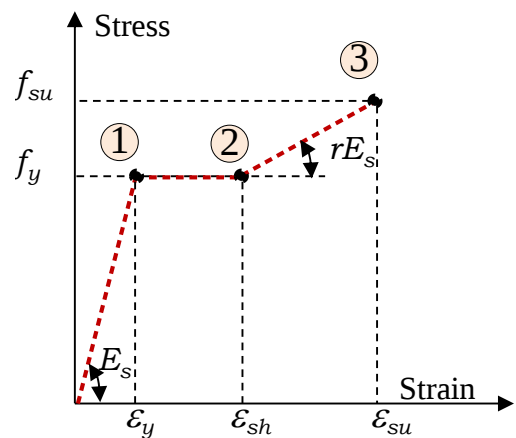
$$L_s = L_y + L_r + L_{sp} \quad (5.1)$$

เมื่อ L_s ความยาวระยะทาบต่อเหล็กเสริม
 L_{sp} ความยาวช่วงการปริแตก
 L_r ความยาวช่วงหลังการปริแตก
 L_y ความยาวช่วงการครากของเหล็กเสริม

5.2.1 ความสัมพันธ์ของความเค้น-ความเครียด

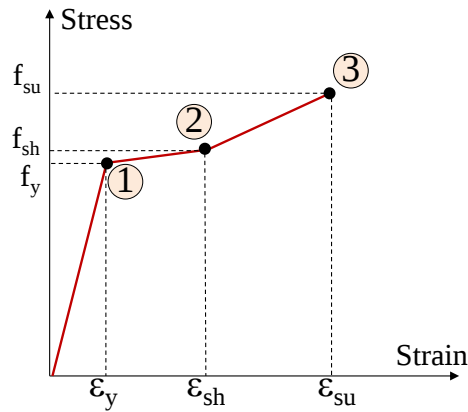


(ก) พฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริง



ข) แบบจำลอง Tri-linear stress-strain

(Park and Pauley ,1988)



(ค) แบบจำลองความเค้น-ความเครียดที่ใช้วิเคราะห์

รูปที่ 5.14 รูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริมภายใต้แรงดึงที่เกิดขึ้นจากการทดสอบของเหล็กเสริมเกรด 40 และ 60 แสดงดังรูปที่ 5.14 (ก) โดย Park and Pauley (1988) ได้เสนอแบบจำลองความสัมพันธ์ของความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริมประกอบด้วย 3 ช่วงเป็นลักษณะของเส้นตรงแสดงดังรูปที่ 5.14 (ข) จากแบบจำลองนี้จะประกอบด้วย 3 จุดหลักๆ คือ จุดที่ 1 คือจุดที่เกิดการครากของเหล็กเสริม จุดที่ 2 คือจุดที่เหล็กเสริมมีการพัฒนากำลังรับแรงขึ้นใหม่อีกครั้งหนึ่ง และจุดที่ 3 เป็นจุดกำลังรับแรงหรือความเค้นสูงสุดของเหล็กเสริม โดยความสัมพันธ์ของเส้นตรงในแบบจำลองนี้สามารถสร้างเป็นสมการดังแสดงในสมการที่ 5.2-5.4 ซึ่งสำหรับการวิเคราะห์แบบจำลองแรงยึดเหนี่ยว 3 ส่วนเทียบเท่า จะนำแบบจำลองของ Park and Pauley มาใช้โดยมีการดัดแปลงบางส่วนคือ ในช่วงที่สอง (จุดที่ 1 ถึง จุดที่ 2) จากแบบจำลองเดิมที่ให้ความเค้นมีค่าคงที่ตั้งแต่ σ_s ถึง σ_{sh} โดยจะเปลี่ยนให้ค่าความเค้นที่จุด σ_{sh} มีค่าเพิ่มขึ้นเล็กน้อยซึ่งค่าดังกล่าวสามารถหาได้จากการทดสอบแรงดึง

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{ถ้า } \varepsilon_s \leq \varepsilon_y = f_y / E_s \quad (5.2)$$

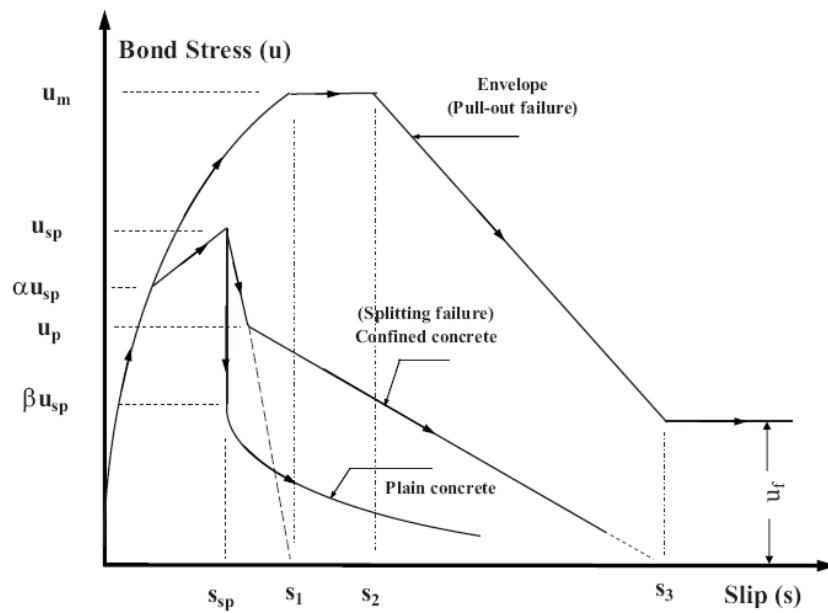
$$f_s = f_y \quad \text{ถ้า } \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh} \quad (5.3)$$

$$f_s = f_y + rE_s(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) \quad \text{ถ้า } \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \quad (5.4)$$

5.2.2 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยว-การไหลของการทาบทอที่ถูกโอברัดด้วยเฟอโรซีเมนต์

ในการจำลองการกระจายแรงยึดเหนี่ยวตามแนวระยะทาบทอที่ถูกโอברัดด้วยเฟอโรซีเมนต์จะนำแบบจำลองแรงยึดเหนี่ยว 3 ส่วนเทียบเท่า (Tri-uniform bond stress model) ที่เสนอในงานวิจัยนี้มา

ดัดแปลงบางส่วน ซึ่งแบบจำลองนี้ในช่วงแรกคือ ช่วงการปริแตก (Splitting zone) กำลังยึดเหนี่ยว (Bond stress) ที่เกิดขึ้นในช่วงนี้คือ u_{sp} สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 5.5 โดยพัฒนามาจากแบบจำลองที่เสนอโดย Harajli (2006) แสดงดังรูปที่ 5.15 รูปนี้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังยึดเหนี่ยวที่มีความสัมพันธ์กับระยะไกลของเหล็กเสริม โดยค่า u_{sp} นี้มีความสอดคล้องกับค่าการไถลคือ s_{sp} คำนวณได้จากสมการที่ 5.6 และค่ากำลังยึดเหนี่ยวของช่วงการปริแตกจะต้องมีค่าไม่เกินกำลังยึดเหนี่ยวสูงสุด u_m ที่คำนวณจากสมการที่ 5.7 หลังจากนั้นกำลังยึดเหนี่ยวจะลดต่ำลงไปยังจุดกำลังยึดเหนี่ยวหลังการปริแตก (Post-splitting bond stress, u_p) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 5.8 มีความสัมพันธ์กับค่าการไถล s_p ที่หาได้จากสมการที่ 5.9



รูปที่ 5.15 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างกำลังยึดเหนี่ยวกับค่าการไถล (จาก Harajli (2006))

$$u_{sp} = 0.55 \sqrt{f'_c} \left(\frac{c + K_c}{d_b} \right)^{2/3} \leq u_m \quad (5.5)$$

$$s_{sp} = s_1 e^{3.3 \ln \left(\frac{u_{sp}}{u_m} \right)} + 0.2 \ln \left(\frac{u_m}{u_{sp}} \right) \quad (5.6)$$

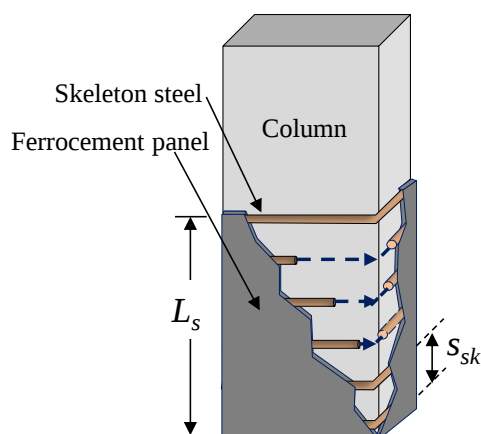
$$u_m = 2.57 \sqrt{f'_c} \quad (5.7)$$

$$u_p = u_{sp} \{0.5 + K_{cs}\} \leq u_{sp} \quad (5.8)$$

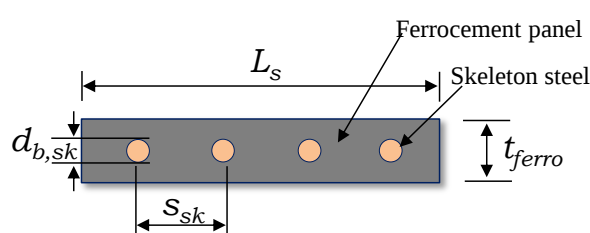
$$s_p = s_1 - u_p \left(\frac{s_1 - s_{sp}}{u_{sp}} \right) \quad (5.9)$$

เมื่อ f_c' = กำลังอัดคอนกรีต (Mpa)
 c = ระยะหุ้มคอนกรีต (mm)
 K_c, K_{cs} = พารามิเตอร์สำหรับการโอบรัด (mm)
 $s_1 = 0.15c_0, s_3 = c_0$
 c_0 = ระยะช่วงของบั้งบนเหล็กเสริม

จากตารางที่ 5.2 แสดงสมการสำหรับการคำนวณพารามิเตอร์ในการโอบรัดองค์อาคารบริเวณการทาบทอด้วยเฟอร์โรซีเมนต์ ประกอบด้วย k_c และ k_{cs} ในแต่ละพารามิเตอร์จะประกอบด้วยสมการสำหรับการคำนวณทั้งหมด 3 ส่วนคือ ประสิทธิภาพของเหล็กผูกตั้งหรือเหล็กปลอก เหล็กโครง และเฟอร์โรซีเมนต์ โดยตัวแปรต่างๆ ในสมการสามารถดูได้จากรูปที่ 5.16 ซึ่งจากคำแนะนำของ ACI committee 549 (1999) และ Naaman (2000) ได้เสนอไว้ว่า การเสริมเหล็กโครงหรือ skeleton steel ในเฟอร์โรซีเมนต์ไม่ควรเสริมหรือใส่เกิน 50 เปอร์เซ็นต์ของความหนาของเฟอร์โรซีเมนต์ และถ้าเสริมเหล็กโครงดังกล่าวเพียงแนวเดียวไม่ควรเสริมหรือใส่มากกว่า 25 เปอร์เซ็นต์



(ก) แบบจำลอง 3 มิติ



(ข) หน้าตัดของแผ่นเฟอร์โรซีเมนต์

รูปที่ 5.16 ตัวแปรสำหรับการใช้เฟอร์โรซีเมนต์หุ้มและเหล็กโครงบริเวณการทาบทอเหล็ก

ตารางที่ 5.2 พารามิเตอร์การโอบรัดด้วยเฟอร์โรซีเมนต์และเหล็กเสริม

สัมประสิทธิ์	วิธีการโอบรัด		
	เหล็กปลอกขวาง	เหล็กโครง	เฟอร์โรซีเมนต์
K_c	$K_{c,tr} = \frac{7.0A_{tr}}{s_{tr}n_s}$	$K_{c,sk} = \frac{54A_{sk}}{s_{sk}n_s}$	$K_{c,ferro} = 5t_{ferro} \left(\frac{A_{g,ferro}}{A_{ferro}} \right) \left(\frac{E_{ferro}}{E_s} \right)$
K_{cs}	$K_{cs,tr} = \frac{7.5A_{tr}}{s_{tr}cn_s}$	$K_{cs,sk} = \frac{60A_{sk}}{s_{sk}cn_s}$	$K_{cs,ferro} = \frac{5t_{ferro}}{c} \left(\frac{A_{g,ferro}}{A_{ferro}} \right) \left(\frac{E_{ferro}}{E_s} \right)$

