

บทที่ 2

วรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง

2.1 ความรู้พื้นฐานเกี่ยวกับเรื่องที่วิจัย

วิธีสเปกตรัมการตอบสนอง (Response Spectrum)

การตอบสนองของระบบหลายองศาอิสระ (Multi Degrees of Freedom) หรือ MDOF ที่เกิดจากคลื่นของเวลา อาจคำนวณได้โดยการแบ่งระบบดังกล่าวออกเป็นอนุกรมของระบบองศาอิสระเดียว (Single Degree of Freedom) หรือ SDOF และใช้การคำนวณการตอบสนองในโดเมนของเวลา (Time Domain) จากนั้นจึงหาผลรวมของการตอบสนองเพื่อใช้สำหรับระบบ MDOF การวิเคราะห์นี้คือการวิเคราะห์แบบโมเมนต์ (Modal Analysis) หากสนใจแต่การตอบสนองสูงสุด (ซึ่งใช้ในการออกแบบ) ค่าสูงสุดของหลายๆ โมเมนต์จะถูกคำนวณภายใต้ผลของสเปกตรัมการตอบสนอง ซึ่งใช้เป็นตัวแทนของคลื่นของเวลา และการรวมค่าสูงสุดจะให้ขีดจำกัดบนของการตอบสนองสูงสุดของระบบ MDOF ซึ่งวิธีดังกล่าวจะใช้เฉพาะกับระบบอีลาสติคเชิงเส้นตรง (Linear Elastic System) เท่านั้น เนื่องจากขั้นตอนดังกล่าวอาศัยหลักการของ Superposition การวิเคราะห์แบบโมเมนต์อาจถือได้ว่าเป็นการวิเคราะห์แบบโดเมนของเวลา แต่อาจมีข้อได้เปรียบได้ว่าเป็นแบบโดเมนของความถี่ (Frequency Domain) ก็ได้

การพัฒนาถึงการวิเคราะห์แบบโมเมนต์สเปกตรัม ต้องใช้สองหลักการ คือหลักการของ Superposition และ Convolution Integral การเลือกสเปกตรัมแผ่นดินไหว และการรวมที่เหมาะสมของโมเมนต์เป็นสิ่งจำเป็นในการวิเคราะห์แบบโมเมนต์สเปกตรัม สำหรับระบบ SDOF อันหนึ่งๆ ซึ่งสามารถพิสูจน์ได้ว่าการเคลื่อนตัว (Displacement) ณ เวลา t สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.1)

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.1)$$

ซึ่งสมการนี้ถ้ามีการควมระหว่างโมเมนต์ ที่แสดงความสัมพันธ์ของการสั่นของโครงสร้าง MDOF จะสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของเมตริกซ์ สำหรับระบบอีลาสติคได้ดังในสมการที่ (2.2)

$$\underline{M}\ddot{\underline{x}} + \underline{C}\dot{\underline{x}} + \underline{K}\underline{x} = -\underline{M}\underline{\ddot{x}}_g \quad (2.2)$$

โดยการเปลี่ยนพื้นฐาน สมการที่ (2.2) จะให้ผลของการเคลื่อนตัวที่ไม่มีการควมระหว่าง โหมด ซึ่งแต่ละอันจะเป็นตัวแทนของระบบ SDOF ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

- a. สมมติให้เวกเตอร์ของการเคลื่อนตัวสามารถเขียนได้ในรูปของ

$$x = \Phi Y(t) \quad (2.3)$$

เมื่อ Φ คือเมตริกซ์โหมด และ $Y(t)$ คือเวกเตอร์ของรูปร่างโหมด เมตริกซ์โหมดเป็นแบบที่ไม่เป็นหนึ่งเดียว (Non-singular) และเป็นบวก (Positive) ดังนั้นจึงสามารถหาส่วนกลับ (Inverse) ได้ สังเกตว่าคอลัมน์ในเมตริกซ์ Φ ยังไม่ทราบในขั้นตอนนี้

- b. สร้างสูตรของปัญหา Eigenvalue ของระบบ MDOF ดังนี้

$$\underline{K}\Phi_i = \omega_i^2 \underline{M}\Phi_i \quad (2.4)$$

- c. คำนวณค่า Eigenvalue (หรือความถี่) จำนวน N ค่า และ Eigenvector (หรือรูปร่างโหมดของการสั่น) จากสมการที่ (2.4) นี่คือการวิเคราะห์ Eigenvalue แบบธรรมดา นอกจากนี้อาจใช้การวิเคราะห์ Ritz Vector ซึ่งสามารถนำมาใช้ได้โดยเฉพาะกับระบบโครงสร้างที่ซับซ้อน ซึ่งจะให้ผลที่เที่ยงตรงเมื่อเทียบกับการคำนวณด้วยการวิเคราะห์ Eigenvalue สำหรับจำนวนโหมดที่เท่ากัน โหมดที่มีความถี่ต่ำสุดคือโหมดพื้นฐาน (Fundamental Mode) ซึ่งความถี่ที่ได้คือความถี่พื้นฐาน (Fundamental Frequency) ของการสั่น หลังจากทราบถึงความถี่ต่างๆ จะถูกแทนค่าลงในสมการที่ (2.5) ที่ละค่า

$$(\underline{K} - \omega^2 \underline{M})x = 0 \quad (2.5)$$

ซึ่งสามารถแก้สมการเพื่อหาแอมพลิจูดสัมพัทธ์ของการเคลื่อนตัวสำหรับการเปลี่ยนตำแหน่งในแต่ละทิศทาง สำหรับโหมดของการสั่นแต่ละโหมด คุณลักษณะที่สำคัญคือ รูปร่างโหมดอยู่ในแนวที่ตั้งฉาก (Orthogonal) กับ เมตริกซ์มวลและเมตริกซ์ความแข็ง

- d. สมมุติความหน่วง (Damping) ที่มีสัดส่วนสัมพันธ์กับโหมด (เช่นความหน่วงทั้งหมดคือผลรวมของความหน่วงของโหมดที่มีส่วนร่วม) ถูกกำหนดโดย

$$\Phi_i^T C \Phi_j = 2\omega_i \xi_i \delta_{ij} \quad (2.6)$$

ในโปรแกรมไฟไนท์อีลิเมนต์ส่วนใหญ่ สัดส่วนของเมตริกซ์ความหน่วงและเมตริกซ์ความแข็ง ความหน่วงได้ถูกใช้โดยเทคนิคที่มีประสิทธิภาพในการประกอบเมตริกซ์ความหน่วง โดยไม่ได้อ้างอิงถึงจากชิ้นส่วนโครงสร้าง ถ้าพิจารณาเพียงแค่ 2 โหมด ซึ่งถูกเรียกว่า ‘Rayleigh Damping’ และถูกกำหนดโดยสมการ

$$\underline{C} = \alpha \underline{M} + \beta \underline{K} \quad (2.7)$$

พารามิเตอร์ทั้งสองตัว α และ β ถูกสร้างจากตัวแปรที่ทราบค่าสองตัวของ ξ_i ซึ่งอัตราส่วนความหน่วง ξ_i สามารถคำนวณได้ไปพร้อม ๆ กันดังแสดงด้านล่าง

$$\xi_i = \frac{\alpha + \beta \omega_j^2}{2\omega_j} \quad (2.8)$$

ซึ่งข้อสมมุติฐานข้างบนนี้เป็นสิ่งจำเป็นที่จะเป็น สำหรับทางเลือกสำหรับการแก้สมการ (ที่แยกออกในแต่ละโหมด) ของการเคลื่อนตัว เนื่องจากรูปร่างของโหมดที่ตั้งฉากกับ $\underline{M}$ และ $\underline{K}$ ซึ่งเมตริกซ์ทั้งสองก็ตั้งฉากกับเมตริกซ์ความหน่วงแบบ Rayleigh ด้วย

- c. สร้างสมการการเคลื่อนตัวในเทอมของพิกัดที่ตั้งฉากกัน หรือพิกัดที่ทำให้เป็นแบบทั่วไป (Generalized) Y_i

$$Y_i + 2\xi_i \omega_i Y_i + \omega_i^2 Y_i = -\Gamma_i x_g \quad (2.9)$$

เมื่อความถี่เชิงมุม ω_i สำหรับโหมดที่ i คือ

$$\omega_i = \sqrt{\frac{\hat{K}_i}{\hat{M}_i}} \quad (2.10)$$

ในเมื่อ $\hat{M}_i$ แสดงถึง มวลในรูปแบบทั่วไปดังนี้

$$\hat{M}_i = \Phi_i^T \underline{M} \Phi_i \quad (2.11)$$

และ $\hat{K}_i$ แสดงถึง ความแข็งในรูปแบบทั่วไปดังนี้

$$\hat{K}_i = \Phi_i^T \underline{K} \Phi_i \quad (2.12)$$

แฟกเตอร์ Γ_i ถูกเรียกว่า ‘แฟกเตอร์ของการมีส่วนร่วมของโหมด’ และให้การวัดที่ชี้แจง โหมดที่ i มีส่วนร่วมในการตอบสนองเชิงพลศาสตร์ทั้งหมด ตามแฟกเตอร์ข้างล่างนี้

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{\hat{M}_i} \quad (2.13)$$

เมื่อ

$$L_i = \Phi_i^T \underline{M} \underline{I} \quad (2.14)$$

- f. คำนวณคำตอบของระบบซึ่งมีจำนวนสมการเท่ากับ N สมการ ในพิกัดปกติตั้งในสมการที่ (2.13) การตอบสนองของโหมดที่ i ของการสั่น ณ เวลาใดๆ สามารถเขียนอยู่ในรูปของ Convolution Integral (หรือ Duhamel Integral)

$$Y_i(t) = \frac{L_i}{\hat{M}_i \omega_i} A_i(t) \quad (2.15)$$

เมื่อ $A_i(t)$ ได้มาจากคำตอบของสมการที่ (2.1) หรือสมการการเคลื่อนตัว ซึ่งสามารถแก้ได้ด้วยวิธีเชิงตัวเลข (Numerical Method) ในโดเมนของเวลาหรือความถี่ วิธีการนี้เรียกว่า ‘วิธีอินทิเกรตตรง’ (Direct Integration Method) และ ‘การแปลงฟูเรียร์อย่างรวดเร็ว’ (Fast Fourier Transform) ตามลำดับ

- g. คำนวณแรงคืนรูปอีลาสติกจาก

$$R = \underline{K} \underline{\Phi} Y(t) = \sum_{i=1}^N \frac{L_i}{\hat{M}_i} A_i(t) \underline{M} \Phi_i \quad (2.16)$$

- h. คำนวณแรงเฉือนพื้นฐานที่เกิดจากการสั่นสะเทือน V_B ซึ่งสามารถหาได้จากผลรวมของแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลตลอดความสูงของโครงสร้าง

$$V_B = \sum_{i=1}^N \frac{L_i^2}{\hat{M}_i} A_i(t) \quad (2.17)$$

- i. คำนวณการเปลี่ยนรูปสัมพัทธ์ซึ่งเปรียบเทียบกับฐานของโครงสร้างที่สัมพันธ์กับโหมดที่ i ของการสั่น

$$x_i = \Phi Y_i(t) = \frac{L_i}{\hat{M}_i} A_i(t) \Phi_i \quad (2.18)$$

สมการที่ (2.8) สร้างความหน่วงที่ไม่ขึ้นกับความถี่ ขั้นตอน (d) ที่ใช้คำนวณ ξ_i มักจะมีการดูดซับมากเกินไป (Over-damp) ในโหมดสูงๆ ของการสั่น ซึ่งจะมีผลต่อความเชื่อมั่นของโครงสร้างอาคารสูงหรือระบบที่อยู่ใกล้กับการเคลื่อนตัวของพื้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหว ความหน่วงตามสัดส่วนซึ่งสามารถมองได้ว่าเป็นการรับรู้ของโครงสร้างของไหลที่สมมุติซึ่งมีความหนืดเป็นอนันต์สำหรับการเคลื่อนตัวของโครงสร้างแบบแข็งทื่อ (Rigid-body Motion) ($\omega = 0$) สำหรับโหมดที่มีความถี่สูงกว่า ของไหลจะดูดซับการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของ MDOF ซึ่งมีผลมากขึ้นเมื่อ ω เพิ่มขึ้น การสั่นความถี่สูงแบบไม่เป็นจริงหรือมีรู้จักกันว่า ‘สัญญาณรบกวน’ นั้นถูกสร้างขึ้นโดยการจำลองของการตอบสนองเชิงตัวเลข ซึ่งถูกดูดซับด้วยเทอม βK

