



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ การเตรียมความพร้อมองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรับมือแผ่นดินไหว

โดย รศ.ดร. อมร พิมานมาศ

สิงหาคม 2551

สัญญาเลขที่ RMU 4880022

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ การเตรียมความพร้อมองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรับมือแผ่นดินไหว

รศ.ดร. อมร พิมานมาศ

สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร

มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.)

(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกว.ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

การเตรียมความพร้อมองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรับมือแผ่นดินไหว

สารบัญ

บทที่	หน้า
สารบัญ	i
บทคัดย่อ	v
Executive Summary	ix
1 บทนำ	1
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์	2
1.3 ขอบเขตงานวิจัย	2
2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	3
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว	3
2.1.1 การประเมินโครงสร้างเบื้องต้น	4
2.1.2 การประเมินโครงสร้างโดยใช้วิธีเชิงวิเคราะห์	5
2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของข้อต่อคานเสาที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหว	6
2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการเสริมกำลังข้อต่อคาน-เสา	9
2.3.1 การซ่อมแซมโดยใช้อีพ็อกซี่ (Epoxy repair)	9
2.3.2 การเอาชิ้นส่วนที่เสียหายออกและเทคอนกรีตใหม่เข้าไปแทน (Removal and replacement)	11
2.3.3 การทำคอนกรีตหุ้ม (Concrete jacket)	11
2.3.4 การใช้อิฐบล็อกเสริมเหล็ก (Reinforced masonry block)	12
2.3.5 การใช้แผ่นเหล็กหุ้มภายนอก (Steel jackets and external steel element)	13
2.3.6 การใช้วัสดุคอมโพสิต (Fiber-reinforced polymeric composites)	15
3 แนวทางประเมินอาคารต้านทานแผ่นดินไหว	18
3.1 ดัชนีโครงสร้าง (Structural indices)	19
3.1.1 ดัชนีทางโครงสร้างของเสา	19
3.1.2 ดัชนีทางโครงสร้างของคาน	21

สารบัญ

บทที่	หน้า
3.1.3	ดัชนีทางโครงสร้างของจุดต่อคาน-เสา
3.1.4	ผลการสำรวจข้อมูลดัชนีโครงสร้าง
3.1.5	การวิเคราะห์ดัชนีโครงสร้างของอาคารที่ทำการศึกษา
3.2	การประเมินอาคารด้านทานแผ่นดินไหว
3.2.1	ขั้นตอนสำหรับการประเมินอาคาร
3.2.2	เกณฑ์การตัดสิน
3.2.3	ผลการประเมินดัชนีความสามารถด้านทานของแรงเฉือน และ โมเมนต์ (force criteria)
3.2.4	การตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก (detailing criteria)
3.2.5	การวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ
3.3	สรุปผลการประเมิน
4	การศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อที่ได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ
4.1	ขั้นตอนทดสอบ
4.2	การให้น้ำหนักบรรทุก
4.3	ข้อมูลที่ทำกรวัดและบันทึก
4.4	ผลการทดสอบและวิเคราะห์
4.4.1	พฤติกรรมโดยรวมและพัฒนาการของการเกิดรอยร้าว ความเสียหาย และการวิบัติ
4.4.2	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์
4.4.3	ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเฉือนและแรงกระทำ
4.4.4	ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนดัดกับแรงกระทำ
4.4.5	ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำ
4.4.6	การวิเคราะห์พฤติกรรมของการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อ (Joint shear deformation)
4.4.7	การวิเคราะห์พฤติกรรมความเครียดของเหล็กนอในคาน
4.4.8	ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามากที่สุดของแรงกระทำที่เสากับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์และความเค้นที่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

สารบัญ

บทที่	หน้า
4.5 สรุปผลการทดลอง	119
5 การเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาให้สามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว	121
5.1 การเสริมกำลังข้อต่อโดยวิธีขยายจุดต่อในระนาบ (planar joint expansion)	121
5.2 ข้อเสนอแนะในการออกแบบการขยายจุดต่อในระนาบ (design recommendation)	121
5.3 การเตรียมชิ้นทดสอบในห้องปฏิบัติการ	125
5.3.1 ชิ้นทดสอบ	125
5.3.2 ตัวแปรที่มีผลกระทบต่อชิ้นทดสอบ	128
5.4 การให้น้ำหนักบรรทุก และข้อมูลที่บันทึก	137
5.4.1 การให้น้ำหนักบรรทุก	137
5.4.2 ข้อมูลที่บันทึก	138
5.5 ผลการทดสอบ	157
5.5.1 พฤติกรรมการพัฒนารอยร้าว	157
5.5.2 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์	163
5.5.3 ความเครียดของเหล็กนอนในคาน ณ ตำแหน่งต่าง ๆ	167
5.5.4 ความเครียดของเหล็กเสริมในเสา	169
5.5.5 ความเครียดในเหล็กปลอกคาน	172
5.6 วิเคราะห์ผลการทดสอบ	178
5.6.1 การสลายพลังงาน	178
5.6.2 การเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อ และกราฟแสดงองค์ประกอบที่มีผลต่อระยะเคลื่อนที่ของปลายเสาด้านบน	178
5.6.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนในจุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์	182
5.6.4 หน่วยแรงเฉือนของจุดต่อ	186
5.6.5 การเปรียบเทียบระหว่างชิ้นสอบเสริมกำลัง	188
5.7 สรุปผลการทดสอบ	192
6. สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ	194
6.1 สรุปผลการวิจัย	194
6.2 ข้อเสนอแนะ	197

สารบัญ

บทที่	หน้า
เอกสารอ้างอิง	198
Output ที่ได้จากโครงการ	206
ภาคผนวก ก	209
ภาคผนวก ข	231

รหัสโครงการ: RMU4880022

ชื่อโครงการ: การเตรียมความพร้อมองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กกับมือแผ่นดินไหว

ชื่อนักวิจัย: อมร พิมานมาศ

ภาควิชาวิศวกรรมและเทคโนโลยีโยธา สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

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

ระยะเวลาโครงการ: สิงหาคม 2548 – กรกฎาคม 2551

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาเพื่อหาวิธีเตรียมความพร้อมให้กับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อให้สามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยแบ่งเป็น 3 หัวข้อที่ศึกษาได้แก่ การเสนอแนวทางและผลการประเมินอาคารต้านทานแผ่นดินไหว การศึกษาพฤติกรรมจุดต่อที่ได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ และการเสนอวิธีการเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาให้สามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว

แนวทางการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวที่เสนอนี้ใช้อัตราสัดส่วนของแรงดัดกำลัง (force criteria) และการเปรียบเทียบรายละเอียดการเสริมเหล็ก (detailing criteria) โดยทำการเปรียบเทียบกับแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ออกแบบตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ.2540) และมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวขนาดปานกลางของ ACI (Intermediate Moment Resisting Frame) เมื่อนำแนวทางดังกล่าวมาตรวจสอบกับแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพฯ ที่ก่อสร้างไปแล้วด้วยระบบคาน-เสา โดยเน้นอาคารที่มีลักษณะการใช้งานเป็นอาคารสาธารณะ เช่น อาคารส่วนราชการ โรงเรียน ที่พักอาศัย จำนวนทั้งสิ้น 15 หลัง ผลการประเมินพบว่าอาคารทั้ง 15 หลังไม่ผ่านเกณฑ์รายละเอียดการเสริมเหล็ก เนื่องจากมีการเสริมเหล็กปลอกที่ไม่เพียงพอในคาน เสา และจุดต่อ อีกทั้งเหล็กปลอกไม่มีของอ 135 องศา (seismic hook anchorage) จากการตรวจสอบอัตราส่วน DCR พบว่ามีอาคาร 10 หลังจากทั้งหมด 15 หลังไม่ผ่านการประเมินภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 และจากการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติพบว่าเกิดการวิบัติเฉือนที่จุดต่อคาน-เสา 38.3% จำนวนองค์อาคารที่วิบัติภายใต้ load flowchart มีน้อยกว่าจำนวนองค์อาคารที่วิบัติภายใต้ yielding flowchart เนื่องจากการใช้วิธีหน่วยแรงใช้งานในการออกแบบจะใช้คุณสมบัติของวัสดุที่ต่ำกว่าค่าจริง จึงทำให้ได้ขนาดหน้าตัดที่ใหญ่และมีปริมาณเหล็กเสริมมาก นอกจากนี้ผนังกำแพงเคลื่อนยังช่วยลดแรงกระทำด้านข้างที่จะกระจายเข้าสู่โครงเฟรมได้อีกส่วนหนึ่ง

หลังจากที่พบว่าข้อต่อคาน-เสาเป็นองค์อาคารที่อาจเกิดการวิบัติได้มาก ผู้วิจัยได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 1/2 เท่าของขนาดจริงภายในห้องปฏิบัติการเพื่อให้เกิดความเข้าใจในพฤติกรรมของจุดต่อคาน-เสาภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยขึ้นทดสอบสร้างจากการรวบรวมข้อมูลดัชนีโครงสร้างอาคารที่มีความสูงปานกลางที่ก่อสร้างในประเทศไทย และไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหว ขึ้นทดสอบดังกล่าวได้ถูกทดสอบในห้องปฏิบัติการโดยในแต่ละขึ้นทดสอบได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่างๆ จำนวน 5 ขึ้น เพื่อศึกษาผลกระทบของจุดต่อที่ไม่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อด้านต้านแผ่นดินไหว ผลกระทบของแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมกับคอนกรีตภายในจุดต่อ ผลของเหล็กปลอกที่เสริมในจุดต่อ และผลของหน่วยแรงเฉือนในจุดต่อ จากการทดสอบพบว่า ขึ้นทดสอบที่ไม่ได้เสริมเหล็กต้านทานแรงแผ่นดินไหว มีความอ่อนแอต่อการ

วิบัติแบบเฉียบพลันด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ มีพฤติกรรมที่ไม่เหมาะสมต่อการต้านทานแผ่นดินไหว สามารถสลายพลังงานได้น้อย มีระดับความเหนียวต่ำ ขึ้นทดสอบที่เสริมเหล็กเป็นไปตามมาตรฐานของ ACI ในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลาง สามารถเพิ่มกำลังต้านทานเพียงเล็กน้อย แต่ไม่สามารถเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ ขึ้นทดสอบที่ตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตภายในจุดต่อตั้งแต่แรก ให้กำลังต้านทานต่ำลงเล็กน้อย แต่สามารถเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อมาเป็นการวิบัติที่ปลายคานแทน ซึ่งมีข้อดีคือสามารถซ่อมแซมได้ง่ายกว่า และขึ้นทดสอบที่ใช้การคัดเหล็กนอนในคานจากเหล็กล่างในคานฝั่งซ้ายขึ้นไปเป็นเหล็กบนในคานฝั่งขวาโดยตัดกันเป็นรูปตัว X ในจุดต่อสามารถเพิ่มกำลังต้านทานได้เล็กน้อย เกิดรูปแบบการวิบัติแบบผสมที่จุดต่อและคาน แต่ยังมี hysteretic loop ที่แคบเช่นเดียวกับขึ้นทดสอบอื่น ๆ

งานวิจัยได้เสนอแนวทางการเสริมกำลังจุดต่อคานเสาโดยวิธีการขยายจุดต่อในระนาบ (planar joint expansion) ซึ่งใช้หลักการขยายจุดต่อในลักษณะ 2 มิติ โดยการใช้คอนกรีตเทในที่ และการใช้บาเหล็ก จากทดสอบขึ้นทดสอบเสริมกำลังจำนวน 7 ขึ้นในห้องปฏิบัติการ พบว่าการเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบทำให้ความสามารถต้านทานแรงกระทำ สดไฟเนส พลังงานที่ดูดซับ และความเหนียวเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน เนื่องจากการขยายจุดต่อช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กนอนในคานทำให้จุดหมุนพลาสติกย้ายมาเกิดที่คานแทนและยังช่วยป้องกันการวิบัติเฉือนที่จุดต่ออีกด้วย หน่วยแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าไปในจุดต่อมีค่าลดลง เนื่องจากความเครียดของเหล็กนอนในคานที่หน้าเสามีค่าลดลง ซึ่งเป็นเพราะการเพิ่มพื้นที่ประสิทธิภาพของข้อต่อ และการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนอนในคาน การเสริมกำลังในลักษณะรูปสี่เหลี่ยมและรูปสามเหลี่ยมให้ผลดีเช่นเดียวกัน รอยต่อก่อสร้างระหว่างคอนกรีตเก่าและใหม่จากการขยายจุดต่อไม่ได้ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมความสามารถต้านทานแรงกระทำแบบวัฏจักรเลย การเสริมกำลังโดยใช้บาเหล็กให้ผลดีเช่นเดียวกับการใช้คอนกรีตเทในที่ นอกจากนั้นยังพบว่าการเพิ่มประสิทธิภาพให้กับวิธีการขยายจุดต่อนี้สามารถทำได้โดยการเพิ่มการโอบรัดให้กับเหล็กนอนในคานบริเวณจุดหมุนพลาสติก นอกจากจะป้องกันการวิบัติเฉือนที่คานแล้วยังช่วยชะลอการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคาน ทำให้มีความเหนียวเพิ่มขึ้นด้วย แต่วิธีการที่นำเสนอนี้ยังมีข้อจำกัดอยู่เช่นเดียวกับวิธีการเสริมกำลังอื่นๆ วิธีการนี้เหมาะสำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อนและเนื่องจากการขยายจุดต่อทำให้ความยาวขององค์อาคารสั้นลง ซึ่งอาจทำให้เกิดการวิบัติเฉือนในองค์อาคารได้ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารและควรวิเคราะห์โครงสร้างใหม่หลังจากที่ได้เสริมกำลังแล้ว

คำหลัก: การประเมินความสามารถความต้านทานแผ่นดินไหว, จุดต่อคาน-เสา, การวิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ, การเสริมกำลังเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว, การขยายจุดต่อในระนาบ

Abstract

Project Code: RMU4880022

Project Title: Preparation of reinforced concrete members against seismic hazard

Investigators: Amorn Pimanmas

Sirindhorn International Institute of Technology, Thammasat University

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

Project Duration: August 2005 – July 2008

The objective of this research is to study the seismic preparation of reinforced concrete structures. The research consist of 3 parts: 1. Proposal of guideline for seismic evaluation of existing structures and evaluation results, 2. Study of beam-column joint with various joint reinforcing details and 3. Proposal of Joint Planar Expansion method for strengthening beam-column joint.

The proposed guideline for seismic evaluation of structures recommends the examination of demand to capacity ratio (DCR) and reinforcement detailing by comparing between earthquake forces stated in the No. 49 ministerial law and concrete building design code for earthquake load according to ACI intermediate moment resisting frame. The developed guideline is employed to investigate 15 concrete buildings constructed as beam-column frame in Bangkok and peripheral areas. The building are governmental and public buildings, such as schools, universities and apartments. These buildings are medium rise structure with 5-15 stories. According to the evaluation result, it is found that all 15 buildings do not satisfy the ductile reinforcement detailing criterion. This is due to the lack of stirrups in beam, column and beam-column joint. Moreover, the stirrups also lack 135 degree seismic hook. Based on DCR check, it is found that 10 out of 15 buildings do not pass the force criterion. The guideline also proposes the check of failure mode through load and yielding flowchart. Based on the investigation of failure mode, it is found that 38.3% of beam-column joint fail by brittle joint shear. However, the number of buildings that show failure under load flowchart is less than that under yielding flowchart. This is because many existing buildings were designed according the working stress design concept with low allowable stress values as specified by the design code. Moreover, the existing lift core and shear wall also help reduce the force transferred to frame.

After identifying that beam-column joint is one of the most critical members in seismic events, the behavior of half-scale beam-column joints have been investigated in laboratory. The prototype specimen is constructed from structural indices collected from the investigated buildings. The specimens were tested in laboratory with quasi-static cyclic loading simulating earthquake. The first experimental series consist of 5 specimens that aim to study the effect of various joint reinforcing details on the cyclic behavior. The effect of bond removal, the effect of joint reinforcements and the joint diagonal bars are investigated. The test result revealed brittle joint shear failure in several tested specimens. It is found that the substandard beam-column specimen has

undesirable behavior for earthquake resistance. It can dissipate small energy and has low ductility. The specimens with joint reinforcement complying with ACI Intermediate moment resisting frame can have a little capacity increase but the failure mode does not change. The effect of initial bond removal is the capacity decrease but the failure mode can be changed. The failure occurs in beam instead of joint. Specimen with diagonal longitudinal bars in joint has higher capacity. The failure mode is mixed between joint and beam failure. However, the hysteretic loops are still narrow and pinched.

The research proposes the Planar Joint Expansion method to strengthen beam-column joint. The method is based on two-dimensional joint enlargement using either cast-in-place concrete or steel bracket. The second experimental series consists of 7 specimens. Test results show that planar joint expansion increases capacity, stiffness, absorbed energy and ductility remarkably. This is because the planar joint expansion increases the bonding between reinforcing bar and concrete in joint. It also reduces the horizontal joint shear stress through increasing effective joint area. The failure mode is changed from brittle joint shear failure to ductile flexural failure in beam. It is found that strains in steel bars at column face are substantially reduced. The rectangular and triangular expansions perform equally well. The construction joint between new and old concrete does not affect the cyclic behavior. The use of steel bracket also gives comparable reason as that of cast-in-place concrete. The method is more efficient if confinement is added to beams by means of closed stirrups. However, the proposed method still has limitations. The proposed method is suitable for strong column weak beam frame. Moreover, the joint expansion shortens the member length, thus making the member prone to shear failure. Therefore it is required that shear failure should be checked in strengthened members.

Keywords: seismic evaluation, beam-column joint, joint shear failure, seismic retrofit, planar joint expansion

Executive Summary

การเตรียมความพร้อมองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรับมือแผ่นดินไหว

1 บทนำ

แม้ว่าประเทศไทยจะไม่ได้ตั้งอยู่บนแนวรอยเลื่อนของเปลือกโลก แต่จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลายครั้งที่เกิดขึ้นภายนอกประเทศ ได้ส่งผลกระทบมาถึงประเทศไทยรวมทั้งกรุงเทพฯ สิ่งปลูกสร้างสาธารณะที่ก่อสร้างด้วยระบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นจำนวนมากที่ออกแบบโดยไม่ได้คำนึงถึงผลของแรงแผ่นดินไหว รายละเอียดทางโครงสร้าง และการเสริมเหล็กของอาคารเหล่านี้ ไม่สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างมีประสิทธิภาพ เพื่อเป็นการเตรียมความพร้อมรับมือแผ่นดินไหวของอาคารที่มีอยู่เดิม จึงจำเป็นต้องทำการศึกษาคุณสมบัติและพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอยู่แล้ว ประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว และหาแนวทางป้องกันและเตรียมความพร้อมให้กับอาคารเหล่านั้นอย่างมีประสิทธิภาพ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ เพื่อนำเสนอแนวทางและผลการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว ของอาคารคอนกรีตและ นำเสนอการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบ โครงคาน-เสา-พื้น ที่ได้ก่อสร้างไปแล้วในกรุงเทพฯ และปริมณฑล ศึกษาพฤติกรรมของชิ้นทดสอบจุดต่อคานเสาที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว พฤติกรรมของจุดต่อที่ได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ ในห้องปฏิบัติการ และศึกษาวิธีการเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาที่ไม่ถูกออกแบบให้รับแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยวิธีการขยายจุดต่อในระนาบ (planar joint expansion method)

2. แนวทางประเมินอาคารต้านทานแผ่นดินไหว

การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในการศึกษานี้ใช้การตรวจสอบ 1) ดัชนีในแง่ของความสามารถต้านทานแรงขององค์อาคารต่าง ๆ (load checklist) และ 2) การเปรียบเทียบในเรื่องของรายละเอียดการเสริมเหล็ก (detailing checklist) และ 3) การวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ

สำหรับ (load checklist) เป็นดัชนีที่บ่งบอกระดับของความเสียหายต่อแผ่นดินไหว ในงานวิจัยนี้ได้ใช้ค่าสัดส่วนของแรงต่อกำลัง demand capacity ratio (DCR) โดยหลักการวิเคราะห์หาความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว (seismic capacity) ของอาคารสามารถหาได้จากการ

วิเคราะห์ความต้านทานของแต่ละองค์อาคารตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านทานแผ่นดินไหวขนาดเล็กถึงปานกลาง (intermediate moment resisting frame) ซึ่งเป็นมาตรฐานที่ได้รับความนิยมในประเทศไทย ส่วนค่า (seismic demand) เป็นการหาระดับของความต้านทานที่อาคารจำเป็นต้องมี สามารถหาได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างแบบจำลองภายใต้แรงกระทำซึ่งเป็นแรงสถิติเทียบเท่าตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 พ.ศ. 2540

สำหรับการตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก (detailing checklist) นั้นใช้การประเมินจากรายละเอียดการเสริมเหล็กของโครงสร้างที่ก่อสร้างไปแล้วและเปรียบเทียบกับรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ต้องการตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวของ ACI (IMRF)

2.1 ข้อมูลสำหรับการประเมินอาคาร

จากการรวบรวมแบบก่อสร้างของอาคารที่ได้ก่อสร้างไปแล้วในกรุงเทพฯ จำนวนทั้งสิ้น 15 อาคาร โดยอาคารเหล่านี้ใช้เป็นตัวแทนของอาคารที่มีระบบการก่อสร้างแบบคอนกรีตเสริมเหล็กโครงคาน-เสา ที่มีความสูงปานกลางประมาณ 5-15 ชั้น ซึ่งล้วนแต่เป็นอาคารที่มีความสำคัญและเป็นอาคารสาธารณะโดยครอบคลุม อาคารส่วนราชการ 3 หลัง โรงพยาบาล 3 หลัง โรงเรียนและมหาวิทยาลัย 4 หลัง และอาคารพักอาศัย 5 หลัง อาคารส่วนใหญ่มีระบบพื้นแบบแผ่นพื้นสำเร็จซึ่งเททับหน้าด้วยคอนกรีต และอาคารเกือบทั้งหมดมีกำแพงช่องลิฟต์โดยสารเป็นกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงเฉือน โดยข้อมูลหลักที่ใช้ในการประเมินอาคารได้แก่ค่าดัชนีโครงสร้าง

2.2 ผลการประเมินอัตราส่วนแรงดัด (DCR)

ในงานวิจัยนี้พิจารณาเฉพาะเสาในชั้นที่ 1 และองค์อาคารในชั้นที่ 2 เนื่องจากสมมติให้อาคารเกิดการโยกตัวในโหมดการแกว่งตามธรรมชาติที่หนึ่ง ซึ่งทำให้เสาในชั้นที่ 1 ต้องรับแรงมากที่สุด นอกจากนี้ระบบพื้นของอาคารส่วนใหญ่ก่อสร้างด้วยพื้นสำเร็จมีการถ่ายแรงในทิศตามขวาง และเนื่องจากแผ่นดินไหวสามารถเกิดขึ้นได้ทุกทิศทาง จึงทำให้ต้องพิจารณาโครงสร้างในทิศทางตามยาวของตัวอาคารด้วย

จากการประเมินมีอาคาร 5 หลังจากทั้งหมด 15 หลังที่ผ่านเกณฑ์นี้ อย่างไรก็ตามไม่สามารถสรุปได้ว่าอาคารเหล่านี้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างปลอดภัย เนื่องจากการกระจายแรงเข้าสู่องค์อาคารจะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับสถิติเฟสขององค์อาคาร ดังนั้นจึงควรตรวจสอบภายใต้สภาวะที่องค์อาคารเกิดการครากไปแล้ว และยิ่งไปกว่านั้นควรตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็กด้วย

2.3 การตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก

จากการตรวจสอบพบว่า อาคารทุกหลังไม่ผ่านเกณฑ์ความต้องการรายละเอียดการเสริมเหล็ก เนื่องจากมีปริมาณของเหล็กปลอกที่ไม่เพียงพอในบริเวณ plastic hinge และโดยเฉพาะอย่างยิ่งในจุดต่อคาน-เสาไม่มีเหล็กเสริมตามขวางในแนวนอนด้านทานแรงเฉือนอยู่เลย ยิ่งไปกว่านั้นเหล็กปลอกมิได้มีรายละเอียดงอขอ 135 องศา (seismic hook) ที่ถูกต้อง ซึ่งหมายความว่าอาคารเหล่านี้ขาดคุณสมบัติทางด้านความเหนียว

2.4 การวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ

ในการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติในงานวิจัยนี้ใช้ข้อมูล DCR ดัชนีโครงสร้าง load flowchart และ yielding flowchart วัตถุประสงค์ของ load flowchart คือเพื่อหารูปแบบการวิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฯ ส่วน yielding flowchart เป็นการหารูปแบบการวิบัติภายหลังจากองค์อาคารบางส่วนเกิดการครากไปแล้ว ซึ่งจำลองเหตุการณ์ที่แรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริงมีค่ามากกว่าแรงแผ่นดินไหวที่ระบุในกฎกระทรวง ซึ่งจะช่วยให้ทราบรูปแบบการวิบัติสุดท้ายที่เกิดตามมาและสามารถซ่อมแซมและเสริมกำลังได้ถูกต้อง

ผลการวิเคราะห์อาคารทั้ง 15 หลังพบว่า รูปแบบการวิบัติเนื่องจากแรงดัดในคานมี 41.7% การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่จุดต่อมี 38.3% และการวิบัติจากแรงเฉือนในคาน 20% จะเห็นว่าเป็นการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือนถึง 58.3% แต่ถ้าหากพิจารณาเฉพาะจุดต่อเสาด้านใน ซึ่งเกิดรูปแบบการวิบัติที่อันตรายจากแรงเฉือนถึง 80.1% และ 60% ในทิศตามขวางและตามยาวของอาคารตามลำดับ

จากผลการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติพบว่าส่วนใหญ่จะเกิดในคานซึ่งไม่ใช่ปัญหาใหญ่หากคานมีคุณสมบัติความเหนียวที่เพียงพอ และการวิบัติที่คานสามารถซ่อมแซมได้ง่ายกว่าตำแหน่งอื่น ผลการวิเคราะห์พบว่าองค์อาคารเกิดการครากใน load flowchart น้อยกว่าเมื่อเทียบกับ yielding flowchart ทั้งนี้เนื่องจากการใช้วิธีหน่วยแรงใช้งานในการออกแบบนั้นใช้คุณสมบัติของวัสดุที่ต่ำกว่าความเป็นจริง จึงทำให้ได้ขนาดหน้าตัดที่ใหญ่และปริมาณเหล็กเสริมที่มาก ดังนั้นองค์อาคารจึงไม่เกิดการครากและผนังกำแพงเฉือนช่วยลดแรงกระทำด้านข้างที่จะกระจายเข้าสู่โครงเฟรมได้อีกส่วนหนึ่ง

3. การศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อที่ได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่างๆ

เพื่อให้เกิดความเข้าใจในพฤติกรรมของจุดต่อคานเสา ผู้วิจัยจึงได้ทำการศึกษาขึ้นทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยทำการศึกษาขึ้นทดสอบจุดต่อคานเสาภายใน ในทิศทางตามขวางตัวของ

อาคารขนาด 1/2 เท่าของของจริง จำนวน 5 ชั้นด้วยกัน โดยขึ้นทดสอบดังกล่าวสร้างจากข้อมูลดัชนีโครงสร้างของอาคารทั้ง 15 หลัง โดยพยายามสร้างขึ้นทดสอบให้มีคุณสมบัติที่ใกล้เคียงกับอาคารจริงที่ได้ก่อสร้างในประเทศไทยให้มากที่สุด นอกจากนี้แล้วยังได้จัดรายละเอียดการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ เพื่อศึกษาพฤติกรรมที่เกิดขึ้น

3.1 ขึ้นทดสอบ

ขึ้นทดสอบทั้ง 5 มีมิติ เหล็กเสริมตามยาวในเสาและคานเหมือนกันทุกประการ แต่แตกต่างกันตรงรายละเอียดการเสริมเหล็กปลอกและเหล็กในข้อต่อ โดยขึ้นทดสอบทั้ง 5 ประกอบไปด้วย

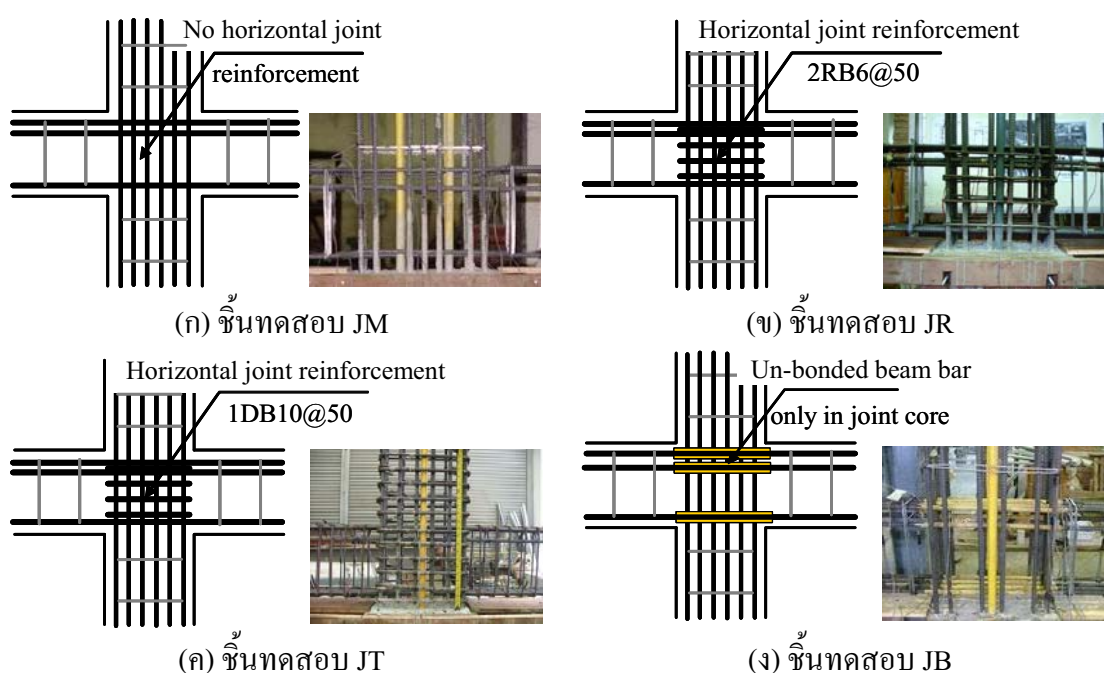
ก) ขึ้นทดสอบ JM เป็นจุดต่อที่ไม่ได้ออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว สร้างจากข้อมูลดัชนีโครงสร้างทั้ง 15 หลัง โดยใช้จุดต่อนี้เป็นขึ้นทดสอบควบคุม (รูปที่ 1(ก))

ข) ขึ้นทดสอบ JR เป็นจุดต่อที่เสริมเหล็กปลอกตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง (Intermediate Moment Resisting Frame (IMRF)) (รูปที่ 1(ข))

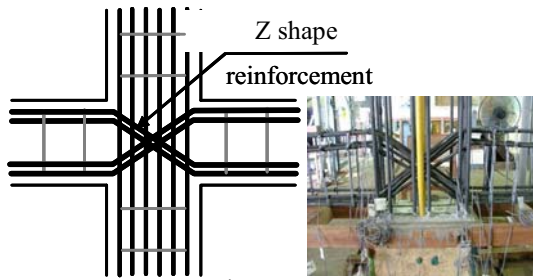
ค) ขึ้นทดสอบ JT เป็นจุดต่อที่มีการจัดเหล็กเสริมตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในเขตที่มีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ตามมาตรฐานของ ACI (Special Moment Resisting Frame, SMRF) (รูปที่ 1(ค))

ง) ขึ้นทดสอบ JB เป็นจุดต่อที่ตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมในคานที่วิ่งผ่านจุดตอดั้งแต่แรก (รูปที่ 1(ง))

จ) ขึ้นทดสอบ JD เป็นจุดต่อที่ตัดเหล็กเสริมนอนในคานตัดกันเป็นรูปตัว X ภายในจุดต่อ (รูปที่ 1(จ))

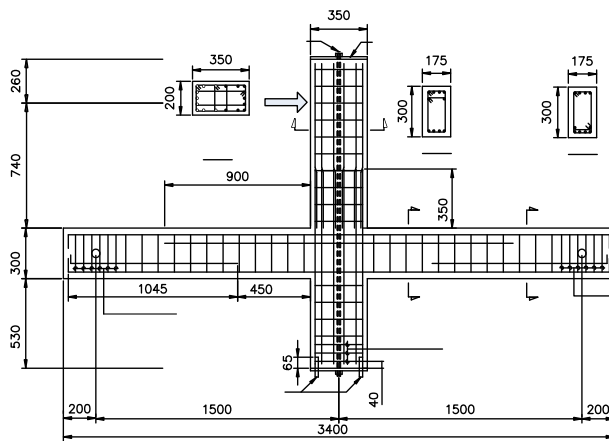


รูปที่ 1 รายละเอียดการเสริมเหล็กในขึ้นทดสอบต่าง ๆ

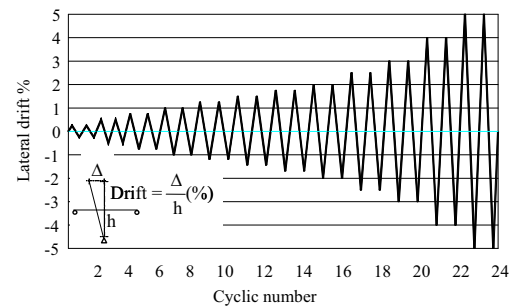


(จ) ชั้นทดสอบ JD

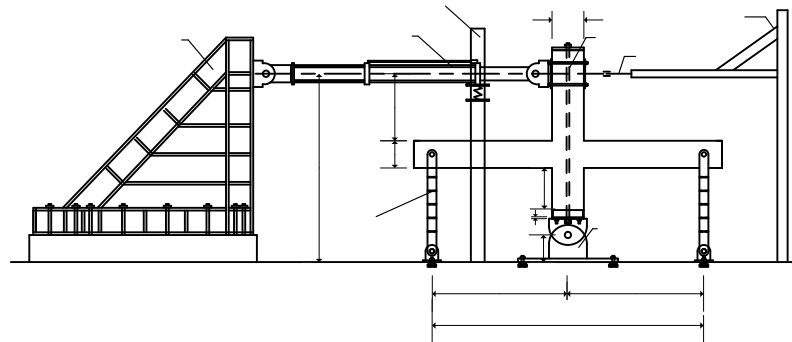
รูปที่ 1 รายละเอียดการเสริมเหล็กในชั้นทดสอบต่าง ๆ (ต่อ)



รูปที่ 2 แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็ก
ชั้นทดสอบ JM



รูปที่ 3 รูปแบบการให้น้ำหนักบรรทุก
แก่ชั้นทดสอบ



รูปที่ 4 การติดตั้งชั้นทดสอบในห้องปฏิบัติการ

3.2 การให้น้ำหนักบรรทุกและการติดตั้งชั้นทดสอบ

แรงที่ให้กระทำต่อชั้นทดสอบในการทดลองเป็นแรงในแนวราบกึ่งสถิตแบบสลับทิศกระทำที่ปลายด้านบนของเสา โดยผลักปลายเสาให้มีระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Relative inter-story drift) เท่ากับ 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1.0%,...ของความยาวเสาไปข้างหน้าและผลักย้อนกลับ (รูปที่ 3) การติดตั้งชั้นทดสอบ อุปกรณ์วัด และหัวผลักไฮดรอลิกส์ (Hydraulic actuator)

2 PCstrands 15.2mm.

mm

mm

mm

สำหรับให้แรงดันแสดงดังในรูปที่ 4 หัวปลั๊กไฮดรอลิกส์ติดตั้งอยู่บนผนังปฏิกิริยา (Reaction wall) ซึ่งยึดติดแน่นอยู่กับพื้น โดยผนังปฏิกิริยานี้สามารถต้านทานแรงในแนวราบได้สูงสุด 50 ตัน

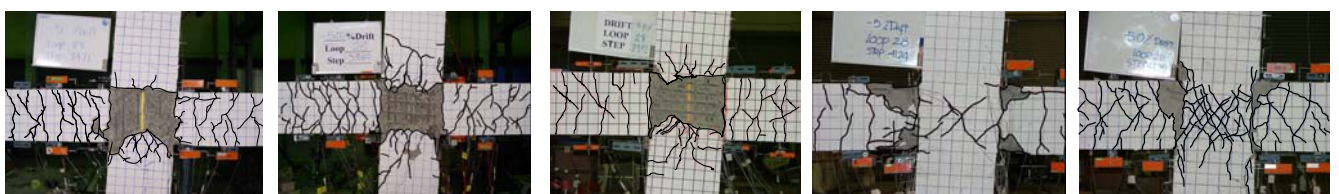
3.3 ผลการทดสอบ

ขั้นตอนทดสอบที่ไม่ได้เสริมเหล็กเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว (JM) มีความอ่อนแอต่อการวิบัติแบบเฉียบพลันด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ มีพฤติกรรมที่ไม่เหมาะสมต่อการต้านทานแผ่นดินไหวสามารถสลายพลังงานได้น้อย มีระดับความเหนียวที่ต่ำ

ขั้นตอนทดสอบที่เสริมเหล็กเป็นไปตามมาตรฐานของ ACI ในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลางและระดับสูง (ขั้นตอนทดสอบ JR และ ขั้นตอนทดสอบ JT) สามารถเพิ่มกำลังต้านทานได้ 17% และ 19% ตามลำดับ แต่ก็ไม่สามารถเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ แม้ว่าขั้นตอนทดสอบดังกล่าวจะไม่สูญเสียแรงยึดเหนี่ยวก็ตาม จึงสามารถกล่าวได้ว่าการเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อตามความต้องการขั้นต่ำของ ACI เพียงอย่างเดียว ไม่เพียงพอที่จะป้องกันการการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อได้

ขั้นตอนทดสอบที่ตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตภายในจุดต่อตั้งแต่แรก (ขั้นตอนทดสอบ JB) ให้กำลังต้านทานต่ำกว่าขั้นตอนทดสอบ JM 15% สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ สามารถอธิบายได้ดังนี้ เมื่อคอนกรีตที่ปลายคานกะเทาะออกทำให้แนวแรงอัดลัฟท์ของคอนกรีตเคลื่อนตัวต่ำลง เป็นผลให้ผลรวมแรงอัดในแนวทแยงภายในจุดต่อ (diagonal compressive strut) มีความชันลดลงและมีกำลังอัดเพิ่มขึ้น เกิดความเสียหายในจุดต่อน้อยลง เหล็กนอนในคานสามารถพัฒนาความเครียดได้จนถึงช่วงพลาสติก เกิดการวิบัติที่ปลายคานแทน มีความเหนียวเพิ่มขึ้น ด้วยเหตุนี้การตัดแรงยึดเหนี่ยวตั้งแต่แรกอาจเหมาะสมสำหรับอาคารต้านทานแผ่นดินไหว เนื่องจากเกิดความเสียหายที่คาน สามารถซ่อมแซมได้ง่ายกว่า

ขั้นตอนทดสอบที่ใช้การตัดเหล็กนอนในคานจากเหล็กกลางในคานฝั่งซ้ายขึ้นไปเป็นเหล็กบนในคานฝั่งขวาโดยตัดกันเป็นรูปตัว X ในจุดต่อ (JD) สามารถเพิ่มกำลังต้านทานได้ 15% เกิดรูปแบบการวิบัติแบบผสมที่จุดต่อและคาน โดยมี hysteretic loop ที่แคบเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบอื่นๆ



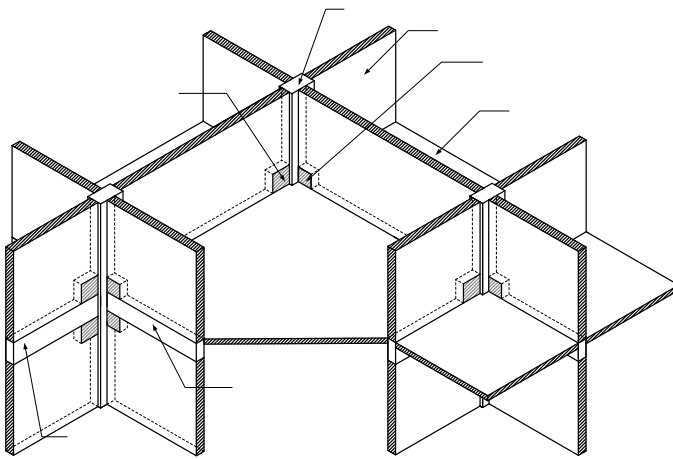
Drift 5.0% Drift 5.0% Drift 5.0% Drift 5.0% Drift 5.0%

(ข) ขั้นตอนทดสอบ JM (ค) ขั้นตอนทดสอบ JR (ง) ขั้นตอนทดสอบ JT (จ) ขั้นตอนทดสอบ JB (ฉ) ขั้นตอนทดสอบ JD

รูปที่ 5 รูปแบบการวิบัติของขั้นตอนทดสอบ

4. การเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว

จากการศึกษางานวิจัยการเสริมกำลังที่ผ่านมา และผลการทดสอบพฤติกรรมจุดต่อคานเสาในห้องปฏิบัติการนำไปสู่การศึกษาหาแนวทางการปรับปรุง และเสริมกำลังข้อต่อคานเสาให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว ในงานวิจัยนี้ผู้วิจัยได้เสนอวิธีการปรับปรุงข้อต่อคานเสาโดยใช้หลักการ 2D Planar joint expansion แนวคิดของวิธีการนี้ ก็คือทำให้ข้อต่อมีกำลัง และ สติเฟนส์เพิ่มขึ้น เพื่อที่ว่าคานจะได้มีกำลังน้อยกว่าเมื่อเทียบกับจุดต่อ โดยไม่ได้ทำการเสริมกำลังที่ข้อต่อโดยตรง แต่จะเพิ่มความแข็งแรงให้กับบริเวณโดยรอบข้อต่อแทน โดยสามารถกระทำได้ทั้ง

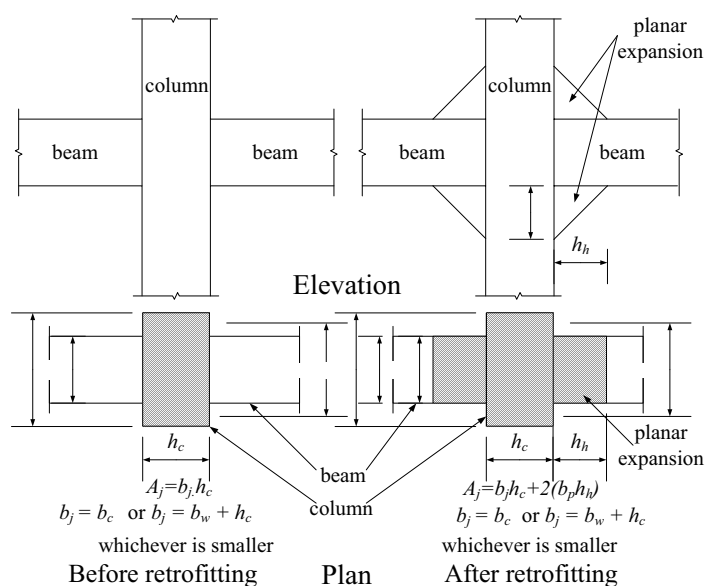


รูปที่ 6 แสดงการเสริมกำลังจุดต่อคานเสาโดยการขยายจุดต่อในระนาบ

สองทิศทางของอาคาร ไม่ขึ้นกับว่าจะมีคานมากระทำที่ข้อต่อก็ทิศทางก็ตาม ไม่ต้องเจาะพื้นคอนกรีต วิธีก่อสร้างทำได้ง่าย ใช้วัสดุหรืออุปกรณ์ก่อสร้างที่ราคาถูกและหาได้ง่าย อีกทั้งส่วนขยายนี้สามารถซ่อนในกำแพงหรือผนังกันห้องได้ ใช้พื้นที่ประมาณ 5 เปอร์เซ็นต์ของผนังกำแพง ทำให้ไม่ส่งผลกระทบต่อทางด้านสถาปัตยกรรมของตัวอาคารมากนัก (รูปที่ 6)

4.1 ขั้นตอนการออกแบบการเสริมกำลัง

การขยายจุดต่อคาน-เสามีวัตถุประสงค์เพื่อป้องกันการวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อดังนั้นหลักการออกแบบจึงต้องทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของจุดต่อ (V_{jn}) เพิ่มขึ้นด้วยการขยายพื้นที่ประสิทธิผล (A_j) ซึ่งดูได้จากรูปที่ 7 แสดงพื้นที่ประสิทธิผลก่อนและหลังเสริมกำลัง นอกจากนั้นการ



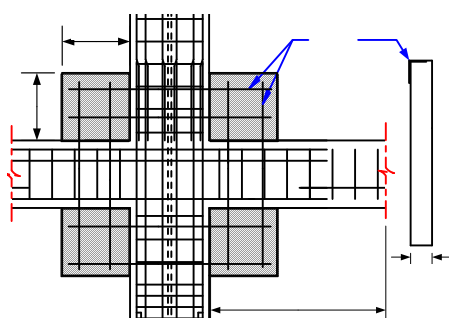
รูปที่ 7 แสดงพื้นที่ประสิทธิผลภายในจุดต่อคาน-เสา

ขยายจุดต่อยังช่วยเพิ่มระยะฝังประสิทธิผลของเหล็กนอนในคานที่ผ่านจุดต่อและยังช่วยป้องกันการวิบัติจากการทาบเหล็กในเสาบริเวณเหนือพื้นอีกด้วย การออกแบบการเสริมกำลังจุดต่อสามารถทำได้ดังนี้

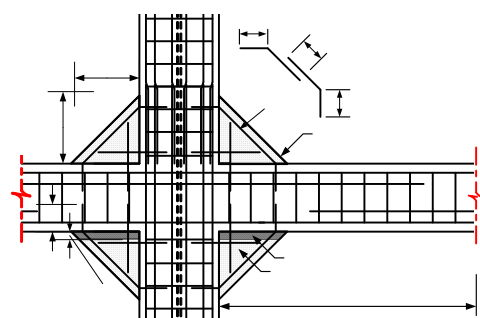
- ขยายพื้นที่ประสิทธิผลจนทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนมากกว่าแรงที่มากระทำ ($V_{jh}/V_{jn} > 1$) และ ความเค้นของจุดต่อ (v_{jh}) มีค่าไม่เกิน $0.2f'_c$ เมื่อ f'_c เป็นกำลังอัดประลัยของคอนกรีตบริเวณจุดต่อ
- อัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนอนในคาน (h_c/d_b) ต้องมีค่ามากกว่า 20 หรือค่าที่ระบุไว้ในมาตรฐานการออกแบบ
- ปริมาณเหล็กเดือย (dowel bar) ที่ใช้เสริมในส่วนขยายสามารถคำนวณได้จากปริมาณเหล็กที่ใช้ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบที่เกิดจากผลต่างของโมเมนต์ดัดในคานบริเวณหน้าเสาและปลายส่วนขยาย
- ขนาดของส่วนขยายไม่ควรมีขนาดเล็กเกินไปจนทำให้การฝังเหล็กเดือย ตั้งไม่แบบและเทคอนกรีตลำบาก

4.2 ขั้นตอน

ขั้นตอนมีทั้งหมด 8 ขั้นตอน ประกอบด้วยขั้นตอนควบคุม (JM) 1 ขั้นตอน (จากหัวข้อที่ 3) และขั้นตอนเสริมกำลังอีก 7 ขั้นตอน โดยใช้ขั้นตอนควบคุมเป็นต้นแบบ และทำการเสริมกำลังด้วยการขยายจุดต่อในระนาบด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 6 ขั้นตอน และบ่าเหล็กจำนวน 1 ขั้นตอน และรายละเอียดของขั้นตอนเสริมกำลังเหมือนกับขั้นตอนควบคุมทุกประการ แต่แตกต่างกันเฉพาะส่วนที่ได้เสริมกำลังเท่านั้น (รูปที่ 8) โดยขั้นตอนเสริมกำลังทั้ง 7 มีรายละเอียดดังนี้

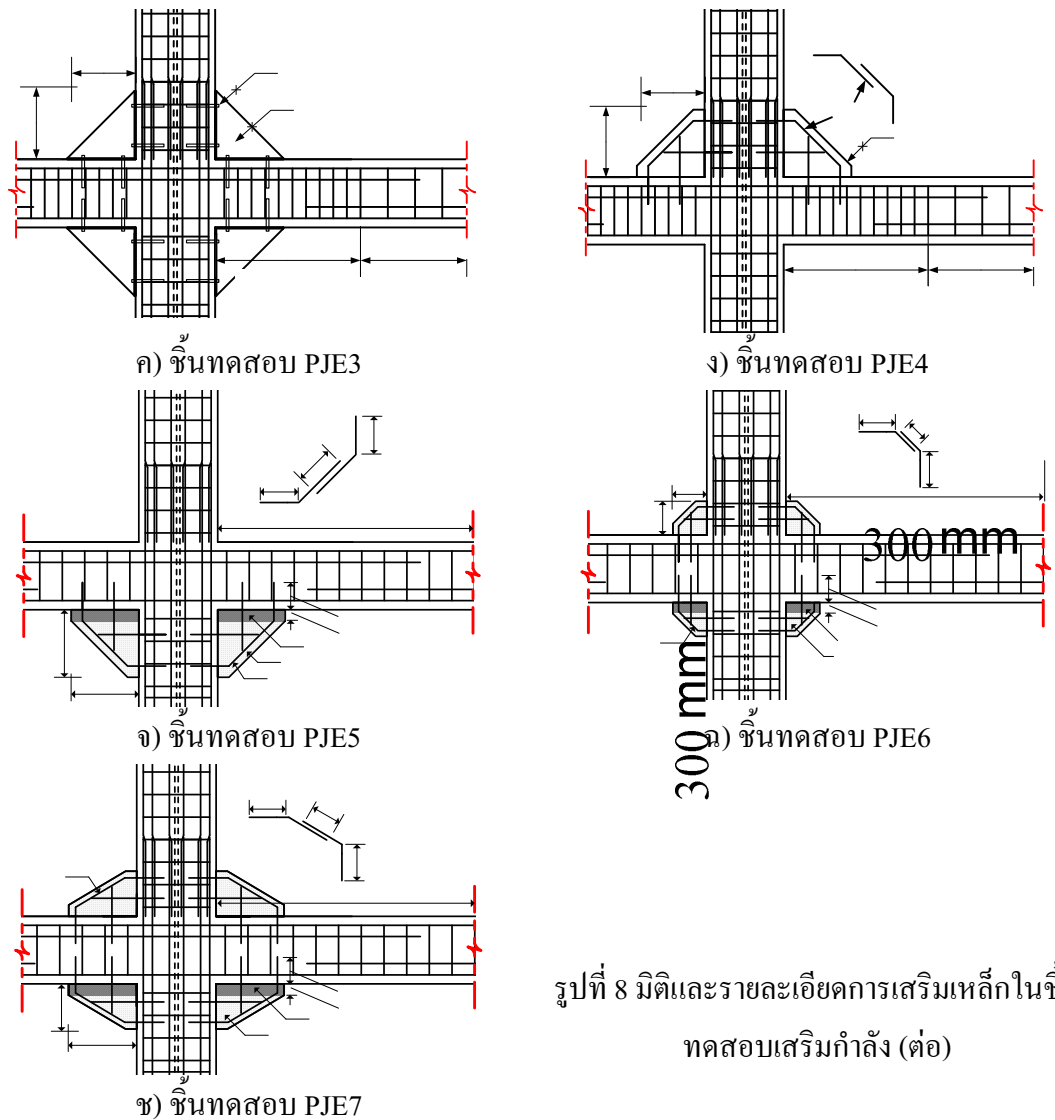


ก) ขั้นตอน PJE1



ข) ขั้นตอน PJE2

รูปที่ 8 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในขั้นตอนเสริมกำลัง



รูปที่ 8 มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชั้น
ทดสอบเสริมกำลัง (ต่อ)

ก) ชันทดสอบ PJE1 เป็นชันทดสอบที่ทำการขยายขนาดของข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสกว้างด้านละ 300 มม. ในการเตรียมชันทดสอบ PJE1 นี้ ได้เทคอนกรีตส่วนขยายไปในคราวเดียวกับชันทดสอบ

ข) ชันทดสอบ PJE2 เป็นชันทดสอบที่ได้ขยายข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 300 มม. วิธีการเตรียมชันทดสอบ PJE2 นั้นแตกต่างจาก PJE1 กล่าวคือ ได้ทำการหล่อคอนกรีตส่วนขยายภายหลังจากได้เตรียมชันทดสอบส่วนที่เป็นข้อต่อคานเสาเรียบร้อยแล้ว

ค) ชันทดสอบ PJE3 เป็นชันทดสอบที่ใช้บ่าเหล็ก (steel bracket) เป็นส่วนขยายข้อต่อคานเสาแทนคอนกรีตเทในที่ นอกจากนี้แล้วชันทดสอบ PJE3 ยังได้เสริมเหล็กปลอกในคานตามมาตรฐานของ ACI318 (IMRF) เพื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพของวิธีการเสริมกำลังในขณะที่ยังมีการโอบรัดเหล็กนอนที่ดี

ง) ชั้นทดสอบ PJE4 เป็นชั้นทดสอบที่ใช้คอนกรีตเทในที่ขยายข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 300 มม. เฉพาะด้านบนอย่างเดียว และเสริมเหล็กปลอกในคานตามมาตรฐาน ACI (IMRF) เช่นเดียวกับชั้นทดสอบ PJE3

จ) ชั้นทดสอบ PJE5 เป็นชั้นทดสอบที่ใช้คอนกรีตเทในที่ขยายข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 300 มม. เฉพาะด้านล่างเพียงอย่างเดียว

ฉ) ชั้นทดสอบ PJE6 เป็นชั้นทดสอบที่ใช้คอนกรีตเทในที่ขยายข้อต่อคาน-เสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 150 มม. ทั้งสี่ด้านรอบจุดต่อ

ช) เป็นชั้นทดสอบที่ใช้คอนกรีตเทในที่ขยายข้อต่อคานเสาออกไปเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาด 300 มม. ตามแนวคาน และ 200 มม. ตามแนวเสา

4.3 การให้น้ำหนักบรรทุกและการติดตั้งชั้นทดสอบ

การให้น้ำหนักบรรทุกและการติดตั้งชั้นทดสอบทำเช่นเดียวกับการศึกษาพฤติกรรมจุดต่อที่เสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ (หัวข้อที่ 3)

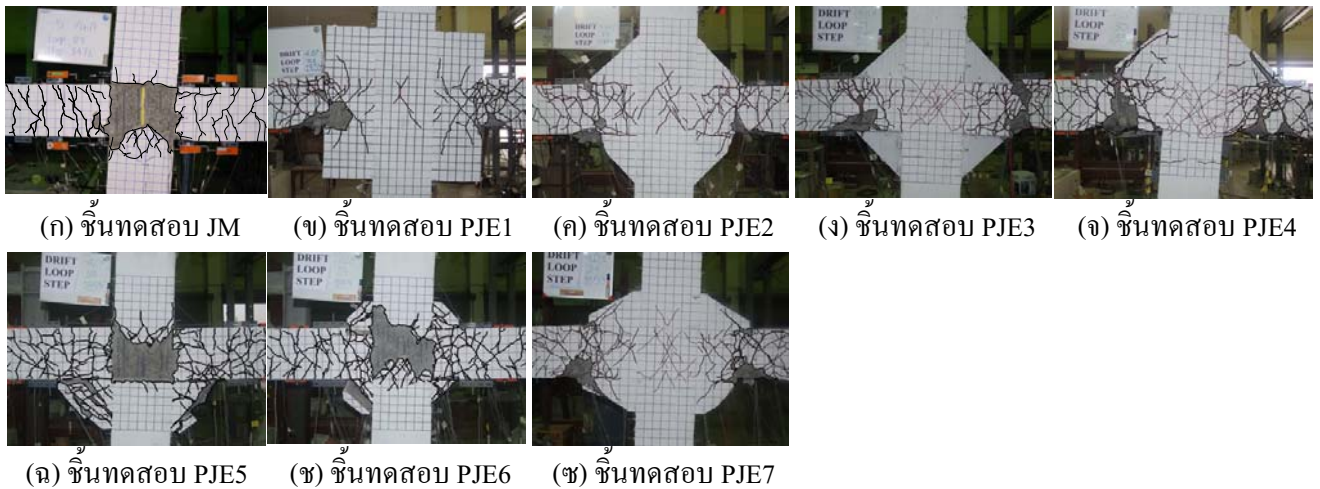
4.4 ผลการทดสอบ

จากผลการทดสอบชั้นทดสอบเสริมกำลังในห้องปฏิบัติการ 7 ชั้นพบว่า การเสริมกำลังโดยการขยายจุดต่อในระนาบทำให้ความสามารถต้านทานแรงกระทำ สดฟเนส พลังงานที่ดูดซับ และความเหนียวเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน เนื่องจากการขยายจุดต่อช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กนอนในคานทำให้จุดหมุนพลาสติกย้ายมาเกิดที่คานแทนและยังช่วยป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่จุดต่ออีกด้วย (รูปที่ 9) หน่วยแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าไปในจุดต่อมีค่าลดลง เนื่องจากความเครียดของเหล็กนอนในคานที่หน้าเสามีค่าลดลง ซึ่งเป็นเพราะการเพิ่มพื้นที่ประสิทธิผล และการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนความลึกเสาคือขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนอนในคาน การเสริมกำลังในลักษณะรูปสี่เหลี่ยมและรูปสามเหลี่ยมให้ผลเช่นเดียวกัน โดยรอยต่อก่อสร้างระหว่างคอนกรีตเก่าและใหม่จากการขยายจุดต่อไม่ได้ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมความสามารถต้านทานแรงกระทำแบบวัฏจักร การเสริมกำลังโดยใช้ป่าเหล็กให้ผลที่ดีเช่นเดียวกับการใช้คอนกรีตเทในที่ นอกจากนั้นยังพบว่าการเพิ่มประสิทธิภาพให้กับวิธีการขยายจุดต่อนี้สามารถทำได้โดยการเสริมการโอบรัดให้กับเหล็กนอนในคานบริเวณจุดหมุนพลาสติก นอกจากจะป้องกันการวิบัติจากแรงเฉือนที่คานแล้วยังช่วยชะลอการโก่งเดาะของเหล็กนอนในคาน ทำให้มีความเหนียวเพิ่มขึ้นอีกด้วย

เนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมบนซึ่งออกแบบให้ต้านทานโมเมนต์ลบมักจะมีมากกว่าเหล็กเสริมล่าง ทำให้แรงที่มาจากเหล็กเสริมเส้นบนมีมากกว่าเหล็กเสริมเส้นล่าง การเสริมกำลังโดยการ

ขยายจุดต่อเฉพาะส่วนบนนั้นสามารถทำได้ แต่การเสริมกำลังเฉพาะส่วนล่างไม่สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติได้

แต่วิธีการที่นำเสนอนี้ยังมีข้อจำกัดอยู่เช่นเดียวกับวิธีการเสริมกำลังทั่วไป วิธีการนี้เหมาะสมสำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อนและเนื่องจากการขยายจุดต่อทำให้ความยาวขององค์อาคารสั้นลง ซึ่งอาจทำให้เกิดการวิบัติจากแรงเฉือนในองค์อาคารได้ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารและควรวิเคราะห์โครงสร้างใหม่ภายหลังได้เสริมกำลังแล้ว



รูปที่ 9 รูปแบบการวิบัติของชิ้นทดสอบที่เสริมกำลัง

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

แม้ว่าประเทศไทยจะไม่ได้ตั้งอยู่บนแนวรอยเลื่อนของเปลือกโลก แต่จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลายครั้งที่เกิดขึ้นภายนอกประเทศ ได้ส่งผลกระทบมาถึงประเทศไทยรวมทั้งกรุงเทพมหานคร ยกตัวอย่างเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาด 9.3 ริกเตอร์บนเกาะสุมาตรา ประเทศอินโดนีเซียเมื่อ ปีพ.ศ. 2547 เหตุการณ์ครั้งนั้นทำให้เกิดคลื่นสึนามิพัดเข้าสู่ชายฝั่งทะเลอันดามันทำความเสียหายแก่บ้านเรือนและทรัพย์สิน และมีผู้คนเสียชีวิตและสูญหายกว่า 5,000 ราย ประชาชนที่อาศัยอยู่ตึกสูงในกรุงเทพมหานคร สามารถรับรู้ถึงแรงสั่นสะเทือนดังกล่าวได้ และเมื่อเร็วๆ นี้เกิดแผ่นดินไหวขนาด 7.8 ริกเตอร์ที่มณฑลเสฉวน ประเทศจีนเมื่อ 12 พฤษภาคม พ.ศ. 2551 ผู้ที่อาศัยอยู่ในตึกสูงในกรุงเทพมหานคร สามารถรับรู้ถึงแรงสั่นสะเทือนดังกล่าวได้เช่นกันแม้จุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวจะห่างออกไปประมาณ 2,000 กม. ก็ตาม ทำให้แผ่นดินไหวไม่ใช่เรื่องที่ไกลตัวอีกต่อไป ปัจจุบันยังไม่มีเทคโนโลยีใดที่สามารถทำนายการเกิดแผ่นดินไหวได้อย่างแม่นยำ และแผ่นดินไหวก็เกิดขึ้นเร็วเกินกว่าระบบเตือนภัยใดๆ จะทำงานและแจ้งเตือนได้ทันทั่วทั้ง การป้องกันภัยพิบัติแผ่นดินไหวที่เป็นไปได้ทางหนึ่งคือ การออกแบบอาคารให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว แต่ก็ยังเป็นวิธีที่ได้เฉพาะอาคารที่จะสร้างขึ้นใหม่เท่านั้น

ประเทศไทยและกรุงเทพมหานครมีอาคารและสิ่งปลูกสร้างสาธารณะที่ก่อสร้างด้วยระบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นจำนวนมากที่ออกแบบโดยไม่ได้คำนึงถึงผลของแรงแผ่นดินไหวด้วยเหตุนี้ รายละเอียดทางโครงสร้าง และการเสริมเหล็กของอาคารเหล่านี้ จึงไม่สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างมีประสิทธิภาพ เพื่อเป็นการเตรียมความพร้อมรับมือแผ่นดินไหวของอาคารที่มีอยู่เดิม จึงจำเป็นต้องทำการศึกษาคูณสมบัติและพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอยู่ทำการประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว และหาแนวทางป้องกันและเตรียมความพร้อมให้กับอาคารเหล่านั้นอย่างมีประสิทธิภาพ

การศึกษานี้จะเน้นที่องค์อาคารที่เป็นจุดอ่อนแอต่อการต้านทานแผ่นดินไหว ได้แก่ จุดต่อคาน-เสา การที่จะเสริมกำลังองค์อาคารในตำแหน่งที่เหมาะสมนั้น ต้องทราบตำแหน่งที่เป็นจุดอ่อนของอาคารหรือรูปแบบการวิบัติของอาคารเสียก่อน หากทำการเสริมกำลังในตำแหน่งที่ไม่ถูกต้องอาจทำให้ยังเกิดผลเสียต่ออาคาร โดยอาจทำให้อาคารเกิดการวิบัติแบบเฉือน ณ ตำแหน่งที่ไม่ต้องการจนถึงขั้นทำให้อาคารพังทลายลงมาเมื่อเกิดแผ่นดินไหว ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้นำเสนอระเบียบวิธีการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวอย่างง่าย เพื่อจะหาจุดอ่อนแอดังกล่าว

ซึ่งวิศวกรสามารถนำไปประยุกต์ใช้ประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารต่อไปได้นอกจากนั้นยังนำเสนอผลการประเมินอาคารจำนวน 15 หลังที่ก่อสร้างไปแล้วในประเทศไทย โดยเป็นอาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 5 ถึง 15 ชั้น ก่อสร้างด้วยระบบโครง คาน เสา คอนกรีตเสริมเหล็ก ผลการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติของอาคารดังกล่าวในกรณีเกิดแผ่นดินไหวขนาดปานกลางโดยใช้แผนภาพ (flow chart) และทำการศึกษาพฤติกรรมของแบบจำลองจุดต่อคาน-เสา รูปแบบต่าง ๆ ในห้องปฏิบัติการ ที่สร้างจากข้อมูลดัชนีโครงสร้างของอาคารที่รวบรวมมาตลอดจนการศึกษาผลของรายละเอียดการเสริมเหล็กในข้อต่อที่มีต่อพฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสา ท้ายที่สุด งานวิจัยนี้ได้นำเสนอวิธีการเสริมกำลังเพื่อปรับปรุงข้อต่ออาคารคอนกรีตเสริมเหล็กให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

1.2 วัตถุประสงค์

ก.) เพื่อนำเสนอระเบียบวิธีและผลการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวอย่างง่าย และ นำเสนอการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบโครงคาน-เสา ที่ได้ก่อสร้างไปแล้วในกรุงเทพฯ และปริมณฑล

ข.) ศึกษาพฤติกรรมของชิ้นทดสอบจุดต่อคาน-เสาที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว และศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อที่ได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ ในห้องปฏิบัติการ

ค.) ศึกษาวิธีการเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว โดยนำเสนอวิธีการเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยใช้วิธีการขยายจุดต่อในระนาบ (Planar joint expansion method)

1.3 ขอบเขตงานวิจัย

ขอบเขตงานวิจัยนี้พิจารณาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างด้วยระบบคาน-เสาในกรุงเทพฯ และปริมณฑลที่มีความสูงปานกลางประมาณ 5 ถึง 15 ชั้น จำนวนทั้งสิ้น 15 อาคาร โดยเน้นอาคารสาธารณะ อาคารส่วนราชการ โรงพยาบาล โรงเรียน และอาคารพักอาศัย ซึ่งอาคารดังกล่าวไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว งานวิจัยนี้ให้ความสนใจจุดต่อคาน-เสา ซึ่งรับพื้นที่ชั้นที่ 2 และเสาชั้นที่ 1 และพิจารณาอาคารในทั้งแนวตามขวางและตามยาวของอาคาร

บทที่ 2

งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหว

การประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่ได้ก่อสร้างไปแล้วนั้น มีวัตถุประสงค์เพื่อให้ทราบจุดอ่อนแอของโครงสร้างอาคาร หากทราบแล้วก็สามารถปรับปรุงอาคารให้สามารถด้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างมีประสิทธิภาพ นับตั้งแต่ในอดีตมีหลายวิธีด้วยกันที่สามารถใช้ประเมินอาคารยกตัวอย่างเช่น

ในสหรัฐอเมริกา 1987 Applied Technology Council (ATC) ได้ตีพิมพ์วิธีประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่ได้ก่อสร้างไปแล้วซึ่งใช้ชื่อว่า ATC14 โดยได้พัฒนาวิธีการมาจากการรวบรวมสมมุติฐานขั้นพื้นฐานและรวบรวมข้อมูลจริงจากแหล่งข้อมูลรายงานความเสียหายจากแผ่นดินไหวในแหล่งต่าง ๆ

ในปี 1982 Building Seismic Council (BSSC) ได้นำเสนอวิธีการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารเช่นเดียวกัน แต่ใช้หลักการวิเคราะห์ความสามารถในการด้านทานแผ่นดินไหว (Seismic Capacity) ของอาคาร, วิเคราะห์หาระดับของความต้านทานที่อาคารจำเป็นต้องมี (Seismic Demand) เพื่อให้สามารถทนต่อแผ่นดินไหวในระดับความรุนแรงต่างๆ ที่คาดว่าจะเกิดขึ้นได้ และเปรียบเทียบระหว่าง Seismic Capacity กับ Seismic Demand ในรูปของอัตราส่วน เพื่อประเมินว่าอาคารจะสามารถทนต่อแผ่นดินไหวได้ถึงระดับใดและจะมีความเสียหายเกิดขึ้นมากน้อยเพียงใด

ในปี 1992 BSSC ได้ตีพิมพ์คู่มือสำหรับการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่ก่อสร้างไปแล้ว FEMA-178 ซึ่งก็ได้พัฒนาและมีวิธีการเช่นเดียวกับ ATC14 เกือบทุกประการ

ในปี 1996 ATC ได้พัฒนาการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้หลักการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear Static Pushover analysis) การทำ Pushover analysis ทำได้โดยการวิเคราะห์หา Seismic Capacity จากการนำแรงสถิตย์ในแนวด้านข้าง (Static Lateral Force) มากระทำต่อแบบจำลองอาคาร โดยกำหนดให้รูปแบบการกระจายตัวของแรงคล้ายกับรูปแบบการกระจายตัวของแรงเฉื่อยของมวลอาคารเมื่อเกิดการโยกตัว ในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว ระดับของแรงสถิตย์จะค่อยๆถูกปรับเปลี่ยนเป็นขั้นๆ จากน้อยไปมาก โดยในแต่ละขั้นจะทำการวิเคราะห์หาการเปลี่ยนรูปด้านข้าง (Lateral Deformation) และความเสียหาย (Damage) ของโครงสร้างอาคาร การวิเคราะห์ในลักษณะนี้จะดำเนินไปเรื่อยๆ จนกว่าแรงสถิตย์ที่กระทำจะสามารถผลักอาคารให้เกิดการวิบัติ (Collapse) ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปของ

เส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Base Shear) กับการเคลื่อนตำแหน่งด้านข้างที่ยอดอาคาร (Roof Lateral Displacement) เส้นกราฟนี้ถือเป็น Capacity Curve ของอาคาร เพราะแสดงให้เห็นถึง “กำลังต้านทานแรงด้านข้าง” (Lateral Strength) และ “ความเหนียว” (Ductility) ของอาคาร ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญที่กำหนดความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร

ในปี 1997 The Federal Emergency Management Agency (FEMA) ได้ตีพิมพ์ NEHRP แนวทางสำหรับการซ่อมแซมและเสริมกำลังของอาคารให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว โดยใช้ชื่อว่า FEMA-273 รายงานฉบับนี้ได้ให้ความสนใจเกี่ยวกับการซ่อมแซมและเสริมกำลังให้แก่โครงสร้างของอาคารเหล็ก คอนกรีต ไม้และระบบกำแพงรับน้ำหนัก ซึ่งประกอบด้วยวิธีการวิเคราะห์ 4 วิธีด้วยกันคือ 1) Linear Static Procedure (LSP), 2) Linear Dynamic Procedure (LDP), 3) Nonlinear Static Procedure (NSP), และ 4) Nonlinear Dynamic Procedure (NDP) โดยวิธี LSP และ LDP เป็นวิธีที่เหมาะสมสำหรับอาคารที่มีรูปทรงสม่ำเสมอ นั่นคือมีความสม่ำเสมอของโครงสร้างในแนวระนาบและในแนวดิ่ง และระบบโครงสร้างหลักต้านทานแรงด้านข้าง นอกจากนี้ยังรวมถึงอาคารที่ไม่สม่ำเสมอเล็กน้อย ส่วนวิธี NSP และ NDP เหมาะสำหรับอาคารที่ไม่มีความสม่ำเสมอโดยเฉพาะอย่างยิ่งวิธี NSP เหมาะสำหรับอาคารที่มีการตอบสนองอยู่ในรูปแบบมูลฐาน (Fundamental Vibration Mode)

2.1.1 การประเมินโครงสร้างเบื้องต้น

การประเมินโครงสร้างเบื้องต้นไม่ต้องอาศัยการวิเคราะห์โครงสร้างเพียงแต่นำข้อมูลต่าง ๆ ของอาคาร ยกตัวอย่างเช่น ลักษณะรูปร่างของอาคาร ขนาดของเสา คาน พื้นที่ของอาคาร ฯลฯ นำข้อมูลเหล่านี้มาประมวลผลด้วยเกณฑ์การทดสอบที่สร้างขึ้นจากการรวบรวมข้อมูลและสถิติจากแผ่นดินไหวในที่ต่าง ๆ ก็สามารถประเมินว่าโครงสร้างสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้หรือไม่ งานวิจัยที่นำเสนอการประเมินโครงสร้างเบื้องต้นมีดังนี้

Ahmad F. Hassan และ Mete A. Sozen (1992) นำเสนอวิธีการประเมินอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กความสูงไม่เกิน 5 ชั้น และสามารถจัดเรียงอันดับอาคารตามลำดับความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหว โดยใช้ข้อมูลเพียงมิติต่าง ๆ ของโครงสร้างอาคารและข้อมูลที่ระบุตำแหน่งอาคารในระนาบ 2 มิติ และหาค่าดัชนีของกำแพงและเสา โดยดัชนีของกำแพงนิยามให้เป็นอัตราส่วนของพื้นที่ประสิทธิผลของกำแพงต่อพื้นที่ทั้งหมดเหนือชั้นฐาน ส่วนดัชนีของเสานิยามให้เป็นอัตราส่วนของพื้นที่ประสิทธิผลของเสาชั้นฐานต่อพื้นที่ทั้งหมดในชั้นฐาน ในการคำนวณหาค่าพื้นที่ประสิทธิผลกำหนดให้กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กมีพื้นที่ประสิทธิผล 100% กำแพงอิฐหรือบล็อกไม่รับน้ำหนักและไม่เสริมเหล็กเสริมให้ถือว่ามีประสิทธิภาพ 10% และเสาคอนกรีตเสริมเหล็กให้ถือว่ามีประสิทธิภาพ 5% เมื่อนำดัชนีของเสาและของกำแพงมา plot ร่วมกันพบว่าอาคารที่มีความเสี่ยงมากที่สุดจะมีจุดที่เข้าใกล้จุดออริจินมากที่สุด ในการประยุกต์ใช้งานจะนำผลการจัดลำดับ

อาคารที่มีความเสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวมาพิจารณาถึงการซ่อมแซมและการเสริมกำลัง โดยพิจารณา ลำดับความสำคัญของอาคารร่วมกับลำดับความเสี่ยงของอาคารด้วย จึงจะสามารถตัดสินใจว่าควร จะปรับปรุงอาคารใดเป็นอันดับแรก ข้อดีของวิธีการประเมินนี้คือข้อมูลที่นำไปใช้ประเมินมี ปริมาณน้อยไม่ซับซ้อน ดังนั้นจึงเหมาะสำหรับการประเมินอาคารเดี่ยวเพื่อที่จะหาวิธีเสริมกำลังได้ รวดเร็ว

Ahmet Yakut 2004 นำเสนอวิธีการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวอย่างง่าย ของอาคารเดี่ยวจนถึงอาคารสูงปานกลาง โดยใช้ Capacity Index ซึ่งคำนวณจากข้อมูลพื้นฐานของ โครงสร้างเช่น ขนาดหรือคุณสมบัติของวัสดุ ดัชนีนี้จะถูกปรับปรุงโดยค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้ หลายตัวด้วยกัน เช่น คุณภาพการทำงาน วัสดุที่ใช้ รูปทรงทางสถาปัตยกรรมของอาคาร ฯลฯ วิธีการได้ถูกทดสอบและปรับแก้จากการสำรวจเก็บข้อมูลความเสียหายของอาคารหลังจากเกิด แผ่นดินไหวเมื่อ 10 ปีที่ผ่านมาในตุรกี ผลการประเมินให้ความถูกต้องแม่นยำและมีข้อดีตรงที่ใช้ การคำนวณที่ไม่ซับซ้อน จึงสามารถประยุกต์ใช้กับพื้นที่ที่มีอาคารจำนวนมากและมีความเสี่ยงภัย สูงต่อการเกิดแผ่นดินไหว

2.1.2 การประเมินโครงสร้างโดยใช้วิธีเชิงวิเคราะห์

การวิเคราะห์เพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว และพฤติกรรม การตอบสนองของอาคารเมื่อเกิดแผ่นดินไหวมี 4 วิธีหลักๆ คือ 1) Linear Static Procedure (LSP), 2) Linear Dynamic Procedure (LDP), 3) Nonlinear Static Procedure (NSP), และ 4) Nonlinear Dynamic Procedure (NDP) (FEMA 1997) วิธีที่ให้ผลที่น่าเชื่อถือมากที่สุด คือ NSP และ NDP เนื่องจากแบบจำลองที่ใช้สามารถจำลองพฤติกรรมได้ทั้งที่เป็นเชิงเส้น และไม่เป็นเชิงเส้น (Nonlinear) จึงสามารถนำไปใช้วิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองของอาคารทั้งที่อยู่ภายในพิคค ยึดหยุ่นและที่เกินพิคคยึดหยุ่นได้อย่างถูกต้องสมจริง แต่เนื่องจากมีปัญหาในทางปฏิบัติอยู่หลาย ประการ จึงทำให้การวิเคราะห์ด้วยวิธีทั้งสองพบปัญหาการวิเคราะห์คำนวณผลตอบสนองที่ไม่เป็น เชิงเส้นแบบพลศาสตร์ของอาคารซึ่งมีองค์ประกอบชิ้นส่วนและรายละเอียดต่างๆ เป็นจำนวนมาก นั้นทำได้ค่อนข้างยากด้วยความสามารถที่จำกัดของคอมพิวเตอร์ที่มีในปัจจุบัน และผลการวิเคราะห์ อาจจะแปรเปลี่ยนไปได้ขึ้นอยู่กับสมมุติฐานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง และสมมุติฐานที่เกี่ยวกับ คลื่นสั่นไหวแผ่นดินไหว ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงขอเสนอการประเมินความสามารถในการ ต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้แนวทาง LSP ซึ่งใช้เวลาสั้นและไม่ ซับซ้อนในการสร้างแบบจำลอง

ในปี พ.ศ. 2544 เป็นหนึ่งและคณะ (วานิชชัย และเกียรติวิศาลชัย 2544; Kiattivisanchai 2001; Attanayake 2001) ได้นำวิธีการตามแนวทาง NSP ที่เสนอไว้ใน ATC-40 มาปรับปรุงให้ เหมาะสมกับการนำมาใช้ประเมินอาคารคอนกรีตในกรุงเทพฯ โดย (1) ทำการวิเคราะห์หา Seismic

Demand ของแผ่นดินไหวที่คาดว่าจะเกิดขึ้นที่กรุงเทพมหานครด้วยคาบการเกิดซ้ำ 100, 500, และ 2500 ปีต่อครั้งด้วยวิธีของ Chopra และ Goel (Chopra and Goel 1999) (2) ศึกษาวิธีการสร้างแบบจำลองผนังอิฐก่อในแบบที่มีในประเทศไทย (3) ศึกษาวิธีสร้างแบบจำลองฐานรากเสาเข็มทั้งแบบเข็มตอกและเข็มเจาะที่ใช้กันแพร่หลายในกรุงเทพมหานคร และ (4) ศึกษาข้อมูลกำลังวัสดุจริงของเหล็กเสริมที่ใช้ก่อสร้างอาคารในประเทศ จากผลการศึกษา เป็นหนึ่งและคณะได้สร้างแบบจำลอง Finite Element ของอาคารตัวอย่าง 2 หลัง สูง 5 ชั้น และ 9 ชั้น โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ชื่อ SAP2000 (CSI 2000) ทำการวิเคราะห์หา Seismic Capacity ของอาคารทั้ง 2 ด้วยวิธี Pushover Analysis ผลการเปรียบเทียบ Seismic Capacity กับ Seismic Demand แสดงให้เห็นว่าอาคารทั้ง 2 นี้ แม้จะไม่ได้ถูกออกแบบมาให้ต้านทานแผ่นดินไหว แต่ก็สามารถทนต่อแผ่นดินไหวได้ถึงระดับหนึ่งแต่ยังไม่ถึงระดับที่ปลอดภัย การศึกษาวิเคราะห์เพิ่มเติมได้ชี้ว่า เราสามารถยกระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารให้สูงขึ้นจนถึงระดับที่ปลอดภัยได้ ด้วยการปรับปรุงรายละเอียดการออกแบบอาคารบางประการโดยไม่จำเป็นต้องเพิ่มค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างอาคารมากนัก และวิธีการตามแนวทาง NSP นี้สามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์หาวิธีการปรับปรุงอาคารที่มีประสิทธิภาพได้เป็นอย่างดี

2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของข้อต่อคานเสาที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหว

ในส่วนงานวิจัยที่เกี่ยวข้องรอยต่อคาน-เสานั้นมีงานวิจัยอยู่เป็นจำนวนมาก ผลงานวิจัยในยุคแรกๆ ที่สำคัญได้แก่ งานวิจัยของ Hanson และ Corner (1972) ซึ่งได้ทำการทดสอบชิ้นทดสอบจุดต่อคาน-เสาภายในและภายนอกจำนวน 4 ชิ้นทดสอบ ผลการทดสอบนี้แสดงให้เห็นถึงความจำเป็นและความสำคัญที่จะต้องออกแบบรอยต่ออย่างถูกต้องเพื่อให้สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อต้องการให้คานเกิดการวิบัติแบบคราก งานวิจัยของ Meinheit และ Jirsa (1981) ซึ่งได้ทดสอบชิ้นทดสอบจุดต่อคาน-เสาจำนวน 7 ชิ้นทดสอบและได้ข้อสรุปที่สำคัญว่ากำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อแปรผันตรงกับรากที่สองของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต งานวิจัยเกี่ยวกับรอยต่อคานเสาในยุคอื่นๆ ก่อนข้างจะหาข้อสรุปลงตัวได้ยากต่างจากงานวิจัยของเสากล่าวคือ ผลของตัวแปรที่สำคัญเช่น ปริมาณเหล็กปลอกในข้อต่อ และ อัตราส่วนแรงตามแนวแกนยังไม่มีข้อสรุปแน่ชัด เช่น ในขณะที่ Meinheit แสดงผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่าเหล็กปลอกในข้อต่อคานเสาทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของจุดต่อเพิ่มขึ้น Fujii และ Morita (1991) ได้แสดงผลการทดสอบที่บ่งชี้ว่าการเพิ่มขึ้นของปริมาณเหล็กปลอกในข้อต่อไม่ทำให้เพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนของจุดต่อเพิ่มขึ้น ส่วนขนาดของแรงตามแนวแกนก็มีทั้งการทดลองที่บ่งชี้ว่ามีและไม่มีผลต่อกำลัง

ด้านทานแรงเฉือนของจุดต่อ งานวิจัยที่สำคัญอีกอันหนึ่งได้แก่งานวิจัยของ Leon (1990) ซึ่งได้แสดงให้เห็นถึงความสำคัญของการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวต่อพฤติกรรมของข้อต่อคานเสา ในงานวิจัยนี้ Leon ได้แปรเปลี่ยนค่าอัตราส่วนระหว่างความลึกของเสาต่อเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กนอนในคานระหว่าง 16 ถึง 28 และได้แสดงให้เห็นว่าขั้นตอนที่มีอัตราส่วนดังกล่าวนี้จะมีเส้น hysteresis loop ที่แคบและสามารถสลายพลังงานได้น้อย

Bonacci และ Pantazopoulou (1992, 1993, 1994) ได้รวบรวมข้อมูลผลการทดสอบข้อต่อคานเสา 86 ชิ้นจากงานวิจัยทั่วโลก และได้ศึกษาอิทธิพลของตัวแปรต่างๆ และได้ข้อสรุปว่า การวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวเกิดขึ้นกับขั้นตอนที่มีค่า bond index ต่ำกว่า 1.65 แรงตามแนวแกนมีผลไม่มากต่อกำลังของจุดต่อ แต่มีผลต่อความเหนียวของจุดต่อ เหล็กปลอกในจุดต่อมีผลอย่างมากต่อการต้านทานแรงเฉือน โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีของจุดต่อที่มี confinement น้อย คานขวงมีส่วนเพิ่มกำลังด้านทานแรงเฉือนของจุดต่อ

Hakuto Park และ Tanaka (1999, 2000) ได้ทดสอบข้อต่อคานเสาภายในและภายนอกที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบให้ด้านทานแผ่นดินไหว โดยเป็นขั้นตอนคานเสาภายในจำนวน 6 ขั้นตอน และ ขั้นตอนคานเสาภายนอกจำนวน 6 ขั้นตอน ขั้นตอนเหล่านี้ถูกสร้างขึ้นเพื่อเป็นตัวแทนของข้อต่อคานเสาที่ได้มีการก่อสร้างก่อนปี 1970 ซึ่งความรู้เกี่ยวกับการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวขณะนั้นยังไม่พัฒนาเต็มที่ ข้อสรุปที่ได้จากการทดลองนี้พบว่า ขั้นตอนคานเสาเหล่านี้แสดงพฤติกรรมการวิบัติแบบเปราะในระหว่างเกิดแผ่นดินไหว การวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นแบบการวิบัติเฉือนที่จุดต่อ และการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กนอนในคานกับคอนกรีต

Shiohara (2001, 2004) ได้วิเคราะห์ข้อมูลผลการทดสอบข้อต่อคานเสาจำนวน 20 ขั้นตอน เพื่อวิเคราะห์สาเหตุการวิบัติ Shiohara ได้เสนอแบบจำลองการต้านทานโมเมนต์ของจุดต่อ และแสดงให้เห็นว่าจุดต่อวิบัติเนื่องจากโมเมนต์อันเกิดจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กนอน และ คอนกรีตมากกว่าจะเป็นการวิบัติแบบเฉือน แบบจำลองของ shiohara นี้เมื่อพิจารณาพร้อมกับแบบจำลอง strut and tie ที่เป็นที่ยอมรับกันมานานจะทำให้สามารถสร้างแบบจำลองที่สามารถทำนายพฤติกรรมของจุดต่อทั้งที่เกิดการวิบัติแบบ bond deterioration และแบบ joint shear failure

Li และคณะ (2002) ได้ทำการทดสอบข้อต่อคานเสาคงจริงซึ่งเป็นตัวแทนของอาคารที่มีลักษณะเสากว้างซึ่งพบมากในประเทศมาเลเซีย และ สิงคโปร์ อาคารเหล่านี้ไม่ได้ออกแบบให้ด้านทานแผ่นดินไหวเช่นเดียวกับประเทศไทย ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าจุดต่อคานเสาเกิดการวิบัติแบบเฉือนที่จุดต่อ พฤติกรรมของจุดต่อสามารถปรับปรุงให้ดีขึ้นได้โดยการใส่เหล็กปลอกในข้อต่อ และ เปลี่ยนตำแหน่งการทาบต่อเหล็กยื่นในเสา

Warnitchai และคณะ. (2004) ได้ทดสอบข้อต่อคานเสาขนาด half scale ซึ่งเป็นตัวแทนของข้อต่อคานเสาที่ได้มีการก่อสร้างในประเทศไทย การทดลองประกอบด้วยขั้นตอนทดสอบ 3 ขั้นตอน เป็นตัวแทนของข้อต่อคานเสาในอาคารที่มีพื้นที่อาณาเขตเสา (column tributary area) น้อย (9-18 ตารางเมตร) ปานกลาง (20-30 ตารางเมตร) และมาก (40-48 ตารางเมตร) ตามลำดับ ผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่า ข้อต่อคาน-เสาของอาคารที่มีพื้นที่อาณาเขตเสามาก (40-48 ตร.ม.) เกิดการวิบัติแบบดัดเหนียวที่ปลายคาน ส่วนข้อต่อคาน-เสาที่มีพื้นที่อาณาเขตเสนาน้อยถึงปานกลาง (9-30 ตร.ม.) เกิดการวิบัติแบบฉีกที่ข้อต่อคาน-เสาโดยเป็นการวิบัติแบบเฉือน

Lehman และคณะ (2004) นำเสนอผลงานเรื่องพฤติกรรมด้านทานแผ่นดินไหวของข้อต่อคานเสา โดยได้ทำการทดสอบข้อต่อคานเสา 11 ขั้นตอน ทดสอบ ตัวแปรที่ใช้ในการศึกษาได้แก่ กำลังวัสดุและระดับหน่วยแรงเฉือนในข้อต่อ displacement history จากผลงานวิจัยนี้ไปสู่การสร้างแบบจำลองแสดงพฤติกรรมของข้อต่อที่สามารถทำนาย stiffness กำลัง และความเสียหายแบบจำลองดังกล่าวนี้สามารถนำไปใช้วิเคราะห์โครงสร้างที่คิดผลของความไร้เชิงเส้นของข้อต่อได้

ในแง่ของการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น มีนักวิจัยหลายกลุ่มที่ทำอยู่ เช่น Baglin และคณะ (1997) Hegger และคณะ (2004) Cervenka และคณะ (1991) Yamaguchi และ Chen (1990) แต่งานวิจัยที่โดดเด่นได้แก่ งานวิจัยของ Maekawa K. และ Okamura H. แห่งห้องปฏิบัติการคอนกรีต มหาวิทยาลัยโตเกียวถือว่ามีความก้าวหน้าเป็นอย่างมาก โดยทั้งสองท่านนี้เป็นผู้ทำการศึกษาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของคอนกรีต และ เหล็กเสริม เป็นเวลามากกว่า 20 ปี แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่สร้างขึ้นมานี้สามารถพิจารณาสภาพไร้เชิงเส้นของคอนกรีต และ เหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำรูปแบบต่างๆ ทั้งในสภาวะ 2 มิติ และ 3 มิติ โดยเฉพาะอย่างยิ่งการตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงแผ่นดินไหว ผลของงานวิจัยเหล่านี้ได้ถูกนำไปใช้ในการวิเคราะห์ความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเมื่อเกิดแผ่นดินไหวที่โกเบในปี 1995 และ แบบจำลองเหล่านี้ได้ถูกผนวกเข้าไว้ในโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์ WCOMD และ COM3 สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างใน 2 มิติ และ 3 มิติตามลำดับ ผลจากงานวิจัยนี้ได้นำไปสู่การตีพิมพ์ในวารสารวิชาการนานาชาติเป็นจำนวนมาก ผลงานวิจัยเหล่านี้ในช่วงต้นของงานวิจัย (ประมาณ 10 ปีแรก) ได้นำมารวบรวมเป็นตำรา “Nonlinear analysis and constitutive models of reinforced concrete” ต่อมางานวิจัยมีความก้าวหน้าเพิ่มขึ้นอีก จึงได้จัดทำตำราขึ้นใหม่อีก 1 เล่มชื่อ “Nonlinear mechanics of reinforced concrete” เมื่อปี 2003 ตำราเหล่านี้เป็นแหล่งรวบรวมผลงานวิจัยเกี่ยวกับคอนกรีตเสริมเหล็กของ Maekawa และ Okamura ตลอดระยะเวลาที่ผ่านมา 20 ปี

2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการเสริมกำลังข้อต่อคาน-เสา

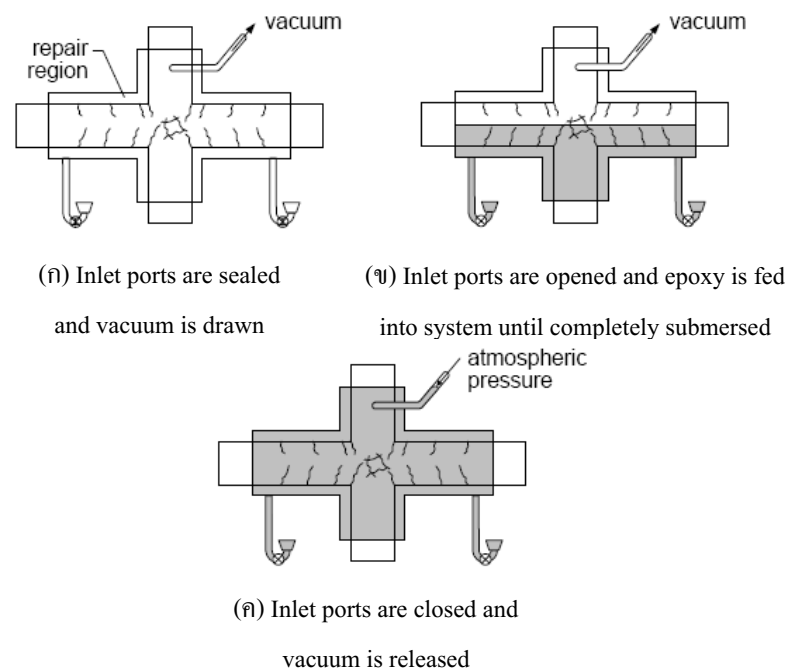
วิธีการเสริมกำลังและซ่อมแซมจุดต่อคาน-เสามีหลายวิธี ยกตัวอย่างเช่น การซ่อมแซมด้วยการใช้อีพ็อกซี่ (Epoxy repair) การนำเอาชิ้นส่วนที่เสียหายออกและเทคอนกรีตใหม่เข้าไปแทน (Removal and replacement) การใช้คอนกรีตหุ้มโครงสร้างเดิม (Concrete jackets) การใช้จุกบล็อกเสริมเหล็ก (Reinforced masonry blocks) การใช้แผ่นเหล็กหุ้มเสริมภายนอก (Steel jackets) และการใช้วัสดุคอมโพสิต (Fiber reinforced polymer) เสริมกำลังซึ่งแต่ละวิธีที่ได้กล่าวมานี้มีความเหมาะสมสำหรับการเสริมกำลัง และการซ่อมแซมโครงสร้างในระดับที่แตกต่างกันไป ขึ้นอยู่กับปัจจัยทางด้านสถาปัตยกรรม พฤติกรรมของจุดต่อคาน-เสาที่มีอยู่เดิมและงบประมาณ ทุกวิธีที่ได้กล่าวมานี้มีจุดมุ่งหมายเดียวกันในการเสริมกำลังให้จุดต่อคาน-เสามีความแข็งแรงขึ้นเพื่อสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ และทำให้เกิดการวิบัติที่ปลายคานแทนการวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อคาน-เสา เนื่องจากการออกแบบอาคารที่พิจารณาเฉพาะแรงกระทำในแนวดิ่งเพียงอย่างเดียวซึ่งพบว่าคานมีความแข็งแรงมากกว่าเสา ดังนั้นการเสริมกำลังเฉพาะเสาเพียงอย่างเดียวจึงไม่เพียงพอเพราะจะทำให้จุดต่อคาน-เสาเป็นจุดต่อไปที่จะได้รับความเสียหายแทน เนื่องจากการไม่ได้เสริมเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อ ความไม่ต่อเนื่องของเหล็กเสริมล่างที่จุดต่อหรือความไม่เพียงพอของเหล็กปลอก และการขาดคุณสมบัติความเหนียวเหล่านี้ล้วนเป็นความไม่เหมาะสมของรายละเอียดการเสริมเหล็กของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย

ปัญหาที่พบในงานวิจัยคือการนำไปประยุกต์ใช้กับโครงสร้างจริงในระบบ 3 มิติซึ่งมีคานขวางและมีพื้นคอนกรีต ทำให้วิธีการเสริมกำลังจุดต่อที่ได้ศึกษาในงานวิจัยที่ผ่านมาไปประยุกต์ใช้ในการก่อสร้างได้ยากและการที่จะเสริมกำลังให้จุดต่อจากภายนอกซึ่งมีพื้นที่ในการทำงานน้อยนั้นทำได้ยาก ดังนั้นงานวิจัยที่ผ่านจึงค่อนข้างมีขีดจำกัดในการนำไปประยุกต์ใช้งาน และยังมีผลกระทบอย่างมากต่อด้านสถาปัตยกรรม

2.3.1 การซ่อมแซมโดยใช้อีพ็อกซี่ (Epoxy repair)

การซ่อมแซมโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้อีพ็อกซี่ฉีดด้วยความดัน (Pressure injection of epoxy) มีการใช้กันอย่างแพร่หลายมาเป็นเวลานานแล้วในต่างประเทศ ปัจจุบันมีวิธีการซ่อมแซมแบบใหม่โดยใช้อีพ็อกซี่ฉีดด้วยระบบสุญญากาศ (Vacuum impregnation) French และคณะ (1990) ได้ศึกษาประสิทธิภาพของทั้งสองวิธีนี้โดยทำการซ่อมจุดต่อคาน-เสากลางใน ซึ่งเกิดความเสียหายไม่มากนักเนื่องจากการเสริมเหล็กปลอกไม่เพียงพอ ดังรูปที่ 2.1 จากนั้นทำการซ่อมแซมขึ้นทดสอบดังกล่าวโดยใช้อีพ็อกซี่ฉีดทั้ง 2 ระบบ โดยต่อท่อสำหรับฉีดอีพ็อกซี่เข้าบริเวณด้านใต้ของคานที่ได้รับความเสียหายครอบคลุมถึงฐานของเสาต้นล่าง ผลการทดลองพบว่า

สามารถทำให้จุดต่อกลับมามีกำลัง สติเฟนส์และการสลายพลังงาน เพียง 85% จากเดิมก่อนเสียหาย โดยการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวอย่างรุนแรงได้เกิดขึ้นเร็วกว่าขั้นตอนที่ไม่ได้รับความเสียหาย การใช้ข้อต่อที่ระบบสัญญาณสามารถซ่อมแซมจุดที่เสียหายเป็นบริเวณใหญ่ได้ดีแต่การนำไปประยุกต์ใช้ซ่อมแซมจุดต่อคาน-เสายังไม่ประสบความสำเร็จเนื่องจากข้อต่อที่ไม่สามารถเข้าเชื่อมประสานได้อย่างสมบูรณ์



รูปที่ 2.1 การซ่อมแซมจุดต่อโดยใช้ข้อต่อ
ที่มา: French และคณะ (1990)

ส่วนงานวิจัยอื่น ๆ เกี่ยวกับการใช้ข้อต่อ ยึดตัวอย่างเช่น Beres และคณะ (1992) Filiatrault และ Lebrun (1996) Karayannis และคณะ (1998) ให้ผลการทดลองในทิศทางเดียวกันคือ ใช้วิธีการซ่อมจุดต่อคาน-เสาด้วยข้อต่อซึ่งให้ผลเป็นที่น่าพอใจในระดับหนึ่ง เนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตรอบ ๆ เหล็กเสริมซึ่งเคยถูกทำลายไปแล้วนั้นไม่สามารถกลับคืนดังเดิมได้ด้วยการใช้ข้อต่อเป็นตัวประสาน จึงทำให้กำลังของขั้นตอนกลับคืนมาเพียงบางส่วนและเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์และเส้นโค้ง hysteretic มีลักษณะแคบ และโค้งแบบเข้าหาจุดศูนย์กลาง (Pinching) ยิ่งไปกว่านั้นการประยุกต์ใช้กับจุดต่อในโครงสร้างจริงซึ่งมีคานขวางและพื้นคอนกรีตนั้นทำได้ยาก ต้องใช้ทักษะแรงงานและอุปกรณ์ที่มีค่าใช้จ่ายสูง

2.3.2 การเอาชิ้นส่วนที่เสียหายออกและเทคอนกรีตใหม่เข้าไปแทน (Removal and replacement)

วิธีการเอาชิ้นส่วนที่เสียหายออกทั้งหมดหรือเอาออกเพียงบางส่วนนี้เหมาะสำหรับจุดต่อที่มีความเสียหายอย่างรุนแรง คอนกรีตถูกบดอัด เหล็กตามยาวเกิดการแอ่นหรือเกิดการโก่งออกของเหล็กปลอก ก่อนที่จะนำคอนกรีตที่ได้รับความเสียหายออกจะต้องทำโครงสร้างชั่วคราวเสียก่อน และบางครั้งจะต้องเสริมเหล็กปลอกและเหล็กตามยาวเข้าไปด้วย โดยทั่วไปคอนกรีตที่ใช้จะมีกำลังสูงและมีการหดตัวต่ำหรือไม่หดตัว (Non shrink grout) สิ่งที่จะต้องคำนึงถึงคือการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่

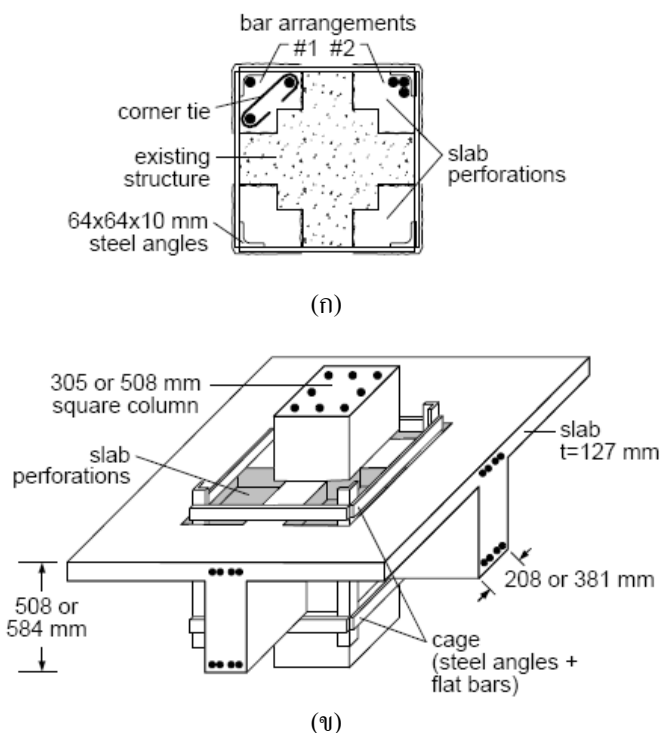
Karayanis และคณะ (1998) และ Tsonos (2001) ได้ทำการทดลองซ่อมแซมจุดต่อภายนอกโดยใช้ปูนทรายที่ไม่หดตัวกำลังสูง (high-strength nonshrink mortar) ซึ่งผลการทดลองเป็นไปในทิศทางเดียวกัน นั่นคือวิธีการนี้สามารถนำไปใช้เสริมกำลังได้ดีหากใช้คอนกรีตที่ไม่หดตัวและมีกำลังสูง อย่างไรก็ตามวิธีการนี้จะมีประสิทธิภาพดียิ่งขึ้นหากจุดที่เสียหายนั้นเข้าไปซ่อมได้ง่าย ซึ่งวิธีการนี้สามารถนำไปประยุกต์ใช้กับอาคารจริงได้โดยการเจาะคอนกรีตบางส่วน และเข้าไปซ่อมแซมซึ่งจะทำให้ประหยัดค่าใช้จ่ายมากขึ้น

2.3.3 การทำคอนกรีตหุ้ม (Concrete jacket)

การใช้คอนกรีตหุ้มเป็นวิธีหนึ่งที่มีความนิยมใช้กับโครงสร้างเก่าโดยหุ้มตั้งแต่เสาและกรอบคลุมไปถึงจุดต่อ ในคอนกรีตใหม่อาจมีการเสริมเหล็กตามยาวและเหล็กตามขวางเข้าไปเพื่อเพิ่มการโอบรัดให้กับจุดต่อ เหล็กที่เสริมผ่านเข้าไปในจุดต่อนี้ต้องมีความต่อเนื่องกันทำให้ต้องเจาะรูในคานและพื้นคอนกรีตบริเวณรอบเสาดังรูปที่ 2.2(ก)

Alcocer และ Jirsa (1993) ได้ทำการศึกษาจุดต่อคานเสาพื้นซึ่งเป็นลักษณะ 3 มิติ นั่นคือมีคานทั้ง 4 ด้านของจุดต่อ ภายใต้แรงกระทำ 2 ทิศทาง เพื่อตัดปัญหาในเรื่องของการเจาะรูผ่านคานเพื่อเสริมเหล็กปลอกเพิ่มการโอบรัดในจุดต่อ พวกเขาได้ใช้วิธีการเชื่อมเหล็กเสริมลักษณะเหมือนกรงรอบจุดต่อดังรูป 2.2(ข) ซึ่งโครงสร้างเหล็กฉากที่ใช้ทำกรงนี้ถูกออกแบบให้สามารถต้านทานการขยายตัวทางข้างของจุดต่อ ในการศึกษานี้ได้ทำเปรียบเทียบการหุ้มเสาเพียงอย่างเดียว หุ้มเสาและคานพร้อมกัน และ ศึกษาการหุ้มคอนกรีตก่อนและภายหลังที่จุดต่อได้รับความเสียหาย และมีการใช้เหล็กเสริมแบบกระจายและมัดรวมกันเป็นกลุ่มรอบเสา ผลการทดลองพบว่าหน้าตัดวิกฤตยังคงเกิดในคอนกรีตหุ้มสำหรับชิ้นทดสอบที่หุ้มเสาเพียงอย่างเดียว ในขณะที่ชิ้นทดสอบที่หุ้มทั้งเสาและคานพบว่าความเสียหายได้ย้ายออกไปอยู่ภายนอกคอนกรีตหุ้ม เหล็กเสริมที่มีลักษณะเหมือนกรงทำหน้าที่ยึดจุดต่อได้เป็นอย่างดีจนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 4 % ก่อนที่จะเกิดความเสียหายอย่างรุนแรง คอนกรีตถูกบดอัดและกะเทาะหลุดออกมา

ความเสียเปรียบของวิธีการใช้คอนกรีตหุ้มคือต้องใช้แรงงานที่มีความชำนาญในการเจาะ สกัดพื้นคอนกรีตและเจาะรูผ่านคานและบางครั้งต้องเสริมเหล็กปลอกโอบรัดจุดต่อด้วย และการหุ้มคอนกรีตนี้ยังทำให้จุดต่อมีขนาดใหญ่ขึ้นทำให้เสียพื้นที่ใช้สอยระหว่างชั้นภายใต้บริเวณที่ทำการหุ้มคอนกรีตและเป็นการเพิ่มน้ำหนักให้โครงสร้าง ซึ่งแน่นอนต้องใช้ค่าใช้จ่ายสูงในการเสริมกำลังด้วยวิธีนี้ แต่อย่างไรก็ดีการหุ้มคอนกรีตนี้สามารถทำให้กำลังรับแรงเฉือนที่ฐานเพิ่มขึ้นถึง 73% (จากการศึกษาของ Bracci และคณะ (1995)) และสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติไปเกิดในคานทำให้กำลัง และความสามารถในการสลายพลังงานดีขึ้น



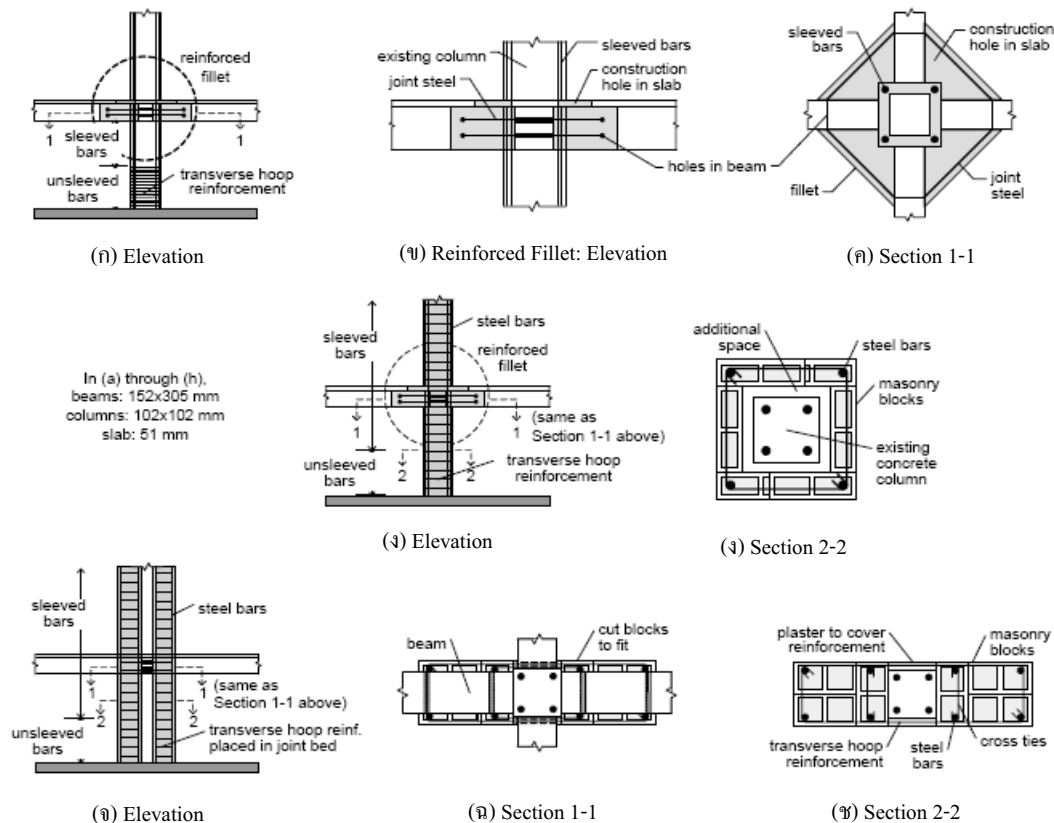
รูปที่ 2.2 การใช้คอนกรีตหุ้ม

ที่มา: Alcocer and Jirsa (1993)

2.3.4 การใช้ฉาบฉวยเสริมเหล็ก (Reinforced masonry block)

Bracci และคณะ (1995) ได้ทำการวิเคราะห์การเสริมกำลังโดยใช้ฉาบฉวยรับน้ำหนักเสริมเหล็ก (Reinforced concrete masonry units) แต่ไม่ได้ทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ วิธีการแรกได้ทำการเสริมกำลังที่เสาต้นในโดยใช้ฉาบฉวยรับน้ำหนักก่อพอกโอบรอบเสาให้มีขนาดใหญ่ขึ้นและเสริมเหล็กตามยาวในเสาโดยเหล็กเสริมนี้ต้องวิ่งผ่านพื้นคอนกรีต ช่องว่างที่เกิดขึ้นระหว่างเสา คอนกรีตและฉาบฉวยที่พอกหนาโอบรอบเสาได้ทำการกรอกปูนจนเต็ม เสริมกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อโดยใช้เหล็กตระแกรง wire mesh ดังรูปที่ 2.3 วิธีที่สองใช้ฉาบฉวยรับน้ำหนักเสริมขยายเสาให้ใหญ่ขึ้นแต่ไม่ได้โอบรอบเสา โดยเสริมเหล็กอัดแรงชนิดดิ่งที่หลังในแต่ละข้างของเสาที่พอก

ออกมามีรูปที่ 2.3(ก) ถึง 2.3(ง) และ รูปที่ 2.3(ค)-5.3(ข) ทำการเสริมเหล็กปลอกโอบรัดเสาในจุดต่อคาน-เสาโดยเจาะรูทะลุผ่านคานเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงเฉือน จากการวิเคราะห์แบบ Nonlinear dynamic analysis พบว่าวิธีการดังกล่าวสามารถเพิ่มความสามารถในการต้านทานแรงกระทำด้านข้างได้ดีขึ้น เกิดพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อน และเกิดรูปแบบการวิบัติโดยการสร้างจุดหมุนพลาสติกที่ปลายคานได้ แต่วิธีการนี้ประสบปัญหาเช่นเดียวกับการใช้คอนกรีตหุ้มซึ่งทำให้พื้นที่ใช้สอยของอาคารลดน้อยลงไป



รูปที่ 2.3 การเสริมกำลังโดยใช้วิธีปลอกเสริมเหล็ก

ที่มา: Bracci และคณะ 1995

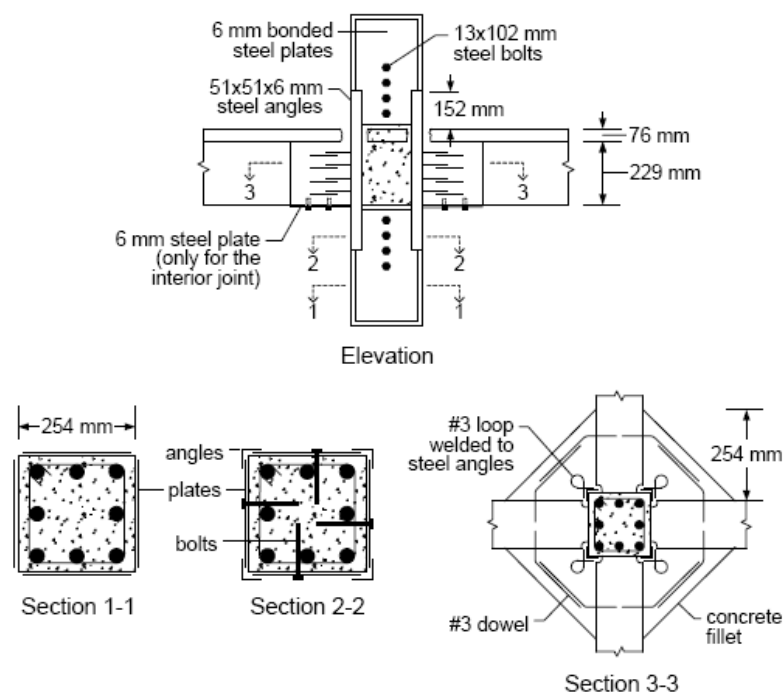
2.3.5 การใช้แผ่นเหล็กหุ้มภายนอก (Steel jackets and external steel elements)

วิธีการใช้เหล็กหุ้มจากงานวิจัยต่าง ๆ ที่ได้ศึกษามา มีทั้งใช้เหล็กแผ่นเรียบบางหรือเป็นลอนลูกฟูก ใช้เหล็กสี่เหลี่ยมหรือท่อเหล็กกลมกลวงทำการเชื่อมยึดกันที่จุดต่อคาน-เสา และช่องว่างที่เกิดขึ้นได้ทำการกรอกปูน โดยปกติเหล็กหุ้มจะทำหน้าที่เพิ่มการโอบรัดคอนกรีตซึ่งการยึดเกาะระหว่างเหล็กหุ้มกับโครงสร้างคอนกรีตเดิมมักจะใช้สลักเกลียว (bolt) หรือ ใช้ข้อปอกซ์เพื่อเพิ่มการยึดเกาะ

Corazao และ Durrani (1989) ทำการทดสอบการเสริมกำลังจุดต่อภายนอก และจุดต่อภายใน คาน-เสา พื้น โดยใช้เหล็กหุ้มภายนอกและเชื่อมยึดกับโครงสร้างเดิมโดยใช้สลักเกลียวและอิพ็อกซี่เพื่อการยึดเกาะและทำให้จุดต่อมีขนาดขยายเพิ่มขึ้นดังรูปที่ 2.4 และทำการเสริมเหล็กโบริดซึ่งมีความต่อเนื่องกันรอบจุดต่อ แผ่นเหล็กประกบที่เสริมที่หน้าสัมผัสเสาต้นบนและต้นล่างถูกเชื่อมยึดเข้ากับเสาด้วยเหล็กฉากที่วิ่งตามมุมเสาทั้งสี่ด้าน คอนกรีตพื้นที่ถูกเจาะออกมาถูกเทกลับเข้าไปด้วยคอนกรีตใหม่ ผลการทดสอบปรากฏว่าชิ้นทดสอบที่ได้รับเสียหายก่อนทำการเสริมกำลังซึ่งเกิดรอยร้าวที่บริเวณจุดต่อ ภายหลังเสริมกำลังด้วยวิธีดังกล่าวแล้ว สามารถรับแรงได้มากขึ้นมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้น มีพฤติกรรมการสลายพลังงานที่ดีก่อนที่จะเกิดการรูดไถระหว่างเหล็กประกบกับคอนกรีตในจุดต่อไปเสียก่อน

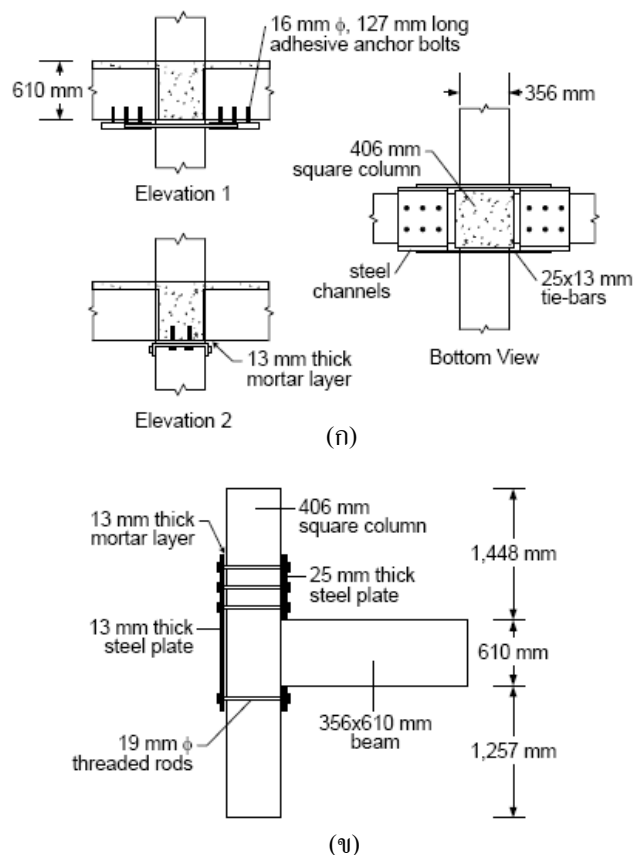
Beres และ คณะ (1992) และ Ghobrah และคณะ (1997) ได้ทำการศึกษาการเสริมกำลังโดยใช้เหล็กหุ้มภายนอกจุดต่อคาน-เสาเช่นเดียวกัน แต่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ต่างออกไป (รูปที่ 2.5) ซึ่งให้ผลการทดสอบเป็นในทิศทางเดียวกับ Corazao และ Durrani 1989

เมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการเสริมกำลังโดยใช้คอนกรีตหุ้มและให้คอนกรีตบดอัดรับน้ำหนัก การใช้แผ่นเหล็กเสริมประกบภายนอกสามารถลดระยะเวลาในการก่อสร้างได้มากกว่า แต่อย่างไรก็ตามวิธีการดังกล่าวอาจจะต้องประสบปัญหาเรื่องการเป็นสนิมของเหล็ก และเป็นไปได้ยากในการประยุกต์ใช้กับโครงสร้างจริงซึ่งมีทั้งคานขวางและพื้นคอนกรีต



รูปที่ 2.4 การเสริมกำลังโดยใช้แผ่นเหล็กหุ้ม

ที่มา : Corazao and Durrani (1989)



รูปที่ 2.5 การเสริมกำลังโดยใช้แผ่นเหล็กหุ้มภายนอก
ที่มา : Beres และคณะ (1992)

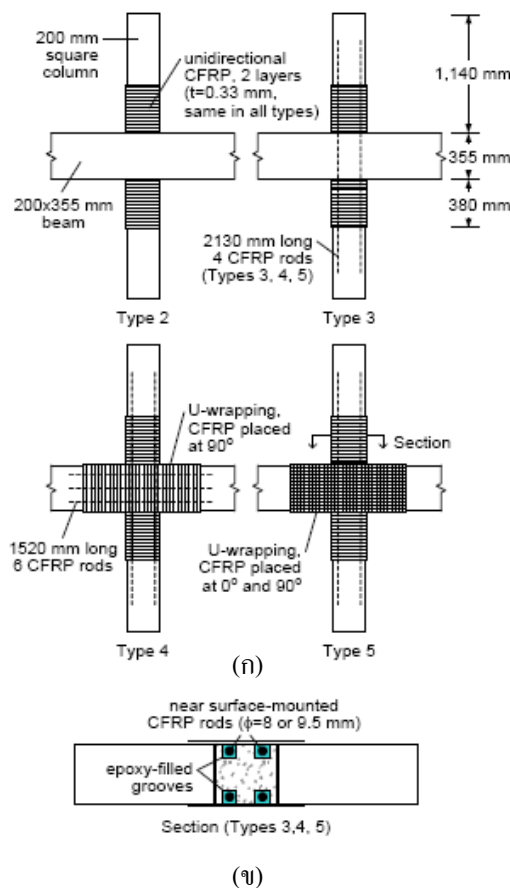
2.3.6 การใช้วัสดุคอมโพสิต (Fiber-reinforced polymeric composites)

ตั้งแต่ปี ค.ศ. 1998 เป็นต้นมางานได้มีงานวิจัยที่พยายามนำวัสดุคอมโพสิต Fiber-reinforced polymeric composites (FRP) มาใช้เสริมกำลังให้กับจุดต่อคาน-เสาให้กับโครงสร้างที่มีอยู่เดิม ถึงแม้จะมีราคาค่อนข้างสูงแต่เมื่อเทียบกับความได้เปรียบหลายประการเช่น มีอัตราส่วนกำลังที่สูงเมื่อเทียบกับน้ำหนักตัวเอง ทนต่อการกัดกร่อน ง่ายต่อการติดตั้ง ไม่ทำให้โครงสร้างอาคารมีขนาดใหญ่ขึ้น และไม่มีผลกระทบต่อด้านสถาปัตยกรรมมากนัก เนื่องจาก FRP สามารถตัดให้เข้ารูปได้ง่ายจึงง่ายต่อการที่จะนำไปใช้สำหรับเสริมกำลังเพียงอย่างเดียว หรือเพิ่มการโอบรัดเพียงอย่างเดียว หรือทั้งสองอย่างไปพร้อมกันได้ และการใช้ FRP เสริมกำลังและยึดเกาะกับคอนกรีตภายนอกจะต้องมีการเตรียมพื้นผิวคอนกรีตให้สะอาด และขรุขระเพื่อเพิ่มการยึดเกาะก่อนที่จะยึดกันด้วยอีพ็อกซี และเรซินเคลือบผิวด้านนอกอีกชั้นหนึ่ง

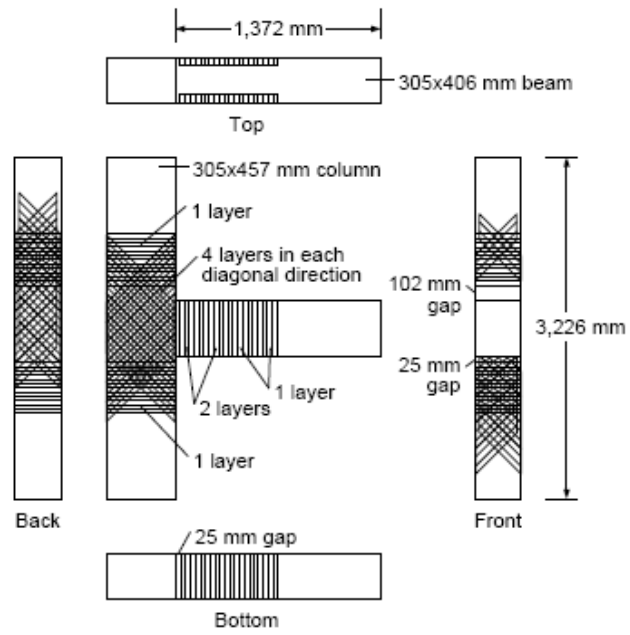
ปัจจุบันงานวิจัยเกี่ยวกับการเสริมกำลังจุดต่อคาน-เสาโดยใช้ FRP นั้นมีทั้งการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการวิเคราะห์ด้วยสมการทางคณิตศาสตร์และคอมพิวเตอร์ ยกตัวอย่างเช่นงานวิจัยของ Prota และคณะ (2001) ใช้ CFRP rods ร่วมกับการใช้แผ่น CFRP หุ้มรอบภายนอกของจุดต่อ ดังรูปที่ 2.6 โดยการเปลี่ยนน้ำหนักกดในแฉก 3 ระดับ ผลการทดสอบพบว่ารูปแบบการ

วิบัติเปลี่ยนจากเสาไปจุดต่อและจากจุดต่อไปสู่คาน งานวิจัยของ Clyde และ Pantelides (2002) ได้ศึกษาประสิทธิภาพของแผ่น CFRP พับรอบจุดต่อคาน-เสากลางนอก (รูปที่ 2.7) ซึ่งก่อนการเสริมกำลัง ชั้นทดสอบเกิดการวิบัติแบบแรงเฉือนที่จุดต่อ แต่ภายหลังที่พันด้วย CFRP พบว่าสามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนได้ 5% ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เพิ่มขึ้น 78% และการสลายพลังงานเพิ่มขึ้น 200 % ตามลำดับ

จากการสำรวจงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าการใช้ FRP เสริมกำลังจากภายนอกสามารถทำได้ง่ายและไม่ทำให้ขนาดของโครงสร้างเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับวิธีการเสริมกำลังแบบอื่น ๆ การใช้ FRP สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติให้ไปเกิดที่คานแทนได้ ส่วนการเสริมกำลังเพื่อรับแรงเฉือนในจุดต่อนั้นยังต้องทำการศึกษาเพิ่มเติม และการเตรียมพื้นผิวเป็นสิ่งสำคัญในการยึดเกาะระหว่าง FRP และคอนกรีตซึ่งอาจต้องใช้สลักเกลียว (bolt) เป็นตัวช่วยในการยึดเกาะด้วย และการเลือกใช้ชนิดของ FRP จะต้องคำนึงถึงสภาวะแวดล้อมที่โครงสร้างต้องทนอยู่ตลอดอายุการใช้งานด้วย



รูปที่ 2.6 การเสริมกำลังโดยใช้วัสดุคอมโพสิต CFRP sheet และ rod
ที่มา: Prota และคณะ (2001)



รูปที่ 2.7 รูปแบบการเสริมกำลังโดยใช้วัสดุ CFRP ที่ศึกษาโดย Clyde และ Pantelides (2002)

บทที่ 3

แนวทางประเมินอาคารต้านทานแผ่นดินไหว

งานวิจัยนี้ได้ใช้การวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้วิธีการวิเคราะห์แบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (LSP) เนื่องจากการสร้างแบบจำลองที่ไม่ซับซ้อนทำให้เกิดความง่ายต่อการนำไปใช้ นอกจากนี้ยังได้หาคดัชนีโครงสร้าง (Structural Indices) ซึ่งมีประโยชน์ในการสร้างระบบฐานข้อมูลสำหรับอาคารที่มีอยู่ในประเทศไทย นอกจากนี้ดัชนีโครงสร้างยังสามารถใช้ทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างภายหลังจากที่โครงสร้างเกิดการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของวัสดุเป็นแบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear Behavior) และยังสามารถนำไปใช้ทำนายรูปแบบการวิบัติขององค์อาคารในโครงสร้างได้อีกด้วย

การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในการศึกษานี้ใช้การตรวจสอบ 1) ดัชนีในแง่ของความสามารถต้านทานแรงขององค์อาคารต่าง ๆ (Load Checklist) และ 2) การเปรียบเทียบในเรื่องของรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Checklist) และ 3) การวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ

สำหรับ (Load Checklist) ดัชนีที่เป็นตัวบ่งบอกระดับของความเสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวในงานวิจัยนี้ได้ใช้ค่าสัดส่วนของแรงต่อกำลัง Demand Capacity Ratio (DCR) โดยหลักการวิเคราะห์หาความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว (Seismic Capacity) ของอาคารสามารถหาได้จากการวิเคราะห์ความต้านทานของแต่ละองค์อาคารตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI 318-99 สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้านทานแผ่นดินไหวขนาดเล็กถึงปานกลาง (Intermediate Moment Resisting Frame) ซึ่งเป็นมาตรฐานที่ได้รับความนิยมใช้ในประเทศไทย ส่วนค่า (Seismic Demand) เป็นการหาระดับของความต้านทานที่อาคารจำเป็นต้องมี สามารถหาได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างภายใต้แรงกระทำซึ่งเป็นแรงสถิตย์เทียบเท่าตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 พ.ศ. 2540

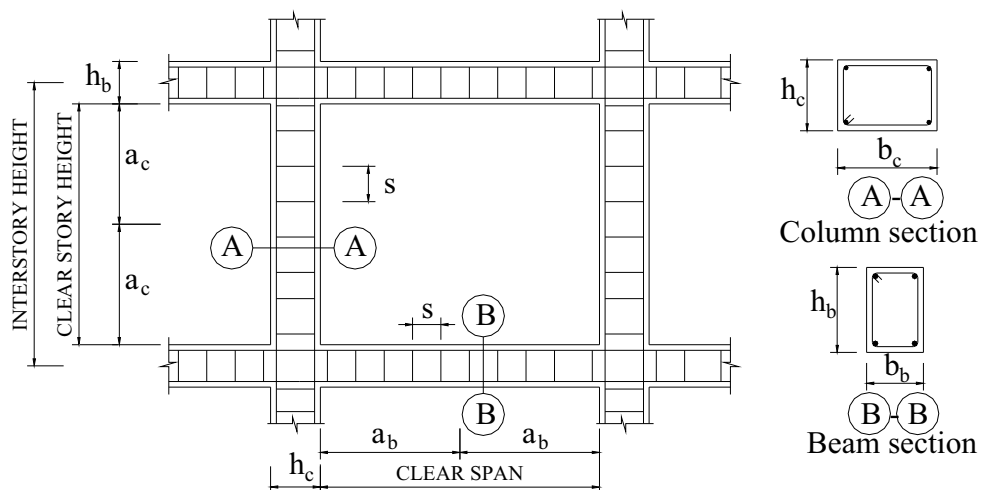
สำหรับการตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Checklist) นั้นใช้การประเมินจากรายละเอียดการเสริมเหล็กของโครงสร้างจริงที่ก่อสร้างไปแล้วและเปรียบเทียบกับรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ต้องการตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวของ ACI318-99 (IMRF)

นอกนี้งานวิจัยนี้ยังได้นำเสนอวิธีการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ โดยใช้แผนผังการตรวจสอบซึ่งประกอบด้วย Load flowchart และ Yielding flowchart โดย Load flowchart เป็นการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติของอาคารภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว ส่วน Yielding flowchart เป็นการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติของอาคาร

ภายหลังจากที่องค์อาคารบางส่วนได้เกิดการครากไปแล้ว โดยใช้ข้อมูลเพียงอัตราส่วน DCR และดัชนีโครงสร้าง

3.1 ดัชนีโครงสร้าง (Structural indices)

ดัชนีโครงสร้าง (Structural Indices) เป็นตัวเลขที่ใช้แสดงพฤติกรรมของ คาน เสา และจุดต่อคาน-เสา ภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว ดัชนีโครงสร้างของอาคารสามารถคำนวณได้จากรูปร่างลักษณะ พื้นที่หน้าตัด พื้นที่ของเหล็กเสริมตามยาวและตามขวาง (รูปที่ 3.1) กำลังของคอนกรีต และอื่น ๆ ซึ่งการศึกษาดัชนีโครงสร้างจะทำให้สามารถนำไปสร้างแบบจำลองเพื่อศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อคานเสาเพื่อใช้ในการทดลองในห้องปฏิบัติการได้ ดัชนีโครงสร้างที่สำคัญบางตัวสามารถทำนายรูปแบบการวิบัติได้ ดัชนีโครงสร้างที่สำคัญและพิจารณาในงานวิจัยนี้สามารถแบ่งได้เป็นสามกลุ่ม คือ ดัชนีโครงสร้างสำหรับเสา คาน และจุดต่อ ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้



รูปที่ 3.1 แสดงมิติของคานและเสาในการคำนวณหาดัชนีโครงสร้าง

3.1.1 ดัชนีทางโครงสร้างของเสา

ดัชนีโครงสร้างสำหรับเสาที่พิจารณาในงานวิจัยนี้ได้แก่

ก) อัตราส่วนช่วงการเลื้อน (a_c / h_c) โดยที่ a_c เป็นความสูงของเสาวัดจากจุดต่อคาน-เสาถึงจุดกึ่งกลางเสา (รูปที่ 3.1) ซึ่งเกิดจากสมมุติฐานที่ให้จุดดัดกลับอยู่ตรงกึ่งกลางความสูงเสาพอดี ส่วน h_c เป็นขนาดความลึกของเสา

ข) อัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ $\frac{M_{nc}}{a_c V_n}$ โดยที่

M_{nc} และ V_n เป็นกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ และกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุขององค์อาคาร อัตราส่วนนี้ใช้ระบุถึงความเป็นไปได้ที่เสาจะวิบัติแรงเฉือนหรือโมเมนต์ดัด ในกรณีที่อัตราส่วนนี้

มากกว่า 1 แสดงว่าเสามีโอกาสเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนมากกว่าการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด โดยค่าแรงเฉือน V_n สามารถคำนวณจากสมการของ ATC-40 ดังนี้

$$V_n = V_c + V_s \quad (3-1)$$

$$V_c = 0.29\lambda \left(k + \frac{N_u}{14A_g} \right) \left(\sqrt{f'_c} \right) b_c d \quad (3-2)$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{0.6s} \quad (3-3)$$

เมื่อกำหนดให้

- V_c คือค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต, N
- V_s คือค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กปลอก, N
- f'_c คือค่ากำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน, MPa
- f_{yt} กำลังดึงของเหล็กปลอกซึ่งไม่ได้คิดค่ากำลังสำรอง, MPa
- λ = 0.75 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา
= 1.0 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ
- k = 1 ในบริเวณองค์อาคารที่ต้องการความเหนียวต่ำ
= 0 ในบริเวณองค์อาคารที่ต้องการความเหนียวสูง
- P น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเสา, N
- A_g พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเสา, mm²
- b_c ความกว้างเสา, mm
- A_v พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน, mm²
- d ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด, mm
- s ระยะเรียงของเหล็กปลอก, mm

ค) อัตราส่วนแรงตามแนวแกน $\frac{P}{f'_c A_g}$ โดยที่ P เป็นแรงอัดตามแนวแกนเนื่องจาก

น้ำหนักบรรทุกแนวตั้ง (น้ำหนักบรรทุกตายตัวและน้ำหนักบรรทุกจรที่คาดว่าจะเกิดขึ้น) A_g เป็นพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเสา

ดัชนีนี้มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อคาน-เสาด้วย หากอัตราส่วนนี้มีค่ามากจะสามารถช่วยลดการเกิดรอยร้าวดึงทแยงได้ แต่หากแรงตามแนวแกนมีค่ามากเกินไปก็จะทำให้เหล็กยื่นในเสาเกิดการโก่งเดาะ (buckling) (Kurose และคณะ 1988 และ Hakuto และคณะ 2000)

ง) อัตราส่วนเหล็กยื่น $\rho_t = \frac{A_t}{bd}$ โดยที่ A_t เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กยื่นทั้งหมด b และ

d เป็นความกว้างและความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัดเสา หากอัตราส่วนนี้มีค่าสูงแสดงว่าเสามีโอกาสสูงที่จะวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน

จ) อัตราส่วนเหล็กทางขวาง $\rho_s \sqrt{b''/s}$ โดยที่ ρ_s เป็นอัตราส่วนเหล็กเสริมทางขวาง b'' เป็นความกว้างของแกนเสาโดยวัดระยะระหว่างศูนย์กลางของเหล็กปอดโอบรัดในทิศทางที่ตั้งฉากกับทิศที่แรงกระทำ และ s เป็นระยะเรียงของเหล็กปอด อัตราส่วนนี้แสดงถึงความเหนียวของเสาหากมีค่าสูงแสดงว่าเสามีความเหนียวสูง (Park และ Paulay 1975)

ฉ) อัตราส่วนแรงเฉือนวิบัติ $\frac{V_a}{b_c d \sqrt{f'_c}}$ เมื่อ V_a เป็นแรงเฉือนขณะท้องอาคารเกิดวิบัติ โดยค่า V_a ขึ้นอยู่กับรูปแบบการวิบัติ กรณีเสาที่คาดว่าจะเกิดการวิบัติด้วยโมเมนต์ดัด สามารถคำนวณแรงเฉือนจาก $V_a = \frac{M_{nc}}{a_c}$ ในกรณีเสาที่คาดว่าจะเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนสามารถคำนวณแรงเฉือน $V_a = V_n$ จากสมการที่ (3-1) โดยอัตราส่วนนี้ใช้ระบุระดับความเหนียวของเสา

3.1.2 ดัชนีโครงสร้างของคาน

ดัชนีโครงสร้างสำหรับคานที่พิจารณาในงานวิจัยนี้ได้แก่

ก) อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึง $\rho = \frac{A_s}{b_b d}$ โดยที่ A_s เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึง b_b และ d เป็นความกว้างคานและความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัดคาน ตามลำดับ หากอัตราส่วนนี้มีค่าสูงแสดงให้เห็นถึงความเป็นไปได้สูงที่จะเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนในคาน และยังบอกถึงความเป็นไปได้สูงในการเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่จุดต่อคาน-เสาเช่นกัน (Paulay และ Priestley 1992 และ Filippou 1983)

ข) อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงอัด $\rho' = \frac{A'_s}{b_b d}$ โดยที่ A'_s เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัด ซึ่งมีความหมายเช่นเดียวกันอัตราส่วน ρ

ค) อัตราส่วนช่วงการเฉือน a_b / h_b โดยที่ a_b เป็นความยาวคานวัดจากรอยต่อเสา-คานถึงกึ่งกลางคาน และ h_b เป็นความลึกทั้งหมดของหน้าตัดคาน มีความหมายเช่นเดียวกับเสา

ง) อัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ $\frac{M_{nb}}{a_b V_n}$ โดย V_n สามารถคำนวณจากสมการ $V_n = V_c + V_s$ เช่นเดียวกับสมการที่ (3-1) โดยที่

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d \quad (3-4)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (3-5)$$

ระบบหน่วยที่ใช้เป็น MPa N และ mm สำหรับหน่วยแรง และ ความยาวตามลำดับ

จ) อัตราส่วนเหล็กทางขวาง $\rho_s \sqrt{b''/s}$ มีความหมายเช่นเดียวกับกรณีของเสาตั้งที่ได้อธิบายมาแล้ว

ฉ) อัตราส่วนแรงเฉือนวิบัติ $\frac{V_a}{b_b d \sqrt{f'_c}}$ มีความหมายเช่นเดียวกับกรณีของเสาตั้งที่ได้อธิบายมาแล้ว

3.1.3 ดัชนีทางโครงสร้างของจุดต่อคาน-เสา

ดัชนีโครงสร้างสำหรับจุดต่อคาน-เสาที่พิจารณาในงานวิจัยนี้ได้แก่

ก) ดัชนีความยึดเหนี่ยว (Bond index) $BI = \frac{f_y d_b}{2h_c \sqrt{f'_c}}$ โดยที่ f_y เป็นกำลังครากของเหล็กเสริม d_b เป็นเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมคานที่วิ่งผ่านจุดต่อ h_c เป็นขนาดความลึกเสาดัชนีความยึดเหนี่ยวเป็นตัวชี้ระดับของหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (bond stress) ที่เกิดขึ้นระหว่างเหล็กเสริมในคานที่วิ่งผ่านจุดต่อกับคอนกรีต หากค่านี้มีค่ามากกว่า 4.5 แสดงให้เห็นถึงความเป็นไปได้สูงที่จะเกิดการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยว (Bond deterioration) (Kitayama และคณะ 1985)

ข) อัตราส่วนความลึกของเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนอนในคาน h_c / d_b . หากอัตราส่วนนี้มีค่าน้อยกว่า 20 แสดงให้เห็นว่าจุดต่อคาน-เสาเป็นจุดต่อที่มีแรงยึดเหนี่ยวกับเหล็กนอนในคานที่ไม่ดีนัก (ACI318-05) อาจเกิดการวิบัติแบบการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวภายในข้อต่อคาน-เสา

ค) อัตราส่วนความกว้างคานต่อความกว้างเสา b_b / b_c โดยที่ b_b และ b_c เป็นความกว้างของคานและของเสา ตามลำดับ หากอัตราส่วนนี้มีค่าสูงจะมีโอกาสเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่จุดต่อคาน-เสา (Pessiki และคณะ 1990 และ Y. Kurose และคณะ 1988)

ง) อัตราส่วนความลึกคานต่อเสา h_b / h_c โดยที่ h_b และ h_c เป็นความลึกของคานและของเสาตามลำดับ หากอัตราส่วนนี้มีค่าสูงแสดงให้เห็นถึงกำลังต้านทานแรงเฉือนในจุดต่อที่ต่ำ (Y. Kurose และคณะ 1988)

จ) ดัชนีการโอบรัดของจุดต่อ $\frac{\rho_{sv} f_{ys}}{f'_c}$ โดยที่ ρ_{sv} เป็นอัตราส่วนเชิงปริมาตรของเหล็กปลอกโอบรัดในจุดต่อ f_{ys} เป็นกำลังครากของเหล็กปลอกโอบรัดในจุดต่อ หากอัตราส่วนนี้มีค่าสูงสามารถป้องกันการวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อได้ (The state of art Report of Comité International du Béton, 1994 และ Y. Kurose และคณะ 1988)

ฉ.) อัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุนของเสาต่อคาน M_{nc} / M_{nb} โดยที่ M_{nc} และ M_{nb} เป็นกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุนของเสาและคานตามลำดับ อัตราส่วนนี้บ่งบอกถึงความ

แข็งแรงของเสาและคาน หากอัตราส่วนมีค่ามากกว่า 1 แสดงให้เห็นว่าเสามีความแข็งแรงมากกว่าคานหรือเสาแข็งแรง-คานอ่อนนั่นเอง

ข) อัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ V_{jh} / V_{jn} โดยที่ V_{jh} คือแรงเฉือนในแนวนอนที่กระทำต่อจุดต่อ และ V_{jn} เป็นกำลังต้านทานแรงเฉือนของจุดต่อ โดยค่า V_{jh} สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (3-6) Paulay และ Priestley 1992

$$V_{jh} = (1 + \beta) \lambda_o f_y A_{s1} - V_{col} \quad (3-6)$$

$$\beta = A_{s1} / A_{s2} \quad (3-7)$$

เมื่อกำหนดให้

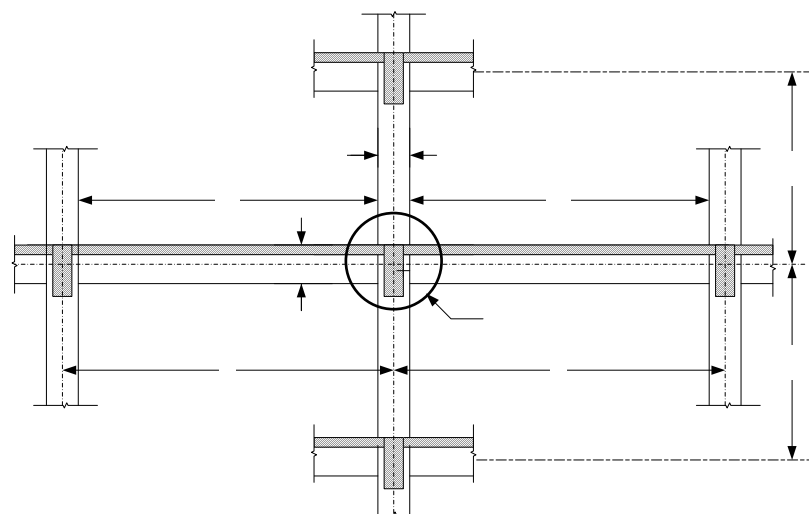
- A_{s1} คือพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัดของคาน
- A_{s2} คือพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึงของคาน
- λ_o แฟกเตอร์ปรับแก้เนื่องจากกำลังสำรองของเหล็กเสริมมีค่าประมาณ 1.25
- V_{col} แรงเฉือนในเสาซึ่งสามารถคำนวณจากสมการที่ (3-8)

$$V_{col} = 2 \left(\frac{l_1}{l_{1n}} M_{0,1} + \frac{l_2}{l_{2n}} M_{0,2} \right) / (l_c + l'_c) \quad (3-8)$$

$M_{0,1}$ กำลังต้านทานโมเมนต์ลบของคานด้านขวา

$M_{0,2}$ กำลังต้านทานโมเมนต์บวกของคานด้านซ้าย

รูปที่ 3.2 แสดงระยะ $l_1, l_{1n}, l_2, l_{2n}, l_c, l'_c$ และค่าที่แสดงในสมการที่ (3-8)



รูปที่ 3.2 มิติของจุดต่อคาน-เสาภายใน (interior sub-assembly)

V_{jn} สามารถคำนวณจากสมการที่ (3-9) ATC-40

$$V_{jn} = 0.083 \lambda \gamma \sqrt{f'_c} A_j \quad (3-9)$$

λ = 0.75 สำหรับคอนกรีตที่มีน้ำหนักเบา

= 1 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ

γ คือ ตัวคูณกำลังต้านทานแรงเฉือนที่พิจารณาผลของการโอบรัดจากคาน (shear strength factor reflecting confinement of joint by lateral members) (ในที่นี้ใช้ค่าเท่ากับ 12)

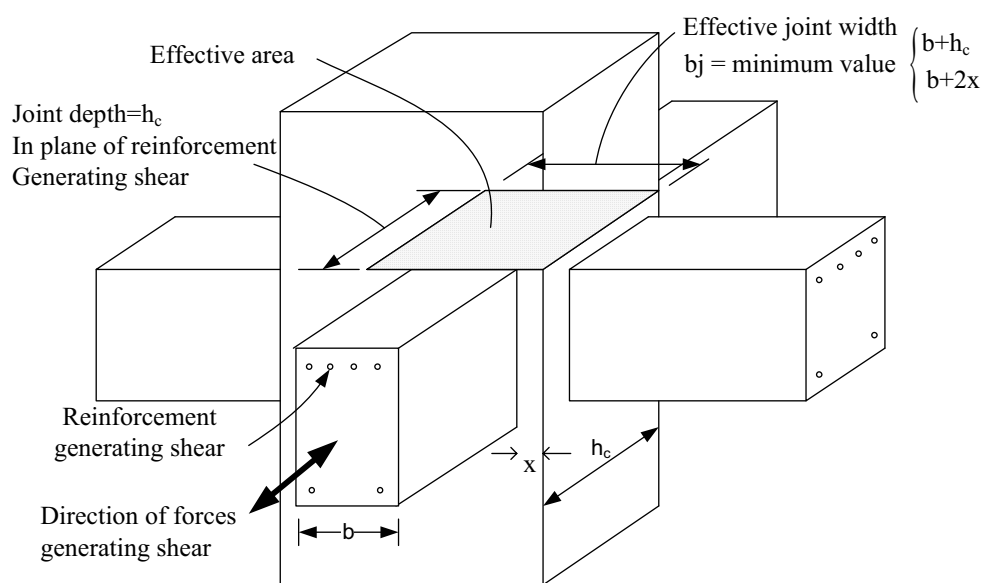
f'_c คือค่ากำลังอัดของคอนกรีต, MPa

A_j คือพื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพในแนวนอนของจุดต่อคาน-เสา สามารถคำนวณจากสมการที่ (3-10)

$$A_j = b_j h_c \quad (3-10)$$

b_j คือความกว้างประสิทธิภาพของจุดต่อโดยวัดแนวขวางกับทิศทางของแรงเฉือน, มม. สามารถคำนวณจากรูปที่ 3.3

h_c คือความลึกของเสา, มม.



รูปที่ 3.3 พื้นที่ประสิทธิภาพของจุดต่อคาน-เสา

3.1.4 ผลการสำรวจข้อมูลดัชนีโครงสร้าง

จากการรวบรวมแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ก่อสร้างไปแล้วใน กรุงเทพมหานคร และปริมณฑลซึ่งก่อสร้างด้วยระบบคาน-เสา มีความสูงปานกลางประมาณ 5-15 ชั้นหรือมีความสูงไม่เกิน 73 เมตร ในการศึกษาสามารถรวบรวมแบบได้ทั้งหมด 15 อาคารด้วยกัน ดังแสดงในตารางที่ 3.1 และจากแบบอาคารดังกล่าวได้เลือกตำแหน่งเสาชั้นที่ 1 รับพื้นชั้นสอง คาน และจุดต่อคาน-เสามา 1 ตำแหน่งที่มีมิติ และรายละเอียดการเสริมเหล็กเหมือนกันมากที่สุดใช้เป็นตัวแทนของอาคาร (Typical subassemblages) และทำการรวบรวมข้อมูลดัชนีโครงสร้าง ซึ่งแบ่งเป็นดัชนีโครงสร้างในทิศตามแนวขวางตัวอาคาร และตามแนวยาวของตัวอาคาร ซึ่งในแต่ละทิศทางยังแบ่งเป็นดัชนีโครงสร้างสำหรับจุดต่อภายใน และดัชนีโครงสร้างสำหรับจุดต่อภายนอก ด้วย ข้อมูลทางสถิติของดัชนีโครงสร้างแสดงในตารางที่ 3.2-3.13 ส่วนรายละเอียดข้อมูลดัชนีโครงสร้างทั้งหมดแสดงในภาคผนวก ก

ตาราง 3.1 ข้อมูลทั่วไปสำหรับอาคารทั้ง 15 อาคาร

ลำดับ ที่	ลักษณะการใช้งานของ อาคาร	จำนวน ชั้น	ความสูง (ม.)	ขนาดของ อาคาร(ม.×ม.)	ชนิดของพื้น	ขนาดของ ช่องลิฟต์
1	อพาร์ทเมนต์, AP1	6	17.20	11.0×17.85	PC Plank	ไม่มี
2	อพาร์ทเมนต์, AP2	9	22.90	13.2×29.2	PC Plank	2×2 ม.
3	อพาร์ทเมนต์, AP3	15	40.00	21.0×31.8	PC Plank	4.2×2.15ม.
4	อพาร์ทเมนต์, AP4	8	22.40	13.1×30.3	PC Plank	2.7×3.2ม
5	อพาร์ทเมนต์, AP5	6	22.05	25.3×35.0	PC Plank	2.4×2.4ม
6	อาคารเรียน, AC1	5	29.80	18.6×39.0	พื้นหล่อในที่	2.55×2.9ม.
7	อาคารเรียน, AC2	6	26.00	18.8×58.5	PC Hollowcore	2.4×4.0ม.
8	อาคารเรียน, AC3	6	27.50	16.5×77.0	PC Hollowcore	2.5×4.3ม.
9	อาคารเรียน, AC4	5	20.25	13.4×36.0	PC Plank	ไม่มี
10	ศาลากลางจังหวัด, CH1	5	25.34	24.0×77.0	PC Hollowcore	2.8×5ม.
11	ศาลากลางจังหวัด, CH2	5	34.35	25.0×77.0	PC Hollowcore	2.8×5ม.
12	ศาลากลางจังหวัด, CH3	5	30.95	25.0×77.0	PC Hollowcore	2.8×5ม.
13	โรงพยาบาล, HP1	10	43.7	37.6×43.6	Cast in place	3.8×3ม. และ 7.6×4.2 ม.
14	โรงพยาบาล, HP2	9	42.5	26.95×58.5	Cast in place	2.7×3.2 ม.
15	โรงพยาบาล, HP3	5	20.0	21.0×21.0ม.	PC Plank	3.1×2.3 ม.

ตารางที่ 3.2 ดัชนีโครงสร้างสำหรับเสา

ทิศทาง / จุดต่อ	รายการ	$\frac{a_c}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{a_c V_n}$	$\frac{P}{f'_c A_g}$	ρ_t	$\rho_s \sqrt{b''/s}$	$\frac{V_a}{b_c d \sqrt{f'_c}}$
ทิศทางตามขวาง จุดต่อภายใน	ค่ามากที่สุด	6.85	1.27	0.903	0.0982	0.0128	7.51
	ค่าน้อยสุด	1.64	0.11	0.200	0.0135	0.0014	1.42
	ค่าเฉลี่ย	4.08	0.48	0.345	0.0477	0.0060	3.56
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	1.78	0.32	0.180	0.0253	0.0030	1.70
ทิศทางตามขวาง จุดต่อภายนอก	ค่ามากที่สุด	3.50	0.62	0.267	0.0287	0.0028	4.81
	ค่าน้อยสุด	2.08	1.64	0.205	0.1909	0.0075	11.09
	ค่าเฉลี่ย	1.50	0.46	0.226	0.0129	0.0081	4.41
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	1.64	0.95	0.193	0.0310	0.0040	7.02
ทิศทางตามยาว จุดต่อภายใน	ค่ามากที่สุด	9.89	1.51	0.482	0.0982	0.0143	3.78
	ค่าน้อยสุด	2.06	0.22	0.191	0.0126	0.0021	1.41
	ค่าเฉลี่ย	5.73	0.38	0.278	0.0507	0.0077	2.30
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	2.01	0.33	0.091	0.0258	0.0034	0.72
ทิศทางตามยาว จุดต่อภายนอก	ค่ามากที่สุด	9.89	1.18	0.447	0.0982	0.0133	7.95
	ค่าน้อยสุด	2.53	0.16	0.041	0.0089	0.0019	0.96
	ค่าเฉลี่ย	5.76	0.37	0.210	0.0402	0.0065	2.29
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	2.02	0.27	0.121	0.0293	0.0034	1.72

ตารางที่ 3.3 ดัชนีโครงสร้างสำหรับคาน

ทิศทาง / จุดต่อ	รายการ	$\frac{a_b}{h_b}$	$\frac{M_{nb}}{a_b V_n}$	ρ	ρ'	$\rho_s \sqrt{b''/s}$	$\frac{V_a}{b_b d \sqrt{f'_c}}$
ทิศทางตามขวาง จุดต่อภายใน	ค่ามากที่สุด	6.86	1.38	0.0297	0.0297	0.0099	3.76
	ค่าน้อยสุด	1.63	0.29	0.0057	0.0046	0.0014	0.97
	ค่าเฉลี่ย	4.68	0.76	0.0134	0.0144	0.0044	2.13
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	1.87	0.40	0.0072	0.0079	0.0026	0.96
ทิศทางตามขวาง จุดต่อภายนอก	ค่ามากที่สุด	6.35	1.58	0.0214	0.0214	0.0099	3.67
	ค่าน้อยสุด	1.55	0.43	0.0056	0.0039	0.0014	1.19
	ค่าเฉลี่ย	3.74	0.77	0.0107	0.0133	0.0042	2.21
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	1.74	0.37	0.0049	0.0056	0.0022	0.84
ทิศทางตามยาว จุดต่อภายใน	ค่ามากที่สุด	7.13	0.86	0.0250	0.0250	0.0092	4.55
	ค่าน้อยสุด	2.96	0.13	0.0032	0.0026	0.0013	0.68
	ค่าเฉลี่ย	4.25	0.44	0.0084	0.0095	0.0036	1.44
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	1.11	0.21	0.0056	0.0065	0.0028	1.00
ทิศทางตามยาว จุดต่อภายนอก	ค่ามากที่สุด	7.25	1.25	0.0250	0.0250	0.0092	4.55
	ค่าน้อยสุด	1.83	0.13	0.0043	0.0032	0.0013	0.86
	ค่าเฉลี่ย	4.00	0.59	0.0107	0.0104	0.0035	1.88
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	1.22	0.31	0.0060	0.0057	0.0021	1.06

ตารางที่ 3.4 ดัชนีโครงสร้างสำหรับจุดต่อ

ทิศทาง / จุดต่อ	รายการ	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V_{jh}}{V_{jn}}$	$\frac{\rho_{sv} f_{ys}}{f'_c}$
ทิศทางตามขวาง จุดต่อภายใน	ค่ามากที่สุด	8.61	35.00	1.00	1.75	4.28	4.08	0.000
	ค่าน้อยสุด	2.77	15.00	0.38	0.63	0.64	0.22	0.000
	ค่าเฉลี่ย	5.17	23.86	0.72	1.17	2.00	1.33	0.000
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	1.59	6.88	0.21	0.38	1.29	0.96	0.000
ทิศทางตามขวาง จุดต่อภายนอก	ค่ามากที่สุด	10.76	40.00	1.00	2.00	26.45	2.54	0.000
	ค่าน้อยสุด	2.59	12.00	0.38	0.50	0.47	0.06	0.000
	ค่าเฉลี่ย	5.43	24.29	0.74	1.23	6.30	0.80	0.000
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	2.20	9.69	0.19	0.50	6.84	0.60	0.000
ทิศทางตามยาว จุดต่อภายใน	ค่ามากที่สุด	7.23	33.33	0.60	2.00	10.11	3.91	0.000
	ค่าน้อยสุด	2.90	16.67	0.15	0.75	0.34	0.20	0.000
	ค่าเฉลี่ย	5.30	22.84	0.44	1.40	3.92	1.00	0.000
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	1.40	5.87	0.13	0.36	2.95	0.91	0.000
ทิศทางตามยาว จุดต่อภายนอก	ค่ามากที่สุด	8.28	33.33	0.67	2.00	20.60	1.95	0.000
	ค่าน้อยสุด	2.90	12.50	0.15	0.63	0.73	0.10	0.000
	ค่าเฉลี่ย	5.67	21.47	0.43	1.37	6.83	0.55	0.000
	ส่วนเบี่ยงเบน มาตรฐาน	1.57	5.75	0.15	0.44	6.27	0.57	0.000

3.1.5 การวิเคราะห์ดัชนีโครงสร้างของอาคารที่ทำการศึกษา

จากการศึกษาดัชนีโครงสร้างที่สำรวจจากอาคารทั้ง 15 หลังพบว่าค่าที่ได้ค่อนข้างจะกระจาย ทั้งนี้เนื่องจากอาคารมีการออกแบบและใช้งานที่หลากหลายแตกต่างกัน แต่อย่างไรก็ตาม หากพิจารณาค่าเฉลี่ยสามารถวิเคราะห์ผลได้ดังนี้

จากค่าเฉลี่ยอัตราส่วนช่วงการเฉือนของเสา a_c / h_c มีค่าประมาณ 4.08-5.76 แสดงให้เห็นว่าเสาน่าจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงคดผสมกับแรงเฉือน ส่วนอัตราส่วนการเฉือนในคาน a_b / h_b มีค่าเฉลี่ยอยู่ในช่วง 3.74-4.68 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าคานน่าจะเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนและแรงคด

ผสมกันเช่นเดียวกับเสา จากผลการศึกษาของ Jaradat et al. 1998 พบว่าเสาที่มีช่วงการเฉือน 2.0 ถึง 3.5 และมีอัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว 0.02 มีโอกาสที่จะเกิดการวิบัติแบบเปราะโดยทันทีทันใด

ค่าอัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระดับข้อต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุของเสา $\frac{M_{nc}}{a_c V_n}$ มีค่าเฉลี่ยอยู่ในช่วง 0.22-0.56 และในคาน $\frac{M_{nb}}{a_b V_n}$ มีค่าอยู่ระหว่าง 0.44-0.76 ซึ่งทั้งสองมีค่าน้อยกว่า 1 แสดงให้เห็นว่าเสาและคานมีโอกาสที่จะเกิดการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด

ค่าดัชนีแรงตามแนวแกน $\frac{P}{f'_c A_g}$ มีค่าเฉลี่ยประมาณ 0.21-0.345 แสดงให้เห็นว่าพื้นที่อาณานิคมเสามีผลน้อยต่อค่าดัชนีนี้ เนื่องจากพื้นที่หน้าตัดเสาและแรงตามแนวแกนมีค่าเหมาะสมกับพื้นที่อาณานิคมเสาแล้ว

ค่าอัตราส่วนเหล็กทางขวาง $\rho_s \sqrt{b''/s}$ มีค่าเฉลี่ยประมาณ 0.0058 - 0.0065 ในเสาและ 0.0035 - 0.0044 ในคาน แสดงให้เห็นว่าในเสาและคานมีการเสริมเหล็กปลอกน้อยมาก และมีระดับการบิดที่น้อย แสดงให้เห็นว่าคานและเสามีโอกาสสูงที่จะวิบัติด้วยแรงเฉือน

ค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนเหล็กยื่นในเสา ρ_t มีค่าเฉลี่ยประมาณ 0.0402 – 0.0521 ซึ่งเป็นค่าที่สูง ทำให้เสามีโอกาสที่จะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน

ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึง ρ และเหล็กเสริมรับแรงอัด ρ' ในคานมีค่าประมาณ 0.0084- 0.0134 และ 0.0095-0.0144 ตามลำดับ อัตราส่วนนี้มีค่าสูงจึงทำให้มีโอกาสสูงที่จะเกิดการวิบัติแบบเฉือนที่จุดต่อได้

ค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนแรงเฉือนวิบัติสำหรับเสา $\frac{V_a}{b_c d \sqrt{f'_c}}$ มีค่าประมาณ 2.29-4.05 และอัตราส่วนแรงเฉือนวิบัติสำหรับคาน $\frac{V_a}{b_b d \sqrt{f'_c}}$ มีค่าประมาณ 1.44-2.21 สำหรับคาน จากตาราง 9-7 ของ ATC-40 ดัชนีนี้แบ่งเป็น 3 ระดับนั่นคือน้อยกว่า 3 อยู่ระหว่าง 3 ถึง 6 และมากกว่า 6 ค่าเฉลี่ยของเสาอยู่ทั้ง 2 ช่วงคือน้อยกว่า 3 และระหว่าง 3 ถึง 6 ในขณะที่ของคานน้อยกว่า 3 แสดงให้เห็นว่าเสามีระดับความเหนียวปานกลางส่วนคานมีระดับความเหนียวที่สูงกว่า

ดัชนีความยึดเหนี่ยว (Bond index) BI มีค่า 5.17-5.67 แสดงให้เห็นว่าจุดต่อมีโอกาสสูงที่จะเกิดการรูดไถลของเหล็กนอในคานบริเวณจุดต่อ (Bond deterioration)

ค่าอัตราส่วนความลึกของเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนอในคาน h_c / d_b มีค่าเฉลี่ยประมาณ 21.47-24.29 มากกว่า 20 แสดงว่าจุดต่อมีการจับยึดกับเหล็กนอในคานที่ดีเป็นไปตามมาตรฐานของ ACI

อัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ V_{jh} / V_{jn} มีค่าเฉลี่ยประมาณ 1.0-1.33 สำหรับจุดต่อภายใน และ 0.55-0.80 สำหรับจุดต่อภายนอก แสดงให้เห็นว่าจุดต่อภายในมีโอกาสเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนมากกว่าจุดต่อภายนอก

อัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุของเสาต่อคาน M_{nc} / M_{nb} มีค่าเฉลี่ยประมาณ 2.0-6.83 แสดงให้เห็นว่าอาคารทุกหลังมีพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อน

ดัชนีการโอเวอร์ดของจุดต่อ $\frac{\rho_{sv} f_{ys}}{f_c}$ มีค่าเท่ากับ 0 ในทุกอาคารเนื่องจากการไม่มีการเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อคาน-เสา จึงมีโอกาสสูงที่จะเกิดการวิบัติแบบเฉือนในของจุดต่อคานเสาได้

จากผลการวิเคราะห์จะเห็นว่าดัชนีโครงสร้างเหล่านี้ บางครั้งให้แนวโน้มในลักษณะที่ไปในทิศทางเดียวกัน แต่บางครั้งก็ให้แนวโน้มสวนทางกัน ดังนั้นการจะประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโดยใช้ดัชนีโครงสร้างเหล่านี้ จำเป็นจะต้องพัฒนาระเบียบวิธีในการตรวจสอบตลอดจนการทดสอบขึ้นทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อยืนยันระเบียบวิธีที่ได้สร้างขึ้นมา

3.2 การประเมินอาคารต้านทานแผ่นดินไหว

การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในการศึกษานี้ใช้การตรวจสอบสองเกณฑ์ได้แก่ 1) เกณฑ์เรื่องแรง (Force criteria) และ 2) เกณฑ์รายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing criteria)

สำหรับเกณฑ์เรื่องแรง (force criteria) ดัชนีที่บ่งบอกระดับของความเสียหายต่อแผ่นดินไหวในงานวิจัยนี้ได้แก่อัตราส่วนระหว่างแรงต่อกำลัง (DCR) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างแรง (demand) ที่มากระทำต่อกำลัง (capacity) ขององค์อาคาร โดยหลักการวิเคราะห์หาความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว (seismic capacity) ของอาคารสามารถหาได้จากการวิเคราะห์กำลังของแต่ละองค์อาคารตามมาตรฐานการออกแบบอาคารของ ACI318 ซึ่งเป็นมาตรฐานที่ได้รับความนิยมใช้ในประเทศไทย ส่วนค่า (seismic demand) เป็นการหาระดับของความต้านทานที่อาคารจำเป็นต้องมี สามารถหาได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างจากแบบจำลองด้วยแรงกระทำซึ่งเป็นแรงสถิติเทียบเท่าตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49

สำหรับเกณฑ์รายละเอียดการเสริมเหล็กนั้น (detailing criteria) ใช้การประเมินจากรายละเอียดการเสริมเหล็กของอาคารจริงกับรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ต้องการตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI (IMRF) ในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง

3.2.1 ขั้นตอนการประเมินอาคาร

ขั้นตอนการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารทำได้ดังนี้

1. ประมาณน้ำหนักบรรทุกของอาคารในแต่ละชั้น โดยใช้น้ำหนักบรรทุกตายตัวรวมกับ 40% ของน้ำหนักบรรทุกจรที่ระบุในการออกแบบ หรือหากไม่ได้ระบุก็ให้ใช้ค่ามาตรฐานการออกแบบตามมาตรฐานของ วสท.2540 สะสมในแต่ละชั้นเป็นค่าน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดของอาคาร (W)

2. คำนวณค่าแรงเฉือนพื้นฐาน โดยใช้แรงสถิตย์เทียบเท่าแทนแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวตาม กฎกระทรวงฉบับที่ 49 ภายใต้พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ดังสมการที่ 3-11

$$V_b = ZIKCSW \quad (3-11)$$

เมื่อ	V_b	คือแรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน
	Z	คือสัมประสิทธิ์ความรุนแรงของแผ่นดินไหว (Seismic Zone Factor)
	I	คือแฟกเตอร์เกี่ยวกับความสำคัญของอาคาร (Importance Factor)
	K	คือสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับระบบโครงสร้าง (Structural System Coefficient)
	C	คือสัมประสิทธิ์เนื่องจากแผ่นดินไหวของโครงสร้าง (Seismic Coefficient)
	S	คือสัมประสิทธิ์เกี่ยวกับการประสานแรงไล้ธรรมชาติระหว่างดินบริเวณข้างเคียงกับโครงสร้าง (Site – Structural Resonance Factor)

W คือน้ำหนักบรรทุกที่คำนวณได้จากขั้นตอนที่ 1

3. กระจายแรงเฉือนพื้นฐานสู่โครงข้อแข็งในแต่ละเฟรมตามสถิติฟเน่สของแต่ละเฟรม และกระจายสู่แต่ละชั้นของอาคาร

4. วิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาค่าที่ต้องการ ได้แก่ แรงเฉือนและโมเมนต์ค้ด จากการรวมแรงและน้ำหนักบรรทุกต่าง ๆ (load combination) โดยแบ่งเป็น 2 กรณี ดังนี้

กรณีที่ 1 $U=0.75(1.4DL+1.7LL\pm 1.87E)$ กระทำเพื่อหาค่า seismic demand เพื่อนำไปตรวจสอบ เกณฑ์แรง (force criteria) และเกณฑ์รายละเอียดการเสริมเหล็ก (detailing criteria)

กรณีที่ 2 $U=DL+0.4LL\pm 1.87E$ กระทำเพื่อหาค่า seismic demand เช่นกัน แต่ผลที่ได้จะนำไปวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ

เมื่อ	U	คือผลการรวมน้ำหนักบรรทุก
	DL	คือน้ำหนักบรรทุกตายตัว
	LL	คือน้ำหนักบรรทุกจร
	E	คือแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวซึ่งสมมุติให้กระทำใน 2 ทิศทางคือ ผลักให้

โครงสร้างเคลื่อนไปทางซ้าย และผลักให้โครงสร้างเคลื่อนไปทางขวา

5. ค่าณก้าลังขององค้าคาร (seismic capacity) จากมิตีขององค้าคารและเหล็กเสริมตามการเสริมเหล็กจริงของแต่ละองค้าคาร ในงานวิจัยนี้ใช้การคำนวณความสามารถต้านทานแรงเหวี่ยง และโมเมนต์ค้ัดตามสมการของ ACI318

6. เปรียบเทียบ seismic demand กับ seismic capacity โดยคำนวณในรูปของอัตราส่วน demand capacity ratio (DCR) ซึ่งค่า DCR สามารถแบ่งได้เป็น 2 ทิศทางคือ ตามแนวขวางอาคารและตามแนวยาวอาคาร และในแต่ละแนวจะแบ่งเป็น 2 จุดต่อคือ จุดต่อกาน-เสาภายนอก และจุดต่อกาน-เสาภายใน ซึ่งค่า DCR ที่คำนวณได้ประกอบด้วย

ก) DCR สำหรับโมเมนต์ในเสา (M_{uc} / M_{nc}) เมื่อ M_{uc} คือ Demand moment ของเสาจากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง และ M_{nc} ก้าลังต้านทานโมเมนต์ของเสา (moment capacity)

ข) DCR สำหรับโมเมนต์ในคาน (M_{ub} / M_{nb}) เมื่อ M_{ub} คือ Demand moment ของคานจากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง และ M_{nb} คือก้าลังต้านทานโมเมนต์ของคาน

ค) DCR สำหรับแรงเหวี่ยงในเสา (V_{uc} / V_{nc}) เมื่อ V_{uc} คือ Demand shear ของเสา และ V_{nc} คือก้าลังต้านทานแรงเหวี่ยงของเสา (shear capacity)

ง) DCR สำหรับแรงเหวี่ยงในคาน (V_{ub} / V_{nb}) เมื่อ V_{ub} คือ Demand shear ของคาน และ V_{nb} คือก้าลังต้านทานแรงเหวี่ยงของคาน

จ) DCR สำหรับแรงเหวี่ยงในจุดต่อ (V_{ju} / V_{jn}) เมื่อ V_{jn} คือก้าลังต้านทานแรงเหวี่ยงของจุดต่อกาน-เสา และ V_{ju} คือค่า Demand joint shear force ซึ่งสามารถคำนวณจากสมการ (3-12)

$$V_{ju} = (M_{ub}^+ / jd + M_{ub}^- / jd) - V_{uc} \quad (3-12)$$

เมื่อ M_{ub}^+ และ M_{ub}^- คือ Demand moment จากการวิเคราะห์โครงสร้าง

jd คือแขนของโมเมนต์ในหน้าค้ัดคาน ใช้ค่าประมาณ $0.9d$

7. ตรวจสอบเกณฑ์การเสริมเหล็กในเสา คานและจุดต่อ กับมาตรฐานการเสริมเหล็กต้านทานแผ่นดินไหวของ ACI (IMRF)

3.2.2 เกณฑ์การค้ัดสิน

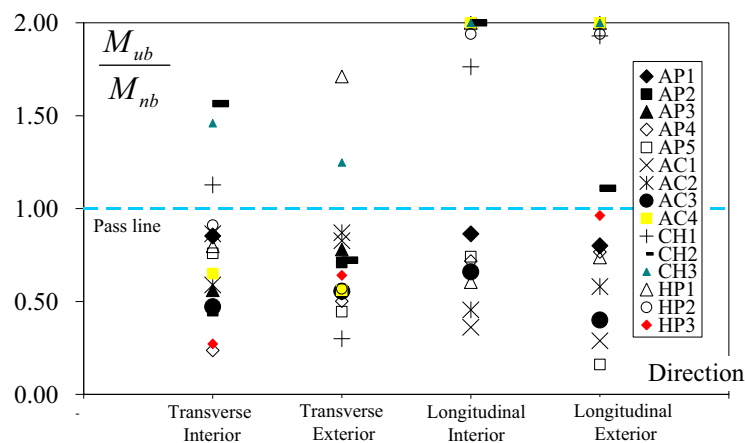
อาคารที่ถูกประเมินจะถือว่าปลอดภัยจากแผ่นดินไหวก็ต่อเมื่อผ่านเกณฑ์ทั้ง 2 เกณฑ์

เกณฑ์ที่ 1 องค้าคารทุกองค้าคาร ทั้งจุดต่อกานนอกและจุดต่อกานใน และทั้งในแนวตามขวางของอาคารและในแนวตามยาวของอาคารจะต้องมีค่า DCR ไม่เกิน 1

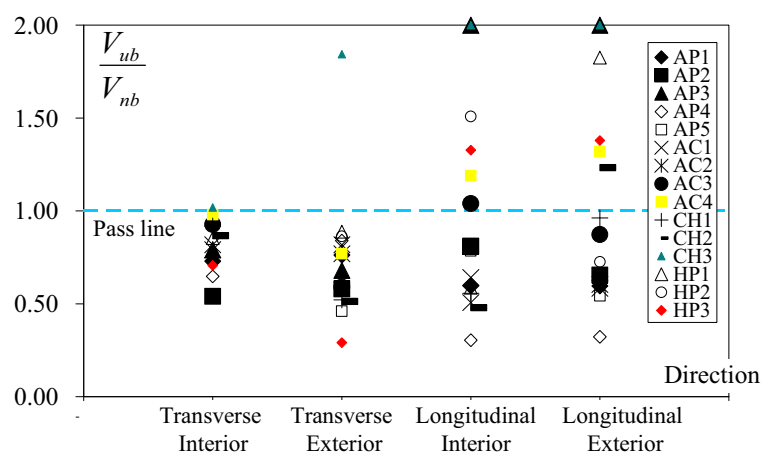
เกณฑ์ที่ 2 รายละเอียดการเสริมเหล็กทุกตำแหน่งจะต้องผ่านค่าต่ำสุดที่ต้องการทุกค่า หากเกณฑ์ของรายละเอียดการเสริมเหล็กไม่ผ่านนั้นแสดงให้เห็นว่าอาคารขาดคุณสมบัติทางด้านความเหนียว ซึ่งจะเป็นอาคารที่มีอาจเกิดการวิบัติแบบความเปราะและสามารถสลายพลังงานได้น้อย

3.2.3 ผลการประเมินดัชนีความสามารถต้านทานของแรงเฉือน และโมเมนต์ (force criteria)

