



ผลของแบบจำลองผนังอิฐก่อต่อคาบการสั่นและผลตอบสนองของอาคารเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว

EFFECTS OF MASONRY INFILL WALL MODELS ON VIBRATION PERIOD AND SEISMIC RESPONSE OF A BUILDING

ภักพงษ์ ลิขิตสุวรรณ^{1*} และนคร ภู่วโรดม²

^{1*} นักศึกษาปริญญาโท, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

² ศาสตราจารย์, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

*Corresponding author, E-Mail: pakkapong.likhi@dome.tu.ac.th

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลของแบบจำลองผนังอิฐก่อในโครงสร้างอาคาร ซึ่งจำลองด้วยค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า (Equivalent strut) ต่อคาบการสั่นและผลตอบสนองเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ด้วยการวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) โดยพิจารณาแบบจำลองอาคารสองลักษณะคือ แบบจำลองที่ใช้ค้ำยันเทียบเท่าที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นตามข้อแนะนำการสร้างแบบจำลองไม่เชิงเส้น และแบบจำลองที่ใช้ค้ำยันเทียบเท่าที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นปรับแก้ เพื่อให้แบบจำลองอาคารมีความถี่ตรงกับความถี่ธรรมชาติที่ได้จากการตรวจวัดอาคารจริง โดยพิจารณาแบบจำลอง 2 มิติ และ 3 มิติ และจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นด้วยวิธีรูปตัดไฟเบอร์ (Fiber Section) ทำการวิเคราะห์ผลของคลื่นแผ่นดินไหวซึ่งได้รับการปรับให้ใกล้เคียงกับสเปกตรัมผลตอบสนองเป้าหมาย โดยอภิปรายผลในรูปของแรงเฉือน การเสียรูปและการเปลี่ยนแปลงของคาบการสั่นไหว ผลการศึกษาพบว่าแบบจำลองอาคารที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นปรับแก้เพื่อให้มีคาบการสั่นเท่ากับคาบธรรมชาติจริง มีผลตอบสนองเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวและการเพิ่มขึ้นของคาบการสั่น (Period Elongation) สูงกว่าแบบจำลองที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นตามข้อแนะนำการสร้างแบบจำลองและมีคาบการสั่นต่ำกว่าคาบธรรมชาติจริงของอาคาร

คำสำคัญ: แผ่นดินไหว; อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก; การวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา; ผนังอิฐก่อ; คาบธรรมชาติ

ABSTRACT

This research investigates the effects of infill wall models in building structures, modeled using equivalent struts, on the vibration period and seismic response through nonlinear response history analysis (NLRHA). Two types of building models are considered: one where the equivalent strut uses the modulus of elasticity based on recommended guidelines for nonlinear models, and another where the equivalent strut uses an adjusted modulus of elasticity to match the natural frequency measured from the actual building. Each type comprises both 2D and 3D models, and all four building models employ fiber sections to model nonlinear behavior. These models are analyzed with ground motions adjusted to match the target response spectrum. The results are discussed regarding shear forces, deformation, and changes in the vibration period. The study reveals that building models using the modified

modulus of elasticity for the equivalent struts exhibit higher seismic responses and increased period elongation compared to models without the modified modulus of elasticity.

KEYWORDS: Earthquake; Reinforced Concrete Building; Nonlinear Response History Analysis; Infill wall; Natural Period

1. บทนำ

การวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) เป็นวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงพลศาสตร์ที่ให้ค่าการตอบสนองใกล้เคียงกับพฤติกรรมของอาคารจริงมากที่สุดวิธีหนึ่ง โดยทั่วไปแล้ว การสร้างแบบจำลองเริ่มต้นจากการจำลององค์ประกอบหลัก (Main-Structural Component) ซึ่งเป็นองค์ประกอบที่มีหน้าที่ต้านทานแรงด้านข้างของอาคาร เช่น เสา คาน หรือกำแพงรับแรงเฉือน โดยจำเป็นต้องใส่รายละเอียดของขนาดองค์ประกอบและคุณสมบัติของวัสดุที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริงให้มากที่สุด เพื่อให้องค์ประกอบเหล่านั้นแสดงพฤติกรรมไม่เชิงเส้นได้ถูกต้อง สำหรับองค์ประกอบที่ไม่ใช่โครงสร้าง (Non-Structural Component) เช่น ผนังอิฐก่อ แม้ว่าไม่ได้มีหน้าที่หลักในการรับแรง แต่การมีอยู่ของผนังอิฐก่อช่วยเพิ่มสติฟเนสให้กับโครงสร้างอาคาร ดังนั้นจึงจำเป็นต้องจำลองผนังอิฐก่อในแบบจำลองอาคาร แต่เพื่อลดการใช้ทรัพยากรในการวิเคราะห์ ผนังอิฐก่อถูกจำลองในรูปแบบอย่างง่ายด้วยค้ำยันเทียบเท่า (Equivalent Strut) มีลักษณะเป็นแท่งวางตัวตามแนวทแยงมุมของผนังจริง สาเหตุที่ค้ำยันเทียบเท่ามีลักษณะนี้เพราะพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของผนังภายใต้แรงแผ่นดินไหวเปลี่ยนแปลงจากการรับแรงผ่านแผ่นผนังเป็นการรับแรงตามแนวทแยงของผนังซึ่งคล้ายกับค้ำยันเทียบเท่า สำหรับค่าคุณสมบัติของค้ำยันเทียบเท่า โดยทั่วไปแล้วมาจากการทดสอบผนังอิฐก่อหรือวัสดุในห้องปฏิบัติการซึ่งเป็นการทดสอบจนถึงสภาพวิบัติ อย่างไรก็ตามภายใต้การสั่นไหวระดับต่ำหรือในช่วงเริ่มต้นของแผ่นดินไหวที่องค์ประกอบต่างๆ ของอาคารรวมถึงผนังอิฐก่อยังไม่เกิดความเสียหายและยังคงมีจุดเชื่อมต่อกับเสา คาน ปกติ ย่อมให้ผลของสติฟเนสที่มากกว่าค้ำยันเทียบเท่า ส่งผลให้ค่าคาบธรรมชาติที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองอาคารนั้นมีความสูงกว่าค่าคาบธรรมชาติของอาคารจริงในสภาพที่ก่อนเกิดการวิบัติของผนังอิฐก่อ ทั้งนี้ผนังอิฐก่อถือว่าเป็นส่วนที่มีความอ่อนไหวต่อแรงแผ่นดินไหวเป็นอย่างมาก โดยสามารถเกิดการแตกร้าวได้แม้มีระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เพียงเล็กน้อย และความเสียหายที่เกิดขึ้นในผนังหรือแม้กระทั่งในโครงสร้างอาคารย่อมส่งผลให้สติฟเนสโดยรวมของอาคารลดลง และทำให้ค่าคาบธรรมชาติของอาคารเพิ่มขึ้น (Period Elongation) จากคาบธรรมชาติก่อนโครงสร้างอาคารเกิดความเสียหาย งานวิจัยนี้เริ่มต้นจากสมมติฐานที่ว่า หากแบบจำลองอาคารมีคาบการสั่นไม่ตรงกับคาบธรรมชาติจริงของอาคารที่ได้จากการตรวจวัด อันเนื่องมาจากการจำลองผนังด้วยค้ำยันเทียบเท่า อาจส่งผลให้ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองอาคารข้างต้นแตกต่างจากแบบจำลองอาคารที่มีคาบตรงกับคาบธรรมชาติจริง ดังนั้น งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลตอบสนองของแบบจำลองอาคารที่ใช้คุณสมบัติค้ำยันเทียบเท่าต่างกัน แบบจำลองประเภทแรกใช้ค้ำยันเทียบเท่าที่มีคุณสมบัติตามข้อแนะนำทั่วไปและมีคาบธรรมชาติสูงกว่าคาบธรรมชาติจากการตรวจวัดอาคารจริง ส่วนแบบจำลองประเภทที่สองใช้ค้ำยันเทียบเท่าที่มีการปรับแก้โมดูลัสยืดหยุ่นเพื่อให้มีคาบธรรมชาติตรงกับคาบธรรมชาติจากการตรวจวัดอาคารจริง แต่ละประเภทแบบจำลองประกอบด้วยแบบจำลอง 2 มิติและ 3 มิติ นอกจากนี้ การวิจัยยังได้พิจารณาระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวในระดับที่แตกต่างกันเพื่อศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของแบบจำลองภายใต้ระดับความรุนแรงที่ต่างกัน

