



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย(ระยะที่1)

งานวิจัยอย่างที่4 การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร
ในกรุงเทพมหานครและศึกษาหาวิธีปรับปรุงอาคารที่อ่อนแอกลาง
ให้มีความต้านทานแผ่นดินไหว ในระดับที่เหมาะสม

ส่วนที่ 1 เรื่องการวิเคราะห์ทำความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว
ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Pushover analysis

ส่วนที่ 2 เรื่องการประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต
เสริมเหล็ก และการปรับปรุงอาคารให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

โดย รศ.ดร. เป็นหนึ่ง วนิชชัย และคณะ

ถุนภาพนัช 2548

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย(ระยะที่ 1)

งานวิจัยอย่างที่ 4 การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร
ในกรุงเทพมหานครและศึกษาหาวิธีปรับปรุงอาคารที่อ่อนแอกลาง
ให้มีความต้านทานแผ่นดินไหว ในระดับที่เหมาะสม

ส่วนที่ 1 เรื่องการวิเคราะห์ทำความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว
ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Pushover analysis

ส่วนที่ 2 เรื่องการประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต
เสริมเหล็ก และการปรับปรุงอาคารให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

คณะผู้วิจัย

- รศ.ดร. เป็นหนึ่ง วนิชชัย
- รศ.ดร. วีโรจน์ บุญญกิจญโญ
- รศ.ดร. ออมร พิมานมาศ
- ผศ.ดร. อาณัติ เรืองรัศมี
- รศ.ดร. นพดล เพียรเวช
- ผศ. อนุก ศิริพานิชกร

สังกัด

- สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย(สกว.)
(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกว.ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

บทคัดย่อ

รหัสโครงการ : RDG 4530024

ชื่อโครงการ : โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 1)

โครงการย่ออยู่ที่ 4 การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในกรุงเทพมหานคร และศึกษาหารือปรับปรุงอาคารที่อ่อนแอกล่าวให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

ชื่อนักวิจัย : เป็นหนึ่ง วนิชชัย¹, วิโรจน์ บุญญภิญโญ², ออม พิมามาศ³, อาทิติ เรืองรัตน์⁴, นพดล เพียรเวช¹, อเนก ศิริพานิชกร⁵

สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย¹, มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์², สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร³, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย⁴, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี⁵

email address : pennung@ait.ac.th

ระยะเวลาโครงการ : กันยายน 2545 – สิงหาคม 2547

งานวิจัยในโครงการย่ออยู่ที่ 4 มีวัตถุประสงค์ที่จะศึกษาทำงต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพมหานคร ซึ่งโดยส่วนใหญ่แล้วไม่ได้พิจารณาผลของแรงแผ่นดินไหวในการออกแบบ และศึกษาหารือปรับปรุงอาคารที่อ่อนแอกล่าวให้มีกำลังต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม งานวิจัยแบ่งเป็นสองส่วนหลักได้แก่ การศึกษาพฤติกรรมขององค์อาคารที่คาดว่าจะเป็นจุดวิกฤตในระหว่างเกิดแผ่นดินไหว และ การศึกษาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาคารทั้งหลัง งานวิจัยในส่วนแรกนั้น ประกอบด้วยการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก 7 ชิ้นทดสอบ จุดต่อคาน-เสา 6 ชิ้นทดสอบ และ จุดต่อพื้น รีคาน-เสา 1 ชิ้นทดสอบ ชิ้นทดสอบที่ใช้เป็นชิ้นทดสอบขนาดย่อส่วนจากขนาดจริง โดยมีคุณลักษณะทางโครงสร้าง รายละเอียดการเสริมเหล็ก และ วิธีการก่อสร้าง เช่นเดียวกับอาคารจริงที่ได้สำรวจมา ชิ้นทดสอบถูกทดสอบภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร ผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่าชิ้นทดสอบเหล่านี้ส่วนใหญ่จะเกิดการวินาทีในลักษณะเปราะ ตัวอย่างเช่น ชิ้นทดสอบเสาเกิดการวินาทีแบบเฉือนน่องจากมีปริมาณเหล็กปลอกไม่เพียงพอ หรือ เกิดการวินาทีเนื่องจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยว ณ ตำแหน่งการต่อตัวเหล็กยืนที่ฐานเสา งานวิจัยได้แสดงให้เห็นว่าการวินาทีไม่เพียงบารณฑ์เหล่านี้สามารถบังกันได้โดยการใส่เหล็กปลอกให้พอเพียง และ หลักเลี่ยงการทابต่อเหล็กยืนที่บริเวณฐานเสา ในกรณีของจุดต่อคาน-เสา นั้น การวินาทีที่เกิดขึ้นในชิ้นทดสอบส่วนมากเป็นการวินาทีแบบเฉือนที่จุดต่อ ยกเว้นในกรณีของจุดต่อที่มีสาขานาดใหญ่ การวินาทีแบบเฉือนของจุดต่อนั้นอาจทำให้เกิดการสูญเสียกำลังต้านทานแรงด้านข้างของอาคารได้อย่างรวดเร็ว สำหรับชิ้นทดสอบรอยต่อพื้น-เสา การวินาทีที่เกิดขึ้นเป็นแบบการเฉือนจะกระชาก เมื่อชิ้นทดสอบมีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ระดับ 2% ของความสูงระหว่างชั้น การวินาทีที่เกิดขึ้นนี้เป็นการวินาทีแบบเฉือนพลันทำให้เกิดการสูญเสียกำลังต้านทานแรงด้านข้างอย่างรวดเร็ว นอกจากการทดลองเพื่อศึกษาพฤติกรรมแล้ว งานวิจัยนี้ยังประกอบด้วยการทำนายพฤติกรรมของชิ้นทดสอบด้วยวิธีไฟฟ้าในตัวอิเล็กทรอนิกส์ที่ใช้เพื่อปรับปรุงวัสดุแบบไรีซิงเส็น ผลการวิเคราะห์ไฟฟ้าในตัวอิเล็กทรอนิกส์มีความใกล้เคียงกับการทดสอบ เป็นการยืนยันความถูกต้องของวิธีไฟฟ้าในตัวอิเล็กทรอนิกส์

งานวิจัยในส่วนที่สองนั้น เป็นการศึกษาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาคารทั้งหลัง โดยวิธีการวิเคราะห์แบบเพิ่มแรงสติกต้านข้างแบบไรีซิงเส็นตามข้อแนะนำของ ATC-40 และ FEMA-273 ตัวอย่างการคำนวณได้ใช้อาคารในกรุงเทพฯ จำนวน 6 อาคารเป็นอาคารตัวแทน อันได้แก่ อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทคาน-เสา มีความสูง 5 ชั้น และ 9 ชั้น อาคารประเภทคาน-เสา-ผนังแรงเฉือนสูง 20 ชั้น จำนวน 2 หลัง อาคารประเภทพื้น-เสาสูง 9 ชั้น และอาคารประเภทพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือนสูง 30 ชั้น แบบจำลองไฟฟ้าในตัวอิเล็กทรอนิกส์แบบไรีซิงเส็นได้ถูกสร้างขึ้นให้มีลักษณะใกล้เคียงสภาพความเป็นจริงมากที่สุดโดยพิจารณาจากแบบทางสถาปัตยกรรม และระบบโครงสร้างของอาคารจริง การจำลองดังกล่าวได้พิจารณาถึงคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่แท้จริง การลดลงของความแข็งแกร่งของหน้าตัดเนื่องจากการแตกร้าว ผลของ P - Δ หัวหนกบรรทุกเริ่มต้นในแนวตั้ง ผนังก่ออิฐ ความยืดหยุ่นของฐานราก

บทคัดย่อ

ประเภทเสาเข็ม และความสามารถในการเสียรูปของจุดหมุนพลาสติกในชิ้นส่วนที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมต่างๆ กัน แบบจำลองไฟไนต์อิลีเมนต์ที่สมจริงนี้ได้ถูกนำมาใช้กับเคราะห์ด้วยวิธีเพิ่มแรงสติ๊กตันข้างแบบไร้เชิงเส้น และแสดงผลในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป แล้วจึงทำการประเมินหาพฤติกรรมและความเสียหายของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยเปรียบเทียบจากความความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป กับระดับความต้านทานที่ความในโครงสร้างเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดในกรุงเทพฯ ที่ kab การเกิดช้า ตั้งแต่ 50 ปี จนถึง 2,500 ปี ผลการศึกษาชี้ว่าอาคารประเภทคน-เสา มีกำลังต้านทานแรงด้านข้างประมาณ 12% ถึง 24% ของน้ำหนักทั้งหมด ส่วนอาคารประเภทพื้น-เสา มีกำลังต้านทานแรงด้านข้างต่ำกว่าคือมีค่าเพียง 6% ถึง 9% ของน้ำหนักทั้งหมด สำหรับอาคารที่มีความสูง 20-30 ชั้น รวมทั้งอาคารสูง 9 ชั้นระบบพื้น-เสาที่เพิ่มผนังแรงเฉือน กำลังต้านทานแรงด้านข้างจะมาจากการผนังแรงเฉือนเป็นส่วนใหญ่ ผลการวิจัยชี้ว่าความสามารถในการเสียรูปในช่วงเกินพิกัดยึดหยุ่นของอาคาร ขึ้นอยู่กับรายละเอียดการเสริมเหล็กเป็นสำคัญ สำหรับอาคารสูงปานกลางที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่ดี (ซึ่งอาจไม่เหมือนกับอาคารจริงในกรุงเทพฯ) โครงสร้างจะมีกำลังต้านทานและความหนึ่งในระดับปานกลาง และจะมีความปลดล็อกภัยจากแรงแผ่นดินไหวในระดับสูงสุดที่คาดว่าจะเกิด อย่างไรก็ตามรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ไม่ดีโดยเฉพาะในจุดต่อคน-เสา จะทำให้ความสามารถในการเสียรูปลดลงอย่างมากจนถึงระดับที่ไม่สามารถยอมรับได้ ดังนั้นผลการศึกษาจึงยืนยันความจำเป็นที่ต้องมีรายละเอียดการเสริมเหล็กในจุดสำคัญๆ ในโครงสร้างอย่างถูกต้องเพื่อให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ดี นอกจากนี้การประเมินอาคารยังได้แสดงให้เห็นว่าอาคารสูงมีค่าความสามารถในการเสียรูปในช่วงยึดหยุ่นสูงมากกว่าระดับขั้นต่ำที่ความใน ซึ่งแสดงว่าอาคารจะปลดภัยจากแผ่นดินไหวในระดับสูงสุดที่คาดว่าจะเกิด อย่างไรก็ตามผลการตอบสนองจากรูปแบบการสั่นไหวในลำดับที่สูงกว่าลำดับที่ 1 ซึ่งอาจมีความสำคัญในกรณีของอาคารสูงยังไม่ได้นำมาพิจารณาในงานวิจัยนี้ ดังนั้นจึงควรนำไปพิจารณาในงานวิจัยขั้นต่อไปเพื่อให้ได้ข้อสรุปที่ถูกต้อง สำหรับการปรับปรุงความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร วิธีการหล่ายรูปแบบได้ถูกนำมาพิจารณา ผลการศึกษาชี้ว่า การปรับปรุงรายละเอียดเหล็กเสริม ของชิ้นส่วนสำคัญในโครงสร้างให้มีความหนึ่ง และ การเพิ่มผนังแรงเฉือน เป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพสูง

คำหลัก : การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร, ชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก, กำลังต้านทานแผ่นดินไหว, การวิเคราะห์แบบเพิ่มแรงด้านข้าง, โครงสร้างเสา-คน, โครงสร้างพื้น-คน, กรุงเทพมหานคร

Abstract

Project Code :	RDG 4530024
Project Title :	Earthquake Mitigation in Thailand (Phase 1) Sub-project 4: Seismic Evaluation and Retrofit of Buildings in Bangkok
Investigators :	Warnitchai P. ¹ , Boonyapinyo V. ² , Pimanmas A. ³ , Ruanggrassamee A. ⁴ , Phien-wej N. ¹ , Siripanichgorn A. ⁵ <i>Asian Institute of Technology¹, Thammasat University², Sirindhorn International Institute of Technology³, Chulalongkorn University⁴, King Mongkut's University of Technology Thonburi⁵</i>
Email address :	pennung@ait.ac.th
Project Duration :	September 2002 – August 2004

The main objectives of this research project are to determine the actual seismic capacity of typical reinforced concrete (RC) buildings in Bangkok, most of which were designed and constructed without any consideration on seismic loading, and to find practical and effective ways to increase the capacity to an acceptable level. The research works are divided into two main parts: (1) seismic performance of critical RC components and (2) seismic capacity of the whole building structures. In the first part, seven RC column specimens, four beam-column subassemblages, and one post-tensioned flat slab-column connection were tested under quasi-static cyclic loading to study their seismic behaviour. These specimens are scaled down models of critical RC components of typical buildings in Bangkok. Their structural parameters, reinforcement details, and construction method were made similar to those of the actual structures. The test results show that most specimens failed in undesirable brittle modes. The columns, for example, failed either in shear due to insufficient lateral reinforcement or by bond failure in the lap splice region at the column base. It was also demonstrated that these undesirable failure modes can be prevented and thus improving the seismic performance by adding a sufficient amount of lateral reinforcement and avoiding the lap splice in the column base region. For the cases of beam-column subassemblages, the diagonal shear failure was found to occur at the beam-column joint in most cases, except in the case where the column is relatively large (due to large tributary area). Such failure may lead to a significant degradation in the lateral strength of RC frame structures under seismic loading. An effective way to prevent the joint failure was proposed. For the case of slab-column connection, a dangerous punching shear failure was suddenly developed after the test specimen has been subjected to a moderate level of cyclic displacement (about 2% drift ratio). Parallel to the cyclic loading tests, detailed computer models of several test specimens were developed using the finite element method with nonlinear constitutive material models. The computer predictions were found to agree reasonably well with the test results, thus confirming the reliability of the computer method.

In the second part of this research works, the seismic capacity of the whole building structures was determined by a nonlinear pushover analysis procedure following the guidelines of the ATC-40 and FEMA-273 documents. Six existing buildings were selected to represent typical RC buildings in Bangkok. They are 5- and 9-story beam-column frame (BCF) buildings, two 20-story BCF buildings with shear walls, 9-story slab-column frame (SCF) building and 30-story SCF building with shear walls. Their nonlinear finite-element models were carefully developed from as-built structural and architectural drawings. The modeling accounts for the overstrength of reinforcement steel, the reduced stiffness of cracked concrete sections, the P-

Abstract

delta effect, the initial gravity loads, the masonry infill walls, the foundation flexibility, and the limited plastic deformation capacity of various RC members with different reinforcement details. With these realistic FE models, pushover analyses were carried out, and the results were presented in terms of capacity curves. The building's seismic performance was then evaluated by comparing its capacity curve with the seismic demand diagram of predicted earthquake ground motions in Bangkok for return periods from 50 to 2500 years. The results show that the lateral strength of BCF buildings varies from about 12% to 24% of the total weight, while the lateral strength of SCF buildings is relatively lower, varying from about 6% to 9%. In tall buildings of 20 to 30 stories high, the lateral strength is dominated by that of shear walls. This is also true for the case of 9-story SCF building. The inelastic deformation capacity of buildings is found to be very sensitive to reinforcement detailing. If a medium-rise building had good seismic detailing (which is unlikely for those in Bangkok), it could develop a moderately ductile behaviour, which is sufficient to survive the maximum credible earthquake (MCE). However, with typical non-seismic detailing, particularly in the beam-column connections, the deformation capacity could be greatly reduced to an unacceptable level. These results hence confirm the need for proper seismic detailing. The capacity-demand diagrams also show that tall buildings generally have much higher elastic deformation capacity than the maximum elastic deformation demand, which implies that they could be safe against the MCE. However, since the effects of higher vibration modes were not taken into account in this study, and the effects could be significant for tall buildings, a further investigation is required before any conclusion can be reached. Many measures to improve the seismic performance of buildings were also investigated. Among these, seismic detailing of some critical members and adding shear walls have been found to be very effective measures.

Keywords: Cyclic Loading Test, Reinforce Concrete Members, Seismic Capacity, Pushover Analysis, Beam-Column Frame, Slab-Column Frame, Bangkok

Executive Summary

โครงการย่ออย่างย่อที่ 4

การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในกรุงเทพมหานคร และศึกษาหาวิธีปรับปรุงอาคารที่อ่อนแอบให้มีความต้านทานแผ่นดินไหว ในระดับที่เหมาะสม

ส่วนที่ 1 เรื่องการวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว

ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Pushover analysis

ส่วนที่ 2 เรื่องการประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต เสริมเหล็ก และการปรับปรุงอาคารให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

1. บทนำ

ประเทศไทยในช่วงเวลาหลายสิบปีที่ผ่านมาเมื่อว่าจะไม่เคยเกิดแผ่นดินไหวในระดับที่ก่อให้เกิดความเสียหายที่รุนแรงก็ตาม แต่ก็ยังคงมีรายงานถึงผลกระทบของแผ่นดินไหวในบางพื้นที่ของประเทศไทยอยู่บ่อยครั้ง โดยเฉพาะบริเวณภาคเหนือและตะวันตกเนื่องจากน้ำกรุงเทพฯ และปริมณฑลอาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่อาจเกิดจากอยลี่อนขนาดใหญ่ได้ เช่น ในทะเลอันดามัน หรือในพม่า หรือบริเวณใกล้เคียง ทั้งนี้เนื่องจากชั้นดินที่รองรับกรุงเทพฯ และปริมณฑลเป็นชั้นดินอ่อนชั่งมีลักษณะพิเศษที่สามารถขยายระดับการสั่นไหวของพื้นดินได้ ก่อนที่กู้ภัยจะร่วงลงบันทึกที่ 49 เรื่องการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวจะมีผลบังคับใช้ในอีกครึ่งปีต่อจากนี้ สำหรับการประเมินและปรับปรุงความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว ดังนั้นจึงมีอาคารที่มีความเสี่ยงต่อการเสียหายหรือการพังทลายหากเกิดแผ่นดินไหวขนาดกลางประมาณ 5.5 หน่วยริกเตอร์ขึ้นไปใกล้ที่ตั้งอาคาร โดยเฉพาะกับอาคารที่ออกแบบและก่อสร้างโดยไม่ได้มาตรฐานที่ดีพอ ดังนั้นการวิเคราะห์ การประเมิน และการปรับปรุง ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร คอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างแล้วจึงเป็นสิ่งสำคัญที่ควรศึกษาวิจัย

ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์ดังนี้ (1) วิเคราะห์ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพมหานคร โดยวิธี Pushover analysis, (2)

ประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร ที่ระดับความรุนแรงต่างๆ, (3) ปรับปรุงอาคารที่อ่อนแอกลางให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

2. การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร

2.1 การวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยวิธี Pushover Analysis

การวิเคราะห์ Seismic Capacity สามารถทำได้ด้วยการนำแรงสติตในแนวด้านข้าง (Static Lateral Force) มากระทำต่อแบบจำลองอาคาร โดยกำหนดให้รูปแบบการกระจายตัวของแรงคลายคลึงกับรูปแบบการกระจายตัวของแรงเฉือนของมวลอาคารเมื่อเกิดการโยกไหวในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว ระดับของแรงสติตจะค่อยๆ ถูกปรับเพิ่มขึ้นเป็นขั้นๆ จนกว่าแรงสติตนี้จะสามารถผลักให้อาคารเกิดการวินาศัย (Collapse) การวิเคราะห์ดังกล่าวเรียกว่า Pushover Analysis ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปของเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Base Shear) กับการเคลื่อนตำแหน่งด้านข้างที่ยอดอาคาร (Roof Lateral Displacement) เส้นกราฟนี้ถือเป็น Capacity Curve ของอาคาร เพราะแสดงให้เห็นถึง “กำลังต้านทานแรงด้านข้าง” (Lateral Strength) และ “ความเหนียว” (Ductility) ของอาคาร ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญที่กำหนดความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร

2.2 การประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยวิธี Capacity-Demand-Diagram Method

การหาตำแหน่งของแรงกระทำด้านข้างและการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคารสูงสุดที่โครงสร้างสามารถรับได้ก่อนเกิดการพังทลายภายใต้แรงแผ่นดินไหว (Performance point) สามารถทำได้โดยเปรียบเทียบ Capacity curve และ Demand curve ที่อยู่ในรูปแบบของ Spectral acceleration (s_a) และ Spectral displacement (s_d) ซึ่งความสัมพันธ์ดังกล่าวอาจเรียกว่า Acceleration-Displacement Response Spectral (ADRS) หรือ Capacity-Demand-Diagram Method

2.3 แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหว

การประเมินความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างเนื่องจากแผ่นดินไหวของโครงสร้างที่ระดับความรุนแรงของการสั่นไหวต่างๆ ใช้ 1) ข้อมูลการสั่นไหวของ El Centro earthquake, California, 1940 2) แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่ผิดนิที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร 7 คลื่น (Kiattivisanchai, 2001) และ 3) ข้อมูลการสั่นไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึก ใบหยก 1 สำหรับเหตุ

การณ์แผ่นดินไหวเมื่อ 22 กันยายน 2546 ซึ่งข้อมูลการสั่นไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 เมื่อนำไปแปลงฟูเรียร์ พบว่าข้อมูลดังกล่าวถูกขยายโดยความการสั่นไหวโหนดที่ 1 และ โหนดที่ 2 ของอาคาร

การแปลงขนาดของการสั่นไหวให้มีค่าความเร่งสูงสุดเหมาะสมกับขนาดการสั่นไหวของกรุงเทพ พนว่าค่าความเร่งสูงสุดของพื้นดิน(ชั้นดินแข็ง) ของบริเวณกรุงเทพมีค่าความน่าจะเป็นของการเกิดมีค่าเกินกว่าที่ระบุ 50% 10% 5% และ 2% ในช่วงอายุอุอกแบบของอาคารที่ 50 ปี หรือเทียบเท่าความการเกิดช้าประมาณ 100 500 1,000 และ 2,500 ปี ตามลำดับมีค่าเท่ากับ 0.019g 0.043g 0.056g และ 0.075g ตามลำดับ นอกจากนี้เมื่อพิจารณาผลของการขยายการสั่นไหวของชั้นดินบริเวณกรุงเทพซึ่งเป็นดินอ่อนก็จะส่งผลให้ค่าความเร่งสูงสุดของชั้นดินมีค่าเพิ่มขึ้นเป็น 0.072g 0.14g 0.18g และ 0.22g ตามลำดับ ซึ่งในการวิจัยนี้พิจารณาค่าความเร่งสูงสุดของชั้นดิน 4 ค่าดังกล่าว จะสังเกตได้ว่าชั้นดินอ่อนบริเวณกรุงเทพสามารถขยายคลื่นแผ่นดินไหวได้ประมาณ 3-4 เท่า

3. สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้เลือกอาคารตัวแทนจำนวน 6 อาคาร มาศึกษาดังนี้

1. อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 5 ชั้น สูง 17.5 เมตร ระบบคาน-เสา
2. อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 9 ชั้น สูง 22.5 เมตร ระบบคาน-เสา - พนังแรงเฉือน
3. อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กและอัดแรง 9 ชั้น สูง 23.4 เมตร ระบบพื้น-เสา
4. อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 20 ชั้น สูง 95 เมตร ระบบคาน-เสา-พนังแรงเฉือน
5. อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 20 ชั้น สูง 99.6 เมตร(อาคารที่ 2) ระบบคาน-เสา-พนังแรงเฉือน
6. อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กและอัดแรง 30 ชั้น สูง 95.25 เมตร ระบบพื้น-เสา-พนังแรงเฉือน

3.1 การวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธี Pushover analysis

1. พฤติกรรมการวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-พนังแรงเฉือน และ พื้น-เสา-พนังแรงเฉือน ภายใต้แรงแผ่นดินไหวสามารถเห็นได้โดยง่าย โดยใช้วิธีวิเคราะห์ Pushover สำหรับอาคารตัวอย่างประเภทคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-พนังแรงเฉือนสูง 9 ชั้น และ 20 ชั้นที่ศึกษามีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณร้อยละ 14.53 และร้อยละ 14.57 ส่วนการโถ่ตัวด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 2.30 และร้อยละ 1.80 ของความสูงของอาคาร และการโถ่ตัวด้านข้างของแต่ละชั้นมีค่าสูงสุดร้อยละ 4.40 และร้อยละ 2.20 ของความสูง

ของชั้นตามลำดับ ส่วนอาคารตัวอย่างประเภทคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดพื้น-เสา-ผนังแรงเนื้อน絮ง 9 ชั้นและ 30 ชั้น ที่ศึกษามีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณร้อยละ 8 และร้อยละ 9.50 ส่วนการโถ่ตัวด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 2.50 และ ร้อยละ 3.50 ของความสูงของอาคารตามลำดับ และการโถ่ตัวด้านข้างของแต่ละชั้นสำหรับอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้นมีค่าสูงสุดร้อยละ 3.80 ของความสูงของชั้น

2. กำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่ช่วยเพิ่มความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างในช่วงแรกโดยจะเพิ่มค่าความแข็งแรงให้กับโครงสร้างในช่วงก่อนการวินิจฉัยของกำแพงอิฐก่อแต่เมื่อได้ช่วยเพิ่มกำลังสูงสุดให้กับอาคาร ทั้งนี้เนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่ไม่แข็งแรงมากนัก จึงเกิดการวินิจฉัยก่อนขององค์อาคารหลักของอาคาร

3. การวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับอาคารตัวอย่างประเภทคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเนื้อน絮ง 9 ชั้นที่พิจารณาผลของ Rigid zone ร่วมด้วยนั้นทำให้โครงสร้างมีกำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเพิ่มขึ้น ร้อยละ 19.80 ของกรณีไม่พิจารณาผลดังกล่าว

4. ฐานรากอาคารประเภทเสาเข็มถูกจำลองเป็นแบบยึดแน่น และแบบยึดหยุ่นจะให้ผลตอบสนองของโครงสร้างทั้งความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างและรูปแบบการวินิจฉัยของโครงสร้างที่มีค่าใกล้เคียงกันอย่างมาก เนื่องจากฐานรากอาคารมีความเป็นเสถียรภาพ

5. สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเนื้อน絮ง จุดต่อเสา-คานถูกจำลองด้วยแบบจำลองประกอบด้วยชิ้นส่วน 4 ชิ้นส่วน บริเวณส่วนตัดกันขององค์อาคารมีลักษณะเป็นกล่องสี่เหลี่ยม จุดต่อเป็นแบบ Pin Connection ชิ้นส่วนกลางเป็นแนวทางแบบมุ่งเพื่อความเสถียรภาพของจุดต่อไว้ ขนาดพิจารณาตามความลึกของคานและความกว้างของเสา การวิเคราะห์โครงสร้างที่พิจารณาผลของส่วนตัดกันขององค์อาคารทั้ง Rigid zone และ Rigid Beam-column joint ร่วมด้วยนั้น ผลตอบสนองของโครงสร้างทั้งความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างและรูปแบบการวินิจฉัยของโครงสร้างมีค่าใกล้เคียงกันมาก

6. ผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่พิจารณาผลของส่วนตัดกันขององค์อาคารหรือ Rigid Beam-column joint ร่วมกับรายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเนื้อน絮ง

ก. กรณีไม่เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คานเปรียบเทียบกับกรณีมีเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน สำหรับอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น และ 20 ชั้น โครงสร้างมีการเคลื่อนตัวของยอดอาคารลดลงร้อยละ 74.90 และร้อยละ 32 ส่วนกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างลดลงร้อยละ 13.80 และร้อยละ 0 ตามลำดับ

ข. กรณีพิจารณาระยะทางในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่าลดลงจาก 45db เป็น 24db สำหรับอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น และ 20 ชั้น โครงสร้างมีการเคลื่อนตัวของยอดอาคารลดลง

ร้อยละ 18.60 และร้อยละ 0 ตามลำดับ ส่วนกำลังด้านท่านแรงด้านข้างสูงสุดของ โครงสร้างทั้ง 2 อาคารมีค่าไม่เปลี่ยนแปลง

ค. กรณีพิจารณาจะต้องเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่า 15 ชม. เบรียบเทียบกับกรณีเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานมีความต่อเนื่อง สำหรับอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น และ 20 ชั้น โครงสร้างมีการเคลื่อนตัวของยอดอาคารเพิ่มขึ้นร้อยละ 10.40 และร้อยละ 21.50 ส่วนกำลังด้านท่านแรงด้านข้างสูงสุดของ โครงสร้างลดลงร้อยละ 15.40 และร้อยละ 8.90 ตามลำดับ

7. การให้รายละเอียดบริเวณจุดต่อเสา-คานไม่ดีพอ เช่น ไม่เสริมเหล็กป้องกันจุดต่อระหว่างเสาบริเวณจุดต่อมีค่า 24db และจะต้องเหล็กล่างบริเวณจุดต่อมีค่า 15 ชม. ทำให้ความสามารถด้านท่านแรงแผ่นดินไหวของอาคารลดลง โดยเฉพาะกรณีไม่เสริมเหล็กป้องกันจุดต่อเสา-คาน เป็นกรณีที่มีผลต่อความสามารถด้านท่านแรงแผ่นดินไหวของอาคารมากที่สุด เมื่อจากอาคารจะเกิดการวินท์แบนประที่จุดต่อ ทำให้ความสามารถในการเสียรูปของอาคารลดลงอย่างเห็นได้ชัด ส่วนกรณีพิจารณาจะต้องเสียบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่าลดลงจาก 45db เป็น 24db ทำให้ความสามารถในการเสียรูปของอาคารลดลงเล็กน้อย และกรณีพิจารณาจะต้องเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่า 15 ชม. ทำให้กำลังด้านท่านแรงด้านข้างสูงสุดของอาคารลดลงเล็กน้อย

3.2 การประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหวอาคาร

3.2.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน

1. ความสามารถด้านท่านแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น กรณี kab การเกิดช้าประมาณ 500 ปี แปรผันตามอัตราส่วนความเหนี่ยว (μ) ดังนี้

ก. พิจารณาภายในตึกลิ้นแผ่นดินไหว El Centro ที่อัตราส่วนความเหนี่ยวเท่ากับ 2 3 และ 4 อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิสระติก ดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย และที่อัตราส่วนความเหนี่ยวเท่ากับ 1 อาคารเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

ข. พิจารณาภายในตึกลิ้นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ ที่มีค่าอัตราส่วนความเหนี่ยวเท่ากับ 4 อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิสระติกดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย ส่วนที่อัตราส่วนความเหนี่ยว 2 และ 3 อาคารเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก และที่อัตราส่วนความเหนี่ยวเท่ากับ 1 อาคารเริ่มเกิดการวินติของกำแพงอิฐก่อรับบริเวณชั้นล่าง และการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

ก. พิจารณาคืนแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 สำหรับอัตราส่วนความเหนี่ยว่าเท่ากับ 1 โครงสร้างจะเกิดการวินบัติ ส่วนที่ค่าอัตราส่วนความเหนี่ยว่าเท่ากับ 2 3 และ 4 อาคารเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

2. ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น เมื่อพิจารณารายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน ภายใต้คืนแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร กรณีคานการเกิดช้า 500 ปี ที่อัตราส่วนความเหนี่ยว่าเท่ากับ 1 สรุปได้ดังนี้

ก. กรณีพิจารณาอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่า 0.003 ระยะทางมีค่า 45db จะเริ่มเกิดการวินบัติของกำแพงอิฐก่อบริเวณชั้นล่าง และการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

ข. กรณีพิจารณาอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0 ระยะทางมีค่า 45db อาคารจะเกิดการวินบัติที่จุดต่อ

ค. กรณีพิจารณาอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่า 0.003 ระยะทางมีค่า 24db จะเริ่มเกิดการวินบัติของกำแพงอิฐก่อบริเวณชั้นล่าง และการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อและการครากของคานเป็นจำนวนมาก

ง. กรณีพิจารณาเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คาน ไม่ต่อเนื่อง ระยะฟังมีค่าเท่ากับ 15 ซม. จะเริ่มเกิดการวินบัติของกำแพงอิฐก่อบริเวณชั้นล่าง และการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

3. การประเมินอาคารตัวอย่างสูง 20 ชั้น เมื่อพิจารณารายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน สำหรับคืนแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 ที่อัตราส่วนความเหนี่ยว่าเท่ากับ 1 กรณีคานการเกิดช้าประมาณ 500 ปี โครงสร้างจะเกิดการวินบัติ ส่วนที่ค่าอัตราส่วนความเหนี่ยว่าเท่ากับ 2 3 และ 4 อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิสระติดดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย ส่วนคืนแผ่นดินไหว El Centro และคืนที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ ที่อัตราส่วนความเหนี่ยา (μ) 1 2 3 และ 4 และที่คานการเกิดช้าประมาณ 100 ปี 500 ปี 1,000 ปี และ 2,500 ปี โครงสร้างของอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย ทั้งนี้เนื่องจากอาคารสูง 20 ชั้น ที่ศึกษามีความอ่อนตัว(มีคานการสั่นไหว 2.50 วินาที) ทำให้อัตราเร่งของโครงสร้างภายในตัวอย่างนี้ได้ถูกออกแบบให้รับแรงเร่งแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารมีค่าน้อย นอกจานี้อาคารในตัวอย่างนี้ได้ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำทางด้านข้างจากแรงลม ซึ่งแรงกระทำทางด้านข้างจากแรงลมมีค่าแรงเรื่องเดือนที่ฐานมากกว่าแรงเรื่องเดือนที่ฐานที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวถึงประมาณ 3 เท่าและการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ได้วิเคราะห์จากแรงลมมีค่ามากกว่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่จากการวิเคราะห์จากแรงแผ่นดินไหวถึงประมาณ 3 เท่า ดังนั้นอาคารดังกล่าวสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับที่ปลอดภัย

4. คืนแผ่นดินไหวที่ศึกษา 3 แบบ ที่แปลงให้มีขนาดการสั่นไหวเท่ากัน คืนที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 ทำให้อาหารที่ศึกษาเสียหายมากที่สุด รองลงมาคือ คืนแผ่นดินไหวที่มี

โอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร และคลื่น El Centro ทำให้อาการเสียหายน้อยที่สุดที่ระดับขนาดการสั่นไหวเท่ากัน โดยเฉพาะอาการที่มีความการสั่นไหวพื้นฐาน $0.70-1.30$ วินาที จะมีการตอบสนองภาษาใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดบริเวณกรุงเทพเป็นอย่างสูง นอกจากนี้ผลการตอบสนองจากรูปแบบการสั่นไหวในลำดับที่ 2 และ 3 อาจทำให้การตอบสนองของอาคารมีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งยังไม่ได้พิจารณาในงานวิจัยนี้

5. การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างที่มีความสูง 20 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานครที่ค่าการเกิดช้า 500 ปี ที่อัตราส่วนความเหนียะเท่ากับ 1 อาคารมีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่ดีและปลอดภัย สำหรับอาคารตัวอย่างที่มีความสูง 9 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานครที่ค่าการเกิดช้า 500 ปี ที่อัตราส่วนความเหนียะเท่ากับ 1 อาคารมีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่ใช้ได้ ยกเว้นกรณีที่ไม่มีการเสริมเหล็กป้องกันในจุดต่อเสา-คานอาคารจะเกิดการวินาศิษฐ์

3.2.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน

1. ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น ของกรณีที่ค่าการเกิดช้าประมาณ 500 ปี นั้นแบร์พันตามอัตราส่วนความเหนียะ (μ) โดยเมื่อพิจารณาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro ที่อัตราส่วนความเหนียะเท่ากับ 4 อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิเล็กติกดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย และที่อัตราส่วนความเหนียะ 2 และ 3 เริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อที่ 2 ถึง 4 และเมื่อพิจารณาภายใต้แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ โดยที่ผลประเมินของอัตราส่วนความเหนียะ 1 ถึง 4 ใกล้เคียงกันมาก โดยกำแพงอิฐก่อจะเกิดการวินาศิษฐ์ที่ 2 ถึง 4 และจะเกิดการครากของจุดต่อภายในของพื้น-เสา ชั้นที่ 2 ถึง 5 รวมกับการครากของพื้นคาน ชั้นที่ 2 ถึง 7 ดังนั้นจะสังเกตได้ว่าคลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพจะทำให้อาคารที่ศึกษามีความเสียหายมากกว่าคลื่น El Centro ที่ระดับขนาดการสั่นไหวเท่ากัน

2. ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น เมื่อพิจารณาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro สำหรับอัตราส่วนความเหนียะเท่ากับ 1 สรุปได้ดังนี้ สำหรับคลื่น El Centro กรณีค่าการเกิดช้าประมาณ 100 ปี โครงสร้างจะไม่เกิดความเสียหายเลย เนื่องจากโครงสร้างยังคงเกิดการเสียรูปอยู่ในช่วงอิเล็กติก เมื่อค่าการเกิดช้าประมาณ 500 ปี โครงสร้างจะเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อที่ชั้น 2 ถึง 7 พร้อมทั้งเกิดการครากของพื้น-คานที่ชั้น 2 ถึง 7 และรวมถึงเกิดการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 2 ถึง 5 จากนั้นกำแพงอิฐก่อเกิดการวินาศิษฐ์ที่ชั้น 2 ถึง 4 เมื่อค่าการเกิดช้าประมาณ $1,000$ ปี กำแพงอิฐก่อที่ชั้น 5 ถึง 7 จะเกิดการวินาศิษฐ์ร่วมกับการ

ครากของพื้น-กาน ชั้นที่ 8 ถึง 9 และเมื่อคาดการณ์ประจำปี 2,500 ปี จะเกิดการวินิจฉัยของกำแพงอิฐก่อทั้งหมด ร่วมกับการการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 6 ถึง 8

3. ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น เมื่อพิจารณาภัยได้คลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ สำหรับอัตราส่วนความเห็นใจเท่ากัน 1 สรุปได้ดังนี้ กรณีคาดการณ์ประจำปี 100 ปี กำแพงอิฐก่อทั้งชั้น 2 ถึง 7 จะแตกร้าวร่วมกับการครากของพื้นกาน ชั้น 2 ถึง 6 เมื่อคาดการณ์ประจำปี 500 ปี การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อเกิดเพิ่มขึ้นร่วมกับการครากของพื้นกาน ชั้น 2 ถึง 7 เมื่อคาดการณ์ประจำปี 1,000 ปี กำแพงอิฐก่อทั้งชั้นที่ 2 ถึง 4 จะวินิจฉัยร่วมกับการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 6 ถึง 8 และเมื่อคาดการณ์ประจำปี 2,500 ปี จะเกิดการวินิจฉัยของกำแพงอิฐก่อทั้งชั้น 5 ถึง 7 ร่วมกับการการครากของพื้นกาน ชั้นที่ 8 ถึง 9 และเกิดการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 6 ถึง 8 ด้วย

4. คลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพจะทำให้อาคารที่ศึกษามีความเสียหายมากกว่าคลื่น El Centro ที่ระดับขนาดการสั่นไหวเท่ากัน โดยเฉพาะอาคารที่มีคาดการณ์สั่นไหวพื้นฐาน 0.70-1.30 วินาที จะมีการตอบสนองภัยได้คลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดบริเวณกรุงเทพเป็นอย่างสูง นอกจากนี้ผลการตอบสนองจากรูปแบบการสั่นไหวในลำดับที่ 2 และ 3 อาจทำให้การตอบสนองของอาคารมีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งยังไม่ได้พิจารณาในงานวิจัยนี้

5. การประเมินอาคารตัวอย่างสูง 30 ชั้นสำหรับคลื่นแผ่นดินไหว El Centro และคลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ ที่คาดการณ์ประจำปี 100 ปี 500 ปี 1,000 ปี และ 2,500 ปี โครงสร้างของอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย ทั้งนี้เนื่องจากอาคารสูง 30 ชั้น ที่ศึกษามีความอ่อนตัว(มีคาดการณ์สั่นไหว 3 วินาที) ทำให้อัตราเร่งของโครงสร้างภัยได้แรงแผ่นดินไหวมีค่าน้อย จึงทำให้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารมีค่าน้อย นอกจากนี้อาคารในตัวอย่างนี้ได้ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำทางด้านข้างจากแรงลม ซึ่งแรงกระทำทางด้านข้างจากแรงลมมีค่าแรงเฉือนที่ฐานมากกว่าแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวถึงประมาณ 2 เท่าและการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ได้วิเคราะห์จากแรงลมมีค่ามากกว่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่จากการวิเคราะห์จากแรงแผ่นดินไหวถึงประมาณ 2 เท่า ดังนั้นอาคารดังกล่าวสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับที่ปลอดภัย

3.3 การปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น

3.3.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน

1. การปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น สามารถทำได้โดยวิธีการเพิ่มกำแพงรับแรงซึ่งเป็นองค์อาคารที่มีความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูง มีผลให้โครงสร้างมีความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างเพิ่มขึ้นอย่างมาก โดยแรงกระทำด้านข้างที่กระทำต่อโครงสร้างส่วนใหญ่จะถูกต้านทานโดยกำแพงรับแรงดังนั้นพฤติกรรมการวินิจฉัยของโครงสร้างจึงขึ้นกับพฤติกรรมร่วมระหว่างโครงข้อแข็งและกำแพงรับแรง การเพิ่มขนาดหน้า

ตัดเสาโดยยังคงปริมาณและลักษณะการจัดเรียงเหล็กเสริมไว้ดังเดิม โดยหลังการเพิ่มขนาดหน้าตัดเสาให้มีขนาดเท่ากับเสาที่มีขนาดใหญ่สุดจะเป็นการเพิ่มความแข็งแรงและกำลังต้านทานไม่มากเท่ากับเสา ซึ่งเป็นการเพิ่มความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างให้กับโครงสร้างโดยรวม และการจัดเรียงระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีค่าน้อยกว่าระยะ $d/3$ ขององค์อาคารตามการศึกษาของ ATC-40 จะช่วยเพิ่มความสามารถในการเลี้ยงรูปให้กับจุดหมุนพลาสติก ซึ่งทำให้โครงสร้างมีความสามารถในการเคลื่อนตัวด้านข้างเพิ่มขึ้น

2. การปรับปรุงความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น ด้วยวิธีการเพิ่มกำแพงรับแรง การเพิ่มขนาดหน้าตัดเสา และการจัดเรียงระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีค่าน้อยกว่าระยะ $d/3$ ขององค์อาคาร มีผลให้กำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นถึงร้อยละ 26.10 ร้อยละ 4.40 และร้อยละ 8.40 ตามลำดับ ส่วนการเพิ่มขนาดหน้าตัดเสาโดยยังคงปริมาณและลักษณะการจัดเรียงเหล็กเสริมไว้ดังเดิม ร่วมกับการจัดเรียงระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีค่าน้อยกว่าระยะ $d/3$ ซึ่งเป็นการเพิ่มความแข็งแรงและกำลังต้านทานไม่มากเท่ากับเสา และเพิ่มความสามารถในการเลี้ยงรูป มีผลให้กำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 14.50 และค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคารที่ตัวแน่นสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารมีค่าสูงสุด มีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ ร้อยละ 30.30

3. การปรับปรุงความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 20 ชั้น ด้วยวิธีการจัดเรียงระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีค่าน้อยกว่าระยะ $d/3$ มีผลให้กำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 8.50 ส่วนค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคารที่ตัวแน่นสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารมีค่าสูงสุด มีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ ร้อยละ 45.40

3.3.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน

1. การปรับปรุงอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น โดยการเพิ่มความแข็งแรงบริเวณหัวเสา เพิ่มผนังแรงเฉือน ช่วยเพิ่มกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดของโครงสร้างร้อยละ 18 และ 60 ตามลำดับ และเพิ่มเหล็กเสริมหลักในเสาให้เท่ากันทุกชั้นจะเพิ่มความสามารถในการเลี้ยงรูปขึ้น ร้อยละ

27

2. การปรับปรุงอาคารตัวอย่างสูง 30 ชั้น โดยการเพิ่มความแข็งแรงบริเวณหัวเสา เพิ่มผนังแรงเฉือน และคานขอบรอนนอกของอาคาร ช่วยเพิ่มกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดของโครงสร้างขึ้น ร้อยละ 104, 442 และ 13 ตามลำดับ

โครงการย่อยที่ 4

การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในกรุงเทพมหานคร และศึกษาหาวิธีปรับปรุงอาคารที่อ่อนแ้อยให้มีความต้านทานแผ่นดินไหว ในระดับที่เหมาะสม

ส่วนที่ 1 เรื่องการวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของ อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Pushover analysis

สารบัญ

บทที่	หน้า
1 บทนำ	1
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์	3
1.3 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	4
2 การวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว โดยวิธี Nonlinear Static Pushover	8
2.1 ขั้นตอนการวิเคราะห์	8
2.2 แบบจำลองแรงแผ่นดินไหวและแรงในแนวตั้ง	9
3 แบบจำลองอาคารชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน	15
3.1 สมมติฐานแบบจำลอง	15
3.2 คุณสมบัติของวัสดุ	15
3.2.1 คอนกรีต	15
3.2.2 เหล็กเสริม	16
3.2.3 อิฐก่อ	17

3.3	ความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคาร	17
3.4	องค์อาคารและปัจจัยที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง	18
3.4.1	คาน	18
3.4.2	เสา	22
3.4.3	กำแพงอิฐก่อ	25
3.4.4	ผนังแรงเฉือน(Shear wall)	26
3.4.5	ผลของP-Delta	32
3.4.6	Rigid Zone Effects	32
3.4.7	ฐานราก	34
3.5	แบบจำลองจุดต่อเสา-คานและรายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน	40
3.5.1	แบบจำลองจุดต่อเสา-คาน	40
3.5.2	รายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน	46
4	แบบจำลองอาคารชนิดพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน	54
4.1	แบบจำลองโครงข้อเบี้งชนิดพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน	54
4.2	การจำลองจุดต่อพื้น-เสา	55
4.2.1	จุดต่อพื้นเสาภายใน	55
4.2.2	จุดต่อพื้นเสาภายนอก	67
4.2.3	ระบบพื้น-คาน	71
5	ตัวอย่างการคำนวณและผลการวิจัยอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน:ส่วนที่ 1	73
5.1	รายละเอียดการวิเคราะห์	73
5.1.1	การพิจารณาผลของ Rigid Zone และ Rigid Beam-Column Joint	73
5.1.2	การพิจารณาผลของ ฐานรากชนิดเสาเข็ม	73
5.1.3	การพิจารณาผลของการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน	74
5.2	ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทเสา-คานของอาคารสูง 9 ชั้น	76
5.2.1	ผลการวิเคราะห์	81
5.3	ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทเสา-คานของอาคารสูง 20 ชั้น	98

5.3.1 ผลการวิเคราะห์	103
6 ตัวอย่างการคำนวณและผลการวิจัยอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก	
ชนิดด้าน-เสา-ผนังแรงเนื้อ: ส่วนที่2	120
6.1 การศึกษาสมมติฐานในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารพักอาศัย 5 ชั้น	120
6.1.1 นำหนักบรรทุกและคุณสมบัติพื้นฐานของวัสดุ	120
6.1.2 การจำลองโครงสร้าง	121
6.1.3 ผลการวิเคราะห์	123
6.2 การศึกษาสมมติฐานในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารเรียน 20 ชั้น	124
6.2.1 นำหนักบรรทุกและคุณสมบัติพื้นฐานของวัสดุ	124
6.2.2 ผลการวิเคราะห์	125
7 ตัวอย่างการคำนวณและผลการวิจัยอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก	
ชนิดพื้น-เสา-ผนังแรงเนื้อ:	141
7.1 ตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คานสูง 9 ชั้น	141
7.1.1 พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คาน	141
7.1.2 ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง	143
7.1.3 ผลของกำแพงอิฐก่อที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง	145
7.2 ตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คานสูง 30 ชั้น	145
7.2.1 พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คาน	146
8 สรุปผลการวิจัย	149
8.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบด้าน-เสา-ผนังแรงเนื้อ : ส่วนที่ 1	149
8.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา-ผนังแรงเนื้อ	151
เอกสารอ้างอิง	152
ภาคผนวก รายละเอียดโครงสร้างของอาคารตัวแทน	157
ก.1 รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบด้าน-เสา 9 ชั้น	158
ก.2 รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบด้าน-เสา	

	-ผนังแรงเฉื่อน20 ชั้น	166
ก.3	รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคำน-เสา 5 ชั้น	178
ก.4	รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคำน-เสา	
	-ผนังแรงเฉื่อน20 ชั้น	181
ก.5	รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา 9 ชั้น	183
ก.6	รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา	
	-ผนังแรงเฉื่อน30 ชั้น	187

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

นอกเหนือจากบริเวณภาคเหนือและตะวันตกของประเทศไทยแล้ว พื้นที่อีกแห่งหนึ่งที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวคือ กรุงเทพมหานครและปริมณฑล ภัยพิบัตินี้มีลักษณะรูปแบบที่แตกต่างจากภัยพิบัติแผ่นดินไหวทั่วๆไป กล่าวคือ เป็นภัยพิบัติที่เกิดกับเมืองใหญ่ ซึ่งตั้งอยู่ห่างจากจุดศูนย์กลางของแผ่นดินไหวเป็นระยะทางหลายร้อยกิโลเมตร โดยปกติการสั่นสะเทือนเนื่องจากแผ่นดินไหวในระยะไกลเช่นนี้จะมีระดับที่ไม่รุนแรงนัก ไม่สามารถก่อให้เกิดความเสียหายต่ออาคารบ้านเรือนหรือสิ่งปลูกสร้างต่างๆได้ แต่ถ้าเมืองนั้นมีที่ตั้งอยู่ในพื้นที่ที่มีชั้นดินอ่อนหนาและมีอาคารสูงอยู่เป็นจำนวนมากก็อาจทำให้เกิดภัยพิบัติในรูปแบบนี้ได้ ที่เป็นเช่นนี้ เพราะชั้นดินอ่อนหนาในบางลักษณะสามารถขยายระดับการสั่นสะเทือนของพื้นดินให้เพิ่มขึ้นจากระดับปกติได้หลายเท่าตัวเนื่องจากการทำงาน (Resonance) ของชั้นดินที่มีต่อกลืนแผ่นดินไหว อีกทั้งการสั่นสะเทือนของพื้นดินที่ลูกน้ำยายจะมีลักษณะแตกต่างจากการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวปกติ กล่าวคือจะมีลักษณะเป็นการสั่นสะเทือนในแนวราบที่มีจังหวะค่อนข้างชัดเจนเป็นจังหวะช้าๆ ส่งผลให้อาคารสูงที่มีความถี่ธรรมชาติที่ใกล้เคียงกับจังหวะนี้เกิดการสั่นโยกใหญ่ตัวที่รุนแรงด้วยการทำงานอีกรั้ง ปรากฏการณ์ที่กล่าวมานี้เรียกว่า “การทำงาน 2 ชั้น (Double Resonance)”

ภัยพิบัติในรูปแบบนี้เคยเกิดขึ้นมาแล้วที่กรุงเม็กซิโกซิตี้ในปี พ.ศ. 2528 ได้ส่งผลให้เกิดการพังทลายของอาคารประมาณ 500 หลัง และมีผู้เสียชีวิตถึงประมาณ 10,000 คน (Seed 1989) ในปัจจุบันนักวิจัยด้านความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวเชื่อว่าภัยพิบัติในรูปแบบนี้มีโอกาสเกิดขึ้นกับมหานครหลายแห่งที่ไม่เคยได้รับความเสี่ยงจากแผ่นดินไหวมาก่อนเลย มหานครเหล่านี้ได้แก่ สิงคโปร์ ช่องกง และกรุงเทพมหานคร (Megawati and Pan 2002; Lam et al. 2000; Warnitchai et al. 2000)

ในกรณีของกรุงเทพมหานคร Dr. Paul C. Thenhaus จาก U.S. Geological Survey ซึ่งเป็นหน่วยงานที่ศึกษาสำรวจและทำแผนที่ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของสหรัฐอเมริกา ได้เคยทำการศึกษาไว้เมื่อปี พ.ศ. 2529 ผลการศึกษาระบุว่า สภาพทางธรณีวิทยาของกรุงเทพมีความคล้ายคลึงกับสภาพที่กรุงเม็กซิโกซิตี้ ดังนั้นหากเกิดมีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ แม้จะอยู่ในระยะไกล เช่นที่จังหวัดกาญจนบุรี หรือประเทศไทยในบริเวณใกล้พรมแดนไทยฝั่งตะวันตก หรือทะเลอันดามัน ก็อาจส่งผลให้เกิดอันตรายต่ออาคารสูงในกรุงเทพฯได้ (Thenhaus 1986) การศึกษาวิจัยร่วมกันระหว่างจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยและสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชียในเวลาต่อมาได้ผลที่สอดคล้อง

กัน คือ ชีว่าสภาระดินอ่อนในบริเวณกรุงเทพมหานครกับภัยพิเศษที่สามารถขยายระดับการสั่นสะเทือนของพื้นดินเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวได้ถึงประมาณ 3 - 4 เท่าของระดับปกติ และการสั่นสะเทือนที่ถูกขยายนี้จะมีความถี่ประมาณ 1 รอบต่อวินาที (Ashford et al. 1996) และผลการวิเคราะห์ล่าสุดจากทีมนักวิจัยที่สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชียได้ชี้ว่า การสั่นสะเทือนของพื้นดินที่มีระดับความรุนแรงถึงขั้นที่ทำให้อาการและสิ่งปลูกสร้างเป็นจำนวนมากเสียหายจนพังทลายในแบบที่เคยเกิดขึ้นที่กรุงเม็กซิโกซิตี้นั้นมีโอกาสเกิดขึ้นที่กรุงเทพฯ ถึงแม้ว่าภัยพิบัติในรูปแบบนี้จะยังไม่เกิดขึ้นมา ก่อนในประวัติศาสตร์ 220 ปีของกรุงเทพฯ ผลการวิเคราะห์ยังได้แสดงให้เห็นว่า ภัยพิบัติในรูปแบบนี้มีความ 가능นิดหน่อย (Return Period) ที่ยาวนานถึงประมาณ 500 ปี ถึง 2500 ปีต่อครั้ง ดังนั้นจึงมีโอกาสเกิดภัยพิบัติในช่วงชีวิตเรา (ประมาณ 75 ปี) เพียงแค่ 3% ถึง 15% เท่านั้น แต่ถ้าเกิดขึ้นโดยไม่ได้มีการเตรียมพร้อมรับมือ เราอาจได้เห็นภัยพิบัติที่ร้ายแรงที่สุดในประวัติศาสตร์ของประเทศไทย

มาตรการที่เชื่อว่ามีประสิทธิภาพในการบรรเทาผลกระทบที่อาจเกิดขึ้นจากภัยพิบัตินี้ได้แก่ (1)กำหนด ให้อาการและสิ่งปลูกสร้างที่จะเกิดขึ้นใหม่ ต้องได้รับการออกแบบก่อสร้างให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ในระดับที่เหมาะสม, (2) ปรับปรุงอาคารที่มีอยู่ในปัจจุบันที่อ่อนแอกล้าวสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้โดยไม่เกิดความเสียหายรุนแรง, และ (3) เตรียมพร้อมรับสถานการณ์ฉุกเฉินภัยหลังเกิดภัยพิบัติ เป็นต้น

การนำมาตรการเหล่านี้ไปปฏิบัติคือเมื่อจะมีปัญหาและอุปสรรคอยู่หลายประการ ยกตัวอย่างเช่น ในขณะนี้เราไม่มีมาตรฐานหรือข้อแนะนำ (Guidelines) ที่เหมาะสมสำหรับวิศวกรและสถาปนิกในการออกแบบก่อสร้างอาคารในกรุงเทพฯ ให้ต้านทานแผ่นดินไหว เราไม่สามารถนำมาตรฐานที่มีอยู่ในต่างประเทศมาประยุกต์ใช้ได้โดยตรง เพราะ แผ่นดินไหวที่กรุงเทพมหานครกับค่อนข้างพิเศษแตกต่างจากแผ่นดินไหวทั่วๆไป อีกทั้งวิศวกรและสถาปนิกไทยทั่วไปก็ไม่คุ้นเคยกับหลักการและระเบียบวิธีการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวที่ค่อนข้างยุ่งยากซับซ้อน และเจ้าของอาคารก็มักเป็นห่วงว่าการออกแบบนี้จะทำให้ราคาค่าก่อสร้างเพิ่มสูงขึ้นมาก ดังนั้น มาตรฐานที่เหมาะสมจะต้องถูกจัดทำขึ้นโดยคำนึงถึงลักษณะพิเศษของแผ่นดินไหวที่กรุงเทพฯ และควร มีรูปแบบใกล้เคียงกับ แนวทางปฏิบัติ (Practice) ของการออกแบบก่อสร้างอาคารในปัจจุบัน โดยให้มีการปรับปรุงเฉพาะในส่วนที่สำคัญและจำเป็นจริงๆเท่านั้นเพื่อให้วิศวกรและสถาปนิกทั่วไปสามารถออกแบบอาคารได้อย่างปลอดภัยและประหยัด อย่างไรก็ได้ในการจัดทำมาตรฐานเช่นนี้ จำเป็นต้องมีการศึกษาวิจัยว่าอาคารที่มีอยู่ในปัจจุบันซึ่งไม่ได้ถูกออกแบบมาให้ต้านทานแผ่นดินไหว เลยนั้น จะสามารถทนต่อแผ่นดินไหวได้ถึงในระดับไหน จะเกิดความเสียหายมากน้อยเพียงใด จะมีจุดอ่อนหรือปัญหาในรูปแบบใดบ้าง จะมีความปลอดภัยต่อชีวิตของผู้ใช้อาคารหรือไม่ จะปรับปรุงหรือเสริมกำลังอาคารด้วยวิธีใดอาคารจะปลอดภัย และจะออกแบบอาคารใหม่อย่างไรจึงจะสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างเพียงพอ

เพื่อการศึกษาวิจัยดังกล่าว ในขั้นแรกเราจำเป็นต้องพัฒนาเทคนิควิเคราะห์อาคารที่มีประสิทธิภาพที่สามารถนำมาใช้วิเคราะห์ทำความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว (Seismic capacity) ของอาคาร และสามารถนำมาใช้ประเมินความเสียหายที่จะเกิดขึ้นกับอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหวในระดับความรุนแรงต่างๆ ดังนั้น น้อยไปมากอย่างถูกต้องสมจริง เทคนิคที่พัฒนาขึ้นนี้ นอกจากจะเป็นประโยชน์ต่อการศึกษาวิจัยเพื่อพัฒนามาตรฐานการออกแบบอาคารใหม่แล้ว ยังสามารถนำมาใช้ตรวจสอบแยกอาคารอ่อนแองที่เป็นอันตรายออกมา เลี้ยวนำไปศึกษาหารือปรับปรุงหรือเสริมกำลังในส่วนที่อ่อนแองเพื่อให้อาคารเหล่านี้ปลอดภัย

1.2 วัตถุประสงค์

งานวิจัยนี้ได้แบ่งการศึกษาออกเป็น 3 ส่วน ดังนี้

1. การวิเคราะห์ทำความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Pushover analysis

2. การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก และการปรับปรุงอาคารให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

3. ศึกษาพฤติกรรมวิบัติของชั้นส่วนย่อของคอนกรีตเสริมเหล็กในตำแหน่งที่สำคัญของอาคาร

งานวิจัยส่วนที่ 1 การวิเคราะห์ทำความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Pushover analysis มีวัตถุประสงค์ดังนี้

1. พัฒนาเทคนิควิเคราะห์อาคารที่สามารถนำมาใช้ประเมินขีดความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารและประเมินความเสียหายที่จะเกิดขึ้นกับอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหวในรูปแบบต่างๆ และระดับความรุนแรงต่างๆ ได้อย่างมีประสิทธิภาพและถูกต้องสมจริง

2. ศึกษาวิจัยถึงขีดความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารประเภทต่างๆ ที่มีอยู่ในกรุงเทพฯ (อาคารเหล่านี้ไม่ได้ถูกออกแบบมาให้ต้านทานแผ่นดินไหว)

งานวิจัยส่วนที่ 1 นี้จึงได้เลือกตัวแทนอาคารที่ก่อสร้างแล้ว จำนวน 6 อาคาร ชนิด คาน-เสา - พนังแรงเนื้อiron และพื้น-เสา-พนังแรงเนื้อiron ที่มีความสูงตั้งแต่ 5-30 ชั้น เป็นตัวอย่างการคำนวณทำความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว

1.3 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การวิเคราะห์เพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวและพัฒนาระบบติดตามของอาคารเมื่อเกิดแผ่นดินไหวมี 4 แนวทางหลักๆ คือ Linear Static Procedure (LSP), Linear Dynamic Procedure (LDP), Nonlinear Static Procedure (NSP), และ Nonlinear Dynamic Procedure (NDP) (FEMA 1997)

แนวทาง LSP และ LDP เป็นแนวทางที่ใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของอาคารแบบเชิงเส้น (Linear Building Model) ซึ่งง่ายต่อการนำมาใช้วิเคราะห์คำนวณ ดังนั้นจึงเป็นแนวทางที่นิยมใช้กันมากในอดีต แต่ทั้ง 2 แนวทางนี้ตั้งอยู่บนสมมุติฐานว่าพัฒนาระบบติดตามของอาคารอยู่ภายใต้พิกัดยึดหยุ่น (Elastic Limit) โดยมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงภายในองค์อาคาร (Internal Force) และการเปลี่ยนรูปขององค์อาคาร (Deformation) เป็นแบบเชิงเส้น ดังนั้น ทั้ง 2 แนวทางนี้จึงมีข้อจำกัดไม่สามารถจำลองพัฒนาระบบของอาคารในกรณีที่องค์อาคารหรือส่วนประกอบของอาคารมีการเปลี่ยนรูปเกินพิกัดยึดหยุ่นจนแตกร้าว เหล็กเสริมคราก เกิดการชำรุดเสียหายหรือวิบัติ ในขณะที่แนวทาง NSP และ NDP ไม่มีข้อจำกัดดังกล่าว เพราะใช้แบบจำลองที่สามารถจำลองพัฒนาระบบของอาคารทั้งที่อยู่ภายใต้พิกัดยึดหยุ่นและที่เกินพิกัดยึดหยุ่น ได้อย่างถูกต้องสมจริง ด้วยเหตุนี้ จึงเป็นที่ยอมรับกันในปัจจุบันว่า การวิเคราะห์ตามแนวทาง NSP และ NDP เท่านั้นจึงจะให้ผลที่น่าเชื่อถือ (FEMA 1997)

ข้อแตกต่างระหว่างแนวทาง NSP และ NDP คือ แนวทางแรกเป็นการวิเคราะห์เชิงสถิต (Static Analysis) และแนวทางหลังเป็นการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (Dynamic Analysis) ซึ่งโดยหลักการแล้ว การวิเคราะห์ตามแนวทาง NDP ควรจะให้ผลสอดคล้องกับการวิเคราะห์เชิงสถิต ติดตามของอาคารจริงมากกว่าการวิเคราะห์ตามแนวทาง NSP แต่เนื่องจากมีปัญหาในทางปฏิบัติอยู่หลายประการ จึงทำให้การวิเคราะห์ตามแนวทาง NDP ที่ถูกต้องสมจริงทำได้ยาก ปัญหาเหล่านี้ได้แก่ (1) แบบจำลองพัฒนาระบบขององค์อาคาร ค.ส.ล. รับแรงสั่นที่คงที่ไปมา (Cyclic Loading) ในระดับที่เกินพิกัดยึดหยุ่น ยังมีความไม่แน่นอนค่อนข้างสูง, (2) การวิเคราะห์คำนวณผลติดตามที่ไม่เป็นเชิงเส้นแบบพลศาสตร์ของอาคารซึ่งมีองค์ประกอบชิ้นส่วนและรายละเอียดต่างๆ เป็นจำนวนมากนั้นทำได้ค่อนข้างยากด้วยความสามารถที่จำกัดของคอมพิวเตอร์ที่มีในปัจจุบัน, และ (3) ผลการวิเคราะห์อาจจะแปรเปลี่ยนไปได้มากตามสมมุติฐานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองและสมมุติฐานเกี่ยวกับค่าสัมภาระที่จำกัดของคอมพิวเตอร์ที่มีในปัจจุบัน จึงมีปัญหาในทางปฏิบัติน้อยกว่าแนวทาง NDP และสามารถให้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องสมจริงโดยเฉพาะในกรณีที่อาคารมีการติดตามของอยู่ในรูปแบบมูลฐาน (Fundamental Vibration Mode) เป็นหลัก (FEMA 1997; ATC 1996) ซึ่งอาคารส่วนใหญ่จะเป็นเช่นนี้ (Seneviratna and

Krawinkler 1997) แนวทาง NSP จึงได้รับความนิยมมากกว่าแนวทาง NDP ในปัจจุบัน (FEMA 1997; Skokan and Hart 2000; Kelly and Chambers 2000)

การวิเคราะห์ตามแนวทาง NSP ประกอบด้วย 3 ส่วนหลักๆ ดังต่อไปนี้ (1) วิเคราะห์หาความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว (Seismic Capacity) ของอาคาร, (2) วิเคราะห์หาระดับของความต้านทานที่อาคารจำเป็นต้องมี (Seismic Demand) เพื่อให้สามารถทนต่อแผ่นดินไหวในระดับความรุนแรงต่างๆ ที่คาดว่าจะเกิดขึ้นได้, และ (3) เปรียบเทียบระหว่าง Seismic Capacity กับ Seismic Demand เพื่อประเมินว่าอาคารจะสามารถทนต่อแผ่นดินไหวได้ถึงระดับใด จะมีความเสียหายเกิดขึ้นมากน้อยเพียงใด รายละเอียดของวิธีการดังกล่าวแสดงไว้ในเอกสารสำคัญ 2 ชิ้น คือ รายงานของ Applied Technology Council ชื่อ “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” ซึ่งมักเรียกว่า ATC-40 (ATC 1996) และรายงานของ Federal Emergency Management Agency (FEMA) ชื่อ “NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings” ซึ่งมักเรียกว่า FEMA 273/274 (FEMA 1997)

การวิเคราะห์หา Seismic Capacity สามารถทำได้ด้วยการนำแรงสติ๊กในแนวต้านข้าง (Static Lateral Force) มากระทำต่อแบบจำลองอาคาร โดยกำหนดให้รูปแบบการกระจายตัวของแรงคล้ายคลึงกับรูปแบบการกระจายตัวของแรงเฉือนของมวลอาคารเมื่อเกิดการโถกไหวในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว ระดับของแรงสติ๊กจะอยู่ที่กึ่งกลางปรับเพิ่มขึ้นเป็นขั้นๆ จากน้อยไปมาก โดยในแต่ละขั้น จะทำการวิเคราะห์หากการเปลี่ยนรูปด้านข้าง (Lateral Deformation) และความเสียหาย (Damage) ภายในอาคาร การวิเคราะห์ในลักษณะนี้จะดำเนินไปเรื่อยๆ จนกว่าแรงสติ๊กจะสามารถผลักให้อาคารเกิดการวินาศัย (Collapse) การวิเคราะห์ดังกล่าวเรียกว่า Pushover Analysis ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปของเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Base Shear) กับการเคลื่อนตำแหน่งด้านข้างที่ยอดอาคาร (Roof Lateral Displacement) เส้นกราฟนี้ถือเป็น Capacity Curve ของอาคาร เพราะแสดงให้เห็นถึง “กำลังต้านทานแรงด้านข้าง” (Lateral Strength) และ “ความเห็นใจ” (Ductility) ของอาคาร ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญที่กำหนดความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร

แบบจำลองอาคารสำหรับ Pushover Analysis นั้นแตกต่างจากแบบจำลอง Finite Element ที่ใช้ในการวิเคราะห์เพื่อการออกแบบอาคารทั่วๆ ไป เพราะจะต้องสามารถนำไปใช้วิเคราะห์หาพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารเมื่อถูกแรงสติ๊กกระทำด้านข้างให้ใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริงให้มากที่สุดเท่าที่จะเป็นได้ โดยเฉพาะในช่วงที่อาคารมีการเปลี่ยนรูปเกินพิกัดยึดหยุ่น เพื่อให้ได้แบบจำลองในลักษณะดังกล่าวนี้ การสร้างแบบจำลองจำเป็นต้องพิจารณาประเด็นสำคัญหลายประการ ได้แก่

- กำลังวัสดุจริงอาจมีค่าที่แตกต่างจากค่าที่ระบุไว้ในมาตรฐานการออกแบบหรือมาตรฐานผลิตภัณฑ์ ตัวอย่างเช่น เหล็กเสริมคอนกรีตอาจมีค่ากำลังคราก (Yield Strength) สูงกว่าค่าที่ระบุถึง 15% ถึง 40% (Pauley and Priestley 1992)

- องค์อาคาร ค.ส.ล. (เสา, คาน) ในสภาพจริงที่แบบกรอบน้ำหนักบรรทุกตามปกติ จะมีรอยร้าวขนาดเล็กกระเจาด้วยตัวอยู่ในเนื้อคอนกรีต ทำให้องค์อาคารเหล่านี้มีความเกร็งเชิงตัด (Flexural Rigidity) น้อยกว่ากรณีที่ไม่มีรอยร้าวถึงประมาณ 30% - 50% ดังนั้นการสร้างแบบจำลองจึงจำเป็นต้องปรับลดค่า Flexural Rigidity ขององค์อาคารอย่างเหมาะสม (ATC 1996; Pauley and Priestley 1992)

- แบบจำลองขององค์อาคาร จะต้องสามารถจำลองได้ทั้งพฤติกรรมเชิงเส้น (Linear) ที่เกิดขึ้นภายในพิกัดยึดหยุ่น และพฤติกรรมที่ไม่เป็นเชิงเส้น (Nonlinear) เมื่อมีการเปลี่ยนรูปเกินพิกัดยึดหยุ่นจนองค์อาคารแตกร้าว, เหล็กเสริมคอนกรีตยึดตัวโดยจุดคราก, และเกิดการชำรุดเสียหาย แบบจำลองจะต้องสามารถจำลองลักษณะการวินต์ (Failure Mode) รูปแบบต่างๆ ที่อาจเกิดขึ้นกับองค์อาคาร เช่น การวินต์อันเกิดจากแรงดัด (Flexural Failure), การวินต์เนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure), การวินต์เนื่องจากแรงยึดหน่วง (Bond Failure), การวินต์ในบริเวณจุดต่อเสา-คาน (Joint Failure) ฯลฯ (ATC 1996; Pauley and Priestley 1992)