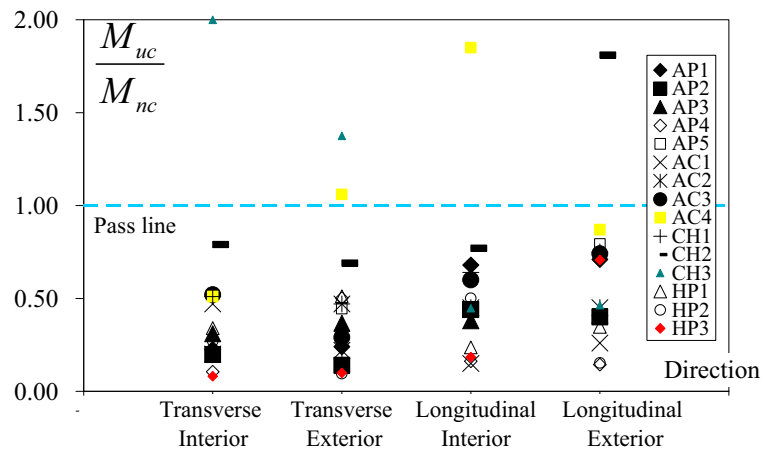
ในงานวิจัยนี้พิจารณาเฉพาะเสาในชั้นที่ 1 และองค์อาคารในชั้นที่ 2 เนื่องจากสมมุติให้อาคารเกิดการโยกตัวในโหมดการแกว่งตามธรรมชาติที่หนึ่ง ซึ่งทำให้เสาในชั้นที่ 1 ต้องรับแรงมากที่สุด นอกจากนี้ระบบพื้นของอาคารส่วนใหญ่ก่อสร้างด้วยพื้นสำเร็จมีการถ่ายแรงในทิศทางขวาง และเนื่องจากแผ่นดินไหวสามารถเกิดได้ทุกทิศทาง จึงทำให้ต้องพิจารณาโครงสร้างในทิศทางตามยาวของตัวอาคารด้วย ผลการประเมินอัตราส่วน DCR ของอาคารทั้ง 15 หลังได้แสดงในรูปที่ 3.4-3.8 และภาคผนวก ก



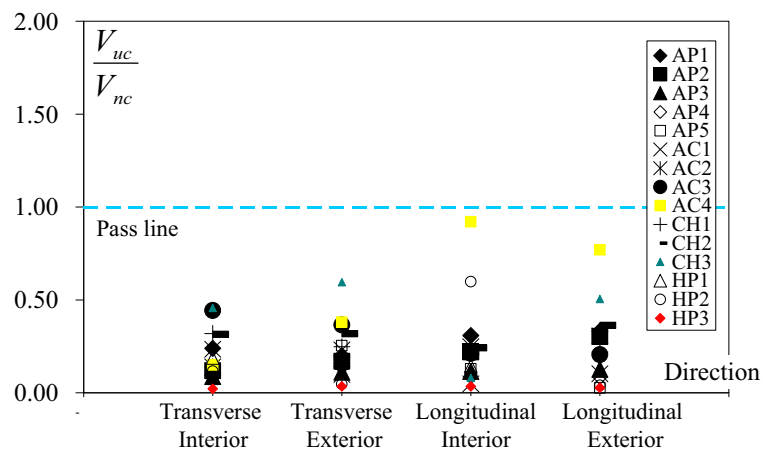
รูปที่ 3.4 DCR สำหรับโมเมนต์ในคาน



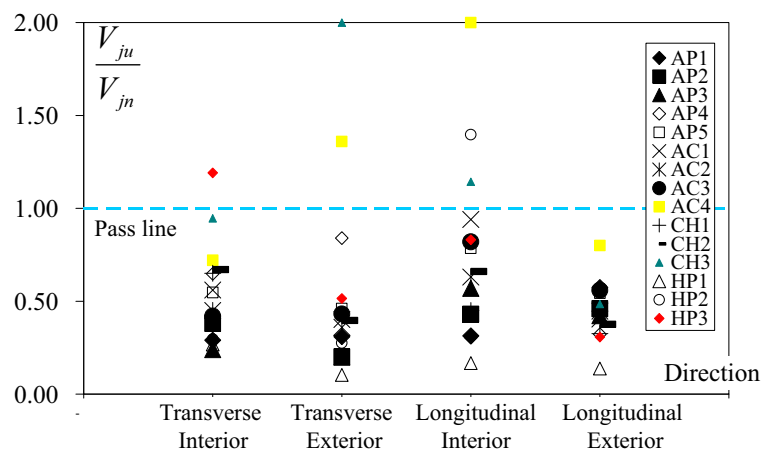
รูปที่ 3.5 DCR สำหรับแรงเฉือนในคาน



รูปที่ 3.6 DCR สำหรับโมเมนต์ในเสา



รูปที่ 3.7 DCR สำหรับแรงเฉือนในเสา



รูปที่ 3.8 DCR สำหรับแรงเฉือนในจุดต่อคาน-เสา

จากรูปที่ 3.4 ค่า DCR สำหรับโมเมนต์ในคานพบว่า มีถึง 9 อาคารใน 15 อาคารที่มีค่า DCR มากกว่า 1 ได้แก่ AP2, AP3, AC4, CH1, CH2, CH3, HP1, HP2 และ HP3 เมื่อตรวจสอบดัชนีโครงสร้างของอาคารทั้ง 9 พบว่ามีอัตราส่วน a/h ที่สูงและ $M_n/(aV_n)$ ที่ต่ำในทิศตามขวางของตัวอาคาร จึงมีโอกาสสูงที่จะวิบัติด้วยโมเมนต์ สอดคล้องกับผลการประเมินของ DCR ส่วนในทิศตามยาวของอาคารพบว่า 7 ใน 9 อาคารก่อสร้างด้วยระบบพื้นสำเร็จและออกแบบให้คานในทิศตามขวางรับน้ำหนักจากพื้น ส่วนในทิศตามยาวคานออกแบบให้รับน้ำหนักกำแพงเท่านั้น จึงทำให้คานในทิศตามยาวมีกำลังต้านทานน้อยกว่าและไม่สามารถรับโมเมนต์ที่ต้องการได้

เมื่อพิจารณา DCR สำหรับแรงเฉือนในคานในรูปที่ 3.5 พบว่ามีอาคาร 2 หลังในทิศตามขวางที่ไม่ผ่านเกณฑ์นี้ ได้แก่ AC4 และ CH3 แต่ในทิศตามยาวพบว่าไม่ผ่านเกณฑ์ 8 หลัง นั่นคือ AP3, AC3, AC4, CH2, CH3, HP1, HP2 และ HP3 เนื่องจากระบบพื้นสำเร็จที่มีการถ่ายแรงในทิศทางเดียวทำให้คานในทิศตามยาวมีกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ

อัตราส่วน DCR สำหรับโมเมนต์ในเสาในรูปที่ 3.6 พบว่าอาคารเกือบทุกหลังผ่านเกณฑ์นี้ ยกเว้นอาคาร AC4, CH2 และ CH3

เมื่อพิจารณา DCR ของแรงเฉือนในเสาพบว่าอาคารทุกหลังไม่มีปัญหาแรงเฉือนในเสาเลย แม้จะพบว่าอัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมในเสา (ρ) มีค่าสูงหรือต่ำในทุกอาคารก็ตาม ทั้งนี้เนื่องจากอาคารหลายหลังมีกำแพงช่องลิฟต์ซึ่งสามารถลดแรงเฉือนที่ถ่ายไปยังเสาได้ส่วนหนึ่ง นอกจากนี้อาคารเก่าที่ออกแบบตามมาตรฐาน การออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งานในอดีตทำให้ได้หน้าตัดของเสาที่ใหญ่ ซึ่งทั้งสองสาเหตุนี้มีส่วนทำให้เสาอาคารมีขนาดใหญ่ซึ่งถือว่าเป็นข้อดีต่อการต้านทานแผ่นดินไหว

สำหรับอัตราส่วน DCR ของแรงเฉือนที่จุดต่อคานเสา พบว่าอาคารส่วนใหญ่ผ่านเกณฑ์นี้ เนื่องจากอาคารส่วนใหญ่มีจุดต่อคาน-เสาในชั้น 2 ที่มีอัตราส่วน M_{nc} / M_{nb} ที่มากกว่า 1 จึงแสดงพฤติกรรมเสาแข็งแรง-คานอ่อน และผนังลิฟต์สามารถลดแรงเฉือนที่ถ่ายไปยังจุดต่อได้ส่วนหนึ่ง แต่อย่างไรก็ตามพบว่าอาคาร 4 หลังไม่ผ่านเกณฑ์นี้ ซึ่งเป็นไปได้เช่นกันที่อาคารเหล่านี้จะวิบัติแบบเปราะด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ ผลสรุปการประเมินค่า DCR ได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.5

จากการประเมินมีอาคาร 5 หลังจากทั้งหมด 15 หลังที่ผ่านเกณฑ์นี้ อย่างไรก็ตามก็ยังไม่สามารถสรุปได้ว่าอาคารเหล่านี้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างปลอดภัย เนื่องจากการกระจายแรงเข้าสู่องค์อาคารจะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับสถิติขององค์อาคาร ดังนั้นจึงควรตรวจสอบภายใต้สภาวะที่องค์อาคารเกิดการครากไปแล้ว และนอกจากนี้ควรตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็กด้วย

ตารางที่ 3.5 สรุปผลการประเมินค่าอัตราส่วนแรงต่อกำลัง (DCR)

ลำดับที่	อาคาร	ทิศทางตามขวาง		ทิศทางตามยาว	
		จุดต่อภายใน	จุดต่อภายนอก	จุดต่อภายใน	จุดต่อภายนอก
1	AP1	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน
2	AP2	ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
3	AP3	ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
4	AP4	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน
5	AP5	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน
6	AC1	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน
7	AC2	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน	ผ่าน
8	AC3	ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ผ่าน
9	AC4	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
10	CH1	ไม่ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
11	CH2	ไม่ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
12	CH3	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
13	HP1	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน
14	HP2	ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน
15	HP3	ไม่ผ่าน	ผ่าน	ไม่ผ่าน	ไม่ผ่าน

3.2.4 การตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing criteria)

ปกติแล้วแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริงอาจจะมากกว่าแรงที่กำหนดในมาตรฐานการออกแบบ นอกจากนี้ในองค์อาคารอาจมีกำลังสำรองเพิ่มขึ้นเนื่องจากกำลังของเหล็กมากกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบด้วย ด้วยเหตุนี้มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวจึงได้ระบุรายละเอียดการเสริมเหล็กและปริมาณเหล็กเสริมที่ขั้นต่ำเพื่อให้โครงสร้างมีความเหนียว ในกรณีของประเทศไทยได้ถูกจัดให้อยู่ในโซนที่มีความเสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวน้อยถึงปานกลาง และการออกแบบให้ใช้มาตรฐานการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง ซึ่งต้องการรายละเอียดการเสริมเหล็ก ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ดังรูปที่ 3.9

ผลการประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็กพบว่าอาคารทั้งหมดไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบรายละเอียดการเสริมเหล็ก ซึ่งแสดงให้เห็นว่าอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างไปแล้วในกรุงเทพฯ มีการเสริมเหล็กที่ไม่เหมาะสมสำหรับการต้านทานแผ่นดินไหว ขาดคุณสมบัติความ

เหนียว โดยเฉพาะอย่างยิ่งการไม่เสริมเหล็กปลอกรับแรงเฉือนบริเวณจุดต่อ มีเพียงอาคาร 2 หลังที่ผ่านเกณฑ์รายละเอียดการจัดระยะเรียงของเหล็กปลอกรับแรงเฉือนในคานในทิศทางแนวตามยาวของตัวอาคาร และมีอาคาร 3 หลังจาก 15 หลัง ที่ผ่านเกณฑ์การเสริมเหล็กปลอกในเสาในทิศทางขวางของตัวอาคาร แต่เหล็กปลอกที่ใช้ก็เป็นเพียง stirrup ไม่ใช่ hoop คือไม่มีการหักงอ 135 องศา และความยาวปลายส่วนที่หักงอไม่เกิน 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก ผลการประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็กจุดต่อคาน-เสายภายใน ทิศทางตามขวางตัวอาคารแสดงได้ดังตารางที่ 3.6 ส่วนรายละเอียดเพิ่มเติมสำหรับการประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็กนั้นแสดงไว้ในภาคผนวก ก

ตารางที่ 3.6 การประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Criteria) สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายใน

Building	Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
AP1	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB9 @ 0.20	RB9 @ 0.15	NC
		Zone 2	RB9 @ 0.20	RB9 @ 0.16	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB9@0.20	3-RB9 @ 0.20	C
		Zone 2 (s_o)	3-RB9@0.20	3-RB9 @ 0.40	C
	Joint	Zone 3 (s_o)	None	RB9 @ 0.40	NC
AP2	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	RB6 @ 0.10	RB6 @ 0.04	NC
		Zone 2	RB6 @ 0.10	RB6 @ 0.05	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB6 @ 0.20	3-RB6 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB6 @ 0.20	3-RB6 @ 0.20	C
	Joint	Zone 3 (s_o)	None	3-RB6 @ 0.20	NC
AP3	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.09	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.09	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.16	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.32	C
	Joint	Zone 3 (s_o)	none	3-RB 9 @ 0.32	NC
AP4	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 6 @ 0.20	1-RB 6 @ 0.04	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.20	1-RB 6 @ 0.05	NC
	Column	Zone 1 (s_o)	3-RB 6 @ 0.20	3-RB 6 @ 0.14	NC
		Zone 2 (s_o)	3-RB 6 @ 0.20	3-RB 6 @ 0.28	C
	Joint	Zone 3 (s_o)	none	3-RB 6 @ 0.28	NC
AP5	Beam	Zone 1 ($2h_o$)	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.11	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.17	C
	Column	Zone 1 (s_o)	2-RB 9 @ 0.20	2-RB 9 @ 0.15	NC
		Zone 2 (s_o)	2-RB 9 @ 0.20	2-RB 9 @ 0.30	C
	Joint	Zone 3 (s_o)	none	2-RB 9 @ 0.30	NC

หมายเหตุ: C=Compliance (ผ่าน), NC=Not compliance (ไม่ผ่าน)

ตารางที่ 3.6 การประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Criteria) สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายใน (ต่อ)

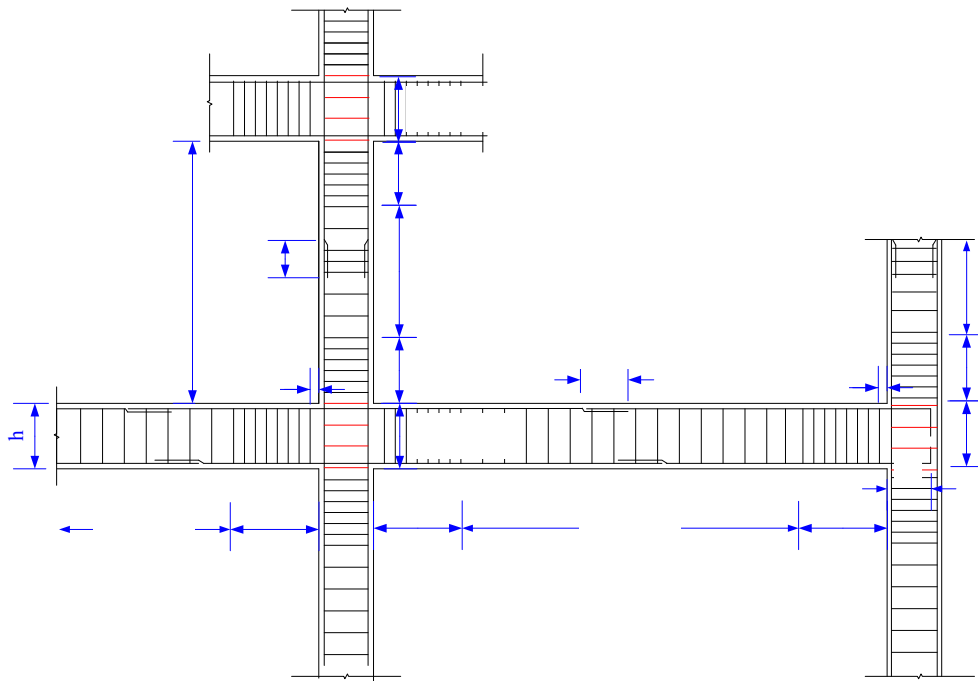
Building	Location	Transverse steel	Existing	Minimum requirement	Results
AC1	Beam	Zone 1 (2h _o)	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.15	NC
		Zone 2	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.16	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.21	C
		Zone 2 (s _l)	3-RB 9 @ 0.20	3-RB 9 @ 0.43	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.43	NC
AC2	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.125	1-RB 9 @ 0.09	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.125	1-RB 9 @ 0.09	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	4-RB 9 @ 0.20	4-RB 9 @ 0.20	C
		Zone 2 (s _l)	4-RB 9 @ 0.20	4-RB 9 @ 0.40	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	4-RB 9 @ 0.40	NC
AC3	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.125	2-RB 9 @ 0.09	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.125	2-RB 9 @ 0.09	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.06	NC
		Zone 2 (s _l)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.06	NC
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.06	NC
AC4	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB6@0.10	2-RB6@0.06	NC
		Zone 2	1-RB6@0.10	2-RB6@0.06	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	2-RB6@0.15	2-RB6@0.14	NC
		Zone 2 (s _l)	2-RB6@0.15	2-RB6@0.25	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	None	2-RB6@0.25	NC
CH1	Beam	Zone 1 (2h _o)	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.10	NC
		Zone 2	RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.10	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s _l)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.27	NC
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	2-RB 9 @ 0.27	NC
CH2	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.10	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.10	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s _l)	2-RB 9 @ 0.30	2-RB 9 @ 0.40	NC
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	2-RB 9 @ 0.40	NC
CH3	Beam	Zone 1 (2h _o)	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.11	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.20	1-RB 9 @ 0.11	NC
	Column	Zone 1 (s _o)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.20	NC
		Zone 2 (s _l)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.40	C
	Joint	Zone 3 (s _j)	none	3-RB 9 @ 0.40	NC

หมายเหตุ: C=Compliance (ผ่าน), NC=Not compliance (ไม่ผ่าน)

ตารางที่ 3.6 การประเมินรายละเอียดการเสริมเหล็ก (Detailing Criteria) สำหรับทิศตามขวางของอาคาร จุดต่อภายใน (ต่อ)

HP1	Beam	Zone 1 (2ho)	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.14	NC
		Zone 2	1-RB 9 @ 0.15	1-RB 9 @ 0.15	C
	Column	Zone 1 (so)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.21	NC
		Zone 2 (st)	3-RB 9 @ 0.30	3-RB 9 @ 0.32	C
	Joint	Zone 3 (sj)	none	3-RB 9 @ 0.32	NC
HP2	Beam	Zone 1 (2ho)	1-RB 6 @ 0.15	1-RB 6 @ 0.08	NC
		Zone 2	1-RB 6 @ 0.15	1-RB 6 @ 0.09	C
	Column	Zone 1 (so)	3-RB 9 @ 0.40	3-RB 9 @ 0.21	NC
		Zone 2 (st)	3-RB 9 @ 0.40	3-RB 9 @ 0.43	C
	Joint	Zone 3 (sj)	none	3-RB 9 @ 0.43	NC
HP3	Beam	Zone 1 (2ho)	2-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.09	NC
		Zone 2	2-RB 9 @ 0.15	2-RB 9 @ 0.09	NC
	Column	Zone 1 (so)	4-RB 6 @ 0.15	4-RB 6 @ 0.13	NC
		Zone 2 (st)	4-RB 6 @ 0.15	4-RB 6 @ 0.13	NC
	Joint	Zone 3 (sj)	none	4-RB 6 @ 0.13	NC

หมายเหตุ: C=Compliance (ผ่าน), NC=Not compliance (ไม่ผ่าน)



รูปที่ 3.9 รายละเอียดการเสริมเหล็กในคาน เสา และจุดต่อคาน-เสา
ตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI (IMRF)

3.2.5 การวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติ

ในการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติในงานวิจัยนี้ใช้ข้อมูล DCR ดัชนีโครงสร้าง load flowchart (รูปที่ 3.10) และ yielding flowchart (รูปที่ 3.11) วัตถุประสงค์ของ load flowchart เพื่อหา รูปแบบการวิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฯ ส่วน yielding flowchart เป็นการหา รูปแบบการวิบัติภายหลังจากที่องค์อาคารบางชิ้นส่วนเกิดการครากไปแล้วภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่มีค่าสูงกว่าที่กำหนดไว้ในมาตรฐานแผ่นดินไหว ซึ่งจะช่วยให้ทราบรูปแบบการวิบัติสุดท้ายที่เกิดขึ้นตามมา และทำให้สามารถซ่อมแซมเสริมกำลังได้ถูกต้อง โดยค่า DCR ที่ใช้นี้ได้จากการใช้ชุดการ รวมน้ำหนักบรรทุก $U=DL+0.4LL+1.87E$ ซึ่ง 40% ของน้ำหนักบรรทุกที่ใช้นี้เป็นน้ำหนักที่คาดว่าจะ เกิดขึ้นภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหว

แนวคิดของทั้งสอง flowchart นี้มีไว้เพื่อตรวจสอบรูปแบบการวิบัติที่ถูกต้องที่สุด โดยเฉพาะอย่างยิ่งภายหลังจากที่โครงสร้างครากไปแล้ว ทั้งนี้เนื่องจากแรงจากแผ่นดินไหวที่มา กระทำกับโครงสร้าง หากมีแรงมากพอและโครงสร้างมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอแล้ว โครงสร้างจะ เกิดการครากก่อน แต่ยังคงสามารถต้านทานแรงกระทำต่อไปได้อีกด้วยกำลังสำรองในเหล็กที่สามารถพัฒนาไปจนถึงช่วงพลาสติก ซึ่งบางกรณีองค์อาคารดังกล่าวอาจจะเกิดการวิบัติด้วยแรง เฉือนในองค์อาคารอื่น ๆ ตามมาในขั้นตอนสุดท้าย หรือบางกรณีจะเกิดการวิบัติด้วยการครากใน องค์อาคารเดิมนั่นเอง ซึ่งหากตรวจสอบถึงแก่จุดครากและสรุปว่าองค์อาคารวิบัติด้วยการครากและ ทำการเสริมกำลังองค์อาคารดังกล่าวนั้นอาจไม่ถูกต้อง

ขั้นตอนการตรวจสอบให้เริ่มต้นด้วย load flowchart (รูปที่ 3.10) ซึ่งเป็นการหา รูปแบบการ วิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฯ หากพบว่ายังไม่สามารถหา รูปแบบการวิบัติได้ใน load flowchart แสดงว่าโครงสร้างสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฯ ได้ ดังนั้นจึงต้องตรวจสอบด้วย yielding flowchart (รูปที่ 3.11) ซึ่งการตรวจสอบด้วย flowchart นี้เป็น การตรวจสอบโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำจนทำให้โครงสร้างเกิดการครากในองค์ อาคารต่างๆ

ขั้นตอนการตรวจสอบตาม load flowchart มีดังนี้

1) ตรวจสอบว่าคาน หรือ เสาครากหรือไม่ภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฯ ด้วย สมการที่ (3-13) และ (3-14) ซึ่งได้จากค่า DCR ที่ใช้ชุดการรวมน้ำหนักบรรทุก $U=DL+0.4LL+1.87E$

$$M_{ub} / M_{nb} > 1 \quad (3-13)$$

$$M_{uc} / M_{nc} > 1 \quad (3-14)$$

เมื่อ M_{ub} และ M_{uc} คือ demand moment จากการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้ชุดการรวมน้ำหนักบรรทุก $U=DL+0.4LL\pm1.87E$ สำหรับคานและเสาตามลำดับ ส่วน M_{nb} และ M_{nc} เป็นกำลังต้านทานโมเมนต์ของคานและเสาตามลำดับ

2) กรณีสมการ (3-13) หรือ สมการ (3-14) เป็นจริง แสดงว่าองค์อาคารเกิดการคราก ให้ไปตรวจสอบว่าการครากเกิดในเสาหรือคานก่อนด้วยสมการ (3-15) และสมการ (3-16) ซึ่งสมการที่ (3-16) คืออัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุของเสาคือคาน

$$\frac{M_{nc} / M_{uc}}{M_{nb} / M_{ub}} < 1 \quad (3-15)$$

$$M_{nc} / M_{nb} < 1 \quad (3-16)$$

3) กรณีสมการที่ (3-15) และสมการที่ (3-16) เป็นจริงแสดงว่าการวิบัติจะเกิดในคาน แต่หากทั้งสองสมการไม่เป็นจริงแสดงว่าการวิบัติเกิดขึ้นที่เสา ซึ่งต้องทำการตรวจสอบเช่นเดียวกับการตรวจสอบคาน โดยใช้สมการที่ (3-17) ถึง สมการที่ (3-21)

4) การตรวจสอบในขั้นตอนต่อไปจะเป็นการตรวจสอบว่าเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนก่อนที่โครงสร้างเกิดการครากหรือไม่ ด้วยสมการ (3-17)

$$\frac{M_n / M_u}{V_n / V_u} > 1 \quad (3-17)$$

เมื่อ M_n และ V_n เป็นกำลังต้านทานโมเมนต์คัต และกำลังต้านทานแรงเฉือนในคานหรือเสา

M_u และ V_u เป็น demand moment และ demand shear จากการวิเคราะห์โครงสร้างในคานหรือเสา

5) กรณีสมการที่ (3-17) เป็นจริงแสดงว่าจะเกิดการวิบัติเฉือนก่อนที่องค์อาคารจะเกิดการคราก จากนั้นให้ตรวจสอบว่าเป็นการวิบัติเฉือนที่จุดต่อหรือคานด้วยสมการที่ (3-18) และ (3-19)

$$V_{ju} / V_{jn} > V_{ub} / V_{nb} \quad \text{วิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ} \quad (3-18)$$

$$V_{ub} / V_{nb} > V_{ju} / V_{jn} \quad \text{วิบัติด้วยแรงเฉือนที่คาน} \quad (3-19)$$

เมื่อ V_{ju} และ V_{ub} เป็น demand shear ในจุดต่อและในคานจากการวิเคราะห์โครงสร้าง ส่วน V_{jn} และ V_{nb} เป็นกำลังต้านทานแรงเฉือนที่จุดต่อและคานตามลำดับ ซึ่งคือค่า DCR ที่ได้จากชุดการรวมแรง $U=DL+0.4LL\pm1.87E$

6) กรณีสมการ (3-17) ไม่เป็นจริงให้ตรวจสอบว่ามีการวิบัติด้วยแรงเฉือนหลังจากองค์อาคารครากหรือไม่ด้วยสมการ ที่ (3-20) และ สมการที่ (3-21)

$$BS = 1.25 \frac{M_n}{aV_n} > 1 \quad \text{วิบัติด้วยแรงเฉือนในคานาหลังจากคานาครากไปแล้ว} \quad (3-20)$$

$$JS = 1.25 \frac{V_j}{V_{jn}} > 1 \quad \text{วิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อคานาหลังจากคานาครากไปแล้ว} \quad (3-21)$$

เมื่อ $M_n / (aV_n)$ คืออัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ และ V_j / V_{jn} คืออัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ ตัวเลข 1.25 คือสมมุติฐานให้กำลังของสำรองของเหล็กเสริมในช่วงพลาสติกมีค่าเพิ่มขึ้นหลังจากครากอีก 25 %

7) ตรวจสอบว่าโครงสร้างไม่เกิดการครากภายใต้แรงตามกฎกระทรวงฯ หรือสมการที่ (3-13) หรือ (3-14) ไม่เป็นจริง ให้ตรวจสอบว่าเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนก่อนที่จะเกิดการครากภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่มากกว่ากฎกระทรวงหรือไม่ ด้วยการเปรียบเทียบสมการ (3-22) (3-23) และ (3-24) ว่าเป็นจริงหรือไม่ หากเป็นจริงแล้ว สมการใดมีค่ามากกว่ากัน หากสมการ (3-22) มีค่ามากที่สุดแสดงว่าเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่คาน แต่หากสมการ (3-23) มีค่ามากที่สุดแสดงว่าเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่เสา แต่หากสมการที่ (3-24) มีค่ามากที่สุดแสดงว่าเป็นการวิบัติที่จุดต่อ

$$V_{ub} / V_{nb} > 1 \quad (3-22)$$

$$V_{uc} / V_{nc} > 1 \quad (3-23)$$

$$V_{ju} / V_{jn} > 1 \quad (3-24)$$

หากสมการที่ (3-22) ถึง (3-24) ไม่เป็นจริงให้ไปตรวจสอบด้วย yielding flowchart

ขั้นตอนการตรวจสอบใน yielding flowchart มีขั้นตอนดังนี้

1) ตรวจสอบว่าองค์อาคารที่จะวิบัติก่อนเป็นเสาหรือคาน เช่นเดียวกับสมการที่ (3-15) และ (3-16) หากทั้งสองสมการเป็นจริงแสดงว่าจะวิบัติที่คานก่อน แต่หากไม่เป็นจริงจะวิบัติที่เสาก่อน

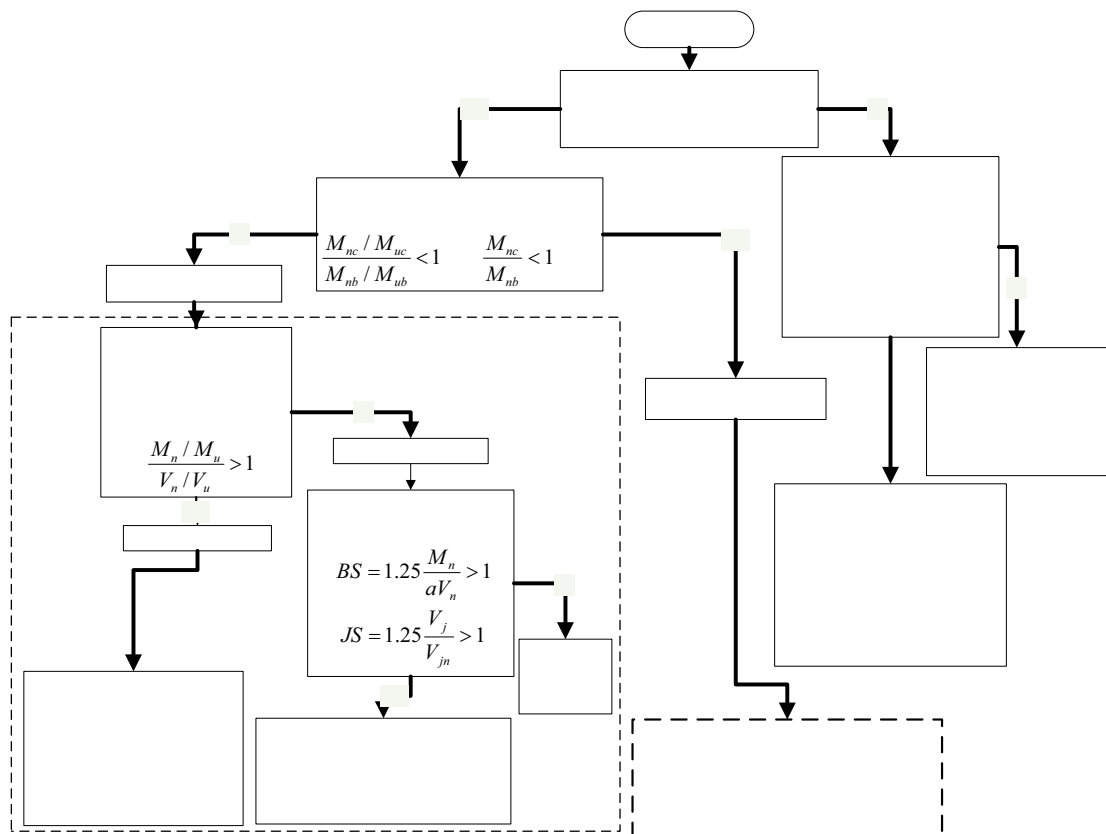
2) เมื่อได้ข้อสรุปว่าเป็นเป็นองค์อาคารใด ยกตัวอย่างเช่นเป็นคาน ให้ทำการตรวจสอบว่า จะมีการวิบัติด้วยแรงเฉือนก่อนการครากหรือไม่โดยดูจากอัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุในคาน $M_{nb} / (aV_{nb})$ ว่ามีค่ามากกว่า 1 หรือไม่

3) หาก $M_{nb} / (aV_{nb})$ มีค่ามากกว่า 1 แสดงว่าเป็นการวิบัติด้วยแรงเฉือนก่อนองค์อาคารคราก จากนั้นตรวจสอบว่าเป็นการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่คานหรือจุดต่อก่อนคานเกิดการครากหรือไม่ โดยการใช้การเปรียบเทียบค่า DCR สำหรับแรงเฉือนในจุดต่อ (V_{ju} / V_{jn}) และ DCR สำหรับแรงเฉือน

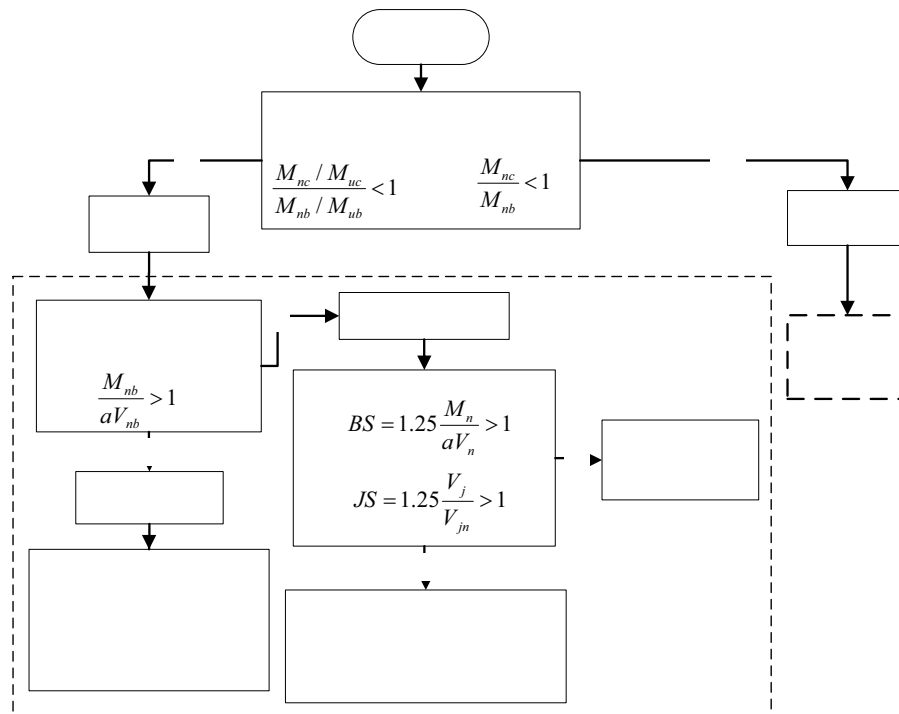
ในคาน (V_{ub}/V_{nb}) ว่าค่าใดมีค่ามากกว่ากัน หาก V_{ju}/V_{jn} มากกว่า V_{ub}/V_{nb} แสดงว่าเกิดการวิบัติเฉือนในจุดต่อ แต่หาก V_{ub}/V_{nb} มากกว่า V_{ju}/V_{jn} แสดงว่าเป็นการวิบัติเฉือนในคาน

4) สำหรับกรณีที่อัตราส่วนกำลังต้านทานโมเมนต์ระดับต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุในคาน $M_{nb}/(aV_{nb})$ มีค่าน้อยกว่า 1 แสดงว่าเป็นการวิบัติด้วยแรงคัดในคาน จากนั้นให้ตรวจสอบว่าจะเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนหลังจากคานเกิดการวิบัติด้วยแรงคัดหรือไม่ โดยใช้สมการ (3-20) และ (3-21) หากสมการใดสมการหนึ่งเป็นจริง แสดงว่าเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนหลังจากที่คานเกิดการครากแล้ว

5) สำหรับกรณีที่เกิดการวิบัติในเสาก่อนคานให้ตรวจสอบโดยทำเช่นเดียวกับคานตั้งแต่ขั้นตอน 3 ถึง 4



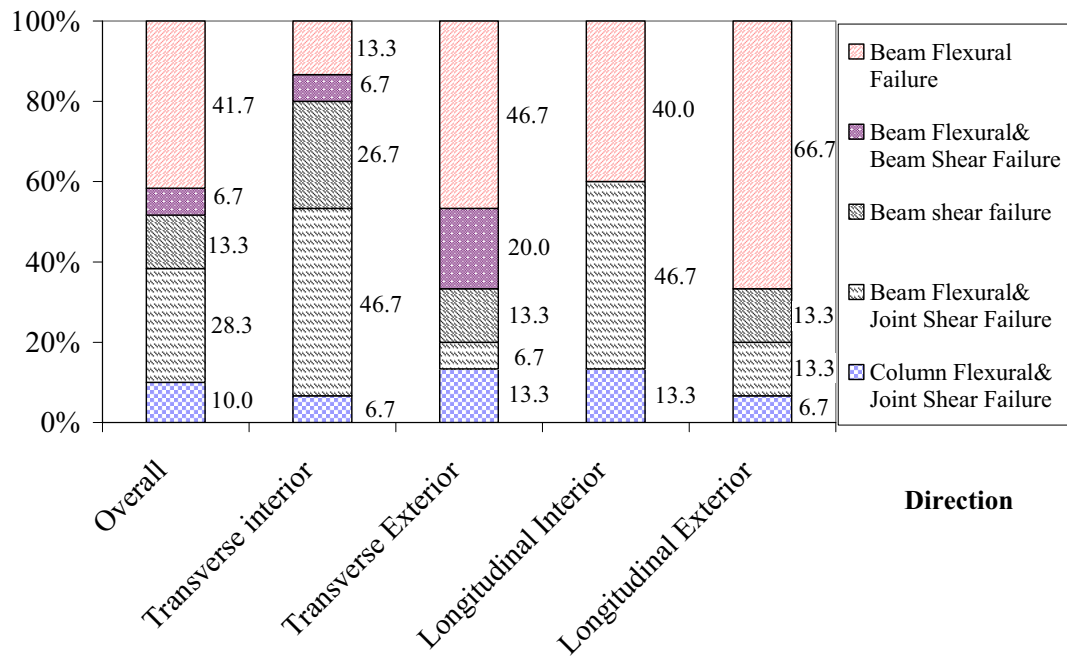
รูปที่ 3.10 แผนผังการตรวจสอบรูปแบบการวิบัติภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฯ
(Load flowchart)



รูปที่ 3.11 แผนผังการตรวจสอบรูปแบบการวิบัติภายหลังจากองค์อาคารบางส่วนเกิดการครากไปแล้ว (yielding flowchart)

ผลการวิเคราะห์อาคารทั้ง 15 หลังพบว่า รูปแบบการวิบัติเนื่องจากแรงดัดในคานมี 41.7% (รูปที่ 3.12) การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่จุดต่อมี 38.3% และการวิบัติจากแรงเฉือนในคาน 20% จะเห็นว่าเป็นการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือนถึง 58.3% แต่ถ้าหากพิจารณาเฉพาะจุดต่อเสาต้นใน ซึ่งเกิดรูปแบบการวิบัติที่อันตรายจากแรงเฉือนถึง 80.1% และ 60% ทั้งในทิศตามขวางและตามยาวของอาคารตามลำดับ

จากผลการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติพบว่าส่วนใหญ่จะเกิดในคานซึ่งไม่ใช่ปัญหาใหญ่ หากคานมีคุณสมบัติความเหนียวที่เพียงพอ และการวิบัติที่คานสามารถซ่อมแซมได้ง่ายกว่าตำแหน่งอื่น ผลการวิเคราะห์พบว่าจำนวนองค์อาคารที่เกิดการวิบัติใน load flowchart มีน้อยกว่า องค์อาคารที่วิบัติเมื่อตรวจด้วย yield flowchart ทั้งนี้เนื่องจากการใช้วิธีหน่วยแรงซึ่งการวิเคราะห์ ออกแบบนั้นใช้คุณสมบัติของวัสดุที่ต่ำกว่าความเป็นจริง จึงทำให้ได้ขนาดหน้าตัดที่ใหญ่และ ปริมาณเหล็กเสริมที่มาก ดังนั้นองค์อาคารจึงไม่เกิดการคราก นอกจากนี้ผนังกำแพงเฉือนยังช่วยลด แรงกระทำด้านข้างที่จะกระจายเข้าสู่โครงเฟรมได้อีกส่วนหนึ่งด้วย



รูปที่ 3.12 ผลการวิเคราะห์หารูปแบบการวิบัติ

3.3 สรุปผลการประเมิน

จากการประเมินความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพฯ ที่ก่อสร้างไปแล้วด้วยระบบคาน-เสา โดยเน้นที่อาคารที่มีลักษณะการใช้งานเป็นอาคารสาธารณะ เช่น อาคารส่วนราชการ โรงเรียน ที่พักอาศัย จำนวนทั้งสิ้น 15 หลัง ผลการประเมินพบว่าอาคารทั้ง 15 หลังไม่ผ่านเกณฑ์รายละเอียดการเสริมเหล็ก เนื่องจากมีการเสริมเหล็กปลอกที่ไม่เพียงพอใน คาน เสา และจุดต่อ อีกทั้งเหล็กปลอกไม่มีการงอขอ 135 องศา (seismic hook anchorage) จากการ ตรวจสอบอัตราส่วน DCR พบว่ามีอาคาร 10 หลังจากทั้งหมด 15 หลังไม่ผ่านการประเมินภายใต้ แรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 และจากการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติพบว่าเกิดการ วิบัติที่คานจากโมเมนต์ดัด 41.7 % จากแรงเฉือนที่จุดต่อคาน-เสา 38.3% จากแรงเฉือนในคาน 20% จำนวนองค์อาคารที่วิบัติภายใต้ load flowchart มีน้อยกว่าจำนวนองค์อาคารที่วิบัติภายใต้ yielding flowchart เนื่องจากการใช้วิธีหน่วยแรงใช้งานในการออกแบบจะใช้คุณสมบัติของวัสดุที่ต่ำกว่า ความเป็นจริง จึงทำให้ได้ขนาดหน้าตัดที่ใหญ่และมีปริมาณเหล็กเสริมที่มาก และผนังกำแพงเฉือน ช่วยลดแรงกระทำด้านข้างที่จะกระจายเข้าสู่โครงเฟรมได้อีกส่วนหนึ่ง

บทที่ 4

การศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อที่ได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ

จากผลการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารจากบทที่ 3 จะเห็นว่าอาคารทั้ง 15 หลังมีความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ในระดับหนึ่ง ถึงแม้จะไม่ได้ถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวก็ตาม แต่ก็ไม่สามารถรับรองได้ว่าอาคารเหล่านั้นจะปลอดภัยเมื่อเกิดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง เนื่องจากอาคารอาจมีการควบคุมการก่อสร้างที่ไม่ดี ไม่มีการเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อ องค์อาคารขาดคุณสมบัติความเหนียว นอกจากนี้แล้วคุณสมบัติทางด้านกำลังของวัสดุที่ใช้ออกแบบมีค่าน้อยกว่าคุณสมบัติจริง อีกทั้งเหล็กยังมีกำลังสำรองทำให้พฤติกรรมของจุดต่อคาน-เสามีความสลับซับซ้อนอย่างมาก

กำลังต้านทานของโครงข้อแข็ง เมื่อรับแรงจากแผ่นดินไหว ได้มาจากกำลังต้านทานโมเมนต์ในคานและเสา จุดต่อคาน-เสาเป็นรอยต่อทางโครงสร้างที่ต้องรับโมเมนต์ไม่สมดุลถ่ายเทระหว่างคานกับเสา ทำให้เกิดแรงเฉือนในแนวนอน และแนวดิ่งถ่ายเข้าไปยังจุดต่อ ดังแสดงในรูปที่ 4.1 และสมการที่ (4-1) ซึ่งแสดงวิธีการคำนวณแรงเฉือนในแนวนอน (V_{jh}) ของจุดต่อคานเสา

$$V_{jh} = T + T' - V_{cj} \quad (4-1)$$

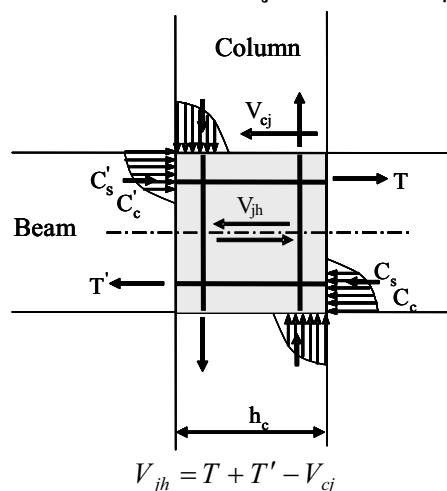
เมื่อ V_{jh} คือแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าไปในจุดต่อ T และ T' คือแรงดิ่งในเหล็กเสริมคนละฝั่งของหน้าเสา และ V_{cj} คือแรงเฉือนที่กระทำในเสา

นอกจากนี้แล้ว Paulay et al. 1978 ได้อธิบายพฤติกรรมภายในจุดต่อเมื่อมีแรงกระทำทางด้านข้างว่าจะเกิดแรงอัดในแนวทแยงจากคนละฝั่งภายในจุดต่อ (diagonal compressive strut) (รูปที่ 4.2ก) และเกิด truss mechanism ซึ่งเป็นแรงอัดในแนวทแยงย่อยหลายแนว ที่เกิดขึ้นเพื่อรักษาสมดุลของแรงดิ่งในเหล็กปลอกที่เสริมในจุดต่อ (รูปที่ 4.2ข) ด้วยเหตุนี้จุดต่อคาน-เสาจึงเป็นจุดวิกฤตจุดหนึ่งในเส้นทางการถ่ายแรงของโครงสร้างเมื่อต้องรับแรงแผ่นดินไหว และจากผลการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารทั้ง 15 หลัง ซึ่งหากเราพิจารณารูปแบบการวิบัติในขั้นตอนสุดท้ายพบว่า จุดต่อภายในของอาคารในทิศทางตามขวางอาคาร และทิศทางตามยาวอาคารมีโอกาสที่จะเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนถึง 53.4 % และ 60% ตามลำดับ

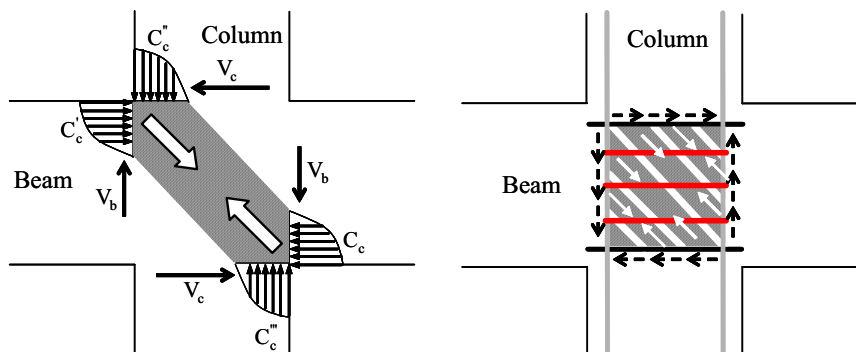
ดังนั้นเพื่อให้เกิดความเข้าใจอย่างลึกซึ้ง และถูกต้องจึงได้ทำการศึกษาขึ้นทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยทำการศึกษารับทดสอบจุดต่อคานเสาภายใน ทิศทางตามขวางตัวอาคารขนาด 1/2 เท่าของจริง จำนวน 5 ชิ้นด้วยกัน โดยขึ้นทดสอบดังกล่าวสร้างจากจากข้อมูลดัชนีโครงสร้างทั้ง 15

หลัง นอกจากนี้แล้วยังได้จัดรายละเอียดการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่าง ๆ เพื่อศึกษาพฤติกรรมที่เกิดขึ้น และเพื่อใช้เป็นแนวทางในการเสริมกำลังข้อต่อคาน-เสาต่อไป รายละเอียดของขั้นตอนต่าง ๆ เป็นดังนี้ (รูปที่ 4.3)

- ข้อต่อที่ไม่ได้ออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว สร้างจากข้อมูลดัชนีโครงสร้างทั้ง 15 หลัง โดยใช้ข้อต่อนี้เป็นขั้นตอนควบคุม (ขั้นตอน JM)
- ข้อต่อที่เสริมเหล็กปลอกตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง (Intermediate Moment Resisting Frame (IMRF)) (ขั้นตอน JR)
- ข้อต่อที่มีการจัดเหล็กเสริมตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในเขตที่มีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ตามมาตรฐานของ ACI (Sepcial Moment Resisting Frame, SMRF) (ขั้นตอน JT)
- ข้อต่อที่ตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมคานที่วิ่งผ่านข้อตอดั้งแต่แรก (ขั้นตอน JB)
- ข้อต่อที่ตัดเหล็กเสริมนอนในคานตัดกันเป็นรูปตัว X ภายในข้อต่อ (ขั้นตอน JD)



รูปที่ 4.1 พฤติกรรมการรับแรงเฉือนในข้อต่อคาน-เสา



(ก) พฤติกรรม diagonal strut

(ข) พฤติกรรม Truss mechanism

รูปที่ 4.2 พฤติกรรมภายในข้อต่อ ตามทฤษฎีของ Paulay และคณะ 1978

4.1 ชี้นทดสอบ

เพื่อให้ชี้นทดสอบมีคุณลักษณะที่ใกล้เคียงกับอาคารจริงที่ได้ก่อสร้างในประเทศไทยให้มากที่สุด ผู้วิจัยได้ใช้ดัชนีโครงสร้างของอาคารในแต่ละกลุ่มมาใช้ในการสร้างแบบจำลองจุดต่อคาน-เสา ขนาด 1/2 เท่าของขนาดจริง โดยแต่ละชี้นทดสอบได้รับการออกแบบให้มีดัชนีโครงสร้างใกล้เคียงกับค่าเฉลี่ยของอาคารจริงมากที่สุดโดยผิดพลาดไม่เกินค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน ค่าดัชนีโครงสร้างของชี้นทดสอบแสดงในตารางที่ 4.1-4.3 ส่วนมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กของชี้นทดสอบทั้ง 5 ได้แสดงในรูปที่ 4.3-4.8

ตารางที่ 4.1 ดัชนีโครงสร้างสำหรับเสาจากข้อมูลอาคารและชี้นทดสอบ

ข้อมูลทางสถิติ	$\frac{a_c}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{a_c V_n}$	$\frac{P}{f'_c A_g}$	ρ_t	$\rho_s \sqrt{b''/s}$	$\frac{V_a}{b_c d \sqrt{f'_c}}$
ค่ามากที่สุด	6.85	1.27	0.903	0.0982	0.0128	7.51
ค่าน้อยสุด	1.64	0.11	0.200	0.0135	0.0014	1.42
ค่าเฉลี่ย	4.08	0.48	0.345	0.0477	0.0060	3.56
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	1.78	0.32	0.180	0.0253	0.0030	1.70
ชี้นทดสอบ JM, JR JB และ JD	2.14	1.01	0.165	0.0291	0.0062	5.00
Specimen JT	2.14	1.01	0.165	0.0291	0.0358	5.00

ตารางที่ 4.2 ดัชนีโครงสร้างสำหรับคานจากข้อมูลอาคารและชี้นทดสอบ

ข้อมูลทางสถิติ	$\frac{a_b}{h_b}$	$\frac{M_{nb}}{a_b V_n}$	ρ	ρ'	$\rho_s \sqrt{b''/s}$	$\frac{V_a}{b_b d \sqrt{f'_c}}$
ค่ามากที่สุด	6.86	1.38	0.0297	0.0297	0.0099	3.76
ค่าน้อยสุด	1.63	0.29	0.0057	0.0046	0.0014	0.97
ค่าเฉลี่ย	4.68	0.76	0.0134	0.0144	0.0044	2.13
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	1.87	0.40	0.0072	0.0079	0.0026	0.96
ชี้นทดสอบ JM, JR JB และ JD	4.42	0.52	0.0098	0.0147	0.0032	1.95
Specimen JT	4.42	0.52	0.0098	0.0147	0.0239	1.95

ตารางที่ 4.3 ดัชนีโครงสร้างสำหรับจุดต่อจากข้อมูลอาคารและขั้นตอนทดสอบ

ข้อมูลทางสถิติ	BI	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{b_b}{b_c}$	$\frac{h_b}{h_c}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nb}}$	$\frac{V_{jh}}{V_{jn}}$	$\frac{\rho_{sv} f_{ys}}{f'_c}$
ค่ามากที่สุด	8.61	35.00	1.00	1.75	4.28	4.08	0.000
ค่าน้อยสุด	2.77	15.00	0.38	0.63	0.64	0.22	0.000
ค่าเฉลี่ย	5.17	23.86	0.72	1.17	2.00	1.33	0.000
ข้อมูลทางสถิติ	1.59	6.88	0.21	0.38	1.29	0.96	0.000
ขั้นตอนทดสอบ JM และ JD	5.12	29.00	0.875	0.857	2.19	1.35	0.000
ขั้นตอนทดสอบ JB	0.00	29.00	0.875	0.857	2.19	1.35	0.000
ขั้นตอนทดสอบ JR	5.12	29.00	0.875	0.857	2.19	1.35	0.152
ขั้นตอนทดสอบ JT	5.12	29.00	0.875	0.857	2.19	1.35	0.339

ขั้นตอนทดสอบ JM

เป็นขั้นตอนทดสอบจุดต่อคาน-เสาภายใน ที่เป็นตัวแทนจุดต่อคานเสาอาคารที่ไม่ได้ออกแบบให้ด้านทานแผ่นดินไหวซึ่งเป็นขั้นตอนที่นำมาจากงานวิจัยของ Cheejaroen(2004) มีขนาดเสา 350x200 มม. เสริมเหล็กข้ออ้อย 18 เส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. และเหล็กปลอก 3 ปลอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 มม. ระยะห่าง 100 มม. ส่วนคาน มีขนาด 175 x 300 มม. เสริมเหล็กตามยาว ด้วยเหล็กข้ออ้อยขนาด 12 มม. ด้านบน 4 เส้นและด้านล่างอีก 4 เส้น และเสริมเหล็กพิเศษที่ด้านบนอีก 2 เส้นเพื่อรับโมเมนต์ลบ ส่วนช่วงกลางคานที่รับโมเมนต์บวก ทำการเสริมเหล็กพิเศษอีก 2 เส้นเช่นกัน เหล็กปลอกใช้ 3 ปลอก ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. (ดังรูปที่ 4.4) ขั้นตอนทดสอบ JM นี้สร้างจากข้อมูลดัชนีโครงสร้างดังตารางที่ 4.1-4.3 ซึ่งถูกออกแบบให้รับเฉพาะแรงในดิ่งเพียงอย่างเดียว ถือได้ว่าเป็นขั้นตอนที่เป็นโครงข้อแข็ง OMRF (Ordinary Moment Resisting Frame) ตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI การวางเหล็กและการก่อสร้างขั้นตอนนี้ได้พยายามทำให้คล้ายคลึงกับการก่อสร้างจริงในประเทศไทยมากที่สุด เช่นการทาบเหล็กยื่นในเสาที่ระดับเหนือคานเล็กน้อย ไม่ใส่เหล็กปลอกในจุดต่อ และระยะเรียงเหล็กปลอกเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบที่ใช้ในประเทศไทย ข้อมูลทางสถิติสำหรับดัชนีโครงสร้างจากอาคาร 15 หลังและขั้นตอนทดสอบ JM แสดงในตารางที่ 4.1-4.3 สำหรับ เสา คานและจุดต่อตามลำดับ มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กของขั้นตอนทดสอบ JM ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.3(ก) และ รูปที่ 4.4 ส่วนตารางที่ 4.4 เป็นการเปรียบเทียบปริมาณและรายละเอียดการเสริมเหล็กในขั้นตอนทดสอบ JM กับปริมาณเหล็กเสริมที่มาตรฐานการออกแบบอาคารด้านทานแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง (ACI (IMRF)) ต้องการ จากตารางจะ

เห็นว่าเหล็กเสริมเอกในคานนั้นผ่านมาตรฐานของ ACI แต่ปริมาณเหล็กปลอกยังไม่เพียงพอตามมาตรฐาน โดยเฉพาะในจุดต่อของจันทดสอบ JM ไม่มีการเสริมเหล็กปลอกภายในจุดต่อ

จันทดสอบ JR

เป็นจันทดสอบที่มีมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กเช่นเดียวกับจันทดสอบ JM ทุกประการ แต่แตกต่างกันตรงที่มีการเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อ ตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว ขนาดปานกลาง (Intermediate Moment Resisting Frame (IMRF)) โดยใช้เหล็กปลอกที่มีรายละเอียดการหักงอ 135 องศา (Hoop) 2-RB6 @ 50 มม. เป็นเหล็กปลอกในจุดต่อ ซึ่งมีอัตราส่วนปริมาณเหล็กปลอก ($\rho_s f_y$) ประมาณ 5.2 เท่าของปริมาณเหล็กเสริมขั้นต่ำที่ต้องใส่ (minimum requirement) สมการสำหรับคำนวณพื้นที่เหล็กปลอกอย่างน้อย (A_{smin}) ที่ต้องเสริมในจุดต่อสำหรับมาตรฐาน ACI (IMRF) ได้แสดงในสมการที่ (4-2)

$$A_{smin} = \frac{I}{3} \frac{bs}{f_y} \quad (4-2)$$

เมื่อ f_y คือกำลังดึงครากเหล็กปลอก, MPa

b คือความลึกของเสา, mm

s คือระยะเรียงของเหล็กปลอก, mm

จันทดสอบนี้ใช้เป็นตัวแทนอาคารที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวของ ACI ในเขตที่มีแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง (IMRF) ทั้งนี้เพื่อต้องการเปรียบเทียบกับจันทดสอบ JM ที่ไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหวเลย มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กแสดงในรูปที่ 4.3(ข) และ 4.5

จันทดสอบ JT

เป็นจันทดสอบที่เป็นตัวแทนจุดต่อคาน-เสาอาคารซึ่งถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวในเขตที่มีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ตามมาตรฐานของ ACI (Special Moment Resisting Frame (SMRF)) โดยมีเหล็กเสริมตามแนวยาวของคาน และเสาเหมือนกับจันทดสอบ JM ทุกประการ แต่แตกต่างกันที่รายละเอียดการเสริมเหล็กปลอก โดยใช้เหล็กปลอก 1-DB10@50 มม. ในเสาช่วง Plastic hinge (Zone 1 ในรูปที่ 3.9) และใช้เหล็กปลอก 1-RB6@70 มม. นอกช่วง Plastic hinge (Zone 2 ในรูปที่ 3.9) ส่วนในคานเสริมเหล็กปลอก 1-RB6@50 มม. และ 1-RB6@120 มม. ในช่วง และนอกช่วง Plastic hinge ตามลำดับ (Zone 1 และ Zone 2 ในรูปที่ 3.9 ตามลำดับ) ส่วนบริเวณจุดต่อได้ใส่เหล็กปลอกที่หักงอ 135 องศา (Hoop) 1-DB10@50 มม. เมื่ออัตราส่วนปริมาณเหล็ก ($\rho_s f_y$) พบว่ามีค่าประมาณ 9 เท่าของ

