

## บทที่ 2

### วรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 การวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตไม่เชิงเส้นหรือการผลักอาคารแบบไม่เชิงเส้น

(Nonlinear Static Analysis or Nonlinear Pushover Analysis)

การวิเคราะห์หาค่ากำลังต้านทานแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตไม่เชิงเส้น (ATC-40, FEMA-440) เป็นที่ใช้กันอย่างแพร่หลาย เนื่องจากเป็นวิธีการที่ง่ายและมีประสิทธิภาพในการประเมิน ผลตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงแผ่นดินไหว วิธีการนี้นิยมเรียกว่าการผลักอาคารแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Pushover) โดยเป็นการผลักอาคารด้วยแรงกระทำทางด้านข้างอย่างช้าๆ และค่อยๆ เพิ่มแรงกระทำจนกระทั่งโครงสร้างถึงจุดวิบัติ ด้วยสมการการเคลื่อนที่ดังนี้

$$[K]\{\Delta u\} = \{\Delta F\} - [C]\{\Delta \dot{u}\} \quad (2.1)$$

โดยที่  $[K]$  คือ สติฟเนสของโครงสร้าง

$\{\Delta u\}$  คือ เวกเตอร์ของการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ด้านข้าง

$\{\Delta F\}$  คือ เวกเตอร์ของการเพิ่มแรงกระทำทางด้านข้าง

$[C]$  คือ ความหน่วงของโครงสร้าง

$\{\Delta \dot{u}\}$  คือ เวกเตอร์ของการเพิ่มค่าความเร็วในการเคลื่อนที่

สมการการเคลื่อนที่นี้ ไม่มีเทอมของแรงอินเนอร์เซียเนื่องจากแรงกระทำช้ามาก

การผลักอาคารนี้อาจกระทำด้วยการควบคุมแรงกระทำ (Force control) หรือควบคุมการเคลื่อนที่ (Displacement control) อย่างใดอย่างหนึ่ง ในวิธีการแรก โครงสร้างจะถูกผลักให้เคลื่อนที่ไปด้วยการค่อยๆ เพิ่มแรงกระทำด้านข้างที่มีการกระจายรูปแบบหนึ่ง และคำนวณการเคลื่อนที่ซึ่งเพิ่มขึ้นตามมา สำหรับวิธีการหลัง จะต้องกำหนดรูปแบบการโก่งตัวของโครงสร้างเสียก่อน และจะถูกผลักให้เคลื่อนที่ไปตามรูปแบบการโก่งตัวที่กำหนด โดยทั่วไป เนื่องจากรูปแบบการโก่งตัวของโครงสร้างยังไม่ทราบในเบื้องต้น ดังนั้น การใช้วิธีควบคุมแรงกระทำจึงเป็นที่นิยมใช้มากกว่า ลักษณะการกระจายแรงกระทำ แบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ

ก) การกระจายแรงผลักแบบโหมดเดียว (Single-Mode Load Distribution) ประกอบด้วย

- น้ำหนักกระทำแบบจุด (Concentrated Load) เป็นรูปแบบแรงกระทำอย่างง่ายที่สุด โดยมีแรงกระทำแบบจุดเพียงแรงเดียวกระทำบนยอดอาคาร
- น้ำหนักกระจายแบบสม่ำเสมอ (Uniform Load)

แรงกระทำแบบนี้มีสมมุติฐานว่าอัตราเร่งของระบบโครงสร้างมีค่าคงที่ตลอดความสูงของอาคาร โดยมีการกระจายแรงกระทำ ดังนี้

$$\Delta F_i = \frac{\Delta V_b}{N} \quad (2.2)$$

เมื่อ  $\Delta F_i$  คือ การเพิ่มแรงกระทำสำหรับระดับชั้นที่  $i$

$\Delta V_b$  คือ การเพิ่มแรงเฉือนที่ฐานอาคาร

$N$  คือ จำนวนชั้นอาคารทั้งหมด

- น้ำหนักกระจายแบบสามเหลี่ยม (Triangular Load)

แรงกระทำแบบนี้มีสมมุติฐานว่าอัตราเร่งของระบบโครงสร้างมีการเพิ่มเป็นเชิงเส้นจากค่าศูนย์ที่ฐานอาคารไปจนถึงค่าสูงสุดที่ยอดอาคาร โดยมีการกระจายแรงกระทำ ดังนี้

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} \Delta V_b \quad (2.3)$$

เมื่อ  $W_i$  คือ น้ำหนักอาคารสำหรับระดับชั้นที่  $i$

$h_i$  คือ ความสูงอาคารที่ระดับชั้นที่  $i$

- น้ำหนักกระจายตามข้อบังคับการออกแบบ (Code Distribution Load) มีการกระจายแรงกระทำ ดังนี้

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^N W_i h_i^k} \Delta V_b \quad (2.4)$$

เมื่อ  $k$  คือ สัมประสิทธิ์ที่กำหนดรูปแบบการกระจายแรง และ

$$k = 1.0, \quad T \leq 0.5 \text{ sec}$$

$$k = 2.0, \quad T \geq 2.5 \text{ sec}$$

$$k = 1 + \frac{T - 0.5}{2}, \quad 0.5 < T < 2.5 \text{ sec}$$

- น้ำหนักกระจายแบบโหมดแรก (First Mode Load)

แรงกระทำแบบนี้มีสมมุติฐานว่าอัตราเร่งของระบบโครงสร้างเป็นสัดส่วนกับรูปแบบการสั่นของโครงสร้างในโหมดแรก โดยมีการกระจายแรงกระทำ ดังนี้

$$\Delta F_i = \frac{W_i \Phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N W_i \Phi_{i1}} V_b - F_i^{old} \quad (2.5)$$

เมื่อ  $\Phi_{i1}$  คือ ค่ารูปแบบการสั่นในโหมดแรกสำหรับระดับชั้นที่  $i$

$F_i^{old}$  คือ แรงกระทำในระดับชั้นที่  $i$  ของการคำนวณขั้นตอนก่อน

- น้ำหนักกระจายแบบโหมดแรกซึ่งปรับแก้ได้ (Adaptive First Mode Load)

วิธีการนี้ พิจารณาว่าเมื่อโครงสร้างถูกแรงกระทำมากขึ้นจะทำให้ค่าสติฟเนสลดลงส่งผลให้การโก่งตัวในแต่ละรูปแบบการสั่นเปลี่ยนแปลงไปด้วย ดังนั้นจึงมีการปรับแรงกระทำเพื่อให้สอดคล้องกับรูปร่างการโก่งตัวที่เปลี่ยนไป โดยเฉพาะในโหมดแรก ในขั้นตอนการปรับแรงกระทำ เวกเตอร์ของแรงจะถูกปรับที่ค่าการเลื่อนตัวทุกๆ 0.5% ของความสูงอาคาร

- น้ำหนักกระจายแบบรวมโหมดด้วยวิธี SRSS (SRSS Load)

วิธีการนี้ เป็นการคำนวณหาการกระจายแรงกระทำจากแรงเฉือนในแต่ละชั้นที่ได้จากการรวมแรงเฉือนที่คำนวณจากแรงกระทำที่เป็นสัดส่วนกับรูปแบบการสั่นในแต่ละโหมด การรวมแรงเฉือนใช้วิธี Square Root of the Sum of the Square (SRSS) ซึ่งเป็นหลักการรวมผลตอบสนองสำหรับพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic modal response) แม้ว่าพฤติกรรมของโครงสร้างในความเป็นจริงจะเป็นแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear response) การคำนวณแรงเฉือนใช้สูตรดังนี้

$$V_i = \sqrt{\sum_{m=1}^n V_{im}^2} \quad (2.6)$$

โดยที่  $V_i$  คือ แรงเฉือนรวมในแต่ละระดับชั้น  $i$

$V_{im}$  คือ แรงเฉือนในแต่ละระดับชั้น  $i$  สำหรับรูปแบบการสั่นที่  $m$

การรวมจำนวนของรูปแบบการสั่น (Number of modes) จะใช้ข้อกำหนดว่า หากค่าผลรวมของ Modal weight เท่ากับหรือมากกว่า 90% ของ Seismic weight จะถือว่าเป็นจำนวนของรูปแบบที่เพียงพอ

## ข) การผลักแบบหลายโหมด (Multi-Mode Pushover Procedure)

วิธีการผลักอาคารแบบนี้เป็นวิธีหนึ่งซึ่งพิจารณาผลตอบสนองของรูปแบบการสั่นในแต่ละโหมด จึงเรียกอีกอย่างหนึ่งว่า การวิเคราะห์แบบการผลักตามรูปแบบการสั่นของโครงสร้าง (Modal Pushover Analysis, MPA) Chopra และ Goel (2002) ได้เสนอวิธีการ MPA เพื่อปรับปรุงแรงกระทำให้น่าเชื่อถือยิ่งขึ้นกว่าแรงกระทำเพียงโหมดเดียว ในวิธีการนี้เป็นการใช้แรงผลักกระทำกระจายตามแต่ละรูปแบบการสั่นของโครงสร้าง โดยใช้รูปแบบการสั่นจำนวน 3 โหมดแรก และแสดงกราฟการผลักในแต่ละโหมดสำหรับการรวมผลตอบสนองของแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนตัว ใช้วิธี Square Root of the Sum of the Square (SRSS) แม้ว่าจะเป็นที่ยอมรับกันว่าผลตอบสนองของโครงสร้างในความเป็นจริงมีลักษณะไม่เชิงเส้น แต่วิธีการนี้สมมุติว่า ค่าที่ได้จากการรวมผลตอบสนองแบบนี้ไม่แตกต่างจากพฤติกรรมจริงมากนัก

## 2.2 การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร

### (Cyclic Pushover Analysis)

เนื่องจากวิธีการผลักอาคารแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Pushover) ทั่วไป เป็นการใช้แรงกระทำผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปเพียงทางเดียว (monotonic loading) ซึ่งแตกต่างจากพฤติกรรมของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว อันเป็นลักษณะที่เคลื่อนที่ไป-กลับหลายรอบ (cyclic loading) วิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร มีหลักการ ดังนี้

#### 2.2.1 หลักการพื้นฐาน (Basic Concept)

พิจารณาจากสมการการเคลื่อนที่สำหรับระบบโครงสร้างที่ระดับความอิสระหลายระดับ (Multi-Degree-Of-Freedom, MDOF) ซึ่งมีแรงกระทำจากคลื่นแผ่นดินไหว

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + \{f_s\}(\{u\}, \text{sign}\{\dot{u}\}) = P_{eff}(t) \quad (2.7)$$

เมื่อ  $[m], [c]$  คือเมตริกซ์ของมวลและความหน่วงของโครงสร้าง

$\{f_s\}$  คือเวกเตอร์ของแรงต้านทานภายในของโครงสร้าง

$\{u\}, \{\dot{u}\}$  คือเวกเตอร์ของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์และความเร็วสัมพัทธ์ของโครงสร้าง

ตามลำดับ

ค่าแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผล  $P_{eff}(t)$  สามารถคำนวณจาก

$$P_{eff}(t) = -[m]\{i\}\ddot{u}_g(t) \quad (2.8)$$

เมื่อ  $\{i\}$  คือ เวกเตอร์หนึ่งหน่วย

$\ddot{u}_g(t)$  คือ อัตราเร่งของพื้นดิน

สำหรับเทอม  $[m]\{i\}$  เป็นการแสดงค่าการกระจายแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลตลอดความสูงของอาคาร และอาจเขียนในรูปของเวกเตอร์  $\{s\}$  ซึ่งขยายเป็นผลรวมของการกระจายแรงอินเนอร์เซียในแต่ละโหมด ดังนี้

$$[m]\{i\} = \{s\} = \sum_{n=1}^N s_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n [m]\{\phi_n\} \quad (2.9)$$

เมื่อ  $\Gamma_n$  คือ ค่าตัวประกอบที่มีส่วนร่วมของโหมดที่  $n$  (Modal participation factor) ซึ่งคำนวณได้จาก

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} = \frac{\{\phi_n\}^T [m]\{i\}}{\{\phi_n\}^T [m]\{\phi_n\}} \quad (2.10)$$

โดยที่  $\{\phi_n\}$  คือ รูปแบบการสั่นโหมดที่  $n$

สมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างจึงเขียนใหม่ได้ ดังนี้

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + \{f_s\}(\{u\}, \text{sign}\{\dot{u}\}) = -\sum_{n=1}^N \{s_n\}\ddot{u}_g(t) \quad (2.11)$$

สมการที่ 2.11 สามารถแยกการคำนวณออกเป็นสมการการเคลื่อนที่ที่เทียบเท่าสำหรับระบบการเคลื่อนที่แบบอิสระที่มีระดับความอิสระเพียงหนึ่ง (SDOF system) โดยการใช้ค่าเวกเตอร์การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง  $\{u\}$  ในรูปแบบดังนี้

$$\{u\} = \sum_{n=1}^N \{u_n\} = \sum_{n=1}^N \{\phi_n\} q_n \quad (2.12)$$

เมื่อ  $q_n$  คือขนาดการเคลื่อนที่ของโหมดที่  $n$

แทนค่า  $\{u\}$  จากสมการ 2.12 และค่าอนุพันธ์ของ  $\{u\}$  ลงในสมการ 2.11 และใช้หลักการออร์โธรอกอนอลลิตี้ของมวลและค่าความหน่วงสำหรับแต่ละโหมด จะได้สมการการเคลื่อนที่ใหม่ ดังนี้

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.13)$$

เมื่อ  $F_{sn} = \{\phi_n\}^T \{f_s(D_n, \text{sign } \dot{D}_n)\}$  คือแรงภายในสำหรับแต่ละโหมด

$D_n, \dot{D}_n, \ddot{D}_n$  คือ การเคลื่อนที่ ความเร็วและอัตราเร่งสำหรับแต่ละโหมด ตามลำดับ

$\xi_n$  และ  $\omega_n$  คือ ความหน่วงและความถี่สำหรับแต่ละโหมด ตามลำดับ

สมการ 2.13 สามารถแก้ได้โดยวิธีการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นตามประวัติเวลาสำหรับระบบการเคลื่อนที่ระดับความอิสระเพียงหนึ่ง หรืออาจคำนวณโดยวิธีการเคลื่อนที่ตอบสนองเชิงสเปกตรัมแบบไม่เชิงเส้น ในการแก้สมการ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $F_{sn}$  และ  $D_n$  จำเป็นต้องพิจารณาโดยใช้การวิเคราะห์การผลักอาคาร (pushover analysis)

ในการวิเคราะห์การผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis) นำเอาสมการ 2.9 มาประยุกต์ใช้ ดังนั้น การกระจายแรงในแต่ละโหมดจะคำนวณได้ ดังนี้

$$f_n = \Gamma_n [m] \{\phi_n\} A_n \quad (2.14)$$

เมื่อ  $f_n$  คือ การกระจายแรงกระทำทางด้านข้างในแต่ละโหมด และ  $A_n = \omega_n^2 D_n$ .

ในกรณีนี้  $D_n$  คือ การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละรอบสำหรับแต่ละโหมด สำหรับประวัติการเคลื่อนที่ซึ่งกำหนดไว้

สำหรับโครงสร้างซึ่งมีผลตอบสนองในโหมดที่หนึ่งเป็นหลัก สมการ 2.14 จะแสดงในรูปแบบดังนี้

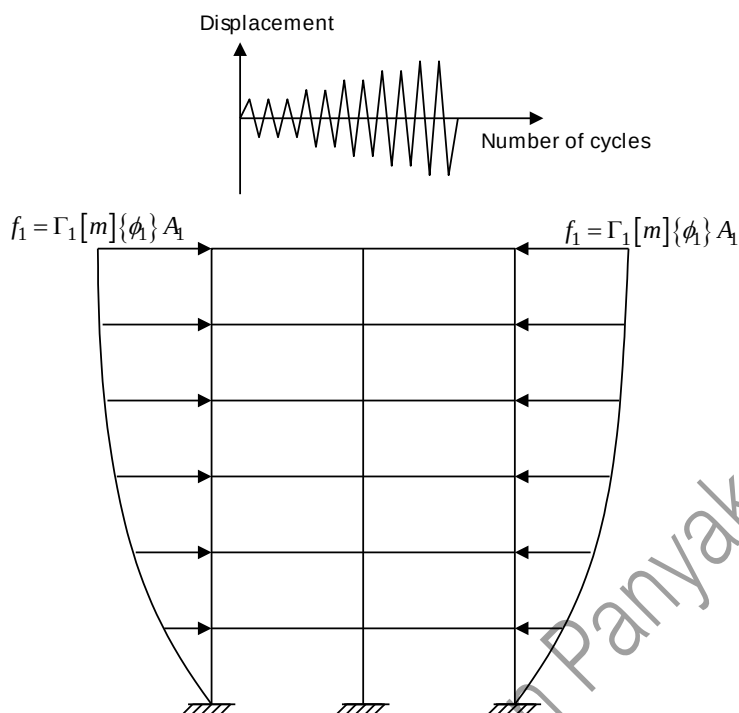
$$f_1 = \Gamma_1 [m] \{\phi_1\} A_1 \quad (2.15)$$

เมื่อ  $\Gamma_1$  คือ ตัวประกอบการมีส่วนร่วมของโหมดที่หนึ่ง

$A_1$  คือ ค่าอัตราเร่งในโหมดที่หนึ่ง  $= \omega_1^2 D_1$ ,

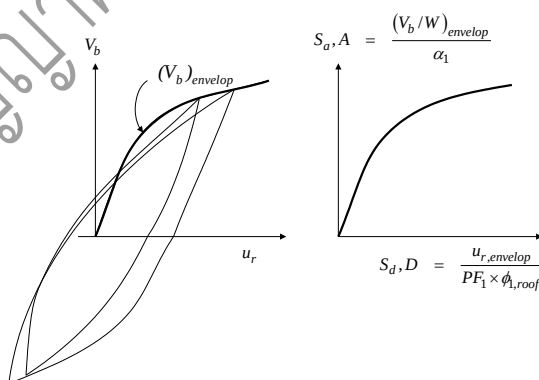
$\omega_1$  คือ ค่าความถี่เชิงมุมในโหมดที่หนึ่ง

$D_1$  คือ ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละรอบสำหรับประวัติการเคลื่อนที่ซึ่งกำหนดไว้ในโหมดแรก



ภาพประกอบ 1 แรงกระทำหลักอาคารแบบวิถัจกร

ค่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารและการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารซึ่งได้จากผลการวิเคราะห์การผลักอาคารแบบวิถัจกร จะเปลี่ยนให้อยู่ในรูปแบบของค่าอัตราเร่งเสมือนและค่าการเคลื่อนที่เสมือนโดยสมการ 2.16-2.17 ดังแสดงในภาพที่ 2



a) กราฟการผลักอาคารแบบวิถัจกร

b) ค่าอัตราเร่งเสมือนและค่าการเคลื่อนที่เสมือน

ภาพประกอบ 2 การเปลี่ยนจากกราฟการผลักอาคารแบบวิถัจกรเป็นกราฟค่าอัตราเร่งเสมือนและค่าการเคลื่อนที่เสมือน (Capacity spectrum)

