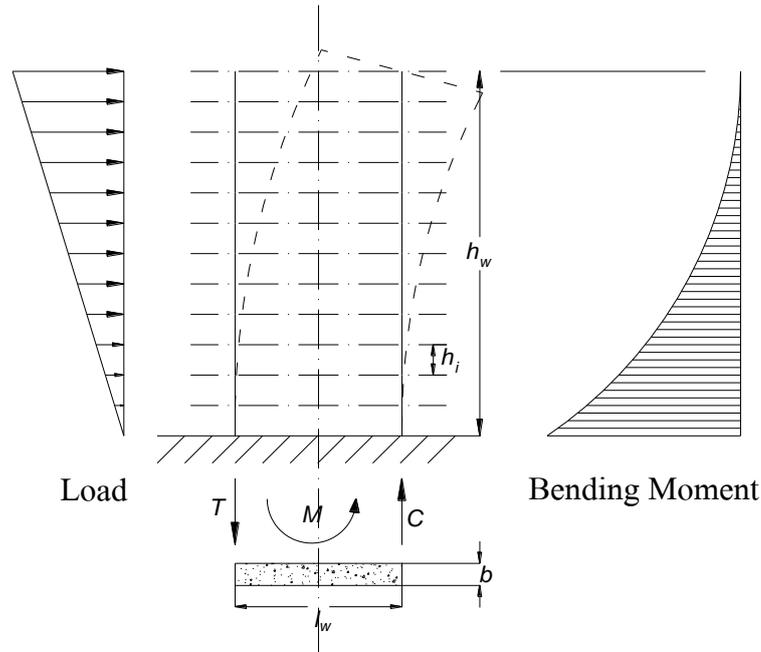


บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ในการศึกษาที่ผ่านมา โครงสร้างระบบผนังรับแรงเฉือนคู่ควบแบบผสม (Hybrid Coupled Wall, HCW) มีการพัฒนาอย่างต่อเนื่อง จากโครงสร้างระบบผนังรับแรงเฉือนคู่ควบ (Concrete Coupled Wall) ที่ใช้คานคอนกรีตเป็นคานเชื่อมผนังจนกระทั่งเป็น โครงสร้างระบบ HCW ปัญหาสำคัญของโครงสร้าง HCW คือ หลังได้รับแรงแผ่นดินไหว คานเหล็กเชื่อมต่อผนังรับแรงเฉือนจะเกิดการร้าวคานดังกล่าวใช้จุดต่อแบบฝังยึดกับผนังรับแรงเฉือน (Fully Restrained Connection) ทำให้การซ่อมแซมองค์อาคารเป็นไปได้ยากหรือไม่สามารถทำได้ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงนำเอาจุดต่อแบบยึดครึ่งบางส่วน (Partially Restrained Connection) มาใช้กับโครงสร้างระบบ HCW เพื่อแก้ปัญหาการเชื่อมต่อกานเหล็กเข้ากับผนังรับแรงเฉือนและเพื่อเพิ่มความสามารถในการซ่อมแซมองค์อาคารภายหลังแผ่นดินไหวสิ้นสุด การศึกษาในอดีตที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมผนังรับแรงเฉือนและคานเชื่อมผนังที่สำคัญมีดังนี้

2.1 ผนังรับแรงเฉือน (Shear Wall)

ในอดีตโครงสร้างอาคารส่วนใหญ่เป็นโครงสร้างระบบเสาและคาน ซึ่งกำแพงนั้นเปรียบเสมือนสิ่งทั่วไปสำหรับกันแดดและฝนจากภายนอกหรือสำหรับแบ่งพื้นที่ให้เป็นสัดส่วน ที่กำแพงอาจทำจากการก่ออิฐฉาบปูนหรืออื่นๆ ทำให้กำแพงนั้นสามารถรับแรงได้น้อยมากหรือไม่สามารถรับแรงได้เลย การพัฒนากำแพงให้มีความแข็งแรงมากขึ้น ใช้แนวคิดออกแบบกำแพงให้มีลักษณะคล้ายกับเสาที่ขนาดความหนาเท่ากับกำแพงและก่อสร้างโดยใช้คอนกรีตเสริมเหล็กเช่นเดียวกันกับเสาหรือเรียกอีกอย่างว่าผนัง ผนังคอนกรีตเสริมเหล็กนอกจากสามารถรับแรงแนวตั้ง (Gravity Load) ได้ดีแล้วยังสามารถรับแรงด้านข้าง (Lateral Load) หรือแรงเฉือน (Shear Load) ได้อย่างมีประสิทธิภาพอีกด้วย เนื่องจากความยาวที่เป็นลักษณะของผนังทำให้โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of Inertia) มีค่ามากดังรูปที่ 2.1 ดังนั้น โครงสร้างผนังรับแรงเฉือนจึงได้รับความนิยมเป็นอย่างมากในโครงสร้างอาคารสูง [3]



รูปที่ 2.1 การรับแรงของผนังรับแรงเฉือน [3]

2.2 โครงสร้างระบบผนังรับแรงเฉือนคู่ควบ (Concrete Coupling Wall, CCW)

โครงสร้างระบบ CCW มีพฤติกรรมลักษณะเดียวกันผนังรับแรงเฉือน เนื่องจากความจำเป็นทางด้านสถาปัตยกรรม ผนังมักจะมีช่องเปิดจากการใช้งานหลายประการ เช่น ช่องเปิดจากประตูหน้าต่าง ช่องเปิดจากช่องทางเดิน และช่องเปิดจากปัจจัยอื่นๆ ในบางกรณี ช่องเปิดอาจทำให้ผนังรับแรงเฉือนแบ่งออกเป็นผนังรับแรงเฉือนสองผนังที่อยู่ใกล้กันเท่านั้น เป็นการทำให้กำลังรับแรงดัดข้างของผนังลดน้อยลง ดังนั้น การออกแบบโดยใช้คานคอนกรีตเสริมเหล็กเชื่อมต่อระหว่างผนังรับแรงเฉือนทั้งสองให้ทำงานร่วมกันจะเพิ่มกำลังจากผนังรับแรงเฉือนทั้งสองให้มากขึ้น การเชื่อมต่อผนังรับแรงเฉือนทั้งสองนี้สามารถเพิ่มโมเมนต์ต้านทานของระบบ และคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เชื่อมต่อผนังรับแรงเฉือนนี้ยังเป็นส่วนขององค์อาคารที่ใช้ในการสลายพลังงานจากแผ่นดินไหวได้อีกด้วย พลังงานจากแผ่นดินไหวจะสลายไปเมื่อองค์อาคารของโครงสร้างเกิดการเสียรูปในช่วงอินอีลาสติก เนื่องจากการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นการวิบัติที่อันตรายน้อยเมื่อเทียบกับการวิบัติที่อาจเกิดขึ้นที่ผนังรับแรงเฉือน โครงสร้างระบบนี้จึงใช้คานคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นองค์อาคารหลักในการสลายพลังงานจากแผ่นดินไหว ลักษณะการเสียรูปของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เชื่อมต่อผนังรับแรงเฉือนเมื่อรับแรงแผ่นดินไหวมีลักษณะแบบโค้งสองทาง (Double Curvature) ดังรูปที่ 2.2 โดยที่ลักษณะการเสียรูปของคานและการเสียรูปที่ตัวผนังรับแรงเฉือนมีความสัมพันธ์กันดังสมการที่ 2.1