- ฐานรากของอาคารเมื่อรับแรงที่ถ่ายลงมาจากโครงสร้างอาคารจะเกิดการเคลื่อนตัว ซึ่งอาจส่งผลที่สำคัญต่อพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างและการถ่ายเทแรงภายในโครงสร้าง ดังนั้นจึงมีความจำเป็นต้องจำลองพฤติกรรมของฐานรากให้มี Lateral Stiffness, Vertical Stiffness และ Rotational Stiffness ในระดับที่ใกล้เคียงสภาพความเป็นจริง (FEMA 1997; ATC 1996; Pauley and Priestley 1992)

- ส่วนประกอบของอาคารบางชิ้นส่วน ตอนออกแบบไม่ได้มีจุดมุ่งหมายเพื่อให้รับแรง เช่น ผนังอิฐก่อ ฝ้าเพดาน วัสดุปูพื้น ดังนั้นจึงไม่จัดว่าเป็นชิ้นส่วนโครงสร้าง (Non-Structural Components) แต่ในขณะที่อาคารรับแรงแผ่นดินไหว ชิ้นส่วนเหล่านี้บางครั้งมีผลอย่างมากต่อพฤติกรรมการตอบสนองของอาคาร เช่น ผนังมีส่วนช่วยเสริมกำลังต้านทานแรงด้านข้าง และเพิ่มความเกร็งด้านข้าง (Lateral Stiffness) ของอาคาร ส่วนฝ้าเพดานและวัสดุปูพื้น มีส่วนทำให้มวลอาคารเพิ่มขึ้นซึ่งมีผลทำให้แรงเฉือนที่กระทำต่ออาคารเพิ่มขึ้น ดังนั้น ในการสร้างแบบจำลองอาคาร จะต้องพิจารณาถึงชิ้นส่วนทั้งที่เป็นส่วนโครงสร้างและที่ไม่ใช่ส่วนโครงสร้าง (FEMA 1997; Madan et al.1997)

ในปี พ.ศ. 2544 เป็นหนึ่งและครึ่ง (วันิชชัย และเกียรติวิศาลชัย 2544; Kiattivisanchai 2001; Attanayake 2001) ได้นำวิธีการตามแนวทาง NSP ที่แสดงไว้ใน ATC-40 มาปรับปรุงให้เหมาะสมกับการนำมาใช้ประเมินอาคารคอนกรีตในกรุงเทพฯ โดย (1) ทำการวิเคราะห์หา Seismic Demand ของแผ่นดินไหวด้วยลักษณะพิเศษที่คาดว่าจะเกิดขึ้นที่กรุงเทพฯ ด้วยความดำเนินคื้้า 100, 500,

และ 2500 ปีต่อครั้งด้วยวิธีของ Chopra และ Goel (Chopra and Goel 1999), (2) ศึกษาวิธีการสร้างแบบจำลองผนังอิฐก่อในแบบที่มีในประเทศไทย, (3) ศึกษาวิธีสร้างแบบจำลองฐานรากเสาเข็มทั้งแบบเข็มตอกและเข็มเจาะที่ใช้กันแพร่หลายในกรุงเทพฯ และ (4) ศึกษาข้อมูลกำลังวัสดุจริงของเหล็กเสริมที่ใช้ก่อสร้างอาคารในประเทศไทย จากผลการศึกษา เป็นหนึ่งและคณะได้ทดลองทำการสร้างแบบจำลอง Finite Element ของอาคารตัวอย่าง 2 หลัง สูง 5 ชั้น และ 9 ชั้น โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ชื่อ SAP2000 (CSI 2000) ทำการวิเคราะห์หา Seismic Capacity ของอาคารทั้ง 2 ด้วยวิธี Pushover Analysis ผลการเปรียบเทียบ Seismic Capacity กับ Seismic Demand และงใช้เห็นว่าอาคารทั้ง 2 นี้ แม้จะไม่ได้ถูกออกแบบมาให้ต้านทานแผ่นดินไหว ก็สามารถทนต่อแผ่นดินไหวได้ถึงระดับหนึ่งแต่ยังไม่ถึงระดับที่ปลอดภัย การศึกษาวิเคราะห์เพิ่มเติม ได้ชี้ว่า เราสามารถลดระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารให้สูงขึ้นจนถึงระดับที่ปลอดภัยได้ด้วยการปรับปรุงรายละเอียดการออกแบบอาคารบางประการ โดยไม่จำเป็นต้องเพิ่มค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างอาคารมากนัก และ วิธีการตามแนวทาง NSP นี้สามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์หาวิธีการปรับปรุงอาคารที่มีประสิทธิภาพได้เป็นอย่างดี

บทที่ 2

การวิเคราะห์ความสามารถด้านทานท่านแห่นดินไหว

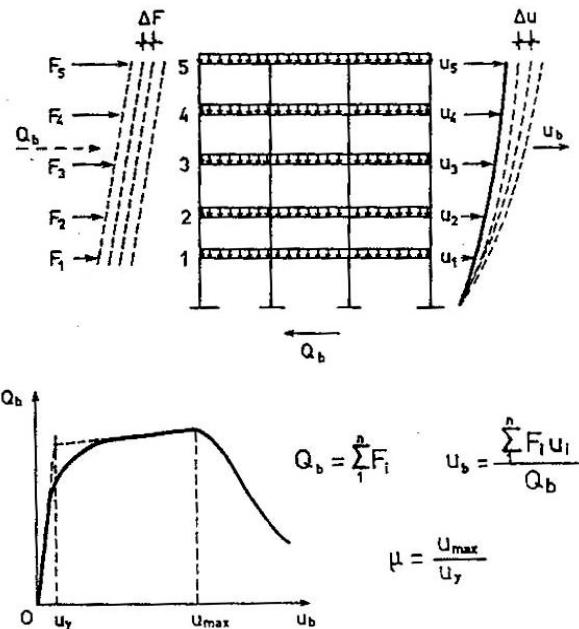
โดยวิธี Nonlinear Static Pushover

2.1 ขั้นตอนการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ความสามารถด้านทานท่านแห่นดินไหวของอาคาร โดยวิธี Pushover จะให้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องมากกับอาคารที่มีการตอบสนองอยู่ในรูปแบบมูลฐาน (Fundamental vibration mode) เป็นหลัก (ATC-40 1996; FEMA-273 1997) ขั้นตอนการวิเคราะห์ความสามารถด้านทานท่านแห่นดินไหวของอาคาร (Capacity curve) สามารถทำได้ดังนี้ (ATC- 40; วันิชชัย และ เกียรติวิศาลชัย 2544; อิมอาบ 2545)

1. รวบรวมข้อมูลและรายละเอียดที่สำคัญของอาคาร ได้แก่ แบบก่อสร้างทางสถาปัตยกรรมและวิศวกรรมของอาคาร ข้อมูลการสำรวจดิน ณ บริเวณที่ตั้งอาคาร เป็นต้น
2. จัดทำแบบจำลอง Finite Element ของอาคาร ที่สามารถนำไปใช้วิเคราะห์สภาพติดต่อตอบสนองของอาคาร เมื่อถูกแรงกระทำด้านข้างได้ทั้งในช่วงที่การเปลี่ยนรูปของโครงสร้างอยู่ภาย ในพิกัดยึดหยุ่นและในช่วงที่เปลี่ยนรูปเกินพิกัดยึดหยุ่น
3. นำน้ำหนักบรรทุกซึ่งเป็นแรงสถิตย์ในแนวตั้ง (Gravity load) มากระทำต่อแบบจำลองอาคาร แล้วทำการวิเคราะห์แรงภายในองค์อาคารและการเปลี่ยนรูปที่เกิดขึ้น เพื่อนำไปกำหนดเป็นสภาวะเริ่มต้น (Initial condition) ของอาคารสำหรับการวิเคราะห์ในขั้นต่อไป
4. นำแรงสถิตย์ในแนวตั้งมากระทำต่อแบบจำลองอาคาร โดยกำหนดให้รูปแบบการกระจายตัวของแรงคล้ายคลึงกับรูปแบบการกระจายตัวของแรงเฉือนของมวลอาคารเมื่อเกิดการโยกไหวในขณะที่เกิดแห่นดินไหว
5. วิเคราะห์การเปลี่ยนรูป (Lateral deformation) ของอาคารที่เกิดจากแรงกระทำด้านข้างนี้ โดยค่อยๆ ปรับระดับของแรงเพิ่มขึ้นเป็นขั้นๆ ทีละน้อย ในแต่ละขั้นค่ากำลัง (Strength) และค่าความแข็งแรง (Stiffness) ของแต่ละองค์อาคารจะถูกปรับแก้ (Updated) ให้เป็นไปตามสภาพภัยหลังการรับแรงในแต่ละขั้น ทำการวิเคราะห์ในลักษณะนี้อย่างต่อเนื่องโดยปรับค่าแรงด้านข้างเหล่านี้เพื่อ “ผลัก” ให้อาคารมีการเปลี่ยนรูปเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งอาคารเกิดการวินาศัย การวิเคราะห์ในรูปแบบนี้มีชื่อเรียกว่า Nonlinear Static Pushover Analysis
6. นำผลการวิเคราะห์มาแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่าง แรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Base shear) กับการเคลื่อนตำแหน่งในแนวด้านข้างที่ยอดอาคาร (Roof lateral displacement) แรงเฉือนที่ฐานอาคารในที่นี้มีค่าเท่ากับผลรวมของแรงด้านข้างทั้งหมดที่กระทำต่ออาคาร เส้นกราฟความ

สัมพันธ์นี้ถือเป็น Capacity curve ของอาคาร ทั้งนี้ เพราะ ค่าสูงสุดของ Base shear ที่พิกัดยึด หยุ่นของอาคารแสดงถึง “กำลังด้านทันแรงด้านข้าง” ของอาคาร และอัตราส่วนระหว่าง ค่าสูงสุดของ Roof displacement กับค่าที่พิกัดยึดหยุ่นจะแสดงถึง “ความหนึ่ง” ของอาคาร แสดงดังรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 การวิเคราะห์โดยวิธี Nonlinear Static Pushover

2.2 แบบจำลองแรงแผ่นดินไหวและแรงในแนวตั้ง

การวิเคราะห์โดย Pushover เป็นหนึ่งในการวิเคราะห์แบบ Nonlinear static โดยโครงสร้างจะถูกพิจารณาให้รับแรงในแนวตั้งกระทำคงที่ร่วมกับแรงแผ่นดินไหวกระทำด้านข้างที่กระจายต่อกันตามความสูงของโครงสร้าง จากการศึกษาของ ATC-40 พบว่า น้ำหนักบรรทุกเฉลี่ย ขณะเกิดแผ่นดินไหวมีค่าประมาณร้อยละ 45 ของน้ำหนักบรรทุกของอุปกรณ์แรงกระทำด้านข้างถูกประมาณให้เท่ากับแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวซึ่งในการวิจัยนี้ใช้รูปแบบแรงกระทำด้านข้างตามกฎกระทรงฉบับที่ 49 [2540] ภายใต้พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 โดยแรงเฉือนที่ฐานชั้นล่างสุดสามารถคำนวณได้จาก

$$V_b = ZIKCSW$$

V_b คือ แรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน

Z คือ สัมประสิทธิ์ความรุนแรงของแผ่นดินไหว (Seismic Zone Factor) (ดูตารางที่ 2.1) ซึ่งในมาตรฐานนี้ได้แบ่งออกเป็น 5 เขตตามแผนที่แสดงความรุนแรง เรียงลำดับของผลกระทบตั้งแต่น้อยที่สุดคือเขต 1 จนถึงมากที่สุดคือเขต 4

ตารางที่ 2.1 สัมประสิทธิ์ความรุนแรงของแผ่นดินไหว Z

เขตพื้นที่	Z	ลักษณะ
0	0	ไม่เกิดความเสียหาย
1	0.1875	ความเสียหายเล็กน้อย
2	0.375	ความเสียหายปานกลาง
3	0.75	ความเสียหายรุนแรง
4	1	ความเสียหายรุนแรงมาก

I คือ แฟกเตอร์เกี่ยวกับการใช้อาคาร (Importance Factor) ขึ้นอยู่กับการครอบครองหรือการใช้พื้นที่ของสาธารณชน โดยโครงสร้างที่เกี่ยวกับการบริการสาธารณะปโภค จะต้องออกแบบให้ด้านท่านต่อแรงแผ่นดินไหวขนาดรุนแรง ได้เป็นพิเศษ (ดูตารางที่ 2.2)

ตารางที่ 2.2 แฟกเตอร์เกี่ยวกับการใช้อาคาร I

ชนิดของอาคาร	I
อาคารที่จำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชน เช่น โรงพยาบาล สถานีดับเพลิง อาคารศูนย์สื่อสาร อาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย เป็นต้น	1.50
อาคารที่เป็นที่ชุมนุมครั้งหนึ่งมากกว่า 300 คน	1.25
อาคารอื่นๆ	1.00

K คือ สัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับรูปแบบของระบบโครงสร้าง (Structural System Coefficient) ซึ่งขึ้นอยู่กับความหนึ่งวิธีความสามารถในการรับแรงของโครงสร้าง โดยโครงสร้างที่ยังมีความหนึ่งวิ (Ductile) เมื่อพ้นจุดคลาก (Yield Point) แล้ว ถือว่าเป็นโครงสร้างที่ค่อนข้างปลอดจากการประลัย (Collapse) แต่เมื่อว่าจะหมดสภาพในการรับแรงบางส่วนแล้วก็ตาม โครงสร้างประเภทนี้สามารถใช้ส่วนลดของแรงกระแทกเนื่องจากแผ่นดินไหวคือใช้ค่า K ต่ำกว่า 1 ในทางตรงกันข้ามสำหรับโครงสร้างที่เปราะ (Brittle) หลังจากจุดคลากหรือเมื่อยังไม่ถึงจุดคลากย่อมจะเป็นอันตรายจากการพังทลายในทันทีทันใด ดังนั้น โครงสร้างประเภทนี้จึงต้องออกแบบให้สามารถรับแรงได้สูงกว่าปกติ คือใช้ค่า K สูงกว่า 1 (ดูตารางที่ 2.3)

ตารางที่ 2.3 สัมประสิทธิ์ K

ประเภทของอาคาร	K
มีกำแพงรับแรงทางระดับ หรือผนังรับแรงเฉือน	1.33
มีผนังและโครงสร้างรับแรงเฉือนและโimonmenต์หรือมีระบบรับแรงเฉือนได้ 100 % และโครงสร้างรับแรงได้ 25 %	0.80
โครงสร้างวัสดุเหนี่ยวรับแรงได้ 100 %	0.67
โครงสร้างระบบอื่นๆ	1.00
หอถังน้ำ	2.50
โครงสร้างที่มิใช่อาคาร	2.00

C คือ สัมประสิทธิ์เนื่องจากแผ่นดินไหวของโครงสร้าง (Seismic Coefficient) ที่สัมพันธ์กับความอ่อนตัวของโครงสร้าง และต้องมีค่าไม่มากกว่า 0.12 โดยขึ้นอยู่กับความการสั่นพื้นฐาน T (Fundamental Period)

$$C = \frac{1}{15T^{1/2}}$$

การสั่น C อาจได้จากการวิเคราะห์อย่างละเอียด โดยพิจารณาคุณสมบัติของโครงสร้างและการเปลี่ยนตำแหน่งหรือการเคลื่อนที่ และค่า T สามารถหาได้จาก

$$T = \frac{2\pi \sum_{j=1}^n w_j u_j^2}{\sum_{j=1}^n F_j u_j}$$

โดย w_j คืออัมานักบรรทุกคงที่ในแต่ละชั้น

u_j คือการเคลื่อนที่ด้านข้างในแต่ละชั้น

F_j คือแรงด้านข้างซึ่งกระจายตามความสูง

ในกรณีที่ไม่ได้คำนวณโดยใช้สมการ หรือขาดข้อมูลสำหรับการวิเคราะห์ให้คำนวณจากสมการ

$$T = \frac{0.09h}{D^{1/2}}$$

โดย h คือความสูงของโครงสร้างที่วัดจากฐาน (เมตร)
 D คือมิติของอาคารในทิศทางที่บานกับแรงกระทำ (เมตร)

สำหรับอาคารที่มีระบบโครงสร้างต้านแรงด้านข้างที่ประกอบด้วยโครงสร้างข้อแข็งสามมิติ ที่มีความเหนียวต้านทานโมเมนต์ดัด (Ductile Moment – Resisting Space Frame) สามารถต้านแรงได้หมด และระบบโครงสร้างนี้ไม่ถูกล็อกมารอบหรือข้อติดกับโครงสร้างอื่นที่แข็งแรงกว่า จนทำให้โครงสร้างสามมิตินี้ไม่ต้านทานแรงด้านข้าง ทำการสั่นของโครงสร้างประเภทนี้หายใจจาก

$$T = 0.1N$$

โดย N คือจำนวนชั้นของอาคารที่อยู่เหนือพื้นดิน
 S คือสัมประสิทธิ์เกี่ยวกับการประสานแรงโลหะรرمชาติระหว่างคืนบริเวณข้างเคียง กับโครงสร้าง (Site – Structural Resonance Factor) มีค่าไม่น้อยกว่า 1 ค่า S สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$S = 1 + \frac{T}{T_s} - 0.5 \left(\frac{T}{T_s} \right)^2 \quad \text{สำหรับ } \frac{T}{T_s} \leq 1$$

$$S = 1.2 + 0.6 \frac{T}{T_s} - 0.3 \left(\frac{T}{T_s} \right)^2 \quad \text{สำหรับ } \frac{T}{T_s} > 1$$

ค่า T ในสมการ คำนวณได้จากวิธีการที่มีความละเอียด แต่ต้องไม่น้อยกว่า 0.3 วินาที ส่วน T_s เป็นการคำนวณคืนบริเวณที่ตั้งอาคาร ต้องไม่น้อยกว่า 0.5 วินาทีแต่ไม่เกินกว่า 2.5 วินาที ในกรณีที่ T_s ไม่สามารถหาค่าได้โดยวิธีที่เหมาะสม ให้ใช้ค่า S เท่ากับ 1.5 และผลคูณระหว่างค่า C กับ S ไม่ควรเกิน 0.14 (ดูตารางที่ 2.4)

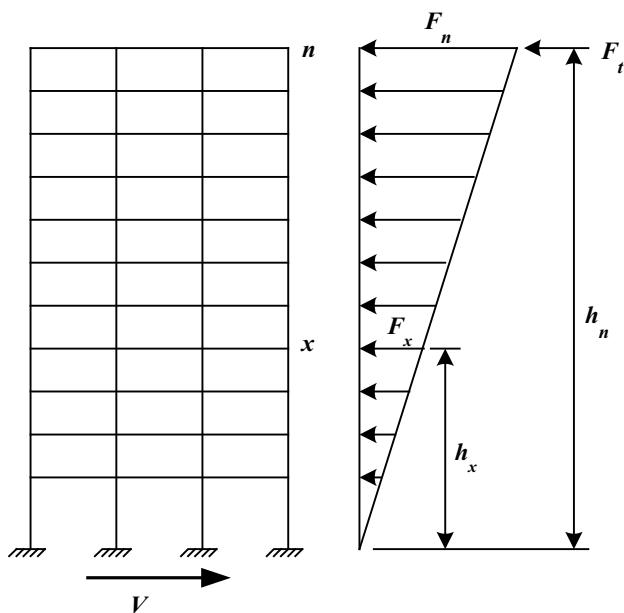
ตารางที่ 2.4 สัมประสิทธิ์ที่เกี่ยวกับการประสานแรงโลหะรرمชาติ S ตามมาตรฐาน UBC 1985

ชนิด	ลักษณะของดิน	S
S_1	มีลักษณะเป็นหิน หรือดินที่มีความเหนียวมาก (Stiff Soil) โดยมีความลึกน้อยกว่า 200 ฟุต	1.0
S_2	ดินที่มีการขัดกรากตัวกันไม่ดี (Cohesionless Soil) หรือดินอ่อนที่มีความเหนียว (Stiff Clay) โดยที่มีความลึกมากกว่า 200 ฟุต	1.2
S_3	ดินที่มีความเหนียวตันน้อยถึงปานกลาง (Soft To Medium-Stiff Clay) และทราย	1.5

W คือ n หน้ากับบรรทุกคงที่ทั้งหมดของอาคาร ซึ่งรวม n หน้ากของผนังกันห้องต่างๆ (Partitions) หน้ากของผนังกันห้องที่คิดรวมเป็น n หน้ากับบรรทุกคงที่ต้องไม่น้อยกว่า 50 กก./ตร.ม. ในกรณีที่อาคารใช้เป็นโรงเก็บสินค้า ให้รวม n หน้ากับบรรทุกร้อยละ 25 เจ้าไปด้วย

V_b คือแรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นต่างๆ ของอาคาร ATC-40 แนะนำให้สามารถใช้รูปแบบของแรงกระทำด้านข้างต่อโครงสร้างตามมาตรฐาน UBC 1985 ได้ แต่จะพิจารณาเฉพาะแรงด้านข้างที่กระทำกระจากที่ชั้นต่างๆ ของโครงสร้างเท่านั้น โดยจะไม่คิดผลของแรงที่กระทำที่ยอดอาคาร (F_t) ดังนั้นแรงกระทำด้านข้างที่มีรูปแบบเป็นสามเหลี่ยมหักลบที่ใช้ในการศึกษานี้จะพิจารณาเฉพาะแรงที่กระทำกระจากที่ชั้นต่างๆ เท่านั้น

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$



โดยที่ F_t คือ แรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นบนสุดของอาคาร
 F_x คือ แรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นที่ x ของอาคาร
 w_x, w_i คือ หน้ากของพื้นอาคารชั้นที่ x และชั้นที่ i ตามลำดับ
 h_x, h_i คือ ความสูงจากระดับพื้นดินถึงพื้นชั้นที่ x และชั้นที่ i
 n คือ จำนวนชั้นทั้งหมดของอาคาร

ATC-40 แนะนำให้สามารถใช้แรงกระทำด้านข้างที่พิจารณาผลของการสั่นไหวลำดับที่หนึ่งของโครงสร้างได้เมื่อการสั่นไหวลำดับที่หนึ่งของโครงสร้างมีค่าไม่เกิน 1 วินาที โดยแรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นต่างๆ ของอาคารสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ดังนี้

$$F_x = \frac{w_x \phi_x}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_i} V$$

โดยที่	F_x	คือ แรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นที่ x ของอาคาร
	w_x, w_i	คือ น้ำหนักของพื้นอาคารชั้นที่ x และชั้นที่ i ตามลำดับ
	ϕ_x, ϕ_i	คือ การเสียรูปเนื่องจากการสั่นไหวลำดับที่หนึ่งของโครงสร้างชั้นที่ x และชั้นที่ i ตามลำดับ
	n	คือ จำนวนชั้นทั้งหมดของอาคาร

บทที่ 3

แบบจำลองอาคารชนิด canon-เสา-ผนังแรงเฉื่อน

3.1 สมมติฐานแบบจำลอง

ในการจำลองแบบโครงสร้างและองค์อาคาร จำเป็นต้องมีข้อสมมติฐานในการจำลอง เพื่อไม่พิจารณาถึงผลกระทบบางกรณี ซึ่งเกิดจากความสัมพันธ์ระหว่างกันขององค์อาคารที่อยู่ต่อเนื่องกันหรือความสัมพันธ์ขององค์อาคารที่มีต่อโครงสร้าง ข้อสมมติฐานที่ใช้ในการศึกษานี้มีดังนี้

- 1) แผ่นพื้นจะพิจารณาเป็นแผ่นพื้นแข็ง (diaphragm) ในระนาบของพื้น กล่าวคือ การเคลื่อนตัวด้านข้างของโครงสร้างที่ระดับเดียวกันจะมีค่าเท่ากัน
- 2) ไม่พิจารณาความสามารถต้านทานไมเมนต์ดัดของแผ่นพื้นเพื่อเพิ่มความสามารถต้านทานไมเมนต์ดัดของคาน
- 3) พิจารณาให้แรงกระทำด้านข้างต่อโครงสร้างกระทำที่ระดับพื้น เนื่องจากแรงเฉื่อยจะเกิดจากมวลของพื้นเป็นหลัก

3.2 คุณสมบัติของวัสดุ

การจำลองแบบโครงสร้างและองค์อาคารเพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างจำเป็นต้องกำหนดคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ให้เหมาะสมกับค่าที่แท้จริง โดยในการศึกษานี้คุณสมบัติของวัสดุที่ต้องคำนึงถึง ได้แก่ คอนกรีต เหล็กเสริม และอิฐก่อ

3.2.1 คอนกรีต

คุณสมบัติที่สำคัญของคอนกรีตที่มีผลต่อการศึกษา "ได้แก่ โมดูลัสยึดหยุ่นของคอนกรีต (E_c) ซึ่งเป็นตัวแสดงถึงความต้านทานต่อการเสียรูปของคอนกรีตเมื่อมีน้ำหนักหรือแรงกดอัดกระทำโดยจะมีค่าเปลี่ยนตามกำลังและหน่วยน้ำหนักของคอนกรีต ACI 318-95 ได้กำหนดความสัมพันธ์เพื่อหาโมดูลัสของคอนกรีตดังนี้

$$E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$$

สำหรับคอนกรีตมวลรวมค่าโมดูลัสยึดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ

$$E_c = 4730 \sqrt{f'_c}$$

3.2.2 เหล็กเสริม

สำหรับเหล็กเสริมทุกชั้นคุณภาพมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (E_s) ค่อนข้างคงที่เท่ากับ 2.04×10^6 กก/ตร.ซม. และกำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) และกำลังรับแรงดึงสูงสุด แปรผันตามชั้นคุณภาพ ดังแสดงในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริม (ข่าวิเชียร, 2540)

ชนิดของเหล็กเสริม	ชั้นคุณภาพ	กำลังจุดคราก (กก/ซม ²) ไม่น้อยกว่า	กำลังดึงประดับ (กก/ซม ²) ไม่น้อยกว่า
เหล็กกลมเรียบ	SR 24	2,400	3,900
เหล็กข้ออ้อย	SD 30	3,000	4,900
	SD 40	4,000	5,700
	SD 50	5,000	6,300

เพื่อคำนึงถึงผลของกำลังครากที่แท้จริงของเหล็กเสริมจึงพิจารณากำลัง ณ จุดครากของเหล็กเสริมร่วมกับ Overstrength factor ของเหล็กตามคุณภาพชั้นดังนี้ Overstrength factor เท่ากับ 1.45 กรณี SR24 1.30 กรณี SD30 และ 1.15 กรณี SD40 ค่าปรับแก้ดังกล่าวพิจารณาทดสอบกำลัง ณ จุดครากของเหล็กเสริมซึ่งผลการทดสอบแสดงดังตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 กำลัง ณ จุดครากที่แท้จริงของเหล็กเสริมที่ผลิตภายในประเทศไทย

(Kiattivisanchai, 2001)

ชนิดของ เหล็กเสริม	กำลังจุด ครากระบุ	กำลัง ณ จุดครากที่แท้จริงของเหล็กเสริม							
		AIT		Limpisuwon		Suriyawong		Kiattivisanchai	
		ค่า เฉลี่ย	%สูง กว่า	ค่า เฉลี่ย	%สูง กว่า	ค่า เฉลี่ย	%สูง กว่า	ค่า เฉลี่ย	%สูง กว่า
SR24	2,400	3,600	50	3,456	44	3,616	51	3,480	45
SD30	3,000	3,870	29	3,930	31	3,806	27	3,900	30
SD40	4,000	4,800	20	4,600	15	4,851	21	4,600	15

3.2.3 อิฐก่อ

อิฐก่อที่ใช้ในการก่อสร้างของประเทศไทยส่วนใหญ่เป็นอิฐมอญ ซึ่งคุณสมบัติที่สำคัญของอิฐมอญที่ต้องใช้ในการจำลองแบบกำแพงก่ออิฐ ได้แก่ โมดูลัสยึดหยุ่น กำลังต้านทานแรงอัด และกำลังต้านทานแรงเฉือน จากการทดสอบคุณสมบัติดังกล่าวของอิฐมอญโดย Malaivongs (1967) Tongpatanakul (1968) และ Sengkhamkhoutlavong (2000) สามารถกำหนดค่าโมดูลัสยึดหยุ่นและกำลังต้านทานแรงอัดของกำแพงอิฐก่อได้ดังนี้

$$\text{โมดูลัสยึดหยุ่น } (E_{me}) = 1,300 \text{ Mpa}$$

$$\text{กำลังต้านทานแรงอัดของกำแพงอิฐก่อ } (f_m') = 4 \text{ Mpa}$$

3.3 ความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคาร

การประเมินความต้านทานแรงกระทำด้านข้างอันเนื่องมาจากการแรงแผ่นดินไหวของโครงการสร้างจำเป็นต้องกระายแรงกระทำเข้าสู่องค์อาคารต่างๆ ตามสัดส่วนความแข็งแรงขององค์อาคารนั้นๆ ตามพฤติกรรมจริงขององค์อาคารซึ่งเป็นไปได้ยากในทางปฏิบัติ ทั้งนี้เนื่องจากค่าความแข็งแรงขององค์อาคารแปรเปลี่ยนไปตามคุณสมบัติของหน้าตัด เช่น ไมemenต์ความเนื้อyleที่หน้าตัดใดๆ จะเปลี่ยนไปตามขนาดและทิศทางของไมemenต์ จำนวนเหล็กเสริมรับไมemenต์ตัด และผลของหน้าตัดที่อยู่ระหว่างรอยร้าว เป็นต้น ดังนั้นค่าความแข็งแรงขององค์อาคารที่ใช้จะเป็นค่าเฉลี่ยตลอดความยาวขององค์อาคารซึ่งเป็นค่าความแข็งแรงประสิทธิผล ค่าโดยประมาณของความแข็งแรงเริ่มต้นประสิทธิผลขององค์อาคารคือการคณิตเสริมเหล็กตามข้อแนะนำของ ATC-40 แสดงดังตารางที่

3.3

ตารางที่ 3.3 ค่าความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคาร

องค์อาคาร	Flexural Rigidity	Shear Rigidity ²	Axial Rigidity
คาน, ไม่อัดแรง ¹	$0.50E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
คาน, อัดแรง ¹	$E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
เสารับแรงอัด	$0.70E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
เสารับแรงดึง	$0.50E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
กำแพงรับแรง, ไม่แตกร้าว	$0.80E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
กำแพงรับแรง, แตกร้าว	$0.50E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
แผ่นพื้น ไร้คาน, ไม่อัดแรง	$0.50E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
แผ่นพื้น ไร้คาน, อัดแรง	$0.50E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$

หมายเหตุ 1 ไมemen ค่าความเฉื่อยของคานรูปดัวที่จะพิจารณาเป็นสองเท่าของ ไมemen ค่าความเฉื่อย ของส่วนเอว หรือหางานหน้าตัดประสิทธิผล
2 กรณีความแข็งแรงเฉือน, ปริมาณ $0.40E_c A_w$ จะบ่งบอกถึง ไมคูลัสแรงเฉือน, G

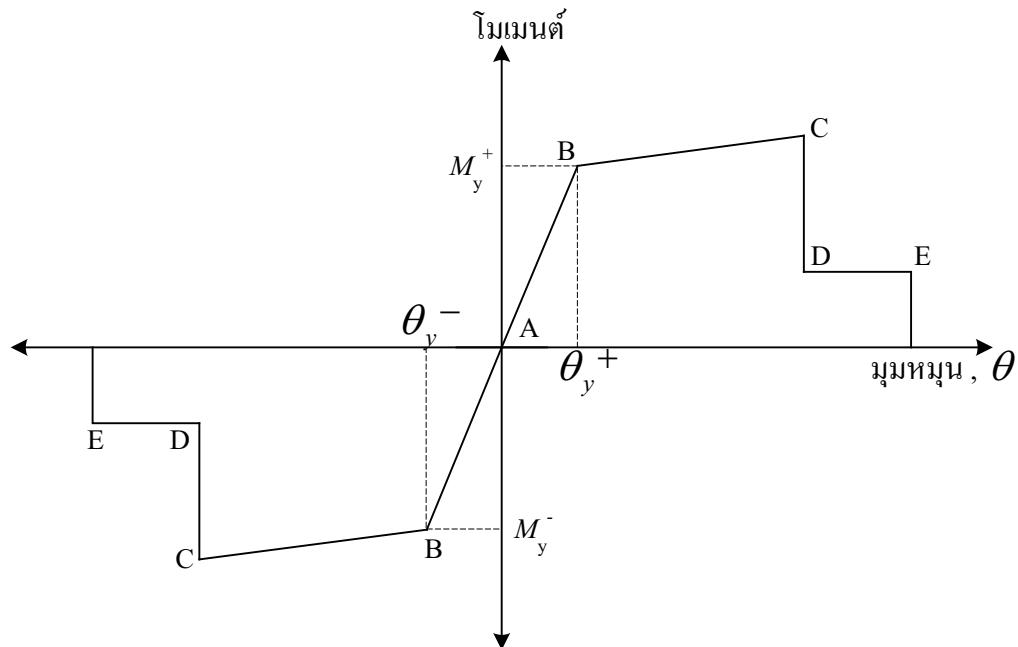
3.4 องค์อาคารและปัจจัยที่มีผลต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

แบบจำลองอาคารเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ความสามารถในการด้านทานแรงแผ่นดินไหว แตกต่างจากแบบจำลองทั่วไปที่ใช้ในการวิเคราะห์อาคาร เนื่องจากต้องจำลองให้ใกล้เคียงสภาพ ความเป็นจริงมากที่สุดเท่าที่จะเป็นได้โดยเฉพาะอย่างยิ่งในช่วงที่อาคารมีการเปลี่ยนรูปเกินพิกัดยึด หยุ่น เพื่อให้ได้แบบจำลองในลักษณะดังกล่าวจำเป็นต้องสร้างแบบจำลองโดยพิจารณาถึงประเด็น ดังต่อไปนี้

3.4.1 คาน

การจำลองแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กจำเป็นต้องคำนึงพุทธิกรรมจริงของคานภายใต้ แรงกระทำในแนวตั้งและแรงกระทำด้านข้างที่โครงสร้างต้องรับ เช่น ลักษณะของการวิบัติเนื่อง จาก ไมemen ตัดหรือแรงเฉือน การลดลงของความแข็งแรง และ กำลังของคาน และการกระจายชี้ ของแรงและ ไมemen ในช่วงอินอลิสติก คานที่จำลองโดยโปรแกรม SAP2000 มีลักษณะเป็นเส้นที่ มีคุณสมบัติเชิงเส้นตลอดความยาวของคานและประกอบด้วยจุดหมุนพลาสติกเนื่องจาก ไมemen ตัด ในตำแหน่งที่มีแนวโน้มจะเกิดการวิบัติเนื่องจาก ไมemen ตัด ในการศึกษานี้ได้กำหนดตำแหน่งของ การเกิดจุดหมุนพลาสติกเนื่องจาก ไมemen ตัดที่ปลายทั้งสองข้างของคานเพื่อแสดงพุทธิกรรมดัง

กล่าว จุดหมุนพลาสติกดังกล่าวจะแสดงพฤติกรรมของโมเมนต์ดัดของกาน โดยความสัมพันธ์ของ Moment-Rotation แสดงดังรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัด (ATC-40)

ในรูปที่ 3.1 B คือจุดครากที่สัมพันธ์กับ θ_y และ M_y ซึ่งเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดเริ่มเกิดการคราก จุด C ระบุถึงกำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของกาน ความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่สภาวะ C และ E ได้จากผลการทดลองซึ่งคำนึงถึงผลของโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่มีต่อคานร่วมกัน ในการศึกษานี้จะใช้ความสามารถในการหมุนของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กตามข้อแนะนำของ ATC-40 แสดงดังตารางที่ 3.4 ซึ่งค่าความสามารถในการหมุนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ควรคุณวิบัติโดยโมเมนต์ดัดในตารางนี้จะเปรียบกับอัตราส่วนเหล็กเสริมตามยา ($(\rho - \rho') / \rho_{bal}$) เหล็กเสริมตามขวาง (Conforming และ Non-conforming) และแรงเฉือนออกแบบของคาน แต่ทั้งนี้เนื่องจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นตลอดการวิเคราะห์โดยวิธี Nonlinear Static Pushover จะไม่คงที่ ดังนั้นการเลือกค่าจากตารางที่ 3.4 ในการศึกษานี้จะเปรียบกับสองตัวแปรคือ อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาและเหล็กเสริมตามขวาง

การวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจำลองจะพิจารณาทั้งการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน โดยกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดจากความต้านทาน

แรงเฉือนของคอนกรีต (V_c) และเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กปลอก (V_s) ตามข้อกำหนดของ ACI (1995) ระบุกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตเท่ากับ

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c}b_w d \quad (\text{MPa})$$

กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตของ Paulay และ Priestley (1992) ซึ่งคำนึงถึงผลของเหล็กเสริมตามยาวที่มีต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต เช่นกัน ได้เสนอไว้ดังนี้

$$V_c = (0.07 + 10\rho)\sqrt{f'_c}b_w d \leq 0.2\sqrt{f'_c}b_w d \quad (\text{MPa})$$

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กตามขวางหรือเหล็กปลอกเพื่อป้องกันการวิบัติของคานเนื่องจากแรงเฉือนซึ่งเป็นผลจากแรงดึงแนวทแยงโดยที่เหล็กปลอกทำมุม 90° กับแกนตามยาวของคานสามารถแสดงได้ดังนี้

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

ตารางที่ 3.4 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไรซิงส์ : คานคอนกรีตเสริมเหล็ก
(ATC-40)

			Modeling Parameter ³		
			Plastic Rotation Angle, rad		Residual Strength Ratio
Component Type			a	b	c
1. Beam controlled by flexure ¹					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ⁴	Transverse Reinforcement ²			
≤ 0.00	≤ 3	C	0.025	0.050	0.20
≤ 0.00	≥ 6	C	0.020	0.040	0.20
≥ 0.50	≤ 3	C	0.020	0.030	0.20
≥ 0.50	≥ 6	C	0.015	0.020	0.20
≤ 0.00	≤ 3	NC	0.020	0.030	0.20
≤ 0.00	≥ 6	NC	0.010	0.015	0.20
≥ 0.50	≤ 3	NC	0.010	0.015	0.20
≥ 0.50	≥ 6	NC	0.005	0.010	0.20
2. Beam controlled by shear					
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.000	0.020	0.20
Stirrup spacing $> d/2$			0.000	0.010	0.20
3. Beam controlled by inadequate development or splicing along the span ¹					
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.00	0.02	0.00
Stirrup spacing $> d/2$			0.00	0.01	0.00
4. Beam controlled by inadequate development into beam-column joint ¹					
			0.015	0.030	0.02

หมายเหตุ 1 หากองค์อาคารที่พิจารณาไม่อยู่ใน 4 กรณีดังกล่าว ให้ใช้ค่าต่ำสุดที่เหมาะสมของตาราง

- 2 ในส่วนที่ “transverse reinforcement” “C” และ “NC” คือ conforming และ non-conforming ตามลำดับ องค์อาคารจะถูกพิจารณาเป็น conforming เมื่อบริเวณที่เป็นจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากไม่มีเมนต์ดัด : 1) ระยะห่างเหล็กปลอก $\leq d/3$ และ 2) กำลังขององค์อาคารที่มีความหนืดยาวปานกลางและมากต้องได้จากเหล็กปลอก (V_s) อย่างน้อย $\frac{1}{4}$ ของแรงเฉือนออกแบบ นอกจากนี้จะพิจารณาเป็น non-conforming
- 3 การใช้ค่าเฉลี่ยระหว่างค่าภายในตารางสามารถทำได้
- 4 $V = \text{แรงเฉือนออกแบบ} \times \text{ค่าต่ำสุดที่เหมาะสม}$
- 5 สำหรับคันคอนกรีตมวลเบาให้ใช้ร้อยละ 75 ของค่าในตาราง

3.4.2 เสา

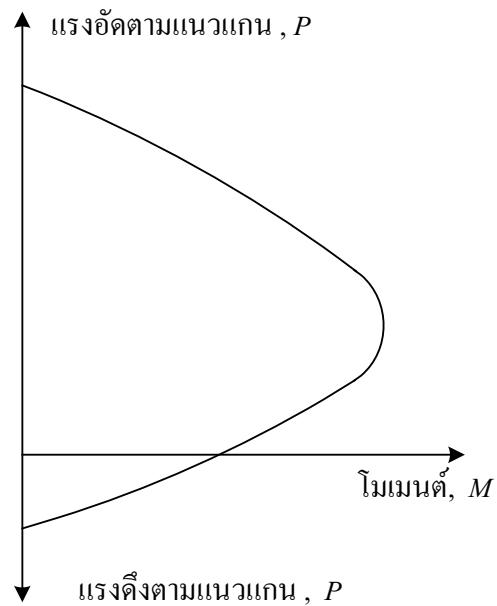
การจำลองแบบเสาภายใต้แรงกระทำตามแนวแกนและแรงกระทำด้านข้าง นอกจากจะคำนึงถึงลักษณะการวิบัติเนื่องจาก โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนแล้วยังต้องคำนึงถึงผลของแรงตามแนวแกนที่มีต่อความสามารถต้านทาน โมเมนต์ดัดของเสาด้วย การจำลองแบบเสาโดยโปรแกรม SAP2000 มีลักษณะเป็นเส้นที่มีคุณสมบัติเชิงเส้นตลอดความยาวของเสาและประกอบด้วยจุดหมุน พลางติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนและ โมเมนต์ดัดในตำแหน่งดัดในตำแหน่งที่มีแนวโน้มจะเกิดการวิบัติของเสา จุดหมุนพลางติกดังกล่าวแสดงพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกน ความสามารถต้านทาน โมเมนต์ดัดของเสา แสดงดังรูปที่ 3.2 ความสามารถในการหมุนและขอบเขตของการหมุนของจุดหมุนพลางติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนและ โมเมนต์ดัดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กตามข้อแนะนำของ ATC-40 แสดงดังตารางที่ 3.5 ตัวแปรที่ใช้ในการเลือกค่าจากตารางดังกล่าวเปรียบเทียบกับแรงตามแนวแกนและเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กปลอก แต่เนื่องจากแรงตามแนวแกนที่ใช้เพื่อเลือกค่าในตารางได้พิจารณาใช้แรงกระทำในแนวดิ่งทั้งหมดที่กระทำต่อโครงสร้างก่อนการรับแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง การศึกษานี้เสาะถูกจำลองเป็นเส้นโดยมีจุดหมุนพลางติกเนื่องจาก โมเมนต์ดัดที่ปลายเสาทั้งสองด้าน ซึ่งค่า โมเมนต์ที่จุดครากของเสาสามารถคำนวณได้จากความสัมพันธ์ของแรงกระทำตามแนวแกนกับ โมเมนต์ดัด โดยแรงกระทำตามแนวแกนมีค่าเริ่มต้นเท่ากับแรงกระทำในแนวดิ่งทั้งหมดและทำการปรับแก้ค่าแรงตามแนวแกนและ โมเมนต์ที่จุดครากในแต่ละรอบของการคำนวณ และเพื่อคำนึงถึงผลของ P-Delta ที่มีผลต่อความแข็งแรงและกำลังต้านทานด้านข้างของเสา แบบจำลองเสาหนึ่งต้นจึงถูกจำลองแบ่งเป็นสองส่วน

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดจากความต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต (V_c) และเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กปลอก (V_s) เช่นเดียวกับคาน แต่แตกต่างกันที่แรงตามแนวแกนของเสาจะมีผลต่อความสามารถรับแรงเฉือนของเสา กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตที่แนะนำโดย ATC-40 โดยอ้างอิงกับผลการทดสอบสามารถแสดงด้วยความสัมพันธ์ดังนี้

$$V_c = 0.29 \lambda \left(k + \frac{N}{14A_g} \right) \sqrt{f'_c b_w d} \quad (\text{MPa})$$

โดยที่	λ	= 0.75 กรณีคอนกรีตมวลเบา
		= 1.00 กรณีคอนกรีตทั่วไป
	k	= 1.00 ในบริเวณที่มีความหนาแน่นยาน้ำ
		= 0.00 ในบริเวณที่มีความหนาแน่นยาน้ำปานกลางและสูง

N = 0.00 กรณีเป็นแรงดึง
 = เป็นบวกกรณีแรงอัด และ N/A_g มีหน่วยเป็น MPa



รูปที่ 3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ของเสา

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กรับแรงเฉือนหรือเหล็กปลอกที่แนะนำโดย ATC-40 สามารถแสดงด้วยความสัมพันธ์ดังนี้

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{0.6s}$$

ตารางที่ 3.5 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไรซิงส์ : เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก
(ATC-40)

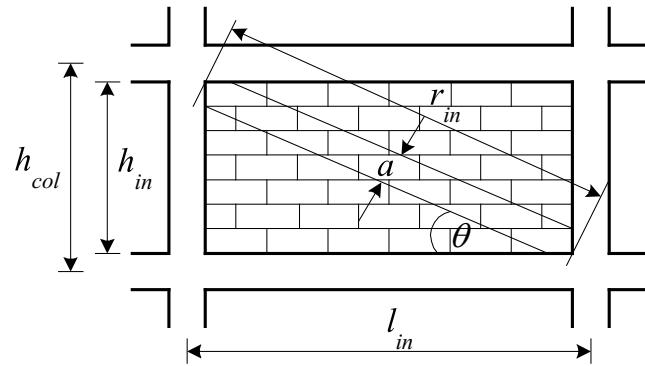
Component Type	Modeling Parameter ⁴		
	Plastic Rotation Angle, rad	Residual Strength Ratio	
a	b	c	
1.Column controlled by flexure ¹			
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ⁵	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ⁶	Transverse Reinforcement ²	
≤ 0.10	≤ 3	C	0.020
≤ 0.10	≥ 6	C	0.015
≥ 0.40	≤ 3	C	0.015
≥ 0.40	≥ 6	C	0.010
≤ 0.10	≤ 3	NC	0.010
≤ 0.10	≥ 6	NC	0.005
≥ 0.40	≤ 3	NC	0.005
≥ 0.40	≥ 6	NC	0.000
2.Column controlled by shear ^{1,3}			
Hoop spacing $\leq d/2$, or $\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.10$	0.000	0.015	0.20
Other cases	0.000	0.000	0.00
3.Column controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^{1,3}			
Hoop spacing $\leq d/2$	0.01	0.02	0.40
Hoop spacing $> d/2$	0.00	0.01	0.20
4.Column with axial load exceeding $0.70P_0$ ^{1,3}			
Conforming reinforcement over the entire length	0.015	0.025	0.02
All other cases	0.000	0.000	0.00

หมายเหตุ 1 หากองค์อาคารที่พิจารณาไม่มีอยู่ใน 4 กรณีดังกล่าว ให้ใช้ค่าต่ำสุดที่เหมาะสมของตาราง

- ในส่วนที่ “transverse reinforcement” “C” และ “NC” คือ conforming และ non-conforming ตามลำดับ องค์อาคารจะถูกพิจารณาเป็น conforming เมื่อบริเวณที่เป็นจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากไม่มีการตัด : 1) ระยะห่างเหล็กปลอก $\leq d/3$ และ 2) กำลังขององค์อาคารที่มีความหนาแน่นยาบานคล้ายและมากต้องได้จากเหล็กปลอก (V_s) อย่างน้อย $\frac{1}{4}$ ของแรงเฉือนออกแบบ นอกจากนี้จะพิจารณาเป็น non-conforming
- 1) เหล็กปลอกในเสาต้องไม่ต่อทานบริเวณคอนกรีตส่วนหัว และ 2) ส่วน hooks ของเหล็กปลอกต้องฝังอยู่ในส่วนกลางของเสาหรือไม่มีอยู่ในบริเวณที่สามารถหลุด กะเทาะของคอนกรีตส่วนหัว
- การใช้ค่าเฉลี่ยระหว่างค่าภายในตารางสามารถทำได้
- $P = \text{แรงตามแนวแกนออกแบบ}$
- $V = \text{แรงเฉือนออกแบบ}$
- สำหรับคอนกรีตมวลเบาให้ใช้ร้อยละ 75 ของค่าในตาราง

3.4.3 กำแพงอิฐก่อ

การศึกษานี้ กำแพงอิฐก่อถูกจำลองเป็นค้ำยันแนวทแยงเที่ยบเท่า (Equivalent diagonal compressive strut) และดังรูปที่ 3.3 ตามข้อแนะนำของ FEMA-273



รูปที่ 3.3 แบบจำลองกำแพงอิฐก่อ (FEMA-273)

FEMA-273 ได้แนะนำค่าความกว้างเที่ยบเท่าของค้ำยันแนวทแยงเที่ยบเท่าไว้ดังนี้

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{0.4} r_{in}$$

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

โดยที่ E_{me} คือ โมดูลัสยึดหยุ่นของกำแพงอิฐก่อ

E_{fe} คือ โมดูลัสยึดหยุ่นของโครงข้อแข็ง

I_{col} คือ โมเมนต์ความเชื่อมของเสา

t_{in} คือ ความหนาของกำแพงอิฐก่อ

กำลังรับแรงเฉือนของกำแพงอิฐก่อจึงเปรียบพะกับพื้นที่สัมผัสในแนวคิ่งของกำแพงกับเสา ดังนั้นสภาวะที่กำแพงเริ่มเกิดการวิบัติแบบเฉือนขาดของมอร์ต้าในแนวระนาบ องค์ประกอบในแนวคิ่งของแรงอัดตามแกนของค้ำยันแนวทแยงเที่ยบเท่า (R_s) เท่านั้นที่มีผลต่อแรงเฉือนสูงสุดของกำแพงก่ออิฐ (V_{ine}) ซึ่งจะมีค่าเท่ากับ

$$V_{ine} = \tau_0 l_{in} t_{in} + \mu_f R_s \sin \theta$$

เนื่องจาก

$$V_{ine} = R_s \cos \theta = (l_{in} / r_{in}) R_s$$

$$\text{ดังนั้น} \quad R_s = \frac{\tau_0}{1 - \mu_f (h_{in} / l_{in})} r_{in} t_{in}$$

คำยันแนวทแยงเที่ยบเท่าที่จำลองมีลักษณะเป็นเส้นและต้านทานเฉพาะแรงอัดตามแนวแกนเท่านั้น ดังนั้นที่ปลายทั้งสองด้านของคำยันจึงไม่ต้านทานการหมุนหรือเป็นจุดยึดหมุน (hinge) จุดหมุนพลาสติกนี้ของจากแรงตามแนวแกนถูกกำหนดที่กึ่งกลางของแบบจำลอง การเสียรูปตามแนวแกน ณ สภาพแครกของคำยันสามารถหาได้จากค่าความแข็งแรงตามแนวแกนกับแรงอัดตามแนวแกนของคำยันแนวทแยงเที่ยบเท่า และค่าความสามารถและขอบเขตการเสียรูปของกำแพงอิฐก่อแบบไวรเชิงเส้นในตารางที่ 3.6 จะถูกเปลี่ยนเป็นการเสียรูปตามแนวแกนเพื่อแสดงพฤติกรรมการวิบัติของกำแพงก่ออิฐ

ตารางที่ 3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของกำแพงอิฐก่อ (FEMA-273)

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$	$\frac{l_{in}}{h_{in}}$	c	d %	e %	Acceptance Criteria	
					LS %	CP %
$0.3 \leq \beta \leq 0.7$	0.5	n.a.	0.5	n.a.	0.4	n.a.
	1.0	n.a.	0.4	n.a.	0.3	n.a.
	2.0	n.a.	0.3	n.a.	0.2	n.a.
$0.7 \leq \beta \leq 1.3$	0.5	n.a.	1.0	n.a.	0.8	n.a.
	1.0	n.a.	0.8	n.a.	0.6	n.a.
	2.0	n.a.	0.6	n.a.	0.4	n.a.
$\beta \geq 1.3$	0.5	n.a.	1.5	n.a.	1.1	n.a.
	1.0	n.a.	1.2	n.a.	0.9	n.a.
	2.0	n.a.	0.9	n.a.	0.7	n.a.

3.4.4 ผนังแรงเฉือน(Shear wall)

ผนังแรงเฉือนเป็นโครงสร้างหลักเพื่อรับแรงด้านข้างในอาคารสูงเป็นจำนวนมาก (Ayala and Charleton, 2002) ผลกระทบจากการสำรวจพฤติกรรมของอาคารจากแผ่นดินไหวพบว่าผนังแรงเฉือนที่ได้รับการออกแบบที่ดีนั้น สามารถช่วยจำกัดความเสียหายที่เกิดกับอาคารทั้งที่เป็นความเสียหายในส่วนโครงสร้างและความเสียหายในส่วนอื่น โดยทั่วไปผนังแรงเฉือนสามารถแบ่งตามขนาดและรูปร่างออกเป็น 2 ประเภทดังนี้

1. ผนังที่ไม่มีช่องเปิด

ลักษณะและพฤติกรรมของผนังประเภทนี้จะเหมือนกับคานยื่นออกจากฐานรากโดยถ้าพิจารณาจากอัตราส่วนความสูงต่อกว้าง (h_w / l_w) ของผนังแล้วข้างแบ่งย่อยได้อีก 2 ประเภทคือ Slender wall หรือผนังที่มีอัตราส่วนมากกว่า 2-3 และ Squat wall หรือผนังที่มีอัตราส่วนน้อยกว่า 2-3

พฤติกรรมที่แตกต่างกันของผนังสองประเภทนี้ขึ้นอยู่กับกำลังในการรับแรงเฉือนและกำลังในการรับแรงดัดของผนังแต่ละประเภท สำหรับใน Slender wall เนื่องจากอัตราส่วนสูงทำให้ผนังมีโอกาสที่จะเกิดครากร่องเหล็กเสริมรับแรงดัดก่อนที่จะเกิดสภาพอินอลิสติกของแรงเฉือนในทางตรงกันข้าม Squat wall มีอัตราส่วนต่ำทำให้ต้องการแรงเฉือนสูงในการเกิดครากร่องเหล็กเสริมรับแรงดัด และมีโอกาสที่จะเกิดสภาพอินอลิสติกจากแรงเฉือนก่อน เนื่องจากโดยทั่วไปแล้วพฤติกรรมในช่วงอินอลิสติกของแรงดัดมี Energy dissipation และ Ductility สูง ในขณะที่พฤติกรรมในช่วงอินอลิสติกจากแรงเฉือนมักจะมี Energy dissipation และ Ductility ต่ำกว่า ดังนั้นในการออกแบบ Squat wall อาจจะต้องออกแบบไว้เพื่อให้รับแรงเฉือนสูงขึ้น เพื่อลดความต้องการของ Ductility

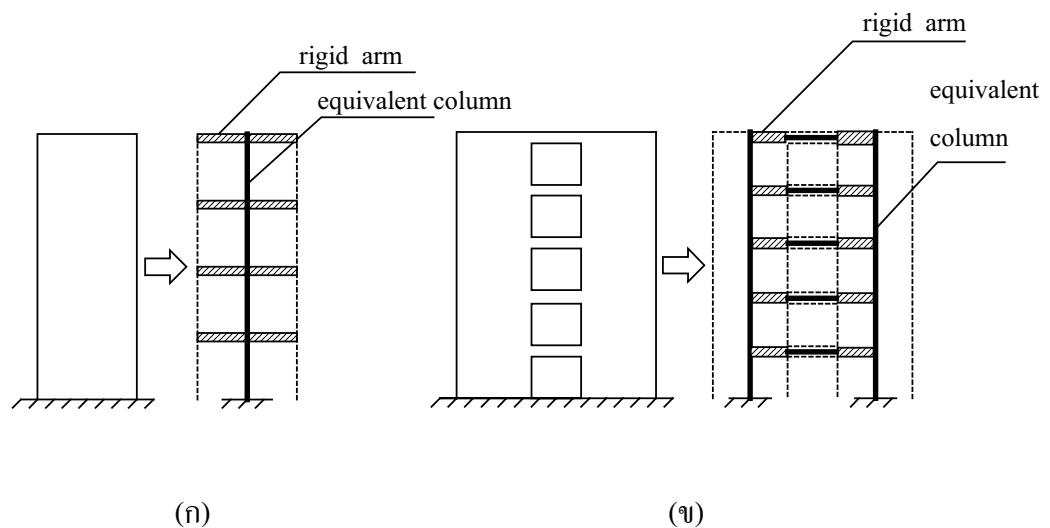
Slender wall จะมีกีกลไกในการสลายพลังงานคือ การครากร่องเหล็กเสริมรับแรงดัดโดยจะเกิดในบริเวณที่เป็น Plastic hinge บริเวณฐานของกำแพงซึ่งมีแรงดัดสูงสุด เนื่องจาก Flexural yielding มีความสัมพันธ์โดยตรงกับ $\sigma - \epsilon$ ของเหล็กเสริมจึงทำให้พฤติกรรมดังกล่าวมีความสามารถในการกระจายพลังงานได้สูงหมายความว่าจะเป็นกีกลไกหลักในการกระจายพลังงานของกำแพงแต่ทั้งนี้ต้องป้องกันไม่ให้การเกิดประลัยในรูปแบบอื่นที่มี Ductility ต่ำหรือมีลักษณะเป็น Brittle failure

Squat wall อาจใช้ในอาคารที่มีความสูงไม่มากหรือในอาคารสูงโดยเป็นผนังที่ช่วยรับแรงเฉือนในระยะสองสามชั้นแรกเท่านั้น โดยปกติแล้วเนื่องจากความสูงของผนังน้อยแรงเฉือนที่จะทำให้เกิด Yield moment ขึ้นที่ฐานของผนังมักจะมีค่าน้อยกว่าความต้านทานแรงเฉือนของผนังทำให้มักจะเกิดการประลัยด้วยแรงเฉือน เนื่องจากการประลัยประเภทนี้จะมี Ductility ค่อนข้างต่ำ ดังนั้นผนังประเภทนี้ต้องออกแบบให้รับแรงเฉือนที่มีค่าสูงกว่าผนังแบบ Slender

2. ผนังที่มีช่องเปิด

ในอาคารทั่วไป ตามผนังจะมีช่องเปิดเลื่อนเป็นหน้าต่างหรือประตูซึ่งตำแหน่งและขนาดของช่องเปิดจะมีผลต่อพฤติกรรมของผนังอย่างมาก ในกรณีที่ช่องเปิดเรียงกันเป็น列ในแนวตั้งจะทำให้ผนังมีลักษณะเป็นผนังคู่และมีคานเชื่อมระหว่างผนังดังกล่าวที่มี Energy dissipation และ Ductility สูง โดยอาศัยหลักการที่ว่าคานเชื่อมจะเป็นจุดที่แข็งแรงน้อยกว่ากำแพง ดังนั้นหากคานเชื่อมสามารถกระจายพลังงานได้ดีและมี Ductility สูง ก็จะช่วยให้สามารถกระจายพลังงานได้ตลอดความสูงของผนังโดยจะลดความเสียหายที่เกิดต่อผนังซึ่งเป็นโครงสร้างหลักได้

การวิเคราะห์โครงสร้างกำแพงรับแรง โดยวิธี Wide-column frame สามารถจำลองแบบผนังและคานเป็นเส้นพร้อมด้วยคุณสมบัติเทียบเท่าไว้ที่แกนศูนย์ถ่วงขององค์อาคาร ความกว้างของผนังจะจำลองด้วยองค์อาคารแข็งกรึงเพื่อต่อเขื่อมกับคาน MacLeod และ Hosny (1977) ได้เสนอแบบจำลองของกำแพงรับแรงไว้ 2 แบบ คือ กรณีกำแพงไม่มีช่องเปิดและกรณีกำแพงมีช่องเปิดแสดงได้ดังรูปที่ 3.4 และการเกิดจุดหมุนพลาสติกในคานที่ต่อเขื่อมกับกำแพงจะพิจารณาให้เกิดที่ปลายทั้งสองด้านของคานเมื่อคานรับแรงเฉือนหรือไมemenต์ดัดสูงสุดที่หน้าตัดสามารถรับได้ และจุดหมุนพลาสติกที่เกิดในกำแพงจะเกิดที่จุดบนสุดและล่างสุดของแต่ละชั้นของกำแพง การจำลองแบบผนังแรงเฉือนภายใต้แรงกระทำตามแนวแกนและแรงกระทำด้านข้าง นอกจากต้องคำนึงถึงลักษณะการวิบัติจากไมemenต์ดัดและแรงเฉือนแล้วยังต้องคำนึงถึงผลของแรงตามแนวแกนที่มีต่อความสามารถด้านทานไมemenต์ดัดด้วย ความสามารถในการหมุนและขอบเขตของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกกรณีที่ผนังแรงเฉือนถูกความคุณการวิบัติโดยแรงดัดแสดงดังตารางที่ 3.7 ตามข้อแนะนำของATC-40 ส่วนกรณีผนังแรงเฉือนถูกความคุณการวิบัติด้วยแรงเฉือนความสามารถในการหมุนและขอบเขตของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงเฉือนของผนังแรงเฉือนตามข้อแนะนำของATC-40 แสดงดังตารางที่ 3.8 ตัวแปรที่ใช้ในการเลือกค่าจากตารางดังกล่าวแบร์ผนังกับแรงตามแนวแกนและ Boundary element แต่เนื่องจากแรงตามแนวแกนของเสาจะแบร์เปลี่ยนตลอดการวิเคราะห์โดยวิธี Nonlinear static pushover ดังนั้นแรงตามแนวแกนที่ใช้เพื่อเลือกค่าในตารางดังกล่าว จะใช้แรงกระทำในแนวดิ่งทั้งหมดที่กระทำต่อโครงสร้างก่อนการรับแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง



รูปที่ 3.4 แบบจำลองผนังแรงเฉือน ก) กรณีผนังไม่มีช่องเปิด ข) กรณีผนังมีช่องเปิด

ตารางที่ 3.7 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบ ไรชิงเส็น : ผนังแรงเฉือนวิบัติเนื่องจากแรงดัด

(ATC 40)

Component Type	Modeling Parameter ⁴		
	Plastic Rotation Angle, rad	Residual Strength Ratio	
a	b	c	
1. Wall and Wall Segments controlled by flexure			
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Boundary Element ³	
≤ 0.10	≤ 3	C	0.015
≤ 0.10	≥ 6	C	0.010
≥ 0.25	≤ 3	C	0.009
≥ 0.25	≥ 6	C	0.005
≤ 0.10	≤ 3	NC	0.008
≤ 0.10	≥ 6	NC	0.006
≥ 0.25	≤ 3	NC	0.003
≥ 0.25	≥ 6	NC	0.002
			0.004
			0.20

- หมายเหตุ 1 A_s คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมแนวตั้งที่รับแรงดึง A'_s คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมแนวตั้งที่รับแรงอัด f_y คือ หน่วยแรง抗拒ของเหล็กเสริม P คือ แรงตามแนวแกนออกแบบที่กระทำต่อผนัง t_w คือ ความหนาผนัง l_w คือ ความยาวของผนัง f_c คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต
- 2 V คือ แรงเฉือนออกแบบ
- 3 ตัวแปร C ระบุการเสริมเหล็กที่ขอบผนังเป็นไปตามมาตรฐานของ ACI 318 และ NC ระบุการเสริมเหล็กที่ขอบผนังไม่เป็นไปตามมาตรฐานของ ACI 318
- 4 การใช้ค่าเฉลี่ยระหว่างค่าภายในตารางสามารถทำได้
- 5 สำหรับคอนกรีตมวลเบาให้ใช้ร้อยละ 75 ของค่าในตาราง

ตารางที่ 3.8 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบ ไรชิงเส็น : ผนังแรงเฉือนวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน

(ATC-40)

Component Type	Modeling Parameter		
	Shear Drift Ratio, rad	Residual Strength Ratio	
d	e	f	
1. Wall and Wall Segments controlled by shear			
All wall and wall segments	0.0075	0.02	0.40

สำหรับกรณีที่กำแพงรับแรงเฉือนความคุณภาพวิบัติโดยแรงดัด ATC-40 ได้กำหนดให้กำลังรับโมเมนต์ที่สภาวะครากของกำแพง (M_y) ได้จากการครากของเหล็กเสริมแนวตั้งในบริเวณของ

Boundary element หรือต่ำคระยะ 25% จากขอบของกำแพงในกรณีที่กำแพงไม่มี Boundary element

สำหรับกรณีที่กำแพงรับแรงถูกความคุณการวินติโดยแรงเฉือนนั้น ความสามารถในการหมุนและขอบเขตของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงเฉือนของกำแพงรับแรงตามข้อแนะนำของ ATC-40 โดยที่กำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงรับแรงจะเกิดจากความต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต (V_c) และเหล็กเสริมในแนวอน (V_s) กำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงรับแรงที่แนะนำโดย ATC-40 แสดงโดยความสัมพันธ์ดังนี้

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 2\lambda \sqrt{f_c' t_w l_w}$$

$$V_s = \frac{A_v \beta_n f_y l_w}{s}$$

โดยที่ กำลังรับแรงเฉือนระบุของกำแพงรับแรง (Nominal wall shear strength) ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า $4\lambda \sqrt{f_c' t_w l_w}$ และไม่มากกว่า $10\lambda \sqrt{f_c' t_w l_w}$ เมื่อ $\lambda = 1.0$ สำหรับคอนกรีตทั่วไป $\lambda = 0.75$ สำหรับคอนกรีตมวลเบา t_w คือ ความหนาของกำแพงมีหน่วยเป็นนิ้ว และ l_w คือ ความกว้างของกำแพงมีหน่วยเป็นนิ้ว

สำหรับกำแพงที่มีเปอร์เซ็นต์ของเหล็กเสริมในแนวอน, ρ_n น้อยกว่า 0.0025 กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมดังกล่าวจะถูกลดโดยสัมประสิทธิ์ β_n ซึ่งค่า β_n จะลดลงเป็นสัดส่วนโดยตรง โดยมีค่าเท่ากับ 1.0 สำหรับกรณี $\rho_n = 0.0025$ และมีค่าเท่ากับ 0.0 สำหรับกรณี $\rho_n = 0.0015$ และหาก ρ_n มีค่าน้อยกว่า 0.0015 แล้วจะถือว่าเหล็กเสริมในแนวอนไม่ช่วยรับแรงเฉือนที่เกิดกับกำแพงเลย

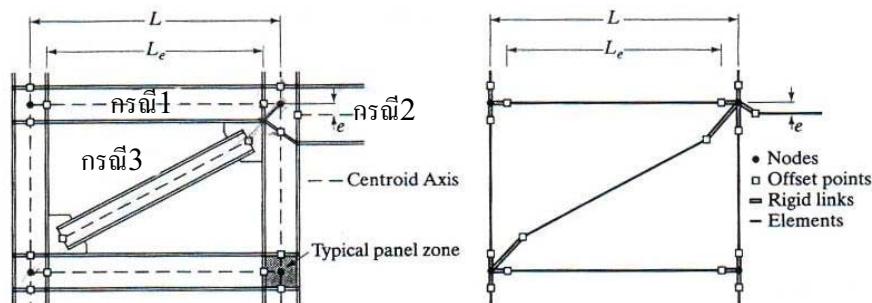
3.4.5 ผลของ P-Delta

โครงสร้างที่ต้องรับแรงกระทำด้านข้าง ผลของการเคลื่อนตัวด้านข้างและแรงกระทำในแนวตั้งจะมีผลต่อการเพิ่ม โนเมนต์ดัดที่กระทำต่อโครงสร้าง ในบริเวณที่มีการสั่นไหวอยู่ในระดับต่ำและปานกลางซึ่งประเทศไทยตั้งอยู่ในบริเวณดังกล่าว ผลของ P-Delta จะมีความสำคัญต่อการพิจารณาพฤติกรรมของโครงสร้างมากกว่าในบริเวณที่มีการสั่นไหวอยู่ในระดับสูง ทั้งนี้เนื่องจากอาคารที่ออกแบบในบริเวณที่มีระดับการสั่นไหวสูงจะพิจารณาให้อาคารสามารถต้านแรงกระทำด้านข้างได้ค่อนข้างสูง โนเมนต์ดัดทึ่งหมวดจากแรงกระทำด้านข้างและ โนเมนต์ดัครองเนื่องจากการเคลื่อนตัวด้านข้างและแรงกระทำในแนวตั้ง เมื่อการเคลื่อนตัวด้านข้างเพิ่มขึ้น โนเมนต์ดัดรองจะมีค่าเพิ่มขึ้นซึ่งจะส่งผลให้การเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าเพิ่มขึ้นอีก ในโครงสร้างที่มีความอ่อนตัวมากอาจเกิดการวิบัติเนื่องจากความไม่เสถียรภาพ

3.4.6 Rigid Zone Effects

จุดต่อที่พิจารณาในแบบจำลองมีลักษณะเป็นจุด ซึ่งไม่ถูกต้องตามพฤติกรรมจริงของโครงสร้าง จุดต่อในโครงสร้างจริงแสดงดังรูปที่ 3.5 มีลักษณะดังนี้

1. บริเวณจุดต่อในโครงสร้างจริงมีลักษณะเป็นบริเวณแข็งเกร็ง ซึ่งมีค่าความแข็งแรง (Stiffness) สูงกว่าองค์อาคารอย่างมาก
2. บริเวณจุดต่อที่องค์อาคารมีขนาดหน้าตัดไม่เท่ากันระดับของแกนศูนย์ถ่วงจะไม่เท่ากันด้วย
3. สำหรับโครงสร้างที่มีคำยันในแนวทแยง แกนศูนย์ถ่วงของตัวคำยันจะไม่อยู่ในแนวเดียวกับจุดต่อที่ปลายทั้งสองด้าน



