การเสริมกำลังต้านทานแผ่นดินไหวโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กภายนอกที่มีเสาอ่อนแอด้วยค้ำยันที่จุดต่อ

Seismic Strengthening of Weak Column Reinforced Concrete Exterior Frames Using Joint Bracing Struts

เมธาวิกร สืบก่ำ,* ชยานนท์ หรรษภิญโญ ปิยะพงษ์ วงค์เมธา และ กิตติศักดิ์ ขอนเอิบ

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
**Corresponding author; E-mail address: methavikorn_su@cmu.ac.th*

บทคัดย่อ

มีอาคารที่อ่อนแอต่อแผ่นดินไหวจำนวนมากในพื้นที่ภาคเหนือที่ออกแบบและก่อสร้างก่อนกฎหมายควบคุมการออกแบบต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวโดยลักษณะของโครงสร้างนั้นต้องได้รับการปรับปรุงแก้ไข ซึ่งบทความนี้ได้นำเสนอผลการทดสอบการให้แรงสลับทิศของตัวอย่างโครงเฟรมคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายนอก จำนวน 3 ตัวอย่าง ตัวอย่างที่ 1 เป็นตัวอย่างโครงเฟรมที่มีลักษณะเสาอ่อน-คานแข็ง ตัวอย่างที่ 2 และ 3 มีรายละเอียดเหมือนกับตัวอย่างที่ 1 แต่มีการเสริมกำลังจุดต่อด้วยค้ำยันเหล็กกล่องกลวงและค้ำยันเหล็กกล่องกรอกมอร์ต้ากำลังอัดสูงไม่หดตัว ผลการทดสอบพบว่าตัวอย่างที่ไม่เสริมกำลังเกิดรอยร้าวแนวทแยงที่จุดต่อคาน-เสาอย่างรุนแรง ทำให้กำลังรับแรงด้านข้างลดลงอย่างรวดเร็ว มีค่ากำลังสูงสุด 15.02 กิโลนิวตัน ส่วนตัวอย่างที่มีการเสริมกำลังด้วยการค้ำยันที่จุดต่อคาน-เสานั้นสามารถเพิ่มกำลังในการรับแรงสลับทิศ เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างที่ไม่ได้เสริมกำลังสามารถรับได้เพิ่มขึ้นโดยเฉลี่ยทั้งสองทิศทาง 64.86% และ 157.27% ตามลำดับ ในบริเวณพื้นที่จุดต่อคาน-เสาพบรอยแตกร้าวแนวทแยงในทุกตัวอย่าง ซึ่งในสภาวะประลัยตัวอย่างที่มีการเสริมกำลังเหล็กกล่องเกิดการโก่งเดาะที่บริเวณใกล้เคียงกับรอยเชื่อมระหว่างเหล็กกล่องกับแผ่นเหล็ก

คำสำคัญ: แรงสลับทิศ, ค้ำยันจุดต่อ, จุดต่อคาน-เสาภายนอก

Abstract

There have been many seismically vulnerable buildings with non-seismically designed reinforced concrete buildings in the northern area. This study presents a test of three externally reinforced concrete beam-column joints under cyclic loading. The first specimen was a strong beam-weak column exterior frame. The remaining two frames were the same as the first frame, but with joint bracing made of either rectangular hollow steel or non-shrinkage mortar-infilled hollow steel. The test results showed that the specimen without bracing failed due to severe diagonal cracking, which rapidly reduced the lateral load; the maximum load is 15.02 kN. The rectangular hollow steel and non-shrinkage mortar-infilled hollow steel bracing respectively increased the cyclic load by 64.86% and 157.27% in average compared with that of the specimen without bracing. All specimens had diagonal cracks around the joint area. At the ultimate state, local buckling of the bracing strut close to the weld between the bracing strut and steel plate was found.

Keywords: Cyclic load, Joint Bracing, External Beam-Column Joint

1. คำนำ

ในอดีตอาคารส่วนใหญ่ในประเทศไทยที่ก่อสร้างขึ้นไม่ได้ออกแบบมาเพื่อรองรับแรงแผ่นดินไหว และมีอาคารจำนวนมากที่มีพฤติกรรมที่อ่อนแออย่างมากเมื่อเกิดภัยแผ่นดินไหวขึ้น ทำให้โครงสร้างนั้นจะพังทลายลงมาอย่างเฉียบพลัน ซึ่งหากมีผู้คนที่อยู่ภายในอาคารหรืออยู่ใกล้บริเวณตัวอาคารจะไม่สามารถหาทางเอาชีวิตรอดจากภัยพิบัติที่เกิดขึ้นได้

ในทางปฏิบัติตามมาตรการเพื่อป้องกันความเสียหายจากภัยแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นสำหรับอาคารเก่าที่อ่อนแอ ต้องมีการทุบทำลายโครงสร้างเดิมและสร้างขึ้นใหม่ หรือทำการเสริมกำลังให้กับโครงสร้างเดิมเพื่อให้สามารถใช้งานได้ต่อเนื่องขึ้นอยู่กับการออกแบบในการเสริมกำลัง โดยเมื่อเปรียบเทียบราคาและงบประมาณ ระหว่างการทุบทำลายโครงสร้างเดิมแล้วสร้างขึ้นใหม่กับการเสริมกำลังให้โครงสร้างเดิม อาจมีส่วนต่างมูลค่าที่เกิดขึ้นนั้นสำหรับการเสริมกำลังมีการใช้ต้นทุนในโครงการที่น้อยกว่าในบางกรณีในบางพื้นที่ที่มีการควบคุมการก่อสร้างอาคารใหม่ การเลือกที่จะเสริมกำลังอาคารเก่าจะเป็นแนวทางที่ดีกว่า ซึ่งในการศึกษานี้จะมุ่งเน้นไปที่การเสริมกำลังให้กับโครงสร้างอาคารเรียนตามแบบมาตรฐานของอาคารเรียนในประเทศไทยที่ถูกสร้างขึ้นมาเป็นจำนวนมากด้วยแบบก่อสร้างที่คล้ายคลึงกัน มีลักษณะคืออาคารใต้ถุนโล่ง ความยาวคานช่วงพาดระหว่างเสากว้าง ในลักษณะเช่นนี้ทำ

