

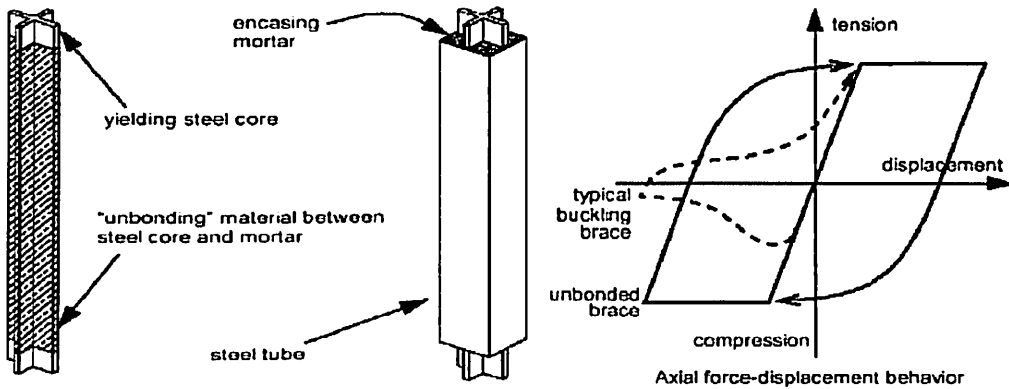
บทที่ 2

แนวคิดทฤษฎีและผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การศึกษาความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว

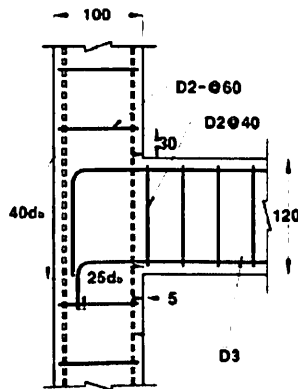
Lao (1990) มีการสำรวจอาคารที่ไม่ได้ออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวในประเทศสหรัฐอเมริกา พบว่าเสามีระยะทาบเหล็กเสริมที่สั้น ระยะเรียงเหล็กปลอกห่างกันมาก ไม่มีเหล็กปลอกที่จุดต่อคาน-เสา และระยะฝังของเหล็กเสริมคานไปยังเสาที่สั้นเกินไป รอยต่อการก่อสร้างจะอยู่ที่ปลายเสา และกำลังต้านทานโมเมนต์ของเสาเทียบกับคานมีค่าน้อย ซึ่งอาจเป็นสาเหตุให้เกิดความอ่อนแอของโครงสร้าง

Wada et al. (1998) ได้ทำการศึกษาค้นคว้าอาคารชักรังประสิทธิภาพสูงที่เรียกว่า Buckling Restrained Brace ซึ่งมีองค์ประกอบหลักๆอยู่สี่อย่าง โดยอันแรกคือ แกนเหล็ก (Steel Core) วัสดุป้องกันการยึดเหนี่ยว (Unbonding Material) วัสดุครอบบรรจุภายใน (Encasing Material) และสุดท้ายคือ ปลอกหุ้มซึ่งอยู่ภายนอก (Outer Tube) ลักษณะการรับแรงของ Buckling Restrained Brace คือ แกนเหล็กภายในจะทำหน้าที่รับแรงเป็นหลักและสามารถเกิดการครากตามแนวแกน (Axial Yielding) โดยวัสดุประสานการยึดเหนี่ยวนั้น จะทำให้แกนเหล็กที่อยู่ภายในสามารถเคลื่อนตัวอย่างอิสระ และมีปลอกหุ้มทำหน้าที่ป้องกันการโก่งเดาะออกด้านข้าง ซึ่งการทำเช่นนี้จะช่วยเพิ่มความสามารถในการรักษาระดับกำลังและความแข็งแกร่งของชิ้นส่วนชักรังได้ ลักษณะ Buckling Restrained Brace และรูปแบบผลตอบสนองภายใต้แรงแบบวัฏจักรเป็นดังภาพประกอบที่ 2.1



