



สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.)

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ “ศึกษากำล้างด้านแผ่นดินไหวของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปและการเสริม
กำลังอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้านแผ่นดินไหวด้วยเส้นใยธรรมชาติ”

โดย ศ.ดร.อมร พิมานมาศ และคณะ

มิถุนายน 2561

โครงการ “ศึกษากำลั้ด้านแผ่นดินไหวของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปและการเสริม
กำลั้อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้านแผ่นดินไหวด้วยเส้นใยธรรมชาติ”
Study of Seismic Resistance of Precast Concrete Structures and
Seismic Retrofit of RC Structures by Natural Fibers

คณะผู้วิจัย

1. ศ.ดร.อมร พิมานมาศ
2. ดร.ปิ่นเจตน์ ธรรมรักษ์
3. ดร.เอกชัย อยู่ประเสริฐชัย

สังกัด

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคล ธิญบุรี

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.)
(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกว.ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

บทคัดย่อ

รหัสโครงการ:	RDG5830008
ชื่อโครงการ:	โครงการ “ศึกษากำลัງต้านแผ่นดินไหวของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปและการเสริมกำลังอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านแผ่นดินไหวด้วยเส้นใยธรรมชาติ”
ชื่อนักวิจัย:	อมร พิมานมาศ ¹ ปันเจตน์ ธรรมรักษ์ ² และ เอกชัย อยู่ประเสริฐชัย ³ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ¹ สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ² มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคล ธัญบุรี ³
ระยะเวลาโครงการ:	สิงหาคม 2558 ถึง กุมภาพันธ์ 2561

โครงการ ศึกษากำลัງต้านแผ่นดินไหวของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปและการเสริมกำลังอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านแผ่นดินไหวด้วยเส้นใยธรรมชาตินี้ประกอบด้วยโครงการย่อย 3 โครงการ โดยสองโครงการแรกเกี่ยวข้องกับการศึกษารูปแบบ พฤติกรรมของโครงสร้างชิ้นส่วนสำเร็จรูป โดยโครงการย่อยที่ 1 คือ การศึกษาพฤติกรรมจุดต่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบสำเร็จรูปประเภทเสา-คานภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว โครงการย่อยที่ 2 คือ การศึกษาระบบผนังรับแรงสำเร็จรูปด้านทางแรงแผ่นดินไหว สำหรับโครงการย่อยที่ 3 นั้นเป็นการศึกษาการเสริมกำลังโครงสร้างต้านแผ่นดินไหวด้วยวัสดุเสริมใยธรรมชาติ

โครงการย่อยที่ 1

การศึกษาพฤติกรรมจุดต่อของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปแบบ คาน-เสา ภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว ครอบคลุมการสำรวจปริมาณการใช้งานโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ในการก่อสร้างอาคารขนาดเล็ก อาทิเช่น บ้านพักอาศัย และอาคารพาณิชย์ ทั้งนี้ ได้มีการแบ่งสัดส่วนการใช้งานโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปเป็นสองประเภท คือแบบผนังรับแรงซึ่งมีการใช้งานเยอะในอุตสาหกรรมการก่อสร้างขนาดใหญ่ เช่น หมู่บ้าน และแบบโครงสร้างเสา คาน สำเร็จรูปซึ่งนิยมในโครงการก่อสร้างขนาดเล็กหรือปานกลาง เช่น บ้านแถว และอาคารพาณิชย์ ทั้งนี้ การสำรวจได้ทำในพื้นที่จังหวัดกรุงเทพมหานครและพื้นที่ปริมณฑล ซึ่งผลการสำรวจได้แสดงให้เห็นว่ามีการใช้งานโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบสำเร็จรูปเป็นปริมาณมาก อันเนื่องจากข้อดีในการควบคุมต้นทุนการก่อสร้าง งานในส่วนที่สองภายใต้โครงการย่อยนี้ คือการทดสอบส่วนของโครงสร้างซึ่งประกอบกันด้วยการเชื่อมต่อเสาและคานด้วยวิธีการที่ได้พบมาระหว่างการสำรวจ กล่าวคือ ใช้การเชื่อมเหล็กเสริมด้วยไฟฟ้าเพื่อส่งผ่านแรงดึงในเหล็กเสริมระหว่างชิ้นส่วนแล้วจึงเทกรอกเต็มจุดต่อด้วยคอนกรีตซึ่งกระบวนการดังกล่าวนี้ ยังไม่มีการควบคุมคุณภาพที่ดี ทำให้คุณภาพของจุดต่อเสาคานมีความหลากหลาย ซึ่งนำไปสู่การออกแบบชิ้นส่วนที่ใช้สำหรับการทดลอง ที่จะครอบคลุมความเป็นไปได้ในการสร้างจุดต่อชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป ทั้งในทางที่ดีที่สุด และแย่ที่สุด โดยมีการสร้างชิ้นส่วนจำลอง

โครงสร้างคอนกรีตแบบหล่อในที่เพื่อเป็นชิ้นส่วนควบคุม นอกจากนี้ยังมีการทดสอบชิ้นส่วนจำลองโครงสร้างที่ได้พัฒนาให้จุดต่อมีความเหนียวมากขึ้นด้วยการผสมเส้นใยเหล็กลงในปูนทรายที่ใช้เติมจุดต่อซึ่งผลการทดลองแสดงให้เห็นว่าแบบจำลองโครงสร้างมีความเหนียวเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน การศึกษาในส่วนสุดท้ายเป็นการนำข้อมูลการทดสอบโครงสร้างมาสร้างเป็นแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เป็นเส้นตรง ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวในพื้นที่เขตกรุงเทพมหานคร และทางตอนเหนือของประเทศไทย ซึ่งผลการวิเคราะห์ที่ได้ แสดงให้เห็นว่าโครงสร้างขนาดเล็กที่สร้างด้วยระบบคอนกรีตสำเร็จรูปได้รับความเสียหายเพียงเล็กน้อยภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร แต่จะได้รับความเสียหายสูงสุดในระดับที่เกิดการถล่มของชั้นอ่อนภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวในเขตภาคเหนือของประเทศไทย

โครงการย่อยที่ 2

การศึกษานี้มุ่งเน้นไปที่ระบบการยึดต่อผนังสำเร็จรูปโดยเน้นไปที่รอยต่อระหว่างผนังสำเร็จรูปและฐานราก ซึ่งเป็นรอยต่อที่วิกฤตที่สุดในระบบโครงสร้างอาคารประเภทนี้ โดยการศึกษานี้เริ่มต้นจากการศึกษาอาคารผนังสำเร็จรูปที่ก่อสร้างอยู่ในประเทศไทยจากการสำรวจโดยคณะผู้ดำเนินการวิจัยพบว่าการยึดระหว่างชิ้นส่วนผนังสำเร็จรูปที่ใช้งานอย่างแพร่หลายในประเทศไทยนั้นสรุปได้ 3 วิธี ได้แก่ 1) การยึดโดยการเชื่อมระหว่างเหล็กข้ออ้อยที่ยื่นออกมาระหว่างผนังและฐานราก 2) การฝังเหล็กรูปพรรณไว้ที่ผนังและฐานราก จากนั้นยึดโดยการเชื่อมเข้าด้วยกันด้วยเหล็กฉาก และ 3) การใช้ท่อ Corrugated duct ที่ใช้กันมากในงานลวดอัดแรงฝังไว้ที่ผนัง จากนั้นเสียบเหล็กที่ยื่นออกมาจากฐานรากเข้าไป แล้วเทกรอกเข้าไปด้วยปูนทรายชนิดไม่หดตัว จากนั้นดำเนินการออกแบบการทดสอบเพื่อศึกษา จากนั้นก่อสร้างตัวอย่างผนังทดสอบในห้องปฏิบัติการ ทำการทดสอบด้วยแรงกระทำสลับทิศ (Quasi-static cyclic loading test) และสุดท้าย ทางคณะผู้วิจัย ได้พัฒนาแบบจำลองคณิตศาสตร์ด้วยคอมพิวเตอร์โปรแกรม CSI PERFROM-3D ซึ่งเป็นโปรแกรม Finite Element

ในการศึกษานี้ได้ทำการทดสอบทั้งหมด 7 ตัวอย่าง ประกอบไปด้วย จุดต่อแบบการเชื่อมเหล็กเดียว (WR00 WR25 WR50 และ WR25-2) จุดต่อแบบใช้การเชื่อมเหล็กฉาก (WA00 และ WA25) และจุดต่อแบบใช้การเหล็กเดียวสอดในท่อ Grouted corrugate duct (GR25) ตัวอย่างส่วนใหญ่จะเป็นรูปแบบผนังเดี่ยว ยกเว้นตัวอย่างทดสอบ WR25-2 ที่เป็นผนังคู่ควบ เพื่อศึกษาถึงผลกระทบของรอยต่อเมื่อเป็นระบบผนังที่เปลี่ยนรูปแบบเป็นควบคุมโดยแรงดัด นอกจากประเภทของรอยต่อแล้ว การศึกษานี้ยังได้ดูผลของแรงตามแนวแกนอีกด้วย ผลการทดสอบพบว่าผนังสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดในการศึกษานี้ มีรอยต่อที่อ่อนแอกว่าตัวผนังเองเนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมที่พาดผ่านรอยต่อน้อย ทำให้พฤติกรรมและการเสียรูปถูกควบคุมโดยรูปแบบการโยกตัว (Rocking) เป็นหลัก และมีโอกาสเกิดการเลื่อนไถลเมื่อมีช่องว่างเกิดขึ้นมากที่บริเวณรอยต่อเมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำในแนวดิ่งมีค่าเพิ่มขึ้น กำลังรับแรงเฉือนประลัยและสถิติของตัวอย่างทดสอบมีเพิ่มขึ้น แต่ความเหนียวมีค่าลดลงตามน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มมากขึ้น

รอยต่อโดยใช้เหล็กฉากมีพฤติกรรมแบบเปราะ (Brittle failure) มีความเหนียวน้อยมากมีค่าเท่ากับ 1 เนื่องจากความไม่สมมาตรของการต่อด้วยเหล็กฉาก ทำให้เกิดการเสียรูปนอกระนาบของเหล็กฉากที่จุดต่ออันเนื่องมาจากแรงเอียงศูนย์ ในขณะที่รอยต่อชนิดเหล็กเส้นหรือเหล็กเดือยมีความเหนียวมากกว่า โดยตัวอย่างผนังทดสอบเหล็กเสริมแบบเชื่อม มีค่าความเหนียวเท่ากับ 3.92 ส่วนตัวอย่างผนังทดสอบที่ใช้ท่อ corrugate duct มีค่าความเหนียวเท่ากับ 6.19 ซึ่งมากกว่าตัวอย่างผนังที่ใช้การเชื่อมถึง 58% เมื่อผนังมีความสูงมากขึ้นทำให้การเสียรูปในกำแพงเนื่องจากแรงดัดมีค่าเพิ่มขึ้น (กระจายขึ้นไปในผนัง) ทำให้การเสียรูปเนื่องจาก Rocking ที่ฐานมีค่าลดลง

เมื่อนำมาตรฐาน ACI ITG-5.1M-07 ซึ่งเป็นเกณฑ์การยอมรับผลการทดสอบสำหรับโครงสร้างผนังสำเร็จรูปสำหรับกำแพงที่มีความเหนียวเป็นพิเศษ (Special structural walls) มีค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนเท่ากับ 6 มาใช้พิจารณาความสามารถของโครงสร้างผนังสำเร็จรูปในการรับแรงแผ่นดินไหวพบว่าจุดต่อที่ใช้เหล็กเสียบเข้าไปในท่อ Corrugate duct เป็นจุดต่อประเภทเดียวที่ผ่านเกณฑ์นี้

แบบจำลองระบบโครงสร้างกำแพงสำเร็จรูปสามารถทำนายพฤติกรรมการรับแรงทางข้างของโครงสร้างกำแพงสำเร็จรูปซึ่งมีลักษณะการเสียรูปในรูปแบบ rocking ได้เป็นอย่างดี ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างที่ได้จากแบบจำลองมีความสอดคล้องกับผลการทดสอบจริง สามารถนำแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นนี้ไปพัฒนาขยายผลต่อไป เพื่อใช้ในการศึกษาพฤติกรรมด้านทางแรงแผ่นดินไหวของอาคารที่ใช้ระบบโครงสร้างกำแพงสำเร็จรูปทั้งระบบได้ต่อไปในอนาคต

รูปแบบรอยต่อที่ดีสำหรับการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว ได้แก่ การต่อโดยใช้ระบบเหล็กเสียบเข้าไปในท่อ Corrugate duct จากการศึกษาพบว่ารอยต่อประเภทนี้สามารถพัฒนากำลัง ความแกร่ง และความเหนียวได้เป็นอย่างดี อย่างไรก็ตาม เนื่องจากพฤติกรรมที่เป็นลักษณะการโยกตัว (Rocking) เป็นหลัก แม้ว่ารอยต่อผนังลักษณะนี้จะผ่านเกณฑ์เทียบเท่ากับกำแพงที่มีความเหนียวเป็นพิเศษ ในการออกแบบผนังรับแรงประเภทนี้ก็ควรจะใช้ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนให้ต่ำ ๆ เท่ากับระบบผนังรับแรงประเภทธรรมดา เพื่อให้มีรอยต่อต้องการกำลังมากขึ้น จากนั้นผู้ออกแบบควรทำการตรวจสอบที่รอยต่อ และไม่อนุญาตให้มีช่องว่างเกิดขึ้นที่รอยต่อนี้

โครงการย่อยที่ 3

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์หลักเพื่อศึกษาความเป็นไปได้ในการนำเส้นใยธรรมชาติ เช่น ป่าน ฝักรายณ์ กัญชง และเส้นใยปอ มาใช้เป็นวัสดุทางเลือกแทนที่แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ในการเสริมกำลังอาคารต้านทานแผ่นดินไหว กลุ่มอาคารเป้าหมายคืออาคารขนาดเล็กที่มีความสูง 1 ถึง 2 ชั้น ซึ่งตัวอย่างทดสอบนั้นเป็นตัวแทนของอาคารเป้าหมายที่ได้มาจากผลการสำรวจอาคาร การศึกษานี้ได้เริ่มจากการนำเส้นใยธรรมชาติมาเสริมกำลังเสา คานคอนกรีตขนาดเล็ก จากนั้นได้ขยายไปทำการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีขนาดใกล้เคียงกับของจริง ผลของการเสริมกำลังในเสาขนาดเล็กนี้พบว่า เส้นใยธรรมชาติทั้งป่าน ฝักรายณ์ และกัญชง มีศักยภาพในการเพิ่มแรงโอบรัดและเพิ่มกำลังรับแรงตามแนวแกนและความเคียดอัดประลัยของหน้าตัด โดยประสิทธิภาพในการเสริมกำลังขึ้นอยู่กับจำนวนแผ่นและรูปร่างหน้าตัด โดยการเสริมกำลังจะมี

ประสิทธิภาพมากขึ้นเมื่อเพิ่มจำนวนแผ่นที่ใช้ในการเสริมกำลัง และประสิทธิภาพในการเสริมกำลังจะดีที่สุดสำหรับหน้าตัดเสากลม ตามมาด้วยหน้าตัดเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัส และหน้าตัดเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้า ตามลำดับ ในส่วนคานคอนกรีตล้วนที่ไม่ได้เสริมกำลังและคานคอนกรีตที่เสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาติ พบว่ากำลังรับแรงเพิ่มขึ้นอย่างมาก อีกทั้งความเหนียวของคานก็เพิ่มขึ้นอย่างมากเช่นกัน แสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพในการใช้เส้นใยธรรมชาติในการเสริมกำลังคานที่มีเหล็กเสริมต่ำ

เมื่อทำการทดสอบประสิทธิภาพในการเสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาติในคานที่มีขนาดใกล้เคียงกับของจริง พบว่าขึ้นอยู่กับความหนาหรือจำนวนชั้นของแผ่นที่นำมาเสริมกำลังเป็นอย่างมาก ทั้งต่อคานที่มีอัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำและสูง ซึ่งสรุปได้ว่า หากมีการป้องกันมิให้แผ่นเส้นใยธรรมชาติหลุดออกจากคานแล้ว การเพิ่มขึ้นของกำลังรับน้ำหนักของคานจะแปรผันตามค่าความหนาของแผ่นเส้นใยที่นำมาเสริมกำลัง

เมื่อทำการศึกษาการเสริมกำลังในเสา การศึกษาส่วนนี้แบ่งการศึกษาออกเป็น 2 กลุ่มใหญ่ คือ เสาที่มีพฤติกรรมควบคุมโดยแรงดัดเป็นหลัก และ แรงเฉือนเป็นหลัก ในแต่ละกลุ่มนั้นจะประกอบไปด้วยเสาต้นควบคุม และเสาที่มีการเสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาติ มีการพันที่โคนเสาเป็นจำนวน 2 รอบ และ 4 รอบ และนำมาเปรียบเทียบกับ การเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จำนวน 2 รอบ โดยเสาดังกล่าวที่ทำการเสริมกำลังทุกต้นนั้นจะพันด้วยความสูง 2 พบว่าการใช้เส้นใยป่านศรนารายณ์และเส้นใยปอในการพันเสาสามารถป้องกันการเสื่อมกำลังของคอนกรีต การโก่งเดาะของเหล็กเสริมที่บริเวณโคนเสา และเพิ่มสามารถรับแรงเฉือนได้ มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ กล่าวโดยสรุปได้ว่าเส้นใยป่านศรนารายณ์และเส้นใยปอสามารถใช้เป็นวัสดุทดแทนแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในการเสริมสมรรถนะของเสาต้นแบบได้ เมื่อพิจารณาด้านราคาของวัสดุเทียบกับการใช้ CFRP การใช้วัสดุเส้นใยธรรมชาติสามารถลดค่าวัสดุลงได้ถึง 35% และ 15% สำหรับแผ่นเส้นใยไฟเบอร์ป่านศรนารายณ์และใยปอ ตามลำดับ

คำหลัก: โครงสร้างเสา-คานสำเร็จรูป, ผนังรับแรงสำเร็จรูป, การทดสอบด้วยแรงกระทำสลับทิศ, การเสริมกำลังต้านทานแผ่นดินไหว, เส้นใยคาร์บอนไฟเบอร์, เส้นใยธรรมชาติ

ABSTRACT

Project Code:	RDG5830008
Project Title:	Study of Seismic Resistance of Precast Concrete Structures and Seismic Retrofit of RC Structures by Natural Fibers
Investigators:	Amorn Pimanmas ¹ , Punchet Thammarak ² , and Ekkachai Yooprasertchai ³ <i>Kasetsart University¹, Asian Institute of Technology², and Rajamangala University of Technology Thanyaburi³</i>
Project Duration:	August 2558 to February 2018

The project entitled “Study of Seismic Resistance of Precast Concrete Structures and Seismic Retrofit of RC Structures by Natural Fibers” is divided into three sub-projects: 1) Experimental study of beam-column sub-assembly of Typical precast concrete structures in Thailand under seismic load, 2) Study of seismic resistance of precast load bearing wall system, and 3) Study of seismic retrofitting of RC structures by natural fiber composites.

First sub-project

This sub-project research study in the behavior of precast reinforced concrete beam-column joint under the effects from earthquake force covers the studies in three major aspects. First, the survey of the precast system usage, in the ongoing construction of reinforced concrete structures, was carried out over Bangkok and its uptown areas, and two major precast systems, namely precast bearing wall and precast beam-column systems are used. In general, the precast bearing wall system is exploited in large-scale construction projects such as housing estates whereas the precast beam-column is deployed mostly in small to medium size construction such as town home and shop house. The survey result indicates that precast systems are used widely nowadays due to their competitive construction costs. The second part of this research focuses on the experiments on beam-column sub-assemblies under lateral cyclic loads which simulate structural responses under the earthquake force. Due to the poor-quality control of precast element joinery, found during the survey, the test specimens were designed to cover from the worst to the best case scenario of beam-column

joinery. In brief, the connection is made by welding steel reinforcements to transfer tensile force from one member to another by the technique, Shielded Metal Arc Welding (SMAW). The concrete will be filled into the joint area after the welding process. The control specimens which represent the cast-in-place reinforced concrete structures were tested for performance comparison with precast specimens. The improvements on ductility of beam-column joint in precast concrete structures against lateral loadings by adding steel fiber into the mortar for joint filling were also experimented. A significant ductility improvement was observed in fiber-reinforced joints. The last part of this research is on the nonlinear time history analysis of a precast beam-column concrete shop house structure under earthquake ground motions in Bangkok area and in the North of Thailand. The analysis results show that precast concrete structure experienced small to mild damage under earthquake ground motion in Bangkok area. However, subjected to ground motions in the Northern part of Thailand, a precast concrete structure will suffer from severe damage to the collapse level by joint damages and a soft-story mechanism.

Second sub-project

The main objectives of this sub-project are to determine the seismic behavior of precast concrete bearing wall buildings constructed in Thailand with emphasis on wall-foundation connections which are most critical joints in the buildings. Most of them were not designed for seismic loadings. According to a survey of these buildings conducted by us, there are three main connection types: 1) welded reinforcing bars, 2) welded steel angles, and 3) reinforcing bars embedded into grouted ducts. The research works are divided into two parts: 1) a series of quasi-static cyclic loading tests on scaled down physical models, and 2) a numerical study for these models using PERFROM-3D finite element analysis software.

Seven wall specimens were tested including 1) three welded rebar connection specimens (WR00 WR25 WR50 and WR25-2), 2) two welded angle connection specimens, and 3) one grouted corrugate duct connection specimen (GR25). These specimens cover the effects of 1) connection types, 2) axial load ratio, and 3) shear span ratio. The test results show that the deformation shape of the wall is mostly governed by rocking behavior: uplift on one side but remain in contact on the other side at their wall-foundation connections. When the wall specimens are subjected to high rocking deformation, it possibly causes a shear slip deformation occurring at the base. When the walls subjected to higher axial load ratio, shear resistance and stiffness increase but a ductility decreases.

Due to unsymmetrical configuration of the connection which could create an eccentric load, the specimen using welded steel angle failed in a brittle manner (a ductility of 1). It was observed that the specimen deformed in out-of-plane at high lateral drift and lose stability. The specimen using welded rebar could laterally deform up to a ductility of 3.92. The specimen with grouted corrugate duct demonstrates a better performance with a ductility of 6.16. When the height of the wall specimen increases, it was observed that a flexural deformation in the panel increases and rocking deformation at the base reduces.

ACI ITG-5.1 M-07 providing acceptance criteria for special precast structural walls (seismic response modification factor of 6) was adopted to investigate seismic performance of the specimens. It was found that only the wall specimen using grouted corrugate ducts could meet the criteria.

The numerical model was developed using PERFORM3D to predict seismic performance and was validated with the test results. Base on the analysis, it was found that the model could predict the importance characteristics of the wall, for example, rocking deformation, force-deformation relations, etc. The developed model could be extended to the whole building to evaluate seismic performance of the precast concrete wall building in the future study.

In summary, it is recommended that the grouted corrugate duct shall be used as the wall-foundation and/or panel-panel connections in the seismic hazard areas because this connection demonstrates a good behavior in terms of strength, stiffness, and ductility. However, because the wall connection is weaker than its panel, rocking deformation develops at the wall base. It might develop an undesirable behavior. The wall should be designed as ordinary structural wall using the low seismic response modification factor to obtain a large seismic demand at the connection as well as the panel. The rocking deformation should be limited or controlled.

Third sub-project

The main objectives of this sub-project are to use natural fibers such as sisal, hemp, and jute available in Thailand as an alternative in seismic retrofit of low-rise, residential building. A survey of the target building was first conducted. The experimental program was based on the target building. A series of compressive and bending tests of concrete specimen reinforced with the natural fibers was carried out. Based on the compressive test results, it was found that the strength and ductility could significantly increase by a confinement. In

addition, the natural fiber could provide tensile force at the bottom of the bending specimen. For the column specimen subjected to axial loads, the performance of the fibers depends on the number of layers and section. The confinement effect of the circular section is better than that of the square and rectangular section. The natural fiber also increases the strength and ductility in the plain concrete beams. It could roughly state that the natural fiber can be used for strengthening RC structures.

The performance of reinforced concrete beams strengthened by the natural fibers is also carried out by four-point bending test. The beams represent the members in the prototype building. It was found that the behavior of the strengthened beams for both low and high reinforcement ratios depends on the number of layers and bonding between the fibers and the concrete surface.

Finally, the seismic performance of RC columns retrofitted with the natural fibers was investigated using a quasi-static reversed cyclic loading test. Twelve column specimens were tested and were divided into two groups. Six specimens were governed by flexural behavior (long column); while the remaining specimens were controlled by shear deformation (short column). Each group consists of control section, two- and four-round wrapped sisal fibers, two- and four-round wrapped jute fibers, and two-round carbon fiber reinforced polymer (CFRP) sheet. It was found that the natural fibers for both sisal and jute fibers were very effective in seismic retrofit of the tested columns and were comparable to CFRP. The confinement effect provided by the natural fiber could prevent or delay buckling of longitudinal rebars. In addition, the shear strength of the retrofitted columns is increased. The failure mode changed to slip of the reinforcement. To sum up, the natural fiber can be replaced using of CFRP sheets for retrofitting columns in low-rise residential reinforced concrete building. A cost study shows that a cost of material using sisal and jute fibers (including epoxy resin) for seismic retrofitting is cheaper than using CFRP sheets.

Keyword: Precast concrete beam-column systems, Load-bearing walls, Quasi-static cyclic loading test, Seismic retrofit, Carbon fiber reinforced polymers, Natural fibers

สารบัญ

หัวข้อ	หน้า
สัญญาโครงการ	ii
บทคัดย่อ (ภาษาไทย)	iii
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ)	vii

โครงการย่อยที่ 1

การศึกษาพฤติกรรมจุดต่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบสำเร็จรูปประเภทเสา-คานภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว

บทที่ 1.1 บทนำ	1-2
บทที่ 1.2 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง (LITERATURE REVIEW)	1-3
บทที่ 1.3 ข้อมูลสถิติการก่อสร้างอาคารโดยใช้โครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปภายในประเทศไทย	1-14
บทที่ 1.4 การสำรวจโครงการก่อสร้างในพื้นที่ส่วนขยายของเมืองรอบกรุงเทพมหานคร	1-16
บทที่ 1.5 รูปแบบและรายละเอียดวิธีการก่อสร้างโครงข้อแข็งเสาและคานคอนกรีตสำเร็จรูป	1-39
1.5.1 วิธีการผลิตชิ้นส่วนโครงสร้างสำเร็จรูป	1-39
1.5.2 วิธีการก่อสร้างเสา	1-39
1.5.3 วิธีการเชื่อมต่อนานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปบริเวณเสาและคาน	1-44
บทที่ 1.6 การจำแนกประเภทจุดต่อโครงสร้างเสา-คานสำเร็จรูป	1-49
1.6.1 การจำแนกประเภทจุดต่อโครงสร้างเสา-คานสำเร็จรูป	1-49

หัวข้อ	หน้า
1.6.1.1 จุดต่อประเภท ก ระบบแผ่นขอกเกี่ยวที่บริเวณจุดรองรับคาน โดยที่ไม่มีความต่อเนื่อง ของเหล็กเสริมในคาน	1-49
1.6.1.2 จุดต่อประเภท ข ระบบเสาสำเร็จรูปต่อกับคานที่มีความต่อเนื่องในการรับแรงของเหล็กเสริมด้านบน	1-51
1.6.1.3 จุดต่อประเภท ค ระบบเสาหล่อในที่/สำเร็จรูปต่อกับคานที่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริม ทั้งด้านบนและด้านล่าง	1-54
บทที่ 1.7 การทดสอบประสิทธิภาพในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว	1-57
1.7.1 การทดสอบส่วนของโครงสร้างแบบจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่เป็นเนื้อเดียวกัน (CS-1)	1-59
1.7.1.1 โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่ (CS-1)	1-60
1.7.1.2 รูปแบบการทดสอบ การติดตั้งอุปกรณ์ และการให้แรงกระทำ	1-61
1.7.1.3 ผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่	1-63
1.7.2 การทดสอบส่วนของโครงสร้างแบบจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่กำลังอัดสูง (CS-2)	1-71
1.7.2.1 ผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่กำลังอัดสูง (CS-2)	1-71
1.7.3 การทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมทาบเหล็กในคานให้มีความ ต่อเนื่องเพียงพอ และใช้คอนกรีตกำลังสูงเทียบเท่ากับชิ้นส่วนสำเร็จรูปเต็มรอยต่อ (PS-1)	1-78
1.7.3.1 โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมทาบเหล็กในคานให้มีความต่อเนื่องเพียงพอ และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อคุณภาพดี (PS-1)	1-79
1.7.3.2 ผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมทาบเหล็กในคานให้มี ความต่อเนื่องเพียงพอ และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อคุณภาพดี (PS-1)	1-80
1.7.4 การทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมต่อเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตเต็มรอยต่อกำลังต่ำ (PS-2)	1-87
1.7.4.1 โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฟากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อกำลังต่ำ (PS-2)	1-88
1.7.4.2 ผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฟากเหล็กในคานเข้ากับ เหล็กเสา และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อกำลังต่ำ (PS-2)	1-89

หัวข้อ	หน้า
1.7.5 การทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กปัดรอยต่อ (PS-fiber)	1-95
1.7.5.1 โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กปัดรอยต่อ (PS-fiber)	1-96
1.7.5.2 ผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กปัดรอยต่อ (PS-fiber)	1-96
1.7.6 การทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กแบบอัดเส้นใยเหล็กปัดรอยต่อ (Prepack)	1-103
1.7.6.1 โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กแบบอัดเส้นใยเหล็กปัดรอยต่อ (Prepack)	1-104
1.7.6.2 ผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กแบบอัดเส้นใยเหล็กปัดรอยต่อ (Prepack)	1-104
1.7.7 การเปรียบเทียบผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อในที่และแบบที่ใช้ชิ้นส่วนหล่อสำเร็จ	1-111
บทที่ 1.8	1-116
1.8.1 อาคารพาณิชย์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กต้นแบบ	1-116
1.8.2 รูปแบบลักษณะวิธีการก่อสร้างอาคารพาณิชย์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก	1-118
1.8.3 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง	1-120
1.8.3.1 แบบจำลองสำหรับเสาและคาน	1-120
1.8.3.2 แบบจำลองจุดต่อเสา-คาน	1-122
1.8.3.3 แบบจำลองผนังอิฐก่อ	1-123
1.8.3.4 แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงของแผ่นพื้น	1-124
1.8.3.5 แบบจำลองฐานราก	1-125
1.8.4 การเปรียบเทียบแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างให้เข้ากับผลการทดสอบโครงสร้างจำลอง	

หัวข้อ	หน้า
จุดต่อเสา-คาน	1-125
1.8.5 การวิเคราะห์แบบจำลองสามมิติสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารพาณิชย์และคุณลักษณะทาง พลศาสตร์	1-134
1.8.6 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง	1-138
1.8.6.1 คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคารในเขตกรุงเทพมหานคร	1-138
1.8.6.2 คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคารในเขตภาคเหนือของประเทศไทย	1-138
1.8.7 น้ำหนักบรรทุกตายตัวและน้ำหนักบรรทุกจรในการวิเคราะห์ผลจากแรงแผ่นดินไหว	1-141
1.8.8 เกณฑ์ความปลอดภัยของโครงสร้าง	1-141
1.8.8.1 เกณฑ์ความปลอดภัยของเสาและคาน	1-141
1.8.8.2 เกณฑ์ความปลอดภัยของจุดต่อเสา-คาน	1-142
1.8.8.3 เกณฑ์ความปลอดภัยของกำแพงอิฐก่อ	1-144
1.8.9 ผลการวิเคราะห์โครงสร้าง	1-144
1.8.9.1 การเคลื่อนที่ในแนวราบและมุมการเอียงตัวระหว่างชั้นอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานคร	1-145
1.8.9.2 การเคลื่อนที่ในแนวราบและมุมการเอียงตัวระหว่างชั้นอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตอาคารที่ตั้งอยู่ในเขต ภาคเหนือ Site 1	1-149
1.8.9.3 การเคลื่อนที่ในแนวราบและมุมการเอียงตัวระหว่างชั้นอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตอาคารที่ตั้งอยู่ในเขต ภาคเหนือ Site 2	1-152
1.8.10 รูปแบบลักษณะความเสียหายของอาคาร	1-156
1.8.10.1 อาคารที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานคร	1-156
1.8.10.2 อาคารที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 1	1-156
1.8.10.3 อาคารที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 2	1-156
1.8.11 สรุปผลการวิเคราะห์ผลกระทบจากแผ่นดินไหวต่ออาคารพาณิชย์ที่ก่อสร้างโดยใช้ชิ้นส่วนคอนกรีต หล่อสำเร็จ	1-169
บทที่ 1.9 สรุปผลการวิจัย	1-170

โครงการย่อยที่ 2

การศึกษาระบบผนังรับแรงสำเร็จรูปด้านทางแรงแผ่นดินไหว

บทที่ 2.1 บทนำและที่มาของปัญหา	2-2
2.1.1 บทนำ	2-2
2.1.2 วัตถุประสงค์	2-5
2.1.3 ขอบเขตและวิธีการศึกษา	2-6
บทที่ 2.2 การทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง	2-7
2.2.1 การก่อสร้างระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูปในประเทศไทย	2-7
2.2.1.1 ระบบโครง คาน เสา พื้นสำเร็จรูป	2-7
2.2.1.2 ระบบผนังคอนกรีตรับแรง (bearing wall)	2-8
2.2.2 ตัวอย่างระบบการก่อสร้างสำหรับอาคารสูง 1-2 ชั้น	2-9
2.2.3 ตัวอย่างการก่อสร้างอาคารในประเทศไทยที่ใช้ผนังสำเร็จรูปมีความสูง 5-8 ชั้น	2-11
2.2.4 ระบบการยึดต่อระหว่างผนังสำเร็จรูป	2-13
2.2.4.1 การยึดโดยใช้เหล็กวง (Wire rope)	2-13
2.2.4.2 การยึดโดยใช้เหล็กเดือยแล้วเชื่อมเหล็กเข้าด้วยกัน	2-13
2.2.4.3 จุดต่อที่มีการใช้เหล็กเส้นหรือเหล็กรูปพรรณมาทาบกันและทำการเชื่อม	2-14
2.2.5 ทบทวนวรรณกรรมการศึกษาผนังสำเร็จรูปที่ผ่านมา	2-15
2.2.5.1 การศึกษาผนังสำเร็จรูปที่ผ่านมาในประเทศไทย	2-15
2.2.5.2 การศึกษาผนังสำเร็จรูปในต่างประเทศ	2-21
2.2.5.3 สรุปภาพรวมพฤติกรรมของผนังสำเร็จรูป	2-29
บทที่ 2.3 การศึกษาพฤติกรรมของผนังรับแรงสำเร็จรูปด้วยวิธีการทดสอบภายใต้แรงวัฏจักรแบบกึ่งสถิต	2-31

หัวข้อ	หน้า
2.3.1 บทนำ	2-31
2.3.2 ดัชนีโครงสร้าง (Structural index)	2-31
2.3.3 ตัวอย่างทดสอบ	2-33
2.3.4 คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการทดสอบ	2-39
2.3.5 อุปกรณ์ตรวจวัด	2-42
2.3.6 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ และขั้นตอนการทดสอบ	2-44
บทที่ 2.4 ผลการทดสอบ	2-47
2.4.1 บทนำ	2-47
2.4.2 ลักษณะการเสียรูป (Deformation Mode) ของตัวอย่างทดสอบ	2-47
2.4.3 รูปแบบความเสียหาย (Damage Pattern) ของตัวอย่างทดสอบ	2-61
2.4.4 การครากของเหล็กเสริม (Yielding of Reinforcement) และการสลายพลังงาน (Energy Dissipation)	2-64
2.4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง (Lateral Force-Displacement Relationship)	2-65
2.4.5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ WR00	2-65
2.4.5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ WR25	2-66
2.4.5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ WR50	2-66
2.4.5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ WR25-2	2-66
2.4.5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ WA00	2-67
2.4.5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ WA25	2-67
2.4.5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ GR25	2-68
2.4.6 การเปรียบเทียบผลทดสอบ	2-72
2.4.6.1 ผลกระทบของน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำในแนวดิ่ง	2-73
2.4.6.2 ผลกระทบของสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนัง	2-76
2.4.6.3 ผลกระทบของรายละเอียดของจุดต่อ	2-77
2.4.7 เกณฑ์การยอมรับความสามารถของโครงสร้างผนังสำเร็จรูปในการรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน ACI	2-78

หัวข้อ	หน้า
บทที่ 2.5 แบบจำลองเชิงคณิตศาสตร์ (NUMERICAL MODEL)	2-82
2.5.1 บทนำ	2-82
2.5.2 แบบจำลองผนังหล่อสำเร็จรูป	2-82
2.5.2.1 แบบจำลองคอนกรีต (Concrete Model)	2-82
2.5.2.2 แบบจำลองเหล็กเสริม (Steel Model)	2-84
2.5.2.3 แบบจำลองแรงเฉือนในผนังกำแพงหล่อสำเร็จรูป (Shear Model)	2-84
2.5.2.4 แบบจำลองแรงเฉือนเลื่อนไถลและปูนทรายในบริเวณจุดต่อของกำแพงหล่อสำเร็จและฐานราก (Shear Slip Model and Grout Material Model)	2-86
2.5.2.5 แบบจำลองจุดต่อของเหล็ก Dowel	2-88
2.5.3 ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองเชิงคณิตศาสตร์ (Numerical Results)	2-90
2.5.3.1 แบบจำลองกำแพง WR00	2-90
2.5.3.2 แบบจำลองกำแพง WR25	2-90
2.5.3.3 แบบจำลองกำแพง WR50	2-91
2.5.3.4 แบบจำลองกำแพง WR25-2	2-92
2.5.3.5 แบบจำลองกำแพง GR25	2-93
2.5.4 สรุปผลการวิเคราะห์จากแบบจำลอง (Summary Results)	2-94
บทที่ 2.6 สรุปผลการศึกษา	2-95
เอกสารอ้างอิง	2-98

โครงการย่อยที่ 3

การศึกษาการเสริมกำลังโครงสร้างต้านแผ่นดินไหวด้วยวัสดุเสริมใยธรรมชาติ

บทที่ 3.1 การศึกษาการเสริมกำลังด้วยเส้นใยธรรมชาติ	3-2
3.1.1 ความสำคัญและที่มา	3-2
3.1.2 การเก็บข้อมูลโครงสร้างบ้านพักอาศัย 1-2 ชั้น	3-3
3.1.3 สรุปค่าพารามิเตอร์ทางโครงสร้างของอาคารขนาดความสูง 1-2 ชั้น	3-3
3.1.4 วิธีเสริมความแข็งแรงโครงสร้างต้านแผ่นดินไหว	3-4
3.1.5 การทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวกับใช้เส้นใยธรรมชาติเสริมความแข็งแรงอาคาร	3-6
3.1.6 เส้นใยธรรมชาติที่นำมาศึกษา	3-12
3.1.7 โปรแกรมการทดสอบ	3-15
3.1.8 การทดสอบเสาขนาดเล็ก	3-15
3.1.9 การทดสอบคานคอนกรีตล้นขนาดเล็ก	3-18
3.1.9.1 โปรแกรมการทดสอบ	3-18
3.1.9.2 รายละเอียดขึ้นทดสอบและการเสริมกำลัง	3-18
3.1.9.3 การให้น้ำหนักบรรทุก	3-19
3.1.10 การทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่	3-19
3.1.11 ผลทดสอบและการวิจารณ์ผล	3-24
3.1.11.1 การเตรียมขึ้นทดสอบและผลการทดสอบการเสริมกำลังเสาขนาดเล็ก	3-24
3.1.11.2 การเตรียมขึ้นทดสอบและผลการทดสอบการเสริมกำลังคานคอนกรีตล้นขนาดเล็ก	3-38
3.1.11.3 การเตรียมขึ้นทดสอบและผลการทดสอบการเสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่	3-44

หัวข้อ	หน้า
บทที่ 3.2 การทดสอบการเสริมกำลังของเสา	3-55
3.2.1 บทนำและวัตถุประสงค์ของการทดสอบเสา	3-55
3.2.2 การออกแบบเสริมกำลังโครงสร้างเสา	3-56
3.2.3 เสาต้นแบบและตัวอย่างทดสอบ (Prototype Column and Specimens)	3-60
3.2.4 เส้นใยธรรมชาติ	3-62
3.2.5 วัสดุที่ใช้ในการทดสอบ	3-64
3.2.5.1 คอนกรีต	3-64
3.2.5.2 เหล็กเสริม	3-65
3.2.5.3 แผ่นเส้นใยธรรมชาติและ Epoxy resin	3-65
3.2.6 อุปกรณ์ตรวจวัด	3-66
3.2.7 การเตรียมตัวอย่างทดสอบเสา	3-67
3.2.8 การทดสอบเสาและการให้น้ำหนักบรรทุกทางข้าง	3-70
บทที่ 3.3 ผลการทดสอบสำหรับกลุ่มตัวอย่างทดสอบที่ 1	3-74
3.3.1 รอยแตกร้าวและรูปแบบความเสียหาย (Crack and Damage Pattern)	3-74
3.3.2 ลักษณะการเสียรูปภายใต้แรงกระทำทางข้าง (Lateral Deformation Modes)	3-91
3.3.3 ค่าความเครียดในเหล็กเสริมทางขวาง (Strain in Transverse Reinforcement)	3-95
3.3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง (Hysteretic Relationship)	3-96
3.3.5 การเปรียบเทียบสมรรถนะในการต้านทานแรงทางข้างระหว่างตัวอย่างทดสอบ	3-101
3.3.6 ผลของชนิดและจำนวนรอบของวัสดุเสริมกำลังต่อสมรรถนะของโครงสร้าง	3-103
บทที่ 3.4 ผลการทดสอบสำหรับกลุ่มตัวอย่างทดสอบที่ 2	3-106
3.4.1 รอยแตกร้าวและรูปแบบความเสียหาย (Crack and Damage Pattern)	3-106
3.4.2 ลักษณะการเสียรูปภายใต้แรงกระทำทางข้าง (Lateral Deformation Modes)	3-123
3.4.3 ค่าความเครียดในเหล็กเสริมทางขวาง (Strain in Transverse Reinforcement)	3-127
3.4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง (Hysteretic Relationship)	3-128

หัวข้อ	หน้า
3.4.5 การเปรียบเทียบสมรรถนะในการต้านทานแรงทางช้างระหว่างตัวอย่างทดสอบ	3-133
3.4.6 ผลของชนิดและจำนวนรอบของวัสดุเสริมกำลังต่อสมรรถนะของโครงสร้าง	3-134
บทที่ 3.5 สรุปผลการศึกษาการเสริมกำลังเสา	3-137
3.5.1 สรุปผลการศึกษา	3-137
3.5.2 ค่าใช้จ่ายในการเสริมกำลัง	3-138
เอกสารอ้างอิง	3-140

โครงการย่อยที่ 1

การศึกษาพฤติกรรมจุดต่อ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบสำเร็จรูปประเภทเสาคานภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว

Experimental study of beam-column sub-assembly of Typical precast concrete structures in Thailand under seismic load

บทที่ 1.1

บทนำ

การศึกษาพฤติกรรมจุดต่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบสำเร็จรูปประเภท เสา-คาน ภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว ได้นำเสนอการดำเนินงานตั้งแต่ในส่วนของการเก็บรวบรวมข้อมูลการก่อสร้างอาคารขนาดกลางและขนาดเล็กในปัจจุบัน เพื่อให้เข้าใจถึงสัดส่วน ปริมาณงานก่อสร้างที่ใช้ระบบโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปเมื่อเทียบกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อในที่ ซึ่งจะนำไปสู่การแสดงให้เห็นถึงความสำคัญและความจำเป็นในการศึกษาพฤติกรรมจุดต่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ประเภท เสา-คาน ภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว ซึ่งผู้วิจัยได้ทำการรวบรวมข้อมูลจากการลงพื้นที่สำรวจกลุ่มตัวอย่างโครงการก่อสร้างบ้านพักอาศัยและอาคารพาณิชย์ซึ่งเป็นอาคารขนาดเล็กและขนาดกลางในเขตชานเมืองรอบกรุงเทพมหานครซึ่งเป็นบริเวณที่เมืองกำลังมีการขยายตัวอย่างรวดเร็ว มีการก่อสร้างอาคารขนาดกลางและขนาดเล็กเป็นจำนวนมาก ร่วมกับการพิจารณาข้อมูลสถิติการออกใบอนุญาตก่อสร้างอาคารภายในประเทศไทยและส่วนสุดท้ายเป็นการติดต่อประสานขอความอนุเคราะห์ข้อมูลรูปแบบและวิธีการก่อสร้างจากผู้ผลิตชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปที่มีผลิตภัณฑ์วางจำหน่ายในท้องตลาด โดยทั้งหมดที่กล่าวข้างต้นนั้นมีวัตถุประสงค์เพื่อ

-ประเมินปริมาณโครงการก่อสร้างอาคารขนาดเล็กและขนาดกลาง (อาคารที่มีความสูงไม่เกิน 4 ชั้น และมีพื้นที่ใช้สอยไม่เกิน 2,000 ตารางเมตร) ที่ใช้ระบบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปโดยพิจารณาเปรียบเทียบเป็นอัตราส่วนกับการก่อสร้างแบบคอนกรีตหล่อในที่ซึ่งเป็นวิธีพื้นฐานดั้งเดิม

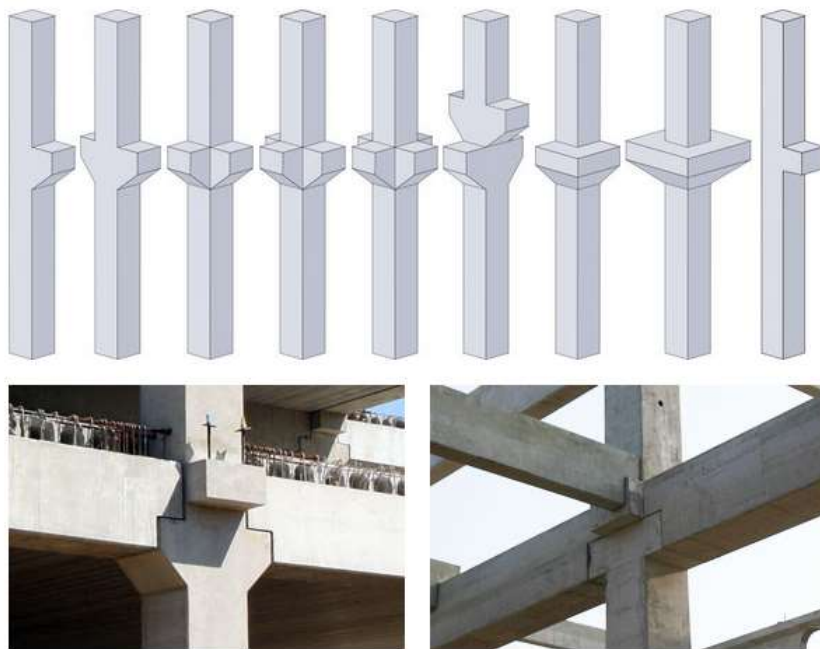
-จำแนกรายละเอียดวิธีการก่อสร้างรอยต่อระหว่างเสาและคานของระบบโครงข้อแข็งคอนกรีตสำเร็จรูปที่เป็นที่นิยมในการก่อสร้างจริงในปัจจุบัน เพื่อใช้เป็นต้นแบบในการคัดเลือกตัวอย่างสำหรับการทดสอบชิ้นส่วนโครงสร้างจำลองจุดต่อโครงข้อแข็งเสา-คานเพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงกระทำและรูปแบบลักษณะการวิบัติ

-วิเคราะห์ผลกระทบและประเมินความเสียหายจากแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างโดยใช้ชิ้นส่วนเสา-คานหล่อสำเร็จรูป โดยจะพิจารณาทั้งกรณีที่อยู่อาศัยในเขตกรุงเทพมหานคร และอาคารในเขตภาคเหนือของประเทศไทย ที่มีความเสี่ยงจากภัยแผ่นดินไหวที่รุนแรง

บทที่ 1.2

ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง (Literature Review)

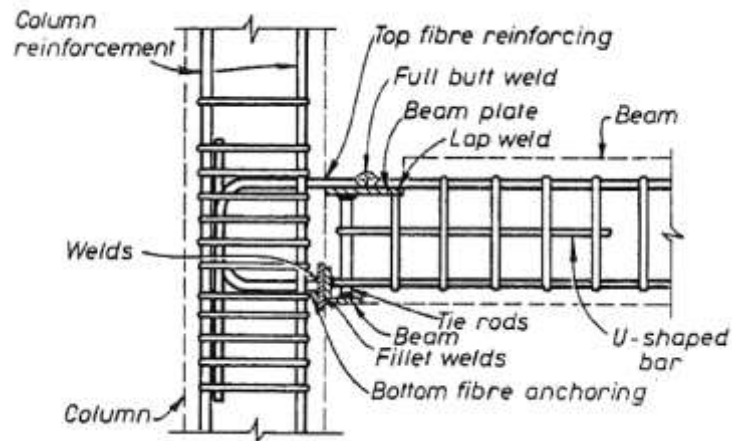
งานวิจัยที่ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของจุดต่อระหว่างเสาและคานในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปภายใต้แรงกระทำทางด้นข้างเริ่มมีมาตั้งแต่ปี ค.ศ. 1981 และได้พัฒนามาอย่างต่อเนื่องจนถึงปัจจุบัน ทั้งนี้ การพัฒนารูปแบบการต่อโครงสร้างได้ถูกพัฒนามาก่อนหน้านี้แล้วโดยภาคเอกชน ซึ่งได้มีการใช้อย่างแพร่หลายในพื้นที่ซึ่งไม่มีความเสี่ยงจากภัยแผ่นดินไหว โดยวิธีการที่นิยมใช้คือการทำบ่าเพื่อรองรับคานให้ยื่นออกมาจากหน้าเสา (Corbel) โดยมีการยึดด้วยเดือยเหล็กเพียงไม่ให้คานหลุดออกจากเสา ดังรูปที่ 1.2-1



รูปที่ 1.2-1 บ่าคอนกรีตสำหรับรองรับคานคอนกรีตสำเร็จรูป ในโครงสร้างที่ออกแบบด้วยน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง

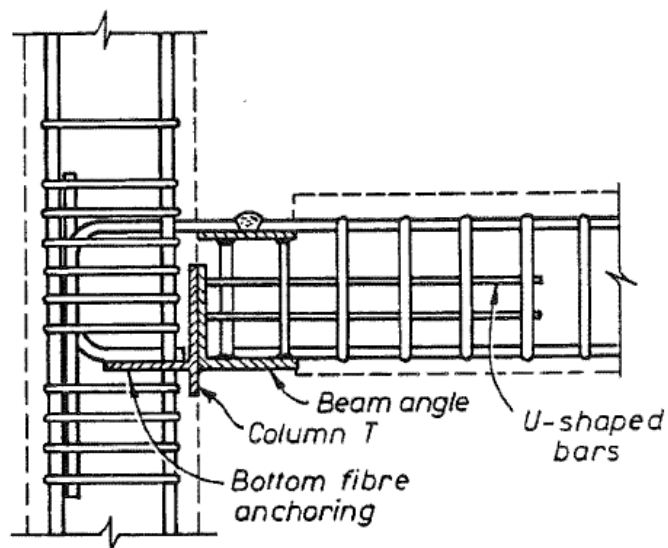
(ที่มา <http://www.oberbeton.com.ua/en/columns>)

Pillai และ Kirk (1981) ได้เสนอวิธีการต่อเชื่อมคานและเสาดังแสดงในรูปที่ 1.2-2 ซึ่งวิธีการดังกล่าวต้องการความแม่นยำในการผลิตชิ้นส่วนและการติดตั้งอย่างสูง เพราะความคลาดเคลื่อนจะทำให้มีปัญหาในการเชื่อมต่อ นอกจากนี้ การเชื่อมโลหะที่มีอยู่หลายจุดในบริเวณจุดต่อคานเสา ทำให้เกิดการวิบัติของโครงสร้าง และต้องใช้ฝีมือแรงงาน

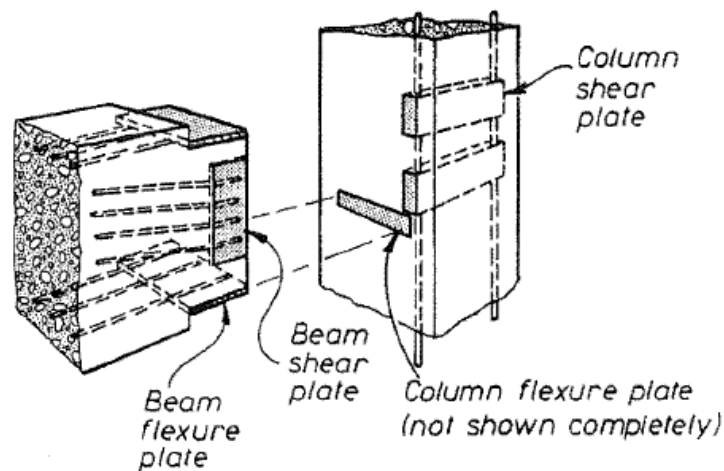


รูปที่ 1.2-2 วิธีการเชื่อมต่อคานและเสา เสนอโดย Pillai และ Kirk (1981)

Bhatt และ Kirk (1985) ได้พัฒนาวิธีการต่อเชื่อมคานและเสาจากงานวิจัยของ Pillai และ Kirk (1981) โดยระบบที่พัฒนามาใหม่ถูกออกแบบให้ตำแหน่งของจุดหมุนพลาสติกเลื่อนออกไปไกลจากหน้าเสามากกว่าเดิมดังแสดงในรูปที่ 1.2-3 ซึ่งทางคณะผู้วิจัยได้อ้างวาระบบโครงสร้างนี้มีความเหนียวสูง

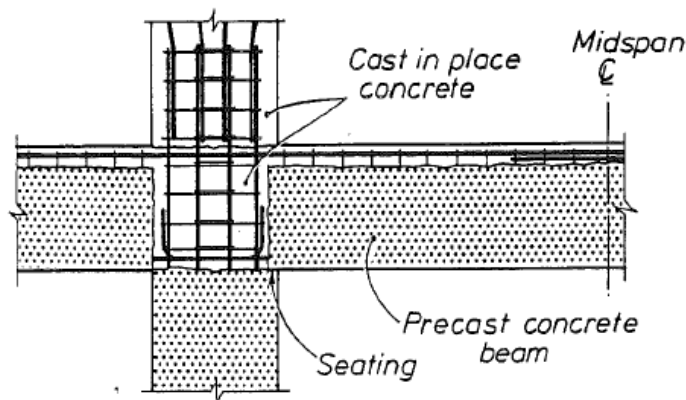


รูปที่ 1.2-3 วิธีการเชื่อมต่อคานและเสา เสนอโดย Bhatt และ Kirk (1985)



รูปที่ 1.2-4 วิธีการเชื่อมต่อนานและเสา เสนอโดย Seckin และ Fu (1990)

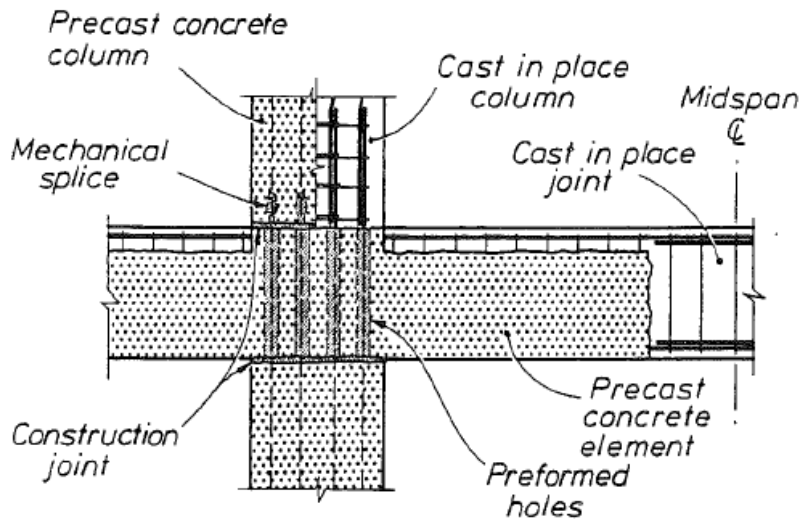
Seckin และ Fu (1990) ใช้วิธีการเชื่อมต่อนานหล่อสำเร็จและเสาด้วยการเชื่อมด้วยไฟฟ้าระหว่างแผ่นเหล็กที่เตรียมไว้เพื่อถ่ายแรงที่เกิดจากการดัด และแรงเฉือนดังรูปที่ 1.2-4 ทั้งนี้ ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าการวิบัติแบบเฉียบพลันเกิดบริเวณรอยเชื่อมโลหะ



รูปที่ 1.2-5 วิธีการเชื่อมต่อนานและเสา ซึ่งทดสอบโดย Stevenson และ Beatie (1988)

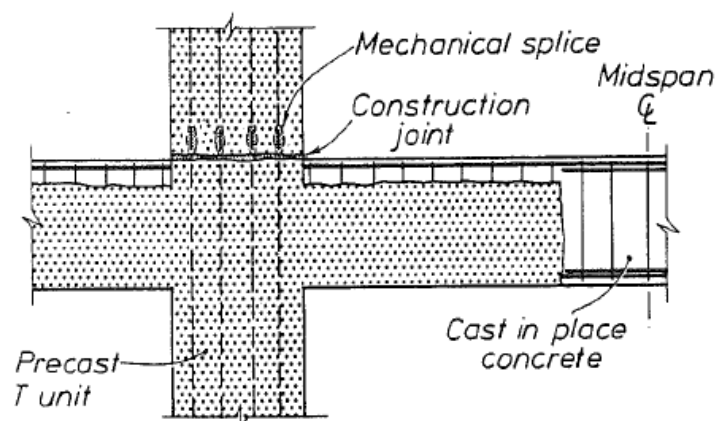
Stevenson และ Beatie (1988) ทำการทดลองส่วนของโครงข้อแข็งจากซึ่งสร้างจากคานสำเร็จรูปกับเสาหล่อในที่ คานสำเร็จรูปถูกหล่อขึ้นโดยเว้นคอนกรีตผิวด้านบนไว้ เพื่อใส่เหล็กเสริมที่ผิวบนของคานให้เกิดความต่อเนื่องในการรับโมเมนต์ลบที่บริเวณรอยต่อ เหล็กเสริมด้านล่างจะทาบต่อกันระหว่างคานทั้งสองด้านและมีการดัดขึ้นดังรูปที่ 1.2-5 โดยพบว่า ค่าความเหนียวของส่วนโครงสร้างเท่ากับ 10 หรือค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดเท่ากับ 2.3% และนักวิจัยได้ทำการ

สรุปว่าการต่อทาบเหล็กเสริมด้านล่าง และรอยต่อในแนวราบระหว่างคานกริดหล่อสำเร็จกับคานกริดหล่อในที่ไม่มีผลกระทบ
ต่อประสิทธิภาพในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว



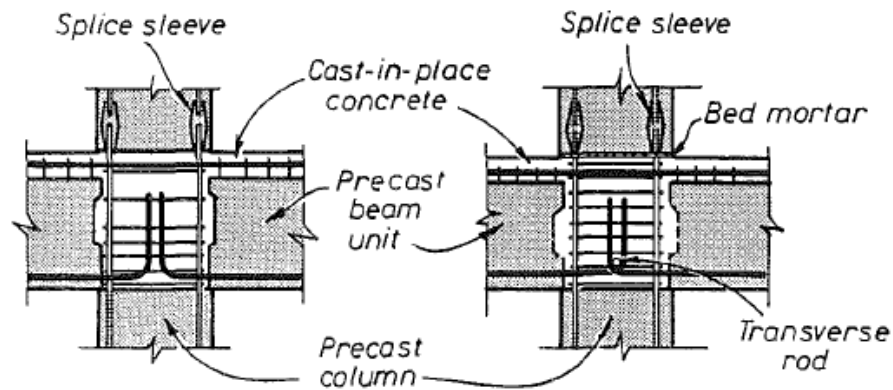
รูปที่ 1.2-6 วิธีการเชื่อมต่อคานและเสา ซึ่งทดสอบโดย Stevenson และ Beatie (1988)

ระบบโครงสร้างที่สองที่ Stevenson และ Beatie ทดสอบเป็นคานหล่อสำเร็จซึ่งได้ฝังท่อไว้เพื่อให้เหล็กเสริมในเสา
สอดผ่านได้ เมื่อติดตั้งคานหล่อสำเร็จด้วยการวางลงบนหัวเสาแล้ว จะต้องมีการเชื่อมต่อระหว่างคานด้วยการหล่อในที่ตามรูป
ที่ 1.2-6 โดยประสิทธิภาพของระบบโครงสร้างที่สองนี้ มีความเหนียวเท่ากับ 10 และมีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น
สูงสุดเท่ากับ 3.2%

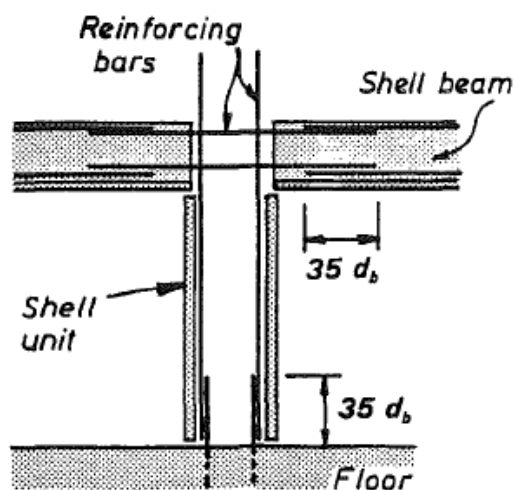


รูปที่ 1.2-7 วิธีการเชื่อมต่อคานและเสา ซึ่งทดสอบโดย Stevenson และ Beatie (1988)

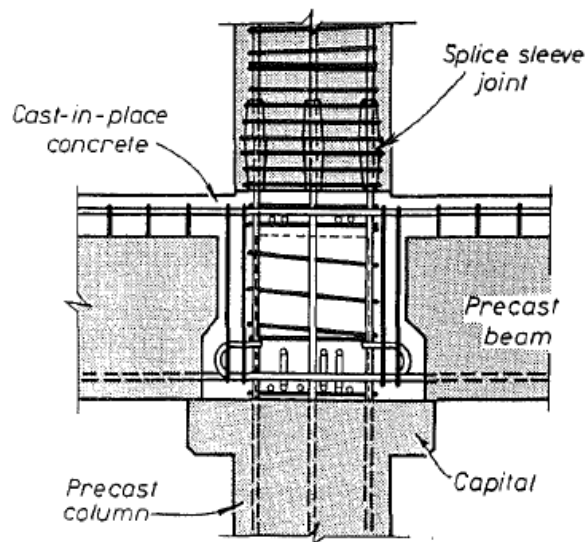
ระบบโครงสร้างแบบที่สามที่ Stevenson และ Beatie ทำการทดสอบใช้วิธีการหล่อชิ้นส่วนเสาและคานพร้อมรอยต่อขึ้นเป็นชิ้นเดียว รูปร่างเหมือนตัว T และทำการเชื่อมต่อเสาด้านบนด้วยข้อต่อแบบกล ปลายคานทั้งสองฝั่งใช้วิธีการหล่อคอนกรีตในที่ ทั้งนี้เหล็กเสริมทั้งบนและล่างในคานมีความต่อเนื่องจากฝั่งคานด้านหนึ่งไปสู่อีกด้านหนึ่งดังรูปที่ 1.2-7



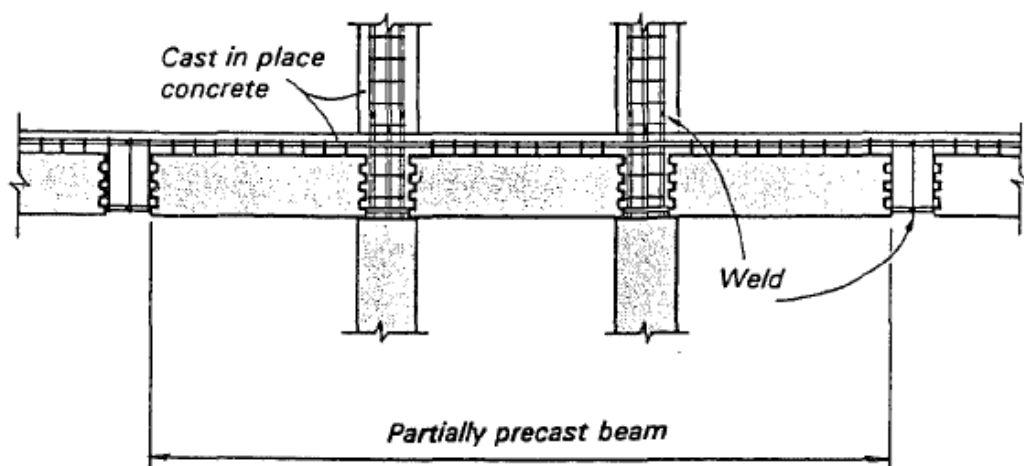
รูปที่ 1.2-8 วิธีการเชื่อมต่อคานและเสาด้วยในประเทศญี่ปุ่น รวบรวมโดย Kanoh (1986)



รูปที่ 1.2-9 วิธีการเชื่อมต่อคานและเสาด้วยในประเทศญี่ปุ่น รวบรวมโดย Kanoh (1986)

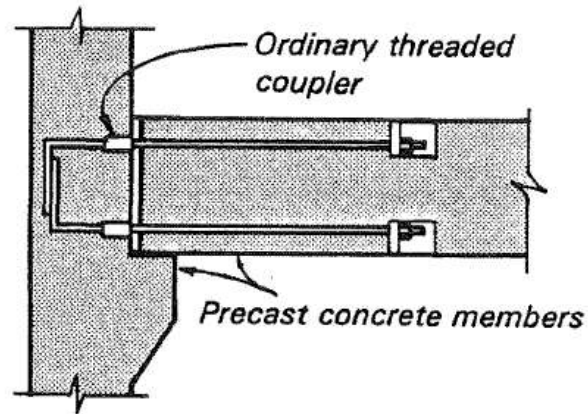


รูปที่ 1.2-10 วิธีการเชื่อมต่อคานและเสาด้วยในประเทศญี่ปุ่น รวบรวมโดย Kanoh (1986)



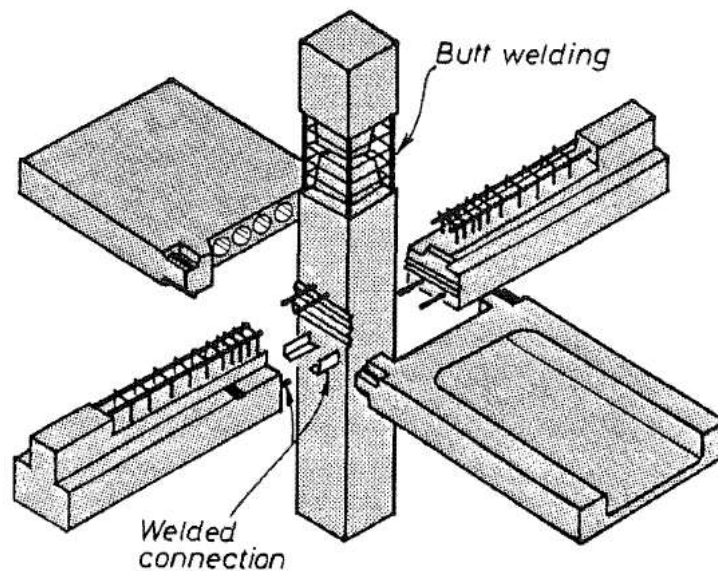
รูปที่ 1.2-11 วิธีการเชื่อมต่อคานและเสาด้วยในประเทศญี่ปุ่น รวบรวมโดย Kanoh (1986)

Kanoh (1986) ได้ทำการรวบรวมรูปแบบจุดต่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปซึ่งออกแบบมาเพื่อดำเนินงานแรงแผ่นดินไหว ดังแสดงในรูปที่ 1.2-8 ถึงรูปที่ 1.2-11 ทั้งนี้ ข้อมูลและรายละเอียดของผลการทดสอบไม่ได้มีการเปิดเผยเนื่องจากเป็นงานวิจัยและพัฒนาภายในบริษัทเอกชน



รูปที่ 1.2-12 วิธีการเชื่อมต่อกานและเสา เสนอโดย French และคณะ (1990)

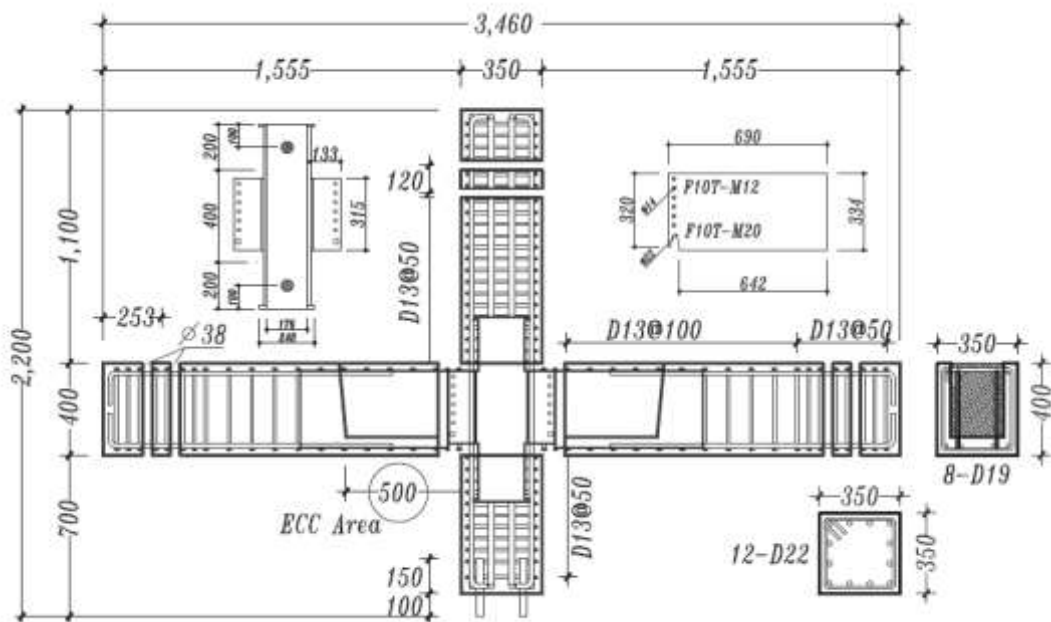
French และคณะ ได้ทดสอบวิธีการต่อกานและเสาโดยการเตรียมบ่าคอนกรีตเพื่อรับแรงเฉือนที่จากคาน และมีการฝังเหล็กเสริมภายในเสาซึ่งติดกับเกลียวเพื่อต่อเชื่อมกับสลักเกลียวในคานตามรูปที่ 1.2-12 สำหรับการถ่ายแรงที่เกิดจากโมเมนต์ดัดที่บริเวณรอยต่อจากผลของแรงกระทำทางด้านข้างของโครงสร้าง โดย ผู้วิจัยได้รายงานค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชิ้นเท่ากับ 4% และกำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยที่ทดสอบได้มีค่าอยู่ที่ประมาณ 87-90% ของค่าที่ออกแบบไว้เนื่องจากปัญหาการเสื่อมกำลังด้วยแรงเฉือน



รูปที่ 1.2-13 วิธีการเชื่อมต่อกานและเสา เสนอโดย Bychenkov (1978)

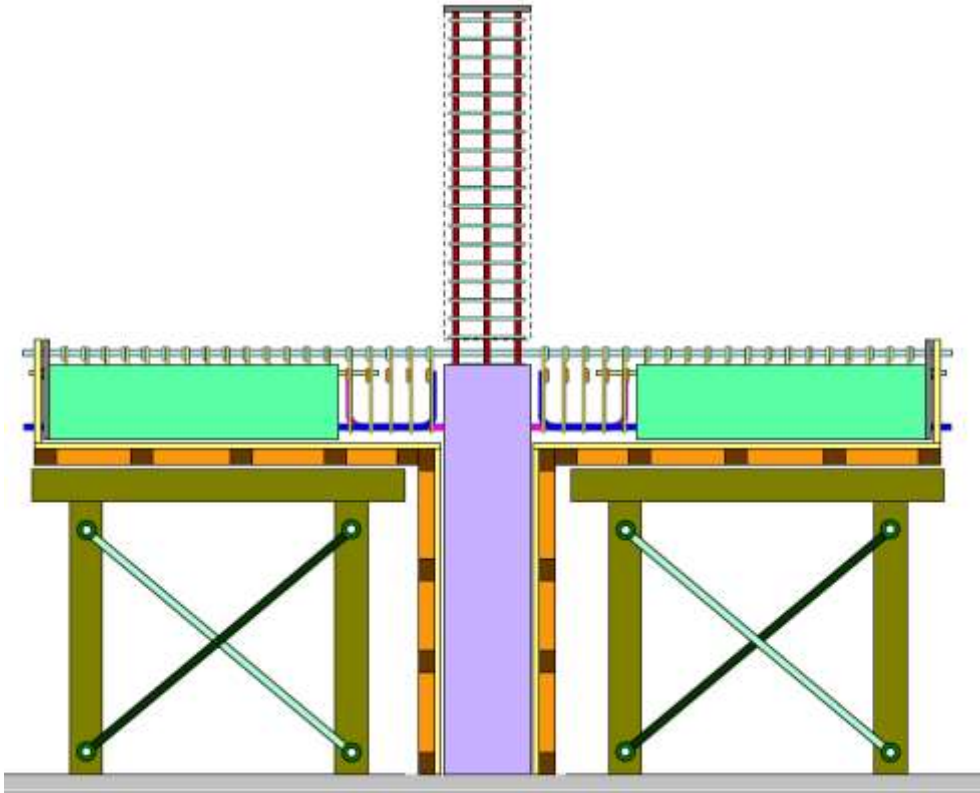
ระบบการก่อสร้างโครงสร้างสำเร็จรูปซึ่งเสนอโดย Bychenkov (1978) ใช้ในสหพันธรัฐ รัสเซีย โดยคานสำเร็จรูปมีลักษณะเป็นตัว T คว่ำ เหล็กเสริมด้านล่างจะวางไว้บนเหล็กฉากและทำการเชื่อมไฟฟ้า ดังแสดงในรูปที่ 1.2-13 ทั้งนี้ ผลการสำรวจความเสียหายจากแผ่นดินไหว Armenia ในปี 1989 พบว่า โครงสร้างดังกล่าววิบัติจากแรงแผ่นดินไหวถึง 54% และได้รับความเสียหายอย่างรุนแรงจนต้องทำลายทิ้งเป็นจำนวน 41%

ปี ค.ศ. 1989 Priestley, M. J. N. ได้ริเริ่มโครงการวิจัยเกี่ยวกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป ชื่อโครงการ PRESS (Precast Seismic Structural Systems) ซึ่งเป็นโครงการวิจัยร่วมระหว่างประเทศสหรัฐอเมริกากับประเทศญี่ปุ่น โดยมุ่งเน้นในการทดลอง และร่างข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบโครงสร้างสำเร็จรูปเพื่อต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหว



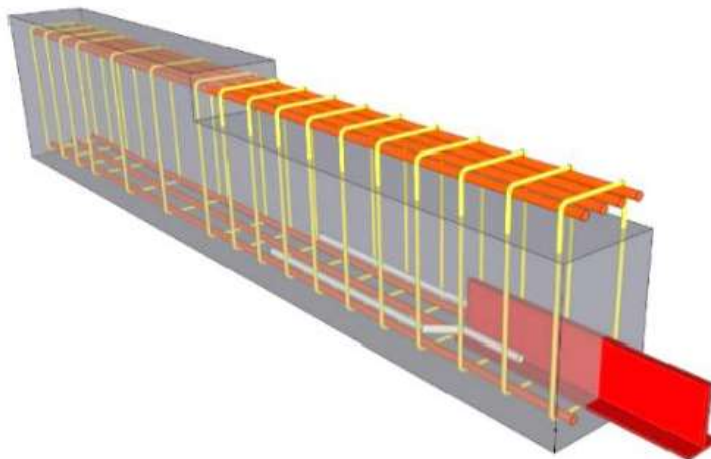
รูปที่ 1.2-14 รูปแบบการต่อเสาและคานคอนกรีตสำเร็จรูปซึ่งเสนอโดย Choi และคณะ (2013)

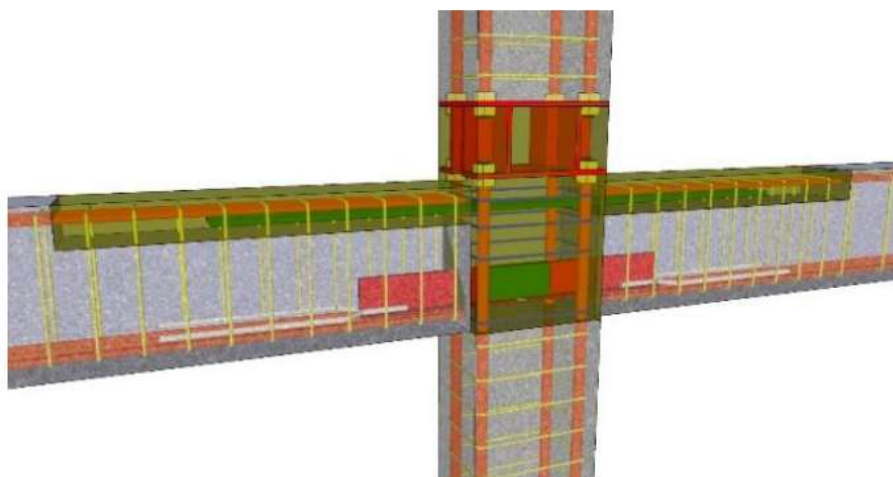
Choi และคณะ (2013) ได้เสนอวิธีการต่อเชื่อมเสาและคานสำเร็จรูปด้วยการฝังแผ่นเหล็กซึ่งเจาะรูไว้ในเสาและคาน และได้ทดสอบตัวอย่างที่ทำการเชื่อมต่อด้วยสลักเกลียวทั้งแบบภายในเสา และภายนอกหน้าตัดเสา ระบบโครงสร้างถูกออกแบบโดยใช้แนวคิดเสาแข็งคานอ่อน คือให้เกิดการสลายพลังงานด้วยจุดหมุนพลาสติกที่ออกแบบให้เกิดในคาน โดยผลการทดลองแสดงให้เห็นว่ารูปแบบการตอดังกล่าวมีความเหนียวและสามารถสลายพลังงานได้เป็นอย่างดี อย่างไรก็ตาม



รูปที่ 1.2-15 วิธีการเชื่อมต่อเสาและคานสำเร็จรูป เสนอโดย Wahjudi และคณะ (2014)

Wahjudi และคณะ ได้เสนอวิธีการต่อชิ้นส่วนคานสำเร็จรูปเข้ากับเสาด้วยการเว้นช่องว่างไว้ในบริเวณส่วนบนของคาน และบริเวณหน้าคานที่จะทำการต่อกับเสา เพื่อใช้ในการใส่เหล็กเสริมด้านบน และทาบเหล็กด้านล่าง โดยใช้แรงกระทำในแนวราบแบบวัฏจักรทดสอบชิ้นส่วนโครงสร้าง ซึ่งผลที่ได้คือ ประสิทธิภาพของโครงสร้างสำเร็จรูปดีกว่าโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อในที่แบบเป็นเนื้อเดียว ทั้งในแง่ของความเหนียว และในแง่ของกำลัง อย่างไรก็ตาม การติดตั้งโครงสร้างสำเร็จรูปดังกล่าว จำเป็นต้องใช้ระบบค้ำยันชั่วคราวซึ่งจะทำให้สิ้นเปลืองแรงงานและระยะเวลาในการติดตั้ง





รูปที่ 1.2-16 การต่อเสาและคานคอนกรีตสำเร็จรูปในงานวิจัยของ รัฐพล และ ชยานนท์ (2014)

ในปี 2014 รัฐพล และ ชยานนท์ ได้ทำการทดสอบรอยต่อเสาและคานคอนกรีตสำเร็จรูป โดยคานสำเร็จรูปนี้ผลิตโดยการเว้นว่างคอนกรีตที่ผิวบนไว้เพื่อให้ทำการใส่เหล็กเสริมโมเมนต์ลบได้อย่างต่อเนื่อง ด้านล่างใช้เหล็กหน้าตัดรูปตัว T ติดตั้งเพื่อถ่ายแรงดึงจากเหล็กเสริมในคานให้ผ่านไปสู่อีกฝั่ง ได้ทำการทดสอบชิ้นส่วนด้วยการให้แรงกระทำแบบสลับทิศทาง ด้านข้างเป็นวัฏจักร โดยผลการทดลองแสดงให้เห็นว่า ส่วนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน (Monolithic) มีความเหนียวสูงกว่าโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปประมาณ 2 เท่า

ในประเทศไทย ระบบโครงสร้างสำเร็จรูปเริ่มจะเข้ามามีบทบาทในอุตสาหกรรมการก่อสร้างในช่วงระยะเวลาประมาณ 10 ปีที่ผ่านมา เนื่องจากปัญหาการขาดแคลนแรงงานก่อสร้าง และค่าแรงที่ปรับตัวสูงขึ้นซึ่งกระทบต่อต้นทุนค่าก่อสร้าง แม้ว่าจะมีรูปแบบวิธีการต่อระหว่างเสากับคานที่ถูกนำเสนอไว้เป็นจำนวนมากในงานวิจัยในต่างประเทศ แต่การวิธีการต่อเชื่อมชิ้นส่วนโครงสร้างที่ใช้จริงในประเทศไทย โดยเฉพาะในโครงการก่อสร้างขนาดเล็ก มักนิยมใช้วิธีการต่อที่ประหยัดต้นทุน และทำงานได้สะดวกเป็นหลัก โดยมากแล้วจะอาศัยการเชื่อมเหล็กเสริม ซึ่งผลการวิจัยในอดีตได้ชี้ให้เห็นชัดเจนว่าการเชื่อมไฟฟ้าทำให้ความเหนียวของโครงสร้างลดลงและไม่ทนทานต่อแรงกระทำแบบวัฏจักร



รูปที่ 1.2-17 ชิ้นส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปในงานก่อสร้างอาคารพาณิชย์ในประเทศไทย



รูปที่ 1.2-18 บริเวณปลายคานคอนกรีตสำเร็จรูปที่จะเชื่อมต่อกับเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

บทที่ 1.3

ข้อมูลสถิติการก่อสร้างอาคารโดยใช้โครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปภายในประเทศไทย

ทางคณะผู้วิจัยได้ทำการเก็บข้อมูลสถิติการออกใบอนุญาตก่อสร้างภายในประเทศไทยระหว่างปี พ.ศ. 2553 ถึงปี พ.ศ. 2557 ซึ่งได้มาจากการประมวลข้อมูลพื้นที่การก่อสร้าง โดยสำนักงานสถิติแห่งชาติ กระทรวงเทคโนโลยีสารสนเทศ (www.nso.go.th) ตารางที่ 1.3-1 แสดงจำนวนอาคารและปริมาณพื้นที่ก่อสร้างของอาคารประเภทต่างๆซึ่งประกอบด้วย อาคารเพื่อยอยู่อาศัย อาคารเพื่อการพาณิชย์และอาคารสำนักงาน โดยผลการสำรวจแสดงให้เห็นถึงปริมาณงานก่อสร้างสูงสุดในบ้านเดี่ยวสำหรับอยู่อาศัยที่มีมากถึง 15.4 – 17.8 ล้านตารางเมตรต่อปี (ประมาณ 100,000 หลังคาเรือน) โดยบ้านแถว และตึกแถวมีปริมาณรองลงมาซึ่งอยู่ในระดับประมาณสองถึงสามล้านตารางเมตรต่อปี (ประมาณ 26,000 หลังคาเรือน และ 10,000 หลังคาเรือน ตามลำดับ)

แม้ว่าสถิติการออกใบอนุญาตก่อสร้างจะมีการแบ่งประเภทอาคารตามการวัตถุประสงค์การใช้สอย แต่สำหรับวิธีการก่อสร้างนั้นไม่ได้มีการแบ่งแยกรายละเอียดเอาไว้ ทำให้ไม่สามารถทราบได้ว่า โครงการก่อสร้างที่มีอยู่นั้น ใช้วิธีการก่อสร้างแบบใด ทางผู้วิจัยจึงทำการสำรวจโครงการก่อสร้างจริงในพื้นที่ตัวอย่าง เพื่อที่จะได้ทราบอัตราส่วนเปรียบเทียบโดยประมาณ ระหว่างการก่อสร้างที่ใช้ระบบโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จเทียบกับแบบหล่อในที่ต่อไป ทั้งนี้ ข้อมูลพื้นที่ก่อสร้างโดยรวมจาก ตารางที่ 1.3-1 จะถูกนำมาใช้ในการประมาณ ปริมาณการงานก่อสร้างด้วยโครงสร้างระบบคอนกรีตสำเร็จรูปพร้อมกับข้อมูลจากการสำรวจในภาคสนาม

ตารางที่ 1.3-1 สถิติการออกใบอนุญาตก่อสร้างอาคารทั่วราชอาณาจักรระหว่างปี 2553 ถึง 2557

ประเภทอาคารที่ได้รับใบอนุญาตก่อสร้าง	2557		2556		2555		2554		2553	
	หลัง	พื้นที่ (ตร.ม.)	หลัง	พื้นที่ (ตร.ม.)	หลัง	พื้นที่ (ตร.ม.)	หลัง	พื้นที่ (ตร.ม.)	หลัง	พื้นที่ (ตร.ม.)
เพื่อยอยู่อาศัย										
บ้านเดี่ยวคอนกรีต	98,454	17,231,248	97,484	17,820,749	89,736	16,911,015	88,503	16,616,434	84,372	15,492,950
บ้านแฝด	6,634	903,091	4,304	622,399	3,042	451,468	2,612	456,095	3,781	626,920
บ้านแถว (ทาวน์เฮ้าส์)	28,395	3,728,300	28,310	3,608,072	24,644	3,611,295	27,435	3,368,806	23,346	2,976,940
ตึกแถวพักอาศัย	11,373	2,400,631	13,651	3,263,333	12,198	3,465,111	9,810	2,397,595	8,822	2,333,789
อาคารชุด										
ต่ำกว่า 6 ชั้นพื้นที่น้อยกว่า 2,000 ตร.ม.	122	178,136	91	139,994	107	159,130	87	144,955	85	100,712
พื้นที่ 2,000-9,999 ตร.ม.	69	316,310	95	398,616	67	229,692	70	258,479	46	164,573
พื้นที่มากกว่า 10,000 ตร.ม.	4	97,882	9	278,295	3	53,939	8	156,756	2	2,160
เพื่อการพาณิชย์ (ตึกแถว/อาคาร/ภัตตาคาร)										
สูง 1-3 ชั้นพื้นที่น้อยกว่า 2,000 ตร.ม.	300	1,151,340	293	1,150,689	350	1,310,155	11	8,528	8	143,184
พื้นที่ 2,000-9,999 ตร.ม.	15	460,707	37	618,067	22	465,849	22	184,205	927	393,893
พื้นที่มากกว่า 10,000 ตร.ม.	740	278,105	1,262	502,363	1,308	370,086	1	108,224	58	214,746
สูงกว่า 3 ชั้นพื้นที่น้อยกว่า 2,000 ตร.ม.	71	338,373	76	337,570	128	588,291	931	1,350,165	6	600,670
พื้นที่ 2,000-9,999 ตร.ม.	13	763,360	25	1,313,816	32	1,944,196	808	209,286	284	1,016,445
พื้นที่มากกว่า 10,000 ตร.ม.										
อาคารสำนักงาน										
ต่ำกว่า 6 ชั้นพื้นที่น้อยกว่า 2,000 ตร.ม.	474	345,959	342	322,174	207	209,089	3	45,851	28	140,160
พื้นที่ 2,000-9,999 ตร.ม.	65	237,931	59	210,996	70	292,152	19	29,901	5	109,419
พื้นที่มากกว่า 10,000 ตร.ม.	3	50,314	1	11,886	5	74,655	32	165,836	4	20,095

บทที่ 1.4

การสำรวจโครงการก่อสร้างในพื้นที่ส่วนขยายของเมืองรอบกรุงเทพมหานคร

ในขั้นตอนนี้ คณะผู้วิจัยเลือกบริเวณชานเมืองกรุงเทพมหานครเป็นพื้นที่เป้าหมายของการสำรวจ เนื่องจากบริเวณดังกล่าวกำลังมีการขยายตัวของเมืองอย่างรวดเร็ว มีปริมาณการก่อสร้างอาคารใหม่เป็นจำนวนมากซึ่งโดยมากจะเป็นที่พักอาศัยและอาคารพาณิชย์ขนาดเล็กถึงปานกลางที่มีลักษณะโครงสร้างซ้ำกันเป็นจำนวนมาก โดยอาคารประเภทนี้มีลักษณะที่เอื้อต่อการก่อสร้างด้วยระบบคอนกรีตสำเร็จรูป กล่าวคือ มีโครงสร้างที่ไม่ซับซ้อนและสามารถผลิตได้ครั้งละจำนวนมาก มีรูปแบบที่เหมือนหรือคล้ายคลึงกันมาก ซึ่งจะทำให้เกิดความคุ้มทุนในการผลิตแบบหล่อขึ้นส่วนสำเร็จรูป

การสำรวจโครงการก่อสร้างได้ทำในช่วงระหว่างวันที่ 5 พฤศจิกายน จนถึง 17 ธันวาคม 2558 โดยมีรายละเอียดเส้นทางการสำรวจดังแสดงในรูปที่ 1.4-1 ข้อมูลที่เก็บในการสำรวจประกอบไปด้วยสถานที่ตั้งของอาคาร รูปแบบการก่อสร้าง (คอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อในที่ หรือคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป) ขนาดพื้นที่ของโครงการก่อสร้างเป็นตารางเมตรและเป็นจำนวนหลังคาเรือน (สำหรับกรณีที่เป็นโครงการก่อสร้างบ้านจัดสรร) ประเภทของอาคารตามลักษณะการใช้งาน และรูปภาพประกอบการสำรวจซึ่งข้อมูลโดยละเอียดในแต่ละตำแหน่งของการสำรวจได้ถูกรวบรวมไว้ในภาคผนวกของรายงานฉบับนี้ ทั้งนี้ การสำรวจได้ครอบคลุมระยะการเดินทางทางโดยประมาณ 1,000 กิโลเมตร และพบอาคารที่อยู่ระหว่างการก่อสร้างทั้งหมดเป็นจำนวน 176 โครงการ (3443 หลัง) โดยมีรายละเอียดของแนวเส้นทางในการสำรวจดังแสดงตามรูปที่ 1.4-1 ถึงรูปที่ 1.4-

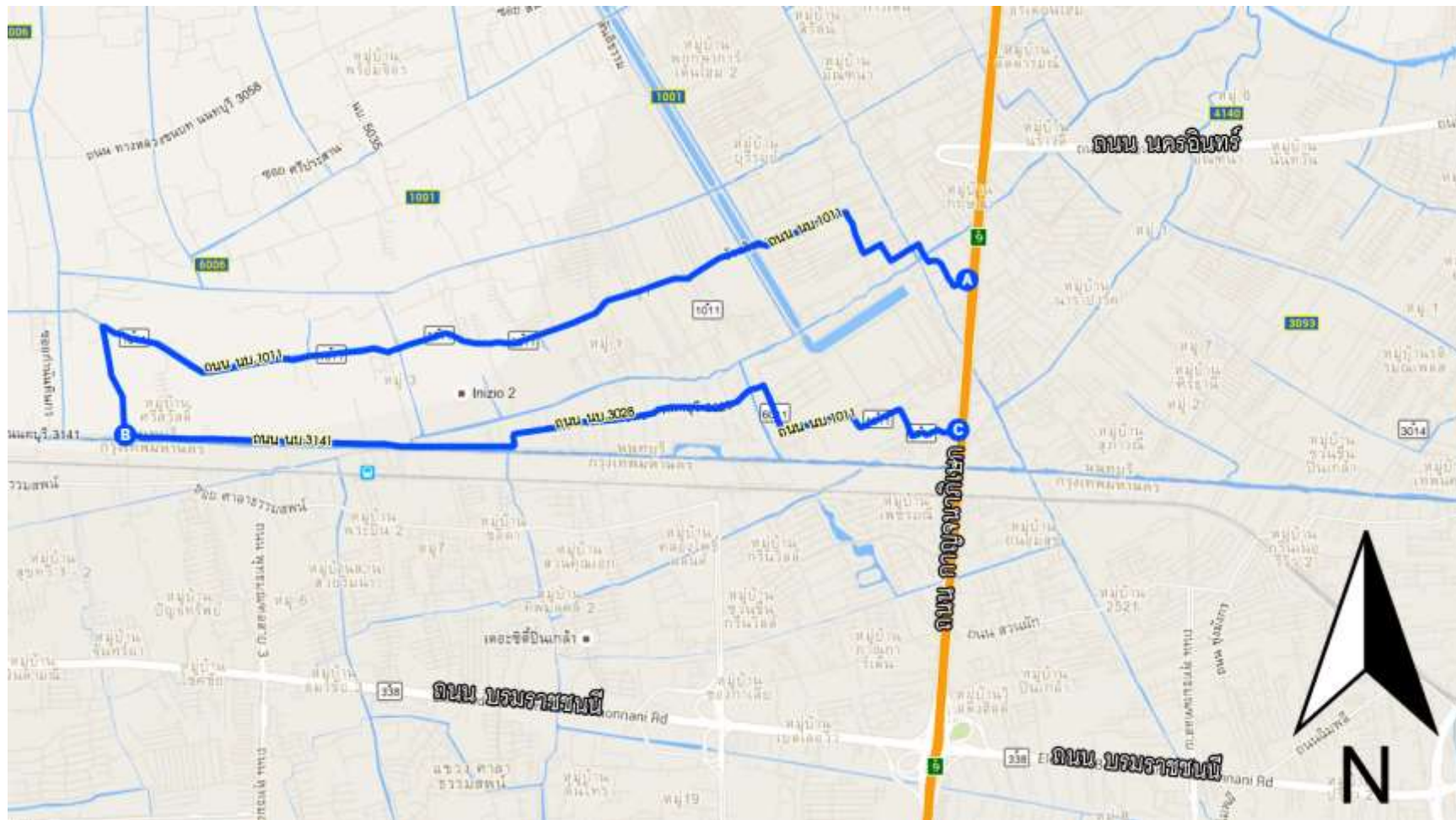
19



รูปที่ 1.4-1 เส้นทางสำรวจโครงการก่อสร้างขนาดกลางและขนาดเล็กในพื้นที่กรุงเทพมหานครรอบนอก

1-17

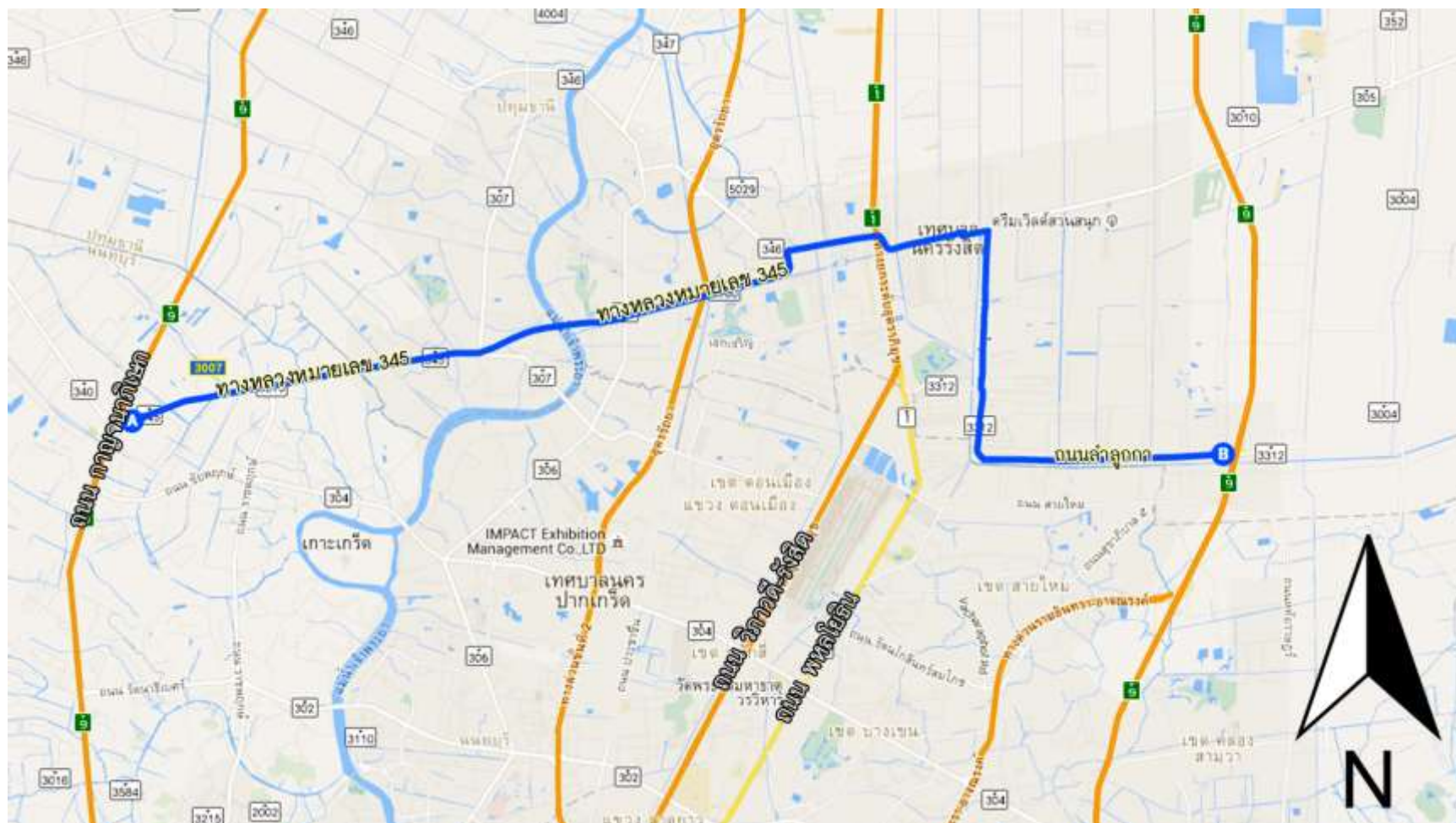
เส้นทางสำรวจในวันที่ 7 พฤศจิกายน 2558



รูปที่ 1.4-4 เส้นทางสำรวจตามถนนวัดส้มเกลี้ยง

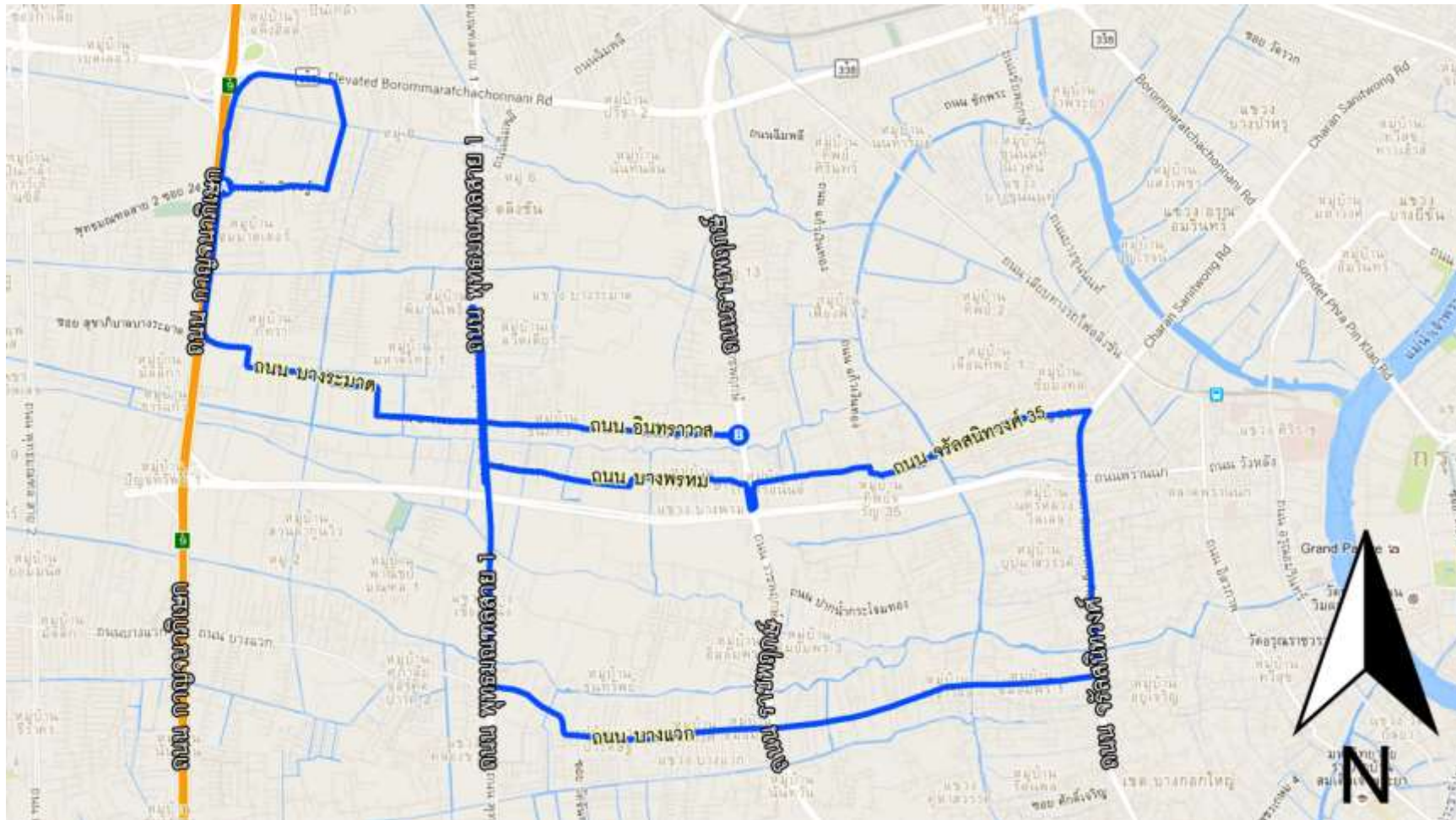
1-20

เส้นทางสำรวจในวันที่ 14 พฤศจิกายน 2558



รูปที่ 1.4-6 เส้นทางสำรวจตามถนนหมายเลข 345 ถนนลำลูกกา

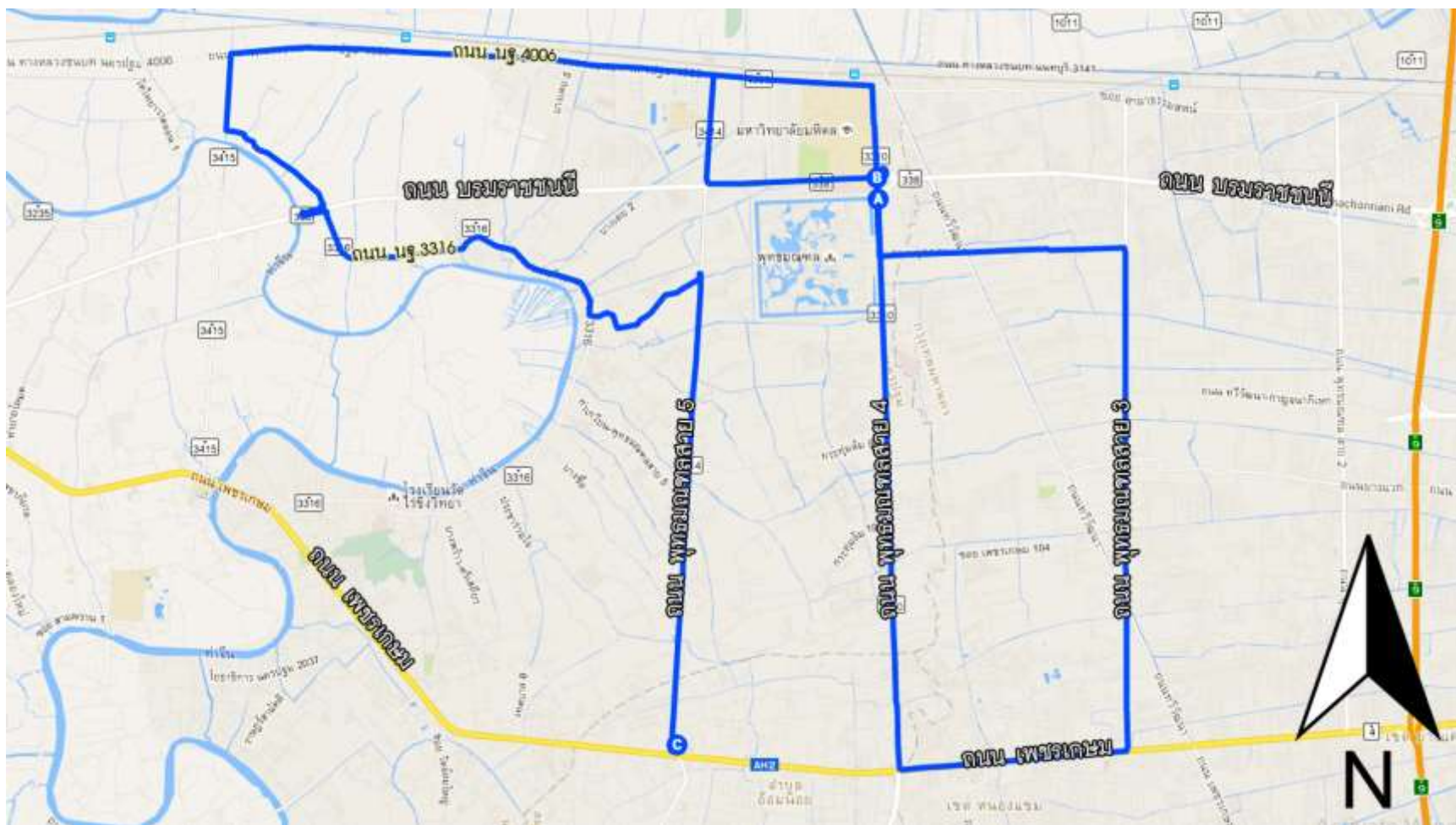
เส้นทางสำรวจในวันที่ 16 พฤศจิกายน 2558



รูปที่ 1.4-7 เส้นทางสำรวจตามถนนบางระมาด, ถนนพุทธมณฑลสาย 1, ถนนบางแวก, ถนนพราณกสาย-สี่

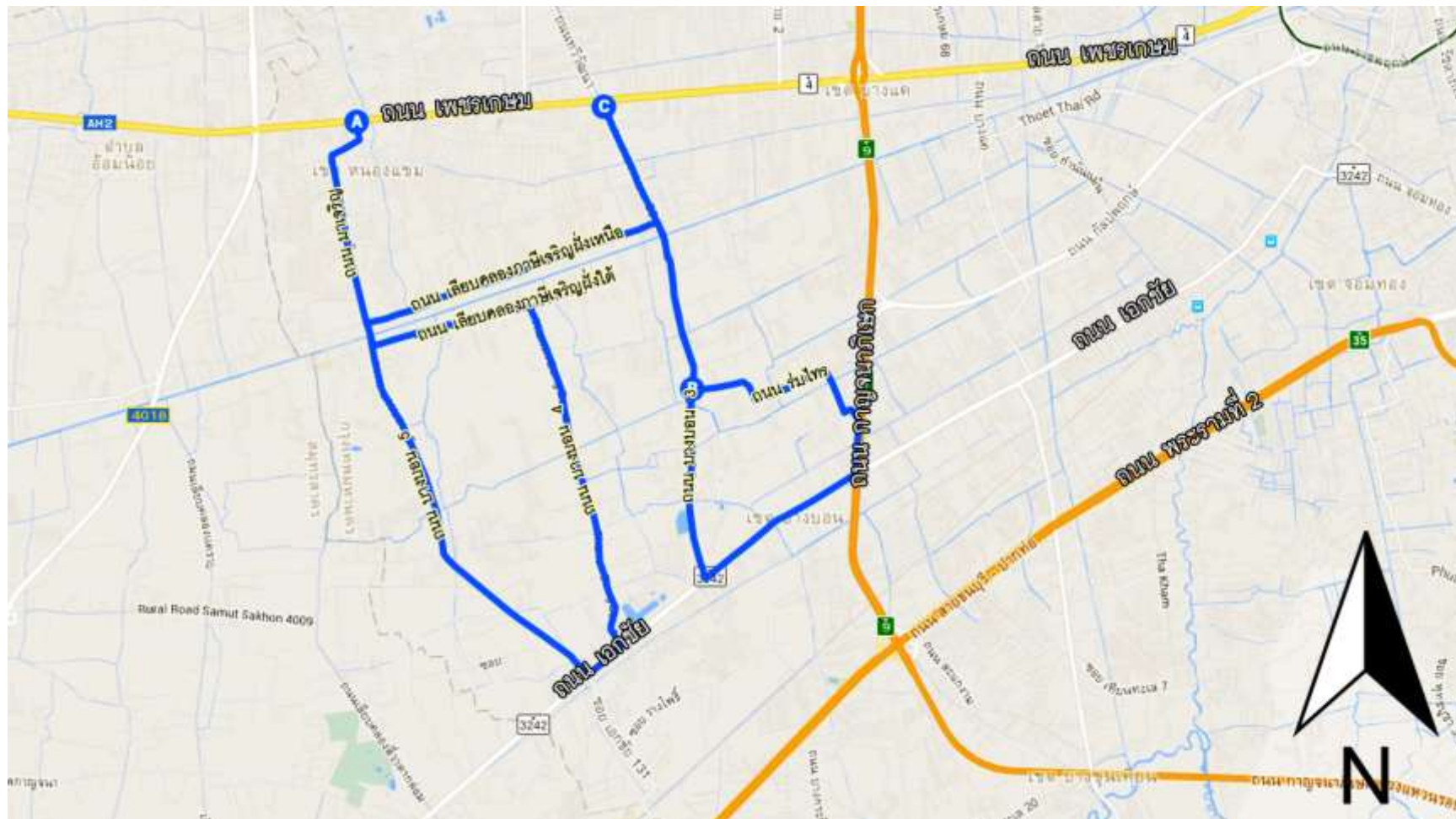
1-23

เส้นทางสำรวจในวันที่ 18 พฤศจิกายน 2558



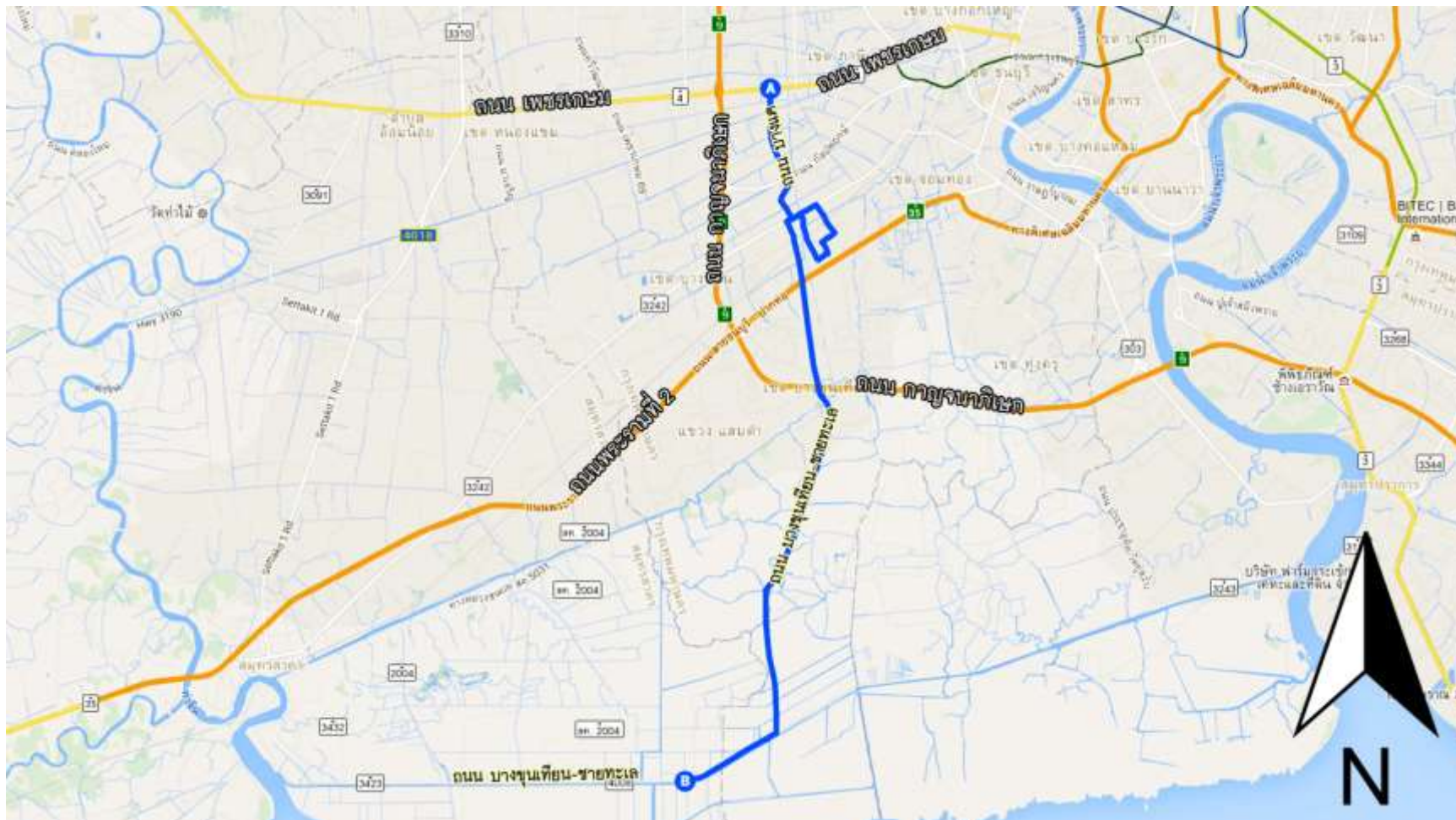
รูปที่ 1.4-9 เส้นทางสำรวจตามถนนพุทธรักษา 4, ถนนเพชรเกษม, ถนนพุทธรักษา 3, ถนนพุทธรักษา 5, ถนนปิ่นเกล้านครชัยศรี-

เส้นทางสำรวจในวันที่ 19 พฤศจิกายน 2558



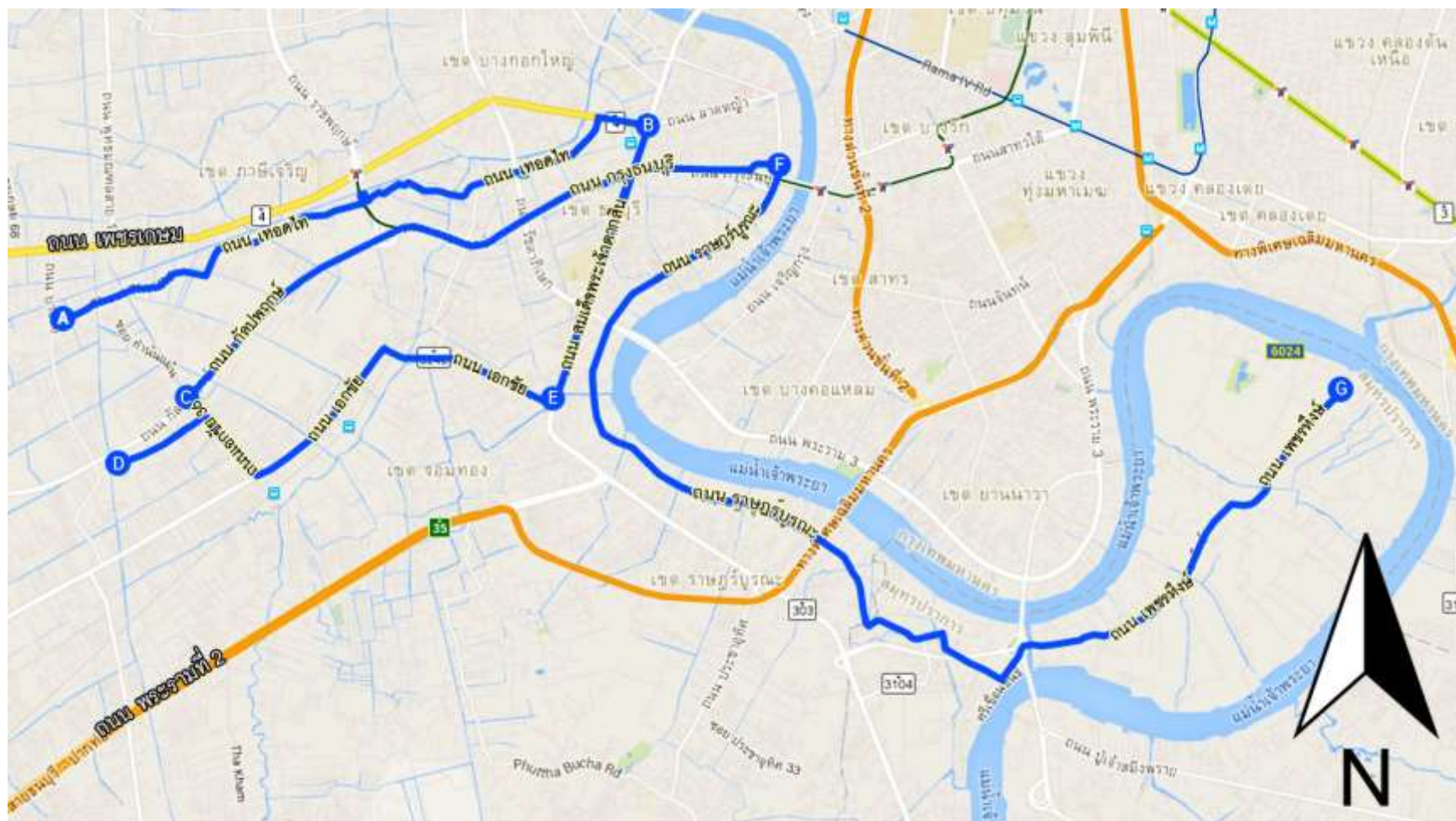
รูปที่ 1.4-10 เส้นทางสำรวจตามถนนบางบอน 3, ถนนบางบอน 4, ถนนบางบอน 5

เส้นทางสำรวจในวันที่ 23 พฤศจิกายน 2558



รูปที่ 1.4-11 เส้นทางสำรวจตามถนนบางขุนเทียน

เส้นทางสำรวจในวันที่ 24 พฤศจิกายน 2558



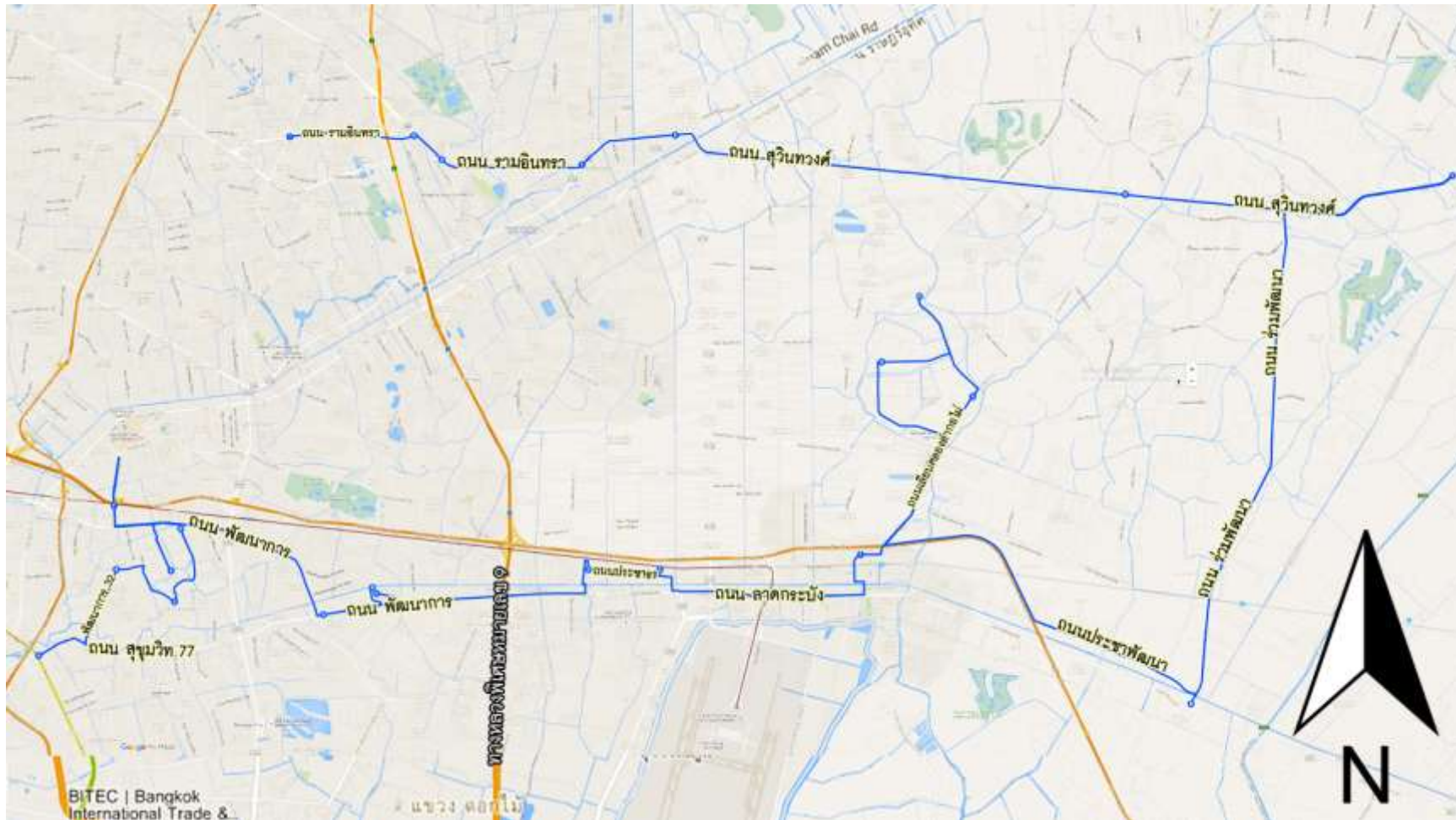
รูปที่ 1.4-12 เส้นทางสำรวจตามถนนเทอดไท, ถนนกัลปพฤกษ์, ถนนจอมทอง, ถนนก้านน้มน้, ถนนราษฎร์บูรณะ, ถนนเพชรหึงค์

เส้นทางสำรวจในวันที่ 25 พฤศจิกายน 2558



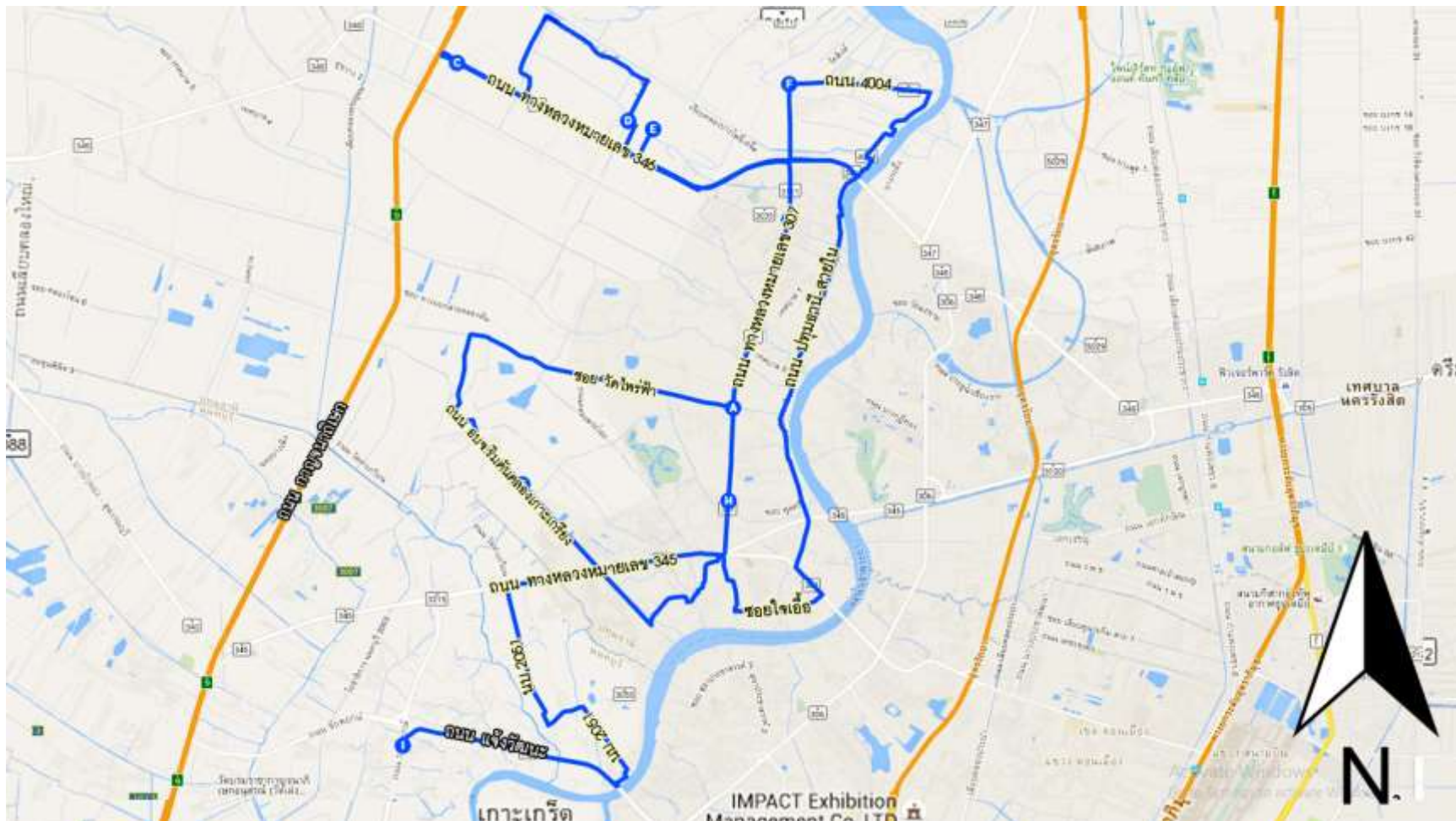
รูปที่ 1.4-13 เส้นทางสำรวจตามถนนฉิมพลี, ถนนทุ่งมังกร, ถนนเลียบทางรถไฟตลิ่งชัน, ถนนบางพรหม, ถนนพราณนกสายสี่-

เส้นทางสำรวจในวันที่ 26 พฤศจิกายน 2558



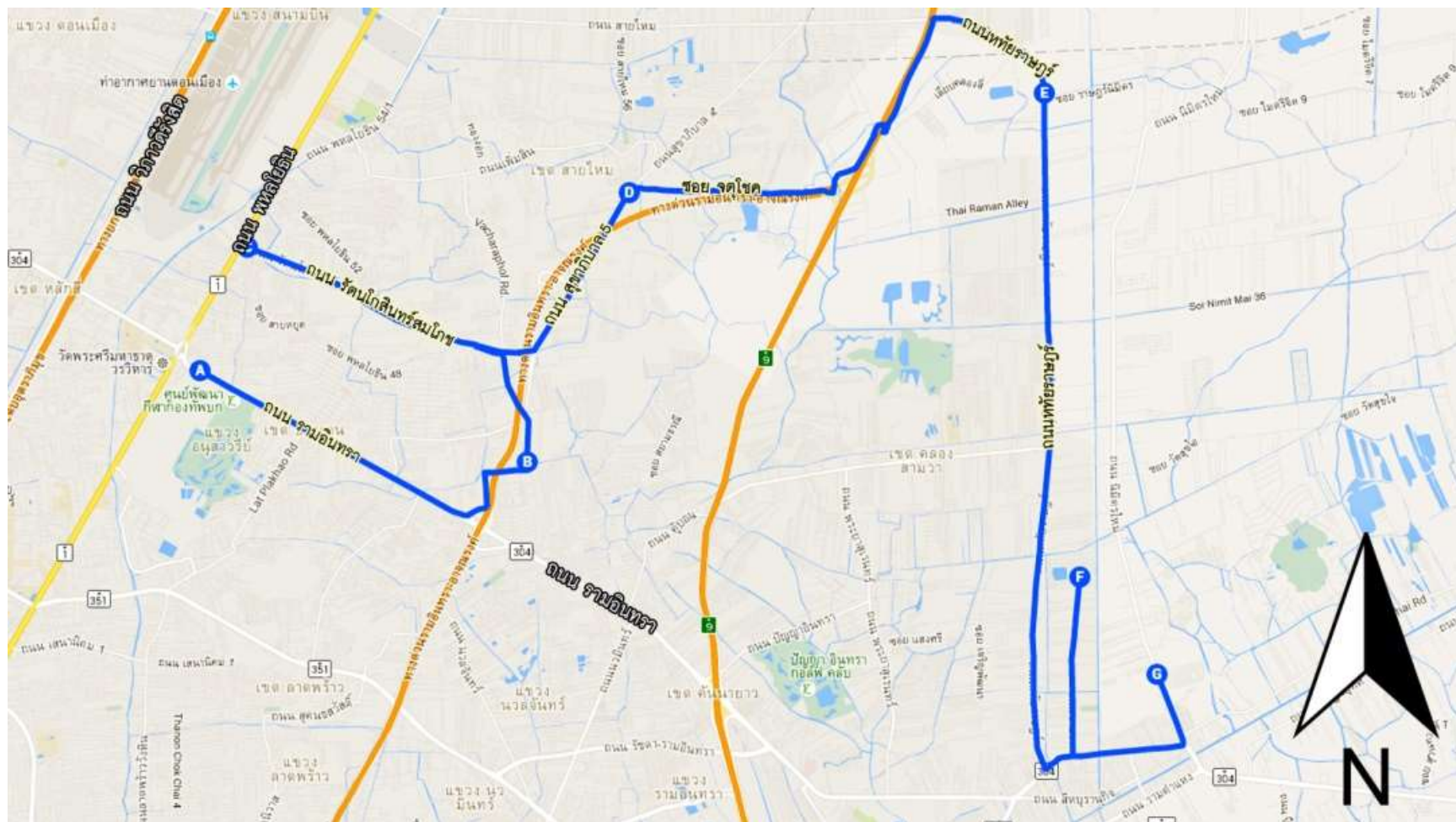
รูปที่ 1.4-14 เส้นทางสำรวจตาม ถนนพัฒนาการ 32, ถนนพัฒนาการ 44, ถนนประชารา, ถนนเลียบคลองลำกอไผ่,ถนนคลองกรุง,ถนนสุวินทวงศ์, ถนนร่วมพัฒนา

เส้นทางสำรวจในวันที่ 10 ธันวาคม 2558



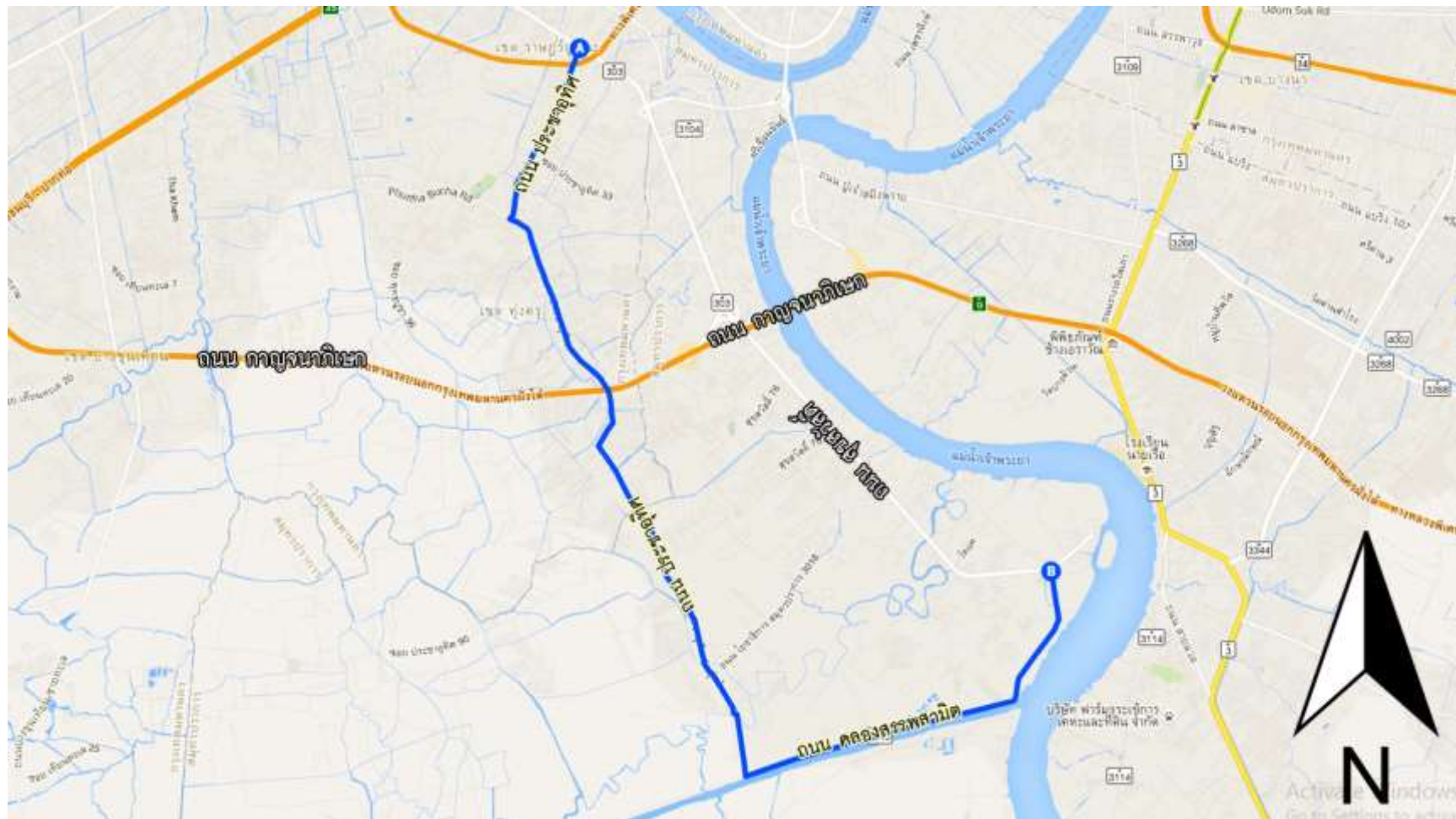
รูปที่ 1.4-15 เส้นทางสำรวจตาม ถนน307, ถนนพัฒนสัมพันธ์, ถนนปทุมธานีสายใน, ถนนโพธิ์ฟ้า

เส้นทางสำรวจในวันที่ 11 ธันวาคม 2558



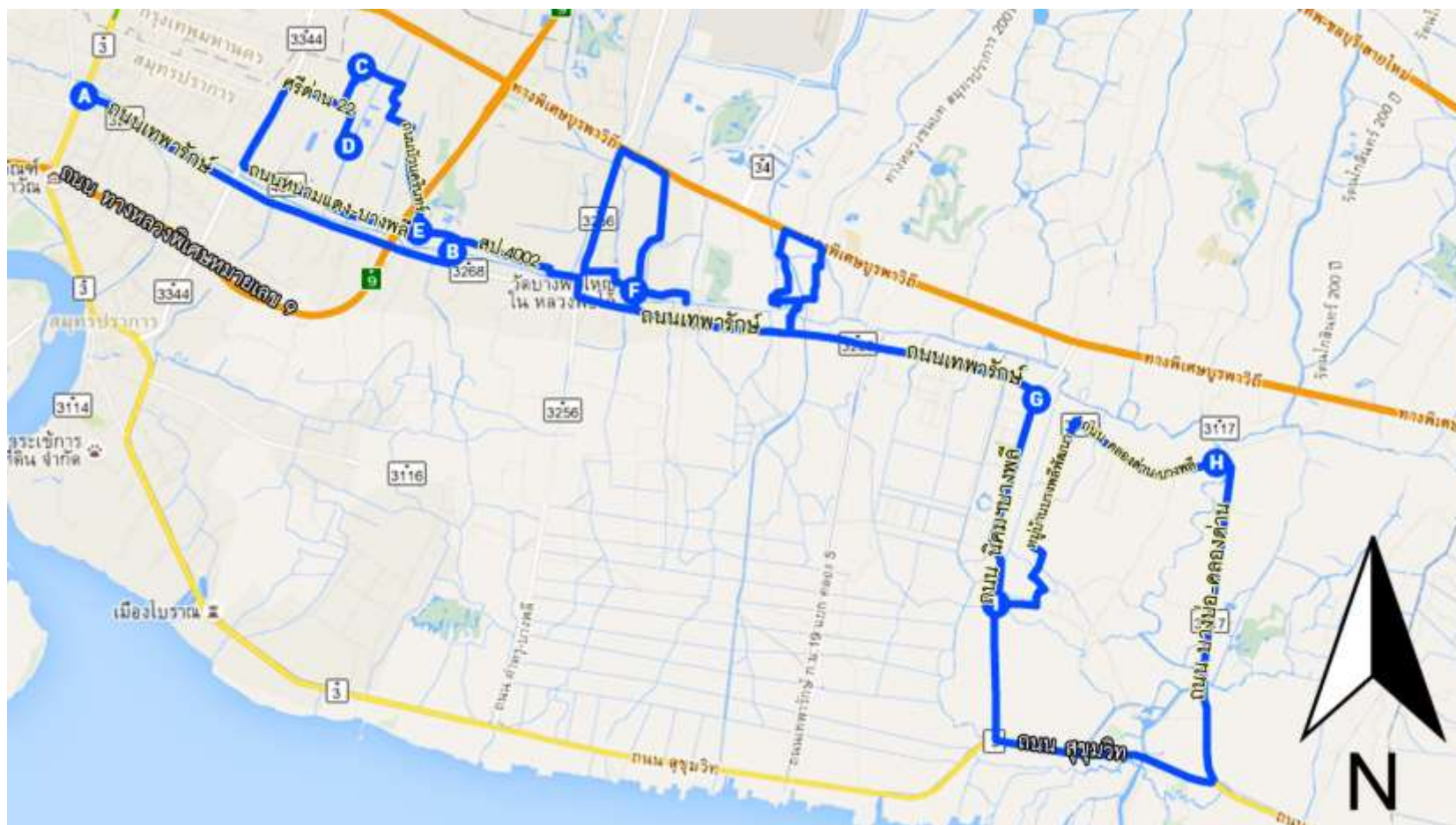
รูปที่ 1.4-16 เส้นทางสำรวจตาม ถนนรามอินทรา, ถนนรัตนโกสินทร์สมโภช, ถนนสุขาภิบาล 5, ถนนซอยจตุโชค, ถนนหทัยราษฎร์

เส้นทางสำรวจในวันที่ 14 ธันวาคม 2558



รูปที่ 1.4-17 เส้นทางสำรวจตาม ถนนประชาอุทิศ

เส้นทางสำรวจในวันที่ 16 ธันวาคม 2558



รูปที่ 1.4-18 เส้นทางสำรวจตาม ถนนเทพารักษ์, ถนน1006 ถนนสุขุมวิท,ถนนบางบ่อคลองด่าน-, ถนนคลองด่านบางพลี-, ถนนหมู่บ้านบางพลีพัฒนา, ถนนสุขาภิบาล 3, ถนนสุขาภิบาล 6, ถนน 4002, ถนนบ้านกรินทร์,ถนนศรีด่าน 22,ถนนวัดหนามแดง

เส้นทางสำรวจในวันที่ 17 ธันวาคม 2558



รูปที่ 1.4-19 เส้นทางสำรวจตาม ถนนพชรเกษม, ถนนสุขุมวิท, ถนนกิ่งแก้ว, ถนนสุขุมวิท 2, ถนนเฉลิมพระเกียรติรัชกาลที่ 9

ตารางที่ 1.4-1 ผลสรุปการสำรวจโครงการก่อสร้างอาคารขนาดเล็กและกลาง

ผลการสำรวจอาคารแบ่งตามประเภท และพื้นที่ใช้สอย	พื้นที่ก่อสร้างโดยรวมของโครงการ ที่มีขนาดน้อยกว่า 1,600 ตารางเมตร				พื้นที่ก่อสร้างโดยรวมของโครงการก่อสร้าง ที่มีขนาดมากกว่า 1,600 ตารางเมตร				รวมทั้งหมด			
	คอนกรีต หล่อในที่	เสาคาน หล่อ สำเร็จ	ผนัง หล่อ สำเร็จ	รวม	คอนกรีต หล่อในที่	เสาคาน หล่อ สำเร็จ	ผนังหล่อ สำเร็จ	รวม	คอนกรีต หล่อในที่	เสาคาน หล่อ สำเร็จ	ผนังหล่อ สำเร็จ	รวม
เพื่อยู่ออาศัย												
บ้านเดี่ยวคอนกรีต	9,468	0	192	9,660	5,160	0	101,990	107,150	14,628	0	102,182	116,810
บ้านแฝด	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
บ้านแถว(ทาวน์เฮ้าส์)	7,840	192	0	8,032	15,146	20,524	213,372	249,042	22,986	20,716	213,372	257,074
ตึกแถวพักอาศัย	6,646	1,125	0	7,771	45,580	6,984	0	52,564	52,226	8,109	0	60,340
อาคารชุด												
ต่ำกว่า 6 ชั้นพื้นที่น้อยกว่า 2,000 ตร.ม.	7,772	0	0	7,772	48,088	0	0	48,088	55,860	0	0	55,860
พื้นที่ 2,000-9,999 ตร.ม.	0	0	0	0	26,040	0	0	26,040	26,040	0	0	26,040
พื้นที่มากกว่า 10,000 ตร.ม.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
เพื่อการพาณิชย์(ตึกแถว/อาคาร/ ภัตตาคาร)												

สูง 1-3 ชั้นพื้นที่น้อยกว่า 2,000 ตร.ม.	13,742	666	0	14,408	34,962	16,200	0	51,162	48,704	16,866	0	65,570
พื้นที่ 2,000-9,999 ตร.ม.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
พื้นที่มากกว่า 10,000 ตร.ม.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
สูงกว่า 3 ชั้นพื้นที่น้อยกว่า 2,000 ตร.ม.	7,744	700	0	8,444	74,629	8,496	0	83,125	82,373	9,196	0	91,569
พื้นที่ 2,000-9,999 ตร.ม.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
พื้นที่มากกว่า 10,000 ตร.ม.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
อาคารสำนักงาน												
ต่ำกว่า 6 ชั้นพื้นที่น้อยกว่า 2,000 ตร.ม.	12,028	2,580	0	14,608	98,709	0	50,000	148,709	110,737	2,580	50,000	163,317
พื้นที่ 2,000-9,999 ตร.ม.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
พื้นที่มากกว่า 10,000 ตร.ม.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

ผลการสำรวจโครงการก่อสร้างอาคารขนาดเล็กและกลางดังแสดงในตารางที่ 1.4-1 ซึ่งแสดงข้อมูลขนาดพื้นที่ใช้สอยทั้งหมดของโครงการก่อสร้าง โดยจัดกลุ่มตามประเภทอาคารและแบ่งแยกวิธีการก่อสร้างไว้เป็น 3 รูปแบบ คือ การหล่อคอนกรีตโครงสร้างเสาคานในที่รวมกับการใช้พื้นสำเร็จ การใช้โครงสร้างเสาคานคอนกรีตสำเร็จรูป และการใช้ผนังรับน้ำหนักคอนกรีตสำเร็จรูป

จากผลการสำรวจพื้นที่โครงการก่อสร้างกว่า 850,000 ตารางเมตร พบว่าพื้นที่ก่อสร้าง 49.3% ยังคงใช้การก่อสร้างด้วยวิธีการหล่อคอนกรีตในที่แบบหล่อในที่ส่วนพื้นที่ก่อสร้างอีก 42.6% ซึ่งทั้งหมดเป็นโครงการบ้านจัดสรร ใช้ระบบผนังรับน้ำหนักคอนกรีตหล่อสำเร็จและพื้นที่ก่อสร้างที่เหลือ 8.1% ใช้โครงสร้างเสาคานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป

เมื่อพิจารณาข้อมูลผลสำรวจแยกตามประเภทของอาคารจะพบว่า โครงการก่อสร้างบ้านเดี่ยว บ้านแฝดและทาวน์เฮ้าส์ที่มีพื้นที่ก่อสร้างภายในแต่ละโครงการน้อยกว่า 1,600 ตารางเมตรมีพื้นที่รวมจากการสำรวจทั้งสิ้นเป็น 17,000 ตารางเมตร เกือบทั้งหมดยังคงดำเนินการก่อสร้างด้วยการหล่อคอนกรีตในที่ ส่วนโครงการบ้านจัดสรรขนาดใหญ่ที่มีพื้นที่การก่อสร้างในแต่ละโครงการมากกว่า 1,600 ตารางเมตรพบว่ามีพื้นที่ก่อสร้างรวมกว่า 345,000 ตารางเมตรและใช้รูปแบบการก่อสร้างด้วยระบบกำแพงรับน้ำหนักคอนกรีตสำเร็จรูปมากถึง 76% โดยทั้งหมดล้วนเป็นโครงการของบริษัทพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ขนาดใหญ่ ซึ่งเป็นไปตามคุณลักษณะของโครงการที่เอื้อต่อการลงทุนในระบบการผลิตกำแพงคอนกรีตสำเร็จรูปที่มีความซับซ้อนและมีความคุ้มค่าเฉพาะการผลิตเป็นปริมาณมากเท่านั้น

สำหรับการก่อสร้างตึกแถวพักอาศัยและอาคารพาณิชย์ซึ่งเป็นการลงทุนโดยเอกชนรายย่อยนั้น จะพบทั้งการก่อสร้างที่ใช้ระบบโครงสร้างคอนกรีตหล่อในที่และการใช้โครงสร้างเสาคานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป โดยในกรณีของโครงการขนาดเล็กที่มีพื้นที่ก่อสร้างต่อโครงการน้อยกว่า 1,600 ตารางเมตร พบว่ามีพื้นที่รวมกันเป็น 53,000 ตารางเมตร มีการก่อสร้างที่ใช้โครงสร้างเสาคานคอนกรีตหล่อสำเร็จเป็นสัดส่วน 6.2% ส่วนในกรณีของโครงการที่มีพื้นที่ก่อสร้างต่อโครงการมากกว่า 1,600 ตารางเมตรนั้น พบการก่อสร้างที่ใช้ระบบโครงสร้างเสาคานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป 10.35% จากปริมาณพื้นที่ก่อสร้างทั้งหมด 440,000 ตารางเมตร ซึ่งเห็นได้ว่าอัตราส่วนระหว่างอาคารที่ก่อสร้างโดยใช้โครงสร้างเสาคานคอนกรีตสำเร็จรูปเทียบกับการหล่อคอนกรีตในที่จะมีปริมาณที่เพิ่มขึ้นตามขนาดพื้นที่การก่อสร้างของโครงการที่มีขนาดใหญ่ขึ้น ทั้งนี้ เพราะการก่อสร้างด้วยระบบเสาคานสำเร็จรูปเอื้อต่อการดำเนินงานก่อสร้างได้พร้อมกันในหลายอาคารทำให้สามารถลดระยะเวลาการก่อสร้างรวมของโครงการลงได้

หากนำข้อมูลสัดส่วนของงานก่อสร้างด้วยระบบโครงสร้างสำเร็จรูปมาประกอบกับปริมาณงานก่อสร้างในแต่ละปีจากการสำรวจของสำนักงานสถิติแห่งชาติ แล้วนำมาประมาณการใช้โครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูป จะพบว่า จะมีอาคารเป็นจำนวนกว่าเจ็ดหมื่นหลังคาเรือน หรือ สิบสี่ล้านตารางเมตร ที่ถูกปลูกสร้างด้วยระบบโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูป โดยจะถูกแบ่งเป็นระบบผนังคอนกรีตสำเร็จรูปรับแรงเป็นจำนวนหกหมื่นหลังคาเรือน (สิบสองล้านตารางเมตร) และระบบโครงข้อแข็งคอนกรีตสำเร็จรูปเป็นจำนวนหนึ่งหมื่นหลังคาเรือน (สองล้านตารางเมตร) ทั้งนี้ ในปัจจุบันยังไม่มีข้อมูลสมรรถนะของโครงสร้างสำเร็จรูป (ก่อสร้างด้วยรายละเอียดการเชื่อมต่อโครงสร้างแบบที่ใช้ในประเทศไทย) ภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว จึงมี

ความจำเป็นที่จะต้องทำการศึกษาทดสอบโครงสร้างระบบดังกล่าว เพื่อให้เข้าใจถึงพฤติกรรม และสามารถพัฒนาเป็น
ข้อกำหนดเพื่อป้องกันความเสียหายในวงกว้างที่จะเกิดจากแรงแผ่นดินไหวในอนาคต

บทที่ 1.5

รูปแบบและรายละเอียดวิธีการก่อสร้างโครงข้อแข็งเสาและคานคอนกรีตสำเร็จรูป

จากการสำรวจภาคสนามและข้อมูลที่ได้รับตามอนุเคราะห์จากทางบริษัทผลิตชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปพบว่า รายละเอียดการเชื่อมต่อชิ้นส่วนโครงสร้างหล่อสำเร็จของผู้ผลิตแต่ละรายนั้นมีความคล้ายคลึงกันโดยอาจแบ่งรูปแบบตามรูปแบบดังต่อไปนี้

1.5.1 วิธีการผลิตชิ้นส่วนโครงสร้างสำเร็จรูป

ผู้ผลิตชิ้นส่วนโครงสร้างสำเร็จรูปที่พบโดยส่วนมากจะผลิตชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปโดยใช้การเสริมเหล็กในคอนกรีตแบบไม่อัดแรงเหมือนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อในที่โดยทั่วไป แต่ในผู้ผลิตบางรายที่มีความสามารถในการผลิตคอนกรีตอัดแรงอยู่แล้ว อาทิเช่น ผู้ผลิตเสาเข็มคอนกรีตอัดแรงมีการนำระบบลวดอัดแรงเข้ามาเสริมให้กับการผลิตชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป ซึ่งจะทำให้ชิ้นส่วนสำเร็จรูปจากผู้ผลิตเหล่านี้จะมีทั้งเหล็กเสริมแบบปกติร่วมกับลวดคอนกรีตอัดแรง ทั้งนี้ ชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปที่ใช้ลวดอัดแรงจะคงทนต่อการแตกร้าวระหว่างการขนส่งมากกว่าการใช้เหล็กเสริมธรรมดาเพียงอย่างเดียว นอกจากนี้ ปริมาณน้ำหนักเหล็กในโครงสร้างจะลดลงอย่างมีนัยยะเนื่องจากกำลังรับแรงดึงของลวดอัดแรงที่สูงกว่าเหล็กเสริมสองถึงสามเท่าตัวโดยประมาณ ทำให้ช่วยประหยัดต้นทุนค่าผลิตชิ้นส่วนลงได้ โดยรูปที่ 1.5-1 แสดงภาพคานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปที่ใช้ระบบคอนกรีตอัดแรงร่วมในการผลิต



รูปที่ 1.5-1 คานคอนกรีตสำเร็จรูปที่ใช้ระบบคอนกรีตอัดแรงร่วมในการผลิต (อ้างอิงจากบริษัท เอ็นวัน จำกัด)

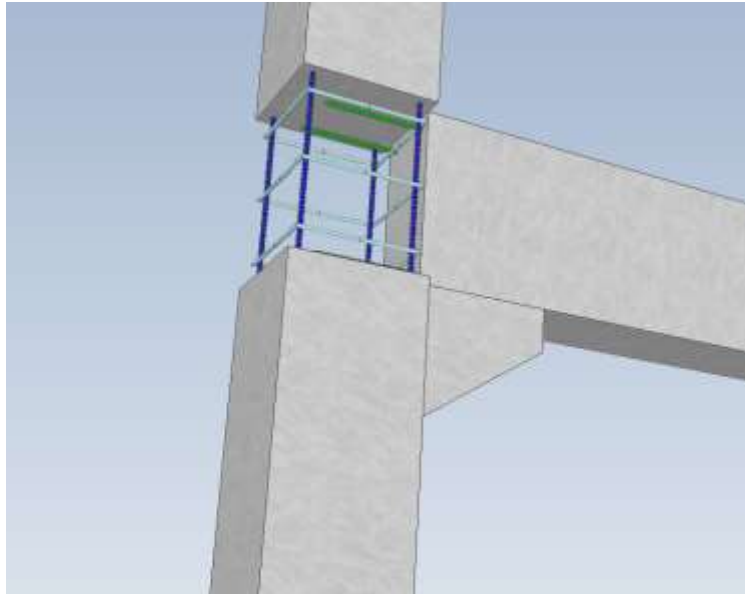
1.5.2 วิธีการก่อสร้างเสา

วิธีการก่อสร้างของเสาที่พบใช้งานมีอยู่สองรูปแบบหลักคือการหล่อเสาในที่แล้วติดตั้งคานคอนกรีตแบบหล่อสำเร็จรูป กับการก่อสร้างที่ใช้ทั้งเสาและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป

การก่อสร้างแบบใช้เสาหล่อในที่ร่วมกับคานหล่อสำเร็จดังแสดงในรูปที่ 1.5-2 มักจะพบการใช้งานกับอาคารที่มีความสูงไม่มาก เพื่อการหลีกเลี่ยงความยุ่งยากในการยกและควบคุมคุณภาพการติดตั้งเสาสำเร็จรูป ขั้นตอนการทำงานจะเริ่มจากหล่อเสา คอนกรีตในที่ซึ่งจะมีการเตรียมบ่าหูช้างเหล็กชั่วคราวไว้สำหรับรองรับการติดตั้งคานด้วยการยกวางด้วยรถปั้นจั่นดังรูปที่ 1.5-6 โดยในบางกรณีอาจหล่อแป้นหูช้างให้เป็นส่วนหนึ่งของเสาดังแสดงในรูปที่ 1.5-3 ซึ่งไม่เป็นที่นิยมนักเนื่องจากความลำบากในการทำงาน



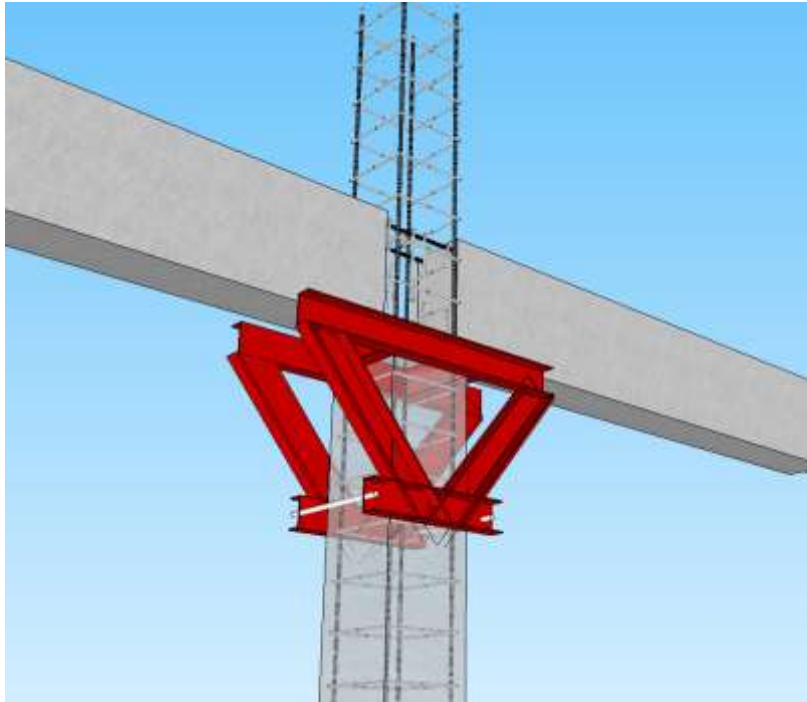
รูปที่ 1.5-2 ระบบการก่อสร้างแบบใช้เสาหล่อในที่ร่วมกับคานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป (อ้างอิงจาก หก .ธรรณัทกร)



รูปที่ 1.5-3 ภาพจำลองแสดงการติดตั้งคานสำเร็จรูปที่มีการหล่อแป้นหูช้างคอนกรีตรองรับ



รูปที่ 1.5-4 การติดตั้งคานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบที่มีการหล่อแป้นหูช้างคอนกรีตรองรับคาน ยึดติดเป็นส่วนหนึ่งของเสา
(อ้างอิงจาก บริษัท พุงคาคอนกรีต จำกัด)



รูปที่ 1.5-5 ภาพจำลองการติดตั้งคานแบบมีโครงสร้างรองรับชั่วคราว

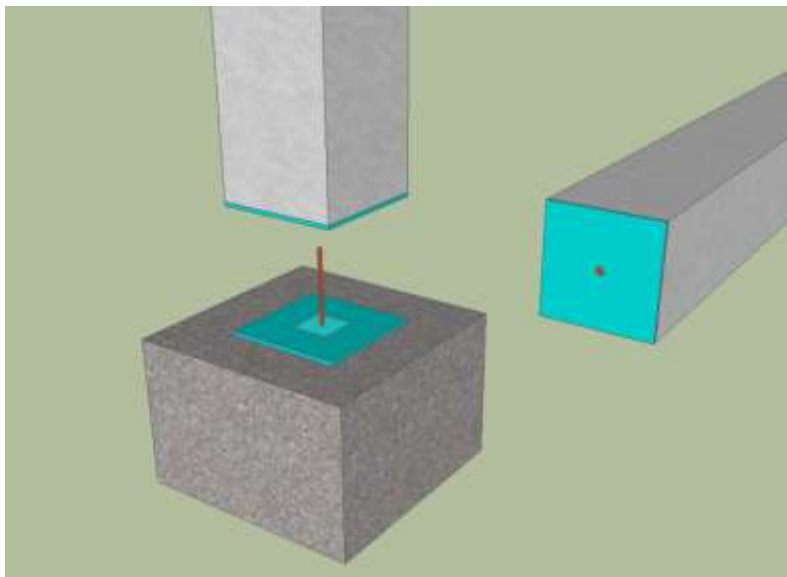


รูปที่ 1.5-6 การติดตั้งคานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบใช้โครงสร้างรองรับชั่วคราว อ้างอิงจาก)บริษัท พุ่งคาคอนกรีต จำกัด(

สำหรับการก่อสร้างอีกแบบที่ใช้ทั้งเสาและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปนั้นสามารถแบ่งออกไปได้อีกเป็นสองกลุ่มย่อยตามลักษณะวิธีการเชื่อมต่อปลายเสาคือ

ชนิดที่ใช้การเชื่อมต่อปลายเสาด้านแผ่นเหล็กหรือคานเหล็กรูปพรรณ โดยเสาหล่อสำเร็จประเภทนี้จะมีแผ่นเหล็กหรือคานเหล็กรูปพรรณติดตั้งอยู่เป็นส่วนหนึ่งของปลายเสา และอาจมีการเว้นช่องไว้สำหรับสอดเหล็กกำกับแนวศูนย์กลางเสา

ดังแสดงในรูปที่ 1.5-5 และรูปที่ 1.5-6 การติดตั้งจะทำการเชื่อมแผ่นเหล็กที่ปลายเสาเข้ากับแผ่นเหล็กที่อีกด้านของจุดรองรับ โดยวิธีการเชื่อมต่อแบบนี้จะพบมากในการติดตั้งเสาเข้ากับฐานรากหรือ ตอม่อของอาคาร