รูปที่ 3.5 ลักษณะจุดต่อของโครงสร้างจริง

แบบจำลองคานที่พิจารณาผลของ Rigid Zone ภายใต้แรงกระทำด้านข้างต่อโครงสร้าง ความสัมพันธ์ระหว่าง โนเมนต์และมุมหมุนของคาน (MacLeod, 1990) แสดงได้ดังนี้

$$M = \frac{6EI}{L(1-\beta)^3} \theta$$

โดยที่ L คือ ระยะระหว่างกึ่งกลางเสา

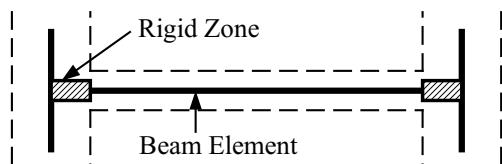
C คือ ความกว้างเสา

β คือ C/L

ดังนั้นร้อยละการเพิ่มของค่าความแข็งแรงของการหมุน (Rotation stiffness) เมื่อพิจารณาผลของ Rigid Zone แสดงได้ดังนี้

$$\alpha = \frac{1}{(1-\beta)^3} \times 100$$

การพิจารณาผลของ Rigid Zone ทำให้สามารถจำลองแบบพุติกรรมของโครงสร้างได้ใกล้เคียงกับพุติกรรมจริงมากยิ่งขึ้น การทำแบบจำลอง Rigid zone โดยโปรแกรม SAP2000 สามารถทำได้โดยใช้คำสั่ง End offset ร่วมกับ Rigid-zone factor คำสั่ง End offset เป็นตัวระบุถึงความยาวของช่วง Rigid zone ซึ่งในการศึกษานี้ใช้ End offset เท่ากับกึ่งหนึ่งของความกว้างเสาในทิศทางที่รับแรงกระทำด้านข้าง ส่วน Rigid-zone factor เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปเนื่องจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนในช่วงความยาวของ Rigid zone แสดงดังรูปที่ 3.6



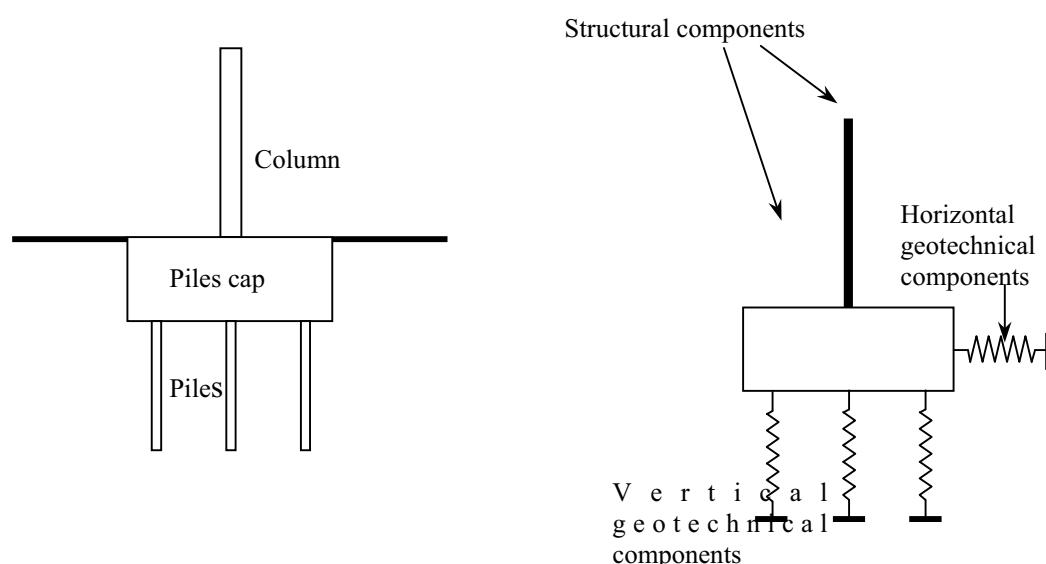
รูปที่ 3.6 แบบจำลองคานที่พิจารณาผลของ Rigid Zone (MacLeod, 1990)

3.4.7 ฐานราก

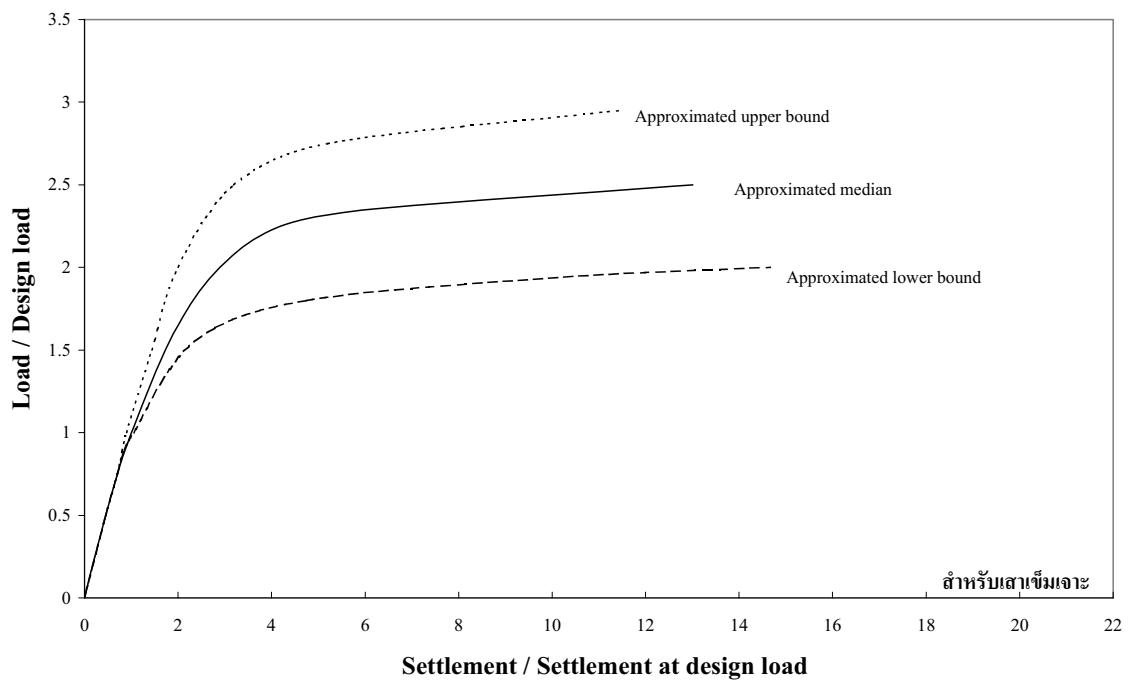
เนื่องจากฐานรากอาคารส่วนใหญ่ในกรุงเทพฯ เป็นประเททฐานรากเสาเข็ม การศึกษาครั้งนี้จึงใช้วิธีการจำลองฐานรากอาคารด้วยวิธี Subgrade-reaction ซึ่งเสนอโดย Winkler (1967) ดังแสดงในรูปที่ 3.7 วิธีดังกล่าวพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างและการเคลื่อนที่โดยใช้อลิเมนต์ประเททสปริงจำลองพฤติกรรมของดินใต้ฐานราก เพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทั้งในแนวตั้งและในแนวราบ ส่วนความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มขึ้นอยู่กับความสามารถในการรับน้ำหนักของดินที่ปลายเสาเข็ม (End Bearing) และ ความสามารถของดินรอบผิวเสาเข็ม (Skin Friction) สำหรับค่าสติฟเนสในแนวตั้งของเสาเข็ม, K_v แสดงดังสมการข้างล่าง โดยที่ E_p คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต, A_p คือ พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม และ L_p คือ ความยาวของเสาเข็ม

$$K_v = \frac{\beta E_p A_p}{L_p}$$

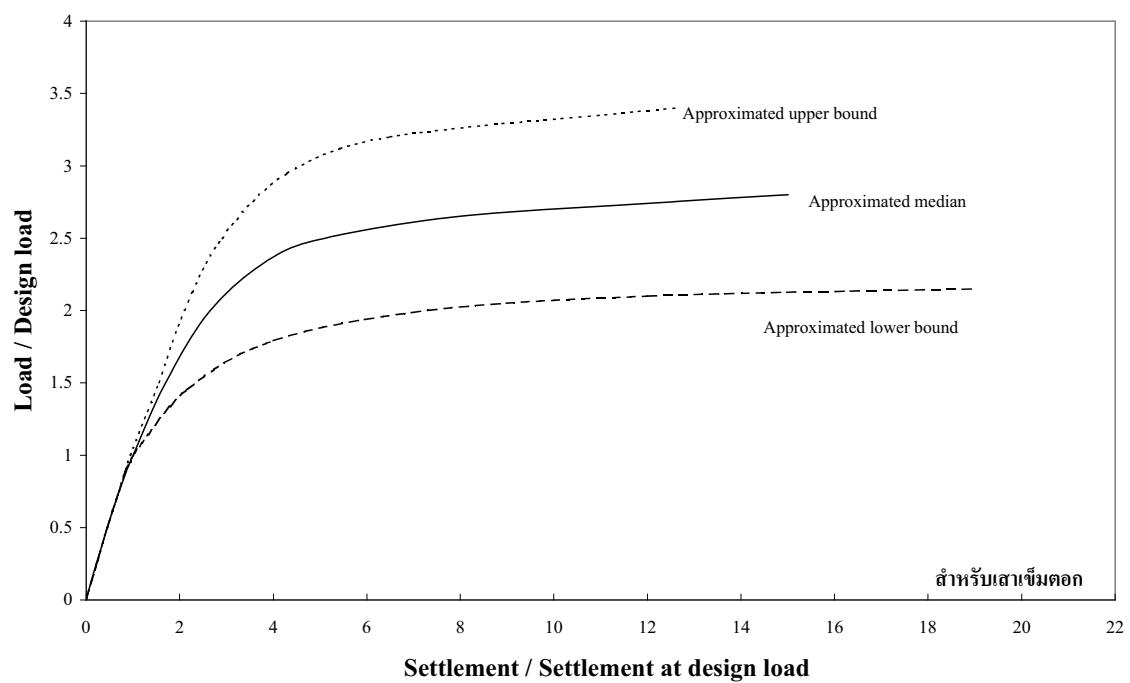
สมการดังกล่าวใช้หาค่าสติฟเนสของเสาเข็มหล่อและเสาเข็มตอก โดย Kiattivisanchai (2001) ทำการรวมข้อมูลจาก Static Load Test จำนวน 228 ตัวอย่างของเสาเข็มเจาะ และ 190 ตัวอย่างของเสาเข็มตอก ในกรุงเทพมหานคร ส่วนความสามารถสัมพันธ์ระหว่างแรงและการทรุดตัวของเสาเข็มในแนวตั้งสำหรับเสาเข็มเจาะและเสาเข็มตอก แสดงดังรูปที่ 3.8 และ 3.9 โดยค่าสัมประสิทธิ์ β มีค่าอยู่ระหว่าง 0.50 – 4.00 สำหรับการศึกษานี้ใช้ $\beta=2$ ตามผลการทดสอบเสาเข็มในกรุงเทพมหานครที่เสนอโดย Kiattivisanchai (2001)



รูปที่ 3.7 Model สำหรับการวิเคราะห์ (Winkler Component Model)



ຮູບທີ 3.8 ຄວາມສັນພັນຂະໜາດຫວ່າງແຮງແລກກາຣທຽດຕ້ວໃນແນວດິງຂອງເສາເຂີມຈາກ



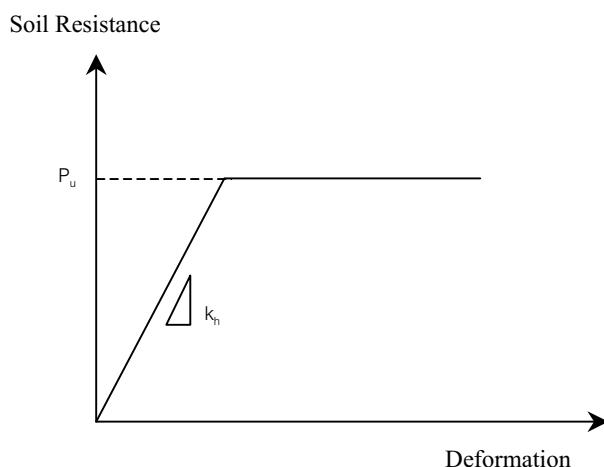
ຮູບທີ 3.9 ຄວາມສັນພັນຂະໜາດຫວ່າງແຮງແລກກາຣທຽດຕ້ວໃນແນວດິງຂອງເສາເຂີມຕອກ

การวิเคราะห์เสาเข็มภายใต้แรงกระทำด้านข้างขึ้นอยู่กับการเคลื่อนที่ของเสาเข็ม และการตอบสนองของดินเมื่อมีการถ่ายน้ำหนัก แสดงโดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้าง การเคลื่อนที่ของสปริงถูกกำหนดให้มีพหุติกรรมแบบพลาสติกโดยสมมูลน์ ซึ่งมีค่าสติฟเนสเริ่มต้นเท่ากับ ค่าโมดูลัสตามแนวอน Subgrade Reaction, K_h แรงกระทำสูงสุดมีค่าเท่ากับ กำลังต้านทานสูงสุดของดิน, P_u (รูปที่ 3.10) ค่าสัมพันธ์ระหว่างค่า Shear Wave Velocity และค่า K_h ดังรูปที่ 3.11 มีค่า $1200S_u$ (กก/ ม²) และสำหรับค่า Shear Wave Velocity แสดงดังนี้

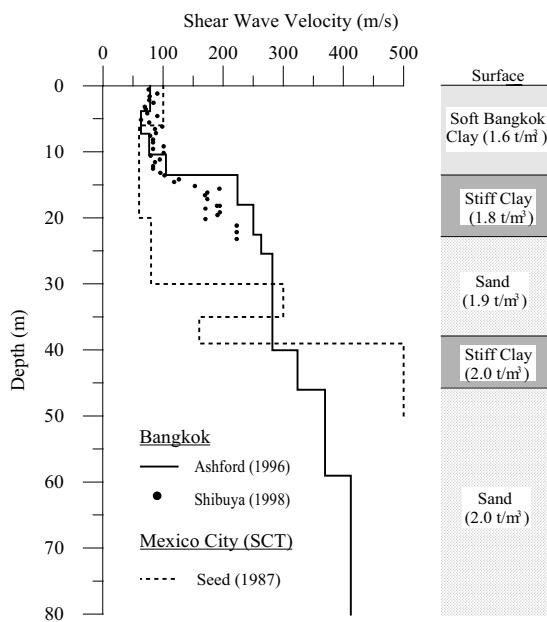
$$K_h = \frac{1.30}{D} \sqrt{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1 - \nu_s^2}$$

$$V_{sw} = \sqrt{\frac{E_s}{2\rho_s(1+\nu_s)}}$$

โดยที่	E_s	คือ โมดูลัสยึดหยุ่นของดิน
	E_p	คือ โมดูลัสยึดหยุ่นของคอนกรีต
	D	คือ ขนาดของเสาเข็ม
	I_p	คือ โมเมนต์อินเนอร์เรียของเสาเข็ม
	ν_s	คือ อัตราส่วนปัวร์ของดิน
	ρ_s	คือ ความหนาแน่นของดิน



รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของ soil spring



ຮູບທີ 3.11 Shear Wave Velocity ຂອງດິນກຽງເທິງ

Pimpasugdi (1988) ເສນອຄ່າພາຣາມີເຕອຮ໌ສໍາຫັບດິນທຣາຍແລະ ດິນເໜີຍວ່ອງດິນໃນ ກຽງເທິງ ຄ່າແຮງບຶກເໜີຍວ່ອງດິນເໜີຍວ່າ ມີຄ່າ $9S_u$ ສ່ວນຄ່າພາຣາມີເຕອຮ໌ຂອງດິນທຣາຍລູກແທນດ້ວຍສົມ ກາຣ 4 ສົມກາຣ໌ຂ້າງລ່າງ ແລະ ຕາຮາງທີ 3.9 ແສດງຄ່າກໍາລັງຮັບແຮງເນື້ອຂອງດິນກຽງເທິງ (after Oonchittikul, 1989)

$$q_p = N_q \sigma'_{vb} \quad (\text{ຕິນ}/\text{ມ}^2)$$

$$\text{ສໍາຫັບເສາເໜີມເຈາະ} \quad N_q = 4.4508 + 0.6763 \times 10^{-4} \phi'^3$$

$$\text{ສໍາຫັບເສາເໜີມຕອກ} \quad N_q = 10.9112 + 0.6754 \times 10^{-16} \phi'^{11}$$

$$\sigma'_{vb} = 15.70 + 0.90D$$

ໂດຍທີ	q_p	ກືອ້ ແຮງແບກທານໄດ້ເສາເໜີມໃນສຕານະປະລັບຍ
	N_q	ກືອ້ ແພກເຕອຮ໌ຄວາມສາມາຮັດໃນກາຮັບແຮງແບກທານຂອງດິນ
	σ'_{vb}	ກືອ້ ຄວາມເຄື່ອນປະລິດໃນແນວດິງຂອງຄວາມລືກທີ່ພິຈາລະນາ
	ϕ'	ກືອ້ ມຸນຄ່າຄວາມເສີຍທານ

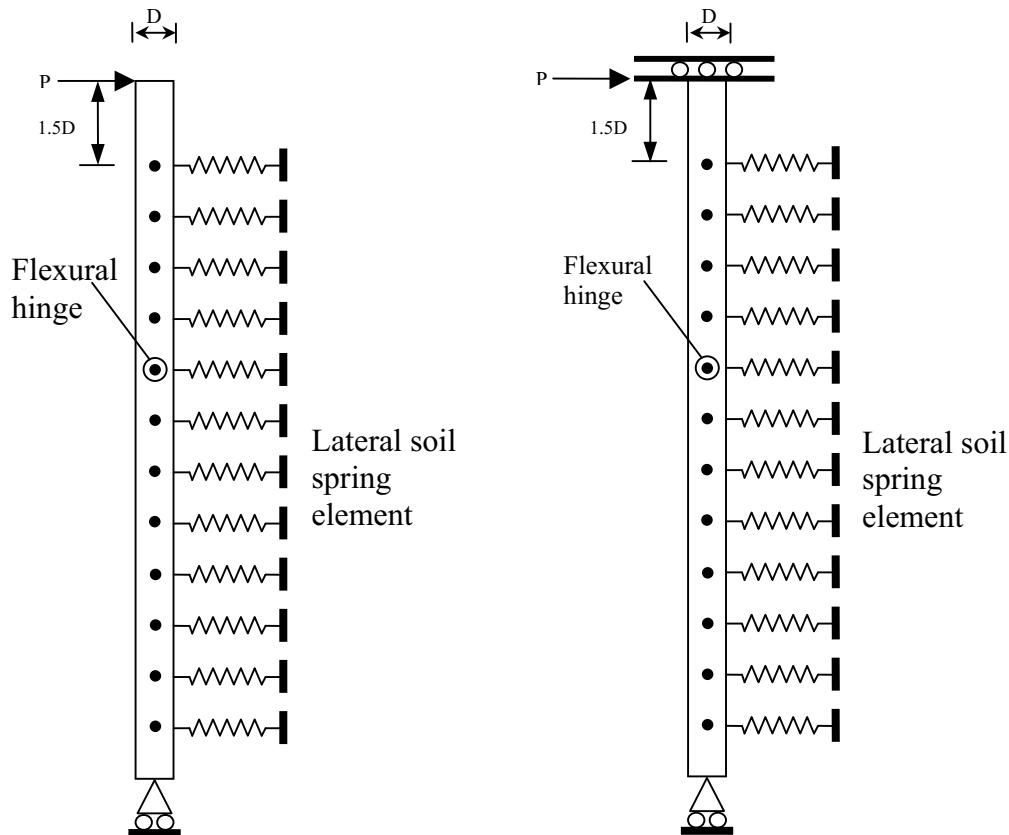
D คือ ความลึกระดับชั้นดิน

ตารางที่ 3.9 กำลังรับแรงเฉือนของดินกรุงเทพฯ

Layer	Undrained Shear Strength (ton/m ²)	Effective Strength Parameters	
		<i>c'</i>	<i>ϕ'</i>
Weathered clay	2.0	0	17-37
Soft clay	0.6-2.71	0	21-24
First stiff clay	3.0-27.0	0	22-23
First sand	-	0	30-40
Second stiff clay	6.0-21.0	-	-
Second sand	-	0	37-47
Third stiff clay	6.0-30.0	-	-

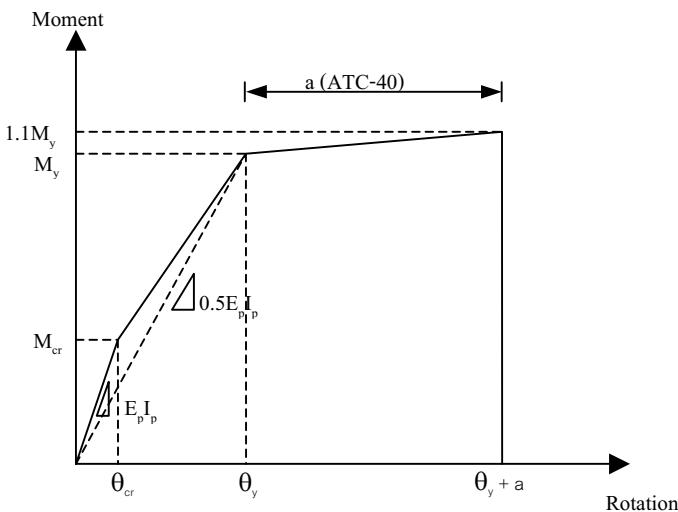
การจำลองพฤติกรรมของฐานรากประเภทเสาเข็มตามวิธีการจำลองแบบ Subgrade-reaction มีข้อสมมติฐานดังนี้ (แสดงดังรูปที่ 3.12)

- 1) ดินมีคุณสมบัติเป็นพลาสติกโดยสมบูรณ์
- 2) ดินไม่ถูกกระแทกกระเทือนเนื่องจากกระทำของเสาเข็มและไม่เกิดการแยกตัวระหว่างเสาเข็มกับดินบริเวณรอบเสาเข็ม
- 3) ไม่พิจารณาผลของแรงเสียดทานระหว่าง Pile Cap และพื้นที่ผิวที่สัมผัสถกับดิน
- 4) ไม่พิจารณากำลังด้านทานแรงสูงสุดของดินที่ระยะความลึกจากผิวดินมีค่าเท่ากับ 1.50 เท่าของขนาดเสาเข็ม



รูปที่ 3.12 การจำลองโมเดลเสาเข็ม a) ปลายบนอิสระ b) ปลายบนยึดหมุน

จากข้อสมมติฐานดังกล่าวสามารถทำการจำลองเสาเข็มได้ 2 ลักษณะ คือปลายบนแบบอิสระ และปลายบนแบบยึดหมุน โดยใช้อิเลมเนต์ประเภทสปริงที่มีความเป็นอิสระต่อกันสำหรับจำลองพฤติกรรมของดินได้ฐานราก เพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวราบ และกำหนดจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์คัดตลอดความยาวเสาเข็มเพื่อแสดงพฤติกรรมรับแรงคัดของเสาเข็มโดยความสัมพันธ์ Moment-Rotation ดังรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดของเสาเข็ม

3.5 แบบจำลองจุดต่อเสา-คานและรายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน (Phatiwet 2002; นรเทพ 2547)

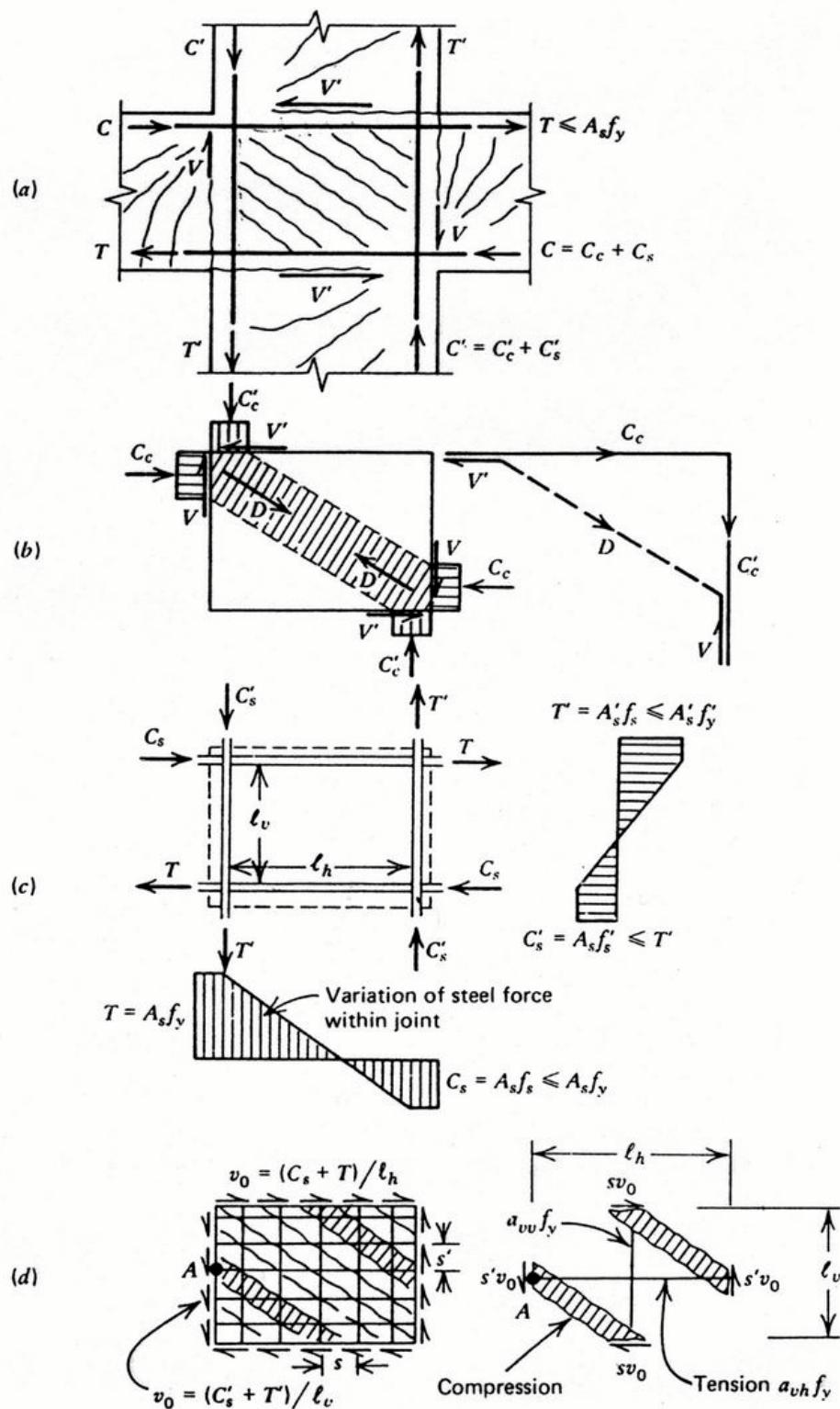
3.5.1 แบบจำลองจุดต่อเสา-คาน

จุดต่อเสา-คาน เป็นบริเวณที่สำคัญบริเวณหนึ่ง ที่อาจจะเสียหายขณะเกิดแผ่นดินไหวรุนแรง (พันธารัชร, 2544) ซึ่งทำให้อาการล้มพังลงได้ ขณะที่เกิด Plastic Hinge ในคาน กำลังของจุดต่อเสา-คานจะต้องสามารถรับแรงที่สูงที่สุดที่จะถ่ายจากคานสู่จุดต่อเสา-คานได้

เมื่ออาคารรับแรงแผ่นดินไหว แรงต่างๆ เช่น แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดจากเสาและคานที่อยู่รับจุดต่อเสา-คาน จะถ่ายลงสู่จุดต่อเสา-คาน (Paulay et.al., 1978) และแรงภายในที่เกิดขึ้นที่จุดต่อ แสดงดังรูป 3.14 พฤติกรรมของจุดต่อเมื่อต้องรับแรงเฉือนจะเกิด แรงอัด และแรงดึง จนถึงเกิดรอยร้าวในจุดต่อ แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดจากคานและเสาจะถ่ายลงสู่จุดต่อเสา-คานทำให้เกิด Compression Shear Crack ในบริเวณจุดต่อเสา-คาน โมเมนต์ที่ถ่ายจากคานและเสาสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของแรงคู่ควบที่เกิดจากแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมรับ โมเมนต์ในคานและเสา แรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นภายในจุดต่อสามารถหาได้จากการพิจารณาสมดุลของแรงบนจุดต่อในแนวราบ (V_{jh}) และแนวตั้ง (V_{jv}) แสดงดังสมการ

$$V_{jh} = T + C_c + C_s - V'$$

$$V_{jv} = T' + C'_c + C'_s - V$$



รูปที่ 3.14 พฤติกรรมการรับแรงของจุดต่อเสา-ดิน (Park et. al., 1978)

แรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในจุดต่อต้องสามารถต้านทานโดยกลไกการรับแรงเฉือนของจุดต่อซึ่งมีอยู่ 2 ส่วนคือ การรับแรงเฉือนในส่วนของคอนกรีต (V_c) และการรับแรงเฉือนในส่วนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (V_s) การรับแรงเฉือนในส่วนของคอนกรีตสามารถอธิบายโดยพุติกรรม Diagonal Compression Strut ของคอนกรีตกล่าวคือ หน่วยแรงอัดในคอนกรีตที่เกิดจากค่า (C_c) และเส้า (C'_c) ทั้งหมดและจะรวมกันทำให้เกิด Diagonal Compression Strut ของคอนกรีตขึ้น แรงประกอบย่อยในแนวราบ (V_{ch}) และแนวตั้ง (V_{cv}) ของ Diagonal Compression Strut จะช่วยในการต้านทานแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในจุดต่อ และแรงเฉือนส่วนที่เหลือจะต้องออกแบบให้เหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวราบ (V_{sh}) และเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้งมา (V_{sv}) ช่วยรับแรงเฉือน

$$V_{jh} = V_{ch} + V_{sh}$$

$$V_{jv} = V_{cv} + V_{sv}$$

อย่างไรก็ดีภายในตัวโครงสร้างจะมีแรงเฉือนที่ต้องการต้านทานโดยกลไกการรับแรงเฉือนที่ติดกับจุดต่อ และเมื่อจุดหนุนพลาสติก เกิดการหมุนสลับไปมาหากาจ ในช่วงอินอลิสติกเนื่องจาก Cyclic Loading โนเมนต์ส่วนมากในคานที่จะถ่ายสู่จุดต่อจะถูกถ่ายผ่านเหล็กเสริมรับโนเมนต์ดัด C_s และ C'_s เนื่องจากเกิดการเสื่อมลดของกำลังในส่วนของคอนกรีต ดังนั้นแรงเฉือนที่รับโดย Diagonal Compression Strut ของคอนกรีตจะอยู่ๆ ลดลง ภาระในการรับแรงเฉือนภายในจุดต่อจะถูกย้ายไปยังจุดต่อที่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนภายในจุดต่อมาขึ้นเรื่อยๆ ในการรับแรงเฉือนที่ถ่ายลงสู่จุดต่อถ้าปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนไม่เพียงพอ เหล็กเสริมรับแรงเฉือนก็จะแตกทำให้เกิด Diagonal Shear Crack และจะมีความกว้างของ Crack มากขึ้นเรื่อยๆ นำไปสู่การวินาศัยของจุดต่อในที่สุด

การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวโน้มและแนวตั้งภายในจุดต่อเส้า-คาน มีความสำคัญเป็นอย่างยิ่งเพื่อไม่ให้การวินาศัยเนื่องจากแรงเฉือนภายในจุดต่อเกิดขึ้น (Hoffmann et al., 1992) เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวโน้มภายในจุดต่อต้องใช้เหล็กปลอกเสริมพิเศษ ส่วนเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้งอาจใช้เหล็กยึนในเสามาช่วยในการรับแรงเฉือนโดยการกระจายเหล็กยึนให้ทั่วเส้า

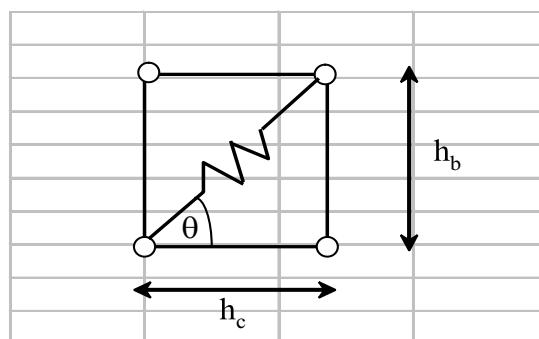
จุดต่อเส้า-คานอาจเป็นจุดอ่อนที่ทำให้โครงสร้างชำรุดแตกร้าวได้ ถ้ารายละเอียดการเสริมเหล็กไม่ดีพอ แบบจำลองจะต้องสามารถจำลองพุติกรรมของจุดต่อรวมทั้งจุดอ่อนต่างๆ เช่น บริเวณรอยต่อ มีการต่อทับเหล็กระยะสั้นเกินไป ความไม่ต่อเนื่องของเหล็กรับโนเมนต์บวก ตำแหน่งที่เหล็กเสริมมีระยะยึดปลายไม่เพียงพอ บริเวณจุดต่อไม่เสริมเหล็กปลอก แบบจำลองที่นิยมใช้ในการคำนวณออกแบบจุดต่อรับแรงเฉือนมี 2 แบบ คือ Panel Model และ Compression Strut Model

Panel Model จะพิจารณาให้ค่อนกรีตสามารถรับแรงเฉือนที่จุดต่อ (V_n) ได้ถึงกำลังรับแรงเฉือนของค่อนกรีต (V_u) และเหล็กเสริมจะช่วยรับแรงเฉือนในส่วนที่มากกว่ากำลังรับแรงเฉือนของค่อนกรีต

แบบจำลองคำนวณรับแรงอัด (Compression Strut Model) จะพิจารณาให้ค่อนกรีตรับแรงอัดในแนวเฉียง (Diagonal Compression Forces) ที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงอัดที่กระทำที่มุนของจุดต่อ

ในกรณีที่มีน้ำหนักบรรทุกกระทำไม่มากจุดต่อจะมีพฤติกรรมใกล้เคียงกับ Panel Model และเมื่อมีน้ำหนักบรรทุกกระทำมากขึ้นจุดต่อที่จะมีพฤติกรรมใกล้เคียงกับ Compression Strut Model เนื่องจากเหล็กเสริมเกิดการรูด (Slip) ทำให้หน่วยแรงที่กระทำกับค่อนกรีตห่างออกจากผิวหน้าของค่อนกรีต ดังนั้น โดยทั่วไปนักใช้ Compression Strut Model ในการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ

การศึกษานี้จำลองจุดต่อแบบรีเวณเสาและคาน ด้วยแบบจำลองจุดต่อเสา-คาน (Beam-Column Joint Modeling) แสดงดังรูปที่ 3.15 ประกอบด้วยชิ้นส่วน 4 ชิ้นลักษณะเป็นกล่องสี่เหลี่ยมที่มีความแข็ง (Kitayama et al., 1987) มีจุดต่อเป็นแบบยึดหมุน (Pin Connection) และมีชิ้นส่วนกลางเป็นแนวทแยงมุมเพื่อคงความเสถียรภาพของจุดต่อ ไว้ด้านทันทันเนพะแรงตามแนวแกนเท่านั้น ดังนั้นที่ปลายทั้งสองข้างจึงไม่ต้านทานการหมุน จุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนถูกกำหนดที่กึ่งกลางของแบบจำลอง พารามิเตอร์ที่สำคัญสำหรับคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ ขึ้นอยู่กับชนิดของจุดต่อ (ภายใน หรือภายนอก) และความกว้าง ตามข้อแนะนำของ ATC-40 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ, V_n และ กำลังรับแรงตามแนวแกน (Axial strength) ของชิ้นส่วนทแยงมุม (Paulay, 1989) แสดงได้ดังสมการ



รูปที่ 3.15 การจำลองจุดต่อเสา-คาน

$$Vn = 0.262 \gamma \sqrt{f'_c A_j} \quad (\text{กก.})$$

$$\text{กำลังรับแรงตามแนวแกน} = \frac{Vn}{\cos \theta} \quad (\text{กก.})$$

โดยที่ ค่า γ แสดงดังตารางที่ 3.10

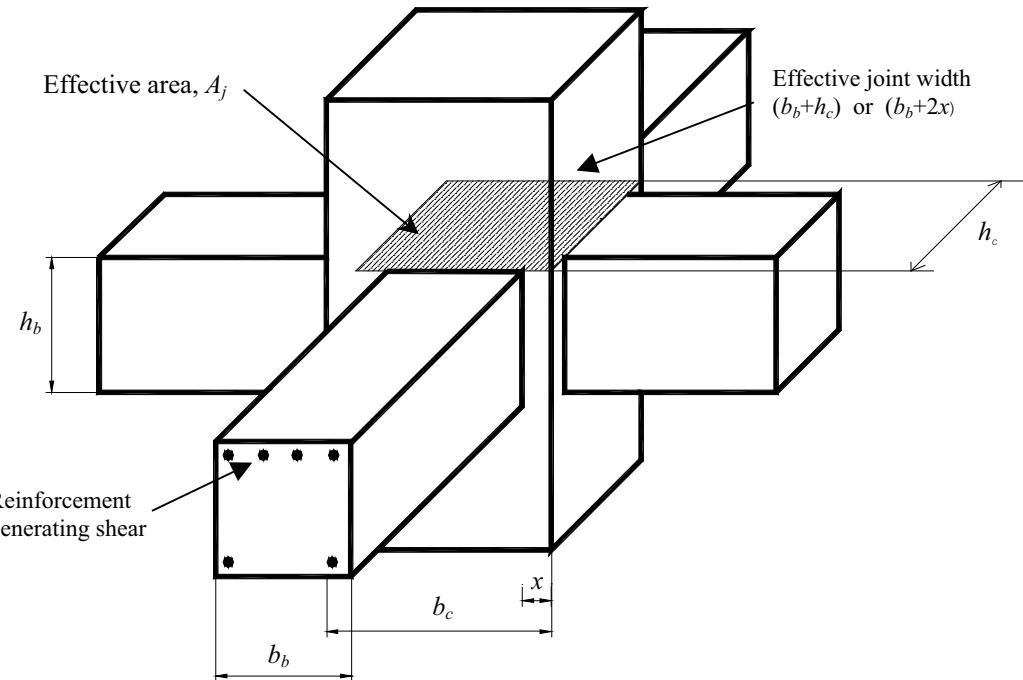
ตารางที่ 3.10 ค่า γ

ρ	Value of γ				
	Interior Joint with transverse Beam	Interior Joint without transverse Beam	Exterior Joint with transverse Beam	Exterior Joint without transverse Beam	Knee Joint
< 0.003	12	10	8	6	4
≥ 0.003	20	15	15	12	8

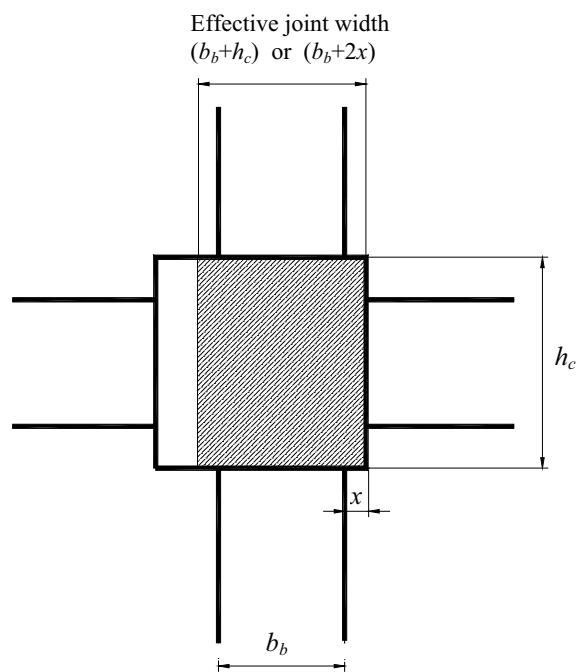
A_j คือค่าพื้นที่ประสิทธิผลของจุดต่อแสดงด้วยค่าผลคูณระหว่างความลึกของจุดต่อกับความกว้างของจุดต่อ มีหน่วยเป็นตารางเซนติเมตร แสดงดังรูปที่ 3.16 และ 3.17 ความลึกของจุดต่อคือขนาดเส้นทิศทางที่แรงกระทำ (h_c) ความกว้างของจุดต่อคือค่าที่น้อยที่สุดของค่าต่อไปนี้ความกว้างเสา (b_c) ความกว้างคานบากด้วยความลึกของจุดต่อ ($b_b + h_c$) และ 2เท่าของระยะทางตั้งจากจากคานถึงเสา ($b_b + 2x$) สำหรับค่า ρ ในตารางที่ 3.10 เป็นอัตราส่วนปริมาตรของเหล็กในแนวราบที่อยู่ระหว่างเหล็กบนและเหล็กล่างในจุดต่อกับปริมาตรของจุดต่อซึ่งเป็นผลคูณระหว่างพื้นที่ประสิทธิผลของจุดต่อกับความลึกของคาน (h_b)

พื้นที่ประสิทธิผลของค้ำยันแนวทแยง Diagonal Strut, A_{str} (Hwang and Lee, 1999) แสดงด้วยสมการ $A_{str} = a_s b_s$ โดยที่ a_s คือความลึกของ Diagonal Strut มีค่าเท่ากับ $\sqrt{a_b^2 + a_c^2}$ ซึ่ง a_b และ a_c คือค่าความลึกของ Compression Zone ในคานและเสาตามลำดับ b_s คือความกว้างของ Diagonal Strut หรือความกว้างของจุดต่อ แต่เนื่องจากในขณะที่เกิดการวิบัติของจุดต่อ Compression Zone ของจุดหมุนในคานเกิดไกลับริเวณเสาจึงกำหนดให้ความลึกของ Strut $a_s = a_c$ โดยที่

$$a_c = (0.25 + 0.85 \frac{N}{A_g f'_c}) h_c$$



ຮູບທີ 3.16 ຂາດຂອງຈຸດຕ່ອ(ແສດງ 3 ມິຕີ)



ຮູບທີ 3.17 ຂາດຂອງຈຸດຕ່ອ(ແສດງ 2 ມິຕີ)

N = ແຮງໃນແນວແກນ

$$A_g = \text{พื้นที่หน้าตัดเสา}$$

$$h_c = \text{ความหนาของเสาในทิศทางที่แรงกระทำ}$$

การจำลองจุดต่อจมูกเป็นต้องคำนึงถึงพฤติกรรมจริงภายใต้การรับแรงกระทำโดยเฉพาะอย่างยิ่งในช่วงที่มีการเปลี่ยนรูปเกินพิกัดขีดหยุ่น ตามข้อแนะนำของ ATC-40 ดังตารางที่ 3.11 แสดงค่าความสามารถในการหมุนของจุดต่อซึ่งแสดงถึงการเสียรูปของจุดต่อ จะแปรผันกับชนิดของจุดต่อ เหล็กเสริมตามขวางของจุดต่อ และระดับของแรงกีอนที่กระทำเหนือจุดต่อ

3.5.2 รายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน

1) การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กเสริมรับ荷重เมนต์บวก

มาตรฐาน ACI 318-95(1995) กำหนดให้ยึนเหล็กเสริมอย่างน้อยหนึ่งในสามของเหล็กเสริมรับ荷重เมนต์บวกในองค์อาคารช่วงเดียว และหนึ่งในสี่ของเหล็กเสริมรับ荷重เมนต์บวกในองค์อาคารช่วงต่อเนื่องไปตามผิวน้ำเดียวกันขององค์อาคารเข้าไปในที่ร่องรับ สำหรับคาน เหล็กเสริมดังกล่าวต้องยึนเข้าไปในที่ร่องรับอย่างน้อย 15 ซม. เมื่อองค์อาคารรับแรงดัดเป็นส่วนหนึ่งของระบบหลักในการรับแรงด้านข้าง ต้องยึดเหล็กเสริมรับ荷重เมนต์บวกที่ต้องยึนเข้าไปในที่ร่องรับเพื่อทำให้เกิดกำลังครากในลักษณะแรงดึงที่ขอบของที่ร่องรับ

ATC-40 กำหนดหน่วยแรงดึงของเหล็กเสริมเมื่อความยาวระยะฝังของเหล็กเสริมรับแรงดึงไม่เพียงพอ ทำให้ค่าความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกจะเปลี่ยนไปจากเดิม ค่ากำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมจะมีค่าลดลงคำนวณโดยสมการ

$$f_s = \frac{172.5l_e}{d_b} \leq f_y \quad (\text{กก/ซม}^2)$$

l_e = ระยะฝังของเหล็กเสริม

d_b = เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริม

2) การต่อทابนเหล็กเสริม

ATC-40 พิจารณาหน่วยแรงในเหล็กเสริมสำหรับระยะต่อทابนบริเวณเสา มีค่าแสดงดังสมการ

$$f_s = \frac{l_b}{l_d} f_y \quad (\text{กก/ซม}^2)$$

ตารางที่ 3.11 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไทรเชิงสัน : จุดต่อเสา-คานคอนกรีตเสริมเหล็ก (ATC-40)

Component Type	Modeling Parameter ⁴		
	Shear Angle, rad	Residual Strength Ratio	
d	e	f	
1. Interior Joints			
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ²	$\frac{V}{V_n}$ ³	Transverse Reinforcement ¹	
≤ 0.10	≤ 1.20	C	0.015 0.030 0.20
≤ 0.10	≥ 1.50	C	0.015 0.030 0.20
≥ 0.40	≤ 1.20	C	0.015 0.025 0.20
≥ 0.40	≥ 1.50	C	0.015 0.020 0.20
≤ 0.10	≤ 1.20	NC	0.005 0.020 0.20
≤ 0.10	≥ 1.50	NC	0.005 0.015 0.20
≥ 0.40	≤ 1.20	NC	0.005 0.015 0.20
≥ 0.40	≥ 1.50	NC	0.005 0.015 0.20
2. Other Joints			
≤ 0.10	≤ 1.20	C	0.015 0.030 0.20
≤ 0.10	≥ 1.50	C	0.015 0.030 0.20
≥ 0.40	≤ 1.20	C	0.015 0.025 0.20
≥ 0.40	≥ 1.50	C	0.015 0.020 0.20
≤ 0.10	≤ 1.20	NC	0.005 0.020 0.20
≤ 0.10	≥ 1.50	NC	0.005 0.015 0.20
≥ 0.40	≤ 1.20	NC	0.005 0.015 0.20
≥ 0.40	≥ 1.50	NC	0.005 0.015 0.20

- หมายเหตุ 1 ในส่วนที่ “transverse reinforcement” “C” และ “NC” คือ conforming และ non-conforming ตามลำดับ จุดต่อที่พิจารณาเป็น conforming ระยะห่างเหล็กปลอก $\leq h_c / 3$ นอกจากนี้จะพิจารณาเป็น non-conforming กรณี conforming คือ 1)เหล็กปลอกในเสาต้องไม่ต่อทابบิริเวณคอนกรีตส่วนหุ้ม และ 2) ส่วน hooks ของเหล็กปลอกต้องผงอยู่ในส่วนกลางของเสาหรือไม่อยู่ในบริเวณที่สามารถหลุดกะเทาะของคอนกรีตส่วนหุ้ม
- 2 อัตราส่วน $\frac{r}{A_g f'_c}$ เป็นอัตราส่วนของแรงกระทำในแนวแกนอ กแบบหนึ่งอ จุดต่อ กับพื้นที่ของจุดต่อและกำลังของคอนกรีต อัตราส่วน $\frac{r}{V_n}$ เป็นอัตราส่วนระหว่าง แรงเฉือนและกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ
- 3 การใช้ค่าเฉลี่ยระหว่างค่าภายในตารางสามารถทำได้
- 4 สำหรับคอนกรีตมวลเบาให้ใช้ร้อยละ 75 ของค่าในตาราง

มาตรฐานวสท. (2534) กำหนดค่าความยาวการต่อทابบิริเวณในเสา (l_d) ที่น้อยกว่า จุดต่อของเหล็กเสริม และคงดังสมการ

$$\text{สำหรับเหล็กเสริมรับแรงอัด } l_d = \begin{cases} 20\text{db} & \text{สำหรับ } f_y \leq 3000 \text{ กก/ซม}^2 \\ 24\text{db} & \text{สำหรับ } f_y = 4000 \text{ กก/ซม}^2 \\ 30\text{db} & \text{สำหรับ } f_y = 5000 \text{ กก/ซม}^2 \end{cases}$$

$$\text{สำหรับเหล็กเสริมรับแรงดึง } l_d = \begin{cases} 24\text{db} & \text{สำหรับ } f_y \leq 3000 \text{ กก/ซม}^2 \\ 30\text{db} & \text{สำหรับ } f_y = 4000 \text{ กก/ซม}^2 \\ 36\text{db} & \text{สำหรับ } f_y = 5000 \text{ กก/ซม}^2 \end{cases}$$

มาตรฐาน ACI 318-95(1995) กำหนดค่าความยาวการต่อทابาเหล็กเสริมในเสา(l_d)

แสดงดังสมการ

การต่อทابาสำหรับเหล็กเสริมรับแรงอัด

$$l_d = 0.007 f_y d_b \quad f_y < 4,000 \text{ กก/ซม}^2$$

$$l_d = (0.013 f_y - 24) d_b \quad f_y > 4,000 \text{ กก/ซม}^2$$

แต่ทั้งนี้ต้องยาวไม่น้อยกว่า 30 ซม. และให้เพิ่มระยะทابาอีก 1 ใน 3 ถ้า f'_c น้อยกว่า 210 กก/ซม²

การต่อทابาสำหรับเหล็กเสริมรับแรงดึง

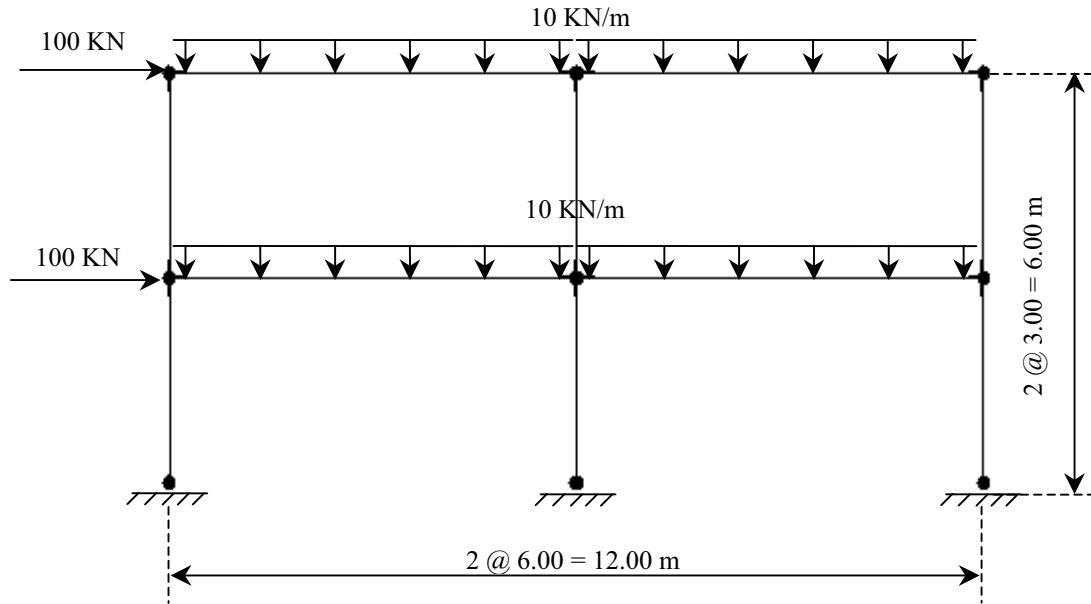
$$l_d = 0.246 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad \text{when } d_b \geq 22\text{mm}$$

$$l_d = 0.198 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad \text{when } d_b \leq 19\text{mm}$$

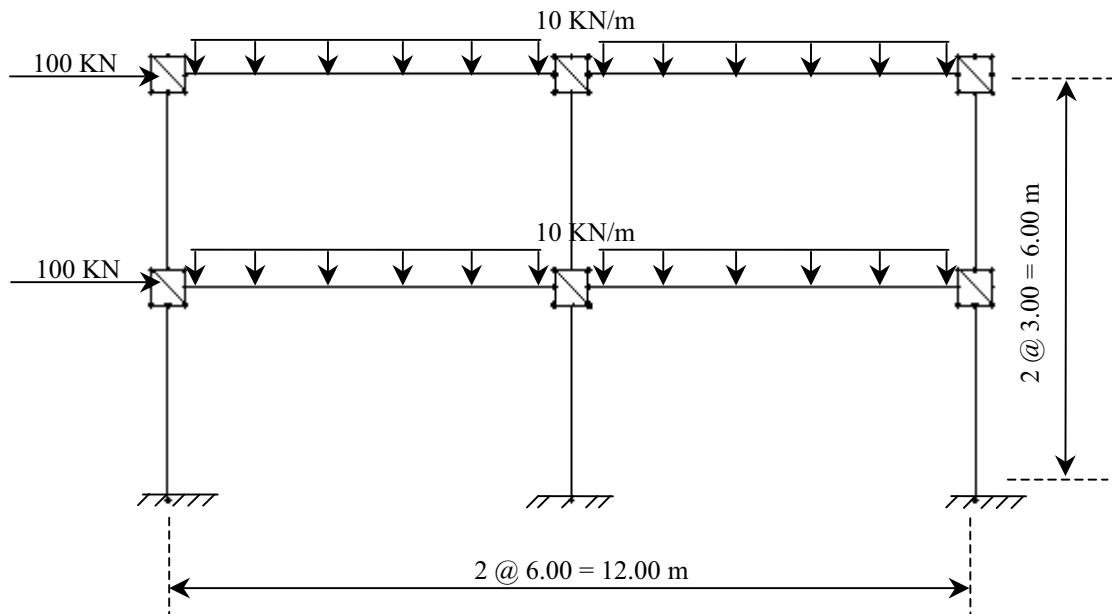
โดยที่ f_s คือกำลังจุดครากของเหล็กเสริม(กก/ซม²) f_y คือค่ากำลัง ณ จุดครากของเหล็ก เสริม(กก/ซม²) l_e คือระยะผ่านของเหล็กเสริม(ซม.) f'_c คือค่ากำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต (กก/ซม²) l_b คือระยะต่อทابาของเหล็กเสริม(ซม.) และ d_b คือเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม (ซม.)

สำหรับการจำลองโมเดลจุดต่อหนึ่น เพื่อให้เกิดความมั่นใจสำหรับการศึกษาครั้งนี้จึงได้ทำการวิเคราะห์เปรียบเทียบ โครงการสร้างสะพานข้ามแม่น้ำเจ้าพระยา แบบจำลอง A และ แบบจำลอง B โดยแบบจำลอง

โครงข้อแข็ง A พิจารณา Rigid End Zone บริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคาน และ แบบจำลอง โครงข้อแข็ง B พิจารณา Rigid Beam-Column Joint Modeling บริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคาน ภายใต้แรงกระทำในแนวตั้งและในแนวราบ แสดงดังรูปที่ 3.18 โดยพิจารณาเปรียบเทียบผลของแรงเฉือน โมเมนต์ตัด และค่าการเสียรูป ผลการเปรียบเทียบแบบจำลองดังกล่าวแสดงดังรูปที่ 3.19 ถึง รูปที่ 3.21 จะเห็นว่าให้ผลใกล้เคียงกันมากแสดงว่าแบบจำลองชุดต่อวิธีดังกล่าวใช้ได้กับการศึกษารั้งนี้



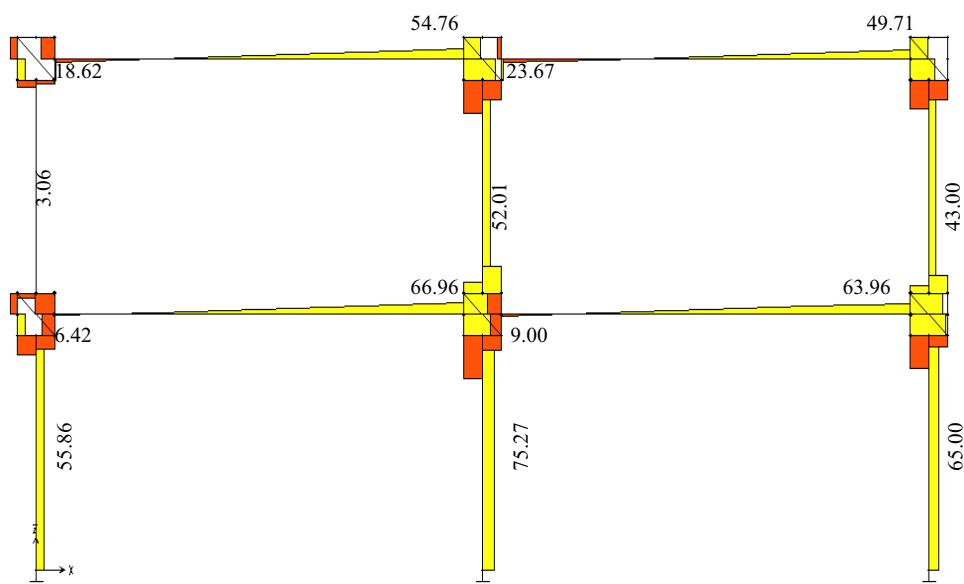
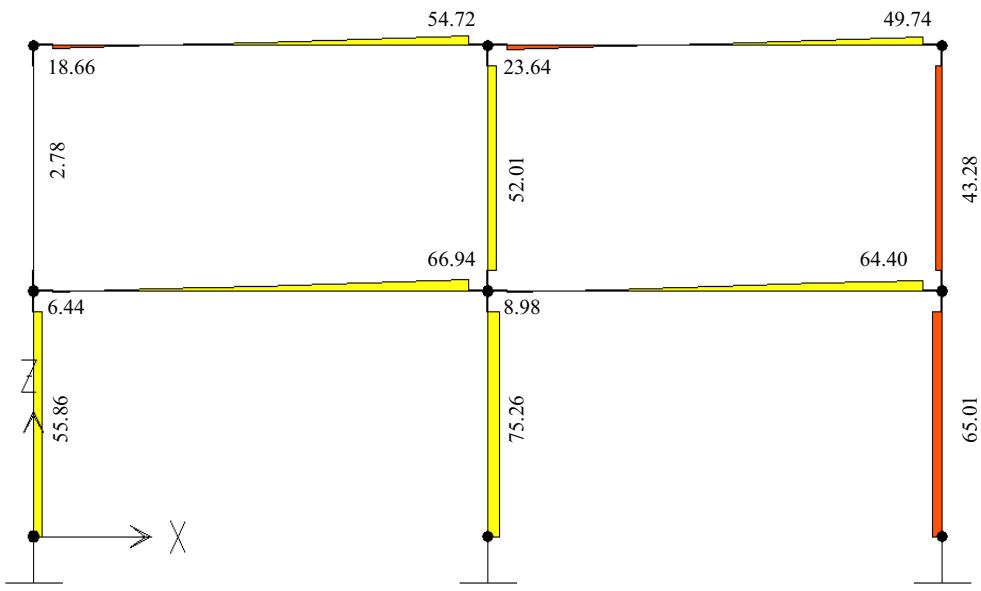
(ก) แบบจำลองจุดต่อแบบ Rigid zone (model A)



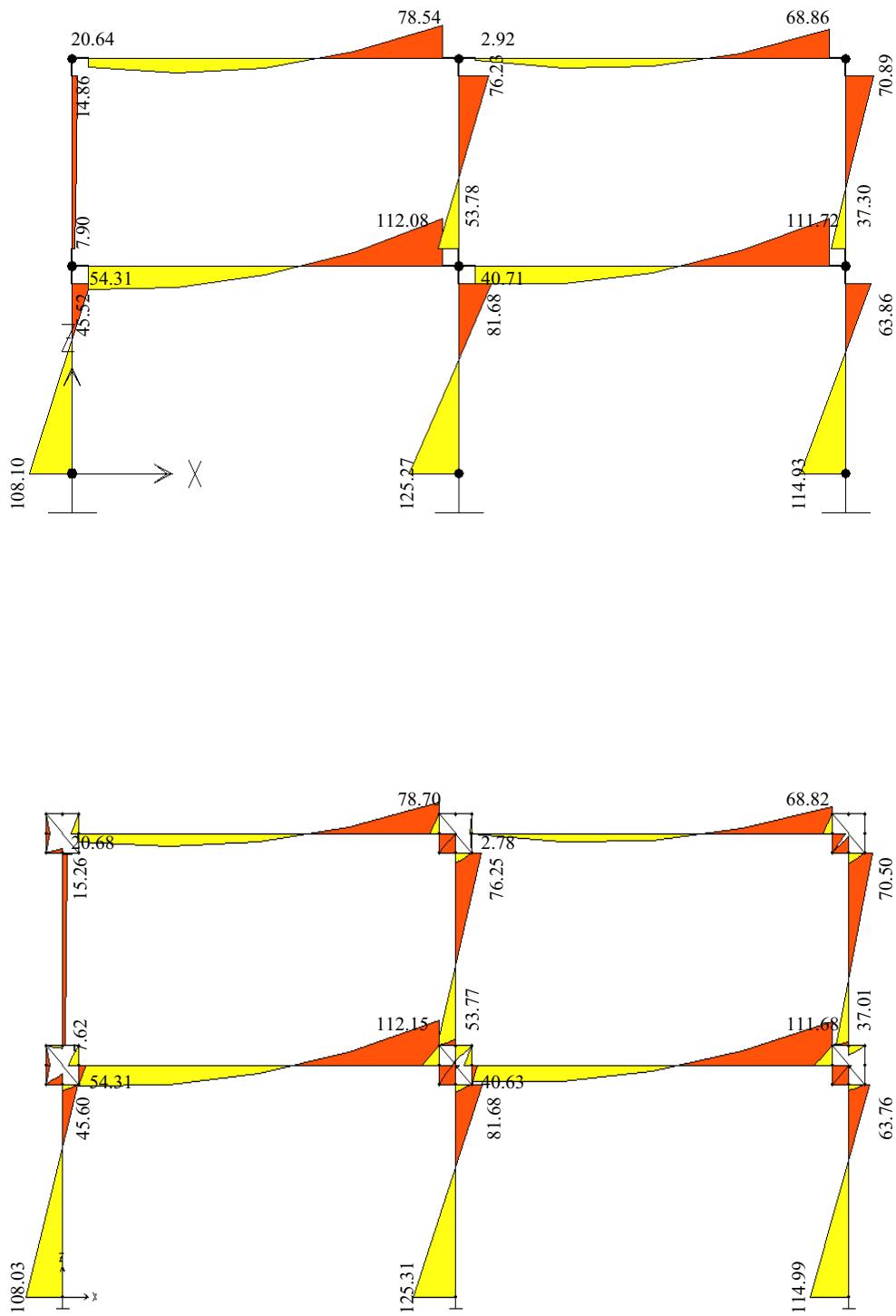
(ข) แบบจำลองแบบ Rigid beam-column joint (model B)

รูปที่ 3.18 แบบจำลองจุดต่อสำหรับใช้ทดสอบการจำลองจุดต่อ

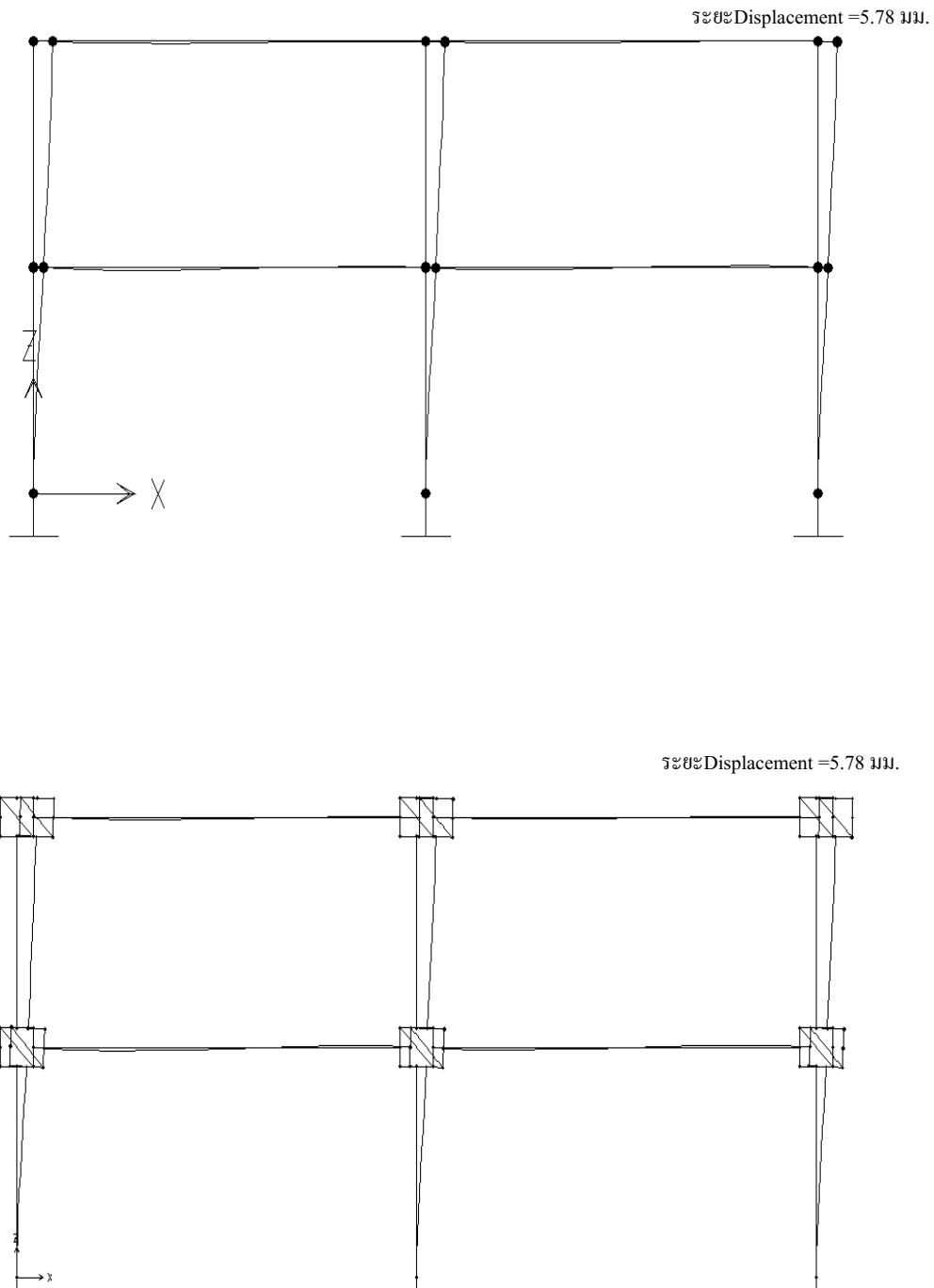
โครงการลดภัยพิบัติจากแผนดินไหว



รูปที่ 3.19 เปรียบเทียบแผนภาพแรงเฉือน ของแบบจำลอง A และ B



รูปที่ 3.20 เปรียบเทียบแผนกาวโนเมนต์ดัด ของแบบจำลอง A และ B



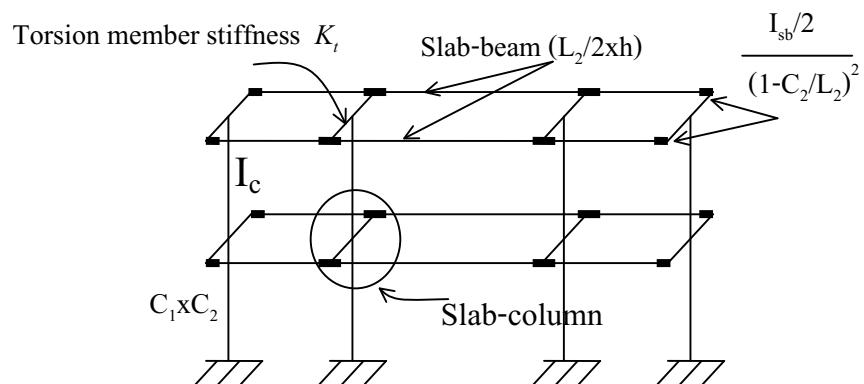
รูปที่ 3.21 เปรียบเทียบค่าการเสียรูป ของแบบจำลอง A และ B

บทที่ 4

แบบจำลองอาคารชนิดพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน

4.1 แบบจำลองโครงข้อแข็งชนิดแผ่นพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน(Tam 2003; อินทนตร 2546)

ในการสร้างแบบจำลองที่แสดงถึงพฤติกรรมที่แท้จริงของโครงสร้างประเภทแผ่นพื้น ไร้คาน ได้ถูกต้องนั้น Cano และ Klinger ได้เสนอแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์ถึงพฤติกรรมของโครงสร้างประเภทดังกล่าว ได้อย่างถูกต้องสมจริง โดยแบบจำลองที่ Cano และ Klinger (1988) ได้เสนอ ได้คือ Explicit transverse torsional member method ดังนี้ วิธีดังกล่าวนี้ได้นำมาประยุกต์ใช้ในการศึกษาแบบจำลองโครงข้อแข็งชนิดแผ่นพื้น ไร้คานดังในรูปที่ 4.1



รูปที่ 4.1 แบบจำลองโครงข้อแข็งชนิดแผ่นพื้น ไร้คานที่ใช้ในการศึกษา

แบบจำลองดังกล่าวประกอบไปด้วย เสา, พื้น-คาน และองค์อาคารรับแรงบิด โดยเสาจะ มีขนาดและสติฟเนสเท่ากับขนาดของโครงสร้างจริง(K_s) พื้น-คานจะเชื่อมต่อกับองค์อาคารรับแรงบิดทั้ง 2 ด้าน ซึ่งแต่ละด้านจะมีขนาดและสติฟเนสเป็นครึ่งหนึ่งของโครงสร้างจริง($K_s/2$) และในส่วนขององค์อาคารรับแรงบิดจะมีขนาดและสติฟเนสเท่ากับ K_t ดังแสดงไว้ในสมการ

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C_t}{l_2 \left(1 - \frac{c_2}{l_2} \right)}$$

เมื่อ E_{cs} คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต, C_t คือ ขนาดความกว้างเสาที่อยู่ในทิศทางตั้ง ฉากกับความยาวช่วงพื้นที่พิจารณา, l_2 คือ ความยาวช่วงพื้นที่พิจารณา, C_t คือ ค่าคงที่ของหน้าตัดรับแรงบิด