เมื่อ A_{sk}, A_{tr} : หน้าตัดของเหล็กโครงและเหล็กปลอกตั้งต่อ 1 เส้น (mm^2) ตามลำดับ

s_{sk}, s_{tr} : ระยะเรียงของเหล็กโครงและเหล็กปลอกตั้งตามลำดับ

n_s : จำนวนของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่มีการทาบท่อ

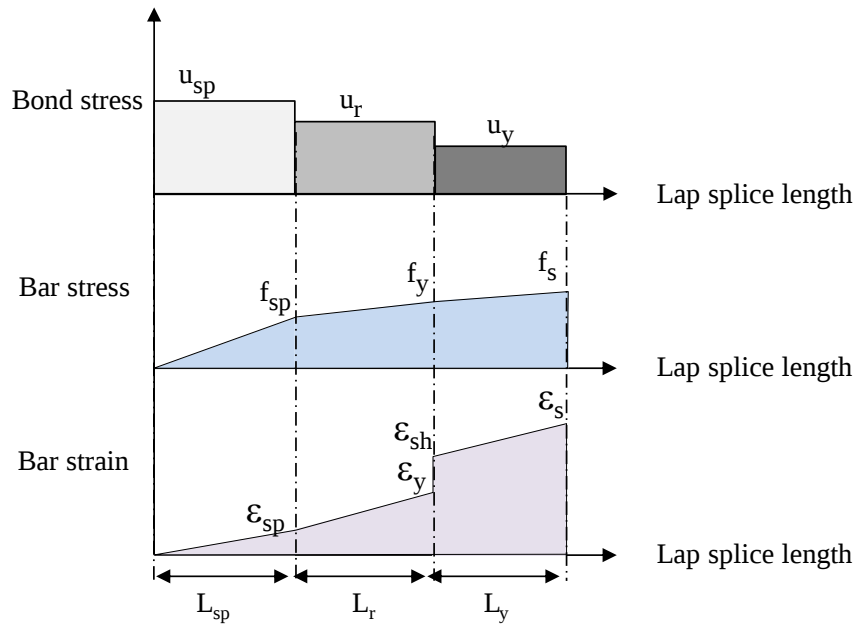
t_{ferro} : ความหนาของเฟอร์โรซีเมนต์ (mm)

$A_{g,ferro}$: หน้าตัดสุทธิของเฟอร์โรซีเมนต์เท่ากับ $A_{ferro} - A_{st,sk}$ (mm^2)

E_s, E_{ferro} : โมดูลัสของเหล็กเสริมและเฟอร์โรซีเมนต์ตามลำดับ (Mpa)

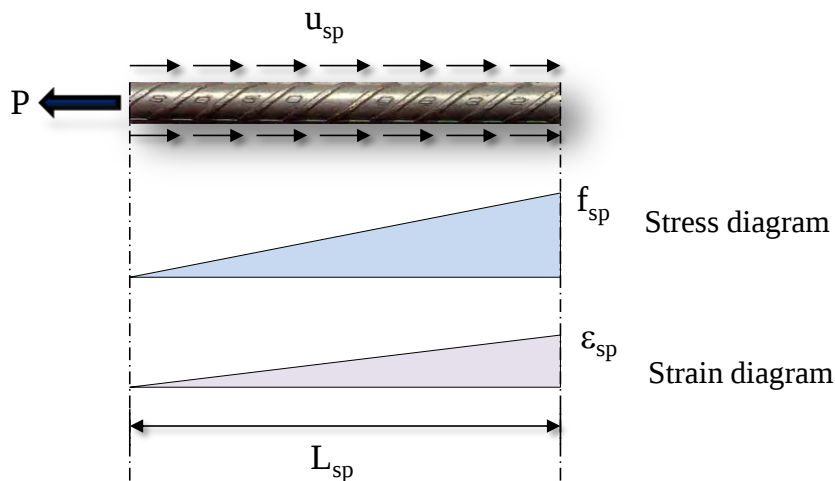
หลักสมมูลของแรงดึงกับกำลังยึดเหนี่ยวและความสัมพันธ์ของความเครียดและการไถล

จากรูปที่ 5.17 แสดงความสัมพันธ์ของกำลังยึดเหนี่ยว กำลังของเหล็กเสริม และการกระจายความเครียดตามแนวความยาวของระยะทาบท่อเหล็กเสริมที่สภาวะวิกฤต ในกรณีที่ทราบค่าของกำลังยึดเหนี่ยวแล้ว กำลังของเหล็กเสริม และการกระจายความเครียดจะสามารถคำนวณได้จากความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยว หน่วยแรงและความเครียดในเหล็ก ซึ่งสามารถอธิบายในแต่ละช่วงได้ดังนี้



รูปที่ 5.17 ความสัมพันธ์ของกำลังยึดเหนี่ยว กำลังของเหล็กเสริม และการกระจายความเค้น

ช่วงการปริแตก (Splitting zone)



รูปที่ 5.18 ช่วงการปริแตกของคอนกรีตและเหล็กเสริม

รูปที่ 5.18 แสดงผังวัตถุอิสระ (Free-body diagram) ในช่วงการปริแตกระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม โดยค่ากำลังยึดเหนี่ยวและการไหลในช่วงนี้ได้อธิบายไว้แล้วในสมการที่ 5.5 และ 5.6 จากหลักสมดุลของแรง P และความเค้นของช่วงปริแตกนี้ จะได้การพัฒนาแรง P ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 5.10 เมื่อแรงดึงที่เกิดขึ้นจะเท่ากับกำลังของเหล็กเสริมคูณด้วยพื้นที่หน้าตัด และจากหลักสมดุลของแรงและกำลังยึดเหนี่ยวของช่วงปริแตกนี้จะได้การพัฒนาแรง P ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 5.11

$$P = f_{sp} A = f_{sp} \frac{\pi d_b^2}{4} \quad (5.10)$$

$$P = u_{sp} (\pi d_b) L_{sp} \quad (5.11)$$

เมื่อนำสมการที่ 5.10 เท่ากับสมการที่ 5.11 ดังนั้น ค่าความเค้นของช่วงการปริแตกนี้คำนวณได้จาก

$$f_{sp} = \frac{4u_{sp} L_{sp}}{d_b} \quad (5.12)$$

และจากกราฟความสัมพันธ์ของความเครียดและการไถล ค่าการไถลสามารถคำนวณได้จากพื้นที่ใต้กราฟของค่าความเครียดตั้งสมการที่ 5.13

$$s_{sp} = \frac{\varepsilon_{sp} L_{sp}}{2} \quad (5.13)$$

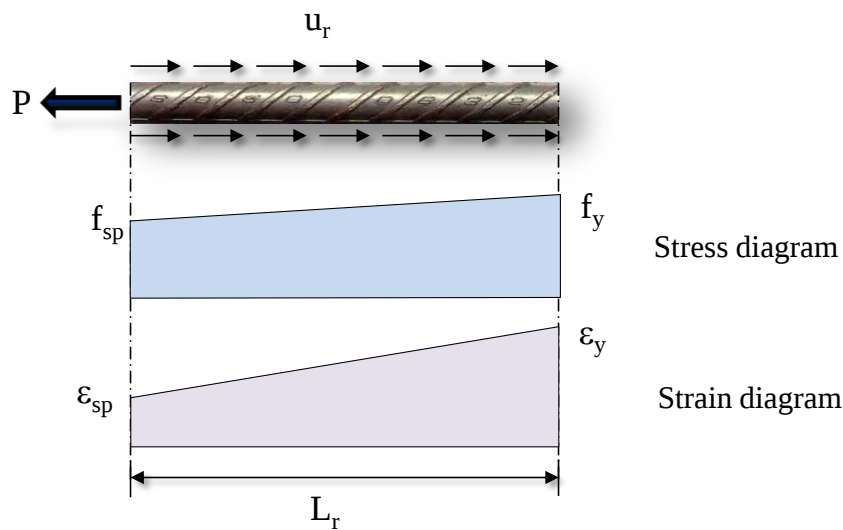
จากสมมุติฐานที่ว่าช่วงการปริแตกนี้จะเกิดขึ้นก่อนที่เหล็กเสริมเกิดการคราก ซึ่งหมายถึงความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดยังคงเป็นเส้นตรงเดียวกัน ($f_{sp} = \varepsilon_{sp} E_s$) ดังนั้นเมื่อแทนค่า $\varepsilon_{sp} = \frac{f_{sp}}{E_s}$ จะได้

$$s_{sp} = \frac{f_{sp} L_{sp}}{2E_s} \quad (5.14)$$

ความยาวของช่วงการปริแตก (L_{sp}) นี้สามารถคำนวณได้โดยแทนสมการที่ 5.12 ลงในสมการ 5.14 จะได้

$$L_{sp} = \sqrt{\frac{E_s d_b}{2} \cdot \frac{s_{sp}}{u_{sp}}} \quad (5.15)$$

ช่วงหลังการปริแตก (Post splitting zone)



รูปที่ 5.19 ช่วงหลังการปริแตกของคอนกรีตและเหล็กเสริม

ผังวัตถุอิสระ (Free-body diagram) ในช่วงหลังการปริแตกระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม แสดงดังรูปที่ 5.19 จากหลักสมดุลของแรงและความเค้นของช่วงนี้จะได้การพัฒนาแรง P ซึ่งคำนวณได้จากสมการที่ 5.16 เมื่อแรงดึงที่เกิดขึ้นจะเท่ากับความเค้นคูณด้วยพื้นที่หน้าตัด โดยที่ความเค้นที่จุดนี้จะมีค่าไม่เกินจุดครากหรือมีค่าเท่ากับ f_y และจากหลักสมดุลของแรงและกำลังยึดเหนี่ยวของช่วงนี้จะได้การพัฒนาแรง P ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 5.17

$$P = (f_y - f_{sp})A = (f_y - f_{sp}) \frac{\pi d_b^2}{4} \quad (5.16)$$

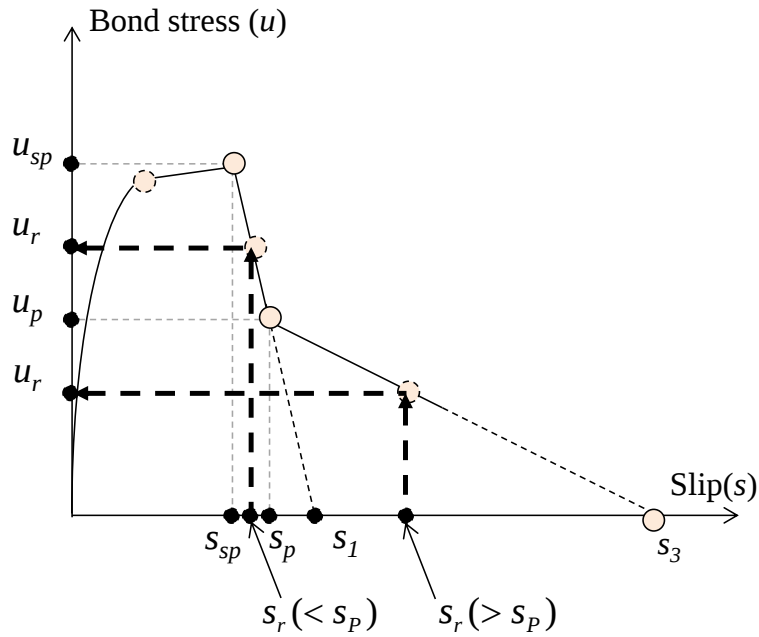
$$P = u_r (\pi d_b) L_r \quad (5.17)$$

เมื่อให้สมการที่ 5.16 เท่ากับสมการที่ 5.17 จะได้

$$(f_y - f_{sp}) \frac{\pi d_b^2}{4} = u_r (\pi d_b) L_r \quad (5.18)$$

การคำนวณความยาวในช่วงหลังการปริแตกนี้จำเป็นจะต้องทราบกำลังยึดเหนี่ยวในช่วงนี้คือตัวแปร u_r ก่อน ซึ่งจากความสัมพันธ์ของกำลังยึดเหนี่ยวและการไถลแสดงดังรูปที่ 5.20 กำลังยึดเหนี่ยวถูกแบ่งการพิจารณาออกเป็น 2 กรณี ขึ้นอยู่กับค่าการไถลของช่วงหลังการปริแตก (s_r) ที่เกิดขึ้น กรณีแรก

ถ้าค่า s_r ที่คำนวณได้น้อยกว่า s_p กำลังยึดเหนี่ยวของช่วงนี้ u_r จะคำนวณได้จากสมการที่ 5.19 และอีกกรณีหนึ่งเมื่อค่า s_r มากกว่า s_p กำลังยึดเหนี่ยวที่ช่วงนี้ u_r จะคำนวณได้จากสมการที่ 5.20



รูปที่ 5.20 กราฟแสดงตำแหน่งในการคำนวณค่ากำลังยึดเหนี่ยว u_r

$$u_r = \frac{0.15c_0 - s_A}{0.15c_0 - s_{sp}} u_{sp} \quad \text{ถ้า } s_r \leq s_p \quad (5.19)$$

$$u_r = \frac{c_0 - s_A}{c_0 - s_p} u_p \quad \text{ถ้า } s_r \geq s_p \quad (5.20)$$

โดยที่ค่าการไถล สามารถคำนวณได้จากพื้นที่ใต้กราฟของค่าความเค้นดัดด้วยค่าการไถลในช่วงการปริแตก (s_{sp}) แสดงดังสมการที่ 5.21

$$s_r = s_{sp} + \frac{(\varepsilon_{sp} + \varepsilon_y) L_r}{2} \quad (5.21)$$

เมื่อแทนสมการของ u_r จากสมการที่ 5.19-5.20 และ s_r จากสมการที่ 5.21 ลงในสมการที่ 5.18 และจัดเรียงสมการให้อยู่ในรูปแบบของสมการกำลังสองจะได้