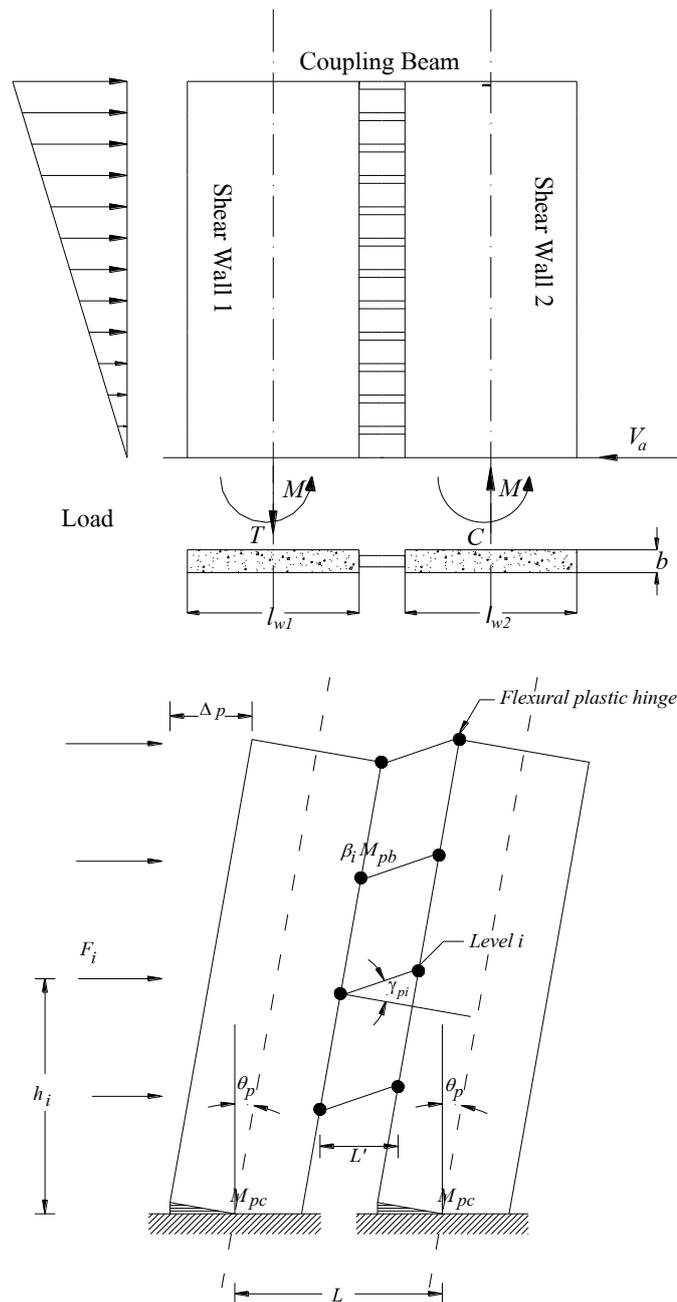
$$\gamma_p = (L/L')\theta_p \quad (2.1)$$

โดยที่ γ_p คือ มุมการเสี้ยวรูปของคานเชื่อมผนัง

θ_p คือ มุมการเสี้ยวรูปของผนัง

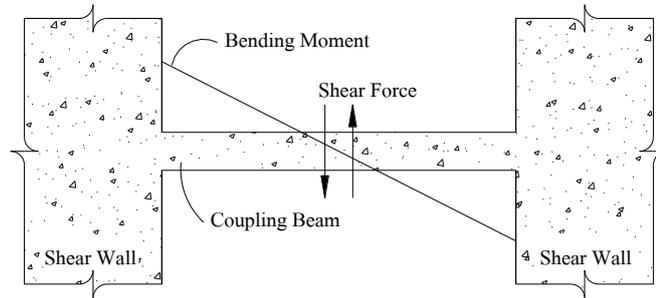
L คือ ความยาวทั้งหมดของคานเชื่อมต่อผนังของระบบ HCW

L' คือ ความยาวช่วงเอนของคานเชื่อมผนัง



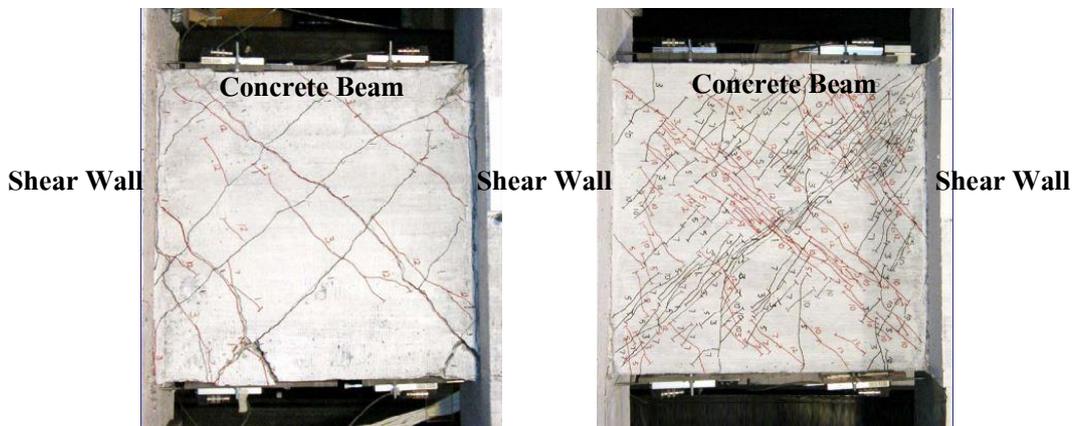
รูปที่ 2.2 ลักษณะของแรงที่กระทำกับโครงสร้างเหล็กและลักษณะแรงภายในที่เกิดขึ้น [3]

จากลักษณะการเสีรูปร่างของคานเชื่อมต่อผนังรับแรงเฉือนทำให้จุดค้ำจุนเกิดขึ้นที่บริเวณกึ่งกลางคาน จุดดังกล่าวเป็นจุดที่แรงดัดมีค่าน้อยมากหรือเป็นศูนย์ แรงดัดจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นจนกระทั่งมีค่าสูงสุดที่บริเวณขอบนอกของคานหรือที่จุดต่อ กราฟการรับแรงดัด (Bending Moment Diagram) และกราฟการรับแรงเฉือน (Shear Force Diagram) ของคานเหล็กเป็นดังรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.3 การรับแรงดัดและแรงเฉือนของคานเชื่อมต่อผนังรับแรงเฉือน

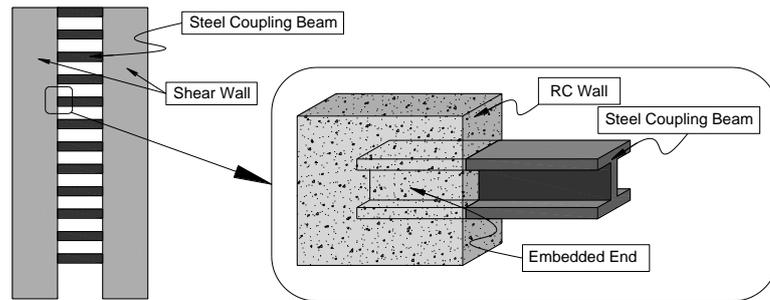
การเชื่อมต่อผนังด้วยคานคอนกรีตเสริมเหล็กทำให้โครงสร้างระบบ CCW เป็นโครงสร้างที่มีประสิทธิภาพในการรับแรงด้านข้างสูงมากขึ้น ระบบโครงสร้างนี้จึงมีการใช้กันอย่างแพร่หลายโดยทั่วไป การก่อสร้างผนังรับแรงเฉือนและคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะหล่อให้เป็นเนื้อเดียวกันเนื่องจากคานเชื่อมต่อผนังรับแรงเฉือนของโครงสร้างระบบนี้ทำจากคอนกรีตซึ่งเป็นวัสดุที่มีความเหนียวต่ำ ดังนั้น คานคอนกรีตเสริมเหล็กจึงเกิดการแตกร้าวและเสียหายมากเมื่อรับแรงแผ่นดินไหวเนื่องจากคานอยู่ภายใต้แรงเฉือนและแรงดัดที่สูงจึงมีโอกาสเกิดการวิบัติได้ง่าย [3] ดังรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 การวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กหลังสิ้นสุดแผ่นดินไหว [4]

2.3 โครงสร้างระบบผนังรับแรงเฉือนคู่ควบแบบผสมที่มีจุดต่อแบบฝังยึด (Hybrid Coupling Wall with Fully Restrained Connection)

โครงสร้างระบบ HCW เป็นระบบโครงสร้างที่พัฒนามาจากโครงสร้างระบบ CCW เพื่อลดปัญหาการแตกร้าวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เชื่อมระหว่างผนัง โดยโครงสร้างระบบ HCW จะใช้คานเหล็กที่มีความสามารถในการเสียรูปสูงมาใช้เป็นตัวเชื่อมระหว่างผนังรับแรงเฉือนทั้งสองให้ทำงานร่วมกัน ดังรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.5 ลักษณะ โครงสร้างระบบ HCW ที่มีจุดต่อแบบฝังยึด