เทอม $L_i^2 / \hat{M}_i$ ในสมการที่ (2.17) ถูกกำหนดให้เป็น ‘มวลประสิทธิภาพของโหมด’ ปริมาณนี้โดยปกติจะหายไป ในโหมดที่สูงขึ้น ตัวอย่างเช่นในอาคารรับแรงเฉือนโดยทั่วไป จะมีโหมดพื้นฐานคิดเป็นมวลได้มากถึง 85-90% ของมวลทั้งหมด ดังนั้นการรวมการตอบสนองสำหรับ 2 ถึง 3 โหมดแรกจะสามารถใช้เป็นตัวแทนสำหรับระบบ MDOF ได้ ในอีกแง่หนึ่งสะพานที่ชะลุดและมีช่วงสเปนนยาวมักจะตอบสนองในโหมดที่เป็นสิบหรือแม้กระทั่งเป็นร้อย ซึ่งในกรณีทั้งหมดนี้ต้องการโหมดที่เพียงพอสำหรับใช้เป็นตัวแทนของ MDOF ผลรวมของมวลโหมดคือผลรวมของมวลของทั้งโครงสร้างเช่น

$$\sum_{i=1}^N \frac{L_i^2}{\hat{M}_i} = \sum_{i=1}^N M_i \quad (2.19)$$

สมการที่ (2.16) และ (2.18) แสดงถึงประวัติทั้งหมดของการกระทำและการเปลี่ยนรูปของโครงสร้าง MDOF ระบบที่รวมกันเป็นก้อน (Lump) ที่มีองศาอิสระ N จะมีจำนวนรูปร่างโหมดเท่ากับ N ดังนั้นจึงเป็นไปได้ที่จะอธิบายการเปลี่ยนรูปของโครงสร้างในเทอมของแอมพลิจูดของรูปร่างที่ใช้พิกัดทั่วไป $Y(t)$ ดังแสดงในสมการที่ (2.15)

ในการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหว การหาค่าการเปลี่ยนรูปสูงสุดและแรงภายใน แทนที่จะเป็นประวัติทั้งหมด มักจะเป็นจุดประสงค์หลัก โดยเฉพาะในแง่ของการออกแบบ การตอบสนองสูงสุดสามารถหาได้สำหรับในแต่ละโหมด แล้วนำมารวมกันโดยใช้วิธีการทางสถิติ การวิเคราะห์สเปกตรัมโหมด (หรือ สเปกตรัม หรือ สเปกตรัมการตอบสนอง) ประมาณค่าสูงสุดของการตอบสนองของโครงสร้างโดยการรวมค่าสูงสุดของแต่ละโหมด ซึ่งมีขั้นตอนสรุปไว้ดังต่อไปนี้

- จำนวนโหมดและความถี่ของ MDOF โดยขั้นตอน (a) ถึง (d) จากขั้นตอนการวิเคราะห์โหมดที่ให้ไว้ด้านบน
- จำนวนมวลทั่วไป (Generalized Mass) $\hat{M}_i$ และแฟกเตอร์การมีส่วนร่วมของโหมด Γ_i จากสมการ (2.10) และ (2.12) ตามลำดับ
- เลือกสเปกตรัมของการเร่ง
- คำนวณความเร่งของสเปกตรัม S_{ai} ซึ่งสัมพันธ์กับคาบ T_i ที่หามาสำหรับแต่ละโหมดของการสั่น
- คำนวณแรงเฉื่อยสูงสุดของแต่ละโหมด เวกเตอร์ของแรง $F_{\max,i}(t)$ ของโหมดที่ i ดังนี้

$$F_{\max,i}(t) = \underline{M}\Phi_i \frac{L_i}{\Phi_i^T \underline{M}\Phi_i} S_{ai} \quad (2.20)$$

- คำนวณค่าสูงสุดของพารามิเตอร์ของการตอบสนองเช่น การกระทำ (โมเมนต์, แรงเฉือน, แรงตามแนวแกน, แรงบิด หรืออื่นๆ) และการเปลี่ยนรูป (การเคลื่อนตัวและมุมหมุน) ปริมาณของการตอบสนองสามารถหาได้จากการวิเคราะห์สถิตยศาสตร์
- รวมปริมาณซึ่งหาในขั้นตอน (f) ของแต่ละโหมดเพื่อการหาพารามิเตอร์ตอบสนองรวม

ต้องมีการตัดสินใจสำหรับการเลือกจำนวนโหมดที่จะนำมารวมและวิธีการรวม การเลือกจำนวนโหมดที่นำมารวมหมายถึงความเที่ยงตรงและเวลาที่สูญเสียในขั้นตอน ในกรณีส่วนใหญ่ในแง่ของโครงสร้าง 2 ถึง 3 โหมดก็เพียงพอ อย่างที่ได้กล่าวไว้แล้ว จุดประสงค์คือต้องการพิจารณาอย่างน้อย 85-90% ของมวลทั้งหมด ซึ่งสามารถทำได้ในโครงสร้างทั่วไปอย่างค่อนข้างง่าย ในกรณี

พิเศษเช่นสะพานชะลูดช่วงยาว เพื่อที่จะเข้าถึงขีดจำกัด 85-90% อาจต้องการการรวมของเป็นสิบถึงเป็นร้อยโหนด

สูตรการประมาณหลายหลากสำหรับ Superposition อาจถูกใช้ในการวิเคราะห์สเปกตรัมวิธีที่ใช้กันโดยทั่วไปมากที่สุดคือ รากที่สองของผลรวมของกำลังสอง หรือ Square Root of Sum of Squares (SRSS) และ การรวมสมการ 2 ชั้นสมบูรณ์แบบหรือ Complete Quadratic Combination (CQC) ขีดจำกัดบนที่ปลอดภัยอย่างมีเหตุผลของพารามิเตอร์การตอบสนองโดยรวมได้ถูกหามาโดยการสมมติว่าการวัดของการตอบสนองในโหนดที่ต่างกันไม่สัมพันธ์กัน สำหรับโครงสร้างสามมิติที่มีคาบของการสั่นจำนวนมากที่คล้ายกัน ข้อสมมุติฐานนี้ไม่สามารถใช้ได้

ในวิธี SRSS ค่าพารามิเตอร์รวมของการตอบสนอง E ได้ถูกกำหนดโดย

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^N E_i^2} \quad (2.21)$$

ถ้าความแตกต่างของสองความถี่โหนดไม่เกิน 10% SRSS อาจนำไปสู่การประมาณค่าที่ต่ำเกินไปของการตอบสนองของโครงสร้าง แม้ว่าวิธีการรวมแบบ SRSS จะประกันความปลอดภัยของขีดจำกัดบนของการตอบสนองโครงสร้างในแง่ของปริมาณโดยรวมสำหรับกรณีส่วนใหญ่อย่างที่ได้กล่าวไว้แล้ว ในบางกรณีพารามิเตอร์ของการตอบสนองเชิงซ้อนอาจจะไม่ใช่ขีดจำกัดบนที่ปลอดภัย เนื่องจากผลกระทบของโหนดสูงๆ ที่มีต่อปริมาณของส่วนย่อย วิธีอย่างง่ายคือการทำวิธี SRSS ให้ง่ายขึ้นโดยการเปลี่ยนมวลของโหนดพื้นฐาน หรือโหนดควบคุมหลักด้วยมวลทั้งหมด

เมื่อโหนดต่างๆ อยู่ใกล้กัน วิธีการรวมซึ่งต้องอาศัยผลรวมของผลกระทบระหว่างโหนดเป็นสิ่งจำเป็น เนื่องจากโหนดที่อยู่ใกล้กันมีส่วนเกี่ยวข้องกันบางส่วน วิธีการนี้อาจจะนำไปใช้ได้สำหรับทุกๆ โครงสร้าง เมื่อความสัมพันธ์ระหว่างโหนดมีต่ำหรือไม่มี เทอมระหว่างอาจมีค่าน้อยหรือเป็นศูนย์ CQC สามารถอธิบายได้ดังนี้

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N E_i E_j \rho_{ij}} \quad (2.21)$$

เมื่อ ρ_{ij} คือสัมประสิทธิ์ข้ามโหนด สัมประสิทธิ์นี้มักถูกอธิบายในรูปของฟังก์ชันของความถี่โหนดและคุณลักษณะของความหน่วง สำหรับความหน่วงโหนดที่เท่ากันเช่น $\xi_i = \xi_j = \xi$ เป็นดังนี้

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1+r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} \quad (2.22)$$

เมื่อ $r = \omega_j / \omega_i$ สัมประสิทธิ์ ρ_{ij} แปรเปลี่ยนอยู่ระหว่าง 0 และ 1 สำหรับ $i = j$ ถ้าความถี่โหมดของ MDOF แยกกันอย่างดี เทอมที่อยู่นอกแนวทแยงจะมีแนวโน้มที่จะเป็นศูนย์ และวิธี CQC จะเข้าหาวิธี SRSS

การประมาณค่าพารามิเตอร์การตอบสนองรวม E ด้วยกฎของ CQC อาจจะมากกว่าหรือน้อยกว่าการประมาณด้วยกฎของ SRSS

2.2 ทฤษฎีที่รองรับ หรือกรอบความคิดทางทฤษฎี

งานวิจัยนี้เกี่ยวเนื่องกับมาตรฐานออกแบบอาคาร 3 ฉบับ คือ

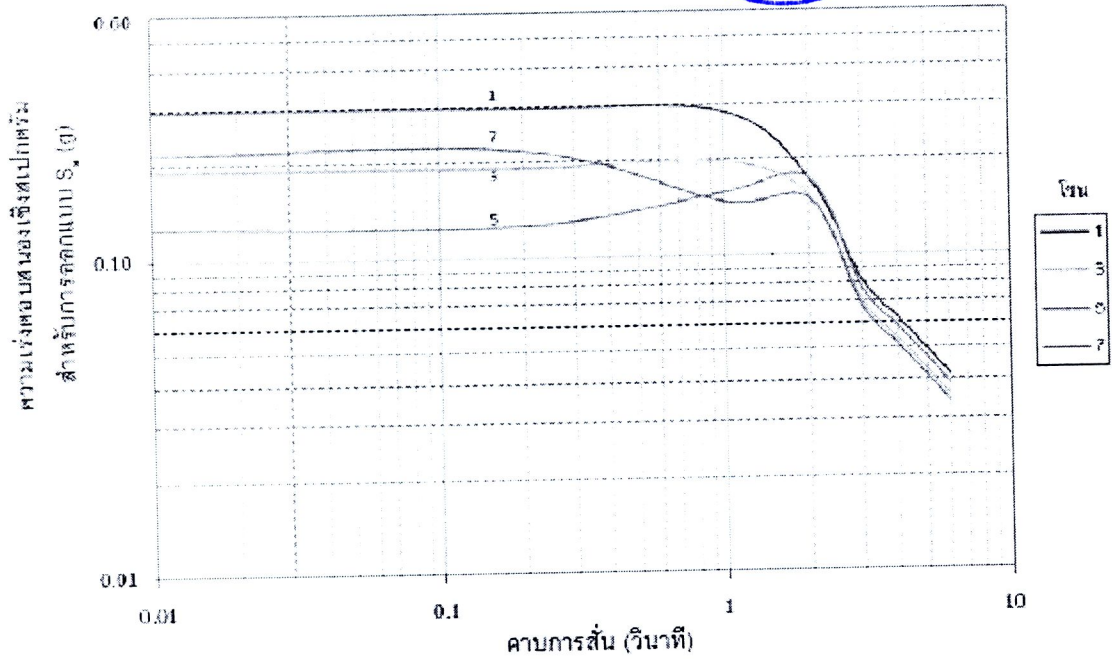
1. มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1302-52
2. มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (ปรับปรุงครั้งที่ 1) มยผ. 1301-54
3. มาตรฐานสำหรับออกแบบอาคารเพื่อต้านแรงลม (2550) มยผ. 1311-50