ให้โครงสร้างอาคารมีสัดส่วนของคานที่ลึกและมีขนาดเสาที่เล็ก ซึ่งลักษณะโครงสร้างนี้มีความอ่อนแอต่อแรงแผ่นดินไหว ทำให้โคงสร้างเสียหายบริเวณตำแหน่งเสาหรือจุดต่อก่อนตำแหน่งอื่นๆ ดังรูปที่ 1

บทความนี้ได้นำเสนอผลการทดสอบและการเปรียบเทียบพฤติกรรมของตัวอย่างโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กจุดต่อคาน-เสาภายนอก เสริมกำลังด้วยการค้ำยันที่จุดต่อ จำนวน 3 ตัวอย่าง ได้แก่ ตัวอย่างที่ 1 เป็นตัวอย่างโครงเฟรมที่ไม่ได้เสริมกำลัง ตัวอย่างที่ 2 เป็นตัวอย่างที่เสริมกำลังด้วยเหล็กกล่องกลวง และตัวอย่างที่ 3 เป็นตัวอย่างที่เสริมกำลังด้วยเหล็กกล่องขนาดเดียวกัน แต่มีการกรอกมอร์ต้ากำลังอัดสูงไม่หดตัวเข้าไปในเหล็กกล่อง โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อเพิ่มกำลังให้จุดต่อและลดความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณเสาหรือจุดต่อให้น้อยที่สุด



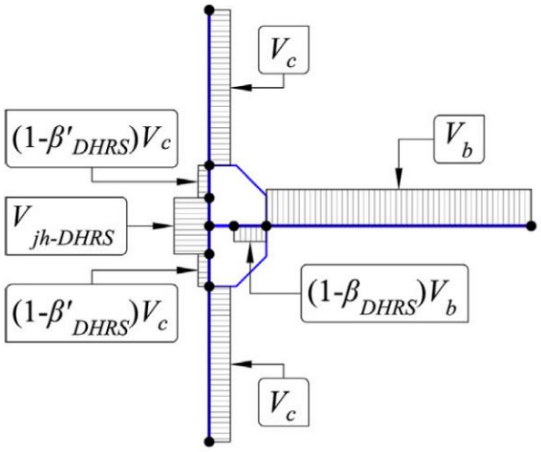
รูปที่ 1 ความเสียหายบริเวณจุดต่อคาน-เสา ของอาคารโรงเรียนแม่ลาววิทยาคม จากเหตุแผ่นดินไหวจังหวัดเชียงราย ปี พ.ศ.2557

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

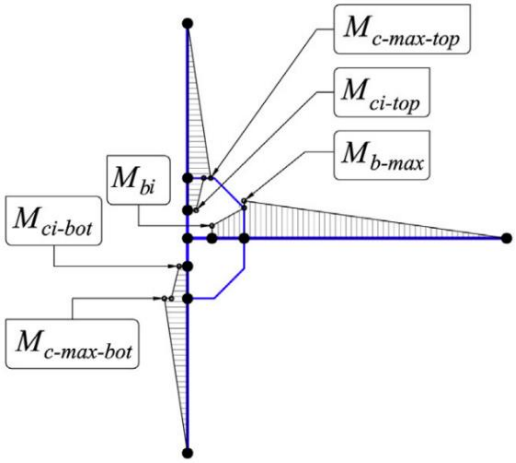
2.1 ออกแบบการเสริมกำลังด้วยการค้ำยันที่จุดต่อคาน-เสา

Yu et al.[1] ได้ศึกษาการเพิ่มสมรรถภาพของโครงสร้างเหล็กโดยมีการเชื่อมเหล็ก(triangular welded haunch) ตรงบริเวณจุดต่อคาน-เสา โดยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นตรงบริเวณส่วนคานเมื่อเปรียบเทียบกับโครงสร้างที่ไม่มีการค้ำยันบริเวณนี้ ผลปรากฏว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นตรงตำแหน่งคานนั้นมีค่าน้อยลง

Pampanin et al. [2] และ Zabihi [3] ได้ศึกษาและพัฒนาสมการตัวแปร -factor เพื่อใช้ในการวิเคราะห์การเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีติดตั้งค้ำยันบริเวณจุดต่อคาน-เสา ทั้งบริเวณส่วนบนและล่างของคาน ซึ่งตัวแปรที่มีผลต่อค่า -factor จะมีการเพิ่มพารามิเตอร์สำหรับคุณสมบัติของคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งแตกต่างกับโครงสร้างเหล็ก และรวมไปถึงคุณสมบัติของวัสดุที่นำมาใช้ค้ำยันด้วย แสดงดังสมการที่ (1) เมื่อมีการติดตั้งค้ำยันให้กับตัวอย่างแล้ว ตัวอย่างจุดต่อคาน-เสาภายนอกคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีรูปแบบของแรงเฉือนและโมเมนต์ดังรูปที่ 2 โดย V_c คือแรงเฉือนเสา, V_b คือแรงเฉือนที่คาน V_{jh} คือแรงเฉือนที่จุดต่อ, $M_{c\text{-}max}$ คือโมเมนต์สูงสุดในเสา, $M_{b\text{-}max}$ คือโมเมนต์สูงสุดในคาน M_{ci} คือโมเมนต์ในเสาบริเวณหน้าจุดต่อ และ M_{bi} คือโมเมนต์ในคานบริเวณหน้าจุดต่อ



ก)



ข)