ดังนั้นสำหรับความขาวของชิ้นส่วนรับแรงบิด (L) ที่ใช้ในแบบจำลอง สำหรับการคำนวณสติฟเนสรับแรงบิด (J) ขององค์อาคารรับแรงบิดเพื่อที่จะป้อนลงในโปรแกรมคอมพิวเตอร์สามารถคำนวณได้โดย

$$J = K_t L / G$$

เมื่อ G คือ ค่าโมดูลัสของแรงเนื้ือน

จากแบบจำลองของโครงข้อแข็งเที่ยบเท่าเสาจะถูกจำลองโดยใช้ขนาดเท่ากับขนาดหน้าตัดของโครงสร้างจริง พื้น-คานจะจำลองโดยมีขนาดหน้าตัดเท่ากับครึ่งหนึ่งของความกว้างแพ่นพื้น และหนาเท่ากับความหนาของแพ่นเดิมซึ่งมีโมเมนต์อินเนอร์เชย $I_{sb}/2$ และเสากับพื้น-คานจะเชื่อมต่อ กันผ่านองค์อาคารรับแรงบิดทั้ง 2 ด้าน โดยพื้นในแนวบริเวณจุดศูนย์กลางของเสาไปจนถึงบริเวณด้านหน้าเสาหรือรวมไปถึงบริเวณที่พื้นอยู่ร่วมกับหมวดเสา โมเมนต์อินเนอร์เชยตรงบริเวณดังกล่าว จะคูณด้วย $1/(1-C_2/L_2)^2$ เพื่อที่จะเพิ่มค่าสติเคนฟรัมแรงดัดของบริเวณจุดต่อดังกล่าว

4.2 การจำลองจุดต่อพื้น-เสา

พฤติกรรมของจุดต่อระหว่างพื้น-เสาที่มีอยู่ทั่วไปนั้นค่อนข้างจะซับซ้อนมากภายใต้การรับแรงกระทำทั้งในแนวตั้งและแนวราบ โดยที่จุดต่อภายนอกและจุดต่อภายในกีบังคงมีพฤติกรรมที่แตกต่างกันภายใต้แรงกระทำเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ดังนั้นกำลังและความสามารถในการรับแรงในแบบจำลองของจุดต่อภายนอกและจุดต่อภายในจึงได้ถูกนำมาพิจารณาต่อไปนี้

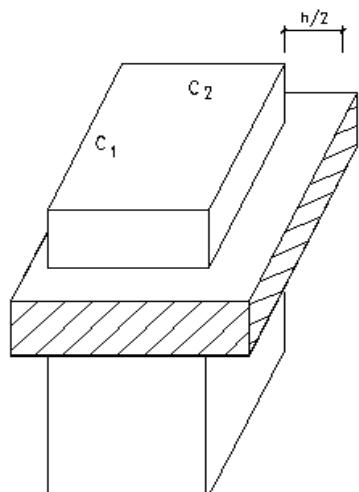
4.2.1 จุดต่อพื้น-เสาภายใน

กำลังและความสามารถในการรับแรงของจุดต่อภายในนี้จะพิจารณาตามข้อกำหนดของ FEMA-273 (1997) และ ACT-40 (1996) โดยจะพิจารณากำลังและความสามารถในการรับแรงของบริเวณหน้าตัดวิกฤติ โดยหน้าตัดวิกฤตินี้จะถูกกำหนดโดย ACI 318-02 ซึ่งได้กล่าวไว้ว่า หน้าตัดวิกฤติคือหน้าตัดที่วัดออกจากการอบ牟ของเสา หรือเปลี่ยนหัวเสาเป็นระยะเท่ากับครึ่งหนึ่งของความหนาพื้น ดังแสดงในรูปที่ 4.2

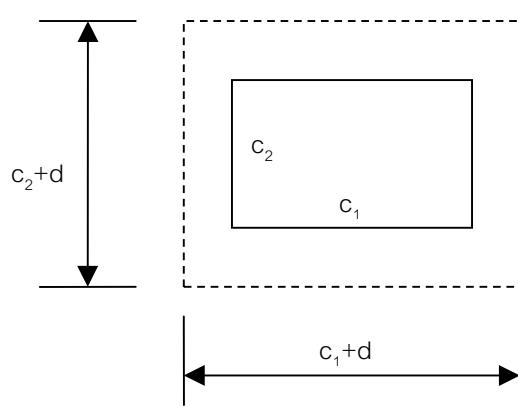
โดยที่กำลังและความสามารถในการรับแรงของหน้าตัดวิกฤตินี้จะพิจารณาคำนวณจากแรงเฉื่อน และความสามารถในการส่งถ่ายโมเมนต์รอบๆบริเวณหน้าตัดวิกฤติ โดยกำลังและความสามารถในการรับแรงของหน้าตัดวิกฤติจะพิจารณาจากค่าที่น้อยกว่า ระหว่างกำลังของหน่วยแรงทั้ง 2 ต่อไปนี้ (FEMA-273 และ ACT-40)

1.) กำลังของหน่วยแรงเฉื่อนเฉื่องคูนย์ที่กระทำรอบๆหน้าตัดวิกฤติกายใต้แรงเฉื่อน และการไม่เท่ากันของโมเมนต์ทั้ง 2 ด้าน

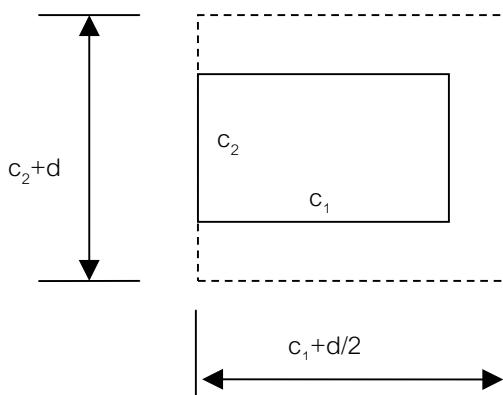
2.) ความสามารถในการรับแรงดัดของหน้าตัดประสิทธิผลของพื้น โดยความกว้างประจำตัดนี้จะพิจารณาตามข้อแนะนำของ Hwang และ Moehle (1993) โดยเหล็กเสริมบนและล่างให้นำมาพิจารณาในการคำนวณด้วย



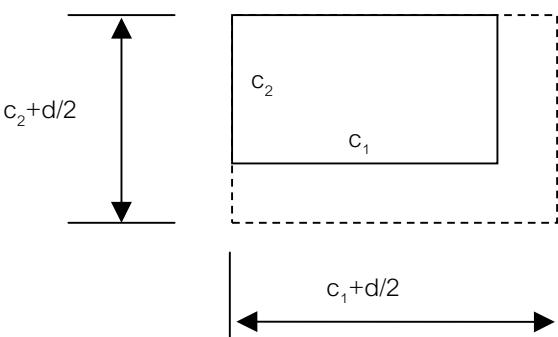
(a) Critical section



(b) Interior



(c) Exterior



(d) Corner

รูปที่ 4.2 หน้าตัดวิกฤติของบริเวณจุดต่อต่างๆ

สำหรับโครงการสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทแผ่นพื้นไร์คาน ค่ากำลังหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ที่บบริเวณหน้าตัดวิกฤต(V_c) สามารถคำนวณได้โดย

$$V_c = v_c b_0 d$$

$$v_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \frac{\sqrt{f_c'}}{12}$$

เมื่อ b_0 คือ เส้นรอบรูปของหน้าตัดวิกฤต, $b_0 = 2(C_1 + C_2 + 2d)$ โดยที่ C_1 และ C_2 คือขนาดหน้าตัดของเสา(ดังรูปที่ 4.2)

d คือระยะทางที่วัดผิวรับแรงอัดถึงจุดศูนย์ต่อของเหล็กเสริมรับแรงดึงของพื้น

f_c' คือ หน่วยแรงอัดของคอนกรีต (Mpa)

α_s มีค่าเท่ากับ 40 สำหรับเสาภายใต้ 30 สำหรับเสาเริม และ 20 สำหรับเสาบุ้ม

สำหรับโครงการสร้างประเภทคอนกรีตอัดแรง ตามมาตรฐาน ACI ได้กำหนดการคำนวณหากำลังรับแรงเฉือนไร์ในลักษณะของกำลังรับแรงเฉือนแบบเจาะทะลุซึ่งสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_c = v_c b_0 d + V_p$$

$$v_c = \beta_p \sqrt{f_c'} + 0.3 f_{pc}$$

เมื่อ β_p คือ ค่าที่น้อยกว่าระหว่าง 0.29 หรือ $(\alpha_s d / b_0 + 1.5) / 12$, เมื่อ α_s มีค่าเท่ากับ 40 สำหรับเสาภายใต้ 30 สำหรับเสาเริม และ 20 สำหรับเสาบุ้ม

$$f_{pc} = \frac{f_{se} A_{ps}}{A_g}$$

โดยที่ f_{pc} คือ ค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงอัดในพื้น

$A_g = bh$ เมื่อ b คือความกว้างของพื้น และ h คือ ความหนาพื้น

A_{ps} คือ พื้นที่เหล็กเสริมอัดแรง

f_{se} คือ หน่วยแรงประสีทชิผลสำหรับเหล็กเสริมอัดแรง

V_p คือ แรงประกอบในแนวตั้งของแรงอัดประสิทธิผลของเหล็กเสริมอัดแรงที่ผ่านเส้นรอบรูปหน้าตัดวิกฤติ ค่าของ V_p นี้อาจมีค่าเท่ากับศูนย์หรือไม่ต้องคำนึงถึงก็ได้ เพราะเนื่องจากแผ่นพื้นมีความหนาห้อymum เอียงของเหล็กเสริมอัดแรงจึงมีค่าน้อย

1. หน่วยแรงเฉือนสำหรับการเยื่องศูนย์

หน่วยแรงเฉือนที่หน้าตัดวิกฤตรอบเสานี้ ไม่เท่ากับผลอด สำหรับเสาตันริมและเสาภายในแสดงดังรูปที่ 4.3 ถ้าให้ V_u เป็นแรงเฉือนเพิ่มส่วน (Factored Shear) ที่จะถ่ายจากพื้นลงสู่เสา และ M_u เป็นโมเมนต์เพิ่มส่วน (Factored Moment) ที่จะถ่ายจากแผ่นพื้นลงสู่เสา V_u จะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนสม่ำเสมอบนหน้าตัดวิกฤตรอบเสาและ M_u จะถ่ายจากพื้นสู่เสา 2 วิชี คือ ถ่ายผ่านโมเมนต์คู่ควบ C-T ซึ่งเป็นการถ่ายในลักษณะโมเมนต์ดัด M_{ub} และถ่ายผ่านโมเมนต์ของแรงเฉือน $\gamma_v M_u$ โดย $\gamma_v M_u$ จะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนไม่คงที่ หน่วยแรงเฉือนจะมีค่ามากขึ้นตามระยะห่างออกไปจากจุดศูนย์กลางของพื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือน และหน่วยแรงเฉือนจะมีทิศทางกันข้ามสำหรับระยะที่ห่างออกไปคละข้างพื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือนในกรณีของเสาภายในจุดศูนย์กลางของพื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือนเฉือนเหล็กกลางหน้าตัดเสา หน่วยแรงเฉือนที่หน้าตัดวิกฤติ มีค่าเท่ากับ V_{AB} และ V_{CD}

$$V_{AB} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u C_{AB}}{J_c}$$

$$V_{CD} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u C_{CD}}{J_c}$$

โดยที่ C_{AB} คือ ระยะจากด้าน AB ถึงศูนย์กลางหน้าตัดวิกฤติ

C_{CD} คือ ระยะจากด้าน CD ถึงศูนย์กลางหน้าตัดวิกฤติ

A_c คือ พื้นที่หน้าตัดวิกฤตมีค่าเท่ากับ $2d(C_1 + C_2 + 2d)$

J_c คือ โพลาร์โมเมนต์อินเนอร์เชิงของหน้าตัดวิกฤติหาได้จาก

$$J_c = \frac{d(C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(C_2 + d)(C_1 + d)^2}{2}$$

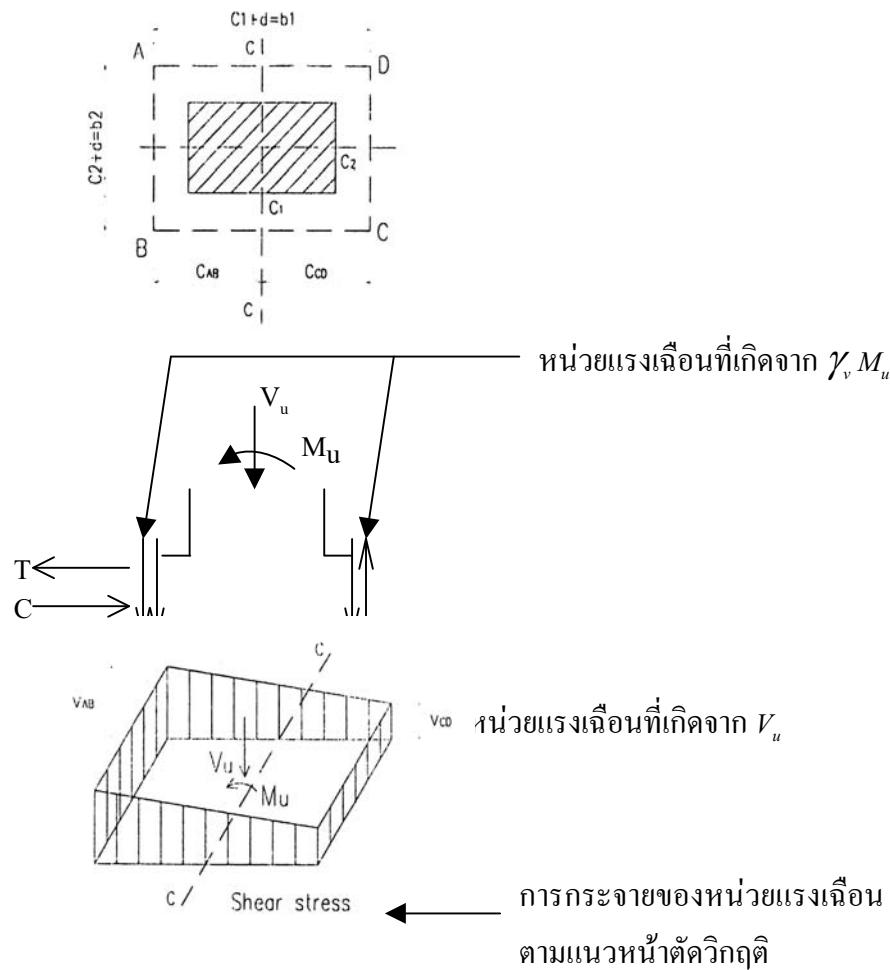
และในส่วนของ โนเมนต์ที่ถ่ายผ่าน โนเมนต์ของแรงเฉือนมีค่าเท่ากับผลต่างของ โนเมนต์ทั้งหมดที่ถ่ายจากพื้นสู่เส้า, M_u กับ โนเมนต์ที่ถ่ายผ่าน โนเมนต์ดัด(Hanson and Hanson, 1968)

$$\gamma_v M_u = (1 - \gamma_f) M_u$$

โดยที่

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

เมื่อ b_1 มีค่าเท่ากับ ความกว้างและความยาวของหน้าตัดวิกฤติ(ดูรูปที่ 4.3)



รูปที่ 4.3 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นสำหรับเสาภายในเนื้องจาก การถ่ายแรงเฉือนและ โอมเมนต์

ดังนั้นจากเงื่อนไขที่กำหนดให้ห้องหมุดจะได้ว่า หน่วยแรงเฉือนจะต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของคอนกรีตหน้าตัดวิกฤติที่เกิดขึ้นจะต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของคอนกรีต

$$v_{AB} \leq v_c, v_{cd} \leq v_c$$

โมเมนต์ที่เกิดขึ้นรอบหน้าตัดวิกฤติจะมีค่าดังนี้

$$M_u \leq \left(v_c - \frac{V_u}{A_c} \right) \frac{J_c}{\gamma_v C_{AB}}$$

2. กำลังรับโมเมนต์ตัดในส่วนความกว้างประสิทธิผลของพื้น

โมเมนต์ที่ถ่ายจากพื้นลงสู่เสาจะมีค่าเท่ากับโมเมนต์ที่ถ่ายผ่านโมเมนต์ของแรงเฉือน ($\gamma_u M_u$) รวมกับโมเมนต์ที่ถ่ายผ่านลักษณะโมเมนต์ตัด ($\gamma_f M_u$) ซึ่งโมเมนต์ที่ถ่ายผ่านโมเมนต์ของแรงเฉือน ($\gamma_f M_u$) จะทำให้เกิดการถ่ายแรงในลักษณะแรงเฉือนจะต้องถูกลดลงที่กล่าวมาแล้ว และในส่วนของโมเมนต์ที่ถ่ายผ่านลักษณะโมเมนต์ตัด ($\gamma_f M_u$) จะเกิดการถ่ายแรงในลักษณะโมเมนต์ตัดของความกว้างประสิทธิผลของพื้น

โดยโมเมนต์ที่ถ่ายผ่านลักษณะโมเมนต์ตัด ($\gamma_f M_u$) นี้ จะพิจารณาส่วนผ่านไปยังแผ่นพื้นโดยแผ่นพื้นที่ต้านการดัดจะพิจารณาแค่ความกว้างประสิทธิผลของพื้น ซึ่งความกว้างดังกล่าวจะพิจารณาจากขอบเสาออกไปเป็นระยะ 2.5 เท่าของความหนาพื้น ดังนั้นความสามารถรับแรงดัดของพื้นจะพิจารณาร่วมกันระหว่างโมเมนต์บENDING และโมเมนต์ลบของหน้าตัดพื้นที่มีความกว้างประสิทธิผลเท่ากับ ($C_2 + 2.5h$)

2.1) ความสามารถในการรับโมเมนต์ลบ

ความสามารถในการรับโมเมนต์ลบในส่วนความกว้างประสิทธิผลของพื้นสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

เมื่อ A_s คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมในพื้นที่มีความกว้าง b , ความกว้างของพื้นจะเท่ากับความกว้างประสิทธิผล $b = C_2 + 5h$ (ดังที่กล่าวไว้ด้านบน)

f_y คือ กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมที่จุดคราก

d คือ ความลึกประสิทธิผลของเหล็กเสริมในหน้าตัดพื้น

A_{ps} คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมอัดแรงในพื้นที่มีความกว้าง b ,

a_p คือ ความลึกประสิทธิผลของเหล็กเสริมอัดแรงในหน้าตัดพื้น

a คือ ความลึกของ equivalent rectangular compression zone. สามารถคำนวณได้ตามสมการดังนี้

$$a = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}{0.85f_c/b}$$

f_{ps} คือ หน่วยแรงดึงของเหล็กเสริมอัดแรงในสภาวะประดับ ซึ่งสามารถคำนวณโดยใช้พื้นฐานของความสอดคล้องของหน่วยการอัดหนาแน่นตามมาตรฐานของ ACI 318 ได้ดังนี้

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} \omega \right) \right]$$

โดยที่ f_{pu} คือ หน่วยแรงดึงประดับในเหล็กเสริมอัดแรง

γ_p คือ ตัวคูณที่คำนึงถึงระดับกำลังครากของเหล็กเสริมอัดแรงมีค่าดังนี้

0.40 สำหรับ stress-relieved strands

0.80 สำหรับ low-relaxation strands

β_1 คือ stress block parameter

$$\rho_p \text{ คือ อัตราส่วนของเหล็กเสริมอัดแรง} = \frac{A_{ps}}{d_p \times b}$$

$$\omega \text{ คือ ดัชนีเหล็กเสริมชรร์มด้วยแรงดึง} = \left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \times \left(\frac{f_y}{f_c'} \right)$$

2.2) ความสามารถในการรับ荷重เมณฑ์บวก

ความสามารถในการรับ荷重เมณฑ์บวกของพื้นจะขึ้นอยู่กับการจัดวางของเหล็กเสริมอัดแรงและเหล็กเสริมชรร์มด้วยพิจารณาเป็น 2 กรณี ดังนี้

กรณีที่ 1 วางเหล็กเสริมอัดแรง ไว้กึ่งกลางความหนาพื้น สำหรับกรณีนี้สามารถคำนวณความสามารถในการรับ荷重เมณฑ์บวก โดยใช้วิธีการเดียวกับการคำนวณความสามารถในการรับ荷重เมณฑ์ลบ

กรณีที่ 2 เหล็กเสริมอัดแรงวางที่ผิวนของพื้น สำหรับกรณีนี้ความสามารถในการรับ荷重เมณฑ์บวก สามารถคำนวณได้โดยพิจารณาเหล็กรับแรงวางที่ผิวล่างของพื้น โดยไม่พิจารณาเหล็กเสริมผิวนและเหล็กเสริมอัดแรง

ความสามารถในการรับ荷重เม้นต์ของพื้นที่มีความกว้างประสิทธิผลภายใต้荷重ตัวบวกขึ้นอยู่กับลักษณะการแผ่กระจายของเหล็กเสริมบริเวณด้านล่างของพื้น ในการศึกษาของ Durrani และ Du (1995) ได้แนะนำไว้ว่า ถ้าเหล็กเสริมล่างทั้งหมดมีความต่อเนื่องไปถึงเสาห้องกว่าเหล็กเสริมที่ต่ำที่สุดที่ต้องการ ความสามารถในการถ่าย荷重เม้นต์ของพื้นจะขึ้นอยู่กับขีดจำกัดของกำลังในส่วนของการแตกร้าวของพื้น และถ้าเหล็กเสริมล่างดังกล่าวมีมากกว่าเหล็กเสริมที่ต่ำที่สุดที่ต้องการ ความสามารถในการรับ荷重เม้นต์ของพื้นจะขึ้นอยู่กับความสามารถในการรับ荷重เม้นต์ดัดของแผ่นพื้นเอง

กำลังในส่วนของการแตกร้าวของพื้นตามความกว้างประสิทธิผลสามารถคำนวณได้จาก

$$M^{positive} = M_r = f_r \frac{bh^3}{6}$$

เมื่อ f_r คือ โมดูลัสของการแตกร้าวของคอนกรีต

$$f_r = 7.5\sqrt{f'_c} (psi) = 0.625\sqrt{f'_c} (MPa)$$

และความสามารถในการรับ荷重เม้นต์ดัดของแผ่นพื้นตามความกว้างประสิทธิผลสามารถคำนวณได้จาก

$$M^{positive} = M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

ความสามารถในการรับแรงดัดของความกว้างประสิทธิผลของพื้น ($C_2 + 5h$) จะขึ้นอยู่กับผลรวมของความสามารถในการรับ荷重เม้นต์บวกรวมกับความสามารถในการรับ荷重เม้นต์ลบ

$$\sum M_n = M_n^{negative} + M_n^{positive}$$

ในส่วนของ unbalanced moment (γM_u) ความสามารถในการถ่าย荷重เม้นต์ภายใต้荷重เม้นต์ดัดของความกว้างประสิทธิผลของพื้นจะต้องไม่เกินความสามารถในการต้านทาน荷重เม้นต์ของความกว้างประสิทธิผลของพื้น

$$\gamma_f M_u \leq \sum M_n$$

$$M_u \leq \sum M_n / \gamma_f$$

ดังนั้นกำลังของจุดต่อของเสาภายในจะมีค่าเท่ากับค่าที่น้อยกว่าของกำลังทั้งสองตามสมการ ดังนี้

$$M_u \leq \text{Min} \left[\sum M_n / \gamma_f, \left(V_c - \frac{V_u}{A_c} \right) \frac{J_c}{\gamma_v C_{AB}} \right]$$

ในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ กำลังในสภาวะประดั้ยที่จุดต่อพื้น-เสา ของแบบจำลองสามารถคำนวณโดยพิจารณาจาก unbalance moment M_u ตามสมการดังที่กล่าวมาแล้ว

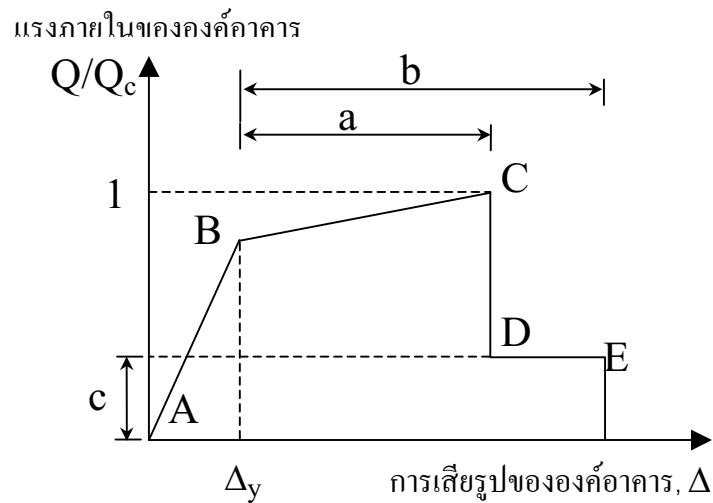
ในส่วนของความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของจุดต่อพื้น-เสา ในการวิเคราะห์แบบจำลองนี้จะพิจารณาความไม่เป็นเชิงเส้นของการตอบสนองระหว่างแรงกับการเสียรูปของโครงสร้าง ซึ่งความไม่เป็นเชิงเส้นของการตอบสนองดังกล่าวของจุดต่อพื้น-เสาจะจำลองโดยใช้จุดหมุนพลาสติกในองค์อาคารรับแรงบิด โดย ACT-40 ได้ทำการแนะนำความสามารถของจุดหมุนพลาสติกของจุดต่อพื้น-เสาไว้ในตารางที่ 4.1 และความสัมพันธ์ในช่วงไม่เป็นเชิงเส้นระหว่างแรงกับการเสียรูปดังกล่าวอาจแทนได้ด้วยกราฟเส้นตรงดังรูปที่ 4.4 และจุดหมุนพลาสติกในองค์อาคารรับแรงบิดสามารถแทนได้จากความสัมพันธ์ของ Moment-Rotation ดังแสดงในรูปที่ 4.5

ตารางที่ 4.1 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองในช่วงไร้เชิงเส้น : ของจุดต่อพื้นเสา(ACT-40)

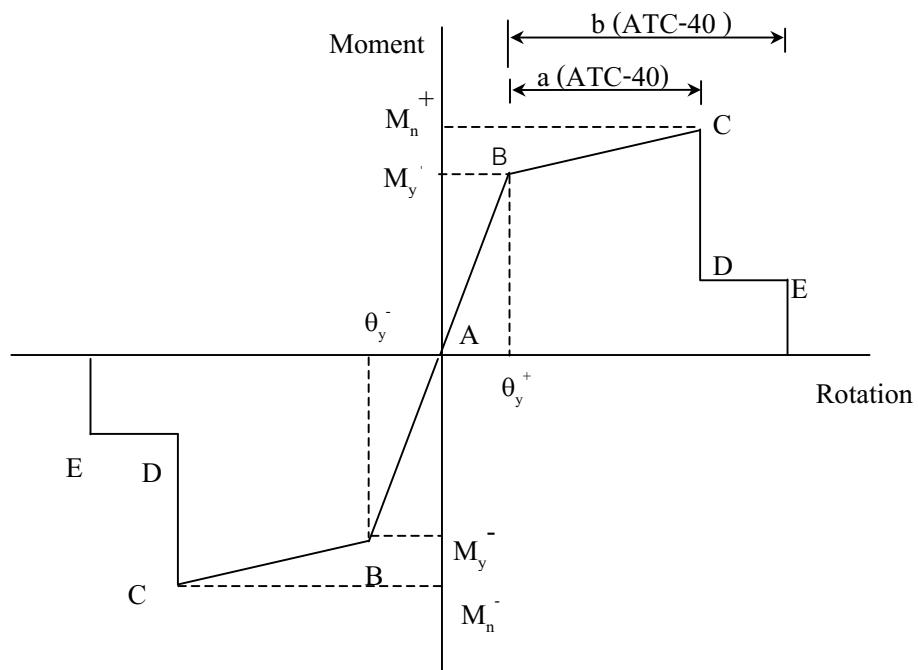
		Modeling Parameter ⁴		
		Plastic Rotation Angle, rad	Residual Strength Ratio	
Common Type		a	b	c
1. Slab Controlled by Flexure, and Slab-Column connection ¹				
$\frac{V_g}{V_o}$ ²	Continuity Reinforcement ³			
≤ 0.20	YES	0.02	0.05	0.20
≥ 0.40	YES	0.00	0.04	-
≤ 0.20	NO	0.02	0.02	-
≥ 0.40	NO	0.00	0.00	-
2. Slab controlled by inadequate development or splicing along the span ¹				
		0.00	0.02	0.00
3. Slab controlled by inadequate development into beam-column joint ^{1,3}				
		0.015	0.03	0.20

หมายเหตุ 1 หากองค์อาคารที่พิจารณาไม่มีอยู่ใน 4 กรณีดังกล่าว ให้ใช้ค่าต่ำสุดที่เหมาะสมของตาราง

- 2 V_g มีค่าเท่ากับน้ำหนักในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักที่กระทำบนหน้าตัดวิกฤต ตาม ACI-318, V_o มีค่าเท่ากับแรงเฉือนเจาะทะลุ ตาม ACI-318
- 3 YES สำหรับความต่อเนื่องของเหล็ก หมายถึงเหล็กเสริมในแนวล่างแต่ละทิศทาง อย่างน้อยหนึ่งเส้นวางผ่านเสา สำหรับ เหล็กเสริมอัดแรงหมายถึงเหล็กเสริมอัด แรงอย่างน้อยหนึ่งเส้นวางผ่านเสา ถ้าไม่เป็นตามกรณีดังกล่าว คือ NO
- 4 การใช้ค่าเฉลี่ยระหว่างค่าภายในตารางสามารถทำได้
- 5 สำหรับค่าคงรากวิตมูลเบาให้ใช้ร้อยละ 75 ของค่าในตาราง



รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปขององค์อาคาร (ACT-40)



รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติก

จากตารางที่ 4.1 ความสามารถในการหนุนของจุดต่อพื้น-เสา จะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนในแนวตั้งที่กระทำอยู่บนหน้าตัดวิกฤติกับกำลังของแรงเฉือนเจาะทะลุ และความต่อเนื่องของเหล็กเสริม ซึ่งในการศึกษานี้ โมเมนต์รับแรงบิดในองค์อาคารรับแรงบิดจะถูกเสนอโดยโมเมนต์ที่ถ่ายผ่านระหว่างพื้นและเสา(unbalance moment) ดังนั้นองค์อาคารรับแรงบิดจะถูกจำลองโดยพิจารณากำหนดจุดหมุนพลาสติกของแรงบิดในช่วงไว้ซึ่งเส้นต่อต่อทั้งความยาว

4.2.2 จุดต่อพื้นเสาภายนอก

สำหรับจุดต่อภายนอกของพื้น-เสา จะพิจารณาตามแบบจำลองของ ACI และแบบจำลองของ Moehel (1989) ดังต่อไปนี้

วิธีของ ACI

1. หน่วยแรงเฉือนสำหรับการเขื่องศูนย์

สำหรับจุดต่อภายนอกของพื้น-เสา หน้าตัดวิกฤติและการกระจายของหน่วยแรงเฉือนในพื้นสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 4.6 ซึ่งในกรณีของเสาเริมนอกนี้ พื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือน จะมีเพียง 3 ด้าน (ตามแนวเส้นประ) โดยที่จุดศูนย์กลางของแรงเฉือนจะไม่ได้อยู่ตรงบริเวณกึ่งกลางของหน้างัดแต่จะอยู่ค่อนไปทางซ้ายทำให้ระยะ C_{CD} มีค่ามากกว่าระยะ C_{AB} ดังนั้นหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤติหายได้จาก

$$\nu_{AB} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v (M_u - V_u g) C_{AB}}{J_c}$$

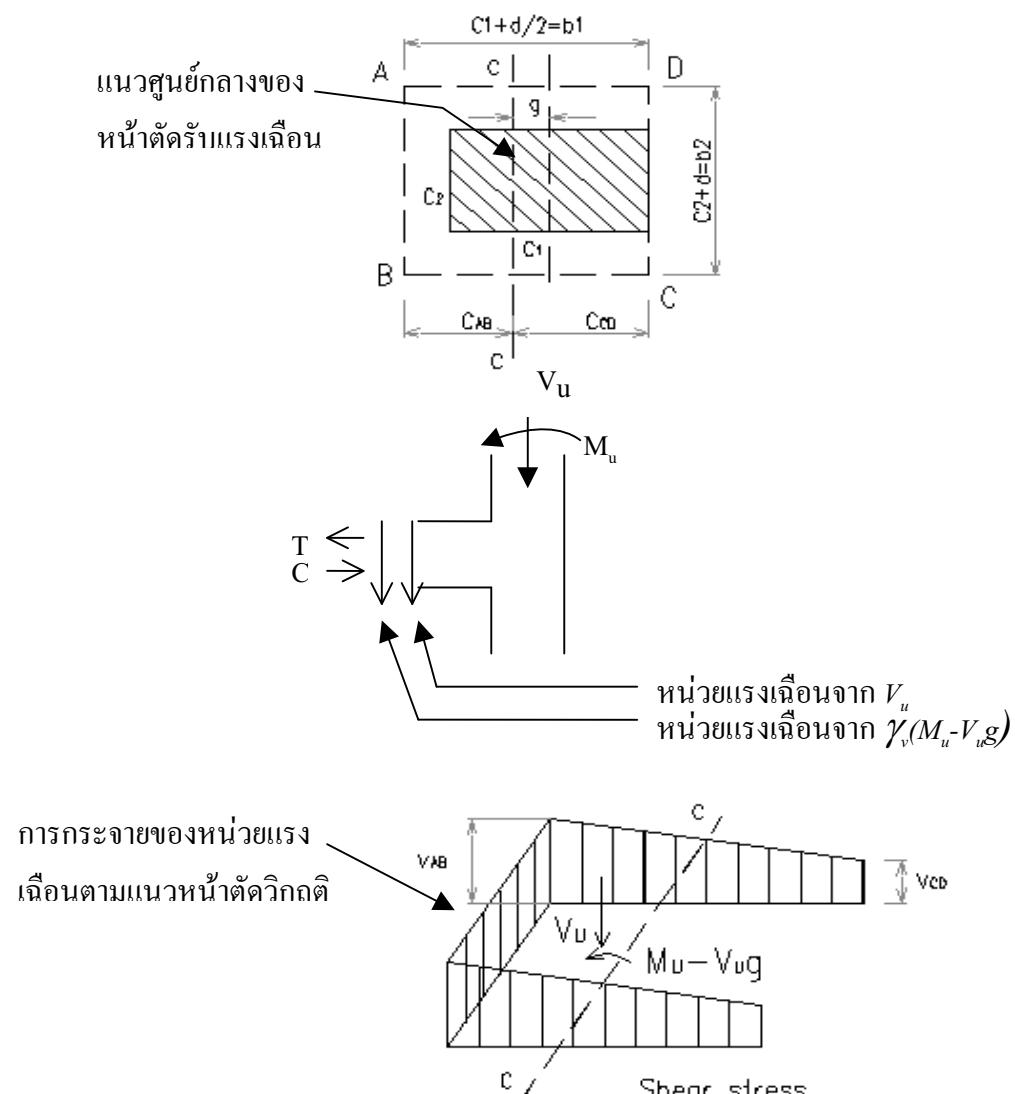
$$\nu_{CD} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v (M_u - V_u g) C_{CD}}{J_c}$$

$$\text{เมื่อ } A_c = d(2C_1 + C_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d[b_1]^3}{6} + \frac{[b_1]d^3}{6} + (b_2)dC_{AB}^2 + 2[b_1]d\left[\frac{b_1}{2} - C_{AB}\right]^2$$

$$C_{AB} = \frac{(b_1)^2 d}{A_c}$$

$$C_{CD} = C_1 + \frac{d}{2} - C_{AB}$$



รูปที่ 4.6 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นสำหรับเสาภายนอกเนื่องจากการถ่ายแรงเฉือนและโมเมนต์

ขั้นตอนในการคำนวณหน่วยแรงเฉือนสำหรับจุดต่อภายนอกนี้จะมีลักษณะเหมือนกับการคำนวณหน่วยแรงเฉือนสำหรับจุดต่อภายนอกใน ดังนั้นในการพิจารณาหน่วยแรงเฉือนจะต้องคำนึงถึงความสามารถแสดงได้โดย

$$V_{AB} \leq V_c$$

ดังนั้น โมเมนต์ที่เกิดขึ้นรอบหน้าตัดวิกฤติจะมีค่าดังนี้

$$M_u \leq \left(V_c - \frac{V_u}{A_c} \right) \frac{J_c}{\gamma_v C_{AB}} + V_u g$$

2. กำลังรับโมเมนต์ตัดในส่วนความกว้างประสิทธิผลของพื้น

ในส่วนของ unbalance moment ที่เกิดจากการส่งผ่านแรงโดยพื้นรับแรงตัด $\gamma_f(M_u - V_u g)$ นี้จะพิจารณาจากการด้านท่าน โมเมนต์ในสภาวะประลักษณ์พื้นที่มีความกว้างประสิทธิผล โดยจะพิจารณาความกว้างเท่ากับ 1.5 เท่าของความหนาพื้น ($1.5h$) จากด้านหน้าเสาของทั้ง 2 ด้าน ดังนั้น ความกว้างประสิทธิผลที่ใช้ในความสามารถในการรับโมเมนต์ลับทั้งหมดมีขนาดเท่ากับ $C_2 + 3h$ (Park และ Gamble, 2000) ในส่วนของการคำนวณความสามารถในการรับโมเมนต์นี้จะมีลักษณะคล้ายกับการคำนวณของความสามารถของจุดต่อภายนอกในดังที่กล่าวมาแล้ว

2.1) ความสามารถในการรับโมเมนต์ลับของความกว้างประสิทธิผลของพื้น

ความสามารถในการรับโมเมนต์ลับในส่วนความกว้างประสิทธิผลของพื้นสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

เมื่อ A_s คือพื้นที่เหล็กเสริมของพื้นที่มีความกว้าง $b = C_2 + 3h$

2.2) ความสามารถในการรับโมเมนต์บาก

ความสามารถในการรับโมเมนต์บากของพื้นที่จุดต่อภายนอกจะขึ้นอยู่กับการจัดวางของเหล็กเสริมอัดแรงและเหล็กเสริมธรรมชาติ โดยพิจารณาเป็น 2 กรณี ดังนี้

กรณีที่ 1 วางแผนเหล็กเสริมอัดแรง ไว้กึ่งกลางความหนาพื้น สำหรับกรณีสามารถคำนวณความสามารถในการรับ荷重เมนต์บวก โดยใช้วิธีการเดียวกับการคำนวณความสามารถในการรับ荷重เมนต์ลบ

กรณีที่ 2 เหล็กเสริมอัดแรงวางที่ผิวนของพื้น สำหรับกรณีความสามารถในการรับ荷重เมนต์บวก สามารถคำนวณได้โดยพิจารณาเหล็กรับแรงวางที่ผิวล่างของพื้น โดยไม่พิจารณาเหล็กเสริมผิวนและเหล็กเสริมอัดแรง ซึ่งสมมติฐานดังกล่าวนี้จะพิจารณาคลายกับสมมติฐานของจุดต่อภายนอกดังที่กล่าวก่อนหน้านี้

กำลังในส่วนของการตรวจสอบพื้นตามความกว้างประสิทธิผลสามารถคำนวณได้จาก

$$M^{positive} = M_r = f_r \frac{bh^3}{6}$$

และความสามารถในการรับ荷重เมนต์ดัดของแผ่นพื้นตามความกว้างประสิทธิผลสามารถคำนวณได้จาก

$$M^{positive} = M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

ดังนี้ความสามารถในการรับแรงดัดจะพิจารณาได้ดังนี้

$$\gamma_f (M_u - V_u g) \leq M_n$$

$$M_u \leq M_n / \gamma_f + V_u g$$

จากข้อกำหนดของ ACI 318 กำลังของจุดต่อภายนอกของพื้น-เสา จะพิจารณาจากค่าที่น้อยกว่าของกำลังทั้ง 2 ตามสมการ

$$M_u \leq \text{Min} \left[\sum M_n / \gamma_f + V_u g, \left(\nu_c - \frac{V_u}{A_c} \right) \frac{J_c}{\gamma_v C_{AB}} + V_u g \right]$$

วิธีของ Moehel

จากการศึกษาอย่างต่อเนื่องในเรื่องของจุดต่อพื้น-เสา, Moehel (1988) ได้เสนอแบบจำลองที่ใช้ในการคำนวณความสามารถของจุดต่อภายนอกพื้น-เสา ซึ่งเขาได้กล่าวไว้ว่า, สำหรับจุดต่อภายนอกของพื้น-เสาที่ไม่มีความสัมพันธ์กันระหว่างแรงเฉือนและโมเมนต์ โดยกำลังในการรับแรงเฉือนจะคำนวณจากความสามารถในการรับแรงเฉือนของหน้าตัดวิกฤติ และกำลังในการรับโมเมนต์ดัดจะคำนวณจากความสามารถในการรับแรงดัดของเหล็กเสริมในความกว้างประสิทธิผลของพื้น โดยการวิบัติจะเกิดขึ้นเมื่อย่างโดยอย่างหนึ่งระหว่างความสามารถในการรับแรงเฉือนกับความสามารถในการรับแรงดัดเกิดขึ้นก่อน (Moehel, 1988) โดยในวิธีนี้จะพิจารณาความกว้างประสิทธิผลของพื้นเท่ากับ $C_s + 2C_t$

ซึ่งในแบบจำลองนี้จะสอดคล้องตามหลักเหตุผลของ ACI-352 โดยผลของหน่วยแรงเฉือนในหน้าตัดวิกฤติที่เกิดขึ้นจาก unbalance moment ในจุดต่อภายนอกของพื้น-เสาที่ไม่พิจารณา และยังไปกว่านั้น ATC-40 ได้แนะนำไว้ว่าสำหรับจุดต่อภายนอกของพื้น-เสา แรงเฉือนในหน้าตัดวิกฤติที่เกิดจากแรงกระทำในแนวตั้งมีค่าไม่เกิน $0.75V_c$ หรือที่บริเวณเสา มีค่าไม่เกิน $0.5V_c$ ดังนั้นความสามารถในการรับโมเมนต์จะมีค่าเท่ากับกำลังในการรับแรงดัดของหน้าตัดพื้นที่พิจารณาความกว้างจากขอบเสาหรือหมวดเสาออกไปเป็นระยะเท่ากับ C_s ห้องส่องด้าน และ V_c คือกำลังในการรับรับแรงเฉือนจากทั้งสองหน้าตัดวิกฤติจาก ACI-318

ดังนั้นในการศึกษานี้จะพิจารณาใช้แบบจำลองของ Moehel (1988) ในการคำนวณกำลังในการรับแรงของจุดต่อภายนอกของพื้น-เสาดังที่กล่าวมาแล้วก่อนหน้านี้

4.2.3 ระบบพื้น-เสา

แบบจำลองของชิ้นส่วนพื้น-เสา จะมีลักษณะคล้ายกับการจำลองของคาน โดยการจำลองจะพิจารณาพฤติกรรมในช่วงไว้เชิงเส้นของพื้น พร้อมทั้งกำหนดจุดหมุนพลาสติกไว้ที่ปลายทั้ง 2 ของชิ้นส่วน โดยจุดหมุนพลาสติกที่กำหนดนี้จะต้องเสนอพฤติกรรมการตอบสนองในช่วงไว้เชิงเส้นของพื้น-เสาได้ และคุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติกดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 4.1

จากการศึกษาถึงกำลังในการรับแรงภายใต้แรงแผ่นดินไหวจะพิจารณากำลังของพื้น-เสาในช่วงແคนเสา (ACI 318-02) ในการศึกษาของ Durrani และ Du (1993) ความสามารถในการส่งผ่านโมเมนต์ของพื้นจะมีค่าเท่ากับความสามารถในการรับแรงดัดของແคนเสา และจากการศึกษาของ Wallace และ Kang (2002) ในการคำนวณกำลังรับแรงดัดของพื้นนี้ จะคำนวณจากกำลังรับแรงดัดในແคนเสาของพื้น ดังนั้นในการศึกษานี้จะพิจารณาความกว้างประสิทธิผลของพื้นเท่ากับความกว้างของແคนเสาในการคำนวณหากำลังรับแรงดัดในส่วนของพื้น-เสา และในการคำนวณดังกล่าว จะพิจารณาสมมุติฐานเดียวกันเท่ากับความกว้างเท่ากับความกว้างของແคนเสาของพื้นและมีความหนาเท่ากับความหนาพื้น และในส่วนของชิ้นตอนในการคำนวณกำลังรับ

โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหว

แรงดันนี้จะพิจารณาเช่นเดียวกับการคำนวณกำลังของความกว้างประสิทธิผลของชุดต่อภายในของพื้น-เส้า โดยจะใช้ความกว้างของเดบเส้าของพื้นในการคำนวณดังกล่าว

บทที่ 5

ตัวอย่างการคำนวณและผลการวิจัยอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเนื่อง: ส่วนที่ 1

5.1 รายละเอียดการวิเคราะห์

การวิเคราะห์แบบจำลองสำหรับอาคารตัวอย่าง เพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว แบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 3 ส่วน คือ ส่วนที่ 1 การพิจารณาผลของ Rigid Zone และ Rigid Beam-Column Joint ส่วนที่ 2 การพิจารณาผลฐานรากชนิดเสาเข็ม และส่วนที่ 3 การพิจารณาผลของการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน

5.1.1 การพิจารณาผลของ Rigid Zone และ Rigid Beam-Column Joint

การจำลองแบบโครงสร้างเพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหวเมื่อไม่พิจารณาผลของ Rigid Zone โครงข้อแข็ง (Bare Frame) และค้ำยันแนวทแยงเที่ยบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut) ถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ และเมื่อพิจารณาผลของ Rigid Zone ใช้ Rigid Zone Factor เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคารในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคาน โดยการศึกษานี้ใช้ End Offset เท่ากับกึ่งหนึ่งของความกว้างเสาในทิศทางที่รับแรงกระทำด้านข้าง พิจารณาเปรียบเทียบระหว่างผลของ Rigid Zone และไม่พิจารณาผลของ Rigid Zone

การจำลองแบบโครงสร้างเพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหวเมื่อพิจารณาผลของ Rigid Beam-Column Joint โครงข้อแข็ง (Bare Frame) และค้ำยันแนวทแยงเที่ยบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut) ถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ ในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Rigid Beam-Column Joint เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร โดยให้ชั้นส่วนในแนวทแยงในจุดต่อมีความแข็งเพื่อให้สามารถแทนพฤติกรรมดังกล่าว

5.1.2 การพิจารณาผลของ ฐานรากชนิดเสาเข็ม

การวิเคราะห์แบบจำลองอาคารตัวอย่างเพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว โดยพิจารณาเปรียบเทียบฐานรากของอาคารตัวอย่างเป็นแบบ Flexible และ Fixed Support โครงข้อแข็ง (Bare Frame) และค้ำยันแนวทแยงเที่ยบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut) ถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ ในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกัน

ของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานเป็นแบบ Rigid Beam-Column Joint เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร ฐานรากชนิดเสาเข็มใช้วิธีการจำลองด้วยวิธี Subgrade-Reaction จำลองเสาเข็มแต่ละต้นโดยมีป้ายบนเป็นแบบยึดหมุน ใช้อลิเมนต์ประเภทสปริงที่มีความเป็นอิสระต่อกันจำลองพฤติกรรมของคินได้ฐานราก เพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวราบ จำลองจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากไม่มีแนวตัดตลอดความยาวเสาเข็มเพื่อแสดงพฤติกรรมดังกล่าว จุดหมุนพลาสติกจะแสดงพฤติกรรมรับแรงดัดของเสาเข็มโดยความสัมพันธ์ Moment-Rotation

5.1.3 การพิจารณาผลของการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน

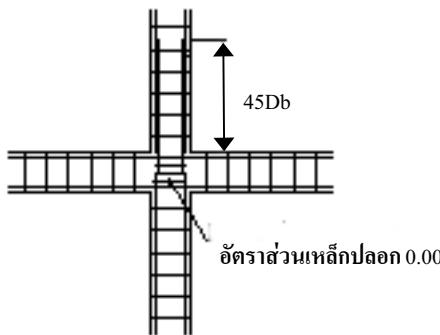
โครงข้อแข็ง (Bare Frame) และคำนั้นแนวทแยงเที่ยบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut) ถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ บริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสา-คานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Rigid Beam-Column Joint เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร สำหรับการพิจารณาผลการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คานแบ่งการศึกษาออกเป็น 2 กรณี คือกรณีที่ 1 เหล็กล่างในคานบริเวณจุดต่อเสา-คานมีความต่อเนื่อง และกรณีที่ 2 เหล็กล่างในคานบริเวณจุดต่อเสา-คานไม่ต่อเนื่อง มีระยะห่าง 15 ซม. รวมถึงพิจารณาผลของระยะต่อทابบริเวณเสาและผลของอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานโดยให้ระยะต่อทابบริเวณเสาไม่ค่า 45db และ 24db และอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0.003 และ 0 รายละเอียดกรณีศึกษาแสดงดังตารางที่ 5.1 รูปที่ 5.1

ตารางที่ 5.1 เปรียบเทียบรายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน

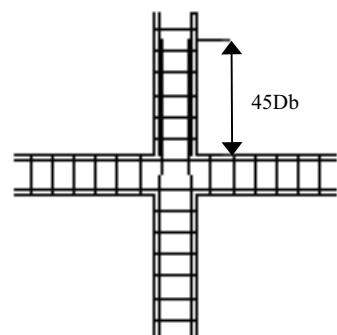
กรณี	เหล็กเสริมล่าง	ความยาวต่อทابในเสา	อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวาง
1-1	ต่อเนื่อง	45db	≥ 0.003
1-2	ต่อเนื่อง	45db	0
1-3	ต่อเนื่อง	24db	≥ 0.003
1-4	ต่อเนื่อง	24db	0
2-1	ไม่ต่อเนื่อง	24db	0

หมายเหตุ 1. มาตรฐานวสท. (2534) การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน ในการรับแรงในแนวดิ่งกำหนดให้ความยาวต่อทابในเสาไม่ค่าเท่ากับ 24db
2. เมื่อองค์อาคารรับแรงดัดเป็นส่วนหนึ่งของระบบหลักในการรับแรงด้านข้าง มาตรฐาน ACI 318-95(1995) กำหนดให้ความยาวต่อทابในเสาไม่ค่าเท่ากับ 45db

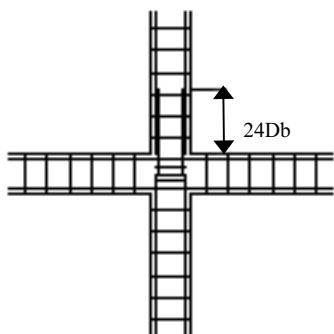
โศกรังการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหว



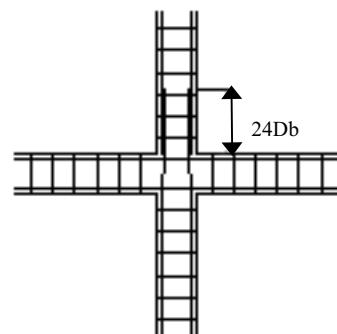
กราฟ 1-1



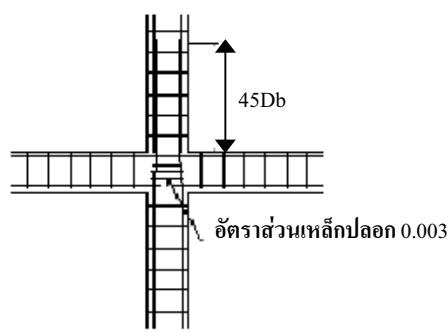
กราฟ 1-2



กราฟ 1-3



กราฟ 1-4



กราฟ 2-1

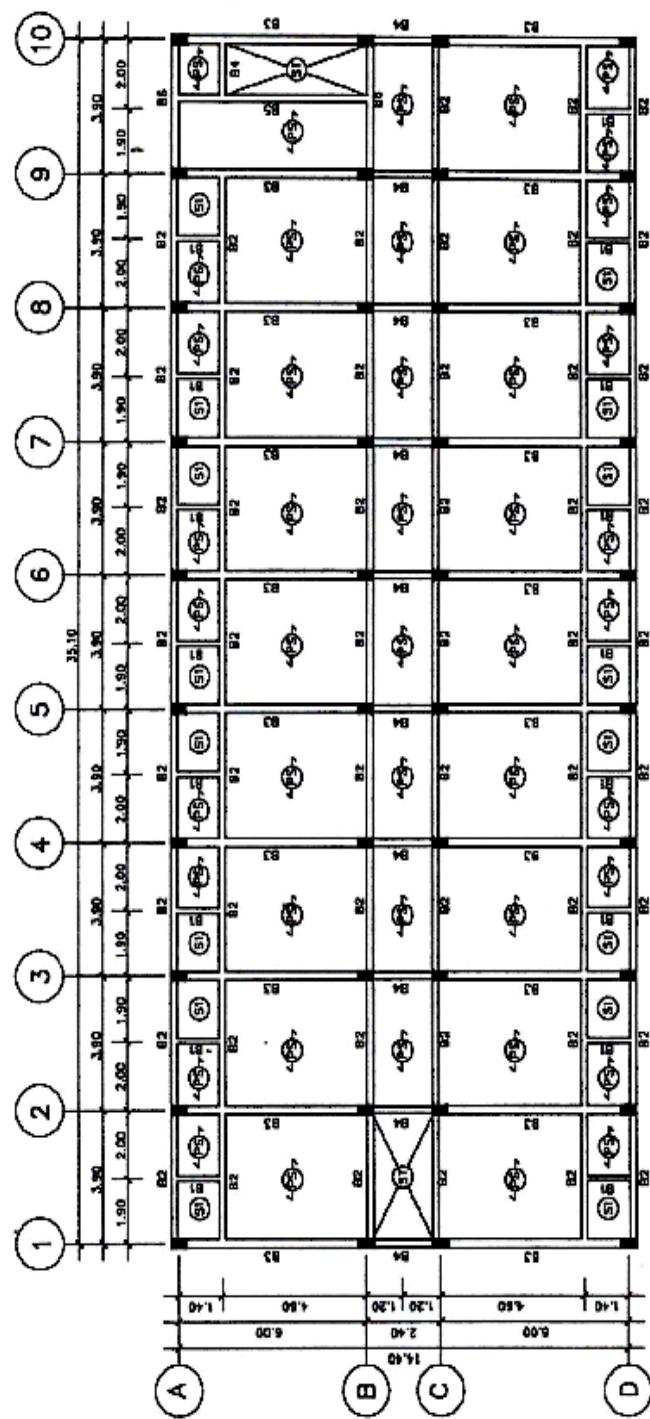
รูปที่ 5.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คานกราฟที่ 1 และ 2

5.2 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ประเภทเสา-คานของอาคารสูง 9 ชั้น

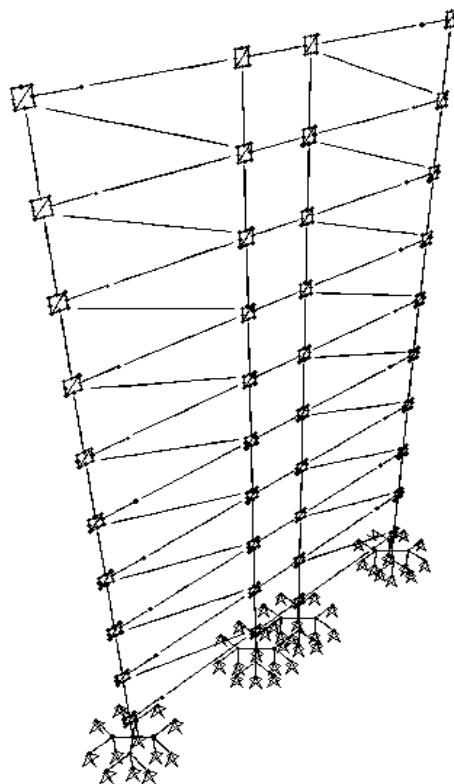
อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 9 ชั้น สูง 22.5 เมตร เป็นอาคารหอพักแห่งหนึ่งในกรุงเทพฯ โดยกำลังอัดของคอนกรีตทรงกระบอกที่ 28 วัน มีค่าเท่ากับ 240 กก/ตร.ซม เหล็กข้ออ้อยเกรด SD30 และเหล็กกลมเกรด SR24 ผนังกันห้องเป็นผนังก่ออิฐ混泥土ประมวล 6.5 ซม. ค่ากำลังอัดประดับของผนังอิฐก่ออิฐมีค่าประมวล 40 กก/ตร.ซม และโมดูลัสยึดหยุ่นของผนังอิฐก่ออิฐมีค่า 13,250 กก/ตร.ซม พื้นอาคารส่วนใหญ่เป็นแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูปหนา 5 ซม. ขนาดคานหลักกว้าง 0.25 เมตร สูง 0.45 เมตร เสาตอม่อ ถึง เสาชั้น 2 มีขนาด 0.30×0.50 เมตร เสาชั้น 3 ถึง เสาชั้น 5 มีขนาด 0.30×0.40 เมตร เสาชั้น 6 ถึง เสาชั้น 9 มีขนาด 0.25×0.40 เมตร ฐานรากมีขนาด 1.50×1.50 ม. ประกอบด้วยเสาเข็มตอกฐานรากตัว I จำนวน 4 ตัน ขนาด 0.30 ม. ยาวประมวล 21 ม. รับน้ำหนักบรรทุกปลดภัยได้ไม่น้อยกว่า 40 ตัน/ตัน จำนวน 40 ฐานราก

แบบแปลนอาคารตัวอย่างแสดงดังรูปที่ 5.2 โครงข้อแข็ง (Bare Frame) และค้ำยันแนวทแยงเที่ยบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut) ถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่ออิฐที่เป็นส่วนติดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Beam-Column Joint เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร ส่วนฐานรากอาคารตัวอย่าง จำลองเป็นแบบ Flexible และ Fixed Support สามารถแทนด้วยรูปที่ 5.3 และ รูปที่ 5.4 ตามลำดับ ซึ่งถือเป็นตัวแทนของแบบจำลองอาคารสำหรับใช้วิเคราะห์เพื่อศึกษาพฤติกรรมเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว โดยใช้วิธีการรวมโครงข้อแข็งเป็นชุด (Lump model) โครงข้อแข็งดังกล่าวเกิดจากการนำโครงข้อแข็งทั้งหมดจำนวน 10 ชุด มารวมกันเป็นโครงข้อแข็งเพียงชุดเดียวเพื่อศึกษาพฤติกรรมเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว

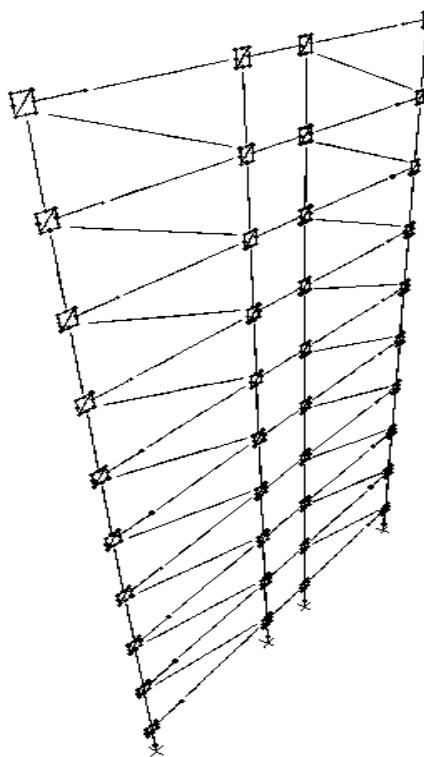
ฐานรากชนิดเสาเข็มใช้วิธีการจำลองค้ำยิฐ Subgrade-Reaction จำลองเสาเข็มแต่ละตันโดยมีปลายบนเป็นแบบยึดหมุนใช้อิฐเมนต์ประลักษณ์ที่มีความเป็นอิสระต่อกันจำลองพฤติกรรมของดินให้ฐานรากเพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวราบ จำลองจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากไม่มีตัวตัดตลอดความยาวเสาเข็ม เพื่อแสดงพฤติกรรมรับแรงดัดของเสาเข็ม โดยความสัมพันธ์ Moment-Rotation รูปที่ 5.5 แสดงลักษณะการเสียรูปด้านข้างสำหรับแบบจำลองเสาเข็มตอกฐานรากตัว I ขนาด 0.30 ม. ยาวประมวล 21 ม. ซึ่งการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดมีค่าประมวล 0.045 เมตร และรูปที่ 5.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวราบสำหรับเสาเข็มตอกฐานรากตัว I ขนาด 0.30 ม. ยาวประมวล 21 ม. ของอาคารสูง 9 ชั้น ส่วนความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวตั้งสำหรับเสาเข็มตอก แสดงดังรูปที่ 3.9



รูปที่ 5.2 แบบแปลนอาคารสูง 9 ชั้น

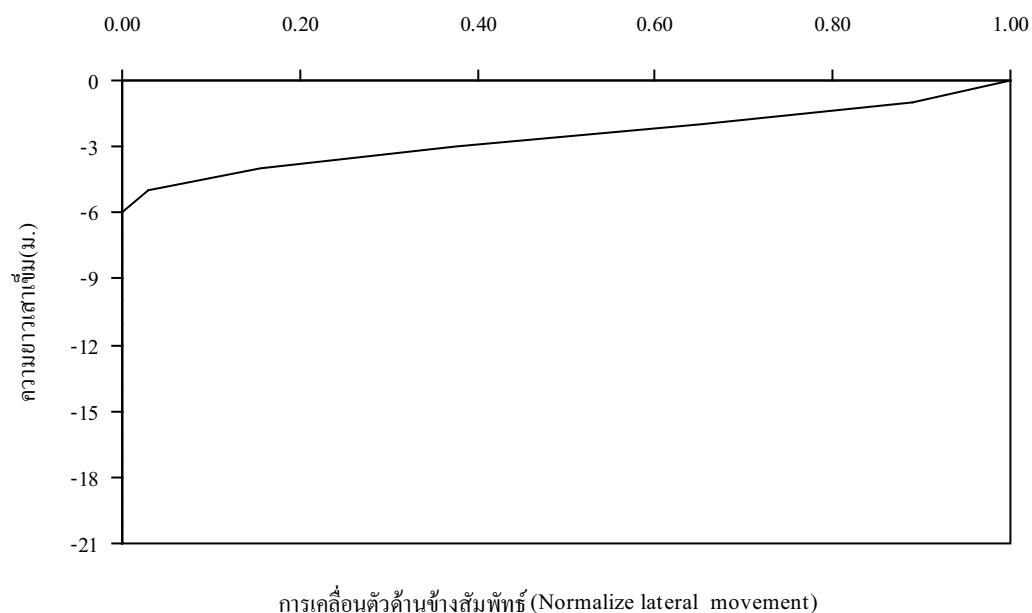


รูปที่ 5.3 แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ Flexible Support

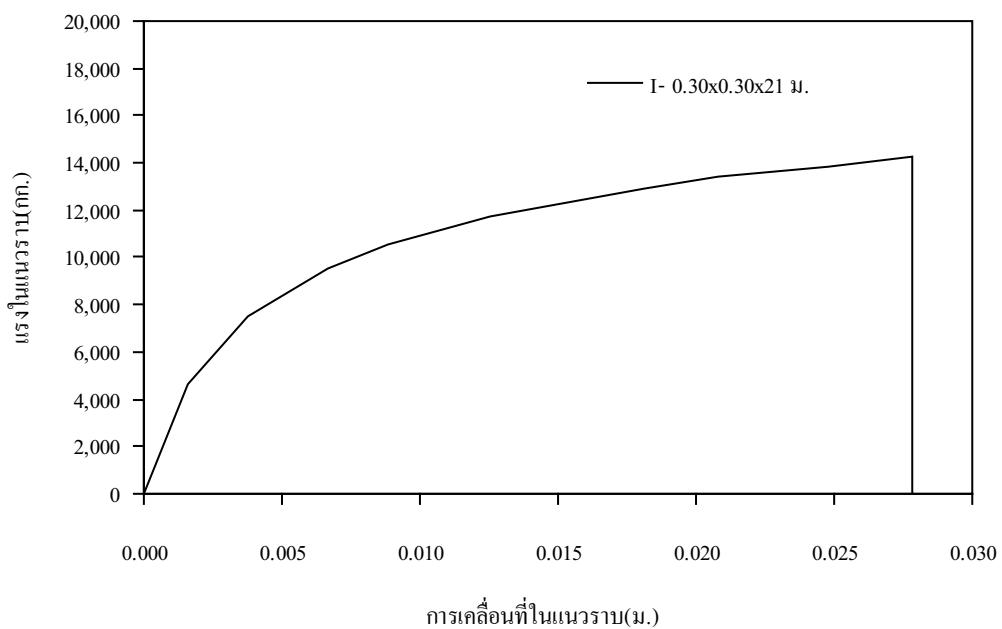


รูปที่ 5.4 แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ Fixed Support

ໂຄງກາຣຄດກັບພິບຕົກແຜ່ນດິນໄໝຫວາ



ຮູບທີ 5.5 ລັກຄະກາຣເສີຍຮູບດ້ານຂ້າງຂອງເສາເຈີນຕອກນາດ I-0.30 x 0.30 x 21 ມ.



ຮູບທີ 5.6 ຄວາມສັນພັນຮະຫວ່າງແຮງໃນແນວຮານແລະກາຣເຄື່ອນທີ່ໃນແນວຮານສໍາຫຼັບແນບຈຳລອງເສາເຈີນຕອກນາດ I-0.30 x 0.30 x 21 ມ.