แรงเฉือนที่ฐานอาคาร  $V_b$  จะเปลี่ยนเป็นค่าอัตราเร่งเสมือน (SDOF pseudo-acceleration,  $S_d$ ) หรือค่า  $A$  โดยใช้ค่าความสัมพันธ์ ดังนี้

$$S_{d,A} = \frac{(V_b / W)_{envelop}}{\alpha_1} \quad (2.16)$$

ค่าการเคลื่อนที่เสมือน (pseudo-displacement,  $S_d$ ) หรือค่า  $D$  ใช้ค่าความสัมพันธ์ ดังนี้

$$S_{d,D} = \frac{u_{r,envelop}}{\Gamma_1 \times \phi_{1,roof}} \quad (2.17)$$

เมื่อ  $\alpha_1$  คือ สัมประสิทธิ์มีผลของโหมดที่หนึ่ง

$(V_b / W)_{envelop}$  คือ ค่าขอบนอกของแรงเฉือนที่ฐาน

$u_{r,envelop}$  คือ ค่าขอบนอกของการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร

$W$  คือ น้ำหนักอาคาร

$\phi_{1,roof}$  คือ ค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารสำหรับรูปแบบการสั่นโหมดที่ 1

## 2.3 แบบจำลองโครงสร้าง

พฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวมากระทำ โครงสร้างอาคารจะเกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสลับทิศทางไปมา การเคลื่อนตัวดังกล่าวนี้จะทำให้องค์อาคารของโครงสร้าง ได้แก่ คาน เสา ฐานราก และองค์อาคารอื่นๆ เกิดความเสียหาย นอกจากนี้แล้ว ส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก อาทิ เช่น ผนังก่ออิฐ ก็จะทำให้เกิดความเสียหายเช่นกัน องค์อาคารต่างๆ ที่เกิดความเสียหายเหล่านี้จะเกิดการตอบสนองต่อแรงทางด้านข้างในระดับที่เกินพิกัดยืดหยุ่น หรือที่เรียกว่าพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก (Inelastic)

พฤติกรรมภายใต้แรงกระทำแบบกลับไปกลับมาในช่วงอินอีลาสติกขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมีความซับซ้อนค่อนข้างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีขององค์อาคารที่ไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเสียรูปขององค์อาคารจำพวกนี้จะปรากฏคุณลักษณะต่างๆ ที่เป็นอันตรายต่อโครงสร้างได้แก่ การเสื่อมถอยของกำลัง (Strength Degradation) การเสื่อมถอยของสติฟเนส (Stiffness Degradation) และการเกิด Pinching ความรุนแรงของคุณลักษณะต่างๆ ข้างต้นขึ้นอยู่กับลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้นกับตัวองค์อาคาร ลักษณะการวิบัติที่กล่าวถึงนี้ได้แก่ การวิบัติเนื่องจากแรงดัด ทำให้เกิดการโก่งตัวของข้อหมุนพลาสติก และการครากของเหล็กเสริม การแตกร้าวของคอนกรีต การวิบัติของรอยต่อทาบ การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน และการวิบัติในบริเวณจุดต่อคานเสา

ดังนั้น ในบทนี้จะกล่าวถึง รายละเอียดในการจัดทำแบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างต่างๆ ในองค์อาคารหลัก ตลอดจนการวิเคราะห์ความเสียหายของโครงสร้างอาคารต่อแรงแผ่นดินไหว

### 2.3.1 การจัดทำแบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้าง

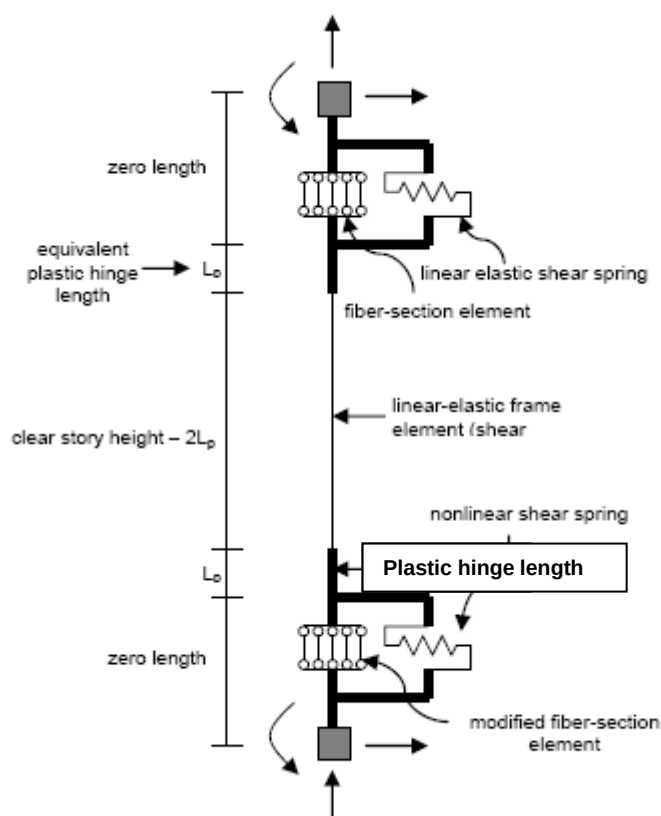
ในการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว จึงต้องมีการจัดทำแบบจำลองของชิ้นส่วนโครงสร้างอาคาร เพื่อให้สามารถประเมินประสิทธิภาพในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารได้อย่างสมจริง รายละเอียดที่เกี่ยวข้องกับแบบจำลองขององค์อาคารชนิดต่างๆ มีดังต่อไปนี้

#### 2.3.1.1 แบบจำลองสำหรับคานและเสา (Beam and Column Models)

ลักษณะการวิบัติที่สามารถเกิดขึ้นได้กับคานและเสาที่เสริมเหล็กแบบทั่วไปในประเทศไทย ได้แก่ การวิบัติเนื่องจากแรงดัด (Flexural Failure) การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure) และการวิบัติของรอยต่อทาบ (Lap-Splice Failure) เพื่อให้สามารถจำลองลักษณะการวิบัติต่างๆ เหล่านี้ได้ทั้งหมด รวมถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเสียรูปที่จะเปลี่ยนแปลงไปตามลักษณะการวิบัตินั้นๆ แบบจำลองสำหรับคาน/เสา (ภาพที่ 3) มีส่วนประกอบหลักดังต่อไปนี้

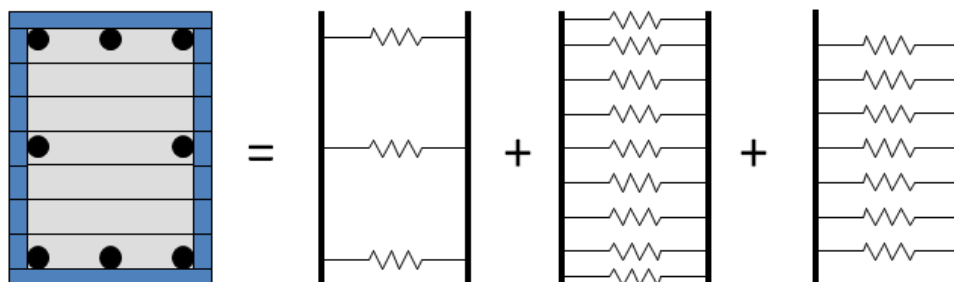
- อีลาสติกเฟรมอีเลเมนต์ (Elastic Frame Element) : ความเสียหายที่จะเกิดขึ้นกับคานและเสาเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว มักเกิดขึ้นที่บริเวณปลายทั้งสองข้างขององค์อาคาร พฤติกรรมการดัดและเฉือนที่บริเวณกลางขององค์อาคาร จึงถูกจำลองโดยอาศัยอีลาสติกเฟรมอีเลเมนต์ อย่างไรก็ตาม เพื่อคำนึงถึงผลกระทบจากการแตกร้าวของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก จึงใช้ค่าสตีเฟนสประสิทธิภาพที่แนะนำโดย ATC-40 (1997) ในการกำหนดคุณสมบัติของอีลาสติกเฟรมอีเลเมนต์
- รูปตัดไฟเบอร์ (Zero-Length Fiber Section) : ส่วนประกอบนี้ใช้ในการจำลองพฤติกรรมอินอีลาสติก ภายใต้การวิบัติเนื่องจากแรงดัด และการวิบัติที่รอยต่อทาบของเหล็กเสริม หลักการสำคัญของส่วนประกอบส่วนนี้คือการแบ่งหน้าตัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่บริเวณปลายของคานอาคารออกเป็นหลายๆ (ไฟเบอร์) ตามที่แสดงในภาพที่ 3 ไฟเบอร์แต่ละตัวจะถูกจำลองโดยอาศัยสปริง สปริงเหล่านี้จะถูกยึดรั้งเข้าด้วยกันโดยอาศัยข้อต่อแข็งเกร็ง (Rigid Link) เพื่อบังคับให้รูปตัดไฟเบอร์มีพฤติกรรมเป็นไปตามสมมติฐาน หน้าตัดระนาบยังคงรักษาระนาบได้ โดยรูปตัดไฟเบอร์จะจำแนกได้เป็น 3 ประเภทคือ (1) คอนกรีตหุ้มเหล็ก (2) แกนคอนกรีต และ (3) เหล็กเสริม ไฟเบอร์แต่ละประเภทจะมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปที่แตกต่างกัน
- สปริงรับแรงเฉือน (Shear Spring) : ส่วนประกอบนี้ใช้ในการจำลองพฤติกรรมอินอีลาสติกภายใต้ลักษณะการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน โดยสปริงรับแรงเฉือนและรูปตัดไฟเบอร์ถูกต่อกันแบบขนาน ดังนั้นเมื่อส่วนใดส่วนหนึ่งเกิดการวิบัติก่อน อีกส่วนหนึ่งก็จะไม่ทำหน้าที่ในการรับแรง ส่งผลให้พฤติกรรมภายใต้แรงกระทำแบบกลับปัดกลับมา มีคุณสมบัติเป็นไปตามลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้น





ภาพประกอบ 3 โมเดลไฟเบอร์สำหรับคานและเสา

หน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่  
ถูกแบ่งออกเป็นไฟเบอร์      ไฟเบอร์สำหรับ  
เหล็กเสริม      ไฟเบอร์สำหรับ  
แกนคอนกรีต      ไฟเบอร์สำหรับ  
คอนกรีตหุ้มเหล็ก

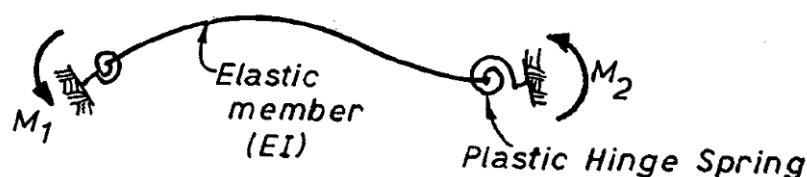


ภาพประกอบ 4 รูปตัดไฟเบอร์ (Fiber Section)

### 2.3.1.2 แบบจำลองข้อหมุนพลาสติก (Plastic Hinge)

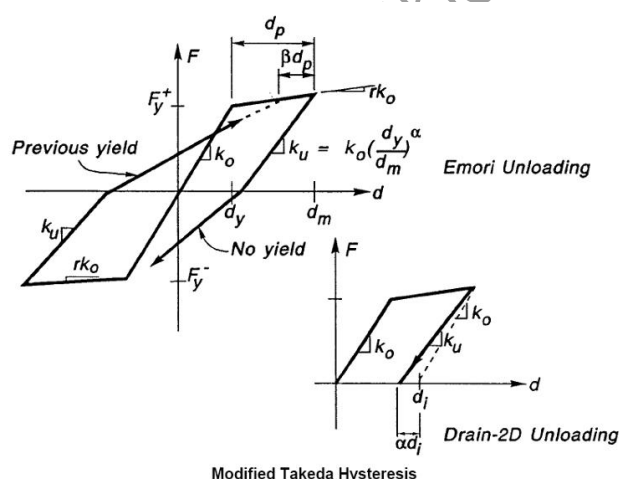
ชิ้นส่วนของคานและเสา เป็นองค์อาคารที่รับแรงดัดภายใต้แรงกระทำแบบไป-กลับ (cyclic loading) ซึ่งโครงสร้างจะมีพฤติกรรมการรับแรงอยู่ในช่วงอินอีลาสติก ในการศึกษาได้ใช้แบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างของ Giberson (1969) เพื่อจำลองพฤติกรรมการรับแรงของคานและเสา ซึ่งประกอบด้วยชิ้นส่วนที่สำคัญ 2 ส่วน คือ ชิ้นส่วนช่วงกลางองค์อาคารที่มีพฤติกรรมการรับแรงแบบ

ยืดหยุ่น (elastic) และขึ้นส่วนบริเวณปลายของค้ำอาคารที่มีพฤติกรรมรับแรงแบบไม่ยืดหยุ่น (inelastic) ซึ่งจำลองได้ด้วยสปริงข้อหมุนพลาสติก (Plastic hinge spring) ดังแสดงในภาพที่ 5



ภาพประกอบ 5 แบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างของ Giberson (1969)

การรับแรงบริเวณข้อหมุนพลาสติกภายใต้แรงกระทำแบบไป-กลับ (Hysteretic behavior) ใช้แบบจำลองพฤติกรรมรับแรงของโครงสร้างที่ได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ซึ่งสามารถแสดงผลของค่าการเสื่อมถอยของสติฟเนส (stiffness degradation) การเสื่อมถอยของกำลัง (strength deterioration) ซึ่งอาจแสดงได้ด้วยแบบจำลอง Modified TAKEDA (Takeda, et. al., 1970) ในภาพที่ 6



ภาพประกอบ 6 แบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้างแบบ Modified TAKEDA Hysteresis

### 2.3.1.3 พฤติกรรมการครากของเหล็กเสริม (Reinforcement Yielding)

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการยืดตัวของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Hysteretic behavior) แสดงในรูปที่ 7 จากรูปนี้ ค่าสติฟเนสของเหล็กเสริมแบ่งออกเป็น 2 ช่วง ดังนี้

$$K_e = E_s \sum A_s / L_p \quad (2.18)$$

และ 
$$K_p = E_p \sum A_s / L_p \quad (2.19)$$

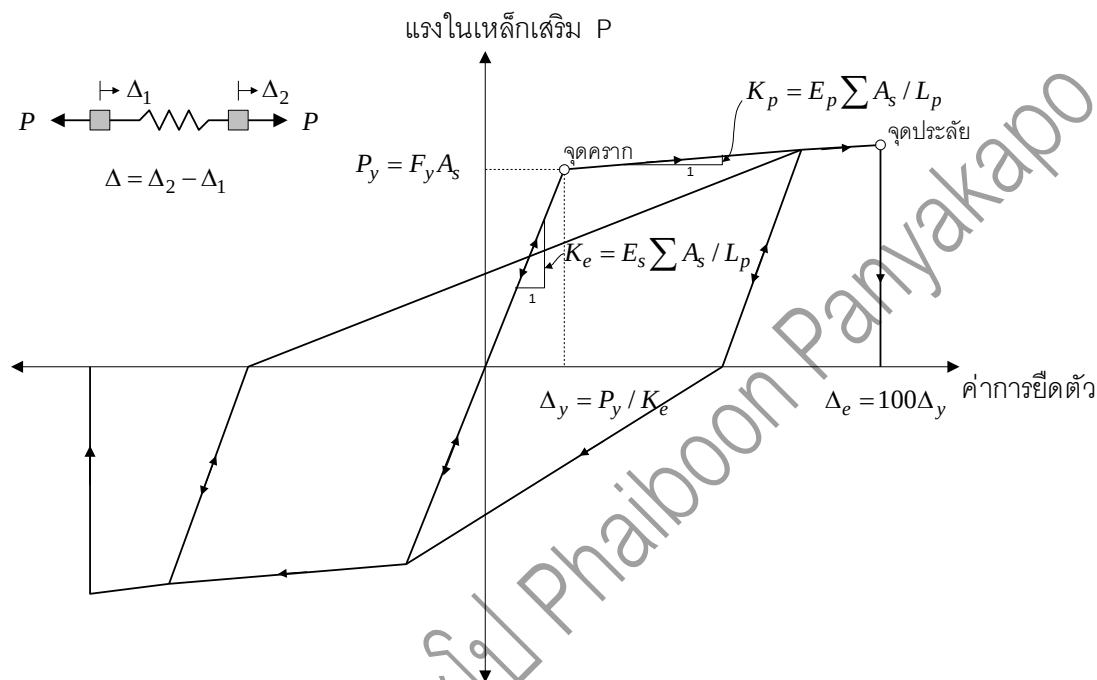
เมื่อ  $K_e, K_p$  คือ อีลาสติกสตีเฟนและพลาสติกสตีเฟน ตามลำดับ

$E_s, E_p$  คือ อีลาสติกโมดูลัสและพลาสติกโมดูลัส ตามลำดับ มีค่าเท่ากับ

$2.0 \times 10^6$  ksc และ  $2.0 \times 10^4$  ksc (1% ของ  $E_s$ ) ตามลำดับ

$\sum A_s$  คือ ผลรวมของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงในหน้าตัดองค์อาคาร

$L_p$  คือ ความยาวของข้อหมุนพลาสติก



ภาพประกอบ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการยืตัวของเหล็กเสริมแบบ Clough Model

ในงานวิจัยนี้ ใช้แบบจำลอง Clough Model สำหรับพฤติกรรมการรับแรงแบบวิวิจรรย์ของเหล็กเสริม ในโครงสร้างอาคาร เนื่องจากแบบจำลองนี้ให้ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมการรับแรงที่ใกล้เคียงกันกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

### 2.3.1.4 พฤติกรรมการแตกร้าวของคอนกรีตเนื่องจากแรงกด (Concrete Crushing)

กำลังรับแรงกดอัดในหน้าตัดคอนกรีตมีความสัมพันธ์กับปริมาณเหล็กปลอกที่รัดรอบหน้าตัด เนื่องจากผลของเหล็กที่โอบรัดหน้าตัดทำให้เพิ่มกำลังและความเหนียวขององค์อาคาร ในการศึกษานี้ได้นำผลงานวิจัยของ Mander และคณะ (Mander et.al., 1989) มาใช้ในการประเมินค่ากำลังรับแรงอัดของหน้าตัดคอนกรีตภายใต้เหล็กปลอกโอบรัด ดังนี้

$$f'_{cc} = K f'_{co} \quad (2.20)$$

เมื่อ  $f'_{cc}$  คือ กำลังอัดประลัยของหน้าตัดคอนกรีตภายใต้เหล็กปลอกโอบรัด

$f'_{co}$  คือ กำลังอัดประลัยของหน้าตัดคอนกรีตเมื่อไม่มีเหล็กปลอก

$K$  คือ ค่าอัตราส่วนกำลังภายใต้การโอบรัดของเหล็กปลอก ซึ่งเป็นฟังก์ชันกับรูปแบบการ

เสริมเหล็กปลอก กำลังและปริมาณของเหล็กปลอก กำลังและปริมาณของเหล็กเสริม

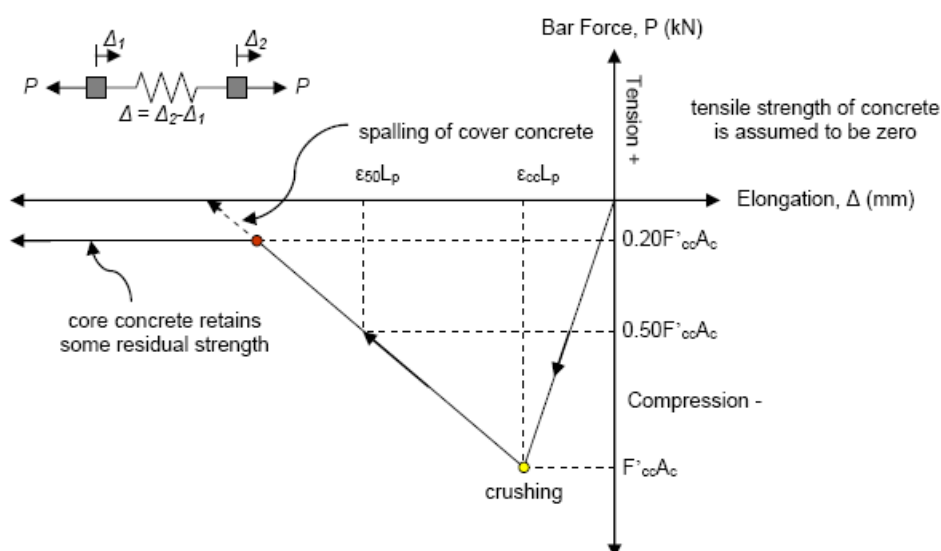
ตามยาว และขนาดของหน้าตัดองค์อาคาร

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการหดตัวของคอนกรีตสปริงแบบ Monotonic envelope แสดงในภาพที่ 8 สำหรับค่าหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่สอดคล้องกันกับกำลังอัดประลัย คำนวณจาก

