

การประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐ
เพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

A DAMAGE INDEX ASSESING FOR SEISMIC-RESISTANT DESIGN OF MASONRY
WALL BUILDINGS



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรดุษฎีบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
พ.ศ.2567

KMITL-2024-EN-D-098-191

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

A DAMAGE INDEX ASSESING FOR SEISMIC-RESISTANT DESIGN OF MASONRY
WALL BUILDINGS



A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENT FOR THE DEGREE OF
DOCTOR OF ENGINEERING IN CIVIL ENGINEERING
SCHOOL OF ENGINEERING
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG
2024

KMITL-2024-EN-D-098-191

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



COPYRIGHT 2024

SCHOOL OF ENGINEERING

KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว
นักศึกษา	นายยศกร ชลรัตน์
รหัสประจำตัว	63601251
ปริญญา	วิศวกรรมศาสตรดุษฎีบัณฑิต
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
พ.ศ.	2567
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์	ผศ.ดร.วุฒิชัย ขาดิพัฒนานันท์

บทคัดย่อ

แรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่ได้จากการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Park-Ang โดยได้คำนวณจาก ความเร่งตอบสนองสูงสุดจาก มยผ.1301/1302-61 ในสภาพธรณีวิทยา 2 ประเภท คือ 1) สภาพชั้นดินแข็ง และ 2) สภาพชั้นดินอ่อน โดยโครงสร้างอาคารพิจารณาเป็น Single-Degree-Of-Freedom (SDOF) และได้แบ่งระบบ โครงสร้างออกเป็น 2 ประเภทตามพฤติกรรมของ Hysteretic Behavior คือ Modify Takeda Model และ Bilinear Model วิเคราะห์กับโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐ การออกแบบสามารถแสดงอยู่ในรูปของแบบจำลองทาง คณิตศาสตร์ คือ การประเมินค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง Strength Reduced Coefficients เพื่อให้ได้ค่าแรง เฉือนที่ฐานที่เหมาะสมและปลอดภัย ค่า DI น้อยกว่า 1.0 จากการออกแบบที่เสนอในรูปแบบจำลองทาง คณิตศาสตร์นี้ วิศวกรผู้ออกแบบสามารถคำนวณหาค่าความต้องการกำลังของโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อ ต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้โดยค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang, ใช้พฤติกรรมโครงสร้างเมื่อได้รับ แรงจากแผ่นดินไหว Hysteretic Behavior, ใช้ค่าความเหนียว, กำหนดค่าคาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้าง ให้สอดคล้องกับสภาพธรณีวิทยาที่แตกต่างกันให้เหมาะสม ซึ่งค่าแรงเฉือนที่ฐานในการประเมินค่าสัมประสิทธิ์ช่วย ลดกำลังที่เสนอมานี้ ได้มีการตรวจสอบการประยุกต์ใช้งานจริงด้วยวิธีการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ ผลจากการตรวจสอบทำให้มั่นใจได้ว่าแนวคิดที่พัฒนาขึ้นมานี้ให้ค่าความปลอดภัยตามที่ได้กำหนดไว้

Thesis	A DAMAGE INDEX ASSESING FOR SEISMIC-RESISTANT DESIGN OF MASONRY WALL BUILDINGS
Student	Mr. Yossakorn Chonratana
Student ID.	63601251
Degree	Doctor of Engineering
Program	Civil Engineering
Year	2024
Thesis Advisor	Asst. Prof. Dr. Vuttichai Chatpattananan

ABSTRACT

The base shear from a damage index assessing for seismic-resistant designs of masonry wall buildings in this research is based on the Damage Index Park-Ang concept. The design proposed were computed based on respond spectrum peak ground motion from DPT 1301/1302-61 and presented for two site conditions, rock soil sites, and soft soil sites. The structures are assumed to be Single-Degree-Of- Freedom (SDOF) systems and they are separated into two categories according to each hysteretic behavior namely Modify Takeda Model and Bilinear Model. The Damage Index design can be presented in the form of mathematical models, which are divided into two methods, Strength Reduction Coefficients for Damage Index design. Based on the proposed appropriate with base shear , design engineers are able to compute the strength demand design of a structure for the specified level of seismic damage Index $DI=0.2-1.0$, for each hysteretic behavior, for each target ductility, for each natural period in structure, and for each local soil conditions. The validity of the proposed design was also checked by the design and evaluation approach. The results show that the structure has sufficient safety margin, that is, the estimated seismic damage index of structure is relatively constant at the target level of seismic damage index.

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์เล่มนี้สำเร็จได้ด้วยความกรุณาจากอาจารย์ที่ปรึกษา ผศ.ดร.วุฒิชัย ชาติพัฒนานันท์ ที่ให้ความช่วยเหลือ ให้คำชี้แนะช่วยแก้ปัญหาตลอดจนให้ความรู้และประสบการณ์ที่ดีแก่ข้าพเจ้า

ขอขอบพระคุณกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ทุกท่านที่ได้กรุณาให้คำแนะนำตลอดจนข้อชี้แนะ จนในที่สุดทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลงได้

สำหรับคุณงามความดีอันใดที่เกิดจากวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ข้าพเจ้าขอมอบให้กับบิดาและมารดา อาจารย์ที่ปรึกษา ภรรยา บุตรและธิดาของข้าพเจ้า รวมถึงกรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทยและหน่วยงานจากภาคอุตสาหกรรมและภาควิชาการที่ให้ข้อมูลแก่ข้าพเจ้า คำถาม คำตอบ คำชี้แนะ ตลอดจนครูอาจารย์ที่เคารพทุกท่านที่ได้ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้วิชาการและถ่ายทอดประสบการณ์ที่ดีให้แก่ข้าพเจ้า

ยศกร ชลรัตน์

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	I
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	II
กิตติกรรมประกาศ.....	III
สารบัญ.....	IV
สารบัญตาราง.....	VII
สารบัญรูป.....	VIII
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา.....	3
1.3 สมมติฐานการวิจัย.....	3
1.4 ข้อตกลงเบื้องต้นของงานวิจัย.....	4
1.5 ขอบเขตของงานวิจัย.....	5
1.6 ข้อจำกัดของงานวิจัย.....	6
1.7 ประโยชน์ของงานวิจัย.....	7
1.8 นิยามศัพท์.....	8
1.9 ส่วนประกอบของวิทยานิพนธ์.....	9
บทที่ 2 วรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง.....	10
2.1 สำหรับค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang.....	10
2.2 สมการของการเคลื่อนที่ (Equation of Motion).....	12
2.3 แบบจำลองของพฤติกรรมโครงสร้าง Hysteretic Models	12
2.4 การประเมินค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารเนื่องจากผลกระทบของ แรงแผ่นดินไหว.....	14
2.5 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	16
2.5.1 แนวทางใหม่บนพื้นฐานของการใช้ Equivalent Ductility Factor	17
2.5.2 แนวทางใหม่บนพื้นฐานของการใช้ Damage Model มาคำนวณ โดยตรง.....	17
2.5.3 งานวิจัยเกี่ยวกับการพัฒนาตัวประกอบของการลดกำลัง.....	19

2.6	สรุปผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	22
บทที่ 3	วิธีดำเนินการวิจัย.....	23
3.1	รูปแบบการวิจัย.....	23
3.2	กำแพงอิฐก่อหรือกำแพงอิฐบล็อก (Infilled Masonry Walls).....	23
3.3	ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหว.....	25
3.4	ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย.....	31
3.5	เครื่องมือการวิจัย.....	32
3.6	ลักษณะที่สำคัญของคลื่นแผ่นดินไหว.....	32
3.6.1	ค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน Peak Ground Acceleration, PGA.....	33
3.6.2	ระยะเวลาในการสั่นรุนแรงของพื้นดิน (Duration of Strong Ground Motion, Td).....	15 34
3.6.3	คาบเวลาการสั่นสำคัญของพื้นดิน (Period of Ground Motion, Tg).....	37
3.7	การสร้างกราฟ Damage Index Assessing	38
3.7.1	ขั้นตอนการสร้างกราฟ Damage Index Assessing.....	38
3.8	การพัฒนาค่าช่วยลดกำลัง (Development of Strength Reduction).....	41
3.9	แบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับค่าช่วยลดกำลัง (Mathematical Model for Strength Reduction).....	41
3.9.1	ขั้นตอนการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับค่าช่วยลดกำลัง.....	42
3.10	การพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับค่าช่วยลดกำลัง (Development of Strength Reduction).....	43
3.11	การตรวจสอบการประยุกต์ใช้งานจริงของกราฟการออกแบบ.....	44
บทที่ 4	ผลการประเมินค่าความปลอดภัย.....	47
4.1	ผลการประเมินค่าความปลอดภัย.....	47
4.2	แบบจำลองสำหรับค่าช่วยลดกำลัง (Models for Strength Reduction).....	50

4.3 ผลการตรวจสอบการใช้งานจริงของการใช้ค่าช่วยลดกำลังจากการประเมิน ค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทาน แรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว.....	60
4.4 ผลการเปรียบเทียบกับกราฟการออกแบบที่เสนอโดยนักวิจัยอื่น.....	61
บทที่ 5 สรุปผล อภิปราย และข้อเสนอแนะ.....	63
5.1 สรุปการดำเนินงานวิจัย.....	63
5.2 สรุปผลการวิจัย.....	63
บทที่ 6 วิเคราะห์ อภิปรายผล.....	66
6.1 เปรียบเทียบคำตอบที่เหมาะสมจากแบบจำลองทั้งหมด.....	66
6.2 ข้อเสนอแนะเพื่อการทำวิจัยครั้งต่อไป.....	67
บรรณานุกรม.....	68
ประวัติผู้เขียน.....	73

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 กำลังความเหนียว μ_u สำหรับ Hysteretic Models ต่างๆ.....	16
3.1 ค่ากำลังต้านทานแรงอัด (f_m) ของผนังอิฐก่อ.....	25
3.2 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบสั้น 0.2 วินาที (S_s) และ ที่คาบ 1 วินาที (S_1) ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาของแต่ละจังหวัดตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61.....	26
3.3 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับพื้นที่ 10 โซนต่าง ๆ (ค่าความหน่วง 5.0%) ของพื้นที่ในแ่งกรุงเทพฯ มยผ.1301/1302-61.....	29
3.4 พื้นที่ 10 โซนต่าง ๆ ของแ่งกรุงเทพฯซึ่งเป็นชั้นดินอ่อน.....	29
3.5 คลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกสำหรับสภาพชั้นดินแข็ง.....	35
3.6 คลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกสำหรับสภาพชั้นดินอ่อน.....	36

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
1.1 ผังแสดงขั้นตอนหลักในการศึกษา.....	6
2.1 ค่าความต้องการกำลัง Yield Strength Demand Design เมื่อเปรียบเทียบกับการ ออกแบบโดยใช้ค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang (1985).....	11
2.2 แบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้าง (Hysteretic Models) ที่ใช้ในการวิเคราะห์ ออกแบบโครงสร้างอาคารต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว.....	14
3.1 ตัวอย่างค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า มยผ.1301/1302-61.....	7
3.2 ตัวอย่างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในสภาพธรณีวิทยาชั้นดินแข็ง (คลื่นสั้น)....	28
3.3 ตัวอย่างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในสภาพธรณีวิทยาชั้นดินอ่อน (คลื่นยาว)..	31
3.4 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสูงสุดสำหรับสภาพชั้นแข็งและชั้นดินอ่อนต่าง ๆ	34
3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลาการสั่นที่รุนแรงและระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหว Td , Paulay และ Priestley (1992).....	37
3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างคาบเวลาของการสั่นจากคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อน Tg, Miranda (1993a).....	38
3.7 ขั้นตอนการประเมินค่าสัมประสิทธิ์ต่างที่เกี่ยวข้องเพื่อพัฒนาค่าช่วยลดกำลังสำหรับ การประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐ เพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Model Park-Ang..	40
4.1 พฤติกรรมของโครงสร้างแบบ BI Hysteretic Behaviors, MT Hysteretic Behaviors, $\bar{\mu}=4$	49
4.2 ความสัมพันธ์ของกำลังวัสดุ \tilde{F}_y เมื่อออกแบบด้วยค่าความปลอดภัยของโครงสร้าง อาคาร Damage Index Model Park-Ang DI=0.2,0.5,1.0, $\bar{\mu}=4$, MT Hysteretic Behaviors.....	49
4.3 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าความเหนียวเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจาก แผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\bar{\mu}= 2$, MT Hysteretic Behaviors, T=0.1 Sec, Rock Soil.....	51
4.4 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าความเหนียวเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบ โครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี	51

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\tilde{\mu}$ = 4, MT Hysteretic Behaviors, T=0.1 Sec, Rock Soil.....	52
4.5 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าความเหนียวเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจาก แผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\tilde{\mu}$ = 6, MT Hysteretic Behaviors, T=0.1 Sec, Rock Soil.....	52
4.6 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าความเหนียวเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจาก แผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\tilde{\mu}$ = 2, MT Hysteretic Behaviors, T=0.1 Sec, Soft Soil.....	52
4.7 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าความเหนียวเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือน จากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\tilde{\mu}$ = 4, MT Hysteretic Behaviors, T=0.1 Sec, Soft Soil.....	53
4.8 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าความเหนียวเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจาก แผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\tilde{\mu}$ = 6, MT Hysteretic Behaviors, T=0.1 Sec, Soft Soil.....	53
4.9 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าคาบการสั่นธรรมชาติเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจาก แผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\tilde{\mu}$ = 6, MT Hysteretic Behaviors, T=0.1 Sec.....	55
4.10 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าคาบการสั่นธรรมชาติเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจาก แผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\tilde{\mu}$ = 6, MT Hysteretic Behaviors, T=2.0 Sec.....	55

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.11 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าคาบการสั่นธรรมชาติเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจาก แผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, $DI=0.2, 0.5, 1.0$, $\tilde{\mu}=6$, MT Hysteretic Behaviors, $T=3.0$ Sec.....	56
4.12 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์สภาพธรณีวิทยาเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจาก แผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, $DI=0.2, 0.5, 1.0$, $\tilde{\mu}=6$, MT Hysteretic Behaviors, , $T=3.0$ Sec, Rock Sites.....	58
4.13 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์สภาพธรณีวิทยาเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจาก แผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, $DI=0.2, 0.5, 1.0$, $\tilde{\mu}=6$, MT Hysteretic Behaviors, , $T=3.0$ Sec, Soft Sites.....	58
4.14 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ของพฤติกรรมโครงสร้างเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจาก แผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, $DI=0.2, 0.5, 1.0$, $\tilde{\mu}=6$, MT Hysteretic Behaviors, $T=3.0$ Sec, Soft Sites.....	59
4.15 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ของพฤติกรรมโครงสร้างเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจาก แผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, $DI=0.2, 0.5, 1.0$, $\tilde{\mu}=6$, Bi Hysteretic Behaviors, , $T=3.0$ Sec, Soft Sites.....	59
4.16 กราฟการตรวจสอบการใช้ค่าช่วยลดกำลังในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่อ อิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวด้วยวิธี Damage Index Model Park-Ang , $DI=0.5$, $\tilde{\mu}=4$, MT Hysteretic Behaviors, Soft Sites ในงานวิจัย นี้.....	60
4.17 กราฟการใช้ค่าช่วยลดกำลังในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อ ต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวด้วยวิธี Damage Index Model Park- Ang, $DI=0.5$, $\tilde{\mu}=4$, MT Hysteretic Behaviors, Rock Sites ในงานวิจัยนี้.....	61

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่

4.18 การเปรียบเทียบของค่าช่วยลดกำลังกับการศึกษาอื่น $\mu = 4$, $DI=0.5$, MT

Hysteretic Behavior, Rock Sites.....

หน้า

39



บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญของปัญหา

ในการออกแบบอาคารต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวสำหรับปัจจุบันนั้นจะเป็นการออกแบบโดยใช้ Seismic Design Codes ซึ่งใช้กันอย่างแพร่หลาย IAEE (1996), Chopra (1995) ได้พิจารณาหาแรงที่ใช้ในการออกแบบจากความต้องการกำลังสำหรับความเหนียวคงที่ (Constant-Displacement-Ductility Strength Demand Spectrum, CDDSDS) โดยค่า CDDSDS จะเป็นการสร้างกราฟจากค่าของ Yield Strength Demand ของโครงสร้างที่ต้องการสำหรับโครงสร้างเพื่อต้านทานการเคลื่อนที่ของโครงสร้างสูงสุดที่ $\mu\delta_y$ เมื่อ δ_y เป็นค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคลาก (Yield Displacement) ของระบบโครงสร้างและค่า μ จะเป็นค่าอัตราส่วนความเหนียวกำหนด (Target Displacement Ductility Ratio) ค่ากำลัง Yield Strength Demand นี้สร้างมาจากการสร้างกราฟโดยสอดคล้องกับคาบเวลาการสั่นของแผ่นดินไหวส่งผลไปยังโครงสร้าง

ซึ่งในการออกแบบโดยใช้วิธีการแบบ CDDSDS ใช้ในการออกแบบระหว่างผู้พัฒนา Seismic Design Codes และวิศวกรผู้ออกแบบ แต่ก็มี การแสดงความคิดเห็นกับค่าความอ่อนเหนียวคงที่จากนักวิจัยหลายๆ ท่านว่าอาจจะมิใช่ค่าที่สามารถเชื่อถือได้ ซึ่งในการพิจารณาหาความต้องการกำลังในระบบโครงสร้างเพียงอย่างเดียว ควรจะต้องมีพื้นฐานการพิจารณาร่วมกันในหลายๆ ปัจจัย จากค่าความอ่อนเหนียวและพารามิเตอร์ของการตอบสนองอื่นด้วย เช่น การดูดซับพลังงานของโครงสร้าง (Absorbed Hysteretic Energy) จำนวนรอบของการสั่นกลับ ณ จุดคลาก (Number of Yielding Reversals) และค่าความเหนียวสะสม (Cumulative Ductility Ratio) จาก Uang และ Bertero (1988), Bertero (1991) ทั้งนี้เนื่องจากค่าความเหนียวนั้นไม่สัมพันธ์กับการแตกหักสะสมที่ส่งผลต่อโครงสร้างในช่วง (Inelastic Cycles) ในการเคลื่อนที่ของระบบโครงสร้างแบบกลับไปกลับมา ดังนั้นโครงสร้างที่ออกแบบบนพื้นฐานของ CDDSDS ยังไม่สามารถระบุอย่างแน่ชัดได้ถึงความปลอดภัยจากการไม่พังทลายของอาคาร

เพื่อเป็นการปรับปรุงวิธีการออกแบบในรูปแบบใหม่ๆ จึงมีการเสนอแนวคิดสำหรับการออกแบบโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวจากนักวิจัยหลายๆ ท่าน ซึ่งจากวิธีเดิม คือการคำนวณแบบ (Yield Strength Demand Design) ตัวอย่างเช่น Fajfar (1992) ได้เสนอวิธีการโดยใช้ (Equivalent Ductility Factor) แทนการใช้ค่าอัตราส่วนความเหนียวแบบเดิม ซึ่งค่าตัวประกอบใหม่นี้จะมีค่าที่น้อยกว่าค่าอัตราส่วนความเหนียวเสมอ โดยที่อัตราการลดค่านี้จะขึ้นอยู่กับปริมาณการดูดซับพลังงานของโครงสร้าง (Absorbed Hysteretic Energy) ดังนั้น ค่าความต้องการกำลัง ณ จุดคลากที่คำนวณสำหรับค่าตัวประกอบนี้จะมีค่าที่สูงกว่าค่าที่คำนวณจากวิธีการเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เดิม (CDDSDS) และยังมีวิธีการที่คล้ายคลึงกันกับวิธีการนี้ ซึ่งได้นำเสนอโดยนักวิจัยคือ Krawinkler และ Nassar (1992) แต่ก็มีนักวิจัยคือ Cosenza และคณะ (1993) นั้นได้นำเสนอวิธีการประยุกต์ใช้ค่าความปลอดภัยของแบบจำลองความเสียหาย Damage Index มาคำนวณโดยตรงเพื่อหาค่าความต้องการกำลัง ในลักษณะเดียวกัน Hirao และคณะ (1995), Jean และ Loh (1998), และ Rajaram และ Usami (1996) ได้ใช้ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างมาคำนวณโดยตรง

Wamitchi และ Panyakapo (1999) ได้พัฒนาวิธีการเพื่อทบทวนความปลอดภัยในการออกแบบตามแนวคิดเดิม ผลการวิจัยชี้ว่าแนวทางการออกแบบเดิมใช้ไม่ได้กับชั้นดินอ่อนที่โครงสร้างที่ตั้งอยู่ จึงได้เสนอวิธีการออกแบบแนวทางใหม่โดยตั้งอยู่บนพื้นฐานของความต้องการกำลังสำหรับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างคงที่ Damage Index Park-Ang มาประยุกต์ใช้ในการออกแบบแทนวิธีค่าความเหนียวคงที่ ซึ่งเป็นการการออกแบบเพื่อมุ่งเน้นในการจำกัดค่าความปลอดภัยของโครงสร้างทั้งหมดให้อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้และปลอดภัยมากขึ้น คือ $DI=0.2-1.0$ โดยการแตกหักของโครงสร้างนี้จะกำหนดให้เป็นค่าไว้ โดยโครงสร้างของแต่ละอาคารนั้นจะถูกสมมุติให้แทนที่ด้วยคาบเวลาของการสั่นธรรมชาติในระบบโครงสร้างอาคาร ดังนั้น CDASDS จึงเป็นการสร้างกราฟด้วยค่า (Yield Strength Demand) ของโครงสร้างอาคาร โดยมุ่งเน้นที่จะจำกัดค่าความปลอดภัยของโครงสร้าง DI ในค่าที่ต้องการ เพื่อให้โครงสร้างอาคารนั้นสามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวได้

แต่อย่างไรก็ตามเมื่อวิศวกรกำหนดค่าความปลอดภัยที่สูงค่ากำลังแรงเฉือน Base Shear ที่นำไปใช้ในการออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างก็จะสูงตามไปด้วย โดยจากเหตุผลนี้เองงานวิจัยนี้จึงมีความต้องการลดกำลังแรงเฉือน Base Shear ลง เพื่อให้ต้นทุนในการก่อสร้างนั้นต่ำลงแต่ยังอยู่ภายใต้กรอบของความปลอดภัยที่ยอมรับได้เช่นเดิม จึงเสนอแนวคิดในการคำนวณเพื่อหาค่าลดกำลัง Damage Index Strength Reduce Coefficients Design ซึ่งใช้การคำนวณโดยวิธี Static Time-History Analysis เพื่อหาค่ากำลังที่แท้จริงจากวัสดุ จากนั้นนำค่าที่ได้มาลดกำลังด้วยวิธี Damage Index Strength Reduce Coefficients Design กับแบบวิธีลดกำลังโดยมีสัมประสิทธิ์ต่างๆ เข้ามาเกี่ยวข้องในการลดกำลังแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ลง คือวิธี Damage Index Strength Reduce Coefficients Design ก่อนนำไปออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว แต่ในการคำนวณเพื่อหาค่าต่างๆในแต่ละขั้นตอนของการลดกำลังแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear นี้มีขั้นตอนในการดำเนินการมาก เช่น จะต้องกำหนดค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang, กำหนดค่าความเหนียว, กำหนดลักษณะพฤติกรรมของ (Hysteretic behavior), กำหนดคาบเวลาของการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวที่ส่งผลต่อโครงสร้างอาคาร (T), และกำหนดสภาพธรณีวิทยาของแต่ละพื้นที่ในการคำนวณ ซึ่งเป็นขบวนการในลักษณะ Iterative Procedure สำหรับในทุกๆขั้นตอนต้องใช้เวลาในการคำนวณ ซึ่งในการคำนวณเหล่านี้วิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวจะต้องใช้เวลานานในการ

ดำเนินการ ดังนั้นจึงต้องการสร้างกราฟช่วยในการออกแบบสำหรับแนวทางใหม่คือ Strength

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Reduce Coefficients Design เพื่อให้วิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างอาคารนั้นสะดวกในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวได้รวดเร็วขึ้นและปลอดภัยอย่างสูงสุด ซึ่งกราฟการประเมินค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อการออกแบบต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวด้วยการประยุกต์ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง อาคารจะแสดงการเปรียบเทียบระหว่างการออกแบบวิธี Strength Reduce Coefficient Design กับ Yield Strength Demand Design ซึ่งเป็นการออกแบบวิธีกำลังวัสดุเพื่อให้ง่ายต่อความเข้าใจสำหรับวิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างอาคารและนักวิจัยที่จะนำไปพัฒนาต่อไป

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

เพื่อพัฒนาแนวคิดใหม่ในการหาแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ด้วยค่าลดกำลัง จากการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Park-Ang ด้วยวิธี Strength Reduce Coefficients Assessing โดยจะสามารถนำไปใช้ได้จริงในทางปฏิบัติ เพื่อช่วยให้วิศวกรการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวง่ายต่อความเข้าใจและสามารถใช้กราฟแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ด้วยค่าลดกำลังและมีความปลอดภัยสูงสุด

1.3 สมมติฐานการวิจัย

1.3.1 การประยุกต์ใช้ในส่วนของการจำลองโมเดลประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Park-Ang คือวิธี Strength Reduce Coefficients Design สร้างขึ้นตามที่ตั้งของอาคาร ได้แก่ ชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนจากข้อมูลของมาตรฐาน มยพ.1301/1302-61

1.3.2 การคำนวณค่าเพื่อพัฒนาสร้างกราฟแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ด้วยค่าลดกำลังในการออกแบบนี้ใช้วิธี Static Analysis ซึ่งคำนวณจากค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปคตรัมของแผ่นดินไหวในสภาพของชั้นดินที่แตกต่างกัน คือชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนจากข้อมูลของมาตรฐาน มยพ.1301/1302-61

1.3.3 โครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวนี้จะสมมติให้เป็นระบบ Single-Degree-Of-Freedom (SDOF) ซึ่งมีฐานยึดแน่น Lumped Mass Systems โดยจะใช้ Hysteretic Behaviors ที่มีความสัมพันธ์ของ Force-Deformation ที่ใกล้เคียงกับพฤติกรรมของโครงสร้างจริงมากที่สุด ซึ่งจะใช้ Modified Takeda Model เป็นตัวแทนสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

1.3.4 สำหรับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร Damage Index Park-Ang ของโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวจะคำนวณได้ด้วยแบบจำลอง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารซึ่งเป็นที่ยอมรับกันเป็นอย่างมาก คือ Damage Index Park-Ang

1.3.5 กราฟการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Park-Ang จะแสดงอยู่ในรูปของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังและในการคำนวณ Strength Reduce Coefficients โดยจะแสดงความสัมพันธ์ของกราฟการออกแบบในรูปของสัมประสิทธิ์ตัวแปร คือ ค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang กำหนด ค่าความเหนียวกำหนด คาบเวลาการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวจากสภาพธรณีวิทยาชั้นดินที่โครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวตั้งอยู่และพฤติกรรมของโครงสร้าง (Hysteretic behavior)

1.3.6 กราฟการออกแบบนี้จะต้องทำการตรวจสอบเพื่อให้มั่นใจว่า สามารถให้ค่าการออกแบบที่ปลอดภัยเพียงพอเมื่อเทียบกับวิธีการจากโครงสร้างอาคารโดยใช้วิธีการออกแบบ Yield Strength Demand Design แบบดั้งเดิม ซึ่งการคำนวณจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ถูกกระทำโดยคลื่นแผ่นดินไหวในแต่ละสภาพธรณีวิทยาชั้นดินที่โครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวนั้นตั้งอยู่จากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 และโครงสร้างนั้นจะต้องเกิดความเสียหายอยู่ในเกณฑ์ปลอดภัยสูงสุด จึงจะยืนยันได้ว่ากราฟการออกแบบที่ได้พัฒนาขึ้นและสามารถนำไปใช้งานได้จริง

1.4 ข้อตกลงเบื้องต้นของงานวิจัย

1.4.1 โครงสร้างที่ใช้ในการศึกษานี้ จะจำลองโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวแบบง่ายที่มีการเคลื่อนที่อิสระในระนาบเดียวกัน (SDOF) และมีฐานที่ยึดแน่น Lumped Mass Systems สำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะใช้ Modified Takeda Model เป็น Hysteretic Behavior ที่มีพฤติกรรมที่ใกล้เคียงกันกับโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐมากที่สุดแบบ Cyclic Load

1.4.2 การคำนวณด้วยค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang โครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ซึ่งในการวิจัยนี้เลือกแบบจำลอง Park-Ang Damage Model แบบจำลองนี้สร้างขึ้นจากการทดลองของโครงสร้างอาคารคอนกรีตจำนวนมาก และยังได้มีการเปรียบเทียบกับโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเป็นจำนวนมากจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริง ดังนั้นจึงมีผู้ยอมรับและนำไปใช้อย่างมากกับนักวิจัยที่มีชื่อเสียงกับงานโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก งานวิจัยนี้จึงใช้ Damage Index Park-Ang ซึ่งน่าเชื่อถือได้มากที่สุด

1.5 ขอบเขตของงานวิจัย

เพื่อให้บรรลุตามวัตถุประสงค์ที่ตั้งไว้ จึงได้แบ่งการดำเนินงานภายใต้สมมุติฐานข้างต้น ดังนี้ เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.5.1 คลื่นแผ่นดินไหวเพื่อการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Park-Ang ซึ่งใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมจากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ซึ่งจำแนกเป็นกลุ่มตามลักษณะธรณีวิทยาของชั้นดิน เพื่อวิเคราะห์หาพารามิเตอร์ที่ใช้ในการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Park-Ang ซึ่งประกอบไปด้วย ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม, ระยะเวลาของการสั่นของพื้นดิน, และคาบเวลาการสั่นของพื้นดิน โดยโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐมีจำนวน 8 ชั้น สูง 24.0 เมตร ช่วงระหว่างเสากว้าง 4.0 เมตร โดยโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐให้ใช้ค่าความหน่วง 0.05 ตามข้อกำหนดมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 เมื่ออาคารสูงไม่เกิน 60.0 เมตร ซึ่งพารามิเตอร์เหล่านี้จะเป็นตัวช่วยในการอธิบายพฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อถูกกระทำจากแรงสั่นสะเทือนแผ่นดินไหว

