



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย(ระยะที่1)

งานวิจัยย่อยที่3 การตรวจวัดและศึกษาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์
(Dynamic Properties) ของอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร

โดย รศ.ดร. เป็นหนึ่ง วานิชชัย และคณะ

กุมภาพันธ์ 2548

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย(ระยะที่1)

งานวิจัยย่อยที่ 3 การตรวจวัดและศึกษาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ (Dynamic Properties) ของอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร

คณะผู้วิจัย

- รศ.ดร. เป็นหนึ่ง วานิชชัย
- รศ.ดร. นคร ภู่วโรดม

สังกัด

สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย(สกว.)
(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกว.ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

Executive Summary

โครงการย่อยที่ 3

การตรวจวัดและศึกษาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ (Dynamic Properties)

ของอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร

คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารซึ่งประกอบด้วย คาบธรรมชาติ (Natural Period) อัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio) และรูปร่างการสั่นไหว (Vibration Mode Shape) เป็นข้อมูลสำคัญสำหรับการคำนวณหาระดับการโยกตัวของอาคารต่างๆ เนื่องจากผลของแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นในกรุงเทพมหานคร โดยทั่วไปแล้ววิธีหาค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ที่ให้ผลถูกต้องที่สุดคือการตรวจวัดการสั่นไหวของอาคารจริง เนื่องจากการศึกษาพฤติกรรมที่รวมทุกองค์ประกอบของอาคาร อย่างไรก็ตามการตรวจวัดอาคารมีค่าใช้จ่ายสูง ดังนั้นการเลือกตรวจวัดกลุ่มตัวอย่างของอาคารที่มีขนาด รูปร่าง และลักษณะการใช้งานต่างๆ จำนวนหลายอาคารเพื่อนำข้อมูลไปพัฒนาเป็นสูตรการประมาณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารในกรุงเทพมหานครที่ถูกต้องแม่นยำได้ นอกจากนั้นการประมาณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารอาจทำได้โดยการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของอาคาร ซึ่งอยู่ในรูปของแบบจำลอง Finite Element ซึ่งเป็นวิธีที่ให้ผลถูกต้องได้หากใช้แบบจำลองและสมมุติฐานที่เหมาะสม

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้คือการหาค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพมหานคร โดยใช้การตรวจวัดกับกลุ่มอาคารตัวอย่าง และนำผลของค่าคาบธรรมชาติจากการตรวจวัดมาพัฒนาเป็นสูตรการประมาณสำหรับอาคารในกรุงเทพมหานคร และทำการศึกษการสร้างแบบจำลองที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก งานวิจัยประกอบด้วย การตรวจวัดการสั่นไหวที่มีอยู่ตลอดเวลาในธรรมชาติ (Ambient Vibration) ของอาคาร 50 หลัง ด้วยอุปกรณ์วัดที่มีความไวสูง แล้วนำสัญญาณวัดที่บันทึกได้มาวิเคราะห์หาค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ด้วยเทคนิคที่เหมาะสม ศึกษาหาสมการแบบ Empirical ที่สามารถนำไปใช้ประมาณค่าคาบธรรมชาติของอาคารได้อย่างแม่นยำ และศึกษาวิจัยเพื่อหาวิธีสร้างแบบจำลองคอมพิวเตอร์ของอาคารที่สามารถนำไปวิเคราะห์หาค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ได้อย่างละเอียดถูกต้อง

ขั้นตอนในการตรวจวัดอาคาร เริ่มจากการนำอุปกรณ์วัดเข้าไปติดตั้งและตรวจวัดสภาพการสั่นไหวบนยอดอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 3.1 (ก) เพื่อบันทึกสัญญาณการโยกตัวของอาคารสำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีใน Frequency Domain ทำให้สามารถหาค่าคาบธรรมชาติ และค่าอัตราส่วนความหน่วงของอาคารได้จากการวิเคราะห์สัญญาณวัดด้วยวิธี Autocorrelation ในกรณีที่การสั่นไหวของอาคารในรูปแบบที่สนใจมีระดับที่ต่ำเกินไป จะทำการกระตุ้นการสั่นในรูปแบบนั้นด้วยแรงที่เกิดจากการโยกตัวของกลุ่มคนในจังหวะที่ใกล้เคียงกับคาบธรรมชาติของรูปแบบการสั่นนั้นๆ เพื่อให้ได้สัญญาณที่ชัดเจนและผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องยิ่งขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 3.1 (ข) จากนั้นจัดให้มีการกระจายตำแหน่ง และทิศทางของหัววัดในหลายรูปแบบ เพื่อให้สามารถตรวจหา

ความถี่ธรรมชาติของรูปแบบการสั่นไหวต่าง ๆ ของอาคาร เช่น การสั่นไหวด้านข้าง (Lateral Vibration) ในทิศเหนือ-ใต้ (N-S) หรือทิศตะวันออก-ตก (E-W) หรือการสั่นแบบบิดตัว (Torsional Vibration) ทั้งในรูปแบบการสั่นไหวที่ 1, 2, หรือ 3 ดังแสดงในรูปที่ 3.1 (ค) และนอกจากนั้น อุปกรณ์วัดจะถูกนำไปติดตั้งกระจายตามชั้นต่าง ๆ ของอาคาร เพื่อตรวจหารูปร่างของการสั่นไหว (Vibration Mode Shape) โดยใช้หลักการ Fourier Spectral Ratio ดังแสดงในรูปที่ 3.1 (ง)

ผลการตรวจวัดอาคารจำนวน 50 หลังที่มีจำนวนชั้นตั้งแต่ 5 ถึง 54 ชั้นและความสูง 20-210 เมตร ค่าคาบธรรมชาติในรูปแบบการสั่นไหวที่ 1 และ 2 แสดงเป็นความสัมพันธ์กับจำนวนชั้นในรูปที่ 3.2 และความสัมพันธ์กับความสูงของอาคารในรูปที่ 3.3 และผลการวิเคราะห์ข้อมูลแบบ Regression เพื่อหาสูตรการประมาณค่าคาบธรรมชาติในรูปความสัมพันธ์เชิงเส้นกับจำนวนชั้นและความสูงได้ผลคือ สำหรับรูปแบบการสั่นไหวที่ 1 $T_1 = 0.063N$ และ $T_1 = 0.019H$ สำหรับรูปแบบการสั่นไหวที่ 2 $T_2 = 0.020N$ และ $T_2 = 0.0055H$ โดยที่ N คือจำนวนชั้น และ H คือความสูง (เมตร) ของอาคาร ซึ่งจากสูตรการประมาณที่ได้จากอาคารเหล่านี้เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับสูตรการประมาณจากมาตรฐานการออกแบบ หรืองานวิจัยด้านแผ่นดินไหวของอาคารในต่างประเทศพบว่า มีความแตกต่างกันค่อนข้างมาก โดยเมื่อเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดการสั่นไหวในระดับต่ำเช่น Ambient Vibration คาบธรรมชาติของอาคารในกรุงเทพมหานครมีค่ามากกว่า หรือโครงสร้างมีความอ่อนตัว (Flexible) กว่าอาคารในประเทศที่มีการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว ความแตกต่างนี้มาจากความแตกต่างของการออกแบบ การก่อสร้าง และสภาพของดินที่ตั้งที่แตกต่างกัน และเมื่อเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดการสั่นไหวรุนแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวของอาคารในต่างประเทศพบว่าคาบธรรมชาติที่ได้จากการศึกษานี้มีค่าต่ำกว่า เนื่องจากโครงสร้างที่ตรวจวัดมีพฤติกรรมในช่วงอีลาสติกและไม่เกิดการแตกร้าวของหน้าตัด ดังนั้นผลที่ได้จึงเป็นข้อมูลที่เหมาะสมสำหรับการพัฒนาเป็นมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทยได้ นอกจากนั้นผลการศึกษารูปที่ 3.2 และ 3.3 สามารถใช้อธิบายผลกระทบของแผ่นดินไหวระยะไกลต่ออาคารในกรุงเทพมหานครได้ กล่าวคือ แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้น 2 ครั้งในปี 2546 ที่มีศูนย์กลางในประเทศอินโดนีเซีย และ พม่า ได้ส่งผลให้เกิดการโยกตัวในหลายอาคารจนทำให้เกิดความตื่นตระหนกของผู้ที่อาศัยในอาคาร และบางอาคารเกิดรอยร้าวตามผนังและกำแพง ซึ่งอาคารส่วนใหญ่ที่มีปัญหาการโยกตัวชัดเจนเหล่านี้มีจำนวนชั้นประมาณ 15 ถึง 25 ชั้น และอาคารสูงกว่า 30 ชั้นขึ้นไป จากผลการตรวจวัดพบว่าอาคารเหล่านี้มีคาบธรรมชาติใกล้เคียงกับ 1 วินาที (รูปแบบการสั่นไหวที่ 1 สำหรับอาคารประมาณ 15-25 ชั้น และรูปแบบการสั่นไหวที่ 2 สำหรับอาคาร 30 ชั้นขึ้นไป) ซึ่งเป็นค่าใกล้เคียงกับคาบการสั่นของชั้นดินอ่อนในกรุงเทพมหานคร และเป็นผลให้เกิดการตอบสนองที่รุนแรงขึ้นในลักษณะของการสั่นพ้อง (Resonance)

ค่าอัตราส่วนความหน่วงของอาคารที่ตรวจวัดมีค่าเฉลี่ยสำหรับอาคารทุกหลังประมาณ 1% และไม่พบแนวโน้มของความสัมพันธ์กับข้อมูลทางกายภาพของอาคารแต่อย่างใด ดังแสดงในรูปที่ 3.4

ผลการตรวจวัดรูปร่างการสั่นไหวทางด้านข้างของอาคารทำให้พบผลของกระทบของดินกับโครงสร้าง (Soil-Structure Interaction) ของอาคารที่ตั้งบนชั้นดินอ่อนในกรุงเทพมหานคร ทำให้มีค่าการเคลื่อนตัวที่ฐานสัมพันธ์กับที่ชั้นบนสุด โดยค่าการเคลื่อนตัวดังกล่าวมีค่ามากสำหรับอาคารเตี้ยและมีแนวโน้มลดลงเมื่ออาคารมี

ความสูงมากขึ้น ดังตัวอย่างในรูปที่ 3.5 (ก-ข) และค่าการเคลื่อนตัวที่ฐานมีค่ามากในรูปแบบการสั่นไหวที่สูงขึ้น ดังตัวอย่างในรูปที่ 3.5 (ค-ง) และค่าที่ได้จากการตรวจวัดอาคารทั้งหมดของรูปแบบการสั่นไหวที่ 1 และ 2 แสดงในรูปที่ 3.6

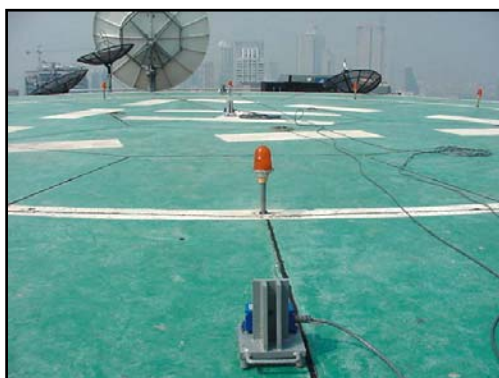
เมื่อพิจารณารูปแบบการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคาร สามารถจำแนกเป็นการเคลื่อนที่ในสองทิศทาง ตั้งฉากกันบนระนาบหน้าตัดของอาคารและการบิดรอบแกนในแนวดิ่ง โดยการเคลื่อนที่ในแต่ละรูปแบบอาจผสมกันมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับลักษณะของโครงสร้าง ซึ่งจากการตรวจวัดด้วยวิธีที่ใช้ในงานวิจัยนี้ทำให้สามารถศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวจากรูปร่างการสั่นไหวที่ชั้นบนสุดของอาคาร โดยรูปที่ 3.7 แสดงตัวอย่างของรูปแบบการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคาร ที่ไม่มีการผสมกันของการเคลื่อนที่ในสองทิศทางตั้งฉากกัน และรูปที่ 3.8 แสดงตัวอย่างของรูปแบบการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคาร ที่มีการผสมกันของการเคลื่อนที่ในสองทิศทางตั้งฉากกัน

ในงานวิจัยในส่วนที่สองทำการศึกษาการหาค่าคาบธรรมชาติและรูปแบบการสั่นไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีการวิเคราะห์แบบจำลองที่พิจารณาพฤติกรรมในช่วงอีลาสติก และเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดอาคารตัวอย่างศึกษาเพื่อตรวจสอบแบบจำลองที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์อาคารเหล่านี้ โดยตัวแปรที่สำคัญสำหรับการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์นั้น ได้แก่ ระบบโครงสร้าง เช่น ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต การแตกร้าวของคอนกรีตในหน้าตัดคานและเสา น้ำหนักบรรทุก ความแข็งแกร่งบริเวณรอยต่อคานและเสา แบบจำลองของฐานราก และส่วนประกอบที่ไม่ใช่โครงสร้าง เช่น ผนังกำแพงในรูปแบบต่างๆ โครงสร้างบันได โดยมีอาคารตัวอย่าง 6 อาคาร

จากการศึกษาพบว่าตัวแปรสำคัญที่มีผลต่อค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์นั้น ได้แก่ ผนังกำแพง ค่าคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของวัสดุ และสมมุติฐานต่างๆ ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งในงานวิจัยนี้ทำให้ทราบถึงช่วงของตัวแปรต่างๆ ที่เหมาะสมต่อการสร้างแบบจำลองเพื่อได้ค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์จากแบบจำลองมีค่าที่ใกล้เคียงกับค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ที่ได้จากการตรวจวัดจริง ซึ่งผลการศึกษาพบว่าค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์จากแบบจำลองมีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกับค่าจากการตรวจวัดจริงในรูปแบบการสั่นไหวลำดับที่หนึ่งในแต่ละทิศทางของการเสีรูปใน 2 แกนหลักที่ตั้งฉากกับแกนของอาคารและการเสีรูปแบบบิดแบบจำลองที่เหมาะสมที่เลือกใช้ คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตใช้ในช่วงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงของโครงสร้างโดยงานวิจัยนี้ใช้ค่าเฉลี่ยของ Secant Modulus และ Initial Modulus ไม่พิจารณาการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคานและเสาเนื่องจากโครงสร้างอยู่ในช่วงพฤติกรรมอีลาสติกซึ่งยังไม่เกิดการแตกร้าว พิจารณาผนังกำแพงเป็นแบบเต็มช่อง พิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อโครงสร้างตามลักษณะการใช้งานจริง และการสร้างแบบจำลองให้ฐานรากไม่ยึดแน่น สามารถแสดงการเคลื่อนตัวที่ฐานได้และทำให้รูปร่างการสั่นไหวใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดมากขึ้น

จากผลการศึกษาที่ได้สามารถนำไปใช้ประโยชน์ต่อการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวที่เหมาะสมสำหรับประเทศไทยได้ โดยสูตรการประมาณค่าคาบธรรมชาติสามารถนำไปพัฒนาเป็นมาตรฐานการออกแบบ เพื่อใช้ปรับปรุงสูตรการประมาณเดิมที่มีต้นแบบมาจากสูตรการประมาณสำหรับอาคารในต่างประเทศ ผล

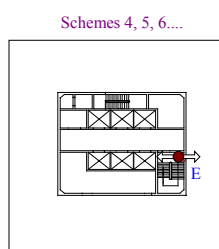
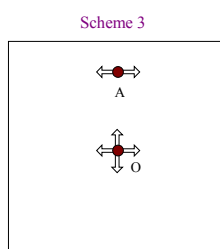
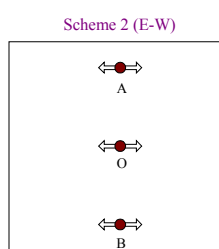
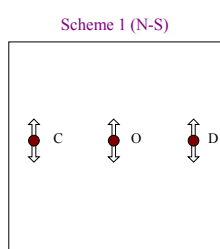
การศึกษาการเคลื่อนตัวที่ฐานและการสร้างแบบจำลองเพื่อวิเคราะห์คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ สามารถใช้เป็นส่วนประกอบสำคัญสำหรับวิศวกรที่วิเคราะห์และออกแบบอาคารด้านทานแผ่นดินไหว คาบธรรมชาติที่สัมพันธ์กับจำนวนชั้นหรือความสูงของอาคาร เมื่อประกอบกับข้อมูลเชิงพลศาสตร์ของชั้นดินในกรุงเทพมหานคร สามารถใช้อธิบายและคาดคะเนผลกระทบของแผ่นดินไหวระยะใกล้ต่ออาคารเหล่านี้ได้ และเพื่อใช้ในการจัดกลุ่มความเสี่ยงภัยของอาคารต่างๆ ได้



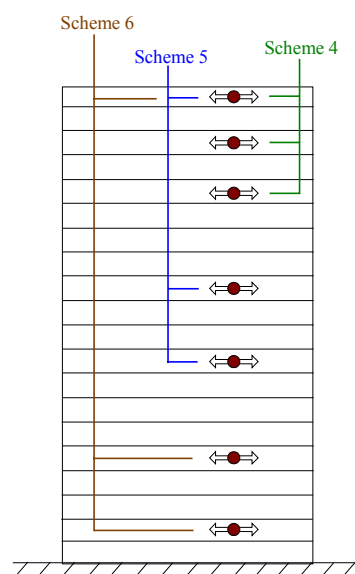
(ก)



(ข)

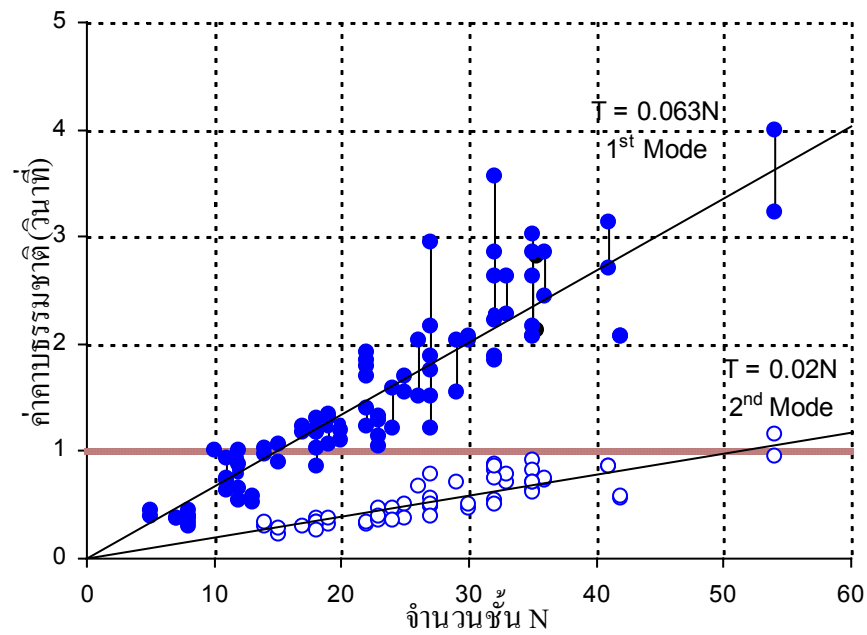


(ค)

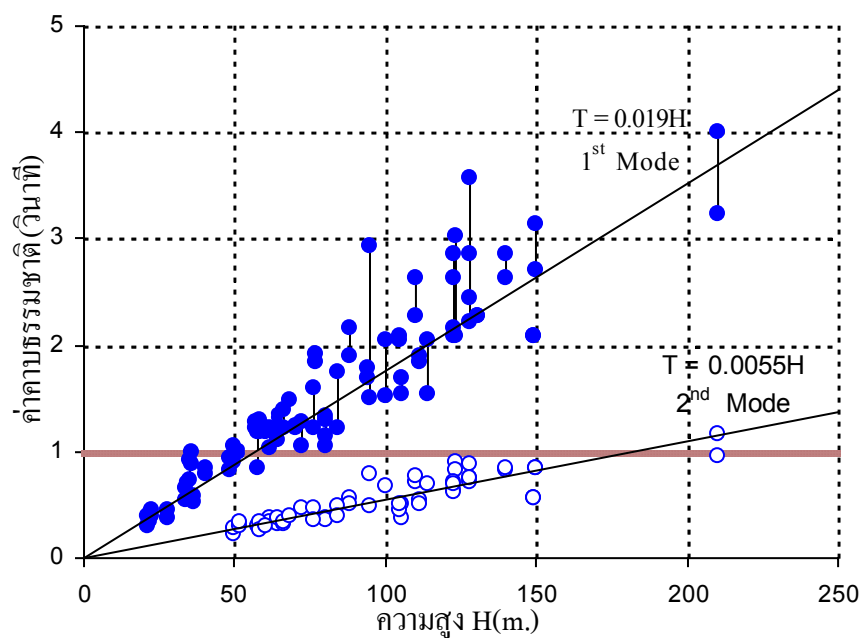


(ง)

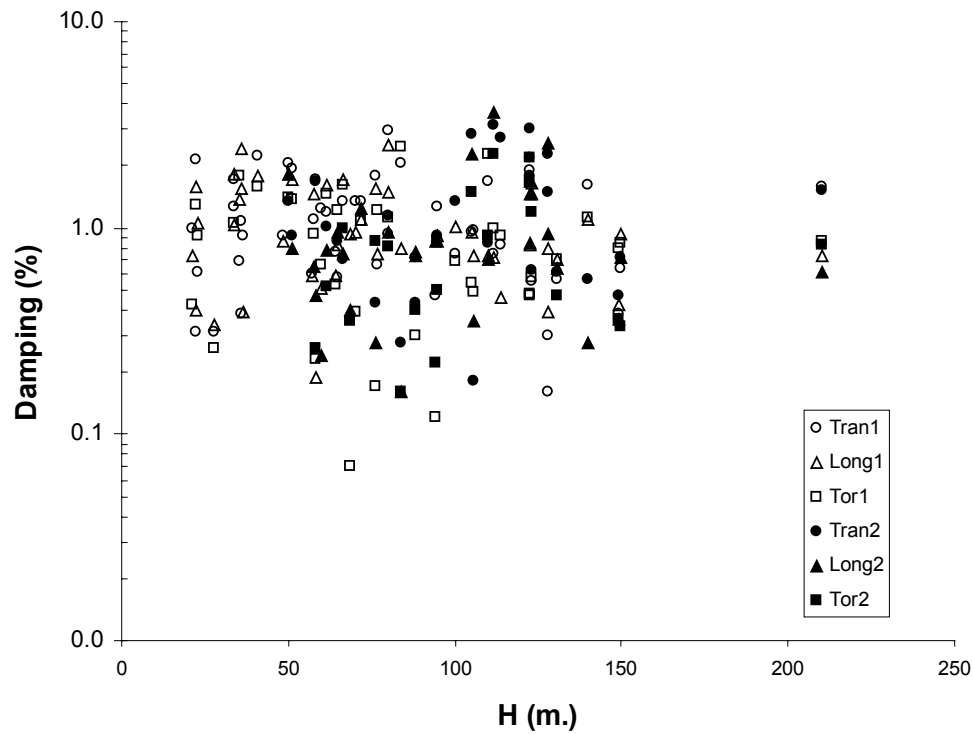
รูปที่ 3.1 ขั้นตอนการตรวจวัดอาคาร



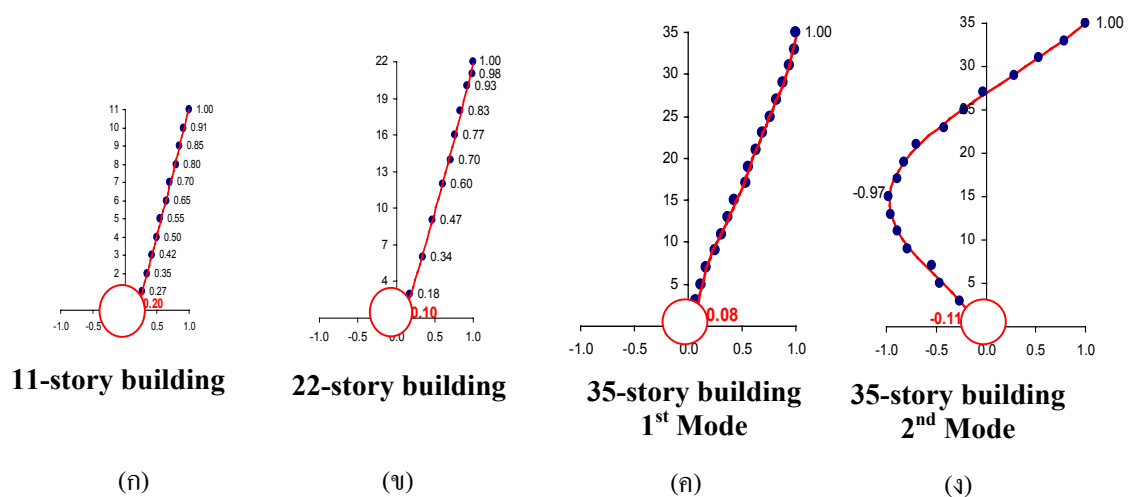
รูปที่ 3.2 คาบธรรมชาติของอาคารในรูปแบบการสั่นไหวที่ 1 และ 2 กับจำนวนชั้น



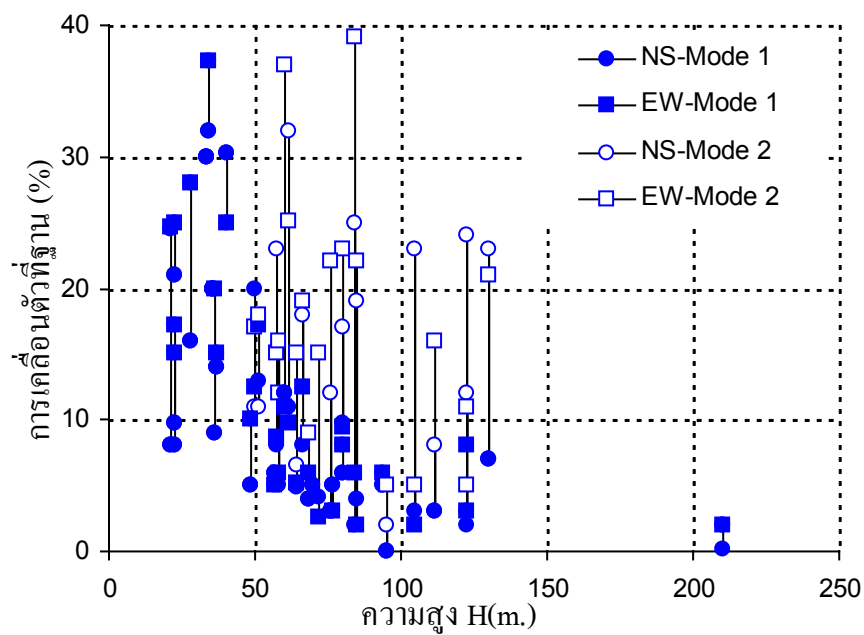
รูปที่ 3.3 คาบธรรมชาติของอาคารในรูปแบบการสั่นไหวที่ 1 และ 2 กับความสูง



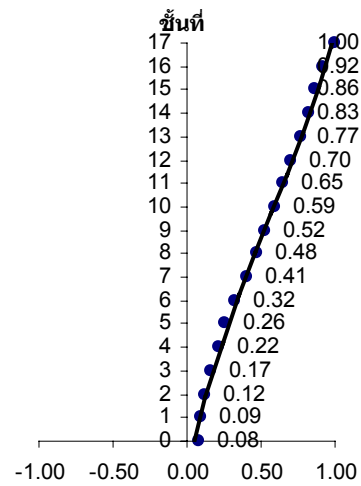
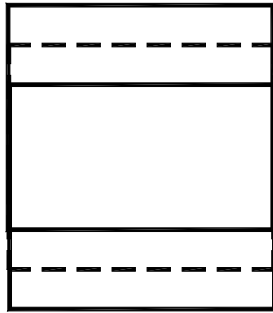
รูปที่ 3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนความหน่วงกับความสูงของอาคาร



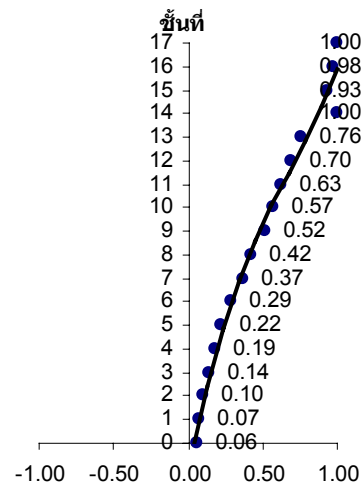
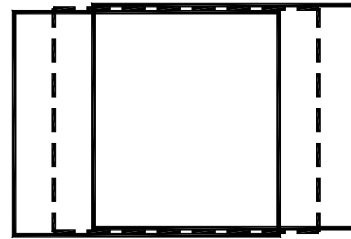
รูปที่ 3.5 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของฐานเทียบกับชั้นบนสุดของอาคารจากรูปร่างการสั่นไหว



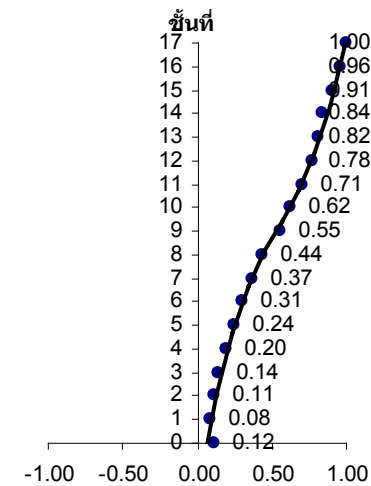
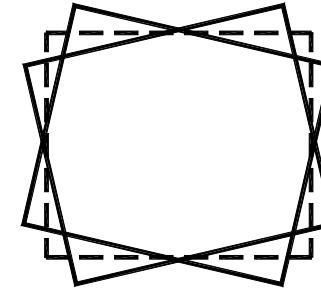
รูปที่ 3.6 การเคลื่อนตัวที่ฐานอาคารเทียบกับชั้นบนที่รูปแบบการสั่นไหวที่ 1 และ 2



Tran. Mode 1 (0.88 Hz)

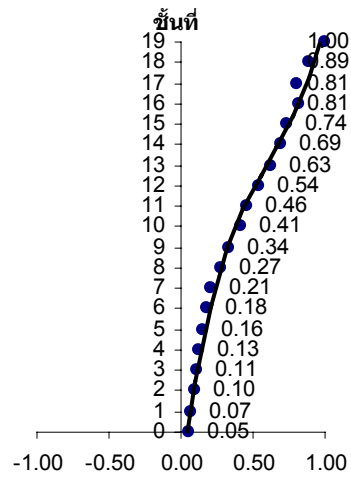
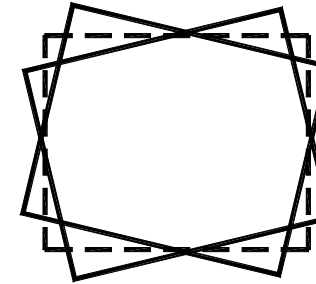
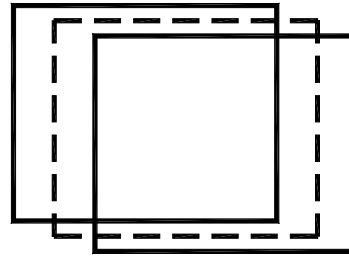
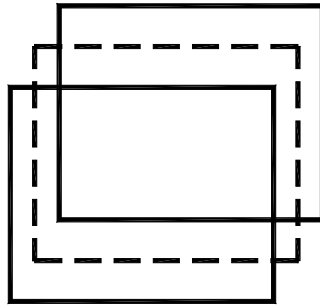


Long. Mode 1 (0.77 Hz)

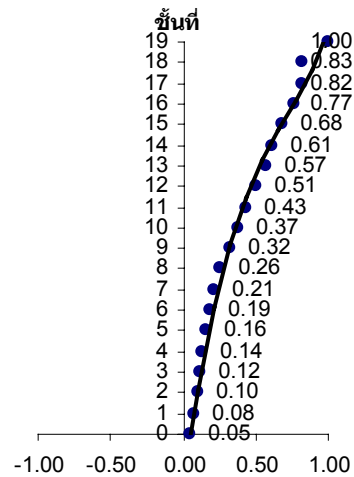


Tor. Mode 1 (1.08 Hz)

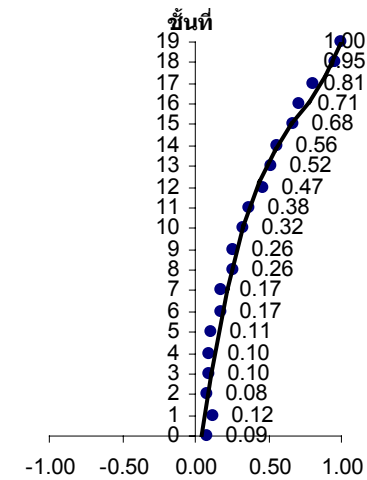
รูปที่ 3.7 รูปแบบการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคาร ที่ไม่มีการผสมกันของการเคลื่อนที่ในสองทิศทางตั้งฉากกัน



Tran. Mode 1 (0.80 Hz)



Long. Mode 1 (0.82 Hz)



Tor. Mode 1 (1.29 Hz)

รูปที่ 3.8 รูปแบบการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคาร ที่มีการผสมกันของการเคลื่อนที่ในสองทิศทางตั้งฉากกัน

รหัสโครงการ: RDG4530024

ชื่อโครงการ: โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่1)
โครงการย่อยที่ 3 การตรวจวัดและศึกษาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ (Dynamic Properties) ของอาคาร
สูงในกรุงเทพมหานคร

ชื่อนักวิจัย: เป็นหนึ่ง วานิชชัย¹ นคร ภู่วโรดม²
¹ สำนักวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ² คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรม
ศาสตร์

Email address: pennung@ait.ac.th

ระยะเวลาโครงการ: กันยายน 2545 – สิงหาคม 2547

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพมหานคร สำหรับอาคารตัวอย่างจำนวน 50 หลัง ที่มีความสูงประมาณ 20 ถึง 210 เมตร และจำนวนชั้น 5 ถึง 54 ชั้น ด้วยวิธีการตรวจวัดการสั่นไหวตามธรรมชาติ (Ambient Vibration) ในแต่ละชั้นของอาคารจากชั้นบนถึงฐาน และวิเคราะห์ผลตอบสนองโดยการแปลงข้อมูลจาก Time Domain เพื่อคำนวณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ด้วยวิธีทาง Frequency Domain ซึ่งผลการวิจัยได้แสดงข้อมูลคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ที่สำคัญ ประกอบด้วย คาบธรรมชาติ อัตราส่วนความหน่วง และรูปร่างการสั่นไหว งานวิจัยนี้ได้พัฒนาสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติจากข้อมูลการตรวจวัดด้วยวิธีการวิเคราะห์การถดถอย และเปรียบเทียบกับมาตรฐานการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว Uniform Building Code 1997 ของประเทศสหรัฐอเมริกาซึ่งเป็นมาตรฐานที่ใช้เป็นต้นแบบการพัฒนาการออกแบบในหลายประเทศ และเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดอาคารของงานวิจัยจากต่างประเทศ งานวิจัยในส่วนที่สองทำการศึกษาและพัฒนาแนวทางในการสร้างแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์การหาค่าคาบธรรมชาติและรูปแบบการสั่นไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยหลักการไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยทำการวิเคราะห์แบบจำลองจำนวน 6 อาคารและเปรียบเทียบผลที่ได้กับผลการตรวจวัด โดยผลการศึกษาเสนอแนวทางที่สามารถปรับปรุงความแม่นยำของการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองได้ในด้านความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหวของอาคาร ผลการศึกษาพบว่าค่าคาบธรรมชาติของรูปแบบการสั่นไหวที่ 1 ของอาคารสูงปานกลางประมาณ 10-20 ชั้น และค่าคาบธรรมชาติของรูปแบบการสั่นไหวที่ 2 ของอาคารสูงประมาณ 30 ชั้นขึ้นไป มีค่าใกล้เคียงกับค่าคาบที่ขึ้นดินในกรุงเทพมหานครขยายขนาดคลื่นได้รุนแรง หรือประมาณ 1 วินาที ซึ่งสามารถทำให้กลุ่มอาคารเหล่านี้เกิดการโยกตัวอย่างรุนแรงด้วยการสั่นพ้องจากแผ่นดินไหวที่มีการขยายตัวของคลื่นได้ นอกจากนั้น จากการตรวจวัดและการวิเคราะห์รูปร่างการสั่นไหวพบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ฐานของอาคารเทียบกับชั้นบน โดยพบว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์นี้มีค่ามากสำหรับอาคารเตี้ยถึงสูงปานกลาง ซึ่งแสดงถึงผลปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและอาคารอย่างเด่นชัดและอาจมีผลต่อผลตอบสนองต่อแผ่นดินไหวของอาคารเหล่านี้

คำหลัก: คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคาร การตรวจวัดการสั่นไหวตามธรรมชาติ กรุงเทพมหานคร

Abstract

Project Code: RDG4530024

Project Title: Seismic Hazard Assessment and Mitigation of Seismic Risk in Thailand (Phase 1)
Sub-Project 3 Measurement of Dynamics Properties of Tall Buildings in Bangkok

Investigators: Pennung Warnitchai¹, Nakhorn Poovarodom²

¹ School of civil engineering, Asian Institute of Technology, ² Faculty of engineering,
Thammasat University

Email address: pennung@ait.ac.th

Project Duration: September 2002 – August 2004

In this study an investigation on the dynamic properties of reinforced concrete buildings in Bangkok was carried out. Ambient vibrations of fifty (50) buildings with height varying from 20 to 210 meters and number of stories from 5 to 54 were measured extensively from the top to the base. The time-domain vibration records were transformed into their frequency-domain representations, from which several key dynamic properties of the buildings were identified. These key dynamic properties are: natural periods, vibration mode shapes, and critical damping ratios. Approximate empirical relations between natural periods and building height were derived by regression analyses. The obtained empirical formulas were then compared with those in the Uniform Building Code 1997 of the US, which was used as a model code for seismic design in many countries, and those obtained from similar studies in other countries. Parallel to the ambient vibration work, a computer modeling study was also carried out in order to examine the accuracy and reliability of the modeling approach. Finite-element models of six (6) selected buildings were formulated, and their dynamic properties were derived from the models and compared with those obtained from the ambient vibration measurements. A reasonably fair agreement was obtained. Several ways to improve the accuracy and reliability of computer modeling of buildings were examined and discussed. On the aspect of seismic risk, it is found that the first vibration mode period of medium-rise buildings of about 10 to 20 stories and the second mode period of high-rise buildings of about 30 stories or more are in the vicinity of the predominant ground motion period in Bangkok (about 1 second), thus indicating an undesirably high resonant amplification of seismic response in these buildings. Moreover, the measured vibration mode shapes of low to medium-rise buildings show a considerable movement at the building base, indicating that the effect of soil-structure interaction on seismic response of these buildings might be significant.

Keywords: Dynamic properties of buildings, Ambient vibration measurement, Bangkok.