ปริมาณเหล็กเสริมขั้นต่ำ ทั้งนี้ต้องการเปรียบเทียบกับขั้นตอนทดสอบ JM และ JR ที่เป็นตัวแทน OMRF และ IMRF ตามลำดับ มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กของขั้นตอนทดสอบ JT ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.3(ค) และรูปที่ 4.6 พื้นที่เหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมของ 135 องศา (seismic hoop) เสริมในจุดต่อตามมาตรฐานของ ACI (SMRF) ต้องไม่น้อยกว่า A_{sh} ซึ่งแสดงในสมการที่ (4-3) และ (4-4)

$$A_{sh} = 0.09 s h_c f'_c / f_{yh} \quad (4-3)$$

$$A_{sh} = 0.3 s h_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \quad (4-4)$$

เมื่อ f'_c คือกำลังอัดของคอนกรีตในจุดต่อ, MPa

f_{yh} คือกำลังดึงครากเหล็กปลอก, MPa

h_c คือความลึกเสา, mm

s คือระยะเรียงเหล็กปลอก, mm

A_g พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของจุดต่อ, mm²

A_{ch} คือพื้นที่หน้าตัดของจุดต่อส่วนที่อยู่ภายนอกเหล็กปลอก, mm²

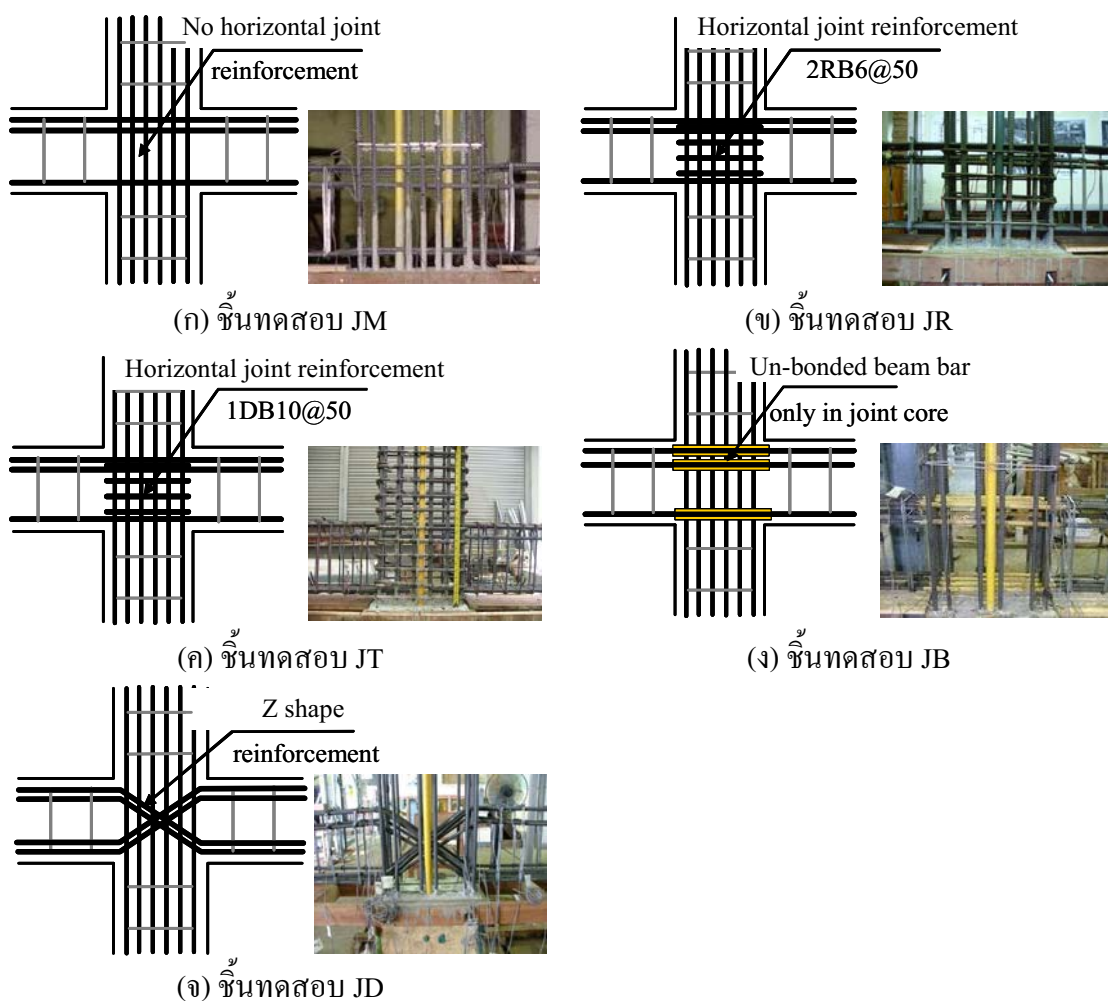
ขั้นตอนทดสอบ JB

เป็นขั้นตอนทดสอบที่มีมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ JM ทุกประการ แต่ต่างกันตรงเหล็กนอนในคานบริเวณจุดต่อ ได้ก่อกำจัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมนอนในคานที่ผ่านจุดต่อ โดยเหล็กบริเวณดังกล่าวได้สวมอยู่ในท่อ PVC ขั้นตอนนี้ถูกสร้างขึ้นเพื่อต้องการศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อคาน-เสา ที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมนอนในคานที่วิ่งผ่านจุดต่อตั้งแต่แรก จะมีพฤติกรรมแตกต่างจากขั้นตอนทดสอบที่มีแรงยึดเหนี่ยวเต็มที (ขั้นตอนทดสอบ JM) อย่างไร ผู้วิจัยได้ตั้งสมมุติฐานเบื้องต้นว่า 1.การสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมภายในจุดต่ออาจจะเสริมให้จุดต่อเกิดการวิบัติเร็วขึ้น เนื่องจากคอนกรีตในจุดต่อต้องรับแรงอัดเพิ่มขึ้น (Kitayama และ คณะ 1991) 2.การรูดไถของเหล็กนอนในคานซึ่งทำให้เกิดรอยร้าวปริ (splitting crack) ทำให้คานสูญเสียสติเฟ้นสนในการต้านทานโมเมนต์ ส่งผลต่อพฤติกรรมการวิบัติที่จุดต่อโดยเฉพาะปลายคานหน้าเสา เมื่อเกิดความเข้าใจในพฤติกรรมการวิบัติของจุดต่อ จะช่วยให้เกิดแนวทางในการออกแบบจุดต่อคาน-เสา เพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว รายละเอียดการเสริมเหล็กแสดงในรูปที่ 4.3(ง) และ รูปที่ 4.7

ขั้นตอนทดสอบ JD

เป็นขั้นตอนทดสอบที่มีมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ JM ทุกประการ แต่แตกต่างกันตรงการจัดเรียงเหล็กเสริมนอนในคาน โดยเหล็กเสริมนอนในคานเส้นบนของคานด้าน

ซ้ายมือ ได้ถูกตัดเช่นเดียวกับการตัดคอดำให้เป็นเหล็กเส้นล่างในคานฝั่งขวามือ ในทำนองเดียวกัน เหล็กเสริมนอนเส้นล่างในคานฝั่งซ้ายมือได้ถูกตัดขึ้นไปเป็นเหล็กเสริมบนในคานฝั่งขวามือ ทำให้เหล็กเสริมตัดกันเป็นรูปตัว X ในบริเวณจุดต่อ ชั้นทดสอบนี้ถูกสร้างขึ้นด้วยสมมุติฐานที่ว่า การเสริมเหล็กในแนวทะแยงตามแนวของ compression strut (ดังรูปที่ 4.2) ซึ่งเกิดขึ้นภายในจุดต่อจะทำให้เพิ่มความสามารถต้านทานแรงอัดตามแนวทะแยงใน compression strut ได้ดีขึ้น ซึ่งน่าจะช่วยให้กำลังรับแรงเฉือนที่จุดต่อมีมากขึ้นด้วย หากสมมุติฐานในชั้นทดสอบนี้เป็นจริงจะนำไปสู่การพัฒนาวิธีการก่อสร้างจุดต่อคานเสาที่มีประสิทธิภาพ และไม่ต้องเสริมเหล็กที่แน่นจนเกินไปในบริเวณจุดต่อ มิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กในชั้นทดสอบ JD ได้แสดงในรูปที่ 4.3(จ) และ รูปที่ 4.8



รูปที่ 4.3 เปรียบเทียบเหล็กเสริมในจุดต่อ

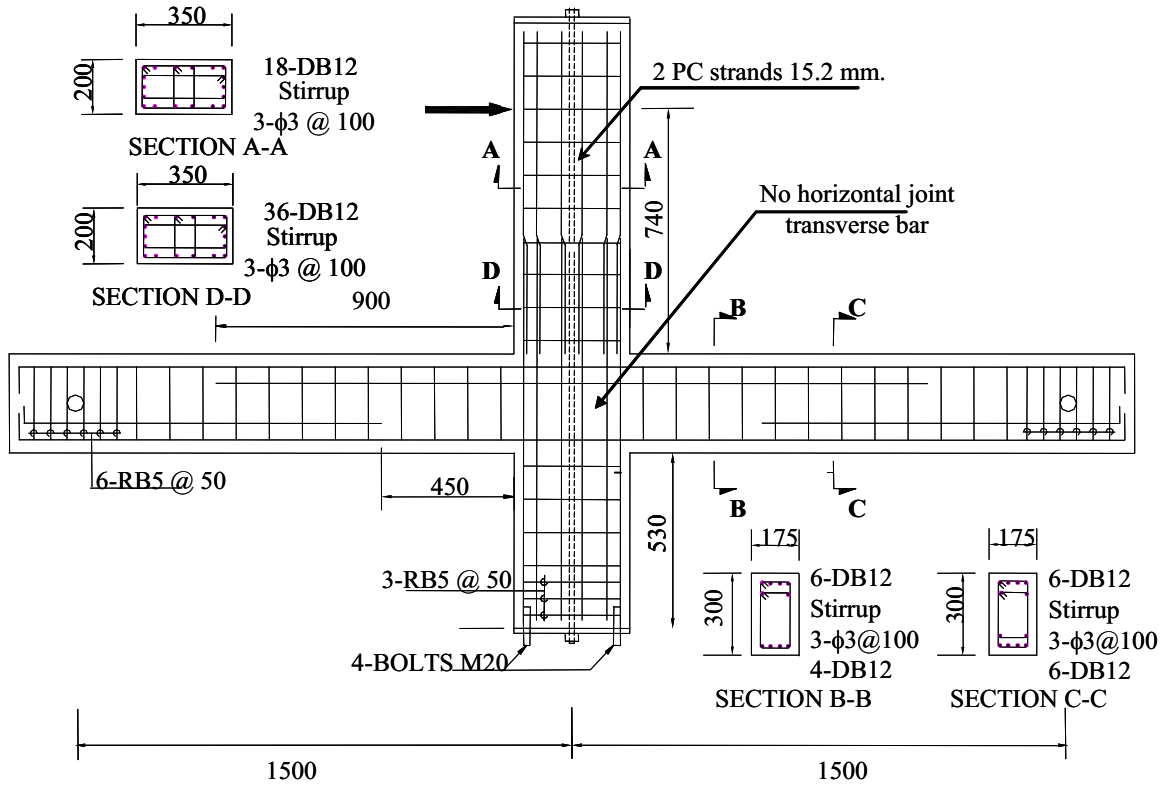
ตารางที่ 4.4 เปรียบเทียบความปริมาณเหล็กเสริมสำหรับขึ้นทดสอบ JM กับปริมาณที่มาตรฐาน ACI
Intermediate Moment Resisting Frame ต้องการ

	Specimen JM	Intermediate moment resisting frames	Compliance
Beam	Longitudinal bar Top bar : 6-DB12	Top bar : 6-DB12	Compliant
	At column face M^- , M^+ Bottom bar: 4-DB12	Bottom bar: 2-DB12	
	Longitudinal bar Top bar : 4-DB12	Top bar : 2-DB12	Compliant
	At any section M^+ , M^- Bottom bar: 6-DB12	Bottom bar: 2-DB12	
	Stirrup	Stirrup	
	Within S_0 3-RB3@100 mm	1-RB6@50 mm	Non compliant
Column	Other than S_0 3-RB3@100 mm	1-RB6@120 mm	Non compliant
	Stirrup	Stirrup	
	Within L_0 3-RB3@100 mm	1-RB6@90 mm	Non compliant
	Other than L_0 3-RB3@100 mm	1-RB6@180 mm	Compliant
	Splice	Just above floor	Compliant
	Location level	No requirement	
Joint	Within joint core	No transverse reinforcement	1-RB6@150 mm Non compliant

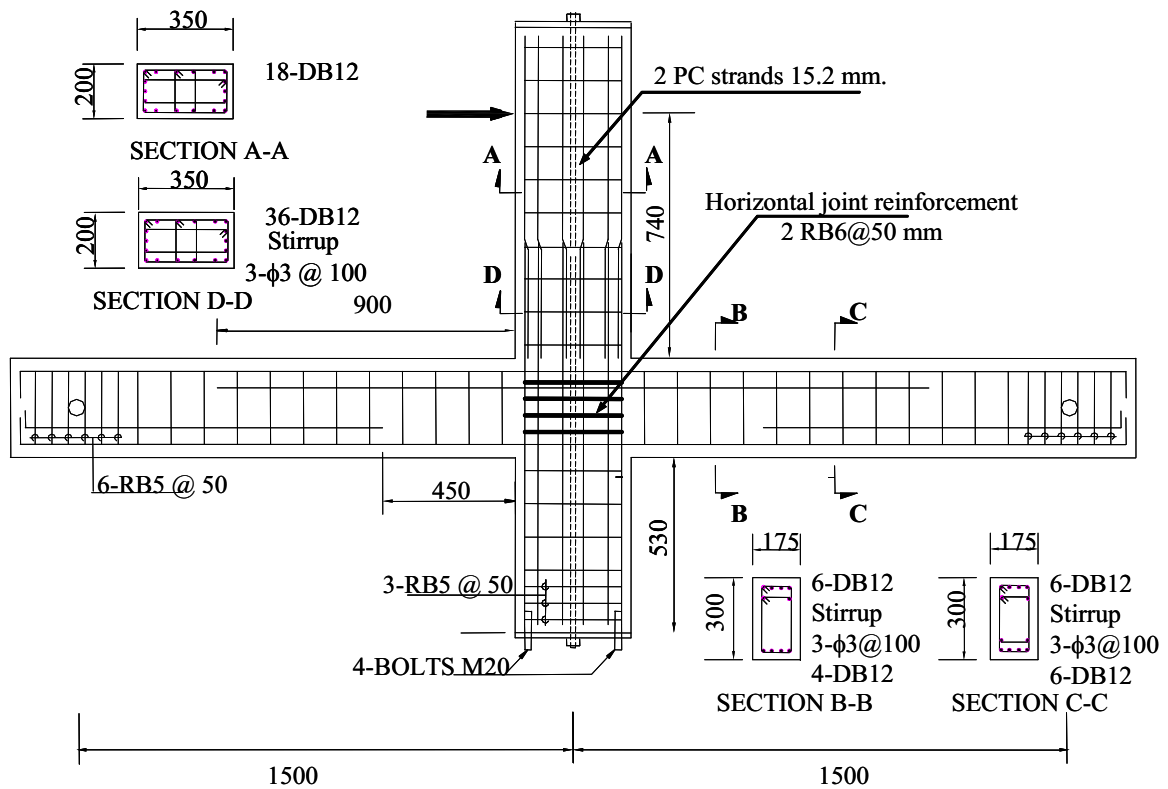
หมายเหตุ: M^- คือโมเมนต์ลบ, M^+ คือโมเมนต์บวก, S_0 ความยาวจุดหมุนพลาสติกที่ต้องเสริมเหล็กปลอกในแกน, L_0 คือความยาวจุดหมุนพลาสติกที่จะต้องเสริมในเสา, DB12 คือเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม., RB3 เหล็กกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 มม. และ RB6 เหล็กกลมขนาด 6 มม.

ทางด้านสภาพขอบเขต (Boundary condition) ของขึ้นทดสอบ กำหนดให้ปลายคานามีสถานะยึดรั้งแบบหมุนอิสระ (pin-connected) และเคลื่อนที่ได้อย่างอิสระในแนวราบ เพื่อจำลองการเคลื่อนตัวในแนวราบของจุดต่อ ปลายเสาด้านล่างกำหนดให้มีสถานะยึดรั้งแบบหมุนอิสระ แต่ไม่ให้มีการเคลื่อนตัวในทิศทางใด ๆ ปลายเสาด้านบนกำหนดให้มีการเคลื่อนตัวและการหมุนตัวได้อย่างอิสระ การใช้ที่รองรับแบบหมุน หรือที่รองรับแบบลื่นเพื่อให้อุปกรณ์ดังกล่าวมีค่าโมเมนต์เป็นศูนย์ สอดคล้องกับแผนภาพโมเมนต์ในโครงสร้างอาคารภายใต้แรงกระทำด้านข้าง ซึ่งสมมุติให้จุดดัดกลับอยู่บริเวณกึ่งกลาง (รูปที่ 4.9) นอกจากนี้ยังได้จำลองแรงอัดตามแนวแกนที่เสาต้องแบกทานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกตายตัวและน้ำหนักบรรทุกจร โดยใช้ลวดเหล็กอัดแรงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15.2 มม. รับแรงดึงได้ 147 kN ต่อเส้น จำนวนเส้นลวดอัดแรงที่ใช้ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนแรงตามแนวแกนที่ต้องการของแต่ละ

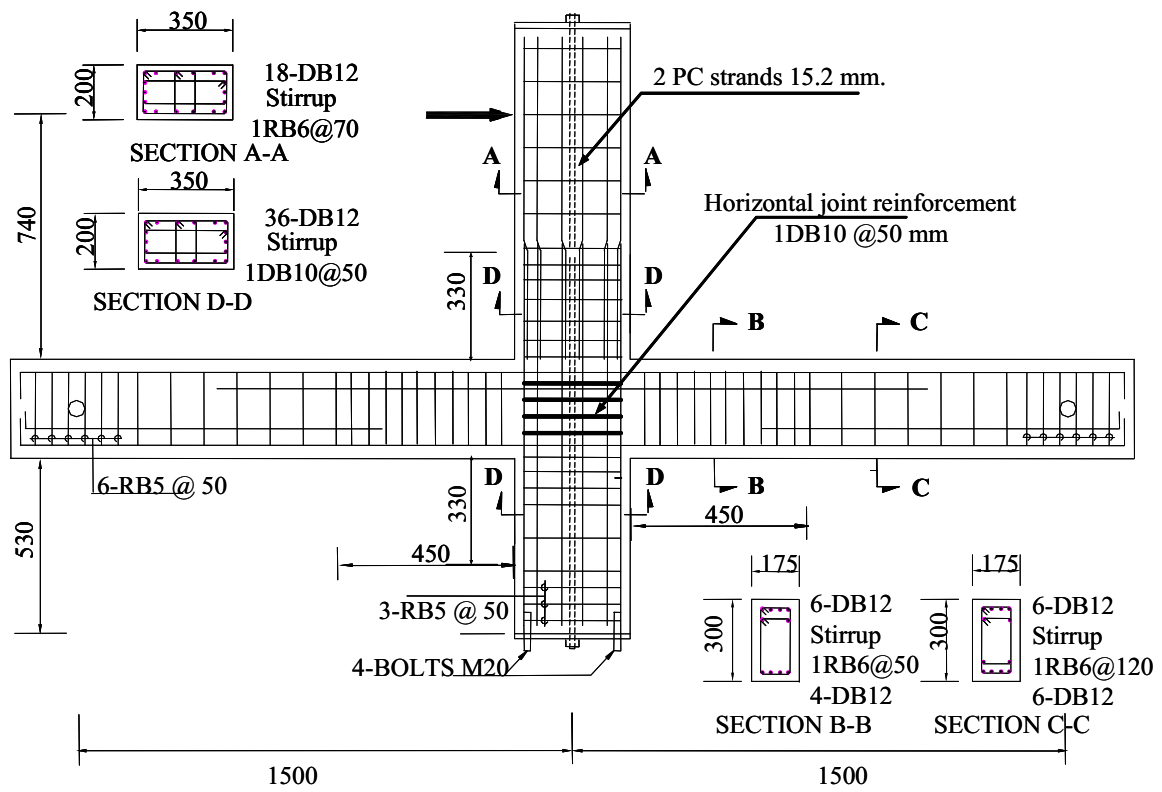
ละชั้นทดสอบ โดยชั้นทดสอบทั้งหมดใช้ลวดอัดแรง 2 เส้นเพื่อจำลองแรงอัดในแนวตั้ง $0.165P/(f'_c A_g)$



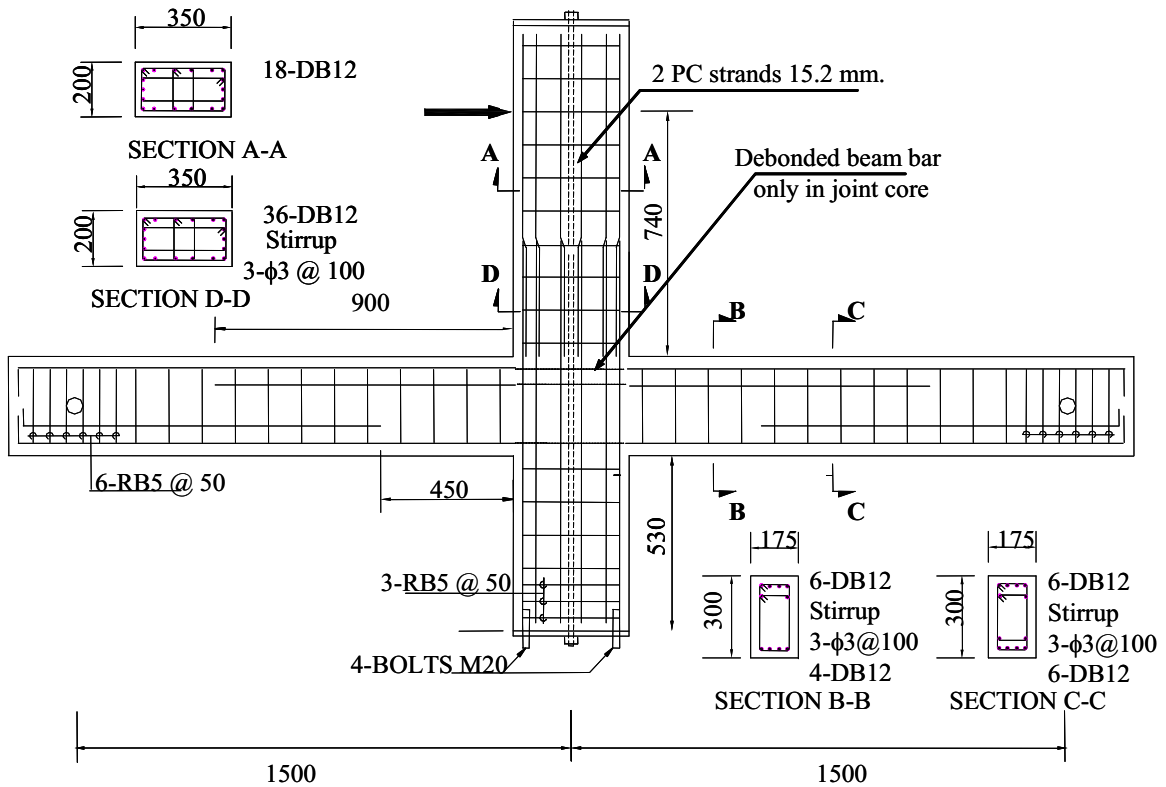
รูปที่ 4.4 แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กชั้นทดสอบ JM



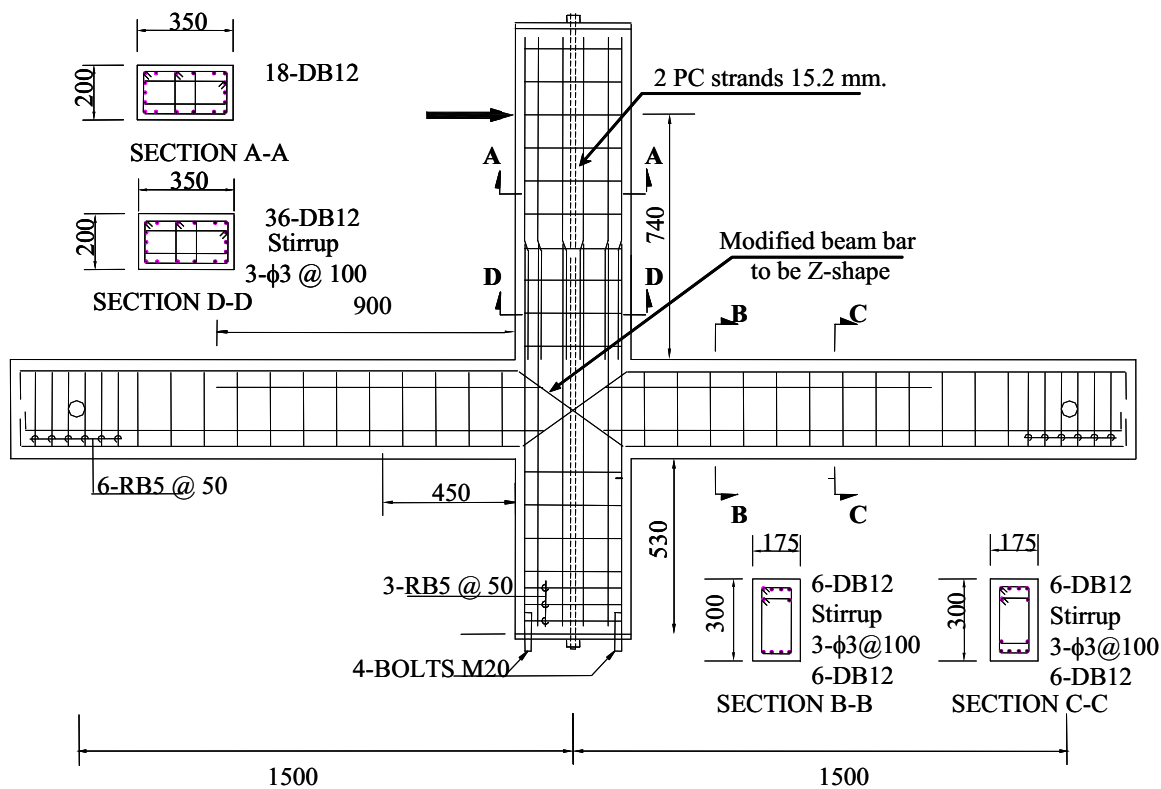
รูปที่ 4.5 แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กชั้นทดสอบ JR



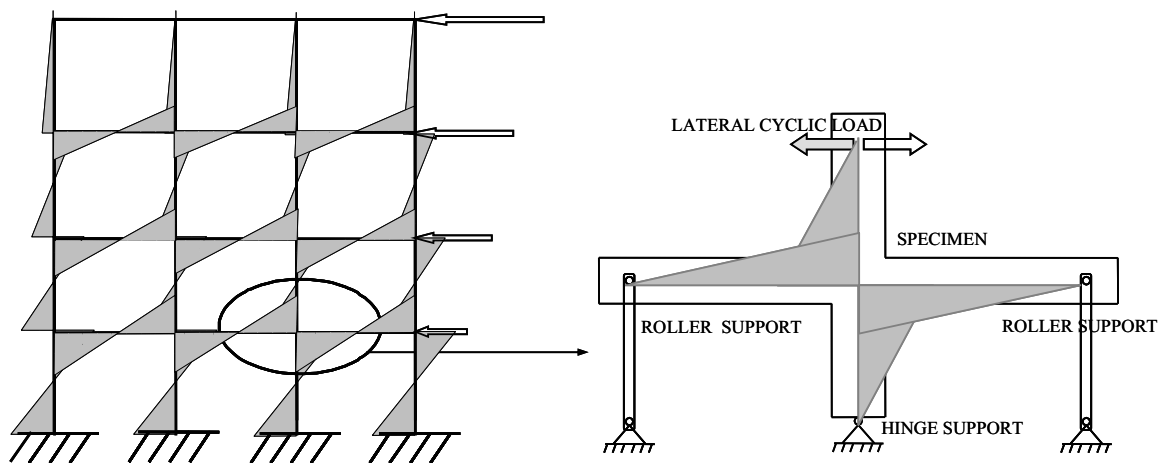
รูปที่ 4.6 แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กชิ้นทดสอบ JT



รูปที่ 4.7 แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กชิ้นทดสอบ JB



รูปที่ 4.8 แสดงมิติและรายละเอียดการเสริมเหล็กชั้นทดสอบ JD



(ก) แผนภาพโมเมนต์คดในโครงข้อแข็ง

(ข) แผนภาพโมเมนต์ค้ำในแบบจำลอง

รูปที่ 4.9 แสดงโมเมนต์คดในโครงข้อแข็งในอาคารและแบบจำลองจุดต่อคานเสา

ทางด้านกำลังของวัสดุที่ใช้ในการสร้างชิ้นทดสอบ คอนกรีตที่ใช้ก่อสร้างชิ้นทดสอบกำหนดให้ มีกำลังรับแรงอัดระบุ 23.5 MPa (หรือ 240 กก/ตร.ซม.) โดยเป็นคอนกรีตที่ผสมเองในห้องปฏิบัติการ โดยผ่านการทำการทดสอบหาสัดส่วนผสมคอนกรีต เหล็กที่ใช้เป็นเหล็กยื่นในเสาและเหล็กนอนในคาน มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. ชั้นคุณภาพ SD40 ส่วนเหล็กปลอกมีขนาด 3 มม. มีค่าหน่วยแรงดึงที่

จุดครากเท่ากับ 299 MPa และขนาด 6 มม. มีหน่วยแรงดึงครากเท่ากับ 372 MPa คุณสมบัติของวัสดุของคอนกรีตและเหล็กเสริมแสดงไว้ในตารางที่ 4.5-4.6

ตารางที่ 4.5 กำลังอัดของคอนกรีตในแต่ละส่วนของโครงสร้าง

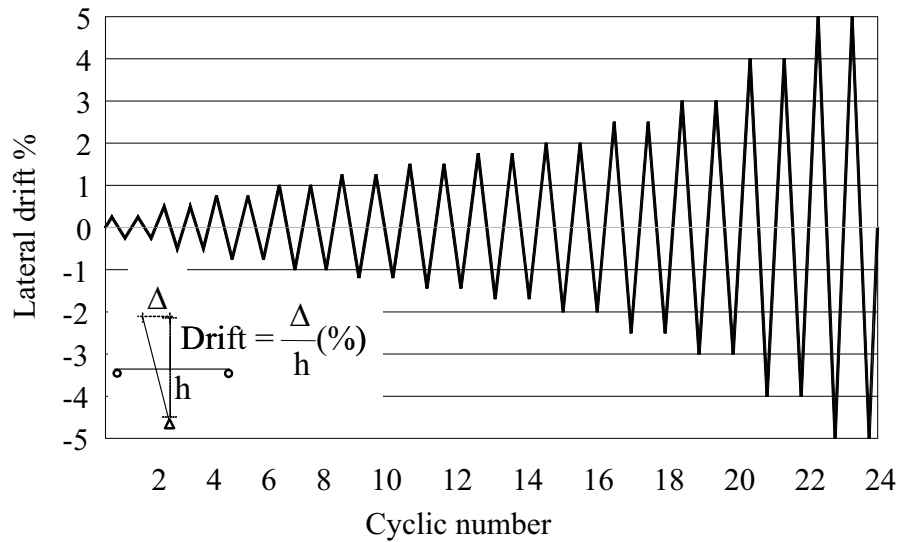
กำลังอัดประลัย f'_c , (MPa)	ชิ้นทดสอบ				
	JM	JR	JT	JB	JD
เสาต้นบน	24.2	30.3	23.6	28.0	29.7
คาน/จุดต่อ	27.3	28.7	23.7	21.3	30.2
เสาต้นล่าง	23.7	27.1	26.1	24.5	27.6

ตารางที่ 4.6 คุณสมบัติของเหล็กเสริมหลักและเหล็กปลอก

ชนิดของเหล็กเสริม	DB12 SD40	DB10 SD40	RB 6	RB 3
กำลังดึงคราก (MPa)	480	448	372	299
กำลังดึงประลัย (MPa)	614	593	467	373

4.2 การให้น้ำหนักบรรทุก

แรงที่ทำให้กระทำต่อชิ้นทดสอบในการทดลองเป็นแรงในแนวราบกึ่งสถิตแบบสลับทิศกระทำที่ปลายคานบนของเสา โดยผลักปลายเสาให้มีระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Relative inter-story drift) เท่ากับ 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1.0%,.... ของความยาวเสาไปข้างหน้าและผลักย้อนกลับจนมีระยะเคลื่อนตัว -0.25%, -0.5%, -0.75%, -1.0%,... ของความยาว ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์นี้สามารถคำนวณได้จากค่าการเคลื่อนตัวแนวราบที่ปลายบนของเสาหารด้วยความยาวเสาวัดจากปลายล่างสุดถึงปลายบนสุดของชิ้นทดสอบ การผลักเสาและดันกลับในทิศทางตรงกันข้ามจะกระทำเป็นรอบ โดยวนรอบซ้ำ 2 รอบที่ทุก ๆ ค่าระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เพื่อตรวจสอบความมีเสถียรภาพของ Hysteretic loop รูปแบบการให้น้ำหนักบรรทุกตามที่ได้อธิบายข้างต้นแสดงในรูปที่ 4.10 โดยแกนตั้งแสดงระยะเคลื่อนตัวที่ปลายบนของเสาโดยคิดเป็นเปอร์เซ็นต์ของความยาวเสา ส่วนแกนนอนแสดงหมายเลขของรอบการให้น้ำหนักบรรทุก การให้น้ำหนักบรรทุกจะกระทำต่อเนื่องไปเรื่อย ๆ จนชิ้นทดสอบวิบัติ โดยถือเอาจุดที่ชิ้นทดสอบรับน้ำหนักได้ต่ำกว่า 80 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุดเป็นจุดวิบัติ ภายหลังจากที่จุดต่อวิบัติแล้วยังคงผลักเสาต่อไปอีก เพื่อดูพฤติกรรมการลดลงของน้ำหนักบรรทุกหลังการวิบัติ วัตถุประสงค์ของการให้น้ำหนักสลับทิศเพื่อเป็นการจำลองการเคลื่อนตัวไปกลับของจุดต่อคาน-เสา ภายใต้แรงกระทำของแผ่นดินไหว และเพื่อให้ทราบพฤติกรรมการสลายพลังงานในรอบการเคลื่อนตัว



รูปที่ 4.10 รูปแบบการให้น้ำหนักบรรทุกทุกแฉับขึ้นทดสอบ

4.3 ข้อมูลที่ทำการวัดและบันทึก

เครื่องมือสำหรับบันทึกแรงกระทำได้แก่ Load cell ซึ่งติดตั้งกับ hydraulic actuator ขนาด 500 kN มีความละเอียด 0.25 kN ส่วนอุปกรณ์สำหรับวัดการเคลื่อนที่ต่าง ๆ ได้ใช้ displacement transducer ซึ่งมีความละเอียดและระยะในการวัดดังแสดงในตารางที่ 4.7 และในตารางที่ 4.8-4.12 ได้แสดงรายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดทั้งหมดของแต่ละขึ้นทดสอบ

ตารางที่ 4.7 ความแม่นยำและความสามารถของอุปกรณ์วัดที่ใช้ในการทดสอบ

อุปกรณ์วัด		ความแม่นยำ	ความสามารถ	หน่วย
Actuator Load Cell		0.25	500/-500	KN
Actuator LVDT		0.25	500/-500	mm
Displacement transducer	SDP-50C	0.01	50	mm
	SDP-100C	0.02	100	mm
	CDP-10	0.001	10	mm
	CDP-25	0.002	25	mm
	PI-5-100	0.001	+/-5	mm
	PI-5-200	0.001	+/-5	mm
	PI-2-100	0.001	+/-2	mm
	PI-2-100	0.001	+/-2	mm

ข้อมูลที่ใช้การวัดและบันทึกในการทดลองได้แก่

1. แรงกระทำและระยะเคลื่อนตัว (Load and displacement) ในแนวราบที่ปลายของเสา โดยแรงกระทำอ่านค่าจาก Load cell ที่ติดตั้งในหัวปลักไฮโดรลิกส์ ส่วนระยะการเคลื่อนตัวอ่านค่าจาก LVDT ที่ติดตั้ง ณ ตำแหน่งที่หัวปลักไฮโดรลิกส์กระทำ ดังรูปที่ 4.14 และ รูปที่ 4.22

2. การเปลี่ยนรูปเฉือน (Shear deformation) ของเสา คาน และของจุดต่อ โดยในเสามี 2 บริเวณ คือ เสาต้นบน (CZ1) และ เสาต้นล่าง (CZ2) (ดูรูปที่ 4.11) ในคานด้านซ้าย (BZ1) และด้านขวา (BZ2) ส่วนในจุดต่อคือ JZ การคำนวณการเปลี่ยนรูปเฉือนในแต่ละบริเวณสามารถคำนวณได้จากค่าที่บันทึกจาก LVDT 2 ตัวที่ติดตั้งในแนวทแยงกัน ดังรูปที่ 4.11 และรูปที่ 4.23 ซึ่งสมการที่ (4-5) เป็นสมการที่ใช้ในการคำนวณค่าการเปลี่ยนรูปเฉือน

$$\gamma = \frac{\Delta_1 - \Delta_2}{2L_g \cos \theta_x} \quad (4-5)$$

เมื่อ γ คือ การเปลี่ยนรูปเฉือน (เรเดียน)

Δ_1 และ Δ_2 คือค่าที่บันทึกได้จาก LVDT บนละด้านที่ติดตั้งในแนวทแยงกัน โดยมีค่าเป็น + เมื่อถูกดึงออก และมีค่าเป็น - เมื่อถูกกดเข้า

L_g คือระยะในแนวตั้งที่ทำการวัด

θ_x คือมุมที่ LVDT กระทำกับแนวราบ

3. มุมหมุนคด (Flexural rotation) ของเสา และคาน โดยบันทึกค่าจาก LVDT 2 ตัวที่ติดตั้งบนละด้านขององค์อาคาร (รูปที่ 4.12 และรูปที่ 4.23) การคำนวณมุมหมุนคดในแต่ละบริเวณสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (4-6)

$$\theta = \frac{\Delta_1 - \Delta_2}{L_h} \quad (4-6)$$

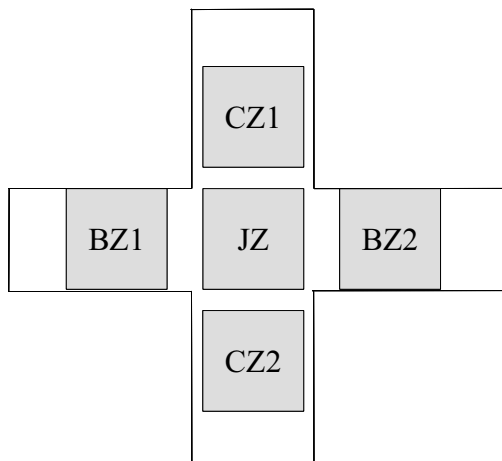
เมื่อ θ คือมุมหมุนคด (เรเดียน)

Δ_1 และ Δ_2 คือค่าที่บันทึกได้จาก LVDT บนละด้านขององค์อาคาร โดยมีค่าเป็น + เมื่อถูกดึงออก และมีค่าเป็น - เมื่อถูกกดเข้า

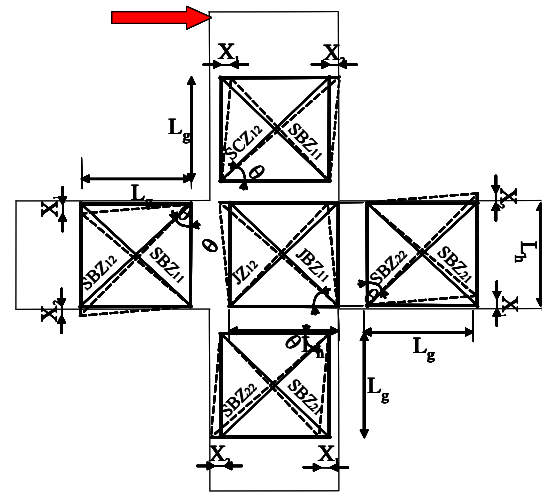
L_h คือระยะห่างระหว่าง LVDT ทั้ง 2 ตัวที่ติดตั้ง

4. มุมหมุนเกร็ง (Rocking angle) จากผลของการรูดไถลของเหล็กเสริมบนในคานที่ผ่านจุดต่อวัดได้จาก LVDT 2 ตัวที่ติดตั้งด้านบนและล่างคาน ซึ่งใช้วัดการเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นที่หน้าเสา (รูปที่ 4.13 และ รูปที่ 4.23) สมการที่ใช้คำนวณมุมหมุนเกร็งสามารถคำนวณได้เช่นเดียวกับสมการที่ (4-6)

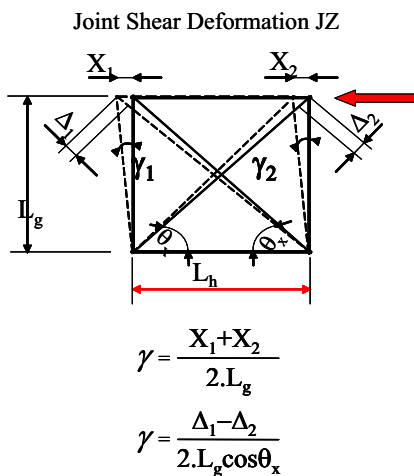
5. ความเครียดในเหล็กยื่นในเสา เหล็กนอนในคาน และเหล็กถูกตึงในเสา และในคาน โดยเน้นที่เหล็กนอนในคานที่ตรงรอยต่อระหว่างคานและเสา การวัดความเครียดได้ใช้ strain gage ที่ติดตั้ง ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ของเหล็กเสริมก่อนการหล่อคอนกรีต รายละเอียดของตำแหน่งการติดตั้ง strain gage ได้แสดงในรูปที่ 4.24- 4.33 และในตารางที่ 4.8-4.12 สำหรับชั้นทดสอบ JM JR JT JB และ JD ตามลำดับ



(ก) บริเวณองค์อาคารที่ติดตั้งอุปกรณ์วัด

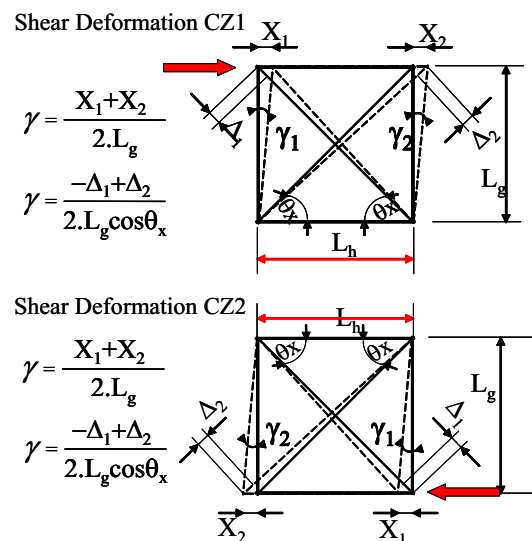


(ข) การวัดการเปลี่ยนรูปเฉือนที่แต่ละองค์อาคาร

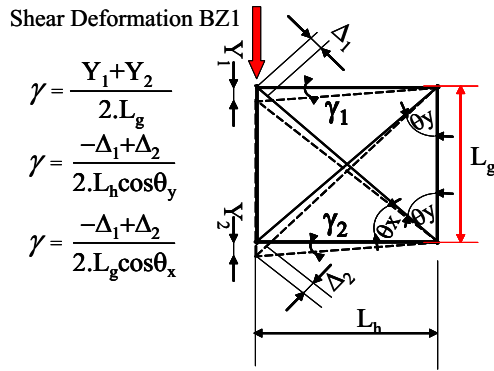


(ค) การเปลี่ยนรูปเฉือนในจุดต่อ

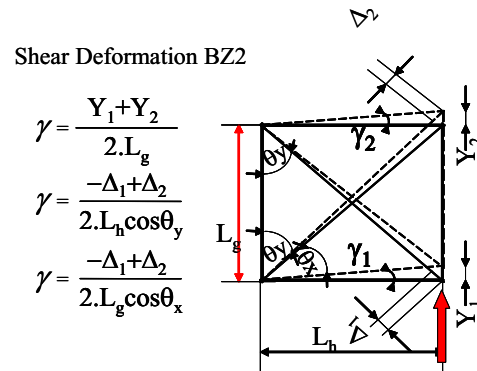
รูปที่ 4.11 แสดงตำแหน่ง การติดตั้งอุปกรณ์ และการคำนวณการเปลี่ยนรูปเฉือน



(ง) การเปลี่ยนรูปเฉือนในเสาด้านบนและล่าง

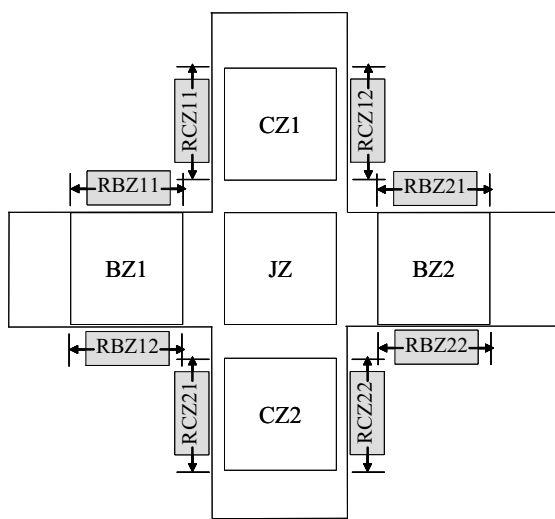


(จ) การเปลี่ยนรูปเฉือนในคานด้านซ้าย

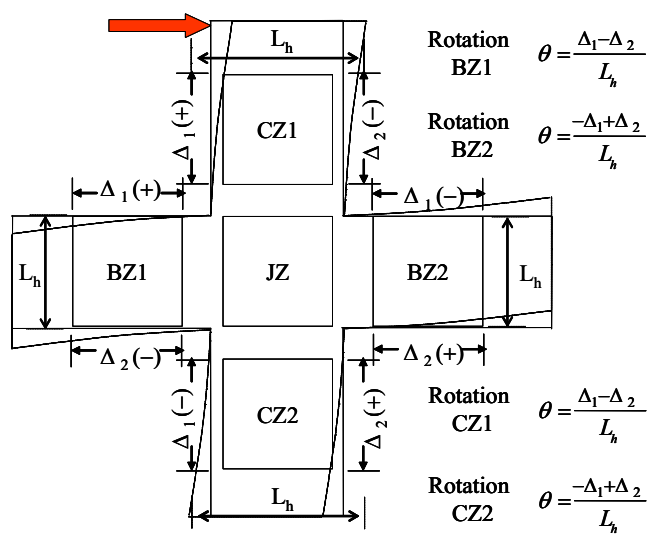


(ฉ) การเปลี่ยนรูปเฉือนในคานด้านขวา

รูปที่ 4.11 แสดงตำแหน่ง การติดตั้งอุปกรณ์ และการคำนวณการเปลี่ยนรูปเฉือน (ต่อ)

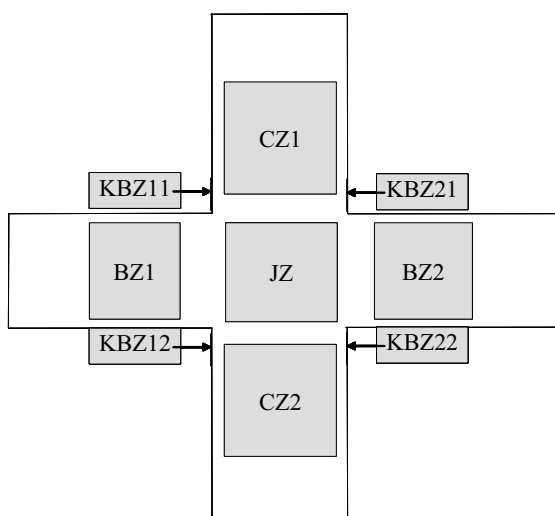


(ก) ตำแหน่งที่วัดมูเมนต์

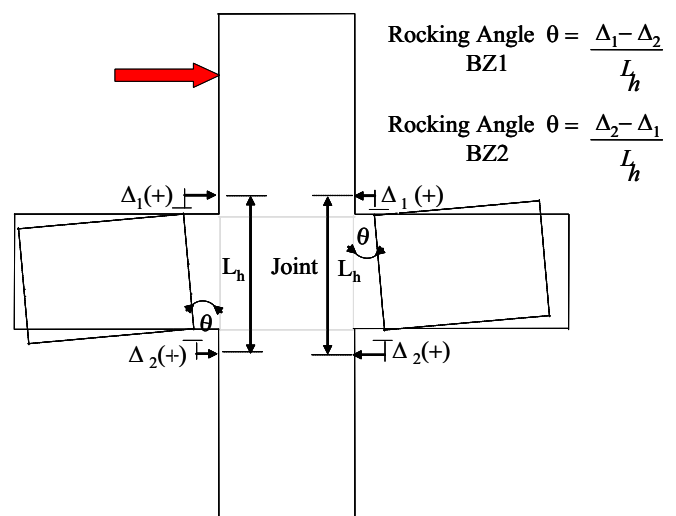


(ข) การวัดมูเมนต์ในคานและเสา

รูปที่ 4.12 แสดงตำแหน่ง การติดตั้งอุปกรณ์ และการคำนวณมูเมนต์



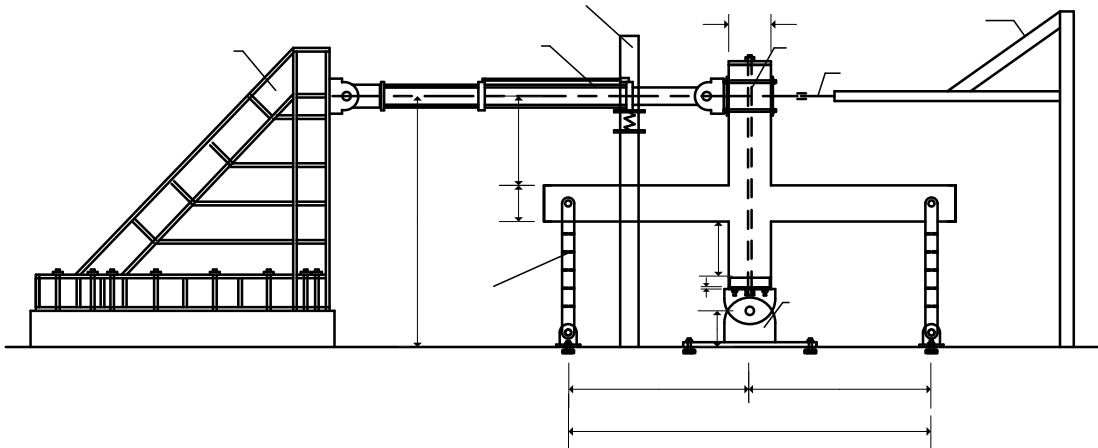
(ก) ตำแหน่งที่วัดมูเมนต์



(ข) การวัดมูเมนต์ในคาน

รูปที่ 4.13 แสดงตำแหน่ง การติดตั้งอุปกรณ์และการคำนวณมูเมนต์

การติดตั้งขั้นตอนทดสอบ อุปกรณ์วัด และหัวปลักไฮดรอลิกส์ (Hydraulic actuator) สำหรับให้แรงดันแสดงดังในรูปที่ 4.14 หัวปลักไฮดรอลิกส์ติดตั้งอยู่บนผนังปฏิกิริยา (Reaction wall) ซึ่งยึดติดแน่นอยู่กับพื้น โดยผนังปฏิกิริยานี้สามารถต้านทานแรงในแนวราบได้สูงสุด 50 ตัน รูปที่ 4.15-4.22 แสดงภาพถ่ายการติดตั้งอุปกรณ์และเครื่องมือวัดในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 4.14 การติดตั้งขั้นตอนทดสอบในห้องปฏิบัติการ



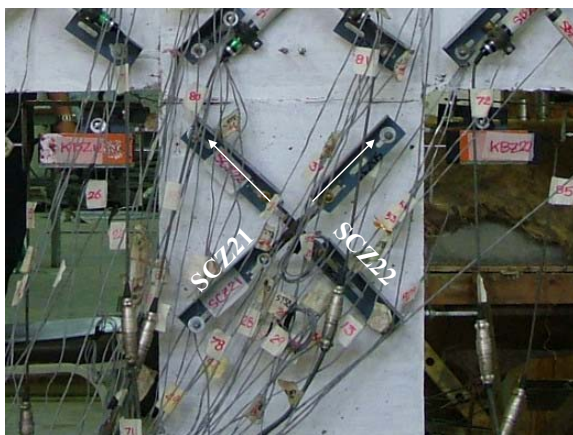
รูปที่ 4.15 ภาพถ่ายแสดงการติดตั้งเครื่องมือวัดขั้นตอนทดสอบ Reaction Frame



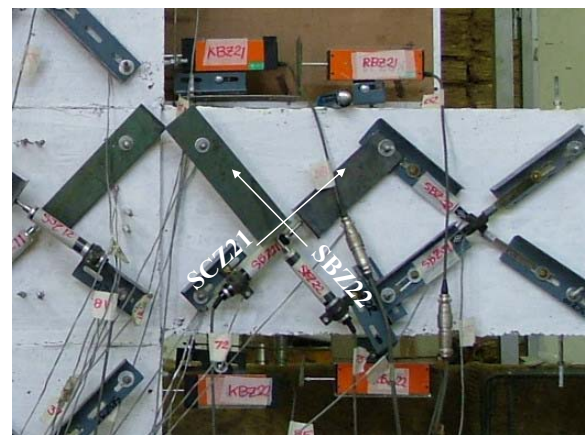
รูปที่ 4.16 ภาพถ่ายเครื่องมือวัดมุมหมุนตัดในเสา



รูปที่ 4.17 ภาพถ่ายเครื่องมือวัดมุมหมุนตัดในคาน



รูปที่ 4.18 เครื่องมือวัดการเปลี่ยนรูปเฉือนในเสา



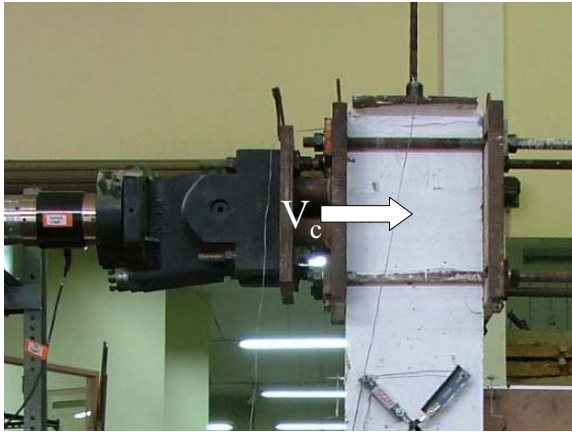
รูปที่ 4.19 เครื่องมือวัดการเปลี่ยนรูปเฉือนในคาน



รูปที่ 4.20 เครื่องมือวัดการเปลี่ยนรูปเฉือนในจุดต่อ



รูปที่ 4.21 เครื่องมือวัดมุมหมุนเกร็งในคาน



รูปที่ 4.22 ภาพถ่าย Load cell ที่หัวปลักไฮดรอลิกส์

ตารางที่ 4.8 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขึ้นทดสอบ JM

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD	Actuator	Actuator	Lateral Force at top column	0.5
1	LVDT	Actuator	Actuator	Lateral Displ at top column	0.5
2	RBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rotation Measuring in zone 1	1
3	RBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rotation Measuring in zone 1	1
4	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation Measuring in zone 2	1
5	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation Measuring in zone 2	1
6	RCZ11	PI-5-200	Top Column	Rotation Measuring in zone 1	1
7	RCZ12	PI-5-200	Top Column	Rotation Measuring in zone 1	1
8	RCZ21	PI-5-200	Bottom Column	Rotation Measuring in zone 2	1
9	RCZ22	PI-5-200	Bottom Column	Rotation Measuring in zone 2	1
10	SBZ11	CDP-25	Left-Beam	Shear Measuring in zone1	2
11	SBZ12	CDP-25	Left-Beam	Shear Measuring in zone 1	2
12	SBZ21	CDP-25	Right-Beam	Shear Measuring in zone 2	2
13	SBZ22	CDP-25	Right-Beam	Shear Measuring in zone 2	2
14	SCZ11	PI-2-200	Top Column	Shear Measuring in zone 1	1
15	SCZ12	PI-2-200	Top Column	Shear Measuring in zone 1	1
16	SCZ21	PI-2-200	Bottom Column	Shear Measuring in zone 2	1
17	SCZ22	PI-2-200	Bottom Column	Shear Measuring in zone 2	1
18	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear Measuring in joint zone	2
19	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear Measuring in joint zone	2
20	KBZ11	SDP-50C	Left-Beam	Rocking measuring in zone1	1
21	KBZ12	SDP-50C	Left-Beam	Rocking measuring in zone1	1
22	KBZ21	CDP-10C	Right-Beam	Rocking measuring in zone2	1
23	KBZ22	CDP-10C	Right-Beam	Rocking measuring in zone2	1
24	STBTL-1	FLA-5-11	Top-beam	Left top beam	0.9434
25	STBTL-1'	FLA-5-11	Top-beam	Left top Joint	0.9434
26	STBTR-1	FLA-5-11	Top-beam	Right top Joint	0.9434
27	STBTR-1'	FLA-5-11	Top-beam	Right top beam	0.9434
28	STBBL-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot beam	0.9434
29	STBBL-1'	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot Joint	0.9434