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.21)$$

เมื่อ  $\varepsilon_{cc}$  คือ หน่วยการหดตัวที่สอดคล้องกับกำลังอัดประลัยของหน้าตัดคอนกรีตภายใต้เหล็กปลอก โอบรัด (MPa)

$\varepsilon_{co}$  คือหน่วยการหดตัวที่สอดคล้องกับกำลังอัดประลัยของหน้าตัดคอนกรีตเมื่อไม่มีเหล็กปลอก (MPa) ซึ่งจากผลการทดสอบค่าเฉลี่ยของ  $\varepsilon_{co} = 0.002$  เป็นค่าที่นำมาใช้ในการศึกษา



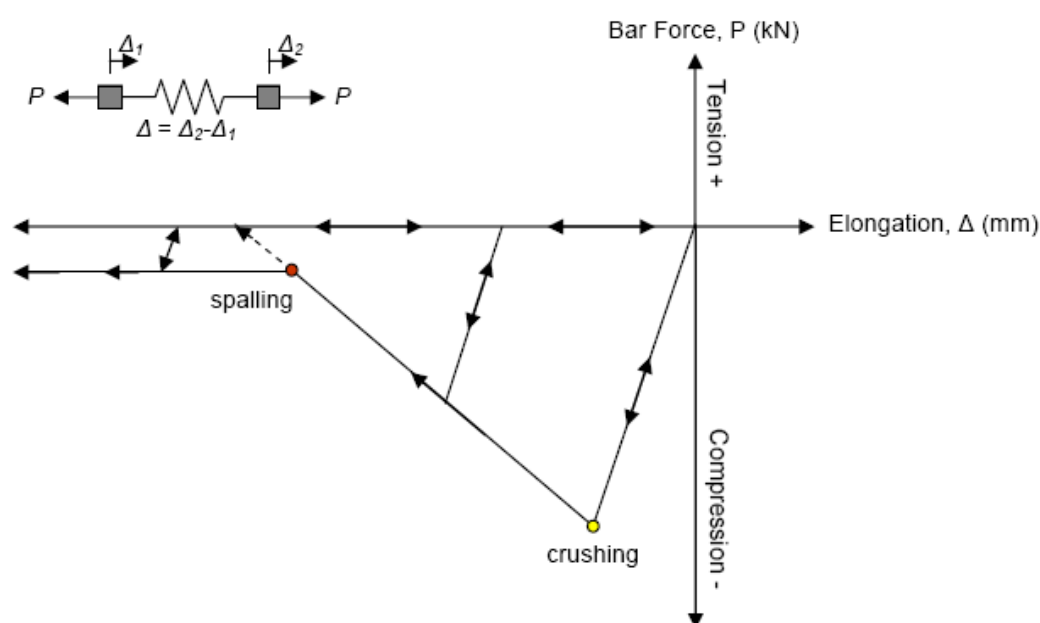
ภาพประกอบ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการหดตัวของคอนกรีตสปริงแบบ Monotonic envelope (Mander et.al., 1989)

จากภาพที่ 8 นี้ ค่ากำลังอัดประลัยแปรเปลี่ยนแบบเชิงเส้นจนกระทั่งถึงจุดแตกหัก หลังจากนั้น กำลังจะค่อยๆ ลดลงแบบเชิงเส้น ในการศึกษานี้ ได้นำผลงานวิจัยของ Roy และ Sozen (1964) มาใช้ในการกำหนด เส้นความชันที่ลดลงในช่วงหลังจากจุดแตกหักนี้ เนื่องจากแบบจำลองของ Roy และ Sozen นี้ให้ผลการวิเคราะห์หาความชันที่ลดลงได้ดีกว่าแบบอื่น โดยการคำนวณหาหน่วยการหดตัวที่สอดคล้องกับค่า 50% ของกำลังอัดประลัยสูงสุด ดังนี้

$$\varepsilon_{50} = \frac{3 + 0.002 f'_{co}}{f'_{co} - 1000} \quad (\text{psi}) \quad (2.22)$$

ค่าความชันที่ลดลงหลังจุดแตกหัก จึงคำนวณได้จากค่ากำลังอัดประลัยและหน่วยการหดตัวจากจุดแตกหักไปยังจุดที่มีค่า 50% ของกำลังอัดประลัยสูงสุด สำหรับค่ากำลังที่เหลืออยู่ของแกนคอนกรีตสมมุติให้มีค่าเท่ากับ 20% ของกำลังอัดประลัย

สำหรับพฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักรของคอนกรีตสปริง ในการศึกษานี้ใช้แบบจำลองที่เสนอโดย Taylor (1977) ดังแสดงในภาพที่ 9



ภาพประกอบ 9 พฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักรของคอนกรีตสปริงโดย Taylor Model (1977)

### 2.3.1.5 พฤติกรรมการวิบัติของรอยต่อทาบ (Lap Splice Failure)

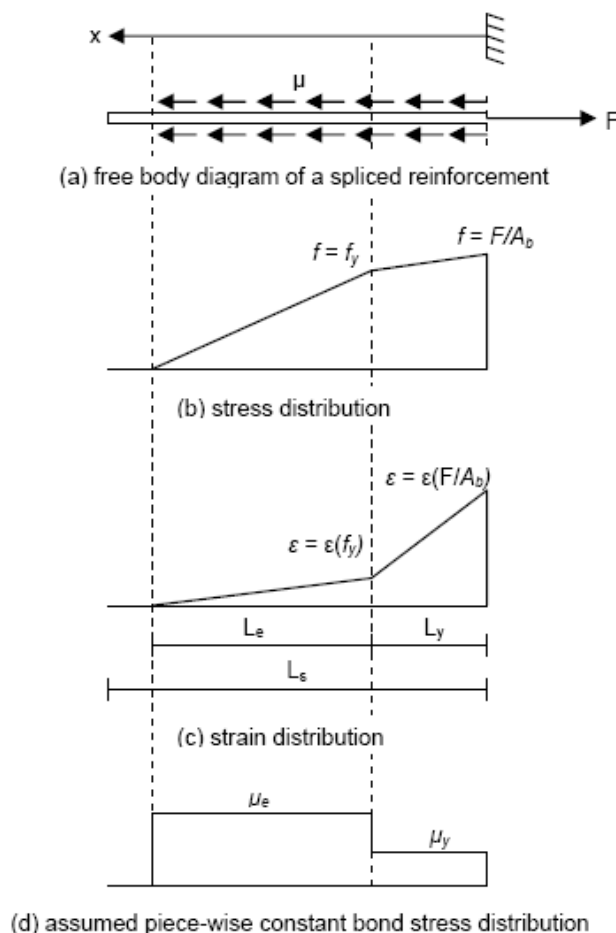
การยึดเกาะระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมในช่วงระยะของรอยต่อทาบเหล็กเสริม (Lap splice length,  $L_s$ ) ประกอบด้วยกำลังการยึดเกาะอิลาสติกและกำลังการยึดเกาะพลาสติก ดังแสดงในภาพที่ 10 ดังนั้น ระยะของรอยต่อทาบเหล็กเสริม คำนวณได้จาก

$$L_s = L_e + L_y \quad (2.23)$$

เมื่อ  $L_e, L_y$  คือ ระยะการยึดเกาะอิลาสติกและพลาสติกระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม

$$L_e = \frac{f_e d_b}{4u_e} \quad (2.24)$$

$$L_y = \frac{(f_s - f_e) d_b}{4u_y} \quad (2.25)$$



ภาพประกอบ 10 การยึดหน่วงสำหรับเหล็กต่อทาบ

(Alsiwat and Saaticioglu, 1992, Lowes et. al., 2003)

เมื่อ  $f_e, f_s$  คือ หน่วยแรงดึงสูงสุดของเหล็กเสริมในช่วงอีลาสติกและช่วงพลาสติกตามลำดับ (MPa)

$u_e, u_y$  คือ หน่วยแรงยึดเกาะในช่วงอีลาสติกและในช่วงพลาสติกเฉลี่ย (MPa)

$d_b$  คือ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมที่ต่อทาบ (mm)

ค่าระยะการเลื่อนตัวของเหล็กเสริมภายในระยะทาบ คำนวณจาก

$$\Delta_s = 0.5 \{ L_e \varepsilon(f_e) + L_y [\varepsilon(f_e) + \varepsilon(f_s)] \} \quad (2.26)$$

สำหรับระยะฝังยึดของเหล็กเสริมที่ต้องการในการพัฒนากำลังที่จุดคราก (Development length,  $L_d$ )

คำนวณได้จากค่าที่เสนอแนะโดย ACI318-08 ดังนี้

สำหรับ Tension splice

$$L_d = \left\{ \frac{f_y / 1.25}{1.1 \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right\} d_b \quad (2.27)$$

สำหรับ Compression splice

$$L_d = \max \left\{ \frac{0.24 f_y}{1.25 \sqrt{f'_c}} d_b, \frac{0.043 f_y}{1.25} d_b \right\} \quad (2.28)$$

เมื่อ

$L_d$  คือ ระยะฝังยึดของเหล็กเสริมที่ต้องการในการพัฒนากำลังที่จุดคราก (mm)

$f_y$  คือ กำลังครากของเหล็กเสริม (MPa)

$f'_c$  คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต (MPa)

$\psi_t$  คือ ค่าตัวประกอบสำหรับตำแหน่งของเหล็กเสริม ใช้เท่ากับ 1

$\psi_e$  คือ ค่าตัวประกอบสำหรับการเคลือบผิวของเหล็กเสริม ใช้เท่ากับ 1

$\psi_s$  คือ ค่าตัวประกอบสำหรับขนาดเหล็กเสริม (ใช้เท่ากับ 0.8 สำหรับขนาด  $\phi$  19 มม. และเล็กกว่า ใช้เท่ากับ 1.0 สำหรับ ขนาด  $\phi$  22 มม. และใหญ่กว่า)

$\lambda$  คือ ค่าตัวประกอบสำหรับคอนกรีตมวลเบา (ใช้เท่ากับ 1 สำหรับคอนกรีตทั่วไป)

$c_b$  คือ ค่าที่เล็กกว่าระหว่าง (1) ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางเหล็กเสริมถึงผิวคอนกรีต และ (2) ระยะครึ่งหนึ่งของระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของเหล็กเสริม

$K_{tr}$  คือ ค่าดัชนีของเหล็กปลอก

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{1500 s n} \quad (2.29)$$

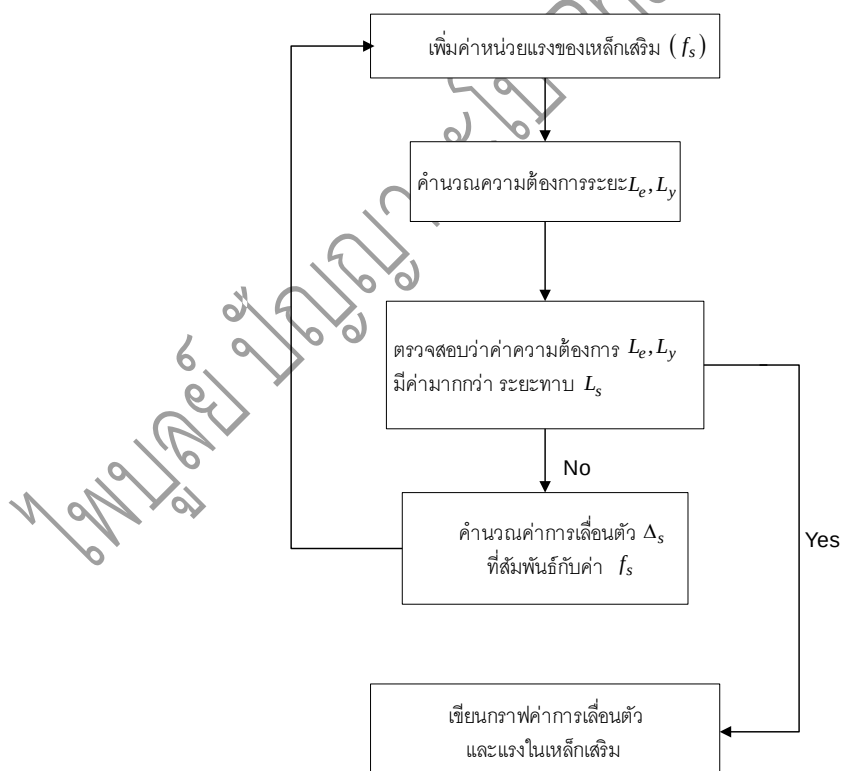
$A_{tr}$  คือ ผลรวมของพื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอกในช่วงระยะห่าง  $s$

$n$  คือ จำนวนเหล็กปลอกเสริมในระยะห่าง  $s$

ตารางที่ 1 ค่าเฉลี่ยของกำลังยึดเกาะ (Lowes et. al., 2003)

| หน่วยแรงในเหล็กเสริม | สถานะของแรง        | ค่ากำลังยึดเกาะ (MPa)                               | อ้างอิง                   |
|----------------------|--------------------|-----------------------------------------------------|---------------------------|
| แรงดึง               | อิลาสติก ( $u_e$ ) | $u_e = \frac{f_e d_b}{4L_d}$<br>$L_d$ ใช้สมการ 2.27 | ACI318-08                 |
| แรงดึง               | พลาสติก ( $u_y$ )  | $0.4\sqrt{f'_c}$                                    | Shima et.al. (1987)       |
| แรงอัด               | อิลาสติก ( $u_e$ ) | $u_e = \frac{f_e d_b}{4L_d}$<br>$L_d$ ใช้สมการ 2.27 | ACI318-08                 |
| แรงอัด               | พลาสติก ( $u_y$ )  | $3.6\sqrt{f'_c}$                                    | Eligehausen et.al. (1983) |

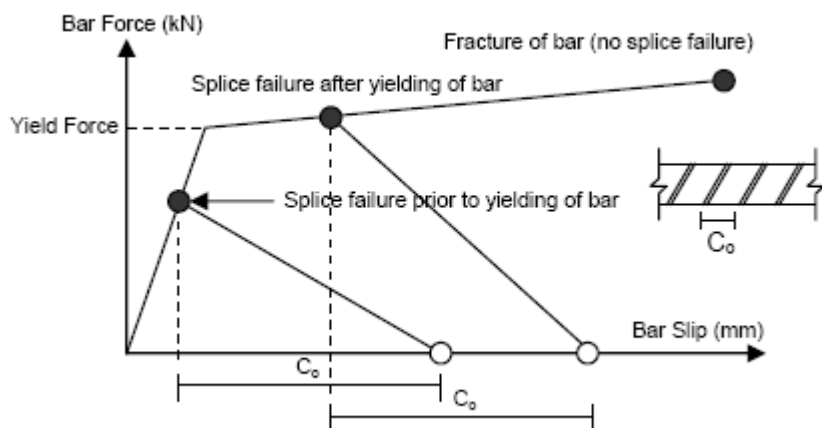
การคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวของเหล็กทาบสปริง แสดงใน Flowchart ภาพที่ 11



ภาพประกอบ 11 แผนภาพการคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวของเหล็กทาบสปริง (Harajli, 2004)



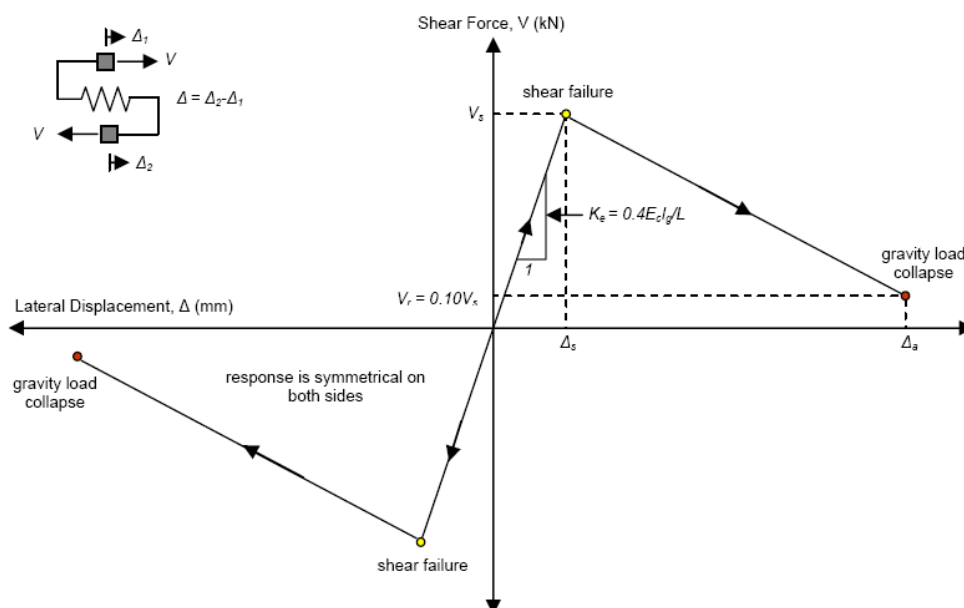
พิจารณาค่าความเสียหายจากการวิบัติของรอยต่อทาบของเหล็กเสริม เมื่อแรงในเหล็กเสริมมีการลดกำลังตกลงจากจุดสูงสุด เมื่อพิจารณาจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเลื่อนตัวของเหล็กทาบดังแสดงในภาพที่ 12



ภาพประกอบ 12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเลื่อนตัวของเหล็กทาบสปริงแบบ  
Monotonic envelope (Harajli, 2004)

### 2.3.1.6 พฤติกรรมการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure)

ความเสียหายของเสาเนื่องจากแรงเฉือน พิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนของสปริงรับแรงเฉือนแบบ Monotonic envelope แสดงในภาพที่ 13 ในการศึกษาได้นำแบบจำลองกำลังรับแรงเฉือนของ Sezen (2000) มาใช้



ภาพประกอบ 13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเสียรูปของสปริงรับแรงเฉือนแบบ  
Monotonic envelope (Sezen, 2000)

กำลังรับแรงเฉือน ( $V_s$ ) ตามแบบจำลองของ Sezen (2000) เป็นฟังก์ชันกับน้ำหนักบรรทุกกระทำต่อเสา ความยาวของช่วงเสา และค่าความต้องการของระดับความเหนียวเชิงดัด ดังนี้

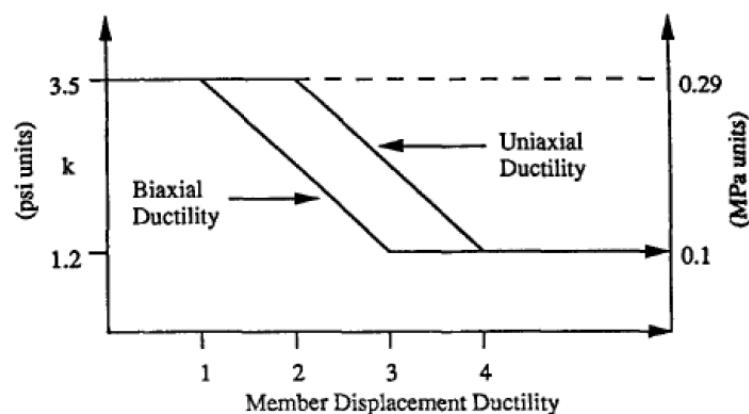
$$V_s = k \left\{ \frac{6\sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{6\sqrt{f'_c}A_g}} 0.8A_g + \frac{A_v f_y d}{s} \right\} \quad (2.30)$$