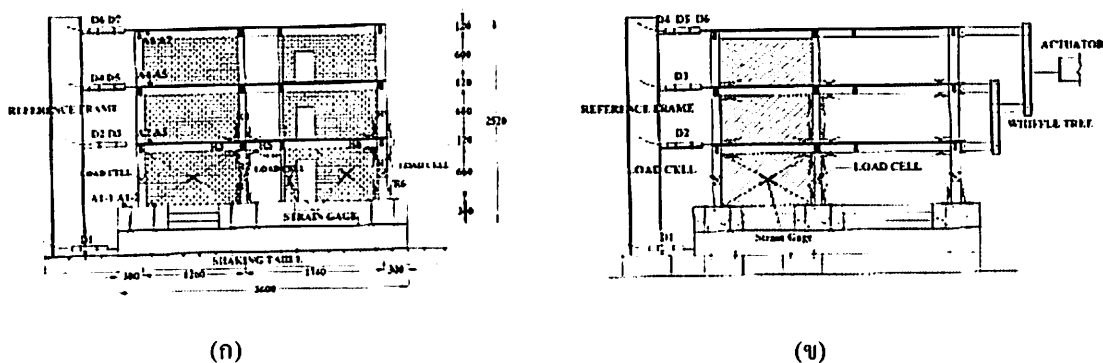
ภาพประกอบที่ 2.1 องค์ประกอบของ Buckling Restrained Brace (Wada et al., 1998)

Lee and Woo (2002a) ได้ทำแบบจำลองอาคาร 3 ชั้นเป็น 1/5 เท่าของขนาดจริง โดยทดสอบใช้ โต๊ะเขย่าให้เกิดการสั่น กราฟอัตราเร่งใช้จากคลื่น Taft N21E earthquake อัตราเร่ง 0.4g ผลทดสอบพบว่าโครงสร้างจำลองถึงจุดครากแต่ไม่พบการเสียหาย อีกทั้งรอยต่อคาน-เสา ไม่ปรากฏความอ่อนแออย่างเด่นชัด และมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุด 1.68% อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ดังนั้นสรุปได้ว่าโครงสร้างความสูงน้อย (Low-rise) ในประเทศเกาหลีอาจสามารถรับแรงจากการเคลื่อนที่ที่ฐานได้จากกำลังส่วนเกิน



ภาพประกอบที่ 2.2 รอยต่อทั่วไปที่ใช้ในสาธารณรัฐเกาหลี (Lee and Woo,2002a)

Lee and Woo (2002b) ใช้แบบจำลองอาคาร 3 ชั้นเดิมเพิ่มเติม โดยการจำลองผนังก่ออิฐแบบเต็มส่วนดังภาพประกอบที่ 2.3(ก) แล้วทดสอบใหม่ พบว่ามีรอยร้าวเล็กน้อยเกิดขึ้นที่ผนังก่ออิฐ วัดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดได้ 0.19% ซึ่งน้อยกว่าเดิมที่ไม่มีผนังก่ออิฐถึง 90% แต่เมื่อใช้เป็นผนังก่ออิฐบางส่วนดังภาพประกอบที่ 2.3(ข) พบว่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดเท่ากับ 0.51% สรุปว่าการมีผนังก่ออิฐทำให้เพิ่มสติเฟนของโครงสร้าง และได้รับแรงเฉือนที่ฐานเพิ่ม ดังนั้นผนังก่ออิฐมีผลต่อความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของ โครงสร้างอาคารหลัก



ภาพประกอบที่ 2.3 โครงสร้างที่ (ก) ก่ออิฐเต็มส่วน (ข) ก่ออิฐบางส่วน (Lee and Woo, 2002b)