สารบัญ

	หน้า
Executive Summary	-1-
บทคัดย่อ	-10-
Abstract	-11-
สารบัญ	-12-
1. บทนำ	
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์	4
1.3 งานที่เกี่ยวข้อง (Literature Review)	4
1.4 ระเบียบวิธีวิจัย (Methodology)	
และขอบเขตของการวิจัย (Scope of Work)	7
2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องและวิธีที่ใช้ในการวิจัย	
2.1 เครื่องมือที่ใช้ในการตรวจวัด	11
2.2 การตรวจวัดคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคาร	13
2.3 การคำนวณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์	16
2.4 สูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติสำหรับการ	
ออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว	25
2.5 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์	
สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก	32
3. ผลการวิจัย	
3.1 ผลการวิเคราะห์ค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์	37
3.2 การศึกษาพฤติกรรมผลตอบสนองของอาคารที่สัมพันธ์	
กับชั้นดินอ่อนของกรุงเทพมหานครที่รูปแบบการสั่นไหวที่1 และ2	53
3.3 การศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวที่ฐานของอาคาร	59
3.4 ผลการศึกษาแบบจำลองเพื่อการวิเคราะห์คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์	67
4. สรุปผลการวิจัย	86
เอกสารอ้างอิง	89

โครงการย่อยที่ 3

การตรวจวัดและศึกษาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ (Dynamic Properties) ของอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร

1. บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

ในประเทศไทย พื้นที่ที่มีความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหวอย่างชัดเจน คือ บริเวณภาคเหนือและภาคตะวันตกเฉียงเหนือของประเทศ เนื่องจากเป็นพื้นที่ที่มีแผ่นดินไหวขนาดกลาง (ประมาณ 5.0-5.9 ริคเตอร์) เกิดขึ้นบ่อยครั้ง และเป็นพื้นที่ที่เชื่อว่ามีโอกาสเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ (ประมาณ 6.0-7.5 ริคเตอร์) ซึ่งมีศักยภาพสูงในการทำลายอาคารบ้านเรือน [1]

พื้นที่อีกแห่งหนึ่งที่มีความเสี่ยง คือ กรุงเทพมหานครและปริมณฑล พื้นที่นี้อยู่นอกบริเวณแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว ดังนั้นความเสี่ยงจึงมิได้เกิดจากแผ่นดินไหวในระยะใกล้ แต่เป็นผลมาจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในระยะไกล เช่น ประเทศพม่า จังหวัดกาญจนบุรี หรือในทะเลอันดามัน ซึ่งห่างจากกรุงเทพมหานครหลายร้อยกิโลเมตร โดยปกติแล้วการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวในระยะไกลเช่นนี้จะมีระดับต่ำจนไม่เป็นอันตราย แต่กรณีของกรุงเทพมหานครจัดว่าเป็นกรณีพิเศษ เนื่องจากการศึกษาวิจัยพบว่าสภาพดินอ่อนในบริเวณกรุงเทพมหานครสามารถขยายระดับการสั่นสะเทือนของพื้นดินได้ถึงประมาณ 3-4 เท่าของระดับปกติ เนื่องจากการกำทอน (Resonance) ของคลื่นแผ่นดินไหวภายในโครงสร้างชั้นดิน อีกทั้งการสั่นสะเทือนของพื้นดินที่ถูกขยายตัวยังมีลักษณะการสั่นที่มีจังหวะค่อนข้างชัดเจน เป็นจังหวะซ้ำๆประมาณ 1 รอบต่อวินาที ส่งผลให้อาคารสูงที่มีความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) ใกล้เคียงกับจังหวะนี้เกิดการโยกไหวตัวที่รุนแรงเป็นพิเศษด้วยการกำทอนอีกครั้งหนึ่ง ปรากฏการณ์ที่กล่าวมานี้เรียกว่า “การกำทอน 2 ชั้น หรือ Double Resonance” [2, 3]

ปรากฏการณ์ในลักษณะนี้ได้เคยเกิดขึ้นมาแล้วในหลายๆเมือง แต่ที่เด่นชัดและรุนแรงที่สุดเกิดขึ้นที่กรุงเม็กซิโกซิตีในปี พ.ศ. 2528 ในเหตุการณ์ครั้งนั้นได้เกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ (8.1 ริคเตอร์) โดยมีจุดศูนย์กลางอยู่ห่างจากกรุงเม็กซิโกซิตีถึง 350 กม. แต่ได้ส่งผลให้เกิดการพังทลายของอาคารประมาณ 500 หลัง และมีผู้เสียชีวิตถึงประมาณ 10,000 คน เนื่องจากการขยายคลื่นแผ่นดินไหวของชั้นดินอ่อนในกรุงเม็กซิโกซิตี

ในกรณีของกรุงเทพมหานคร ผลการศึกษาวิจัยล่าสุดเกี่ยวกับความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของกรุงเทพมหานครชี้ว่า ปรากฏการณ์การกำทอน 2 ชั้น ที่มีระดับความรุนแรงใกล้เคียงกับที่เคยเกิดกับ

กรุงเทพมหานครมีโอกาสดังกล่าวเกิดขึ้นที่กรุงเทพมหานคร ซึ่งอาจส่งผลให้อาคารและสิ่งปลูกสร้างเป็นจำนวนมากเสียหายจนถึงขั้นพังทลายลงมาได้ [2] ปรากฏการณ์เช่นนี้เชื่อว่ายังไม่เคยเกิดขึ้นมาก่อนในประวัติศาสตร์ประมาณ 200 ปีของกรุงเทพมหานคร เพราะเป็นปรากฏการณ์ที่มีความถี่ในการเกิดเพียงประมาณ 500 ปี ถึง 2500 ปีต่อครั้ง ดังนั้น โอกาสที่จะได้เจอกับปรากฏการณ์เช่นนี้ในช่วงชีวิตมนุษย์ (ประมาณ 75 ปี) จึงมีเพียง 3% ถึง 15% อย่างไรก็ตาม ควรมีการเตรียมพร้อมเพื่อป้องกันความเสียหายที่มีโอกาสอาจเกิดขึ้นเมื่อใดก็ตาม มากกว่าการรอให้เกิดเหตุการณ์ร้ายแรงขึ้นก่อนแล้วจึงหาทางป้องกัน

นอกจากบันทึกในอดีต และหลักฐานทางวิทยาศาสตร์เบื้องต้นแล้ว ยังมีสัญญาณเตือนภัยที่ส่งถึงกรุงเทพมหานครจากผลกระทบของแผ่นดินไหวระยะไกลอยู่เสมอ โดยเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีผลกระทบล่าสุดต่อประเทศไทยใน พ.ศ. 2546 มี 2 เหตุการณ์ ในครั้งแรกเป็นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ประเทศอินโดนีเซีย เมื่อเวลาประมาณ 10.00 น. ตามเวลาในประเทศไทย ของวันที่ 22 มกราคม 2546 แผ่นดินไหวดังกล่าวมีขนาด 5.7 ริกเตอร์ (จากข้อมูลของ US Geological Survey) และมีศูนย์กลางบริเวณ $4.58^{\circ}N$ $97.54^{\circ}E$ ใกล้เมืองเมดาน ทางตอนเหนือของเกาะสุมาตรา ประเทศอินโดนีเซีย ซึ่งอยู่ห่างจากกรุงเทพมหานครกว่า 1000 กิโลเมตร โดยในครั้งนี้นี้ไม่มีรายงานความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินใดๆเกิดขึ้นทั้งในประเทศอินโดนีเซียและประเทศเพื่อนบ้าน และแผ่นดินไหวที่มีผลกระทบต่อประเทศไทยในครั้งที่สองเกิดขึ้นที่ประเทศพม่า เมื่อเวลาประมาณ 1.16 น. ตามเวลาในประเทศไทย ของวันที่ 22 กันยายน 2546 แผ่นดินไหวดังกล่าวมีขนาด 6.5 ริกเตอร์ (จากข้อมูลของ US Geological Survey) และมีศูนย์กลางบริเวณ $19.4^{\circ}N$ $96.2^{\circ}E$ ใกล้เมืองเมคตिला ทางตอนเหนือของกรุงย่างกุ้ง ประเทศพม่า ซึ่งอยู่ห่างจากกรุงเทพมหานครกว่า 850 กิโลเมตร

แผ่นดินไหวที่เกาะสุมาตรา ถึงแม้ไม่ได้สร้างความเสียหายโดยตรงแต่ได้มีผลกระทบในเชิงจิตวิทยาเป็นอย่างยิ่งต่อประชาชนหลายพันคนในประเทศไทย ซึ่งได้ก่อให้เกิดความตื่นตระหนกเป็นอย่างมาก โดยผลกระทบต่อแผ่นดินไหวนี้คือ ในกรุงเทพมหานคร ผู้คนที่อยู่ในอาคารสูงประมาณ 15-25 ชั้นกว่า 20 อาคาร ในย่านธุรกิจสำคัญต่างๆ รู้สึกกังวลและสามารถสังเกตพบการสั่นไหวของ มู่ลี่ โคมไฟแขวน และกระจกของอาคาร เป็นต้น จึงมีความตื่นตระหนกและรีบออกจากอาคารทั้งทางลิฟต์และบันได โดยบางบริษัทได้สั่งหยุดงานครึ่งวันเพื่อความปลอดภัย และบางอาคารได้มีการตื่นตัวในด้านการตรวจสอบความปลอดภัยของอาคารต่อเหตุการณ์ที่อาจเกิดขึ้น ส่วนในจังหวัดทางภาคใต้ เช่น ภูเก็ต สุราษฎร์ธานี สงขลา สตูล และตรัง เป็นต้น ได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวที่ทำให้ผู้คนที่อยู่ในอาคาร 3 ถึง 5 ชั้นขึ้นไปบางอาคารรู้สึกถึงการสั่นไหวและรีบหนีออกจากอาคารเหล่านั้น รวมทั้งมีรายงานของการเกิดคลื่นสูงขึ้นในทะเลอันดามัน

สำหรับแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่พม่าซึ่งเกิดใกล้แหล่งชุมชนมากกว่าทำให้มีความเสียหายที่รุนแรงกว่า โดยในประเทศไทยมีรายงานผู้เสียชีวิต 10 คน และมีการพังทลายของเจดีย์ สะพาน และบ้านเรือนจำนวนหนึ่ง ส่วนผลกระทบต่อประเทศไทยคือ เกิดการสั่นไหวที่รู้สึกได้ในอาคารหลายแห่งในจังหวัดทางภาคเหนือและกรุงเทพมหานคร มีผู้คนที่พักผ่อนอยู่ในอาคารที่พักอาศัยและโรงแรมรู้สึกถึงการสั่นไหวและตื่นตระหนกเป็นจำนวนมาก มีความรู้สึกกังวลถึงชีวิตและสังเกตพบการไหวตัวของสิ่งของต่างๆ โดยเฉพาะในอาคารสูง 10 ชั้นขึ้นไป และบางอาคารเกิดการเสียหายเล็กน้อยของส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก

การเตรียมพร้อมรับมือกับภัยพิบัติแผ่นดินไหวนั้นมีหลายวิธี แต่วิธีที่เชื่อว่ามีประสิทธิภาพที่สุด คือ การออกแบบอาคารใหม่และปรับปรุงอาคารที่มีความเสี่ยงสูงในกรุงเทพมหานครให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวในลักษณะที่คาดว่าจะเกิดขึ้นได้ในอนาคต เพื่อการนี้วิศวกรผู้ออกแบบอาคารใหม่ หรือ ผู้ปรับปรุงอาคารที่มีอยู่จำเป็นต้องสามารถประมาณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ (Dynamic Properties) ของอาคารได้อย่างแม่นยำ โดยเฉพาะอาคารสูงในระดับปานกลาง (Mid-rise Buildings) ซึ่งมีความถี่ธรรมชาติอยู่ในย่านที่อาจเกิดการกำทอนกับการสั่นสะเทือนของพื้นดิน ทั้งนี้เพื่อให้วิศวกรสามารถคำนวณระดับการโยกไหวของอาคารและค่าแรงสูงสุดภายในโครงสร้างอาคารได้อย่างถูกต้องสมจริง

คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารที่สำคัญ คือ ความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) อัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio) และรูปแบบการสั่นไหว (Vibration Mode Shape) โดยสามารถตรวจวัดคุณสมบัติเหล่านี้ได้ด้วยการนำอุปกรณ์วัดการสั่นสะเทือนไปบันทึกสภาพการสั่นไหวของอาคาร แล้วนำสัญญาณที่บันทึกได้มาวิเคราะห์หาคุณสมบัติด้วยเทคนิคที่เหมาะสม ดังนั้น หากทำการตรวจวัดคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารในกรุงเทพมหานคร ที่มีรูปทรง ขนาด ลักษณะโครงสร้าง และลักษณะการใช้สอยที่แตกต่างกันเป็นจำนวนมาก ควบคู่ไปกับการศึกษาวิจัยเกี่ยวกับเทคนิคต่างๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์หาคุณสมบัติดังกล่าว ก็จะสามารถพัฒนาเทคนิคการประมาณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารในกรุงเทพมหานครที่ถูกต้องแม่นยำได้ ซึ่งจะเป็นประโยชน์อย่างสูงต่อการเตรียมพร้อมรับมือกับภัยพิบัติแผ่นดินไหวในอนาคต

1.2 วัตถุประสงค์

1. ศึกษาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร ด้วยการตรวจวัดสภาพการสั่นไหวของอาคารจริงเป็นจำนวนมากที่มี รูปทรง ขนาด ลักษณะโครงสร้าง และลักษณะการใช้งานแตกต่างกัน
2. พัฒนาเทคนิควิธีการที่ถูกต้องแม่นยำในการวิเคราะห์และประมาณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร เพื่อการนำไปใช้ประโยชน์ในการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว และในการประเมินความเสี่ยงภัยของอาคารที่มีอยู่

1.3 งานที่เกี่ยวข้อง (Literature Review)

1.3.1 การตรวจวัดคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคาร

การหาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารด้วยวิธีตรวจวัดสภาพการสั่นไหวของอาคารนั้นสามารถทำได้หลายวิธี แต่วิธีที่นิยมปฏิบัติ คือ การตรวจวัดการสั่นไหวโยกตัวของอาคารในระดับต่ำที่มีอยู่ตลอดเวลาในธรรมชาติ (Ambient Vibration) ซึ่งเกิดจากแรงกระทำหรือการกระตุ้นจากสิ่งแวดล้อมที่มีอยู่รอบๆอาคารและภายในอาคาร เช่น แรงลม การสั่นสะเทือนของพื้นดินเนื่องจากการจราจร กิจกรรมของผู้คนในอาคาร ฯลฯ โดยทั่วไปแล้ว การสั่นไหวในลักษณะนี้จะมีระดับที่ต่ำจนผู้คนทั่วไปในอาคารไม่สามารถรู้สึกได้แต่สามารถตรวจวัดได้ด้วยอุปกรณ์วัดการสั่นสะเทือนที่มีความไวสูง

การตรวจหาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารจาก Ambient Vibration ได้เริ่มขึ้นเป็นครั้งแรกในปี ค.ศ. 1964 โดย Crawford และ Ward [4] ได้นำอุปกรณ์วัดคลื่นแผ่นดินไหว (Seismometer) ซึ่งเป็นอุปกรณ์ที่สามารถวัดความเร็วของการสั่นสะเทือน (Velocity Transducer) ในระดับต่ำได้มาใช้ การบันทึกสัญญาณวัดและวิเคราะห์ผลทำให้ในระบบบนาล็อก ซึ่งค่อนข้างยุ่งยากไม่สะดวกในทางปฏิบัติ ต่อมาในปี ค.ศ. 1970 Trifunac [5] ได้ปรับปรุงระบบการบันทึกสัญญาณวัดและวิเคราะห์ผลให้เป็นระบบดิจิทัล และได้นำเทคนิคที่เรียกว่า Fast Fourier Transform (FFT) มาใช้แปลงสัญญาณวัดให้เป็น Fourier Amplitude Spectrum ซึ่งแสดงให้เห็นส่วนผสมของคลื่นความถี่ต่างๆในสัญญาณวัดได้อย่างชัดเจน เส้นกราฟ Spectrum นี้จะปรากฏมียอดแหลมที่ทุกๆตำแหน่งที่ตรงกับความถี่ธรรมชาติของอาคาร (อาคารแต่ละหลังมีการสั่นไหวหลายรูปแบบ โดยแต่ละรูปแบบจะมีความถี่ธรรมชาติ 1 ค่า และอัตราความหน่วง 1 ค่า) ทำให้สามารถตรวจหาค่าความถี่ธรรมชาติได้โดยง่าย ค่าอัตราส่วนความหน่วงหาได้จากความกว้างของยอดแหลมด้วยวิธีที่เรียกว่า Half-power Bandwidth ส่วนรูปแบบการสั่นไหว (Vibration Mode Shape) สามารถคำนวณได้จาก สัดส่วนความสูงของยอดแหลมของ spectrum ที่ได้จากการวัดการสั่นสะเทือนของอาคารในหลายตำแหน่งพร้อมกัน (Fourier Spectral Ratio)

วิธีของ Trifunac เป็นที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย [6] และเป็นที่ยอมรับกันว่า วิธีนี้สามารถนำไปใช้หาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้างต่างๆ ได้เป็นอย่างดีในกรณีที่ความถี่ธรรมชาติของการสั่นไหวรูปแบบต่างๆ มีค่าที่กระจายตัวแยกห่างออกจากกัน ซึ่งอาคารส่วนใหญ่มักจะเป็นเช่นนี้ แต่ในบางกรณีที่อาคารมีค่าความถี่ธรรมชาติบางค่าใกล้เคียงกันมาก วิธีของ Trifunac อาจให้ผลที่คลาดเคลื่อนได้ ดังนั้น จึงได้มีการพัฒนาวิธีใหม่ๆ ขึ้นมาอีกหลายวิธีเพื่อแก้ปัญหาในกรณีเช่นนี้ ตัวอย่างเช่น วิธี Curve-fitting ของ Meyyappa [7] วิธี Rational Fraction Polynomial ของ Richardson [8] เป็นต้น นอกจากนี้ยังได้มีการพัฒนาเทคนิควิธีการใหม่ๆ ในการวิเคราะห์สัญญาณวัดเพื่อหาค่าอัตราส่วนความหน่วง เช่น วิธี Auto Correlation โดย Taoka [6] วิธี Random Decrement โดย Cole [9] วิธี Ibrahim Time Domain โดย Ibrahim และ Pappa [10] เป็นต้น วิธีต่างๆ เหล่านี้มีจุดเด่นและข้อจำกัดที่แตกต่างกัน การนำมาประยุกต์ใช้จึงจำเป็นต้องพิจารณาเลือกวิธีที่เหมาะสมกับสถานการณ์

ในปี ค.ศ. 2000 สมจิต [11] ได้เริ่มนำวิธีของ Trifunac มาตรวจหาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้างต่างๆ ในประเทศไทย ได้แก่ สะพานคนเดินเท้า (Pedestrian Bridge) พื้นอาคารขนาดใหญ่ของโรงยิมเนเซียม และอาคารสูง อุปกรณ์วัดที่นำมาใช้เป็นเครื่องวัดความเร่งของการสั่นสะเทือน (Accelerometer) ที่มีความไวสูง มี resolution ในระดับ micro-g (g คือ ค่าความเร่งของสนามโน้มถ่วงโลก = 9.81 m/s^2) และสามารถเก็บบันทึกสัญญาณดิจิทัลได้ด้วยเครื่องบันทึกแบบพกพา (Portable Seismic Recorder) ต่อมาในปี ค.ศ. 2001 ชีรพล [12] ได้ทำการปรับปรุงเทคนิควิธีของ Trifunac ให้สามารถตรวจวัดรูปแบบการสั่นไหวของอาคารที่มีส่วนผสมของการโยกตัว (Lateral Deformation) และบิดตัว (Torsion) ได้ถูกต้องสมบูรณ์ยิ่งขึ้น นอกจากนี้ ยังได้ทดลองนำกลุ่มคนมาช่วยเขย่าอาคารด้วยการให้ทุกคนเหวี่ยงตัวพร้อมกันไปบนยอดอาคารตามเครื่องให้จังหวะ (Metronome) ซึ่งกำหนดให้มีจังหวะใกล้เคียงกับความถี่ธรรมชาติของรูปแบบการสั่นไหวที่ต้องการตรวจวัด ด้วยวิธีดังกล่าวนี้ ชีรพลสามารถกระตุ้นให้สภาพการสั่นไหวของอาคารในรูปแบบที่สนใจมีความชัดเจนดีขึ้นมาก ส่งผลให้คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ที่ตรวจวัดได้มีความถูกต้องแม่นยำขึ้น

1.3.2 การประมาณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคาร

แนวทางในการประมาณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารสามารถแบ่งได้เป็น 2 แนวทางหลัก คือ การคำนวณด้วยสูตรประมาณค่า (Empirical Approach) และการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของอาคาร (Numerical Analysis Approach)

แนวทางแรก คือ การคำนวณด้วยสูตรประมาณค่า เป็นแนวทางที่นิยมใช้ในทางปฏิบัติเนื่องจากง่ายและสะดวก สูตรประมาณค่าที่ใช้มักเป็นสูตร Empirical แสดงความสัมพันธ์โดยเฉลี่ยระหว่าง

ความถี่ธรรมชาติของรูปแบบการสั่นไหวพื้นฐาน (Fundamental Mode) ของอาคาร กับคุณสมบัติบางอย่างของอาคารที่สามารถประเมินได้ง่ายๆ เช่น ขนาดความกว้าง ยาว สูง ของอาคาร ประเภทของวัสดุ และโครงสร้างของอาคาร พื้นที่หน้าตัดและความยาวของกำแพงคอนกรีตรับแรงเฉือนของอาคาร เป็นต้น สูตร Empirical เหล่านี้ได้ถูกสร้างขึ้นมาจากข้อมูลคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารเป็นจำนวนมากที่ได้จากการตรวจวัดจริง [13] ดังนั้นจึงแสดงความสัมพันธ์โดยเฉลี่ยที่ถูกต้อง

อย่างไรก็ดี แนวทางนี้มีข้อจำกัดอยู่หลายประการ ที่สำคัญ คือ (1) ความถี่ธรรมชาติของอาคารจริงแต่ละหลังอาจมีค่าแตกต่างจากค่าเฉลี่ยที่คำนวณจากสูตรได้มาก เนื่องจากสูตรประมาณค่าเหล่านี้ยังไม่ได้ครอบคลุมถึงปัจจัยอีกหลายประการที่อาจส่งผลต่อค่าความถี่ธรรมชาติของอาคาร (2) สูตร Empirical ที่กำหนดไว้ในมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในหลายๆประเทศมีความแตกต่างกันค่อนข้างมาก เนื่องจากแนวทางปฏิบัติในการออกแบบก่อสร้างอาคารนั้นแตกต่างกัน [14] ด้วยเหตุนี้ การนำสูตร Empirical เหล่านี้มาประยุกต์ใช้ในประเทศไทยโดยมิได้ทำการตรวจสอบก่อนก็อาจทำให้การประมาณค่ามีความคลาดเคลื่อนสูง (3) สูตร Empirical เหล่านี้มักใช้ประมาณค่าความถี่ธรรมชาติของรูปแบบการสั่นไหวพื้นฐานเท่านั้น ไม่ได้ครอบคลุมถึง คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ในรูปแบบอื่นๆ

แนวทางที่ 2 ในการประมาณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคาร คือ การวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของอาคาร ซึ่งมักอยู่ในรูปของแบบจำลอง Finite Element แบบจำลองในลักษณะนี้จะช่วยให้สามารถจำลองพฤติกรรมความยืดหยุ่นของอาคารในรูปของ Stiffness Matrix และจำลองลักษณะการกระจายตัวของมวลในอาคารในรูปของ Mass Matrix เมื่อนำข้อมูลทั้ง 2 แบบไปวิเคราะห์ด้วยวิธี Eigen Analysis จะทำให้สามารถคำนวณค่าความถี่ธรรมชาติ และรูปแบบการสั่นไหวของอาคารได้ [15, 16]

โดยปกติในขั้นตอนการออกแบบอาคาร วิศวกรจำเป็นต้องสร้างแบบจำลอง Finite Element ของอาคารเพื่อใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อรับน้ำหนักหรือแรงกระทำ แบบจำลองเหล่านี้มักเป็นแบบจำลองแบบง่าย (Simplified Model) ที่ไม่ได้คำนึงถึงส่วนผลเนื่องจากส่วนประกอบของอาคารที่ไม่ใช่โครงสร้าง (Non-Structure Components) และสร้างขึ้นบนพื้นฐานของข้อสมมุติฐานหลายข้อที่ไม่สมจริง เช่น สมมุติว่าฐานรากของอาคารไม่มีการเคลื่อนตัวหรือเปลี่ยนรูป (Rigid Foundation) เป็นต้น แบบจำลองเหล่านี้หากนำไปใช้วิเคราะห์เพื่อประมาณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ก็อาจให้ผลที่คลาดเคลื่อนจากความเป็นจริงได้มาก เพราะไม่สามารถจำลองพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของอาคารได้อย่างถูกต้อง

ตัวอย่างเช่น Meyyapa et.al. (1981) [7] และ Torkamani et.al. (1988)[17] ได้ทำการตรวจวัดคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารด้วยวิธี Ambient Vibration ในระหว่างการก่อสร้าง พบว่าการเพิ่มส่วนประกอบของอาคารที่ไม่ใช่ส่วนของโครงสร้างเช่น ผนังกำแพงอิฐก่อ (Masonry Infill Wall) มีผลต่อการเพิ่มค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารอย่างชัดเจน ต่อมาในปี ค.ศ. 1999 Chaker [18] ได้ทำการตรวจวัดคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคาร 3 ชั้น 2 หลัง อาคารหลังที่ 1 มีโครงสร้างเป็น Frame คอนกรีตเสริมเหล็ก (ค.ส.ล.) และไม่มีผนังกำแพงอิฐก่อ ส่วนอาคารหลังที่ 2 มีโครงสร้างเหมือนอาคารหลังที่ 1 แต่มีผนังกำแพงอิฐก่อ ผลการตรวจวัดชี้ว่าอาคารหลังที่ 2 มีความถี่ธรรมชาติสูงถึงประมาณ 2 เท่าตัวของอาคารหลังที่ 1

ในประเด็นที่เกี่ยวกับฐานราก Bouwkamp และคณะในปี ค.ศ. 1980 [19] ได้ทดลองสร้างแบบจำลอง Finite Element ของอาคาร 12 ชั้นขึ้นมา 2 แบบ โดยที่แบบแรกกำหนดให้ฐานรากของอาคารยึดแน่นไม่มีการเคลื่อนตัวหรือเปลี่ยนรูป ส่วนแบบที่ 2 จำลองฐานรากให้มีความยืดหยุ่นใกล้เคียงสภาพจริง Bouwkamp ได้ทำการคำนวณคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารจากแบบจำลองทั้ง 2 แบบ และนำไปเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการตรวจวัดอาคารจริง พบว่าแบบจำลองที่ 2 ให้ผลที่สอดคล้องกับความเป็นจริง

Muria-Vila และคณะในปี ค.ศ. 2000 [20] ได้ทำการศึกษาปัจจัยต่าง ๆ ที่ส่งผลต่อคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารในกรุงเม็กซิโกซิตี ปัจจัยเหล่านี้ได้แก่ ความแปรปรวนของค่า Modulus of Elasticity ของวัสดุ ความคลาดเคลื่อนของขนาดรูปตัดขวางขององค์อาคาร การแตกร้าวขององค์อาคาร คอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อแบกรับน้ำหนักบรรทุกตามปกติ ผนังกำแพงอิฐก่อ ความยืดหยุ่นของฐานราก ผลของ Rigid Zone ในบริเวณจุดต่อขององค์อาคาร ฯลฯ ดังนั้นการสร้างแบบจำลอง Finite element ของอาคารจำเป็นต้องคำนึงถึงปัจจัยเหล่านี้ มิฉะนั้นคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ที่คำนวณได้จากแบบจำลองอาจมีความคลาดเคลื่อนได้มาก

1.4 ระเบียบวิธีวิจัย (Methodology) และขอบเขตของการวิจัย (Scope of Work)

งานวิจัยนี้สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ส่วนหลักคือ (1) การตรวจวัดและวิเคราะห์หาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารสูงในกรุงเทพมหานครจาก Ambient Vibration และ (2) การพัฒนาเทคนิควิธีการที่ถูกต้องแม่นยำในการประมาณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1.4.1 การตรวจวัดคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร

ทำการตรวจวัดสภาพการสั่นไหวโดยธรรมชาติ (Ambient Vibration) ของอาคารสูงในเขตกรุงเทพมหานคร เป็นจำนวนรวมทั้งสิ้นประมาณ 40 อาคาร โดยคัดเลือกอาคารที่มีรูปทรงขนาด ความสูง ลักษณะโครงสร้าง และลักษณะการใช้งานที่แตกต่างกัน เพื่อให้อาคารเหล่านี้เป็นตัวแทนที่ดีของอาคารที่มีอยู่เป็นจำนวนมากในกรุงเทพมหานครในปัจจุบัน

ความสูงของอาคารที่ตรวจวัดจะมีตั้งแต่ประมาณ 5 ชั้นจนถึงประมาณ 50 ชั้น โดยให้ความสนใจมากกับกลุ่มอาคารสูงปานกลาง ในช่วงประมาณ 8 ถึง 20 ชั้นซึ่งคาดว่าจะมีความถี่ธรรมชาติพื้นฐานใกล้เคียง 1 Hz เนื่องจากอาคารในกลุ่มนี้มีโอกาสที่จะเกิดการโยกไหวตัวรุนแรงเป็นพิเศษด้วยการกำทอนกับการสั่นสะเทือนของพื้นดิน อาคารที่ตรวจวัดประกอบด้วยอาคารที่มีการใช้สอยประเภทต่างๆ เพื่อให้อาคารตัวอย่างเหล่านี้มีลักษณะทางสถาปัตยกรรมและการจัดวางระบบโครงสร้างที่แตกต่างกัน

อุปกรณ์ที่ใช้ตรวจวัดประกอบด้วย หัววัดการสั่นสะเทือน (Vibration Sensor) ที่มีความไวสูงจำนวน 3 ชุด สามารถวัดการสั่นสะเทือนในแนวราบที่มีระดับต่ำมาก ๆ ได้ และสามารถนำไปติดตั้ง ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ของอาคารเพื่อให้หัววัดการสั่นสะเทือนพร้อมกันทุก ๆ ตำแหน่งได้ สัญญาณวัดจากหัววัดจะถูกแปลงและเก็บบันทึกในรูปของสัญญาณดิจิทัลโดยเครื่องบันทึกแบบพกพา ซึ่งสามารถปรับอัตราความถี่ในการแปลงสัญญาณ (Sampling Rate) และระยะเวลาของการเก็บบันทึก (Duration of Record) ได้ตามความเหมาะสม

ขั้นตอนในการตรวจวัดอาคาร เริ่มจากการนำอุปกรณ์วัดเข้าไปติดตั้งและตรวจวัดสภาพการสั่นไหวบนยอดอาคาร โดยจัดให้มีการกระจายตำแหน่ง และทิศทางของหัววัดในหลายรูปแบบ เพื่อให้สามารถตรวจหาความถี่ธรรมชาติของรูปแบบการสั่นไหวต่าง ๆ ของอาคาร เช่น การสั่นไหวด้านข้าง (Lateral Vibration) ในทิศเหนือ-ใต้ (N-S) หรือทิศตะวันออก-ตก (E-W) หรือการสั่นแบบบิดตัว (Torsional Vibration) ทั้งในรูปแบบที่ 1, 2, หรือ 3 โดยการวิเคราะห์สัญญาณวัดด้วยวิธีของ Trifunac ที่ได้รับการปรับปรุงโดยธีรพล ในกรณีที่การสั่นไหวของอาคารในรูปแบบที่สนใจมีระดับที่ต่ำเกินไป จะทำการกระตุ้นการสั่นในรูปแบบนั้นด้วยการนำคนมาเขย่าอาคารในจังหวะที่ใกล้เคียงกับความถี่ธรรมชาติของรูปแบบการสั่นนั้นๆ หลังจากนั้น อุปกรณ์วัดจะถูกนำไปติดตั้งกระจายตามชั้นต่าง ๆ ของอาคาร เพื่อตรวจหารูปแบบของการสั่นไหว (Vibration Mode Shape) โดยใช้หลักการ Fourier Spectral Ratio ของ Trifunac และค่าอัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio) จะได้จากการวิเคราะห์สัญญาณวัดด้วยวิธี Autocorrelation โดยการตรวจวัดในลักษณะที่กล่าวมานี้สามารถทำได้โดยไม่ส่งผลกระทบใดๆ ต่ออาคารและผู้ใช้อาคารและการตรวจวัดใช้เวลาประมาณ 1 ถึง 2 วันต่ออาคาร 1 หลัง และการวิเคราะห์สัญญาณวัดภายหลังการตรวจวัดใช้เวลาประมาณ 1 สัปดาห์ ต่ออาคาร 1 หลัง

1.4.2 การพัฒนาเทคนิควิธีการประมาณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร

การพัฒนาเทคนิควิธีการจะทำได้ใน 2 แนวทางคือ การคำนวณด้วยสูตรประมาณค่า (Empirical Approach) และ การวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของอาคาร (Numerical Analysis Approach)

สำหรับแนวทาง Empirical ในขั้นแรก คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารในกรุงเทพมหานคร ที่ได้จากการตรวจวัดในงานวิจัยส่วนที่ (1) จะถูกนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้จากสูตรประมาณค่าของมาตรฐานการออกแบบอาคารของประเทศต่างๆ โดยจะเน้นเป็นพิเศษที่สูตรประมาณค่าของ Uniform Building Code (UBC) ฉบับปี ค.ศ. 1997 ของสหรัฐอเมริกา [21] จากนั้นจึงพิจารณาเลือกสูตรประมาณค่าที่เหมาะสมที่สุดทั้งในด้านทฤษฎีที่รองรับและความสอดคล้องกับข้อมูลการตรวจวัด นำมาปรับ Empirical Coefficients ให้ได้สูตรประมาณค่าที่มีความคลาดเคลื่อนน้อยที่สุด ในกรณีที่วิธีการดังกล่าวยังไม่ให้ผลคลาดเคลื่อนเกินระดับที่ยอมรับได้ จะทำการพัฒนาสร้างสูตรประมาณค่าในรูปแบบใหม่ ที่ให้ผลถูกต้องแม่นยำกว่าขึ้นมาแทน

สำหรับแนวทาง Numerical Analysis จะเริ่มจากการรวบรวมแบบก่อสร้างของอาคารที่ได้จากการตรวจวัดในงานวิจัยส่วนที่ (1) ทั้งแบบแสดงรายละเอียดทางวิศวกรรมและรายละเอียดทางสถาปัตยกรรม แล้วนำมาคัดเลือกอาคารตัวอย่าง ประมาณ 4 ถึง 6 อาคาร เพื่อให้เป็นตัวแทนของอาคารประเภทต่าง ๆ ที่มีในกรุงเทพมหานคร จากนั้นจึงทำการทดลองสร้างแบบจำลองทาง Finite Element ของอาคารตัวอย่างเหล่านี้จากรายละเอียดที่แสดงในแบบก่อสร้างด้วยเทคนิควิธีการและสมมติฐานหลายๆ แบบ โดยพยายามให้แบบจำลองสามารถจำลองพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของอาคารได้ถูกต้องสมจริงที่สุด ค่าความถี่ธรรมชาติและรูปแบบการสั่นไหวที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองเหล่านี้ด้วยวิธี Eigen Analysis จะถูกนำไปเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการตรวจวัดอาคารจริงจากงานวิจัยส่วนที่ (1) ด้วยระเบียบวิธีดังกล่าวนี้ จึงสามารถตรวจสอบได้ว่า เทคนิควิธีการใด หรือสมมติฐานแบบใด ในการสร้างแบบจำลองอาคารที่จะให้ผลการวิเคราะห์สอดคล้องกับความเป็นจริงได้ดีที่สุด

การสร้างแบบจำลองอาคารจะพิจารณาถึง ผลของส่วนประกอบอาคารที่ไม่ใช่โครงสร้าง (Non-Structural Components) ความยืดหยุ่นของฐานราก (Foundation Flexibility) ผลของการแตกร้าวขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อแบกรับน้ำหนักบรรทุกตามปกติ ผลของ Rigid Zone ในบริเวณจุดต่อขององค์อาคาร ฯลฯ โดยในแต่ละประเด็นที่พิจารณานี้จะมีเทคนิควิธีการจำลองหรือมีสมมติฐานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองได้หลายรูปแบบ แต่ละรูปแบบอาจให้ผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกันหรือแตกต่างกัน

ต่างกัน ดังนั้นการศึกษาวิจัยเพื่อหาแนวทางที่เหมาะสมในการสร้างแบบจำลองอาคารจึงเป็นเรื่องที่สำคัญมาก

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องและวิธีที่ใช้ในการวิจัย

2.1 เครื่องมือที่ใช้ในการตรวจวัด

เครื่องมือที่ใช้ในการตรวจวัดเป็นแบ่งเป็น 2 ประเภท คือ

2.1.1. อุปกรณ์วัดความเร่งของการสั่นสะเทือน (Accelerometer) ซึ่งสามารถแปลงสัญญาณอนาล็อกไปเป็นสัญญาณดิจิทัล โดยใช้สมมูลของแรงของระบบ Sensing Coil และ Mass Spring ในตัวหัววัด (Sensor) มีช่วงวัดสูงสุดและต่ำสุดประมาณ $\pm 2.0g$ และสามารถปรับลดมาที่ $\pm 0.25g$ สำหรับการวัดที่มีการกระตุ้นในระดับที่ต่ำ ค่าการวัดต่ำสุดอยู่ที่ในระดับต่ำกว่า micro-g ปริมาณการบันทึกข้อมูลต่อวินาที สามารถปรับแต่งได้ตั้งแต่ 25-250 ตัวอย่างต่อวินาที อุปกรณ์วัดนี้ประกอบด้วย หัววัดการสั่นสะเทือน (Vibration Sensor) ที่วัดได้ใน 1 ทิศทาง จำนวน 3 ชุด เครื่องบันทึกสัญญาณในช่วงความถี่ 0 ถึง 50 Hz ระบบดิจิทัลแบบพกพา สายเชื่อมต่อระหว่างหัววัดกับเครื่องบันทึกสัญญาณยาว 50 เมตรจำนวน 4 ชุด และ Notebook Computer 1 เครื่อง เพื่อทำหน้าที่ควบคุมการทำงานของอุปกรณ์วัดทั้งหมด ดังแสดงในรูปที่ 1 และ 2

2.1.2. อุปกรณ์วัดความเร็วของการสั่นสะเทือน (Velocity Sensor) ซึ่งสามารถแปลงสัญญาณอนาล็อกไปเป็นสัญญาณดิจิทัล ค่าการวัดต่ำสุดอยู่ที่ระดับ micro-m/s อุปกรณ์วัดประกอบด้วยหัววัดการสั่นสะเทือน จำนวน 2 ชุด ซึ่งสามารถวัดการสั่นสะเทือนได้ 3 ทิศทางต่อ 1 ชุด เครื่องบันทึกสัญญาณระบบดิจิทัลพร้อม Note book 1 ชุด แบตเตอรี่ และ สายเชื่อมต่อระหว่างหัววัดกับเครื่องบันทึกสัญญาณยาว 50 เมตรจำนวน 2 ชุด ดังแสดงในรูปที่ 3 และ 4