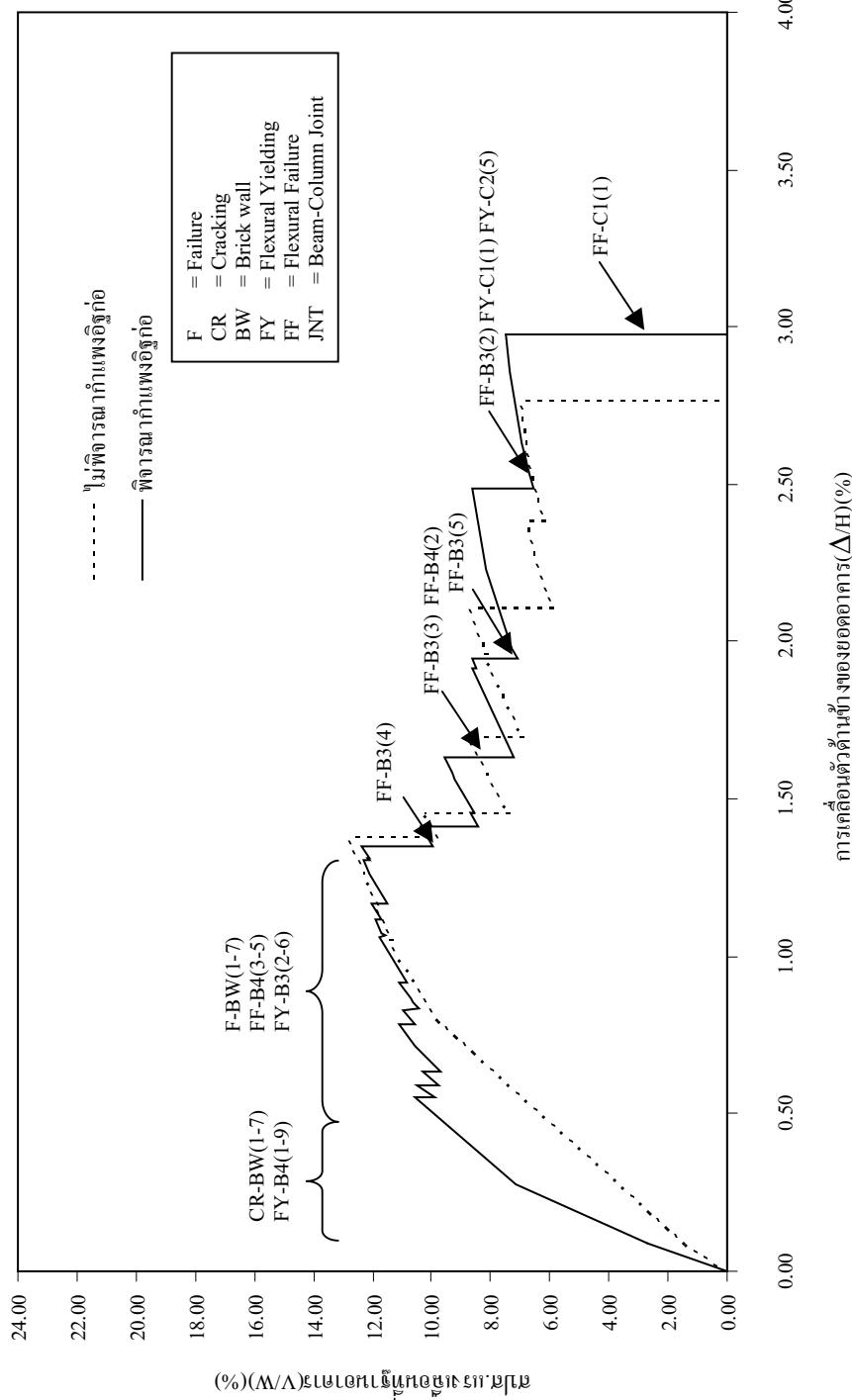
จากการศึกษาความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างอาคารตัวอย่าง พบว่า ทุกองค์อาคารจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดด (Flexural mode) ทั้งนี้ เพราะอัตราส่วนความลึกต่อ ความยาวขององค์อาคารมีค่าน้อย ลักษณะการวิบัติของทั้งโครงสร้างจะแตกต่างกันไปขึ้นกับปัจจัย ที่พิจารณา ซึ่งลักษณะการวิบัติของทั้งโครงสร้างโดยรวมจะเริ่มจากการเคลื่อนตัวด้านข้างในช่วง อิเลสติก โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้าง (Normalized Base Shear) กับ การเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร (Roof Displacement) จะเป็นส่วนต่าง และเมื่อโครงสร้างได้ รับแรงกระทำด้านข้างอย่างต่อเนื่องจนเกินช่วงอิเลสติก จะมีผลให้เกิดการครากของคาน B4 ซึ่ง เป็นคานช่วงสั้น หรือ การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อซึ่งจะทำให้ความสามารถต้านทานแรงด้านข้าง ของโครงสร้างลดลงเล็กน้อยเป็นลักษณะฟันเลือย และความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครง สร้างจะลดลงอย่างมากเมื่อเกิดการวิบัติของคาน B3 ซึ่งเป็นคานช่วงยาว ลักษณะการวิบัติของคาน B3 ทั้งหมดจะเกิดที่ปลายด้านขวาเมื่อก่อน ทั้งนี้เนื่องจากก่อนการกระทำของแรงด้านข้าง คาน B3 ได้ถูกกระทำจากแรงในแนวตั้งอยู่ก่อนแล้วอันเนื่องมาจากน้ำหนักของตัวโครงสร้างเองและน้ำหนัก บรรทุกจร ซึ่งแรงในแนวตั้งดังกล่าวจะก่อให้เกิดโมเมนต์ลบที่ปลายทั้งสองข้างของคาน B3 และ เมื่อแรงด้านข้างกระทำต่อโครงสร้าง ก็จะก่อให้เกิดโมเมนต์บวกรในคาน B3 ที่ดำเนินต่อไปลักษณะที่แรง กระทำซึ่งเป็นด้านซ้ายเมื่อ เป็นผลให้เกิดการหักล้างกันของโมเมนต์ที่ปลายด้านซ้ายเมื่อ และแรง กระทำด้านข้างนี้ยังก่อให้เกิดโมเมนต์ลบที่ปลายด้านขวาเมื่อของคาน B3 เป็นผลให้เกิดการเสริมกัน ของโมเมนต์ลบที่ปลายนี้ และเนื่องจากกำลังด้านทานโมเมนต์บวกรและลบของคาน B3 มีค่าเท่ากัน ดังนั้น โมเมนต์ลบที่ปลายด้านขวาเมื่อจึงถือค่าด้านทาน โมเมนต์สูงสุดและเกิดการวิบัติที่ปลายด้านนี้ ก่อน การสูญเสียความสามารถต้านทานแรงกระทำในแนวตั้งและแรงกระทำด้านข้างของทั้งโครง สร้างจะเกิดเมื่อเสา C1 ชั้นล่างเกิดการวิบัติ

5.2.1 ผลการวิเคราะห์

ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างของอาคาร 9 ชั้น จากรัฐวิศวกรรมทั้ง 3 ส่วน ผลการวิเคราะห์แสดงดังรายละเอียดต่อไปนี้

1) ผลของ กำแพงอิฐก่อที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

จากการศึกษาผลของกำแพงอิฐก่อที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง ซึ่งการจำลองแบบโครงสร้างได้จำลองเป็นโครงข้อแข็ง (bare frame) และถ่ายทอดแนวที่แยกเที่ยบเท่า (equivalent diagonal compressive strut) จะถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ พบว่าความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง จะมีลักษณะแตกต่างจากกรณีที่ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ แสดงดังรูปที่ 5.7 โดยกำแพงอิฐก่อที่มีลักษณะเป็นค้ำยันจะช่วยเพิ่มค่าความแข็งแรง (stiffness) ให้กับโครงสร้างในช่วงก่อนเกิดการวินาศีของค่า แต่กำแพงอิฐก่อไม่ได้ช่วยเพิ่มกำลัง (strength) ให้กับโครงสร้าง เนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่มีความแข็งแรงไม่มากนักเมื่อเทียบกับองค์อาคารอื่นๆ ของโครงสร้าง ดังนั้นจะเกิดการแตกร้าวและวินาศีก่อนองค์อาคารอื่น เป็นผลให้ความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างลดลงเป็นลักษณะฟันเลื่อยในช่วงแรก และเมื่อกำแพงอิฐก่อบางส่วนวินาศีไปแล้วก็จะมีผลให้ความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างและรูปแบบการวินาศีของโครงสร้างมีลักษณะเดียวกันกับกรณีไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ รวมทั้งความสามารถต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดจะมีค่าเท่ากันกับกรณีไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อด้วย ซึ่งลักษณะการวินาศีของโครงสร้างจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้น 1-7 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1-9 และเมื่อโครงสร้างยังคงถูกกระทำโดยแรงด้านข้างต่อไป กำแพงอิฐก่อที่จะเกิดการวินาศีในชั้นที่ 1-7 ร่วมกับการวินาศีของคาน B4 ชั้นที่ 3-5 และการครากของคาน B3 ชั้นที่ 2-6 และหลังจากนั้นก็จะเกิดการวินาศีของคาน B3 ชั้นที่ 4-5 และ 2 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และทั้งโครงสร้างจะเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวินาศีของเสา C1 ชั้นล่างสุด



รูปที่ 5.7 ผลของการเปลี่ยนรูปของความถ่วงสามาրถตามการเพิ่มต้นท่อห่วงโครงสร้าง

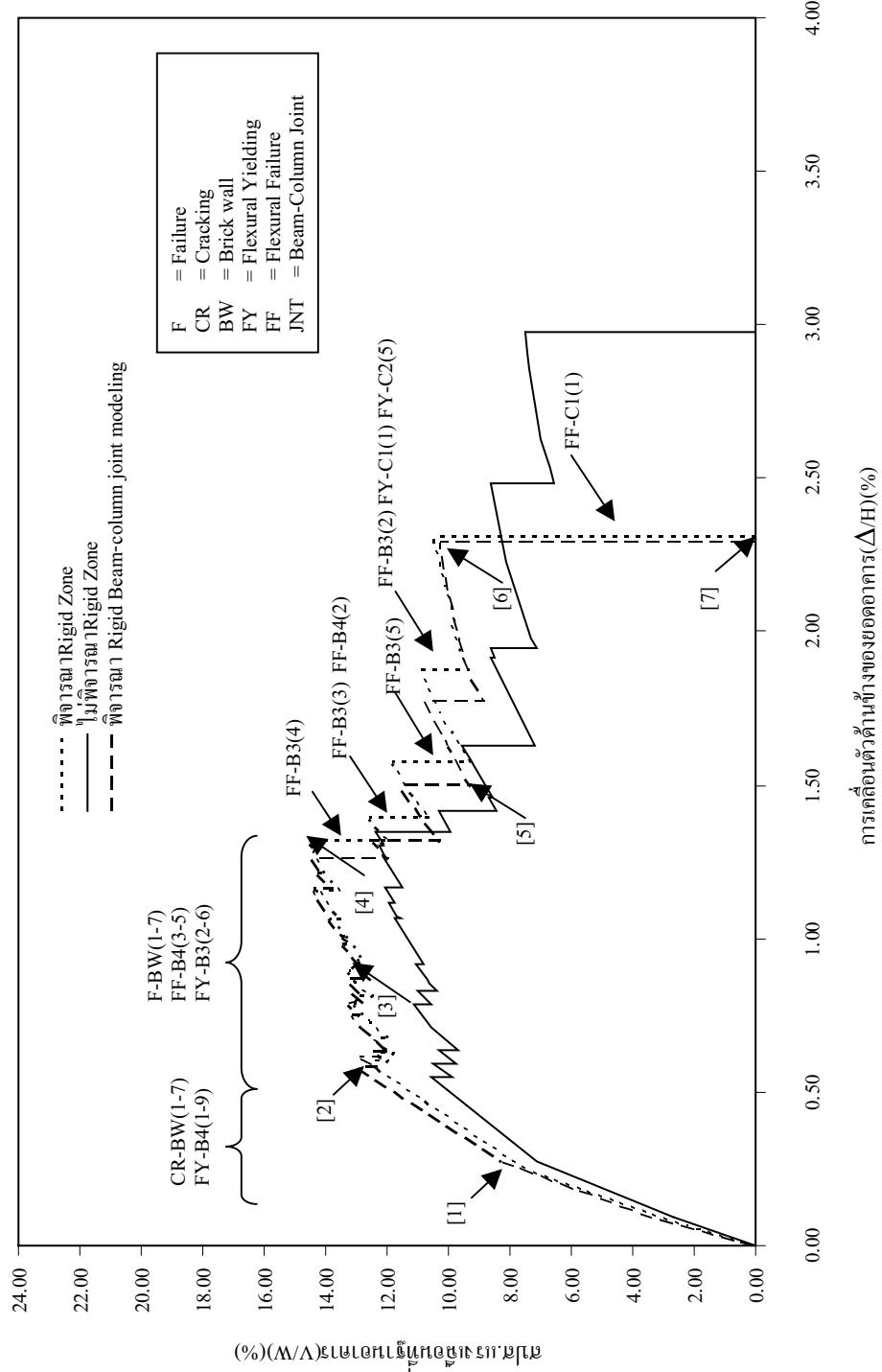
การเก็บข้อมูลพื้นฐานของข้อต่อห่วงโครงสร้าง ($\Delta H/H$ %)

2) ผลของ Rigid Zone ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

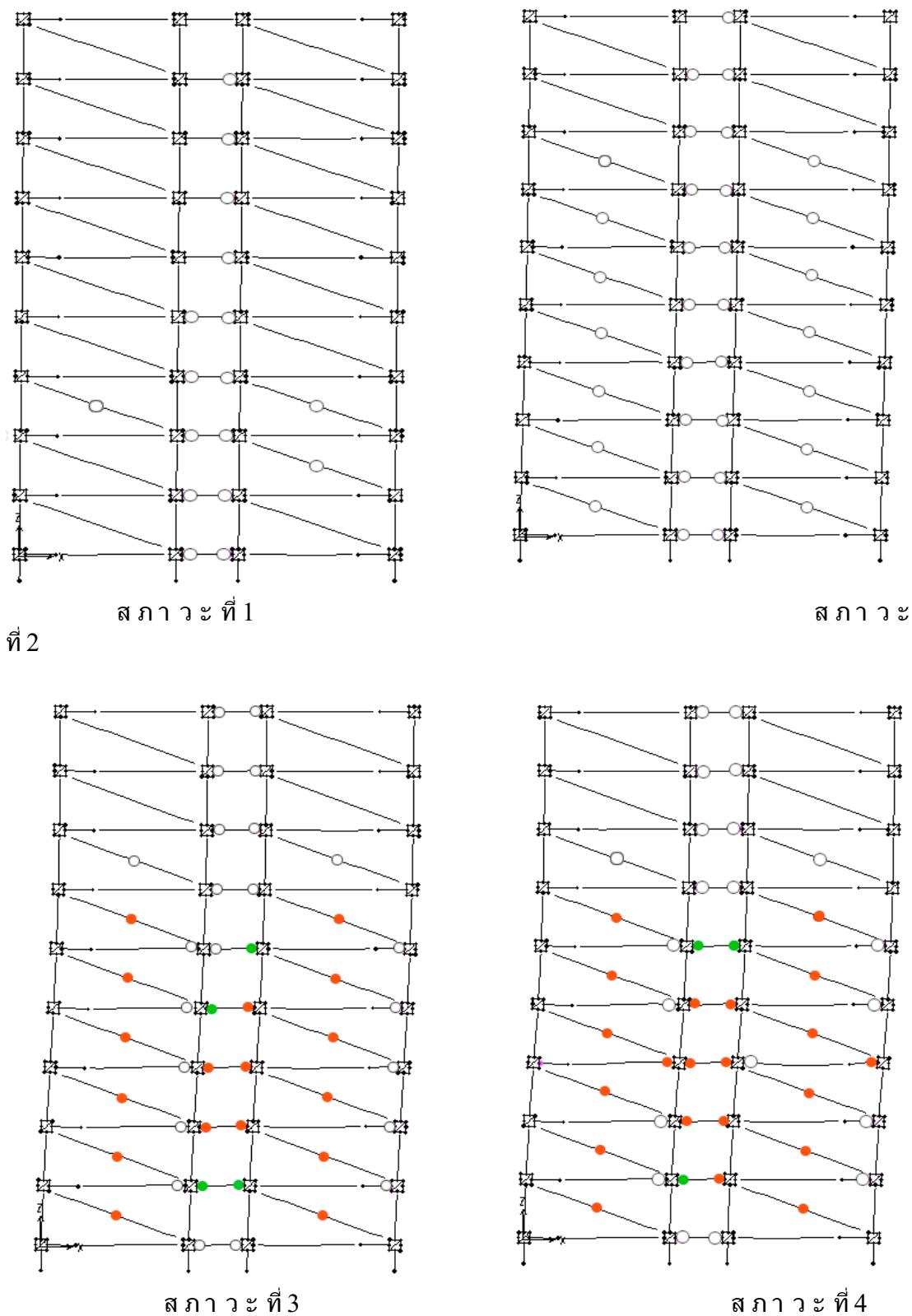
ผลของ Rigid Zone ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาให้ Rigid Zone Factor ในบริเวณส่วนตัดกันของเสาและคานเป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร พบว่าผลของ Rigid Zone ทำให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 19.80 ของกรณีไม่พิจารณาผลของ Rigid Zone เนื่องจาก Rigid Zone ช่วยเพิ่มทั้งความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง โดยการวิบัติของโครงสร้างกรณีพิจารณาผลและไม่พิจารณาผลของ Rigid Zone เริ่มจากการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1-9 ร่วมกับการครากของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 1-7 และเมื่อโครงสร้างถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำอย่างต่อเนื่อง ทำให้กำแพงอิฐก่อเกิดการวิบัติในชั้นที่ 1-7 ร่วมกับการวิบัติของคาน B4 ชั้นที่ 3-5 และการครากของคาน B3 ชั้นที่ 2-6 โดยในช่วงก่อนเกิดการวิบัติของกำแพงอิฐก่อ พบว่า กำแพงอิฐก่อมีลักษณะเป็นค้ำยันช่วยเพิ่มความแข็งแรง (stiffness) แต่ไม่ได้ช่วยเพิ่มกำลัง (strength) สูงสุดให้กับโครงสร้างเนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่มีความแข็งแรงไม่มากนักเมื่อเทียบกับคานและเสา และจะเกิดการวิบัติก่อนโครงอาคารจะเปลี่ยนรูปจนถึงระดับความต้านทานสูงสุด เป็นผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงมีลักษณะคล้ายฟันเลือย หลังจากนั้นเกิดการวิบัติของคาน B3 ชั้นที่ 4 3 5 และ 2 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวิบัติของเสา C1 ชั้นล่างสุด

ผลของ Rigid Beam-Column Joint ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาให้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Rigid Beam-Column Joint ในบริเวณส่วนตัดกันของเสาและคานเป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร พบว่าผลของ Rigid Beam-Column Joint และ Rigid Zone ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างนั้นมีค่าใกล้เคียงกันกล่าวคือความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดมีค่าใกล้เคียงกัน และการวิบัติของโครงสร้างมีรูปแบบเดียวกันเนื่องจาก Rigid Zone และ Rigid Beam-column Joint ช่วยเพิ่มทั้งความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง Capacity Curve และลักษณะการวิบัติแสดงดังรูปที่ 5.8 และ รูปที่ 5.9

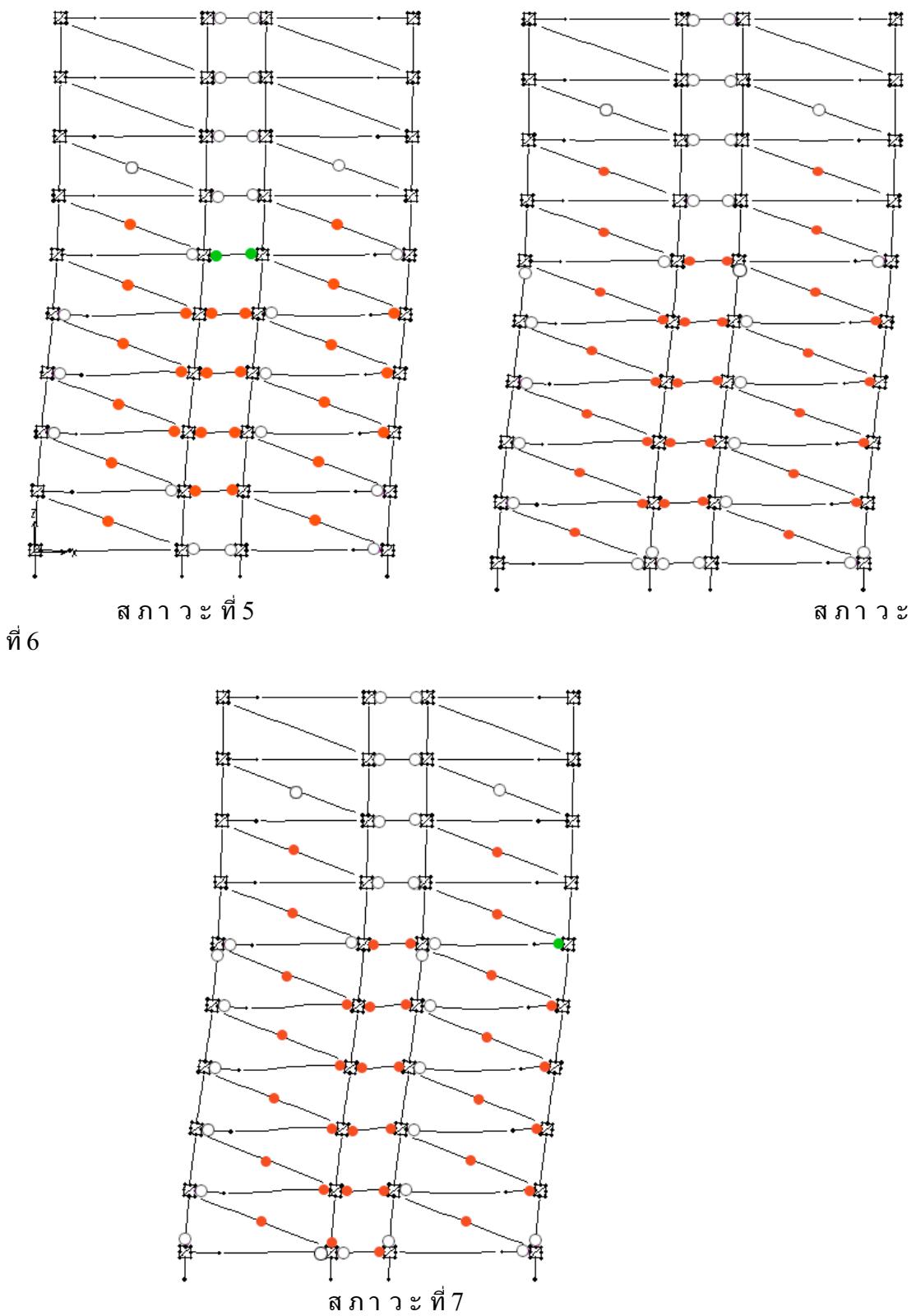
พฤติกรรมในการต้านแรงแผ่นดินไหวของอาคาร 9 ชั้น สามารถแสดงผลให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ของ Local drift profile ในแต่ละชั้นของอาคาร ดังแสดงรูปที่ 5.10 การครากที่ส่วนกลางของโครงสร้างเกิดขึ้นที่ 0.26 % ของ Roof drift และโครงสร้างวิบัติที่ 2.30 % ของ Roof drift โดยเสียรูปที่ชั้นที่ 2-5 และวิบัติที่ชั้นที่ 1 โดยมีสัมประสิทธิ์แรงเนื่องที่ฐานสูงสุดประมาณร้อยละ 14.53 ส่วนการโกร่งตัวค้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 2.30 ของความสูงของอาคาร



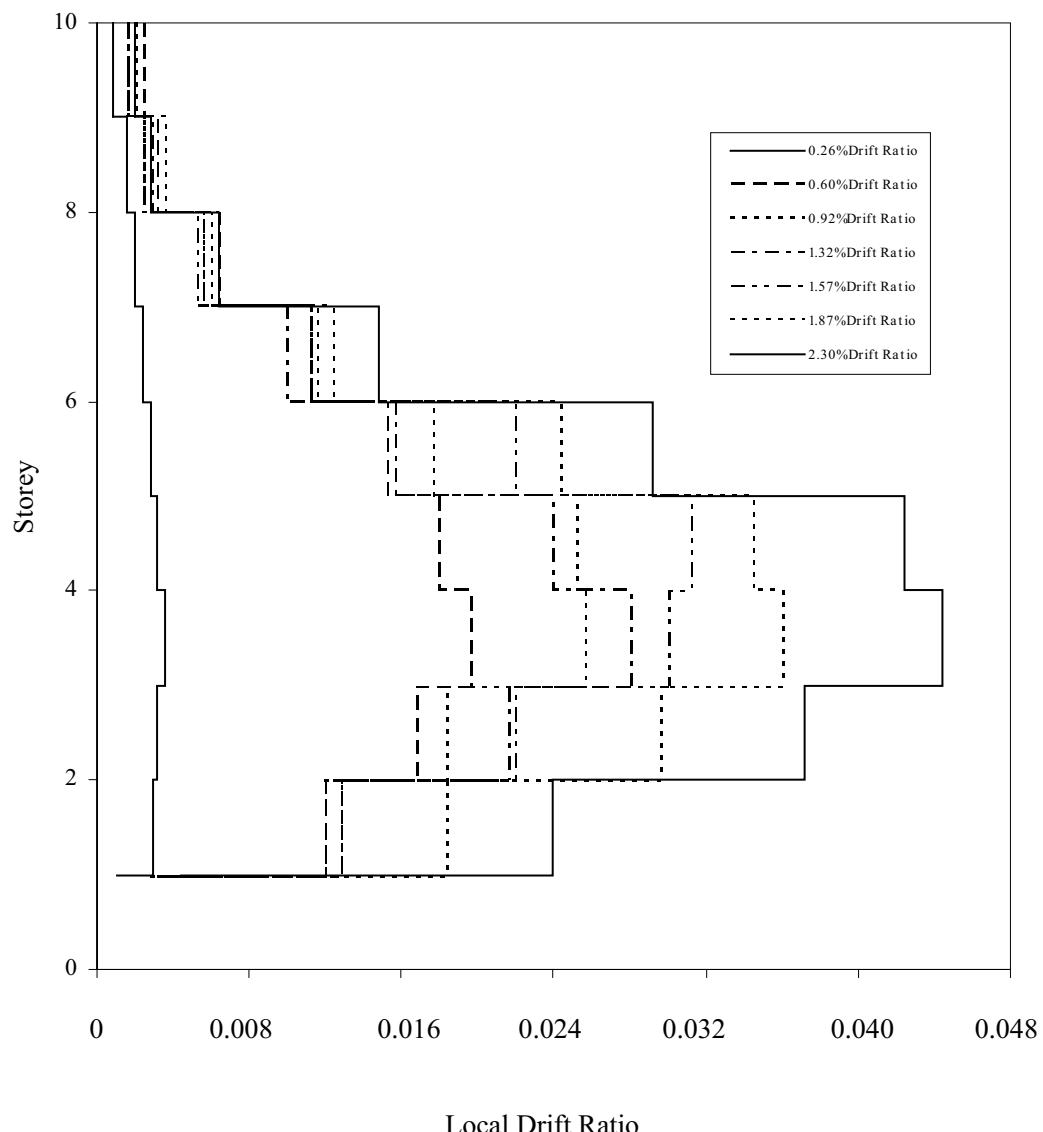
รูป 5.8 ผลของการของ Rigid Zone ต่อความสามารถรับแรงดันในหอของโครงสร้าง



รูปที่ 5.9 ลักษณะการวินติของโครงสร้างกรณีพิจารณา Rigid Beam-Column Joint



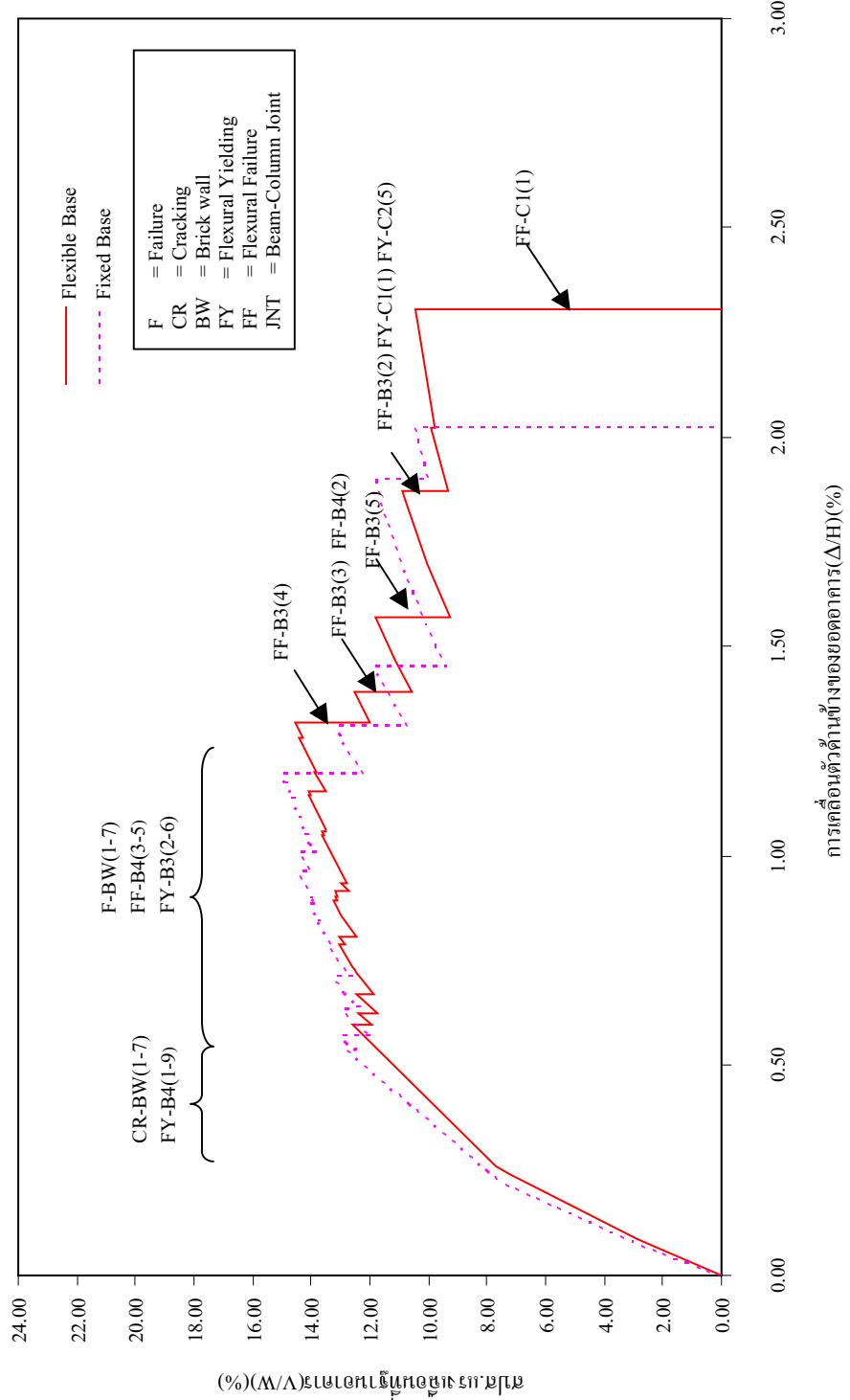
รูปที่ 5.9 ลักษณะการวินติของโครงสร้างกรอบพิจารณา Rigid Beam-Column Joint



รูปที่ 5.10 Local drift profile ของ โครงสร้าง ในแต่ละระดับของ Roof drift ratio

3) ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง โดยเปรียบเทียบแบบจำลองฐานรากชนิดเสาเข็มสำหรับอาคารตัวอย่างเป็นแบบยึดแน่น (Fixed base) และแบบยึดหยุ่น (Flexible base) และในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานเป็นแบบ Rigid Beam-Column Joint พบว่าความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง โดยเปรียบเทียบแบบจำลองฐานรากชนิดเสาเข็มเป็นแบบยึดแน่น (Fixed base) และแบบยึดหยุ่น (Flexible base) มีค่าไกล์เดียงกัน และคงที่ 9 ชั้น มีความเป็นเสถียรภาพ Capacity Curve และคงดังรูปที่ 5.11 โดยการวิบัติของโครงสร้าง เริ่มจากการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1-9 ร่วมกับการครากของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 1-7 และเมื่อโครงสร้างถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำอย่างต่อเนื่อง ทำให้กำแพงอิฐก่อเกิดการวิบัติในชั้นที่ 1-7 ร่วมกับการวิบัติของคาน B4 ชั้นที่ 3-5 และการครากของคาน B3 ชั้นที่ 2-6 หลังจากนั้นเกิดการวิบัติของคาน B3 ชั้นที่ 4 5 และ 2 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวิบัติของเสา C1 ชั้นล่างสุด



รูปที่ 5.11 ผลของรูปนี้แสดงต่อความสามารถรับแรงเหตุภัยของโครงสร้าง

4) ผลของการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อที่มีต่อความสามารถด้านท่านแรงด้านข้างของโครงสร้าง

พิจารณาผลของรายละเอียดการเสริมเหล็กกรณีที่ 1 เหล็กล่าง บริเวณจุดต่อเสา-คานมีความต่อเนื่อง Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.12 ถึงรูปที่ 5.15 พบว่า กรณีที่ 1-1 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0.003) โครงสร้างวิบัติที่เสาชั้นที่ 1 กรณีที่ 1-2 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0) และกรณีที่ 1-4 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 24db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0) โครงสร้างวิบัติที่จุดต่อบริเวณจุดต่อที่ขอบอาคารหรือจุดต่อภายในนอกชั้นที่ 3 ส่วนกรณีที่ 1-3 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 24db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0.003) ลักษณะการวินิจฉัยมีอันกับการวินิจฉัยของกรณีที่ 1-1 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 45db มีเหล็กปะลอกที่จุดต่อ) โดยมีระเบเคเลื่อนตัวข้างอาคารลดลงเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ 1-1 ประมาณร้อยละ 18.60 เนื่องจากเกิดวิบัติบริเวณต่อท่านในเสาชั้นที่ 1

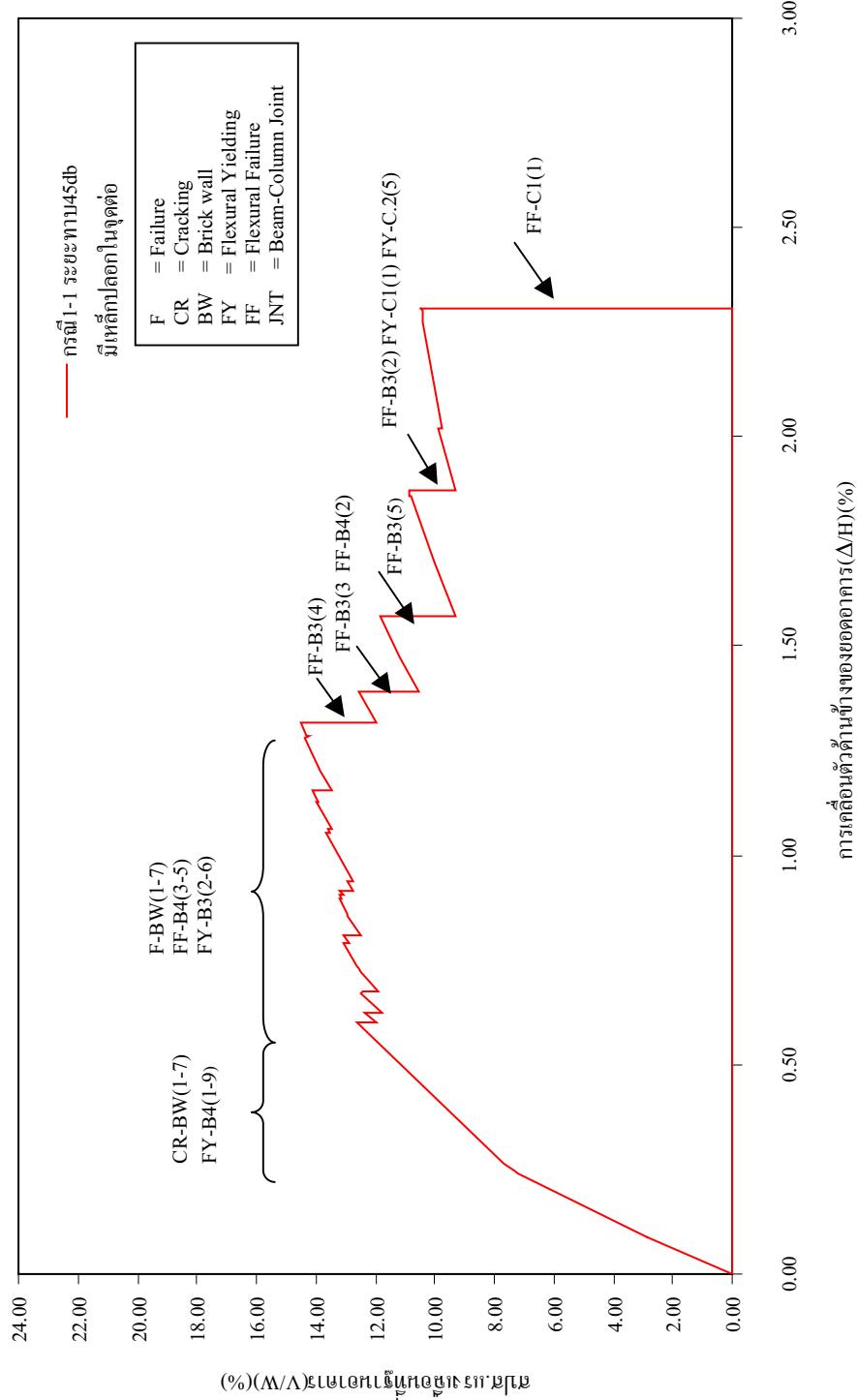
พิจารณาผลของรายละเอียดการเสริมเหล็กกรณีที่ 2 เหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คาน ไม่มีความต่อเนื่องมีระยะฟัง 15 ซม. Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.16 พบว่า กรณีที่ 2-1 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0.003) โครงสร้างวิบัติที่เสาชั้นที่ 1

Capacity Curve สำหรับเปรียบเทียบผลของรายละเอียดเหล็กเสริมทั้ง 5 กรณี แสดงดังรูปที่ 5.17 และเมื่อพิจารณาผลของเหล็กปะลอกบริเวณจุดต่อเสา-คาน ผลของการต่อท่านในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คาน และผลของความไม่ต่อเนื่องของเหล็กล่างที่มีผลต่อความสามารถด้านท่านแรง แผ่นดินไหวของโครงสร้าง Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.18 รูปที่ 5.19 และรูปที่ 5.20 ตามลำดับ

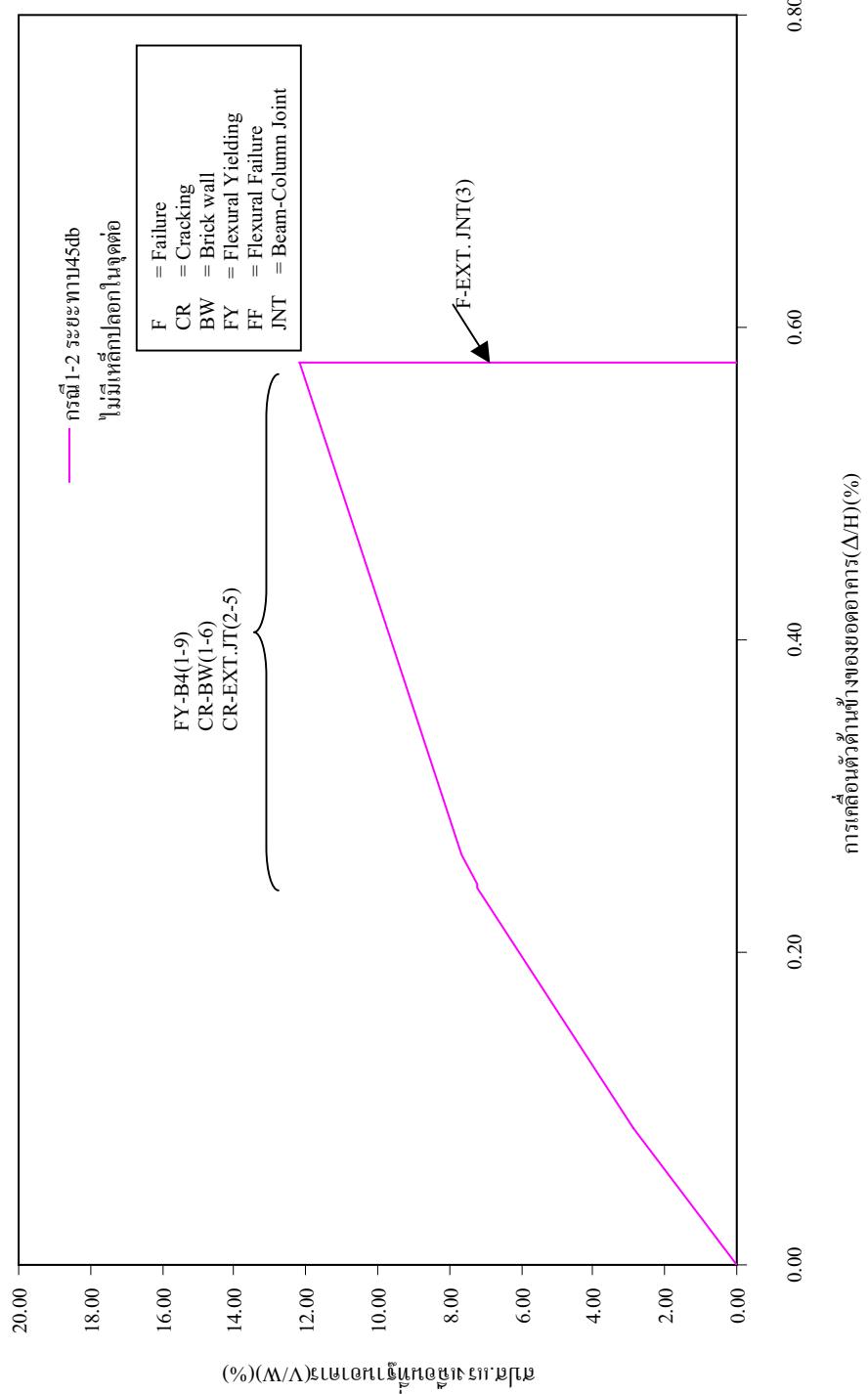
เมื่อพิจารณาผลของเหล็กปะลอกบริเวณจุดต่อเสา-คานเปรียบเทียบกับไม่เสริมเหล็กปะลอกบริเวณจุดต่อเสา-คาน ที่ระยะทابในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่า 45db และ 24db พบว่า เมื่อไม่เสริมเหล็กปะลอกบริเวณจุดต่อเสา-คาน การเคลื่อนตัวของยอดอาคาร มีค่าลดลงประมาณร้อยละ 74.90 ความแข็งแรงและกำลังด้านท่านแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างลดลงประมาณร้อยละ 13.80

เมื่อพิจารณาการต่อท่านบริเวณจุดต่อเสา-คาน โดยระยะต่อท่านในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่าลดลงจาก 45db เป็น 24db ที่อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0.003 พบว่า การเคลื่อนตัวของยอดอาคารลดลงประมาณร้อยละ 18.60 ความแข็งแรงและกำลังด้านท่านแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างไม่เปลี่ยนแปลง

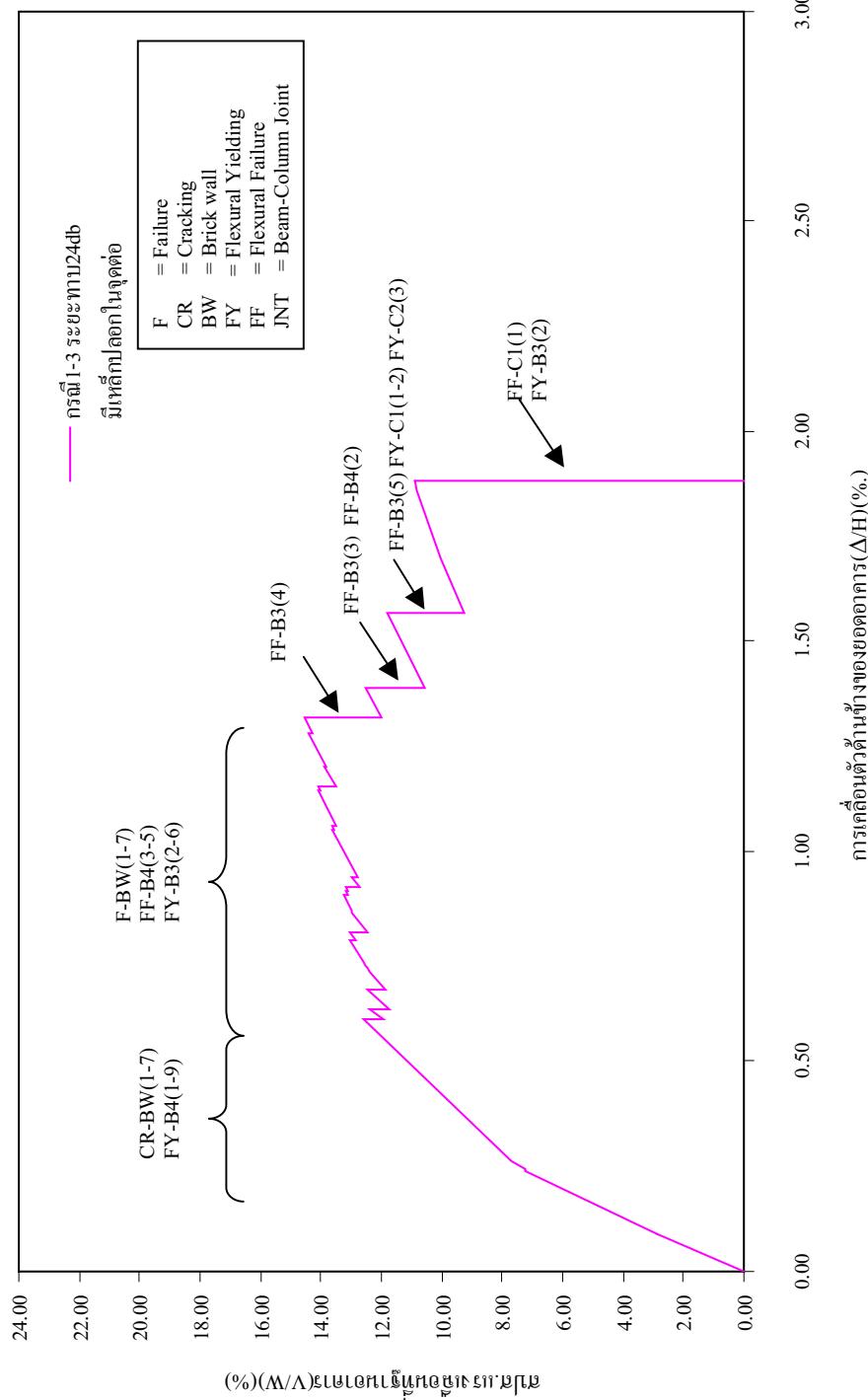
เมื่อพิจารณาความต่อเนื่องของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานเปรียบเทียบกับเมื่อไม่มีความต่อเนื่องของเหล็กล่างในจุดต่อเสา-คาน โดยมีระยะฟัง 15 ซม. ที่อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0.003 พบว่า เมื่อเหล็กล่างในจุดต่อเสา-คาน ไม่มีความต่อเนื่อง การเคลื่อนตัวของยอดอาคารมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 10.40 ความแข็งแรงและกำลังด้านท่านแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างลดลงประมาณร้อยละ 15.40



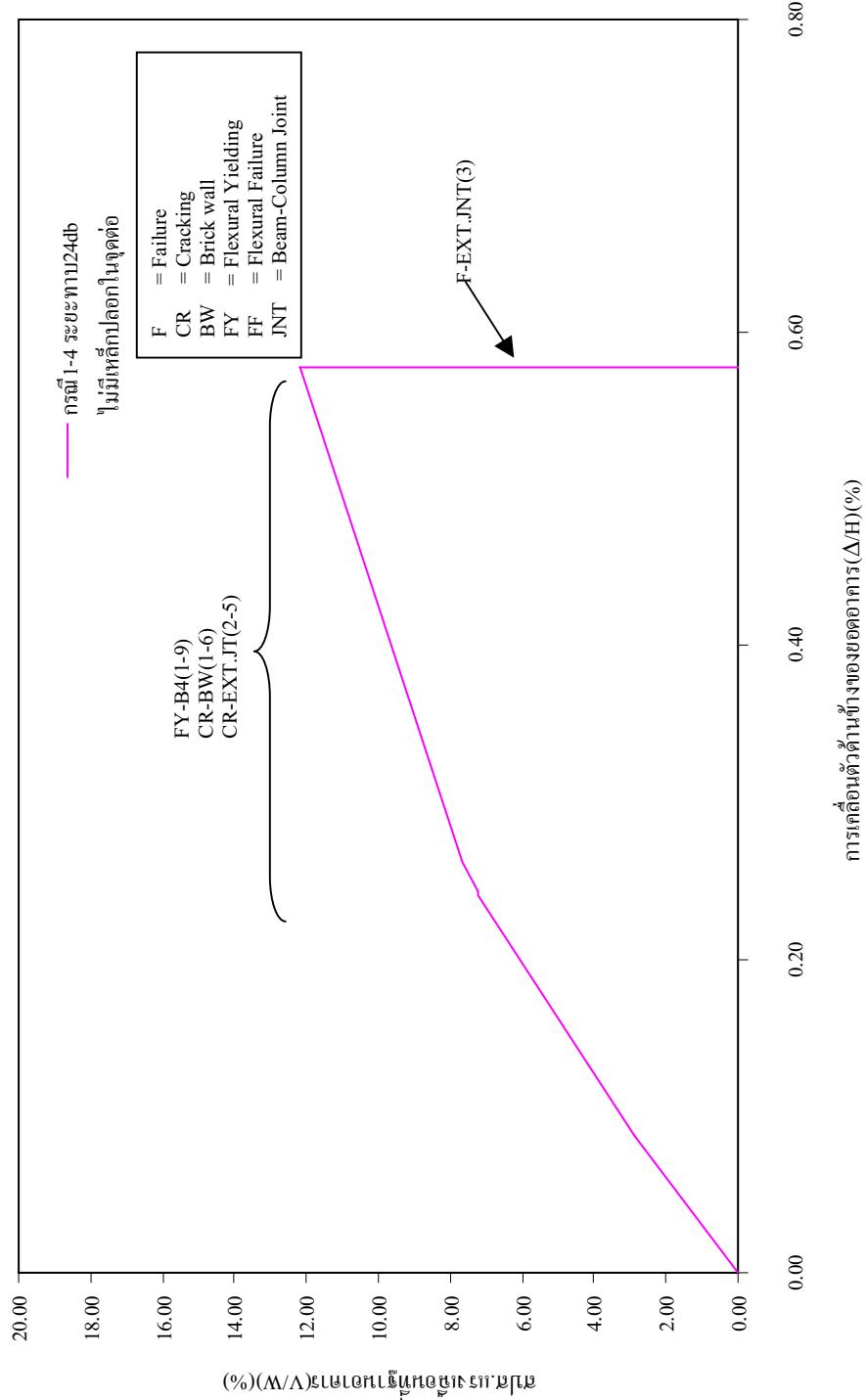
រូប 5.12 ផលិបលែងចុចទៅករណី 1-1 ទៅការសារមានរាល់បានរាយរៀងផែនតិន នៃខ្លួន ក្នុងត្រួតពិត៌យក



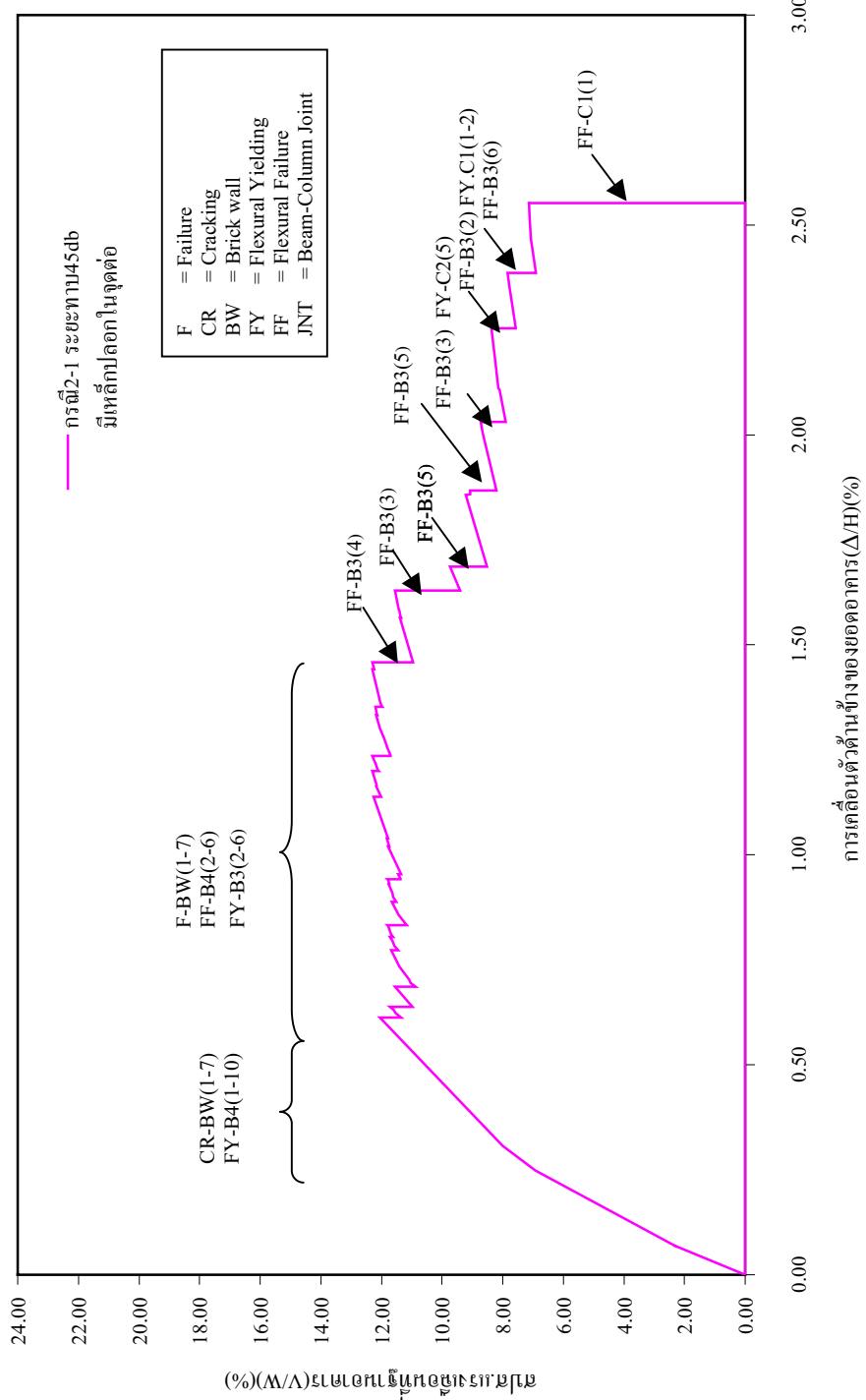
5.3. *W*ашингтон, 1-2. *Белый дом* (1951)



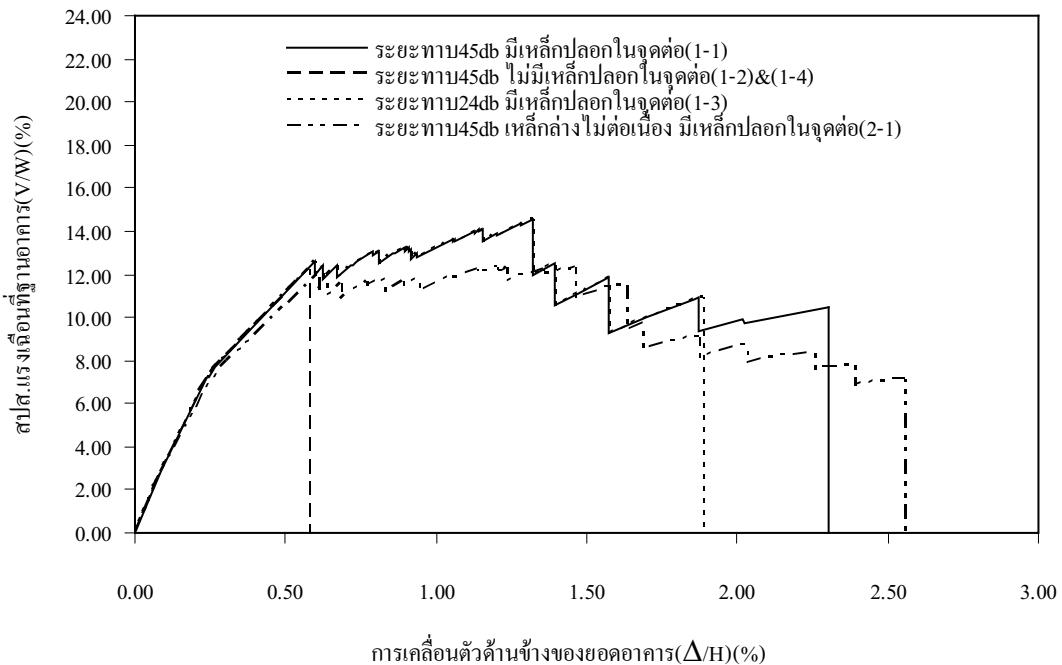
รูปที่ 5.14 ผลของชุดต่อรัฐ 1-3 ต่อความเสี่ยงต่อการร่องแบบเดิน ไฟว์บูล ภัยเสี่ยงต่อ
ภัยเสี่ยงต่อในชุดต่อ ทางของชุดต่อ (Δ/H)(%)



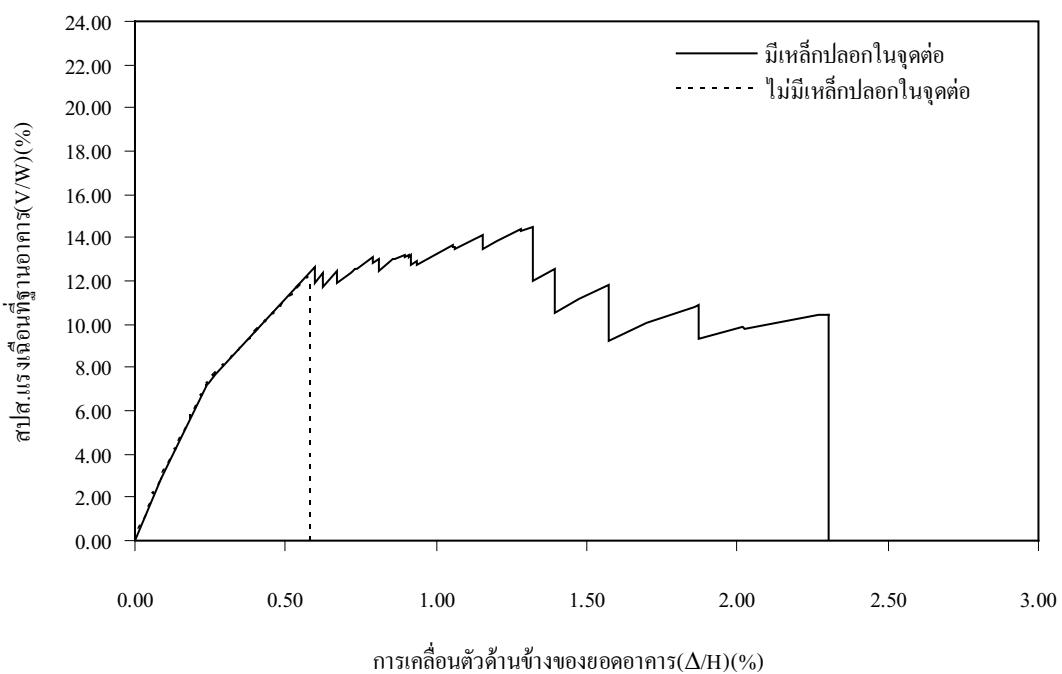
รูปที่ 5.15 ผลของจุดต่อกัน 1-4 ต่อกำลังสานงานรอดต้านทานแรงเห็นดิบ ทวายของ คร.ร.ง.ส.ร.ร.ง.



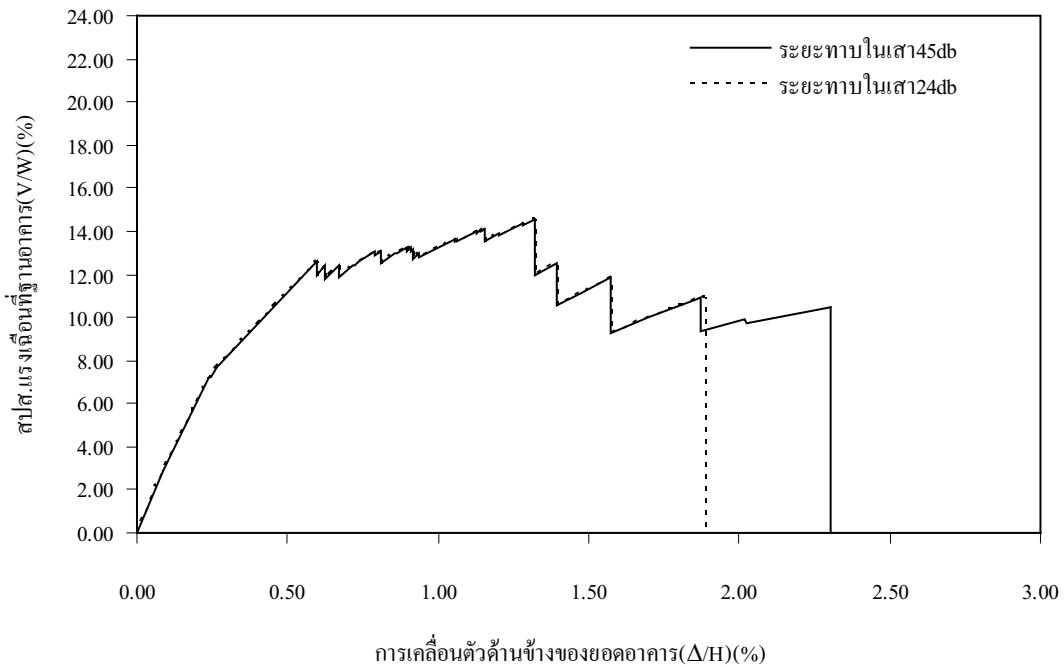
รูปที่ 5.16 ผลของชุดต่อกราฟที่ 2-1 ต่อความต้านทานของแต่ละชนิดน้ำท่วงไปร่องตัว



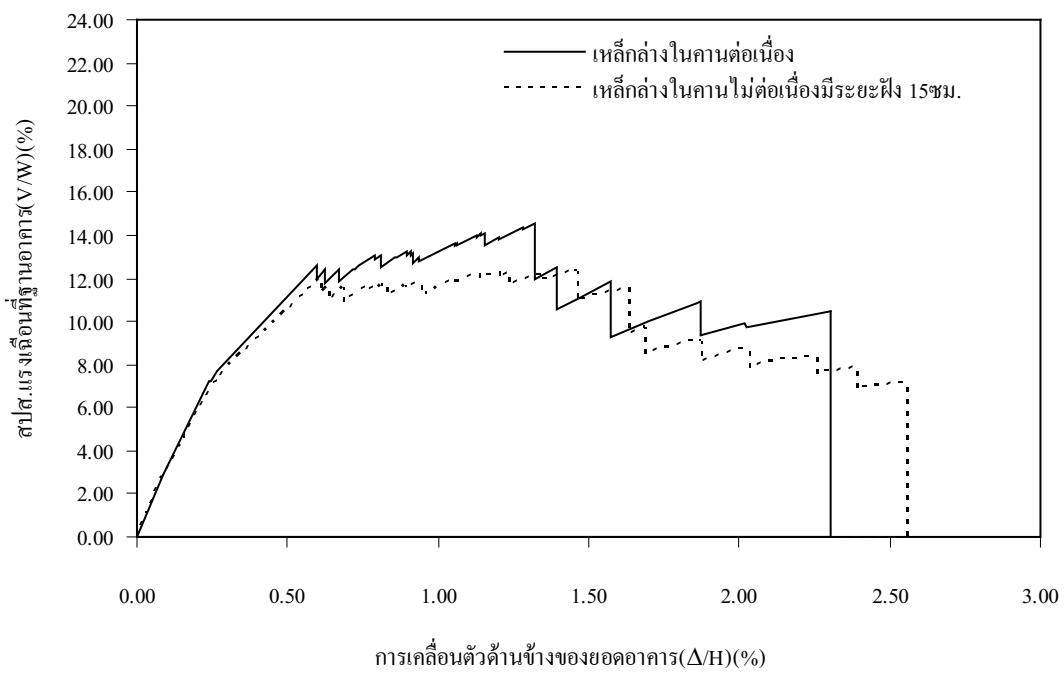
รูปที่ 5.17 ผลของรายละเอียดเหล็กเสริมบริเวณจุดต่อเสา-คาน



รูปที่ 5.18 ผลของเหล็กเสริมตามขวางบริเวณจุดต่อเสา-คาน



รูปที่ 5.19 ผลของระยะทابในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คาน

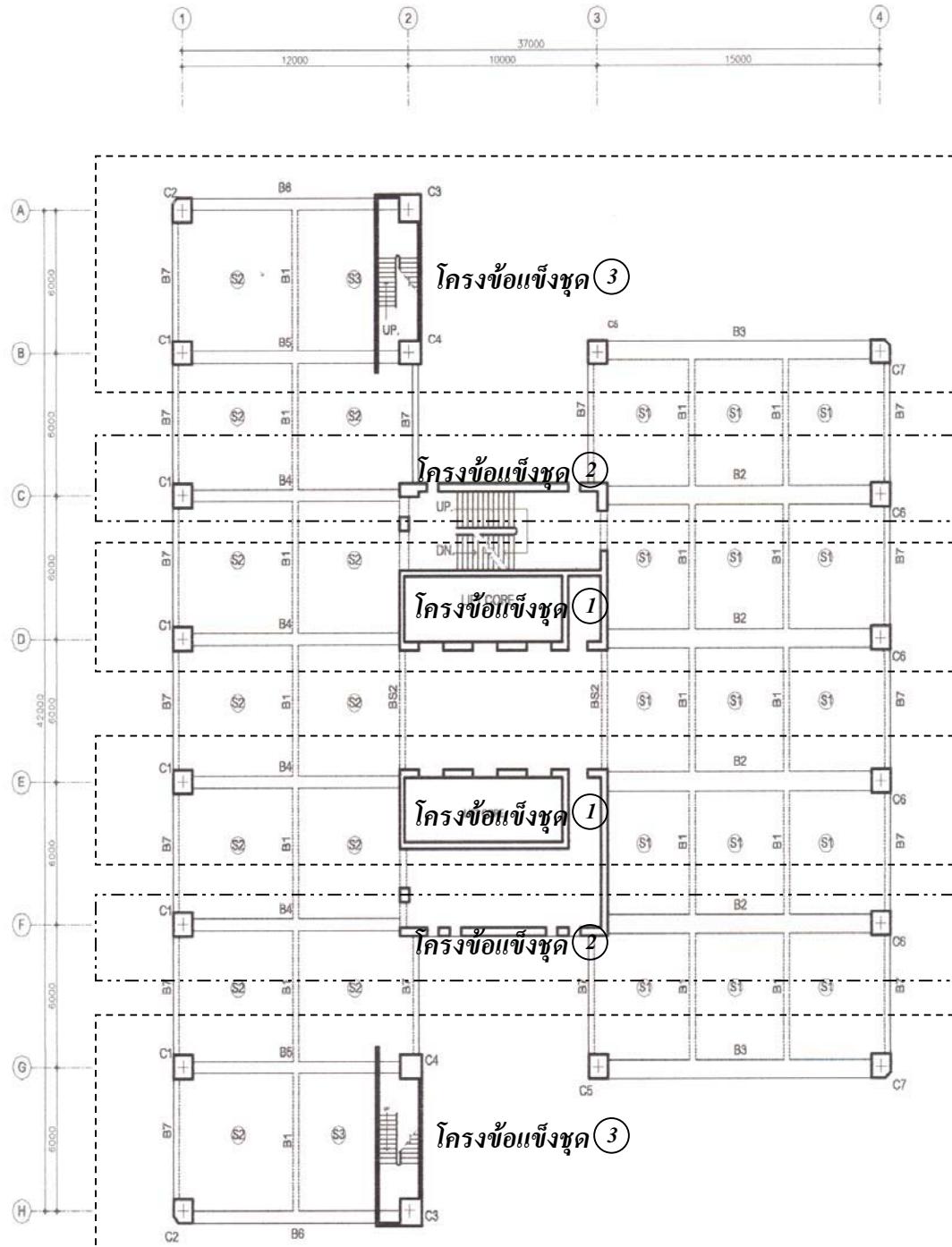


รูปที่ 5.20 ผลของระยะผิ้งของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานต่อความสามารถด้านทาน
แรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

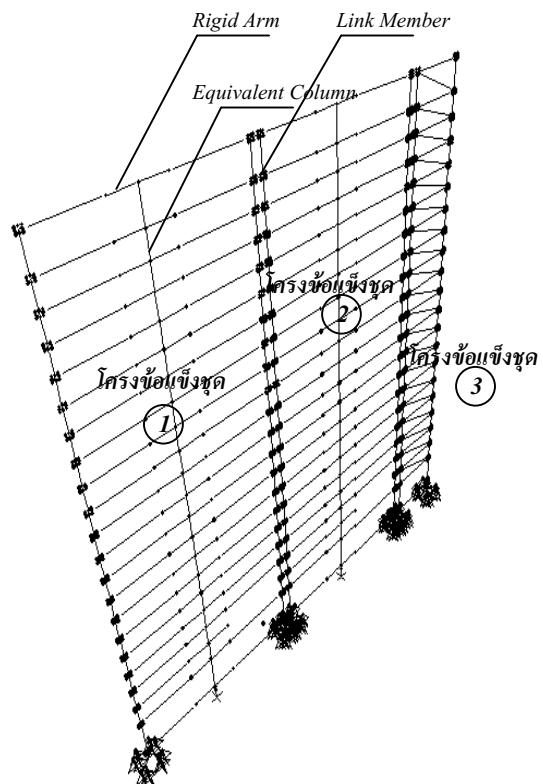
5.3 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ประเภทเสา-คานของอาคารสูง 20 ชั้น

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 20 ชั้น สูง 95.00 เมตร เป็นอาคารเรียนแห่งหนึ่งในกรุงเทพฯ โดยกำลังอัดของคอนกรีตทรงกระบอกที่ 28 วัน มีค่าเท่ากับ 240 กก/ตร.ชม. เหล็กข้ออ้อยเกรด SD30 เหล็กกลมเกรด SR24 ผนังกันห้องเป็นผนังก่ออิฐ混泥土ประปาม 6.5 ซม. ค่ากำลังอัดประลัยของผนังอิฐก่ออิฐมีค่าประปาม 40 กก/ตร.ชม และโภคุลลส์ยีดหยุ่นของผนังอิฐก่ออิฐมีค่า 13,250 กก/ตร.ชม พื้นอาคารส่วนใหญ่เป็นแผ่นพื้นคอนกรีตหล่อในที่หนา 14 ซม. ขนาดคานหลัก B4 กว้าง 0.50 เมตร สูง 0.80 เมตร และ B2 กว้าง 0.50 เมตร สูง 0.80 เมตร เสาตอม่อ ลิ้ง เสาชั้น 20 มีขนาด 1.00 x 1.00 เมตร ฐานรากมีขนาด 5.00 x 5.00 ม. ประกอบด้วยเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 1.00 เมตร จำนวน 4 ตัน ยาวประปาม 48 ม. รับน้ำหนักบรรทุกปลดภัยได้ไม่น้อยกว่า 500 ตัน/ตัน บริเวณส่วนโถงอาคารมีลิฟท์โดยสาร 2 ชุด ชั้นคาดฟ้าก่อสร้างถังเก็บน้ำคูล.ขนาด 10.00 x 11.30 ม. สูง 2 เมตร ฐานรากช่องลิฟท์ มีขนาด 16.00 x 23.00 ม. ประกอบด้วยเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 1.00 เมตร จำนวน 48 ตัน ยาวประปาม 48 ม. รับน้ำหนักบรรทุกปลดภัยได้ไม่น้อยกว่า 500 ตัน/ตัน

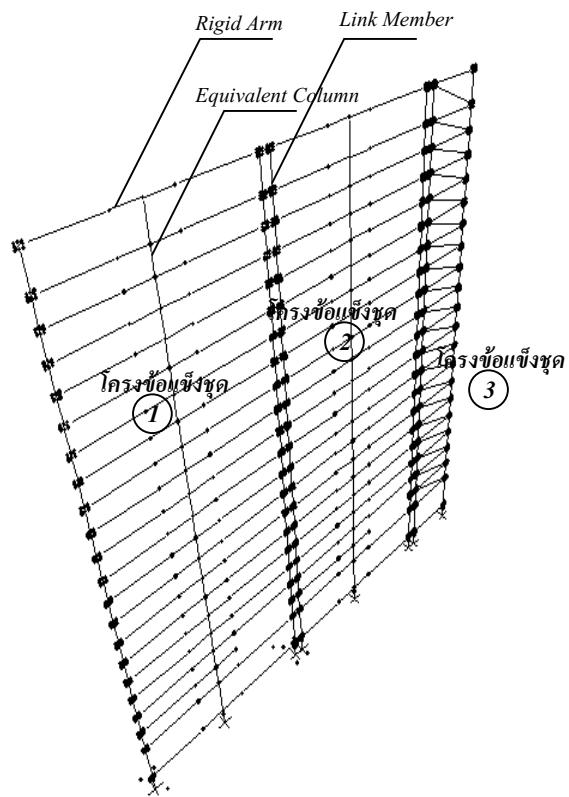
แบบแปลนอาคารตัวอย่างแสดงดังรูปที่ 5.21 โครงข้อแข็ง (Bare Frame) และคำยันแนวทแยงเที่ยบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut) ถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ ในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Beam-Column Joint เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร บริเวณปล่องลิฟท์สามารถจำลองพฤติกรรมกำแพงรับแรงเนื้อนโดยวิธี Wide-column frame ซึ่งจำลองแบบผนัง และคาน เป็นเส้นพร้อมด้วยคุณสมบัติเที่ยบเท่า (Equivalent column) ไว้ที่แกนศูนย์กลางขององค์อาคาร ความกว้างของผนังจำลองด้วยองค์อาคารแข็งเกร็ง (Rigid arm) เพื่อต่อเชื่อมกับคาน ส่วนฐานรากอาคารตัวอย่าง จำลองเป็นแบบ Flexible และ Fixed Support สามารถแทนด้วยรูปที่ 5.22 และ รูปที่ 5.23 ตามลำดับ ซึ่งถือเป็นตัวแทนของแบบจำลองอาคารสำหรับใช้วิเคราะห์เพื่อศึกษาพฤติกรรมเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว โดยใช้วิธีการรวมโครงข้อแข็งเป็นชุด (Lump model) โครงข้อแข็งดังกล่าวเกิดจากการนำโครงข้อแข็งจำนวน 3 ชุดคือ โครงข้อแข็งชุดที่ 1 ชุดที่ 2 และชุดที่ 3 โดยโครงข้อแข็งชุดที่ 1 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งช่วงกลางบริเวณปล่องลิฟท์จำนวน 2 ชุด โครงข้อแข็งชุดที่ 2 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งช่วงรัมบริเวณกำแพงรับแรงเนื้อนจำนวน 2 ชุด และโครงข้อแข็งชุดที่ 3 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งช่วงรัมนอกจำนวน 6 ชุด นำมาเชื่อมต่อกันด้วย Link member เพื่อศึกษาพฤติกรรมเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว



รูปที่ 5.21 แบบแปลนอาคาร 20 ชั้น

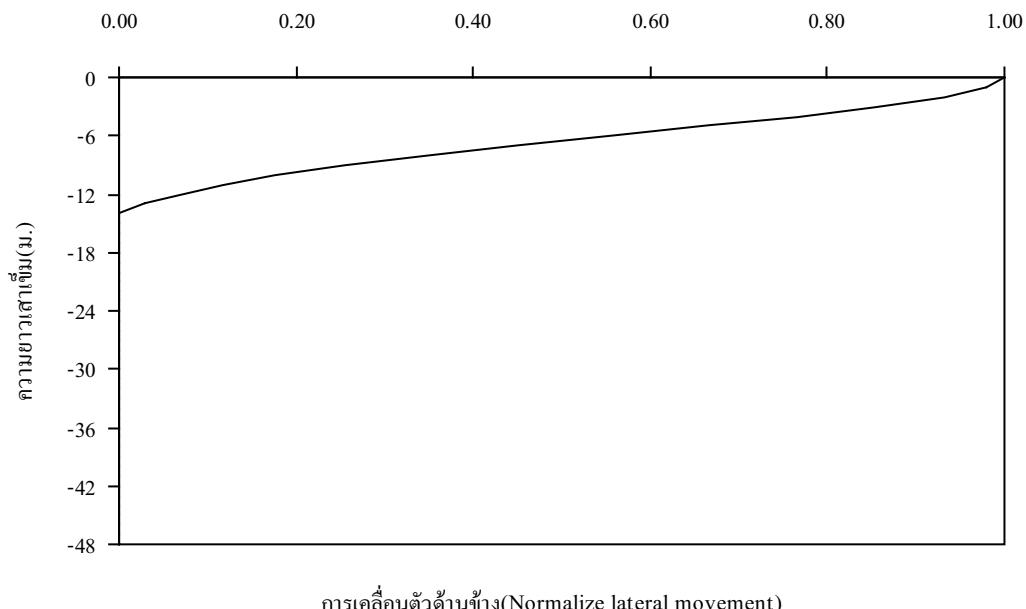


รูปที่ 5.22 แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ Flexible Support

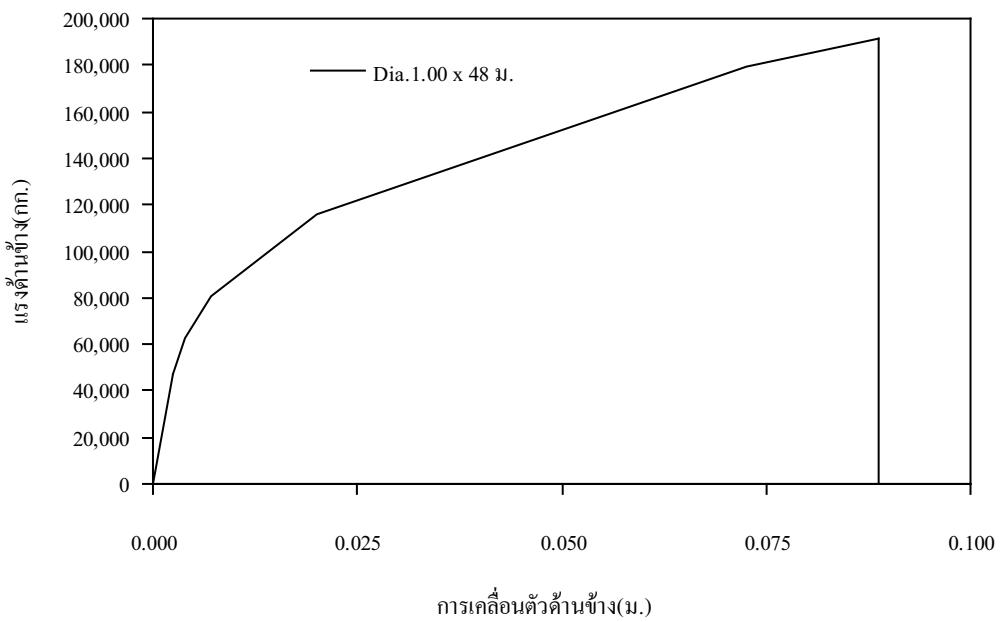


รูปที่ 5.23 แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ Fixed Support

ฐานรากชนิดเสาเข็มใช้วิธีการจำลองด้วยวิธี Subgrade-Reaction จำลองเสาเข็มแต่ละต้นโดยมีปลาบบันเป็นแบบบีดหมุนใช้อลิเมนต์ประเภทสปริงที่มีความเป็นอิสระต่อกันจำลองพฤติกรรมของดินให้ฐานรากเพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวราบ จำลองจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากไม่มีเมนต์ดัดตลอดความยาวเสาเข็ม เพื่อแสดงพฤติกรรมรับแรงดัดของเสาเข็มโดยความสัมพันธ์ Moment-Rotation รูปที่ 5.24 แสดงลักษณะการเลี้ยวตัวด้านข้างสำหรับแบบจำลองเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 ม. ยาวประมาณ 48 ม. ซึ่งการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดมีค่าประมาณ 0.10 เมตร และรูปที่ 5.25 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวราบสำหรับเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 ม. ยาวประมาณ 48 ม. ของอาคาร 20 ชั้น ส่วนความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวตั้งสำหรับเสาเข็มเจาะแสดงดังรูปที่ 3.9



รูปที่ 5.24 ลักษณะการเสียรูปด้านข้างของเสาเข็มเจาะขนาด $\phi 1.00 \times 48$ ม.