โดยเลือกมาเฉพาะส่วนที่เกี่ยวข้องและกล่าวไว้โดยย่อ ดังนี้

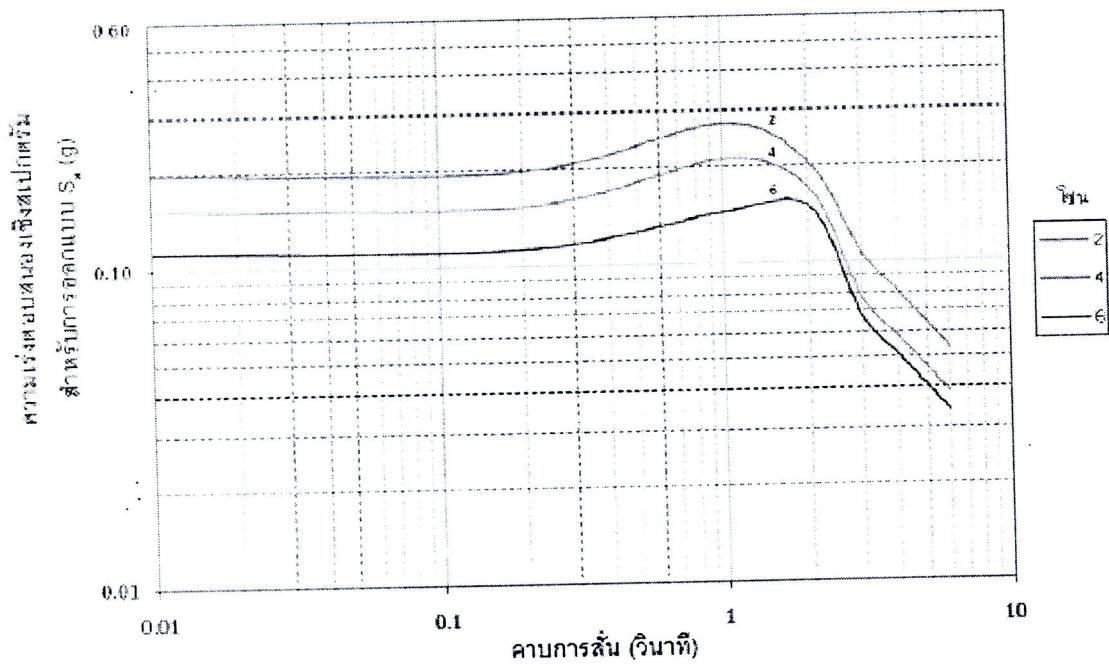
2.2.1 มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

มยผ. 1302-52

สำหรับในประเทศไทยกรมโยธาธิการและผังเมือง (2552) ได้ออกมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1302 ซึ่งได้ข้อกำหนดเกี่ยวกับการวิเคราะห์อาคารด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนอง (นำมาแสดงเฉพาะส่วนกรุงเทพมหานครและปริมณฑล) ดังแสดงในภาพประกอบที่ 2.1 ซึ่งแสดงโซน 1 ถึง 5 และในภาพประกอบที่ 2.2 แสดงการเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม และได้ออกข้อกำหนดเกี่ยวกับการวิเคราะห์และออกแบบอาคารดังในหัวข้อ 2.2.2.1 ถึง 2.2.2.6 ต่อไปดังนี้



(ก) สำหรับโซน 1, 3, 5 และ 7



(ข) สำหรับโซน 2, 4 และ 6

ภาพประกอบที่ 2.2 การเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ใน
เขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2552)

สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ
ห้องสมุดงานวิจัย
วันที่ 20 พ.ย. 2555
เลขทะเบียน 250164
เลขเรียกหนังสือ

ตารางที่ 2.1 การแบ่งประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า S_{DS}

ค่า S_{DS}	ประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว		
	ประเภทความสำคัญ I หรือ II	ประเภทความสำคัญ III	ประเภทความสำคัญ IV
$S_{DS} < 0.167$	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	ข	ข	ค
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	ค	ค	ง
$0.50 \leq S_{DS}$	ง	ง	ง

ตารางที่ 2.2 การแบ่งประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า S_{D1}

ค่า S_{D1}	ประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว		
	ประเภทความสำคัญ I หรือ II	ประเภทความสำคัญ III	ประเภทความสำคัญ IV
$S_{D1} < 0.067$	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	ข	ข	ค
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	ค	ค	ง
$0.20 \leq S_{D1}$	ง	ง	ง

2.2.1.1 จำนวนของโหนดที่จำเป็นต้องพิจารณา

ในการวิเคราะห์จะต้องพิจารณารวมการตอบสนองโดยใช้จำนวนโหนดให้เพียงพอ ที่ทำให้ผลรวมของมวลประสิทธิผล ไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของมวลทั้งหมดของอาคาร โดยพิจารณาแต่ละทิศทางของแผ่นดินไหวในแนวราบที่ตั้งฉากกัน

2.2.1.2 การคำนวณค่าการตอบสนองของแต่ละโหนด

การคำนวณค่าการตอบสนองเช่น การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น แรงปฏิกิริยาที่ฐานรองรับ และแรงภายในของชิ้นส่วน ในแต่ละโหนดให้คำนวณโดยใช้คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของแต่ละโหนดและใช้สเปกตรัมการตอบสนองที่กำหนด (เช่นในภาพประกอบที่ 2.2) ซึ่งเป็นการตอบสนองสูงสุดของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นตรง

ค่าแรงภายในที่ใช้สำหรับออกแบบกำลังความแข็งแรงของชิ้นส่วนโครงสร้าง ให้ใช้ค่าการตอบสนองสูงสุดของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้นตรงคูณด้วยอัตราส่วน $\frac{I}{R}$ เมื่อ R คือ ตัวประกอบปรับผลตอบแทนตามตารางที่ 2.3 และ I คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคารตามตารางที่ 2.4 ตารางที่ 2.3 ค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน R , ตัวกำลังส่วนเกิน Ω_0 และตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว C_d (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2552)

ระบบโครงสร้าง	ระบบต้านแรงด้านข้าง	R	Ω_0	C_d	การใช้งาน		
					ประเภทการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว		
					ข	ค	ง
1. ระบบกำแพงรับน้ำหนักบรรทุกแนวตั้ง (Bearing Wall System)	กำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	4	2.5	4	√	√	X
	กำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	5	2.5	5	√	√	√
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบธรรมดา (Ordinary Precast Shear Wall)	3	2.5	3	√	X	X
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (Intermediate Precast Shear Wall)	4	2.5	4	√	√	X
2. ระบบ โครงอาคาร (Building Frame System)	โครงแกนงเหล็กแบบเอียงศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงดัดได้ (Steel Eccentrically Braced Frame with Moment-Resisting Connections)	8	2	4	√	√	√
	โครงแกนงเหล็กแบบเอียงศูนย์ที่ใช้จุดต่อแบบรับแรงเฉือน (Steel Eccentrically Braced Frame with Non-Moment-Resisting Connections)	7	2	4	√	√	√
	โครงแกนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบให้รายละเอียดพิเศษ (Special Steel Concentric Braced Frame)	6	2	5	√	√	√
	โครงแกนงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบธรรมดา (Ordinary Steel Concentric Braced Frame)	3.5	2	3.5	√	√	X
	กำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	6	2.5	5	√	√	√
	กำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	5	2.5	4.5	√	√	X
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบธรรมดา (Ordinary Precast Shear Wall)	4	2.5	4	√	X	X
	กำแพงรับแรงเฉือนหล่อสำเร็จแบบที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวปานกลาง (Intermediate Precast Shear Wall)	5	2.5	4.5	√	√	X

หมายเหตุ: √ = ใช้ได้ X = ห้ามใช้

ตารางที่ 2.3 (ต่อ)

ระบบโครงสร้าง	ระบบต้านแรงด้านข้าง	R	Ω_0	C_d	การใช้งาน		
					ประเภทการ ออกแบบรับ แรง แผ่นดินไหว		
					ข	ค	ง
3. ระบบโครงสร้างแรงดัด (Moment Resisting Frame)	โครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียว (Ductile/Special Steel Moment-Resisting Frame)	8	3	5.5	√	√	√
	โครงสร้างด้านแรงดัดที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวเป็นพิเศษ (Special Truss Moment Frame)	7	3	5.5	√	√	√
	โครงสร้างแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวจำกัด (Ductile Steel Moment Resisting Frame with Limited Ductility)	4.5	3	4	√	√	X
	โครงสร้างแรงดัดเหล็กธรรมดา (Ordinary Steel Moment Resisting Frame)	3.5	3	3	√	√	X
	โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียว (Ductile/Special Reinforced Concrete Moment Resisting Frame)	8	3	5.5	√	√	√
	โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียวจำกัด (Ductile RC Moment-Resisting Frame with Limited Ductility)	5	3	4.5	√	√	X
	โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Moment Resisting Frame)	3	3	2.5	√	X	X
4. ระบบโครงสร้างแบบผสมที่มี โครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียว และสามารถต้านทาน แรงด้านข้าง ไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของแรงที่ กระทำกับอาคาร (Dual System with Ductile/Special Moment Resisting Frame)	ร่วมกับโครงแกนแรงเหล็กแบบตรงศูนย์แบบพิเศษ (Special Steel Concentrically Braced Frame)	7	2.5	5.5	√	√	√
	ร่วมกับโครงเหล็กชักรั้งเยื้องศูนย์ (Steel Eccentrically Braced Frame)	8	2.5	4	√	√	√
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียด พิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	7	2.5	5.5	√	√	√
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	6	2.5	5	√	√	X

หมายเหตุ: √ = ใช้ได้ X = ห้ามใช้

ตารางที่ 2.3 (ต่อ)

ระบบโครงสร้าง	ระบบต้านแรงด้านข้าง	R	Ω_0	C_d	การใช้งาน		
					ประเภทการ ออกแบบรับ แรง แผ่นดินไหว		
					ข	ค	ง
5. ระบบโครงสร้างแบบผสมที่มี โครงสร้างแรงดัดที่มีความเหนียว จำกัดที่สามารถต้านทานแรง ด้านข้างไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 ของ แรงที่กระทำกับอาคาร ทั้งหมด (Dual System with Moment Resisting Frame with Limited Ductility/ Dual System with Intermediate Moment Resisting Frame)	ร่วมกับ โครงแกนแรงเหล็กแบบตรงศูนย์กลางแบบ พิเศษ (Special Steel Concentrically Braced Frame)	6	2.5	5	√	√	x
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้ รายละเอียดพิเศษ (Special Reinforced Concrete Shear Wall)	6.5	2.5	5	√	√	√
	ร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall)	5.5	2.5	4.5	√	√	x
6. ระบบปฏิสัมพันธ์ (Shear Wall Frame System)	ระบบปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพงรับแรงเฉือน โครงสร้างแรงดัดแบบธรรมดาที่ไม่มีการให้ รายละเอียดความเหนียว (Shear Wall Frame Interactive System with Ordinary Reinforced Concrete Moment Frame Ordinary Concrete Shear Wall)	4.5	2.5	4	√	x	x
7. ระบบ โครงสร้างเหล็กที่ไม่มีการให้รายละเอียดสำหรับรับแรงแผ่นดินไหว (Steel Systems Not Specifically Detailed for Seismic Resistance)	ระบบโครงสร้างเหล็กที่ไม่มีการให้รายละเอียด สำหรับรับแรงแผ่นดินไหว	3	3	3	√	√	x

หมายเหตุ: √ = ใช้ได้ X = ห้ามใช้

ตารางที่ 2.4 การจำแนกประเภทของอาคาร ตามความสำคัญต่อสาธารณชนและตัวประกอบ
ความสำคัญของแรงแผ่นดินไหว *I* (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2552)