ตารางที่ 4.8 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JM (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
30	STBBR-1'	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot Joint	0.9434
31	STBBR-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot beam	0.9434
32	STCTL-2	FLA-5-11	Left-column	Left top column 2	0.9434
33	STCTL-1	FLA-5-11	Left-column	Left top column 1	0.9434
34	STCML	FLA-5-11	Left-column	Left joint	0.9434
35	STCBL-1	FLA-5-11	Left-column	Left bot column 1	0.9434
36	STCTR-2	FLA-5-11	Right-column	Right top column 2	0.9434
37	STCTR-1	FLA-5-11	Right-column	Right top column 1	0.9434
38	STCMR	FLA-5-11	Right-column	Right joint	0.9434
39	STCBR-1	FLA-5-11	Right-column	Right bot column 1	0.9434
40	STCTT-1	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
41	STCTT-1'	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
42	STCBT-1	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on top col	0.9434
43	STCBT-1'	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on bot col	0.9434
44	STBLT-1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
45	STBLT-1'	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
46	STBRT-1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
47	STBRT-1'	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
48	PTT1	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434
49	PTT2	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434

ตารางที่ 4.9 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขึ้นทดสอบ JR

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD	Actuator	Actuator	Lateral Force at top column	0.5
1	LVDT	Actuator	Actuator	Lateral Displ at top column	0.5
2	RBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rotation Measuring in zone 1	1
3	RBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rotation Measuring in zone 1	1
4	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation Measuring in zone 2	1
5	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation Measuring in zone 2	1
6	RCZ11	PI-5-200	Top Column	Rotation Measuring in zone 1	1
7	RCZ12	PI-5-200	Top Column	Rotation Measuring in zone 1	1
8	RCZ21	PI-5-200	Bottom Column	Rotation Measuring in zone 2	1
9	RCZ22	PI-5-200	Bottom Column	Rotation Measuring in zone 2	1
10	SBZ11	CDP-25	Left-Beam	Shear Measuring in zone1	2
11	SBZ12	CDP-25	Left-Beam	Shear Measuring in zone 1	2
12	SBZ21	CDP-25	Right-Beam	Shear Measuring in zone 2	2
13	SBZ22	CDP-25	Right-Beam	Shear Measuring in zone 2	2
14	SCZ11	PI-2-200	Top Column	Shear Measuring in zone 1	1
15	SCZ12	PI-2-200	Top Column	Shear Measuring in zone 1	1
16	SCZ21	PI-2-200	Bottom Column	Shear Measuring in zone 2	1
17	SCZ22	PI-2-200	Bottom Column	Shear Measuring in zone 2	1
18	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear Measuring in joint zone	2
19	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear Measuring in joint zone	2
20	KBZ11	SDP-50C	Left-Beam	Rocking measuring in zone1	1
21	KBZ12	SDP-50C	Left-Beam	Rocking measuring in zone1	1
22	KBZ21	CDP-10C	Right-Beam	Rocking measuring in zone2	1
23	KBZ22	CDP-10C	Right-Beam	Rocking measuring in zone2	1
24	STBTL-1	FLA-5-11	Top-beam	Left top beam	0.9434
25	STBTL-1'	FLA-5-11	Top-beam	Left top Joint	0.9434
26	STBTR-1	FLA-5-11	Top-beam	Right top Joint	0.9434
27	STBTR-1'	FLA-5-11	Top-beam	Right top beam	0.9434
28	STBBL-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot beam	0.9434
29	STBBL-1'	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot Joint	0.9434

ตารางที่ 4.9 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JR (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
30	STBBR-1'	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot Joint	0.9434
31	STBBR-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot beam	0.9434
32	STCTL-2	FLA-5-11	Left-column	Left top column 2	0.9434
33	STCTL-1	FLA-5-11	Left-column	Left top column 1	0.9434
34	STCML	FLA-5-11	Left-column	Left joint	0.9434
35	STCBL-1	FLA-5-11	Left-column	Left bot column 1	0.9434
36	STCTR-2	FLA-5-11	Right-column	Right top column 2	0.9434
37	STCTR-1	FLA-5-11	Right-column	Right top column 1	0.9434
38	STCMR	FLA-5-11	Right-column	Right joint	0.9434
39	STCBR-1	FLA-5-11	Right-column	Right bot column 1	0.9434
40	STCTT-1	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
41	STCTT-1'	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
42	STCBT-1	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on top col	0.9434
43	STCBT-1'	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on bot col	0.9434
44	STBLT-1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
45	STBLT-1'	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
46	STBRT-1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
47	STBRT-1'	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
48	STTJT	FLA-5-11	Top-joint	Transverse rein, on top	0.943
49	STTJB	FLA-5-11	Bottom-joint	Transverse rein, on bottom	0.943
50	PTT1	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434
51	PTT2	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434

ตารางที่ 4.10 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JT

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD		Actuator	Lateral Force at top column	0.5
1	LVDT		Actuator	Lateral Displ at top column	0.5
2	RCZ21	PI-5-200	Bot-column	Rotation measuring in zone2	1
3	RCZ22	PI-5-200	Bot-column	Rotation measuring in zone2	1
4	RCZ11	PI-5-200	Top-column	Rotation measuring in zone1	1
5	RCZ12	PI-5-200	Top-column	Rotation measuring in zone1	1
6	RBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rotation measuring in zone1	1
7	RBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rotation measuring in zone1	1
8	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1
9	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1
10	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1
12	KBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1
13	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1
14	KBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1
16	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2
17	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2
18	SBZ11	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2
19	SBZ12	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2
20	SBZ21	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2
21	SBZ22	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2
22	SCZ21	PI-5-200	Bot-column	Shear measuring in zone2	1
23	SCZ22	PI-5-200	Bot-column	Shear measuring in zone2	1
24	SCZ11	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1
25	SCZ12	PI-5-200	Top-column	Shear measuring in zone1	1
30	STBTL	FLA-5-11	Top-beam	Left top. beam	0.9434
31	STBTM	FLA-5-11	Top-beam	Mid top beam	0.9434
32	STBTR	FLA-5-11	Top-beam	Right top beam	0.9434
37	STBBL	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot. beam	0.9434
38	STBBM	FLA-5-11	Bottom-beam	Mid bot beam	0.9434
39	STBBR	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot beam	0.9434

ตารางที่ 4.10 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JT (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
44	STBSL	FLA-5-11	Side-beam	Left side. beam	0.9434
45	STBSM	FLA-5-11	Side-beam	Mid side beam	0.9434
46	STBSR	FLA-5-11	Side-beam	Right side beam	0.9434
51	STCBR	FLA-5-11	Right-column	Right bot. column	0.9434
52	STCMR	Down	Right -column	Right middle column	0.9434
53	STCTR	FLA-5-11	Right -column	Right top column	0.9434
54	STCBL	FLA-5-11	Left-column	Left bot. column	0.9434
55	STCML	FLA-5-11	Left -column	Left middle column	0.9434
56	STCTL	FLA-5-11	Left -column	Left top column	0.9434
58	STBLT-0	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
59	STBLT-1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
60	STBLT-2	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
61	STBRT-0	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
62	STBRT-1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
63	STBRT-2	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
64	STCTT-1	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
65	STCTT-2	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
66	STCBT-1	FLA-5-11	Bottom-column	Transverse rein. on bot col	0.9434
67	STCBT-2	FLA-5-11	Bottom-column	Transverse rein. on bot col	0.9434
68	STJTT	FLA-5-11	Top-Joint zone	Transverse rein. on joint zone	0.9434
69	STJBT	FLA-5-11	Bot-Joint zone	Transverse rein. on joint zone	0.9434

ตารางที่ 4.11 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JB

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD		Actuator	Lateral Force at top column	0.5
1	LVDT		Actuator	Lateral Displ at top column	0.5
14	STBTL-1	FLA-5-11	Top-beam	Left top beam	0.9434
15	STBTL-0	FLA-5-11	Top-beam	Left top Joint	0.9434
16	STBTR-0	FLA-5-11	Top-beam	Right top Joint	0.9434
17	STBTR-1	FLA-5-11	Top-beam	Right top beam	0.9434
22	STBBL-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot beam	0.9434
23	STBBL-0	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot Joint	0.9434
24	STBBR-0	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot Joint	0.9434
25	STBBR-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot beam	0.9434
26	STBSL-1	FLA-5-11	Side-beam	Left side beam	0.9434
27	STBSL-0	FLA-5-11	Side-beam	Left side joint	0.9434
28	STBSR-0	FLA-5-11	Side-beam	Right side joint	0.9434
29	STBSR-1	FLA-5-11	Side-beam	Right side beam	0.9434
30	STCTL-2	FLA-5-11	Left-column	Left top column 2	0.9434
31	STCTL-1	FLA-5-11	Left-column	Left top column 1	0.9434
32	STCTL-0	FLA-5-11	Left-column	Left top joint	0.9434
33	STCBL-0	FLA-5-11	Left-column	Left bot joint	0.9434
34	STCBL-1	FLA-5-11	Left-column	Left bot column 1	0.9434
35	STCTR-2	FLA-5-11	Right-column	Right top column 2	0.9434
36	STCTR-1	FLA-5-11	Right-column	Right top column 1	0.9434
37	STCTR-0	FLA-5-11	Right-column	Right top joint	0.9434
38	STCBR-0	FLA-5-11	Right-column	Right bot joint	0.9434
39	STCBR-1	FLA-5-11	Right-column	Right bot column 1	0.9434
40	STCTR-2C	FLA-5-11	Conner-col.	Conner Right top column 2	0.9434
41	STCTR-1C	FLA-5-11	Conner-col.	Conner Right top column 1	0.9434
42	STCTR-0C	FLA-5-11	Conner-col.	Conner Right top joint	0.9434
43	STCBR-0C	FLA-5-11	Conner-col.	Conner Right bottom joint	0.9434
44	STCBR-1C	FLA-5-11	Conner-col.	Conner Right bottom column1	0.9434
45	STCTT-1	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434

ตารางที่ 4.11 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JB (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
46	STCTT-2	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
47	STCBT-1	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on bot col	0.9434
48	STCBT-1	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on top col	0.9434
49	STCBT-2	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on bot col	0.9434
50	STCBT-2	FLA-5-11	Bottom-col.	Transverse rein. on bot col	0.9434
51	STBLT-1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
52	STBLT-2	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
53	STBRT-1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
54	STBRT-2	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
55	PTT1	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434
56	PTT2	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434
60	RBZ11	SDP-100C	Left -beam	Rotation measuring in BZ1	2
61	RBZ12	SDP-100C	Left -beam	Rotation measuring in BZ1	2
62	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in BZ2	1
63	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in BZ2	1
64	RBZ31	PI-5-200	Right-beam	Rotation measuring in BZ3	1
65	RBZ32	PI-5-100	Right-beam	Rotation measuring in BZ3	1
66	RCZ21	PI-5-200	Bot-column	Rotation measuring in CZ2	1
67	RCZ22	PI-5-200	Bot-column	Rotation measuring in CZ2	1
68	RCZ11	PI-5-200	Top-column	Rotation measuring in CZ1	1
69	RCZ12	PI-5-200	Top-column	Rotation measuring in CZ1	1
70	SBZ11	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in BZ1	2
71	SBZ12	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in BZ1	2
72	SBZ21	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in BZ2	2
73	SBZ22	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in BZ2	2
74	SBZ31	PI-5-100	Right-beam	Shear measuring in BZ3	1
75	SBZ32	PI-5-100	Right-beam	Shear measuring in BZ3	1
76	SCZ21	PI-2-200	Bot-column	Shear measuring in CZ2	0.5
77	SCZ22	PI-2-200	Bot-column	Shear measuring in CZ2	0.5
78	SCZ11	PI-2-200	Top-column	Shear measuring in CZ1	0.5

ตารางที่ 4.11 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JB (ต่อ)

CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
79	SCZ12	PI-2-200	Top-column	Shear measuring in CZ1	0.5
80	SJZ11	CDP-25	Joint	Shear measuring in JZ1	2
81	SJZ12	CDP-25	Joint	Shear measuring in JZ1	2
82	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in BZ1	1
83	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in BZ1	1
84	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in BZ2	1
85	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in BZ2	1
90	DDT1	CDP-100C	Top column	Lateral Displ at top column	3
91	DDT4	SDP- 50C	Reaction Supp	Lateral Displ at support	1
92	DDT2	SDP-100C	Right beam end	Lateral Displ at right beam	2
93	DDT3	SDP-100C	Left beam end	Lateral Displ at left beam	2

ตารางที่ 4.12 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JD

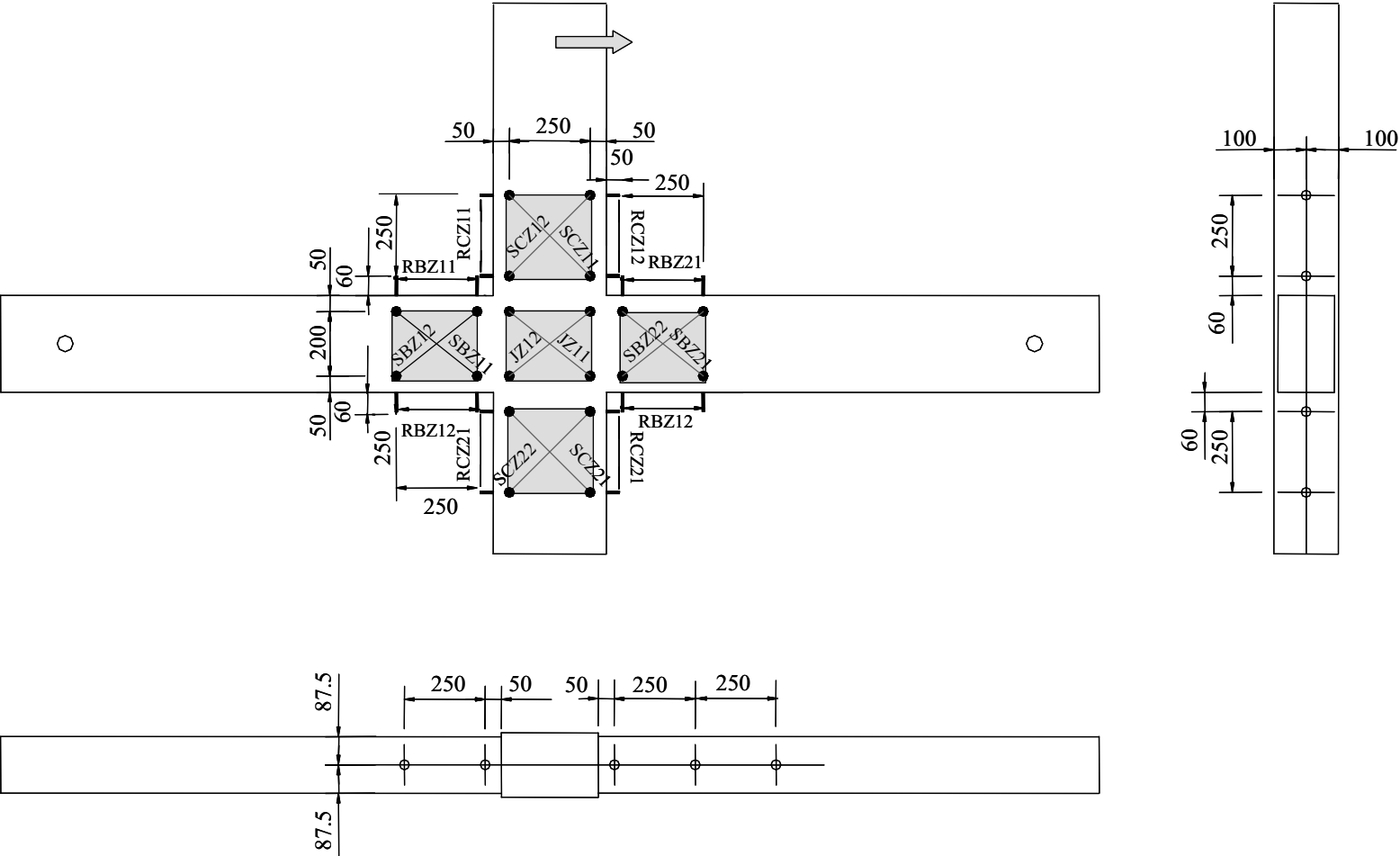
CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
0	LOAD		Actuator	Lateral Force at top column	0.5
1	LVDT		Actuator	Lateral Displ at top column	0.5
10	STBTL-1	FLA-5-11	Top-beam	Left top beam	0.9434
11	STBTL-0	FLA-5-11	Top-beam	Left top Joint	0.9434
12	STBBR-0	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot Joint	0.9434
13	STBBR-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Right bot beam	0.9434
18	STBBL-1	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot beam	0.9434
19	STBBL-0	FLA-5-11	Bottom-beam	Left bot Joint	0.9434
20	STBTR-0	FLA-5-11	Top-beam	Right top Joint	0.9434
21	STBTR-1	FLA-5-11	Top-beam	Right top beam	0.9434
30	STCTL-2	FLA-5-11	Left-column	Left top column 2	0.9434
31	STCTL-1	FLA-5-11	Left-column	Left top column 1	0.9434
32	STCTL-0	FLA-5-11	Left-column	Left top column 0	0.9434
33	STCBL-0	FLA-5-11	Left-column	Left bot column 0	0.9434
34	STCBL-1	FLA-5-11	Left-column	Left bot column 1	0.9434
35	STCTR-2	FLA-5-11	Right-column	Right top column 2	0.9434
36	STCTR-1	FLA-5-11	Right-column	Right top column 1	0.9434
37	STCTR-0	FLA-5-11	Right-column	Right top column 0	0.9434
38	STCBR-0	FLA-5-11	Right-column	Right bot column 0	0.9434
39	STCBR-1	FLA-5-11	Right-column	Right bot column 1	0.9434
40	STCTR-2C	FLA-5-11	Conner-col.	Conner Right top column 2	0.9434
41	STCTL-1C	FLA-5-11	Conner-column	Conner Right top column 1	0.9434
42	STCTL-0C	FLA-5-11	Conner-column	Conner Right top column 0	0.9434
43	STCBL-0C	FLA-5-11	Conner-column	Conner Right bot column 0	0.9434
44	STCBL-1C	FLA-5-11	Conner-column	Conner Right bot column 1	0.9434
45	STCTT-1	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
46	STCTT-2	FLA-5-11	Top-column	Transverse rein. on top col	0.9434
47	STCBT-1	FLA-5-11	Bottom-column	Transverse rein. on bot col	0.9434
49	STCBT-2	FLA-5-11	Bottom-column	Transverse rein. on bot col	0.9434
51	STBLT-1	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434

ตารางที่ 4.12 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JD (ต่อ)

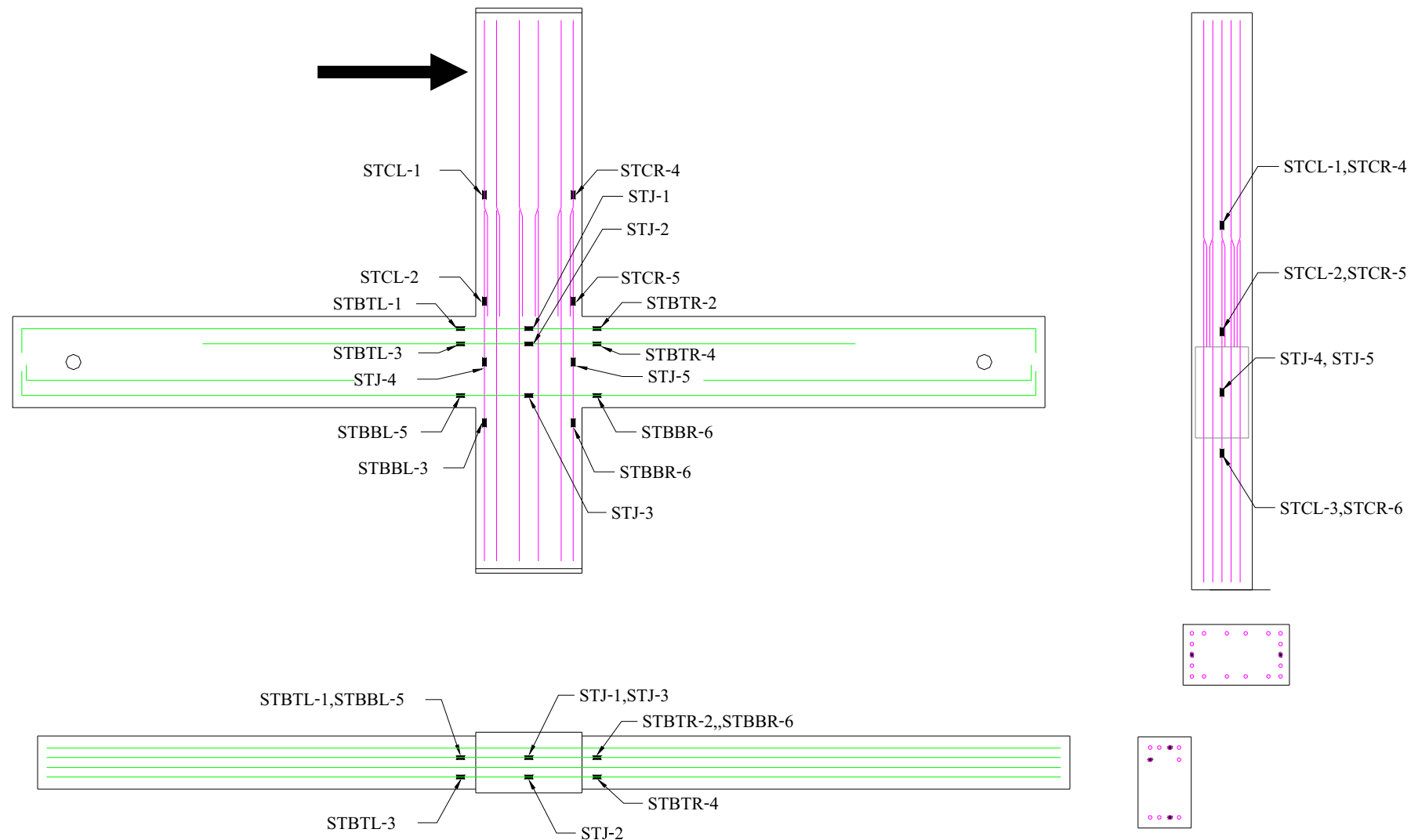
CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
52	STBLT-2	FLA-5-11	Left-beam	Transverse rein. on left beam	0.9434
53	STBRT-1	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
54	STBRT-2	FLA-5-11	Right-beam	Transverse rein. on right beam	0.9434
55	PTT1	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434
56	PTT2	FLA-5-11	PC-wire	Strain of PC wire	0.9434
60	RBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rotation measuring in zone1	1
61	RBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rotation measuring in zone1	1
62	RBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1
63	RBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rotation measuring in zone2	1
64	RBZ31	PI-5-200	Right-beam	Rotation measuring in zone3	1
65	RBZ32	PI-5-100	Right-beam	Rotation measuring in zone3	1
66	RCZ11	PI-5-200	Top-column	Rotation measuring in zone1	1
67	RCZ12	PI-5-200	Top-column	Rotation measuring in zone1	1
68	RCZ21	PI-5-200	Bot-column	Rotation measuring in zone2	1
69	RCZ22	PI-5-200	Bot-column	Rotation measuring in zone2	1
70	SBZ11	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2
71	SBZ12	CDP-25	Left -beam	Shear measuring in zone1	2
72	SBZ21	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2
73	SBZ22	CDP-25	Right-beam	Shear measuring in zone2	2
75	SBZ31	PI-2-200	Right-beam	Shear measuring in zone3	0.5
74	SBZ32	PI-2-200	Right-beam	Shear measuring in zone3	0.5
76	SCZ11	PI-2-100	Top-column	Shear measuring in zone1	0.5
77	SCZ12	PI-2-100	Top-column	Shear measuring in zone1	0.5
78	SCZ21	PI-2-100	Bot-column	Shear measuring in zone2	0.5
79	SCZ22	PI-2-100	Bot-column	Shear measuring in zone2	0.5
80	SJZ11	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2

ตารางที่ 4.12 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขั้นตอนทดสอบ JD (ต่อ)

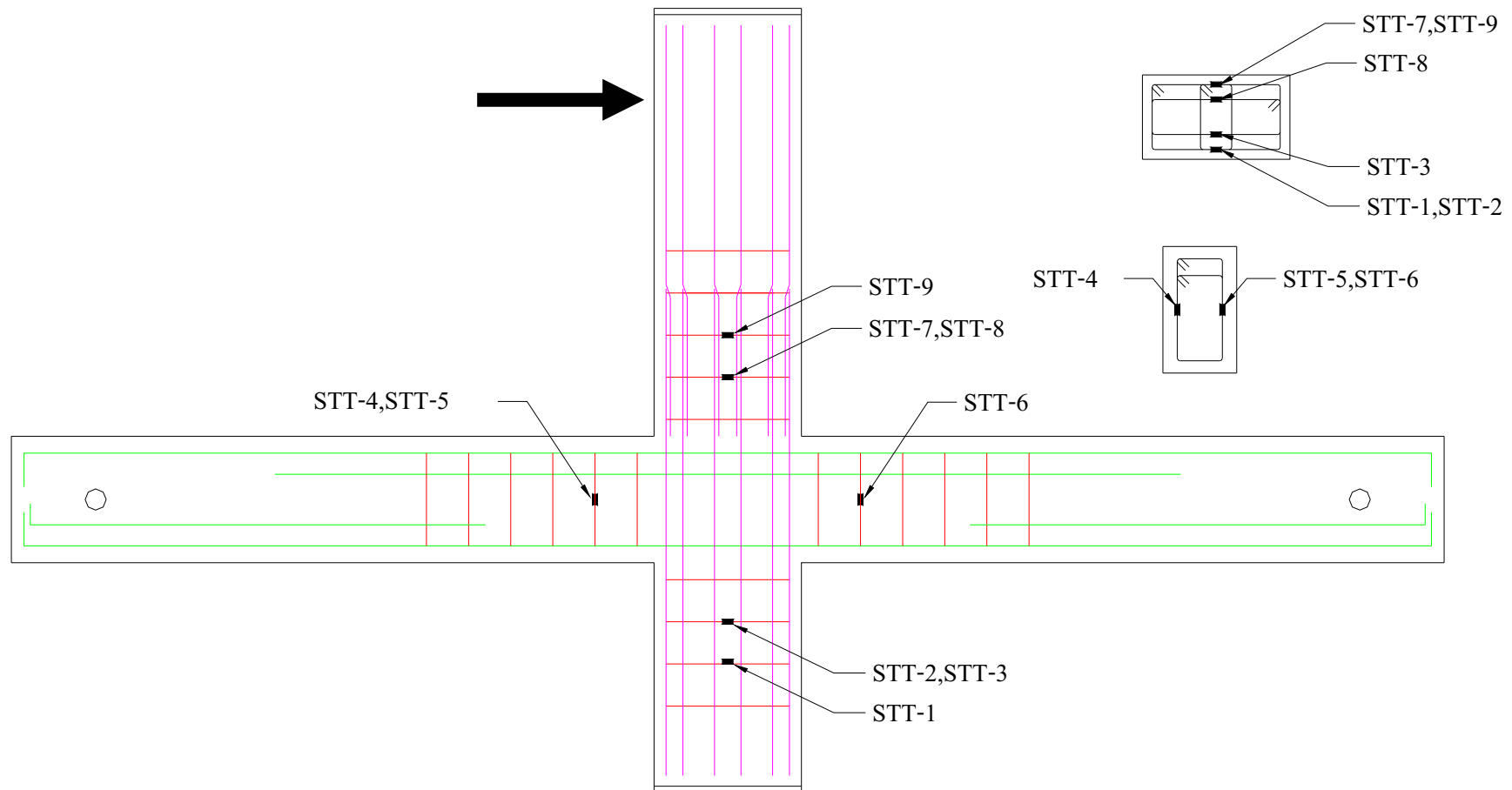
CH-No	Code	Gage type	Position	Description	C
81	SJZ12	CDP-25	Joint zone	Shear measuring in joint zone	2
82	KBZ11	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1
83	KBZ12	SDP-50C	Left -beam	Rocking measuring in zone1	1
84	KBZ21	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1
85	KBZ22	SDP-50C	Right-beam	Rocking measuring in zone2	1



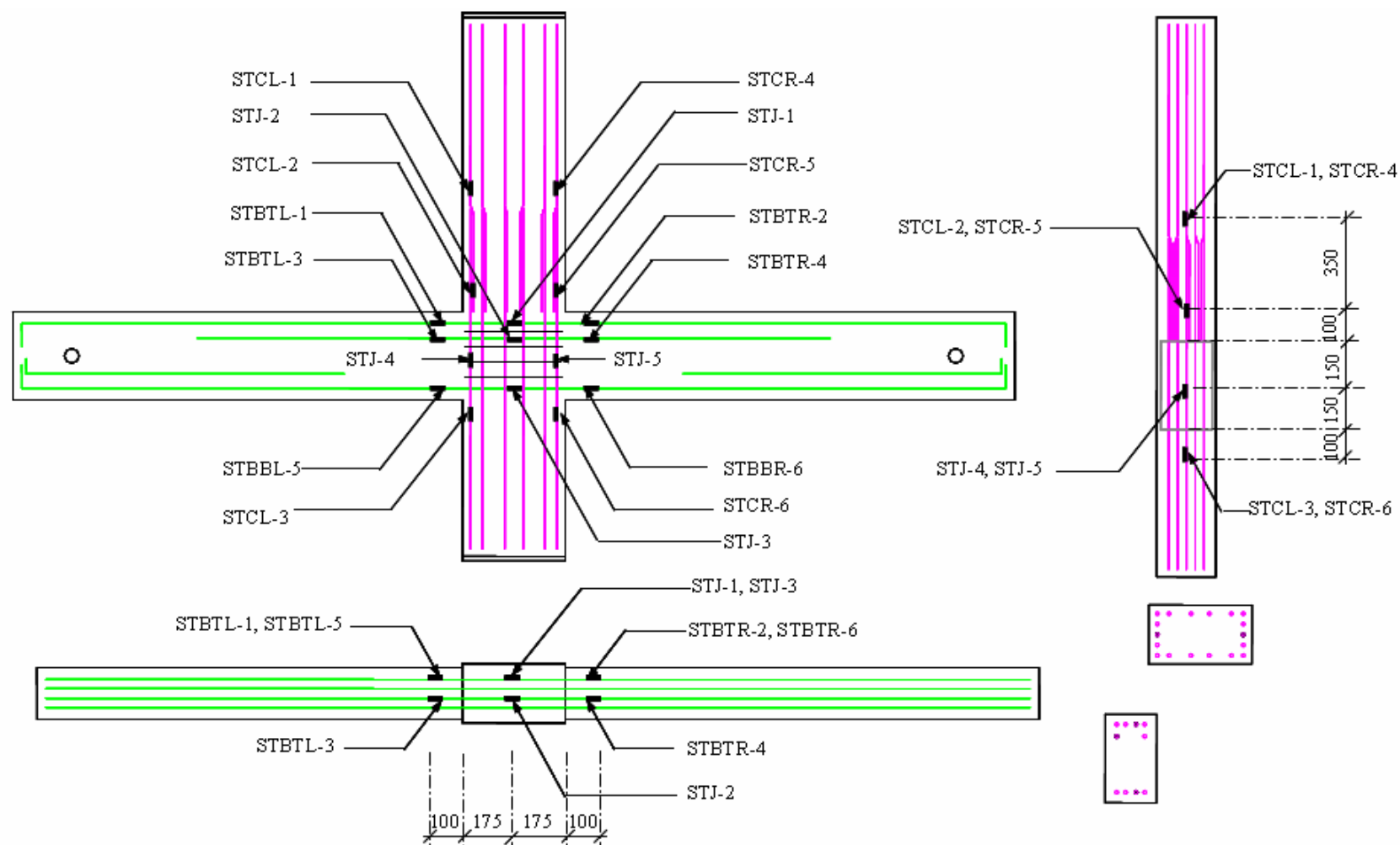
รูปที่ 4.23 แสดงการติดตั้งอุปกรณ์วัดสำหรับขึ้นทดสอบ



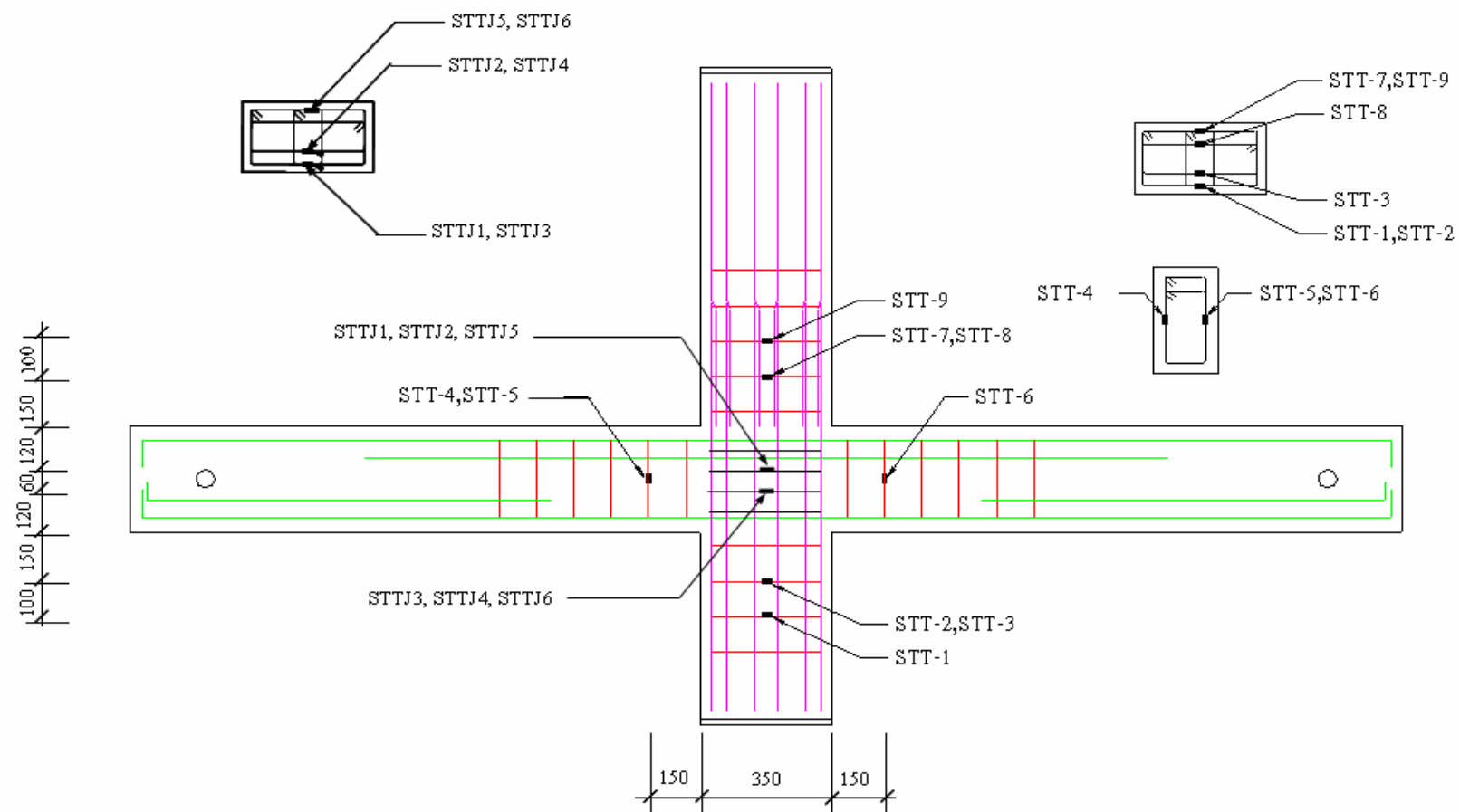
รูปที่ 4.24 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กตามยาวสำหรับขึ้นทดสอบ JM



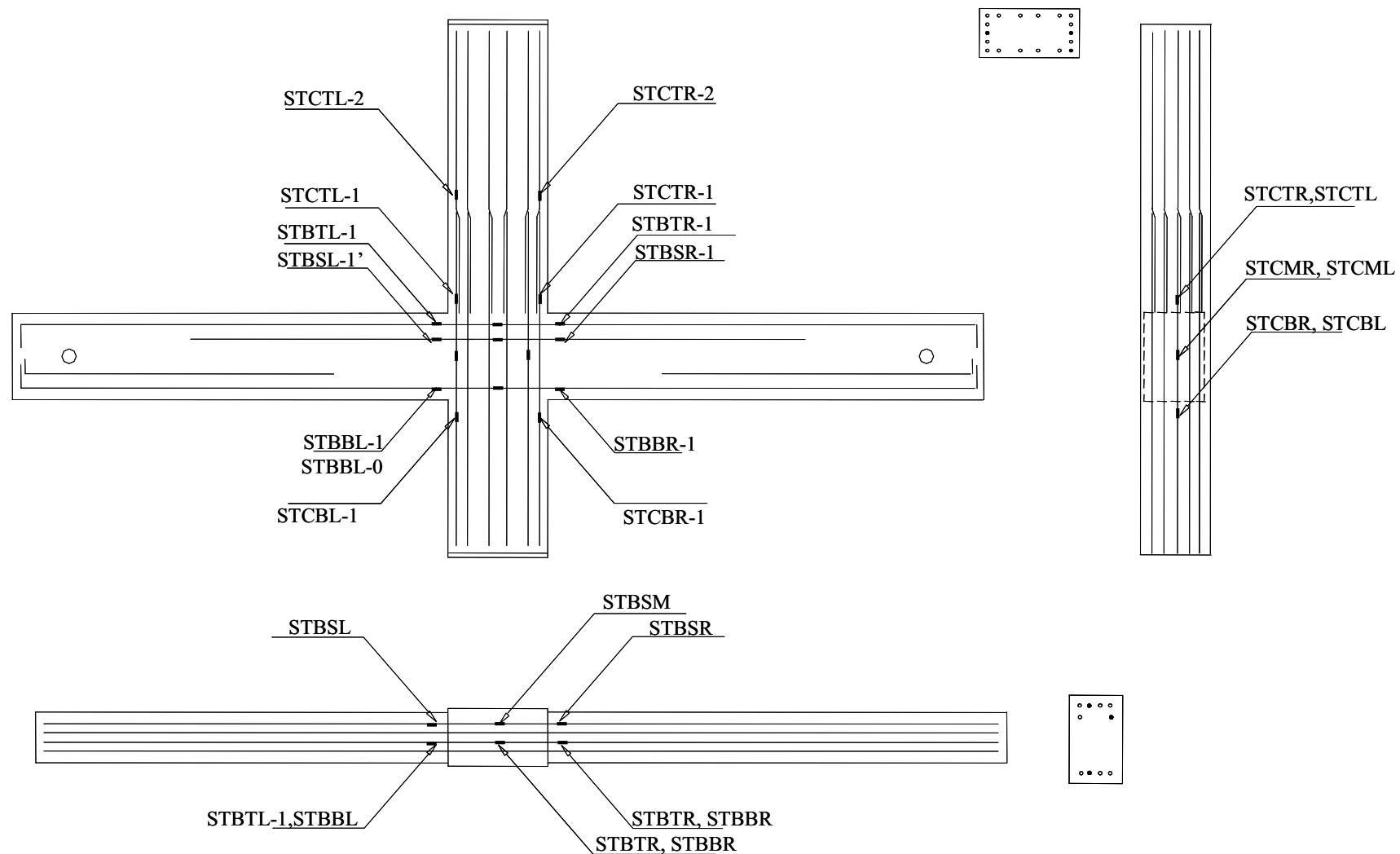
รูปที่ 4.25 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กปลอกสำหรับขึ้นทดสอบ JM



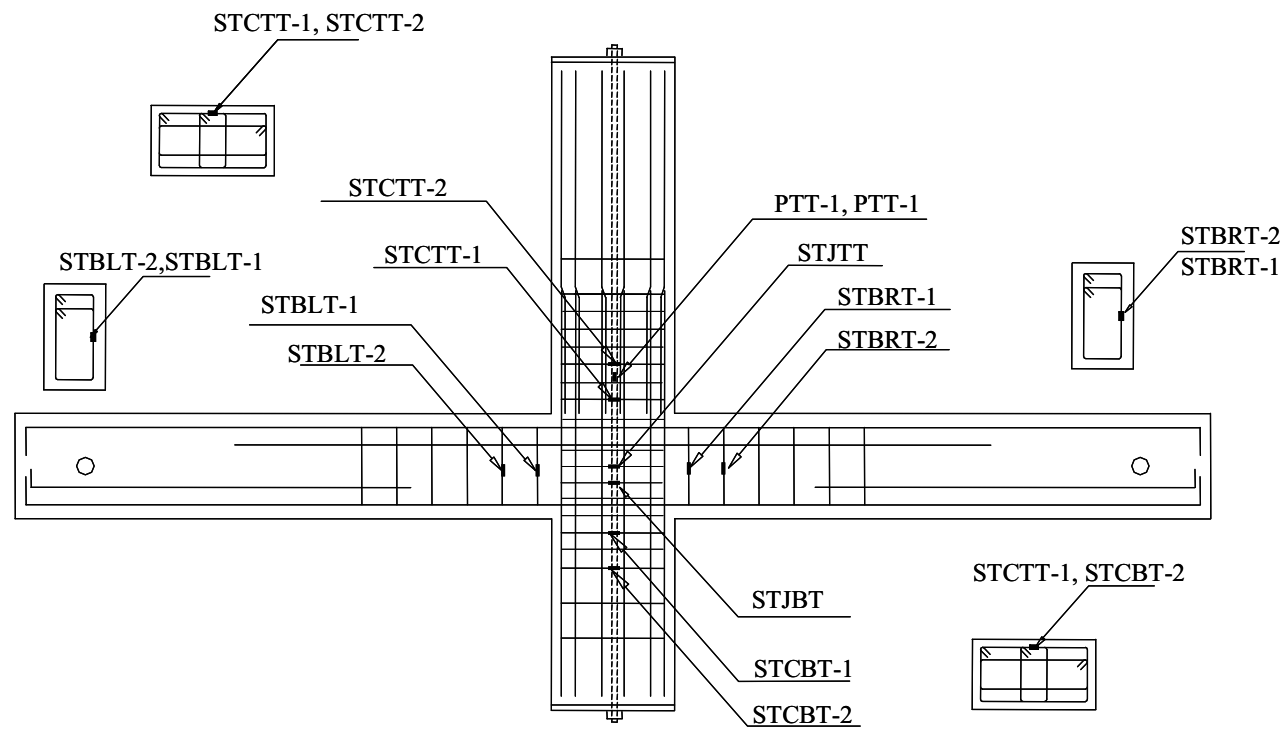
รูปที่ 4.26 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กตามยาวสำหรับขึ้นทดสอบ JR



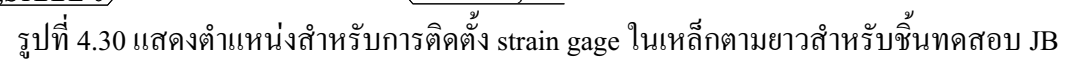
รูปที่ 4.27 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กปลอกสำหรับขึ้นทดสอบ JR

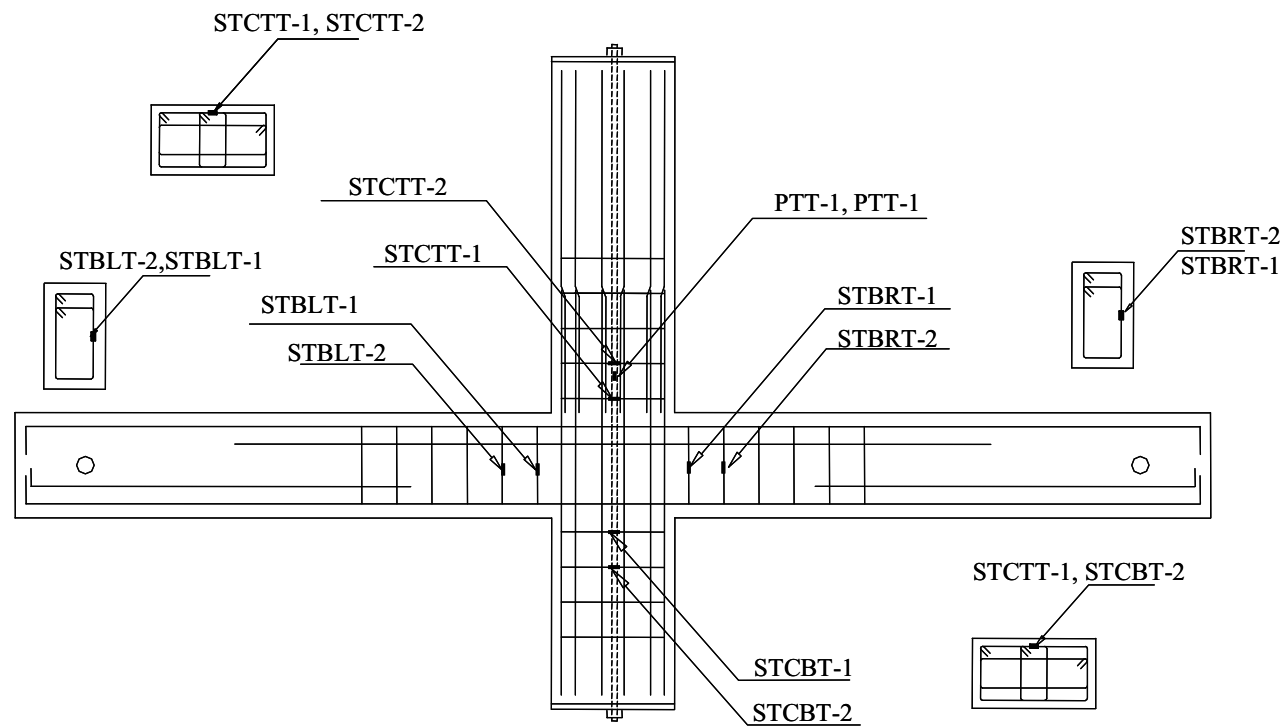


รูปที่ 4.28 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กตามยาวสำหรับขั้นตอนทดสอบ JT



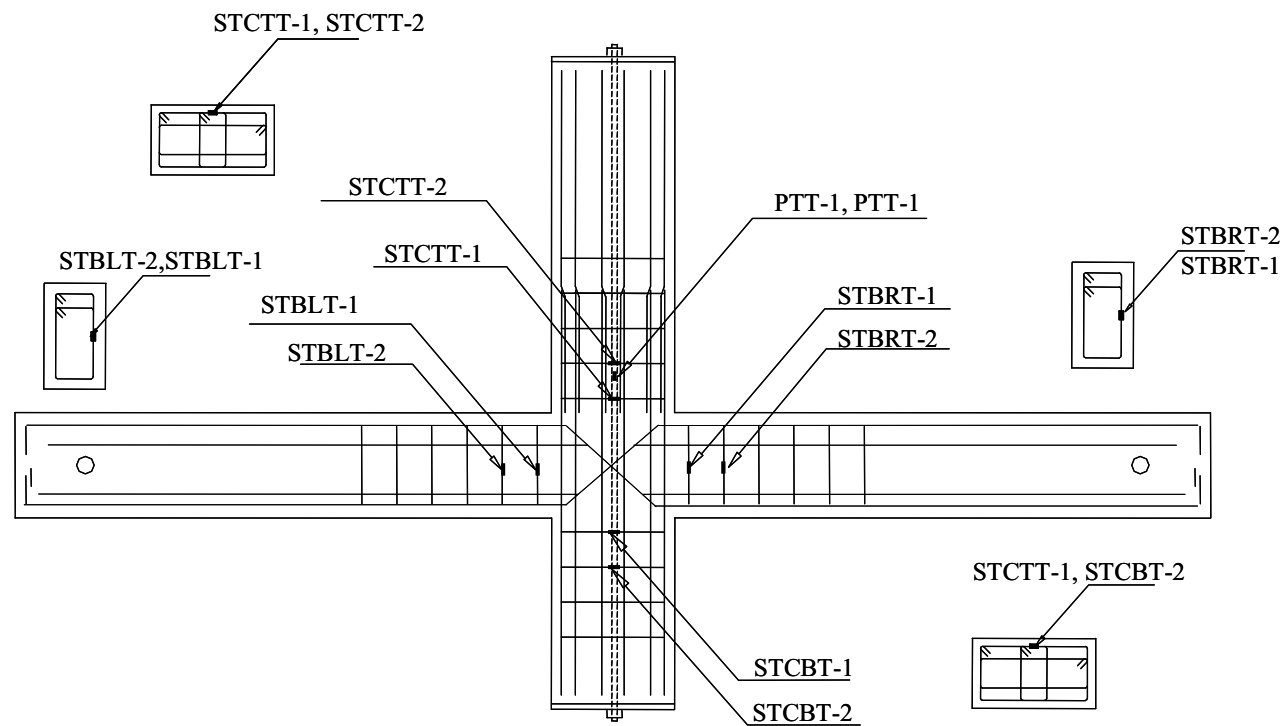
รูปที่ 4.29 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กปลอกสำหรับขั้นตอนทดสอบ JT





รูปที่ 4.31 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กปลอกสำหรับขึ้นทดสอบ JB





รูปที่ 4.33 แสดงตำแหน่งสำหรับการติดตั้ง strain gage ในเหล็กปลอกสำหรับขึ้นทดสอบ JD

4.4 ผลการทดสอบและวิเคราะห์

ผลการศึกษาการทดลองขึ้นทดสอบจุดต่อคาน-เสาขนาด 1/2 เท่าของขนาดจริงของขึ้นทดสอบทั้ง 5 ที่นำเสนอในงานวิจัยนี้ประกอบไปด้วย พฤติกรรมโดยรวมและพัฒนาการของการเกิดรอยร้าว ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ พฤติกรรมของการเปลี่ยนรูปเลื่อนในเสา คาน และจุดต่อ และพฤติกรรมความเครียดของเหล็กนอนในคาน ซึ่งสรุปผลการทดลองได้แสดงในตารางที่ 4.13

4.4.1 พฤติกรรมโดยรวมและพัฒนาการของการเกิดรอยร้าว ความเสียหายและการวิบัติ

ขึ้นทดสอบ JM

พฤติกรรมการเกิดรอยร้าวในขึ้นทดสอบ JM ดังแสดงในรูปที่ 4.34(ก) เมื่อขึ้นทดสอบเกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$ สังเกตเห็นรอยร้าวตัดที่บริเวณด้านบนของคานเป็นรอยร้าวแรก เมื่อผลักมาที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.5\%$ พบรอยร้าวทแยงแรกเกิดขึ้นที่บริเวณจุดต่อ ต่อจากนั้นเริ่มปรากฏรอยร้าวปริในแนวนานกับเหล็กนอนในคานที่บริเวณจุดต่อที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ นับตั้งแต่รอบแรกของระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ จนถึง $\pm 1.75\%$ (เป็นจุดที่ขึ้นทดสอบรับน้ำหนักได้สูงสุด) รอยร้าวที่เกิดขึ้นจะกระจุกตัวในบริเวณจุดต่อเป็นส่วนใหญ่ ได้แก่ รอยร้าวทแยงตัดกันเป็นรูปกากบาท และรอยร้าวปริขนานกับเหล็กนอน แต่ไม่ปรากฏว่ามีรอยร้าวเพิ่มขึ้นในคาน รอยร้าวทแยงนี้จะปิดและเปิดสลับกันตามทิศทางการให้น้ำหนักบรรทุก ที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ คอนกรีตที่บริเวณจุดต่อเริ่มกะเทาะหลุดออกมาจนสามารถเห็นเหล็กยื่นในเสาและเหล็กนอนในคาน เมื่อระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากขึ้นรอยร้าวทแยงที่จุดต่อขยายตัวและเปิดกว้างมากขึ้นตามการเคลื่อนตัว แต่ไม่ปรากฏความเสียหายในคานและเสาเพิ่มเติม การทดสอบเสร็จสิ้นที่ระยะเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ $\pm 5.0\%$

ขึ้นทดสอบ JR

พฤติกรรมการเกิดรอยร้าวในขึ้นทดสอบ JR ได้แสดงในรูปที่ 4.34(ข) พบว่าในช่วงอีลาสติก ระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ไม่เกิน $\pm 0.25\%$ พบรอยร้าวตัดในคานเกิดขึ้น แต่ภายหลังจากการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.5\%$ ได้เกิดรอยร้าวทแยงในจุดต่อโดยมีขนาดและจำนวนเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ ในขณะที่คานก็มีจำนวนรอยร้าวเพิ่มขึ้นเช่นกันแต่ไม่มาก ภายในระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ ถึง $\pm 1.75\%$ รอยร้าวเริ่มกระจุกตัวเป็นรอยร้าวทแยงในจุดต่อ แม้ว่าขึ้นทดสอบนี้จะเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อประมาณ 5 เท่าของปริมาณเหล็กปลอกขั้นต่ำที่กำหนดในมาตรฐานของ ACI IMRF แต่ก็ตามก็ไม่สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติได้ ยังคงเป็นรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อเช่นเดียวกับขึ้นทดสอบ JM ที่ไม่มีเหล็กปลอกในจุดต่อเช่นกัน ขึ้นทดสอบนี้เริ่มมีคอนกรีตหลุดกะเทาะในจุดต่อที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ และขยายไปจนถึงในเสาคด้วย

ขั้นตอนทดสอบ JT

พฤติกรรมการเกิดรอยร้าวในขั้นตอนทดสอบ JT ได้แสดงในรูปที่ 4.34(ค) ขั้นตอนทดสอบนี้เริ่มเกิดรอยร้าวในคานที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$ เช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ JM และ JR แต่เมื่อเคลื่อนที่ไปจนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ รอยร้าวค้ำในคานได้เพิ่มจำนวนและขนาดขึ้นในขณะที่รอยร้าวทแยงในจุดต่อก็เริ่มปรากฏขึ้นเช่นกัน เมื่อเพิ่มระยะเคลื่อนที่ไปจนถึง $\pm 1.0\%$ พบรอยร้าวที่เกิดจากการรูดของเหล็กนอนในคานที่หน้าเสา ขั้นตอนทดสอบนี้สามารถต้านทานแรงกระทำได้ 84 kN เมื่อมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ แต่ภายหลังจากนั้นแล้วรอยร้าวในจุดต่อเริ่มกระจุกตัวและคอนกรีตเริ่มหลุดกะเทาะจนเห็นเหล็กเสริมในจุดต่อ โดยที่รอยร้าวใหม่ในคานและเสาไม่ได้เพิ่มขึ้น ในระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ ถึง $\pm 5.0\%$ ได้เกิดความเสียหายอย่างหนักในบริเวณจุดต่อ คอนกรีตหลุดกะเทาะ จนสามารถมองเห็นเหล็กนอนในคานและเหล็กยื่นในเสา โดยรอยร้าวในคานและในเสาไม่ได้เพิ่มขนาดความกว้างขึ้น ทำให้ขั้นตอนทดสอบนี้ยังคงวิบัติด้วยการวิบัติแบบเปราะด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ แม้ว่าจะได้เสริมเหล็กปลอกตามมาตรฐานการออกแบบ ACI SMRF แล้วก็ตาม ยังไม่สามารถป้องกันการวิบัติที่จุดต่อได้ และไม่พบความเสียหายในเสาด้านบนเนื่องจากการทาบทเหล็กเลย

ขั้นตอนทดสอบ JB

พัฒนาการของการรื้อร้าวขั้นตอนทดสอบ Debond specimen แสดงในรูปที่ 4.34(ง) ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.25\%$ สังเกตพบรอยร้าวค้ำในคานที่บริเวณหน้าเสา รอยร้าวนี้แสดงถึงการรูดไถลของเหล็กนอน (pull-out) และเกิดรอยร้าวค้ำ (flexural crack) ด้านบนของคาน เมื่อให้แรงสลับทิศรอยร้าวจะปรากฏในทิศตรงกันข้าม เมื่อขั้นตอนเคลื่อนที่มากขึ้นรอยร้าวค้ำเพิ่มมากขึ้นที่หลังคาน และท้องคานอีกด้านหนึ่ง รอยร้าวค้ำก็ขยายตัวขึ้นด้วย แต่ไม่พบรอยร้าวทแยงในจุดต่อ จนระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.0\%$ เกิดรอยร้าวทแยงแรกที่บริเวณจุดต่อและเริ่มปรากฏรอยร้าวปริในแนวนอนขนานกับเหล็กคานที่บริเวณมุมคาน นับตั้งแต่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ รอยร้าวค้ำในคาน และรอยร้าวปริในแนวขนานเหล็กคานที่บริเวณมุมคานทั้ง 4 โตขึ้นและขยายตัวเพิ่มขึ้นตามการเคลื่อนที่ที่เพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ จนทำให้คอนกรีตหุ้มเหล็กของคานกะเทาะหลุดออกมา ขณะที่รอยร้าวทแยงในจุดต่อขยายตัวน้อยมาก การทดสอบเสร็จสิ้นที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 6.0\%$ พบว่าคอนกรีตหุ้มคานฉีกขาดเสียหายอย่างมากโดยเฉพาะบริเวณปลายคานมีความยาวประมาณ 300 มม. ส่วนในจุดต่อรอยร้าวเฉือนยังคงไม่มีการเปลี่ยนแปลง รูปแบบการวิบัติของขั้นตอนทดสอบนี้เรียกว่า Splitting beam failure