โครงสร้างระบบ HCW เป็นโครงสร้างที่อาศัยการครากของคานเหล็กเป็นตัวสลายพลังงานแผ่นดินไหว [2] พฤติกรรมการครากของคานเหล็กเชื่อมต่อผนังรับแรงเฉือนสามารถจำแนกได้ 3 ลักษณะ คือแบบที่เกิดการครากจากแรงเฉือน (Shear Yielding) การครากจากแรงเฉือนและแรงดัด (Flexural-Shear Yielding) และแบบที่เกิดการครากจากแรงดัด (Flexural Yielding) พฤติกรรมการครากของคานเหล็กนี้จะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของกำลังรับแรงดัด (Plastic Moment, M_p) ต่อกำลังรับแรงเฉือน (Plastic Shear, V_p) โดยคานเหล็กเชื่อมต่อผนังจะมีลักษณะพฤติกรรมคล้ายกับ Shot Link ในโครงสร้างประเภท Eccentrically Braced Frame มาตรฐาน AISC 2010 [5] เสนอแนะว่าคานประเภท Link Beam จะมีการครากจากแรงเฉือน เมื่อ

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \quad (2.2)$$

โดยที่ M_p คือ กำลังรับแรงดัด = $Z_x f_y$

V_p คือ กำลังรับแรงเฉือน = $0.6A_{wl} f_y$

e คือ ระยะช่วงเฉือนคานเชื่อมผนัง

คานเหล็กเชื่อมต่อผนังจะมีลักษณะพฤติกรรมคล้ายกับ Flexural-Shear Yielding ซึ่งคานจะมีการครากจากแรงเฉือนและแรงคัดในกรณีนี้

$$\frac{1.6M_p}{V_p} \geq e \geq \frac{2.6M_p}{V_p} \quad (2.3)$$

และคานเหล็กเชื่อมต่อผนังจะมีลักษณะพฤติกรรมคล้ายกับ Long Link ซึ่งคานจะมีการครากจากแรงคัดในกรณีนี้

$$e \geq \frac{2.6M_p}{V_p} \quad (2.4)$$

เนื่องจากคานเหล็กมีความเหนียวและความสามารถในการเสียรูปสูง โครงสร้างระบบนี้จึงสามารถสลายพลังงานได้มากกว่าโครงสร้างระบบ CCW โดยปกติโครงสร้างระบบ HCW จะใช้วิธีเชื่อมต้อคานเหล็กโดยการฝังคานเข้ากับผนังรับแรงเฉือนทั้งสอง ซึ่งเป็นลักษณะจุดต่อแบบยึดแน่น (Fully Restrained Connection)

Mattock และ Gaafar [6] ได้เสนอวิธีการออกแบบกำลังรับแรงของจุดต่อแบบยึดแน่นโดยวิธีการฝังคานเหล็กกับคอนกรีต ดังนี้

$$V_u = 4.05 \sqrt{f'_c} \left(\frac{t_{wall}}{b_f} \right)^{0.66} \beta_1 b_f L_e \left[\frac{0.58 - 0.22 \beta_1}{0.88 + \frac{a}{L_e}} \right] \quad (2.5)$$

เมื่อ V_u คือ แรงเฉือนที่เกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางคานเชื่อมผนัง

f'_c คือ กำลังรับแรงอัดคอนกรีต

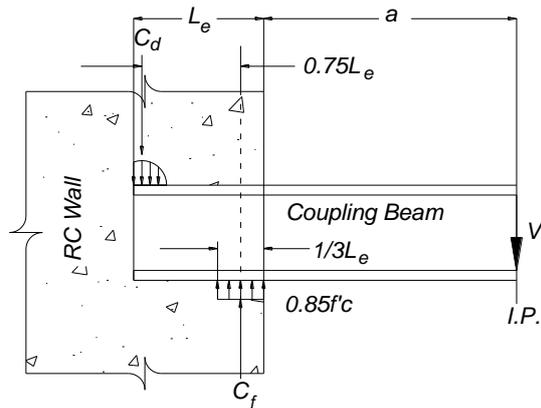
t_{wall} คือ ความหนาของผนัง

b_f คือ ความกว้างปีกคานเหล็ก

a คือ ระยะช่วงเชื่อมคานเชื่อมผนัง

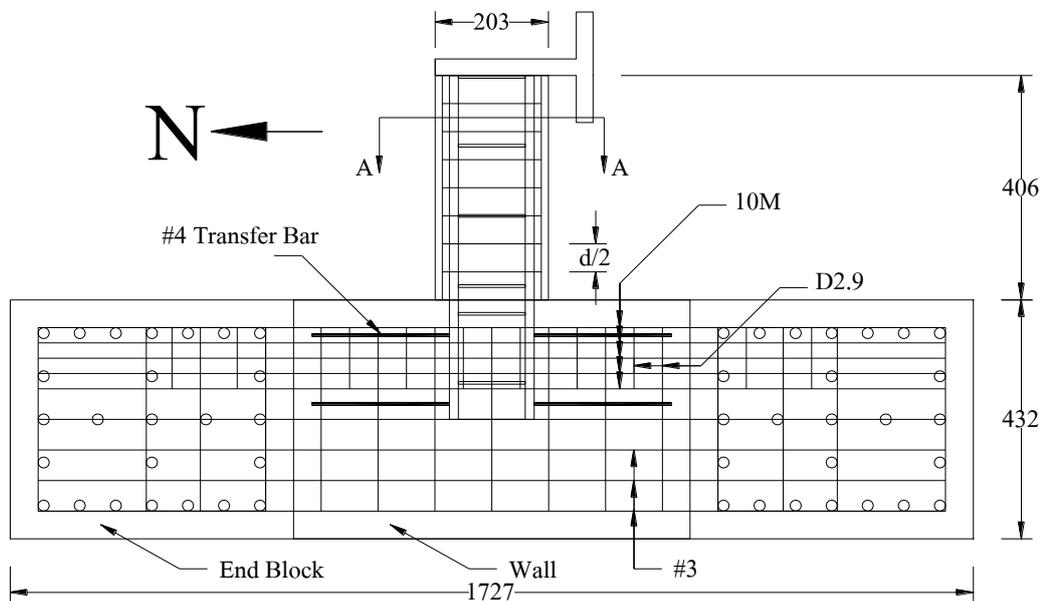
L_e คือ ระยะฝังคานในผนัง

β_1 คือ ตัวปรับแก้การกระจายแรงอัดคอนกรีต แสดงดังรูปที่ 2.6

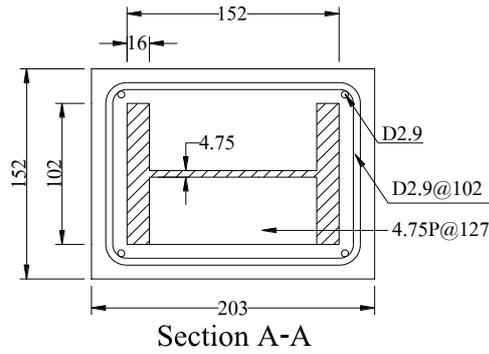


รูปที่ 2.6 ตัวแปรระยะสำหรับสมการที่ 2.5 [6]

ในปี ค.ศ.2001 Gong และ Shahrooz [7] ได้ทำการทดสอบคานเชื่อมต่อนั่งที่ฝังไว้ในผนังรับแรงเฉือน โดยใช้ตัวอย่างทดสอบที่จำลองให้มีขนาดเล็กลงด้วยอัตราส่วน 1:3 จากอาคารต้นแบบซึ่งมีลักษณะแสดงดังรูปที่ 2.7 และ 2.8 การทดสอบกระทำเพื่อศึกษาพฤติกรรมของคานเหล็กเชื่อมต่อนั่งที่มีการห่อหุ้มด้วยคอนกรีต (Encased Concrete) และใช้แผ่น Stiffener ที่มีระยะเรียงที่แตกต่างกันไป ในดังตารางที่ 2.1 จากงานวิจัยนี้ทำให้ผู้วิจัยพบว่าการห่อหุ้มคานเหล็กเชื่อมต่อนั่งรับแรงเฉือนช่วยป้องกันการวิบัติเฉพาะที่ช่วยเพิ่มสติฟเนส (Stiffness) ให้กับคานเหล็กเชื่อมต่อนั่งรับแรงเฉือน และการห่อหุ้มคานเหล็กด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก ผลของความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปแสดงดังรูปที่ 2.9 แต่ภายหลังสิ้นสุดการทดสอบพบว่าทั้งตัวผนังรับแรงเฉือนและตัวคานเหล็กเชื่อมต่อนั่งรับแรงเฉือนมีความเสียหายเกิดขึ้นอย่างมากดังรูปที่ 2.10