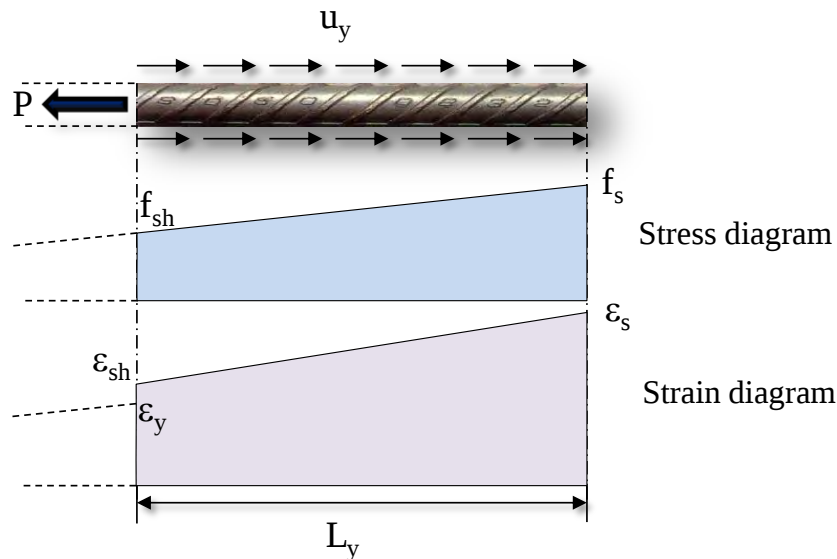
$$\frac{\varepsilon_{sp} + \varepsilon_y}{2(0.15c_0 - s_{sp})} L_r^2 - L_r + \frac{(f_y - f_{sp}) d_b}{4u_{sp}} = 0 \quad \text{ถ้า } s_r \leq s_p \quad (5.22)$$

$$\frac{\varepsilon_{sp} + \varepsilon_y}{2(c_0 - s_{sp})} L_r^2 - \frac{c_0 - s_{sp}}{c_0 - s_p} L_r + \frac{(f_y - f_{sp})d_b}{4u_p} = 0 \quad \text{ถ้า } s_r \geq s_p \quad (5.23)$$

ดังนั้น จากสองสมการข้างต้นจะสามารถคำนวณความยาวของช่วงหลังการปริแตกนี้ได้ โดยการคำนวณในช่วงนี้จำเป็นต้องมีการสมมุติให้เกิดขึ้นในกรณีใดกรณีหนึ่งก่อนแล้วทำการตรวจสอบเงื่อนไขว่าเป็นจริงตามที่สมมุติไว้หรือไม่

ช่วงการครากของเหล็กเสริม

ในกรณีที่กำลังของเหล็กเสริมสามารถพัฒนาเกินจุดคราก ในช่วงนี้จะเกิดการพัฒนาของกำลังยึดเหนี่ยวขึ้น ผังวัตถุอิสระ (Free-body diagram) ในช่วงการครากของเหล็กเสริมแสดงดังรูปที่ 5.21 การสมดุลของแรงดึง P กับกำลังของเหล็กเสริมและกำลังยึดเหนี่ยวสามารถอธิบายได้ดังสมการที่ 5.24 และ 5.25 ตามลำดับ



รูปที่ 5.21 ช่วงการครากของเหล็กเสริม

$$P = (f_s - f_y)A = (f_s - f_y) \frac{\pi d_b^2}{4} \quad (5.24)$$

$$P = u_y (\pi d_b) L_y \quad (5.25)$$

เมื่อให้สมการที่ 5.24 เท่ากับสมการที่ 5.25 จะได้

$$(f_s - f_y) \frac{\pi d_b^2}{4} = u_y (\pi d_b) L_y \quad (5.26)$$

และการไถลของเหล็กเสริมช่วงการคราก s_y เป็นการไถลของเหล็กเสริมทั้งหมด (Entire slip) ที่คำนวณจาก

$$s_y = s_r + \frac{(\varepsilon_{sh} + \varepsilon_s)L_y}{2} \quad (5.27)$$

ในการคำนวณความยาวของช่วงการคราก L_y นี้จำเป็นจะต้องทราบกำลังยึดเหนี่ยวในช่วงนี้คือ ตัวแปร u_y ก่อน โดยจากการทดสอบของ Shima, et al. (1987) ได้เสนอสมการสำหรับกำลังยึดเหนี่ยวของช่วงการครากให้มีค่าเท่ากับ $u_y = 0.25 f_c'^{2/3}$ ซึ่งจะถูกนำมาใช้คำนวณในช่วงการครากของเหล็กเสริมในแบบจำลองกำลังยึดเหนี่ยว 3 ส่วนเทียบเท่าเช่นกัน โดยจะใช้ค่ากำลังอัดของคอนกรีตที่ได้จากการโอบรัดคือ f_{cc}' แทนจากกำลังคอนกรีตปกติ f_c' ดังแสดงในสมการที่ 5.28

$$u_y = 0.25 f_{cc}'^{2/3} \quad (5.28)$$

ดังนั้น เมื่อนำสมการที่ 5.28 แทนลงในสมการที่ 5.26 และจัดเรียงสมการเพื่อหาความยาวของช่วงนี้จะได้

$$L_y = (f_s - f_y) \frac{d_b}{f_{cc}'^{2/3}} \quad (5.29)$$

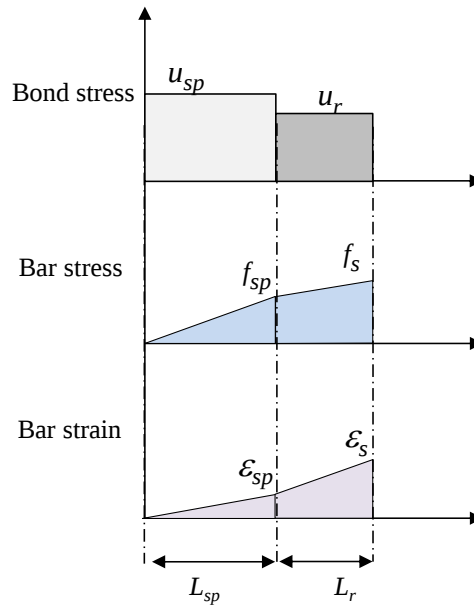
การคำนวณกำลังของเหล็กเสริมบริเวณทาบเหล็ก

สำหรับองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกโอบรัดด้วยเฟอร์โรซีเมนต์จะถูกแบ่งการพิจารณาเพื่อคำนวณกำลังของเหล็กเสริมที่บริเวณการทาบต่อไป 4 กรณีดังนี้ กรณีแรกเมื่อกำลังของระยะทาบสามารถพัฒนาเลยจุดคราก แบบจำลองกำลังยึดเหนี่ยว 3 ส่วนเทียบเท่าจะเกิดทั้งหมด 3 ช่วงคือ ช่วงการปริแตก ช่วงหลังการปริแตกและช่วงการคราก โดยที่ความยาวของช่วงการปริแตกและช่วงหลังการปริแตกสามารถคำนวณได้จากสมการ 5.15 และ 5.22-5.23 ตามลำดับ และจากสมการที่ 5.29 เมื่อแทน L_y ด้วย $L_s - L_r - L_{sp}$ (จากเงื่อนไขของสมการที่ 5.1) ดังนั้น เมื่อจัดเรียงสมการใหม่จะสามารถคำนวณกำลังของเหล็กเสริมของการทาบต่อไปได้ดังสมการที่ 5.30

$$[f_s] = f_y + (L_s - L_r - L_{sp}) \frac{f_{cc}'^{2/3}}{d_b} \quad (5.30)$$

อย่างไรก็ตาม การพัฒนากำลังยึดเหนี่ยวมีโอกาสเกิดขึ้นได้เพียง 2 ช่วง ซึ่งในช่วงการครากไม่สามารถมีการพัฒนาหรือกำลังเหล็กเสริมไม่เกินจุดคราก ความยาวของระยะทาบจะเกิดจาก 2 ช่วงคือ

ช่วงการปริแตกและช่วงหลังการปริแตก ($L_s = L_{sp} + L_r$) กำลังของเหล็กเสริมที่บริเวณทาบเหล็กจะถูกพิจารณาจากสมการที่ 5.31 (ถ้า $s_r \leq s_p$) และสมการที่ 5.32 (ถ้า $s_r \geq s_p$) ที่ได้จากการแทนค่า L_r เท่ากับ $L_s - L_{sp}$ ลงในสมการที่ 5.22 และ 5.23 แล้วทำการจัดเรียงสมการใหม่



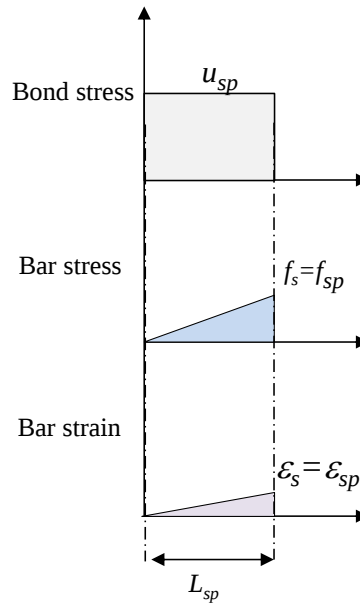
รูปที่ 5.22 ไตอะแกรม 2 ช่วง คือ ช่วงการปริแตก และช่วงหลังการปริแตก

$$[f_s] = f_{sp} + \frac{4(L_s - L_{sp})u_{sp}}{d_b} \left(1 - \frac{(\epsilon_{sp} + \epsilon_y)(L_s - L_{sp})}{2(0.15c_0 - s_{sp})} \right) \quad (5.31)$$

$$[f_s] = f_{sp} + \frac{4(L_s - L_{sp})u_p}{d_b} \left(\frac{c_0 - s_{sp}}{c_0 - s_p} - \frac{(\epsilon_{sp} + \epsilon_y)(L_s - L_{sp})}{2(c_0 - s_p)} \right) \quad (5.32)$$

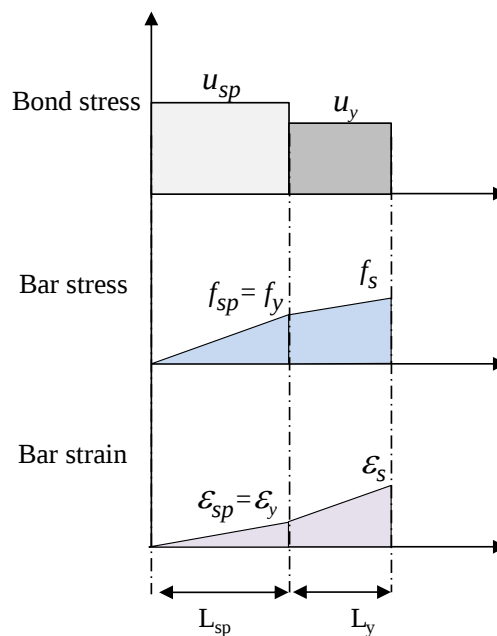
สำหรับกรณีที่ 3 เมื่อการพัฒนากำลังยึดหน่วยเกิดขึ้นเพียงช่วงเดียวคือ ช่วงการปริแตก โดยมี ไตอะแกรมแสดงดังรูปที่ 5.23 กำลังของเหล็กเสริมบริเวณการทาบต่อคำนวณได้จากสมการที่ 5.33

$$[f_s] = \frac{4u_{sp}L_s}{d_b} \quad (5.33)$$



รูปที่ 5.23 ไดอะแกรม 1 ช่วง คือช่วงการปริแตก

สำหรับกรณีที่ 4 เมื่อกำลังยึดเหนี่ยวเกิดขึ้น 2 ช่วง โดยที่กำลังยึดเหนี่ยวไม่สามารถพัฒนาในช่วงหลังการปริแตกได้ ดังนั้น ความยาวของระยะทาง (L_s) จะเท่ากับ ความยาวของช่วงการปริแตก และช่วงการคราก กำลังของเหล็กเสริมหาได้จากสมการที่ 5.34



รูปที่ 5.24 ไดอะแกรม 2 ช่วง คือ ช่วงการปริแตกและช่วงการคราก

$$[f_s] = \frac{4}{d_b} (u_y L_s + (u_{sp} - u_y) L_{sp})$$

5.34

5.3 ผลการทดสอบ

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการโก่งตัว

น้ำหนักจะถูกบันทึกเป็นขั้นๆขึ้นละ 0.25 ตันจนกระทั่งขึ้นตัวอย่างรับน้ำหนักสูงสุดและการโก่งตัวจะถูกบันทึกไปพร้อมกับค่าน้ำหนัก โดยค่าการโก่งตัวสูงสุดสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 5.35 ซึ่งสมการการครากของเหล็กเสริมจะถูกนิยามเมื่อตัวอย่างได้ถูกพบว่าการโก่งตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ในขณะที่น้ำหนักคงตัวหรือเพิ่มขึ้นเล็กน้อย

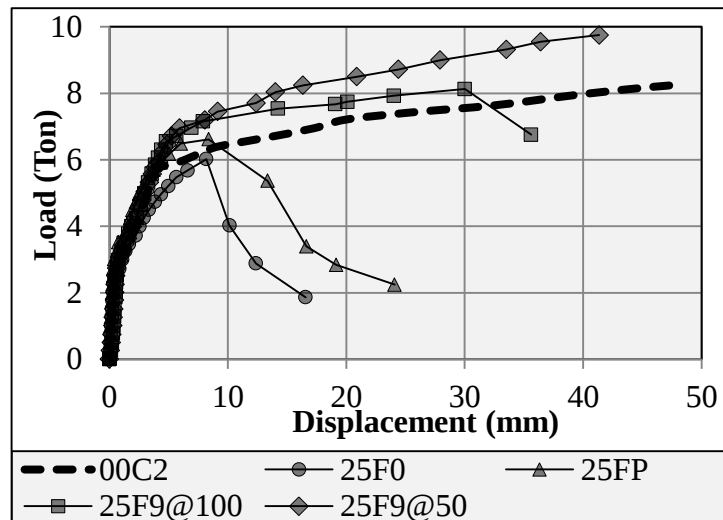
$$\Delta = (7) - \frac{(1) + (2)}{2} \quad 5.35$$