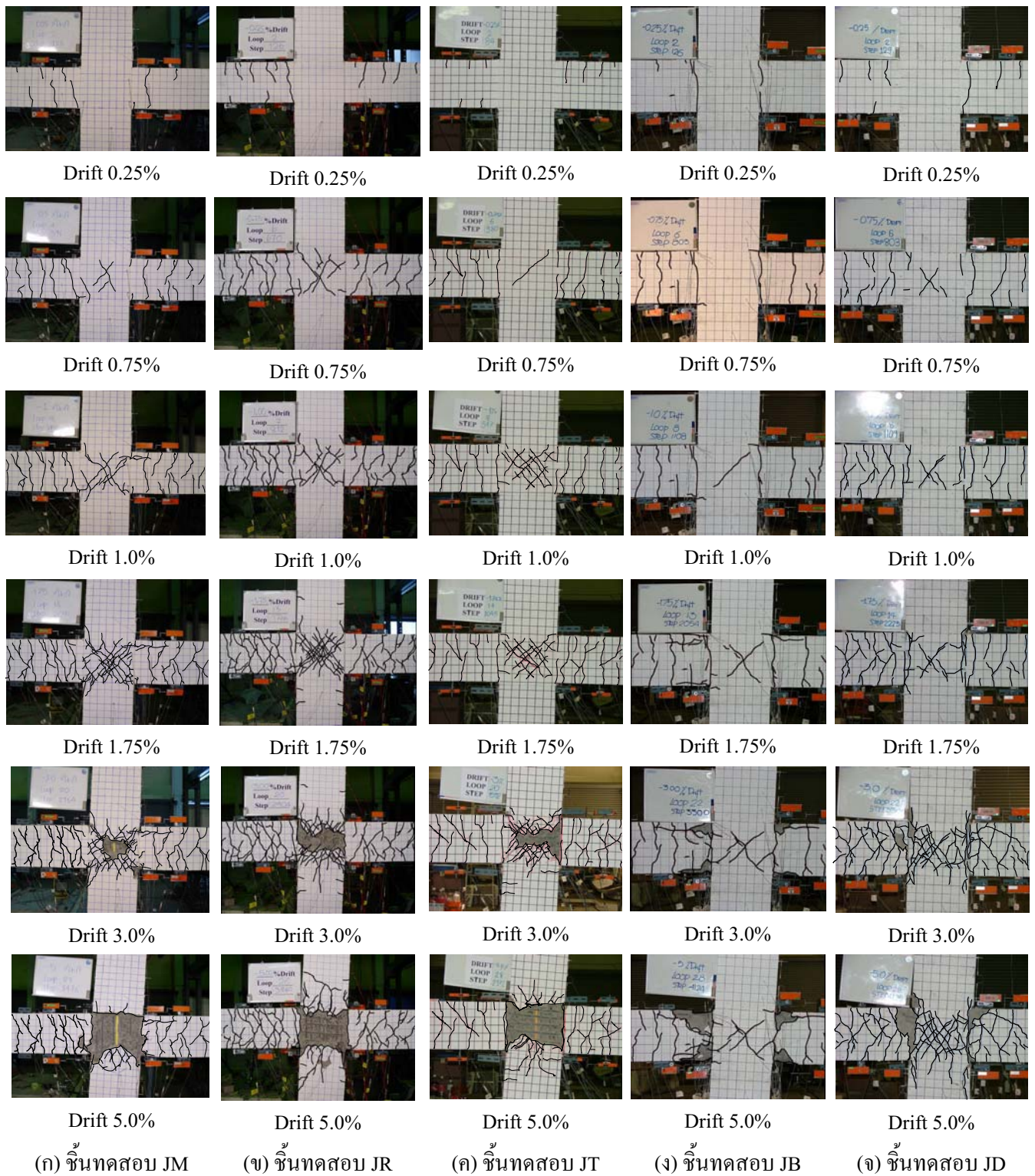
ขั้นตอนทดสอบ JD

การพัฒนารอยร้าวของขั้นตอนทดสอบ JD แสดงในรูปที่ 4.34(จ) ในช่วงแรกของการเคลื่อนที่พบว่ารอยร้าวค้ำเกิดขึ้นก่อนในคานทั้งด้านบนและด้านล่าง เมื่อผลักขั้นตอนไปจนมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

$\pm 0.5\%$ พบรอยร้าวเนื่องจากการรูดไถลของเหล็กนอน (Pull-out) ตลอดทั้งหน้าตัดของคาน ยิ่งกว่านั้นแล้วพบรอยร้าวคั้งภายในจุดต่อ และในรอบซ้ำอีกครั้งพบรอยร้าวทแยงภายในจุดต่อ เมื่อเพิ่มระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์จนถึง $\pm 1.5\%$ รอยร้าวคั้งในจุดต่อขยายตัวยาวขึ้น และพบรอยร้าวคั้งใหม่ภายในคานเช่นเดียวกัน โดยรอยร้าวคั้งกล่าวได้เชื่อมต่อกับรอยร้าวคั้งที่มีอยู่เดิม ส่วนรอยร้าวทแยงภายในจุดต่อมีการเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย และเมื่อเพิ่มระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์จนถึง $\pm 1.75\%$ คอนกรีตหุ้มภายในจุดต่อหลุดกะเทาะออกมา

เมื่อขึ้นทดสอบด้านทานแรงสูงสุด 83 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ ปรากฏว่าไม่พบรอยร้าวใหม่เพิ่มขึ้นภายในจุดต่อ แต่พบรอยร้าวในคานที่ยังคงมีจำนวนและขนาดเพิ่มขึ้น และเมื่อขึ้นทดสอบมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ คอนกรีตหุ้มที่จุดต่อนั้นหลุดออกจนเห็นได้ชัดเจนเนื่องจากคอนกรีตถูกบดอัดจากเสาและคาน เมื่อแรงกระทำสลับที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์เดียวกัน ภายในจุดต่อด้านที่เคยถูกบดอัด พบรอยร้าวคั้งกลับเปิดอ้าออกเนื่องจากพฤติกรรมของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต เมื่อขึ้นทดสอบมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มขึ้น พบรอยร้าวใหม่เพียงเล็กน้อยที่เพิ่มขึ้นและกระจายตัวในขณะที่ยังมีรอยร้าวเดิมไม่มีการเปลี่ยนแปลง สำหรับคาน ไม่พบรอยร้าวคั้งใหม่เพิ่ม มีเพียงรอยร้าวเดิมขยายกว้างขึ้น

จนกระทั่งระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า $\pm 3.5\%$ ขึ้นทดสอบ JD ถือได้ว่าวัฏจักรเรียบร้อยแล้ว เนื่องจากกำลังด้านทานแรงที่เสถียรลดลงมากกว่า 80% ภายในจุดต่อพบรอยร้าวขนาดเล็กเกิดขึ้นและกระจุกตัวอยู่บริเวณปลายคาน ในขณะที่รอยร้าวเดิมที่มีอยู่เดิมไม่เปลี่ยนแปลง ส่วนในคานคอนกรีตถูกบดอัดและหลุดออกจนสามารถมองเห็นเหล็กนอนในคาน ส่วนในเสาไม่เพียงแต่พบรอยร้าวในแนวคั้งวิ่งผ่านจุดต่อทั้งด้านบนและด้านล่างเสาตามแนวเหล็กเสริมเท่านั้นยังพบว่าคอนกรีตฉีกขาดและหลุดออกมาเช่นกัน จากการตรวจสอบการพัฒนาของรอยร้าวสามารถระบุได้ว่าขึ้นทดสอบ JD มีรูปแบบการวิบัติผสมระหว่างคอนกรีตในคานถูกบดอัดและแรงเฉือนภายในจุดต่อ



รูปที่ 4.34 การพัฒนารอยร้าวของชั้นทดสอบ

4.4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

ชั้นทดสอบ JM

จากกราฟรูปที่ 4.35(ก) จะเห็นว่าชั้นทดสอบมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic) ถึงช่วงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.50\%$ นับตั้งแต่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ เป็นต้นมา เส้นโค้ง Hysteretic มีลักษณะแคบแสดงให้เห็นว่าการสลายพลังงานในรอบการเคลื่อนที่น้อย ชั้นทดสอบเริ่มครากเมื่อมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ และต้านทานแรงกระทำได้สูงสุดเท่ากับ 72 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.75\%$ เมื่อผลักชั้นทดสอบต่อไป จนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ กำลังรับน้ำหนักจะลดลงอย่างมาก และการวนรอบซ้ำที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ใดๆ มีผลให้กำลังรับน้ำหนักและสติเฟนลดลงอย่างมาก ชั้นทดสอบสามารถต้านทานแรงกระทำต่อไปจนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ ถือว่าเป็นจุดวิบัติ ภายหลังจากนี้มีกำลังต้านทานไม่ถึง 80% เส้นโค้ง Hysteretic มีลักษณะโค้งแนบเข้าหาจุดศูนย์กลาง (Pinching) แสดงถึงค่าสติเฟนที่ลดลง ซึ่งเกิดจากไถลตัวและการเปิดของรอยร้าวทแยงในบริเวณจุดต่อการเชื่อมต่อของกำลังรับน้ำหนักและสติเฟนของชั้นทดสอบ เป็นผลมาจากการเสื่อมสลายแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กนอนของคานในจุดต่อกับคอนกรีตและการบดอัดของคอนกรีตภายในจุดต่อ กำลังของชั้นทดสอบจะลดลงเหลือเพียง 44% ที่ระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 5\%$ เมื่อคำนวณดัชนีความเหนียวซึ่งนิยามไว้มีค่าเท่ากับ ระยะการเคลื่อนที่สูงสุด (ที่จุดวิบัติ) ต่อระยะการเคลื่อนที่ชั้นทดสอบเริ่มคราก มีค่าเท่ากับ 2.0

ชั้นทดสอบ JR

จากกราฟรูปที่ 4.35(ข) จะเห็นว่าชั้นทดสอบมีพฤติกรรมยืดหยุ่นในช่วง $0 \pm 0.5\%$ แต่ภายหลังจากระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ เส้นโค้งมีลักษณะแคบแนบเข้าหาจุดศูนย์กลางแสดงถึงการสลายพลังงานที่น้อยเช่นเดียวกับชั้นทดสอบ JM โดยชั้นทดสอบ JR เริ่มครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ ที่แรงกระทำ 74 kN สามารถต้านทานแรงกระทำสูงสุดได้เท่ากับ 84 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ มากกว่าชั้นทดสอบ JM เพียงประมาณ 17% ภายหลังจากระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.0\%$ แล้ว ชั้นทดสอบมีแรงกระทำค่อย ๆ ลดลงมากกว่า 80% ของแรงกระทำสูงสุดจึงถือว่าเป็นจุดวิบัติของชั้นทดสอบ เมื่อคำนวณดัชนีความเหนียวได้เท่ากับ 2.4 ซึ่งจะเห็นว่าการเพิ่มปริมาณเหล็กปลอกในจุดต่อในชั้นทดสอบ JR ทำให้ชั้นทดสอบมีกำลังเพิ่มและความเหนียวเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้นเมื่อเทียบกับชั้นทดสอบ JM ซึ่งไม่ได้เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อเลย ดังนั้นปริมาณเหล็กปลอกที่เสริมในจุดต่อของชั้นทดสอบ JR นั้นไม่เพียงพอที่จะสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ ชั้นทดสอบ JR ยังคงวิบัติที่จุดต่อเช่นเดียวกับชั้นทดสอบ JM

ขั้นตอนทดสอบ JT

พฤติกรรมของเส้นกราฟ Hysteretic ของขั้นตอนทดสอบ JT แสดงในรูปที่ 4.35(ค) จะเห็นว่าช่วงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $0 \pm 0.5\%$ ยังคงเป็นช่วงอีลาสติกสำหรับขั้นตอนทดสอบ JT อยู่ แต่ภายหลังจากระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 0.75\%$ แล้วพบว่าขั้นตอนเริ่มมีพฤติกรรมที่ไม่เป็นเชิงเส้น โดยขั้นตอนเริ่มครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.25\%$ เช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ JM และ JR ด้วยแรงกระทำเท่ากับ 72 kN และสามารถต้านทานแรงกระทำสูงสุดเท่ากับ 86 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.50\%$ ขั้นตอนสามารถต้านทานแรงกระทำได้จนถึง $\pm 3.5\%$ ก่อนที่จะมีกำลังต้านทานต่ำกว่า 80% ของของค่าสูงสุด ซึ่งถือว่าเป็นจุดวิกฤติของขั้นตอน พฤติกรรม Hysteretic มีความแคบแนบเข้าหาจุดศูนย์กลาง (Pinch) แสดงถึงการสลายพลังงานที่น้อยเช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบ JM และ JR แม้ว่าจะเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อตามมาตรฐานการออกแบบ ACI SMRF (9 เท่าของปริมาณเหล็กเสริมขั้นต่ำที่ต้องใส่ตามมาตรฐานของ ACI IMRF) แต่ก็ไม่เพียงพอที่จะเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ ขั้นตอนนี้ให้ระดับความเหนียวเท่ากับ 2.8

ขั้นตอนทดสอบ JB

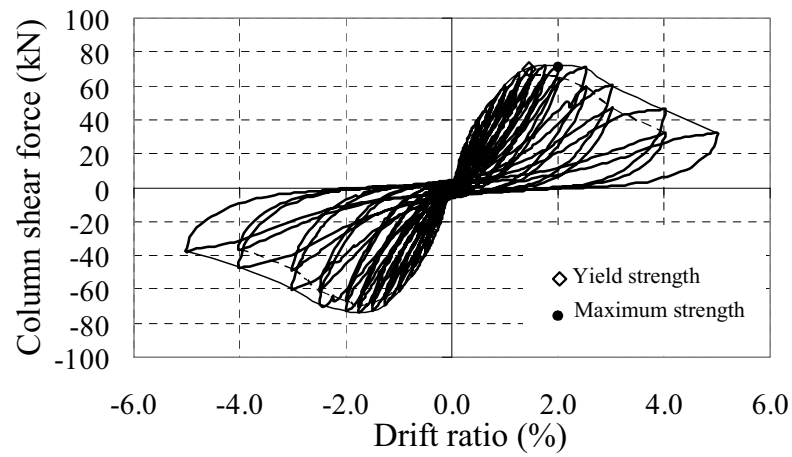
จากกราฟรูปที่ 4.35(ง) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในช่วงต้นมีลักษณะคล้ายกับของขั้นตอนทดสอบ JM คือมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic) เส้นโค้ง hysteretic มีลักษณะแคบพื้นที่ภายในรูปน้อย แต่ลักษณะความโค้งเข้าหาศูนย์กลางในลักษณะนี้เกิดจากการเปิด-ปิดของรอยร้าวคั้งในคานหน้าเสา (pull out crack) ขั้นตอนสามารถรับน้ำหนักได้สูงสุด 62kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.50\%$ เมื่อผลักขั้นตอนต่อไป พบว่ากำลังรับน้ำหนักลดลงอย่างค่อยเป็นค่อยไป ไม่เกิดการวิบัติแบบเปราะ แสดงถึงขั้นตอนที่มีความเหนียวมากกว่าขั้นตอน JM เล็กน้อย อย่างไรก็ตามในช่วงที่เกินจากกำลังรับน้ำหนักสูงสุด ลักษณะเส้นโค้ง hysteretic ของขั้นตอนนี้มีพื้นที่ภายในรูปกว้างกว่า แสดงถึงการสลายพลังงานที่มากกว่า แต่เส้นโค้งยังคงแนบเข้าหาศูนย์กลาง (pinching) ในรอบการเคลื่อนที่ซ้ำ พบว่าทั้งกำลังและความแข็งเกร็ง (stiffness) ของขั้นตอนมีค่าลดต่ำลงมาก แสดงให้เห็นถึงความไร้เสถียรภาพโดยเฉพาะนับตั้งแต่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ โดยกำลังจะลดลงเหลือ 67% ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 5\%$ เมื่อคำนวณระดับความเหนียวจากจุดครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.5\%$ เทียบกับจุดวิบัติที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 3.5\%$ ทำให้ขั้นตอน JB มีระดับความเหนียวเท่ากับ 2.33

ขั้นตอนทดสอบ JD

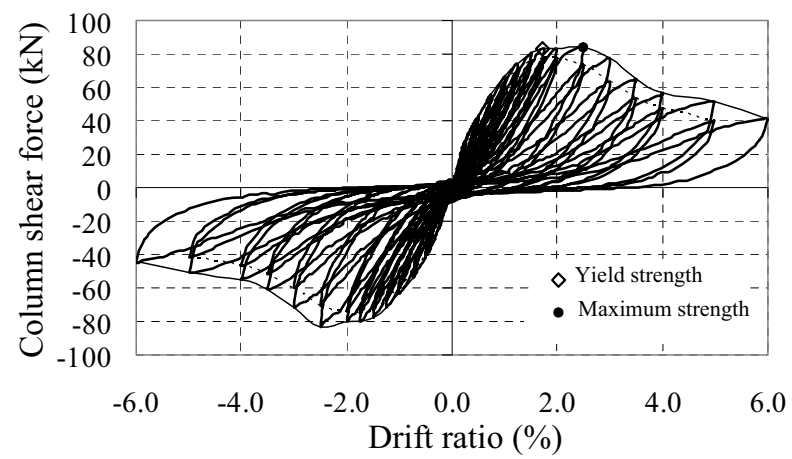
ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของขั้นตอนทดสอบ JD แสดงในรูปที่ 4.35(จ) จากกราฟ hysteretic loop แสดงให้เห็นว่าขั้นตอนมีพฤติกรรมยืดหยุ่น (elastic) ระหว่างการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $0 \pm 0.5\%$ เมื่อระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มขึ้นขั้นตอนมีพฤติกรรมเลยช่วงยืดหยุ่น

ออกไป จากการทดลองพบว่าชิ้นทดสอบ JD ไม่มีเสถียรภาพโดยสังเกตได้จากการกำลังต้านทาน และความสติเฟนในรอบซ้ำที่ลดต่ำลง ชิ้นทดสอบเริ่มครากที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.75\%$ และสามารถต้านทานแรงกระทำสูงสุดได้เท่ากับ 84 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ เมื่อเปรียบเทียบกับชิ้นทดสอบ JM พบว่ามีแรงกระทำสูงสุดมากกว่า 15% และมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากกว่า 14% เนื่องจากเหล็กในคานที่ถูกตัดช่วยต้านทานแรงอัดในแนวทแยงที่เกิดขึ้นภายในจุดต่อ (compressive strut) ที่เกิดจากการรวมแรงอัดจากเสาและคาน ภายหลังจากต้านทานแรงสูงสุดแล้วชิ้นทดสอบสามารถต้านทานแรงกระทำจนถึงระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้เท่ากับ $\pm 3.5\%$ และมีค่าดัชนีความเหนียวเท่ากับ 2.0

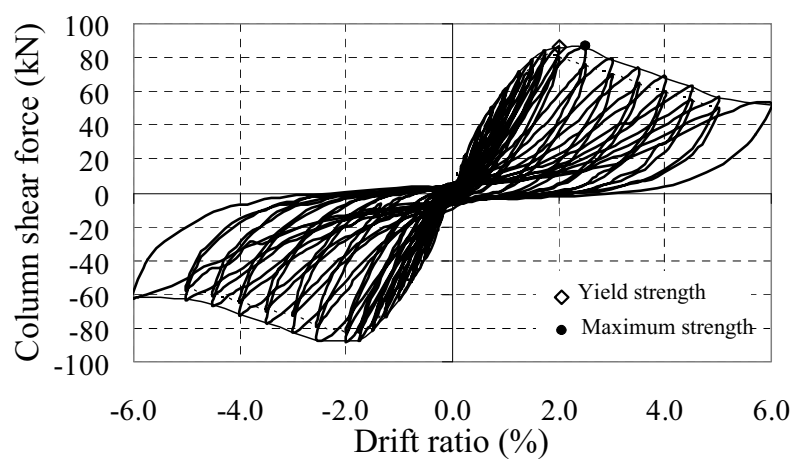
จะเห็นว่าชิ้นทดสอบ JM ซึ่งเป็นตัวแทนจุดต่อคาน – เสาที่ก่อสร้างในประเทศไทยมีเสถียรภาพเล็กน้อยแสดงพฤติกรรมที่ไม่เหมาะสมในการต้านทานแผ่นดินไหว มีการวิบัติแบบฉับพลันที่จุดต่อ สามารถต้านทานแรงกระทำและสลายพลังงานได้น้อย ถึงแม้จะมีกำลังต้านทานโมเมนต์ในเสามากกว่าคานประมาณ 2 เท่าก็ตาม ส่วนชิ้นทดสอบ JR และ JT ถึงแม้ว่าจะเสริมเหล็กปลอกตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวระดับปานกลาง (ACI IMRF) และระดับสูง (ACI SMRF) ก็ตาม พบว่าปริมาณเหล็กปลอกที่เสริมไปนั้นยังไม่เพียงพอที่จะสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติได้ โดยกำลังต้านทานและความเหนียวเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้นประมาณ 17 %และ 19% สำหรับชิ้นทดสอบ JR และ JT ตามลำดับ และยังมีพฤติกรรมที่ไม่ดีขึ้นมากมีการสลายพลังงานที่น้อย มีรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อเช่นเดิม ส่วนชิ้นทดสอบ JB ที่ตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมที่วิ่งผ่านที่จุดต่อตั้งแต่แรกนั้นพบว่าสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อไปเป็นการวิบัติของคอนกรีตที่ปลายคานแทน โดยที่กำลังต้านทานแรงกระทำลดลงประมาณ 15 เปอร์เซ็นต์ สามารถเพิ่มระดับความเหนียวเพิ่มขึ้นเล็กน้อย แต่พฤติกรรมเส้นโค้ง hysteretic ยังคงแคบและแนบเข้าสู่ศูนย์กลางอยู่ แสดงถึงการสลายพลังงานได้น้อย ส่วนชิ้นทดสอบ JD ใช้การตัดเหล็กนอนในคานตัดกันเป็นรูปตัว X ในจุดต่อสามารถเพิ่มกำลังต้านทานแรงกระทำได้ประมาณ 15% แต่รูปแบบการวิบัติยังคงเป็นการผสมระหว่างแรงเฉือนในจุดต่อกับการบิดอัดของคาน เส้นโค้ง hysteretic loop ยังคงแคบและแนบเข้าสู่ศูนย์กลาง



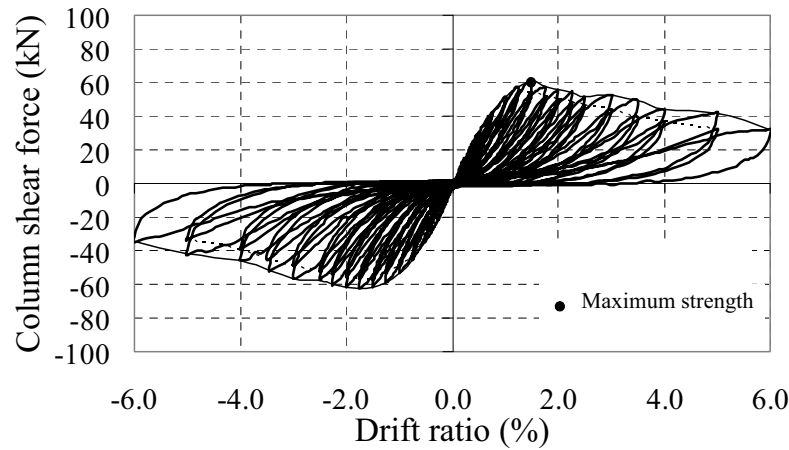
(บ) ชั้นทดสอบ JM



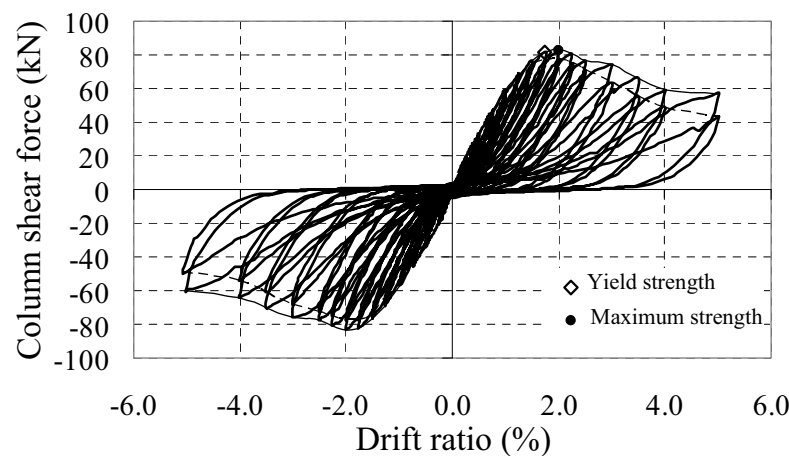
(ค) ชั้นทดสอบ JR



(ง) ชั้นทดสอบ JT



(จ) ชั้นทดสอบ JB



(ข) ชั้นทดสอบ JD

รูปที่ 4.35 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์

4.4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเฉือนและแรงกระทำ

รูปที่ 4.36 ถึง รูปที่ 4.40 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเฉือนกับแรงกระทำของแต่ละชั้นทดสอบ และในตำแหน่งต่าง ๆ ได้แก่ คานด้านซ้าย คานด้านขวา เสาต้นล่าง เสาต้นบน และภายในจุดต่อ จากการทดสอบสามารถอธิบายได้ดังนี้

ชั้นทดสอบ JM

การเปลี่ยนรูปเฉือนในชั้นทดสอบ JM ณ ตำแหน่งที่แรงกระทำมากที่สุด 72 kN ที่ระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 1.75% โดยมีค่า 0.0014 0.0004 และ 0.011 เรเดียน (รูปที่ 4.36) ในตำแหน่งคาน เสา และ จุดต่อ จะเห็นว่าการเปลี่ยนรูปเฉือนในคานจะมีค่ามากกว่าเสา สอดคล้องกับความเป็นจริงที่เสามีหน้าตัดที่ใหญ่ มีกำลังรับแรงเฉือนมากกว่าคาน แต่อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนรูปเฉือนในคานและเสานั้นมี

ค่าน้อยกว่ามากเมื่อเทียบกับในจุดต่อ โดยมีค่าน้อยกว่าประมาณ 7 และ 27 เท่าสำหรับคานและเสาตามลำดับ ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบนั้นคือชิ้นทดสอบ JM เกิดความเสียหายอย่างหนักที่จุดต่อ

ชิ้นทดสอบ JR

ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาสำหรับชิ้นทดสอบ JR ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.37 ชิ้นทดสอบ JR มีการเปลี่ยนรูปเนื่องที่แรงกระทำมากที่สุด 84 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ โดยมีค่าเท่ากับ 0.017 0.0017 และ 0.0006 เรเดียน สำหรับ จุดต่อ คาน และเสาตามลำดับ จะเห็นว่าการเปลี่ยนรูปเนื่องมีค่ามากที่สุดในการจุดต่อ รองลงมาได้แก่ คาน และเสาตามลำดับเช่นเดียวกับชิ้นทดสอบ JM ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดลองนั้นคือชิ้นทดสอบ JR เกิดการวิบัติที่จุดต่อเช่นเดียวกับชิ้นทดสอบ JM แม้จะได้เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อตามมาตรฐานอาคารต้านทานแผ่นดินไหวระดับปานกลางของ ACI แล้วก็ตาม แต่เมื่อเปรียบเทียบกับชิ้นทดสอบ JM แล้วการเปลี่ยนรูปเนื่องในจุดต่อมีค่าลดลง

ชิ้นทดสอบ JT

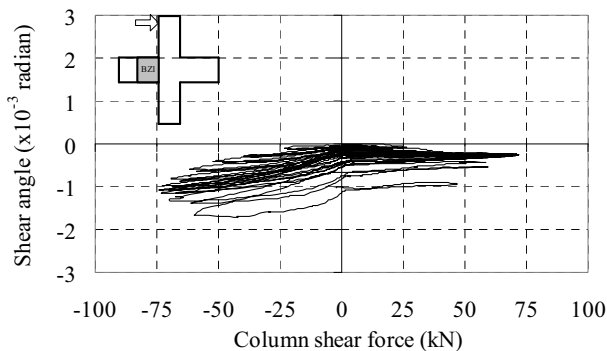
การเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาสำหรับชิ้นทดสอบ JT ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.38 ชิ้นทดสอบ JT เกิดความเสียหายอย่างหนักที่จุดต่อโดยการเปลี่ยนรูปเนื่องสอดคล้องกับผลการทดสอบนั้นคือ ค่าการเปลี่ยนรูปเนื่อง ณ การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ ด้วยแรงกระทำที่เสา 86 kN ค่าการเปลี่ยนรูปเนื่องมีค่า 0.0113 0.0017 0.0006 เรเดียน สำหรับจุดต่อ คาน และเสาตามลำดับ จะเห็นว่าการเปลี่ยนรูปเนื่องในจุดต่อมีค่ามากที่สุด รองลงมาได้แก่ คาน และเสา เมื่อเพิ่มระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ไปจนถึง $\pm 6.0\%$ การเปลี่ยนรูปเนื่องในจุดต่อในชิ้นทดสอบ JT มีค่ามากถึง 0.0456 เรเดียน ในขณะที่การเปลี่ยนรูปเนื่องในคานและเสามีค่าลดลงตามลำดับ จะเห็นว่าชิ้นทดสอบ JT แม้จะเสริมเหล็กปลอกในปริมาณที่มากก็ตามแต่ก็ยังเกิดการวิบัติที่จุดต่ออยู่ดี

ชิ้นทดสอบ JB

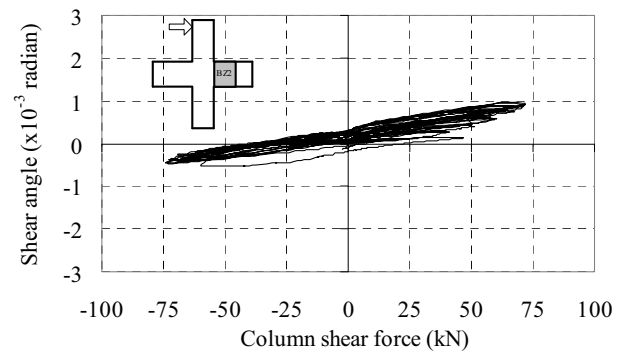
การเปลี่ยนรูปเนื่องในชิ้นทดสอบ JB ณ ตำแหน่งที่แรงกระทำมากที่สุด 61 kN ที่ระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 1.5% โดยมีค่า 0.0004 0.0002 และ 0.0029 เรเดียน (รูปที่ 4.39) ในตำแหน่งคาน เสา และ จุดต่อ จะเห็นว่าการเปลี่ยนรูปเนื่องในคานจะมีค่ามากกว่าเสา เช่นเดียวกับชิ้นทดสอบทุกชิ้น แม้ว่าชิ้นทดสอบ JB จะไม่เกิดการวิบัติที่จุดต่อก็ตาม แต่อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนรูปเนื่องในคานและเสานั้นมีค่าน้อยกว่ามากเมื่อเทียบกับในจุดต่อ โดยมีค่าน้อยกว่าประมาณ 7 และ 14 เท่าสำหรับคานและเสาตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบการเปลี่ยนรูปเนื่องในจุดต่อกับชิ้นทดสอบทั้งหมด พบว่าชิ้นทดสอบ JB ให้ค่าน้อยที่สุด สอดคล้องกับผลการทดสอบนั้นคือ ชิ้นทดสอบ JB เกิดความเสียหายที่จุดต่อน้อยที่สุด

ขั้นตอน JD

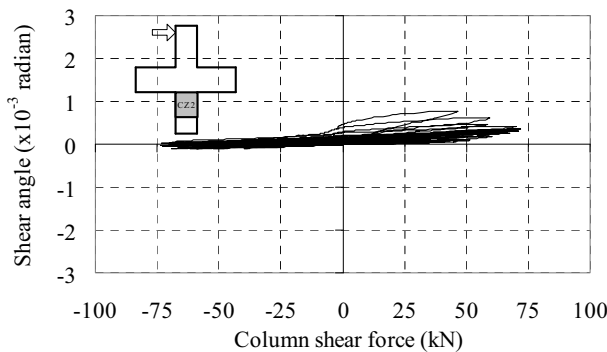
ความสัมพันธ์ของการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาสำหรับขั้นตอน JD แสดงในรูปที่ 4.40 การเปลี่ยนรูปเนื่อง ณ ตำแหน่งที่แรงกระทำมากที่สุด 83 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ ในคาน มีค่า 0.0024 เรเดียน ในเสามีค่า 0.002 และในจุดต่อมีค่า 0.0047 เรเดียน เช่นเดียวกับขั้นตอนทดสอบทุกขั้นตอน การเปลี่ยนรูปเนื่องในจุดต่อมีค่ามากกว่าในคาน และในเสา โดยมีค่ามากกว่าประมาณ 2 เท่า แต่เมื่อระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มมากขึ้นการเปลี่ยนรูปเนื่องในขั้นตอน JD มีค่ามากกว่าในคานและเสาประมาณ 3.6 เท่า (0.0072) ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับขั้นตอนทดสอบ JM JR และ JT ที่มีการวัดที่จุดต่อ พบว่าขั้นตอน JD ให้ค่าการเปลี่ยนรูปเนื่องที่น้อยกว่า เนื่องจากความเสียหายของขั้นตอน JD เป็นการผสมระหว่างจุดต่อและคาน



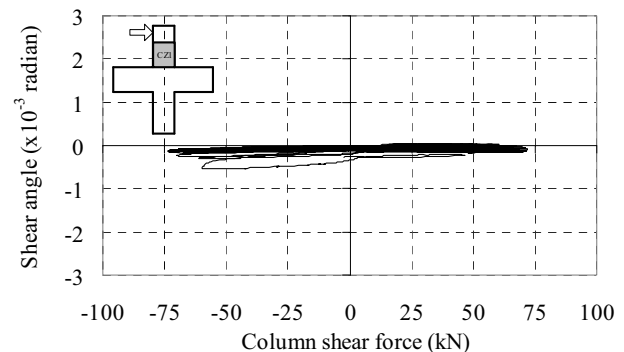
ก) คานด้านซ้าย



ข) คานด้านขวา

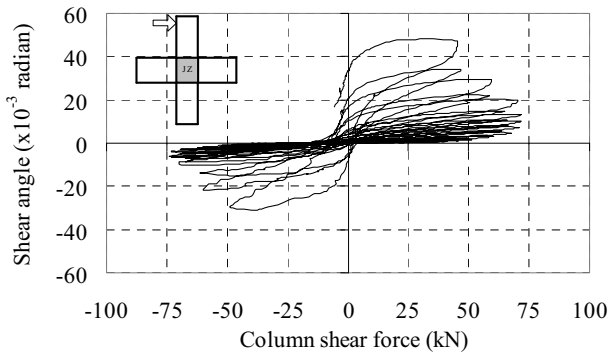


ค) เสาต้นล่าง



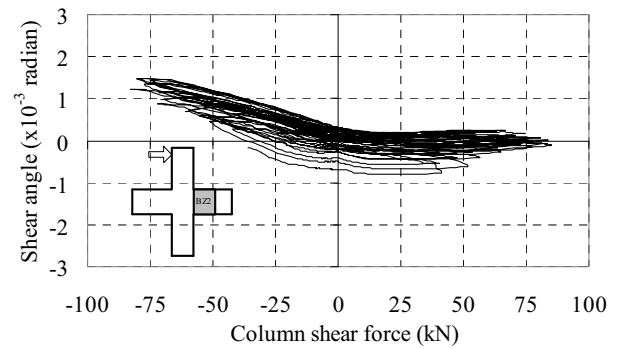
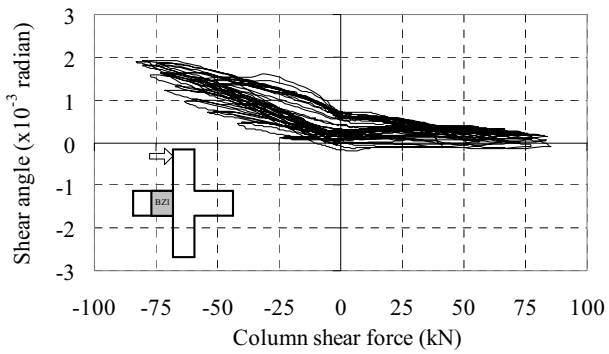
ง) เสาต้นบน

รูปที่ 4.36 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาของขั้นตอน JD



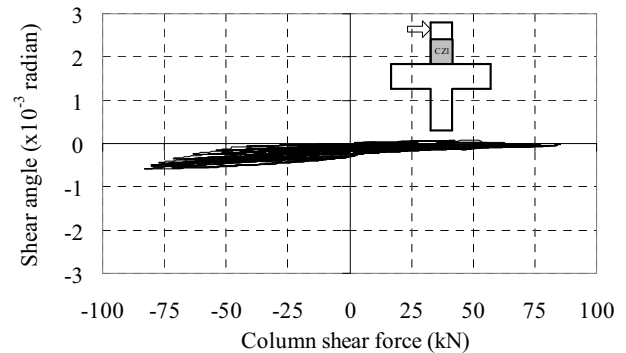
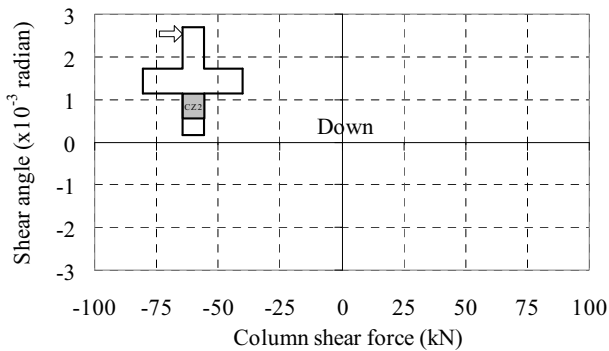
จ) จุดต่อ

รูปที่ 4.36 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JM (ต่อ)



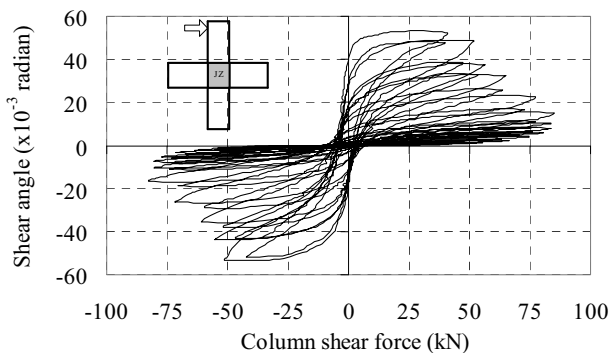
ก) คานด้านซ้าย

ข) คานด้านขวา



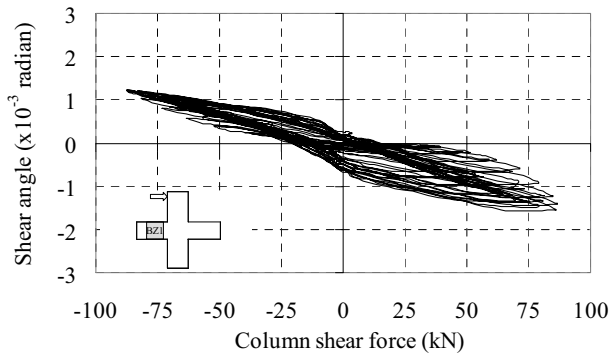
ค) เสาต้นล่าง

ง) เสาต้นบน

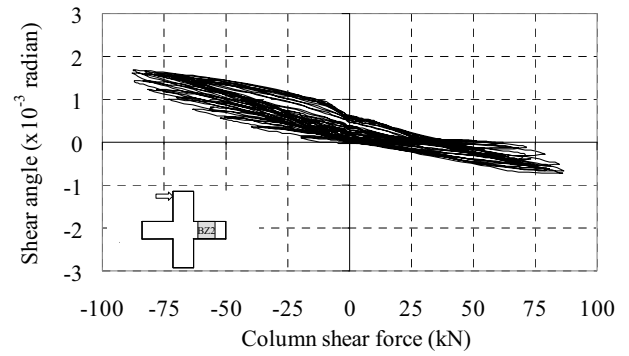


จ) จุดต่อ

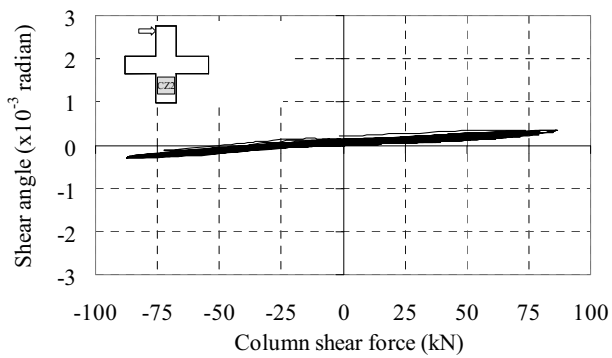
รูปที่ 4.37 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JR



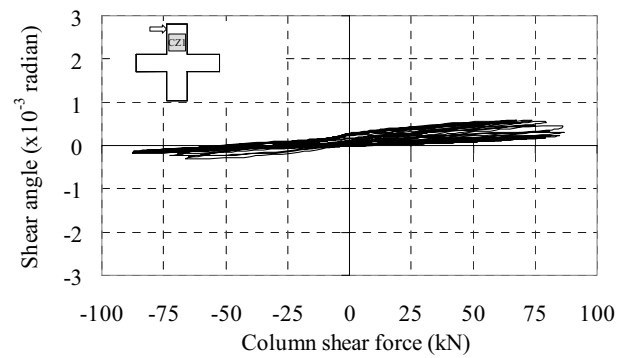
ก) คานด้านซ้าย



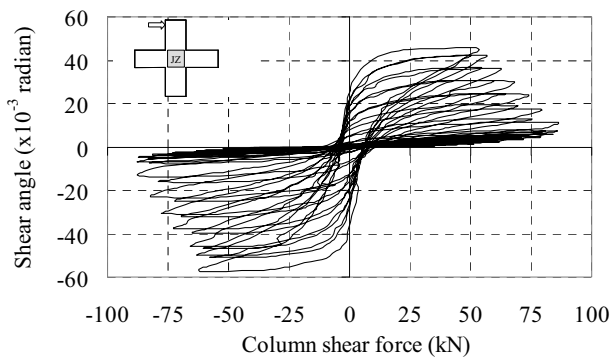
ข) คานด้านขวา



ค) เสาต้นล่าง

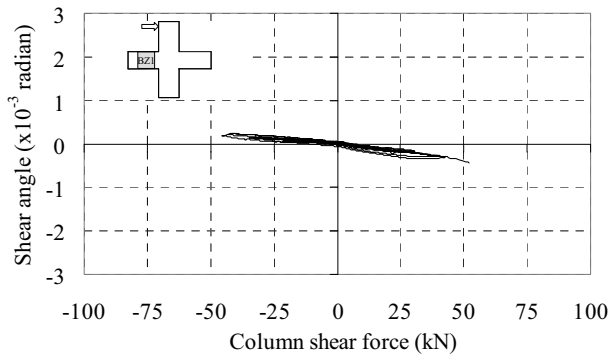


ง) เสาต้นบน

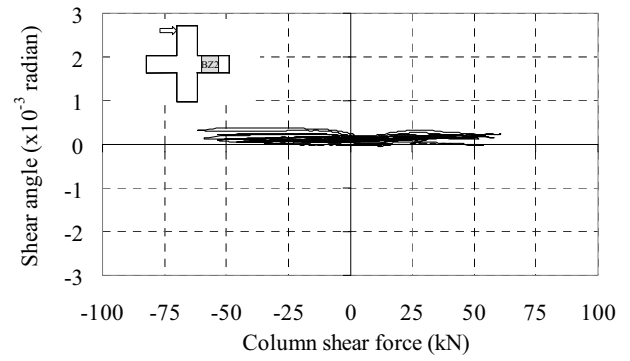


จ) จุดต่อ

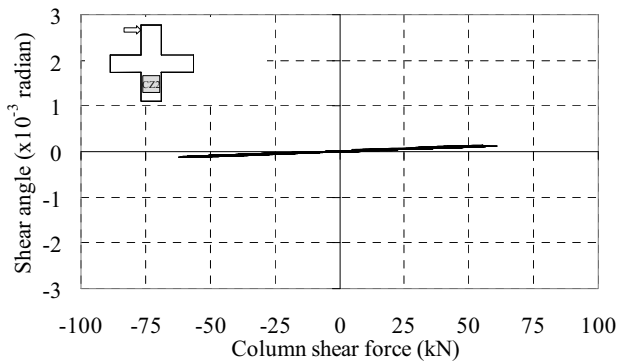
รูปที่ 4.38 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาของจันทดสอบ JT



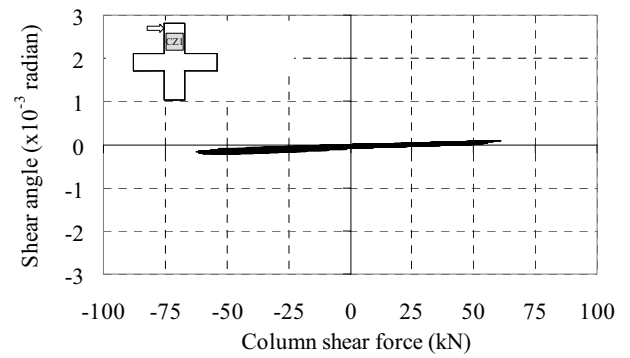
ก) คานด้านซ้าย



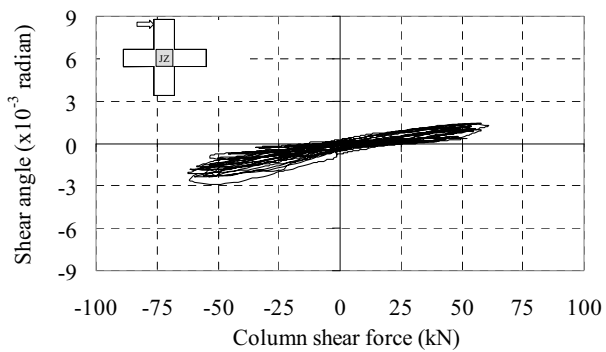
ข) คานด้านขวา



ค) เสาต้นล่าง

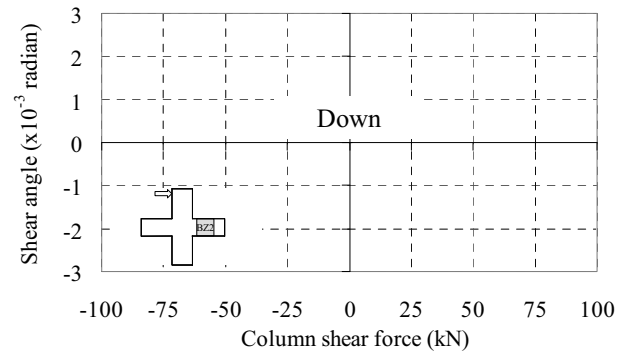
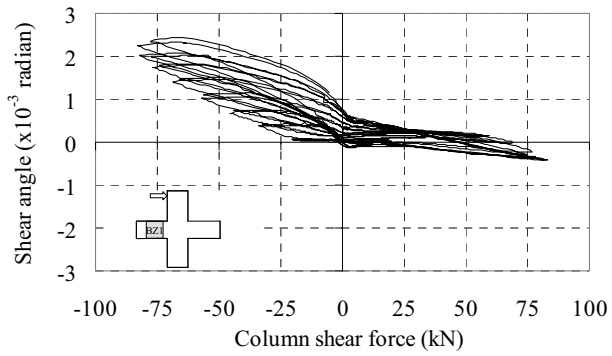


ง) เสาต้นบน



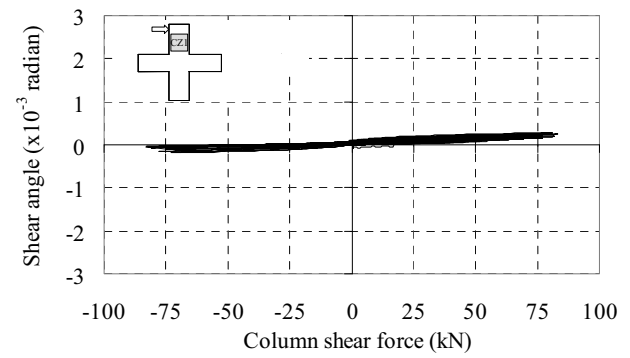
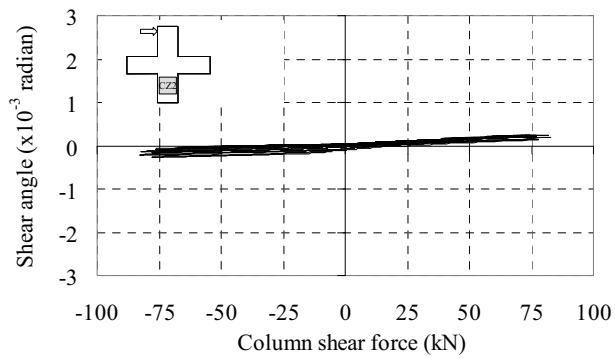
จ) จุดต่อ

รูปที่ 4.39 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JB



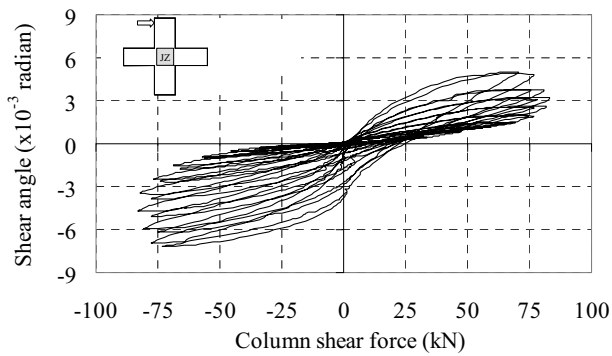
ก) คานด้านซ้าย

ข) คานด้านขวา



ค) เสาต้นล่าง

ง) เสาต้นบน



จ) จุดต่อ

รูปที่ 4.40 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูปเนื่องกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JD

4.4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนดัดกับแรงกระทำ

ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนดัดกับแรงกระทำที่เสาของแต่ละชั้นทดสอบในเสาและในคาน ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.41 ถึง รูปที่ 4.45 จากผลการทดสอบสามารถอธิบายได้ดังนี้

ชั้นทดสอบ JM

ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนดัดกับแรงกระทำของชั้นทดสอบ JM แสดงไว้ในรูปที่ 4.41 ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.75\%$ ชั้นทดสอบมีแรงกระทำสูงสุด 72 kN มีมุมหมุนดัดเท่ากับ 0.0029 และ 0.0004 เรเดียน ในคาน และในเสาตามลำดับ แสดงให้เห็นว่าคานมีสติเฟนสเชิงคดน้อยกว่าเสาซึ่งสอดคล้องกับความเป็นจริงที่เสามีขนาดใหญ่กว่าคานจึงมีสติเฟนสเชิงคดมากกว่า ชั้นทดสอบนี้จึงมีพฤติกรรมเสาแข็งคานอ่อน อย่างไรก็ตามชั้นทดสอบ JM ได้เกิดการวิบัติด้วยแรงเคลื่อนที่จุดต่อเสียก่อนที่คานถูกคัดและสร้างจุดหมุนพลาสติกที่หน้าเสา

ชั้นทดสอบ JR

รูปที่ 4.42 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนดัดกับแรงกระทำของชั้นทดสอบ JR ณ จุดที่ชั้นทดสอบต้านทานแรงสูงสุดเท่ากับ 84 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.5\%$ ชั้นทดสอบมีมุมหมุนดัดในคานและในเสา เท่ากับ 0.0035 และ 0.0004 เรเดียน ตามลำดับ เช่นเดียวกับชั้นทดสอบ JM มุมหมุนดัดในคานมีค่ามากกว่ามุมหมุนดัดในเสา แต่ภายหลังจากแรงกระทำลดลงพบว่ามุมหมุนดัดในคานมีค่าลดลงเนื่องจากชั้นทดสอบมีกำลังลดลง และเกิดความเสียหายอย่างหนักกระจุกตัวอยู่ในจุดต่อ

ชั้นทดสอบ JT

จากผลการทดสอบพบว่า ณ จุดที่แรงกระทำสูงสุด คานและเสามีมุมหมุนดัดมากที่สุดโดยมีค่าเท่ากับ 0.0035 และ 0.001 เรเดียน สำหรับคานและเสาตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 4.43 มุมหมุนในคานมีค่ามากกว่าในเสาเช่นเดียวกับชั้นทดสอบอื่น ๆ ทั้งนี้เนื่องจากพฤติกรรมของจุดต่อเป็นแบบเสาแข็งคานอ่อน ภายหลังก่อแรงกระทำที่เสามีค่าลดลงพบว่ามุมหมุนดัดในเสาและคานมีค่าลดลงเช่นกันเนื่องจากองค์อาคารที่อ่อนแอกว่าอยู่ที่จุดต่อไม่ใช่คาน ซึ่งชั้นทดสอบนี้เกิดการวิบัติที่จุดต่อภายหลังจากเสร็จสิ้นการทดลอง

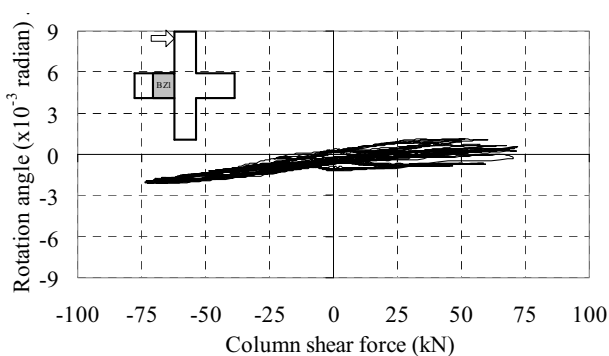
ชั้นทดสอบ JB

มุมหมุนดัดสำหรับชั้นทดสอบ JB มีค่ามากที่สุดที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 1.5\%$ เมื่อชั้นทดสอบต้านทานแรงกระทำสูงสุด 61 kN ค่ามุมหมุนดัดสำหรับคานและเสามีค่าเท่ากับ 0.0048 และ 0.0004 เรเดียน ดังแสดงในรูปที่ 4.44 ในชั้นทดสอบนี้มุมหมุนดัดในคานมีค่ามากกว่าในเสาถึง 12 เท่า หากเปรียบเทียบกับค่าการเปลี่ยนรูปเฉือนซึ่งมีค่าประมาณ 0.0004 เรเดียนแสดงให้เห็นว่ารูปแบบการวิบัติ

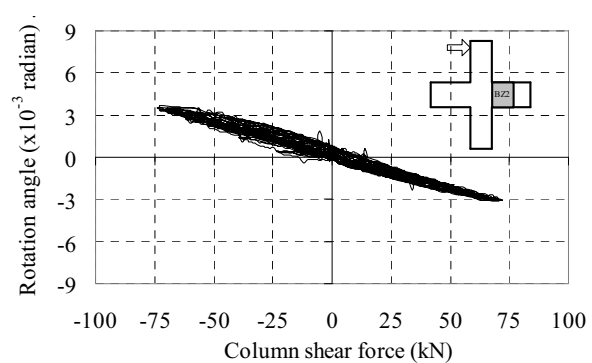
จะต้องเกิดจากการคดมากกว่าเกิดจากการเฉือนในคาน แต่เมื่อระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มมากขึ้นมุมหมุนคดในคานมีค่าน้อยลงจนเกือบเข้าใกล้ศูนย์เนื่องจากจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นที่หน้าเสาทำให้มุมหมุนเกร็งมีค่าเพิ่มขึ้นแทนมุมหมุนคด ซึ่งเป็นผลมาจากการคดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตตั้งแต่แรกนั่นเอง

ขั้นตอนทดสอบ JD

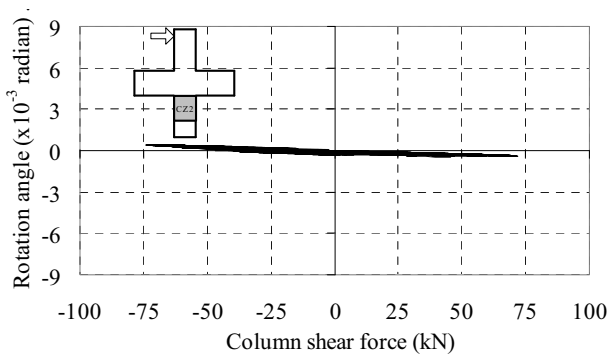
สำหรับขั้นตอนทดสอบ JD ก็แสดงค่ามุมหมุนคดในคานมากกว่าในเสาเช่นกัน โดยที่จุดที่แรงกระทำสูงสุด 83 kN ที่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ $\pm 2.0\%$ มุมหมุนคดมีค่าเท่ากับ 0.0038 และ 0.0004 เรเดียนสำหรับคานและเสา ตามลำดับ ภายหลังจากแรงกระทำสูงสุดแล้ว มุมหมุนคดในคานไม่ได้เพิ่มขึ้น ดังนั้นรูปแบบการวิบัติของขั้นตอนนี้นี้จึงเป็นแบบผสมระหว่างแรงเฉือนในจุดต่อและแรงคดในคาน



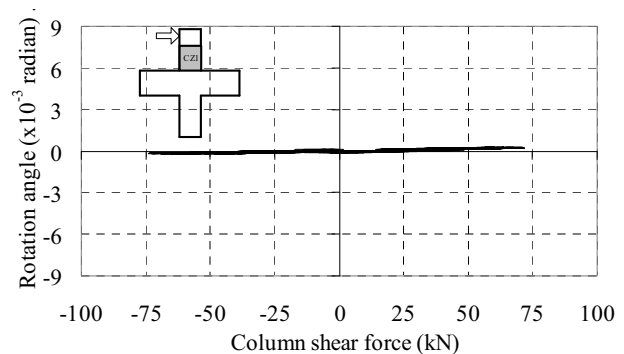
ก) คานด้านซ้าย



ข) คานด้านขวา

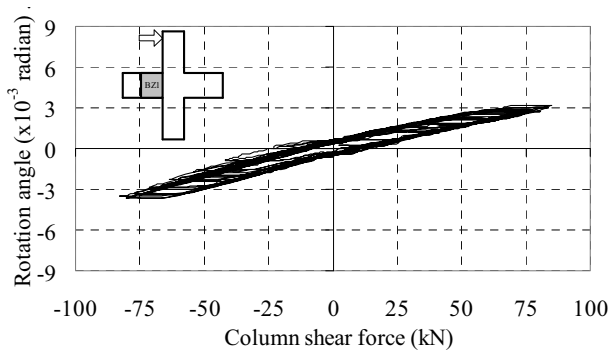


ค) เสาต้นล่าง

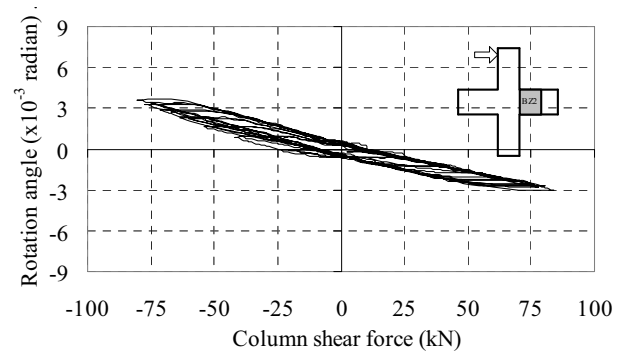


ง) เสาต้นบน

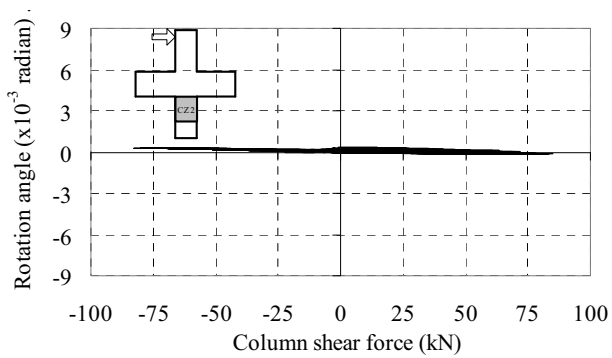
รูปที่ 4.41 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนคดกับแรงกระทำที่เสาของขั้นตอนทดสอบ JM