รูปที่ 1.5-7 ภาพจำลองแสดงรอยต่อเสากับส่วนฐานราก

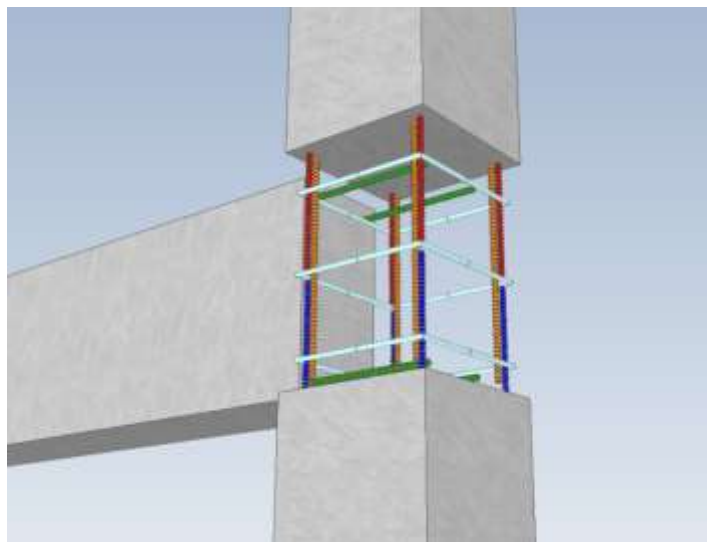


รูปที่ 1.5-8 เสาคอนกรีตหล่อสำเร็จชนิดที่ต่อปลายด้วยแผ่นเหล็ก (อ้างอิงจากบริษัท เอส เค คอนกรีต โปรดักส์ จำกัด)



รูปที่ 1.5-9 จุดรองรับเสาที่ติดตั้งด้วยการเชื่อมแผ่นเหล็กและเหล็กกำกับแนว (อ้างอิงจากบริษัท เอส เค คอนกรีต โปรดักส์ จำกัด)

อีกรูปแบบหนึ่งของเสาหล่อสำเร็จรูปจะใช้การต่อทาบเหล็กเสริมที่ปลายของเสาแล้วทำการเชื่อมดังแสดงในรูปที่ 1.5-7 โดยที่ปลายของเสาหล่อสำเร็จรูปจะเหล็กเสริมโผล่เอาไว้ให้เพียงพอสำหรับระยะทาบ โดยหลังจากการติดตั้งเสาเข้าตำแหน่งแล้วเหล็กเสริมของเสาด้านบนและล่างจะถูกเชื่อมทาบต่อกันให้เกิดความต่อเนื่อง



รูปที่ 1.5-10 ภาพจำลองการต่อเสาแบบทาบเหล็กเสริม

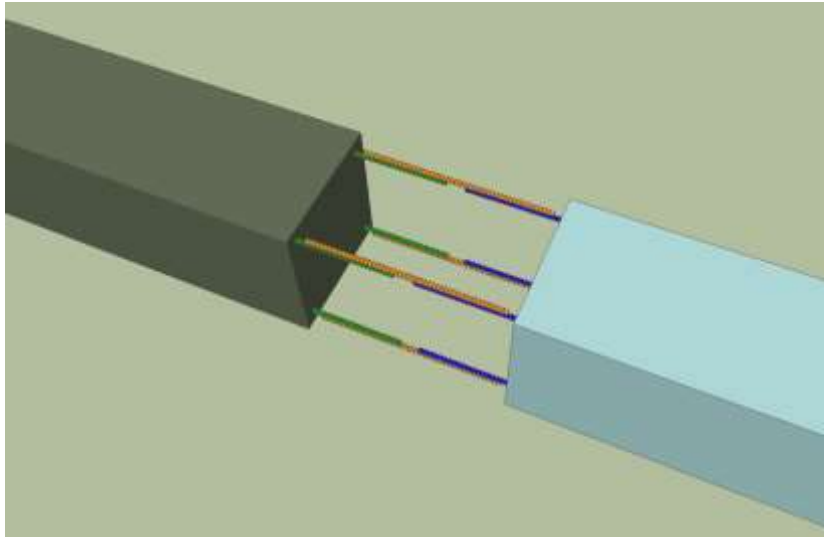


รูปที่ 1.5-11 การก่อสร้างแบบใช้ทั้งคานและเสาคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปแบบอาศัยการต่อทาบเหล็กเสริม (อ้างอิงจากบริษัท
พรีคาสต์ โปรดักส์ จำกัด)

1.5.3 วิธีการเชื่อมต่อนคานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปบริเวณเสาและคาน

การเชื่อมต่อนคานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปเข้ากับโครงสร้างจะสามารถแบ่งย่อยออกได้เป็นสามกลุ่มคือแบบที่ใช้การต่อทาบเหล็กเสริมที่ปลายคาน แบบที่ใช้การติดตั้งชิ้นส่วนสำหรับรองรับไว้ที่ปลายคาน และแบบที่ใช้รอยต่อที่ออกแบบมาเป็นพิเศษ

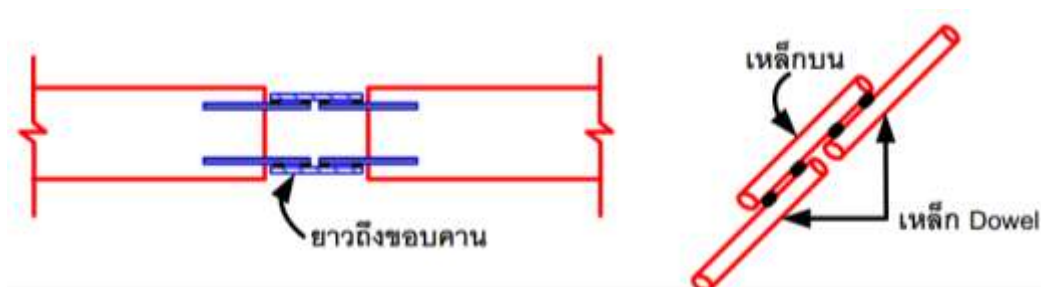
การเชื่อมต่อนคานแบบที่อาศัยการต่อทาบเหล็กเสริมนั้นเป็นที่นิยมสำหรับผู้ผลิต ที่ปลายทั้งสองฝั่งของคานคอนกรีตหล่อสำเร็จจะมีเหล็กเสริมยื่นปลายโผล่เอาไว้ โดยผู้ผลิตบางรายจะเผื่อความยาวระยะยื่นของเหล็กเสริมที่ปลายคานไว้อย่างเพียงพอให้สามารถทำการเชื่อมต่อเหล็กคานได้ด้วยการเชื่อมทาบเหล็กคานของทั้งสองฝั่งเลย ผู้ผลิตรายอื่นๆจะให้ระยะยื่นของเหล็กเสริมที่ปลายคานเพียงเล็กน้อย แล้วใช้เหล็กยึดรั้งอีกชิ้นหนึ่งเป็นตัวเชื่อมต่อระหว่างเหล็กคานทั้งสองฝั่ง และเปิดรอยต่อของเสาและคานด้วยคอนกรีตหรือวัสดุแทนที่คอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงกว่าคอนกรีตปกติของเสาและคาน จากข้อมูลที่ได้รับจากบริษัทผู้ผลิต รอยต่อนคานแบบที่ใช้เหล็กยึดรั้งเชื่อมต่อเหล็กปลายคานจะเป็นที่นิยมมากที่สุด ทั้งนี้รายละเอียดรูปแบบหน้าตัด ระยะยื่นของเหล็กเสริมที่ปลายชิ้นส่วนเสาและคาน ขนาดของเหล็กยึดรั้ง ลวดเชื่อมรวมไปถึงความยาวของรอยเชื่อมจะมีความแตกต่างกันไปตามการออกแบบของผู้ผลิตแต่ละราย



รูปที่ 1.5-12 ภาพจำลองการต่อคานแบบเชื่อมทาบ

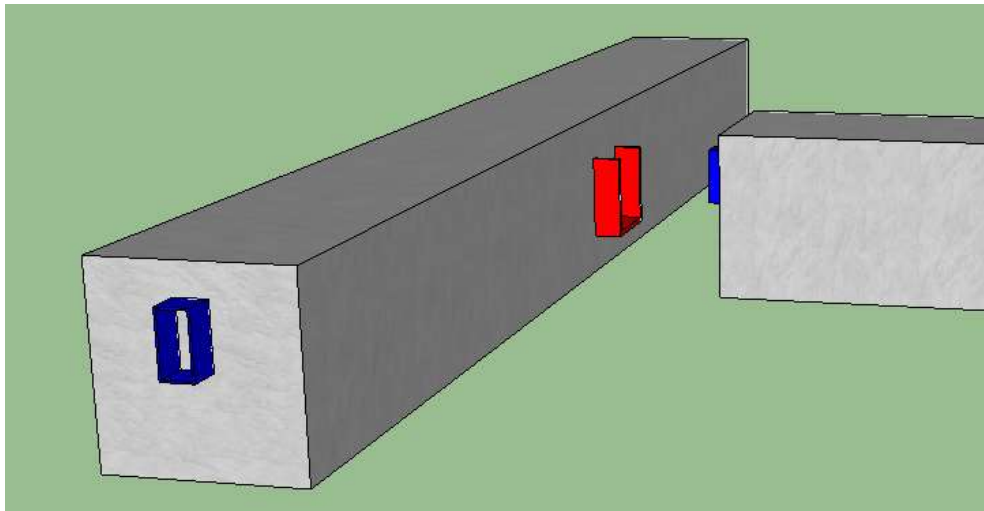


รูปที่ 1.5-13 คานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปแบบที่มีเหล็กเสริมโผล่ไว้สำหรับเชื่อมต่อ (อ้างอิงจาก บริษัท พรึคาส โปรดักส์ จำกัด)



รูปที่ 1.5-14 วิธีเชื่อมต่อคานคอนกรีตหล่อสำเร็จแบบที่ใช้การเชื่อมทาบเหล็กเสริม(อ้างอิงจาก บริษัทโอเคพรีคาสท์จำกัด)

รูปแบบการเชื่อมต่อกานชนิดถัดมาเป็นแบบที่ใช้การติดตั้งชิ้นส่วนสำหรับรองรับไว้ที่ปลายคานดังแสดงในรูปที่ 1.5-15 โดยที่ปลายของคานหล่อสำเร็จจะมีการติดตั้งชิ้นส่วนเหล็กกล่องเอาไว้ เพื่อวางติดตั้งเข้ากับด้านข้างของเสาหรือบริเวณจุดต่อซึ่งจะมีการฝังชิ้นส่วนรองรับเช่นเหล็กวางน้ำเอาไว้ รูปแบบการต่อกานลักษณะนี้จะพบใช้มากในการติดตั้งคานย่อยเข้ากับคานหลักเนื่องจากจุดที่เชื่อมต่อกานจะมีลักษณะพฤติกรรมเป็นจุดหมุนการต่อในลักษณะนี้ ส่งผลให้คานมีพฤติกรรมแบบคานช่วงเดียว (Simple Beam) ซึ่งไม่เหมาะที่จะใช้เป็นส่วนหนึ่งของโครงข้อแข็งซึ่งต้องมีการรับแรงทางด้านข้าง

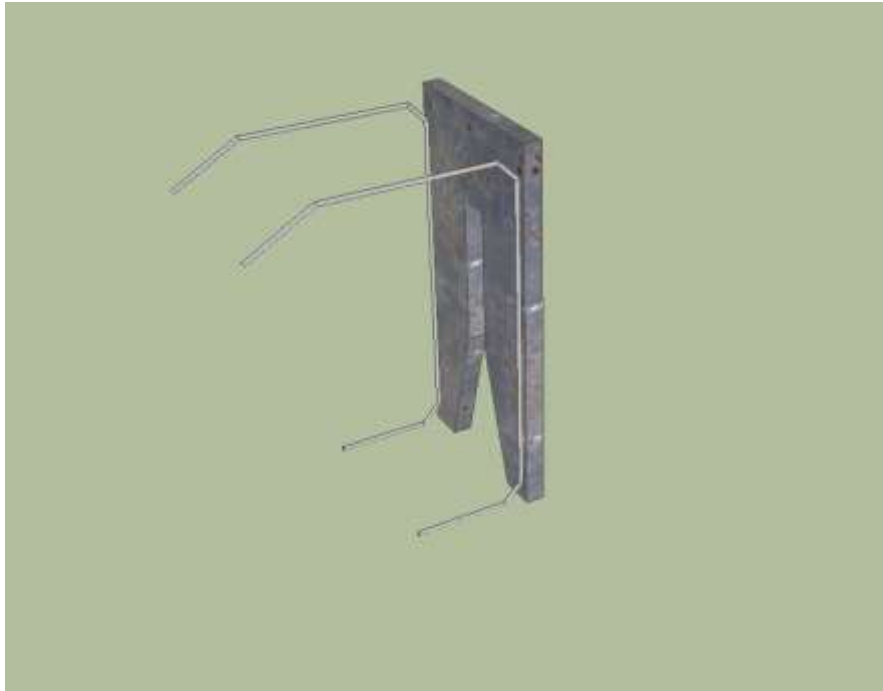


รูปที่ 1.5-15 ภาพจำลองแสดงวิธีการติดตั้งชิ้นส่วนรองรับสำเร็จ



รูปที่ 1.5-16 คานคอนกรีตสำเร็จรูปแบบที่ใช้เหล็กกล่องเป็นชิ้นส่วนรองรับน้ำหนักชั่วคราว (อ้างอิงจากบริษัท ทีซี คอนกรีตอัดแรง จำกัด)

รูปแบบสุดท้ายที่พบสำหรับรูปแบบการต่อคานคอนกรีตหล่อสำเร็จคือ การที่ผู้ผลิตออกแบบรอยต่อเป็นพิเศษเพื่อให้มีคุณลักษณะตามที่ต้องการดังเช่นในรูปที่ 1.5-17 อย่างไรก็ตามจากการสำรวจผลิตภัณฑ์ที่มีอยู่พบผู้ผลิตที่ทำการออกแบบรอยต่อพิเศษเหล่านี้เป็นจำนวนน้อย



รูปที่ 1.5-17 ภาพจำลองรอยต่อโครงสร้างสำเร็จรูป



รูปที่ 1.5-18 รอยต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบที่ผู้ผลิตออกแบบเป็นพิเศษ (อ้างอิงจากบริษัทพิบูลย์คอนกรีต จำกัด)

บทที่ 1.6

การจำแนกประเภทจุดต่อโครงสร้างเสา-คานสำเร็จรูป

1.6.1 การจำแนกประเภทจุดต่อโครงสร้างเสา-คานสำเร็จรูป

คณะวิจัยได้ทำการสำรวจงานก่อสร้างอาคารพักอาศัยและอาคารพาณิชย์ที่ใช้โครงสร้างเสา-คานหล่อสำเร็จเพิ่มเติม และพบว่าในการออกแบบอาคารส่วนใหญ่นั้น พิจารณาการรับแรงในแนวดิ่งจากน้ำหนักบรรทุกตายตัวและน้ำหนักบรรทุกจร เท่านั้น โดยไม่ได้คำนึงถึงแรงกระทำทางด้านข้างแต่อย่างใด การพิจารณาออกแบบด้วยแรงในแนวดิ่งเพียงอย่างเดียว ส่งผลให้รายละเอียดเหล็กเสริมที่จุดต่อเสา-คานหล่อสำเร็จมีความหลากหลาย โดยอาจแบ่งออกได้เป็น 3 ประเภทหลักตามลักษณะ ความต่อเนื่องของเหล็กเสริมในคานดังต่อไปนี้

1.6.1.1 จุดต่อประเภท ก ระบบแผ่นขอกเกี่ยวที่บริเวณจุดรองรับคาน โดยที่ไม่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมในคาน

ลักษณะของชิ้นตัวอย่างเสา-คานหล่อสำเร็จประเภทนี้ จะใช้การฝังแผ่นเหล็กเป็นบ่าขอกเกี่ยวยื่นออกจากหน้าเสาเพื่อเป็นจุดรองรับคาน โดยที่ปลายคานจะมีรอยบากไว้ให้ขึงบนแผ่นเหล็กรองรับ ดังแสดงในรูปที่ 1.6-1 การติดตั้งคานทำได้โดยสอดร่องบากในคานเข้ากับแผ่นเหล็กจุดรองรับแล้วเทปูนปิดทับรอยต่อ โดยรอยต่อในรูปแบบนี้ อาศัยสมมติฐานของคานแบบ simple beam คือปลายคานทั้งสองฝั่งไม่สามารถรับโมเมนต์ดัดได้ ซึ่งใช้งานรับแรงจากน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งได้ กล่าวคือเหมาะสำหรับใช้ในการติดตั้งคานฝากเท่านั้น โดยรอยต่อประเภทนี้ไม่เหมาะสมเป็นอย่างยิ่งที่จะใช้ติดตั้งคานหลักเข้ากับเสา เพราะรอยต่อเสา-คานจะไม่สามารถถ่ายโมเมนต์ดัดร่วมกันเพื่อให้เกิดพฤติกรรมในลักษณะโครงเฟรมสำหรับรับแรงทางด้านข้าง ตัวอย่างงานก่อสร้างที่ใช้รอยต่อเสาคานหล่อสำเร็จแบบระบบแผ่นขอกเกี่ยว ดังแสดงในรูปที่ 1.6-1 ถึง รูปที่ 1.6-5



รูปที่ 1.6-1 จุดต่อประเภท ก ระบบแผ่นขอกเกี่ยวที่บริเวณจุดรองรับคาน



รูปที่ 1.6-2 ตัวอย่างการติดตั้งจุดต่อเสาแกนคอดินที่ใช้ระบบแผ่นขอก๊วยที่บริเวณจุดรองรับ



รูปที่ 1.6-3 ตัวอย่างการติดตั้งรอยต่อเสาแกนที่ใช้ระบบแผ่นขอก๊วยที่บริเวณจุดรองรับ



รูปที่ 1.6-4 การเทปูนปิดทับรอยต่อ

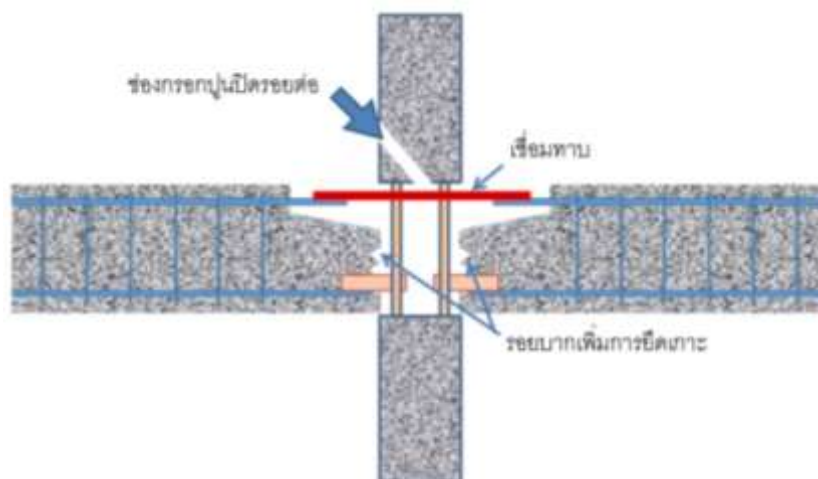


รูปที่ 1.6-5 ตัวอย่างการติดตั้งคานคอนกรีตสำเร็จรูปที่แล้วเสร็จ

1.6.1.2 จุดต่อประเภท ข ระบบเสาสำเร็จรูปต่อกับคานที่มีความต่อเนื่องในการรับแรงของเหล็กเสริมด้านบน

รูปแบบทั่วไปของระบบเสาสำเร็จรูปต่อกับคานที่มีความต่อเนื่องในการรับแรงของเหล็กเสริมด้านบนดังแสดงในรูปที่ 1.6-6 จุดต่อเสา-คานประเภทนี้จะติดตั้งเสาหล่อสำเร็จด้วยการเชื่อมทาบเหล็กเสริมของเสาเข้ากับโครงเหล็กฉากที่ตั้งแสดงในรูปที่ 1.6-7 ในขณะที่ปลายคานหล่อสำเร็จจะมีการเว้นระยะคอนกรีตช่วงบนไว้โดยมีเพียงเหล็กเสริมยื่นออกมา ส่วนปลายคานด้านล่างจะเป็นคานเต็มโดยอาจมีการทำรอยบากไว้เพื่อช่วยการยึดเกาะกับปูนเทพิโตรอยต่อตามรูปที่ 1.6-8 จากรายละเอียดเหล็กเสริมของรอยต่อจะเห็นว่าจุดต่อเสา-คานประเภทนี้จะสามารถถ่ายโมเมนต์ลบได้เพียงอย่างเดียว กล่าวคือการออกแบบพิจารณาให้คานช่วยรับโมเมนต์ลบที่จุดต่อกับเสาเพื่อลดขนาดโมเมนต์บวกที่กลางคานอันเนื่องมาจากน้ำหนัก

บรรทุกในแนวดิ่ง แต่รอยต่อคานประเภทนี้จะไม่สามารถรับโมเมนต์สลับบวกลบที่เกิดเนื่องจากการแรงแผ่นดินไหวทางด้านข้างได้ ตัวอย่างงานก่อสร้างที่ใช้จุดต่อประเภท ข ดังแสดงในรูปที่ 1.6-9



รูปที่ 1.6-6 จุดต่อประเภท ข ระบบเสาสำเร็จรูปต่อกับคานที่มีความต่อเนื่องในการรับแรงของเหล็กเสริมด้านบน



รูปที่ 1.6-7 การติดตั้งเสาหล่อสำเร็จด้วยการเชื่อมต่อเหล็กเสริมเสาเข้ากับโครงเหล็กฉาก



รูปที่ 1.6-8 รอยบากที่ปลายคานเพื่อช่วยการยึดเกาะกับปูนปิดทับรอยต่อ

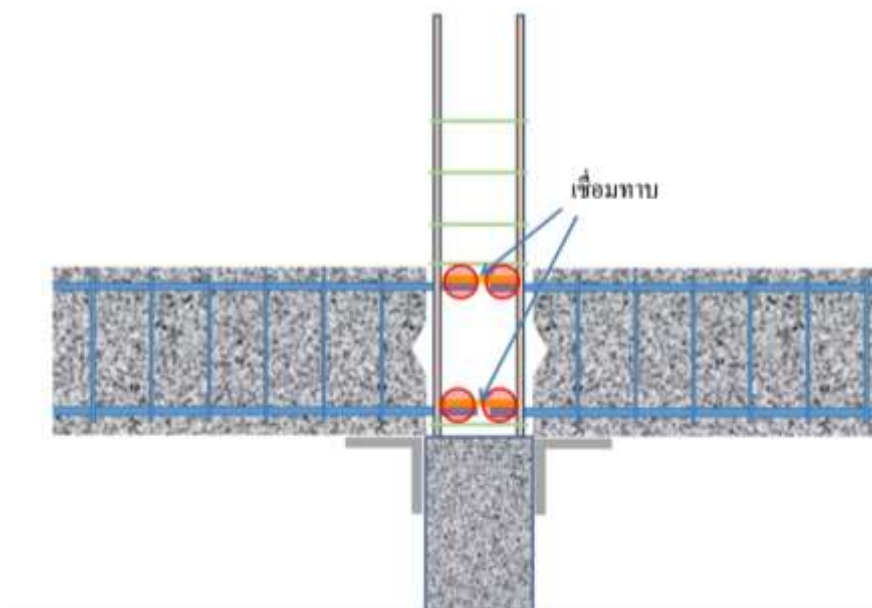


รูปที่ 1.6-9 ตัวอย่างโครงสร้างที่ก่อสร้างด้วยระบบเสาสำเร็จรูปต่อกับคานที่มีความต่อเนื่องในการรับแรงของเหล็กเสริม
ด้านบน

1.6.1.3 จุดต่อประเภท ค ระบบเสาหล่อในที่/สำเร็จรูปต่อกับคานที่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมทั้งด้านบนและด้านล่าง

ระบบเสาหล่อในที่/สำเร็จรูปต่อกับคานที่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมทั้งด้านบนและด้านล่าง ดังแสดงในรูปที่ 1.6-10 โดยที่ปลายคานสำเร็จรูปจะมีเหล็กเสริมยื่นออกมาทั้งเหล็กบนและเหล็กล่าง ในการก่อสร้างพบใช้ทั้งกับเสาหล่อสำเร็จและเสาหล่อในที่ โดยการเชื่อมทาบเหล็กเสริมคานทั้งสองด้านของจุดต่อเข้าด้วยกันอาศัยเหล็กทาบดังตัวอย่างในรูปที่ 1.6-11

ถึงแม้ว่าคานของรอยต่อประเภทนี้จะสามารถรับได้ทั้งโมเมนต์บวกและลบจึงอาจจะสามารถรับแรงกระทำทางด้านข้างจากแผ่นดินไหวได้ แต่เนื่องจากในระหว่างการออกแบบนั้นโครงสร้างส่วนมากจะพิจารณาเฉพาะผลจากแรงในแนวตั้งเท่านั้น จึงทำให้ความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างของรอยต่อประเภทนี้ยังคงเป็นที่น่าสงสัย ตัวอย่างงานก่อสร้างที่ใช้จุดต่อประเภท ค ดังแสดงในรูปที่ 1.6-12 ถึง รูปที่ 1.6-14



รูปที่ 1.6-10 จุดต่อประเภท ค ระบบเสาหล่อในที่/สำเร็จรูปต่อกับคานที่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมทั้งด้านบนและด้านล่าง



รูปที่ 1.6-11 ตัวอย่างจุดต่อเสากับคานที่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมทั้งด้านบนและด้านล่าง



รูปที่ 1.6-12 ตัวอย่างคานสำเร็จรูปที่จุดต่อมีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมทั้งด้านบนและด้านล่าง



รูปที่ 1.6-13 ตัวอย่างการก่อสร้างที่ใช้ระบบเสาหล่อในที่/สำเร็จรูปต่อกับคานที่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมทั้งด้านบนและด้านล่าง



รูปที่ 1.6-14 ตัวอย่างการประกอบจุดต่อเสา-คาน

จากคุณลักษณะที่พบจากจุดต่อทั้ง 3 ประเภทและผลจากการออกแบบที่พิจารณากำลังรับน้ำหนักบรรทุกเฉพาะในแนวดิ่ง ทำให้อาคารที่ก่อสร้างด้วยระบบโครงสร้างเสา-คานหล่อสำเร็จเหล่านี้ ยังมีข้อกังวลถึงพฤติกรรมที่จะเกิดขึ้นจริงต่อผลของแรงกระทำทางด้านข้างจากแผ่นดินไหว ทั้งนี้เนื่องจากการเชื่อมต่อโครงสร้างในสองรูปแบบแรกนั้น ที่ความชัดเจนว่าไม่สามารถรับแรงกระทำทางข้างจากการเกิดแผ่นดินไหวได้ การออกแบบโครงสร้างจำลองสำหรับทดสอบนั้นจึงจะพิจารณาเฉพาะกรณีที่โครงสร้างมีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมทั้งด้านบนและด้านล่างเท่านั้น

บทที่ 1.7

การทดสอบประสิทธิภาพในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

เนื่องจากอาคารพักอาศัยและอาคารพาณิชย์ขนาดเล็กถึงปานกลางที่ก่อสร้างในประเทศไทยนั้น ส่วนมากไม่ได้ถูกออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว การเปรียบเทียบประสิทธิภาพการต้านทานแผ่นดินไหวโดยตรง กล่าวคือการเปรียบเทียบโครงสร้างที่ถูกออกแบบมาให้รับแรงแผ่นดินไหวในระดับเดียวกันจึงเป็นสิ่งที่ไม่สมเหตุผลนัก ทางผู้วิจัยพิจารณาว่าการจะเปรียบเทียบความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาคารในขั้นนี้ ควรจะพิจารณาเปรียบเทียบโครงสร้างที่ถูกออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งซึ่งคือน้ำหนักบรรทุกตายตัวและน้ำหนักบรรทุกจรที่มีค่าเท่าเทียมกันจึงจะเป็นการเหมาะสมกว่า โดยในขั้นตอนแรกจะทำการคัดเลือกโครงสร้างอาคารที่ก่อสร้างด้วยระบบหล่อในที่ให้มาเป็นตัวแทนของอาคารส่วนใหญ่ที่ก่อสร้างจริง และทำการออกแบบโครงสร้างรอยต่อเสา-คานสำหรับทดสอบเพื่อจำลองพฤติกรรมของรอยต่อเสา-คานแบบหล่อในที่ จากนั้นจึงดำเนินการออกแบบจุดต่อเสา-คานหล่อสำเร็จให้มีความสอดคล้องกันในแง่ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง

การทดสอบเปรียบเทียบความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างเสา-คานเพื่อพิจารณาเปรียบเทียบคุณลักษณะของจุดต่อเสา-คานประเภทต่างๆดังต่อไปนี้

- ความสามารถในการให้ตัว Ductility
- ความสามารถในการสลายพลังงาน Energy Dissipative Capacity
- รูปแบบการวิบัติ Failure Mode

รูปแบบคุณลักษณะของอาคารที่นำมาใช้เป็นต้นแบบสำหรับโครงสร้างจำลองเสา-คานสำหรับการทดสอบประสิทธิภาพในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว นั้น ถูกคัดเลือกเพื่อให้เป็นตัวแทนอาคารพักอาศัยและอาคารพาณิชย์ส่วนใหญ่ โดยอ้างอิงจากผลการสำรวจอาคารพาณิชย์ความสูงสี่ชั้นจำนวน 16 อาคาร ภายใต้โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 3) โครงการย่อยที่ 2 ซึ่งสามารถสรุปรูปแบบทางสถาปัตยกรรมและอัตราส่วนทางวิศวกรรมของอาคารได้ดังแสดงในตารางที่ 1.7-1

ตารางที่ 1.7-1 รูปแบบทางสถาปัตยกรรมและอัตราส่วนทางวิศวกรรมของอาคารตัวอย่างประเภทอาคารพาณิชย์สี่ชั้น (อ้างอิงจากการสำรวจอาคารตามโครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย)

	ผลการสำรวจอาคาร	โครงสร้างต้นแบบสำหรับ
		การทดสอบ
ค่าเฉลี่ยระยะระหว่างช่วงเสา	4 เมตร	3.75 เมตร
ค่าเฉลี่ยความสูงเสา	3 เมตร	3 เมตร
อัตราส่วนความกว้างต่อความยาวเสา	2:3	2:3
ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมในเสา	0.032	0.024
ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนหน่วยแรงใช้งานในเสา	0.29	0.27
ค่าเฉลี่ยความลึกคาน	400 มิลลิเมตร	450 มิลลิเมตร
อัตราส่วนความกว้างต่อความลึกคาน	1:2	1:2.25
ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดในคาน	0.0163	0.012
ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัดในคาน	0.0149	0.012

จากรูปแบบทางสถาปัตยกรรมและอัตราส่วนทางวิศวกรรมที่พบในการสำรวจ โครงสร้างอาคารต้นแบบถูกเลือกให้มีความคล้ายคลึงกับผลการสำรวจโดยมีคุณลักษณะดังแสดงในตารางที่ 1.7-1 ทั้งนี้เนื่องจากข้อจำกัดของอุปกรณ์ที่มีอยู่ในห้องปฏิบัติการ ทำให้ต้องปรับลดขนาดขึ้นตัวอย่างทดสอบลงเหลือเพียงอัตราส่วน 2/3 เท่าของอาคารต้นแบบเท่านั้น และจากผลการสำรวจรูปแบบจุดต่อเสา-คานที่ใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จในงานวิจัยส่วนก่อนหน้านี้ พบว่าลักษณะรูปแบบการเชื่อมต่อชิ้นส่วนเสา-คานหล่อสำเร็จสามารถแบ่งรูปแบบลักษณะการเชื่อมต่อชิ้นส่วนเสา-คานหล่อสำเร็จได้เป็น 3 ประเภทหลักคือ

- จุดต่อที่ไม่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมคาน
- จุดต่อที่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมคานด้านบนเท่านั้น
- จุดต่อที่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมคานทั้งด้านบนและล่าง

และหากพิจารณาถึงความสามารถในการถ่ายแรงด้านข้างจากแผ่นดินไหวจะพบว่า มีเพียงจุดต่อประเภทที่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมคานทั้งด้านบนและด้านล่างเท่านั้น ที่จะสามารถสร้างพฤติกรรมแบบ Moment Resisting Frame เพื่อต้านทานแรงทางด้านข้างได้ แต่ทั้งนี้เนื่องจากรูปแบบรอยต่อที่พบในงานก่อสร้างจริง ก็ยังมีวิธีการเชื่อมต่อเหล็กเสริมในคานที่หลากหลาย ทางคณะวิจัยพิจารณาเห็นว่าควรจะออกแบบจุดต่อเสา-คานที่จะใช้ในการทดสอบ ให้มีความครอบคลุมช่วงพฤติกรรมที่น่าจะดีที่สุดและแย่ที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ โดยในการศึกษานี้ จะพิจารณาพฤติกรรมของโครงสร้างจุดต่อเสา-คานใน 6 ลักษณะคือ

- โครงสร้างที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่ CS-1 ซึ่งก่อสร้างด้วยคอนกรีตที่มีกำลังอัดปกติ โดยจะถูกใช้เป็นค่าบรรทัดฐาน
- โครงสร้างที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่ CS-2 ซึ่งก่อสร้างด้วยคอนกรีตกำลังอัดสูง

- โครงสร้างแบบหล่อสำเร็จที่เชื่อมทาบเหล็กในคานให้มีความต่อเนื่องเพียงพอในการถ่ายแรงจนถึงจุดครากของเหล็กเสริม และใช้คอนกรีตกำลังสูงภายในบริเวณจุดต่อ PS-1 (สถานการณ์ที่ดีที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้สำหรับจุดต่อของโครงสร้างสำเร็จรูป)

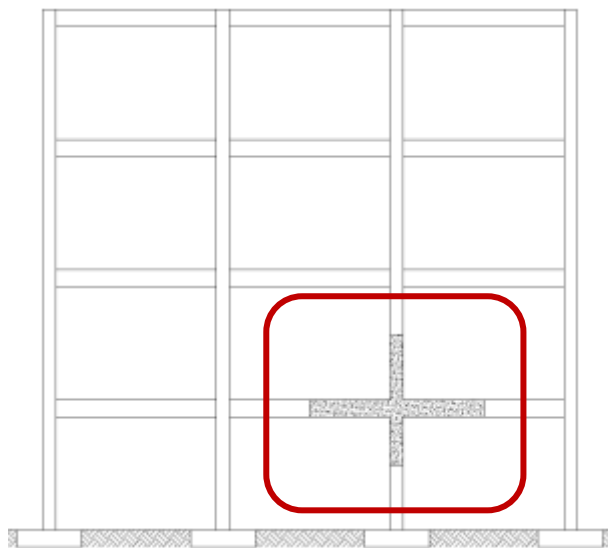
- โครงสร้างแบบหล่อสำเร็จที่ใช้วิธีการถ่ายแรงในเหล็กคานโดยเชื่อมเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสาแล้วจึงถ่ายแรงจากเหล็กเชื่อมต่อจากเสาไปสู่เหล็กคานอีกด้าน และใช้คอนกรีตกำลังต่ำในบริเวณรอยต่อ PS-2 (สถานการณ์ที่แย่ที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้สำหรับจุดต่อของโครงสร้างสำเร็จรูป)

- โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฟากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กปิดรอยต่อ (PS-fiber)

- โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฟากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กแบบอัดเส้นใยเหล็กปิดรอยต่อ (Prepack)

1.7.1 การทดสอบส่วนของโครงสร้างแบบจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่เป็นเนื้อเดียวกัน (CS-1)

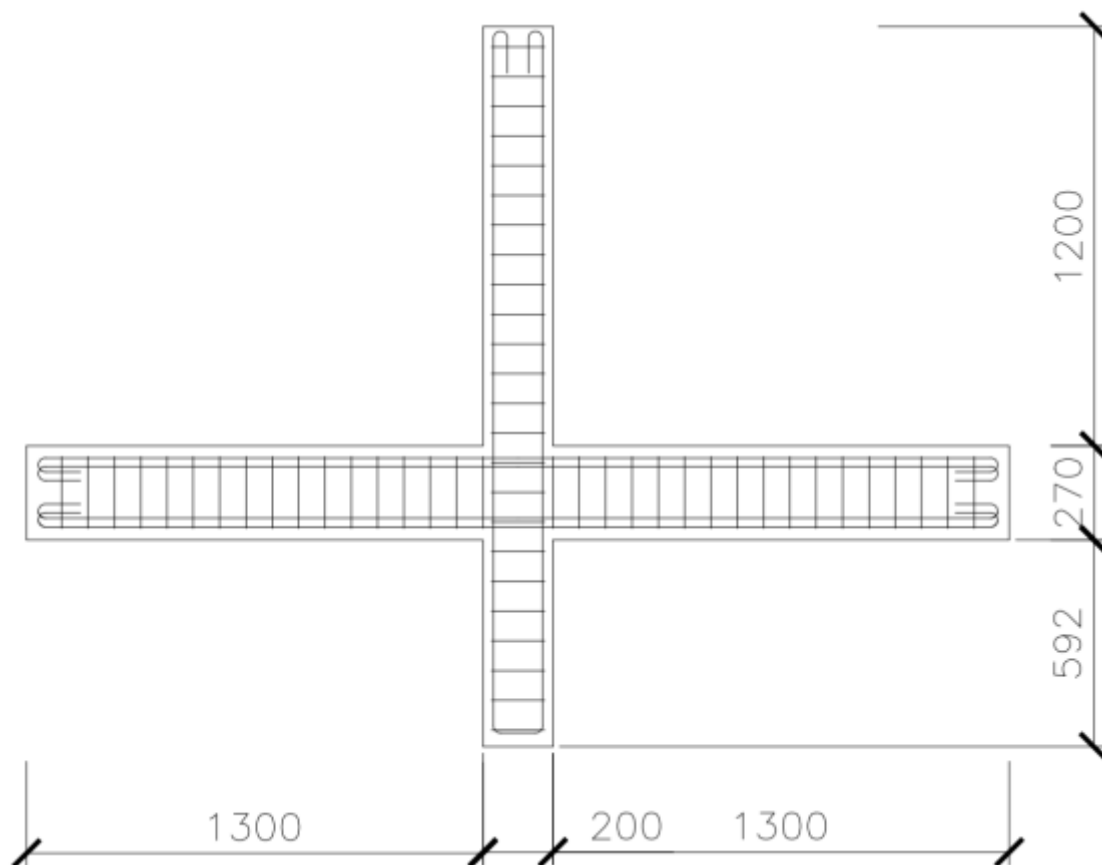
โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานสำหรับทดสอบนั้น จะเป็นการจำลองส่วนของโครงสร้าง ณ บริเวณจุดต่อของเสา-คานภายในอาคารชั้นล่าง ซึ่งเป็นชั้นที่เสาต้องแบกรับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งมากที่สุดดังแสดงในรูปที่ 1.7-2 สำหรับรูปแบบการก่อสร้างนั้น จะพิจารณาโครงสร้างแบบหล่อในที่เป็นค่าบรรทัดฐาน (ควบคุม) เพื่อนำมาเปรียบเทียบกับพฤติกรรมกับโครงสร้างแบบที่ใช้คอนกรีตหล่อสำเร็จต่อไป



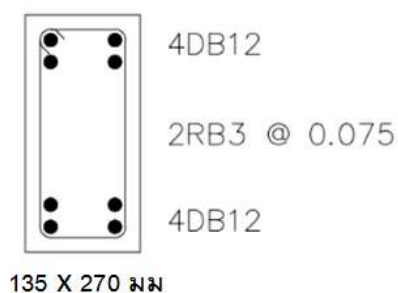
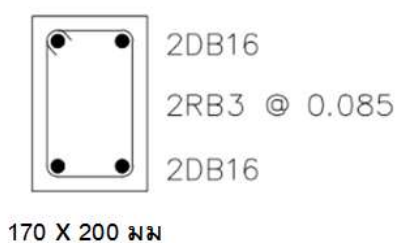
รูปที่ 1.7-1 ส่วนของโครงสร้างอาคารที่ใช้เป็นต้นแบบสำหรับโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน

1.7.1.1 โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่ (CS-1)

ตัวอย่างทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่ (CS1) ดังแสดงในรูปที่ 1.7-2 โดยมีขนาดหน้าตัดคานเท่ากับ 135 x 270 มิลลิเมตร และขนาดหน้าตัดเสา 170 x 200 มิลลิเมตรตามรูปที่ 1.7-3 โดยคอนกรีตที่ใช้มีค่ากำลังอัดที่วันทดสอบเท่ากับ 200 ksc ร่วมกับเหล็กข้ออ้อย SD40 และเหล็กปลอกกลม SR24



รูปที่ 1.7-2 ตัวอย่างทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่ (CS1)



รายละเอียดหน้าตัดเสาโครงสร้างจำลอง

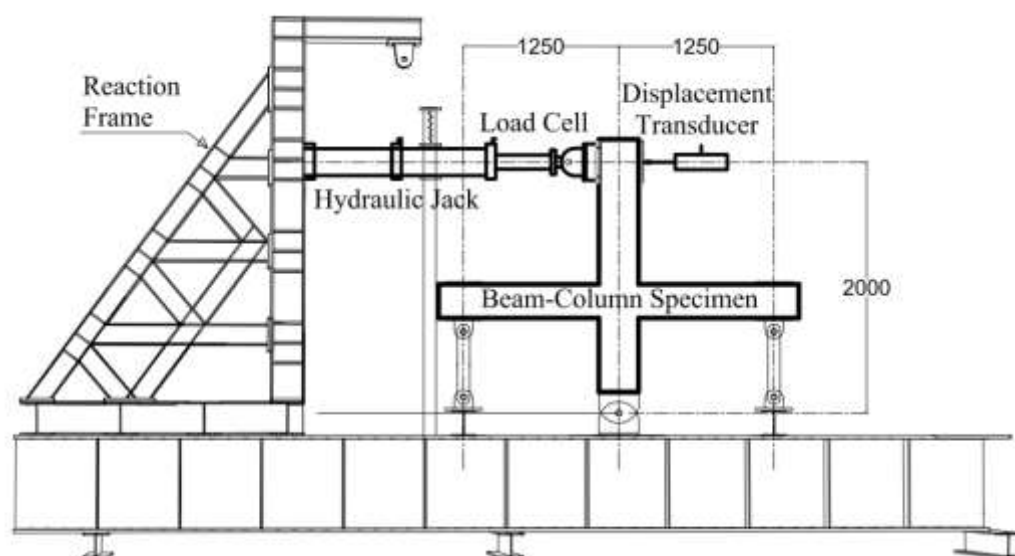
รายละเอียดหน้าตัดคานโครงสร้างจำลอง

รูปที่ 1.7-3 หน้าตัดเสาและคานของตัวอย่างทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่ (CS-1)

1.7.1.2 รูปแบบการทดสอบ การติดตั้งอุปกรณ์ และการให้แรงกระทำ

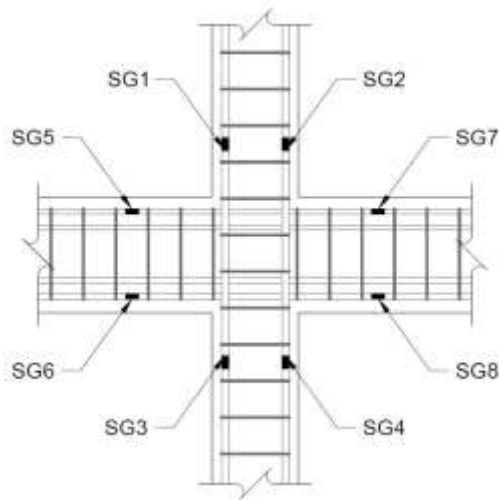
รูปแบบการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบส่วนของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานดังแสดงในรูปที่ 1.7-4 ซึ่งจุดต่อเสา-คานจะอยู่ที่ตรงกลางของโครงสร้างจำลอง และมีส่วนของเสาและคานยื่นออกมาเป็นระยะจวบจนถึงจุดกลับตัวของโมเมนต์ (point of contra-flexure) ซึ่งโดยปกติจะมีระยะเท่ากับครึ่งหนึ่งของความสูงของเสาและความยาวของคานนั่นเอง และที่จุดกลับตัวของโมเมนต์นี้ โครงสร้างทดสอบจะถูกยึดติดกับฐานรองรับแบบจุดหมุน (pin support) เพื่อเลียนแบบพฤติกรรมที่เกิดขึ้นในโครงเฟรมเสา-คานของอาคารจริง

สำหรับตัวอย่างโครงสร้างจำลองนี้มีระยะยื่นของคานเท่ากับ 1.25 เมตร (เทียบเท่ากับความยาวคาน 2.50 เมตร) และมีระยะยื่นของเสาเท่ากับ 1 เมตร (ความสูงของเสาเท่ากับ 2 เมตร) และจะใช้ค่าความสูงของเสาในการคำนวณค่าเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวของโครงสร้าง (% drift)



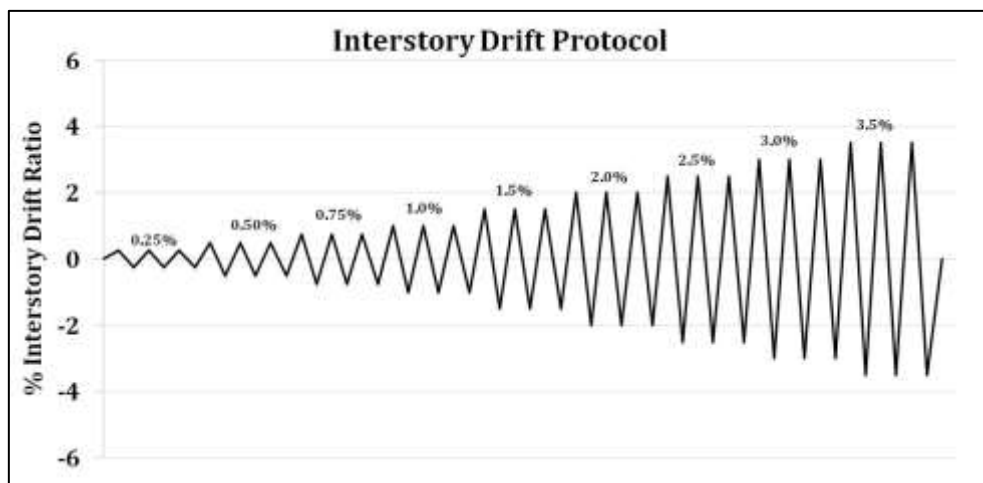
รูปที่ 1.7-4 รูปแบบการติดตั้งทดสอบส่วนของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน

การให้แรงกระทำจะใช้แม่แรงไฮดรอลิก (hydraulic jack) ซึ่งติดตั้งเข้ากับหัวเสาของตัวอย่างทดสอบ โดยที่ปลายของแม่แรงไฮดรอลิกนี้จะมีลักษณะเป็นจุดหมุน (hinge) เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดโมเมนต์ดัดกระทำต่อหัวเสา และยังใช้แผ่นเหล็กชั้นลวดอัดแรงติดตั้งไว้บนหัวเสาเพื่อจำลองสถานะของความเค้นตามแนวแกน (axial stress) อันเกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงมาจากชั้นดาดบน



รูปที่ 1.7-5 ตำแหน่งติดตั้ง strain gauge บนเหล็กเสริมของเสาและคานของโครงสร้างจำลองแบบหล่อในที่ (CS-1)

การอ่านค่าแรงกระทำจะใช้อุปกรณ์วัดค่าแรง (load cell) และวัดระยะการเคลื่อนที่ด้วยเกจวัดระยะการเคลื่อนที่ (displacement transducer) นอกจากนี้ภายในตัวอย่างทดสอบยังมีการติดตั้ง strain gauge เอาไว้บนเหล็กเสริมของเสาและคานที่ตำแหน่งดังแสดงในรูปที่ 1.7-5 และการถ่ายแรงกระทำต่อโครงสร้างจะกระทำในลักษณะวัฏจักร (reversed cyclic) ซึ่งเป็นไปตามข้อกำหนด Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (ACI 374.1-05) ด้วยค่าสัดส่วนการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นของแต่ละรอบการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 1.7-6 และตารางที่ 1.7-2 โดยทำการย้ายค่าการการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นในแต่ละชั้นเป็นจำนวน 3 รอบ



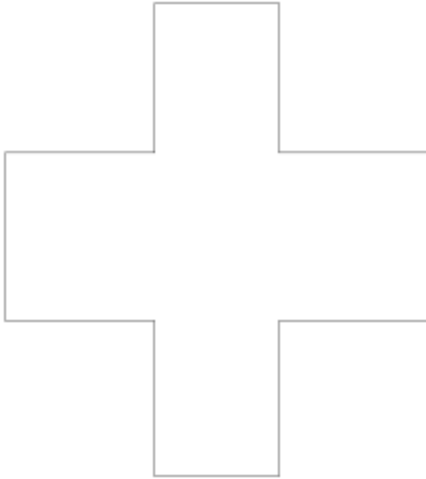
รูปที่ 1.7-6 ค่าสัดส่วนการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นของแต่ละรอบการทดสอบ Reversed Cyclic Test

ตารางที่ 1.7-2 ค่าสัดส่วนการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นสำหรับการให้แรงแบบวิฏจักร

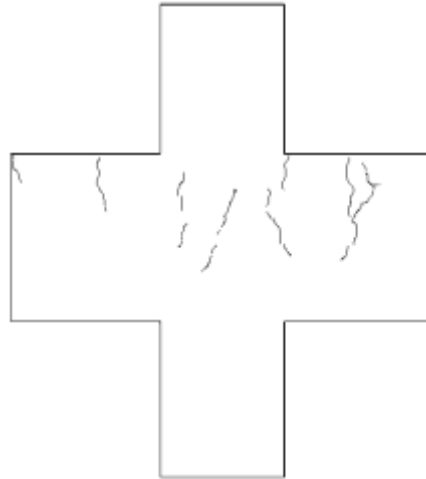
เปอร์เซ็นต์การเอียงตัว	ระยะการเคลื่อนที่ของ Hydraulic Jack	จำนวนรอบวิฏจักร
0.00 %	± 0 mm	-
0.25%	± 5 mm	3
0.50%	± 10 mm	3
0.75%	± 15 mm	3
1.0%	± 20 mm	3
1.5%	± 30 mm	3
2.0%	± 40 mm	3
2.5%	± 50 mm	3
3.0%	± 60 mm	3
3.5%	± 70 mm	3

1.7.1.3 ผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่

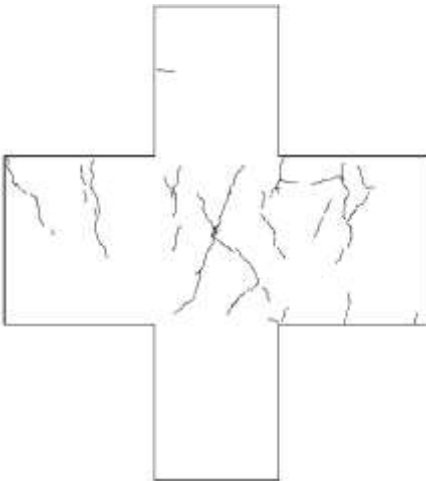
ลักษณะความเสียหายระหว่างการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่ สำหรับแต่ละค่าระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (drift) ดังแสดงในรูปที่ 1.7-7 โดยจะเริ่มพบการแตกร้าวที่คานและบริเวณภายในของจุดต่อเสา-คานตั้งแต่ค่าระยะการเอียงตัวของโครงสร้างเท่ากับ 0.5% จากนั้นรอยแตกร้าวจะเพิ่มปริมาณมากขึ้นเรื่อยๆตามระยะการเอียงตัวที่เพิ่มขึ้น ซึ่งรอยแตกร้าวที่พบนั้นจะพบอย่างหนาแน่น รวมตัวอยู่ในบริเวณจุดต่อเสา-คานเป็นหลัก โดยมีกลไกการเกิดของรอยแตกร้าวดังแสดงไว้ในรูปที่ 1.7-8 ซึ่งเป็นรอยแตกร้าวจากแรงเฉือนอันเป็นผลสืบเนื่องมาจากโมเมนต์ดัดภายในเสาและคานที่กระทำในทิศตรงกันข้าม บวกกับปัจจัยที่โครงสร้างอาคารขนาดเล็กในประเทศไทยมักจะมีขนาดของเสาเล็กและคานขนาดใหญ่ เนื่องจากการออกแบบโครงสร้างถูกควบคุมด้วยแรงกระทำในแนวดิ่งเป็นปัจจัยหลัก นอกจากนี้ยังพบการกระจายตัวเพิ่มขึ้นเรื่อยๆของรอยแตกร้าวบนคาน แต่กลับพบการแตกร้าวบนเสาเพียงเล็กน้อย ทั้งนี้เป็นเพราะการขึ้นลวดอัดแรงเพื่อจำลองแรงอัดตามแนวแกนในเสาภายใต้สภาวะการใช้งานจริงนั้น ไปหักล้างกับแรงดิ่งที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัดทำให้แรงบนหน้าตัดเสานั้นมีพฤติกรรมแบบคอนกรีตอัดแรงนั่นเอง การวิบัติของโครงสร้างทดสอบเกิดขึ้นที่ระยะการเอียงตัวเท่ากับ 3.50% โดยพบการแตกร้าวอย่างรุนแรงของคอนกรีตภายในบริเวณจุดต่อเสา-คาน แต่ไม่พบลักษณะของการเกิดของจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) ที่ชัดเจนบนบริเวณของเสาหรือคานแต่อย่างใด



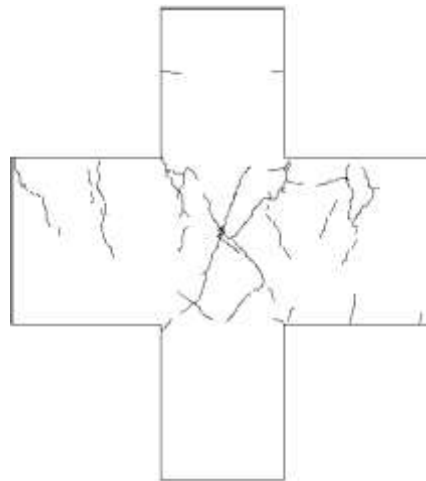
(a) Drift 0.25%-5mm



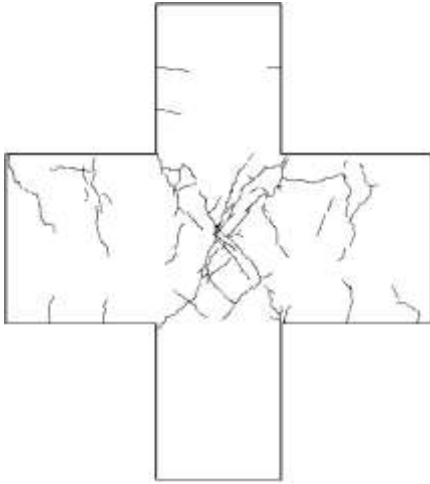
(b) Drift 0.50%-10mm



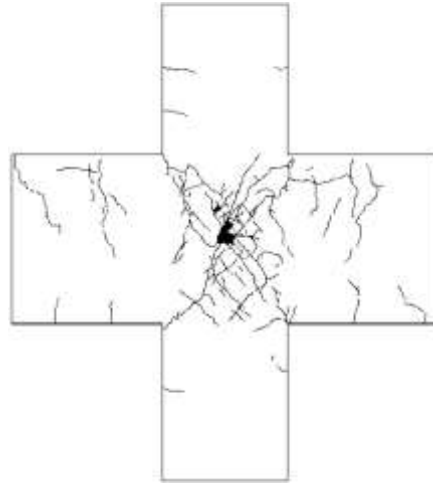
(c) Drift 0.75%-15mm



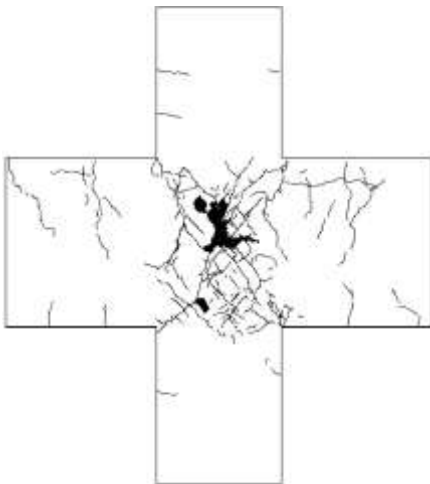
(d) Drift 1.0%-20mm



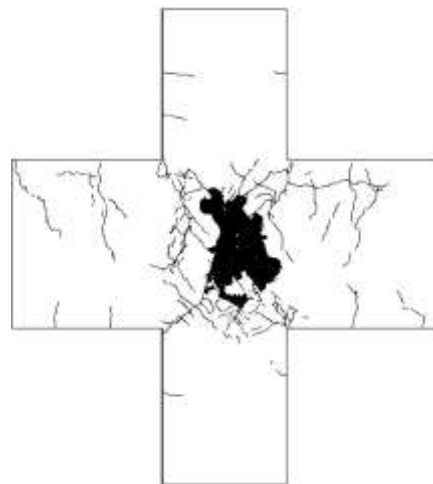
(e) Drift 1.5%-30mm



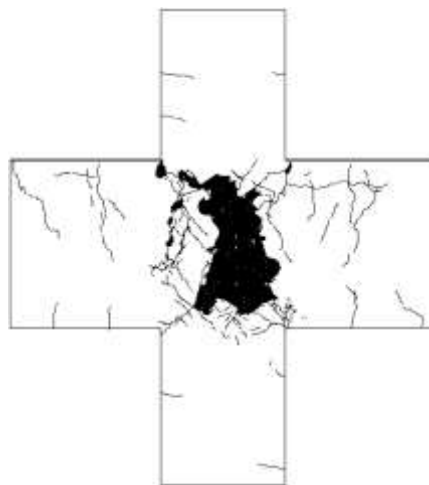
(f) Drift 2.0%-40mm



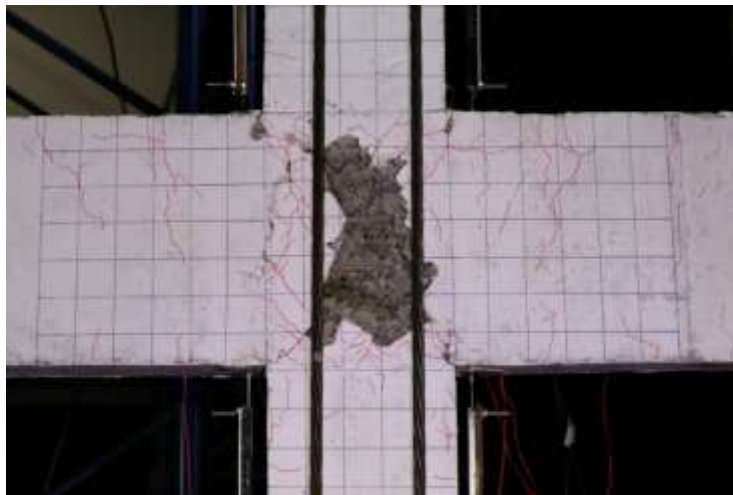
(g) Drift 2.5%-50mm



(h) Drift 3.0%-60mm

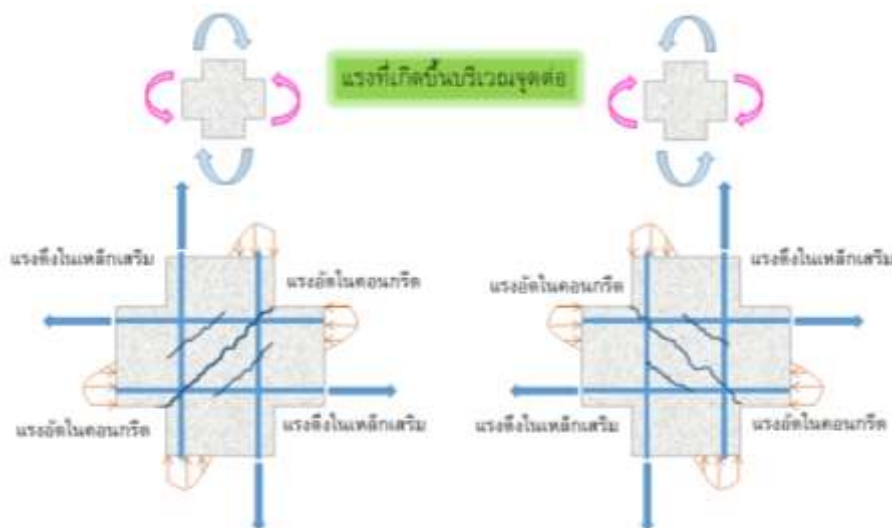


(i) Drift 3.5%-70mm



(j) at failure

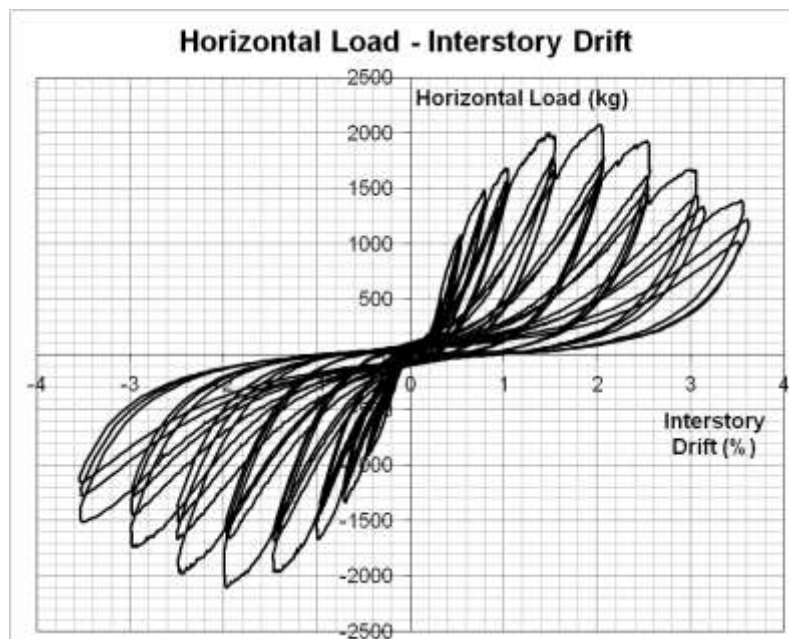
รูปที่ 1.7-7 สภาพโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานแบบหล่อในที่ (CS-1) ที่ระยะเอียงตัวต่างๆ



รูปที่ 1.7-8 กลไกการเกิดรอยแตกร้าวของคอนกรีตภายในบริเวณจุดต่อเสา-คาน

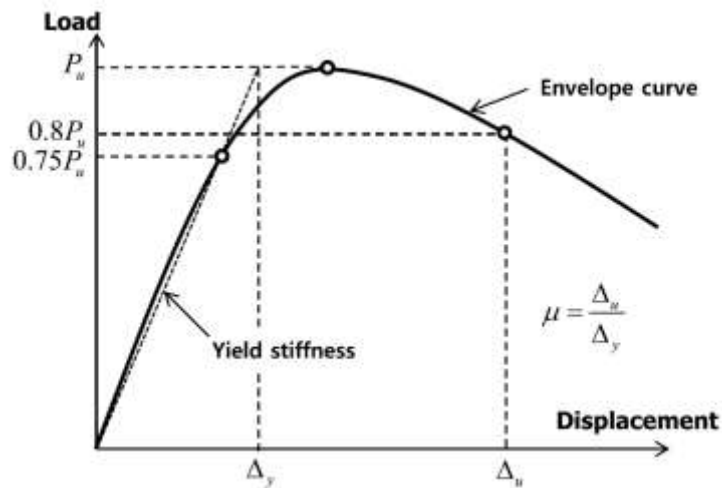
รูปที่ 1.7-9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่หัวเสาและระยะเปอร์เซ็นต์การเอียงตัว โดยที่ระยะการเอียงตัว 0.25% เส้นกราฟจะยังเป็นเส้นตรง และจะเริ่มโน้มตัวเป็นเส้นโค้งตั้งแต่ระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นมีค่าเท่ากับ 0.50% เป็นต้นไป โดยระหว่างการทดสอบสามารถวัดค่าแรงกระทำสูงสุดทางในทิศทางการดึงได้เท่ากับ 20. kN ที่ระยะการการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นเท่ากับ 1.98% ส่วนค่าแรงสูงสุดในทิศทางของแรงผลักดันนั้นมีค่าเท่ากับ 20.3 kN ที่ระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นเท่ากับ 2.03% จากนั้นค่าของแรงกระทำจะเริ่มลดลงจนกระทั่งโครงสร้างเกิดการวิบัติที่ระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นเท่ากับสูงสุดเท่ากับ 3.50% โดยในรอบการเคลื่อนที่สุดท้ายนั้นสามารถวัดค่าแรงกระทำสูงสุดได้เพียง 9.93 kN เท่านั้น

เมื่อพิจารณาลักษณะวงรอบของกราฟระหว่างแรงทางดัดข้างกับระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น จะพบว่า ค่าแรงกระทำในแต่ละรอบของการวนซ้ำไม่ได้เพิ่มค่าขึ้นทันทีที่เริ่มรอบการทดสอบใหม่ แต่กลับค่อยๆ ขยับไล่ขึ้นไปหาค่าแรงสูงสุดในรอบการทดสอบก่อนหน้า และกราฟในรอบที่สองและสามของแต่ละระยะการเคลื่อนตัว ก็มีลักษณะวงกราฟที่แคบลง อย่างเห็นได้ชัด โดยลักษณะเช่นนี้ แสดงถึงการเกิดความเสียหายแบบไม่เหนียว (non-ductile) ภายในโครงสร้าง ซึ่งสอดคล้องกับการแตกร้าวของคอนกรีตภายในบริเวณจุดต่อเสา-คานจากผลของความเค้นเฉือน ซึ่งชี้ให้เห็นว่าโครงสร้างจุดต่อเสา-คานนี้มีความสามารถในการสลายพลังงานไปในรูปแบบของ strain energy ที่ไม่ดีนัก

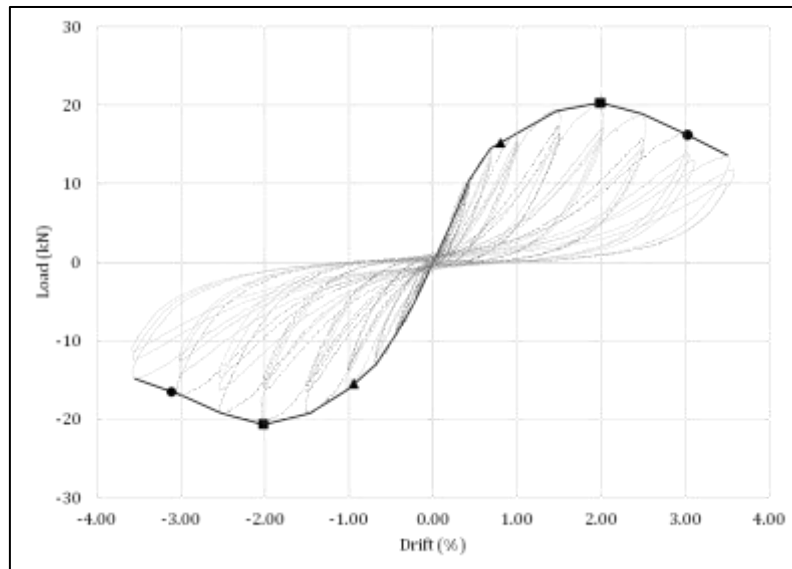


รูปที่ 1.7-9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่หัวเสาและระยะการเอียงตัวของโครงสร้างจำลองหล่อในที่ (CS1)

ทั้งนี้หากใช้หลักเกณฑ์ในการกำหนดค่าแรงกระทำที่จุดครากของโครงสร้าง (Yield Load) และค่าความเหนียวสูงสุดของส่วนของโครงสร้าง (Maximum Ductility) โดยอ้างอิงจาก Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (ACI 374.1-05) ดังแสดงในรูปที่ 1.7-10 จะสามารถวาดเส้นขอบเขต (Envelop Curve) ของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่หัวเสาและระยะการเอียงตัวของโครงสร้างได้ดังรูปที่ 1.7-11 โดยคำนวณค่า Yield Load, Maximum Ductility และ Yield Stiffness ได้ดังแสดงในตารางที่ 1.7-3 ซึ่งจะพบว่าโครงสร้างสามารถให้ค่า Maximum Ductility ได้เท่ากับ 3.12%



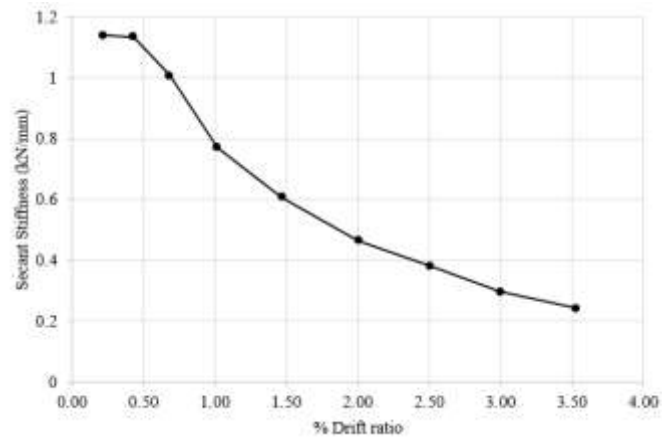
รูปที่ 1.7-10 หลักเกณฑ์การพิจารณาค่า Yield Load, Maximum Ductility และ Yield Stiffness ตาม ACI 374.1-05



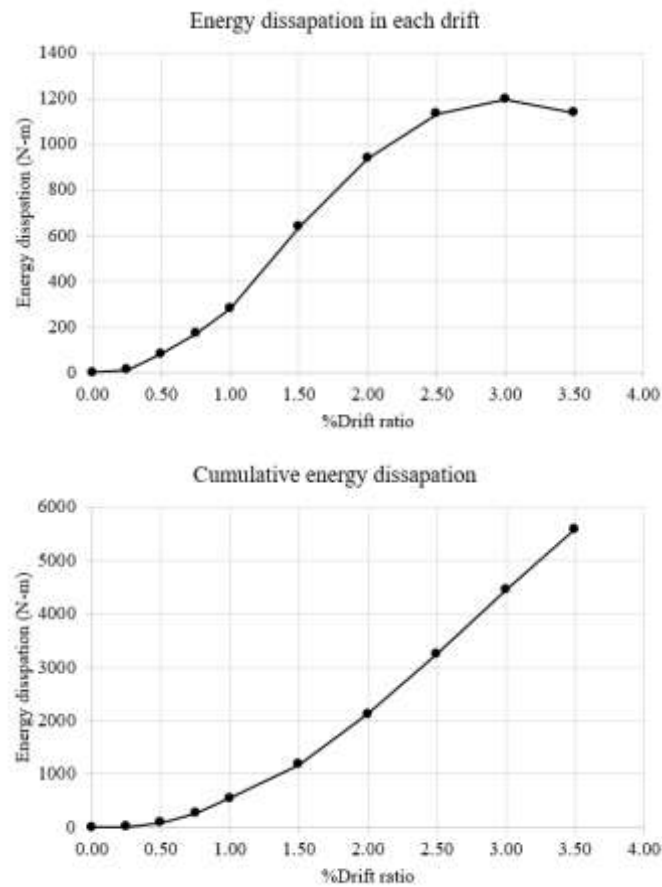
รูปที่ 1.7-11 เส้น Envelop Curve ของค่าแรงกระทำและระยะการเอียงตัวของโครงสร้างจำลองแบบหล่อในที่ (CS1)

ตารางที่ 1.7-3 ค่าแรงกระทำสูงสุด, Yield Load, Maximum Ductility และ Yield Stiffness ของโครงสร้างจำลองเสา-คานแบบหล่อในที่ (CS1)

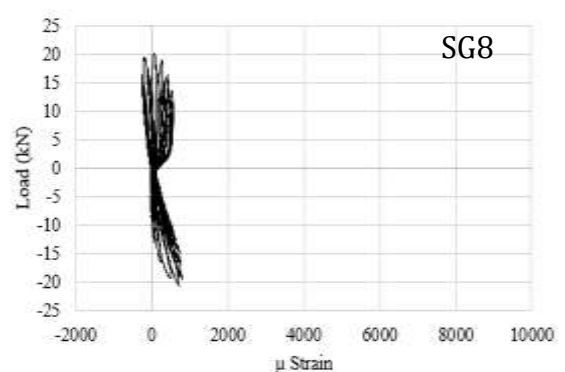
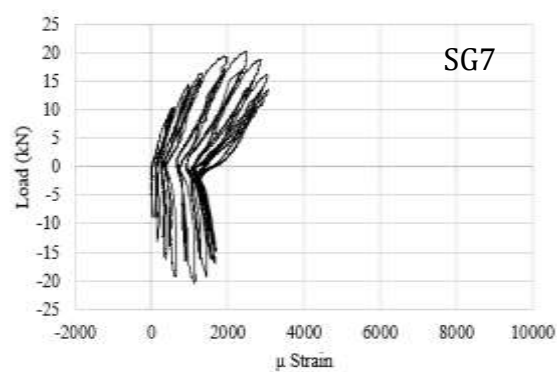
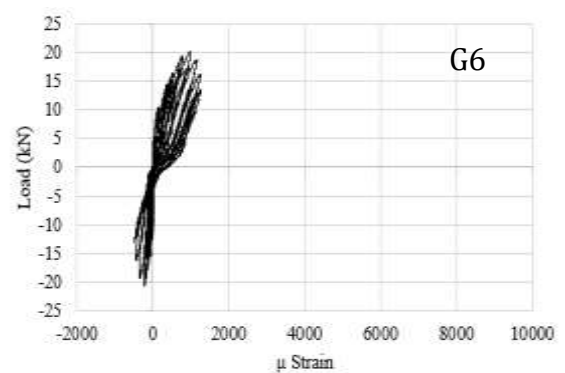
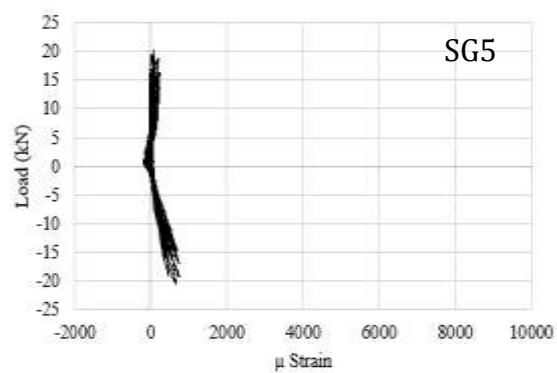
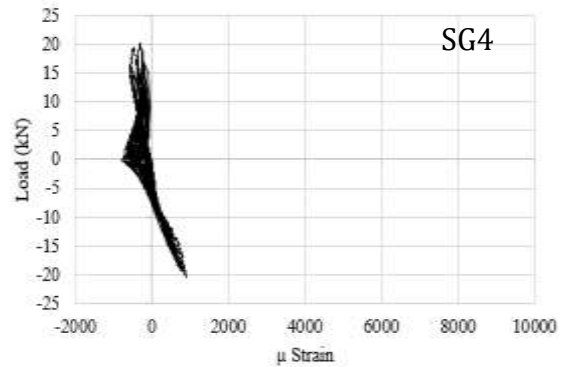
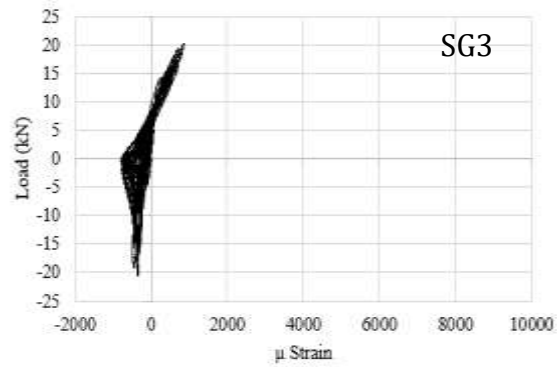
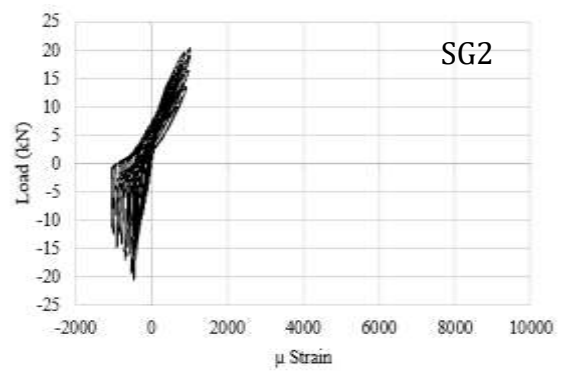
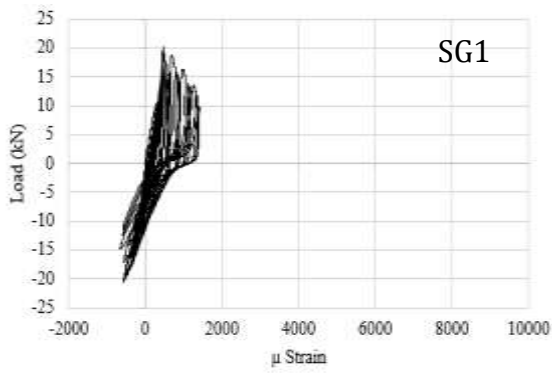
Direction	Load and drift (kN) (% , mm)			Yield stiffness (kN/mm)
	Maximum P_u	Yielding $0.75 P_u$	Ultimate $0.8P_u$	
(+)	20.3 (2.02, 40.4)	15.2 (0.80, 16.0)	16.2 (3.03, 60.6)	0.95
(-)	20.7 (1.99, 39.8)	15.5 (0.94, 18.8)	16.5 (3.12, 62.4)	0.92



รูปที่ 1.7-12 Secant Stiffness ของค่าแรงกระทำและระยะการเอียงจากการทดสอบโครงสร้างจำลองหล่อในที่ (CS1)



รูปที่ 1.7-13 พลังงานจากความเครียด (Strain Energy) ที่ถูกสลายไประหว่างรอบการทดสอบที่ค่ามุมการเอียงตัวต่างๆ (CS1)



รูปที่ 1.7-14 ค่าความเครียดที่วัดได้ระหว่างการทดสอบโครงสร้างจำลองเสา-คานแบบหล่อในที่ (CS1)

ค่า Secant Stiffness เฉลี่ยที่คำนวณจากแต่ละช่วงการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นเท่ากับของโครงสร้างถูกแสดงในรูปที่ 1.7-12 พบว่าค่า Secant Stiffness เริ่มลดลงอย่างชัดเจนตั้งแต่ค่าระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นตั้งแต่ 0.50% ขึ้นไป นอกจากนี้ค่าการสลายพลังงานจาก Strain Energy ที่เกิดขึ้นในแต่ละช่วงระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้น ยังสามารถคำนวณออกมาได้ตามรูปที่ 1.7-13 โดยโครงสร้างจำลองแบบหล่อในที่ (CS) นี้สามารถสลายพลังงานไปได้ทั้งหมด 5,588.83 N-m

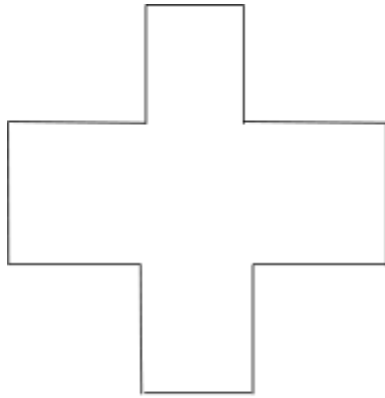
รูปที่ 1.7-14 แสดงค่า Strain ที่วัดได้ระหว่างการทดสอบ โดยจะพบว่าเหล็กเสริมในเสาและคานเกือบทั้งหมดจะยังมีระดับของค่าความเครียดสูงสุดอยู่ต่ำกว่าค่าที่จุดครากของเหล็กเสริม (2,000 micro-strain) ยกเว้นเฉพาะค่าที่วัดได้จากเกจ SG7 เท่านั้นที่มีระดับ Strain เกินจุดครากไปเพียงเล็กน้อย จากผลค่า Strain ที่พบนี้ ทำให้สามารถสรุปได้ว่าสภาวะพลาสติก (Plasticity) ทั้งหมดของโครงสร้างนั้นเกิดขึ้นจำกัดอยู่ภายในบริเวณรอยต่อเสา-คานเท่านั้น

1.7.2 การทดสอบส่วนของโครงสร้างแบบจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่กำลังอัดสูง (CS-2)

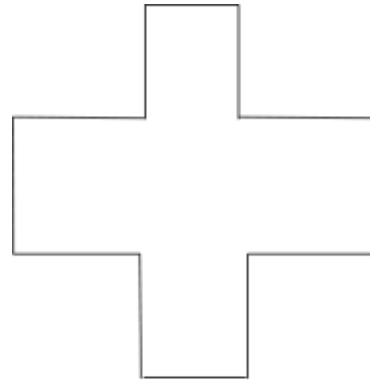
ตัวอย่างทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่ (CS-2) ซึ่งรายละเอียดของโครงสร้างจะเหมือนกับชนิด CS-1 โดยมีขนาดหน้าตัดคานเท่ากับ 135 x 270 มิลลิเมตร และขนาดหน้าตัดเสา 170 x 200 มิลลิเมตรตามรูปที่ 1.7-3 แต่คอนกรีตที่ใช้กำลังอัดมากกว่า CS-1 มีค่ากำลังอัดที่วันทดสอบเท่ากับ 448 ksc ร่วมกับเหล็กข้ออ้อย SD40 และเหล็กปลอกกลม SR24

1.7.2.1 ผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่กำลังอัดสูง (CS-2)

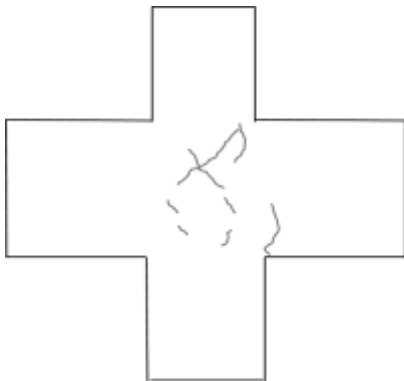
ลักษณะความเสียหายของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่กำลังอัดสูง (CS-2) ที่ระยะเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวต่างๆ ดังแสดงไว้ใน Error! Reference source not found. โดยจะเริ่มพบการแตกร้าวของโครงสร้างที่ค่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้น 0.75% ซึ่งพบเป็นลักษณะของการแตกจากแรงเฉือนที่บริเวณจุดต่อเสา-คาน และความเสียหายที่บริเวณจุดต่อนี้ก็จะชัดเจนขึ้นเรื่อยๆ โดยพบการแตกร้าวในคานและเสาเพียงเล็กน้อย และไม่มีการเกิดขึ้นของจุดหมุนพลาสติกที่ชัดเจนในส่วนของคานหรือเสาแต่อย่างใด



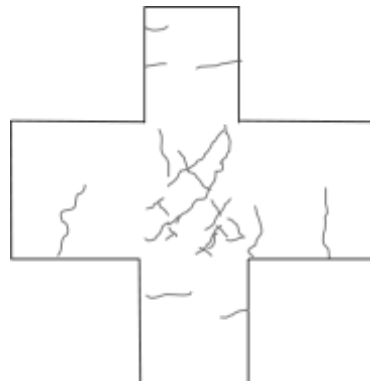
Drift 0.25% (5 mm)



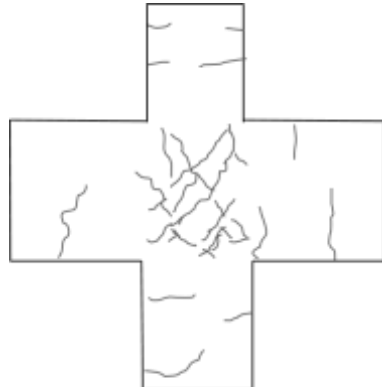
Drift 0.50% (10 mm)



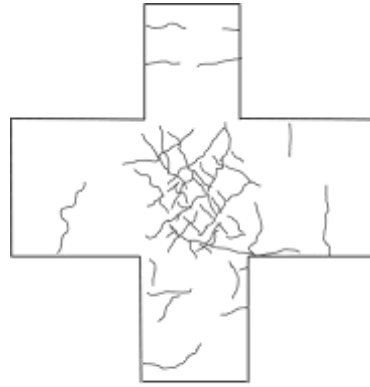
Drift 0.75% (15 mm)



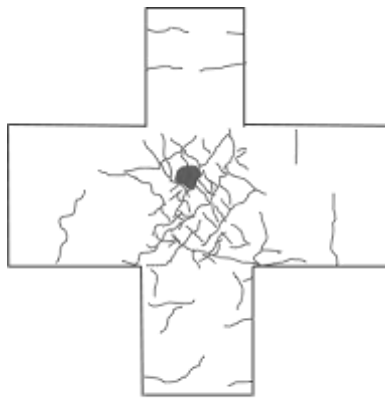
Drift 1.00% (20 mm)



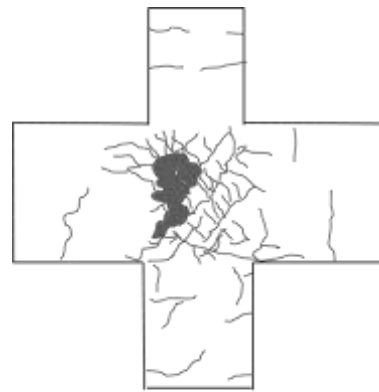
Drift 1.50% (30 mm)



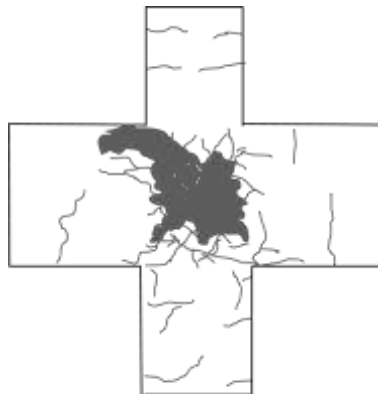
Drift 2.00% (40 mm)



Drift 2.50% (50 mm)



Drift 3.00% (60 mm)

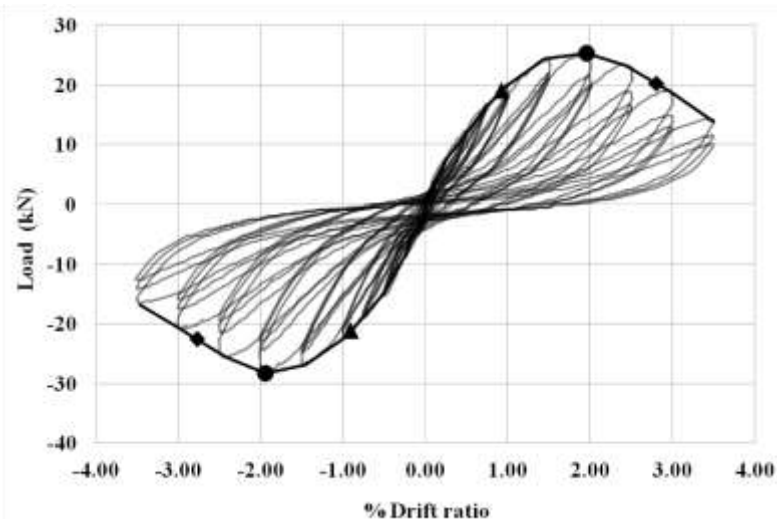


Drift 3.50% (70 mm)



at failure

รูปที่ 1.7-15 ภาพโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตแบบหล่อในที่ (CS-2) ที่ระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นต่างๆ

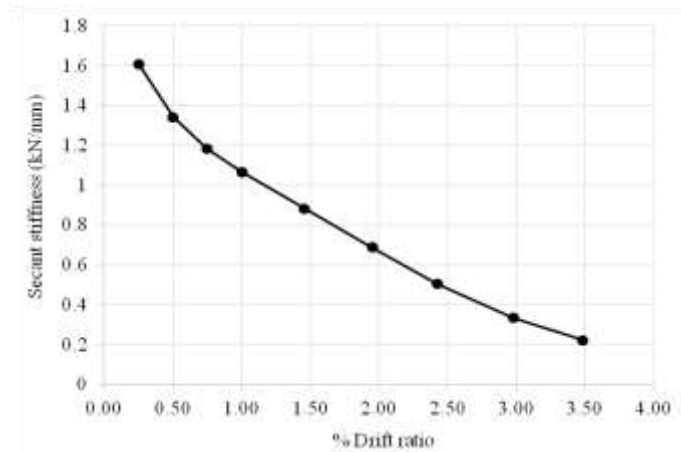


รูปที่ 1.7-16 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นของการทดสอบโครงสร้างจำลองแบบหล่อในที่ (CS-2)

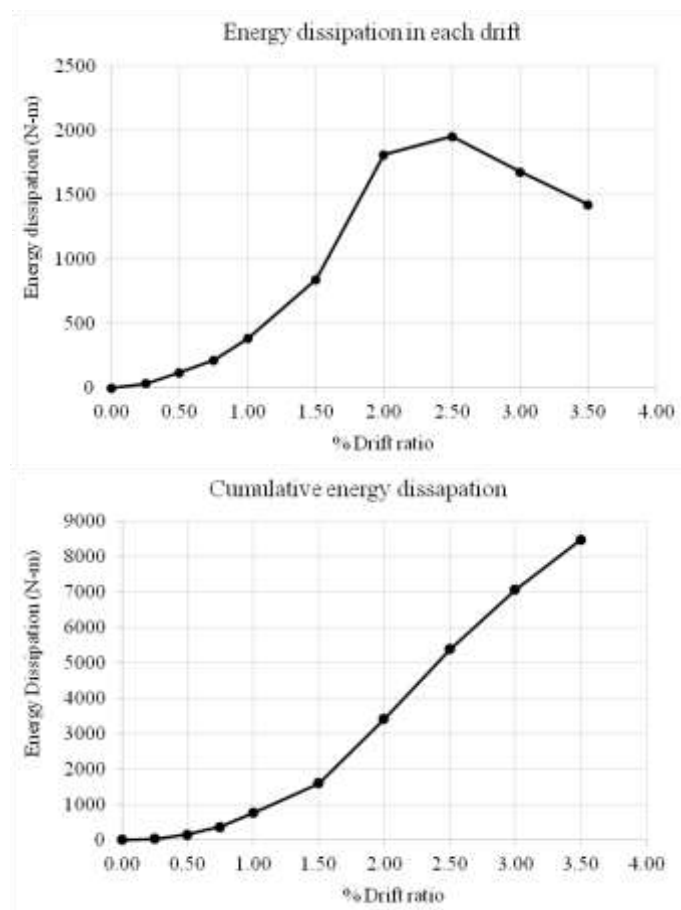
ตารางที่ 1.7-4 ค่าแรงกระทำสูงสุด, Yield Load, Maximum Ductility และ Yield Stiffness ของโครงสร้างจำลองเสา-คานแบบหล่อในที่ (CS-2)

Direction	Load and drift (kN) (% , mm)			Yield stiffness (kN/mm)
	Maximum P_u	Yielding $0.75 P_u$	Ultimate $0.8P_u$	
(+)	25.4 (1.96, 39.2)	19.0 (0.93, 18.6)	20.3 (2.80, 56.0)	1.02
(-)	28.2 (1.94, 38.8)	21.2 (0.91, 18.2)	22.6 (2.77, 55.4)	1.16

รูปที่ 1.7-16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการเอียงตัวที่หัวเสา ซึ่งถูกครอบหุ้มด้วยเส้น Envelop Curve และคำนวณค่า Yield Load และ Ductility Capacity ตาม ACI 374.1-05 โดยค่าแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ 25.4 kN และ 28.2 kN และสามารถคำนวณค่า Yield Load ได้เท่ากับ 19.0 kN และ 21.2 kN ในทางทิศการผลักและการดึงตามลำดับ สำหรับการทดสอบนี้ โครงสร้างจำลองเกิดการวิบัติที่ระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นเท่ากับ 3.50% แต่หากพิจารณาค่า Maximum Ductility ที่กำหนดว่าโครงสร้างจะยังสามารถรับน้ำหนักได้มากกว่า 80% ของกำลังสูงสุดนั้น จะพบว่าโครงสร้างจำลองแบบหล่อในที่ (CS-2) นี้จะสามารถให้ค่าการเสียรูป Maximum Ductility เท่ากับ 2.77% ดังสรุปไว้ในตารางที่ 1.7-4 ส่วนค่า Secant Stiffness ของโครงสร้างดังแสดงใน รูปที่ 1.7-17 พบว่าค่า Stiffness จะเริ่มลดลงที่ค่าระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นตั้งแต่ 0.50% เป็นต้นไป ซึ่งสอดคล้องกับค่าการสลายพลังงาน Strain Energy Dissipation ที่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนที่ค่าระยะการเอียงตัวดังกล่าวตามที่แสดงไว้ใน รูปที่ 1.7-18

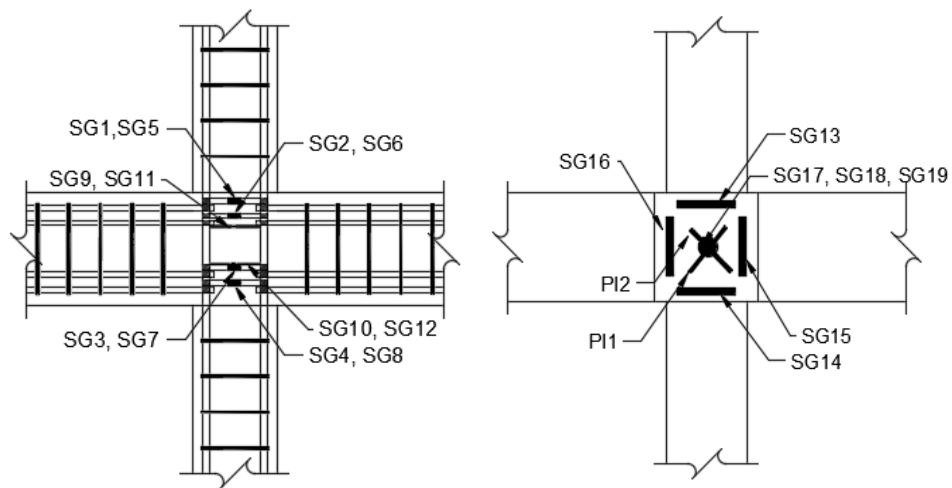


รูปที่ 1.7-17 Secant Stiffness ของค่าแรงกระทำและมุมการเอียงจากการทดสอบโครงสร้างจำลองหล่อสำเร็จ (CS-2)

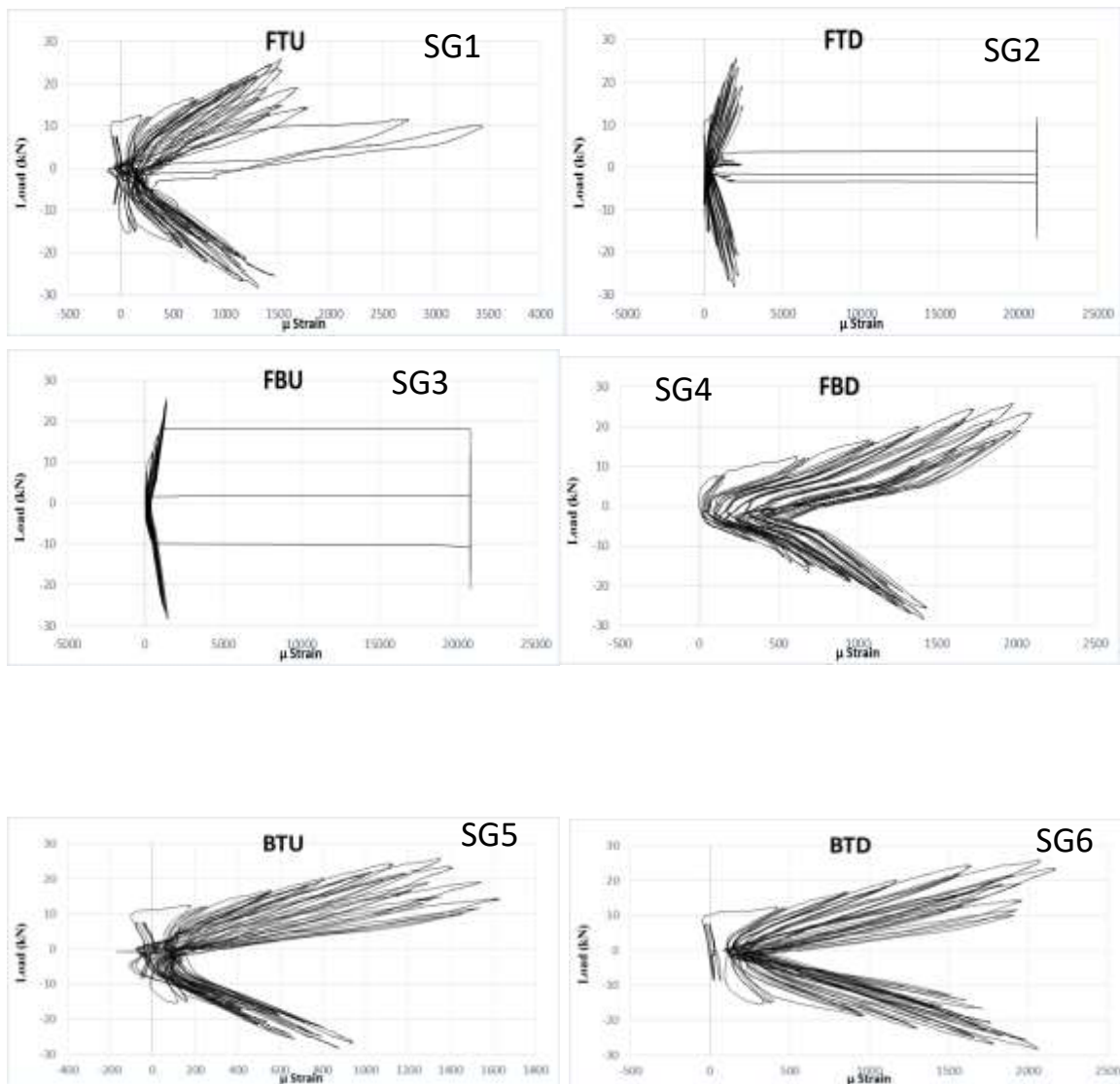


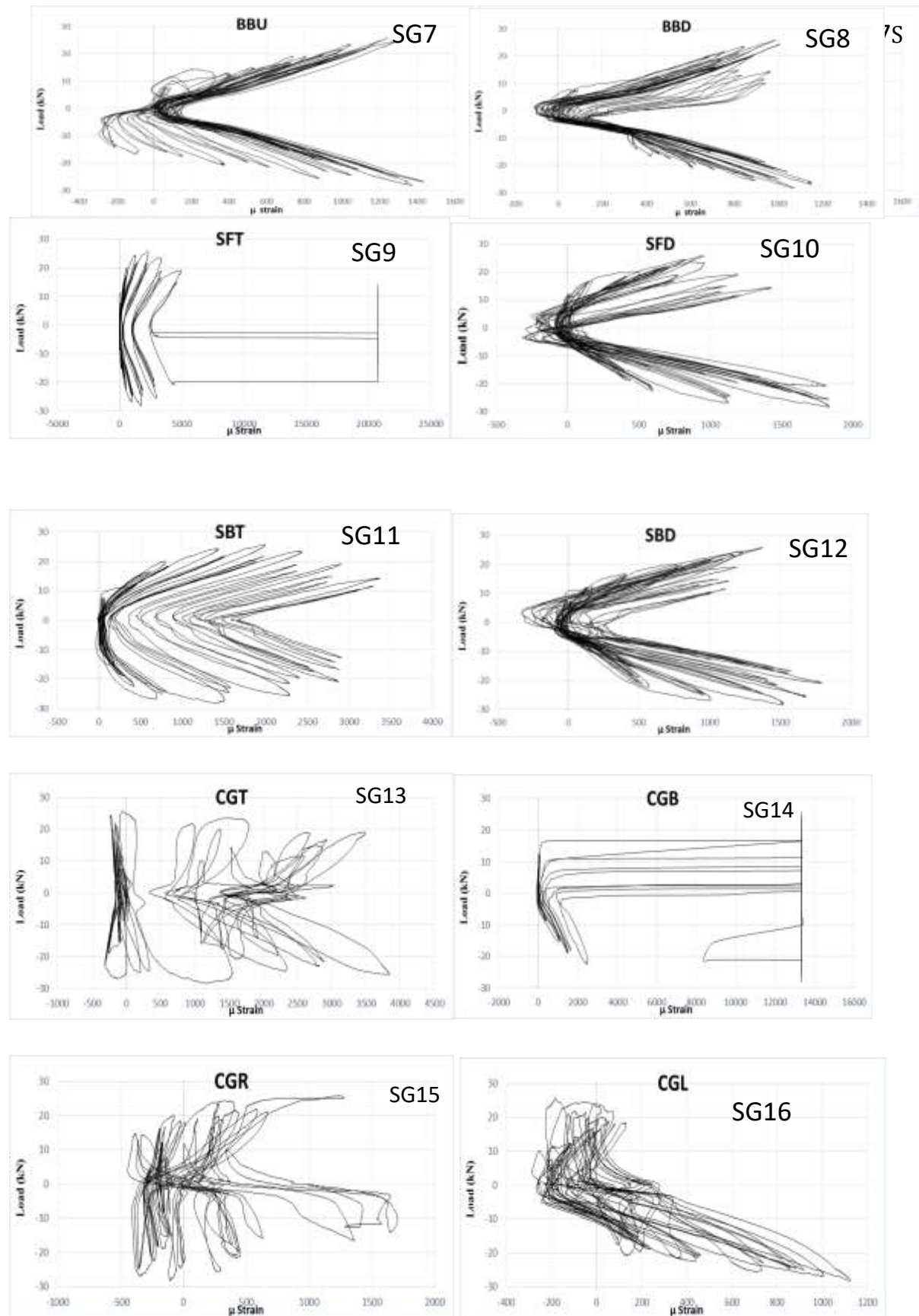
รูปที่ 1.7-18 พลังงาน Strain Energy ที่ถูกสลายไประหว่างรอบการทดสอบที่ค่ามุมการเอียงตัวต่างๆ (CS-2)

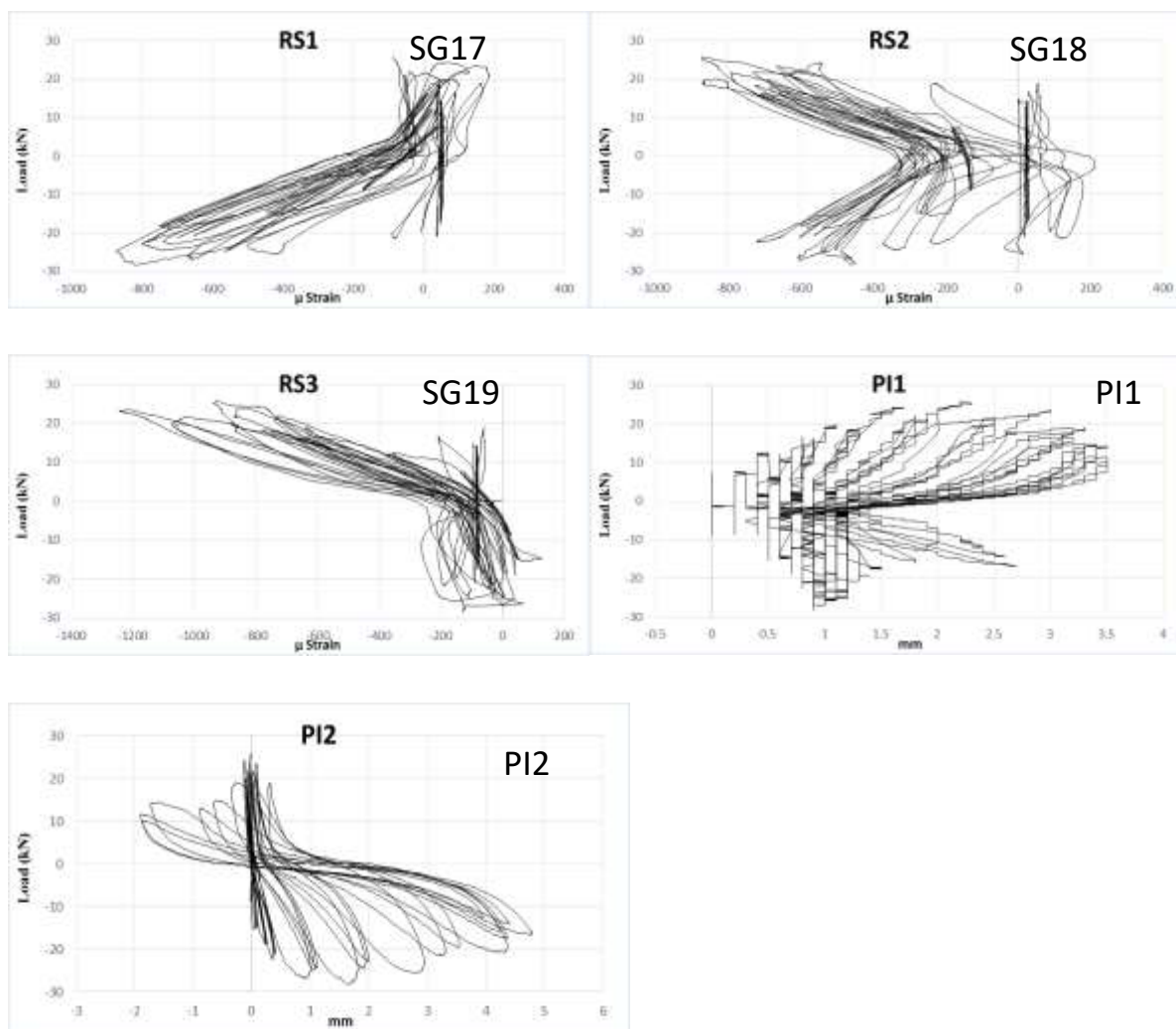
รูปที่ 1.7-19 แสดงตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauge ในโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานหล่อในที่ CS-2 และรูปที่ 1.7-20 แสดงค่า Strain ที่วัดได้ระหว่างการทดสอบ เช่นเดียวกับตัวอย่างก่อนหน้า คือจากผลค่าระดับ Strain ที่วัดได้จะพบว่า เหล็กเสริมในเสาและคานทั้งหมดมีค่า Strain สูงสุดอยู่ต่ำกว่าจุดคราก เช่นเดียวกับกรณีของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานแบบหล่อในที่ (CS)



รูปที่ 1.7-19 ตำแหน่งติดตั้ง strain gauge บนเหล็กเสริมของเสาและคานของโครงสร้างจำลองแบบหล่อสำเร็จ CS-2







รูปที่ 1.7-20 ค่าความเครียดที่วัดได้ระหว่างการทดสอบโครงสร้างจำลองเสา-คานหล่อในที่ CS-2

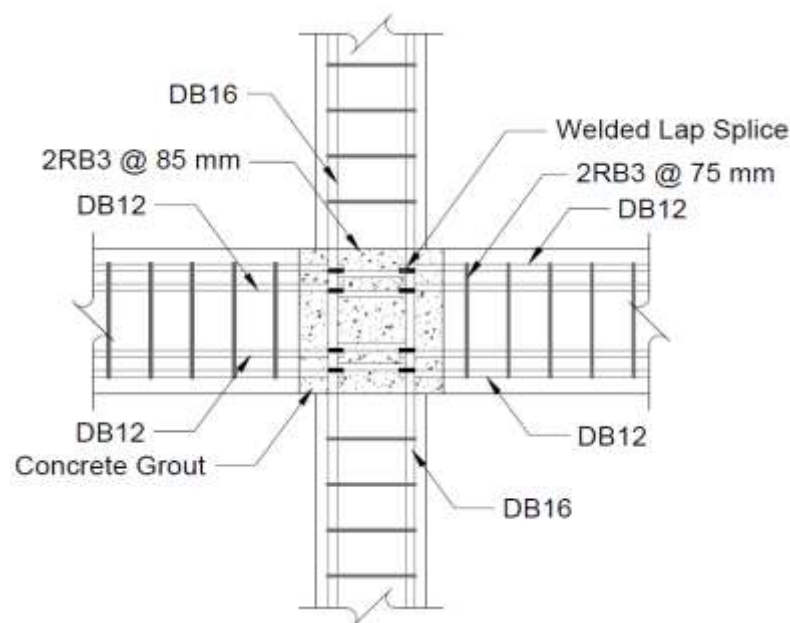
1.7.3 การทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมทาบเหล็กในคานให้มีความต่อเนื่องเพียงพอ และใช้คอนกรีตกำลังสูงเทียบเท่ากับชิ้นส่วนสำเร็จรูปเต็มรอยต่อ (PS-1)

โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมทาบเหล็กในคานให้มีความต่อเนื่องเพียงพอ และใช้คอนกรีตเต็มรอยต่อคุณภาพดี (PS-1) จะเป็นตัวแทนของการเชื่อมต่อเสา-คานหล่อสำเร็จแบบที่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมทั้งด้านบนและด้านล่างของคาน โดยมีรายละเอียดการเชื่อมต่อเหล็กดีที่สุดในที่ที่มีการใช้งานอยู่จริง กล่าวคือมีการเชื่อมทาบเหล็กเสริมของคานทั้งด้านบนและล่างด้วยระยะรอยเชื่อมทาบที่มากพอที่จะทำให้เกิดการครากของเหล็กเสริมที่ถ่ายแรงระหว่างกัน และยังทำการเทปิดรอยต่อด้วยคอนกรีตคุณภาพสูง

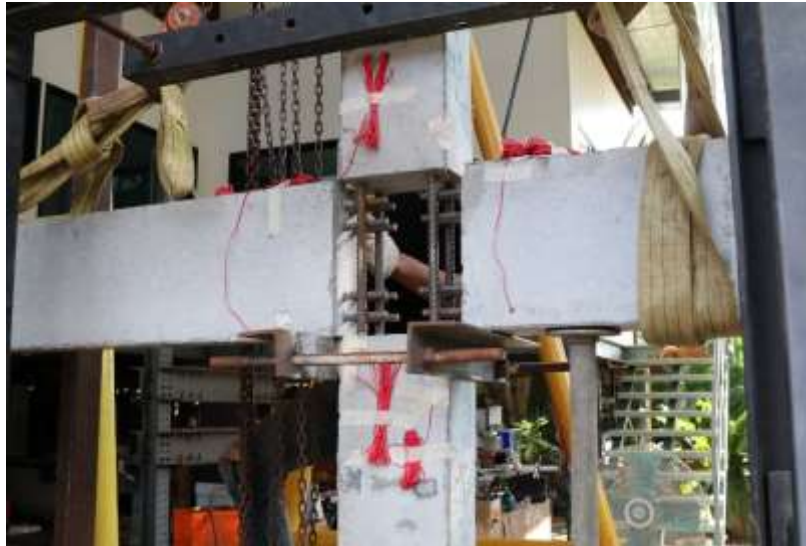
1.7.3.1 โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมทาบเหล็กในคานให้มีความต่อเนื่องเพียงพอ และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อคุณภาพดี (PS-1)

โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมทาบเหล็กในคานให้มีความต่อเนื่องเพียงพอ และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อคุณภาพดี (PS-1) มีขนาด มิติและเหล็กเสริมในเสาและคานเท่ากับโครงสร้างแบบหล่อในที่ โดยจะมีรายละเอียดการเชื่อมเหล็กเสริมในบริเวณจุดต่อดังแสดงในรูปที่ 1.7-21 ซึ่งชิ้นส่วนคานแต่ละฝั่งจะถูกหล่อแยกกันโดยมีเหล็กเสริมยื่นไว้ที่ปลายสำหรับต่อทาบ ส่วนเสานั้นจะถูกหล่อโดยเว้นช่องว่างเอาไว้ในบริเวณที่จะเป็นจุดต่อ จากนั้นชิ้นส่วนเสาและคานจะถูกนำมาประกอบกันขึ้นเป็นโครงสร้างตามรูปที่ 1.7-22 โดยมีการเชื่อมต่อเหล็กเสริมของคานแต่ละฝั่งเข้าด้วยกันด้วยระยะทาบที่พอเพียงดังแสดงในรูปที่ 1.7-23 สำหรับคอนกรีตที่ใช้กับชิ้นส่วนหล่อสำเร็จมีค่ากำลังอัดที่วันทดสอบเท่ากับ 410 ksc ทั้งนี้เพื่อจำลองสภาพจริงของโครงสร้างหล่อสำเร็จที่ถูกผลิตในโรงงานและใช้คอนกรีตที่มีกำลังสูง ส่วนเหล็กเสริมนั้นยังคงใช้เหล็กข้ออ้อย DB40 และเหล็กกลม SR24 ตามปกติ สำหรับคอนกรีตที่กรอกลงในบริเวณรอยต่อนั้นมีค่ากำลังอัดคอนกรีตที่วันทดสอบเท่ากับ 345 ksc

การให้แรงกระทำกับโครงสร้างจำลองแบบหล่อสำเร็จนั้น เหมือนกันกับการทดสอบโครงสร้างหล่อในที่ทุกประการ คือให้แรงแบบวัฏจักรดังแสดงในรูปที่ 1.7-6 และตารางที่ 1-2



รูปที่ 1.7-21 รายละเอียดเหล็กเสริมและการเชื่อมต่อเสาและคานของโครงสร้างจำลองแบบหล่อสำเร็จ (PS-1)



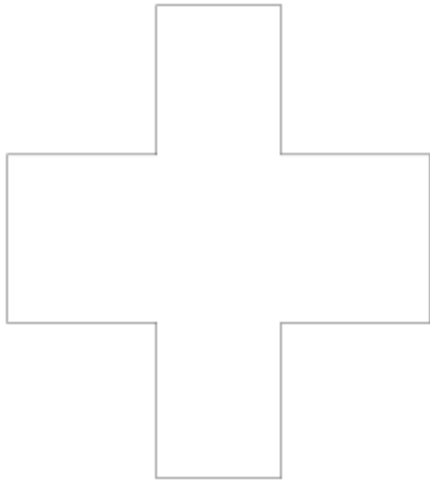
รูปที่ 1.7-22 การประกอบชิ้นส่วนเสาและคานหล่อสำเร็จเข้าด้วยกัน



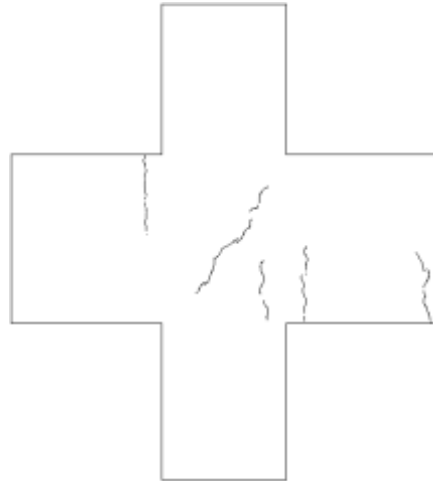
รูปที่ 1.7-23 การเชื่อมต่อเหล็กเสริมคานแต้ฝัของจุดต่อด้วยระยะทาบที่เพียงพอ (PS-1)

1.7.3.2 ผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมทาบเหล็กในคานให้มีความต่อเนื่องเพียงพอ และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อคุณภาพดี (PS-1)

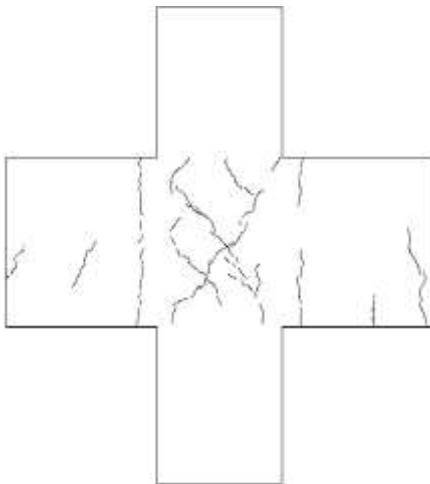
ลักษณะความเสียหายของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมทาบเหล็กในคานให้มีความต่อเนื่องเพียงพอ และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อคุณภาพดี (PS-1) ที่ระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 1.7-24 โดยจะเริ่มพบการแตกร้าวของโครงสร้างที่ค่าการเคลื่อนที่ 0.50% โดยพบเป็นลักษณะของการแตกจากแรงเฉือนในบริเวณรอยต่อเสา-คาน และความเสียหายที่บริเวณจุดต่อนี้ก็จะชัดเจนขึ้นเรื่อยๆ แต่กลับพบการแตกร้าวในคานและเสาเพียงเล็กน้อย และไม่มีการเกิดขึ้นของจุดหมุนพลาสติกที่ชัดเจนในส่วนของคานหรือเสาแต่อย่างใด



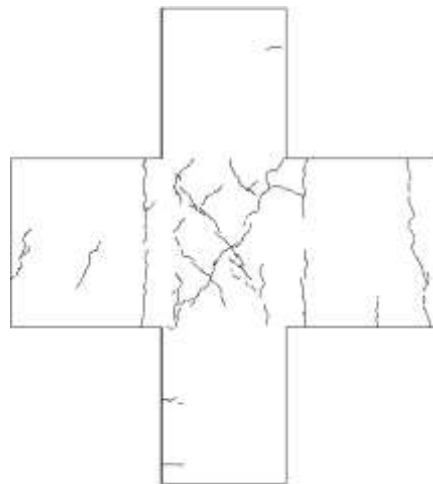
(a) Drift 0.25%-5mm



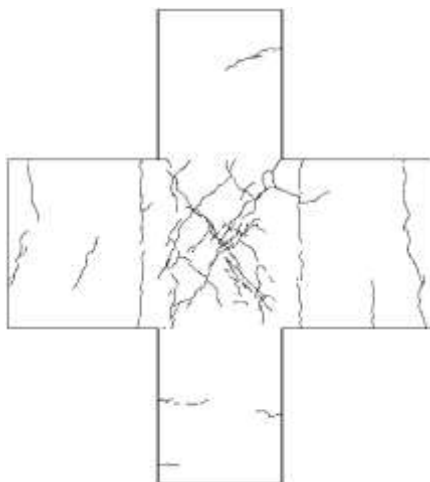
(b) Drift 0.50%-10mm



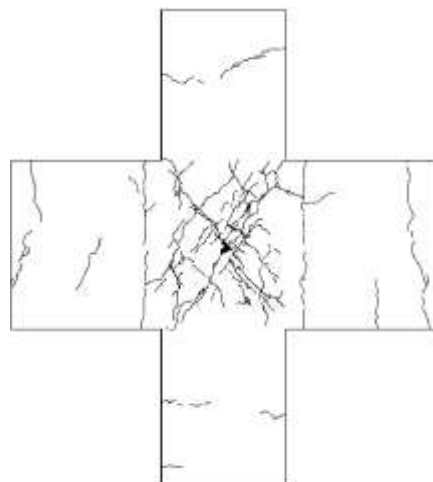
(c) Drift 0.75%-15mm



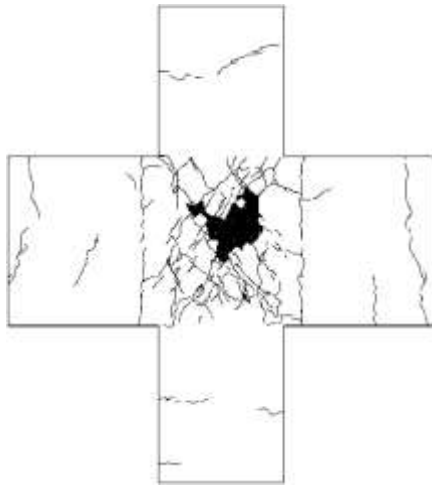
(d) Drift 1.0%-20mm



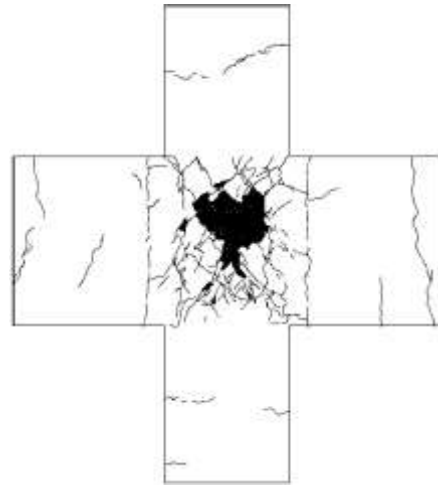
(e) Drift 1.5%-30mm



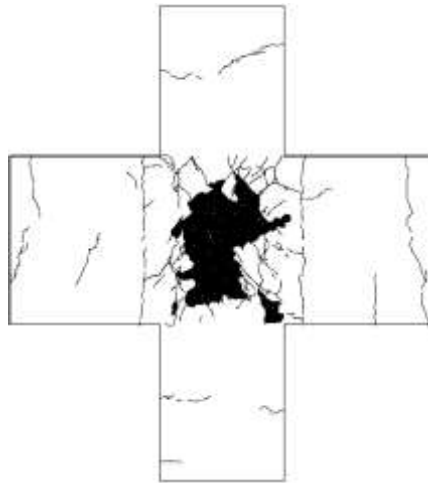
(f) Drift 2.0%-40mm



(g) Drift 2.5%-50mm



(h) Drift 3.0%-60mm

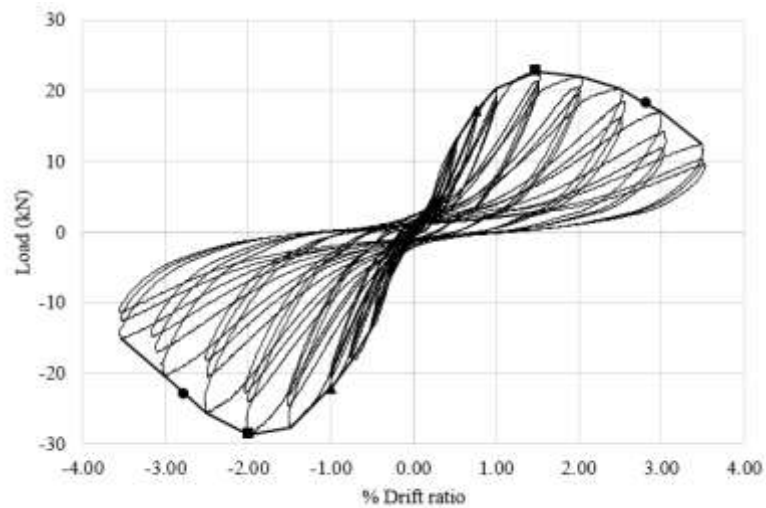


(i) Drift 3.5%-70mm



(j) at failure

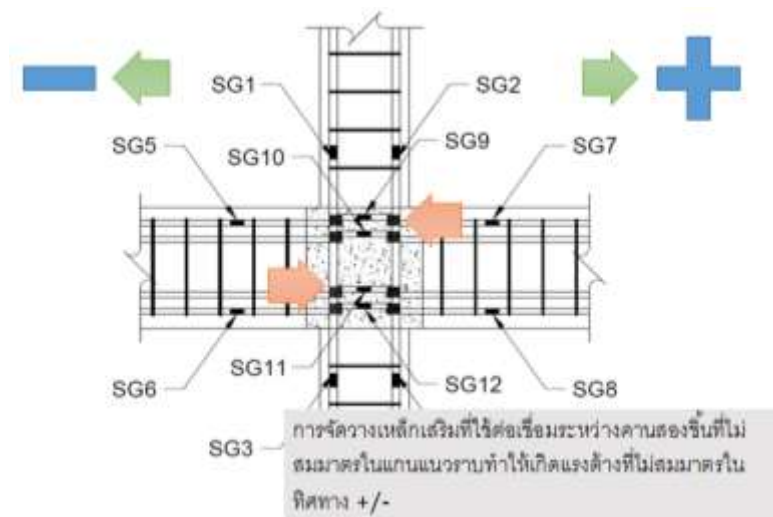
รูปที่ 1.7-24 สภาพโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จ (PS-1) ที่ระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นต่างๆ



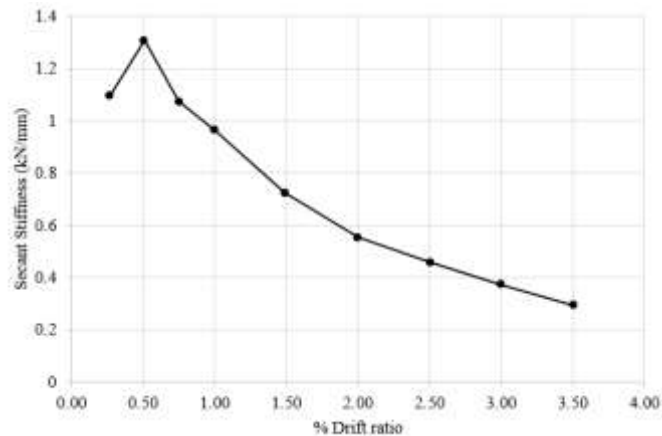
รูปที่ 1.7-25 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นของการทดสอบโครงสร้างจำลองหล่อสำเร็จ (PS-1)

ตารางที่ 1.7-5 ค่าแรงกระทำสูงสุด, Yield Load, Maximum Ductility และ Yield Stiffness ของโครงสร้างจำลองเสา-คานแบบหล่อสำเร็จ (PS-1)

Direction	Load and drift (kN) (% , mm)			Yield stiffness (kN/mm)
	Maximum P_u	Yielding $0.75 P_u$	Ultimate $0.8 P_u$	
(+)	22.7 (1.49, 29.8)	17.0 (0.96, 19.2)	18.2 (2.79, 55.8)	0.89
(-)	28.7 (1.99, 39.8)	21.5 (1.02, 20.4)	22.9 (2.75, 55.0)	1.05

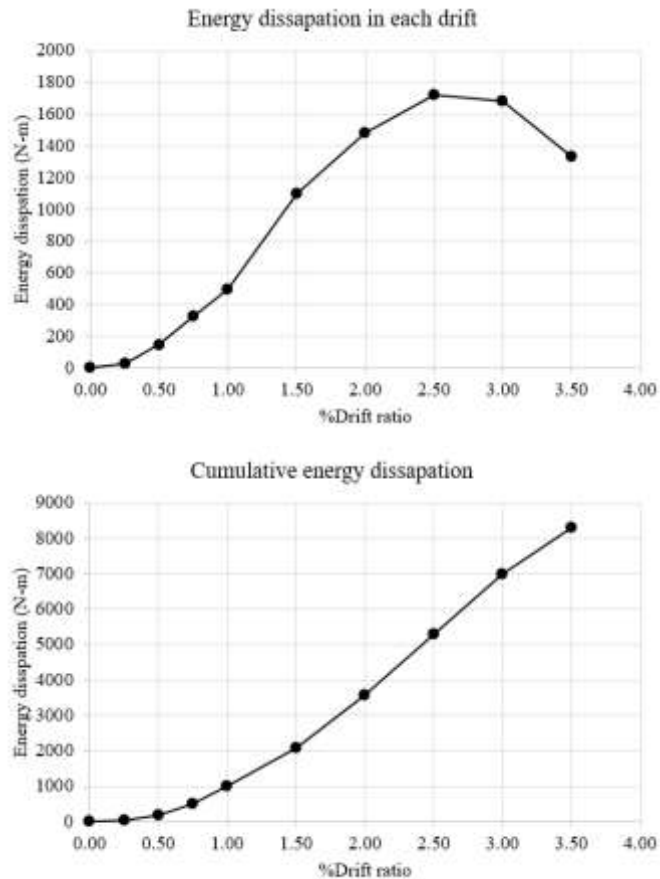


รูปที่ 1.7-26 รายละเอียดเหล็กเสริมที่ทำให้เกิดความไม่สมมาตรในการรับแรงดัดและผลัก



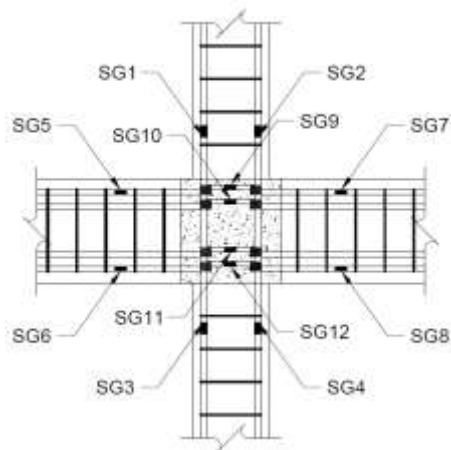
รูปที่ 1.7-27 Secant Stiffness ของค่าแรงกระทำและการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นจากการทดสอบโครงสร้างจำลองหล่อสำเร็จ (PS-1)

รูปที่ 1.7-25 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการเอียงตัวที่หัวเสา ซึ่งถูกครอบห้ด้วยเส้น Envelop Curve และคำนวณค่า Yield Load และ Ductility Capacity ตาม ACI 374.1-05 โดยค่าแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ 22.7 kN และ 28.7 kN และสามารถคำนวณค่า Yield Load ได้เท่ากับ 17.0 kN และ 21.5 kN ตามทางทิศการผลักและการดึงตามลำดับ ซึ่งจะเห็นว่าค่าแรงสูงสุดจากทิศทางทั้งสองฝั่งมีค่าแตกต่างกัน โดยทั้งนี้เกิดจากความไม่สมมาตรของการจัดวางเหล็กเสริมในบริเวณจุดต่อ ที่มีเหล็กทาบวางตัวเหลื่อมอยู่ทางด้านบนดังแสดงในรูปที่ 1.7-26 สำหรับการทดสอบนี้โครงสร้างจำลองเกิดการวิบัติที่ค่ามุมการเอียงตัว (% Drift) เท่ากับ 3.50% แต่หากพิจารณาค่า Maximum Ductility ที่กำหนดว่าโครงสร้างจะยังสามารถรับน้ำหนักได้มากกว่า 80% ของกำลังสูงสุดนั้น จะพบว่าโครงสร้างจำลองแบบหล่อสำเร็จ (PS-1) นี้จะสามารถให้ค่าการเสียรูป Maximum Ductility เท่ากับ 2.79% ดังสรุปไว้ในตารางที่ 1.7-5 ส่วนค่า Secant Stiffness ของโครงสร้างดังแสดงในรูปที่ 1.7-27 พบว่าค่า Stiffness จะเริ่มลดลงที่ค่าระยะการเอียงตัวตั้งแต่ 1.00% เป็นต้นไป ซึ่งสอดคล้องกับค่าการสลายพลังงาน Strain Energy Dissipation ที่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนที่ค่าระยะการเอียงตัวดังกล่าวตามที่แสดงไว้ในรูปที่ 1.7-28

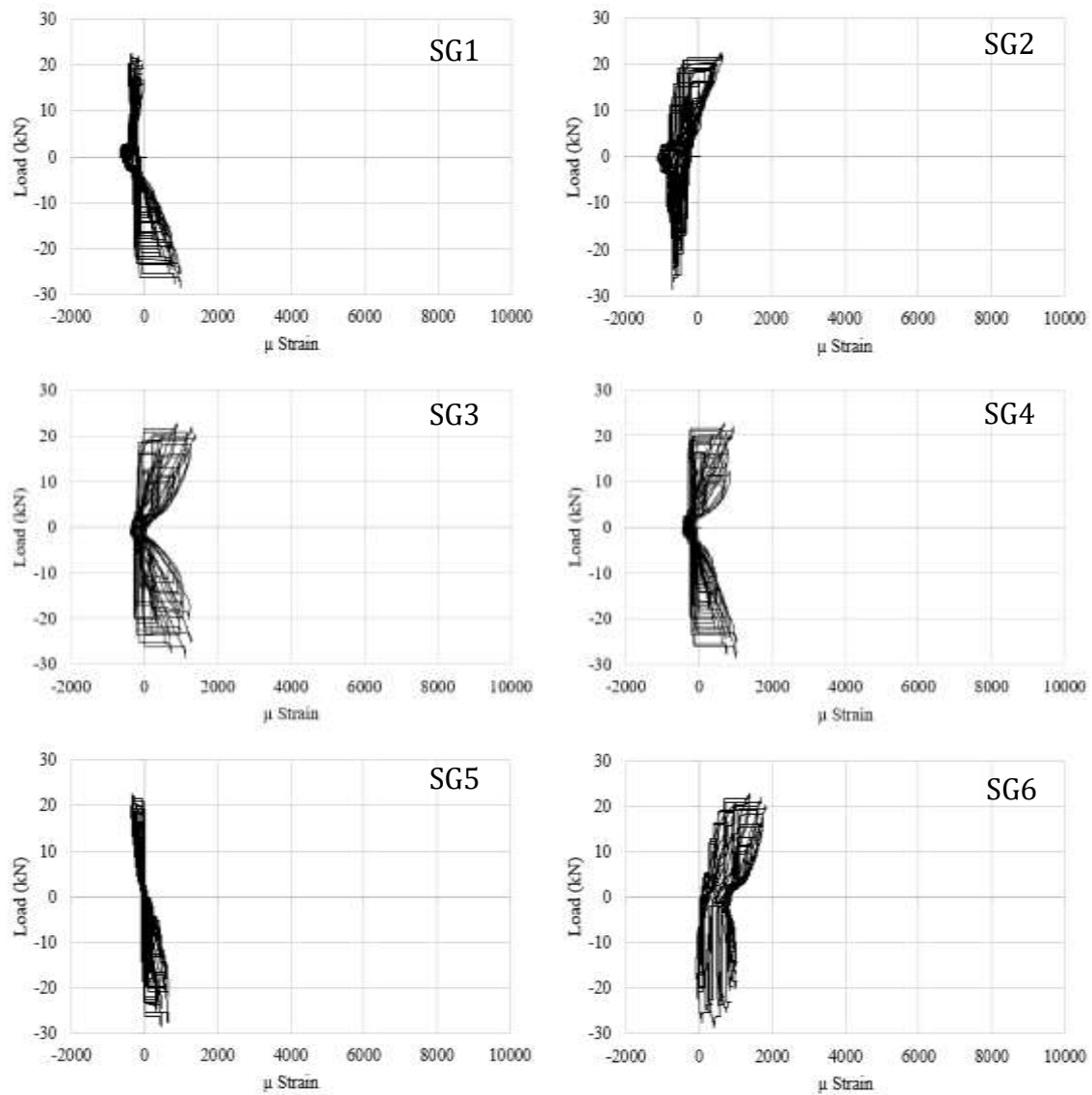


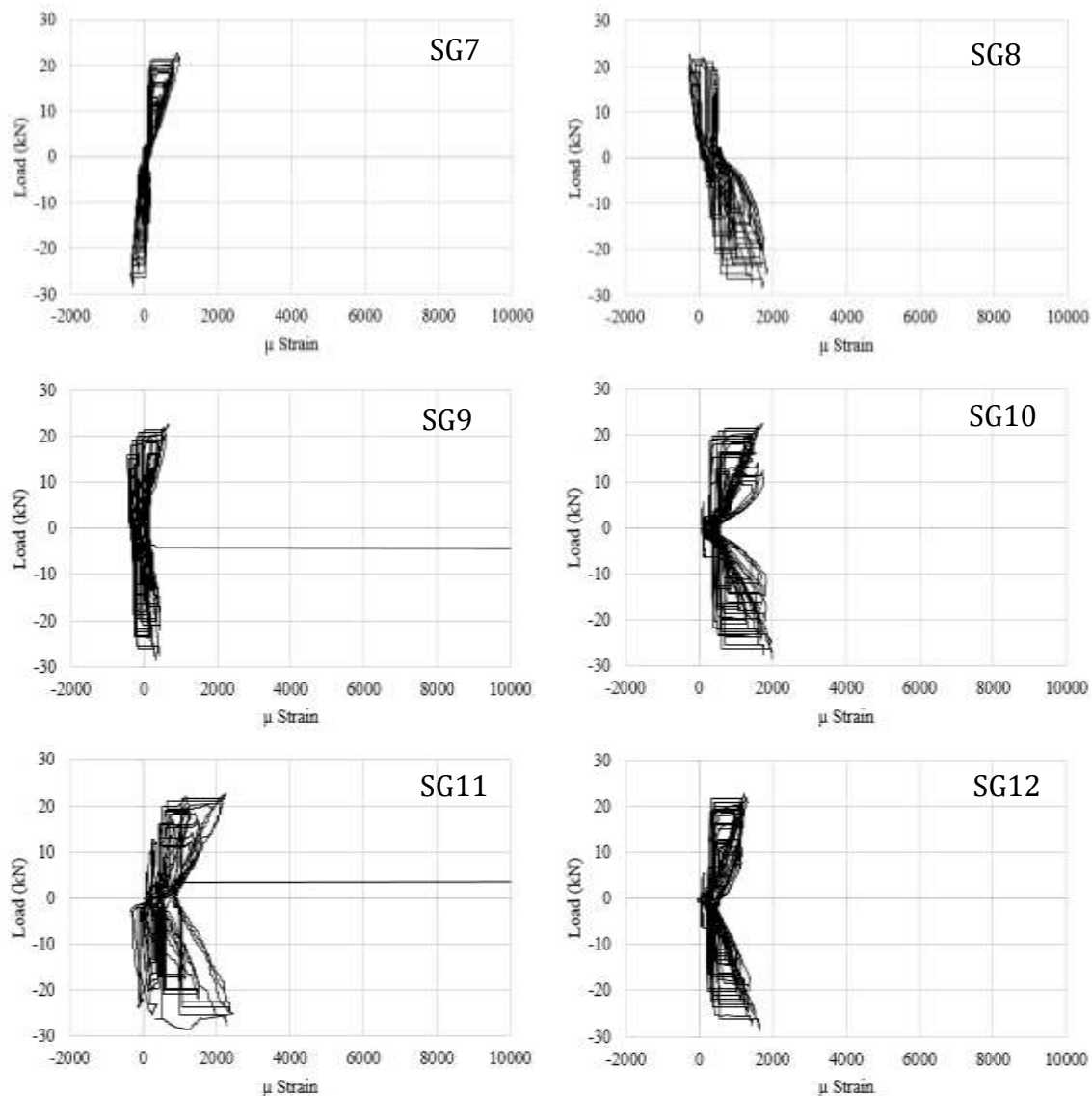
รูปที่ 1.7-28 พลังงาน Strain Energy ที่ถูกสลายไประหว่างรอบการทดสอบที่ค่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นต่างๆ (PS-1)

รูปที่ 1.7-29 แสดงตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauge ในโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานหล่อสำเร็จ PS-1 และรูปที่ 1.7-30 แสดงค่า Strain ที่วัดได้ระหว่างการทดสอบ โดยจะพบว่าเหล็กเสริมในเสาและคานทั้งหมดมีค่า Strain สูงสุดอยู่ต่ำกว่าจุดคราก ซึ่งจากผลค่า Strain นี้ทำให้สามารถสรุปได้ว่าสภาวะพลาสติก (Plasticity) ทั้งหมดของโครงสร้างเกิดขึ้นจำกัดอยู่ภายในบริเวณรอยต่อเสา-คานเท่านั้น เช่นเดียวกับกรณีของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานแบบหล่อในที่ (CS)



รูปที่ 1.7-29 ตำแหน่งติดตั้ง strain gauge บนเหล็กเสริมของเสาและคานของโครงสร้างจำลองแบบหล่อสำเร็จ PS-1





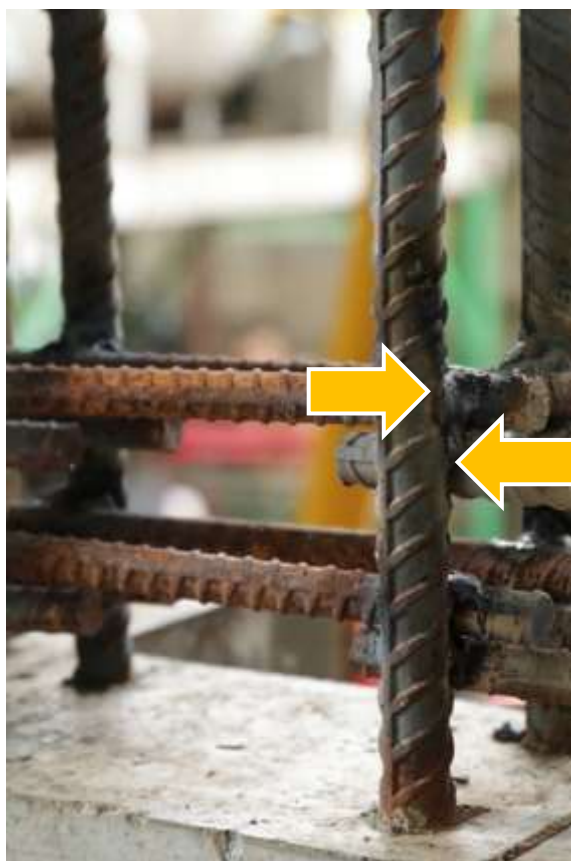
รูปที่ 1.7-30 ค่าความเครียดที่วัดได้ระหว่างการทดสอบโครงสร้างจำลองเสา-คานหล่อสำเร็จ PS-1

1.7.4 การทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมต่อเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตเติมรอยต่อกำลังต่ำ (PS-2)

โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมต่อเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อกำลังต่ำ (PS-2) จะเป็นตัวแทนของการเชื่อมต่อเสา-คานหล่อสำเร็จแบบที่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมทั้งด้านบนและด้านล่างของคาน โดยใช้รายละเอียดการเชื่อมต่อเหล็กอย่างแยบยลที่สุดเท่าที่มีการใช้งานอยู่จริง กล่าวคือ แทนที่จะทำการเชื่อมต่อระหว่างเหล็กเสริมในคานทั้งสองฝั่งเข้าด้วยกัน กลับใช้การเชื่อมต่อเหล็กคานเข้ากับเหล็กยื่นของเสา แล้วนำเหล็กทาบมาเชื่อมต่อระหว่างเหล็กยื่นของเสาสองด้านอีกครั้งหนึ่ง

1.7.4.1 โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อกำลังต่ำ (PS-2)

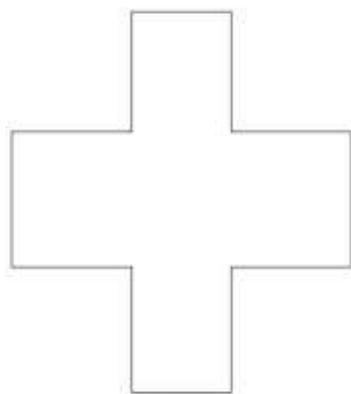
โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อกำลังต่ำ (PS-2) มีขนาดมิติและเหล็กเสริมในเสาและคานเท่ากับโครงสร้างแบบหล่อในที่ และมีรายละเอียดการเชื่อมเหล็กในบริเวณจุดต่อเช่นเดียวกับโครงสร้างจำลอง PS-1 ตามในรูปที่ 1.7-21 แต่มีการปรับปรุงแบบการเชื่อมต่อเหล็กเสริม โดยทำการเชื่อมฝากเหล็กเสริมคานเข้ากับเหล็กยื่นของเสา แล้วนำเหล็กทาบมาเชื่อมฝากเข้ากับเหล็กยื่นของเสาทั้งสองด้านอีกครั้งหนึ่งดังแสดงในรูปที่ 1.7-31 สำหรับคอนกรีตที่ใช้กับชิ้นส่วนหล่อนั้น จะเป็นคอนกรีตเดียวกันกับที่ใช้ในโครงสร้างทดสอบ PS-1 คือมีกำลังอัดที่วันทดสอบเท่ากับ 444 ksc และสำหรับเหล็กเสริมนั้นก็ยังคงใช้เหล็กข้ออ้อย DB40 และเหล็กกลม SR24 ตามปกติ ส่วนคอนกรีตที่กรอกลงในบริเวณรอยต่อ จะใช้คอนกรีตที่ผสมให้มีคุณภาพต่ำกว่าปกติ คือมีกำลังอัดคอนกรีตที่วันทดสอบเพียง 210 ksc เท่านั้น ส่วนการให้แรงกระทำกับโครงสร้างจำลองก็ยังคงเหมือนกันกับการทดสอบก่อนหน้าทุกประการ คือให้แรงแบบวัฏจักรดังแสดงในรูปที่ 1.7-6 และตารางที่ 1.7-6



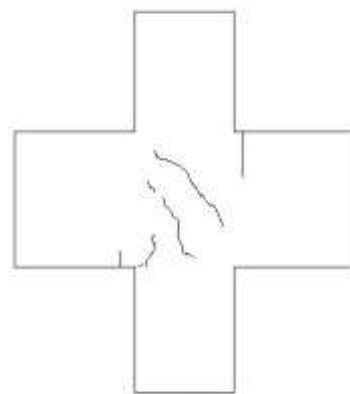
รูปที่ 1.7-31 การเชื่อมต่อเหล็กเสริมคานเข้ากับเหล็กยื่นเสา และใช้เหล็กเชื่อมทาบระหว่างเหล็กยื่นเสา

1.7.4.2 ผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝักเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตปิตรอตอ์กำลังต่ำ (PS-2)

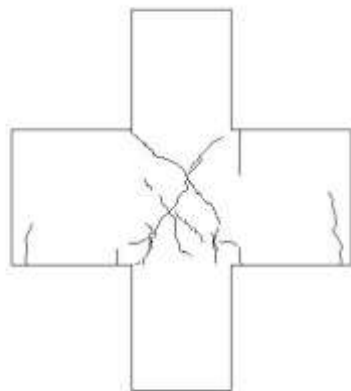
ลักษณะความเสียหายของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝักเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตปิตรอตอ์กำลังต่ำ (PS-2) ที่ระยะเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวต่างๆ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 1.7-32 โดยจะเริ่มพบการแตกร้าวของโครงสร้างที่ค่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้น 0.50% ซึ่งพบเป็นลักษณะของการแตกจากแรงเฉือนที่บริเวณจุดต่อเสา-คาน และความเสียหายที่บริเวณจุดต่อนี้จะชัดเจนขึ้นเรื่อยๆ โดยพบการแตกร้าวในคานและเสาเพียงเล็กน้อย และไม่มี การเกิดขึ้นของจุดหมุนพลาสติกที่ชัดเจนในส่วนของคานหรือเสาแต่อย่างใด



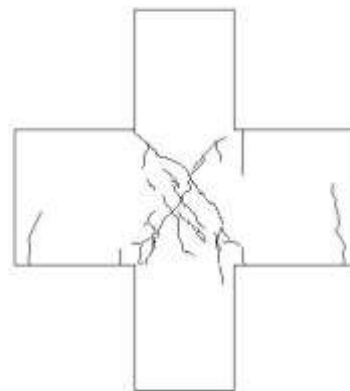
Drift 0.25% - 5mm



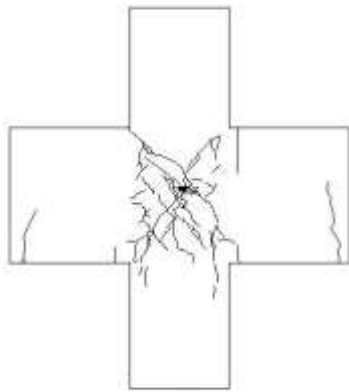
Drift 0.50% - 10mm



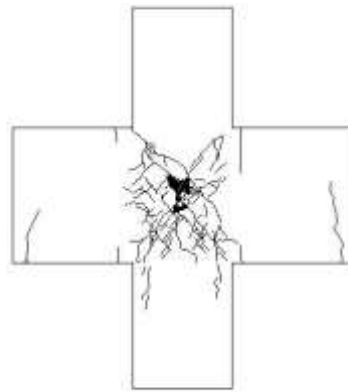
Drift 0.75% - 15mm



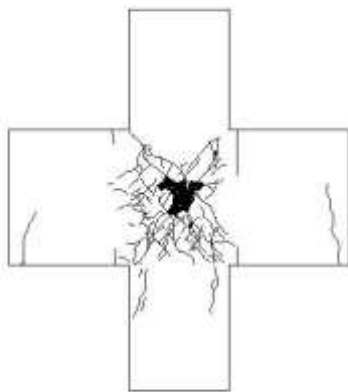
Drift 1.0% - 20mm



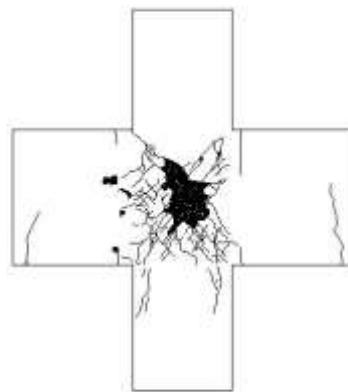
Drift 1.5% - 30mm



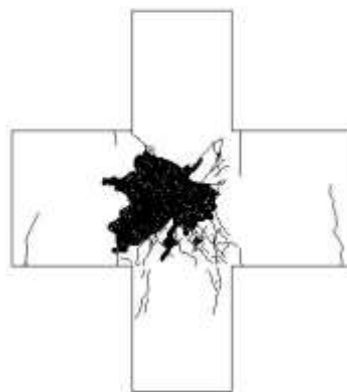
Drift 2.0% - 40mm



Drift 2.5% - 50mm



Drift 3.0% - 60mm

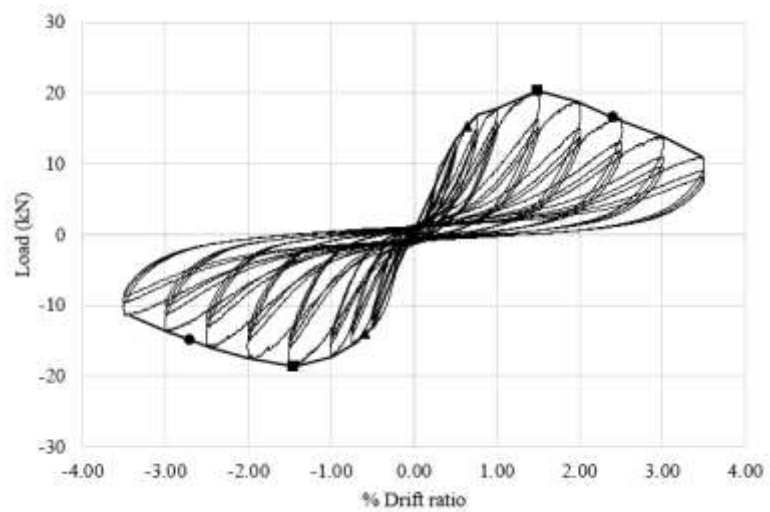


Drift 3.5% - 70mm



at failure

รูปที่ 1.7-32 สภาพโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จ (PS-1) ที่ระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นต่างๆ

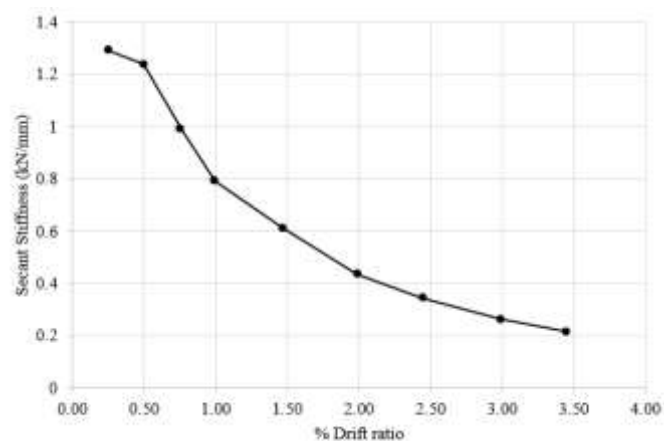


รูปที่ 1.7-33 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นของการทดสอบโครงสร้างจำลองหล่อสำเร็จ (PS-2)

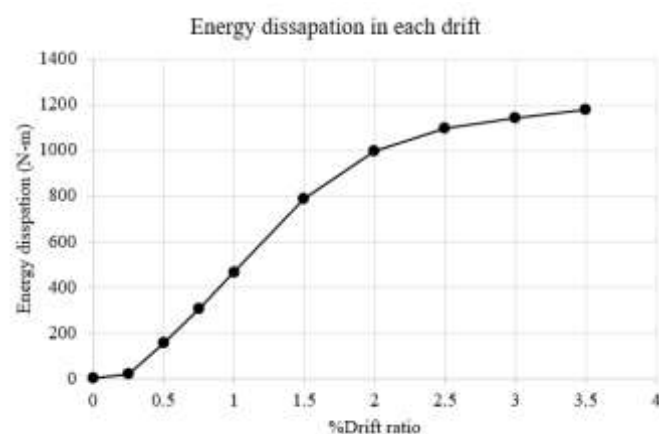
ตารางที่ 1.7-6 ค่าแรงกระทำสูงสุด, Yield Load, Maximum Ductility และ Yield Stiffness ของโครงสร้างจำลองเสา-คานแบบหล่อสำเร็จ (PS-2)

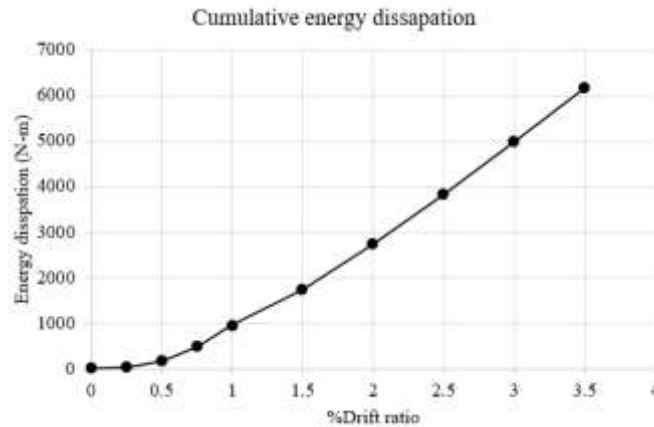
Direction	Load and drift (kN) (% , mm)			Yield stiffness (kN/mm)
	Maximum P_u	Yielding $0.75 P_u$	Ultimate $0.8P_u$	
(+)	20.3 (1.49, 29.9)	15.2 (0.64, 12.8)	16.2 (2.46, 49.2)	1.189
(-)	18.7 (1.44, 28.9)	14.0 (0.94, 11.8)	14.9 (2.70, 54)	1.186

รูปที่ 1.7-33 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการเอียงตัวที่หัวเสา ซึ่งถูกครอบหุ้มด้วยเส้น Envelop Curve และคำนวณค่า Yield Load และ Ductility Capacity ตาม ACI 374.1-05 โดยค่าแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ 20.3 kN และ 18.7 kN และสามารถคำนวณค่า Yield Load ได้เท่ากับ 15.2 kN และ 14.0 kN ในทางทิศการผลักและการดึงตามลำดับ สำหรับการทดสอบนี้ โครงสร้างจำลองเกิดการวิบัติที่ระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นเท่ากับ 3.50% แต่หากพิจารณาค่า Maximum Ductility ที่กำหนดว่าโครงสร้างจะยังสามารถรับน้ำหนักได้มากกว่า 80% ของกำลังสูงสุดนั้น จะพบว่าโครงสร้างจำลองแบบหล่อสำเร็จ (PS-2) นี้จะสามารถให้ค่าการเสียรูป Maximum Ductility เท่ากับ 2.70% ดังสรุปไว้ในตารางที่ 1.7-6 ส่วนค่า Secant Stiffness ของโครงสร้างดังแสดงในรูปที่ 1.7-34 พบว่าค่า Stiffness จะเริ่มลดลงที่ค่าระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นตั้งแต่ 0.50% เป็นต้นไป ซึ่งสอดคล้องกับค่าการสลายพลังงาน Strain Energy Dissipation ที่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนที่ค่าระยะการเอียงตัวดังกล่าวตามที่แสดงไว้ในรูปที่ 1.7-35



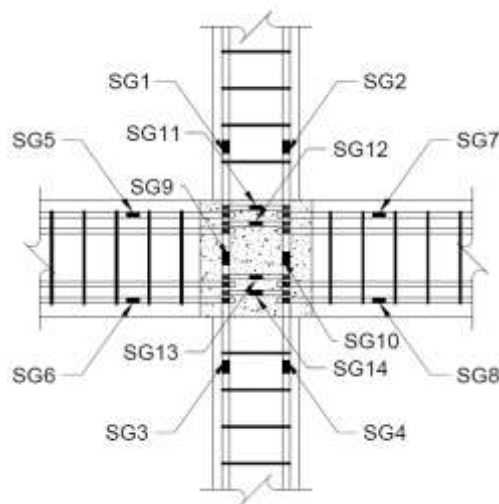
รูปที่ 1.7-34 Secant Stiffness ของค่าแรงกระทำและมุมการเอียงจากการทดสอบโครงสร้างจำลองหล่อสำเร็จ (PS-2)



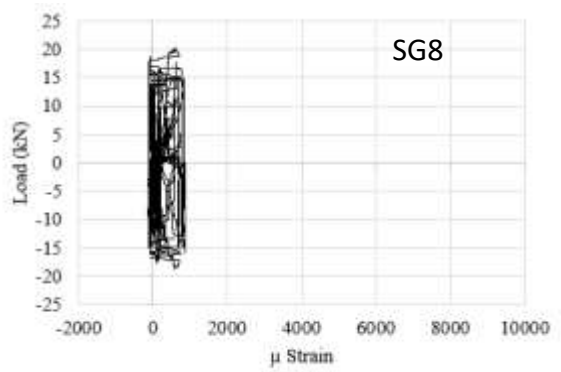
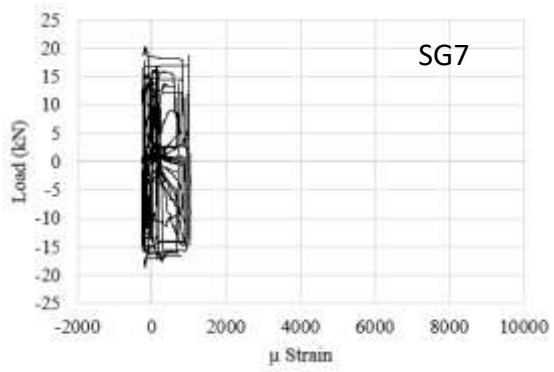
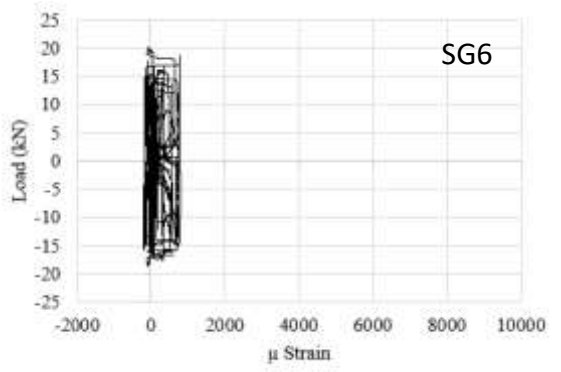
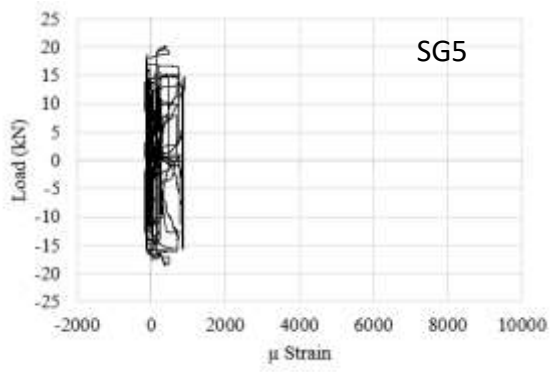
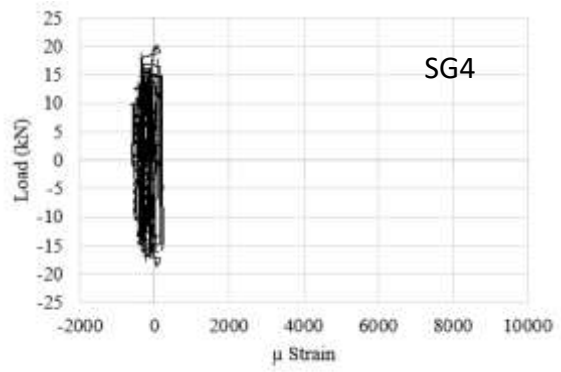
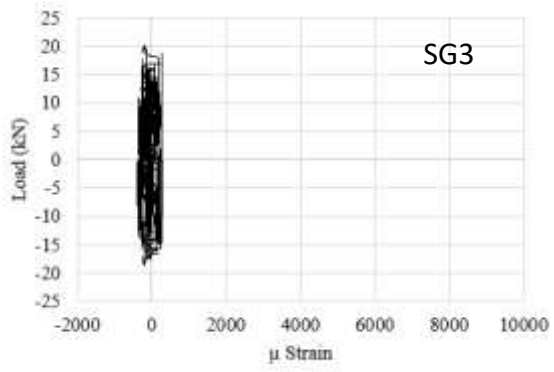
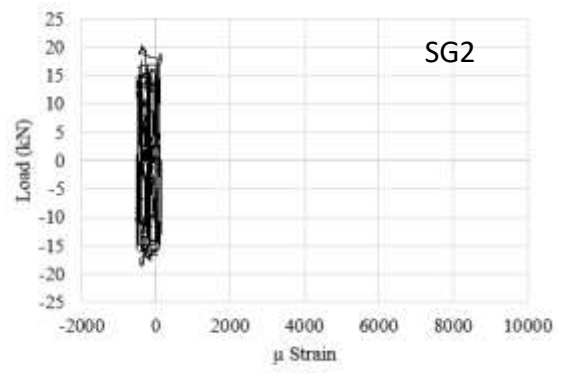
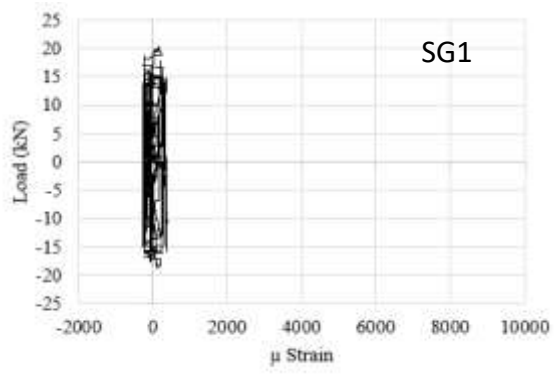