เมื่อ  $a$  คือ ความยาวของช่วงเสา (mm)

$d$  คือ ความลึกประสิทธิภาพ (mm)

$s$  คือ ระยะห่างของเหล็กปลอก (mm)

$k$  คือ สัมประสิทธิ์การลดกำลัง แสดงในภาพที่ 14



ภาพประกอบ 14 สัมประสิทธิ์การลดกำลังแรงเฉือน  $k$  (Priestley et. al., 1994)

$f'_c$  คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่อายุ 28 วัน (MPa)

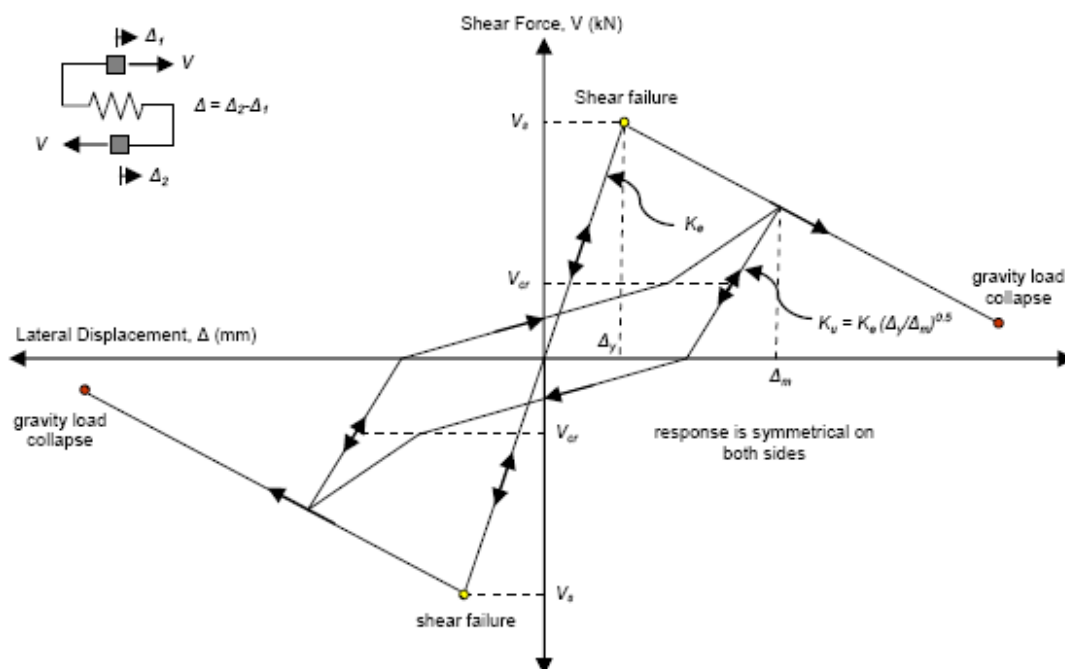
$f_y$  คือ กำลังครากของเหล็กปลอก (MPa)

$P$  คือ แรงตามแนวแกนขององค์อาคาร (N)

$A_g$  คือ พื้นที่หน้าตัดขององค์อาคาร (sq.mm.)

$A_v$  คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอก (sq.mm.)

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนของสปริงรับแรงเฉือนแบบ Cyclic Loading แสดงในภาพที่ 15 ในการศึกษาได้นำแบบจำลอง Shear-friction model ของ Moehle (1999) มาใช้ในการคำนวณหาความชันที่ลดลงภายหลังการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนของเสา



ภาพประกอบ 15 Hysteretic model สำหรับสปริงรับแรงเฉือน (Moehle, 1999)

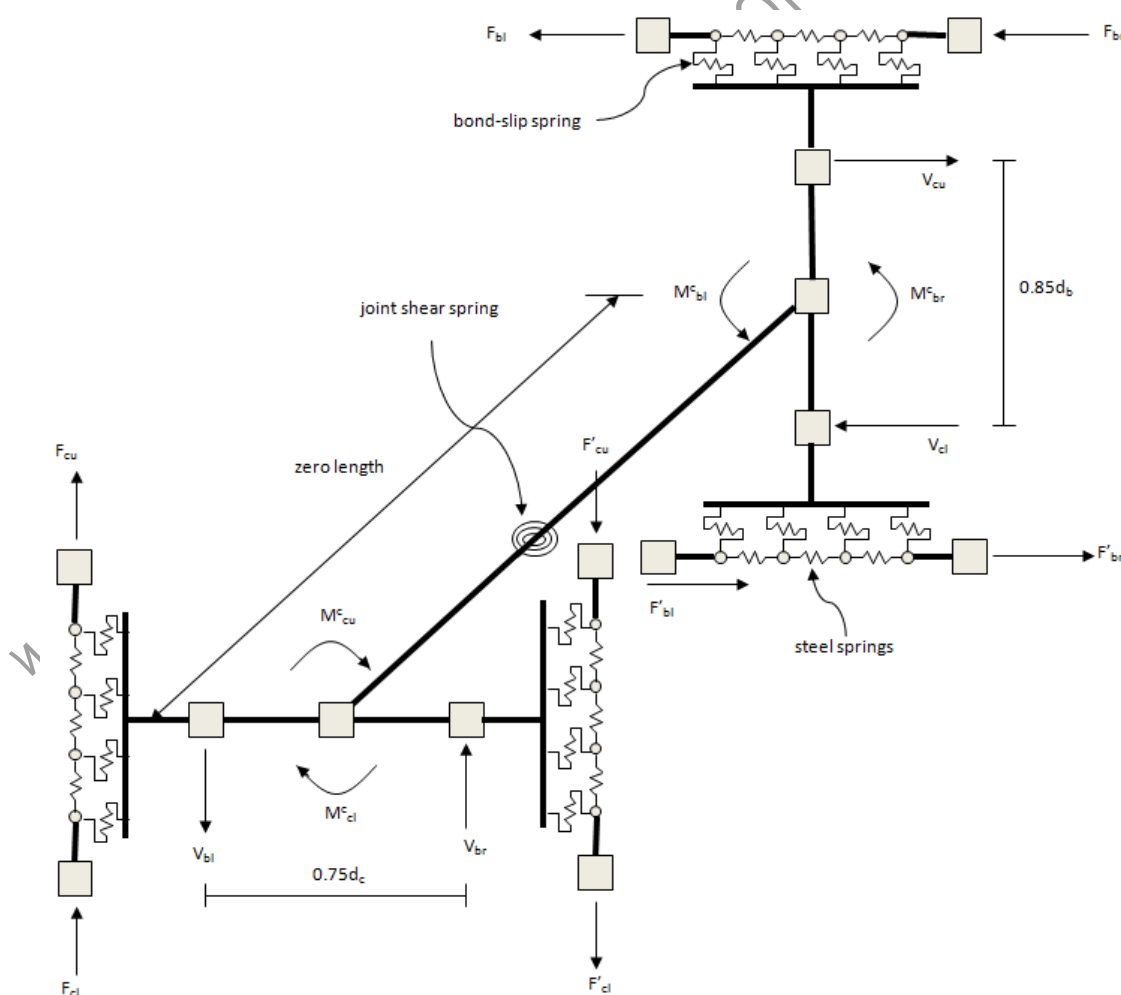
ความชันที่ลดลงภายหลังการวิบัตินี้ คำนวณจากเส้นตรงที่เชื่อมต่อกับจุดวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนไปยังจุดที่เสาพังทลายเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก ซึ่งจุดสุดท้ายนี้ เป็นกำลังเฉือนที่เหลืออยู่ (Residual shear strength,  $V_r$ ) ซึ่งสมมุติให้มีค่าเท่ากับ 10% ของค่า  $V_u$

สำหรับการพิจารณาความเสียหายของคานเนื่องจากแรงเฉือน ใช้หลักเกณฑ์เดียวกันกับของเสา แต่กำลังรับแรงเฉือนของคานใช้สมการที่เสนอแนะโดย ACI318-08 เนื่องจากผลของแรงตามแนวแกนของคานมีน้อยมากเมื่อเทียบกับกรณีของเสา

### 2.3.1.7 แบบจำลองพฤติกรรมการวิบัติในจุดต่อคานและเสา (Joint Failure)

แบบจำลองพฤติกรรมความเสียหายในจุดต่อคานและเสาแบ่งออกได้เป็น 2 ลักษณะใหญ่ คือ ก) การครากของเหล็กเสริมสปริง (yielding) และการเลื่อนหลุดของเหล็กเสริม (bond slip) และ ข) การวิบัติของกำลังรับแรงเฉือนของสปริงรับแรงเฉือนของข้อต่อ (joint shear spring) สำหรับแบบจำลองพฤติกรรมการครากของเหล็กเสริมสปริงใช้การพิจารณาเช่นเดียวกันกับที่กล่าวแล้วในหัวข้อแบบจำลองการครากของเหล็กเสริม แบบจำลองดังกล่าวมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

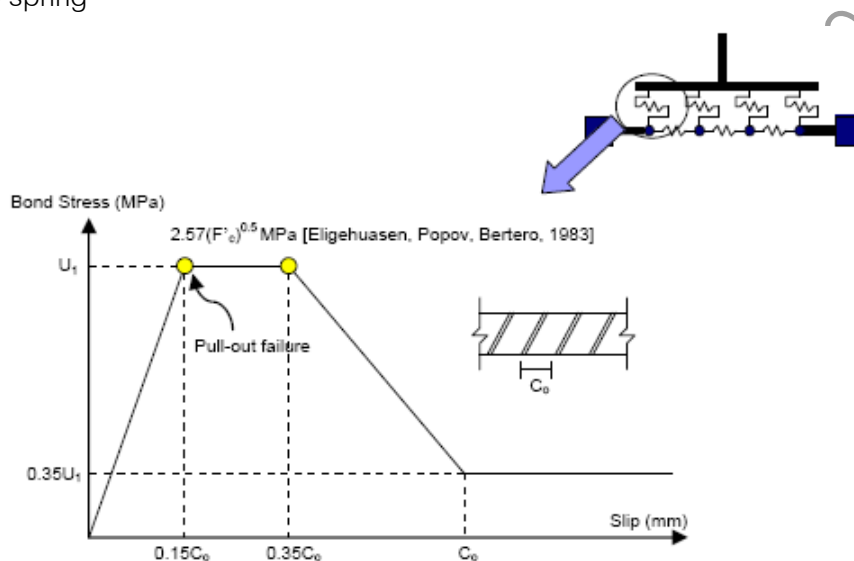
- ก) สปริงแรงยึดหน่วงและสปริงเหล็กเสริม (Bond Slip Spring and Steel Spring) : ส่วนประกอบนี้ใช้ในการจำลองพฤติกรรมการถ่ายแรงระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตในบริเวณรอยต่อคานเสา โดยเหล็กเสริมจะถูกแบ่งออกเป็นท่อนสั้นๆ ที่จุดต่อระหว่างท่อนจะมีสปริงแรงยึดหน่วงต่ออยู่เพื่อจำลองพฤติกรรมการถ่ายแรงจากเหล็กเสริมไปยังคอนกรีต จากนั้นแรงในสปริงแรงยึดหน่วงจะถูกส่งต่อไปยังสปริงแรงเฉือนจุดต่อ (Joint Shear Spring) ผ่านทางข้อต่อแข็งเกร็ง (Rigid Link)
- ข) สปริงแรงเฉือนจุดต่อ (Joint Shear Spring) : ส่วนประกอบนี้ใช้ในการจำลองพฤติกรรมการรับแรงบริเวณรอยต่อคานและเสา ซึ่งจะต้องรับแรงเฉือนที่มีค่าสูง แรงดังกล่าวนี้จะทำให้อายุการใช้งานเกิดการเสียรูป (Shear Deformation) หรือถ้าแรงเฉือนมีค่ามากถึงระดับหนึ่ง ก็จะทำให้จุดต่อเกิดความเสียหายหรือที่เรียกว่า Joint Shear Failure สปริงแรงเฉือนจุดต่อจะทำหน้าที่ในการจำลองพฤติกรรมที่กล่าวถึงข้างต้น



ภาพประกอบ 16 โมเดลสำหรับรอยต่อคานเสา (Matrin, 2007)

### 2.3.1.7.1 การเลื่อนหลุดของเหล็กเสริม (bond slip)

ความสามารถในการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมในบริเวณข้อต่อเสาและคาน แสดงได้ด้วยความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเกาะและการเลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบบ Monotonic envelope ดังในภาพที่ 17 ส่วนแบบจำลอง Hysteretic behavior ในการศึกษานี้ได้นำแบบจำลอง Modified Takeda มาใช้เนื่องจากแบบจำลองนี้มีลักษณะใกล้เคียงกับพฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักรของ bond-slip spring



ภาพประกอบ 17 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเกาะและการเลื่อนตัวของเหล็กเสริมสปริงแบบ Monotonic envelope (Matrin, 2007)

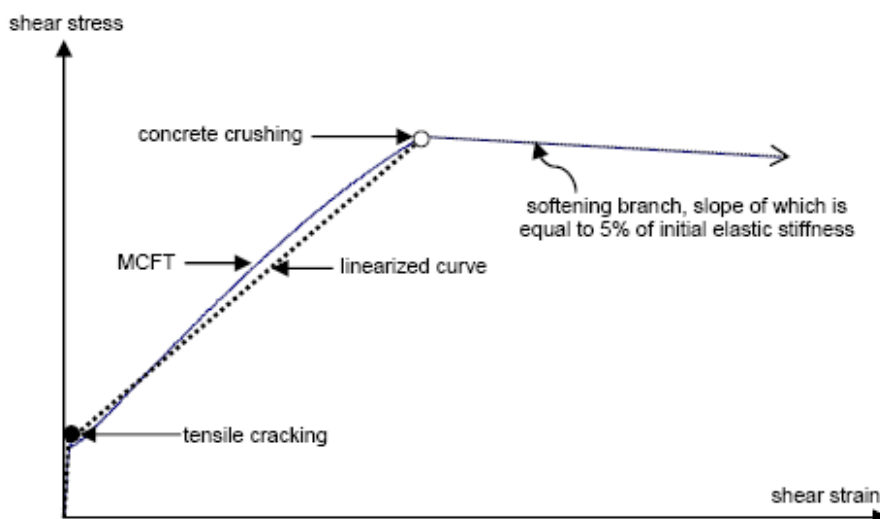
เกณฑ์การพิจารณาความเสียหายจากการเลื่อนหลุดของเหล็กเสริม เมื่อหน่วยแรงยึดเกาะระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมสปริงมีค่าเท่ากับกำลังยึดเกาะ

$$U_1 = 2.57\sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (2.31)$$

### 2.3.1.7.2 การวิบัติของกำลังรับแรงเฉือนของสปริงรับแรงเฉือนของข้อต่อ (joint shear spring)

ความสัมพันธ์ระหว่าง แรงเฉือนและการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนในสปริงหมุนของข้อต่อรับแรงเฉือน (joint shear rotational spring) สามารถหาได้ด้วยวิธีทฤษฎีสันนามหน่วยแรงอัด Modified Compression Field Theory, MCFT (Vecchio and Collins, 1986) ทฤษฎี MCFT สามารถทำนายผลตอบสนองของแรงกระทำและการเสียรูปของแผ่นคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเฉือนในระนาบและหน่วยแรงตั้งฉากกับระนาบ ในแบบจำลองนี้ คอนกรีตที่แตกร้าวจะมีลักษณะเสมือนเป็นวัสดุใหม่ซึ่งมีลักษณะของหน่วยแรงและหน่วยการยึดหดตัวโดยเฉพาะ

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและหน่วยการยืดหดตัวจากแรงเฉือนสำหรับสปริงรับแรงเฉือนในข้อต่อ (joint shear spring or nonlinear rotational spring) แบบ Monotonic envelope แสดงในภาพที่ 18 สำหรับแบบจำลองของข้อต่อรับแรงเฉือนพฤติกรรมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรใช้แบบจำลองเช่นเดียวกันกับการจำลองพฤติกรรมของการเสียรูปจากแรงเฉือนในเสา



ภาพประกอบ 18 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและหน่วยการยืดหดตัวจากแรงเฉือน สำหรับสปริงรับแรงเฉือนในข้อต่อแบบ Monotonic envelope (Matrin, 2007)

## 2.4 การวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นหรือการวิเคราะห์ด้วยคลื่นแผ่นดินไหว

### แบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Analysis or Nonlinear Time History Analysis)

การวิเคราะห์วิธีนี้เป็นกรคำนวณโครงสร้างสำหรับพฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นด้วยการใช้คลื่นแผ่นดินไหวกระทำที่ฐานอาคาร ซึ่งถือว่าเป็นวิธีที่ให้ผลตอบสนองถูกต้องที่สุด รูปแบบทั่วไปของสมการการเคลื่อนที่คำนวณจาก

$$[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C]\{\Delta\dot{u}\} + [K]\{\Delta u\} = -[M]\{\Delta\ddot{u}_g\} \quad (2.32)$$

โดยที่  $[M]$  คือ มวลของโครงสร้าง

$\{\Delta\ddot{u}\}$  คือ เวกเตอร์ของการเปลี่ยนอัตราเร่งตอบสนองของโครงสร้าง

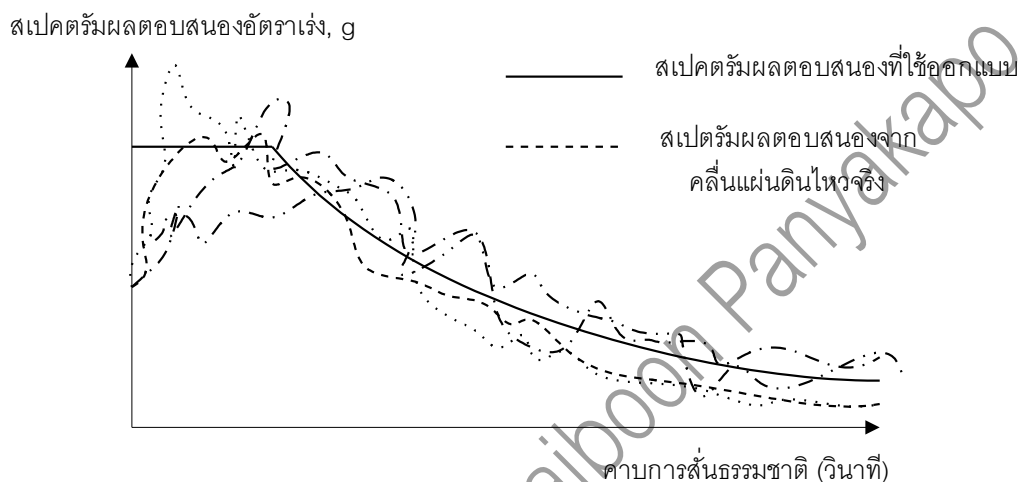
$\{\Delta\dot{u}\}$  คือ เวกเตอร์ของการเปลี่ยนความเร็วตอบสนองของโครงสร้าง

$\{\Delta\ddot{u}_g\}$  คือ เวกเตอร์ของการเปลี่ยนอัตราเร่งของพื้นดินจากคลื่นแผ่นดินไหว