2. วิธีดำเนินการศึกษา

งานวิจัยนี้ใช้การวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) ในการวิเคราะห์ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว เนื่องจากเป็นวิธีที่มีความถูกต้องและแม่นยำ โดยวิธีการนี้ประกอบด้วย 2

ส่วนหลัก ได้แก่ แบบจำลองอาคาร และคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำกับฐานของแบบจำลองอาคาร ทั้งนี้ แบบจำลองอาคารต้องสามารถแสดงพฤติกรรมการเสียรูปได้ตั้งแต่สถานะไม่เกิดการวิบัติหรือแตกร้าว (Uncracked State) ไปจนถึงสถานะเกิดการวิบัติ (Ultimate State) ได้

2.1 แบบจำลองอาคาร

งานวิจัยนี้ใช้การสร้างแบบจำลองอาคารด้วยโปรแกรม PERFORM-3D (Computers and Structures, Inc) [1] โดยพิจารณาการจำลองเสาหรือคานจากพฤติกรรมการวิบัติด้วยการดัด (Flexural Failure) กล่าวคือ ภายใต้แรงแผ่นดินไหวการวิบัติเกิดขึ้นที่ปลายของชิ้นส่วนบริเวณใกล้จุดต่อของเสาและคาน ในขณะที่กลางชิ้นส่วนไม่เกิดความเสียหายหรือเสียหายเพียงเล็กน้อย ดังนั้นแบบจำลองของเสาหรือคานจึงประกอบขึ้นจาก 3 ส่วนหลัก คือ บริเวณส่วนกลาง ถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนโครงแบบเชิงเส้น (Linear Elastic Frame) และส่วนปลายทั้งสองข้างถูกจำลองด้วยหน้าตัดไฟเบอร์ (Fiber Section) โดยมีความยาวของชิ้นส่วนหน้าตัดไฟเบอร์เสาเท่ากับ 0.5 เท่าของความยาวด้านสั้นของหน้าตัดเสา และ 1.0 เท่าของความลึกของหน้าตัดคาน [2] และกำหนดคุณสมบัติไม่เชิงเส้นของวัสดุในหน้าตัดไฟเบอร์ เพื่อให้สามารถแสดงพฤติกรรมการแตกร้าวของคอนกรีต (Concrete Cracking), การครากของเหล็กเสริม (Steel Yielding) และการวิบัติของหน้าตัด (Failure) โดยใช้การจำลองคอนกรีตตามแบบจำลองของแมนเดอร์ (Mander's Concrete Model) [3] และเหล็กเสริมจำลองด้วยแบบจำลอง Elastic-Perfectly-Plastic (E-P-P) สำหรับแผ่นพื้นภายในการจำลองด้วยชิ้นส่วนแผ่นบางแบบยืดหยุ่น (Elastic Thin Shell Element) ภายใต้สมมติฐานว่าแผ่นพื้นยังคงมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นภายใต้แรงแผ่นดินไหว

2.2 แบบจำลองผนัง

ผนังอิฐก่อจำลองด้วยค้ำยันเทียบเท่า (Equivalent Strut) ที่สามารถรับได้เฉพาะแรงอัด (Compression only Strut) และใช้ชิ้นส่วนประเภท Simple Bar Element (Concrete Strut) ของโปรแกรม PERFORM-3D โดยใช้ข้อมูลขนาดหน้าตัดของค้ำยันเทียบเท่าในการจำลอง ซึ่งคำนวณได้จากความหนาของผนังจริงและความกว้างของค้ำยันเทียบเท่า งานวิจัยนี้อ้างอิงรูปแบบของค้ำยันเทียบเท่าจากมาตรฐาน FEMA 273 (1997) [4] โดยความกว้างประสิทธิภาพของค้ำยันเทียบเท่า (Effective Width, a) สามารถได้จากสมการที่ 1

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (1)$$

เมื่อ λ_1 คือ สัมประสิทธิ์สำหรับการหาความกว้างประสิทธิภาพของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า คำนวณตามสมการที่ 2

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin(2\theta)}{4 E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{1/4} \quad (2)$$

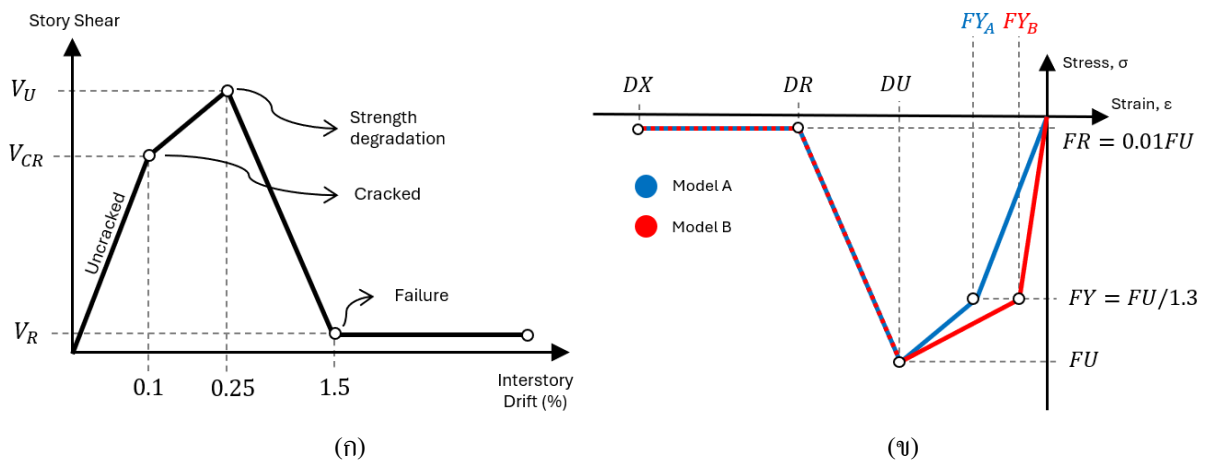
โดยที่ h_{col} คือ ค่าความสูงของเสาจากแนวถึงกลางคานทั้งสองชั้น (มิลลิเมตร) h_{inf} คือ ค่าความสูงของผนังก่ออิฐ (มิลลิเมตร) E_{fe} คือ ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของโครงสร้าง (เมกะปาสกาล) E_{me} คือ ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของผนังก่ออิฐ (เมกะปาสกาล) I_{col} คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของพื้นที่หน้าตัดเสา (มิลลิเมตร⁴) r_{inf} คือ ความยาวทแยงมุมของผนังก่ออิฐ (มิลลิเมตร) t_{inf} คือ ความหนาของผนังก่ออิฐ (มิลลิเมตร) θ คือ มุมระหว่างความสูงและความยาวของผนังก่ออิฐ (เรเดียน)