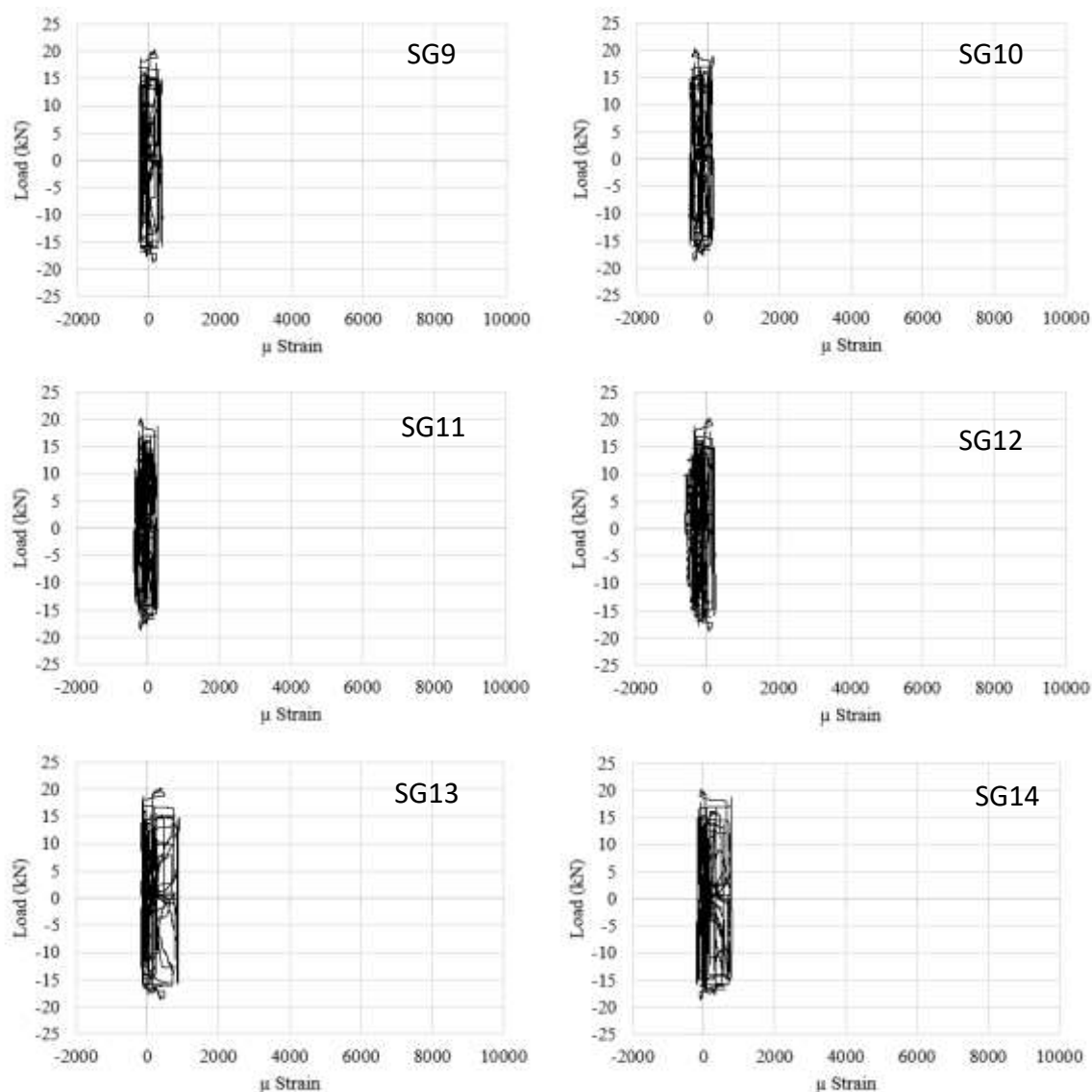
รูปที่ 1.7-35 พลังงาน Strain Energy ที่ถูกสลายไประหว่างรอบการทดสอบที่ค่ามุมการเอียงตัวต่างๆ (PS-2)

รูปที่ 1.7-36 แสดงตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauge ในโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานหล่อสำเร็จ PS-2 และรูปที่ 1.7-37 แสดงค่า Strain ที่วัดได้ระหว่างการทดสอบ เช่นเดียวกับตัวอย่างก่อนหน้านี้ คือจากผลค่าระดับ Strain ที่วัดได้จะพบว่าเหล็กเสริมในเสาและคานทั้งหมดมีค่า Strain สูงสุดอยู่ต่ำกว่าจุด เช่นเดียวกับกรณีของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานแบบหล่อในที่ (CS) และโครงสร้างจะลงแบบหล่อสำเร็จ PS-1



รูปที่ 1.7-36 ตำแหน่งติดตั้ง strain gauge บนเหล็กเสริมของเสาและคานของโครงสร้างจำลองแบบหล่อสำเร็จ PS-2





รูปที่ 1.7-37 ค่าความเครียดที่วัดได้ระหว่างการทดสอบโครงสร้างจำลองเสา-คานหล่อสำเร็จ PS-1

1.7.5 การทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กปิตรียอต (PS-fiber)

โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กปิตรียอต (PS-fiber) จะเป็นตัวแทนของการเชื่อมต่อเสา-คานหล่อสำเร็จแบบที่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมทั้งด้านบนและด้านล่างของคาน โดยใช้รายละเอียดการเชื่อมต่อเหล็กอย่างแยบยลที่สุดเท่าที่มีการใช้งานอยู่จริง กล่าวคือ แทนที่จะทำการเชื่อมทาบระหว่างเหล็กเสริมในคานทั้งสองฝั่งเข้าด้วยกัน กลับใช้การเชื่อมฝากเหล็กคานเข้ากับเหล็กยื่นของเสา แล้วนำเหล็กทาบมาเชื่อมฝากระหว่างเหล็กยื่นของเสาสองด้านอีกครั้งหนึ่ง ลักษณะรอยต่อเช่นนี้จะทำให้อายุเชื่อมมีลักษณะคล้ายกับการเชื่อมแบบชั่วคราว (Tack Weld) ซึ่งรอยเชื่อมในลักษณะนี้นั้น ไม่น่าจะสามารถถ่ายแรงระหว่างเหล็กในคานทั้งสองฝั่งไป

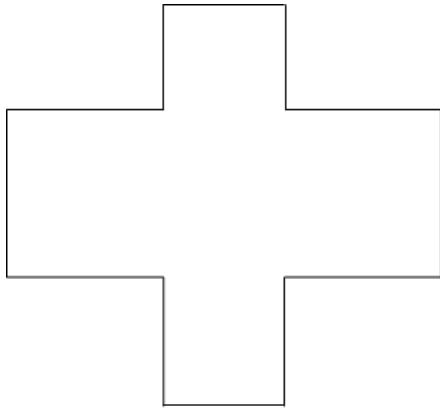
จนกระทั่งถึงการครากของเหล็กเสริมได้ แต่สำหรับชิ้นส่วนทดสอบนี้จะพัฒนาโดยการเสริมกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตให้มากขึ้นโดยใช้เส้นใยเหล็กผสมกับคอนกรีตในบริเวณรอยต่อ

1.7.5.1 โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กปิโตรยต์ (PS-fiber)

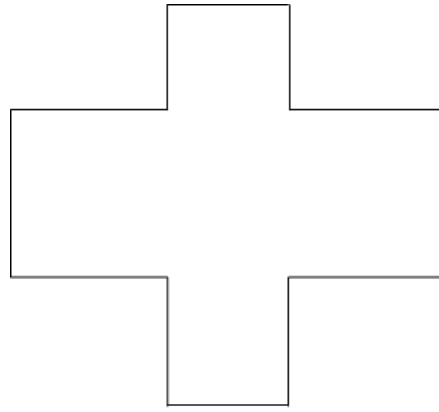
โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กปิโตรยต์ (PS-fiber) มีขนาดมิติและเหล็กเสริมในเสาและคานเท่ากับโครงสร้างแบบหล่อในที่ และมีรายละเอียดการเชื่อมเหล็กในบริเวณจุดต่อเช่นเดียวกับโครงสร้างจำลอง PS-2 ตามในรูปที่ 1.7-21 ในรูปแบบการเชื่อมต่อเหล็กเสริม โดยทำการเชื่อมฝากเหล็กเสริมคานเข้ากับเหล็กยื่นของเสา แล้วนำเหล็กทาบมาเชื่อมฝากเข้ากับเหล็กยื่นของเสาทั้งสองด้านอีกครั้งหนึ่งดังแสดงในรูปที่ 1.7-31 สำหรับคอนกรีตที่ใช้กับชิ้นส่วนหล่อนั้น จะเป็นคอนกรีตเดียวกันกับที่ใช้ในโครงสร้างทดสอบ PS-2 คือมีกำลังอัดที่วันทดสอบเท่ากับ 444 ksc และสำหรับเหล็กเสริมนั้นก็ยังคงใช้เหล็กข้ออ้อย DB40 และเหล็กกลม SR24 ตามปกติ ส่วนคอนกรีตที่กรอกลงในบริเวณรอยต่อ จะใช้คอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กเพื่อเพิ่มความสามารถในการรับแรงดึงมากขึ้น คือมีค่ากำลังอัดคอนกรีตที่วันทดสอบ 300 ksc ส่วนการให้แรงกระทำกับโครงสร้างจำลองก็ยังคงเหมือนกับการทดสอบก่อนหน้าทุกประการ

1.7.5.2 ผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กปิโตรยต์ (PS-fiber)

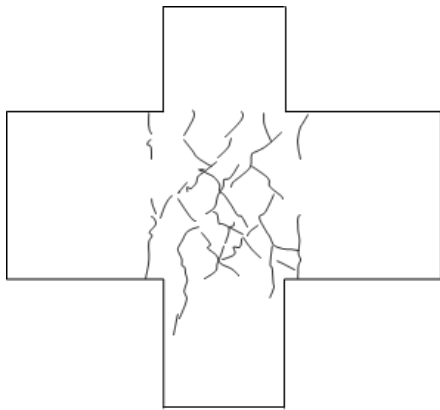
ลักษณะความเสียหายของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กปิโตรยต์ (PS-fiber) ที่ระยะเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวต่างๆ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 1.7-38 โดยจะเริ่มพบการแตกร้าวของโครงสร้างที่ค่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้น 0.50% ซึ่งพบเป็นลักษณะของการแตกจากแรงเฉือนที่บริเวณจุดต่อเสา-คาน และความเสียหายที่บริเวณจุดต่อนี้ก็จะชัดเจนขึ้นเรื่อยๆ โดยพบการแตกร้าวในคานและเสาเพียงเล็กน้อย และไม่มีการเกิดขึ้นของจุดหมุนพลาสติกที่ชัดเจนในส่วนของคานหรือเสาแต่อย่างใด



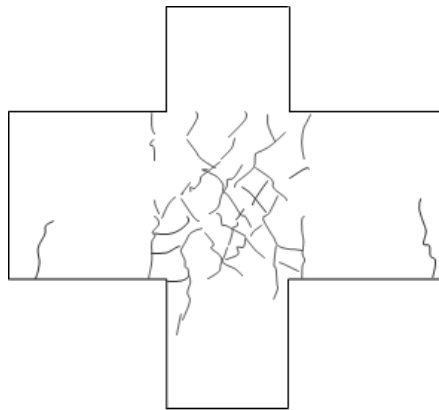
Drift 0.25% (5 mm)



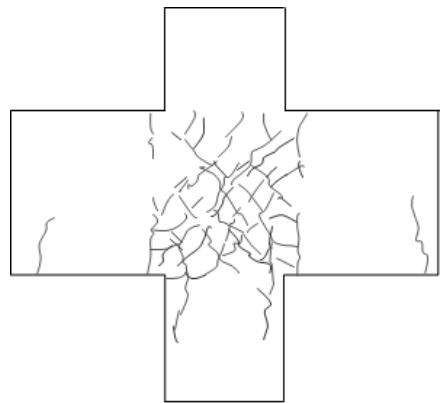
Drift 0.50% (10 mm)



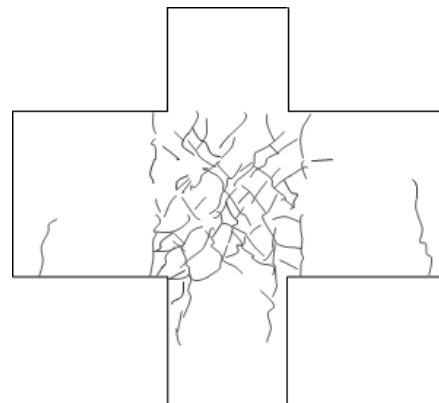
Drift 0.75% (15 mm)



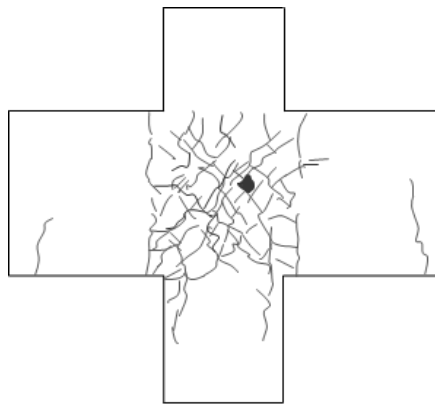
Drift 1.00% (20 mm)



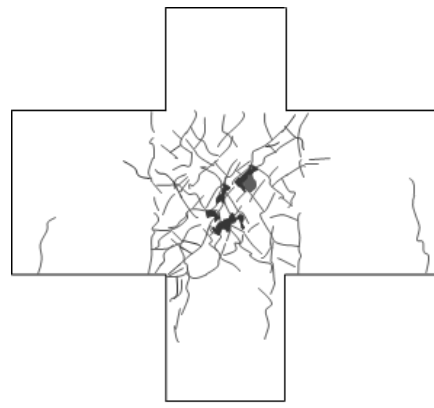
Drift 1.50% (30 mm)



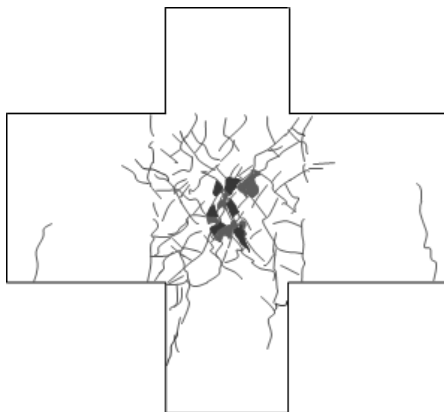
Drift 2.00% (40 mm)



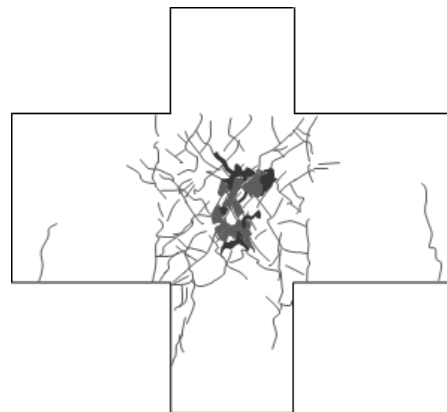
Drift 2.50% (50 mm)



Drift 3.00% (60 mm)



Drift 3.50% (70 mm)

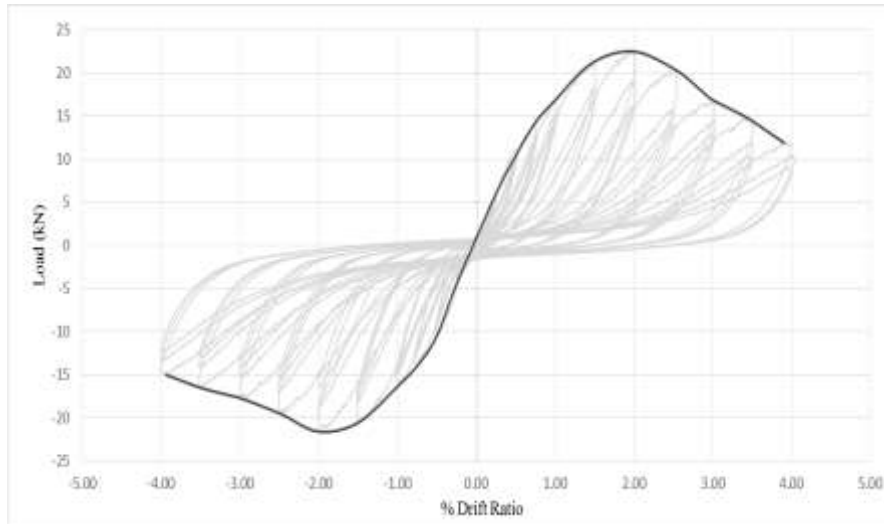


Drift 4.00% (80 mm)



at failure

รูปที่ 1.7-38 สภาพโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จ (PS-fiber) ที่ระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นต่างๆ

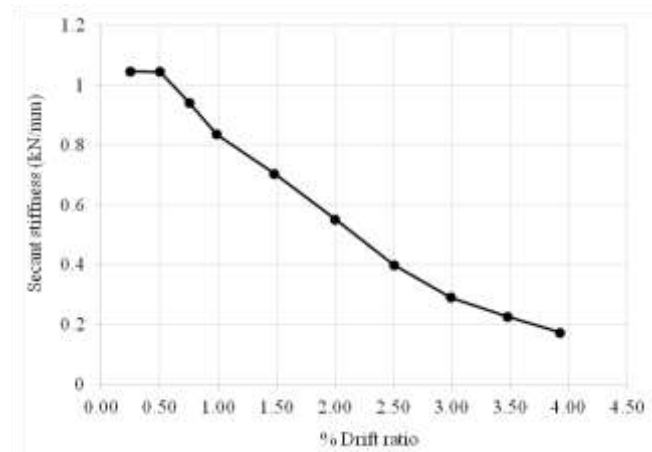


รูปที่ 1.7-39 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นของการทดสอบโครงสร้างจำลองหล่อสำเร็จ (PS-fiber)

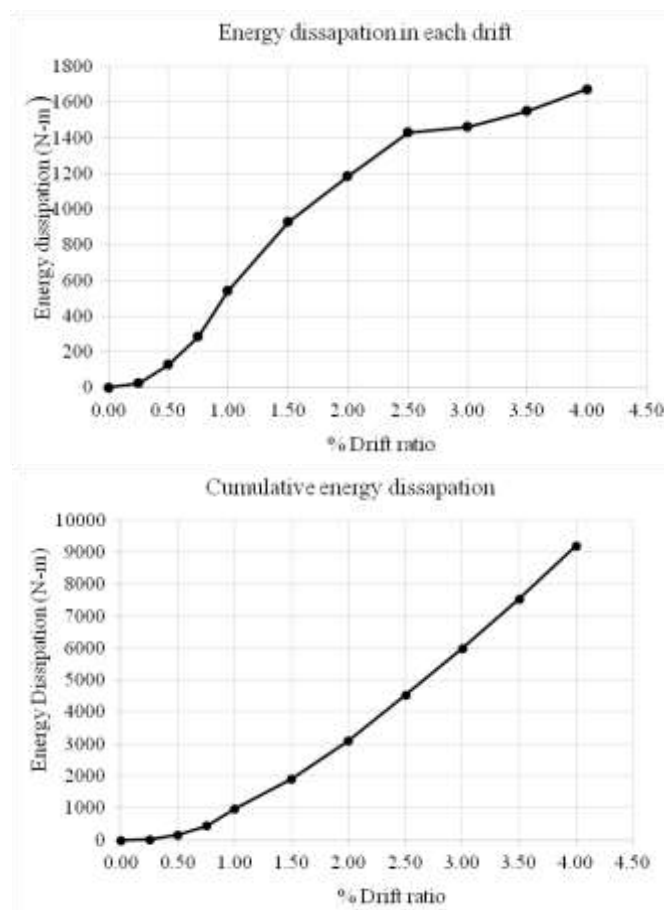
ตารางที่ 1.7-7 ค่าแรงกระทำสูงสุด, Yield Load, Maximum Ductility และ Yield Stiffness ของโครงสร้างจำลองเสา-คาน แบบหล่อสำเร็จ (PS-fiber)

Direction	Load and drift (kN) (% , mm)			Yield stiffness (kN/mm)
	Maximum P_u	Yielding $0.75 P_u$	Ultimate $0.8P_u$	
(+)	22.5 (1.99, 39.8)	16.9 (1.00, 20.0)	18.0 (2.85, 57.0)	0.85
(-)	21.6 (2.01, 40.2)	16.2 (0.98, 19.6)	17.3 (3.18, 63.6)	0.83

รูปที่ 1.7-39 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการเอียงตัวที่หัวเสา ซึ่งถูกครอบหุ้มด้วยเส้น Envelop Curve และคำนวณค่า Yield Load และ Ductility Capacity ตาม ACI 374.1-05 โดยค่าแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ 22.5 kN และ 21.6 kN และสามารถคำนวณค่า Yield Load ได้เท่ากับ 16.9 kN และ 16.2 kN ในทางทิศการผลักและการดึงตามลำดับ สำหรับการทดสอบนี้ โครงสร้างจำลองเกิดการวิบัติที่ระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นเท่ากับ 3.50% แต่หากพิจารณาค่า Maximum Ductility ที่กำหนดว่าโครงสร้างจะยังสามารถรับน้ำหนักได้มากกว่า 80% ของกำลังสูงสุดนั้น จะพบว่าโครงสร้างจำลองแบบหล่อสำเร็จ (PS-2) นี้จะสามารถให้ค่าการเสียรูป Maximum Ductility เท่ากับ 3.18% ดังสรุปไว้ในตารางที่ 1.7-7 ส่วนค่า Secant Stiffness ของโครงสร้างดังแสดงในรูปที่ 1.7-40 พบว่าค่า Stiffness จะเริ่มลดลงที่ค่าระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นตั้งแต่ 0.75% เป็นต้นไป ซึ่งสอดคล้องกับค่าการสลายพลังงาน Strain Energy Dissipation ที่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนที่ค่าระยะการเอียงตัวดังกล่าวตามที่แสดงไว้ในรูปที่ 1.7-41

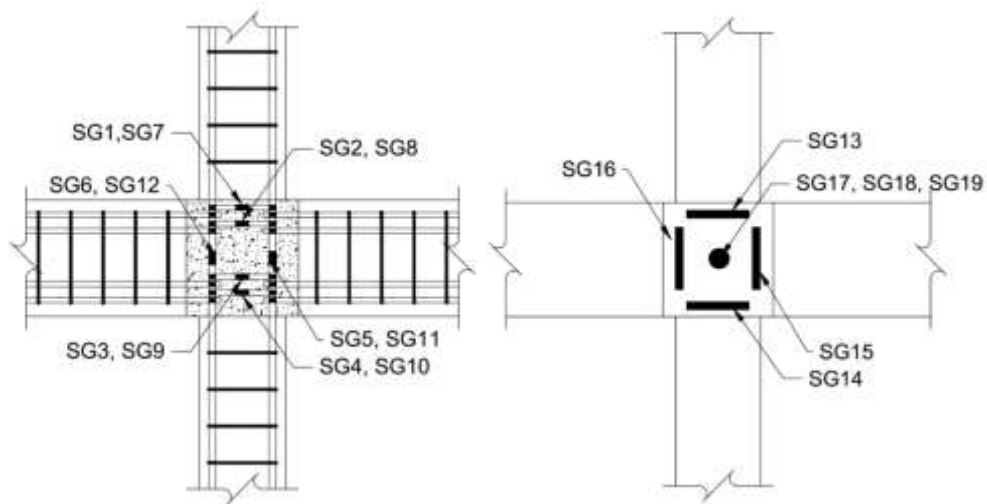


รูปที่ 1.7-40 Secant Stiffness ของค่าแรงกระทำและมุมการเอียงจากการทดสอบโครงสร้างจำลองหล่อสำเร็จ (PS-fiber)

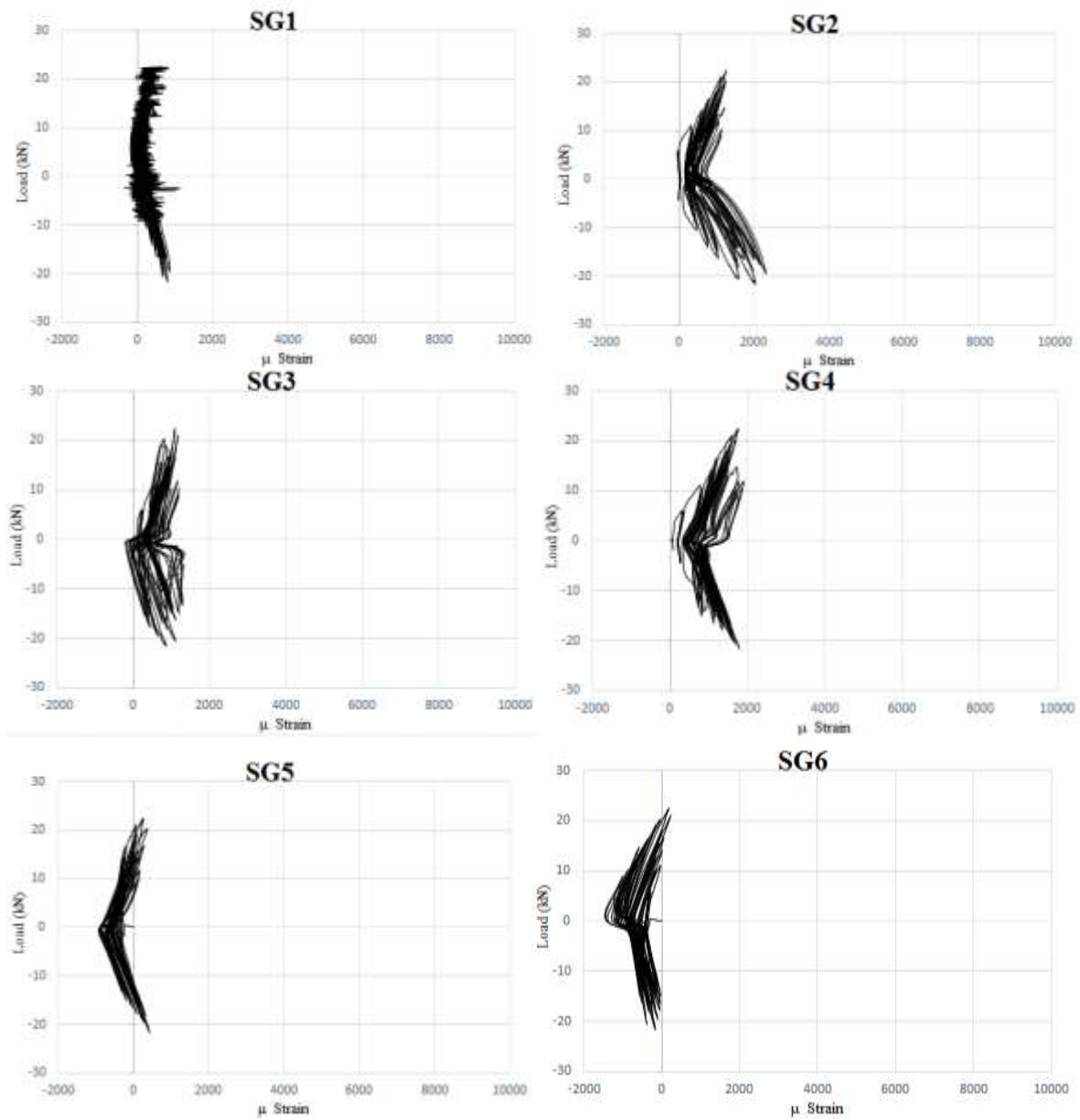


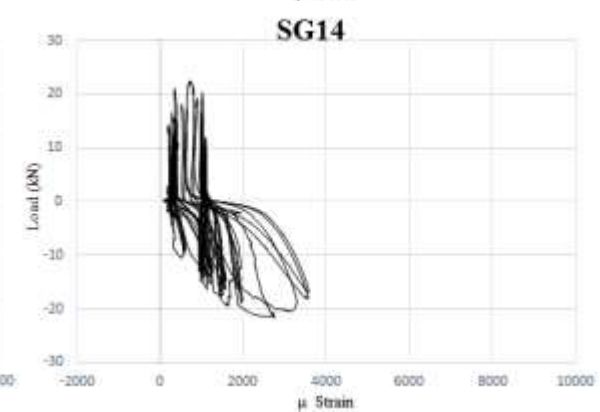
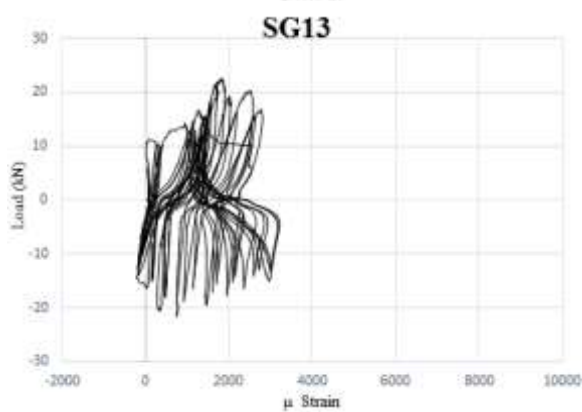
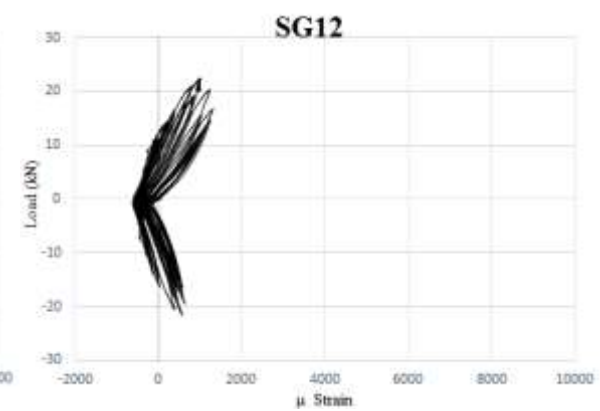
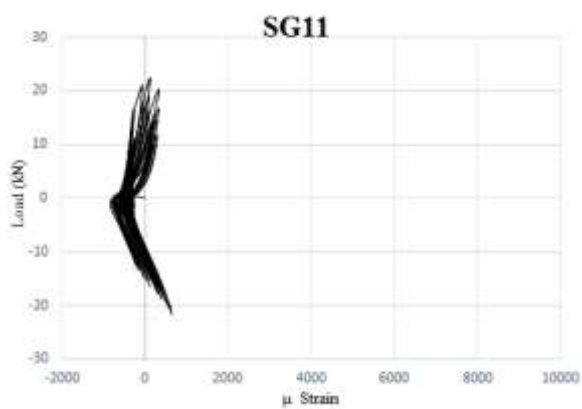
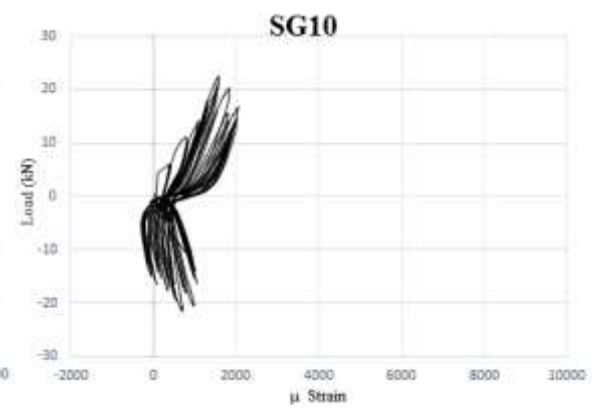
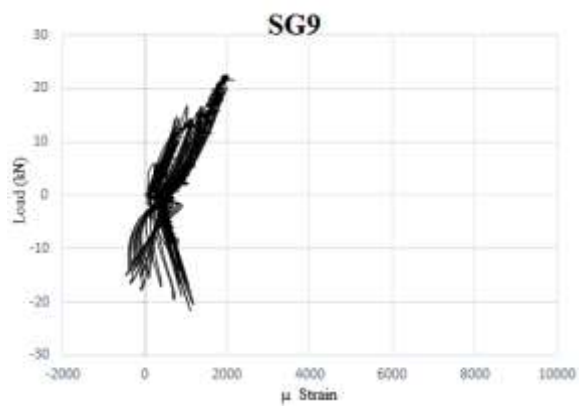
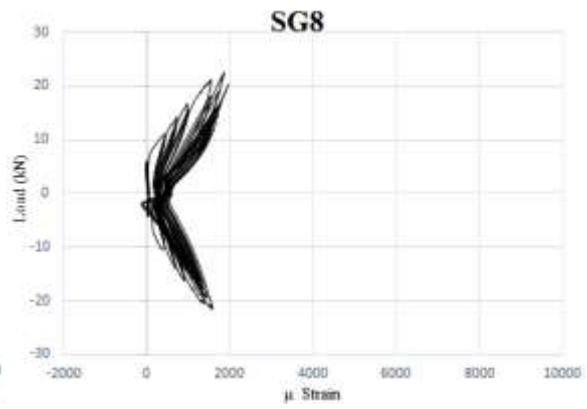
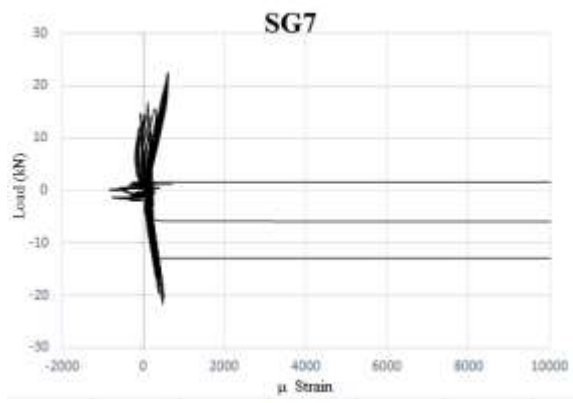
รูปที่ 1.7-41 พลังงาน Strain Energy ที่ถูกสลายไประหว่างรอบการทดสอบที่ค่ามุมการเอียงตัวต่างๆ (PS-fiber)

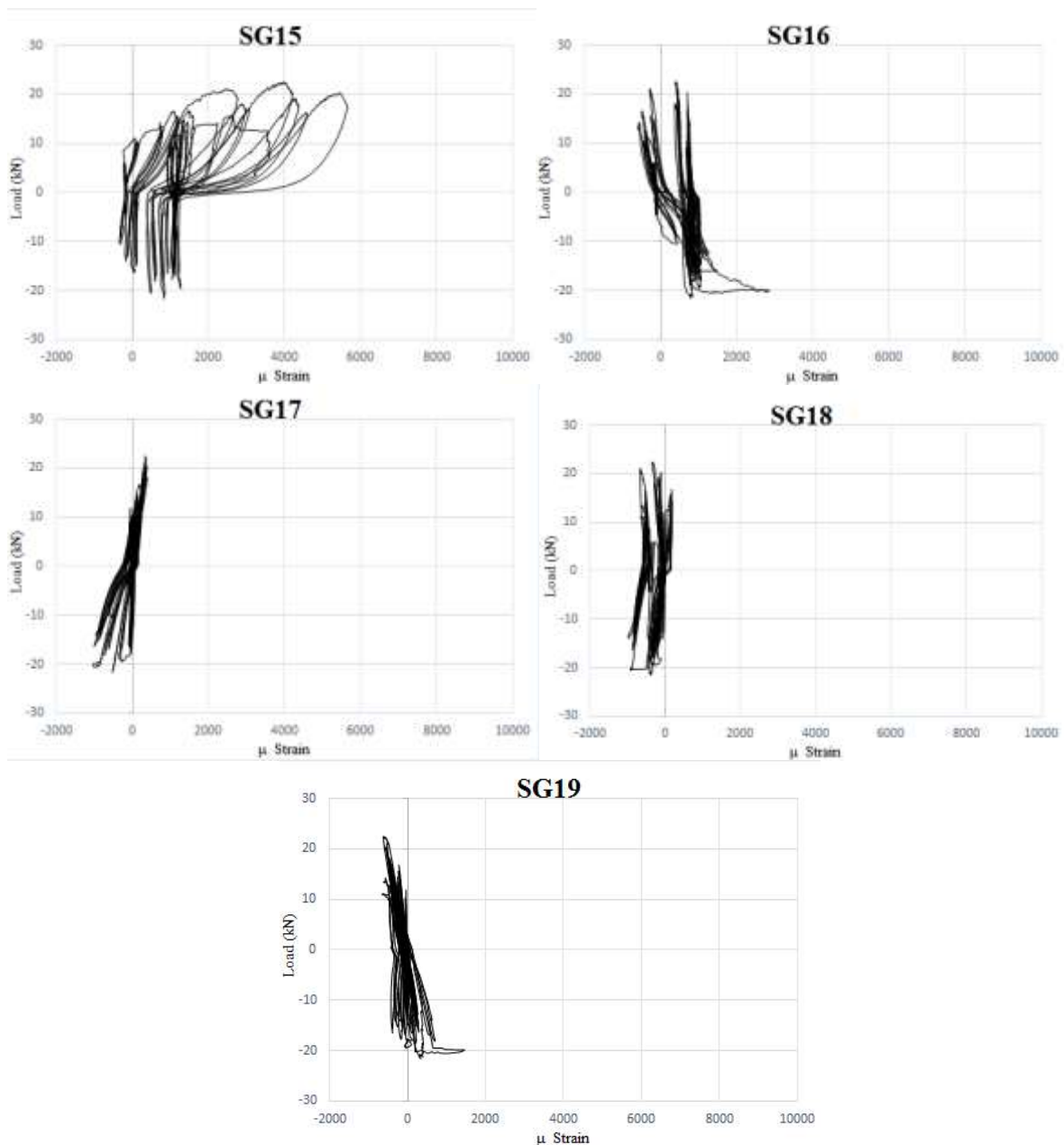
รูปที่ 1.7-42 แสดงตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauge ในโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานหล่อสำเร็จ PS-fiber และรูปที่ 1.7-43 แสดงค่า Strain ที่วัดได้ระหว่างการทดสอบ เช่นเดียวกับตัวอย่างก่อนหน้านี้ คือจากผลค่าระดับ Strain ที่วัดได้จะพบว่าเหล็กเสริมในเสาและคานทั้งหมดมีค่า Strain สูงสุดอยู่ต่ำกว่าจุดคราก เช่นเดียวกับกรณีของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานแบบหล่อในที่ (CS) และโครงสร้างจะลงแบบหล่อสำเร็จ PS-1, PS-2



รูปที่ 1.7-42 ตำแหน่งติดตั้ง strain gauge บนเหล็กเสริมของเสาและคานของโครงสร้างจำลองแบบหล่อสำเร็จ PS-fiber







รูปที่ 1.7-43 ค่าความเครียดที่วัดได้ระหว่างการทดสอบโครงสร้างจำลองเสา-คานหล่อสำเร็จ PS-fiber

1.7.6 การทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กแบบอัดเส้นใยเหล็กปิดรอยต่อ (Prepack)

โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กแบบอัดเส้นใยเหล็กปิดรอยต่อ (Prepack) จะเป็นตัวแทนของการเชื่อมต่อเสา-คานหล่อสำเร็จแบบที่มีความต่อเนื่องของเหล็กเสริมทั้งด้านบนและด้านล่างของคาน โดยใช้รายละเอียดการเชื่อมต่อเหล็กอย่างแยบยลที่สุดเท่าที่มีการใช้งานอยู่จริง กล่าวคือ แทนที่จะทำการเชื่อมทาบระหว่างเหล็กเสริมในคานทั้งสองฝั่งเข้าด้วยกัน กลับใช้การเชื่อมฝากเหล็กคานเข้ากับเหล็ก

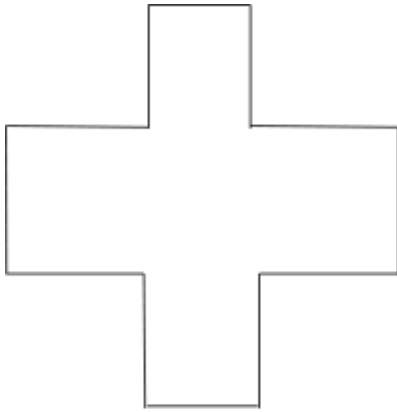
ยื่นของเสา แล้วนำเหล็กทาบมาเชื่อมฝากระหว่างเหล็กยื่นของเสาสองด้านอีกครั้งหนึ่ง ลักษณะรอยต่อเช่นนี้จะทำให้รอยเชื่อมมีลักษณะคล้ายกับการเชื่อมแบบชั่วคราว (Tack Weld) ซึ่งรอยเชื่อมในลักษณะนี้นั้น ไม่น่าจะสามารถถ่ายแรงระหว่างเหล็กในคานทั้งสองฝั่งไปจนกระทั่งถึงการครากของเหล็กเสริมได้ แต่สำหรับชิ้นส่วนทดสอบนี้จะพัฒนาโดยการเสริมกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตให้มากขึ้นโดยใช้เส้นใยเหล็กในรูปแบบของการอัดเส้นใยเหล็กเข้าไปในบริเวณรอยต่อก่อน แล้วเทคอนกรีตในบริเวณรอยต่อ

1.7.6.1 โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กแบบอัดเส้นใยเหล็กปิดรอยต่อ (Prepack)

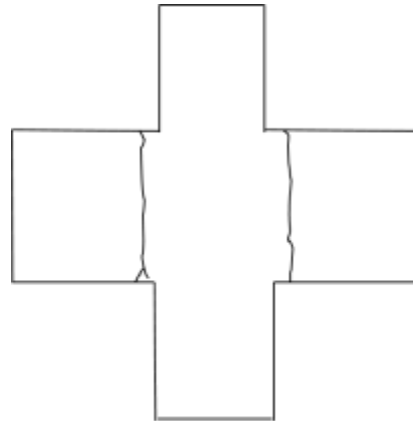
โครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กแบบอัดเส้นใยเหล็กปิดรอยต่อ (Prepack) มีขนาดมิติและเหล็กเสริมในเสาและคานเท่ากับโครงสร้างแบบหล่อในที่ และมีรายละเอียดการเชื่อมเหล็กในบริเวณจุดต่อเช่นเดียวกับโครงสร้างจำลอง PS-2 ตามรูปที่ 1.7-21 ในรูปแบบการเชื่อมต่อเหล็กเสริม โดยทำการเชื่อมฝากเหล็กเสริมคานเข้ากับเหล็กยื่นของเสา แล้วนำเหล็กทาบมาเชื่อมฝากเข้ากับเหล็กยื่นของเสาทั้งสองด้านอีกครั้งหนึ่ง สำหรับคอนกรีตที่ใช้กับชิ้นส่วนหล่อสำเร็จนั้นมีการอัดที่วันทดสอบเท่ากับ 564 ksc และสำหรับเหล็กเสริมนั้นก็ยังคงใช้เหล็กข้ออ้อย DB40 และเหล็กกลม SR24 ตามปกติ ส่วนคอนกรีตที่กรอกลงในบริเวณรอยต่อ จะใช้คอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กเพื่อเพิ่มความสามารถในการรับแรงดึงมากขึ้น คือมีการอัดคอนกรีตที่วันทดสอบ 495 ksc ส่วนการให้แรงกระทำกับโครงสร้างจำลองก็ยังคงเหมือนกันกับการทดสอบก่อนหน้านี้ทุกประการ

1.7.6.2 ผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กแบบอัดเส้นใยเหล็กปิดรอยต่อ (Prepack)

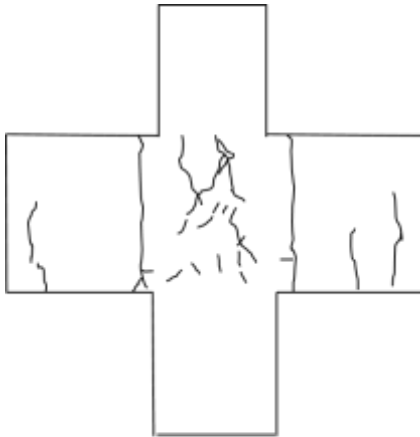
ลักษณะความเสียหายของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กแบบอัดเส้นใยเหล็กปิดรอยต่อ (Prepack) ที่ระยะเปอร์เซ็นต์การเอียงตัวต่างๆ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 1.7-44 โดยจะเริ่มพบการแตกร้าวของโครงสร้างที่ค่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้น 0.50% ซึ่งพบเป็นลักษณะของการแตกจากแรงเฉือนที่บริเวณจุดต่อเสา-คาน และความเสียหายที่บริเวณจุดต่อนี้ก็จะชัดเจนขึ้นเรื่อยๆ โดยพบการแตกร้าวในคานและเสาเพียงเล็กน้อย และไม่มีการเกิดขึ้นของจุดหมุนพลาสติกที่ชัดเจนในส่วนของคานหรือเสาแต่อย่างใด



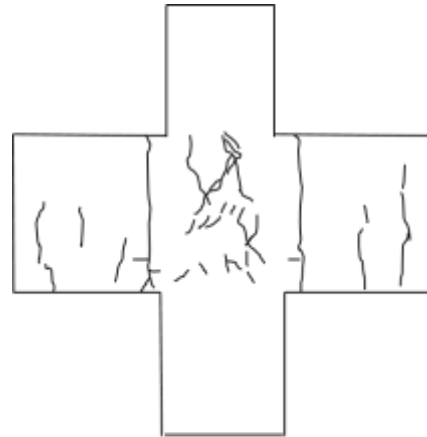
Drift 0.25% (5 mm)



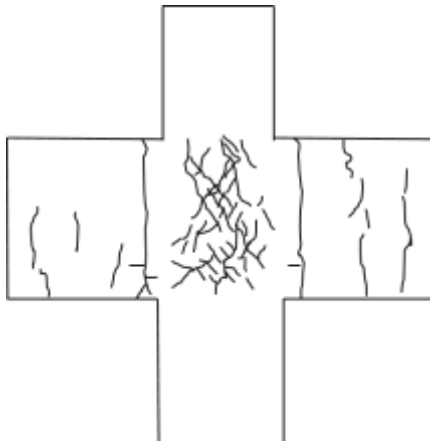
Drift 0.50% (10 mm)



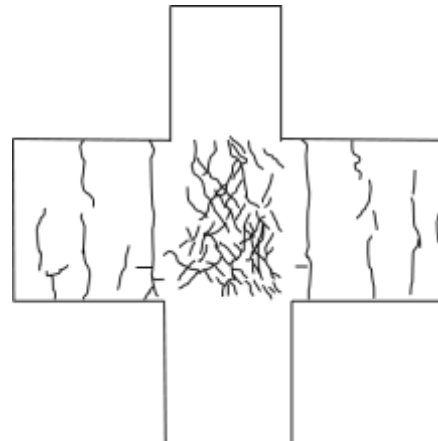
Drift 0.75% (15 mm)



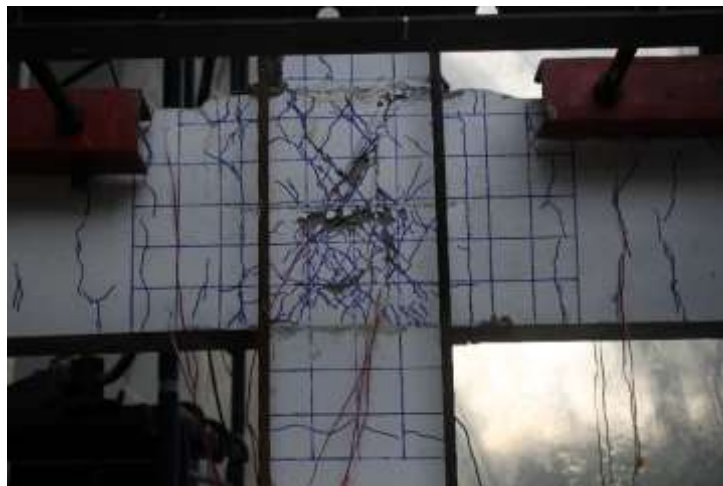
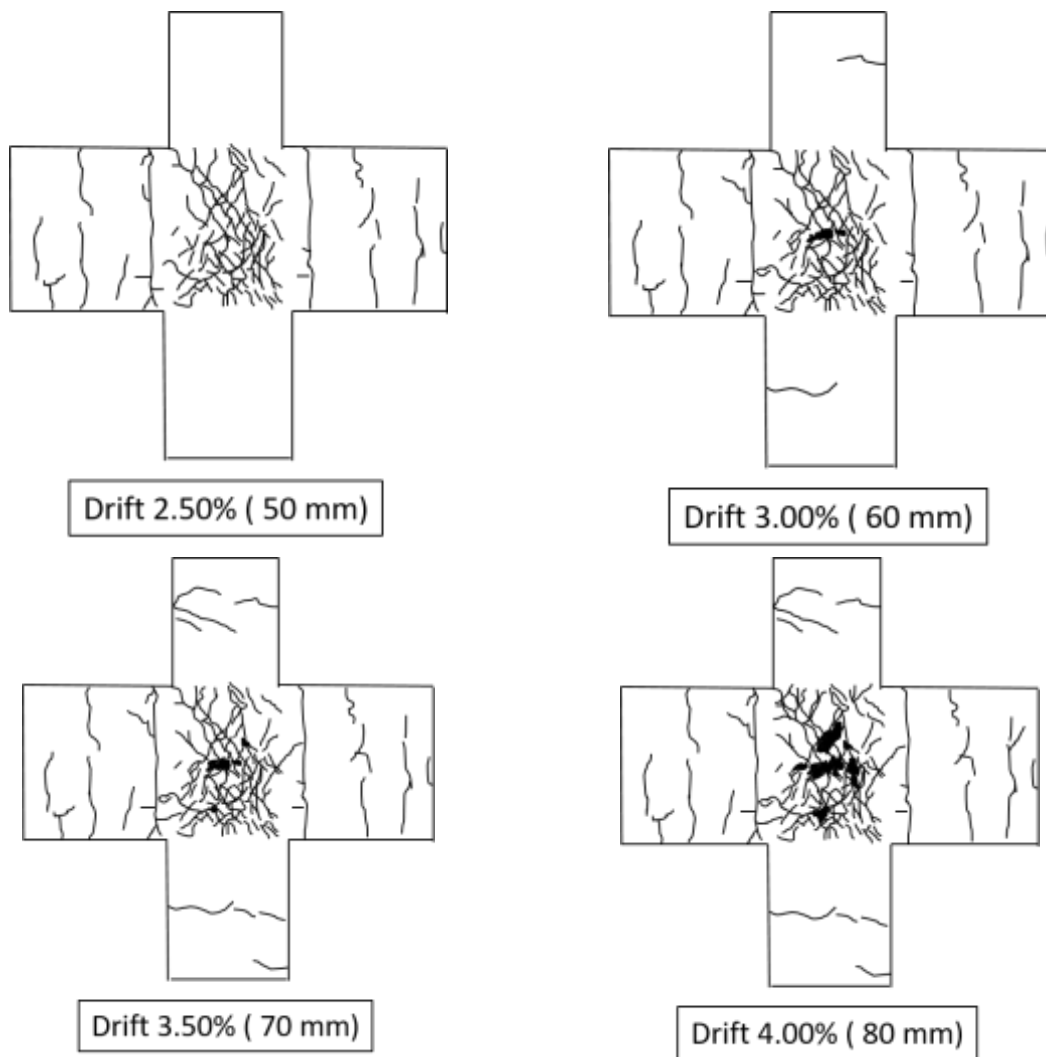
Drift 1.00% (20 mm)



Drift 1.50% (30 mm)

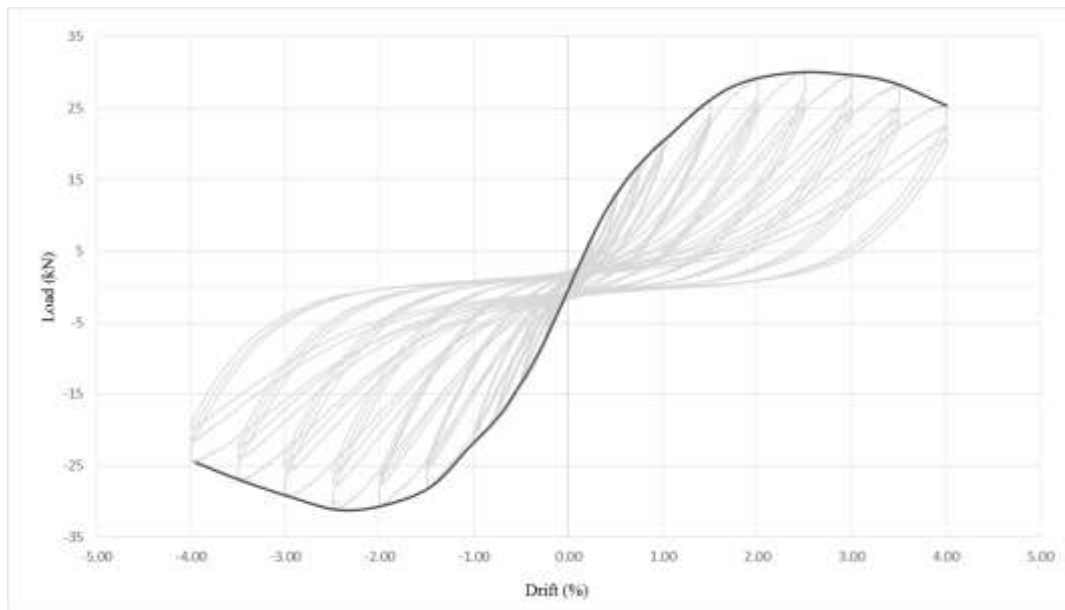


Drift 2.00% (40 mm)



at failure

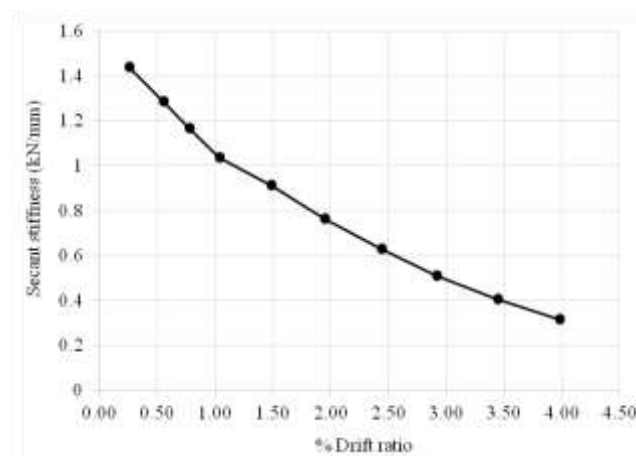
รูปที่ 1.7-44 สภาพโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จ (Prepack) ที่ระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นต่างๆ



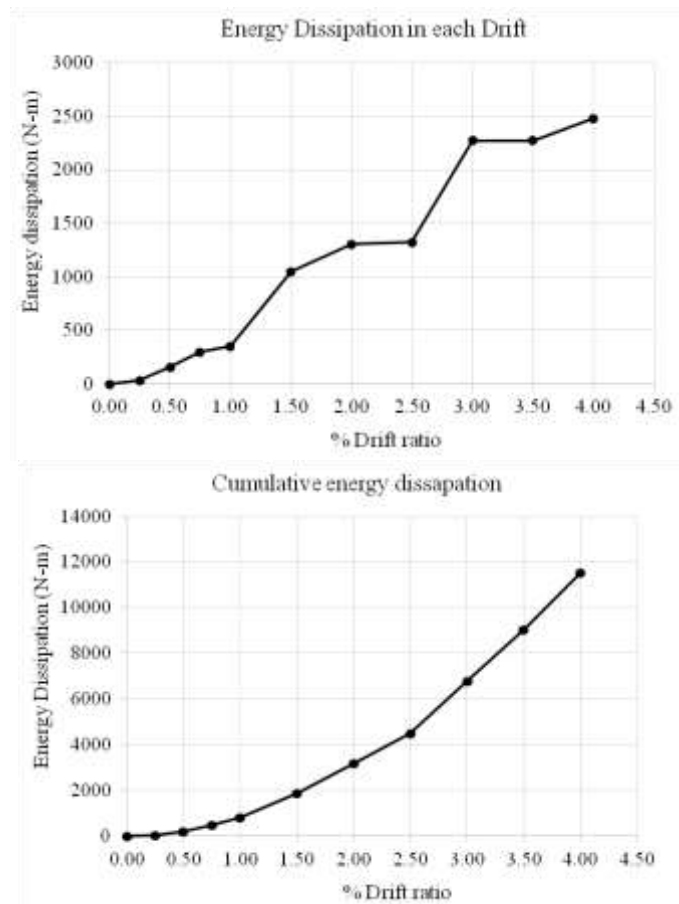
รูปที่ 1.7-45 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นของการทดสอบโครงสร้างจำลองหล่อสำเร็จ (Prepack)

ตารางที่ 1.7-8 ค่าแรงกระทำสูงสุด, Yield Load, Maximum Ductility และ Yield Stiffness ของโครงสร้างจำลองเสา-คานแบบหล่อสำเร็จ (Prepack)

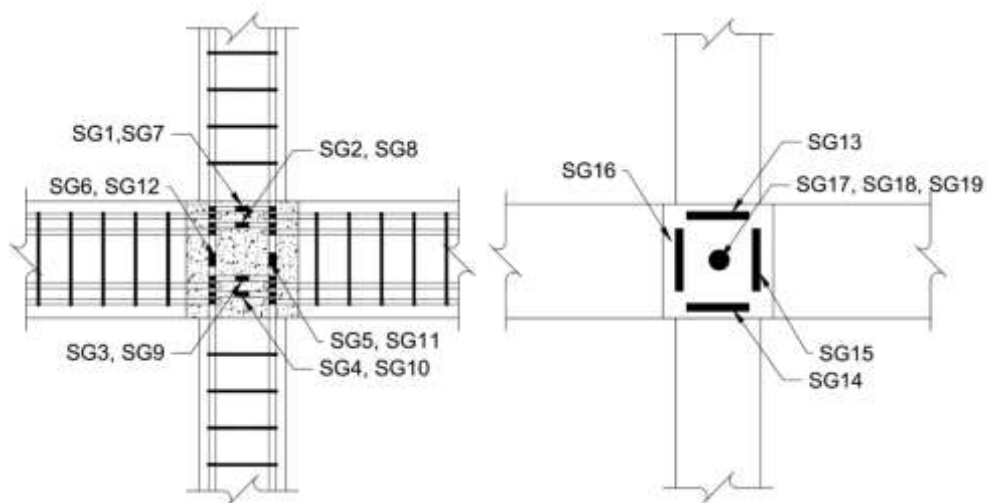
Direction	Load and drift (kN) (% , mm)			Yield stiffness (kN/mm)
	Maximum P_u	Yielding $0.75 P_u$	Ultimate $0.8P_u$	
(+)	30.0 (2.42, 48.4)	22.5 (1.18, 23.6)	24.0 (4.25, 85.0)	0.95
(-)	31.2 (2.46, 49.2)	23.4 (1.13, 22.6)	25.0 (3.88, 77.6)	1.04



รูปที่ 1.7-46 Secant Stiffness ของค่าแรงกระทำและมุมการเอียงจากการทดสอบโครงสร้างจำลองหล่อสำเร็จ (Prepack)



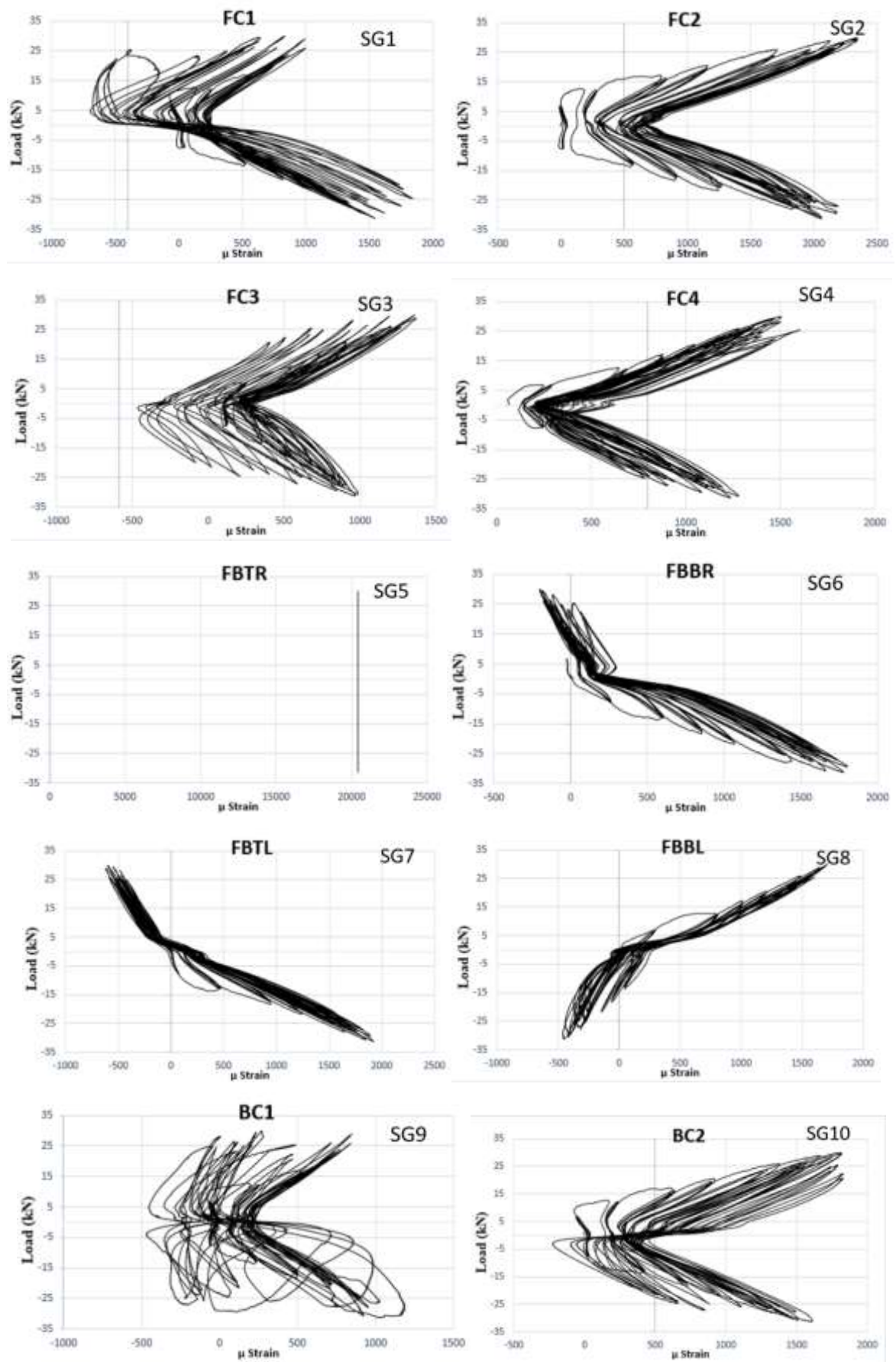
รูปที่ 1.7-47 พลังงาน Strain Energy ที่ถูกสลายไประหว่างรอบการทดสอบที่ค่ามุมการเอียงตัวต่างๆ (Prepack)

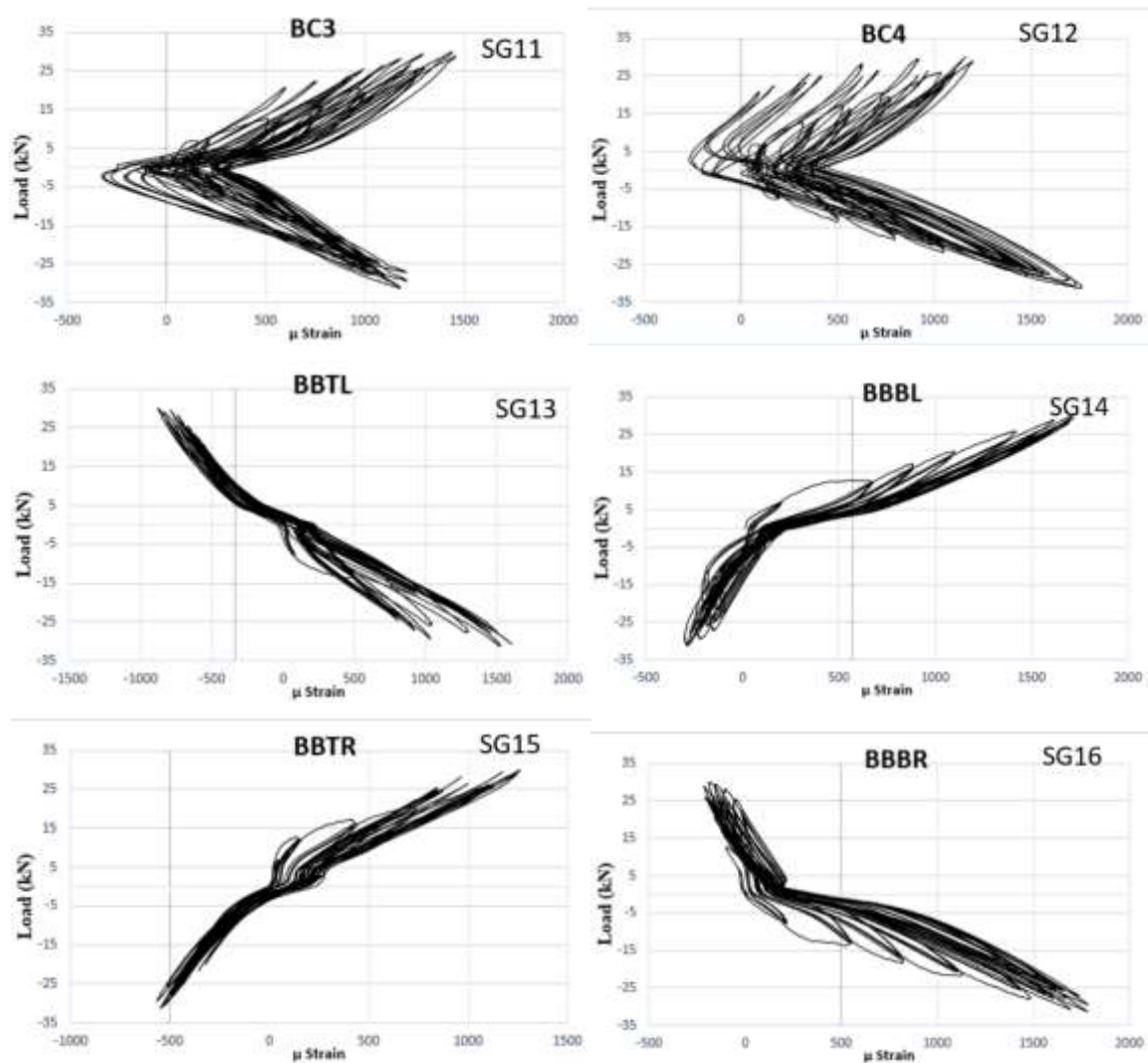


รูปที่ 1.7-48 ตำแหน่งติดตั้ง strain gauge บนเหล็กเสริมของเสาและคานของโครงสร้างจำลองแบบหล่อสำเร็จ (Prepack)

รูปที่ 1.7-45 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะการเอียงตัวของเสา ซึ่งถูกครอบหุ้มด้วยเส้น Envelop Curve และคำนวณค่า Yield Load และ Ductility Capacity ตาม ACI 374.1-05 โดยค่าแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ 31.2 kN และ 30.0 kN และสามารถคำนวณค่า Yield Load ได้เท่ากับ 22.5 kN และ 23.4 kN ในทางทิศการผลักและการดึงตามลำดับ สำหรับการทดสอบนี้ โครงสร้างจำลองเกิดการวิบัติที่ระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นเท่ากับ 3.50% แต่หากพิจารณาค่า Maximum Ductility ที่กำหนดว่าโครงสร้างจะยังสามารถรับน้ำหนักได้มากกว่า 80% ของกำลังสูงสุดนั้น จะพบว่าโครงสร้างจำลองแบบหล่อสำเร็จ (Prepack) นี้จะสามารถให้ค่าการเสียรูป Maximum Ductility เท่ากับ 4.25% ดังสรุปไว้ในตารางที่ 1.7-8 ส่วนค่า Secant Stiffness ของโครงสร้างดังแสดงในรูปที่ 1.7-46 พบว่าค่า Stiffness จะเริ่มลดลงที่ค่าระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นตั้งแต่ 0.75% เป็นต้นไป ซึ่งสอดคล้องกับค่าการสลายพลังงาน Strain Energy Dissipation ที่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนที่ค่าระยะการเอียงตัวดังกล่าวตามที่แสดงไว้ในรูปที่ 1.7-47

รูปที่ 1.7-48 แสดงตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gauge ในโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานหล่อสำเร็จ Prepack และรูปที่ 1.7-49 แสดงค่า Strain ที่วัดได้ระหว่างการทดสอบ เช่นเดียวกับตัวอย่างก่อนหน้านี้ คือจากผลการระดับ Strain ที่วัดได้จะพบว่าเหล็กเสริมในเสาและคานทั้งหมดมีค่า Strain สูงสุดอยู่ต่ำกว่าจุดคราก เช่นเดียวกับกรณีของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานแบบหล่อในที่ (CS) และโครงสร้างจะหล่อแบบหล่อสำเร็จ PS-1, PS-2



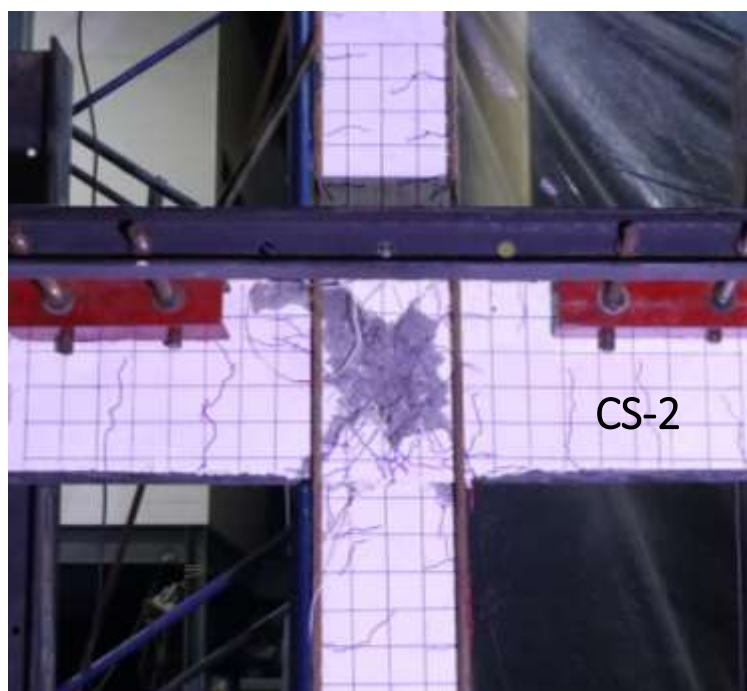
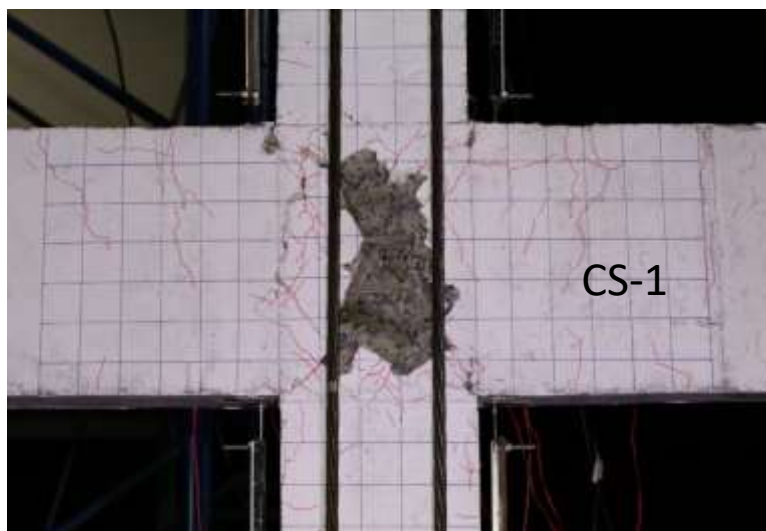


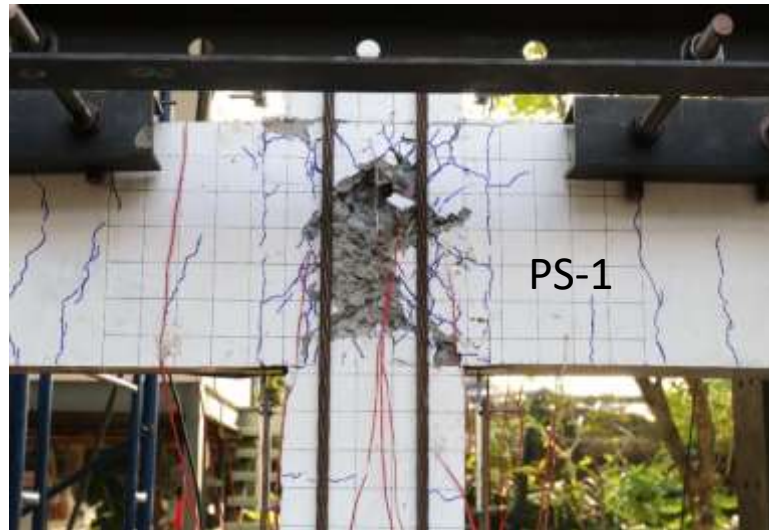
รูปที่ 1.7-49 ค่าความเครียดที่วัดได้ระหว่างการทดสอบโครงสร้างจำลองเสา-คานหล่อสำเร็จ (Prepack)

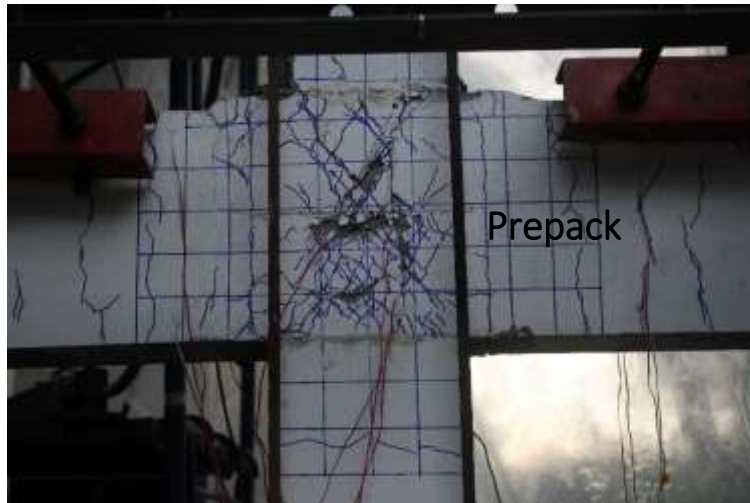
1.7.7 การเปรียบเทียบผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อในที่และแบบที่ใช้ชิ้นส่วนหล่อสำเร็จ

จากผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน CS-1, CS-2, PS-1, PS-2, PS-fiber และ Prepack จะพบว่ารูปแบบการวิบัติของทั้ง 6 ตัวอย่างมีลักษณะเหมือนกัน กล่าวคือความเสียหายที่เกิดขึ้นจะกระจุกตัวอยู่ภายในบริเวณรอยต่อเสา-คานดังแสดงเปรียบเทียบในรูปที่ 1.7-50 สำหรับค่าแรงกระทำนั้น พบว่าโครงสร้างจำลองหล่อสำเร็จ Prepack จะมีค่ากำลังสูงสุด รองมาเป็นโครงสร้างหล่อในที่ CS-2 โครงสร้างจำลองหล่อสำเร็จ PS-1 โครงสร้างหล่อในที่ CS-1 โครงสร้างหล่อสำเร็จ PS-fiber และโครงสร้างหล่อสำเร็จ PS-2 ตามลำดับ ดังแสดงด้วยเส้น Envelop Curve ในรูปที่ 1.7-51 และหากเปรียบเทียบค่าการสูญเสีย Secant Stiffness ตามรูปที่ 1.7-52 จะพบว่าโครงสร้างจำลองหล่อสำเร็จ PS-1 จะเสียกำลังช้าที่สุด ทั้งนี้หากพิจารณาว่า ความเสียหายทั้งหมดเกิดขึ้นกระจุกตัวอยู่ภายในบริเวณรอยต่อแล้ว ก็จะสามารถสรุปได้ว่า กำลังรับน้ำหนักสูงสุดของโครงสร้างเสา-คานที่เกิดการวิบัติในบริเวณรอยต่อนั้น จะมีกำลังสูงสุดขึ้นอยู่กับค่าความแข็งแรง (กำลังรับแรงอัด) ของคอนกรีตในบริเวณรอยต่อเป็นสำคัญ โดยจะพบว่าโครงสร้างจำลองทั้งสามนั้นยังไม่สามารถแสดงความแตกต่างของกำลัง

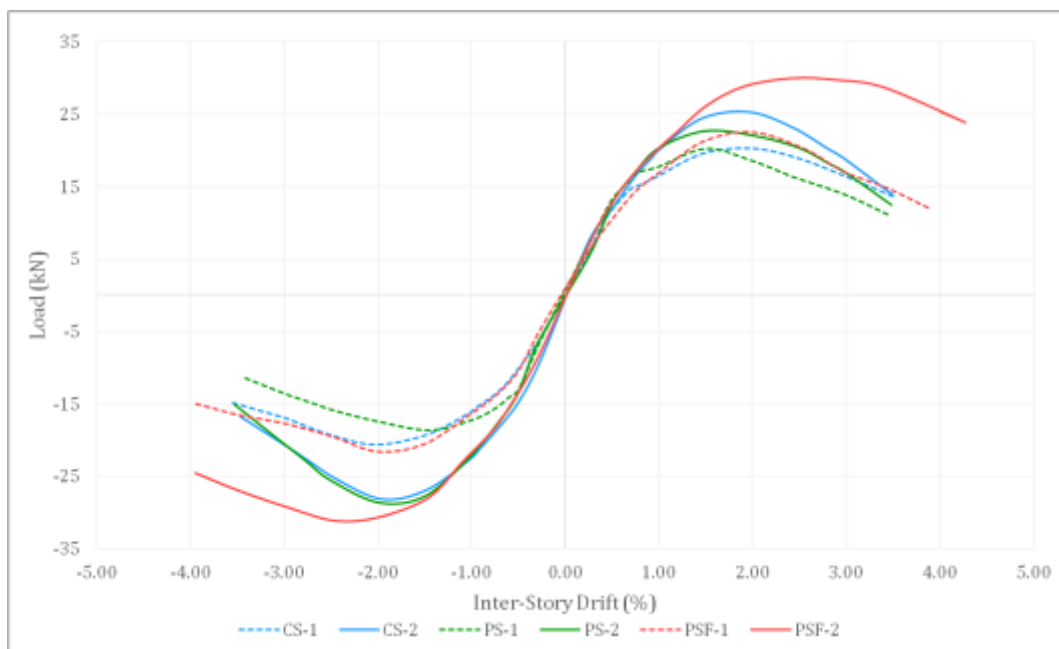
รับน้ำหนักอันเกิดมาจากความแตกต่างของรายละเอียดการเชื่อมต่อเหล็กเสริมแต่อย่างใด ที่เป็นเช่นนี้เพราะรายละเอียดการเสริมของประเทศไทยถูกออกแบบไว้สำหรับรับน้ำหนักในแนวตั้งเท่านั้น และมักจะมีความเหนียวของจุดต่อเสา-คานที่ต่ำอันเนื่องมาจากการขาดเหล็กปลอกเสาและคานในบริเวณรอยต่อ และทำให้ความเสียหายรวมตัวอยู่หนาแน่นในบริเวณรอยต่อเท่านั้น



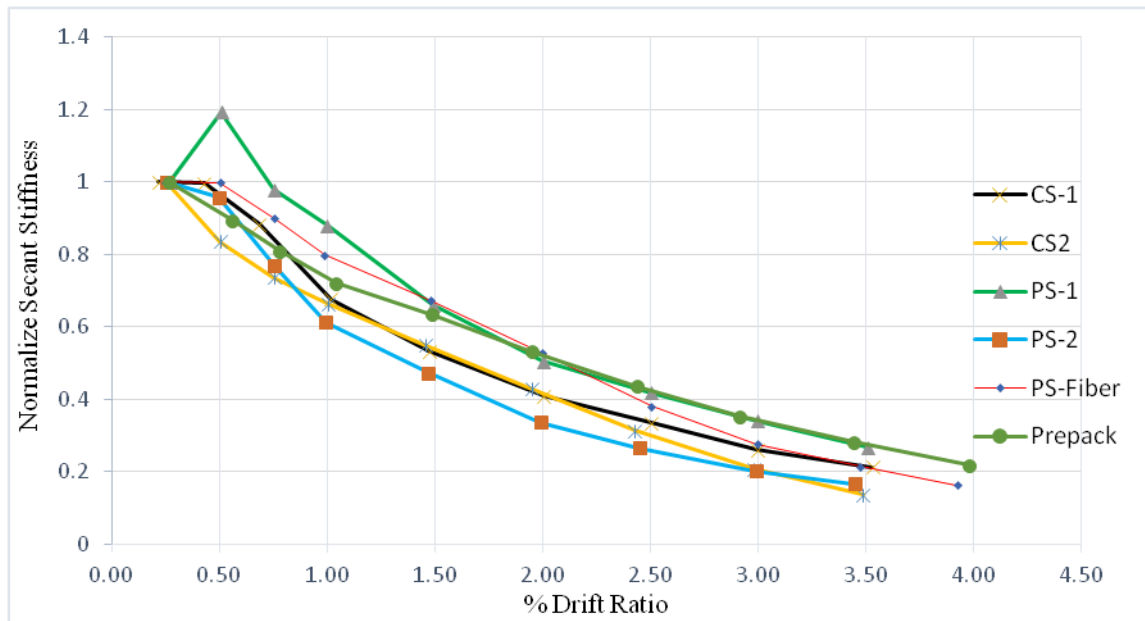




รูปที่ 1.7-50 เปรียบเทียบรูปแบบการวิบัติของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานที่ทำการทดสอบ



รูปที่ 1.7-51 เปรียบเทียบเส้น Envelop Curve ของตัวอย่างทดสอบ CS-1, CS-2, PS-1 , PS-2, PS-fiber และ Prepack



รูปที่ 1.7-52 เปรียบเทียบค่า Secant Stiffness ของตัวอย่างทดสอบ CS-1, CS-2, PS-1, PS-2, PS-fiber และ Prepack

บทที่ 1.8

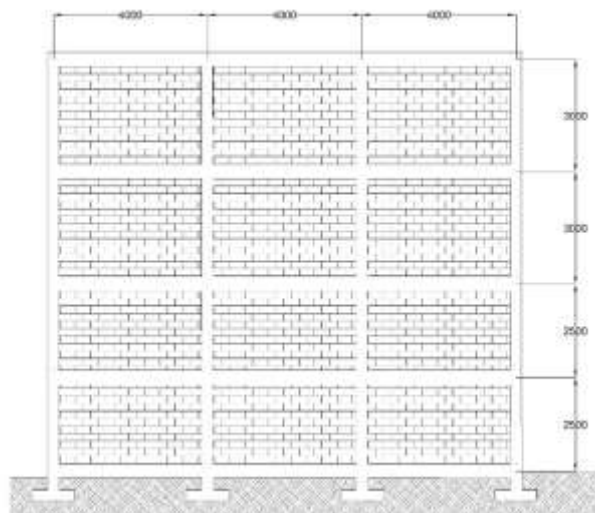
การประเมินผลกระทบจากแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป

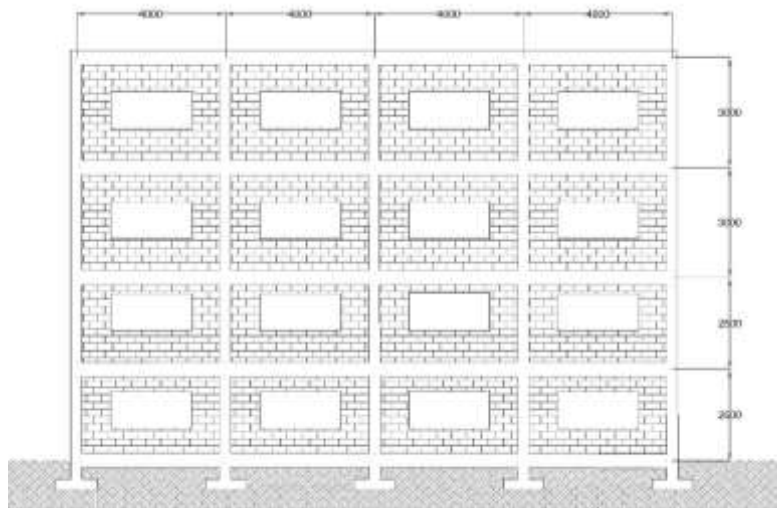
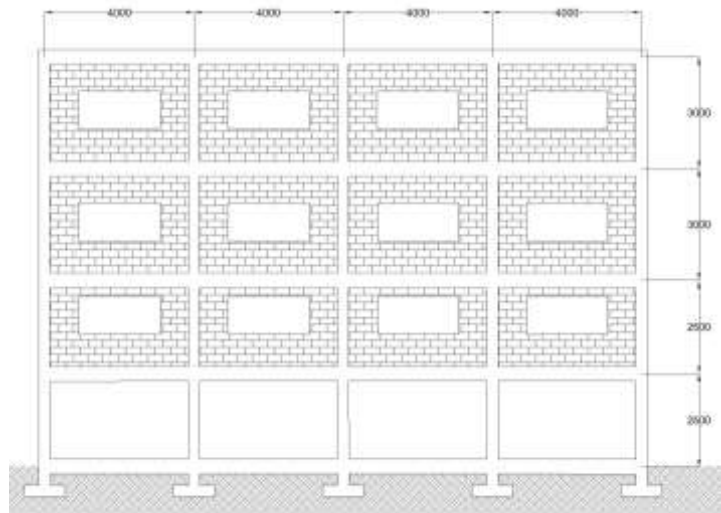
เมื่อทราบถึงพฤติกรรมการรับแรงของบริเวณจุดต่อเสา-คานของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างโดยใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูปแล้ว ในลำดับต่อไปจะทำการประเมินผลกระทบจากแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างทั้งอาคารโดยใช้แบบจำลองสามมิติมาทำการวิเคราะห์ ในเบื้องต้นแบบจำลองนี้จะถูกปรับเทียบให้มีความสอดคล้องกับผลทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตดังที่เสนอไปในส่วนก่อนหน้าก่อน หลังจากนั้นจึงจะได้ทำการวิเคราะห์พฤติกรรมและประเมินความเสียหายจากแผ่นดินไหวต่อไป ซึ่งรูปแบบของแผ่นดินไหวที่นำมาใช้เป็นแรงกระทำต่อแบบจำลองนั้น จะพิจารณาทั้งกรณีที่อาคารตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานคร และกรณีที่อาคารตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือของประเทศไทย

1.8.1 อาคารพาณิชย์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กต้นแบบ

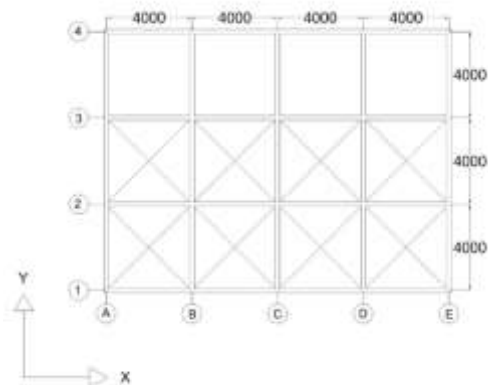
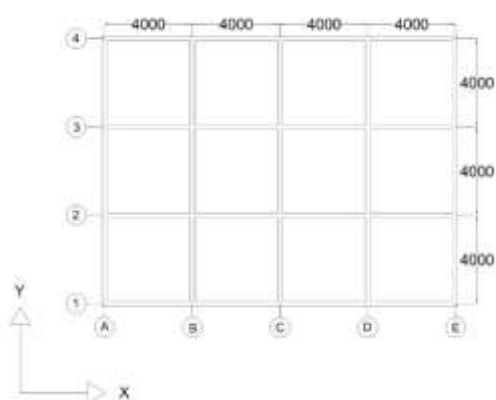
สำหรับอาคารต้นแบบที่เป็นตัวแทนในการประเมินผลกระทบจากแผ่นดินไหวนั้น จะยังคงอ้างอิงจากคุณลักษณะตามผลการสำรวจอาคารพาณิชย์ความสูงสี่ชั้นจำนวน 16 อาคาร ภายใต้โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 3) โครงการย่อยที่ 2 กล่าวคือเป็นอาคารพาณิชย์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กความสูงสี่ชั้น ภายนอกอาคารเป็นผนังก่ออิฐฉาบปูน ยกเว้นบริเวณด้านหน้าอาคารชั้นล่างซึ่งจะเปิดว่างไว้เป็นช่องประตูเช่นเดียวกับที่พบในอาคารพาณิชย์ทั่วไป โดยลักษณะอาคารจะเป็นห้องแถว 4 ห้องเรียงติดกัน มีความยาวรวมทั้งหมด 16 เมตร ความลึกรวม 12 เมตร และความสูงรวม 11 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 1.8-1

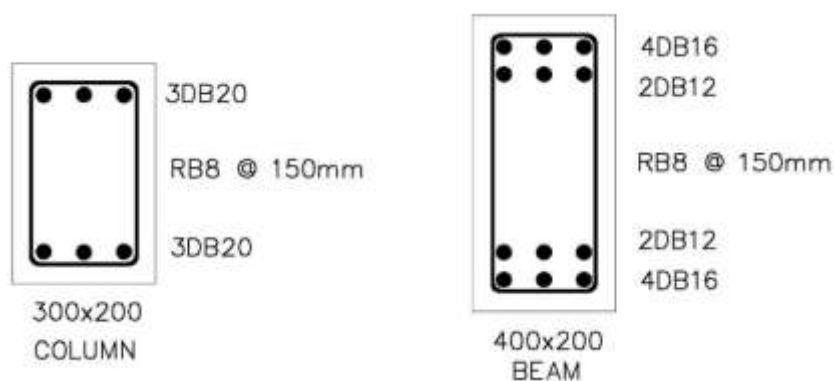
รูปแบบโครงสร้างอาคารเป็นระบบพื้นคานเสา ซึ่งพื้นทั้งหมดจะมีระยะช่วงเท่ากับ 4 เมตรทั้งในแนวกว้างและแนวลึกของอาคาร โดยลักษณะพื้นชั้นสองจะมีการเว้นช่องพื้นด้านหน้าเอาไว้เป็นชั้นลอย สำหรับเสาชั้นหนึ่งและสองจะมีความสูงเท่ากับ 2.50 เมตร ส่วนเสาชั้นสามและสี่จะมีความสูง 3.00 เมตร รูปที่ 1.8-2 แสดงหน้าตัดและเหล็กเสริมภายในเสาและคาน





รูปที่ 1.8-1 อาคารพาณิชย์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กต้นแบบ





รูปที่ 1.8-2 แผนอาคารพาณิชย์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กต้นแบบ และรายละเอียดการเสริมเหล็กในเสาและคาน

1.8.2 รูปแบบลักษณะวิธีการก่อสร้างอาคารพาณิชย์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

อาคารพาณิชย์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำการประเมินผลกระทบจากแผ่นดินไหวมีรายละเอียดดังแสดงในรูปที่ 1.8-3 และมีคุณสมบัติของวัสดุดังตารางที่ 1.8-1 โดยจะพิจารณารูปแบบวิธีการก่อสร้างจุดต่อเสา-คาน 3 กรณีของโครงสร้างจำลองที่ทำการทดสอบคือ

-อาคารที่ใช้จุดต่อเสา-คานก่อสร้างแบบหล่อในที่ (CS-1) เป็นอาคารที่ก่อสร้างด้วยวิธีการหล่อในที่เป็นเนื้อเดียวกันแบบดั้งเดิม ซึ่งจะใช้เป็นค่ามาตรฐานสำหรับเปรียบเทียบกับอาคารที่ก่อสร้างโดยใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จในลำดับถัดไป

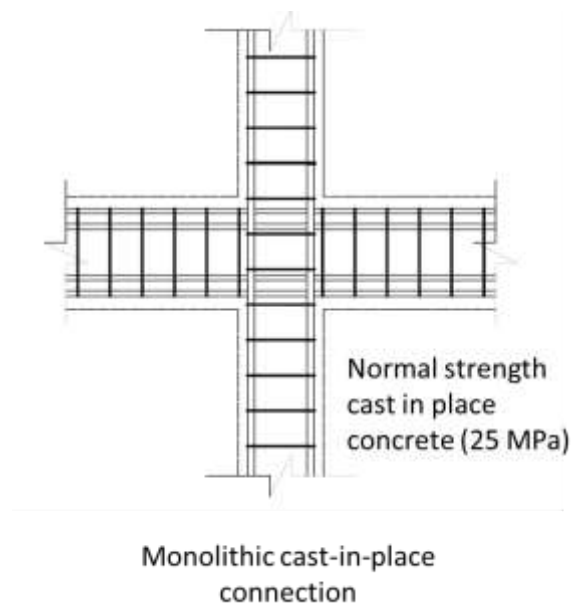
-อาคารที่ใช้จุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมทาบเหล็กในคานให้มีความต่อเนื่องเพียงพอ และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อคุณภาพดี (PS-1) เป็นอาคารที่ต่อเชื่อมโครงสร้างเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จด้วยการใช้เหล็กเสริมพิเศษเชื่อมทาบและมีการคำนวณระยะทาบและรอยเชื่อมให้มีความต่อเนื่องเพียงพอที่จะไม่เกิดการวิบัติที่รอยเชื่อม จากนั้นทำการปิดรอยต่อด้วยคอนกรีตหรือวัสดุซีเมนต์เกร้าท์กำลังสูง (มีกำลังอัดสูงกว่าคอนกรีตแบบหล่อในที่)

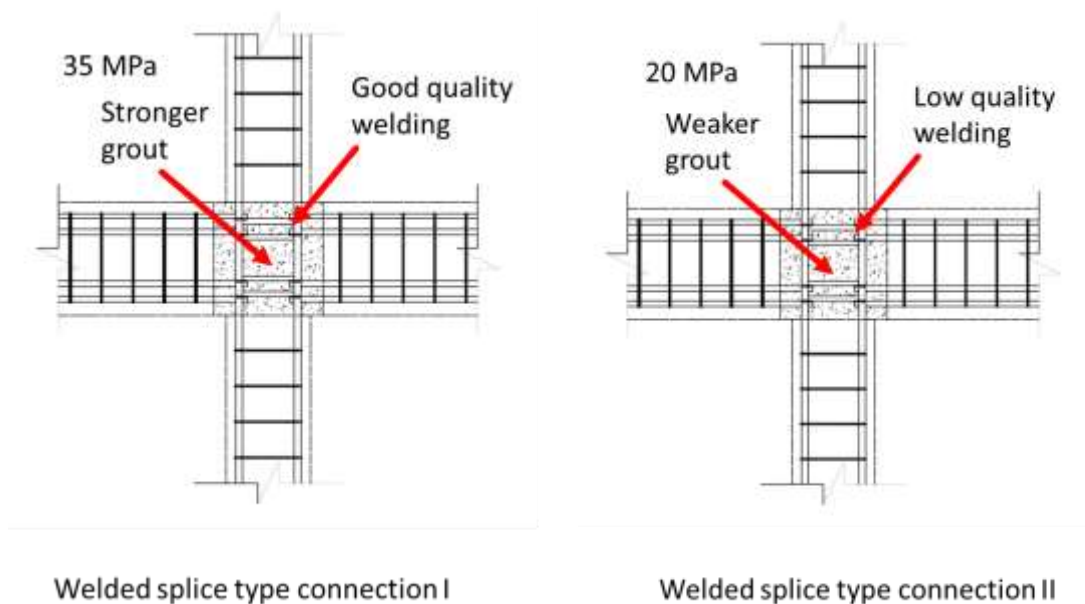
-อาคารที่ใช้จุดต่อเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อกำลังต่ำ (PS-2) เป็นอาคารที่ต่อเชื่อมโครงสร้างเสา-คานคอนกรีตหล่อสำเร็จด้วยการเชื่อมแปะเหล็กเสริมในเสาและคานเข้าด้วยกันโดยไม่มีการคำนวณระยะทาบและรอยเชื่อมแต่อย่างใด จากนั้นทำการปิดรอยต่อด้วยคอนกรีตกำลังต่ำ (มีกำลังอัดต่ำกว่าคอนกรีตแบบหล่อในที่)

ตารางที่ 1.8-1 คุณสมบัติวัสดุของโครงสร้างอาคารพาณิชย์คอนกรีตเสริมเหล็กต้นแบบ

คุณสมบัติของวัสดุ	
คอนกรีต	
กำลังอัดคอนกรีตของชิ้นส่วนเสา-คานหล่อสำเร็จ	40 MPa
กำลังอัดคอนกรีตหรือวัสดุเกร้าท์ที่บริเวณรอยต่อของโครงสร้าง PS-1	35 MPa

กำลังอัดคอนกรีตหรือวัสดุเกร้าท์ที่บริเวณรอยต่อของโครงสร้าง PS-2	20 MPa
กำลังอัดคอนกรีตของโครงสร้างหล่อในที่	25 MPa
หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต	24 KN/m ³
เหล็กเสริม	
จุดครากของเหล็กเสริมหลัก (SD40)	392.4 MPa
จุดครากของเหล็กเสริมรอง (SR24)	235.4 MPa
มอดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก	2×10^5 MPa
กำแพงอิฐก่อ	
กำลังอัดของกำแพงอิฐก่อ (f_{me})	7.3 MPa
มอดูลัสยืดหยุ่นของกำแพงอิฐก่อ ($550.f_{me}$)	4015 MPa
กำลังเฉือนของกำแพงอิฐก่อ	0.22 MPa





รูปที่ 1.8-3 รูปแบบวิธีการก่อสร้างจุดต่อเสา คาน-3 ประเภท

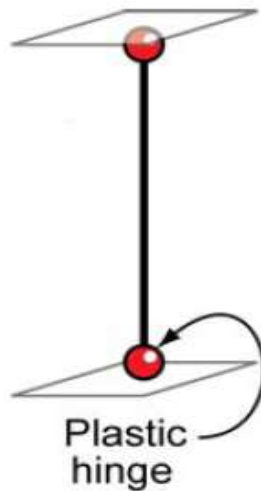
1.8.3 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง

แบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น จะประกอบไปด้วยแบบจำลองในส่วนของเสา, คาน, จุดต่อเสา-คาน, พื้น และฐานราก ทำการคำนวณด้วยวิธีทาง Finite Element โดยใช้โปรแกรม PERFORM 3D ซึ่งสามารถวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์และไม่เป็นเส้นตรง

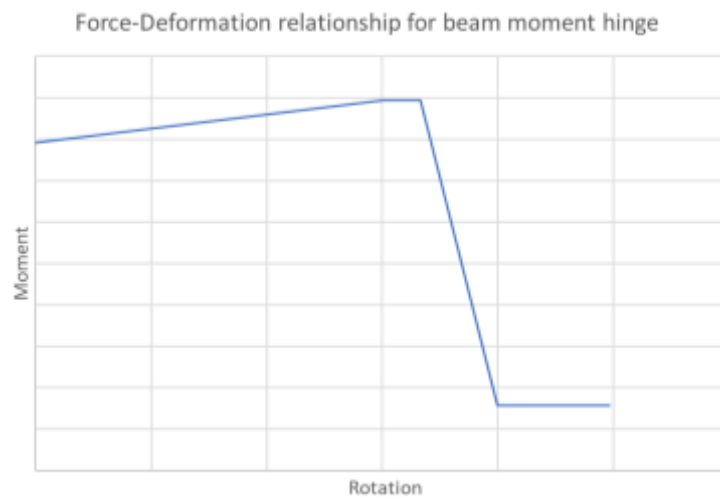
1.8.3.1 แบบจำลองสำหรับเสาและคาน

โครงสร้างจะถูกจำลองพฤติกรรมการรับน้ำหนักของเสาและคานในรูปแบบ Lump Plasticity คือพิจารณาการเกิดสถานะพลาสติกของเสาและคานให้กระจุกตัวเป็นจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) อยู่ที่บริเวณปลายทั้งสองข้างเท่านั้น โดยพฤติกรรมของส่วนที่เป็นเสา-คานที่เหลือจะเป็นแบบเส้นตรง (linear elastic) ดังแสดงในรูปที่ 1.8-4

ค่าสติเฟนสำหรับช่วงพฤติกรรมแบบเส้นตรงของทั้งเสาและคาน จะถูกคำนวณจากขนาดมิติของหน้าตัด ร่วมกับค่ามอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (Modulus of Elasticity) สำหรับจุดหมุนพลาสติกที่ปลายคานนั้น จะคำนวณค่าพิกคียืดหยุ่นของโมเมนต์ดัด (Yielding Moment) ตามทฤษฎีคานคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยกำหนดรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์กระทำกับมุมการดัดตัวในสถานะพลาสติกเป็นเส้นตรงหลายเส้นที่มีความชันต่างกันไป ดังที่แนะนำไว้ใน PEER/ATC 72-1 และ ASCE 41-13 ตามรูปที่ 1.8-5 โดยกำหนดให้ค่าโมเมนต์ดัดประลัย (ultimate moment) มีค่าเท่ากับ 1.3 เท่าของค่าพิกคียืดหยุ่นของโมเมนต์ดัด (Yielding Moment)

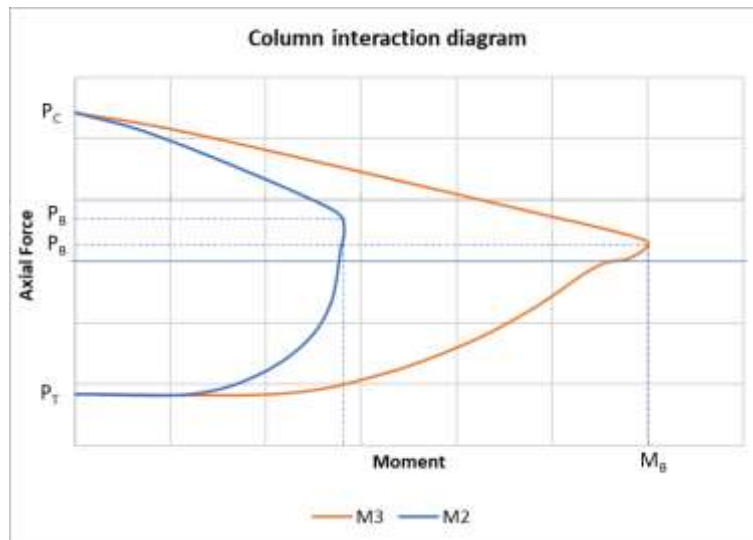


รูปที่ 1.8-4 แบบจำลอง Lumped Plasticity Model สำหรับการวิเคราะห์เสาและคาน

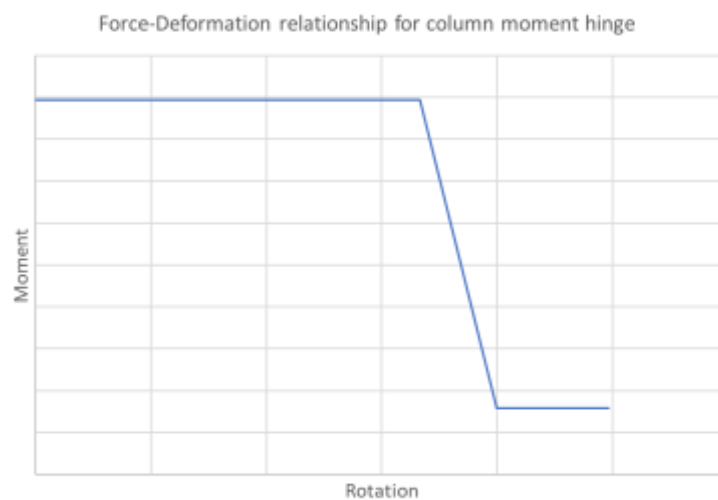


รูปที่ 1.8-5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์กระทำกับมุมการดัดตัวในสภาวะพลาสติกของคาน

สำหรับแบบจำลองของเสาซึ่งต้องพิจารณาผลจากแรงอัดมากระทำร่วมกับโมเมนต์ดัดนั้น จะใช้แบบจำลอง P-M-M model ซึ่งจะมีค่าพิสัยยืดหยุ่นของโมเมนต์ดัด (Yielding Moment) ผันแปรไปตามค่าของแรงอัดที่มากระทำร่วมกัน โดยในการวิเคราะห์นั้นจะอาศัยกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงอัดกับพิสัยโมเมนต์ดัด (P-M Interaction Diagram) ดังแสดงในรูปที่ 1.8-6 มาร่วมคำนวณด้วย และกำหนดรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กระทำกับมุมการดัดตัวในช่วงสภาวะพลาสติกเป็นแบบเส้นตรงสองเส้น (Bilinear Model) ดังที่ได้แนะนำไว้ใน PEER/ATC 72-1 and ASCE 41-13 ตามรูปที่ 1.8-7



รูปที่ 1.8-6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงอัดกับพิสัยโมเมนต์ดัด (P-M Interaction Diagram)



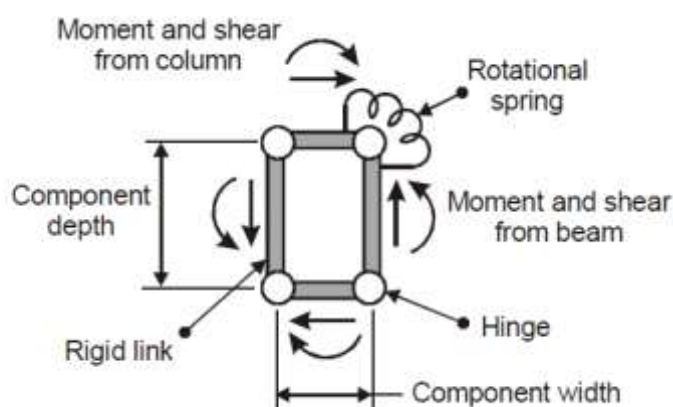
รูปที่ 1.8-7 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กระทำกับมุมการดัดตัวในสภาวะพลาสติกของเสา

1.8.3.2 แบบจำลองจุดต่อเสา-คาน

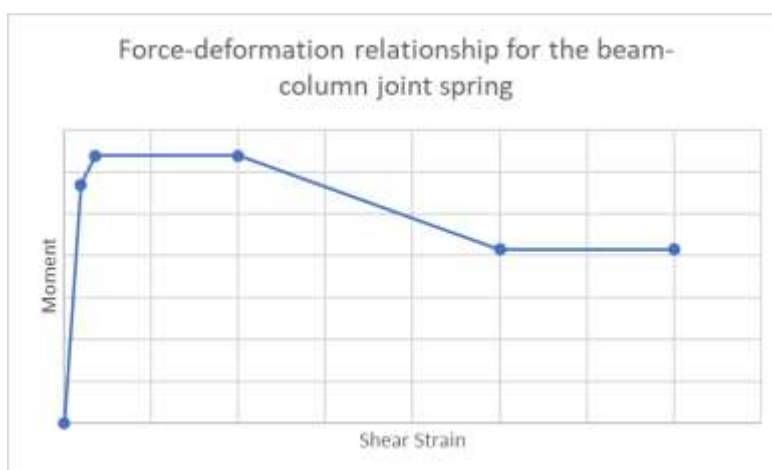
เนื่องจากในระหว่างการทดสอบโครงสร้างจำลองเสา-คานพบว่า ลักษณะความเสียหายที่เกิดในบริเวณจุดต่อเสา-คานนั้นเป็นการวิบัติในรูปแบบของแรงเฉือน ซึ่งไม่พบการรูดตัวของเหล็กเสริมในบริเวณรอยต่อแต่อย่างใด จากข้อมูลนี้ คณะวิจัยพิจารณาว่า ควรใช้แบบจำลองแบบสปริงที่เชื่อมต่อกับจุดหมุนของ Rigid Link ดังแสดงในรูปที่ 1.8-8 ซึ่งเป็นรูปแบบที่ไม่ซับซ้อนและเพียงพอที่จะจำลองลักษณะการรับแรงของจุดต่อเสา-คานได้ กล่าวคือจุดต่อเสา-คานที่เป็น Rigid Link สี่ตัวนี้จะเสียรูปในลักษณะของการเฉือน (Shear Deformation) และมีสปริงแทนโมเมนต์ที่คอยออกแรงกระทำด้านการเคลื่อนที่ไว้

การคำนวณค่าพารามิเตอร์เบื้องต้นสำหรับแบบจำลองของจุดต่อนี้ อาศัยข้อมูลตามที่แนะนำไว้ใน ASCE 41-13 หลังจากนั้นค่าเหล่านี้จะถูกปรับให้สอดคล้องกับผลการทดสอบโครงสร้าง โดยความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ต้านทานกับการเอนตัวของจุดต่อจะมีรูปแบบดังแสดงในรูปที่ 1.8-9

อนึ่งด้วยข้อจำกัดของโปรแกรม PERFORM 3D ที่ใช้ในการวิเคราะห์ที่สามารถคำนวณแบบจำลองจุดต่อได้ในระนาบสองมิติเท่านั้น ดังนั้นในการวิเคราะห์ผลกระทบจากแผ่นดินไหวที่ใช้แบบจำลองสามมิติสำหรับโครงสร้างอาคาร จะอาศัยการคำนวณสองครั้ง ซึ่งแบบจำลองของจุดต่อเสา-คานในระนาบสองมิติจะถูกหมุนไปตามแนวขานและตั้งฉากกับอาคาร



รูปที่ 1.8-8 แบบจำลองสปริงที่เชื่อมต่อกับจุดหมุนของ Rigid Link สำหรับจำลองพฤติกรรมของจุดต่อเสา-คาน

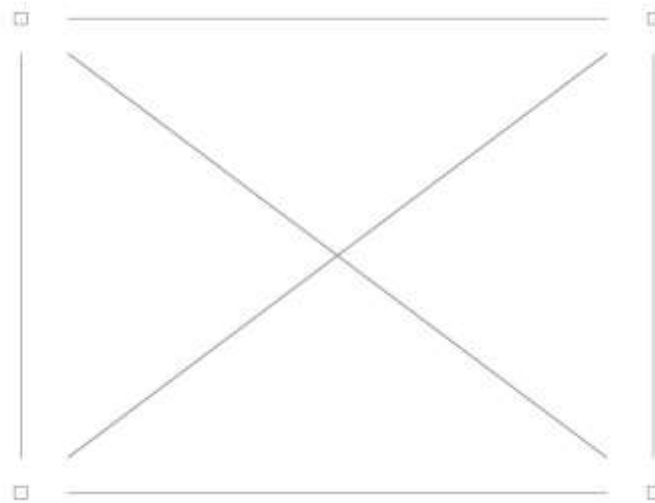


รูปที่ 1.8-9 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ต้านทานกับความเค้นการเอนตัวของจุดต่อเสา-คาน

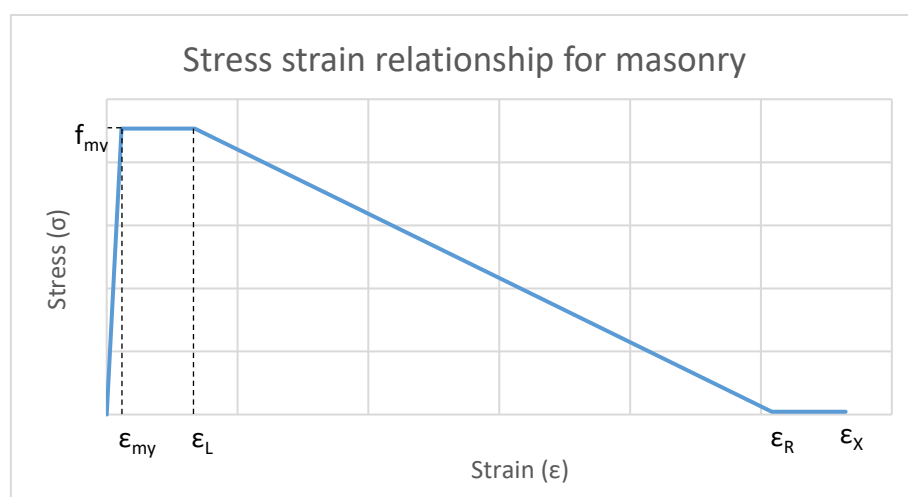
1.8.3.3 แบบจำลองผนังอิฐก่อ

การจำลองพฤติกรรมของผนังอิฐก่อที่มีผลต่อการรับน้ำหนักของโครงสร้างโดยรวม จะใช้รูปแบบของ Strut ที่รับน้ำหนักได้เฉพาะแรงอัด โดยมี Strut สองตัวไขว้ทะแยงมุมเชื่อมต่อระหว่างยอดเสาฝั่งหนึ่งกับโคนเสาอีกฝั่งหนึ่งดังแสดงในรูป

ที่ 1.8-10 สำหรับค่าพารามิเตอร์ต่างๆของ Strut จำลองผนังอิฐก่อกั้น อาศัยการคำนวณโดยอ้างอิงจาก FEMA 356 (2000) ตามรูปที่ 1.8-11



รูปที่ 1.8-10 Strut รับแรงอัดในแนวทะแยงสำหรับจำลองพฤติกรรมกรับน้ำหนักของผนังอิฐก่อ



รูปที่ 1.8-11 ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress-Strain ของ Strut รับแรงอัดจำลองพฤติกรรมของผนังอิฐก่อ

1.8.3.4 แบบจำลองพฤติกรรมกรับแรงของแผ่นพื้น

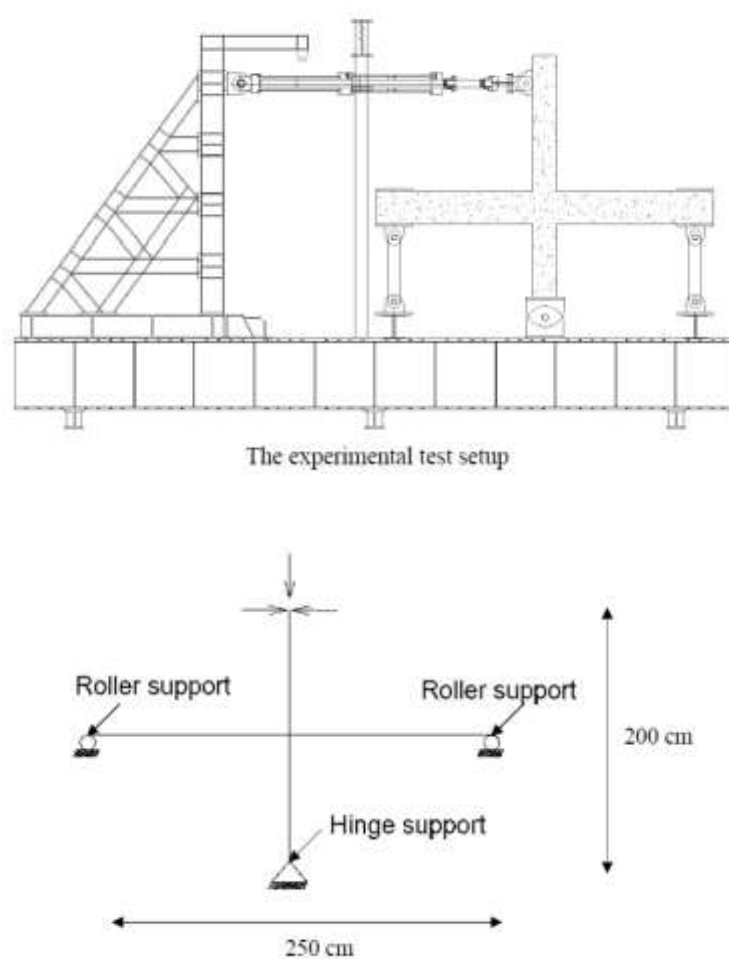
การจำลองพฤติกรรมกรับแรงของแผ่นพื้น จะเป็นลักษณะของ Rigid Diaphragm โดยใช้ Shell Element ที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วง Linear Elastic เท่านั้น

1.8.3.5 แบบจำลองฐานราก

การจำลองพฤติกรรมของฐานราก จะพิจารณาให้ฐานรากเป็นเพียงจุดรองรับแบบยึดแน่น (Fixed Support) โดยมีระยะเสาต่อม่อต่ำกว่าระดับคานชั้นล่าง 50 เซนติเมตร และไม่คำนึงถึงผลของแรงปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับฐานรากแต่อย่างใด

1.8.4 การเปรียบเทียบแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างให้เข้ากับผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน

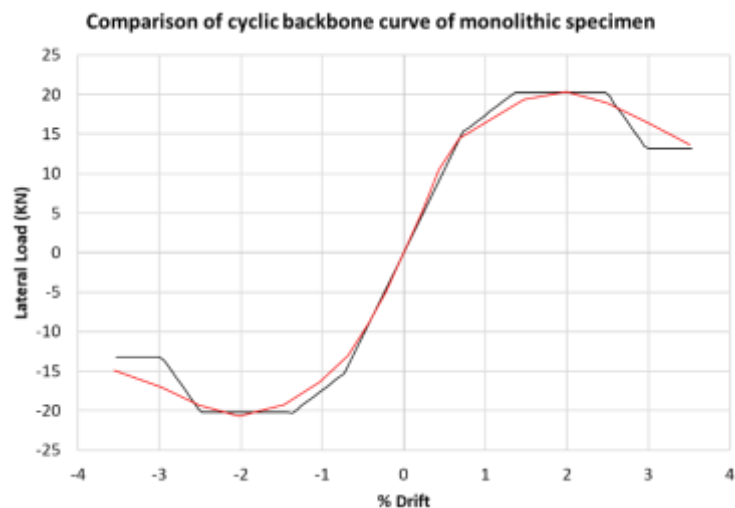
แบบจำลองการวิเคราะห์โครงสร้างจะถูกปรับเทียบให้มีความสอดคล้องกับผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดย่อส่วนในอัตราส่วน 2/3 โดยรูปที่ 1.8-12 แสดงรูปแบบการทดสอบโครงสร้างจำลองเปรียบเทียบกับแบบจำลองสำหรับวิเคราะห์ปรับเทียบ



รูปที่ 1.8-12 รูปแบบการทดสอบโครงสร้างจุดต่อเสา-คานคอนกรีตเสริมเหล็กและแบบจำลองที่ใช้ในการปรับเทียบ

ในลำดับแรก แบบจำลองการวิเคราะห์โครงสร้างจะถูกปรับเทียบค่าตัวแปรที่ควบคุมต่างๆ จนทำให้มีเส้นกรอบ (Backbone Curve) สอดคล้องกับผลการทดสอบโครงสร้าง จากนั้นจึงทำการปรับเทียบวงรอบย่อยของการให้แรงกระทำซ้ำในแต่ละช่วงให้มีความสอดคล้องกัน ทั้งนี้เนื่องจากโปรแกรมการวิเคราะห์โครงสร้างที่ใช้ ไม่สามารถจำลองสภาวะการคอดตัว

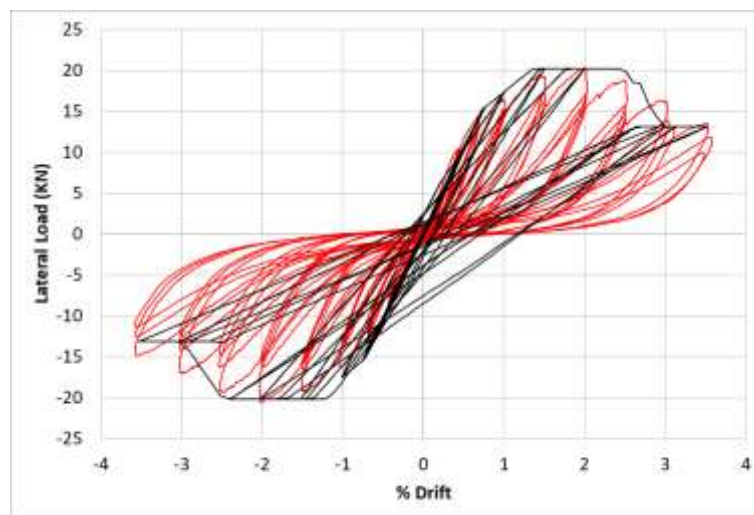
(Pinching Effect) ที่พบในความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและค่าการเอียงตัวของโครงสร้างในการทดสอบได้ การเปรียบเทียบ วงรอบย่อยของแบบจำลองการวิเคราะห์โครงสร้างจึงพยายามที่จะปรับให้ค่าการสลายพลังงาน Strain Energy ในแต่ละรอบ การเคลื่อนที่มีความสอดคล้องกับผลการทดสอบมากที่สุดแทน รูปที่ 1.8-13 - รูปที่ 1.8-24 แสดงผลการเปรียบเทียบแบบจำลอง วิเคราะห์โครงสร้างให้สอดคล้องกับผลการทดสอบ โดยแสดงผลการเปรียบเทียบเส้นกรอบ (Backbone Curve) เส้น Hysteresis Loop ทั้งภาพรวมและแต่ละวงรอบย่อย และการเปรียบเทียบค่าการสลายพลังงานของแต่ละรอบตามลำดับ



Perform 3D Backbone curve

Experimental backbone curve

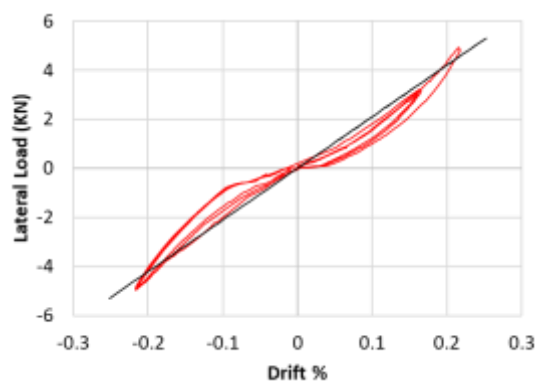
รูปที่ 1.8-13 ผลการเปรียบเทียบเส้นกรอบ Backbone Curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน CS-1



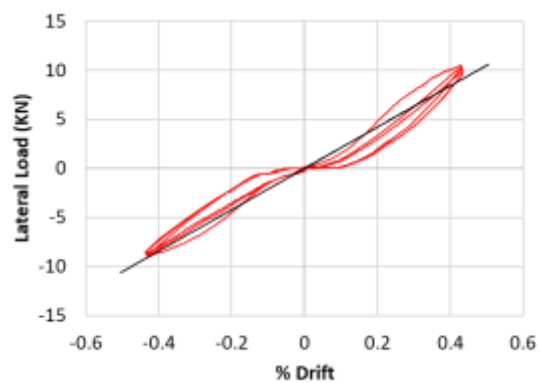
Perform 3D

Experimental

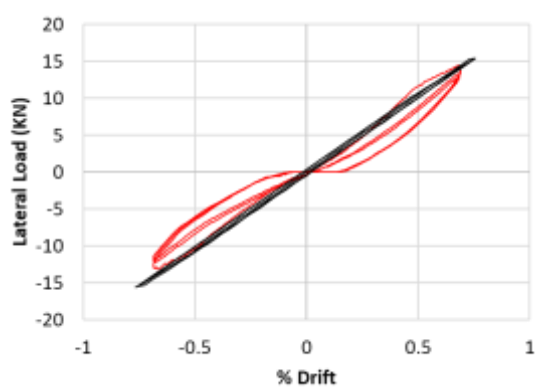
รูปที่ 1.8-14 ผลการเปรียบเทียบ Hysteresis Curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน CS-1



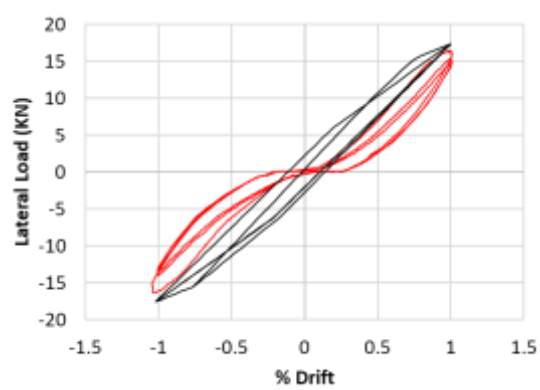
(a) 0.25 % drift



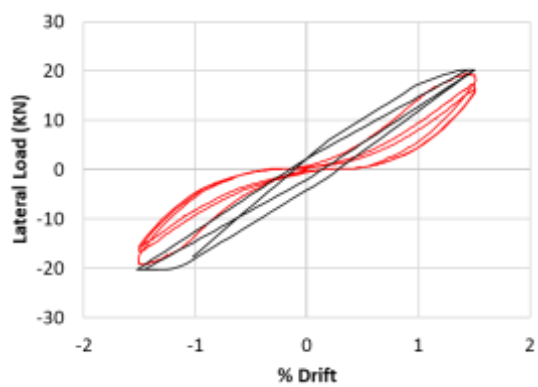
(b) 0.5 % drift



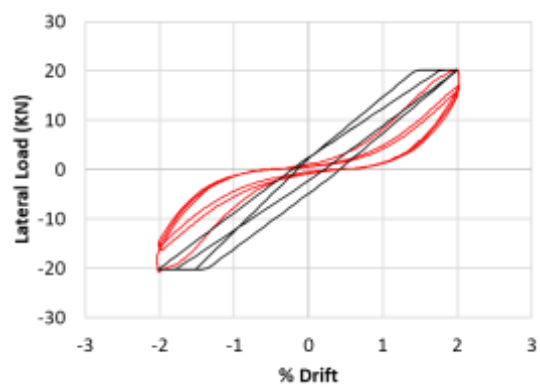
(c) 0.75 % drift



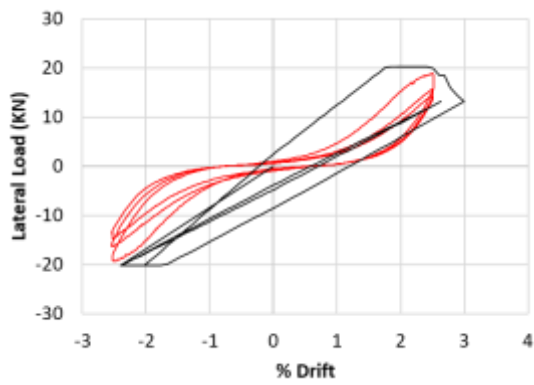
(d) 1 % drift



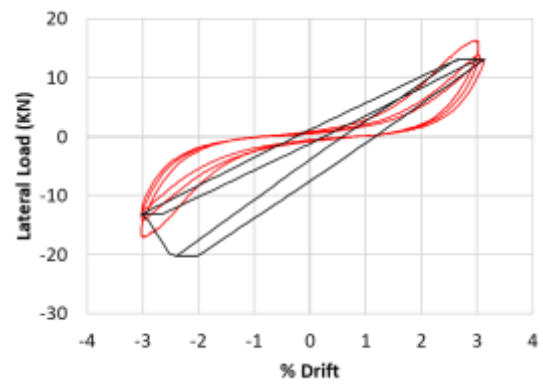
(e) 1.5 % drift



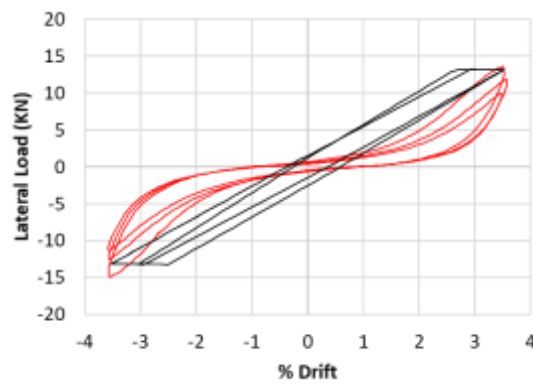
(f) 2 % drift



(g) 2.5 % drift

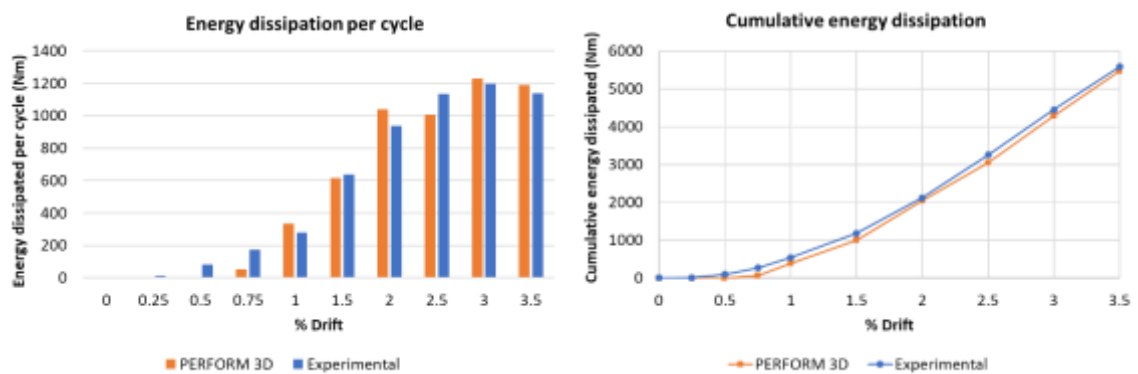


(h) 3 % drift

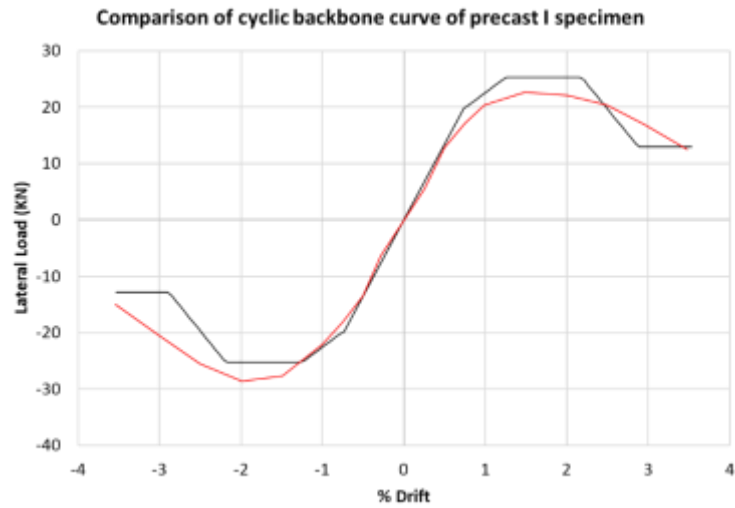


(i) 3.5 % drift

รูปที่ 1.8-15 ผลการเปรียบเทียบ Hysteresis Curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน CS-1 ในแต่ละวงรอบย่อย



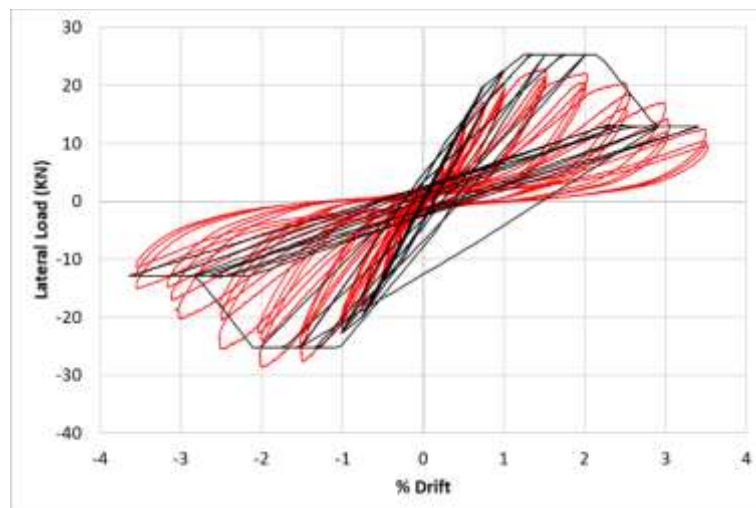
รูปที่ 1.8-16 การสลายพลังงาน Strain Energy ในแต่ละรอบการเคลื่อนที่ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน CS-1



Perform 3D Backbone curve

Experimental backbone curve

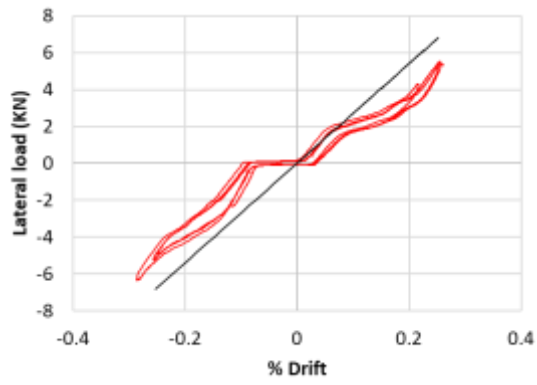
รูปที่ 1.8-17 ผลการเปรียบเทียบเส้นกรอบ Backbone Curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน PS-1



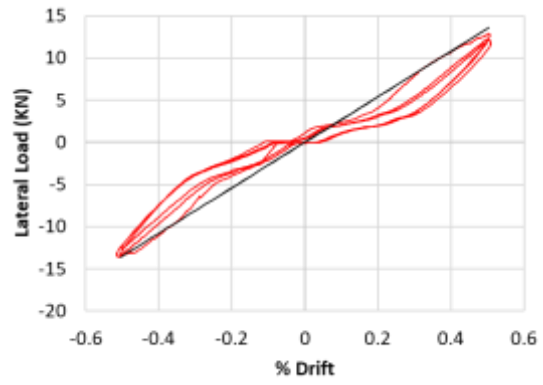
Perform 3D

Experimental

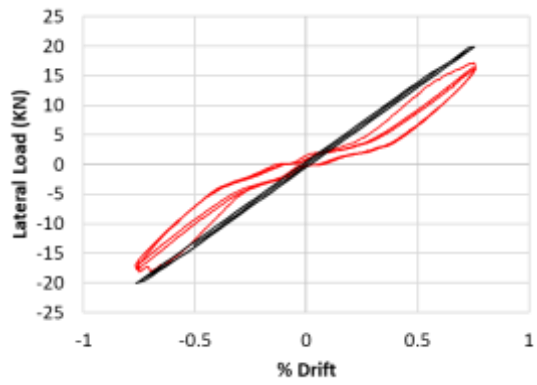
รูปที่ 1.8-18 ผลการเปรียบเทียบ Hysteresis Curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน PS-1



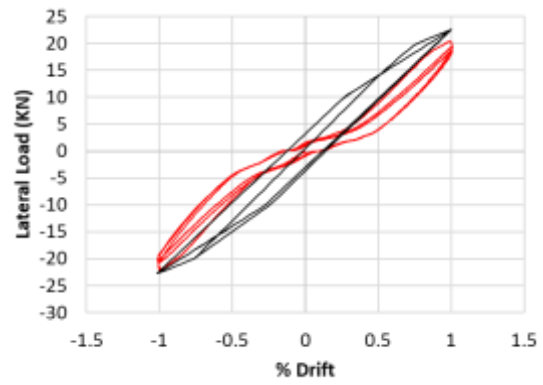
(a) 0.25 % drift



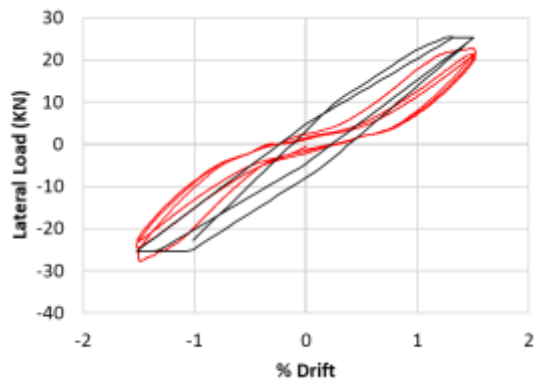
(b) 0.5% drift



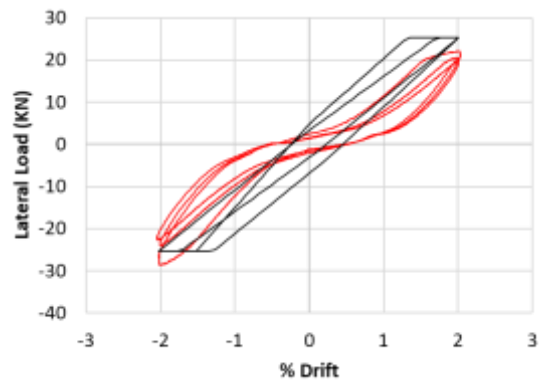
(c) 0.75 % drift



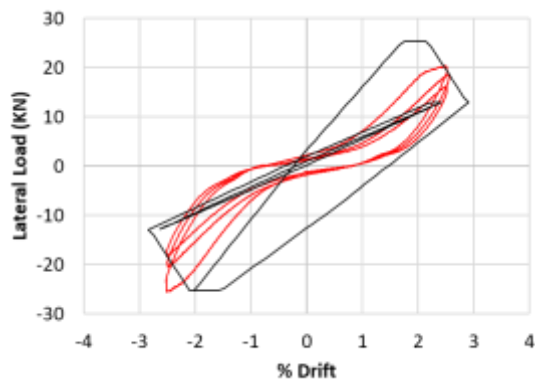
(d) 1% drift



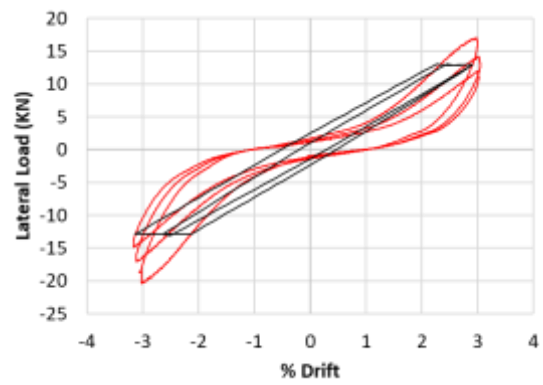
(e) 1.5 % drift



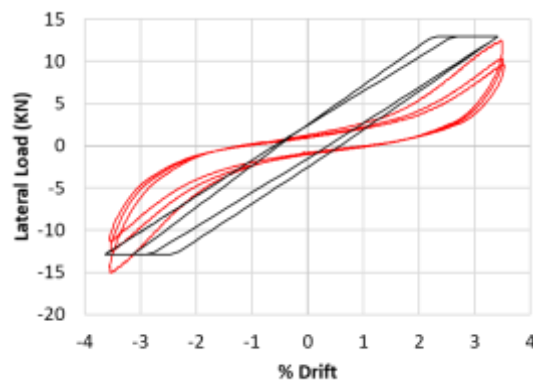
(f) 2% drift



(g) 2.5 % drift

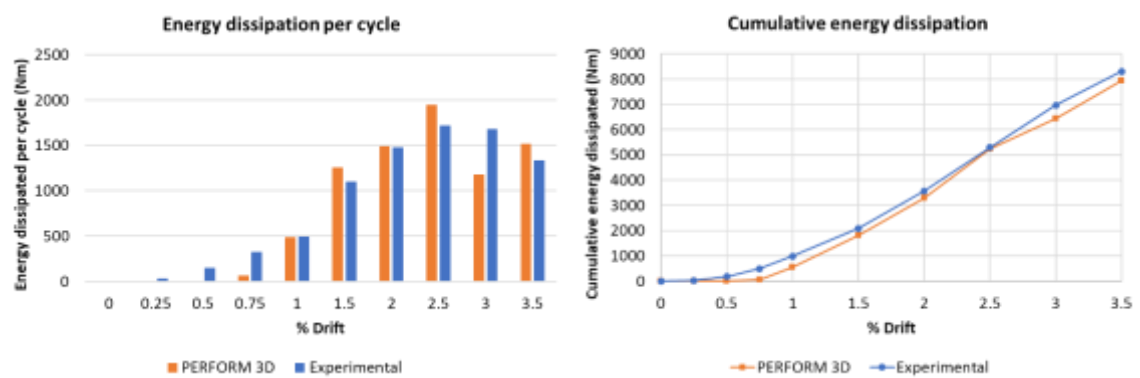


(h) 3% drift

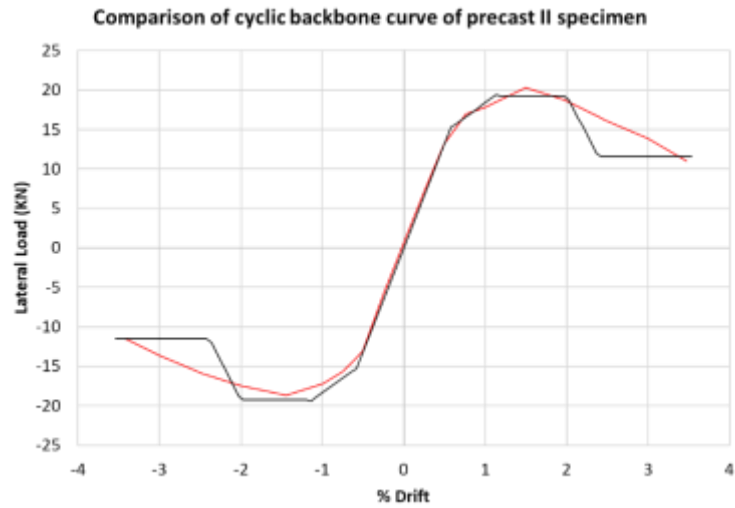


(i) 3.5 % drift

รูปที่ 1.8-19 ผลการเปรียบเทียบ Hysteresis Curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน PS-1 ในแต่ละวงรอบย่อย



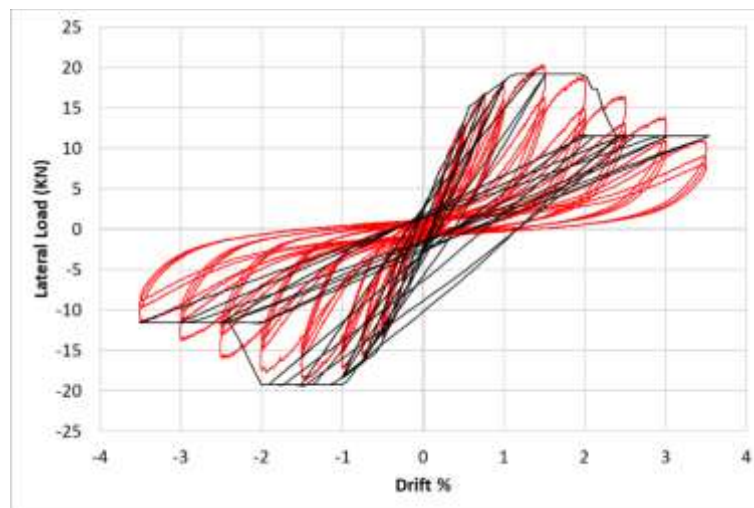
รูปที่ 1.8-20 การสลายพลังงาน Strain Energy ในแต่ละรอบการเคลื่อนที่ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน PS-1



_____ Perform 3D Backbone curve

_____ Experimental backbone curve

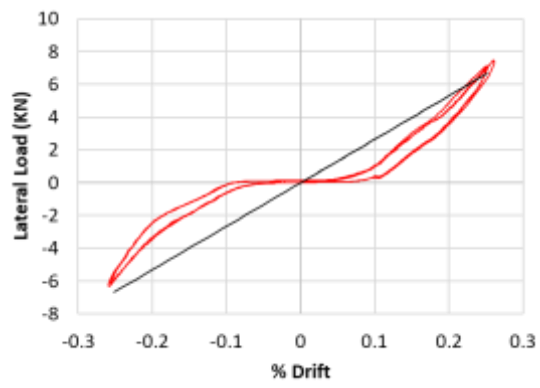
รูปที่ 1.8-21 ผลการเปรียบเทียบเส้นกรอบ Backbone Curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน PS-2



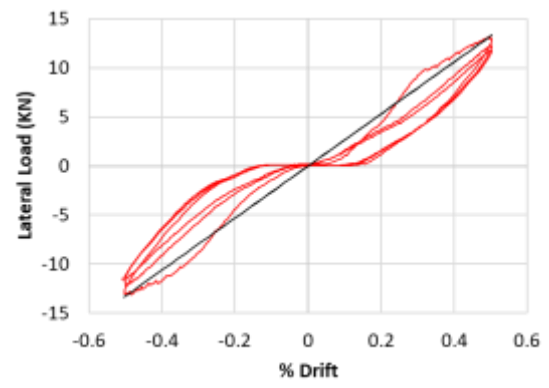
_____ Perform 3D

_____ Experimental

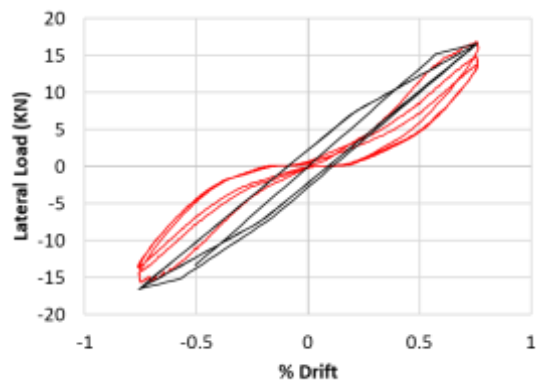
รูปที่ 1.8-22 ผลการเปรียบเทียบ Hysteresis Curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน PS-2



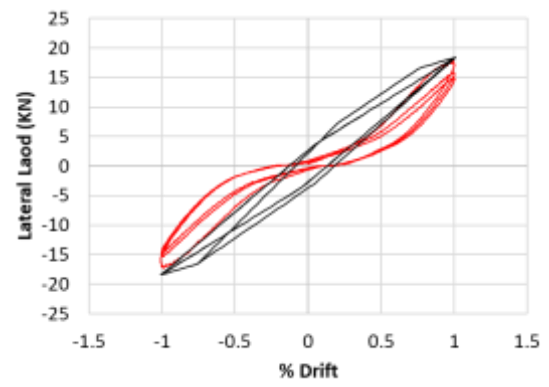
(a) 0.25 % drift



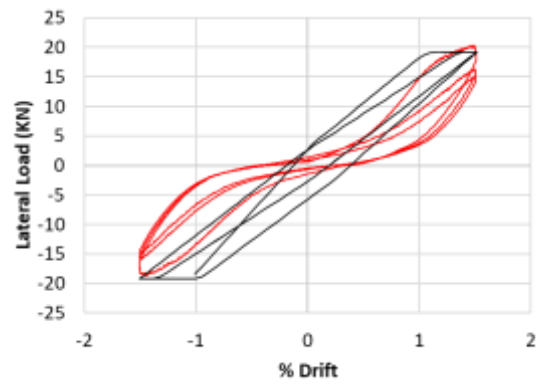
(b) 0.5% drift



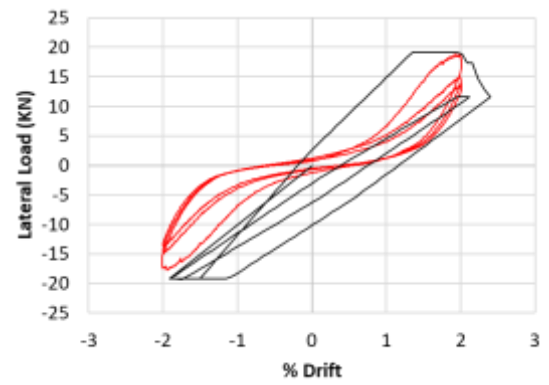
(c) 0.75% drift



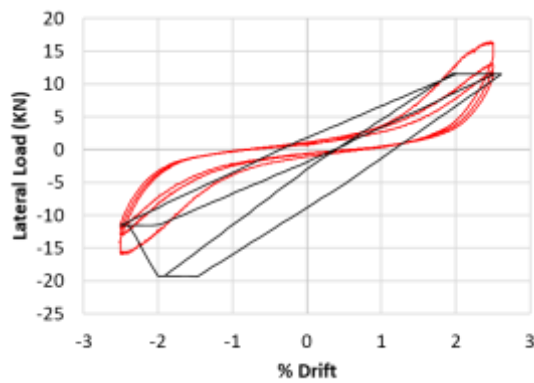
(d) 1% drift



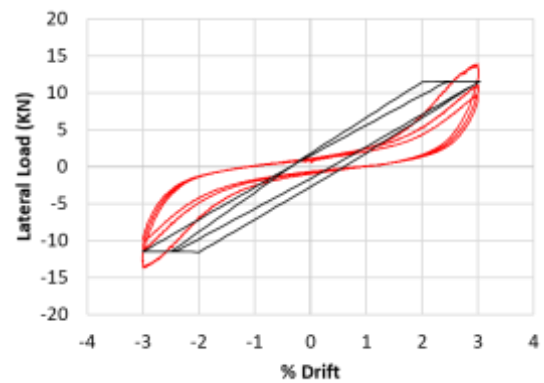
(e) 1.5% drift



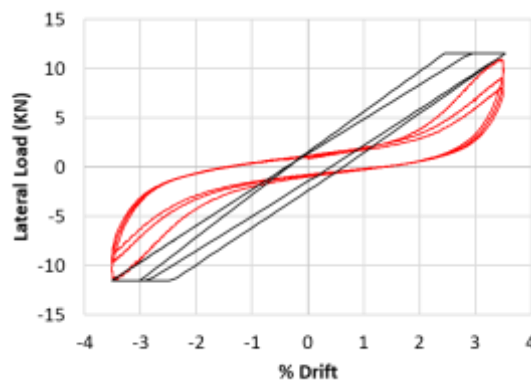
(f) 2% drift



(g) 2.5% drift

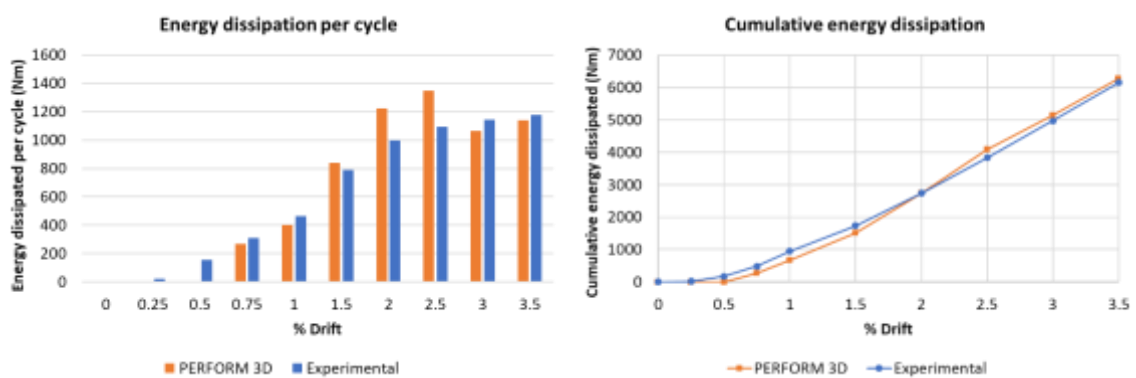


(h) 3% drift



(i) 3.5 % drift

รูปที่ 1.8-23 ผลการเปรียบเทียบ Hysteresis Curve ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน PS-2 ในแต่ละวงรอบย่อย

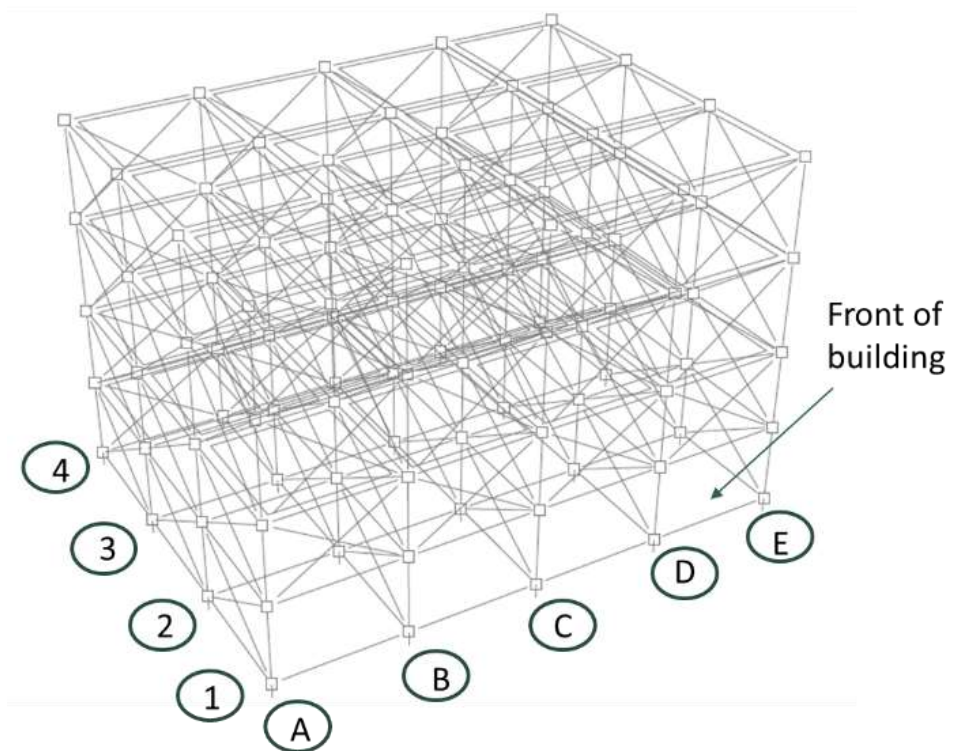


รูปที่ 1.8-24 การสลายพลังงาน Strain Energy ในแต่ละรอบการเคลื่อนที่ของโครงสร้างจำลองจุดต่อเสา-คาน PS-2

1.8.5 การวิเคราะห์แบบจำลองสามมิติสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารพาณิชย์และคุณลักษณะทางพลศาสตร์

เมื่อทำการปรับแบบจำลองให้สอดคล้องกับผลการทดสอบแล้ว ในลำดับถัดไปจะทำการวิเคราะห์ผลกระทบจากแผ่นดินไหวต่ออาคารด้วยการคำนวณแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Non-Linear Time History Analysis) โดยให้คลื่น

แผ่นดินไหวกระทำที่ฐานรากของแบบจำลองโครงสร้างสามมิติในสองทิศทางพร้อมๆกัน ซึ่งในการคำนวณนี้จะคำนึงถึงผลของ Geometrical Nonlinearity ผ่านทาง P- delta effects และใช้ค่า Viscous Damping เท่ากับ 3% ของ Modal Damping



3D model of building

รูปที่ 1.8-25 แบบจำลองสามมิติของโครงสร้างอาคารพาณิชย์

รูปที่ 1.8-25 แสดงแบบจำลองสามมิติที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยมีคุณลักษณะของแบบจำลองสำหรับ เสา คาน จุดต่อเสา-คาน พื้น และฐานรากดังที่อธิบายไปแล้วในหัวข้อก่อนหน้านี้ ตารางที่ 1.8-2 ถึงรูปที่ 1.8-26 แสดงผลการวิเคราะห์คุณลักษณะทางพลศาสตร์สำหรับแต่ละโหมดการสั่นไหวของแบบจำลองโครงสร้าง

ตารางที่ 1.8-2 คุณลักษณะทางพลศาสตร์ของแบบจำลองโครงสร้างอาคาร CS

Mode	Period (sec)	Modal mass participation ratio (%)		Cumulative modal mass participation ratio (%)	
		X dir	Y dir	X dir	Y dir
1	0.4250	89.42	0	89.42	0
2	0.2588	0	92.8	89.42	92.8
3	0.2325	5.53	0	94.95	92.8
4	0.1157	3.28	0	98.23	92.8
5	0.0853	0	5.42	98.23	98.22
6	0.0762	1.11	0	99.34	98.22
7	0.0705	0.17	0	99.51	98.22
8	0.0623	0.45	0	99.96	98.22
9	0.0541	0	0.47	99.96	98.69
10	0.0469	0	0	99.96	98.69
11	0.0403	0	1.31	99.96	100
12	0.0374	0.03	0	99.99	100

ตารางที่ 1.8-3 คุณลักษณะทางพลศาสตร์ของแบบจำลองโครงสร้างอาคาร PS-1

Mode	Period (sec)	Modal mass participation ratio (%)		Cumulative modal mass participation ratio (%)	
		X dir	Y dir	X dir	Y dir
1	0.4003	89.64	0	89.64	0
2	0.2499	0	92.74	89.64	92.74
3	0.2252	5.04	0	94.68	92.74
4	0.1115	3.45	0	98.13	92.74
5	0.0827	0	5.37	98.13	98.11
6	0.0739	1.03	0	99.16	98.11
7	0.0682	0.26	0	99.42	98.11

Mode	Period (sec)	Modal mass participation ratio (%)		Cumulative modal mass participation ratio (%)	
		X dir	Y dir	X dir	Y dir
8	0.0595	0.54	0	99.96	98.11
9	0.0528	0	0.48	99.96	98.59
10	0.0458	0	0	99.96	98.59
11	0.0388	0	1.41	99.96	100
12	0.0360	0.04	0	100	100

รูปที่ 1.8-26 คุณลักษณะทางพลศาสตร์ของแบบจำลองโครงสร้างอาคาร PS-2

Mode	Period (sec)	Modal mass participation ratio (%)		Cumulative modal mass participation ratio (%)	
		X dir	Y dir	X dir	Y dir
1	0.4023	89.65	0	89.65	0
2	0.2499	0	92.74	89.65	92.74
3	0.2254	5.03	0	94.68	92.74
4	0.1118	3.44	0	98.12	92.74
5	0.0827	0	5.37	98.12	98.11
6	0.0740	1.04	0	99.16	98.11
7	0.0683	0.25	0	99.41	98.11
8	0.0595	0.55	0	99.96	98.11
9	0.0528	0	0.48	99.96	98.59
10	0.0458	0	0	99.96	98.59
11	0.0388	0	1.41	99.96	100
12	0.0360	0.04	0	100	100