ประเภทของอาคาร	ประเภทความสำคัญ	ตัวประกอบความสำคัญ
อาคารและส่วนโครงสร้างอื่นที่มีปัจจัยเสี่ยงอันตรายต่อชีวิตมนุษย์ค่อนข้าง น้อยเมื่อเกิดการพังทลายของอาคาร หรือส่วน โครงสร้างนั้นๆ เช่น -อาคารที่เกี่ยวข้องกับการเกษตร -อาคารชั่วคราว -อาคารเก็บของเล็กๆ ซึ่งไม่มีความสำคัญ	I (น้อย)	1.0
อาคารและส่วนโครงสร้างอื่นที่ไม่จัดอยู่ในอาคารประเภทความสำคัญ น้อย มาก และสูงมาก	II (ปกติ)	1.0
อาคารและส่วนโครงสร้างอื่นที่หากเกิดการพังทลาย จะเป็นอันตรายต่อชีวิต มนุษย์และสาธารณชนอย่างมาก เช่น -อาคารที่เป็นที่ชุมนุมในพื้นที่หนึ่งๆ มากกว่า 300 คน -โรงเรียนประถมหรือมัธยมศึกษาที่มีความจุมากกว่า 250 คน -มหาวิทยาลัยหรือวิทยาลัย ที่มีความจุมากกว่า 500 คน -สถานรักษาพยาบาลที่มีความจุคนไข้มากกว่า 50 คน แต่ไม่สามารถทำ การรักษากรณีฉุกเฉินได้ -เรือนจำและสถานกักกันนักโทษ	III (มาก)	1.25
อาคารและส่วนโครงสร้างที่มีความจำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชนเป็น อย่างมาก หรือ อาคารที่จำเป็นต่อการบรรเทาภัยหลังเกิดเหตุเป็นอย่างมาก เช่น -โรงพยาบาลที่สามารถทำการรักษากรณีฉุกเฉินได้ -สถานีตำรวจ สถานีดับเพลิง และ โรงเก็บรถฉุกเฉินต่าง ๆ -โรงไฟฟ้า -โรงผลิตน้ำประปา ถังเก็บน้ำ และสถานีสูบน้ำที่มีความดันสูง สำหรับการดับเพลิง -อาคารศูนย์สื่อสาร -อาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย -ท่าอากาศยาน ศูนย์บังคับการบิน และ โรงเก็บเครื่องบิน ที่ต้องใช้เมื่อ เกิดกรณีฉุกเฉิน -อาคารศูนย์บัญชาการแห่งชาติ อาคารหรือส่วน โครงสร้างในส่วนของการผลิต การจัดการ การจัดเก็บ หรือ การใช้สารพิษ เช่น เชื้อเพลิง หรือสารเคมี อันก่อให้เกิดการระเบิดขึ้นได้	IV (สูงมาก)	1.5

การเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น คือการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงที่ใช้แบบจำลองกำลังความแข็งแรงของชั้นส่วนโครงสร้าง (คูณด้วย $\frac{I}{R}$ แล้ว) คูณด้วยค่า $\frac{C_d}{I}$ (ค่า C_d ตามตารางที่ 2-1) เพื่อพิจารณาผลของการตอบสนองแบบอินอีลาสติก ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นว่าจะเกิดขึ้นจริง เป็นค่าที่ใช้ในการตรวจสอบ

2.2.1.3 ประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว

ได้กำหนดให้มีการแบ่งประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวออกเป็น 4 ประเภท คือ ประเภท ก ข ค และ ง โดยเริ่มจากระดับที่ไม่จำเป็นต้องออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว ออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวจะพิจารณาจากประเภทความสำคัญของอาคาร (ตารางที่ 2.4) และความรุนแรงของแผ่นดินไหว ณ ที่ตั้งอาคาร ซึ่งแสดงโดยค่า S_{DS} และ S_{DI} โดยใช้เกณฑ์ที่กำหนดไว้ในตารางที่ 2.1 และ 2.2

สำหรับพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ ค่า S_{DS} และ S_{DI} มีค่าเท่ากับความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ (S_a) ที่คาบการสั่น 0.2 วินาที และ 1.0 วินาที ตามลำดับ ดังแสดงในภาพประกอบที่ 2.2

ในกรณีที่ประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวที่กำหนดตามเกณฑ์ในตารางที่ 2.1 แตกต่างจากที่กำหนดตามเกณฑ์ในตารางที่ 2.2 ให้ยึดถือประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวที่รุนแรงกว่า

ในกรณีที่คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร (T) ในทั้งสองทิศทางที่ตั้งฉากกันที่คำนวณโดยใช้ $T=0.02H$ (สำหรับอาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก) หรือ $T=0.03H$ (สำหรับอาคารโครงสร้างเหล็ก) มีค่าน้อยกว่า $0.8T_s$ โดยที่ T_s อนุญาตให้กำหนดประเภทการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้เฉพาะเกณฑ์ในตารางที่ 2.2 เท่านั้น

2.2.1.4 การรวมค่าการตอบสนองจากหลายโหมด

ค่าการตอบสนองสูงสุดของโครงสร้าง คำนวณได้จากการรวมค่าการตอบสนองจากหลายโหมดเข้าด้วยกันโดยใช้วิธีรวมที่เหมาะสม เช่น SRSS หรือ CQC ซึ่งโดยทั่วไปให้ใช้วิธี SRSS ยกเว้นเมื่อโครงสร้างมีคาบการสั่นของสองโหมดมีค่าใกล้เคียงกัน ถ้าอัตราส่วนระหว่างคาบธรรมชาติของการสั่นไหวของสองโหมดมีค่าระหว่าง 0.67 ถึง 1.5 ต้องใช้วิธี CQC

2.2.1.6 การปรับค่าการตอบสนองเพื่อใช้ในการออกแบบ

แรงที่ใช้ในการออกแบบจากวิธีพลศาสตร์ไม่ควรต่างจากการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าจนเกินไป ดังนั้นจึงให้คำนวณแรงเฉือนที่ฐานด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า โดยคำนวณแรงสำหรับแต่ละทิศทางที่ตั้งฉากกันในแนวนอน และใช้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ในแต่ละทิศทาง หากค่าคาบการสั่นที่คำนวณได้จากวิธีพลศาสตร์มีค่ามากกว่า 1.5 เท่าของค่าคาบการสั่นตามสมการที่ (2.23) ให้ใช้ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างที่เท่ากับ 1.5 เท่าของค่าคาบการสั่นตามสมการที่ (2.23) ในทิศทางนั้น ๆ

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (w_i \delta_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (F_i \delta_i^2)}} \quad (2.23)$$

δ_i คือ การเคลื่อนตัวในแนวนอนของจุดศูนย์กลางมวลที่ชั้น i โดยไม่รวมผลของการบิด (m)

F_i คือแรงที่กระทำที่ชั้น i (Newton)

g คือความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงโลก (9.806 m/sec^2)

i คือชั้นของโครงสร้างที่พิจารณา

n คือจำนวนชั้นทั้งหมดของโครงสร้าง

w_i คือน้ำหนักที่ใช้พิจารณาแผ่นดินไหวของชั้นที่ i (Newton)

ข้อกำหนดดังกล่าวมีไว้เพื่อป้องกันไม่ให้ใช้ค่าแรงเฉือนต่ำเกินไป เพราะโดยมากค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง ที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์จะมากกว่าที่คำนวณได้จากสมการที่ (2.23) เนื่องจากแบบจำลองอาจไม่ได้พิจารณาสถิติเฟสในส่วนประกอบย่อยของอาคารครบทุกส่วน

ถ้าค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการวิเคราะห์พลศาสตร์ ซึ่งคำนวณจากการรวมการตอบสนองของโหมดต่าง ๆ น้อยกว่า 85% ของค่าแรงเฉือนที่ฐานที่ได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ให้ปรับค่าการตอบสนองของวิธีพลศาสตร์โดยคูณด้วยค่า 0.85V ทั้งนี้ไม่ต้องคูณปรับค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ได้จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์

2.2.1.7 การกระจายแรงเฉือนในแนวนราบ

การกระจายแรงเฉือนในแนวนราบให้ใช้สมการที่ (2.24) โดยไม่ต้องคูณขยายผลของโมเมนต์บิดโดยบังเอิญ หากได้พิจารณาผลกระทบจากโมเมนต์บิดโดยบังเอิญรวมอยู่ในการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์แล้ว

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (2.24)$$

เมื่อ F_i คือ แรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวที่ระดับชั้น i

การพิจารณาโมเมนต์บิดโดยบังเอิญสำหรับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ ทำได้โดยการขยับจุดศูนย์กลางมวลให้เคลื่อนไปจากเดิมเป็นระยะ 0.05 เท่าของขนาดของอาคารด้านที่ตั้งฉากกับทิศทางแผ่นดินไหวที่พิจารณา โดยแยกพิจารณาแต่ละกรณีของการขยับไปทั้งสี่ทิศทางที่ตั้งฉากกันในแนวนราบ โดยกำหนดให้ใช้ค่าที่วิกฤตที่สุดจากทุกกรณีในการออกแบบ

2.2.1.6 ผลของ P-Delta

การพิจารณาผลของ P-Delta ให้ใช้ค่าแรงเฉือนพื้นฐานสำหรับคำนวณหาแรงเฉือนในแต่ละชั้น และค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ตามสมการที่ (2.25)

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \quad (2-25)$$

เมื่อ

C_d คือ ตัวประกอบขยายค่าการ โกงตัว (ตามตารางที่ 2.1)

δ_{xe} คือ ค่าการ โกงตัวที่คำนวณจากวิธีวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับระบบอีลาสติก (m)

I คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร (ตามตารางที่ 2.3)

โดยที่การคำนวณค่า δ_{xe} จะต้องพิจารณาชั้นส่วนหน้าตัดที่แตกร้าวด้วย ทั้งนี้ค่า Δ จะต้องไม่เกินค่า Δ_a ดังแสดงไว้ในตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.5 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ยอมให้ (Δ_a^1)

ลักษณะโครงสร้าง	ประเภทความสำคัญ (คูตาราง 2.2)		
	I หรือ II	III	IV
โครงสร้างที่ไม่ใช่ผนังก่ออิฐรับแรงเฉือนและสูงไม่เกิน 4 ชั้น ซึ่งผนังภายใน ฉากกั้นห้อง ฝ้าเพดาน และผนังภายนอก ถูกออกแบบให้สามารถทนต่อการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มาก	² 0.025h _{sx}	0.020h _{sx}	0.015h _{sx}
โครงสร้างกำแพงก่ออิฐรับแรงเฉือนแบบยื่นจากฐานรองรับ ³	0.010h _{sx}	0.010h _{sx}	0.010h _{sx}
โครงสร้างกำแพงก่ออิฐรับแรงเฉือนแบบอื่น ๆ	0.007h _{sx}	0.007h _{sx}	0.007h _{sx}
โครงสร้างอื่น ๆ ทั้งหมด	0.020h _{sx}	0.015h _{sx}	0.010h _{sx}

¹h_{sx} คือความสูงระหว่างชั้นที่อยู่ใต้พื้นชั้นที่ x

²อาคารชั้นเดียวที่มีผนังภายใน ฉากกั้นห้อง ฝ้าเพดาน และผนังภายนอกที่ถูกออกแบบให้สามารถทนต่อการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มาก จะมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นเท่าใดก็ได้ไม่จำกัด แต่ยังคงต้องพิจารณาการเว้นระยะห่างให้เพียงพอที่จะป้องกันการกระแทกกัน โดยต้องให้ระยะห่างมากกว่าผลรวมของการเคลื่อนตัวสูงสุดของโครงสร้างแต่ละด้าน (δ_x) ตามสมการที่ (2.25)

³อาคารที่ถูกออกแบบให้ใช้กำแพงก่ออิฐรับแรงเฉือนเป็นส่วนโครงสร้างในแนวดิ่งซึ่งยื่นขึ้นมาจากฐานรองรับ และถูกก่อสร้างในลักษณะที่มีถ่ายโมเมนต์คดและแรงเฉือนระหว่างกำแพงข้างเคียง (แบบ Coupling Beam) น้อยมาก