รูปที่ 2 ก) Shear Force Diagram; ข) Bending Moment Diagram

$$\beta = \frac{\kappa_{N1}N_1 + \kappa_{N2}N_2}{\kappa_{D1}D_1 + \kappa_{D2}D_2 + \kappa_{D3}D_3 + \kappa_{D4}D_4}\tan\alpha \qquad (1)$$

$$N_1 = 4ab + 3h_b a + 6Lb + 6h_b L$$

$$N_2 = \lambda_1\lambda_2\left(4ab + 3h_c b + 6Ha + 6h_c H\right)$$

$$D_1 = 4ab\tan\alpha + 3h_b a\tan\alpha + 3h_b b + 3h_b^{\,2}$$

$$D_2 = \frac{12E_c I_b}{K_h \cdot a\cos^2\alpha}$$

$$D_3 = \lambda_1\left(4ab\tan\alpha + 6h_c\tan\alpha + 3h_c^{\,2}\tan^2\alpha + \frac{12I_c\tan\alpha}{A_c}\right)$$

$$D_4 = \frac{12I_b}{A_b}$$

$$\lambda_1 = \frac{I_b b}{I_c a}, \lambda_2 = \frac{L_e b}{H_e a}$$

K_h = Axial stiffness of the haunch retrofitting system

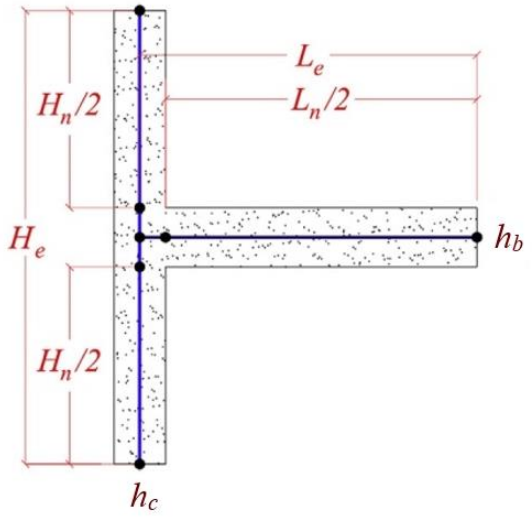
$$\beta' = \kappa'\left(\frac{H_e}{L_e\tan\alpha}\right)\beta \;;\quad \kappa' \text{ มีค่าตามตารางที่ 1}$$

โดยค่า ในสมการที่ (1) คือค่าสัมประสิทธิ์ที่มีผลต่อการเปลี่ยนถ่ายแรงโดยขึ้นอยู่กับลักษณะของการติดตั้งค้ำยัน มีค่าดังตารางที่ 1

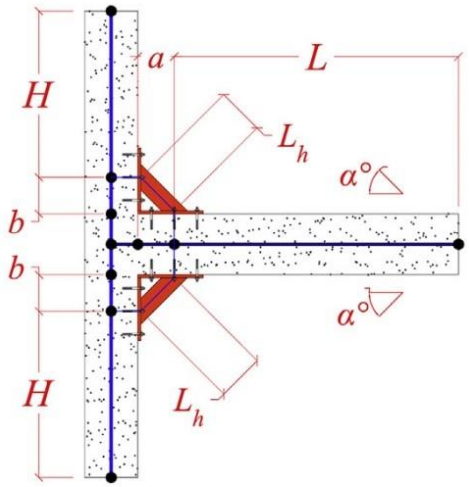
ตารางที่ 1 Beam shear transferring factor coefficients.

	N1	N2	D1	D2	D3	D4	
DHRS	1.0	1.0	1.0	0.5	0.5	0	0.5
SHRS				1.0	1.0	1.0	1.0

Note: Double haunch retrofitting system (DHRS) and Single haunch retrofitting system(SHRS)



ก)



ข)

รูปที่ 3 ก) non-retrofitted subassembly (NRS); ข) double haunch retrofitting system (DHRS)

โดยที่ a คือระยะค้ำคาน, b คือระยะค้ำเสา, L และ H แสดงดังรูปที่ 3, $L_n/2$ คือความยาวครึ่งหนึ่งของคาน, $H_n/2$ คือความครึ่งหนึ่งของเสา, L_h คือความยาวของค้ำยัน, h_b คือความลึกของคาน, h_c คือความลึกของเสา, α คือมุมระหว่างค้ำยันกับคาน, E_c คือโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต, I_b คือโมเมนต์ความเฉื่อนของคาน, I_c คือโมเมนต์ความเฉื่อยของเสา, A_b คือพื้นที่หน้าตัดของคาน, A_c คือพื้นที่หน้าตัดของเสา, L_e คือความยาวประสิทธิผลของคาน = $L+a+h_c/2$ และ H_e คือความยาวประสิทธิผลของเสา = $2(H+b)+h_b$

2.2 กำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อคาน-เสา

Vollum and Newman [4] ได้เสนอการประมาณกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กคาน-เสาภายนอก ให้ได้ใกล้เคียงกับแรงที่เกิดขึ้นจริงในการทดสอบ โดยได้ทำการวิเคราะห์ผลการทดสอบจริงของการทดสอบตัวอย่างจุดต่อโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กคาน-เสา ของแต่ละงานวิจัยที่ได้ทำการทดสอบตัวอย่างทดสอบที่ไม่ได้เป็นโครงสร้างที่ออกแบบมาเพื่อรองรับแรงแผ่นดินไหว ซึ่งมีรายละเอียดเหล็กเสริมปลอกหรือเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่มีจำนวนน้อยกว่าและระยะห่างเหล็กปลอกกว้างกว่า เมื่อเปรียบเทียบกับโครงสร้างที่มีการออกแบบตามมาตรฐานที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมที่รองรับแผ่นดินไหว จึงได้สมการวิเคราะห์เพื่อใช้ประเมินกำลังของจุดต่อตามสมการที่ (2)

$$V_c = 0.642\beta\left[1+0.555\left(2-\frac{h_b}{h_c}\right)\right]b_e h_c\sqrt{f_c} \qquad (2)$$

โดย V_c กำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ (N)

β มีค่าเท่ากับ 1.0 สำหรับการดัดงอเหล็กแบบตัว L และเท่ากับ 0.9 สำหรับการดัดงอเหล็กแบบตัว U

h_b คือ ความลึกของคาน (mm)

h_c คือ ความลึกของเสา (mm)

b_e คือ ความกว้างประสิทธิผลของจุดต่อ (mm) มีค่าดังนี้

ถ้า $(b_b < b_c)$, $b_e = \min\left(\frac{b_c+b_b}{2}; b_b+\frac{h_c}{2}\right)$

ถ้า $(b_b > b_c)$, $b_e = \min\left(b_b; b_c+\frac{h_c}{2}\right)$

f_c คือ กำลังอัดของคอนกรีตที่ได้จากผลทดสอบ (MPa)