1.8.6 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง

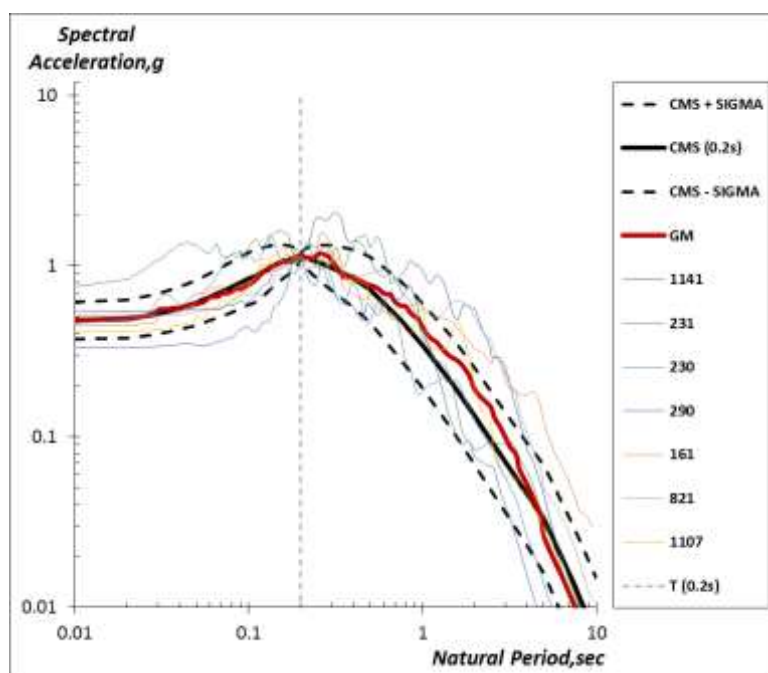
ในการวิเคราะห์แบบประวัติเวลา Time History Analysis จะใช้คลื่นแผ่นดินไหวหลายชุดมากระทำกับโครงสร้าง ซึ่งคลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้จะเป็นคลื่นที่บันทึกได้ในอดีต โดยจะถูกปรับค่าด้วยวิธี Conditional Mean Spectrum (CMS) เพื่อให้เป็นตัวแทนลักษณะการเกิดแผ่นดินไหวที่บริเวณเขตกรุงเทพมหานคร และทางภาคเหนือของประเทศไทย โดยการวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับงานวิจัยนี้ จะพิจารณาการให้แรงแผ่นดินไหวกระทำกับโครงสร้างฐานรากในแนวราบเท่านั้น

1.8.6.1 คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคารในเขตกรุงเทพมหานคร

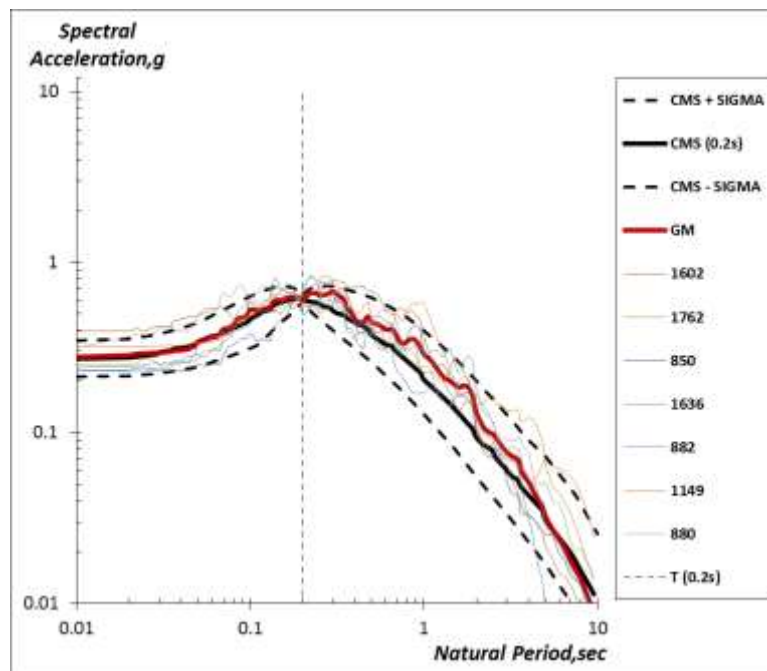
คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์อาคารที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานคร จะถูกปรับค่าโดยใช้ค่ากลางของคาบการเคลื่อนที่ 6 ค่าคือ 0.2, 0.5, 1, 1.5, 2 และ 3 วินาที โดยคลื่นเหล่านี้เป็นคลื่นที่ถูกวัดได้จากอาคารใกล้กับสวนลุมพินี

1.8.6.2 คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคารในเขตภาคเหนือของประเทศไทย

ในส่วนของคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับพื้นที่ทางภาคเหนือ นั้น จะใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้จากพื้นที่ต่างๆนอกเขตประเทศไทย โดยจะแบ่งออกเป็นสองกลุ่มซึ่งให้ชื่อว่า Site 1 และ Site 2 โดยคลื่นแผ่นดินไหวของแต่ละกลุ่มนั้นจะมีจำนวนทั้งสิ้น 7 คลื่นดังแสดงในตารางที่ 1.8-4 และตารางที่ 1.8-5 ซึ่งแผ่นดินไหวแต่ละคลื่นนั้นจะถูกปรับขนาดด้วยวิธี CMS ให้มีความสอดคล้องกันที่คาบ 0.2 วินาทีของ Spectral Acceleration ดังแสดงในรูปที่ 1.8-27 และรูปที่ 1.8-28



รูปที่ 1.8-27 Spectral Acceleration ของคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับภาคเหนือ Site 1 ที่ถูกปรับค่าด้วยวิธี CMS ที่คาบ 0.2 วินาที



รูปที่ 1.8-28 Spectral Acceleration ของคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับภาคเหนือ Site 2 ที่ถูกปรับค่าด้วยวิธี CMS ที่คาบ 0.2 วินาที

ตารางที่ 1.8-4 คลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาปรับใช้เป็นตัวแทนสำหรับพื้นที่ภาคเหนือ Site 1

NGA#	MSE	ScaleF	Tp(s)	D5-95(s)	Event	Year	Station	Mag	Mechanism	Rrup (km)	Vs30 (m/s)
161	0.0001	2.4423	4 --	15.2 13.8	Imperial Valley-06	1979	Brawley Airport	6.53	Strike-Slip	10.4	208.7
821	0.0001	1.1276	2.7 2.2	6.9 10.0	Erzican- Turkey	1992	Erzincan	6.69	Strike-Slip	4.4	274.5
1107	0.0001	1.6472	-- --	17.6 10.4	Kobe- Japan	1995	Kakogawa	6.9	Strike-Slip	22.5	312
1141	0.006	1.7729	-- --	16.7 15.7	Dinar- Turkey	1995	Dinar	6.4	Normal	3.4	219.8
231	0.0062	2.273	-- --	10.1 10.9	Mammoth Lakes-01	1980	Long Valley Dam (Upr LAbut)	6.06	Normal-Oblique	15.5	345.4
230	0.0086	1.0387	-- --	9.1 9.6	Mammoth Lakes-01	1980	Convict Creek	6.06	Normal-Oblique	6.6	338.5
290	0.0138	2.5196	-- --	28.4 24.0	Irpinia- Italy-01	1980	Mercato San Severino	6.9	Normal	29.8	350

ตารางที่ 1.8-5 คลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาปรับใช้เป็นตัวแทนสำหรับพื้นที่ภาคเหนือ Site 2

NGA#	MSE	ScaleF	Pulse	D5-95 (s)	Event	Year	Station	Mag	Mechanism	Rrup (km)	Vs30 (m/s)
1602	0	0.4987	-- 0.91	8.5 9.9	Duzce- Turkey	1999	Bolu	7.14	Strike-Slip	12	326
1762	0.0005	1.2427	-- --	24.0 27.9	Hector Mine	1999	Amboy	7.13	Strike-Slip	43	271.4
850	0.0075	1.4182	-- --	32.0 31.8	Landers	1992	Desert Hot Springs	7.28	Strike-Slip	21.8	345.4
1636	0.0023	1.458	-- --	20.2 24.7	Manjil- Iran	1990	Qazvin	7.37	Strike-Slip	50	274.5
882	0.0022	1.8163	-- --	37.0 36.3	Landers	1992	North Palm Springs	7.28	Strike-Slip	26.8	345.4
1149	0.0012	2.4303	-- --	35.9 31.7	Kocaeli- Turkey	1999	Atakoy	7.51	Strike-Slip	58.3	274.5
880	0.0013	2.4975	-- --	40.2 34.7	Landers	1992	Mission Creek Fault	7.28	Strike-Slip	27	345.4

1.8.7 น้ำหนักบรรทุกตายตัวและน้ำหนักบรรทุกจรในการวิเคราะห์ผลจากแรงแผ่นดินไหว

เพื่อให้สอดคล้องกับข้อกำหนดในการออกแบบอาคาร ในการวิเคราะห์โครงสร้างที่รับแรงกระทำจากคลื่นแผ่นดินไหวนี้ จะใส่ค่าน้ำหนักบรรทุกตายตัว 100% และน้ำหนักบรรทุกจรอีก 25% ($1.0DL + 1.25LL$) รวมเข้าไปในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วย

1.8.8 เกณฑ์ความปลอดภัยของโครงสร้าง

เกณฑ์ความปลอดภัยของโครงสร้างในงานวิจัยนี้ อ้างอิงตามระดับความปลอดภัยที่กำหนดไว้ใน ASCE 41-13 โดยสามารถแบ่งระดับความปลอดภัยของโครงสร้างได้เป็น 3 ระดับคือ

- ระดับที่ 1 Immediate Occupancy อาคารสามารถกลับเข้าใช้งานได้ทันที คือไม่มีการเสียรูปอย่างถาวร โครงสร้างมีรอยแตกร้าวเพียงเล็กน้อยและไม่กระทบต่อกำลังรับน้ำหนักโดยภาพรวม
- ระดับที่ 2 Life Safety อาคารอาจเกิดความเสียหายทำให้มีความสามารถในการรับน้ำหนักที่ลดลง อาจจะมีการหล่นของชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างบ้าง แต่ไม่ก่อให้เกิดอันตรายต่อผู้อยู่อาศัย
- ระดับที่ 3 Collapse Prevention อาคารมีความเสียหายค่อนข้างมาก กำลังในการรับน้ำหนักลดลงอย่างมาก แต่ยังไม่ถึงกับถล่มลงมา ผู้อยู่อาศัยอาจได้รับอันตรายจากการหล่นหรือพังทลายของชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง

1.8.8.1 เกณฑ์ความปลอดภัยของเสาและคาน

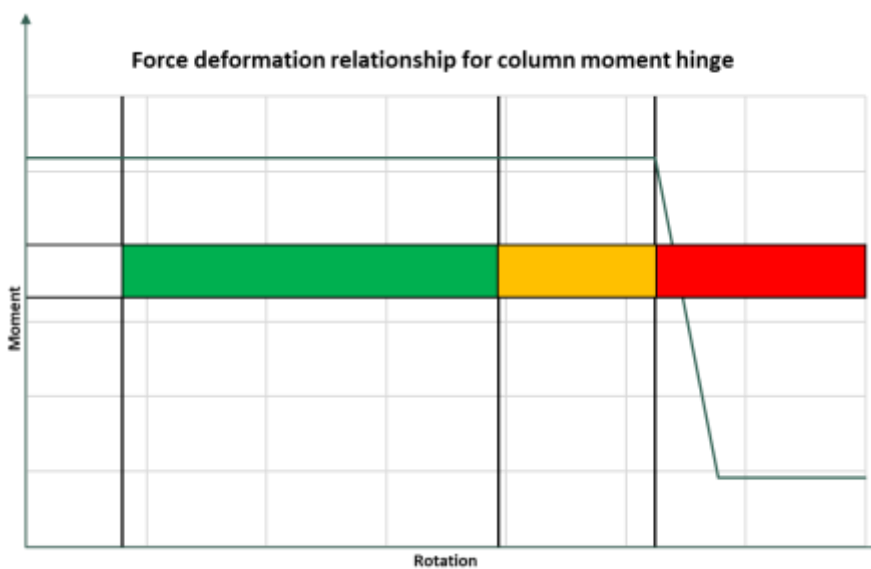
สำหรับเกณฑ์ความปลอดภัยของแบบจำลองเสาและคานนั้น จะใช้เกณฑ์ที่อ้างอิงจาก ASCE 41-13 โดยเพิ่มระดับของการวิบัติเข้าไปอีกหนึ่งระดับดังสรุปในตารางที่ 1.8-6 และรูปที่ 1.8-29 ถึงรูปที่ 1.8-30

ตารางที่ 1.8-6 เกณฑ์ระดับความปลอดภัยของเสาและคาน

Color code	Performance level	Description of damage
	Immediate Occupancy (IO)	Light
	Life safety (LS)	Moderate
	Collapse prevention (CP)	Severe
	Collapse	



รูปที่ 1.8-29 เกณฑ์ความปลอดภัยของคานบนความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กระทำกับมุมการดัดตัว



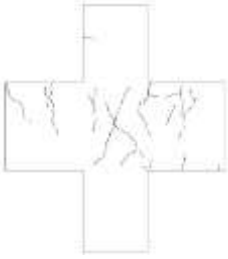
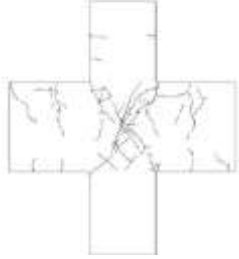
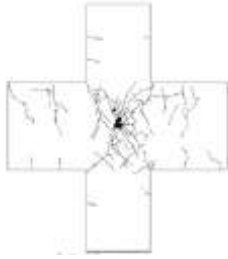
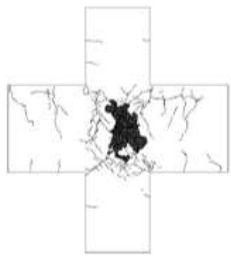
รูปที่ 1.8-30 เกณฑ์ความปลอดภัยของเสาบนความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กระทำกับมุมการดัดตัว

1.8.8.2 เกณฑ์ความปลอดภัยของจุดต่อเสา-คาน

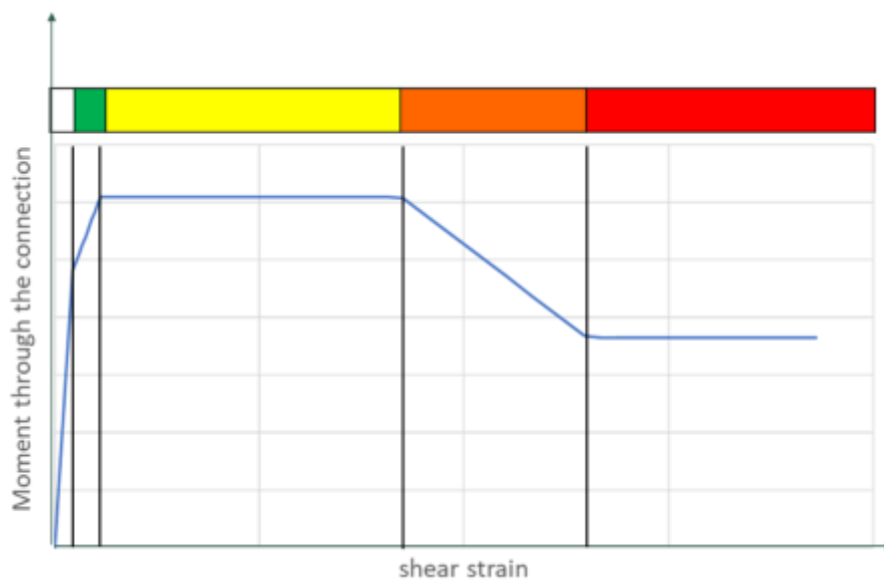
การคัดเลือกระดับความปลอดภัยของจุดต่อเสา-คานนั้น จะแบ่งเป็น 4 ระดับโดยอ้างอิงจากพฤติกรรมจริงที่พบในระหว่างการทดสอบโครงสร้างดังแสดงในรูปที่ 1.8-31 ถึงรูปที่ 1.8-32 และตารางที่ 1.8-7

ตารางที่ 1.8-7 เกณฑ์ความปลอดภัยของจุดต่อเสา-คาน

Color code	Type of damage
	First diagonal cracking
	Joint shear strength capacity reached
	Ductile limit reached (life safety)
	Joint shear failure (Collapse)

			
First diagonal cracking	Joint shear capacity reached	Ductile limit reached (Life safety)	Joint shear failure (Collapse)

รูปที่ 1.8-31 รูปแบบความเสียหายในจุดต่อเสา-คานที่แต่ละระดับของเกณฑ์ความปลอดภัย



รูปที่ 1.8-32 เกณฑ์ความปลอดภัยของเสาคานความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กระทำกับระดับความเครียดเฉือน

1.8.8.3 เกณฑ์ความปลอดภัยของกำแพงอิฐก่อ

ระดับของเกณฑ์ความปลอดภัยของกำแพงอิฐก่อแบ่งเป็นสองระดับดังแสดงในตารางที่ 1.8-8 และรูปที่ 1.8-33

ตารางที่ 1.8-8 เกณฑ์ความปลอดภัยของกำแพงอิฐก่อ

สัญลักษณ์	Type of damage	Description of damage
	ความเสียหายเล็กน้อย	กำแพงอาจมีรอยร้าวเกิดขึ้นเล็กน้อย แต่กำลังรับแรงอัดโดยรวมยังไม่ลดลง
✗	Life safety (LS)	กำแพงแตกร้าว และอาจมีบางส่วนหลุดร่วงออกมา (FEMA 356)



รูปที่ 1.8-33 เกณฑ์ความปลอดภัยของกำแพงอิฐก่อบนความสัมพันธ์ระหว่าง Stress และ Strain ของแรงอัด

1.8.9 ผลการวิเคราะห์โครงสร้าง

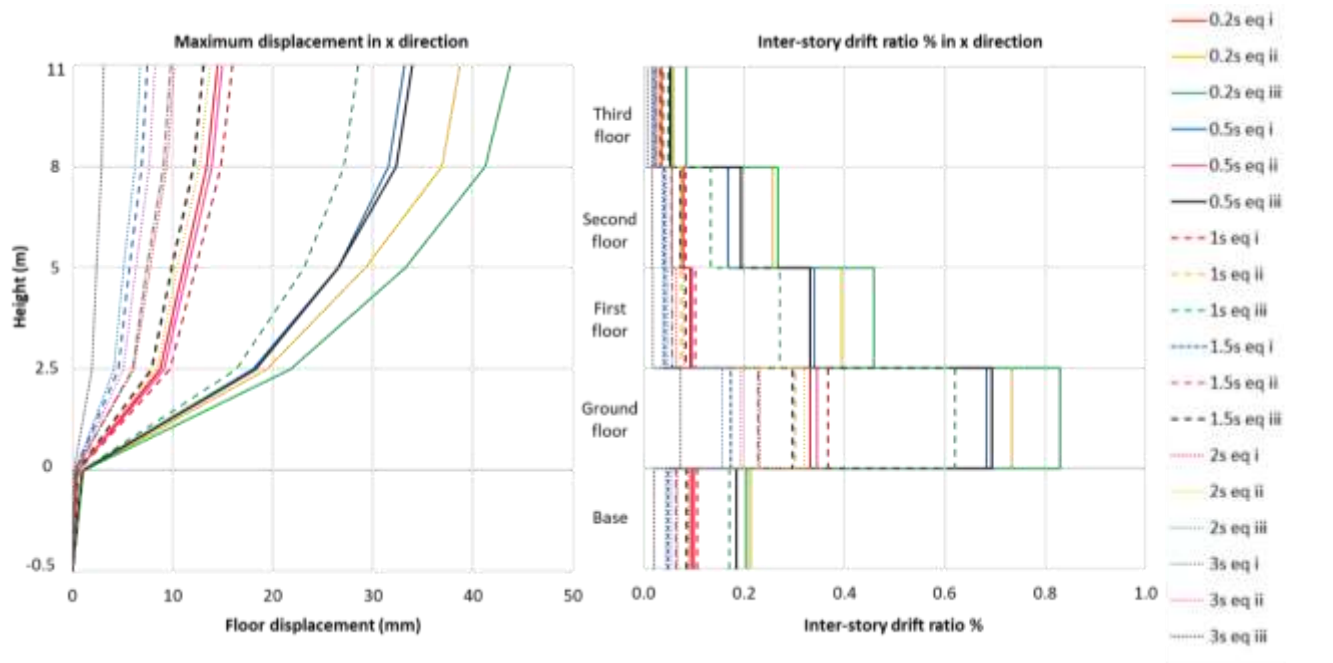
ผลการวิเคราะห์โครงสร้างในลำดับแรกจะถูกนำเสนอในรูปแบบของค่าการเคลื่อนที่ในแนวราบและมุมการเอียงตัวระหว่างชั้น ซึ่งจะบอกถึงความรุนแรงของการเคลื่อนที่และระดับความเสียหายคร่าวๆในภาพรวมได้ โดยค่ามุมการเอียงตัวระหว่างชั้นจะถูกนำไปเปรียบเทียบกับค่าที่แนะนำไว้ใน ASCE 7-10 จากนั้นจะนำเสนอรูปแบบความเสียหายของอาคาร ในลักษณะของโครงเฟรมตามแต่ละรูปตัด เพื่อที่จะได้ทราบถึงจุดอ่อนของอาคารที่จะเกิดความเสียหายขึ้นจากแผ่นดินไหว

1.8.9.1 การเคลื่อนที่ในแนวราบและมุมการเอียงตัวระหว่างชั้นอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานคร

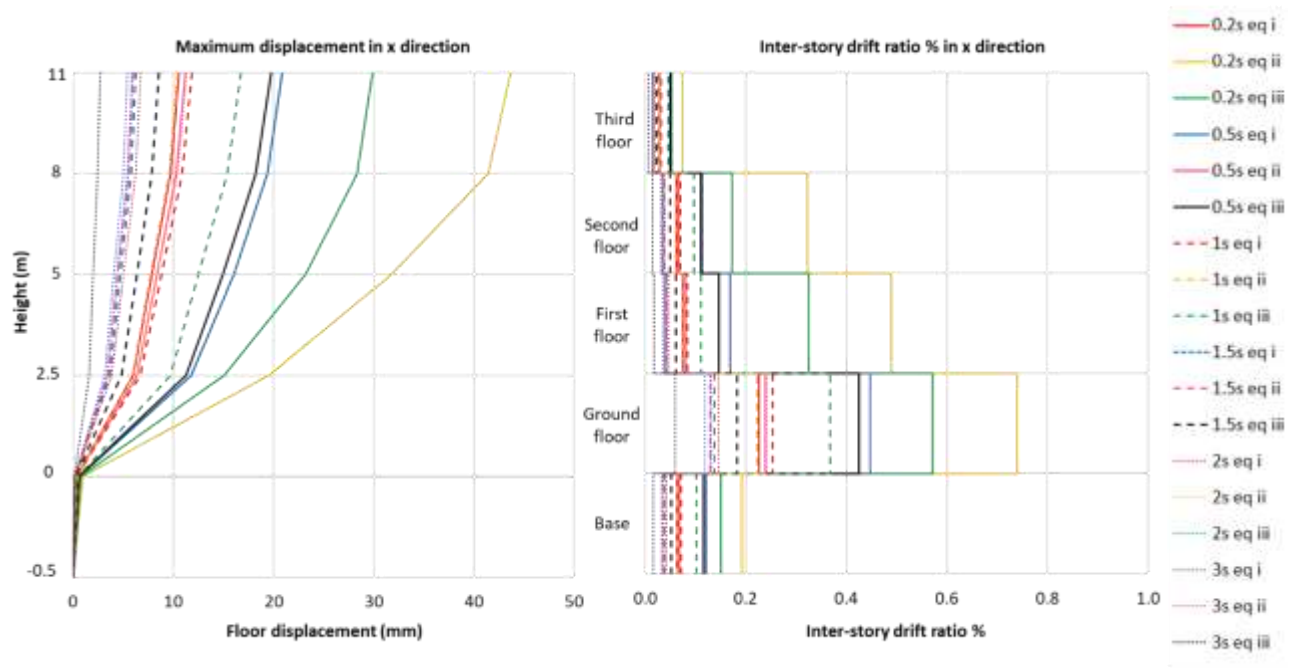
ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในแนวราบและมุมการเอียงตัวระหว่างชั้นของอาคาร สามารถใช้เป็นเกณฑ์เบื้องต้นในการบ่งชี้ถึงระดับความรุนแรงของการเสียรูปของอาคาร โดย ASCE 7-10 แนะนำว่าอาคารที่มีความปลอดภัยนั้นไม่ควรมียามุมการเอียงตัวระหว่างชั้นเกินกว่า 2%

ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในแนวราบและมุมการเอียงตัวของอาคารในเขตกรุงเทพมหานครดังแสดงในรูปที่ 1.8-34 ถึงรูปที่ 1.8-39 ซึ่งพิจารณาการกระทำของแผ่นดินไหวทั้งในแนวตามยาวและตั้งฉากกับโครงสร้าง ซึ่งในการวิเคราะห์นี้ แบบจำลองของอาคารทั้ง 3 รูปแบบจะถูกกระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหวเป็นจำนวน 18 ชุด ซึ่งมีค่าของคาบการสั่นสะเทือนที่แตกต่างกัน

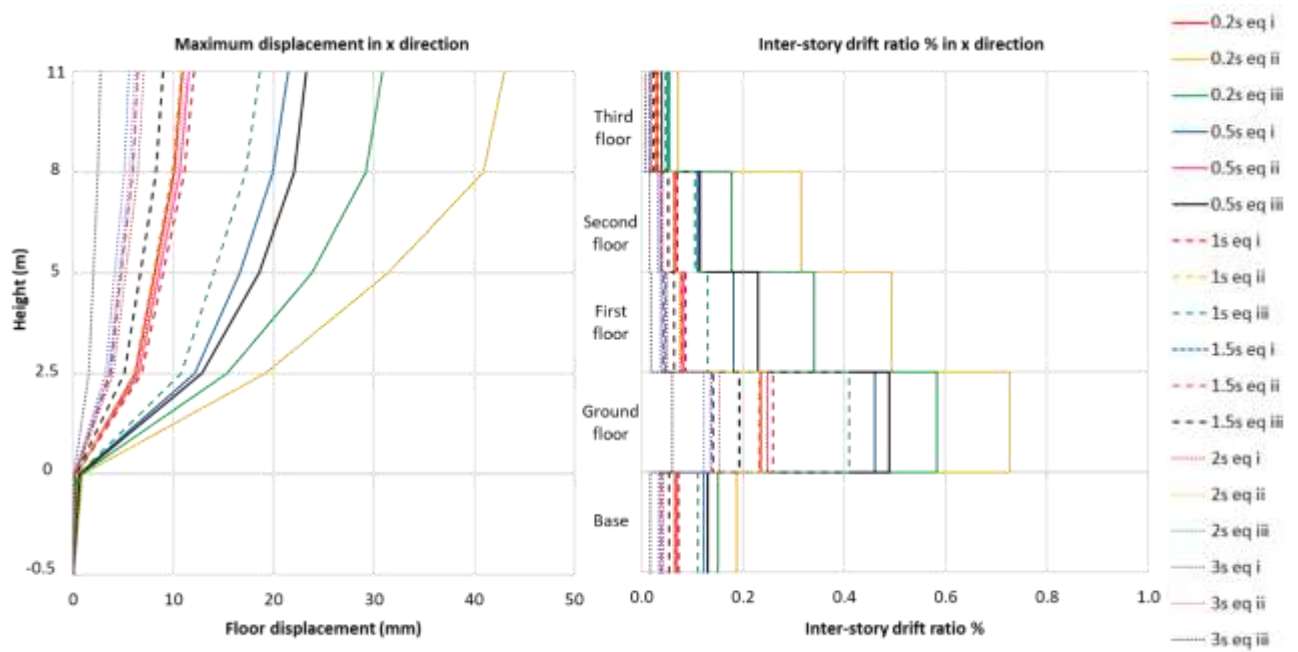
จากผลการวิเคราะห์จะเห็นว่า ค่าการเคลื่อนที่ของอาคารในแนวทิศทาง Y ซึ่งเป็นทิศที่ตั้งฉากกับความยาวของอาคารมีค่าที่ต่ำกว่าการเคลื่อนที่ในทิศทาง X ทั้งนี้เนื่องจากการที่มีกำแพงอิฐก่อช่วยรับแรงอยู่มากกว่า และเมื่อพิจารณาผลจากคลื่นแผ่นดินไหวที่มีคาบการสั่นสะเทือนที่แตกต่างกันจะพบว่า แผ่นดินไหวในช่วงคาบการสั่นสะเทือนเท่ากับ 0.2 วินาที จะทำให้เกิดผลตอบสนองของอาคารสูงที่สุด สำหรับค่ามุมการเอียงตัวระหว่างชั้นนั้น โครงสร้างอาคารพาณิชย์ CS-1 ที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่จะมีค่าสูงกว่าผลของอาคาร PS-1 และ PS-2 ทั้งนี้เนื่องจากคอนกรีตหล่อสำเร็จมีกำลังอัดและค่าสติเฟนส์ที่สูงกว่า โดยพบว่าที่ชั้นล่างของทุกอาคารจะมีค่ามุมการเอียงตัวระหว่างชั้นสูงที่สุดเนื่องจากด้านหน้าอาคารชั้นล่างเป็นพื้นที่เปิดโล่งไม่มีกำแพงอิฐก่อทำให้มีลักษณะเป็น Soft Story ทั้งนี้จะเห็นว่าค่ามุมการเอียงตัวของอาคารที่อยู่ในเขตกรุงเทพมหานครจากทุกผลการวิเคราะห์ยังคงมีค่าต่ำกว่า 2% ตามที่แนะนำไว้ใน ASCE 7-10 ซึ่งแสดงว่าอาคารมีความปลอดภัยต่อผลกระทบจากแผ่นดินไหว



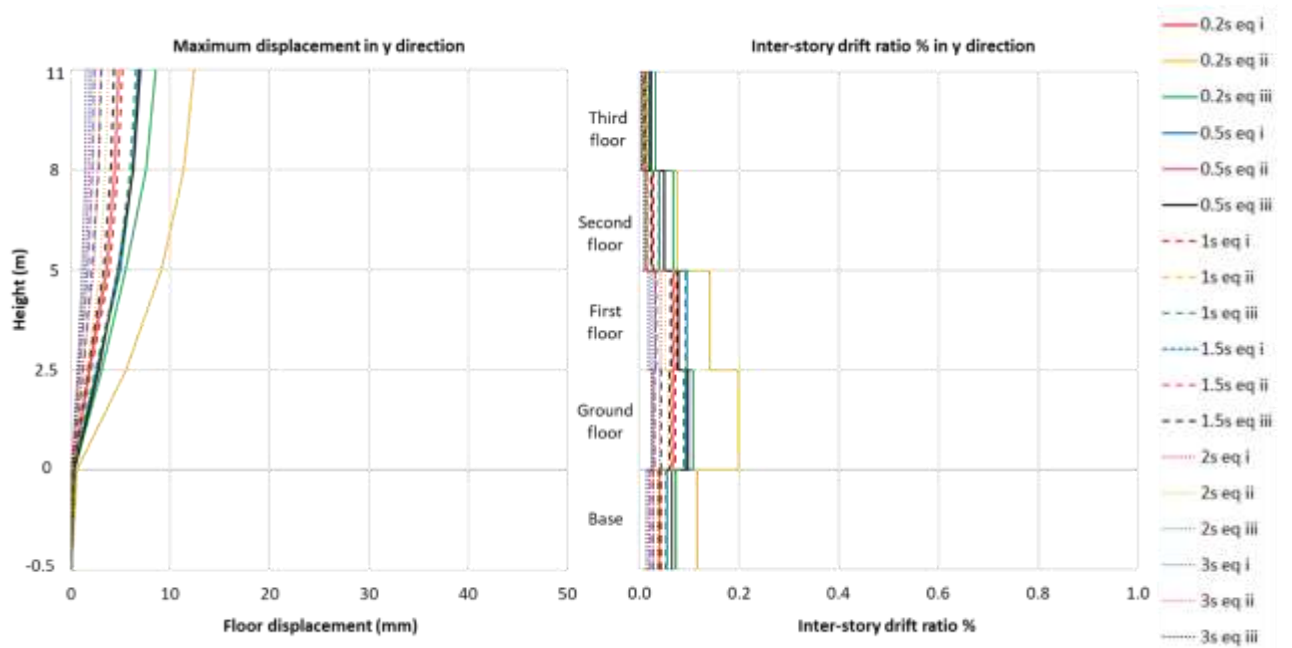
รูปที่ 1.8-34 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง X สำหรับอาคาร CS-1 ที่ตั้งอยู่ในเขต กรุงเทพมหานคร



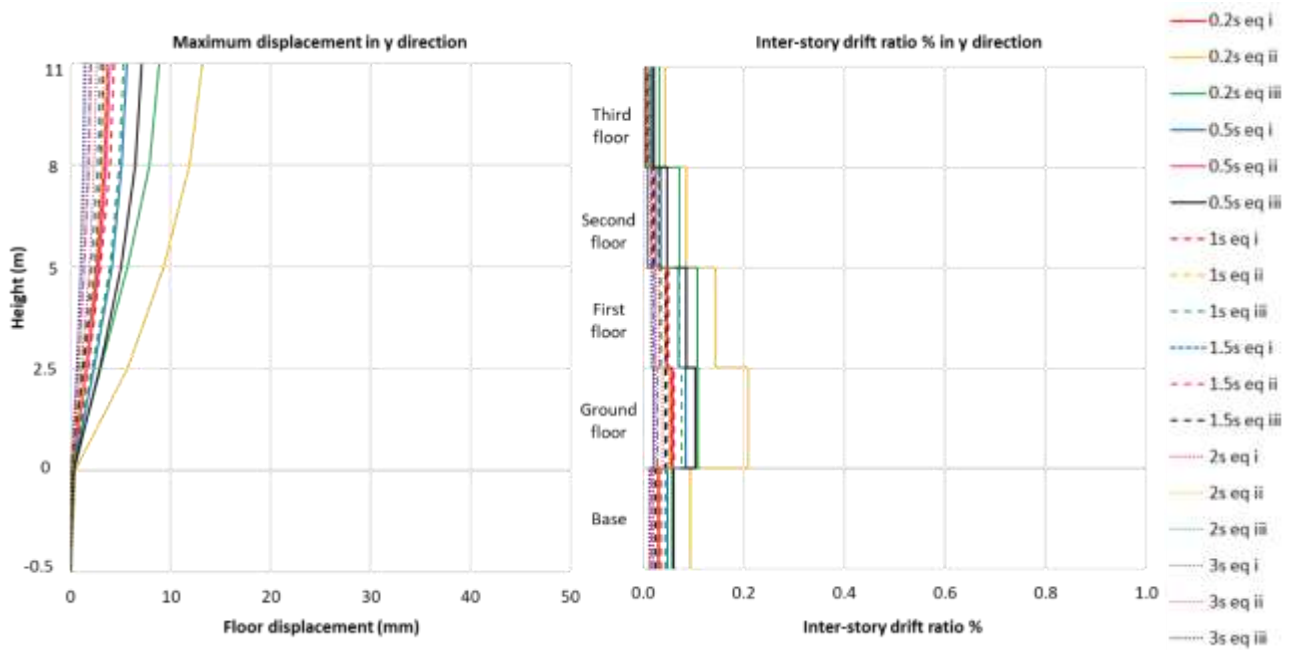
รูปที่ 1.8-35 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง X สำหรับอาคาร PS-1 ที่ตั้งอยู่ในเขต กรุงเทพมหานคร



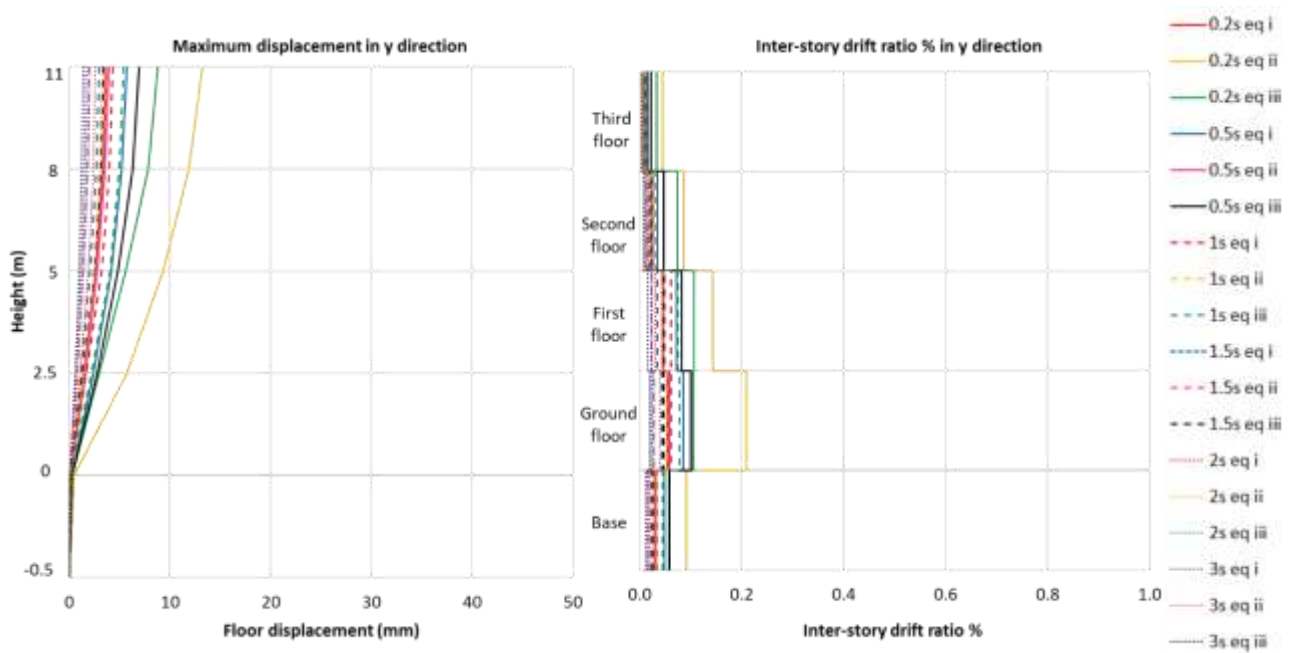
รูปที่ 1.8-36 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง X สำหรับอาคาร PS-2 ที่ตั้งอยู่ในเขต กรุงเทพมหานคร



รูปที่ 1.8-37 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง Y สำหรับอาคาร CS-1 ที่ตั้งอยู่ในเขต กรุงเทพมหานคร



รูปที่ 1.8-38 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง Y สำหรับอาคาร PS-1 ที่ตั้งอยู่ในเขต กรุงเทพมหานคร

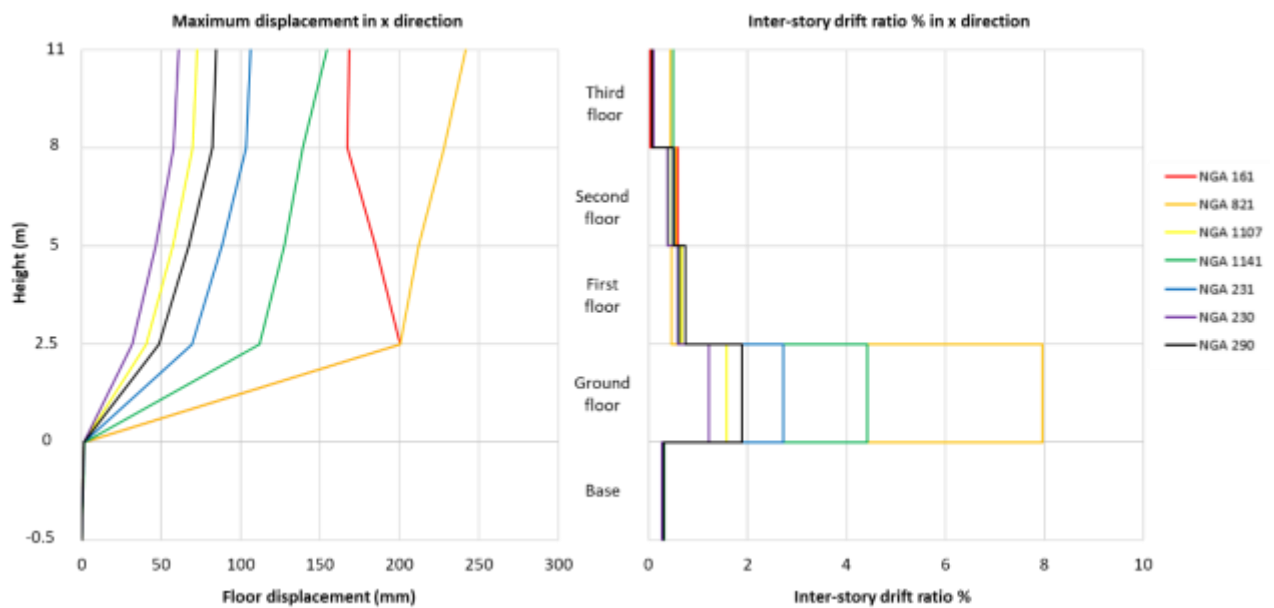


รูปที่ 1.8-39 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง Y สำหรับอาคาร PS-2 ที่ตั้งอยู่ในเขต กรุงเทพมหานคร

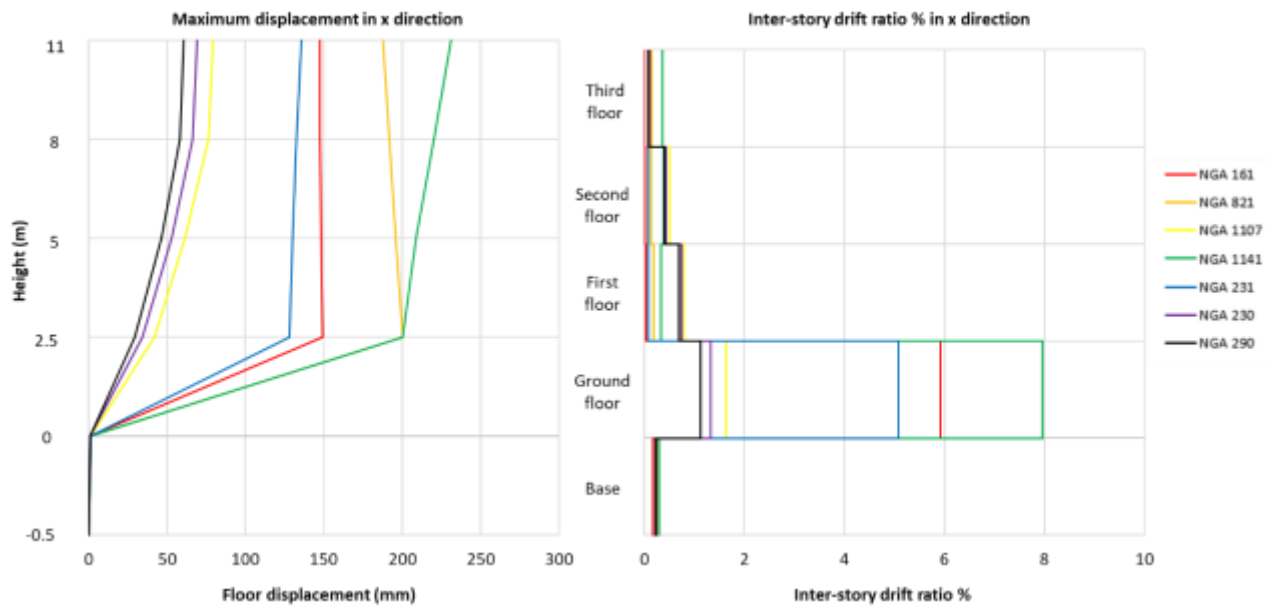
1.8.9.2 การเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมการเอียงตัวระหว่างชั้นอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site

1

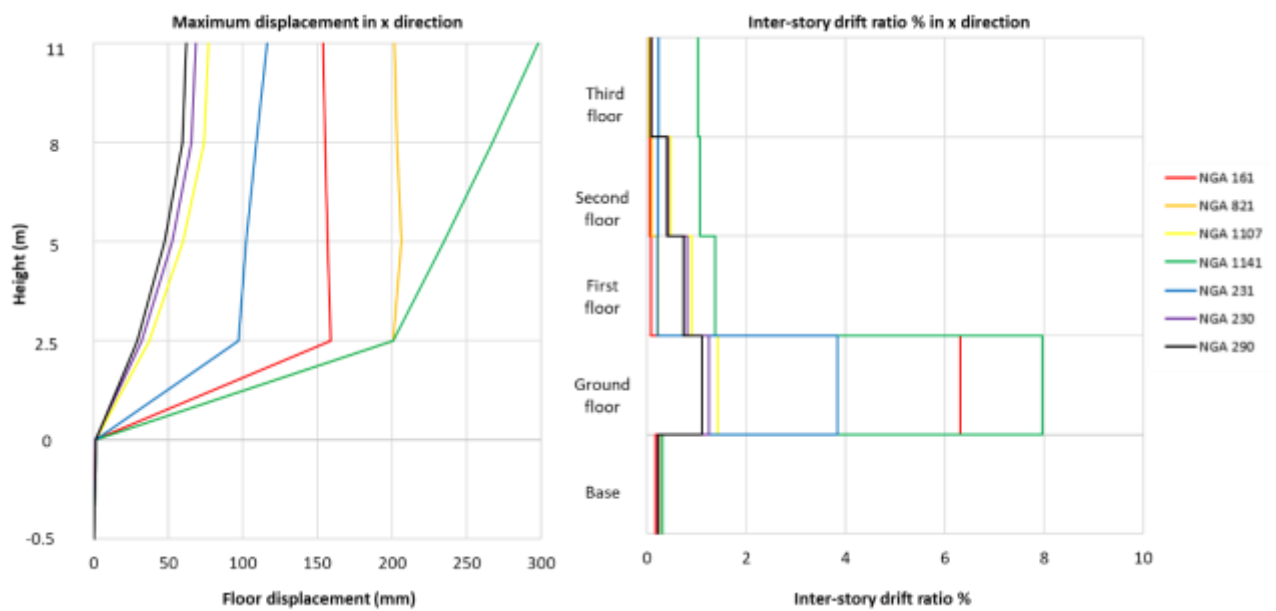
สำหรับอาคารในเขตภาคเหนือ Site 1 นั้น ใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 7 ชุด โดยผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมการเอียงตัวระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารในรูปที่ 1.8-40 ถึงรูปที่ 1.8-45 พบว่า ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมการเอียงตัวระหว่างชั้นจะมีค่าสูงมากที่บริเวณชั้นล่างของอาคาร ซึ่งมีลักษณะเป็นชั้นที่เปิดโล่ง โดยมีค่าที่สูงมากถึง 8% ซึ่งเป็นสภาวะที่แสดงว่าอาคารไม่สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่กระทำนี้ได้



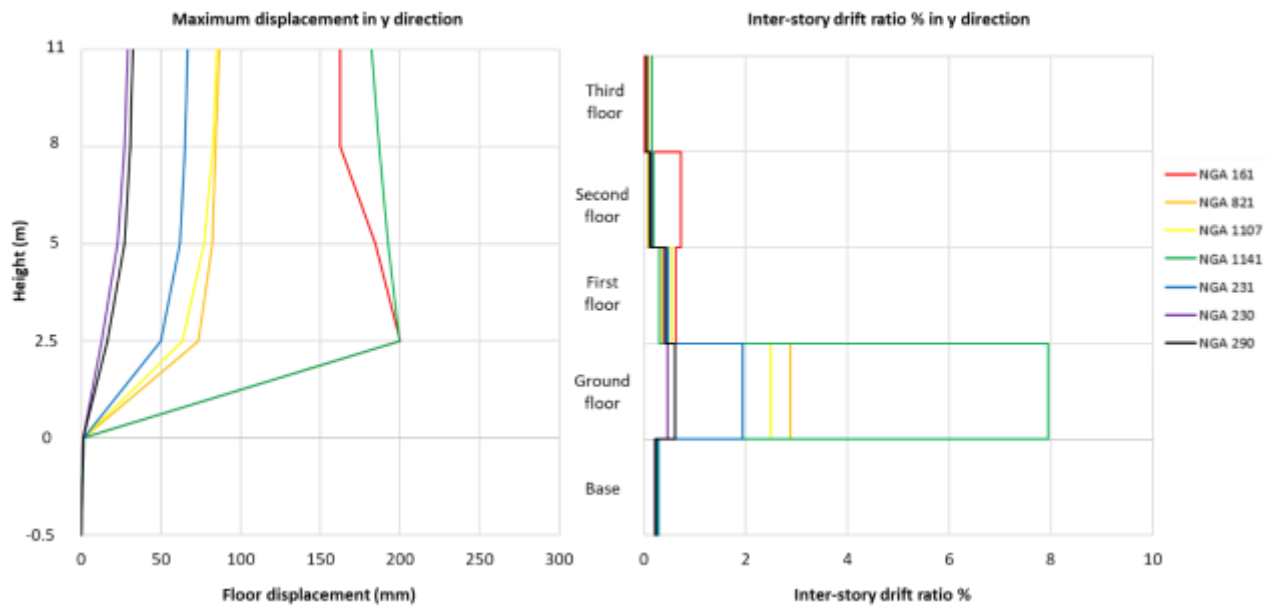
รูปที่ 1.8-40 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง X สำหรับอาคาร CS-1 ที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 1



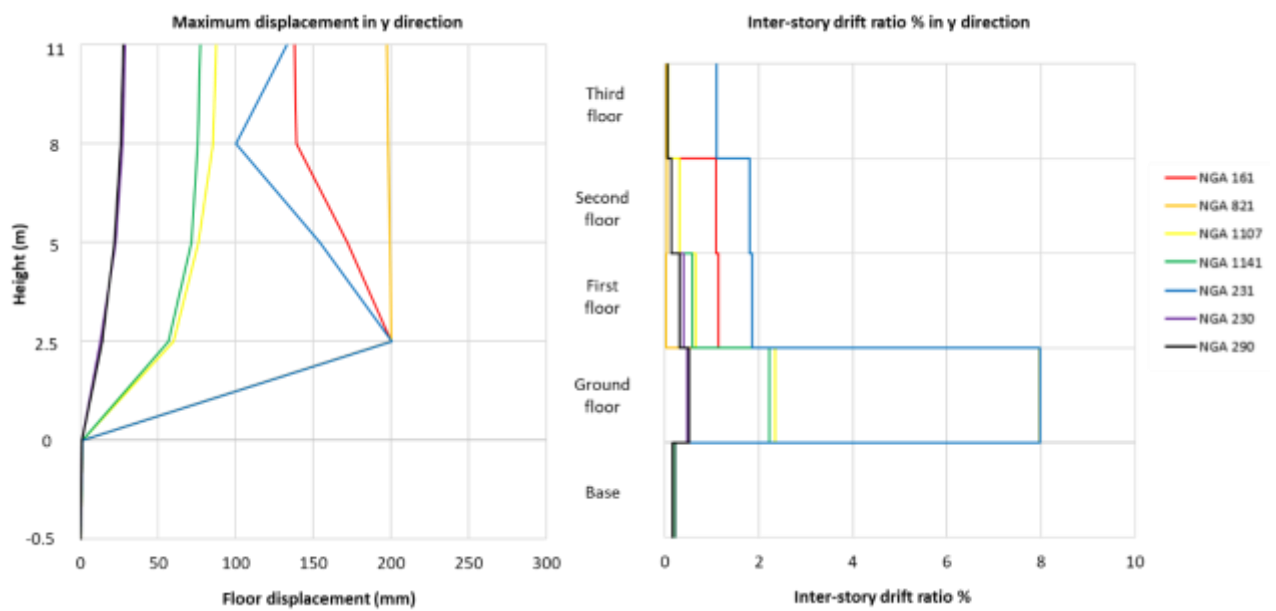
รูปที่ 1.8-41 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง X สำหรับอาคาร PS-1 ที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 1



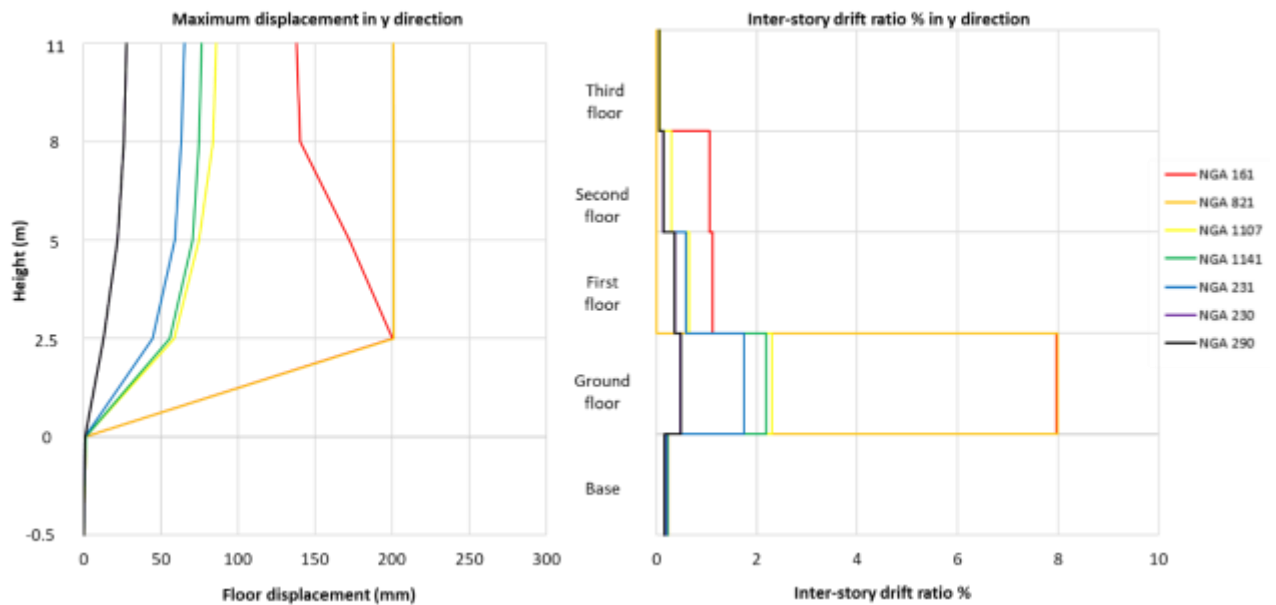
รูปที่ 1.8-42 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง X สำหรับอาคาร PS-2 ที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 1



รูปที่ 1.8-43 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง Y สำหรับอาคาร CS-1 ที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 1



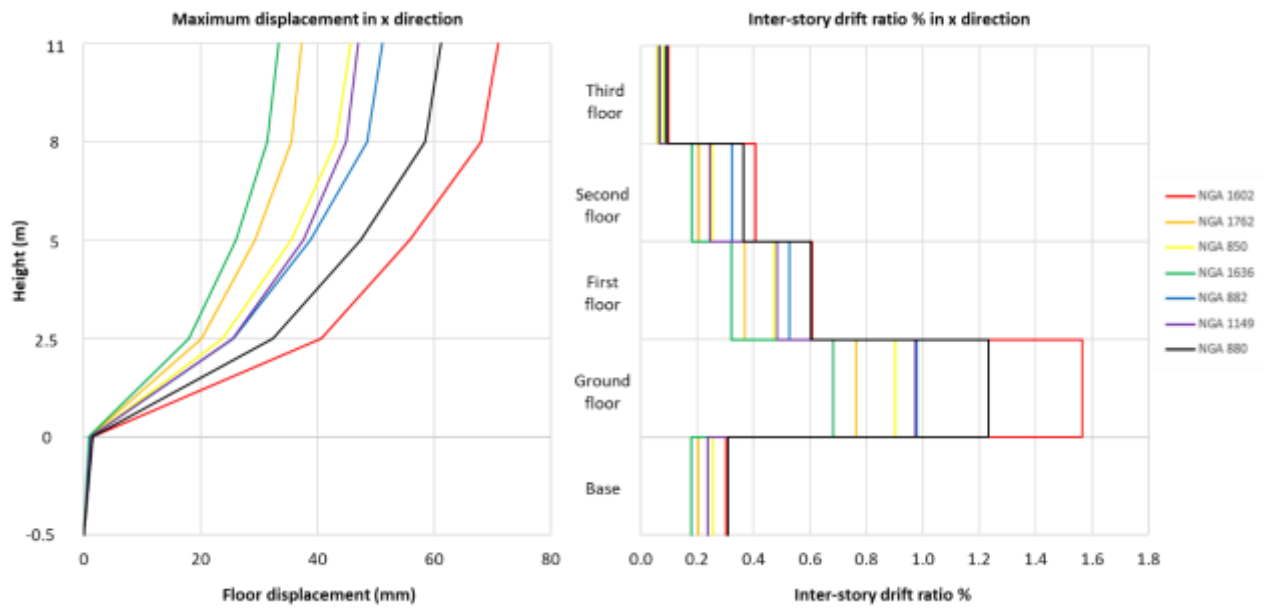
รูปที่ 1.8-44 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง Y สำหรับอาคาร PS-1 ที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 1



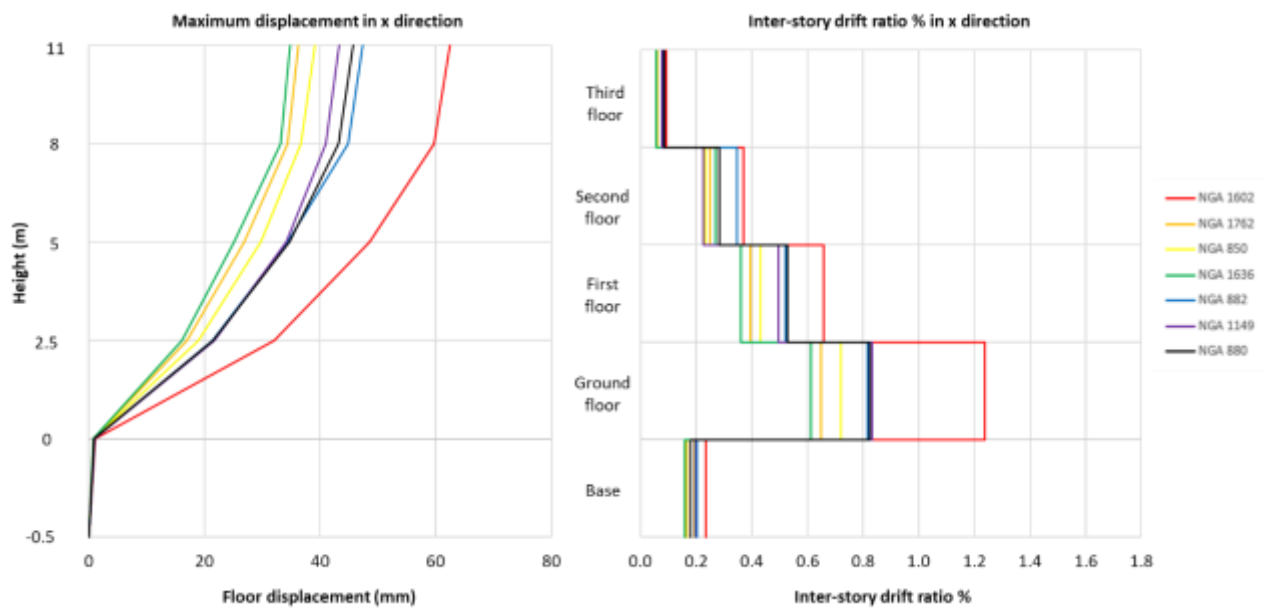
รูปที่ 1.8-45 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง Y สำหรับอาคาร PS-2 ที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 1

1.8.9.3 การเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมการเอียงตัวระหว่างชั้นอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 2

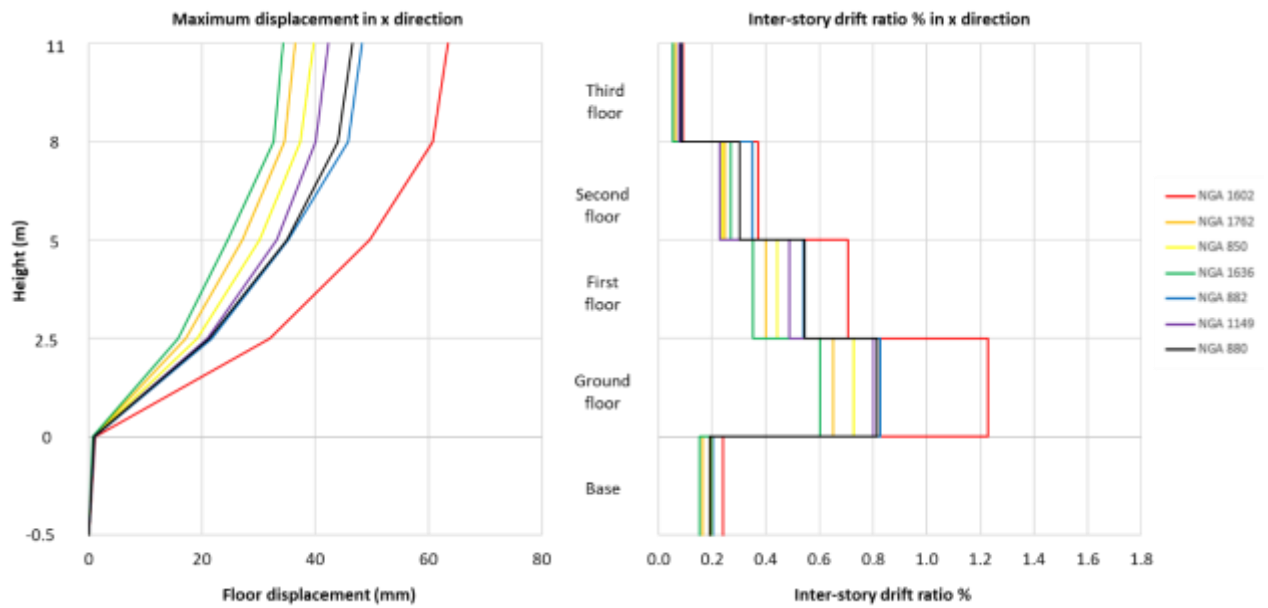
รูปที่ 1.8-46 ถึง รูปที่ 1.8-51 แสดงผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่และมุมการเอียงตัวระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารในเขตภาคเหนือ Site 2 ซึ่งจะพบว่าค่าการเคลื่อนที่มีค่าต่ำกว่าผลจากกรณีของอาคารในเขตภาคเหนือ Site 1 แต่ก็ยังสูงกว่าผลของอาคารในเขตกรุงเทพมหานคร โดยค่ามุมการเอียงตัวระหว่างชั้นสูงสุดยังมีย่านน้อยกว่า 2% ซึ่งถือว่าอาคารยังมีความปลอดภัยในการรับน้ำหนักอยู่



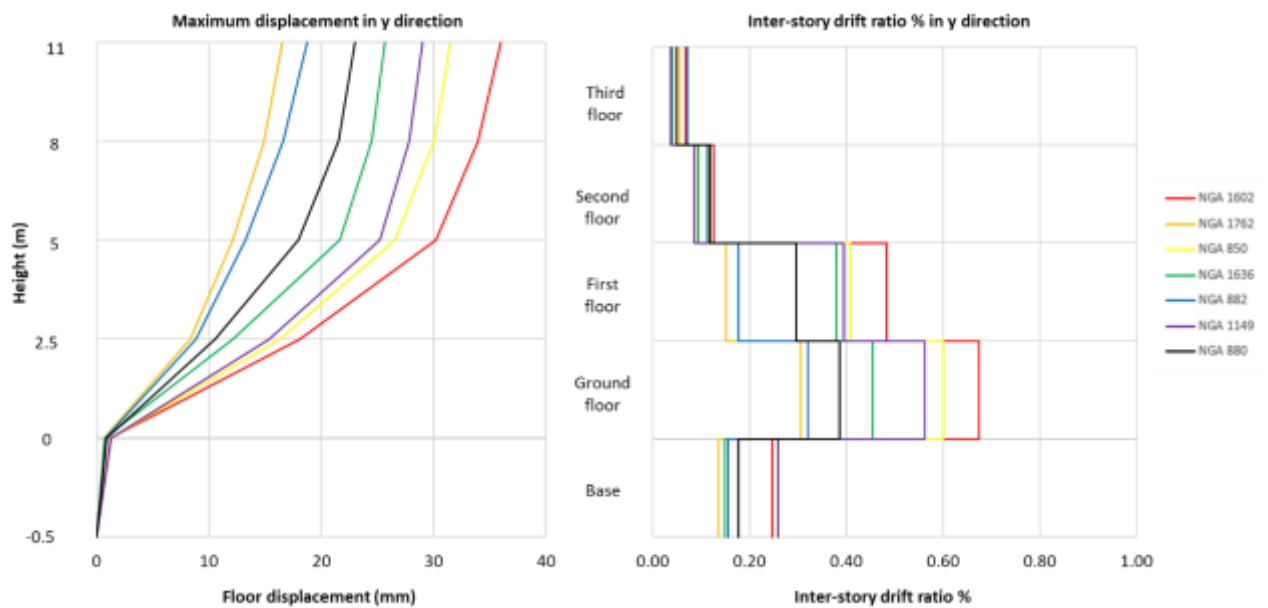
รูปที่ 1.8-46 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง X สำหรับอาคาร CS-1 ที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 2



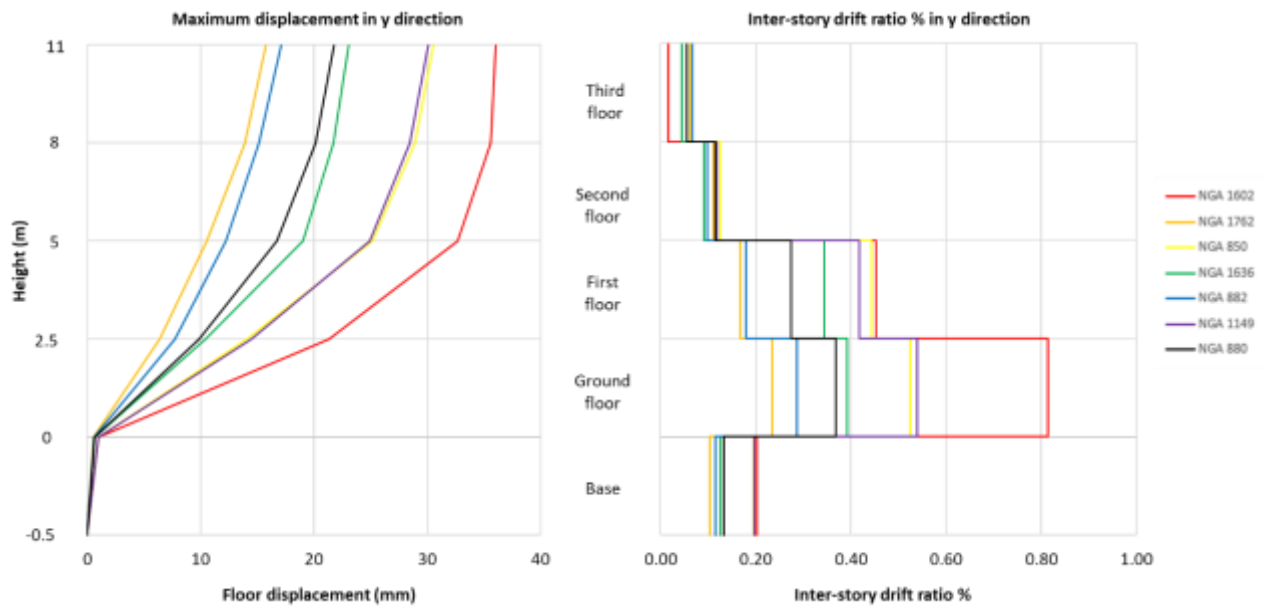
รูปที่ 1.8-47 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง X สำหรับอาคาร PS-1 ที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 2



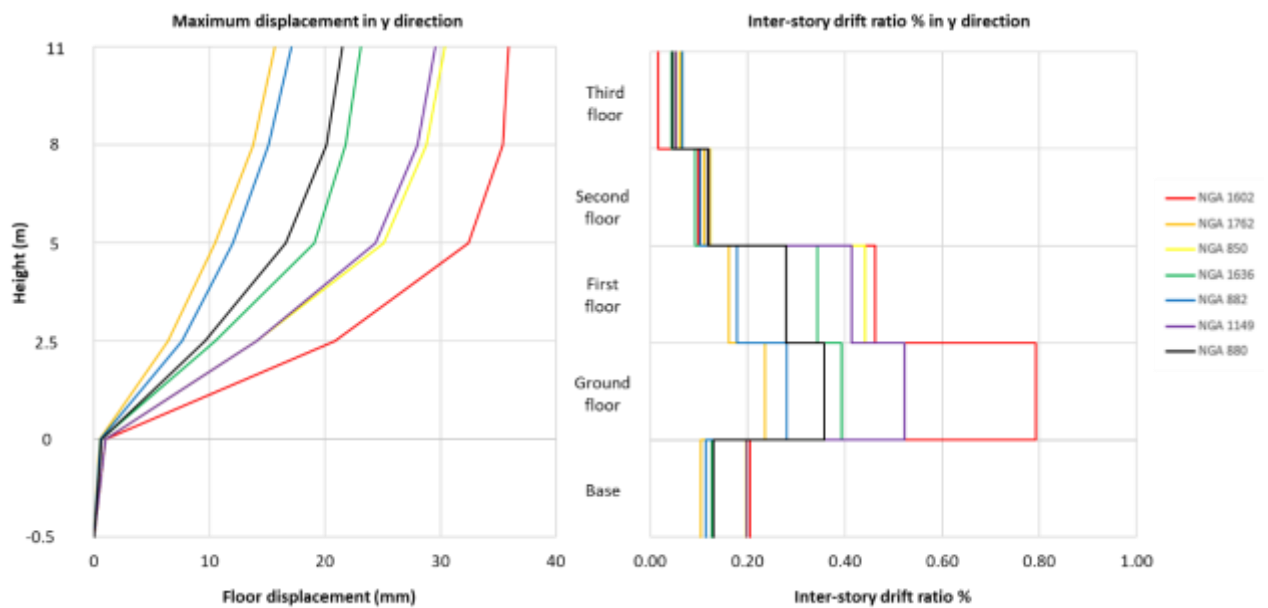
รูปที่ 1.8-48 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง X สำหรับอาคาร PS-2 ที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 2



รูปที่ 1.8-49 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง Y สำหรับอาคาร CS-1 ที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 2



รูปที่ 1.8-50 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง Y สำหรับอาคาร PS-1 ที่ตั้งอยู่ในเขต
ภาคเหนือ Site 2



รูปที่ 1.8-51 ค่าการเคลื่อนที่ในแนวนอนและมุมเอียงระหว่างชั้นสูงสุดในทิศทาง Y สำหรับอาคาร PS-2 ที่ตั้งอยู่ในเขต
ภาคเหนือ Site 2

1.8.10 รูปแบบลักษณะความเสียหายของอาคาร

รายละเอียดรูปแบบลักษณะความเสียหายของอาคาร จะบอกระดับความรุนแรงของความเสียหายในแต่ละส่วนของโครงสร้างคือ เสา, คาน, จุดต่อเสาคาน และกำแพง โดยอ้างอิงจากเกณฑ์การวัดระดับความเสียหายตามที่ได้กล่าวไปในหัวข้อก่อนหน้านี้

1.8.10.1 อาคารที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานคร

รูปที่ 1.8-52 แสดงรูปตัดตามยาวของอาคารร่วมกับระดับความเสียหายของโครงสร้าง จากผลของแผ่นดินไหวหมายเลข 0.2s earthquake ii ซึ่งพบผลลัพธ์รุนแรงที่สุดต่ออาคารที่ก่อสร้างโดยใช้ชิ้นส่วนหล่อสำเร็จ (PS-1 และ PS-2) จากผลวิเคราะห์แสดงว่า เริ่มมีการเกิด Flexural Hinge ที่เสาชั้นล่างของอาคารทั้งสามประเภท แต่ระดับความเสียหายตามเกณฑ์นั้นจะยังอยู่ในระดับต่ำคือ Immediate Occupancy โดยจากรูปจะพบว่า มีเพียงอาคาร PS-2 เท่านั้นที่จะเริ่มเกิด Diagonal Cracking ในจุดต่อเสาคาน ที่บริเวณชั้น 2 ของอาคาร ส่วนอาคาร CS-1 และ PS-1 จะพบเพียงความเสียหายที่กำแพงอิฐก่อ

ผลความเสียหายของอาคารทั้งสาม เนื่องจากผลของแผ่นดินไหวหมายเลข 0.2s earthquake iii ดังแสดงในรูปที่ 1.8-53 ซึ่งเป็นกรณีที่ให้ผลรุนแรงที่สุดต่ออาคารที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่ (CS-1) โดยจะเริ่มทำให้เกิด Flexural Hinge ที่เสาชั้นล่าง ทั้งนี้ผลจากเกณฑ์ความเสียหายแสดงว่า อาคารทั้งสามประเภทยังมีความปลอดภัย โดยพบความเสียหายในกำแพงอิฐก่อเท่านั้น

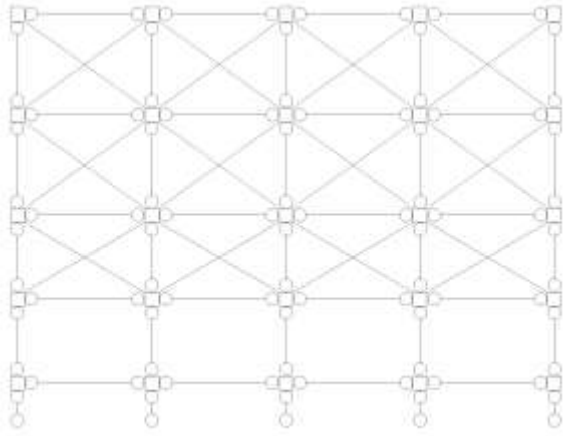
1.8.10.2 อาคารที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 1

ระดับความเสียหายของอาคารในเขตภาคเหนือ Site 1 ซึ่งเป็นผลจากคลื่นแผ่นดินไหวหมายเลข NGA 821 และ NGA 1141 ซึ่งเป็นคลื่นที่ให้ผลตอบสนองของโครงสร้างรุนแรงที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 1.8-54 และรูปที่ 1.8-55 โดยพบว่า เกิดการวิบัติที่เสาชั้นล่างของอาคารทั้งสามประเภท ทั้งนี้หากพิจารณาถึงระดับความเสียหายที่บริเวณจุดต่อเสาคาน จะพบว่าอาคาร PS-2 จะมีความเสียหายเกิดขึ้นที่จุดต่อเสาคานมากที่สุด

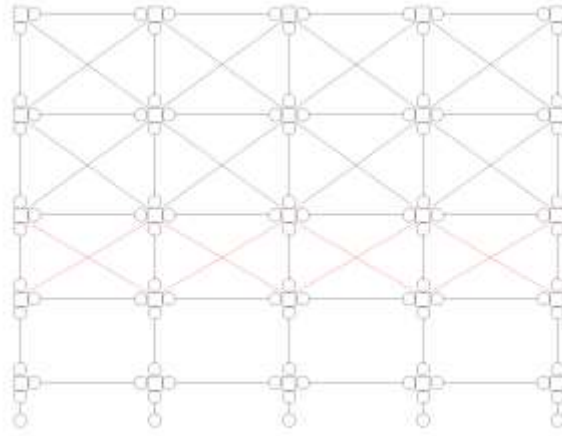
1.8.10.3 อาคารที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ Site 2

ระดับความเสียหายของอาคารจากแผ่นดินไหวสำหรับอาคารในเขตภาคเหนือ Site 2 จากคลื่นแผ่นดินไหว NGA 1602 และ NGA 880 ดังแสดงในรูปที่ 1.8-56 และรูปที่ 1.8-57 ซึ่งจะพบว่าอาคารทั้งสามประเภทมีระดับความเสียหายที่ต่ำกว่ากรณีของ Site 1 ซึ่งเสาชั้นล่างของทุกอาคารจะมีความเสียหายอยู่ในระดับ Life Safety คือเกิดสภาวะ Plastic Hinge ที่โคนเสาเกือบทุกต้น โดยจะพบความเสียหายในเสาของอาคารแบบหล่อในที่ (CS-1) มากกว่าอาคารที่ใช้ชิ้นส่วนหล่อสำเร็จ (PS-1 และ PS-2) ทั้งนี้เนื่องจากเสาของอาคารแบบหล่อในที่ มีกำลังอัดคอนกรีตที่ต่ำกว่า ส่วนถ้าพิจารณาความเสียหายที่พบในจุดต่อเสาคานนั้น จะพบว่าอาคาร PS-2 จะมีระดับความเสียหายสูงที่สุด และอาคาร PS-1 จะมีระดับความเสียหายต่ำที่สุด

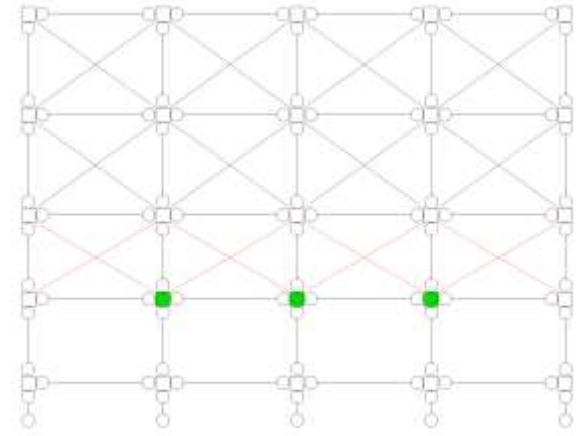
Section
1-1



CS-1

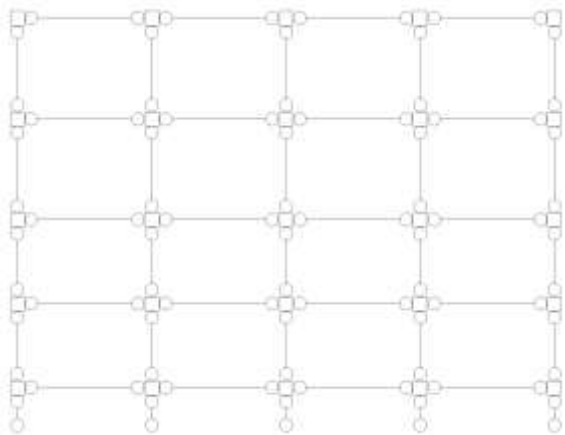


PS-1

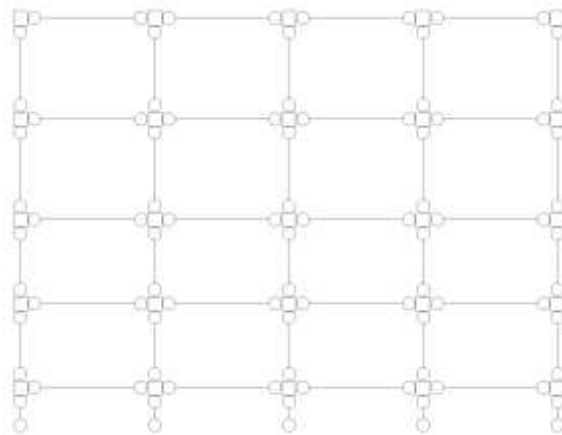


PS-2

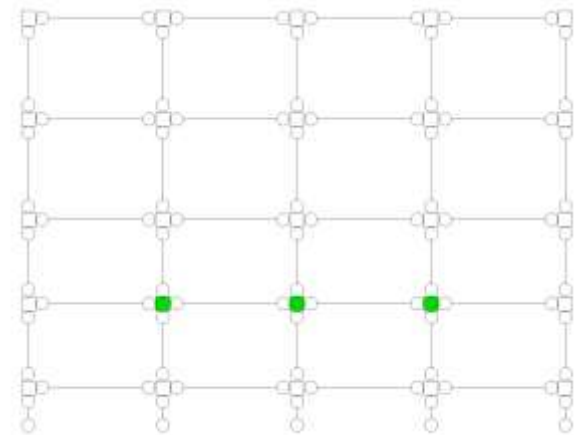
Section
2-2



CS-1

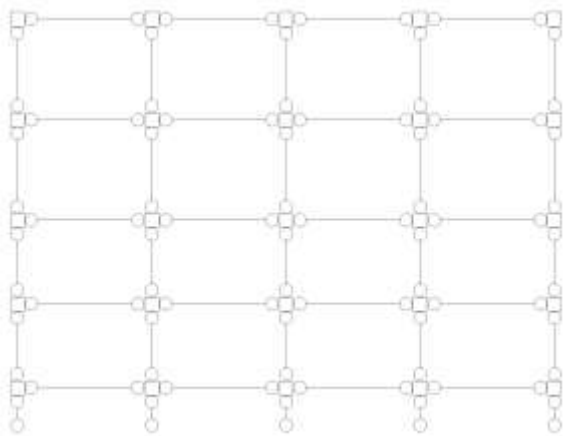


PS-1

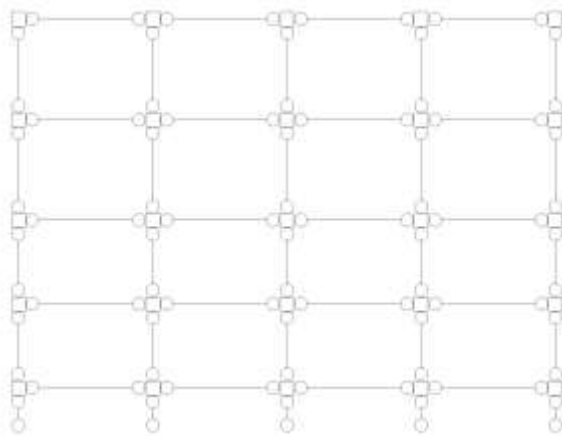


PS-2

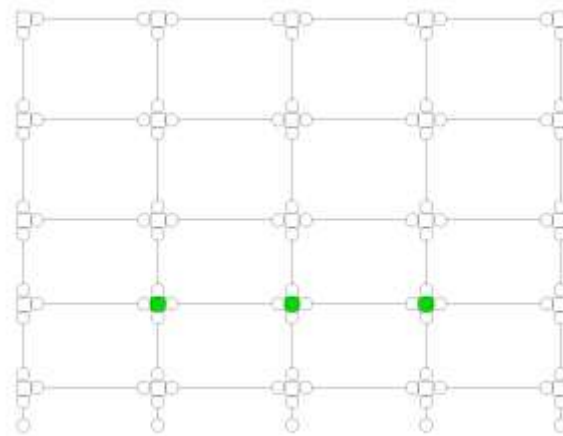
Section
3-3



CS-1

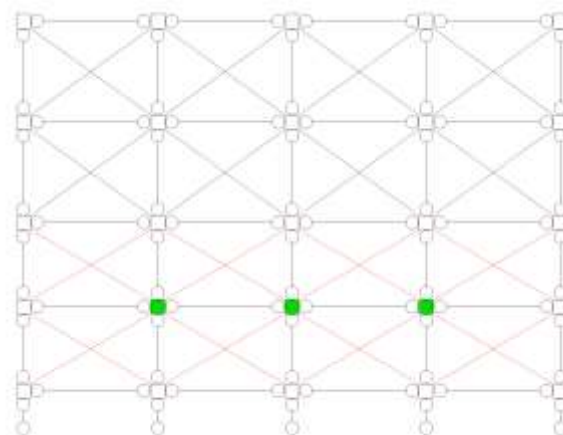
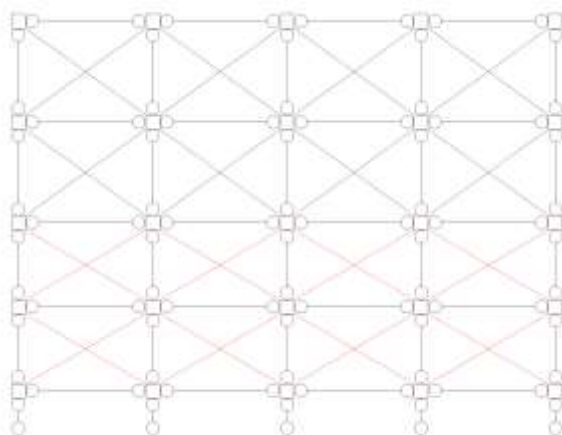
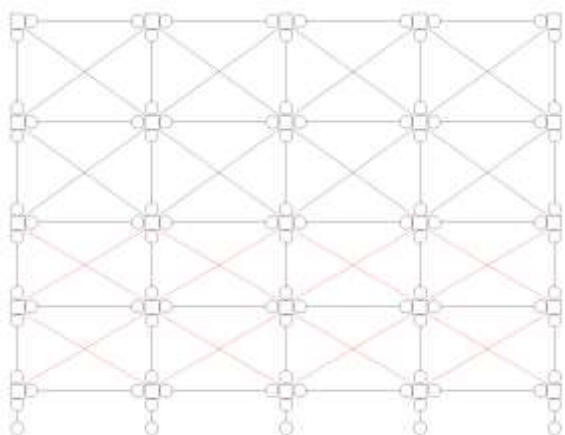


PS-1



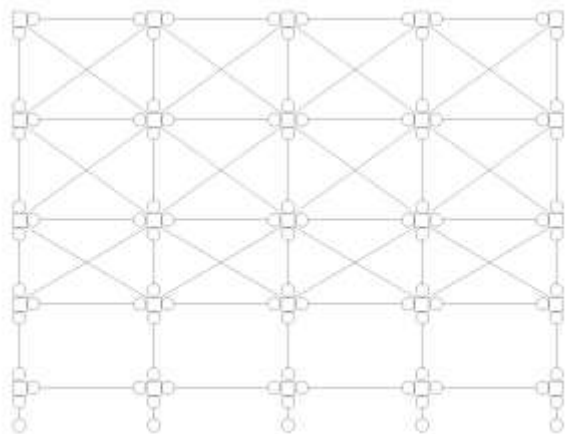
PS-2

Section
4-4

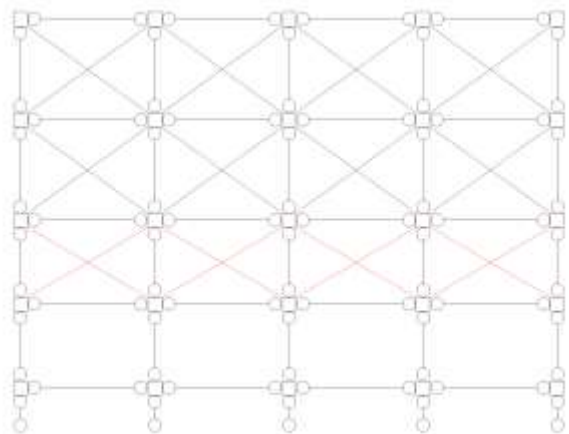


รูปที่ 1.8-52 รูปแบบความเสียหายของอาคารเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว 0.2s earthquake ii (อาคารในเขตกรุงเทพมหานคร)

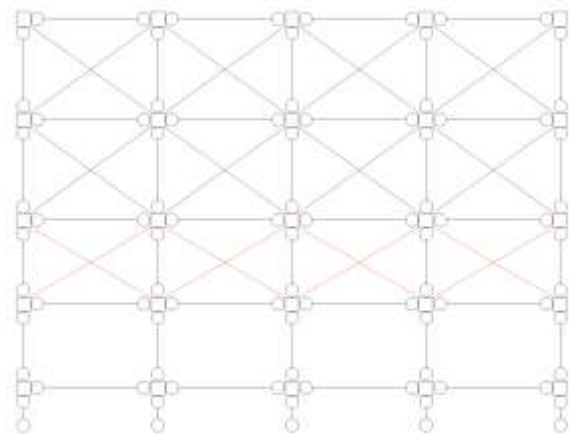
Section
1-1



CS-1

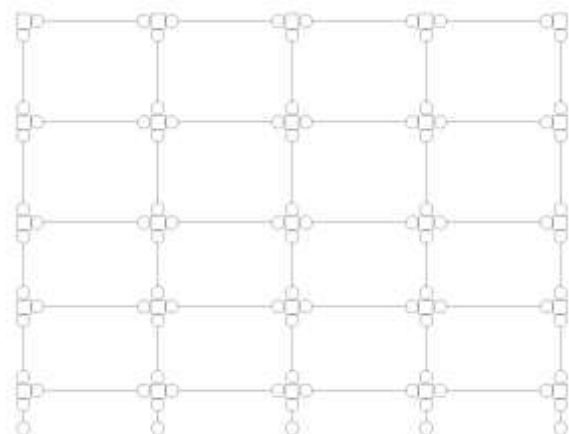
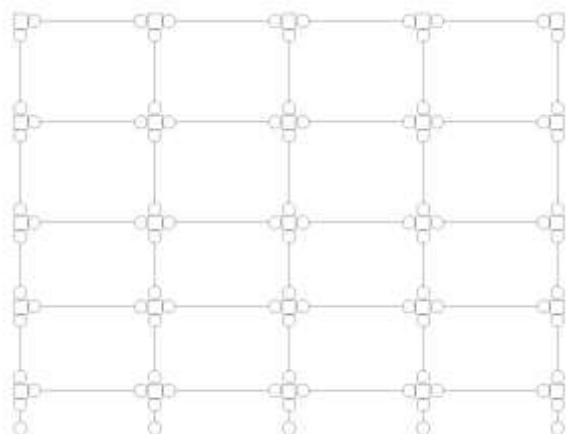
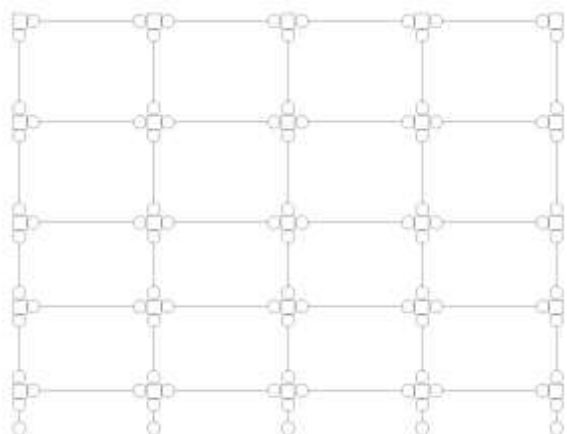


PS-1

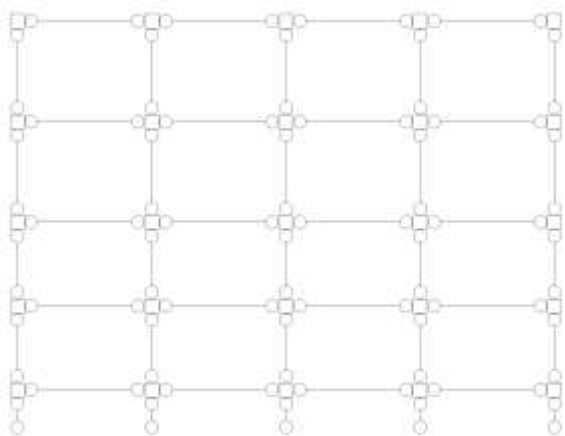


PS-2

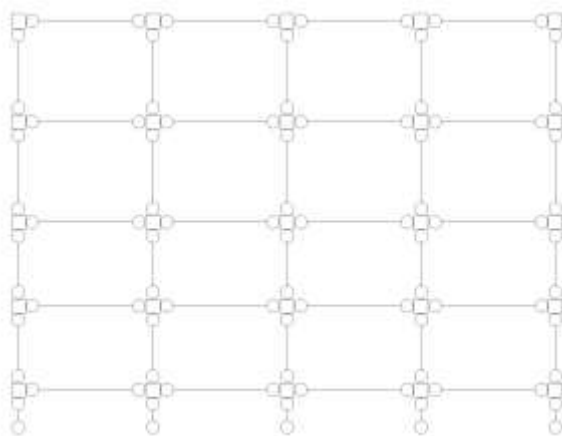
Section
2-2



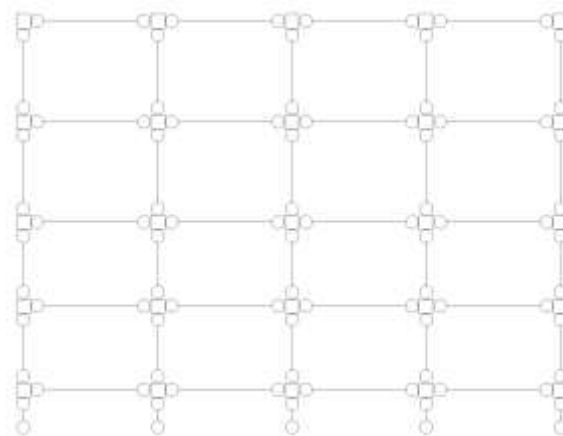
Section
3-3



CS-1

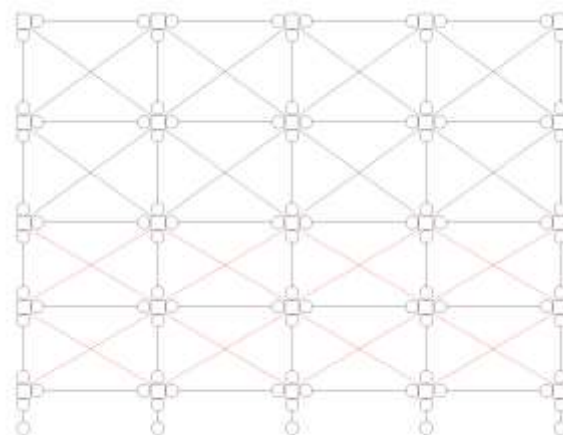
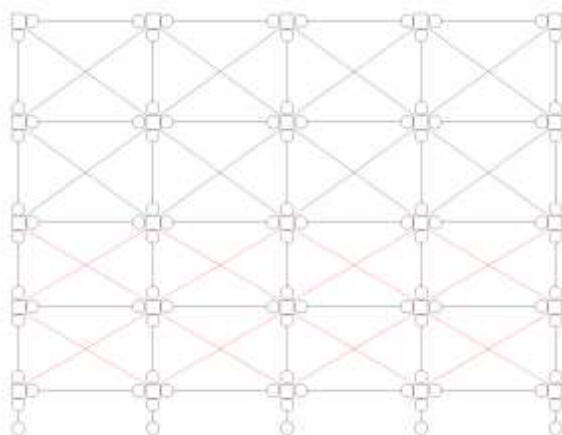
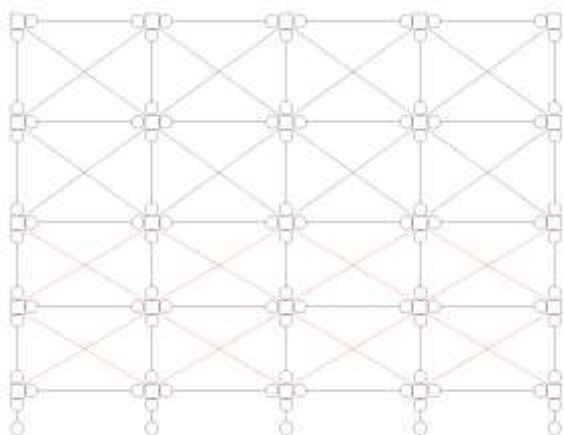


PS-1



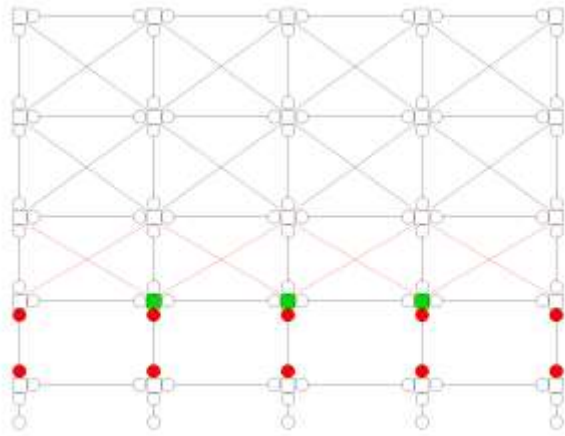
PS-2

Section
4-4

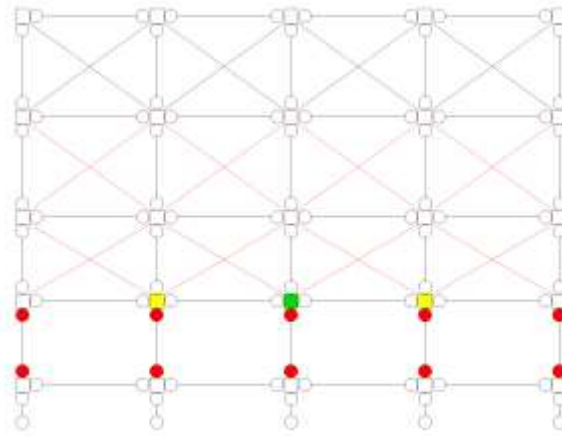


รูปที่ 1.8-53 รูปแบบความเสียหายของอาคารเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว 0.2s earthquake iii (อาคารในเขตกรุงเทพมหานคร)

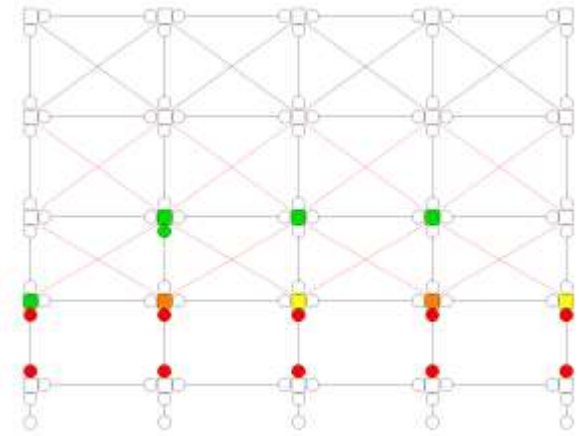
Section
1-1



CS-1

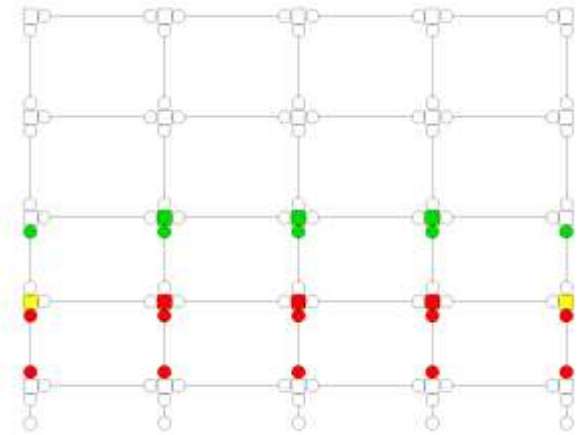
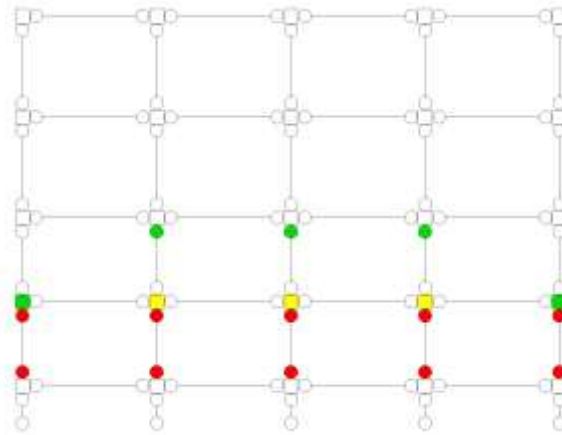
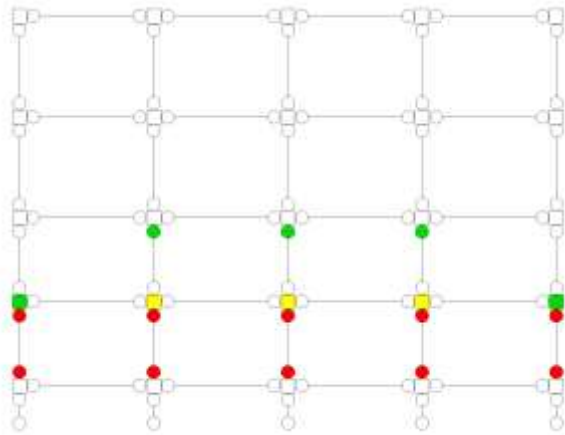


PS-1

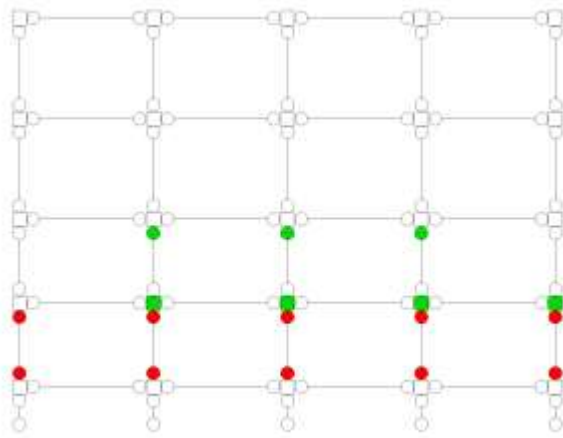


PS-2

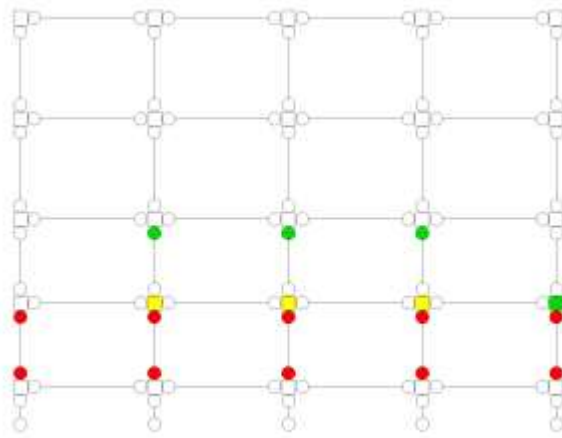
Section
2-2



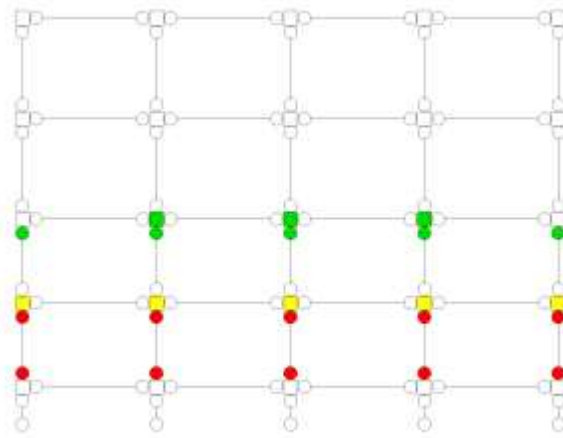
Section
3-3



CS-1

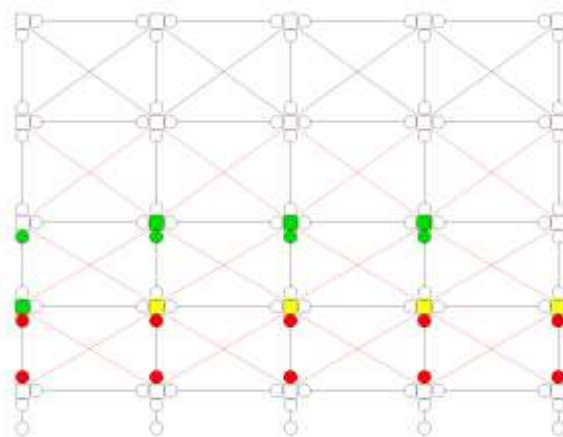
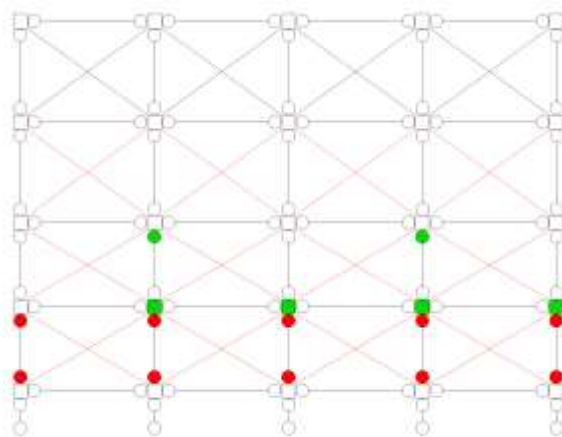
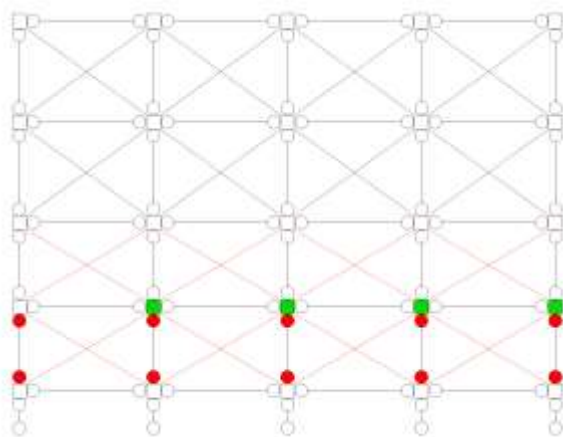


PS-1



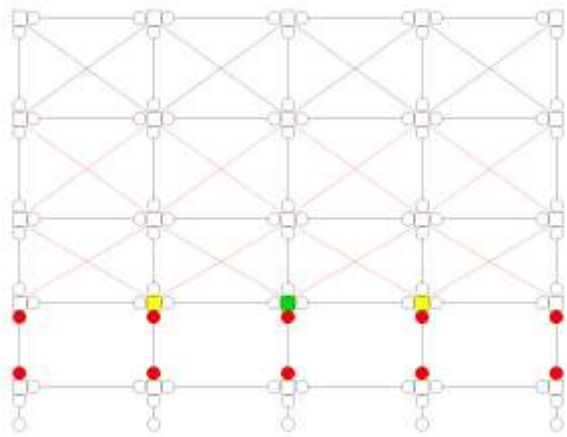
PS-2

Section
4-4

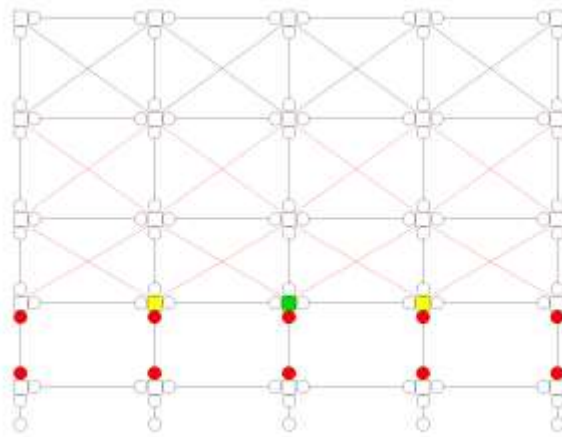


รูปที่ 1.8-54 รูปแบบความเสียหายของอาคารเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว NGA 821 อาคารในเขตภาคเหนือ)Site1(

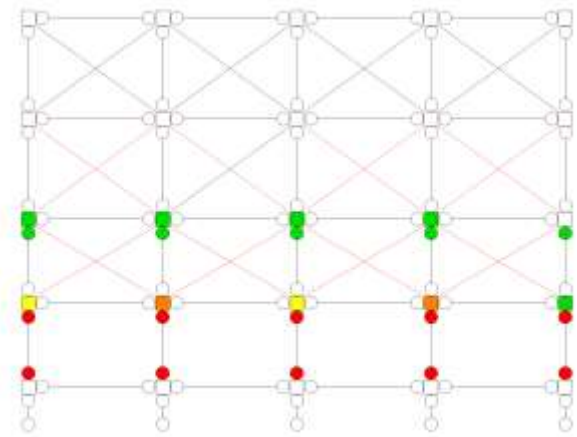
Section
1-1



CS-1

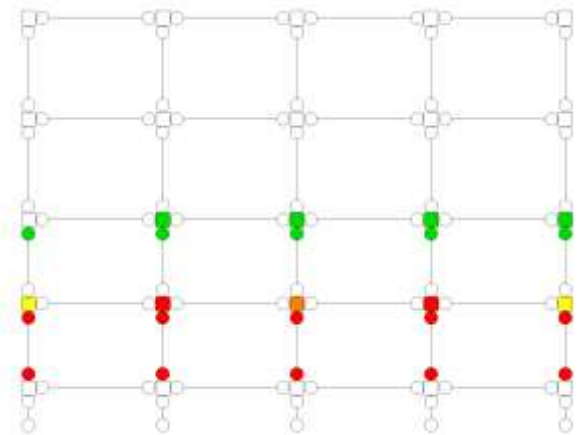
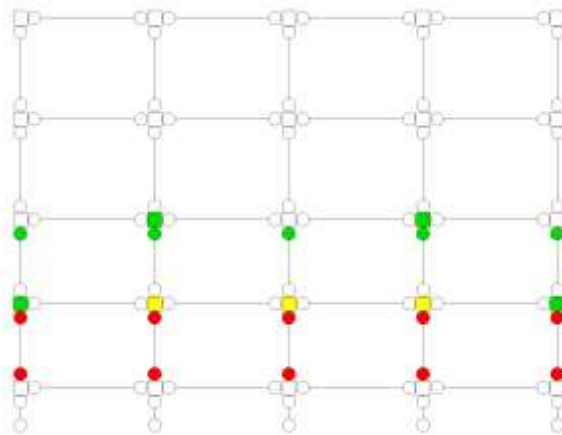
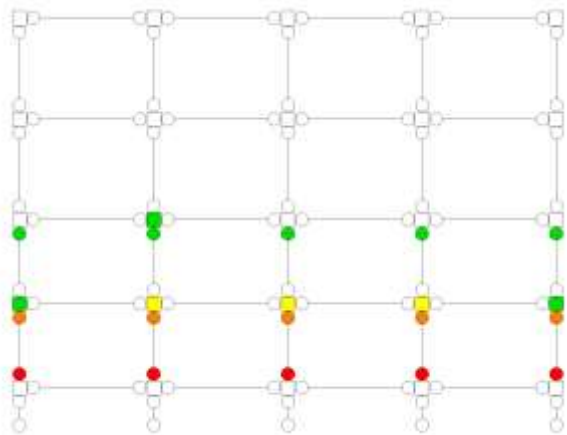


PS-1

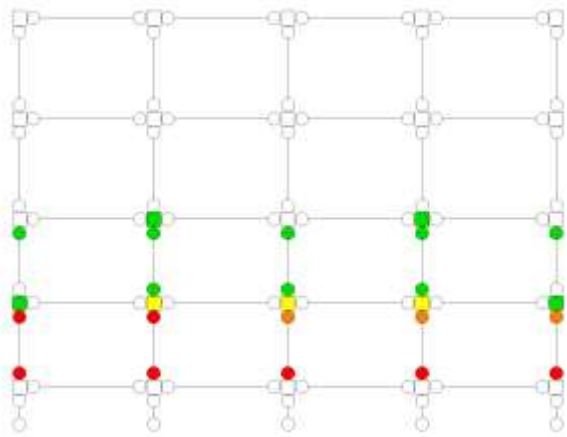


PS-2

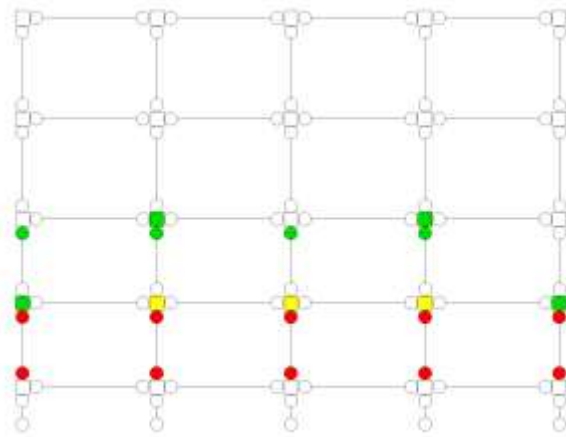
Section
2-2



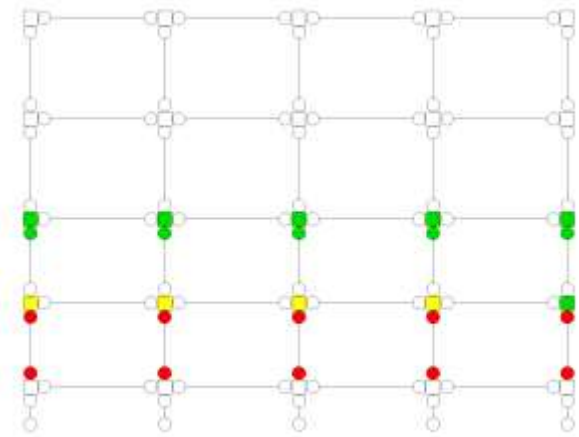
Section
3-3



CS-1

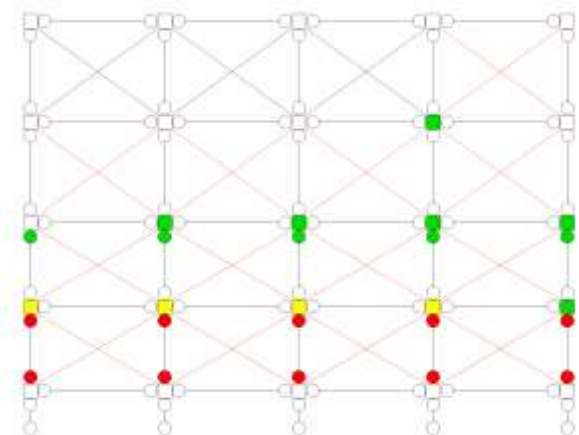
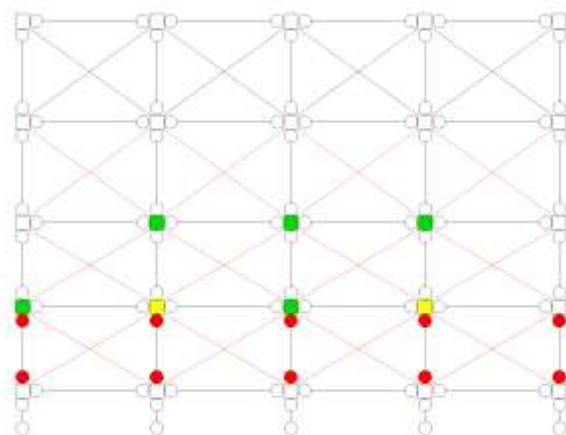
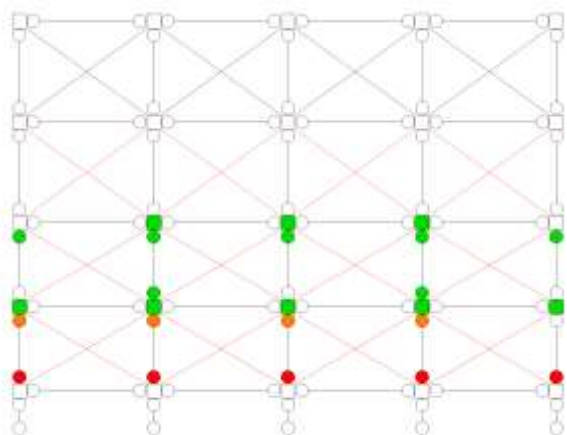


PS-1



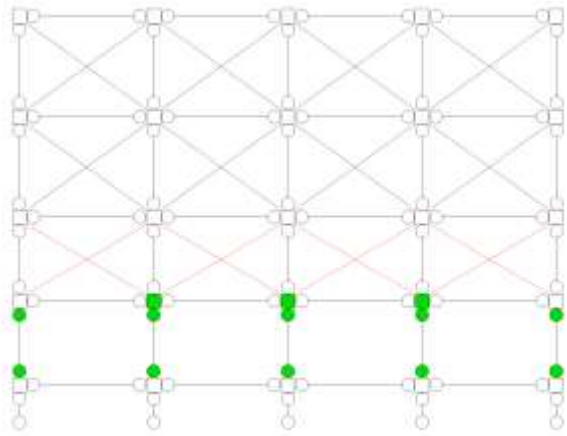
PS-2

Section
4-4

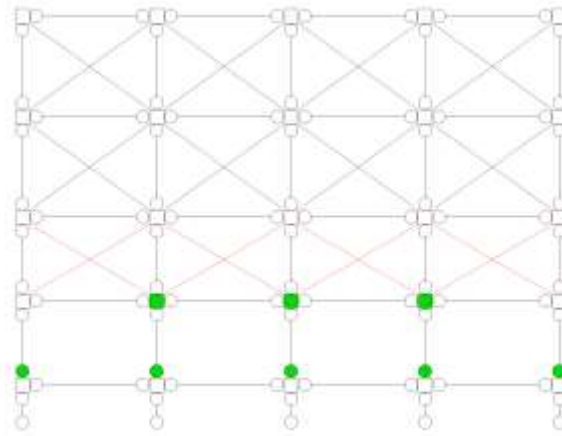


รูปที่ 1.8-55 รูปแบบความเสียหายของอาคารเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว NGA 1141 อาคารในเขตภาคเหนือ)Site1(

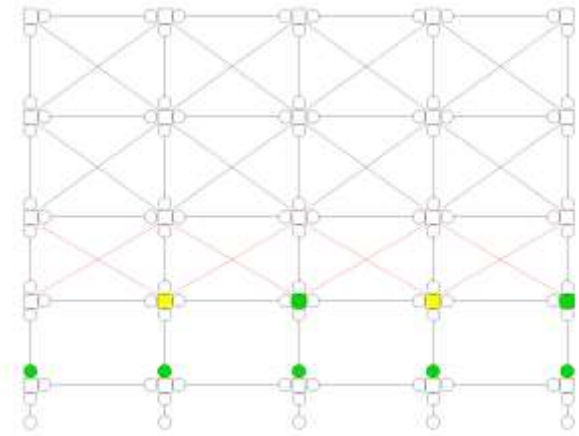
Section
1-1



CS-1

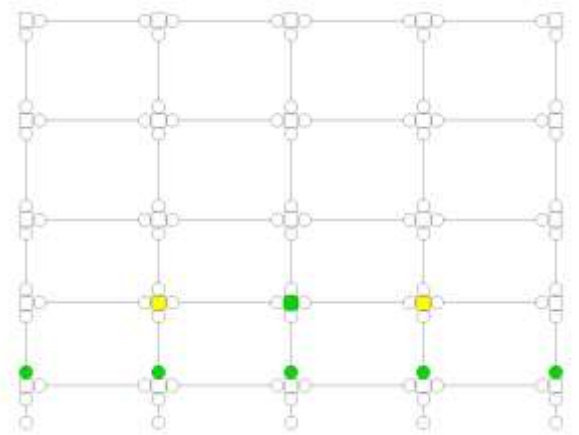
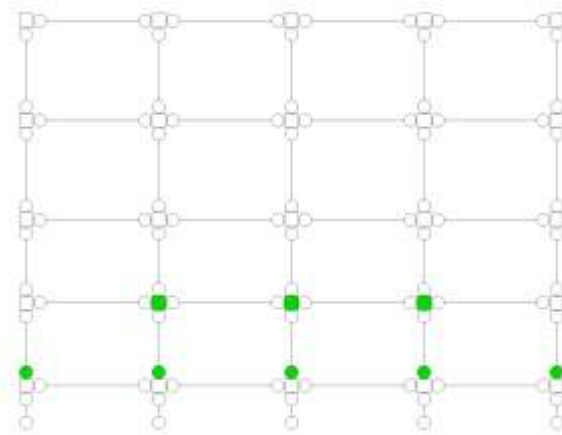
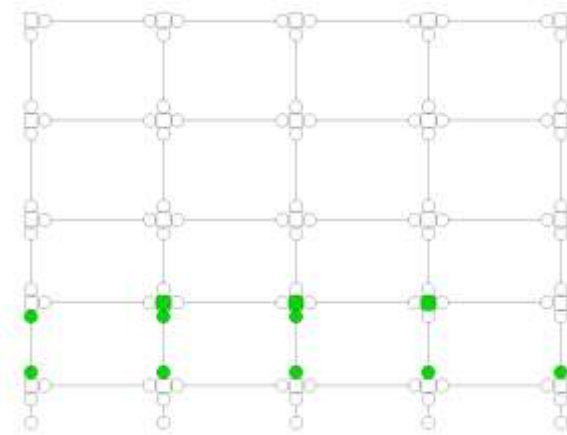


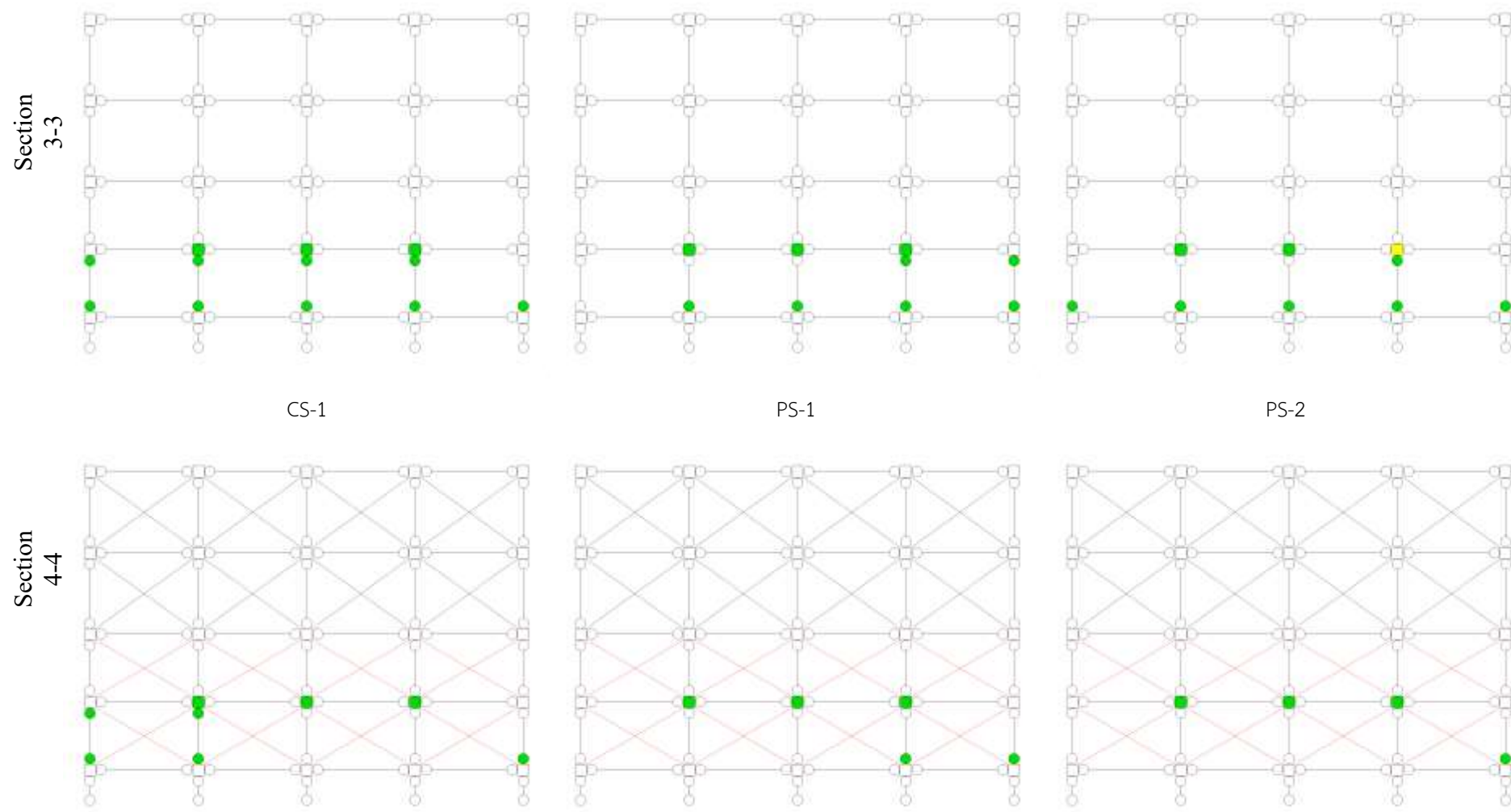
PS-1



PS-2

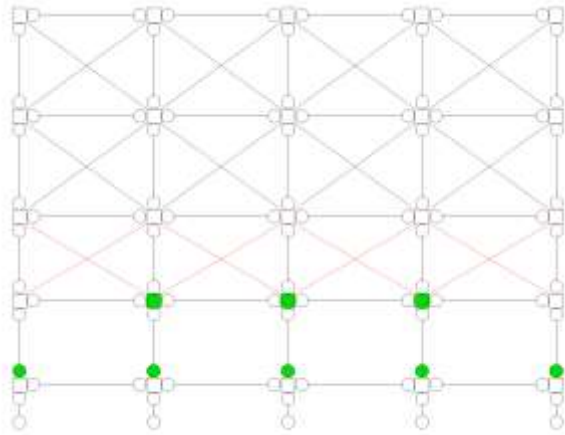
Section
2-2



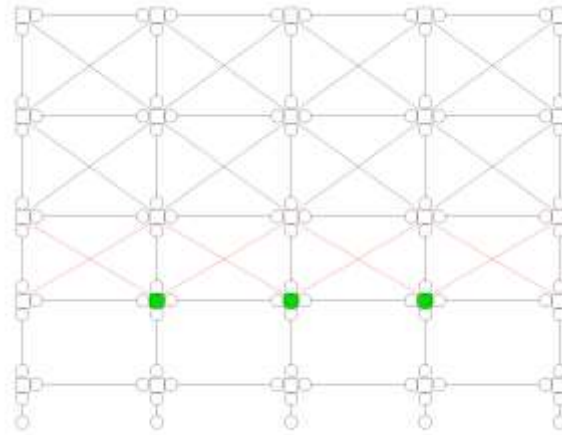


รูปที่ 1.8-56 รูปแบบความเสียหายของอาคารเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว NGA 1602 อาคารในเขตภาคเหนือ)Site2(

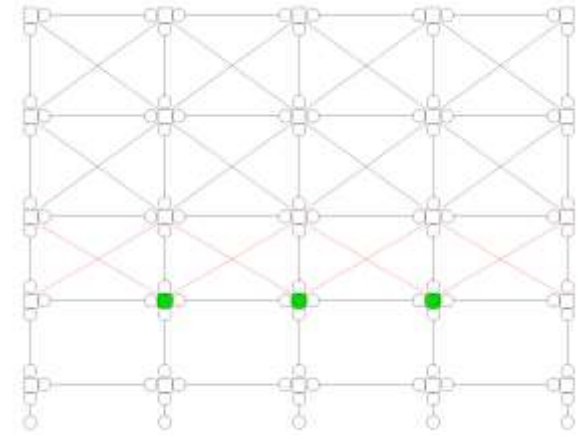
Section
1-1



CS-1

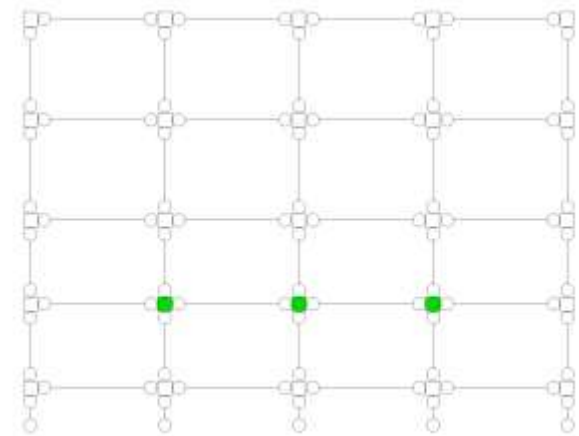
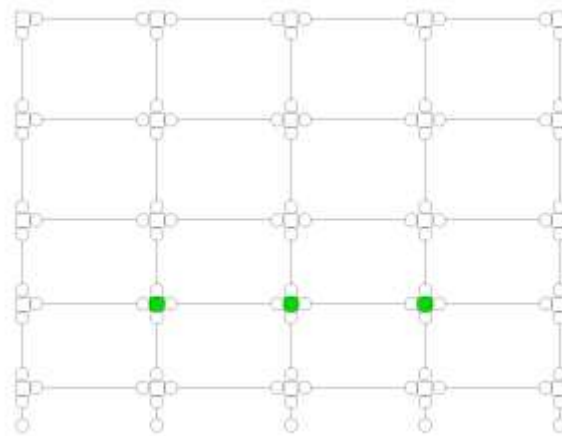
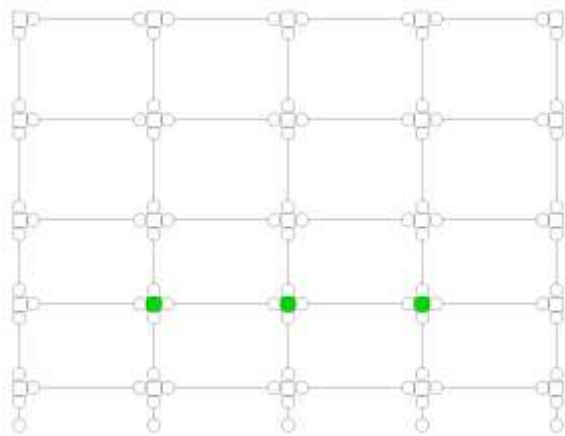


PS-1

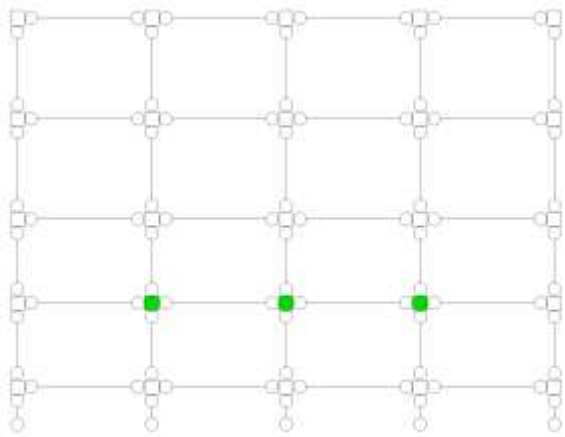


PS-2

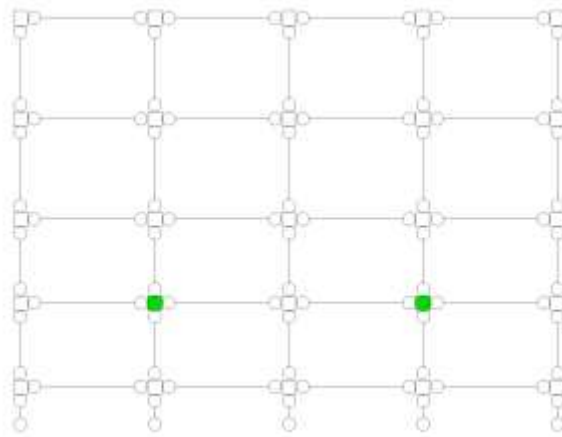
Section
2-2



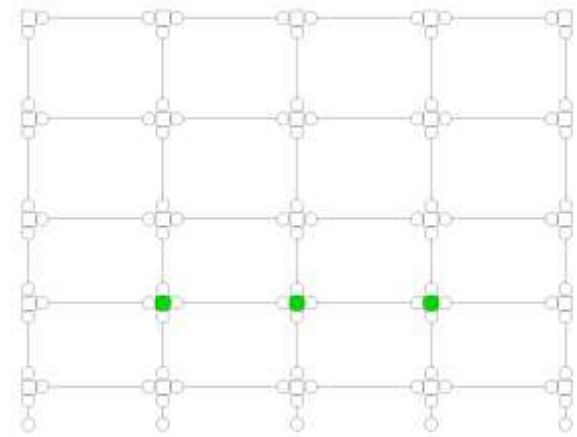
Section
3-3



CS-1

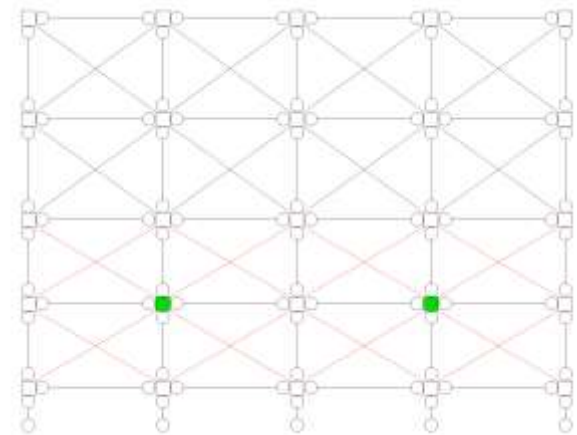
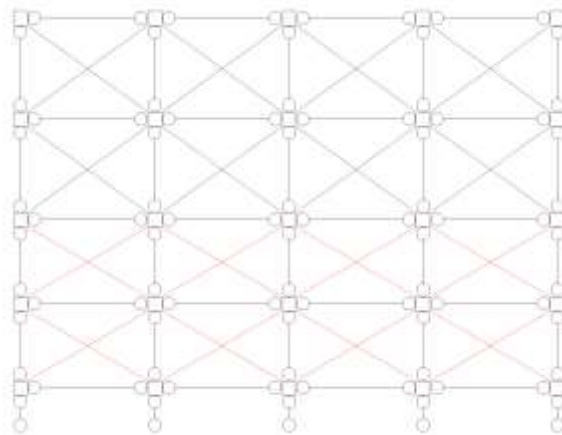
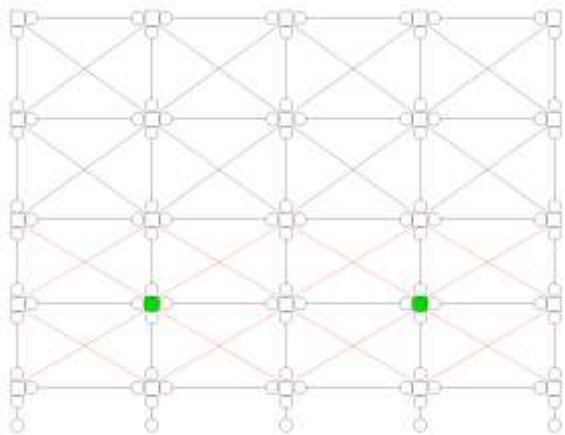


PS-1



PS-2

Section
4-4



รูปที่ 1.8-57 รูปแบบความเสียหายของอาคารเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว NGA 880 อาคารในเขตภาคเหนือ)Site2(

1.8.11 สรุปผลการวิเคราะห์ผลกระทบจากแผ่นดินไหวต่ออาคารพาณิชย์ที่ก่อสร้างโดยใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จ

- เสาและคานของโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จมีกำลังอัดคอนกรีตที่ดีกว่าโครงสร้างแบบหล่อในที่ ดังนั้นจึงมีแนวโน้มที่จะเกิดความเสียหายขึ้นกับส่วนของเสาและคานได้น้อยกว่า
- ผลการวิเคราะห์ผลกระทบจากแผ่นดินไหวแสดงว่า อาคารที่ใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จร่วมกับจุดต่อเสา-คานที่เชื่อมทาบเหล็กในคานให้มีความต่อเนื่องเพียงพอ และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อคุณภาพดี (PS-1) มีพฤติกรรมที่ดีกว่าโครงสร้างคอนกรีตแบบหล่อในที่ (CS-1) ส่วน อาคารที่ใช้ชิ้นส่วนหล่อสำเร็จแต่มีจุดต่อเสา-คานที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อกำลังต่ำ (PS-2) นั้นมีพฤติกรรมที่แย่ที่สุด
- ผลการวิเคราะห์โดยคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานคร แสดงให้เห็นว่าอาคารทั้งสามรูปแบบมีความเสียหายในระดับต่ำคือเริ่มจะเกิด Plastic Hinge ที่เสาชั้นล่างร่วมกับการแตกของกำแพงอิฐก่อเท่านั้น โดยยังมีความปลอดภัยในการรับน้ำหนักอยู่
- ผลการวิเคราะห์โดยคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ แสดงให้เห็นว่าอาคารทั้งสามรูปแบบจะเกิดการวิบัติเมื่อเกิดแผ่นดินไหว โดยอาคารที่ใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จแต่มีจุดต่อเสา-คานที่เชื่อมฝากเหล็กในคานเข้ากับเหล็กเสา และใช้คอนกรีตปิดรอยต่อกำลังต่ำ (PS-2) นั้นมีพฤติกรรมที่แย่ที่สุด

บทที่ 1.9

สรุปผลการวิจัย

-ผลการสำรวจพื้นที่โครงการก่อสร้างกว่า 850,000 ตารางเมตร พบว่าพื้นที่ก่อสร้าง 49.3% ยังคงใช้การก่อสร้างด้วยวิธีการหล่อคอนกรีตในแบบหล่อในที่ส่วนพื้นที่ก่อสร้างอีก 42.6% ซึ่งทั้งหมดเป็นโครงการบ้านจัดสรร ใช้ระบบผนังรับน้ำหนักคอนกรีตหล่อสำเร็จและพื้นที่ก่อสร้างที่เหลือ 8.1% ใช้โครงสร้างเสาคานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป

-กรณีของโครงการขนาดเล็ก มีการก่อสร้างที่ใช้โครงสร้างเสาคานคอนกรีตหล่อสำเร็จเป็นสัดส่วน 6.2% ส่วนในกรณีของโครงการที่มีพื้นที่ก่อสร้างต่อโครงการขนาดใหญ่ พบการก่อสร้างที่ใช้ระบบโครงสร้างเสาคานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป 10.35% ซึ่งเห็นได้ว่าอัตราส่วนระหว่างอาคารที่ก่อสร้างโดยใช้โครงสร้างเสาคานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปเทียบกับการหล่อคอนกรีตในที่จะมีปริมาณที่เพิ่มขึ้นตามขนาดพื้นที่การก่อสร้างของโครงการที่มีขนาดใหญ่ขึ้น

-รายละเอียดหลักเสริมที่จุดต่อเสา-คานหล่อสำเร็จที่พบจากการสำรวจมีความหลากหลาย โดยอาจแบ่งออกได้เป็น 3 ประเภทหลักตามลักษณะความต่อเนื่องของหลักเสริมในคานดังต่อไปนี้

- จุดต่อประเภท ก ระบบแผ่นขอกเกี่ยวที่บริเวณจุดรองรับคาน โดยที่ไม่มีความต่อเนื่องของหลักเสริมในคาน
- จุดต่อประเภท ข ระบบเสาสำเร็จรูปต่อกับคานที่มีความต่อเนื่องในการรับแรงของหลักเสริมด้านบน
- จุดต่อประเภท ค ระบบเสาหล่อในที่/สำเร็จรูปต่อกับคานที่มีความต่อเนื่องของหลักเสริมทั้งด้านบนและด้านล่าง

-ไม่มีการควบคุมคุณภาพของจุดต่อ คาน-เสา ทั้งในแง่ของการเชื่อมต่อหลักเสริม ลักษณะวิธีการจัดหลักเสริมที่ใช้เชื่อมต่อ และในแง่ของคอนกรีตที่นำมาใช้เพิ่มเติมบริเวณจุดต่อที่ใช้การผสมที่หน้างานแบบที่ไม่มีการวัดสัดส่วนที่แน่นอน

-ในงานวิจัยนี้ ได้มีการทดสอบส่วนของโครงสร้างซึ่งประกอบไปด้วยคาน เสา และจุดต่อ ภายใต้การจำลองแรงกระทำด้านข้าง เป็นจำนวน 6 ชิ้นส่วนตัวอย่าง ซึ่งประกอบไปด้วย ชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตหล่อในที่ ชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูป และชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปแบบที่มีการพัฒนาความเหนียวของจุดต่อด้วยการใช้เส้นใยเหล็กผสมในปูนทรายกำลังสูงเพื่อเติมจุดต่อ

-ผลการทดสอบโครงสร้างจำลองจุดต่อเสาคานพบว่า การวิบัติของโครงสร้างทั้งที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่และแบบที่ใช้ชิ้นส่วนสำเร็จ จะเกิดขึ้นจากการวิบัติของคอนกรีตในจุดต่อเป็นตัวควบคุมทั้งกำลัง (Strength) และความเหนียว (Ductility) ทำให้ผลจากวิธีการต่อเชื่อมจุดต่อและคุณภาพของการเชื่อมต่อหลักเสริมนั้นไม่มีผลกระทบต่อคุณสมบัติของโครงสร้างอย่างมีนัยยะ เนื่องจากแรงดึงในหลักเสริมไม่ถึงจุดคราก

-การเสริมความเหนียวของโครงสร้างจึงต้องทำการเสริมกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ ในงานวิจัยนี้ได้ใช้การผสมเส้นใยเหล็กลงในคอนกรีต โดยจุดต่อที่เสริมกำลังด้วยวิธีการอัดไฟเบอร์ก่อนทำการใส่น้ำปูน มีการพัฒนาความเหนียวขึ้นอย่างชัดเจน

-ข้อสรุปจากผลการทดลองข้างต้นนี้ ครอบคลุมเฉพาะกรณีที่โครงสร้างได้รับแรงกระทำทางด้านข้างเท่านั้น ข้อสรุปต่างๆเหล่านี้ไม่สามารถใช้กับผลของแรงในแนวตั้งอันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกที่ใส่เข้าไปในองค์อาคาร

-ผลการทดสอบจุดต่อของโครงสร้าง ได้นำมาใช้ในการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์แบบไม่เป็นเส้นตรงของจุดต่อสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ โดยได้ใช้แบบจำลองอาคารพาณิชย์ในการศึกษานี้

-การวิเคราะห์โดยคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคารพาณิชย์ที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานคร แสดงให้เห็นว่าอาคารทั้งที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่และใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูปมีความปลอดภัยในการรับน้ำหนัก โดยพบความเสียหายในระดับต่ำคือเริ่มเกิด Plastic Hinge ที่เสาชั้นล่างร่วมกับการแตกของกำแพงอิฐก่อเท่านั้น

-การวิเคราะห์โดยคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับอาคารที่ตั้งอยู่ในเขตภาคเหนือ แสดงให้เห็นว่าอาคารทั้งที่ก่อสร้างแบบหล่อในที่และใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูปจะเกิดการวิบัติเมื่อเกิดแผ่นดินไหว โดยจะเกิดสภาวะ Soft Story ที่บริเวณเสาชั้นล่างของอาคาร และพบว่าระดับความรุนแรงของความเสียหายที่เกิดขึ้นมีความสัมพันธ์กับความแข็งแรงของจุดต่อเสา-คาน

-ควรทำการศึกษาเพิ่มเติม ในการพัฒนาชิ้นส่วนจำลองสำหรับการทดสอบให้เหมือนจริงมากขึ้น ด้วยการใส่ชิ้นส่วนคานในทิศทางตั้งฉากกับแรงกระทำในแนวนราบ ซึ่งอาจมีผลในการร่วมรับแรงเฉือนของจุดต่อ พร้อมทั้งจำลองผลอันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งซึ่งจะกระทำร่วมกับแรงทางด้านข้างในระหว่างการเกิดแผ่นดินไหว นอกจากนี้ ควรต้องมีการศึกษาพฤติกรรมการรับแรง/กำลังของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปภายใต้ผลของแรงกระทำในแนวตั้งอย่างเดียว

โครงการย่อยที่ 2

การศึกษาระบบผนังรับแรงสำเร็จรูปต้านทางแรงแผ่นดินไหว

Study of seismic resistance of precast load bearing wall system

บทที่ 2.1

บทนำและที่มาของปัญหา

2.1.1 บทนำ

ณ ปัจจุบัน การก่อสร้างอาคารแบบโครงสร้างผนังรับแรงคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปเริ่มเป็นที่นิยมในประเทศไทย จากการสำรวจโดยคณะผู้ดำเนินการวิจัยบริเวณกรุงเทพมหานคร และปริมณฑล ในช่วงปี พ.ศ. 2559 พบว่า วิศวกรผู้ออกแบบนิยมใช้โครงสร้างนี้เป็นโครงสร้างหลักในการรับแรงตามแนวดิ่งสำหรับอาคารเตี้ยถึงสูงปานกลางโดยเฉพาะอย่างยิ่งในอาคารพักอาศัย เช่น บ้านพักอาศัย 2 ชั้น อพาร์ทเมนต์ หรือคอนโดมิเนียม เนื่องจากการแข่งขันที่สูงทางด้านราคาและความรวดเร็ว โครงสร้างประเภทนี้จึงมักเป็นตัวเลือกลำดับต้นๆ เพราะสามารถดำเนินการก่อสร้างได้อย่างรวดเร็ว มีการควบคุมคุณภาพที่ดี เนื่องจากผลิตมาจากโรงงานซึ่งมีมาตรฐานในการผลิตที่สูง และประหยัดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง

ระบบโครงสร้างผนังคอนกรีตนั้นมีทั้งแบบหล่อในที่และแบบผนังสำเร็จรูปที่หล่อมาจากโรงงาน ผนังคอนกรีตเป็นโครงสร้างเป็นที่เข้าใจกันดีว่ามีประสิทธิภาพสำหรับการต้านทานแรงกระทำด้านข้างและมักนำมาใช้เป็นระบบหลักในการต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โครงสร้างผนังคอนกรีตจะมีความทนทานต่อแรงดัดและแรงเฉือนที่สูง และสามารถจำกัดความเสียหายที่เกิดขึ้นโดยมีประสิทธิภาพที่เหนือกว่าโครงสร้างเสา-คานซึ่งพบเห็นได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ผ่านมา [Ghosh, 1995]

เป็นที่เข้าใจกันดีว่ารูปแบบโครงสร้างแบบหล่อในที่นั้น โครงสร้างจะมีรอยต่อที่แข็งแรง เนื่องจากเหล็กเสริมในผนังกับรอยต่อนั้นจะมีปริมาณที่เท่ากัน เมื่อมีแรงกระทำทางข้างความเสียหายที่เกิดขึ้นนั้นมักจะเกิดขึ้นที่ตัวผนังบริเวณใกล้ ๆ กับฐานราก ซึ่งบริเวณความเสียหายนี้จะถูกเรียกว่าจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinges) ซึ่งจะทำให้เกิดการสลายพลังงานเป็นจำนวนมาก และโครงสร้างนั้นจะสามารถเกิดการโยกตัวทางข้างได้สูงขึ้น [Thomsen และ Wallace, 2004]

สำหรับระบบผนังรับแรงคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปนั้นเป็นผนังที่สามารถรับแรงกระทำด้านข้างและรับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งได้ทีละระบบหนึ่ง สามารถออกแบบให้มีประสิทธิภาพและมีพฤติกรรมโดยทั่วไปคล้ายคลึงกับผนังคอนกรีตแบบหล่อในที่ ปัญหาที่มักพบได้ทั่วไปคือการออกแบบรูปแบบรอยต่อให้สามารถเกิดการถ่ายเทแรงและมีพฤติกรรมเหมือนโครงสร้างหล่อในที่นั้นเป็นไปได้ยาก นอกจากนี้งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการประยุกต์ใช้ระบบผนังสำเร็จรูปในพื้นที่ที่เกิดแผ่นดินไหวยังมีไม่มากนัก โดยปัจจุบันประเทศไทยได้มีมาตรฐานการออกแบบผนังสำเร็จรูปเพื่อใช้ในการออกแบบแล้วแต่ก็มักเน้นที่การรับแรงในแนวดิ่งและแรงลม [วสท. 1008-38] และใช้ร่วมกับมาตรฐาน “PCI design handbook” precast and prestressed concrete ในต่างประเทศ

จากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Northridge ในปี พ.ศ. 2537 ที่ประเทศสหรัฐอเมริกา เกิดบทเรียนให้กับวิศวกรเป็นจำนวนมาก จากการสำรวจความเสียหายหลังจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวพบว่าโครงสร้างชิ้นส่วนสำเร็จรูปมีความเสียหายเป็น

อย่างมาก โดยเฉพาะบริเวณรอยต่อระหว่างชั้นส่วนสำเร็จรูป ทำให้มีการประกาศห้ามใช้โครงสร้างประเภทนี้ ถ้าไม่มีการทดสอบยืนยันว่ารูปแบบของโครงสร้างนี้มีความแข็งแรงและความเหนียวที่เพียงพอต่อความต้องการ [NEHRP, 1994; Hall และคณะ, 1994]

อย่างไรก็ดีจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในอดีตพบว่า โครงสร้างผนังสำเร็จรูปแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมที่สามารถทนต่อแผ่นดินไหวได้ดี โดยไม่เกิดการถล่มลงมา ดังเหตุการณ์แผ่นดินไหว 1988 Armenia earthquake และ 1995 Kobe earthquake ดังแสดงในรูปที่ 2.1-1



(ก)



(ข)

รูปที่ 2.1-1 ภาพอาคารผนังสำเร็จรูปหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหว (ก) 1988 Armenia earthquake [Fintel, 1995] (ข) 1995 Kobe earthquake [Ghosh, 1995]

เมื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมของโครงสร้างผนังสำเร็จรูปกับโครงสร้างเสา-คานขึ้นส่วนสำเร็จรูป จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ผ่านมา พบว่าโครงสร้างผนังสำเร็จรูปมีพฤติกรรมที่ตึกว่าอย่างเห็นได้ชัด ไม่เกิดการถล่มลงมา ในขณะที่โครงสร้างเสา-คานขึ้นส่วนสำเร็จรูปพังเสียหายเป็นอย่างมาก ดังแสดงในรูปที่ 2.1-2 ซึ่งสาเหตุหลักของความเสียหายนั้นไม่ได้

เกิดจากธรรมชาติขององค์อาคารคอนกรีตสำเร็จรูป แต่เกิดจากการเชื่อมต่อบริเวณจุดต่อที่ไม่แข็งแรงระหว่างชิ้นส่วนสำเร็จรูป ในขณะที่เกิดแรงแผ่นดินไหวร่วมกับน้ำหนักบรรทุกทุกในโครงสร้าง



รูปที่ 2.1-2 เปรียบเทียบความเสียหายระหว่างระบบ PC Frame และ PC Wall จากเหตุการณ์ Armenia Earthquake

[รูปภาพจาก EERI Website]

การศึกษาวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมของผนังรับแรงคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปต่อแรงแผ่นดินไหวทั้งในประเทศและต่างประเทศมักจะเน้นเรื่องการพัฒนาารูปแบบรอยต่อให้มีความแข็งแรงและความเหนียวสำหรับอาคารปานกลางไปถึงอาคารสูง [Holden และ คณะ, 2003; Kurama, 2002; Kurama และ คณะ, 1999; Lu และ Wu, 2017; Marriott และ คณะ, 2008; Perez และ คณะ, 2003; Priestley และ คณะ, 1999; Restrepo และ Rahman, 2007; Yooprasertchai และ คณะ, 2015; Yooprasertchai และ Warnitchai, 2015] โดยรูปแบบรอยต่อที่พัฒนานี้จะเป็นการผสมผสานระหว่างเหล็กที่ใช้ในการก่อสร้างทั่ว ๆ ไป 2 รูปแบบ ได้แก่ 1) การใช้เหล็กเสริมข้ออ้อย และ 2) ลวดอัดแรง 7 เส้นตีเกลียวทำงานร่วมกัน ระบบนี้เรียกว่าโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กระบบไฮบริด เหล็กทั้ง 2 ประเภทจะถูกออกแบบให้รับแรงดัดและแรงเฉือนที่จุดต่อ โดยจะมีลักษณะพิเศษเพิ่มเติมคือ เหล็กเสริมข้ออ้อยจะทำหน้าที่เพิ่มความสามารถในการสลายพลังงาน ลดการสั่นเนื่องจากแผ่นดินไหว ในขณะที่ลวดอัดแรงจะทำหน้าที่ดึงโครงสร้างกลับมาที่ตำแหน่งเดิม ซึ่งระบบใหม่นี้มีพฤติกรรมที่เหนือกว่าระบบการต่อด้วยระบบดั้งเดิมที่ใช้ระบบเปียกหรือระบบแท่ง ไม่ว่าจะเป็นการเชื่อมเหล็ก การใช้ข้อต่อเหล็ก (Coupler) และเทหุ้มปิดด้วยคอนกรีตอย่างเห็นได้ชัด อย่างไรก็ตาม การจะนำความรู้ใหม่ๆ นี้มาใช้ในการก่อสร้างเป็นเรื่องยากที่จะดำเนินการได้อย่างทันท่วงที ไม่ว่าจะเป็นการถ่ายทอดความรู้ใหม่ๆ ให้กับเจ้าของและผู้ออกแบบ รวมไปถึงช่างก่อสร้างให้มีความรู้ความเข้าใจ

นอกจากนี้รูปแบบโครงสร้างผนังสำเร็จรูประบบดั้งเดิมยังคงถูกออกแบบและนำมาใช้อย่างต่อเนื่องในปัจจุบันโดยที่ไม่มีการปรับปรุงรายละเอียดให้มีกำลังและความเหนียวที่ดี และไม่ได้ตระหนักถึงความเสี่ยงหรือความอ่อนแอของโครงสร้างผนังระบบดั้งเดิมนี้ต่อภัยแผ่นดินไหวว่าเป็นอย่างไร

จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งล่าสุดในประเทศไทย ขนาด 6.1 ตามมาตราโมเมนต์แมกนิจูด เมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม พ.ศ. 2557 ที่อำเภอ แม่ลาว จังหวัดเชียงราย ที่ผ่านมามีเป็นเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ใหญ่ที่สุดที่เคยเกิดขึ้นในประวัติศาสตร์ของประเทศไทยในรอบ 79 ปี หลังจากที่เคยเกิด ขนาด 6.3 ขึ้นที่อำเภอ ปัว จังหวัดน่าน เมื่อวันที่ 13 พฤษภาคม พ.ศ. 2478 [Ornthammarath และ Warnitchai, 2014] เหตุการณ์แผ่นดินไหวเหล่านี้ทำให้วิศวกร นักวิจัยที่เกี่ยวข้อง ตลอดจนถึงประชาชนที่อาศัยอยู่ในพื้นที่เสี่ยงภัย ได้ตระหนักเพิ่มมากขึ้น ถึงภัยแผ่นดินไหวว่าไม่ใช่เรื่องไกลตัวอีกต่อไป

งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับแผ่นดินไหวในประเทศไทยที่ผ่านมา นั้น มักจะเน้นที่อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นหลัก จะเห็นได้ว่าองค์ความรู้ ความเข้าใจในพฤติกรรมของรอยต่อระหว่างผนังสำเร็จรูปที่ได้สร้างมาแล้วในอดีตและกำลังจะก่อสร้างตามมา โดยการใช้การต่อชิ้นส่วนสำเร็จรูปในรูปแบบเดิม ต่อแรงแผ่นดินไหวยังมีน้อย การศึกษานี้จึงเป็นการศึกษาความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของระบบผนังสำเร็จรูปที่นิยมสร้างกันในประเทศไทยโดยจำกัดขอบเขตของการศึกษาที่รอยต่อระหว่างผนังและฐานรากซึ่งเป็นรอยต่อที่สำคัญที่สุดในการรับแรงแผ่นดินไหว ตัวอย่างที่นำมาศึกษานี้ ผนังจะถูกหล่อขึ้นก่อนและนำไปประกอบติดตั้งกับฐานรากที่ตำแหน่งทดสอบด้วยรอยต่อประเภทต่าง ๆ ที่พบเห็นอยู่ในประเทศไทย โดยรอยต่อเหล่านี้จะมีการเตรียมเหล็กเส้นหรือเหล็กแผ่นไว้ที่ฐานราก และเตรียมเหล็กเส้น เหล็กแผ่น หรือท่อ corrugate duct ฝังไว้ในกำแพง ซึ่งการก่อสร้างตัวอย่างทดสอบนั้นจำลองการก่อสร้างแบบเดียวกับที่ดำเนินการก่อสร้างจริงในงาน โดยผนังคอนกรีตรับแรงสำเร็จรูปนั้น ถูกทำการย่อส่วนในห้องปฏิบัติการด้วยอัตราส่วนของขนาดระหว่างตัวอย่างทดสอบกับผนังจริงเท่ากับ 1 ต่อ 4 และทำการทดสอบด้วยวิธีวัฏจักรแบบกึ่งสถิต (Quasi static reversed cyclic loading test) ซึ่งเป็นวิธีที่นิยมกันมาก เนื่องจากสะดวกและสามารถเข้าใจถึงพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างได้เป็นอย่างดี ผลการทดสอบที่ได้จะถูกนำมาเปรียบเทียบกับแบบจำลองในคอมพิวเตอร์ที่ได้ถูกทำการพัฒนาขึ้นด้วยโปรแกรม PERFORM3D โดยแบบจำลองที่สร้างขึ้นนั้นสามารถทำนายพฤติกรรมช่วงไม่เชิงเส้นได้ การทดสอบผนังสำเร็จรูป

2.1.2 วัตถุประสงค์

ในการศึกษานี้มีวัตถุประสงค์หลักเพื่อศึกษาระบบการยึดต่อผนังสำเร็จรูป ให้เกิดองค์ความรู้เข้าใจในพฤติกรรมของโครงสร้างประเภทนี้ว่าเป็นอย่างไรภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยการศึกษานี้จะเกี่ยวข้องกับการสำรวจอาคารที่สร้างจริงในประเทศไทย และนำรูปแบบมาออกแบบส่วนของโครงสร้างผนัง เพื่อที่จะดำเนินการทดสอบ หาความสามารถในการรับน้ำหนักและกำลังต้านทานแผ่นดินไหว ซึ่งเป็นการจำลองการยึดต่อผนังสำเร็จรูปในรูปแบบต่าง ๆ และทำการทดสอบภายใต้แรงวัฏจักรแบบกึ่งสถิต (Quasi-static Reversed Cyclic Loading Test) ซึ่งเป็นที่ยอมรับกันในต่างประเทศ และทำการเปรียบเทียบกับแบบจำลองในคอมพิวเตอร์ที่ได้ถูกทำการพัฒนาขึ้นด้วยโปรแกรม PERFORM3D โดยสามารถสรุปวัตถุประสงค์การศึกษาของโครงการได้ดังนี้

- เพื่อศึกษาพฤติกรรมและประเมินสมรรถนะของผนังสำเร็จรูปและการเชื่อมต่อระหว่างผนังสำเร็จรูปภายใต้แรงแผ่นดินไหว

- เพื่อพัฒนาจุดต่อผนังให้มีประสิทธิภาพสูงสามารถรับแรงแผ่นดินไหวได้
- เพื่อกำหนดแนวทางการออกแบบผนังสำเร็จรูปที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน

2.1.3 ขอบเขตและวิธีการศึกษา

การศึกษานี้มุ่งเน้นศึกษาวิจัยพฤติกรรมของผนังรับแรงสำเร็จรูปภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยรูปแบบอาคารนั้นจำกัดอยู่ที่โครงสร้างผนังรับแรง (Precast load bearing wall structures) ซึ่งเป็นอาคารที่ประกอบไปด้วยโครงสร้างผนังหลายๆ ชั้นส่วน มาประกอบกันโดยโครงสร้างนี้ทำหน้าที่ทั้งรับโครงสร้างตามแนวแรงโน้มถ่วงเป็นหลักและเป็นผนังกันห้องไปด้วยกัน การศึกษานี้เพื่อเป็นข้อมูล องค์ความรู้ในการออกแบบอาคารใหม่ หรือเสริมกำลัง โครงสร้างเดิมให้มีความแข็งแรง ขอบเขตของงานวิจัยนี้ประกอบไปด้วย

- ศึกษา รวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบและก่อสร้างอาคารผนังรับแรงสำเร็จรูปในปัจจุบันในประเทศไทย และศึกษาพฤติกรรมของผนังสำเร็จรูปจากมาตรฐาน งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง โดยเน้นการนำมาประยุกต์ใช้จริง
- ศึกษา วิเคราะห์ และสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อดูพฤติกรรมของผนังสำเร็จรูปภายใต้แรงแผ่นดินไหว
- ออกแบบ ก่อสร้างตัวอย่างทดสอบขนาดย่อส่วน และทดสอบในห้องปฏิบัติการภายใต้แรงวัฏจักรแบบกึ่งสถิต (Quasi-static Reversed Cyclic Loading Test) โดยมีการเก็บค่าการเปลี่ยนรูปของตัวอย่างทดสอบ
- วิเคราะห์ผลการทดสอบและพฤติกรรมของผนังสำเร็จรูปภายใต้แรงวัฏจักรแบบกึ่งสถิต
- เสนอแนะปรับปรุงตัวอย่างทดสอบเพื่อให้มีพฤติกรรมการรับแรงที่ดีขึ้น และทำการทดสอบตัวอย่างนี้เปรียบเทียบกับตัวอย่างเดิม