Benavant-Climent et al. (2004) ศึกษาตัวอย่างอาคาร 6 ตัวอย่าง วิเคราะห์โครงสร้างอาคารทั่วไปที่สร้างแถบเมดิเตอร์เรเนียน และยุโรปตะวันออก ที่ออกแบบโดย Spanish code ความสูงทั่วไป 2.75 เมตร แต่ชั้นแรกสูง 3.75 เมตร แบ่งเป็นระดับชั้น 3, 6 และ 9 ชั้น และคาน 2 ประเภทคือ คานแบน และคานปกติ ใช้ความเร่งที่ฐานจากคลื่น 5 ชนิด คือ El-Centro (1940), Taft (1952), Ventas de Huelma (1993), Santa Fe (1993), Kobe (1995) แต่ละคลื่นกระทำซ้ำโดยเพิ่มความเร่งที่ฐานกระทั่งโครงสร้างพังทลาย โดยใช้วิธีพลศาสตร์เพื่อศึกษาพลังงานที่สลายไปที่จุดที่การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์สูงสุดก่อนพังทลาย การศึกษานี้ไม่คิดผลการเปลี่ยนรูปที่จุดต่อคาน-เสา ผลการวิเคราะห์แสดงว่า 1) ในแต่ละชั้นพลังงานความเครียดพลาสติกส่วนใหญ่จะสลายน้อยลงไปตามเสา ซึ่งแสดงให้เห็นพฤติกรรมคานแข็ง เสาอ่อน 2) โครงสร้างอาจเกิดการวิบัติแบบชั้นอ่อน เนื่องจากโครงสร้างพลังงานที่สลายไปเกิดขึ้นตำแหน่งที่เสาลดขนาด 3) ไม่มีความแตกต่างที่ชัดเจนระหว่างคานแบนและคานปกติ

Kim และ Choi (2004) ศึกษาการตอบสนองแผ่นดินไหวของ โครงสร้างเหล็กที่เสริมกำลังด้วย อองค้ำอาคารรังซี่ดไว้การ โกงเคาะ ปรับปรุงขั้นตอนการออกแบบเพื่อให้ได้ผลตอบสนองการเคลื่อนที่ เป้าหมายที่กำหนด และคำนวณหากำลังครากที่เหมาะสมของ BRB โดยการใช้ค่าอัตราส่วนการ หน่วงเทียบเท่าสูงสุด (Damping Ratio) และได้มีการวิเคราะห์ตามประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้นด้วย คลื่นแผ่นดินไหว (Nonlinear Time History Analysis) ผลการวิเคราะห์สามารถสรุปได้ว่าการ เคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้าง โดยทั่วไปลดลงเมื่อมีการเพิ่มสติเฟนสของการรังซี่ด นอกจากนี้การ เคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้างที่ออกแบบสอดคล้องกับ ค่าระยะการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Target Displacement) ที่กำหนด

Li and Pan, (2004) ใช้การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารในสิงคโปร์ถูกออกแบบให้รับน้ำหนัก บรรทุกแนวตั้งและแรงลมตาม BS8110 ซึ่งไม่ได้คำนึงถึงแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ด้วยวิธี พลศาสตร์ศึกษาพฤติกรรมช่วงอินลาสติกของอาคาร 6 ชั้น ที่สิงคโปร์ไม่มีการเก็บกราฟอัตราเร่ง จากแผ่นดินไหวไว้ จึงใช้กราฟอัตราเร่งจากคลื่น El-Centro (1940) และ Bucharest (1977) ปรับ อัตราเร่งเป็น 0.1g เพื่อใช้แทนแผ่นดินไหวที่น่าจะเกิดขึ้น การจำลองโครงสร้างใช้ 1) bi-linear hysteretic สำหรับเสา 2) pinching hysteretic สำหรับคาน 3) ไม่คิดผลของผนังก่ออิฐ ผลของการ วิเคราะห์แสดงในรูปแบบของความเหนียวในการหมุนตัวของจุดหมุนพลาสติก และหน่วยแรง เฉือนที่ข้อต่อคาน-เสา ผลการวิเคราะห์แสดงว่ารูปแบบของการสั่นไหวที่ฐานมีผลต่อความเสียหาย และระบบการวิบัติเป็นแบบผสมทั้งการเคลื่อนที่ทางข้างของเสาและคาน