เมื่อ คือ Δ คือ การโก่งตัวสูงสุด
(number) คือ ตำแหน่งหมายเลขของ Transducer

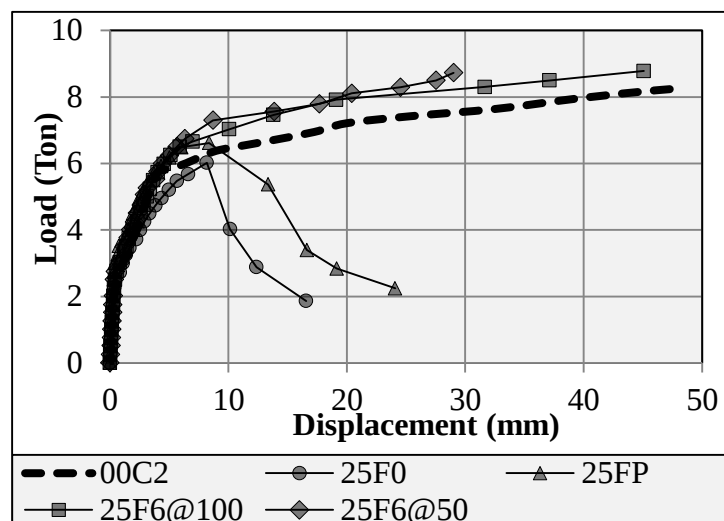
5.3.1 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการโก่งตัวกลุ่ม 25db

รูปที่ 5.25 และ 5.26 แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักและการโก่งตัวสูงสุดของกลุ่ม 25db โดยมีความยาวของการทดสอบเท่ากับ 300 มม. โดยในกราฟทั้งสอง แสดงผลการทดสอบของตัวอย่างที่ไม่ได้ทาบทอเหล็กเสริม 00C2 ด้วยเส้นประหนา, ตัวอย่าง 25F0 (ตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการเสริมกำลัง) แสดงดั่งเส้นบนจุดวงกลมและตัวอย่าง 25FP (ใช้เฟอร์โรซีเมนต์เสริมแรงโดยไม่มีเหล็กโครง) และดั่งเส้นบนจุดสามเหลี่ยม ซึ่งทั้งสองกราฟจะมีความแตกต่างในผลทดสอบที่ใช้เหล็กโครงสำหรับเสริมกำลังโดยผลของการใช้เหล็กโครงที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มม. และ 6 มม. แสดงดั่งรูปที่ 5.25 และรูปที่ 5.26 ตามลำดับ จากรูปที่ 5.25 จะเห็นได้ว่าตัวอย่าง 25F9@50 แสดงดั่งเส้นบนจุดสี่เหลี่ยมข้าวหลามตัดแสดงการรับแรงสูงสุดเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างอื่นในกลุ่ม 25db ในทางกลับกันตัวอย่าง 25F0 แสดงกำลังรับน้ำหนักต่ำที่สุดและเกิดการวิบัติก่อนที่จะกำลังของเหล็กเสริมจะพัฒนาจนถึงจุดคราก หลังจากการรับแรงสูงสุดตัวอย่างจะเกิดการวิบัติอย่างฉับพลันที่สังเกตได้จากเส้นกราฟที่เกิดการวกกลับและดิ่งลงอย่างรวดเร็ว

สำหรับตัวอย่าง 25FP สามารถพัฒนากำลังของเหล็กเสริมจนถึงจุดคราก แต่ยังคงแสดงค่าการโก่งตัวที่น้อยมากเมื่อเทียบกับตัวอย่าง 25F9@50 และยังปรากฏเห็นลักษณะกราฟวกกลับอย่างฉับพลันเช่นเดียวกับตัวอย่าง 25F0 และสำหรับตัวอย่าง 25F9@100 ในช่วงต้นลักษณะของการรับแรงเป็นไปทางเดียวกันกับตัวอย่าง 25F9@50 จนกระทั่งถึงจุดครากของเหล็กเสริมตัวอย่าง 25F9@100 จะเริ่มปรากฏเห็นกราฟแยกห่างออกจากกราฟ 25F9@50 ที่มีลักษณะการรับแรงที่น้อยกว่าเมื่อเทียบกับตำแหน่งการโก่งตัวเท่ากัน และตัวอย่างนี้สามารถรับแรงได้สูงสุดประมาณ 8 ตันของน้ำหนัก ในขณะที่ตัวอย่าง 25F9@50 ยังสามารถพัฒนากำลังรับแรงได้อย่างต่อเนื่อง



รูปที่ 5.25 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการโก่งตัวกลุ่ม 25db ประกอบด้วย ตัวอย่าง 25F0, 25FP และตัวอย่างที่เสริมกำลังด้วยเฟอร์ไรซีเมนต์และเหล็กโครงขนาด 9 มม. (25F9@50 และ 25F9@100)



รูปที่ 5.26 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการโก่งตัวกลุ่ม 25db ประกอบด้วย ตัวอย่าง 25F0, 25FP และตัวอย่างที่เสริมกำลังด้วยเฟอร์ไรซีเมนต์และเหล็กโครงขนาด 6 มม. (25F6@50 และ 25F6@100)

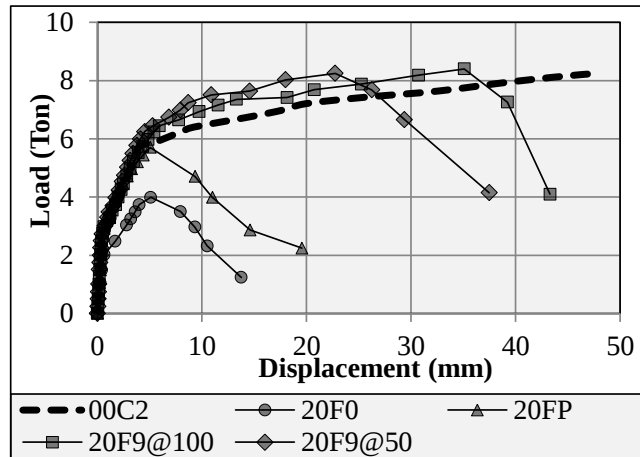
จากรูปที่ 5.26 ตัวอย่าง 25F6@50 แสดงถึงเส้นบนจุดสี่เหลี่ยมข้าวหลามตัดแสดงการรับแรงสูงสุดเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างอื่นในกลุ่ม 25db ซึ่งในตัวอย่างนี้สามารถรับแรงได้เพิ่มขึ้นอีกจากที่แสดงในกราฟ แต่เนื่องจากในระหว่างการทดสอบ Transducer ที่ตำแหน่งกึ่งกลางคานเกิดการเอียงไม่ได้รับระดับ ทำให้ไม่สามารถบันทึกค่าการโก่งตัวที่แรงสภาวะสูงสุดได้ ดังนั้นผลการทดสอบของตัวอย่างในกลุ่ม 25db สามารถสรุปได้ว่า การใช้เฟอร์ไรซีเมนต์โดยไม่ใช้เหล็กโครงสามารถพัฒนากำลังของเหล็กเสริมได้ถึงจุดคราก แต่ยังไม่สามารถต้านทานการโก่งตัวที่เพิ่มขึ้นได้ เมื่อมีการเสริมเหล็กโครงเพิ่มขึ้นทำให้สามารถรับแรงได้เพิ่มขึ้นมากกว่า 60 เปอร์เซ็นต์เมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ไม่ได้เสริมกำลังและสามารถรับ

แรงได้อย่างต่อเนื่องในช่วงที่การโก่งตัวเพิ่มสูงขึ้น ตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการเสริมแรงจะลดทอนกำลังรับแรงของตัวอย่างได้มากกว่า 25% ของตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการทาบท่อเหล็กเสริม การใช้เหล็กโครงเสริมด้วยเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มม. ที่ระยะเรียง 50 มม. สามารถแสดงการพัฒนาการรับแรงของตัวอย่างได้ดีที่สุด

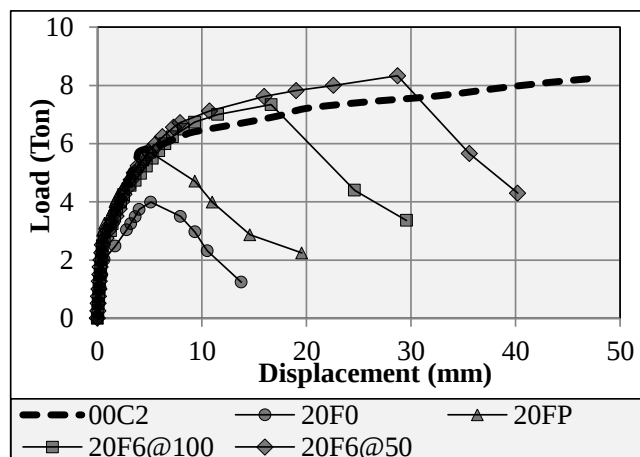
5.3.2 การเปรียบเทียบผลความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการโก่งตัวกลุ่ม 20db

รูปที่ 5.27 และ 5.28 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการโก่งตัวสูงสุดของกลุ่ม 20db โดยมีความยาวของการทาบท่อเท่ากับ 250 มม. พร้อมกับการเปรียบเทียบตัวอย่างที่ไม่ได้มีการทาบท่อที่มีระยะหุ้มเดียวกัน (ชั้นทดสอบ 00C2) โดยทั้งสองกราฟผลของตัวอย่างที่เหมือนกันคือชั้นทดสอบ 00C2 แสดงดังเส้นประหนาและ 20F0 (ตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการเสริมกำลัง) แสดงดังเส้นบนจุดวงกลม และ 20FP (ใช้เฟอร์ไรต์เสริมกำลังโดยปราศจากเหล็กโครง) และดังเส้นบนจุดสามเหลี่ยม ซึ่งทั้งสองกราฟจะมีความแตกต่างในผลทดสอบที่ใช้เหล็กโครงสำหรับเสริมกำลังโดยผลของการใช้เหล็กโครงที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มม. และ 6 มม. แสดงดังรูปที่ 5.27 และรูปที่ 5.28 ตามลำดับ จากรูปที่ 5.27 จะเห็นได้ว่าตัวอย่าง 20F9@50 แสดงดังเส้นบนจุดสี่เหลี่ยมขาวหลามตัดแสดงการรับแรงสูงสุดเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างอื่นในกลุ่ม 20db ณ ที่ตำแหน่งระยะการโก่งตัวที่เท่ากัน ในทางกลับกันตัวอย่าง 20F0 มีค่ากำลังรับน้ำหนักที่ต่ำสุดและเกิดการวิบัติก่อนที่จะกำลังของเหล็กเสริมจะพัฒนาไปถึงจุดคราก หลังจากการรับแรงสูงสุดแล้ว ตัวอย่างจะเกิดการวิบัติอย่างฉับพลันซึ่งสังเกตได้จากเส้นกราฟที่เกิดการตกลงอย่างรวดเร็ว

สำหรับตัวอย่าง 20FP สามารถรับแรงได้เพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับตัวอย่าง 20F0 แต่ลักษณะกราฟจะปรากฏเช่นเดียวกับตัวอย่าง 20F0 ที่แสดงการตกลงของน้ำหนักอย่างฉับพลันและตัวอย่างนี้ไม่สามารถพัฒนากำลังของเหล็กเสริมไปถึงจุดครากได้ และสำหรับตัวอย่าง 20F9@100 ในช่วงต้นลักษณะของการรับแรงเป็นไปทางเดียวกับตัวอย่าง 20F9@50 จนกระทั่งถึงจุดครากของเหล็กเสริม ตัวอย่าง 20F9@100 จะเริ่มปรากฏเห็นกราฟแยกห่างออกจากกราฟ 20F9@50 ที่มีลักษณะมีการรับแรงที่น้อยกว่าเมื่อเทียบที่ตำแหน่งการโก่งตัวเท่ากัน และจากรูปที่ 5.26 ทั้งสองตัวอย่างที่ใช้การเสริมกำลังด้วยเฟอร์ไรต์ ตัวอย่าง 20F6@50 แสดงดังเส้นบนจุดสี่เหลี่ยมขาวหลามตัดแสดงการรับแรงสูงสุดเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างอื่น ดังนั้นผลการทดสอบของตัวอย่างในกลุ่ม 20db สามารถสรุปได้ว่าการใช้เฟอร์ไรต์โดยไม่ใช้เหล็กโครงสามารถพัฒนากำลังของเหล็กเสริมไปถึงจุดคราก แต่ยังไม่สามารถต้านทานการโก่งตัวที่เพิ่มขึ้นได้ เมื่อมีการเสริมเหล็กโครงเพิ่มขึ้นทำให้สามารถรับแรงได้เพิ่มขึ้นมากกว่า 100 เปอร์เซ็นต์เมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ไม่ได้เสริมกำลังในขณะที่การโก่งตัวยังสามารถเพิ่มขึ้นได้สูง ตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการเสริมมีค่ากำลังรับน้ำหนักประมาณ 50% ของตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการทาบท่อเหล็กเสริม (วางเหล็กเสริมต่อเนื่อง) การใช้เหล็กโครงเสริมด้วยเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มม. ที่ระยะเรียง 50 มม. สามารถแสดงการพัฒนาการรับน้ำหนักของตัวอย่างได้ดีที่สุด