บทที่ 2.2

การทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง

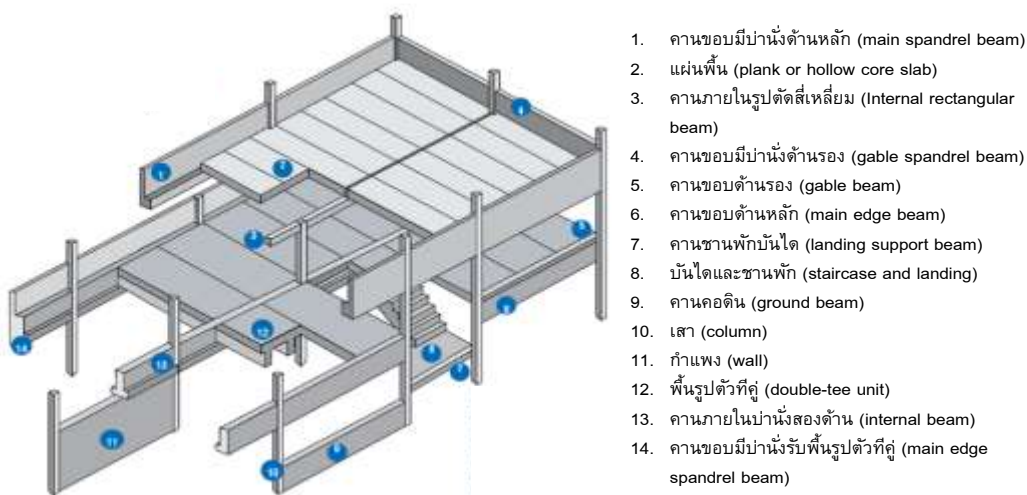
2.2.1 การก่อสร้างระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูปในประเทศไทย

ในช่วงหลายสิบปีที่ผ่านมา เทคนิคการก่อสร้างอาคารที่ใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูปได้ถูกนำมาใช้อย่างกว้างขวางในประเทศไทย โดยการก่อสร้างแบบใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูปสามารถนำมาใช้ก่อสร้างบ้าน อพาร์ทเมนต์ คอนโดมิเนียม โครงสร้างสะพาน โรงงาน โดยชิ้นส่วนสำเร็จรูปถูกผลิตโดยบริษัทก่อสร้างต่าง ๆ เช่น VCON Thai, Sino-Thai Engineering Pathum Thani Precast Concrete Factory, กลุ่มบริษัท SCG, บริษัทพุกา และบริษัทรับสร้างบ้านอื่นๆหลายแห่ง เป็นต้น

อุตสาหกรรมการก่อสร้างระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูปในประเทศไทยได้เริ่มต้นขึ้นเมื่อประมาณ 40 ปีก่อน โครงการในยุคแรกที่โดดเด่นได้แก่ การก่อสร้างอาคารคอนโดมิเนียมในโครงการเมืองทองธานี โครงการก่อสร้างหอพักเอเชียนเกมส์ภายในมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต เป็นต้น ระบบโครงสร้างชิ้นส่วนสำเร็จรูปที่ใช้ในประเทศไทยมีด้วยกัน 2 ระบบใหญ่ๆคือ

2.2.1.1 ระบบโครง คาน เสา พื้นสำเร็จรูป

ในระบบนี้เป็นระบบที่ประกอบด้วยโครงสร้างที่ทำขึ้นจากคาน และ เสาสำเร็จรูป โดยมีจุดต่อหรือรอยต่อที่นิยมออกแบบและก่อสร้างให้เป็นแบบยึดหมุน (pinned joints) และทำให้องค์อาคารที่วางตัวในแนวราบได้แก่ พื้น บันได และคาน มีฐานรองรับเป็นแบบอย่างง่าย ดังแสดงในรูปที่ 2.2-1 ถึง 2.2-2 สำหรับอาคารที่อยู่ในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวนั้น จะต้องออกแบบให้จุดต่อของอาคารเป็นแบบยึดแน่นสามารถรับแรงดัดได้ (rigid joint) และมีความเหนียว โดยพฤติกรรมขององค์อาคารโครงสร้างคาน-เสาสำเร็จรูปนั้นได้มีการศึกษาอย่างละเอียดและแสดงอยู่ในโครงการย่อยที่ 1



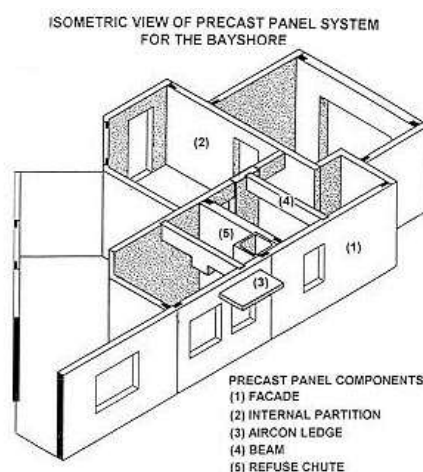
รูปที่ 2.2-1 ระบบโครงคาน-เสา-พื้นสำเร็จรูป (ที่มา หนังสือ Precast Concrete Structures, Kim S. Elliott)



รูปที่ 2.2-2 ตัวอย่างการก่อสร้างอาคารในระบบโครงคาน-เสา-พื้นสำเร็จรูปในประเทศไทย (ที่มา บริษัทเอกชนแห่งหนึ่งในประเทศไทย)

2.2.1.2 ระบบผนังคอนกรีตรับแรง (bearing wall)

ระบบโครงสร้างนี้จะออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกจากพื้นเป็นแบบทิศทางเดียวเป็นหลัก หรือรับแรงตามแนวแกนตั้งฉากกับพื้นที่ของผนัง (Axial load) ระบบนี้มีข้อเสียคือขาดความยืดหยุ่นทางสถาปัตยกรรม เนื่องจากผนังรับแรงจะต้องวางตัวเป็นรูปสี่เหลี่ยมตามแนวกริด แต่ข้อได้เปรียบของระบบนี้คือ ประหยัดเวลาในการก่อสร้าง เนื่องจากได้ทำการตกแต่งผิวภายนอกอาคารและทำสี สำเร็จเรียบร้อยแล้วจากในโรงงาน นอกจากนั้นยังมีการวางงานระบบไฟฟ้า และประปาฝังในผนังคอนกรีตเรียบร้อยแล้ว การวิเคราะห์และออกแบบระบบผนังคอนกรีตรับแรงนี้มีความซับซ้อน เนื่องจากผนังคอนกรีตมีพื้นที่ในระนาบที่มีความแข็งแรงสูง ในขณะที่จุดต่อระหว่างผนังกับกำแพงนั้นกลับมีความยืดหยุ่นสูง หรืออีกนัยหนึ่งคือ รอยต่อของชิ้นส่วนสำเร็จรูปอาจมีความแข็งแรงน้อยกว่าตัวชิ้นส่วนสำเร็จรูปเอง นอกจากนี้ยังพบปัญหา การเคลื่อนตัวที่ไม่เท่ากันระหว่างผนังแต่ละแผ่น และระหว่างผนังกับพื้นมีผลทำให้เกิดปัญหาในระยะยาวในสภาวะการใช้งาน เมื่อมีอายุมากกว่า 25 ปี มักพบปัญหารอยแตกร้าวระหว่างจุดต่อ ปัญหาการรั่วซึมของน้ำ ตัวอย่างการก่อสร้างอาคารชิ้นส่วนสำเร็จรูปด้วยผนังรับแรงแสดงในรูปที่ 2.2-3 ถึง 2.2-4



รูปที่ 2.2-3 ระบบการก่อสร้างที่ใช้ผนังรับแรง ระบบโครงคาน-เสา-พื้นสำเร็จรูป (ที่มา หนังสือ Precast Concrete Structures, Kim S. Elliott)



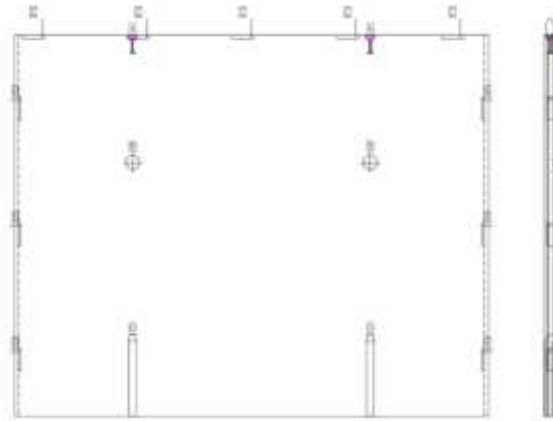
รูปที่ 2.2-4 ตัวอย่างการก่อสร้างโครงสร้างในระบบผนังรับแรง (ที่มา บริษัทเอกชนแห่งหนึ่งในประเทศไทย)

2.2.2 ตัวอย่างระบบการก่อสร้างสำหรับอาคารสูง 1-2 ชั้น

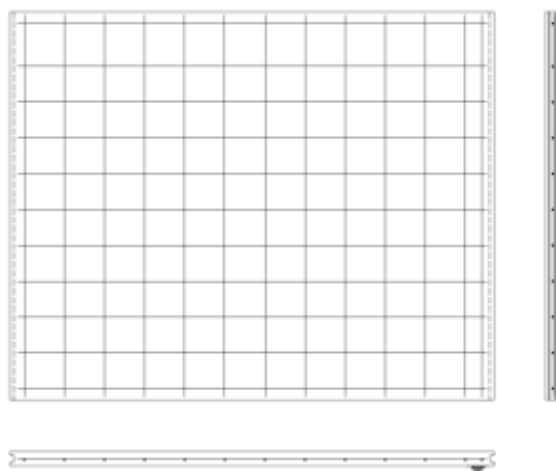
ในหัวข้อนี้แสดงถึงตัวอย่างระบบการก่อสร้างอาคารสูง 1-2 ชั้นในประเทศไทย ซึ่งใช้ระบบผนังสำเร็จรูป ซึ่งเป็นระบบที่เริ่มนิยมใช้มากขึ้นทั้งในบริเวณที่มีแผ่นดินไหวและไม่มีแผ่นดินไหวในประเทศไทย รูปที่ 2.2-5 แสดงผังโครงสร้างอาคารซึ่งประกอบด้วยกำแพงหลายๆตำแหน่งวางตัวในแนว Grid line ทั้งสองทิศทาง รูปที่ 2.2-6 แสดงตัวอย่างผนังสำเร็จเป็นระบบแผ่นตัน จากรูปจะเห็นลักษณะการยึดด้วยเหล็กเดียว 2 ตำแหน่ง โดยเหล็กเดียวนี้โผล่ขึ้นมาจากฐานรากหรือแผ่นผนังชั้นล่าง และจะเสียบเข้าไปแผ่นผนังด้านบนที่มีการฝังท่อ Corrugate duct ไว้ก่อนการเทคอนกรีต เมื่อเสียบเข้ากับเหล็กแล้วจะทำการเทปิดในท่อและบริเวณรอยต่ออื่น ๆ ด้วยปูนทรายชนิดไม่หดตัวหรือ Non-shrink grout mortar cement ซึ่งโดยปกติทั่วไปจะมีกำลังอัดที่สูงกว่าคอนกรีตอยู่แล้ว ส่วนรูปที่ 2.2-7 แสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กในผนังสำเร็จรูป ซึ่งจะเห็นว่านิยมใช้เป็นเหล็กเส้นกลมขนาด 6 หรือ 9 มม. เสริมเป็นตะแกรงเหล็กทั้งสองทิศทาง หรืออาจใช้ตะแกรงเหล็กสำเร็จรูป หรือ wire mesh เพื่อความสะดวกรวดเร็วและประหยัดแทน ในบางครั้งจำเป็นต้องทำช่องเปิดในผนังสำเร็จรูปเพื่อใช้เป็นช่องหน้าต่างหรือประตูหรือเพื่อประโยชน์อื่น ๆ ก็จะมีการเสริมเหล็กรอบช่องเปิดด้วยเพื่อป้องกันการแตกร้าวที่อาจเกิดขึ้นดังแสดงในรูป 2-8



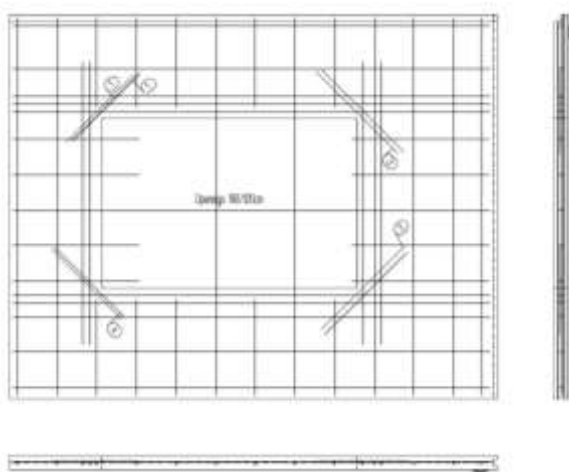
รูปที่ 2.2-5 ตัวอย่างผังการวางผนังกำแพงสำเร็จรูป (ที่มา บริษัทเอกชนแห่งหนึ่งในประเทศไทย)



รูปที่ 2.2-6 แผ่นผนังสำเร็จรูปพร้อมรายละเอียดการยึดต่อ (ที่มา บริษัทเอกชนแห่งหนึ่งในประเทศไทย)



รูปที่ 2.2-7 รายละเอียดการเสริมเหล็กในแผ่นผนังสำเร็จรูป (ที่มา บริษัทเอกชนแห่งหนึ่งในประเทศไทย)



รูปที่ 2.2-8 รายละเอียดการเสริมเหล็กในแผ่นสำเร็จรูปที่มีช่องเปิด (ที่มา บริษัทเอกชนแห่งหนึ่งในประเทศไทย)

2.2.3 ตัวอย่างการก่อสร้างอาคารในประเทศไทยที่ใช้ผนังสำเร็จรูปมีความสูง 5-8 ชั้น

ในการก่อสร้างอาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 5 ชั้นขึ้นไปหรือที่เรียกว่าอาคารที่มีความสูงปานกลาง นิยมก่อสร้างมากในปัจจุบันสำหรับเป็นอาคารพักอาศัย เช่น แฟลต อพาร์ตเมนต์ เป็นต้น การก่อสร้างต้องการความรวดเร็วและมีรูปแบบผังอาคารที่ซ้ำ ๆ กันในหลาย ๆ ชั้น เนื่องจากความต้องการเป็นที่อยู่อาศัยในแต่ละยูนิตซึ่งต้องมีการก่อกำแพงกันระหว่างยูนิตอยู่แล้ว การก่อสร้างด้วยระบบผนังสำเร็จรูปจึงตอบสนองความต้องการได้เป็นอย่างดี สามารถใช้ผนังเป็นทั้งโครงสร้างและผนังกัน (Partition Wall) ได้ภายในตัว ทำให้ประหยัดเวลาและแรงงานในการก่อสร้างและติดตั้งผนังสำเร็จรูปเพื่อประกอบเป็นโครงสร้างอาคาร

อย่างไรก็ตามในปัจจุบันได้มีการพยายามลดน้ำหนักของตัวผนังสำเร็จรูปลงเพื่อให้สะดวกต่อการขนย้ายและการยกติดตั้งโดยใช้เครน ซึ่งจะยิ่งช่วยประหยัดทั้งคอนกรีตและค่าใช้จ่ายในการขนส่งและติดตั้งอีกด้วย ในปัจจุบันจึงเห็นมีการใช้เทคนิคการลดน้ำหนักผนังสำเร็จรูปด้วยวิธีต่าง ๆ เช่น การใส่แผ่นโฟมเพื่อแทนคอนกรีตบางส่วน ดังแสดงในรูปที่ 2.2-9 ถึง 2-

10



รูปที่ 2.2-9 การใส่แผ่นโฟมในโครงเหล็กเพื่อลดน้ำหนักคอนกรีตที่เท



รูปที่ 2.2-10 หน้าตัดผนังสำเร็จรูปที่มีโฟมอยู่ด้านใน

การนำโฟมเข้ามาเป็นส่วนหนึ่งของการก่อสร้างจะต้องได้รับการพิสูจน์ในทางวิศวกรรมหลายๆด้าน เพื่อให้เกิดความปลอดภัย แต่ก็มีข้อดีอยู่หลายประการด้วยกันดังนี้

1. โครงสร้างที่ได้มีน้ำหนักเบา ทำให้ประหยัดฐานราก และลดแรงแผ่นดินไหว
2. การนำไปใช้งานต้องผ่านการทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมจากสถาบันที่น่าเชื่อถือ
3. ประหยัดเวลาและแรงงานที่ใช้ในการก่อสร้าง
4. ลดต้นทุนในการก่อสร้าง
5. การก่อสร้างที่เป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อม
6. สามารถกันไฟได้เป็นอย่างดี ภายใต้การเงื่อนไขที่มีผลทดสอบรองรับ
7. ผนังที่มีโฟมด้านในมีความเป็นฉนวนความร้อนสูง ช่วยลดอุณหภูมิจากภายนอก ทำให้ประหยัดพลังงาน
8. มีความสามารถในการเป็นฉนวนป้องกันเสียงได้ดี

สำหรับขั้นตอนการก่อสร้างอาคารสูงปานกลาง 5-8 ชั้นโดยระบบผนังสำเร็จรูปในประเทศไทยนั้นพบว่าไม่มีความแตกต่างจากการก่อสร้างอาคารสูง 1-2 ชั้น โดยมีขั้นตอนที่สำคัญสรุปได้ดังนี้ (รูปที่ 2.2-11)

ขั้นที่ 1 การเตรียมเหล็กเสริม ลวดอัดแรง ท่อสำหรับการยึดโครงสร้างเข้าด้วยกัน หรือท่องานระบบต่าง ๆ จากนั้นเทคอนกรีตตามแบบที่ได้คำนวณไว้

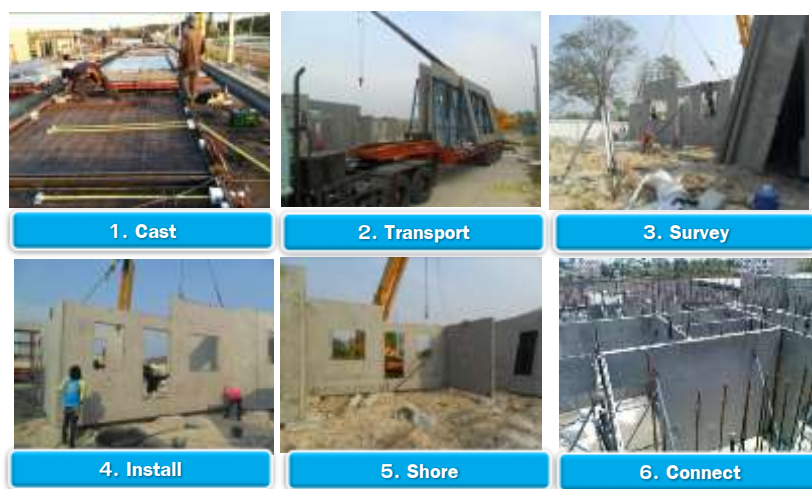
ขั้นที่ 2 การขนส่งชิ้นส่วนสำเร็จรูปที่ได้เตรียมเสร็จแล้ว และมีกำลังอัดตามที่ต้องการไปยังสถานที่ก่อสร้าง

ขั้นที่ 3 การสำรวจและวางแนวตำแหน่งผังต่าง ๆ สำหรับโครงสร้างผนังสำเร็จรูปที่หน้างาน

ขั้นที่ 4 การยกและติดตั้งชิ้นส่วนสำเร็จรูปโดยใช้เครน

ขั้นที่ 5 การค้ำยันชิ้นส่วนชั่วคราวระหว่างการติดตั้ง

ขั้นที่ 6 การยึดชิ้นส่วนต่าง ๆ เข้าด้วยกันทำให้โครงสร้างมีความแข็งแรงทางโครงสร้าง



รูปที่ 2.2-11 ขั้นตอนก่อสร้างโครงสร้างระบบผนังสำเร็จรูปในประเทศไทย

2.2.4 ระบบการยึดต่อระหว่างผนังสำเร็จรูป

ระบบที่ใช้ในการยึดผนังสำเร็จรูปให้ต่อเป็นโครงสร้างกัน เป็นสิ่งที่สำคัญมาก เพื่อให้โครงสร้างทุกชิ้นส่วนทำงานร่วมกัน โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อต้องรับแรงด้านข้างเช่นแรงลม และแรงแผ่นดินไหว จุดต่อระหว่างชิ้นส่วนยังมีความสำคัญเพิ่มขึ้นอย่างมาก จุดต่อจะต้องมีกำลังรับน้ำหนัก และค่าสติฟเนสเพียงพอ ที่จะยึดให้ชิ้นส่วนทุกชิ้นทำงานร่วมกัน สำหรับรายละเอียดการยึดระหว่างชิ้นส่วนผนังสำเร็จรูปในประเทศไทย มีหลายวิธีเช่น

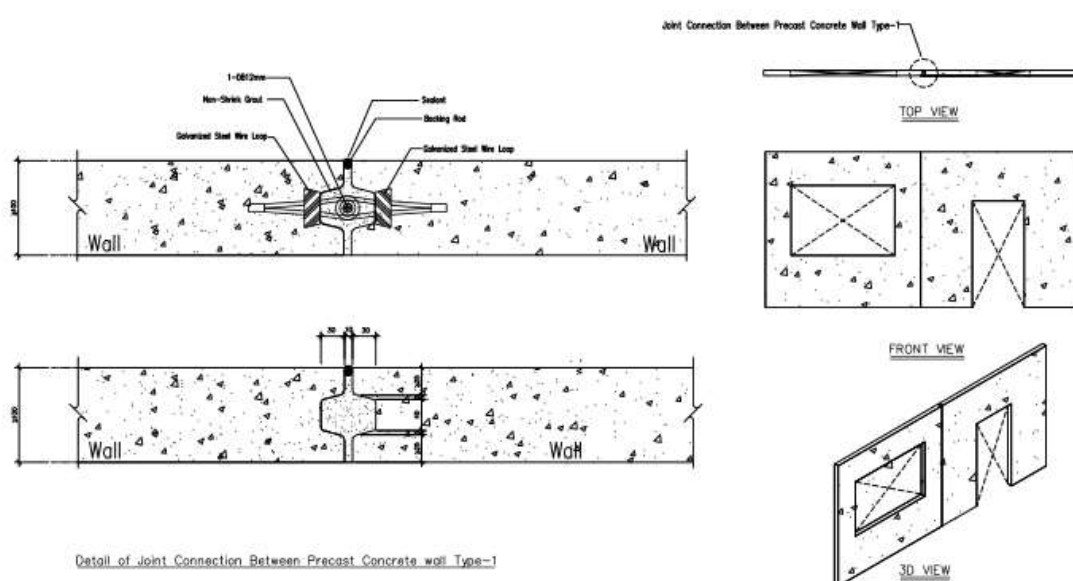
2.2.4.1 การยึดโดยใช้เหล็กวง (Wire rope)

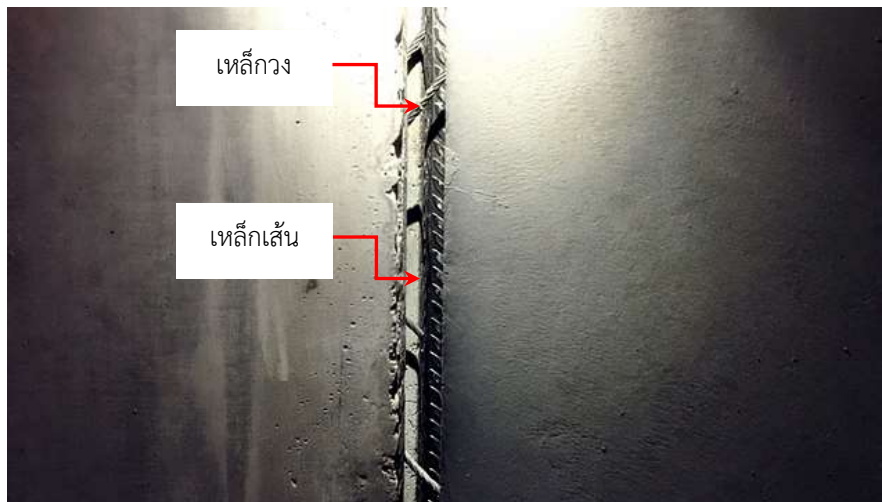
การยึดโดยใช้เหล็กวงนี้แสดงในรูปที่ 2.2-12 ซึ่งเหล็กวงนี้เป็นได้ทั้งเชือกสลิงขนาดเล็ก หรือเหล็กกลม โดยเหล็กวงนี้จะป้อนเข้าไปในช่องว่างของผนังก่อนทำการเทคอนกรีต โดยทำการเว้นช่องว่างระหว่างผนังสำเร็จรูปไว้โดยมีเหล็กยื่นออกมาจากแต่ละผนัง จากนั้นทำการคล้องเหล็กวงระหว่างผนังสองแผ่นเข้าด้วยกันและมีการเสียบเหล็กเส้นตลอดความสูงของผนัง จากนั้นทำการเทด้วยปูนทรายไม่หดตัว ทำให้ผนังมีความแข็งแรงทางโครงสร้าง (Structural integrity) รอยต่อนี้สามารถรับได้ทั้งแรงดึงและแรงเฉือน ซึ่งรอยต่อประเภทนี้เป็นรอยต่อตามแนวดิ่งของผนัง สามารถต่อได้ทั้งในกรณีที่ผนังสองแผ่นตั้งฉากกัน และผนังที่ตั้งอยู่ในแนวเดียวกัน

2.2.4.2 การยึดโดยใช้เหล็กเคียวแล้วเชื่อมเหล็กเข้าด้วยกัน

เนื่องจากการยึดเหล็กโดยใช้วิธีการทาบลแล้วเทคอนกรีตลงไปเพื่อให้เหล็กสามารถถ่ายแรงระหว่างกันโดยผ่านคอนกรีตนั้น จำเป็นต้องระมัดระวังเหล็กที่ยาวทำให้การทำงานไม่สะดวก จึงมีการคิดวิธียึดเหล็กโดยใช้การเชื่อมเหล็กเพื่อลดระยะทาบล ตัวอย่างของการใช้วิธีดังกล่าวในการยึดพื้นสำเร็จเข้าด้วยกัน แสดงในรูปที่ 2.2-13

อย่างไรก็ตามปัญหาที่พบในการทำงานจริง คือการเชื่อมให้ได้มาตรฐาน ระยะความยาวที่ทำการเชื่อม ตลอดจนรายการคำนวณซึ่งทางคณะผู้วิจัยพบว่าไม่มีการออกแบบไว้หรือมีไม่เพียงพอ ซึ่งทางคณะผู้วิจัยพิจารณาว่าควรมีการทดสอบและพัฒนาแบบจำลองเพื่อใช้ในการคำนวณการเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนด้วยวิธีดังกล่าวนี้





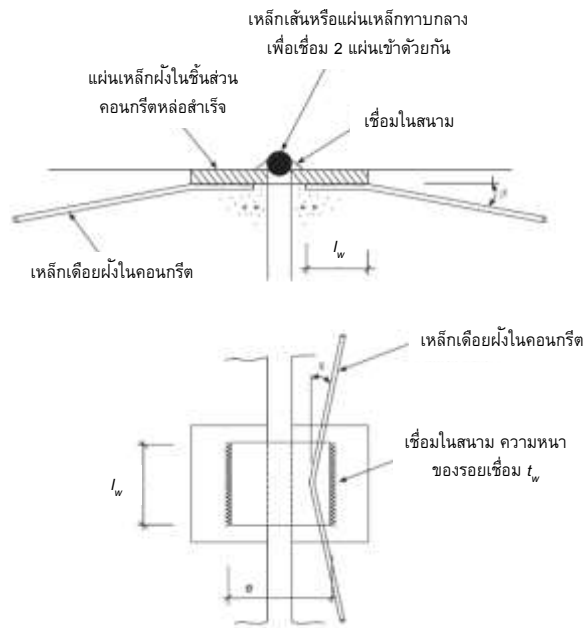
รูปที่ 2.2-12 การยึดระหว่างแผ่นสำเร็จรูปโดยใช้เหล็กวง (Wire rope) (ที่มา บริษัทเอกชนแห่งหนึ่งในประเทศไทย)



รูปที่ 2.2-13 การยึดระหว่างแผ่นด้วยเหล็กเดือยและทำการเชื่อม

2.2.4.3 จุดต่อที่มีการใช้เหล็กเส้นหรือเหล็กรูปพรรณมาทาบกันและทำการเชื่อม

สำหรับจุดต่ออีกประเภทหนึ่งที่พบได้บ่อยในต่างประเทศและในประเทศไทย ได้แก่จุดต่อที่มีการใช้เหล็กเส้นหรือเหล็กรูปพรรณมาทาบกันและทำการเชื่อม ดังแสดงในรูปที่ 2.2-14 ถึง 2-15 ในการเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนโดยใช้ระบบนี้มีการใช้แผ่นเหล็กฝังเข้าไปในชิ้นส่วนผนังสำเร็จรูปและมีการเชื่อมเหล็กเดือยเพื่อเป็นเหล็กสำหรับยึดฝังเข้าไปในคอนกรีต สำหรับระบบนี้ก็อาจนำมาใช้ประโยชน์ในการลดความยาวของการเชื่อมต่อที่ต้องอาศัยแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีต แต่ใช้การเชื่อม (welding) ที่สถานที่ก่อสร้างแทน อย่างไรก็ตามในประเทศไทย การทดสอบรอยต่อที่เชื่อมด้วยวิธีนี้ยังพบน้อยมาก อีกทั้งการพัฒนาแบบจำลองเพื่อใช้ในการคำนวณกำลังรับน้ำหนักยังต้องอาศัยผลการทดสอบในการเปรียบเทียบกับอีกด้วย



รูปที่ 2.2-14 การใช้เหล็กเส้นหรือเหล็กรูปพรรณมาทาบกันและทำการเชื่อม ระบบโครงคาน-เสา-พื้นสำเร็จรูป (ที่มา หนังสือ Precast Concrete Structures, Kim S. Elliott)



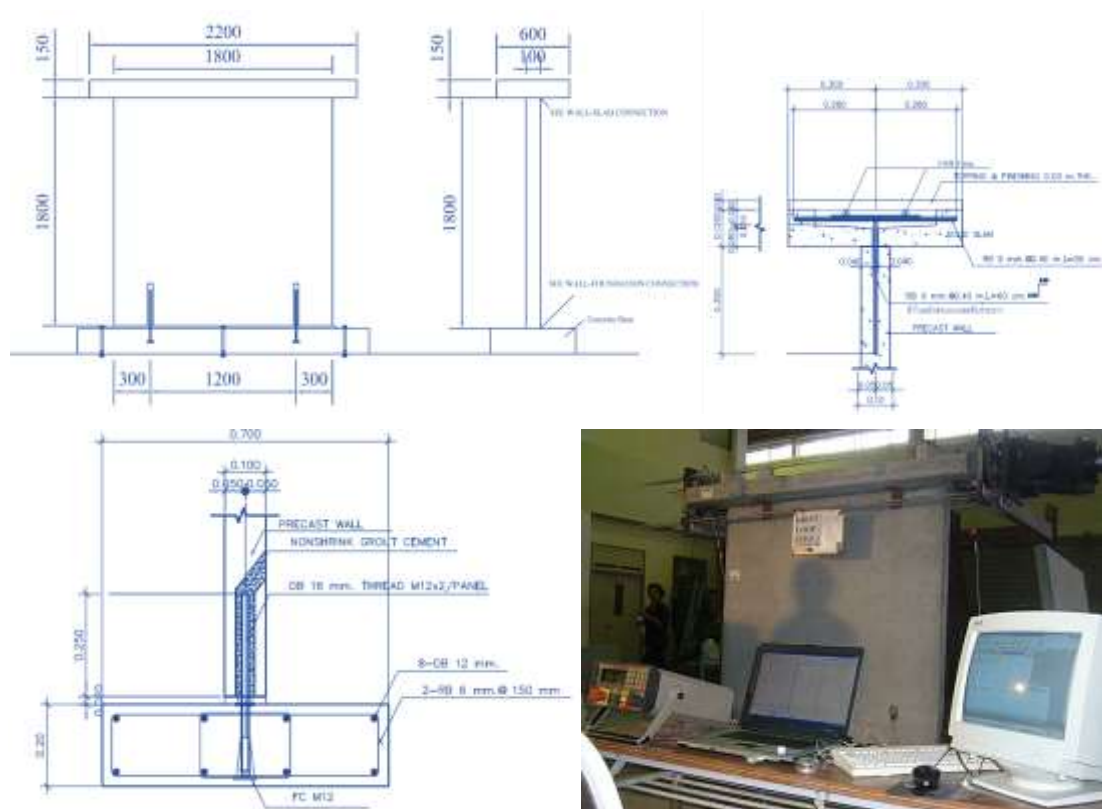
รูปที่ 2.2-15 การเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนโดยใช้เหล็กมาทาบเชื่อมที่หน้างาน

2.2.5 ทบทวนวรรณกรรมการศึกษาผนังสำเร็จรูปที่ผ่านมา

หัวข้อนี้เป็นการแสดงถึงการศึกษาผนังสำเร็จรูปที่ผ่านมาในอดีต ว่ามีการดำเนินการอย่างไร โดยจะแบ่งออกเป็น การศึกษาที่มีในประเทศและต่างประเทศ

2.2.5.1 การศึกษาผนังสำเร็จรูปที่ผ่านมาในประเทศไทย

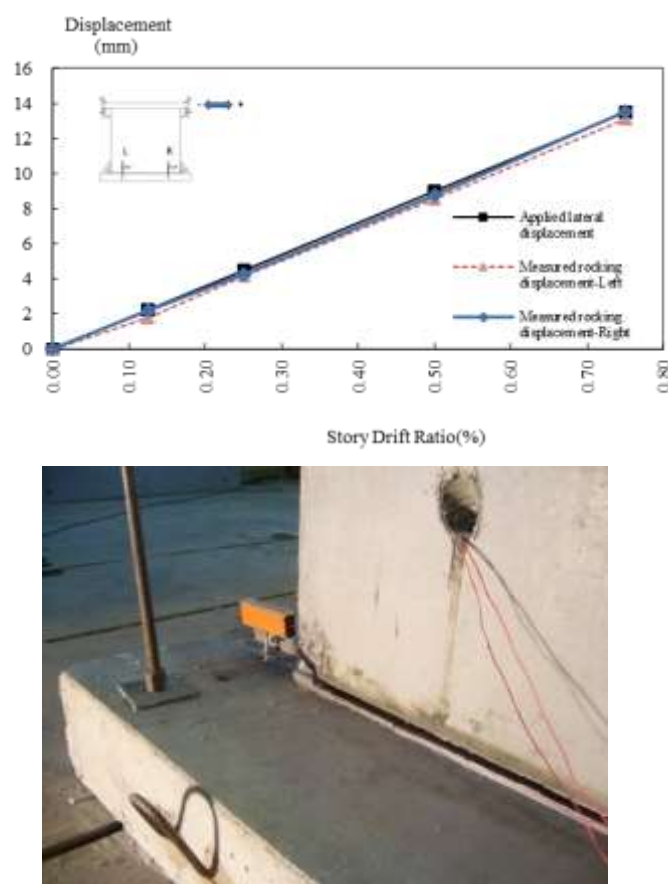
การศึกษาผนังสำเร็จรูปในด้านแผ่นดินไหวที่ผ่านมานั้นมีไม่มากนัก Yooprasertchai (2016b) เป็นผู้ดำเนินการศึกษาแรก ๆ เกี่ยวกับพฤติกรรมผนังสำเร็จรูปที่สร้างจริงอยู่ในประเทศไทย โดยรูปแบบผนังที่ทำการศึกษานั้นเป็นผนังสำเร็จรูปที่ผลิตโดย บมจ.พุกงา เรียลเอสเตท เป็นผนังกำแพงสำเร็จรูปมีรายละเอียดของวัสดุและรอยต่อที่เป็นตัวแทนของอาคารบ้านพักอาศัย 2 ชั้น โดยผนังที่ทดสอบนี้ถูกทำการย่อส่วนลงมาด้วยอัตราส่วนเทียบกับของจริง = 0.6 ผนังมีขนาดความกว้าง 1.8 ม. ความสูง 1.8 ม. และ ความหนา 0.10 ม. ในผนังสำเร็จรูปมีเหล็ก RB9@0.20 ม. ทั้งแนวตั้งและแนวนอน มีรูปแบบรอยต่อโดยใช้เหล็กขนาด DB16 เกรด SD40 จำนวน 2 ตำแหน่งที่บริเวณรอยต่อระหว่างผนังและกำแพง ห่างจากขอบมาด้านละ 0.30 ม. เหล็ก DB16 จำนวน 2 เส้นนี้ถูกกลึงเกลียวลงเหลือเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 12 มม. เพื่อขันยึดเข้ากับหัวยึดที่ฝังอยู่ในฐานราก รูปที่ 2.2-16 แสดงรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบนี้



รูปที่ 2.2-16 การทดสอบผนังสำเร็จรูปที่ใช้การต่อด้วยท่อ corrugate duct [Yooprasertchai, 2016b]

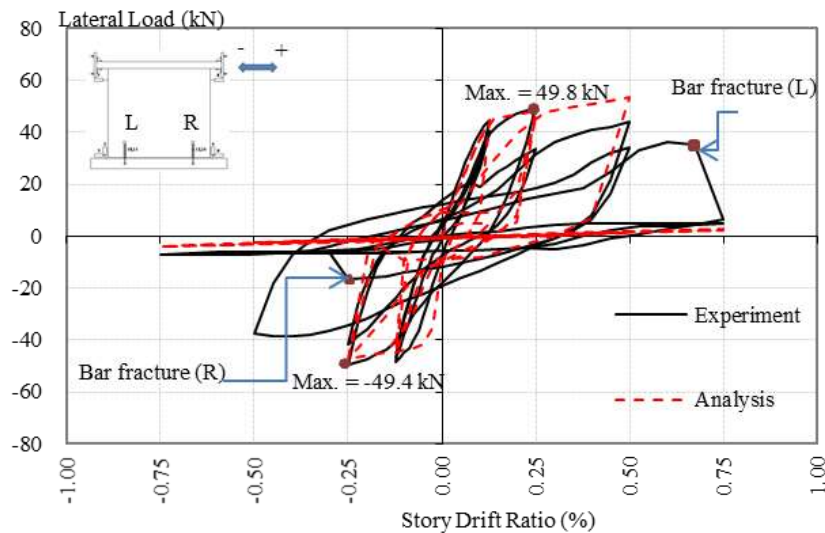
จากการทดสอบพบว่าผนังสำเร็จรูปนี้มีพฤติกรรมการเคลื่อนตัวในลักษณะการโยกตัว (Rocking) เป็นหลัก การโยกตัวนี้หมายถึงการที่แผ่นผนังมีพฤติกรรมเหมือนเป็นวัตถุแข็งเกร็ง เกิดการหมุนตัวรอบจุดปลายกำแพง ปลายด้านหนึ่งเป็นแรงอัดกดเข้ากับฐานราก ปลายอีกด้านเกิดการยกตัวขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 2.2-17 ไม่พบความเสียหายหรือรอยร้าวใด ๆ ที่ตัวผนังจากผลการตรวจวัดการยึดหดตัวของโครงสร้างกำแพงที่บริเวณฐานก็ชี้ให้เห็นในลักษณะเดียวกัน ว่าการโยกตัวลักษณะนี้มี

มากกว่า 95% ซึ่งสามารถสรุปได้ว่ารอยต่อของผนังนี้มีความแข็งแรงน้อยกว่าตัวผนังเอง ทำให้รูปแบบการยึดหดตัวของโครงสร้างไปกระจุกตัวอยู่ที่ ผิวรอยต่อระหว่างผนังและฐานราก เมื่อพิจารณาผลการตรวจวัดแรงและระยะการเคลื่อนตัวทางข้าง ดังแสดงในรูปที่ 2.2-18 พบว่า ผนังเคลื่อนตัวไปทางข้างที่ Story drift ratio 0.125% (เมื่อ Story drift ratio หมายถึง ระยะการเคลื่อนตัวทางข้างที่ด้านบนของกำแพงหารด้วยความสูงของตำแหน่งที่ใส่แรงโดยวัดเทียบกับฐานราก) ผนังกำแพงนี้เกิดการร้าว ความแข็งแรงหรือสติฟเนสลดลงอย่างรวดเร็วผนังสามารถพัฒนาแรงไปได้สูงสุดที่ 49.8 kN และ 49.4 kN เมื่อผนังเคลื่อนตัวทางข้างไปด้านซ้ายและขวาตามลำดับ เหล็กบริเวณรอยต่อเส้นด้านซ้ายและเส้นด้านขวาขาดที่ Story drift ratio 0.75% และ 0.50% ตามลำดับ กำลังของตัวอย่างทดสอบนั้นขึ้นอยู่กับกำลังของเหล็กเสริมที่บริเวณรอยต่อ ผนังนี้มีความเหนียวอยู่ที่ประมาณ 3



รูปที่ 2.2-17 ผลทดสอบผนังของ บมจ. พุกขา เรียลเอสเตท ทำให้เห็นลักษณะการโยก (Rocking) ตัวเป็นหลัก

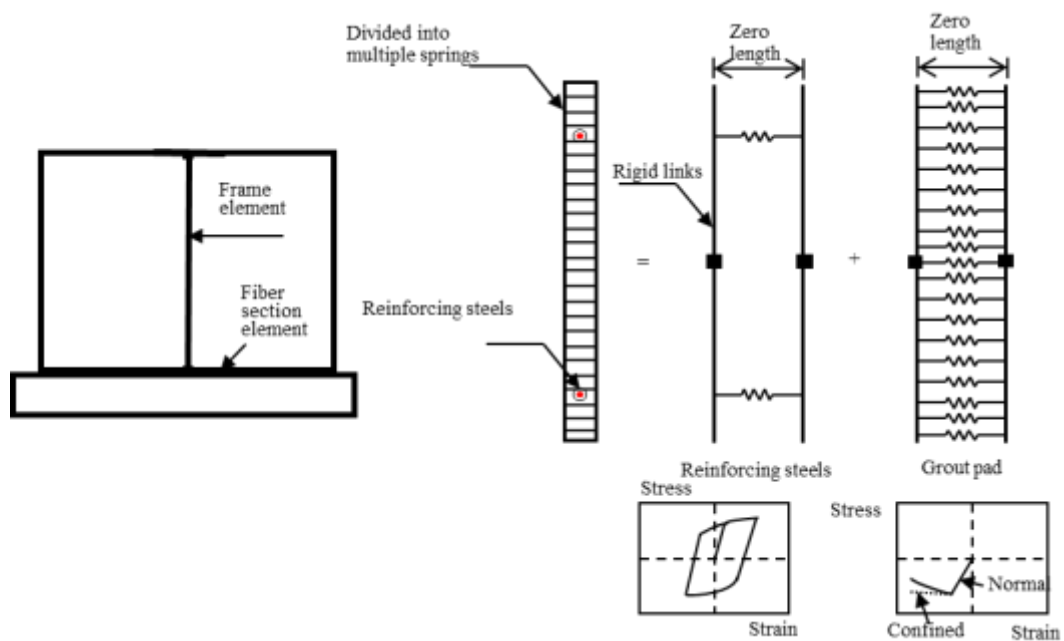
[Yooprasertchai, 2016b]



รูปที่ 2.2-18 ผลการตรวจวัดแรงและการเคลื่อนตัวทางข้างของผนังของ

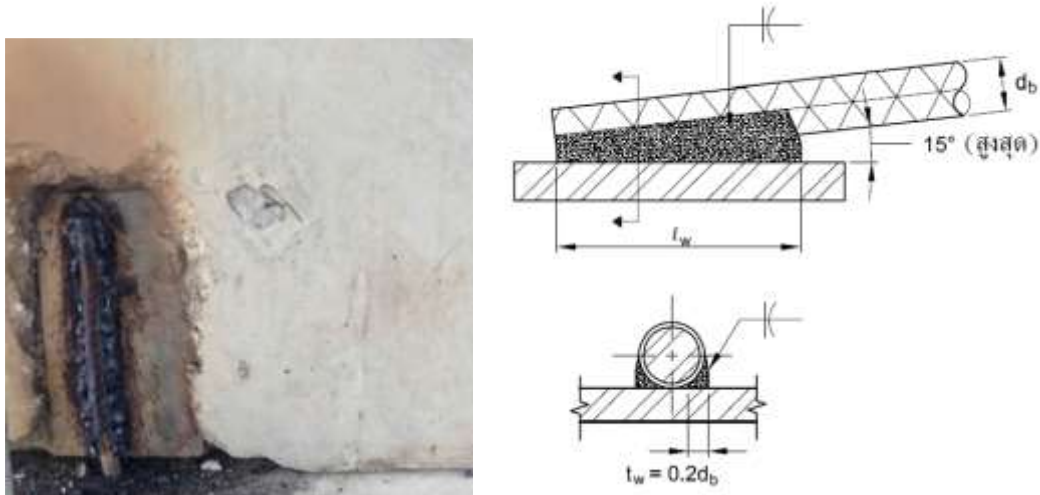
บมจ. พุกชา เรียลเอสเตท [Yooprasertchai, 2016b]

ในการศึกษาพฤติกรรมของผนังนี้เอง ผู้ศึกษาได้สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพื่อให้เข้าใจพฤติกรรมผนังสำเร็จรูปนี้ได้ดียิ่งขึ้น แบบจำลองนี้แสดงในรูปที่ 2.2-19 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์นี้ใช้หลักการของ Fiber model กล่าวคือที่หน้าตัดวิกฤตของผนังนั้น ทั้งคอนกรีตและเหล็กของรอยต่อถูกจำลองด้วยสปริงชนิดไม่เชิงเส้น (Nonlinear spring) ซึ่งมีความยาวของสปริงเท่ากับศูนย์ (Zero length spring) กฎของวัสดุถูกปรับเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบวัสดุในห้องปฏิบัติการ ผลการวิเคราะห์แสดงด้วยเส้นสีแดงในรูปที่ 2.2-18 เมื่อเทียบกับผลที่ได้จากการทดสอบพบว่าแบบจำลองทางคณิตศาสตร์นี้สามารถทำนายพฤติกรรมของผนังนี้ได้เป็นอย่างดี



รูปที่ 2.2-19 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของผนังของ บมจ. พุกชา เรียลเอสเตท [Yooprasertchai, 2016b]

ปรีดา และชยานนท์ (2558) ได้ทำการศึกษาผนังสำเร็จรูปโดยการทดสอบที่มีลักษณะรอยต่อแบบเดียวกับที่นิยมใช้ในประเทศไทย เป็นแบบใช้รอยเชื่อมระหว่างเหล็กเดียวกับแผ่นเหล็กที่ฝังในผนังคอนกรีตสำเร็จรูปดังแสดงในรูปที่ 2.2-20 โดยผนังที่ทำการทดสอบเป็นตัวแทนของอาคารพักอาศัย 2 ชั้น ผนังนี้ถูกย่อส่วนลงมา 3/4 เท่าของขนาดจริง ผนังมีความสูงจากฐานรากถึงกึ่งกลางกระบอกไฮดรอลิกที่ให้น้ำหนัก 2,000 มม. ผนังมีความกว้าง 1,000 มม. และหนา 75 มม. มีน้ำหนักบรรทุกอยู่ที่ 5% ของกำลังเต็มของหน้าตัด ($f_c' A_g$) การทดสอบนั้นแสดงได้ดังรูปที่ 2.2-21



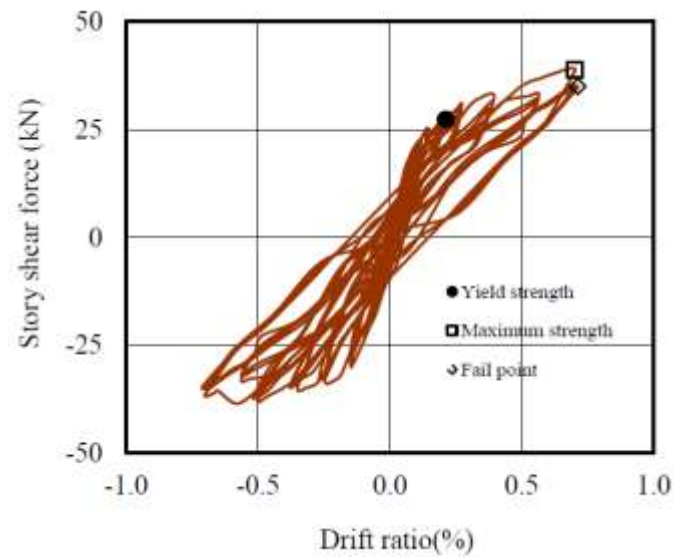
รูปที่ 2.2-20 รูปแบบรอยต่อของผนังคอนกรีตสำเร็จรูปที่ทดสอบโดย ปรีดา และชยานนท์ (2558)



รูปที่ 2.2-21 การทดสอบผนังคอนกรีตสำเร็จรูป [ปรีดา และชยานนท์, 2558]

รูปที่ 2.2-22 แสดงผลการทดสอบของผนังนี้ ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าผนังนี้มีความแข็งแรงหรือสติฟเนสที่สูง เกิดการครากที่ Drift ratio 0.21% พัฒนากำลังได้สูงสุดเท่ากับ 38.8 kN ที่ 0.70% ก่อนที่จะหยุดการทดสอบเนื่องจากฐานรากเกิดการวิบัติ ผนังมีค่าความเหนียวประมาณ 3.5 พบรอยร้าวที่ผนังบริเวณรอยต่อที่มีการเชื่อมเหล็กและกรอกปูนปิดกลับ รอยร้าวนี้ก็มีการขยายมาที่บริเวณมุมของผนัง อย่างไรก็ตามการวิบัติที่รอยต่อและผนังของตัวอย่างนี้ยังไม่แน่ชัด ทางผู้ศึกษาสรุปไว้

ว่าผนังนี้แม้ไม่ได้ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว แต่ผนังและรอยต่อมีกำลังในช่วงยืดหยุ่นที่ดีในระดับหนึ่ง และมีความเหนียวอยู่ในช่วงความเหนียวจำกัด (limited ductility) ทำให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวในระดับต่ำถึงปานกลางได้



(ก)



(ข)

รูปที่ 2.2-22 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวทางข้างของผนังคอนกรีตสำเร็จรูป และ (ข) รูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นที่ผนัง [ปรีดา และชยานนท์, 2558]

2.2.5.2 การศึกษาผนังสำเร็จรูปในต่างประเทศ

Crisafulli และคณะ (2002) ได้ทำการศึกษารูปแบบผนังสำเร็จรูปที่ใช้กันมากที่ประเทศนิวซีแลนด์ โดยผนังระบบนี้จะมีรอยต่อโดยใช้ท่อ Corrugated duct ฝังไว้ในผนัง และทำการยกลงมาเสียบลงในเหล็กเสริมที่โผล่ขึ้นมาจากฐานราก หรือผนังชั้นล่างกว่า จากนั้นจะทำการกรอกปูนทรายไม่หัดตัว หรืออาจใช้ระบบปั๊มความดันฉีดเข้าไปในท่อ ดังแสดงในรูปที่ 2.2-23 ในการศึกษาครั้งนี้ยังได้มีการอธิบายถึงหลักการออกแบบผนังสำเร็จรูปในการรับแรงว่า เนื่องจากในอาคารที่ก่อสร้างด้วยผนังระบบนี้ จะมีจำนวนกำแพงเป็นจำนวนมาก เวลาการออกแบบโดยใช้มาตรฐานการออกแบบเช่นเดียวกันกับระบบโครงสร้างหล่อในที่ ปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการนั้นมักจะถูกควบคุมโดยปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดตามที่ระบุอยู่ในมาตรฐาน อย่างไรก็ตามผู้ศึกษาได้ระบุว่าผนังนี้สามารถออกแบบให้ปริมาณเหล็กเสริมที่พาดผ่านรอยต่อต่ำกว่าปริมาณเหล็กต่ำสุดได้ หรือออกแบบให้รอยต่อมีกำลังต่ำกว่ากำลังของผนัง ในการออกแบบนี้จะคาดหวังให้ผนังสำเร็จรูปพัฒนารอยร้าวรอยเดียว (Single crack) ที่บริเวณรอยต่อ หรือ เกิดการ Rocking ของผนังดังแสดงในรูปที่ 2.2-24 เมื่อมีแรงแผ่นดินไหวเกิดขึ้น ซึ่งสิ่งสำคัญที่ต้องระวังคือในการออกแบบนั้นจะต้องระวังเรื่องการเลื่อนไถลของผนังดังแสดงในรูปที่ 2.2-25 ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการข้างล่างนี้

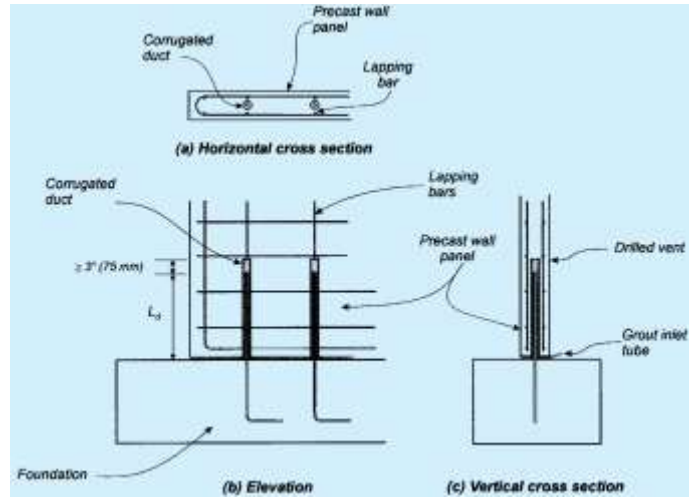
$$V_n = V_d + V_f \quad 2.1$$

โดยที่ V_n = กำลังรับแรงเฉือนระบุ

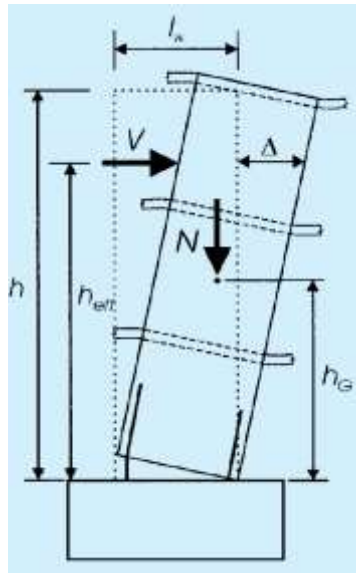
V_d = กำลังรับแรงเฉือนจาก dowel action

V_f = กำลังรับแรงเฉือนจากแรงเสียดทาน

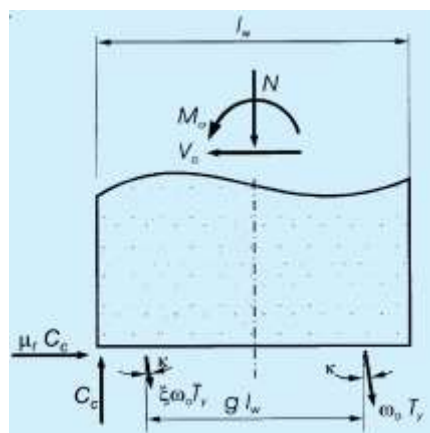
ซึ่งทั้ง V_d และ V_f สามารถหาได้จาก ACI318 นอกจากนี้ทางผู้ศึกษาได้ทำการทดสอบผนังสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดการทดสอบแสดงในรูปที่ 2.2-26 ผลการวัดระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวทางข้างแสดงดังรูปที่ 2.2-27 ผลการทดสอบพบว่าผนังนี้มีสติเฟนสูง มีความเหนียวที่จำกัด และมีรูปแบบการเคลื่อนตัวทางข้าง ได้แก่การ Rocking และ การเลื่อนไถลเป็นหลัก ซึ่งสรุปได้ว่าการที่จะนำผนังลักษณะนี้ไปออกแบบใช้ในพื้นที่เสี่ยงภัยนั้น จะต้องออกแบบให้กำลังรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นจากแรงแผ่นดินไหว น้อยกว่าโมเมนต์ที่เริ่มทำให้เกิดรอยร้าวที่รอยต่อ ซึ่งในการหากำลังรับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นจากแรงแผ่นดินไวนั้นควรจะต้องใช้ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (Response modification factor) ที่น้อย ๆ เพื่อที่จะได้โครงสร้างที่มีความเหนียวจำกัด



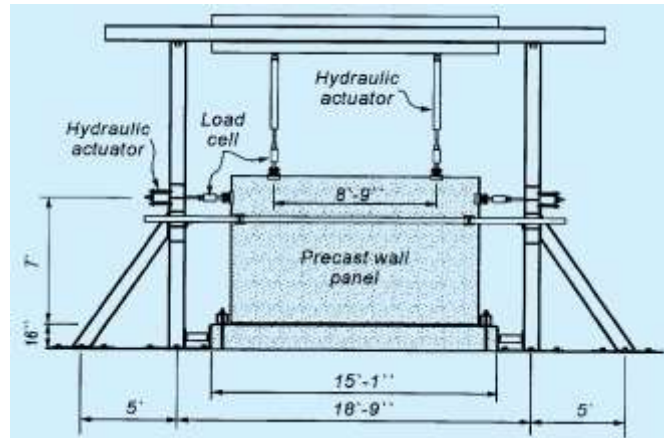
รูปที่ 2.2-23 รูปแบบผนังสำเร็จรูปที่ใช้กันมากที่ประเทศนิวซีแลนด์ [Crisafulli และคณะ, 2002]



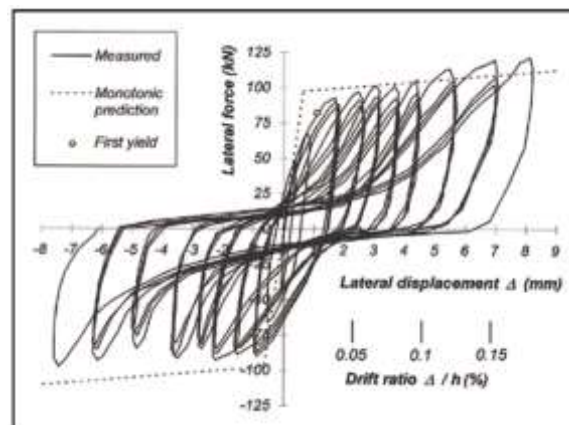
รูปที่ 2.2-24 กลไกการเคลื่อนตัวทางข้างของผนังที่มีปริมาณเหล็กที่รอยต่อน้อย ด้วยลักษณะ Rocking [Crisafulli และคณะ, 2002]



รูปที่ 2.2-25 กลไกการต้านทานแรงเฉือนที่รอยต่อของผนัง [Crisafulli และคณะ, 2002]



รูปที่ 2.2-26 การทดสอบผนังสำเร็จรูปที่ใช้กันมากที่ประเทศนิวซีแลนด์ [Crisafulli และคณะ, 2002]

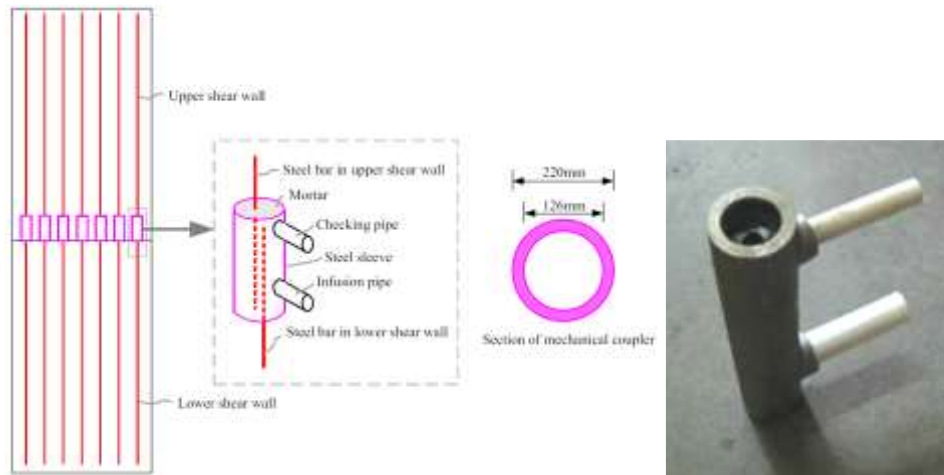


รูปที่ 2.2-27 การทดสอบผนังสำเร็จรูปที่ใช้กันมากที่ประเทศนิวซีแลนด์ [Crisafulli และคณะ, 2002]

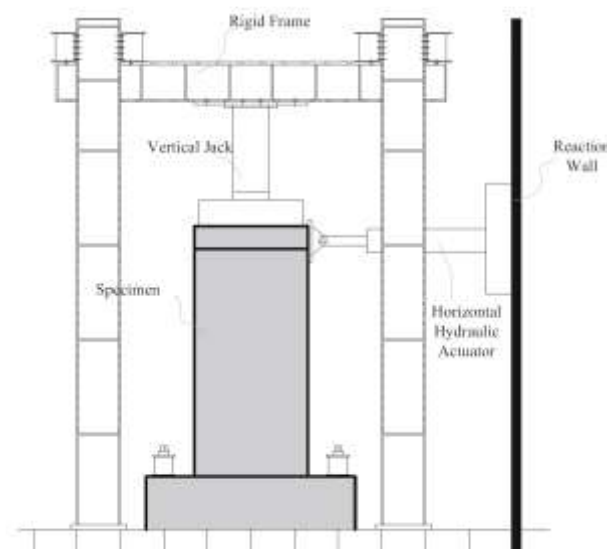
การศึกษาพฤติกรรมของผนังสำเร็จรูปนั้น ยังมีอีกรูปแบบหนึ่งคือการออกแบบให้รอยต่อมีความแข็งแรงกว่าตัวผนัง ทำให้ผนังนั้นต้องสามารถพัฒนาจุดหมุนพลาสติกขึ้นที่ตัวผนัง มีกำลังทางข้างและความเหนียวเพียงพอ ผนังสำเร็จรูปลักษณะนี้จะทำให้เกิดรอยร้าว ความเสียหายเกิดขึ้นที่ตัวผนัง รูปแบบของผนังลักษณะนี้เรียกว่าการเลียนแบบพฤติกรรมของโครงสร้างแบบหล่อในที่ (Monolithic emulation) รอยต่อที่มีการใช้งานในต่างประเทศนั้นมีหลายรูปแบบ ไม่ว่าจะเป็นการใช้ท่อ corrugated duct การทำรอยต่อเป็นแบบเปียก หรือการใช้ข้อต่อเชิงกล (mechanical coupler)

Peng และ คณะ (2016) ได้ทำการศึกษาผนังโดยใช้ข้อต่อเชิงกลดังแสดงในรูปที่ 2.2-28 ผนังมีความสูง 2,800 มม. ความกว้าง 1,300 มม. และหนา 200 มม. มีน้ำหนักรรทุกอยู่ที่ 18% ของกำลังเต็มของหน้าตัด ($f_c' A_g$) อัตราส่วนระหว่างตำแหน่งการให้แรงกระทำต่อความกว้างผนัง (a/d ratio) อยู่ที่ 2.15 การทดสอบนั้นแสดงได้ดังรูปที่ 2.2-29 ผลการวัดระหว่างแรงทางข้างและการเคลื่อนที่แสดงได้ดังรูปที่ 2.2-30 ซึ่งจะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางข้างและการเคลื่อนที่ นี้มีความเสถียร ผนังแสดงให้เห็นถึงความเหนียว สามารถเคลื่อนตัวทางข้างไปได้ถึง drift ratio เท่ากับ 2.5% โดยมีอัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 7 มีพื้นที่ใต้กราฟที่อ้วน (Fat hysteretic loops) สามารถสลายพลังงานได้มาก ชี้ให้เห็นว่าผนังสำเร็จรูปนี้

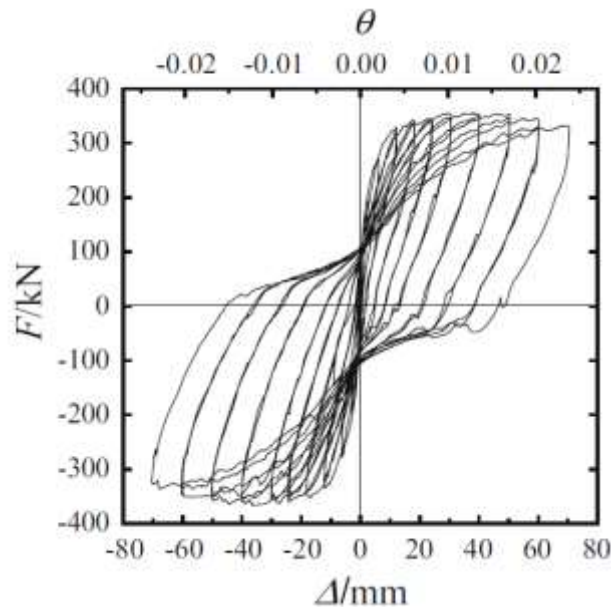
สามารถออกแบบให้มีพฤติกรรมเทียบเท่ากับโครงสร้างแบบหล่อในที่ได้ อย่างไรก็ตามเมื่อออกแบบให้รอยต่อมีกำลังมากกว่ากำลังของผนัง การสลายพลังงานจะเกิดขึ้นโดยการพัฒนารอยร้าวขึ้นที่ตัวผนังดังแสดงในรูปที่ 2.2-31



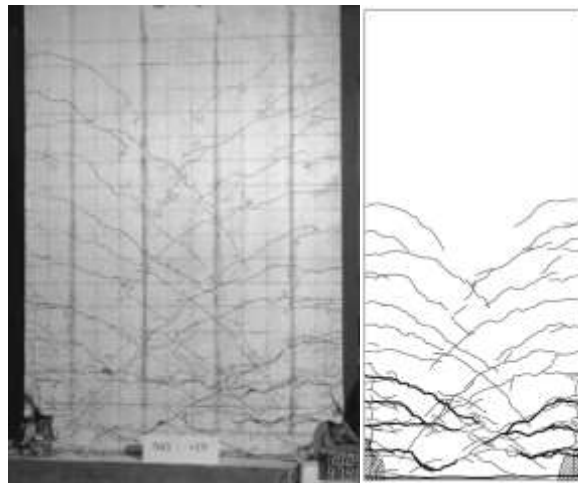
รูปที่ 2.2-28 ข้อต่อเชิงกล (mechanical coupler) ที่ศึกษาโดย Peng และ คณะ (2016)



รูปที่ 2.2-29 การทดสอบผนังโดย Peng และ คณะ (2016)



รูปที่ 2.2-30 ความสัมพันธ์ของผนังสำเร็จรูปโดยใช้ข้อต่อเชิงกล [Peng และ คณະ, 2016]



รูปที่ 2.2-31 รอยร้าวบนผนังสำเร็จรูปโดยใช้ข้อต่อเชิงกล [Peng และ คณະ, 2016]

Soudki และคณະ (1995) ได้ทำการศึกษารูปแบบรอยต่อของผนังสำเร็จรูปต่อแรงแผ่นดินไหว โดยศึกษาเปรียบเทียบรอยต่อระหว่างการใช้รอยต่อเชิงกลและการใช้เหล็กเส้นเชื่อมกับเหล็กรูปพรรณที่ฝังอยู่ในคอนกรีตดังแสดงในรูปที่ 2.2-32 ผนังมีความสูง 2,100 มม. ความกว้าง 1,200 มม. และหนา 150 มม. มีน้ำหนักรวมอยู่ที่ 5% ของกำลังเต็มของหน้าตัด มีการต่อ 2 ตำแหน่งที่บริเวณหน้าตัดวิกฤต การติดตั้งการทดสอบแสดงได้ดังรูปที่ 2.2-33 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวทางข้างของตัวอย่างทั้ง 2 รูปแบบ แสดงได้ดังรูปที่ 2.2-34 ทั้ง 2 ตัวอย่างนั้นมีพฤติกรรมที่คล้ายคลึงกัน มีอัตราส่วนความเหนียวเท่ากัน เท่ากับ 5 ผนังที่ใช้รอยต่อด้วยข้อต่อเชิงกลเสียหายโดยรูปแบบพังแบบการถูกดึงออกจากคอนกรีต ในขณะที่ผนังที่ใช้การเชื่อมพังเนื่องจากเหล็กขาด โดยรวมผนังทั้ง 2 สามารถออกแบบให้ได้เกณฑ์ตามที่ต้องการ

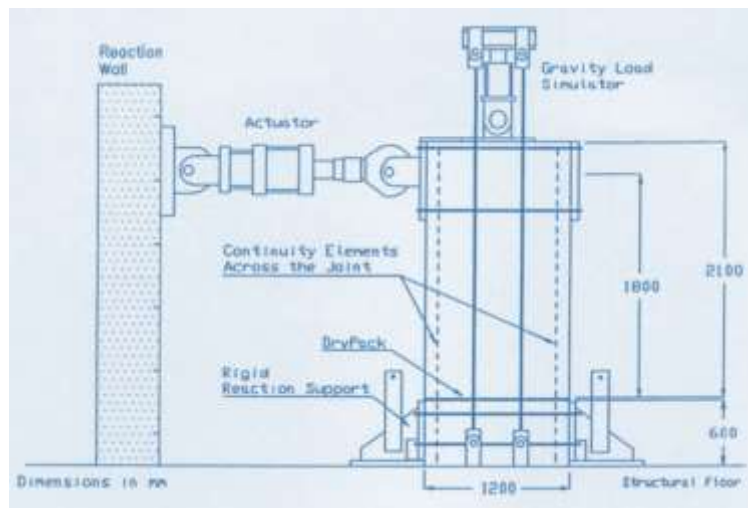


(ก)

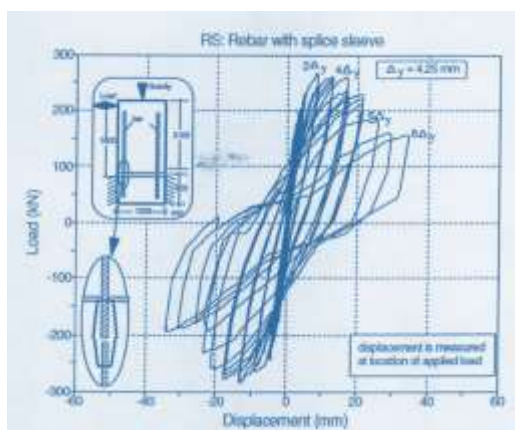


(ข)

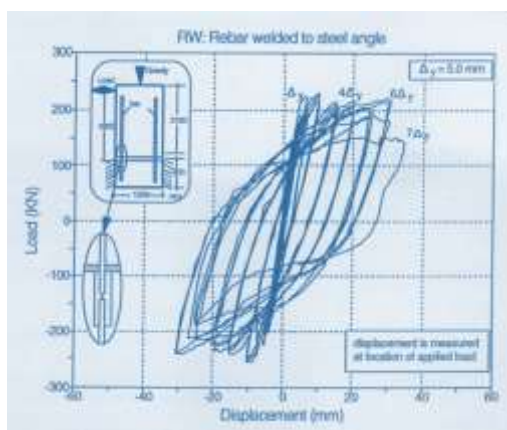
รูปที่ 2.2-32 รูปแบบรอยต่อที่เปรียบเทียบกัน (ก) ข้อต่อเชิงกล และ (ข) การเชื่อมเหล็กเส้นเข้ากับเหล็กรูปพรรณ [Soudki และคณะ, 1995]



รูปที่ 2.2-33 การทดสอบผนังโดย Soudki และคณะ (1995)



(ก)

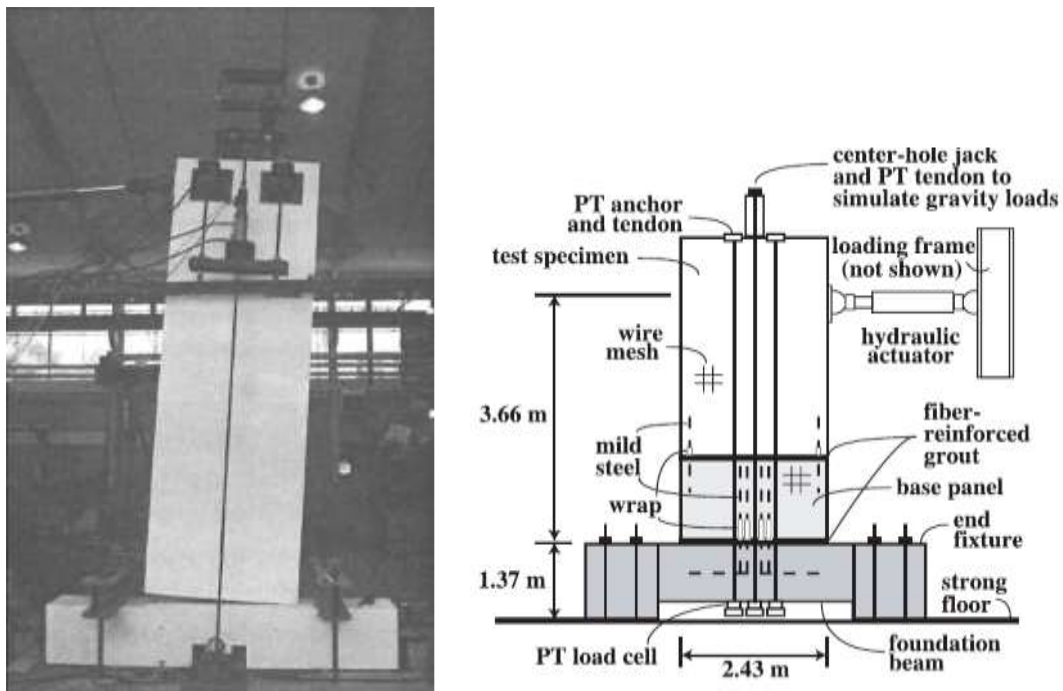


(ข)

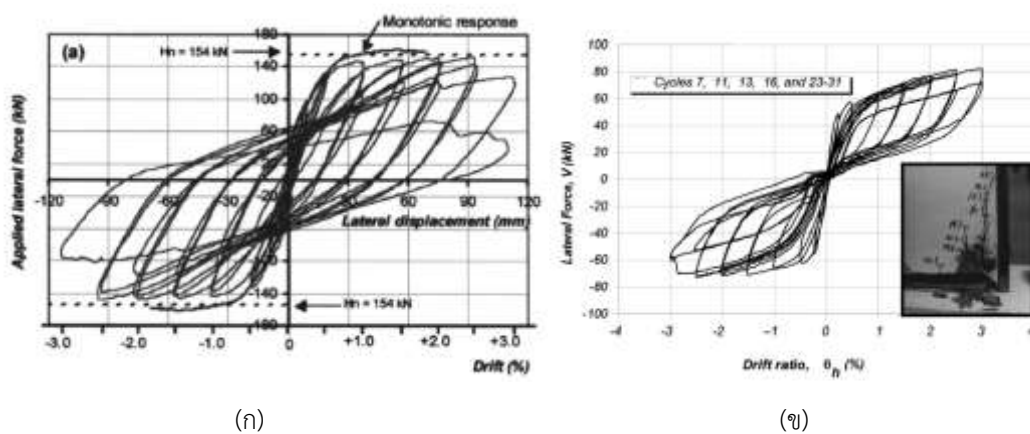
รูปที่ 2.2-34 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวทางข้างของตัวอย่างที่ยึดด้วย (ก) ข้อต่อเชิงกล และ (ข) การเชื่อมเหล็กเส้นเข้ากับเหล็กรูปพรรณ [Soudki และคณะ, 1995]

นอกจากนี้ในวิศวกรรมแผ่นดินไหวสมัยใหม่ ยังมีการศึกษาพฤติกรรมของผนังสำเร็จรูปรูปแบบใหม่ โดยมีแนวคิดจากการที่ระบบโครงสร้างสำเร็จรูปนั้น เป็นระบบก่อสร้างที่ใช้การหล่อโครงสร้างมาเป็นชิ้น ๆ และทำการประกอบที่หน้างานอยู่แล้ว จึงมีการพัฒนาระบบรูปแบบโครงสร้างโดยอาศัยจุดเด่นของระบบโดยการยอมให้รอยต่อ (Interfaces) มีความอ่อนแอหรือกำลังน้อยกว่าตัวผนัง สามารถเปิดได้ และปิดได้ โดยที่โครงสร้างไม่เกิดการถล่มพังทลาย นอกจากนี้จากการที่ให้โครงสร้างนั้นสามารถเปิด-ปิดได้ที่รอยต่อนี้ จะทำให้โครงสร้างสามารถโยกตัวไปทางข้างได้ ถ้ามีการใส่เหล็กเสริมบริเวณรอยต่อนี้และคำนวณออกแบบไม่ให้เหล็กเกิดการขาดที่ระยะโยกตัวที่ประเมินไว้ จะทำให้เหล็กสามารถยึดโดยไม่ขาดและสลายพลังงานได้อย่างไร้ดี เหล็กเสริมนี้จะเกิดระยะยึดค้ำอยู่ (Residual deformation) ทำให้รอยต่อไม่สามารถปิดได้ จึงมีการใส่เหล็กเสริมหรือลวดอัดแรงเข้าไปที่หน้าตัด โดยลวดอัดแรงนี้จะถูกใส่แรงดึงก่อนอยู่ที่ประมาณ 40-50% ของหน่วยแรงคราก ทำให้มีลักษณะเหมือนสปริง และมีแรงอัดกลับไปที่หน้าตัด (Self-centering forces) ทำให้ระยะยึดค้ำของเหล็กเสริมลดลงจนเป็นศูนย์ ทำให้โครงสร้างดึงกลับไปที่เดิม การออกแบบผสมผสานระหว่างเหล็กเสริม 2 ชนิดนี้เรียกว่าระบบไฮบริด (Hybrid structures) ซึ่งระบบนี้ได้ถูกศึกษาทั้งในประเทศและต่างประเทศในช่วง 2 ทศวรรษที่ผ่านมา [Holden และ คณะ, 2003; Kurama, 2002; Kurama และ คณะ, 1999; Lu และ Wu, 2017; Marriott และ คณะ, 2008; Perez และ คณะ, 2003; Priestley และ คณะ, 1999; Restrepo และ Rahman, 2007; Yooprasertchai และ คณะ, 2015; Yooprasertchai และ Warnitchai, 2015]

รูปที่ 2.2.35 แสดงตัวอย่างการทดสอบระบบโครงสร้างผนังไฮบริด ซึ่งจะเห็นได้ว่าโครงสร้างเกิดการโยกตัวแบบ Rocking โดยที่ไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นที่ตัวผนังสำเร็จรูป รูปที่ 2.2-36 รูปที่ 2.2-36 เปรียบเทียบพฤติกรรมระหว่างระบบเดิมโดยออกแบบให้มีพฤติกรรมเลียนแบบคอนกรีตแบบหล่อในที่ (Monolithic emulation) และ ระบบโครงสร้างผนังไฮบริด (Hybrid structures) จะเห็นได้ว่าระบบไฮบริดสามารถออกแบบให้มีกำลัง สดุดิพนส และความเหนียวได้เช่นเดียวกับกับระบบแบบหล่อในที่หรือเลียนแบบระบบหล่อในที่ ระบบเดิมนั้นมีการสลายพลังงานที่สูงกว่า ซึ่งได้มาจากการยอมให้ตัวโครงสร้างเกิดรอยร้าว และพัฒนาจุดหมุนพลาสติกได้ อย่างไรก็ตามรอยร้าวนี้จะซ่อมแซมได้ยากหรือมีค่าใช้จ่ายสูง ในขณะที่ระบบใหม่นี้จะมีรอยร้าวรอยเดียวที่รอยต่อ รอยร้าวนี้จะเกิดการเปิด-ปิดไปมา รอยร้าวนี้สามารถปิดได้สนิทหลังจากสิ้นสุดเหตุการณ์แผ่นดินไหวด้วยแรงอัดกลับจากลวดอัดแรง โครงสร้างใหม่นี้มีค่าใช้จ่ายในการซ่อมแซมต่ำกว่าระบบเดิมมาก



รูปที่ 2.2-35 ตัวอย่างระบบโครงสร้างผนังไฮบริด [Holden และ คณะ, 2003; Smith และ คณะ, 2012]



รูปที่ 2.2-36 เปรียบเทียบพฤติกรรมระหว่าง (ก) ระบบเดิมโดยออกแบบให้มีพฤติกรรมเลียนแบบคอนกรีตแบบหล่อในที่ และ (ข) ระบบโครงสร้างผนังไฮบริด [Holden และ คณะ, 2003; Restrepo และ Rahman, 2007]

2.2.5.3 สรุปภาพรวมพฤติกรรมของผนังสำเร็จรูป

รูปที่ 2.2-37 สรุปภาพรวมพฤติกรรมของผนังสำเร็จรูปภายใต้แรงแผ่นดินไหว พฤติกรรมของผนังนั้นจะขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย ไม่ว่าจะเป็นความแข็งแรงของตัวแผ่นผนัง ความแข็งแรงของรอยต่อ ลักษณะของผนังว่ามีสภาพการรับน้ำหนักอย่างไร ถูกควบคุมโดยแรงคัตหรือแรงเฉือน เป็นต้น ถ้าผนังสำเร็จรูปนั้นถูกควบคุมโดยแรงคัต และ รอยต่อของผนังมีความแข็งแรงเพียงพอ ความเสียหายนี้ก็จะเกิดที่ตัวผนังเอง บริเวณที่เกิดรอยร้าวนี้ก็จะต้องออกแบบให้มีความเหนียวในระดับที่ต้องการ ซึ่งจะทำให้เกิดการสลายพลังงานที่ดี โครงสร้างก็จะไม่ล่มหลังจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว รูปแบบการเคลื่อนตัวทางข้างแสดงได้ดังรูปที่ 2.2-37(ก)

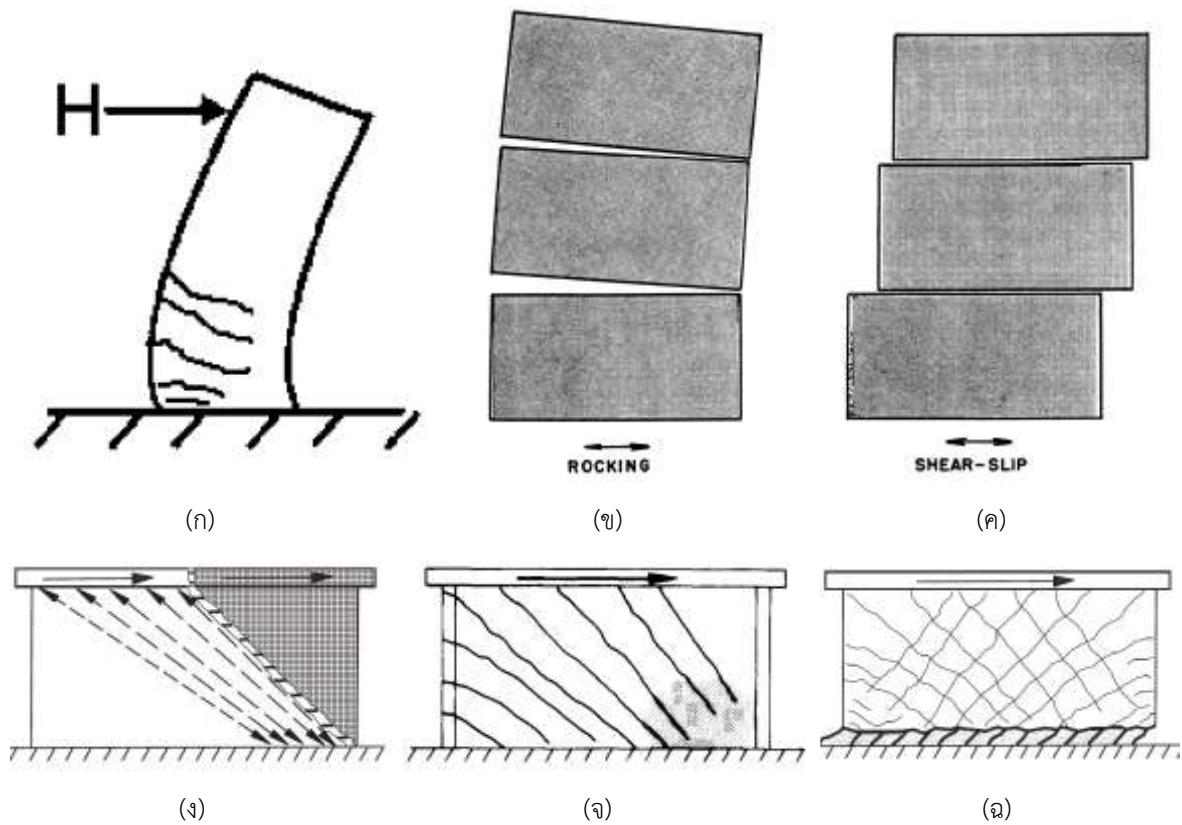
ถ้าผนังสำเร็จรูปนั้นมีรอยต่อที่อ่อนแอกว่าตัวผนัง พฤติกรรมแบ่งออกเป็น 2 แบบ คือ รูปแบบการโยกตัว (Rocking) และ การเลื่อนไถลตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 2.2-37(ข) และ 2.2-37(ค) ซึ่งพฤติกรรมทั้ง 2 แบบต้องมีการเอาใจใส่เป็นอย่างดี รูปแบบการโยกตัวนี้อาจยอมให้เกิดขึ้นได้แต่ต้องมั่นใจเรื่องเสถียรภาพของโครงสร้าง ว่าหากเกิดการโยกลักษณะอย่างนี้แล้วเหล็กต้องไม่ขาด ผนังไม่ล้มทับลงมา ไม่ว่าจะเป็นในระนาบหรือนอกระนาบ และบริเวณที่เกิดแรงอัดสูงจะต้องไม่เกิดการบ้นแตก (Crushing) ในกรณีของการเลื่อนไถลนี้เป็นสิ่งที่ต้องระวังมาก เนื่องจากทำให้โครงสร้างเกิดการสูญเสียเสถียรภาพ และไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกตามแนวตั้งได้

รูปที่ 2.2-37(ง) ถึง 2.2-37(ฉ) นี้เป็นผนังสำเร็จรูปที่ถูกควบคุมโดยแรงเฉือน หรือตัวผนังมีอัตราส่วนความสูงต่อความกว้างผนังน้อย (น้อยกว่าประมาณ 1.5) หรือเรียกว่าผนังเตี้ย (Squat walls) ถ้าผนังนี้มีรอยต่อที่แข็งแรงทำให้พฤติกรรมอยู่ที่ตัวผนังเป็นหลัก ถ้าตัวผนังนั้นมีปริมาณเหล็กรับแรงเฉือนน้อยไม่เพียงพอ ทำให้ผนังมีความเสียหายในรูปแบบแรงดึงในแนวทแยงเป็นหลัก ดังแสดงในรูปที่ 2.2-37(ง)

เมื่อผนังนี้มีแรงเฉือนกระทำที่สูงพอ และปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเพียงพอในการป้องกันความเสียหายในรูปแบบแรงดึงในแนวทแยง แรงเฉือนนี้จะทำให้ผนังคอนกรีตมีโอกาสที่จะเกิดแรงอัดในแนวทแยงและสูงพอจะทำให้คอนกรีตถูกบ้นแตก (Crushing) และทำให้ผนังนี้เกิดรอยร้าวขึ้นในแนวทแยง ดังแสดงในรูปที่ 2.2-37(จ)

นอกจากนี้ภายใต้แรงสลับทิศไปมาจากแรงแผ่นดินไหวมีโอกาสทำให้กำลังของผนังในการต้านทานต่าง ๆ เกิดการสูญเสีย (Degradation) หรือกำลังต้านทานส่วนต่าง ๆ นั้นมีค่าใกล้เคียงกันมาก ผนังมีโอกาสที่จะเกิดความเสียหายในหลาย ๆ รูปแบบปนกัน จนในท้ายที่สุดเกิดการเลื่อนไถลดังแสดงในรูปที่ 2.2-37(ฉ)

จะเห็นได้ว่าพฤติกรรมของผนังสำเร็จรูปเองนั้นขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย ในการออกแบบผนังสำเร็จรูปต้านทานแผ่นดินไหวที่ดึ้นนั้น วิศวกรผู้ออกแบบจะต้องเข้าใจถึงรูปแบบการเคลื่อนตัวทางข้างหรือรูปแบบความเสียหายของผนังเหล่านี้



รูปที่ 2.2-37 รูปแบบพฤติกรรมของผนังสำเร็จรูปภายใต้แรงแผ่นดินไหว (ก) แรงดัด [Holden และ คณะ, 2003] (ข)

Rocking (ข) ลื่นไถล (Shear slip) [Oliva และ Clough, 1985] (ค) แรงดึงในแนวทแยง (ง) แรงอัดในแนวทแยง (จ) รูปแบบ
ผสมผสาน [Paulay และคณะ, 1982]

บทที่ 2.3

การศึกษาพฤติกรรมของผนังรับแรงสำเร็จรูปด้วยวิธีการทดสอบภายใต้แรงจักรแบบกึ่งสถิต

2.3.1 บทนำ

ระบบที่ใช้ในการยึดผนังรับแรงสำเร็จรูปให้ต่อเข้าด้วยกันและยึดโยงกันทางโครงสร้างนั้นเป็นสิ่งที่สำคัญมาก เพื่อให้โครงสร้างทุกชิ้นส่วนทำงานร่วมกัน สามารถถ่ายเทแรงไปให้โครงสร้างใกล้เคียงได้ตามที่ต้องการ ไม่มีการเสียรูปเกินขีดจำกัด หรือเสียรูปในลักษณะอื่นที่ไม่ต้องการให้เกิด โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อต้องรับแรงด้านข้างเช่นแรงลม และแรงแผ่นดินไหว จุดต่อระหว่างชิ้นส่วนยิ่งมีความสำคัญเพิ่มขึ้นอย่างมาก จุดต่อจะต้องมีกำลังรับน้ำหนัก และความแกร่ง (Stiffness) เพียงพอ ที่จะยึดให้ชิ้นส่วนทุกชิ้นทำงานร่วมกัน

จากการสำรวจโดยคณะผู้ดำเนินการวิจัยตามที่กล่าวไว้ในบทที่ 2 พบว่าการยึดระหว่างชิ้นส่วนผนังสำเร็จรูปที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในประเทศไทยนั้นสรุปได้ 3 วิธี ได้แก่

- 1) การยึดโดยการเชื่อมระหว่างเหล็กข้ออ้อยที่ยื่นออกมาระหว่างผนังและฐานราก
- 2) การฝังเหล็กรูปพรรณไว้ที่ผนังและฐานราก จากนั้นยึดโดยการเชื่อมเข้าด้วยกันด้วยเหล็กฉาก และ
- 3) การใช้ท่อ Corrugated duct ที่ใช้กันมากในงานลวดอัดแรงฝังไว้ที่ผนัง จากนั้นเสียบเหล็กที่ยื่นออกมาจากฐานรากเข้าไป แล้วเทคอนกรีตเข้าไปด้วยปูนทรายชนิดไม่หดตัว

ดังนั้นในการศึกษานี้จะดำเนินการทดสอบรอยต่อทั้ง 3 วิธีนี้ รูปที่ 2.3-1 แสดงรูปแบบรอยต่อที่กล่าวมาข้างต้น

2.3.2 ดัชนีโครงสร้าง (Structural index)

ดัชนีโครงสร้าง (Structural index) คือ ดัชนีที่ใช้ในการระบุถึงพฤติกรรมการรับแรงของโครงสร้าง ว่ามีค่าเท่าไร เป็นดัชนีที่มีความสำคัญในการกำหนดออกแบบตัวอย่างการทดสอบให้สามารถเป็นตัวแทนของอาคารจริงได้ ดัชนีของโครงสร้างนี้ คำนวณได้จากรูปร่าง ขนาด ปริมาณเหล็กเสริม กำลังของวัสดุ และอื่น ๆ ดัชนีของโครงสร้างที่สำคัญในการศึกษานี้ได้แก่

1. อัตราส่วนระหว่างระยะของแรงเฉือนวัดจากตำแหน่งที่มีแรงกระทำทาง (h_w) ข้างต่อความกว้างของผนัง (l_w) หรือ h_w/l_w ratio ซึ่งเป็นดัชนีที่สำคัญในการระบุถึงความสัมพันธ์ว่าผนังจะมีพฤติกรรมอยู่ในลักษณะใด เช่น หากอัตราส่วนนี้มีค่าน้อยกว่า 1 แสดงว่าผนังรับแรงนี้พฤติกรรมถูกควบคุมด้วยแรงเฉือนเป็นหลัก และหากอัตราส่วนนี้มีค่ามากกว่า 2-3 แสดงว่าผนังรับแรงนี้มีโอกาสที่พฤติกรรมจะถูกควบคุมด้วยแรงดัดเป็นหลัก เป็นต้น

จากการสำรวจอาคารเป้าหมาย อาคารพักอาศัย 5-8 ชั้น ในประเทศไทยพบว่า ความยาวช่วงมีค่าประมาณ 3-5 เมตร ความสูงชั้นอยู่ที่ประมาณ 2.5-3.0 เมตร ดังนั้นคณะผู้ทำการวิจัยเลือกขนาดของกำแพงอยู่ที่ยาว 4.0 เมตร สูง 2.8 เมตร มาทำการย่อส่วนตัวอย่างทดสอบ



(ก)



(ข)



(ค)

รูปที่ 2.3-1 รูปตัวอย่างแบบรอยต่อที่นิยมใช้ในประเทศไทย (ก) การเชื่อมเหล็กเส้น (ข) การเชื่อมด้วยเหล็กฉาก และ (ค) การใช้ท่อ Corrugated duct

2. อัตราส่วนระหว่างน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนต่อกำลังอัดเต็มที่ของหน้าตัด หรือ axial load ratio ($P/f_c'A_g$) ดัชนีนี้เป็นค่าที่บอกถึงอัตราส่วนของน้ำหนักตามแนวแกนว่ามีขนาดเท่าใด โดยปกติแล้ว แรงตามแนวแกนมีผลต่อกำลังการรับแรงเฉือนและความสามารถในการรับแรงดัดของหน้าตัด ดังนั้นการออกแบบตัวอย่างทดสอบจึงต้องให้อัตราส่วนนี้มีความสอดคล้องกันระหว่างตัวอย่างทดสอบกับอาคารจริง

จากการสำรวจอาคารเป้าหมาย อาคารพักอาศัย 5-8 ชั้น ในประเทศไทยพบว่า axial load ratio ที่ฐาน อยู่ที่ประมาณ 2-3% และ 4-5% สำหรับอาคาร 5 และ 8 ชั้นตามลำดับ คณะผู้ทำการวิจัยเลือกอัตราส่วน 2.5% และ 5.0% เป็นหนึ่งพารามิเตอร์ในการทดสอบ

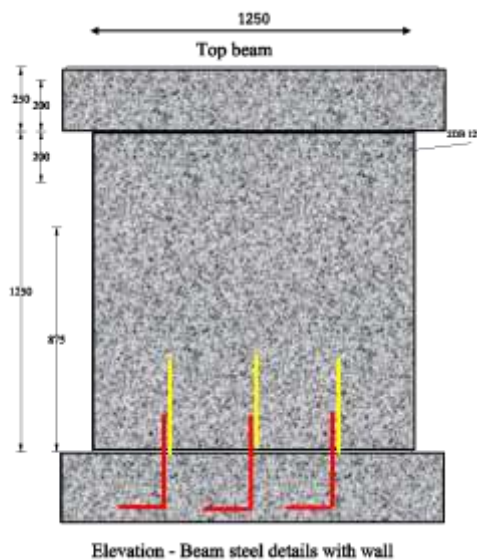
นอกจากนี้ยังมีดัชนีของโครงสร้างอื่น ๆ ที่ใช้ในการพิจารณาออกแบบตัวอย่างทดสอบอีก ได้แก่ ปริมาณเหล็กเสริมตามแนวตั้งและแนวนอนในผนัง ปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อ คุณสมบัติของวัสดุ เป็นต้น

2.3.3 ตัวอย่างทดสอบ

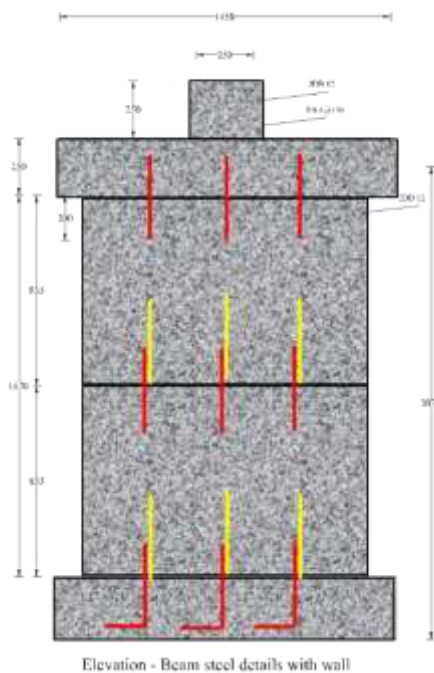
ตัวอย่างทดสอบที่พิจารณาในการทดลองถูกใช้เป็นตัวแทนระบบโครงสร้างผนังสำเร็จรูปที่ใช้กันโดยทั่วไปในประเทศไทย มีความสูงประมาณ 5-8 ชั้น อย่างไรก็ตามเนื่องจากข้อจำกัดทางด้านเครื่องมืออุปกรณ์ทดสอบ ผู้ศึกษาจึงได้ทำการลดขนาดของตัวอย่างทดสอบลง (scaled model) โดยมีสัดส่วนการลดขนาดที่ใช้คือ 1:4 อย่างไรก็ตาม เนื่องจากผนังสำเร็จรูปเดิมมีขนาด 100-150 มม. ซึ่งการจะลดขนาดลงและทำการทดสอบเป็นไปได้ยาก การศึกษานี้จึงคงความหนาเดิมของต้นแบบอาคารไว้

รูปที่ 2.3-2 แสดงองค์ประกอบ ขนาด และระยะของตัวอย่างทดสอบ จากรูปจะเห็นได้ว่ารูปแบบของตัวอย่างทดสอบที่พิจารณามีสองประเภท ได้แก่ระบบผนังเดี่ยว และระบบผนังควมแนวตั้ง องค์ประกอบของตัวอย่างทดสอบรูปแบบระบบผนังเดี่ยวประกอบด้วย (1) ฐานราก (2) ผนังสำเร็จรูปหนา 100 มม. และ (3) คานรัดหัวผนัง สำหรับกรณีของตัวอย่างทดสอบรูปแบบระบบผนังควมแนวตั้งจะมีองค์ประกอบเช่นเดียวกับรูปแบบก่อนหน้ายกเว้นตัวผนังประกอบขึ้นจากผนังสำเร็จรูป 2 ชั้นต่อกันที่จุดกึ่งกลางความสูง ขนาดขององค์ประกอบต่าง ๆ เป็นไปตามที่แสดงในรูป โดยผนังเดี่ยวมีความกว้างผนัง 1,250 มม. ความสูงผนัง 1,250 มม. ในขณะที่ผนังควมแนวตั้ง ผนังแต่ละชั้น มีขนาดความกว้างผนัง 1,250 มม. ความสูงผนัง 835 มม.

ซึ่งจะเห็นได้ว่าความกว้างของตัวผนังในรูปแบบของตัวอย่างทดสอบทั้งสองมีค่าเท่ากัน ในขณะที่ความสูงของตัวผนังแตกต่างกัน



(ก) ระบบผนังเดี่ยว

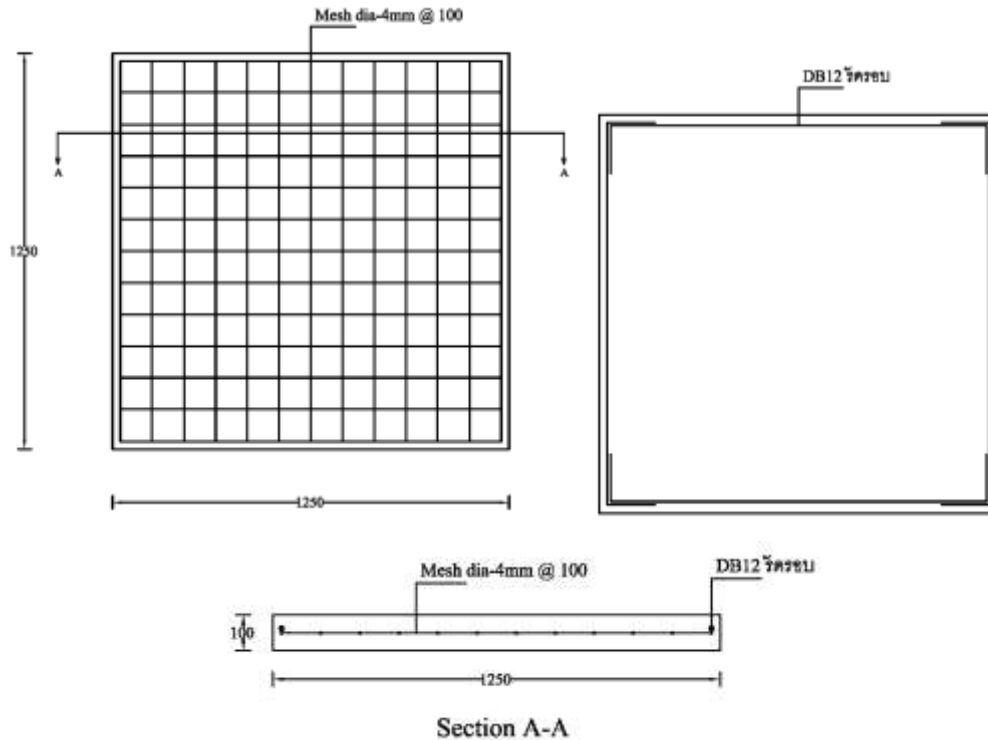


(ข) ระบบผนังควบในแนวตั้ง

รูปที่ 2.3-2 องค์ประกอบ และขนาดของตัวอย่างทดสอบ

แบบรายละเอียดทั่วไปของผนังสำเร็จรูปที่ใช้ในการทดสอบถูกแสดงไว้ในรูปที่ 2.3-3 จากรูปจะเห็นว่าเหล็กเสริมที่ใช้มี 2 ประเภท เหล็กประเภทที่ 1 คือเหล็กตะแกรงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 มม. ที่ระยะห่าง 100 มม. เหล็กประเภทที่ 2 คือเหล็กดัดรอบซึ่งเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. โดยเหล็กดัดรอบนี้มีหน้าที่ในการเป็นโครงให้เหล็กตะแกรงในการก่อสร้างผนังเท่านั้น รายละเอียดเหล็กเสริมนี้เป็นรายละเอียดที่ใช้กันโดยทั่วไปในประเทศไทย โดยมีอัตราส่วนเหล็กเสริมในแนวตั้งและแนวนอนเท่ากับ 0.00121 ซึ่งปริมาณเหล็กเสริมนี้มีค่าใกล้เคียงกับผนังที่ใช้งานในอาคารจริง ตามหัวข้อที่ระบุไว้ก่อนหน้านี้

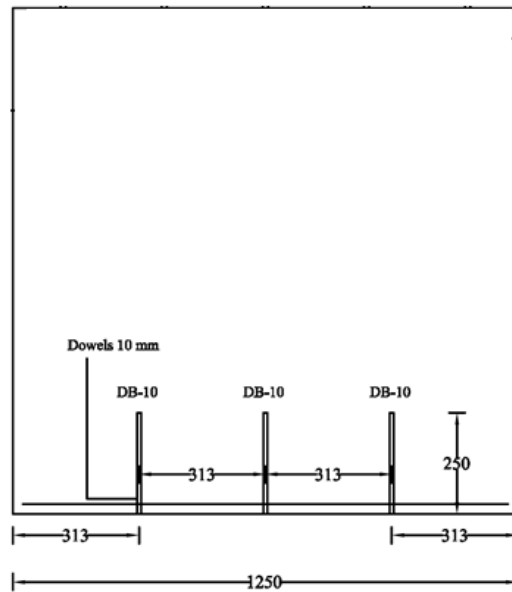
รายละเอียดจุดต่อระหว่างผนังสำเร็จรูปกับฐานรากที่พิจารณามี 3 ประเภท ได้แก่ จุดต่อแบบการเชื่อมเหล็กเดียว (welded dowel reinforcement, WR) จุดต่อแบบใช้การเชื่อมเหล็กฉาก (welded angle, WA) และจุดต่อแบบใช้การเหล็กเดียวสอดในท่อคอรูเกต (dowel in grouted corrugate duct, GR) รูปที่ 2.3-4 แสดงรายละเอียดทั่วไปของจุดต่อแบบ WR จากรูปจะเห็นได้ว่าการต่อผนังกับฐานรากกระทำโดยอาศัยเหล็กเดียวที่ฝังไว้ในกำแพงสำเร็จรูปและฐานราก โดยที่เหล็กเดียวดังกล่าวมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มม. เกรด SD40 จำนวน 3 เส้น ที่ระยะห่าง 313 มม. และมีระยะฝังยึดของเหล็กเดียวเท่ากับ 250 มม. โดยที่ขอบจะมีการ block out ไว้ประมาณ 100 มม. เพื่อไว้สำหรับการเชื่อมต่อกับเหล็กที่โผล่ออกมาจากฐานราก เหล็กเดียวโผล่ออกมาจากฐานรากนี้เท่ากับ 75 มม. การติดตั้งกำแพงสำเร็จรูปเข้ากับฐานรากจะกระทำโดยการเชื่อมเหล็กเดียวที่ฝังไว้ในองค์ประกอบทั้งสองเข้าด้วยกัน



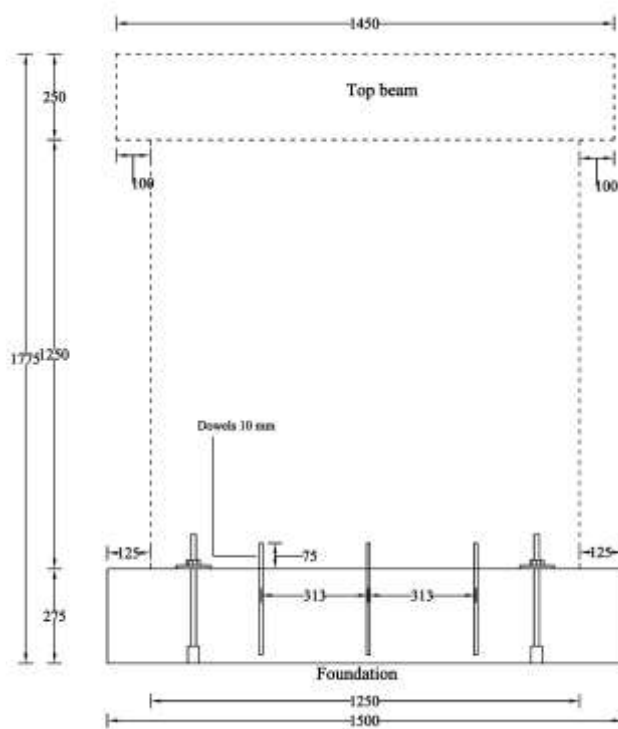
รูปที่ 2.3-3 แบบรายละเอียดทั่วไปและการเสริมเหล็กของผนังสำเร็จรูปที่ใช้ในการทดสอบ

สำหรับจุดต่อแบบ WA การต่อผนังสำเร็จรูปกับฐานรากจะกระทำโดยการฝังเหล็กแผ่น (steel plate) ขนาด 4 มม. แทนที่ใช้เหล็กเดือย ดังแสดงในรูปที่ 2.3-5 เหล็กแผ่นที่ฝังในตัวผนังจะอยู่ในแนวตั้ง และเชื่อมกับเหล็ก DB10 ยื่นฝังเข้าไปในผนัง ส่วนเหล็กแผ่นที่ฝังในฐานรากจะอยู่ในแนวราบและเชื่อมกับเหล็ก DB10 ฝังเข้าไปในฐานราก ในการติดตั้งผนังเข้ากับฐานราก เหล็กแผ่นทั้งสองด้านจะถูกเชื่อมเข้าด้วยกันโดยอาศัยเหล็กฉากขนาด 40x40x4 มม. ยาว 80 มม.

สำหรับจุดต่อแบบ GR การต่อผนังสำเร็จรูปกับฐานรากจะกระทำโดยการฝังเหล็กเดือยไว้ในฐานรากเช่นเดียวกันกับตัวอย่าง WR แต่จะปล่อยให้เหล็กเดือยดังกล่าวโผล่พ้นหลังฐานรากขึ้นมาเป็นระยะ 250 มม. มากกว่าตัวอย่าง WR ซึ่งมีค่าเท่ากับระยะฝังในกำแพง โดยในส่วนของกำแพงจะมีการฝังท่อคอรูปเกตุไว้ในตำแหน่งเดียวกับเหล็กเดือยของฐานรากดังแสดงในรูปที่ 2.3-6 ซึ่งระยะที่ฝังในท่อ Corrugate duct นี้เป็นไปตามข้อกำหนดระยะฝังตามที่ต้องการใน PCI Design Handbook ในการติดตั้งผนังเข้ากับฐานรากกำแพงจะวางบนฐานราก ซึ่งจะทำให้เหล็กเดือยถูกสอดเข้าไปในท่อ Corrugate duct หลังจากนั้นจึงทำการเทน้ำปูนเข้าไปในท่อดังกล่าว เพื่อประสานชิ้นส่วนกำแพงและฐานรากเข้าด้วยกัน



(ก)



(ข)

รูปที่ 2.3-4 รายละเอียดทั่วไปของทั่วไปของจุดต่อแบบ WR (ก) แสดงเหล็กเสริมของรอยต่อที่ฝังในกำแพง (ข) แสดงเหล็กเสริมโผล่ออกมาจากฐานราก



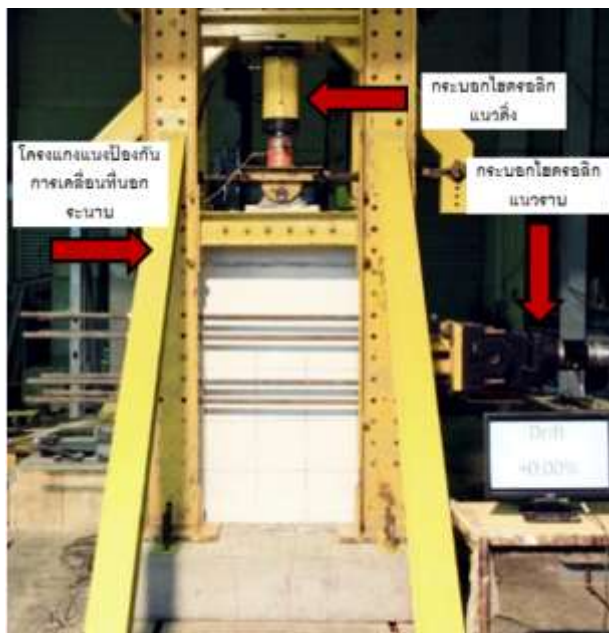
รูปที่ 2.3-5 รายละเอียดทั่วไปของทั่วไปของจุดต่อแบบ WA (ก) แสดงการฝังแผ่นเหล็กฝังในผนังกำแพง (ข) แสดงการฝังแผ่นเหล็กในฐานราก



รูปที่ 2.3-6 แสดงการฝังท่อ Corrugate duct ในผนังตัวอย่าง GR

รูปแบบการจำลองแรงกระทำต่อตัวอย่างทดสอบได้ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 2.3-7 จากรูปจะเห็นว่าตัวอย่างทดสอบถูกยึดเข้ากับพื้นของห้องปฏิบัติการ การยึดดังกล่าวอาศัยสลักเกลียวขนาดใหญ่เพื่อป้องกันการเลื่อนไถลและการยกตัวของตัวอย่าง ทดสอบออกจากพื้นของห้องปฏิบัติการ การจำลองแรงทางข้างเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำโดยอาศัยกระบอกลูกในแนวราบ ที่สามารถให้แรงได้สูงสุด ± 500 kN และมีระยะยึดของกระบอกลูกอยู่ที่ ± 500 มม. โดยกระบอกลูกไฮดรอลิกนี้สามารถควบคุมการให้น้ำหนักทางข้างได้ทั้งทิศไปและทิศกลับ ถ้าตัวอย่างทดสอบถูกกระบอกลูกไฮดรอลิกดึง จะถือว่าแรงและระยะการโยกตัวมีค่าเป็นบวก ทั้งนี้กระบอกลูกไฮดรอลิกนี้มีเซ็นเซอร์อ่านค่าแรงและระยะการเคลื่อนตัวติดตั้งอยู่ในกระบอกลูก การจำลองแรงกระทำในแนวตั้งกระทำโดยอาศัยกระบอกลูกไฮดรอลิกในแนวตั้งซึ่งสามารถให้แรงสูงสุดได้เท่ากับ 500 kN กระบอกลูกไฮดรอลิกดังกล่าวถูกติดตั้งอยู่เหนือกึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ ด้านปลายกระบอกลูกยึดติดกับคานรัดหัวกำแพง ส่วนอีกด้านหนึ่งยึดอยู่กับระบบ Linear bearing เพื่อให้กระบอกลูกไฮดรอลิกนี้ไม่เกิดแรงยึดรั้ง และเกิดแรงดัดกับตัวอย่างทดสอบ การติดตั้งกระบอกลูกไฮดรอลิกในลักษณะนี้จึงสามารถทำให้ควบคุมแรงในแนวตั้งให้มีค่าคงที่ตลอดการทดสอบได้ นอกจากนี้ยังมีการติดตั้ง

ระบบ bracing ระบบดังกล่าวใช้เพื่อป้องกันตัวอย่างทดสอบเคลื่อนตัวออกนอกระนาบที่ทำการทดสอบ (out of plane deformation)



รูปที่ 2.3-7 การให้แรงกระทำแก่ตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบที่พิจารณาในการทดลองมีจำนวน 7 ตัวอย่าง ตารางที่ 2.3-1 แสดงคุณลักษณะที่สำคัญของตัวอย่างทดสอบ จากตารางจะเห็นได้ว่าพารามิเตอร์ที่คำนึงถึงประกอบด้วย (1) ขนาดของน้ำหนักรบรรทุกในแนวดิ่ง (2) สัดส่วนความสูงต่อความกว้างของผนังกำแพง และ (3) ชนิดของจุดต่อระหว่างผนังสำเร็จรูปกับฐานราก

ตารางที่ 2.3-1 ตัวอย่างทดสอบและพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้อง

หมายเลข	ชื่อตัวอย่างทดสอบ	ขนาดน้ำหนักรบรรทุกกระทำในแนวดิ่ง		รูปแบบจุดต่อ*	รูปแบบผนัง
		(T)	(%)		
1	WR00	0.0	0.0	WR	ระบบผนังเดี่ยว
2	WR25	12.5	2.5	WR	ระบบผนังเดี่ยว
3	WR50	25.0	5.0	WR	ระบบผนังเดี่ยว
4	WR25-2	12.5	2.5	WR	ระบบผนังควบในแนวดิ่ง
5	WA00	0.0	0.0	WA	ระบบผนังเดี่ยว
6	WA25	12.5	2.5	WA	ระบบผนังเดี่ยว
7	GR25	12.5	2.5	GR	ระบบผนังเดี่ยว

*WR = จุดต่อแบบใช้การเชื่อมเหล็กเดียว, WA = จุดต่อแบบใช้การเชื่อมเหล็กฉาก, GR = จุดต่อแบบใช้ท่อคอรูเกต

2.3.4 คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

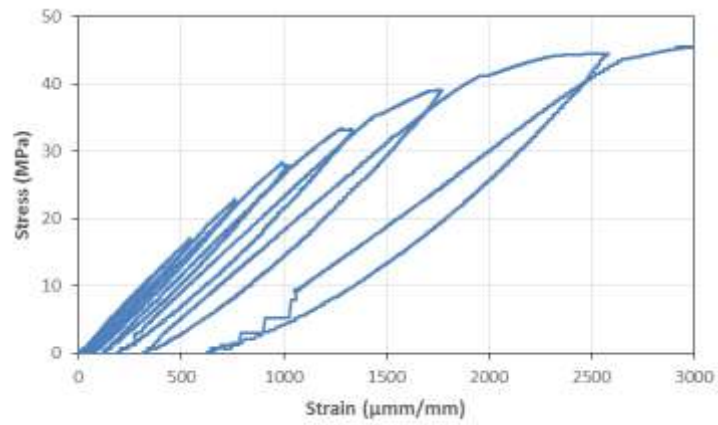
คอนกรีตที่ใช้ได้ถูกออกแบบให้มิกำลังอัดประลัยที่ประมาณ 40 MPa ที่อายุ 28 วัน ซึ่งเป็นกำลังอัดโดยทั่วไปที่ใช้ในอาคารจริง เนื่องจากความต้องการในการที่จะถอดแบบเร็ว และหมุนเวียนแบบหล่อกลับมาใช้ได้อีก มีอัตราส่วนผสมดังแสดงในตารางที่ 2.3-2

ตารางที่ 2.3-2 สัดส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้ในการศึกษานี้

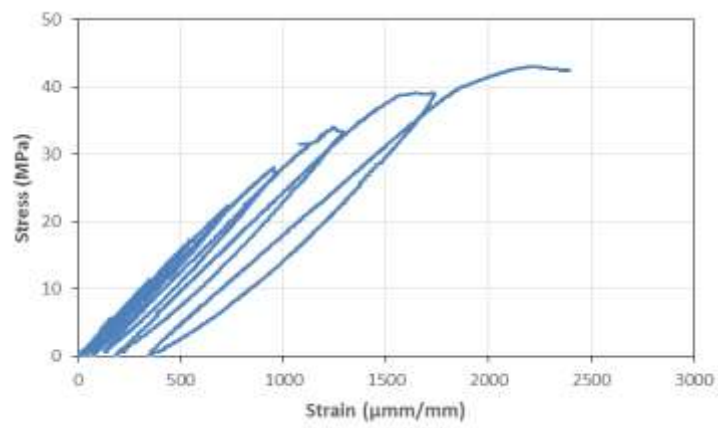
รายการ	น้ำหนัก (กิโลกรัม) ต่อ ลูกบาศก์เมตร
ปูนซีเมนต์	465
น้ำสะอาด	200
หิน (ความชื้นอิ่มตัว)	1008
ทราย (ความชื้นอิ่มตัว)	725

ตัวอย่างคอนกรีตที่ใช้ในการหล่อตัวอย่างทดสอบได้ถูกนำมาทดสอบกำลังอัดประลัยตามมาตรฐาน ASTM C39 ในการทดสอบได้ทำการติดอุปกรณ์วัดความเครียด (strain gage) ที่ตัวอย่างคอนกรีตเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (stress-strain relationship) ซึ่งการทดสอบนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อตรวจสอบว่าคอนกรีตมีกำลังอัดประลัยเป็นไปตามที่ถูกออกแบบไว้ และเพื่อนำไปใช้ในการจำลองโมเดลทางคณิตศาสตร์ต่อไป รูปที่ 2.3-8 แสดงผลการทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต จากรูปจะเห็นว่ากำลังอัดประลัยมีค่าประมาณ 41 ถึง 45 MPa ซึ่งใกล้เคียงกับที่ออกแบบไว้ นอกจากนี้ในการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต ทางคณะผู้วิจัย ได้ทำการใส่แรงอัดในตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเป็นลักษณะแรงเป็นวัฏจักร (Cyclic) เพื่อดูการเสื่อมถอยของแรงและความแกร่ง (Stiffness) ซึ่งเป็นส่วนสำคัญในการวิเคราะห์ในคอมพิวเตอร์

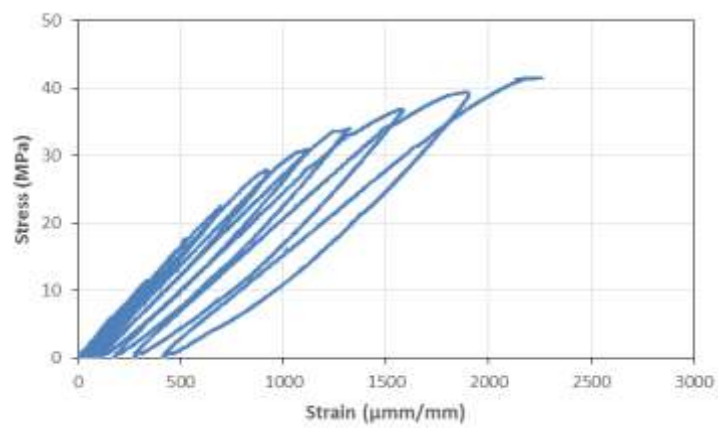
เหล็กเสริมที่ใช้เป็นเหล็กข้ออ้อยที่มีขนาดของเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 10 มม. (DB10) และ 12 มม. (DB12) เกรด SD40 ซึ่งมีกำลังครากระบุ (specified yielding strength) เท่ากับ 390 MPa ตามที่ระบุไว้ในมาตรฐานอุตสาหกรรม (มอก. 24-2548) และกำลังประลัยต่ำสุด (minimum tensile strength) เท่ากับ 560 MPa ตัวอย่างเหล็กเสริมที่ใช้ในการก่อสร้างตัวอย่างทดสอบได้ถูกนำมาทดสอบการรับแรงดึงตามมาตรฐาน ASTM A370 โดยในการทดสอบได้ทำการติดอุปกรณ์วัดความเครียด (strain gage) ที่ตัวอย่างเหล็กเสริมเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (stress-strain relationship) ซึ่งการทดสอบนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อหาค่ากำลังครากและกำลังประลัยที่แท้จริงของเหล็กเสริม และเพื่อนำไปใช้ในการจำลองโมเดลทางคณิตศาสตร์ต่อไป รูปที่ 2.3-9 แสดงผลการทดสอบ จากรูปจะเห็นว่ากำลังรับแรงดึงที่แท้จริงมีค่าเท่ากับ 427 MPa และ 414 MPa สำหรับเหล็ก DB10 และ DB12 ตามลำดับ และกำลังรับแรงดึงประลัยที่แท้จริงมีค่าเท่ากับ 647 MPa และ 655 MPa สำหรับเหล็ก DB10 และ DB12 ตามลำดับ



(ก)

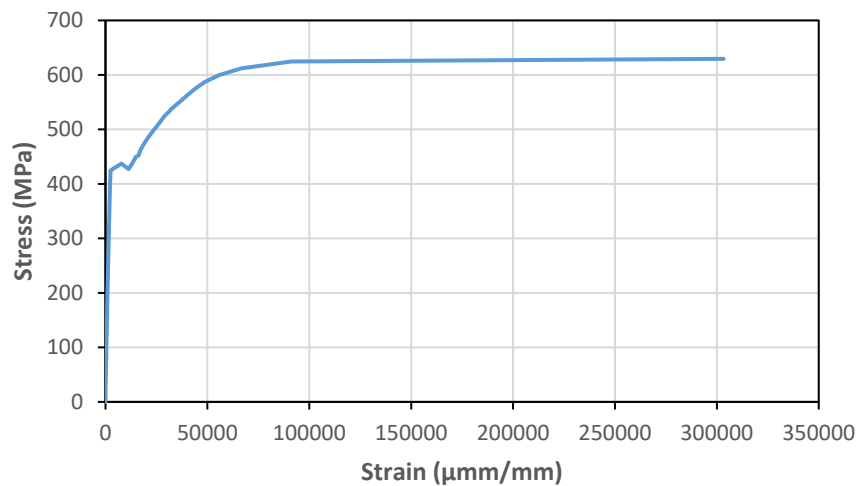


(ข)

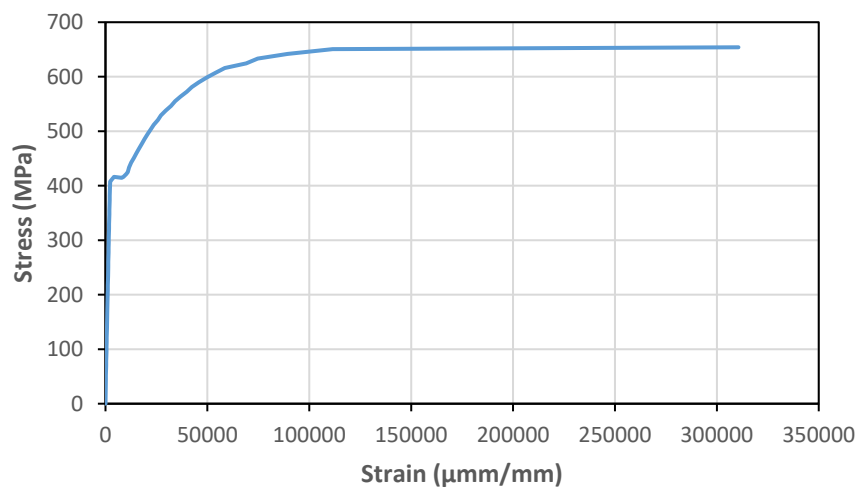


(ค)

รูปที่ 2.3-8 ผลการทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต 3 ตัวอย่าง



(ก) เหล็กเสริม DB10



(ข) เหล็กเสริม DB12

รูปที่ 2.3-9 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม

เหล็กฉากที่นำมาใช้ยึดแผ่นผนังสำเร็จกับฐานรากคอนกรีตในรอยต่อชนิด WA เป็นเหล็กรูปพรรณเกรด SS400 หรือ A36 ซึ่งมีกำลังครากระบุเท่ากับ 235 MPa

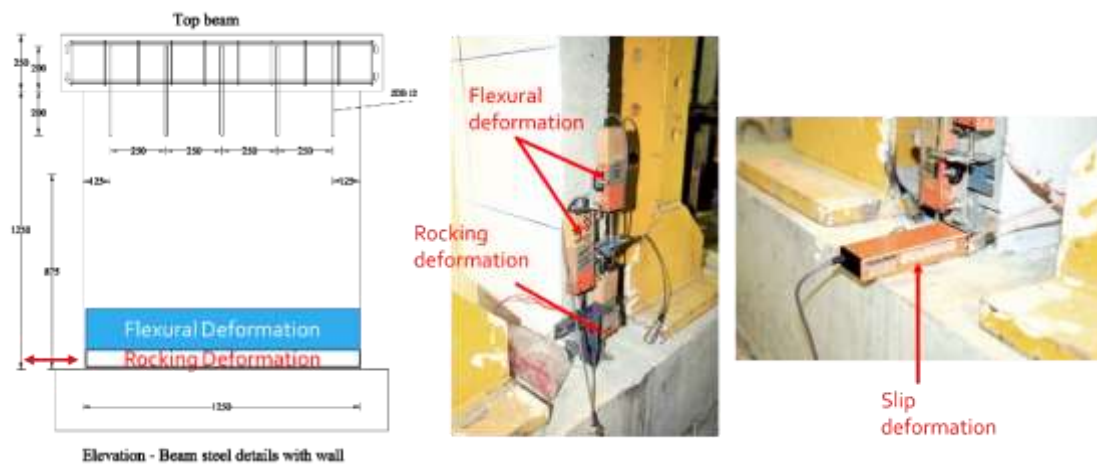
ปูนทรายชนิดไม่หดตัว (non-shrink grout cement) จะถูกนำมาใช้เทบริเวณรอยต่อระหว่างชิ้นส่วนผนังและฐานราก และเทรอกในท่อ Corrugate duct เพื่อยึดโครงสร้างให้เป็นอันหนึ่งอันเดียวกัน (Structural Integrity) ปูนทรายที่ใช้มีความชื้นเพียงพอเพื่อให้่ายต่อการเทลงในรอยต่อโดยไม่เกิดรูโพรง (Honeycomb) กำลังประลัยของปูนทรายที่ได้จากการทดสอบมีค่าเท่ากับ 55 MPa

2.3.5 อุปกรณ์ตรวจวัด

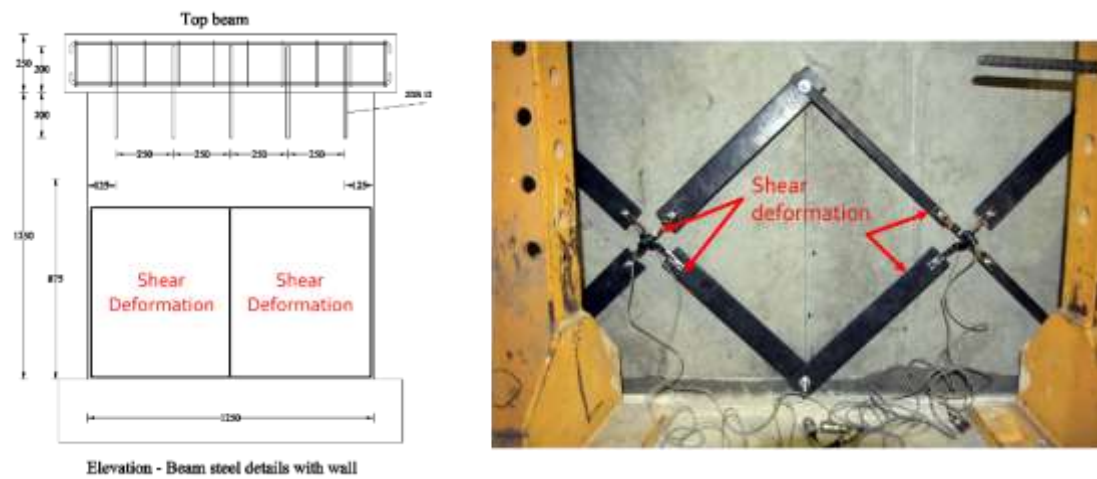
อุปกรณ์ตรวจวัดชนิดต่าง ๆ ที่นำมาใช้สำหรับตรวจวัดผลตอบสนองเชิงโครงสร้างของตัวอย่างทดสอบต่อแรงกระทำภายนอก ผลตอบสนองเชิงโครงสร้างที่ตรวจวัดมีดังต่อไปนี้

- **แรงทางช้างที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบและระยะเคลื่อนที่ทางช้าง ณ ตำแหน่งที่ให้แรงกระทำ:** แรงทางช้างถูกตรวจวัดโดยอาศัยโหลดเซลล์ (Load Cell) ที่ติดตั้งอยู่กับกระบอกไฮดรอลิก (Built-in) ในแนวราบ ส่วนระยะเคลื่อนที่ทางช้างถูกตรวจวัดโดยอาศัยเกจวัดระยะการเคลื่อนตัว (Displacement Transducer) ที่ติดตั้งอยู่กับกระบอกไฮดรอลิกในแนวราบเช่นเดียวกัน
- **การเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ (deformation):** ตัวอย่างทดสอบจะเสียรูปเนื่องจากถูกแรงกระทำ การเสียรูปดังกล่าวจะเกิดจากการดัด (flexure) การเฉือน (shear) การเลื่อนไถล (sliding) การโยกตัว (rocking) รูปที่ 2.3-10 แสดงประเภทและตำแหน่งของอุปกรณ์ที่ใช้ในการตรวจวัด จากรูปจะเห็นได้ว่า (1) การเสียรูปภายใต้การดัดถูกตรวจวัดโดยอาศัยเกจวัดระยะการเคลื่อนตัว (LVDT) จำนวน 4 ตัว (ข้างละ 2 ตัว) ซึ่งถูกติดตั้งอยู่ที่บริเวณด้านข้างของผนังสำเร็จรูปเป็นระยะเหนือจากฐาน 100 และ 200 มม. (2) การเสียรูปภายใต้การโยกตัวได้ถูกวัดโดยอาศัย LVDT จำนวน 2 ตัว ซึ่งถูกติดตั้งอยู่ที่บริเวณด้านข้างของผนังสำเร็จรูปเป็นระยะเหนือจากฐานเล็กน้อยที่ 50 มม. (3) การเสียรูปภายใต้การเฉือนถูกวัดโดยอาศัย PI gauge จำนวน 2 คู่ ซึ่งถูกติดตั้งอยู่บนผิวของผนังสำเร็จรูป (4) การเสียรูปภายใต้การเลื่อนไถลถูกตรวจวัดโดยอาศัยเกจวัดระยะการเคลื่อนตัว (LVDT) จำนวน 2 ตัว ตัวหนึ่งใช้ในการตรวจวัดการเลื่อนไถลสัมพัทธ์ระหว่างผนังสำเร็จรูปและฐานราก ส่วนอีกตัวหนึ่งใช้ตรวจวัดการเลื่อนไถลสัมพัทธ์ระหว่างฐานรากและพื้นของห้องปฏิบัติการ เนื่องจากอุปกรณ์ตรวจวัดต่างๆ ข้างต้นจะถูกอ้างอิงถึงในการวิเคราะห์ผล อุปกรณ์เหล่านี้จึงได้ถูกตั้งชื่อไว้ตามที่แสดงในรูปที่ 2.3-11
- **ความเครียดในเหล็กเสริม (reinforcement strain):** ความเครียดในเหล็กเสริมได้ถูกทำการตรวจวัดโดยอาศัยเกจวัดความเครียด (strain gauge) โดยอุปกรณ์ดังกล่าวได้ถูกติดตั้งลงในเหล็กเสริมสามประเภทได้แก่ เหล็กเดี่ยว เหล็กตะแกรง และเหล็กมัดรอบ ตามที่แสดงในรูปที่ 2.3-11

อุปกรณ์การตรวจวัดทั้งหมดจะส่งสัญญาณอนาล็อกมายังเครื่อง Data Logger ซึ่งจะทำหน้าที่แปลงสัญญาณดังกล่าวให้เป็นสัญญาณดิจิทัล เพื่อนำข้อมูลตรวจวัดบันทึกลงในเครื่องคอมพิวเตอร์ รูปที่ 2.3-12 แสดงภาพของเครื่อง Data Logger และคอมพิวเตอร์ที่ใช้ในการทดสอบ

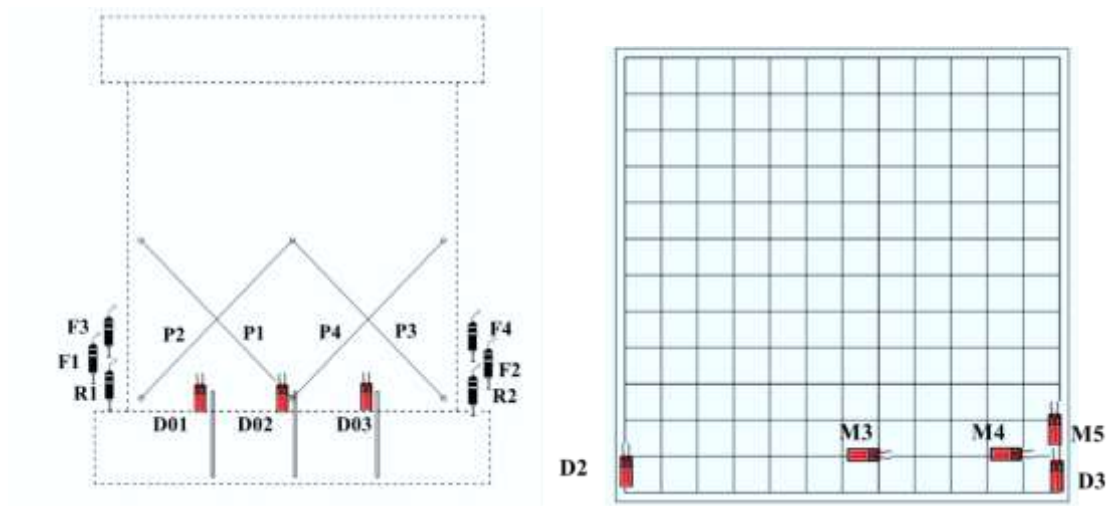


(ก) อุปกรณ์การตรวจวัดการเสียรูปแบบ flexure และ rocking



(ข) อุปกรณ์การตรวจวัดการเสียรูปแบบ shear

รูปที่ 2.3-10 ประเภทและตำแหน่งของอุปกรณ์ที่ใช้ในการตรวจวัด



รูปที่ 2.3-11 ชื่ออ้างอิงของอุปกรณ์ที่ใช้ในการตรวจวัด



(ก) เครื่องคอมพิวเตอร์ที่ใช้ควบคุม Actuator และบันทึก



(ข) เครื่อง Data Logger A/D Conversion

ข้อมูล

รูปที่ 2.3-12 เครื่อง Data Logger และคอมพิวเตอร์ที่ใช้ในการทดสอบ

2.3.6 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ และขั้นตอนการทดสอบ

รูปที่ 2.3-13 แสดงขั้นตอนการเตรียมตัวอย่าง หลังจากการออกแบบผนังสำหรับทดสอบแล้ว จึงดำเนินขั้นตอนต่อไปคือการหล่อผนัง ซึ่งก่อนทำการหล่อผนังจะทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดด้วย Strain gage ตามตำแหน่งต่าง ๆ ที่ได้พิจารณาไว้ หลักการคือการติดตั้งบริเวณที่คาดการณ์ว่าจะเป็นตำแหน่งวิกฤต หลังจากนั้นจะทำการหล่อฐานรากเพื่อใช้สำหรับเป็นฐานรองรับกำแพงที่จะนำมาวางต่อไป ที่ฐานรากจะทำการฝังเหล็กเดี่ยขนาด 10 มม. หรือแผ่นเหล็กขึ้นอยู่กับชนิดตัวอย่างเพื่อใช้เป็นเหล็กตั้งต้น (Starter bars) ในการเชื่อมต่อกับเหล็กในผนังสำเร็จรูป หลังจากนั้นนำผนังมาประกอบกับฐานรากและสุดท้ายจะทำการเทคอนกรีตหล่อคานด้านบนเพื่อใช้เป็นตัวรับน้ำหนักและถ่ายแรงแนวตั้งลงผนัง

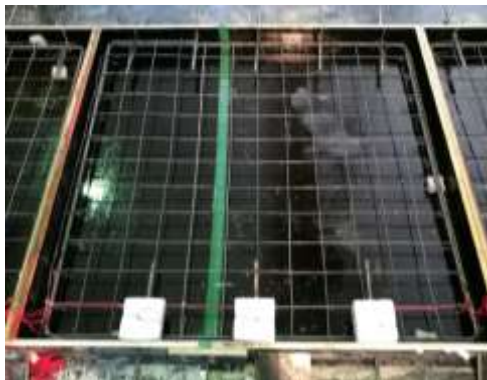
เพื่อจำลองพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงแผ่นดินไหว การให้แรงกระทำทางข้างแก่ตัวอย่างทดสอบจะอยู่ในรูปแบบของแรงวัฏจักรกึ่งสถิติ การให้แรงในลักษณะนี้จะกระทำโดยกำหนดระยะการเคลื่อนที่ทางข้างของกระบอกไฮดรอลิก รูปที่ 2.3-14 แสดงระยะการเคลื่อนที่ทางข้างที่ใช้ในการทดสอบ ค่า Lateral Drift Ratio (LDR) ที่แสดงในรูปหมายถึง อัตราส่วนระหว่างระยะการเคลื่อนที่ทางข้างของกระบอกไฮดรอลิกต่อความสูง (h) ซึ่งวัดจากหลังฐานรากถึงศูนย์กลางของกระบอกไฮดรอลิก จากรูปจะเห็นว่าตัวอย่างทดสอบจะถูกดึงและดันกลับไปกลับมา โดยมีค่า LDR เพิ่มขึ้นทีละน้อย (0.05% ถึง 0.1%) จนกระทั่งขึ้นทดสอบเกิดการวิบัติ



(ก) แบบฐานราก



(ข) เทคอนกรีตที่ตัวอย่าง



(ค) แบบผนังและตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์



(ง) การติดตั้งผนังเข้ากับฐานราก

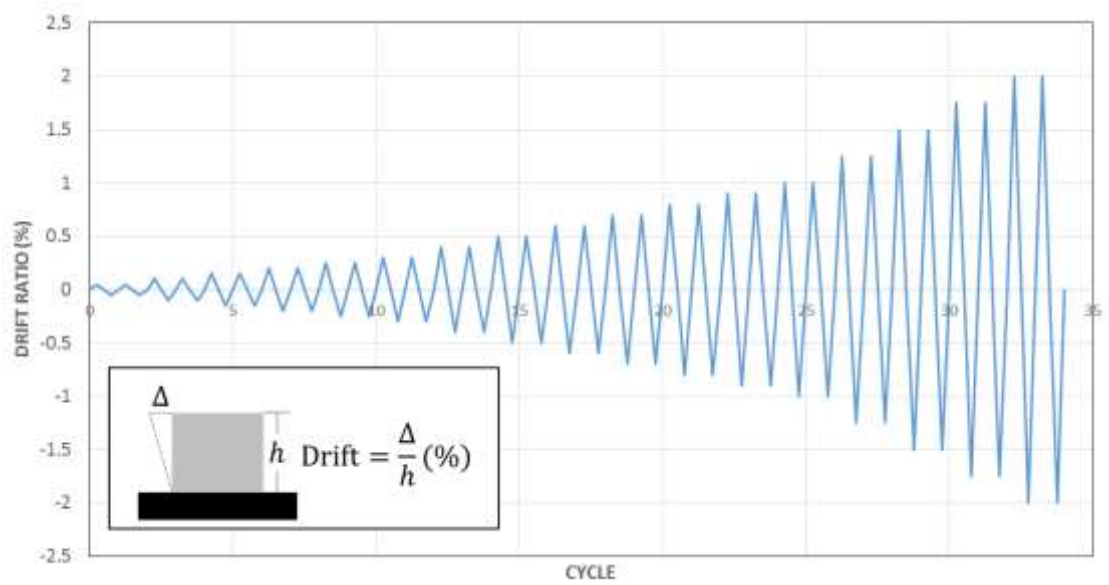


(จ) หลังการติดตั้งผนังเข้ากับฐานราก



(ช) เทคานบน

รูปที่ 2.3-13 ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบ



รูปที่ 2.3-14 ระยะการเคลื่อนที่ทางข้างที่ใช้ในการทดสอบ

บทที่ 2.4

ผลการทดสอบ

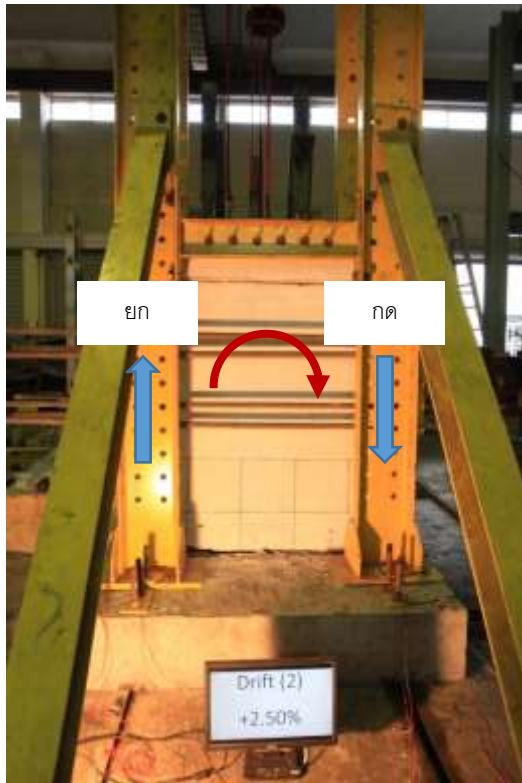
2.4.1 บทนำ

ในบทนี้อธิบายเกี่ยวกับผลการทดสอบที่ได้ โดยแบ่งออกเป็น การเสียรูปของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำสลับทิศ รูปแบบความเสียหายของผนังสำเร็จรูป การครากและการสลายพลังงานของเหล็กเสริม ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง จากนั้นตัวอย่างทดสอบจะถูกนำมาเปรียบเทียบกับว่ามีพฤติกรรมแตกต่างกันอย่างไร และนำมาเปรียบเทียบกับเกณฑ์การยอมรับ

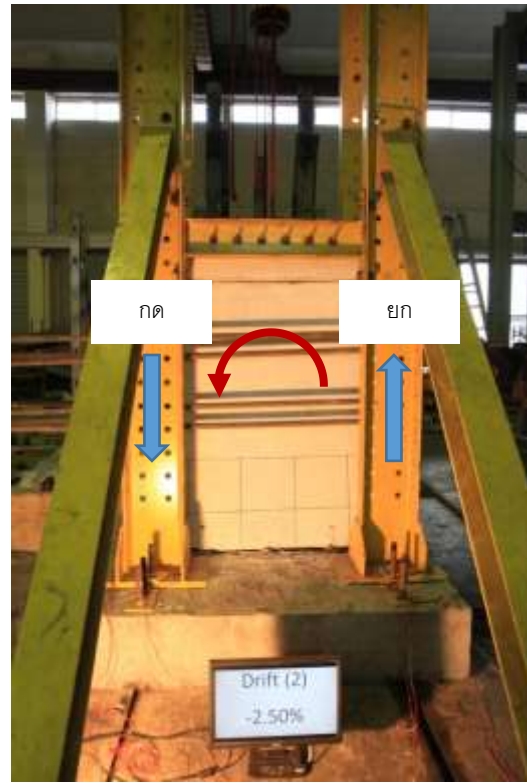
2.4.2 ลักษณะการเสียรูป (Deformation Mode) ของตัวอย่างทดสอบ

ลักษณะการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบในขณะรับแรงกระทำทางข้างได้ถูกทำการตรวจสอบโดยอาศัยวิธีการสังเกตด้วยตาเปล่า รูปที่ 2.4-1 แสดงลักษณะการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ WR00 ในขณะที่เกิด LDR ขนาด $\pm 2.5\%$ จากรูปจะเห็นว่าเมื่อตัวอย่างทดสอบรับแรงกระทำจากซ้ายไปขวา ตัวผนังสำเร็จรูปจะเกิดการหมุนตัวในทิศทางตามเข็มนาฬิกา และเมื่อตัวอย่างทดสอบรับแรงกระทำจากขวาไปซ้าย ตัวผนังสำเร็จรูปจะเกิดการหมุนตัวในทิศทางกลับกัน ในขณะที่เกิดการหมุนตัวนี้ จะสังเกตเห็นได้ว่าตัวผนังเกิดการเสียรูปเนื่องจากการดัดและเฉือนน้อยมาก หรืออาจกล่าวได้ว่าตัวผนังมีพฤติกรรมแบบแข็งเกร็ง นอกจากนี้เมื่อสังเกตที่แนวรอยต่อระหว่างผนังกับฐานราก จะเห็นว่าแนวรอยตอดังกล่าวเกิดการแยกตัวในด้านที่ผนังยกตัวขึ้นจนทำให้เกิดเป็นช่องว่าง (gap) ในขณะที่ยึดตรงข้ามจะไม่เกิดช่องว่างเนื่องจากผนังกับฐานรากอยู่ภายใต้แรงอัด ช่องว่างดังกล่าวนี้จะเกิดขึ้นสลับด้านซ้ายขวาโดยขึ้นอยู่กับทิศทางของแรงทางข้างที่เข้ามากระทำ ลักษณะการเคลื่อนที่ของตัวอย่างทดสอบที่เกิดจากการหมุนตัวแบบแข็งเกร็งของตัวผนังรวมกับการเกิดช่องว่างที่บริเวณรอยต่อมีชื่อเรียกว่าการโยกตัว (rocking deformation) ซึ่งเป็นลักษณะการเสียรูปชนิดหนึ่งที่ได้พบได้โดยทั่วไปสำหรับระบบผนังสำเร็จรูป

ผลการสังเกตด้วยตาเปล่าพบว่าลักษณะการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบอื่น ๆ ถูกจัดอยู่ในประเภทการโยกตัวเช่นเดียวกันกับตัวอย่างทดสอบ WR00 ซึ่งได้ไว้อธิบายก่อนหน้านี้ รูปที่ 2.4-2 ถึง 2.4-8 แสดงพฤติกรรมโยกตัวของตัวอย่างทดสอบที่ระดับ LDR ต่าง ๆ



(ก) LDR = +2.5%



(ข) LDR = -2.5%

รูปที่ 2.4-1 การเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ WR00 ในขณะที่เกิด LDR ขนาด $\pm 2.5\%$



(ก) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.25\%$



(ข) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



(ค) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



(ง) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.25\%$

รูปที่ 2.4-2 ภาพถ่ายตัวอย่างทดสอบ WR00 ที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่าง ๆ



(จ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.50\%$



(ฉ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.00\%$

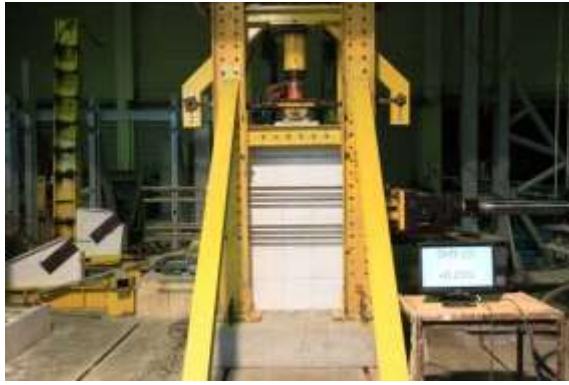


(ช) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.50\%$



(ซ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$

รูปที่ 2.4-2 (ต่อ) ภาพถ่ายตัวอย่างทดสอบ WR00 ที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่าง ๆ



(ก) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.25\%$



(ข) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



(ค) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



(ง) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.25\%$



(จ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.50\%$



(ฉ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.00\%$



(ช) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.50\%$



(ซ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$

รูปที่ 2.4-3 ภาพถ่ายตัวอย่างทดสอบ WR25 ที่ระยะเคลื่อนที่ทางช้างต่าง ๆ



(ก) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.25\%$



(ข) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



(ค) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



(ง) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.25\%$

รูปที่ 2.4-4 ภาพถ่ายตัวอย่างทดสอบ WR50 ที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่าง ๆ



(จ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.50\%$



(ฉ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.00\%$



(ช) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.50\%$



(ซ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.5\%$ รอบที่ 2

รูปที่ 2.4-4 (ต่อ) ภาพถ่ายตัวอย่างทดสอบ WR50 ที่ระยะเคลื่อนที่ทางช้างต่าง ๆ



(ก) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.25\%$



(ข) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



(ค) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



(ง) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.25\%$

รูปที่ 2.4-5 ภาพถ่ายตัวอย่างทดสอบ WR25-2 ที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่าง ๆ



(จ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.50\%$



(ฉ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.00\%$



(ช) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.50\%$

รูปที่ 2.4-5 (ต่อ) ภาพถ่ายตัวอย่างทดสอบ WR25-2 ที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่าง ๆ



(ก) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.25\%$



(ข) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



(ค) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



(ง) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.25\%$

รูปที่ 2.4-6 ภาพถ่ายตัวอย่างทดสอบ WA00 ที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่าง ๆ



(จ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.50\%$



(ฉ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.00\%$



(ช) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.50\%$

รูปที่ 2.4-6 (ต่อ) ภาพถ่ายตัวอย่างทดสอบ WA00 ที่ระยะเคลื่อนที่ทางช้างต่างๆ



(ก) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.25\%$



(ข) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



(ค) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



(ง) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.25\%$



(จ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.50\%$



(ฉ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.00\%$



(ช) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.50\%$



(ซ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$

รูปที่ 2.4-7 ภาพถ่ายตัวอย่างทดสอบ WA25 ที่ระยะเคลื่อนที่ทางช้างต่าง ๆ



(ก) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.25\%$



(ข) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



(ค) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



(ง) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.25\%$

รูปที่ 2.4-8 ภาพถ่ายตัวอย่างทดสอบ GR25 ที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่าง ๆ



(จ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.50\%$



(ฉ) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.00\%$



(ช) ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.50\%$

รูปที่ 2.4-8 (ต่อ) ภาพถ่ายตัวอย่างทดสอบ GR25 ที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่าง ๆ

2.4.3 รูปแบบความเสียหาย (Damage Pattern) ของตัวอย่างทดสอบ

รูปแบบความเสียหายของตัวอย่างทดสอบภายหลังการทดสอบแล้วเสร็จได้ถูกทำการตรวจสอบโดยอาศัยวิธีการสังเกตด้วยตาเปล่า รูปที่ 2.4-9 แสดงรูปแบบความเสียหายชนิดต่าง ๆ ที่ตรวจพบในตัวอย่างทดสอบ-WR00 ในรูปที่ 2.4-9(ก) จะสังเกตเห็นว่าความเสียหายส่วนใหญ่เกิดขึ้นที่บริเวณรอยต่อ ในขณะที่ตัวผนังสำเร็จรูปแทบไม่เกิดความเสียหายใด ๆ เกิดขึ้น เนื่องจากรูปแบบของการเคลื่อนตัวนั้นไปกระจุกอยู่ในรอยต่อ ในรูปที่ 2.4-9(ข) ซึ่งเป็นภาพถ่ายบริเวณปลายจุดต่อระหว่างผนังกับฐานราก จะสามารถสังเกตเห็นการเปิดค้ำของช่องว่างที่บริเวณรอยต่อผนัง กับฐานรากซึ่งเป็นผลสืบเนื่องมาจากการเสียรูปแบบโยกตัว นอกจากนี้ยังสังเกตเห็นการฉีกขาดของเหล็กเดือย (fracture)

รูปที่ 2.4-10 และ 2.4-11 แสดงรูปแบบความเสียหายชนิดต่าง ๆ ที่ตรวจพบในตัวอย่างทดสอบ-WR25 และ -WR50 ตัวอย่างทั้งสองมีรายละเอียดเหมือนกับตัวอย่างทดสอบก่อนหน้าทุกประการยกเว้นขนาดของน้ำหนักรับน้ำหนักกระทำในแนวดิ่ง จากรูปเหล่านี้จะเห็นว่ารูปแบบความเสียหายมีความคล้ายคลึงกับตัวอย่างทดสอบก่อนหน้า (การเปิดค้ำของช่องว่าง และการฉีกขาดของเหล็กเดือย) อย่างไรก็ตามจะสังเกตเห็นการหลุดร่อนของคอนกรีตบนตัวผนังเหนือแนวรอยต่อที่มีความรุนแรงมากขึ้นกว่าตัวอย่างทดสอบก่อนหน้า ซึ่งมีผลมาจากขนาดของน้ำหนักรับน้ำหนักกระทำต่อตัวอย่างทดสอบที่มีค่ามากขึ้น สำหรับตัวอย่างทดสอบ-WR50 ได้มีการตรวจพบความเสียหายที่เกิดขึ้นบนตัวผนัง ในรูปที่ 2.4-11 จะสังเกตเห็นว่าตัวผนังเกิดแตกรอยร้าวในแนวทแยงเนื่องจากแรงเฉือน (diagonal shear cracking) รอยร้าวนี้ถูกตรวจพบที่ระดับการเคลื่อนที่ทางข้าง 2.5% ซึ่งเป็นสาเหตุหลักที่ทำให้ตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติและไม่สามารถทำการทดสอบได้ต่อไป

รูปที่ 2.4-12 ถึง 2.4-15 แสดงรูปแบบความเสียหายที่ตรวจพบในตัวอย่างทดสอบ-WR25-2 -WA00 -WA25 และ -GR25 ตามลำดับ รูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อตัวอย่างทดสอบเหล่านี้มีข้อแตกต่างจากตัวอย่างทดสอบก่อนหน้าดังต่อไปนี้ (1) เมื่อเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบ WR25 กับ WR25-2 ซึ่งมีความแตกต่างกันที่ความสูงรวมของผนัง จะพบว่าตัวอย่างทดสอบแรกไม่มีความเสียหายบนตัวผนังในขณะที่ตัวอย่างทดสอบหลังเกิดรอยร้าวแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดที่บริเวณกึ่งกลางความสูงซึ่งเป็นรอยต่อระหว่างแผ่นผนังสำเร็จรูป (2) ในขณะที่ทำการทดสอบได้ตรวจพบว่าเหล็กฉากที่ใช้ในการทำจุดต่อของตัวอย่างทดสอบ-WA00 และ -WA25 เกิดการเสียรูปนอกระนาบ (ทิศทางตั้งฉากกับระนาบที่พิจารณาในการทดสอบ) การเสียรูปดังกล่าวนี้เกิดมาจากการที่เหล็กฉากรับแรงเยื้องศูนย์เนื่องมาจากรอยเชื่อมที่มีเพียงฝั่งเดียว การเสียรูปดังกล่าวยังส่งผลให้ตัวผนังเกิดการกระจัดนอกนอกระนาบ ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่ไม่ดีและอาจก่อให้เกิดการสูญเสียเสถียรภาพในการรับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งได้ (3) เมื่อเปรียบเทียบความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ-WR25 และ -GR25 ซึ่งมีความแตกต่างกันที่การให้รายละเอียดจุดต่อ จะพบว่ารูปแบบความเสียหายไม่มีความแตกต่างกันแต่อย่างใด



(ก) ความเสียหายบนตัวผนัง



(ข) ภาพขยายจุดต่อ

รูปที่ 2.4-9 ภาพถ่ายความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ WR00



(ก) ความเสียหายบนตัวผนัง



(ข) ภาพขยายจุดต่อ

รูปที่ 2.4-10 ภาพถ่ายความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ WR25



(ก) ความเสียหายบนตัวผนัง



(ข) ภาพขยายจุดต่อ

รูปที่ 2.4-11 ภาพถ่ายความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ WR50



(ก) ความเสียหายบนตัวผนัง



(ข) ภาพขยายจุดต่อ

รูปที่ 2.4-12 ภาพถ่ายความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ WR25-2

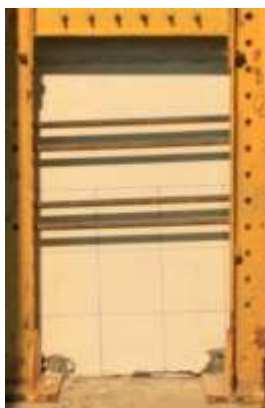


(ก) ความเสียหายบนตัวผนัง



(ข) ภาพขยายจุดต่อ

รูปที่ 2.4-13 ภาพถ่ายความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ WA00



(ก) ความเสียหายบนตัวผนัง



(ข) ภาพขยายจุดต่อ

รูปที่ 2.4-14 ภาพถ่ายความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ WA25



(ก) ความเสียหายบนตัวผนัง



(ข) ภาพขยายจุดต่อ

รูปที่ 2.4-15 ภาพถ่ายความเสียหายของตัวอย่างทดสอบ GR25

2.4.4 การครากของเหล็กเสริม (Yielding of Reinforcement) และการสลายพลังงาน (Energy Dissipation)

การครากของเหล็กเสริมเป็นปัจจัยสำคัญต่อการรับแรงทางข้างของตัวอย่างทดสอบ เหล็กเสริมที่มีความสำคัญสำหรับตัวอย่างทดสอบที่พิจารณาประกอบด้วยเหล็กเดือยที่บริเวณจุดต่อและเหล็กเสริมตะแกรงในตัวกำแพงสำเร็จรูป เหล็กเสริมเหล่านี้ได้ถูกทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดดังที่กล่าวในบทก่อนหน้านี้ ค่าความเครียดในเหล็กเสริมที่ได้จากการตรวจวัดสามารถนำมาตรวจสอบการครากของเหล็กเสริมได้โดยการเปรียบเทียบกับค่าความเครียดที่จุดคราก (yield strain, ϵ_y) โดยจะถือว่าการครากเกิดขึ้นเมื่อเหล็กเสริมมีค่าความเครียดมากกว่าหรือเท่ากับ ϵ_y