รูปที่ 2.7 ตัวอย่างทดสอบของ Gong และ Shahrooz [7]

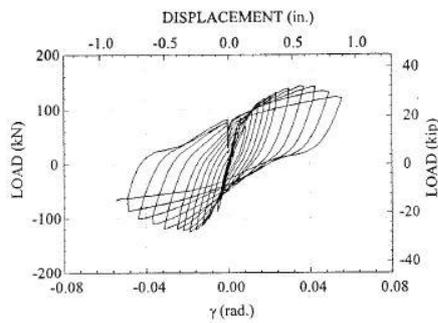


รูปที่ 2.8 ภาพตัด A-A ตัวอย่างทดสอบของ Gong และ Shahrooz [7]

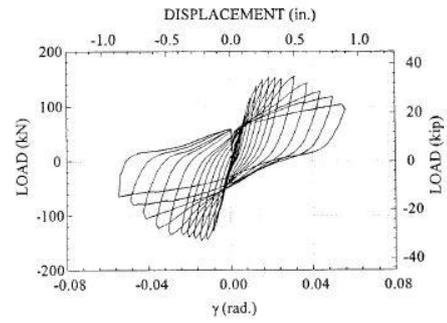
ตารางที่ 2.1 ตัวแปรของการทดลองในแต่ละชั้นตัวอย่าง [7]

Test variable	Test Specimen Identification			
	CB1	CB2	CB3	CB4
Encasement	No	Yes	Yes	Yes
Web stiffener	Yes	Yes	Yes	No
Stiffener spacing	s	s	2s	N/A

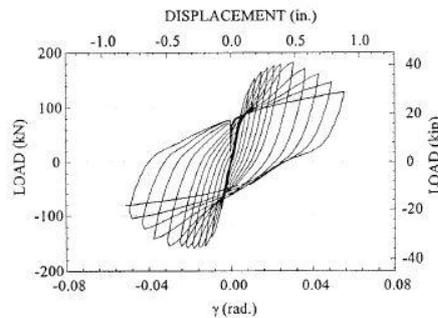
Note : s = spacing as determined by NEHRP; N/A = not applicable.



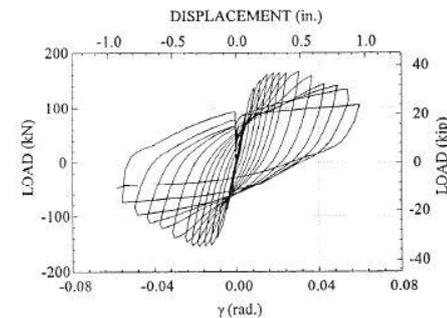
(a) CB 1



(b) CB 2

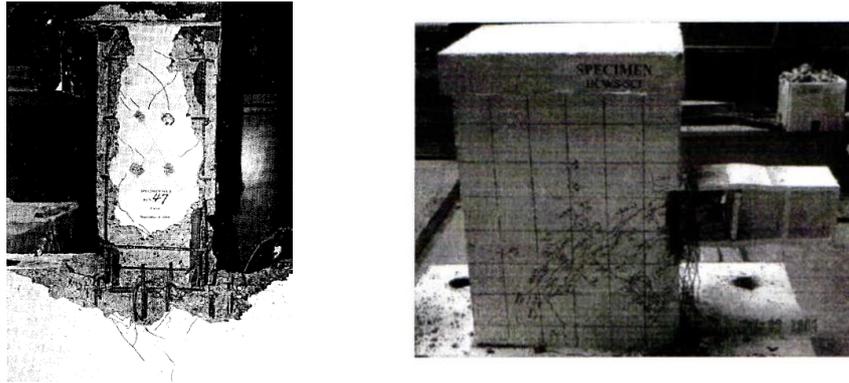


(c) CB 3



(d) CB 4

รูปที่ 2.9 ผลความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปจากการทดสอบของ Gong และ Shahrooz [7]



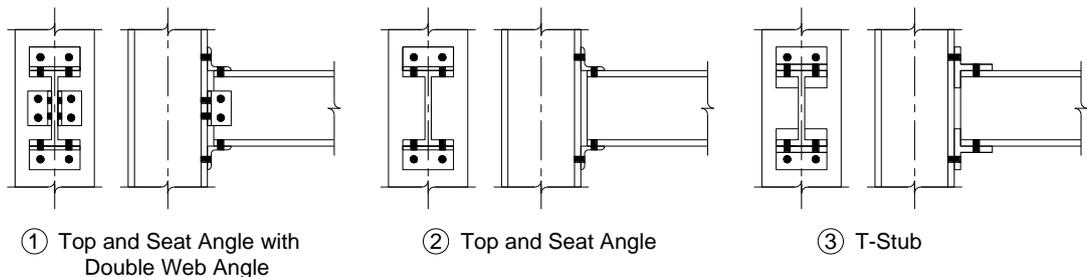
รูปที่ 2.10 สภาพความเสียหายหลังสิ้นสุดการทดสอบของ Gong และ Shahrooz [7]

เมื่อโครงสร้างระบบนี้รับแรงแผ่นดินไหว คานเหล็กเชื่อมต่อนั่งรับแรงเฉือนจะเกิดการร้าวขึ้นเพื่อสลายพลังงานตามที่ได้ออกแบบไว้ แต่เนื่องจากจุดต่อที่ใช้มีลักษณะเป็นการฝังเข้ากับผนังคอนกรีต การซ่อมแซมคานเหล็กเชื่อมต่อนั่งรับแรงเฉือนจึงเป็นไปได้ยากหรือไม่สามารถซ่อมแซมได้

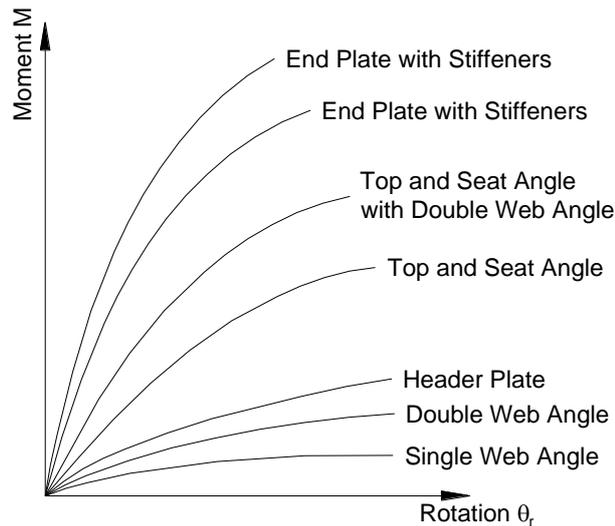
2.4 จุดต่อยึดครึ่งบางส่วน (Partially Restrained Connection)

จากผลการทดสอบจะพบว่าคานเหล็กเชื่อมต่อนั่งรับแรงเฉือนซึ่งเป็นส่วนที่ออกแบบไว้สำหรับสลายพลังงานจะมีความเสียหายเกิดขึ้นเมื่อสิ้นสุดการทดสอบ แต่เนื่องจากการใช้จุดต่อแบบฝังยึดที่ทำให้โดยการฝังคานเหล็กเข้ากับผนัง การซ่อมแซมจึงเป็นไปได้ยากหรือไม่สามารถซ่อมแซมได้เลย ดังนั้นจุดต่อยึดครึ่งบางส่วนจึงนำมาใช้ในการเพิ่มความสามารถในการซ่อมแซมให้กับโครงสร้างระบบนี้ [7]