3. วิธีการศึกษา

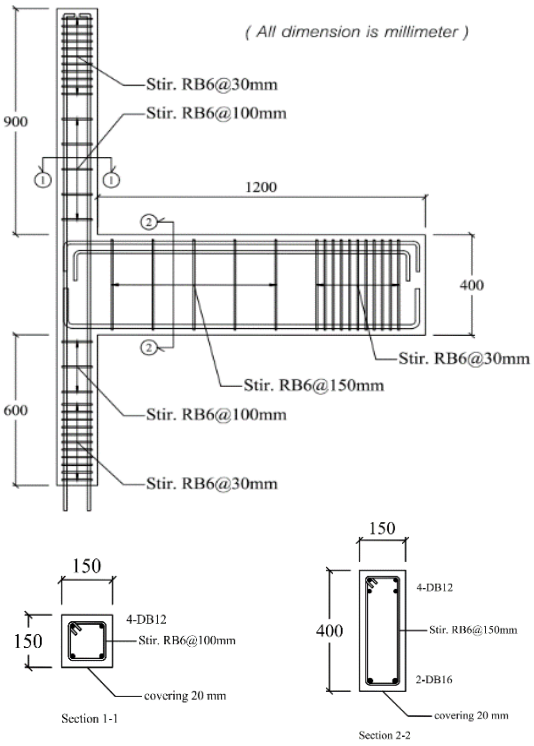
3.1 ตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา

ตัวอย่างที่นำมาทดสอบออกแบบมาโดยกำหนดให้มีพฤติกรรมเหมือนกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารโรงเรียนเก่าที่ไม่ได้ออกแบบมาเพื่อรองรับแรงแผ่นดินไหว เช่น อาคารเรียนจาก สพฐ. แบบ สปช.105/29 ออกแบบไว้เมื่อปี 2551 ซึ่งไม่มีการวางเหล็กเสริมปลอกที่มากพอในบริเวณจุดต่อหรือเสา ก่อนที่จะมีกฎกระทรวงฉบับใหม่ ปี 2564 ซึ่งสอดคล้องกับสภาพการณ์ปัจจุบันและมีความทันสมัยมากขึ้น โดยตัวอย่างมีรูปแบบการเสริมกำลังตามตารางที่ 2 ลักษณะของตัวอย่างดังรูปที่ 4 โดยกำลังอัดคอนกรีตที่ 28 วัน (f_c) หลังการทดสอบเท่ากับ 42.2 MPa และมีรายละเอียดของคุณสมบัติเหล็กเสริมตามตารางที่ 3

ตารางที่ 2 รูปแบบการเสริมกำลังของแต่ละตัวอย่าง

ชื่อตัวอย่าง	รูปแบบการเสริมกำลัง
SC1	ไม่มี
SC2	ค้ำยันด้วยเหล็กกล่องกลวง
SC3	ค้ำยันด้วยเหล็กกล่องกรอกมอร์ต้ากำลังอัดสูงไม่หดตัว

โดยเหล็กกล่องที่ใช้ในการเสริมกำลังด้วยวิธีการค้ำยันสำหรับตัวอย่าง SC2 และ SC3 จะใช้เหล็กกล่องสี่เหลี่ยมรูปพรรณรีดร้อนที่มีขนาดเดียวกัน คือ HSS-50x50x2.3 mm ชั้นคุณภาพ มอก.107-2533 มีกำลังรับแรงดึงที่จุดครากคือ 360 MPa



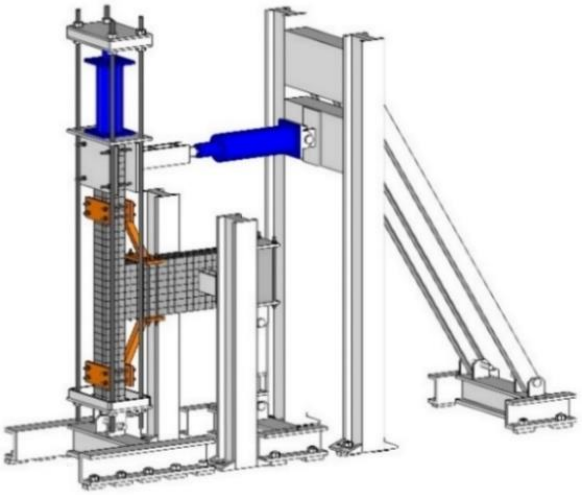
รูปที่ 4 รายละเอียดเหล็กเสริมของตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ

ตารางที่ 3 คุณสมบัติของเหล็กเสริม

Type	Class	Yield strength (MPa)
RB6	SR24	419.8
DB12	SD40	413.7
DB16	SD40	478.2

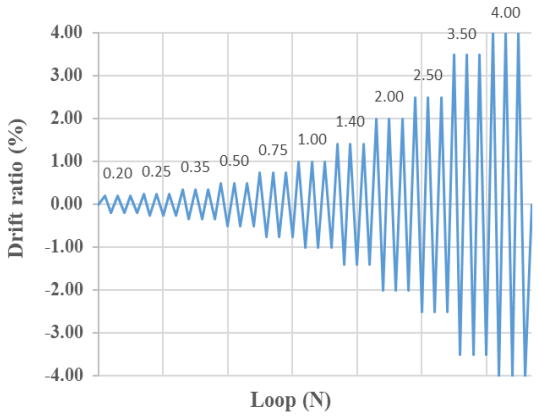
3.2 การติดตั้งตัวอย่างและการทดสอบ

การติดตั้งตัวอย่างเพื่อการทดสอบแสดงดังรูปที่ 5 โดยมีองค์ประกอบหลักดังนี้ ลักษณะของจุดรองรับที่ฐานเสาเป็นรูปแบบยึดหมุน(Pinned support) ที่ปลายคานเป็นจุดรองรับรูปแบบล้อเลื่อน(Roller support) ส่วนปลายเสาด้านบนมีการติดตั้ง Hydraulic Jack สำหรับการให้แรงสลับทิศ (Lateral load) และแรงกด(Axial load) ซึ่งแรงที่หัวเสาจะใช้แรงกดคงที่เท่ากับร้อยละ 20 ของกำลังรับแรงอัดของหน้าตัดเสา($20\%A_g f_c$) ส่วนการติดตั้งค้ำยันเป็นการติดตั้งที่บริเวณจุดต่อทั้งบนและล่างของคาน โดยมีระยะการค้ำยันวัดจากหน้าเสาเป็นระยะ 20 เซนติเมตร(ระยะค้ำคาน) วัดจากหน้าคานเป็นระยะ 40 เซนติเมตร(ระยะค้ำเสา) มีลักษณะของจุดรองรับเป็นรูปแบบยึดแน่น(Fixed support) โดยลักษณะของจุดรองรับของค้ำยันนี้ได้รับแนวทางการศึกษามาจากงานวิจัย*การเสริมกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวของจุดต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายนอกด้วยค้ำยันเหล็กกล่องสี่เหลี่ยม* โดย กิตติศักดิ์ ขอนเอิบ และคณะ (2564) [5]