พฤติกรรมไม่เชิงเส้นของผนังมาจากความสัมพันธ์ของแรงเฉือนกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของผนังในห้องปฏิบัติการ แสดงดังรูปที่ 1(ก) โดยสามารถแบ่งพฤติกรรมของผนังออกได้หลายสถานะตามระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่เพิ่มขึ้น ได้แก่ ไม่มีความเสียหาย (Uncracked) เกิดการแตกร้าว (Cracked) สูญเสียกำลังรับแรง (Strength degradation) และพังทลาย (Failure) [5] โดยมีระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของผนัง ณ สถานะเกิดการแตกร้าว สูญเสียกำลังรับแรง และพังทลาย เท่ากับร้อยละ 0.1 0.25 และ 1.5 ตามลำดับ ทั้งนี้โหมดการพังทลาย (Failure modes) ของผนังมีหลายรูปแบบและเป็นพฤติกรรมที่มีความซับซ้อนอย่างยิ่ง การศึกษานี้เลือกโหมดการพังทลายเนื่องจากการอัด (Compression failure) ที่เกิดในค้ำยันเทียบเท่าตาม FEMA 306 [6] โดยสามารถคำนวณแรงเฉือนในแนวราบ (Horizontal Shear Compression Failure, V_c) ได้จากสมการที่ 3 อย่างไรก็ตามค่ากำลังอัดที่คาดหวังของผนังในทิศทางแนวราบ, f'_{m90} สำหรับผนังอิฐก่อในประเทศไทยอาจมีความแตกต่างจากค่าแนะนำนี้ ขึ้นกับประเภทของอิฐ กำลังอัดของปูนก่อ รวมถึงความหนาและกำลังอัดของปูนฉาบ

$$V_c = A_{inf} f'_{m90} \cos \theta \quad (3)$$

โดยที่ A_{inf} คือ พื้นที่หน้าตัดของค้ำยันเทียบเท่า (มิลลิเมตร²) f'_{m90} คือ ค่ากำลังอัดที่คาดหวังของผนังในทิศทางแนวราบ ซึ่งเท่ากับ 50% ของกำลังอัดปริซึม (เมกะปาสกาล)

มีรูปแบบของเส้นโค้งรอบนอก (Backbone Curve) ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงอัดกับการเสียรูปตามแบบจำลองของ Panagiotagos และ Fadis [7] ดังแสดงในรูปที่ 1(ข) โดยที่ F_U คือ กำลังรับแรงอัดสูงสุด F_Y คือกำลังรับแรงอัด ณ จุดเกิดการแตกร้าว F_R คือกำลังรับแรงอัดคงเหลือ และมีค่าการเสียรูปสัมพันธ์ตามระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของผนังในแต่ละสถานะ



รูปที่ 1 (ก) ความสัมพันธ์ของแรงเฉือนกับระยะเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของผนังตามแต่ละสถานะ
(ข) ความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงอัดกับการเสียรูปของค้ำยันเทียบเท่า

2.3 อาคารตัวอย่าง

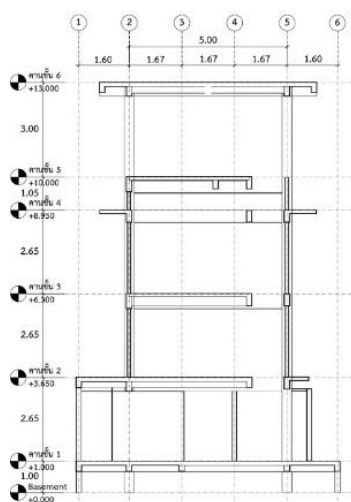
อาคารตัวอย่างในการศึกษานี้เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 5 ชั้นหรือ 13 เมตร โดยตัวอาคารตั้งอยู่บริเวณภาคเหนือของประเทศไทย มีความถี่ธรรมชาติที่ได้จากการตรวจวัดจริงภายใต้แรงในสภาพแวดล้อม (Ambient Vibration Measurement) ของ

โหมดที่ 1 สำหรับการโยกตัวในแนวราบทิศทาง X, Y และแนวบิดตัว เท่ากับ 5.07, 5.08 และ 8.27 เฮิร์ตซ์ หรือเท่ากับคาบธรรมชาติ 0.197, 0.197 และ 0.121 วินาที ตามลำดับ และมีคาบตามสมการประมาณของ มยพ.1301/1302-61 เท่ากับ 0.26 วินาที

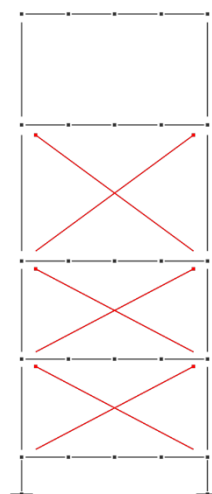
งานวิจัยนี้ทำการสร้างแบบจำลองอาคารตามอาคารตัวอย่างด้วยวิธีการในหัวข้อที่ 2.1 และมีคุณสมบัติทางกลของวัสดุแสดงในตารางที่ 1 โดยมีแบบจำลองทั้งหมด 4 แบบ ซึ่งทุกแบบมีคุณสมบัติของโครงสร้างหลักเหมือนกัน แต่แตกต่างกันที่ลักษณะคุณสมบัติของค้ำยันเทียบเท่าแบ่งได้เป็น 2 กลุ่ม ได้แก่ กลุ่มที่หนึ่งหรือกลุ่มแบบจำลอง A มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของค้ำยันเทียบเท่าเท่ากับ 2,959 เมกะปาสคาล ซึ่งเป็นค่าที่ได้จากข้อแนะนำค่าคุณสมบัติของผนังระดับพอใช้ (Fair) และมีการพิจารณาผลของกำลังที่คาดหวัง (Expected Strength) ตาม FEMA 356 [8] ซึ่งประกอบด้วยแบบจำลองอาคาร A-2D และแบบจำลองอาคาร A-3D โดยเป็นแบบจำลองอาคาร 2 มิติและ 3 มิติตามลำดับ กลุ่มที่สองหรือกลุ่มแบบจำลอง B มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ได้รับการปรับแก้เพื่อให้แบบจำลองมีความถี่ธรรมชาติตรงกับความถี่ธรรมชาติที่ได้จากการตรวจวัดอาคารจริง โดยประกอบด้วยแบบจำลองอาคาร B-2D และ B-3D ซึ่งเป็นแบบจำลอง 2 มิติและ 3 มิติตามลำดับ คุณสมบัติทางพลศาสตร์และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของแต่ละแบบจำลองแสดงในตารางที่ 2 งานวิจัยนี้ไม่พิจารณาผลของช่องเปิดในผนังอิฐก่อ และจำลองผนังตามลักษณะจริงของอาคารตัวอย่าง โดยแบบจำลองมีค้ำยันในชั้นที่ 2-4 เนื่องจากชั้นที่ 1 เป็นชั้นของฐานรากในขณะที่ชั้นที่ 5 เปิดโล่งดังแสดงในรูปที่ 2 ทั้งนี้ ทุกแบบจำลองมีค่าอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 5%