Xie (2004) รวบรวมบทความของ Buckling Restrained Brace ซึ่งแสดงให้เห็นว่า Buckling Restrained Brace รับแรงกระทำได้ทั้งแรงดึงและแรงอัด รวมทั้งมีความสามารถดูดซับพลังงาน โดย สามารถปรับเปลี่ยนสติเฟนสและกำลังได้ง่าย ด้วยเพราะพฤติกรรมการรับแรงสั่นสะเทือนที่ดี Buckling Restrained Brace จึงได้รับความนิยมในการก่อสร้าง โครงสร้างเหล็กที่มีความสูงในเอเชีย โดยเฉพาะอย่างยิ่งในญี่ปุ่น และการใช้สำหรับการเสริมกำลังอาคารที่ไม่ได้ออกแบบต้านทาน แผ่นดินไหว

Yooprasertchai (2007) พัฒนา Buckling Restrained Brace โดยการศึกษาตัวแปรที่มีผลต่อพฤติกรรม วิธีออกแบบ และรายละเอียดการก่อสร้าง โดยทำการทดสอบ Buckling Restrained Brace ที่พัฒนาขึ้นในห้องปฏิบัติการ รวมทั้งมีศึกษาการนำ Buckling Restrained Brace ไปใช้ในการเสริมกำลังอาคารคอนกรีต โดยทำการทดสอบตัวอย่างส่วนอาคารย่อย (Sub assemblage) ซึ่งประกอบด้วยเสาคอนกรีต และ Buckling Restrained Brace จากผลการทดสอบพบว่า Buckling Restrained Brace สามารถปรับปรุงพฤติกรรมขององค์อาคารเดิมได้ และเป็นเทคโนโลยีที่สามารถนำมาใช้ได้ในการเสริมกำลังอาคารในประเทศ

Matrin (2007) พัฒนาแบบจำลอง 2 มิติของอาคารตัวอย่างคือโรงพยาบาลสมเด็จพระยามี จำนวนชั้น 6 ชั้น ซึ่งไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว เป็นอาคาร โครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยใช้โปรแกรม Ruaumoko2D วิเคราะห์โดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นเพื่อศึกษาพฤติกรรมเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว แบบจำลองเสาประกอบด้วย 2 ส่วนหลัก ส่วนแรกเป็นชิ้นส่วนยืดหยุ่น (Elastic frame) ส่วนสองเป็นประกอบด้วยหน้าตัดไฟเบอร์ (Fiber section) โดยจะจำลองลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Stress-Strain Relationship) พฤติกรรมภายใต้แรงวัฏจักร (Hysteretic behavior) แตกต่างกันไปขึ้นกับประเภทของวัสดุที่ตำแหน่งไฟเบอร์นั้น ซึ่งมีสปริงแบบไม่เชิงเส้นของเหล็กเสริมและคอนกรีต จากผลการทดสอบพบว่าโครงสร้างจะวิบัติในรูปแบบที่ไม่มีความเหนียว เช่น แรงเฉือนที่จุดต่อคาน-เสา การเลื่อนหลุดของการทาบ ซึ่งส่งผลให้กำลังรับแรงทางข้างลดลงอย่างมาก

บริบูรณ์ สัมพันธ์เจริญ, ไพบุลย์ ปัญญาคะโป (2010) ศึกษาพฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร โรงเรียนซึ่งก่อสร้างตามแบบมาตรฐานกระทรวงศึกษาธิการสูง 4 ชั้น ระบบคาน-เสา ซึ่งไม่ได้มีการออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยทำการเสริมกำลังโครงสร้างด้วยองค์อาคารรับยึดไว้การ โกงเดาะ (Buckling Restrained Brace, BRB) ทำการวิเคราะห์ใช้วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Procedure) แบบ 3 มิติ ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 10 คู่ ซึ่งคัดเลือกสำหรับเหตุการณ์ที่อาจเกิดขึ้นในพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย จากผลการทดสอบพบว่าก่อนเสริมกำลัง อาคารตัวอย่างคาดว่าจะมีการวิบัติแบบชั้นอ่อนในชั้นล่าง และวิบัติเฉพาะที่ในองค์อาคาร สำหรับเสาในระดับชั้นล่างเกิดการแตกร้าวที่ผิวคอนกรีตเหล็กเสริมมีการเลื่อนหลุดที่บริเวณการต่อทาบ และเหล็กเสริมเกิดการครากจากแรงดัดบริเวณปลายบนของเสาชั้นล่างและชั้นสอง แต่หลังจากเสริมกำลังแล้วไม่พบการวิบัติดังกล่าว