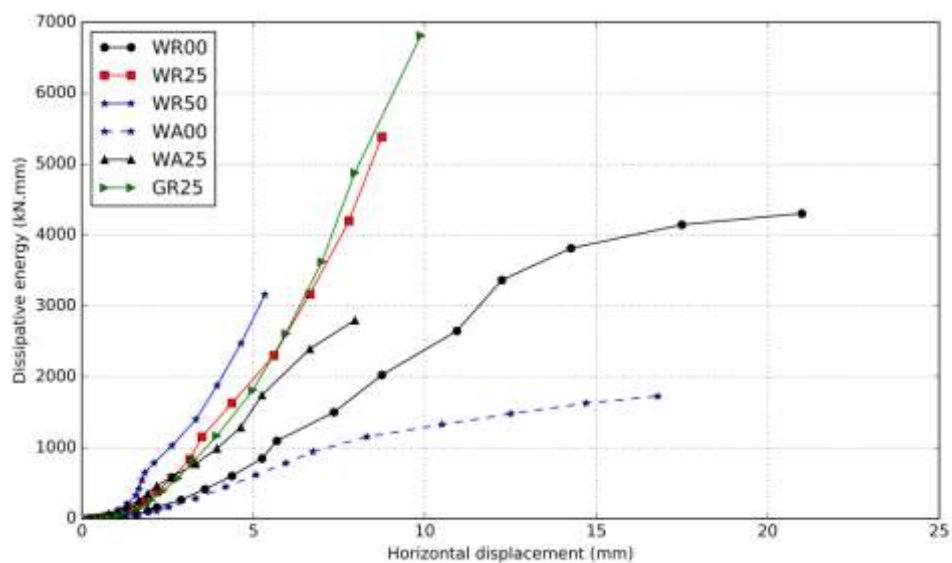
ตารางที่ 2.4-1 แสดงค่า LDR ที่ตรวจพบการครากของเหล็กเสริม (first yield) ของตัวอย่างทดสอบทั้งหมด ตำแหน่งของ strain gauge ที่แสดงในตารางต่าง ๆ ได้อธิบายไว้ในบทก่อนหน้านี้ จากตารางจะเห็นว่าเหล็กเดือยในตัวอย่างทดสอบทั้งหมดเกิดการคราก ในขณะที่เหล็กเสริมอื่น ๆ ยังคงสภาวะอิลาสติกไว้ภายหลังจากการทดสอบ (ยกเว้นเหล็ก ในผนังของตัวอย่างทดสอบ WR25M) ข้อสังเกตนี้แสดงให้เห็นว่าการสลายพลังงานเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวในตัวอย่างทดสอบเกิดขึ้นที่บริเวณรอยต่อ ไม่ได้เกิดขึ้นในตัวผนังสำเร็จรูป ซึ่งรูปการสลายพลังงานที่ตรวจพบนี้มีความสอดคล้องกับลักษณะการเสียรูปแบบการโยกตัวที่ได้อธิบายไว้ก่อนหน้านี้

รูปที่ 2.4-16 แสดงค่าการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบที่ระยะเคลื่อนที่ต่าง ๆ ค่าสลายพลังงานนี้สามารถคำนวณได้จากพื้นที่ภายใน hysteretic loops จากกราฟความสัมพันธ์แรงและการเคลื่อนที่ทางข้างที่ได้จากการทดสอบ จากนั้นนำมารวมสะสมกันจนจบการทดสอบ จากรูปจะเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบ GR25 สามารถสลายพลังงานได้มากที่สุด ในขณะที่ตัวอย่างทดสอบ WA00 มีค่าการสลายพลังงานต่ำสุด

ตารางที่ 2.4-1 ค่า LDR ที่ตรวจพบการครากของเหล็กเสริม (หน่วยเป็น %)

ตัวอย่าง ทดสอบ	ตำแหน่งของเกจวัดความเครียด*							
	DO1	DO2	DO3	D2	D3	M3	M4	M5
WR00	0.14	0.21	-0.11	(ตำแหน่งติดตั้งเหล็กเสริมในแผ่นผนัง) ไม่ตรวจพบการคราก				
WR25	0.21	-0.27	-0.19					
WR50	0.50	0.87	-0.49					
WR25M	0.16	0.35	-0.28					
WA00	NA [#]	NA	NA					
WA25	NA	NA	NA					
GR25	0.40	0.96	-0.32					

*ดูตำแหน่งในรูปที่ 2.3-11, [#]ไม่มีเหล็กเดียวในตัวอย่างทดสอบ



รูปที่ 2.4-16 การสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบ

2.4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง (Lateral Force-Displacement Relationship)

2.4.5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ WR00

รูปที่ 2.4-17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางข้างและ LDR ของตัวอย่างทดสอบ WR00 ที่ได้จากการตรวจวัด จากรูปจะเห็นว่าตัวอย่างทดสอบมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic) ถึงช่วงระยะเคลื่อนที่ทางข้างประมาณ $\pm 0.05\%$ และมีกำลังทางข้างสูงสุดเท่ากับ 72.8 kN และ 61.9 kN เมื่อตัวอย่างทดสอบถูกกระบอกไฮดรอลิกดึงและดันตามลำดับ ในช่วงระยะ

การเคลื่อนตัวทางข้างตั้งแต่ 0.61% ถึง 1.44% จะเห็นว่าตัวอย่างทดสอบมีกำลังรับแรงทางข้างค่อนข้างคงที่ ซึ่งเป็นผลมาจากการครากของเหล็กเสริมตามที่ได้กล่าวถึงก่อนหน้านี้ อย่างไรก็ตามเมื่อผลักตัวอย่างทดสอบต่อไปเกินกว่าช่วงการเคลื่อนตัวดังกล่าว กำลังรับแรงทางข้างและสติฟเนสของตัวอย่างทดสอบจะเริ่มเสื่อมถอยลงอย่างรวดเร็ว ลักษณะดังกล่าวนี้เรียกว่า strength degradation และ stiffness deterioration ซึ่งเป็นผลมาจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมในกำแพง การฉีกขาดของเหล็กเดือย และการยุบตัวของปูนทรายที่บริเวณรอยต่อระหว่างผนังและฐานราก

2.4.5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ WR25

รูปที่ 2.4-18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางข้างและ LDR ของตัวอย่างทดสอบ WR25 ที่ได้จากการตรวจวัด จากรูปจะเห็นได้ว่าเส้นกราฟมีความคล้ายคลึงกับตัวอย่างทดสอบก่อนหน้านี้ แต่มีกำลังรับแรงทางข้างสูงสุดเพิ่มขึ้น (กำลังรับแรงทางข้างสูงสุดเท่ากับ 161.72 kN และ 172.79 kN เมื่อตัวอย่างทดสอบถูกกระบอกไฮดรอลิกดันและดันตามลำดับ) แรงทางข้างที่เพิ่มขึ้นเป็นผลเนื่องมาจากแรงดันที่เพิ่มขึ้นมาจากน้ำหนักตามแนวแกน การเสื่อมถอยของกำลังรับแรงทางข้างและสติฟเนสเกิดขึ้นที่ระยะการเคลื่อนที่ทางข้างประมาณ $\pm 0.80\%$ ซึ่งมีสาเหตุมาจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมในกำแพง การฉีกขาดของเหล็กเดือย และการยุบตัวของปูนทราย เช่นเดียวกับตัวอย่างก่อนหน้านี้ อย่างไรก็ตาม เมื่อมีแรงกระทำตามแนวแกน ทำให้มุมของผนังที่ต้องรับแรงอัด เกิดแรงอัดมากขึ้น จนทำให้เกิดการ crushing และผนังตัวอย่างทดสอบนี้สูญเสียความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก

2.4.5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ WR50

รูปที่ 2.4-19 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางข้างและ LDR ของตัวอย่างทดสอบ WR50 ที่ได้จากการตรวจวัด ตรวจวัด จากรูปจะเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic) ถึงช่วงระยะเคลื่อนตัวทางข้างประมาณ $\pm 0.15\%$ ซึ่งเป็นระยะการเคลื่อนที่ทางข้างที่เหล็กเดือยเริ่มเกิดการคราก ต่อจากนั้นตัวอย่างทดสอบสามารถพัฒนากำลังรับแรงทางข้างได้มากขึ้นอีกเล็กน้อยจนมีกระแทกสูงสุดเท่ากับ 220.75 kN และ 214.3 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวทางข้าง +0.60% และ -0.80% ตามลำดับ อย่างไรก็ตามเมื่อกระบอกไฮดรอลิกถูกดันไปที่ระยะเกินกว่า 0.80% จะเห็นว่ากำลังรับแรงทางข้างของตัวอย่างทดสอบเกิดการเสื่อมถอยอย่างรวดเร็ว พฤติกรรมดังกล่าวนี้เกิดจากการขยายตัวของรอยร้าวในแนวทแยงบนตัวผนังสำเร็จรูปเป็นลักษณะแรงอัดทแยง ดังที่ได้อธิบายไว้ก่อนหน้านี้

2.4.5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ WR25-2

รูปที่ 2.4-20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางข้างและ LDR ของตัวอย่างทดสอบ WR25-2 ที่ได้จากการตรวจวัด ตรวจวัด จากรูปจะเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic) ถึงช่วงระยะเคลื่อนตัวทางข้างประมาณ $\pm 0.06\%$ ซึ่งเป็นระยะการเคลื่อนที่ทางข้างที่เหล็กเดือยเริ่มเกิดการคราก ต่อจากนั้นตัวอย่างทดสอบสามารถพัฒนากำลังรับแรงทางข้างได้มากขึ้นอีกเล็กน้อยจนมีกระแทกสูงสุดเท่ากับ 68.42 kN และ 70.38 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวทางข้าง +0.24%

และ -0.32% ตามลำดับ อย่างไรก็ตามเมื่อกระบอกไฮดรอลิกถูกดันไปที่ระยะเกินกว่า $\pm 0.50\%$ จะเห็นว่ากำลังรับแรงทางข้างของตัวอย่างทดสอบเกิดการเสื่อมถอยอย่างรวดเร็ว พฤติกรรมดังกล่าวนี้เกิดจากการการที่เหล็กเดียวเกิดการขาด

2.4.5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ WA00

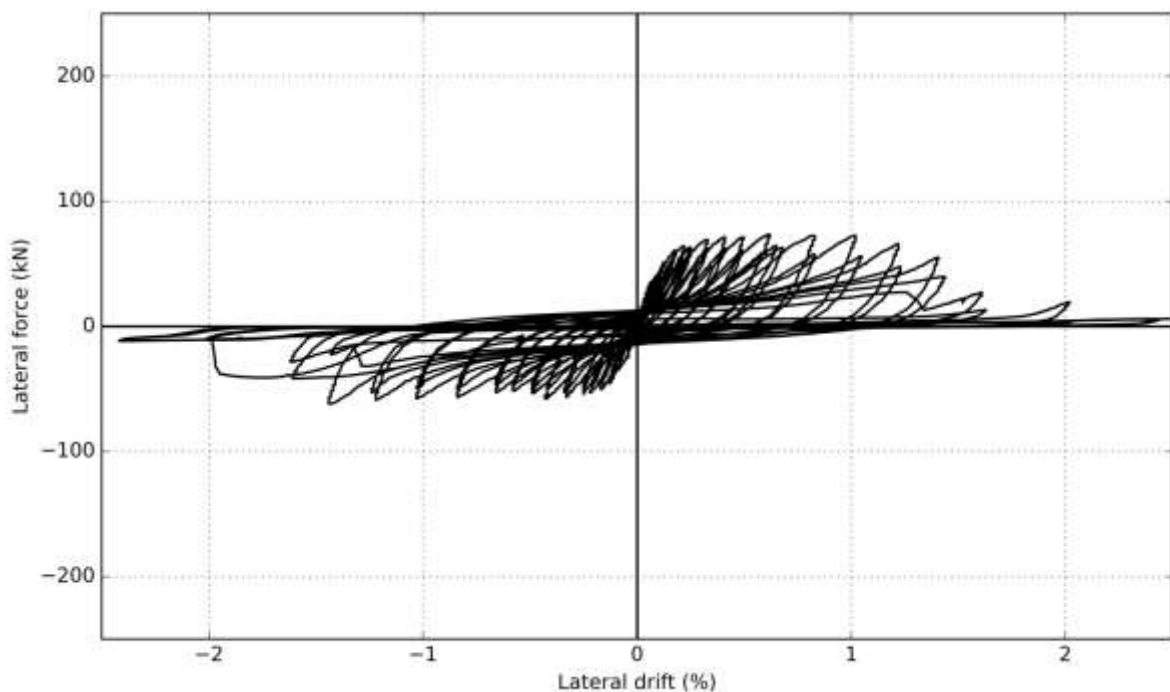
รูปที่ 2.4-21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางข้างและ LDR ของตัวอย่างทดสอบ WA00 ที่ได้จากการตรวจวัด ตรวจวัด จากรูปจะเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic) ถึงช่วงระยะเคลื่อนตัวทางข้างประมาณ $\pm 0.19\%$ เมื่อกระบอกไฮดรอลิกถูกดันไปที่ระยะ $\pm 0.40\%$ จะเห็นว่ากำลังรับแรงทางข้างของตัวอย่างทดสอบเกิดการเสื่อมถอยอย่างรวดเร็ว มีค่าสูงสุดเท่ากับ 61.59 kN และ 64.85 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวทางข้าง +0.48% และ -0.38% ตามลำดับ การเสื่อมถอยนี้เนื่องมาจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวของแผ่นเหล็กที่ฝังอยู่ในกำแพง เนื่องจากแผ่นเหล็กมีขนาดใหญ่กว่าเหล็กเส้นทำให้เกิดรอยร้าวขึ้นบริเวณรอยต่อกำลังรับแรงจึงลดลง นอกจากนี้เนื่องจากการยึดโดยใช้เหล็กฉากนั้นทำให้เกิดการไม่สมมาตรของแรง ผนังจึงเกิดการบิด เคลื่อนตัวออกนอกระนาบการให้น้ำหนักบรรทุก กำลังรับแรงทางข้างของผนังนี้จึงตกลงอย่างรวดเร็ว

2.4.5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ WA25

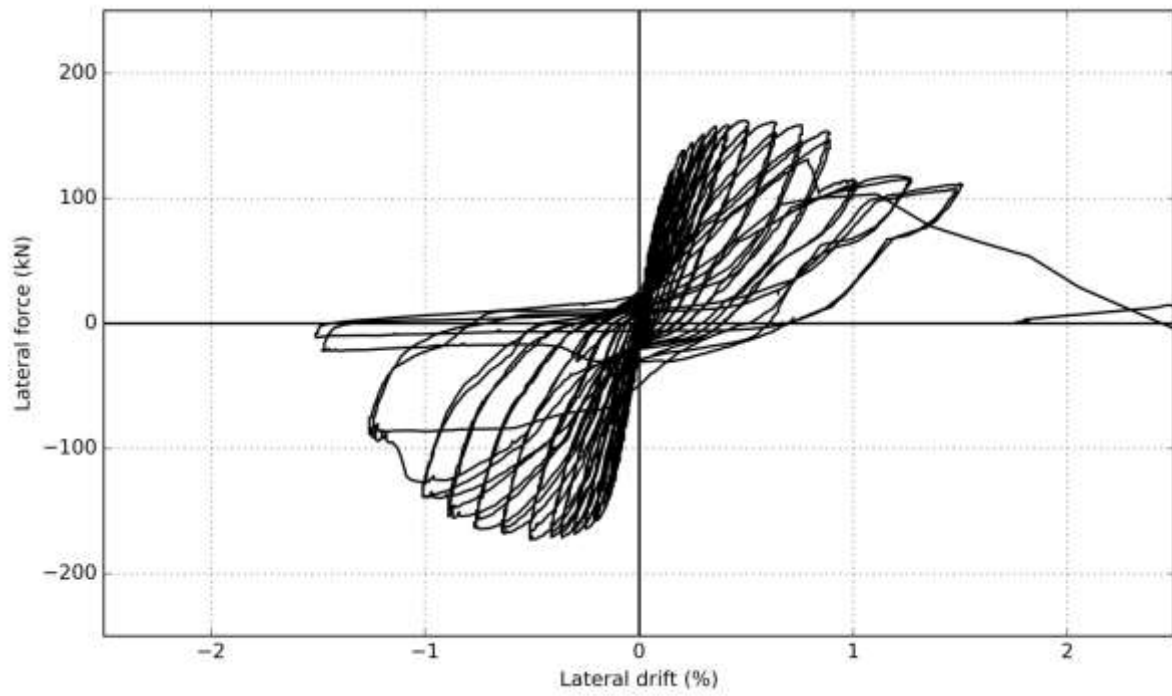
รูปที่ 2.4-22 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางข้างและ LDR ของตัวอย่างทดสอบ WA25 ที่ได้จากการตรวจวัด ตรวจวัด จากรูปจะเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic) ถึงช่วงระยะเคลื่อนตัวทางข้างประมาณ $\pm 0.19\%$ เมื่อกระบอกไฮดรอลิกถูกดันไปที่ระยะ $\pm 0.40\%$ จะเห็นว่ากำลังรับแรงทางข้างของตัวอย่างทดสอบเกิดการเสื่อมถอยอย่างรวดเร็ว มีค่าสูงสุดเท่ากับ 131.28 kN และ 143.34 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวทางข้าง +0.12% และ -0.41% ตามลำดับ การเสื่อมถอยนี้เนื่องมาจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวของแผ่นเหล็กที่ฝังอยู่ในกำแพง นอกจากนี้เนื่องจากการยึดโดยใช้เหล็กฉากนั้นทำให้เกิดการไม่สมมาตรของแรง ผนังจึงเกิดการบิด เคลื่อนตัวออกนอกระนาบการให้น้ำหนักบรรทุกเช่นเดียวกับตัวอย่าง WA00 กำลังรับแรงทางข้างของผนังนี้จึงตกลงอย่างรวดเร็ว เมื่อเทียบกับตัวอย่าง WA00 ตัวอย่างนี้แสดงให้เห็นผลของน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกน เมื่อมีแรงอัดเพิ่มขึ้น ทำให้มีความแกร่งหรือ Stiffness เพิ่มมากขึ้น

2.4.5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ GR25

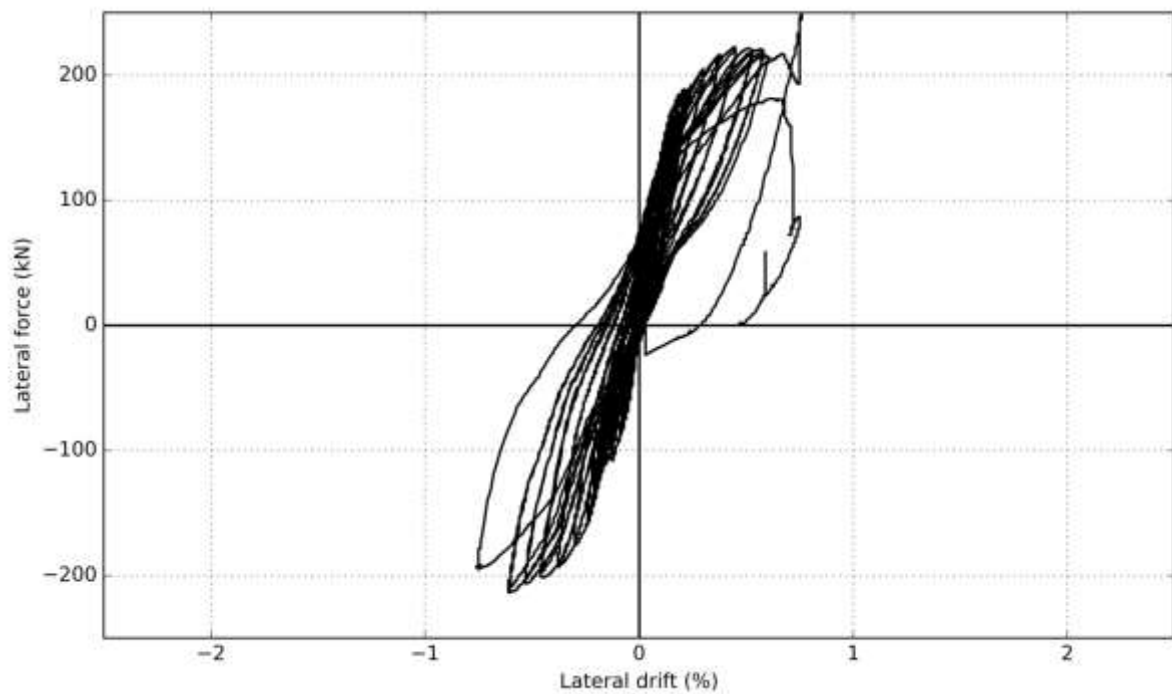
รูปที่ 2.4-23 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางข้างและ LDR ของตัวอย่างทดสอบ GR25 ที่ได้จากการตรวจวัด ตรวจวัด จากรูปจะเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic) ถึงช่วงระยะเคลื่อนตัวทางข้างประมาณ $\pm 0.15\%$ หลังจากนั้นความแข็งแรงจะเริ่มลดลงอย่างช้า ๆ จากการตรวจวัดค่าความเครียดในเหล็กเสริมพบว่าเหล็กครากที่ประมาณ $\pm 0.3\%$ ถึง $\pm 0.4\%$ ต่อจากนั้นตัวอย่างทดสอบสามารถพัฒนากำลังรับแรงทางข้างได้มากขึ้นอีกเล็กน้อยจนมีกระแทงมีค่าสูงสุด เท่ากับ 178.75 kN และ 182.88 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวทางข้าง $+0.75\%$ และ -0.77% ตามลำดับ เมื่อกระบอกไฮดรอลิกดัน ออกไปอีก ตัวอย่างทดสอบ GR25 นี้สามารถรักษาระดับกำลังไว้ได้ถึงระดับเกิน $\pm 1.0\%$ มีความเหนียวที่ดี กำลังของตัวอย่าง ลดลงอย่างรวดเร็วที่ระดับเกิน $\pm 1.2\%$ เนื่องจากเหล็กขาดและการบีบของคอนกรีตที่บริเวณมุมผนังทดสอบ



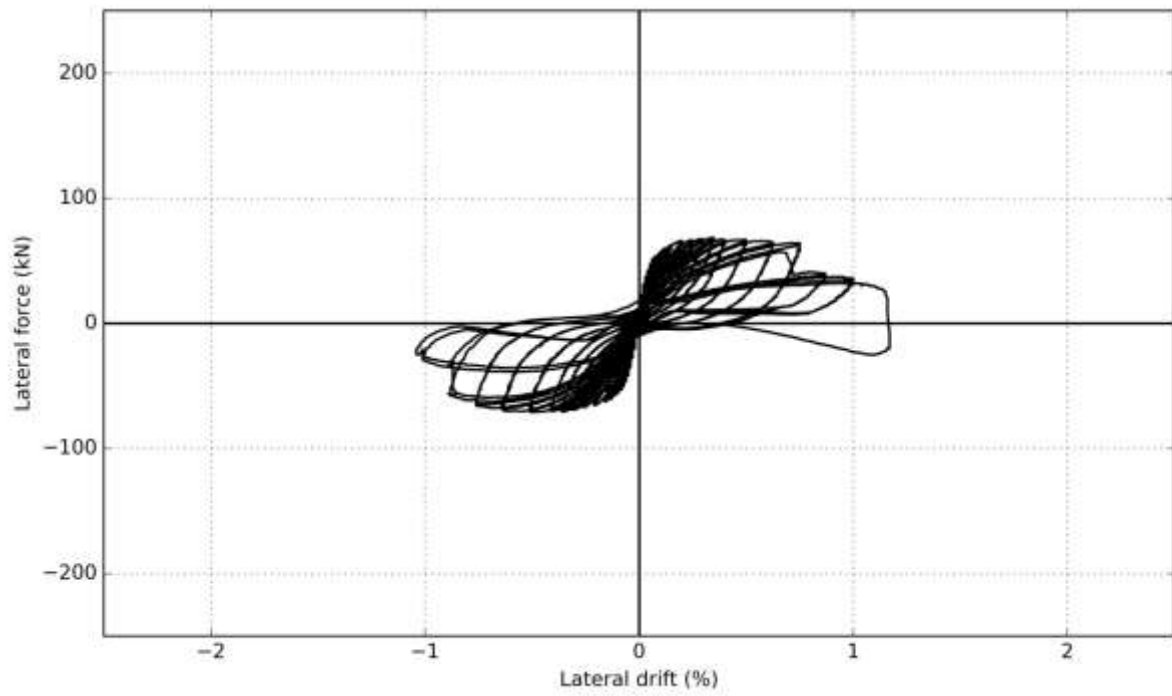
รูปที่ 2.4-17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง ของตัวอย่างทดสอบ WR00



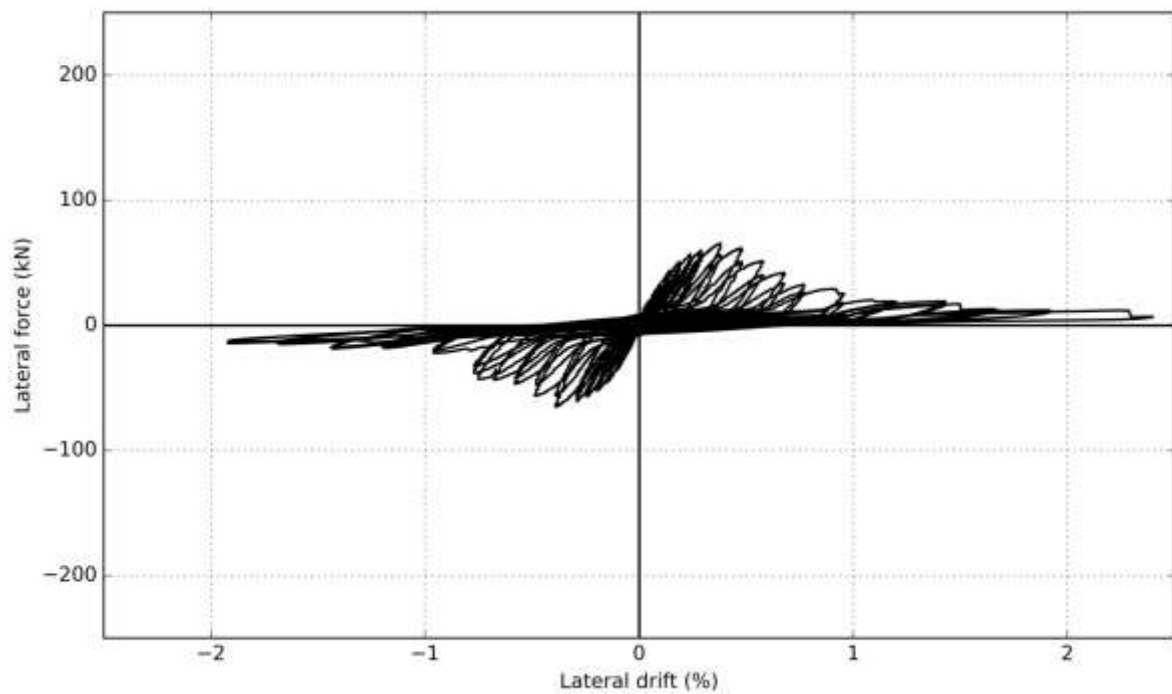
รูปที่ 2.4-18 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง ของตัวอย่างทดสอบ WR25



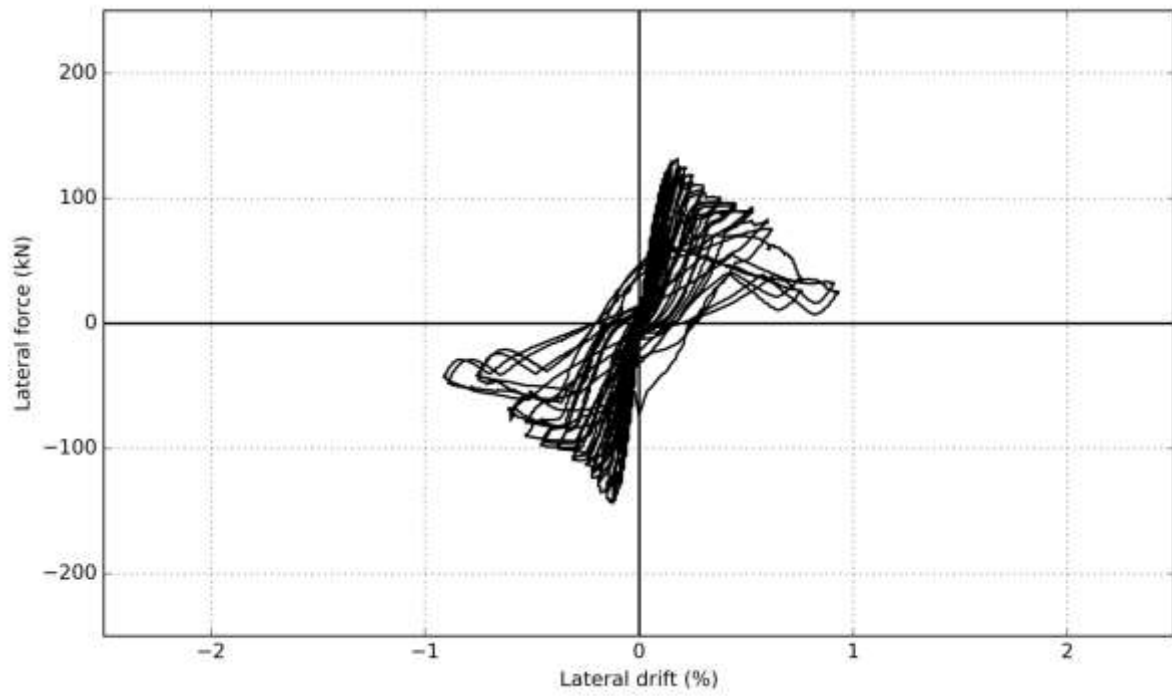
รูปที่ 2.4-19 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง ของตัวอย่างทดสอบ WR50



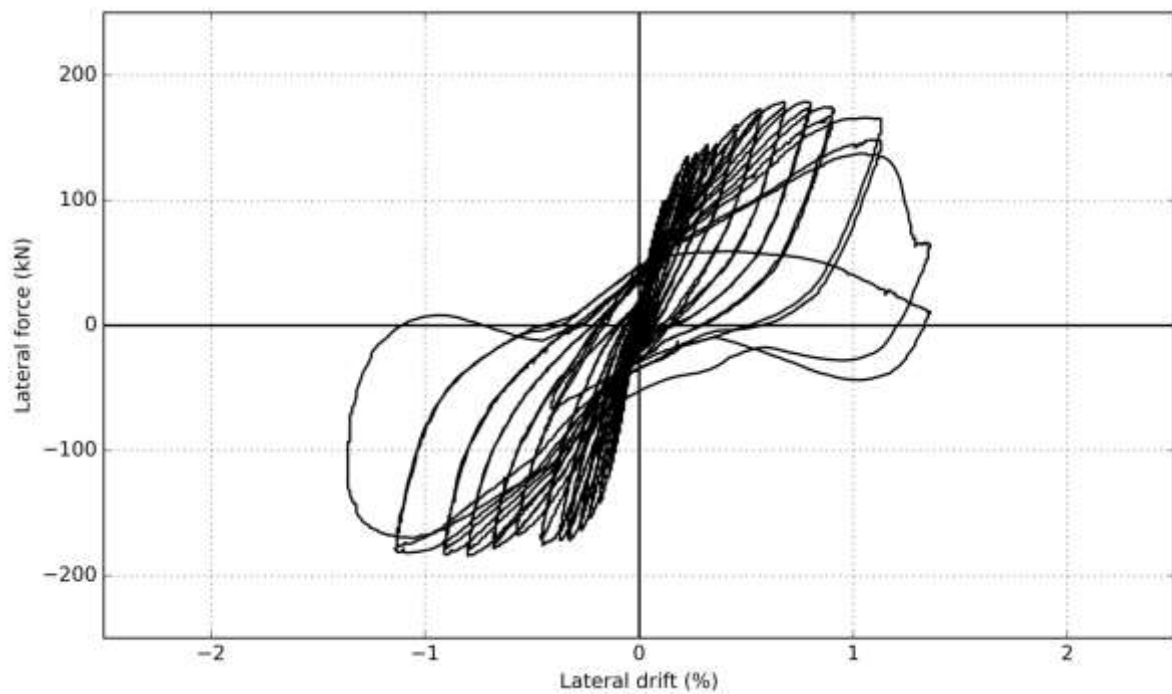
รูปที่ 2.4-20 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง ของตัวอย่างทดสอบ WR25-2



รูปที่ 2.4-21 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง ของตัวอย่างทดสอบ WA00



รูปที่ 2.4-22 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง ของตัวอย่างทดสอบ WA25

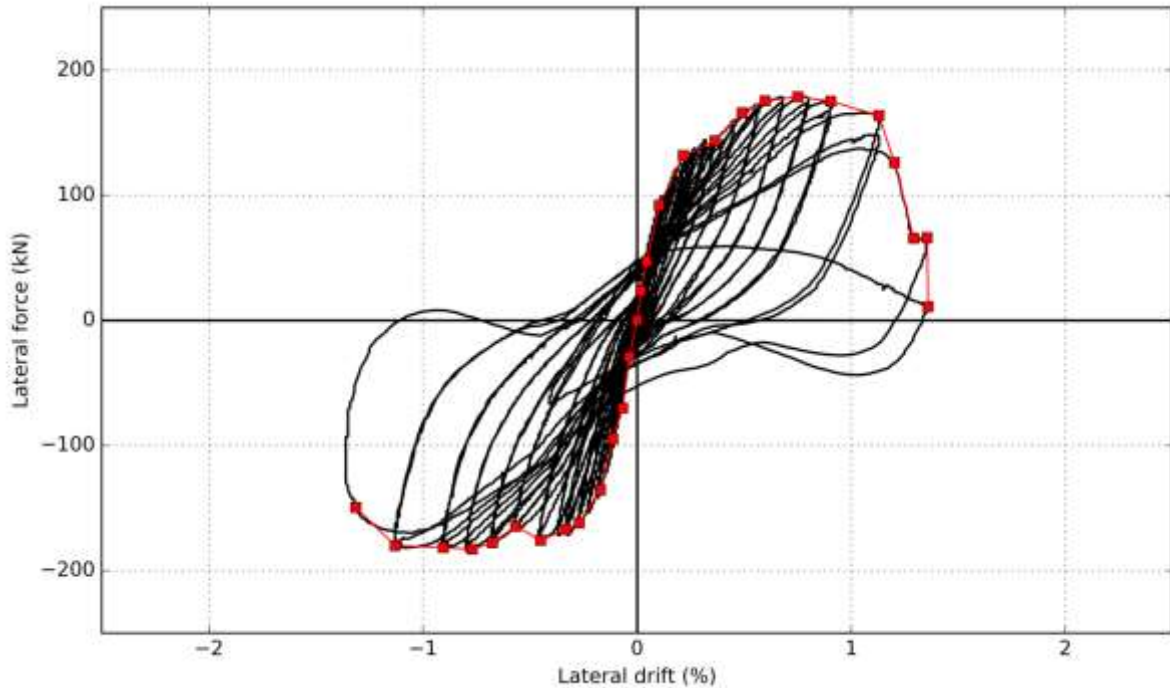


รูปที่ 2.4-23 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง ของตัวอย่างทดสอบ GR25

2.4.6 การเปรียบเทียบผลทดสอบ

ตัวอย่างผนังกำแพงสำเร็จรูปชนิดต่าง ๆ ได้ถูกทดสอบสมรรถนะในการรับแรงทางข้างตามวิธีการที่ได้อธิบายไว้ก่อนหน้านี้ ตัวอย่างผนังสำเร็จรูปเหล่านี้มีความแตกต่างกันที่ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ซึ่งประกอบด้วย (1) ขนาดของน้ำหนักรบรรทุกกระทำในแนวดิ่ง (2) ชนิดของรอยต่อผนัง และ (3) สัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนัง ผลกระทบจากค่าพารามิเตอร์ต่อสมรรถนะในการรับแรงทางข้างจะถูกทำการประเมิน เพื่อวัตถุประสงค์ดังกล่าว เส้นโค้งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางข้างสูงสุดที่ระดับการเคลื่อนที่ทางข้างต่าง ๆ (Envelope curve) หรือเส้นคลุมค่าสูงสุดของผลทดสอบ เปรียบเสมือนเส้นแสดงความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างเมื่อตัวอย่างถูกแรงกระทำแบบ Monotonic หรือแรงทิศทางเดียว เพื่อแสดงเป็นตัวอย่าง เส้น Envelope curve นี้ได้ถูกสร้างขึ้นจากผลการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 2.4-24 รูปนี้แสดงวิธีการสร้างเส้นความสัมพันธ์ดังกล่าวโดยอาศัยตัวอย่างทดสอบ GR25 เส้นความสัมพันธ์นี้สามารถใช้ในการระบุคุณสมบัติของโครงสร้างที่สำคัญๆ ได้ คุณสมบัติของโครงสร้างเหล่านี้ประกอบด้วย

1. กำลังรับแรงทางประลัย (ultimate lateral strength, V_u) กำลังรับแรงทางประลัยภายใต้ทิศทางการรับแรงที่กำลังพิจารณาหมายถึงกำลังรับแรงทางข้างสูงสุดที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบภายใต้ทิศทางนั้น ๆ ในการเปรียบเทียบสมรรถนะของตัวอย่างทดสอบ ค่าเฉลี่ยระหว่างกำลังรับแรงทางประลัยในสองทิศทาง (กระบอกไฮดรอลิกตั้งและดัน) จะถูกนำมาพิจารณา
2. ระยะเคลื่อนที่ทางข้างจำกัด (dependable lateral displacement, Δ_{80}) ภายใต้ทิศทางการรับแรงที่กำลังพิจารณา ระยะเคลื่อนที่ทางข้างจำกัดหมายถึงค่า LDR ณ ตำแหน่งที่ตัวอย่างทดสอบมีกำลังรับแรงทางข้างลดลงเหลือ 80% ของกำลังรับแรงทางข้างสูงสุดในทิศทางนั้น ๆ ในการเปรียบเทียบสมรรถนะของตัวอย่างทดสอบ ค่าเฉลี่ยของระยะเคลื่อนที่ทางข้างจำกัดในสองทิศทางจะถูกนำมาพิจารณา
3. สติฟเนสประสิทธิภาพ (effective stiffness, k_e) ภายใต้ทิศทางการรับแรงที่กำลังพิจารณา ค่าสติฟเนสประสิทธิภาพสามารถหาได้จากความชันของเส้นตรงที่ลากจากจุดกำเนิดไปยังจุดที่ตัวอย่างทดสอบพัฒนากำลังรับแรงทางข้างเท่ากับ 75% ของกำลังรับแรงทางข้างสูงสุด ซึ่งในการเปรียบเทียบสมรรถนะของตัวอย่างทดสอบ ค่าเฉลี่ยของสติฟเนสประสิทธิภาพในสองทิศทางจะถูกนำมาพิจารณา

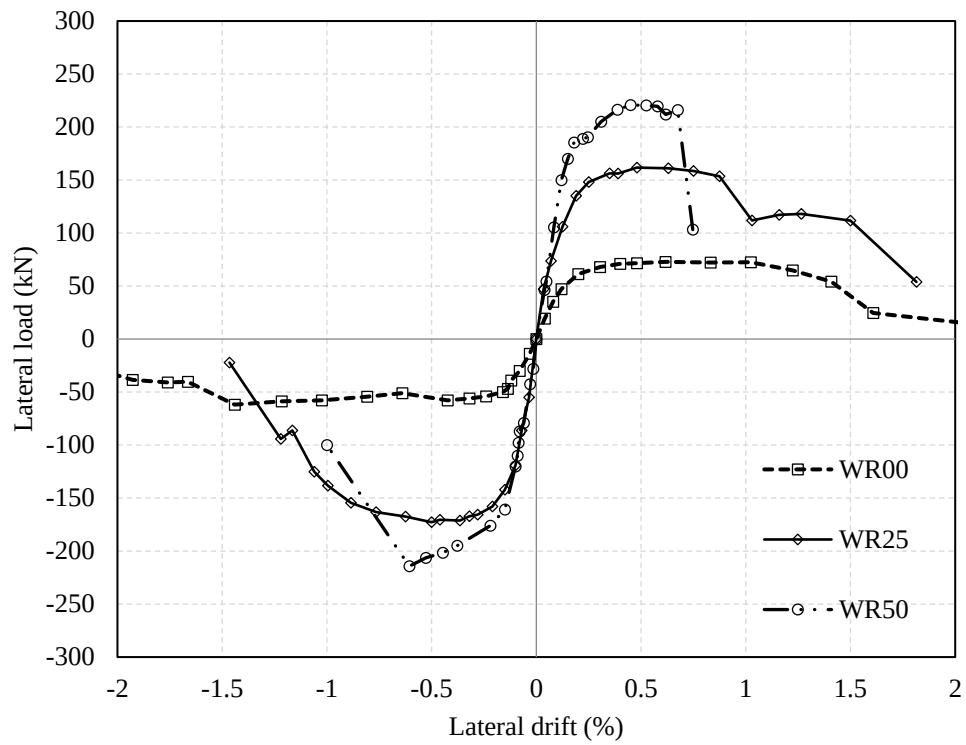


รูปที่ 2.4-24 ตัวอย่างการสร้างเส้นความสัมพันธ์แบบ Envelope ของตัวอย่างทดสอบ GR25

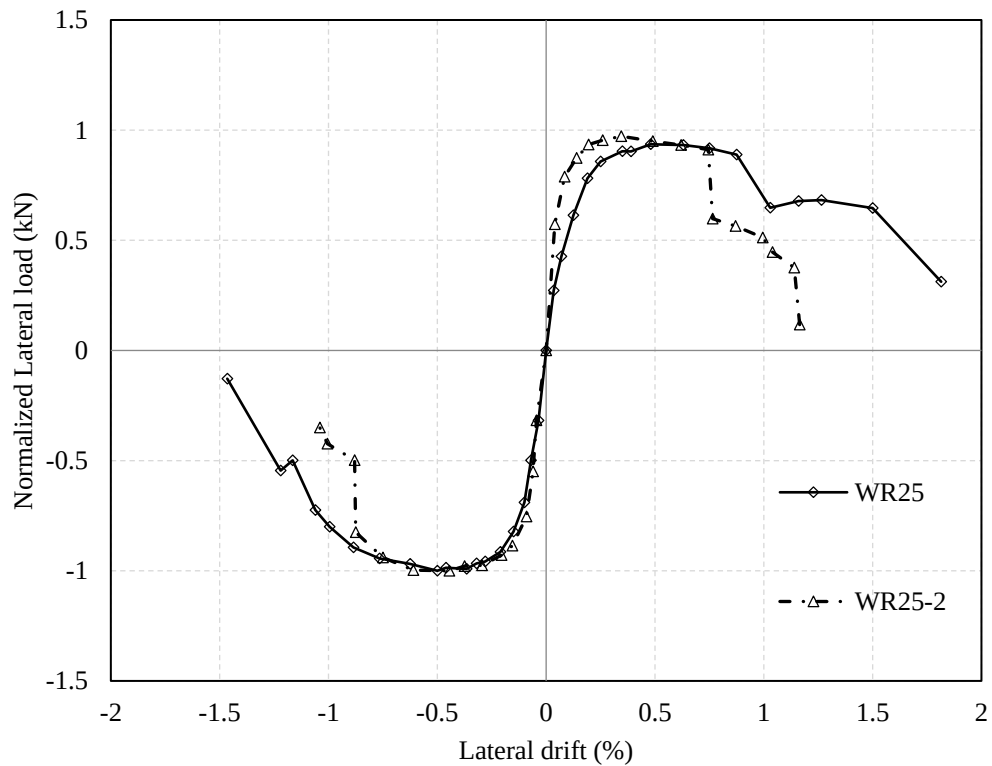
2.4.6.1 ผลกระทบของน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำในแนวดิ่ง

ตัวอย่างทดสอบ WR00 WR25 และ WR50 เป็นตัวอย่างทดสอบที่ใช้จุดต่อประเภทเดียวกันและมีคุณสมบัติอื่น ๆ เหมือนกันทุกประการยกเว้นขนาดของน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำในแนวดิ่ง เพื่อประเมินผลกระทบของน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำในแนวดิ่งต่อสมรรถนะของโครงสร้างผนัง ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของกลุ่มตัวอย่างทดสอบที่กล่าวถึง ได้ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 2.4-25(ก) เมื่อเปรียบเทียบเส้นความสัมพันธ์ทั้งสามจะเห็นได้ว่า เมื่อน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำในแนวดิ่งมีค่าเพิ่มขึ้น V_u และ k_e มีค่าเพิ่มขึ้น ในขณะที่ Δ_{80} มีค่าลดลง ความเหนียวมีค่าลดลงเมื่อน้ำหนักกระทำในแนวดิ่งเพิ่มขึ้น โดยมีค่าเท่ากับ 7.05 3.92 และ 3.38 สำหรับ WR00 WR25 และ WR50 ตามลำดับ

การเพิ่มขึ้นของ V_u ตามขนาดของแรงในแนวดิ่ง สามารถอธิบายได้โดยอาศัยข้อสังเกตที่ว่าตัวอย่างทดสอบเกิดการเสียรูปในลักษณะ rocking เป็นหลัก ภายใต้ลักษณะการเสียรูปดังกล่าว ช่องว่าง (Gap) ระหว่างผนังและฐานรากที่บริเวณรอยต่อจะเปิดกว้างขึ้นเรื่อย ๆ ในขณะที่แรงทางข้างมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อถึงจุดหนึ่งเหล็กเดือยจะเกิดการคราก จากนั้นตัวอย่างทดสอบจะมีกำลังทางข้างเพิ่มได้อีกเล็กน้อยเนื่องจาก strain hardening ในเหล็กเสริม หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งคือกำลังรับแรงทางข้างของระบบผนังถูกจำกัดโดยการครากของเหล็กเดือยเนื่องจากการเปิดของช่องว่าง เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งทำให้การเปิดของช่องว่างเกิดได้ยากมากขึ้น การครากของเหล็กเดือยและกำลังรับแรงทางข้างของตัวอย่างทดสอบจึงมีค่ามากขึ้นตามไปด้วย

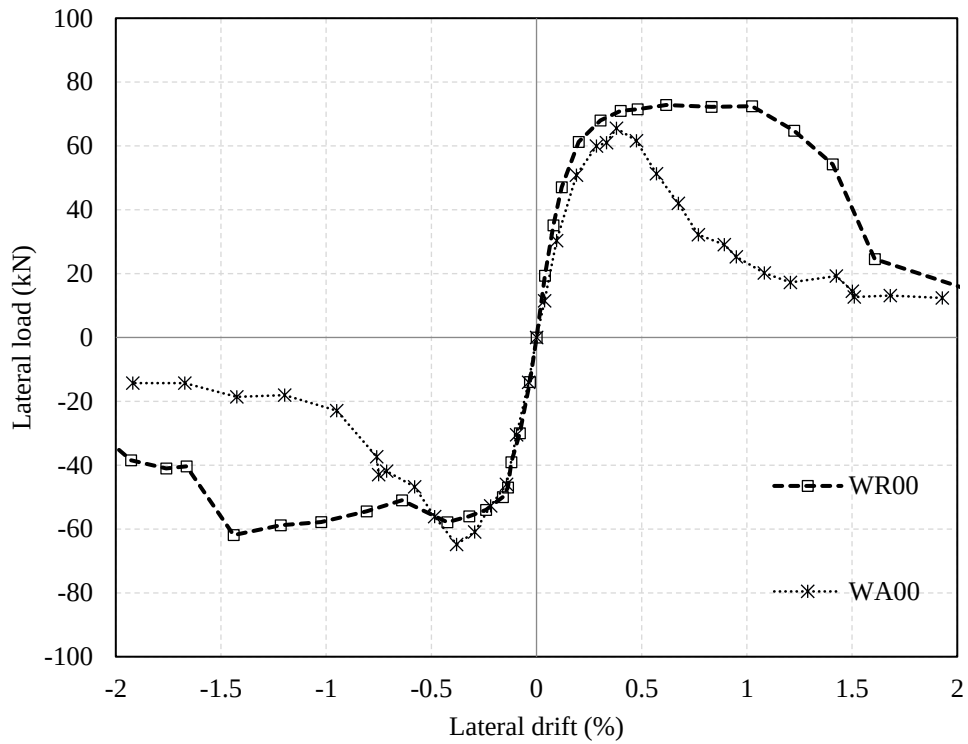


(ก) ผลกระทบจากแรงตามแนวแกน

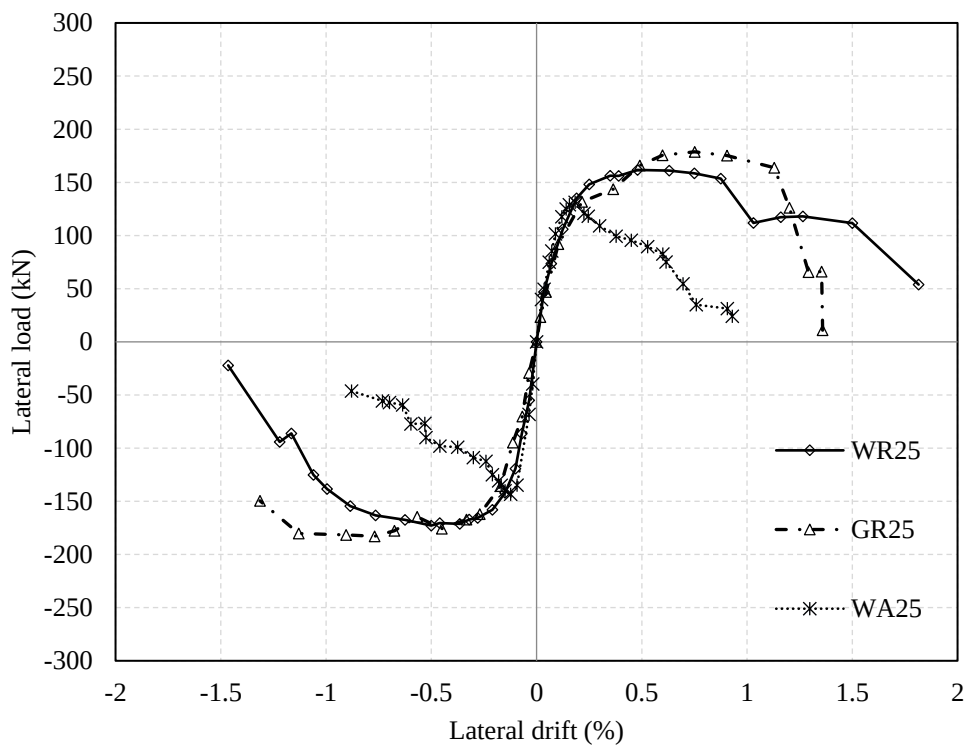


(ข) ผลกระทบจากสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนัง

รูปที่ 2.4-25 การเปรียบเทียบสมรรถนะของตัวอย่างทดสอบ

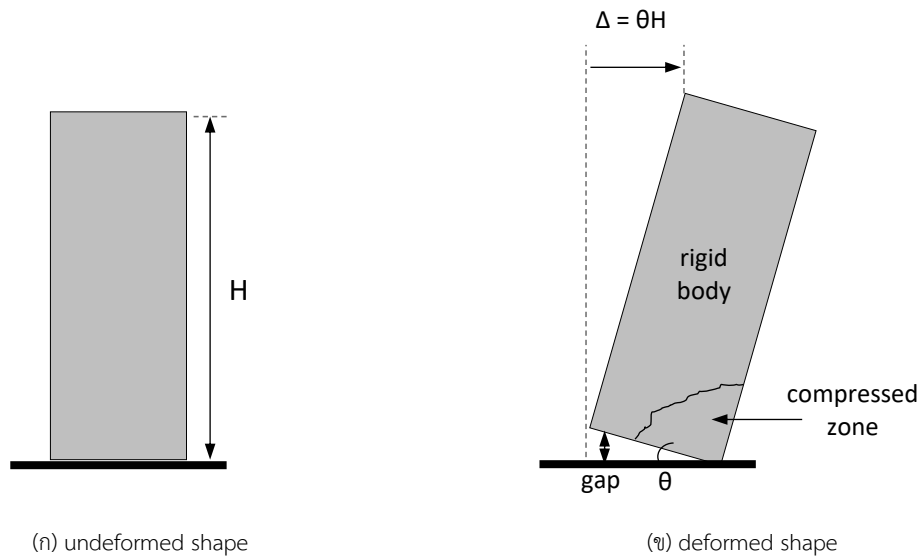


(ค) ผลกระทบจากชนิดของจุดต่อที่แรงในแนวดิ่งเท่ากับ 0%



(ง) ผลกระทบจากชนิดของจุดต่อที่แรงในแนวดิ่งเท่ากับ 2.5%

รูปที่ 2.4-25 (ต่อ) การเปรียบเทียบสมรรถนะของตัวอย่างทดสอบ



รูปที่ 2.4-26 ภาพแสดงการเสียรูปของระบบผนังในโหมด rocking

การเพิ่มขึ้นของ k_e ตามขนาดของแรงในแนวดิ่งสามารถอธิบายได้โดยอาศัยหลักการเดียวกันกับที่อธิบายข้างต้น ในขณะที่แรงทางข้างมีค่าน้อย ช่องว่างระหว่างผนังและฐานรากจะยังไม่เปิดออกเนื่องจากหน่วยแรงประสาน (bond strength) ระหว่างคอนกรีตและปูนทรายตามแนวยาวต่อยังไม่ถูกทำลาย ในช่วงนี้สตีเฟนสของระบบผนังจะมีค่าสูง อย่างไรก็ตามเมื่อแรงทางข้างมีค่าเพิ่มขึ้นถึงจุดหนึ่งหน่วยแรงประสานจะถูกทำลายและทำให้เกิดช่องว่างระหว่างผนังและฐานราก หลังจากนั้นสตีเฟนสของระบบผนังจะลดลง เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งช่วยป้องกันการสูญเสียหน่วยแรงประสาน ค่า k_e ของตัวอย่างทดสอบจึงเพิ่มขึ้นตามขนาดของน้ำหนักบรรทุกกระทำในแนวดิ่งตามที่สังเกตเห็นก่อนหน้า

การลดลงของ Δ_{80} ซึ่งผกผันกับขนาดของแรงในแนวดิ่งที่เพิ่มมากขึ้นสามารถอธิบายได้โดยการพิจารณาความเสียหายของคอนกรีตของผนังที่บริเวณรอยต่อ ภายใต้การเสียรูปแบบ rocking ผนังด้านหนึ่งจะยกตัวขึ้นจากรอยต่อทำให้เกิดช่องว่าง ในขณะที่อีกด้านหนึ่งจะกดลงทำให้เกิดหน่วยแรงอัดในผนัง ถ้าหน่วยแรงอัดมากพอที่จะทำให้คอนกรีตในผนังเกิดการวิบัติ กำลังการรับแรงทางข้างของระบบผนังก็จะเริ่มลดลง เนื่องจากแรงในแนวดิ่งจะทำให้หน่วยแรงอัดมีความรุนแรงมากขึ้น ดังนั้นตัวผนังจึงมีโอกาสดับความเสียหายมากขึ้นตามไปด้วยซึ่งสามารถสังเกตได้อย่างชัดเจนจากภาพถ่ายในรูปที่ 2.4-9 4-10 และ 4-11 ด้วยสาเหตุทั้งหมดที่กล่าวถึงข้างต้น ค่า Δ_{80} จึงลดลงเมื่อขนาดของแรงในแนวดิ่งมีค่าเพิ่มมากขึ้น

2.4.6.2 ผลกระทบของสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนัง

ตัวอย่างทดสอบ WR25 และ WR25-2 เป็นตัวอย่างทดสอบที่ใช้จุดต่อประเภทเดียวกันและมีคุณสมบัติอื่น ๆ เหมือนกันทุกประการยกเว้นสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนัง ตัวอย่างทดสอบ WR25 มีสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนังเท่ากับ $875/1250 = 0.7$ ในขณะที่ตัวอย่างทดสอบ WR25-2 มีสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนังเท่ากับ $1795/1250 = 1.436$ กล่าวอีกนัยหนึ่งคือตัวอย่างทดสอบ WR25 มีสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนังประมาณครึ่งหนึ่งของตัวอย่างทดสอบ

WR25-2 เพื่อประเมินผลกระทบของสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนังต่อสมรรถนะของโครงสร้าง ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ WR25 และ WR25-2 ได้ถูกเปรียบเทียบในรูปที่ 2.4-25(ข) จากรูปจะเห็นได้ว่าเมื่อสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนังเพิ่มมากขึ้น V_u และ k_e มีค่าลดลง ในขณะที่ Δ_{80} มีค่าเปลี่ยนแปลงไปเล็กน้อย

การเปลี่ยนแปลงของค่า V_u ตามสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนังสามารถอธิบายได้จากกำลังรับโมเมนต์ดัดและโมเมนต์ดัดที่กระทำที่หน้าตัดวิกฤติ กำลังรับโมเมนต์ดัดของตัวอย่างทดสอบ WR25 และ WR25-2 ทั้งคู่ถูกควบคุมโดยการครากของเหล็กเดือยที่หน้าตัดวิกฤติ (จุดต่อระหว่างผนังและฐานราก) และเนื่องจากพื้นที่หน้าตัดเหล็กเดือยในตัวอย่างทั้งสองเท่ากัน กำลังรับโมเมนต์ดัดที่หน้าตัดวิกฤติของตัวอย่างทั้งสองจึงเท่ากัน อย่างไรก็ตามโมเมนต์ดัดที่กระทำบนหน้าตัดวิกฤติของตัวอย่างทั้งสองมีค่าไม่เท่ากัน ในขณะที่แรงทางข้างเท่ากัน โมเมนต์ดัดที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบ WR25 จะมีค่าน้อยกว่าตัวอย่างทดสอบ WR25-2 ซึ่งมีสาเหตุมาจากแขนของโมเมนต์ดัด (Moment arm) ที่ไม่เท่ากัน (แรงทางข้างที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบ WR25 อยู่ที่ระดับต่ำกว่าตัวอย่างทดสอบ WR25-2) เมื่อพิจารณาว่าโมเมนต์ดัดที่หน้าตัดวิกฤติของตัวอย่างทดสอบ WR25 ต่ำกว่าตัวอย่างทดสอบ WR25-2 ในขณะที่มีกำลังรับโมเมนต์ดัดเท่ากัน จึงเป็นสาเหตุให้ค่า V_u ของ WR25 สูงกว่า หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งคือ V_u แปรผกผันกับสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนัง

การเปลี่ยนแปลงของค่า k_e ตามสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนังสามารถอธิบายได้โดยอาศัยหลักการเดียวกันกับที่กล่าวในย่อหน้าก่อน ในขณะที่ตัวอย่างทดสอบ WR25 และ WR25-2 รับแรงทางข้างเท่ากัน โมเมนต์ดัดที่หน้าตัดวิกฤติของตัวอย่างทดสอบแรกจะมีค่าน้อยกว่าตัวอย่างทดสอบหลัง ด้วยเหตุดังกล่าวตัวอย่างทดสอบแรกเกิดการเคลื่อนตัวทางน้อยกว่า ในขณะที่รับแรงทางข้างเท่ากัน เนื่องจากสถิติพลศาสตร์อัตราส่วนระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง ค่า k_e ของตัวอย่างทดสอบ WR25 จึงมีค่าน้อยกว่า หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งคือ k_e แปรผกผันกับสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนัง

การเปลี่ยนแปลงของค่า Δ_{80} ตามสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนังสามารถอธิบายได้โดยอาศัยรูปที่ 2.4-26 ซึ่งเป็นแผนภาพการเสียรูปของระบบผนังในรูปแบบ rocking จากภาพจะเห็นได้ว่าตัวผนังถูกสมมติให้มีพฤติกรรมแบบแข็งเกร็งเพื่อให้ง่ายต่อการทำความเข้าใจ ภายใต้สมมติฐานดังกล่าวการเคลื่อนที่ทางข้างของระบบผนังจะมีค่าเท่ากับผลคูณระหว่างมุมหมุนและความสูงของตัวอย่างทดสอบ ซึ่งส่งผลให้ LDR ซึ่งนิยามโดยอัตราส่วน Δ/H มีค่าเท่ากับมุมหมุน เนื่องจากตัวอย่างทดสอบ WR25 และ WR25-2 มีรายละเอียดจุดต่อเหมือนกันทุกประการ ค่ามุมหมุนวิกฤติที่จะทำให้กำลังของตัวอย่างทดสอบเกิดการเสียมถอยจึงมีค่าเท่ากัน เมื่อพิจารณาคอนสแตนต์ข้อนี้ร่วมกับความสัมพันธ์ระหว่าง LDR และมุมหมุนที่อธิบายก่อนหน้านี้จะทำให้เข้าใจได้ว่า Δ_{80} ของตัวอย่างทดสอบ WR25 และ WR25-2 มีค่าใกล้เคียงกัน

2.4.6.3 ผลกระทบของรายละเอียดของจุดต่อ

เพื่อทำการเปรียบเทียบผลของการให้รายละเอียดจุดต่อกับสมรรถนะของระบบผนังกำแพงสำเร็จรูป ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบสองกลุ่มได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.4-25(ค) และ 4-25(ง) จากรูปจะเห็นได้ว่ากลุ่มตัวอย่างแรกประกอบด้วยตัวอย่างทดสอบ WR00 และ WA00 ส่วนกลุ่มตัวอย่างที่สองประกอบด้วยตัวอย่างทดสอบ WR25 WA25 และ GR25 ตัวอย่างทดสอบในแต่ละกลุ่มมีความแตกต่างกันที่รายละเอียดจุดต่อเท่านั้น จากรูปทั้งสอง

จะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบที่ใช้จุดต่อแบบ WR และ GR มีรูปแบบเหมือนกัน โดยที่เส้นความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถแบ่งออกเป็นช่วงย่อยได้ 3 ช่วง ได้แก่ช่วงอีลาสติก (เส้นความสัมพันธ์มีความชันมาก) ช่วงคราก (เส้นความสัมพันธ์เกือบอยู่ในแนวราบ) และช่วงการเสื่อมถอยของกำลัง (เส้นความสัมพันธ์มีความชันเป็นเครื่องหมายลบ) อย่างไรก็ตามความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบที่ใช้จุดต่อแบบ WA มีความแตกต่างออกไป จากรูปจะเห็นได้ว่าเส้นความสัมพันธ์ของตัวอย่างทดสอบประเภทนี้ไม่มีช่วงย่อยที่สอง (ช่วงคราก) ลักษณะที่สังเกตเห็นนี้บ่งบอกว่าระบบโครงสร้างมีการวิบัติแบบทันทีทันใดหลังจากการพัฒนากำลังสูงสุด หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งคือโครงสร้างมีพฤติกรรมแบบเปราะ (brittle behavior) การที่จุดต่อแบบ WA ไม่สามารถต้านทานแรงทางข้างต่อไปได้หลังจากมีการพัฒนากำลังสูงสุดมีสาเหตุมาจากการเสีรูปนอกระนาบของเหล็กฉากที่จุดต่ออันเนื่องมาจากแรงเยื้องศูนย์

เมื่อเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบที่ใช้จุดต่อแบบ WA WR และ GR จะเห็นได้ว่า Δ_{80} ซึ่งบ่งบอกถึงความเหนียวมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามลำดับ สาเหตุที่จุดต่อ WA มีพฤติกรรมไม่ดีเป็นไปตามที่อธิบายก่อนหน้านี้ จากความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างนี้สามารถคำนวณหาความเหนียวได้ โดยตัวอย่างผนังทดสอบ WR25 มีค่าความเหนียวเท่ากับ 3.92 ส่วนตัวอย่างผนังทดสอบ GR25 มีค่าความเหนียวเท่ากับ 6.19 โดยตัวอย่างผนังทดสอบ GR25 มีค่าความเหนียวมากกว่าตัวอย่างผนังทดสอบ WR25 ถึง 58% ส่วนสาเหตุที่จุดต่อ WR มีพฤติกรรมแย่กว่า GR สามารถอธิบายได้จากการที่จุดต่อ WR อาศัยการเชื่อมเหล็กซึ่งความร้อนจากกระบวนการนี้จะส่งผลให้เหล็กเดือยในบริเวณจุดต่อมีความเหนียวลดลง เนื่องจากการสลายพลังงานในระบบอาศัยเหล็กเดือยเป็นหลัก ดังนั้นค่า Δ_{80} ของระบบรวมจึงถดถอยลง เนื่องจากค่า Δ_{80} ซึ่งแสดงถึงความเหนียวของระบบโครงสร้างเป็นคุณสมบัติหลักที่ใช้ในการต้านทานแผ่นดินไหว

2.4.7 เกณฑ์การยอมรับความสามารถของโครงสร้างผนังสำเร็จรูปในการรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน ACI

มาตรฐาน ACI ITG-5.1M-07 ได้ถูกนำมาใช้เป็นเกณฑ์การยอมรับความสามารถของโครงสร้างผนังสำเร็จรูปในการรับแรงแผ่นดินไหว มาตรฐานดังกล่าวกำหนดให้กำแพงต้องมีระยะเคลื่อนที่ทางข้างจำกัด (Δ_{80}) ไม่น้อยกว่าค่า Δ_{limit} ที่แสดงในสมการด้านล่าง

$$\Delta_{limit} = 0.8(h_w/l_w) + 0.5 \quad \text{Eq. 4.1}$$

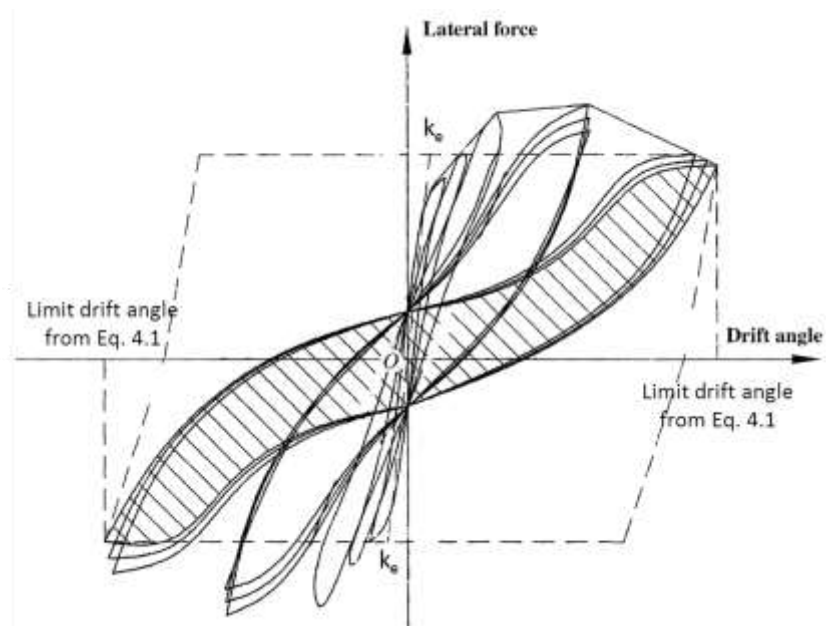
โดยที่ h_w และ l_w คือความสูงและความกว้างของตัวอย่างทดสอบตามลำดับ ทั้งนี้ค่า Δ_{limit} ที่คำนวณได้ต้องไม่น้อยกว่า 0.9 และไม่มากกว่า 3.0 ในกรณีที่ตัวอย่างทดสอบมีค่า Δ_{80} น้อยกว่า Δ_{limit} จะถือว่าตัวอย่างทดสอบไม่ผ่านการทดสอบ แต่ถ้าตัวอย่างทดสอบผ่านเกณฑ์ดังกล่าวจะต้องทำการตรวจสอบคุณสมบัติเชิงโครงสร้างอื่นๆ เพิ่มเติมดังนี้

- (1) อัตราการสลายพลังงาน (Energy Dissipation Ratio หรือ EDR): รูปที่ 2.4-27 แสดงพารามิเตอร์ต่างๆ ที่ใช้ในการคำนวณอัตราการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบ พารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องประกอบด้วย k_e และ Δ_{limit} ซึ่งได้นิยามไว้แล้วก่อนหน้านี้ ค่าอัตราการสลายพลังงานมีค่าเท่ากับพื้นที่แรงหารด้วยพื้นที่ที่ล้อมรอบด้วยเส้นประ ซึ่งค่าอัตราการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบจะต้องไม่น้อยกว่า 0.125 จึงจะถือว่าผ่านเกณฑ์
- (2) พินชิงสติฟเนส (pinching stiffness): รูปที่ 2.4-28 แสดงพารามิเตอร์ต่างๆ ที่ใช้ในการคำนวณพินชิงสติฟเนสของตัวอย่างทดสอบ เส้นโค้งในรูปดังกล่าวเป็นเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างที่ได้จากการทดสอบที่ขนาด LDR เท่ากับ Δ_{limit} จากรูปจะเห็นว่าพินชิงสติฟเนสมีค่าเท่ากับความชันของเส้นตรงที่ลากจากจุดบนเส้นความสัมพันธ์ที่ LDR เท่ากับ $-0.1\Delta_{limit}$ ไปยัง $+0.1\Delta_{limit}$ ถ้าพินชิงสติฟเนสมีค่ามากกว่า $0.1k_e$ จะถือว่าตัวอย่างทดสอบผ่านเกณฑ์ หากพินชิงสติฟเนสน้อยหมายความว่าหลังจากแผ่นดินไหว หากมีแรงกระทำทางข้างเพียงเล็กน้อย โครงสร้างก็จะเกิดการโยกตัวไปไกล ดังนั้น โครงสร้างควรจะมีความแกร่งหลงเหลืออยู่
- (3) การเลื่อนไถลสัมพัทธ์ระหว่างกำแพงและฐานราก (relative slip between wall and foundation): มาตรฐาน ACI ITG-5.1M-07 กำหนดว่าค่าการเลื่อนไถลสัมพัทธ์ระหว่างกำแพงและฐานรากจะต้องไม่มากกว่า 1.5 มม. จึงจะถือว่าตัวอย่างทดสอบผ่านเกณฑ์

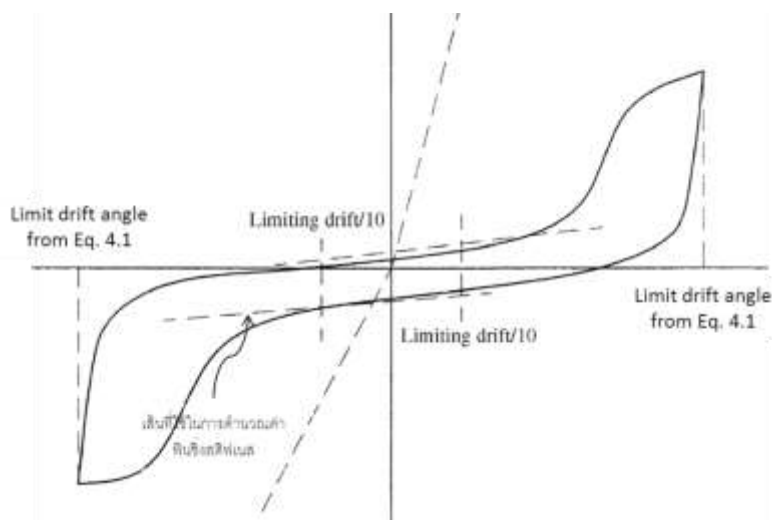
การเปรียบเทียบค่า Δ_{80} และ Δ_{limit} ของตัวอย่างทดสอบได้ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 2.4-2 จากตารางจะเห็นได้ว่ามีเพียงตัวอย่างทดสอบ WR00 และ GR25 เท่านั้นที่ผ่านเกณฑ์ของมาตรฐาน นอกจากนี้จะเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบ WR25 และ WR50 ซึ่งมีรายละเอียดจุดต่อเหมือนกับตัวอย่างทดสอบ WR00 แต่น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำในแนวดิ่งมากกว่า มีค่า Δ_{80} ไม่ผ่านเกณฑ์ ซึ่งหมายความว่ารายละเอียดจุดต่อชนิด-WR ไม่เหมาะสมต่อการนำมาใช้งาน ด้วยเหตุดังกล่าวจึงจะทำการพิจารณาตัวอย่างทดสอบ GR25 เท่านั้น

ตารางที่ 2.4-3 แสดงค่าพารามิเตอร์ EDR พินชิงสติฟเนส และการเลื่อนไถลสัมพัทธ์ระหว่างกำแพงและฐานรากของตัวอย่างทดสอบ GR25 ที่ได้จากการทดสอบ เมื่อเปรียบเทียบค่าพารามิเตอร์เหล่านี้กับเกณฑ์ของ มาตรฐาน ACI ITG-5.1M-07 พบว่าตัวอย่างทดสอบ GR25 ผ่านเกณฑ์ทั้งหมด

การผลการตรวจสอบทั้งหมดจึงสรุปได้ว่าจุดต่อแบบ GR เป็นจุดต่อประเภทเดียวที่สามารถใช้ในเชื่อมต่อกำแพงสำเร็จรูปกับฐานรากในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้อย่างปลอดภัย



รูปที่ 2.4-27 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณอัตราการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบ [ACI ITG-5.1M-07]



รูปที่ 2.4-28 พารามิเตอร์ ที่ใช้ในการคำนวณพินจิงสตีเฟนส์ [ACI ITG-5.1M-07]

ตารางที่ 2.4-2 การเปรียบเทียบค่า Δ_{80} และ Δ_{limit} ของตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	$\Delta_{80}(\%)$	$\Delta_{limit}(\%)$	ผลการตรวจสอบ
WR00	1.40	1.06	ผ่าน
WR25	0.95	1.06	ไม่ผ่าน
WR50	0.70	1.06	ไม่ผ่าน
WR25-2	0.81	1.60	ไม่ผ่าน
WA00	0.53	1.06	ไม่ผ่าน
WA25	0.27	1.06	ไม่ผ่าน
GR25	1.23	1.06	ผ่าน

ตารางที่ 2.4-3 ค่าพารามิเตอร์ของตัวอย่างทดสอบ GR25

	อัตราการสลายพลังงาน (-)	พื้นที่ซึ่งสติฟเนส (kN/mm)	การเลื่อนไกลสัมผัสที่จุดต่อ (mm)
ค่าที่ได้จากการทดสอบ	0.320	24.69	0.59
เกณฑ์มาตรฐาน	0.125	7.56 (10% k_e)	1.5
ผลการตรวจสอบ	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน

บทที่ 2.5

แบบจำลองเชิงคณิตศาสตร์ (Numerical Model)

2.5.1 บทนำ

คณะผู้วิจัยได้สร้างแบบจำลองเชิงคณิตศาสตร์ด้วยคอมพิวเตอร์ (Numerical Model) ของตัวอย่างผนังกำแพงหล่อสำเร็จรูป (Precast Concrete Wall) เพื่อทำการเปรียบเทียบกับผลทดสอบจริงและนำมาอธิบายพฤติกรรมโดยรวมของผนังกำแพงหล่อสำเร็จรูป โดยผนังกำแพงตัวอย่างจะถูกจำลองโดยใช้โปรแกรม CSI PERFROM-3D ซึ่งเป็นโปรแกรม Finite Element ที่มีชื่อเสียงในด้านการวิเคราะห์โครงสร้างองค์อาคารบ้านเรือน เสา คาน กำแพงรับแรงเฉือน รวมไปถึง ผนังกำแพงหล่อสำเร็จ โดยโปรแกรมนี้จะสามารถวิเคราะห์โครงสร้างที่ถูกแรงทางข้างกระทำสลับข้างไปมา (Cyclic Pushover Analysis) ซึ่งเหมือนกับตัวอย่างทดสอบที่ทางคณะผู้วิจัยได้ทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยผลจากการวิเคราะห์ด้วยคอมพิวเตอร์ จะถูกเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในด้านของ แรงทางข้าง (Lateral Load) ระยะการโก่งตัวทางข้างสัมพันธ์ (Lateral Drift) และ ความเสียหายในสถานะต่าง (Damage State)

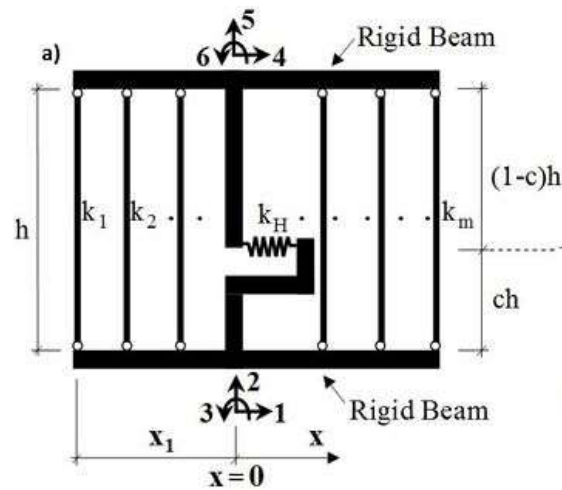
2.5.2 แบบจำลองผนังหล่อสำเร็จรูป

ตัวอย่างผนังสำเร็จรูปจะถูกจำลองโดยใช้แบบจำลองที่ชื่อว่า MVLEM (Multi Vertical Line Element Model) ดังแสดงในรูปที่ 2.5.1 ซึ่งพัฒนาโดย Orakcal และคณะ (2004) และ Orakcal และ Wallace (2006) ในโปรแกรม PERFORM-3D ซึ่งแบบจำลองชนิดนี้จะสามารถจำลองความสามารถในการรับแรงดัดของกำแพง (Flexural Behavior) โดยแบ่งกำแพงเป็น Fiber แนวตั้งขนาดเล็ก ๆ ซึ่งถูกยึดไว้ด้วยคานแข็ง (Rigid Beam) เพื่อให้ทราบในการดัดเป็นระนาบเส้นตรงเสมอ ซึ่งแต่ละ Fiber จะเปรียบเสมือนคอนกรีตและเหล็กเสริมที่อยู่ในกำแพงนั้น โดยคุณสมบัติของคอนกรีตและเหล็ก (Material Properties) ใน Fiber ต่าง ๆ นี้ จะได้มาจากเปรียบเทียบกับผลการทดสอบคอนกรีตและเหล็กเสริมภายในห้องปฏิบัติการ นอกจากนี้แบบจำลองชนิดนี้ยังสามารถจำลองการรับแรงเฉือนของกำแพง (Shear Behavior) โดยใช้สปริงแนวอนสำหรับรับแรงเฉือนที่เชื่อมติดระหว่าง Rigid Beam ทั้งสอง ซึ่งคุณสมบัติการรับแรงเฉือนของกำแพงเป็นไปตามข้อกำหนดของ ACI-318

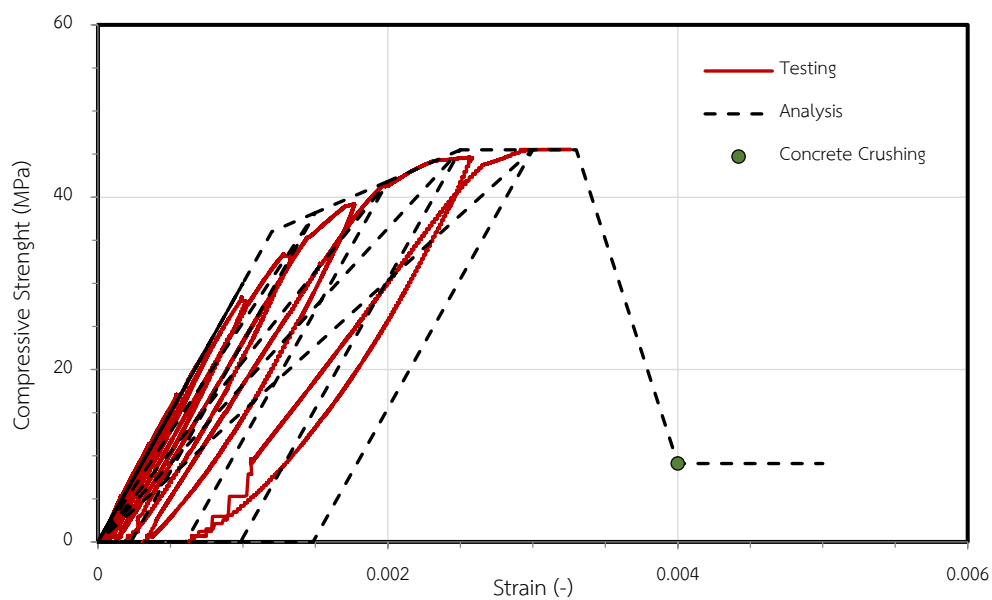
2.5.2.1 แบบจำลองคอนกรีต (Concrete Model)

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น (Stress) และความเครียด (Strain) ของคอนกรีตใน Fiber จะถูกจำลองโดยใช้กฎของวัสดุไม่เชิงเส้น 1 มิติ (Inelastic 1D Concrete Material) แบบ Trilinear with Strength Loss ใน PERFORM-3D ดังแสดงในรูปที่ 2.5-2 จุดต่าง ๆ บนกราฟแสดงความเสียหายในสถานะต่าง ๆ โดยที่ค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (Compressive strength, f_c') จะเท่ากับกำลังรับแรงอัดที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ และค่าความเครียดที่ตำแหน่งความเค้นสูงสุดเท่า 0.0025 ในแบบจำลองนี้กำหนดให้คอนกรีตเกิดการวิบัติที่ระดับความเครียดเท่ากับ 0.004 และมีกำลังอัด

ลดลงเหลือ 20% ของกำลังอัดของคอนกรีต ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดของแบบจำลองจะถูกนำมาปรับเทียบกับความสัมพันธ์ที่ได้จากการทดสอบวัสดุ



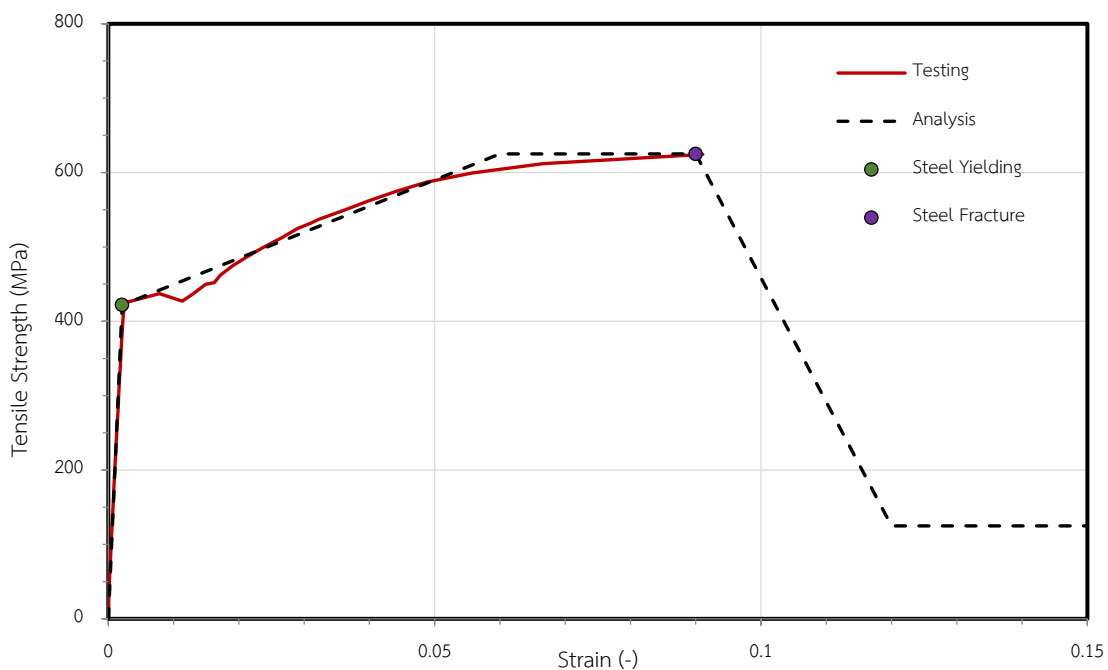
รูปที่ 2.5-1 แสดงชิ้นส่วนของกำแพงที่ถูกจำลองโดย MVLEM [Orakcal และ คณະ, (2004); Orakcal และ Wallace, 2006]



รูปที่ 2.5-2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีต

2.5.2.2 แบบจำลองเหล็กเสริม (Steel Model)

ในกรณีของเหล็กเสริม ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น (Stress) และความเครียด (Strain) ของเหล็กเสริมใน Fiber นั้นถูกจำลองโดยใช้ Inelastic Steel Material Non-Buckling แบบ Trilinear with Strength Loss ใน PERFROM-3D ดังแสดงในรูปที่ 2.5.3 ซึ่งเป็นแบบจำลองที่สามารถทำนายพฤติกรรมของเหล็กเสริมช่วงไม่เชิงเส้นได้ อย่างไรก็ตามแบบจำลองนี้ไม่ได้พิจารณาถึงการโก่งเดาะของเหล็กเสริม จุดต่างๆบนกราฟแสดงความเสียหายในสถานะต่าง ๆ โดยที่กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมที่จุดคราก (Yield strength, f_y) และ กำลังรับแรงดึงสูงสุดของเหล็กเสริม จะเท่ากับกำลังรับแรงดึงได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ค่าความเครียดที่ตำแหน่งเหล็กเสริมเกิดการครากเท่ากับ 0.002 และ ความเครียดที่ตำแหน่งเหล็กเสริมเกิดฉีกขาดเท่ากับ 0.09 ความเครียดทั้งสองตำแหน่งได้มาจากการปรับแบบจำลองให้ตรงกับค่าที่ทดสอบได้จากห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 2.5-3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม

2.5.2.3 แบบจำลองแรงเฉือนในผนังกำแพงหล่อสำเร็จรูป (Shear Model)

ในส่วนของแรงเฉือนในผนังกำแพงนั้นจะถูกจำลองโดยใช้สปริงไม่เชิงเส้นโดยใช้ Inelastic Shear Material สำหรับผนังกำแพงดังแสดงในรูปที่ 2.5-4 จุดต่าง ๆ บนกราฟแสดงความเสียหายในสถานะต่าง ๆ โดยที่กำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (V_n) จะคำนวณโดยสมการของ ACI 318-14 ซึ่งจะใช้ค่าน้อยกว่าของสมการที่ 5.1 และ 5.2

$$V_n = 0.27\lambda\sqrt{f_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w} \quad (5.1)$$

$$V_n = \left[0.05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w (0.10\lambda\sqrt{f'_c} + 0.20\frac{N_u}{l_w h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd \quad (5.2)$$

โดยที่ f'_c = กำลังอัดของคอนกรีต (MPa)

h = ความหนาของกำแพง (mm)

d = ความลึกประสิทธิภาพของกำแพง (mm)

l_w = ความกว้างของผนัง (mm)

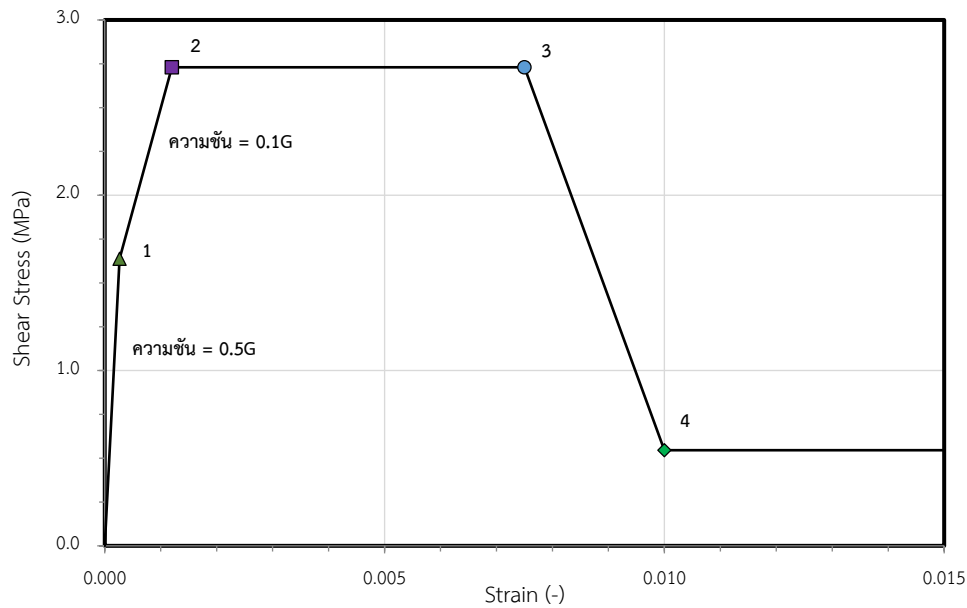
N_u = แรงในแนวแกน (N)

M_u = แรงดัด (N-mm)

V_u = แรงเฉือน (N)

ที่หน้าตัดวิกฤตตามลำดับ

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแรงเฉือนที่จุดต่าง ๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.5-4 นั้น สามารถคำนวณได้จากความสัมพันธ์ของโมดูลัสของแรงเฉือน (Shear Rigidity, G) โดยที่ $G = 0.35E_c$ (E_c คือ Modulus of elasticity ของคอนกรีต หาได้จากมาตรฐาน ACI ที่ระบุไว้ข้างต้น) จากคำแนะนำของมาตรฐาน ASCE 41-06 ได้กำหนดให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแรงเฉือนตั้งแต่เริ่มต้นจนถึงจุดสูงสุด (Peak) เป็นแบบเชิงเส้นตรง 3 เส้น (Trilinear Relationship) แต่เนื่องจากในโปรแกรม PERFORM-3D นั้นจะยอมให้ใส่ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแรงเฉือนได้เพียง 2 เส้น (Bilinear Relationship) ความสัมพันธ์ดังกล่าวจึงถูกปรับแก้โดยให้จุดที่เกิดรอยร้าวจากแรงเฉือน (จุดที่ 1, shear crack) มีความเค้นของแรงเฉือนเท่ากับ $0.6v_n$ และมีความชันเท่ากับโมดูลัสของแรงเฉือนประสิทธิภาพ (Effective Shear Rigidity, G_{eff}) เท่ากับ $0.5G$ ตามที่มาตรฐานทั่วไปแนะนำ ส่วนความชันของเส้นตรงที่ต่อจากจุดที่เกิดรอยร้าวจากแรงเฉือนถึงจุดที่มีความเค้นสูงสุด (จุดที่ 2, peak strength) นั้นใช้ตามคำแนะนำของมาตรฐาน ASCE 41-06 ซึ่งมีความชันเท่ากับ $0.1G$ หลังจากไปถึงจุดที่มีความเค้นสูงสุดแล้ว ผนังจะเกิดการวิบัติของแรงเฉือนที่จุด 3 (Shear Failure) และจะลดลงเหลือ 20% ที่จุด 4 ($0.2v_n$) โดยความเครียดของจุดที่เกิดการวิบัติของแรงเฉือน และจุดที่ 4 นั้นมีค่าเท่ากับ 0.75% และ 1.00% ตามลำดับ ซึ่งเป็นคำแนะนำอยู่ในมาตรฐานข้างต้น



รูปที่ 2.5-4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแรงเฉือน

2.5.2.4 แบบจำลองแรงเฉือนเลื่อนไถลและปูนทรายในบริเวณจุดต่อของกำแพงหล่อสำเร็จและฐานราก (Shear Slip Model and Grout Material Model)

หลังจากที่จำลองกำแพงตัวอย่างโดยใช้ MVLEM แล้ว กำแพงจะถูกเชื่อมต่อกับรากฐานโดยสมมุติให้กำแพงต่อเชื่อมกับสปริงที่แนวนอนที่จำลองคุณสมบัติการรับแรงเฉือนเลื่อนไถลของกำแพง (Shear slip) และสปริงแนวตั้งที่จำลองการเปิดและปิด (Gap open and close) ของปูนทรายชนิดไม่หดตัว (Grout material) โดยคุณสมบัติของสปริงที่ใช้จำลองปูนทรายจะเป็นชนิดรับแรงอัดเท่านั้น จะไม่ถ่ายเทแรงหากเกิดแรงดึง แต่สามารถพิจารณาถึงระยะที่เกิดขึ้นจากแรงดึงได้ ดังแสดงในรูปที่ 2.5-5

ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนเลื่อนไถล (V_s) และระยะไถล (Slip) สำหรับสปริงรับแรงเฉือนเลื่อนไถลจะถูกจำลองโดยใช้ Inelastic Bar แบบ E-P-P with Strength Loss ดังแสดงในรูปที่ 2.5-6 โดยที่กำลังรับแรงเฉือนเลื่อนไถล (V_s) จะถูกคำนวณโดยสมการที่แสดงโดย Salonikios และคณะ (1996) ดังแสดงในสมการที่ 5.3 ถึง 5.5 โดยเมื่อกำลังเกินค่าสูงสุดแล้วจะเริ่มเกิดการไถลมาที่ 20% ของค่าสูงสุดที่ 2.2 mm ซึ่งเป็นค่าที่วัดได้สูงสุดจากการทดลองเมื่อสิ้นสุดการทดสอบ สมมติฐานนี้ถูกกำหนดขึ้นมาเพื่อให้โมเดลมีเสถียรภาพในการคำนวณในคอมพิวเตอร์

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{fd} \quad (5.3)$$

$$V_{dd} = \min\{1.3 \sum A_{sj}(f_{cd}f_{yd})^{0.5}, 0.25f_{yd} \sum A_{sj}\} \quad (5.4)$$

$$V_{fd} = \min\{\mu_f [(\sum A_{sj}f_{yd} + N_{sd})\xi + M_{sd}/z], 0.25f_{cd}\xi l_w b_w\} \quad (5.5)$$

โดยที่ $V_{Rd,s}$ = กำลังรับแรงเฉือนที่บริเวณรอยต่อระหว่างผนังและฐานราก (N)

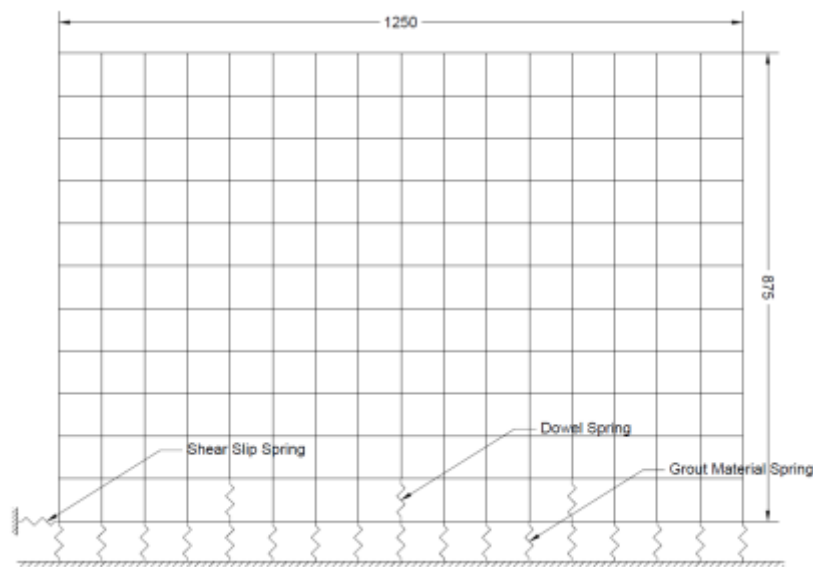
V_{dd} = กำลังรับแรงเฉือนที่จุดต่อเนื่องจากเหล็กข้ออ้อย (N)

V_{fd} = กำลังรับแรงเฉือนที่จุดต่อเนื่องจากแรงเสียดทาน (N)

f_y = ความเค้นที่จุดครากของเหล็กเสริม (MPa)

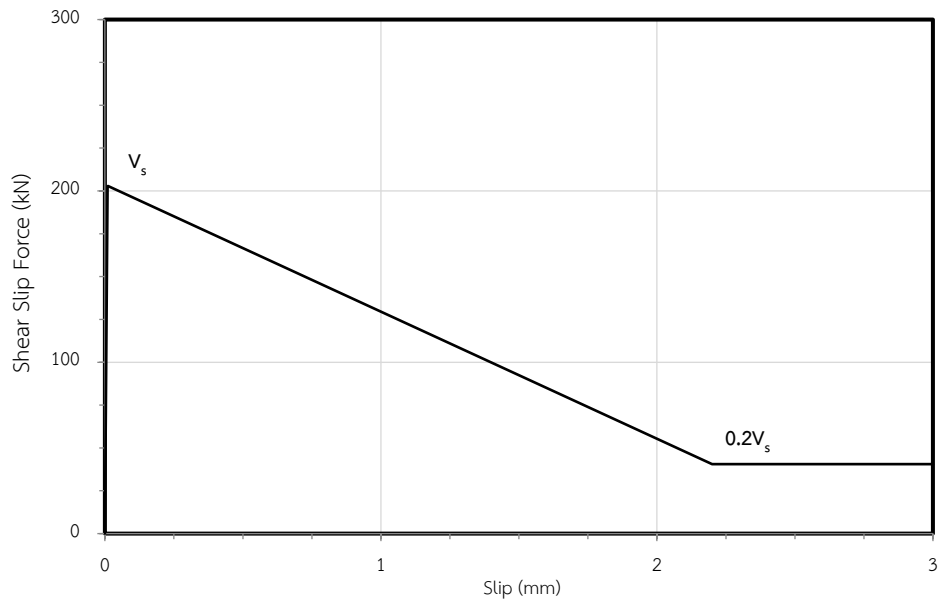
A_s = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม (mm^2)

μ_f = สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานที่รอยต่อมีค่าเท่ากับ 0.6

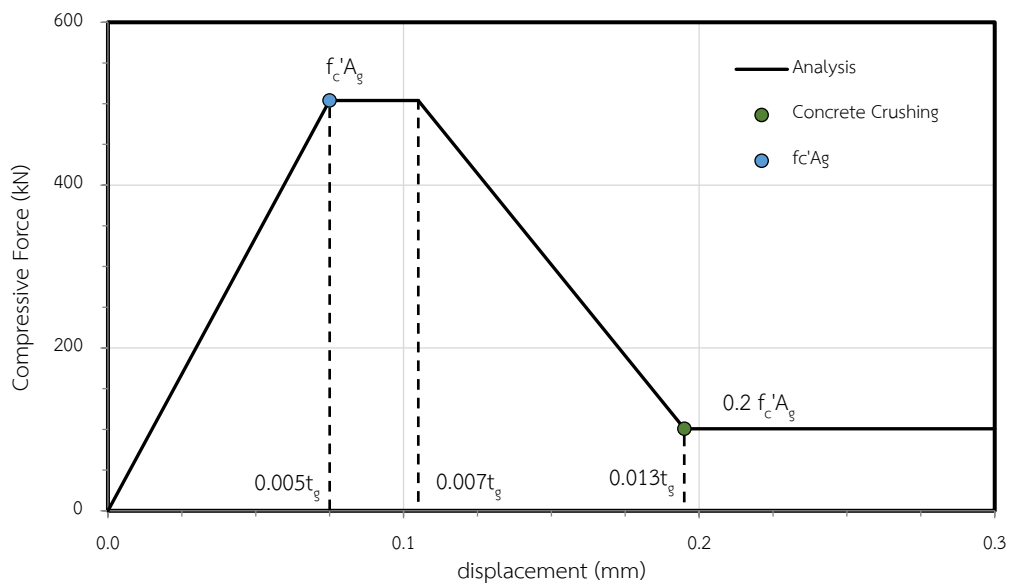


รูปที่ 2.5-5 แบบจำลองจุดต่อระหว่างกำแพง Precast และฐานราก

สำหรับความสัมพันธ์ของแบบจำลองกำลังรับแรงกดของปูนทรายที่ไม่หดรัดตัวจะถูกจำลองโดยใช้ Inelastic 1D Concrete Material แบบ E-P-P with Strength Loss ดังแสดงในรูปที่ 2.5-7 โดยกำลังรับแรงกดสูงสุด (Compressive Force, $f_c' A_g$) มาจากผลการทดสอบปูนทรายชนิดไม่หดรัดตัว (Grout material) ระยะหดรัดตัวของปูนทรายที่ตำแหน่งแรงกดสูงสุดในแบบจำลองหาได้จาก $0.005t_g$ โดยที่ t_g คือความหนาของปูนทราย ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.075 มิลลิเมตร และปูนทรายคงแรงกดได้ถึงระยะหดรัดตัวเท่ากับ $0.007t_g$ (0.105 มิลลิเมตร) หลังจากนั้นปูนทรายจะเกิดการวิบัติ (Concrete Crushing) ทำให้กำลังรับแรงกดลดลงหรือ 20% ของกำลังรับแรงกดสูงสุดที่ระยะหดรัดตัวเท่ากับ $0.013t_g$ (0.190 มิลลิเมตร) ซึ่งระยะหดรัดและกำลังรับแรงกดตัวดังกล่าวได้มาจากการปรับแบบจำลองให้ตรงกับค่าที่ทดสอบได้จากห้องปฏิบัติการ [Yooprasertchai, 2016b]



รูปที่ 2.5-6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนเลื่อนไถลและระยะเลื่อนไถลของกำแพง



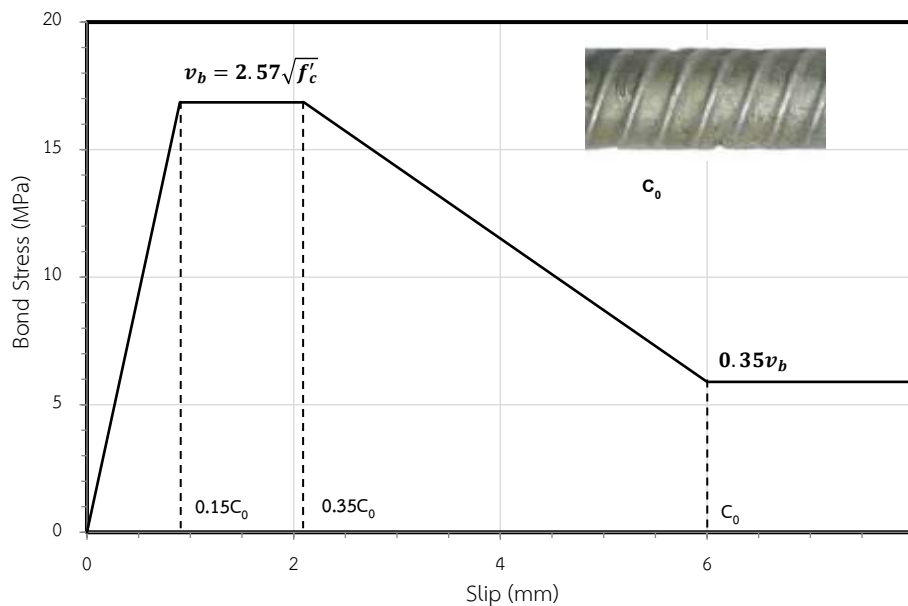
รูปที่ 2.5-7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดและระยะยุบตัวของวัสดุประสาน [Yooprasertchai, 2016b]

2.5.2.5 แบบจำลองจุดต่อของเหล็ก Dowel

บริเวณจุดต่อแบบเหล็ก Dowel ที่มีหรือไม่มีท่อ Corrugate duct จะถูกจำลองโดยใช้สปริงแนวตั้งยึดต่อกับฐานรากแบบยึดติด (Fixed Base) ดังแสดงในรูป 2.5-5 ซึ่งสปริงแนวตั้งนี้จะถูกจำลองคล้ายกับเหล็กเสริมในกำแพง กรณีที่เป็นเหล็ก Dowel ที่ไม่มีท่อ Corrugate duct จะเพิ่มแบบจำลองของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กกับคอนกรีตโดยการต่อสปริงของแรงยึดเหนี่ยวเป็นอนุกรมเข้าไปกับสปริงของเหล็กเสริมใน ซึ่งเหล็ก Dowel จะมีความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น (Stress) และ

ความเครียด (Strain) ดังแสดงในรูปที่ 2.5-8 โดยที่แรงยึดเหนี่ยว (v_b) ของเหล็กข้ออ้อย Dowel (มีหน่วยเป็น MPa) จะถูกคำนวณโดยวิธีที่นำเสนอโดย Suthasit และ Warnitchai (2008) ดังแสดงในสมการที่ 5.6 และรูปที่ 2.5.8 โดยที่ C_0 คือระยะห่างระหว่างบั้งของเหล็กเสริม มีค่าเท่ากับ 6 mm ซึ่งได้มาจากการวัดระยะห่างของเหล็กจริงที่ใช้ในการทดสอบ แต่ในกรณีมีท่อ Corrugate duct นั้นเหล็ก Dowel จะถูกสมมุติให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กกับคอนกรีตเพียงพอ (Perfectly Bond) ดังนั้นแบบจำลองของ Dowell จะเหมือนกับเหล็กเสริมในกำแพง

$$v_b = 2.57 \sqrt{f'_c} \quad (5.6)$$



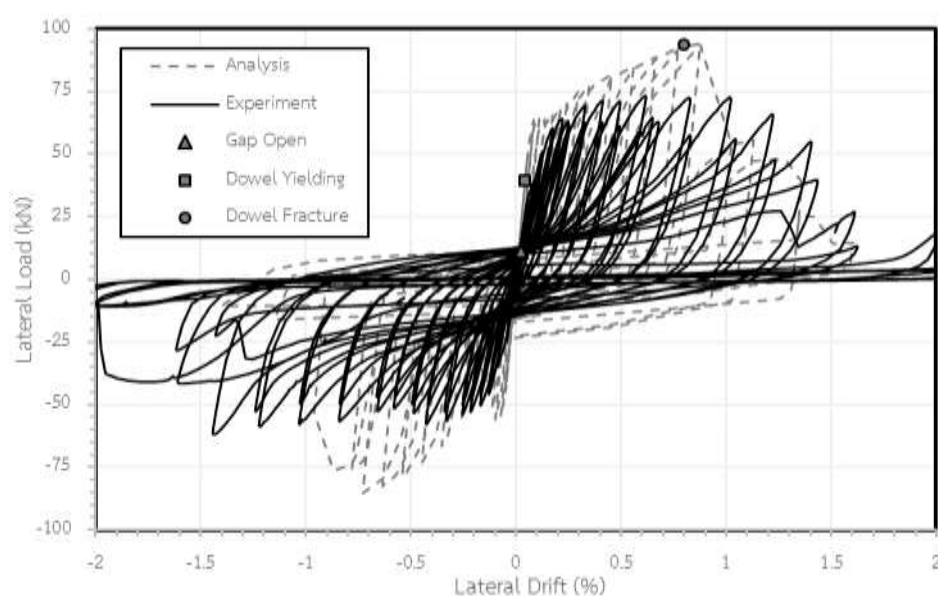
รูปที่ 2.5-8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวและระยะเลื่อนไถลของเหล็ก Dowel [Suthasit และ Warnitchai, 2008]

เมื่อสร้างแบบจำลองกำแพงเสริมจลัน กำแพงจะถูกใส่แรงกระทำทางข้าง (Lateral Load) ในตำแหน่งเดียวกับที่ทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อให้เกิดระยะทางข้างสัมพัทธ์ (Lateral Drift Ratio, LDR) เท่ากับ $\pm 0.05\%$, $\pm 0.10\%$, $\pm 0.15\%$, $\pm 0.20\%$, $\pm 0.25\%$, $\pm 0.30\%$, $\pm 0.40\%$, $\pm 0.50\%$, $\pm 0.60\%$, $\pm 0.70\%$, $\pm 0.80\%$, $\pm 1.00\%$, $\pm 1.25\%$, $\pm 1.50\%$, $\pm 1.75\%$ และ $\pm 2.00\%$ เมื่อระยะทางข้างสัมพัทธ์คือ อัตราส่วนระหว่างระยะการเคลื่อนตัวทางข้าง ณ ตำแหน่งที่มีการใส่แรงทางข้างกับความสูงของตำแหน่งที่มีการใส่แรงทางข้าง ตัวอย่างการทดสอบจะถูกให้น้ำหนักกระทำในดิ่ง (Axial Load) เท่ากับ 0.0 ตัน (0%), 12.5 ตัน (2.5%) และ 25.0 ตัน (5.0%)

2.5.3 ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองเชิงคณิตศาสตร์ (Numerical Results)

2.5.3.1 แบบจำลองกำแพง WR00

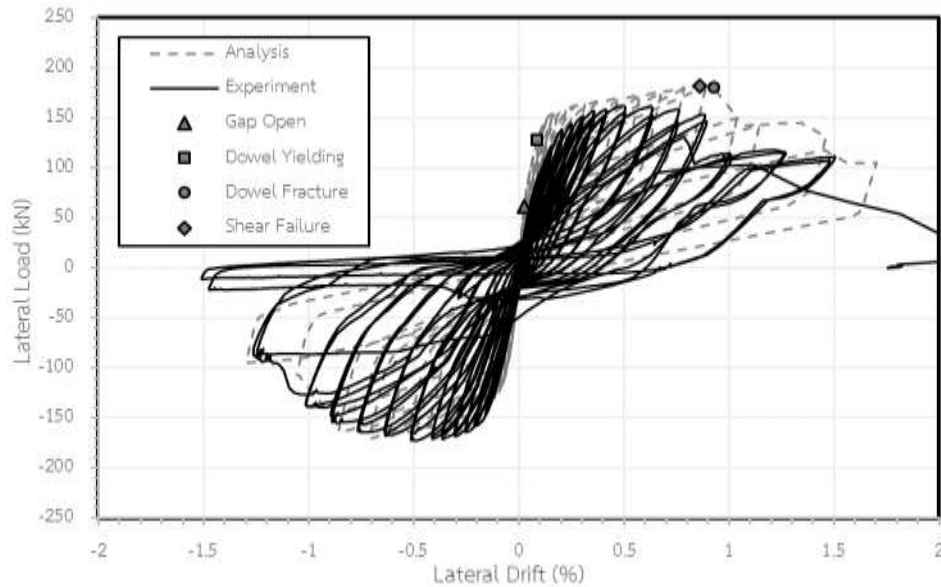
จากผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองของกำแพง WR00 ได้ถูกแสดงในรูป 2.5-9 จะเห็นว่าเมื่อแบบจำลองของกำแพงมี LDR ประมาณ $\pm 0.05\%$ นั้น ปูนทรายชนิดไม่หดตัว (Grout material) บริเวณฐานของกำแพงเริ่มมีการแตกร้าวจึงทำให้เกิดแยกตัวของกำแพงและฐานราก เมื่อทำการเพิ่ม LDR จนถึงประมาณ $\pm 0.10\%$ เหล็ก Dowel ที่อยู่ใ้ฐานรากเริ่มเกิดการคราก (Yielding) และเมื่อ LDR ถึงประมาณ $\pm 0.80\%$ แบบจำลองของกำแพงมีกำลังทางข้างสูงสุด เท่ากับ 94.2 kN 1 และ 85.4 kN และเหล็ก Dowel เกิดการฉีกขาด (Fracture) และเมื่อผลักขึ้นทดสอบต่อไปเกินกว่าระยะนี้กำลังรับน้ำหนักเริ่มลดลง



รูปที่ 2.5-9 ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองของกำแพง WR00 และ ความเสียหายในสถานะต่าง ๆ

2.5.3.2 แบบจำลองกำแพง WR25

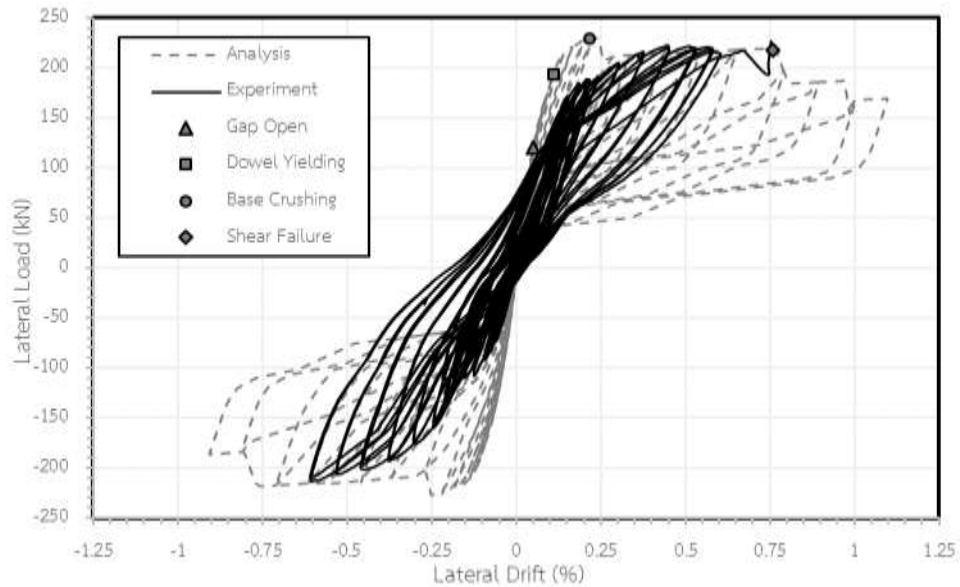
จากผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองของกำแพง WR25 ได้ถูกแสดงในรูป 2.5-10 จะเห็นว่าเมื่อแบบจำลองของกำแพงมี LDR ประมาณ $\pm 0.05\%$ นั้น ปูนทรายชนิดไม่หดตัว (Grout material) บริเวณฐานของกำแพงเริ่มมีการแตกร้าวจึงทำให้เกิดแยกตัวของกำแพงและฐานราก เมื่อทำการเพิ่ม LDR จนถึงประมาณ $\pm 0.10\%$ เหล็ก Dowel ที่อยู่ใ้ฐานรากเริ่มเกิดการคราก (Yielding) และเมื่อ LDR ถึงประมาณ $\pm 0.80\%$ แบบจำลองกำแพงเริ่มเกิดการวิบัติโดยแรงเฉือน (Shear Failure) และเมื่อระยะเคลื่อนตัวทางข้างไปอีกเพียงเล็กน้อยประมาณ $\pm 0.90\%$ จะเห็นว่า แบบจำลองของกำแพงมีกำลังทางข้างสูงสุด เท่ากับ 182.4 kN 1 และ 171.1 kN และเหล็ก Dowel เกิดการฉีกขาด (Fracture) และเมื่อผลักขึ้นทดสอบต่อไปเกินกว่าระยะนี้กำลังรับน้ำหนักเริ่มลดลง



รูปที่ 2.5-10 ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองของกำแพง WR25 และ ความเสียหายในสถานะต่าง ๆ

2.5.3.3 แบบจำลองกำแพง WR50

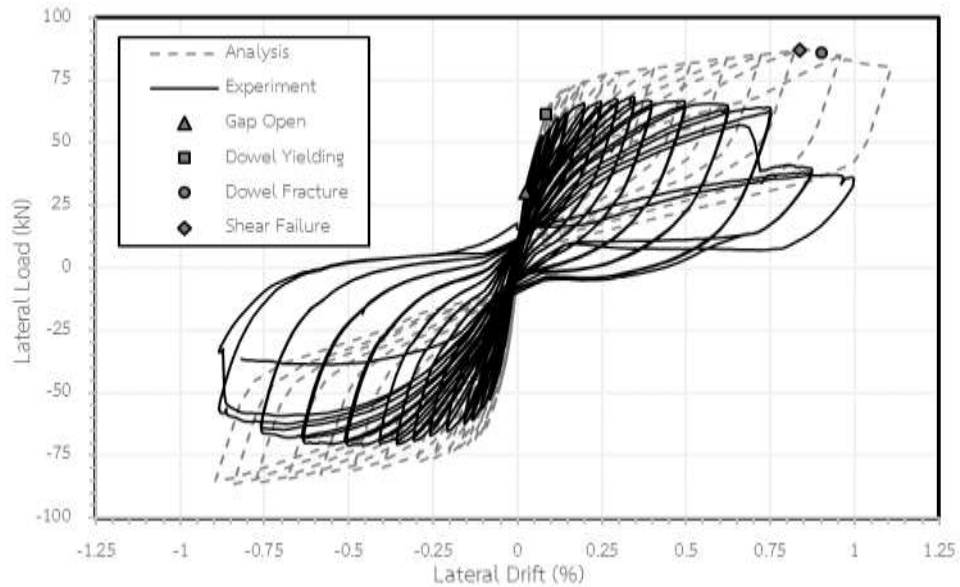
จากผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองของกำแพง WR50 ได้ถูกแสดงในรูป 2.5-11 จะเห็นว่าเมื่อแบบจำลองของกำแพงมี LDR ประมาณ $\pm 0.05\%$ นั้น ปูนทรายชนิดไม่หดตัว (Grout material) บริเวณฐานของกำแพงเริ่มมีการแตกร้าวจึงทำให้เกิดแยกตัวของกำแพงและฐานราก เมื่อทำการเพิ่ม LDR จนถึงประมาณ $\pm 0.10\%$ เหล็ก Dowel ที่อยู่ใ้ฐานรากเริ่มเกิดการคราก (Yielding) และเมื่อ LDR ถึงประมาณ $\pm 0.20\%$ จะเห็นว่า แบบจำลองของกำแพงมีกำลังทางข้างสูงสุด เท่ากับ 229.1 kN และ 226.5 kN และ วัสดุประสานที่อยู่บริเวณฐานเกิดการวิบัติ (Base Concrete Crushing) ทำให้เมื่อผลักขึ้นทดสอบต่อไปเกินกว่าระยะนี้กำลังรับน้ำหนักเริ่มลดลง และจะลดลงอย่างรวดเร็วที่ LDR ประมาณ $\pm 0.70\%$ เนื่องจากแบบจำลองของกำแพงเกิดการวิบัติแบบแรงเฉือน (Shear Failure)



รูปที่ 2.5-11 ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองของกำแพง WR50 และ ความเสียหายในสถานะต่าง ๆ

2.5.3.4 แบบจำลองกำแพง WR25-2

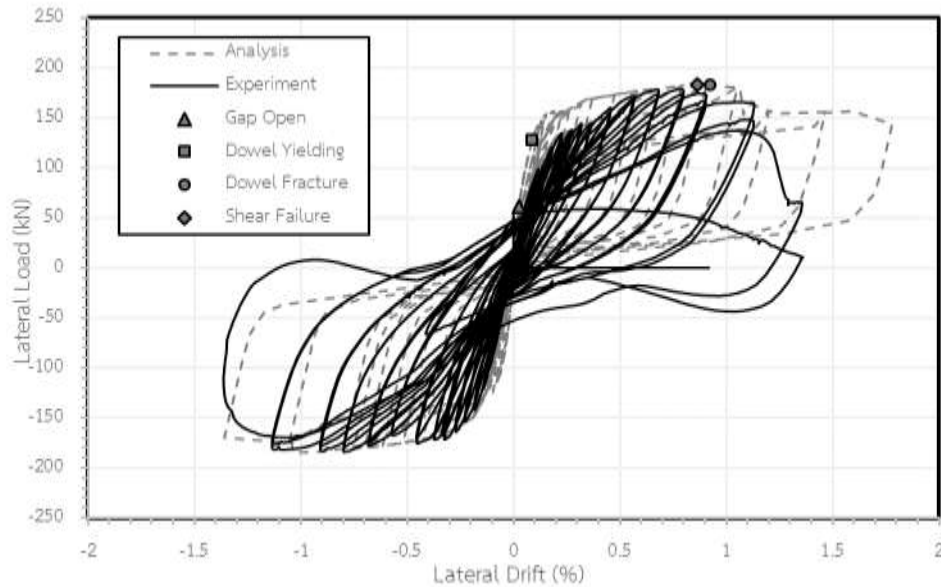
จากผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองของกำแพง WR25-2 ได้ถูกแสดงในรูป 2.5-12 จะเห็นว่าเมื่อแบบจำลองของกำแพงมี LDR ประมาณ $\pm 0.05\%$ นั้น ปูนทรายชนิดไม่หดตัว (Grout material) บริเวณฐานของกำแพงเริ่มมีการแตกร้าวจึงทำให้เกิดแยกตัวของกำแพงและฐานราก เมื่อทำการเพิ่ม LDR จนถึงประมาณ $\pm 0.10\%$ เหล็ก Dowel ที่อยู่ใ้ฐานรากเริ่มเกิดการคราก (Yielding) และเมื่อ LDR ถึงประมาณ $\pm 0.80\%$ จะเห็นว่า แบบจำลองของกำแพงเกิดการวิบัติแบบแรงเฉือน (Shear Failure) และเมื่อระยะเคลื่อนตัวทางข้างไปอีกเพียงเล็กน้อยประมาณ $\pm 0.90\%$ จะเห็นว่า แบบจำลองของกำแพงมีกำลังทางข้างสูงสุด เท่ากับ 87.2 kN 1 และ 86.4 kN และเหล็ก Dowel เกิดการฉีกขาด (Fracture) และเมื่อผลักขึ้นทดสอบต่อไปเกินกว่าระยะนี้กำลังรับน้ำหนักเริ่มลดลง



รูปที่ 2.5-12 ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองของกำแพง WR25-2 และ ความเสียหายในสถานะต่าง ๆ

2.5.3.5 แบบจำลองกำแพง GR25

จากผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองของกำแพง GR25 ได้ถูกแสดงในรูป 2.5-13 จะเห็นว่าเมื่อแบบจำลองของกำแพงมี LDR ประมาณ $\pm 0.05\%$ นั้น ปูนทรายชนิดไม่หดตัว (Grout material) บริเวณฐานของกำแพงเริ่มมีการแตกร้าวจึงทำให้เกิดแยกตัวของกำแพงและฐานราก เมื่อทำการเพิ่ม LDR จนถึงประมาณ $\pm 0.10\%$ เหล็ก Dowel ที่อยู่ในฐานรากเริ่มเกิดการคราก (Yielding) และเมื่อ LDR ถึงประมาณ $\pm 0.80\%$ จะเห็นว่า แบบจำลองของกำแพงเกิดการวิบัติแบบแรงเฉือน (Shear Failure) และเมื่อระยะเคลื่อนตัวทางข้างไปอีกเพียงเล็กน้อยประมาณ $\pm 0.90\%$ จะเห็นว่า แบบจำลองของกำแพงมีกำลังทางข้างสูงสุด เท่ากับ 183.5 kN 1 และ 184.8 kN และเหล็ก Dowel เกิดการฉีกขาด (Fracture) และเมื่อผลักขึ้นทดสอบต่อไปเกินกว่าระยะนี้กำลังรับน้ำหนักเริ่มลดลง



รูปที่ 2.5-13 ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองของกำแพง GR25 และ ความเสียหายในสถานะต่าง ๆ

2.5.4 สรุปผลการวิเคราะห์จากแบบจำลอง (Summary Results)

แบบจำลองระบบโครงสร้างกำแพงสำเร็จรูปได้ถูกพัฒนาขึ้นบนพื้นฐานของ Macro Model ซึ่งใช้เวลาในการคำนวณต่ำและสามารถใช้คอมพิวเตอร์ส่วนบุคคลทั่วไปในการคำนวณได้ แบบจำลองที่พัฒนาขึ้นนี้ได้ถูกทำการสอบเทียบกับผลการทดลองจริงในห้องปฏิบัติการ และมีผลปรากฏว่าแบบจำลองสามารถทำนายพฤติกรรมการรับแรงทางข้างของโครงสร้างกำแพงสำเร็จรูปซึ่งมีลักษณะการเสียรูปในรูปแบบ rocking ได้เป็นอย่างดี ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างที่ได้จากแบบจำลองมีความสอดคล้องกับผลการทดสอบจริง ดังนั้นจึงสามารถนำแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นนี้ไปขยายผลใช้ในการศึกษาพฤติกรรมด้านทางแรงแผ่นดินไหวของอาคารที่ใช้ระบบโครงสร้างกำแพงสำเร็จรูปทั้งระบบได้ในอนาคตต่อไป

บทที่ 2.6

สรุปผลการศึกษา

สรุปผลการศึกษาเป็นสรุปผลการศึกษาของโครงการย่อยที่ 2 “การศึกษาระบบผนังรับแรงสำเร็จรูปต้านทานแรงแผ่นดินไหว” ในโครงการ “ศึกษากำลัງต้านแผ่นดินไหวของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จรูปและการเสริมกำลังอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านแผ่นดินไหวด้วยวิธีเส้นใยธรรมชาติ”

การศึกษานี้มุ่งเน้นไปที่ระบบการยึดต่อนั่งสำเร็จรูปโดยเน้นไปที่รอยต่อระหว่างผนังสำเร็จรูปและฐานราก ซึ่งเป็นรอยต่อที่วิกฤตที่สุดในระบบโครงสร้างอาคารประเภทนี้ ให้เกิดองค์ความรู้เข้าใจในพฤติกรรมของโครงสร้างประเภทนี้ภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดเมนการศึกษานี้เริ่มต้นจากการศึกษาอาคารผนังสำเร็จรูปที่ก่อสร้างอยู่ในประเทศไทย และดำเนินการออกแบบการทดสอบเพื่อศึกษา จากนั้นก่อสร้างตัวอย่างผนังทดสอบในห้องปฏิบัติการ ทำการทดสอบด้วยแรงกระทำสลับทิศ (Quasi-static cyclic loading test) ซึ่งเป็นที่ยอมรับกันในประเทศว่าสามารถใช้ในการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างได้เป็นอย่างดี และสุดท้าย ทางคณะผู้วิจัย ได้พัฒนาแบบจำลองคณิตศาสตร์ด้วยคอมพิวเตอร์โปรแกรม CSI PERFROM-3D ซึ่งเป็นโปรแกรม Finite Element

จากการสำรวจโดยคณะผู้ดำเนินการวิจัยพบว่าการยึดระหว่างชิ้นส่วนผนังสำเร็จรูปที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในประเทศไทยนั้นสรุปได้ 3 วิธี ได้แก่

- 1) การยึดโดยการเชื่อมระหว่างเหล็กข้ออ้อยที่ยื่นออกมาระหว่างผนังและฐานราก
- 2) การฝังเหล็กรูปพรรณไว้ที่ผนังและฐานราก จากนั้นยึดโดยการเชื่อมเข้าด้วยกันด้วยเหล็กฉาก และ
- 3) การใช้ท่อ Corrugated duct ที่ใช้กันมากในงานลวดอัดแรงฝังไว้ที่ผนัง จากนั้นเสียบเหล็กที่ยื่นออกมาจากฐานรากเข้าไป แล้วเทกรอกเข้าไปด้วยปูนทรายชนิดไม่หดตัว

ในการศึกษานี้จะดำเนินการทดสอบรอยต่อทั้ง 3 วิธีนี้ โดยทำการศึกษาทั้งหมด 7 ตัวอย่าง ประกอบไปด้วย จุดต่อแบบการเชื่อมเหล็กเดียว (WR00 WR25 WR50 และ WR25-2) จุดต่อแบบใช้การเชื่อมเหล็กฉาก (WA00 และ WA25) และจุดต่อแบบใช้การเหล็กเดียวสอดในท่อ Grouted corrugate duct (GR25) ตัวอย่างส่วนใหญ่จะเป็นรูปแบบผนังเดี่ยวยกเว้นตัวอย่างทดสอบ WR25-2 ที่เป็นผนังคู่ควบ เพื่อศึกษาถึงผลกระทบของรอยต่อเมื่อเป็นระบบผนังที่เปลี่ยนรูปแบบเป็นควมคุมโดยแรงดัด นอกจากประเภทของรอยต่อแล้ว การศึกษานี้ยังได้ดูผลของแรงตามแนวแกนอีกด้วย ผลการศึกษาสรุปได้ดังนี้

1. จากผลการทดสอบพบว่าผนังสำเร็จรูปที่มีรายละเอียดในการศึกษานี้ มีรอยต่อที่อ่อนแอกว่าตัวผนังเองเนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมที่พาดผ่านรอยต่อน้อย ทำให้พฤติกรรมและการเสียรูปถูกควบคุมโดยรูปแบบการโยกตัว (Rocking) เป็นหลัก และมีโอกาสเกิดการเลื่อนไถลเมื่อมีช่องว่างเกิดขึ้นมากที่บริเวณรอยต่อ

2.ที่ระดับการโยกตัว LDR น้อยกว่าระดับกำลังประลัย ความเสียหายโดยรวมถูกจำกัดอยู่ในผิวบริเวณรอยต่อระหว่างผนังและฐานราก เนื่องจากการเสียรูปในรูปแบบการโยกตัว

3.จากตัวอย่างทดสอบ WR00 WR25 และ WR50 ซึ่งเป็นตัวอย่างทดสอบที่ใช้จุดต่อประเภทเดียวกัน ยกเว้นขนาดของน้ำหนักรรทุกกระทำในแนวตั้งที่แตกต่างกัน เพื่อประเมินผลกระทบของน้ำหนักรรทุกกระทำในแนวตั้งต่อสมรรถนะของโครงสร้างผนัง พบว่าเมื่อน้ำหนักรรทุกกระทำในแนวตั้งมีค่าเพิ่มขึ้น กำลังรับแรงเฉือนประลัยและสลิปในสของตัวอย่างทดสอบมีเพิ่มขึ้น แต่ความเหนียวมีค่าลดลงตามน้ำหนักรรทุกที่เพิ่มมากขึ้น

4.น้ำหนักรรทุกกระทำในแนวตั้งที่เพิ่มมากขึ้นมีผลต่อรูปแบบการพังเสียหายของกำแพง เช่น เปลี่ยนจากความเสียหายลักษณะแตกหลุด (Crushing) ที่บริเวณมุม เป็น การพังลักษณะแบบแรงอัดในแนวทแยง

5.เมื่อทำการเปรียบเทียบระหว่างจุดต่อกับสมรรถนะของระบบผนังกำแพงสำเร็จรูปที่มีน้ำหนักรรทุกในแนวตั้งเท่ากัน พบว่ารอยต่อโดยใช้เหล็กฉากมีพฤติกรรมแบบเปราะ (Brittle failure) มีความเหนียวน้อยมากมีค่าเท่ากับ 1 เนื่องจากความไม่สมมาตรของการต่อด้วยเหล็กฉาก ทำให้เกิดการเสียรูปนอกระนาบของเหล็กฉากที่จุดต่ออันเนื่องมาจากแรงเยื้องศูนย์ ในขณะที่รอยต่อชนิดเหล็กเส้นหรือเหล็กเดือยมีความเหนียวมากกว่า โดยตัวอย่างผนังทดสอบเหล็กเสริมแบบเชื่อม มีค่าความเหนียวเท่ากับ 3.92 ส่วนตัวอย่างผนังทดสอบที่ใช้ท่อ corrugate duct มีค่าความเหนียวเท่ากับ 6.19 ซึ่งมากกว่าตัวอย่างผนังที่ใช้การเชื่อมถึง 58%

6.การเชื่อมเหล็กซึ่งเกิดความร้อนจากกระบวนการนี้ส่งผลให้เหล็กเดือยในบริเวณจุดต่อมีความเหนียวลดลง เนื่องจากการสลายพลังงานในระบบอาศัยเหล็กเดือยเป็นหลัก

7.เมื่อเปลี่ยนแปลงสัดส่วนความสูงต่อความกว้างผนังจาก 0.7 (WR25) เป็น 1.436 (WR25-2) กำลังรับแรงทางช้าง V_u มีค่าลดลงเนื่องจากแกนของโมเมนต์มีค่ามากขึ้น ความเหนียวมีค่าเพิ่มมากขึ้นจาก 3.92 เป็น 5.55 ซึ่งมากกว่า 42% เนื่องจาก เมื่อผนังมีความสูงมากขึ้น ทำให้การเสียรูปในกำแพงเนื่องจากแรงดัดมีค่าเพิ่มขึ้น (กระจายขึ้นไปในผนัง) ทำให้การเสียรูปเนื่องจาก Rocking ที่ฐานมีค่าลดลง

8.เมื่อนำมาตรฐาน ACI ITG-5.1M-07 ซึ่งเป็นเกณฑ์การยอมรับผลการทดสอบสำหรับโครงสร้างผนังสำเร็จรูปสำหรับกำแพงที่มีความเหนียวเป็นพิเศษ (Special structural walls) มีค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทนเท่ากับ 6 มาใช้พิจารณาความสามารถของโครงสร้างผนังสำเร็จรูปในการรับแรงแผ่นดินไหว โดยทำการตรวจสอบคุณสมบัติเชิงโครงสร้าง เพิ่มเติมได้แก่ 1.) การเคลื่อนตัวทางช้างขั้นต่ำ 2.) อัตราการสลายพลังงาน (EDR) 3.) Pinching stiffness และ 4.) การเลื่อนไกลสัมผัส พบว่าจุดต่อที่ใช้เหล็กเสียบเข้าไปในท่อ Corrugate duct เป็นจุดต่อประเภทเดียวที่ผ่านเกณฑ์นี้

9.แบบจำลองระบบโครงสร้างกำแพงสำเร็จรูปได้ถูกพัฒนาขึ้นบนโปรแกรม CSI PERFROM-3D สำหรับจุดต่อที่ใช้เหล็กเสริมทั้งระบบเชื่อมและระบบเหล็กเสียบเข้าไปในท่อ Corrugate duct และนำมาสอบเทียบกับผลการทดลองจริงในห้องปฏิบัติการ พบว่าแบบจำลองสามารถทำนายพฤติกรรมการรับแรงทางช้างของโครงสร้างกำแพงสำเร็จรูปซึ่งมีลักษณะการเสียรูปในรูปแบบ rocking ได้เป็นอย่างดี ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางช้างที่ได้จากแบบจำลองมีความ

สอดคล้องกับผลการทดสอบจริง สามารถนำแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นไปพัฒนาขยายผลต่อไป เพื่อใช้ในการศึกษาพฤติกรรม
ด้านทางแรงแผ่นดินไหวของอาคารที่ใช้ระบบโครงสร้างกำแพงสำเร็จรูปทั้งระบบได้ต่อไปในอนาคต

ภาพรวมโดยสรุปของการศึกษานี้คือ รูปแบบรอยต่อที่ดีสำหรับการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว ได้แก่ การต่อโดยใช้ระบบเหล็กเสียบเข้าไปในท่อ Corrugate duct จากการศึกษาพบว่ารอยต่อประเภทนี้สามารถพัฒนากำลัง ความแกร่ง และความเหนียวได้เป็นอย่างดี อย่างไรก็ตาม เนื่องจากพฤติกรรมที่เป็นลักษณะการโยกตัว (Rocking) เป็นหลัก แม้ว่ารอยต่อผนังลักษณะนี้จะผ่านเกณฑ์เทียบเท่ากับกำแพงที่มีความเหนียวเป็นพิเศษ ในการออกแบบผนังรับแรงประเภทนี้ก็ควรจะใช้ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนองให้ต่ำ ๆ เท่ากับระบบผนังรับแรงประเภทธรรมดา เพื่อให้มีรอยต่อต้องการกำลังมากขึ้น จากนั้นผู้ออกแบบควรทำการตรวจสอบที่รอยต่อ และไม่อนุญาตให้มีช่องว่างเกิดขึ้นที่รอยต่อนี้

เอกสารอ้างอิง

- 1) ACI Committee. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, United States, 2014.
- 2) ACI ITG-5.1-07 (2007). Acceptance criteria for special unbonded post-tensioned precast structural walls based on validation testing and commentary. ACI, Farmington Hills, MI, USA.
- 3) ASCE/SEI Seismic Rehabilitation Standards Committee. (2007). Seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE/SEI 41-06). American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- 4) Crisafulli, F. J., Restrepo, J. I., & Park, R. (2002). Seismic design of lightly reinforced precast concrete rectangular wall panels. PCI journal, 47(4), 104-121.
- 5) Fintel, M. (1995). Performance of buildings with shear walls in earthquakes of the last thirty years. PCI journal, 40(3), 62-80.
- 6) GHOSH, S. (1995). Observations on the Performance of Structures in the Kobe Earthquake of January 17, 1995. PCI journal, 40(2), 14-22.
- 7) Hall, J. F., Holmes, W. T., & Somers, P. (1994). Northridge earthquake, January 17, 1994. Preliminary reconnaissance report.
- 8) Holden, T., Restrepo, J. and Mander, J.B., 2003. Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls. Journal of Structural Engineering, 129(3), pp.286-296.
- 9) Kurama, Y., Pessiki, S., Sause, R., & Lu, L. W. (1999). Seismic behavior and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. PCI journal, 44(3), 72-89.
- 10) Kurama, Y. C. (2002). Hybrid post-tensioned precast concrete walls for use in seismic regions. PCI journal, 47(5), 36-59.
- 11) Lu, X., & Wu, H. (2017). Study on seismic performance of prestressed precast concrete walls through cyclic lateral loading test. Magazine of Concrete Research, 69(17), 878-891.
- 12) Marriott, D. J., Pampanin, S., Palermo, A., & Bull, D. (2008). Shake-table testing of hybrid post-tensioned precast wall systems with alternative dissipating solutions.
- 13) Mostafaei, H., Vecchio, F. J., & Kabeyasawa, T. (2008). Nonlinear displacement-based response prediction of reinforced concrete columns. Engineering Structures, 30(9), 2436-2447.

- 14) NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program, "Recommendation Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, Part 1 – Provisions. Building Seismic Safety Council," Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA., 1994.
- 15) Oliva, M. G., & Clough, R. W. (1985). Shaking Table Tests of Large-Panel Precast Concrete Building System Assemblages. University of California, Earthquake Engineering Research Center.
- 16) Orakcal, K., Wallace, J. W., & Conte, J. P. (2004). Flexural modeling of reinforced concrete walls-model attributes. *Structural Journal*, 101(5), 688-698.
- 17) Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2006). Flexural modeling of reinforced concrete walls-experimental verification. *ACI Structural Journal*, 103(2), 196.
- 18) Ornthammarath, T., & Warnitchai, P. (2016). 5 May 2014 MW 6.1 Mae Lao (Northern Thailand) Earthquake: Interpretations of Recorded Ground Motion and Structural Damage. *Earthquake Spectra*, 32(2), 1209-1238.
- 19) Paulay, T., Priestley, M. J. N., & Synge, A. J. (1982, July). Ductility in earthquake resisting squat shearwalls. In *Journal Proceedings* (Vol. 79, No. 4, pp. 257-269).
- 20) PCI Industry Handbook Committee. (2004). *PCI design handbook: precast and prestressed concrete*.
- 21) Peng, Y. Y., Qian, J. R., & Wang, Y. H. (2016). Cyclic performance of precast concrete shear walls with a mortar-sleeve connection for longitudinal steel bars. *Materials and Structures*, 49(6), 2455-2469.
- 22) Perez, F. J., Pessiki, S., Sause, R., & Lu, L. W. (2003). Lateral load tests of unbonded post-tensioned precast concrete walls. *Special Publication*, 211, 161-182.
- 23) Priestley, M. N., Sritharan, S., Conley, J. R., & Pampanin, S. (1999). Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building. *PCI journal*, 44(6), 42-67.
- 24) Restrepo, J. I., & Rahman, A. (2007). Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipators. *Journal of Structural Engineering*, 133(11), 1560-1570.
- 25) Salonikios, T., Tegos, I., Kappos, A., & Penelis, G. (1996). Squat R/C walls under inelastic shear reversals. In *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering; Acapulco, Mexico*.
- 26) Smith, B. J., Kurama, Y. C., & McGinnis, M. J. (2012). Behavior of precast concrete shear walls for seismic regions: comparison of hybrid and emulative specimens. *Journal of Structural Engineering*, 139(11), 1917-1927.

- 27) Soudki, K. A., Rizkalla, S. H., & LeBlanc, B. (1995). Horizontal connections for precast concrete shear walls subjected to cyclic deformations. I: Mild steel connections. *PCI journal*, 40(4), 78-96.
- 28) Sritharan, S., Aaleti, S., & Thomas, D. J. (2007). Seismic analysis and design of precast concrete jointed wall systems.
- 29) Suthasit, M., & Warnitchai, P. (2008). Modeling of Gravity Load Designed RC Frame Buildings for Nonlinear Dynamic Analysis. In *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*.
- 30) Thomsen IV, J. H., & Wallace, J. W. (2004). Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls—experimental verification. *Journal of Structural Engineering*, 130(4), 618-630.
- 31) Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1986). The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI J.*, 83(2), 219-231.
- 32) Vecchio, F. J. (2000). Disturbed stress field model for reinforced concrete: formulation. *Journal of structural engineering*, 126(9), 1070-1077.
- 33) Wilson, J.L., Robinson, A.J. and Balendra, T., 2008. Performance of precast concrete load-bearing panel structures in regions of low to moderate seismicity. *Engineering Structures*, 30(7), pp.1831-1841.
- 34) Wong, P. S., Vecchio, F. J., & Tammels, H. (2002). *VecTor2 and FormWorks user's manual*. Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Ont.
- 35) Yooprasertchai, E., Hadiwijaya, I. J., & Warnitchai, P. (2015). Seismic performance of precast concrete rocking walls with buckling restrained braces. *Magazine of Concrete Research*, 68(9), 462-476.
- 36) Yooprasertchai, E., & Warnitchai, P. (2016a). An application of precast hybrid moment-resisting frames for seismic improvement. *Magazine of Concrete Research*, 68(20), 1051-1069.
- 37) Yooprasertchai, E., (2016b). *Cyclic Performance of Precast Hybrid Frame–Rocking Wall Structures*. PhD thesis, Asian Institute of Technology, Pathumthani, Thailand.
- 38) มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง, มาตรฐาน วสท. 1008-38, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, พิมพ์ครั้งที่ 7, 2554.
- 39) ปรีดา ไชยมหาวัน, & ชยานนท์ หารัชญ์ญ. (2015). พฤติกรรมของกำแพงคอนกรีตหล่อสำเร็จภายใต้แรง แผ่นดินไหว. *วิศวกรรมสารเกษมบัณฑิต (Kasem Bundit Engineering Journal)*, 5(2), 131-145.

โครงการย่อยที่ 3

การศึกษาการเสริมกำลังโครงสร้างต้านแผ่นดินไหวด้วยวัสดุเสริมใยธรรมชาติ

Study of seismic retrofitting of RC structures by natural fiber composites

บทที่ 3.1

การศึกษาการเสริมกำลังด้วยเส้นใยธรรมชาติ

3.1.1 ความสำคัญและที่มา

การเสริมสร้างความแข็งแรงให้แก่โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นสิ่งจำเป็นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่อาจเพิ่มขึ้นมากกว่าเดิม ที่เป็นผลมาจากการเปลี่ยนแปลงการใช้งานอาคาร การปรับปรุงมาตรการออกแบบให้ดีขึ้น หรือเพื่อให้โครงสร้างสามารถต้านแผ่นดินไหวได้

เมื่อไม่นานมานี้ มีแผ่นดินไหวเกิดขึ้นรอบโลกบ่อยครั้งมากขึ้น เช่น ในปี ค.ศ. 1989 เกิดแผ่นดินไหวโลมาพรีเอตา ในปี ค.ศ. 1994 เกิดแผ่นดินไหวนอร์ทริดจ์ ในปี ค.ศ. 1995 เกิดแผ่นดินไหวโกเบในประเทศญี่ปุ่น และในปี ค.ศ. 2005 เกิดแผ่นดินไหวแคชเมียร์ในประเทศปากีสถาน แผ่นดินไหวเหล่านี้ได้ก่อให้เกิดการพังทลาย หรือเกิดความเสียหายรุนแรงในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรองรับแผ่นดินไหว (รูปที่ 3.1-1) โครงสร้างที่พังทลายนี้เป็นผลทำให้ผู้คนบาดเจ็บและเสียชีวิต รวมถึงทำให้เกิดความเสียหายด้านเศรษฐกิจ หนึ่งใน การแก้ปัญหาคือการทำลายโครงสร้างที่อ่อนแอและแทนที่ด้วยโครงสร้างใหม่ แต่อาจเป็นการลงทุนที่สูงเกินไป ทางเลือกที่เหลือคือการปรับปรุงขีดความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างเหล่านั้น ให้เพิ่มขึ้นโดยใช้วิธีการเสริมความแข็งแรงอาคารในรูปแบบต่างๆ



รูปที่ 3.1-1 การพังทลายของอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหว

สำหรับในประเทศไทย มีความเสี่ยงจากแผ่นดินไหวในระดับปานกลาง โดยเฉพาะในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว ได้แก่ทางภาคเหนือและภาคตะวันตก ตลอดจนถึง กรุงเทพมหานครและปริมณฑล สำหรับงานวิจัยนี้มุ่งเน้นศึกษาวิธีการเสริมโครงสร้างอาคารขนาดเล็กๆ ในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวทางเหนือ เนื่องจากจากเหตุแผ่นดินไหวเมื่อวันที่ 5 พ.ค. ที่ จ.เชียงรายได้

ก่อให้เกิดความเสียหายอย่างหลวงต่ออาคารหลังเล็กๆที่มีความสูงเพียง 1-2 ชั้นจำนวนมากมานับ 10000 หลังคาเรือน จุดเริ่มต้นของงานวิจัยนี้คือการรวบรวมแบบก่อสร้างอาคารหลังเล็กๆ เพื่อศึกษาคุณลักษณะของอาคารที่มีความสูงเพียง 1-2 ชั้น และกำหนดดัชนีทางโครงสร้างที่สำคัญ เพื่อจะได้ทราบลักษณะทางกายภาพและการเสริมเหล็กของโครงสร้างอาคารที่พบเห็นการก่อสร้างได้ทั่วไปในประเทศไทย

3.1.2 การเก็บข้อมูลโครงสร้างบ้านพักอาศัย 1-2 ชั้น

บ้านพักอาศัยความสูง 1-2 ชั้นที่ก่อสร้างทั่วไป จะเป็นลักษณะคอนกรีตเสริมเหล็ก หรือครึ่งคอนกรีตเสริมเหล็กครึ่งไม้ ซึ่งแบบก่อสร้างส่วนใหญ่จะต้องมีการออกแบบตามหลักวิศวกรรม เพื่อความปลอดภัยของผู้อยู่อาศัย หรืออาจจะเป็นแบบบ้านตัวอย่างที่จัดทำขึ้นเพื่อแจกให้กับผู้ที่สนใจนำไปก่อสร้างที่ได้รับการออกแบบมาเรียบร้อยแล้ว การเก็บรวบรวมข้อมูลตัวอย่างบ้านในมิติของความแข็งแรงของโครงสร้าง จะทำให้ทราบถึงข้อมูลของบ้านพักอาศัยที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน และสามารถประเมินความแข็งแรงของโครงสร้างที่ใช้อยู่ในประเทศไทย โดยในรายงานนี้จะทำการเก็บข้อมูลบ้านพักอาศัยทั้งสิ้น 7 หลัง โดยข้อมูลที่สำคัญประกอบด้วย

- ข้อมูลทั่วไป
- ขนาดพื้นที่ต่อเสา
- ขนาดคาน
- ขนาดเสา
- อัตราส่วนเหล็กเสริมในคาน
- อัตราส่วนเหล็กเสริมในเสา
- การเสริมเหล็กปลอกและกำลังต้านทานแรงเฉือน
- กำลังของวัสดุ
- ขั้นตอนการก่อสร้าง

3.1.3 สรุปค่าพารามิเตอร์ทางโครงสร้างของอาคารขนาดความสูง 1-2 ชั้น

จากข้อมูลอาคารขนาดความสูง 1-2 ชั้นที่ได้รวบรวมมา 7 หลัง เมื่อได้มาทำการคำนวณค่าพารามิเตอร์ทางโครงสร้างที่สำคัญแล้ว ได้ข้อสรุปดังนี้

1. พื้นที่อาณานิคมเสา (Column tributary area) แปรผันระหว่าง 3.8 – 10.3 ตารางเมตร โดยมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 6.5 ตารางเมตร
2. ความกว้างคานแปรผันระหว่าง 15-25 ซม. ความลึกคานแปรผันระหว่าง 30-50 ซม. ขนาดคานที่นิยมใช้คือ 15*30, 20*40 และ 20*50 ซม.²
3. เสาที่พบมีเพียงสองขนาดคือ 20*20 หรือ 25*25 โดยพบขนาด 20*20 ซม.² มากกว่า

4. อัตราส่วนเหล็กเสริมในคานแปรผันระหว่าง 0.3 – 2.0 %
5. อัตราส่วนเหล็กเสริมยื่นในเสาแปรผันระหว่าง 1.13% - 2.26%
6. เหล็กปลอกในคานและเสานิยมใช้เหล็กกลมขนาด 6 หรือ 9 มม. โดยมีระยะเรียงประมาณครึ่งหนึ่งของความลึกในกรณีที่เป็นคาน และระยะเรียงเท่ากับขนาดหน้าตัดเสาในกรณีที่เสา
7. กำลังของวัสดุที่ใช้ : กำลังอัดของคอนกรีตอยู่ระหว่าง 200-240 ksc, กำลังครากของเหล็กเสริมหลักคือ 3000 หรือ 4000 ksc และกำลังครากของเหล็กปลอกมักเป็นเหล็กกลมมีกำลังคราก 2400 ksc

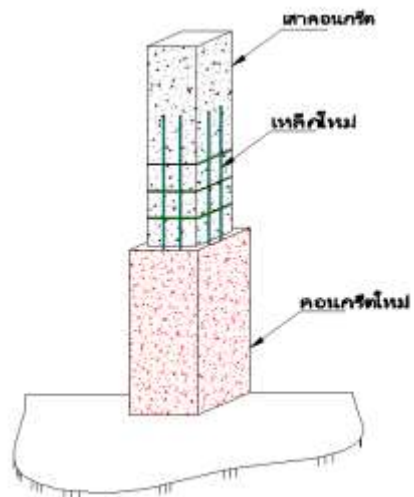
3.1.4 วิธีเสริมความแข็งแรงโครงสร้างด้านแผ่นดินไหว

การเสริมความแข็งแรงโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้านแผ่นดินไหว ที่ผ่านมานิยมใช้วิธีคอนกรีตหุ้ม (Concrete Jacketing) และแผ่นเหล็กหุ้ม (steel plate jacketing) พบว่าประสบความสำเร็จในช่วงทศวรรษที่ผ่านมา (รูปที่ 3.1-2 ถึง 3.1-5) คอนกรีตหุ้มเป็นการเพิ่มเปลือกที่ล้อมรอบหน้าตัดเดิมที่อาจจะมีขนาดเล็กเกินไป ทำให้หน้าตัดมีขนาดและความแข็งแรงที่เพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตามการใช้คอนกรีตหุ้มและแผ่นเหล็กหุ้มมีข้อเสียเปรียบบางประการ เช่น การเพิ่มปริมาณและน้ำหนัก รายละเอียดในการทำงานที่มาก และความไม่สะดวกในการทำงาน

การเสริมกำลังด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย เป็นอีกวิธีหนึ่งที่ได้ถูกนำไปใช้ในการเสริมความแข็งแรงโครงสร้างของคอนกรีต (รูปที่ 3.1-6) นับตั้งแต่กลางปี ค.ศ. 1980 เป็นต้นมา แผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยหรือแผ่น FRP เป็นวัสดุที่ประกอบขึ้นจากเส้นใยหรือไฟเบอร์กำลังสูงฝังตัวอยู่ในโพลีเมอร์เรซิน

การเสริมกำลังด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย เป็นทางเลือกในการเสริมกำลังโครงสร้างแทนที่การใช้วิธีดั้งเดิม เช่น แผ่นเหล็กหรือคอนกรีตหุ้ม เส้นใยที่นำมาใช้ทำแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใยนิยมใช้เป็นแบบทิศทางเดียว ทำจากเส้นใยประเภทต่างๆ เช่น คาร์บอน (CFRP) แก้ว (GFRP) และอะรามิด FRP (AFRP)

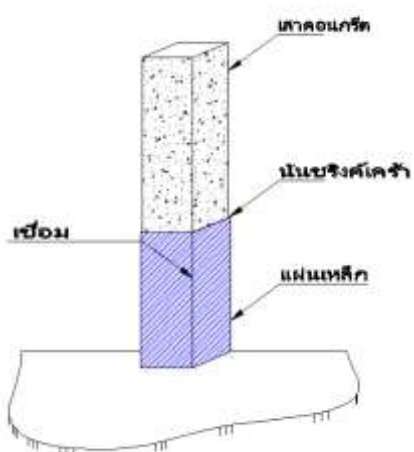
อย่างไรก็ตามข้อเสียของแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย คือมีราคาสูง และอาจไม่จำเป็นสำหรับบ้านหลังเล็กๆ สูงเพียง 1-2 ชั้น ที่ไม่ต้องการกำลังรับน้ำหนักมากเกินไป ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้นำเสนอวิธีทางเลือกคือใช้เส้นใยธรรมชาติในการเสริมกำลังโครงสร้าง โดยเส้นใยธรรมชาติมีราคาถูกกว่าเส้นใยสังเคราะห์ แต่ก็ให้กำลังที่ด้อยกว่าด้วย อย่างไรก็ตามกำลังที่ด้อยกว่านี้ ก็อาจเพียงพอต่อการที่จะด้านแผ่นดินไหวสำหรับอาคารหลังเล็กๆ ได้ ที่ผ่านมามีการศึกษาการใช้เส้นใยธรรมชาติในการเสริมความแข็งแรงโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กยังมีน้อยมาก งานศึกษานี้จึงเป็นการบุกเบิกการศึกษาในประเทศไทย



รูปที่ 3.1-2 การเสริมกำลังด้วยคอนกรีตหุ้ม



รูปที่ 3.1-3 การเสริมกำลังด้วยคอนกรีตหุ้ม



รูปที่ 3.1-4 การเสริมกำลังด้วยแผ่นเหล็กหุ้ม



รูปที่ 3.1-5 การเสริมกำลังด้วยแผ่นเหล็กหุ้ม



รูปที่ 3.1-6 การเสริมกำลังด้วยแผ่นโพลีเมอร์เสริมเส้นใย

3.1.5 การทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวกับใช้เส้นใยธรรมชาติเสริมความแข็งแรงอาคาร

Tara Sen and H.N. Jagannatha Reddy 2013 ได้ดำเนินการวิจัยเพื่อพัฒนาเส้นใยธรรมชาติที่ทำมาจากป่านศรนารายณ์มาเสริมกำลังโครงสร้าง (SFRP) ในขั้นตอนแรก มีการทดสอบคุณสมบัติรับแรงดึงและคุณสมบัติต่างๆของ SFRP

และนำผลลัพธ์มาเปรียบเทียบกับเส้นใยสังเคราะห์ เช่น เส้นใยคาร์บอนและเส้นใยแก้ว โดยตัวอย่างทดสอบของเส้นใยทั้งหมด ถูกัดขนาดตามมาตรฐานที่กำหนดไว้สำหรับทดสอบแรงดึงของวัสดุ เทคนิคที่ใช้ในการขึ้นรูปเส้นใยเสริมกำลังคือการใช้มือทา (Hand lay-up) โดยใช้กาวยีพ็อกซีเรซินผสมกับสารทำให้แข็งตัว (hardener) ในอัตราส่วน 10:4 โดยน้ำหนัก

ตัวอย่างเส้นใยแต่ละชนิดจะถูกทดสอบคุณสมบัติทางกลได้แก่ความต้านทานแรงดึงและแรงดัด ในการทดสอบแรงดึงใช้เครื่องทดสอบ UTM ผลที่ได้จากการทดลองของเส้นใยแต่ละชนิด ถูกนำมาคำนวณเป็นค่าเฉลี่ยของ 4 ตัวอย่าง รูปที่ 3.1-7 แสดงการวิบัติของเส้นใย สำหรับการทดสอบกำลังรับแรงดัดของเส้นใยต่างๆ ใช้วิธีทดสอบ 3-point bending test ดังแสดงในรูปที่ 3.1-8



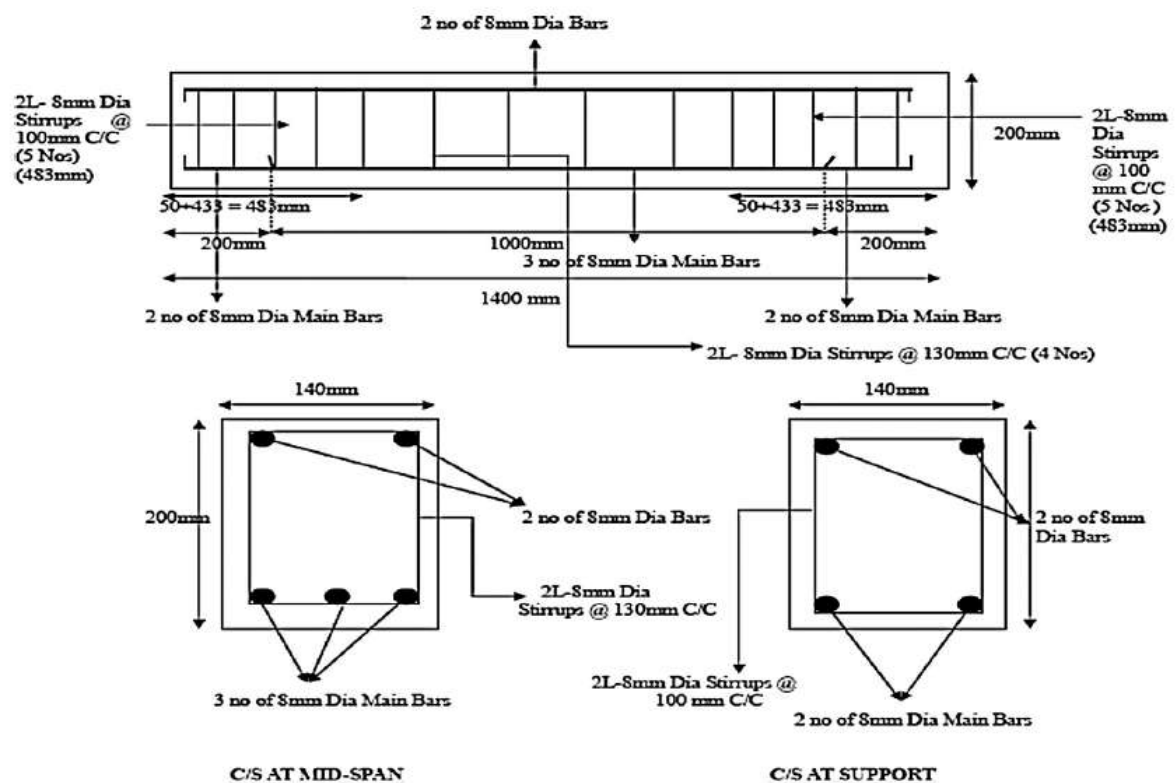
รูปที่ 3.1-7 การทดลองการรับแรงดึงและรูปแบบการวิบัติของชิ้นทดสอบที่เสริมด้วยเส้นใยปานครนารายณ์



รูปที่ 3.1-8 การทดสอบแรงดัดแบบ 3-point bending test

ในขั้นตอนต่อมา ได้ทำการทดสอบตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (รูปที่ 3.1-9) จำนวน 7 ตัวอย่างซึ่งถูกหล่อและหุ้มภายนอกด้วยเส้นใยเสริมกำลังที่แตกต่างกันโดยแบ่งตัวอย่างออกเป็น 3 กลุ่มดังรูปที่ 3.1-10 โดยตัวอย่างกลุ่มที่ 1 (A) เป็นคานควบคุม (con1, CON2) เป็นคานที่ไม่ได้รับการเสริมกำลังด้วยเส้นใย ตัวอย่างกลุ่มที่ 2 (B) ได้ออกแบบเพื่อศึกษาผลของการใช้วัสดุเส้นใยที่แตกต่างกันโดยวางเสี้ยนใยทำมุม 90° กับแนวราบ (3 sided U-wrap) โดยใช้เส้นใยปานครนารายณ์ FRP

(SF1, SF2) เส้นใยคาร์บอน (CF1, CF2) และเส้นใยแก้ว FRP (GF1, GF2) เพื่อเสริมกำลังรับแรงดัด ตัวอย่างกลุ่มที่ 3 (C) ถูกออกแบบมาเพื่อตรวจสอบผลกระทบของ wrapping technique แบบทำมุม 90° (3 sided U-wrap) กลุ่มตัวอย่างทั้งหมดใน A, B, C มีการเสริมเหล็กแบบเดียวกันตามรายละเอียดในรูปที่ 3.1-9 ส่วนขั้นตอนการเสริมกำลังของคานตัวอย่าง แสดงในรูปที่ 3.1-11 และวิธีทดสอบการรับแรงดัดของตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นแบบ Four-point loading การโค้งตัวของคานแรงปดลัย และประเภทของการวิบัติของคานตัวอย่างได้ถูกบันทึกในระหว่างการทดสอบ



รูปที่ 3.1-9 รายละเอียดของชิ้นทดสอบ

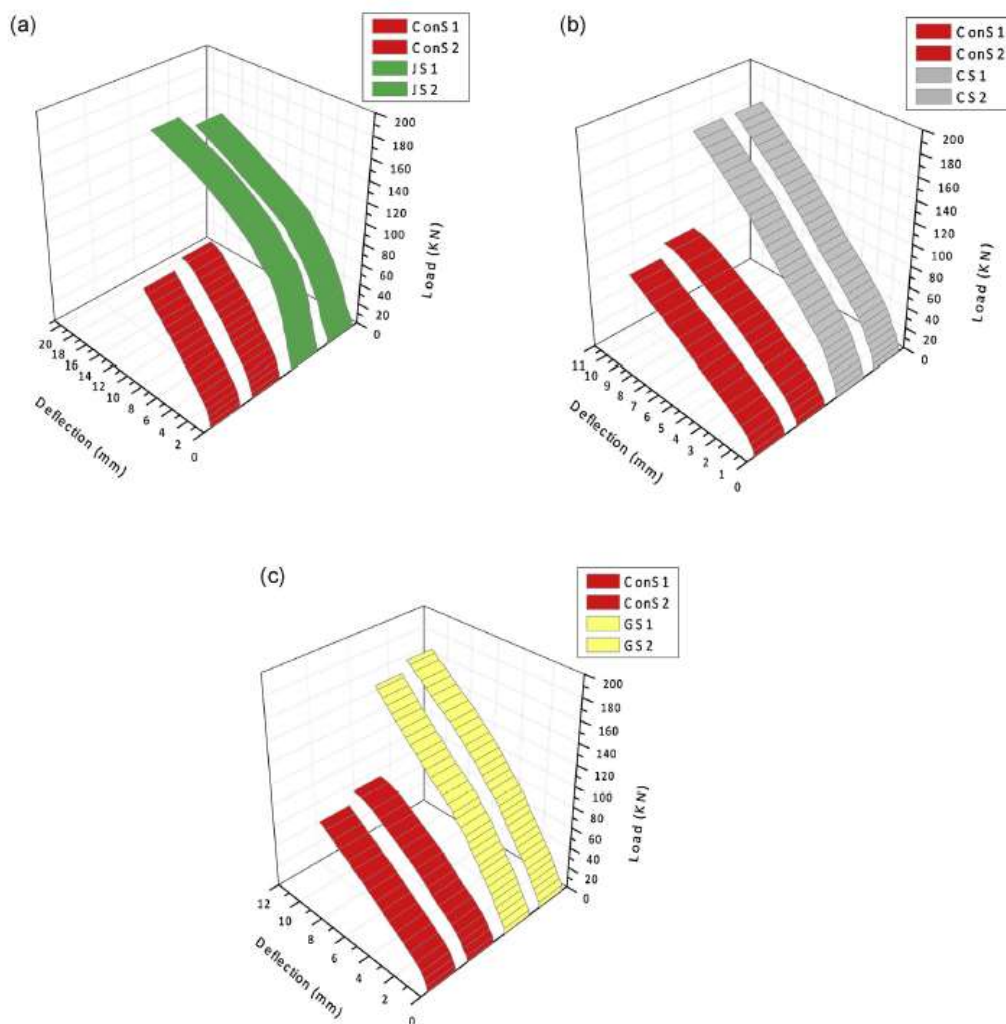
Beam group	Wrapping configuration	Strengthening material	Beam designation	Type of strengthening	Strengthening scheme
Group A	Nil 	Nil	Control Specimen Con1, Con2	No Strengthening	Nil
Group B	Full wrapping 90°, single layer 	Sisal FRP	SF1, SF2	Flexural Strengthening using sisal FRP	U-Wrap, three sided wrap
		Carbon FRP	CF1, CF2	Flexural Strengthening using carbon FRP	U-Wrap, three sided wrap
		Glass FRP	GF1, GF2	Flexural Strengthening using glass FRP	U-Wrap, three sided wrap
Group C	Strip wrapping 90°, single layer 62 mm strips at 124 mm C/C (at a clear gap of 62 mm) so as to achieve 50% of total area strengthening, with end clear gap of 49 mm 	Sisal FRP	SF3, SF4	Flexural Strengthening using sisal FRP	U-Wrap, three sided wrap
		Carbon FRP	CF3, CF4	Flexural Strengthening using carbon FRP	U-Wrap, three sided wrap
		Glass FRP	GF3, GF4	Flexural Strengthening using glass FRP	U-Wrap, three sided wrap

รูปที่ 3.1-10 การแบ่งกลุ่มตัวอย่างทดสอบ



รูปที่ 3.1-11 ขั้นตอนการเสริมกำลังชิ้นตัวอย่างด้วยเส้นใยธรรมชาติ

Sen และ Reddy ได้ทำการทดสอบพฤติกรรมภายใต้แรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้วัสดุเสริมกำลังประเภท JFRP หรือ Jute Fiber Reinforced Polymer โดยมีจุดประสงค์เพื่อศึกษาประสิทธิภาพของการใช้เส้นใยธรรมชาติ Jute fiber ในการเสริมกำลังเพื่อต้านทานแรงเฉือน และเปรียบเทียบกับวัสดุเสริมกำลังที่ทำจากเส้นใยสังเคราะห์เช่น CFRP และ GFRP โดยวัสดุหรือแผ่นเสริมกำลังจะถูกนำมาติดกับคานคอนกรีตในรูปแบบต่างๆ เช่น การพันแบบเต็มหน้า หรือ การพันแบบเป็นบังเกอร์ช่วง โดยผลสรุปของการทดลองในครั้งนี้คือการเสริมกำลังด้วย JFRP ให้ประโยชน์เช่นเดียวกับ CFRP และ GFRP และยังเปลี่ยนรูปแบบของการวิบัติจากการวิบัติแบบเปราะเป็นการวิบัติแบบเหนียว ได้อีกด้วย ผลการทดสอบเหล่านี้แสดงในรูปที่ 3.1-12



รูปที่ 3.1-12 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและระยะโก่งตัวที่กลางคาน (a) คานควบคุมและคานที่เสริมด้วยเส้นใย Jute fiber แบบ Fully wrap (b) คานควบคุมและคานที่เสริมด้วยเส้นใย carbon fiber แบบ Fully wrap (c) คานควบคุมและคานที่เสริมด้วยเส้นใย glass fiber แบบ Fully wrap

ในปี ค.ศ. 2015 Libo Yan ได้ทำการทดสอบประสิทธิภาพในการใช้งาน FFRP หรือ Natural Flax reinforced epoxy polymer (รูปที่ 3.1-13) เพื่อเป็นวัสดุเสริมกำลังภายนอกสำหรับคอนกรีตโดยมีการใช้ชิ้นตัวอย่างคอนกรีตทั้งหมด 24 ตัวอย่างทั้งแบบชนิดทรงกระบอกและแบบคาน และทั้งแบบที่ทำการเสริมกำลังและไม่ได้เสริมกำลัง ภายใต้แรงกดแกนเดียว (Uniaxial Loading) (รูปที่ 3.1-14) และ ภายใต้แรงกดแบบ 4 จุด (Four point bending) โดยความหนาของ FFRP ที่ใช้ในการทดสอบคือ 2, 4 และ 6 ชั้น ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าการใช้งาน FFRP สามารถช่วยเพิ่มกำลัง ความเครียด พลังงานแตกหักและความเหนียวของตัวอย่างทดสอบคอนกรีตทรงกระบอกเป็นอย่างมาก ตัวอย่างเช่น สำหรับค่า กำลังรับแรงอัดและความเหนียวของตัวอย่างทรงกระบอกสามารถเพิ่มขึ้นได้สูงถึง 137 และ 2570 เปอร์เซ็นต์ตามลำดับ

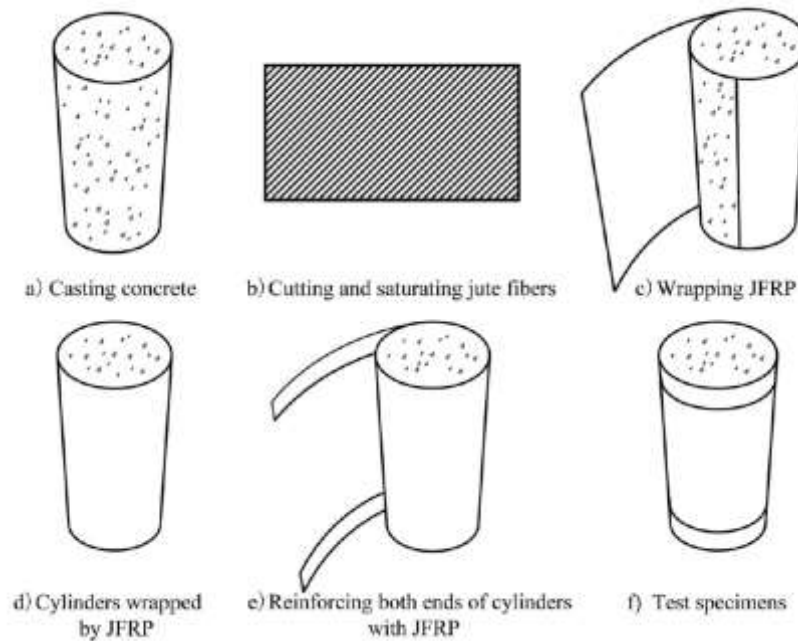


รูปที่ 3.1-13 Natural Flax fiber

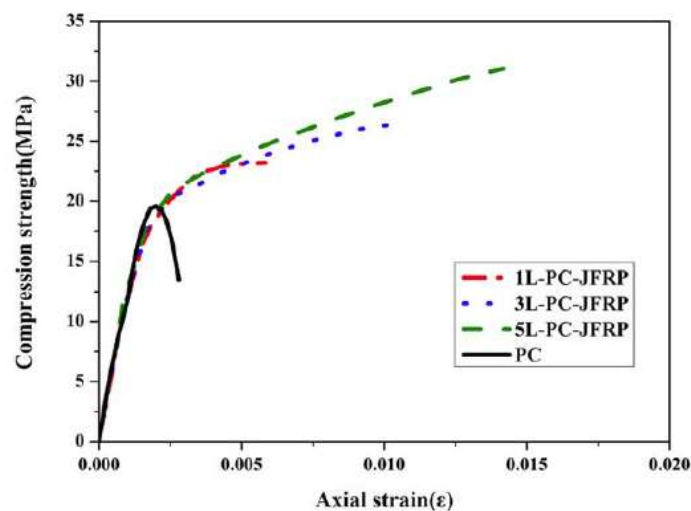


รูปที่ 3.1-14 ขั้นตอนทดสอบแบบแรงกดแกนเดียว

ในปี ค.ศ. 2015 Haozhi Tan et al ได้ทำการศึกษาเส้นใยธรรมชาติประเภท Jute และ Sisal ในการเสริมกำลังคอนกรีตแบบให้การโอบรัด โดยใช้งานกับตัวอย่างที่เสาซึ่งถูกพันหุ้มด้วยเส้นใย SFRP และ JFRP และได้ทดสอบชิ้นตัวอย่างในรูปแบบของแรงอัดแกนเดียวหรือ Uniaxial compression (รูปที่ 3.1-15) โดยมีจำนวนชิ้นตัวอย่างที่นำมาทดสอบทั้งหมด 24 ตัวอย่าง โดยผลการทดลองที่ชี้ให้เห็นว่าการใช้งาน JFRP สามารถช่วยเพิ่มขีดกำลังต้านทานแรงกดอัดของตัวอย่าง และ เพิ่มระดับความเครียดประลัยของตัวอย่างแบบคอนกรีตล้วนและตัวอย่างที่เสริมด้วย SFRP เมื่อเพิ่มชั้นหรือความหนาของการเสริมกำลัง (รูปที่ 3.1-16)



รูปที่ 3.1-15 ขั้นตอนการพันหุ้มด้วยเส้นใย Jute fiber



รูปที่ 3.1-16 ผลทดสอบ

3.1.6 เส้นใยธรรมชาติที่น่าสนใจ

ในการศึกษานี้ ได้พยายามศึกษาศักยภาพของเส้นใยท้องถิ่น เช่น ป่านศรนารายณ์ (Sisal fiber) เส้นใยกล้วยง (Hemp fiber) และเส้นใยปอ (Jute) ในการเพิ่มกำลังและความเหนียวขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเช่น คานและเสา เส้นใยธรรมชาติเหล่านี้หาได้จากหลายๆพื้นที่ในประเทศไทย เช่น จ. ขอนแก่น และ ชะอำ การศึกษานี้ประกอบไปด้วยการทดสอบคานและเสาทั้งขนาดเล็กและขนาดใหญ่

1) เส้นใยป่านศรนารายณ์ (Sisal Fiber)

ป่านศรนารายณ์ได้มาจาก อ.ชะอำ โดยชาวบ้านนำเส้นใยออกมาจากใบป่านศรนารายณ์ในรูปแบบของเส้นใยาวตรงดังรูปที่ 3.1-17 จากนั้นเส้นใยเหล่านี้จะนำมาถักเข้าด้วยกันดังในรูปที่ 3.1-18 และจากนั้นนำเส้นใยที่ถูกเป็นเส้นแล้วมาขึ้นรูปโดยใช้เครื่องเย็บเพื่อให้เกิดเป็นแผ่นเส้นใยป่านศรนารายณ์ดังรูปที่ 3.1-19 ซึ่งมีความหนาของโดยเฉลี่ยอยู่ที่ 1.5 มม.