ตารางที่ 1 คุณสมบัติเชิงกลของวัสดุ

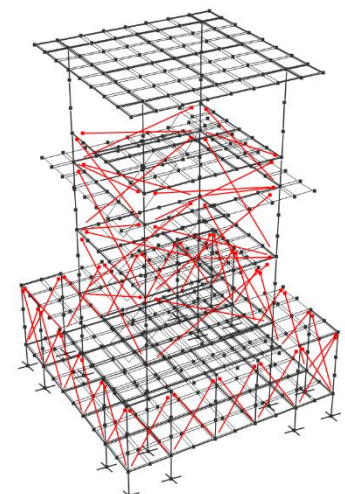
กำลังอัดประลัยของคอนกรีต	11 เมกะปาสคาล
โมดูลัสยืดหยุ่นคอนกรีต (Initial Modulus)	24,634 เมกะปาสคาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริม	300 เมกะปาสคาล
โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม	200,000 เมกะปาสคาล
กำลังอัดประลัยของปริซึมของอิฐก่อ, f'_m	5.38 เมกะปาสคาล
โมดูลัสยืดหยุ่นของปริซึมของอิฐก่อ, E_m	$550f'_m$ เมกะปาสคาล



(ก)



(ข)



(ค)

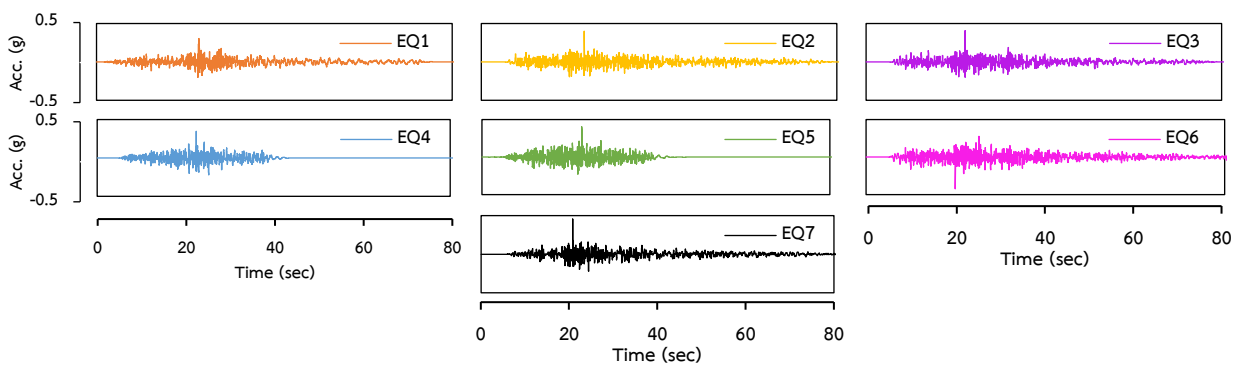
รูปที่ 2 (ก) อาคารตัวอย่าง (ข) แบบจำลองอาคาร 2 มิติ (ค) แบบจำลองอาคาร 3 มิติ

ตารางที่ 2 คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของแบบจำลอง และ โมดูลัสยืดหยุ่นของค้ำยัน

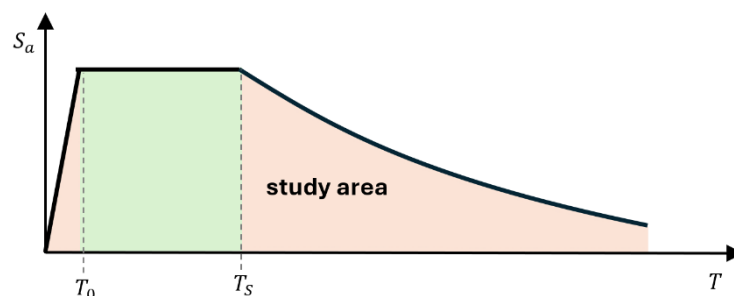
แบบจำลอง	A-2D	B-2D	A-3D	B-3D
โมดูลัสยืดหยุ่น (เมกะปาสกาล)	2,959	19 เท่าของ A	2,959	14 เท่าของ A
ความถี่ธรรมชาติแบบมีผนัง (เฮิรตซ์)	3.03	5.07	3.84	5.07
ความถี่ธรรมชาติแบบไม่มีผนัง (เฮิรตซ์)	1.82	1.82	3.05	3.05
ประเภท	2 มิติ	2 มิติ	3 มิติ	3 มิติ

2.4 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

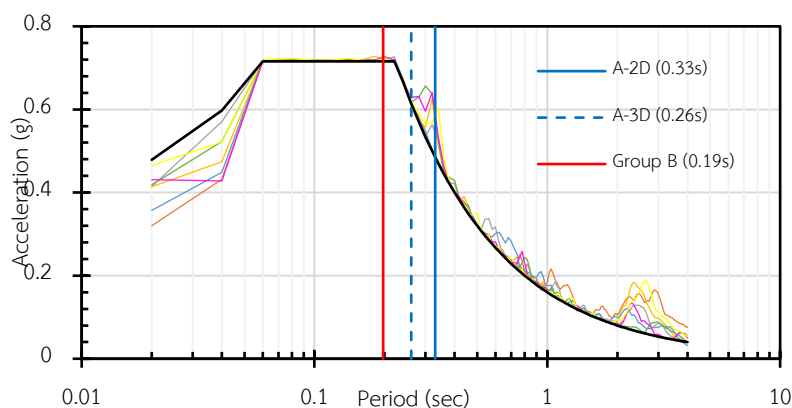
คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษานี้แสดงในรูปที่ 3 เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่มีการปรับให้ใกล้เคียงกับสเปกตรัมผลตอบสนองเป้าหมาย (Spectral Matching) เพื่อให้กลุ่มแบบจำลอง B อยู่ในบริเวณที่มีสเปกตรัมสูงหรือส่วนเรียบของสเปกตรัม ในขณะที่กลุ่มแบบจำลอง A มีความถี่ตรงกับบริเวณซึ่งเป็นเส้นโค้งของสเปกตรัมผลตอบสนอง โดยสเปกตรัมถูกสร้างขึ้นเพื่อสื่อถึงความเป็นไปได้ที่แบบจำลองอาคารทั้งสองแบบจำลองมีความธรรมชาติในช่วงที่มากกว่า T_s ดังรูปที่ 4 ซึ่งเป็นผลให้อาคารที่ใช้แบบจำลองที่มีสเปกตรัมต่ำเกินไปมีค่าสเปกตรัมผลตอบสนองที่ต่ำกว่า โดยคลื่นเริ่มต้นมาจากข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวใน มยผ. 1301/1302-61 [9] จำนวน 7 คลื่น สเปกตรัมผลตอบสนองเป้าหมายมีค่าความเร่งตอบสนองของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่คาบสั้น 0.2 วินาที (S_0) และคาบที่ 1 วินาที (S_1) เท่ากับ 0.963 และ 0.100 ตามลำดับ และมีประเภทของชั้นดิน D ดังแสดงในรูปที่ 5 นอกจากนี้ ยังมีการแบ่งระดับความรุนแรงหรือการปรับขนาดของคลื่นแผ่นดินไหว (Scaling) 2 ระดับ ได้แก่ 0.67 เท่าและ 1.00 เท่าเพื่อศึกษาถึงผลตอบสนองภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่มีระดับความรุนแรงของอาคารที่แตกต่างกัน