1.5.2 การประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Park-Ang ซึ่งใช้พารามิเตอร์ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร $DI=0.2-1.0$, ค่าความเหนียว μ , ลักษณะพฤติกรรมของ Hysteretic Behaviors, และสภาพธรณีวิทยาที่ไม่เหมือนกัน ดังนั้นค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear, และค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้างอาคารจากการวิเคราะห์โครงสร้างในงานวิจัยนี้ จะใช้เป็นตัวแทนในการวิเคราะห์ของโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐด้วยวิธี Strength Reduce Coefficients Design เพื่อให้มีความสอดคล้องกับงานวิจัยของ Uniform Building Code (1997)

1.5.3 การประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Park-Ang จะแสดงอยู่ในรูปของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ โดยแบ่งการคำนวณเป็น 2 ขั้นตอน คือ 1.แบบใช้ค่าลดกำลังโดยวิธีตรงกับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร $DI=0.2-1.0$ และ 2.ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ได้แก่ ค่ามวลของอาคาร, และค่าความเร่งตอบสนองสูงสุด PGA ของสภาพธรณีวิทยาที่มีความแตกต่างกัน คือ ชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนมาช่วยในการหาค่ากำลังแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ในขั้นตอนถัดไปเพื่อให้ค่ากำลังแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่ได้มีความสอดคล้องกับพื้นที่ตั้งของอาคารและมวลของอาคาร

1.5.4 ตรวจสอบเพื่อให้มั่นใจได้ว่า การประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Park-Ang ที่ได้มีความปลอดภัยเพียงพอ จากวิธีการออกแบบและการหาค่า Design and Evaluation Approach เพื่อยืนยันว่ากราฟการออกแบบนี้สามารถนำไปใช้งานได้จริง

ขั้นตอนหลักที่ 1: ตัวอย่างการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคาร Damage Index Park-Ang ผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Park-Ang ซึ่งเป็นอาคารมีจำนวน 8 ชั้น สูง 24.0 เมตร ช่วงห่างระหว่างเสา 4.0 เมตร

ขั้นตอนหลักที่ 2: โดยจำลองอาคารโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐ มีจำนวน 8 ชั้น สูง 24.0 เมตร ช่วงห่างระหว่างเสา 4.0 เมตร และวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ Seismostruc 2023 ด้วยวิธี Static Time-History Analysis เพื่อหาค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear จาก Yield Strength Demand Design

ขั้นตอนหลักที่ 3: นำผลค่าแรงเฉือนที่ฐานที่ลดกำลังลงในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวด้วยค่าความปลอดภัย ไปตรวจสอบความปลอดภัยในการออกแบบเพื่อให้มั่นใจได้ว่ามีความปลอดภัยสูงสุด

รูปที่ 1.1 ผังแสดงขั้นตอนหลักในการศึกษา

1.6 ข้อจำกัดของงานวิจัย

1.6.1 การประยุกต์ใช้ในส่วนของการจำลองโมเดลประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Park-Ang ซึ่งการคำนวณนี้ใช้ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหวจากมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61 จากสภาพธรณีวิทยาที่มีความแตกต่างกัน 2 แบบ คือ ชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนของ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐจำนวน 8 ชั้น สูง 24.0 เมตร ช่วงระหว่างเสากว้าง 4.0 เมตร โดยให้ใช้ค่าความหน่วง 0.05 ตามข้อกำหนดมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 เมื่ออาคารสูงไม่เกิน 60.0 เมตร

1.6.2 โครงสร้างจะสมมุติให้เป็นระบบ (Single-Degree-Of-Freedom, SDOF) มีฐานยึดแน่น Lumped Mass Systems โดยจะใช้ Material Model เป็นตัวแทนสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

1.6.3 ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร ใช้การคำนวณด้วยแบบจำลองค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารของ Damage Index Park-Ang, มวลสาร $m = 1.0$, damping ratio $\xi = 0.05$, $\beta = 0.15$

1.7 ประโยชน์ของงานวิจัย

ผลการวิจัยนี้จะได้ผลการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Park-Ang ที่ค่า $DI = 0.2-1.0$ ซึ่งจะเป็นประโยชน์มากในการสร้าง Seismic Design Code ต่อไป โดยสามารถแบ่งเป็น 2 วิธีในการออกแบบ ได้แก่

1.7.1 สำหรับ Design Code แบบที่ใช้ Response Modification Factor หรือ Strength Reduction Factor เป็นพื้นฐาน ซึ่งได้เสนอโดย Applied Technology Council (ATC-13) โดยกราฟที่คำนวณได้จาก Damage Index Reduce Strength Coefficient Design แบบใหม่จะอยู่ในรูปของการใช้ค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง ได้แก่ ค่ามวลของอาคาร, และค่าความเร่งตอบสนองสูงสุด PGA ของสภาพธรณีวิทยาที่มีความแตกต่างกันของชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อน คือ Strength Reduces Coefficient ซึ่งเป็นวิธีการใหม่ที่จะนำไปพัฒนาการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวต่อไป โดยสามารถนำไปใช้กับการออกแบบอาคารที่มีความสำคัญระดับสูงที่สุด ซึ่งเมื่อเกิดแผ่นดินไหวอาคารต่างๆ เหล่านี้ในประเทศไทย เมื่อได้รับผลกระทบจากแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวโครงสร้างของอาคารจะต้องไม่สามารถเสียหายได้เลย เช่น โครงสร้างอาคารที่รองรับหรือเก็บเครื่องมือเครื่องจักรที่มีมูลค่าสูงหรือเก็บวัตถุล้ำค่าที่มีความสำคัญเป็นอย่างสูงในประเทศไทยซึ่งไม่สามารถประเมินเป็นมูลค่าได้ โดยอาคารเหล่านี้อาจมีขนาดใกล้เคียงกันกับโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐในงานวิจัยนี้ เนื่องด้วยงบประมาณต่างในการสร้างจากหน่วยงานภาครัฐและขนาดพื้นที่ในการก่อสร้างที่มีความจำกัดเป็นต้น เมื่อนำค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร Base Shear จากงานวิจัยนี้ไปออกแบบชิ้นส่วนในโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐก็จะช่วยลดต้นทุนค่าก่อสร้างลง เนื่องจากได้ค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร Base Shear น้อยลงเมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการออกแบบโดยวิธีการใช้ค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ที่ค่า $DI=0.2-1.0$ โดยตรงซึ่งไม่มีการลดกำลังแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ลงเลย

1.7.2 สำหรับ Design Code แบบที่ใช้ Inelastic Spectrum ซึ่งได้มีการนำไปใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวโดยวิธีตรง เช่น New Zealand Code, Sanz (1992) เป็นต้น กราฟแรงเฉือนที่ฐานที่คำนวณได้ในงานวิจัยนี้จะอยู่ในรูปของค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง คือ Strength Reduction Coefficients ซึ่งใช้ค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆ ได้แก่ ค่ามวลของอาคาร, และค่าความเร่งตอบสนองสูงสุด PGA ของสภาพธรณีวิทยาที่มีความแตกต่างกันของชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนมาช่วยลดกำลัง ซึ่งเป็นวิธีการใหม่ที่มีความปลอดภัยสูงกว่าวิธีการออกแบบ Yield Strength Demand Design เนื่องจากค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear อยู่ในค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ที่ค่าความปลอดภัย $DI=0.2-1.0$ ซึ่งมั่นใจได้ว่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear จากผลที่ได้จากงานวิจัยนี้ก่อนนำไปใช้ออกแบบชิ้นส่วนในโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐนั้นมีความปลอดภัยอย่างแน่นอนและยังสามารถช่วยลดต้นทุนค่าก่อสร้างลงได้ เนื่องจากค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร Base Shear น้อยลงเมื่อเปรียบเทียบกับการออกแบบโดยวิธีการใช้ค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang โดยตรง

1.8 นิยามศัพท์

CDDSDS ค่า Yield Strength Demand ของโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐที่ต้องการโดยจำกัดค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้างสูงสุดที่ $\mu\delta_y$

CDASDS ค่า Yield Strength Demand ของโครงสร้างอาคาร SDOF เทียบกับคาบเวลาของการสั่นในโครงสร้าง ซึ่งมุ่งเน้นการจำกัดค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร DI ซึ่งมีค่าคงที่ตลอดทุกคาบเวลาของการสั่นของโครงสร้าง

Strength Reduction Coefficients

การออกแบบที่สร้างขึ้นจากการคำนวณจากคลื่นแผ่นดินไหวของมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61 โดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังผสมผสานกับค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang คือ $DI = 0.2-1.0$

Hysteretic Behaviors

พฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อถูกกระทำจากแรงแผ่นดินไหวโดยแสดงในรูปความสัมพันธ์ของแรงกับการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง

Iterative Procedure

การคำนวณซ้ำหลาย ๆ ครั้งเพื่อค้นหาค่าที่เหมาะสมค่าหนึ่ง

SDOF โครงสร้างที่มีการเคลื่อนที่อย่างอิสระในทิศทางเดียว

Yield Strength Demand

ความต้องการกำลังของโครงสร้าง ณ จุดคก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าความเหนียว μ

อัตราส่วนระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดและค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคลาก โดยกำหนดค่าอัตราส่วนที่ต้องการนี้ที่ค่าๆ หนึ่ง

ค่าความปลอดภัย DI

ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร ซึ่งกำหนดให้มีค่าที่ต้องการที่ค่าๆ หนึ่ง ด้วยแบบจำลองของค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang

การดูดซับพลังงานของโครงสร้าง

พลังงานซึ่งดูดซับโดยโครงสร้างในขณะที่ถูกแรงกระทำจากแรงแผ่นดินไหวคำนวณได้จากการหาพื้นที่ภายใต้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง

จำนวนรอบของการสั่นกลับ ณ จุดคลาก

จำนวนครั้งที่โครงสร้างโก่งตัวจนถึงการเคลื่อนที่ ณ จุดคลากที่มีค่าเป็นบวกและย้อนกลับมาโก่งตัวจนถึงการเคลื่อนที่ ณ จุดคลากที่มีค่าเป็นลบ ครบ 1 รอบ

ค่าความเหนียวสะสม

อัตราส่วนระหว่างค่าการเคลื่อนที่ที่สะสมและค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคลาก

Strength Demand Design

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความต้องการกำลังและคาบเวลาการสั่นของโครงสร้าง

1.9 ส่วนประกอบของวิทยานิพนธ์

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ในบทที่ 2 อธิบายวรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง ส่วนการอธิบายวิธีดำเนินการวิจัยนั้นอยู่ในบทที่ 3 ซึ่งรายละเอียดและผลการคำนวณการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Park-Ang อยู่ในบทที่ 4 ในบทที่ 5 เป็นการสรุปผล อภิปรายและข้อเสนอแนะ และในบทที่ 6 เป็นการวิเคราะห์และอภิปรายผล

บทที่ 2

วรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง

2.1 สำหรับค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang

แนวความคิดในการนำ Damage Index (DI) ในช่วง 0.2-1.0 มาใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวนั้นมาจากการพิจารณาค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ซึ่งจะเป็นสิ่งที่ชี้ชัดได้ว่าโครงสร้างที่ออกแบบนั้นมีความปลอดภัยแน่นอน เมื่อใช้ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร DI ไม่เกิน 1.0 และในการพิจารณาการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเมื่ออาคารได้รับผลกระทบจากแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวก็ยังสามารถควบคุมความเสียหายของโครงสร้างอาคารได้ ซึ่งแนวคิดของ DI ที่นำมาใช้ในการพัฒนาการออกแบบใหม่นี้ได้พบว่ามีแนวทางออกแบบวิธี Yield Strength Demand Design เพียงอย่างเดียวนั้นไม่สามารถแสดงให้เห็นได้ว่าอาคารจะไม่พังทลายในกรณีได้รับผลกระทบจากแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว อีกทั้งยังอาจจะไม่สามารถนำไปใช้กับโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อนได้ เนื่องจากค่า DI ที่สะสมจากแรงที่กระทำในโครงสร้างมีค่าสูงมาก ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงนำการออกแบบวิธี Yield Strength Demand Design มาประยุกต์ใช้กับค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang $DI=0.2-1.0$ เพื่อให้สามารถมั่นใจได้ว่าโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐนั้นไม่พังทลายและสามารถควบคุมระดับค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ในโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐได้ตามความสำคัญของอาคาร จากนั้นนำค่ากำลังแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่ได้จากการคำนวณไปทำการลดกำลังโดยใช้สัมประสิทธิ์ที่เกี่ยวข้องมาช่วยในการลดกำลัง ก่อนที่จะนำแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่ได้จากการลดกำลังด้วยสัมประสิทธิ์ต่างๆ ไปออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐต่อไป โดยในแต่ละอาคารจะถูกสมมุติให้แทนที่ด้วยคาบเวลาการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างอาคารเป็น (Single-Degree-Of-Freedom, SDOF) ซึ่งแนวคิดในการออกแบบใหม่นี้ Strength Reduce Coefficients Design ทำตามพื้นฐานของความต้องการกำลังในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐกับค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang โดยมุ่งหวังที่จะควบคุมความเสียหายของโครงสร้างอาคารทั้งหมดของโครงสร้างให้อยู่ในระดับความปลอดภัยและอาคารต้องไม่พังทลาย ซึ่งจะกำหนดค่าความต้านทานของระบบ SDOF ที่เท่ากับคาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างอาคาร ซึ่งค่า DI อยู่ในช่วง 0.2-1.0 ซึ่งอยู่ในเกณฑ์ที่สามารถควบคุมความเสียหายได้ในทุกๆ คาบเวลาของการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง นอกจากนี้การออกแบบด้วยวิธี Damage Index Park-Ang ยังเป็นวิธีการที่ช่วยในการกำหนดค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang เพื่อให้โครงสร้างอาคารมีประสิทธิภาพและปลอดภัยในสภาพฉุกเฉินได้อย่างมีประสิทธิภาพ ซึ่งการออกแบบโดยวิธีการนี้จะให้ผลลัพธ์ที่มั่นใจในความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารมากกว่าวิธีการออกแบบ Yield Strength Demand Design

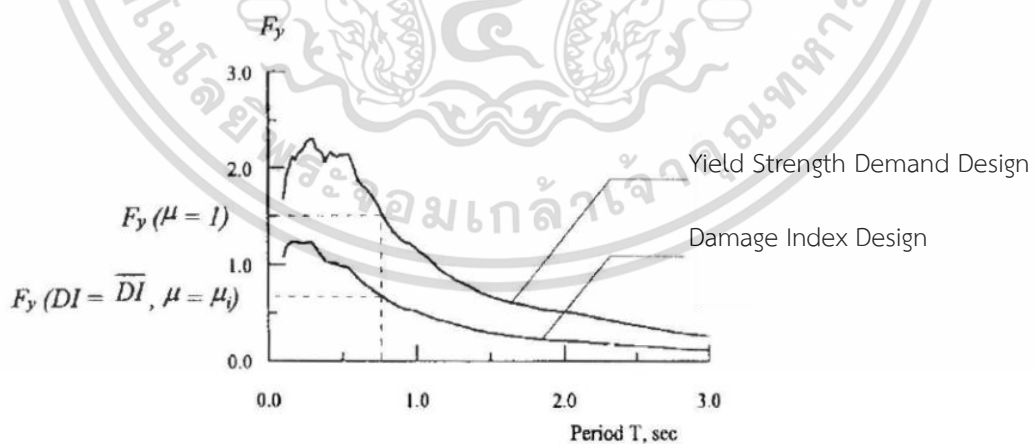
เพราะในการออกแบบวิธี Yield Strength Demand Design ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างนั้นจะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ไม่แสดงค่าที่ชัดเจน โดยวิศวกรผู้ออกแบบส่วนใหญ่จะสมมติว่าโครงสร้างได้รับการออกแบบที่มีค่ากำลังที่จุดคลาก (Yield Strength Suitable) เพียงพอเท่ากับความต้องการกำลังสำหรับค่าความเหนียวเป้าหมาย (Ductility Capacity) นั้นเหมาะสมกับพฤติกรรมความเหนียว (Ductility Performance) แล้ว โดยวิศวกรผู้ออกแบบนั้นคิดว่าการออกแบบโครงสร้างอาคารนั้นอาจมีความปลอดภัยเพียงพอ แต่ในความเป็นจริงแล้วอาจจะไม่ใช่กับทุก ๆ คาบเวลาการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวและในแต่ละสภาพธรณีวิทยาชนิดของดินที่โครงสร้างอาคารนั้นตั้งอยู่

โดยการออกแบบแนวทางใหม่นี้ใช้ค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ซึ่งสามารถเลือกใช้ได้ตามระดับความสำคัญของการใช้อาคารและสามารถเลือกใช้ได้ตั้งแต่ DI ที่อยู่ในช่วง 0.2-1.0 ซึ่งวิศวกรผู้ออกแบบสามารถควบคุมเกณฑ์ความเสียหายของโครงสร้างอาคารที่ระดับความต้องการได้ ดังนั้นโครงสร้างที่ออกแบบโดย Yield Strength Demand Design ร่วมกับค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang แล้วทำการลดกำลังลงนี้จะมีค่ากำลังที่จุดคลาก (Yield Strength Demand Design) ของแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear น้อยหรือมากขึ้นขึ้นอยู่กับ การเลือกใช้ค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ที่ต้องการและเหมาะสมกับ ความสำคัญของอาคารด้วย แต่จากการทบทวนวรรณกรรมต่าง ๆ ผลที่ได้จากการคำนวณค่าความต้องการกำลังที่ ออกแบบโดย Yield Strength Demand Design เทียบกับการออกแบบโดยใช้ค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang (1985) นั้นได้แสดงให้เห็นว่าเมื่อนำกำลังในการออกแบบที่ต้องการมา รวมกับค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang $DI=0.2-1.0$ แล้ว ในบางพื้นนั้นค่ากำลังแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่คำนวณได้นั้นก็อาจมีค่าที่น้อยกว่า Yield Strength Demand Design ดังแสดงในรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 ค่าความต้องการกำลัง Yield Strength Demand Design เมื่อเปรียบเทียบกับ การออกแบบโดยใช้ค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang (1985)

2.2 สมการของการเคลื่อนที่ (Equation of Motion)

สมการของการเคลื่อนที่สำหรับระบบ Single-Degree-Of-Freedom (SDOF) ซึ่งถูกระงับจากแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวสามารถแสดงได้ดังนี้

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2 u_y \bar{f}_s(u, \dot{u}) = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.1)$$

โดยที่ $u(t)$ เป็นผลตอบสนองของการเคลื่อนที่, $\dot{u}(t)$ เป็นความเร็ว, $\ddot{u}(t)$ เป็นความเร่งของมวลระบบ สัมพัทธ์เมื่อเทียบกับพื้นดิน, $\ddot{u}_g(t)$ เป็นค่าอัตราเร่งของพื้นดิน, ω เป็นค่าความถี่เชิงมุมธรรมชาติของระบบ ($\omega = 2\pi/T$, โดยที่ T เป็นคาบเวลาการสั่นธรรมชาติของระบบ), u_y เป็นค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดกลางของระบบ, ξ เป็นค่า Damping Ratio ของระบบ, $\bar{f}_s(u, \dot{u})$ และ เป็นค่า normalized restoring force ($\bar{f}_s(u, \dot{u}) = f_s(u, \dot{u})/F_y$, โดยที่ $f_s(u, \dot{u})$ เป็นค่า Restoring Force สำหรับระบบฮิสเทรีติก และ F_y เป็นค่ากำลัง ณ จุดกลางของระบบ ในสมการ 2.1 แสดงให้เห็นว่าค่าความเร่งของพื้นดินที่กำหนดค่าหนึ่ง $\ddot{u}_g(t)$ ซึ่งในการวิเคราะห์ผลตอบสนองของการเคลื่อนที่ $u(t)$ จะมีความสัมพันธ์กับพารามิเตอร์ ω , ξ , u_y และ Hysteretic Behavior

เนื่องจากความเร่งของพื้นดิน $\ddot{u}_g(t)$ แปรเปลี่ยนตามเวลาและระบบโครงสร้างเป็นแบบ Nonlinear ดังนั้นในการแก้สมการ 2.1 เพื่อหาคำตอบที่ต้องการสำหรับการศึกษานี้จะใช้เทคนิค Step-By-Step Integration ของสมการของการเคลื่อนที่โดยวิธี Linear Acceleration Method ซึ่งพัฒนาขึ้นโดย Newmark (1959) อันเป็นวิธีการที่ให้คำตอบที่ดี ซึ่งค่าความคลาดเคลื่อนจากการคำนวณของคาบการสั่นตามธรรมชาติค่อนข้างน้อย

2.3 แบบจำลองของพฤติกรรมโครงสร้าง Hysteretic Models

2.3.1 Park's General Three Parameter Model (PA)

แบบจำลองนี้เสนอโดย Park et al. (1987) ซึ่งประกอบด้วยพารามิเตอร์พื้นฐาน 3 ตัวคือ α , β และ γ เพื่อแสดงลักษณะของ Stiffness Degradation, Strength Deterioration, และ Pinching ตามลำดับ ซึ่งทำให้เป็นแบบที่ใช้ได้กว้างขวางยิ่งขึ้นและสามารถประยุกต์ใช้เป็น Modified Model, Modified Clough Model, T-Beam Model, และ Slip Model ได้โดยการเปลี่ยนค่าพารามิเตอร์ของทั้งสาม การศึกษานี้ใช้ค่าพารามิเตอร์ตามที่ได้แนะนำโดย Park et al. (1987) ดังนี้ $\alpha = 2.0$, $\beta = 0.1$, $\gamma = 0.5$ ดังนั้นลักษณะพฤติกรรมของทั้งสามอย่างข้างต้นของการออกแบบชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กจึงปรากฏอยู่ในแบบจำลองนี้ ซึ่งลักษณะพฤติกรรมเหล่านี้เป็นผลตอบสนองของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดสั้นซึ่งรับแรงอัดตามแนวแกนของแรงดัดและแรงเฉือน แบบจำลองนี้ได้บรรจุเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษานี้ เมื่ออนุญาตเห็นไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

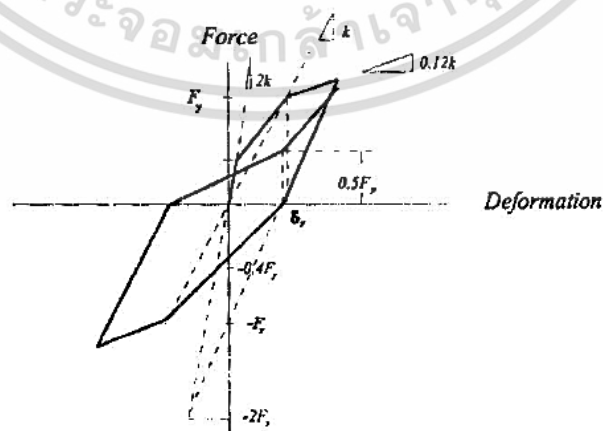
อยู่ในโปรแกรมคอมพิวเตอร์ IDARC ซึ่งพัฒนาโดย Park et al. (1987) สำหรับการวิเคราะห์ Inelastic Response Analysis มีรูปร่างความสัมพันธ์ Force-Deformation ของแบบจำลอง PA นี้ ซึ่งแสดงในรูปที่ 2.2(1) ซึ่งความสัมพันธ์ของแบบจำลองนี้ซับซ้อนจึงทำให้การคำนวณทำได้ล่าช้า

2.3.2 Modified Takeda Model (MT)

แบบจำลองนี้เป็นแบบที่ปรับปรุงขึ้นมาใหม่จากแบบจำลอง Takeda เดิมซึ่งพัฒนาโดย Takeda et al. (1970) แบบจำลอง Takeda เดิมมีลักษณะ Tri-linear Stiffness ในช่วงการบรรทุกน้ำหนักเริ่มแรกและมี Stiffness Degrading ในช่วงปล่อยน้ำหนักและช่วงการบรรทุกน้ำหนักใหม่ แบบจำลองนี้ได้เพิ่มผลกระทบของ Strength Deterioration โดย Park et al. (1987) ลักษณะของ Stiffness Degradation และ Strength Deterioration ซึ่งจะพบได้กับโครงสร้างอาคารคอนกรีตภายใต้แรงอัดและแรงเฉือนที่กระทำกลับไปกลับมา โดยมีรูปร่างของความสัมพันธ์ Force-Deformation โดยแบบจำลอง MT นี้ จะแสดงในรูปภาพที่ 2.2(2)

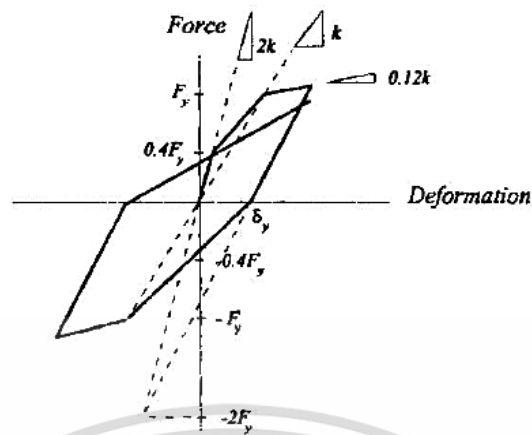
2.3.3 Bilinear Model (BI)

แบบจำลองนี้นิยมใช้เป็นตัวแทนพฤติกรรมของโครงสร้าง ซึ่งมีความเหนียวสูง เช่น ชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็ก Riddell et al (1989) เนื่องจากแบบจำลองนี้มีลักษณะของ Strain Hardening ในช่วง Post-Elastic Stiffness จึงทำให้เป็นแบบจำลองที่เป็นตัวแทนพฤติกรรมของโครงสร้างเหล็กได้ดีกว่าแบบจำลอง EPP รูปร่างของความสัมพันธ์ Force-Deformation ของแบบจำลอง BI นี้แสดงในรูปที่ 2.2(3) ค่าของ Slope ที่ใช้ ในช่วง Post-Elastic Stiffness สำหรับ Strain Hardening อยู่ในช่วงประมาณ 2-10% ในการศึกษานี้ ใช้ค่า Slope = 3% เนื่องจากค่านี้ใกล้เคียงกับผลการทดลองของ Krawinkler et al. (1971) และ Castiglioni และ Di Palma (1988) ในขณะเดียวกัน Tabuchi et al. (1992) และ Miranda (1993a) ยังใช้ค่า Slope เดียวกันนี้ในการศึกษา Nonlinear Response Analysis

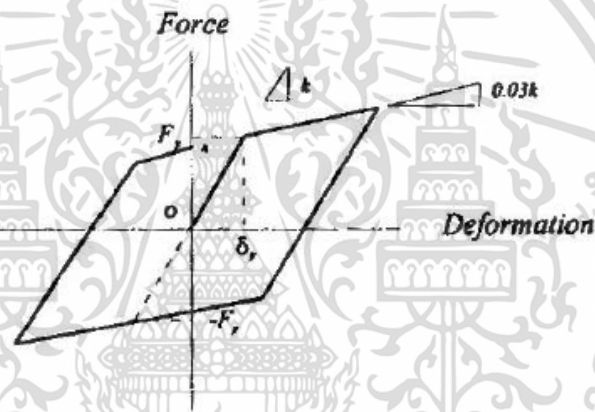


(1) Park's general three parameter model (PA)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(2) Modified Takeda (MT)



(3) Bilinear (BI)

รูปที่ 2.2 แบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้าง (Hysteretic Models) ที่ใช้ในการวิเคราะห์ออกแบบโครงสร้างอาคารต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

2.4 การประเมินค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารเนื่องจากผลกระทบของแรงแผ่นดินไหว

ในการศึกษานี้ได้นำแบบจำลองค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang (1985) มาใช้ในการประเมินความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่ออกแบบ โดยค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ได้แสดงอยู่ในรูปของผลรวมของความเสียหายที่เกิดจาก Excessive Inelastic Deformation และ Cumulative Damage อันเป็นผลมาจากผลตอบสนองที่กลับไปกลับมาของ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โครงสร้าง โดยค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang นี้แสดงอยู่ในรูปสมการ (Damage Index) ดังแสดงในสมการที่ 2.2

$$(2.2) \quad DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{E_h}{F_y \delta_u}$$

โดย δ_m เป็นค่า Deformation สูงสุดที่เกิดจากแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว, δ_u เป็นค่า Ultimate Deformation ที่เกิดขึ้นในกรณี (Monotonic Loading, F_y) เป็นค่าของกำลัง ณ จุดคลาก (Yield Strength) ของระบบโครงสร้าง, E_h เป็นค่าของการดูดซับพลังงาน (Hysteretic Energy) ในระบบโครงสร้าง, และ β เป็นค่า Dimensionless Constant ซึ่งจะเป็นสิ่งที่บ่งบอกถึงความสำคัญของค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang เนื่องจากผลตอบสนองที่กลับไปกลับมาของโครงสร้างอาคาร

ค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ที่มีค่าน้อยกว่า 0.4 จะพิจารณาว่าเป็นระดับที่อาจซ่อมแซมได้ และในขณะที่ DI มากกว่า 0.4 พิจารณาว่าเป็นระดับความเสียหายของโครงสร้างอาคารที่เกินกว่าจะซ่อมแซมได้ ส่วนค่า DI มากกว่า 1.0 จะพิจารณาว่าอยู่ในระดับการพังทลายของโครงสร้างอาคาร ในการประเมินค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ค่ากำลัง ณ จุดคลาก (Yield Strength, F_y) ถูกสมมุติให้เท่ากับค่าความต้องการกำลัง (Yield Strength demand, \tilde{F}_y) สำหรับค่าความเหนียว; $\tilde{\mu}$ ส่วนค่าพารามิเตอร์ δ_m และ E_h จะคำนวณจาก Inelastic Displacement และ Force Time Histories ของโครงสร้างซึ่งคำนวณได้จากเทคนิค Step-by-Step Direct Integration ของสมการของการเคลื่อนที่

ค่าพารามิเตอร์ δ_m จะบ่งบอกถึง Monotonic Deformation Capacity ของโครงสร้างโดยมีความสัมพันธ์กับค่าความเหนียว $\tilde{\mu}$ ซึ่งความสัมพันธ์นี้สามารถวิเคราะห์หาได้จากค่า Ductility Performance ที่ต้องการ ในส่วนค่าความเหนียว $\tilde{\mu}$ ได้มีการนิยามไว้อย่างชัดเจนใน New Zealand code, SANZ (1992), Eurocode 8, และ CEN, (1994) ในการศึกษาวิจัยครั้งนี้ได้นำ New Zealand Code มาใช้ โดยกำหนดว่าโครงสร้างที่ได้มีการออกแบบให้มีค่าความเหนียว $\tilde{\mu}$ ควรที่จะสามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวได้โดยมีค่าการเคลื่อนที่ในแนวราบถึง $\pm \tilde{\mu}\delta_y$ และจะไม่ทำให้ค่ากำลังต้านทานลดลงเกินกว่า 20% ในการศึกษาวิจัยนี้จะสมมุติค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่ได้ออกแบบที่ค่าความเหนียว $\tilde{\mu}$ ซึ่งมีค่าถึง 1.0 คือ การพังทลายทั้งหมด ถ้าหากโครงสร้างถูกกระทำให้มีการเคลื่อนที่ในแนวราบไปถึง $\pm \tilde{\mu}\delta_y$ จำนวนครบ 4 รอบ จึงจะประยุกต์ใช้สมมุติฐานนี้กับแบบจำลอง Park-Ang Model ในสมการที่ 2.2 ซึ่งหลังจากที่โครงสร้างถูกกระทำให้มีการเคลื่อนที่ไปสูงสุดถึง $\tilde{\mu}\delta_y$ จนครบจำนวน 4 รอบ ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร DI จะมีค่าถึง 1.0