รูปที่ 5.27 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการโก่งตัวกลุ่ม 20db ประกอบด้วย ตัวอย่าง 20F0, 20FP และตัวอย่างที่เสริมกำลังด้วยเฟอร์ไรซีเมนต์และเหล็กโครงขนาด 9 มม. (20F9@50 และ 20F9@100)

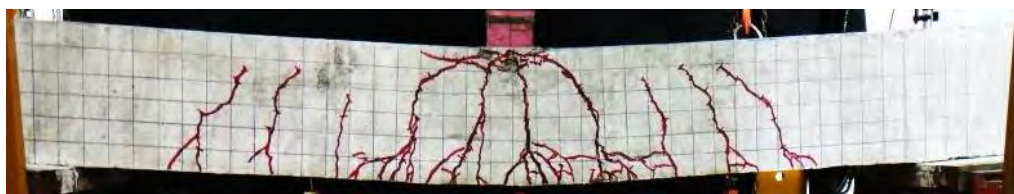


รูปที่ 5.28 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการโก่งตัวกลุ่ม 20db ประกอบด้วย ตัวอย่าง 20F0, 20FP และตัวอย่างที่เสริมกำลังด้วยเฟอร์ไรซีเมนต์และเหล็กโครงขนาด 9 มม. (20F9@50 และ 20F9@100)

5.3.3 ลักษณะของรอยร้าวบนตัวอย่างทดสอบ

รอยร้าวที่ปรากฏขึ้นในระหว่างการทดสอบจะถูกทำเครื่องหมายด้วยปากกาเคมีทุกๆ ขั้นตอนรูปภาพขึ้นทดสอบหลังจากการทดสอบแสดงดังรูปที่ 5.29-5.33 โดยรูปที่ 5.29 แสดงลักษณะของรอยร้าวในตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการทาบทอเหล็กเสริม (ตัวอย่าง 00C2) ซึ่งจะเห็นได้ว่าเกิดรอยร้าวในแนวตั้งส่วนใหญ่จะปรากฏที่บริเวณกึ่งกลางคาน ในทางกลับกันรอยแตกร้าวจากตัวอย่าง 20F0 ที่ไม่ได้ทำการเสริมกำลังจะปรากฏรอยร้าวในแนวตั้งน้อยมาก และรอยร้าวที่ปรากฏให้เห็นได้ชัดเจนคือรอยร้าวในแนวนอนที่บริเวณที่ทาบทอเหล็กเสริมที่เกิดขึ้นบริเวณกลางคานที่ระดับเดียวกับตำแหน่งที่ทาบทอเหล็กเสริม ซึ่งรอยร้าวนี้จะเกิดขึ้นที่บริเวณปลายทั้งสองด้านแล้วลามอย่างต่อเนื่องในแนวทาบทอเหล็กเมื่อรอย

ร้าวนี้ลามเข้ามาหาแล้วมาบรรจบกัน จะทำให้ตัวอย่างไม่สามารถรับน้ำหนักได้อีกต่อไป ซึ่งสามารถสันนิษฐานได้ว่ารอยร้าวจะทำให้เกิดการลดลงของกำลังเนื่องจากการสูญเสียการถ่ายแรงระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม

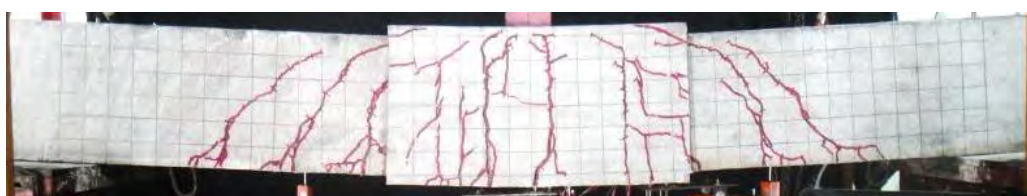


รูปที่ 5.29 รูปแบบรอยร้าวของตัวอย่าง 00C2

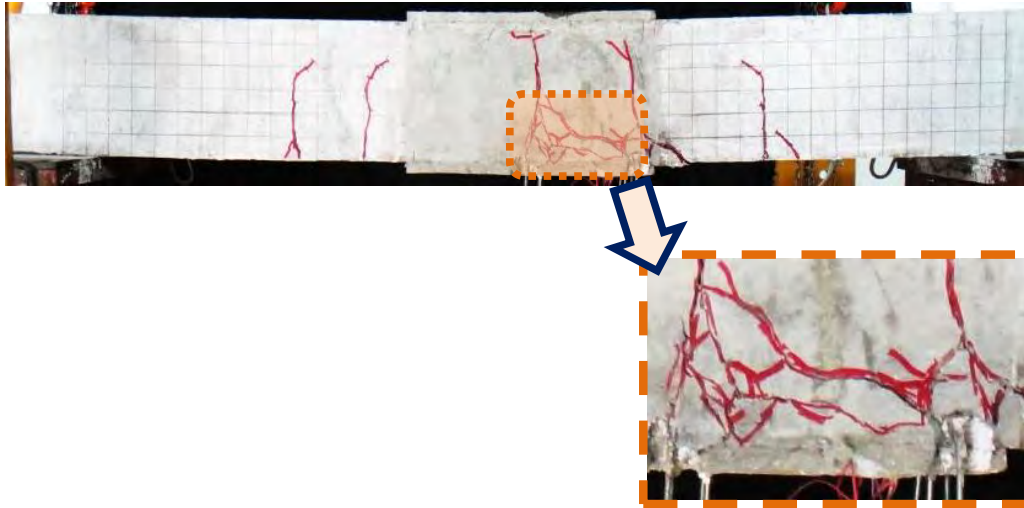


รูปที่ 5.30 รูปแบบรอยร้าวของตัวอย่าง 20F0

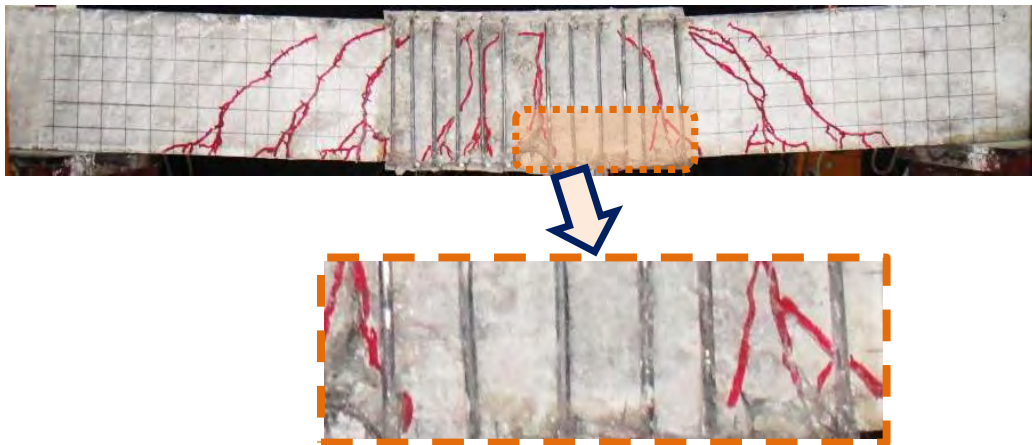
รูปแบบรอยร้าวของตัวอย่างที่ทำการเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์หลังจากการทดสอบเสร็จสิ้นแสดงดังรูปที่ 5.31 หลังจากนำผิววัสดุของเฟอร์โรซีเมนต์ออกจะแสดงในรูปที่ 5.32-5.33 โดยรูปที่ 5.32 คือตัวอย่างที่เสริมแรงด้วยเฟอร์โรซีเมนต์โดยไม่ใช้เหล็กโครง โดยจะเห็นได้ว่ารอยแตกร้าวในแนวอนที่บริเวณการทาบเหล็กเสริมยังคงปรากฏให้เห็นอยู่บนผิวคานดังรูปที่ 5.32 ในขณะที่เมื่อใช้เหล็กโครงช่วยในการเสริมกำลังจะสามารถเห็นได้อย่างชัดเจนว่าเหล็กโครงสามารถช่วยลดการเกิดรอยร้าวที่บริเวณการทาบต่อเหล็กเสริมดังแสดงในรูปที่ 5.33 ที่ส่งผลให้ตัวอย่างมีพฤติกรรมรับแรงที่เพิ่มมากขึ้น ดังนั้น การเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์และเหล็กโครงมีประสิทธิภาพในการช่วยลดพฤติกรรมของรอยแตกร้าวในคาน



รูปที่ 5.31 รูปแบบรอยร้าวของตัวอย่างที่เสริมกำลังด้วยการหุ้มเฟอร์โรซีเมนต์



รูปที่ 5.32 รูปแบบรอยร้าวของตัวอย่างที่เสริมกำลังด้วยเฟอรโรซีเมนต์หลังจากนำผิวเฟอรโรซีเมนต์ออก



รูปที่ 5.33 รูปแบบรอยร้าวของตัวอย่างที่เสริมกำลังด้วยเฟอรโรซีเมนต์และเหล็กโครงหลังจากนำผิวเฟอรโรซีเมนต์ออก

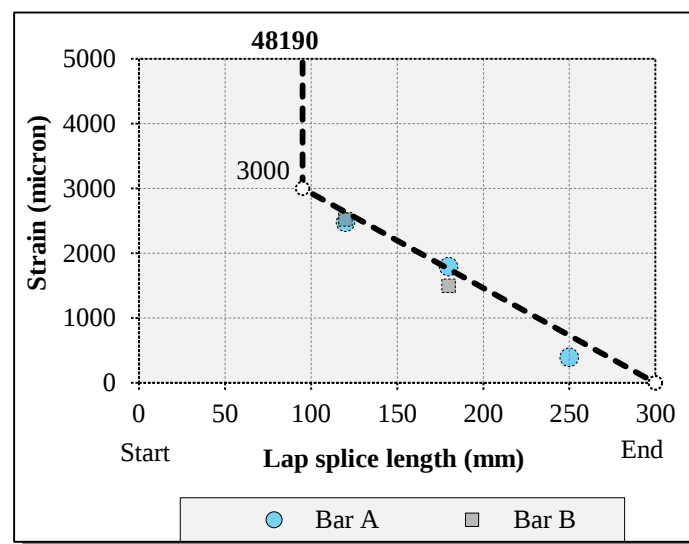
5.3.4 ค่าการกระจายความเครียด (Strain distribution) ตามแนวระยะทาบ

ค่าการกระจายของความเครียดจะถูกวัดด้วย strain gage ของเหล็กเสริมล่างทั้ง 2 เส้นตามแนวระยะทาบ โดยจะแสดงผลของตัวอย่าง 25F9@50 มีระยะแสดงดังตารางที่ 5.3 ในระหว่างการทดสอบจะมี strain gage บางตำแหน่งเสียหาย จากรูปที่ 5.34 เป็นค่าที่นำหนักถ่ายแรงเท่ากับ 9.75 ตัน โดยจุดวงกลมและจุดสามเหลี่ยมแสดงผลที่ได้จาก bar A และ bar B ตามลำดับ จะเห็นว่าตัวอย่างนี้สามารถพัฒนาค่าความเครียดได้สูงกว่าที่จุดครากที่เท่ากับ 3000 ไมครอน ตั้งแต่ที่ระยะ 0 ถึง 100 มม. และเส้นประแสดงการกระจายของความเครียดที่ได้จากการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองกำลังยึดเหนี่ยว 3 ส่วนเทียบเท่า ซึ่งเห็นได้ว่าเส้นทำนายนี้ลากผ่านแนวของค่าทดสอบที่มีค่าที่ใกล้เคียงโดยมีความแตกต่างแสดงในตารางที่ 5.3

ตารางที่ 5.3 ค่าความเครียดจากการทดสอบและการคำนวณของตัวอย่าง 25F9@50

หมายเลข strain gage	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
ระยะวัดจากกึ่งกลางคาน (mm)	30	70	120	180	250
ค่าความเครียดของ Bar A	NA	12872.6	2474.51	1791.72	393.952
ค่าความเครียดของ Bar B	NA	14750	2521.86	1494.37	NA
ค่าการหักเห	48190.4	48190.4	2635.68	1757.12	732.133
ความแตกต่างน้อยที่สุด (%)	NA	69.39	4.32	1.97	46.19

Notes : NA = Not Available ,Unit : Micron



รูปที่ 5.34 ค่าการกระจายของความเครียดตามแนวระยะทาบต่อของตัวอย่าง 25F9@50

5.3.5 ผลความสัมพันธ์ค่าเฉลี่ยกำลังยึดเหนี่ยว-การไถลรวมของเหล็กเสริม, ความเค้นของเหล็กเสริมและกำลังยึดเหนี่ยวตามแนวระยะทางต่อ