รูปที่ 5 องค์ประกอบในการติดตั้งตัวอย่างทดสอบ

ในส่วนของการให้แรงสลับทิศจะทดสอบตามอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์(Drift ratio) ในแต่ละรอบตามมาตรฐาน ACI T1.1-01 [6] ดังรูปที่ 6 โดยมีการทดสอบซ้ำที่ระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เดียวกันทั้งหมด 3 รอบเพื่อประเมินเสถียรภาพและการเสื่อมถอยด้านกำลัง ในทั้งทิศทางแรงผลักและแรงดึงจนกว่าตัวอย่างเกิดการวิบัติ



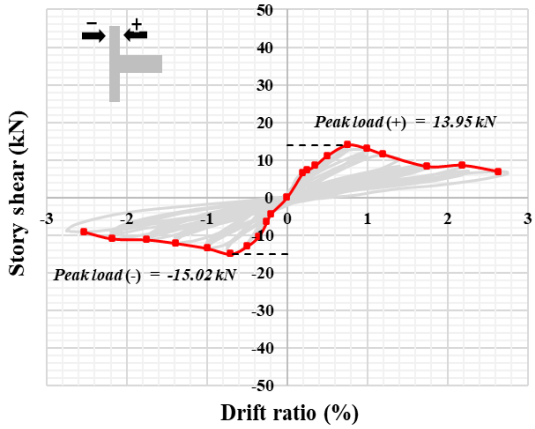
รูปที่ 6 การให้แรงสลับทิศโดยการควบคุมระยะ Drift ratio (ACI T1.1-01)

4. ผลการศึกษา

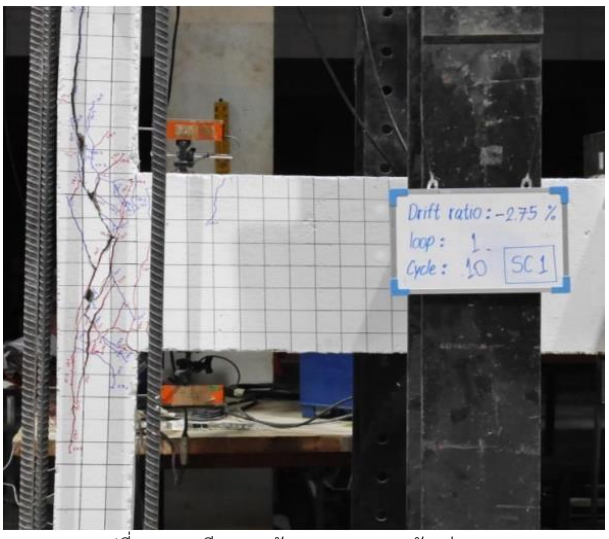
4.1 ตัวอย่าง SC1

ตัวอย่าง SC1 นี้เป็นตัวอย่างที่ไม่ได้มีการเสริมกำลัง มีพฤติกรรม Hysteresis ดังรูปที่ 7 ตัวอย่างเริ่มมีรอยร้าวเกิดขึ้นที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.50% บริเวณที่จุดต่อคาน-เสาของตัวอย่าง จากนั้นเมื่อทำการทดสอบต่อไป ที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 1.00% เกิดรอยร้าวแนวทแยง(diagonal cracks) สะสมเพิ่มมากขึ้นที่บริเวณจุดต่อคาน-เสา และเมื่อทำการทดสอบที่มีอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มมากขึ้น จนถึงกำลังสูงสุดที่ตัวอย่างสามารถรับได้ที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.75% ของทั้ง 2 ทิศทาง(แรงผลักและแรงดึง) หลังจากนั้นกำลังในการรับแรงสลับทิศเริ่มลดน้อยลงจนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.75% เนื่องจากเกิดรอยร้าวสะสมและมีขนาดความกว้างที่เพิ่ม

มากขึ้นบริเวณจุดต่อ ทำให้ตัวอย่างไม่สามารถรับแรงต่อไปได้ ซึ่งเป็นการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่จุดต่อ มีลักษณะของการวิบัติเป็นรอยร้าวรูปลิ่มสามเหลี่ยม แสดงดังรูปที่ 8



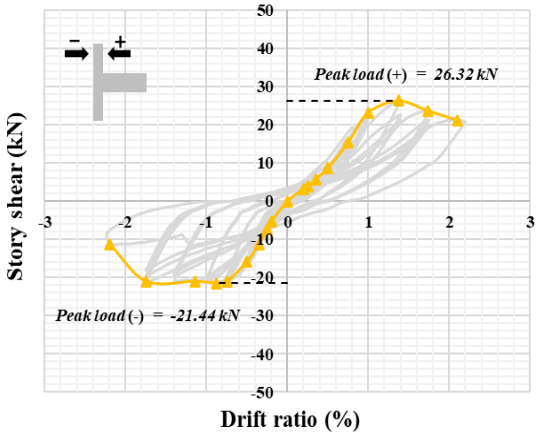
รูปที่ 7 พฤติกรรม Hysteresis ของตัวอย่าง SC1