การคำนวณผลตอบสนองของการเคลื่อนที่นิยมใช้วิธีอินทิเกรตที่ละขั้นด้วย Newmark Constant Average Acceleration Method หรือ Linear Acceleration Method

สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวซึ่งนำมาใช้ในการวิเคราะห์ อาจกระทำได้ 2 วิธี คือ

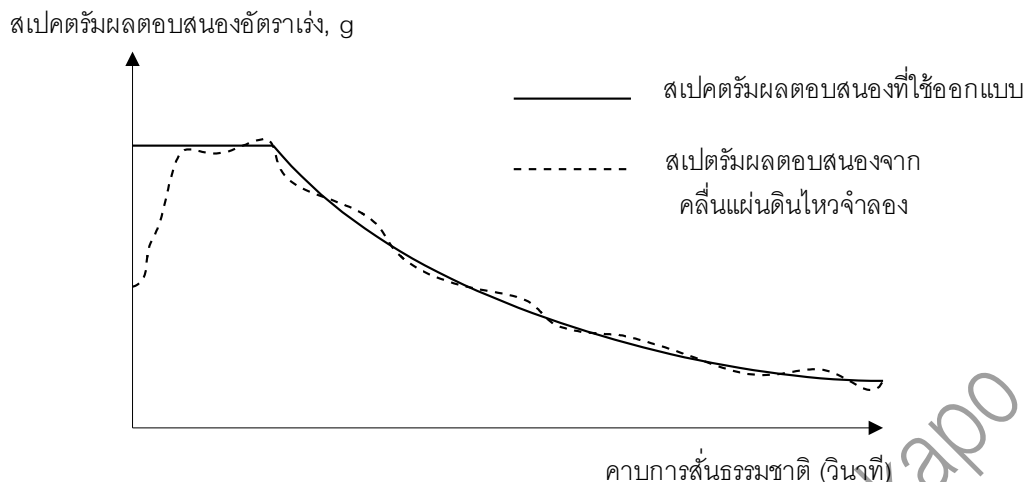
- ก) คลื่นแผ่นดินไหวจริง (Original Ground Motion) วิธีนี้เป็นการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้จากเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นจริงจำนวนหลายคลื่น โดยมีการปรับค่าอัตราเร่งด้วยค่าคงที่เพื่อให้ผลการคำนวณสเปกตรัมผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้สอดคล้องกันกับสเปกตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่ใช้ออกแบบ (design acceleration response spectra) ตามข้อกำหนดประมวลข้อบังคับอาคาร



ภาพประกอบ 19 สเปกตรัมผลตอบสนองที่ใช้ออกแบบและผลจากคลื่นแผ่นดินไหวจริง

วิธีนี้มีข้อดีที่เป็นการใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่ตรงกับเหตุการณ์จริง แต่จำเป็นต้องใช้คลื่นแผ่นดินไหวหลายคลื่น เพื่อให้ได้ผลการคำนวณที่ใกล้เคียงกันกับสเปกตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่ใช้ออกแบบ

- ข) คลื่นแผ่นดินไหวจำลอง (Artificial Ground Motion) วิธีนี้เป็นการปรับแก้คลื่นแผ่นดินไหวจริงด้วยฟังก์ชันความเข้มแผ่นดินไหว (Intensity Envelope Function) โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่จำลองคลื่นแผ่นดินไหวได้ เช่น SIMQKE เป็นต้น เพื่อให้ผลการคำนวณสเปกตรัมผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวจำลองนี้สอดคล้องใกล้เคียงกันกับสเปกตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่ใช้ออกแบบมากที่สุด



ภาพประกอบ 20 สเปกตรัมผลตอบสนองที่ใช้ออกแบบและผลจากคลื่นแผ่นดินไหวจำลอง

วิธีนี้มีข้อดีที่เป็นการใช้คลื่นแผ่นดินไหวเพียงคลื่นเดียวที่ทำให้ผลการคำนวณที่ใกล้เคียงกันกับสเปกตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่ใช้ออกแบบ แต่อาจไม่สอดคล้องกับเหตุการณ์จริง เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวจริงให้ผลแรงกระทำมากที่สุดเพียงช่วงคาบการสั่นธรรมชาติช่วงใดช่วงหนึ่งเท่านั้น ดังนั้นจึงคาดว่ามีความเสี่ยงที่ส่งผลการสั่นในโหมดที่สูงขึ้นไปเพิ่มขึ้นมา อย่างไรก็ตาม วิธีนี้ก็มีประโยชน์ ที่ช่วยให้ผลการคำนวณค่อนข้างสม่ำเสมอมากขึ้น เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวแบบนี้ให้กราฟสเปกตรัมที่เรียบ โดยที่การลดความขรุขระของกราฟสเปกตรัมช่วยให้ผลการคำนวณไม่กระจัดกระจายมากเกินไป

การวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นหรือการวิเคราะห์ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้ ข้อกำหนด FEMA-273 เสนอแนะว่าหากใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 3 คู่ ให้ใช้ค่าผลตอบสนองสูงสุดในการออกแบบ ถ้าหากใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวนตั้งแต่ 7 คู่ขึ้นไป ให้ใช้ค่าเฉลี่ยของผลตอบสนองสูงสุดที่ได้จากการคำนวณแต่ละครั้งเพื่อใช้ในการออกแบบ

## 2.5 ความคิดพื้นฐานของสเปกตรัมการออกแบบสำหรับความเสียหายคงที่

ความคิดในการนำสเปกตรัมการออกแบบสำหรับความเสียหายคงที่มานั้นมาจากพื้นฐานการออกแบบแนวตั้งเดิมที่ใช้หลักการของ "ความอ่อนเหนียวคงที่" ในการคำนวณความต้องการกำลัง (Strength Demand) โดยที่ หลักการของความอ่อนเหนียวคงที่ เป็นการคำนวณหาความต้องการกำลังของระบบโครงสร้าง ที่ตรงกับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมายที่คงที่สำหรับค่าๆหนึ่ง P. Warnitchai และ P. Panyakapo (1999) และ Phaiboon Panyakapo (2004) ได้ตรวจสอบความน่าเชื่อถือของวิธีการเดิมนี้นี้ ผลการวิจัยชี้ว่าแนวทางการออกแบบเดิมไม่สามารถใช้ได้กับกรณีของ



โครงสร้างที่ตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อน เพราะว่าค่าความเสียหายอันเกิดจากความเสียหายที่สะสมจากโครงสร้างถูกแรงกระทำกลับไปมา มีค่าสูงมาก จึงได้เสนอความคิดพื้นฐานของการออกแบบใหม่ เป็นการเปลี่ยนจาก “ความอ่อนเหนียวคงที่” เป็นความคิดของการออกแบบใหม่คือ “ความเสียหายคงที่” นั่นคือ การออกแบบจะต้องมุ่งที่จะจำกัดค่าความเสียหายทั้งหมดของโครงสร้างเพื่อให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้ ซึ่งระดับความเสียหายนี้จะกำหนดให้มีเป้าหมายคือมีค่าคงที่ตลอดทุกๆ โครงสร้างอาคาร โดยที่โครงสร้างแต่ละอาคารจะถูกสมมุติให้แทนที่ด้วยคาบเวลาของการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้างเมื่อพิจารณาจากระบบโครงสร้างเป็น Single-Degree-Of-Freedom (SDOF) วิธีการออกแบบแนวใหม่ที่ตั้งอยู่บนพื้นฐานของความต้องการกำลังสำหรับค่าความเสียหายคงที่ (*Constant-Damage Strength Demand Spectra, CDASDS*) โดยที่ CDASDS เป็นการเขียนค่ากำลังครากของระบบโครงสร้าง SDOF เทียบกับคาบเวลาของการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง ซึ่งต้องการที่จะจำกัดค่าความเสียหาย  $\overline{DI}$  ที่ค่าเป้าหมายค่าหนึ่ง ซึ่งมีค่าคงที่ตลอดทุกๆ คาบเวลาของการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง

แนวทางการออกแบบโดยวิธีการนี้ จะให้ประโยชน์มากกว่าวิธีการเดิม นั่นคือ ในการออกแบบแนวทางเดิมนั้น ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างยังไม่ทราบชัดเจน โดยทั่วไป วิศวกรผู้ออกแบบจะสมมุติว่า หากโครงสร้างได้รับการออกแบบให้มีค่ากำลังที่จุดครากเท่ากับความต้องการกำลังสำหรับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมายค่าหนึ่ง และออกแบบให้มีค่ากำลังความอ่อนเหนียว (Ductility Capacity) เหมาะสมกับพฤติกรรมความอ่อนเหนียว (Ductility Performance) โครงสร้างนั้นจะมีความปลอดภัยภายใต้แรงแผ่นดินไหว ซึ่งความคิดนี้ใช้ไม่ได้สำหรับทุกๆ คลื่นแผ่นดินไหว

โดยการออกแบบแนวทางใหม่ ค่าระดับความเสียหายเป้าหมายภายใต้แรงแผ่นดินไหวสามารถที่จะเลือกได้ตั้งแต่เริ่มต้นของการออกแบบ นั่นคือ วิศวกรผู้ออกแบบสามารถจำกัดระดับค่าความเสียหายที่ระดับที่ต้องการได้ ดังนั้น โครงสร้างที่ออกแบบโดยหลักการนี้ คือ มีค่ากำลังที่จุดคราก (Yield Strength) เท่ากับหรือมากกว่าค่าความต้องการกำลัง (Strength Demand) สำหรับระดับความเสียหายเป้าหมาย  $\overline{DI}$  จะมีค่าระดับความเสียหายจำกัดอยู่ในระดับที่ยอมรับได้ ยิ่งไปกว่านั้น ค่าความเสียหายสะสมที่ปรากฏว่า มีผลมากในกรณีของสภาพดินอ่อน ก็ยังได้รับการนำไปคำนวณอย่างเหมาะสมด้วย โดยการใช้แบบจำลองความเสียหาย Park-Ang Damage Model (1985) ในการคำนวณค่าความต้องการกำลัง

## 2.6 ความคิดพื้นฐานของตัวประกอบของการลดกำลังสำหรับความเสียหายคงที่

โดยที่การคำนวณหา Constant-Damage Design Spectra จำเป็นต้องมีการคำนวณโดยวิธี Nonlinear Response Analysis สำหรับ CDASDS โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินแต่ละ

สภาพเป็นจำนวนมาก และเนื่องจากขนาดและรูปร่างของ Constant-Damage Design Spectra ขึ้นอยู่กับระดับความเสียหายเป้าหมาย ระดับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย รูปแบบของพฤติกรรมการรับแรงแบบวิวิจกร คาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง และสภาพชั้นดินของแต่ละแห่ง ดังนั้นการคำนวณหา Constant-Damage Design Spectra เป็นขบวนการ คำนวณสำหรับแต่ละระดับค่าความเสียหายเป้าหมาย แต่ละระดับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย แต่ละรูปแบบของพฤติกรรมการรับแรงแบบวิวิจกร แต่ละคาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง และแต่ละประเภทของสภาพชั้นดินของแต่ละแห่ง ซึ่งเป็นขบวนการที่ต้องใช้เวลาในการคำนวณมาก ซึ่งขบวนการคำนวณเหล่านี้ วิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างอาคารทั่วไปไม่สามารถที่จะกระทำได้อย่างง่าย

แต่เนื่องจากค่ากำลังทางด้านข้างที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวอันมีพฤติกรรมเป็น Inelastic behavior จะน้อยกว่าค่ากำลังทางด้านข้างของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น ดังนั้น Inelastic Design Spectra จึงสามารถสร้างขึ้นมาจาก Elastic Design Spectra ได้ โดยการลดค่าขนาดของ Elastic Design Spectra ด้วยค่าตัวประกอบของการลดกำลัง (Strength Reduction Factors) โดยที่ค่า Strength Reduction Factors คำนวณจาก

$$R_D = \frac{F_y (\mu = 1)}{F_y (DI = \overline{DI}, \mu = \mu_i)} \quad (2.33)$$

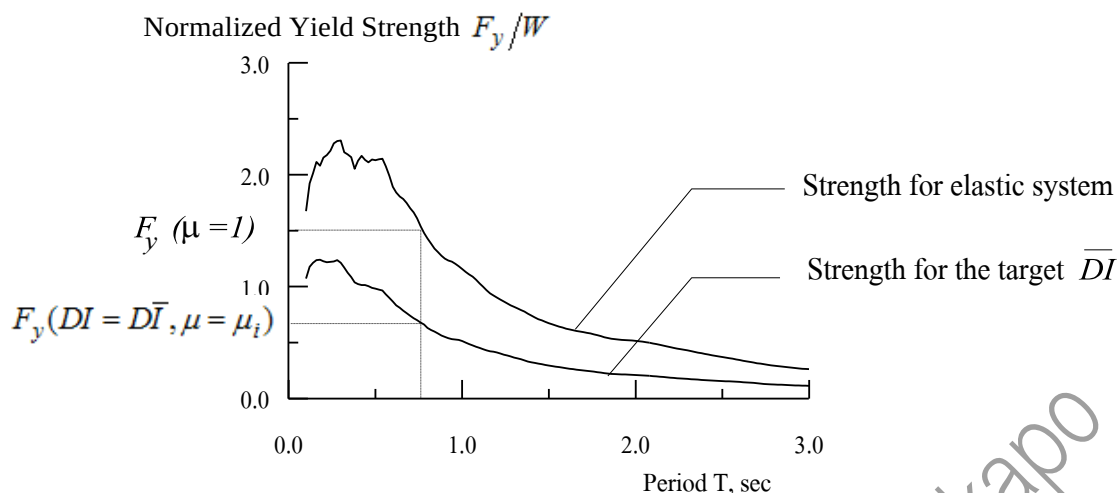
เมื่อ  $R_D$  คือ ตัวประกอบของการลดกำลัง (Strength Reduction Factor)

$F_y (\mu = 1)$  คือ ค่ากำลังครากสำหรับระบบอีลาสติค (Elastic System)

$F_y (DI = \overline{DI}, \mu = \mu_i)$  คือ ค่ากำลังครากสำหรับโครงสร้างมีค่าความเสียหายน้อยกว่าหรือเท่ากับค่า  $\overline{DI}$  ที่กำหนดไว้ และมีค่าความเหนียว  $\mu$  เท่ากับค่า  $\mu$  ที่กำหนด

โดยที่ ค่า  $F_y (\mu = 1)$  และ  $F_y (DI = \overline{DI}, \mu = \mu_i)$  คำนวณได้จากภาพที่ 21 เมื่อกำหนดคาบการสั่นธรรมชาติ  $T$  ของโครงสร้าง

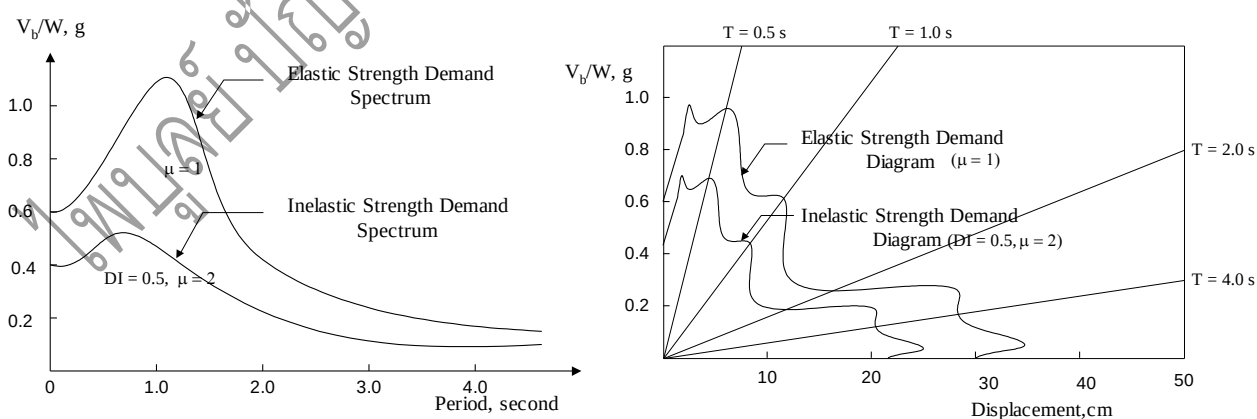
การที่จะคำนวณหา Inelastic Design Spectra ได้อย่างถูกต้องแม่นยำนั้นขึ้นอยู่กับการประเมินค่าตัวประกอบของการลดกำลังมาอย่างดี ทั้งนี้ต้องอาศัยการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่าง Inelastic Design Spectra และ Elastic Design Spectra อย่างเหมาะสม



ภาพประกอบ 21 ค่าความต้องการกำลังระบบอีลาสติกและระบบความเสียหายคงที่  
(ไพบูลย์ ปัญญาคะโป 2548, Panyakapo, P. 2002)

## 2.7 ความคิดพื้นฐานของแผนผังความต้องการกำลังสำหรับค่าความเสียหายคงที่

แผนผังความต้องการกำลังของโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว มีการสร้างขึ้นเพื่อตรวจสอบสมรรถนะของอาคารว่ามีค่ากำลังต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวเพียงพอ โดยพัฒนามาจากกราฟ Strength Demand Spectrum ซึ่งเป็นการเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความต้องการกำลังและคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง ดังแสดงในภาพที่ 22ก ให้แสดงอยู่ในรูปของ Strength Demand Diagram ซึ่งเปลี่ยนมาเป็นความสัมพันธ์ระหว่างความต้องการกำลังและการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ดังแสดงในภาพที่ 22ข แทน



ภาพประกอบ 22ก Strength Demand Spectrum

ภาพประกอบ 22ข Strength Demand Diagram

(ไพบูลย์ ปัญญาคะโป 2547)

แผนผังความต้องการกำลังนี้เป็นแนวทางใหม่จากเดิมกล่าวคือ เป็นความต้องการกำลังที่แสดงค่าระดับความเสียหายเป้าหมายอยู่ด้วย สำหรับวิธีการเปลี่ยนค่าจาก Strength Demand Spectrum มาเป็น Strength Demand Diagram สามารถทำได้ดังนี้

ค่ากำลังของโครงสร้าง

$$\frac{V_b}{W} = \frac{\left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}}{R_D} \quad (2.34)$$

ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้าง

$$D = \mu \frac{1}{R_D} \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1} \quad (2.35)$$

โดยที่  $D$  คือ การเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้างอาคาร

$\left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}$  คือ สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร เมื่อโครงสร้างเป็นระบบอิลาสติก

เทียบเท่ากับกำลังของโครงสร้างอาคาร

$\mu$  คือ ค่าความเหนียวของโครงสร้าง

$R_D$  คือ ค่าตัวประกอบของการลดกำลังจากระบบอิลาสติกเป็นระบบอินอิลาสติก

สำหรับค่าระดับความเสียหายที่กำหนด

$T$  คือ ค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง

ผลงานวิจัยของ Phaiboon Panyakapo (2006) ได้เสนอผลการวิเคราะห์หา ค่าตัวประกอบของการลดกำลังสำหรับความเสียหายคงที่และค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้างเพื่อใช้สร้าง แผนผังความต้องการกำลังสำหรับค่าความเสียหายคงที่ Constant Damage Strength Demand Diagram (CDSDD) ดังแสดงในตารางที่ 2 ซึ่งใช้สำหรับโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อน