โดยการแทนค่า $\delta_m = \tilde{\mu}\delta_y$ และ $DI = 1.0$ ซึ่งในสมการ 2.2 จะสามารถแก้สมการได้และแสดงในสมการที่ 2.3

$$(2.3) \quad \frac{\delta_m}{\delta_y} = (\tilde{\mu} + \beta E_{hn})$$

โดย $E_{hn} = E'_h/F_y\delta_y$ ซึ่ง E'_h แทนพลังงาน Hysteretic Energy ภายใต้ Force-Deformation Loops จำนวน 4 รอบ และ $\delta_y = F_y/\omega^2m$ โดยผลการคำนวณค่า E_{hn} Values สำหรับ Hysteretic Models จะแสดงในตารางที่ 2.1 โดยเทอม δ_m/δ_y จะหมายถึง Monotonic Ductility Capacity μ_u ของโครงสร้าง ซึ่งเทอมนี้จะขึ้นอยู่กับค่าความเหนียว $\tilde{\mu}$, ค่าพารามิเตอร์ β , และค่า (Normalized Hysteretic Energy, E_{hn}) สำหรับในแต่ละ Hysteretic Model สำหรับค่า Monotonic Ductility Capacity μ_u ของ Hysteretic Models ที่ได้เลือกไว้ในงานวิจัยนี้กับค่า $\tilde{\mu} = 2, 4, 6$ และ $\beta = 0.15$ โดย CEN, (1994) จะแสดงในตารางที่ 2.1 จากนั้นจึงสามารถประเมินค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ของโครงสร้างอาคารผนังอิฐก่อได้ด้วยสมการที่ 2.2

ตารางที่ 2.1 กำลังความเหนียว μ_u สำหรับ Hysteretic Models ต่างๆ

Models	$\tilde{\mu}$	E_{hn}	μ_u for $\beta = 0.15$
PA	2	6.1	2.92
	4	14.1	6.12
	6	22.4	9.36
MT	2	8.6	3.29
	4	22.3	7.35
	6	38.2	11.73
BI	2	15.0	4.25
	4	47.5	11.11
	6	79.5	18.26

2.5 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ได้มีแบบจำลองการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวออกมาหลายแบบ โดยได้มีนักวิจัยหลายท่านเสนอวิธีการออกแบบแนวคิดใหม่ ซึ่งใช้แบบจำลองค่าความเอกสสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ปลอดภัย Damage Index Park-Ang ที่เหมาะสมมาช่วยในการคำนวณความต้องการกำลัง (Strength Demand Design) โดยแนวทางการออกแบบใหม่เหล่านี้ ได้จำแนกออกเป็น 3 กลุ่ม ดังนี้

2.5.1 แนวทางใหม่บนพื้นฐานของการใช้ Equivalent Ductility Factor

Fajfar (1992) ใช้ค่าตัวประกอบใหม่ที่เรียกว่า Equivalent Ductility Factor เพื่อแทนการใช้ค่าความเหนียวแบบเดิม โดยค่าตัวประกอบใหม่นี้จะมีค่าต่ำกว่าค่าความเหนียวเดิมเสมอ ซึ่งการสัดส่วนการลดนี้ขึ้นอยู่กับปริมาณของการดูดซับพลังงาน Hysteretic Energy ของโครงสร้าง ซึ่งวิธีการนี้ใช้ Park-Ang damage model ในการสร้าง Equivalent Ductility Factor เพื่อพิจารณาถึงผลกระทบของความเสียหายสะสมที่เกิดขึ้นกับโครงสร้าง

Jean และ Loh (1998) ได้เสนอค่าตัวประกอบ Ductility Factor ใหม่ซึ่งคล้ายกับวิธีการของ Fajfar เรียกว่า Allowable ductility factor, μ_s ซึ่งได้วิเคราะห์บนพื้นฐานจาก Park-Ang damage model ค่าของ μ_s จะลดลงจากค่าอัตราส่วนความอ่อนเหนียวเดิม ซึ่งการสัดส่วนการลดนี้ขึ้นอยู่กับพารามิเตอร์ λ ซึ่งเป็นฟังก์ชันกับปริมาณการดูดซับพลังงาน Normalized Hysteretic Energy ของโครงสร้าง

แนวทางการออกแบบคล้ายคลึงกันนี้ได้นำเสนอโดย Krawinkler และ Nassar (1992) แนวทางนี้จะต้องพิจารณา (Weighted Ductility Factor) จากแบบจำลองค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ที่ได้คำนึงถึงค่าความปลอดภัยสะสมของค่า (Weighted Ductility Factor) โดยการศึกษาจะพิจารณาร่วมกับการปรับค่าอัตราส่วนความเหนียวเดิมตามปริมาณการดูดซับพลังงาน Normalized Hysteretic Energy

2.5.2 แนวทางใหม่บนพื้นฐานของการใช้ Damage Model มาคำนวณโดยตรง

วิธีการคำนวณค่าความต้องการกำลัง (Strength Demand) จากแบบจำลองความเสียหายโดยตรง ได้มีการนำเสนอครั้งแรกโดย Cosenza et al. (1993) โดยวิธีการนี้ใช้แบบจำลองความเสียหาย (Damage Model) ในการจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ซึ่งแบบจำลองของความปลอดภัยที่ใช้จะประกอบด้วย Banon-Veneziano (1982), Park-Ang (1985) และ Krawinkler-Zohrei (1983) โดยแต่ละแบบจำลองจะมีสมการที่แตกต่างกันไปในการกำหนดค่าความปลอดภัย (Damage Index) ของโครงสร้าง วิธีการนี้ถูกนำมาใช้เพื่อคำนวณค่าความต้องการกำลังที่ตำแหน่งพังทลาย (Collapse Strength) โดยเรียกว่า (Collapse Spectrum) ซึ่งคำนวณมาจากคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 4 คลื่น อย่างไรก็ตามการใช้ (Collapse Spectrum) ซึ่งกำหนดให้ $DI = 1.0$ อาจจะไม่สามารถใช้งานได้จริงในทางปฏิบัติ เนื่องจากโครงสร้างอาจจะไม่มีค่าความปลอดภัยเพียงพอภายใต้แรงแผ่นดินไหว เหตุผลที่ (Collapse Spectrum) กำหนดให้ $DI = 1.0$ เนื่องจาก DI เป็นตัวบ่งชี้ถึงระดับการแตกหักของโครงสร้าง โดย $DI = 1.0$ แสดงถึงโครงสร้างพังทลาย ดังนั้น การใช้ (Collapse Spectrum) จึงเป็นการจำลองสถานการณ์ที่เลวร้ายที่สุดที่โครงสร้างจะ

พังทลาย ซึ่งไม่สอดคล้องกับความเป็นจริง เนื่องจากโครงสร้างส่วนใหญ่มักจะมีความเสียหายแต่ไม่ถึง
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้เพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อผู้ใดเห็นชอบให้เผยแพร่เอกสารนี้
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ชั้นพังทลาย เพื่อแก้ไขปัญหานี้ได้มีการเสนอวิธีการใหม่ในการคำนวณค่าความต้องการกำลังจากแบบจำลองค่าความปลอดภัยโดยตรง โดยวิธีการใหม่นี้จะใช้ค่า DI ที่เหมาะสมกับระดับความปลอดภัยที่ต้องการ ตัวอย่างเช่น หากต้องการโครงสร้างที่มีความปลอดภัย 5% วิธีการใหม่นี้จะใช้ค่า $DI = 0.95$ วิธีการใหม่นี้สามารถช่วยให้วิศวกรออกแบบโครงสร้างให้มีความเหมาะสมกับระดับความปลอดภัยที่ต้องการได้

Hirao et al. (1995) ได้ศึกษาลักษณะของ (Inelastic Strength Demand Spectrum) โดยคำนวณค่าความต้องการกำลังโดยตรงจากแบบจำลองกำหนดค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารด้วยการใช้ Park-Ang Damage Model ซึ่งได้คำนวณค่าความต้องการกำลังสำหรับระดับค่าความปลอดภัย $DI = 0.5, 0.75$ และ 1.0 ซึ่งคำนวณมาจากคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 30 คลื่น ผลการศึกษาสรุปว่า ค่าความต้องการกำลังจะลดลง เมื่อกำหนดค่าระดับค่าความปลอดภัยสูงขึ้น การศึกษานี้แสดงให้เห็นว่าค่าความต้องการกำลังของโครงสร้างจะลดลงเมื่อกำหนดค่าระดับค่าความปลอดภัยสูงขึ้น โดยค่าความต้องการกำลังที่ระดับค่าความปลอดภัย $DI = 0.5$ จะสูงกว่าค่าความต้องการกำลังที่ระดับค่าความปลอดภัย $DI = 0.75$ และ 1.0 เหตุผลที่ค่าความต้องการกำลังลดลงเมื่อกำหนดค่าระดับค่าความปลอดภัยที่สูงขึ้น เนื่องจากโครงสร้างที่มีระดับค่าความปลอดภัยที่สูงขึ้นจะมีความสามารถในการดูดซับพลังงาน (Energy Dissipation) ได้มากขึ้น ส่งผลให้โครงสร้างสามารถรับแรงแผ่นดินไหวได้มากขึ้น การศึกษานี้มีประโยชน์ต่อวิศวกรในการออกแบบโครงสร้างให้สามารถทนทานต่อแรงแผ่นดินไหว โดยการกำหนดค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่เหมาะสมกับระดับความปลอดภัยที่ต้องการ สรุปได้ว่าการศึกษาของ Hirao et al. (1995) แสดงให้เห็นว่าค่าความต้องการกำลังของโครงสร้างจะลดลงเมื่อกำหนดค่าระดับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารสูงขึ้น โดยค่าความต้องการกำลังที่ระดับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร $DI = 0.5$ จะสูงกว่าค่าความต้องการกำลังที่ระดับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร $DI = 0.75$ และ 1.0 การศึกษานี้มีประโยชน์ต่อวิศวกรในการออกแบบโครงสร้างให้สามารถทนทานต่อแรงแผ่นดินไหว

Rajaram และ Usami (1996) ได้ศึกษาค่าความต้องการกำลังสำหรับเสาตอม่อเหล็ก (Thin-Walled Box-Shape Steel Bridge Piers) โดยพิจารณาจากแบบจำลอง Modified Park-Ang Damage Model โดยกำหนดค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร $DI = 0.5, 0.7$, และ 1.0 ผลการศึกษาพบว่าค่าความต้องการกำลังของเสาตอม่อเหล็กจะเพิ่มขึ้นเมื่อกำหนดค่าระดับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารสูงขึ้น โดยค่าความต้องการกำลังที่ระดับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร $DI = 0.5$ จะต่ำกว่าค่าความต้องการกำลังที่ระดับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร $DI = 0.7$ และ 1.0 นอกจากนี้ ผลการศึกษายังพบว่าค่า Ultimate Monotonic Ductility ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญในแบบจำลอง Modified Park-Ang Damage Model จะแปรเปลี่ยนจาก 10 จนถึง 70 ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับรูปร่างของเสาเหล็ก สรุปได้ว่าการศึกษาของ Rajaram และ Usami (1996) แสดงให้เห็นว่าค่าความต้องการกำลังของเสาตอม่อเหล็กจะเพิ่มขึ้นเมื่อกำหนดค่าความปลอดภัย

Damage Index Park-Ang สูงขึ้น การศึกษานี้มีประโยชน์ต่อวิศวกรในการออกแบบเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ต่อม่อเหล็กให้สามารถทนทานต่อแรงแผ่นดินไหว โดยการกำหนดค่าระดับค่าค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ที่เหมาะสมกับระดับความปลอดภัยที่ต้องการ

การออกแบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวโดยใช้หลักการให้ค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ในระดับที่กำหนดไว้โดยค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารนี้หมายถึงค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่โครงสร้างได้รับหลังจากแรงแผ่นดินไหวผ่านพ้นไปแล้ว ซึ่งค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารนี้สามารถกำหนดได้จากแบบจำลองค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร (Damage Index Model) การนำเสนอครั้งแรกในรูปของ Strength Demand โดย Panyakapo และ Warnitchai (1997) โดยใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลายแห่งที่บันทึกบนชั้นดินแข็ง, และชั้นดินอ่อน โดยพิจารณาโครงสร้างเป็น SDOF Lumped Mass Systems ซึ่งมีฐานยึดแน่น

2.5.3 งานวิจัยเกี่ยวกับการพัฒนาค่าช่วยลดกำลัง

การใช้ค่าช่วยลดกำลัง (Strength Reduction) ได้มีการนำเสนอครั้งแรกโดย Newmark และ Hall (1973) จากการที่สังเกตเห็นว่ากราฟของ Inelastic Spectrum และ Elastic Spectrum มีความสัมพันธ์กัน จึงได้เสนอวิธีการสร้าง Inelastic Spectrum ด้วยการลดค่า Elastic Spectrum โดยค่าช่วยลดกำลังนี้เป็นฟังก์ชันกับค่าคาบเวลาการสั่นตามธรรมชาติ T และค่าความเหนียวกำหนดโดยค่าช่วยลดกำลังที่เสนอโดย Newmark และ Hall (1973) นั้นสร้างขึ้นจากข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวเพียงค่าเดียว คือคลื่น El Centro 1940 ซึ่งมีข้อจำกัดของ กราฟค่าช่วยลดกำลังนี้อาจไม่เหมาะสมกับคลื่นแผ่นดินไหวอื่นๆ ที่มีความรุนแรงหรือลักษณะทางธรณีวิทยาที่แตกต่างกัน ต่อมาได้มีการเสนอวิธีการปรับปรุงค่าช่วยลดกำลัง โดยพิจารณาจากข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวเพิ่มเติม เช่น คลื่น El Centro 1971, คลื่น Kobe 1995 และคลื่น Northridge 1994 เป็นต้น การศึกษาเหล่านี้พบว่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังจะแตกต่างกันไปตามลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหว ปัจจุบันค่าช่วยลดกำลังที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวนั้น มักจะสร้างขึ้นจากข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวหลายชุด โดยพิจารณาจากปัจจัยต่างๆ เช่น ความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหว ลักษณะทางธรณีวิทยาของพื้นที่ ประเภทของโครงสร้างและระดับความปลอดภัยที่ต้องการ สรุปได้ว่า ในการใช้ค่าช่วยลดกำลังเป็นแนวทางการออกแบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวที่ได้รับความนิยม เนื่องจากมีความเรียบง่ายและสะดวกในการใช้งาน อย่างไรก็ตามการใช้ค่าช่วยลดกำลังนั้น จำเป็นต้องพิจารณาจากข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่เพียงพอและหลากหลาย เพื่อให้ได้ค่าช่วยลดกำลังที่เหมาะสมกับโครงสร้างและสภาพพื้นที่ของอาคารที่ตั้งอยู่

Riddell และ Newmark (1979) ได้เสนอแบบจำลองสำหรับการสร้างกราฟช่วยลดกำลัง (Strength Reduction Design) ซึ่งสร้างจากการคำนวณทางสถิติ ของ Inelastic Response Spectrum และ Elastic Spectrum โดยคำนวณจากคลื่นแผ่นดินไหวจริงที่บันทึกบนชั้นหินและชั้นดินตะกอนจำนวน 10 คลื่น และใช้ Bilinear Model และ Stiffness Degrading Model เป็น Hysteretic Behavior ของโครงสร้าง ผลการศึกษาพบว่ากราฟช่วยลดกำลังที่สร้างขึ้นจากแบบจำลอง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้เพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อผู้ใดเห็นไปใช้ประโยชน์ในการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

นี้มีความสอดคล้องกับผลการทดลองจริง โดยช่วยลดกำลังจะเพิ่มขึ้นตามค่าคาบเวลาการสั่นตามธรรมชาติ (T) และค่าความเหนียวเป้าหมาย (μ) นอกจากนี้ การศึกษาพบว่าการใช้ EPP Model เป็น Hysteretic Behavior ของโครงสร้าง ให้ผลการคำนวณที่ต่ำกว่าที่ควรจะเป็น (Conservative) โดยสัมประสิทธิ์ลดกำลังที่คำนวณจาก EPP Model จะต่ำกว่าค่าช่วยลดกำลังที่คำนวณจาก Bilinear Model และ Stiffness Degrading Model สรุปได้ว่าการศึกษาของ Riddell และ Newmark (1979) แสดงให้เห็นว่า การใช้ช่วยลดกำลังเป็นแนวทางการออกแบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวที่มีประสิทธิภาพ โดยกราฟสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังที่สร้างขึ้นจากแบบจำลองนี้มีความสอดคล้องกับผลการทดลองจริง อย่างไรก็ตาม การศึกษาพบว่า การใช้ EPP Model เป็น Hysteretic Behavior ของโครงสร้าง ให้ผลการคำนวณที่ต่ำกว่าที่ควรจะเป็น ดังนั้นการออกแบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว ควรพิจารณาจากแบบจำลองความเสียหายที่ถูกต้องเพื่อให้ได้ค่าช่วยลดกำลังที่เหมาะสม

Lai และ Biggs (1980) ได้เสนอแบบจำลองสำหรับการสร้างกราฟช่วยลดกำลัง (Strength Reduction Design) โดยคำนวณจากค่าเฉลี่ยของ inelastic Response Spectrum และ Elastic Spectrum โดยคำนวณจากคลื่นแผ่นดินไหวจริงที่บันทึกบนชั้นหินจำนวน 20 คลื่น และใช้ EPP Model เป็น Hysteretic Behavior ของโครงสร้าง ผลการศึกษาพบว่ากราฟช่วยลดกำลังที่สร้างขึ้นจากแบบจำลองนี้ มีความสอดคล้องกับผลการทดลองจริง โดยค่าช่วยลดกำลังจะเพิ่มขึ้นตามค่าคาบเวลาการสั่นธรรมชาติ (T) และค่าความเหนียวกำหนด (μ) อย่างไรก็ตาม การศึกษานี้มีข้อจำกัดคือ กราฟช่วยลดกำลังที่สร้างขึ้นจากแบบจำลองนี้อาจไม่เหมาะสมกับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมไม่เป็นไปตาม EPP Model เนื่องจาก EPP Model ถือว่าโครงสร้างมีพฤติกรรมเป็นเส้นตรงแบบสมบูรณ์ (Perfectly Elastic) จนกระทั่งถึงจุดคราก (Yield Point) เท่านั้น

Elghadamsi และ Mohraz (1987) แสดงให้เห็นว่ากราฟช่วยลดกำลังของโครงสร้างไม่ได้รับผลกระทบจากการเปลี่ยนสภาพชั้นดินมาก โดยปัจจัยที่มีผลต่อค่าช่วยลดกำลังมากกว่า ลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวและค่าคาบเวลาการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง อย่างไรก็ตาม การศึกษานี้มีข้อจำกัดเพราะใช้ EPP Model เป็น Hysteretic Behavior ของโครงสร้าง ซึ่งมีข้อจำกัดคือ EPP Model ไม่สามารถจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างได้อย่างสมบูรณ์ ดังนั้นการศึกษผลกระทบของสภาพชั้นดินที่มีต่อกราฟช่วยลดกำลัง ควรพิจารณาจากแบบจำลองความเสียหายที่ถูกต้องเพื่อให้ได้ผลการวิจัยที่แม่นยำยิ่งขึ้น

Nassar และ Krawinkler (1991) แสดงให้เห็นว่าในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่เสนอนั้นสามารถนำมาใช้ในการประมาณค่าช่วยลดกำลังได้อย่างแม่นยำ โดยกราฟช่วยลดกำลังไม่ได้รับผลกระทบจากการเปลี่ยน Epicentral Distance และพฤติกรรมของ Stiffness Degrading มาก อย่างไรก็ตาม การศึกษานี้ก็มีข้อจำกัดคือ การใช้ Bilinear และ Stiffness Degrading Model เป็น Hysteretic Behavior ของโครงสร้าง ซึ่งมีข้อจำกัดคือ ไม่สามารถจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างได้

อย่างสมบูรณ์ ดังนั้นการใช้แบบจำลองนี้ควรพิจารณาจากแบบจำลองค่าความปลอดภัยที่ถูกต้อง เพื่อให้ได้ค่าช่วยลดกำลังที่แม่นยำ

Miranda (1993b) ได้ศึกษาผลกระทบของสภาพชั้นดิน (Soil Condition) ที่มีต่อกราฟช่วยลดกำลัง (Strength Reduction Coefficients) โดยศึกษา Inelastic Response Spectrum ที่คำนวณจากคลื่นแผ่นดินไหวจริงที่บันทึกบนชั้นหิน, ชั้นดินตะกอนและชั้นดินอ่อน จำนวน 124 คลื่น และใช้ Bilinear Model เป็น Hysteretic Behavior ของโครงสร้าง ผลการศึกษาพบว่ากราฟช่วยลดกำลังของโครงสร้างที่บันทึกบนชั้นหิน ชั้นดินตะกอนและชั้นดินอ่อนนั้นมีความแตกต่างกัน โดยกราฟช่วยลดกำลังของโครงสร้างที่บันทึกบนชั้นหินจะมีค่าต่ำกว่าโครงสร้างที่บันทึกบนชั้นดินตะกอนและชั้นดินอ่อน และได้เสนอแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับกราฟช่วยลดกำลังสำหรับชั้นหิน ชั้นดินตะกอนและชั้นดินอ่อนตามลำดับ โดยแบบจำลองเหล่านี้เป็นฟังก์ชันกับค่าคาบเวลาการสั่นธรรมชาติ T และค่าความเหนียวกำหนด μ จากกราฟเหล่านี้ สรุปได้ว่าค่าช่วยลดกำลังจะมีค่าเข้าใกล้ 1.0 ในช่วง T ที่สั้นมาก ๆ และจะมีค่าประมาณ 0.5 ในช่วง T ที่ยาว แสดงให้เห็นว่าสภาพชั้นดินมีผลต่อค่าช่วยลดกำลัง โดยโครงสร้างที่บันทึกบนชั้นหินจะมีค่าช่วยลดกำลังที่ต่ำกว่าโครงสร้างที่บันทึกบนชั้นดินตะกอนและชั้นดินอ่อน นอกจากนี้การศึกษายังพบว่าค่าช่วยลดกำลังจะเพิ่มขึ้นตามค่าคาบเวลาการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างและมีค่าเข้าใกล้ 1.0 ในช่วง T ที่สั้นมาก ๆ และจะมีค่าประมาณ 0.5 ในช่วง T ที่ยาว

Riddell (1995) ได้ศึกษาผลกระทบของสภาพชั้นดิน (Soil Condition) ที่มีต่อกราฟการออกแบบ Inelastic Design Spectrum (IDS) โดยศึกษา Inelastic Response Spectrum ที่คำนวณจากคลื่นแผ่นดินไหวจริงที่บันทึกบนชั้นหิน ชั้นดินแข็งและชั้นดินแข็งปานกลาง จำนวน 72 คลื่น และใช้ EPP Model เป็น Hysteretic Behavior ของโครงสร้าง ผลการศึกษาพบว่ากราฟ IDS ของโครงสร้างที่บันทึกบนชั้นหิน ชั้นดินแข็งและชั้นดินแข็งปานกลางนั้นมีความแตกต่างกัน โดยกราฟ IDS ของโครงสร้างที่บันทึกบนชั้นหินจะมีค่าต่ำกว่าโครงสร้างที่บันทึกบนชั้นดินแข็งและชั้นดินแข็งปานกลาง แสดงให้เห็นว่าสภาพชั้นดินมีผลต่อค่ากราฟ IDS โดยโครงสร้างที่บันทึกบนชั้นหินจะมีค่ากราฟ IDS ที่ต่ำกว่าโครงสร้างที่บันทึกบนชั้นดินแข็งและชั้นดินแข็งปานกลาง นอกจากนี้การศึกษายังพบว่าค่ากราฟ IDS จะเพิ่มขึ้นตามค่าคาบเวลาการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้างและมีค่าที่สูงกว่าวิธีที่ 1 ทั้งนี้เนื่องจากวิธีการแรกต้องคำนวณหาค่าช่วยลดกำลังจากอัตราส่วนของค่าโดยประมาณ 2 ค่าคือ Elastic Design Spectrum และ Inelastic Design Spectrum

Lee et al. (1999) ได้ศึกษาผลกระทบของพฤติกรรมโครงสร้าง Hysteretic Behavior ที่มีต่อกราฟช่วยลดกำลัง (Strength Reduction Coefficient) แสดงให้เห็นว่า พฤติกรรมโครงสร้าง Hysteretic Behavior มีผลต่อค่าช่วยลดกำลัง โดยโครงสร้างที่มีพฤติกรรม Hysteretic Behavior ที่รุนแรง เช่น โครงสร้างที่มี Strength Degradation, Stiffness Degradation, และ Pinching สูง จะ

มีค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังที่ต่ำกว่าโครงสร้างที่มีพฤติกรรม Hysteretic Behavior ที่อ่อนไหว เช่น โครงสร้างที่มี Strength Degradation, Stiffness Degradation, และ Pinching ต่ำ

2.6 สรุปผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

จากการศึกษาของนักวิจัยต่างๆ นั้นเป็นการนำเสนอแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับค่าช่วยลดกำลัง โดยใช้หลักการออกแบบพื้นฐานจากแนวความคิดคือ ค่าความเหนียวคงที่ และ ผลการวิจัยของ Warnitchai และ Panyakapo (1997) ก็ได้ชี้ให้เห็นว่าแนวทางการออกแบบด้วยวิธี Yield Strength Demand ใช้ไม่ได้จริงกับชั้นดินอ่อน เนื่องจากการเคลื่อนตัวที่กลับไปกลับมาของตัวโครงสร้างอาคาร เมื่อได้รับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวแล้วค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang DI มีค่าสูงมากกว่า 1.0 โดยในการศึกษาวิจัยครั้งนี้จึงต้องการพัฒนาการออกแบบอาคารพนักอิฐก่อโดยประยุกต์ใช้ค่าช่วยลดกำลังกับการออกแบบด้วยวิธีใช้ค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang เพื่อช่วยให้การออกแบบโครงสร้างอาคารพนักอิฐก่อสามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวได้ด้วยค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่เหมาะสมและปลอดภัยกว่าวิธีการออกแบบ Yield Strength Demand ซึ่งเรียกว่า Strength Reduction Coefficients Design โดยใช้ค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang, $DI=0.2-1.0$ ซึ่งนำเสนออยู่ในรูปของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง ต่อจากนั้นจะนำกราฟแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ในการออกแบบโครงสร้างอาคารพนักอิฐก่อนี้ไปตรวจสอบเพื่อให้มั่นใจได้ว่าสามารถให้ค่าการออกแบบโครงสร้างอาคารพนักอิฐก่อเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวด้วยวิธีใช้ค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ที่ปลอดภัยเพียงพอ

บทที่ 3

วิธีดำเนินการวิจัย

3.1 รูปแบบการวิจัย

การวิจัยนี้จะเป็นการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Park-Ang เพื่อให้ได้แรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่เหมาะสม โดยจะนำกำลังแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear จาก Park-Ang Damage Index Model ผสมผสานกับการออกแบบด้วยวิธีกำลังวัสดุ Strength Demand Design ที่คำนวณได้มาทำการลดกำลังลงโดยการประเมินค่าช่วยลดกำลังจากสัมประสิทธิ์ตัวแปรที่มีความเกี่ยวข้องกับ การออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ได้แก่ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมจากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 โดยจำแนกข้อมูลสำหรับการสร้าง Park-Ang Damage Index Model ด้วยสภาพทางธรณีวิทยาที่แตกต่างกัน แล้วจึงมาทำการคำนวณด้วยวิธี Static Analysis วิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ Seismostruct 2023 นำผลจากการคำนวณวิเคราะห์กำลังที่ได้มาขยายกำลังกับค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ที่กำหนดเพื่อให้เกิดความปลอดภัยในการนำแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่ได้ไปออกแบบชิ้นส่วนของโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐ นำผลลัพธ์จากการคำนวณวิเคราะห์ที่ได้ลดกำลังทุกๆขั้นตอน ในงานวิจัยนี้ไปเขียนเป็นกราฟเพื่อช่วยให้สะดวกในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวต่อไป ต่อจากนั้นจะนำกราฟแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่ทำการลดกำลังลงในการออกแบบนี้ไปตรวจสอบเพื่อให้มั่นใจว่าสามารถใช้ค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวที่ปลอดภัยเพียงพอ

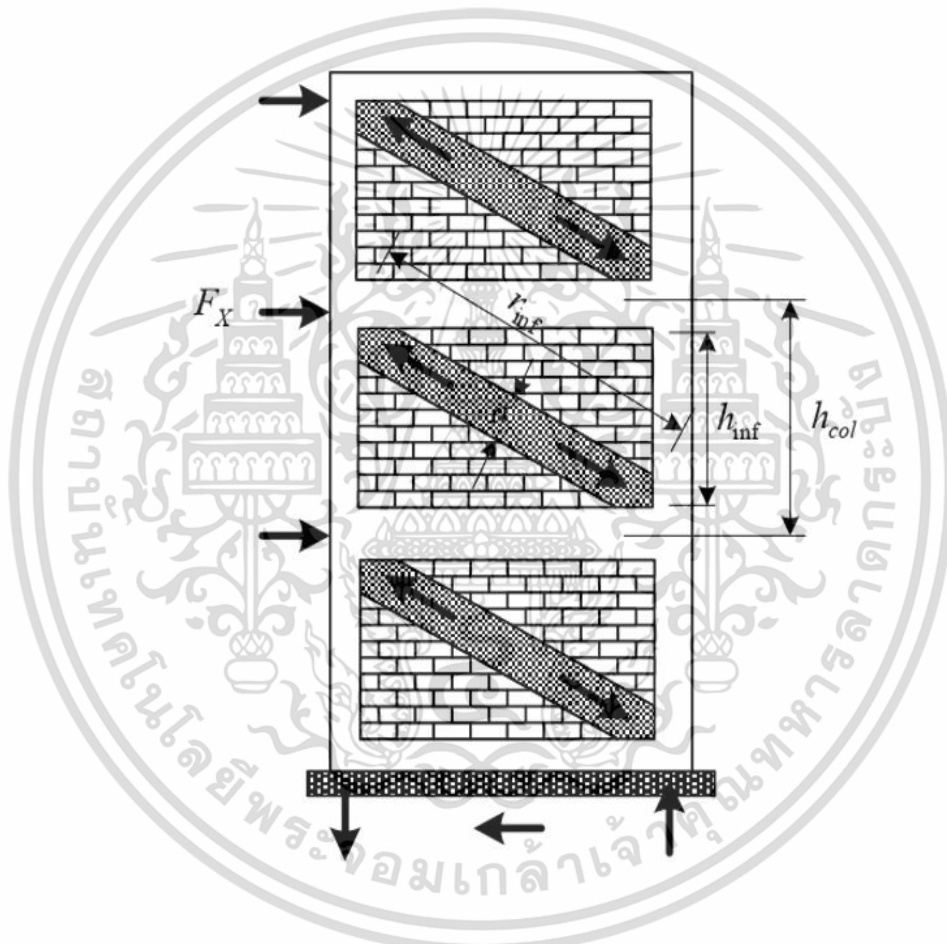
3.2 กำแพงอิฐก่อหรือกำแพงอิฐบล็อก (Infilled Masonry Walls)