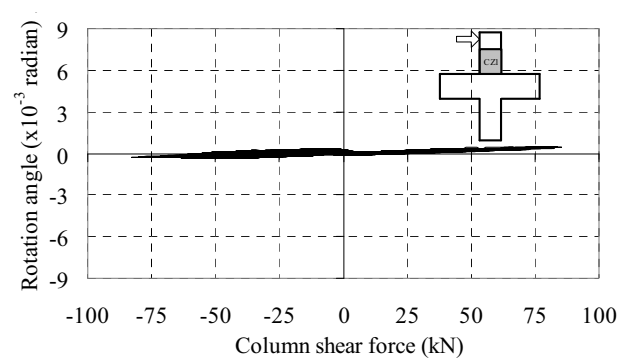
ก) คานด้านซ้าย



ข) คานด้านขวา

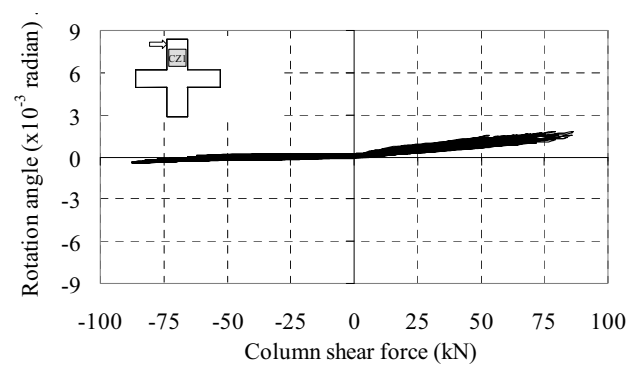
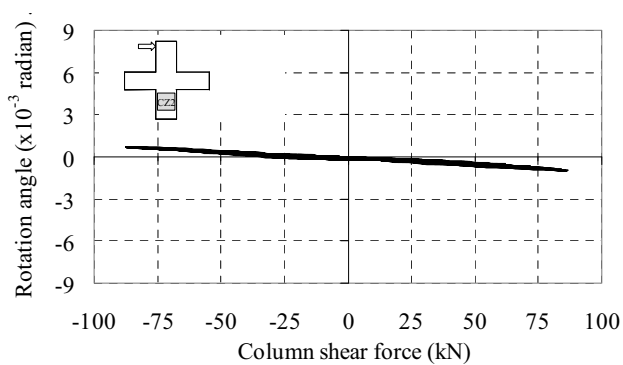
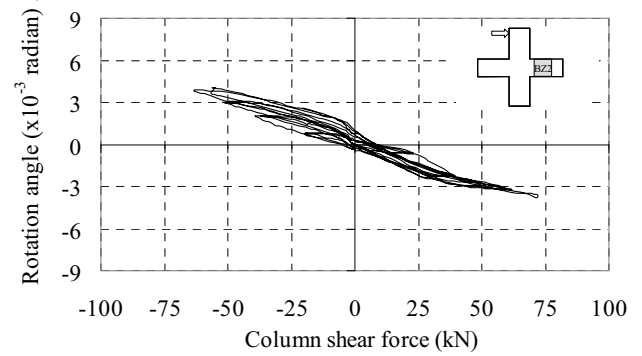
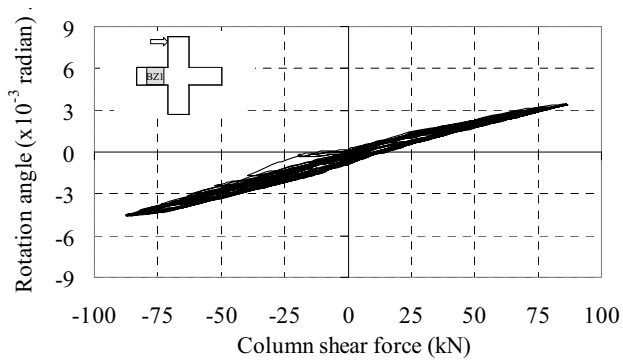


ค) เสาต้นล่าง

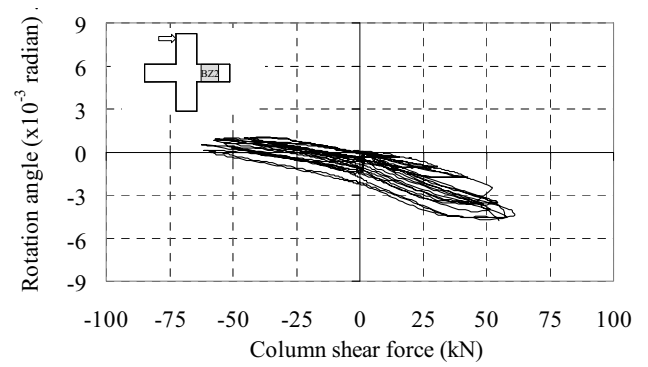
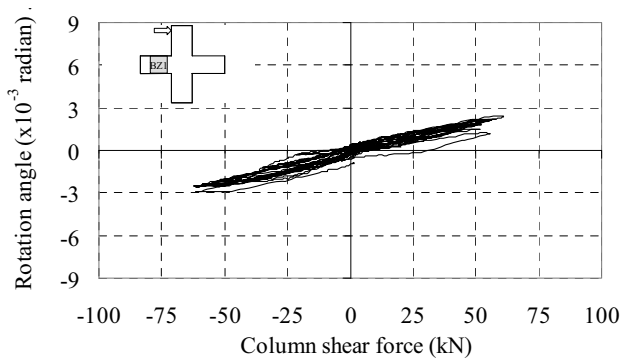


ง) เสาต้นบน

รูปที่ 4.42 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนตัดกับแรงกระทำที่เสาของชั้นทดสอบ JR

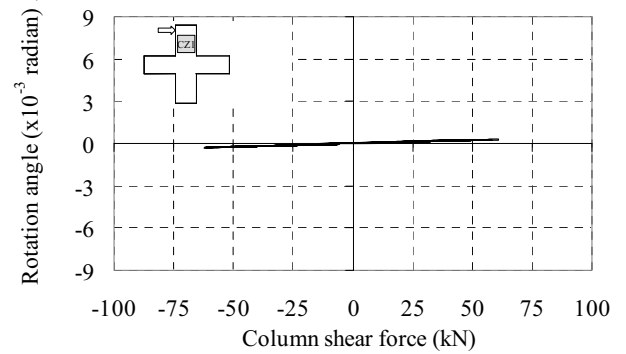
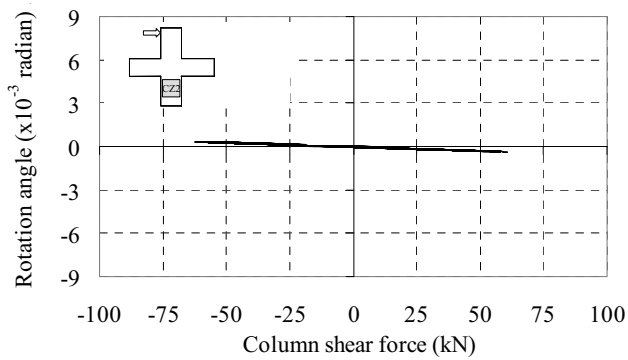


รูปที่ 4.43 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนดัดกับแรงกระทำที่เสาของชั้นทดสอบ JT



ก) คานด้านซ้าย

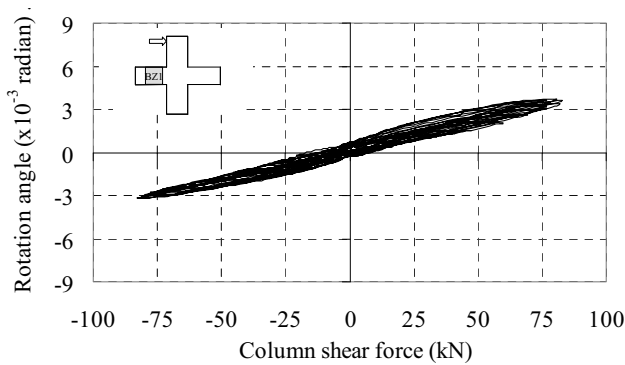
ข) คานด้านขวา



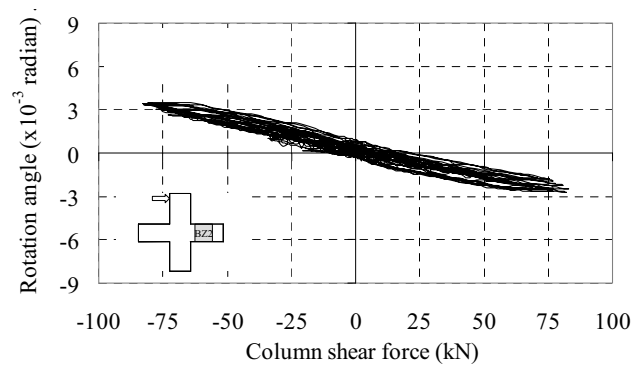
ค) เสาต้นล่าง

ง) เสาต้นบน

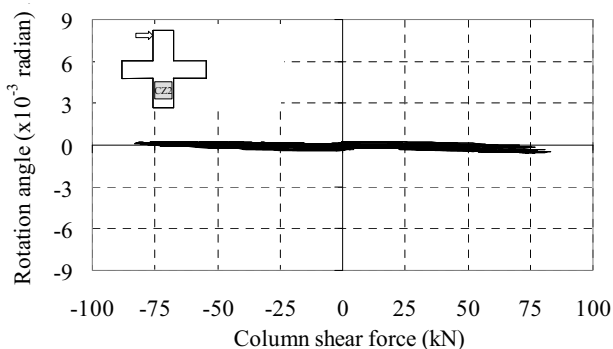
รูปที่ 4.44 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนตัดกับแรงกระทำที่เสาของชั้นทดสอบ JB



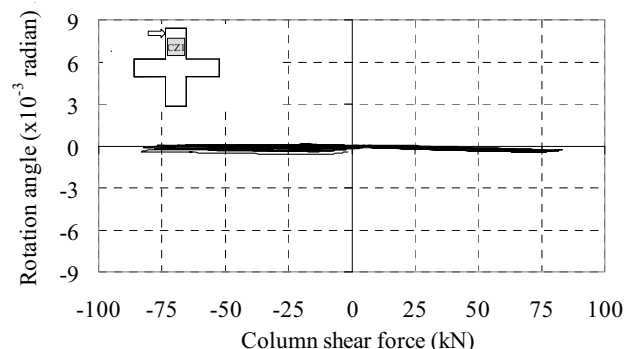
ก) คานด้านซ้าย



ข) คานด้านขวา



ค) เสาต้นล่าง

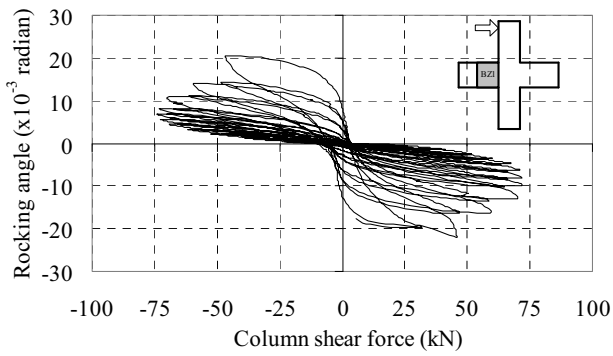


ง) เสาต้นบน

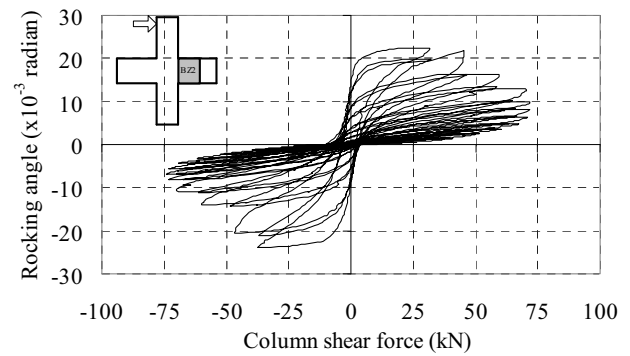
รูปที่ 4.45 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนดัดกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JD

4.4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำ

ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบทั้ง 5 แสดงดังรูปที่ 4.46 ถึง 4.50 ซึ่งมุมหมุนเกร็งนี้คือมุมที่คานหมุนไปเทียบกับหน้าเสานั้นเอง (fixed end rotation) ดังนั้นมุมหมุนเกร็งจึงมีความสัมพันธ์กับอัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมคอนกรีตในคาน (h_c / d_b) ซึ่งเป็นดัชนีที่บ่งบอกแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กคอนกรีตในคานที่ผ่านจุดต่อ เมื่ออัตราส่วนนี้มีค่ามากเหล็กคอนกรีตในคานก็จะมีแรงยึดเหนี่ยวที่ดี เช่นกันหากอัตราส่วน h_c / d_b มีค่ามากมุมหมุนเกร็งจะมีค่าลดลงแต่จะไปเพิ่มมุมหมุนดัดแทน แต่จากชิ้นทดสอบทั้งหมดมีอัตราส่วนดังกล่าวที่เท่ากัน มุมหมุนดัดของชิ้นทดสอบทั้ง 5 จึงมีค่าที่ใกล้เคียงกันคือประมาณ 0.0024-0.0030 เรเดียน อย่างไรก็ตามมีข้อยกเว้นสำหรับชิ้นทดสอบ JB ที่ตัดแรงยึดเหนี่ยวในเหล็กเสริมตั้งแต่แรก เนื่องจากชิ้นทดสอบมีรอยร้าวรูดไถลกว้าง (pull-out crack) และเหล็กคอนกรีตมีการพัฒนาความเครียดจนถึงช่วงพลาสติก ทำให้ค่ามุมหมุนเกร็งที่ได้จากการทดลองมีค่ามาก (0.0024 เรเดียน)

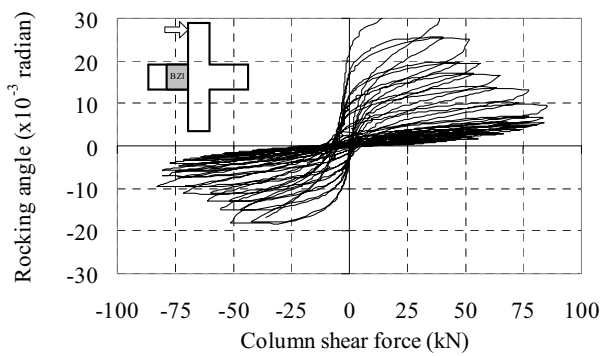


ก) คานด้านซ้าย

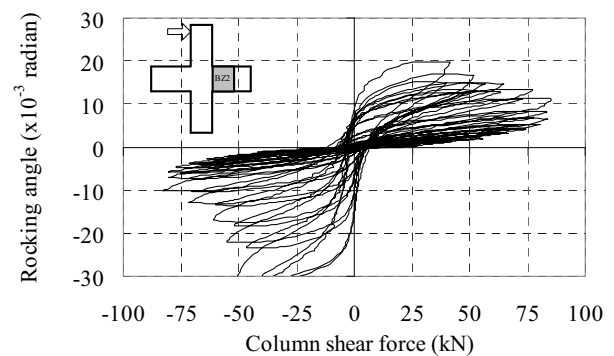


ข) คานด้านขวา

รูปที่ 4.46 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JM

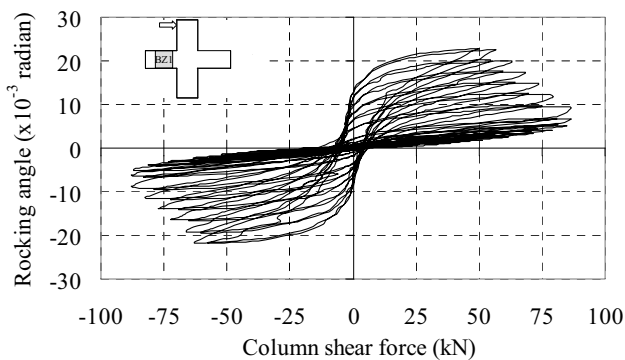


ก) คานด้านซ้าย

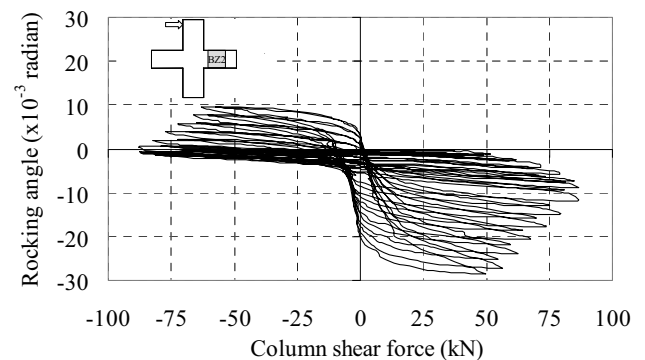


ข) คานด้านขวา

รูปที่ 4.47 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JR

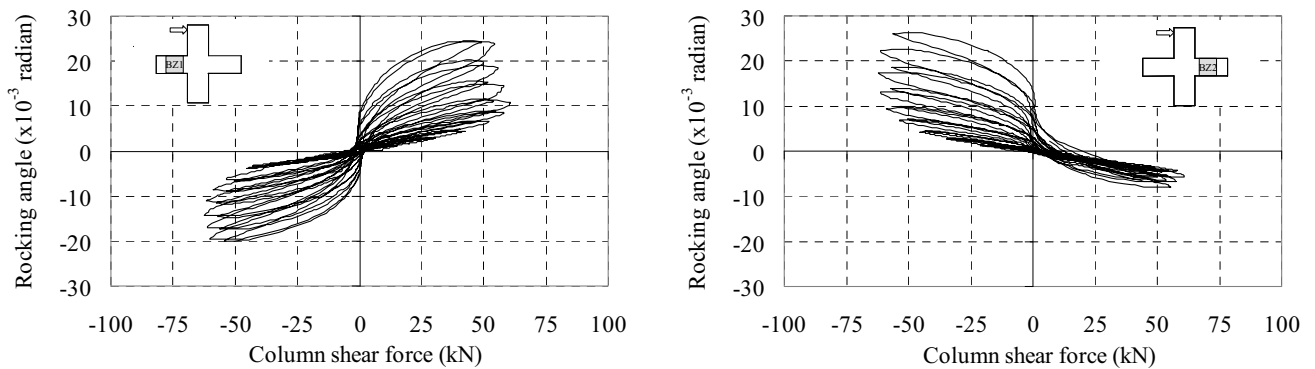


ก) คานด้านซ้าย

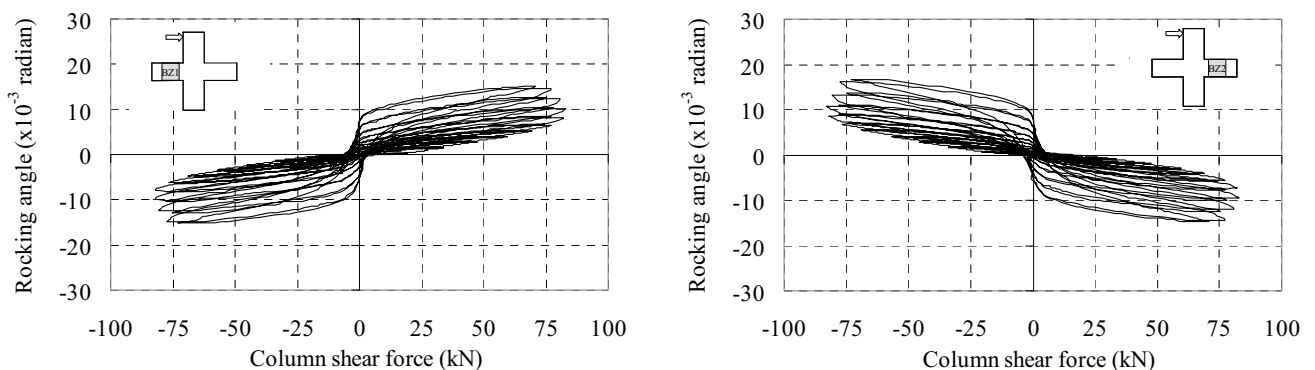


ข) คานด้านขวา

รูปที่ 4.48 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JT



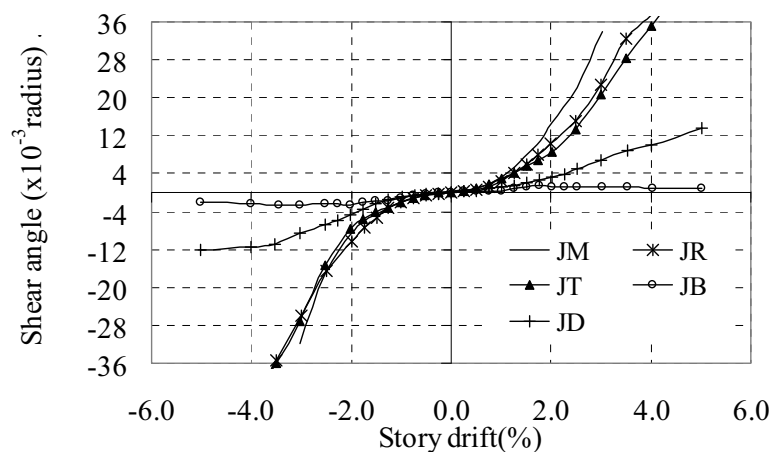
ก) คานด้านซ้าย ข) คานด้านขวา
รูปที่ 4.49 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JB



ก) คานด้านซ้าย ข) คานด้านขวา
รูปที่ 4.50 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนเกร็งกับแรงกระทำที่เสาของชิ้นทดสอบ JD

4.4.6 การวิเคราะห์พฤติกรรมของการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อ (Joint shear deformation)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์กับการเปลี่ยนรูปเฉือนภายในจุดต่อของชิ้นทดสอบทั้ง 5 แสดงในรูปที่ 4.51 ซึ่งการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อสามารถบ่งบอกถึงความเสี่ยงที่เกิดขึ้นที่จุดต่อ จากกราฟแสดงให้เห็นว่าชิ้นทดสอบ JB แสดงค่าการเปลี่ยนรูปเฉือนน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับชิ้นทดสอบ JM JR JT และ JD โดยค่าการเปลี่ยนรูปเฉือนมากที่สุดมีค่าประมาณ 0.003 रेเดียน 0.031 रेเดียน, 0.036 रेเดียน, 0.036 रेเดียน และ 0.015 रेเดียนสำหรับชิ้นทดสอบ JB JM JR JT และ JD ตามลำดับ ซึ่งค่าดังกล่าวสอดคล้องกับผลการทดลองโดยที่ชิ้นทดสอบ JB เกิดความเสียหายเพียงเล็กน้อยในจุดต่อ แต่เกิดความเสียหายอย่างหนักโดยเกิดจุดหมุนพลาสติกที่คานแทน ในขณะที่ชิ้นทดสอบ JM JR และ JT เกิดความเสียหายอย่างหนักในบริเวณจุดต่อ ส่วนชิ้นทดสอบ JD เกิดรูปแบบการวิบัติที่ผสมกันระหว่างจุดต่อและปลายคาน และพบว่าปริมาณเหล็กปลอกที่เสริมในจุดต่อในชิ้นทดสอบ JR และ JT ไม่ได้ช่วยลดการเปลี่ยนรูปเฉือนที่จุดต่อได้ เนื่องจากชิ้นทดสอบดังกล่าวมีความเสียหายอย่างหนักที่จุดต่อเช่นกัน



รูปที่ 4.51 การเปลี่ยนรูปเฉือนของจุดต่อ

4.4.7 การวิเคราะห์พฤติกรรมความเครียดของเหล็กนอนในคาน

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับความเครียดของเหล็กเส้นล่างในคานที่บริเวณห่างจากหน้าเสาด้านขวา และซ้าย 50 มม. (STBBR-gage และ STBBL-gage) ของชิ้นทดสอบทั้ง 5 แสดงในรูปที่ 4.52 จะเห็นว่าความเครียดของเหล็กนอนในคานของชิ้นทดสอบ JB และ JD (รูปที่ 4.52ข และรูปที่ 4.52จ) มีลักษณะที่แตกต่างจากชิ้นทดสอบอื่นๆ เนื่องจากมีค่าเลยจุดครากและสามารถพัฒนาจนถึงช่วงพลาสติก ในขณะที่ความเครียดของชิ้นทดสอบ JM JR และ JT (รูปที่ 4.52ก ถึง 4.37ค) มีค่ามากที่สุดแค่อู่ในช่วงคราก แต่ไม่พัฒนาไปจนถึงช่วงพลาสติก

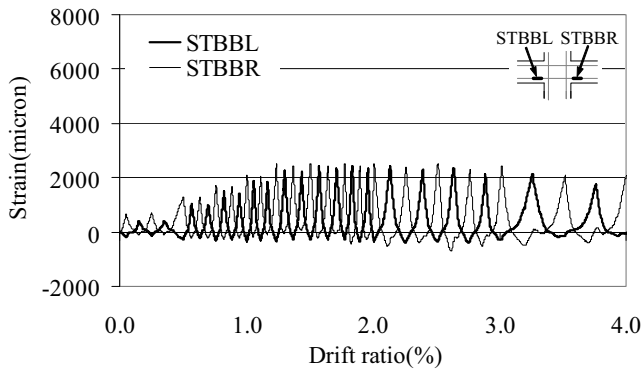
ในช่วงแรกของระยะได้เคลื่อนที่สัมพัทธ์พบว่าความเครียดของเหล็กเสริมบริเวณหน้าเสา 50 มม. ในชิ้นทดสอบทุกชิ้นยกเว้นชิ้นทดสอบ JB เป็นทั้งบวกและลบสลับกันตามจังหวะที่ถูกดึงและถูกอัดโดยไม่สมมาตรกันอย่างชัดเจน (รูปที่ 4.52) ค่าความเครียดดึงเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องในขณะที่ความเครียดอัดนั้นค่อย ๆ ลดเมื่อระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มขึ้น พฤติกรรมในลักษณะนี้เกิดขึ้นเนื่องจากการรูดไถลเฉพาะที่ และการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมนั่นเอง ภายได้แรงกระทำสลับทิศ รอยร้าวที่เกิดขึ้นและทำให้เหล็กเสริมเกิดการรูดไถลไม่สามารถปิดได้สนิท ทำให้ความเครียดดึงในเหล็กยังคงค้างอยู่และสะสมไปเรื่อย ๆ จนทำให้ความเค้นในด้านอัดค่อย ๆ กลายเป็นความเค้นดึง โดยชิ้นทดสอบ JM JR JT และ JD พบว่าเริ่มเกิดการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวตั้งแต่ระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่ $\pm 0.75\%$ โดยชิ้นทดสอบ JD แม้ว่าจะสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวไปบ้างจากการรูดไถล แต่ก็สามารถพัฒนาไปจนเลยจุดครากและช่วงพลาสติกได้ ส่วนชิ้นทดสอบ JB ความเครียดเป็นความเครียดดึงตั้งแต่แรก เนื่องจากไม่มีส่งถ่ายแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต แต่อย่างไรก็ตามการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวตั้งแต่แรกไม่ได้ส่งผลต่อการพัฒนาความเครียดในเหล็กนอนดังกล่าว ผลการทดสอบของชิ้นทดสอบ JB พบว่าเหล็กนอนในคานสามารถพัฒนาจนถึงช่วงพลาสติกได้แม้กระทั่งภายหลังที่ชิ้นทดสอบสามารถต้านทาน

แรงสูงสุดแล้ว ส่วนในจังหวะที่ต้องรับแรงอัดนั้น คอนกรีตปลายคานทำหน้าที่นี้แทนจึงเกิดความเสียหายอย่างหนักเนื่องจากแรงอัดที่ปลายคานในชั้นทดสอบนี้

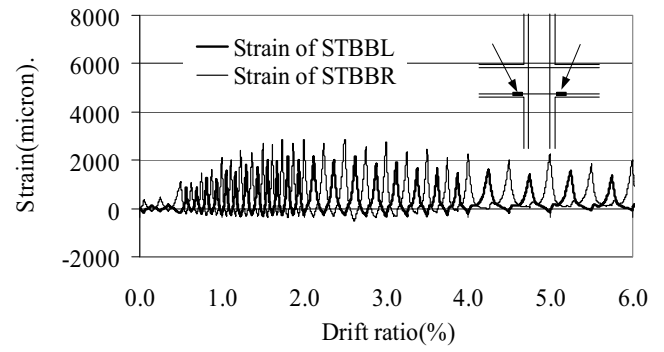
ความต้องการแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมในจุดต่อนั้นสามารถตรวจสอบได้จากดัชนีโครงสร้างอัตราส่วนความลึกเสาต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมคานที่ผ่านจุดต่อ h_c / d_b ซึ่งมาตรฐานของ ACI กำหนดไว้ควรมีค่ามากกว่า 20 เพื่อป้องกันการวิบัติที่จุดต่อ แต่จากตรวจสอบชั้นทดสอบ JM JR และ JT พบว่าอัตราส่วนดังกล่าวผ่านเกณฑ์ของ ACI ทั้งหมดคือมีค่าเท่ากับ 29 ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ทุกชั้นทดสอบไม่ได้สูญเสียแรงยึดเหนี่ยวไปทั้งหมด มีเพียงแต่การสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวเฉพาะที่เท่านั้น และจากการสังเกตความเครียดในเหล็กนอนในคานของชั้นทดสอบทั้ง 3 ที่บริเวณหน้าเสา 50 มม. (รูปที่ 4.52) กับความเครียดในจุดต่อ (รูปที่ 4.53) มีค่าต่างกันอย่างชัดเจน แสดงให้เห็นว่ายังมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตอยู่ ชั้นทดสอบ JR และ JT แม้จะเสริมเหล็กปลอกเป็นจำนวนมากในจุดต่อแต่ก็ไม่สามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ เนื่องจากความไม่เพียงพอของพื้นที่ประสิทธิผลในจุดต่อนั้นเอง สำหรับชั้นทดสอบ JB พบว่าความเครียดของเหล็กนอนที่กึ่งกลางเสามีค่าเกือบจะเท่ากับค่าความเครียดที่หน้าเสาทั้งสองฝั่ง สอดคล้องกับผลการทดสอบที่ชั้นทดสอบนี้ได้ตัดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตในจุดต่อตั้งแต่แรก

ตารางที่ 4.13 สรุปผลการทดสอบ

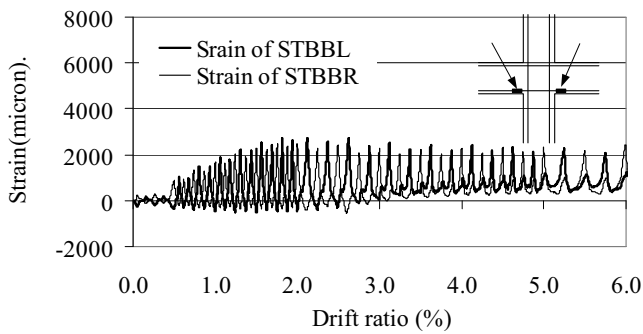
ผลการทดลอง	ชั้นทดสอบ				
	JM	JR	JT	JB	JD
Range of elastic behavior	0 - 0.5%	0 - 0.5%	0 - 0.5%	0 - 0.5%	0 - 0.5%
Yield strength of specimen(kN)	71	74	72	61	82
% Drift at yield	1.25%	1.25%	1.25%	1.50%	1.75%
Maximum strength (kN)	72	84	86	61	83
% Drift at maximum	1.75%	2.50%	2.50%	1.50%	2.0%
Mode of failure	Joint shear	Joint shear	Joint shear	Beam splitting	Joint shear
% Drift at failure	2.50%	3.0%	3.50%	3.50%	& beam crushing 3.50%
Ductility factor	2.0	2.4	2.8	2.33	2.0



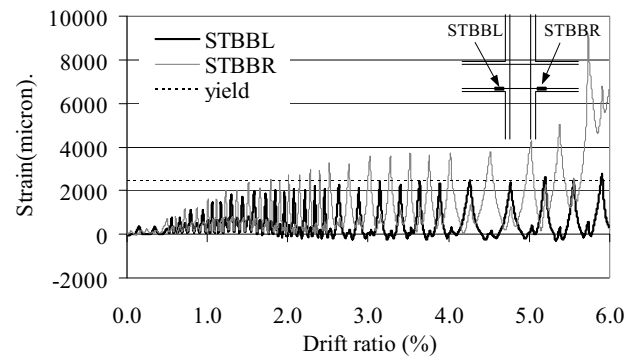
(ก) ชิ้นทดสอบ JM



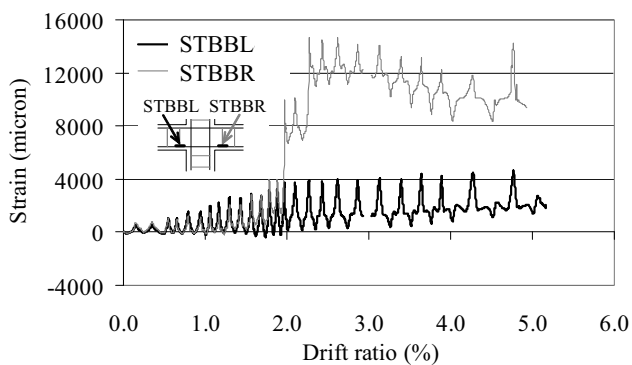
(ข) ชิ้นทดสอบ JR



(ค) ชิ้นทดสอบ JT

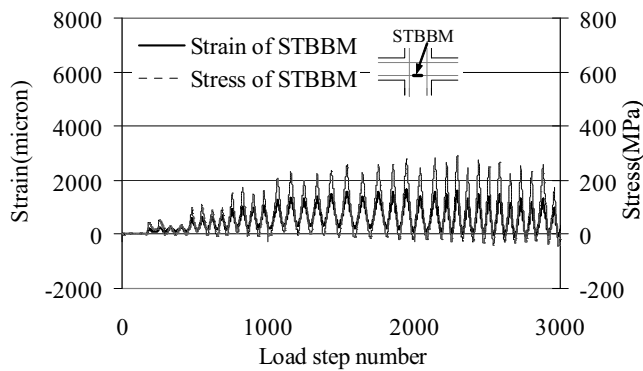


(ง) ชิ้นทดสอบ JB

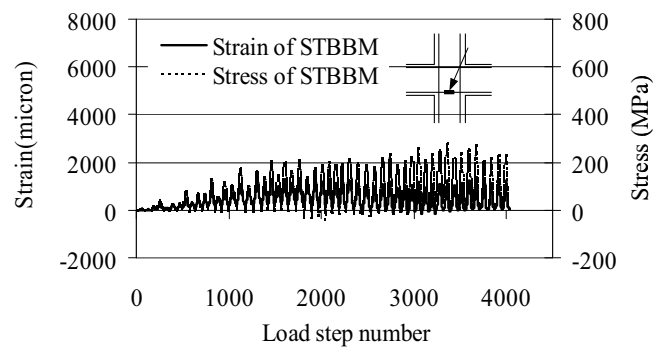


(จ) ชิ้นทดสอบ JD

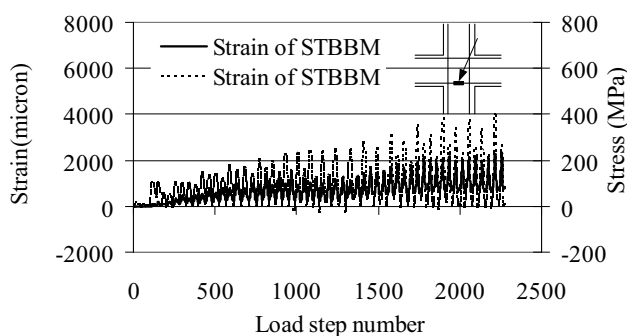
รูปที่ 4.52 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเหล็กนอนในคานกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์



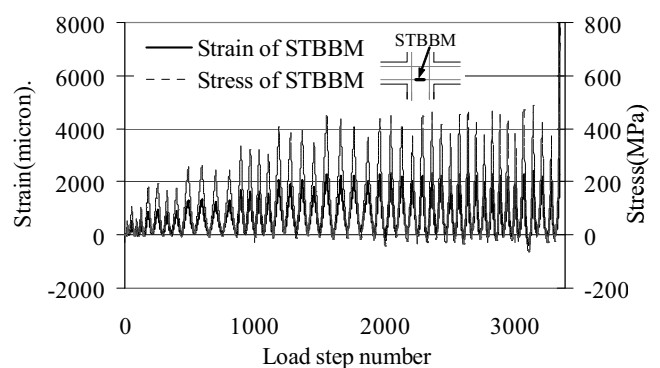
(ก) ซึ้นทดสอบ JM



(ข) ซึ้นทดสอบ JR



(ค) ซึ้นทดสอบ JT



(ง) ซึ้นทดสอบ JB

รูปที่ 4.53 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและความเค้นของเหล็กนอนในคาน (STBBM) กับ Load step number

4.4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามากที่สุดของแรงกระทำที่เสากับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ และความเค้นที่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

จากกราฟของค่ามากที่สุดในแต่ละรอบการเคลื่อนที่ของแรงกระทำที่เสา (Envelop load) กับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (รูปที่ 4.54) จะเห็นว่าซึ้นทดสอบ JT แสดงค่าแรงกระทำที่เสามากที่สุด รองลงมาได้แก่ ซึ้นทดสอบ JR JD JM และ JB ตามลำดับ เนื่องจากซึ้นทดสอบ JT และ JR มีการเสริมเหล็กปลอกที่จุดต่อตามมาตรฐานการออกแบบอาคารคานทานแผ่นดินไหวของ ACI ระดับรุนแรง และระดับปานกลาง ทำให้กำลังรับแรงเฉือนที่จุดต่อเพิ่มสูงขึ้น ระดับความเหนียวเพิ่มเพียงเล็กน้อย โดยมีค่าเท่ากับ 2.8 และ 2.4 ตามลำดับ ซึ่งพิสูจน์ให้เห็นว่าการเพิ่มจำนวนเหล็กปลอกในจุดต่อเพียงอย่างเดียว ไม่สามารถป้องกันการวิบัติเนื่องที่จุดต่อได้ ซึ้นทดสอบ JB สามารถต้านทานแรงได้ต่ำสุดโดยมีค่าต่ำกว่าซึ้นทดสอบ JM ประมาณ 15% แต่จากการสังเกตกราฟของค่ามากที่สุด พบว่าซึ้นทดสอบมีการลดลงของกำลังอย่างค่อยเป็นค่อยไป เป็นพฤติกรรมที่ดีต่อการต้านทานแผ่นดินไหวที่โครงสร้างไม่ได้วิบัติอย่างฉับพลัน โดยระดับความเหนียวมีค่าเท่ากับ 2.33

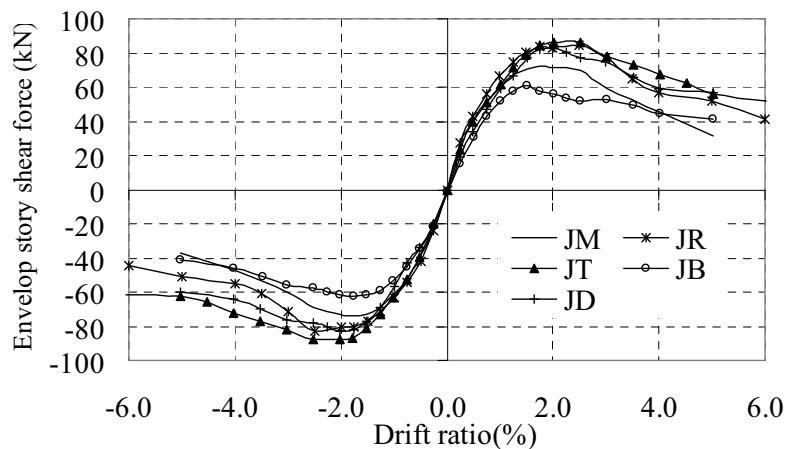
หากพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นที่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ ดังรูปที่ 4.56 ซึ่งความเค้นที่จุดต่อสามารถคำนวณได้จากแรงเฉือนที่ผ่านเข้าไปยังจุดต่อหารด้วยพื้นที่ประสิทธิผลของจุดต่อ (column core) ดังสมการที่ (4-7)

$$v_j = \frac{V_{jh}}{A_j} \quad (4-7)$$

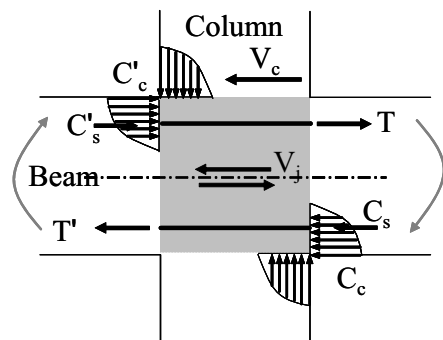
เมื่อ v_j คือความเค้นเฉือน V_{jh} แรงเฉือนในราบที่กระทำที่จุดต่อ A_j คือพื้นที่ประสิทธิผลของจุดต่อ

โดยแรงเฉือนที่กระทำที่จุดต่อ V_{jh} สามารถหาได้จากสมการที่ (4-1) สำหรับกรณีที่มีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตดี ได้แก่ ชี้นทดสอบ JM JR JT และ JD สำหรับกรณีชี้นทดสอบ JB ซึ่งได้ตัดแรงยึดเหนี่ยวตั้งแต่แรก สามารถคำนวณแรงเฉือนที่กระทำในจุดต่อ ได้ดังสมการที่ (4-11) ซึ่งแผนภาพอิสระ (Free body diagram) ของชี้นทดสอบ ทั้ง 5 ได้แสดงดังรูปที่ 4.55

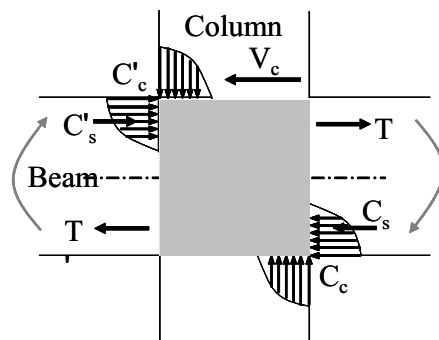
เมื่อ T และ T' ได้จากการแปลงความเครียดเหล็กนอนในคานบริเวณหน้าเสาทั้งสองฝั่ง เป็นแรงกระทำตามแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่เสนอโดย Kato 1979 ส่วน V_{cj} ใช้แรงกระทำที่เสา



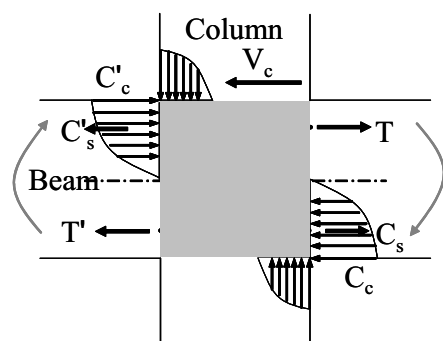
รูปที่ 4.54 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามากที่สุดของแรงกระทำกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์



(ก) จินตทดสอบ JM JR และ JT



(ข) จินตทดสอบ JD



(ค) จินตทดสอบ JB

รูปที่ 4.55 แผนภาพอิสระแสดงการคำนวณแรงเฉือนภายในจุดต่อ

สำหรับกรณีที่มีแรงยึดเหนี่ยวดี (จินตทดสอบ JM JR JT และ JD)

แรงเฉือนในแนวราบภายในจุดต่อมีค่าดังสมการที่ (4-8) เมื่อใช้ผลรวมของแรงในแนวราบดังแสดงในแผนภาพอิสระรูปที่ 4.55(ก) และ 4.55(ข)

$$V_{jh} = T + C'_c + C'_s - V_{cj} \quad (4-8)$$

$V_{jh} = T + T' - V_{cj}$ ซึ่งคือสมการที่ (4-1) นั่นเอง เมื่อ $T' = C'_c + C'_s$

สำหรับกรณีที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวตั้งแต่เริ่มต้น (จินตทดสอบ JB)

แรงเฉือนในแนวราบภายในจุดต่อมีค่าดังสมการที่ (4-9) เมื่อใช้ผลรวมของแรงในแนวราบดังแสดงในแผนภาพอิสระรูปที่ 4.55(ค)

$$V_{jh} = T + C'_c - C'_s - V_{cj} \quad (4-9)$$

เนื่องจาก $T = C'_s$ ทำให้สมการที่ (4-9) สามารถเขียนได้ดังสมการที่ (4-10)

$$V_{jh} = C'_c - V_c \quad (4-10)$$

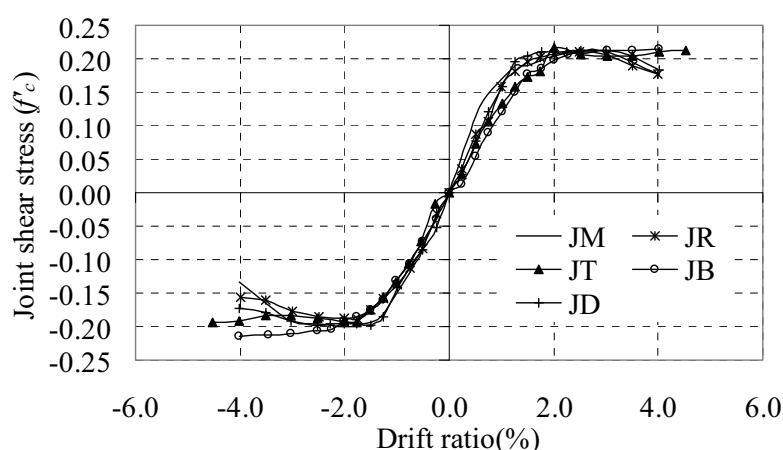
แต่ $C'_c = T + T'$ สามารถเขียนสมการที่ (4-8) ได้ดังสมการที่ (4-11)

$$V_{jh} = T + T' - V_{cj} \quad (4-11)$$

ซึ่งก็คือสมการที่ (4-1) นั่นเอง จะเห็นได้ว่าไม่ว่าจะมีหรือไม่มีแรงยึดเหนี่ยวก็ตาม เราสามารถใช้สมการที่ (4-1) ในการหาคำนวณแรงเฉือนภายในจุดต่อได้

จากกราฟรูปที่ 4.56 จะเห็นได้ว่าชิ้นทดสอบ JB ด้านทานแรงกระทำได้น้อยที่สุด แม้จะถูกตัดแรงยึดเหนี่ยวไปตั้งแต่แรก แต่ก็ไม่ได้แสดงให้เห็นว่าสามารถลดแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าสู่จุดต่อได้ สังเกตจากแรงเฉือนที่ถ่ายเข้าสู่จุดต่อมีค่าใกล้เคียงกับชิ้นทดสอบอื่น ๆ แต่ปลายคานทำหน้าที่รับแรงอัดแทน ทำให้การวิบัติเปลี่ยนไปเกิดที่ปลายคานแทน ส่วนชิ้นทดสอบ JM JR JT และ JD สามารถต้านทานแรงกระทำจากเสาได้มากกว่า และมีค่ามากที่จุดเท่ากับ $0.21f'_c$ $0.21f'_c$ $0.22f'_c$ และ $0.21f'_c$ ตามลำดับ เมื่อคำนวณโดยใช้พื้นที่ประสิทธิภาพ 350x200 มม. ทำให้ความเค้นกระจายเข้าสู่จุดต่อและเกิดการวิบัติที่จุดต่อในที่สุด

หากเปรียบเทียบกับมาตรฐานการออกแบบของประเทศนิวซีแลนด์ NZS3101:1995 ซึ่งระบุในการออกแบบจุดต่อหากต้องการหลีกเลี่ยงการวิบัติที่จุดต่อควรออกแบบให้ความเค้นที่จุดต่อไม่เกิน $0.2f'_c$ จะเห็นว่าสอดคล้องกับผลการทดลองที่ชิ้นทดสอบ JM JR JT และ JD ให้ค่าความเค้นที่มากกว่ามาตรฐานระบุจึงเกิดการวิบัติที่จุดต่อนั่นเอง



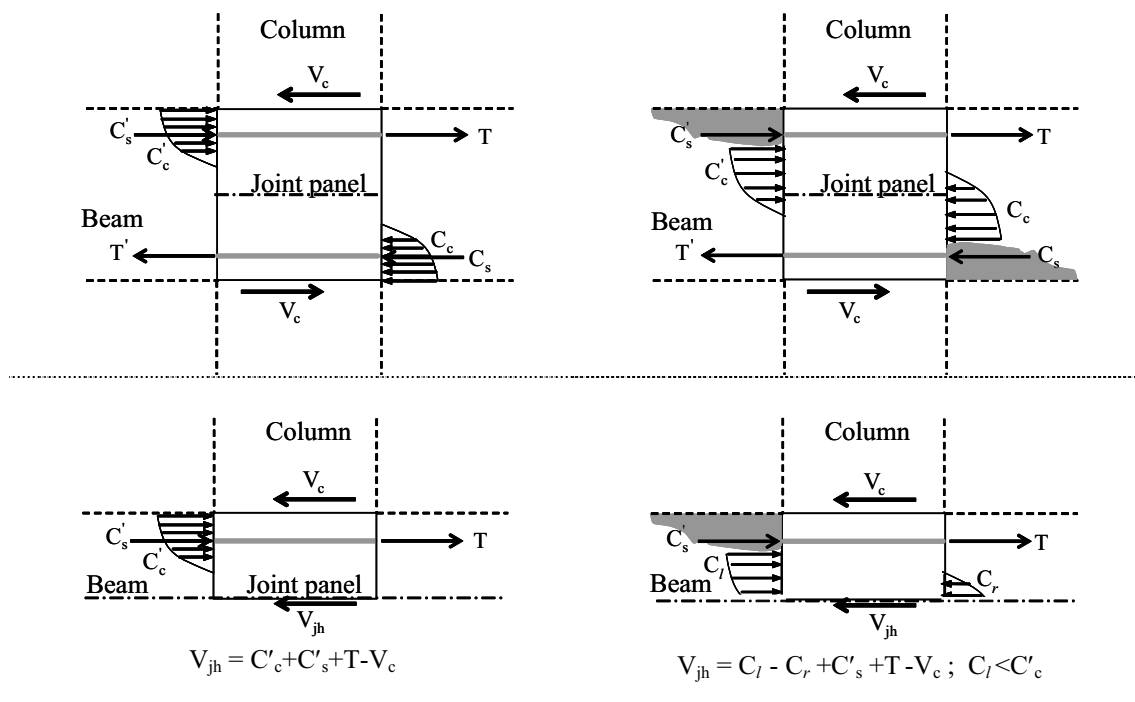
รูปที่ 4.56 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นที่กระจายเข้าสู่จุดต่อกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์

แม้ว่าชิ้นทดสอบ JB จะมีความเค้นเฉือนในจุดต่อที่มาก แต่ก็มีรูปแบบการเปลี่ยนรูปเฉือนที่น้อยภายในจุดต่อ ซึ่งสามารถสรุปได้ว่าความเสียหายที่เกิดขึ้นภายในจุดต่อไม่ได้มีความสัมพันธ์กับความเค้นเฉือน

ภายในจุดต่อที่คำนวณจากความเค้นภายในเหล็กเสริมเพียงอย่างเดียว นั่นคือความเค้นเฉือนจริงที่เกิดขึ้น อาจมีค่าน้อยกว่าความเค้นเฉือนที่คำนวณจากเหล็กเสริมเพียงอย่างเดียว เนื่องจากกรณีที่คอนกรีต ปลายคานหลุดกะเทาะออกเนื่องจากการบดอัด จากรูปที่ 4.57 จะเห็นว่าแนวแรงอัดลัพธ์ของคอนกรีตได้ เลื่อนต่ำลงมาถึงศูนย์กลางของหน้าตัด ซึ่งเป็นสาเหตุให้แกนของโมเมนต์ระหว่างแรงดึงในเหล็กและ แรงอัดลัพธ์ในคอนกรีตมีค่าลดลง ทำให้ความเค้นเฉือนที่เกิดขึ้นจริงมีค่าน้อยกว่าความเค้นเฉือนที่ คำนวณด้วยความเค้นในเหล็กเสริมเพียงอย่างเดียว ดังนั้นการคำนวณความเค้นโดยใช้สมการที่ (4-9) เพียงอย่างเดียวจึงไม่ถูกต้องนัก ความเค้นเฉือนในกรณีนี้ควรจะคำนวณจากผลรวมของกำลังรับแรงอัด ของคอนกรีต ดังแสดงในสมการที่ (4-12) และเมื่อคอนกรีตได้หลุดกะเทาะออกไปแล้ว นอกจากนั้นแล้ว แรงอัดลัพธ์ที่เกิดขึ้นภายหลังจากหน้าตัดคานบางส่วนหลุดกะเทาะ ไปแล้วนั้นยังทำให้แรงอัดในแนว ทแยงจากผลรวมแรงอัดในคานและเสา (diagonal compressive strut) ภายในจุดต่อได้เปลี่ยนไป โดยมีความชันลดลง (ดังรูปที่ 4.58) เป็นผลให้กำลังรับแรงเฉือนในจุดต่อมีค่าเพิ่มขึ้นด้วย

$$V_{jh} = C_l + C_r + C'_s + T - V_c \quad (4-12)$$

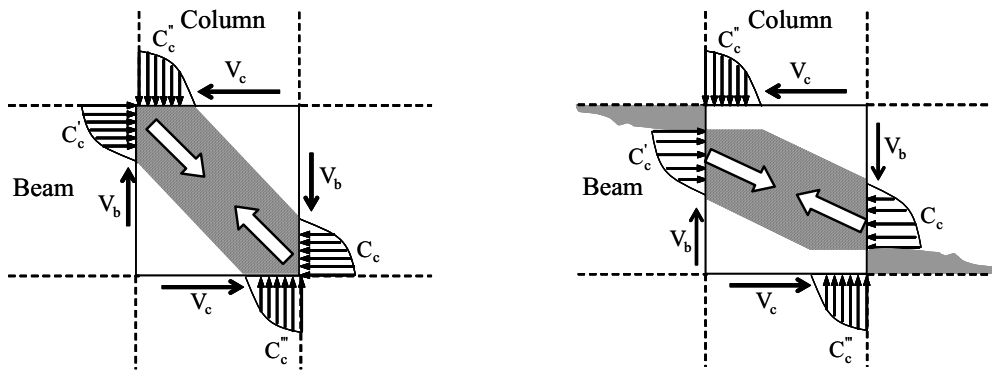
เมื่อ C_l และ C_r เป็นอัดแรงลัพธ์ใหม่ทางด้านซ้ายและด้านขวาของจุดต่อ โดย $C_l < C'_c$



ก) ก่อนที่คอนกรีตคานจะหลุดกะเทาะ

ข) ภายหลังจากที่คอนกรีตคานหลุดกะเทาะ

รูปที่ 4.57 แรงเฉือนในแนวราบของชิ้นทดสอบ



ก) แรงอัดในแนวทแยงก่อนที่ปลายคานจะหลุด ข) แรงอัดในแนวทแยงภายหลังที่ปลายคานได้หลุดกะเทาะแล้ว

รูปที่ 4.58 การเปลี่ยนแปลงแรงอัดในแนวทแยงภายในจุดต่อเนื่องจากปลายคานหลุดกะเทาะ

4.5 สรุปผลการทดลอง

จากการศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 1/2 เท่าของขนาดจริง ซึ่งสร้างจากการรวบรวมข้อมูลดัชนีโครงสร้างอาคารที่มีความสูงปานกลางที่ก่อสร้างในประเทศไทย และไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหว ขึ้นทดสอบดังกล่าวได้ถูกทดสอบในห้องปฏิบัติการโดยในแต่ละขึ้นทดสอบได้รับการเสริมเหล็กในข้อต่อในลักษณะต่างๆ จำนวน 5 ขึ้น เพื่อศึกษาผลกระทบของจุดต่อที่ไม่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว ผลกระทบของแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมกับคอนกรีตภายในจุดต่อ ผลของเหล็กปลอกที่เสริมในจุดต่อ และผลของความเค้นเฉือนในจุดต่อ จากการวิเคราะห์สามารถสรุปได้ดังนี้

1. ขึ้นทดสอบที่ไม่ได้เสริมเหล็กเพื่อต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว (JM) มีความอ่อนแอต่อการวิบัติแบบเฉียบพลันด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ มีพฤติกรรมที่ไม่เหมาะสมต่อการต้านทานแผ่นดินไหวสามารถสลายพลังงานได้น้อย มีระดับความเหนียวที่ต่ำ
2. ขึ้นทดสอบที่ไม่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กต้านทานแผ่นดินไหวนี้มีอัตราส่วนความลึกละเอียดต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กในคานที่ผ่านจุดต่อ (h_c / d_b) เท่ากับ 29 ผ่านมาตรฐานของ ACI จึงไม่เกิดปัญหาเรื่องการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวของเหล็ก มีแต่เพียงการรูดไหลเฉพาะที่เท่านั้น แม้ว่าจะเกิดการวิบัติที่จุดต่อ
3. ขึ้นทดสอบที่เสริมเหล็กเป็นไปตามมาตรฐานของ ACI ในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลางและระดับสูง (ขึ้นทดสอบ JR และ ขึ้นทดสอบ JT) สามารถเพิ่มกำลังต้านทานได้ 17% และ 19% ตามลำดับเมื่อเทียบกับขึ้นทดสอบ JM แต่ก็ไม่สามารถเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อได้ แม้ว่าขึ้น