ตารางที่ 2 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของค่าตัวประกอบของการลดกำลังสำหรับความเสียหายคงที่  
และค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้าง (Phaiboon Panyakapo, 2006)

| พฤติกรรม<br>การรับแรง                       | ค่าตัวประกอบของการลดกำลัง                           | ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้าง                                                                                    |
|---------------------------------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Elastic<br>Perfectly<br>Plastic, EPP        | $R_D = \frac{(9.0DI^{1.45})(0.25\mu)^{1.1}}{Z} + 1$ | $D = \frac{Z\mu \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2}{(9.0DI^{1.45})(0.25\mu)^{1.1} + Z} \left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}$ |
| Bilinear,<br>BI                             | $R_D = \frac{(9.5DI^{1.48})(0.25\mu)^{1.1}}{Z} + 1$ | $D = \frac{Z\mu \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2}{(9.5DI^{1.48})(0.25\mu)^{1.1} + Z} \left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}$ |
| Clough,<br>CL                               | $R_D = \frac{(9.0DI^{1.82})(0.25\mu)^{1.3}}{Z} + 1$ | $D = \frac{Z\mu \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2}{(9.0DI^{1.82})(0.25\mu)^{1.3} + Z} \left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}$ |
| Modified<br>Takeda,<br>MT                   | $R_D = \frac{(8.0DI^{1.84})(0.25\mu)^{1.3}}{Z} + 1$ | $D = \frac{Z\mu \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2}{(8.0DI^{1.84})(0.25\mu)^{1.3} + Z} \left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}$ |
| Park's<br>general three<br>parameter,<br>PA | $R_D = \frac{(7.0DI^{2.05})(0.25\mu)^{1.3}}{Z} + 1$ | $D = \frac{Z\mu \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2}{(7.0DI^{2.05})(0.25\mu)^{1.3} + Z} \left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}$ |

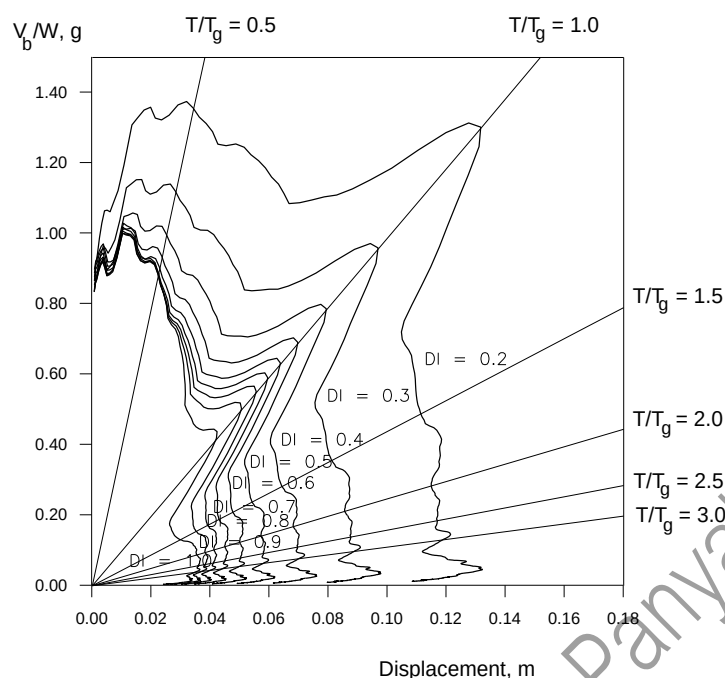
สำหรับชั้นดินอ่อน

$$Z = 1 + \frac{1}{0.44(DI)^{(-1.92)} T/T_g} - \frac{1}{(2.08 - 1.63DI) T/T_g} \text{EXP} \left[ -4.0 \left( \ln(T/T_g) - 0.20 \right)^2 \right] \quad (2.36)$$

เมื่อ  $DI$  คือ ค่าระดับความเสียหายเป้าหมาย

$T_g$  คือ คาบการสั่นสำคัญของพื้นดิน

กราฟแผนผังความต้องการกำลังสำหรับความเสียหายคงที่ ซึ่งคำนวณสำหรับพฤติกรรมการรับแรงแบบ Elastic Perfectly Plastic (EPP) ตามแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในตาราง 2 สำหรับค่าความเสียหายเป้าหมาย  $DI = 0.2 - 1.0$  แสดงในภาพที่ 23



ภาพประกอบ 23 แผนผังความต้องการกำลังสำหรับความเสียหายคงที่  
สำหรับชั้นดินอ่อน  $\mu = 4$  (Phaiboon Panyakapo, 2006)

## 2.8 ความคิดพื้นฐานของวิธีการสเปกตรัมของความสามารถ

การคำนวณหาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร ตามที่เสนอแนะโดย ATC-40 ใช้วิธีการ Nonlinear Static Analysis หรือ Nonlinear Pushover Analysis โดยการคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนพื้นฐานของอาคารและค่าการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร ดังแสดงในภาพประกอบ 24a ขั้นตอนการคำนวณนี้จะต้องใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ซึ่งสามารถจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างในลักษณะไม่เชิงเส้นได้เช่น โปรแกรม SAP2000, DRAIN2D, IDARC, RUAUMOKO, PERFORM3D เป็นต้น จากผลการวิเคราะห์นี้ จะสามารถเขียนเป็นกราฟการผลักอาคารได้ดังแสดงในภาพประกอบ 24b ซึ่งแสดงความสัมพันธ์จนถึงการวิบัติของอาคาร

จากนั้นจึงเปลี่ยนกราฟการผลักอาคารมาเป็นแผนผังความสามารถ (Capacity Diagram) ดังแสดงในภาพประกอบ 24c ได้โดยการคำนวณดังนี้

$$S_a = \frac{V_b / W}{\alpha_1} \quad (2.37)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \times \phi_{1,roof}} \quad (2.38)$$

โดยที่  $S_a$  คือ อัตราแรงของโครงสร้างเมื่อถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหว

$S_d$  คือ การเคลื่อนตัวของโครงสร้างเมื่อถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหว

$\alpha_1$  คือ สัมประสิทธิ์ของ modal mass สำหรับรูปแบบการสั่นตอบสนองแบบแรก

(1<sup>st</sup> mode) คำนวณได้จาก

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^n (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^n w_i / g \right] \left[ \sum_{i=1}^n (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (2.39)$$

$w_i$  คือ น้ำหนักอาคารที่ระดับชั้น  $i$

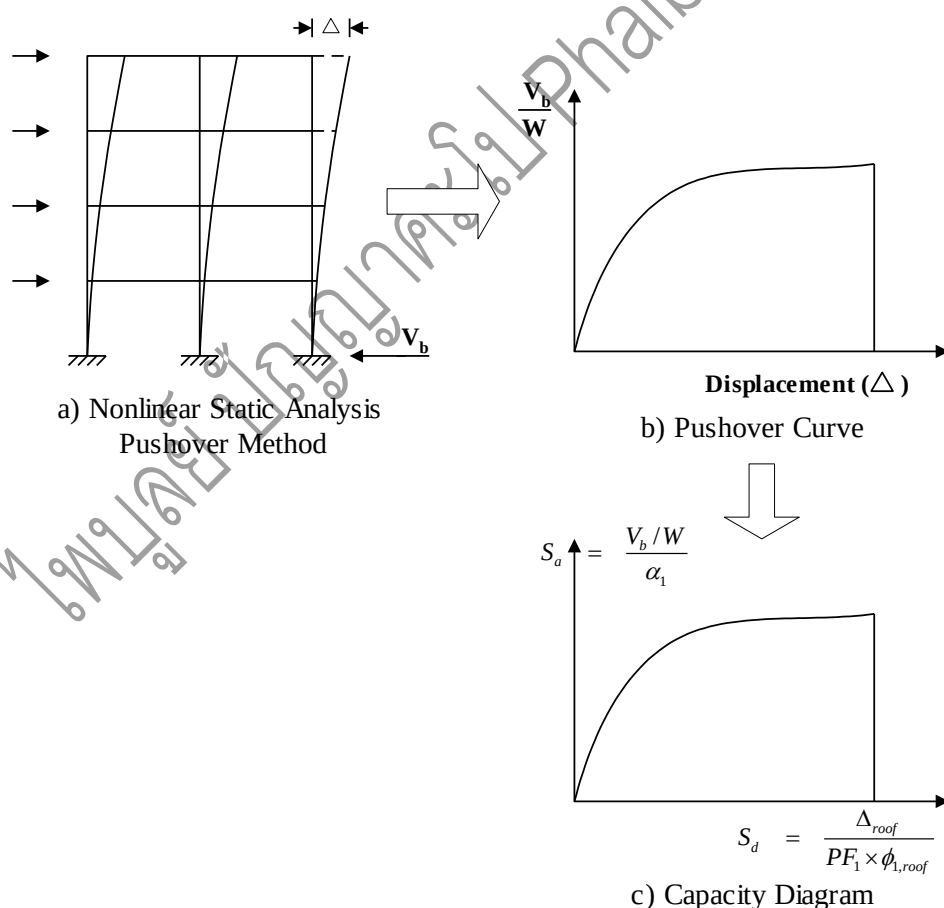
$\phi_{i1}$  คือ ค่าระดับการเคลื่อนตัวที่ระดับชั้น  $i$  สำหรับรูปแบบการสั่นตอบสนองแบบแรก

$\Delta_{roof}$  คือ การเคลื่อนตัวที่ระดับชั้นหลังคาของโครงสร้างเมื่อถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหว

$PF_1$  คือ Participation Factor สำหรับรูปแบบการสั่นตอบสนองแบบแรก คำนวณได้จาก

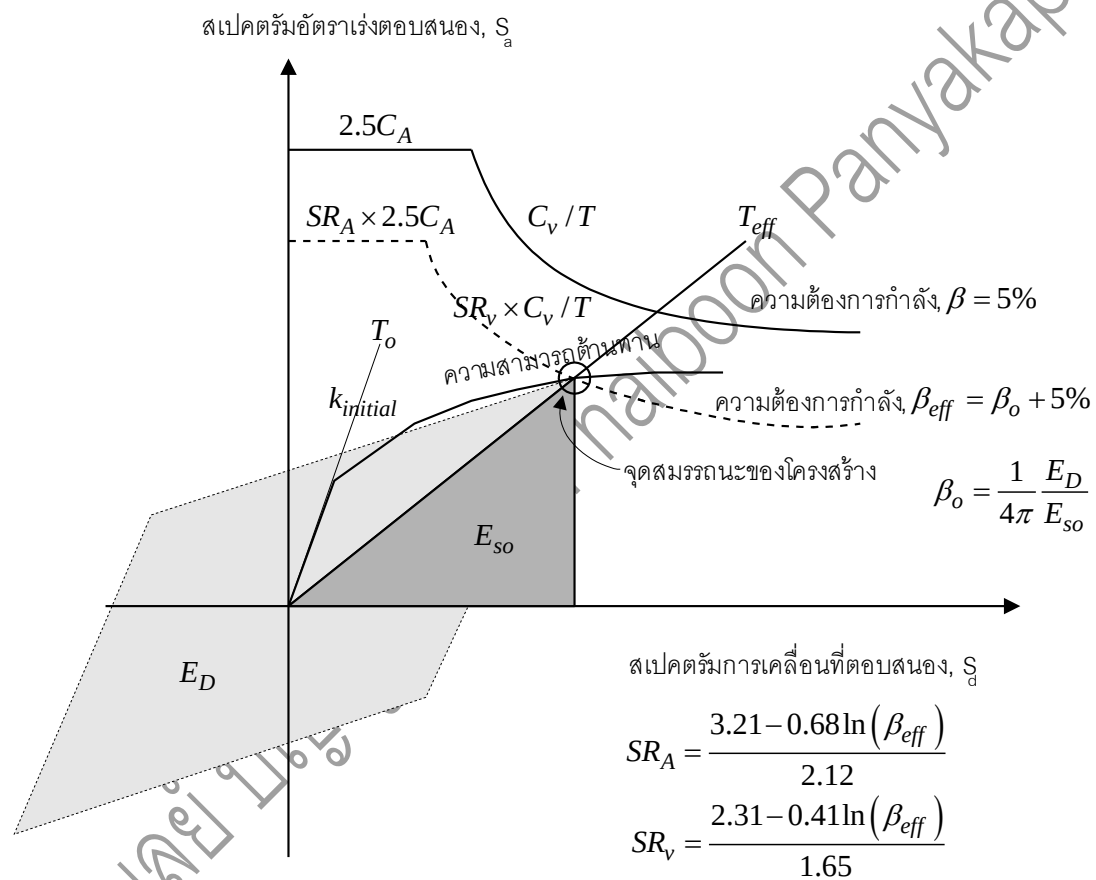
$$PF_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^n (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[ \sum_{i=1}^n (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (2.40)$$

$\phi_{1,roof}$  คือ ค่าระดับการเคลื่อนตัวที่ระดับชั้นหลังคาของโครงสร้างสำหรับรูปแบบการสั่นตอบสนองแบบแรก



ภาพประกอบ 24 การคำนวณหาแผนผังความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร (ATC-40)

ในวิธีการสเปกตรัมของความสามารถ (Capacity Spectrum Method, CSM) ตามที่เสนอโดย ATC-40 เป็นการพัฒนาเพื่อหาสมรรถนะของโครงสร้างอาคาร ด้วยการหาจุดตัดกันระหว่าง แผนผังความต้องการกำลังและความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Demand-Capacity Diagram or Acceleration-Displacement Response Spectrum, ADRS) ดังแสดงในภาพประกอบ 25 วิธีนี้เรียกได้อีกอย่างหนึ่งว่า ขั้นตอนการใช้เชิงเส้นเทียบเท่า (Equivalent Linearization Procedure) เนื่องจากเป็นการคำนวณหาการเคลื่อนที่ตอบสนองของระบบไม่เชิงเส้นด้วยระบบเชิงเส้นเทียบเท่า โดยการใช้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติประสิทธิผล  $T_{eff}$  และค่าความหน่วงประสิทธิผล  $\beta_{eff}$



ภาพประกอบ 25 วิธีการสเปกตรัมของความสามารถ (Capacity Spectrum Method) โดย ATC-40

การหาจุดสมรรถนะของโครงสร้างนี้ ได้มีการปรับปรุงวิธีการใหม่เพื่อให้ถูกต้องมากยิ่งขึ้น โดย FEMA-440 ซึ่งเสนอค่าตัวคูณปรับแก้สำหรับความต้องการกำลัง ดังนี้

$$M = \frac{a_{\max}}{a_{eff}} = \left( \frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 = \left( \frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 \left( \frac{T_o}{T_{sec}} \right)^2 \quad (2.41)$$

โดยที่  $a_{\max}$  คือ ค่าอัตราเร่งตอบสนองสูงสุดที่จุดสมรรถนะของโครงสร้าง

$a_{eff}$  คือ ค่าอัตราเร่งตอบสนองประสิทธิผลที่สอดคล้องกับ  $T_{eff}$

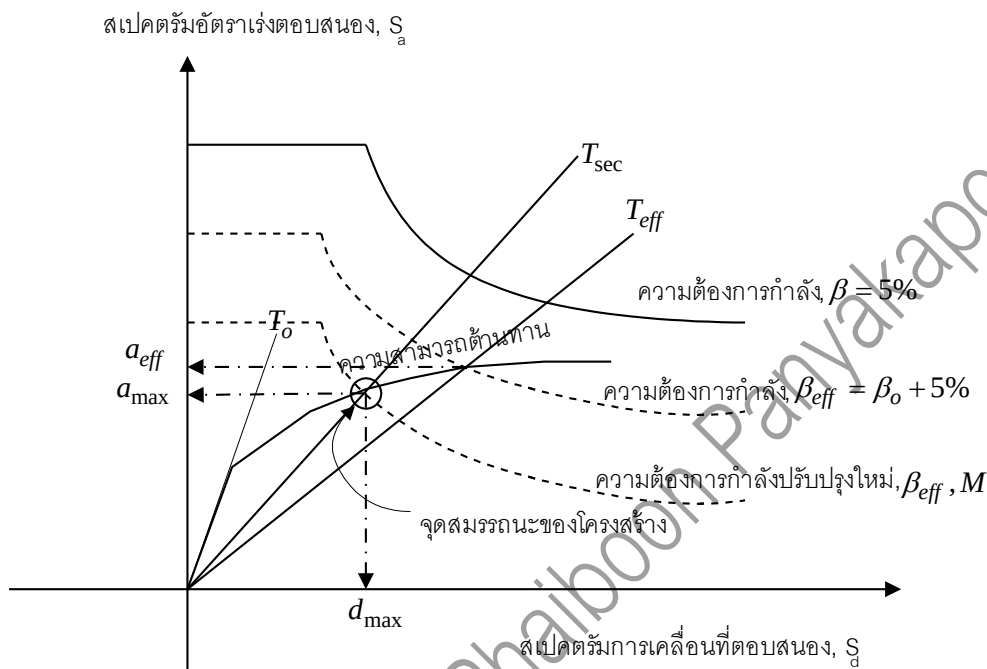
$T_{eff}$  คือ คาบการสั่นธรรมชาติประสิทธิผล



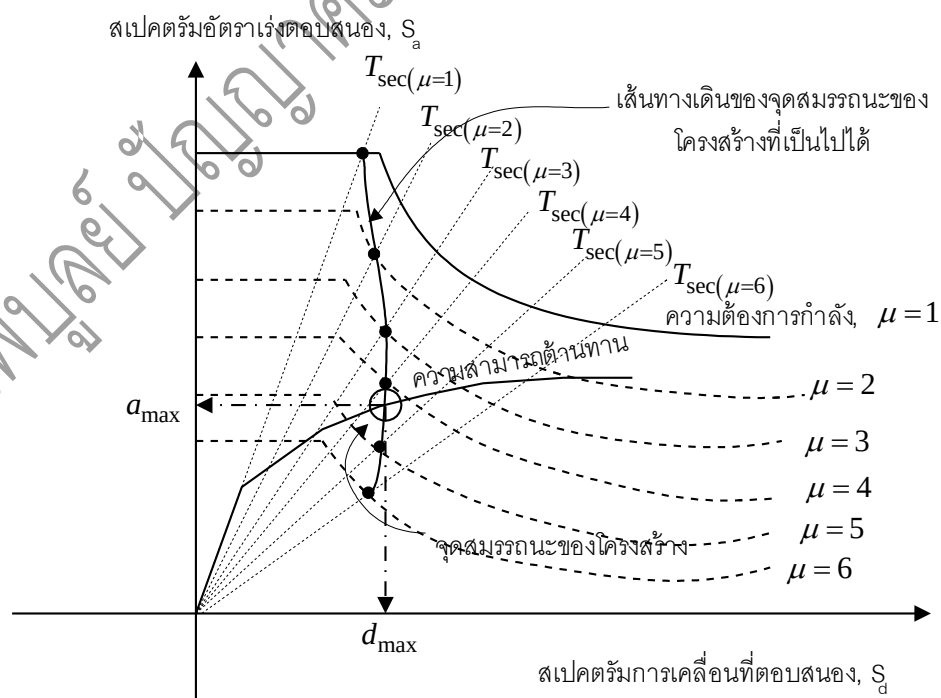
$T_{sec}$  คือ คาบการสั่นธรรมชาติที่คำนวณจากสถิติแบบ secant

$T_o$  คือ คาบการสั่นธรรมชาติที่คำนวณจากสถิติเริ่มต้น

สำหรับวิธีการวิเคราะห์หาจุดสมรรถนะของโครงสร้าง อาจใช้วิธีการที่แสดงในภาพประกอบ 26 - 27



ภาพประกอบ 26 วิธีการสเปกตรัมของความสามารถปรับปรุงใหม่  
(Modified Capacity Spectrum Method) โดย FEMA-440



ภาพประกอบ 27 การหาจุดสมรรถนะของวิธีการสเปกตรัมของความสามารถปรับปรุงใหม่  
โดย FEMA-440