รูปที่ 1 หัววัดการวัดความเร่งการสั่นสะเทือน



รูปที่ 2 เครื่องบันทึกสัญญาณระบบดิจิทัลแบบพกพา และ Notebook Computer ของอุปกรณ์วัดความเร่งของการสั่นสะเทือน



รูปที่ 3 หัววัดความเร็วการสั่นสะเทือน จำนวน 2 ชุด



รูปที่ 4 เครื่องบันทึกสัญญาณระบบดิจิทัลระบบพกพา พร้อม Note book 1 ชุด และแบตเตอรี่สำหรับอุปกรณ์วัดความเร็วของการสั่นสะเทือน

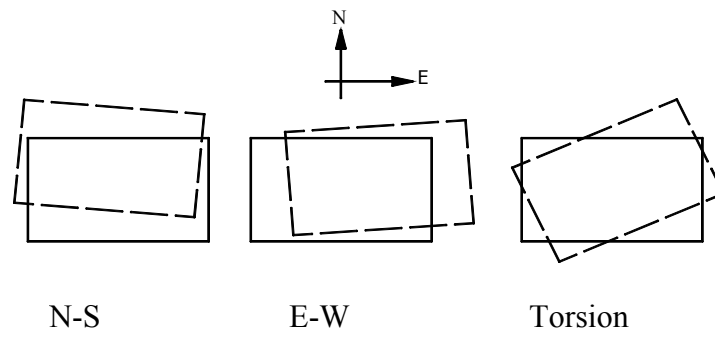
โดยที่อุปกรณ์ทั้งสองประเภทมีคุณลักษณะต่างกัน กล่าวคือ อุปกรณ์วัดความเร่งของการสั่นสะเทือน มีความสามารถที่จะเก็บสัญญาณได้ในช่วงความถี่ที่กว้างกว่าอุปกรณ์วัดความเร็วของการสั่นสะเทือน แต่มีความไว (Sensitive) ต่ำกว่า ดังนั้นอุปกรณ์วัดความเร่งของการสั่นสะเทือนจึงเหมาะสมสำหรับการตรวจวัดสำหรับอาคารสูง ที่มีสัญญาณชัดเจน จึงจะได้ข้อมูลที่สมบูรณ์ขึ้นสำหรับความถี่ช่วงกว้างซึ่งครอบคลุมการสั่นได้หลายรูปแบบ ส่วนอุปกรณ์วัดความเร็วของการสั่นสะเทือนจะเหมาะสมสำหรับอาคารเตี้ย ที่สัญญาณไม่ชัดเจนนัก จึงต้องการการบันทึกด้วยอุปกรณ์ที่มีความไวสูง

2.2 การตรวจวัดคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคาร

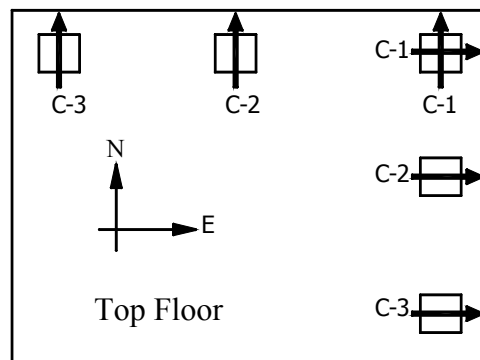
จากความสำคัญของปัญหาที่จำเป็นต้องมีการศึกษาผลกระทบจากการเกิดแผ่นดินไหวและวิเคราะห์ค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารเพื่อเป็นฐานข้อมูลในการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว ดังนั้นในการศึกษาค้นคว้าครั้งนี้จึงได้ทำการตรวจวัดและวิเคราะห์ค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ที่สำคัญ 3 ค่า คือ (1) ค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) หรือส่วนกลับของค่าความถี่ธรรมชาติ คือค่าคาบธรรมชาติ (Natural Period) (2) อัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio) และ (3) รูปร่างการสั่นไหว (Vibration Mode Shape) โดยมีรายละเอียดดังนี้

2.2.1. การตรวจวัดค่าความถี่ธรรมชาติและอัตราส่วนความหน่วง

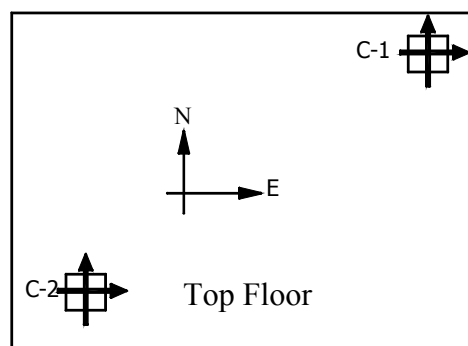
ในช่วงแรกของการตรวจวัด เครื่องมือที่ใช้ตรวจวัดการสั่นไหวทั้งหมดถูกนำไปติดตั้งที่ชั้นคาถฟ้าของอาคาร เนื่องจากในรูปแบบการสั่นไหวพื้นฐาน การเคลื่อนที่ของอาคารที่ชั้นบนสุดมีค่ามากที่สุด ทำให้การวัดสัญญาณผลตอบสนองมีความชัดเจนมากกว่าชั้นที่ต่ำลงมาและโดยทั่วไปชั้นคาถฟ้าของอาคารจะเป็นพื้นที่โล่งทำให้สะดวกต่อการตรวจวัด จากผลตอบสนองที่ชั้นคาถฟ้าของอาคารมีระดับที่สูงส่งผลให้เมื่อนำไปวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติทำให้ได้รูปแบบ Fourier Magnitude Spectrum ที่ค่าความถี่ธรรมชาติมีความชัดเจน ซึ่งสังเกตได้จากค่าสูงสุดของ Fourier Amplitude เป็นยอดแหลมที่ค่าความถี่ธรรมชาตินั้น โดยสามารถอธิบายได้ด้วยสมมติฐานที่ว่า แรงกระตุ้นจากสภาพแวดล้อมมีลักษณะที่เป็นส่วนผสมของแรงหลายชนิดจากแหล่งต่างๆ ซึ่งอาจพิจารณาว่ามีองค์ประกอบของความถี่ผสมอยู่มากมายเป็นช่วงความถี่กว้าง (Wide Band) เมื่อแรงลักษณะนี้กระทำต่อโครงสร้างซึ่งมีคุณสมบัติพื้นฐานที่มีความถี่ธรรมชาติและอัตราส่วนความหน่วงประจำรูปแบบการสั่นไหวใดๆ จึงพิจารณาได้ว่าโครงสร้างถูกแรงกระทำที่มีส่วนผสมของความถี่หลายๆค่า ดังนั้นผลการตอบสนองจึงเป็นการผสมกันของผลตอบสนองในแต่ละองค์ประกอบความถี่ และมีค่ามากสำหรับองค์ประกอบที่มีความถี่ใกล้เคียงกับความถี่ธรรมชาติ หรือการสั่นพ้อง (Resonance) สำหรับอาคารโดยทั่วไป มีอัตราส่วนความหน่วงที่ต่ำและการตอบสนองในแต่ละทิศทางมีค่าความถี่ธรรมชาติและแต่ละด้านแตกต่างกันชัดเจน ดังนั้นค่าความถี่ธรรมชาติจึงสามารถประเมินได้จากยอดแหลมของค่า Fourier Amplitude นอกจากนี้ยังสามารถหารูปร่างการสั่นไหวที่ชั้นบนสุดของอาคารทั้งการสั่นไหวในแนวด้านข้าง (Translation) และการสั่นไหวแบบบิดตัว (Torsional) โดยพิจารณาจากความต่างเฟสของ Fourier Magnitude ที่วัดได้จากเครื่องมือตรวจวัดการสั่นสะเทือนทั้งหมดในทิศทางการวัดเดียวกัน ถ้าความต่างเฟสเท่ากับ 0 องศา แสดงว่าทั้งสองตำแหน่งของการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดมีการสั่นไหวไปในทิศทางเดียวกันเป็นรูปแบบ Translation และถ้าความต่างเฟสเท่ากับ 180 องศา แสดงว่าเป็นรูปแบบ Torsion ดังแสดงในรูปที่ 5 อาคารส่วนมากมีรูปร่างไม่สม่ำเสมอและการจัดวางองค์อาคารไม่มีความสมมาตรทำให้ Center of Mass และ Center of Rigidity ของแต่ละชั้นไม่ตรงกันส่งผลให้รูปแบบการสั่นไหวไม่สามารถแยกกันได้อย่างชัดเจน จากความไม่สมมาตรดังกล่าวเป็นผลให้ค่าความถี่ธรรมชาติและอัตราส่วนความหน่วงที่รูปแบบการสั่นไหวที่ต่างกันและทิศทางการวัดที่ต่างกันมีค่าไม่เท่ากัน ซึ่งการศึกษารูปแบบนี้ได้ทำการตรวจวัดอาคารในทิศทางเหนือ-ใต้ (N-S) และทิศตะวันออก-ตก (E-W) เพื่อหารูปแบบ Translation ทั้ง 2 ทิศทางและรูปแบบ Torsion ซึ่งตำแหน่งและทิศทางการวัดของห้ววัดการสั่นสะเทือนแสดงไว้ในรูปที่ 6 และรูปที่ 7



รูปที่ 5 รูปร่างการสั่นไหวที่ชั้นบนสุด



รูปที่ 6 รูปแบบการวัดด้วยเครื่องมือวัดความเร่งการสั่นสะเทือนของอาคาร

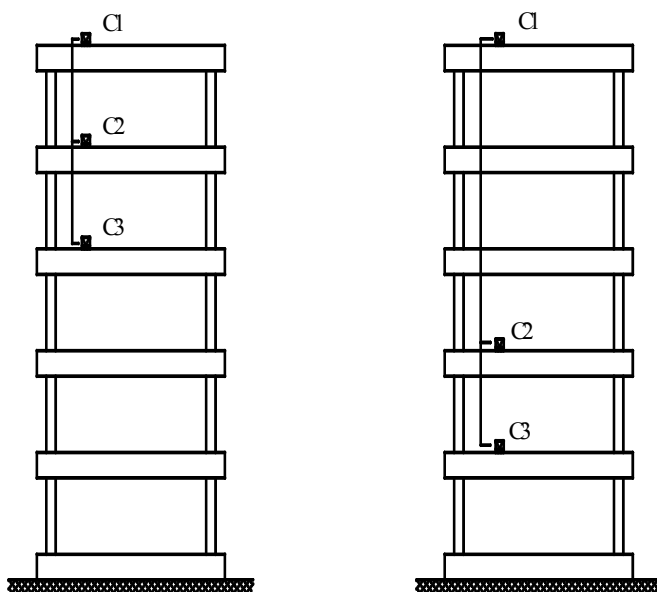


รูปที่ 7 รูปแบบการวัดด้วยเครื่องมือวัดความเร็วการสั่นสะเทือนของอาคาร

การพิจารณาการสั่นไหวที่ชั้นบนสุดของอาคารสามารถวิเคราะห์ได้ 3 รูปแบบ ได้แก่ การสั่นไหวในแนวด้านข้างในทิศทาง N-S E-W และการสั่นไหวแบบบิด โดยที่แต่ละรูปแบบการสั่นไหวในบางอาคารอาจไม่สามารถแยกกันได้อย่างชัดเจนเนื่องจากความไม่สมมาตรของสถิติของโครงสร้าง

2.2.2. การตรวจวัดรูปร่างการสั่นไหว

เนื่องจากเครื่องมือที่ทำการวัดความเร่งและวัดความเร็วการสั่นสะเทือนสามารถติดตั้งเพื่อตรวจวัดพร้อมกันได้หลายตำแหน่งทั้งระดับเดียวกันและระดับต่างกัน นอกจากนี้สายเชื่อมต่อระหว่างหัววัดและเครื่องบันทึกสัญญาณมีความยาวมาก ทำให้สามารถวัดอาคารสูงๆ ได้ง่ายขึ้น ตำแหน่งของหัววัดการสั่นสะเทือนต้องติดตั้งหัววัดที่ชั้นบนสุด 1 เครื่อง เพื่อใช้เป็นจุดอ้างอิง สำหรับหัววัดตัวอื่นๆ จะถูกย้ายมาติดตั้งชั้นที่ต่ำกว่าลงมาเรื่อยๆ จนถึงชั้นล่างสุด ดังแสดงในรูปที่ 8 โดยที่แต่ละชั้นต้องทำการบันทึกสัญญาณ 2 ทิศทาง ทั้งทิศเหนือ-ใต้ และทิศตะวันออก-ตก เพื่อนำไปวิเคราะห์หารูปร่างการสั่นไหวของอาคารต่อไป



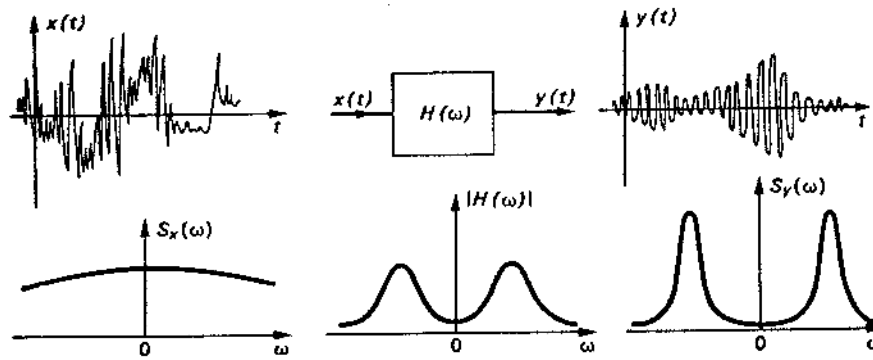
รูปที่ 8 รูปแบบการวัดรูปร่างการสั่นไหว

2.3 การคำนวณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์

2.3.1 การหาค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency)

การตรวจวัดด้วยวิธี Ambient Vibration อาศัยแรงกระตุ้นจากสิ่งแวดล้อมรอบๆ อาคารที่เป็นแรงแบบสุ่ม (Random Excitation) และมีหลายความถี่เป็นองค์ประกอบ ดังนั้นผลตอบสนองของอาคาร

จึงเป็นแบบสุ่ม (Random Response) ด้วยเช่นกัน ในการวิเคราะห์ปัญหาเช่นนี้ นิยมทำในเชิงตัวแปรของความถี่ (Frequency Domain) ซึ่งพิจารณาว่าแรงที่กระทำต่อโครงสร้างประกอบด้วยคลื่นที่มีความถี่ต่างๆผสมกันอยู่ ช่วงของค่าความถี่ของคลื่นเหล่านี้เป็นช่วงกว้าง (Wide band) หรือความถี่ที่ผสมกันอยู่มีสัดส่วนขนาดใกล้เคียงกัน เมื่อกระทำกับระบบโครงสร้างที่มีคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์เฉพาะตามธรรมชาติ ที่สามารถแทนในการวิเคราะห์ด้วย Transfer Function $H(\omega)$ ที่แทนความสัมพันธ์ของผลตอบสนองต่อแรงแบบ Simple Harmonic ที่ความถี่ ω ซึ่งเมื่อนำแรงแบบสุ่มที่มีหลายความถี่ไปกระตุ้นจะเกิดผลตอบสนองของโครงสร้างตามมา ซึ่งความสัมพันธ์แสดงเป็นลักษณะของรูปภาพได้ดังรูปที่ 9 และสมการที่ 1



รูปที่ 9 แนวทางการวิเคราะห์ผลตอบสนองภายใต้แรงแบบสุ่ม

$$S_y = |H(\omega)|^2 S_x(\omega) \quad (1)$$

โดยที่ $x(t)$ และ $y(t)$ คือ แรงกระตุ้นจากสิ่งแวดล้อมและผลตอบสนองของโครงสร้างที่เป็นฟังก์ชันแบบสุ่ม $S_x(\omega)$ และ $S_y(\omega)$ คือ Spectral Density ของแรงและผลตอบสนอง [k]efy[

จากรูปที่ 9 และสมการที่ 1 แรงกระตุ้น $x(t)$ ถูกแปลงให้อยู่ในรูป Frequency Domain เป็น Spectral Density ของแรง $S_x(\omega)$ แล้วเมื่อคูณกับกำลังสองของ Transfer Function ได้เป็นค่า Spectral Density ของผลตอบสนอง $S_y(\omega)$ ซึ่งโดยทั่วไปแล้ว $S_x(\omega)$ ของแรงในสภาพ Ambient มักครอบคลุมความถี่ในช่วงกว้าง ส่วน $S_y(\omega)$ อาจเป็นค่าที่จำกัดในช่วงแคบ (Narrow Band) ในบริเวณความถี่ใกล้เคียงกับความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง อันเป็นผลจากการตอบสนองต่อแรงที่มีความถี่ใกล้เคียงกับความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง มีขนาดมากกว่าแรงที่มีความถี่อื่นๆ หรือกล่าวได้ว่า รูปร่างของ $S_y(\omega)$ มีลักษณะเดียวกันกับ $H(\omega)$ ดังนั้น ความถี่ที่บริเวณยอดแหลมของ $S_y(\omega)$ จึงเป็นค่าเดียวกับความถี่ที่

บริเวณยอดแหลมของ $H(\omega)$ ที่เป็ค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง และจากหลักการนี้ การหาค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างจึงหาได้จากผลการตอบสนองของโครงสร้างที่อยู่ในรูป $S_y(\omega)$

การหาค่า Spectral Density (S_k) สำหรับ Random Response สามารถหาได้จาก Discrete Fourier Transform (DFT) (Newland, 1993) ดังนี้

$$S_k = X_k^* X_k \quad (2)$$

โดยที่ X_k คือ Discrete Fourier Transform ของ Random Response และ X_k^* คือ complex conjugate ของ X_k โดยขนาดของ Fourier magnitude $|X_k|$ หาได้จาก Fast Fourier Transform และมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับ Transfer Function $|H(\omega)|$

2.3.2 การหาค่ารูปร่างการสั่นไหว (Vibration Mode Shape)

การวิเคราะห์รูปร่างการสั่นไหว เพื่อนำไปศึกษาพฤติกรรมการไหวตัวของอาคาร แบ่งการพิจารณาได้เป็น 2 รูปแบบ คือ การวิเคราะห์รูปร่างการสั่นไหวในแนวด้านข้างตลอดความสูงของอาคาร และรูปร่างการสั่นไหวที่ชั้นบนสุดของอาคาร สำหรับการวิเคราะห์รูปร่างการสั่นไหวในแนวด้านข้างคำนวณได้จากค่าอัตราส่วนของขนาดฟูเรียร์ (Fourier Spectral Ratio) โดยตำแหน่งและวิธีการตรวจวัดแสดงไว้ในรูปที่ 7 การพิจารณาค่าอัตราส่วนฟูเรียร์ได้มีสมมติฐานดังนี้ ค่าความถี่ธรรมชาติในแต่ละรูปแบบการสั่นไหวมีค่าแยกจากกันอย่างชัดเจน และระบบของโครงสร้างมีอัตราส่วนความหน่วงน้อยๆ จากสมมติฐานดังกล่าวทำให้การวิเคราะห์ค่าผลตอบสนอง Spectral Density สามารถคำนวณได้ดังสมการที่ 3

$$S_{xi}(\omega) = \sum_{r=1}^n \phi_{ir}^2 S_{kr}(\omega) \quad (3)$$

โดยที่ S_{xi} คือ Spectral Density ของตำแหน่ง i ของสัญญาณการสั่นไหวที่ตำแหน่งที่ i

ϕ_{ir} คือ รูปร่างการสั่นไหวของรูปแบบการสั่นไหวที่ r ที่ตำแหน่งที่ i

S_{kr} คือ Spectral Density ของรูปแบบการสั่นไหวที่ r ในระบบพิกัด Normal coordinate

สำหรับรูปแบบการสั่นไหวที่มีค่าความถี่เดียวกัน พบว่าค่าอัตราส่วนของ Spectral Density ที่ตำแหน่งต่างกันมีความสัมพันธ์กับรูปร่างการสั่นไหวดังสมการที่ 4

$$\frac{S_{x1}(\omega)}{S_{x2}(\omega)} = \frac{\phi_{1r}^2}{\phi_{2r}^2} \quad (4)$$

โดยที่ S_{x1} คือ Spectral Density ที่ตำแหน่ง 1 และ S_{x2} คือ Spectral Density ที่ตำแหน่ง 2
สมการที่ 2 และ 4 ใช้สำหรับการวิเคราะห์ห้รูปร่างการสั่นไหวในแนวด้านข้างจากค่าอัตราส่วนของขนาดฟูเรียร์ ดังนี้

$$\frac{|X_{x1}(\omega_r)|}{|X_{x2}(\omega_r)|} = \frac{\phi_{1r}}{\phi_{2r}} \quad (4a)$$

โดยที่ $X_{x1}(\omega_r)$ คือ Fourier magnitude ของสัญญาณที่ตำแหน่ง 1 สำหรับความถี่ ω_r

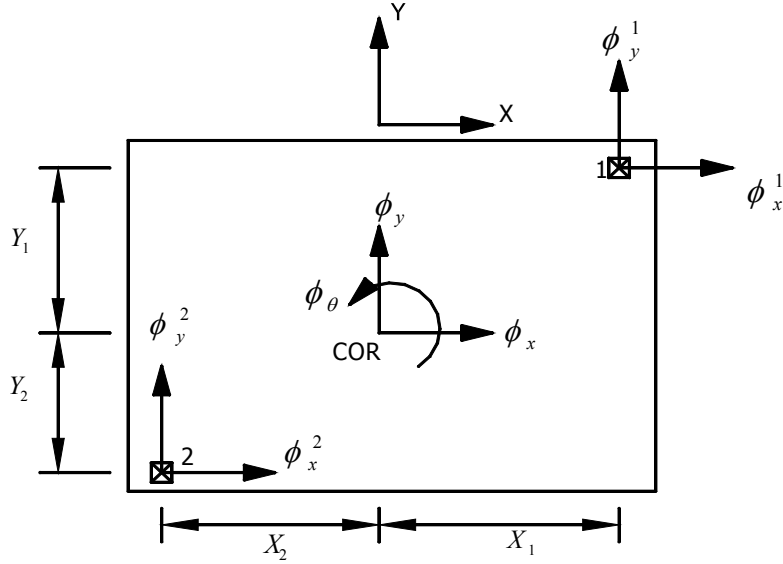
สำหรับการพิจารณาที่รูปแบบการสั่นไหวใดๆ เครื่องหมายที่ใช้อธิบายทิศทางการเคลื่อนตัวของอาคารที่แสดงรูปร่างการสั่นไหวสามารถพิจารณาได้จากผลต่างเฟสของผลตอบสนอง โดยค่าความต่างเฟสของสัญญาณผลตอบสนองคำนวณได้จากสมการที่ 5 ซึ่งการเคลื่อนตัวของอาคารที่ชั้นอ้างอิง (ชั้นบนสุด) กับชั้นที่ต่ำลงมา มีค่าความต่างเฟสเท่ากับ 0 องศา แสดงว่าทั้งสองตำแหน่งมีการเคลื่อนตัวไปในทิศทางเดียวกัน สำหรับค่าความต่างเฟสเท่ากับ 180 องศา แสดงว่ามีการเคลื่อนตัวไปในทิศทางตรงข้ามกัน

$$phase = \tan^{-1}\left(\frac{b}{a}\right) \quad (5)$$

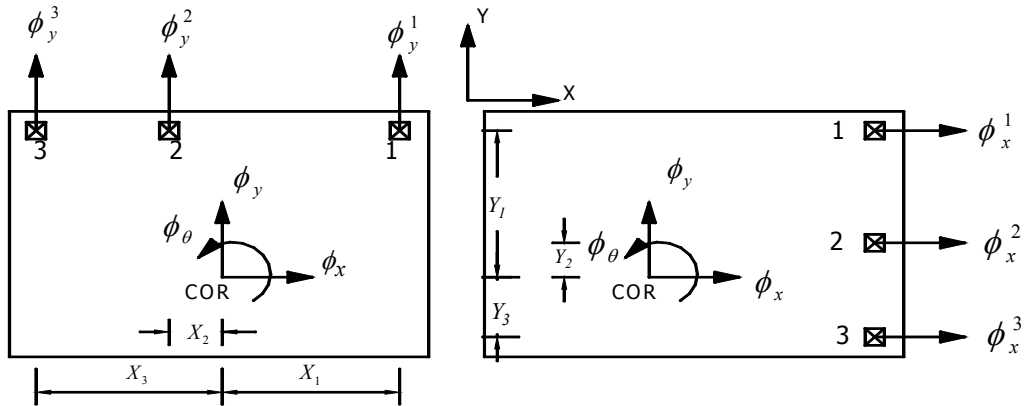
โดยที่ a คือ ค่าจำนวนจริง (Real) ของการแปลง Fourier จากสัญญาณผลตอบสนอง

b คือ ค่าจำนวนจินตภาพ (Imaginary) ของการแปลง Fourier จากสัญญาณผลตอบสนอง

สำหรับการวิเคราะห์ห้รูปร่างการสั่นไหวที่ชั้นบนสุดของอาคาร มีสมมติฐานในการพิจารณาระบบของโครงสร้าง คือ สมมติให้แผ่นพื้นของอาคารไม่เกิดการตัดตัว (Rigid Floor Diaphragm) ในการตรวจวัดอาคารในการศึกษาครั้งนี้ ใช้เครื่องมือตรวจวัด 2 ประเภท โดยมีสมมติฐานสำหรับการเคลื่อนที่เหมือนกัน โดยรูปแบบการสั่นไหวที่จุดศูนย์กลางการหมุนสำหรับเครื่องมือตรวจวัดการสั่นไหวทั้ง 2 ประเภท แสดงไว้ในรูปที่ 10 และ 11



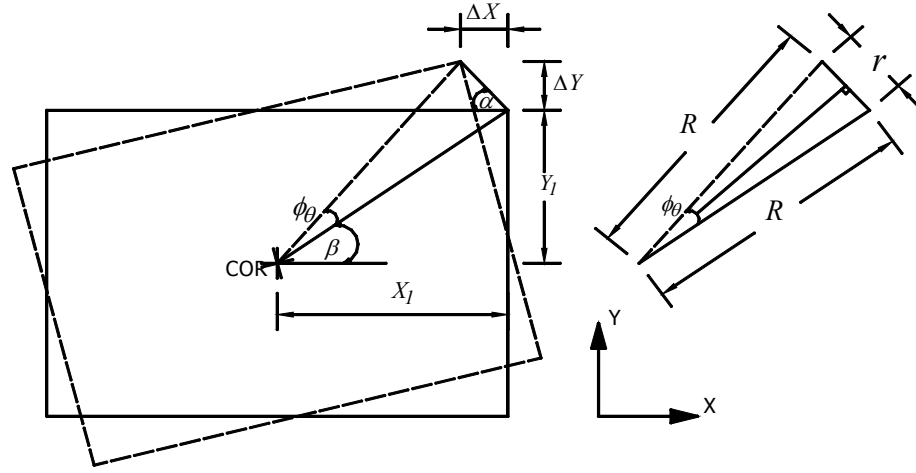
รูปที่ 10 รูปแบบการสั่นไหวชั้นบนสุดของอาคารสำหรับเครื่องมือตรวจวัดความเร็ว



รูปที่ 11 รูปแบบการสั่นไหวชั้นบนสุดของอาคารสำหรับเครื่องมือตรวจวัดความเร่ง

โดยความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่ของจุดศูนย์กลางการหมุนและตำแหน่งติดตั้งหัววัดสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 12 ซึ่งความสัมพันธ์ของการเคลื่อนที่และการหมุนคำนวณได้จากสมการที่ 6

$$\begin{aligned} r &= 2R \sin\left(\frac{\phi_\theta}{2}\right) \\ \beta &= \tan^{-1}\left(\frac{Y_1}{X_1}\right) \\ \alpha &= \frac{\pi}{2} - \frac{\phi_\theta}{2} - \beta \end{aligned} \quad (6)$$



รูปที่ 12 แสดงความสัมพันธ์การเคลื่อนที่ระหว่างจุดศูนย์กลางการหมุนและตำแหน่งหัววัด

จากสมการที่ 6 คำนวณค่าการเคลื่อนที่ของตำแหน่งหัววัดในทิศทาง X และ Y ได้ดังสมการที่ 7

$$\begin{aligned}\Delta X &= r \cos \alpha \\ \Delta Y &= r \sin \alpha\end{aligned}\tag{7}$$

ดังนั้นการเคลื่อนที่ที่ตำแหน่งหัววัดและจุดศูนย์กลางการหมุน (Center of Rotation, COR) ดังแสดงในรูปที่ 10 และ 11 สามารถคำนวณได้จากความสัมพันธ์ของสมการที่ 6 และ 7 ดังสมการที่ 8

$$\begin{aligned}\phi_x^I &= \phi_x - \Delta X = \phi_x - r \cos \alpha \\ \phi_x^I &= \phi_x - 2R \sin\left(\frac{\phi_\theta}{2}\right) \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi_\theta}{2} - \beta\right) \\ \phi_y^I &= \phi_y + \Delta Y = \phi_y + r \sin \alpha \\ \phi_y^I &= \phi_y + 2R \sin\left(\frac{\phi_\theta}{2}\right) \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi_\theta}{2} - \beta\right)\end{aligned}\tag{8}$$

โดยปกติการสั่นไหวตามธรรมชาติของอาคารแบบบิตตัวมีค่ามุมของการบิดตัวน้อยมาก (ϕ_θ) เมื่อเทียบกับขนาดของอาคาร ดังนั้นสำหรับการตรวจวัดด้วยเครื่องมือวัดความเร็ว สมการการเคลื่อนที่ที่ตำแหน่งที่ 1, 2 และที่จุดศูนย์กลางการหมุน ดังแสดงในรูปที่ 10 สามารถประมาณค่าได้ดังแสดงในสมการที่ 9

$$\begin{aligned}\phi_y^1 &= \phi_y + \phi_\theta \cdot X_1 & \text{และ} & \quad \phi_y^2 = \phi_y - \phi_\theta \cdot X_2 \\ \phi_x^1 &= \phi_x - \phi_\theta \cdot Y_1 & \text{และ} & \quad \phi_x^2 = \phi_x + \phi_\theta \cdot Y_2\end{aligned}\tag{9}$$

โดยที่ ϕ_x คือ รูปแบบการสั่นไหวที่ชั้นบนสุดในทิศทาง X

ϕ_y คือ รูปแบบการสั่นไหวที่ชั้นบนสุดในทิศทาง Y

ϕ_θ คือ รูปแบบการสั่นไหวที่ชั้นบนสุดในรูปแบบการหมุน ทิศทางทวนเข็มนาฬิกาเป็นบวก

ϕ_x^1, ϕ_x^2 คือ การเคลื่อนในทิศทาง X ที่ตำแหน่ง 1 และ 2 ตามลำดับ เนื่องจาก $\phi_x, \phi_y, \phi_\theta$

ϕ_y^1, ϕ_y^2 คือ การเคลื่อนในทิศทาง Y ที่ตำแหน่ง 1 และ 2 ตามลำดับ เนื่องจาก $\phi_x, \phi_y, \phi_\theta$

แทนค่าสมการที่ 9 ในความสัมพันธ์ของ Fourier magnitude Ratio ดังสมการที่ 4a ได้ผลดังนี้

$$\begin{aligned}\frac{\phi_y^1}{\phi_y^2} &= \frac{\phi_y + \phi_\theta \cdot X_1}{\phi_y - \phi_\theta \cdot X_2} = \frac{|F_y^1|}{|F_y^2|} & \frac{\phi_x^1}{\phi_x^2} &= \frac{\phi_x - \phi_\theta \cdot Y_1}{\phi_x + \phi_\theta \cdot Y_2} = \frac{|F_x^1|}{|F_x^2|} \\ \frac{\phi_x^1}{\phi_y^1} &= \frac{\phi_x - \phi_\theta \cdot Y_1}{\phi_y + \phi_\theta \cdot X_1} = \frac{|F_x^1|}{|F_y^1|} & \frac{\phi_x^2}{\phi_y^2} &= \frac{\phi_x - \phi_\theta \cdot Y_1}{\phi_y - \phi_\theta \cdot X_2} = \frac{|F_x^1|}{|F_y^2|} \\ \frac{\phi_x^2}{\phi_y^1} &= \frac{\phi_x + \phi_\theta \cdot Y_2}{\phi_y + \phi_\theta \cdot X_1} = \frac{|F_x^2|}{|F_y^1|} & \frac{\phi_x^2}{\phi_y^2} &= \frac{\phi_x + \phi_\theta \cdot Y_2}{\phi_y - \phi_\theta \cdot X_2} = \frac{|F_x^2|}{|F_y^2|}\end{aligned}\tag{10}$$

โดยที่ $|F_x^1|, |F_x^2|$ คือขนาดของ Fourier ในทิศทาง X ที่ตำแหน่ง 1 และ 2 ตามลำดับ

$|F_y^1|, |F_y^2|$ คือขนาดของ Fourier ในทิศทาง Y ที่ตำแหน่ง 1 และ 2 ตามลำดับ

จากสมการที่ 10 ค่าความผิดพลาดที่เกิดจากการตรวจวัดและทฤษฎีการคำนวณแสดงได้ดังสมการที่ 11

$$\begin{aligned}
 (e_1)^2 &= \left\{ \frac{\phi_y + \phi_\theta \cdot X_1}{\phi_y - \phi_\theta \cdot X_2} - \frac{|F_y^1|}{|F_y^2|} \right\}^2 & (e_2)^2 &= \left\{ \frac{\phi_x - \phi_\theta \cdot Y_1}{\phi_x + \phi_\theta \cdot Y_2} - \frac{|F_x^1|}{|F_x^2|} \right\}^2 \\
 (e_3)^2 &= \left\{ \frac{\phi_x - \phi_\theta \cdot Y_1}{\phi_y + \phi_\theta \cdot X_1} - \frac{|F_x^1|}{|F_y^2|} \right\}^2 & (e_4)^2 &= \left\{ \frac{\phi_x - \phi_\theta \cdot Y_1}{\phi_y - \phi_\theta \cdot X_2} - \frac{|F_x^1|}{|F_y^2|} \right\}^2 \\
 (e_5)^2 &= \left\{ \frac{\phi_x + \phi_\theta \cdot Y_2}{\phi_y + \phi_\theta \cdot X_1} - \frac{|F_x^2|}{|F_y^2|} \right\}^2 & (e_6)^2 &= \left\{ \frac{\phi_x + \phi_\theta \cdot Y_2}{\phi_y - \phi_\theta \cdot X_2} - \frac{|F_x^2|}{|F_y^2|} \right\}^2
 \end{aligned} \tag{11}$$

โดยที่ผลรวมของความผิดพลาดจากสมการที่ 11 สามารถคำนวณค่า ϕ_x , ϕ_y และ ϕ_θ จากการใช้วิธี Minimization of the Sum of the Squares of Error ดังแสดงในสมการที่ 12

$$e = (e_1)^2 + (e_2)^2 + (e_3)^2 + (e_4)^2 + (e_5)^2 + (e_6)^2 \tag{12}$$

2.3.3 การหาค่าอัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio)

สำหรับการวิเคราะห์ค่าอัตราส่วนความหน่วง (ξ) ของอาคารในการศึกษารั้งนี้ ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี Autocorrelation โดยเป็นการวิเคราะห์ค่า Logarithmic Decrement เพื่อคำนวณค่าอัตราส่วนความหน่วง โดยปกติแล้วการตรวจวัดด้วยวิธี Ambient Vibration ซึ่งอาคารส่วนมากถูกกระตุ้นด้วยแรงที่ระดับต่ำทำให้ผลตอบสนอง Fourier Amplitude Spectrum ที่ตรงกับค่าความถี่ธรรมชาติในรูปแบบการสั่นไหวที่สูงขึ้นไม่มีความชัดเจน ดังนั้นสัญญาณของผลตอบสนองที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Autocorrelation จึงถูกกรองด้วยวิธี Band Pass Filter เพื่อแยกค่าความถี่ในรูปแบบการสั่นไหวที่ต้องการพิจารณาวิเคราะห์ และตัดสัญญาณในช่วงความถี่ที่ไม่ต้องการออกไป สำหรับสมมติฐานที่ว่าระบบที่เป็นที่มีค่าอัตราส่วนความหน่วงน้อยๆและแรงกระตุ้นจากภายนอกเป็นแบบ White Noise โดยหลักการพื้นฐานมีดังนี้

ให้ $h(\tau)$ แทน Response function เนื่องจากแรงแบบ Impulse ที่มีขนาดหนึ่งหน่วย จะได้ความสัมพันธ์ระหว่าง Input function $x(t)$ และ Output response $y(t)$ ดังนี้

$$y(t) = \int_0^{\infty} h(\tau) \cdot x(t-\tau) d\tau \quad (13)$$

สำหรับระบบที่มีอัตราส่วนความหน่วงต่ำ ξ มีค่าความถี่ธรรมชาติเชิงมุม ω ค่า $h(\tau)$ คือ

$$h(\tau) = \frac{e^{-\xi\omega\tau}}{\omega\sqrt{1-\xi^2}} \sin(\sqrt{1-\xi^2}\omega\tau) , \tau \geq 0 \quad (14)$$

ค่า Autocorrelation function สำหรับ $y(t)$ คือ

$$R_y(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} y(t) \cdot y(t+\tau) dt \quad (15)$$

สำหรับ Input function $x(t)$ ที่เป็น White noise และมีค่า Spectrum S_0 ค่า Output autocorrelation function คือ

$$R(\tau) = \frac{\pi S_0}{2\xi\omega^3} \left[e^{-\xi\omega\tau} \left\{ \cos(\omega\tau\sqrt{1-\xi^2}) + \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin(\omega\tau\sqrt{1-\xi^2}) \right\} \right] \quad (16)$$

โดยปกติการตรวจวัดสัญญาณผลตอบสนองของอาคารได้สัญญาณเป็นแบบไม่ต่อเนื่อง (Discrete) ดังนั้นในสมการที่ 16 จึงสามารถแสดงได้เป็นสมการ Autocorrelation Function ได้ดังสมการที่ 17

$$R_r = \frac{1}{N-r} \sum_{s=0}^{N-1-r} x_s \cdot x_{s+r} \quad r = 0, 1, 2, \dots, (N-1) \quad (17)$$

โดยที่ N คือ จำนวนข้อมูลทั้งหมด

จากความสัมพันธ์ที่ 16 จะเห็นได้ว่า การลดลงของค่า $R(\tau)$ มีอัตราเท่ากับค่าอัตราส่วนความหน่วง ดังนั้น จึงสามารถหาค่าอัตราส่วนความหน่วงจากวิธี Logarithmic Decrement ได้

$$\xi = \frac{1}{2\pi q} \ln \left[\frac{A_p}{A_{p+q}} \right] \quad (18)$$

โดยที่ A_p คือ Amplitude สูงสุดที่รอบ p

A_{p+q} คือ Amplitude สูงสุดที่รอบ $p+q$

2.4 สูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติสำหรับการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว

ค่าคาบธรรมชาติของอาคารอาจประมาณได้โดยง่ายจากการใช้สูตรคำนวณซึ่งเสนอไว้ในมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวต่างๆ ที่อยู่ในรูปความสัมพันธ์อย่างง่ายของค่าคาบธรรมชาติกับลักษณะทางกายภาพของอาคาร เช่น ความสูง ความกว้าง หรือ จำนวนชั้น ตัวอย่างของสูตรคำนวณโดยประมาณเหล่านี้ ได้แก่

กฎกระทรวงฉบับที่ 49 ที่มีต้นแบบจากมาตรฐาน UBC 1985 (Uniform Building Code 1985) [13] สำหรับอาคารทั่วไป คาบธรรมชาติ T ซึ่งมีหน่วยเป็นวินาที คำนวณได้จาก

$$T = 0.09H/\sqrt{D} \quad (19)$$

และสำหรับโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว

$$T = 0.1N \quad (20)$$

โดยที่ H และ D คือความสูงของพื้นอาคารชั้นสูงสุดวัดจากระดับพื้นดิน และความกว้างของโครงสร้างของอาคารในทิศทางขนานกับแรงแผ่นดินไหวตามลำดับ มีหน่วยเป็นเมตรและ N คือจำนวนชั้นของอาคารทั้งหมดที่อยู่เหนือระดับพื้นดิน

สำหรับมาตรฐานของประเทศสหรัฐอเมริกาในปัจจุบันคือ UBC 1997 (Uniform Building Code 1997)[21] ได้กำหนดค่า T สำหรับอาคารทั่วไปคือ

$$T = 0.0488H^{0.75} \quad (21)$$

มาตรฐานของประเทศญี่ปุ่น BSL 1989 สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไปคือ

$$T = 0.02H \quad (22)$$

มาตรฐานของประเทศออสเตรเลีย AS1170-2-1989

$$T = H/46 \quad (23)$$

มาตรฐานของประเทศนิวซีแลนด์ NZS 4203:1992

$$T = 0.061H^{0.75} \quad (24)$$

สูตรคำนวณโดยประมาณเหล่านี้ได้พัฒนาขึ้นจากการศึกษาตัวอย่างอาคารในแต่ละประเทศ ซึ่งมีมาตรฐานการออกแบบและการก่อสร้างที่แตกต่างกัน นอกจากนั้น สภาพแวดล้อมและสภาวะการใช้งานของอาคารก็อาจแตกต่างกันด้วย ดังนั้น การประยุกต์ใช้สูตรในการประมาณเหล่านี้สำหรับอาคารในประเทศไทยจึงควรมีการศึกษาตรวจสอบความเหมาะสมก่อน

สำหรับประเทศไทยซึ่งมีการประยุกต์ใช้มาตรฐาน UBC เป็นหลักสำหรับมาตรฐานของประเทศ ดังนั้น ส่วนหนึ่งของงานวิจัยนี้คือการทบทวนพื้นฐานของการพัฒนาสูตรเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างความสูงของอาคารกับค่าคาบธรรมชาติของอาคารตามข้อกำหนดของ UBC

สำหรับความสัมพันธ์ในรูปแบบตามสมการที่ 21 มีที่มาจากวิธีของ Rayleigh ตามข้อสมมติฐานดังนี้

1. แรงสถิตด้านข้าง (Static Lateral Force) มีค่าแปรเปลี่ยนแบบเส้นตรงตามความสูงของอาคาร
2. แรงเฉือนที่ฐานจากแผ่นดินไหว (Seismic Base Shear) จะเป็นสัดส่วนกับ $1/T^\alpha$
3. น้ำหนักของอาคารมีค่าสม่ำเสมอตลอดความสูง
4. การโก่งตัวของอาคารเนื่องจากแรงกระทำด้านข้างที่กระจายสม่ำเสมอตลอดความสูงมีค่าแปรผันเชิงเส้นตามความสูง หรือ ระยะเคลื่อนตัวแต่ละชั้น (inter-story drift, Δ) มีค่าคงที่ตลอดความสูงของอาคาร

จากข้อสมมติฐานเหล่านี้ ค่าคาบธรรมชาติของอาคาร โดยพิจารณาที่รองรับเป็นแบบยึดแน่น และปลายอีกด้านเป็นอิสระ และมีมวลกระจายสม่ำเสมอตลอดความสูง โดยวิธีของ Rayleigh สามารถแสดงได้ดังสมการที่ 25

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\int m \delta^2(x) dx \right) \div \left(g \int f(x) \delta(x) dx \right)} \quad (25)$$

โดยที่ $\delta(x)$ คือรูปร่างการแอ่นตัว (deflection shape) ของอาคารเนื่องจากแรงกระทำด้านข้าง $f(x)$

จากข้อสมมติฐานที่ 1 ถึง 3 สามารถเขียนการกระจายของแรงด้านข้างได้ดังนี้

$$f(x) = 2mg \frac{C}{T^\alpha} \frac{x}{H} \quad (26)$$

โดยที่ C คือ ค่าคงที่ซึ่งสัมพันธ์กับ สัมประสิทธิ์ความแรงของแผ่นดินไหว (Seismic Coefficient) และ H คือ ความสูงของอาคาร
จากข้อสมมติฐานที่ 4 จะได้รูปร่างการแอ่นตัวของอาคารดังนี้

$$\delta(x) = \Delta x \quad (27)$$

แทนสมการที่ 26 และ 27 ลงในสมการที่ 25 จะได้

$$T = \left[(2\pi)^2 \frac{\Delta}{2gC} \right]^{\frac{1}{2-\alpha}} H^{\frac{1}{2-\alpha}} \quad (28)$$

สำหรับ $\alpha = 0$ หรือแรงเฉือนที่ฐานไม่ขึ้นอยู่กับค่าคาบธรรมชาติจะได้

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta}{2gC}} \sqrt{H} \quad (29)$$

สำหรับ $\alpha = 1$ หรือแรงเฉือนที่ฐานเป็นสัดส่วนกับ $1/T$ จะได้

$$T = (2\pi)^2 \frac{\Delta}{2gC} H \quad (30)$$

สำหรับ $\alpha = 2/3$ หรือแรงเฉือนที่ฐานเป็นสัดส่วนกับ $1/T^{2/3}$ จะได้

$$T = \left[(2\pi)^2 \frac{\Delta}{2gC} \right]^{3/4} H^{3/4} \quad (31)$$

สมการที่ 31 เทียบเท่ากับสูตร $T = C_t H^{3/4}$ ตามมาตรฐาน UBC 1997 ซึ่งกำหนดให้แรงเฉือนที่ฐานเป็นสัดส่วนกับ $1/T^{2/3}$

สำหรับโครงสร้างที่เป็นโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว (Moment – Resisting Frame) โครงสร้างจะมีการเสยรูปแบบเฉือน (Shear Building) ซึ่งไม่คิดการคดของชิ้นส่วนคาน ค่าคาบธรรมชาติพื้นฐานโดยใช้วิธี Rayleigh จะแสดงได้ดังนี้

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N m_j \psi_j^2}{\sum_{j=1}^N k_j (\psi_j - \psi_{j-1})^2}} \quad (32)$$

โดยที่ m_j คือ มวลของชั้น j

ψ_j คือ การโก่งตัวทางด้านข้าง ที่ชั้นที่ j ของอาคาร

k_j คือ ค่าสติเฟนสที่ชั้นที่ j

ถ้าทุกชั้นมีมวลเท่ากัน $m_j = m$ สำหรับ $j = 1 - N$ และถ้าอาคารมีรูปร่างการโก่งตัวทางด้านข้าง เป็นเส้นตรง $\psi_j = j/N$ จะได้

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\frac{m}{N^2} \sum_{j=1}^N j^2}{\sum_{j=1}^N k_j \left(\frac{j}{N} - \frac{j-1}{N} \right)^2}} = 2\pi \sqrt{\frac{m \sum_{j=1}^N j^2}{\sum_{j=1}^N k_j}} \quad (33)$$

สำหรับอาคารที่มีสติเฟนสกระจายสม่ำเสมอตลอดความสูง $k_j = k$ สำหรับ $j = 1 - N$ สมการที่ 18 จะเท่ากับ

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\frac{m}{N^2} \sum_{j=1}^N j^2}{k \sum_{j=1}^N 1}} = 2\pi \sqrt{\frac{m \sum_{j=1}^N j^2}{k N}} \quad (34)$$

สมการที่ 35 สามารถจัดรูปให้ง่ายขึ้นได้โดยใช้ความสัมพันธ์

$$\sum_{j=1}^N j^2 = \frac{N(N+1)(2N+1)}{6} \quad (35)$$

จะได้

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k} \frac{(N+1)(2N+1)}{6}} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k} \frac{2N^2 + 3N + 1}{6}} \quad (36)$$

เมื่อจำนวนชั้นของอาคารเพิ่มขึ้น เช่นอาคารที่สูงเกิน 6 ชั้น เทอม N^2 ในสมการที่ 36 จะมีค่ามาก และจากความสัมพันธ์จะสามารถประมาณค่าการสั่นพื้นฐานได้จากสมการ 37

$$T = C_1 N \quad (37)$$

โดยที่สัมประสิทธิ์ C_1 ขึ้นอยู่กับมวล และ สติฟเนส ตามสมการที่ 29 สำหรับอาคารที่มีความสูงเท่ากันทุกชั้น สมการที่ 22 สามารถเขียนให้อยู่ในรูปความสูงได้ตามสมการที่ 38

$$T = \bar{C} H \quad (38)$$

สำหรับสูตรโดยประมาณของคาบธรรมชาติกับความสูงของอาคารในรูปทั่วไปสามารถแสดงในรูปสมการที่ 39

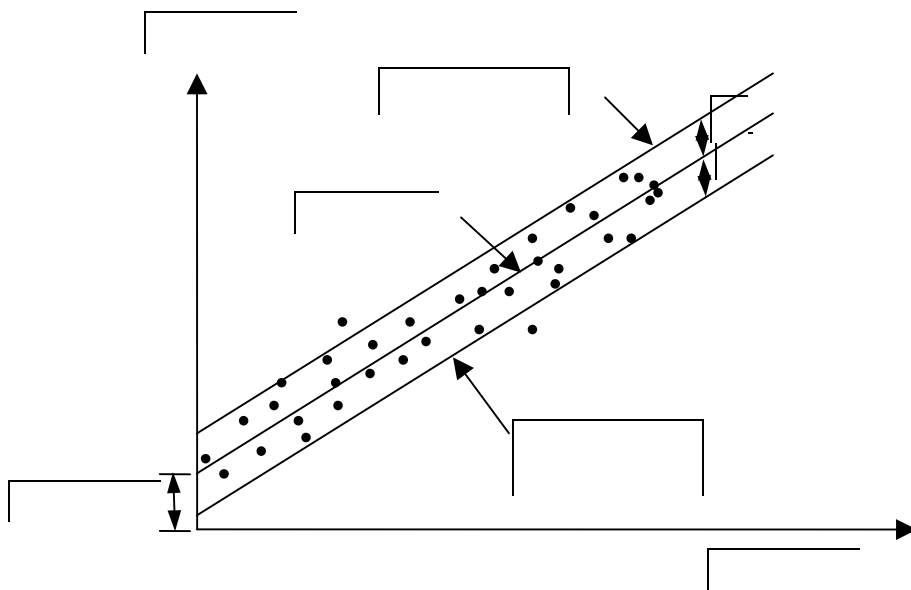
$$T = \alpha H^\beta \quad (39)$$

α และ β คือ ค่าคงที่ซึ่งจะคำนวณมาจากการวิเคราะห์ข้อมูลทางสถิติ โดยใช้วิธี Regression Analysis จากสมการที่ 24 แปลงสมการให้อยู่ในรูปของสมการเส้นตรง ดังสมการที่ 40

$$y = a + \beta x \quad (40)$$

โดยที่ $y = \log(T)$, $a = \log(\alpha)$ และ $x = \log(H)$

จากสมการที่ 40 เป็นสมการเส้นตรงโดยจุดตัดแกน y ที่ a เมื่อ $x = 0$ และสมการเส้นตรงมีความชันเท่ากับ β จากสมการที่ 40 แสดงเป็นความสัมพันธ์ในการวิเคราะห์ Regression ได้ดังรูปที่ 13



รูปที่ 13 แนวคิดการวิเคราะห์ Regression

จากรูปที่ 13 สามารถหาค่า จุดตัดแกน a และ ความชัน β ได้จากวิธีกำลังสองน้อยที่สุด (Minimizing the Standard Error) และหาค่า α ได้จากความสัมพันธ์ $a = \log(\alpha)$ โดยที่ค่าความผิดพลาดมาตรฐาน (Standard Error, S_e) สามารถหาได้จากสมการที่ 41

$$S_e = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [y_i - (a + \beta x_i)]^2}{(n-1)}} \quad (41)$$

โดยที่ $y_i = \log(T_i)$ และ $(a + \beta x_i) = \log(\alpha) + \beta \log(H_i)$ มาจากการตรวจวัดค่าคาบธรรมชาติข้อมูล ที่ i โดยที่ n เป็นจำนวนข้อมูลทั้งหมด

ด้วยวิธีการวิเคราะห์ Regression จากข้อมูลค่าคาบธรรมชาติของอาคาร สามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ α_R และ β สำหรับสมการประมาณค่าคาบธรรมชาติ โดยเป็นค่าสัมประสิทธิ์ ที่ให้ค่าคาบโดยเฉลี่ยที่ดีที่สุด (T_R) สำหรับชุดข้อมูลการตรวจวัดค่าคาบธรรมชาติทั้งหมด และมีเส้นสมการที่

ให้ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (S_e) ของข้อมูลต่ำที่สุด (Best-Fit) ดังนั้นสมการประมาณค่าคาบธรรมชาติสำหรับการวิเคราะห์ Regression ในรูปแบบ Best-Fit แสดงได้ดังสมการที่ 42

$$T_R = \alpha_R H^\beta \quad (42)$$

ในการนำไปประยุกต์ใช้กับมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยทั่วไปมักมีการกำหนดให้ค่าคาบธรรมชาติมีค่าต่ำกว่าค่าเฉลี่ยของข้อมูลจริง เนื่องจากการประมาณค่าคาบธรรมชาติที่ต่ำกว่าทำให้การคำนวณค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารมีค่ามากกว่า เป็นผลให้การออกแบบอาคารมีความปลอดภัยมากยิ่งขึ้น (Conservative) ซึ่งเรียกว่า การประมาณค่าคาบธรรมชาติขอบเขตล่าง (Lower Bound Natural Period, T_L) การประมาณค่า T_L ได้มาจากการวิเคราะห์ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับขอบเขตล่าง (α_L) โดยการสร้างเส้นสมการขอบเขตล่างในรูปแบบ Best-Fit ตามสมการที่ 40 โดยไม่เปลี่ยนค่า Slope (β) และลบด้วยค่าความผิดพลาดมาตรฐาน โดยมีความหมายว่า มีประมาณ 15 % ของข้อมูลค่าคาบธรรมชาติที่จะมีค่าต่ำกว่าสูตรการประมาณ T_L ซึ่งสามารถอธิบายได้ด้วยรูปที่ 13 ดังนั้นค่า T_L และค่าสัมประสิทธิ์ α_L คำนวณได้ดังนี้

$$T_L = \alpha_L H^\beta \quad (43)$$

$$\log(\alpha_L) = \log(\alpha_R) - S_e \quad (44)$$

จากสมการที่ 43 ได้ให้ค่าการประมาณค่าคาบธรรมชาติสำหรับการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่มีความปลอดภัยสูงขึ้น แต่สำหรับข้อกำหนดมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยทั่วไปได้ยอมให้ใช้วิธีอื่นที่เหมาะสมในการคำนวณค่าคาบธรรมชาติ แต่ได้กำหนดขอบเขตบนที่ค่าจากการคำนวณไม่ควรเกินค่าจากสูตรการประมาณไว้ โดยสามารถพิจารณาด้วยการหาค่าคาบธรรมชาติขอบเขตบน (Upper Bound Natural Period, T_U) โดยค่า T_U และค่าค่าสัมประสิทธิ์ α_U มีขั้นตอนการวิเคราะห์เหมือนกับสมการขอบเขตล่าง ดังแสดงในรูปที่ 13 และสมการที่ 45 และ 46

$$T_U = \alpha_U H^\beta \quad (45)$$

$$\log(\alpha_U) = \log(\alpha_R) + S_e \quad (46)$$

2.5 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

ในงานวิจัยนี้ แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Model) ของอาคารต่างๆ ถูกสร้างขึ้นโดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง SAP2000 [22] โดยส่วนประกอบของโครงสร้างต่างๆ พิจารณาดังนี้คือ คานและเสาใช้หน้าตัดสำหรับโครงข้อแข็ง (Frame Section) ผนังกำแพงอิฐก่อ พื้นและกำแพงรับแรงเฉือนใช้ Shell Section ฐานรากเป็นแบบยึดแน่นและแบบยึดหยุ่น

2.5.1 ระบบโครงสร้าง

ก. ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

การคำนวณหาค่า Modulus of Elasticity (E) ของคอนกรีตโดยทั่วไปนั้นใช้ค่าความชันของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการยืดหดตัวที่ระดับหน่วยแรงประมาณ 40-50% ของกำลังอัดประลัยของคอนกรีต เช่น Secant Modulus ซึ่งเป็นความชันของเส้นที่ลากจุดตั้งต้นไปยังจุดที่สนใจของกราฟระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการยืดหดตัวของวัสดุ แต่ระดับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในโครงสร้างนั้นมีค่าที่ต่ำกว่าระดับหน่วยแรงที่ใช้ในการคำนวณทั่วไป ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงได้สมมุติพิจารณาโมดูลัสเป็นค่าเฉลี่ยของ Secant Modulus และ Initial Modulus [23] ซึ่งเป็นความชันของเส้นสัมผัสที่จุดตั้งต้นของกราฟระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการยืดหดตัว เพื่อที่ได้ค่ากำลังของวัสดุใกล้เคียงตามสถานะที่เกิดขึ้นจริง

ในงานวิจัยนี้ได้ใช้ค่าคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของคอนกรีตที่ใช้ในส่วนประกอบของโครงสร้าง ดังนี้คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตแท่งทรงกระบอก (f'_c) มีค่า 23.5 MPa โมดูลัสยืดหยุ่น (E) มีค่า 2.55×10^4 MPa และหน่วยน้ำหนัก (Unit Weight) มีค่า 23.5 kN/m³

ข. การแตกร้าวของคอนกรีตในหน้าตัดคานและเสา

สำหรับองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในสภาพการรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน บริเวณที่แรงดึงมีค่าเกินกำลังของคอนกรีตอาจเกิดการแตกร้าวของเนื้อคอนกรีต ทำให้กำลังของหน้าตัดลดลง ดังนั้น การสร้างแบบจำลองจึงควรมีการคำนึงถึงผลกระทบนี้ ในการศึกษาพิจารณาผลกระทบของการแตกร้าวในหน้าตัดของคานและเสา โดยคิดหน้าตัดที่ยังไม่เกิดการแตกร้าวถึงหน้าตัดที่แตกร้าวครึ่งหน้าตัด

ค. น้ำหนักบรรทุก

น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อโครงสร้าง โดยทั่วไปน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load) สามารถหาได้จากน้ำหนักของตัวโครงสร้างเอง ส่วนน้ำหนักบรรทุกจรควรประมาณจากสภาพจริงของโครงสร้างนั้น และ ATC-40 [24] ได้แนะนำน้ำหนักบรรทุกจรไว้ตามลักษณะการใช้สอยต่างๆ โดยอาจมีค่าต่าง

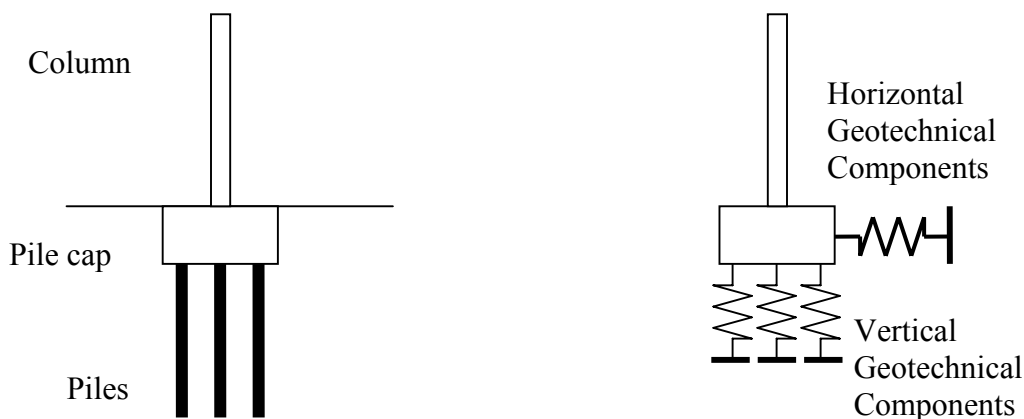
จากน้ำหนักบรรทุกจรที่ใช้ในการออกแบบอยู่มาก เช่น สำหรับอาคารทั่วไปใช้ค่า 87 กก./ตร.ม. สำหรับงานวิจัยนี้พิจารณาน้ำหนักบรรทุกจร 100 กก./ตร.ม. ในทุกอาคาร

ง. ความแข็งแรงบริเวณรอยต่อคานและเสา (Rigid zone)

ในการสร้างแบบจำลองส่วนประกอบของโครงสร้างถูกพิจารณาเป็นเส้นตรงต่อเชื่อมกันตามรอยต่อคานและเสา ซึ่งในสภาพความเป็นจริงส่วนประกอบของโครงสร้างมีขนาดหน้าตัด เมื่อมีการเชื่อมต่อกันของคานและเสาที่จุดเชื่อมต่อ จึงทำให้เกิดการเหลื่อมทับกันของขนาดหน้าตัด โดยบริเวณขอบเขตความแข็งแรงถูกสมมุติให้ไม่เกิดการเสียรูปเนื่องจากแรงดัดและแรงเฉือน และบริเวณขอบเขตความแข็งแรงไม่ส่งผลกระทบต่อการศึกษาเนื่องจากแรงตามแนวแกนและแรงบิด โดยงานวิจัยนี้ได้พิจารณาในช่วงตั้งแต่ไม่พิจารณาจนกระทั่งมีความแข็งแรงตรงบริเวณรอยต่อคานเสา 100%

จ. ฐานราก

ฐานรากในงานวิจัยนี้ ถูกพิจารณาเป็นแบบยึดแน่น (Fixed Support) คือ ไม่เกิดการเคลื่อนที่และการหมุนในทุกทิศทาง และแบบยึดหยุ่นโดยพิจารณาระบบฐานรากแบบในการสร้างแบบจำลองของอาคารให้สามารถเคลื่อนตัวได้ โดยใช้แบบจำลองของ Winkler ซึ่งจะแทนค่าสติฟเนสในแนวราบและแนวตั้งของเสาเข็มด้วย สปริงอิสระที่ยึดติดกับเสาเข็มทั้งในแนวราบและในแนวตั้งตามชั้นดินต่าง ๆ ดังรูปที่ 14 และ Winkler ได้นำเสนอสูตรที่ใช้ในการคำนวณค่าสติฟเนสในแนวราบ และ ในแนวตั้งดังนี้



รูปที่ 14 แบบจำลองฐานรากยึดหยุ่น

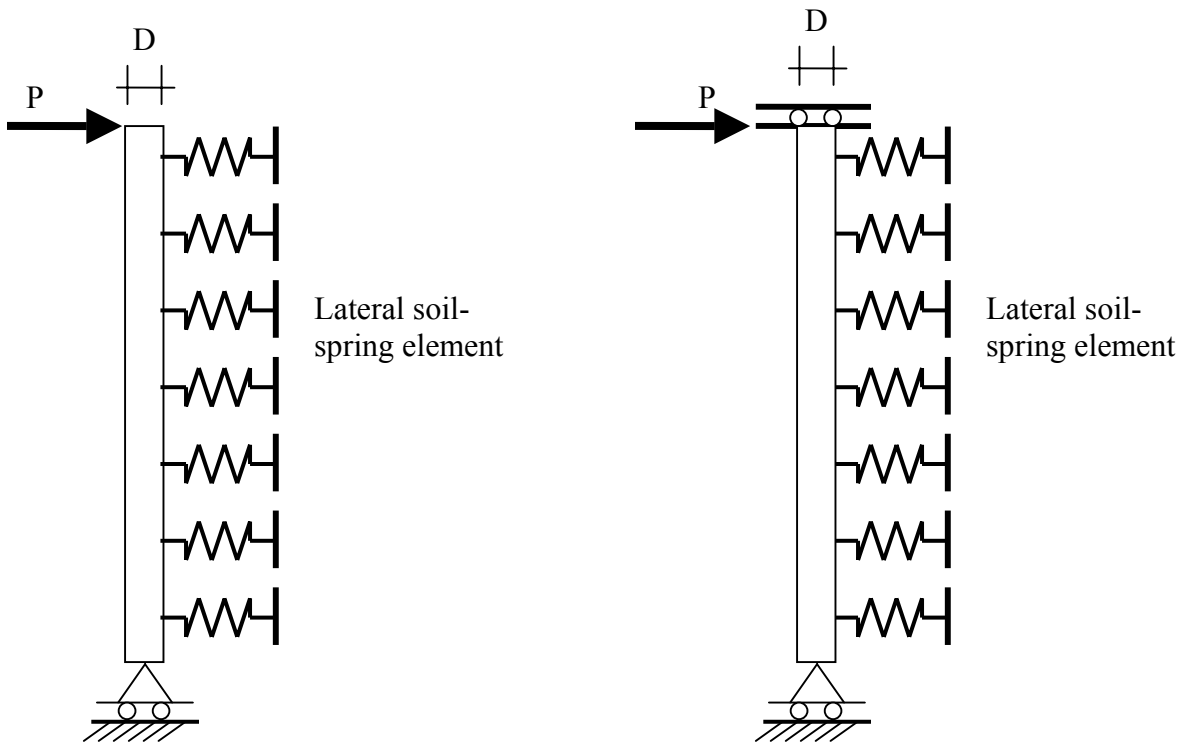
ค่าสติฟเนสในแนวตั้งของเสาเข็มเดี่ยว K_p

$$K_p = \frac{\beta E_p A_p}{L_p} \quad (47)$$

ค่า K_p สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 1 ในเทอมของค่า Young's modulus ของเสาเข็ม (E_p) ความยาวของเสาเข็ม (L_p) พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม (A_p) และสัมประสิทธิ์ β (โดยที่ ATC-40 แนะนำให้ใช้เท่ากับ 2.0) และค่าสติเฟนในแนวราบของเสาเข็ม K_h

$$K_h = \frac{1.3}{D} \sqrt{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \quad (48)$$

โดยที่ D คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม $E_p I_p$ คือ ค่าสติเฟนของเสาเข็ม E_s คือ ค่า Young's modulus ของดิน ν_s คือ ค่า Poisson's ratio ของดินที่มีค่าประมาณ 0.5 สำหรับ Cohesive soil และ 0.3 สำหรับ Cohesionless soil สำหรับค่าสติเฟนในแนวราบของเสาเข็มจะพิจารณาเป็นค่าสติเฟนเทียบเท่า โดยจำลองให้เป็นเสาเข็มที่มีสปริงยึดในแนวราบ มีที่รองรับปลายด้านล่างแบบล้อเลื่อน ส่วนปลายบนจำลองเป็นปลายอิสระและปลายยึดครั้งด้านทานการหมุน ดังรูปที่ 15 ค่าสติเฟนเทียบเท่า คำนวณจากและแรงที่กระทำที่ปลายบนของเสาเข็มที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวมีขนาดหนึ่งหน่วย



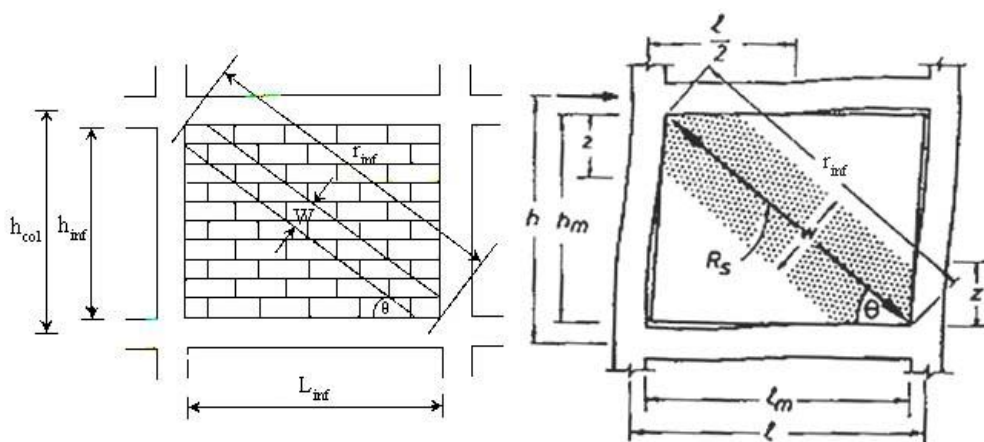
รูปที่ 15 แบบจำลองสำหรับการพิจารณาสติเฟนตามแนวราบของเสาเข็ม

ก) ปลายอิสระ ข) ปลายยึดครั้งด้านทานการหมุน

2.5.2 ส่วนประกอบที่ไม่ใช่โครงสร้าง

ก. ผนังกำแพงในรูปแบบต่างๆ

ผนังกำแพงแบบต่างๆ โดยทั่วไปแล้วกำแพงอิฐก่อเป็นส่วนประกอบภายนอกหรือภายในโครงสร้างตามความเหมาะสมทางสถาปัตยกรรม ดังนั้นกำแพงอิฐก่อจึงถูกจัดเป็นส่วนประกอบที่ไม่ใช่โครงสร้าง (Nonstructural Member) ซึ่งโดยทั่วไปการวิเคราะห์ระบบโครงสร้างมักไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ แต่อย่างไรก็ตาม เมื่อโครงสร้างได้รับแรงที่กระทำต่อโครงสร้าง กำแพงอิฐก่อจะมีส่วนต้านทานแรงนั้น และอาจมีสัดส่วนที่มากจนไม่ควรละเลยได้ ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อเพื่อต้านแรงกระทำทางด้านข้างด้วย โดยจำลองเป็นผนังกำแพงแบบเต็มช่อง (Plane Stress) หรือเป็นผนังกำแพงแบบค้ำยันเทียบเท่า (Equivalent strut model) โดยวิธีของ T.Paulay [25] และผนังกำแพงแบบค้ำยันเทียบเท่าโดยวิธีของ FEMA [26] ซึ่งค้ำยันเทียบเท่าของทั้งสองวิธีแสดงดังรูปที่ 16 และขนาดความกว้างของค้ำยันเทียบเท่าสำหรับกำแพงอิฐก่อที่เต็มช่อง แสดงไว้ดังสมการที่ 49 และ 50 ตามลำดับ



ก. ผนังกำแพงแบบค้ำยัน

เทียบเท่าโดยวิธี FEMA

ข. ผนังกำแพงแบบค้ำยัน

เทียบเท่าโดยวิธี T.Paulay

รูปที่ 16 แสดงผนังกำแพงในแบบต่างๆ

สมการแสดงขนาดความกว้างของค้ำยันโดยวิธีของ T.Paulay

$$w = 0.25r_{inf} \quad (49)$$

โดย w = ความกว้างของค้ำยัน r_{inf} = ความยาวตามแนวทแยง

สมการแสดงความกว้างของค้ำยัน โดยวิธีของ FEMA

$$w = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (50)$$

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

E_{me} = ค่าโมดูลัสของกำแพง E_{fe} = ค่าโมดูลัสของโครงสร้าง h_{inf} = ความสูงของผนัง
 กำแพง t_{inf} = ความหนาของกำแพง I_{col} = โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดเสา h_{col} = ความสูง
 ของเสา

โดยในงานวิจัยนี้มีค่าคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของกำแพงอิฐก่อ ดังนี้คือ กำลังรับแรงอัด (f'_{me})
 มีค่า 4 MPa โมดูลัสยืดหยุ่น (E_{me}) มีค่า 3000 MPa และหน่วยน้ำหนัก (Unit Weight) มีค่า 1.77 kN/m³

ข. บันได

ในการวิเคราะห์โครงสร้างบันไดนั้นได้พิจารณาแบบจำลองของโครงสร้างบันไดโดยใช้หน้า
 ตัดสำหรับโครงข้อแข็งสำหรับโครงสร้างบันได เพื่อพิจารณาเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองอาคารที่มี
 บันไดกับไม่มีบันได

3. ผลการวิจัย

3.1 ผลการวิเคราะห์ค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์

การศึกษาได้ตรวจวัดคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารรวมทั้งสิ้น 50 อาคาร ซึ่งรายละเอียดของข้อมูลขนาด ความสูงและลักษณะการใช้งานของอาคาร แสดงไว้ในตารางที่ 1 ข้อมูลค่าคาบธรรมชาติของอาคารที่ได้จากการวิเคราะห์ แสดงไว้ในตารางที่ 2 โดยประกอบด้วย ค่าคาบธรรมชาติในทิศทางเคลื่อนที่ใน 2 แกนที่ตั้งฉากกัน (Transverse and Longitudinal directions) และแนวการบิด (Torsion) ของรูปแบบการสั่นไหวลำดับที่ 1 และบางอาคารสามารถวิเคราะห์ได้ค่าสำหรับรูปแบบการสั่นไหวที่ 2 และ 3 ได้ด้วย ส่วนค่าอัตราส่วนความหน่วงในทิศทางและรูปแบบการสั่นไหวต่างๆ แสดงไว้ในตารางที่ 3

ตารางที่ 1 ขนาด ความสูงและลักษณะการใช้งานของอาคาร

อาคารที่	ชั้น	สูง	ขนาดอาคาร		ลักษณะอาคาร
		(m.)	Trans.	Long.	
1	33	110	N.A	N.A	สำนักงาน
2	26	100	33	33	สำนักงาน
3	25	105.7	36.6	36.6	สำนักงาน
4	29	113.8	23.66	32.66	สำนักงาน
5	32	127.95	22.4	65	สำนักงาน
6	36	128.05	38.2	43.8	สำนักงาน
7	32	140.15	33	45	สำนักงาน
8	41	150	27	45	สำนักงาน
9	8	21	11.2	13.2	อพาร์ทเมนต์
10	8	22.6	13.1	30.3	อพาร์ทเมนต์
11	5	22.85	16.9	41.4	อาคารปฏิบัติการ
12	11	34	35	68	อพาร์ทเมนต์

13	12	40.68	36.8	76.8	อพาร์ทเมนต์
14	15	50	25	52.5	อพาร์ทเมนต์
15	14	51.45	24	28.2	อพาร์ทเมนต์
16	18	57.6	21	37	อพาร์ทเมนต์
17	18	61.4	41.2	41.2	สำนักงาน
18	19	64.6	23	40	สำนักงาน
19	22	66.5	32	111.5	สำนักงาน
20	23	72	16	32	โรงแรม
21	23	80	27.5	50	อพาร์ทเมนต์
22	20	70	26	33	สำนักงาน
23	23	68.6	33.5	36.5	คอนโดมิเนียม
24	12	48.6	20	25.2	สำนักงาน
25	27	88.4	34	37.7	สำนักงาน
26	32	130.45	41.9	41.9	สำนักงาน
27	42	149	15.5	15.5	โรงแรม
28	24	76.13	18.5	34	คอนโดมิเนียม
29	27	84	17	49	คอนโดมิเนียม
30	22	94	31	38	อาคารเรียน
31	13	36.75	16	85	คอนโดมิเนียม
32	8	28	16	35	อพาร์ทเมนต์
33	7	22.4	12.7	68	อพาร์ทเมนต์
34	22	77	25.5	46.5	สำนักงาน
35	12	36	26.7	70.65	หอพัก
36	12	33.75	16.55	72.13	คอนโดมิเนียม
37	18	58.1	30.5	36	สำนักงาน
38	17	60.15	12.25	25.15	สำนักงาน
39	20	64	22.45	31.5	สำนักงาน

40	19	57	24.9	40.4	สำนักงาน
41	30	105	20.8	46.4	สำนักงาน
42	35	123.1	20	52.8	สำนักงาน
43	12	36	27	75	หอพัก
44	11	35.4	27	35.7	หอพัก
45	54	210.4	35.1	38.2	สำนักงาน
46	27	95	25.5	30.3	สำนักงาน
47	35	122.6	13.2	25.8	คอนโดมิเนียม
48	35	122.6	13.2	25.8	คอนโดมิเนียม
49	19	80	24.5	44.1	สำนักงาน
50	32	111.7	13.2	25.8	สำนักงาน

ตารางที่ 2 ค่าคาบธรรมชาติของอาคาร (วินาที)

อาคาร ที่	ค่าคาบธรรมชาติ								
	Mode 1			Mode 2			Mode 3		
	Tran.	Long.	Tor.	Tran.	Long.	Tor.	Tran.	Long.	Tor.
1	2.27	2.63	1.82	0.71	0.78	0.63	N.A	N.A	N.A
2	2.04	1.52	1.61	0.67	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
3	1.69	1.54	0.9	0.5	0.37	N.A	N.A	N.A	N.A
4	2.04	1.54	1.23	0.69	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
5	3.57	2.22	N.A	0.88	0.75	N.A	N.A	N.A	N.A
6	2.86	2.44	N.A	0.72	0.75	N.A	N.A	N.A	N.A
7	2.86	2.63	1.54	0.83	0.85	N.A	N.A	N.A	N.A
8	3.13	2.7	2.04	0.85	0.85	0.63	N.A	N.A	N.A
9	0.4	0.3	0.15	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
10	0.39	0.33	0.27	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A

11	0.45	0.4	0.36	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
12	0.72	0.64	0.57	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
13	0.85	0.79	0.74	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
14	0.9	1.06	0.72	0.23	0.28	N.A	N.A	N.A	N.A
15	0.97	1.02	0.7	0.33	0.3	N.A	N.A	N.A	N.A
16	0.85	1.18	0.79	N.A	0.31	N.A	N.A	N.A	N.A
17	1.22	1.03	0.61	0.37	0.34	0.21	N.A	N.A	N.A
18	1.32	1.35	0.89	0.32	0.38	0.28	N.A	0.2	N.A
19	1.39	1.23	1.3	0.32	0.34	0.39	0.23	0.17	N.A
20	1.05	1.28	0.7	N.A	0.47	N.A	N.A	0.28	N.A
21	1.33	1.14	1.06	0.38	0.36	0.34	0.18	0.17	0.19
22	1.25	1.22	0.78	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
23	N.A	1.49	1.28	N.A	0.4	0.36	N.A	N.A	0.18
24	0.83	0.94	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
25	1.89	2.17	1.45	0.51	0.56	0.4	N.A	0.3	N.A
26	2.27	2.33	1.67	0.72	0.69	0.5	N.A	N.A	N.A
27	2.08	2.08	1.03	0.56	0.57	0.36	N.A	N.A	N.A
28	1.59	1.22	0.93	0.46	0.35	0.28	0.2	0.18	0.16
29	1.75	1.22	1.08	0.49	0.39	0.34	N.A	N.A	N.A
30	1.69	1.79	1.32	N.A	N.A	0.42	N.A	N.A	0.23
31	0.58	0.53	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
32	0.45	0.38	0.35	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
33	0.37	0.37	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
34	1.92	1.85	1.75	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
35	0.88	1	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
36	0.54	0.65	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
37	1.14	1.3	0.93	0.26	0.33	0.29	N.A	N.A	N.A