การใช้จุดต่อยึดครึ่งบางส่วนของโครงสร้างเหล็กในระบบเสากับคานมีหลายลักษณะดังแสดงในรูปที่ 2.11 จุดต่อประเภทนี้จะมีพฤติกรรมอยู่ระหว่างจุดต่อยึดแน่น (Rigid-joint method) และจุดต่อแบบยึดหมุน (Pinned-joint Method) [8] ซึ่งมีลักษณะการรับแรงแสดงดังรูปที่ 2.12



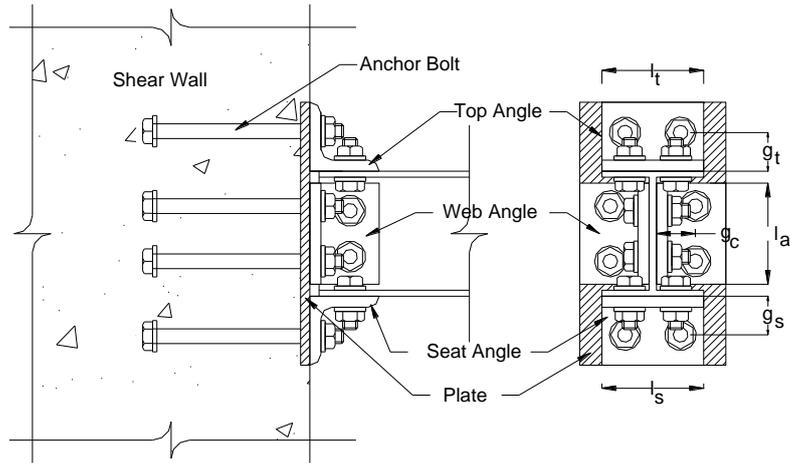
รูปที่ 2.11 จุดต่อยึดครึ่งบางส่วน [8]



รูปที่ 2.12 กราฟความต้านทานการหมุนกับมุมการเสี้ยวรูปของจุดต่อยึดครึ่งบางส่วน [8]

จุดต่อยึดครึ่งบางส่วนแต่ละรูปแบบสามารถรับแรงเฉือนในแนวตั้ง และสามารถต้านทานการหมุนได้ระดับหนึ่งคล้ายกับจุดต่อแบบยึดแน่น ความสามารถในการรับแรงเฉือนและความสามารถในการต้านทานแรงคดของจุดต่อยึดครึ่งบางส่วนในแต่ละประเภทจะแตกต่างกันไป

งานวิจัยนี้จะศึกษาเกี่ยวกับโครงสร้างระบบ HCW ที่มีจุดต่อยึดครึ่งบางส่วน โดยจะมุ่งเน้นไปที่จุดต่อแบบ Top and Seat Angle with Double Web Angle ซึ่งเป็นการใช้เหล็กฉากในการเชื่อมต่อกานเหล็กเข้ากับผนังรับแรงเฉือน ทำให้จุดต่อรูปแบบนี้เป็นจุดต่อที่สามารถซ่อมแซมได้ง่าย จุดต่อรูปแบบนี้จะประกอบไปด้วยเหล็กฉากบน (Top Angle) เป็นตัวเชื่อมระหว่างปีกคานเหล็กด้านบนเข้ากับผนังเหล็กฉากล่าง (Seat Angle) เป็นตัวเชื่อมระหว่างปีกคานเหล็กด้านล่างเข้ากับผนัง และเหล็กฉากคู่ที่เอว (Web Angle) เป็นตัวเชื่อมระหว่างเอวคานเหล็กเข้ากับผนัง โดยใช้สลักเกลียวยึดเหล็กฉากเข้ากับคานเหล็กดังรูปที่ 2.13



รูปที่ 2.13 จุดต่อยึดครึ่งบางส่วนรูปแบบ Top and Seat Angle with Double Web Angle สำหรับคานเหล็กเชื่อมผนังรับแรงเฉือน

ในปี ค.ศ. 1999 Kishi และ Chen [9] ได้ศึกษาถึงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับมุมการเลี้ยวรูปของโครงสร้างบริเวณจุดต่อแบบ Single and Double Web-Angle และ Top and Seat Angle with/without Web Angle และวิธีการออกแบบกำลังรับแรงของจุดต่อดังกล่าว จุดต่อรูปแบบ Top and Seat Angle with Double Web Angle จะมีลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงโมเมนต์คัต (M) กับมุมหมุนของจุดต่อ (θ) แสดงดังในรูปที่ 2.14 โดยเส้นกราฟความสัมพันธ์นี้สามารถสร้างได้จากสมการที่ 2.6

$$\frac{M}{M_u} = \frac{\theta/\theta_0}{[1+(\theta/\theta_0)^n]^{1/n}} \tag{2.6}$$

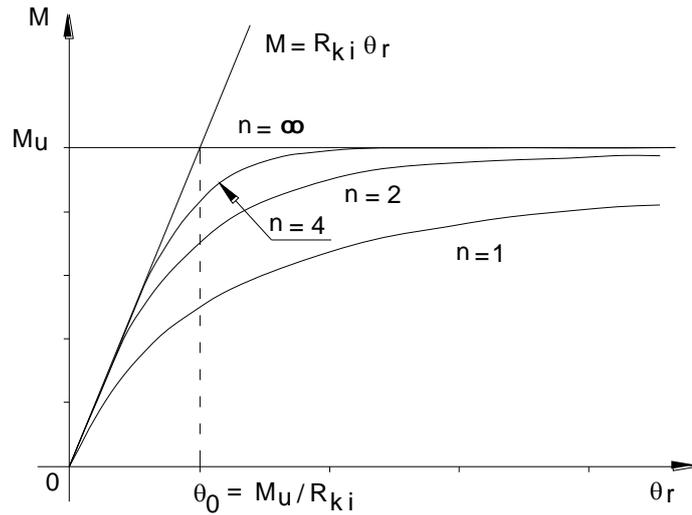
เมื่อ n คือ สัมประสิทธิ์กำหนดความอ่อน (Flexibility) ของจุดต่อ

θ คือ มุมหมุนของจุดต่อ

θ_0 คือ มุมหมุนอ้างอิง = M_u/R_{ki}

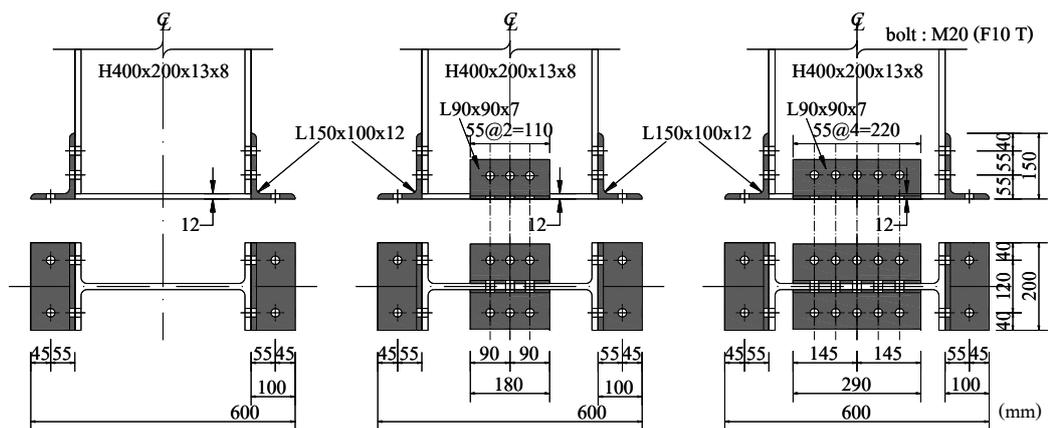
โดยที่ M_u คือ ผลรวมของโมเมนต์ด้านทานที่เกิดจากเหล็กฉาก

R_{ki} คือ สติฟเนส (Stiffness) รวมของเหล็กฉาก ตัวแปรต่างๆ สามารถคำนวณได้จากมิติต่างๆ ของเหล็กฉากและคานเหล็กตามที่ได้อธิบายไว้โดย Kishi และ Chen [9]