ในหัวข้อนี้จะแสดงการเปรียบเทียบผลการทดสอบของค่าเฉลี่ยกำลังยึดเหนี่ยว-การไถลของเหล็กเสริมเทียบกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองกำลังยึดเหนี่ยว 3 ส่วนเทียบเท่า โดยที่ค่าเฉลี่ยของกำลังยึดเหนี่ยวจากผลการทดสอบจะถูกคำนวณจากสมการที่ 5.36 และค่าการไถลรวมของเหล็กเสริมจะถูกวัดด้วย Transducer โดยค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองจะประกอบด้วย 4 จุดหลักๆ แสดงดังรูปที่ 5.35 โดยในจุดที่ 1 เป็นจุดที่ค่าการไถลคือ s_{sp} โดยเส้นกราฟจากจุดเริ่มต้นมายังจุดที่ 1 สามารถสร้างได้จากสมการที่ 5.37 โดยที่กำลังยึดเหนี่ยวที่จุดที่ 1 - 3 คำนวณได้จากสมการที่ 5.38-5.40 ตามลำดับ โดยจุดที่ 4 จะถูกสมมุติให้มีระยะห่างจากจุดก่อนหน้ามีค่าเท่ากับ c_o หรือ 9 มม.

$$\bar{u} = \frac{f_s d_b}{4L_s} \quad (5.36)$$

เมื่อ f_s คือ กำลังของเหล็กเสริมคำนวณจากน้ำหนักที่ถ่ายลง (MPa)

d_b คือ เส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมหลัก (mm)

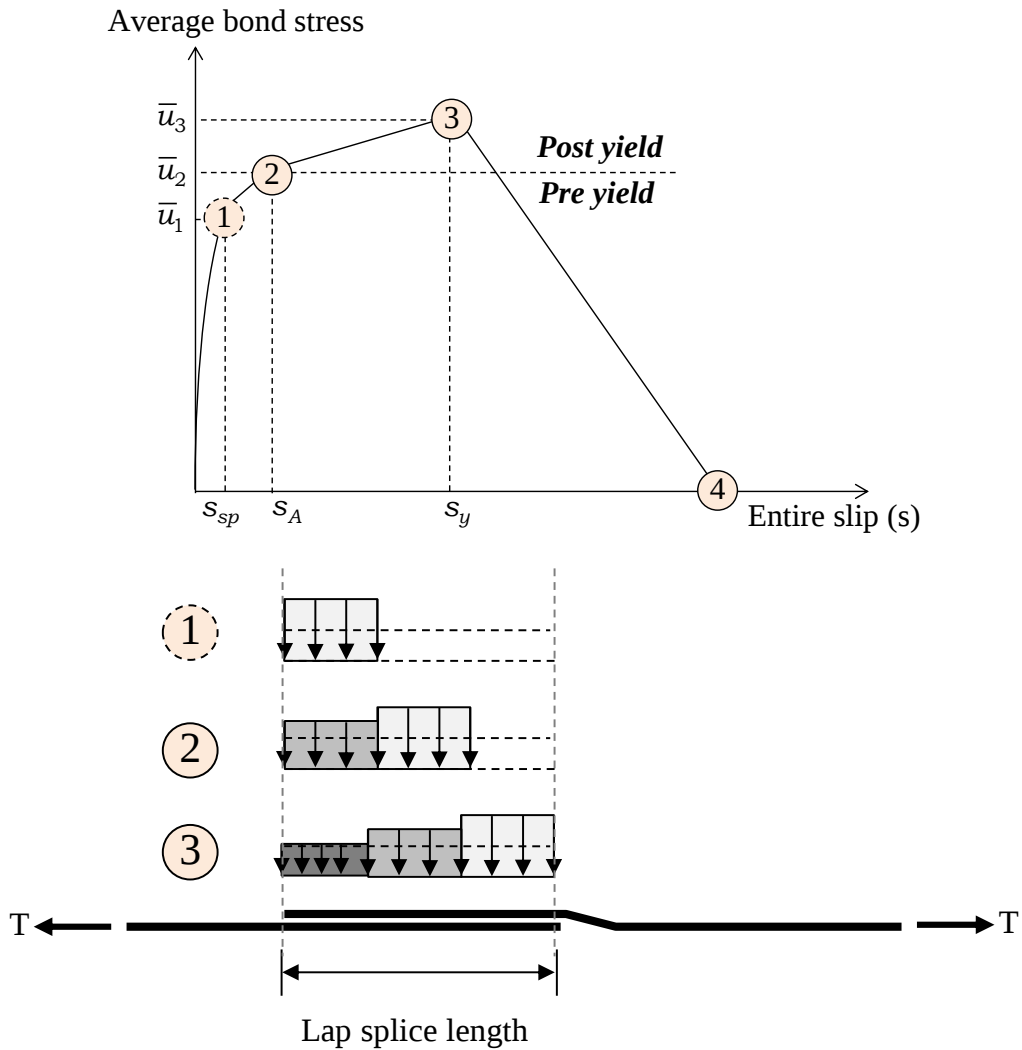
L_s คือ ความยาวของระยะทางต่อ (mm)

$$\bar{u} = \bar{u}_1 (s/s_{sp})^{1/3} \quad (5.37)$$

$$\bar{u}_1 = \frac{u_{sp} L_{sp}}{L_s} \quad (5.38)$$

$$\bar{u}_2 = \frac{u_{sp} L_{sp} + u_r L_r}{L_s} \quad (5.39)$$

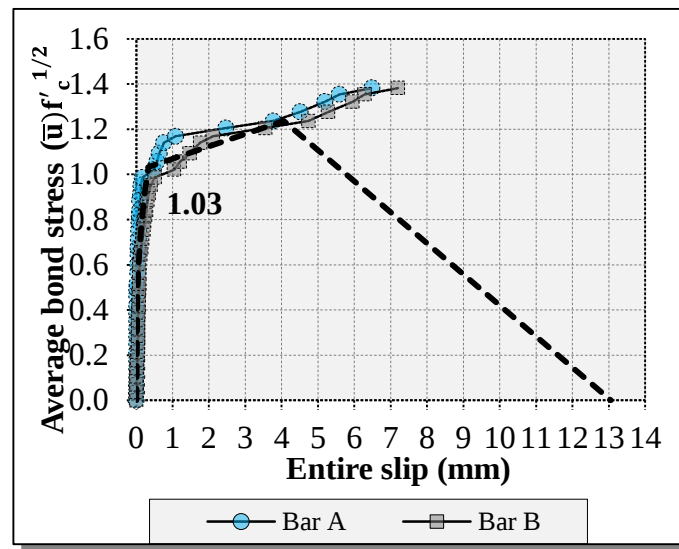
$$\bar{u}_3 = \frac{u_{sp} L_{sp} + u_r L_r + u_y L_y}{L_s} \quad (5.40)$$



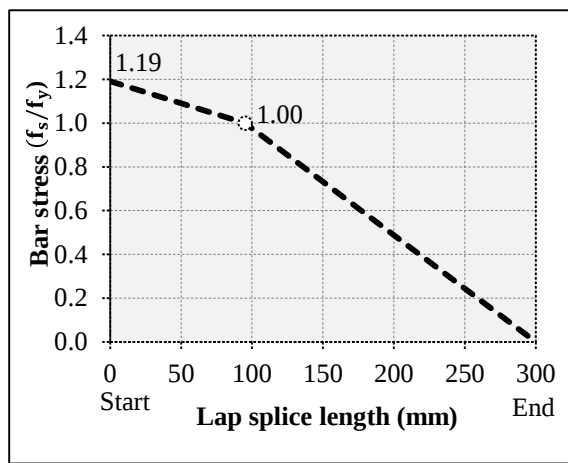
รูปที่ 5.35 กราฟการวิเคราะห์ผลของความสัมพันธ์ค่าเฉลี่ยกำลังยึดเหนี่ยว-การไถลรวมของเหล็กเสริม

จากรูปที่ 5.36 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าเฉลี่ยกำลังยึดเหนี่ยวกับการไถลรวมของเหล็กเสริมของตัวอย่าง 25F9@50 ที่เสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์และเหล็กโครงสร้างผ่านศูนย์กลาง 9 มม. ที่ระยะเรียง 50 มม. โดยเส้นประแสดงการทำนายของความสัมพันธ์จากแบบจำลองกำลังยึดเหนี่ยว 3 ส่วนเทียบเท่า และเส้นบนจุดวงกลมและสี่เหลี่ยมแสดงผลที่ได้จากการทดสอบของ Bar A และ Bar B ตามลำดับ ผลการทำนายได้แสดงค่าเฉลี่ยของกำลังยึดเหนี่ยว ณ สภาวะวิกฤตเท่ากับ $1.03\sqrt{f'_c}$ ซึ่งแสดงค่าที่ใกล้เคียงกับการทดสอบ รูปที่ 5.37 แสดงกราฟความเค้นของเหล็กเสริมและกำลังยึดเหนี่ยวตามแนวระยะทางต่อที่ได้จากการวิเคราะห์จากแบบจำลอง ซึ่งรูปที่ 5.37 (ก) แสดงให้เห็นว่ากำลังของเหล็กเสริมบริเวณระยะทางต่อมีค่าสูงสุดเท่ากับ $1.19 f_y$ และรูปที่ 5.37 (ข) จะสังเกตได้ว่ากำลังยึดเหนี่ยวเกิดขึ้นสองค่า ซึ่งหมายความว่าแบบจำลองจะถูกสร้างขึ้นเพียงสองช่วงนั่นคือ ช่วงการปริแตกและช่วงการครากของเหล็กเสริมที่มีค่าเท่ากับ $0.64\sqrt{f'_c}$ และ $1.51\sqrt{f'_c}$ ตามลำดับ การเปรียบเทียบ

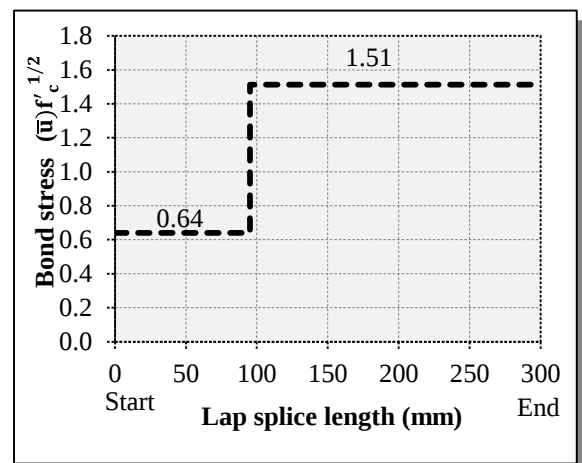
ค่าเฉลี่ยของกำลังยึดเหนี่ยวและรูปแบบการวิบัติระหว่างผลการทดสอบและการทำนายจากแบบจำลองกำลังยึดเหนี่ยว 3 ส่วนเทียบเท่าแสดงดังตารางที่ 5.4



รูปที่ 5.36 ความสัมพันธ์ค่าเฉลี่ยกำลังยึดเหนี่ยว-การไถลรวมของเหล็กเสริมตัวอย่าง 25F9@50



ก) ความเค้นของเหล็กเสริม



ข) กำลังยึดเหนี่ยว

รูปที่ 5.37 กราฟความเค้นของเหล็กเสริมและกำลังยึดเหนี่ยวตามแนวระยะทาปต่อของตัวอย่าง 25F9@50

ตารางที่ 5.4 การเปรียบเทียบค่าเฉลี่ยกำลังยึดเหนี่ยวและรูปแบบการวิบัติของผลการทดสอบและการทำนาย

ชื่อคาน ตัวอย่าง	ความยาว ระยะทาง	ค่าเฉลี่ยกำลังยึดเหนี่ยวที่จุด ครากหรือที่สภาวะวิกฤติ		รูปแบบการวิบัติ		ความ แตกต่าง (%)
		ผลการ ทดสอบ	การทำนาย	ผลการ ทดสอบ	การทำนาย	
25F0	300	0.81	0.77	Pre-yield	Pre-yield	4.94
25FP	300	0.90	0.89	Post-yield	Post-yield	1.11
25F9@50	300	0.99	1.04	Post-yield	Post-yield	5.05
25F9@100	300	0.96	0.93	Post-yield	Post-yield	3.12
25F6@50	300	0.96	0.93	Post-yield	Post-yield	3.12
25F6@100	300	0.97	0.93	Post-yield	Post-yield	4.12
20F0	250	0.78	0.79	Pre-yield	Pre-yield	1.28
20FP	250	0.97	1.00	Pre-yield	Pre-yield	3.09
20F9@50	250	1.27	1.25	Post-yield	Post-yield	1.57
20F9@100	250	1.11	1.12	Post-yield	Post-yield	0.90
20F6@50	250	1.20	1.12	Post-yield	Post-yield	6.67
20F6@100	250	1.20	1.12	Post-yield	Post-yield	6.67
ค่าเฉลี่ย						3.47

บทที่ 6

สรุปผลการทดสอบ

งานวิจัยนี้ประกอบด้วย 3 ส่วนคือ (1) การเสริมกำลังบริเวณทาบต่อเหล็กเสริมด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย (2) การเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยแผ่นเฟอโรซีเมนต์ และ (3) การเสริมกำลังบริเวณทาบต่อเหล็กเสริมด้วยเฟอโรซีเมนต์

จากการทดสอบการเสริมกำลังการต่อทาบเหล็กเสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย สามารถนำไปสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพื่อคำนวณแรงยึดเหนี่ยวซึ่งหรือเรียกว่า tri-uniform bond stress model โดยผลจากการทดสอบสามารถสรุปได้ดังนี้