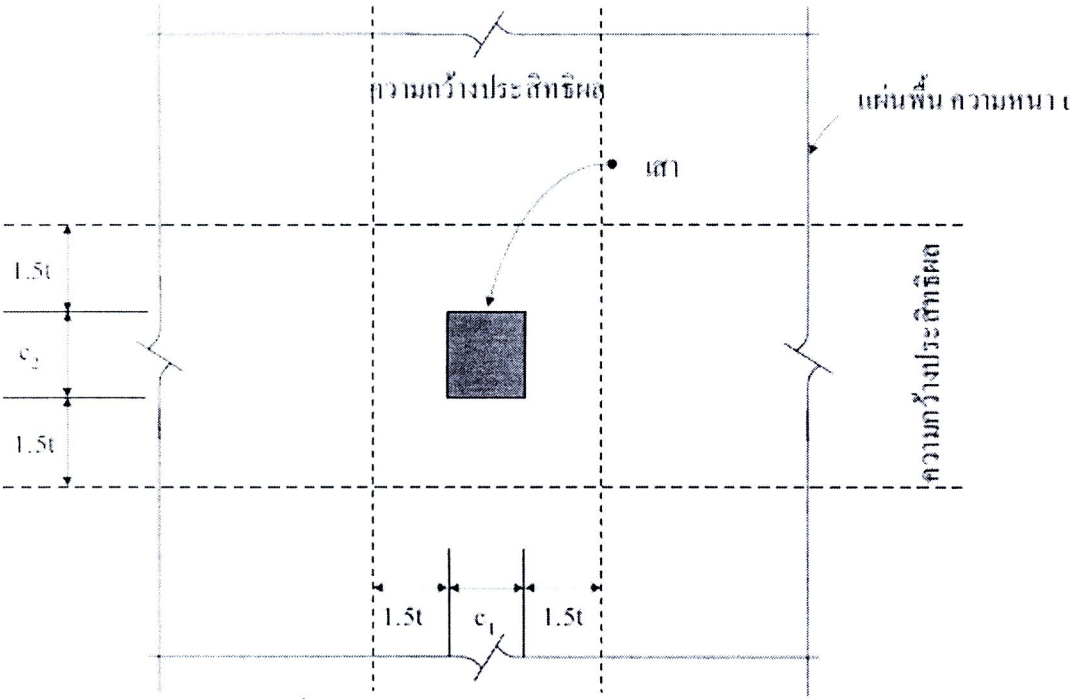
2.2.2 **มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (ปรับปรุงครั้งที่ 1) มยผ. 1302-54**

สำหรับมาตรฐาน มยผ. 1302-54 เกี่ยวกับรายละเอียดของการเสริมเหล็กที่ข้อต่อระหว่างเสาและคาน และการต่อเหล็กเสริมในเสา เพื่อควบคุมความเหนียวของข้อต่อในขณะที่โครงสร้างของ

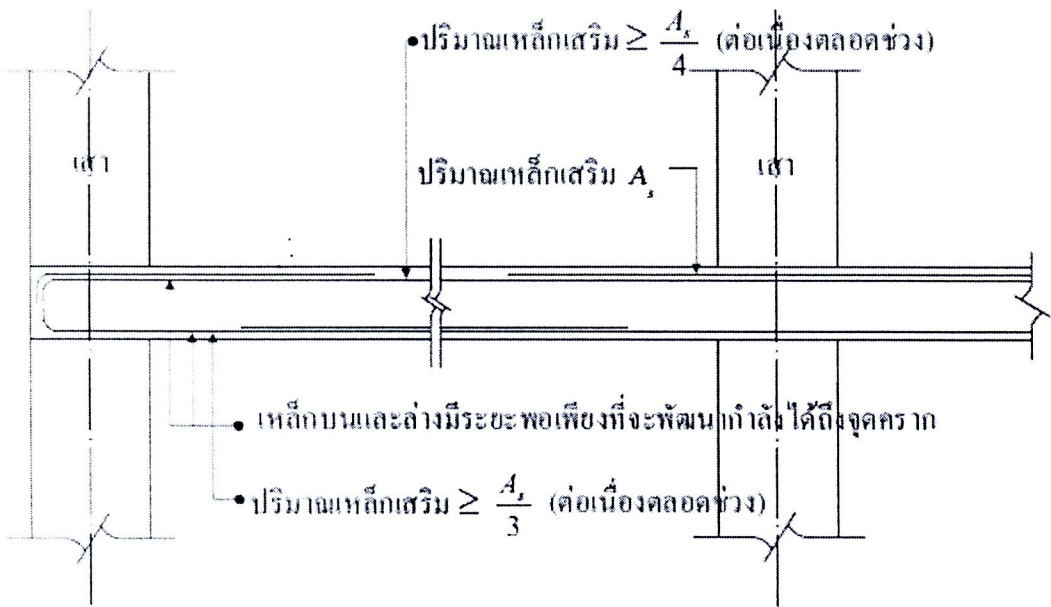
อาคารรับแรงแผ่นดินไหว ส่วนที่เกี่ยวข้องกับแผ่นพื้นสองทางคอนกรีตเสริมเหล็กไร้คาน ซึ่งอาจนำมาประยุกต์กับได้กับแผ่นพื้นสองทางคอนกรีตอัดแรงไร้คาน ถูกนำมาสรุปไว้ดังนี้

- 1 “ปริมาณเหล็กเสริมที่คำนวณได้สำหรับรับส่วนของโมเมนต์คด (ภาพประกอบที่ 2.3-2.5) ในแผ่นพื้นที่ถ่ายให้จตุรรองรับ (M_s) จะต้องวางอยู่ในแถบเสาทั้งหมด” ซึ่งสำหรับกรณีเหล็กเสริมข้ออ้อยของโมเมนต์ลบที่หัวเสา ในแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงจะอยู่ที่หัวเสาอยู่แล้ว
- 2 “ปริมาณเหล็กเสริมสำหรับต้านทานสัดส่วนโมเมนต์ $\gamma_f M_s$ จะต้องอยู่ภายในความกว้างประสิทธิภาพ”
- 3 “ปริมาณเหล็กเสริมไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของเหล็กเสริมในแถบเสา บริเวณจตุรรองรับจะต้องวางอยู่ภายในความกว้างประสิทธิภาพของแผ่นพื้น” ซึ่งมีผลต่อการจัดวาง เหล็กเสริมในพื้นที่แต่ไม่มีผลต่อปริมาณเหล็กเสริม แต่ข้อกำหนดนี้ไม่นำรวมถึงการจัดตำแหน่งของลวดอัดแรง ซึ่งนิยมจัดในในลักษณะเป็นแถบในแนวหนึ่ง (Band Direction) และเป็นแบบกระจายสม่ำเสมอในอีกแนวหนึ่ง (Uniform Direction) ซึ่งหากมีผลกระทบกับลวดอัดแรงจริง จะต้องจัดลวดใน Uniform Direction ให้ไปกระจุกในความกว้างประสิทธิภาพ แทนที่จะเป็นการกระจายแบบสม่ำเสมอ
- 4 “ปริมาณเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า 1 ใน 4 ของเหล็กเสริมบนในแถบเสาบริเวณจตุรรองรับจะต้องต่อเนื่องตลอดความยาวช่วง และจะต้องมีเหล็กเสริมบนไม่น้อยกว่าหนึ่งในสามของเหล็กเสริมบนในแถบเสาบริเวณจตุรรองรับ” อันนี้มีผลต่อปริมาณเหล็กเสริมให้เพิ่มขึ้นโดยตรง
- 5 “เหล็กเสริมล่างในแถบเสาที่มีความต่อเนื่องจะต้องมีปริมาณไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของเหล็กเสริมบนในแถบเสาบริเวณจตุรรองรับ” อันนี้มีผลต่อปริมาณเหล็กเสริมให้เพิ่มขึ้นโดยตรง
- 6 “ปริมาณเหล็กเสริมไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของเหล็กเสริมล่างที่กึ่งกลางช่วง จะต้องต่อเนื่องและสามารถพัฒนาให้เกิดกำลังครากที่ขอบของจตุรรองรับได้” อันนี้มีผลต่อปริมาณเหล็กเสริมให้เพิ่มขึ้นโดยตรง
- 7 “ที่ขอบของแผ่นพื้นที่ไม่ต่อเนื่อง เหล็กเสริมบนและล่างที่จตุรรองรับจะต้องสามารถพัฒนากำลังครากที่ขอบของจตุรรองรับได้” อันนี้ในการออกแบบที่ไม่พิจารณาถึงผลของแผ่นดินไหว ก็ต้องคำนวณระยะฝังให้เพียงพออยู่แล้ว แต่อาจ

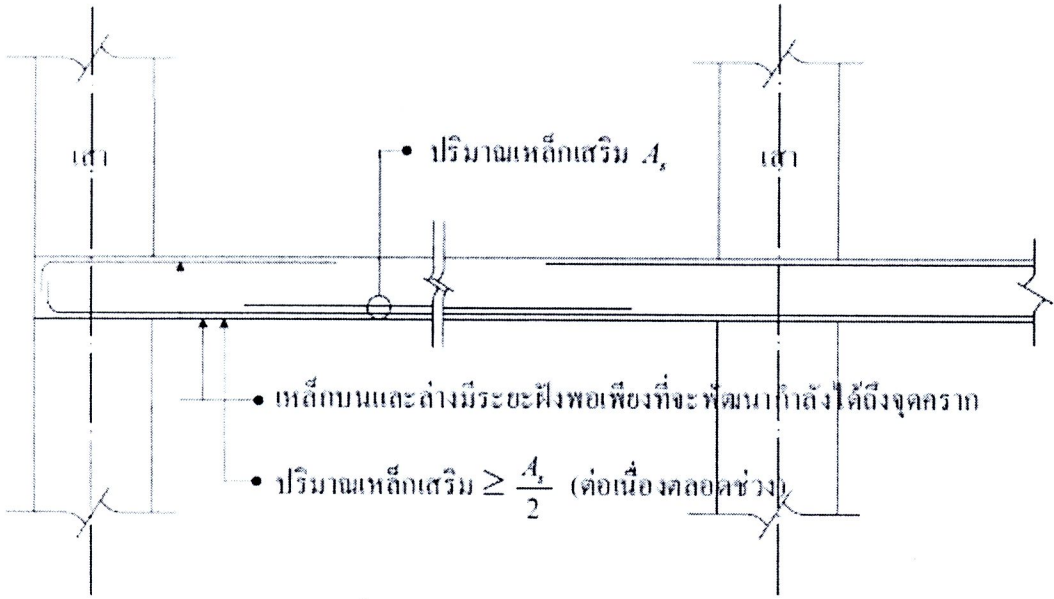
หมายถึงการยกเลิกข้อกำหนดของการปรับระยะฝังที่ต้องการตามตัวคูณ $A_{s,provided} / A_{s,provided}$ ก็ได้



ภาพประกอบที่ 2.3 แสดงความกว้างประสิทธิภาพ



ภาพประกอบที่ 2.4 รายละเอียดการเสริมเหล็กในแถบเสา



ภาพประกอบที่ 2.5 รายละเอียดการเสริมเหล็กในแถบกลาง

2.2.3. มาตรฐานสำหรับออกแบบอาคารเพื่อต้านแรงลม (2550) มยผ. 1311-50

2.2.3.1. จากสูตรการคำนวณหน่วยแรงลมสถิตเทียบเท่า

$$p = I_w q C_e C_g C_p \tag{2.26}$$

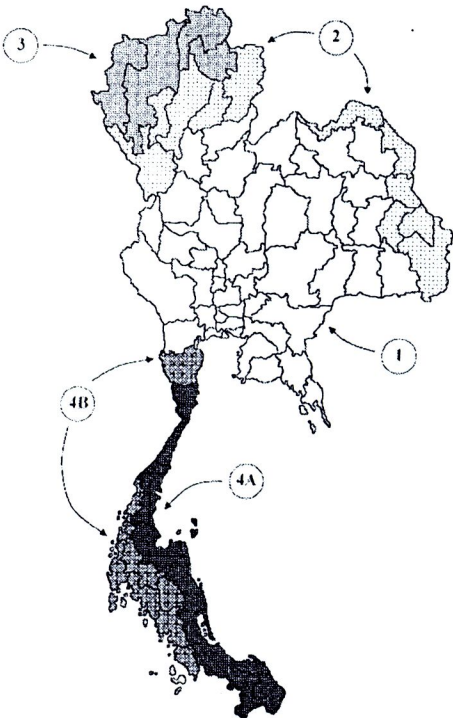
1.1 หาค่าประกอบความสำคัญ (I_w) ตามตารางที่ 2.1 และ 2.2 แต่ใช้ $I_w = 0.8, 1, 1.15, 1.15$ ของสภาวะจำกัดด้านกำลัง สำหรับประเภทความสำคัญของอาคารน้อย, ปกติ, มาก และ สูงมากตามลำดับ