อนุชาติ ลื่อนันต์ศักดิ์ศิริ, ไพบุลย์ ปัญญาคะโป (2013) วิเคราะห์กำลังผนังอิฐก่อในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีเฟอร์โรซีเมนต์ด้วยวิธีตะแกรงเหล็กฉีก ในการศึกษาี้เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 3 ชั้นซึ่งเป็นอาคารเรียนในสังกัดกระทรวงศึกษาธิการเพื่อใช้เป็นต้นแบบในการประเมินกำลังผนังอิฐก่อ จากการจำลองแบบผนังของอาคารได้ผนัง 3 รูปแบบได้แก่ ผนังทึบ ผนังช่องเปิดแบบประตู และผนังช่องเปิดแบบหน้าต่าง พบว่าผนังที่มีช่องเปิด ให้ค่ากำลังที่ลดลงจากกรณีผนังทึบ เนื่องจากพื้นที่สัดส่วนของผนังลดลงด้วยพื้นที่ช่องเปิด ผลของการเสริมกำลังด้วยตะแกรงเหล็กฉีกให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงกว่าผนังก่ออิฐเดิม

จากผลงานวิจัยที่ผ่านมา ดังนั้น ในการศึกษาี้ จึงได้นำข้อมูลอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังโครงสร้างด้วยของค้ำอาคารรั้งยึดไว้การ โกงตะและ ข้อมูลของค่ากำลังของผนังทึบ และผนังที่มีช่องเปิด พร้อมทั้งนำข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 7 ชุด สำหรับพื้นที่จังหวัดแพร่ ทำการประเมินกำลังโครงสร้างอาคาร โดยการจำลองพฤติกรรมการรับแรงอินทิลาสติกของโครงสร้างแบบหน้าต่างไฟเบอร์ โดยใช้โปรแกรม PERFORM-3D เพิ่มเติมการจำลองพฤติกรรมการรับแรงของผนังก่ออิฐในโครงสร้าง (Infill wall) ด้วยแบบจำลอง Strut and tie model และวิเคราะห์พฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารด้วยวิธีการผลักอาคารตามโหมด (Modal Pushover Analysis) เพื่อเปรียบเทียบกับวิธีการวิเคราะห์ตามประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหว (Nonlinear Time History Analysis) ตรวจสอบค่า Demand Capacity Ratio (DCR) ของโครงสร้างซึ่งกำหนดโดย DCR ของ Strain ในหน้าต่างเหล็กเสริมที่จำลอง โดย Fiber Section และวัดสมรรถนะของโครงสร้าง 3 ระดับ ได้แก่ ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO), ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (LS), และระดับป้องกันการพังทลายโดยสิ้นเชิง (CP)

2.2 วิธีการออกแบบของค้ำอาคารรังชี้ดไว้การโก่งเดาะ

ในการออกแบบ BRB จะต้องกำหนดวางตำแหน่งของ BRB ที่จะเสริมกำลังในโครงสร้าง และ สมมุติขนาดพื้นที่หน้าตัดของเหล็กแกน BRB ก่อน และวิเคราะห์โครงสร้างอาคารด้วยแรงกระทำ วิธีแรงสถิตเทียบเท่า เพื่อหาค่าแรงแนวแกนของเหล็กแกนของ BRB เพื่อนำไปใช้ในการออกแบบ หาพื้นที่หน้าตัดสุทธิของแกนเหล็ก

หลักการออกแบบ BRB คือ การออกแบบให้ปลอกหุ้ม (Casing) มีกำลังสูงกว่ากำลังที่เกิดจาก กำลังรับแรงสูงสุดของเหล็กแกน (Steel Core), P_{YSC} ตามข้อกำหนดของ AISC Seismic Provision 314-2005 โดยค่ากำลังรับแรงของเหล็กแกนที่ยอมรับ, $P_{allowable}$, สามารถหาได้ดังนี้