38	1.18	1.23	0.72	N.A	0.3	N.A	N.A	N.A	N.A
39	1.1	1.2	0.87	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
40	1.23	1.28	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
41	2.04	2.08	1.16	0.46	0.51	0.3	N.A	N.A	N.A
42	3.03	1.75	2.08	0.91	0.6	0.82	N.A	N.A	N.A
43	0.88	1	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
44	0.74	0.93	0.56	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
45	4	3.23	2.33	1.16	0.96	0.79	0.61	0.56	0.45
46	2.86	1.52	1.89	0.79	0.49	0.59	0.36	N.A	0.31
47	2.86	2.17	1.49	0.71	0.63	0.44	N.A	N.A	N.A
48	2.63	2.08	1.43	0.7	0.62	0.42	N.A	N.A	N.A
49	1.3	1.06	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
50	1.89	1.85	1.11	0.51	0.54	0.4	N.A	N.A	N.A

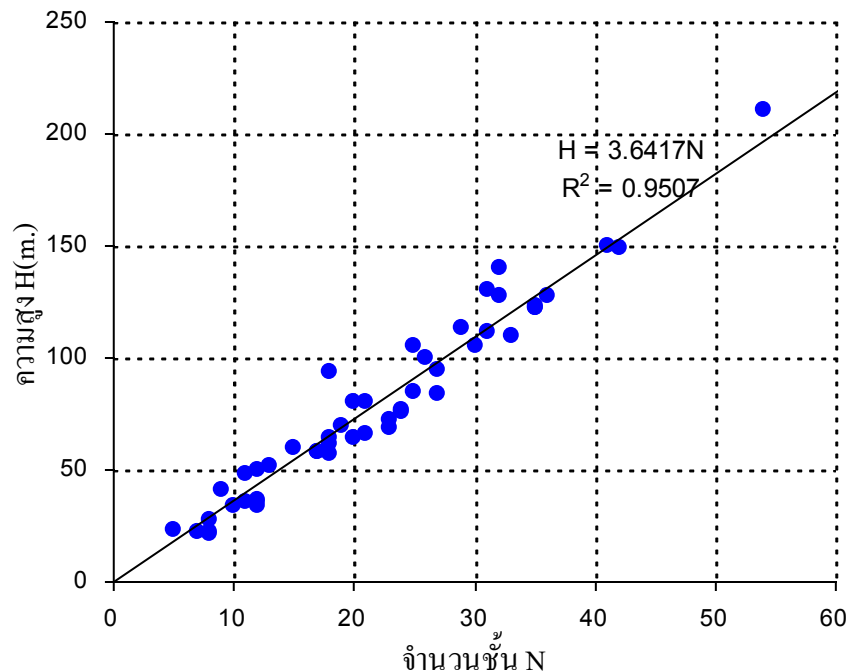
ตารางที่ 3 ค่าอัตราส่วนความหน่วง

อาคาร ที่	ค่าอัตราความหน่วง								
	Mode 1			Mode 2			Mode 3		
	Tran.	Long.	Tor.	Tran.	Long.	Tor.	Tran.	Long.	Tor.
1	1.69	0.73	2.27	0.85	0.71	0.91	N.A	N.A	N.A
2	0.75	1.01	0.69	1.34	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
3	0.97	0.73	0.49	0.18	0.35	N.A	N.A	N.A	N.A
4	0.82	0.46	0.91	2.74	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
5	0.3	0.39	N.A	1.49	0.94	N.A	N.A	N.A	N.A
6	0.16	0.79	N.A	2.26	2.59	N.A	N.A	N.A	N.A
7	1.62	1.11	1.12	0.56	0.28	N.A	N.A	N.A	N.A
8	0.63	0.93	0.85	0.72	0.72	0.33	N.A	N.A	N.A

9	1	0.74	0.42	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
10	2.16	1.57	1.29	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
11	0.61	1.06	0.92	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
12	1.71	1.84	1.05	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
13	2.24	1.78	1.58	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
14	2.08	1.81	1.4	1.35	1.81	N.A	N.A	N.A	N.A
15	1.95	1.73	1.37	0.92	0.8	N.A	N.A	N.A	N.A
16	1.11	1.46	0.93	N.A	0.65	N.A	N.A	N.A	N.A
17	1.19	1.6	1.46	1.02	0.78	0.52	N.A	N.A	N.A
18	0.58	0.82	1.21	0.86	0.96	N.A	N.A	0.51	N.A
19	1.35	1.73	1.62	0.7	0.75	0.99	0.54	0.43	N.A
20	1.34	1.11	1.07	N.A	1.24	N.A	N.A	0.7	N.A
21	0.94	1.49	1.13	1.14	0.95	0.81	0.53	0.46	0.55
22	1.34	0.96	0.39	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
23	N.A	0.94	0.07	N.A	0.4	0.35	N.A	N.A	0.2
24	0.91	0.86	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
25	0.72	0.76	0.3	0.43	0.73	0.4	N.A	0.3	N.A
26	0.56	0.7	0.71	0.61	0.64	0.47	N.A	N.A	N.A
27	0.38	0.42	0.8	0.47	0.36	0.36	N.A	N.A	N.A
28	1.79	1.55	0.17	0.43	0.28	0.87	0.19	0.27	0.12
29	2.06	0.8	2.46	0.28	0.16	0.16	N.A	N.A	N.A
30	0.47	0.86	0.12	N.A	N.A	0.22	N.A	N.A	0.16
31	0.92	0.39	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
32	0.31	0.34	0.26	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
33	0.31	0.4	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
34	0.66	0.75	1.21	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
35	0.38	1.55	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A

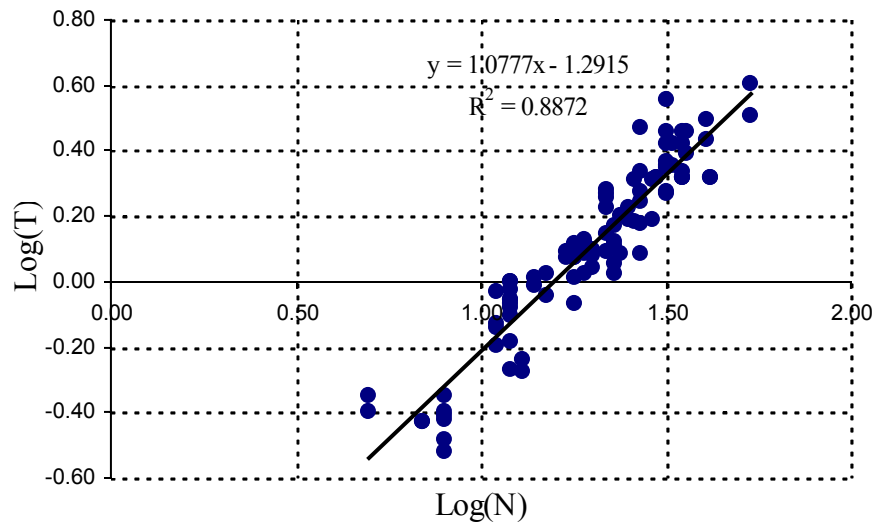
36	1.26	1.04	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
37	1.71	0.19	0.23	1.68	0.47	0.26	N.A	N.A	N.A
38	1.23	0.51	0.66	N.A	0.24	N.A	N.A	N.A	N.A
39	0.76	0.59	0.53	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
40	0.6	0.59	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
41	0.95	0.96	0.54	2.83	2.28	1.5	N.A	N.A	N.A
42	0.55	1.65	0.58	0.62	1.47	1.18	N.A	N.A	N.A
43	1.07	2.44	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
44	0.69	1.37	1.79	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
45	1.58	0.74	0.86	1.53	0.61	0.82	1.75	2.34	0.98
46	1.27	0.92	0.86	0.92	0.87	0.5	0.92	N.A	0.96
47	1.91	0.82	0.47	1.8	1.45	1.68	N.A	N.A	N.A
48	2.17	1.69	0.48	3	0.85	2.17	N.A	N.A	N.A
49	2.94	2.5	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
50	0.75	0.72	0.99	3.17	3.65	2.3	N.A	N.A	N.A

จากข้อมูลการตรวจวัดอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพมหานครทั้งหมด 50 อาคาร ที่มี ความสูงตั้งแต่ 20 ถึง 210 เมตร และจำนวนชั้นตั้งแต่ 5 ถึง 54 ชั้น การวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างค่า คาบธรรมชาติกับลักษณะทางกายภาพของอาคารสามารถแสดงได้ 3 รูปแบบ คือ ความสัมพันธ์กับความ สูง จำนวนชั้น และอัตราส่วนระหว่างความสูงกับความกว้างของอาคาร โดยความสัมพันธ์ระหว่าง ความสูงและจำนวนชั้นมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง ดังแสดงในรูปที่ 17



รูปที่ 17 ความสัมพันธ์ระหว่างความสูงกับจำนวนชั้นของอาคาร

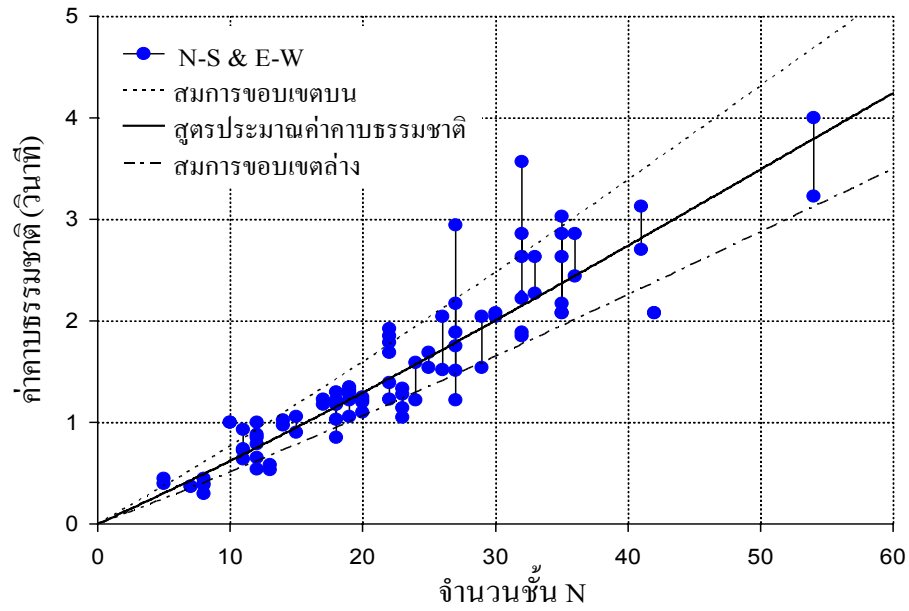
จากข้อมูลค่าคาบธรรมชาติในตารางที่ 2 ทำการวิเคราะห์ Regression สำหรับจำนวนชั้นของอาคารได้สมการเส้นตรง $y = 1.07731x - 1.291$ โดยมีค่าสัมประสิทธิ์การตัดสินใจ (Coefficient of Determination, R^2) เท่ากับ 0.8873 ดังแสดงในรูปที่ 18 สามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ α และ β สำหรับการประมาณค่าคาบธรรมชาติในสมการที่ 24 ได้ดังนี้ ค่า α มีค่าเท่ากับ $\text{Log}(-1.291)$ หรือ α เท่ากับ 0.051 และ β มีค่าเท่ากับ 1.0773 จำนวนค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (S_e) ด้วยสมการที่ 41 มีค่าเท่ากับ 0.087 เพื่อหาสมการค่าคาบธรรมชาติสำหรับขอบเขตล่าง (Lower Bound) และขอบเขตบน (Upper Bound) ตามสมการที่ 43 และ 45 ตามลำดับ การวิเคราะห์ในรูปแบบที่กล่าวมานี้เป็นวิธีการวิเคราะห์แบบไม่มีเงื่อนไข (Unconstrained) ซึ่งเป็นสมการประมาณค่าคาบธรรมชาติที่มีส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานต่ำที่สุด แต่สำหรับการนำไปประยุกต์ใช้ต่อไป สมการควรมีรูปแบบที่ง่ายต่อการใช้งาน ดังนั้นจึงใช้วิธีวิเคราะห์แบบมีเงื่อนไข (Constrained) โดยกำหนดให้ค่า β มีค่าเท่ากับ 1.10 และ 1.0 ทำการวิเคราะห์ Regression ด้วยกระบวนการเดิมทำให้ได้สมการประมาณค่าคาบธรรมชาติในรูปความสัมพันธ์กับจำนวนชั้นของอาคาร ดังแสดงในตารางที่ 4 และสร้างเป็นกราฟความสัมพันธ์ในแต่ละรูปแบบการวิเคราะห์ Regression ได้ดังรูปที่ 19 ถึง 21



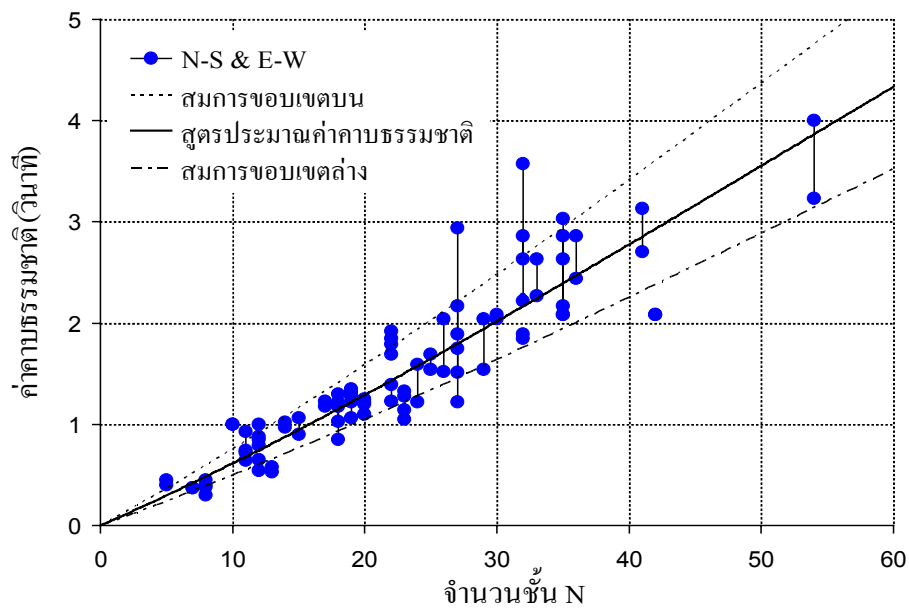
รูปที่ 18 การวิเคราะห์ Regression ของจำนวนชั้น

ตารางที่ 4 สมการค่าคาบธรรมชาติสำหรับจำนวนชั้นของอาคาร

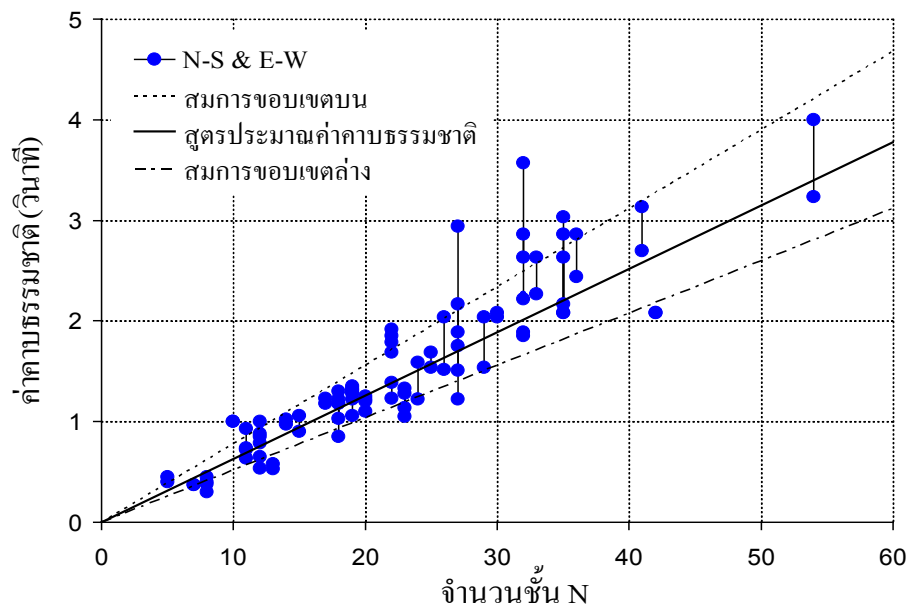
วิธีวิเคราะห์ Regression	สมการค่าคาบธรรมชาติ			
	ขอบเขตล่าง (T_L)	ค่าเฉลี่ย (T_R)	ขอบเขตบน (T_U)	S_e
ไม่มีเงื่อนไข	$0.042N^{1.08}$	$0.051N^{1.08}$	$0.063N^{1.08}$	0.087
มีเงื่อนไข ($\beta=1.1$)	$0.039N^{1.10}$	$0.048N^{1.10}$	$0.059N^{1.10}$	0.087
มีเงื่อนไข ($\beta=1.0$)	$0.052N$	$0.063N$	$0.078N$	0.089



รูปที่ 19 สูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติจากจำนวนชั้นด้วยการวิเคราะห์แบบไม่มีเงื่อนไข

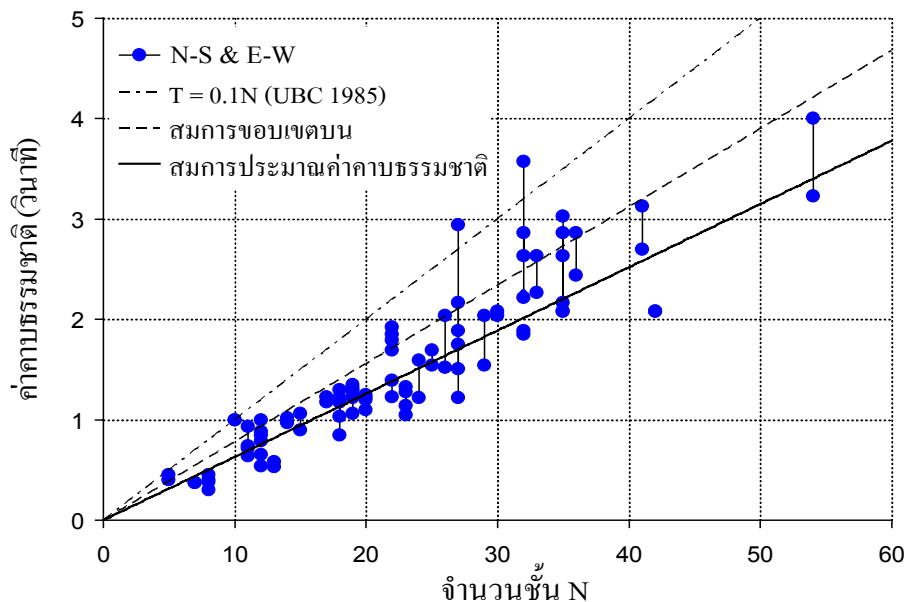


รูปที่ 20 สูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติจากจำนวนชั้นด้วยการวิเคราะห์แบบมีเงื่อนไข ($\beta=1.1$)



รูปที่ 21 สูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติจากจำนวนชั้นด้วยการวิเคราะห์แบบมีเงื่อนไข ($\beta=1.0$)

เปรียบเทียบค่าคาบธรรมชาติที่สัมพันธ์กับจำนวนชั้นระหว่างข้อกำหนด UBC 1985 ($T = 0.1N$) กับสมการประมาณค่าคาบธรรมชาติเฉลี่ย ($T_R = 0.063N$) และสมการขอบเขตบน ($T_U = 0.078N$) โดยวิธีการวิเคราะห์แบบมีเงื่อนไข ($\beta=1.0$) เนื่องจากทุกสมการมีค่าสัมประสิทธิ์ β เท่ากัน ทำให้สามารถเปรียบเทียบความแตกต่างของการประมาณค่าคาบธรรมชาติได้ และจากรูปที่ 22 พบว่าข้อกำหนด UBC1985 ที่กำหนดไว้ในกฎกระทรวงสำหรับการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทยในปัจจุบัน ได้ให้การประมาณค่าคาบธรรมชาติที่สูงกว่าทั้งสมการประมาณค่าคาบธรรมชาติเฉลี่ยและสมการขอบเขตบน ซึ่งแสดงให้เห็นว่าข้อกำหนด UBC 1985 แสดงความสัมพันธ์ที่ไม่สอดคล้องสำหรับการประมาณค่าคาบธรรมชาติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพมหานคร ซึ่งเมื่อนำไปใช้ประมาณค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารอาจทำให้ได้ค่าที่แตกต่างจากค่าที่เกิดขึ้นจริง

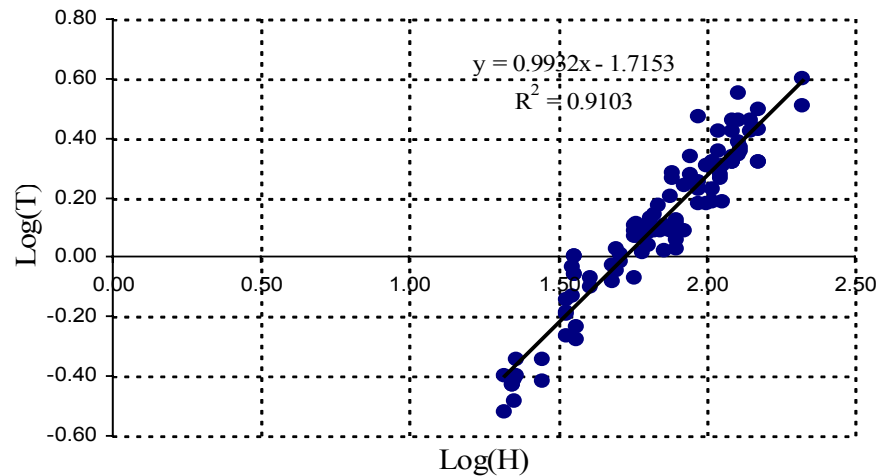


รูปที่ 22 เปรียบเทียบสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติในรูปแบบจำนวนชั้นอาคาร

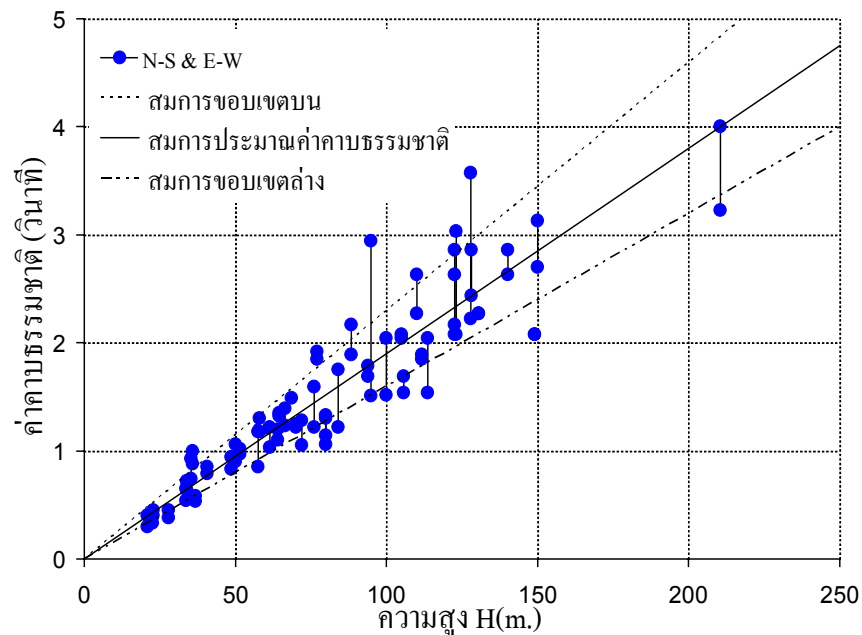
การสร้างสมการประมาณค่าคาบธรรมชาติสัมพันธ์กับความสูงมีขั้นตอนการวิเคราะห์เหมือนกับการสร้างสมการกับจำนวนชั้นทุกประการ โดยการวิเคราะห์ Regression ดังรูปที่ 23 ได้สมการเส้นตรง $y = 0.9927x - 1.7144$ ค่า R^2 เท่ากับ 0.9101 คำนวณค่าสัมประสิทธิ์ α และ β มีค่าเท่ากับ 0.019 และ 1.0 ตามลำดับ ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (S_e) เท่ากับ 0.078 ดังนั้นค่า α_L และ α_U มีค่าเท่ากับ 0.016 และ 0.023 สำหรับสมการขอบเขตล่างและสมการขอบเขตบนตามลำดับ สำหรับสมการที่ค่า β เท่ากับ 1.0 เป็นรูปแบบสมการ Linear Regression และเป็นการวิเคราะห์แบบไม่มีเงื่อนไข ดังนั้นจึงไม่มีการวิเคราะห์แบบมีเงื่อนไขเพื่อกำหนดค่าสัมประสิทธิ์ β ใหม่ โดยมีสมการสำหรับการประมาณค่าคาบธรรมชาติเพียงหนึ่งรูปแบบเท่านั้นดังแสดงในตารางที่ 5 และแสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าคาบธรรมชาติกับความสูงได้ดังรูปที่ 24

ตารางที่ 5 สมการค่าคาบธรรมชาติสำหรับความสูงของอาคาร

วิธีวิเคราะห์ Regression	สมการค่าคาบธรรมชาติ			
	ขอบเขตล่าง (T_L)	ค่าเฉลี่ย (T_R)	ขอบเขตบน (T_U)	S_e
ไม่มีเงื่อนไข	$0.016H$	$0.019H$	$0.023H$	0.078



รูปที่ 23 การวิเคราะห์ Regression ของความสูง



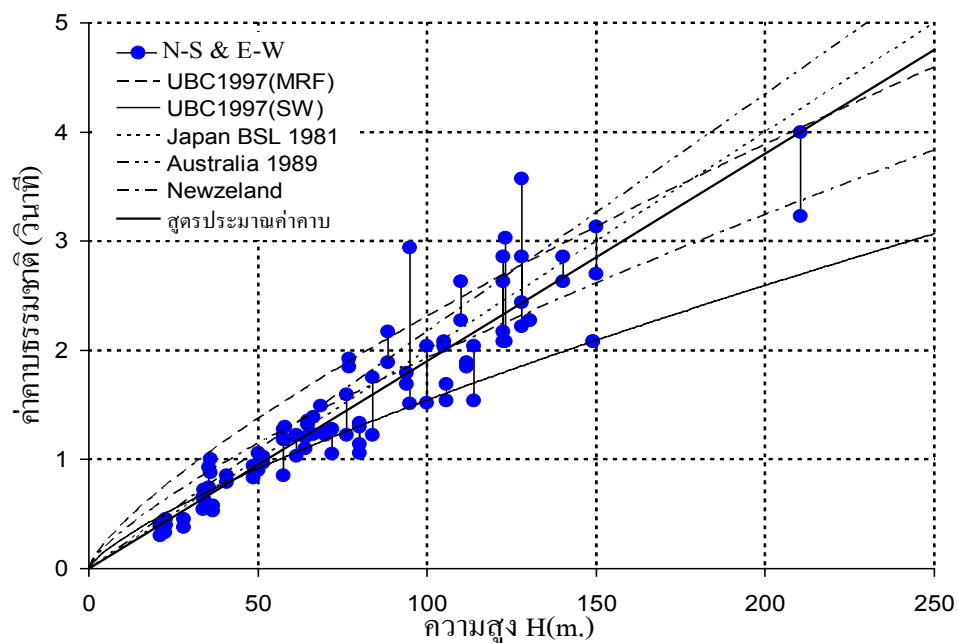
รูปที่ 24 สูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติจากความสูงด้วยการวิเคราะห์แบบไม่มีเงื่อนไข

ทำการวิเคราะห์เปรียบเทียบค่าคาบธรรมชาติสำหรับข้อมูลการศึกษาในครั้งนี้กับข้อกำหนดตามมาตรฐานในต่างประเทศดังแสดงในตารางที่ 6 และสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าคาบธรรมชาติกับความสูงโดยแสดงในรูปที่ 25 ซึ่งพบว่าสมการประมาณค่าคาบธรรมชาติจากการศึกษาในครั้งนี้มีค่าใกล้เคียงกับมาตรฐานของประเทศญี่ปุ่น (BSL 1981) มากที่สุด ซึ่งความแตกต่างที่เกิดขึ้นจากการเปรียบเทียบกับมาตรฐานต่างๆ ถือเป็นเรื่องปกติที่เกิดขึ้นจากความแตกต่างในหลายประการ เช่น ข้อ

กำหนดที่ใช้ในการออกแบบ คุณภาพของการก่อสร้าง คุณภาพของวัสดุ สภาพแวดล้อมโดยเฉพาะชั้นดิน สภาพการใช้งานอาคาร และสมมติฐานที่ใช้พัฒนาสูตรสำหรับการประมาณ เป็นต้น

ตารางที่ 6 สูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติที่ใช้อ้างอิงเปรียบเทียบในการศึกษา

ค่าคาบธรรมชาติ (วินาที)	มาตรฐานการออกแบบหรือแหล่งข้อมูล
$T = 0.0731H^{0.75}$	UBC 1997 สำหรับโครงสร้าง MRF
$T = 0.0488H^{0.75}$	UBC 1997 สำหรับโครงสร้าง SW
$T = 0.02H$	Japan (BSL 1989)
$T = H/46$	Australia (AS1170-2-1989)
$T = 0.061H^{0.75}$	New Zealand (NZS 4203:1992)
$T = 0.019H$	สูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติจากการศึกษา



รูปที่ 25 เปรียบเทียบค่าคาบธรรมชาติจากการศึกษาและมาตรฐานต่างประเทศ

เพื่อเป็นการศึกษาเปรียบเทียบค่าคาบธรรมชาติของอาคารในกรุงเทพมหานครกับค่าที่ได้จากการตรวจวัดสำหรับอาคารในต่างประเทศ การศึกษานี้จึงทำการเปรียบเทียบข้อมูลที่ได้จากการศึกษาใน

ครั้งนี้กับงานวิจัยที่ศึกษาเกี่ยวกับการตรวจวัดการสั่นไหวจริงของอาคารเพื่อพัฒนาเป็นสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติ [Goel and Chopra \(1997\)\[13\]](#) ได้ศึกษาค่าคาบธรรมชาติของอาคารโดยตรวจวัดการสั่นไหวระหว่างเกิดแผ่นดินไหวหลายครั้ง ซึ่งความเร่งของพื้นดินมีค่าไม่เกิน 0.15g และพฤติกรรมของโครงสร้างที่เกิดการสั่นไหวยังอยู่ในช่วงพิกัดยืดหยุ่น (Elastic) จากการวิเคราะห์ Regression แบบไม่มีเงื่อนไข การประมาณค่าคาบธรรมชาติสำหรับโครงสร้างข้อแข็งที่มีความเหนียว (MRF) ได้ผลดังสมการที่ 51

$$T = 0.0507H^{0.92} \quad (51)$$

และการวิเคราะห์แบบมีเงื่อนไข โดยกำหนดค่า β เท่ากับ 0.90 ค่าคาบธรรมชาติมีผลดังสมการที่ 52

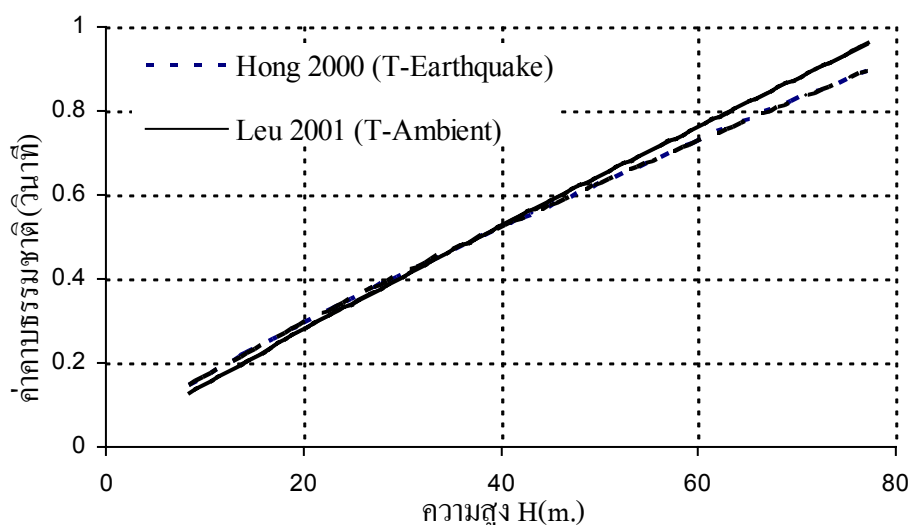
$$T = 0.0466H^{0.90} \quad (52)$$

นอกจากนี้ได้มีงานวิจัยที่ทำการตรวจวัดค่าคาบธรรมชาติของอาคารภายใต้แรงกระทำจากสภาพแวดล้อมและแรงกระทำจากแผ่นดินไหวที่ระดับความรุนแรงระดับต่ำถึงปานกลางในประเทศไต้หวัน โดยอาคารที่ทำการศึกษทั้งสองแบบเป็นชนิดเดียวกัน ซึ่งงานวิจัยของ [Leu et.al.\(2001\)\[27\]](#) ตรวจวัดอาคารภายใต้แรงสภาพแวดล้อม 45 อาคาร และตรวจวัดขณะเกิดแผ่นดินไหว 21 อาคาร โดย [Hong and Hwang \(2000\)\[28\]](#) เปรียบเทียบความสัมพันธ์ของค่าคาบธรรมชาติกับความสูงของการศึกษาทั้งสองรูปแบบดังแสดงในรูปที่ 4.25 มีค่าใกล้เคียงกันมากแสดงให้เห็นว่าการศึกษาจากการตรวจวัดภายใต้แรงสภาพแวดล้อมให้ผลที่ใกล้เคียงกับการตรวจวัดภายใต้แรงจากแผ่นดินไหวที่ไม่รุนแรง โดยการวิเคราะห์ Regression สำหรับข้อมูลอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก MRF ในประเทศไต้หวันโดย [Hong and Hwang \(2000\)\[28\]](#) สามารถประมาณค่าคาบธรรมชาติได้ดังสมการที่ 53

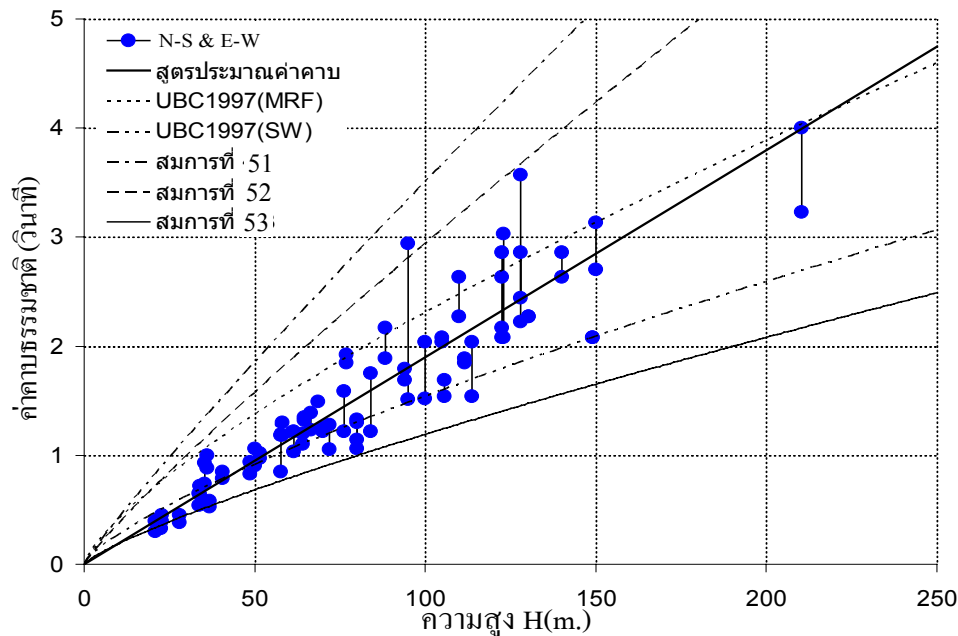
$$T = 0.0294H^{0.804} \quad (53)$$

ในรูปที่ 27 เป็นการเปรียบเทียบค่าคาบธรรมชาติที่ได้จากการศึกษาในครั้งนี้กับผลการวิจัยที่ตรวจวัดการสั่นไหวของอาคารตามสมการที่ 51 ถึง 53 และมาตรฐาน UBC1997 สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบโครงข้อแข็งที่มีความเหนียว (Moment Resisting Frame, MRF) และแบบมีกำแพงรับแรงเฉือน (Shear Wall, SW) โดยค่าคาบธรรมชาติของอาคารในกรุงเทพมหานครสูงกว่าสม

การที่ 53 เนื่องจากประเทศไต้หวันมีการกำหนดให้อาคารมีการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว เป็นผลให้ค่าสถิติแผ่นดินไหวของอาคารสูงกว่าอาคารในกรุงเทพมหานคร ซึ่งไม่มีการพิจารณาผลของแรงแผ่นดินไหวเป็นแรงหลักในการออกแบบอาคาร และผลกระทบเนื่องจากชั้นดินอ่อนใต้กรุงเทพมหานคร และสำหรับอาคารที่ตรวจวัดระหว่างเกิดแผ่นดินไหวระดับรุนแรงตามสมการที่ 51 และ 52 มีค่าคาบธรรมชาติที่สูงกว่าข้อมูลจากการศึกษามาก เนื่องจากขณะเกิดแผ่นดินไหวอาคารได้เกิดรอยร้าวในบางส่วนของคอนกรีตทำให้ค่าสถิติของอาคารมีค่าลดลง และเมื่อเปรียบเทียบกับ UBC1997 พบว่าโครงสร้างอาคารแบบ SW มีค่าอยู่บริเวณช่วงล่างของข้อมูลและโครงสร้างอาคาร MRF มีค่าอยู่ช่วงบนของข้อมูล



รูปที่ 26 การเปรียบเทียบค่าคาบธรรมชาติที่ตรวจวัดภายใต้แรงจากสภาพแวดล้อม และแรงแผ่นดินไหว (ประเทศไต้หวัน)



รูปที่ 27 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าคาบธรรมชาติจากงานวิจัยและมาตรฐานต่างประเทศ