1. สำหรับองค์อาคารที่มีระยะต่อทาบเหล็กเสริมที่สั้นนั้น จะส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักและความเหนียวขององค์อาคารลดลง รวมทั้งก่อให้เกิดการวิบัติแบบเปราะซึ่งเกิดจากรอยแตกร้าวปริแตกตามแนวรอยต่อทาบเหล็ก แต่เมื่อได้รับการพันด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยในบริเวณที่มีการต่อทาบเหล็กทำให้คอนกรีตมีการโอบรัดที่ดีขึ้นส่งผลให้เหล็กเสริมสามารถพัฒนากำลังรับแรงดึงได้ถึงจุดครากได้ ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการพันบริเวณการทาบต่อเหล็กเสริมด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยเป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพ
2. แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ถูกพัฒนาขึ้นจากการทดสอบนี้ (แบบจำลอง Tri uniform bond stress model) สามารถคำนวณผลของการโอบรัดที่เกิดจากการใช้แผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยหุ้มบริเวณที่ทำการต่อทาบเหล็กได้ รวมทั้งสามารถคำนวณองค์อาคารที่มีการต่อทาบเหล็กแต่ไม่มีการห่อหุ้มด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยได้เช่นกัน
3. จากผลการทดสอบพบว่าการห่อหุ้มแผ่นเส้นใยโพลีเมอร์ช่วยเพิ่มกำลังรับแรงดึงในคอนกรีตหรือเป็นการป้องกันการวิบัติแบบเปราะในคอนกรีต และช่วยทำให้เหล็กเสริมสามารถพัฒนาแรงดึงได้ถึงจุดครากโดยที่ไม่เกิดการวิบัติแบบปริแตก
4. เมื่อเปรียบเทียบผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการกับการคำนวณจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์พบว่าได้ผลที่ใกล้เคียงกันโดยมีความแตกต่างอยู่ภายในไม่เกินร้อยละ 10 ซึ่งเป็นค่าที่ยอมรับได้

งานวิจัยในส่วนที่ 2 เป็นการเสริมความแข็งแรงขององค์อาคารเพื่อต้านแรงเฉือนโดยใช้เฟอโรซีเมนต์ร่วมกับการเหล็กเสริมโครงติดตั้งที่ผิวด้านข้างของคาน สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติขององค์อาคารจากการวิบัติเฉือนซึ่งถือเป็นการวิบัติแบบฉับพลันซึ่งไม่เป็นที่ต้องการในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กให้เป็นแบบการวิบัติเฉือนแบบเหนียวหรือการวิบัติเชิงดัด ซึ่งเพิ่มกำลังรับน้ำหนักและความเหนียวขององค์อาคารให้มีค่ามากขึ้น โดยผลที่ได้จากงานวิจัยนี้สามารถสรุปได้ดังนี้

1. กำลังรับน้ำหนักสูงสุดพบในคาน S75 ซึ่งวางเหล็กเดียวเสริมข้างคานค่อนข้างถี่ (ระยะเรียง 75 มม.) และพบการวิบัติแบบแรงเฉือนแบบเหนียวเนื่องจากเฟอโรซีเมนต์ช่วยเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนให้แก่คาน
2. คานที่ได้รับการเสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์ พบว่าสามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนได้เป็นอย่างดี โดยเพิ่มทั้งกำลังรับแรงเฉือนและความเหนียว ทั้งนี้การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนและความเหนียวขึ้นอยู่กับจำนวนและระยะห่างของเหล็กเดียวที่เสริมข้างคานตลอดจนรูปแบบและวิธีการเสริมความแข็งแรง
3. ในการเสริมความแข็งแรงคานด้วยเฟอโรซีเมนต์ติดข้างคานและเสริมด้วยแรงเฉือน สามารถคำนวณโดยใช้แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ ซึ่งแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์อาศัย 2D plane stress element สามารถนำมาใช้ทำนายพฤติกรรมกรรมการพัฒนาการของรอยร้าว สติฟเนส กำลังรับน้ำหนักสูงสุด ความเหนียว ตลอดจนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการแอ่นตัวซึ่งให้ผลที่ตรงกันระหว่างผลการทดสอบและผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

อย่างไรก็ตามพบว่า การเสริมความแข็งแรงด้วยการใช้การติดตั้งแผ่นเฟอโรซีเมนต์ข้างคานและเสริมด้วยเหล็กเดียวมีจุดอ่อนที่ต้องพิจารณาได้แก่ การหลุดลอกของแผ่นเฟอโรซีเมนต์ออกจากตัวคานหลัก ซึ่งเกิดจากการฝังเหล็กเดียวเข้าไปในคานมีระยะฝังที่ไม่พอเพียง ซึ่งการหลุดแยกระหว่างแผ่นเฟอโรซีเมนต์จากตัวคานหลักจะส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักและความเหนียวของชิ้นส่วนที่ได้รับการเสริมความแข็งแรงลดลง

สำหรับงานวิจัยในส่วนที่ 3 เป็นการศึกษาการใช้เฟอโรซีเมนต์หุ้มองค์อาคารเพื่อเสริมกำลังบริเวณการทาบต่อที่ไม่เพียงพอให้แก่องค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยได้แบ่งตัวอย่างออกเป็น 3 กลุ่มคือ กลุ่มที่ไม่ทาบต่อเหล็กเสริม, กลุ่ม 25db (ความยาวระยะทาบเท่ากับ 300 มม.) และกลุ่ม 20db (ความยาวระยะทาบเท่ากับ 250 มม.) ตัวอย่างจะถูกทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต ณ ตำแหน่งกึ่งกลางคาน จากการทดสอบแสดงให้เห็นว่า การใช้เฟอโรซีเมนต์โดยไม่ได้ทำการเตรียมผิวหน้าของตัวอย่าง เป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพในการปรับปรุงพฤติกรรมขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กให้ดีขึ้น การผลการทดสอบทั้งหมดสามารถสรุปเป็นข้อๆ ได้ดังนี้

4. การติดตั้งเหล็กเสริมที่มีระยะทาบน้อยกว่า 25 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางไม่สามารถพัฒนากำลังของเหล็กเสริมไปถึงจุดครากได้ การวิบัติของตัวอย่างจะปรากฏให้เห็นรอยแตกร้าวเกิดขึ้นตามแนวนอนในบริเวณที่ทำการทาบเหล็กเสริมซึ่งส่งผลให้ตัวอย่างคานเกิดการวิบัติแบบฉับพลันเป็นการวิบัติแบบปริแตก
5. ตัวอย่างที่ทำการเสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์โดยไม่ใช้เหล็กโครงจะสามารถเพิ่มกำลังรับแรงได้เพิ่มขึ้นเล็กน้อย แต่ไม่สามารถรับแรงได้ในกรณีที่การแอ่นตัวที่สูงขึ้น
6. ตัวอย่างที่ทำการเสริมกำลังด้วยเฟอโรซีเมนต์ร่วมกับเหล็กโครงสามารถเพิ่มน้ำหนักบรรทุกได้สูงสุดมากกว่า 100 เปอร์เซ็นต์เมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการเสริมกำลัง และสามารถ

เปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของโครงสร้างจากที่ไม่มีความเหนียวให้มีความเหนียวได้ ยิ่งไปกว่านั้น เมื่อพิจารณากำลังของเหล็กเสริมจะเห็นได้อีกว่า กำลังของเหล็กเสริมสามารถพัฒนาไปถึงจุดครากได้อีกด้วย

7. ผลการทดสอบสามารถพิสูจน์ได้ว่าการเสริมกำลังด้วยเฟอร์ไรต์เมนต์เป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพในการเสริมกำลังให้แก่องค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้การหุ้มหรือโอบรัดบริเวณการทาบทอเหล็กเสริม
8. แบบจำลองกำลังยึดเหนี่ยว 3 ส่วนเทียบเท่าสามารถใช้คำนวณกำลังของเหล็กเสริมที่เสริมแรงด้วยเฟอร์ไรต์เมนต์ โดยผลจากการวิเคราะห์เมื่อทำการเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจะเห็นว่ามีความใกล้เคียงกัน

เอกสารอ้างอิง

- + Richard D. Lacobucci, Shamin A. Sheikh, and Oguzhan Bayrak, "Retrofit of Square Concrete Columns with Carbon Fiber-Reinforced Polymer for Seismic Resistance," *ACI Structural Journal*, V.100, No.6, Nov-Dec 2003.
- + Mohamed H. Harajli and Ahmad A. Rteil, "Effect of Confinement Using Fiber-Reinforced Polymer of Fiber-Reinforced Concrete on Seismic Performance of Gravity Load-Designed Columns," *ACI Structural Journal*, V.101, No.1, Jan-Feb 2004.
- + Muhammad S. Memon and Shamin A. Sheikh, "Seismic Resistance of Square Concrete Columns Retrofitted with Glass Fiber-Reinforced Polymer," *ACI Structural Journal*, V.102, No.5, Sep-Oct 2005.
- + S. Matthys, H. Toutanji, K. Audenaert and L. Taerwe, "Axial Load Behavior of Large-Scale Columns Confined with Fiber-Reinforced Polymer Composites," *ACI Structural Journal*, V.102, No.2, Mar-Apr 2005.
- + Kent A. Harries, James R. Ricles, Stephen Pessiki, and Richard Sause, "Seismic Retrofit of Lap Splices in Nonductile Square Columns Using Carbon Fiber-Reinforced Jackets," *ACI Structural Journal*, V.103, No.6, Nov-Dec 2006.
- + ACI318 (2005). "ACI 318-05, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary." *American Concrete Institute ACI Committee 318*, 2005, 430 pp.
- + ATC-40 (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (vol 1), *Applied Technology Council*.
- + Carr, A. J. (1998). Ruaumoko - Program for inelastic dynamic analysis, Christchurch: Department of Civil Engineering, University of Canterbury.
- + Harajli, M. H. (2009). "Bond strengthening of lap spliced reinforcement using external FRP jackets: An effective technique for seismic retrofit of rectangular or circular RC columns." *Construction and Building Materials* 23(3): 1265-1278.
- + Harajli, M. H. and F. Dagher (2008). "Seismic Strengthening of Bond-Critical Regions in Rectangular Reinforced Concrete Columns Using Fiber-Reinforced Polymer Wraps." *ACI Structural Journal* Volume: 105 Issue: 1 Pages: 68-77.
- + Harajli, M. H., E. Hantouche, et al. (2006). "Stress-Strain Model for Fiber-Reinforced Polymer Jacketed Concrete Columns." *ACI Structural Journal* Volume: 103 Issue: 5 Pages: 672-682.

- ✚ Lowes, L. N., N. Mitra, et al. (2003). "A Beam-Column Joint Model for Simulating the Earthquake Response of Reinforced Concrete Frames." *Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER* 2003/10.
- ✚ Matrin, S. (2007). "Nonlinear modeling of gravity load designed reinforced concrete buildings for seismic performance evaluation." Msc degree *Civil Engineering Department. Asian Institute of Technology*. Bangkok, Thailand.
- ✚ Moehle, J. P., K. J. Elwood, et al. (2000). "The Second U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures " *Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER* 2000/10.
- ✚ Priestley, M. J. N. and F. Seible (1991). "Seismic Assessment and Retrofit of Bridges." *University of California, San Diego SSRP* 91/03 pp. 84-149.
- ✚ Roy, H. E. H. and M. A. Sozen (1965). "Ductility of Concrete." *American Concrete Institute* Volume: 12 Pages: 213-235 Date: January 1, 1965.
- ✚ Sezen, H. (2002). "Seismic Behavior and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns." Ph.D. Thesis. *University of California, Berkeley*.
- ✚ Sezen, H. "Shear deformation model for reinforced concrete columns" *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 28, No. 1 (2008) 39-52
- ✚ Sezen, H. and J. p. Moehle (2003). "Bond-slip behavior of reinforced concrete members." *fib - Symposium (CEB-FIP); Concrete Structures in Seismic Regions* 6-9 May 2003. Athens, Greece.
- ✚ Shima, H., L. L. Chou, et al. (1987). "Bond Characteristics in Post-Yield Range of Deformed Bars." *Concrete Library of JSCE* 10: 113-124.
- ✚ Xiao, Y. and R. Ma (1997). "Seismic Retrofit of RC Circular Columns Using Prefabricated Composite Jacketing." *Journal of Structural Engineering* 123(10): 1357-1364.
- ✚ Ye, L., Q. Yue, et al. (2002). "Shear Strength of Reinforced Concrete Columns Strengthened with Carbon-Fiber-Reinforced Plastic Sheet." *Journal of Structural Engineering* 128(12): 1527-1534.
- ✚ Abdullah and Takiguchi, K., "Strength and Behavior of concrete confined by ferrocement boxes," *Journal of ferrocement*, Vol.32, No.4, October 2002.
- ✚ Ahmad, S. F., Sarosh, H. L., and Qureshi, J., "Shear Behavior of Ferrocement thin webbed Section," *Cement and Concrete Composites*, Vol.25, No.5, 1995.
- ✚ Balagura, P., "Use of ferrocement for confinement of concrete," *Proceeding of the third International Symposium on Ferrocement*, Roorkee, India, 1988.