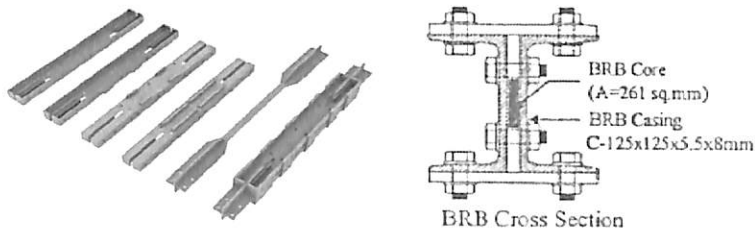
$$P_{allowable} = \phi P_{YSC} = \phi F_{YSC} A_{SC} \tag{2.1}$$

โดยที่

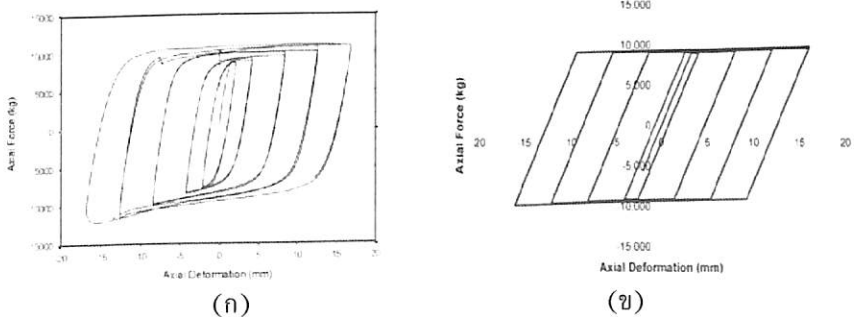
ϕ = ตัวคูณการลดกำลัง เท่ากับ 0.9

F_{YSC} = หน่วยแรงที่จุดคราก (Yield Stress)

A_{SC} = พื้นที่หน้าตัดสุทธิของแกนเหล็ก



ภาพประกอบที่ 2.4 รูปแบบขององค์อาคารรังชี้ดไว้การ โก่งเดาะ



ภาพประกอบที่ 2.5 พฤติกรรมภายใต้แรงวัฏจักร (Hysteretic behavior)

(ก) จากผลการทดสอบ (ข) จากแบบจำลอง

ในการออกแบบกำลังวิกฤต (Critical Load) ของปลอกหุ้มต้องมีค่าสูงกว่ากำลังที่ได้จากสมการข้างต้น โดยมีค่าความปลอดภัย (Factor of Safety) กล่าวคือ

$$P_{cr} \geq FS \cdot P_{YSC} \tag{2.2}$$

$$\frac{\pi^2 E_o I_o}{(kL_b)^2} \geq FS \cdot P_{YSC} \quad (2.3)$$

โดยที่

P_{cr} = กำลังวิกฤต ของปลอกหุ้ม

I_o = โมเมนต์ของความเฉื่อยของปลอกหุ้ม

L_b = ความยาวของ BRB

E_o = โมดูลัสความยืดหยุ่นของปลอกหุ้ม

FS = ค่าความปลอดภัยมีค่าเท่ากับ 1.5

k = สัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลมีค่าเท่ากับ 1

เมื่อกำหนดขนาดของ Steel Core ขนาดของ Casing จะสามารถหาได้จากสมการข้างต้น

$$I_o \geq FS \cdot P_{YSC} \frac{(kL_b)^2}{\pi^2 E_o} \quad (2.4)$$

ส่วนปลายแกนเหล็กที่ใช้ยึด BRB (Transition Area) กับ Gusset Plate ของโครงอาคารสามารถออกแบบโดยใช้หลักการข้างต้น

$$I_{tra} \geq FS \cdot P_{YSC} \frac{(kL_b)^2}{\pi^2 E_o} \quad (2.5)$$

โดยที่ I_{TRA} = โมเมนต์ของความเฉื่อยของส่วนปลาย (Transition Area)

2.3 วิธีวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Time History Analysis)