## 2.9 การตรวจสอบสมรรถนะของโครงสร้างอาคารโดยหลักการความเสียหายคงที่

ในการหาสมรรถนะของโครงสร้างอาคารโดยหลักการความเสียหายคงที่ จะใช้หลักการว่า ค่าความเสียหาย (DI) ของ Demand diagram เท่ากันกับ ค่าความเสียหาย (DI) ของ Capacity diagram หรือค่าความเสียหายเป้าหมาย ที่ทำให้กราฟของ Demand ทับกันกับกราฟของ Capacity นั่นคือ

$$DI_{demand} = DI_{capacity} \quad (2.42)$$

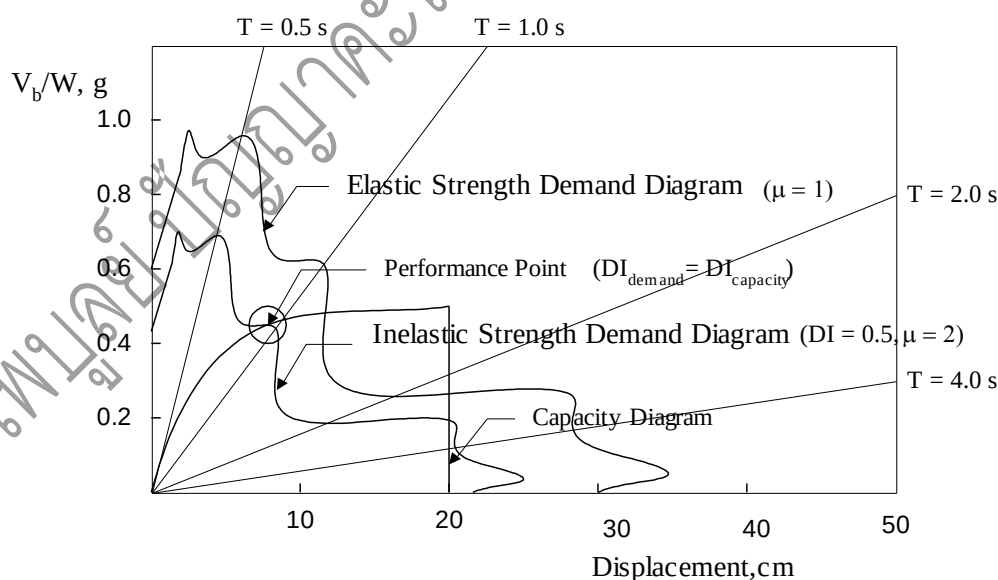
โดยที่  $DI_{demand}$  คือ ค่าระดับความเสียหายของ Strength Demand Diagram

$DI_{capacity}$  คือ ค่าระดับความเสียหายของ Strength Capacity Diagram

ทั้งนี้โดยวิธีการคำนวณหาจุดตัดกันของกราฟ Capacity กับ Demand สำหรับค่าความเสียหายเป้าหมาย ต่างๆกัน ที่เป็นไปได้ทั้งหมด จากแผนผัง Demand – Capacity Diagram และบันทึกค่าที่ได้บนกราฟของ Demand Diagram เป็นค่าของ  $S_a$  และ  $S_d$  สำหรับค่า  $DI_{demand}$  ต่างๆกัน

สำหรับการคำนวณค่าระดับความเสียหาย (damage index) รวมของโครงสร้าง จะต้องใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างซึ่งสามารถคำนวณความเสียหายของแต่ละองค์อาคารได้ เช่น โปรแกรม RUAUMOKO, IDARC เป็นต้น

เมื่อทำการเปรียบเทียบกันระหว่างค่า  $DI_{demand}$  และ  $DI_{capacity}$  จุดที่ทำให้ค่าทั้งสองนี้ใกล้เคียงกันมากที่สุดจะเป็นค่าสมรรถนะของโครงสร้าง (Performance Point) ดังแสดงในภาพประกอบ 28



ภาพประกอบ 28 การหาสมรรถนะของโครงสร้างโดยหลักการความเสียหายคงที่  
(ไพบูลย์ ปัญญาคะโป 2547)

## 2.10 การประเมินความเสียหายของโครงสร้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว

ในการศึกษานี้ได้นำแบบจำลองความเสียหาย Park-Ang damage model (1985) มาใช้ในการประเมินความเสียหาย โดยความเสียหายได้แสดงอยู่ในรูปของผลรวมของความเสียหายที่เกิดจากค่าการโก่งตัวแบบไม่ยืดหยุ่นและความเสียหายสะสม อันเป็นผลมาจากผลตอบสนองกลับไปมา ความเสียหายนี้แสดงอยู่ในรูปของดัชนีความเสียหาย (Damage Index) ดังนี้:

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{E_h}{F_y \delta_u} \quad (2.43)$$

โดยที่  $\delta_m$  เป็นค่าการโก่งตัวสูงสุดของระบบอันเกิดจากแผ่นดินไหว;  $\delta_u$  เป็นค่าการโก่งตัวสูงสุด ซึ่งเกิดขึ้นในกรณี Monotonic Loading;  $F_y$  เป็นค่ากำลัง ณ จุดครากของระบบโครงสร้าง;  $E_h$  เป็นค่าการดูดซับพลังงาน (hysteretic energy) ของระบบโครงสร้าง; และ  $\beta$  เป็นค่าคงที่ซึ่งไม่มีหน่วย โดยบ่งบอกถึงความสำคัญของความเสียหายเนื่องจากผลตอบสนองกลับไปมา

ดัชนีความเสียหาย DI ซึ่งน้อยกว่า 0.4 พิจารณาว่าเป็นระดับความเสียหายที่อาจซ่อมแซมได้ในขณะที่ DI มากกว่า 0.4 พิจารณาว่าเป็นระดับความเสียหายที่เกินกว่าจะซ่อมแซมได้ และค่า DI มากกว่า 1.0 พิจารณาว่าเป็นระดับการพังทลายของโครงสร้าง ในการประเมินค่าความเสียหาย ค่ากำลัง ณ จุดคราก (yield strength,  $F_y$ ) ถูกสมมุติให้เท่ากับค่าความต้องการกำลัง (yield strength demand,  $\tilde{F}_y$ ) สำหรับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย  $\tilde{\mu}$  ค่าพารามิเตอร์  $\delta_m$  และ  $E_h$  จะคำนวณจาก Inelastic Displacement และ Force Time Histories ของโครงสร้าง ซึ่งคำนวณได้จากเทคนิคการอินทิเกรตที่ละขั้นของสมการ การเคลื่อนที่ของระบบ

ค่าพารามิเตอร์  $\delta_u$  ซึ่งบ่งบอกถึงค่ากำลังการโก่งตัวเมื่อมีแรงกระทำแบบค่อยๆกระทำเพียงด้านเดียวของโครงสร้าง มีความสัมพันธ์กับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย  $\tilde{\mu}$  ความสัมพันธ์นี้สามารถวิเคราะห์หาได้ หากค่าพฤติกรรมความเหนียวที่ต้องการสำหรับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย  $\tilde{\mu}$  ได้มีการนิยามไว้อย่างชัดเจน ใน New Zealand code (SANZ, 1992) และ Eurocode 8 (CEN, 1994) ได้มีการนิยามไว้ ในขณะที่มาตรฐานอื่นๆไม่ได้มีการกำหนด สำหรับการศึกษาได้นำ New Zealand code มาใช้ โดยกำหนดว่า โครงสร้างที่ได้มีการออกแบบให้มีค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย  $\tilde{\mu}$  ควรจะสามารถต้านทานแรงกระทำโดยมีค่าการเคลื่อนที่ในแนวราบถึง  $\pm \tilde{\mu} \delta_y$  โดยไม่ทำให้ค่ากำลังต้านทานลดลงเกินกว่า 20% ในการศึกษานี้ สมมุติว่า ค่าดัชนีความเสียหายของโครงสร้างที่ได้ออกแบบสำหรับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย  $\tilde{\mu}$  จะมีค่าถึง 1.0 (การพังทลายทั้งหมด,  $DI = 1.0$ ) ถ้าหากโครงสร้างถูกกระทำให้มีการเคลื่อนที่ในแนวราบไปถึง  $\pm \tilde{\mu} \delta_y$  จำนวนครบ 4 รอบ ดังนั้นจึงอาจประยุกต์ใช้สมมุติฐานนี้กับแบบจำลอง Park-Ang model ในสมการที่ 2.43 ได้ นั่นคือ หลังจากที่โครงสร้างถูก

กระทำให้มีการเคลื่อนที่ไปสูงสุดถึง  $\tilde{\mu}\delta_y$  จนครบจำนวน 4 รอบ ค่าดัชนีความเสียหาย DI จะมีค่าถึง 1.0 โดยการแทนค่า  $\delta_m = \tilde{\mu}\delta_y$  และ DI = 1.0 เข้าในสมการ 2.43 จะได้ว่า

$$\frac{\delta_u}{\delta_y} = (\tilde{\mu} + \beta E_{hn}) \quad (2.44)$$

โดยที่  $E_{hn} = E'_h/F_y\delta_y$ ;  $E'_h$  แทนพลังงาน hysteretic energy ภายใต้ force-deformation loops จำนวน 4 รอบ และ  $\delta_y = F_y/\omega^2 m$  ควรทราบว่าเทอม  $\delta_u/\delta_y$  จะหมายถึง monotonic ductility capacity,  $\mu_u$  ของโครงสร้าง เทอมนี้จะขึ้นอยู่กับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย  $\tilde{\mu}$ , ค่าพารามิเตอร์  $\beta$ , และค่า normalized hysteretic energy  $E_{hn}$  สำหรับแต่ละแบบจำลองของระบบ

ด้วยวิธีการนี้ จึงสามารถประเมินความเสียหายของโครงสร้างได้ด้วยสมการที่ 2.43

## 2.11 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การพัฒนาการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีการทำแผนผังของ Demand-Capacity Diagram เป็นการแสดงแผนผังการออกแบบของ ความต้องการกำลัง (Strength Demand Diagram) และกำลังต้านทานของโครงสร้าง (Capacity Diagram) โดยจะมีการสร้างแผนผังทั้งสองนี้ลงในรูปแบบเดียวกันเพื่อเป็นการตรวจสอบพฤติกรรมของอาคารว่ามีค่ากำลังต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวเพียงพอ วิธีการนี้เรียกอีกอย่างว่าวิธีสเปกตรัมของความสามารถ (Capacity Spectrum Technique) ได้มีการนำเสนอครั้งแรกโดย Freeman และคณะ (1975) ในรูปของ Elastic Strength Demand-Capacity Spectrum ต่อมาได้มีการพัฒนาให้แสดงอยู่ในรูปของ Acceleration-Displacement Response Spectrum (ADRS) โดย Mahaney และคณะ (1993) และมีวิธีแสดงขั้นตอนการสร้างกราฟ ADRS ในเอกสาร 2 ชิ้น ซึ่งเรียกชื่อต่างกันไปคือ Capacity Spectrum Method ใช้ในเอกสาร ATC-40 สำหรับวิธีการใน FEMA-273/274 เรียกว่า Displacement Coefficient Method โดยที่ ADRS เป็นการเขียนกราฟความสัมพันธ์ของอัตราเร่งกับการเคลื่อนที่ (Spectral Acceleration – Displacement) ของความต้องการกำลังและความต้านทานของโครงสร้าง จุดตัดกันของกราฟทั้งสองนี้จะเป็นค่าประมาณของกำลัง และการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่เหมาะสมในการออกแบบ เนื่องจากคำว่า Response Spectrum เป็นการเขียนกราฟของค่าสูงสุดของปริมาณผลตอบสนองใดๆกับคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง วิธีการเขียนกราฟในรูปของ ADRS นี้จึงเรียกใหม่ว่า Demand-Capacity Diagram Method โดย Chopra และ Goel (1999) เนื่องจากชื่อหลังนี้มีความเหมาะสมกว่า จึงได้นำมาใช้ในงานวิจัยนี้

### 2.11.1 ผลงานวิจัยการพัฒนาความต้องการกำลัง (strength demand)

#### จากแบบจำลองความเสียหาย

สำหรับการคำนวณค่าความต้องการกำลังจากแบบจำลองความเสียหายโดยตรง ได้มีการนำเสนอครั้งแรกโดย Cosenza et al. (1993) แบบจำลองความเสียหายที่ใช้ประกอบด้วย Banon-Veneziano (1982) model, Park-Ang (1985) model และ Krawinkler-Zohrei (1983) model ในการศึกษาครั้งนี้ ได้มีการคำนวณค่าความต้องการกำลังที่ตำแหน่งพังทลายโดยเรียกว่า “collapse spectra” ซึ่งคำนวณมาจากคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 4 คลื่น แต่การใช้ collapse spectra ซึ่งกำหนดให้  $DI = 1.0$  อาจจะไม่สามารถใช้งานได้จริงในทางปฏิบัติ เพราะว่าโครงสร้างอาจจะไม่มีค่าความปลอดภัยเพียงพอภายใต้แรงแผ่นดินไหว

Hirao et al. (1995) ได้ศึกษาลักษณะของ Inelastic Strength Demand Spectra โดยคำนวณค่าความต้องการกำลังโดยตรงจากแบบจำลองความเสียหาย ด้วยการใช้ Park-Ang damage model ซึ่งได้คำนวณค่าความต้องการกำลังสำหรับระดับความเสียหาย  $DI = 0.5, 0.75$  และ  $1.0$  ซึ่งคำนวณมาจากคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 30 คลื่น ผลการศึกษารูปว่า ค่าความต้องการกำลังจะลดลงเมื่อกำหนดค่าระดับความเสียหายสูงขึ้น

Rajaram และ Usami (1996) ได้ศึกษาค่าความต้องการกำลังสำหรับเสาตอม่อเหล็ก แบบผนังกล่องบาง ค่าความต้องการกำลังได้พิจารณาจากแบบจำลอง Modified Park-Ang Damage Model โดยกำหนดค่าระดับความเสียหาย  $DI = 0.5, 0.7$  และ  $1.0$  ผลการศึกษาพบว่า ค่า Ultimate Monotonic Ductility,  $\mu_u$  ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญในแบบจำลองนี้ แปรเปลี่ยนจาก 10 จนถึง 70 ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับรูปร่างของเสาเหล็ก

การพัฒนาการออกแบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวโดยใช้หลักการให้โครงสร้างมีความเสียหายคงที่มีการนำเสนอครั้งแรกในรูปของ Strength Demand Spectra โดย Panyakapo, P. และ Warnitchai, P. (1997) ซึ่งใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหว 2 ชุด คือคลื่นที่บันทึกได้บนชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนในการคำนวณหา Strength Demand Spectra สำหรับความเสียหายคงที่ ต่อมาได้มีการพัฒนา Strength Demand Spectra โดยใช้หลักการนี้ ขึ้นเป็น Design Spectra โดย Warnitchai, P. และ Panyakapo, P. (1998, 1999) โดยใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลายแห่งที่บันทึกบนชั้นดินแข็ง ชั้นดินร่วนและชั้นดินอ่อน โดยพิจารณาโครงสร้างเป็น SDOF Lumped Mass Systems ซึ่งมีฐานยึดแน่น และใช้รูปแบบพฤติกรรมของโครงสร้างแบบ Bilinear Model ซึ่งใกล้เคียงกับพฤติกรรมของโครงสร้างเหล็ก

ต่อมา Panyakapo, P. (2002) ได้เสนอวิธีการคำนวณ Strength Demand Spectra สำหรับความเสียหายคงที่ โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ซึ่งคำนวณจากคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 134

คลื่น บันทึกบนสภาพธรณีวิทยา 3 ประเภท คือ ก) สภาพชั้นหิน ข) สภาพชั้นดินตะกอน และ ค) สภาพชั้นดินอ่อน แบบจำลองที่เสนอแยกเป็นแต่ละสภาพธรณีวิทยา และมีความสัมพันธ์กับค่าความเสียหายเป้าหมาย ค่าความอ่อนเหนียว และค่าคาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง โดยใช้รูปแบบพฤติกรรมของโครงสร้างแบบ Modified Takeda Model แบบจำลองดังกล่าวช่วยให้วิศวกรคำนวณหา Strength Demand Spectra สำหรับความเสียหายคงที่ได้โดยสะดวก

สำหรับกรณีพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ผลงานวิจัยของ Panyakapo, P. (2004) ซึ่งใช้รูปแบบพฤติกรรมของโครงสร้างแบบ Clough, Modified Takeda และ Park's general three parameter models ได้ชี้ว่า Strength Demand Spectra สำหรับความเสียหายคงที่มีความเหมาะสมกว่าวิธีการเดิมซึ่งใช้หลักการความอ่อนเหนียวคงที่ ทั้งนี้เนื่องจากความเสียหายสะสมมีค่าสูงมาก อันเป็นผลมาจากการเชื่อมลดค่าสติฟเนสของโครงสร้างแบบนี้

Panyakapo P. (2006) ได้เสนอแผนผังความต้องการกำลังโดยหลักการความเสียหายคงที่เพื่อใช้สำหรับการออกแบบเชิงพฤติกรรม (Performance Based Design) โดยเสนอความต้องการกำลังสำหรับค่าความเสียหายเป้าหมายต่างๆในรูปแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ สำหรับอาคารที่ตั้งอยู่บนชั้นหินและชั้นดินอ่อน โดยเป็นความสัมพันธ์ของ ความต้องการกำลัง การเคลื่อนที่ สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน ตัวประกอบการลดกำลังสำหรับความเสียหายเป้าหมาย ค่าความเหนียว และคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง ผลการวิเคราะห์การประยุกต์ใช้แผนผังความต้องการกำลังนี้พบว่าค่าระดับความเสียหายของโครงสร้างมีค่าคงที่ตลอดคาบการสั่นธรรมชาติ

## 2.11.2 ผลงานวิจัยการพัฒนาแผนผังของความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว

### ของอาคาร

วิธีสเปกตรัมของความสามารถ (Capacity Spectrum Technique) ได้มีการนำเสนอครั้งแรกโดย Freeman และคณะ (1975) ในรูปของ Elastic Strength Demand-Capacity Spectrum โดยเขียนอยู่ในรูปของกราฟ Spectral Acceleration Spectrum (ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่งและคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง) และมีสมมุติฐานว่า ขณะที่กำลังของโครงสร้างถึงจุดคราก ค่าระดับความเสียหายเป็นศูนย์ และเมื่อกำลังของโครงสร้างถึงจุดประลัย ค่าระดับความเสียหายเท่ากับ 100% สำหรับวิธีการแปลผลนั้น พิจารณาว่าจุดตัดกันของกราฟ Demand และ Capacity เป็นจุดที่แสดงสมรรถนะของโครงสร้าง

ต่อมารูปแบบของกราฟดังกล่าวได้มีการพัฒนาขึ้นใหม่ให้อยู่ในรูปของ Acceleration-Displacement Response Spectrum (ADRS) โดย Mahaney และคณะ (1993) ซึ่งเขียนอยู่ในรูปของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่ง(ในแกนตั้ง)และการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง (ในแกนนอน) โดยที่ค่า

คาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างอยู่ในแกนรัศมี ส่วนวิธีการแปลผลนั้น ถือว่าจุดตัดกันของกราฟ Demand และ Capacity เป็นจุดที่แสดงการประมาณค่ากำลังของโครงสร้างและการเคลื่อนที่ของโครงสร้างเมื่อถูกกระทำด้วยแรงแผ่นดินไหว