การวิเคราะห์และออกแบบอาคารที่ใช้โครงต้านแรงดัดคอนกรีตที่มีผนังอิฐก่อ เป็นระบบโครงสร้างหลักในการต้านทานแรงด้านข้าง ควรพิจารณาถึงปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงอาคารและผนังก่อ โดยเฉพาะผลกระทบต่อความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้างที่เกิดจากผนังอิฐก่อ และต้องพิจารณารูปแบบการวิบัติที่เป็นไปได้จากการรับแรงแบบต่าง ๆ เช่น แรงดัด แรงเฉือน การยึดเหนี่ยวและการฝังของเหล็กเสริม หรือการวิบัติจากการถูกอัด (Crushing) ของผนัง รวมถึงแรงปฏิสัมพันธ์ (Interactive Force) ระหว่างโครงอาคารและผนัง

ในกรณีที่มีความจำเป็นต้องพิจารณาปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงอาคารและผนังก่อ สำหรับโครงต้านแรงดัดคอนกรีตที่มีผนังที่อาจเกิดการแตกร้าว เมื่อได้รับแรงกระทำทางด้านข้างที่ใช้ออกแบบ เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สามารถใช้แบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า (Equivalent Compression Strut) ซึ่งมีส่วนของเสาทำหน้าที่เป็นชิ้นส่วนแนวตั้ง ส่วนของคานทำหน้าที่เป็นชิ้นส่วนแนวนอน และส่วนของผนังหล่อที่จำลองเป็นค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า ข้อกำหนดสำหรับวิธีการจำลองด้วยค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า ให้เป็นไปตามรูปที่ 3.1 หรือตามที่มีระบุในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61

สำหรับโครงสร้างต้านแรงดัดที่ไม่ได้ใช้ร่วมกำแพงรับแรงเฉือน ในกรณีที่ไม่ได้ใช้การวิเคราะห์แบบละเอียดด้วยแบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า ต้องออกแบบโครงสร้างให้สามารถป้องกันรูปแบบการวิบัติแบบพังทลาย (Collapse Prevention) อันเกิดจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงอาคารและผนังอิฐก่อ ตามข้อกำหนดขั้นต่ำสำหรับป้องกันรูปแบบการวิบัติแบบพังทลาย



รูปที่ 3.1 ตัวอย่างค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า มยผ.1301/1302-61

กำลังต้านทานแรงของผนังอิฐก่อ สามารถหาได้จากการทดสอบโดยทำการเตรียมตัวอย่างทดสอบจากผนังอิฐก่อของอาคารในลักษณะปริซึมอิฐก่อ นำมารับแรงอัดตามแนวแกนหรือรับแรงเฉือน โดยรายละเอียดการทดสอบให้เป็นไปตามมาตรฐานที่เกี่ยวข้อง หากไม่มีผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงของอิฐก่อ ให้ใช้ค่าคุณสมบัติวัสดุตามที่กำหนดในตารางที่ 3.1

ชั้นคุณภาพของผนังอิฐก่อสามารถจำแนกได้ ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- (1) อิฐที่ใช้มีคุณสมบัติวัสดุเป็นไปตามมาตรฐานอุตสาหกรรม มีการควบคุมขั้นตอนการก่อสร้างจัดเป็นผนังอิฐก่อคุณภาพดี
- (2) ผนังอิฐก่อที่ปูนก่อและอิฐก่ออยู่ในสภาพสมบูรณ์ จัดเป็นผนังอิฐก่อคุณภาพทั่วไป

ตารางที่ 3.1 ค่ากำลังต้านทานแรงอัด (f'_m) ของผนังอิฐก่อ

ผนังอิฐก่อ (พร้อมฉาบ)	คุณภาพของผนังอิฐก่อ (เมกะปาสกาล)	
	คุณภาพดี	คุณภาพทั่วไป
อิฐมอญ	ตามที่ระบุในมาตรฐาน มอก แต่ไม่น้อยกว่า 8 MPa	6 MPa
อิฐบล็อก	ตามที่ระบุในมาตรฐาน มอก แต่ไม่น้อยกว่า 8 MPa	6 MPa
อิฐมวลเบา	ตามที่ระบุในมาตรฐาน มอก หรือตามผู้ผลิต แต่ไม่น้อยกว่า 3.5 MPa	3 MPa

3.3 ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหว

เมื่อเกิดแผ่นดินไหวขึ้นนั้นจะมีแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวส่งผลกระทบต่ออาคารต่าง ๆ ที่ในบริเวณใกล้เคียง โดยอาคารที่ได้รับผลกระทบจากแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวนั้นจะได้รับความรุนแรงที่ต่างกัน โดยจะขึ้นอยู่กับปัจจัยมากมายหลายอย่าง ได้แก่ ความรุนแรงของแผ่นดินไหว คาบเวลาของการการสั่นของโครงสร้างอาคาร ค่าความหน่วงของอาคาร และปัจจัยประกอบอื่น ๆ ซึ่งในความรุนแรงของแผ่นดินไหวจะส่งผลกระทบต่อตัวโครงสร้างอาคารนั้นจะแสดงอยู่ในรูปของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม ซึ่งเป็นค่าบนพื้นดินและมีค่าแปรเปลี่ยนไปตามคาบการสั่นและค่าความหน่วงของอาคาร

ในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีค่าความหน่วงลดลงเมื่ออาคารมีความสูงเพิ่มขึ้น สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงไม่เกิน 60 เมตร ให้ใช้ค่าอัตราส่วนความหน่วงไม่เกินร้อยละ 5 ส่วนในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงเกินมากกว่า 60 เมตร ขึ้นไป ให้ใช้ค่าความหน่วงไม่เกินร้อยละ 2.5 และในอาคารที่ก่อสร้างโดยใช้โครงสร้างเหล็กเป็นวัสดุหลักให้ใช้ค่าความหน่วงไม่เกินร้อยละ 2.5 ซึ่งในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ได้กำหนดไว้เพื่อให้วิศวกรนั้นนำไปใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวตามข้อกำหนดของกฎหมาย

เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวแต่ละพื้นที่มีลักษณะที่ไม่เท่ากัน ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว, ระยะห่างจากศูนย์กลางที่เกิดแผ่นดินไหว, เส้นทางการเดินทางของคลื่นแผ่นดินไหว,

และสภาพของธรณีวิทยาที่ไม่เหมือนกัน Seed และ Idris (1981), Rahnama และ Krawinkler

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่ออนุญาตให้เผยแพร่โดยเว็บไซต์ทางการศึกษา
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(1993) เสนอว่าสภาพของธรณีวิทยาที่แตกต่างกันจะผลต่อขนาด Amplitude, ความถี่ (Frequency Content), และระยะเวลาการสั่นสะเทือนของพื้นดิน ซึ่งองค์ประกอบเหล่านี้มีผลต่อขนาดและรูปร่างของกราฟ Design Spectrum ดังนั้น มาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 จึงจำแนกชั้นดินออกได้เป็น 2 กลุ่มใหญ่ คือ 1) สภาพชั้นดินแข็ง (Rock Soil Sites) โดยแสดงในตารางที่ 3.2 ส่วน 2) สภาพชั้นดินอ่อน (Soft Soil Sites) และตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.2 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบสั้น 0.2 วินาที (S_s) และ ที่คาบ 1 วินาที (S_1)

ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาของแต่ละจังหวัดตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61

จังหวัด	อำเภอ	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (g)	
		S_s	S_1
กระบี่	อ่าวลึก	0.267	0.110
กาญจนบุรี	ด่านมะขามเตี้ย	0.862	0.316
กาฬสินธุ์	ท่าคันโท	0.070	0.033
กำแพงเพชร	คลองลาน	0.496	0.104
ขอนแก่น	ภูผาม่าน	0.110	0.038
จันทบุรี	แก่งหางแมว	0.049	0.033
ฉะเชิงเทรา	แปลงยาว	0.089	0.042
ชลบุรี	เกาะสีชัง	0.153	0.056
ชัยนาท	วัดสิงห์	0.207	0.083
ชุมพร	ละแม	0.188	0.082
เชียงราย	แม่จัน	1.022	0.306
เชียงใหม่	เชียงดาว	1.019	0.266
ตรัง	ย่านตาขาว	0.216	0.092
ตราด	เกาะช้าง	0.038	0.029
ตาก	ท่าสองยาง	0.733	0.185
นครปฐม	กำแพงแสน	0.279	0.101
นครพนม	ท่าอุเทน	0.307	0.064
นครราชสีมา	ปากช่อง	0.048	0.036
นครศรีธรรมราช	เมืองนครศรีธรรมราช	0.201	0.072
นครสวรรค์	แม่เปิน	0.518	0.155
นราธิวาส	ศรีสาคร	0.063	0.062

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

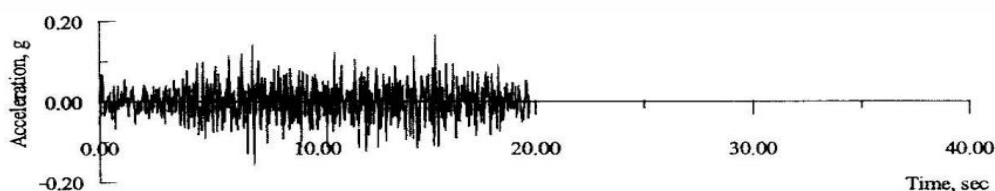
ตารางที่ 3.2 (ต่อ) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบสั้น 0.2 วินาที (S_5) และ ที่คาบ 1 วินาที (S_1) ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาของแต่ละจังหวัดตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61

จังหวัด	อำเภอ	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (g)	
		S_5	S_1
น่าน	ปัว	0.924	0.236
บึงกาฬ	บุงคล้า	0.330	0.075
บุรีรัมย์	บ้านโหมไชยพจน์	0.041	0.027
ประจวบคีรีขันธ์	สามร้อยยอด	0.290	0.087
ปราจีนบุรี	ศรีมโหสถ	0.061	0.038
ปัตตานี	โคกโพธิ์	0.065	0.066
พระนครศรีอยุธยา	บางซ้าย	0.160	0.073
พะเยา	แม่ใจ	0.797	0.156
พังงา	คุระบุรี	0.323	0.116
พัทลุง	กงหรา	0.078	0.085
พิจิตร	วชิรบำรุง	0.192	0.070
พิษณุโลก	ชาติตระการ	0.418	0.096
เพชรบุรี	แก่งกระจาน	0.290	0.111
เพชรบูรณ์	หล่มเก่า	0.205	0.054
แพร่	วังชิ้น	1.086	0.275
ภูเก็ต	ถลาง	0.313	0.129
มหาสารคาม	ชื่นชม	0.053	0.030
มุกดาหาร	หว้านใหญ่	0.062	0.029
แม่ฮ่องสอน	ปางมะผ้า	0.962	0.227
ยโสธร	กุดชุม, ไทยเจริญ	0.041	0.025
ยะลา	เบตง	0.078	0.076
ร้อยเอ็ด	เมยวดี	0.046	0.027
ระนอง	สุขสำราญ	0.355	0.112
ระยอง	ปลวกแดง	0.118	0.042
ราชบุรี	จอมบึง	0.498	0.179
ลพบุรี	ท่าวัง	0.107	0.060
ลำปาง	สบปราบ	0.935	0.264

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 3.2 (ต่อ) ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบสั้น 0.2 วินาที (S₅) และ ที่คาบ 1 วินาที (S₁) ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาของแต่ละจังหวัดตามมาตรฐาน มยผ. 1301/1302-61

จังหวัด	อำเภอ	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (g)	
		S ₅	S ₁
เลย	นาแห้ว	0.390	0.087
ศรีสะเกษ	ศีลาลาด	0.036	0.024
สกลนคร	คำตากล้า	0.176	0.048
สงขลา	สะเดา	0.079	0.084
สตูล	ละงู	0.092	0.096
สระแก้ว	เขาฉกรรจ์	0.043	0.031
สระบุรี	หนองโดน	0.090	0.054
สิงห์บุรี	บางระจัน	0.127	0.065
สุพรรณบุรี	ด่านช้าง	0.494	0.146
สุราษฎร์ธานี	พนม	0.291	0.098
สุรินทร์	ชุมพลบุรี	0.037	0.025
หนองคาย	โพนพิสัย	0.218	0.052
หนองบัวลำภู	สุวรรณคูหา	0.198	0.050
อ่างทอง	สามโก้	0.151	0.071
อำนาจเจริญ	ชานุมาน	0.043	0.025
อุดรธานี	เพ็ญ	0.254	0.057
อุดรดิษฐ์	ตรอน	0.684	0.167
อุทัยธานี	ห้วยคต	0.379	0.123
อุบลราชธานี	เขมราฐ	0.039	0.024



รูปที่ 3.2 ตัวอย่างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในสภาพธรณีวิทยาชั้นดินแข็ง (คลื่นสั้น)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 3.3 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับพื้นที่ 10 โซนต่าง ๆ (ค่าความหน่วง 5.0%)
ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ มยผ.1301/1302-61

โซน \ S_a	S_{Ds} (0.2 s)	S_a (0.5 s)	S_{D1} (1.0 s)	S_a (2.0 s)	S_a (3.0 s)
1	0.360	0.360	0.181	0.085	0.041
2	0.352	0.352	0.193	0.151	0.084
3	0.262	0.262	0.265	0.166	0.085
4	0.287	0.287	0.207	0.163	0.078
5	0.191	0.191	0.199	0.168	0.094
6	0.272	0.272	0.154	0.150	0.077
7	0.246	0.246	0.181	0.132	0.084
8	0.162	0.162	0.075	0.041	0.025
9	0.214	0.214	0.156	0.107	0.048
10	0.179	0.179	0.049	0.035	0.023

ตารางที่ 3.4 พื้นที่ 10 โซนต่าง ๆ ของแอ่งกรุงเทพซึ่งเป็นชั้นดินอ่อน

โซน	พื้นที่
โซน 1	จังหวัดเพชรบุรี - อ.เขาย้อย จังหวัดราชบุรี - อ.ปากท่อ - อ.วัดเพลง - อ.เมืองราชบุรี
โซน 2	จังหวัดราชบุรี - อ.ดำเนินสะดวก - อ.บางแพ จังหวัดนครปฐม - อ.สามพราน - อ.พุทธมณฑล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

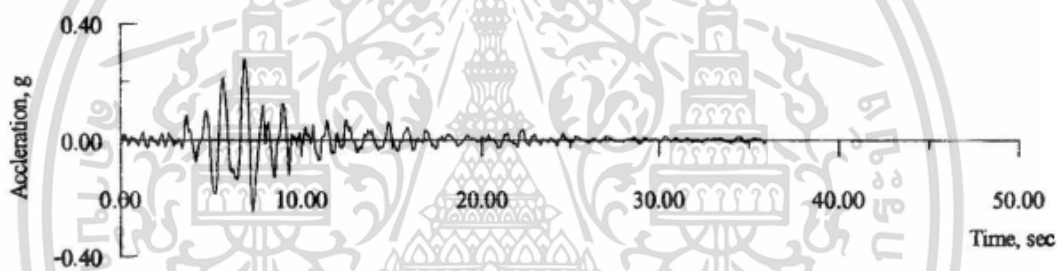
ตารางที่ 3.4 (ต่อ) พื้นที่ 10 โซนต่าง ๆ ของแอ่งกรุงเทพซึ่งเป็นชั้นดินอ่อน

โซน 3	จังหวัดสมุทรสาคร (ทั้งจังหวัด) จังหวัดสมุทรสงคราม (ทั้งจังหวัด)
โซน 4	จังหวัดนนทบุรี (ทั้งจังหวัด)
โซน 5	จังหวัดกรุงเทพมหานคร (ทั้งจังหวัด) จังหวัดสมุทรปราการ (ทั้งจังหวัด)
โซน 6	จังหวัดพระนครศรีอยุธยา - อ.ลาดบัวหลวง - อ.บางไทร - อ.บางปะอิน - อ.วังน้อย - อ.เสนา - อ.อุทัย - อ.ท่าเรือ - อ.บางบาล - อ.เมืองพระนครศรีอยุธยา
โซน 7	จังหวัดปทุมธานี (ทั้งจังหวัด)
โซน 8	จังหวัดนครนายก - อ.บ้านนา - อ.ปากพลี - อ.เมืองนครนายก
โซน 9	จังหวัดนครนายก - อ.องครักษ์ จังหวัดปราจีนบุรี - อ.บ้านสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 3.4 (ต่อ) พื้นที่ 10 โซนต่าง ๆ ของแองกรงเทพซึ่งเป็นชั้นดินอ่อน

โซน 9	จังหวัดฉะเชิงเทรา - อ.บางน้ำเปรี้ยว - อ.บางคล้า - อ.ราชสาสน์ - อ.คลองเขื่อน - อ.บ้านโพธิ์ - อ.บางปะกง - อ.เมืองฉะเชิงเทรา
โซน 10	จังหวัดชลบุรี - อ.พานทอง - อ.เมืองชลบุรี



รูปที่ 3.2 ตัวอย่างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในสภาพธรณีวิทยาชั้นดินอ่อน (คลื่นยาว)

3.4 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

3.4.1 การดำเนินงานวิจัยนี้ใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวจากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (Maximum Considered Earthquake) ที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_0) และ คาบการสั่น 1 วินาที (S_1) ในจังหวัดต่าง ๆ ทั่วประเทศไทย ที่ทำการบันทึกข้อมูลจากการตรวจวัดคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความเร็วคลื่นเฉือนโดยเฉลี่ยจากผิวดินถึงความลึก 30 เมตร (\bar{v}_s) เท่ากับ 760 เมตรต่อวินาที จำแนกเป็นกลุ่มตามลักษณะสภาพของชั้นดินเป็น 2 กลุ่มใหญ่ คือ (1) สภาพชั้นดินแข็ง (Rock Sites) (2) สภาพชั้นดินอ่อน (Soft Soil Sites)

3.4.2 สร้าง Elastic Design และ Inelastic Design สำหรับค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang DI 0.2-1.0 เพื่อการออกแบบโครงสร้างอาคารบนชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อน โดยใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้จากตารางที่ 3.2-3.4 มาทำการคำนวณและโครงสร้างนี้จะสมมติเป็น

Single-Degree-Of-Freedom (SDOF) มีฐานยึดแน่น Lumped Mass Systems วิธีการคำนวณจะ
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อนุญาดให้หาไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ใช้ Static Time-History Analysis ใช้พฤติกรรมการเสียรูปของโครงสร้างอาคาร Hysteretic Behavior แบบ Material Model สำหรับวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก มี Park-Ang Damage Model เป็นแบบจำลองในการคำนวณค่า Yield Strength Demand สำหรับค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang DI 0.2-1.0

3.4.3 สร้างกราฟค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังกับการออกแบบด้วยวิธีค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang โดยการคำนวณจากค่า Yield Strength Demand ของ Elastic Design และ Inelastic Design ที่ค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ในโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐที่กำหนด คือ DI = 0.2-1.0 และที่ค่าความเหนียวของโครงสร้าง $\mu = 2, 4, 6$ สำหรับโครงสร้างตั้งอยู่บนชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อน

3.4.4 วิเคราะห์หาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังของ Yield Strength Demand สำหรับค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang และแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับการคำนวณกับค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang DI 0.2-1.0

3.4.5 ทำการตรวจสอบเพื่อให้มั่นใจได้ว่ากราฟการออกแบบนี้สามารถให้ค่าการออกแบบที่ปลอดภัยเพียงพอ โดยวิธีการวิเคราะห์แบบ Pushover Analysis อีกครั้งหนึ่ง เมื่อได้แรงเฉือนที่ฐาน Base Shear จากการลดกำลังลงจากการคำนวณในงานวิจัยนี้ โครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐจะต้องเคลื่อนตัวอยู่ในเกณฑ์ที่ปลอดภัยและต้องไม่พังทลาย โดยค่า DI ไม่เกิน 1.0 จึงจะยืนยันได้ว่ากราฟแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear จากการลดกำลังลงในการออกแบบนี้สามารถนำไปใช้งานได้จริง

3.5 เครื่องมือการวิจัย

เครื่องมือที่ใช้ในการทำวิจัยมีดังนี้คือ

3.5.1 เครื่องคอมพิวเตอร์ รุ่น Asus 144 Hz Core i7 ใช้ในการประมวลผลโปรแกรมคอมพิวเตอร์ Seismostruct 2023 สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี Static Time-History Analysis กับคลื่นแผ่นดินไหวที่เก็บรวบรวมของ มยพ.1301-1302/61

3.5.2 โปรแกรมการวิเคราะห์ทางสถิติ Excel ซึ่งใช้สำหรับ Windows มาช่วยในการวิเคราะห์เพื่อหาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์และสร้างกราฟการออกแบบที่เหมาะสม

3.5.3 เครื่องพิมพ์รุ่น EPSON 1300 ใช้ในงานพิมพ์รายงาน

3.5.4 Hard Drive เพื่อทำการเก็บสำรองข้อมูลไม่ให้สูญหาย

3.6 ลักษณะที่สำคัญของคลื่นแผ่นดินไหว

ลักษณะคลื่นแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบจากการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวไปยังธรณีวิทยา ลักษณะเป็นชั้นดินแข็งจะมีลักษณะกระจายไม่เป็นระเบียบ (Random Type) ซึ่งไม่มีค่าความถี่สำคัญ (Predominant Frequency) ที่ชัดเจนและระยะเวลาของคลื่นค่อนข้างสั้น ซึ่งต่างกับกลุ่มของคลื่นเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สวอนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยามให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับธรณีวิทยาที่มีลักษณะชั้นดินอ่อน อันมีลักษณะเป็นระเบียบ (Periodic Type) และระยะเวลาของคลื่นค่อนข้างยาว

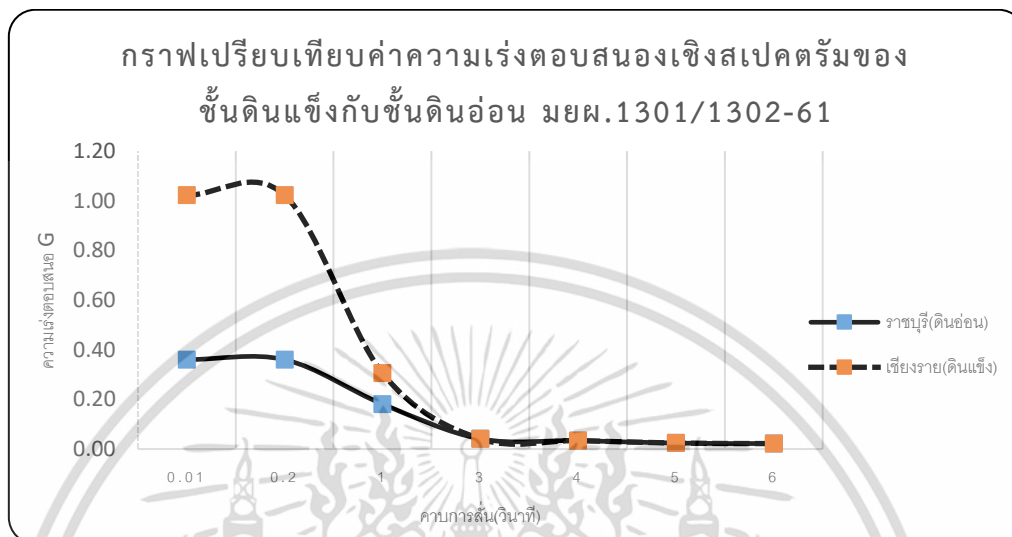
ลักษณะคลื่นแผ่นดินไหวที่ต่างกันนี้เป็นเหตุให้ความรุนแรงของแรงสั่นสะเทือนต่ออาคารไม่เท่ากัน ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญคือ ค่าความเร่งตอบสนองสูงสุดของพื้นดิน, ระยะเวลาของการสั่นของพื้นดิน, และคาบการสั่นสำคัญของพื้นดิน พารามิเตอร์เหล่านี้จะมีส่วนช่วยในการอธิบายพฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อถูกกระทำจากแรงแผ่นดินไหว

3.6.1 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสูงสุดของพื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA)

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสูงสุดของพื้นดิน (PGA) เป็นพารามิเตอร์ที่นิยมใช้ชี้ขนาดความรุนแรงของแผ่นดินไหวแต่ละครั้งที่วัดในแต่ละบริเวณ ทั้งนี้เนื่องจากแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลสูงสุดที่กระทำต่อโครงสร้างจะมีค่าเท่ากับมวลสารของระบบโครงสร้างคูณด้วยค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสูงสุดของพื้นดิน (PGA) ของคลื่นแผ่นดินไหวจากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ซึ่งใช้ความน่าจะเป็นที่จะเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับที่พิจารณา (Probability of Exceedance) เท่ากับร้อยละ 2 ในช่วงเวลา 50 ปี การสั่นไหวของพื้นดินที่ถูกคัดเลือกมาจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาดไกลของแหล่งกำเนิด ระยะห่างจากแหล่งกำเนิดและระดับความรุนแรงของการสั่นไหวสอดคล้องกับแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดในการออกแบบ (Maximum Considered Earthquake, MCE) หลายลักษณะ เนื่องจากลักษณะเหตุการณ์ที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างคาบเวลาในการสั่นที่ยาว โหมดพื้นฐานและคาบสั่นโหมดสูง ๆ อาจมาจากเหตุการณ์ที่มีลักษณะแตกต่างกัน เช่น แผ่นดินไหวที่มีขนาดใหญ่ระยะไกลจะมีผลกระทบต่อโครงสร้างคาบของการสั่นที่ยาว ในขณะที่แผ่นดินไหวขนาดเล็กระยะใกล้จะมีผลกระทบต่อโครงสร้างคาบของการสั่นที่สั้น ข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินที่เหมาะสมแก่การวิเคราะห์โครงสร้างที่มีคาบของการสั่นที่ไม่เหมือนกัน เรียกว่า (Conditional Mean Spectrum Ground Motions, CMS) ซึ่งคาบการสั่นของโครงสร้างอาคารที่พิจารณา เรียกว่า (Conditioned Period) ให้พิจารณาใช้ข้อมูลอย่างน้อย 3 กลุ่ม ซึ่งสองกลุ่มแรกสอดคล้องกับคาบ Conditioned Period ที่ 0.2 และ 3.0 วินาที กลุ่มที่เหลือสอดคล้องกับคาบ Conditioned Period ที่คาดว่าจะทำให้โครงสร้างผลการตอบสนองที่วิกฤตที่สุด ในแต่ละกลุ่มให้ประกอบด้วยข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดิน 2 ชุดเป็นอย่างน้อย ซึ่งแต่ละชุดประกอบด้วยคู่ของความเร่งของพื้นดินในแนวราบสองทิศทางที่ตั้งฉากกัน การสั่นไหวถูกคูณปรับค่าให้ค่าสเปกตรัมการตอบสนองกับคาบที่พิจารณา (Conditioned Period) มีค่าเท่ากับสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบ ในการนำค่าการตอบสนองไปใช้ในการออกแบบหรือตรวจสอบเทียบกับเกณฑ์ที่ยอมให้ ให้พิจารณาผลที่เกิดจากการใช้ชุดข้อมูลการสั่นไหวที่สอดคล้องกับ Conditioned Period หลาย ๆ ค่าเพื่อให้ครอบคลุมลักษณะเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลายแบบที่จะมีผลกระทบต่อโหมดพื้นฐานและโหมดอื่น ๆ ที่สูงขึ้นไปและให้นำค่าการตอบสนองสูงสุดจากการใช้ชุดข้อมูลการสั่นไหวที่ Conditioned Period ต่าง ๆ ไปพิจารณา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

นี้ซึ่งแสดงในตารางที่ 3.2-3.4 และยังเขียนเปรียบเทียบตามสภาพธรณีวิทยาของชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนดังแสดงในรูปที่ 3.4 ซึ่งจะสังเกตได้ว่าค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสูงสุดของพื้นดิน (PGA) ในกรณีสภาพชั้นดินแข็งและสภาพชั้นดินอ่อน



รูปที่ 3.4 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสูงสุดสำหรับสภาพชั้นแข็งและชั้นดินอ่อนต่าง ๆ

แต่ค่าพารามิเตอร์ PGA อาจจะไม่ใช่ว่าเป็นตัวชี้วัดที่เหมาะสมในการชี้วัดศักยภาพในการทำลายของแรงแผ่นดินไหว (Damage Potential) ทั้งนี้ Uang และ Bertero (1988a) ได้ชี้ว่าลักษณะลองของคลื่นแผ่นดินไหวอย่างอื่นจะมีบทบาทที่สำคัญในการกำหนดศักยภาพในการทำลายของแรงแผ่นดินไหว ลักษณะเหล่านี้ประกอบด้วยระยะเวลาการเกิดแผ่นดินไหว, คาบเวลาในการสั่นของพื้นดิน, ความถี่ของคลื่น, และพลังงานที่กระจายสู่โครงสร้างอาคาร ซึ่งจะสังเกตได้ว่าความเสียหายและการแตกหักของโครงสร้างอาคารภายหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลาย ๆ แห่งไม่ได้สอดคล้องกับค่า PGA ตัวอย่างเช่น ค่า PGA ของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ประเทศเม็กซิโกเมื่อปี ค.ศ. 1985 (SCT Station) มีค่าเพียง 0.17g (g = ค่าแรงโน้มถ่วงของโลก) แต่ความเสียหายของอาคารมีความรุนแรงยิ่งกว่าความเสียหายที่สำรวจพบจากแผ่นดินไหวที่ประเทศซานซาลวาดอร์เมื่อปี ค.ศ. 1986 ซึ่งมีค่า PGA วัดได้เกินกว่า 0.6g การสังเกตในทำนองเดียวกันนี้ก็มีกรณีค้นพบโดย Park และคณะ (1985b), Fajfar และคณะ (1990), และ Decanini กับ Gavarini (1992)