รูปที่ 8 ความเสียหายหลังการทดสอบของตัวอย่าง SC1

4.2 ตัวอย่าง SC2

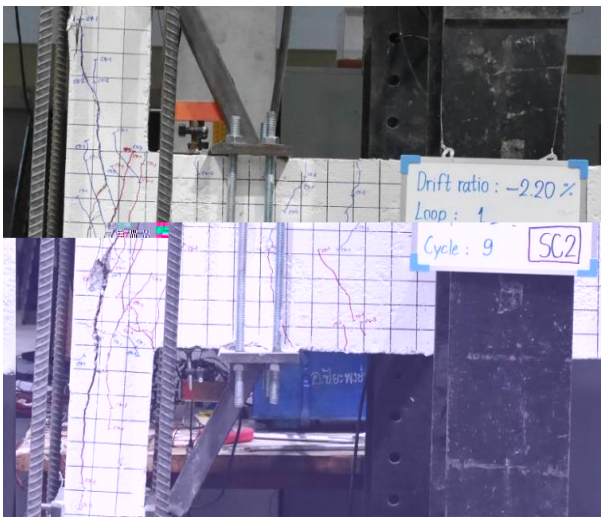
ตัวอย่าง SC2 เป็นตัวอย่างที่มีการเสริมกำลังโดยวิธีการค้ำยันที่จุดต่อคาน-เสา ด้วยเหล็กกล่องกลวง มีพฤติกรรม Hysteresis แสดงดังรูปที่ 9 รอยร้าวแรกเริ่มเกิดขึ้นบริเวณตำแหน่งคานเป็นรอยร้าวเนื่องจากแรงดัด (flexural cracks) ใกล้กับตำแหน่งที่มีการค้ำยัน ที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.50% หลังจากเพิ่มอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากขึ้นจนกระทั่งที่ 1.00% เหล็กกล่องที่ใช้ค้ำยันในส่วนล่างเกิดการครากขึ้น ส่งผลให้เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่(Local buckling) เนื่องจากแรงอัดที่ค้ำยันด้านล่างปลายติดกับเสาแสดงดังรูปที่ 10 สังเกตจากกราฟ Hysteresis ของตัวอย่าง SC2 ดังรูปที่ 11 ขณะตัวอย่างรับแรงดึง กราฟจะมีลักษณะแนวนอนขนานแกน x ที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 0.75%-1.75% ซึ่งเป็นผลจากการเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ของเหล็กกล่องค้ำยัน เมื่อทำการทดสอบต่อไปที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 1.75% เกิดรอยร้าวแนวทแยง(diagonal cracks) สะสมเพิ่มมากขึ้นที่บริเวณจุดต่อคาน-เสา ในลักษณะที่คล้ายกับการวิบัติของตัวอย่าง SC1 จนกระทั่งที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.20% เหล็กกล่องเกิดการวิบัติขาดออกจากกัน ณ ตำแหน่งที่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ ส่งผลให้กำลังรับแรงของตัวอย่างลดลงอย่างต่อเนื่องจนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ



รูปที่ 9 พฤติกรรม Hysteresis ของตัวอย่าง SC2



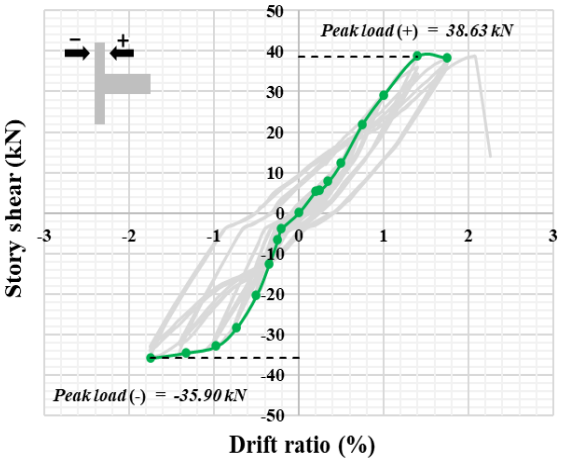
รูปที่ 10 การโก่งเดาะเฉพาะที่(Local buckling) ของค้ำยันเหล็กกล่อง



รูปที่ 11 ความเสียหายหลังการทดสอบของตัวอย่าง SC2

4.3 ตัวอย่าง SC3

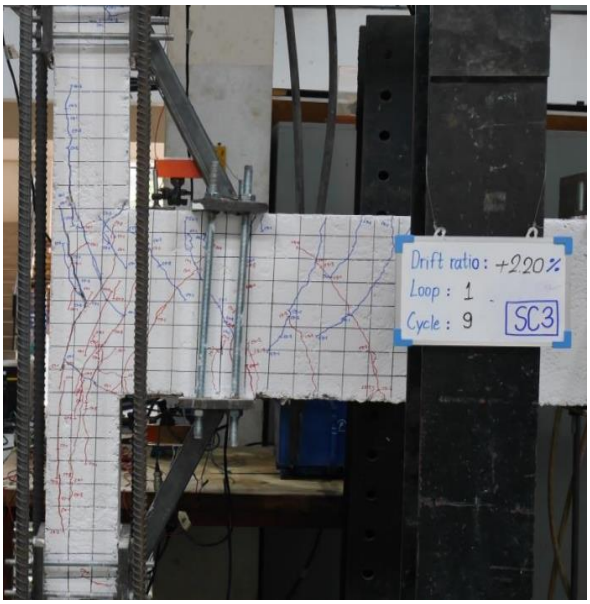
ตัวอย่าง SC3 เป็นตัวอย่างที่มีการเสริมกำลังโดยวิธีการค้ำยันที่จุดต่อคาน-เสา ด้วยเหล็กกล่องที่มีการกรอกมอร์ต้ากำลังอัดสูงไม่หดตัวเข้าไป เพื่อป้องกันการเกิดการวิบัติเนื่องการโก่งเดาะเฉพาะที่ของค้ำยันเหล็กกล่อง โดยตัวอย่างมีพฤติกรรม Hysteresis แสดงดังรูปที่ 12 ตัวอย่าง SC3 เริ่มเกิดรอยร้าวขึ้นที่คานบริเวณใกล้กับตำแหน่งที่มีการค้ำยัน ที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 1.00% จากนั้นที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพิ่มขึ้นรอยร้าวสะสมบริเวณคานมากขึ้น จนกระทั่งที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 1.40% ค้ำยันเหล็กกล่องด้านบนเริ่มคราก ทำให้การส่งถ่ายแรงไปที่คานลดน้อยลง ส่งผลให้รอยร้าวแนวทแยง(diagonal cracks) สะสมที่บริเวณจุดต่อคาน-เสาเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ หลังจากนั้นที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ 2.20% ค้ำยันเหล็กกล่องด้านบนได้เกิดการวิบัติขึ้นในลักษณะขาดออกจากกัน ณ ตำแหน่งรอยเชื่อมระหว่างเหล็กกล่องที่ปลายติดกับคาน แสดงดังรูปที่ 13 ส่งผลให้กำลังการรับแรงของตัวอย่างลดลงอย่างรวดเร็วและไม่สามารถทำการทดสอบต่อไปได้ ตัวอย่าง SC3 มีความเสียหายแสดงดังรูปที่ 14 ทั้งนี้หากตัวอย่างไม่เกิดการวิบัติที่รอยเชื่อม คาดว่าตัวอย่างจะสามารถรับแรงด้านข้างต่อไปได้แต่กำลังจะค่อยๆลดลง จนกระทั่งถึงจุดที่ค้ำยันเหล็กกล่องเกิดการครากและเกิดการวิบัติขณะค้ำยันเหล็กกล่องรับแรงดึง