รูปที่ 3 คลื่นแผ่นดินไหวในการศึกษา



รูปที่ 4 สมมติฐานการสร้างสเปกตรัมผลตอบสนองตัวอย่าง



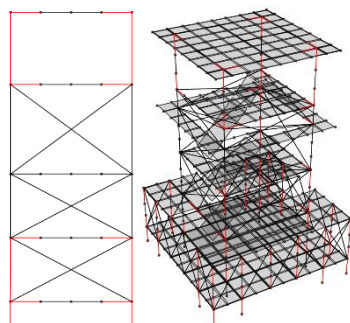
รูปที่ 5 สเปกตรัมผลตอบสนองของแผ่นดินไหวที่ใช้ศึกษา

3. ผลการศึกษา

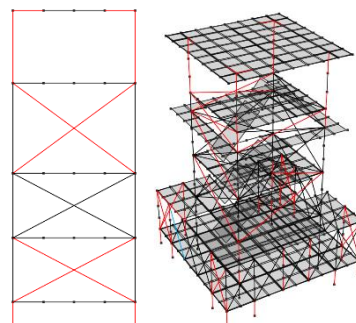
ผลการวิเคราะห์แบบจำลองอาคารด้วยวิธีผลตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (NLRHA) โดยมีคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 7 คลื่น และแบ่งย่อย 2 ระดับความรุนแรงดังหัวข้อ 2.4 นั้น อภิปรายในรูปของความเสียหายในโครงสร้างและค้ำยันเทียบเท่า แรงเฉือน ระยะเคลื่อนที่ทางด้านข้างในแต่ละชั้นของอาคาร ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ด้านข้างระหว่างชั้นที่ติดกัน และการลดลงของความถี่การสั่นไหวของอาคาร โดยทำการเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองที่มีคุณสมบัติของค้ำยันเทียบเท่าต่างกันคือกลุ่มแบบจำลอง A เปรียบเทียบกับกลุ่มแบบจำลอง B และแบบจำลอง 2 มิติเปรียบเทียบกับแบบจำลอง 3 มิติ

3.1 ความเสียหายต่อค้ำยันเทียบเท่าและโครงสร้างอาคาร

ความเสียหายที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างในกรณีที่คลื่นแผ่นดินไหวมีระดับความรุนแรง 0.67 เท่าดังรูปที่ 6 กลุ่มแบบจำลอง A พบว่าค้ำยันเทียบเท่าไม่เกิดความเสียหาย แต่เกิดการแตกร้าวในบางจุดของเสาหรือคานเท่านั้น ในขณะที่กลุ่มแบบจำลอง B ค้ำยันเทียบเท่าเกิดการแตกร้าวในบางชั้นของอาคาร และเกิดการแตกร้าวของคอนกรีตในบางจุดของเสาหรือคาน เมื่อระดับความรุนแรงเพิ่มขึ้นเป็น 1.00 เท่าดังแสดงในรูปที่ 7 พบว่ากลุ่มแบบจำลอง A และ B พบว่าค้ำยันเทียบเท่าเกิดการแตกร้าวในทุกชั้นของอาคาร และมีการแตกร้าวของคอนกรีตในชิ้นส่วนเสาและคานในทุกชั้น

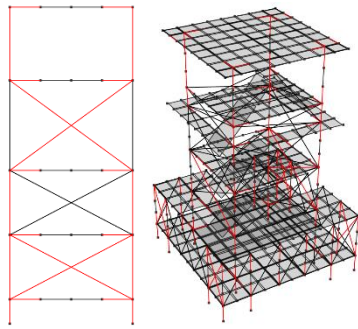


(ก) กลุ่มแบบจำลอง A

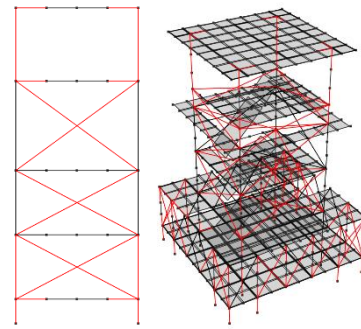


(ข) กลุ่มแบบจำลอง B

รูปที่ 6 ความเสียหายต่อค้ำยันเทียบเท่าและ โครงสร้างอาคารในระดับความรุนแรง 0.67 เท่า



(ก) กลุ่มแบบจำลอง A

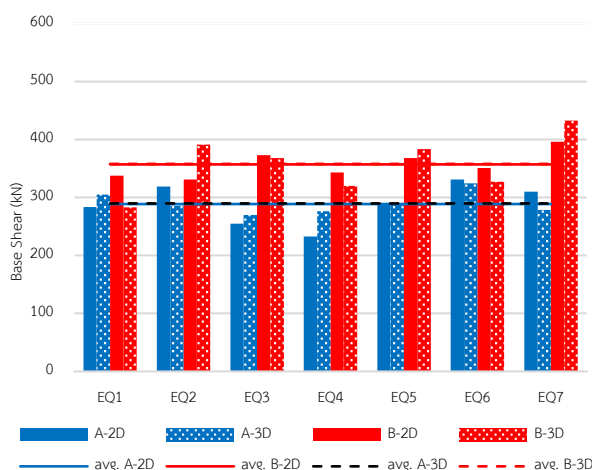


(ข) กลุ่มแบบจำลอง B

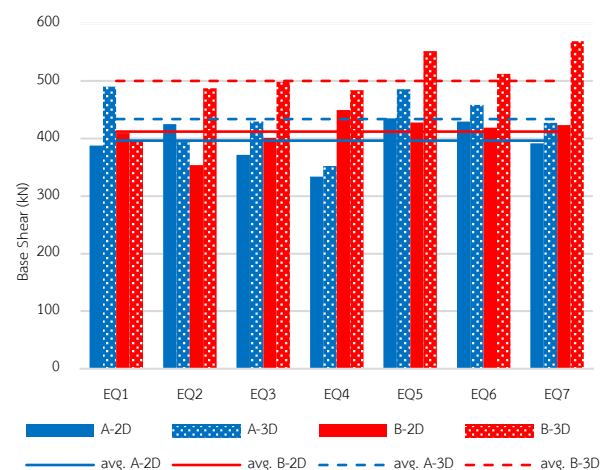
รูปที่ 7 ความเสียหายต่อค้ำยันเทียบเท่าและโครงสร้างอาคารในระดับความรุนแรง 1.00 เท่า