3.6.2 ระยะเวลาในการสั่นรุนแรงของพื้นดิน (Duration of Strong Ground Motion, T_d)

ระยะเวลาในการสั่นรุนแรงของพื้นดินมีนักวิจัยหลายคนเสนอไว้ ในที่นี้จะนำนิยามที่เสนอโดย Trifunac และ Brady (1975) มาใช้เนื่องจากเป็นที่มั่นใจและนำมาใช้กันอย่างแพร่หลาย Uang และ Bertero (1988a), Fajfar (1990) อีกทั้งง่ายในการคำนวณ ซึ่งแสดงในสมการ 3.1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$T_d = t_{0.95} - t_{0.05} \quad (3.1)$$

โดยที่ T_d = ระยะเวลาของการสั่นรุนแรงของพื้นดิน $t_{0.05}$, $t_{0.95}$ = เวลาที่ค่าอินทิเกรชันของ Arias intensity, I_a , ถึง 5% และ 95% ตามลำดับ ค่า Arias intensity, I_a มีนิยามดังนี้ (Arias, 1970):

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{T_d} \ddot{u}_g^2(t) dt \quad (3.2)$$

โดยที่ t_d และ \ddot{u}_g เป็นระยะเวลาทั้งหมดและค่าอัตราเร่งของพื้นดินเนื่องจากแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ตามลำดับ

ระยะเวลาของการสั่นรุนแรงของพื้นดิน T_d สำหรับกลุ่มตัวอย่างคลื่นแผ่นดินไหวในอดีตที่คัดเลือกมานำมาแสดงในตารางที่ 3.4-3.5 โดยระยะห่างของศูนย์กลางแผ่นดินไหวดังแสดงในรูปที่ 3.4 ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าค่า T_d ขึ้นกับระยะห่างของศูนย์กลางแผ่นดินไหว ซึ่งค่า T_d จะเพิ่มมากขึ้นเมื่อระยะห่างของศูนย์กลางแผ่นดินไหวไกลมากขึ้น ซึ่งค่าเฉลี่ยของ T_d สำหรับสภาพชั้นดินแข็งเท่ากับ 14.26 และ 12.91 วินาที ตามลำดับ และสำหรับในกรณีชั้นดินอ่อนค่าเฉลี่ยของ T_d เท่ากับ 31.21 วินาที จากรูปที่ 3.5 จะพบว่าค่าระยะเวลา T_d สำหรับในกรณีชั้นดินอ่อนคาบการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวจะยาวกว่าคาบการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวของสภาพชั้นดินแข็งและมีความรุนแรงมากกว่า เช่น เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ประเทศเม็กซิโกเมื่อปี ค.ศ.1985 และเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ประเทศชิลีเมื่อปีค.ศ.1985 มีส่วนส่งผลให้เกิดความเสียหายสะสม (Cumulative Damage) ต่อโครงสร้างอาคารสูงกว่าเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่อื่น Paulay และ Priestley (1992), Meli และ Avila (1989)

ตารางที่ 3.5 คลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกสำหรับสภาพชั้นดินแข็ง

Earthquake Events	Station Measurement	Geology Soil	E. Dist. (km.)	Comp.	PGA (g)	T_d (s)
San Francisco, 03/22/57 $M_L = 5.3$	Golden Gate Park	Siliceous sandstone	11	N10E	0.08	3.7
				S80E	0.11	3.2
San Fernando, 02/09/71 $M_L = 6.5$	Castaic-Old Ridge Road	sandstone	29	N21E N69W	0.32 0.27	15.9 17.0
Central Chile 03/03/85 $M_s = 7.8$	Llolleo	sandstone	45	N10E	0.67	33.3
	Vatparaiso	volcanic rock	84	S80E	0.43	34.1
				N70E	0.18	19.2
				S20E	0.16	14.6

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 3.5 (ต่อ) คลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกสำหรับสภาพชั้นดินแข็ง

Michoacan, 09/19/85 $M_S = 8.1$	La Union	Metavolcanic rock	84	N00E	0.17	24.3
	La Villita	Gabbro rock	44	N90E	0.15	26.5
				N00E	0.13	44.2
San Salvador, 10/10/86 $M_S = 5.4$	National Geo. Inst.	Basalt formation	5.7	270°	0.53	5.0
		fluviate	5.3	180°	0.39	6.3
	Inst. Of Urban Con.	Pumice rock		90°	0.38	4.0
				180°	0.67	2.3
Loma Prieta 10/17/89 $M_S = 7.1$	Cliff House	Franciscan sandstone	58	360°	0.08	10.3
	Diamond Heights	Franciscan sandstone	65	90°	0.11	7.3
				360°	0.10	8.8
				90°	0.11	9.4

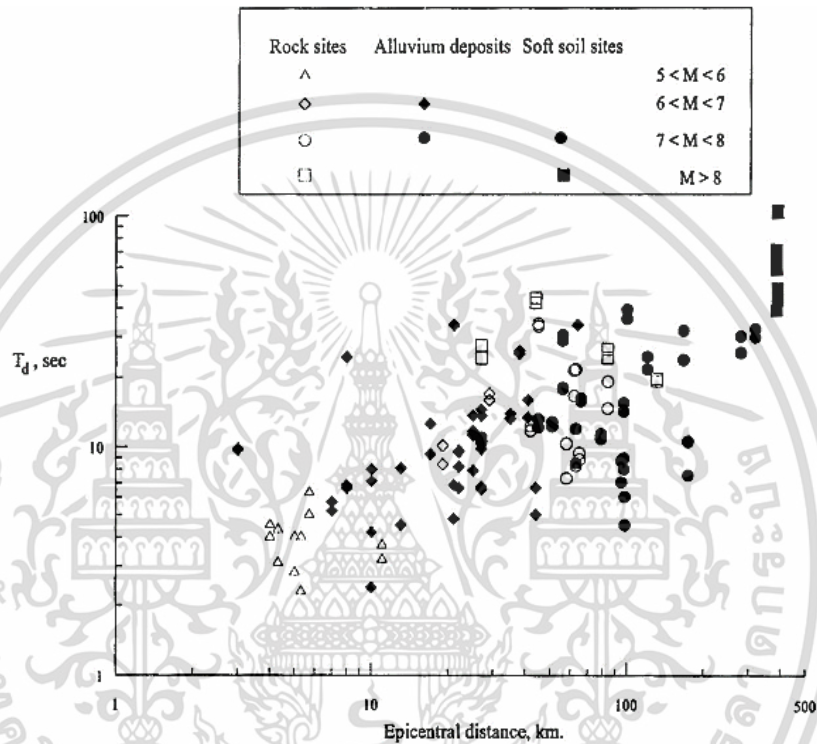
ตารางที่ 3.6 คลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกสำหรับสภาพชั้นดินอ่อน

Earthquake Events	Station Measurement	Geology Soil	E. Dist. (km.)	Comp.	PGA (g)	T_d (s)	T_g (s)
Hyuganada, 04/01/68 $M_S = 7.5$	Kochi Har. work	soft clay	167	EW	0.10	23.8	1.3
				NS	0.07	31.8	1.1
Honsbu, 05/16/68 $M_S = 7.9$	Shin-Ish. Bridge	soft soil, silty sand	319	L	0.18	32.3	1.0
				T	0.19	29.8	0.9
Miyaki Prefecture, 06/12/78 $M_S = 7.4$	Shiogama Harbor	soft soil	120	EW	0.29	24.5	1.0
				NS	0.31	21.7	0.7
Romania, 03/04/77 $M_S = 7.1$	Buch. Bldg. Res. Inst.	soft soil	174	EW	0.18	10.5	2.4
				SN	0.21	7.5	1.9
Chile, 03/03/85 $M_S = 7.8$	Liayllay	soft soil	100	280	0.47	39.2	0.7
				190	0.35	35.9	1.3
	Talca	soft soil	280	10	0.17	30.0	0.3
Michoacan, 09/19/85 $M_S = 8.1$	SCT	soft clay	385	N90W	0.17	38.9	2.0
				S00E	0.10	71.1	2.1
	CDAF	soft clay	389	N90W	0.12	43.0	3.0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 3.6 (ต่อ) คลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกสำหรับสภาพชั้นดินอ่อน

Loma	Em. ville	soft clay	97	260	0.23	8.0	1.1
Prieta,	Field N.			350	0.19	14.2	1.3
10/17/89	Em. ville	soft clay	97	260	0.26	8.9	1.5
$M_S = 7.1$							



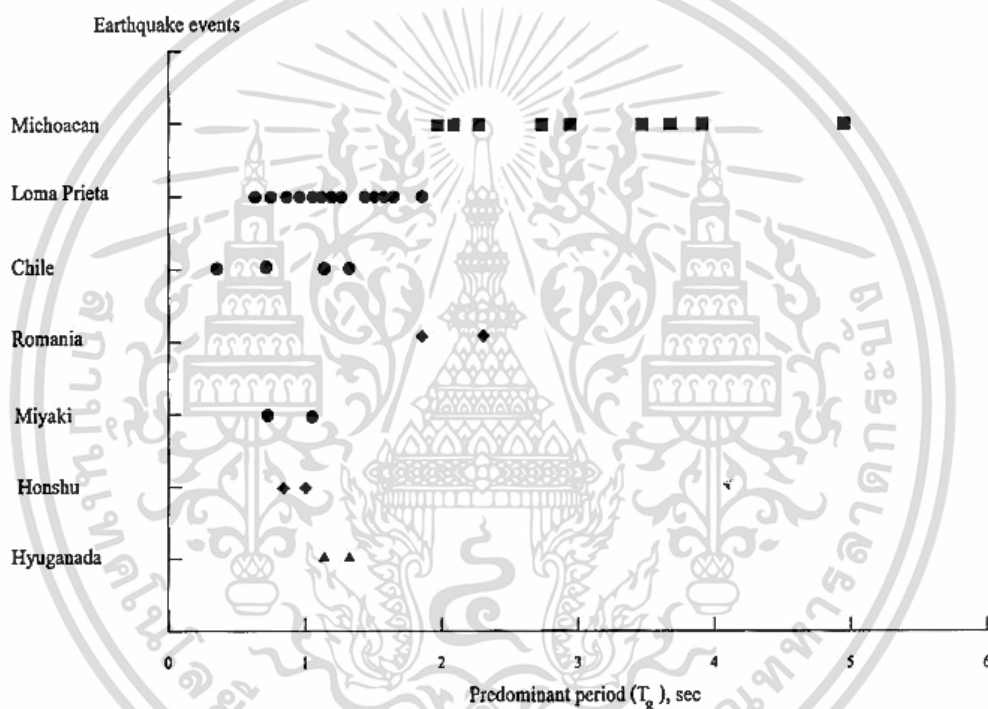
รูปที่ 3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลาการสั่นที่รุนแรงและระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหว T_d , Paulay และ Priestley (1992)

3.6.3 คาบเวลาการสั่นสำคัญของพื้นดิน (Period of Ground Motion, T_g)

คาบเวลาการสั่นสำคัญของพื้นดินเป็นคาบเวลาซึ่งพื้นดินสั่นโดยมีคาบเวลาการสั่นที่เด่นอยู่อย่างแน่นอนคาบเวลาหนึ่ง ลักษณะการสั่นของพื้นดินนี้อาจเรียกอีกอย่างหนึ่งได้ว่าเป็นการสั่นแบบมี (Narrowband frequency content) ในทางกลับกันหากพื้นดินมีการสั่นแบบที่ไม่มีคาบเวลาการสั่นที่แน่นอน อาจเรียกได้ว่าเป็นการสั่นแบบมี (Broadband frequency content) สำหรับการสั่นของพื้นดินแบบ Narrowband มักจะก่อให้เกิดความเสียหายแก่โครงสร้างอาคารได้มากหากคาบเวลาการสั่นสำคัญของพื้นดินนั้น (T_g) ไปสอดคล้องกันกับคาบของการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างอาคาร (Resonance)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการวิจัยครั้งนี้จะนำวิธีการจำแนกค่าคาบเวลาการสั่นของพื้นดิน (T_g) ซึ่งได้เสนอแนะโดย Miranda (1993a) มาใช้ ค่า T_g สามารถคำนวณได้จาก ค่าการตอบสนองของความเร็ว (Velocity Response) ของระบบ Linear Elastic SDOF (สำหรับค่า Damping ratio = 5%) ที่ให้ค่าสูงสุด จากลักษณะของคลื่นที่คัดเลือกเหล่านี้จะสังเกตได้ว่า จากธรณีวิทยาที่มีลักษณะเป็นชั้นดินแข็งจะแสดงลักษณะการเคลื่อนที่แบบ Narrowband ดังนั้นค่า T_g สำหรับสภาพชั้นดินอ่อนจากในตารางที่ 3.5 และกราฟในรูปที่ 3.6 ซึ่งจะสังเกตได้ว่ากลุ่มของข้อมูลแผ่นดินไหว Hyuganada-Honshu-Miyaki, Romania, Chile, Loma Prieta, และ Michoacan มีค่า T_g อยู่ในช่วง 0.7-1.3, 1.9-2.4, 0.3-1.3, 0.7-1.8, และ 2.0-5.0 วินาที ตามลำดับ สำหรับกลุ่ม Michoacan มีค่า T_g ที่ค่อนข้างยาว ทำให้คาดได้ว่าอาจก่อให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างอาคารที่มีคาบการแกว่งตามธรรมชาติที่ยาว



รูปที่ 3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างคาบเวลาของการสั่นจากคลื่นแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อน T_g , Miranda (1993a)

3.7 การสร้างกราฟ Damage Index Assessing

ในการศึกษานี้จะคำนวณเพื่อประเมินค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆที่เกี่ยวข้องเพื่อพัฒนาค่าช่วยลดกำลังสำหรับการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวด้วยค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang ซึ่งตั้งอยู่บนสภาพธรณีวิทยาที่ต่างกัน 2 แบบ คือ 1. ชั้นดินแข็ง (Rock Soil Sites) และ 2. ชั้นดินอ่อน (Soft Soil Sites) โดยใช้ Hysteretic behaviors แบบ Modified Takeda Model และ Bilinear Model ในการคำนวณ

3.7.1 ขั้นตอนการสร้างกราฟ Damage Index Assessing

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการสร้าง Damage Index Assessing จะคำนวณในรูปของ Normalized Yield Strength สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวที่มีสภาพธรณีวิทยาเป็นชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนจากค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสูงสุดของมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ในขั้นตอนการคำนวณนี้ นำค่า PGA มาใช้โดยวิธีการ Iterative Procedure ซึ่งขบวนการ Iteration จะมุ่งที่จะค้นหาค่า Yield Strength Demand Design ที่ตรงกับค่าความเหนียวที่กำหนด $\bar{\mu}$ ในที่นี้จะสาธิตการสร้าง Yield Strength Demand Design สำหรับ Hysteretic behaviors ตามสภาพธรณีวิทยาของชั้นดินที่ต้องการก่อน แล้วนำค่าที่ได้มาออกแบบผสมผสานกับค่าความปลอดภัย Damage Index Park-Ang จากนั้นทำการลดกำลังแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ลง ขั้นตอนเหล่านี้สามารถแสดงโดยละเอียดได้ดังนี้

3.7.1.1 จัดพารามิเตอร์ที่สำคัญมีดังนี้ ได้แก่ มวลสาร $m = 1.0$, damping ratio $\zeta = 0.05$, $\beta = 0.15$, ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างที่กำหนด (Target Damage Index) $DI = 0.2-1.0$, ค่าความอ่อนเหนียว (Target Ductility Ratio) $\bar{\mu} = 2, 4, 6$ กำหนดค่าเริ่มต้นของคาบการสั่นธรรมชาติ $T = 0.1-3.0$ sec.

3.7.1.2 เลือกคลื่นแผ่นดินไหวค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสูงสุด PGA มา 1 ค่า จากข้อมูลธรณีวิทยาสำหรับสภาพชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนจากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61

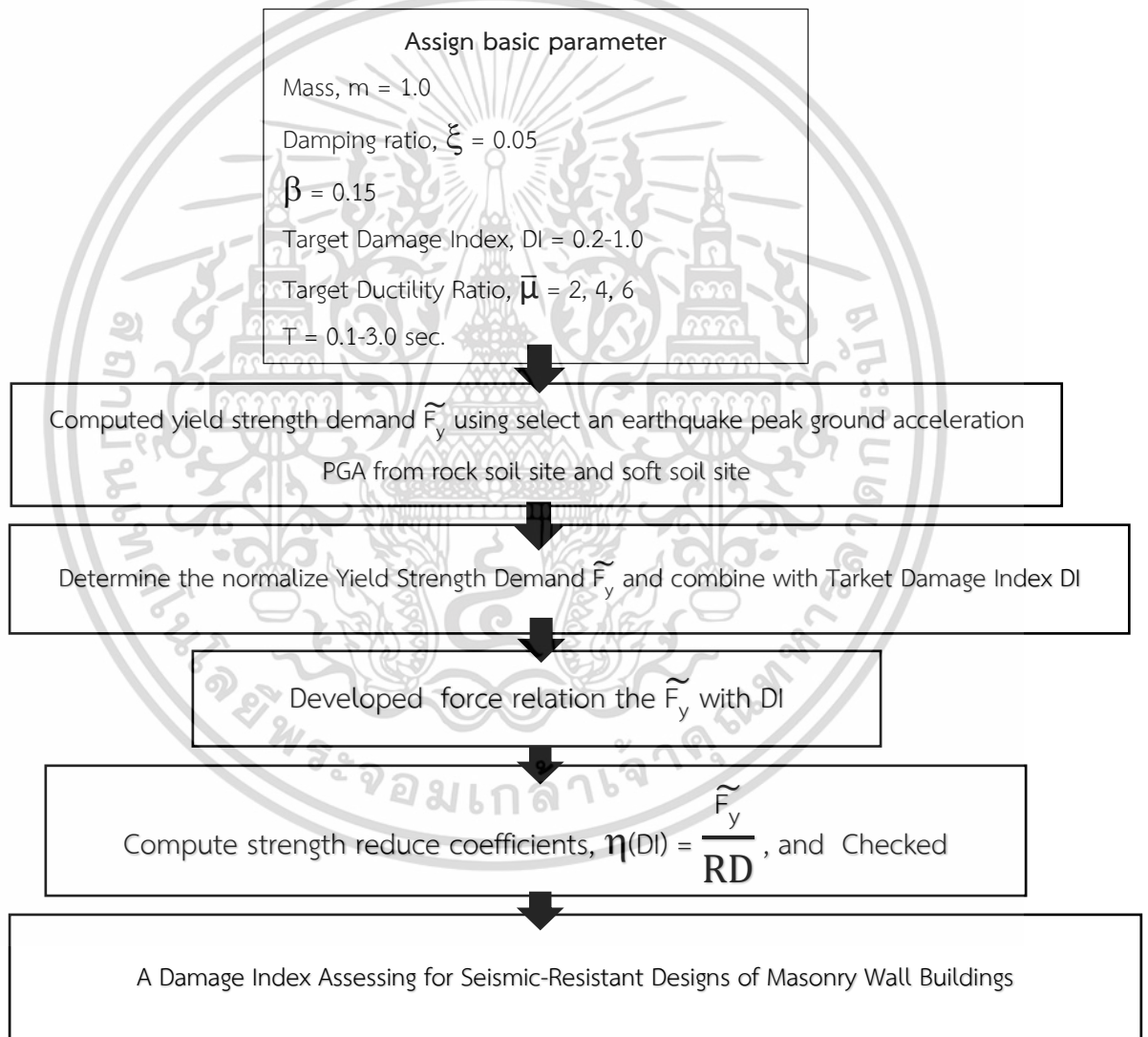
3.7.1.3 คำนวณค่าความต้องการกำลัง (Yield Strength Demand) \tilde{F}_y สำหรับระบบอิลาสติก (Elastic Design System) $\bar{\mu} = 2, 4, 6$, ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร (Damage Index Design) ในนี้กำหนด $DI = 0.2-1.0$, และกำหนดพฤติกรรมโครงสร้างเป็น Material Hysteretic Model ในการคำนวณค่าความต้องการกำลัง \tilde{F}_y นั้น ส่วนกำลังแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear และค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างอาคาร (Force and Deformation) สำหรับค่า Yield Strength Demand \tilde{F}_y ในแต่ละระดับของ (Target Damage Index) คำนวณโดยใช้สมการ 2.1 ส่วนระดับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐ ใช้ค่า $DI=0.2-1.0$ จากนั้นสร้างความสัมพันธ์ของกราฟระหว่างค่า yield strength \tilde{F}_y กับค่า (Target Damage Index) $DI = 0.2-1.0$ ในแต่ละระดับ จากค่าความสัมพันธ์ของ \tilde{F}_y กับ DI นี้ จะได้ค่าความต้องการกำลัง \tilde{F}_y ที่ตรงกับค่า Target Damage Index โดยวิธีการ Iterative Procedure เพื่อนำไปช่วยลดกำลังลงด้วยสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังต่อไป คือ Strength Reduce Coefficients ต่อไป

3.7.1.4 ขั้นตอนเหล่านี้จะทำการคำนวณซ้ำสำหรับค่า $T = 0.1-3.0$ sec ในกรณีของคลื่นที่บันทึกบนสภาพธรณีวิทยาที่มีลักษณะเป็นชั้นดินแข็ง ส่วนในกรณีสภาพธรณีวิทยาที่มีลักษณะเป็นชั้นดินอ่อนนั้นค่าความต้องการกำลัง Yield Strength Demand \tilde{F}_y จะคำนวณด้วยค่าอัตราส่วนของ $T/T_g = 0.1-3.0$ sec ในขั้นตอนนี้จะสามารถคำนวณได้ค่า (Elastic Design System) และใช้ค่าระดับ Target Ductility Ratio $\bar{\mu} = 2, 4, 6$ และค่า (Target Damage Index) สำหรับค่าคลื่นแผ่นดินไหวที่เลือกไว้จากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61

3.7.1.5 ค่าความสัมพันธ์กำลังของ \tilde{F}_y กับ DI ที่คำนวณได้จะมาทำการลดกำลังลงด้วยสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังต่อไป คือ Strength Reduce Coefficients ด้วย $m \cdot PGA$ ผลลัพธ์ที่ได้จะ

แสดงอยู่ในรูปของ $\eta(DI)$ เมื่อ $\eta(DI) = \frac{\tilde{F}_y}{Rd}$

3.7.1.6 ขั้นตอน 3.6.1.1 ถึง ขั้นตอนที่ 3.6.1.6 จะกระทำซ้ำสำหรับทุก ๆ สภาพชั้นดิน ผลลัพธ์ของ $\eta(DI)$ เพื่อให้เห็นขั้นตอนเหล่านี้ได้อย่างชัดเจนยิ่งขึ้น จึงแสดงเป็น Flow Diagram ในรูปที่ 3.7



รูปที่ 3.7 ขั้นตอนการประเมินค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆที่เกี่ยวข้องเพื่อพัฒนาค่าช่วยลดกำลังสำหรับการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Model Park-Ang เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.8 การพัฒนาค่าช่วยลดกำลัง (Development of Strength Reduction)

3.8.1 ความคิดพื้นฐาน (Basic Concept)

โดยที่การคำนวณค่าช่วยลดกำลัง (Strength Reduction) ใช้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมจาก มยพ.1301/1302-61 โดยสัมพันธ์กับค่าช่วยลดกำลัง Strength Reduce Coefficients ขึ้นอยู่กับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่กำหนด, ค่าความเหนียว, รูปแบบพฤติกรรมของ Hysteretic behavior, คาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างอาคาร, และสภาพธรณีวิทยาของดินในแต่ละพื้นที่ ในการคำนวณหา Strength Reduction เป็นขบวนการ Iterative Procedure ซึ่งเป็นขบวนการที่ต้องใช้เวลามากในการคำนวณออกแบบ ซึ่งวิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างอาคารทั่วไปทำได้ยาก

ในการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวซึ่งมีพฤติกรรมเป็น Inelastic behavior จะน้อยกว่าค่า Lateral Strength ของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบ Elastic ดังนั้น Inelastic Design จึงสามารถดำเนินการสร้างขึ้นมาจาก Elastic Design ได้ โดยการลดค่า Ordinate ของ Elastic Design โดยที่ค่า Strength Reduction คำนวณจากสมการที่ 3.3 ดังนี้

$$(3.3) \quad R_D = \frac{F_y(\mu=1)}{F_y(DI, \tilde{\mu}=\mu)}$$

โดยที่ R_D = ค่าช่วยลดกำลัง (Strength Reduction)

$F_y(\mu = 1)$ = ค่ากำลัง (Lateral Yield Strength) สำหรับระบบอีลาสติก

$F_y(DI, \tilde{\mu} = \mu)$ = ค่ากำลัง (Lateral Yield Strength) สำหรับโครงสร้างใช้ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารน้อยกว่าหรือเท่ากับค่า DI ที่กำหนดและมีค่า Ductility $\tilde{\mu}$ เท่ากับค่า μ ที่กำหนด

การจะคำนวณ Inelastic Design ให้แม่นยำนั้นขึ้นอยู่กับ การประเมินค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังมาอย่างแม่นยำด้วยเช่นกัน ดังนั้นจึงจำเป็นต้องวิเคราะห์หาค่าความสัมพันธ์ระหว่าง Inelastic Design และ Elastic Design ที่เหมาะสม

3.9 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับค่าช่วยลดกำลัง (Mathematical Model for Strength Reduction)

เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง R_D ขึ้นอยู่กับตัวแปรหลายประการคือ ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่กำหนด (Target Seismic Damage Index, DI), ค่าระดับความเหนียวที่กำหนด (Target ductility ratio, $\tilde{\mu}$), ค่าคาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้าง, ลักษณะเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาต
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พฤติกรรมของโครงสร้าง Hysteretic behavior, และสภาพธรณีวิทยาของชั้นดิน โดยในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง R_D จึงสามารถแสดงค่า Expression ได้อยู่ในรูปของสมการที่ 3.4

$$R_D = f(DI, \mu, T, Hys, SC) \quad (3.4)$$

โดยที่	R_D	=	Strength Reduction (ค่าช่วยลดกำลัง)
	DI	=	ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่กำหนด
	μ	=	ค่าความเหนียว Ductility ที่กำหนด
	T	=	คาบการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างอาคาร
	Hys	=	พฤติกรรมของโครงสร้าง (Hysteretic behavior)
	SC	=	ลักษณะธรณีวิทยาของชั้นดิน

3.9.1 ขั้นตอนการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับค่าช่วยลดกำลัง

3.9.1.1 คำนวณหาค่าช่วยลดกำลังจากความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์ต่างๆ เช่น ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่กำหนด $DI=0.2-1.0$, ใช้ค่าระดับความเหนียวที่กำหนด $\mu=2, 4, 6$ กับพฤติกรรมของโครงสร้างและในสภาพธรณีวิทยาของชั้นดินที่สนใจ โดยใช้สมการที่ 3.4 ค่าที่คำนวณได้จะอยู่ในรูปของ Strength Reduction

3.9.1.2 จากนั้นจึงนำค่าช่วยลดกำลังของแต่ละสัมประสิทธิ์ คือ ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร $DI = 0.2-1.0$ ของแต่ละค่าระดับความเหนียวที่กำหนด เลือก $\mu=2, 4, 6$ มาคำนวณเพื่อหาความสัมพันธ์ของ R_D โดยวิธีการวิเคราะห์ความถดถอยไม่เชิงเส้น (Nonlinear Regression Analysis)

3.9.1.3 คำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่าง R_D กับคาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างอาคาร T, ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารเป้าหมาย DI และค่าระดับความเหนียวกำหนด ซึ่งในขั้นตอนการคำนวณ 3.8.1.2. และ 3.8.1.3. นี้จะใช้วิธีการทางสถิติโดยโปรแกรม excel ซึ่งใช้สำหรับ Windows เข้ามาช่วยเพื่อหาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่เหมาะสมกับค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง R_D โดยแสดงตัวอย่างการวิเคราะห์ทางสถิติเพื่อหาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังสำหรับโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนสภาพชั้นดินแข็งและค่าความเหนียว $\mu = 4$ ซึ่งเสนอโดย Panyakapo (1999) ดังนี้

$$R_D = \frac{0.25 A \cdot DI \cdot \mu}{Z} + 1$$

โดยที่ เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$Z = 1 + \frac{1}{B \cdot T} - \frac{1}{C \cdot T} \text{EXP} [-D(\ln T + E)^2]$$

Results of Nonlinear Regression Analysis for $\mu = 4$					
DI	A	B	C	D	E
0.2	2.62	6.57	4.49	1.85	0.50
0.3	4.00	4.56	6.40	2.60	0.46
0.4	4.65	3.63	6.36	4.38	0.37
0.5	5.05	3.00	5.74	5.63	0.34
0.6	5.32	2.56	5.19	6.20	0.34
0.7	5.52	2.26	4.79	6.35	0.35
0.8	5.69	2.02	4.44	6.24	0.36
0.9	5.85	1.82	4.15	6.04	0.37
1.0	6.34	1.60	4.00	5.32	0.36
Parameter			Related Expression		
A			6.00 - 0.85/DI		
B			2.34DI ^{-0.86}		
C			4.56 + 0.23/DI		
D			7.51 - 1.19/DI		
E			0.30		

แทนพารามิเตอร์ A, B, C, D, E ลงในสมการเพื่อหาค่า R_D และ Z

3.10 การพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับค่าช่วยลดกำลัง (Development of Strength Reduction)

จากวิธีการสร้าง Strength Reduction จะสังเกตได้ว่าการออกแบบนั้นจำเป็นจะต้องทราบค่า Elastic System Design ก่อนจึงจะสร้าง Damage Index Design ได้ ในการคำนวณโดยตรงจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ซึ่งพัฒนาขึ้นมาจากการคำนวณจากข้อมูลค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปคตรัมของแผ่นดินไหวจากมาตรฐาน มยพ.1301/1302-61 และการสร้างกราฟการออกแบบสำหรับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร DI=0.2-1.0 เพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวนั้น แบบจำลองทางคณิตศาสตร์นี้จะแสดงความสัมพันธ์ของ Normalized Yield Strength Demand \tilde{F}_y เป็นฟังก์ชันกับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่กำหนด (Target Damage Index, DI=0.2-1.0), ค่าระดับความเหนียวที่กำหนด (Target Ductility Ratio, $\tilde{\mu}$ 2, 4, 6), ค่าคาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างอาคาร T, ลักษณะพฤติกรรมของโครงสร้าง (Hysteretic Behavior) ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก, และสภาพธรณีวิทยาของชั้นดินในแต่ละพื้นที่ในการเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คำนวณค่า Normalized Yield Strength Demand \tilde{F}_y จึงสามารถแสดงค่า Expression ได้อยู่ในรูปของสมการที่ 3.4