รูปที่ 12 พฤติกรรม Hysteresis ของตัวอย่าง SC3



รูปที่ 13 การวิบัติของค้ำยันเหล็กกล่องของตัวอย่าง SC3



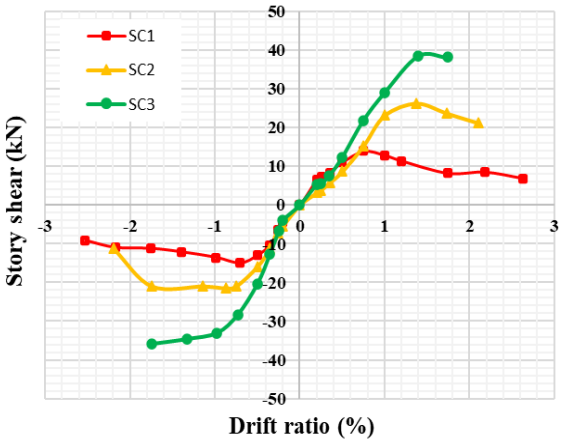
รูปที่ 14 ความเสียหายหลังการทดสอบของตัวอย่าง SC3

4.4 กำลังสูงสุดสำหรับการรับแรงสลับทิศของตัวอย่าง

จากการทดสอบพบว่าทั้ง 3 ตัวอย่าง มีค่ากำลังการรับแรงของทั้ง 2 ทิศทางแสดงดังตารางที่ 4 โดยตัวอย่าง SC2 และ SC3 ซึ่งเป็นตัวอย่างที่มีการเสริมกำลังด้วยค้ำยันเหล็กกล่อง สามารถรับแรงสลับทิศได้เพิ่มมากขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่าง SC1 ซึ่งเป็นตัวอย่างที่ไม่มีการเสริมกำลัง โดยตัวอย่าง SC2 และ SC3 ที่มีการเสริมกำลังสามารถรับแรงเฉลี่ยได้เพิ่มขึ้น 64.86% และ 157.27% ตามลำดับ จากการเสริมกำลังด้วยวิธีการค้ำยันช่วงเริ่มการทดสอบนั้น ค้ำยันสามารถทำหน้าที่ถ่ายแรงด้านข้างที่เกิดขึ้นไปที่คานได้ ส่งผลให้รอยร้าวแรกที่เกิดขึ้นบนตัวอย่าง SC2 และ SC3 นั้นเกิดขึ้นที่คานบริเวณใกล้กับตำแหน่งที่มีการค้ำยัน ต่อมาเมื่อตัวค้ำยันเกิดการวิบัติทั้ง 2 ตัวอย่างจึงมีแรงส่งผ่านโดยจุดต่อคาน-เสา แล้วเกิดความเสียหายที่จุดต่อตามมา โดยกำลังของตัวอย่างที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ต่างๆ แสดงดังรูปที่ 15 จะเห็นได้ว่า ตัวอย่าง SC3 สามารถรับแรงสลับทิศได้มากที่สุด ซึ่งเป็นตัวอย่างที่มีการกรอกมอร์ต้ากำลังอัดสูงเข้าไปในเหล็กกล่องเพื่อป้องกันการเกิดการวิบัติเฉพาะที่(local buckling) จากการรับแรงอัด (compression) ของตัวค้ำยันทำให้ค้ำยันสามารถถ่ายแรงจากเสาไปสู่คานได้เต็มประสิทธิภาพจนกระทั่งค้ำยันเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดึงที่รอยเชื่อมทำให้เกิดการวิบัติอย่างฉับพลันที่ระดับความเหนียวต่ำ

ตารางที่ 4 อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่กำลังรับแรงสูงสุด

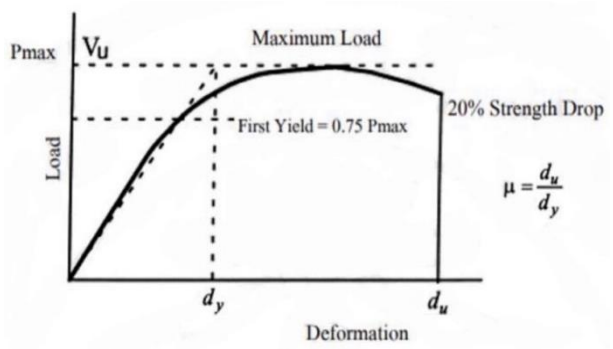
ตัวอย่าง	แรงผลัก		แรงดึง	
	V_c^+ (kN)	Drift ratio	V_c^- (kN)	Drift ratio
SC1	13.95	+0.752%	-15.0 2	-0.705%
SC2	26.32	+1.375%	-21.44	-0.874%
SC3	38.63	+1.400%	-35.90	-1.745%



รูปที่ 15 เส้นโค้งรอบนอก (backbone curve)

4.5 วิเคราะห์ความเหนียว

Park [7] ได้เสนอวิธีการคำนวณหาค่าความเหนียว(Ductility) โดยมี d_u คือระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เมื่อแรงลดลงเหลือ 80% จากค่าสูงสุด และ d_y คือระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ ณ จุดคราก แสดงวิธีการคำนวณดังรูปที่ 16



รูปที่ 16 วิธีการคำนวณหาค่าความเหนียวโดย Park (1989)