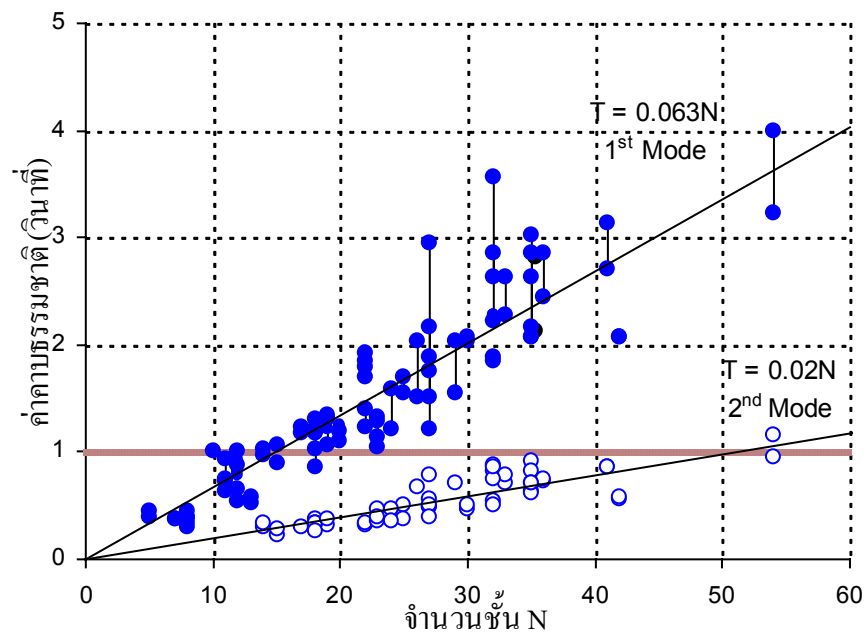
3.2 การศึกษาพฤติกรรมผลตอบสนองของอาคารที่สัมพันธ์กับชั้นดินอ่อนของกรุงเทพมหานครที่รูปแบบการสั่นไหวที่ 1 และ 2

จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในช่วงปี 2546 ที่ผ่านมา เมื่อวันที่ 22 มกราคม ศูนย์กลางการเกิดแผ่นดินไหวอยู่ที่เกาะสุมาตรา ประเทศอินโดนีเซีย และวันที่ 22 กันยายน มีศูนย์กลางการเกิดแผ่นดินไหวในประเทศพม่าทางตอนเหนือของประเทศไทย จากทั้งสองเหตุการณ์คลื่นแผ่นดินไหวได้ส่งผ่านชั้นดินมาถึงกรุงเทพมหานคร ซึ่งทำให้กลุ่มอาคารที่มีขนาดเตี้ย ประมาณ 10-25 ชั้น และกลุ่มอาคารที่มีความสูงประมาณ 30- 50 ชั้น บางอาคารเกิดการสั่นไหวจนสร้างความตื่นตระหนกกับผู้คนที่อาศัยอยู่ในอาคาร และบางอาคารก็เกิดความเสียหายบ้างเล็กน้อย โดยเกิดรอยร้าวตามผนัง จากข้อมูลการวิจัยที่ผ่านมา [2] พบว่าค่าคาบธรรมชาติของชั้นดินในเขตกรุงเทพมหานครมีค่าประมาณ 1 วินาทีต่อรอบ ดังนั้นขณะเกิดแผ่นดินไหวอาคารที่มีค่าคาบธรรมชาติใกล้เคียงกับค่าคาบของชั้นดินจะเกิดการสั่นไหวที่รุนแรงกว่าอาคารอื่นๆ เป็นผลมาจากการสั่นพ้องหรือการกำทอน (Resonance) จากผลการตรวจวัดที่แสดงในรูปที่ 19 หรือรูปที่ 24 พบว่า อาคารที่มีจำนวนชั้นประมาณ 10-25 ชั้น มีค่าคาบธรรมชาติใกล้เคียงกับ 1 รอบต่อวินาที ซึ่งการสั่นไหวที่เกิดขึ้นรุนแรงจึงอธิบายได้ตามปรากฏการณ์การสั่นพ้อง แต่กลุ่มอาคารสูงประมาณ 30 ชั้นขึ้นไปมีค่าคาบธรรมชาติที่แสดงไว้ สูงกว่า 1 รอบต่อวินาทีมาก จึงไม่สามารถอธิบายตามการเกิดการสั่นพ้อง อย่างไรก็ตาม ค่าคาบธรรมชาติที่แสดงไว้เหล่านี้ เป็นค่าคาบธรรมชาติพื้นฐานหรือ สำหรับรูปแบบการสั่นไหวที่ 1 (Mode 1) ซึ่งหากนำค่าคาบธรรมชาติสำหรับรูปแบบการสั่นไหวที่

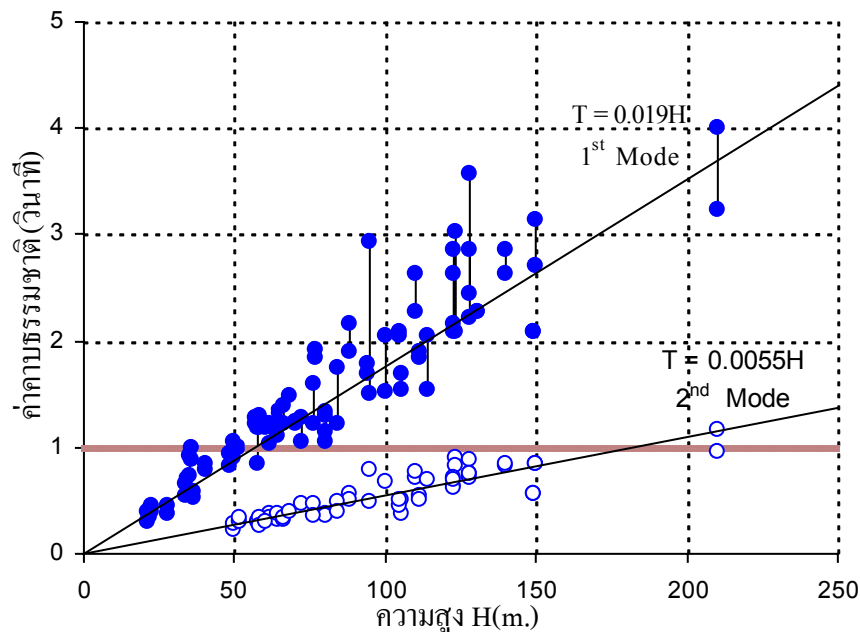
2 (Mode 2) มาพิจารณาร่วมด้วย ดังแสดงตามรูปที่ 28 และ 29 จะพบว่า อาคารกลุ่มที่มีความสูงประมาณ 30 ชั้นขึ้นไป อาจเกิดการสั่นพ้องกับคลื่นที่ขยายตัวในชั้นดินใต้กรุงเทพมหานคร ด้วยค่าคาบธรรมชาติในรูปแบบการสั่นไหวที่ 2 ซึ่งมีค่าประมาณ 1 รอบต่อวินาที เช่นกัน และสมการประมาณค่าคาบธรรมชาติของอาคารในรูปแบบการสั่นไหวที่สองจากการวิเคราะห์แบบ Linear Regression สามารถคำนวณได้ดังสมการที่ 54 และ 55

$$T_2 = 0.02N \quad (54)$$

$$T_2 = 0.0055H \quad (55)$$

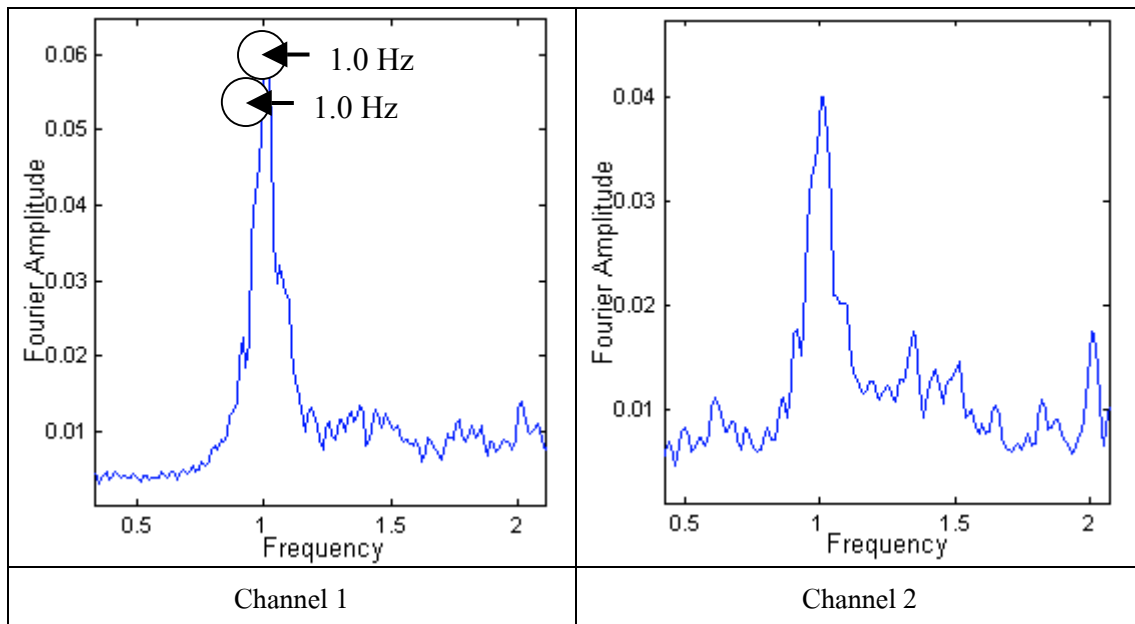


รูปที่ 28 ค่าคาบธรรมชาติของอาคารในรูปแบบการสั่นไหวที่ 1 และ 2 กับจำนวนชั้น



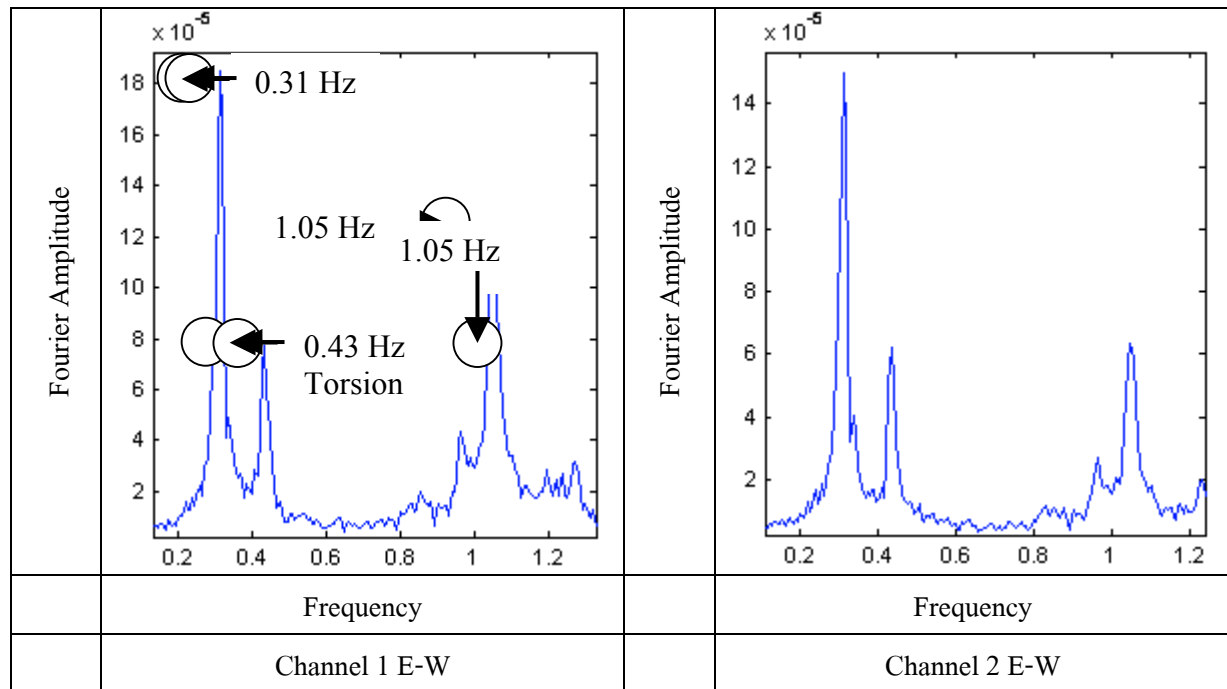
รูปที่ 29 คาบธรรมชาติของอาคารในรูปแบบการสั่นไหวที่ 1 และ 2 กับความสูง

รูปที่ 30 เป็นตัวอย่างของการวิเคราะห์ค่า Fourier Amplitude สำหรับอาคารแห่งหนึ่งที่มีรายการสั่นไหวระหว่างเกิดแผ่นดินไหว เป็นอาคารขนาด 12 ชั้น สูง 36 เมตร จากการวิเคราะห์สัญญาณผลตอบสนองของอาคารพบว่าค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารในรูปแบบการสั่นไหวที่ 1 ในทิศทาง E-W มีค่าเท่ากับ 1.0 Hz ซึ่งใกล้เคียงกับค่าความถี่ธรรมชาติของชั้นดิน ดังนั้นสาเหตุที่ทำให้อาคารเกิดการสั่นไหวที่รุนแรงกว่าอาคารทั่วไปเป็นผลมาจากการสั่นพ้องระหว่างคาบการสั่นหลักของคลื่นในชั้นดินกับคาบธรรมชาติในรูปแบบการสั่นไหวที่ 1 ของอาคาร

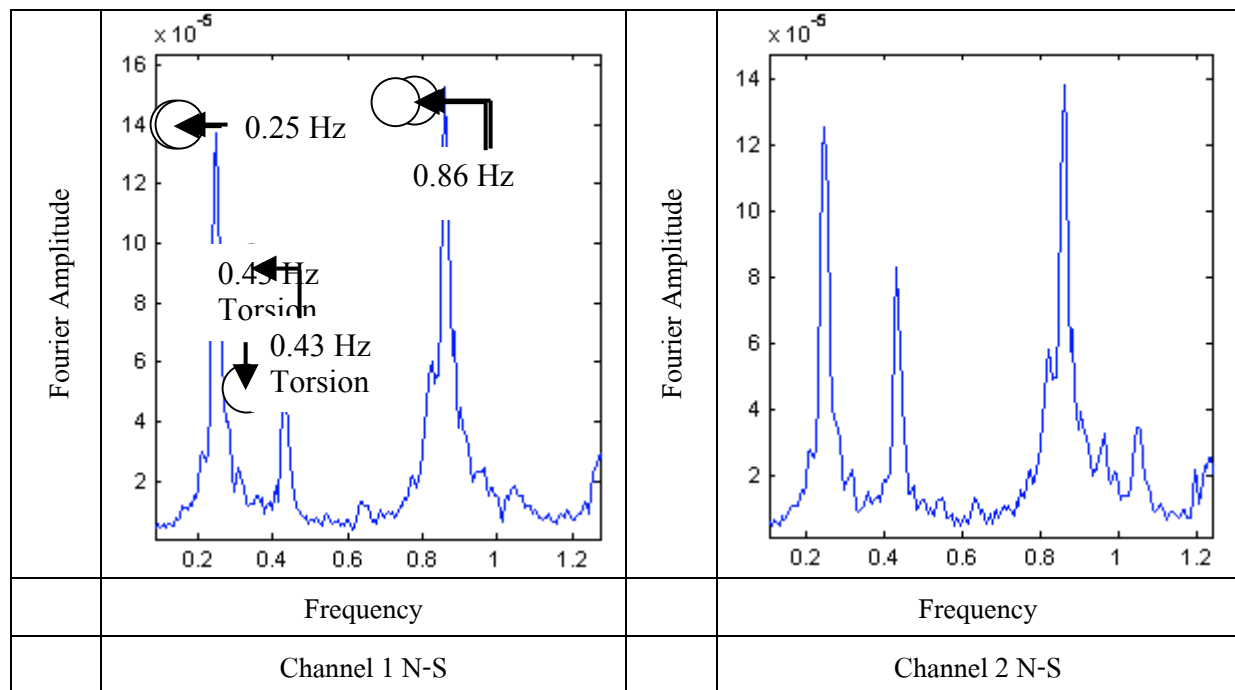


รูปที่ 30 Fourier Amplitude ของอาคารที่มีค่าคาบธรรมชาติใกล้เคียง 1 วินาทีต่อรอบ

รูปที่ 31 และรูปที่ 32 เป็นตัวอย่างของอาคารอีกแห่งที่มีความสูงมากกว่าอาคารแรกมากและมีรายงานการสั่นไหวระหว่างเกิดแผ่นดินไหว โดยเป็นอาคารขนาด 54 ชั้น สูง 210 เมตร จากการวิเคราะห์สัญญาณผลตอบสนองของอาคารพบว่าค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารในรูปแบบการสั่นไหวที่ 1 ในทิศทาง E-W และ N-S เท่ากับ 0.31 Hz และ 0.25 Hz ตามลำดับ ซึ่งไม่ใกล้เคียงกับค่าความถี่ธรรมชาติของชั้นดิน ดังนั้นสาเหตุที่ทำให้อาคารเกิดการสั่นไหวที่รุนแรงกว่าอาคารทั่วไปเป็นผลมาจากการสั่นพ้องระหว่างค่าคาบการสั่นหลักของคลื่นในชั้นดินกับค่าคาบธรรมชาติในรูปแบบการสั่นไหวที่ 2 ของอาคาร ซึ่งอาคารตัวอย่างนี้มีค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารในรูปแบบการสั่นไหวที่ 2 ในทิศทาง E-W และ N-S เท่ากับ 1.05 Hz และ 0.86 Hz ตามลำดับ

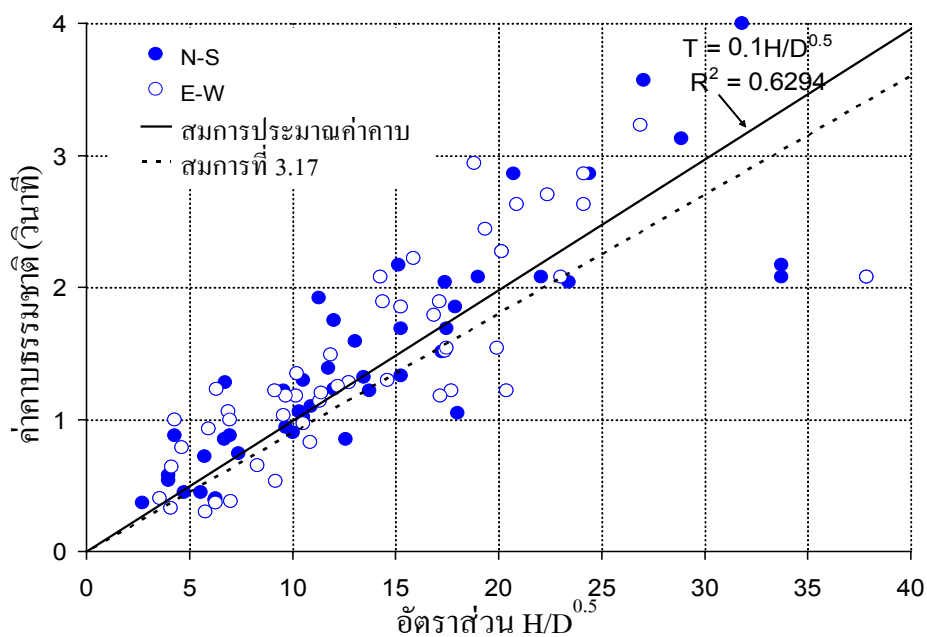


รูปที่ 31 ค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารสูงที่รูปแบบการสั่นไหวที่ 2 ด้าน E-W



รูปที่ 32 ค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารสูงที่รูปแบบการสั่นไหวที่ 2 ด้าน N-S

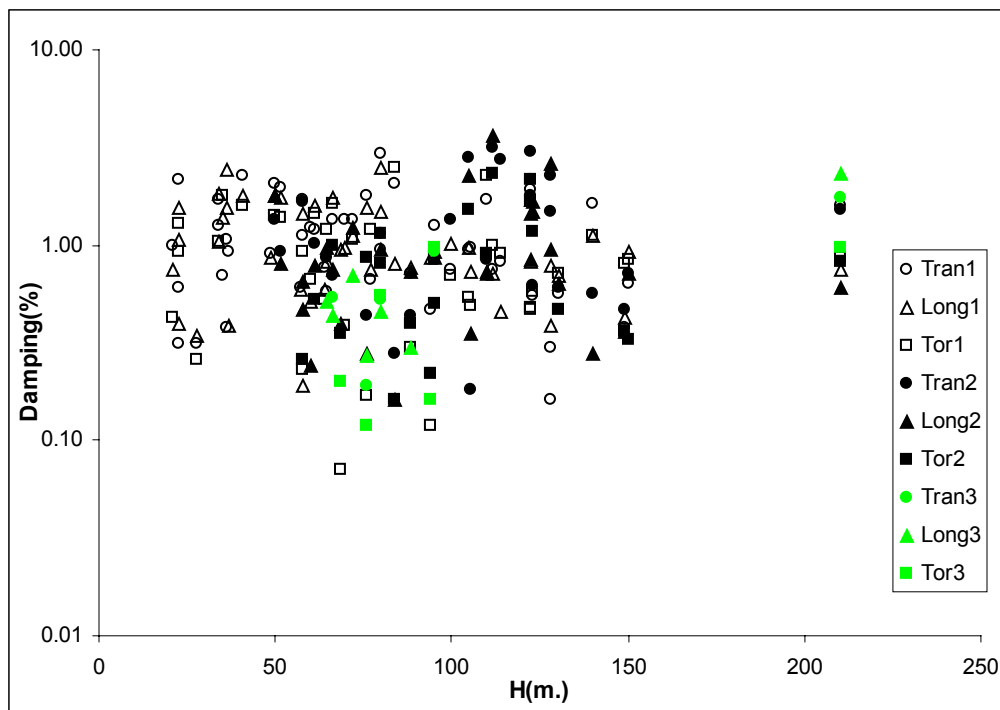
นอกเหนือจากความสัมพันธ์ระหว่างค่าคาบธรรมชาติกับจำนวนชั้นและความสูงของอาคารที่นำเสนอมาแล้วนั้น ในมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในประเทศไทยได้กำหนดให้การประมาณค่าคาบธรรมชาติสัมพันธ์กับความสูงและรากที่สองของความกว้างของอาคารดังสมการที่ 19 ดังนั้นในการศึกษาครั้งนี้จึงสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่าคาบธรรมชาติกับอัตราส่วนของความสูงกับรากที่สองของความกว้างของอาคาร โดยการวิเคราะห์ข้อมูลแบบ Linear Regression ได้ผลดังแสดงในรูปที่ 33 พบว่าสมการที่ 19 ใกล้เคียงกับข้อมูลที่วิเคราะห์แบบ Linear Regression แต่จากค่า R^2 ของข้อมูลมีค่าเพียง 0.63 ซึ่งมีค่าน้อยกว่ามากเมื่อเปรียบเทียบกับความสัมพันธ์จากความสูงและจำนวนชั้น นอกจากนี้ข้อมูลขนาดความกว้างของอาคารส่วนมากเป็นค่าที่ขึ้นบนสุด ซึ่งแตกต่างจากข้อกำหนดของสมการที่ 19 ที่กำหนดให้ใช้ค่าความกว้างที่ฐานอาคาร ดังนั้นถ้าหากมีการนำสมการประมาณค่าคาบธรรมชาติไปประยุกต์ใช้ในการศึกษาต่อไปควรที่จะใช้สมการความสัมพันธ์กับจำนวนชั้นและความสูงของอาคาร ซึ่งให้ค่าที่เหมาะสมมากกว่า



รูปที่ 33 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าคาบธรรมชาติกับอัตราส่วน $H/D^{0.5}$

จากการตรวจวัดอาคารด้วยวิธี Ambient Vibration สามารถวิเคราะห์ค่าอัตราส่วนความหน่วงของอาคารได้โดยวิธี Autocorrelation รายละเอียดของค่าอัตราส่วนความหน่วงทุกอาคารแสดงในตารางที่ 3 โดยค่าอัตราส่วนความหน่วงของอาคารได้รวมผลกระทบจากสิ่งแวดล้อมต่างๆ ที่มีผลต่อค่าอัตราส่วนความหน่วง เช่น ชั้นดิน สภาพแวดล้อมทั่วไป แรงเสียดทานที่ข้อต่อของอาคาร และคุณสมบัติวัสดุ

ของอาคาร เป็นต้น รูปที่ 34 แสดงค่าอัตราส่วนความหน่วงในรูปแบบการสั่นไหวต่างๆ กับความสูงของอาคาร ซึ่งไม่มีแนวโน้มของความสัมพันธ์ใดที่สามารถสรุปได้



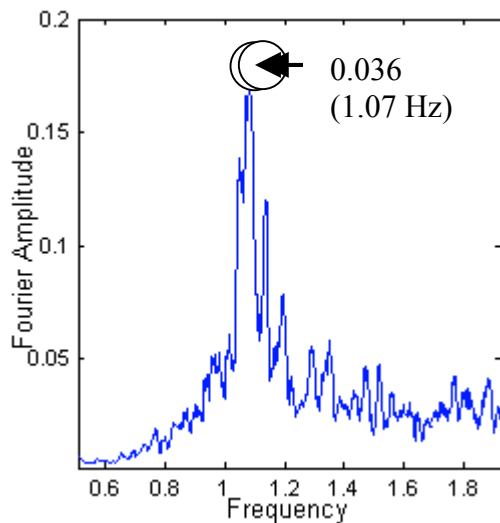
รูปที่ 34 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนความหน่วงกับความสูงของอาคาร

3.3 การศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวที่ฐานของอาคาร

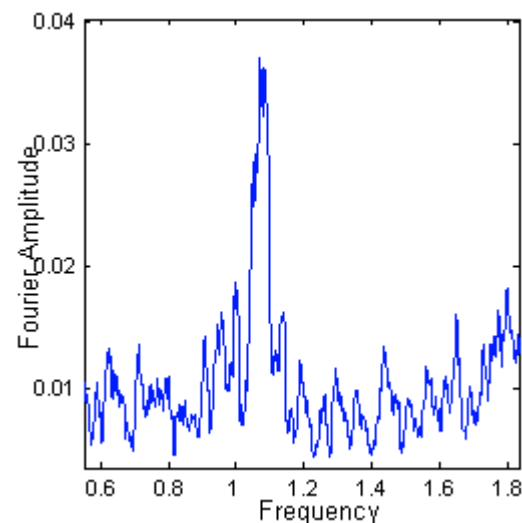
ในการพิจารณาพฤติกรรมโครงสร้างของอาคารโดยทั่วไป ทั้งการพิจารณาโดยใช้สูตรอย่างง่าย หรือจากการวิเคราะห์โดยการสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ได้วิเคราะห์รูปแบบการสั่นไหวและค่าคาบธรรมชาติของอาคารโดยกำหนดให้ฐานของอาคารเป็นแบบยึดแน่น(Rigid Foundation) แต่จากการตรวจวัดการสั่นไหวของอาคารจริงพบว่าที่ฐานของอาคารเกิดการเคลื่อนตัวในแนวด้านข้าง โดยพิจารณาจากอัตราส่วนของขนาดฟูริเยร์ (Fourier Amplitude Ratio) และพิจารณาเครื่องหมายจากความต่างเฟส รูปที่ 35 เป็นการเปรียบเทียบขนาด Fourier Amplitude ระหว่างชั้นบนสุดและที่ฐานของอาคาร ตัวอย่างที่ 1 ซึ่งเป็นอาคารขนาด 11 ชั้น สูง 35.4 เมตร จากรูปที่ 36 ค่าความต่างเฟสระหว่างชั้นบนและที่ฐานมีค่าประมาณ 0 องศา แสดงว่าการเคลื่อนตัวของอาคารที่ชั้นบนสุดและที่ฐานมีการเคลื่อนตัวไปในทิศทางเดียวกันในแนวด้านข้าง โดยมีค่าการเคลื่อนตัวที่ฐานประมาณ 20 เปอร์เซ็นต์ เมื่อเทียบกับชั้นบนสุด ดังแสดงในรูปที่ 37 สำหรับอาคารที่มีความสูงมากขึ้นดังตัวอย่างที่ 2 โดยเป็นอาคารขนาด 23

ชั้น สูง 80 เมตร ทำการวิเคราะห์เหมือนกับอาคารตัวอย่างที่ 1 ดังแสดงในรูปที่ 38 ถึง 40 โดยมีค่าการเคลื่อนตัวที่ฐานอาคารประมาณ 10 เปอร์เซ็นต์ เมื่อเทียบกับชั้นบนสุด

จากการวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดการสั่นไหวของอาคารทั้งหมดดังแสดงในตารางที่ 7 พบว่ารูปร่างการสั่นไหวของอาคารมีการเคลื่อนตัวที่ฐาน โดยอาคารเตี้ยมีการเคลื่อนตัวที่ฐานมากกว่า และมีค่าลดลงเมื่ออาคารมีความสูงมากขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 41 ซึ่งพบว่าสอดคล้องกับงานวิจัยของ Ellis (1980)[29] ที่กล่าวว่า การเคลื่อนตัวที่ฐานอาคารจะสัมพันธ์กับอัตราส่วนค่าสติฟเนสของอาคารต่อฐานราก (K_s/K_b) สำหรับอาคารเตี้ยมีค่าสติฟเนสของอาคารต่อฐานรากมากกว่าอาคารสูงเป็นผลให้เกิดการเคลื่อนตัวมากกว่า แต่การทำวิจัยของ Ellis (1980)[29] ไม่ได้มีข้อมูลของอาคารจริงที่ให้ข้อมูลที่ชัดเจน ดังนั้นในการศึกษาครั้งนี้จึงได้มีการพิจารณาการเคลื่อนตัวที่ฐานที่แสดงถึงผลกระทบของชั้นดินอ่อนที่มีผลต่อพฤติกรรมการไหวตัวและค่าคาบธรรมชาติที่สูงขึ้น เพื่อเปรียบเทียบกับกรณีสมมติฐานรากเป็นแบบยึดแน่น

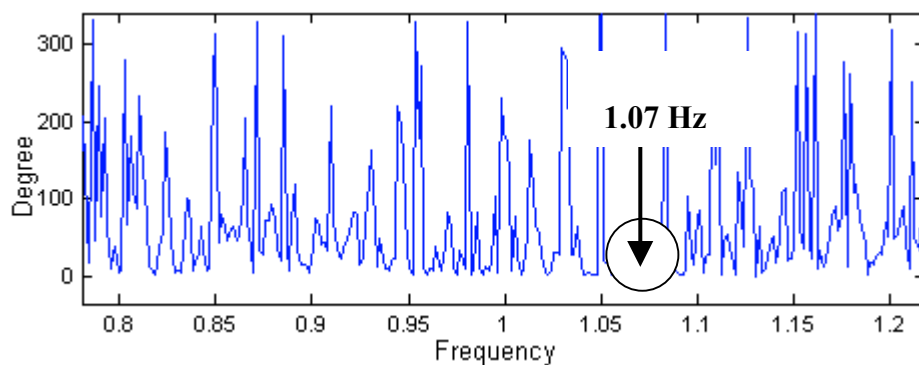


ค่า Fourier Amplitude ของชั้นบนสุด

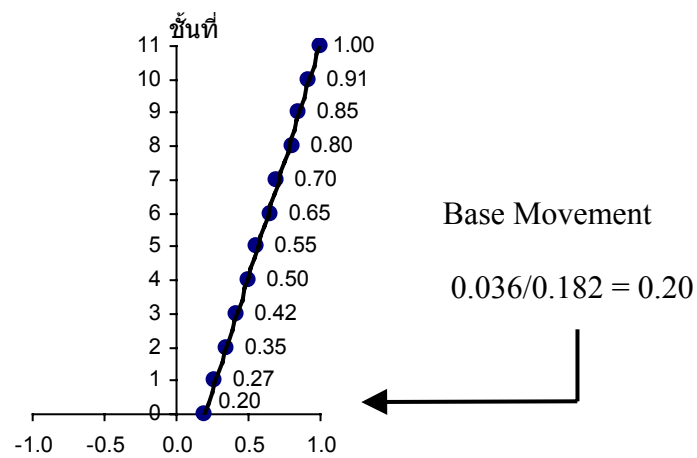


ค่า Fourier Amplitude ของชั้นล่างสุด

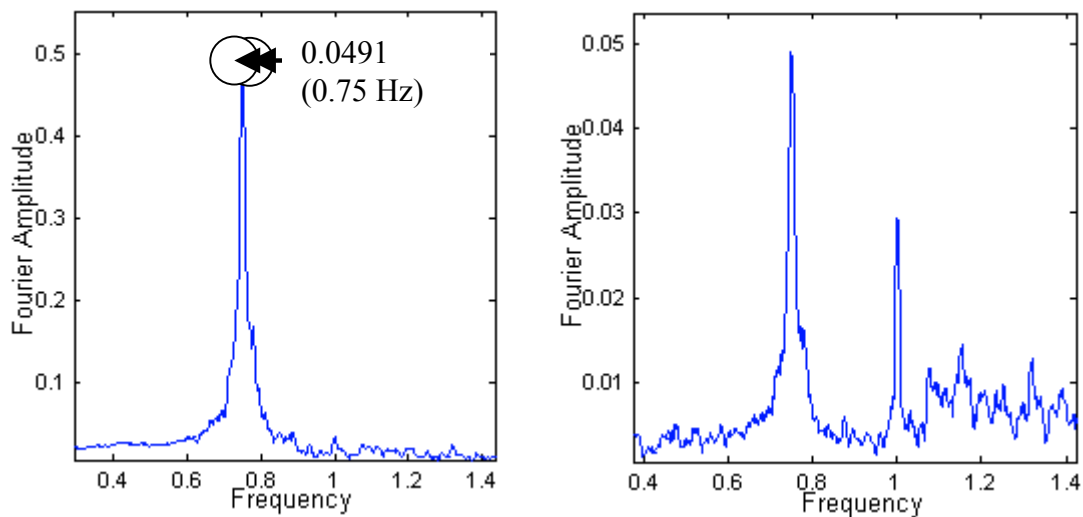
รูปที่ 35 แสดงค่า Fourier Amplitude ระหว่างชั้นบนสุดกับที่ฐานสำหรับอาคารตัวอย่างที่ 1



รูปที่ 36 แสดงค่าความต่างเฟสระหว่างชั้นบนสุดกับที่ฐานสำหรับอาคารตัวอย่างที่ 1



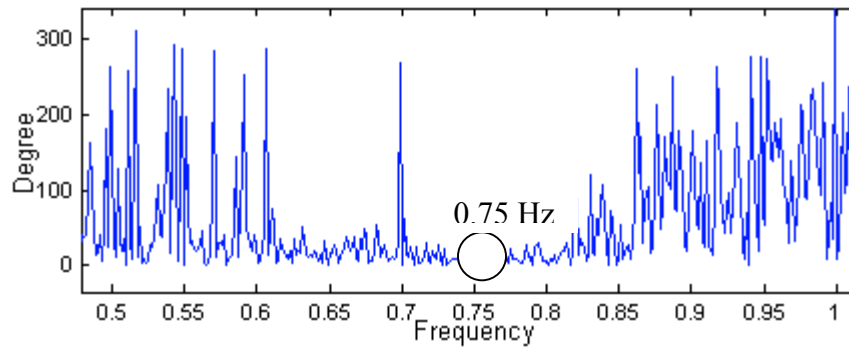
รูปที่ 37 แสดงรูปร่างการสั่นไหวที่มีการเคลื่อนตัวที่ฐานสำหรับอาคารตัวอย่างที่ 1



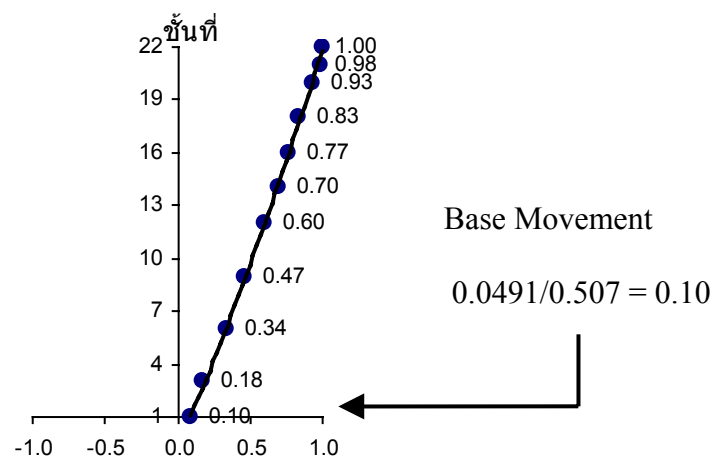
ค่า Fourier Amplitude ของชั้นบนสุด

ค่า Fourier Amplitude ของชั้นล่างสุด

รูปที่ 38 แสดงค่า Fourier Amplitude ระหว่างชั้นบนสุดกับที่ฐานสำหรับอาคารตัวอย่างที่ 2



รูปที่ 39 แสดงค่าความต่างเฟสระหว่างชั้นบนสุดกับที่ฐานสำหรับอาคารตัวอย่างที่ 2



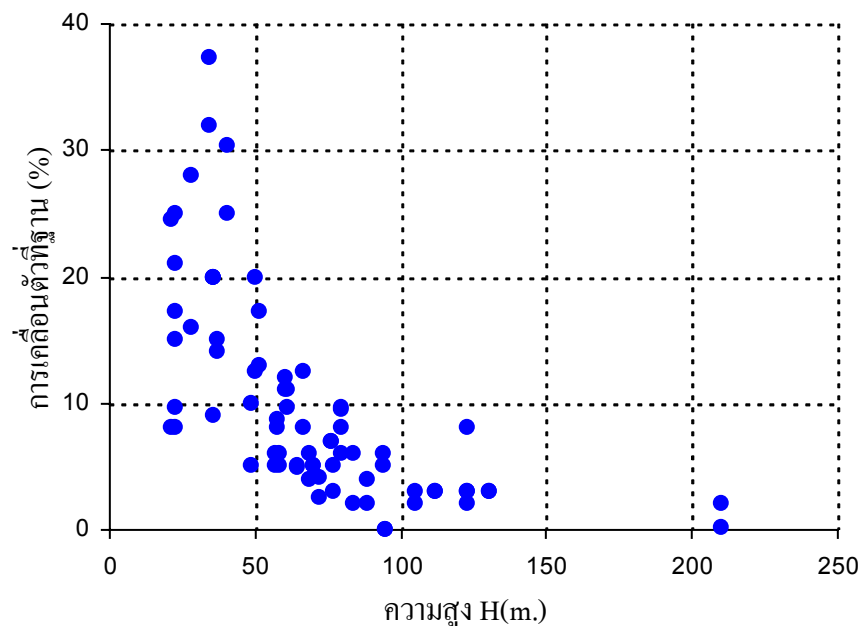
รูปที่ 40 แสดงรูปร่างการสั่นไหวที่มีการเคลื่อนตัวที่ฐานสำหรับอาคารตัวอย่างที่ 2

ตารางที่ 7 แสดงปริมาณการเคลื่อนตัวที่ฐานอาคารเทียบกับชั้นบนสุด(%)

อาคารที่	สูง	การเคลื่อนตัวที่ฐานอาคารเทียบกับชั้นบนสุด(%)			
	(m.)	Tram1	Long1	Tram2	Long2
1	110	N.A	N.A	N.A	N.A
2	100	N.A	N.A	N.A	N.A
3	105.7	N.A	N.A	N.A	N.A
4	113.8	N.A	N.A	N.A	N.A