รูปที่ 3.1-17 เส้นใยแบบตรงยาว



รูปที่ 3.1-18 เส้นใยที่นำมาถัก



รูปที่ 3.1-19 แผ่นเส้นใยป่านศรนารายณ์

2) เส้นใยกัญชง (Hemp Fiber)

เส้นใยกัญชงได้มาจาก จ.ขอนแก่น โดยชาวบ้านนำเส้นใยออกมาจากใบพืชกัญชงในรูปแบบของเส้นใยาวตรงดังรูปที่ 3.1-20 จากนั้นเส้นใยเหล่านี้จะนำมาถักเข้าด้วยกันดังในรูปที่ 3.1-21 และจากนั้นนำเส้นใยที่ถูกถักเป็นเส้นแล้วมาขึ้นรูปโดยใช้เครื่องเย็บเพื่อให้เกิดเป็นแผ่นเส้นใยกัญชงดังรูปที่ 3.1-22 ซึ่งมีความหนาของโดยเฉลี่ยอยู่ที่ 1.5 มม.



รูปที่ 3.1-20 เส้นใยกล้วยยาว



รูปที่ 3.1-21 เส้นใยกล้วยถัก



รูปที่ 3.1-22 แผ่นเส้นใยกล้วย

3) อีพอกซีเรซิน (Epoxy Resin)

อีพอกซีเรซินที่ใช้ในการศึกษานี้ใช้ Smart CF-Resin จัดจำหน่ายโดยบริษัทสมาร์ตแอนด์ไบรท์จำกัด โดย Smart CF-Resin เป็นอีพอกซีเรซินสมรรถนะสูงประกอบด้วยสองส่วนคือ Part A เป็นตัวอีพอกซีเรซิน และ Part B เป็นสารทำให้แข็งตัว

ดังในรูปที่ 3.1-23 ทั้งสองส่วนนำมาผสมกันด้วยอัตราส่วน 2:1 (Part A:Part B) เครื่องมือที่ใช้ในการทำงานกับอีพอกซีเรซิน ได้แก่ เกรียง ลูกกลิ้ง และแปรง



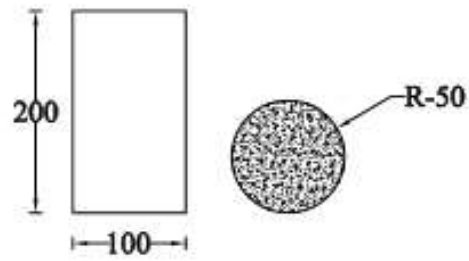
รูปที่ 3.1-23 อีพอกซีเรซิน

3.1.7 โปรแกรมการทดสอบ

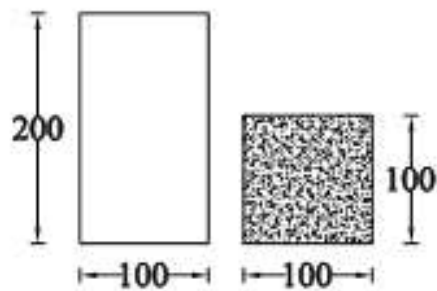
ในขั้นตอนของการศึกษาประกอบด้วยการทดสอบ 3 ชนิด 1) การทดสอบเสาขนาดเล็กเพื่อศึกษาพฤติกรรมการโอบรัดโดยเส้นใยธรรมชาติที่มีผลต่อกำลังและความเครียดประลัยของคอนกรีต 2) ทดสอบคานคอนกรีตไม่เสริมเหล็กขนาดเล็ก เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดึงของแผ่นเส้นใยธรรมชาติภายใต้แรงดึงที่เกิดจากการตัดตัวของคานคอนกรีตล้วน และ 3) การทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่ เพื่อศึกษาประสิทธิภาพของการใช้แผ่นเส้นใยธรรมชาติในการเสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่

3.1.8 การทดสอบเสาขนาดเล็ก

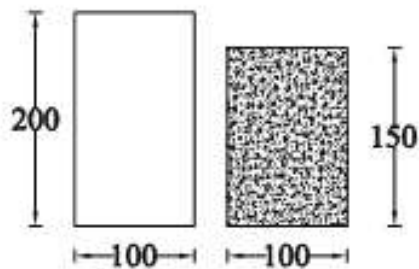
ชิ้นทดสอบเสาขนาดเล็ก เป็นชิ้นทดสอบที่มีหน้าตัดกลม สีเหลี่ยมจัตุรัส หรือสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาดเล็ก จะถูกพันรอบด้วยเส้นใยป่านศรนารายณ์ และเส้นใยกล้วยง ดังมีขนาดของชิ้นทดสอบดังในรูปที่ 3.1-24 ถึง 3.1-26 สำหรับวัตถุประสงค์ของการทดสอบชิ้นทดสอบเสาขนาดเล็กเพื่อศึกษาผลของการโอบรัดที่มีต่อการเพิ่มกำลังรับแรงอัดและความเครียดอัดประลัยของคอนกรีต



รูปที่ 3.1-24 ชั้นทดสอบเสากลม



รูปที่ 3.1-25 ชั้นทดสอบเสาจัตุรัส



รูปที่ 3.1-26 ชั้นทดสอบเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้า

3.1.8.1 รายละเอียดของโปรแกรมการทดสอบ

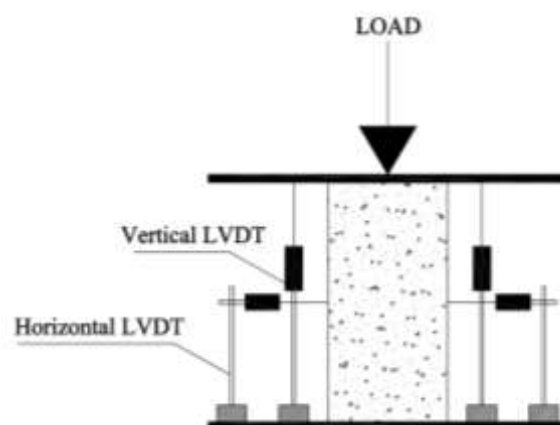
จำนวนชั้นทดสอบที่ใช้และรายละเอียดของโปรแกรมการทดสอบสรุปไว้ในตารางที่ 3.1-1

ตารางที่ 3.1-1 : โปรแกรมการทดสอบ

Subgroups (size – mm)	Specimen	NFRP material	NFRP thickness (layers)	Number of specimens
Circular (100 x 200)	C2-CON	-	-	2
	C2-S-2	Sisal	2	2
	C2-S-4	Sisal	4	2
	C2-H-2	Hemp	2	2
	C2-H-4	Hemp	4	2
Square (100 x 100 x 200)	S2-CON	-	-	2
	S2-S-2	Sisal	2	2
	S2-S-4	Sisal	4	2
	S2-H-2	Hemp	2	2
	S2-H-4	Hemp	4	2
Rectangular (100 x 150 x 200)	R2-CON	-	-	2
	R2-S-2	Sisal	2	2
	R2-S-4	Sisal	4	2
	R2-H-2	Hemp	2	2

3.1.8.2 วิธีการทดสอบ

การทดสอบใช้วิธีการให้แรงแบบสถิตทิศทางเดียวดังแสดงใน 3.1-27 ซึ่งในรูปแสดงการติดตั้ง LVDT เพื่อวัดระยะเสียรูปแนวตั้งและแนวนอนของชิ้นทดสอบ



รูปที่ 3.1-27 การติดตั้งการทดสอบเสาแบบแรงอัดแกนเดียว

3.1.9 การทดสอบคานคอนกรีตล้นขนาดเล็ก

สำหรับการทดลองในขั้นตอนต่อไป จะทดสอบคานคอนกรีตขนาดเล็กแบบไม่เสริมเหล็กภายใน และทำการเสริมกำลังด้วยเส้นใยป่านศรนารายณ์ โดยจะแปรผันจำนวนชั้นหรือความหนาของแผ่นป่านศรนารายณ์ รายละเอียดของขั้นตอนทดสอบแสดงในตารางที่ 3.1-2

3.1.9.1 โปรแกรมการทดสอบ

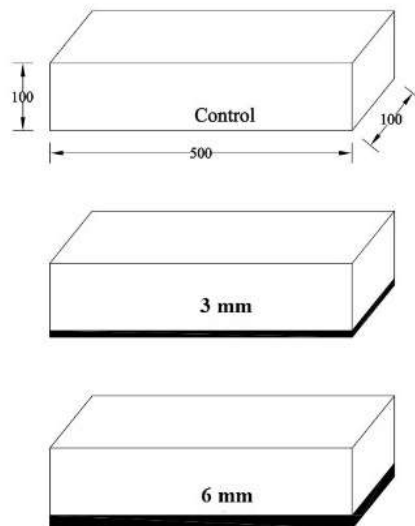
รายละเอียดของขั้นตอนทดสอบแสดงในตารางที่ 3.1-2 จากตารางจะเห็นว่าตัวแปรที่กำหนดในการทดลองได้แก่กำลังของคอนกรีตซึ่งแบ่งคอนกรีตกำลังต่ำ คอนกรีตกำลังปานกลางและคอนกรีตกำลังสูง และจำนวนชั้นของเส้นใยป่านศรนารายณ์ที่ใช้คือ 2 และ 4 แผ่น

ตาราง 3.1-2 : โปรแกรมการทดสอบสำหรับขั้นตอนทดสอบคานขนาดเล็ก

Subgroups (Concrete Beam Strength)		Natural Fiber	Fiber Layers
Low Strength (15-20 MPa)	B-L-CON	-	-
	B-L-P-1L	Sisal	2
	B-L-P-2L	Sisal	4
Medium Strength (30-35 MPa)	B-L-CON	-	-
	B-L-P-1L	Sisal	2
	B-L-P-2L	Sisal	4
High Strength (50-55 MPa)	B-H-CON	-	-
	B-H-P-1L	Sisal	2
	B-H-P-2L	Sisal	4

3.1.9.2 รายละเอียดขั้นตอนทดสอบและการเสริมกำลัง

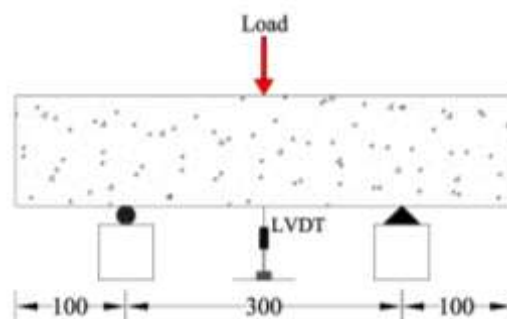
ขั้นตอนทดสอบคานคอนกรีตแบบไม่เสริมเหล็กมีขนาด 100*100*500 มม. ทำการเสริมกำลังด้วยการติดแผ่นเส้นใยป่านศรนารายณ์ จำนวน 2 ชั้น (ความหนา 3 มม.) และจำนวน 4 ชั้น (ความหนา 6 มม.) ที่ได้ทั้งคานเพื่อเป็นการเสริมกำลังเพื่อรับแรงดัดที่เกิดขึ้น ดังรายละเอียดในรูปที่ 3.1-28



รูปที่ 3.1-28 ชิ้นทดสอบและการเสริมกำลัง

3.1.9.3 การให้น้ำหนักบรรทุก

การให้น้ำหนักบรรทุกทดสอบคานคอนกรีตแสดงดังรูปที่ 3.1-29 ซึ่งเป็นการให้น้ำหนักบรรทุกแบบ Three-point bending และทำการติดตั้ง LVDT เพื่อวัดระยะแอ่นตัวแนวดิ่งที่กลางคาน



รูปที่ 3.1-29 การให้น้ำหนักบรรทุก (หน่วยเป็น มม.)

3.1.10 การทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่

ในส่วนนี้เป็นการหล่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่ที่ใกล้เคียงกับขนาดจริงที่ใช้ในการก่อสร้างบ้านขนาดความสูง 1-2 ชั้น แล้วทำการเสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาติ เพื่อดูประสิทธิภาพของเส้นใยธรรมชาติในการนำมาใช้เสริมกำลังองค์อาคารจริง

3.1.10.1 โปรแกรมการทดสอบ

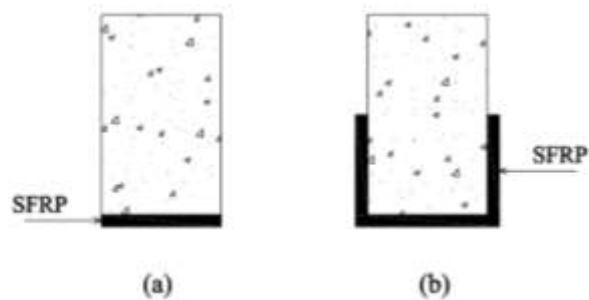
รายละเอียดของโปรแกรมการทดสอบแสดงในตารางที่ 3.1-3 ตัวแปรในการทดสอบประกอบด้วยอัตราส่วนการเสริมเหล็กซึ่งแบ่งเป็น LR : Low reinforcement ratio และ HR : High reinforcement ratio จำนวนชั้นของการเสริมกำลัง และรูปแบบในการเสริมกำลังซึ่งมีแบบ A และแบบ B

ตารางที่ 3.1-3 : โปรแกรมการทดสอบ

Groups	Specimen designation	Reinforcement Ratio	Number of SFRP layers	Strengthening configuration
A	LR-CON	LR	-	-
	LR-1LA	LR	1	A
	LR-2LA	LR	2	A
B	LR-1LB	LR	1	B
	LR-2LB	LR	2	B
C	LR-2LA-SE	LR	2	A
	LR-2LA-SEM	LR	2	A
	LR-2LA-EE	LR	2	A
D	HR-CON	HR	-	-
	HR-1LA	HR	1	A
	HR-2LA	HR		A
E	HR-1LB	HR	1	B
	HR-2LB	HR	2	B
F	HR-2LA-SEM	HR	2	A
	HR-2LA-EE	HR	2	A

3.1.10.2 รูปแบบเสริมกำลัง

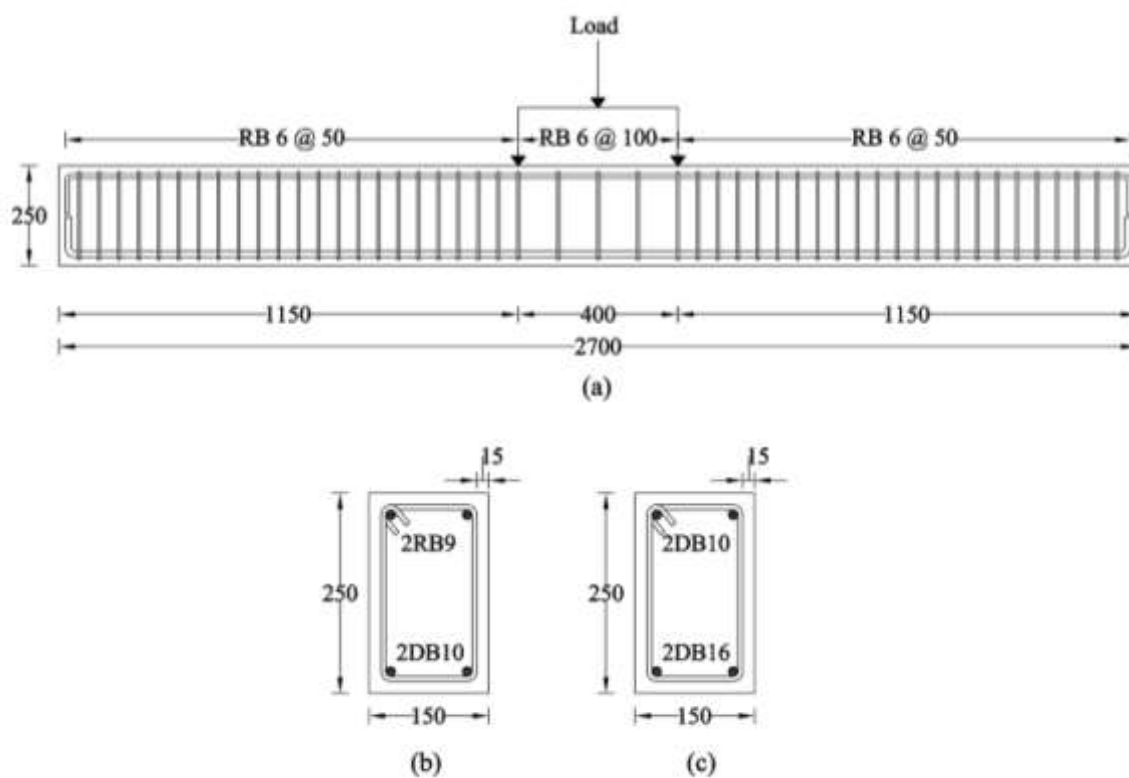
รูปแบบที่ใช้เสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยป่านศรนารายณ์ นั้นแบ่งเป็นรูปแบบ A และ B โดยมีทั้งที่เป็นความหนา 1 และ 2 ชั้น ดังรูปที่ 3.1-30 โดยในรูปแบบ A นั้นแผ่นเส้นใยป่านศรนารายณ์จะติดตั้งที่เฉพาะผิวล่างของหน้าตัด ส่วนรูปแบบ B จะติดตั้งแผ่นเส้นใยป่านศรนารายณ์ที่ผิวล่างและผิวด้านข้างของหน้าตัดคานในลักษณะที่เป็นตัว U



รูปที่ 3.1-30 รูปแบบเสริมกำลัง (a) แบบ A (b) แบบ B

3.1.10.3 หน้าตัดคาน

หน้าตัดคานและรายละเอียดการเสริมเหล็กเป็นดังรูปที่ 3.1-31 ซึ่งจะเห็นว่าสำหรับหน้าตัดประเภทอัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำหรือ LR จะเสริมเหล็กรับแรงดึงคือ 2DB10 ดังรูปที่ 3.1-31 (b) และสำหรับหน้าตัดประเภทอัตราส่วนเหล็กเสริมมากจะเสริมเหล็กรับแรงดึงคือ 2DB16 ดังรูปที่ 3.1-31 (c)

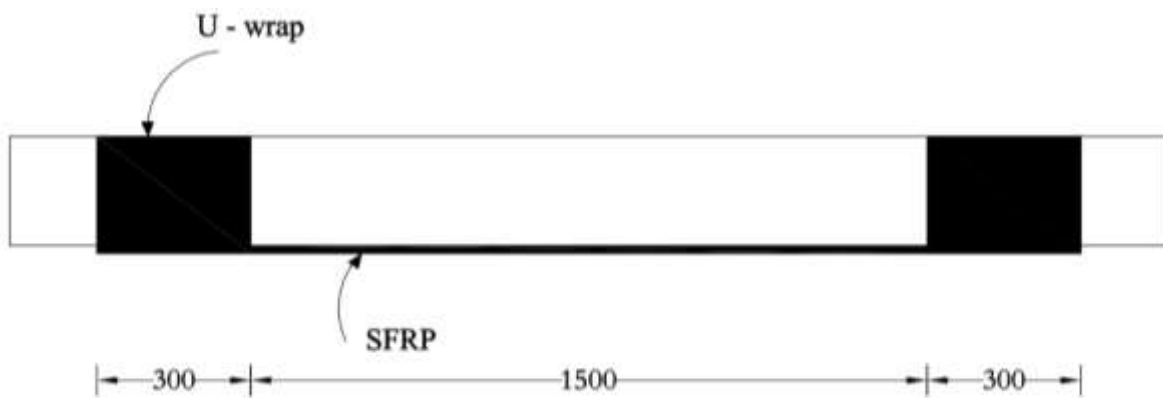


รูปที่ 3.1-31 หน้าตัดคานและการเสริมเหล็ก (หน่วยเป็น มม.)

3.1.10.4 การยัดรีงแผ่นเส้นใยธรรมชาติ

1.) การยัดรีงปลายในลักษณะตัว U

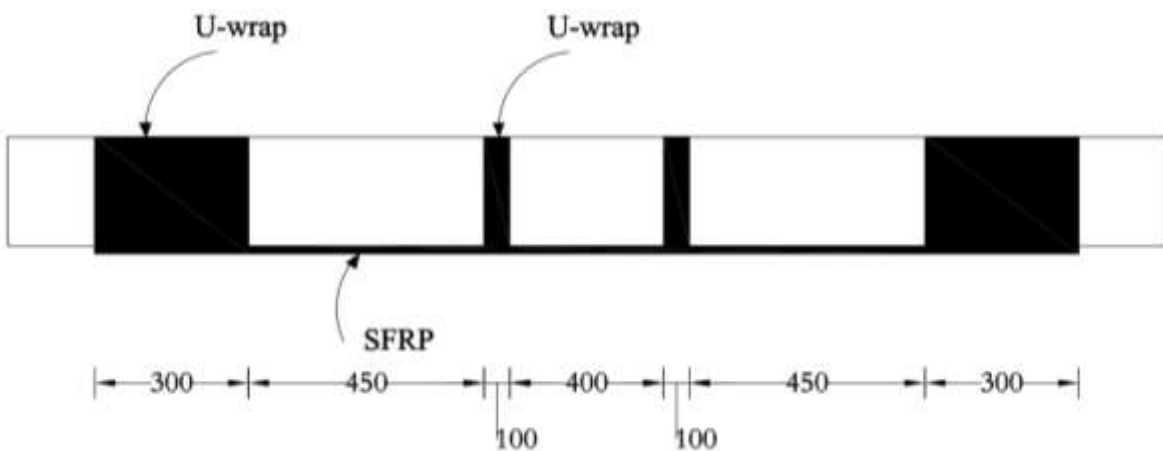
เป็นที่ทราบกันดีว่าแผ่นเส้นใยธรรมชาติอาจหลุดออกจากคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงดัดที่เกิดขึ้น ดังนั้นเพื่อเป็นการป้องกันการหลุดของแผ่นเส้นใยธรรมชาติ จึงทำยึดรั้งที่ปลายแผ่นในลักษณะพันเป็นรูปตัวยูดังรูปที่ 3.1-32 การติดตั้งแผ่นเส้นใยในรูปตัว U ที่ปลายคานนี้จะใช้ 1 แผ่นขนาดหน้ากว้าง 300 มม. โดยพันรอบแผ่นที่ติดตั้งด้านล่าง



รูปที่ 3.1-32 การยึดรั้งรูปตัวยูที่ปลายแผ่น

2.) การพันรอบตัว U ที่ปลายและกลางคาน

ในระบบการป้องกันการหลุดของแผ่นเส้นใยธรรมชาตินี้จะเสริมการพันรอบแบบตัว U ที่ปลายคาน ด้วยการพันแบบตัว U ที่บริเวณกลางคานใกล้กับบริเวณที่รับน้ำหนักบรรทุก โดยใช้แผ่นเส้นใยที่มีความกว้าง 100 มม. ดังรูปที่ 3.1-33

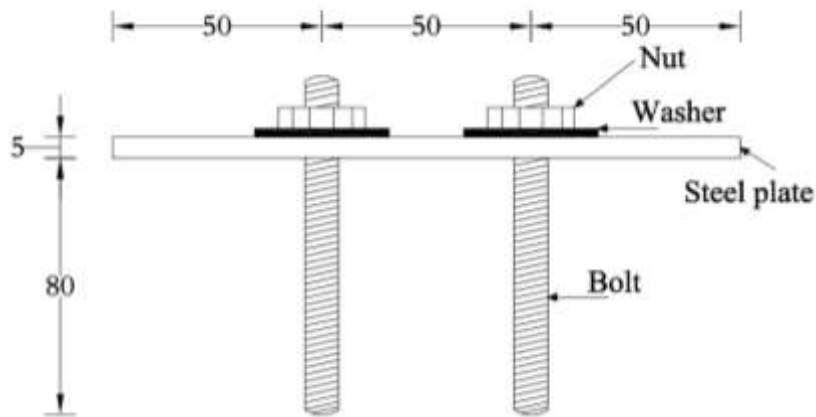


รูปที่ 3.1-33 การพันรอบตัว U ที่ปลายและกลางคาน

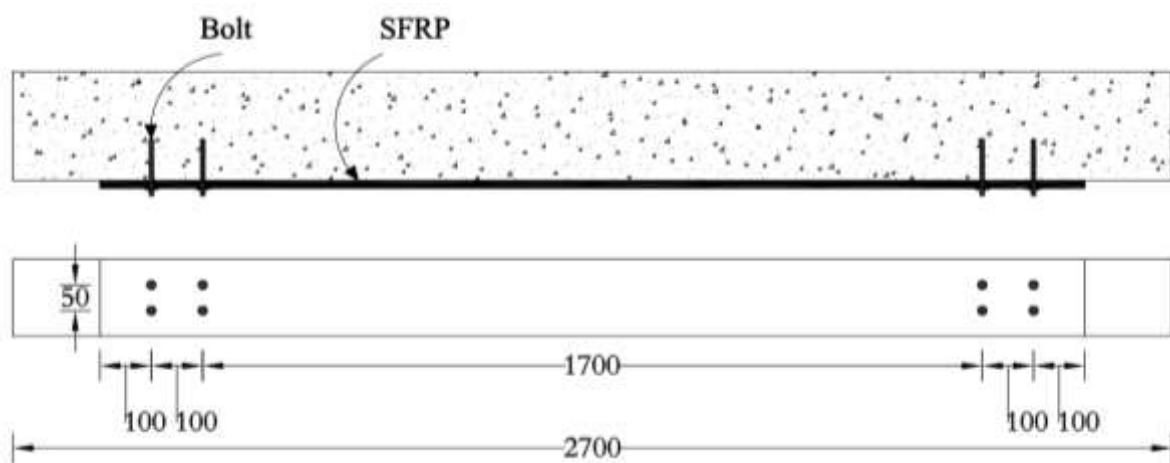
3.) การใช้ Epoxy chemical bolt ยึดที่ปลายคาน

ในระบบนี้จะใช้น็อตเกลียวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 8 มม. ความยาว 80 มม. แผ่นเหล็ก แหวนรอง เป็นตัวยึดแผ่นเส้นใยธรรมชาติดังแสดงในรูปที่ 23 ตำแหน่งที่ติดตั้ง Epoxy chemical bolts แสดงดังรูปที่ 3.1-34 ขั้นตอนการติดตั้งมีดังนี้ 1) เจาะรูที่ท้องคานในตำแหน่งตามรูปที่ 3.1-35 2) ทำความสะอาดรูเจาะด้วยการฉีดน้ำแรงดันสูงเพื่อที่จะขจัดเศษปูนหรือฝุ่นที่ติดค้างอยู่; 3) อุดรูเจาะด้วยอีพอกซีเรซินที่ได้เตรียมตามคำแนะนำจากผู้ผลิต; 4) เสียบน็อตเกลียวลงไปในรูเจาะ; 5) หลังจากที่ยึด

ซีเรซินแข็งตัวแล้ว (ประมาณ 2-3 ชั่วโมง) ให้ติดตั้งแผ่นเหล็กและขันน็อตตัวเมียให้แน่นโดยใช้ค่าแรงบิดในการขันน็อตประมาณระหว่าง 10-15 N.m.



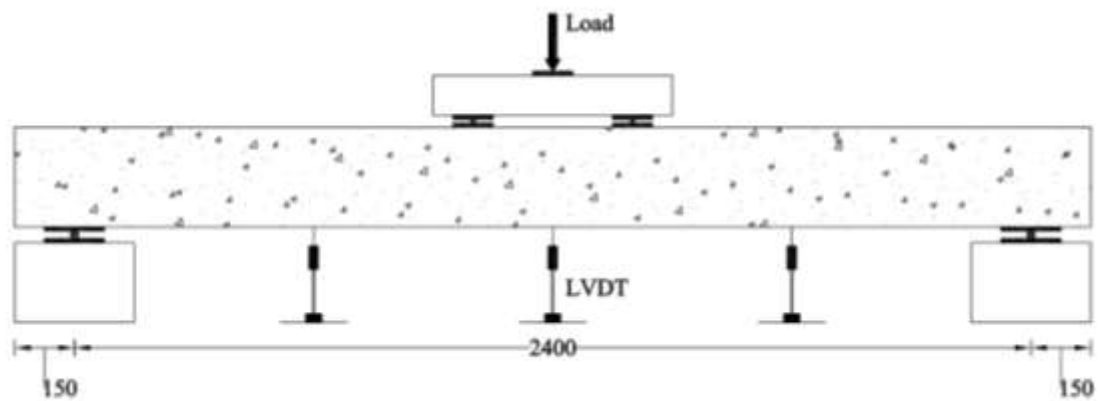
รูปที่ 3.1-34 ระบบ Epoxy chemical bolt



รูปที่ 3.1-35 รายละเอียดการติดตั้ง Epoxy chemical bolts ที่ปลายคาน

3.1.10.5 วิธีทดสอบ

การทดสอบคานแสดงดังรูปที่ 3.1-36 โดยลักษณะการให้น้ำหนักบรรทุกเป็นแบบ Four point bending test และมีการติดตั้ง LVDT เพื่อวัดระยะแอ่นตัวของคานที่ตำแหน่งต่างๆ ตลอดความยาวคาน



รูปที่ 3.1-36 การทดสอบคาน

3.1.11 ผลทดสอบและการวิจารณ์ผล

3.1.11.1 การเตรียมชิ้นทดสอบและผลการทดสอบการเสริมกำลังเสาขนาดเล็ก

รูปที่ 3.1-37 และ 3.1-38 แสดงการเตรียมชิ้นทดสอบเสาขนาดเล็กหน้าตัดกลมสำหรับการทดสอบการรับแรงอัดแกนเดียว ส่วนรูปที่ 3.1-39 แสดงแบบหล่อสำหรับชิ้นทดสอบเสาขนาดเล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมสำหรับการทดสอบการรับแรงอัดแกนเดียว



รูปที่ 3.1-37 การเทคอนกรีตในแบบหล่อเสาคอนกรีตหน้าตัดกลมขนาดเล็ก



รูปที่ 3.1-38 การเทคอนกรีตในแบบหล่อเสาคอนกรีตหน้าตัดกลมขนาดเล็ก



รูปที่ 3.1-39 การเตรียมแบบหล่อเสาคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมขนาดเล็ก

ขั้นตอนในการเสริมกำลังเสาขนาดเล็กแสดงในรูปที่ 3.1-40 ถึง 3.1-42



รูปที่ 3.1-40 การฉาบผิวนอกด้วยอีพอกซีเรซิน



รูปที่ 3.1-41 การพันหุ้มด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาติ



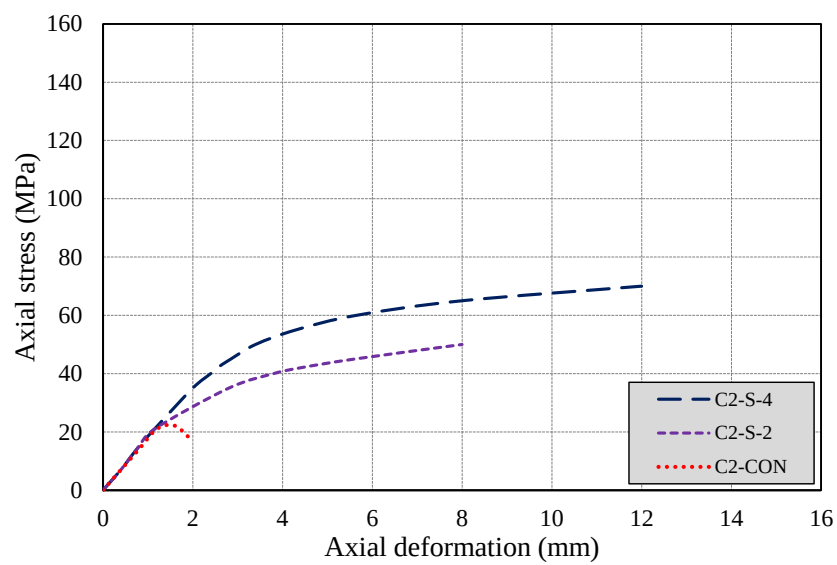
รูปที่ 3.1-42 ชันทดสอบที่ได้เสริมกำลังด้วยเส้นใยป่านศรนารายณ์แล้ว

สำหรับการติดตั้งชันทดสอบแสดงในรูปที่ 3.1-43 โดยเป็นการใช้เครื่องทดสอบสากลในการให้แรงอัดแกนเดียว กระทำกับชันทดสอบ ตัวอย่างผลการทดสอบแสดงในรูปที่ 3.1-44 สำหรับหน้าตัดเสากลมที่พันด้วยเส้นใยป่านศรนารายณ์และรูปที่ 3.1-45 สำหรับหน้าตัดเสากลมที่พันด้วยเส้นใยกล้วย ส่วนรูปที่ 3.1-46 และ รูปที่ 3.1-47 เป็นการเสริมกำลังเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสพันด้วยเส้นใยป่านศรนารายณ์ และ เส้นใยกล้วย ตามลำดับ และในรูปที่ 3.1-48 และ 3.1-49 เป็นการเสริมกำลังเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าพันด้วยเส้นใยป่านศรนารายณ์ และ เส้นใยกล้วย ตามลำดับ

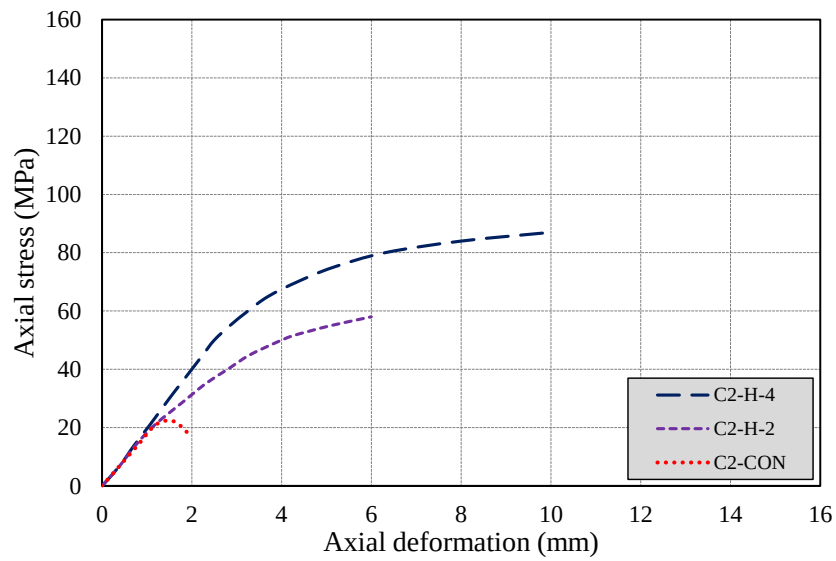
ผลการทดสอบสรุปได้ว่า เส้นใยธรรมชาติทั้งป่านศรนารายณ์และกล้วย มีศักยภาพในการเพิ่มแรงโอบรัดและเพิ่มกำลังรับแรงตามแนวแกนและความเครียดอดประลัยของหน้าตัด โดยประสิทธิภาพในการเสริมกำลังขึ้นอยู่กับจำนวนแผ่นและรูปร่างหน้าตัด โดยการเสริมกำลังจะมีประสิทธิภาพมากขึ้นเมื่อเพิ่มจำนวนแผ่นที่ใช้ในการเสริมกำลัง และประสิทธิภาพในการเสริมกำลังจะดีที่สุดสำหรับหน้าตัดเสากลม ตามมาด้วยหน้าตัดเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัส และหน้าตัดเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้า ตามลำดับ



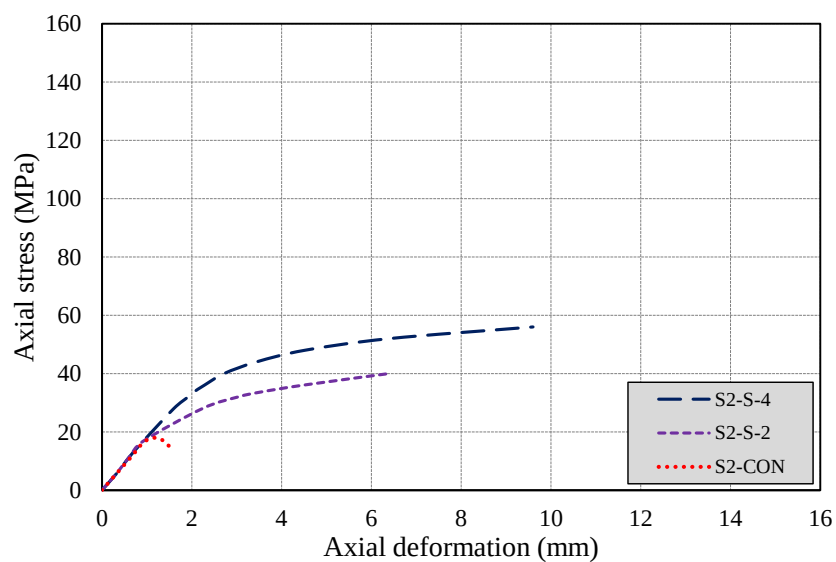
รูปที่ 3.1-43 การติดตั้งชิ้นทดสอบ



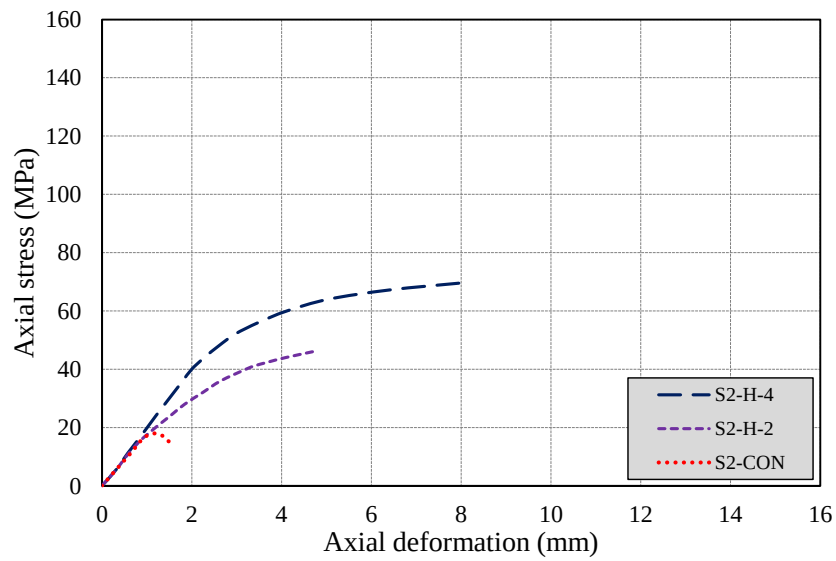
รูปที่ 3.1-44 ผลทดสอบเสาหน้าตัดกลมเสริมด้วยแผ่นเส้นใยปานครนารายณ์



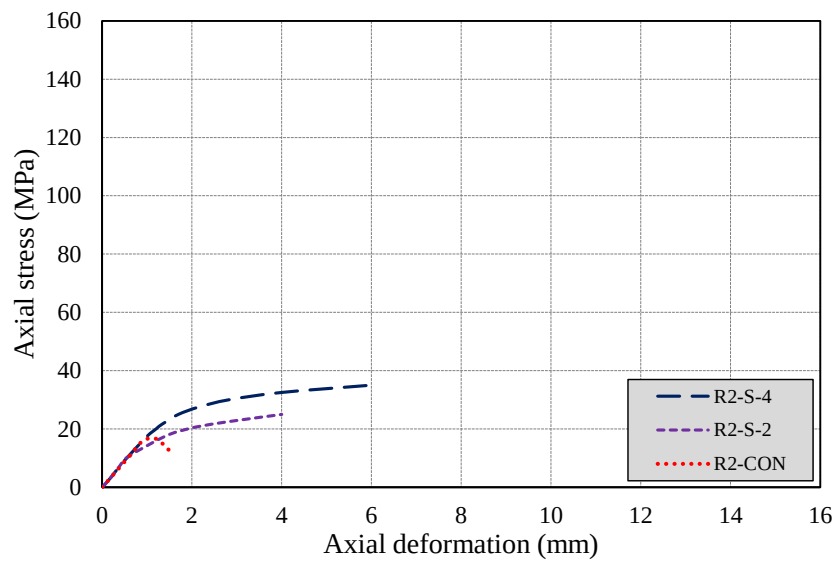
รูปที่ 3.1-45 ผลทดสอบเสาหน้าตัดกลมเสริมด้วยแผ่นเส้นใยแก้ว



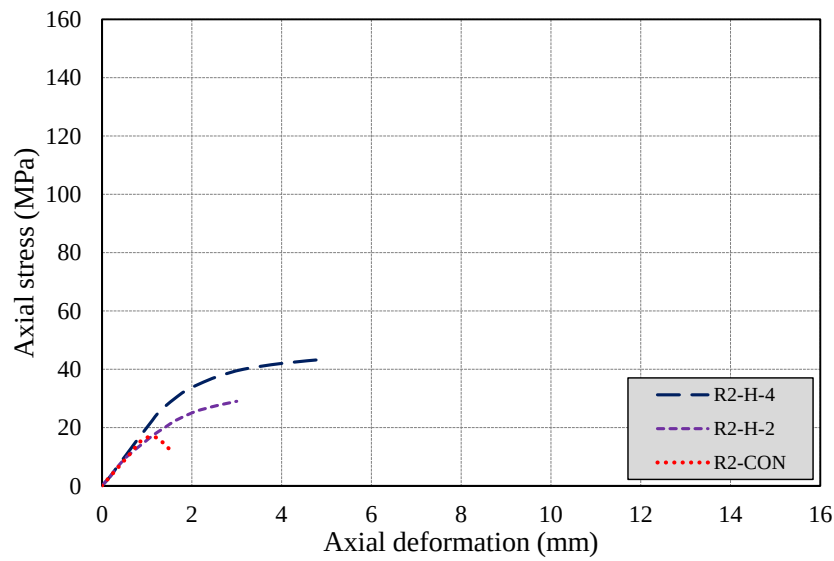
รูปที่ 3.1-46 ผลทดสอบเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสเสริมด้วยแผ่นเส้นใยป่านศรนารายณ์



รูปที่ 3.1-47 ผลทดสอบเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสเสริมด้วยแผ่นเส้นใยแก้วใยสังเคราะห์



รูปที่ 3.1-48 ผลทดสอบเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าเสริมด้วยแผ่นเส้นใยป่านศรนารายณ์



รูปที่ 3.1-49 ผลทดสอบเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าเสริมด้วยแผ่นเส้นใยแก้ว

สรุปผลการทดสอบ ดังแสดงในตารางที่ 3.1-4 ส่วนรูปแบบการวิบัติที่บันทึกได้จากการทดลองแสดงดังในรูปที่ 3.1-50 ถึง 3.1-61 จากการสังเกตรูปแบบการวิบัติพบว่าส่วนใหญ่เกิดจากการฉีกขาดของแผ่นเส้นใยธรรมชาติตามแนวเส้นรอบวง



รูปที่ 3.1-50 การวิบัติของเสากลมพันด้วยป่านศรนารายณ์ 2 ชั้น

ตารางที่ 3.1-4: ผลการทดสอบ

Subgroups (size – mm)	Specimen	Peak stress (MPa)	% Increase in peak stress	Ultimate deformation (mm)	% Increase in ultimate deformation
Circular 2 (100 x 200)	C2-CON	22.1	-	2.0	-
	C2-S-2	50.0	126	8.0	300
	C2-S-4	70.0	216	12.0	500
	C2-H-2	58.0	162	6.0	200
	C2-H-4	87.0	293	10.0	400
Square (100 x 100 x 200)	S2-CON	17.7	-	1.6	-
	S2-S-2	50.0	182	8.0	400
	S2-S-4	56.0	216	9.6	500
	S2-H-2	46.4	162	4.8	200
	S2-H-4	69.6	293	8.0	400
Rectangular (100 x 150 x 200)	R2-CON	16.6	-	1.5	-
	R2-S-2	25.0	51	4.0	167
	R2-S-4	35.0	111	6.0	300
	R2-H-2	29.0	75	3.0	100
	R2-H-4	43.5	162	5.0	233



รูปที่ 3.1-51 การวิบัติของเสากลมพันด้วยป่านศรนารายณ์ 4 ชั้น



รูปที่ 3.1-52 การวิบัติของเสากลมพันด้วยเส้นใยแก้ว 2 ชั้น



รูปที่ 3.1-53 การหุ้มของเสากลมพันด้วยเส้นใยแก้ว 4 ชั้น



รูปที่ 3.1-54 การหุ้มของเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสพันด้วยป่านศรนารายณ์ 2 ชั้น



รูปที่ 3.1-55 การวิบัติของเสาสี่เหลี่ยมจตุรัสพันด้วยป่านคาร์บอนรายณ์ 4 ชั้น



รูปที่ 3.1-56 การวิบัติของเสาสี่เหลี่ยมจตุรัสพันด้วยเส้นใยแก้ว 2 ชั้น



รูปที่ 3.1-57 การวัดของเสาสี่เหลี่ยมจตุรัสพันด้วยเส้นใยแก้ว 4 ชั้น



รูปที่ 3.1-58 การวัดของเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้าพันด้วยเส้นใยป่านศรนารายณ์ 2 ชั้น



รูปที่ 3.1-59 การวิบัติของเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้าพันด้วยเส้นใยป่านทราย 4 ชั้น



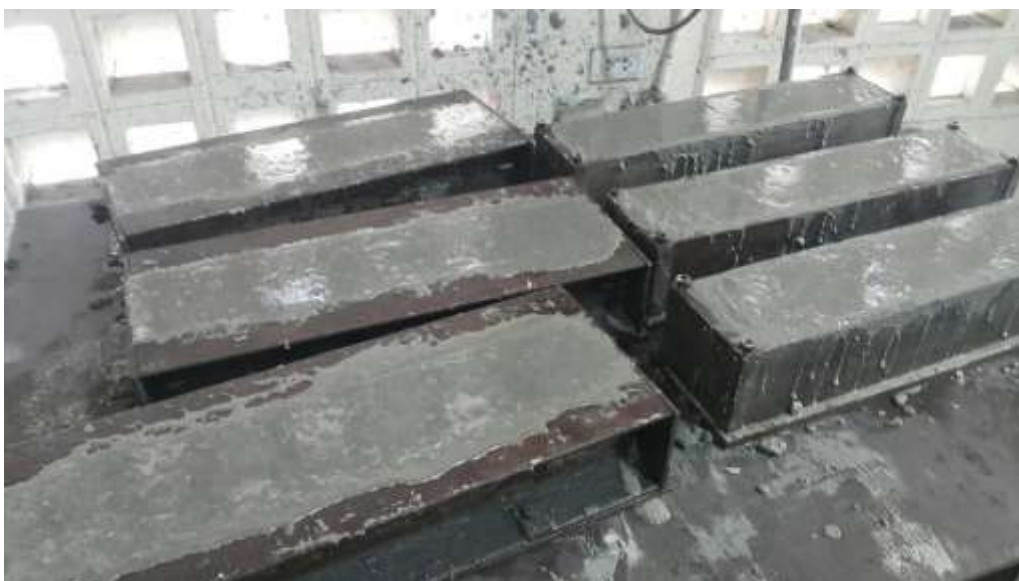
รูปที่ 3.1-60 การวิบัติของเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้าพันด้วยเส้นใยกล้วย 2 ชั้น



รูปที่ 3.1-61 การหุ้มของเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้าพันด้วยเส้นใยแก้ว 4 ชั้น

3.1.11.2 การเตรียมชิ้นทดสอบและผลการทดสอบการเสริมกำลังคานคอนกรีตล้นขนาดเล็ก

การเตรียมชิ้นทดสอบสำหรับการทดสอบคานคอนกรีตล้นขนาดเล็ก ได้ทำการหล่อคานคอนกรีตโดยใช้แบบเหล็กดังรูปที่ 3.1-62 และคานคอนกรีตที่ได้หล่อเรียบร้อยแล้วแสดงดังรูปที่ 3.1-63 การเสริมกำลังคานด้วยเส้นใยป่านศรนารายณ์แสดงดังรูปที่ 3.1-64 และ 3.1-65 การทดสอบคานด้วยการให้แรงกดที่จุดกึ่งกลางคานด้านบนแสดงดังรูปที่ 3.1-66 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดและระยะแอ่นตัวที่กลางคานสำหรับคาน 3 กลุ่มได้แก่คานกลุ่มที่กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตต่ำ คานกลุ่มที่มีกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตปานกลาง และคานกลุ่มที่มีกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตสูงแสดงในรูปที่ 3.1-67 ถึง 3.1-69 ตามลำดับ และสรุปผลการทดสอบของคานทุกตัวแสดงในตารางที่ 3.1-5



รูปที่ 3.1-62 การหล่อคานคอนกรีตในแบบเหล็ก



รูปที่ 3.1-63 คานคอนกรีตที่หล่อเรียบร้อยแล้ว



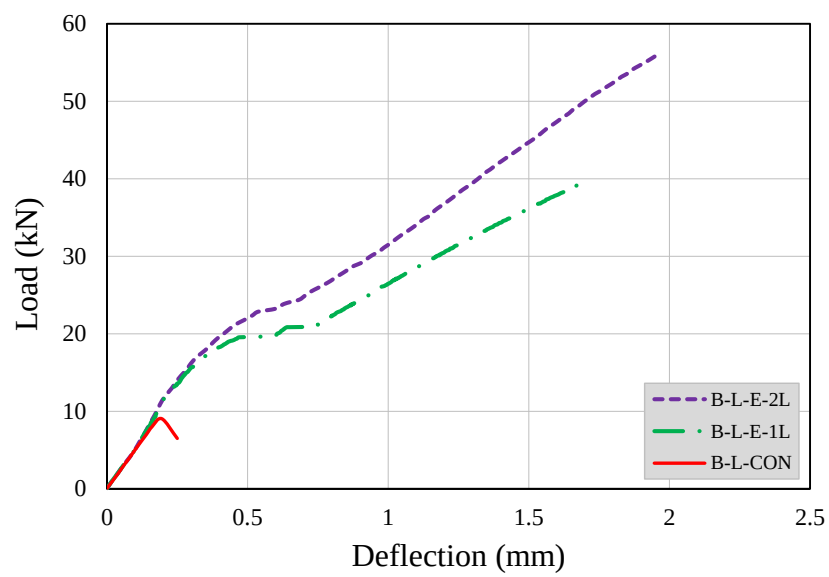
รูปที่ 3.1-64 แผ่นเส้นใยป่านศรนารายณ์ที่ใช้ในการเสริมกำลัง



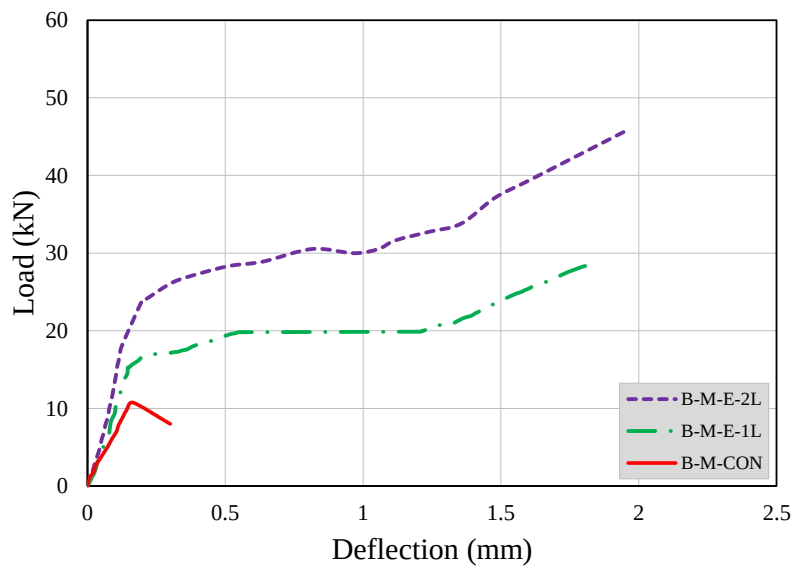
รูปที่ 3.1-65 การติดตั้งเส้นใยป่านศรนารายณ์



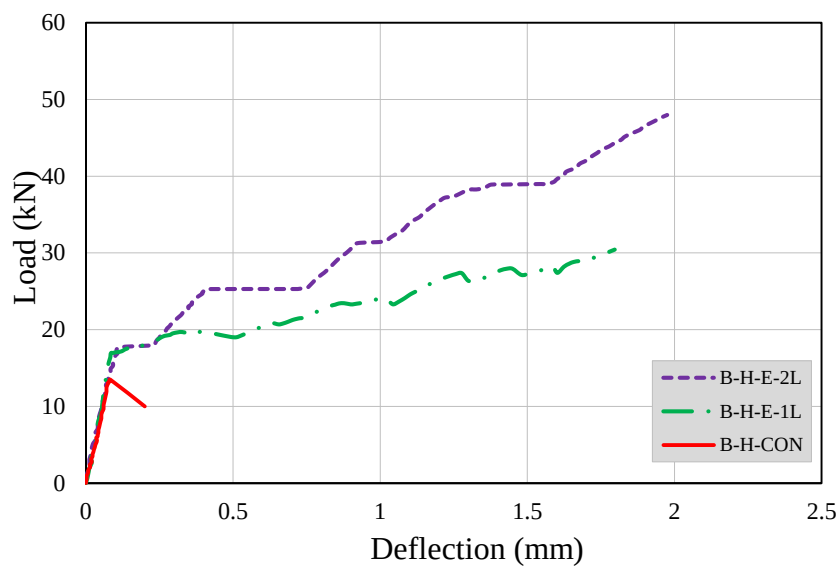
รูปที่ 3.1-66 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบ



รูปที่ 3.1-67 ผลการทดสอบคานที่กำลังอัดคอนกรีตต่ำ



รูปที่ 3.1-68 ผลการทดสอบคานที่มีกำลังอัดคอนกรีตปานกลาง



รูปที่ 3.1-69 ผลการทดสอบคานที่มีคอนกรีตกำลังอัดสูง

ตารางที่ 3.1-5: สรุปผลการทดสอบ

Subgroups (Concrete Strength)	Beam	Ultimate load (kN)	peak % Increase in Mid span deflection(mm)
Low Strength (15-20 MPa)	B-L-CON	9.04	-
	B-L-P-1L	39.26	334
	B-L-P-2L	55.77	517
Medium Strength (30-35 MPa)	B-L-CON	10.75	-
	B-L-P-1L	28.35	164
	B-L-P-2L	45.78	326
High Strength (50-55 MPa)	B-H-CON	13.50	-
	B-H-P-1L	30.43	125
	B-H-P-2L	47.98	255

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดและระยะเคลื่อนตัว เมื่อทำการเปรียบเทียบระหว่างคานคอนกรีตล้วนที่ไม่ได้เสริมกำลังและคานคอนกรีตที่เสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาติ พบว่ากำลังรับแรงเพิ่มขึ้นอย่างมาก อีกทั้งความเหนียวของคานก็เพิ่มขึ้นอย่างมากเช่นกัน แสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพในการใช้เส้นใยธรรมชาติในการเสริมกำลังคานที่มีเหล็กเสริมต่ำ ในแง่ของรูปแบบของการวิบัติพบว่า สำหรับคานคอนกรีตล้วนที่ไม่เสริมเหล็ก การวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นแบบเปราะ เกิดรอยร้าวเดียวที่กึ่งกลางคานดังแสดงในรูปที่ 3.1-70 แต่สำหรับคานที่เสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยปานศรนารายณ์ 1 ชั้น แสดงดังรูปที่ 3.1-71 พบว่าจำนวนรอยร้าวที่เกิดขึ้นในคานมีมากกว่าเดิม การวิบัติเกิดขึ้นเนื่องจากการฉีกขาดของแผ่นเส้นใยปานศรนารายณ์ ส่วนรูปที่ 3.1-72 แสดงการวิบัติของคานที่เสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยปานศรนารายณ์ 2 ชั้น พบว่าแผ่นเส้นใยปานศรนารายณ์ไม่ฉีกขาด แต่การวิบัติเกิดขึ้นเนื่องจากหลุดของแผ่นเส้นใยออกจากคาน ทำให้เกิดรอยร้าวขนาดใหญ่ในคานและเป็นสาเหตุให้เกิดการวิบัติตามมาในที่สุด



รูปที่ 3.1-70 การวิบัติที่เกิดขึ้นในคานควบคุม



รูปที่ 3.1-71 การวิบัติที่เกิดขึ้นในคานที่เสริมกำลังด้วยเส้นใยปานศรนา-rayon 1 ชั้น



รูปที่ 3.1-72 การวิบัติที่เกิดขึ้นในคานที่เสริมกำลังด้วยเส้นใยปานศรนา-rayon 2 ชั้น

3.1.11.3 การเตรียมชิ้นทดสอบและผลการทดสอบการเสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่

สำหรับการเตรียมชิ้นทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่ เริ่มต้นจากเตรียมโครงเหล็กเส้นซึ่งประกอบด้วยเหล็กเสริมหลักและเหล็กปลอกดังรูปที่ 3.1-73 ส่วนรูปที่ 3.1-74 แสดงการหล่อคานคอนกรีต และรูปที่ 3.1-75 แสดงคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อเสร็จเรียบร้อยแล้ว ในขั้นตอนการเสริมกำลังคานที่ได้หล่อเรียบร้อยแล้ว เริ่มต้นจากการทำอิพอกซีลงบนแผ่นเส้นใยธรรมชาติดังรูปที่ 3.1-76 และการทำอิพอกซีเรซินลงบนผิวคานดังรูปที่ 3.1-77 จากนั้นเป็นการติดตั้งแผ่นเส้นใยธรรมชาติบนผิวคานดังรูปที่ 3.1-78 จนได้คานที่ได้เสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาติเสร็จเรียบร้อยแล้วดังรูปที่ 3.1-79



รูปที่ 3.1-73 การเตรียมโครงเหล็ก



รูปที่ 3.1-74 การหล่อคานคอนกรีต



รูปที่ 3.1-75 คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อเสร็จแล้ว



รูปที่ 3.1-76 การทำอีพอกซีเรซินลงบนแผ่นเส้นใย



รูปที่ 3.1-77 การทาสีพอกซีเรซินบนผิวคาน



รูปที่ 3.1-78 การติดตั้งแผ่นเส้นใยธรรมชาติบนผิวคาน



รูปที่ 3.1-79 คานที่ได้เสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยปानครนารายณ์

ในรูปที่ 3.1-80 แสดงการทดสอบคานที่เสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาติ ผลทดสอบแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดและระยะแอ่นตัวแนวดิ่งแสดงในรูปที่ 3.1-81 ถึง 3.1-86 สำหรับคานกลุ่ม A – F ตามลำดับ ส่วนตารางที่ 3.1-6 แสดงสรุปผลการทดสอบคานทุกตัว ซึ่งจากรูปที่ 3.1-81 ถึง 3.1-86 และตารางที่ 3.1-6 นี้แสดงให้เห็นว่าแผ่นเส้นใยธรรมชาติมีประสิทธิภาพในการเสริมความแข็งแรงคานได้พอสมควร โดยสามารถเพิ่มกำลังรับแรงได้มากกว่าเดิมระหว่าง 12-86 %

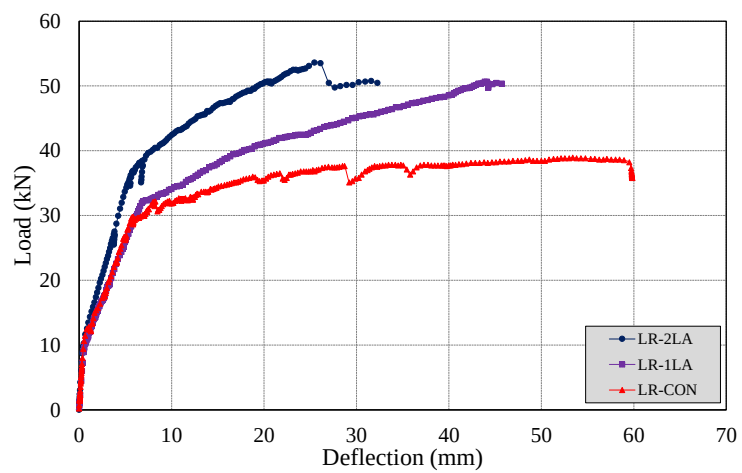
สำหรับรูปแบบการวิบัติของคานทั้งหมดแสดงในรูปที่ 3.1-87 ถึง 3.1-96 จากการศึกษาทั้งหมดนี้ได้ข้อมูลที่สรุปได้ดังนี้

- 1) การใช้แผ่นเส้นใยธรรมชาติเสริมกำลังคานโดยที่ไม่ได้ทำการยึดแผ่นด้วยวิธีใดวิธีหนึ่งนั้น ไม่ค่อยมีประสิทธิภาพในการเพิ่มกำลังรับแรงและระยะแอ่นตัวของคาน โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีที่ทำการติดตั้งแผ่นเส้นใยธรรมชาติที่ผิวล่างของคานเท่านั้น
- 2) ระบบการยึดแผ่นเส้นใยธรรมชาติที่เสนอมา ไม่ว่าจะเป็นระบบ การยึดปลาย การยึดปลายและกลางช่วง และระบบที่ใช้ epoxy chemical bolts พบว่าทั้งสามระบบมีประสิทธิภาพในการป้องกันการหลุดออกของแผ่นเส้นใยธรรมชาติ และพบว่าต้องทำการยึดที่กลางช่วงด้วยจึงจะให้ผลที่ดีที่สุด
- 3) ในแง่ของรูปแบบการเสริมกำลังแบบ A และ B พบว่ารูปแบบ B ให้ผลลัพธ์ที่ดีกว่าเนื่องจากการเกาะยึดกับคานทั้งทางด้านล่างและด้านข้างจึงทำให้เกิดการหลุดออกได้ยากกว่าแบบ A
- 4) ประสิทธิภาพในการเสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาติขึ้นอยู่กับความหนาหรือจำนวนชั้นของแผ่นที่นำมาเสริมกำลังเป็นอย่างมาก ทั้งต่อคานที่มีอัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำและสูง โดยทั่วไปแล้วสามารถสรุปได้ว่า หากมีการ

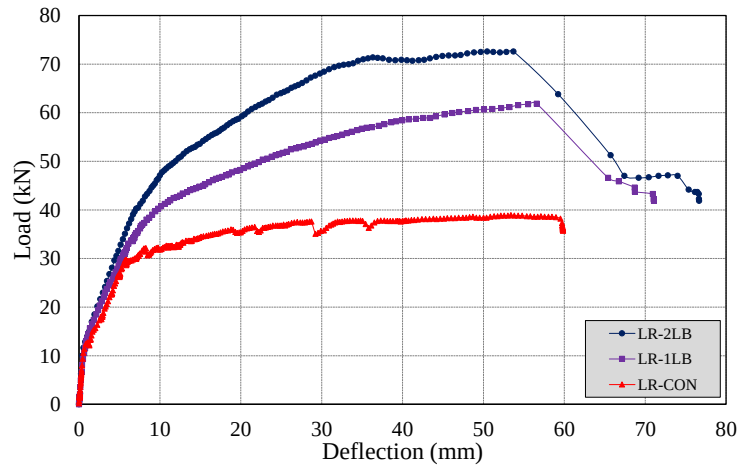
ป้องกันมิให้แผ่นเส้นใยธรรมชาติหลุดออกจากคานแล้ว การเพิ่มขึ้นของกำลังรับน้ำหนักของคานจะแปรผันตามค่าความหนาของแผ่นเส้นใยที่นำมาเสริมกำลัง



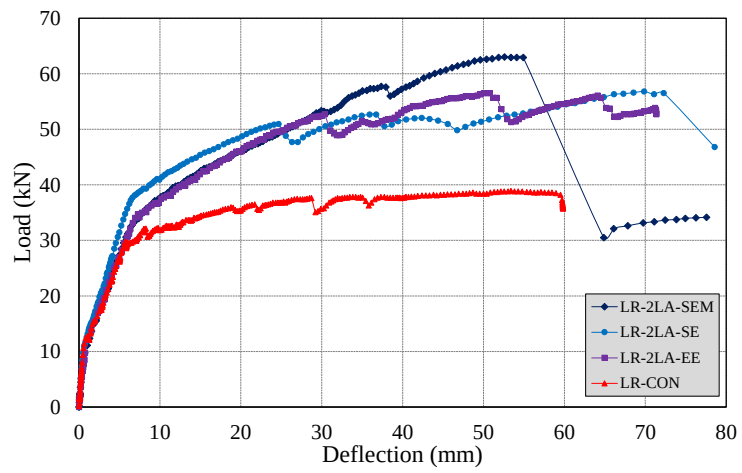
รูปที่ 3.1-80 การทดสอบและการติดตั้งเครื่องมือวัดการแอ่นตัวของคาน



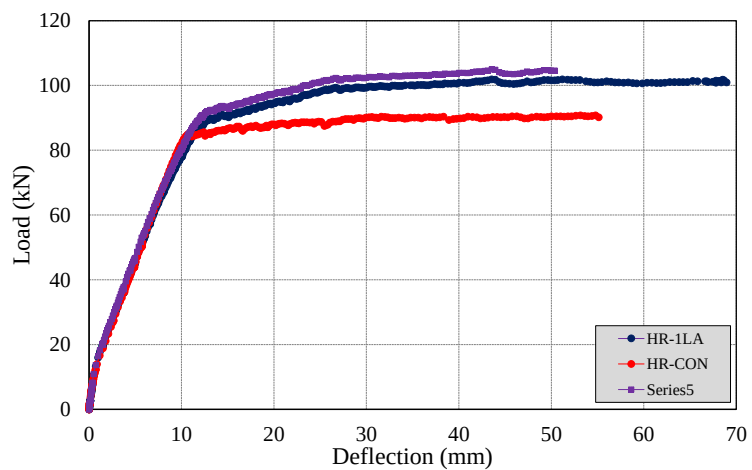
รูปที่ 3.1-81 ผลการทดสอบ – คานกลุ่ม A



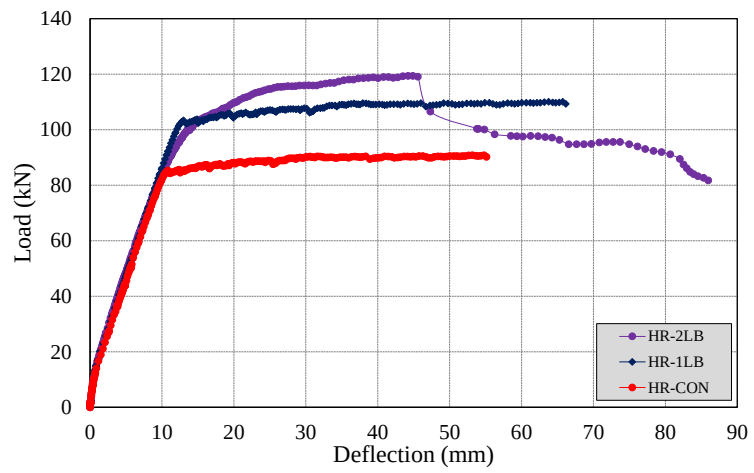
รูปที่ 3.1-82 ผลการทดสอบ – คานกลุ่ม B



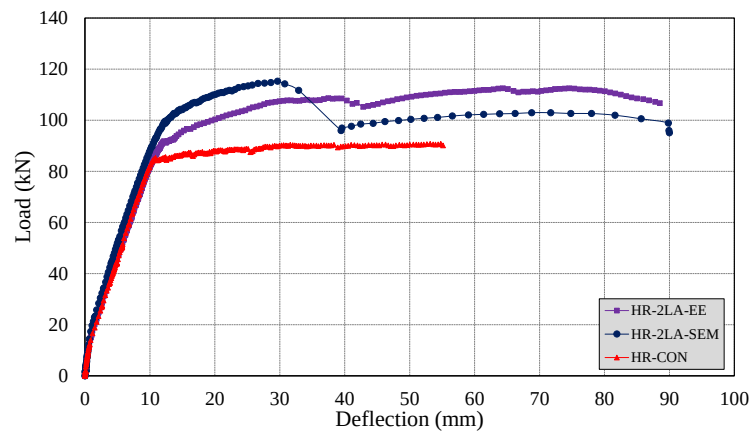
รูปที่ 3.1-83 ผลการทดสอบ – คานกลุ่ม C



รูปที่ 3.1-84 ผลการทดสอบ – คานกลุ่ม D



รูปที่ 3.1-85 ผลการทดสอบ – คานกลุ่ม E



รูปที่ 3.1-86 ผลการทดสอบ – คานกลุ่ม F

ตารางที่ 3.1-6: สรุปผลการทดสอบ

Groups	Beams	Ultimate load, P (kN)	Increase in ultimate load (%)	Mid span deflection (mm)
A	LR-CON	38.90	-	53.4
	LR-1LA	50.70	30.0	44.3
	LR-2LA	53.60	38.0	25.5
B	LR-1LB	61.90	59.0	56.6
	LR-2LB	72.60	86.0	53.7
C	LR-2LA-SE	56.50	45.0	50.0
	LR-2LA-SEM	56.80	46.0	69.9
	LR-2LA-EE	63.00	62.0	54.9
D	HR-CON	90.80	-	64.8
	HR-1LA	101.9	12.0	51.2
	HR-2LA	105.0	16.0	50.4
E	HR-1LB	110.0	21.0	66.2
	HR-2LB	119.3	31.0	44.9
F	HR-2LA-SEM	115.3	27.0	64.3
	HR-2LA-EE	112.5	24.0	29.6



รูปที่ 3.1-87 การรื้อตัวของคาน LR-CON



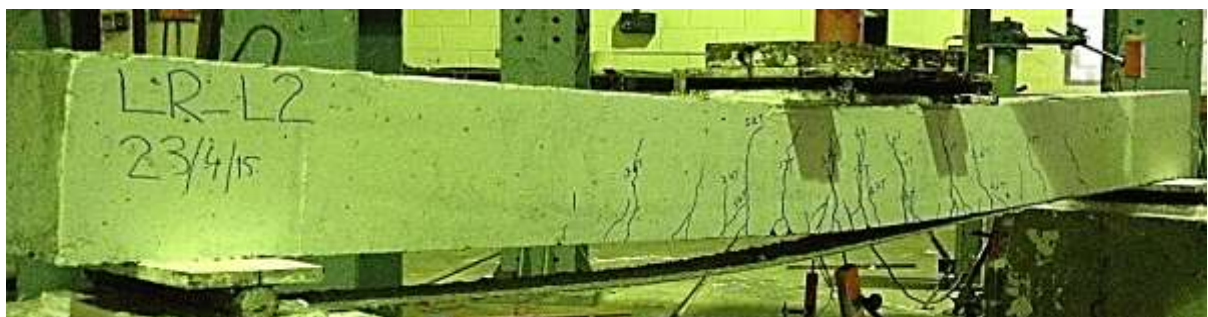
รูปที่ 3.1-88 การรื้อตัวของคาน HR-CON



รูปที่ 3.1-89 การวิบัติของคาน LR-1LA



รูปที่ 3.1-90 การวิบัติของคาน HR-1LA



รูปที่ 3.1-91 การวิบัติของคาน: LR-2L



รูปที่ 3.1-92 การวิบัติของคาน LR-2LA-SE



รูปที่ 3.1-93 การวิบัติของคาน LR-2LA-SEM



รูปที่ 3.1-94 การวิบัติของคาน HR-2LA-SEM



รูปที่ 3.1-95 การวิบัติของคาน LR-1LB



รูปที่ 3.1-96 การวิบัติของคาน LR-2LB

บทที่ 3.2

การทดสอบการเสริมกำลังของเสา

3.2.1 บทนำและวัตถุประสงค์ของการทดสอบเสา

ภาคเหนือตอนบนของประเทศไทยจัดเป็นพื้นที่ที่มีความเสี่ยงจากแผ่นดินไหวในระดับปานกลาง (moderate seismicity) เนื่องจากกฎหมายที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ถูกเริ่มบังคับใช้ในช่วงไม่ถึง 20 ปีที่ผ่านมา อาคารบ้านเรือนส่วนใหญ่ในบริเวณดังกล่าวจึงได้รับการออกแบบให้ต้านทานแรงในแนวตั้งได้อย่างเดียวโดยไม่ได้คำนึงถึงผลกระทบจากแรงแผ่นดินไหว ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวเมื่อวันที่ 5 พ.ค. 2557 ที่ อ.แม่ลาว จ.เชียงราย ซึ่งเป็นแผ่นดินไหวรุนแรงครั้งล่าสุดในประเทศ ปรากฏผลการสำรวจความเสียหายว่าอาคารขนาดเล็กที่มีความสูง 1 ถึง 2 ชั้นได้รับความเสียหายอย่างรุนแรงเป็นจำนวนมากกว่า 10,000 หลังคาเรือน โดยความเสียหายที่พบเกิดขึ้นกับเสาของอาคารเป็นหลัก ด้วยเหตุดังกล่าวอาคารในพื้นที่เสี่ยงภัยจึงควรได้รับการเสริมสมรรถนะในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยเร่งด่วน

การเสริมสมรรถนะในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับเสาอาคารด้วยการใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (Carbon Fiber Reinforced Polymer หรือ CFRP) Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) และ Aramid Fiber Reinforced Polymer (AFRP) เป็นวิธีการที่ได้รับความนิยมและเป็นที่ยอมรับทั่วไปโดยสากล ในวิธีการนี้เสาต้นที่ต้องการทำการปรับปรุงถูกพันรอบ (Wrap) ด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และอาศัยวัสดุจำพวก epoxy resin เพื่อประสานแผ่นแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เข้ากับเนื้อคอนกรีต ผลจากการโอบรัด (confinement effect) ของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่ถูกพันรอบเสาส่งผลทำให้คอนกรีตเสามีกำลังอัดและความเหนียวสูงขึ้นอย่างเป็นอย่างมาก ซึ่งจะส่งผลให้โครงสร้างโดยรวมมีสมรรถนะในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวดีขึ้นตามไปด้วย [Seible และคณะ, 1997; Xiao และ Wu, 2000; Bakis และคณะ, 2002; FIB Bulletin 24, 2003; Iacobucci และคณะ, 2003; Ilki และคณะ, 2008; Ozcan และคณะ, 2008; Fardis, 2009; ElGawady และคณะ, 2009; Ozcan และคณะ, 2010]

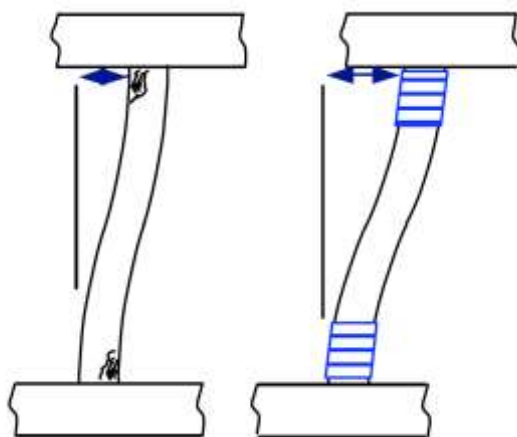
เมื่อพิจารณาในมุมมองของงานก่อสร้าง การใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีข้อดีตรงที่การก่อสร้างทำได้ง่ายและรวดเร็ว อีกทั้งยังรบกวนฟังก์ชันการใช้งานของอาคารน้อยเมื่อเทียบกับวิธีการเสริมกำลังประเภทอื่น ๆ อย่างไรก็ตามข้อเสียของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์นี้มีราคาสูง และอาจไม่จำเป็นสำหรับอาคารบ้านพักอาศัยหลังเล็ก ๆ สูงเพียง 1-2 ชั้น ที่ไม่ต้องการกำลังรับน้ำหนักมากเกินไป ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้นำเสนอวิธีทางเลือกคือใช้เส้นใยธรรมชาติในการเสริมกำลังโครงสร้าง โดยเส้นใยธรรมชาติมีราคาถูกกว่าเส้นใยสังเคราะห์ แต่ก็ให้กำลังที่ด้อยกว่าด้วย อย่างไรก็ตามกำลังที่ด้อยกว่านี้ ก็อาจเพียงพอต่อการที่จะต้านแผ่นดินไหวสำหรับอาคารประเภทนี้ได้ ที่ผ่านมาการศึกษาการใช้เส้นใยธรรมชาติในการเสริมความแข็งแรงโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กยังมีน้อยมาก อีกทั้งการศึกษาที่ผ่านมาพิจารณาแต่อาคารที่มีขนาดปานกลาง งานศึกษานี้จึงเป็นการบุกเบิกการศึกษาในประเทศไทย

วัสดุเส้นใยจากธรรมชาติเช่น ป่านศรนารายณ์ (sisal) และเส้นใยปอ (jute) เป็นวัสดุที่สามารถพบได้ทั่วไปในประเทศ ถึงแม้ว่าวัสดุเหล่านี้จะมีความแข็งแรงด้อยกว่าคาร์บอนไฟเบอร์ ราคาที่ต่ำกว่ามากถือเป็นข้อได้เปรียบในการนำวัสดุเหล่านี้มาประยุกต์ใช้เป็นทางเลือกในการซ่อมเสริมสมรรถนะของโครงสร้างเสาในการรับแรงแผ่นดินไหว จากผลการศึกษาในการนำแผ่นเส้นใยธรรมชาตินี้มาเสริมกำลังให้โครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กในบทก่อนหน้า และการศึกษาการเสริมกำลังด้านรับแรงอัดและคานที่มีการศึกษาอยู่บ้างในต่างประเทศ [Sen และ Reddy, 2013; Sen และ Paul, 2015; Padanattil, และคณะ, 2017] ชี้ให้เห็นว่า การเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาตินี้มีความเป็นไปได้ โดยแผ่นเส้นใยธรรมชาตินี้สามารถเพิ่มกำลังให้กับคานและการโอברัดให้โครงสร้างรับแรงอัดได้ โดยกำลังของโครงสร้างเพิ่มขึ้นสูงสุดได้เกือบ 2 เท่า อย่างไรก็ตาม เนื่องจากคานและเสาคอนกรีต มีพฤติกรรมที่แตกต่างกัน การศึกษาความเป็นไปได้จึงมีความแตกต่างกัน

ด้วยเหตุผลดังกล่าวคณะผู้วิจัยจึงได้ทำการทดสอบพฤติกรรมการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของเสาในห้องปฏิบัติการ ด้วยวิธีการทดสอบแบบวัฏจักรกึ่งสถิต (Quasi-static reversed cyclic loading test) โดยมีวัตถุประสงค์หลักเพื่อศึกษาความเป็นไปได้ในการนำเส้นใยธรรมชาติ เช่น ป่านศรนารายณ์ และเส้นใยปอมาใช้เป็นวัสดุทางเลือกแทนที่แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ โดยการศึกษานี้จะแบ่งการศึกษออกเป็น 2 กลุ่มใหญ่ คือ 1. เสาที่มีพฤติกรรมควบคุมโดยแรงดัดเป็นหลัก และ 2. เสาที่มีพฤติกรรมควบคุมโดยแรงเฉือนเป็นหลัก ในแต่ละกลุ่มนั้นจะประกอบไปด้วยเสาดันควบคุม และเสาที่มีการเสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาติ ในบทนี้กล่าวถึงรายละเอียดกระบวนการขั้นตอนการทดสอบต่อไป

3.2.2 การออกแบบเสริมกำลังโครงสร้างเสา

เมื่อโครงสร้างเสา-คานมีแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหว ทำให้เสาเกิดการเคลื่อนตัวทางข้าง ดังแสดงในรูปที่ 3.2-1 รอยร้าวเกิดขึ้นที่บริเวณโคนเสาด้านล่างและด้านบน ถ้าแรงแผ่นดินไหวมีความรุนแรงจนทำให้เหล็กเสริมในเสาเกิดการคราก รอยร้าวนี้พัฒนาไปเป็นจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinges) พฤติกรรมของเสาเหล่านี้จึงขึ้นอยู่กับกำลัง สถิตินิส และ ความเหนียวของจุดหมุนเหล่านี้ โดยปกติแล้ว โครงสร้างเสาในประเทศไทยไม่ได้พิจารณาออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว ทำให้กำลังสถิตินิส และ ความเหนียวของโครงสร้างเสาไม่เพียงพอ เนื่องจากเสามักจะพังในรูปแบบแรงเฉือน ดังนั้นการเสริมกำลังของเสาในการศึกษานี้จึงมุ่งไปที่การเพิ่มความสามารถรับแรงเฉือน ทำให้กำลังของจุดหมุนนี้เปลี่ยนจากการถูกควบคุมโดยแรงเฉือน เป็นแรงดัด



รูปที่ 3.2-1 การเคลื่อนตัวของเสาภายใต้แรงแผ่นดินไหว [FIB Bulletin 35, 2006]

ในการเพิ่มความสามารถรับแรงเฉือนของโครงสร้างคอนกรีตนั้นอาจทำได้โดยวิธีที่แสดงดังรูปที่ 3.2-2 โดยการนำไฟเบอร์มาพันรอบด้วย epoxy resin (1.2ก) เพื่อยึดให้ไฟเบอร์ติดกับคอนกรีต หรือจะใช้วิธีการพันเป็นตัว U shape ในกรณีของคาน (1.2ข) หรือจะใช้วิธีไฟเบอร์ชนิดแท่ง (Fiber rods) (1.2ค)



รูปที่ 3.2-2 เพิ่มความสามารถรับแรงเฉือนของโครงสร้างคอนกรีต (ก) พันรอบ (ข) U-shape (ค) Fiber rods [Bakis และ คณะ, 2002]

ประสิทธิภาพของการเสริมกำลังด้วยไฟเบอร์ข้างนอกโครงสร้างคอนกรีตเหล่านี้ นอกจากจะเพิ่มกำลังให้โครงสร้างอย่างไรแล้วยังขึ้นอยู่กับรูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นไม่ว่าจะเป็นการหลุดล่อนของไฟเบอร์ออกจากผิว ความสามารถในการรับแรงดึงของตัวไฟเบอร์ ซึ่งขึ้นอยู่กับว่าสิ่งใดเป็นตัวควบคุม

ในการออกแบบการเสริมกำลังเสาด้วยเส้นใยธรรมชาตินั้น คณะผู้วิจัยจะใช้หลักการเช่นเดียวกับการออกแบบเสริมกำลังด้วยแผ่น CFRP การเสริมกำลังนั้นจะพิจารณาตำแหน่งที่เกิดจุดหมุนพลาสติก ในองค์อาคารเสาทั่วไปคือบริเวณโคนเสาด้านล่างและด้านบน ดังแสดงในรูปที่ 3.2-3 ความสูงในการพันเสานั้นพิจารณาจากระยะการทาบทเหล็ก (L_s) ความสูงของจุด

หมุนพลาสติก (L_{c1} และ L_{c1} ; ความสูงของจุดหมุนพลาสติกหลักและอันดับสองตามลำดับ) ซึ่งความสูงของจุดหมุนพลาสติกนี้สามารถหาได้จากสมการที่แนะนำโดย Priestley และคณะ (1996) ดังนี้

$$L_p = 0.08L + 0.22f_y d_b \quad 3.2.1$$

โดยที่ L_p = ความสูงของจุดหมุนพลาสติก

L = ความสูงของ shear span

f_y = หน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กเสริมหลัก

d_b = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็ก

อย่างไรก็ดีสมการที่ 3.2.1 นั้นเป็นการคำนวณหาความยาวของจุดหมุนพลาสติก โดยไม่ได้ทำการพิจารณาผลของการโอบรัดเนื่องจากไฟเบอร์ Gu และคณะ (2012) แนะนำความยาวของจุดหมุนพลาสติก โดยได้ใช้สมการที่ 1.1 รวมกับผลของการโอบรัดเนื่องจากไฟเบอร์เข้าไป

$$L_p = 0.08L + 0.22f_y d_b + 3.028\lambda_f \text{ เมื่อ } 0 \leq \lambda_f < 0.1$$

$$\text{และ } L_p = 0.08L + 0.22f_y d_b + (0.51 - 2.30\lambda_f + 2.28\lambda_f^2)L \text{ เมื่อ } 0.1 \leq \lambda_f < 0.5$$

3.2.2

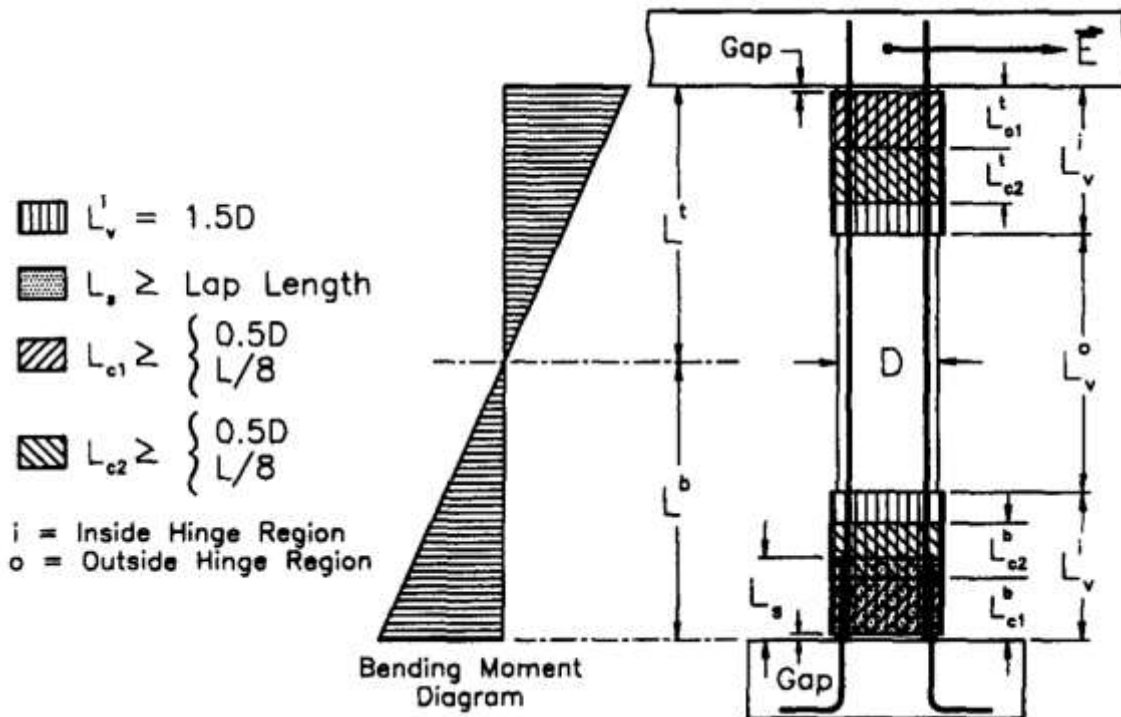
โดยที่ λ_f = อัตราส่วนการโอบรัดเนื่องจากไฟเบอร์

โดยสองเทอมแรกของสมการที่ 3.2.2 นี้มีค่าเท่ากับสมการที่ 3.2.1 และเพิ่มเทอมที่ 3 เพื่อพิจารณาถึงผลของการโอบรัดนี้ อย่างไรก็ตามสมการที่แนะนำนี้เกิดจากการศึกษาการเสริมกำลังของเสาที่มีหน้าตัดกลม ไม่ได้คำนึงถึงผลกระทบของการโอบรัดที่ลดลงเนื่องจากหน้าตัดสี่เหลี่ยม Jiang และคณะ (2014) ได้ขยายผลการศึกษาเพิ่มเติมจาก Gu และคณะ (2012) ในเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยม และเสนอให้ลดทอนเทอมที่ 3 ของสมการที่ 1.2 ด้วย $\left(\frac{2r}{D}\right)^{0.72}$

โดยที่ r = รัศมีความโค้งที่มุมเสา

D = ความลึกของเสา

จากการศึกษาของ Seible และคณะ, 1997 ได้แนะนำความสูงอยู่ที่ 1.5 เท่าของขนาดเสา และต้องไม่น้อยกว่าระยะหาคับกับจุดหมุนพลาสติกที่คำนวณได้จากสมการด้านบน อย่างไรก็ตามเพื่อให้สะดวกต่อการคำนวณและก่อสร้างตัวอย่างทดสอบในการศึกษานี้คณะผู้วิจัยได้เลือกความสูงของการพันเสาอยู่ที่ 2 เท่าของขนาดความกว้างเสา



รูปที่ 3.2-3 การเสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์ภายใต้แรงแผ่นดินไหว [Seible และคณะ, 1997]

ในการคำนวณหาความสามารถในการรับแรงเฉือนของโครงสร้างคอนกรีตนั้น โดยปกติแล้วเราจะทำการพิจารณาอย่างง่าย ๆ ว่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่แผ่นไฟเบอร์นั้นจะถูกสมมติให้กระทำในทิศทางแกนหลักของไฟเบอร์ แรงยึดเหนี่ยวระหว่างไฟเบอร์ และคอนกรีตมีสภาพที่ดี สามารถถ่ายเทแรงได้จนกระทั่งพัฒนาได้ถึงหน้าตัดประกอบ ความสามารถในการรับแรงเฉือนเนื่องจาก CFRP ของหน้าตัดสี่เหลี่ยมหาได้จาก [Seible และคณะ, 1997]

$$V_f = 2\varepsilon_j E_j n t_j D \quad 3.2.3$$

โดยที่ V_f = แรงเฉือนเนื่องจาก CFRP

ε_j = ความเครียดในการขยายตัวของเสา มีค่าเท่ากับ 0.004

E_j = Elastic modulus ของ CFRP

t_j = ความหนาของ CFRP

n = จำนวนรอบที่พันรอบเสา

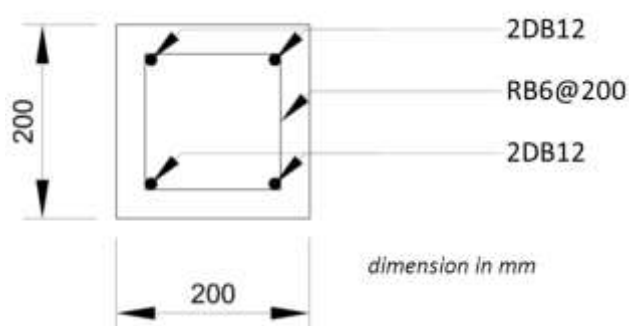
อนึ่งในการออกแบบการเสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาตินั้นจะใช้หลักการออกแบบเช่นเดียวกันกับ CFRP โดยเปลี่ยนคุณสมบัติของวัสดุจาก CFRP เป็นของเส้นใยธรรมชาติ

3.2.3 เสาต้นแบบและตัวอย่างทดสอบ (Prototype Column and Specimens)

กลุ่มอาคารที่พิจารณาในโครงการนี้คืออาคารขนาดเล็กที่มีความสูง 1 ถึง 2 ชั้น จากผลการสำรวจอาคารในบทก่อนหน้า พบว่าเสาโดยส่วนมากของกลุ่มอาคารที่พิจารณามีขนาดและเหล็กเสริม เป็นเสามีรูปตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 150-250 มม. เหล็กเสริมเอกหรือเหล็กเสริมตามยาวที่ใช้ นั้น เป็นเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 ถึง 16 มม. จำนวน 4-8 เส้น เส้นปลอกที่ใช้เป็นเหล็กกลมผิวเรียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มม. ที่ระยะห่าง 150-200 มม. ตลอดความสูงเสา ซึ่งระยะห่างของเหล็กปลอกนี้โดยปกติแล้วผู้ออกแบบพิจารณาจากวิธีการออกแบบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป คือ ระยะห่างเหล็กปลอกสำหรับเหล็กยื่นไม่เกิน 20 มม.พิจารณาจาก (1) ระยะห่างของเหล็กปลอกไม่เกิน 16 เท่าของขนาดเหล็กยื่น (2) ไม่เกิน 48 เท่าของขนาดเหล็กปลอก และ (3) ไม่เกินด้านแคบของหน้าตัดเสาหรือเส้นผ่านศูนย์กลางเสา

นอกจากนี้ผลการสำรวจอาคารยังระบุว่า (1) กำลังอัดระบุของคอนกรีต (specified concrete compressive strength, f'_c) ที่ใช้มีค่าระหว่าง 20 ถึง 24 MPa เกรด (2) ชั้นคุณภาพของเหล็กข้ออ้อยมีทั้ง SD30 และ SD40 ส่วนชั้นคุณภาพของเหล็กกลมผิวเรียบคือ SR24 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรม และ (3) พื้นที่อาณาเขตที่เสารับน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง (tributary area for gravity load) แปรผันระหว่าง 3.8 ถึง 10.3 ตร.ม. ซึ่งเมื่อคูณค่าพื้นที่ดังกล่าวด้วยขนาดน้ำหนักบรรทุกตายตัวและจรรยาพบว่าเสามีสัดส่วนการรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง ($P/f'_c A_g$) ประมาณ 15% ถึง 25%

จากข้อมูลการสำรวจดังกล่าว คณะผู้วิจัยได้ออกแบบตัวอย่างการทดสอบ โดยพิจารณาถึงการใช้ขนาดหน้าตัดอาคารเสาจริง เนื่องจากเสาขนาดจริงที่ทำการศึกษานี้มีขนาดที่สามารถทำการก่อสร้างที่ห้องปฏิบัติการได้ ดังนั้นเสาที่จะทำการทดสอบนั้นจึงเป็นเสาที่มีขนาดเท่ากับเสาที่ใช้ในอาคารจริง โดยมีสัดส่วนขนาดเสาต้นแบบต่อเสาจำลองอยู่ที่ 1:1 ดังนั้นเสาที่ทำการทดสอบมีหน้าตัดขนาด 200 × 200 มม. เสริมด้วยเหล็กตามยาวขนาด DB12 เกรด SD40 มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนขนาด RB6 เกรด SR24 ระยะห่าง 200 มม. หน้าตัดเสาที่ทำการทดสอบแสดงได้ในรูปที่ 3.2-4 คอนกรีตที่ใช้ในการหล่อตัวอย่างทดสอบถูกออกแบบให้มีกำลังอัดประลัยเท่ากับ 21 MPa สัดส่วนน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนเสา ($P/f'_c A_g$) ที่ใช้ในการทดสอบถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 20% คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบที่กล่าวถึงเหล่านี้เป็นค่าตัวแทนที่ได้จากการสำรวจอาคาร



รูปที่ 3.2-4 รูปตัดของเสาต้นแบบ

อย่างไรก็ตามเพื่อให้การทดสอบครอบคลุมลักษณะการวิบัติที่ตรวจพบในเหตุการณ์แผ่นดินไหว ตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในการศึกษาได้ถูกแบ่งออกเป็นสองกลุ่ม ได้แก่ (1) กลุ่มตัวอย่างที่มีพฤติกรรมควบคุมโดยแรงดัด และ (2) กลุ่มตัวอย่างที่มีพฤติกรรมควบคุมโดยแรงเฉือน กลุ่มตัวอย่างแรกใช้เป็นตัวแทนของเสาระหว่างชั้นที่ไม่มีผนังก่อเข้ามาชน และเสาที่ตั้งอยู่ในบริเวณพื้นที่เปิดโล่ง เสาในอาคารจริงเหล่านี้มีสัดส่วนระหว่างระยะเฉือนต่อความลึกหน้าตัด (shear span to depth ratio) ค่อนข้างสูง ดังนั้นเมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวการวิบัติของเสาจะถูกควบคุมโดยแรงดัดเป็นหลัก (flexurally dominated behavior) กลุ่มตัวอย่างที่สองใช้เป็นตัวแทนเสาเสาตอม่อหรือเสาระหว่างชั้นที่มีผนังเข้ามาชนแต่ไม่เต็มความสูงเสา ลักษณะดังกล่าวนี้จะทำให้สัดส่วนระหว่างระยะเฉือนต่อความลึกหน้าตัดมีค่าน้อย ดังนั้นเมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวการวิบัติของเสาจะถูกควบคุมโดยแรงดัดเป็นหลัก (shear dominated behavior)

ตารางที่ 3.2-1 แสดงให้เห็นถึงตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่ใช้ในการศึกษารวมถึงค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้อง จากตารางจะเห็นว่าตัวอย่างทดสอบถูกแบ่งออกเป็นสองกลุ่มตามที่ได้อธิบายไว้ก่อนหน้านี้ โดยในแต่ละกลุ่มประกอบด้วยตัวอย่างควบคุม (Control Specimen) จำนวน 1 ตัวอย่าง ตัวอย่างที่ใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในการเสริมสมรรถนะ (พันรอบเสา 2 รอบ) จำนวน 1 ตัวอย่าง ตัวอย่างที่ใช้ปานศรนารายณ์ในการเสริมสมรรถนะจำนวน 2 ตัวอย่าง (พันรอบเสา 2 และ 4 รอบ) และตัวอย่างที่ใช้เส้นใยปอในการเสริมสมรรถนะจำนวน 2 ตัวอย่าง (พันรอบเสา 2 และ 4 รอบ) ตำแหน่งการพันแผ่นเส้นใยเสริมกำลังนั้นกำหนดให้อยู่ที่บริเวณโคนเสา โดยมีความสูงของการพันเท่ากับ 400 มม. ซึ่งเป็นตำแหน่งที่เกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinges) โดยความสูงนั้นกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 2 เท่าของขนาดเสาตามที่ระบุไว้ในมาตรฐาน ACI318

ตารางที่ 3.2-1 ตัวอย่างทดสอบ

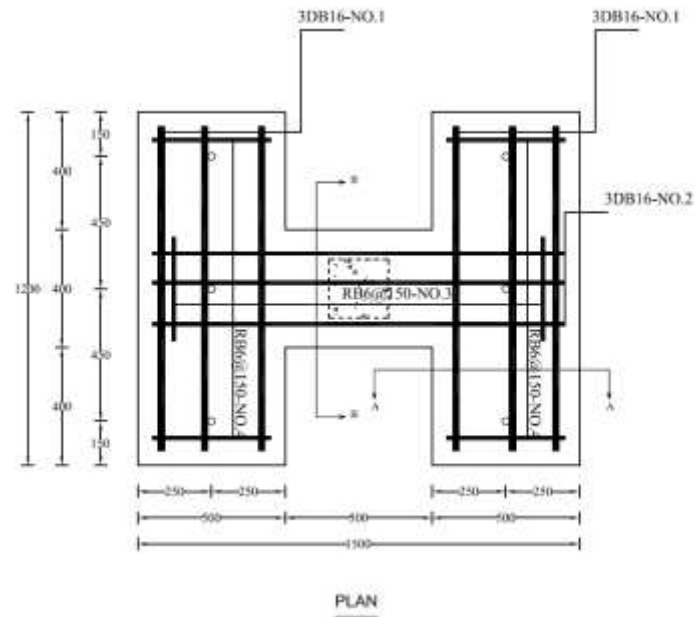
กลุ่มที่	ชื่อตัวอย่างทดสอบ*	วัสดุเสริมกำลัง	จำนวนรอบของวัสดุเสริมกำลัง (-)	สัดส่วนระหว่างระยะเฉือนต่อความลึกหน้าตัด (-)	หมายเหตุ
1	CL	ไม่มี	-	7.15	เสาควบคุม-แรงดัด
	CF2L	คาร์บอนไฟเบอร์	2	7.15	พันด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จำนวน 2 รอบ
	S2L	ปานศรนารายณ์	2	7.15	พันด้วยปานศรนารายณ์จำนวน 2 รอบ
	S4L	ปานศรนารายณ์	4	7.15	พันด้วยปานศรนารายณ์จำนวน 4 รอบ
	J2L	เส้นใยปอ	2	7.15	พันด้วยเส้นใยปอจำนวน 2 รอบ
	J4L	เส้นใยปอ	4	7.15	พันด้วยเส้นใยปอจำนวน 4 รอบ
2	CS	ไม่มี	-	2.35	เสาควบคุมแรงเฉือน-
	CF2S	คาร์บอนไฟเบอร์	2	2.35	พันด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จำนวน 2 รอบ
	S2S	ปานศรนารายณ์	2	2.35	พันด้วยปานศรนารายณ์จำนวน 2 รอบ
	S4S	ปานศรนารายณ์	4	2.35	พันด้วยปานศรนารายณ์จำนวน 4 รอบ
	J2S	เส้นใยปอ	2	2.35	พันด้วยเส้นใยปอจำนวน 2 รอบ
	J4S	เส้นใยปอ	4	2.35	พันด้วยเส้นใยปอจำนวน 4 รอบ

*ตัวหนังสือหน้าตัวเลขหมายถึงวัสดุเสริมกำลัง (C = control, CF = carbon fiber, S = sisal, J = jute)

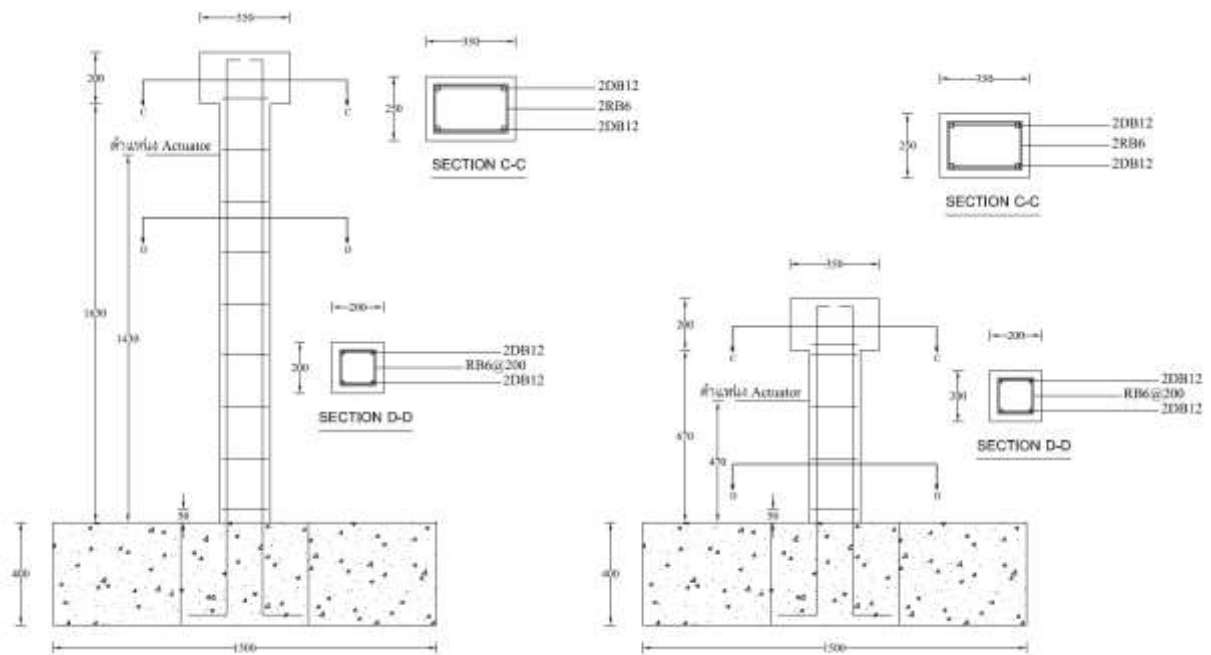
แบบรายละเอียดแสดงขนาดและหลักเสริมของตัวอย่างทดสอบถูกแสดงไว้ในรูปที่ 3.2-5 จากรูปจะเห็นว่าตัวอย่างทดสอบประกอบด้วยฐานราก (foundation block) เสากำลอง และ คานรัดหัวเสาด้านบน โดยคานรัดนี้มีไว้เพื่อยึดเข้ากับกระบอกไฮดรอลิก สำหรับการให้น้ำหนักบรรทุกทุกตามแนวดิ่ง

3.2.4 เส้นใยธรรมชาติ

แต่เดิมนั้นคณะผู้วิจัยได้วางแผนศึกษาการศึกษาเสริมกำลังเสานี้วัสดุเส้นใยจากธรรมชาติด้วยป่านศรนารายณ์ (sisal) และกัญชง (hemp) ตามที่ได้ศึกษาทดสอบเสริมกำลังในคาน ในบทก่อนหน้านี้ เนื่องจากในช่วงทำการศึกษาทดสอบเสานั้นกัญชงได้อยู่นอกฤดูกาล และขาดตลาด เพื่อไม่ให้เป็นการเสียเวลาในการศึกษา ดังนั้นในการศึกษาเสริมกำลังเสานี้วัสดุเส้นใยจากธรรมชาติที่ใช้ ได้แก่ ป่านศรนารายณ์ (sisal) และเส้นใยปอ (jute) โดยเส้นใยธรรมชาตินี้จะป็นลักษณะเส้นเล็ก ๆ เหมือนด้าย จากนั้นนำมาถักให้เป็นเชือกเส้นเล็ก ๆ เชือกแต่ละเส้นนี้ถูกนำมาเย็บถักรวมเข้าเป็นผืน มีความหนาของโดยเฉลี่ยอยู่ที่ 1.5 มม. ดังแสดงในรูปที่ 3.2-6 ในการเย็บเป็นผืนนั้นจะเย็บให้ได้ตามความกว้างและความยาวที่ต้องการ ป่านศรนารายณ์ และเส้นใยปอ แสดงได้ดังรูปที่ 3.2-6(ง) และ 3.2-6(จ) ซึ่งเส้นใยปอ จะมีสีเข้มกว่าเล็กน้อย



แปลนฐานราก



รูปที่ 3.2-5 แสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบทั้งที่มีพฤติกรรมควบคุมโดยแรงดัดและแรงเฉือน



(ก)



(ข)



(ค)



(ง)



(จ)

รูปที่ 3.2-6 เส้นใยธรรมชาติที่ใช้ในการศึกษา (ก) เส้นใย (ข) นำมาถักเป็นเชือก (ค) นำเชือกมาเย็บกันเป็นผืน (ง) ป่าน
ศรนารายณ์ (จ) เส้นใยปอ

3.2.5 วัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

3.2.5.1 คอนกรีต

การออกแบบสัดส่วนผสมคอนกรีตในงานวิจัยนี้ กำหนดให้มีสัดส่วนระหว่าง ซีเมนต์ ทราย หิน และน้ำดังแสดงในตารางที่ 3.2-2 ซึ่งอัตราส่วนผสมนี้เป็นคุณสมบัติเดียวกันกับตัวอย่างคานที่ทดสอบมาก่อนหน้านี้ โดยผลทดสอบกำลังอัดนั้นจะแสดงอยู่ในหัวข้อที่ ตารางที่ 3.2-4

ตารางที่ 3.2-2 สัดส่วนผสมของคอนกรีต

Component	Ratio	Kg per cubic meter of concrete
Cement	1.00	280
Fine Aggregate	2.56	717
Coarse Aggregate	4.22	1182
Water	0.78	218

3.2.5.2 เหล็กเสริม

เหล็กเสริมที่ใช้ในงานวิจัยนี้แบ่งเป็น 2 ชนิดตามขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม ซึ่งเหล็กทุก ๆ ชนิดจะนำมาทดสอบคุณสมบัติซึ่งเป็นไปตามมาตรฐาน ASTM 370 ที่แนะนำไว้ ตารางที่ 3.2-3 แสดงค่าเฉลี่ยของคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ได้จากการทดสอบทั้งหมด 3 ตัวอย่าง

ตารางที่ 3.2-3 คุณสมบัติของเหล็กเสริม

Material	Description	Yield Strength	Tensile Strength
		(MPa)	(MPa)
Steel	Tensile (DB12)	381	604
Steel	Tensile (RB6)	365	484

3.2.5.3 แผ่นเส้นใยธรรมชาติและ Epoxy resin

เนื่องจากการทดสอบหาแรงดึงของแผ่นเส้นใยธรรมชาตินั้น มีความยากในการจับยึดแผ่นทดสอบให้แน่น ทำให้ผลทดสอบที่ได้มีความคลาดเคลื่อนสูง ในที่นี้จึงใช้คุณสมบัติของแผ่นเส้นใยธรรมชาติที่ได้จากการทดสอบกำลังอัดของก้อนปูนมาตรฐาน 150x300 มม. ที่มีการพันด้วยเส้นใยธรรมชาติ ยึดเข้ากับลูกปูนด้วย Epoxy resin ตามที่ระบุไว้ใน การทดสอบคาน และคำนวณกลับมาเป็นคุณสมบัติของแผ่นเส้นใยธรรมชาติ การทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตที่เสริมด้วยเส้นใยธรรมชาติแสดงดังรูปที่ 3.2-7 และตารางที่ 3.2-4 ตามลำดับ



รูปที่ 3.2-7 การทดสอบก้อนปูนมาตรฐานที่มีการพันด้วยเส้นใยธรรมชาติ

ตารางที่ 3.2-4 คุณสมบัติของคอนกรีตที่มีการพันด้วยเส้นใยธรรมชาติ

Material	Description	Compressive Strength (MPa)	Ultimate Strain (10 ⁻⁶ mm/mm)
Concrete	ตัวอย่างที่ไม่มีการเสริมกำลัง	27.02	1,835
	พันด้วยป่านศรนารายณ์ 2 รอบ	44.70	21,472
	พันด้วยป่านศรนารายณ์ 4 รอบ	61.62	24,169
	พันด้วยเส้นใยปอ 2 รอบ	51.85	11,600
	พันด้วยเส้นใยปอ 4 รอบ	85.04	38,871
	พันด้วย CFRP 2 รอบ	56.71	7,307
	พันด้วย CFRP 4 รอบ	102.71	35,636

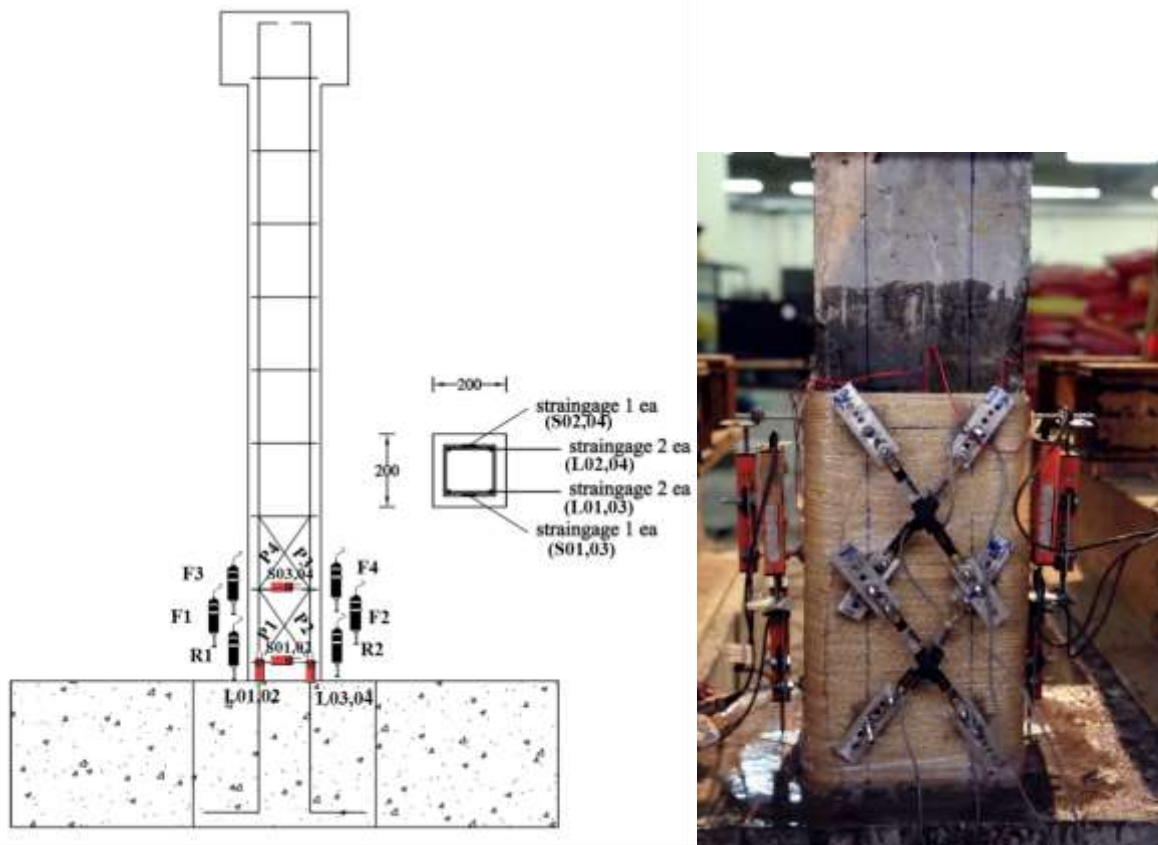
3.2.6 อุปกรณ์ตรวจวัด

อุปกรณ์ตรวจวัดชนิดต่าง ๆ ที่นำมาใช้สำหรับตรวจวัดผลตอบสนองเชิงโครงสร้างของตัวอย่างทดสอบเสถียรต่อแรงกระทำภายนอก ผลตอบสนองเชิงโครงสร้างที่ตรวจวัดมีดังต่อไปนี้

- แรงทางข้างที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบและระยะเคลื่อนที่ทางข้าง ณ ตำแหน่งที่ให้แรงกระทำ: แรงทางข้างถูกตรวจวัดโดยอาศัยโหลดเซลล์ (Load Cell) ที่ติดตั้งอยู่กับกระบอกไฮดรอลิก (Built-in) ในแนวราบ ส่วนระยะเคลื่อนที่ทางข้างถูกตรวจวัดโดยอาศัยเกจวัดระยะการเคลื่อนตัว (Displacement Transducer) ที่ติดตั้งอยู่กับกระบอกไฮดรอลิกในแนวราบเช่นเดียวกัน
- การเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ (deformation): ตัวอย่างทดสอบจะเสียรูปเนื่องจากถูกแรงกระทำ การเสียรูปดังกล่าวจะเกิดจากการดัด (flexure) การเฉือน (shear) การเลื่อนไถล (sliding) การโยกตัว (rocking) รูปที่ 3.2-8 แสดงประเภทและตำแหน่งของอุปกรณ์ที่ใช้ในการตรวจวัด จากรูปจะเห็นว่า (1) การเสียรูปภายใต้การดัดถูกตรวจวัดโดยอาศัยเกจวัดระยะการเคลื่อนตัว (LVDT) จำนวน 4 ตัว (ข้างละ 2 ตัว) ซึ่งถูกติดตั้งอยู่ที่บริเวณด้านข้างของเสาตัวอย่างทดสอบ เป็นระยะเหนือจากฐาน 100 และ 200 มม. (2) การเสียรูปภายใต้การโยกตัวได้ถูกวัดโดยอาศัย LVDT จำนวน 2 ตัว ซึ่งถูกติดตั้งอยู่ที่บริเวณด้านข้างของเสาตัวอย่างทดสอบเป็นระยะเหนือจากฐานเล็กน้อยที่ 50 มม. (3) การเสียรูปภายใต้การเฉือนถูกวัดโดยอาศัย PI gauge จำนวน 2 คู่ ซึ่งถูกติดตั้งอยู่บนเสาตัวอย่างทดสอบทิศทางขนานกับแรงกระทำ (4) การเสียรูปภายใต้การเลื่อนไถลถูกตรวจวัดโดยอาศัยเกจวัดระยะการเคลื่อนตัว (LVDT) จำนวน 1 ตัว

- ความเครียดในเหล็กเสริม (reinforcement strain): ความเครียดในเหล็กเสริมได้ถูกทำการตรวจวัดโดยอาศัยเกจวัดความเครียด (strain gauge) โดยอุปกรณ์ดังกล่าวได้ถูกติดตั้งลงในเหล็กเสริมสองประเภทได้แก่ เหล็กเสริมหลักตามแนวยาว และเหล็กปลอก ตามที่แสดงในรูปที่ 3.2-8

อุปกรณ์การตรวจวัดทั้งหมดจะส่งสัญญาณอนาล็อกมายังเครื่อง Data Logger ซึ่งจะทำหน้าที่แปลงสัญญาณดังกล่าวให้เป็นสัญญาณดิจิทัล เพื่อนำข้อมูลตรวจวัดบันทึกลงในเครื่องคอมพิวเตอร์



รูปที่ 3.2-8 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด

3.2.7 การเตรียมตัวอย่างทดสอบเสา

หลังจากการออกแบบตัวอย่างเสาสำหรับทดสอบแล้ว ทางคณะผู้วิจัยได้ดำเนินการก่อสร้างตัวอย่างทดสอบขึ้น สำหรับขั้นตอนในการเตรียมตัวอย่างทดสอบประกอบไปด้วยขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. การเตรียมเหล็กเสริมส่วนฐานราก และเหล็กเสริมส่วนเสา ในแต่ละตัวอย่างทดสอบ
2. การติดอุปกรณ์ อาทิเช่น Strain gauge เพื่อการตรวจวัด ตามตำแหน่งระบุไว้ในหัวข้อก่อนหน้า
3. การเตรียมแบบเทคอนกรีตส่วนฐานราก และการเทคอนกรีตส่วนฐานราก

4.การเตรียมแบบเทคอนกรีตส่วนเสา และการเทคอนกรีตส่วนเสา

ในการเตรียมตัวอย่างทางผู้วิจัยได้ทำการจัดเตรียมภายในพื้นที่ส่วนปฏิบัติการ ทั้งนี้เพื่อให้สามารถเตรียมการติดตั้งทดสอบได้อย่างมีประสิทธิภาพ และมีความสะดวกในการเคลื่อนย้าย โดยขั้นตอนการทำงานและวิธีปฏิบัติงานในแต่ละขั้นตอนแสดงดังรูปที่ 3.2-9

	
(ก) แสดงการเตรียมเหล็กฐานรากของเสา	(ข) แสดงการเข้าแบบฐานรากของเสา
	
(ค) แสดงการเตรียมเหล็กเสา	(ง) แสดงการเทคอนกรีตฐานราก
	
(จ) แสดงฐานรากของเสาที่เทคอนกรีตแล้ว	(ฉ) ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด ตามตำแหน่งที่ได้ออกแบบไว้
รูปที่ 3.2-9 แสดงขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบเสา	

	
(ข) เข้าแบบและเตรียมเทคอนกรีตเสา	(ข) เมื่อคอนกรีตเสาได้อายุทำการลบมุมทั้ง 4 ด้าน เพื่อลดการกระจุกตัวของความเค้น (Stress concentration)
	
(ฅ) ชั่ง epoxy resin ตามมาตรฐานผู้ผลิต	(ฅ) ผสม epoxy resin 2 ส่วนเข้าด้วยกัน
	
(ฎ) เสริมกำลังที่โคนเสาโดยการพันด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาติ โดยค่อยๆทา epoxy resin และรีดแผ่นไล่ฟองอากาศจนได้จำนวนรอบตามที่ต้องการ	(ฎ) ทำการรัดชั่วคราวด้วยไม้แบบ เพื่อเอบรัดป้องกันการคลายตัวขณะ epoxy resin ยังไม่ก่อตัว
รูปที่ 3.2-9 (ต่อ) แสดงขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบเสา	

	
(ฐ) เมื่อ epoxy resin แข็งตัวแล้ว (ไม่น้อยกว่า 7 วัน) ติดตั้งอุปกรณ์ต่าง ๆ ตามตำแหน่งที่ได้ออกแบบไว้	(ท) ยึดตัวอย่างเข้าห้องปฏิบัติการและหัวกระบอกระบบ Hydraulic actuator
รูปที่ 3.2-9 (ต่อ) แสดงขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบเสา	

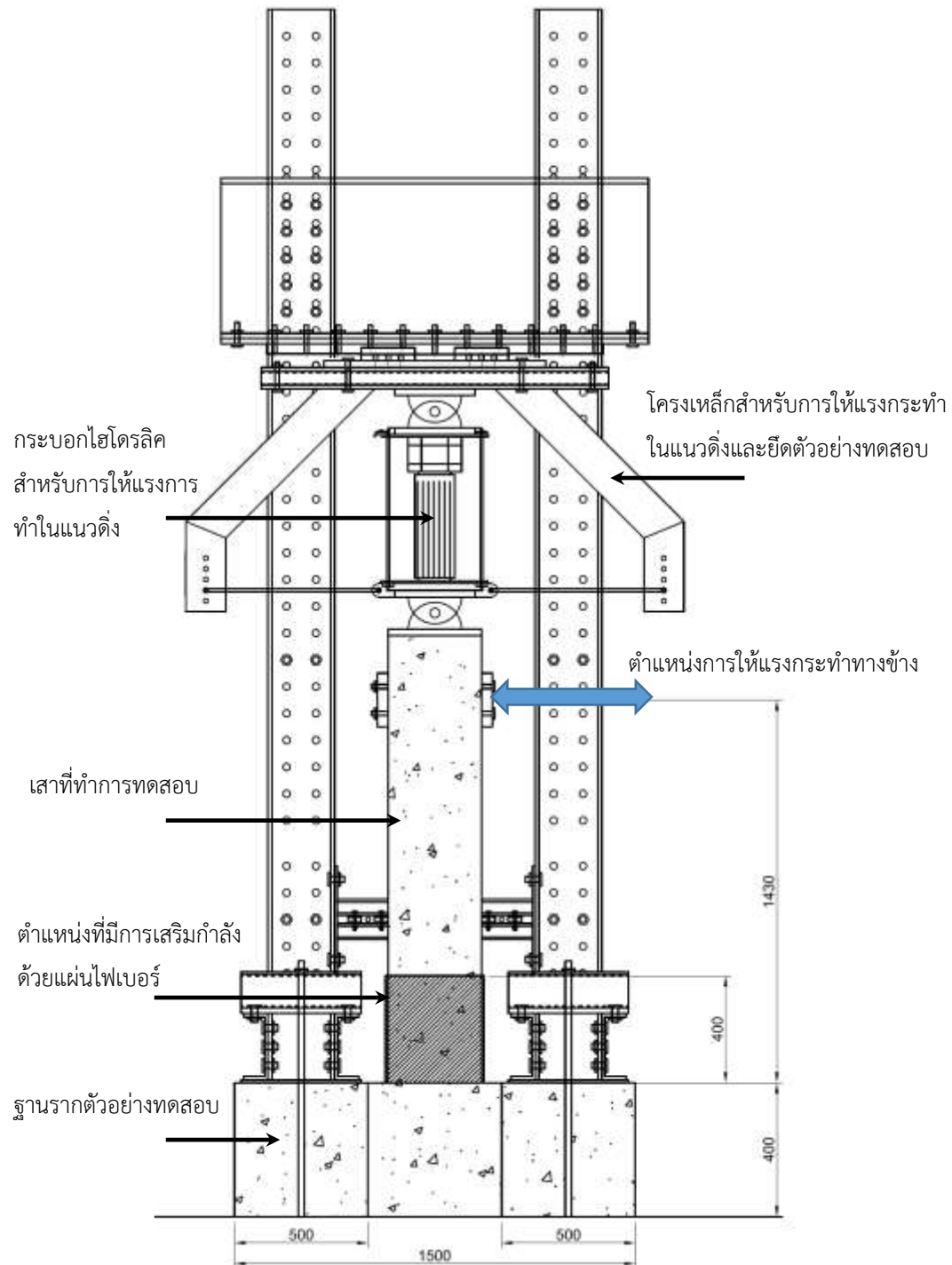
3.2.8 การทดสอบเสาและการให้น้ำหนักบรรทุกทางข้าง

เพื่อจำลองพฤติกรรมของเสาตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงแผ่นดินไหวนั้น คณะผู้วิจัยได้ให้แรงกระทำทางข้างแก่ตัวอย่างทดสอบด้วยวิธีแรงวัฏจักรกึ่งสถิต (Quasi-static cyclic loading test) การให้แรงในลักษณะนี้จะกระทำโดยกำหนดระยะการเคลื่อนที่ทางข้างของกระบอกระบบไฮดรอลิกที่ตำแหน่งจุดดัดกลับ (Inflection point) ของเสาในอาคาร ซึ่งเป็นตำแหน่งที่โมเมนต์ภายในมีค่าเป็นศูนย์ การติดตั้งการทดสอบแสดงดังรูปที่ 3.2-10 และ 3.2-11 สำหรับเสาตัวอย่างที่ควบคุมพฤติกรรมโดยแรงดัดและแรงเฉือนตามลำดับตามลำดับ

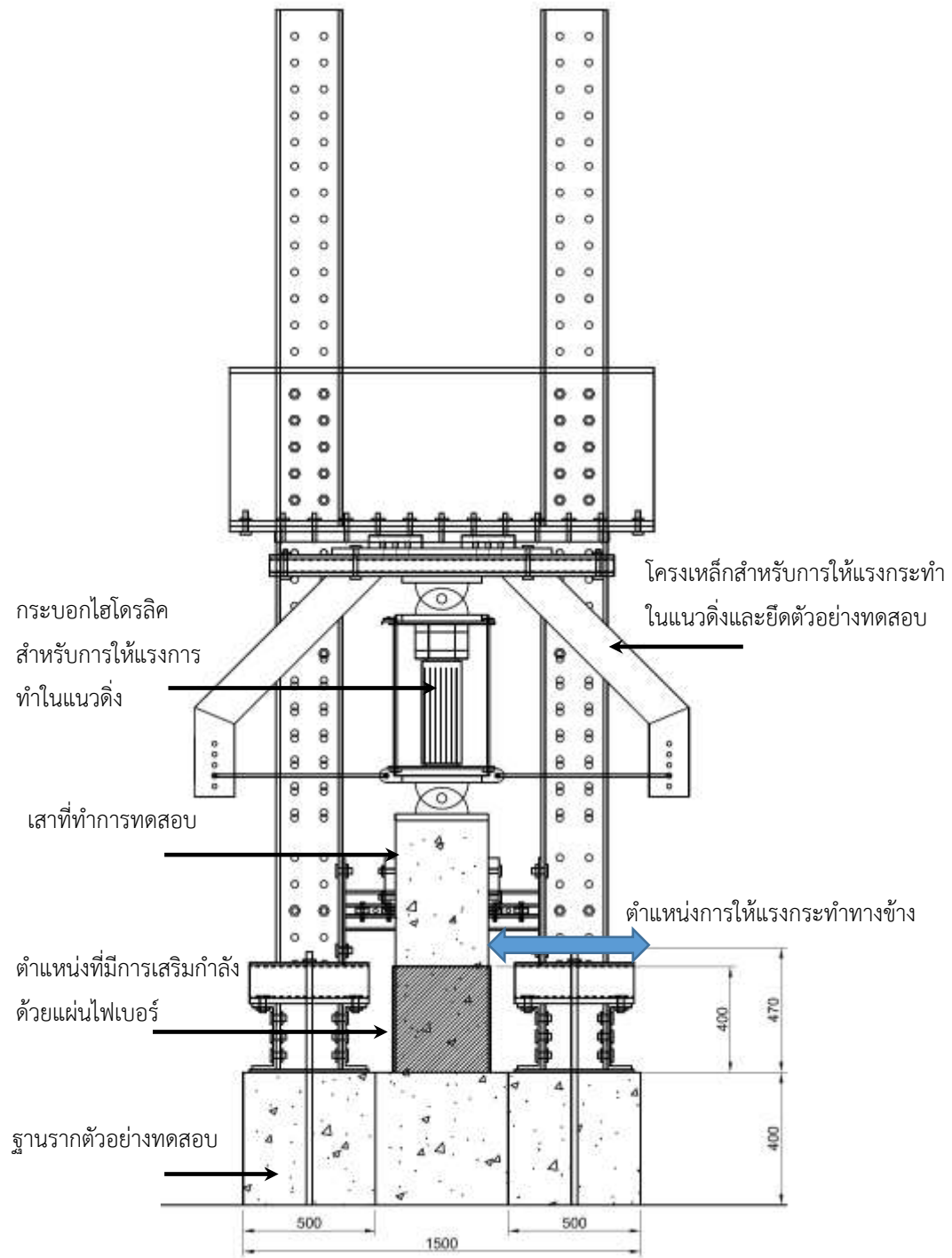
ในการทดสอบนั้นตัวอย่างทดสอบจะถูกยึดเข้ากับพื้นแข็งแรงแรง (Rigid floor) ในห้องปฏิบัติการด้วยโครงเหล็กดังที่แสดงอยู่ในรูป โดยโครงเหล็กนี้สามารถป้องกันการเคลื่อนตัวนอกระนาบ (out of plane) ซึ่งอาจทำให้ผลการทดลองมีความคลาดเคลื่อน ตัวอย่างทดสอบถูกให้แรงกระทำในแนวตั้งด้วยกระบอกระบบไฮดรอลิกก่อนเริ่มทำการทดสอบ การให้แรงทางข้างนั้นจะถูกควบคุมการโยกตัวทางข้างด้วยกระบอกระบบไฮดรอลิก Actuator ที่สามารถให้แรงกระทำทางข้างได้ ± 500 kN และยึดเข้าออกได้สูงสุดเท่ากับ ± 500 มม. ตำแหน่งการให้แรงทางข้างนั้นอยู่สูงจากฐานราก 1.43 เมตร และ 0.47 เมตร ซึ่งมีค่า Shear span to depth ratio เท่ากับ 7.15 และ 2.35 สำหรับตัวอย่างทดสอบที่มีพฤติกรรมควบคุมโดยแรงดัดและแรงเฉือนตามลำดับ

รูปที่ 3.2-12 แสดงระยะการเคลื่อนที่ทางข้างที่ใช้ในการทดสอบ ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (Story Drift Ratio) ที่แสดงในรูปหมายถึง อัตราส่วนระหว่างระยะการเคลื่อนที่ทางข้างของกระบอกระบบไฮดรอลิกต่อความสูง (h) ซึ่งวัดจากหลังฐานรากถึงศูนย์กลางของกระบอกระบบไฮดรอลิก จากรูปจะเห็นว่าตัวอย่างทดสอบจะถูกดึงและดันกลับไปกลับมา ไปตามเส้นทางแบบวัฏจักร (Loading History) ที่กำหนดในรูป โดยผลักปลายเสาและดึงย้อนกลับครบรอบอย่างช้า ๆ ที่ทุก ๆ ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์

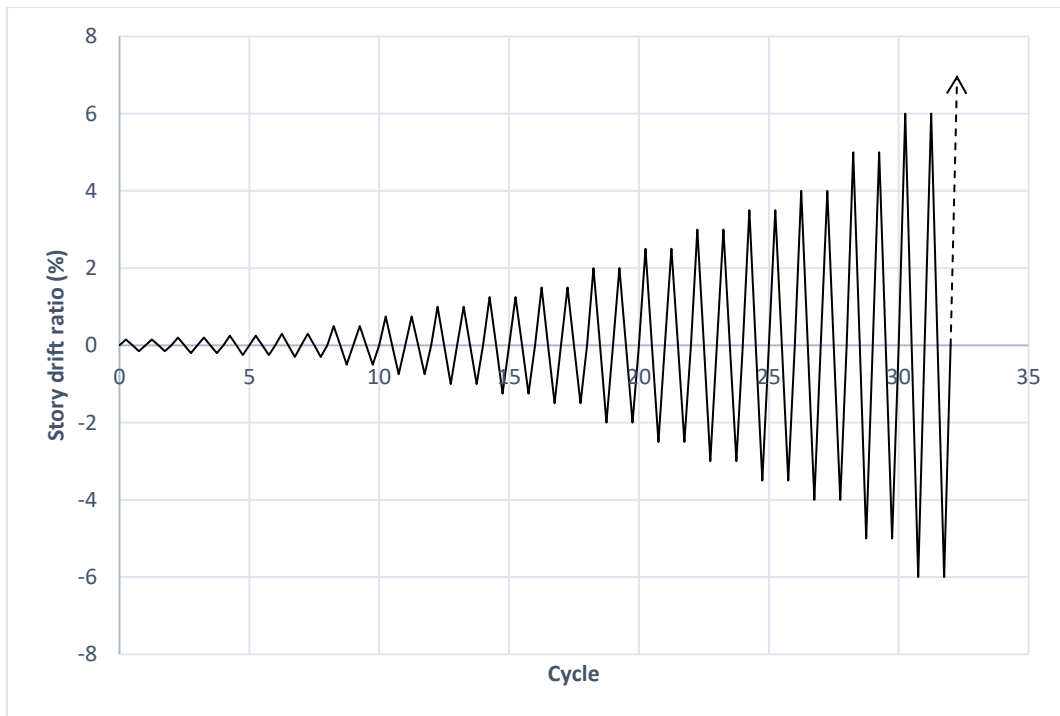
(Story Drift) เท่ากับ $\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 0.75\%$,... $\pm 10\%$ หรือจนกว่าตัวอย่างทดสอบจะพังจนไม่สามารถทดสอบต่อไปได้ โดยตัวอย่างทดสอบจะถูกดึงและดันทั้งหมดเป็นจำนวน 2 รอบเพื่อประเมินเสถียรภาพ



รูปที่ 3.2-10 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบที่มีพฤติกรรมควบคุมโดยแรงดัด



รูปที่ 3.2-11 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบที่มีพฤติกรรมควบคุมโดยแรงเฉือน



รูปที่ 3.2-12 แสดงการให้การเคลื่อนตัวทางข้างของตัวอย่างทดสอบ (Loading History)

บทที่ 3.3

ผลการทดสอบสำหรับกลุ่มตัวอย่างทดสอบที่ 1

3.3.1 รอยแตกร้าวและรูปแบบความเสียหาย (Crack and Damage Pattern)

ตัวอย่างทดสอบ CL เป็นตัวอย่างทดสอบที่ใช้ศึกษาพฤติกรรมการรับแรงทางช้างที่ถูกควบคุมโดยการวิบัติภายใต้การดัด (flexural failure) รูปที่ 3.3-1 แสดงภาพถ่ายตัวอย่างทดสอบที่ระยะเคลื่อนทางช้างต่าง ๆ จากภาพจะเห็นได้ว่าที่ระยะเคลื่อนที่ทางช้าง $\pm 0.50\%$ รอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (flexural crack) ได้เกิดขึ้นเป็นครั้งแรกที่ความสูงจากโคนเสาเป็นระยะ 300 มม. โดยประมาณ ความกว้างและจำนวนของรอยร้าวชนิดนี้ได้ถูกตรวจพบมากขึ้นเรื่อย ๆ ตามขนาดของระยะเคลื่อนที่ทางช้างที่เพิ่มมากขึ้น ที่ระยะการเคลื่อนตัวทางช้าง $\pm 4.00\%$ คอนกรีตที่บริเวณโคนเสาเริ่มเกิดการแตกกะเทาะ (spalling) จนกระทั่งที่ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 5.00\%$ ได้มีการตรวจพบการเกิดการโก่งตัวของเหล็กเสริมตามเอก และยังพบการแตกกะเทาะของคอนกรีตอย่างรุนแรงเป็นแนวยาวประมาณ 200 ถึง 400 มม. ข้อสังเกตทั้งหมดข้างต้นแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างทดสอบเกิดการเสียรูปในโหมดการดัดเป็นหลัก นอกจากนี้ยังสังเกตเห็นได้ว่าความเสียหายโดยส่วนใหญ่กระจายตัวจากโคนเสาขึ้นไปทางหัวเสาเป็นระยะทางประมาณสองเท่าของความลึกหน้าดัด ซึ่งแสดงให้เห็นว่าจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) ได้พัฒนาขึ้นในบริเวณดังกล่าว อย่างไรก็ตามรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดเฉือน (flexure-shear crack) ซึ่งเป็นรอยร้าวในแนวทแยงได้ถูกตรวจพบบนตัวอย่างทดสอบที่ระยะเคลื่อนที่ทางช้าง $\pm 3.00\%$ ทั้งนี้ความกว้างของรอยร้าวที่ตรวจพบไม่ได้ขยายตัวกว้างขึ้นตามระยะเคลื่อนที่ทางช้างที่เพิ่มมากขึ้นแต่อย่างใด

ตัวอย่างทดสอบ 2CFRP_L เป็นตัวอย่างทดสอบที่ใช้ศึกษาความสามารถของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในการเสริมสมรรถนะการต้านทานแรงแผ่นดินไหว ส่วนตัวอย่างทดสอบ 2S_L, 4S_L, 2JL, และ 4J_L เป็นตัวอย่างทดสอบที่ใช้ศึกษาวัสดุทางเลือกซึ่งมีอยู่ในประเทศไทย ภาพถ่ายแสดงความเสียหายที่เกิดขึ้นแก่ตัวอย่างทดสอบที่ระยะเคลื่อนทางช้างต่าง ๆ ได้ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 3.3-2 ถึง 3.3-6 จากการสังเกตพบว่าตัวอย่างทดสอบทั้งห้ามีรูปแบบความเสียหายคล้ายคลึงกัน ที่ระยะการเคลื่อนที่ทางช้างประมาณ 0.75% ถึง 1% ตัวอย่างทดสอบเกิดรอยร้าวเนื่องจากการดัดที่ระยะความสูงจากขอบบนของแผ่นเสริมกำลังประมาณ 100 ถึง 200 มม. และรอยแตกร้าวประเภทนี้ได้เพิ่มจำนวนและความรุนแรงมากขึ้นตามระยะการเคลื่อนที่ทางช้างที่เพิ่มขึ้น ที่ระยะการเคลื่อนที่ทางช้าง $\pm 3\%$ โดยประมาณ จะสามารถสังเกตเห็นการแยกตัวของโคนเสาออกจากฐานรากจนทำให้เกิดช่องว่าง (Gap) ที่บริเวณดังกล่าว ซึ่งขนาดของช่องว่างดังกล่าวมีการขยายตัวเพิ่มขึ้นตามระยะการเคลื่อนที่ทางช้างที่เพิ่มขึ้น ผลการสังเกตความเสียหายด้วยตาเปล่าสำหรับตัวอย่างทดสอบทุกตัวในกลุ่มที่ 1 ได้ถูกสรุปไว้ในตารางที่ 3.3-1

ภายหลังจากการทดสอบแล้วเสร็จความเสียหายต่อตัวอย่างทดสอบที่บริเวณโคนเสาได้ถูกทำการสำรวจอย่างละเอียด เพื่อวัตถุประสงค์ดังกล่าวแผ่นเสริมกำลังชนิดต่างๆ ได้ถูกทำการรื้อถอนออกจากตัวอย่างทดสอบ รูปที่ 3.3-7 แสดงภาพถ่ายความเสียหายที่บริเวณโคนเสาของตัวอย่างทดสอบทั้งหมดในกลุ่มที่ 1 สำหรับตัวอย่างทดสอบ CL ซึ่งเป็นตัวอย่าง

ควบคุมจะสามารถสังเกตเห็นได้ว่าคอนกรีตที่บริเวณจุดหมุนพลาสติกเกิดความเสียหายอย่างรุนแรง นอกจากนี้ยังตรวจพบว่า เหล็กเสริมเอกในบริเวณเดียวกันเกิดการโก่งเดาะ (buckling) และฉีกขาด (fracture) สำหรับตัวอย่างทดสอบที่เหลือซึ่งเป็น ตัวอย่างทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลัง ผลการตรวจสอบปรากฏว่ารูปแบบความเสียหายของตัวอย่างเหล่านี้มีความคล้ายคลึง กัน กล่าวคือคอนกรีตหุ้มผิวเกิดการหลุดร่อน ในขณะที่คอนกรีตภายในแกนเสา (core concrete) ยังคงสภาพค่อนข้างดีและ ไม่มีรอยแตกกว้างในแนวทแยง ทั้งนี้ไม่ตรวจพบการโก่งเดาะและฉีกขาดของเหล็กเสริมแต่อย่างใด ซึ่งแสดงให้เห็นถึง ผลประโยชน์จากการโอบรัดของวัสดุเสริมกำลังต่อการบรรเทาความเสียหายที่เกิดขึ้นในบริเวณจุดหมุนพลาสติก

ผลการตรวจสอบรอยแตกกว้างและรูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบในกลุ่มที่ 1 แสดงให้เห็นว่าตัวอย่างทดสอบ ทั้งหมดมีลักษณะการวิบัติแบบคัตเป็นหลัก ความเสียหายที่เกิดขึ้นในบริเวณโคนเสาซึ่งเป็นบริเวณที่รับโมเมนต์ดัดสูงสุดมีความ รุนแรงลดน้อยลงในตัวอย่างทดสอบที่มีการเสริมกำลังซึ่งเป็นผลมาจากการโอบรัด (confinement) ของวัสดุเสริมกำลัง นอกจากนี้ยังพบว่าความเสียหายที่เกิดกับตัวอย่างทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลังมีความรุนแรงใกล้เคียงกันโดยไม่ขึ้นอยู่กับวัสดุที่ ใช้ในการเสริมกำลังแต่อย่างใด

ตารางที่ 3.3-1 ระยะเคลื่อนที่ทางข้างสัมพัทธ์ (%) ที่ตรวจพบความเสียหายประเภทต่างๆ บนตัวอย่างทดสอบในกลุ่มที่ 1 โดย อาศัยวิธีการสังเกตด้วยตาเปล่า

รูปแบบของความเสียหาย	ตัวอย่างทดสอบ					
	CL	CF2L	S2L	S4L	J2L	J4L
รอยร้าวเนื่องจากแรงดัด ที่บริเวณโคนเสา	0.50±%	*	*	*	*	*
รอยร้าวแบบคัตเฉียง ที่บริเวณโคนเสา	±3.00%	*	*	*	*	*
การกะเทาะของคอนกรีต ที่บริเวณโคนเสา	±4.00%	*	*	*	*	*
การโก่งเดาะของเหล็กเสริมเอก ที่บริเวณโคนเสา	±5.00%	*	*	*	*	*
รอยร้าวเนื่องจากแรงดัด ที่บริเวณเหนือแผ่นเสริมกำลัง	ไม่พบ	±1.00%	±1.00%	±0.75%	±1.00%	±0.75%
การเกิดช่องว่าง ที่บริเวณรอยต่อฐานเสา	ไม่พบ	±3.00%	±3.00%	±3.00%	±3.00%	±3.00%

*ไม่สามารถสังเกตได้ระหว่างทำการทดสอบเนื่องจากมีแผ่นเสริมกำลังขวางอยู่



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.30\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.75\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$

รูปที่ 3.3-1 ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CL



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.50\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.75\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$

รูปที่ 3.3-1 (ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CL



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 4.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 5.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 6.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 7.00\%$

รูปที่ 3.3-1 (ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CL



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.15\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$

รูปที่ 3.3-2 ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CF2L



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 5.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 6.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 7.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 8.00\%$

รูปที่ 3.3-2 ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CF2L



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.15\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$

รูปที่ 3.3-3 ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ S2L



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 5.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 6.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 7.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 8.00\%$

รูปที่ 3.3-3 (ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ S2L



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.15\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$

รูปที่ 3.3-4 ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ S4L



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 5.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 6.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 7.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 8.00\%$

รูปที่ 3.3-4 (ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ S4L



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.15\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$

รูปที่ 3.3-5 ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ J2L



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 5.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 6.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 7.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 8.00\%$

รูปที่ 3.3-5 (ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ J2L



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.15\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$

รูปที่ 3.3-6 ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางช้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ J4L



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 4.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 5.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 6.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 8.00\%$

รูปที่ 3.3-6 (ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ J4L



(ก) ตัวอย่างทดสอบ CL



(ข) ตัวอย่างทดสอบ CF2L



(ค) ตัวอย่างทดสอบ S2L

รูปที่ 3.3-7 ภาพถ่ายความเสียหายที่บริเวณจุดหมุนพลาสติกของตัวอย่างทดสอบในกลุ่มที่ 1 ภายหลังจากทดสอบแล้วเสร็จ



(ง) ตัวอย่างทดสอบ S4L



(จ) ตัวอย่างทดสอบ J2L

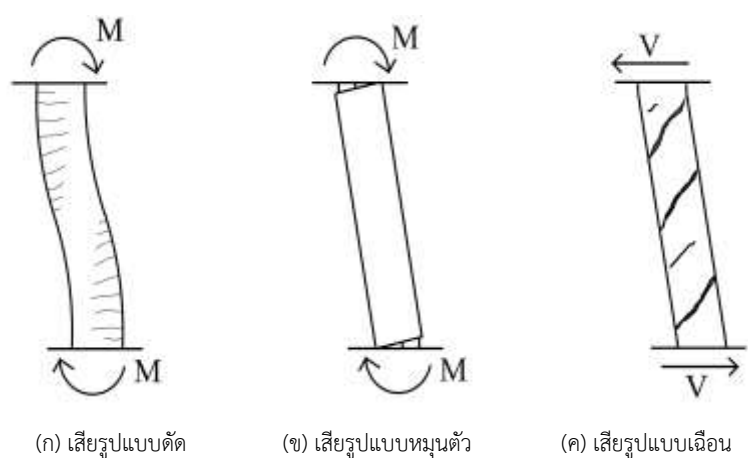


(ฉ) ตัวอย่างทดสอบ J4L

รูปที่ 3.3-7 (ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่บริเวณจุดหมุนพลาสติกของตัวอย่างทดสอบในกลุ่มที่ 1 ภายหลังจากการทดสอบแล้วเสร็จ

3.3.2 ลักษณะการเสียรูปภายใต้แรงกระทำทางข้าง (Lateral Deformation Modes)

โครงสร้างเสาจะเกิดการเคลื่อนที่ทางข้างในขณะที่รับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ซึ่งการเคลื่อนที่ดังกล่าวเกิดจากการเสียรูปทางข้าง (lateral deformation) ในรูปแบบต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 3.3-8 จากรูปจะเห็นได้ว่าการเสียรูปทางข้างสามารถเกิดได้ในสามลักษณะประกอบด้วย การเสียรูปเนื่องจากการดัด (flexural deformation) การเสียรูปเนื่องจากการเฉือน (shear deformation) และการเสียรูปเนื่องจากการหมุนตัวซึ่งเป็นผลสืบเนื่องมาจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมเอก (rocking due bar slip) เมื่อคำนึงถึงความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว การเสียรูปเนื่องจากการดัดถือเป็นการเสียรูปที่ดีที่สุด เนื่องจากเสาจะสามารถเคลื่อนที่ทางข้างได้เป็นระยะทางมากโดยไม่เสียกำลัง (มีความเหนียวมาก) ในขณะที่เดียวกันการเสียรูปเนื่องจากการเฉือนเป็นการเสียรูปที่แย่ที่สุด เนื่องจากเสาจะเกิดการเสื่อมถอยของสตีเฟนและกำลังรับแรงทางข้างอย่างรวดเร็วภายใต้การเสียรูปชนิดนี้ ด้วยเหตุผลทั้งหมดที่กล่าวข้างต้น ค่าของสัดส่วนของการเคลื่อนที่ทางข้างที่เกิดจากการเสียรูปในแต่ละลักษณะจะช่วยให้สามารถเข้าใจถึงพฤติกรรมของเสาภายใต้แรงทางข้างได้ดียิ่งขึ้น เพื่อทำการตรวจวัดลักษณะการเสียรูปเหล่านี้ ผู้ทดสอบจึงได้ทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดต่างๆ ลงบนตัวอย่างทดสอบ ข้อมูลที่ได้จากอุปกรณ์ตรวจวัดเหล่านี้ ได้ถูกนำมาศึกษาโหมดการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบดังอธิบายด้านล่าง