รูปแบบของกราฟ ADRS นี้ได้ถูกดัดแปลงมาใช้ในขั้นตอนการวิเคราะห์แรงสถิติไม่เชิงเส้น ในรายงาน ATC-40 (Applied Technology Council, 1996) และ FEMA-274 (FEMA, 1997) ซึ่งเป็นวิธีการที่นิยมใช้ในการประเมินหาสมรรถนะของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว แต่ปัญหาในการออกแบบก็ยังมีอยู่คือ ความต้องการกำลังที่ใช้กันยังเป็นพฤติกรรมของโครงสร้างแบบอีลาสติกอยู่ ซึ่งยังไม่ครอบคลุมถึงหลักการออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบอาคารในปัจจุบันซึ่งคำนึงถึงพฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงอินอีลาสติก

ดังนั้น จึงได้มีการพัฒนารูปแบบของกราฟ ADRS ขึ้นใหม่โดย Chopra และ Goel (1999); Fajfar (1999) ให้อยู่บนพื้นฐานของความต้องการกำลังในช่วงอินอีลาสติก (Inelastic Strength Demand Spectra) โดยที่ความต้องการกำลังในช่วงอินอีลาสติกนี้คำนวณได้จาก Elastic Design Spectrum หารด้วยค่าตัวประกอบของการลดกำลัง (Strength Reduction Factors) แต่เนื่องจากค่าตัวประกอบของการลดกำลังนี้ โดยส่วนใหญ่คำนวณบนพื้นฐานของหลักการความเหนียวคงที่ ดังนั้น วิธีการนี้จึงยังไม่ได้คำนึงถึงผลกระทบจากความเสียหายสะสมเช่นกัน

ต่อมา Chopra และ Goel (2002) ได้เสนอวิธีวิเคราะห์การผลักอาคารใหม่ เรียกว่าการวิเคราะห์แบบการผลักตามรูปแบบการสั่นของโครงสร้าง (Modal Pushover Analysis, MPA) เพื่อปรับปรุงแรงกระทำให้น่าเชื่อถือยิ่งขึ้นกว่าแรงกระทำเพียงด้านเดียว ในวิธีการนี้เป็นการใช้แรงผลักกระทำแบบกระจายตามแต่ละรูปแบบการสั่นของโครงสร้าง และรวมผลตอบสนองเข้าด้วยกันด้วยวิธี Square Root of the Sum of the Square (SRSS) เมื่อเปรียบเทียบกับวิเคราะห์ด้วยวิธีผลตอบสนองแบบไม่เชิงเส้นตามกาลเวลา (Nonlinear response time-history analysis, NRHA) พบว่า วิธีการผลักอาคารดังกล่าว อาจประเมินค่าการเคลื่อนที่ของพื้นอาคาร การโยกตัวระหว่างชั้น และการจำแนกตำแหน่งของข้อหมุนพลาสติกได้ใกล้เคียงกันกับวิธีการ NRHA แต่วิธีการนี้ยังพบปัญหาว่า กราฟการเคลื่อนที่มีกราฟกลับในบางโหมดที่สูงขึ้นไป ทำให้อาจได้ข้อมูลที่ไม่น่าเชื่อถือได้

Yu และคณะ (2002) ประยุกต์ใช้วิธี MPA และ ปรับปรุงวิธี MPA อีกสองแบบในการประเมินหาค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้น และค่าการหมุนตัวของข้อหมุนพลาสติก สำหรับโครงสร้างเหล็กสูง 13 ชั้น งานวิจัยนี้ ใช้ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายซึ่งคำนวณจากวิธีสัมประสิทธิ์การเคลื่อนที่ (Displacement coefficient method) ผลการวิจัย พบว่า วิธี MPA ให้ผลการประเมินค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้นที่ต่ำ สำหรับชั้นช่วงบน และให้ผลการประเมินค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้นที่สูง สำหรับชั้นช่วงล่าง รวมทั้งค่าการหมุนตัวของข้อหมุนพลาสติกในคานและเสา ก็ให้ผลที่สูงด้วย

Chintanapakdee and Chopra (2003) ประยุกต์ใช้วิธี MPA ในการประเมินค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้น สำหรับโครงอาคารแบบจำลองสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ผลการวิจัยพบว่า ค่าความถูกต้องของการประเมินขึ้นอยู่กับระดับความสูงและระดับความไม่ยืดหยุ่นของอาคาร ผลที่ได้ให้ค่าความถูกต้องที่ดีที่สุด สำหรับอาคารขนาดเตี้ย และสำหรับระดับชั้นช่วงล่างและช่วงกลางของอาคารสูง ส่วนในระดับชั้นช่วงบนของอาคารสูง วิธี MPA ให้ผลการประเมินค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้นที่น่าเชื่อถือ

Chopra และคณะ (2004) ได้ปรับปรุงวิธี MPA ใหม่ เพื่อแก้ปัญหาว่า กราฟการเคลื่อนที่มีการกลับทิศในบางโหมดที่สูงขึ้นไป และคำนวณเปรียบเทียบระหว่างวิธี MPA เดิมและวิธีปรับปรุงใหม่ โดยใช้อาคารชุดเดิมและอาคารโครงสร้างเหล็ก ผลการวิจัยพบว่าวิธี MPA ปรับปรุงใหม่ให้ผลที่น่าสนใจมากกว่าวิธีเดิม เพราะว่า วิธีใหม่นี้ให้ผลการคำนวณค่าการเคลื่อนตัวที่สูงกว่า ทำให้เป็นการปรับปรุงค่าความถูกต้องจากผลการวิจัยเดิมได้

Goel และ Chopra (2004) ศึกษาการปรับปรุงวิธี MPA โดยพิจารณาผลกระทบของ  $P-\Delta$  ในทุกโหมด ซึ่งเป็นการเพิ่มขึ้นตอนพิเศษในการประเมินค่าการหมุนตัวของข้อหมุนพลาสติก แม้ว่าวิธีการปรับปรุง MPA นี้จะดีกว่าการประเมินโดยคิดจากโหมดเดียว แต่ก็พบว่า การประเมินค่าการหมุนตัวของข้อหมุนพลาสติกก็ยังให้ผลที่ไม่ถูกต้องนัก เนื่องจาก ค่าการหมุนตัวในระดับชั้นล่างให้ค่าที่สูงเกินไป และในระดับชั้นบนให้ค่าที่ต่ำเกินไป โดยคำนวณจากอาคารโครงต้านทานแรงดัดสูง 9 และ 20 ชั้น

Jan และคณะ (2004) เสนอเทคนิคที่เป็นทางเลือกใหม่โดยรวมผลของการเคลื่อนตัวในช่วงไม่ยืดหยุ่นจากสองโหมดแรกเข้าด้วยกัน ในวิธีการหลักแบบ MPA โดยการคำนวณค่าการเคลื่อนที่ ค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้น และค่าการหมุนตัวของข้อหมุนพลาสติก จากแรงกระทำทางด้านข้างที่กระจายแบบสามเหลี่ยม และเปรียบเทียบกับวิธีการ MPA เดิม สำหรับการคำนวณอาคารโครงต้านทานแรงดัดสูง 2, 5, 10, 20, 30 ชั้น ผลการคำนวณพบว่า การกระจายแรงแบบสามเหลี่ยม และวิธี MPA เดิม ให้ผลการประเมินที่ดีในการคำนวณค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้น สำหรับอาคารสูง 2 และ 5 ชั้น และให้ผลที่ดียิ่งขึ้น สำหรับการคำนวณค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้น สำหรับอาคารสูง 20 และ 30 ชั้น

Hernandez-Montes และคณะ (2004) เสนอวิธีการหลักโดยหลักการพลังงาน ซึ่งสามารถใช้แก้ปัญหาที่พบว่ากราฟการเคลื่อนที่มีการย้อนกลับทิศในการใช้วิธีการ MPA เดิม วิธีการนี้เป็นการหลักอาคารด้วยแรงกระทำในแต่ละโหมด และรวมผลตอบสนองเข้าด้วยกันด้วยวิธี Square Root of the Sum of the Square (SRSS)

ในวิธีการวิเคราะห์การผลักอาคาร (Pushover analysis) นั้น ค่าการเคลื่อนที่จากการผลักอาคารไม่ได้มีการกำหนดค่าแน่นอน Kim และ Kurama (2008) เสนอวิธีคำนวณหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในการผลักอาคารด้วยวิธีการผลักอาคาร ซึ่งแรงกระทำในแต่ละชั้นมีค่าเป็นสัดส่วนกับมวลของ



แต่ละชั้นอาคาร เรียกว่า Mass Proportional Pushover (MPP) ผลการวิเคราะห์พบว่า วิธีการนี้ ให้ค่าการประเมินค่าการเคลื่อนที่สูงสุดได้ดีกว่าวิธี MPA สำหรับโครงต้านแรงดัดที่มีความสูง 3, 9 และ 20 ชั้น

### 2.11.3 ผลงานวิจัยในประเทศไทย

ได้มีการศึกษากำลังด้านทานของอาคารคอนกรีตต่อแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น ในเขตกรุงเทพมหานคร โดย เป็นหนึ่งและสืบพงศ์ (2544) การศึกษานี้ใช้วิธีการหาคำลังด้านทานและความเหนียวของอาคารด้วยวิธี Pushover Method กับ การเคลื่อนตัวด้านข้างที่ยอดอาคาร และนำไปเปรียบเทียบกับ Inelastic Demand Diagram จากข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่เป็นตัวแทน ซึ่งคาดว่าอาจจะเกิดรุนแรงที่สุดในกรุงเทพมหานคร และพบว่า อาคารตัวอย่างแม้จะไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหวแต่มีระดับความต้านทานที่สูง จนเกือบจะสามารถทนต่อแผ่นดินไหวรุนแรงที่สุดที่คาดว่าจะเกิดขึ้นที่กรุงเทพมหานครได้ โดยคำนึงถึงผลกระทบของผนังกำแพง ความยืดหยุ่นของฐานราก และ ผลของ  $P-\Delta$

การศึกษากำลังด้านทานของอาคารในลักษณะนี้โดย ธานินทร์และทศพล (2544) สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น โดยการใช้โปรแกรม IDARC ในการคำนวณแบบ Pushover Method ซึ่งใช้ทั้งวิธีแรงดันด้านข้างแบบสถิตย์และการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ ผลการศึกษพบว่าอาคารที่มีการออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียว จะมีพฤติกรรมแบบเสาอ่อน-คานแข็ง ทำให้เกิดการครากที่เสาคือเป็นส่วนใหญ่ ซึ่งเป็นจุดอ่อนในการรับแรงแผ่นดินไหว

นคร และอาทิตย์ (2548) ได้เสนอการวิเคราะห์คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่พิจารณาผลความยืดหยุ่นของฐานรากหรือผลของชั้นดินอ่อนสำหรับแบบจำลองของอาคารในกรุงเทพฯ ด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ โดยแบบจำลองที่สร้างขึ้นกำหนดให้มีพฤติกรรมในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้นและมีค่าหน่วยแรงในระดับต่ำ หรือพิจารณาหน้าตัดที่ไม่เท่ากัน ส่วนแบบจำลองของฐานรากใช้สมมุติฐานตาม Winkler model โดยพิจารณาความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของดินแต่ละชั้นเป็นสปริง และยึดติดกับเสาเข็มใน 2 ทิศทางที่ตั้งฉากกันในระนาบ เสาเข็มยึดติดกับเสาของอาคารโดยมีจุดรองรับที่ปลายล่างเป็นแบบล้อเลื่อน พบว่าสำหรับอาคารที่มีความสูงเท่ากัน ขนาดของอาคารมีผลต่อสัฟเฟนสทางด้านข้างที่เกิดจากจำนวนเสาและขนาดหน้าตัดของระนาบ โดยค่าคาบธรรมชาติ จะมีค่าลดลงเมื่ออาคารมีขนาดใหญ่ขึ้น

ในกรณีของอาคารเดี่ยวและอาคารขนาดใหญ่ ค่าคาบธรรมชาติจะเพิ่มขึ้น และเมื่ออาคารมีความสูงมากขึ้น ค่าคาบธรรมชาติของแบบจำลองแบบฐานรากยืดหยุ่นมีค่ามากกว่าแบบยึดแน่นเล็กน้อย ความรุนแรงของผลกระทบของดินกับโครงสร้าง (Soil-structure interaction) ของอาคารที่

ตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อนจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของค่าสทิพเนสของอาคารต่อฐานราก  $K_s/K_b$  ที่ลดลงตามความสูง ผลกระทบของดินกับโครงสร้างจะมากขึ้นตามอัตราส่วนของค่าสทิพเนสของอาคารต่อฐานราก

อย่างไรก็ตามงานวิจัยนี้ได้จำลองฐานรากอาคารทั้งแบบฐานรากยึดแน่น และฐานรากเข็มแบบยึดหยุ่น โดยใช้พฤติกรรมดินอีลาสติก Winkler model และพิจารณาความสามารถในการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของดินที่เสาเข็มแต่ละชั้นเป็นสปริงในแนวระนาบเท่านั้น โดยไม่มีการพิจารณา ค่าความหน่วงของดินทางด้านข้าง (Lateral soil damping) ส่วนจุดรองรับที่ปลายล่างเป็นแบบล้อเลื่อน (Roller support) ซึ่งไม่ได้มีการพิจารณาเกี่ยวกับการหลุดตัวของฐานราก อีกทั้งไม่มีการวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของแบบจำลองอาคารด้วยเช่นกัน

ผลงานวิจัยในระยะหลังโดยวิโรจน์และคณะ (2549) ซึ่งศึกษาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทคาน-เสา สำหรับอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้นและ 20 ชั้น โดยวิธีเพิ่มแรงสถิตด้านข้างและวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นตามข้อกำหนดโดย ATC-40 พบว่า โครงสร้างมีโอกาสที่จะวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อเสา-คานได้ เนื่องจากไม่มีการเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน ส่วนอาคารประเภทคาน-เสา-ผนังรับแรงเฉือน มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ดีกว่าอาคารประเภทคาน-เสา เนื่องจากโครงสร้างผนังมีความแข็งแรงกว่าโครงสร้างคาน-เสา

วัชรพล และมงคล (2549) ได้เสนอการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างอาคารสูง 10 ชั้น เป็นโครงข้อแข็ง 2 มิติ แบบเสาอ่อน-คานแข็ง ในกรุงเทพฯ ที่มีการตอบสนองของโครงสร้างทางด้านข้างเท่านั้น โดยพิจารณาแรงแผ่นดินไหวแบบเพาเวอร์สเปกตรัม (Power response spectrum analysis) ซึ่งตั้งบนพื้นฐานของการวิเคราะห์แบบสถิตศาสตร์ และประมาณการตอบสนองของโครงสร้างที่มีค่าสูงสุด ซึ่งไม่ขึ้นกับตัวแปรของเวลา โดยใช้แบบจำลองดินเป็นสปริงแบบยึดหยุ่นเชิงเส้น และสมมติให้ฐานรากของโครงสร้างมีคุณสมบัติเป็นวัตถุแข็งเกร็ง มีรูปร่างโครงสร้างเป็นแบบฐานรากแบบวงกลม ซึ่งวางบนผิวของดินที่เป็นเนื้อเดียวกัน และมีพฤติกรรมแบบยึดหยุ่นโดยพิจารณารูปทรงแบบครึ่งทรงกลม (Half space) โดยดินและฐานรากสามารถเคลื่อนที่ได้ในแนวราบเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวมากระทำ จากการศึกษาพบว่า การพิจารณาโครงสร้างอาคารที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้างให้ผลการเคลื่อนที่โดยเฉลี่ยในแต่ละชั้นและแรงที่เกิดขึ้นในอาคารมีค่ามากกว่าการพิจารณาแบบให้โครงสร้างมีฐานรากแบบยึดแน่น ทำให้อาคารมีประสิทธิภาพในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวลดลงจากที่ได้ออกแบบไว้ และจากผลการวิเคราะห์โดยใช้วิธีรวมผลปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างของแต่ละโหมดแบบ SRSS พบว่า โครงสร้างอาคารสูงที่พิจารณาแบบรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง มีแรงเฉือนและโมเมนต์เกิดขึ้นที่ฐานของโครงสร้างมากกว่าการพิจารณาโครงสร้างที่มีจุดรองรับแบบยึดแน่น ทำให้อาคารที่พิจารณาผลปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างจะ

มีการโยกตัวมากกว่าที่วิเคราะห์แบบให้ฐานรากอาคารถูกยึดแน่น ซึ่งส่งผลให้อาคารมีประสิทธิภาพในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวลดลงจากที่ได้ออกแบบไว้

อย่างไรก็ตามงานวิจัยนี้ได้จำลองฐานรากอาคารทั้งแบบฐานรากยึดแน่น และฐานรากแบบยืดหยุ่น โดยพิจารณาให้มีการต้านทานการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของฐานรากเป็นสปริง (Lateral soil spring element) และความหน่วง (Lateral soil damping element) ในแนวระนาบเพียงเท่านั้น โดยไม่มีการพิจารณาในรายละเอียดส่วนของเสาเข็มและการหลุดตัวของฐานราก อีกทั้งไม่มีการวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของแบบจำลองอาคารด้วยเช่นกัน

การวิเคราะห์หากล้างต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารด้วยวิธีการผลักแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover, CP) ได้มีการนำเสนอโดย ไพบูลย์ (2552) เพื่อใช้ในการสร้างกราฟกำลังต้านทานแผ่นดินไหวบนพื้นฐานความเสียหายของโครงสร้างเป็นหลัก วิธีการนี้ใช้แรงกระทำแบบสถิตผลักอาคารด้วยการควบคุมค่าการเคลื่อนที่ของอาคาร แบบไป-กลับเป็นรอบๆ จนถึงค่าการเคลื่อนที่สูงสุด เพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร พร้อมทั้งค่าระดับความเสียหายของอาคารตามเส้นทางการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ซึ่งวัดด้วยค่าดัชนีความเสียหายของโครงสร้าง ผลการวิเคราะห์สำหรับอาคารสูง 15 ชั้นพบว่า ค่าระดับความเสียหายโดยเฉลี่ยของโครงสร้างซึ่งได้จากวิธีการผลักแบบวัฏจักร มีค่าสูงกว่าวิธีการผลักแบบสถิต (Pushover Analysis) เนื่องจากผลของค่าความเสียหายสะสมของโครงสร้างอาคารจากพลังงานที่ดูดซับในโครงสร้างอันเป็นผลมาจากวิธีการผลักแบบวัฏจักรให้ค่าที่สูงกว่าวิธีการผลักแบบสถิตที่ใช้โดยทั่วไป อย่างไรก็ตาม การศึกษานี้ ยังขาดการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารเพื่อใช้เป็นตัวควบคุมการผลักอาคาร และผลลัพธ์ยังไม่ถูกต้องนัก เมื่อเปรียบเทียบกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหว

## 2.12 สรุป

จากผลการวิจัยที่ผ่านมา ยังไม่มีการศึกษาการใช้การวิเคราะห์การผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Method) เพื่อใช้สร้างแผนผังกำลังต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Diagram) ยังไม่มีการศึกษาเพื่อปรับปรุงวิธีการผลักอาคารเพื่อจำลองสถานการณ์ให้ใกล้เคียงกันกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวจริง ซึ่งจะมีผลของความเสียหายสะสมจากแรงกระทำแบบกลับไปมาด้วย รวมทั้งยังไม่มี การใช้พฤติกรรมการรับแรงที่ได้จากผลทดสอบในห้องปฏิบัติการ มาใช้ในแบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้างเพื่อการวิเคราะห์การผลักอาคารแบบวัฏจักร ดังนั้น เพื่อให้การวิเคราะห์นี้มีความน่าเชื่อถือยิ่งขึ้น จึงควรพิจารณาวิธีการผลักอาคารให้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมของโครงสร้างอาคารในเหตุการณ์แผ่นดินไหวจริงด้วย