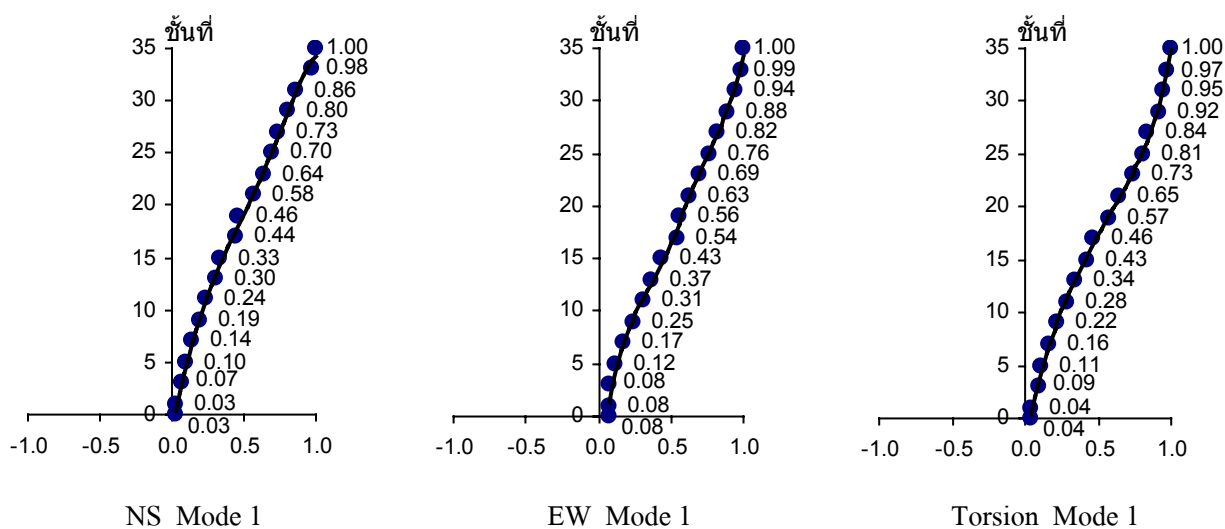
5	127.95	N.A	N.A	N.A	N.A
6	128.05	N.A	N.A	N.A	N.A
7	140.15	N.A	N.A	N.A	N.A
8	150	N.A	N.A	N.A	N.A
9	21	8.1	24.5	N.A	N.A
10	22.6	8	15	N.A	N.A
11	22.85	9.7	17.2	N.A	N.A
12	34	37.3	37.3	N.A	N.A
13	40.68	30.3	25	N.A	N.A
14	50	19.3	12.6	11	17
15	51.45	17.2	13.9	18.3	11.2
16	57.6	8.1	8.9	23.3	14.6
17	61.4	11.3	11.3	31.8	24.7
18	64.6	4.9	4.4	6.5	14.7
19	66.5	8	11.6	18	18.7
20	72	4	2.8	N.A	15.3
21	80	9.7	9.1	17	23
22	70	5	5	N.A	N.A
23	68.6	N.A	6	N.A	9
24	48.6	10	5	N.A	N.A
25	88.4	2	4	22	19
26	130.45	7	7	23	21
27	149	N.A	N.A	N.A	N.A
28	76.13	3	3	12	22
29	84	2	6	25	39
30	94	6	5	N.A	N.A
31	36.75	14	15	N.A	N.A

32	28	16	28	N.A	N.A
33	22.4	21	25	N.A	N.A
34	77	5	3	N.A	N.A
35	36	9	20	N.A	N.A
36	33.75	30	30	N.A	N.A
37	58.1	6	5	12	16
38	60.15	12	11	0	37
39	64	N.A	N.A	N.A	N.A
40	57	6	5	N.A	N.A
41	105	3	2	23	5
42	123.1	2	5	16	35
43	36	20	N.A	N.A	N.A
44	35.4	20	20	N.A	N.A
45	210.4	2	1	2	2
46	95	0	0	2	5
47	122.6	2	3	12	5
48	122.6	3	8	24	11
49	80	6	8	N.A	N.A
50	111.7	3	3	8	16

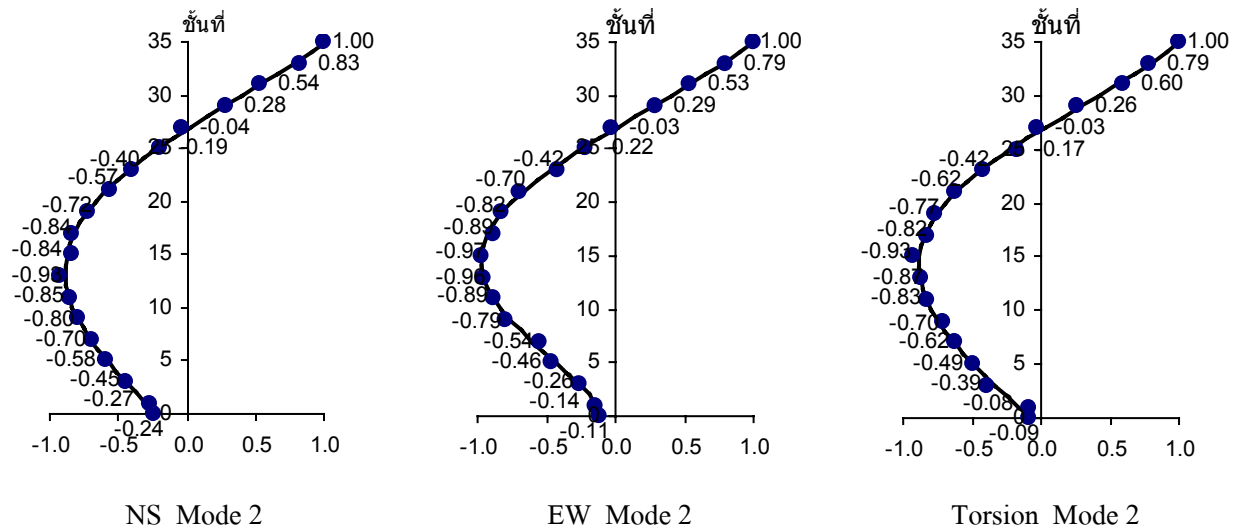


รูปที่ 41 การเคลื่อนตัวที่ฐานอาคารเทียบกับชั้นบนที่รูปแบบการสั่นไหวที่ 1

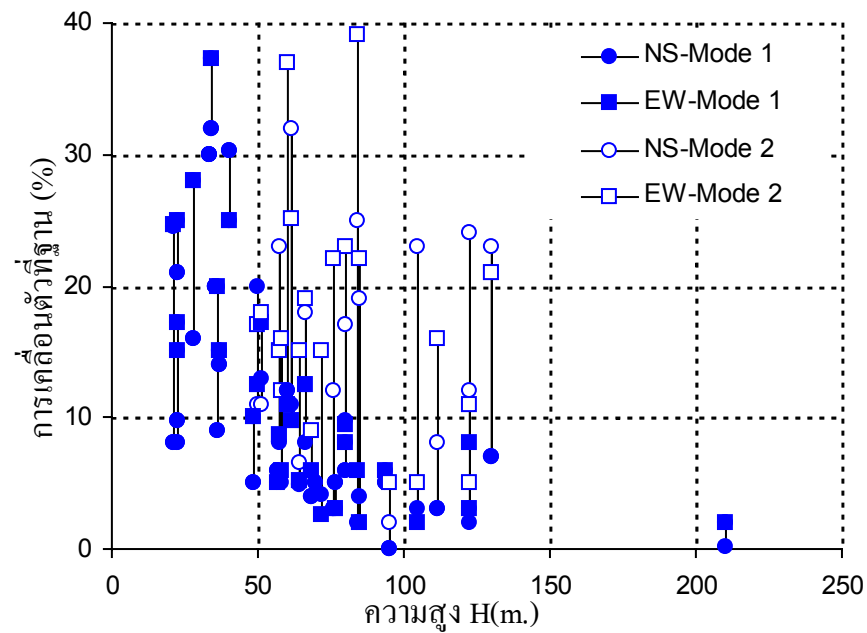
สำหรับการพิจารณาในรูปแบบการสั่นไหวที่ 2 พบว่าการเคลื่อนตัวที่ฐานมีค่าสูงขึ้น เป็นผลมาจากค่าสถิติเอนของอาคารที่สูงกว่ารูปแบบการสั่นไหวที่ 1 โดยรูปที่ 42 และ 43 แสดงเปรียบเทียบรูปร่างการสั่นไหวของอาคารตัวอย่างสูง 35 ชั้น ระหว่างรูปแบบการสั่นไหวที่ 1 และ 2 และรูปที่ 44 แสดงเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวที่ฐานสำหรับรูปแบบการสั่นไหวที่ 1 และ 2



รูปที่ 42 แสดงรูปร่างการสั่นไหวในรูปแบบที่ 1 ของอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 43 แสดงรูปร่างการสั่นไหวในรูปแบบที่ 2 ของอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 44 การเคลื่อนตัวที่ฐานอาคารเทียบกับชั้นบนที่รูปแบบการสั่นไหวที่ 1 และ 2

3.4 ผลการศึกษาแบบจำลองเพื่อการวิเคราะห์คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์

3.4.1 แบบจำลองแบบฐานรากยึดแน่น

งานวิจัยในส่วนแรกนี้ได้พิจารณาเลือกอาคารตัวอย่างศึกษา 3 อาคารโดยเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีระบบโครงสร้างเป็นพื้น คาน เสา โดยแบบจำลองฐานรากไม่มีการเคลื่อนตัวหรือยึดแน่น และมีคุณสมบัติทางกายภาพและค่าคาบธรรมชาติที่ได้จากการตรวจวัดจริง แสดงในตารางที่ 8

ตารางที่ 8 คุณสมบัติทางกายภาพและคาบธรรมชาติจากการตรวจวัดของแต่ละอาคาร

อาคาร	จำนวน ชั้น	ลักษณะ อาคาร	Dimension (m.)			Period (sec.)		
			ยาว(X)	กว้าง(Y)	สูง(Z)	T ₁ (Tran,Y)	T ₂ (Long,X)	T ₃ (Tor.)
A	8	หอพัก	30.3	13.1	22.9	0.392	0.331	0.268
B	6	อาคารเรียน และปฏิบัติการ	39.0	15.6	30.6	0.454	0.395	0.360
C	12	หอพัก	64.0	15.8	35.7	0.650	0.455	0.513

ในการศึกษาพารามิเตอร์ ได้ทำการหาค่าคาบธรรมชาติของอาคารดังกล่าวโดยการวิเคราะห์แบบจำลองและปรับเปลี่ยนตัวแปรต่างๆเพื่อศึกษาผลกระทบที่เกิดขึ้น ซึ่งในขั้นแรกพิจารณาผลการใช้ค่าโมดูลัสของคอนกรีตแบบ Secant และ ค่าโมดูลัสแบบเฉลี่ย โดยยังไม่คิดผลของส่วนประกอบที่ไม่ใช่โครงสร้าง ผลการวิเคราะห์ค่าคาบธรรมชาติแสดงในตารางที่ 9 ในรูปของความแตกต่างของการวิเคราะห์จากผลจากการตรวจวัด ซึ่งพบว่าการใช้ค่าโมดูลัสแบบเฉลี่ยหรือระดับใกล้เคียงกับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในคอนกรีต ทำให้ผลการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับค่าจากการตรวจวัดมากขึ้น

ตารางที่ 9 ความแตกต่างของคาบธรรมชาติจากการตรวจวัดเมื่อพิจารณาค่าโมดูลัสของคอนกรีต

อาคาร	Period Difference (%)			Period Difference (%)		
	Secant Modulus			Average Modulus		
	T ₁ (Tran.)	T ₂ (Long.)	T ₃ (Tor.)	T ₁ (Tran.)	T ₂ (Long.)	T ₃ (Tor.)
A	112.9	135.9	136.0	101.8	123.6	123.6
B	138.2	161.1	167.7	125.7	147.4	153.7
C	135.5	139.3	159.2	123.2	126.8	145.7

เมื่อสร้างแบบจำลองโดยพิจารณาเปรียบเทียบผนังกำแพงในรูปแบบต่างๆ ทำให้ได้ผลดังแสดงในตารางที่ 10 พบว่าผนังกำแพงแบบเต็มช่องให้ค่าคาบธรรมชาติที่ใกล้เคียงกับค่าการตรวจวัดมากที่สุด ซึ่งผนังในแบบค้ำยันให้ค่าคาบธรรมชาติที่ไม่ใกล้เคียงกับการตรวจวัดอาจเนื่องมาจากว่า ในการตรวจวัดอาคารภายใต้แรงจากสภาพแวดล้อม ระดับของผลตอบสนองของอาคารอยู่ในระดับที่ต่ำ ทำให้ไม่เกิดการแยกของผนังออกจากโครงสร้างหลักของอาคาร จึงทำให้แบบจำลองของกำแพงแบบเต็มแผ่นให้ผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงที่สุด

ตารางที่ 10 ความแตกต่างของคาบธรรมชาติจากการตรวจวัดเมื่อพิจารณาผนังกำแพงรูปแบบต่างๆ

In fills	Period Difference of Building A (%)			Period Difference of Building B (%)			Period Difference of Building C (%)		
	T ₁	T ₂	T ₃	T ₁	T ₂	T ₃	T ₁	T ₂	T ₃
	(Tran.)	(Long.)	(Tor.)	(Tran.)	(Long.)	(Tor.)	(Tran.)	(Long.)	(Tor.)
Non Infill	101.8	123.6	123.6	125.7	147.4	153.7	123.2	126.8	145.7
Plane Stress	11.4	25.4	27.6	8.4	13.0	8.3	11.1	25.7	29.7
Strut(T.Paulay)	93.1	109.3	113.6	68.3	53.7	58.9	61.3	92.5	57.1
Strut(FEMA)	93.2	109.5	113.8	68.5	53.8	58.7	62.0	113.9	72.3

การเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคานและเสา

เมื่อพิจารณาผลการวิเคราะห์จากตารางที่ 10 ค่าคาบธรรมชาติที่ได้จากการวิเคราะห์สูงกว่าค่าที่ได้จากการตรวจวัด แสดงถึงแบบจำลองของการวิเคราะห์มีความแข็งแกร่งน้อยกว่าสภาพจริง ดังนั้น การพิจารณาผลหน้าตัดที่แตกร้าวสำหรับโครงสร้างในแบบจำลองย่อมให้ค่าที่ยังมีความผิดพลาดสูงขึ้น และตามที่กล่าวมาแล้วว่า การตรวจวัดกระทำในระดับแรงต่ำมาก จึงอาจพิจารณาได้ว่าโครงสร้างยังไม่เกิดการแตกร้าวที่บริเวณหน้าตัดต่างๆ อย่างไรก็ตาม เพื่อเป็นการศึกษาอิทธิพลของการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคานและเสาเนื่องจากการแตกร้าว การศึกษาในขั้นต่อไปจึงทำการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคานและเสา เริ่มตั้งแต่ไม่มีการแตกร้าว (100%) และลดลงจนแตกร้าวถึงครึ่งคานหรือเสา (50%) เพื่อศึกษาความไว (Sensitivity) ของตัวแปรนี้ต่อค่าคาบธรรมชาติ ผลการ

ศึกษาแสดงในตารางที่ 12 และ 13 ซึ่งพบว่าการลดค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคานและเสาถึง 50% มีผลทำให้ค่าคาบธรรมชาติเปลี่ยนแปลง (เพิ่มขึ้น) เพียงเล็กน้อย

ตารางที่ 11 ความแตกต่างของคาบธรรมชาติจากการตรวจวัดเมื่อเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคาน

% of I	Period Difference of Building A (%)			Period Difference of Building B (%)			Period Difference of Building C (%)		
	T ₁ (Tran.)	T ₂ (Long.)	T ₃ (Tor.)	T ₁ (Tran.)	T ₂ (Long.)	T ₃ (Tor.)	T ₁ (Tran.)	T ₂ (Long.)	T ₃ (Tor.)
100	11.4	25.4	27.6	8.4	13.0	8.3	11.1	25.7	29.7
75	14.2	28.9	29.9	10.5	13.0	9.3	13.1	28.1	31.9
50	16.9	32.3	32.2	12.6	13.0	10.3	15.1	30.5	34.1

ตารางที่ 12 ความแตกต่างของคาบธรรมชาติจากการตรวจวัดเมื่อเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดเสา

% of I	Period Difference of Building A (%)			Period Difference of Building B (%)			Period Difference of Building C (%)		
	T ₁ (Tran.)	T ₂ (Long.)	T ₃ (Tor.)	T ₁ (Tran.)	T ₂ (Long.)	T ₃ (Tor.)	T ₁ (Tran.)	T ₂ (Long.)	T ₃ (Tor.)
100	11.4	25.4	27.6	8.4	13.0	8.3	11.1	25.7	29.7
75	15.2	28.2	30.9	10.0	13.0	9.4	12.3	27.0	31.5
50	19.0	30.9	34.2	11.5	13.0	10.4	13.6	28.4	33.2

ความแข็งแรงบริเวณรอยต่อคานเสา

เมื่อทำการศึกษาผลกระทบของ Rigid Zone พบว่า แบบจำลองที่มีการพิจารณาความแข็งแรงบริเวณรอยต่อคานเสามีคาบธรรมชาติลดลงด้วยระดับที่มีนัยสำคัญ โดยในการศึกษานี้ค่าคาบธรรมชาติ

มีความใกล้เคียงค่าจากการตรวจวัดมากขึ้นเมื่อพิจารณาผลของความแข็งแกร่งบริเวณรอยต่อคานเสา ดังแสดงในตารางที่ 13

ตารางที่ 13 ความแตกต่างของคาบธรรมชาติจากการตรวจวัดเมื่อพิจารณาผลของ Rigid Zone

อาคาร	w/o Rigid zone			Rigid zone 50%			Rigid zone 100%		
	T ₁ (Tran.)	T ₂ (Long.)	T ₃ (Tor.)	T ₁ (Tran.)	T ₂ (Long.)	T ₃ (Tor.)	T ₁ (Tran.)	T ₂ (Long.)	T ₃ (Tor.)
A	11.4	25.4	27.6	7.3	20.8	23.3	3.0	16.1	18.7
B	8.4	13.0	8.3	6.0	13.0	6.6	3.3	13.0	4.5
C	11.1	25.7	29.7	7.6	23.6	26.5	2.9	21.1	22.3

ผลของแบบจำลองของโครงสร้างบันได

จากการศึกษาผลของแบบจำลองของโครงสร้างบันได โดยใช้แบบจำลองที่ผ่านมารวมทั้งใช้ความแข็งแกร่งบริเวณรอยต่อคานและเสา 100% ดังแสดงในตารางที่ 14 พบว่าโครงสร้างบันไดไม่ได้เป็นองค์ประกอบหลักที่มีผลต่อค่าคาบธรรมชาติของอาคาร

ตารางที่ 14 ความแตกต่างของคาบธรรมชาติจากการตรวจวัดเมื่อพิจารณาผลกระทบของบันได

อาคาร	Period Difference (%)		
	T ₁ (Tran.)	T ₂ (Long.)	T ₃ (Tor.)
A	4.5	19.1	33.6
B	4.0	13.0	5.4
C	3.3	22.0	22.3

การวิเคราะห์รูปแบบการสั่นไหว

จากการวิเคราะห์รูปแบบการสั่นไหวของอาคาร A, B และ C โดยการสร้างแบบจำลองนั้น สามารถตรวจสอบความสอดคล้องของรูปแบบการสั่นไหวของอาคาร กับค่าที่ได้จากการตรวจวัดได้ โดยการคำนวณค่า Modal Assurance Criterion (MAC) ซึ่งเป็นการเปรียบเทียบระหว่างรูปแบบการสั่นไหวที่ได้จาก 2 วิธี (เช่น การวิเคราะห์กับการตรวจวัด) โดยค่าที่ได้จะอยู่ระหว่าง 0 ถึง 1 ถ้าค่า MAC ใกล้เคียงค่า 1.0 หมายถึงรูปแบบการสั่นไหวทั้งสองมีความสอดคล้องกันมาก การคำนวณค่า MAC แสดงดังสมการที่ 56

$$MAC = \frac{[\{\psi_X\}^T \{\psi_A\}]^2}{(\{\psi_X\}^T \{\psi_X\})(\{\psi_A\}^T \{\psi_A\})} \quad (56)$$

โดยที่ $\{\psi_X\}$ คือ รูปแบบการสั่นไหวที่ได้จากการทดสอบ

$\{\psi_A\}$ คือ รูปแบบการสั่นไหวที่ได้จากทฤษฎีหรือจากการวิเคราะห์

จากผลการตรวจวัดมีข้อมูลที่สามารถนำมาเปรียบเทียบได้คืออาคาร A และ B ส่วนอาคาร C ผลการวิเคราะห์รูปแบบการสั่นไหวไม่สมบูรณ์จึงไม่สามารถนำมาใช้ได้ ผลการคำนวณค่า MAC แสดงในตารางที่ 10 ซึ่งพบว่ารูปแบบการสั่นไหวของอาคาร A และ B จากการสร้างแบบจำลองนั้นมีความถูกต้องอยู่ในเกณฑ์ที่ดีเมื่อเทียบกับรูปแบบการสั่นไหวที่ได้จากการตรวจวัดจริง

ตารางที่ 15 ค่า MAC ของแต่ละอาคาร

อาคาร	MAC		
	Transverse	Longitudinal	Torsion
A	0.994	0.989	N.A.
B	0.993	0.986	0.985

การวิเคราะห์ค่าคาบธรรมชาติในลำดับที่สองของแต่ละด้าน

จากข้อมูลการตรวจวัดของอาคาร C สามารถวิเคราะห์หาค่าคาบธรรมชาติในลำดับที่สองของแต่ละด้านได้ เมื่อเปรียบเทียบกับค่าคาบธรรมชาติที่ได้จากการวิเคราะห์ของแบบจำลอง สามารถแสดง

ได้ในตารางที่ 16 ซึ่งความคลาดเคลื่อนของค่าคาบธรรมชาติจากการตรวจวัดเมื่อเทียบกับค่าคาบธรรมชาติจากแบบจำลองประมาณ 24-29%

ตารางที่ 16 การเปรียบเทียบค่าคาบธรรมชาติในลำดับที่สองของแต่ละด้าน
จากการตรวจวัดและแบบจำลอง

อาคาร C	Period of second mode (sec.)		
	Tran.	Long.	Tor.
การตรวจวัด	0.164	N.A.	0.149
การวิเคราะห์	0.203	0.180	0.193
ความแตกต่าง %	24.0	N.A.	29.1

3.4.2 แบบจำลองฐานรากแบบยึดหยุ่น

ในการศึกษาขั้นนี้เป็นการศึกษาแบบจำลองอาคารเพิ่มเติม 3 หลังโดยจำลองให้ฐานรากมีการเคลื่อนตัวได้หรือแบบยึดหยุ่น จากแนวทางวิธีการ และตัวอย่างการคำนวณค่าสตีเฟนสรวมของเสาเข็มดังกล่าวข้างต้น ทำให้สามารถคำนวณหาค่าของสตีเฟนสในแนวราบของเสาเข็ม (K_h) และค่าสตีเฟนสในแนวตั้งของเสาเข็ม (K_v) ในแบบจำลองอาคารที่นำมาศึกษาในงานวิจัยนี้ทั้งหมดได้ตามตารางที่ 17

ตารางที่ 17 ค่าสตีเฟนสในแนวราบ และในแนวตั้งของเสาเข็มในแบบจำลองอาคาร

อาคาร	ชนิดของเสาเข็ม	ความยาวเสาเข็ม	Kh (kg/m)		Kv (kg/m)
			Kh ⁽¹⁾	Kh ⁽²⁾	
D	Bored Pile Dia 1.0 m.	48 m.	4.301E+06	1.215E+07	1.598E+08
	Bored Pile Dia 1.2 m.	48 m.	6.010E+06	1.656E+07	2.300E+08
E	Pile I 0.3*0.3 m.	21 m.	2.836E+06	8.375E+06	2.182E+07
F	Spun Pile Dia 0.3 m.	21 m.	1.951E+05	8.317E+05	1.713E+07
	Spun Pile Dia 0.5 m.	22 m.	1.087E+06	3.960E+06	4.544E+07

Kh⁽¹⁾ ค่าสตีเฟนสในแนวราบของเสาเข็ม ในกรณีที่พิจารณาหัวเสาเข็มเป็นแบบอิสระ

Kh⁽²⁾ ค่าสตีเฟนสในแนวราบของเสาเข็ม ในกรณีที่พิจารณาหัวเสาเข็มเป็นแบบยึดรั้ง

แบบจำลองห้องใต้ดิน และฐานรากที่มีความหนาแน่นมาก

ในการพิจารณาการเคลื่อนที่ในแนวนอน และในแนวดิ่งของอาคารที่ระดับฐานรากที่พิจารณานั้น นอกเหนือจากผลของสตีเฟนส์ในแนวนอน และในแนวดิ่งของเสาเข็มแล้ว ในอาคารที่มีการสร้างห้องใต้ดิน หรือมีความหนาของฐานรากค่อนข้างมาก ห้องใต้ดินหรือฐานรากดังกล่าวจะมีผลต่อการรับแรงทางด้านข้างของดินหรือการเคลื่อนที่ในแนวนอนของเสาเข็มที่ตำแหน่งฐานรากที่พิจารณาด้วย ทั้งนี้เนื่องมาจากแรงต้านทานที่เกิดขึ้นจากพื้นที่ด้านข้างของห้องใต้ดิน หรือ พื้นที่ด้านข้างของฐานรากที่มีความหนาแน่นค่อนข้างมาก โดยที่จะไปเพิ่มกำลังรับแรงทางด้านข้างของดินนั่นเอง

ในงานวิจัยนี้จะทำการพิจารณาสร้างแบบจำลองของแรงต้านทานด้านข้างเนื่องจากผลของห้องใต้ดิน และ ฐานรากที่มีความหนาแน่นค่อนข้างมาก โดยใช้แบบจำลองของ Winkler โดยจะแทนค่าสตีเฟนส์ในแนวนอนด้วยสปริงอิสระซึ่งสามารถคำนวณได้จากสูตรดังนี้

$$K_h = \frac{1.3}{B} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \quad (57)$$

โดยที่	B	คือ ความกว้างของฐานราก หรือห้องใต้ดินที่พิจารณา
	$E_p I_p$	คือ ค่าสตีเฟนส์ของฐานราก หรือ ห้องใต้ดินที่พิจารณา
	E_s	คือ ค่า young ' s modulus ของดิน
	ν_s	คือ ค่า Poisson ' s ratio ของดิน

และใช้ค่าคุณสมบัติดินทั่วไปของกรุงเทพมหานคร ดังนี้

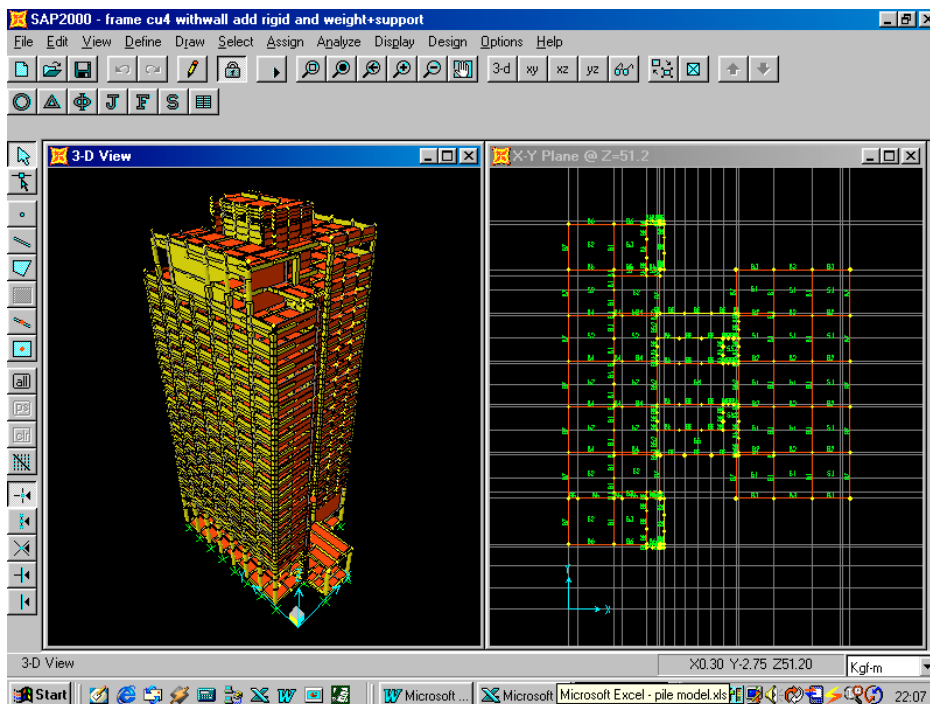
$$E_s = 1200 * Su \quad , \quad Su = 1600 \text{ kg/m}^2 \quad , \quad \nu_s = 0.5 \text{ (Cohesive Soil)}$$

การพิจารณาการเพิ่มเติมค่าสตีเฟนส์ในแนวนอนของห้องใต้ดิน ในการสร้างแบบจำลองฐานรากแบบยึดหยุ่นนั้น จะทำการเฉลี่ยค่าสตีเฟนส์รวมในแนวนอนของห้องใต้ดินไปที่ตำแหน่งที่รองรับของอาคารเท่า ๆ กันทั้งในแนวแกน X (เฉลี่ยค่าสตีเฟนส์รวมในแนวแกน X) และแนวแกน Y (เฉลี่ยค่าสตีเฟนส์รวมในแนวแกน Y)

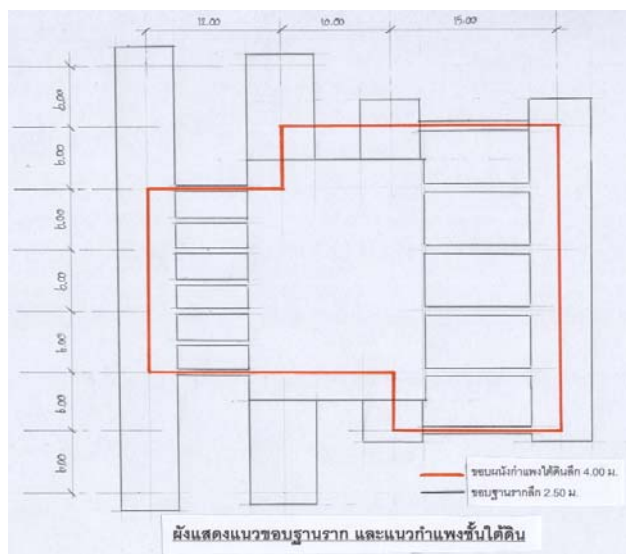
ตัวอย่างอาคารที่ใช้ศึกษา

แบบจำลองอาคาร D

อาคารนี้เป็นโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก สูง 21 ชั้น ความสูง 102 ม. กว้าง 37 ม. และยาว 51 ม. ระบบโครงสร้างเป็น แบบ เสา คาน พื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก มีส่วนที่เป็นกำแพงรับแรงเฉือน (Shear Wall) บริเวณกลางอาคารในส่วนที่เป็นโถงลิฟท์ และบันไดหนีไฟ และมีห้องใต้ดินมีความลึกประมาณ 4.50 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 45 และ 46



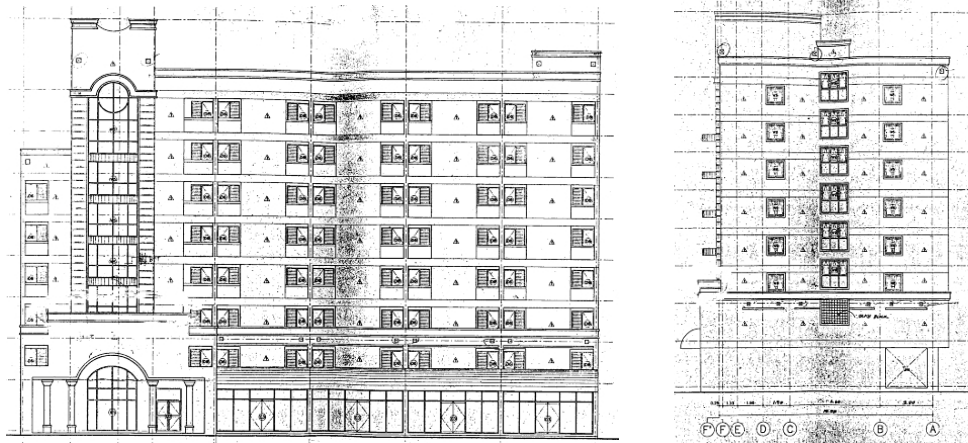
รูปที่ 45 การสร้างแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์โดยโปรแกรม SAP2000 สำหรับอาคาร D



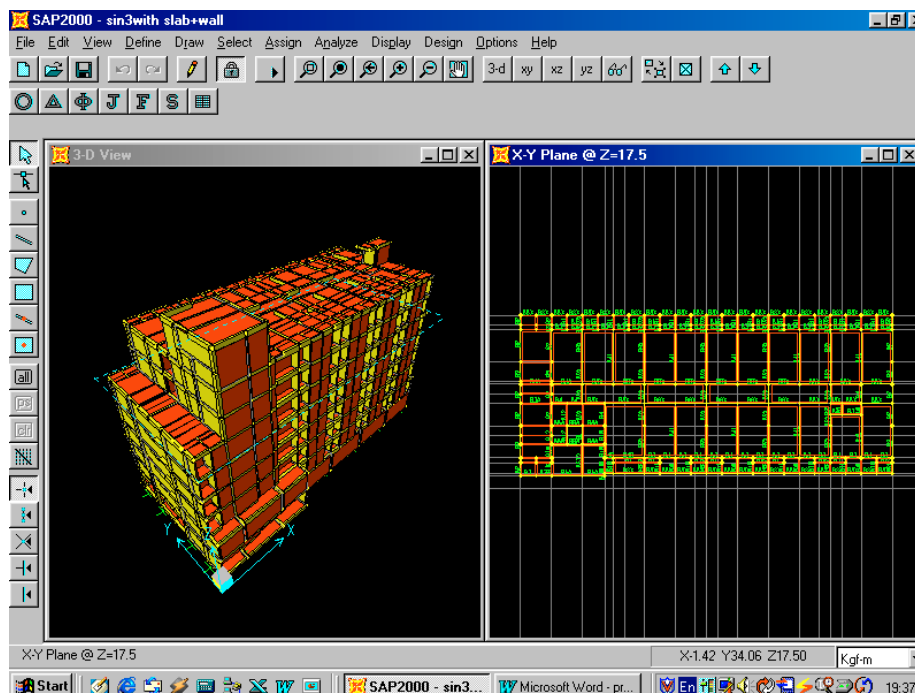
รูปที่ 46 ผังแนวขอบฐานราก และแนวกำแพงชั้นใต้ดิน

แบบจำลองอาคาร E

อาคารนี้เป็นโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 7 ชั้น มีขนาดความสูง 27.6 ม. กว้าง 15.5 ม. และยาว 38.4 ม. และมีผนังอิฐก่อส้วมที่ภายนอกและภายในดังแสดงในรูปที่ 47 และ 48



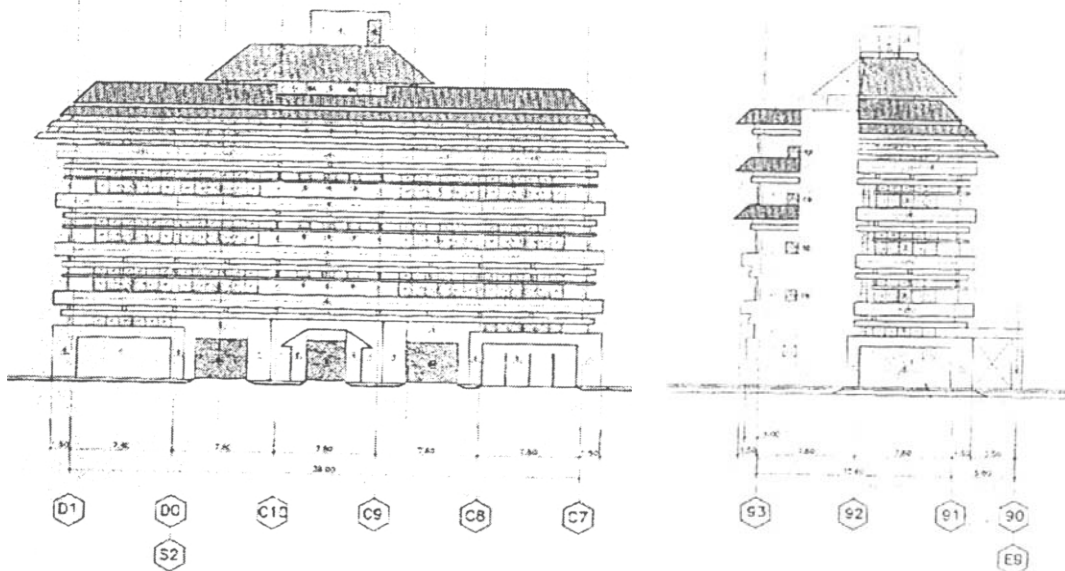
รูปที่ 47 รูปด้านข้างของอาคาร E



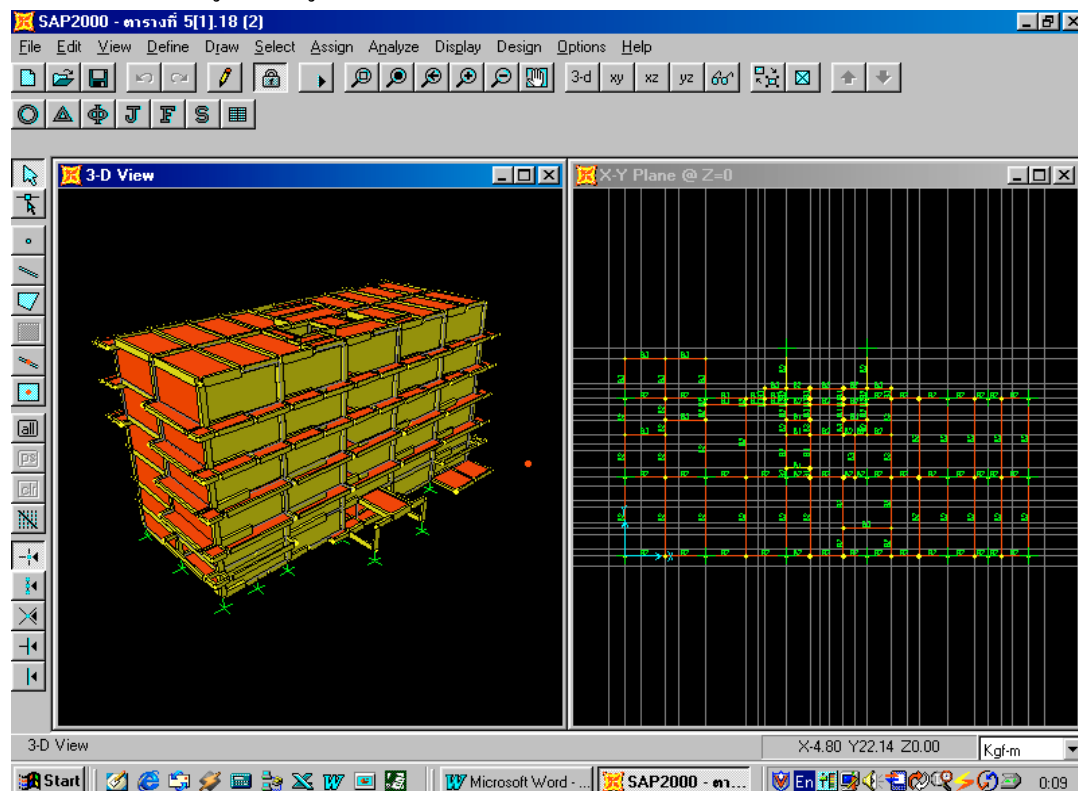
รูปที่ 48 การสร้างแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์โดยโปรแกรม SAP2000 สำหรับอาคาร B