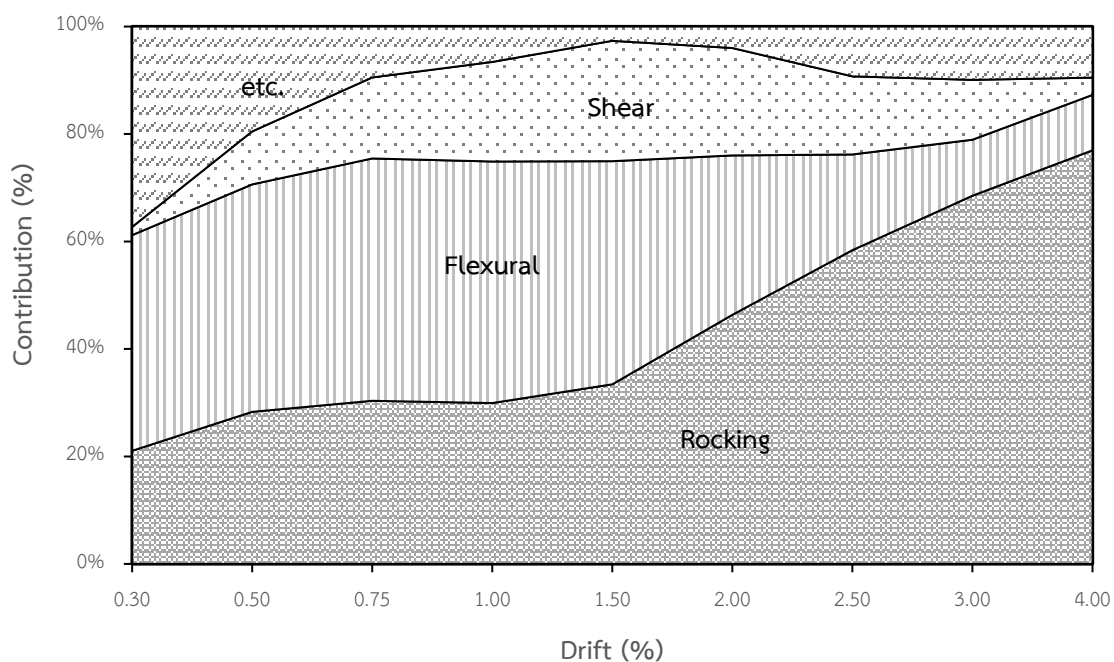
รูปที่ 3.3-8 การเสียรูปทางข้างของเสา

รูปที่ 3.3-9 แสดงสัดส่วนของการเสียรูปที่ระยะเคลื่อนที่ต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CL รูปนี้แสดงค่าสัดส่วนของการเสียรูปในโหมดดัด เฉือน และหมุนตัว เป็นร้อยละของการเสียรูปทั้งหมดที่เกิดขึ้น สังเกตว่าเครื่องมือสำหรับตรวจวัดการเสียรูปเนื่องจากการดัดและเฉือนไม่ได้ถูกติดตั้งตลอดความสูงเสาแต่ถูกติดตั้งในบริเวณฐานเสาซึ่งเป็นบริเวณที่คาดว่าจะเกิดจุดหมุนแบบพลาสติก ด้วยเหตุดังกล่าวสัดส่วนของการเสียรูปแบบดัดและเฉือนที่แสดงในรูปจึงแสดงให้เห็นถึงการเสียรูปในจุดหมุนแบบพลาสติกเท่านั้น จากรูปจะสังเกตเห็นได้ว่า ที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่ำกว่า 0.5% ตัวอย่างทดสอบ CL เกิดการเสียรูปใน

โหม้ดการดัดและหมุนตัวเป็นหลัก แต่เมื่อระยะเคลื่อนที่ทางข้างเพิ่มมากขึ้นกลับพบว่าสัดส่วนของการเสียรูปในโหม้ดการเฉือนมีค่าเพิ่มมากขึ้นซึ่งสอดคล้องกับการตรวจพบรอยแตกร้าวในแนวทแยงมุมในตัวอย่างทดสอบตามที่กล่าวถึงก่อนหน้า

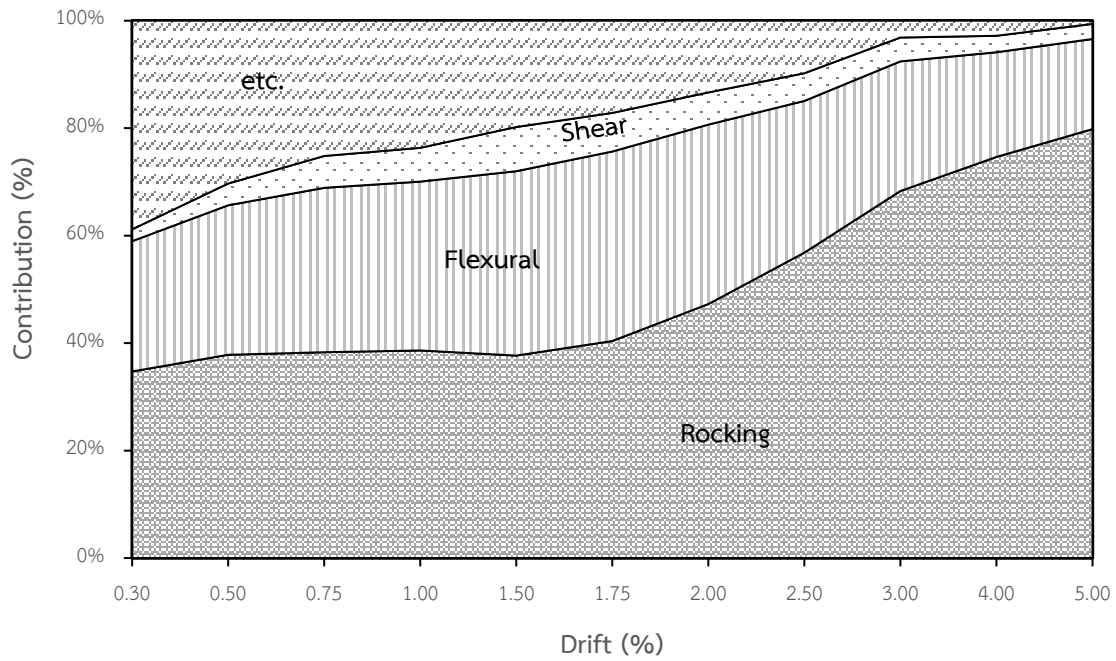
รูปที่ 3.3-10 แสดงสัดส่วนของการเสียรูปที่ระยะเคลื่อนที่ต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CF2L จากรูปจะเห็นได้ว่าสัดส่วนการเสียรูปมีความคล้ายคลึงกับตัวอย่างทดสอบก่อนหน้ายกเว้นสัดส่วนของการเสียรูปแบบเฉือนที่ลดต่ำลงอย่างมีนัยสำคัญ ซึ่งข้อสังเกตนี้สอดคล้องกับการที่ไม่ตรวจพบรอยร้าวในแนวทแยงบนตัวอย่างทดสอบ CF2L ตามที่ได้กล่าวถึงก่อนหน้า

รูปที่ 3.3-11 ถึง 3.3-14 แสดงสัดส่วนของการเสียรูปที่ระยะเคลื่อนที่ต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ S2L S4L F2L และ F4L ตามลำดับ จากรูปจะเห็นได้ว่าวัสดุเสริมกำลังทางเลือกที่ถูกทำการทดสอบสามารถลดสัดส่วนของการเสียรูปแบบเฉือนได้เช่นเดียวกับการใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ สัดส่วนการเสียรูปแบบดัดของตัวอย่างทดสอบทั้งสี่ตัวอย่างมีค่าโดยประมาณ 15% ถึง 25% ตลอดการระยะการเคลื่อนที่ทางข้าง ซึ่งอยู่ในพิสัยเดียวกับตัวอย่างทดสอบ CF2L



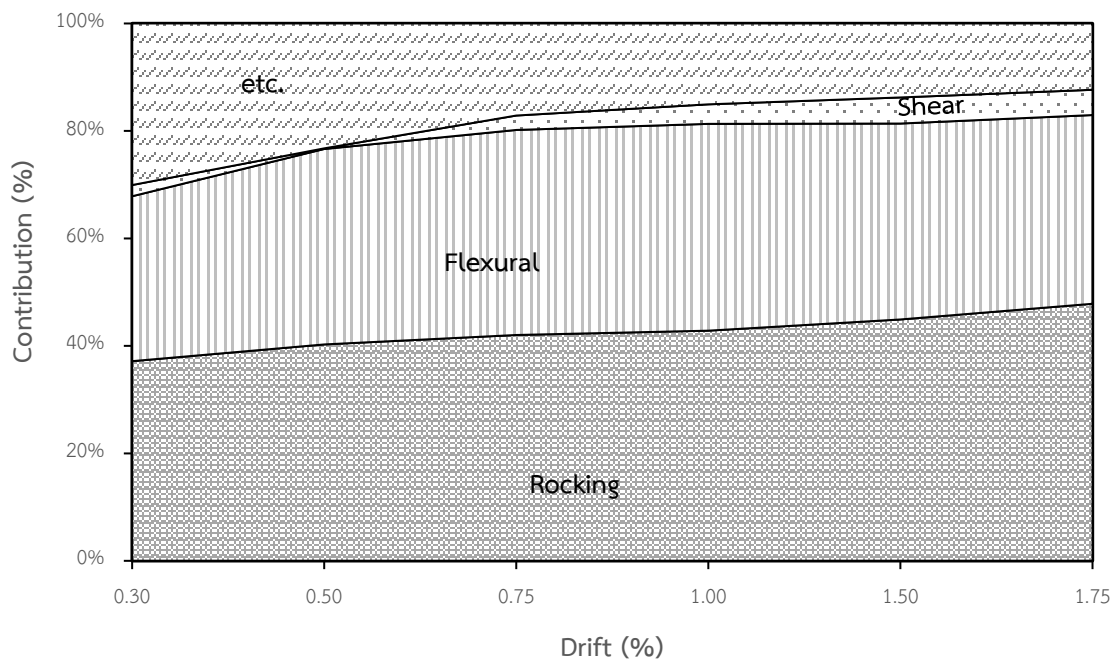
รูปที่ 3.3-9 สัดส่วนการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ CL

etc. หมายถึงสัดส่วนการเสียรูปนอกบริเวณที่ทำการตรวจวัด



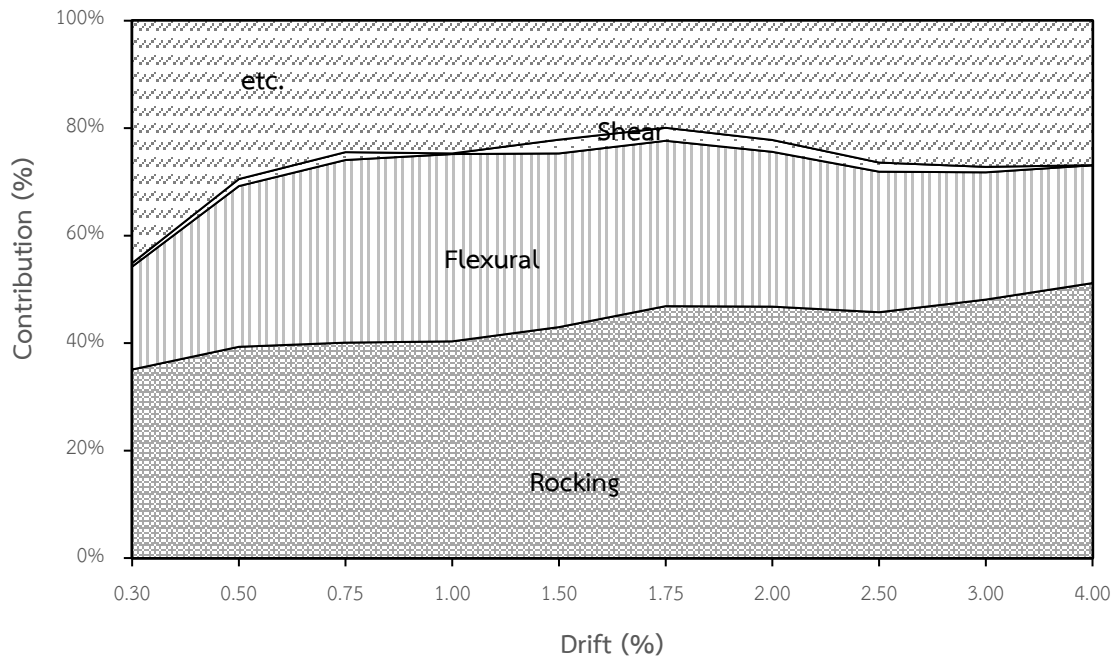
รูปที่ 3.3-10 สัดส่วนการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ CF2L

etc. หมายถึงสัดส่วนการเสียรูปนอกบริเวณที่ทำการตรวจวัด

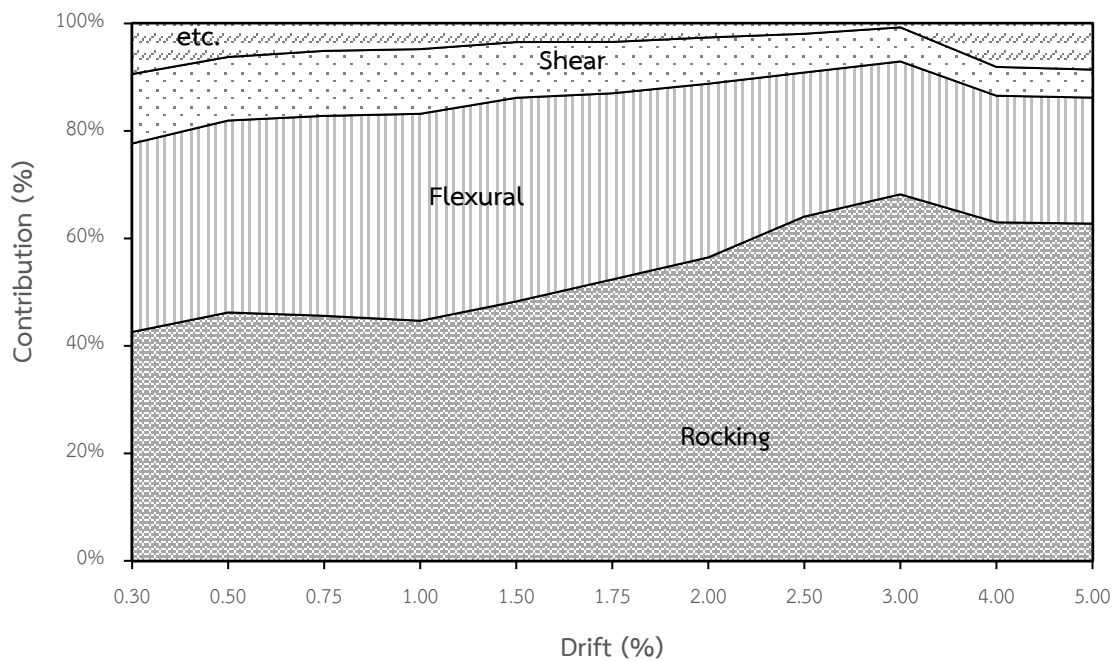


รูปที่ 3.3-11 สัดส่วนการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ S2L

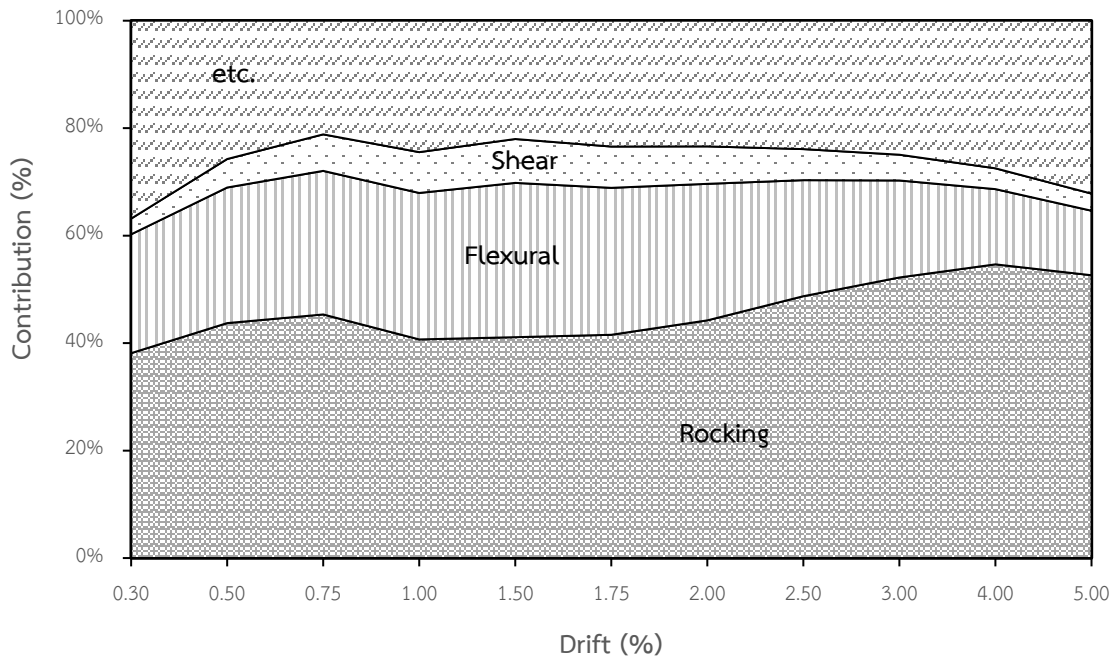
etc. หมายถึงสัดส่วนการเสียรูปนอกบริเวณที่ทำการตรวจวัด



รูปที่ 3.3-12 สัดส่วนการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ S4L
 etc. หมายถึงสัดส่วนการเสียรูปนอกบริเวณที่ทำการตรวจวัด



รูปที่ 3.3-13 สัดส่วนการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ J2L
 etc. หมายถึงสัดส่วนการเสียรูปนอกบริเวณที่ทำการตรวจวัด

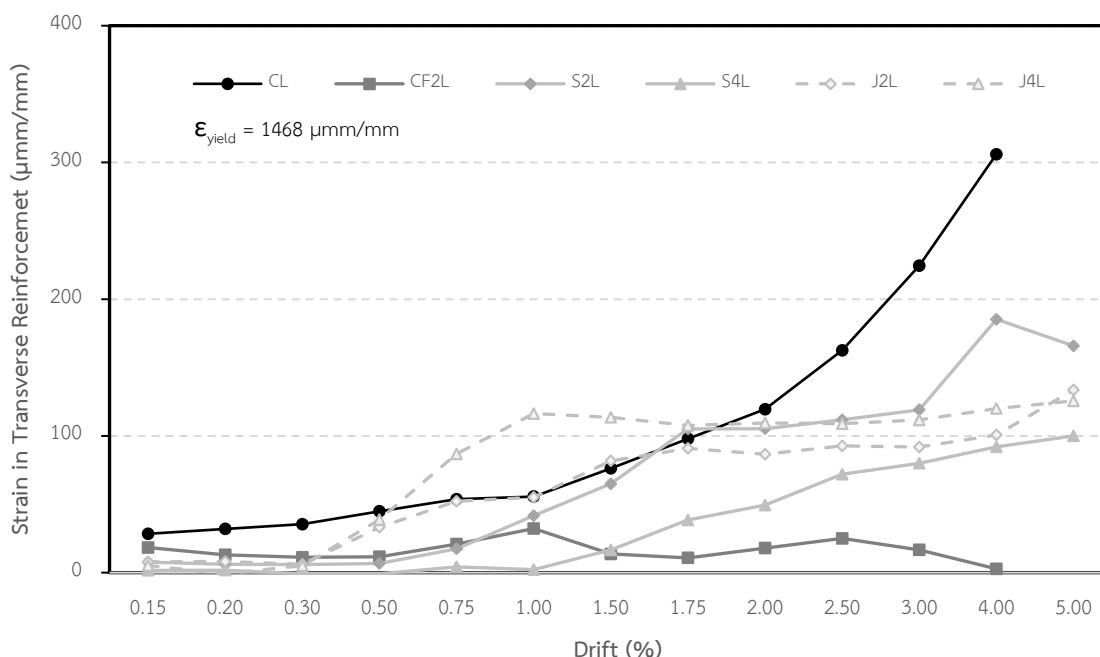


รูปที่ 3.3-14 สัดส่วนการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ J4L
 etc. หมายถึงสัดส่วนการเสียรูปนอกบริเวณที่ทำการตรวจวัด

3.3.3 ค่าความเครียดในเหล็กเสริมทางขวาง (Strain in Transverse Reinforcement)

ในขณะที่เสารับแรงทางข้างเนื่องจากแผ่นดินไหว แรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นในตัวยาวจะทำให้เนื้อคอนกรีตบวมออกทางด้านข้างและก่อให้เกิดการวิบัติต่างๆ เช่น การครากของเหล็กปลอก (yielding) การกะเทาะหลุดร่อนของคอนกรีต (spalling) และการโก่งเดาะของเหล็กเสริม (buckling) เป็นต้น การนำแผ่นวัสดุเสริมกำลังซึ่งมีสติฟเนสสูงมาพันรอบเสาจะช่วยลดการบวมของคอนกรีต หรือที่เรียกว่า การโอบรัด (confinement effect) ซึ่งจะส่งผลให้สมรรถนะในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวดีขึ้น เพื่อตรวจสอบความสามารถของวัสดุเสริมกำลังที่พิจารณาในการลดการบวมของคอนกรีต ความเครียดในเหล็กปลอกจากตัวอย่างทดสอบต่างๆ จึงถูกนำมาเปรียบเทียบกัน

รูปที่ 3.3-15 แสดงความเครียดในเหล็กปลอกที่ระยะการเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ เมื่อทำการเปรียบเทียบความเครียดในเหล็กปลอกของตัวอย่างทดสอบ CL และ CF2L จะสังเกตเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบแรกมีความเครียดในเหล็กปลอกเพิ่มมากขึ้นตามระยะการเคลื่อนที่ทางข้าง ในขณะที่ตัวอย่างทดสอบหลังมีความเครียดในเหล็กปลอกเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย แนวโน้มที่พบแสดงให้เห็นว่าแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีประสิทธิภาพในการโอบรัดตามที่คาดหมาย เมื่อพิจารณาตัวอย่างทดสอบ S2L S4L J2L และ J4L ซึ่งเป็นตัวอย่างที่ใช้วัสดุทางเลือกในการเสริมกำลัง จะพบว่าวัสดุเหล่านี้มีความสามารถในการลดการบวมของคอนกรีตได้ เช่นเดียวกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แต่มีประสิทธิภาพไม่เทียบเท่า แต่อย่างไรก็ตามความเครียดที่ตรวจพบในตัวอย่างเหล่านี้มีค่าลดลงจากตัวอย่างควบคุมอย่างเห็นได้ชัด (ที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้าง 4.00% ความเครียดในตัวอย่าง CL มีค่า 300 ไมโครสเตรน ในขณะที่ตัวอย่างทดสอบที่ใช้วัสดุทางเลือกมีความเครียดลดลงเหลือประมาณกึ่งหนึ่ง)



รูปที่ 3.3-15 ความเครียดในเหล็กปลอกของกลุ่มตัวอย่างทดสอบที่ 1

3.3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง (Hysteretic Relationship)

แรงทางข้างที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบโดยกระบอกไฮดรอลิก (V) และระยะการเคลื่อนที่ทางข้างสัมพันธ์ (Δ/H) ที่เกิดขึ้น ณ ตำแหน่งเดียวกันได้ถูกทำการบันทึกในระหว่างการทดสอบ ข้อมูลทั้งสองได้ถูกนำมาสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะเคลื่อนที่ทางข้างเพื่อใช้ในการเปรียบเทียบสมรรถนะของตัวอย่างทดสอบในการรับแรงแผ่นดินไหว

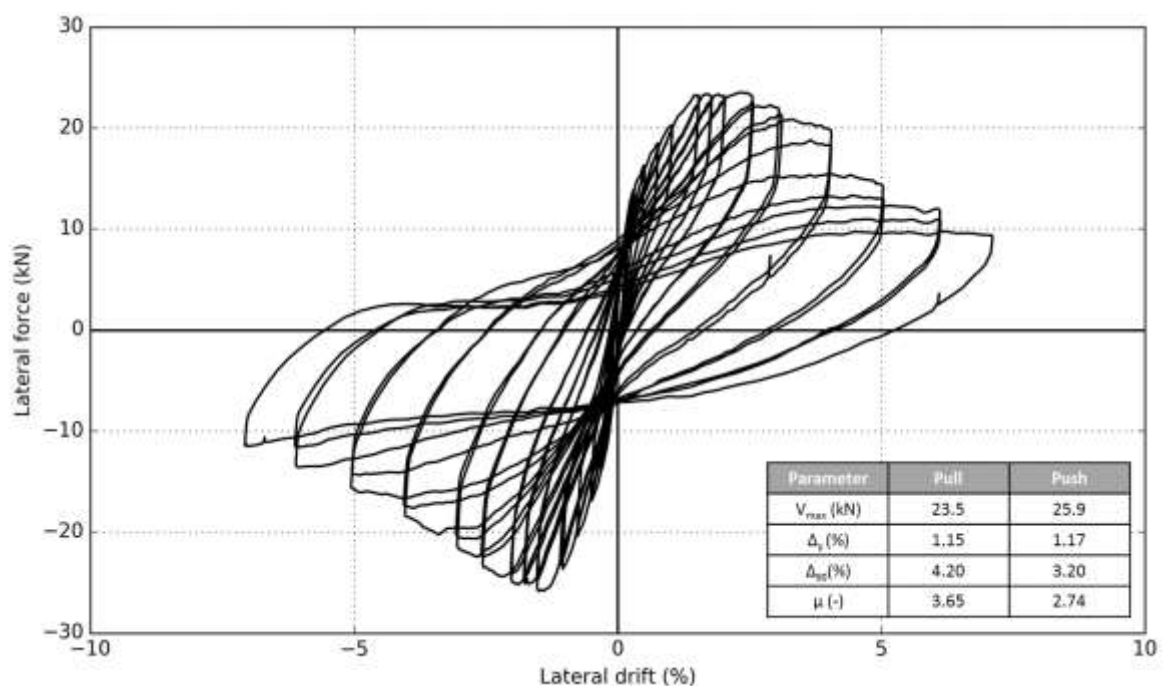
รูปที่ 3.3-16(ก) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ CL จากรูปจะเห็นว่าเส้นความสัมพันธ์ที่เกิดจากการเคลื่อนที่ไปกลับของตัวอย่างทดสอบค่อนข้างอ้วน (fat hysteretic loop) ซึ่งเป็นผลมาจากการที่ตัวอย่างทดสอบเกิดการเสียรูปโดยการดัดเป็นหลัก นอกจากนี้ยังสามารถสังเกตเห็นว่าตัวอย่างทดสอบเกิดการครากในเหล็กเสริมเอกเป็นครั้งแรกที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้าง 1.15% และ 1.17% ในทิศทางตั้งและต้นของกระบอกไฮดรอลิกตามลำดับ (การครากของเหล็กเสริมเอกนั้นว่าเกิดขึ้นเมื่อค่าความเครียดที่บันทึกจากเกจมีค่ามากกว่าความเครียดจุดครากที่ได้จากการทดสอบ) ค่ากำลังรับแรงทางข้างสูงสุดที่วัดได้จากการทดสอบมีค่าเท่ากับ 23.50 kN และ 25.90 kN ในทิศทางตั้งและต้นของกระบอกไฮดรอลิกตามลำดับ หลังจากตัวอย่างทดสอบพัฒนา กำลังสูงสุด จะสามารถสังเกตเห็นการเสื่อมถอยของกำลังรับแรงทางข้าง (แรงทางข้างลดลงเมื่อระยะเคลื่อนที่ทางข้างเพิ่มมากขึ้น) โดยมีค่าระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่ทำให้กำลังลดลงเหลือร้อยละ 80 ของกำลังสูงสุด (Δ_{80}) อยู่ที่ 5.00% โดยประมาณ หลังจากระยะเคลื่อนที่ทางข้างนี้การเสื่อมถอยของกำลังรับแรงทางข้างได้เกิดขึ้นอย่างรวดเร็วเนื่องจากความเสียหายของคอนกรีตที่บริเวณโคนเสาตามที่ได้อธิบายไว้ก่อนหน้านี้ ที่ระยะ

เคลื่อนที่ทางข้าง 7% ตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติอย่างรุนแรงและไม่สามารถทำการทดสอบได้ต่อไป ผู้ทดสอบจึงได้หยุดการทดลอง

รูปที่ 3.3-16(ข) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ CF2L จากรูปจะเห็นได้ว่าเส้นความสัมพันธ์ที่เกิดจากการเคลื่อนที่ไปกลับของตัวอย่างทดสอบอ้วนกว่าตัวอย่างทดสอบก่อนหน้าซึ่งเกิดจากผลของการโอบรัด (confinement effect) จากแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ตัวอย่างทดสอบเกิดการครากในเหล็กเสริมเอกเป็นครั้งแรกที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้าง 0.95% และ 1.10% ในทิศทางตั้งและดันของกระบอกไฮดรอลิกตามลำดับ ซึ่งเกิดขึ้นใกล้เคียงกับตัวอย่างทดสอบก่อนหน้า ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการโอบรัดของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ไม่มีผลต่อการครากของเหล็กเสริมแต่อย่างใด หลังจากเหล็กเสริมเกิดการคราก จะสามารถสังเกตเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบสามารถพัฒนากำลังได้สูงขึ้นอีกเล็กน้อย ค่ากำลังรับแรงทางข้างสูงสุดที่ตรวจวัดได้จากการทดสอบมีค่าเท่ากับ 25.77 kN และ 23.55 kN ในทิศทางตั้งและดันของกระบอกไฮดรอลิกตามลำดับ ภายหลังจากที่ตัวอย่างทดสอบพัฒนากำลังสูงสุด จะสามารถสังเกตเห็นการเสื่อมถอยของกำลังรับแรงทางข้าง โดยมีค่าระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่ทำให้กำลังลดลงเหลือร้อยละ 80 ของกำลังสูงสุด (Δ_{80}) อยู่ที่ 7.50% เมื่อทำการเปรียบเทียบกับตัวอย่างทดสอบก่อนหน้า จะพบว่าค่า Δ_{80} เพิ่มขึ้นประมาณ 2.0 เท่า การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงทางข้างสูงสุดเป็นผลมาจากการโอบรัดของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ซึ่งทำให้ความเสียหายเนื่องจากการหลุดร่อนและแยกตัว (spalling and disintegration) ของเนื้อคอนกรีตเสาะเกิดขึ้นได้ยาก คุณสมบัติดังกล่าวนี้จะช่วยให้สมรรถนะในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้นเป็นอย่างมาก หลังจากระยะเคลื่อนที่ทางข้าง 7.50% เป็นต้นไป การเสื่อมถอยของกำลังรับแรงทางข้างได้เกิดขึ้นค่อนข้างเร็ว และจึงได้หยุดทำการทดสอบที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้าง 9.00%

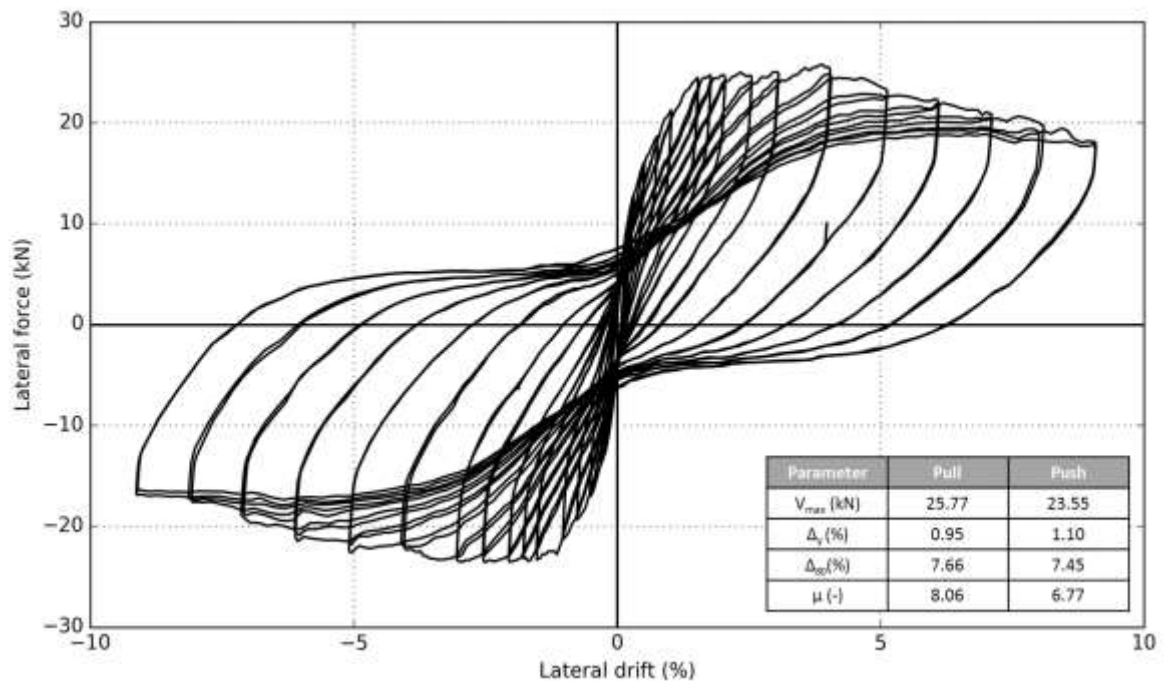
รูปที่ 3.3-16(ค) และ 3.3-16(ง) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ S2L และ S4L ตามลำดับ ตัวอย่างทดสอบทั้งสองอาศัยเส้นใยธรรมชาติที่ทำจากป่านศรนารายณ์เป็นวัสดุทางเลือกในการเสริมกำลังแทนแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ จากรูปจะสามารถสังเกตเห็นได้ว่า (1) การครากในเหล็กเสริมเอกเป็นครั้งแรกของตัวอย่างทั้งสองเกิดขึ้นที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างประมาณ 1.23% ถึง 1.28% (2) กำลังรับแรงทางข้างสูงสุดของตัวอย่างทั้งสองมีค่าตั้งแต่ 23.09 kN ถึง 27.45 kN และ (3) ค่าระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่ทำให้กำลังลดลงเหลือร้อยละ 80 ของกำลังสูงสุด (Δ_{80}) อยู่ที่ 7.27% ถึง 8.49% ค่าที่ตรวจวัดได้เหล่านี้ไม่ได้มีความแตกต่างอย่างมีนัยสำคัญจากตัวอย่างทดสอบ CF2L ซึ่งใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในการเสริมกำลัง เมื่อพิจารณาถึงรูปร่างของเส้นความสัมพันธ์ภายใต้แรงกระทำแบบไปกลับได้พบว่า เส้นความสัมพันธ์มีความอ้วน (fat hysteretic loop) เช่นเดียวกับตัวอย่างทดสอบ CF2L ข้อสังเกตเหล่านี้แสดงให้เห็นว่าเส้นใยธรรมชาติจากป่านศรนารายณ์สามารถเสริมสมรรถนะในการรับแรงแผ่นดินไหวได้โดยไม่ต่างจากแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ นอกจากนี้ยังพบว่าการเพิ่มจำนวนรอบของแผ่นเสริมกำลังจาก 2 รอบในตัวอย่างทดสอบ S2L เป็น 4 รอบ ในตัวอย่างทดสอบ S4L ไม่ได้ทำให้สมรรถนะแตกต่างอย่างมีนัยสำคัญ

รูปที่ 3.3-16(จ) และ 3.3-16(ฉ) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ J2L และ J4L ตามลำดับ ตัวอย่างทดสอบทั้งสองอาศัยเส้นใยธรรมชาติที่ทำจากเส้นใยปอเป็นวัสดุทางเลือกในการเสริมกำลัง จากรูปจะสามารถสังเกตเห็นได้ว่า (1) การครากในเหล็กเสริมเอกเป็นครั้งแรกของตัวอย่างทั้งสองเกิดขึ้นที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างประมาณ 0.90% ถึง 1.25% (2) กำลังรับแรงทางข้างสูงสุดของตัวอย่างทั้งสองมีค่าตั้งแต่ 23.58 kN ถึง 27.02 kN และ (3) ค่าระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่ทำให้กำลังลดลงเหลือร้อยละ 80 ของกำลังสูงสุด (Δ_{80}) อยู่ที่ 7.08% ถึง 8.00% โดยประมาณ ค่าที่ตรวจวัดได้เหล่านี้ไม่ได้มีความแตกต่างอย่างมีนัยสำคัญจากตัวอย่างทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลังโดยวัสดุอื่นๆ เมื่อพิจารณาถึงรูปร่างของเส้นความสัมพันธ์ภายใต้แรงกระทำแบบไปกลับได้พบว่า เส้นความสัมพันธ์มีความอ้วน (fat hysteretic loop) ไม่แตกต่างเช่นกันข้อสังเกตเหล่านี้แสดงให้เห็นว่าเส้นใยปอสามารถเสริมสมรรถนะในการรับแรงแผ่นดินไหวได้โดยไม่ต่างจากแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และป่านศรนารายณ์ นอกจากนี้ยังพบว่าการเพิ่มจำนวนรอบของแผ่นเสริมกำลังไม่ได้ทำให้สมรรถนะดีขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ

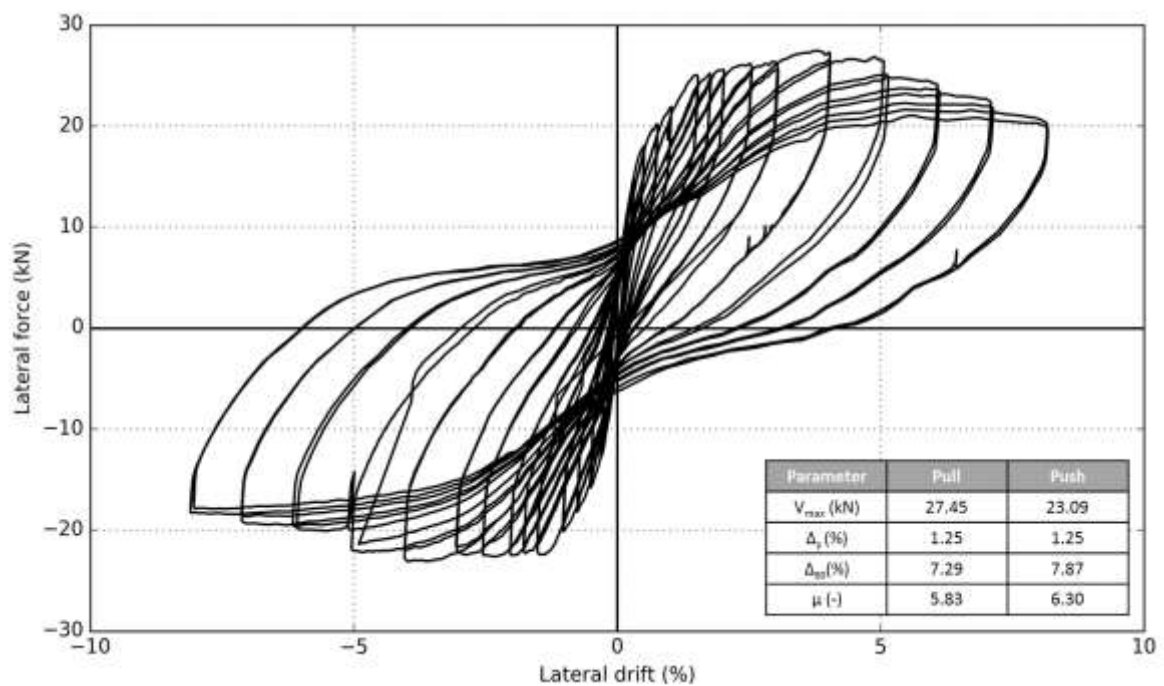


(ก) ตัวอย่างทดสอบ CL

รูปที่ 3.3-16 เส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง (Hysteretic Relationship)

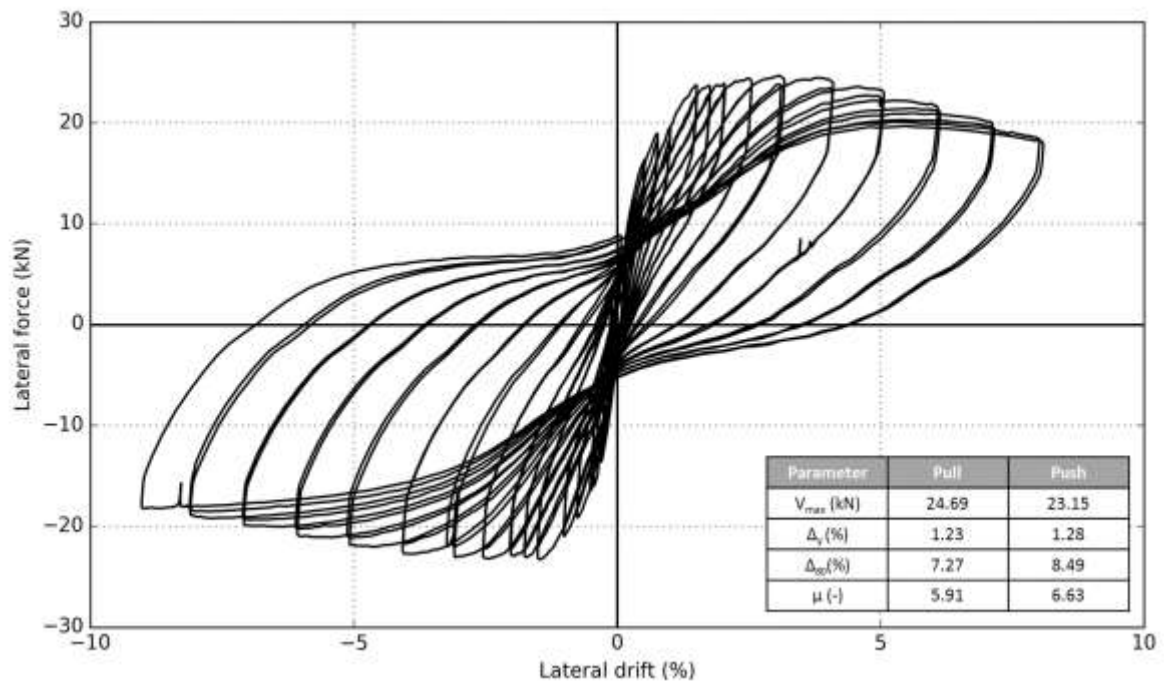


(ข) ตัวอย่างทดสอบ CF2L

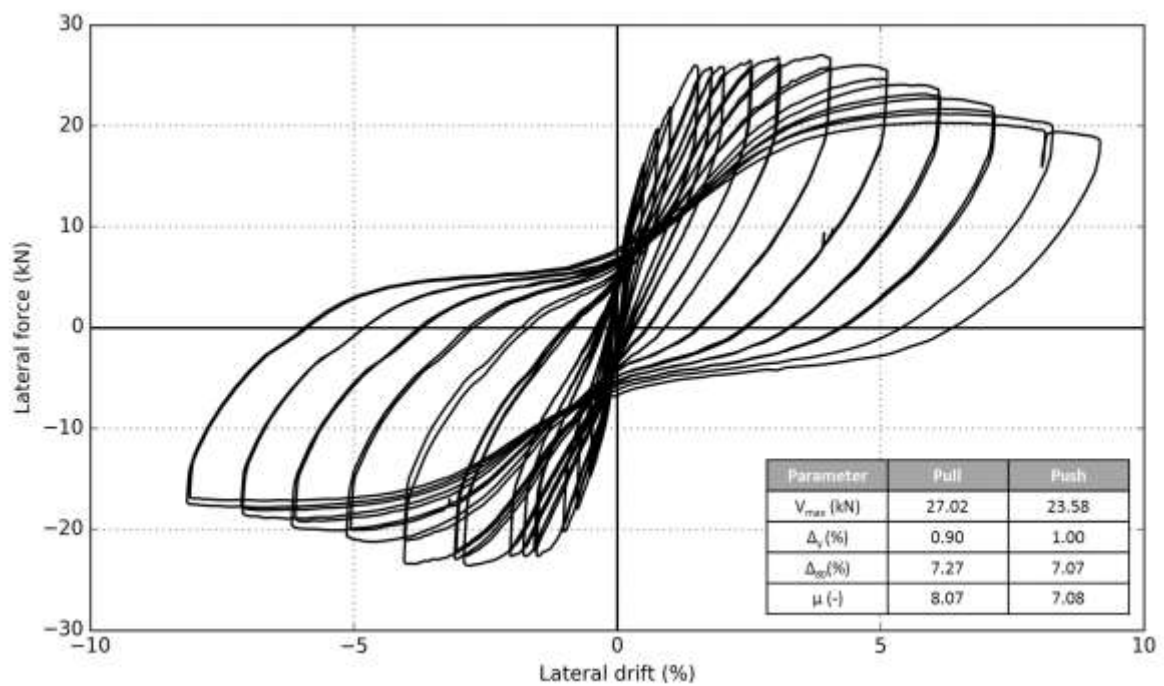


(ค) ตัวอย่างทดสอบ S2L

รูปที่ 3.3-16 (ต่อ) เส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง (Hysteretic Relationship)

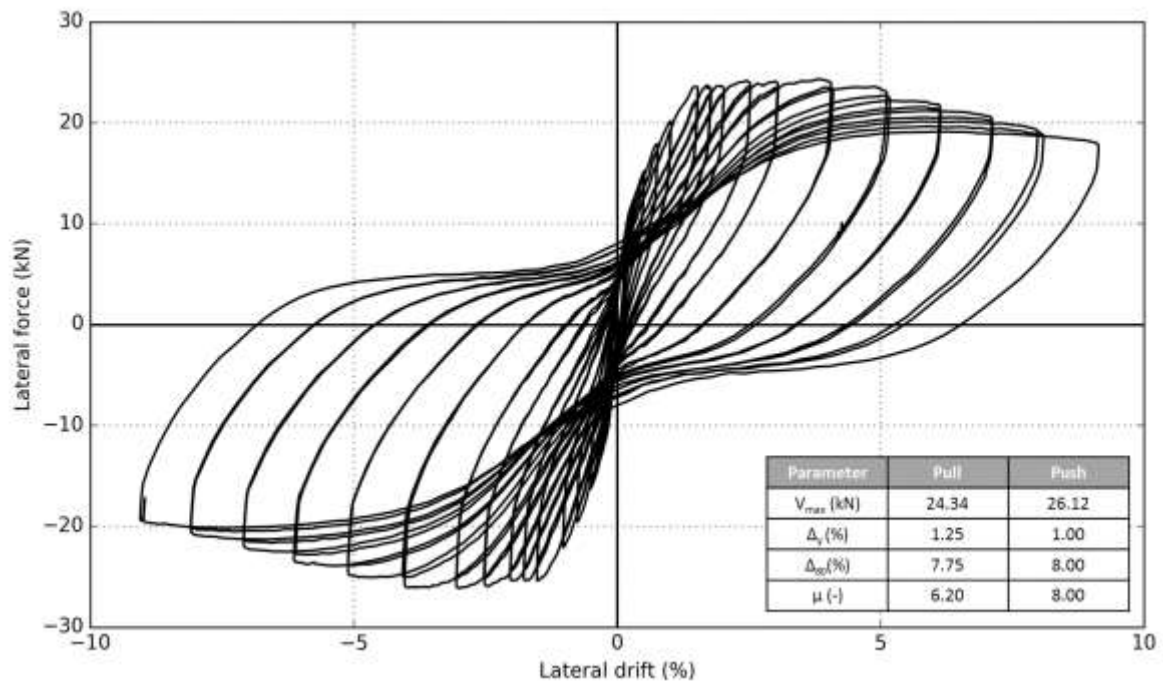


(ง) ตัวอย่างทดสอบ S4L



(จ) ตัวอย่างทดสอบ J2L

รูปที่ 3.3-16 (ต่อ) เส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง (Hysteretic Relationship)



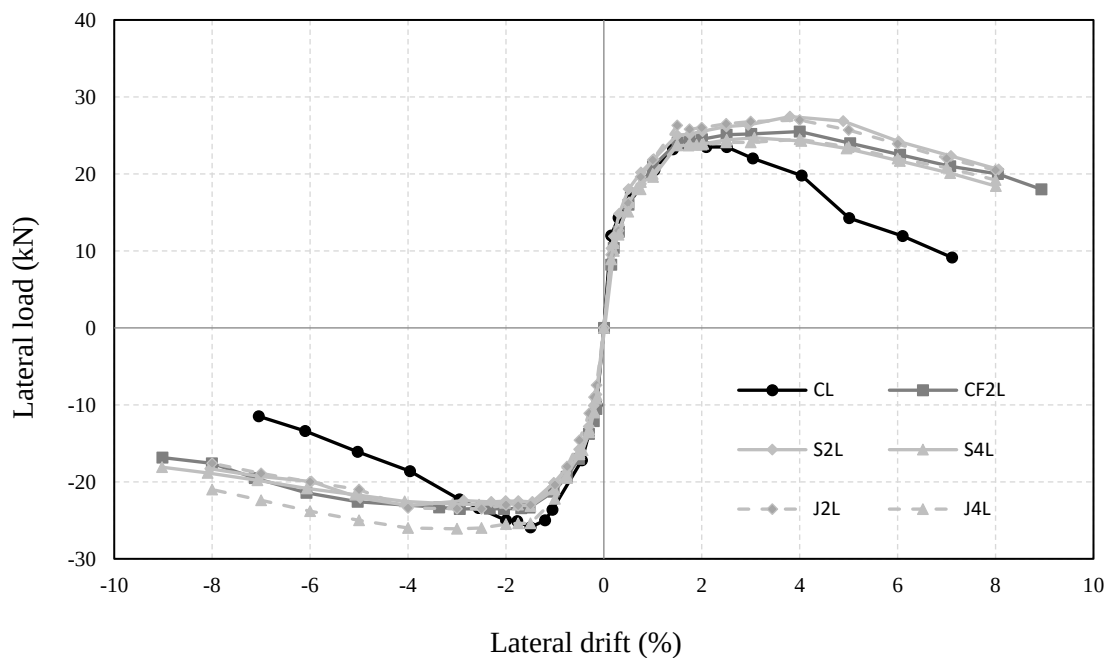
(จ) ตัวอย่างทดสอบ J4L

รูปที่ 3.3-16 (ต่อ) เส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง (Hysteretic Relationship)

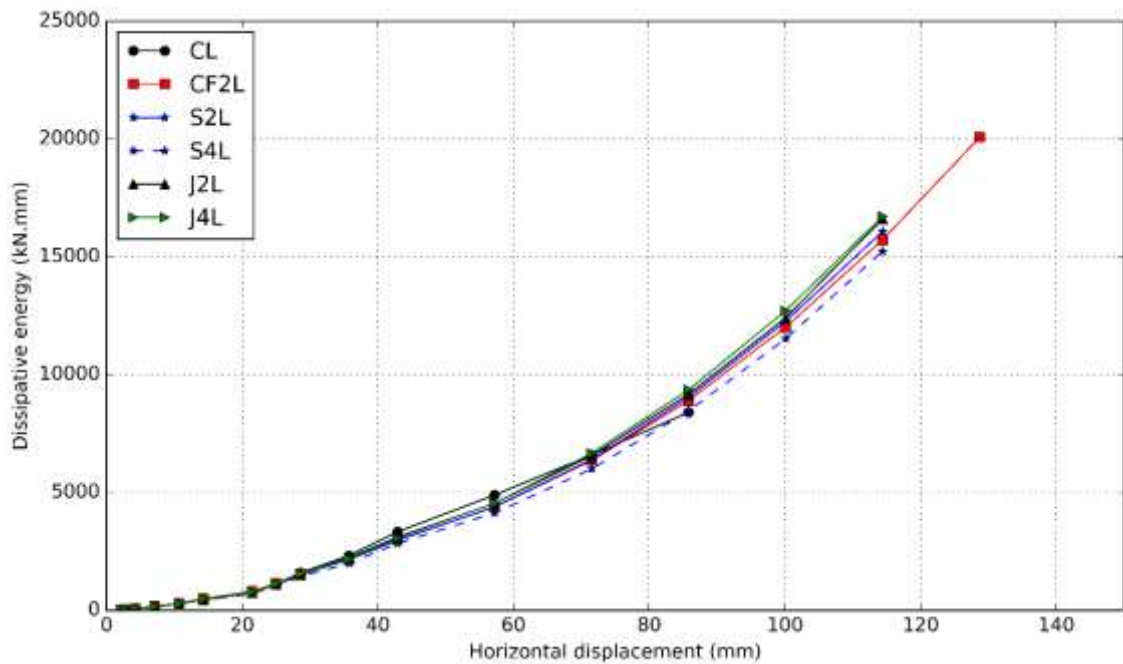
3.3.5 การเปรียบเทียบสมรรถนะในการต้านทานแรงทางข้างระหว่างตัวอย่างทดสอบ

เพื่อวัตถุประสงค์ในการเปรียบเทียบสมรรถนะในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของตัวอย่างทดสอบ เส้นโค้ง Envelope ซึ่งเป็นเส้นแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางข้างสูงสุดที่ระยะการเคลื่อนที่ต่างๆ ได้ถูกสร้างขึ้นจากผลการทดสอบ รูปที่ 3.3-17 แสดงเส้นโค้ง Envelope ของตัวอย่างทดสอบในกลุ่มที่ 1 จากรูปจะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่พิจารณามีรูปแบบร่วมกัน กล่าวคือเส้นความสัมพันธ์สามารถถูกแบ่งย่อยออกเป็น 3 ช่วงได้แก่ (1) ช่วงแรกเริ่ม (initial branch) ซึ่งเส้นความสัมพันธ์มีความชันมาก (2) ช่วงคราก (yield branch) ซึ่งเส้นความสัมพันธ์มีความชันลดลงจากช่วงก่อนอย่างเห็นได้ชัดและวางตัวเกือบอยู่ในแนวนอน และ (3) ช่วงเสื่อมถอยของกำลัง (strength degrading branch) ซึ่งเส้นความสัมพันธ์มีความชันเป็นค่าลบ ลักษณะของความสัมพันธ์ดังกล่าวข้างต้นเป็นรูปแบบที่พบได้โดยทั่วไปสำหรับโครงสร้างเสาที่มีการวิบัติแบบดัดเป็นหลัก อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาในรายละเอียดจะพบว่าเส้นโค้ง Envelope ของตัวอย่างทดสอบ CL มีความแตกต่างจากตัวอย่างทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลังอย่างชัดเจน กล่าวคือตัวอย่างทดสอบ CL มีเส้นความสัมพันธ์ในช่วงครากที่สั้นกว่าค่อนข้างมาก ข้อสังเกตนี้แสดงให้เห็นว่าตัวอย่างทดสอบ CL มีความเหนียว (ductility) ต่ำกว่าตัวอย่างทดสอบอื่นๆ นอกจากนี้ เมื่อทำการเปรียบเทียบระหว่างตัวอย่างทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลังด้วยกันเอง จะสังเกตได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างมีความคล้ายคลึงกันมากๆ หรืออาจกล่าวได้ว่าชนิดของวัสดุและจำนวนรอบของแผ่นเสริมกำลังที่ใช้ในการปรับปรุงสมรรถนะให้ผลใกล้เคียงกัน

นอกเหนือจากเส้นโค้ง Envelope ที่อธิบายข้างต้น ผลการทดสอบได้ถูกนำมาคำนวณค่าการสลายพลังงาน (energy dissipation) คุณสมบัตินี้บ่งบอกถึงพลังงานที่สลายไปในตัวอย่างทดสอบในขณะเกิดการเคลื่อนที่กลับทิศทางไปมา ค่าการสลายพลังงานสามารถคำนวณได้จากพื้นที่ใต้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างในแต่ละรอบการเคลื่อนที่ (constant-amplitude displacement cycle) จากนั้นจึงนำพื้นที่ที่คำนวณได้จากรอบการเคลื่อนที่ที่สอง (2^{nd} cycle) มารวมกัน รูปที่ 3.3-18 แสดงค่าการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบทั้งหมดในกลุ่มที่ 1 จากรูปจะเห็นได้ว่า ณ ระยะเคลื่อนที่ทางข้างเท่ากัน ตัวอย่างทดสอบ CL และตัวอย่างทดสอบที่มีการเสริมกำลังมีความสามารถในการสลายพลังงานใกล้เคียงกัน การที่วัสดุเสริมกำลังไม่สามารถเพิ่มความสามารถในสลายพลังงานให้กับตัวอย่างทดสอบได้ มีสาเหตุหลักมาจากการที่ตัวอย่างควบคุมเกิดการวิบัติแบบดัดเป็นหลักซึ่งเป็นโหมดการวิบัติที่ให้อัตราการสลายพลังงานน้อยอยู่แล้ว



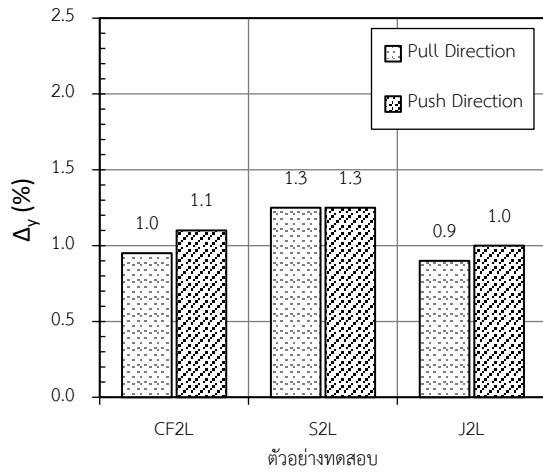
รูปที่ 3.3-17 เส้นโค้ง Envelope ของตัวอย่างทดสอบในกลุ่มที่ 1



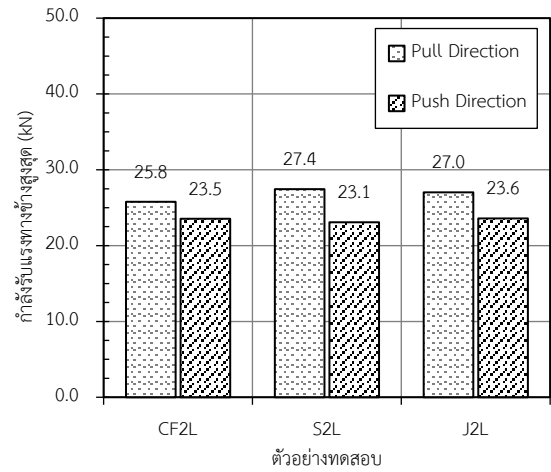
รูปที่ 3.3-18 ค่าการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบทั้งหมดในกลุ่มที่ 1

3.3.6 ผลของชนิดและจำนวนรอบของวัสดุเสริมกำลังต่อสมรรถนะของโครงสร้าง

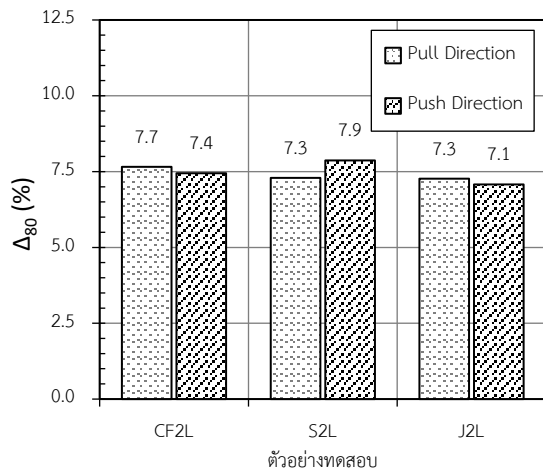
ผลกระทบจากชนิดและจำนวนรอบของวัสดุเสริมกำลังต่อสมรรถนะในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ถูกทำการประเมิน รูปที่ 3.3-19 แสดงค่าคุณสมบัติเชิงโครงสร้างชนิดต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CF2L S2L และ J2L เนื่องจากตัวอย่างทดสอบเหล่านี้มีความแตกต่างกันที่ชนิดของวัสดุเสริมกำลังเท่านั้น การเปรียบเทียบคุณสมบัติเชิงโครงสร้างที่แสดงในรูปจะทำให้สามารถประเมินผลกระทบจากการใช้วัสดุเสริมกำลังที่ต่างชนิดกันได้ จากรูปจะเห็นได้ว่าความแตกต่างระหว่างคุณสมบัติเชิงโครงสร้างของตัวอย่างทดสอบทั้งสามไม่ได้มีนัยสำคัญ หรือกล่าวอีกในหนึ่งคือแผ่นเสริมกำลังที่ทำจากปานครนารายณ์และเส้นใยปอมีความสามารถในการเสริมสมรรถนะในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับเสาต้นแบบที่พิจารณา (prototype column) ได้มีประสิทธิภาพเทียบเท่าแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์



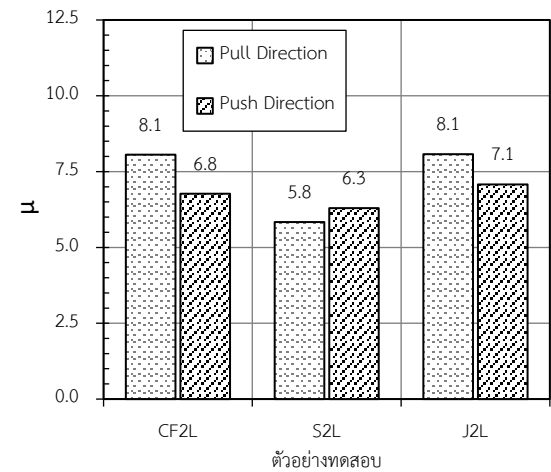
(ก) ระยะเคลื่อนที่ทางช้างที่จุดคราก



(ข) กำลังรับแรงทางช้างสูงสุด



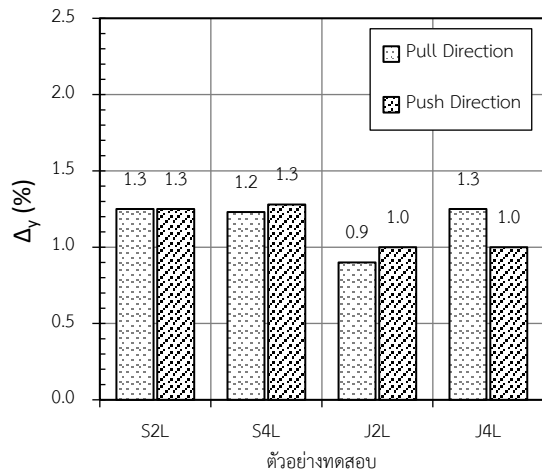
(ค) ระยะเคลื่อนที่ทางช้างที่กำลังรับแรงข้างลดลงเหลือร้อยละ 80



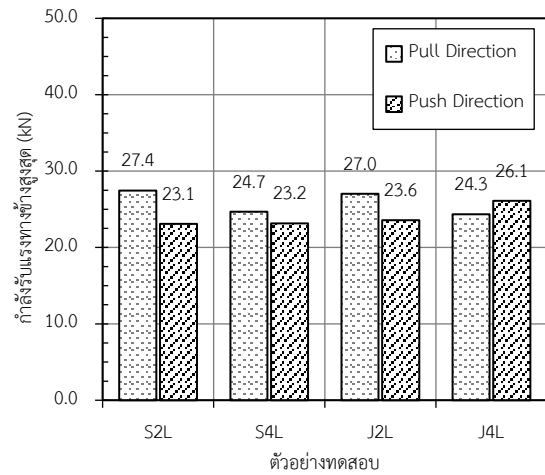
(ง) ความเหนียว

รูปที่ 3.3-19 คุณสมบัติเชิงโครงสร้างของตัวอย่างทดสอบ CF2L S2L และ J2L

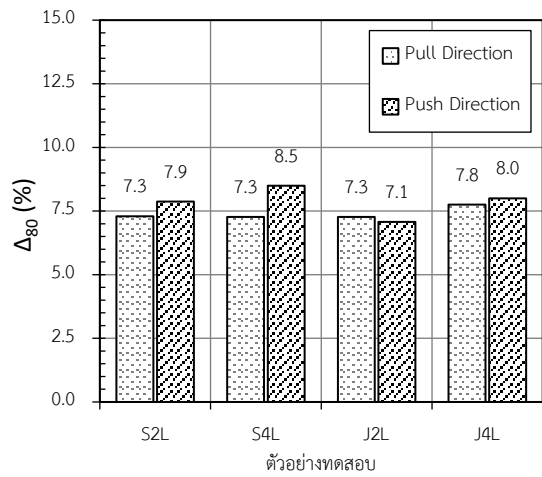
เพื่อทำการประเมินผลกระทบจากจำนวนรอบของการพันตัวอย่างทดสอบด้วยวัสดุเส้นใยจากธรรมชาติ ค่าคุณสมบัติเชิงโครงสร้างชนิดต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ S2L S4L J2L และ J4L จึงถูกทำการเปรียบเทียบดังแสดงในรูปที่ 3.3-20 จากรูปจะสามารถสังเกตเห็นได้ว่าจำนวนรอบของการพันวัสดุเสริมกำลัง (2 และ 4 รอบ) ไม่ทำให้คุณสมบัติเชิงโครงสร้างเปลี่ยนแปลงไปอย่างมีนัยสำคัญ หรือกล่าวอีกในหนึ่งคือการพันวัสดุเสริมกำลังจำนวน 2 รอบเพียงพอต่อการปรับปรุงสมรรถนะในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับเสาต้นแบบที่พิจารณาซึ่งเป็นเสาที่มีลักษณะการวิบัติแบบดัดเป็นหลัก



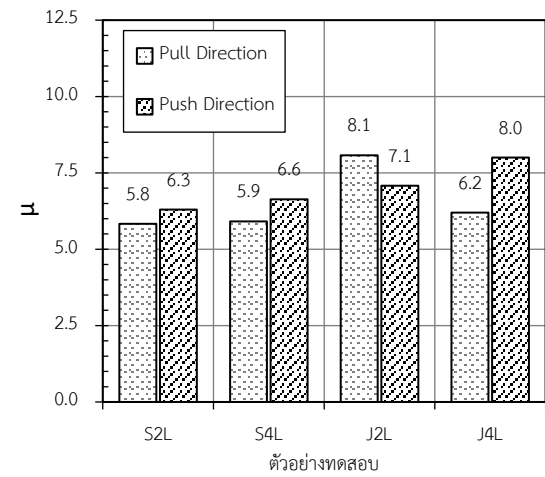
(ก) ระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่จุดคราก



(ข) กำลังรับแรงทางข้างสูงสุด



(ค) ระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่กำลังรับแรงข้างลดลงเหลือร้อยละ 80



(ง) ความเหนียว

รูปที่ 3.3-20 คุณสมบัติเชิงโครงสร้างของตัวอย่างทดสอบ S2L S4L J2L และ J4L

บทที่ 3.4

ผลการทดสอบสำหรับกลุ่มตัวอย่างทดสอบที่ 2

3.4.1 รอยแตกร้าวและรูปแบบความเสียหาย (Crack and Damage Pattern)

ตัวอย่างทดสอบ CS เป็นตัวอย่างทดสอบที่ใช้ศึกษาพฤติกรรมการรับแรงทางข้างของเสาที่ถูกควบคุมโดยการวิบัติแบบเฉือน (shear failure) รูปที่ 3.4-1 แสดงภาพถ่ายตัวอย่างทดสอบที่ระยะเคลื่อนทางข้างต่างๆ จากภาพจะเห็นได้ว่าที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้าง $\pm 0.75\%$ รอยร้าวในแนวทแยงเนื่องจากแรงเฉือน (diagonal shear crack) ได้เกิดขึ้นที่บริเวณโคนเสา จากนั้นที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้าง $\pm 1.50\%$ รอยร้าวดังกล่าวได้ขยายความยาวเพิ่มมากขึ้น ซึ่งส่วนขยายนี้เกิดขึ้นในทิศทางตั้งตามแนวหลักเสริมคอนกรีต การแตกร้าวชนิดนี้เรียกว่า shear-bond crack ที่ระยะการเคลื่อนที่ทางข้าง $\pm 3.00\%$ คอนกรีตที่บริเวณโคนเสาฝั่งรับแรงอัดเกิดการแตกกะเทาะ (spalling) อย่างเห็นได้ชัด นอกจากนี้ยังพบการแยกตัวของโคนเสาฝั่งรับแรงดึงออกจากฐานรากจนทำให้เกิดช่องว่าง (gap) จนกระทั่งที่ระยะการเคลื่อนที่ทางข้าง $\pm 5.00\%$ ได้มีการตรวจพบการเกิดการโก่งตัวของเหล็กเสริมตามเอกที่บริเวณโคนเสาและยังพบการแตกกะเทาะของคอนกรีตอย่างรุนแรงเป็นแนวยาวประมาณ 100 ถึง 300 มม. ที่การเคลื่อนที่ทางข้าง $\pm 6.00\%$ ได้เกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนอย่างรุนแรงและจึงหยุดการทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ CF2S เป็นตัวอย่างทดสอบที่ใช้ศึกษาความสามารถของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในการเสริมสมรรถนะการต้านทานแรงแผ่นดินไหว ส่วนตัวอย่างทดสอบ S2S, S4S, J2S, และ J4S เป็นตัวอย่างทดสอบที่ใช้ศึกษาวัสดุทางเลือกซึ่งมีอยู่ในประเทศไทย ภาพถ่ายแสดงความเสียหายที่เกิดขึ้นแก่ตัวอย่างทดสอบที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ได้ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 3.4-2 ถึง 3.4-6 จากการสังเกตพบว่าตัวอย่างทดสอบทั้งห้ามีรูปแบบความเสียหายคล้ายคลึงกัน ที่ระยะการเคลื่อนที่ทางข้าง $\pm 3\%$ โดยประมาณ จะสามารถสังเกตเห็นการแยกตัวของโคนเสาออกจากฐานรากจนทำให้เกิดช่องว่าง (Gap) ที่บริเวณดังกล่าว และช่องว่างนี้ได้ขยายความกว้างเพิ่มมากขึ้นตามระยะการเคลื่อนที่ทางข้าง จนกระทั่งระยะการเคลื่อนที่ทางข้างมีค่า $\pm 5\%$ ถึง $\pm 6\%$ ช่องว่างดังกล่าวมีขนาดใหญ่จนสามารถสังเกตเห็นได้อย่างชัดเจน และยังตรวจพบว่าวัสดุเสริมกำลังที่บริเวณรอยต่อเสากับฐานรากเกิดการเสียรูปเนื่องจากถูกคอนกรีตดันในดันออกมา ผลการสังเกตความเสียหายด้วยตาเปล่าสำหรับตัวอย่างทดสอบทุกตัวในกลุ่มที่ 2 ได้ถูกสรุปไว้ในตารางที่ 3.4-1

ภายหลังจากการทดสอบแล้วเสร็จความเสียหายต่อตัวอย่างทดสอบที่บริเวณโคนเสาได้ถูกทำการสำรวจอย่างละเอียด เพื่อวัตถุประสงค์ดังกล่าวแผ่นเสริมกำลังชนิดต่างๆ ได้ถูกทำการรื้อถอนออกจากตัวอย่างทดสอบ รูปที่ 3.4-7 แสดงภาพถ่ายความเสียหายที่บริเวณโคนเสาของตัวอย่างทดสอบทั้งหมดในกลุ่มที่ 2 สำหรับตัวอย่างทดสอบ CS ซึ่งเป็นตัวอย่างควบคุมจะสามารถสังเกตเห็นได้ว่าคอนกรีตที่บริเวณฐานเสาเกิดความเสียหายอย่างรุนแรงและปรากฏว่ามีรอยร้าวในแนวทแยงมุมขนาดใหญ่ นอกจากนี้ยังนอกจากนี้ยังตรวจพบว่าเหล็กเสริมเอกในบริเวณเดียวกันเกิดการโก่งเดาะ (buckling) สำหรับตัวอย่างทดสอบที่เหลือซึ่งเป็นตัวอย่างทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลัง ผลการตรวจสอบปรากฏว่ารูปแบบความเสียหายของตัวอย่างเหล่านี้มีความคล้ายคลึงกัน กล่าวคือเหล็กเสริมเอกที่บริเวณโคนเสาเกิดการโก่งเดาะและฉีกขาด (buckling and

fracture) คอนกรีตหุ้มผิวเกิดการหลุดร่อน ในขณะที่คอนกรีตภายในแกนเสา (core concrete) ถูกทำลายแต่ไม่รุนแรงเท่ากับตัวอย่างควบคุม และที่สำคัญคือไม่ปรากฏว่ามีรอยร้าวในแนวทแยงมุมแต่อย่างใด การที่รอยร้าวในแนวทแยงมุมไม่ปรากฏแสดงให้เห็นถึงผลของการโอบรัด (confinement effect) จากวัสดุเสริมกำลังในการป้องกันรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือน

ผลการตรวจสอบรอยแตกร้าวและรูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบในกลุ่มที่ 2 แสดงให้เห็นว่าตัวอย่างทดสอบ CS ซึ่งเป็นตัวอย่างควบคุมมีลักษณะการวิบัติแบบเฉือนเป็นหลัก โดยสังเกตได้จากรูปแบบของการพัฒนารอยแตกร้าวตามระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่เพิ่มมากขึ้น และการตรวจพบรอยร้าวในแนวทแยงมุมขนาดใหญ่ภายหลังการทดสอบ สำหรับตัวอย่างทดสอบที่เหลือซึ่งเป็นตัวอย่างทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลัง การสังเกตความเสียหายด้วยตาเปล่าไม่สามารถทำได้ในระหว่างการทดสอบเนื่องจากความเสียหายถูกบังด้วยวัสดุเสริมกำลัง อย่างไรก็ตามจากการตรวจสอบรูปแบบความเสียหายภายหลังการทดสอบพบว่าไม่ปรากฏรอยร้าวในแนวทแยงมุมในตัวอย่างทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลัง ซึ่งแสดงให้เห็นว่าทั้งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และวัสดุทดแทนจากธรรมชาติสามารถลดความเสียหายที่เกิดจากแรงเฉือนได้

ตารางที่ 3.4-1 ระยะเคลื่อนที่ทางข้างสัมพัทธ์ (%) ที่ตรวจพบความเสียหายประเภทต่างๆ บนตัวอย่างทดสอบในกลุ่มที่ 2 โดยอาศัยวิธีการสังเกตด้วยตาเปล่า

รูปแบบของความเสียหาย	ตัวอย่างทดสอบ					
	CS	CF2S	S2S	S4S	J2S	J4S
รอยร้าวในแนวทแยงเนื่องจากแรงเฉือน	±0.75%	*	*	*	*	*
รอยร้าวในแนวตั้งจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยว	±1.50%	*	*	*	*	*
การกะเทาะของคอนกรีตที่บริเวณโคนเสา	±3.00%	*	*	*	*	*
การโก่งคดของเหล็กเสริมเอกที่บริเวณโคนเสา	±5.00%	*	*	*	*	*
การเกิดช่องว่างที่บริเวณรอยต่อฐานเสา	±3.00%	±3.00%	±3.00%	±3.00%	±3.00%	±3.00%
การโป่งพองของวัสดุเสริมกำลังที่บริเวณรอยต่อเสาและฐานราก	ไม่เกี่ยวข้อง	±7.00%	±5.00%	±5.00%	±5.00%	±5.00%

*ไม่สามารถสังเกตได้ระหว่างทำการทดสอบเนื่องจากมีแผ่นเสริมกำลังขวางอยู่



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.75\%$ รอบที่ 1



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.75\%$ รอบที่ 2



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$ รอบที่ 1



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$ รอบที่ 2

รูปที่ 3.4-1 ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางช้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CS



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.50\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.75\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 2.50\%$

รูปที่ 3.4-1 (ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CS



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 4.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 5.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 6.00\%$

รูปที่ 3.4-1 (ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CS



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.15\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$

รูปที่ 3.4-2 ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CF2S



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 5.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 7.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 9.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 12.00\%$

รูปที่ 3.4-2 (ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CF2S



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.15\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$

รูปที่ 3.4-3 ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางช้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ S25



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 5.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 7.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 9.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 12.00\%$

รูปที่ 3.4-3 (ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ S2S



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.15\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$

รูปที่ 3.4-4 ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ S45



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 5.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 7.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 9.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 14.00\%$

รูปที่ 3.4-4 (ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ S4S



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.15\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$

รูปที่ 3.4-5 ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ J2S



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 5.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 7.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 9.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 12.00\%$

รูปที่ 3.4-5 (ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ J2S



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.15\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 0.50\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 1.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 3.00\%$

รูปที่ 3.4-6 ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางช้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ J45



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 5.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 7.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 9.00\%$



ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ $\pm 12.00\%$

รูปที่ 3.4-6 (ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ J4S



(ก) ตัวอย่างทดสอบ CS



(ข) ตัวอย่างทดสอบ CF2S



(ค) ตัวอย่างทดสอบ S2S

รูปที่ 3.4-7 ภาพถ่ายความเสียหายที่บริเวณจุดหมุนพลาสติกของตัวอย่างทดสอบในกลุ่มที่ 2 ภายหลังการทดสอบแล้วเสร็จ



(ง) ตัวอย่างทดสอบ S4S



(จ) ตัวอย่างทดสอบ J2S



(ฉ) ตัวอย่างทดสอบ J4S

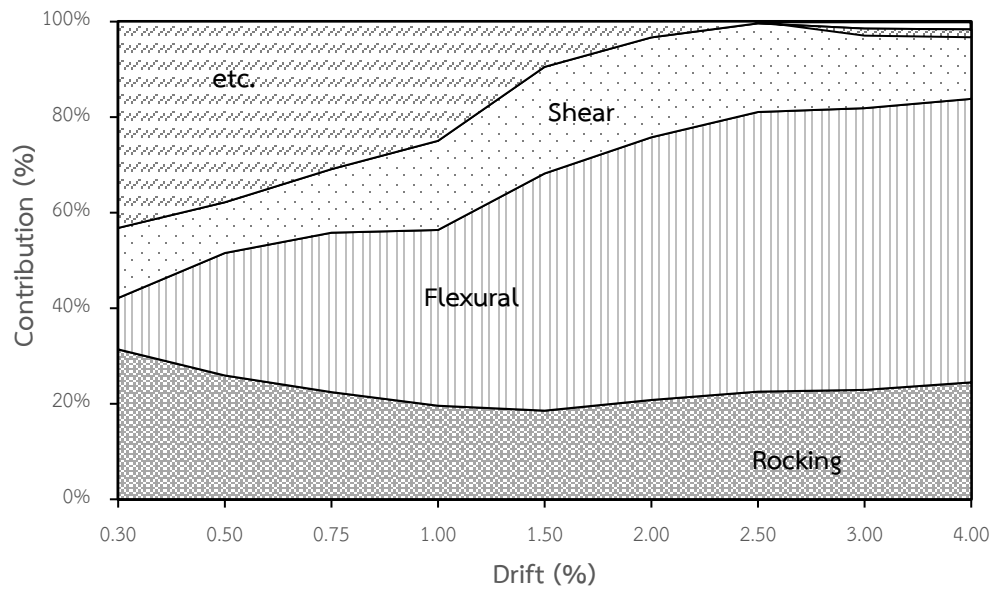
รูปที่ 3.4-7(ต่อ) ภาพถ่ายความเสียหายที่บริเวณจุดหมุนพลาสติกของตัวอย่างทดสอบในกลุ่มที่ 2 ภายหลังจากการทดสอบแล้วเสร็จ

3.4.2 ลักษณะการเสียรูปภายใต้แรงกระทำทางข้าง (Lateral Deformation Modes)

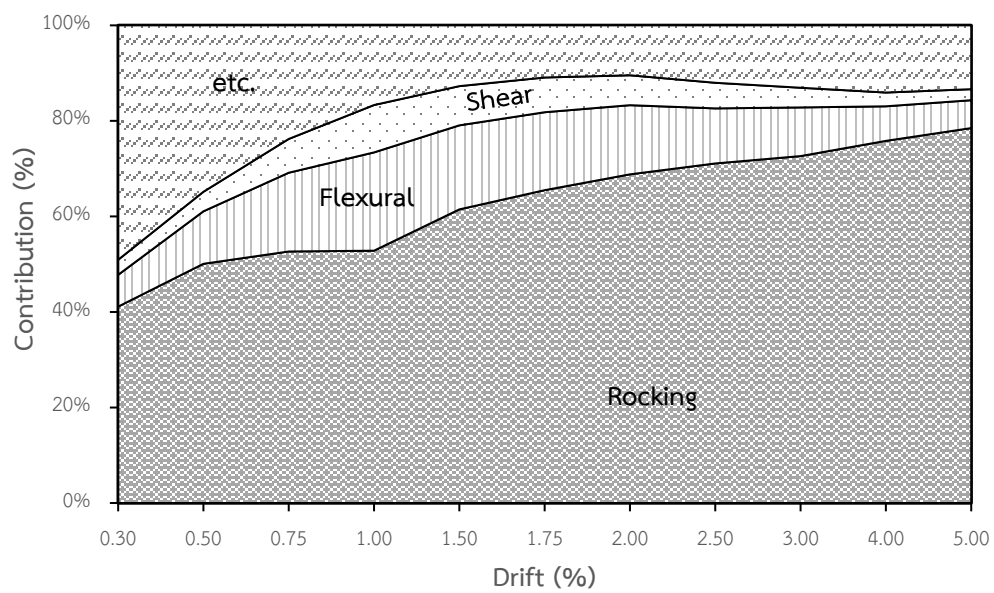
โครงสร้างเสาจะเกิดการเคลื่อนที่ทางข้างในขณะที่รับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว โดยการเคลื่อนที่ดังกล่าวจะก่อให้เกิดการเสียรูปของเสาในสามลักษณะประกอบด้วย การเสียรูปเนื่องจากการดัด (flexural deformation) การเสียรูปเนื่องจากการเฉือน (shear deformation) และการเสียรูปเนื่องจากการหมุนตัวซึ่งเป็นผลสืบเนื่องมาจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมเอก (rocking due bar slip) เพื่อให้สามารถเข้าใจถึงพฤติกรรมของเสาภายใต้แรงทางข้างได้ดียิ่งขึ้น การเสียรูปในลักษณะต่างๆ จึงได้ถูกทำการตรวจวัดโดยอาศัยอุปกรณ์ตรวจวัดต่างๆ บนตัวอย่างทดสอบ ข้อมูลที่ได้จากอุปกรณ์ตรวจวัดเหล่านี้ ได้ถูกนำมาศึกษาโหมดการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบดังอธิบายด้านล่าง

รูปที่ 3.4-8 แสดงสัดส่วนของการเสียรูปที่ระยะเคลื่อนที่ต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CS จากรูปจะเห็นว่า ที่ระยะการเคลื่อนที่ทางข้าง $\pm 0.3\%$ สัดส่วนของการเสียรูปแบบดัดและเฉือนมีค่าใกล้เคียงกันที่ 10% โดยประมาณ แต่เมื่อระยะการเคลื่อนที่ทางข้างเพิ่มมากขึ้นจาก $\pm 0.3\%$ จนถึง $\pm 4.0\%$ จะสามารถสังเกตเห็นว่าสัดส่วนของการเสียรูปแบบดัดเพิ่มขึ้นในขณะที่สัดส่วนของการเสียรูปแบบเฉือนมีค่าไม่เปลี่ยนแปลง แนวโน้มการเปลี่ยนแปลงนี้แสดงให้เห็นว่าตัวอย่างทดสอบเกิดการเสียรูปภายใต้การดัดเป็นหลักและน่าจะเกิดการครากของเหล็กเสริมเอกในตัวอย่างทดสอบในช่วงระยะการเคลื่อนที่ดังกล่าวข้างต้น (จากการตรวจสอบค่าความเครียดที่วัดจากเกจพบว่าเหล็กเสริมเอกเกิดการครากจริงที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างประมาณ 1%) อย่างไรก็ตามข้อสังเกตเหล่านี้ไม่ได้ขัดกับลักษณะการวิบัติแบบเฉือนที่ตรวจพบก่อนหน้านี้แต่อย่างใด การที่ไม่ปรากฏสัดส่วนการเสียรูปแบบเฉือนอย่างชัดเจนในรูปที่แสดงมีสาเหตุมาจากความจำเป็นที่จะต้องถอดเครื่องมือตรวจวัดออกจากการทดสอบที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้าง 4% (เพื่อป้องกันความเสียหาย) ในขณะที่รอยร้าวในแนวทแยงขนาดใหญ่ถูกตรวจพบที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้าง 6% ซึ่งเป็นระยะที่คาดว่าตัวอย่างทดสอบเกิดการเสียรูปแบบเฉือนเป็นหลัก จากข้อมูลทั้งหมดที่กล่าวมาสามารถสรุปได้ว่าตัวอย่างทดสอบ CS เกิดการครากในเหล็กเสริมเอกก่อนการการวิบัติแบบเฉือน ซึ่งพฤติกรรมการวิบัติแบบนี้มีชื่อเรียกเป็นทางวิชาการว่าการวิบัติแบบดัดเฉือน (flexural-shear failure)

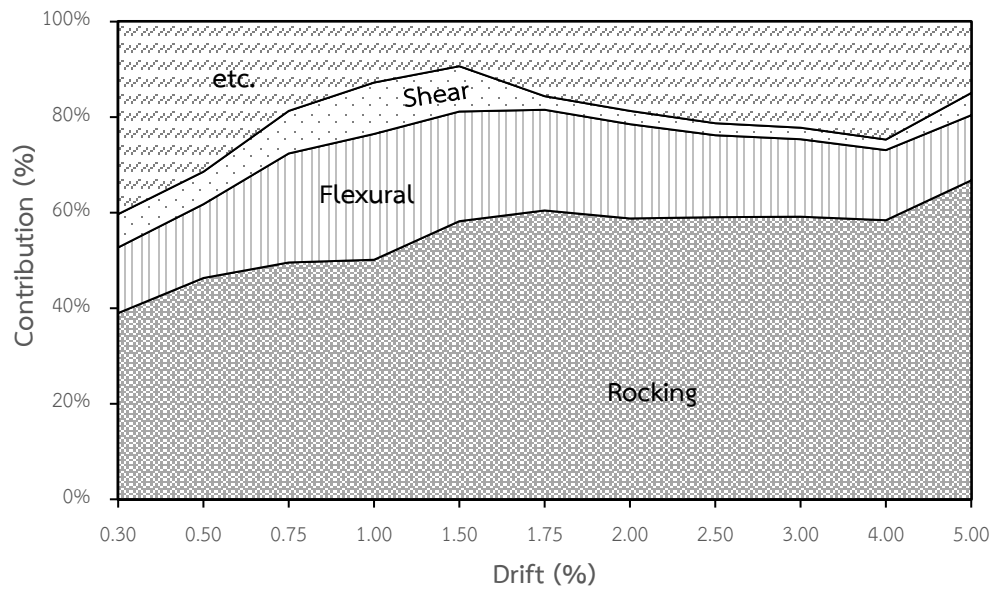
รูปที่ 3.4-9 ถึง 3.4-13 แสดงสัดส่วนของการเสียรูปที่ระยะเคลื่อนที่ต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CF2S S2S S4S J2S และ J4S ตามลำดับ จากรูปจะเห็นว่าสัดส่วนของการเสียรูปแบบเฉือนมีค่าลดลงเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบก่อนหน้านี้ ซึ่งแสดงเป็นผลมาจากการโอบรัดของวัสดุเสริมกำลัง นอกจากนี้ยังพบว่าการเสียรูปแบบเฉือนในตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และวัสดุทางเลือกทั้งสองชนิดไม่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญ



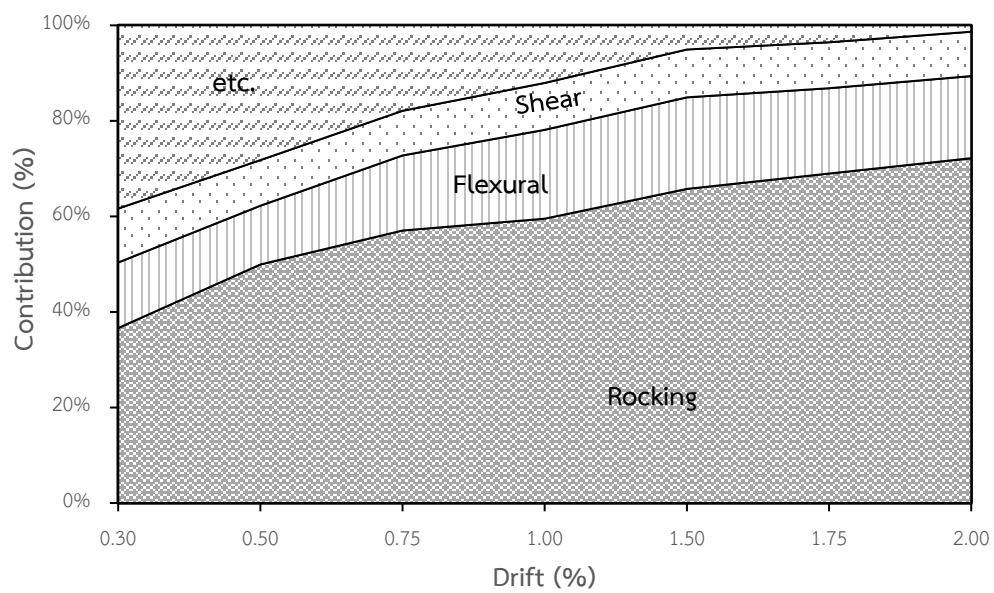
รูปที่ 3.4-8 สัดส่วนการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ CS
 etc. หมายถึงสัดส่วนการเสียรูปนอกบริเวณที่ทำการตรวจวัด



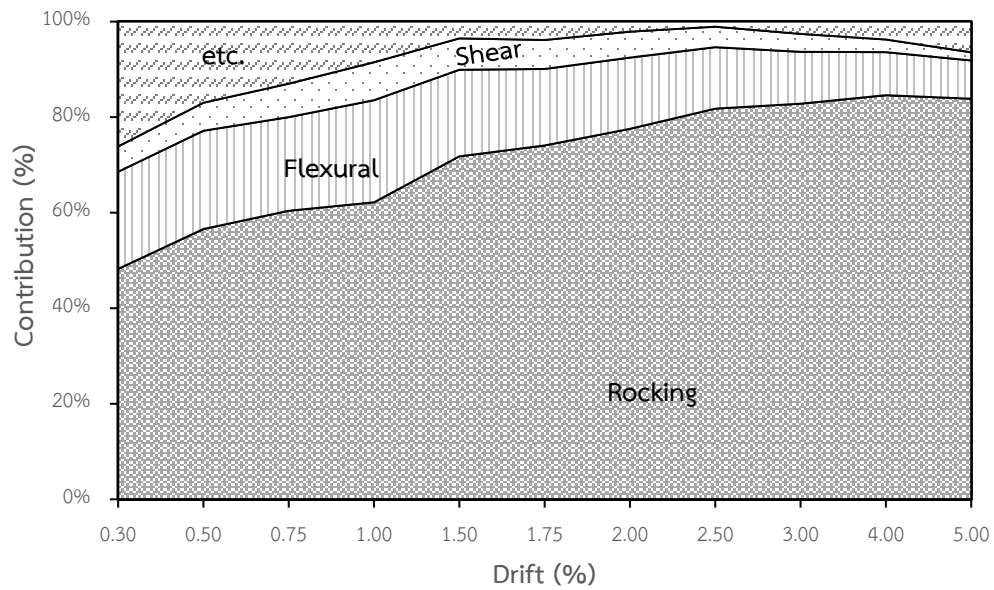
รูปที่ 3.4-9 สัดส่วนการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ CF2S
 etc. หมายถึงสัดส่วนการเสียรูปนอกบริเวณที่ทำการตรวจวัด



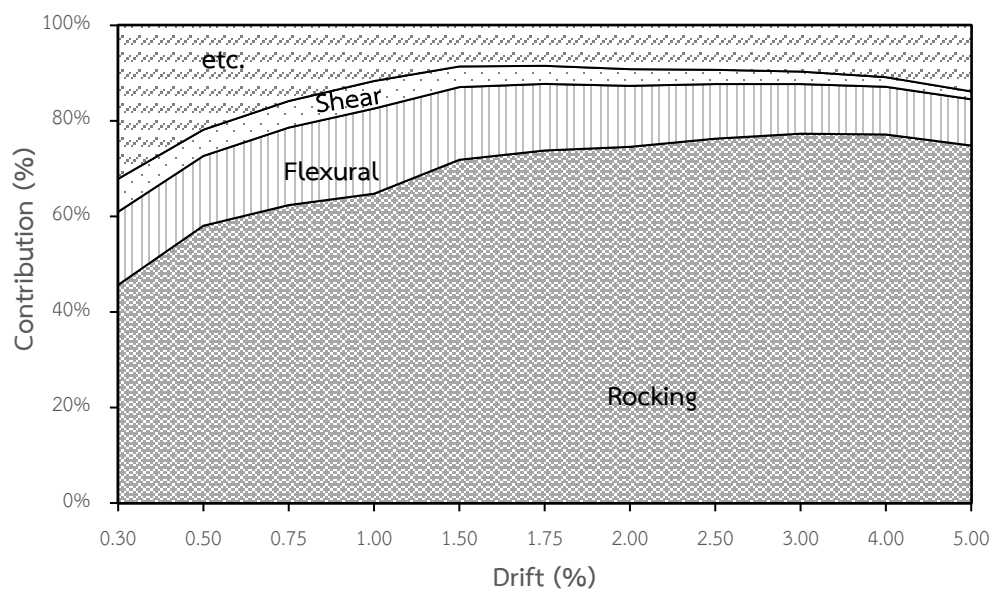
รูปที่ 3.4-10 สัดส่วนการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ S2S
etc. หมายถึงสัดส่วนการเสียรูปนอกบริเวณที่ทำการตรวจวัด



รูปที่ 3.4-11 สัดส่วนการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ S4S
etc. หมายถึงสัดส่วนการเสียรูปนอกบริเวณที่ทำการตรวจวัด



รูปที่ 3.4-12 สัดส่วนการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ J2S
etc. หมายถึงสัดส่วนการเสียรูปนอกบริเวณที่ทำการตรวจวัด

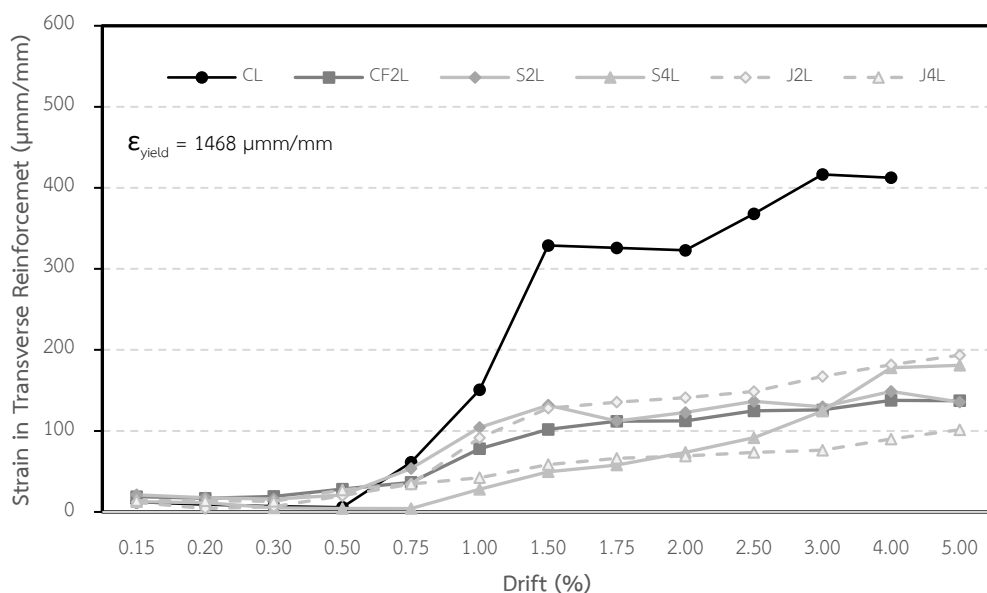


รูปที่ 3.4-13 สัดส่วนการเสียรูปของตัวอย่างทดสอบ J4S
etc. หมายถึงสัดส่วนการเสียรูปนอกบริเวณที่ทำการตรวจวัด

3.4.3 ค่าความเครียดในเหล็กเสริมทางขวาง (Strain in Transverse Reinforcement)

ในขณะที่เสารับแรงทางข้างเนื่องจากแผ่นดินไหว แรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นในตัวเสาจะทำให้เนื้อคอนกรีตบวมออกทางด้านข้างและก่อให้เกิดการวิบัติต่างๆ เช่น การครากของเหล็กปลอก (yielding) การกะเทาะหลุดร่อนของคอนกรีต (spalling) และการโก่งเดาะของเหล็กเสริม (buckling) เป็นต้น การนำแผ่นวัสดุเสริมกำลังซึ่งมีสติฟเนสสูงมาพันรอบเสาจะช่วยลดการบวมของคอนกรีต หรือที่เรียกว่า การโอบรัด (confinement effect) ซึ่งจะส่งผลให้สมรรถนะในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวดีขึ้น เพื่อตรวจสอบความสามารถของวัสดุเสริมกำลังที่พิจารณาในการลดการบวมของคอนกรีต ความเครียดในเหล็กปลอกจากตัวอย่างทดสอบต่างๆ จึงถูกนำมาเปรียบเทียบกัน

รูปที่ 3.4-14 แสดงความเครียดในเหล็กปลอกที่ระยะการเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ เมื่อทำการเปรียบเทียบความเครียดในเหล็กปลอกของตัวอย่างทดสอบ CS และ CF2S จะสังเกตเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบแรกมีความเครียดในเหล็กปลอกเพิ่มขึ้นตามระยะการเคลื่อนที่ทางข้าง ในขณะที่ตัวอย่างทดสอบหลังมีความเครียดในเหล็กปลอกเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย แนวโน้มที่พบแสดงให้เห็นว่าแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีประสิทธิภาพในการโอบรัดตามที่คาดหมาย เมื่อพิจารณาตัวอย่างทดสอบ S2S S4S J2S และ J4S ซึ่งเป็นตัวอย่างที่ใช้วัสดุทางเลือกในการเสริมกำลัง จะพบว่าวัสดุเหล่านี้มีความสามารถในการลดการบวมของคอนกรีตได้ เช่นเดียวกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์อย่างมีประสิทธิภาพเทียบเท่า ซึ่งสังเกตได้จากความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กปลอกมีค่าใกล้เคียงกัน



รูปที่ 3.4-14 ความเครียดในเหล็กปลอกของกลุ่มตัวอย่างทดสอบที่ 2

3.4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง (Hysteretic Relationship)

แนวทางข้างที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบโดยกระบอกไฮดรอลิก (V) และระยะการเคลื่อนที่ทางข้างสัมพัทธ์ (Δ/H) ที่เกิดขึ้น ณ ตำแหน่งเดียวกันได้ถูกทำการบันทึกในระหว่างการทดสอบ ข้อมูลทั้งสองได้ถูกนำมาสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะเคลื่อนที่ทางข้างเพื่อใช้ในการเปรียบเทียบสมรรถนะของตัวอย่างทดสอบในการรับแรงแผ่นดินไหว

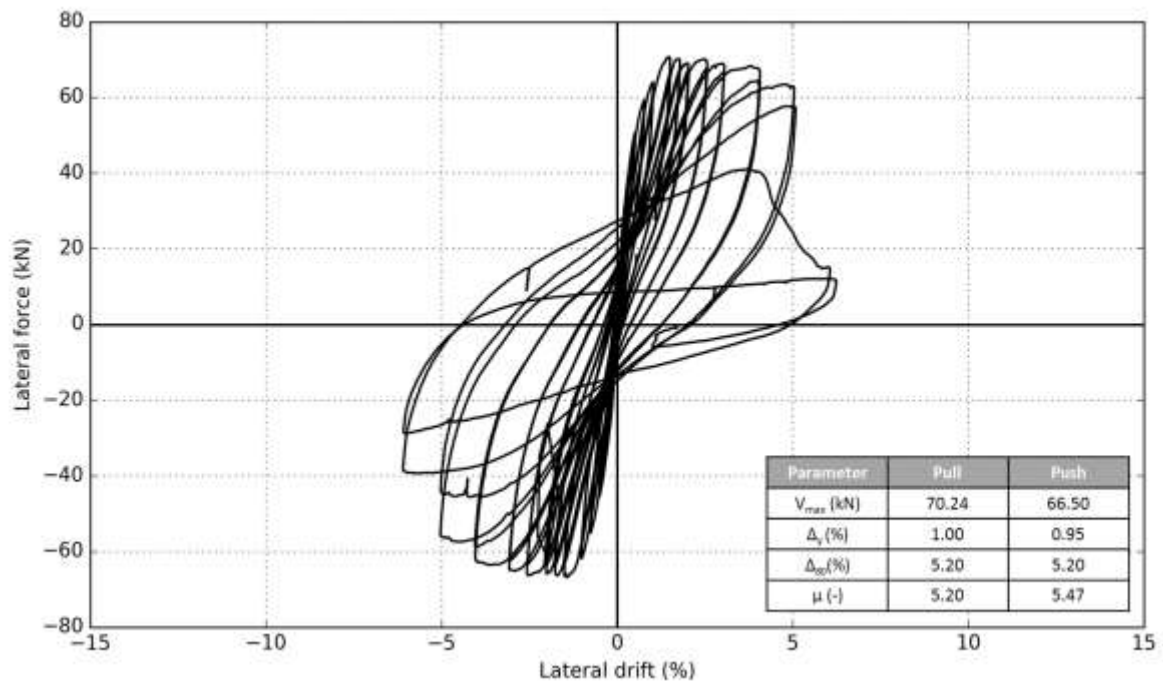
รูปที่ 3.4-15(ก) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ CS จากรูปจะเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบเกิดการครากในเหล็กเสริมเอกเป็นครั้งแรกที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้าง 1.00% และ 0.95% ในทิศทางตั้งและดันของกระบอกไฮดรอลิกตามลำดับ (การครากของเหล็กเสริมเอกนั้นว่าเกิดขึ้นเมื่อค่าความเครียดที่บันทึกจากเกจมีค่ามากกว่าความเครียดจุดครากที่ได้จากการทดสอบ) ค่ากำลังรับแรงทางข้างสูงสุดที่วัดได้จากการทดสอบมีค่าเท่ากับ 70.24 kN และ 66.50 kN ในทิศทางตั้งและดันของกระบอกไฮดรอลิกตามลำดับ หลังจากการพัฒนากำลังสูงสุดจะสามารถสังเกตเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบสามารถคงกำลังรับแรงทางข้างไว้ได้จนกระทั่งระยะเคลื่อนที่ทางข้างมีค่า 4% ที่ตำแหน่งนี้ตัวอย่างทดสอบเริ่มเกิดการเสื่อมถอยของสติฟเนสและกำลังรับแรงทางข้าง ค่าระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่ทำให้กำลังลดลงเหลือร้อยละ 80 ของกำลังสูงสุด (Δ_{80}) อยู่ที่ 5.2% โดยประมาณ ที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้าง 6% รอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนบนตัวอย่างทดสอบเปิดกว้างออกอย่างรุนแรง ซึ่งส่งผลให้กำลังรับแรงทางข้างลดลงอย่างรุนแรง ผู้ทดสอบจึงได้หยุดการทดลอง เมื่อสังเกตรูปร่างและลักษณะของเส้นความสัมพันธ์ภายใต้ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ จะพบว่าที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่ำกว่า 4% เส้นความสัมพันธ์มีความอ้วน (fat hysteretic loop) อย่างไรก็ตามเมื่อระยะเคลื่อนที่ทางข้างมีค่ามากกว่า 5% ขึ้นไป เส้นความสัมพันธ์เริ่มแสดงลักษณะที่เรียกว่าพินชิง (pinching hysteretic loop) ซึ่งเป็นลักษณะที่ไม่ดีต่อการรับแรงแผ่นดินไหวเนื่องจากอัตราการสลายพลังงานจะลดลง

รูปที่ 3.4-15(ข) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ CF2S จากรูปจะเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบเกิดการครากในเหล็กเสริมเอกเป็นครั้งแรกที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้าง 1.00% และ 0.96% ในทิศทางตั้งและดันของกระบอกไฮดรอลิกตามลำดับ ซึ่งเกิดขึ้นใกล้เคียงกับตัวอย่างทดสอบก่อนหน้า ลักษณะนี้แสดงให้เห็นว่าการโอบรัดของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ไม่มีผลต่อการครากของเหล็กเสริมแต่อย่างใด หลังจากเหล็กเสริมเกิดการคราก จะสามารถสังเกตเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบสามารถพัฒนาได้ถึงขั้นอีกเล็กน้อย ค่ากำลังรับแรงทางข้างสูงสุดที่ตรวจวัดได้จากการทดสอบมีค่าเท่ากับ 68.86 kN และ 81.30 kN ในทิศทางตั้งและดันของกระบอกไฮดรอลิกตามลำดับ ภายหลังจากที่ตัวอย่างทดสอบพัฒนากำลังสูงสุด ตัวอย่างทดสอบสามารถคงกำลังรับแรงทางข้างไว้ได้จนกระทั่งระยะเคลื่อนที่ทางข้างมีค่า 5% โดยประมาณ หลังจากนั้นตัวอย่างทดสอบเริ่มเกิดการเสื่อมถอยของสติฟเนสและกำลังรับแรงทางข้าง อย่างไรก็ตามการเสื่อมถอยดังกล่าวมีความรุนแรงน้อยกว่าตัวอย่างทดสอบก่อนหน้าเป็นอย่างมาก ค่าระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่ทำให้กำลังลดลงเหลือร้อยละ 80 ของกำลังสูงสุด (Δ_{80}) อยู่ที่ 10.5% โดยประมาณ การที่ตัวอย่างทดสอบ CF2S มีค่า Δ_{80} สูงกว่าตัวอย่างควบคุมค่อนข้างมากแสดงให้เห็นถึงความเหนียว (ductility) ที่เพิ่มขึ้นเนื่องมาจากผลของการโอบรัด คุณสมบัติดังกล่าวนี้จะช่วยให้สมรรถนะในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้นเป็นอย่างมาก ที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้าง 14.00% แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่

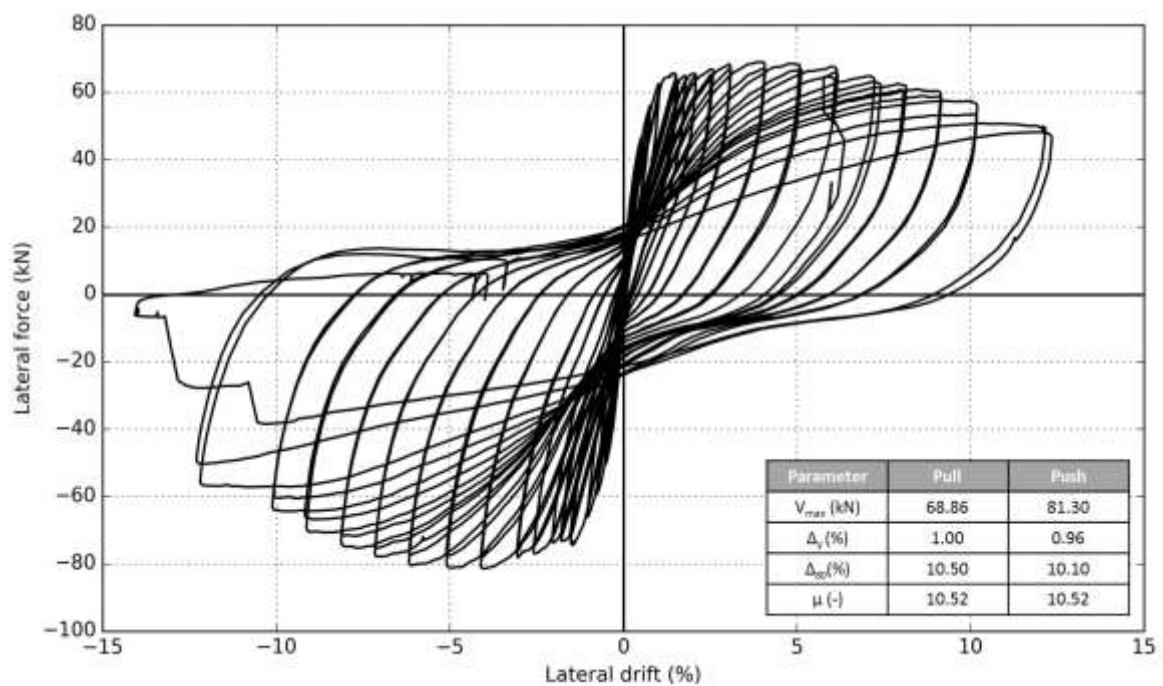
บริเวณโคนเสาเกิดการโป่งพอง ซึ่งส่งผลให้เกิดการเสื่อมถอยของกำลังรับแรงทางข้างอย่างรุนแรง คณะผู้ทดสอบจึงได้หยุดทำการทดสอบลง เมื่อพิจารณารูปร่างและลักษณะของเส้นความสัมพันธ์ภายใต้ระยะเคลื่อนที่ทางข้างต่างๆ จะพบว่าเส้นความสัมพันธ์ที่เกิดจากการเคลื่อนที่ไปกลับของตัวอย่างทดสอบมีความอ่อนแอตลอดการทดสอบ ลักษณะดังกล่าวนี้เป็นผลของการโอเวอร์ (confinement effect) จากแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

รูปที่ 3.4-15(ค) และ 3.4-15(ง) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ S2S และ S4S ตามลำดับ ตัวอย่างทดสอบทั้งสองอาศัยเส้นใยธรรมชาติที่ทำจากป่านศรนารายณ์เป็นวัสดุทางเลือกในการเสริมกำลังแทนแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ จากรูปจะสามารถสังเกตเห็นได้ว่า (1) การครากในเหล็กเสริมเอกเป็นครั้งแรกของตัวอย่างทั้งสองเกิดขึ้นที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างประมาณ 0.98% ถึง 1.18% (2) กำลังรับแรงทางข้างสูงสุดของตัวอย่างทั้งสองมีค่าตั้งแต่ 72.00 kN ถึง 79.00 kN และ (3) ค่าระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่ทำให้กำลังลดลงเหลือร้อยละ 80 ของกำลังสูงสุด (Δ_{80}) อยู่ที่ 7.77% ถึง 10.16% ค่าที่ตรวจวัดได้เหล่านี้ไม่ได้มีความแตกต่างอย่างมีนัยสำคัญจากตัวอย่างทดสอบ CF2S ซึ่งใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในการเสริมกำลัง เมื่อพิจารณาถึงรูปร่างของเส้นความสัมพันธ์ภายใต้แรงกระทำแบบไปกลับได้พบว่า เส้นความสัมพันธ์มีความอ่อนแอเช่นเดียวกับตัวอย่างทดสอบ CF2S ข้อสังเกตเหล่านี้แสดงให้เห็นว่าเส้นใยธรรมชาติจากป่านศรนารายณ์สามารถเสริมสมรรถนะในการรับแรงแผ่นดินไหวได้โดยไม่ต่างจากแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ นอกจากนี้ยังพบว่าการเพิ่มจำนวนรอบของแผ่นเสริมกำลังจาก 2 รอบในตัวอย่างทดสอบ S2S เป็น 4 รอบ ในตัวอย่างทดสอบ S4S ไม่ได้ทำให้สมรรถนะแตกต่างแต่อย่างใด

รูปที่ 3.4-15(จ) และ 3.4-15(ฉ) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบ J2S และ J4S ตามลำดับ ตัวอย่างทดสอบทั้งสองอาศัยเส้นใยธรรมชาติที่ทำจากเส้นใยปอเป็นวัสดุทางเลือกในการเสริมกำลังแทนแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ จากรูปจะสามารถสังเกตเห็นได้ว่า (1) การครากในเหล็กเสริมเอกเป็นครั้งแรกของตัวอย่างทั้งสองเกิดขึ้นที่ระยะเคลื่อนที่ทางข้างประมาณ 0.80% ถึง 1.25% (2) กำลังรับแรงทางข้างสูงสุดของตัวอย่างทั้งสองมีค่าตั้งแต่ 80.05 kN ถึง 92.40 kN และ (3) ค่าระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่ทำให้กำลังลดลงเหลือร้อยละ 80 ของกำลังสูงสุด (Δ_{80}) อยู่ที่ 7.75% ถึง 10.50% ค่าที่ตรวจวัดได้เหล่านี้ไม่ได้มีความแตกต่างอย่างมีนัยสำคัญจากตัวอย่างทดสอบ CF2S ซึ่งใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในการเสริมกำลัง เมื่อพิจารณาถึงรูปร่างของเส้นความสัมพันธ์ภายใต้แรงกระทำแบบไปกลับได้พบว่า เส้นความสัมพันธ์มีความอ่อนแอเช่นเดียวกับตัวอย่างทดสอบ CF2S ข้อสังเกตเหล่านี้แสดงให้เห็นว่าเส้นใยธรรมชาติจากป่านศรนารายณ์สามารถเสริมสมรรถนะในการรับแรงแผ่นดินไหวได้โดยไม่ต่างจากแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ นอกจากนี้ยังพบว่าการเพิ่มจำนวนรอบของแผ่นเสริมกำลังจาก 2 รอบในตัวอย่างทดสอบ J2S เป็น 4 รอบ ในตัวอย่างทดสอบ J4S ไม่ได้ทำให้สมรรถนะแตกต่างแต่อย่างใด

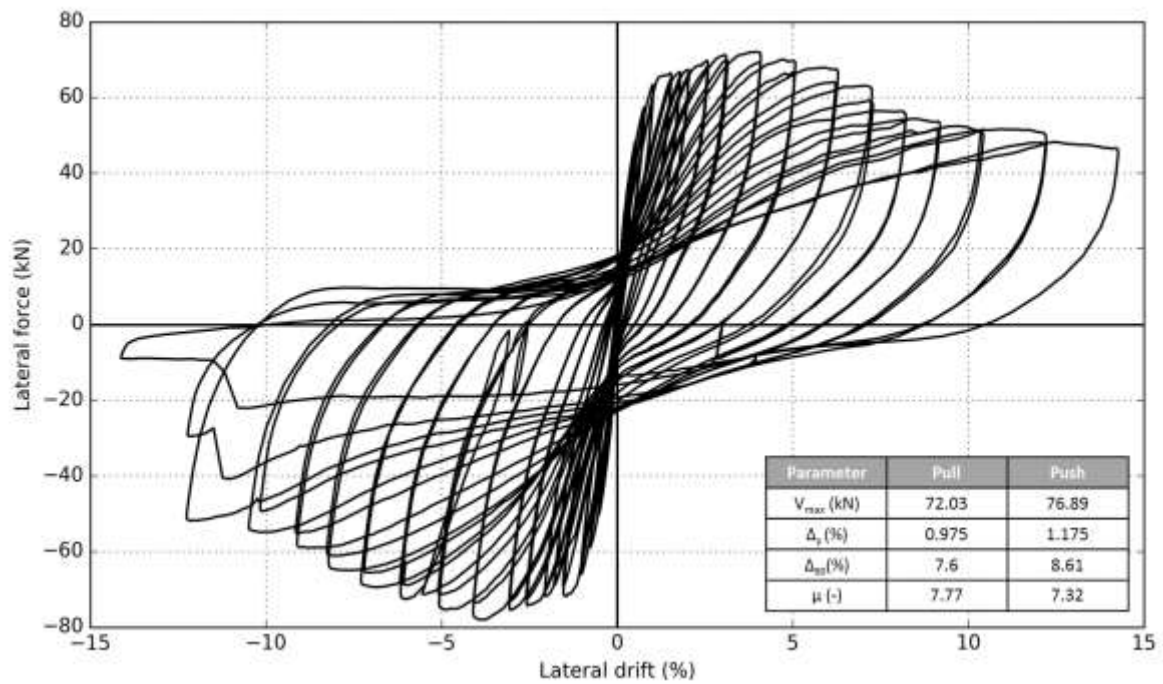


(ก) ตัวอย่างทดสอบ CS

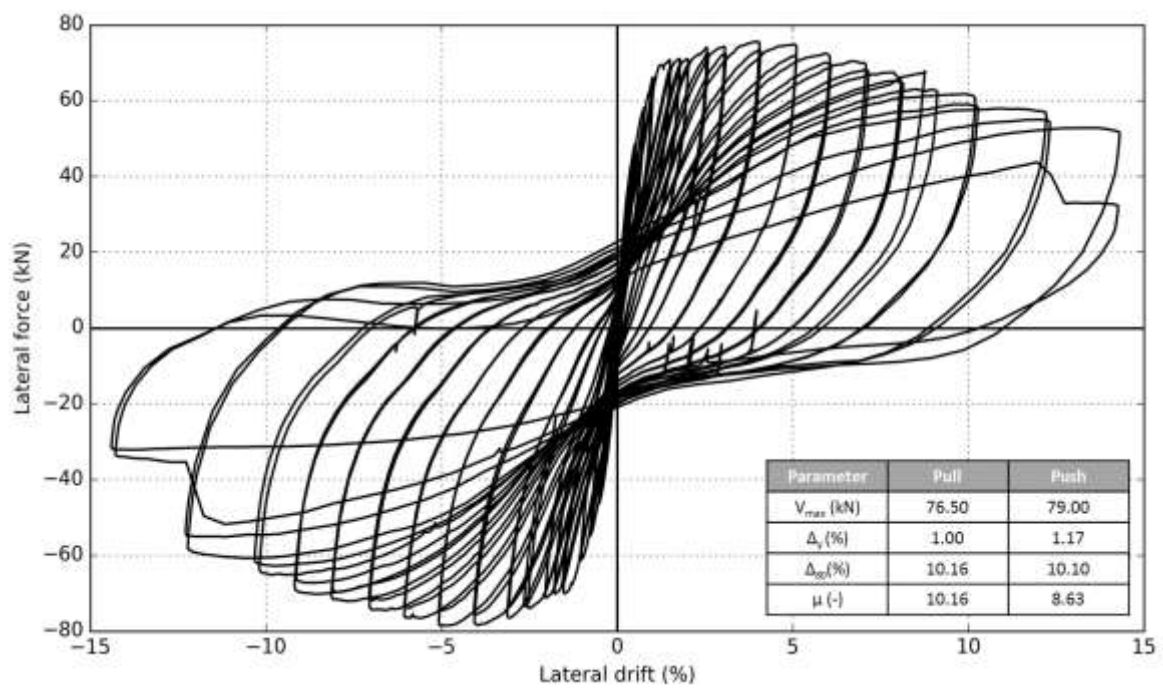


(ข) ตัวอย่างทดสอบ CF2S

รูปที่ 3.4-15 เส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง (Hysteretic Relationship)

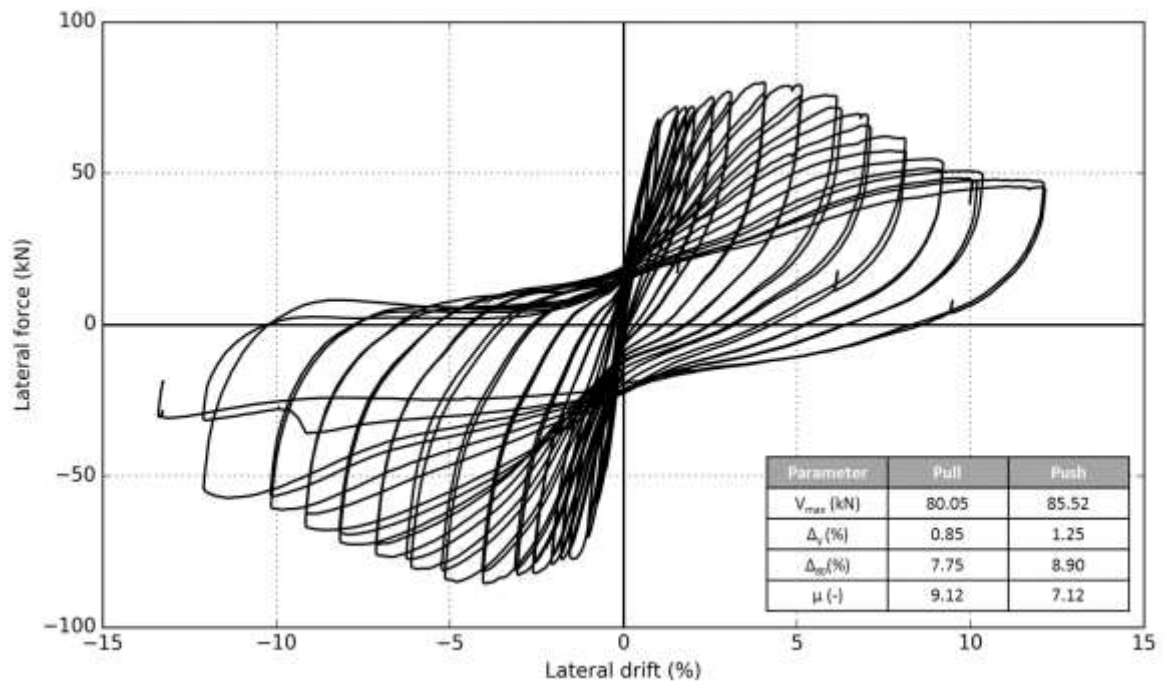


(ค) ตัวอย่างทดสอบ S2S

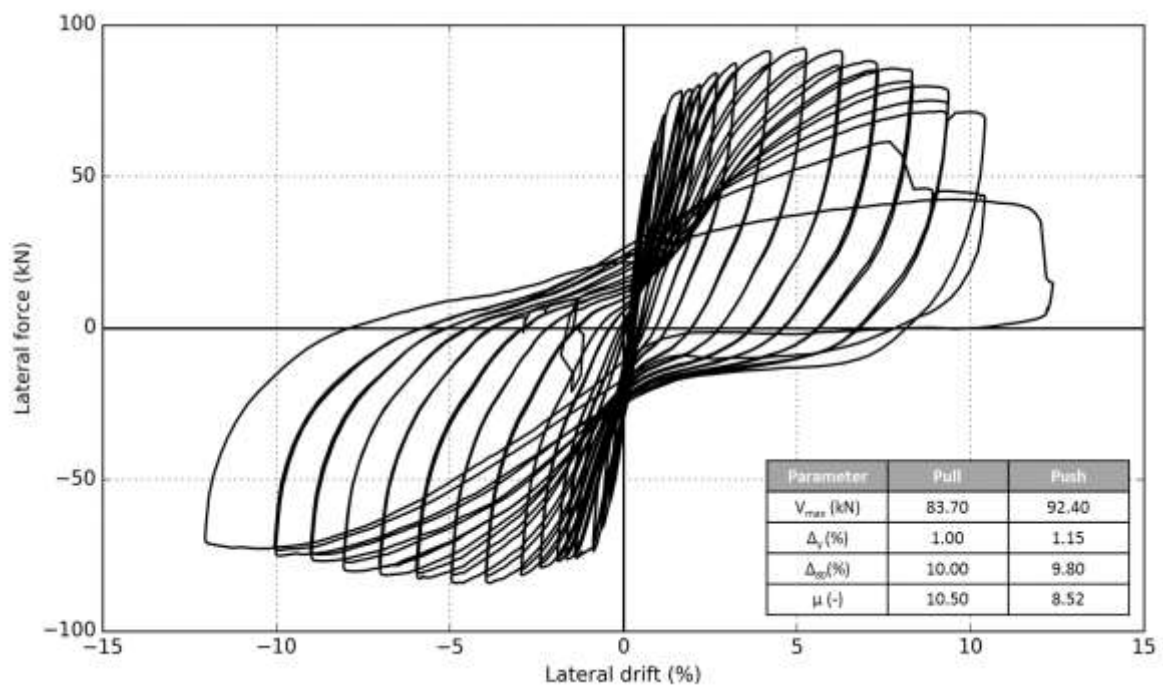


(ง) ตัวอย่างทดสอบ S4S

รูปที่ 3.4-15 (ต่อ) เส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง (Hysteretic Relationship)



(จ) ตัวอย่างทดสอบ J2S

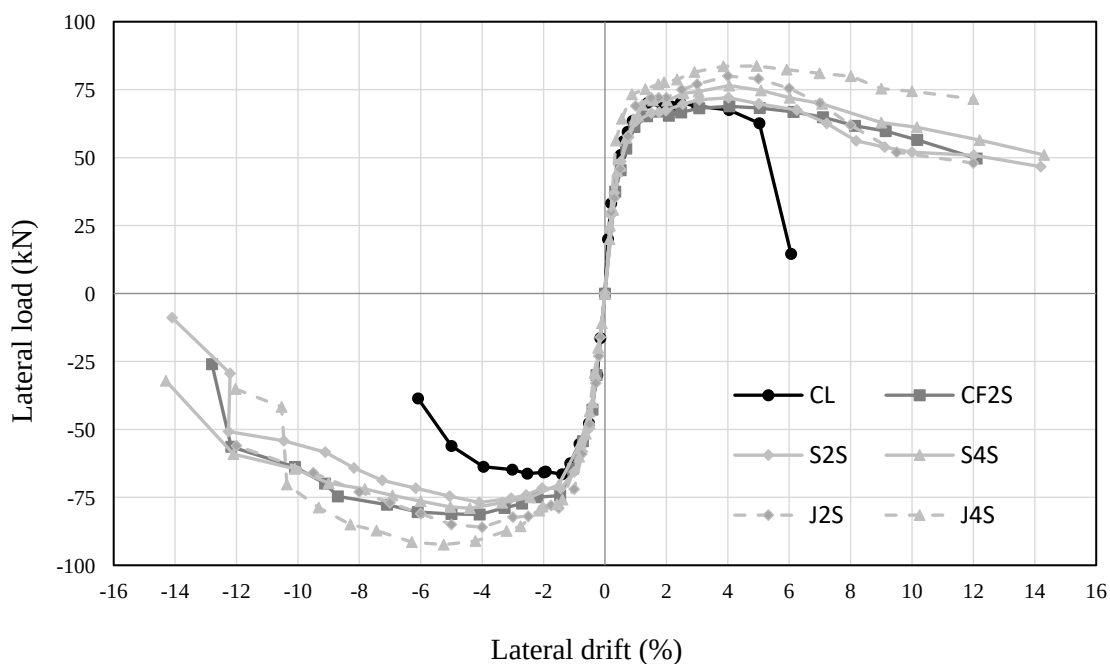


(ฉ) ตัวอย่างทดสอบ J4S

รูปที่ 3.4-15 (ต่อ) เส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้าง (Hysteretic Relationship)

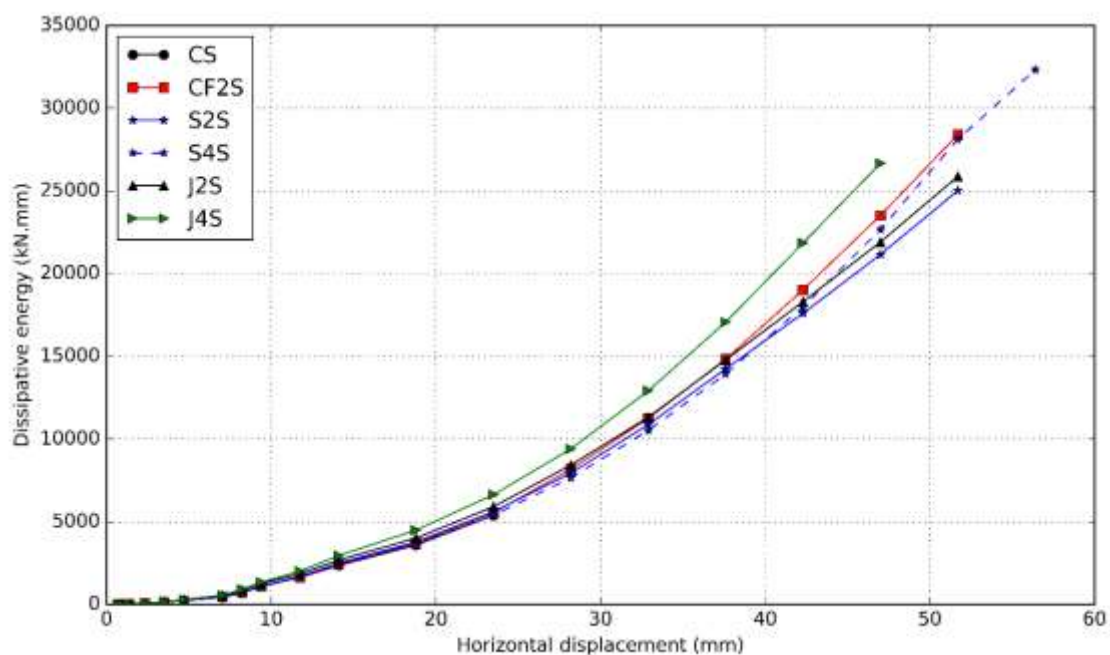
3.4.5 การเปรียบเทียบสมรรถนะในการต้านทานแรงทางข้างระหว่างตัวอย่างทดสอบ

เพื่อวัตถุประสงค์ในการเปรียบเทียบสมรรถนะในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของตัวอย่างทดสอบ เส้นโค้ง Envelope ซึ่งเป็นเส้นแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงทางข้างสูงสุดที่ระยะการเคลื่อนที่ต่างๆ ได้ถูกสร้างขึ้นจากผลการทดสอบ รูปที่ 3.4-16 แสดงเส้นโค้ง Envelope ของตัวอย่างทดสอบในกลุ่มที่ 2 จากรูปจะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างของตัวอย่างทดสอบทั้งหมดที่พิจารณามีรูปแบบร่วมกัน กล่าวคือเส้นความสัมพันธ์สามารถถูกแบ่งย่อยออกเป็น 3 ช่วงได้แก่ (1) ช่วงแรกเริ่ม (initial branch) ซึ่งเส้นความสัมพันธ์มีความชันมาก (2) ช่วงคราก (yield branch) ซึ่งเส้นความสัมพันธ์มีความชันลดลงจากช่วงก่อนอย่างเห็นได้ชัดและวางตัวเกือบอยู่ในแนวนอน และ (3) ช่วงเสื่อมถอยของกำลัง (strength degrading branch) ซึ่งเส้นความสัมพันธ์มีความชันเป็นค่าลบ เมื่อพิจารณาในรายละเอียดจะพบว่าเส้นโค้ง Envelope ของตัวอย่างทดสอบ CS มีความแตกต่างจากตัวอย่างทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลังสองประการคือ (1) อย่างทดสอบ CS มีเส้นความสัมพันธ์ในช่วงครากที่ชันกว่าค่อนข้างมาก ข้อสังเกตนี้แสดงให้เห็นว่าตัวอย่างทดสอบ CS มีความเหนียว (ductility) ต่ำกว่าตัวอย่างทดสอบอื่นๆ (2) ตัวอย่างทดสอบ CS มีเส้นความสัมพันธ์ในช่วงเสื่อมถอยของกำลังชันกว่าตัวอย่างทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลังเป็นอย่างมาก ซึ่งมีสาเหตุมาจากการวิบัติแบบเฉือนในตัวอย่างทดสอบ CS ในขณะที่ตัวอย่างทดสอบอื่นไม่เกิดการวิบัติดังกล่าว นอกจากนี้ เมื่อทำการเปรียบเทียบระหว่างตัวอย่างทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลังด้วยกันเอง จะสังเกตได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างมีความคล้ายคลึงกันมาก หรืออาจกล่าวได้ว่าชนิดของวัสดุและจำนวนรอบของแผ่นเสริมกำลังที่ใช้ในการปรับปรุงสมรรถนะให้ผลใกล้เคียงกัน



รูปที่ 3.4-16 เส้นโค้ง Envelope ของตัวอย่างทดสอบในกลุ่มที่ 2

นอกเหนือจากเส้นโค้ง Envelope ที่อธิบายข้างต้น ผลการทดสอบได้ถูกนำมาคำนวณค่าการสลายพลังงาน (energy dissipation) คุณสมบัตินี้บ่งบอกถึงพลังงานที่สลายไปในตัวอย่างทดสอบในขณะเกิดการเคลื่อนที่กลับทิศทางไปมา ค่าการสลายพลังงานสามารถคำนวณได้จากพื้นที่ใต้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทางข้างในแต่ละรอบการเคลื่อนที่ (constant-amplitude displacement cycle) จากนั้นจึงนำพื้นที่ที่คำนวณได้จากรอบการเคลื่อนที่ที่สอง (2^{nd} cycle) มารวมกัน รูปที่ 3.4-17 แสดงค่าการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบทั้งหมดในกลุ่มที่ 2 จากรูปจะเห็นได้ว่า ณ ระยะเคลื่อนที่ทางข้างเท่ากัน ตัวอย่างทดสอบ CS และตัวอย่างทดสอบที่ได้รับการเสริมกำลังมีความสามารถในการสลายพลังงานใกล้เคียงกัน การที่วัสดุเสริมกำลังไม่สามารถเพิ่มความสามารถในสลายพลังงานให้กับตัวอย่างทดสอบได้

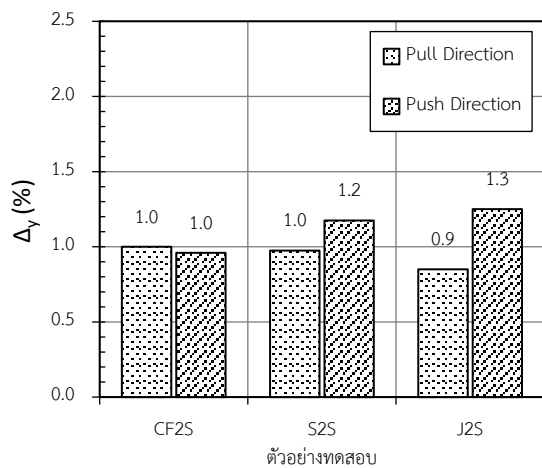


รูปที่ 3.4-17 ค่าการสลายพลังงานของตัวอย่างทดสอบทั้งหมดในกลุ่มที่ 2

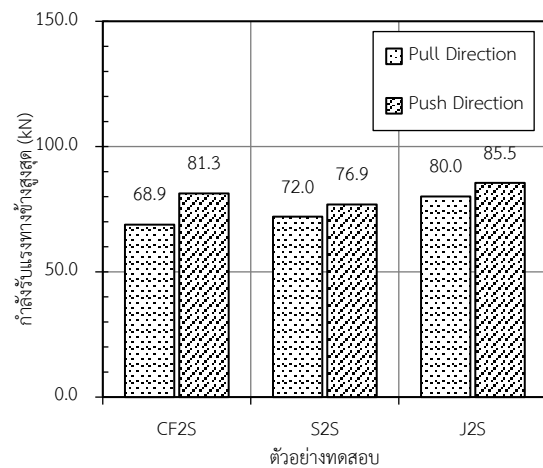
3.4.6 ผลของชนิดและจำนวนรอบของวัสดุเสริมกำลังต่อสมรรถนะของโครงสร้าง

ผลกระทบจากชนิดและจำนวนรอบของวัสดุเสริมกำลังต่อสมรรถนะในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ถูกทำการประเมิน รูปที่ 3.4-18 แสดงค่าคุณสมบัติเชิงโครงสร้างชนิดต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ CF2S S2S และ J2S เนื่องจากตัวอย่างทดสอบเหล่านี้มีความแตกต่างกันที่ชนิดของวัสดุเสริมกำลังเท่านั้น การเปรียบเทียบคุณสมบัติเชิงโครงสร้างที่แสดงในรูปจะทำให้สามารถประเมินผลกระทบจากการใช้วัสดุเสริมกำลังที่ต่างชนิดกันได้ จากรูปจะเห็นได้ว่าระยะเคลื่อนที่ที่จุดครากและกำลังรับแรงทางข้างของตัวอย่างทดสอบทั้งสามไม่แตกต่างกัน ในขณะที่ Δ_{80} และความเหนียวของตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังโดยใช้วัสดุทางเล็กมีค่าต่ำกว่าแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เล็กน้อย

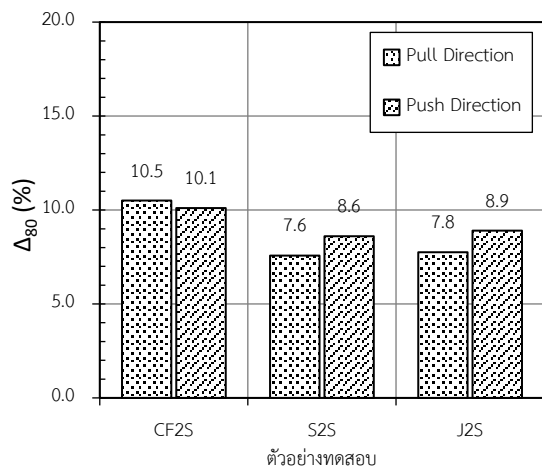
เพื่อทำการประเมินผลกระทบจากจำนวนรอบของการพันตัวอย่างทดสอบด้วยวัสดุเส้นใยจากธรรมชาติ ค่าคุณสมบัติเชิงโครงสร้างชนิดต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ S2S S4S J2S และ J4S จึงถูกทำการเปรียบเทียบดังแสดงในรูปที่ 3.4-19 จากรูปจะสามารถสังเกตเห็นได้ว่าระยะเคลื่อนที่ที่จุดครากและกำลังรับแรงทางข้างของตัวอย่างทดสอบไม่แตกต่างกัน ในขณะที่ Δ_{80} และความเหนียวของตัวอย่างทดสอบมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อจำนวนรอบการพันเพิ่มขึ้นจาก 2 รอบ เป็น 4 รอบ นอกจากนี้ยังสังเกตเห็นว่าที่จำนวนรอบการพัน 4 รอบ ค่า Δ_{80} และความเหนียวของตัวอย่างทดสอบที่ใช้วัสดุทางเลือกมีค่าใกล้เคียงกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์



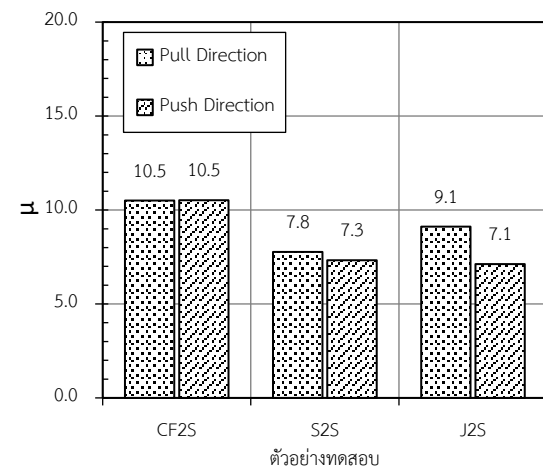
(ก) ระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่จุดคราก



(ข) กำลังรับแรงทางข้างสูงสุด

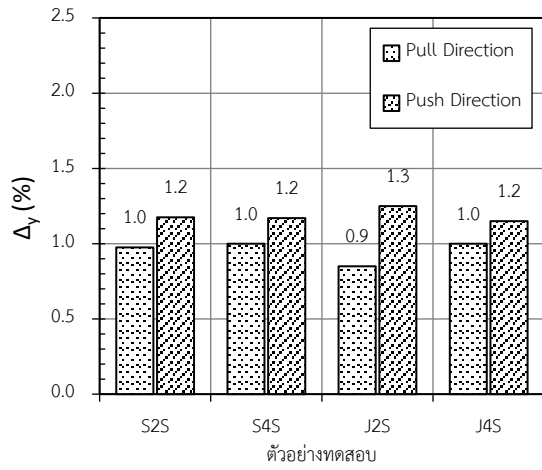


(ค) ระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่กำลังรับแรงข้างลดลงเหลือร้อยละ 80

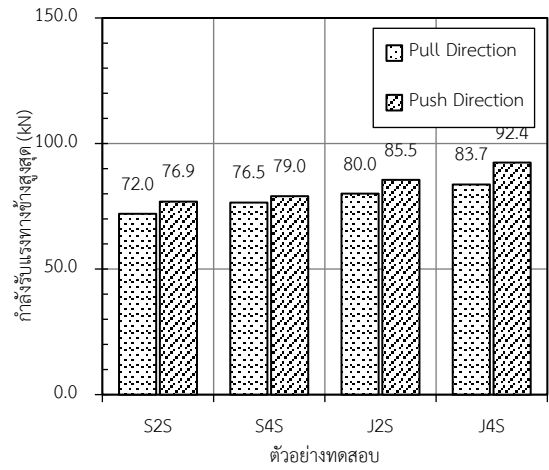


(ง) ความเหนียว

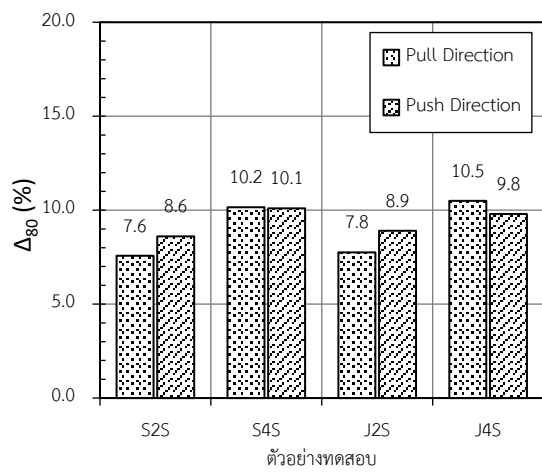
รูปที่ 3.4-18 คุณสมบัติเชิงโครงสร้างของตัวอย่างทดสอบ CF2S S2S และ J2S



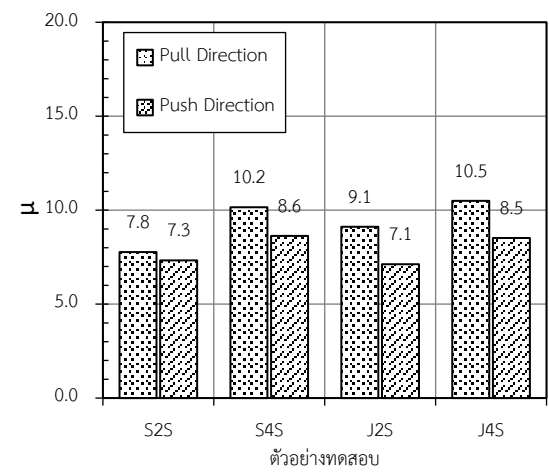
(ก) ระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่จุดคราก



(ข) กำลังรับแรงทางข้างสูงสุด



(ค) ระยะเคลื่อนที่ทางข้างที่กำลังรับแรงข้างลดลงเหลือร้อยละ 80



(ง) ความเหนียว

รูปที่ 3.4-19 คุณสมบัติเชิงโครงสร้างของตัวอย่างทดสอบ S2S S4S J2S และ J4S

บทที่ 3.5

สรุปผลการศึกษาการเสริมกำลังเสา

3.5.1 สรุปผลการศึกษา

การศึกษานี้คณะผู้วิจัยได้ทำการทดสอบพฤติกรรมการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของเสาในห้องปฏิบัติการด้วยวิธีการทดสอบแบบวัฏจักรกึ่งสถิต (Quasi-static reversed cyclic loading test) โดยมีวัตถุประสงค์หลักเพื่อศึกษาความเป็นไปได้ในการนำเส้นใยธรรมชาติ เช่น ป่านศรนารายณ์ และเส้นใยปอมาใช้เป็นวัสดุทางเลือกแทนที่แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ กลุ่มอาคารที่พิจารณาในโครงการนี้คืออาคารขนาดเล็กที่มีความสูง 1 ถึง 2 ชั้น ซึ่งจากผลการสำรวจอาคารเป้าหมายนี้ พบว่าเสาโดยส่วนมากของกลุ่มอาคารที่พิจารณามีขนาดและเหล็กเสริม เป็นเสามีรูปตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 150-250 มม. เหล็กเสริมเอกหรือเหล็กเสริมตามยาวที่ใช้ในนั้น เป็นเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 ถึง 16 มม. จำนวน 4-8 เส้น เส้นปลอกที่ใช้เป็นเหล็กกลมผิวเรียบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มม. ที่ระยะห่าง 150-200 มม. ตลอดความสูง เสามีส่วนรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง ($P/f' A_g$) ประมาณ 15% ถึง 25% จากข้อมูลการสำรวจนี้ คณะผู้วิจัยได้ออกแบบตัวอย่างการทดสอบ โดยพิจารณาถึงการใช้ขนาดหน้าตัดอาคารเสาจริง โดยมีสัดส่วนขนาดเสาต้นแบบต่อเสาจำลองอยู่ที่ 1:1 ดังนั้นเสาที่ทำการทดสอบมีหน้าตัดขนาด 200×200 มม. เสริมด้วยเหล็กตามยาวขนาด DB12 เกรด SD40 มีเหล็กปลอกรับแรงเฉือนขนาด RB6 เกรด SR24 ระยะห่าง 200 มม. สัดส่วนน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนเสา ($P/f' A_g$) ที่ใช้ในการทดสอบถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 20%

โดยการศึกษาจะแบ่งการศึกษออกเป็น 2 กลุ่มใหญ่ คือ 1. เสาที่มีพฤติกรรมควบคุมโดยแรงดัดเป็นหลัก และ 2. เสาที่มีพฤติกรรมควบคุมโดยแรงเฉือนเป็นหลัก ในแต่ละกลุ่มนั้นจะประกอบไปด้วยเสาต้นควบคุม และเสาที่มีการเสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาติ โดยการเสริมกำลังด้วยเส้นใยธรรมชาตินั้นจะแบ่งออกแยกย่อยได้อีก คือ การพันที่โคนเสาเป็นจำนวน 2 รอบ และ 4 รอบ และเพื่อสามารถเปรียบเทียบถึงประสิทธิภาพในการเสริมกำลังนี้แต่ละกลุ่มยังมีการทดสอบเพิ่มกับการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จำนวน 2 รอบ โดยเสาดังกล่าวที่ทำการเสริมกำลังทุกต้นนั้นจะพันด้วยความสูง 2 เท่าของขนาดหน้าตัดเสาซึ่งเท่ากับ 400 มม. ในแต่ละกลุ่มนั้นจะมีการทดสอบทั้งสิ้นกลุ่มละ 6 ตัวอย่าง ผลการศึกษารูปได้ดังนี้

ตัวอย่างทดสอบในกลุ่มที่ 1 ถูกใช้ในการศึกษาพฤติกรรมของเสาต้นแบบซึ่งมีพฤติกรรมทางช้างที่ถูกควบคุมโดยการดัดเป็นหลัก ผลการทดสอบตัวอย่าง CL ซึ่งเป็นตัวแทนของเสาต้นแบบแสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงทางช้างถูกควบคุมโดยการครากของเหล็กเสริมเอก ในขณะที่ความสามารถในการให้ตัวมีค่อนข้างจำกัด (ดูได้จากการที่ Δ_{80} และ ductility มีค่าค่อนข้างน้อย) ซึ่งมีสาเหตุหลักมาจากการเสื่อมกำลังของคอนกรีตและการโก่งเดาะของเหล็กเสริมที่บริเวณโคนเสา ความรุนแรงของลักษณะการวิบัติเหล่านี้สามารถบรรเทาได้โดยการพันเสาด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ผลการทดสอบตัวอย่าง CF2L ชี้ให้เห็นว่าผลจากการโอบรัดของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ทำให้ความสามารถในการให้ตัวของเสาเพิ่มขึ้นอย่างมาก ซึ่งเป็นคุณลักษณะที่ดีต่อการต้านทานแรงแผ่นดินไหว เพื่อหาวัสดุทดแทนแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่มีราคาแพง จึงได้ทำการทดสอบเสาอีกสี่ตัวอย่าง ซึ่งใช้

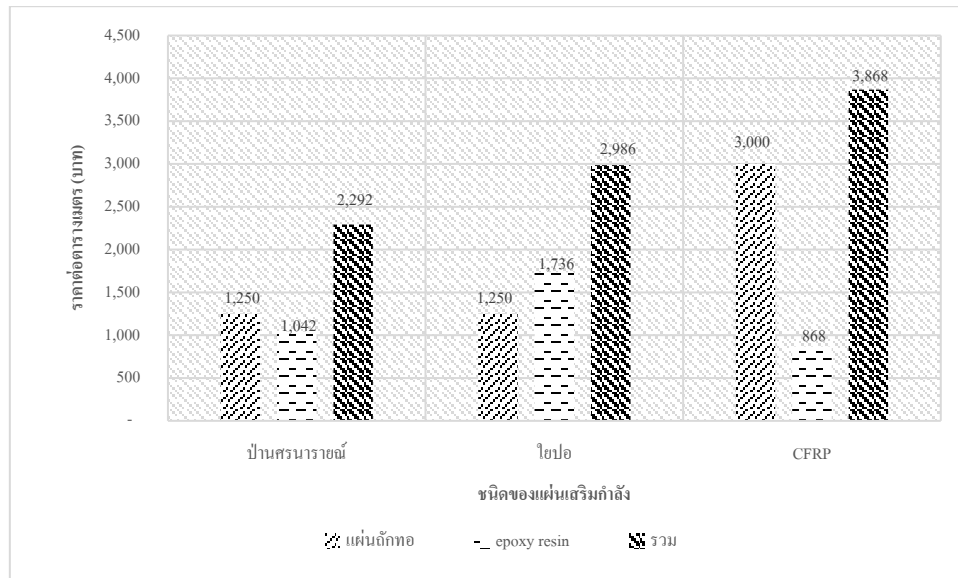
เส้นใยป่านครนารายณ์และเส้นใยปอในการพันเสา ซึ่งผลการทดสอบตัวอย่าง S2L และ J2L ชี้ให้เห็นว่าวัสดุทั้งสองสามารถเพิ่มความสามารถในการให้ตัวของเสาได้ทัดเทียมกับการใช้แผ่นแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์โดยอาศัยจำนวนรอบการพันเท่ากัน (2 รอบ) นอกจากนี้ยังได้ทำการทดสอบตัวอย่าง S4L และ J4L ซึ่งเพิ่มจำนวนรอบการพันขึ้นเป็น 4 รอบ ผลปรากฏว่าจำนวนรอบที่เพิ่มขึ้นไม่ได้ทำให้สมรรถนะเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ กล่าวโดยสรุปคือเส้นใยป่านครนารายณ์และเส้นใยปอสามารถใช้เป็นวัสดุทดแทนแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในการเสริมสมรรถนะของเสาด้านแบบได้อย่างทัดเทียม

ในกรณีของกลุ่มที่ 2 นั้น ถูกใช้ในการศึกษาพฤติกรรมของเสาด้านแบบซึ่งมีพฤติกรรมทางช้างที่ถูกควบคุมโดยการเฉือนเป็นหลัก ผลการทดสอบตัวอย่าง CS ซึ่งเป็นตัวแทนของเสาด้านแบบแสดงให้เห็นว่าการวิบัติภายใต้แรงกระทำทางช้างเริ่มต้นจากการครากของเหล็กเสริมเอกแล้วตามด้วยการวิบัติแบบเฉือน (flexure-shear failure) นอกจากนี้ยังพบว่าตัวอย่างทดสอบมีความสามารถในการให้ตัวได้น้อย (ดูได้จากการที่ Δ_{80} และ ductility มีค่าต่ำ) ซึ่งมีสาเหตุหลักมาจากการวิบัติแบบเฉือนที่เกิดขึ้นในภายหลัง อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาผลการทดสอบตัวอย่าง CF2S จะพบว่าไม่ปรากฏการวิบัติแบบเฉือนในขณะ ที่ความสามารถในการให้ตัวดีกว่าตัวอย่างควบคุมเป็นอย่างมาก จากการตรวจสอบโดยละเอียดพบว่าการโอบรัดจากแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ทำให้สัดส่วนการเสียรูปเนื่องจากการเฉือนและความเครียดในเหล็กปลอกลดลง ซึ่งเป็นสาเหตุหลักที่ทำให้การวิบัติแบบเฉือนไม่เกิดขึ้น ผลทดสอบเหล่านี้ชี้ให้เห็นว่าการพันเสาด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สามารถเสริมสมรรถนะของเสาได้เป็นอย่างดี เมื่อพิจารณาผลการทดสอบตัวอย่างที่ใช้ป่านครนารายณ์และเส้นใยปอในการพันเสาจำนวน 2 รอบ ซึ่งมีจำนวนรอบเท่ากับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ พบว่าวัสดุทดแทนเหล่านี้สามารถป้องกันการวิบัติแบบเฉือนได้เช่นกัน ในขณะที่ค่า Δ_{80} และความเหนียวลดลงจากการใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เล็กน้อย อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาตัวอย่างทดสอบที่ใช้พันธุ์วัสดุทางเลือกจำนวน 4 รอบ พบว่า Δ_{80} และความเหนียวมีค่าเทียบเท่ากับการใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ กล่าวโดยสรุปคือเส้นใยป่านครนารายณ์และเส้นใยปอสามารถใช้เป็นวัสดุทดแทนแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในการเสริมสมรรถนะของเสาด้านแบบได้

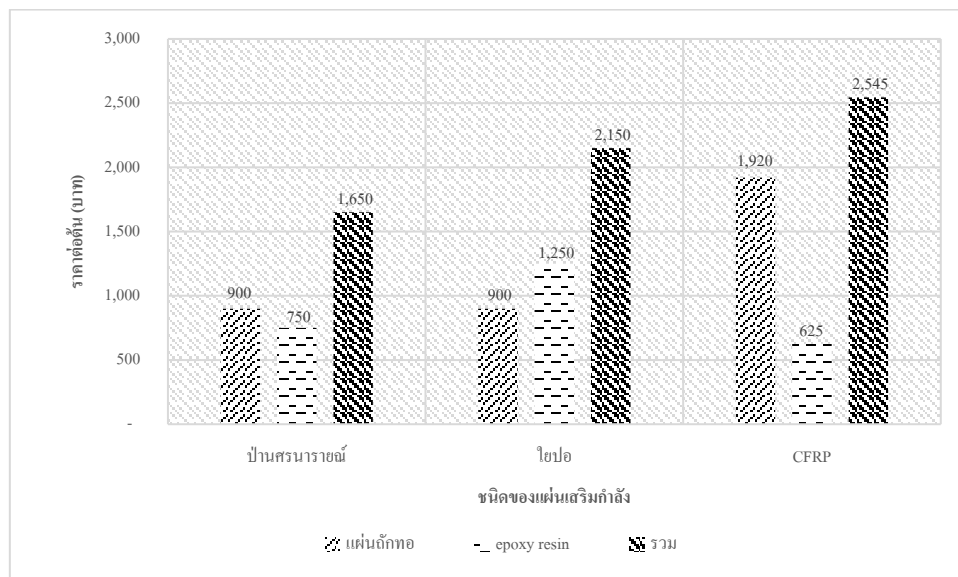
3.5.2 ค่าใช้จ่ายในการเสริมกำลัง

เพื่อให้ทราบถึงต้นทุนค่าก่อสร้างในการเสริมกำลัง คณะผู้วิจัยได้สรุปค่าใช้จ่ายในการเสริมกำลังไว้ ดังแสดงในรูปที่ 3.5-1 และ 3.5-2 โดย ได้แบ่งออกเป็นราคาต่อตารางเมตร และราคาต่อต้น ตามลำดับ จากรูป แสดงให้เห็นว่าเมื่อเปรียบเทียบการเสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยไฟเบอร์ป่านครนารายณ์และใยปอมีค่าวัสดุแผ่นถูกที่ถูกกว่าแผ่น CFRP ประมาณ 60% แต่อย่างไรก็ตาม การเสริมกำลังด้วยวัสดุเส้นใยธรรมชาตินี้ ต้องการปริมาณ epoxy resin มากกว่าการใช้ CFRP ทำให้ราคาในส่วน of epoxy resin สูงกว่า เนื่องจากวัสดุเส้นใยธรรมชาตินี้มีความหนาแน่นมากกว่าแผ่น CFRP โดยเฉพาะอย่างยิ่งใยปอนั้น ต้องการปริมาณ epoxy resin มากกว่า CFRP ถึง 2 เท่า อย่างไรก็ตาม เมื่อเปรียบเทียบราคารวมแล้ว การเสริมกำลังด้วยแผ่นเส้นใยไฟเบอร์ป่านครนารายณ์มีราคาถูกที่สุด ตามมาด้วยใยปอและ CFRP ตามลำดับ โดยการเสริมกำลังที่พิจารณาต่อต้นนั้น พิจารณาที่การพันเสาที่มีจำนวนรอบการพัน 2 รอบเท่ากัน

ดังนั้นเมื่อพิจารณาทั้งพฤติกรรมการเสริมกำลังของเสาด้วยแผ่นเส้นใยนี้ การเสริมกำลังอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดเล็กด้วยแผ่นเส้นใยธรรมชาตินั้น สามารถนำมาทดแทนการใช้ CFRP ที่มีราคาแพงได้เป็นอย่างดี เมื่อพิจารณาด้านราคาของวัสดุเทียบกับการใช้ CFRP การใช้วัสดุเส้นใยธรรมชาติสามารถลดค่าวัสดุลงได้ถึง 35% และ 15% สำหรับแผ่นเส้นใยไฟเบอร์ป่านศรนารายณ์และใยปอ ตามลำดับ



รูปที่ 3.5-1 เปรียบเทียบค่าวัสดุที่ใช้ในการเสริมกำลัง (ราคาต่อตารางเมตร)



รูปที่ 3.5-2 เปรียบเทียบค่าวัสดุที่ใช้ในการเสริมกำลังโดยการพัน 2 รอบ (ราคาต่อตัน)

เอกสารอ้างอิง

- 1) Bakis, C. E., Bank, L. C., Brown, V., Cosenza, E., Davalos, J. F., Lesko, J. J., ... & Triantafillou, T. C. (2002). Fiber-reinforced polymer composites for construction—State-of-the-art review. *Journal of composites for construction*, 6(2), 73-87.
- 2) ElGawady, M., Endeshaw, M., McLean, D., & Sack, R. (2009). Retrofitting of rectangular columns with deficient lap splices. *Journal of Composites for Construction*, 14(1), 22-35.
- 3) Fardis, M. N. (2009). *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8 (Vol. 8)*. Springer Science & Business Media.
- 4) FIB Bulletin 24, International Federation for Structural Concrete. Task Group 7.1. (2003). *Seismic Assessment and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings*. International Federation for Structural Concrete.
- 5) FIB Bulletin 35, Du Beton, F. I. (2006). *Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs*. Technical Rep., Bulletin, (35).
- 6) Gu, D. S., Wu, Y. F., Wu, G., & Wu, Z. S. (2012). Plastic hinge analysis of FRP confined circular concrete columns. *Construction and Building Materials*, 27(1), 223-233.
- 7) Jiang, C., Wu, Y. F., & Wu, G. (2014). Plastic hinge length of FRP-confined square RC columns. *Journal of Composites for Construction*, 18(4), 04014003.
- 8) Ilki, A., Peker, O., Karamuk, E., Demir, C., & Kumbasar, N. (2008). FRP retrofit of low and medium strength circular and rectangular reinforced concrete columns. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(2), 169-188.
- 9) Iacobucci, R. D., Sheikh, S. A., & Bayrak, O. (2003). Retrofit of square concrete columns with carbon fiber-reinforced polymer for seismic resistance. *Structural Journal*, 100(6), 785-794.
- 10) Ozcan, O., Binici, B., & Ozcebe, G. (2008). Improving seismic performance of deficient reinforced concrete columns using carbon fiber-reinforced polymers. *Engineering Structures*, 30(6), 1632-1646.
- 11) Ozcan, O., Binici, B., & Ozcebe, G. (2010). Seismic strengthening of rectangular reinforced concrete columns using fiber reinforced polymers. *Engineering Structures*, 32(4), 964-973.

- 12) Padanattil, A., Karingamanna, J., & Mini, K. M. (2017). Novel hybrid composites based on glass and sisal fiber for retrofitting of reinforced concrete structures. *Construction and Building Materials*, 133, 146-153.
- 13) Priestley, M. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons.
- 14) Seible, F., Priestley, M. N., Hegemier, G. A., & Innamorato, D. (1997). Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets. *Journal of composites for construction*, 1(2), 52-62.
- 15) Sen, T., & Reddy, H. J. (2013). Strengthening of RC beams in flexure using natural jute fibre textile reinforced composite system and its comparative study with CFRP and GFRP strengthening systems. *International Journal of Sustainable Built Environment*, 2(1), 41-55.
- 16) Sen, T., & Reddy, H. J. (2014). Flexural strengthening of RC beams using natural sisal and artificial carbon and glass fabric reinforced composite system. *Sustainable Cities and Society*, 10, 195-206.
- 17) Sen, T., & Reddy, H. J. (2014). Efficacy of bio derived jute FRP composite based technique for shear strength retrofitting of reinforced concrete beams and its comparative analysis with carbon and glass FRP shear retrofitting schemes. *Sustainable Cities and Society*, 13, 105-124.
- 18) Sen, T., & Paul, A. (2015). Confining concrete with sisal and jute FRP as alternatives for CFRP and GFRP. *International Journal of Sustainable Built Environment*, 4(2), 248-264.
- 19) Tan, H., Yan, L., Huang, L., Wang, Y., Li, H., & Chen, J. Y. (2015). Behavior of sisal fiber concrete cylinders externally wrapped with jute FRP. *Polymer Composites*.
- 20) Xiao, Y., & Wu, H. (2000). Compressive behavior of concrete confined by carbon fiber composite jackets. *Journal of materials in civil engineering*, 12(2), 139-146.
- 21) Yan, L. (2016). Plain concrete cylinders and beams externally strengthened with natural flax fabric reinforced epoxy composites. *Materials and Structures*, 49(6), 2083-2095.