3.10.1 ขั้นตอนการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

3.10.1.1 คำนวณค่า Strength Reduction จากสัมประสิทธิ์ตัวแปรต่างๆ ได้แก่ ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารกำหนด $DI=0.2-1.0$ และค่าระดับความเหนียวกำหนด $\tilde{\mu}=2, 4, 6$, ค่าคาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้าง T, พฤติกรรมของโครงสร้างและในแต่ละสภาพธรณีวิทยาของชั้นดิน โดยวิธีการวิเคราะห์ความถดถอยไม่เชิงเส้น Nonlinear Regression Analysis (ตัวอย่างกำหนดเลือก $\tilde{\mu}=4$) เพื่อคำนวณค่า Strength Reduction

3.10.1.2 คำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่าง Strength Reduce Coefficients กับแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear เพื่อลดค่าแรงเฉือนที่ฐานลงของการออกแบบด้วยวิธี Damage Index Design และนำไปเขียนกราฟเพื่อให้ง่ายต่อการนำไปใช้

3.11 การตรวจสอบการประยุกต์ใช้งานจริงของกราฟการออกแบบ

หลังจากได้กราฟของการออกแบบซึ่งอยู่ในรูปแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับค่าช่วยลดกำลัง แล้วขั้นตอนต่อไปคือนำค่ากำลังที่ได้จากกราฟของการประเมินด้วยค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang ในโครงสร้างอาคารผนังอิฐก่อเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวไปตรวจสอบกับการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังอิฐก่ออีกครั้งด้วยโปรแกรม Seismostruct 2023 โดยวิธี Pushover Analysis เพื่อให้มั่นใจได้ว่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่ได้ทำการลดกำลังลงนั้นสามารถนำไปใช้งานกับการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังอิฐก่อมีความปลอดภัยอย่างเพียงพอ

3.11.1 หลักเกณฑ์การพิจารณา

วัตถุประสงค์หลักของการลดกำลังแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ในการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังอิฐก่อเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว Damage Index Model Park-Ang คือ เพื่อต้องการลดกำลังแรงเฉือนที่ฐานลงภายใต้ความปลอดภัยซึ่งเมื่อนำค่าช่วยลดกำลังนี้มาประกอบกับ Damage Index Park-Ang ที่เสนอโดย Park-Ang (1985a) จะพิจารณาได้ว่า จะได้ค่ากำลังแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ลดลงจากเดิมและโครงสร้างที่ได้รับการออกแบบอย่างดัดนี้เมื่อถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหวอย่างรุนแรงจะต้องคำนวณค่าของโครงสร้างอาคาร DI ได้ไม่เกิน 1.0 จึงจะถือได้ว่าอาคารนั้นปลอดภัย

3.11.2 ขั้นตอนในการตรวจสอบ

การออกแบบและการหาค่า (Design and Evaluation Approach)

3.11.2.1 พิจารณาโครงสร้างอาคารเป็น Single Degree of Freedom (SDOF) ซึ่งโครงสร้างอาคารตั้งอยู่บนชั้นดินแข็งและบนชั้นดินอ่อน จัดพารามิเตอร์ที่สำคัญมีดังนี้: มวลสาร $m =$

1.0; Damping ratio $\epsilon = 0.05$; ค่าความเหนียว (Target Ductility Ratio) $\bar{\mu} = 4$; $\beta = 0.15$; กำหนดค่าเริ่มต้นของคาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างอาคาร $T = 0.1-3.0$ sec

3.11.2.1 เลือกค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสูงสุด PGA คลื่นแผ่นดินไหวมา 1 ค่า จากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 สำหรับสภาพธรณีวิทยาชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนมา คำนวณหาค่า (Strength Capacity)

3.11.2.3 ค่า Strength Capacity ของโครงสร้างถูกกำหนดให้เท่ากับค่า Strength Demand ที่ใช้ในการออกแบบเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว โดยใช้แบบจำลองสำหรับค่าช่วยลดกำลัง ดังสมการที่ 3.5

$$\text{Yield Strength } F_y = \eta(\text{DI}, \bar{\mu}, T) \cdot m \cdot \text{PGA}$$

(3.5)

โดยที่ $\eta(\text{DI}, \bar{\mu}, T) = \frac{F_y(\mu=1)}{R_D}$ สำหรับการออกแบบด้วยค่าความปลอดภัย Damage Index

Model Park-Ang โดยตรงกับ normalize Yield Strength Demand $\tilde{F}_y = \eta_D \cdot m \cdot \text{PGA}$

3.11.2.4 ค่า Ductility Capacity ของระบบโครงสร้างถูกสมมติให้สอดคล้องเท่ากับ Minimum Performance ที่ต้องการสำหรับค่าความอ่อนเหนียว (Target Ductility Ratio) $\bar{\mu}$

3.11.2.5 โครงสร้างถูกสมมติให้ถูกแรงกระทำโดยคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบ ค่าแรงและค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างอาคารด้วยวิธี Pushover Analysis สำหรับค่า (normalize Yield Strength Demand \tilde{F}_y) แต่ละระดับคำนวณโดยใช้สมการที่ 2.1 ซึ่งค่าของแรงและค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างเหล่านี้จะนำไปใช้ในการคำนวณกับด้วยค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang ในโครงสร้างอาคารผนังอิฐก่อเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

3.10.2.6 ขั้นตอน 3.10.2.3. – 3.10.2.5. จะถูกคำนวณซ้ำสำหรับแต่ละระดับค่า คาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างอาคาร T จาก 0.1 -3.0 sec. ดังนั้นค่า Damage Index Design สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวที่เลือกไว้ก็จะคำนวณหาได้แม่นยำ

3.11.2.7 ขั้นตอน 3.10.2.2. – 3.10.2.6. จะถูกคำนวณซ้ำสำหรับทุกๆ คลื่นแผ่นดินไหว ที่ใช้ในการออกแบบสำหรับสภาพชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนนั่นคือ สำหรับทุกๆ คลื่นแผ่นดินไหว โครงสร้างจะถูกกำหนดให้มีการออกแบบตามข้างต้นและด้วยค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang, DI จะถูกคำนวณด้วยขั้นตอนเช่นเดียวกันนี้

3.11.2.8 ทำการคำนวณเพื่อหา Mean, Mean-Plus-One-Standard-Deviation, ค่าสูงสุดและค่าต่ำสุด ซึ่งค่า Mean จะเป็นตัวแทนของระดับค่าเฉลี่ยของค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang ที่จะเกิดขึ้นในโครงสร้างอาคารที่ได้รับการออกแบบมานี้ ค่า Mean-Plus-

One-Standard-Deviation เป็นข้อมูลเพิ่มเติมซึ่งค่าอาจจะกระจายออกจากค่าเฉลี่ยได้ สำหรับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้เพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อผู้ยืมได้เห็นว่าไม่เหมาะสมในการนำ

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าสูงสุดและค่าต่ำสุดจะแสดงค่าขอบเขตที่เป็นไปได้ในทั้งสองกรณีของค่าความปลอดภัยของ
โครงสร้างอาคาร



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 4

ผลการประเมินค่าความปลอดภัย

4.1 ผลการประเมินค่าความปลอดภัย

จากการคำนวณค่าช่วยลดกำลังจากค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆที่เกี่ยวข้อง เพื่อการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ซึ่งใช้พฤติกรรมของโครงสร้าง (Hysteretic Behaviors) ในการออกแบบที่ต่าง ๆ กัน คือ Modified Takeda และ Bilinear Model สำหรับค่าความเหนียวกำหนด คือ $\mu = 4$ ซึ่งแสดงในรูปที่ 4.1 จะสังเกตเห็นว่าลักษณะของกราฟจะจำแนกได้ดังนี้ คือ โครงสร้างอาคารผนังอิฐก่อจะสังเกตเห็นเส้นกราฟของ Modified Takeda และ Bilinear Model มีค่าสอดคล้องกันมากอย่างเห็นได้ชัดเจน ดังนั้นในการวิจัยนี้จึงเลือกใช้ Model แบบเดียวคือ Modified Takeda มาใช้เป็นตัวแทนของพฤติกรรมโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในการวิเคราะห์ขั้นต่อไป

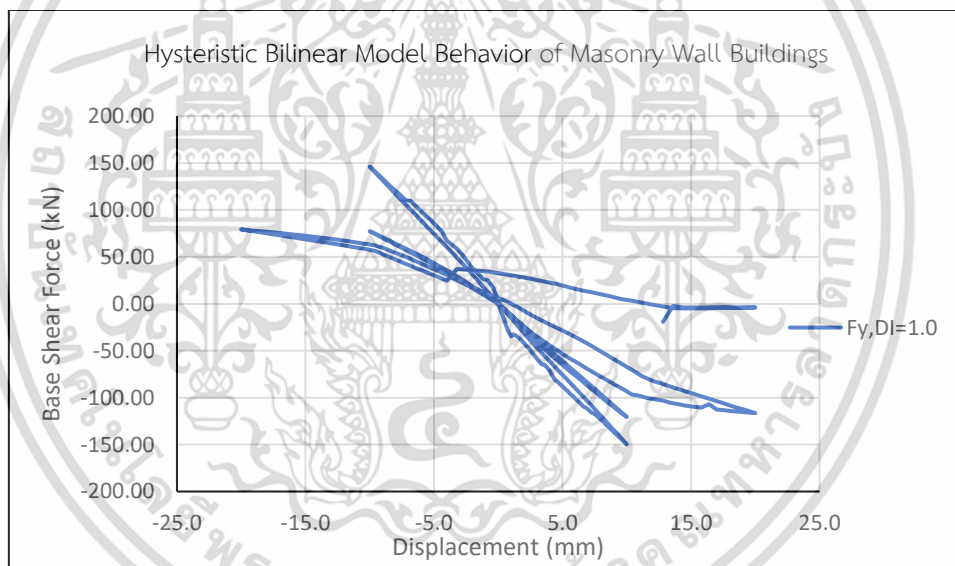
เมื่อเปรียบเทียบกราฟแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่ทำการลดกำลังเพื่อให้อยู่ในค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang สำหรับการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังอิฐก่อเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวกับความสัมพันธ์ของการออกแบบด้วยวิธีกำลังวัสดุ \tilde{F}_y ผสมผสานค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang สำหรับค่า $DI=0.2, 0.5, 1.0$ จะมีค่ากำลังที่ได้จากแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear สูงขึ้นจากเดิมมากขึ้นดังแสดงในรูปที่ 4.2

เมื่อพิจารณาผลกระทบของการเปลี่ยนค่าความเหนียวของโครงสร้าง โดยการสร้างกราฟแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ในโครงสร้างอาคารผนังอิฐก่อเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวด้วยค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang การเปลี่ยนค่าความอ่อนเหนียวที่ต่างกันเฉพาะพฤติกรรมของโครงสร้างแบบ Modified Takeda Model สำหรับค่า $DI=0.5$ จากคาบการสั่นธรรมชาติในโครงสร้าง $T = 0.1$ Sec และค่าความเหนียวที่กำหนด $\mu = 2, 4, 6$ จะสังเกตเห็นได้ว่าค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear มีค่าลดลงต่ำกว่าการออกแบบด้วยกำลังวัสดุ \tilde{F}_y เมื่อค่าความอ่อนเหนียวมีค่ามากขึ้นดังแสดงในรูปที่ 4.3-4.5

เมื่อเปรียบเทียบกราฟเมื่อมีการพัฒนากำลังเพื่อให้อยู่ในค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang สำหรับการออกแบบอาคารผนังอิฐก่อเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวระหว่างความสัมพันธ์ของการออกแบบด้วยกำลังวัสดุ \tilde{F}_y ผสมผสานกับค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang ค่า $DI=0.2, 0.5, 1.0$ จากคาบการสั่นธรรมชาติในโครงสร้าง $T = 0.1-3.0$ Sec และค่าความเหนียวที่กำหนด $\mu = 6$ จะสังเกตเห็นได้ว่าค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear มีค่าลดลงเล็กน้อยเมื่อเทียบกับค่าคาบการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างจาก $T=0.1$ Sec เพิ่มเป็น $T=3.0$ Sec ดังแสดงในรูปที่ 4.6-4.8 เนื่องจากโครงสร้างอาคารผนังอิฐก่อจะมีพฤติกรรม Hysteretic Behaviors ที่เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

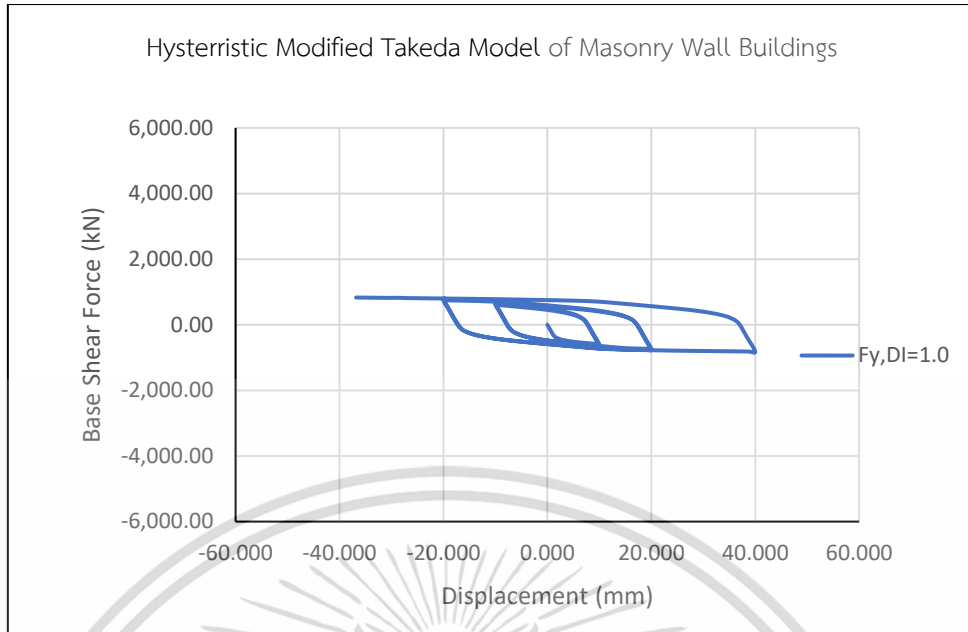
มีสติเฟื่อง (Stiffness Degradation) และการลดกำลัง (Strength Deterioration) จะทำให้มีการดูดซับพลังงานเนื่องจากแรงกระทำกลับไปกลับมา

เมื่อพิจารณาถึงสภาพธรณีวิทยาที่เปลี่ยนไป โดยดูจากกราฟการประเมินค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังในรูปที่ 4.9-4.10 สำหรับธรณีวิทยาชั้นดินแข็งและธรณีวิทยาชั้นดินอ่อนจะสังเกตได้ว่า ขนาดและรูปร่างของกราฟแตกต่างกันไปตามแต่ละสภาพธรณีวิทยา โดยที่กราฟของค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังสำหรับธรณีวิทยาชั้นดินแข็ง นั้นคือค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear รูปร่างค่อนข้างราบเรียบสม่ำเสมอ (Uniform Shape) เมื่อค่าคาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างอาคาร $T=1.0$ วินาที แต่กราฟสำหรับชั้นดินอ่อนจะมีจุดเด่น (Dominant Peak) ที่ค่า Period Ratio, T/T_g เข้าใกล้ 1.0 เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวในกรณีนี้มีลักษณะเป็น (Narrow Band) มีคาบเวลาการสั่นสำคัญของพื้นดินที่ค่าๆ หนึ่ง ซึ่งคลื่นลักษณะนี้จะให้พลังงานจากแรงแผ่นดินไหวที่เด่นบริเวณคาบเวลาการสั่นสำคัญของพื้นดิน จึงทำให้ช่วงคาบเวลานี้มีค่าความต้องการกำลัง (Strength Demand) ในการออกแบบที่สูงเป็นพิเศษ



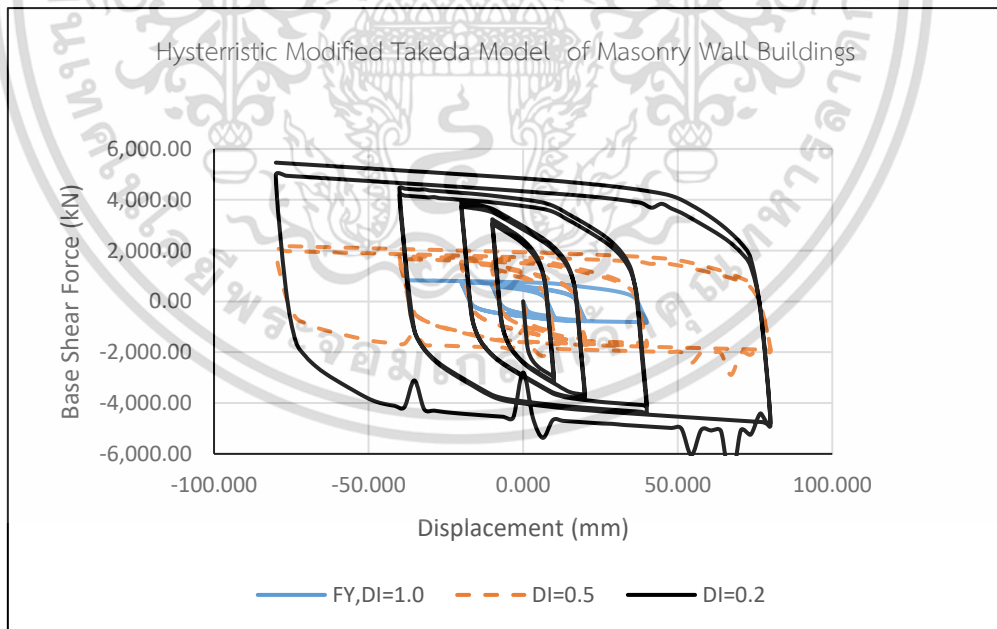
1. Bilinear Model (BI)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



2. Modified Takeda Model (MT)

รูปที่ 4.1 พฤติกรรมของโครงสร้างแบบ BI Hysteretic Behaviors, MT Hysteretic Behaviors, $\tilde{\mu}=4$,



รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ของกำลังวัสดุ F_y เมื่อออกแบบด้วยค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร Damage Index Model Park-Ang $DI=0.2,0.5,1.0$, $\tilde{\mu}=4$, MT Hysteretic Behaviors

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.2 แบบจำลองสำหรับค่าช่วยลดกำลัง (Models for Strength Reduction)

จากผลการวิเคราะห์ดังกล่าวข้างต้นจะสังเกตได้ว่าค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง R_D ต้องประกอบด้วยตัวแปร ดังนี้คือ ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่กำหนด, ค่าความเหนียว (Target Ductility Ratio, $\tilde{\mu}$) ค่าคาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างอาคาร T , สภาพธรณีวิทยา SC, และพฤติกรรมของโครงสร้าง (Hysteretic behavior, Hys) ในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง R_D จึงสามารถแสดงค่า Expression ได้อยู่ในรูปของสมการที่ 3.5 ในบทที่ 3 คือ

$$R_D = f(DI, \tilde{\mu}, T, SC, Hys)$$

โดยที่ R_D = Strength Reduction Coefficients สำหรับ $DI=0.2-1.0$ ที่กำหนด

DI = ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่กำหนด

$\tilde{\mu}$ = ค่าความเหนียว Ductility ที่กำหนด

T = คาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างอาคาร

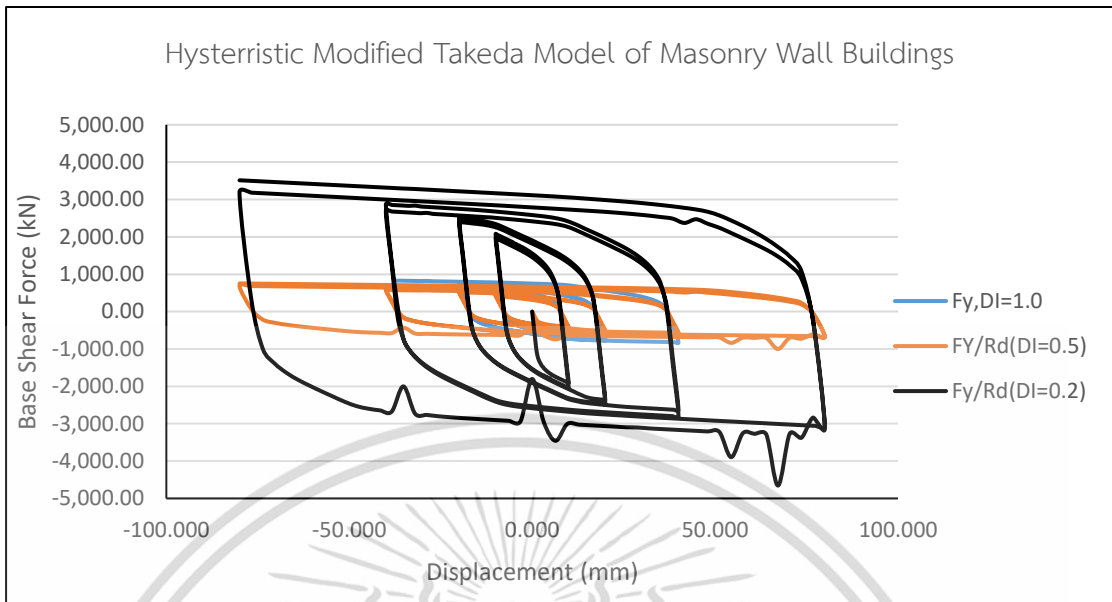
SC = ลักษณะธรณีวิทยาของชั้นดิน

Hys = พฤติกรรมของโครงสร้าง (Hysteretic behavior)

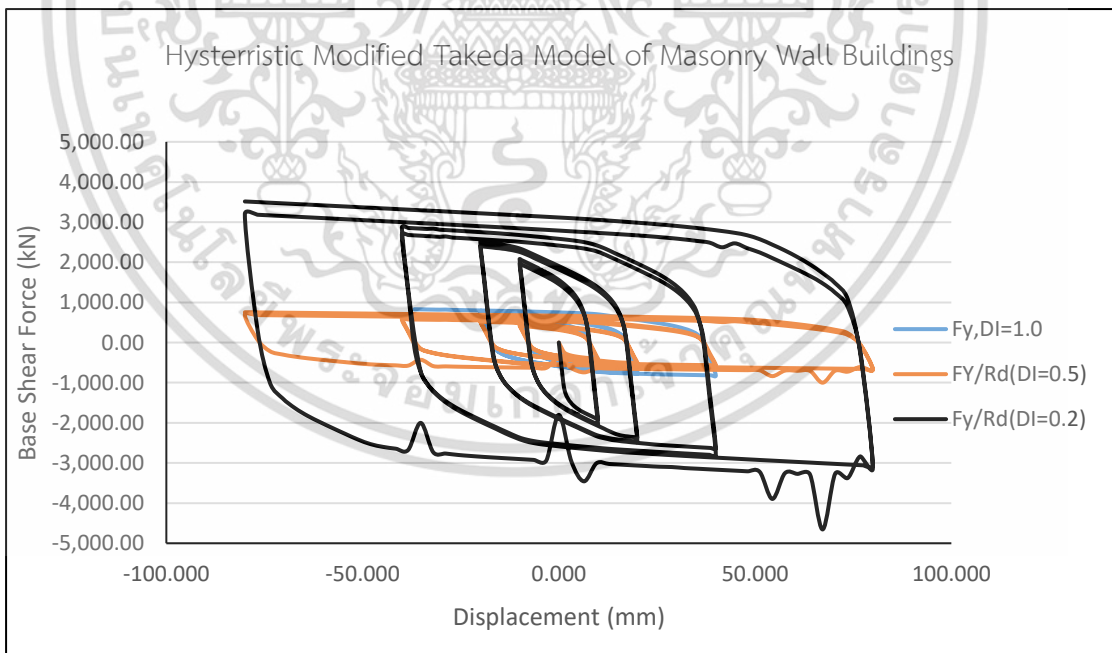
เมื่อพิจารณาจากกราฟประเมินค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง Strength Reduction Coefficients ดังแสดงในรูปที่ 4.3-4.8 ซึ่งเป็นกราฟที่แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังสำหรับการวิเคราะห์โดยพฤติกรรมของโครงสร้างแบบ MT Hysteretic Behavior สำหรับค่าความเหนียว 3 ค่า และค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่กำหนด 3 ค่า โดยคำนวณทั้ง 2 Site Conditions จะสังเกตได้ว่าค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง R_D สอดคล้องกับเงื่อนไขตั้งสมการที่ 4.1 คือ

$$\lim_{T \rightarrow 0} R_D = \lim_{T \rightarrow 0} f(DI, \tilde{\mu}, T, SC, Hys) = 1$$

(4.1)

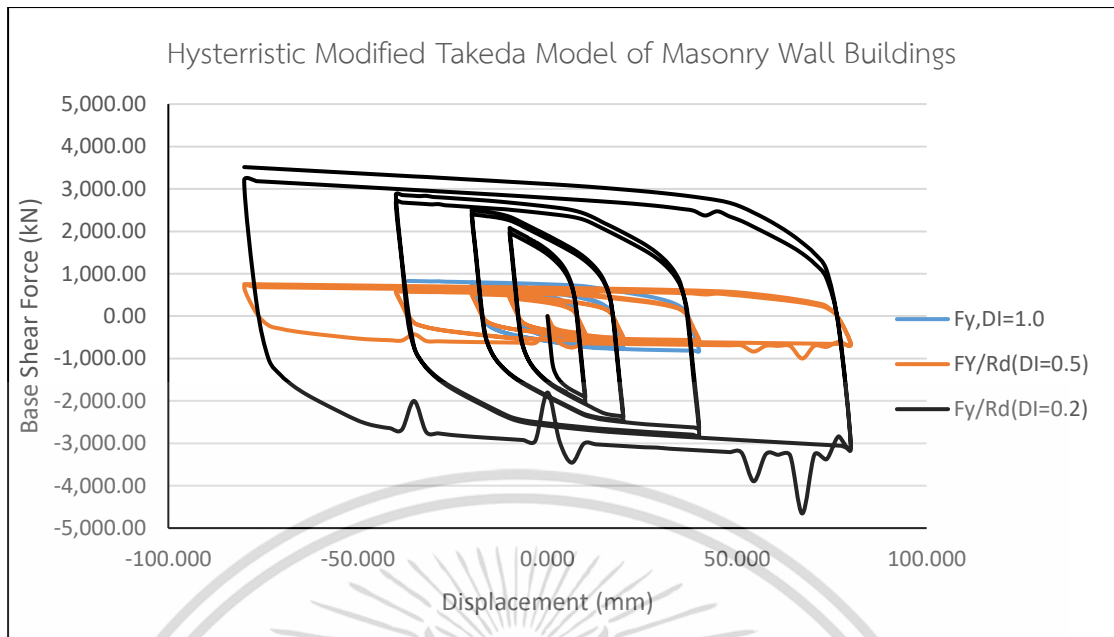


รูปที่ 4.3 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าความเหนียวเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, $DI=0.2, 0.5, 1.0$, $\tilde{\mu}=2$, MT Hysteretic Behaviors, $T=0.1$ Sec, Rock Soil

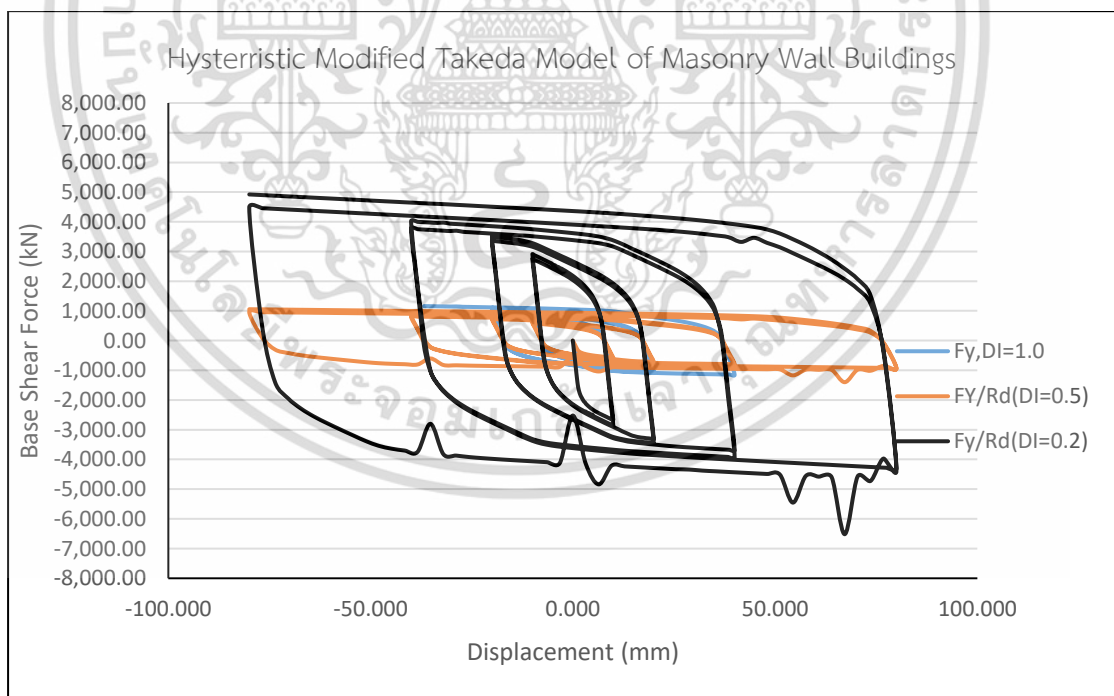


รูปที่ 4.4 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าความเหนียวเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, $DI=0.2, 0.5, 1.0$, $\tilde{\mu}=4$, MT Hysteretic Behaviors, $T=0.1$ Sec, Rock Soil