1.2 หน่วยแรงลมอ้างอิงเนื่องจากความเร็วลม (q) จากสมการที่ (2.27) และ (2.28)

$$q = \frac{1}{2} \left(\frac{\rho}{g} \right) \bar{V}^2 \tag{2.27}$$

$$\bar{V} = T_F V_{50} \tag{2.28}$$

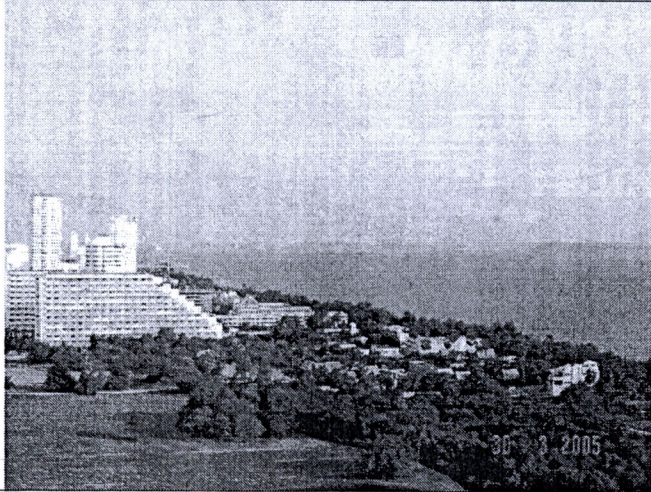
เมื่อ T_F และ V_{50} หาได้จากภาพประกอบที่ 2.6



- กลุ่มที่ 1 $V_{50} = 25$ เมตร ต่อ วินาที: $T_F = 1.0$
- กลุ่มที่ 2 $V_{50} = 27$ เมตร ต่อ วินาที: $T_F = 1.0$
- กลุ่มที่ 3 $V_{50} = 29$ เมตร ต่อ วินาที: $T_F = 1.0$
- กลุ่มที่ 4A $V_{50} = 25$ เมตร ต่อ วินาที: $T_F = 1.2$
- กลุ่มที่ 4B $V_{50} = 25$ เมตร ต่อ วินาที: $T_F = 1.08$

ภาพประกอบที่ 2.6 ค่าตัวประกอบได้ฝุ่น (T_F) และความเร็วลมที่ 50 ปี (V_{50})

1.3 หาค่าตัวประกอบภูมิประเทศ (C_e) ตามภาพประกอบที่ 2.7

	แบบ A $C_e = \left(\frac{z}{10}\right)^{0.28}$
	แบบ B $C_e = 0.5 \left(\frac{z}{12.7}\right)^{0.5}$
	แบบ C $C_e = 0.4 \left(\frac{z}{30}\right)^{0.72}$

ภาพประกอบที่ 2.7 สูตรสำหรับใช้คำนวณค่าประกอบเนื่องจากสภาพภูมิประเทศ (C_e)

1.4 คำนวณค่าประกอบเนื่องจากการกระโชกของลม (C_g) ตามสมการ
ที่ (2.29) ถึง (2.30)

$$C_g = 1 + g_p \left(\frac{\sigma}{\mu} \right) \quad (2.29)$$

$$g_p = \sqrt{2 \log_e \nu T} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \log_e \nu T}} \quad (2.30)$$

$$\nu = n_D \sqrt{\frac{sF}{sF + \beta_D B}} \quad (2.31)$$

$$T = 3600 \text{ วินาที} \quad (2.32)$$

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{K}{C_{eH}} \left(B + \frac{sF}{\beta_D} \right)} \quad (2.33)$$

$K = 0.08$ สำหรับภูมิประเทศแบบ A

$K = 0.10$ สำหรับภูมิประเทศแบบ B

$K = 0.14$ สำหรับภูมิประเทศแบบ C

C_{eH} = คำนวณตามภาพที่ 3.6 โดยใช้ค่า $z = H$ (ความสูงของยอดอาคาร)

B = Background Turbulence Factor ตามภาพประกอบที่ 2.8

s = ค่าตัวคูณลดเนื่องจากลักษณะของอาคาร ตามภาพประกอบที่ 2.9

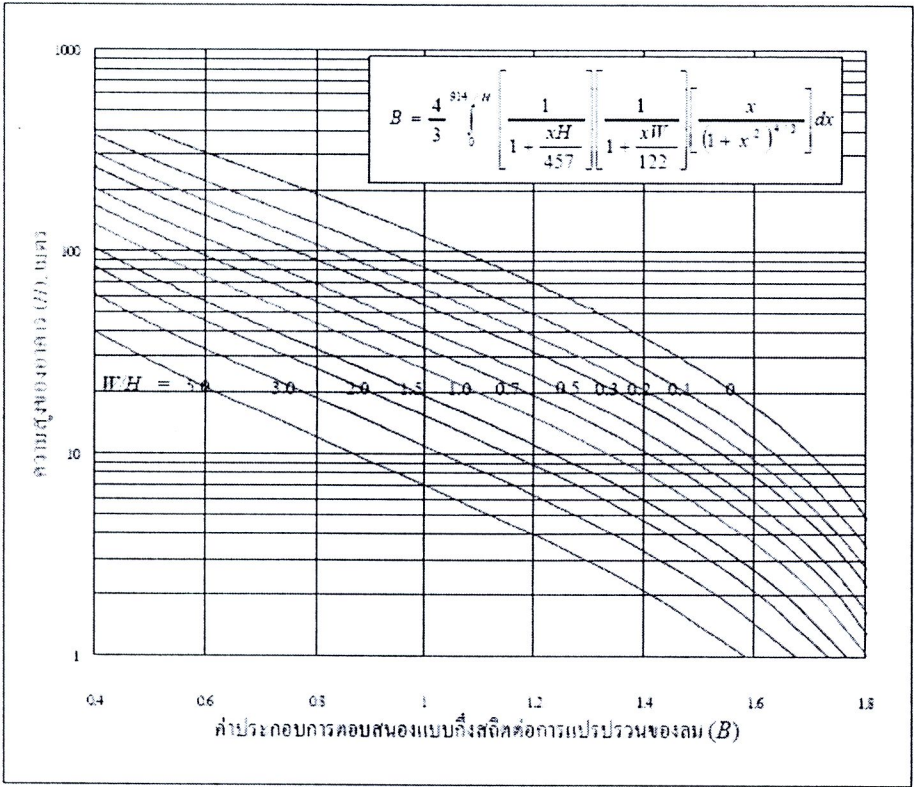
F = Gust energy ratio at the natural frequency of the structure ตามภาพประกอบที่ 2.10

n_D = ความถี่ธรรมชาติของอาคาร $n_D = \frac{44}{H}$

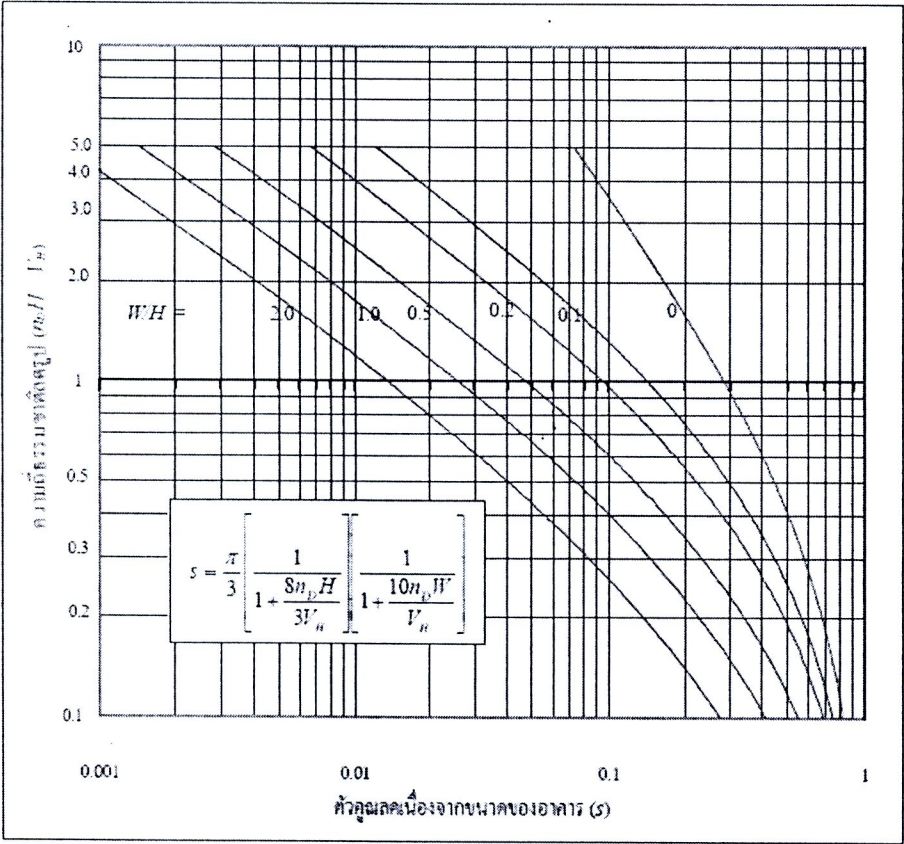
W = ความกว้างประสิทธิภาพของอาคารในทิศทางตั้งฉากกับทิศทางลม มีหน่วยเป็นเมตร

H = ความสูงของอาคาร มีหน่วยเป็นเมตร

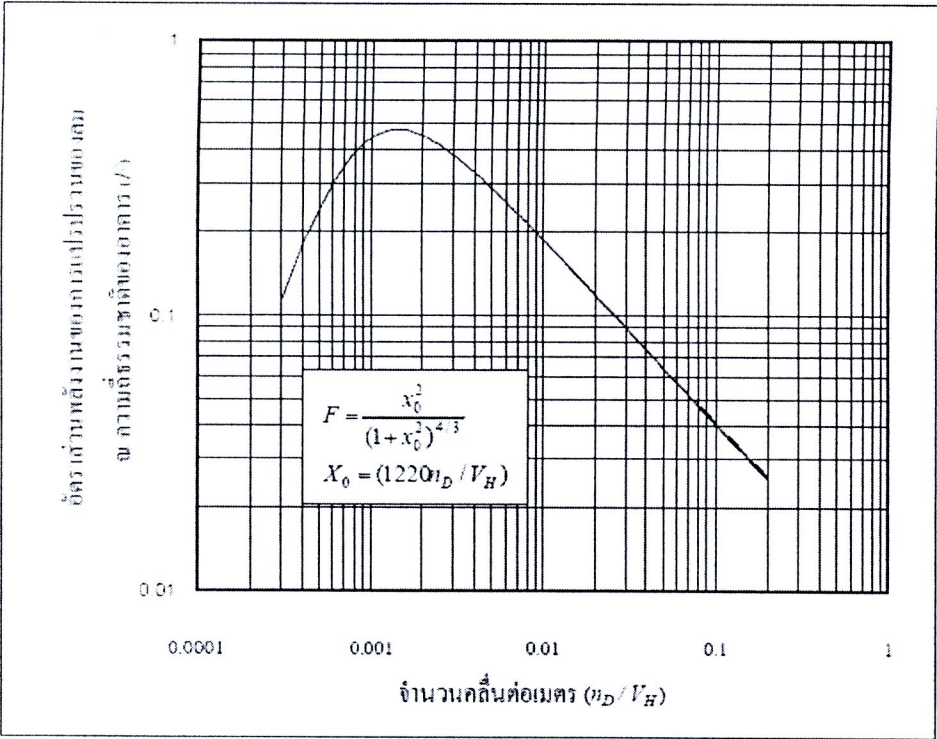
V_H = ค่าความเร็วลมเฉลี่ยในช่วงเวลา 1 ชั่วโมง ที่ระดับความสูงของยอดอาคาร มีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที คำนวณได้จากสมการ $V_H = \bar{V} \sqrt{C_{eH}}$