3.2 แรงเฉือน

ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดแสดงในรูปที่ 8 ที่ระดับความรุนแรง 0.67 เท่า (รูปที่ 8(ก)) พบว่าแบบจำลอง A-2D, B-2D, A-3D และ B-3D มีค่าเฉลี่ยแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดเท่ากับ 289, 357, 290 และ 358 กิโลนิวตันตามลำดับ กลุ่มแบบจำลอง A มีค่าแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดน้อยกว่ากลุ่มแบบจำลอง B ในทุกคลื่นแผ่นดินไหว โดยค่าเฉลี่ยแรงเฉือนของ 7 คลื่นระหว่างกลุ่มแบบจำลอง A และ B แตกต่างกันประมาณ 18% และแบบจำลอง 2 มิติให้ผลลัพธ์ใกล้เคียงกับแบบจำลอง 3 มิติ เมื่อพิจารณาผลของแรงเฉือนร่วมกับสเปกตรัมผลตอบสนองแบบอีลาสติคในรูปที่ 5 พบว่า ค่าความเร่งสเปกตรัมผลตอบสนองที่คาบธรรมชาติของอาคาร (S_d) ของกลุ่มแบบจำลอง A มีค่าประมาณ 0.57 ในขณะที่กลุ่มแบบจำลอง B มีค่าประมาณ 0.72 ซึ่งมีความแตกต่างประมาณ 20% ค่านี้สอดคล้องกับความแตกต่างของแรงเฉือน แสดงว่าแบบจำลองอาคารทั้งสองกลุ่มยังคงมีพฤติกรรมการตอบสนองแบบอีลาสติค และสามารถใช้สเปกตรัมผลตอบสนองแบบอีลาสติคในการอธิบายความแตกต่างของทั้งสองกลุ่มแบบจำลองได้



(ก) ระดับความรุนแรง 0.67 เท่า

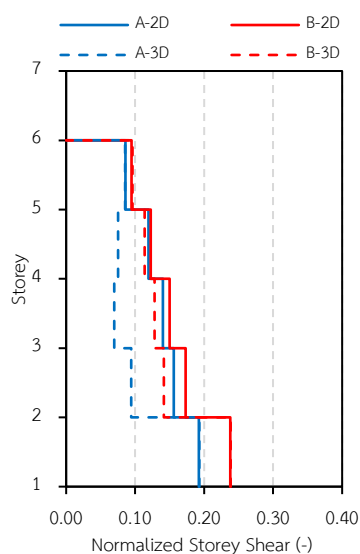


(ข) ระดับความรุนแรง 1.00 เท่า

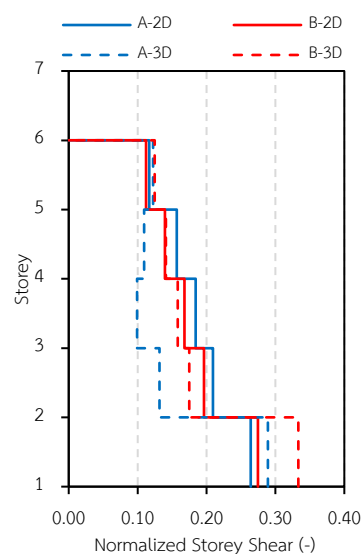
รูปที่ 8 แรงเฉือนที่ฐานสูงสุด

สำหรับรูปที่ 8(ข) แสดงแรงเฉือนที่ฐานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ระดับความรุนแรง 1.00 เท่าพบว่าแรงเฉือนจากทุกคลื่นมีค่าสูงกว่าระดับความรุนแรง 0.67 เท่า โดยแบบจำลอง A-2D, B-2D, A-3D และ B-3D มีค่าเฉลี่ยแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 396, 412, 434 และ 500 กิโลนิวตันตามลำดับ ในภาพรวมกลุ่มแบบจำลอง A มีค่าเฉลี่ยแรงเฉือนที่ฐานต่ำกว่ากลุ่มแบบจำลอง B อย่างไรก็ตาม พบว่าแบบจำลอง B-2D มีแรงเฉือนใกล้เคียงกับกลุ่มแบบจำลอง A ในขณะที่แบบจำลอง B-3D มีแรงเฉือนมากกว่าแบบจำลองอื่น ๆ ทั้งนี้เป็นผลมาจากค่าชั้นเทียบเท่าที่อาจมีการวิบัติน้อยกว่าเมื่อเทียบกับแบบจำลอง B-2D เมื่อพิจารณาในมิติของแบบจำลองอาคารพบว่าแบบจำลอง 3 มิติมีค่าแรงเฉือนสูงกว่าแบบจำลอง 2 มิติ

แรงเฉือนที่กระทำต่ออาคารแต่ละชั้นแสดงในรูปของค่าเฉลี่ยจากค่าสูงสุดที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 7 คลื่น โดยนำมาหารด้วยน้ำหนักของอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 9 พบว่ากลุ่มแบบจำลอง B มีแรงเฉือนมากกว่ากลุ่มแบบจำลอง A ในระดับความรุนแรง 0.67 เท่า ดังแสดงในรูปที่ 9(ก) นอกจากนี้ แบบจำลอง 2 มิติมีค่าแรงเฉือนสูงกว่าแบบจำลอง 3 มิติในชั้นที่มีค่าชั้นเทียบเท่า แต่มีค่าเท่ากันในส่วนที่ไม่มีค่าชั้นเทียบเท่า สำหรับรูปที่ 9(ข) ซึ่งแสดงแรงเฉือนที่กระทำต่ออาคารแต่ละชั้นในระดับความรุนแรง 1.00 เท่าพบว่าในชั้นที่มีค่าชั้นเทียบเท่า แบบจำลอง A-2D มีแรงเฉือนมากกว่ากลุ่มแบบจำลอง B ในขณะที่แบบจำลอง A-3D มีค่าน้อยที่สุด สำหรับชั้นที่ไม่มีค่าชั้นเทียบเท่า ได้แก่ ชั้นที่ 5 มีค่าแรงเฉือนใกล้เคียงกัน ส่วนชั้นที่ 1 แบบจำลอง B-3D มีแรงเฉือนสูงกว่าแบบจำลองอื่น ๆ อย่างชัดเจน



(ก) ระดับความรุนแรง 0.67 เท่า

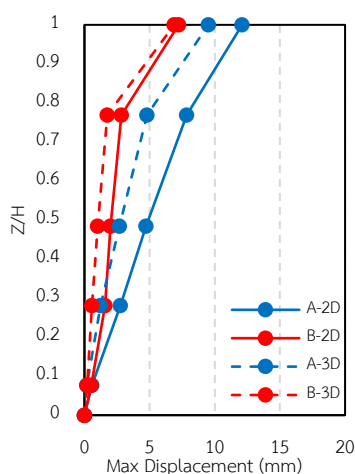


(ข) ระดับความรุนแรง 1.00 เท่า

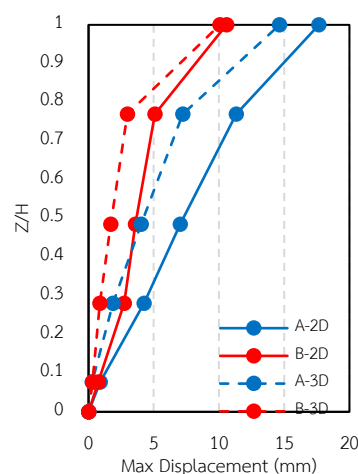
รูปที่ 9 แรงเฉือนที่กระทำต่ออาคารในแต่ละชั้น

3.3 การเคลื่อนที่ทางด้านข้างในแต่ละชั้น และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น