แบบจำลองอาคาร F

อาคารนี้เป็นโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก มีขนาดความสูง 30.65 ม. กว้าง 15.60 ม. และยาว 39.0 ม. มีกำแพงรับแรงเฉือนและผนังกำแพงเป็นกำแพงก่ออิฐ ดังแสดงในรูปที่ 49 และ 50



รูปที่ 49 รูปด้านของอาคาร F (ด้านหน้า และด้านข้าง)



รูปที่ 50 การสร้างแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์โดยโปรแกรม SAP2000 สำหรับอาคาร F

ค่าคาบธรรมชาติได้ดังแสดงในตารางที่ 18

ตารางที่ 18 แสดงค่าคาบธรรมชาติของอาคารต่าง ๆ ที่ได้จากการตรวจวัดจริง

อาคาร	ค่าคาบจากการตรวจวัดจริง(Sec.)		
	T1(Trans)	T2(Long)	T3(Tor)
D	1.780	1.690	1.310
E	0.446	0.377	0.348
F	0.455	0.395	0.360

ผลการวิเคราะห์ค่าคาบธรรมชาติ

การพิจารณาผลของแบบจำลองฐานรากแบบยึดหยุ่น และห้องใต้ดิน

ในการศึกษาวิเคราะห์ผลกระทบเนื่องจากระบบฐานรากของอาคาร รวมถึงการพิจารณาผลกระทบของห้องใต้ดิน ต่อค่าคาบธรรมชาติของอาคารนั้น จะทำการสร้างแบบจำลองของฐานราก และห้องใต้ดินเป็นแบบยึดหยุ่น ดังที่ได้กล่าวไว้แล้ว และนำค่าที่ได้ไปเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากแบบจำลองที่พิจารณาระบบฐานรากเป็นแบบยึดแน่น และค่าคาบธรรมชาติที่ตรวจวัดได้จากอาคารจริง โดยที่การพิจารณาฐานรากแบบยึดหยุ่นนั้นจะทำการพิจารณาเงื่อนไขของหัวเสาเข็มทั้ง 2 กรณีคือ แบบหัวเสาเข็มอิสระ และ แบบหัวเสาเข็มแบบยึดครั้ง ดังแสดงค่าในตารางที่ 19 ถึง 22

ตารางที่ 19 การเปรียบเทียบค่าคาบธรรมชาติจากการพิจารณาฐานรากแบบยึดหยุ่น
(พิจารณาหัวเสาเข็มเป็นแบบอิสระ) ของอาคาร D

Mode	Measurement	Fixed Support	Flexible Support		
			Period ⁽¹⁾	Period ⁽²⁾	Period ⁽³⁾
X	1.78	1.68(-5.6%)	1.9299(8.4%)	1.9284(8.3%)	1.986(11.6%)
Y	1.69	1.363(-19.3%)	1.6096(-4.8%)	1.6079(-4.9%)	1.653(-2.2%)
Torsion	1.31	1.012(-22.7%)	1.2748(-2.7%)	1.2725(-2.9%)	1.256(-4.3%)

Period⁽¹⁾ ค่าคาบธรรมชาติที่พิจารณาระบบฐานรากเป็นแบบยึดหยุ่น

Period⁽²⁾ ค่าคาบธรรมชาติที่พิจารณาระบบฐานรากเป็นแบบยึดหยุ่น รวมถึงผลของห้องใต้ดิน (คิดเป็นระบบสปริงทดแทนที่ตำแหน่งฐานราก)

Period⁽³⁾ ค่าคาบธรรมชาติที่พิจารณาระบบฐานรากเป็นแบบยึดหยุ่น รวมถึงผลของห้องใต้ดิน (สร้างแบบจำลองของชั้นใต้ดินเพิ่มเติมจากแบบจำลองเดิม)

ตารางที่ 20 การเปรียบเทียบค่าคาบธรรมชาติจากการพิจารณาฐานรากแบบยึดหยุ่น
(พิจารณาหัวเสาเข็มเป็นแบบยึดแข็ง) ของอาคาร D

Mode	Measurement	Fixed Support	Flexible Support		
			Period ⁽¹⁾	Period ⁽²⁾	Period ⁽³⁾
X	1.78	1.68(-5.6%)	1.8921(6.3%)	1.8919(6.3%)	1.949(9.5%)
Y	1.69	1.363(-19.3%)	1.5582(-7.8%)	1.558(-7.8%)	1.604(-5.1%)
Torsion	1.31	1.012(-22.7%)	1.2036(-8.1%)	1.2031(-8.2%)	1.192(-9.0%)

Period⁽¹⁾ ค่าคาบธรรมชาติที่พิจารณาระบบฐานรากเป็นแบบยึดหยุ่น

Period⁽²⁾ ค่าคาบธรรมชาติที่พิจารณาระบบฐานรากเป็นแบบยึดหยุ่น รวมถึงผลของห้องใต้ดิน (คิดเป็นระบบสปริงทดแทนที่ตำแหน่งฐานราก)

Period⁽³⁾ ค่าคาบธรรมชาติที่พิจารณาระบบฐานรากเป็นแบบยึดหยุ่น รวมถึงผลของห้องใต้ดิน (สร้างแบบจำลองของชั้นใต้ดินเพิ่มเติมจากแบบจำลองเดิม)

ตารางที่ 21 การเปรียบเทียบค่าคาบธรรมชาติจากการพิจารณาฐานรากในรูปแบบต่างๆของอาคาร E

Mode	Measurement	Fixed Support	Flexible Support	
			Period ⁽¹⁾	Period ⁽²⁾
X	0.377	0.3604(-4.4%)	0.4347(15.3%) ⁽³⁾	0.4033(6.9%)
Y	0.446	0.4056(-9.1%)	0.5075(13.8%)	0.4832(8.3%)
Torsion	0.348	0.3197(-8.1%)	0.3907(12.3%)	0.3592(3.2%)

Period⁽¹⁾ ค่าคาบธรรมชาติที่พิจารณาระบบฐานรากเป็นแบบยึดหยุ่น พิจารณาหั่วเสาเข็มเป็นแบบอิสระ
 Period⁽²⁾ ค่าคาบธรรมชาติที่พิจารณาระบบฐานรากเป็นแบบยึดหยุ่น พิจารณาหั่วเสาเข็มเป็นแบบยึดรั้ง
 ()⁽³⁾ ค่า % ความแตกต่างของค่าคาบธรรมชาติที่ได้จากแบบจำลองกับค่าที่ได้จากการตรวจวัดจริง

ตารางที่ 22 การเปรียบเทียบค่าคาบธรรมชาติจากการพิจารณาฐานรากในรูปแบบต่าง ๆ ของอาคาร F

Mode	Measurement	Fixed Support	Flexible Support	
			Period ⁽¹⁾	Period ⁽²⁾
X	0.3952	0.3765(-4.7%)	0.5283(33.6%)	0.4284(8.4%)
Y	0.4545	0.4656(2.4%)	0.6021(32.5%)	0.5204(14.5%)
Torsion	0.3597	0.3566(-0.8%)	0.5124(42.5%)	0.4087(13.6%)

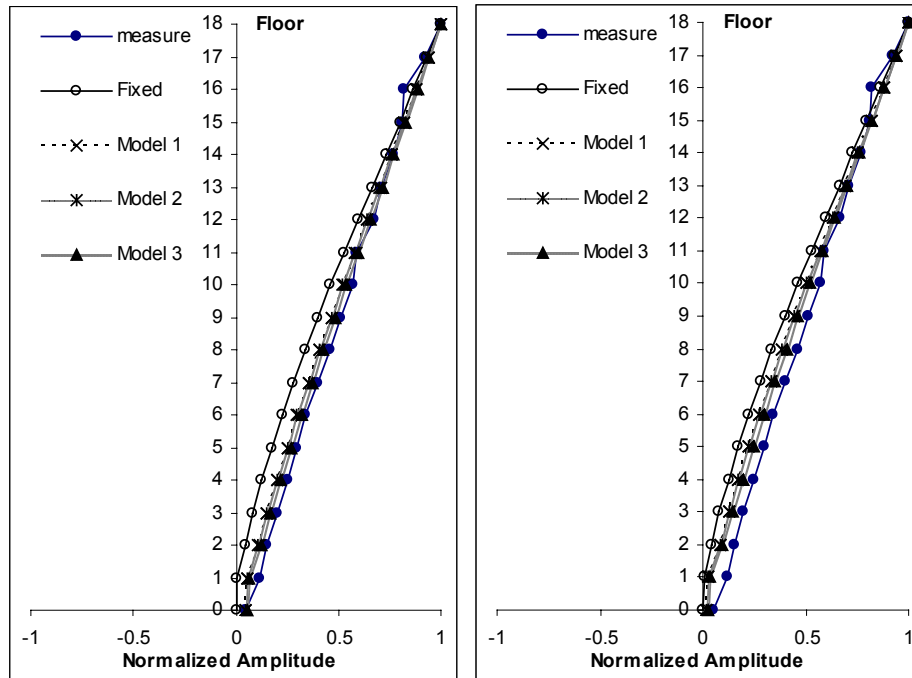
Period⁽¹⁾ ค่าคาบธรรมชาติที่พิจารณาระบบฐานรากเป็นแบบยึดหยุ่น พิจารณาหั่วเสาเข็มเป็นแบบอิสระ
 Period⁽²⁾ ค่าคาบธรรมชาติที่พิจารณาระบบฐานรากเป็นแบบยึดหยุ่น พิจารณาหั่วเสาเข็มเป็นแบบยึดรั้ง

ผลการวิเคราะห์รูปร่างของการสั่นไหว (Mode Shape Analysis)

จากการสร้างแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ในแต่ละอาคาร สามารถวิเคราะห์รูปร่างการสั่นไหว และเปรียบเทียบกับผลจากการตรวจวัด ได้ผลดังต่อไปนี้

อาคาร D

การสร้างแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของอาคาร D จากค่าคุณสมบัติของวัสดุ สมมติฐานต่าง ๆ ที่ได้กล่าวไว้แล้วในการสร้างแบบจำลอง รวมถึงการพิจารณารูปแบบต่าง ๆ ของฐานราก สามารถนำมาวิเคราะห์หาค่าการสั่นไหวของอาคารได้ดังรูปที่ 51-53

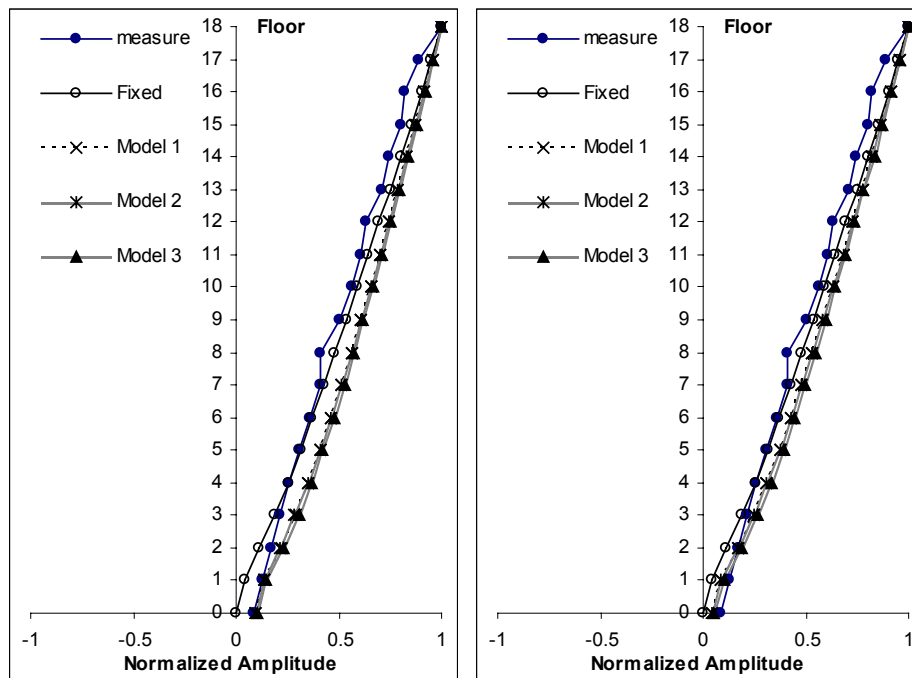


(ก)

(ข)

รูปที่ 51 รูปแสดงการสั่นไหวใน Mode การเคลื่อนที่ X

(ก) พิจารณาหั่วเสาเข็มแบบอิสระ (ข) พิจารณาหั่วเสาเข็มเป็นแบบยึดรั้ง

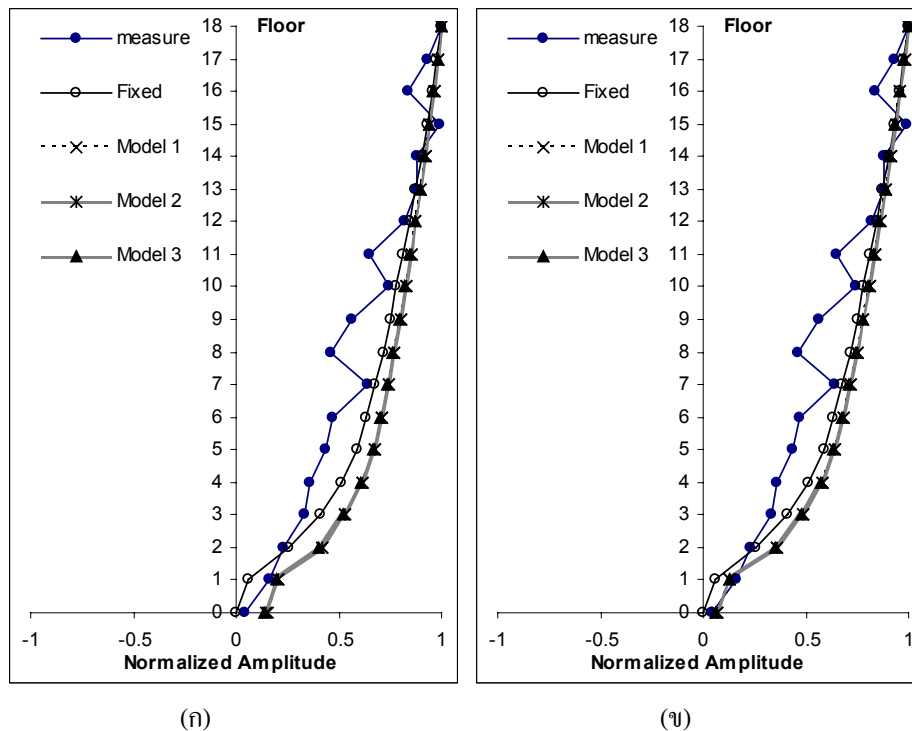


(ก)

(ข)

รูปที่ 52 รูปแสดงการสั่นไหวใน Mode การเคลื่อนที่ Y

(ก) พิจารณาหั่วเสาเข็มแบบอิสระ (ข) พิจารณาหั่วเสาเข็มเป็นแบบยึดรั้ง



รูปที่ 53 รูปแสดงการสั่นไหวใน Mode การเคลื่อนที่แบบบิด Torsion
(ก) พิจารณาหั่วเสาเข็มแบบอิสระ (ข) พิจารณาหั่วเสาเข็มเป็นแบบยึดรั้ง

Measured คือ ผลจากการตรวจวัดอาคารจริง

Fixed คือ ผลจากแบบจำลองที่พิจารณาเป็นแบบฐานรากยึดรั้ง

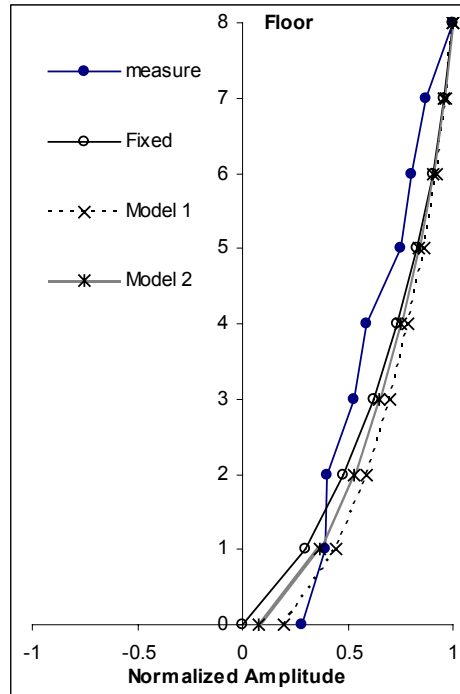
Model 1 คือ ผลจากแบบจำลองที่พิจารณาเป็นแบบฐานรากยึดหยุ่น

Model 2 คือ ผลจากแบบจำลองที่พิจารณาเป็นแบบฐานรากยึดหยุ่น รวมผลของห้องใต้ดิน (คิดเป็นระบบสปริงทดแทนที่ตำแหน่งฐานราก)

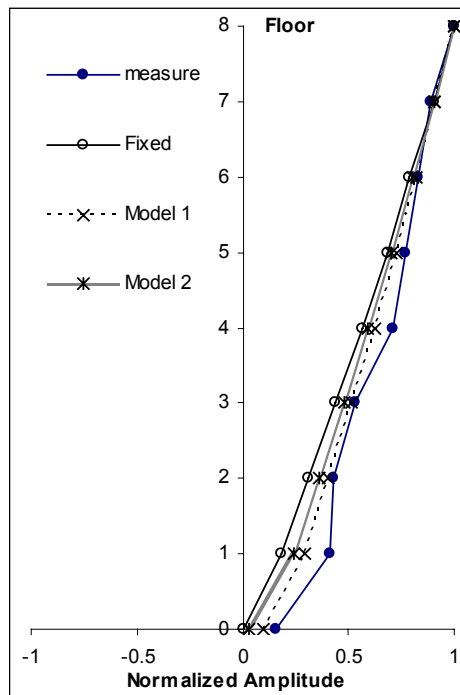
Model 3 คือ ผลจากแบบจำลองที่พิจารณาเป็นแบบฐานรากยึดหยุ่น รวมผลของห้องใต้ดิน (สร้างแบบจำลองของชั้นใต้ดินเพิ่มเติมจากแบบจำลองเดิม)

อาคาร E

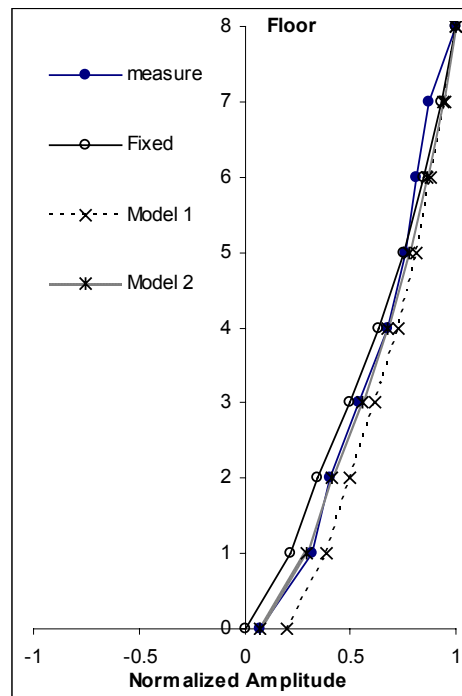
การสร้างแบบจำลองไฟในต้อลิเมนต์ของอาคาร E จากค่าคุณสมบัติของวัสดุ สมมติฐานต่างๆที่ได้กล่าวไว้แล้วในการสร้างแบบจำลอง รวมถึงการพิจารณารูปแบบต่างๆ ของฐานราก สามารถนำมาวิเคราะห์หาค่าการสั่นไหวของอาคารได้ดังรูปที่ 54-56



รูปที่ 54 รูปแสดงการสั่นไหวใน Mode การเคลื่อนที่ X



รูปที่ 55 รูปแสดงการสั่นไหวใน Mode การเคลื่อนที่ Y



รูปที่ 56 รูปแสดงการสั่นไหวใน Mode การเคลื่อนที่แบบบิด TORSION

Measured คือ ผลจากการตรวจวัดอาคารจริง

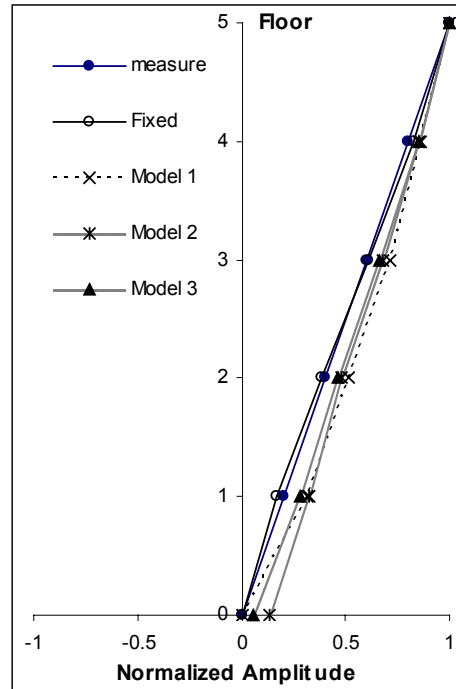
Fixed คือ ผลจากแบบจำลองที่พิจารณาเป็นแบบฐานรากยึดตรึง

Model 1 คือ ผลจากแบบจำลองที่พิจารณาเป็นแบบฐานรากยึดหยุ่น โดยห้วเสาเข็มเป็นแบบอิสระ

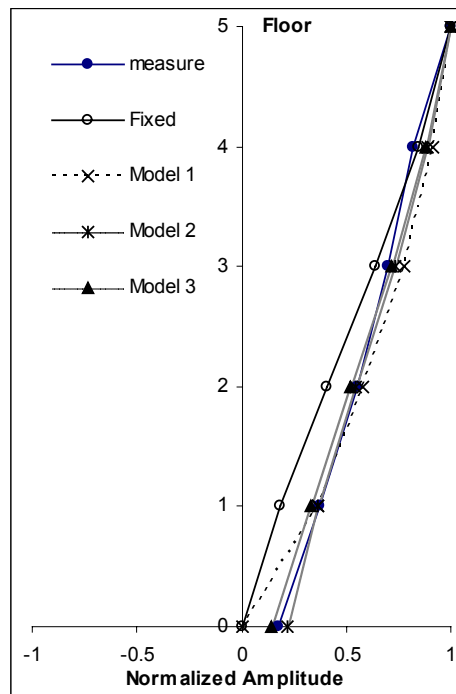
Model 2 คือ ผลจากแบบจำลองที่พิจารณาเป็นแบบฐานรากยึดหยุ่น โดยห้วเสาเข็มเป็นแบบยึดตรึง

อาคาร F

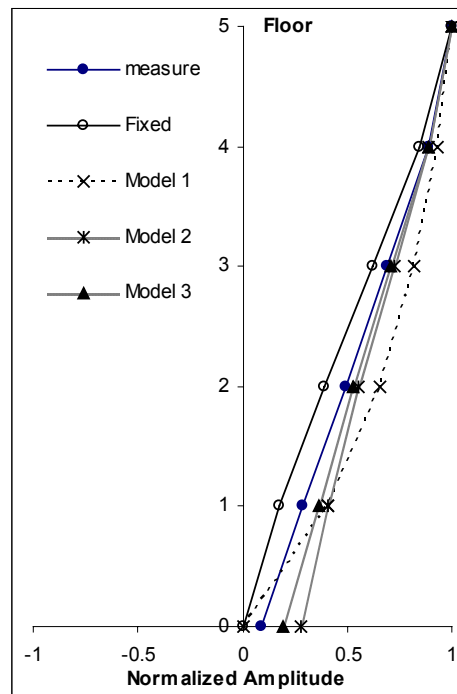
การสร้างแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของอาคาร F จากค่าคุณสมบัติของวัสดุ สมมติฐานต่างๆที่ได้กล่าวไว้แล้วในการสร้างแบบจำลอง รวมถึงการพิจารณารูปแบบต่างๆ ของฐานราก สามารถนำมาวิเคราะห์หาค่าการสั่นไหวได้ดังรูปที่ 57-59



รูปที่ 57 รูปแสดงการสั่นไหวใน Mode การเคลื่อนที่ X



รูปที่ 58 รูปแสดงการสั่นไหวใน Mode การเคลื่อนที่ Y



รูปที่ 59 รูปแสดงการสั่นไหวใน Mode การเคลื่อนที่แบบบิด TORSION

Measured คือ ผลจากการตรวจวัดอาคารจริง

Fixed คือ ผลจากแบบจำลองที่พิจารณาเป็นแบบฐานรากยึดตรึง โดยปรับแก้คุณสมบัติวัสดุ

Model 1 คือ ผลจากแบบจำลองที่พิจารณาเป็นแบบฐานรากยึดตรึง โดยไม่ปรับแก้คุณสมบัติวัสดุ

Model 2 คือ ผลจากแบบจำลองที่พิจารณาเป็นแบบฐานรากยึดหยุ่น โดยห้วเสาเข็มเป็นแบบอิสระ

Model 3 คือ ผลจากแบบจำลองที่พิจารณาเป็นแบบฐานรากยึดหยุ่น โดยห้วเสาเข็มเป็นแบบยึดตรึง

4 สรุปผลการวิจัย

การวิจัยในส่วนนี้ประกอบด้วยการศึกษาหลัก 2 เรื่อง คือ การศึกษาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร ด้วยการตรวจวัดสภาพการสั่นไหวตามธรรมชาติของอาคาร ด้วยเครื่องมือที่มีความละเอียดสูง และการวิเคราะห์เพื่อหาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ต่างๆ ประกอบด้วย คาบธรรมชาติ อัตราส่วนความหน่วง และ รูปร่างการสั่นไหวด้วยวิธีใน Frequency Domain ซึ่งได้ทำการศึกษากับอาคารรวมทั้งสิ้น 50 หลัง ที่มีความสูงตั้งแต่ 20 ถึง 210 เมตร และมีจำนวนชั้น 5 ถึง 54 ชั้น และทำการวิเคราะห์แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของอาคารจำนวน 6 หลังเพื่อพัฒนาเทคนิควิธีการที่ถูกต้องแม่นยำในการวิเคราะห์และประมาณค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารในกรุงเทพมหานคร โดยมีผลการวิจัยสรุปได้ดังนี้

1. ผลการศึกษาค่าคาบธรรมชาติของอาคารที่ได้ในงานวิจัยนี้แสดงอยู่ในรูปความสัมพันธ์กับลักษณะทางกายภาพของอาคาร คือ ความสูง หรือ จำนวนชั้น โดยการวิเคราะห์ Regression ของข้อมูลค่าคาบธรรมชาติในแต่ละทิศทางของการสั่นไหวใน 2 แกนหลักที่ตั้งฉากกับแกนของอาคาร (Transverse and Longitudinal Direction) ได้เป็นสูตรการประมาณค่าคาบธรรมชาติพื้นฐาน ซึ่งเป็นค่าคาบธรรมชาติเฉลี่ย (T_R) ที่ให้ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของข้อมูลต่ำที่สุด (Best-Fit) นอกจากนั้นการนำไปประยุกต์ใช้กับมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว อาจพิจารณาค่าคาบธรรมชาติที่มีค่าต่ำกว่าค่าเฉลี่ยของข้อมูล เป็นการประมาณค่าคาบธรรมชาติขอบเขตล่าง (T_L) เพื่อให้การออกแบบมีความปลอดภัยสูงขึ้น (Conservative) และสำหรับข้อกำหนดในมาตรฐานการออกแบบที่กำหนดค่าขอบเขตบน (T_U) ไว้สำหรับค่าคาบที่ได้จากการคำนวณด้วยวิธีอื่น

และสำหรับในการวิเคราะห์ Regression ได้แสดงผลของค่าสัมประสิทธิ์ β ที่เป็นเลขยกกำลังของความสูง หรือจำนวนชั้นของอาคารใน 2 รูปแบบ คือ ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ที่ไม่มีเงื่อนไข ซึ่งเป็นเส้นสมการที่ให้ค่าเฉลี่ยของข้อมูล (Best-Fit) และค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แบบมีเงื่อนไข เพื่อความสะดวกต่อการนำไปประยุกต์ใช้และเปรียบเทียบกับมาตรฐานต่างประเทศได้ชัดเจนยิ่งขึ้น โดยรายละเอียดสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าคาบธรรมชาติ T หน่วยเป็นวินาที กับลักษณะทางกายภาพของอาคาร ความสูง H (เมตร) และจำนวนชั้น N แสดงได้ดังนี้

กรณีพิจารณาความสูง แบบไม่มีเงื่อนไข ซึ่งได้เลขยกกำลังเป็นจำนวนเต็มแล้ว

$T_U = 0.023H$	สำหรับสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติขอบเขตบน
$T_R = 0.019H$	สำหรับสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติการสั่นพื้นฐาน
$T_L = 0.016H$	สำหรับสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติขอบเขตล่าง

กรณีพิจารณาจำนวนชั้น แบบไม่มีเงื่อนไข

$$T_U = 0.063N^{1.08} \quad \text{สำหรับสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติขอบเขตบน}$$

$$T_R = 0.051N^{1.08} \quad \text{สำหรับสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติการสั่นพื้นฐาน}$$

$$T_R = 0.042N^{1.08} \quad \text{สำหรับสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติขอบเขตล่าง}$$

กรณีพิจารณาจำนวนชั้น แบบมีเงื่อนไข ($\beta = 1.10$)

$$T_U = 0.059N^{1.10} \quad \text{สำหรับสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติขอบเขตบน}$$

$$T_R = 0.048N^{1.10} \quad \text{สำหรับสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติการสั่นพื้นฐาน}$$

$$T_R = 0.039N^{1.10} \quad \text{สำหรับสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติขอบเขตล่าง}$$

กรณีพิจารณาจำนวนชั้น แบบมีเงื่อนไข ($\beta = 1.0$)

สำหรับสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติขอบเขตบน

สำหรับสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติการสั่นพื้นฐาน

ฐาน

สำหรับสูตรประมาณค่าคาบธรรมชาติขอบเขตล่าง

และคาบธรรมชาติสำหรับรูปแบบการสั่นไหวที่ 2 มีสมการโดยประมาณคือ

และ

2. ค่าอัตราส่วนความหน่วงของอาคารที่ตรวจวัดและวิเคราะห์โดยวิธี Autocorrelation มีค่าเฉลี่ยสำหรับอาคารทุกหลังประมาณ 1% และไม่พบแนวโน้มของความสัมพันธ์กับข้อมูลทางกายภาพของอาคารแต่อย่างใด

3. จากการศึกษารูปร่างการสั่นไหวของอาคาร พบว่าอาคารส่วนมากมีการเคลื่อนตัวที่ฐานที่เทียบกับการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคาร โดยมีค่ามากสำหรับอาคารเดี่ยว หรืออาคารที่มีค่าอัตราส่วนสตีเฟนสของอาคารต่อสตีเฟนสของฐานรากและชั้นดินสูง เมื่ออาคารมีความสูงมากขึ้นค่าการเคลื่อนตัวที่ฐานจะมีแนวโน้มลดลง สำหรับรูปแบบการสั่นไหวที่ 2 การเคลื่อนตัวที่ฐานอาคารมีค่าสูงกว่ารูปแบบที่ 1 หรือค่าการเคลื่อนตัวที่ฐานมีค่ามากในรูปแบบการสั่นไหวที่สูงขึ้น

4. ในการวิเคราะห์เพื่อหาค่าคาบธรรมชาติและรูปแบบการสั่นไหวจากแบบจำลองที่พิจารณาพฤติกรรมในช่วงอีลาสติก และเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดอาคารตัวอย่างศึกษาเพื่อตรวจสอบแบบจำลองที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์อาคารเหล่านี้ ตัวแปรที่สำคัญสำหรับการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ได้แก่ ระบบโครงสร้าง เช่น ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต การแตกร้าวของคอนกรีตในหน้าตัดคานและเสา น้ำหนักบรรทุก ความแข็งแรงบริเวณรอยต่อคานและเสา แบบจำลองของฐานรากและส่วนประกอบที่ไม่ใช่โครงสร้าง เช่น ผนังกำแพงในรูปแบบต่างๆ โครงสร้างบันได จากการศึกษาพบว่าตัวแปรสำคัญที่มีผลต่อค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์นั้น ได้แก่ ผนังกำแพง ค่าคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของวัสดุ และสมมุติฐานต่างๆ ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งในงานวิจัยนี้ทำให้ทราบถึงช่วงของตัวแปรต่างๆ ที่เหมาะสมต่อการสร้างแบบจำลองเพื่อได้ค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์จากแบบจำลองมีค่าที่ใกล้เคียงกับค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ที่ได้จากการตรวจวัดจริง และผลการศึกษาพบว่าค่าคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์จากแบบจำลองมีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกับค่าจากการตรวจวัดจริงในรูปแบบการสั่นไหวลำดับที่หนึ่งในแต่ละทิศทางของการเสีรูปใน 2 แกนหลักที่ตั้งฉากกับแกนของอาคารและการเสีรูปแบบบิด แบบจำลองที่เหมาะสมที่เลือกใช้ คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตในช่วงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงของโครงสร้างโดยงานวิจัยนี้ใช้ค่าเฉลี่ยของ Secant Modulus และ Initial Modulus ไม่พิจารณาการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคานและเสาเนื่องจากโครงสร้างอยู่ในช่วงพฤติกรรมอีลาสติกซึ่งยังไม่เกิดการแตกร้าว พิจารณาผนังกำแพงเป็นแบบเต็มช่อง พิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อโครงสร้างตามลักษณะการใช้งานจริง และการสร้างแบบจำลองให้ฐานรากไม่ยึดแน่น สามารถแสดงการเคลื่อนตัวที่ฐานได้และทำให้รูปร่างการสั่นไหวใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดมากขึ้น

เอกสารอ้างอิง

- [1] เป็นหนึ่ง วานิชชัย (2000), “ภัยพิบัติแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นในประเทศไทยและวิธีการป้องกันบรรเทาความเสียหาย”, *วิศวกรรมสารฉบับวิจัยและพัฒนา*, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, ปีที่ 10 ฉบับที่ 1 พ.ศ. 2542, หน้า 15 – 31.
- [2] P. Warnitchai, C. Sangarayakul, and S.A. Ashford (2000), “Seismic Hazard in Bangkok due to Long-Distance Earthquakes”, *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, February, paper No. 2145.
- [3] S.A. Asford, Warrasak J., and Panitan L. (1996), *Amplification of Earthquake Ground Motions in Bangkok*, a Final Report on research sponsored by the Royal Thai Government Public Works Department.
- [4] R. Crawford and H.S. Ward (1964), “Determination of the Natural Period of Building”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 54, 6, pp. 1743-1756.
- [5] M.D. Trifunac (1970), *Ambient Vibration Test of A Thirty-nine story Steel Frame Building*, Report No. EERL 70-02, Earthquake Engineering Research Lab, California Institute of Technology, Pasadena.
- [6] G.T. Taoka, M. Hogau, F. Khan, and R.H. Scanlau (1975), “Ambient Response Analysis of Some Tall Structures”, *Journal of the Structural Division*, ASCE, 101(ST1), pp. 49-65.
- [7] M. Meyyappa, H. Palsson, and J.I. Craig (1981), “Modal Parameter Estimation for A Hing-rise Building using Ambient Response Data taken during Construction”, *Proceedings of the Second Specialty Conference on Dynamic Response of Structures : Experimental, Observation, Prediction and Control*, ASCE.
- [8] M.H. Richardson and D.L. Formenti (1982), “Parameter Estimation from Frequency Response Measurements using Rational Fraction Polynomials”, *Proceedings of the 1st International Modal Analysis Conference*, Orlando, Florida.
- [9] H.A. Cole (1973), *On-line Failure and Damping Measurement of Aerospace Structures by Random Decrement Signatures*, NASA CR-2205.
- [10] S.R. Ibrahim and R.S. Pappa (1981), “A Parametric Study of the Ibrahim Time Domain Modal identification Algorithm”, *Shock and Vibration Bulletin*, 51(3), pp. 43-72.

- [11] สมจิต อำนางสาน (2000), *Identification of Dynamic Properties of Buildings and Structures from Microtremor Vibrations*, Master Thesis No. ST-00-15, Asian Institute of Technology.
- [12] ชีรพล ถีลาวรรณี (2001), *Identification of Dynamic properties of Tall Buildings in Bangkok by an Ambient Vibration Method*, Master Thesis No. ST-01-9, Asian Institute of Technology.
- [13] R.K. Goel and A.K. Chopra (1997), *Vibration Properties of Buildings determined from Recorded Earthquake Motion*, Report No. UBC/EERC-97/14, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkley.
- [14] H. B. Seed (1989), *Implications of Site Effects in the Mexico City Earthquake of Sept. 19, 1985 for Earthquake-Resistant Design Criteria in the San Francisco Bay Area of California*, Report No. UCB/EERC-89/03, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California at Berkley, California.
- [15] R.W. Clough and J. Penzien (1993), *Dynamics of Structures*, 2nd Edition, Singapore, McGraw-Hill.
- [16] A.K. Chopra (1995), *Dynamics of structures : Theory and Applications to Earthquake Engineering*, New Jersey, Prentice-Hall.
- [17] M.A.M. Torkamani and A.K. Ahmadi (1988), “Stiffness Identifications of A Tall Building during Construction Period using Ambient Tests”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, pp. 1177-1188.
- [18] A.A. Chaker and A. Cherifati (1999), “Influence of Masonry Infill Panels on the Vibration and Stiffness Characteristics of R/C Frame Buildings”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, pp. 1061-1065.
- [19] J.G. Bouwkamp, J.P. Kollegger, and R.M. Stephen (1980), *Dynamic Properties of A Twelve-story Prefabricated Panel Building*, Report No. UBC/EERC-80/29, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkley.
- [20] D. Muria-Vila, O.L. Fuentes, and A.R. Gonzalez (2000), “Uncertainties in the Estimation of Natural Frequencies of Buildings in Mexico City”, *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland*, New Zealand, Paper No. 2092.
- [21] UBC (1997), *Uniform Building Code*, International Conference of Building Officials, Whittier, California.

- [22] CSI 2000. SAP2000: Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures: Analysis Reference. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.
- [23] Kotsovos M.D. & Pavlovic M.N., (1995) Structural Concrete Finite-Element analysis for limit-state design. Redwood Book, Trowbridge, Wiltshire.
- [24] ATC, (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [25] Paulay T. and Priestley M.J.N., (1992) Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York: John Wiley & Sons Inc.
- [26] FEMA, (1997) NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273
- [27] Lue, L. J., Liu, C. Y., Huang, C. W., Chou, J. J., Lee, J. H. and Yeh, S. H. (2001) "Formulas for Vibration Period of RC Buildings in Taiwan Derived From Ambient Vibration Data." *The Eighth East-Asia Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*. Nanyang Technological University. Singapore.
- [28] Hong, LL. and Hwang, WL. (2000) "Empirical formula for fundamental vibration period of reinforced concrete buildings in Taiwan." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. pp. 327-337.
- [29] Ellis BR. (1980) "An assessment of the accuracy of predicting the fundamental natural frequencies of building and the implications concerning the dynamic analysis of structures." *Proc. Instn Civ. Engrs*. Vol. 69, No. 2, pp. 763-776.