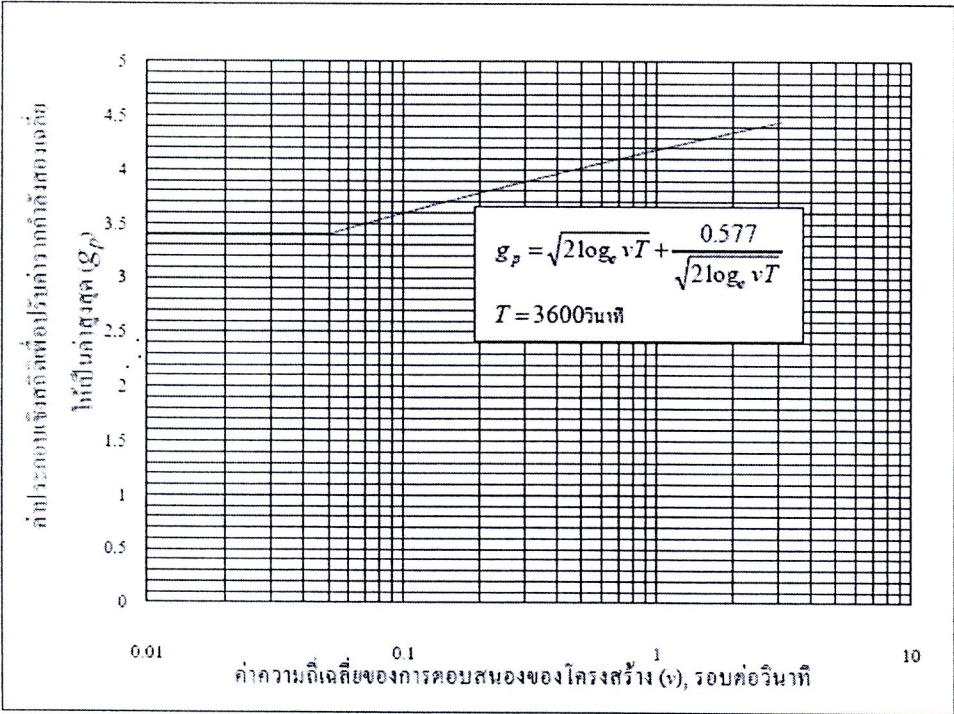
ภาพประกอบที่ 2.8 แผนภูมิเพื่อหาค่า Background Turbulence Factor (B)



ภาพประกอบที่ 2.9 แผนภูมิเพื่อหาค่าตัวคูณลดเนื่องจากลักษณะของอาคาร (s)

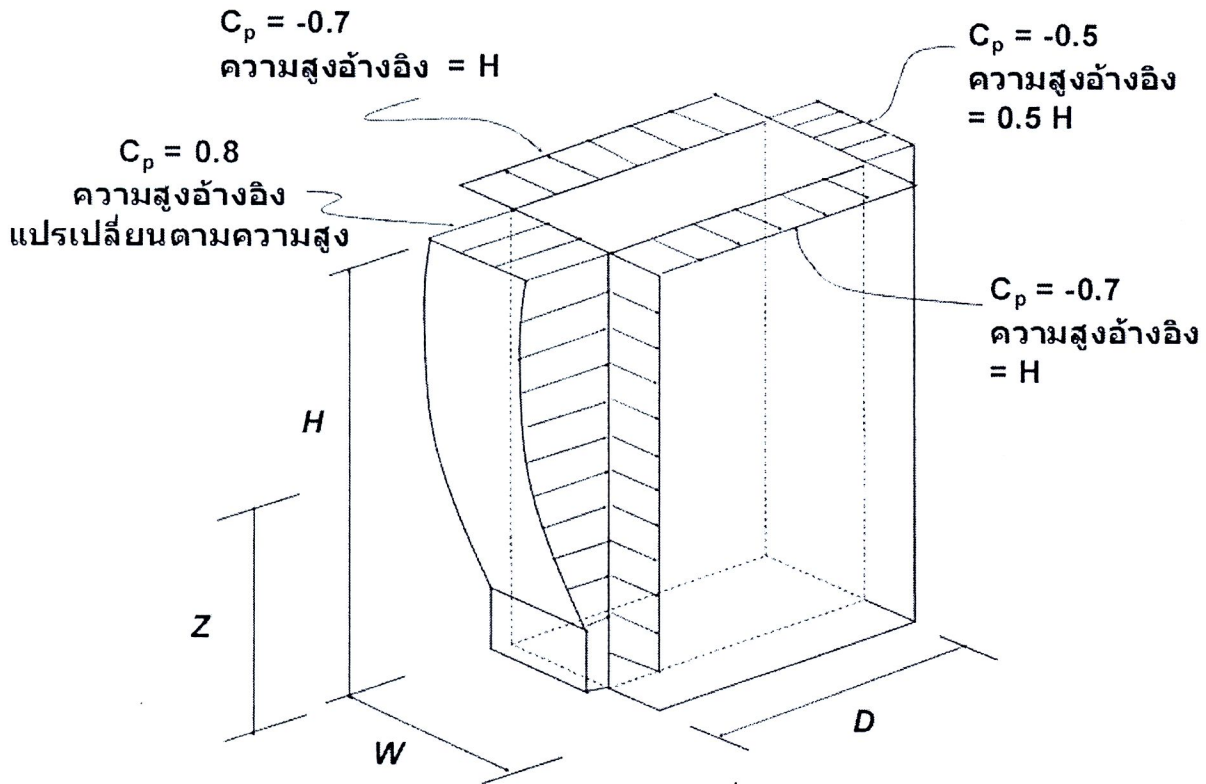


ภาพประกอบที่ 2.10 แผนภูมิเพื่อคำนวณ Gust energy ratio at the natural frequency of the structure (F)



ภาพประกอบที่ 2.11 แผนภูมิเพื่อหาค่าประกอบเชิงสถิติเพื่อปรับค่าการกำลังลมให้เป็นค่าสูงสุด (g_p)

1.5 ค่าสัมประสิทธิ์ของหน่วยแรงลม (C_p) สำหรับอาคารสูง ใช้ตาม
ภาพประกอบที่ 2.12



ภาพประกอบที่ 2.12 ค่าสัมประสิทธิ์ของหน่วยแรงลม (C_p) สำหรับอาคารที่มีความสูงมากกว่า
ความกว้าง และมีหลังคาอยู่ในแนวราบ

2.3 ผลการวิจัยที่เกี่ยวข้อง

สำเนียง อนุพัทธ์กุล และต่อกุล กาญจนาลัย (2545) ได้ศึกษาเปรียบเทียบการวิเคราะห์
โครงสร้างระบบคาน-เสา-กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก ด้วยวิธีประมาณและวิธีวิเคราะห์
เชิงพลศาสตร์ โครงสร้างที่ศึกษามีจำนวนช่วงเสา 3 ถึง 4 สเป้น สูง 10 และ 15 ชั้น จำนวน 3 อาคาร
โดยพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง, แรงลมและแรงแผ่นดินไหว ในเขต กทม.
วิเคราะห์เปรียบเทียบระหว่างวิธีแรงสถิตเทียบเท่าตามมาตรฐาน UBC 1994 โซน 1 และวิเคราะห์
เชิงพลศาสตร์ภายใต้พิกัดยึดหยุ่น โดยการวิเคราะห์เชิงประวัตินเวลา กำหนดค่าอัตราเร่งสูงสุดเท่ากับ
0.075g ซึ่งการวิเคราะห์เชิงประวัตินเวลาดังกล่าวได้ค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดของอาคาร 7-8 เท่า เสาต้น
ริมชั้นล่างมีแรงตามแนวแกน 1.7-1.8 เท่า แรงเฉือน 4.3-6 เท่า และโมเมนต์คด 5-7 เท่า

บุญชา คำวอน, สมชาย ชูชีพสกุล และสุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์ (2550) ได้ศึกษาผลกระทบด้านราคาของโครงสร้างอาคารระบบคาน-เสา-กำแพงรับแรงเฉือน ที่ออกแบบด้านทานแรงลมตามมาตรฐานในประเทศไทย ซึ่งออกแบบตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 (พศ. 2527) เปรียบเทียบกับแรงลมตามมาตรฐาน วสท. ซึ่งได้ศึกษาอาคารสูง 30 ชั้น และพิจารณาถึงผลกระทบที่มีต่อราคาก่อสร้างจากการศึกษาพบว่าการออกแบบตามมาตรฐาน วสท. มีผลต่อราคาก่อสร้างที่เพิ่มขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือน ส่วนพื้น, คาน, เสา และ ฐานราก พบว่าน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วงเป็นตัวกำหนดการออกแบบ จากการเปรียบเทียบพบว่าการออกแบบตามมาตรฐาน วสท. ทำให้ราคาก่อสร้างเพิ่มขึ้น 0.50% เมื่อเทียบกับตามออกแบบตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 (พศ. 2527)

ฉัตร สุจินดา (2551) ศึกษาเปรียบเทียบผลการออกแบบพื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรงด้วยวิธีโครงข้อแข็งเสมือนสองมิติและวิธีไฟไนท์อีลีเมนต์แบบแผ่นสามมิติ โดยใช้โปรแกรม Adapt PT เพื่อวิเคราะห์ด้วยวิธีโครงข้อแข็งเสมือน (Equivalent Frame Method) และ โปรแกรม RAM Concept เพื่อวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อีลีเมนต์ ซึ่งได้ศึกษาแผ่นพื้น ไร้คานที่มีการจัดวางของเสาต่างๆ กัน ทั้งในแนวที่ตั้งฉากอย่างเป็นระเบียบ และไม่ตั้งฉากอย่างเป็นระเบียบ มีกรณีศึกษาทั้งหมด 6 กรณี โดยได้แปรเปลี่ยนตำแหน่งของเสาบางต้นให้หลุดออกไปจากแนวของเสาอื่นๆ จากการศึกษพบว่า วิธีโครงข้อแข็งเสมือนสองมิติจะให้ค่าหน่วยแรงเฉื่อยที่มากกว่าในเชิงที่ปลอดภัย (Conservative) เมื่อเทียบกับผลได้จากวิธีไฟไนท์อีลีเมนต์สามมิติ