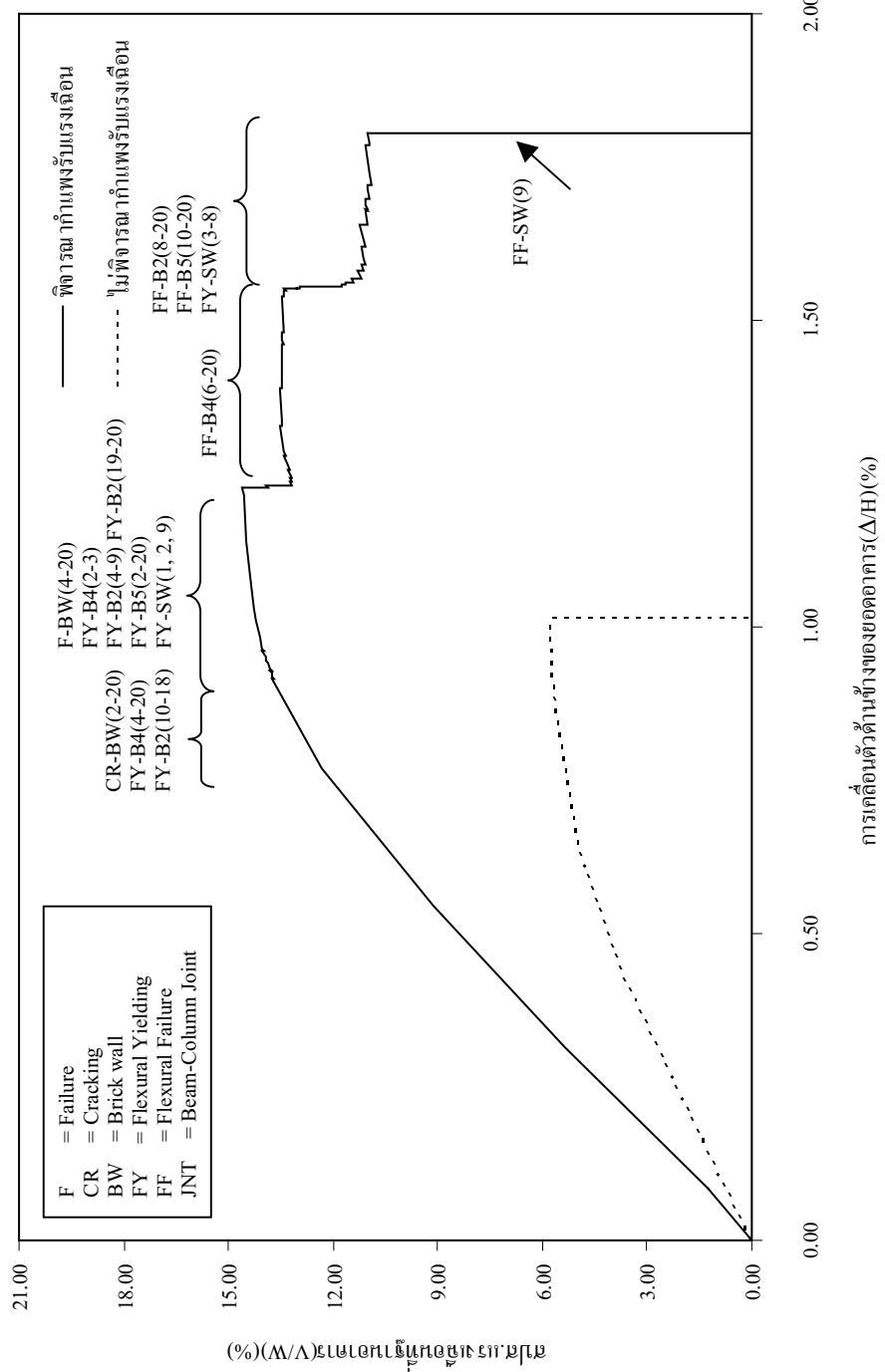


รูปที่ 5.25 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวราบและการเคลื่อนที่ในแนวราบสำหรับแบบจำลองเสาเข็มเจาะ $\phi 1.00 \times 48$ ม.

จากการศึกษาความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างอาคารตัวอย่าง พบว่า องค์อาคารจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดด (Flexural mode) ทั้งนี้ เพราะอัตราส่วนความลึกต่อความยาวขององค์อาคารมีค่าน้อยลักษณะการวิบัติของทั้ง โครงสร้างจะแตกต่างกันไปขึ้นกับปัจจัยที่พิจารณา ซึ่งลักษณะการวิบัติของทั้ง โครงสร้างโดยรวมจะเริ่มจากการเคลื่อนตัวด้านข้างในช่วงอิเล็กติก โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงเนื่องที่ฐานของโครงสร้าง (Normalized Base Shear) กับ การเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร (Roof Displacement) จะเป็นเส้นตรง และเมื่อ โครงสร้างได้รับแรงกระทำด้านข้างอย่างต่อเนื่องจนเกินช่วงอิเล็กติก จะมีผลให้เกิดการครากของ คาน B4 B2 B5 และกำแพงรับแรงเนื่อง หรือ การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อซึ่งจะทำให้ความสามารถต้านทานแรงด้านข้าง ของ โครงสร้างลดลงเล็กน้อยเป็นลักษณะพื้นเลื่อย และความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของ โครงสร้างจะลดลงอย่างมากเมื่อเกิดการวิบัติของคาน B4 B2 และ B5 ลักษณะการวิบัติของ คานทั้งหมดจะเกิดที่ปลายด้านข้างมือ ทั้งนี้เนื่องจากก่อนการกระทำของแรงด้านข้าง คานดังกล่าวได้ถูกกระทำจากแรงในแนวตั้งอยู่ก่อนแล้วอันเนื่องมาจากน้ำหนักของตัว โครงสร้างเองและน้ำหนักบรรทุกจาร ซึ่งแรงในแนวตั้งดังกล่าวจะกระทำให้เกิดโมเมนต์ลบที่ปลายทั้งสองด้านของคาน และเมื่อ แรงด้านข้างกระทำต่อ โครงสร้าง ก็จะกระทำให้เกิดโมเมนต์บวกในคานที่ตำแหน่งที่แรงกระทำซึ่งเป็นด้านซ้ายมือ เป็นผลให้เกิดการหักล้างกันของโมเมนต์ที่ปลายด้านซ้ายมือ และแรงกระทำด้านข้างนี้ยังกระทำให้เกิดโมเมนต์ลบที่ปลายด้านขามือของคาน เป็นผลให้เกิดการเสริมกันของโมเมนต์ ลบที่ปลายนี้ และเนื่องจากกำลังด้านทานโมเมนต์บวกและลบของคานมีค่าเท่ากัน ดังนั้น โมเมนต์ ลบที่ปลายด้านขามือจึงค่าต้านทานโมเมนต์สูงสุดและเกิดการวิบัติที่ปลายด้านนี้ก่อน การสูญเสียความสามารถต้านทานแรงกระทำในแนวตั้งและแรงกระทำด้านข้างของทั้ง โครงสร้างจะเกิดเมื่อกำแพงรับแรงเฉือนชันได้ชันหนึ่งเกิดการวิบัติหรืออาจกล่าวได้ว่าเกิดการพังทลายของทั้ง โครงสร้าง

5.3.1 ผลการวิเคราะห์

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 20 ชั้น สูง 95.00 เมตร ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำด้านข้าง เนื่องจากแรงลมโดยใช้ปล่องลิฟท์เป็นตัวรับแรงกระทำด้านข้างทั้งหมด ดังนั้นความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร 20 ชั้น เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีไม่มีปล่องลิฟท์พบว่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคารมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 75.70 ความแข็งแรงและกำลังด้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของ โครงสร้างเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 155.60 แสดงดังรูปที่ 5.26



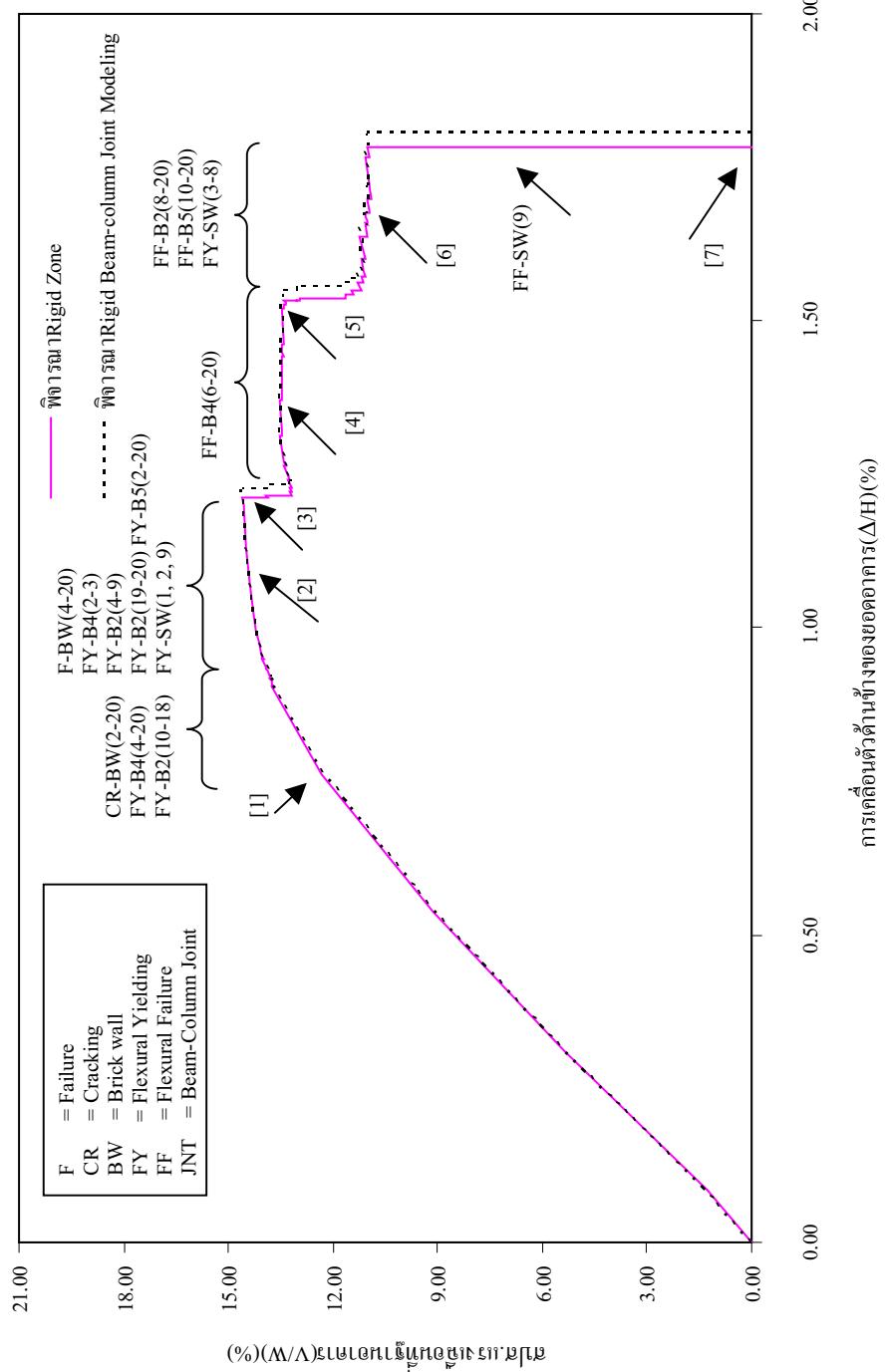
รูปที่ 5.26 ผลของกำแพงร้าบending ของอัตราความสูงของตัวน้ำที่ต้านทานแรงเหตุที่ติดในทิว谷ของโครงสร้าง

ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างของอาคารตัวอย่าง 20 ชั้น จากกรณีศึกษาทั้ง 3 ส่วน ผลการวิเคราะห์แสดงดังรายละเอียดต่อไปนี้

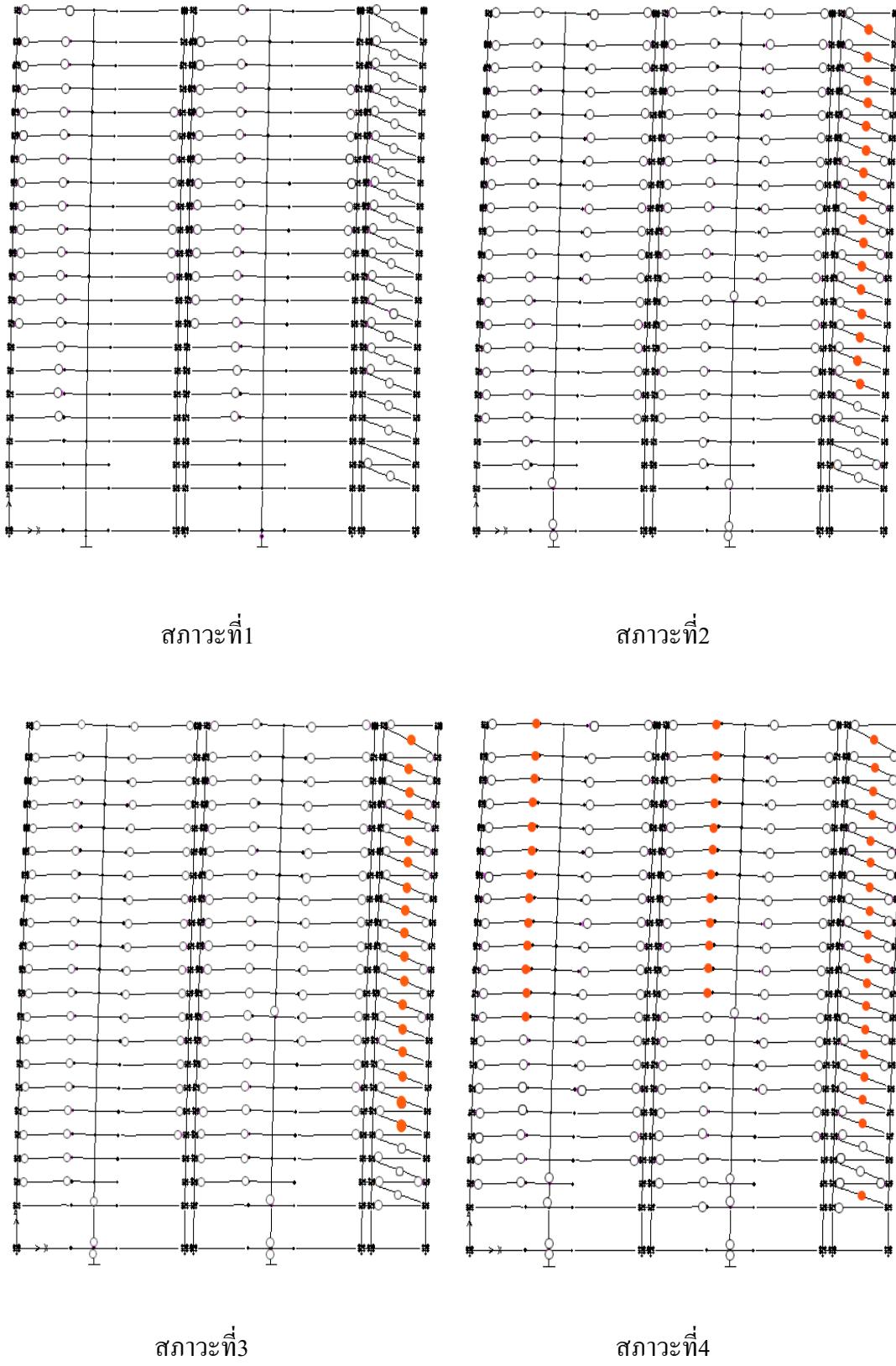
1) ผลของ Rigid Zone ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

ผลของ Rigid Beam-Column Joint ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง โดยพิจารณาให้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Rigid Beam-Column Joint ในบริเวณส่วนตัดกันของเสาและคานเป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร พบว่าผลของ Rigid Beam-Column Joint และ Rigid Zone ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างนั้นมีค่าใกล้เคียงกัน กล่าวคือความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูง สุดมิค่าใกล้เคียงกัน และการวินิจฉัยของโครงสร้างมีรูปแบบเดียวกันเนื่องจาก Rigid Zone และ Rigid Beam-column Joint ช่วยเพิ่มทั้งความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง Capacity Curve และลักษณะการวินิจฉัยแสดงดังรูปที่ 5.27 และ รูปที่ 5.28 โดยการวินิจฉัยของโครงสร้างเริ่มจากการครากของคาน B4 ชั้นที่ 4-20 คาน B2 ชั้นที่ 10-18 ร่วมกับการครากของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2-20 และเมื่อโครงสร้างถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำอย่างต่อเนื่อง ทำให้กำแพงอิฐก่อเกิดการวินิจฉัยในชั้นที่ 4-20 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 2-3 คาน B2 ชั้นที่ 4-9 และชั้นที่ 19-20 คาน B5 ชั้นที่ 2-20 และการครากของกำแพงรับแรงเฉือน ชั้นที่ 1 2 และ 9 โดยในช่วงก่อนเกิดการวินิจฉัยของกำแพงอิฐก่อ พบว่ากำแพงอิฐก่อมีลักษณะเป็นคำยันช่วยเพิ่มความแข็งแรง (stiffness) แต่ไม่ได้ช่วยเพิ่มกำลัง (strength) สูงสุดให้กับโครงสร้างเนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่มีความสามารถแข็งแรงไม่มากนัก เมื่อเทียบกับคานและเสา และจะเกิดการวินิจฉัยก่อนโครงอาคารจะเปลี่ยนรูปจนถึงระดับความต้านทานสูงสุด เป็นผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงมีลักษณะคล้ายฟันเดือย (พิพัฒน์, 2545) หลังจากนั้นเกิดการวินิจฉัยของคาน B4 ชั้นที่ 6-20 คาน B2 ชั้นที่ 8-20 และคาน B5 ชั้นที่ 10-20 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวินิจฉัยของกำแพงรับแรงเฉือน ชั้นที่ 9

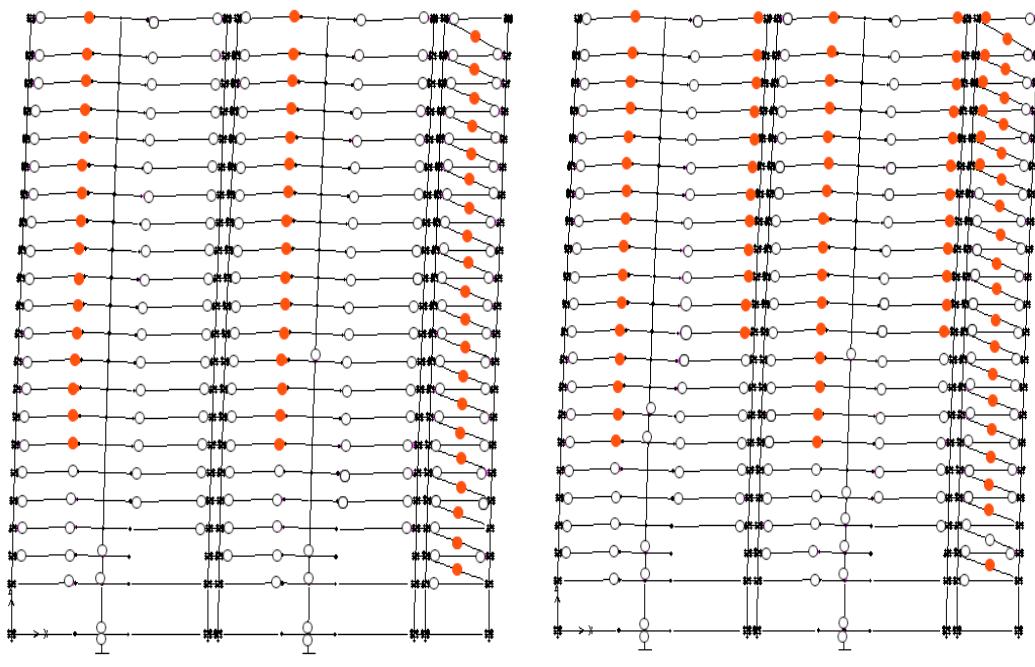
พฤติกรรมในการต้านแรงแผ่นดินไหวของอาคารดังกล่าว สามารถแสดงผลให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ของ Local drift profile ในแต่ละชั้นของอาคาร ดังแสดงรูปที่ 5.29 การครากของโครงสร้างเกิดขึ้นที่ส่วนของตัวอาคาร 0.80 % ของ Roof drift และโครงสร้างวินิจฉัยที่ 1.80 % ของ Roof drift โดยโครงสร้างเสียรูปที่ชั้นที่ 9-20 และวินิจฉัยที่ชั้นที่ 9 โดยมีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณ ร้อยละ 14.57 ส่วนการโถกตัวด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 1.80 ของความสูงของอาคาร



ຮູບ 5.27 ພົດທະນາ Rigid Zone ທີ່ຄວາມສ້າງຮັດຖານທານເຮັດແບ່ຕິນ ໄກວຂອງໂຄຮງຕຽງ

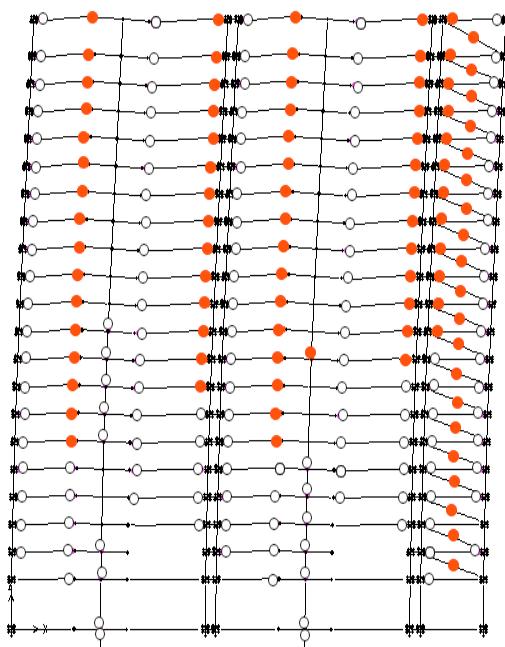


รูปที่ 5.28 ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกรอบพิจารณา Rigid Beam-Column Joint



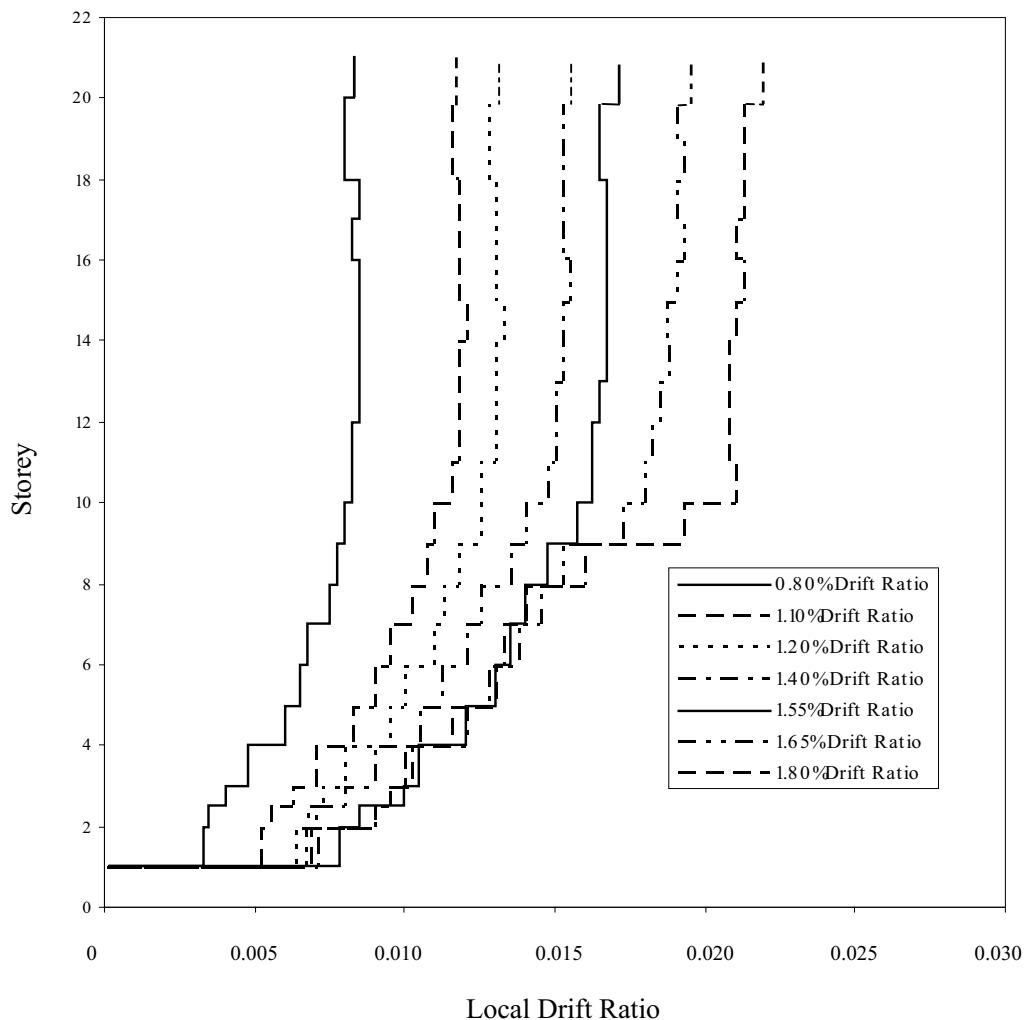
ส่วนที่ 5

ส่วนที่ 6



ส่วนที่ 7

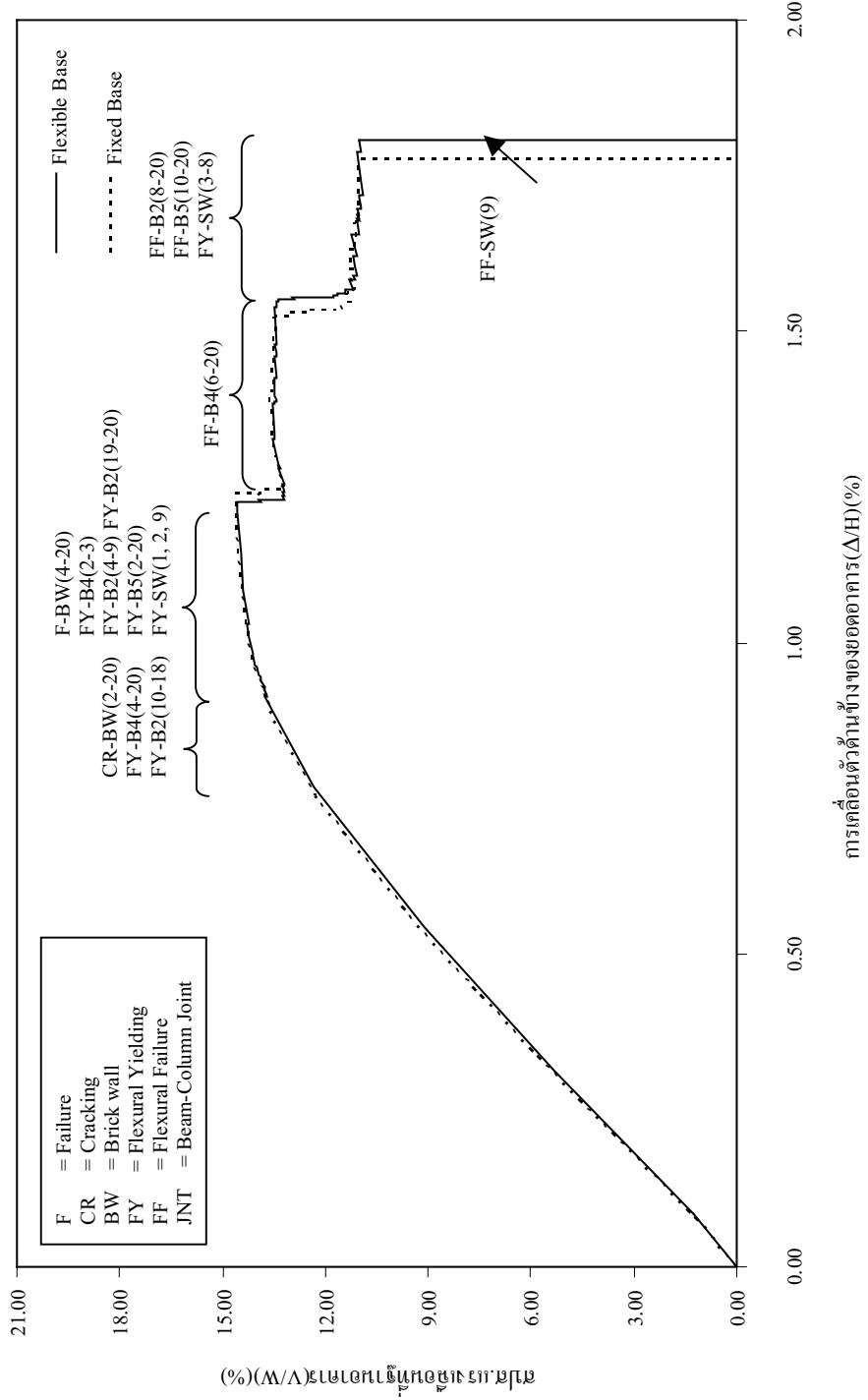
รูปที่ 5.28 ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกรณีพิจารณา Rigid Beam-Column Joint



รูปที่ 5.29 Local drift profile ของโครงสร้างในแต่ละระดับของ Roof drift ratio

2) ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง โดยเปรียบเทียบแบบจำลองฐานรากชนิดเสาเข็มสำหรับอาคารตัวอย่างเป็นแบบยึดแน่น (Fixed base) และแบบยึดหยุ่น (Flexible base) และในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานเป็นแบบ Rigid Beam-Column Joint พบว่าความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง ได้ลดลงสูดสำหรับอาคารตัวอย่างที่มีแบบจำลองฐานรากชนิดเสาเข็มเป็นแบบยึดแน่น (Fixed base) และแบบยึดหยุ่น (Flexible base) มีค่าไกล์เคียงกัน แสดงว่าฐานรากชนิดเสาเข็มสำหรับอาคาร 20 ชั้น มีความเป็นเสถียรภาพ Capacity Curve และคงดังรูปที่ 5.30 โดยการวิบัติของโครงสร้าง เริ่มจากการครากของคาน B4 ชั้นที่ 4-20 คาน B2 ชั้นที่ 10-18 ร่วมกับการครากของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2-20 และเมื่อโครงสร้างถูกแรงด้านข้าง ทำให้กำแพงอิฐก่อเกิดการวิบัติในชั้นที่ 4-20 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 2-3 คาน B2 ชั้นที่ 4-9 และชั้นที่ 19-20 คาน B5 ชั้นที่ 2-20 และการครากของกำแพงรับแรงด้านข้าง ชั้นที่ 1 2 และ 9 หลังจากนั้นเกิดการวิบัติของคาน B4 ชั้นที่ 6-20 คาน B2 ชั้นที่ 8-20 และคาน B5 ชั้นที่ 10-20 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวิบัติของกำแพงรับแรงด้านข้าง ชั้นที่ 9



รูปที่ 5.30 ผลของฐานรากต่อความสามารถรับต้านทานแรงเหนติน ไฟวากองโครงสร้าง

3) ผลของการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

พิจารณาผลของรายละเอียดการเสริมเหล็กกรณีที่ 1 เหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คาน มีความต่อเนื่อง Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.31 ถึงรูปที่ 5.34 พบว่า กรณีที่ 1-1 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คาน มีค่าเท่ากับ 0.003) โครงสร้างวินบัดที่ 1 กำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 9 กรณีที่ 1-2 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คาน มีค่าเท่ากับ 0) และกรณีที่ 1-4 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 24db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คาน มีค่าเท่ากับ 0) โครงสร้างวินบัดที่ จุดต่อบริเวณจุดต่อที่ขอบอาคารหรือจุดต่อภายนอกชั้นที่ 3 ส่วนกรณีที่ 1-3 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 24db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คาน มีค่าเท่ากับ 0.003) ลักษณะการวินบัดเหมือนกับการวินบัดของกรณีที่ 1-1 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 45db มีเหล็กปلو กที่จุดต่อ) และมีระยะเคลื่อนตัวข้างอาคารเท่ากับ

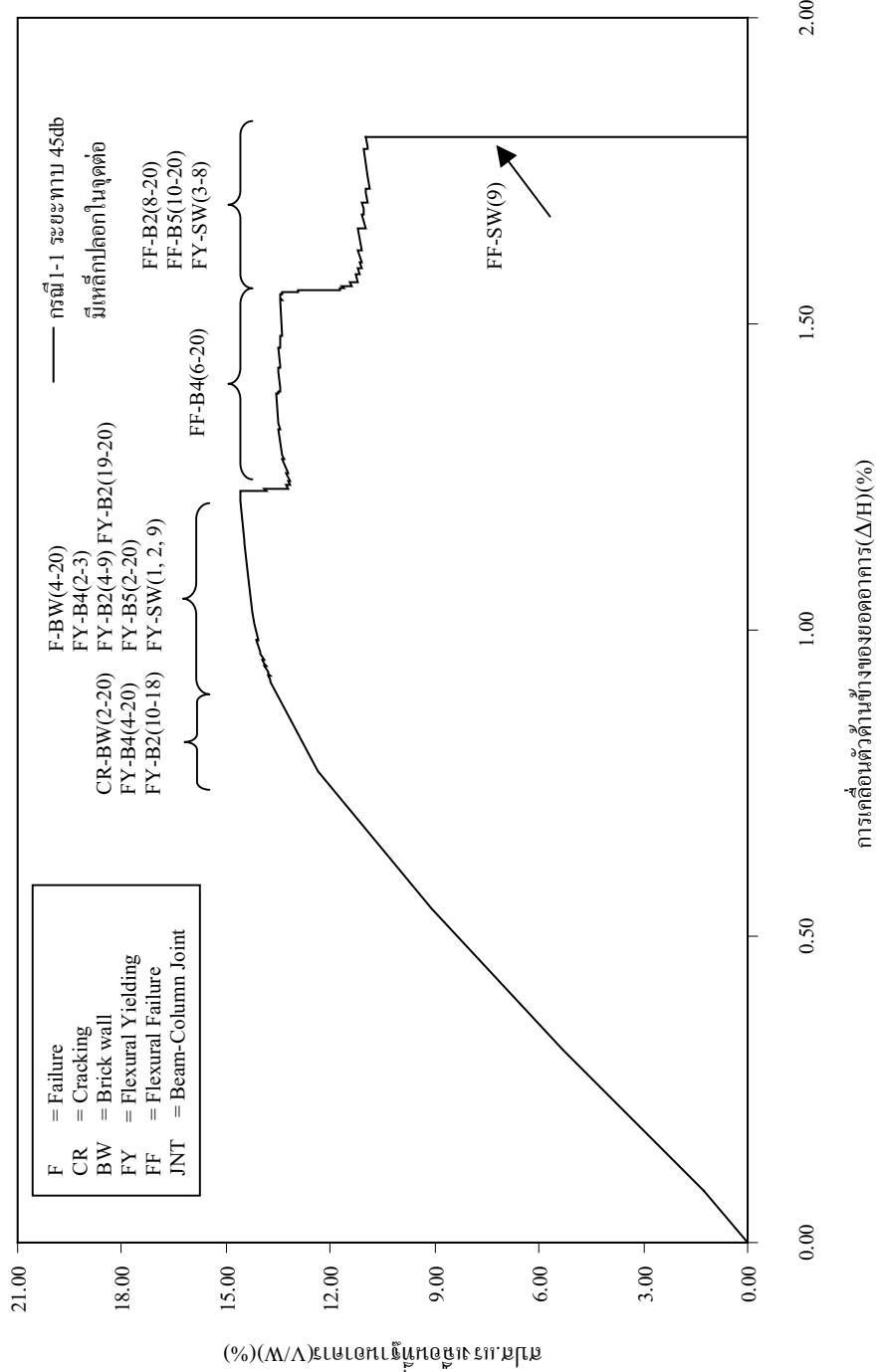
พิจารณาผลของรายละเอียดการเสริมเหล็กกรณีที่ 2 เหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คาน ไม่มีความต่อเนื่องมีระยะฟัง 15 ซม. Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.35 กรณีที่ 2-1 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คาน มีค่าเท่ากับ 0.003) โครงสร้างวินบัดที่ 1 กำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 2

Capacity Curve สำหรับเปรียบเทียบผลของรายละเอียดเหล็กเสริมทั้ง 5 กรณี แสดงดังรูปที่ 5.36 และเมื่อพิจารณาผลของเหล็กปلو กบริเวณจุดต่อเสา-คาน ผลของการต่อทابในเสา บริเวณจุดต่อเสา-คาน และผลของความไม่ต่อเนื่องของเหล็กล่างที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.37 รูปที่ 5.38 และรูปที่ 5.39 ตามลำดับ

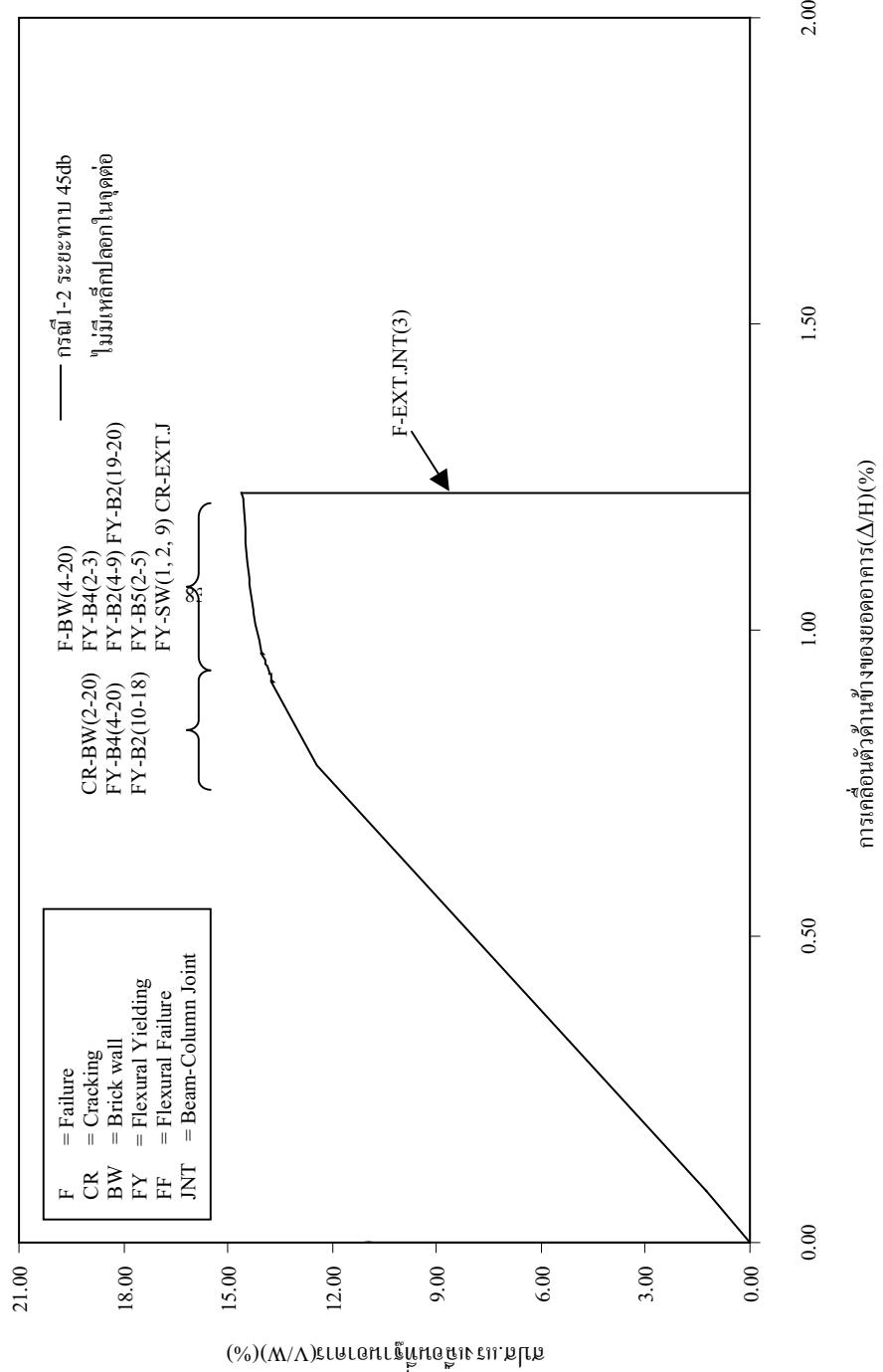
เมื่อพิจารณาผลของเหล็กปلو กบริเวณจุดต่อเสา-คาน เปรียบเทียบกับไม่เสริมเหล็กปلو กบริเวณจุดต่อเสา-คาน ที่ระยะทابในเสา บริเวณจุดต่อเสา-คาน มีค่า 45db และ 24db พบว่า เมื่อไม่เสริมเหล็กปلو กบริเวณจุดต่อเสา-คาน การเคลื่อนตัวของยอดอาคาร มีค่าลดลงประมาณร้อยละ 32 ความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้าง ไม่เปลี่ยนแปลง

เมื่อพิจารณาการต่อทابนบริเวณจุดต่อเสา-คาน โดยระยะต่อทابในเสา บริเวณจุดต่อเสา-คาน มีค่าลดลงจาก 45db เป็น 24db ที่อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คาน มีค่าเท่ากับ 0.003 พบว่า การเคลื่อนตัวของยอดอาคาร ความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้าง ไม่เปลี่ยนแปลง

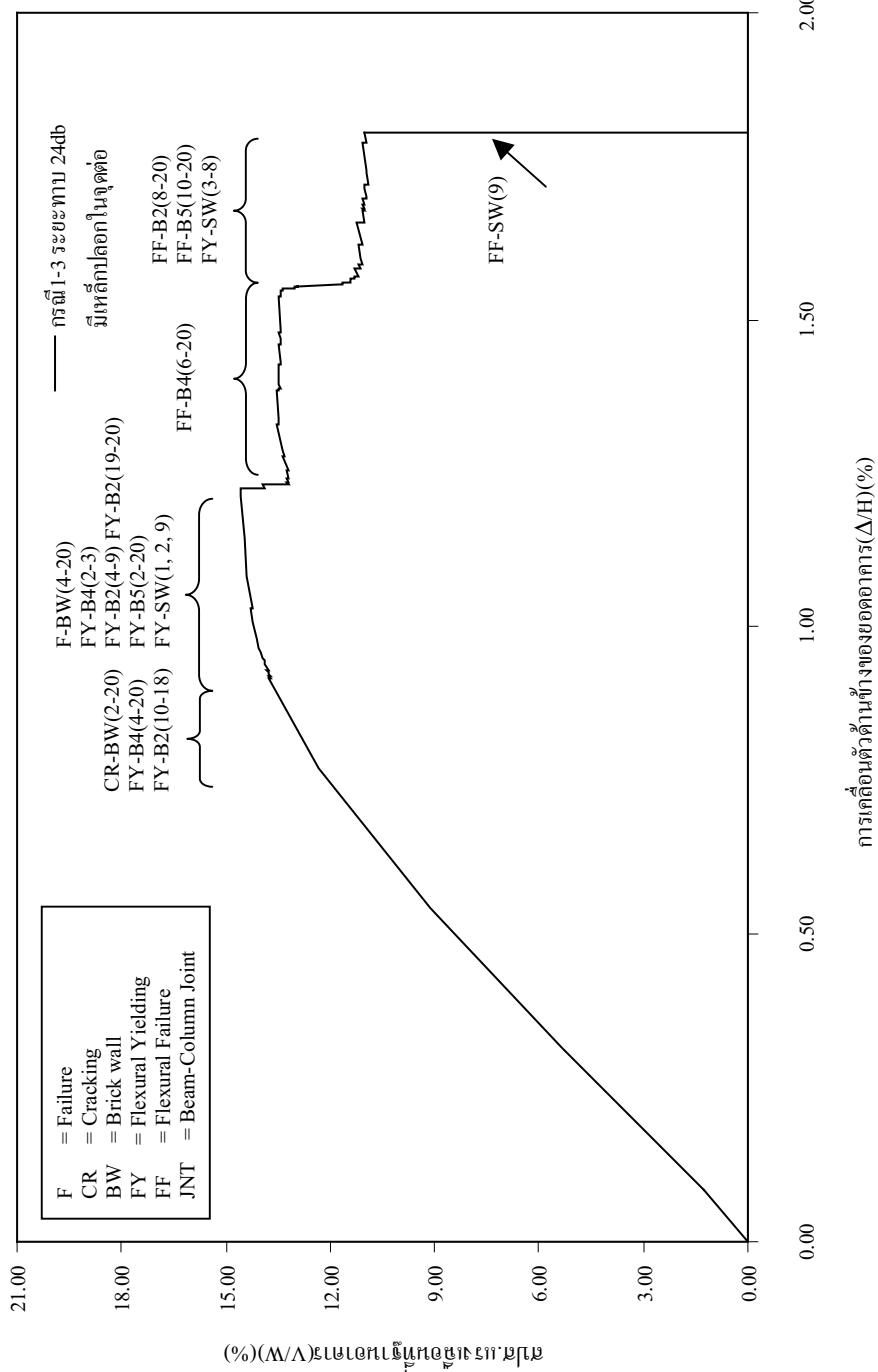
เมื่อพิจารณาความต่อเนื่องของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คาน เปรียบเทียบกับเมื่อไม่มีความต่อเนื่องของเหล็กล่างในจุดต่อเสา-คาน โดยมีระยะฟังในเสา 15 ซม. ที่อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คาน มีค่าเท่ากับ 0.003 พบว่า เมื่อเหล็กล่างในจุดต่อเสา-คาน ไม่มีความต่อเนื่อง การเคลื่อนตัวของยอดอาคาร มีค่าเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 21.50 ความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างลดลงประมาณร้อยละ 8.90



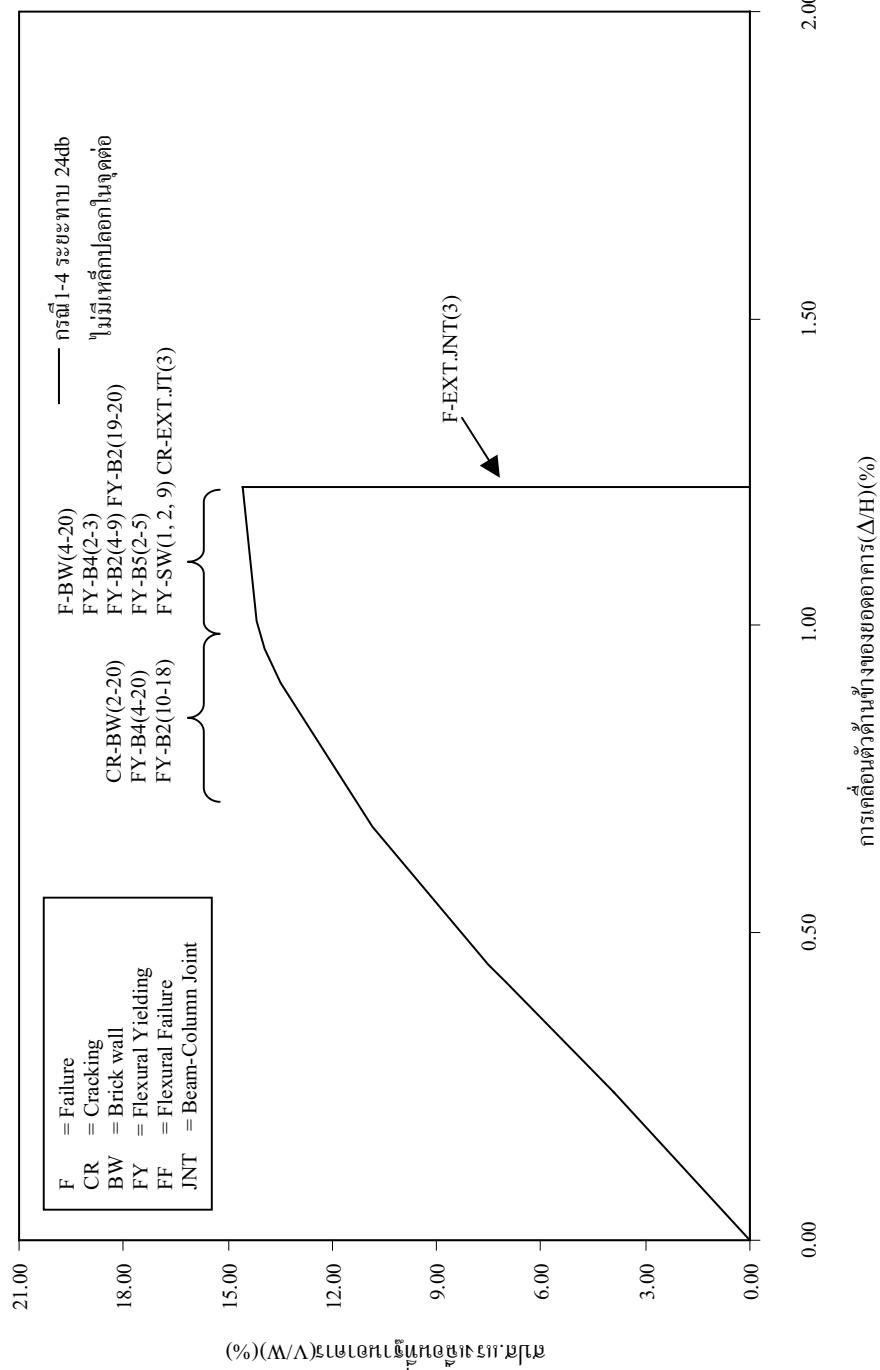
รูปที่ 5.31 ผลของจุดต่อกันที่ 1-1 ที่ความสามารถด้านทางเรียงผ่านดิน ไหวาง โครงสร้าง



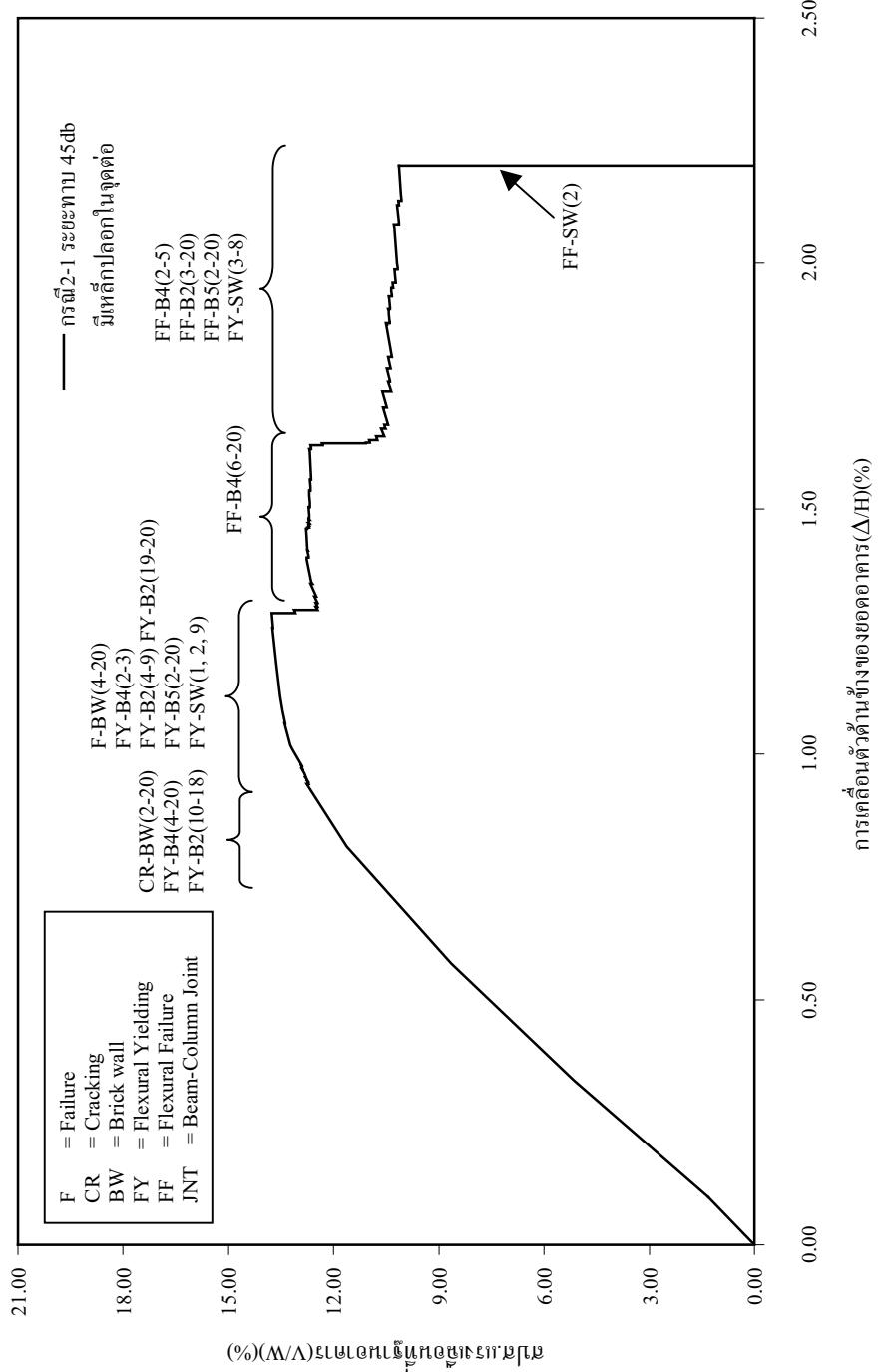
รูปที่ 5.32 ผลของจุดต่อกัน 1-2 ต่อกาวยานสำนวนแรงเหนิดนิ หวาน โค้งสีรุ้ง



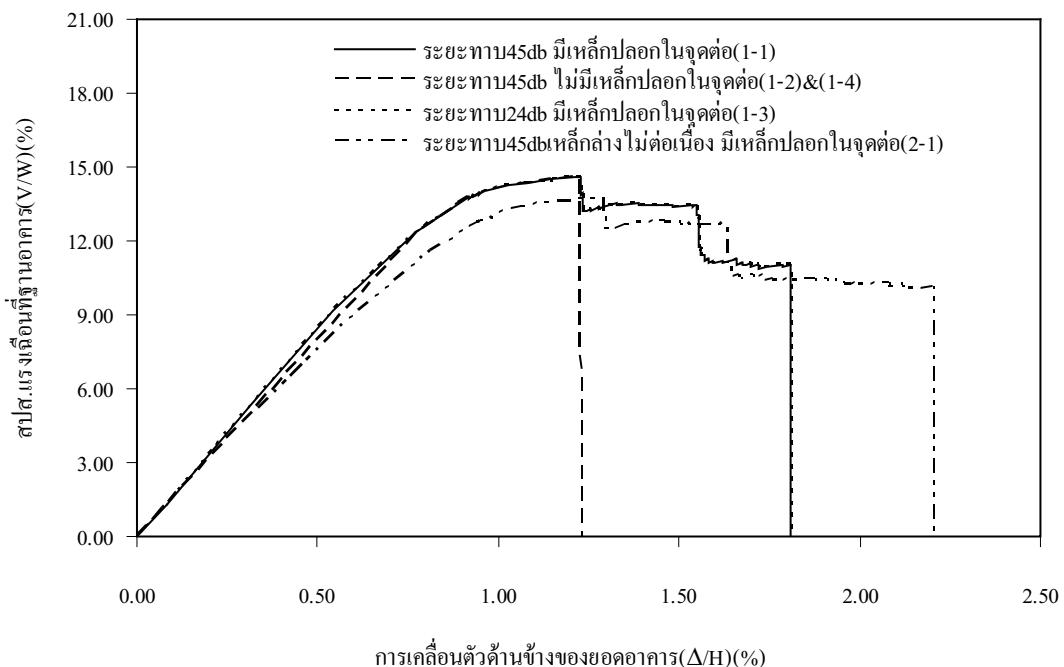
รูปที่ 5.33 ผลทดลองดูต่อกัน 1-3 ต่อความสามารถที่ต้านทานทางแรงเหวี่ยงติดในทางของโครงสร้าง



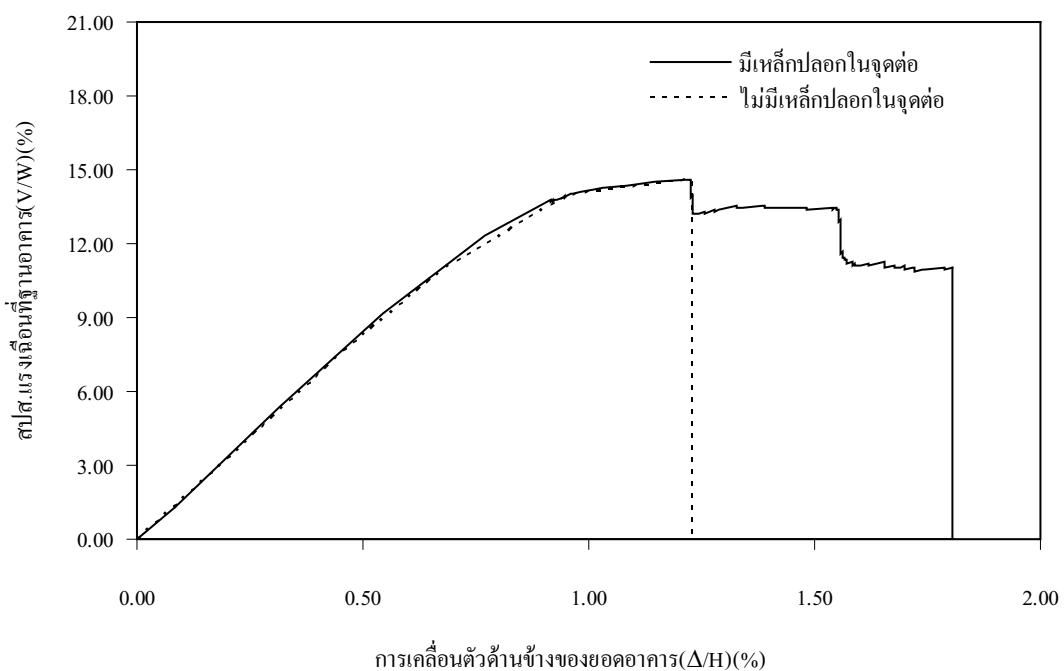
ຈຸດໍາລັດ 5.34 ມາດເມືອງຈຸດໍາລັດ ທີ່ມີການມາດົດການນັກງານ ແລ້ວມີການມາດົດການກົງຕົກງານຕະຫຼາດ



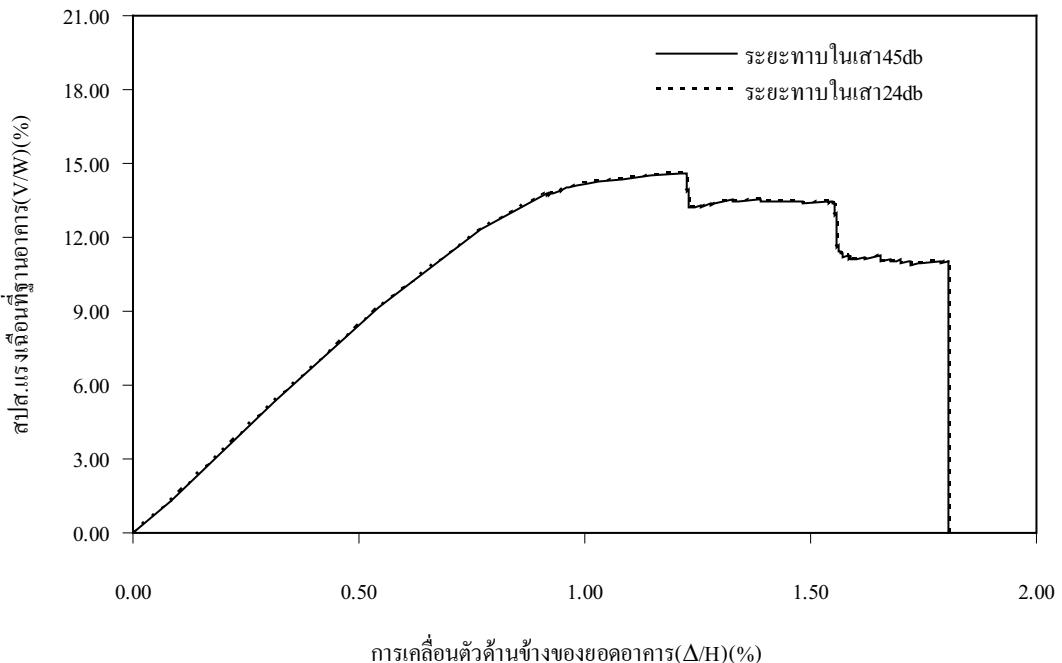
รูปที่ 5.35 ผลของจุดต่อกรรณ 2-1 ต่อความสูงของรูปแบบด้านท้ายของปั๊มน้ำ



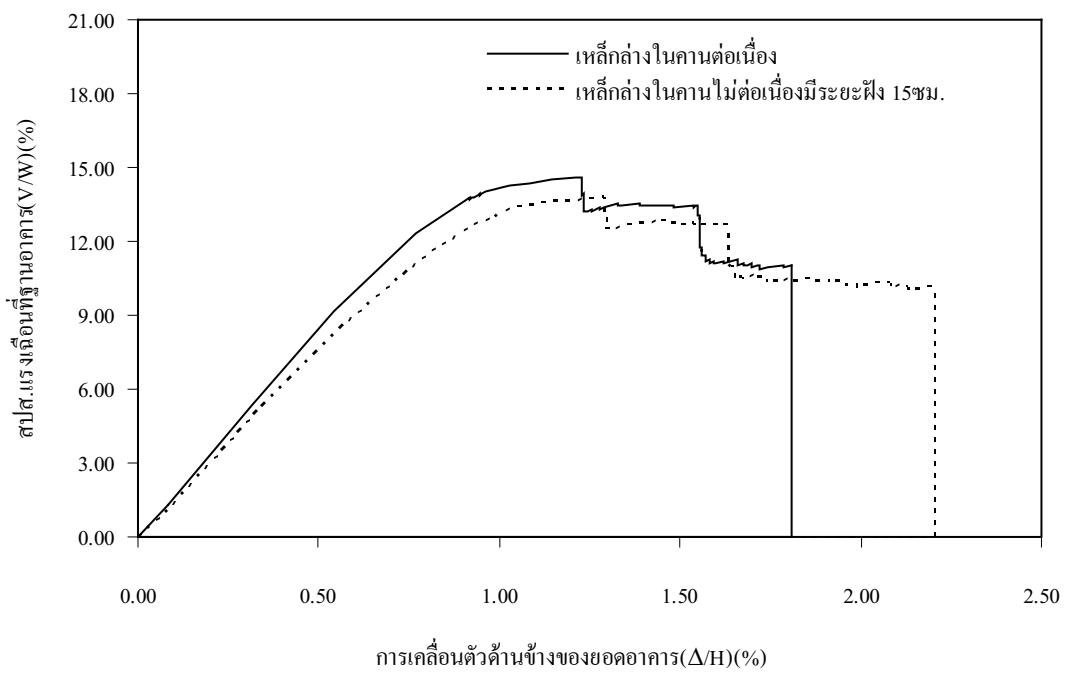
รูปที่ 5.36 ผลของรายละเอียดเหล็กเสริมบริเวณจุดต่อเสา-คาน