จากรูปที่ 15 เส้นโค้งรอบนอกซึ่งเป็นกำลังรับแรงสูงสุดของ Loop แรกของอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์แต่ละรอบ(Cycle) จะเป็นข้อมูลที่นำมาวิเคราะห์ความเหนียวของแต่ละตัวอย่าง มีค่าแสดงดังตารางที่ 5 สำหรับตัวอย่าง SC3 เนื่องจากการวิบัติที่ค้ำยันเหล็กกล่อง ณ ตำแหน่งบริเวณรอยเชื่อม ส่งผลให้เกิดการวิบัติอย่างฉับพลันที่ระดับความเหนียวต่ำ จากวิธีการคำนวณค่าความเหนียวดังรูปที่ 16 ค่า d_u ไม่สามารถหาได้จากค่าที่ 20%Strength Drop ได้ ดังนั้นจึงใช้ค่า d_u ที่อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เมื่อตัวอย่างเกิดการวิบัติ เพื่อมาวิเคราะห์เป็นค่าความเหนียวของตัวอย่าง SC3

ตารางที่ 5 ค่าความเหนียวของตัวอย่าง

ตัวอย่าง	μ ค่าความเหนียว (Ductility)		
	ทิศทางผลัก (+)	ทิศทางดึง (-)	ค่าเฉลี่ย
SC1	2.031	2.712	2.372
SC2	1.831	2.960	2.396
SC3	1.311	1.948	1.630

จากผลการวิเคราะห์ในตารางที่ 5 พบว่า ค่าความเหนียวในทิศทางการให้แรงดึงสำหรับตัวอย่าง SC1 และ SC2 มีค่ามากกว่าในทิศทางแรงผลักส่วนตัวอย่าง SC3 นั้นเนื่องจากการวิบัติแบบฉับพลัน จึงมีค่าความเหนียวที่ต่ำที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างอื่นๆ อย่างไรก็ตามเมื่อเปรียบเทียบค่าความเหนียวจากค่าเฉลี่ยของทั้ง 2 ทิศทางของตัวอย่าง SC1 และ SC2 พบว่ามีค่าใกล้เคียงกัน

5. สรุปผลการวิจัย

บทความนี้ได้นำเสนอผลการทดสอบจุดต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวทั้งหมด 3 ตัวอย่าง โดยการเสริมกำลังที่จุดต่อคาน-เสาด้วยวิธีค้ำยัน 2 ตัวอย่าง และมีตัวอย่างเปรียบเทียบที่ไม่มีการเสริมกำลัง 1 ตัวอย่าง

1. การเสริมค้ำยันเหล็กกล่องที่จุดต่อคาน-เสา สำหรับตัวอย่าง SC2 และ SC3 ช่วยเพิ่มกำลังในการรับแรงสลับทิศได้มากขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่าง SC1 ที่ไม่มีการเสริมกำลัง
2. จากผลวิเคราะห์ค่าความเหนียว ยังไม่สามารถสรุปได้ว่าการเสริมกำลังค้ำยันด้วยเหล็กกล่องเข้าไปนั้นจะสามารถช่วยให้ค่าความเหนียวที่ดีขึ้นได้
3. จากผลการทดสอบตัวอย่าง SC3 ค้ำยันเหล็กกล่องที่กรอกมอร์ต้ามีผลช่วยป้องกันการเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ของค้ำยันเหล็กกล่องได้และยังมีส่วนช่วยในการรับแรงอัดของค้ำยันเหล็กกล่องเพิ่มขึ้น ทำให้ค้ำยันเหล็กกล่องสามารถถ่ายแรงได้อย่างมีประสิทธิภาพส่งผลให้กำลังรับแรงด้านข้างของตัวอย่างเพิ่มสูงขึ้นเมื่อเทียบกับตัวอย่าง SC2 ที่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่

6. ข้อเสนอแนะการนำผลไปใช้จริง

ในการทดสอบการเสริมกำลังนี้ได้ข้อสรุปว่าสามารถเสริมกำลังให้กับโครงสร้างที่อ่อนแอได้จริงซึ่งในการออกแบบการเสริมกำลังสามารถนำไปประยุกต์ใช้ได้กับโครงสร้างอื่นๆ ได้ด้วยเช่นกัน ทั้งนี้ต้องมีการออกแบบการเสริมกำลังที่ถูกต้องเหมาะสมกับการใช้งานอาคาร และต้องคำนึงถึงความปลอดภัยของการใช้งานโครงสร้างเป็นหลัก เช่น การจะเสริมกำลังให้กับโครงสร้างที่มีขนาดหน้าตัดของคาน-เสาที่กว้างมาก ต้องมีการเพิ่มขนาดของเหล็กกล่องหรือวัสดุเสริมกำลังให้มีขนาดใหญ่ขึ้นหรือมีความหนามากขึ้น

เอกสารอ้างอิง

[1] Yu, Q-S., Uang, C-M. and Gross, J. (2000). Seismic Rehabilitation Design of Steel Moment Connection with Welded Haunch. *Journal of Structural Engineering*, 126, pp. 69–78.

[2] Pampanin, S., Christopoulos, C. and Chen, T-H. (2006). Development and Validation of a Metallic Haunch Seismic Retrofit Solution for Existing Under-Designed RC Frame Buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35, pp. 1739-1766.

[3] Zabihi, A. (2020). *Seismic Retrofitting of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Using Diagonal Haunch*. Ph.D., Faculty of Science, Engineering and Technology, Swinburne University of Technology Australia, Australia.

[4] Vollum, R-L and Newman, J-B. (1999). The Design of External Reinforced Concrete Beam-Column Joints. *Structural Engineer,* 77, pp. 21–27.

[5] กิตติศักดิ์ ขอนเอิบ, ปิยะพงษ์ วงค์เมธา, ชินพัฒน์ บัวชาติ, พุทธรักษ์ จรัสพันธุ์กุล, กิตติคุณ จิตไพโรจน์, รัฐพล เกติยศ และ ชยานนท์ หรรษภิญโญ (2564). การเสริมกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวของจุดต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายนอกด้วยค้ำยันเหล็กกล่องสี่เหลี่ยม. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 26*, การประชุมรูปแบบออนไลน์, 23-25 มิถุนายน 2564, หน้า 115-122

[6] American Concrete Institute (2001). *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (ACI T1.1-01)*. Detroit, USA.

[7] Park, R. (1989). Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 22, pp. 155-166.