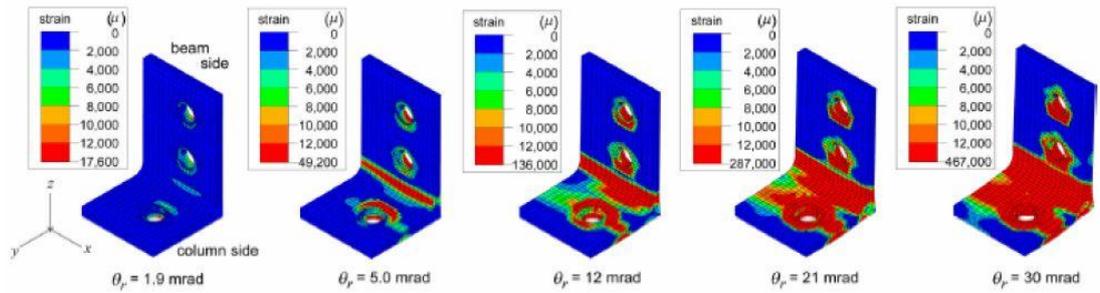


รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์โมเมนต์ดัดกับมุมการเสี้ยวรูปของการออกแบบจุดต่อแบบยึดครึ่งบางส่วน [9]

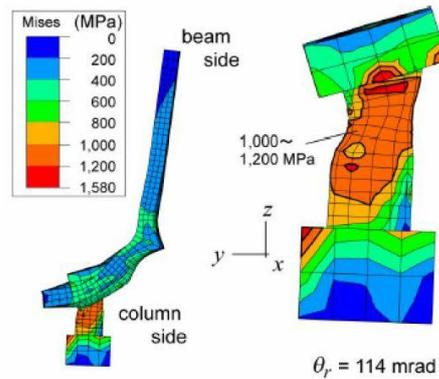
ในปี ค.ศ. 2004 Komuro et al. [10] ได้ทำการศึกษาจุดต่อแบบยึดครึ่งบางส่วนรูปแบบ Top and Seat Angle with/without Double Web Angle Connection โดยใช้แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite element) เพื่อศึกษาลักษณะหน่วยแรง (Stress) และความเครียด (Strain) ในชิ้นส่วนต่างๆ ของจุดต่อยึดครึ่งบางส่วน เพื่อทำการเปรียบเทียบกับทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยใช้คานเหล็ก เหล็กฉาก ด้านบน (Top Angle) เหล็กฉากล่าง (Seat Angle) และเหล็กฉากที่เอว (Web Angle) ของคานเหล็ก ได้แก่ H400x200x13.8 L150x100x12.9 L150x100x12.9 และ L90x90x7 ตามลำดับ ลักษณะชิ้นตัวอย่างมี 3 ลักษณะ คือ 1) ไม่ใช้เหล็กฉากที่เอวคานเหล็ก 2) ใช้เหล็กฉากที่เอวคานเหล็กยาว 180 มิลลิเมตร 3) ใช้เหล็กฉากที่เอวคานเหล็กยาว 290 มิลลิเมตร แสดงดังรูปที่ 2.15 ผู้วิจัยได้แสดงถึงการกระจายตัวของค่าความเครียด (Strain) ในเหล็กฉากทั้งสามและสลักเกลียวระหว่างการรับแรง ตามรูปที่ 2.16 และรูปที่ 2.17



รูปที่ 2.15 ตัวอย่างที่ใช้ในงานจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของ Komuro et al. [10]



รูปที่ 2.16 ผลการกระจายความเครียดของเหล็กฉากด้านบน (Top Angle) ของ Komuro et al. [10]

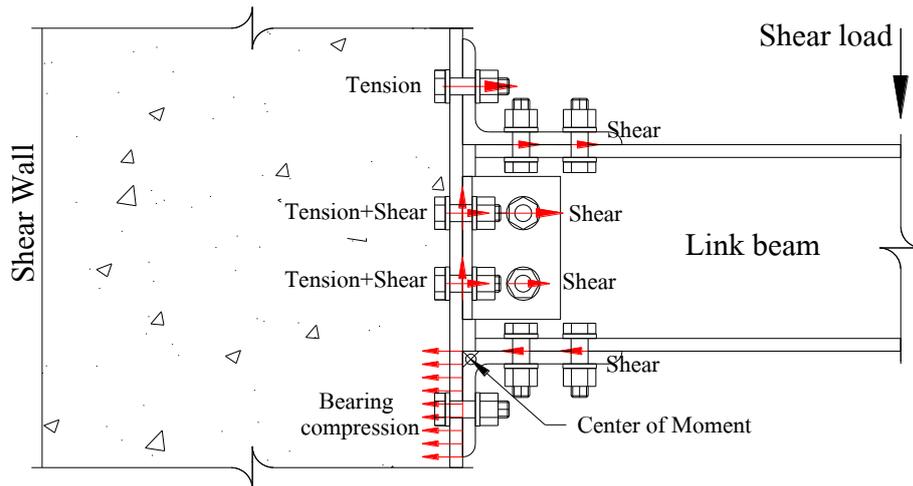


รูปที่ 2.17 ผลการกระจายความเครียดสลักเกลียวด้านบน (Bolt at Top Angle) ของ Komuro et al. [10]

จากรูปที่ 2.16 จะเห็นได้ว่าความเครียดจะกระจายโดยรอบบริเวณสลักเกลียวเท่านั้น ดังนั้น การใช้สลักเกลียวสำหรับรับแรงดึงสามารถใช้ได้เพียงแถวเดียว การกระจายความเครียดในสลักเกลียวที่แสดงในรูปที่ 2.17 แสดงให้เห็นว่าสลักเกลียวรับแรงดึง ดังนั้น การออกแบบสลักเกลียวที่บริเวณเหล็กฉากด้านบนต้องออกแบบให้รับแรงดึงเนื่องจากแรงตัดด้วย

2.5 พฤติกรรมและการออกแบบสลักเกลียวสำหรับการยึดคานเหล็กกับผนังรับแรงเฉือน

จากลักษณะการรับแรงของโครงสร้าง HCW ตามที่ได้อธิบายไว้ข้างต้น จะเห็นว่าที่บริเวณจุดต่อจะต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงตัด ลักษณะการรับแรงของจุดต่อและสลักเกลียวที่มีผลกระทบจากแรงกระทำสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2.18



รูปที่ 2.18 การรับแรงของจุดต่อและสลักเกลียว

แรงที่กระทำกับสลักเกลียวประกอบไปด้วยแรงเฉือน แรงดึง หรือทั้งสองกรณีพร้อมกัน ซึ่งจะมีผลต่อกำลังการรับแรงของสลักเกลียว ดังนั้น การออกแบบสลักเกลียวจึงต้องพิจารณาลักษณะแรงที่มากระทำกับสลักเกลียว ข้อกำหนดการออกแบบสลักเกลียวของ AISC 2010 [5] ในกรณีที่สลักเกลียวรับแรงเฉือนเพียงอย่างเดียวสามารถคำนวณได้จาก

$$V_b = nA_b f_v \tag{2.7}$$

โดยที่ V_b คือ กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียว

n คือ จำนวนสลักเกลียว

A_b คือ พื้นที่หน้าตัดสลักเกลียว (ไม่คำนึงถึงผลกระทบของเกลียว)

f_v คือ ความเค้นเฉือนที่จุดครากของสลักเกลียว

ในกรณีที่สลักเกลียวรับแรงดึงเพียงอย่างเดียวสามารถคำนวณได้จาก

$$P_b = nA_b f_t \tag{2.8}$$

โดยที่ P_b คือ กำลังรับแรงดึงของสลักเกลียว

f_t คือ ความเค้นดึงจุดครากของสลักเกลียว

และในกรณีที่สลักเกลียวรับแรงดึงและแรงเฉือนพร้อมกันสามารถคำนวณได้จาก

$$\left(\frac{f_{nt}}{F_{nt}}\right)^2 + \left(\frac{f_{nv}}{F_{nv}}\right)^2 \leq 1 \quad (2.9)$$