การเคลื่อนที่ทางด้านข้างในแต่ละชั้นของอาคาร (Floor Displacement) จากผลการวิเคราะห์ด้วยคลื่นแผ่นดินไหว 7 คลื่นโดยเฉลี่ย แสดงในรูปที่ 10 พบว่ากลุ่มแบบจำลอง A มีระยะการเคลื่อนที่มากกว่ากลุ่มแบบจำลอง B ทั้งในระดับความรุนแรง 0.67 เท่า และระดับความรุนแรง 1.00 เท่า ดังแสดงในรูป 10(ก) และ 10(ข) ตามลำดับ นอกจากนี้พบว่าแบบจำลอง 2 มิติมีระยะการเคลื่อนที่มากกว่าแบบจำลอง 3 มิติ โดยกลุ่มแบบจำลอง B มีระยะการเคลื่อนที่ใกล้เคียงกันมากกว่ากลุ่มแบบจำลอง A



(ก) ระดับความรุนแรง 0.67 เท่า

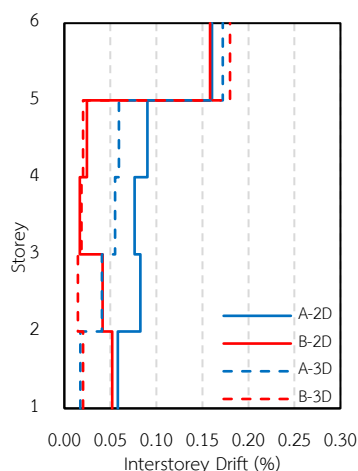


(ข) ระดับความรุนแรง 1.00 เท่า

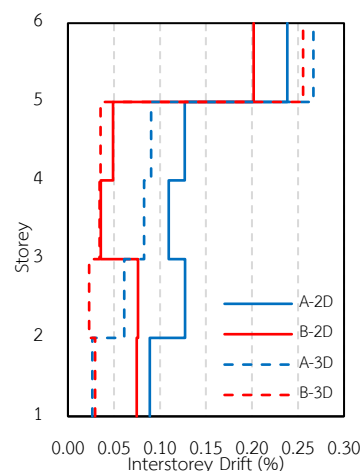
รูปที่ 10 ระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างในแต่ละชั้นของอาคาร

ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ด้านข้างระหว่างชั้นที่ติดกัน (Interstory Drift) จากผลการวิเคราะห์ด้วยคลื่นแผ่นดินไหว 7 คลื่น โดยเฉลี่ย แสดงในรูปที่ 11 พบว่าในระดับความรุนแรง 0.67 เท่าและ 1.00 เท่าดังรูป 11(ก) และ 11(ข) กลุ่มแบบจำลอง A มีระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากกว่ากลุ่มแบบจำลอง B โดยเฉพาะในชั้นที่มีค้ำยันเทียบเท่า นอกจากนี้พบว่าแบบจำลอง 2 มิติมีระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากกว่าแบบจำลอง 3 มิติ

ค้ำยันเทียบเท่าในแบบจำลองอาคารเกิดการแตกร้าว (Infill Cracking) ที่ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ 0.1% สำหรับกลุ่มแบบจำลอง A อย่างไรก็ตามในกลุ่มแบบจำลอง B การแตกร้าวเกิดด้วยระยะเคลื่อนตัวที่น้อยกว่า เนื่องจากผลของการปรับเพิ่มโมดูลัสยืดหยุ่นโดยมีจุดครากของค้ำยันเท่าเดิม ดังรูปที่ 1(ข) ดังนั้นกลุ่มแบบจำลอง A ไม่เกิดการแตกร้าวของค้ำยันที่ระดับความรุนแรง 0.67 เท่าแต่เกิดการแตกร้าวเป็นส่วนใหญ่ที่ระดับ 1.00 เท่าเนื่องจากระยะเคลื่อนตัวเฉลี่ยของชั้นที่มีค้ำยันมากกว่า 0.1% ในขณะที่กลุ่มแบบจำลอง B เกิดการแตกร้าวของค้ำยันตั้งแต่ระดับความรุนแรง 0.67 เท่าและ 1.00 เท่า



(ก) ระดับความรุนแรง 0.67 เท่า

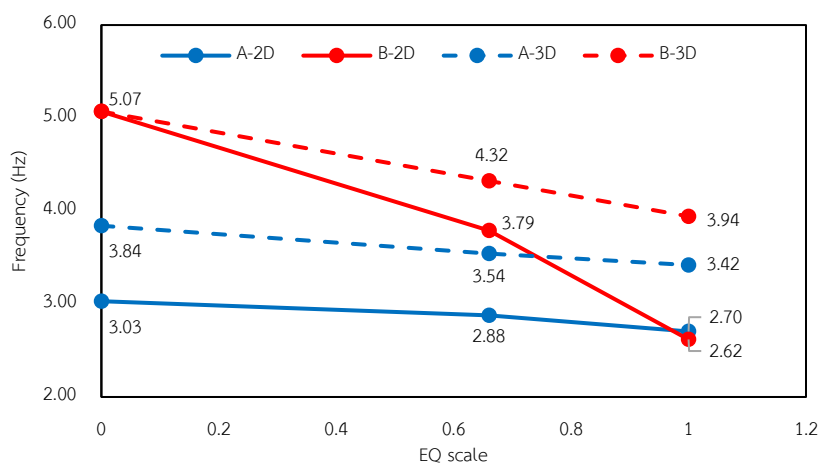


(ข) ระดับความรุนแรง 1.00 เท่า

รูปที่ 11 ระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ด้านข้างระหว่างชั้นที่ติดกัน

3.4 การลดลงของความถี่การสั่นไหว

การลดลงของความถี่การสั่นไหว ที่เทียบเท่ากับการเพิ่มขึ้นของคาบ (Period Elongation) ค่าเฉลี่ย แสดงในรูปที่ 12 พบว่าแบบจำลองอาคารทุกแบบเกิดการเปลี่ยนแปลงความถี่หลังจากได้รับแรงแผ่นดินไหว โดยในระดับความรุนแรง 0.67 เท่าแบบจำลอง A-2D, B-2D, A-3D และ B-3D มีความถี่ลดลงร้อยละ 5, 25, 8 และ 16 ตามลำดับ สำหรับระดับความรุนแรง 1.00 เท่าความถี่ลดลงร้อยละ 11, 48, 11 และ 22 ตามลำดับ ผลดังกล่าวชี้ให้เห็นว่ากลุ่มแบบจำลอง B มีความถี่ลดลงมากกว่ากลุ่มแบบจำลอง A เนื่องจากการปรับความถี่ของแบบจำลองให้เท่ากับค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารจริงด้วยการเพิ่มโมดูลัสยืดหยุ่นของค้ำยันเทียบเท่า ส่งผลให้เมื่อค้ำยันเกิดความเสียหาย สดิสเพลสเมนต์โดยรวมของแบบจำลองลดลงอย่างมาก นอกจากนี้การลดลงของความถี่สามารถอธิบายร่วมกับผลการวิเคราะห์แรงเฉือนในระดับความรุนแรง 1.00 เท่าดังรูปที่ 8(ข) ได้ว่า แบบจำลอง B-3D ยังคงมีสดิสเพลสเมนต์ของค้ำยันเทียบเท่าที่สูงกว่าแบบจำลอง B-2D แม้ว่าค้ำยันจะเกิดการแตกร้าว สังเกตได้จากแบบจำลอง B-3D มีความถี่สูงกว่า ทำให้มีแรงเฉือนที่ฐานสูงกว่าแบบจำลอง B-2D และกลุ่มแบบจำลอง A