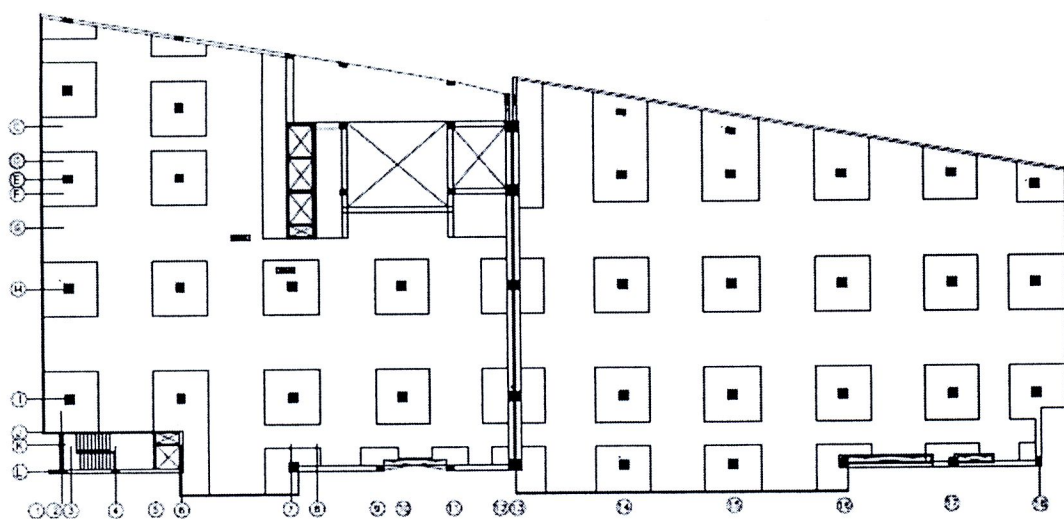
สมชาย ตงอาภรณ์ และฉัตร สุจินดา (2552) ศึกษาเพื่อหาความหนาที่เหมาะสมสำหรับแผ่นพื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรงด้วยวิธีไฟไนท์อีลีเมนต์แบบแผ่นสามมิติ โดยพิจารณาเฉพาะผลของแรงโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียว อาศัยข้อมูลราคาต่อหน่วยของวัสดุก่อสร้างและค่าแรงในประเทศไทย เพื่อนำมาทดลองออกแบบแผ่นพื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรงที่ความหนา, กำลังอัดประลัยของคอนกรีต และน้ำหนักบรรทุกจรต่างๆ กัน โดยใช้โปรแกรม RAM Concept มีกรณีศึกษาสำหรับการจัดเรียงตำแหน่งของเสาในพื้นที่ทั้งหมด 6 กรณี จากนั้นได้นำไปหาสมการอย่างง่ายเพื่อใช้ทำนายความหนาที่เหมาะสม ที่ทำให้ราคาก่อสร้างรวมต่ำสุด เพื่อช่วยให้วิศวกรและผู้ที่เกี่ยวข้องสามารถนำไปประมาณราคา และเป็นแนวทางในการออกแบบแผ่นพื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรงเบื้องต้น

ฉัตร สุจินดา (2553) ได้เปรียบเทียบค่าโมเมนต์ทูลิขุมิในแผ่นพื้น ไร้คานคอนกรีตอัดแรงที่วิเคราะห์ด้วยวิธีโครงข้อแข็งเสมือนสองมิติและวิธีไฟไนท์อีลีเมนต์แบบแผ่นสามมิติ โดยใช้โปรแกรม RAM Concept เพื่อใช้วิเคราะห์ทั้งสองวิธี จากการศึกษานี้พบว่า ในกรณีที่การจัดเรียงของเสาไม่อยู่ในแนวที่ตั้งฉากกัน หากเป็นไปได้ควรใช้วิธีไฟไนท์อีลีเมนต์สามมิติ มากกว่าวิธีโครงข้อแข็งสองมิติ เนื่องจากจะให้คำตอบของโมเมนต์ทูลิขุมิ และค่าของแรงทูลิขุมิ อื่นๆ ที่อาจเกิดขึ้น ซึ่งจะต้องเป็นการวิเคราะห์แบบสามมิติเท่านั้นจึงจะได้คำตอบ แต่สำหรับกรณีการจัดเรียง

ของเสาอยู่ในแนวที่ตั้งฉากกัน วิธีโครงข้อแข็งสองมิติจะให้คำตอบใกล้เคียงกับวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์สามมิติ

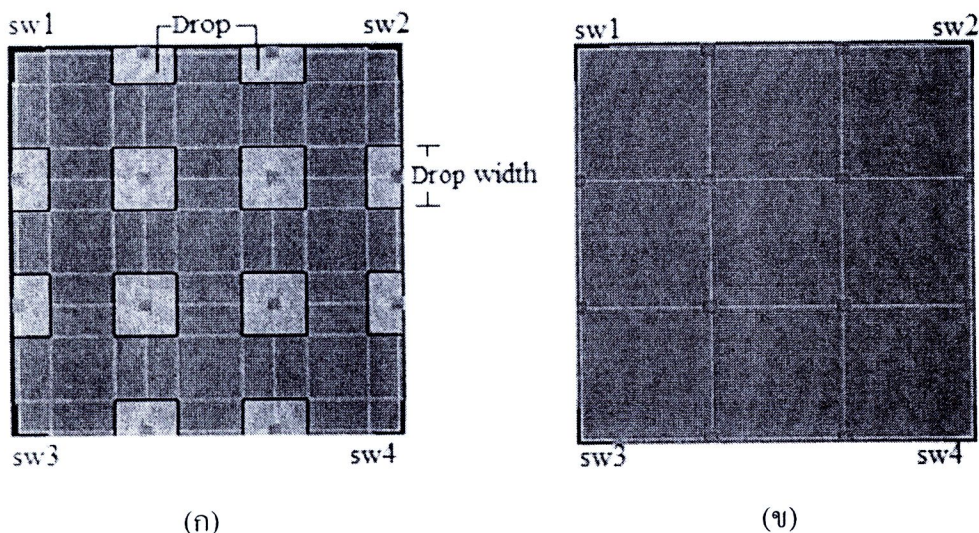
ศุภกฤษณ์ หมั่นคิด และ สุวัฒน์ ธิรเศรษฐ์ (2553) ได้ศึกษาปริมาณเหล็กเสริมและลวดอัดแรงสำหรับการออกแบบแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรงภายหลัง เพื่อด้านแรงลมและแรงแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย โดยได้เปรียบเทียบปริมาณเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากผลของแรงลมและแรงแผ่นดินไหวซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน มยพ. 1301-50 และ มยพ. 1311-50 กับมาตรฐานของ ACI, UBC และ วสท. โดยได้ศึกษาอาคารจำนวน 8 หลัง สูง 6-27 ชั้น รวม 160 กรณีศึกษา พบว่าจากการออกแบบตามมาตรฐานต่าง ๆ ดังกล่าว เพิ่มปริมาณเหล็กเส้นประมาณ 13-18% และไม่เพิ่มปริมาณลวดอัดแรง ซึ่งจะทำให้ค่าก่อสร้างรวมเพิ่มขึ้น 5-6% อย่างไรก็ตาม การศึกษานี้ใช้วิธีวิเคราะห์ผลของแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

Bharath G. N. และคณะ (2010) ได้ศึกษาเปรียบเทียบอาคาร 2 แห่งในประเทศอินเดียคือ (1) Mass-3 ซึ่งเป็นอาคารสำนักงาน ยาว 90 m กว้าง 30 m สูง 4 ชั้น และมีจอร์จได้ดิน 1 ชั้น ดังภาพประกอบที่ 2.13 และ (2) RPS ซึ่งเป็นอาคารเพื่อการพาณิชย์ ยาว 50 m กว้าง 25 m สูง 4 ชั้น และมีจอร์จได้ดิน 1 ชั้น โดยได้ออกแบบตามมาตรฐาน IS 456-2000, IS1893 Part 1 และ IS 875 Part 3 ของประเทศอินเดีย ซึ่งอาคารดังกล่าวอยู่ในโซนแผ่นดินไหวเบาบาง ดังนั้นมาตรฐานจึงอนุญาตให้ออกแบบแผ่นพื้นเป็นส่วนหนึ่งของระบบรับแรงด้านข้าง โดยไม่ต้องแยกระบบรับแรงด้านข้างออกจากระบบพื้นอย่างสิ้นเชิง ผู้แต่งได้ให้ข้อมูลเปรียบเทียบระหว่างแผ่นพื้นไร้คานแบบคอนกรีตอัดแรงกับระบบคอนกรีตเสริมเหล็กว่า ข้อได้เปรียบของคอนกรีตอัดแรงคือการได้หน้าตัดแบบไม่แตก (Non-cracked section) ซึ่งจะทำให้ระยะการโก่งตัวของแผ่นพื้นลดลงมากเมื่อเทียบกับหน้าตัดแบบแตก (Cracked section) ส่งผลทำให้สามารถลดความหนาของแผ่นพื้นลงโดยที่ยังสามารถรักษาระยะการโก่งไม่ให้เกินกว่าที่มาตรฐานกำหนดได้ แต่จากการศึกษาโครงสร้างของทั้ง 2 อาคารที่กล่าวมาพบว่า หากใช้แผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรงก็ยังได้หน้าตัดแบบแตกอยู่ดี ดังนั้นจึงต้องกำหนดความหนาแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงให้เท่ากับแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก และเนื่องจากค่าใช้จ่ายเพิ่มเติมของระบบคอนกรีตอัดแรง จึงทำให้ราคาค่าก่อสร้างของระบบคอนกรีตเสริมเหล็กต่ำกว่าระบบคอนกรีตอัดแรงอยู่ 20%



ภาพประกอบที่ 2.13 แปลนของอาคาร Mass-3

Tilva, V. K. และคณะ (2011) ได้ศึกษาผลกระทบทางด้านราคาของแผ่นพื้นไร้คานของอาคาร 4 ชั้นในประเทศอินเดียโดยใช้โปรแกรม ETAB วิเคราะห์ตามมาตรฐาน IS 1893 ของประเทศอินเดีย โดยได้เปรียบเทียบแผ่นพื้นแบบที่มีและไม่มีเป็นหัวเสา น้ำหนักบรรทุกตายตัวที่รวมน้ำหนักโครงสร้างแล้ว 1 kN/m^2 (102 kg/m^2) และน้ำหนักบรรทุกจร 4 kN/m^2 (408 kg/m^2) Importance Factor (I)=1, Response Reduction Factor (R)=5 โดยมีข้อกำหนดคือ (1) ระยะเสา 6 m x 6 m จำนวนสเป้น 3 x 3 มีกำแพงรับแรงเฉือนที่มุมของอาคาร ดังแสดงในภาพประกอบที่ 2.14 (2) วิเคราะห์ผลของแรงกระทำเนื่องจากแรงโน้มถ่วงและแรงกระทำด้านข้างโดยใช้โปรแกรม ETAB จากนั้นนำข้อมูลออกไปให้โปรแกรม SAFE (3) คำนวณผลของแรงเฉือนเจาะทะลุวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SAFE (4) กำหนดขนาดของเสาและกำแพง โดยให้กำแพงรับแรงเฉือน 75% ของแรงเฉือนที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหว ผลการศึกษาพบว่าแผ่นพื้นหนา 15 cm ที่มีเป็นหัวเสาหนาเพิ่มอีก 5 cm มีราคาต่ำกว่าแผ่นพื้นหนา 22.5 cm ที่ไม่มีเป็นหัวเสาอยู่ 29%



ภาพประกอบที่ 2.14 แปลนของแบบจำลองในโปรแกรม ETAB แสดงระยะเสา จำนวน
ช่วง และตำแหน่งของกำแพงรับแรงเฉือน
(ก) แบบมีแป้นหัวเสา (Drop panel)
(ข) แบบไม่มีแป้นหัวเสา (No drop Panel)

2.4 สรุป

จากการศึกษาที่ผ่านมาทั้งหมดเท่าที่ค้นคว้ามาได้ เป็นการศึกษาถึงการวิเคราะห์และออกแบบแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรงที่พิจารณาผลของน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง, แรงต้านข้างเนื่องจากแรงลมตามมาตรฐานเก่า และแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าตามมาตรฐาน มยผ. 1302-52 หรือไม่ก็เป็นการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ตามมาตรฐานของต่างประเทศ ผู้วิจัยยังไม่พบถึงงานวิจัยใดที่ศึกษาการวิเคราะห์และออกแบบแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรง-เสา-กำแพงรับแรงเฉือน โดยที่พิจารณาถึงแรงต้านข้างทั้งเนื่องจากแรงลมตามมาตรฐาน มยผ. 1311-50 และแผ่นดินไหวด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ โดยใช้กราฟสเปกตรัมการตอบสนองจากมาตรฐาน มยผ. 1302-52 แต่อย่างไร หากมีการศึกษาถึงผลกระทบของทั้งแรงลมและแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ ตามมาตรฐานดังกล่าว ก็จะเป็นประโยชน์อย่างยิ่งต่อวงการวิศวกรรมโครงสร้าง เนื่องจากมาตรฐานทั้งสองนี้เป็นมาตรฐานล่าสุดที่จะต้องใช้ในการสำหรับการออกแบบอาคารในปัจจุบัน