รูปที่ 5.37 ผลของเหล็กเสริมตามขวางบริเวณจุดต่อเสา-คาน



รูปที่ 5.38 ผลของระยะทابในเสาริเวณจุดต่อเสา-คาน

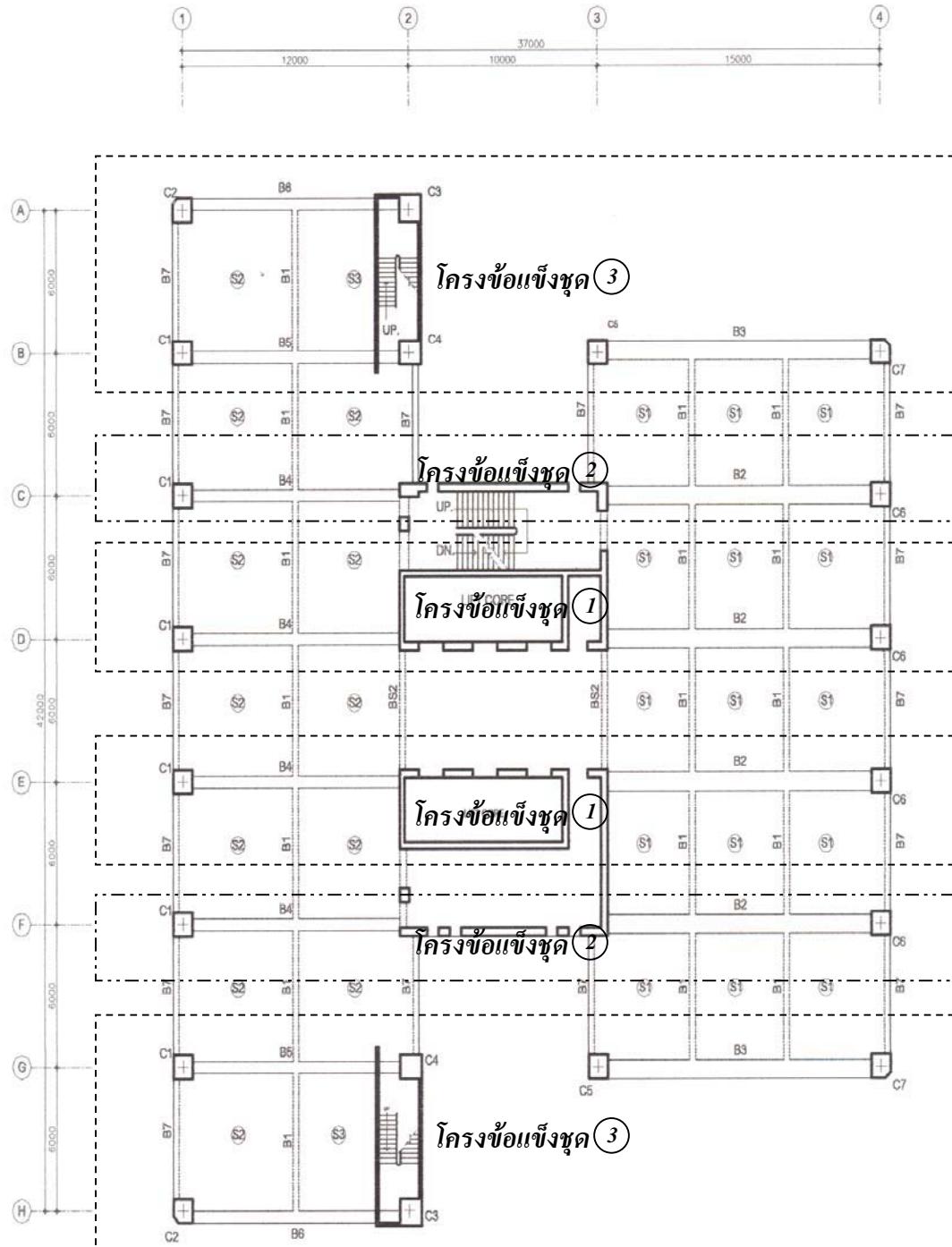


รูปที่ 5.39 ผลของระยะห่างของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานต่อความสามารถด้านทาน
แรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

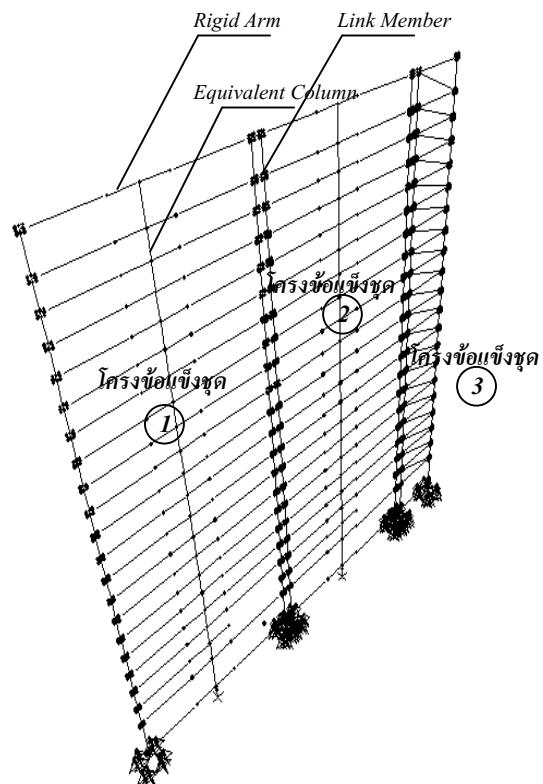
5.3 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ประเภทเสา-คานของอาคารสูง 20 ชั้น

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 20 ชั้น สูง 95.00 เมตร เป็นอาคารเรียนแห่งหนึ่งในกรุงเทพฯ โดยกำลังอัดของคอนกรีตทรงกระบอกที่ 28 วัน มีค่าเท่ากับ 240 กก/ตร.ซม. เหล็กข้ออ้อยเกรด SD30 เหล็กกลมเกรด SR24 ผนังกันห้องเป็นผนังก่ออิฐ混泥土ประมวล 6.5 ซม. ค่ากำลังอัดประลัยของผนังอิฐก่อมีค่าประมวล 40 กก/ตร.ซม และไม้คุลลส์ยึดหยุ่นของผนังอิฐก่อมีค่า 13,250 กก/ตร.ซม พื้นอาคารส่วนใหญ่เป็นแผ่นพื้นคอนกรีตหล่อในที่หนา 14 ซม. ขนาดคานหลัก B4 กว้าง 0.50 เมตร สูง 0.80 เมตร และ B2 กว้าง 0.50 เมตร สูง 0.80 เมตร เสาตอม่อ ลิ้ง เสาชั้น 20 มีขนาด 1.00 x 1.00 เมตร ฐานรากมีขนาด 5.00 x 5.00 ม. ประกอบด้วยเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 เมตร จำนวน 4 ตัน ยาวประมวล 48 ม. รับน้ำหนักบรรทุกปลดภัยได้ไม่น้อยกว่า 500 ตัน/ตัน บริเวณส่วนโถงอาคารมีลิฟท์โดยสาร 2 ชุด ชั้นคาดฟ้าก่อสร้างถังเก็บน้ำคําสล.ขนาด 10.00 x 11.30 ม. สูง 2 เมตร ฐานรากช่องลิฟท์ มีขนาด 16.00 x 23.00 ม. ประกอบด้วยเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 เมตร จำนวน 48 ตัน ยาวประมวล 48 ม. รับน้ำหนักบรรทุกปลดภัยได้ไม่น้อยกว่า 500 ตัน/ตัน

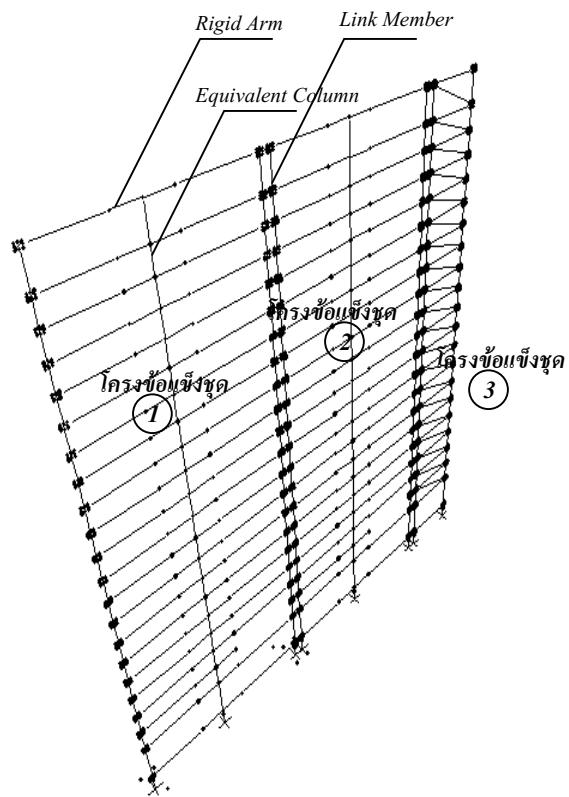
แบบแปลนอาคารตัวอย่างแสดงดังรูปที่ 5.21 โครงข้อแข็ง (Bare Frame) และคำยันแนวทแยงเที่ยบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut) ถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ ในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Beam-Column Joint เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร บริเวณปล่องลิฟท์สามารถจำลองพฤติกรรมกำแพงรับแรงเนื้อนโดยวิธี Wide-column frame ซึ่งจำลองแบบผนัง และคาน เป็นเส้นพร้อมด้วยคุณสมบัติเที่ยบเท่า (Equivalent column) ไว้ที่แกนศูนย์กลางขององค์อาคาร ความกว้างของผนังจำลองด้วยองค์อาคารแข็งเกร็ง (Rigid arm) เพื่อต่อเชื่อมกับคาน ส่วนฐานรากอาคารตัวอย่าง จำลองเป็นแบบ Flexible และ Fixed Support สามารถแทนด้วยรูปที่ 5.22 และ รูปที่ 5.23 ตามลำดับ ซึ่งถือเป็นตัวแทนของแบบจำลองอาคารสำหรับใช้วิเคราะห์เพื่อศึกษาพฤติกรรมเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว โดยใช้วิธีการรวมโครงข้อแข็งเป็นชุด (Lump model) โครงข้อแข็งดังกล่าวเกิดจากการนำโครงข้อแข็งจำนวน 3 ชุดคือ โครงข้อแข็งชุดที่ 1 ชุดที่ 2 และชุดที่ 3 โดยโครงข้อแข็งชุดที่ 1 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งช่วงกลางบริเวณปล่องลิฟท์จำนวน 2 ชุด โครงข้อแข็งชุดที่ 2 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งช่วงรัมบริเวณกำแพงรับแรงเนื้อนจำนวน 2 ชุด และโครงข้อแข็งชุดที่ 3 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งช่วงรัมนอกจำนวน 6 ชุด นำมาเชื่อมต่อกันด้วย Link member เพื่อศึกษาพฤติกรรมเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว



รูปที่ 5.21 แบบแปลนอาคาร 20 ชั้น

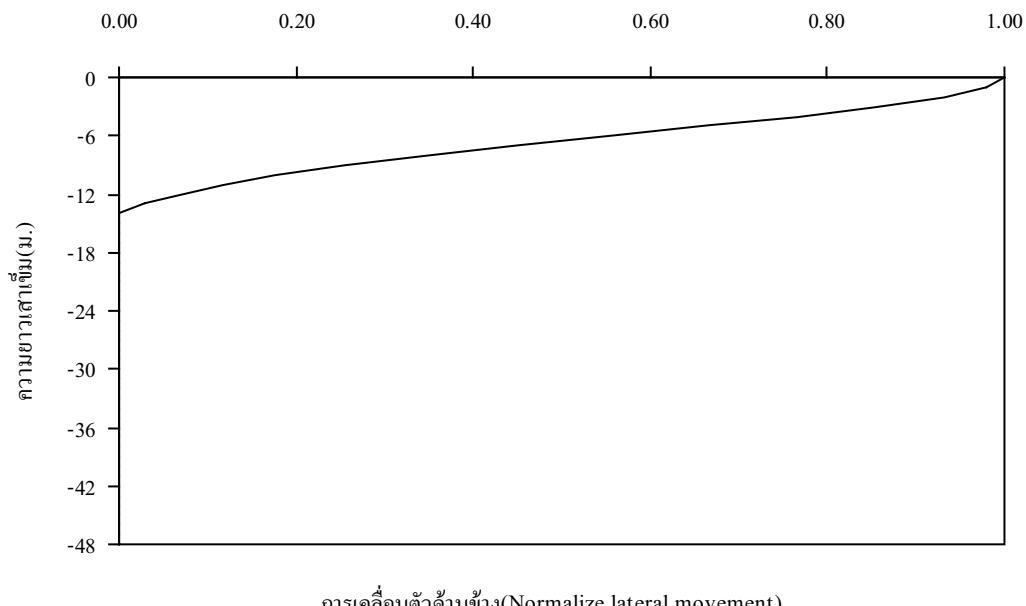


รูปที่ 5.22 แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ Flexible Support

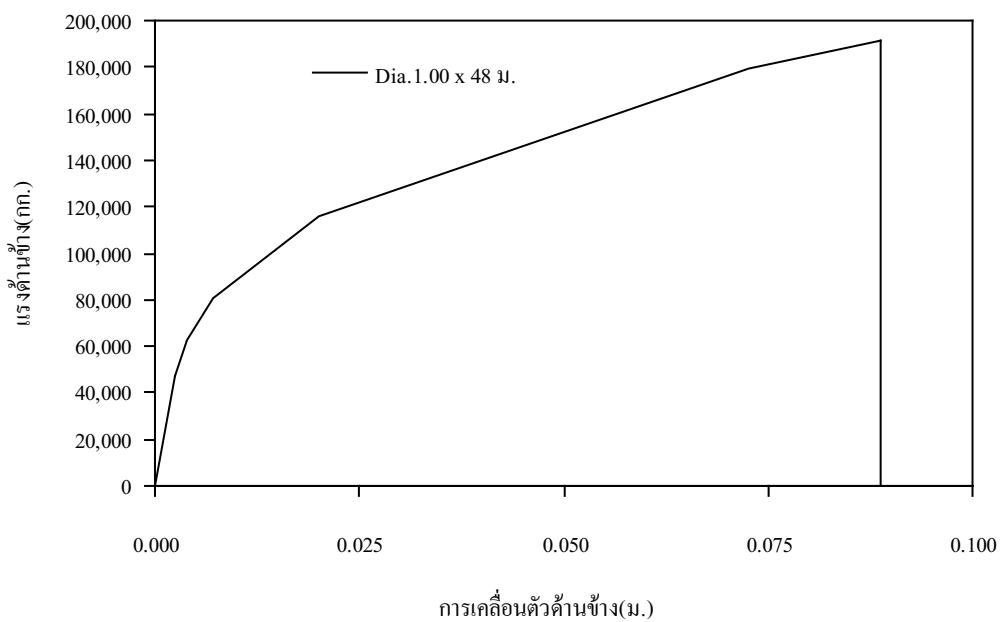


รูปที่ 5.23 แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ Fixed Support

ฐานรากชนิดเสาเข็มใช้วิธีการจำลองด้วยวิธี Subgrade-Reaction จำลองเสาเข็มแต่ละต้นโดยมีปลาบบันเป็นแบบบีดหมุนใช้อลิเมนต์ประเภทสปริงที่มีความเป็นอิสระต่อกันจำลองพฤติกรรมของดินให้ฐานรากเพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวราบ จำลองจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากไม่มีเมนต์ดัดตลอดความยาวเสาเข็ม เพื่อแสดงพฤติกรรมรับแรงดัดของเสาเข็มโดยความสัมพันธ์ Moment-Rotation รูปที่ 5.24 แสดงลักษณะการเลี้ยวตัวด้านข้างสำหรับแบบจำลองเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 ม. ยาวประมาณ 48 ม. ซึ่งการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดมีค่าประมาณ 0.10 เมตร และรูปที่ 5.25 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวราบสำหรับเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 ม. ยาวประมาณ 48 ม. ของอาคาร 20 ชั้น ส่วนความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวตั้งสำหรับเสาเข็มเจาะแสดงดังรูปที่ 3.9



รูปที่ 5.24 ลักษณะการเสียรูปด้านข้างของเสาเข็มเจาะขนาด $\phi 1.00 \times 48$ ม.

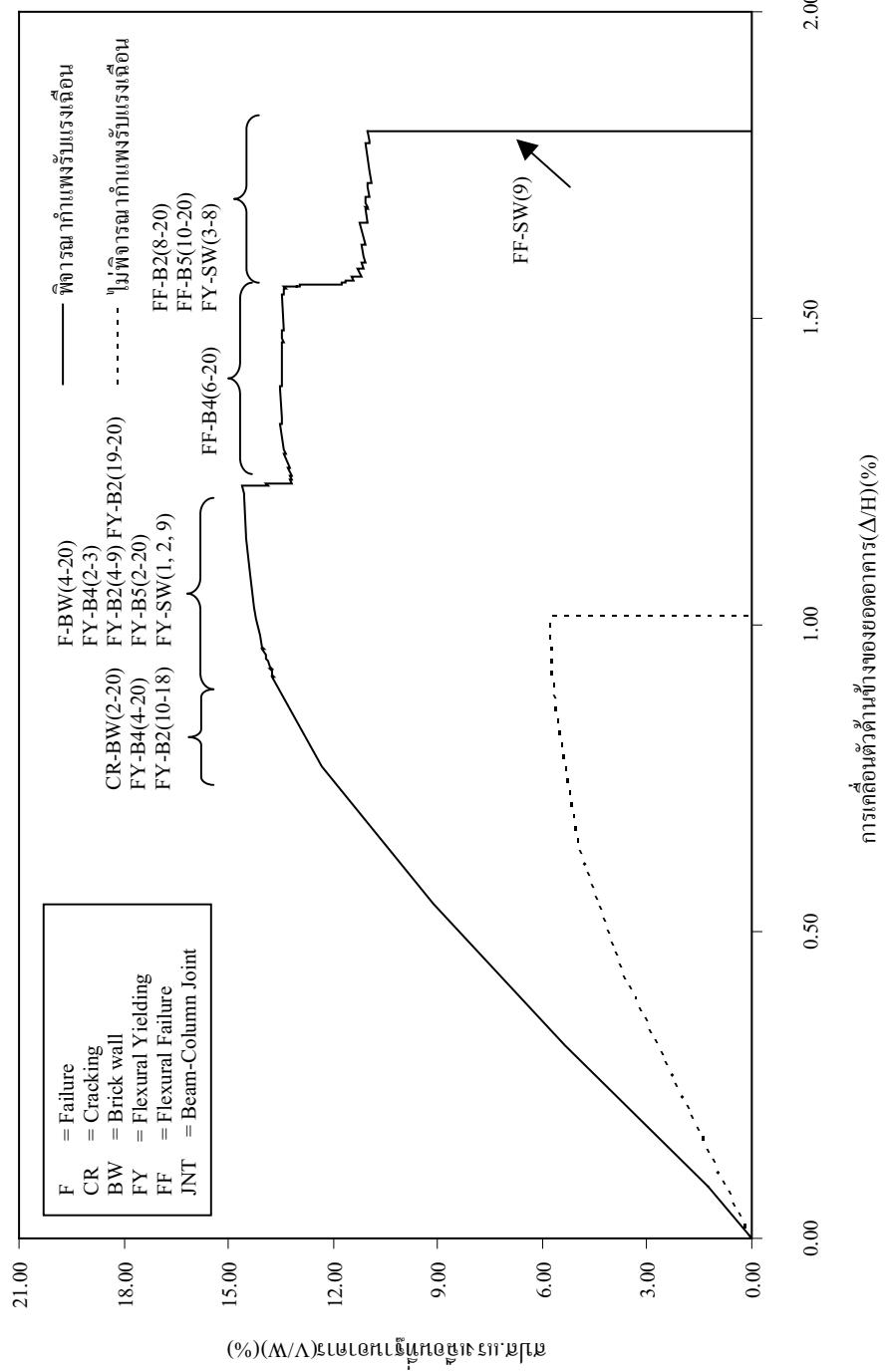


รูปที่ 5.25 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวราบและการเคลื่อนที่ในแนวราบสำหรับแบบจำลองเสาเข็มเจาะ $\phi 1.00 \times 48$ ม.

จากการศึกษาความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างอาคารตัวอย่าง พบว่า องค์อาคารจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดด (Flexural mode) ทั้งนี้ เพราะอัตราส่วนความลึกต่อความยาวขององค์อาคารมีค่าน้อยลักษณะการวิบัติของทั้ง โครงสร้างจะแตกต่างกันไปขึ้นกับปัจจัยที่พิจารณา ซึ่งลักษณะการวิบัติของทั้ง โครงสร้างโดยรวมจะเริ่มจากการเคลื่อนตัวด้านข้างในช่วงอิเล็กติก โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงเนื่องที่ฐานของโครงสร้าง (Normalized Base Shear) กับ การเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร (Roof Displacement) จะเป็นเส้นตรง และเมื่อ โครงสร้างได้รับแรงกระทำด้านข้างอย่างต่อเนื่องจนเกินช่วงอิเล็กติก จะมีผลให้เกิดการครากของ คาน B4 B2 B5 และกำแพงรับแรงเนื่อง หรือ การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อซึ่งจะทำให้ความสามารถต้านทานแรงด้านข้าง ของ โครงสร้างลดลงเล็กน้อยเป็นลักษณะพื้นเลื่อย และความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของ โครงสร้างจะลดลงอย่างมากเมื่อเกิดการวิบัติของคาน B4 B2 และ B5 ลักษณะการวิบัติของ คานทั้งหมดจะเกิดที่ปลายด้านข้างมือ ทั้งนี้เนื่องจากก่อนการกระทำของแรงด้านข้าง คานดังกล่าวได้ถูกกระทำจากแรงในแนวตั้งอยู่ก่อนแล้วอันเนื่องมาจากน้ำหนักของตัว โครงสร้างเองและน้ำหนักบรรทุกจาร ซึ่งแรงในแนวตั้งดังกล่าวจะกระทำให้เกิดโมเมนต์ลบที่ปลายทั้งสองด้านของคาน และเมื่อ แรงด้านข้างกระทำต่อ โครงสร้าง ก็จะกระทำให้เกิดโมเมนต์บวกในคานที่ตำแหน่งที่แรงกระทำซึ่งเป็นด้านซ้ายมือ เป็นผลให้เกิดการหักล้างกันของโมเมนต์ที่ปลายด้านซ้ายมือ และแรงกระทำด้านข้างนี้ยังกระทำให้เกิดโมเมนต์ลบที่ปลายด้านขวาของคาน เป็นผลให้เกิดการเสริมกันของโมเมนต์ ลบที่ปลายนี้ และเนื่องจากกำลังด้านทานโมเมนต์บวกและลบที่โมเมนต์ที่ต่ำกว่ากัน ดังนั้น โมเมนต์ ลบที่ปลายด้านขวาเมื่อจึงค่าต้านทานโมเมนต์สูงสุดและเกิดการวิบัติที่ปลายด้านนี้ก่อน การสูญเสียความสามารถต้านทานแรงกระทำในแนวตั้งและแรงกระทำด้านข้างของทั้ง โครงสร้างจะเกิดเมื่อกำแพงรับแรงเฉือนชันโดยชันหนึ่งเกิดการวิบัติหรืออาจกล่าวได้ว่าเกิดการพังทลายของทั้ง โครงสร้าง

5.3.1 ผลการวิเคราะห์

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 20 ชั้น สูง 95.00 เมตร ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำด้านข้างเนื่องจากแรงลมโดยใช้ปล่องลิฟท์เป็นตัวรับแรงกระทำด้านข้างทั้งหมด ดังนั้นความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร 20 ชั้น เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีไม่มีปล่องลิฟท์พบว่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคารมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 75.70 ความแข็งแรงและกำลังด้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของ โครงสร้างเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 155.60 แสดงดังรูปที่ 5.26



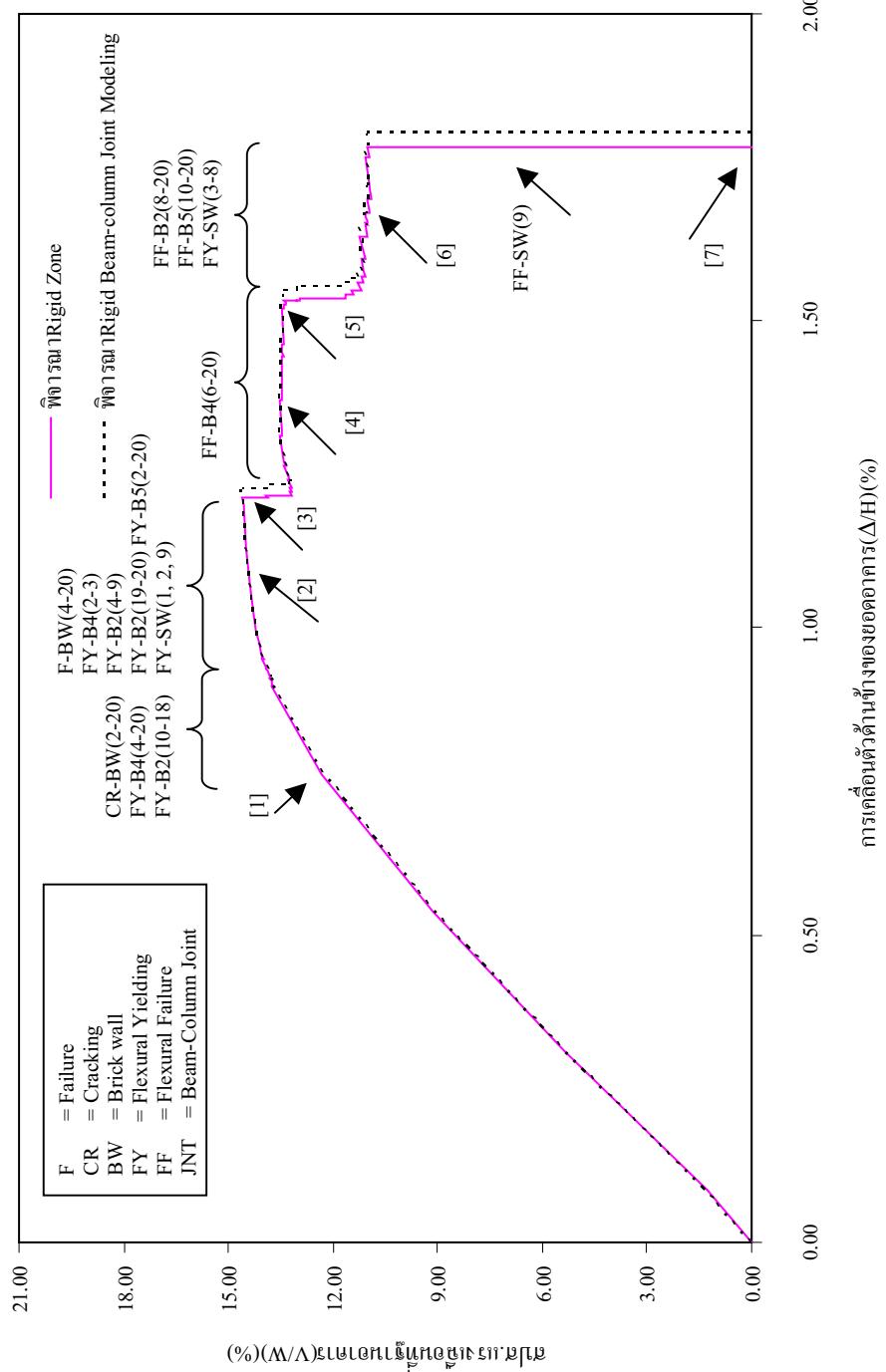
รูปที่ 5.26 ผลของกำแพงรับแรงก่อตัวของความต้านทานแรงเหตุนิวเคลียร์ต่อตัวที่ต้านทานแรงเหตุนิวเคลียร์

ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างของอาคารตัวอย่าง 20 ชั้น จากกรณีศึกษาทั้ง 3 ส่วน ผลการวิเคราะห์แสดงดังรายละเอียดต่อไปนี้

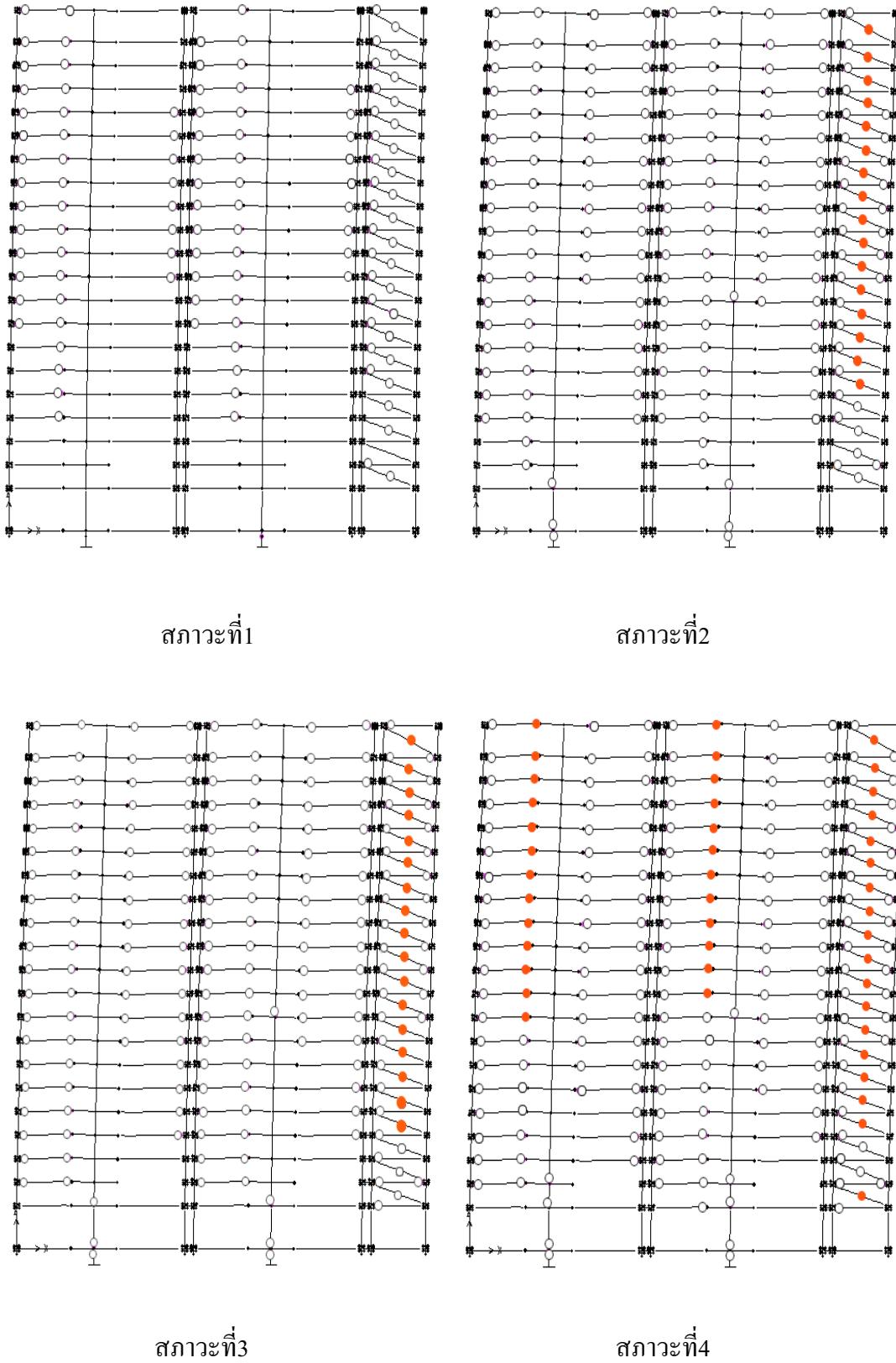
1) ผลของ Rigid Zone ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

ผลของ Rigid Beam-Column Joint ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง โดยพิจารณาให้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Rigid Beam-Column Joint ในบริเวณส่วนตัดกันของเสาและคานเป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร พบว่าผลของ Rigid Beam-Column Joint และ Rigid Zone ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างนั้นมีค่าใกล้เคียงกัน กล่าวคือความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูง สุดมิค่าใกล้เคียงกัน และการวินิจฉัยของโครงสร้างมีรูปแบบเดียวกันเนื่องจาก Rigid Zone และ Rigid Beam-column Joint ช่วยเพิ่มทั้งความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง Capacity Curve และลักษณะการวินิจฉัยแสดงดังรูปที่ 5.27 และ รูปที่ 5.28 โดยการวินิจฉัยของโครงสร้างเริ่มจากการครากของคาน B4 ชั้นที่ 4-20 คาน B2 ชั้นที่ 10-18 ร่วมกับการครากของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2-20 และเมื่อโครงสร้างถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำอย่างต่อเนื่อง ทำให้กำแพงอิฐก่อเกิดการวินิจฉัยในชั้นที่ 4-20 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 2-3 คาน B2 ชั้นที่ 4-9 และชั้นที่ 19-20 คาน B5 ชั้นที่ 2-20 และการครากของกำแพงรับแรงเฉือน ชั้นที่ 1 2 และ 9 โดยในช่วงก่อนเกิดการวินิจฉัยของกำแพงอิฐก่อ พบว่ากำแพงอิฐก่อมีลักษณะเป็นคำยันช่วยเพิ่มความแข็งแรง (stiffness) แต่ไม่ได้ช่วยเพิ่มกำลัง (strength) สูงสุดให้กับโครงสร้างเนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่มีความสามารถแข็งแรงไม่มากนัก เมื่อเทียบกับคานและเสา และจะเกิดการวินิจฉัยก่อนโครงอาคารจะเปลี่ยนรูปจนถึงระดับความต้านทานสูงสุด เป็นผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงมีลักษณะคล้ายฟันเดือย (พิพัฒน์, 2545) หลังจากนั้นเกิดการวินิจฉัยของคาน B4 ชั้นที่ 6-20 คาน B2 ชั้นที่ 8-20 และคาน B5 ชั้นที่ 10-20 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวินิจฉัยของกำแพงรับแรงเฉือน ชั้นที่ 9

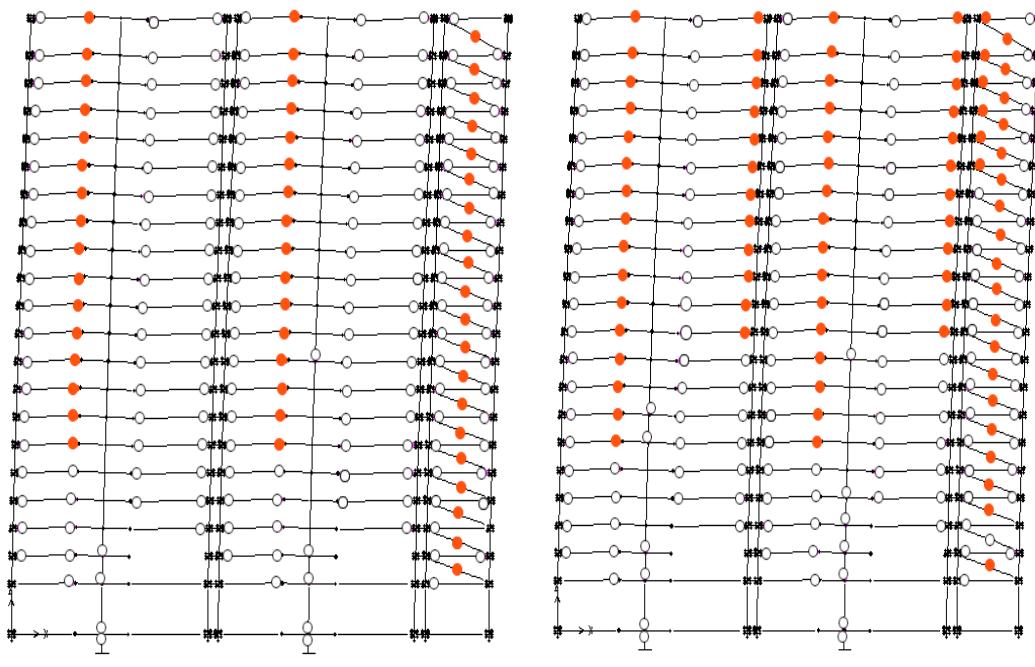
พฤติกรรมในการต้านแรงแผ่นดินไหวของอาคารดังกล่าว สามารถแสดงผลให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ของ Local drift profile ในแต่ละชั้นของอาคาร ดังแสดงรูปที่ 5.29 การครากของโครงสร้างเกิดขึ้นที่ส่วนของตัวอาคาร 0.80 % ของ Roof drift และโครงสร้างวินิจฉัยที่ 1.80 % ของ Roof drift โดยโครงสร้างเสียรูปที่ชั้นที่ 9-20 และวินิจฉัยที่ชั้นที่ 9 โดยมีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณ ร้อยละ 14.57 ส่วนการโถกตัวด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 1.80 ของความสูงของอาคาร



ຮູບ 5.27 ພົດທະນາ Rigid Zone ທີ່ຄວາມສ້າງຮັດຖານທານເຮັດແບ່ດິນ ໄກວຂອງໂຄຮງຕະຫຼາງ

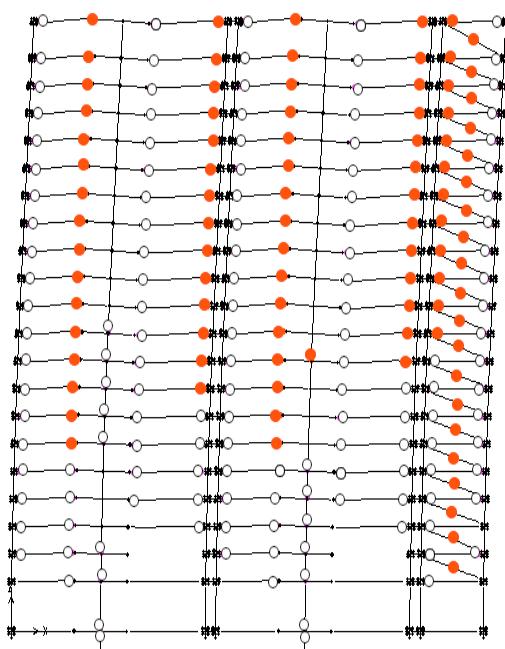


รูปที่ 5.28 ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกรอบพิจารณา Rigid Beam-Column Joint



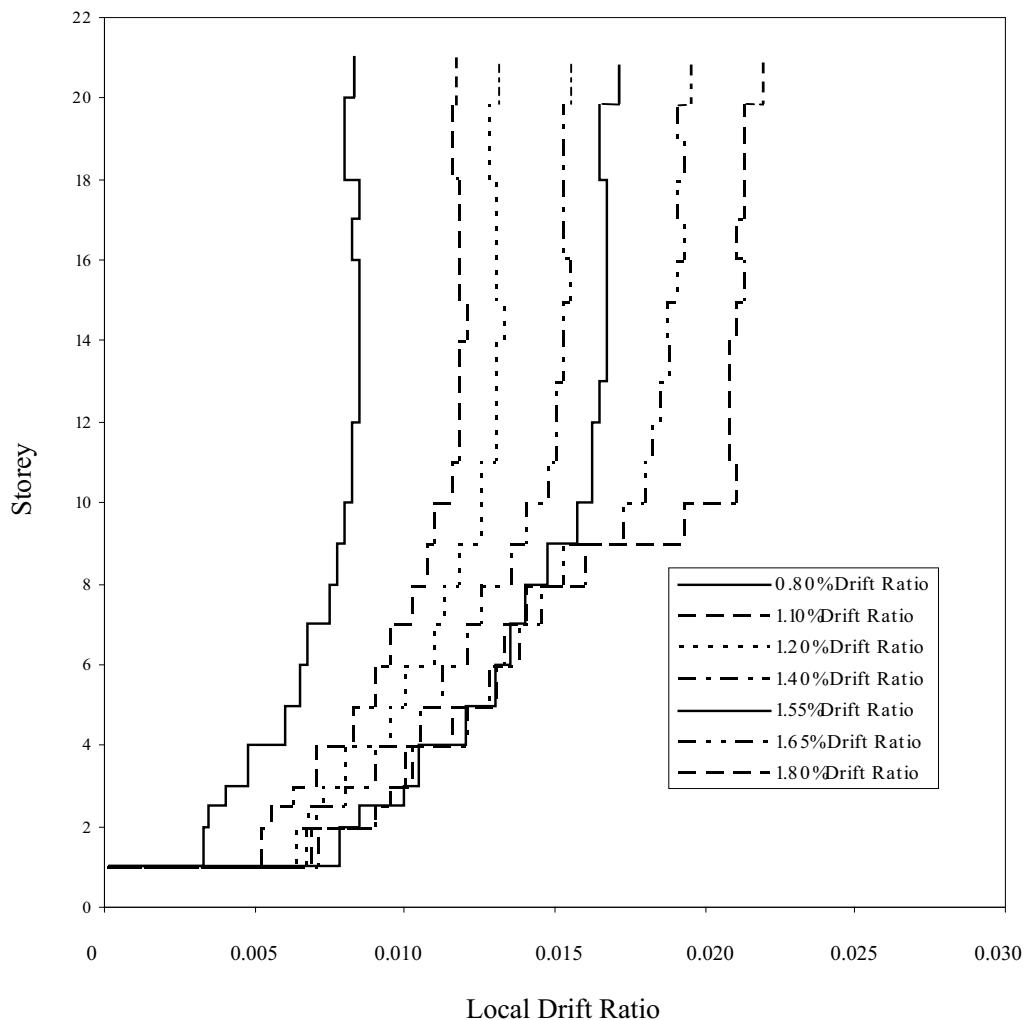
ส่วนที่ 5

ส่วนที่ 6



ส่วนที่ 7

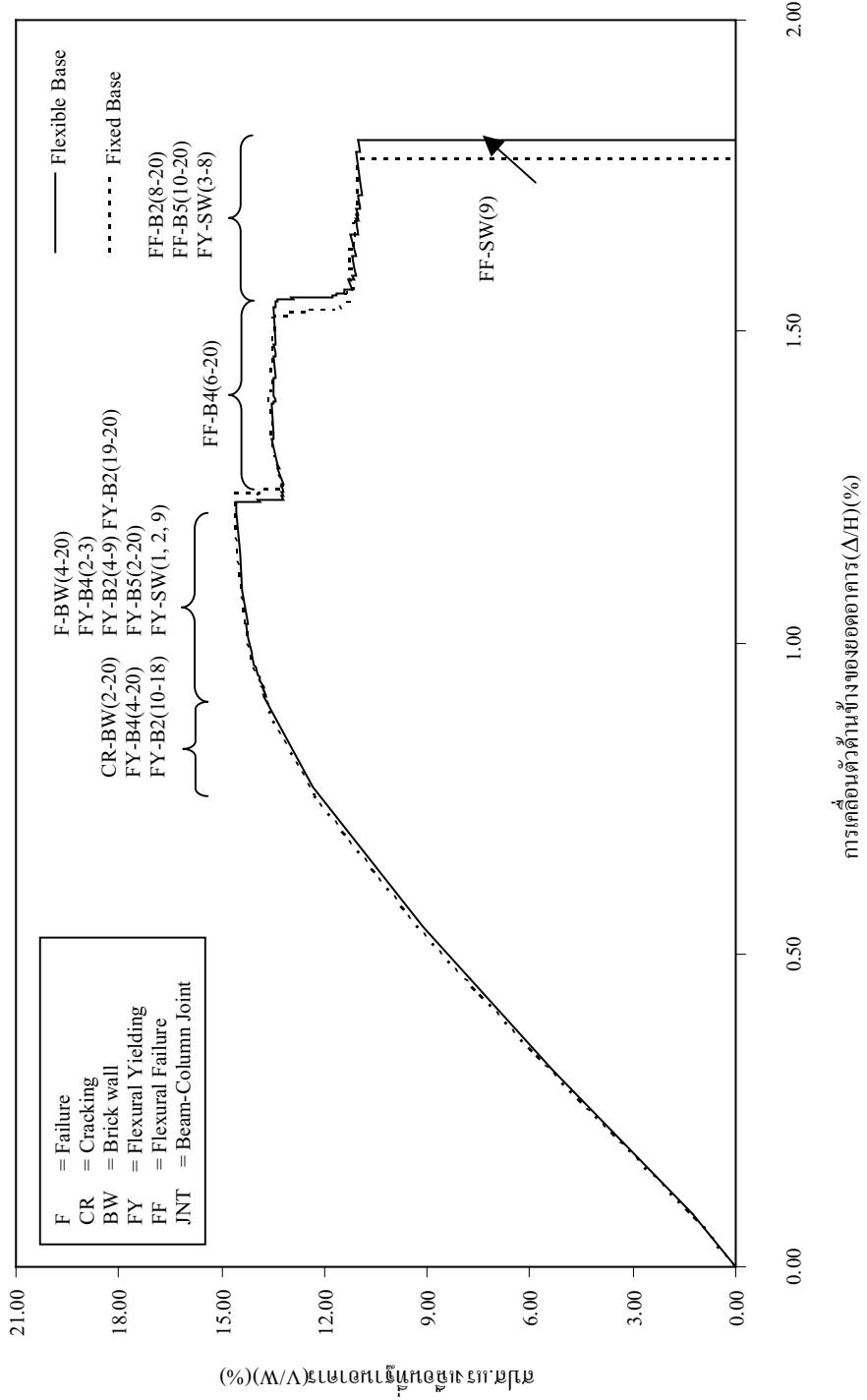
รูปที่ 5.28 ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกรณีพิจารณา Rigid Beam-Column Joint



รูปที่ 5.29 Local drift profile ของโครงสร้างในแต่ละระดับของ Roof drift ratio

2) ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง โดยเปรียบเทียบแบบจำลองฐานรากชนิดเสาเข็มสำหรับอาคารตัวอย่างเป็นแบบยึดแน่น (Fixed base) และแบบยึดหยุ่น (Flexible base) และในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานเป็นแบบ Rigid Beam-Column Joint พบว่าความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง ได้ลดลงสูดสำหรับอาคารตัวอย่างที่มีแบบจำลองฐานรากชนิดเสาเข็มเป็นแบบยึดแน่น (Fixed base) และแบบยึดหยุ่น (Flexible base) มีค่าไกล์เคียงกัน แสดงว่าฐานรากชนิดเสาเข็มสำหรับอาคาร 20 ชั้น มีความเป็นเสถียรภาพ Capacity Curve และคงดังรูปที่ 5.30 โดยการวิบัติของโครงสร้าง เริ่มจากการครากของคาน B4 ชั้นที่ 4-20 คาน B2 ชั้นที่ 10-18 ร่วมกับการครากของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2-20 และเมื่อโครงสร้างถูกแรงด้านข้าง ทำให้กำแพงอิฐก่อเกิดการวิบัติในชั้นที่ 4-20 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 2-3 คาน B2 ชั้นที่ 4-9 และชั้นที่ 19-20 คาน B5 ชั้นที่ 2-20 และการครากของกำแพงรับแรงด้านข้าง ชั้นที่ 1 2 และ 9 หลังจากนั้นเกิดการวิบัติของคาน B4 ชั้นที่ 6-20 คาน B2 ชั้นที่ 8-20 และคาน B5 ชั้นที่ 10-20 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวิบัติของกำแพงรับแรงด้านข้าง ชั้นที่ 9



รูปที่ 5.30 ผลของฐานรากต่อความสามารถรับต้านทานแรงเหตุในทางของโครงสร้าง

3) ผลของการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

พิจารณาผลของรายละเอียดการเสริมเหล็กกรณีที่ 1 เหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คาน มีความต่อเนื่อง Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.31 ถึงรูปที่ 5.34 พบว่า กรณีที่ 1-1 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คาน มีค่าเท่ากับ 0.003) โครงสร้างวินบัดที่ 1 กำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 9 กรณีที่ 1-2 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คาน มีค่าเท่ากับ 0) และกรณีที่ 1-4 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 24db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คาน มีค่าเท่ากับ 0) โครงสร้างวินบัดที่ จุดต่อบริเวณจุดต่อที่ขอบอาคารหรือจุดต่อภายนอกชั้นที่ 3 ส่วนกรณีที่ 1-3 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 24db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คาน มีค่าเท่ากับ 0.003) ลักษณะการวินบัดเหมือนกับการวินบัดของกรณีที่ 1-1 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 45db มีเหล็กปلو กที่จุดต่อ) และมีระยะเคลื่อนตัวข้างอาคารเท่ากับ

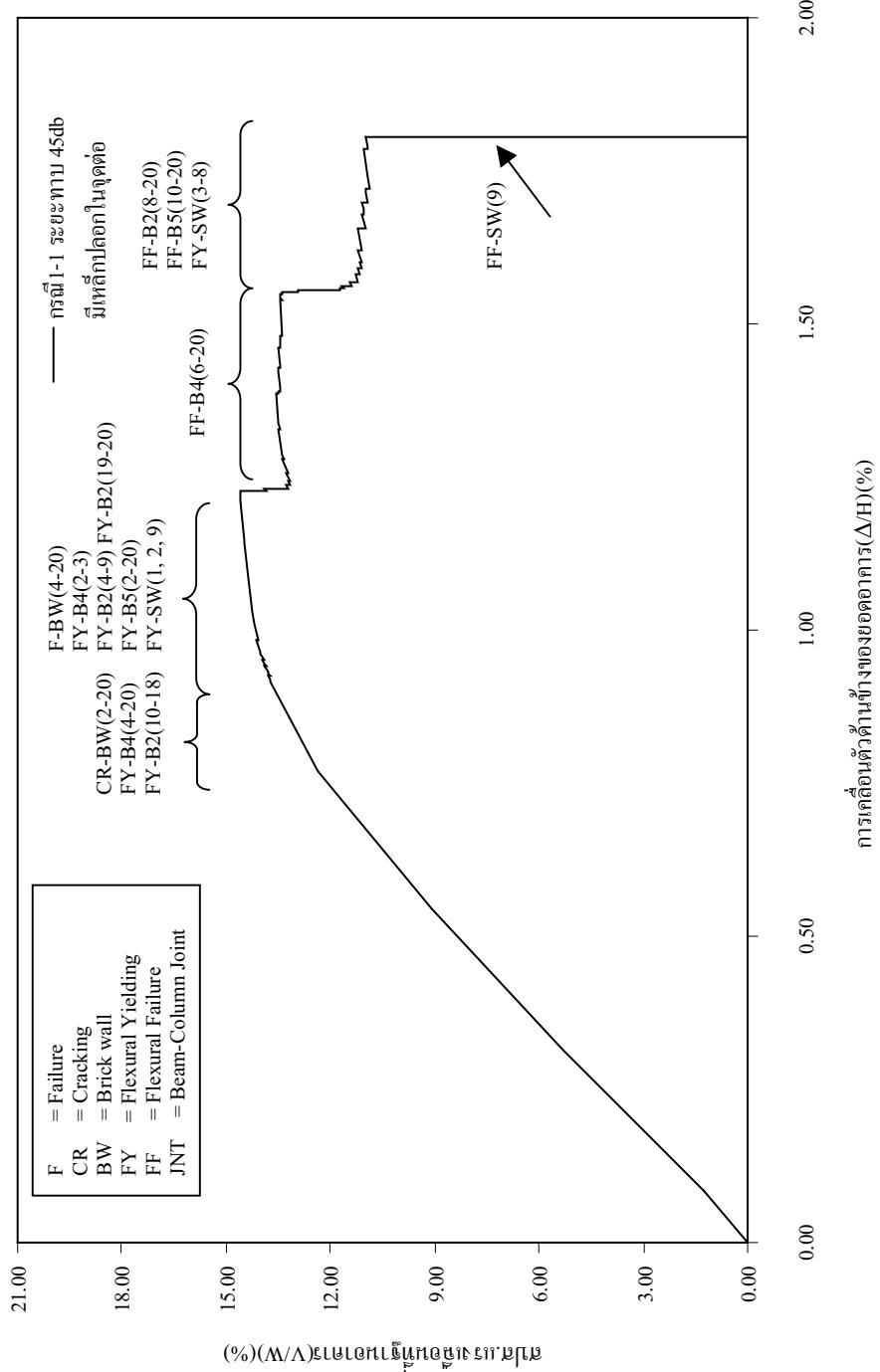
พิจารณาผลของรายละเอียดการเสริมเหล็กกรณีที่ 2 เหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คาน ไม่มีความต่อเนื่องมีระยะฟัง 15 ซม. Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.35 กรณีที่ 2-1 (ระยะทابนบริเวณเสา มีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คาน มีค่าเท่ากับ 0.003) โครงสร้างวินบัดที่ 1 กำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 2

Capacity Curve สำหรับเปรียบเทียบผลของรายละเอียดเหล็กเสริมทั้ง 5 กรณี แสดงดังรูปที่ 5.36 และเมื่อพิจารณาผลของเหล็กปلو กบริเวณจุดต่อเสา-คาน ผลของการต่อทابในเสา บริเวณจุดต่อเสา-คาน และผลของความไม่ต่อเนื่องของเหล็กล่างที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.37 รูปที่ 5.38 และรูปที่ 5.39 ตามลำดับ

เมื่อพิจารณาผลของเหล็กปلو กบริเวณจุดต่อเสา-คาน เปรียบเทียบกับไม่เสริมเหล็กปلو กบริเวณจุดต่อเสา-คาน ที่ระยะทابในเสา บริเวณจุดต่อเสา-คาน มีค่า 45db และ 24db พบว่า เมื่อไม่เสริมเหล็กปلو กบริเวณจุดต่อเสา-คาน การเคลื่อนตัวของยอดอาคาร มีค่าลดลงประมาณร้อยละ 32 ความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้าง ไม่เปลี่ยนแปลง

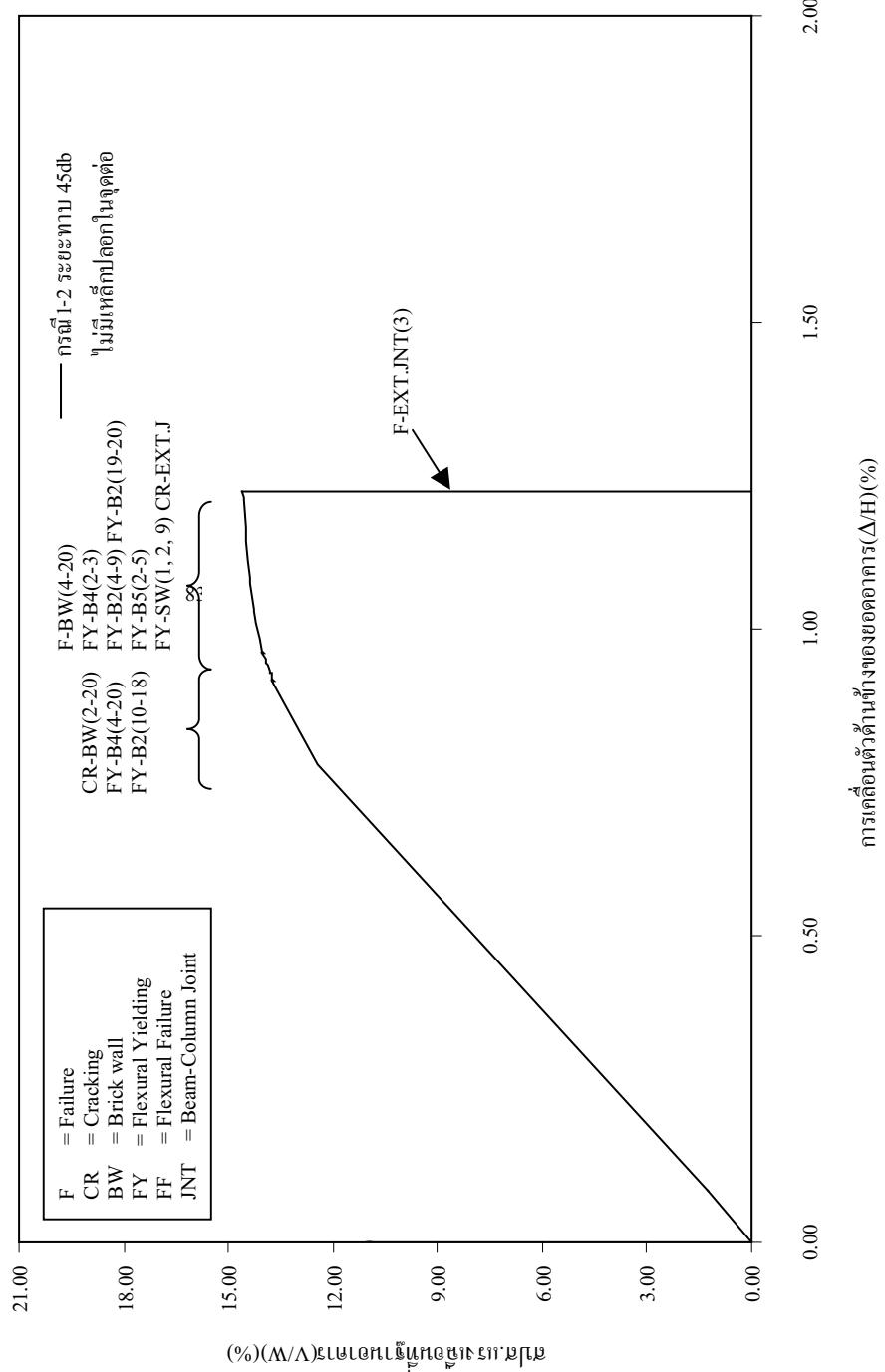
เมื่อพิจารณาการต่อทابนบริเวณจุดต่อเสา-คาน โดยระยะต่อทابในเสา บริเวณจุดต่อเสา-คาน มีค่าลดลงจาก 45db เป็น 24db ที่อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คาน มีค่าเท่ากับ 0.003 พบว่า การเคลื่อนตัวของยอดอาคาร ความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้าง ไม่เปลี่ยนแปลง

เมื่อพิจารณาความต่อเนื่องของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คาน เปรียบเทียบกับเมื่อไม่มีความต่อเนื่องของเหล็กล่างในจุดต่อเสา-คาน โดยมีระยะฟังในเสา 15 ซม. ที่อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คาน มีค่าเท่ากับ 0.003 พบว่า เมื่อเหล็กล่างในจุดต่อเสา-คาน ไม่มีความต่อเนื่อง การเคลื่อนตัวของยอดอาคาร มีค่าเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 21.50 ความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างลดลงประมาณร้อยละ 8.90

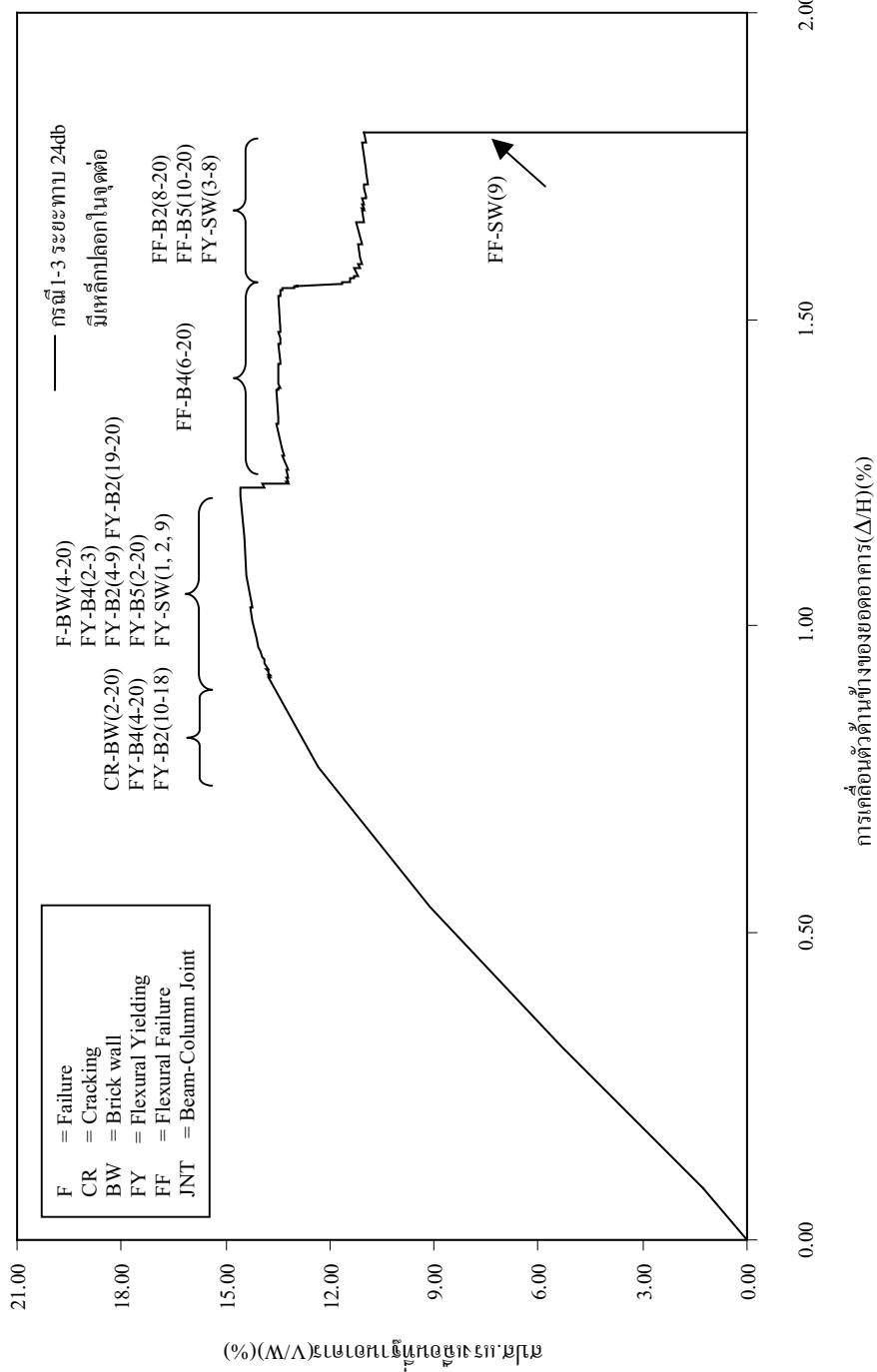


รูปที่ 5.31 ผลของจุดต่อกรัม 1-1 ต่อความสามารถด้านทางแรงเหวี่ยง ระหว่าง โครงสร้าง

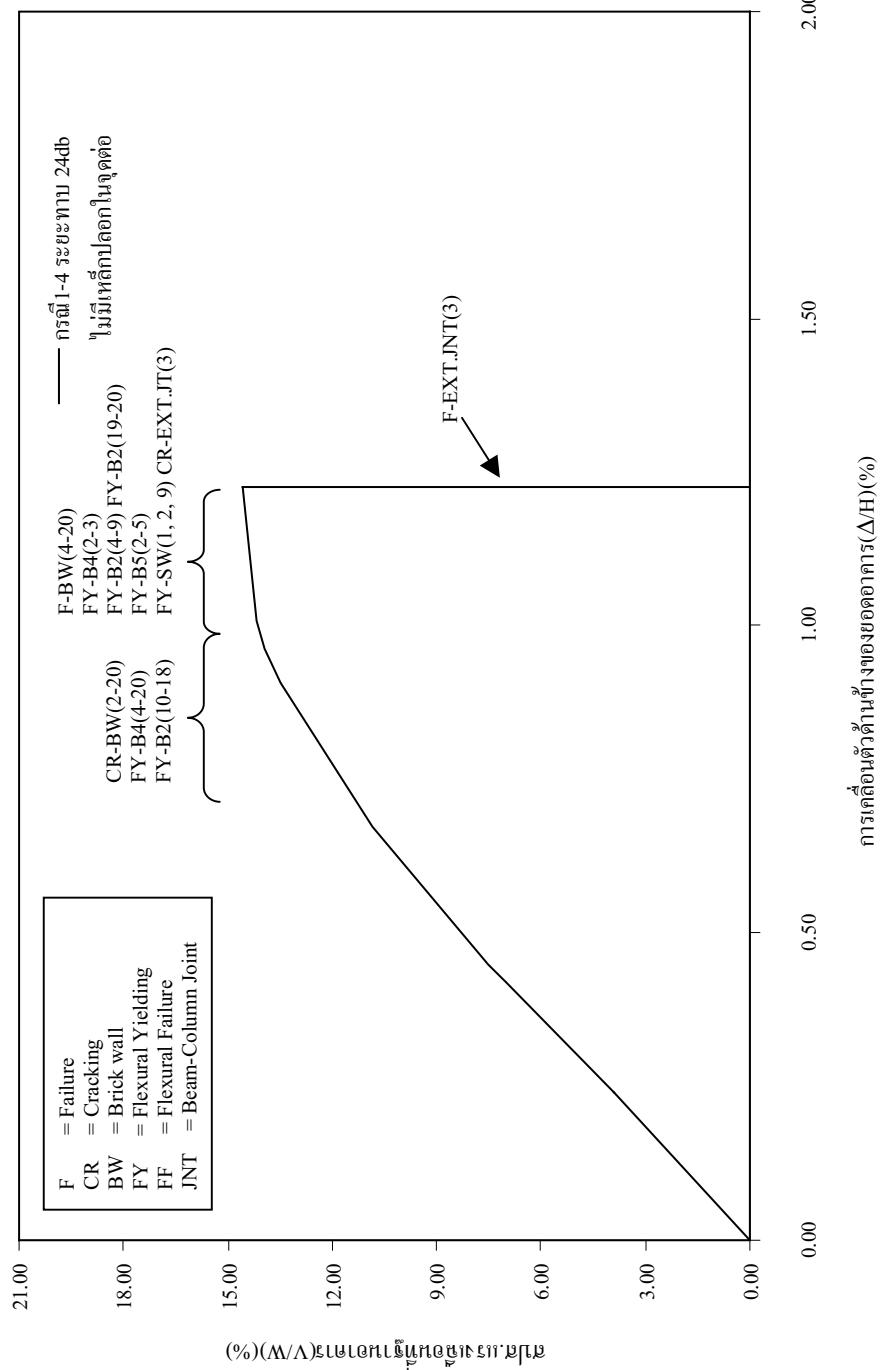
การเปลี่ยนตัวดำเนินงานของลดเชิง ($\Delta H\%$) (%)



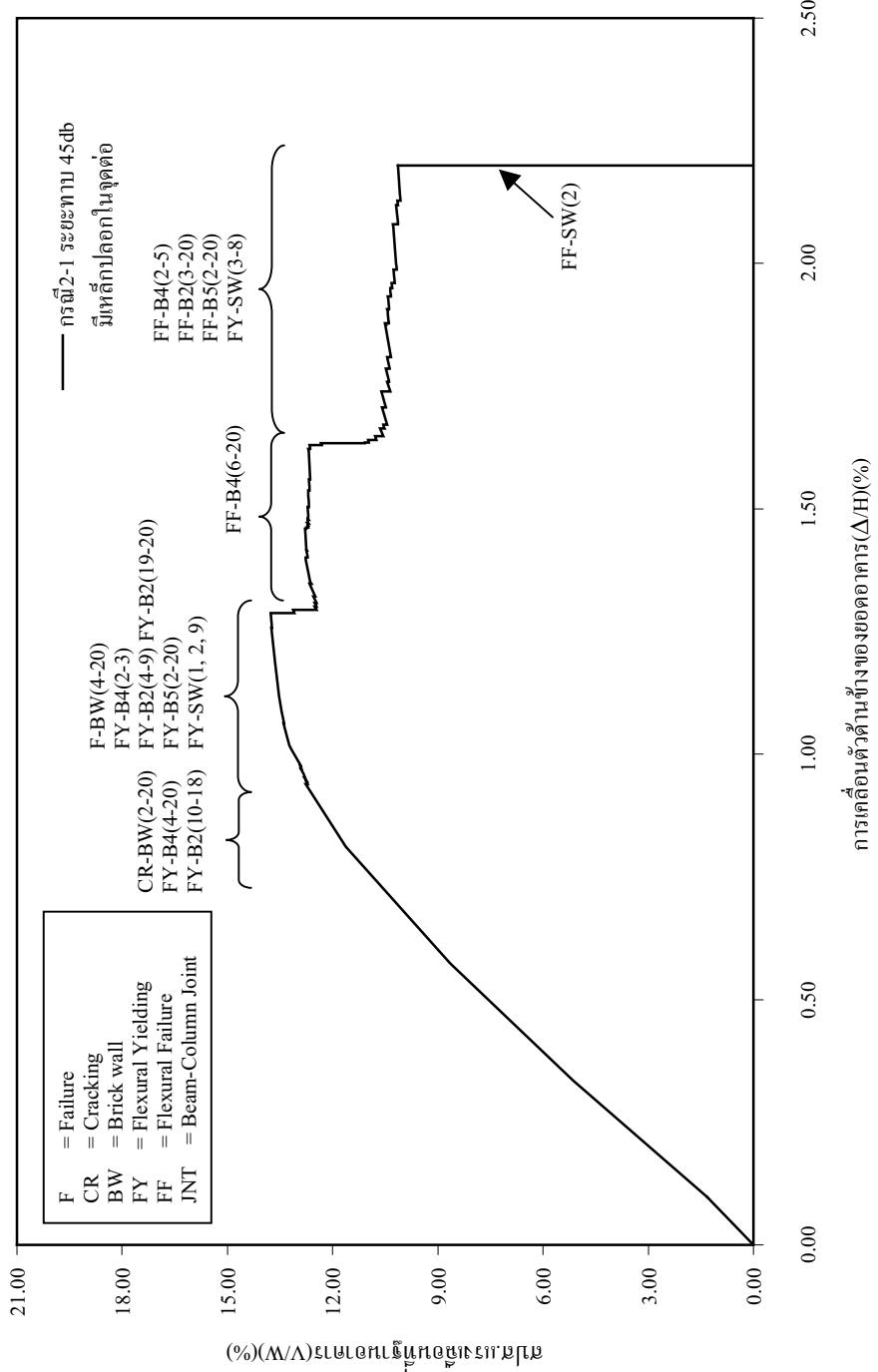
รูปที่ 5.32 ผลของจุดต่อกัน 1-2 ต่อกาวยานสำนวนแรงเหนิดนิ หวาน โค้งสีรุ้ง