ในการใช้วิธีวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา จะเป็นการคำนวณการตอบสนองของโครงสร้างที่ทุกๆ ขณะเวลาที่เกิดแผ่นดินไหว โดยเป็นการคำนวณเชิงตัวเลข โดยวิธี Newmark Method ที่ขณะเวลาที่ค่อๆ เพิ่มขึ้นเป็นช่วงสั้นๆ (time step, Δt) ซึ่งถ้าวัสดุมีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นจะต้องใช้ Δt ที่น้อยมากๆ เช่น 0.001 หรือ 0.0005 วินาที เท่ากับ Δt ของคลื่นแผ่นดินไหว จึงจะให้ผลการคำนวณที่ถูกต้อง ซึ่งทำให้ต้องทำการคำนวณหลายรอบมากจึงจะได้ค่าการตอบสนองตลอดช่วงเวลาที่เกิดแผ่นดินไหว เช่นประมาณ 30 ถึง 60 วินาที ซึ่งค่าสูงสุดที่เกิดขึ้นจะเป็นค่าที่นำไปใช้ในการประเมินโครงสร้าง วิธีวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา จึงเป็นวิธีที่ใช้เวลาในการคำนวณนานมากเมื่อเทียบกับวิธีวิเคราะห์แบบอื่นๆ แต่จะให้ความถูกต้องดีที่สุด ในการศึกษานี้จะใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการคำนวณ คือ PERFORM-3D

วิธีการอินทิเกรตสมการการเคลื่อนที่ตามช่วงเวลา โดยวิธี Newmark Method มีดังนี้
สมการการเคลื่อนที่สำหรับระบบโครงสร้างอาคารแสดงได้ด้วยสมการ

$$M\Delta \ddot{u}_i + C\Delta \dot{u}_i + K\Delta u_i = \Delta F_i \quad (2.6)$$

ค่าความเร็วที่เปลี่ยนแปลงคำนวณได้จาก

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \cdot \ddot{u}_i \quad (2.7)$$

ค่าอัตราเร่งที่เปลี่ยนแปลงคำนวณได้จาก

$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i + \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad (2.8)$$

จากนั้นแทนค่าสมการ (2.7) และ (2.8) ในสมการการเคลื่อนที่ ผลการคำนวณจะได้ค่าการเคลื่อนที่ที่เปลี่ยนแปลงดังนี้

$$\Delta u_i = \frac{\Delta \overline{F}_i}{\overline{k}_i} \quad (2.9)$$

ซึ่งเมตริกซ์ประสิทธิผลของสตีเฟนส \overline{k}_i และเวกเตอร์ของแรงที่เปลี่ยนแปลง $\Delta \overline{F}_i$ คำนวณได้จาก

$$\overline{k}_i = \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c + k_i \quad (2.10)$$

$$\Delta \bar{F}_i = \Delta F_i + \left\{ \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma}{\beta} c \right\} \dot{u}_i + \left\{ \frac{m}{2\beta} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \right\} \ddot{u}_i \quad (2.11)$$

จากสมการข้างต้น ค่า c และ k คือเมตริกซ์ของความหน่วง และสติเฟเนตามลำดับ ซึ่งเป็นค่า ณ เวลาเริ่มต้น t_i ของลำดับเวลา $\Delta t = t_{i+1} - t_i$

ในวิธีการนี้ค่า γ กำหนดให้เท่ากับ $1/2$ และค่าสัมประสิทธิ์ β อยู่ในช่วง $1/6 \leq \beta \leq 1/2$ โดยมีการกำหนดค่า β ซึ่งสอดคล้องกับการคำนวณในแต่ละวิธีการ

การกำหนดแผ่นดินไหวที่กระทำต่อ โครงสร้างจะต้องใช้บันทึกความเร่งของพื้นดินตลอดช่วงเวลาที่เกิดแผ่นดินไหวซึ่งจะต้องเป็นตัวแทนแผ่นดินไหวที่คาดว่าจะเกิดขึ้นที่พื้นที่ที่ตั้งอาคารที่พิจารณา โดยจะต้องมีการปรับระดับความรุนแรงให้สอดคล้องกับผลการศึกษาความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว รายละเอียดของคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้กล่าวไว้ในบทที่ 3