- ✚ Chaimahawan, P., and Pimanmas, A., "Seismic Vulnerability of Existing Reinforced Concrete Building in Bangkok," *Proceedings of the Fifth International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia (USMCA)*, Phuket, Thailand, 2006.
- ✚ Chaimahawan, P. and Pimanmas, A., "Simple seismic evaluation methodology for gravity-designed reinforced concrete building," *Research and Development Journal of the Engineering Institute of Thailand*, Vol. 18, No. 1, 2007, pp. 35-45.
- ✚ Chaimahawan, P., and Pimanmas, A., "Seismic Retrofit of Substandard Beam-Column Joint by Planar Joint Expansion," *Materials and Structures*, 42(4), 2009.
- ✚ Cheejaroen, C., "Effect of Bond Deterioration on Seismic Behavior of RC Interior Beam-Column Joints Without Seismic Detailing," M.E. Thesis, *Asian Institute of Technology*, Bangkok, Thailand, 2004.
- ✚ Desayi, P., and Nandakumar, N., "A Semi-Empirical Approach to Predict Shear Strength of Ferrocement," *Cement and Concrete Composites*, Vol.17, 1995.
- ✚ Ganesan, N. and Anil, J., "Strength and Behavior of Reinforced Concrete Columns Confined by Ferrocement," *Journal of ferrocement*, Vol.23, No.2, 1993.
- ✚ Hermosura, G. A., "Properties of Ferrocement Composite Columns," M.E. Thesis, *Asian Institute of Technology*, Bangkok, Thailand, 1991.
- ✚ Hossain, M., "Behavior of Reinforced Concrete-Ferrocement Composites," M.E. Thesis, *Asian Institute of Technology*, Bangkok, Thailand, 1991.
- ✚ Joyklad, P., Chaimahawan, P., and Pimanmas, A., "Assessment of seismic deficiency of existing reinforced concrete buildings in Bangkok," *Research and Development Journal of the Engineering Institute of Thailand*, Vol. 18, No. 3, 2007, pp. 19-28.
- ✚ Kazemi, M. T. and Morshed, R., "Seismic Shear Strengthening of RC Columns with Ferrocement Jacket," *Cement & Concrete Composites*, Vol.27, 2005.
- ✚ Kiattivisanhai, S., "Evaluation of Seismic Performance of an Existing Medium-Rise Reinforced Concrete Frame Building in Bangkok," M.E. Thesis, *Asian Institute of Technology*, Bangkok, Thailand, 2001.
- ✚ Kumar, G. R., "Behavior of High Strength Concrete Confined with Ferrocement Shell in Addition to Lateral Ties," *Journal of ferrocement*, Vol.31, No.3, 2001.
- ✚ Lukkunaprasit, P. and Sittipunt, C., "Ductility Enhancement of Moderately Confined Concrete Tied Columns with Hook-Clips," *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No.4, July-Aug 2003.
- ✚ Mansur, M. A., and Ong, K. C. G., "Shear Strength of Ferrocement Beams," *ACI Structural Journal*, Vol.84, No.1, July 1987.
- ✚ Mansur, M. A., and Ong, K. C. G., "Shear Strength of Ferrocement Beams," *ACI Structural Journal*, Vol.88, No.4, July 1991.

- ✚ Paramasivam P., Lim C. T. E. and Ong K. C. G., "Strengthening of RC beams with Ferrocement Laminates," *Cement and Concrete Composites* Vol.20, 1998.
- ✚ Pimanmas, A. and Chaimahawan, P., "Relocation of Plastic Hinge of Substandard Beam-Column Joint by Joint Planar Expansion," *Eleventh East Asia Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC11)*, Taipei, Taiwan, 2008.
- ✚ Rafeeqi S. F. A., Lodi S. H. and Wadalawala Z. R., "Behavior of reinforced concrete beams strengthened in Shear," *Journal of ferrocement* Vol.35, No. 1, 2005.
- ✚ Rathish Kumar, P., Oshima, T., Mikami, S., and Yamazaki, T., "Studies on RC and Ferrocement Jacketed Columns Subjected to Simulated Seismic Loading," *Asian journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, Vol.8, No.2, 2007.
- ✚ Sandowicz, M. and Grabowski, J., "The properties of Composite Columns Made of Ferrocement Pipes filled up with concrete, Tested in Axial and Eccentric compression," *Journal of ferrocement*, Vol.13, No.4, October 1983.
- ✚ Seshu, D. R., and Rao, A. K., "Behavior of ferrocement Confined Reinforced Concrete (FCRC) under Axial Compression," *Materials and Structures*, Vol.31, Nov 1998.
- ✚ Shirai, A., "Compressive Behavior of Concretes with Externally Bonded Ferrocement," Proceeding of the sixth International Symposium on Ferrocement, USA, June, 1998.
- ✚ Supaviriyakit, T., Pimanmas, A., and Warnitchai, P., "Cyclic Response of Non-Seismically Detailed Interior RC Beam-Column Connection with Varying Column Tributary Area," *Magazine of Concrete Research*, 59(5), 2007.
- ✚ Supaviriyakit, T., Pimanmas, A., and Warnitchai, P., "Nonlinear Finite Element Analysis of Non-Seismically Detailed Interior RC Beam-Column Connection under Reversed Cyclic Load," *Science Asia: Journal of the Science Society of Thailand*, 34(1), 2008.
- ✚ Supaviriyakit, T., and Pimanmas, A., "Comparative Performance of Sub-Standard Interior Reinforced Concrete Beam-Column Connection with Various Joint Reinforcing Details," *Materials and Structures*, 41(3), 2008.
- ✚ Takiguchi, K. and Abdullah, "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Columns using Ferrocement Jacket," *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No.5, Sep-Oct 2001.
- ✚ Thinh, D. T., "Seismic Performance of Reinforced Concrete Beam-Column Sub assemblages Without Seismic Details," M.E. Thesis, *Asian Institute of Technology*, Bangkok, Thailand, 2003.
- ✚ Waliudim, A. M., Rafeeqi, S. F. A., "Study of Behavior of Plain Concrete Confined with Ferrocement," *Journal of ferrocement*, Vol.24, No.2, October 1994.
- ✚ Warnitchai, P., "Development of Seismic Design Requirements for Buildings in Bangkok Against the Effects of Distant Large Earthquakes," *13th world Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, August 1-6, 2004.

- ✚ Warnitchai, P., Pongpornsup, S., Prawatwong, U., and Pimanmas, A., "Seismic Performance of Post-Tensioned Interior Flat Slab-Column Connections," *3rd International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asian*, Agra, India, October 18-19, 2004.
- ✚ Worakanchana, K., "Quasi-Static Cyclic Loading Test of RC Columns with Lap splice in Typical Mid-Rise Buildings in Thailand," M.E. Thesis, *Asian Institute of Technology*, Bangkok, Thailand, 2002.
- ✚ Bousias, S., Spathis A.-L., and Fardis M. N., (2006) "Concrete or FRP Jacketing of Columns with Lap Splices for Seismic Rehabilitation," *Journal of Advanced Concrete*, Vol. 4, No. 3, pp.431-444.
- ✚ Harajli, M. H. (2006) "Effect of Confinement using Steel, FRC, or FRP on the Bond Stress-Slip Response of Steel Bars under Cyclic Loading," *Materials and Structures*, Vol. 39, pp.621-634.
- ✚ Thai D. X. (2010) "Strengthening Lap Splice in Sub-standard Reinforced Concrete Column by FRP Wrapping," Bangkok. M.sc. Thesis. Sirindhorn International Institute of Technology. Thammasat University, 181pp.
- ✚ Al-Kubaisy M. A. and Jumaat M. Z. (2000) "Flexural Behaviour of Reinforced Concrete Slabs with Ferrocement Tension Zone Cover" *Construction and Building Materials*, Vol.14, pp.245-252.
- ✚ Kumar P. R., Oshima T., and Yamazaki T., (2007) "Studies on RC and Ferrocement Jacketed Columns Subjected to Simulated Seismic Loading," *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, Vol. 8, No. 2, pp.215-225.
- ✚ Joykard P., Jantanalikit P., and Pimanmas A., (2009) "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams using Ferrocement," *Proceedings of the 5th Annual Concrete Conference*, pp.STR41-STR46.
- ✚ ACI 549.1R-93 (1999) "Guide of the Design, Construction, and Repair of Ferrocement" American Concrete Institute, 30pp.
- ✚ ACI549R-97 (2009) "Report on Ferrocement", American Concrete Institute, 26pp.

Output ที่ได้จากโครงการ

ตลอดช่วงระยะเวลาที่ได้ทำการวิจัยตามโครงการที่นำเสนอมานี้ ได้มีผลลัพธ์ของงานที่ปรากฏเป็นรูปธรรมทั้งในด้านการผลงานตีพิมพ์และจำนวนนักศึกษาที่สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาโทดังนี้

1. ผลงานตีพิมพ์

ผลงานตีพิมพ์แบ่งได้เป็น (1) International Journal paper ที่มี impact factor จำนวน 2 เรื่อง ซึ่งเป็นไปตามที่ได้เสนอไว้กับ สกว. (2) National journal papers จำนวน 5 เรื่อง และ (3) International conference papers จำนวน 6 เรื่อง

2. จำนวนนักศึกษาที่สำเร็จการศึกษา

ผลงานวิจัยนี้นอกจากจะได้จำนวนผลงานตีพิมพ์มากกว่าที่ได้สัญญากับ สกว. ยังมี output ในรูปแบบของจำนวนนักศึกษาที่สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาโท อีกจำนวน 3 คนได้แก่

1. นาย ประกาศิต จันทนลิขิต ปัจจุบันกำลังศึกษาต่อระดับปริญญาเอกที่สถาบันเทคโนโลยี นานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
2. Mr. Thai Dam Xuan ปัจจุบันกำลังศึกษาต่อระดับปริญญาเอกที่ University of Michigan Ann Arbor
3. นาย รัตน์เกรียงไกร เปาเล้ง ไกลจะสำเร็จการศึกษาระดับปริญญาโทแล้ว

โดยผลงานการตีพิมพ์สามารถสรุปได้ดังนี้

International Journal paper ที่มี impact factor

1. Dam Xuan Thai and Amorn Pimanmas (2011). Response of lap splice of reinforcing bars confined by FRP wrapping: modeling approach, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 37, No. 1, January 2011, pp. 95-110. (impact factor 0.863)
2. Amorn Pimanmas and Dam Xuan Thai (2011). Response of lap splice of reinforcing bars confined by FRP wrapping: application to nonlinear analysis of RC column, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 37, No. 1, January 2011, pp. 111-129. (impact factor 0.863)

National Journal paper

1. Dam Xuan Thai and Amorn Pimanmas (2009). Modeling of RC column with lap splices strengthened by fiber reinforced polymer (FRP), *Research and Development Journal of the Engineering Institute of Thailand*, Vol. 20, No. 4, pp. 22-34.

2. Pragasit Jantanalikit, Panuwat Joyklad, and Amorn Pimanmas (2010). Experimental investigation of reinforced concrete beams strengthened by skeleton steel and ferrocement cover, *Research and Development Journal of The Engineering Institute of Thailand*, Vol. 21, No. 1, pp. 17-26.
3. Dam Xuan Thai and Amorn Pimanmas (2010). Strength prediction of lap splice confined with fiber reinforced polymer (FRP), *Suranaree Journal of Science and Technology*, Vol. 17, No.1, pp. 13-25.
4. Joyklad P, Chaimahawan P, Pimanmas A (2007). Assessment of seismic deficiency of existing reinforced concrete buildings in Bangkok. *Research and Development Journal of the Engineering Institute of Thailand*. 18(3): 19-28.
5. Ratkriangkrai Poaleng, Amorn Pimanmas (2012), Experimental study of ferrocement for strengthening short lap splice of RC members. *Research and Development Journal of the Engineering Institute of Thailand*. 23(3): 1-16

International Conference Papers

1. Thai Xuan Dam and Amorn Pimanmas (2009). Nonlinear analysis of RC column with short lap splice length strengthened by FRP jacketing. In *Proceedings of the 6th Asian Symposium on Polymers in Concrete*, 29-30 October 2009, Shanghai, China. pp. 373-380.
2. Pragsit Juntanalikit and Amorn Pimanmas (2009). Nonlinear analysis of shear strengthening of reinforced concrete columns by using fiber reinforced polymer. In *Proceedings of the 8th International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia (USMCA 2009)*, 15-16 October 2009, Incheon, Korea. pp. 131-142.
3. Pragsit Juntanalikit; Panuwat Joyklad; and Amorn Pimanmas (2009). Shear strengthening of reinforced concrete beams using ferrocement. In *Proceedings of the 8th International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia (USMCA 2009)*, 15-16 October 2009, Incheon, Korea. pp. 301-312.
4. Preeda Chaimahawan and Amorn Pimanmas (2010). The analysis of beam-column joint retrofitted by in-situ joint enlargement. In *Proceedings of the third Asian Conference on Earthquake Engineering*, 1-3 December 2010, Bangkok, Thailand.

5. Amorn Pimanmas and Preeda Chaimahawan (2011). Cyclic shear resistance of expanded beam-column joint. In *the Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-12)*, 26-28 January 2011, Hong Kong, China.
6. Ratkriangkrai Paoleng and Amorn Pimanmas (2011). An experimental study on strengthening lap splice by ferrocement jacket. In *Proceedings of the 10th International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia (USMCA 2011)* [CD-ROM], 12-14 October 2011, Chiang Mai, Thailand, 9 p.