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

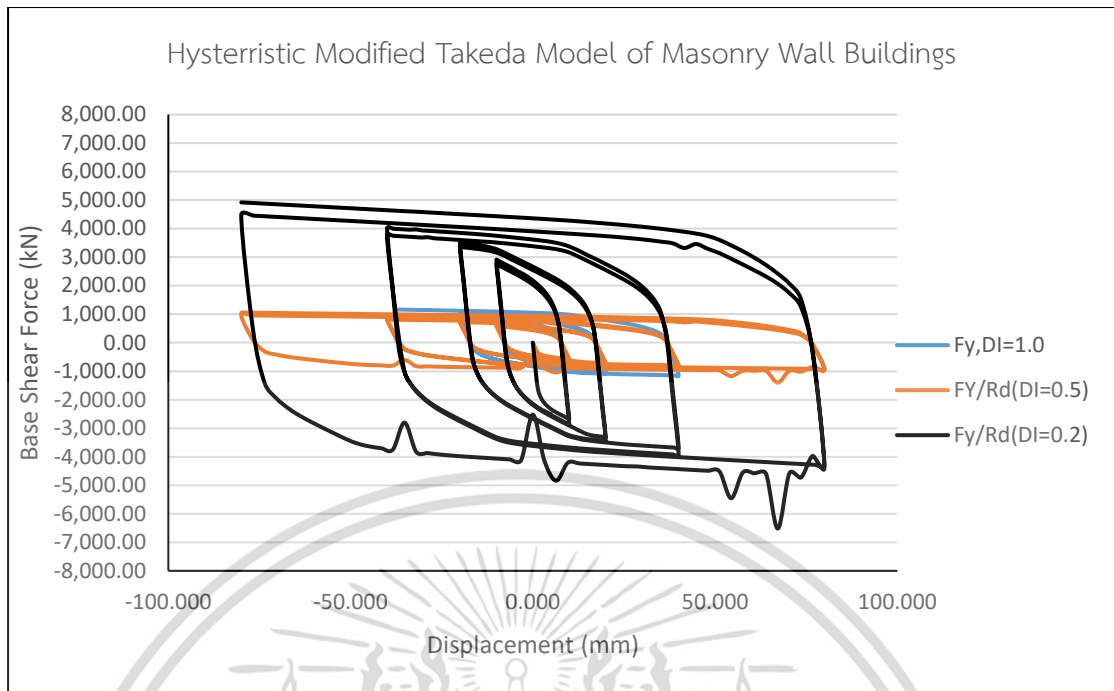


รูปที่ 4.5 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าความเหนียวเพื่อช่วยลดในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\tilde{\mu}=6$, MT Hysteretic Behaviors, T=0.1 Sec, Rock Soil

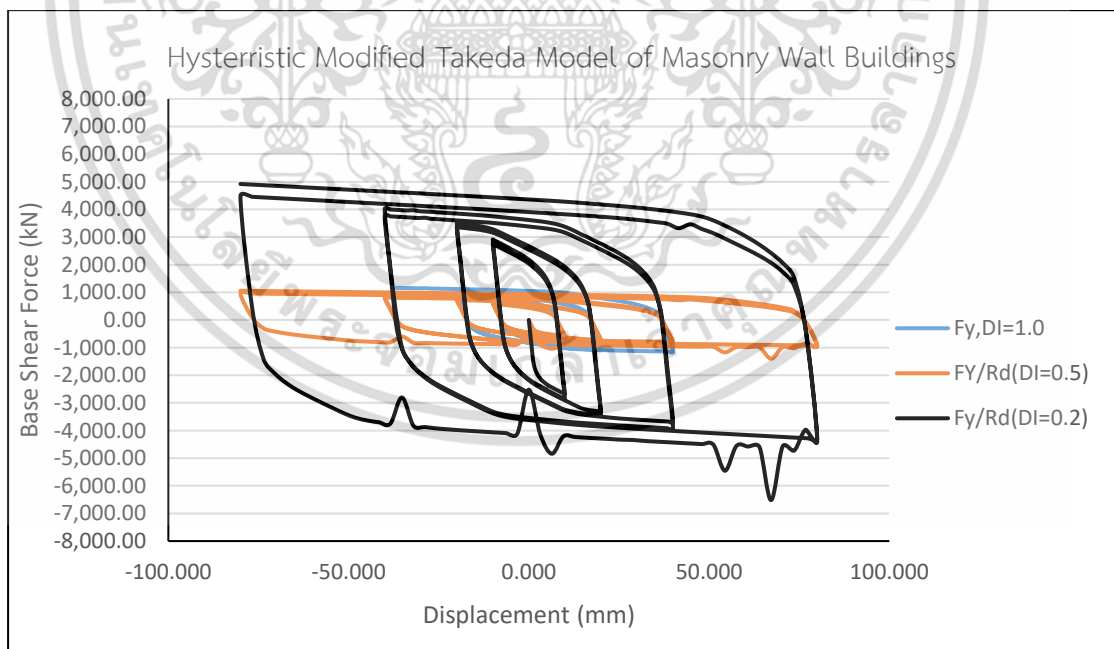


รูปที่ 4.6 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าความเหนียวเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\tilde{\mu}=2$, MT Hysteretic Behaviors, T=0.1 Sec, Soft Soil

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.7 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าความเหนียวเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้าง อาคารผนังก่ออิฐเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวด้วยวิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\mu = 4$, MT Hysteretic Behaviors, T=0.1 Sec, Soft Soil



รูปที่ 4.8 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าความเหนียวเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้าง อาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\mu = 6$, MT Hysteretic Behaviors, T=0.1 Sec, Soft Soil

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

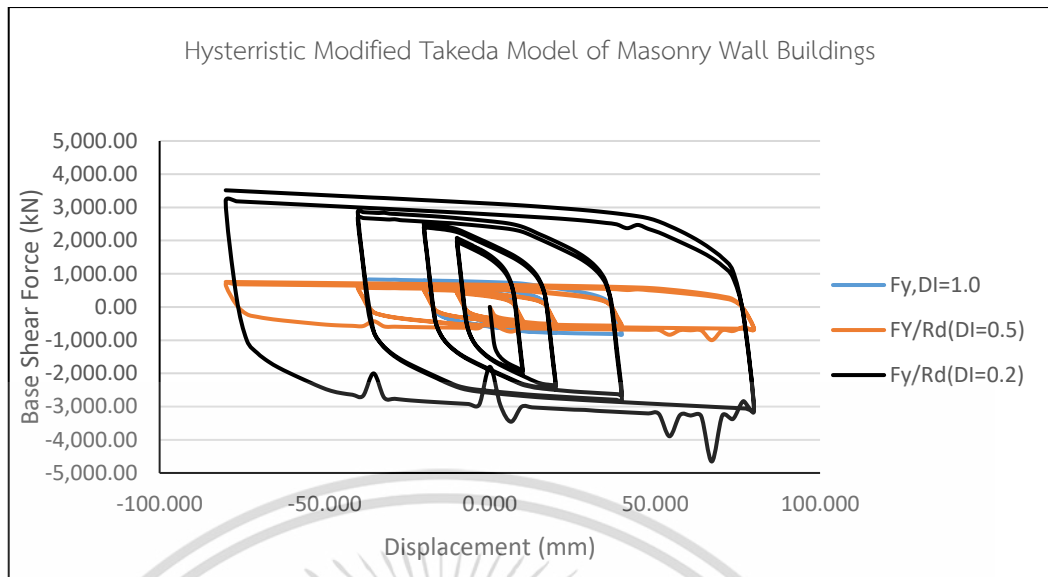
เมื่อพิจารณาจากสมการที่ 4.2 จะเห็นได้ว่าค่าช่วยลดกำลัง RD ขึ้นอยู่กับสัมประสิทธิ์ตัวแปร 5 ตัวด้วยกัน ดังนั้นในขั้นตอนแรกจะพิจารณาเฉพาะพฤติกรรมของโครงสร้างแบบ Modified Takeda Model ที่ตั้งอยู่บนธรณีวิทยาชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนเสียก่อน เพื่อความง่ายในการพิจารณา จึงจะได้คำนวณค่า R_D สำหรับกรณีที่ค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang $DI = 0.2-1.0$ สำหรับค่าความเหนียวกำหนด (Target Ductility Ratio) $\mu = 2, 4, 6$ และคาบการสั่นธรรมชาติในโครงสร้าง $T=0.1$ Sec ซึ่งผลการคำนวณนั้นได้แสดงในรูปที่ 4.3-4.8

ซึ่งจากค่าช่วยลดกำลัง $R_D = f(DI), \mu$, จะมีค่าเริ่มต้น ($T=0.1$ Sec) ในทุกกรณีและจะมีค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ลดลง เมื่อค่าความเหนียวกำหนด (Target Ductility Ratio) μ เพิ่มขึ้น ซึ่งเงื่อนไขนี้จะใช้เป็นพื้นฐานในการสร้างแบบจำลองของค่าช่วยลดกำลัง $R_D = f(DI), \mu$, ต่อไป

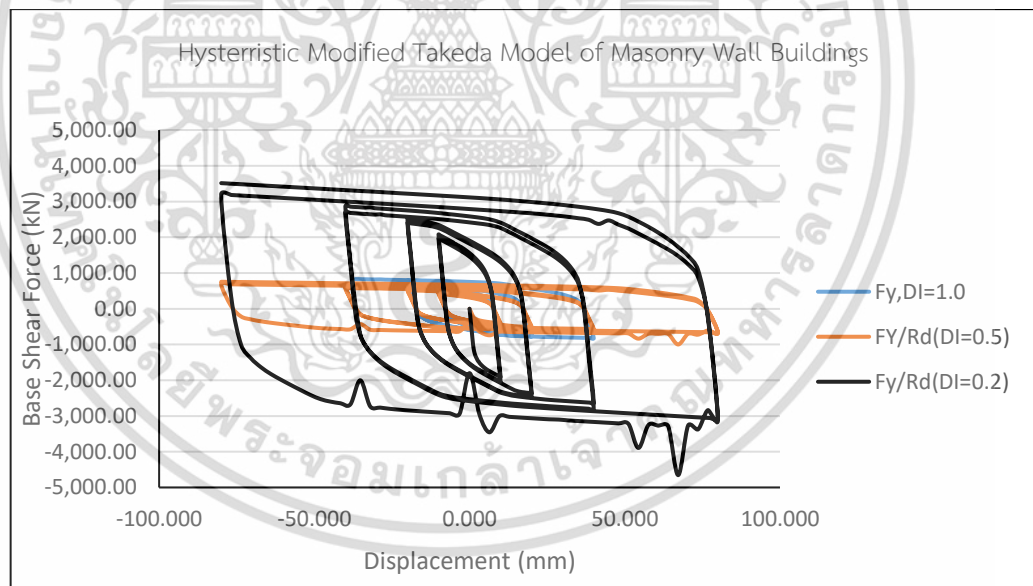
ขั้นตอนที่ 2 ทำการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างค่า R_D กับ T หรือฟังก์ชัน $R_D(T)$ สำหรับค่า DI และ μ ที่ค่าๆหนึ่งก่อน ซึ่งในการศึกษานี้จากค่า $DI=0.2, 0.5, 1.0$ และให้ $\mu=6$ โดยใช้ข้อมูลจากผลการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง R_D ซึ่งวิเคราะห์จากค่า $T=0.1-3.0$ วินาที จากคลื่นแผ่นดินไหวค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสูงสุดของมาตรฐาน มยพ.1301/1302-61 ค่ากำลังแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ลดลงอีกเมื่อเทียบกับค่าสัมประสิทธิ์ค่าความเหนียว โดยผลการคำนวณได้แสดงผลในรูปที่ 4.9-4.11

ขั้นตอนที่ 3 เมื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า R_D กับ T ได้แล้ว จึงมาวิเคราะห์หาผลกระทบของค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang ที่กำหนด $DI=0.2, 0.5, 1.0$ เพื่อหาฟังก์ชัน $R_D = f(DI), \mu, T, SC$ โดยใช้ข้อมูลจากผลการคำนวณของค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง R_D เพื่อประเมินค่าสัมประสิทธิ์ธรณีวิทยาโดยผลการคำนวณได้แสดงผลในรูปที่ 4.12-4.13

ขั้นตอนที่ 4 เมื่อหาฟังก์ชัน $R_D = f(DI), \mu, T, SC$ ได้แล้วก็มาวิเคราะห์จากผลกระทบของความเหมาะสมของพฤติกรรมโครงสร้างแบบ Hysteretic Behavior เพื่อหาฟังก์ชัน $R_D = f(DI), \mu, T, SC, Hys$ โดยใช้ข้อมูลจากผลการคำนวณประเมินค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลัง RD จำนวน 2 ชุด โดยที่ค่าเฉลี่ยนี้คำนวณจากค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang ที่กำหนด 3 ค่า คิดเป็นจำนวน 6 ชุดข้อมูล เพื่อประเมินค่าสัมประสิทธิ์ธรณีวิทยาโดยผลการคำนวณได้แสดงผลในรูปที่ 4.14-4.15

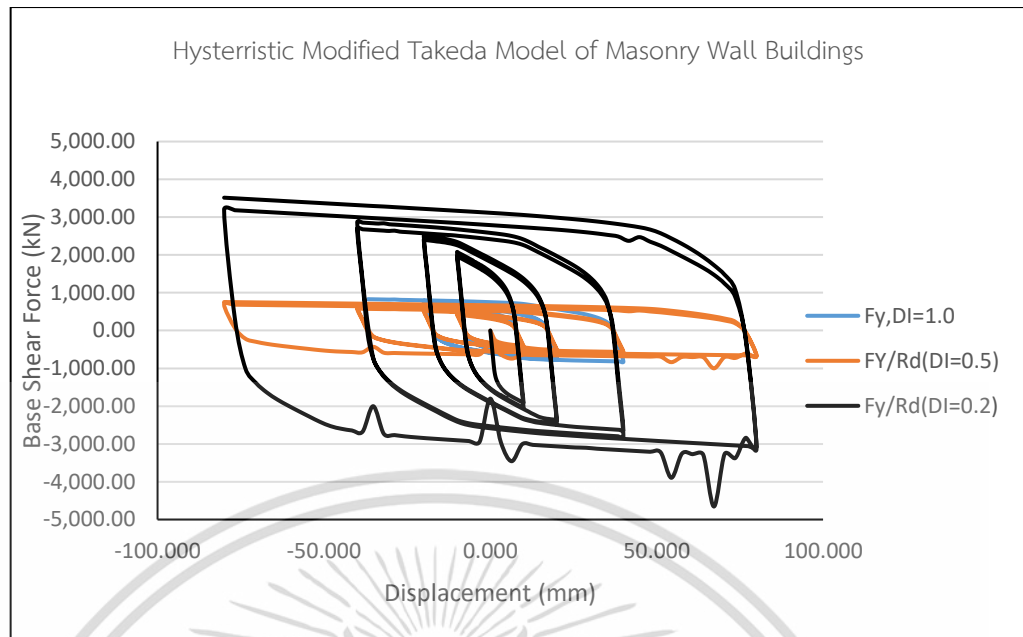


รูปที่ 4.9 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าคาบการสั่นธรรมชาติเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบ โครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\tilde{\mu}=6$, MT Hysteretic Behaviors, T=0.1 Sec



รูปที่ 4.10 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าคาบการสั่นธรรมชาติเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบ โครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\tilde{\mu}=6$, MT Hysteretic Behaviors, T=2.0 Sec

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.11 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ค่าคาบการสั่นธรรมชาติเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบ
โครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model
Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\bar{\mu}=6$, MT Hysteretic Behaviors, T=3.0 Sec

4.2.1 การคำนวณหาแบบจำลองที่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

$$R_D(\text{Modified Takeda Model}) = R_D \cdot C_{MT}$$

(4.2)

สำหรับชั้นแข็ง (Rock Sites)

$$R_D = \frac{(6.00DI - 0.85)(0.25\bar{\mu})}{Z_1} + 1$$

$$Z_1 = 1 + \frac{1}{2.34(DI)^{(-0.86)T}} - \frac{1}{(4.56 + \frac{0.23}{DI})T} \text{EXP} \left[- \left(7.51 + \frac{1.19}{DI} \right) (\ln(T) + 0.30)^2 \right]$$

สำหรับชั้นดินอ่อน (Soft Soil Sites)

$$R_D = \frac{(7.25 + 3.57 \ln DI) DI (0.25\bar{\mu})^{1.3}}{Z_2} + 1$$

$$Z_2 = 1 + \frac{1}{0.44(DI)^{(-1.92)T}} - \frac{1}{(2.08 - 1.63DI)T} \text{EXP} \left[-4.0(\ln(T) - 0.20)^2 \right]$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$R_D \text{ (Bilinear Model)} = \frac{RD}{C_{BI}} \quad (4.3)$$

สำหรับชั้นหิน (Rock Sites)

$$\eta_D = (-0.6\bar{D}I + 3.0) \left[\frac{-2.93\bar{D}I^{0.75} + 3.50\bar{D}I^{-0.7}T^{0.02}}{1 + (2.32 + 3.30\bar{D}I)T^{1.7}} \right] (0.25\tilde{\mu})^{-0.45-0.05T}$$

สำหรับชั้นดินอ่อน (Soft Soil Sites)

$$\eta_D = (1.57 - 0.2\bar{D}I) \times \left[\frac{0.31 + 5.82\ln(\bar{D}I) + (-6.23\ln(\bar{D}I))T^{0.02}}{1 + (0.08 + 1.16\bar{D}I)T^{3.5}} \right] (0.25\tilde{\mu})^{-0.45-0.05\bar{D}IT}$$

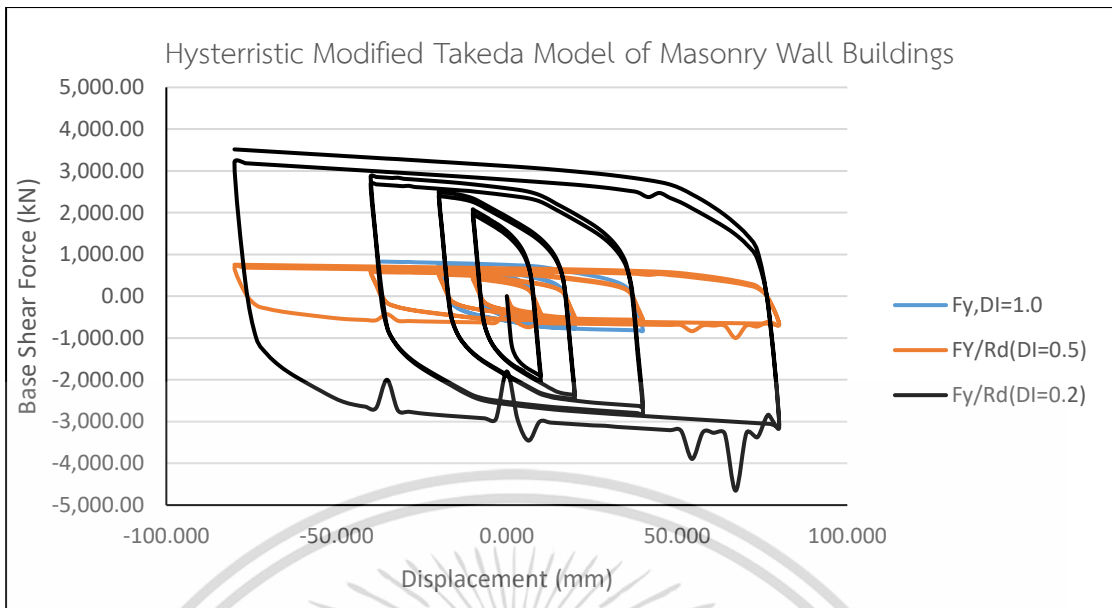
สำหรับค่า C_{MT} กับ C_{BI} เป็นค่าการปรับแก้ (Correction Factor) สำหรับกรณีที่ใช้พฤติกรรมของ Hysteretic Behavior ที่แตกต่างกัน ดังแสดงในตารางที่ 4.1 สำหรับในกรณี Modified Takeda Model จึงมีค่าเท่ากับ 1.0

เมื่อทำการคำนวณเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองที่นำเสนอกับค่า Strength Reduction Coefficient ที่คำนวณได้จาก Hysteretic Behavior สำหรับกรณีวิทยาชั้นดินอ่อน ดังแสดงในรูปที่ 4.14-4.15 จะสังเกตได้ว่า แบบจำลองที่นำเสนอนี้ให้ค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่ใกล้เคียงกันมาก

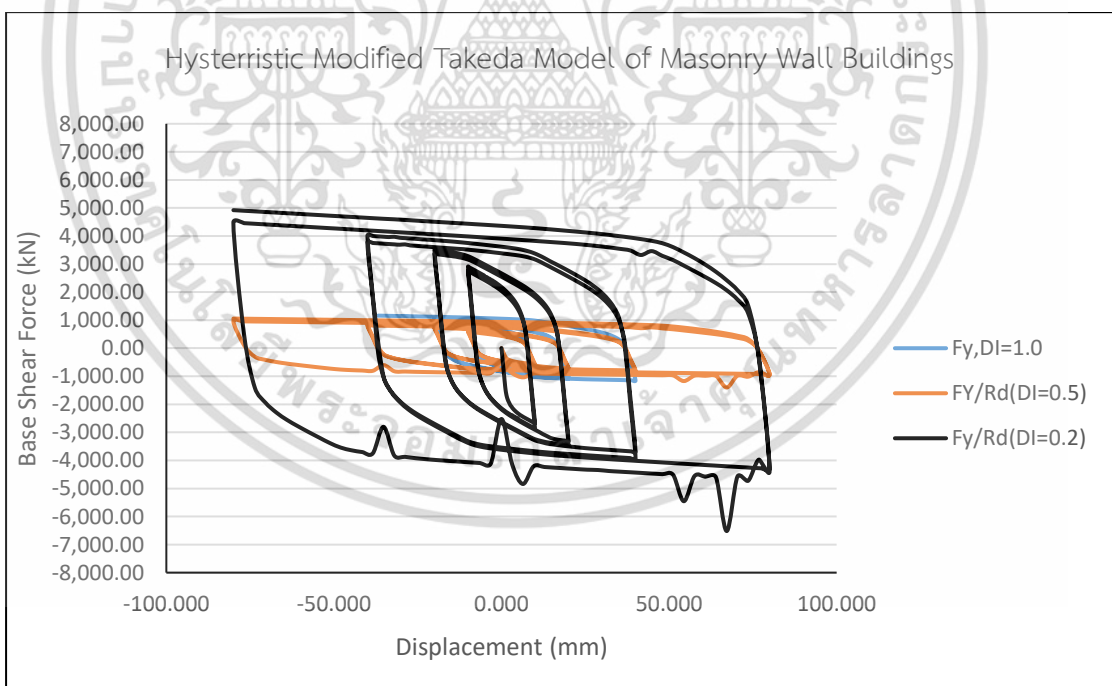
ตารางที่ 4.1 ค่าการปรับแก้เนื่องจาก Hysteretic Models ที่แตกต่างกัน

Site Condition	Target Ductility Ratio,	Correction Factors	
		BI Model C_{BI}	MT Model C_{MT}
Rock Sites	2	1.15	1.0
	4	1.35	1.0
	6	1.40	1.0
Soft Soil Sites	2	1.15	1.0
	4	1.20	1.0
	6	1.10	1.0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

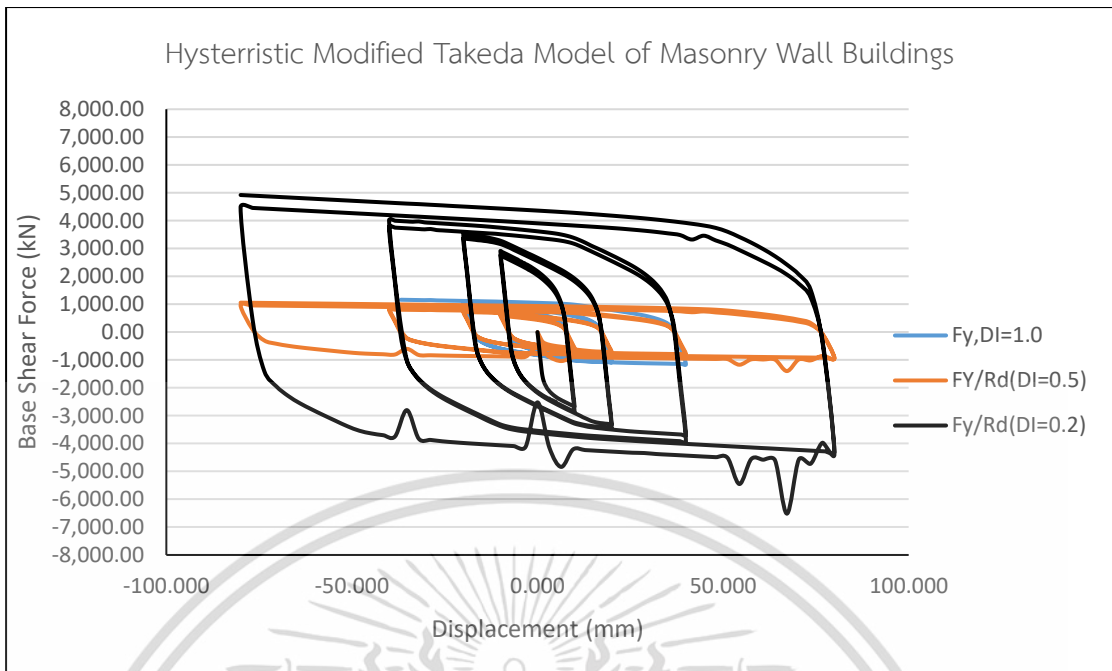


รูปที่ 4.12 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์สภาพธรณีวิทยาเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\tilde{\mu}=6$, MT Hysteretic Behaviors, , T=3.0 Sec, Rock Sites

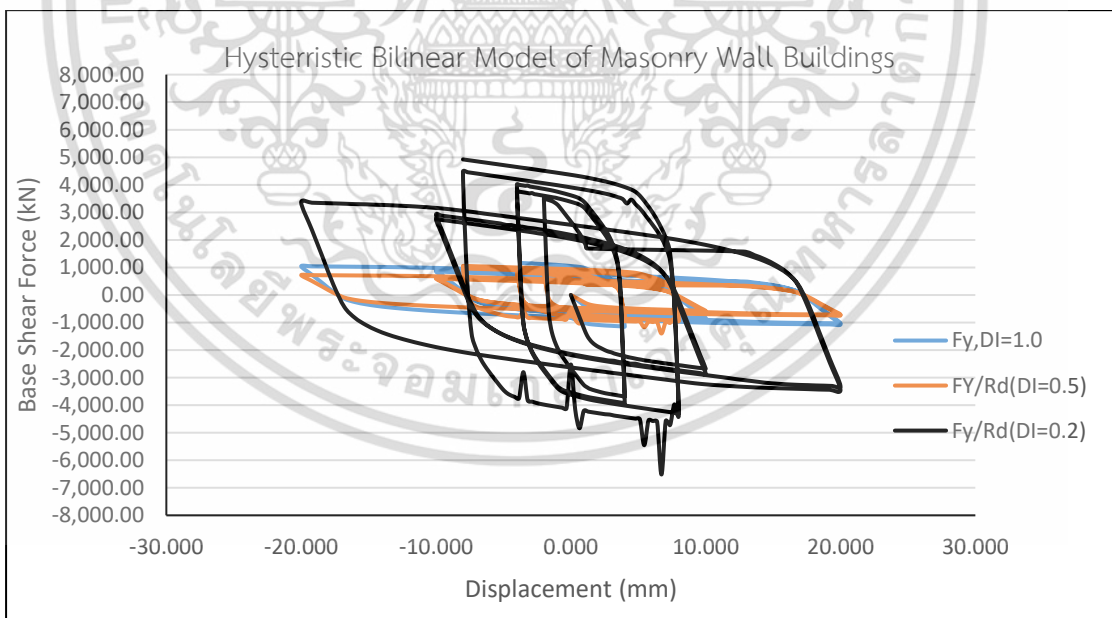


รูปที่ 4.13 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์สภาพธรณีวิทยาเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, DI=0.2, 0.5, 1.0, $\tilde{\mu}=6$, MT Hysteretic Behaviors, , T=3.0 Sec, Soft Sites

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.14 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ของพฤติกรรมโครงสร้างเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบ โครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, $DI=0.2, 0.5, 1.0$, $\bar{\mu}=6$, MT Hysteretic Behaviors, $T=3.0$ Sec, Soft Sites



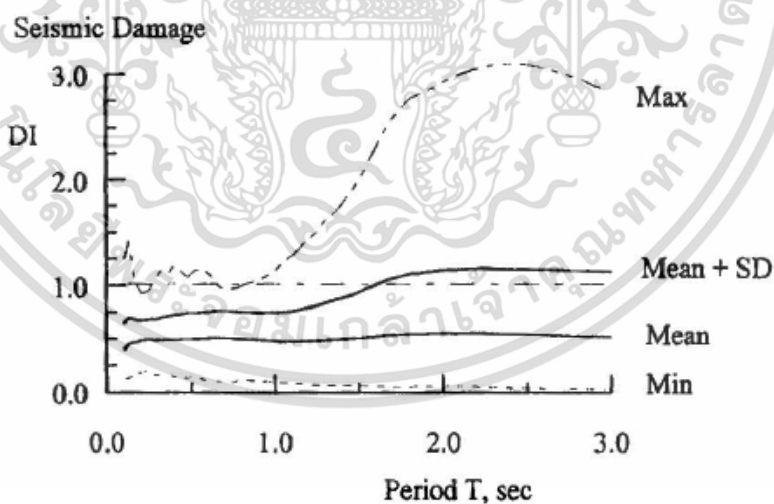
รูปที่ 4.15 ผลประเมินค่าสัมประสิทธิ์ของพฤติกรรมโครงสร้างเพื่อช่วยลดกำลัง ในการออกแบบ โครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang, $DI=0.2, 0.5, 1.0$, $\bar{\mu}=6$, Bi Hysteretic Behaviors, $T=3.0$ Sec, Soft Sites

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3 ผลการตรวจสอบการใช้งานจริงของการใช้ค่าช่วยลดกำลังจากการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

ในการศึกษานี้ได้ทำการตรวจสอบสำหรับกรณีโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐที่ตั้งบนชั้นดินอ่อน โดยใช้พฤติกรรมของ Modified Takeda Model มาเป็นวิเคราะห์ โดยเลือกค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่กำหนดสำหรับการออกแบบ คือ $DI=0.5$ ผลการวิเคราะห์สำหรับการใช้ค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังแสดงในรูปที่ 4.14 จะสังเกตได้ว่า กราฟแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ค่า Mean มีค่าค่อนข้างคงที่สม่ำเสมอที่ระดับ $DI=0.5$ และค่า Mean-plus-one-standard-deviation มีค่าอยู่ในขอบเขต 1.0 แสดงว่ากราฟแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ในการออกแบบที่เสนอมานี้ให้ค่าความปลอดภัยที่เพียงพอ จากผลกระทบของคลื่นแผ่นดินไหวส่วนใหญ่จะไม่ทำให้โครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเสริมเหล็กไม่พังทลายเนื่องจาก