รูปที่ 12 การเปลี่ยนแปลงความถี่การสั่นไหวของแบบจำลองต่อระดับความรุนแรง

4. สรุปผลการศึกษา

งานวิจัยนี้ศึกษาผลของแบบจำลองผนังอิฐก่อในแบบจำลองอาคารตัวอย่างโดยใช้แบบจำลองค้ำยันเทียบเท่า ด้วยวิธีการวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา โดยแบ่งประเภทของแบบจำลองอาคารตามลักษณะคุณสมบัติของค้ำยันเทียบเท่า ได้แก่กลุ่มแบบจำลอง A ซึ่งจำลองค้ำยันเทียบเท่าตามข้อแนะนำการสร้างแบบจำลองทั่วไปและมีความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองต่ำกว่าความถี่ธรรมชาติจากการตรวจวัดจริง และกลุ่มแบบจำลอง B ซึ่งมีการปรับแก้โมดูลัสยืดหยุ่นของค้ำยันเทียบเท่าเพิ่มขึ้นจากแบบจำลอง A เป็นจำนวน 19 และ 14 เท่าสำหรับแบบจำลอง 2 มิติ และ 3 มิติตามลำดับ เพื่อให้แบบจำลองมีความถี่ธรรมชาติตรงกับความถี่ธรรมชาติจากการตรวจวัดจริง ผลการศึกษาพบว่า

- แรงเฉือนในเสาของกลุ่มแบบจำลอง B มีค่าสูงกว่ากลุ่มแบบจำลอง A เมื่อค้ำยันเทียบเท่าในแบบจำลองเกิดความเสียหายเพียงบางส่วน อย่างไรก็ตาม เมื่อค้ำยันเกิดความเสียหายทั้งหมด กลุ่มแบบจำลอง A และ B มีแรงเฉือนในเสาใกล้เคียงกัน และแบบจำลอง 3 มิติมีแรงเฉือนในเสาสูงกว่าแบบจำลอง 2 มิติ

- การเลือกรูปทางด้านข้างของอาคาร ได้แก่ การเคลื่อนที่ทางด้านข้างของชั้นและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ของกลุ่มแบบจำลอง A มีค่าสูงกว่ากลุ่มแบบจำลอง B และแบบจำลอง 2 มีค่าน้อยกว่า 3 มิลลิเมตร
- การจำลองผนังอิฐก่อด้วยค้ำยันเทียบเท่าที่มีโมดูลัสยืดหยุ่นตามข้อแนะนำในกลุ่มแบบจำลอง A ของตัวอย่างที่ศึกษานี้ ทำให้ความถี่ธรรมชาติต่ำกว่าผลการตรวจวัดอาคารจริงได้ถึง 40% ในสถานะอีลาสติก และภายหลังเกิดความเสียหายในโครงสร้าง ความถี่ธรรมชาติของแบบจำลองอาคารมีแนวโน้มลดลงตามระดับความรุนแรงที่เพิ่มสูงขึ้น ซึ่งมีการลดลงของความถี่ธรรมชาติในระดับที่ค้ำยันเทียบเท่าเสียหายเป็นส่วนใหญ่ประมาณ 11%-48% จากความถี่ธรรมชาติเริ่มต้น โดยกลุ่มแบบจำลอง B มีความถี่ลดลงมากกว่ากลุ่มแบบจำลอง A และการลดลงของความถี่ธรรมชาตินี้ส่งผลต่อการวิเคราะห์แรงในโครงสร้าง

จากงานวิจัยนี้พบว่าผลตอบสนองของแบบจำลองที่ใช้โมดูลัสยืดหยุ่นต่างกัน แบบจำลองที่ปรับแก้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเกิดแรงเฉือนในเสามากกว่าแบบจำลองที่ใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นตามข้อแนะนำการออกแบบ และระดับความแตกต่าง เปลี่ยนแปลงตามระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว นอกจากนี้ ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลอง 3 มิติยังแตกต่างจากแบบจำลอง 2 มิติ ดังนั้น การสร้างแบบจำลองอาคารเพื่อการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว ควรพิจารณาถึงผลและความแตกต่างเหล่านี้เพื่อให้แบบจำลองมีความถูกต้องและแม่นยำยิ่งขึ้น

5. ข้อเสนอแนะ

การศึกษานี้เริ่มต้นจากสมมติฐานที่ว่า การปรับค่าธรรมชาติของแบบจำลองอาคารให้มีความใกล้เคียงกับคาบธรรมชาติของอาคารจริง จะส่งผลให้พฤติกรรมเชิงพลศาสตร์และผลตอบสนองของแบบจำลองมีความสอดคล้องกับพฤติกรรมของอาคารจริงมากขึ้น อย่างไรก็ตาม ปัญหาการตอบสนองของอาคารจริงภายใต้แรงแผ่นดินไหวเป็นประเด็นที่ซับซ้อน เนื่องจากเกี่ยวข้องกับปัจจัยหลายประการ การจำลองผนังอิฐก่อด้วยค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่ายังคงไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมการแพร่กระจายของรอยร้าวได้อย่างสมบูรณ์ ดังนั้น จึงมีความจำเป็นต้องทำการศึกษาเพิ่มเติมด้วยวิธีการจำลองอื่น ที่มีศักยภาพในการจำลองพฤติกรรมการแตกร้าวแบบไม่ต่อเนื่องของผนังอิฐก่อได้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงมากขึ้น

ผลประโยชน์ทับซ้อน

ผู้เขียนขอประกาศว่าบทความนี้ไม่มีผลประโยชน์ทับซ้อน

กิตติกรรมประกาศ

การศึกษานี้ได้รับการสนับสนุนทุนวิจัยจากสำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ (วช.) เลขที่ทุน N25A660680 และคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

เอกสารอ้างอิง

- [1] Computers and Structures, Inc. *PERFORM 3D Version 9*, Berkeley, California, 2023.
- [2] Najam, F. A. Evaluation of Nonlinear Seismic Demands of High-rise RC Shear Wall Buildings Using Simplified Analysis Procedures. Doctoral thesis, Asian Institute of Technology, School of Engineering and Technology, Thailand, 2017.
- [3] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 1988, 114 (8), pp. 1804-1826. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))

- [4] Federal Emergency Management Agency. *FEMA 273: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C., 1997.
- [5] Suthasit, M., & Warnitchai, P. Seismic Performance of US-Code Conforming RC Moment Frames Constructed with Regularly Distributed Masonry Infills. *Journal of Earthquake Engineering*, 2018. DOI: <https://doi.org/10.1080/13632469.2018.1493005>.
- [6] Federal Emergency Management Agency. *FEMA 306: Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*. Washington, D.C., 1998.
- [7] Panagiotakos, T.B., and Fardis, M.N. Seismic Response of Infilled RC Frames Structures. *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 225, Elsevier Science Ltd., 1996.
- [8] Federal Emergency Management Agency. *FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C., 2000.
- [9] กรมโยธาธิการและผังเมือง. มยผ.1301/1302-61 (ฉบับปรับปรุงครั้งที่ 1): มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว. พิมพ์ครั้งที่ 1, กรุงเทพมหานคร: กระทรวงมหาดไทย, 2564.