โดยที่ f_{nt} คือ หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้น

f_{nv} คือ หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

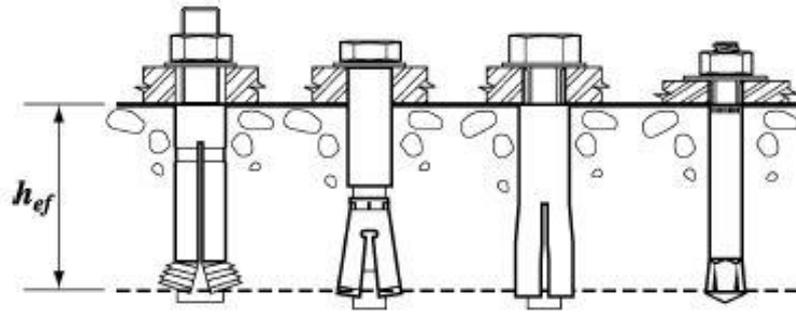
F_{nt} คือ กำลังรับหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ $= 0.75F_u$

F_{nv} คือ กำลังรับหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ $= 0.4F_u$

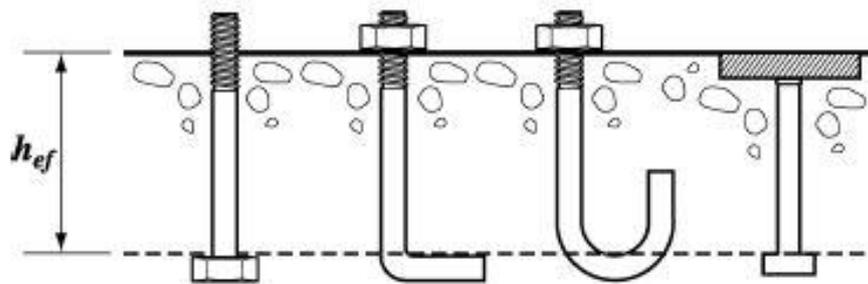
F_u คือ กำลังรับหน่วยแรงดึงสูงสุด

เพื่อให้สะดวกและง่ายต่อการติดตั้งสลักเกลียว มาตรฐาน AISC 2010 [5] แนะนำการใช้ขนาดของรูเจาะสำหรับใส่สลักเกลียวที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางน้อยกว่าหรือเท่ากับ 22 มิลลิเมตร ต้องทำการเพื่อขนาดรูเจาะ 2 มิลลิเมตร และสลักเกลียวที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางมากกว่า 22 มิลลิเมตร ต้องทำการเพื่อขนาดรูเจาะ 3 มิลลิเมตร โดยที่ระยะห่างระหว่างสลักเกลียวในแต่ละตัวควรจะห่างกันไม่น้อยกว่า $2\frac{2}{3}$ หรือ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางสลักเกลียว และระยะห่างระหว่างสลักเกลียวถึงขอบชิ้นงานควรจะห่างกันไม่น้อยกว่า 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางสลักเกลียว

โครงสร้างระบบ HCW เป็นโครงสร้างที่ประกอบไปด้วยคานเหล็กและผนังรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก ดังนั้น งานวิจัยนี้จึงใช้สลักเกลียวสำหรับฝังไว้กับผนังหรือ Anchor Rod ซึ่งสามารถแบ่งได้เป็น 2 ประเภท คือ 1) ประเภทที่ติดตั้งหลังการก่อสร้างผนังเสร็จสิ้นหรือพุก ซึ่งวิธีการติดตั้งจะทำการเจาะรูผนังให้มีขนาดพอดีกับพุกที่ใช้และทำการใส่พุกเข้าไปในรูเจาะ การขันสลักเกลียวเข้ากับพุกจะทำให้พุกขยายตัวและแน่นจนสามารถรับแรงถอนได้ ลักษณะของพุกมีหลายรูปแบบดังรูปที่ 2.19 และ 2) ประเภทที่ติดตั้งก่อนการก่อสร้างผนังเสร็จสิ้นหรือการฝัง Anchor Bolt ไว้กับผนัง ซึ่งวิธีการติดตั้งจะทำได้โดยฝังส่วนหัวหรือส่วนของอไว้ในคอนกรีต โดยให้ส่วนปลายที่เป็นเกลียวอยู่นอกคอนกรีตดังรูปที่ 2.20 [11]



ที่ 2.19 รูปแบบสลักเกลียวที่ฝังกับคอนกรีตหรือ Anchor Rod สำหรับติดตั้งก่อนก่อสร้างผนัง [11]



รูปที่ 2.20 รูปแบบสลักเกลียวที่ฝังกับคอนกรีตหรือ Anchor Rod สำหรับติดตั้งหลังก่อสร้างผนัง [11]

การออกแบบสลักเกลียวสำหรับยึดคานเหล็กเข้ากับผนังรับแรงเฉือนจะใช้หลักการเดียวกันกับวิธีการออกแบบและทดสอบพฤติกรรมของแผ่นเหล็กรองฐานเสา (Column Base Plate) และสลักเกลียวฝังกับคอนกรีต (Anchor rod) [12] โดยการออกแบบกำลังรับแรงเฉือนที่แผ่นเหล็กรองฐาน (V) ที่ยึดด้วยสลักเกลียว (Anchor Rod) สามารถคำนวณได้จาก

$$V = 0.4 \sqrt{(0.25\pi d^2 n F_u)^2 - \left(\frac{16}{9}\right) P^2} \quad (2.10)$$

โดยที่ d คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางสลักเกลียว (ไม่คำนึงถึงผลกระทบของเกลียว)

n คือ จำนวนสลักเกลียว

F_u คือ กำลังรับหน่วยแรงดึงสูงสุด

P คือ แรงดึงที่สลักเกลียวได้รับ

เนื่องจากแรงแผ่นดินไหวมีลักษณะเป็นแรงกระทำรูปแบบสลับทิศทาง ช่องว่างระหว่าง Anchor rod กับแผ่นเหล็กรองฐาน (Base Plate) จึงเกิดการไถล (Slip) หรือขยับไปมาในขณะที่รับแรงแผ่นดินไหว

วิธีป้องกันการไถลจะใช้วิธีการเชื่อมแหวนรองหัวสลักเกลียว (Washer) ที่มีขนาดรูเจาะใกล้เคียงกับ Anchor rod เข้ากับแผ่น End Plate ดังรูปที่ 2.21 การเชื่อมแหวนรองหัวสลักเกลียวนี้ยังสามารถช่วยกระจายแรงแบกทาน (Bearing Stress) ให้ Anchor rod รับแรงเท่าๆ กันทุกตัวอีกด้วย การเชื่อมต่อแหวนรองเข้ากับ Base Plate นั้นจะทำให้แรงแบกทานกระทำเป็นจุด (Point Load) ซึ่งจะทำให้เกิดแรงค้ำขึ้นกับ Anchor Rod [13] ดังรูปที่ 2.22

ดังนั้น ในการคำนวณและออกแบบจึงต้องคำนึงถึงแรงดึง แรงเฉือน และแรงค้ำ โดยให้แรงค้ำอยู่ในพจน์ของแรงดึงดังนี้

$$f_t = f_{ta} + f_{tb} \quad (2.11)$$

เมื่อ f_{ta} คือ หน่วยแรงตามแนวแกนจากแรงตามแนวแกน

$$f_{tb} \text{ คือ หน่วยแรงตามแนวแกนจากแรงค้ำ} = \frac{M}{nZ}$$

M คือ แรงโมเมนต์ที่กระทำสลักเกลียว

$$Z \text{ คือ โมเมนต์พลาสติกของรูปวงกลม} = \frac{d^3}{6}$$

กำลังรับแรงเฉือนที่ฐาน (V) พิจารณาแรงที่เกิดขึ้นทั้งสาม คือแรงดึง แรงเฉือนและแรงค้ำ [13] สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V = \frac{d^2 \sqrt{(12\pi^2 k l F_u n d)^2 + (15\pi F_u n d^2)^2 - (80P)^2} - 64\pi P k l d}{96(\pi k l)^2 + 150d^2} \quad (2.12)$$