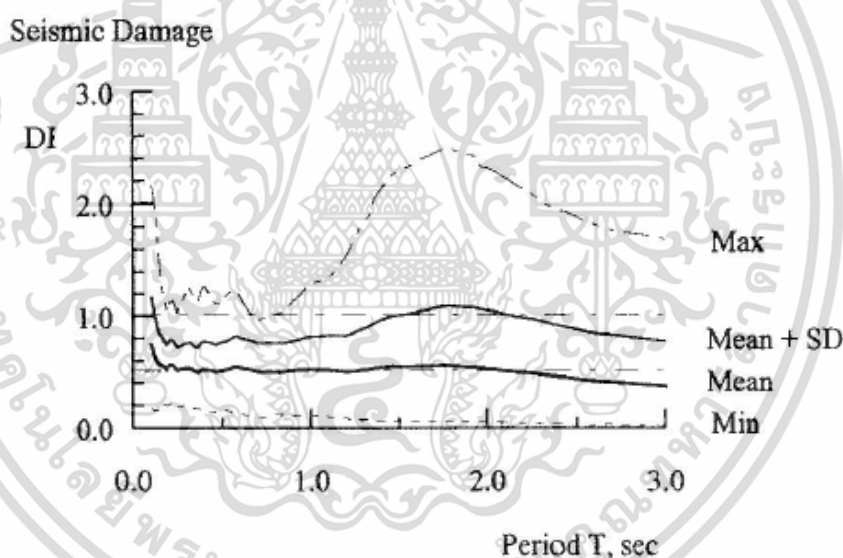
หากเปรียบเทียบผลของแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear การใช้ค่าช่วยลดกำลังในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวด้วยวิธี Damage Index Model Park-Ang ก่อนที่จะนำค่าแรงเฉือนที่ได้ไปออกแบบในขั้นตอนต่อไปนั้นให้ค่าความปลอดภัยที่ค่อนข้างมั่นใจกว่าค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่ได้จากการออกแบบโดยวิธีการออกแบบกำลังวัสดุ Strength Demand Design



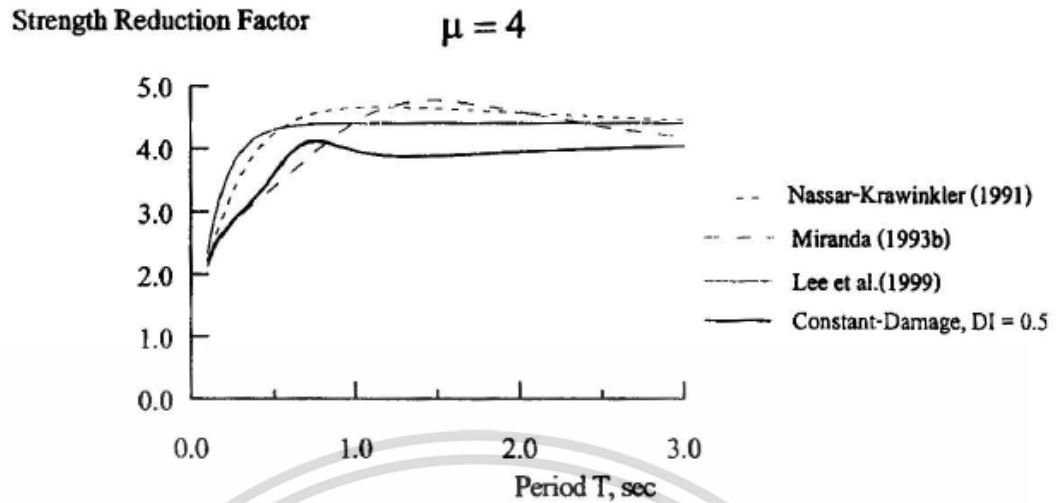
รูปที่ 4.16 กราฟการตรวจสอบการใช้ค่าช่วยลดกำลังในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวด้วยวิธี Damage Index Model Park-Ang , $DI=0.5$, $\mu=4$, MT Hysteretic Behaviors, Soft Sites ในงานวิจัยนี้

4.4 ผลการเปรียบเทียบกับกราฟการออกแบบที่เสนอโดยนักวิจัยอื่น

จากผลการเปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังที่เสนอโดยนักวิจัยอื่นๆซึ่งใช้หลักการของความเหนียวคงที่ คือ Nassar-krawinkler (1991), Miranda (1993b), Lee et al. (1999) มาเปรียบเทียบกับผลการวิจัยการศึกษานี้ โดยการใช้ค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังสำหรับพฤติกรรมโครงสร้าง Modified Takeda Model (MT) และสำหรับสภาพชั้นดินแข็งมาเปรียบเทียบกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.14-4.15 ผลปรากฏว่าค่าที่ได้จากการศึกษานี้ซึ่งใช้หลักการของค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang $DI=0.2-1.0$ เพิ่มความปลอดภัยในการออกแบบนั้นให้ค่าที่มีความสอดคล้องที่เสนอโดยนักวิจัยอื่นๆ ดังนั้นค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังในการศึกษานี้จะให้ผลการออกแบบที่ค่อนข้างปลอดภัยกว่าการออกแบบโดยวิธี Strength Demand Design เดิมและได้ค่ากำลังแรงเฉือน Base Shear ก่อนที่นำไปออกแบบชิ้นส่วนในโครงสร้างที่มีค่าไม่สูงจนเกินไป ซึ่งจะส่งผลต่อต้นทุนในการก่อสร้างและกระบวนการทำงานที่เพิ่มมากขึ้นจากค่ากำลังแรงเฉือน Base Shear ที่สูงเมื่อนำไปออกแบบและคำนวณในขั้นตอนต่อไป



รูปที่ 4.17 กราฟการใช้ค่าช่วยลดกำลังในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวด้วยวิธี Damage Index Model Park-Ang, $DI=0.5$, $\mu=4$, MT Hysteretic Behaviors, Rock Sites ในงานวิจัยนี้



รูปที่ 4.18 การเปรียบเทียบของค่าช่วยลดกำลังกับการศึกษาอื่น $\mu = 4$, $DI=0.5$, MT Hysteretic Behavior, Rock Sites



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 5

สรุปผล อภิปราย และข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปการดำเนินงานวิจัย

การดำเนินงานวิจัยนี้แบ่งออกเป็น 3 ขั้นตอน คือ

ขั้นตอนที่ 1 ศึกษาและรวบรวมคลื่นแผ่นดินไหวจากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 โดยจำแนกเป็นกลุ่มตามลักษณะธรณีวิทยาออกเป็น 2 กลุ่ม คือ กลุ่มสภาพชั้นดินแข็งและกลุ่มสภาพชั้นดินอ่อนและวิเคราะห์พารามิเตอร์ที่ใช้ในการจำแนกความสามารถในการทำ ความเสียหายของคลื่นแผ่นดินไหว ซึ่งประกอบไปด้วยค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสูงสุด, ระยะเวลาในการสั่นของพื้นดิน, และคาบเวลาสั้นธรรมชาติในโครงสร้างอาคาร โดยที่พารามิเตอร์เหล่านี้จะมีส่วนช่วยในการอธิบายพฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อถูกกระทำจากแรงแผ่นดินไหว

ขั้นตอนที่ 2 ในการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ใช้ค่า Damage Index Model Park-Ang ที่กำหนด, ค่าความอ่อนเหนียวที่กำหนด, พฤติกรรมของ Hysteretic Behaviors ของโครงสร้างที่กำหนด, และสภาพธรณีวิทยาชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อน โดยจำแนกลักษณะของพฤติกรรมของ Hysteretic Behaviors ออกเป็นโครงสร้างสองลักษณะประเภทกับการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารผนังอิฐก่อ 8 ชั้นสูง 24.0 เมตร ระยะเวลาความกว้างเสา 4.0 เมตร

ขั้นตอนที่ 3 การพัฒนาหาค่าแรงเฉือนจากตัวช่วยลดกำลัง ในการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว; Damage Index Model Park-Ang โดยแสดงอยู่ในรูปของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของสัมประสิทธิ์ต่างๆที่ช่วยลดกำลัง สำหรับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร $DI=0.2, 0.5, 1.0$ และดำเนินการตรวจสอบเพื่อให้มั่นใจได้ว่ากราฟค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ในการออกแบบนี้สามารถให้ค่าที่ปลอดภัยเพียงพอ โดยวิธีการออกแบบและการหาค่า (Design and Evaluation Approach) เพื่อยืนยันให้ได้ว่ากราฟแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear จากการออกแบบและลดกำลังลงนี้สามารถนำไปใช้งานได้จริงกับอาคาร

5.2 สรุปผลการวิจัย

ค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear จากการลดกำลังในการประเมินค่าความปลอดภัยเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารผนังก่ออิฐเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว วิธี Damage Index Model Park-Ang สามารถแสดงอยู่ในรูปของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ โดยจำแนกออกเป็น 2 วิธี คือ ค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังของ Strength Reduction Coefficients สำหรับค่าความ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang, DI 0.2-1.0 ซึ่งค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear จากการลดกำลังวิธีนี้จะขึ้นอยู่กับปัจจัยเหล่านี้คือ

5.2.1. สภาพธรณีวิทยาที่เปลี่ยนไปจะสังเกตได้ว่า ขนาดและรูปร่างของกราฟแตกต่างกันไปตามแต่ละสภาพธรณีวิทยา โดยที่กราฟของตัวประกอบของการลดกำลังสำหรับสภาพชั้นแข็งค่าตัวประกอบของการลดกำลังมีรูปร่างค่อนข้างราบเรียบสม่ำเสมอ (Uniform) เมื่อค่าคาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้าง T มีค่าเกินกว่า 1.0 วินาทีขึ้นไป แต่กราฟสำหรับสภาพธรณีวิทยาชั้นดินอ่อนจะมีจุดเด่น Dominant Peak ที่ค่า Period Ratio, T/T_g เข้าใกล้ 1.0 เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวในกรณีนี้มีลักษณะเป็น Narrow Band มีคาบเวลาการสั่นสำคัญของพื้นดินที่ค่าๆ หนึ่ง ซึ่งคลื่นลักษณะนี้จะให้พลังงานจากแรงแผ่นดินไหวที่เด่นบริเวณคาบเวลาการสั่นสำคัญของพื้นดิน จึงทำให้ช่วงคาบเวลานี้ มีความต้องการกำลัง (Strength Demand) ในการออกแบบที่สูงเป็นพิเศษ

5.2.2. พฤติกรรมของโครงสร้าง (Hysteretic Behaviors) ต่างกันจะมีความต้องการกำลัง (Strength Demand) ในการออกแบบโครงสร้างที่ต่างกัน ทั้งนี้เนื่องจากพฤติกรรม MT Hysteretic Behaviors มีลักษณะที่ค่อนข้างมีเสถียรภาพมากกว่า แต่ในกรณีพฤติกรรม Bi Hysteretic Behaviors จะมีพฤติกรรมที่มีการลดสติฟเนส (Stiffness Degradation) และลดกำลัง (Strength Deterioration) ซึ่งทำให้มีการดูดซับพลังงานเนื่องจากแรงกระทำกลับไปมาได้มากกว่า

5.2.3. การเปลี่ยนค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang จะมีความต้องการกำลัง (Strength Demand) ในการออกแบบที่ต่ำลง ถ้ามีการยอมให้โครงสร้างมีความเสียหายเพิ่มขึ้นกว่าเดิม ในการออกแบบวิศวกรจะต้องเลือกค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang ที่เหมาะสม หากค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang น้อยเกินไปจะทำให้การออกแบบที่ไม่ประหยัด เช่น $DI=0.2$ แต่ถ้าหากค่าระดับความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารนี้สูงเกินไปจะทำให้อาคารไม่มีความปลอดภัยเพียงพอ $DI>1.0$

5.2.4. การเปลี่ยนค่าความเหนียวของโครงสร้างจะมีความต้องการกำลัง (Strength Demand) ในการออกแบบที่ต่ำลง ถ้ามีการเพิ่มค่าความเหนียวของโครงสร้างมากขึ้นกว่าเดิม ทั้งนี้ค่าความเหนียวจะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการคือ ประเภทของโครงสร้าง เช่น ระบบโครงสร้าง Bearing Wall แบบต่างๆ ระบบโครงสร้าง Building Frame แบบต่างๆ Moment Resisting Frame แบบต่างๆ เป็นต้น สำหรับในโครงสร้างอาคารผนังอิฐก่อ ค่าความเหนียวจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของเหล็กเสริมทางยาวต่อหน้าตัดคอนกรีต ระยะห่างระหว่างช่วงคาน อัตราส่วนของเหล็กปลอกต่อหน้าตัดคอนกรีต และการค้ำยันในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว เป็นต้น

5.2.5. การเปลี่ยนค่าคาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างอาคาร ค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังของ Yield Strength จะค่อยๆ เพิ่มมากขึ้น เมื่อคาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างอาคารสูงขึ้นค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังสำหรับกราฟการออกแบบเป็น Period-Dependent ซึ่งใน Building Codes ส่วนใหญ่ยังใช้เป็นค่าคงที่ตลอดทุกคาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างอาคารอยู่

จากค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear จากการลดกำลังในการออกแบบที่เสนอในรูปของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์นี้ วิศวกรผู้ออกแบบสามารถนำไปประยุกต์ใช้เพื่อคำนวณหาความต้องการกำลัง (Strength Demand) ของโครงสร้างได้โดยการค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang ที่เหมาะสม สำหรับพฤติกรรมของ Hysteretic Behavior ของแต่ละโครงสร้าง, ค่าความเหนียว, ค่าคาบเวลาการสั่นธรรมชาติในโครงสร้างและธรณีวิทยาของชั้นดินในแต่ละชนิด

สำหรับการเลือกค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่เหมาะสมนี้ จากการตรวจสอบการประยุกต์ใช้งานจริงของกราฟค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear จากการลดกำลังในการออกแบบสำหรับกรณีโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่อยู่บนชั้นดินอ่อนนั้น พบว่าหากกำหนดค่าระดับค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคาร $DI=0.5$ แล้วดำเนินการตรวจสอบความเสียหายของโครงสร้าง โดยวิธีการออกแบบและการหาค่า (Design and Evaluation Approach) ปรากฏว่าค่า Mean มีค่าค่อนข้างคงที่สม่ำเสมอที่ระดับ 0.5 และค่า Mean-Plus-one-Standard Deviation มีค่าอยู่ในขอบเขต 1.0 ซึ่งแสดงว่ากราฟค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear จากการลดกำลังในการออกแบบที่เสนอนี้ให้ค่าความปลอดภัยที่เพียงพอ โดยจะทำให้ค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang ที่ประเมินไว้มีค่าคงที่สม่ำเสมอตามที่ตั้งเป้าหมายไว้ โดยแรงจากแผ่นดินไหวส่วนใหญ่จะไม่ทำให้โครงสร้างพังทลาย

บทที่ 6

วิเคราะห์และอภิปรายผล

บทนี้แสดงการวิเคราะห์และอภิปรายผลโดยเปรียบเทียบคำตอบที่เหมาะสมจากแบบจำลองทั้งหมดใน 6.1 ตรวจสอบคำตอบที่ถูกต้องของแบบจำลองและประเด็นการได้ค่าที่เหมาะสมใน 6.2 ค่าคำตอบที่เหมาะสมและค่าใช้จ่ายในการคำนวณใน 6.3

6.1 เปรียบเทียบคำตอบที่เหมาะสมจากแบบจำลองทั้งหมด

หากเปรียบเทียบผลในระหว่างการออกแบบด้วยวิธีนี้ คือ วิธี Yield Strength Demand ผสมผสานกับค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang, $DI=0.2-1.0$ แล้วทำการลดกำลังแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ลง จากการตรวจสอบความเสียหายของโครงสร้างโดยวิธีการออกแบบและการหาค่า (Design and Evaluation Approach) จะสังเกตได้ว่าค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ลดลงและให้ค่าความปลอดภัยที่ค่อนข้างสม่ำเสมอ ทั้งนี้เพราะค่าความต้องการกำลัง Strength Demand เป็นการคำนวณโดยตรงจึงให้ค่าความแม่นยำกว่า

หากเปรียบเทียบในด้านหลักการออกแบบของวิธีการนี้คือหลักการของค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang $DI=0.2-1.0$ กับวิธีการออกแบบ Strength Demand ซึ่งใช้หลักการของความเหนียวคงที่จะพบว่า วิธีการใหม่นี้ให้ความมั่นใจในการออกแบบเพิ่มมากขึ้น นั่นคือผู้ออกแบบสามารถกำหนดค่าความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารที่เหมาะสมได้ระหว่าง $DI=0.2-1.0$

จากผลการเปรียบเทียบค่าช่วยลดกำลังที่เสนอโดยนักวิจัยอื่นๆ ซึ่งใช้หลักการออกแบบวิธี Strength Demand หรือหลักการของความเหนียวโดย Nassar-Krawinkler (1991), Miranda (1993b), Lee et al. (1999) มาเปรียบเทียบกับผลการวิจัยในการศึกษานี้ โดยใช้การประเมินค่าสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังที่เกี่ยวข้อง สำหรับ Bilinear Model และ Modified Takeda Model สำหรับสภาพธรณีวิทยาชั้นดินอ่อนมาเปรียบเทียบกัน ผลปรากฏว่าค่าที่ได้จากการศึกษานี้ซึ่งใช้หลักการของการค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang, $DI=0.2-1.0$ จะให้ค่าที่น้อยกว่าค่าที่เสนอโดยนักวิจัยอื่น ซึ่งค่าการประเมินสัมประสิทธิ์ช่วยลดกำลังที่เสนอโดยการศึกษานี้ ให้ผลแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ในการออกแบบที่ค่อนข้างปลอดภัยกว่าการออกแบบด้วยหลักการของความเหนียวโดยวิธี Strength Demand Design

หากพิจารณาถึงผลกระทบของการเปลี่ยนพฤติกรรมของ Hysteretic Behaviors ของโครงสร้างจะพบว่า การใช้พฤติกรรมของ Hysteretic Behaviors มีผลต่อค่าช่วยลดกำลังมาก ซึ่งโดยทั่วไป Building Codes ส่วนมากนิยมสร้างค่าช่วยลดกำลังจากพฤติกรรมของ Hysteretic Behaviors อย่างง่าย คือ Elastic Perfectly Plastic (EPP) Model และนำไปประยุกต์ใช้กับ

โครงสร้างอาคารทุกประเภท ซึ่งค่าของความต้องการกำลังที่ได้จะมีค่าต่ำกว่าความเป็นจริง ซึ่งจากผลเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การศึกษานี้พบว่า หากใช้พฤติกรรมของ Hysteretic Behaviors ที่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างจะให้ค่าความปลอดภัยมากกว่าการใช้พฤติกรรมของ Hysteretic Behaviors อย่างง่าย

ผลการวิจัยนี้จะเป็นประโยชน์ในการพัฒนาสร้าง Seismic Design Code ได้ โดยแบ่งออกเป็น 2 แบบ คือ

6.1.1. สำหรับ Design Code แบบที่ใช้ Modification Response Spectrum หรือ Strength Reduction Coefficient เป็นพื้นฐาน ซึ่งได้เสนอโดย Applied Technology Council (ATC-19) กราฟแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่คำนวณได้นี้ จะสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการสร้าง Strength Reduction แบบใหม่ได้ โดยจะอยู่ในรูปของ Strength Reduction Coefficient สำหรับการกำหนดค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang, $DI=0.2-1.0$ ซึ่งเป็นวิธีการใหม่ที่พัฒนาจากหลักการค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang ซึ่งอาจจะดีกว่าวิธีการดั้งเดิม

6.1.2. สำหรับ Design Code แบบที่ใช้ Inelastic Design Spectrum โดยตรงเป็นพื้นฐาน ซึ่งได้นำมาใช้ เช่น New Zealand Code (Sanz, 1992) เป็นต้น โดยค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ที่ได้จากงานวิจัยครั้งนี้จะสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการสร้าง Inelastic Damage Index Design Spectrum ได้โดยตรง โดยจะอยู่ในรูปของ Damage Index Design สำหรับค่าแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear, $DI=0.2-1.0$ ซึ่งเป็นวิธีการใหม่ที่อาจจะดีกว่าวิธีการดั้งเดิม

6.2 ข้อเสนอแนะเพื่อการทำวิจัยครั้งต่อไป

ปัจจุบันนี้หลักการออกแบบ Seismic Resistance Design เริ่มเปลี่ยนไปจาก Force Based Design เป็น Advance Based Design ซึ่งจะต้องมีการตรวจสอบและควบคุมการเคลื่อนที่ของโครงสร้างอาคารให้เหมาะสมเพื่อเป็นการควบคุมความปลอดภัยของโครงสร้างไม่ให้เกิดการพังทลาย ดังนั้นจึงควรมีการศึกษาหลักการของค่าความปลอดภัย Damage Index Model Park-Ang, $DI=0.2-1.0$ เพื่อนำไปประยุกต์ใช้กับวิธีการของ Advance Based Design อีกทั้งพฤติกรรมของ Hysteretic Behaviors นั้นมีผลต่อกราฟการออกแบบมากซึ่งควรมีการศึกษาในกรณีที่มีรูปแบบของ Hysteretic Behaviors ที่เปลี่ยนไปในลักษณะต่างๆ อันจะเป็นประโยชน์ในการออกแบบโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวได้ต่อไป

บรรณานุกรม

- มยผ. 1303. 2557. **มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว.** กรุงเทพฯ: กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย
- มยผ. 1301/1302. 2561. **มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว.** กรุงเทพฯ: กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย
- Araya, R. and Saragoni, G. R. "Earthquake accelerogram Destructiveness Potential Factor." **Proceedings of the 8 th World Conference on Earthquake Engineering**, San Francisco, CA, 835-842, 1985.
- Arias, A. "A measure of earthquake intensity." in **Seismic Design for Nuclear Power Plants**, ed. R. J. Hansen, MIT Press, Cambridge, Mass., 438-469, 1970.
- ATC "Structural response modification factors". **Applied Technology Council Report ATC-19**. Redwood City, California, 1995.
- Banon, H. and Veneziano, D. "Seismic safety of reinforced concrete members and structures." **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, 10, 179-193, 1982.
- Bertero, V. V. "Structural engineering aspects of seismic zonation". **Proc. of the Fourth International Conference on Seismic Zonation**, Stanford, California, 261-321, 1991.
- Bertero, V. V. "Major issues and future directions in earthquake-resistant design." **Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering**, July 19-24, Madrid, Spain, 11, 6407-6444, 1992.
- Bolt, B. A. "Duration of strong ground motion." **Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering**, Rome, Italy, 1304-1313, 1973.
- Chai, Y. H., Romstad K. M., and Bird, S.M. "Energy-based linear damage model for high-intensity seismic loading." **Journal of Structural Engineering**, ASCE, 121(5), 857-864, 1995.
- Clough, R. W. and Johnston, S. B. "Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements." **Proceedings of the Japan Earthquake Engineering Symposium**, 227-232, 1967.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- Cosenza, E., Manfredi, G. and Ramasco, R. “An evaluation of the use of damage functionals in earthquake-resistant design.” **Proceedings of the 9th European Conference on Earthquake Engineering**, Moscow, 9, 303-312, 1990.
- Chopra, A. K. **Dynamics of Structures**, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1995.
- Decanini, L. and Gavarini, C. “Some relevant aspects of the seismic design codes: Lessons learned from earthquakes and impact on practice and research.” **Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering**, July 19-24, Madrid, Spain, (11), 6715-6724, 1992.
- Dobry, R., Idriss, I. M., Chang, C. Y., and Ng, E. “Influence of magnitude, site conditions, and distance on significant duration of earthquakes.” **Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering**, New Delhi, 2, 131- 136, 1977.
- Dunbar, P. and Row, L. W. **An Earthquake Strong-Motion Data Catalog for Personal Computers**, National Geophysical Data Center, NOAA, Code E/GC1 , 3 2 5 Broadway, Boulder, Colorado, USA, 1996.
- Elghadamsi, F. E., and Moraz, B. “Inelastic Earthquake Spectra.” **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, (15), 91-104, 1987.
- Fajfar, P., Fischinger, M. “Earthquake design spectra considering duration of ground motion.” **Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering**, Palm Springs, California, EERI, 2, 15-24, 1990.
- Fajfar, P., Vidic, T., Fischinger, M. “A measure of earthquake motion capacity to damage medium-period structures.” **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 9(5), 236-242, 1990.
- Fajfar, P. Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, 21, 837-848, 1992.
- Hays, W. W. “A note on the duration of earthquake and nuclear explosion ground motions.” **Bulletin of the Seismological Society of America**, 65, 875-884, 1975.
- Hirao, K., Sasada, S., Nariyuki, Y., Sawada, T. and Kawabata, S. “Required yield strength ratio spectrum and its application for verification of seismic safety of a structure excited by severe earthquake motions”. **Proceedings of JSCE**, 525 (1-33), 213-225, 1995.

- IAEE, International Association for Earthquake Engineering. **Regulations for Seismic Design: A World List**. Tokyo, 1996.
- LiJean, W.-Y., and Loh, C.-H. “Seismic demand for SDOF system based on structural damage control concept” . **The Sixth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction**, Taipei, Taiwan, 1998.
- Krawinkler, H. and Zohrei, M. “Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions.” **Computers & Structures**, 16(1-4), 531-541, 1983.
- Krawinkler, H. and Nassar, A. A. “Seismic design based on ductility and cumulative damage demand and capacities”, in **Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings**, eds. Fajfar, P. and Krawinkler, H. (Elsevier Applied Science), 23-39, 1992.
- Kiawinkler, H., Bertero, V. V., and Popov, E. P. “Inelastic behavior of steel beam to column subassemblages.” **Report No. EERC 71-7**, University of California, Berkeley, California, 1971.
- Krinitzsky, E. L. and Chang, F. K. **State-of-the-Art for Assessing Earthquake Hazards in the United States, Report 25. Parameters for Specifying Intensity-Related Earthquake Ground Motions**, Appendix A, Strong-Motion Data: US Army Engineer Waterways Experiment Station, 1987.
- Lai, S. P. and Biggs, J. M. “Inelastic response spectra for aseismic building design.” **Journal of the Structural Division**, ASCE, 106(ST6), 1295-1310, 1980.
- Lee, L. H., Han, S. W., Oh, Y. H. “Determination of Ductility Factor Considering Different Hysteretic Models”, **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, 28, 957-977, 1999.
- Mazzolani, F. M. and Piluso, V. **Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames**, E & FN Spon, London, UK, 1996.
- Meli, R. and Avila, J. A. “The Mexico earthquake of September 19, 1985 - analysis of building response.” **Earthquake Spectra**, 5(1), 1-17, 1989.
- McCann, N. W. and Shah, H. C. “Determining Strong-Motion Duration of Earthquakes.” **Bulletin of the Seismological Society of America**, 69(4), 1253- 1265, 1979.
- Miranda, E. “Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra.” **Journal of Structural Engineering**, ASCE, 119(5), 1319-1338, 1993a.
- Miranda, E. “Site-dependent strength reduction factors.” **Journal of Structural Engineering**, ASCE, 119(12), 3503-3519, 1993b.

- Nassar and Krawinkler “ Seismic demands for SDOF and MDOF systems.” **Report no. 95, The John A. Blume Earthquake Engineering Center**, Department of Civil Engineering, Stanford University, 1991.
- Newmark, N. M. “ A method of computation for structural dynamics” , **Journal of the Engineering Mechanics Division**, ASCE, 85, 67-94, 1959.
- Newmark, N. M. and Hall, W. J. “ Seismic design criteria for nuclear reactor facilities.” **Report No. 46. Building Practices for Disaster Mitigation**, National Bureau of Standards, U.S. Department of commerce, 209-236, 1973.
- Newmark, N. M. and Hall, W. J. **Earthquake Spectra and Design**, EERI, Berkeley, CA, 1982.
- Panyakapo, P. and Warnitchai, P. “ Constant-Damage Inelastic Response Spectra for Seismic Resistant Design of Buildings on Soft Soils” , **Proceedings of the 3rd National Conference on Civil Engineering**, Songkhla, Thailand, 1997.
- Park, Y. J. and Ang, A. H. S. “ Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete” . **Journal of Structural Engineering** ASCE, 111(4), 722-739, 1985.
- Park, Y. J., Reinhorn, A. M. and Kunnath, S. K. “ IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame-shear-wall structures.” **NCEER report-87-0008**, State University of New York at Buffalo, Red Jacket Quadrangle, Buffalo, NY 14261, 1987.
- Rahnama and Krawinkler “ Effect of soft soil and hysteresis model on seismic demands.” **Report no. 108, The John A. Blume Earthquake Engineering Center**, Department of Civil Engineering, Stanford University, 1993.
- Riddell, R., Hidalgo, P. and Cruz, E. “ Response modification factors for earthquake resistant design of short period buildings.” **Earthquake Spectra**, 5(3), 571- 580, 1989.
- Riddell, R., and Newmark, N. M. “ Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes.” **Structural Research Series No. 468** , Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, 1979.
- Seed, H. B., and Idriss I. M. **Seismic Site Response and Liquefaction**, EERI, Berkeley, CA, 1981.
- Stone, W. C. and Taylor, A. W. Seismic performance of circular bridge columns designed in accordance with AASHTO/CALTRANS standards. **NIST building science series 170**, Gaithersburg, 1993.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- SANZ, Standards Association of New Zealand. **Commentary on code of practice for general structural design and design loading for buildings** (NZS 4203-Part 2), Wellington, 1992.
- Takeda, T., Sozen, M. A., and Nielsen, N. N. “Reinforced concrete response to simulated earthquakes.” **Journal of the Structural Division**, ASCE, 96(ST12), 2557-2573, 1970.
- Trifunac, M. D. and Brady, A. G. “A study on the duration of strong earthquake ground motion.” **Bulletin of the Seismological Society of America**, 65(3), 581-626, 1975.
- Uang, C. M. and Bertero, V. V. “Implication of recorded earthquake ground motions on seismic design of building structures”. **UCB/EERC Report No. 88/13**, University of California, Berkeley, California, 1988.
- Vanmarcke, E. M. and Lai, S. P. “Strong motion duration and rms amplitude of earthquake records.” **Bulletin of the Seismological Society of America**, 70, 1293-1307, 1980.
- Warnitchai, P. and Panyakapo, P. Constant-Damage Design Spectra. **Journal of Earthquake Engineering**, 3(3), 329-347, 1999.

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-นามสกุล	นายยศกร ชลรัตน์
วัน เดือน ปีเกิด	4 พฤษภาคม 2524
ประวัติการศึกษา	2561 วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาจัดการงานวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยสยาม 2563 วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา (โครงสร้าง) มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ประสบการณ์การทำงาน	
ปัจจุบัน	รับราชการในตำแหน่งวิศวกรโยธา กลุ่มงานวิชาการโยธาธิการ กรมโยธาธิการและผังเมือง สังกัดกระทรวงมหาดไทย



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้