เมื่อ k คือ สัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพ

l คือ ความยาวประสิทธิภาพ

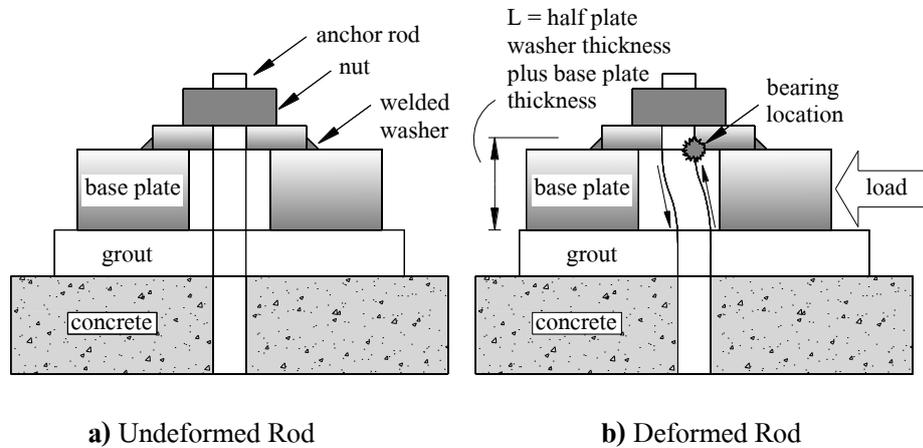
วิธีการคำนวณในข้างต้นเป็นวิธีการออกแบบกำลังรับแรงเฉือนที่ฐานที่ลดกำลังรับหน่วยแรงดึงสูงสุด (F_u) ลงร้อยละ 75 เนื่องจากการสูญเสียพื้นที่หน้าตัดของ Anchor rod จากการทำเกลียว ($F_{tu} = 0.75F_u, F_{tv} = 0.75 \times 0.6F_u \approx 0.4F_u$) ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ฐาน (สมการที่ 2.12) จึงมีค่าไม่ตรงกับความเป็นจริง ดังนั้น ในการคำนวณจะใช้การสูญเสียพื้นที่หน้าตัดจริงของ Anchor rod (ตารางที่ 7-18 ใน AISC Manual 2005) ซึ่งกำลังรับแรงเฉือนที่ฐาน (V) [13] สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ดังนี้

$$\left(\frac{4P}{\pi d_u^2} + \frac{6kIV}{d_u^3}\right)^2 + \left(\frac{V}{0.15\pi d_u^2}\right)^2 = (nF_u)^2 \tag{2.13}$$

เมื่อ d_u คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง (คำนึงถึงผลกระทบของเกลียว)

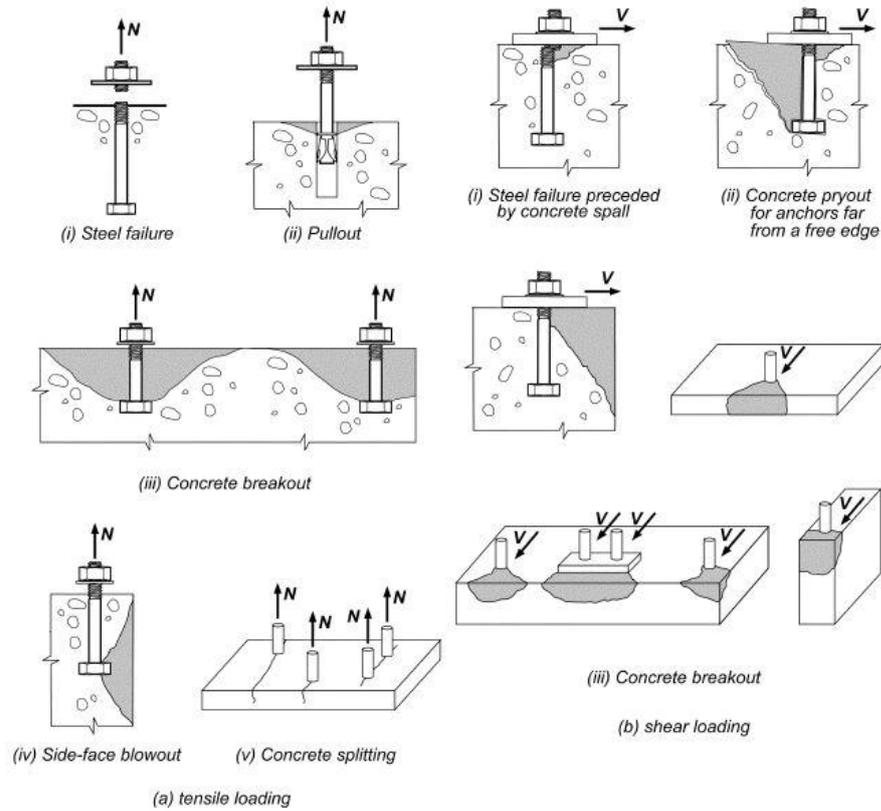


รูปที่ 2.21 การเชื่อมแหวนรองหัวสลักเกลียว [13]



รูปที่ 2.22 การเชื่อมแหวนรองหัวสลักเกลียวและแรงคัตเกิดขึ้นในตัวสลักเกลียว [13]

นอกจากการพิจารณากำลังรับแรง Anchor Rod แล้ว กำลังรับแรงของจุดต่อยังขึ้นอยู่กับกำลังรับแรงของคอนกรีตได้ เนื่องจากคอนกรีตอาจมีการแตกหลุดออกก่อนที่กำลังรับแรงของ Anchor Rod จะพัฒนาได้ถึงค่าสูงสุด โดยสามารถจำแนกออกได้ 2 ลักษณะ คือ การวิบัติของคอนกรีต โดยแรงดึงและแรงเฉือน ลักษณะการวิบัติของคอนกรีตจะแตกต่างกันออกไปตามลักษณะของแรงดังรูปที่ 2.23 การคำนวณและออกแบบกำลังรับแรงของคอนกรีตมีอยู่ในมาตรฐาน ACI318-08 [11]



รูปที่ 2.23 ลักษณะการวิบัติของคอนกรีต [11]

เนื่องจากคอนกรีตเป็นวัสดุที่มีกำลังรับแรงดึงต่ำ กำลังรับแรงดึงแบบแตกของคอนกรีต (Concrete Breakout) จึงมีค่าค่อนข้างต่ำกว่าที่ต้องการ การคำนวณและออกแบบกำลังรับแรงดึงแตกของคอนกรีตสามารถใช้กำลังของเหล็กเสริมบริเวณใกล้เคียงกับ Anchor หรือเหล็กเสริมพิเศษเพิ่มเข้าไปได้ โดยเหล็กที่สามารถนำมารับแรงดึงเพื่อด้านทานการแตกของคอนกรีตต้องอยู่ในบริเวณไม่เกิน 0.5 เท่าของระยะฝั่งของ Anchor Bolt ดังรูปที่ 2.24 ตามข้อกำหนดในมาตรฐาน ACI318-08 [11]

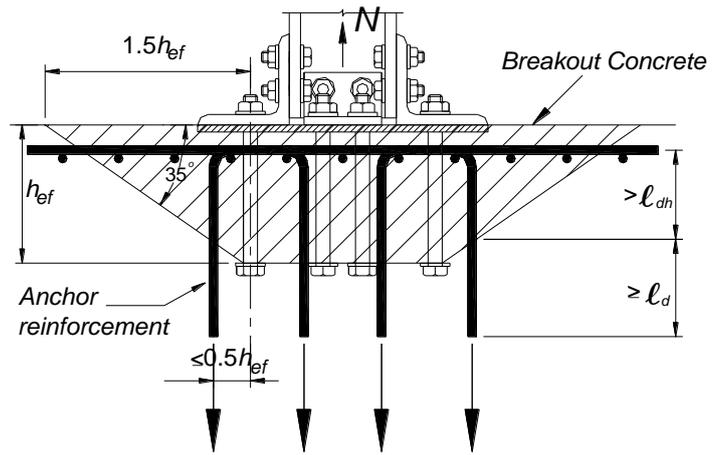
กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมพิเศษสามารถหาได้จาก

$$T_u = \phi A_{gb} f_y \tag{2.14}$$

เมื่อ T_u คือ กำลังรับแรงดึงเหล็กเสริมพิเศษ

ϕ คือ ตัวคูณลดแรง (0.75)

A_{gb} คือ พื้นที่เหล็กเสริมพิเศษ



รูปที่ 2.24 เหล็กเสริมพิเศษรับแรงการแตกออกของคอนกรีต [11]