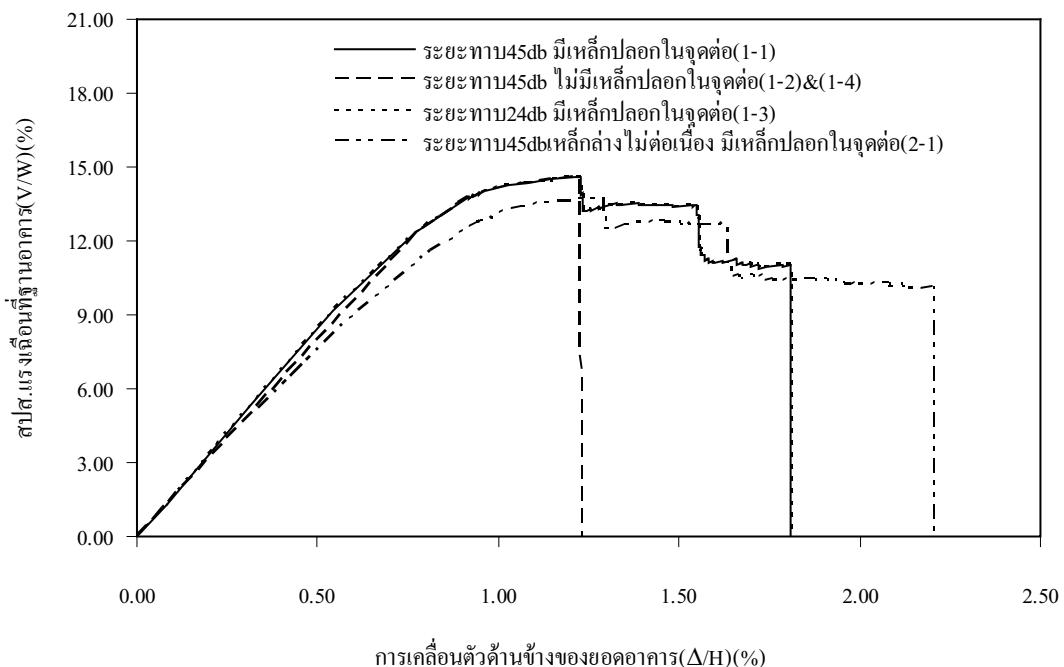
รูปที่ 5.33 ผลทดลองดูดต่อกัน 1-3 ต่อความสามารถด้านทางแรงเหวี่ยงตามค่า Δ/H (%)



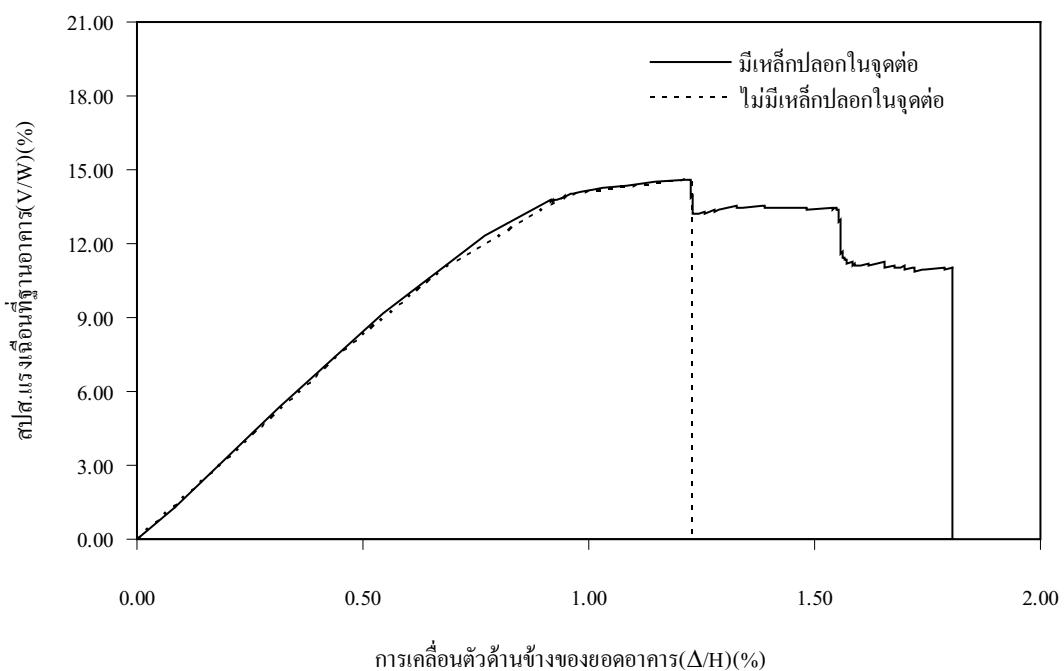
รูปที่ 5.34 ผลของจุดต่อกรัส 1-4 ต่อกำลังตามตารางตัวบทานงานโครงสร้างในที่หัวของโครงสร้าง



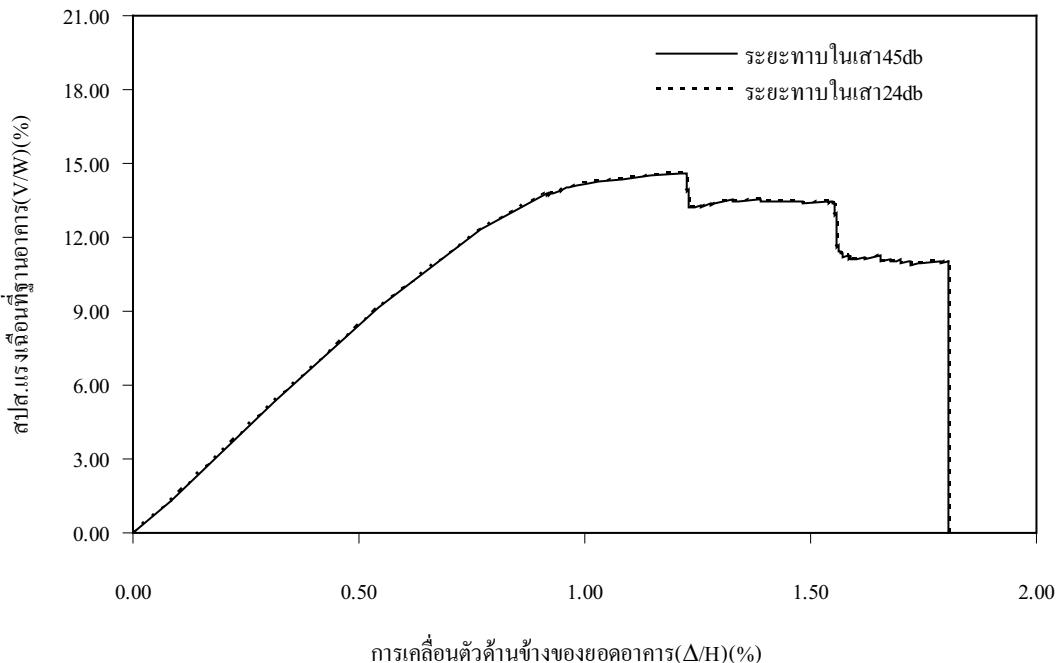
រូប 5.35 ផតាគងចុចតែករដី 2-1 តែគាមសកម្មរតីបានរបស់និង ការរំលែកការចិត្តក្នុងក្រែងត្រូវ



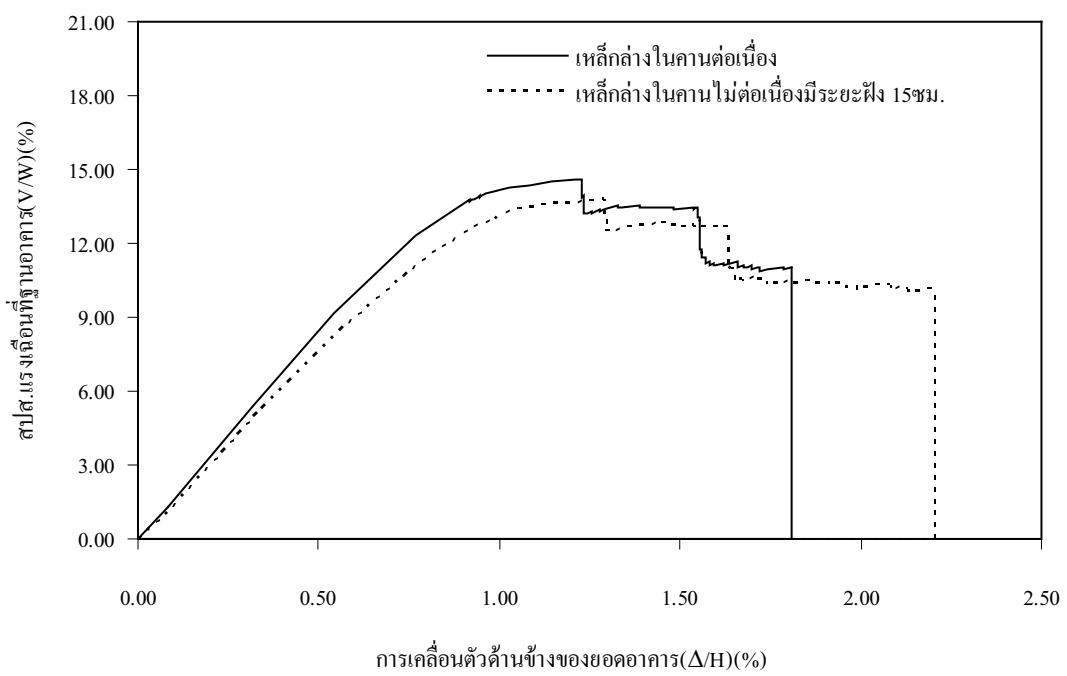
รูปที่ 5.36 ผลของรายละเอียดเหล็กเสริมบริเวณจุดต่อเสา-คาน



รูปที่ 5.37 ผลของเหล็กเสริมตามขวางบริเวณจุดต่อเสา-คาน



รูปที่ 5.38 ผลของระยะทابในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คาน



รูปที่ 5.39 ผลของระยะผิ้งของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานต่อความสามารถด้านทาน
แรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

บทที่ 6

ตัวอย่างการคำนวณและผลการวิจัยอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเนื่อง: ส่วนที่ 2

การวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาสมมติฐานในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารพักอาศัย 5 ชั้น และอาคารเรียน 20 ชั้น ในการศึกษาได้ทำการจำลององค์อาคารตามหลักการที่แสดงไว้ในที่ 3 และทำการวิเคราะห์โดยวิธีให้แรงผลักด้านข้าง (Static pushover analysis)

6.1 การศึกษาสมมติฐานในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารพักอาศัย 5 ชั้น

อาคารที่ศึกษาเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก มีความสูงจากฐาน rak ถึงชั้นดาดฟ้า เท่ากับ 17.5 เมตร จากแปลนพื้น(รูปที่ 6.1) อาคารมีความยาว 20 เมตร กว้าง 16 เมตร โดยจะเห็นว่า อาคารค่อนข้างสมมาตรทั้งสองแกน ในการศึกษาได้ประเมินสมมติฐานในการต้านทานแผ่นดินไหว ของโครงข้อแข็งหมายเลข 5 คานของชั้นที่ 1 ถึง 5 มีขนาดเท่ากัน ล่วงเสามีขนาด $0.25 \text{ m} \times 0.25 \text{ m}$ ในชั้นบนสุด และมีขนาด $0.45 \text{ m} \times 0.50 \text{ m}$ ในชั้นล่างสุด โดยเสามีขนาดแตกต่างกันทุกชั้น

6.1.1 น้ำหนักบรรทุกและคุณสมบัติพื้นฐานของวัสดุ

อาคารนี้ได้รับการออกแบบให้ต้านทานน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก แต่เพียงอย่างเดียวโดยไม่ได้คำนึงถึงผลกระทบจากแผ่นดินไหว อาคารนี้มีความสูงและลักษณะที่ใกล้เคียงกับอาคารพาณิชย์ที่มีการก่อสร้างกันทั่วไปในประเทศไทย ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะประเมินความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารนี้ ข้อกำหนดทั่วไปในการออกแบบอาคารและคุณสมบัติของวัสดุสามารถสรุปได้ดังนี้

- น้ำหนักบรรทุกของหลังคา	1000 N/m^2
- น้ำหนักบรรทุกของพื้น	2000 N/m^2
- กำลังอัดของคอนกรีต	20 MPa
- กำลังครากขันต่ำของเหล็กเสริมกลม	240 MPa

ในการวิเคราะห์ได้คำนึงถึงน้ำหนักบรรทุกจรที่อาจเกิดขึ้นขณะเกิดแผ่นดินไหว โดยมีค่าเท่ากับ 45% ของน้ำหนักบรรทุกจรในการออกแบบ และคำนึงถึงการที่กำลังครากจริงของเหล็กเสริมสูงกว่ากำลังครากขันต่ำโดยได้เพิ่มกำลังครากของเหล็กเสริมอีก 45% (Kiattivisanchai 2001) ในการวิจัยนี้ได้ใช้โปรแกรม SAP2000 ในการวิเคราะห์เชิงตัวเลข รูปที่ 6.2 แสดงแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์เพื่อประเมินสมมติฐานในการต้านทานแผ่นดินไหวด้วยวิธีให้แรงผลักด้านข้างโดย

การจำลองพฤติกรรมของชิ้นส่วนต่างๆ เป็นสิ่งที่สำคัญเพื่อให้พัฒนาพฤติกรรมได้ใกล้เคียงความจริง

6.1.2 การจำลองโครงสร้าง

องค์อาคารที่เป็นคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อรับแรงดัดเกินแรงดัดแตกร้าว (cracking moment) จะทำให้โมเมนต์อินเนอร์เชี่ยวของหน้าตัดคลดลง แบบจำลองนี้ได้ใช้โมเมนต์อินเนอร์เชี่ยวเท่ากับ 50% และ 70% ของหน้าตัดเต็ม (gross section) สำหรับคานและเสาตามลำดับ (ATC-40 1996) โครงสร้างเมื่อได้รับแผ่นดินไหวมักเกิดความเสียหายที่บริเวณปลายขององค์อาคารถ้าองค์อาคารไม่เกิดการวิบัติแบบประภานีองจากแรงเฉือน ในการวิเคราะห์จึงได้จำลองข้อต่อขององค์อาคารตามที่แสดงในรูปที่ 6.3 โดย rigid zone แสดงถึงการเพิ่มขึ้นอย่างมากของสติฟเนสในบริเวณที่เสาและคานมาต่อกัน โดยความยาวของ rigid zone ได้สมมติเท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกของเสาหรือคาน ส่วนจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) และถึงบริเวณที่มีพฤติกรรมไม่เป็นเชิงเส้นของเสาหรือคานเมื่อรับแรงดัด พฤติกรรมรับแรงดัดของจุดหมุนพลาสติกแสดงได้ดังรูปที่ 6.4 แรงดัดและมุมหมุนที่จุดคราก (M_y และ θ_y) ขององค์อาคารได้จากการวิเคราะห์หน้าตัด (section analysis) ซึ่งเป็นการคำนวณหาแรงดัดที่เกิดจากผลกระทบของโมเมนต์ของแรงบันพันที่ยื่อยๆ ในคอนกรีตและเหล็กเสริม โดยสมมติการกระจายความเครียดบนหน้าตัดเป็นเส้นตรง ในการวิเคราะห์นี้ได้ใช้โปรแกรม XTRACT (XTRACT, 2002) ส่วนค่าความหนึ่งและกำลังเหลือค้างได้อ้างอิงจาก ATC-40 ตารางที่ 6.1 และ 6.2 และถึงแม้จะมีความต่างๆ กันในรูปที่ 6.3 แต่ก็แสดงถึงความต่างๆ กันในรูปที่ 6.4 ที่มาจากการวิเคราะห์ของ rigid zone รวมถึงกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาและคานตามลำดับ ซึ่งพบว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารสูงกว่ากำลังรับแรงดัดดังเห็นได้จากการเปรียบเทียบแรงดัดที่จุดครากกับแรงดัดที่อาจจะเกิดขึ้นถ้าแรงเฉือนมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือน โดยมีสมมติฐานว่าเกิดจุดตัดกลับที่กึ่งกลางขององค์อาคาร

แต่ละชั้นจะมีกำแพงก่ออิฐบล็อกห้องแต่ละห้องออกจากกัน การจำลองพฤติกรรมของกำแพงก่ออิฐเป็นสิ่งสำคัญในการวิเคราะห์โครงสร้างรับแรงด้านข้าง จากการวิจัยในอดีตได้มีการเสนอแบบจำลองของกำแพงก่ออิฐไว้หลายแบบจำลอง (Crisafulli และคณะ 2000) ในงานวิจัยนี้ได้ใช้ Equivalent strut model [FEMA-273 1997] โดยจำเพงก่ออิฐในการศึกษานี้มีคุณสมบัติดังนี้

- | | |
|---------------------------------|---------|
| - กำลังรับแรงอัดของกำแพงก่ออิฐ | 4.0 MPa |
| - โมดูลัสยึดหยุ่นของกำแพงก่ออิฐ | 1.3 GPa |

หลักการของ Equivalent strut นั้นจำเพงก่ออิฐจะถูกจำลองเป็นชิ้นส่วนรับแรงอัดในแนวทแยงมุมของกำแพงดังรูปที่ 6.2 โดยที่ความกว้างของชิ้นส่วนรับแรงอัดได้มีเสนอใน FEMA-273 (1997) กำแพงก่ออิฐที่ไม่มีการเสริมแรงอ่างเพียงพอนั้นมีโอกาสหักที่กำแพงจะวิบัติเนื่องจากหน่วยแรงเฉือนบริเวณรอยต่อ ก่อนการวิบัตินี้องจากแรงอัดในแนวทแยง (Kiattivisanchai 2001) ในงานวิจัยนี้จึงได้สมมติให้กำลังของกำแพงก่ออิฐถูกความคุณโดยหน่วยแรงเฉือนบริเวณรอยต่อ

ส่วนค่าความหนึ่งวะและกำลังเหลือค้างได้อ้างอิงจาก ATC-40 (1996) ตารางที่ 6.3 แสดงคุณสมบัติของกำแพงก่ออิฐในชั้นต่างๆ ของอาคาร

ฐานรากของอาคารที่ทำการศึกษาเป็นฐานรากเสาเข็ม โดยใช้เสาเข็มหน้าตัดรูปตัวไอขนาด $0.30 \times 0.30 \times 21.00$ m จำนวน 2 ตัน ลักษณะและคุณสมบัติของชั้นดินได้แสดงในรูปที่ 6.5 ดินในบริเวณที่ก่อสร้างอาคารเป็นดินอ่อน ดังนั้นเมื่ออาคารได้รับแรงทางด้านข้างจะเกิดการเคลื่อนตัวของฐานรากด้วย ซึ่งพฤติกรรมดังกล่าวต้องมีคำนึงถึงในการวิเคราะห์เพื่อให้ใกล้เคียงสภาพความเป็นจริง

ในงานวิจัยนี้ได้ใช้สปริงด้านข้างเพื่อแทนพฤติกรรมของฐานรากเสาเข็มที่รับแรงด้านข้าง โดยสติฟเนสของสปริงนั้นต้องทำการคำนวณจากค่าต่างๆ ตามลำดับดังนี้

1. สติฟเนสของดินตลอดความยาวเสาเข็มซึ่งแสดงโดย coefficient of horizontal subgrade reaction
2. สติฟเนสที่หัวเสาเข็มที่อยู่ในดิน ซึ่งคำนวณจากทฤษฎีความนิรันดร์ของฐานรากยึดหยุ่น
3. สติฟเนสรวมของเสาเข็มทุกตันในของฐานรากเสาเข็ม โดยใช้การรวมสติฟเนสโดยตรง

ได้มีผู้เสนอสมการในการคำนวณหา coefficient of horizontal subgrade reaction ไว้มากราย ในงานวิจัยนี้ได้อ้างอิง Japan Road Association (1992) ซึ่งได้พัฒนามาจากผลการทดลองจำนวนมาก โดยคำนวณจาก

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4}$$

โดยที่ k_H = coefficient of horizontal subgrade reaction (kg/cm^2)

k_H = coefficient of horizontal subgrade reaction ที่เทียบเท่ากับกรณีที่ทำการทดสอบบกคดดินด้วยแผ่นเหล็กแข็งเส้นผ่านศูนย์กลาง 30 cm ซึ่งสามารถประมาณได้จากโมดูลัสของดิน

B_H = ความกว้างของบริเวณที่รับแรง (cm)

ในการวิเคราะห์หาสติฟเนสที่หัวเสาเข็มที่อยู่ในดิน ได้ใช้ทฤษฎีความนิรันดร์ของฐานรากยึดหยุ่น โดยสมมติให้เสาเข็มมุกรองรับด้วยสปริงจำนวนหนึ่งตันที่มีสติฟเนสเท่ากับ coefficient of horizontal subgrade reaction โดยสปริงแต่ละตัวเป็นอิสระต่อกัน (รูปที่ 6.6) สามารถเขียนสมดุลของแรงได้ดังนี้

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + k_H Dy = 0$$

จากการแก้สมการ กรณีที่หัวเสาเข้มไม่มีการหมุน สติฟเนสที่หัวเสาเข้มจะมีค่าเท่ากับ $4EI\beta^3$ ส่วนในกรณีที่หัวเสาเข้มหมุนได้อิสระสติฟเนสที่หัวเสาเข้มจะมีค่าเท่ากับ $2EI\beta^3$ โดยที่ $\beta = \sqrt{k_H D / 4EI}$ จากการคำนวณข้างต้นจะได้ค่าสติฟเนสของสปริงด้านข้างตามที่แสดงในตารางที่ 6.4

6.1.3 ผลการวิเคราะห์

ในงานวิจัยได้วิเคราะห์กรณีต่างๆ จำนวน 4 กรณี ดังนี้

1. พิจารณาฐานรากเป็นแบบยึดแน่น และไม่พิจารณาคำแพงก่ออิฐ
2. พิจารณาฐานรากเป็นแบบยึดแน่น และพิจารณาคำแพงก่ออิฐ
3. พิจารณาฐานรากมีการเคลื่อนตัวโดยที่หัวเสาเข้มหมุนได้อิสระ และพิจารณาคำแพงก่ออิฐ
4. พิจารณาฐานรากมีการเคลื่อนตัวโดยที่หัวเสาเข้มไม่มีการหมุน และพิจารณาคำแพงก่ออิฐ

จากการวิเคราะห์ให้แรงผลักด้านข้างเป็นสามเหลี่ยมหัวกลับจนกระทั่งโครงสร้างสูญเสียกำลังรับแรงด้านข้าง ในกรณีที่ 1 พบว่าโครงสร้างเกิดการวิบัติที่เสาชั้น 5 ซึ่งรับชั้นหลังค้าดังรูปที่ 6.7 จากการเปรียบเทียบกำลังรับแรงดัดที่จุดครากของเสาชั้น 5 กับเสาชั้น 4 และคาน พบร้ากำลังรับแรงดัดที่จุดครากของเสาชั้น 5 ต่ำกว่ากำลังรับแรงดัดที่จุดครากของเสาชั้น 4 และคานมาก รูปที่ 6.8แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อหน้าหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคาซึ่งจะเห็นว่าแรงเฉือนคล่องอย่างกะทันหันเมื่อเสาชั้น 5 สูญเสียกำลังรับแรง โดยที่แรงเฉือนที่ฐานต่อหน้าหนักเท่ากับ 0.08 ที่ระยะเคลื่อนตัวของหลังคากว่าประมาณ 8 cm จะเห็นได้ว่าการลดขนาดหน้าตัดของเสาลงในอาคารชั้นบนๆ เมื่อจากน้ำหนักบรรทุกที่ลดลงนั้นอาจทำให้เกิดการวิบัติที่สาเพราะกำลังรับแรงดัดของเสาต่ำกว่ากำลังของคาน

ในกรณีที่ 2 ซึ่งพิจารณาคำแพงก่ออิฐพบว่าเกิดการวิบัติขึ้นที่คานรับพื้นชั้น 2 ในฝั่งที่รับไมemenต์ลับ (รูปที่ 6.9) ที่เป็นเช่นนี้ เพราะอาคารนี้ไม่ได้ออกแบบรับแรงกระทำด้านข้างซึ่งจะเพิ่มไมemenต์ลับในคาน และเมื่อกำลังรับไมemenต์ลับไม่เพียงพอจะทำให้เกิดการวิบัติขึ้น รูปที่ 6.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อหน้าหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคากโดยเปรียบเทียบระหว่างกรณีที่ 1 และ 2 จากกราฟจะเห็นว่าเมื่อพิจารณาคำแพงทำให้สติฟเนสเพิ่มขึ้นประมาณ 100 % โดยคานบรรทุกในโหนดที่ 1 ลดลงจาก 1.17 วินาที ในกรณีที่ไม่พิจารณาคำแพงก่ออิฐ เป็น 0.85 วินาที ในกรณีที่พิจารณาคำแพงก่ออิฐ และด้วยเหตุที่รูปแบบการวิบัติเปลี่ยนไป กำลังและความหนีบของโครงสร้างก็เปลี่ยนแปลงตาม โดยที่แรงเฉือนที่ฐานต่อหน้าหนักทั้งหมดเพิ่มขึ้นเป็น 0.2 และมีความหนีบเพิ่มขึ้น

ในกรณีที่คิดการเคลื่อนตัวของฐานราก (กรณีที่ 3 และ 4) พบว่าเกิดการวินท์ที่หัวเสาชั้นที่ 3 ดังแสดงในรูปที่ 6.11 เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคา (รูปที่ 6.12) ซึ่งเปรียบเทียบกรณีที่ฐานรากเป็นแบบอีดแน่น (กรณีที่ 2) แบบที่มีการเคลื่อนตัวโดยที่หัวเสาเข้มมุนได้อิสระ (กรณีที่ 3) และแบบที่มีการเคลื่อนตัวโดยที่หัวเสาเข้มไม่มีการหมุน (กรณีที่ 4) พบว่าในอาคารที่ทำการศึกษา สติฟเนสของฐานรากมีผลต่อสติฟเนสเริ่มต้นของโครงสร้างเพียงเล็กน้อย โดยกรณีที่ 3 ทำให้สติฟเนสเริ่มต้นของโครงสร้างต่ำที่สุด กำลังรับแรงด้านข้างมีการเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยสำหรับแบบจำลองฐานรากที่ต่างกัน ในอาคารที่ทำการศึกษานี้พบว่าความหนึ่งนิยามความไวต่อสติฟเนสของฐานรากค่อนข้างมาก โครงสร้างที่มีพฤติกรรมไม่เชื่อเส้นอยู่หลายตำแหน่ง การเปลี่ยนแปลงของบางพารามิเตอร์จะส่งผลต่อลำดับความเสียหายและการวินท์ขององค์อาคารในโครงสร้าง ซึ่งจะส่งผลต่อกำลังและความหนึ่งนิยาม ขณะนี้การจำลองโครงสร้างให้ใกล้เคียงสภาพความเป็นจริงเป็นสิ่งสำคัญ รวมทั้งควรพิจารณาความไวของกำลังและความหนึ่งนิยมต่อพารามิเตอร์ขององค์อาคารด้วย

6.2 การศึกษาสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารเรียน 20 ชั้น

การวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารเรียน 20 ชั้น อาคารที่ศึกษานี้เป็นโครงสร้างข้อแข็งผสมกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก มีความสูงจากฐานรากถึงชั้นดาดฟ้าเท่ากับ 99.6 เมตร จากแปลนพื้นอาคารมีความยาว 60.8 เมตร กว้าง 38 เมตร ใน การศึกษาได้ประเมินสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวของโครงข้อแข็ง 1 โครง ซึ่งมีโครงสร้างใกล้เคียงกับโครงอื่นๆ คานรองรับพื้นมีขนาด $0.25 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}$ ส่วนเสา มีขนาดใหญ่ที่สุดเท่ากับ $1.20 \text{ m} \times 1.20 \text{ m}$ ในชั้นล่าง และมีขนาดเล็กที่สุดเท่ากับ $0.80 \text{ m} \times 0.80 \text{ m}$ ในชั้นบนสุด

6.2.1 น้ำหนักบรรทุกและคุณสมบัติพื้นฐานของวัสดุ

อาคารนี้ได้รับการออกแบบให้ต้านทานน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วงและแรงลม โดยไม่ได้คำนึงถึงผลกระทบจากแผ่นดินไหว ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะประเมินความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารนี้ ข้อกำหนดทั่วไปในการออกแบบอาคารและคุณสมบัติของวัสดุสามารถสรุปได้ดังนี้

- น้ำหนักบรรทุกของหลังคา 3000 N/m^2
- น้ำหนักบรรทุกของพื้น 5000 N/m^2
- กำลังอัดของคอนกรีต 30 MPa
- กำลังครากขันต่ำของเหล็กเสริมกลม 400 MPa

ในการวิเคราะห์ได้คำนึงถึงน้ำหนักบรรทุกของที่อาจเกิดขึ้นขณะเกิดแผ่นดินไหวโดยมีค่าเท่ากับ 45% ของน้ำหนักบรรทุกของในการออกแบบ และคำนึงถึงการที่กำลังครากจริงของเหล็กเสริมสูงกว่ากำลังครากขึ้นต่ำโดยได้เพิ่มกำลังครากของเหล็กเสริมอีก 15% (Kiattivisanchai 2001) ตารางที่ 6.5 แสดงแรงที่กระทำกับเสาต้นใน

ในการวิเคราะห์ได้ปรับขนาดของกำแพงรับแรงเฉือนให้มีค่าการสั่นในโหนดแรกใกล้เคียงกับอาคารโดยทั่วไป โดยค่าการสั่นในโหนดแรกคำนวณจากสมการที่เสนอโดย ชาคร พีชร์ เจริญ และ เป็นหนึ่ง วนิชชัย (2002)

$$T=0.015H^{1.05}$$

โดยที่ H คือความสูงของอาคารมีหน่วยเป็นเมตร จากสมการค่าการสั่นในโหนดแรกของอาคารนี้เท่ากับ 1.9 วินาที ในการวิจัยนี้ใช้ได้ใช้โปรแกรม SAP2000 ในการวิเคราะห์เชิงตัวเลข รูปที่ 6.13 แสดงแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์เพื่อประเมินสมรรถนะในการด้านทานแผ่นดินไหวด้วยวิธีให้แรงผลักด้านข้าง โดยการจำลองพฤติกรรมของชิ้นส่วนต่างๆ เป็นสิ่งที่สำคัญเพื่อให้ทำงานอย่างพอดีกับความจริง

6.2.2 ผลการวิเคราะห์

จากการวิเคราะห์ให้แรงผลักด้านข้างเป็นสามเหลี่ยมหัวกลับจนกระทั่งโครงสร้างสูญเสียกำลังรับแรงด้านข้าง พบว่าโครงสร้างเกิดการวิบัติที่ปลายคานของชั้นที่ 11-14 ดังรูปที่ 6.14 โดยที่ยังไม่เกิดความเสียหายที่สาหัสซึ่นเป็นเพียงกำลังรับแรงดัดครากของเสาสูงกว่าของคาน รูปที่ 6.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อหน้าหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคาซึ่งจะเห็นว่าแรงเฉือนตกลงอย่างกระทันหันเมื่อคานสูญเสียกำลังรับแรง โดยค่าแรงเฉือนที่ฐานต่อหน้าหนักทั้งหมดมีค่าสูงสุดประมาณ 0.24

ตารางที่ 6.1 กำลังรับแรงดัดและแรงเฉือนของเสา

Column	Axial Load (kN)	Width (m)	Depth (m)	Longitudinal steel (%)	My^* (kN-m)	θ_y^{**} (rad)	Shear strength (kN)	Moment to reach shear strength (kN-m)
C1	63	0.25	0.25	0.7	22	1.70E-03	128	192
C1	52	0.25	0.25	0.7	21	1.68E-03	127	190
C2	204	0.25	0.25	2.3	56	2.31E-03	141	211
C2	161	0.25	0.25	2.3	54	2.35E-03	137	205
C3	345	0.25	0.30	2.4	86	2.16E-03	178	268
C3	271	0.25	0.30	2.4	83	2.22E-03	172	257
C4	490	0.30	0.40	1.8	170	2.07E-03	267	400
C4	384	0.30	0.40	1.8	161	2.08E-03	257	385
C5	641	0.35	0.50	1.2	257	1.98E-03	368	644
C5	503	0.35	0.50	1.2	239	1.92E-03	355	622
C6	788	0.45	0.50	0.9	291	1.94E-03	447	447
C6	619	0.45	0.50	0.9	267	1.87E-03	431	431

หมายเหตุ * My = Yielding moment** θ_y = Yielding rotation

ตารางที่ 6.2 กำลังรับแรงดัดและแรงเฉือนของคาน

Beam	Width (m)	Depth (m)	Longitu- dinal steel (%)	Positive Bending		Negative Bending		Shear strength (kN)	Moment to reach shear strength (kN-m)
				M_y *	θ_y **	M_y *	θ_y **		
B4	0.25	0.50	2.1	230	1.70E-03	142	1.45E-03	179	492
B8	0.15	0.35	2.2	54	1.59E-03	54	1.59E-03	76	76
B9	0.25	0.50	2.1	170	1.50E-03	201	1.61E-03	156	428
RB4	0.20	0.40	2.0	112	1.84E-03	67	1.57E-03	128	351
RB6	0.15	0.30	1.6	28	1.57E-03	28	1.57E-03	59	59
RB7	0.20	0.40	2.0	67	1.57E-03	112	1.84E-03	88	243

Remark

* M_y = Yielding moment

** θ_y = Yielding rotation

ตารางที่ 6.3 คุณสมบัติของกำแพงก่ออิฐ

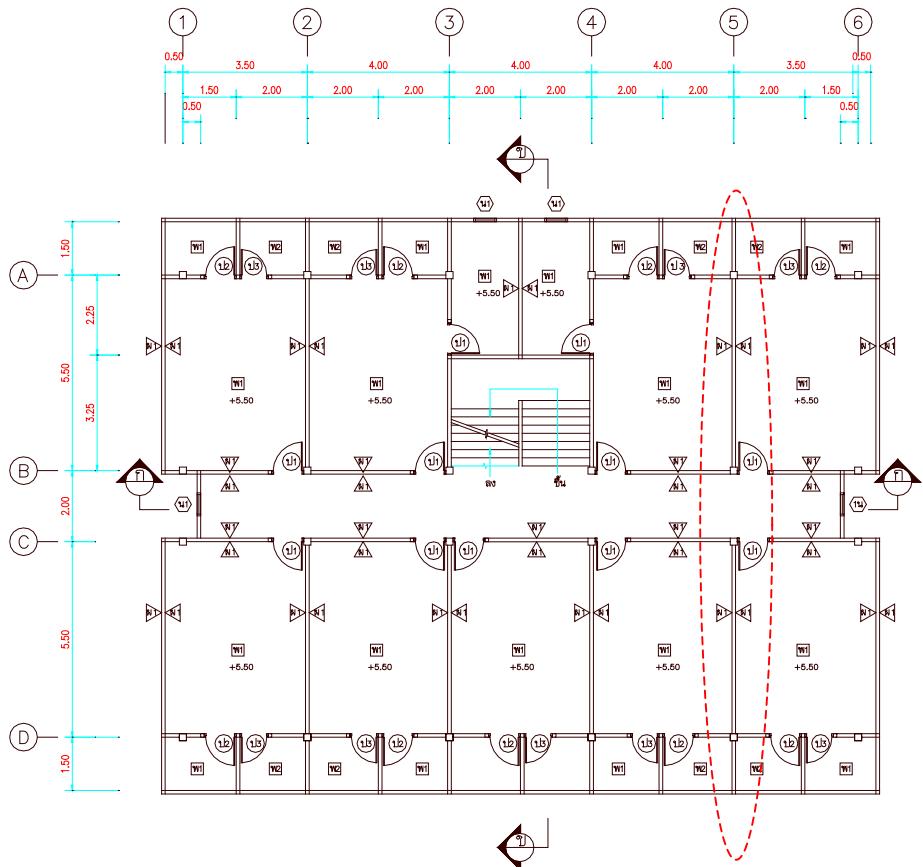
Wall	Length (m)	Height (m)	Strength (kN)	Yielding displacement (m)
W1	5.25	2.55	80.17	0.0084
W2	5.25	2.50	79.37	0.0083
W3	5.20	2.50	78.99	0.0078
W4	5.10	2.50	78.25	0.0070
W5	5.00	3.00	86.63	0.0075

ตารางที่ 6.4 สติฟเนสของสปริงด้านข้าง

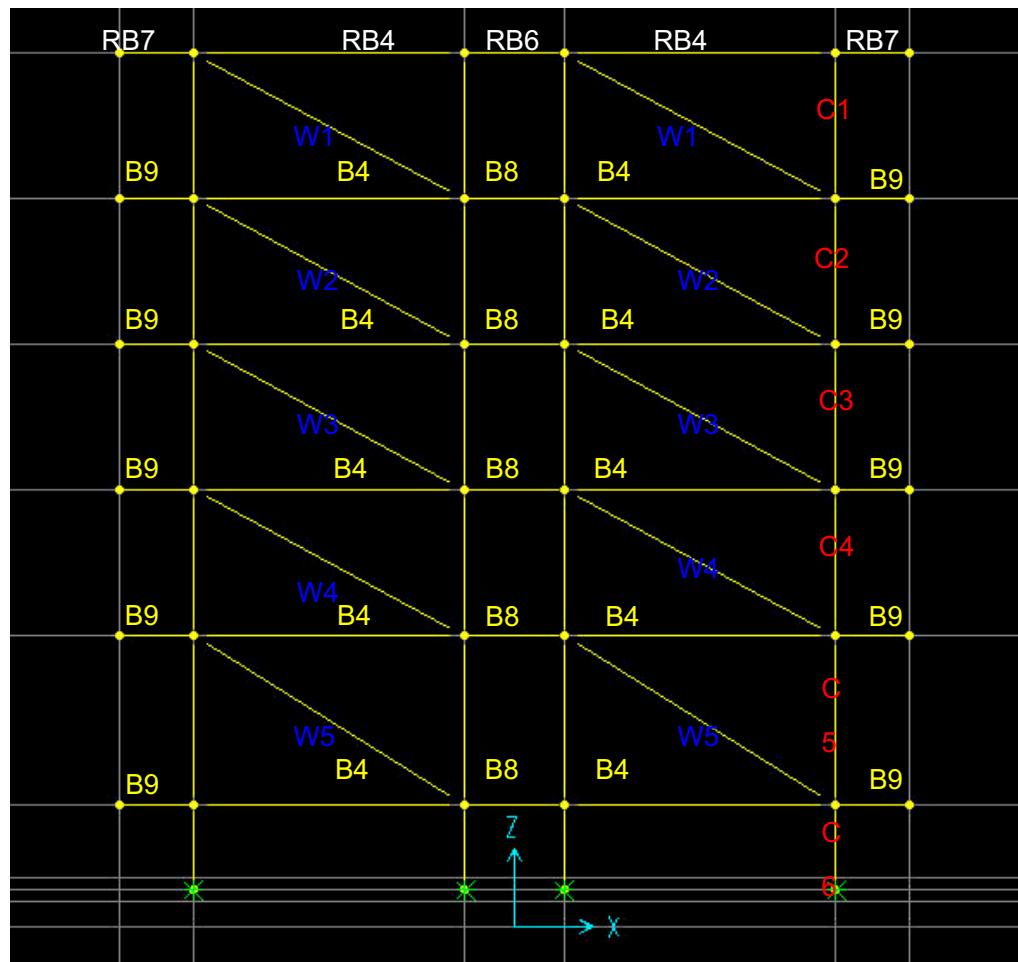
Condition of pile head	Lateral stiffness of pile foundation (kN/m)
<i>Fixed top</i>	4.94×10^4
<i>Free top</i>	2.47×10^4

ตารางที่ 6.5 แรงที่กระทำกับเสาตันใน

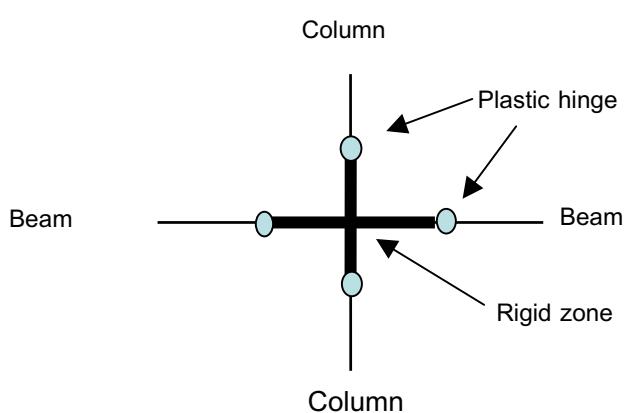
Floor	Height (m)	Column width (m)	Column depth (m)	Floor Load (T)	Wall (T)	Dead Load DL (T)	Live Load (T)	Likely Live Load LLL (T)	DL+LLL (T)
20	4.7	0.80	1.00	19.70	0.00	28.72	8.66	3.90	32.62
19	4.7	0.80	1.00	19.70	6.20	34.92	14.44	6.50	41.42
18	4.7	0.80	1.00	19.70	6.20	34.92	14.44	6.50	41.42
17	4.7	0.80	1.00	19.70	6.20	34.92	14.44	6.50	41.42
16	4.7	0.80	1.00	19.70	6.20	34.92	14.44	6.50	41.42
15	4.7	0.80	1.00	19.70	6.20	34.92	14.44	6.50	41.42
14	4.7	1.00	1.00	19.70	6.20	37.18	14.44	6.50	43.68
13	4.7	1.00	1.00	19.70	6.20	37.18	14.44	6.50	43.68
12	4.7	1.00	1.00	19.70	6.20	37.18	14.44	6.50	43.68
11	4.7	1.00	1.00	19.70	6.20	37.18	14.44	6.50	43.68
10	4.7	1.00	1.00	19.70	6.20	37.18	14.44	6.50	43.68
9	4.7	1.00	1.00	19.70	6.20	37.18	14.44	6.50	43.68
8	4.7	1.00	1.00	19.70	6.20	37.18	14.44	6.50	43.68
7	4.7	1.00	1.20	19.70	6.20	39.44	14.44	6.50	45.93
6	4.7	1.00	1.20	19.70	6.20	39.44	14.44	6.50	45.93
5	4.7	1.00	1.20	19.70	6.20	39.44	14.44	6.50	45.93
4	4.7	1.00	1.20	30.90	6.20	50.64	25.84	11.63	62.26
3	4.7	1.00	1.20	30.90	6.20	50.64	25.84	11.63	62.26
2	4.7	1.00	1.20	30.90	6.20	50.64	25.84	11.63	62.26
M	4.7	1.00	1.20	30.90	6.20	50.64	25.84	11.63	62.26
1	5.6	1.00	1.20	30.90	7.70	54.73	25.84	11.63	66.36



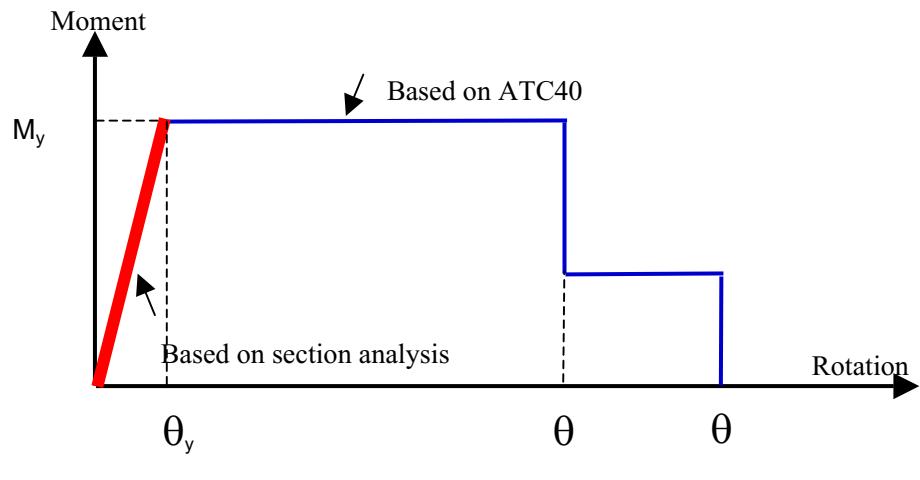
รูปที่ 6.1 แปลนพื้น



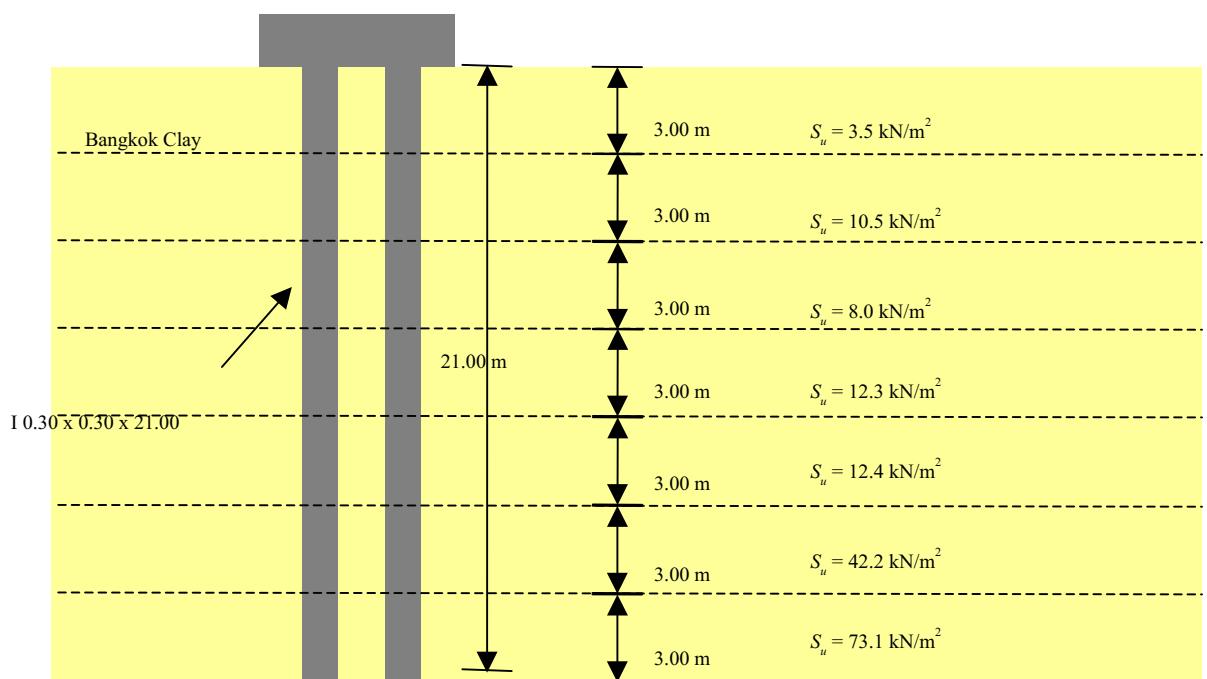
รูปที่ 6.2 แบบจำลองในการวิเคราะห์



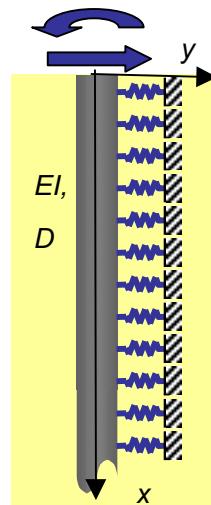
รูปที่ 6.3 แบบจำลองของข้อต่อ



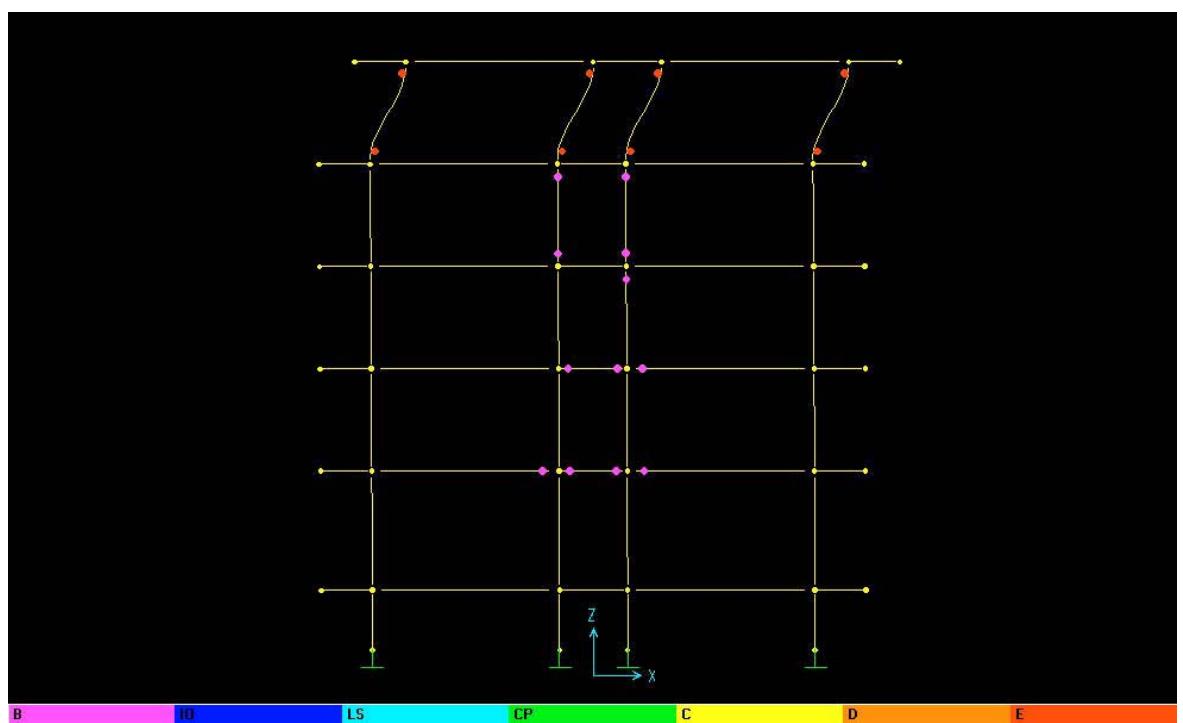
รูปที่ 6.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงดูดและมุมหนนของจุดหมุนพลาสติก



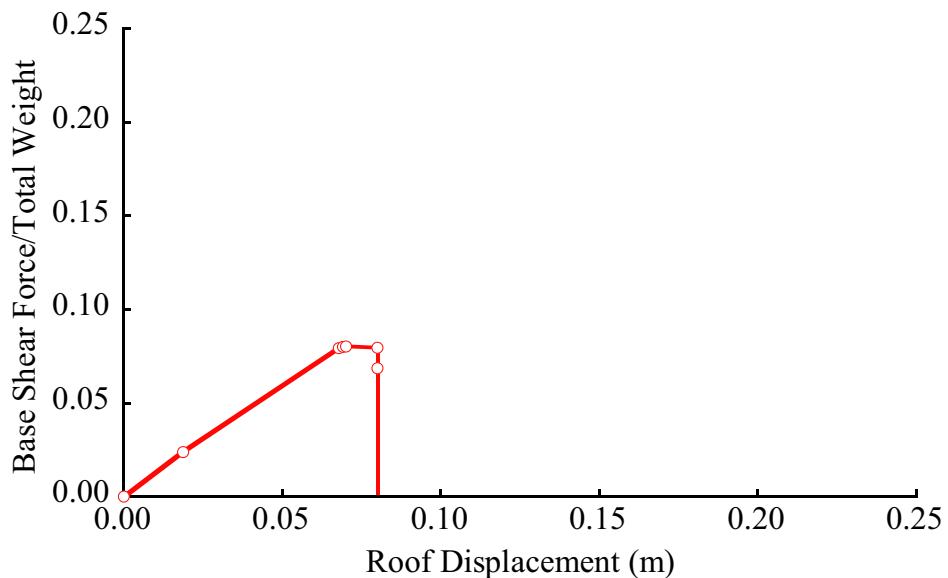
รูปที่ 6.5 ชั้นคินที่ทำการศึกษา



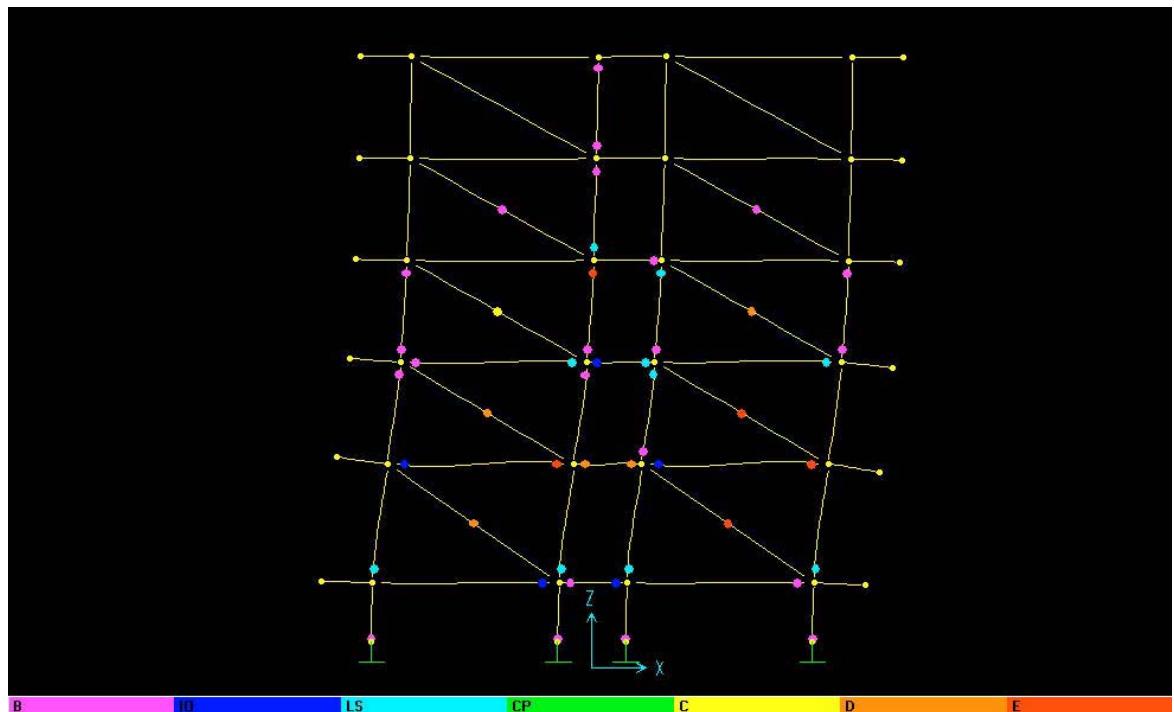
รูปที่ 6.6 แบบจำลองคานบนฐานรากยึดหยุ่น



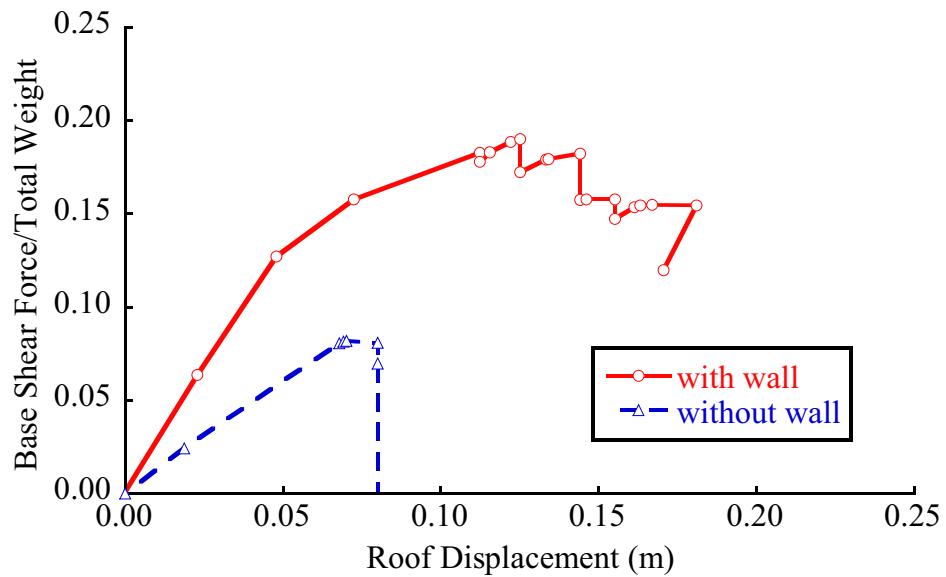
รูปที่ 6.7 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของโครงสร้าง (กรณีที่ 1)



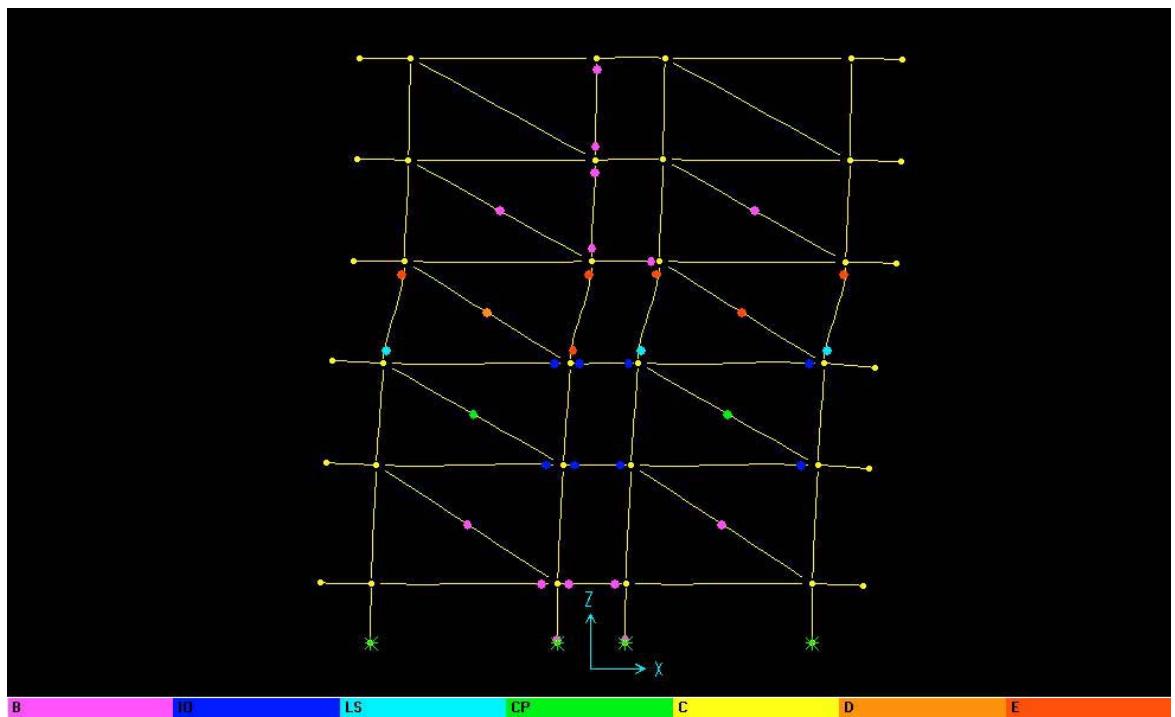
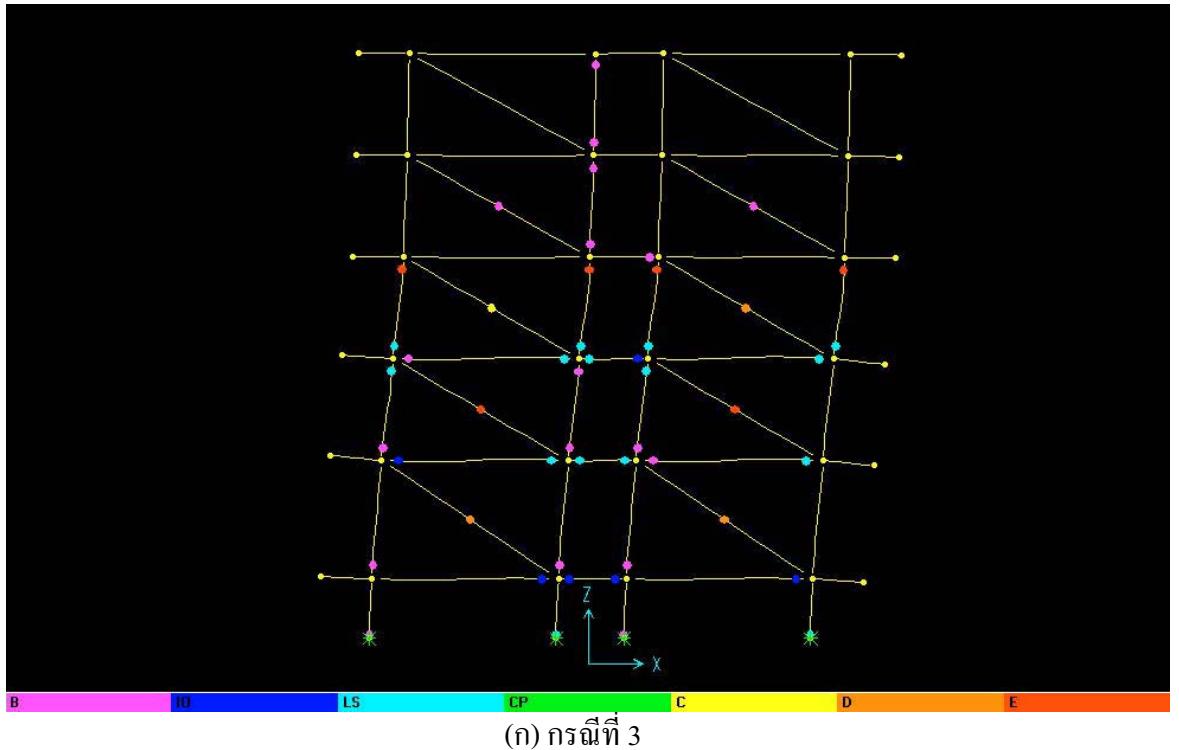
รูปที่ 6.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคา
(กราฟที่ 1)



รูปที่ 6.9 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของโครงสร้าง (กราฟที่ 2)

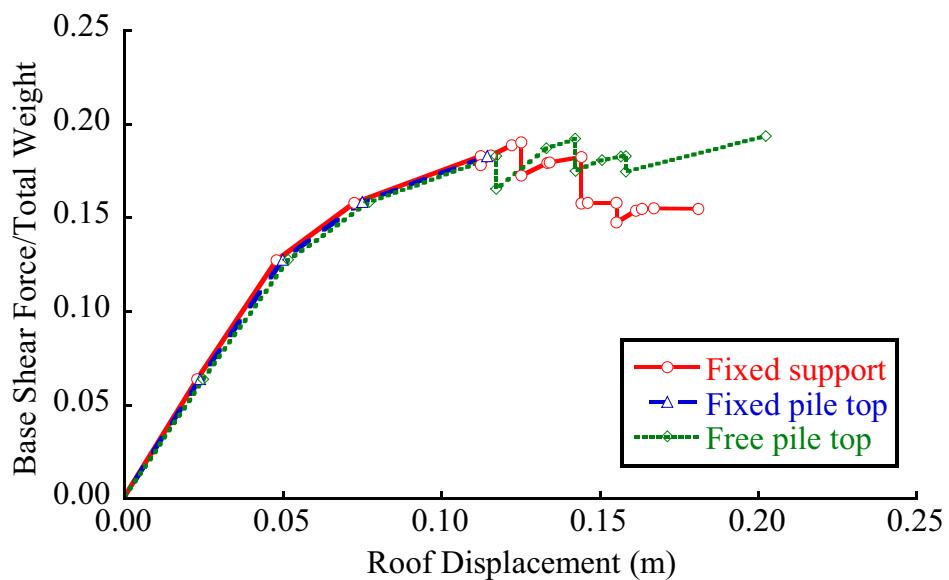


รูปที่ 6.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่ำน้ำหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคา
(กรณีที่ 1 และ 2)

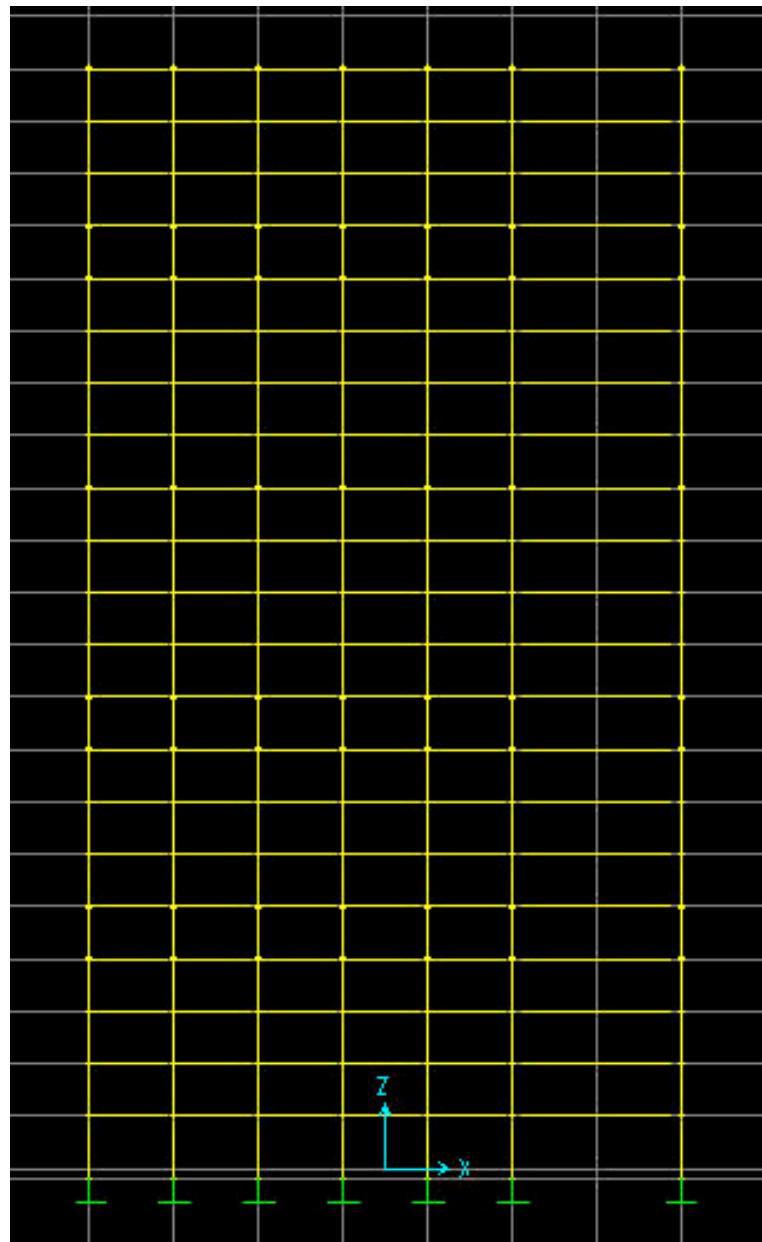


(ว) กรณีที่ 4

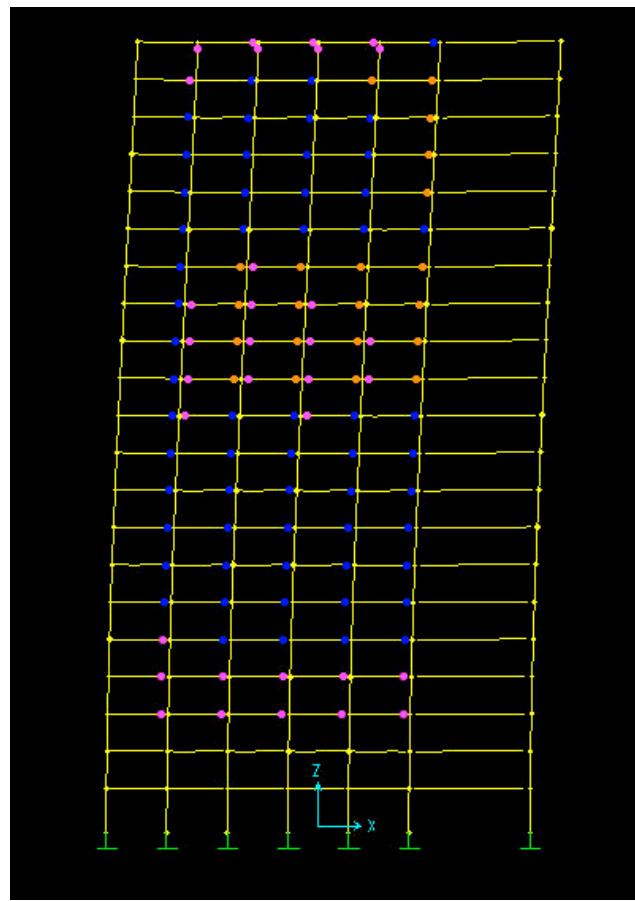
รูปที่ 6.11 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของโครงสร้าง (กรณีที่ 3 และกรณีที่ 4)



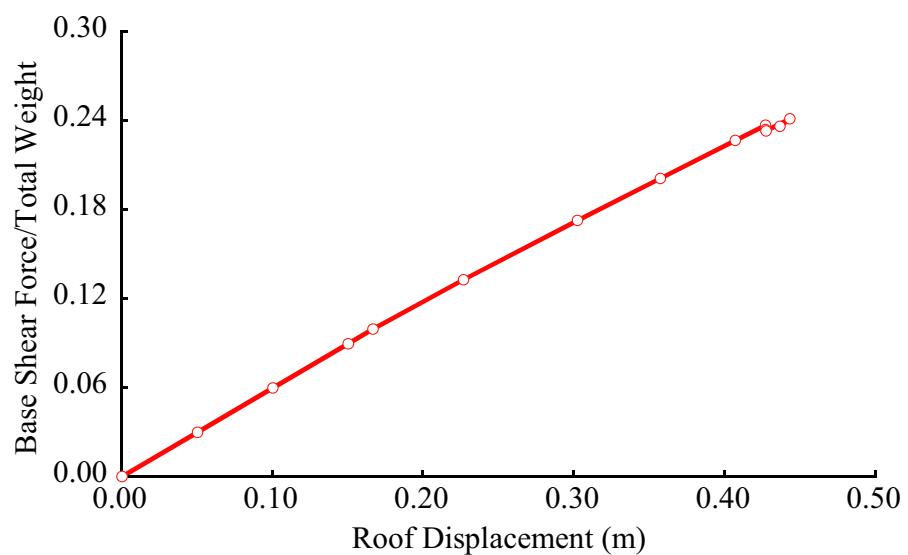
รูปที่ 6.12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่ำน้ำหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคา
(กรณีที่ 2 3 และ 4)



รูปที่ 6.13แบบจำลองในการวิเคราะห์



รูปที่ 6.14 การเปลี่ยนแปลงรูปทรงของโครงสร้าง



รูปที่ 6.15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคา

บทที่ 7

ตัวอย่างการคำนวณและผลการวิจัยอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ชนิดพื้น-เสา-ผนังแรงเนื่อง

อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คาน 2 อาคารตัวอย่าง (Tam 2003; ณัฐวุฒิ 2546) ซึ่งมีที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานคร โดยทั้ง 2 อาคารดังกล่าวได้พิจารณาถึงกำลังและสติฟเนสของโครงสร้างในการรับแรงกระทำทางด้านข้างซึ่งเป็นแรงอันเนื่องมาจากการแผ่นดินไหว และได้ศึกษาถึงปัจจัยสำคัญในการด้านแรงกระทำทางด้านข้างเช่น กำแพงอิฐก่อสร้างราก ผนังแรงเนื่อง และความแข็งบริเวณหัวเสา เป็นต้น

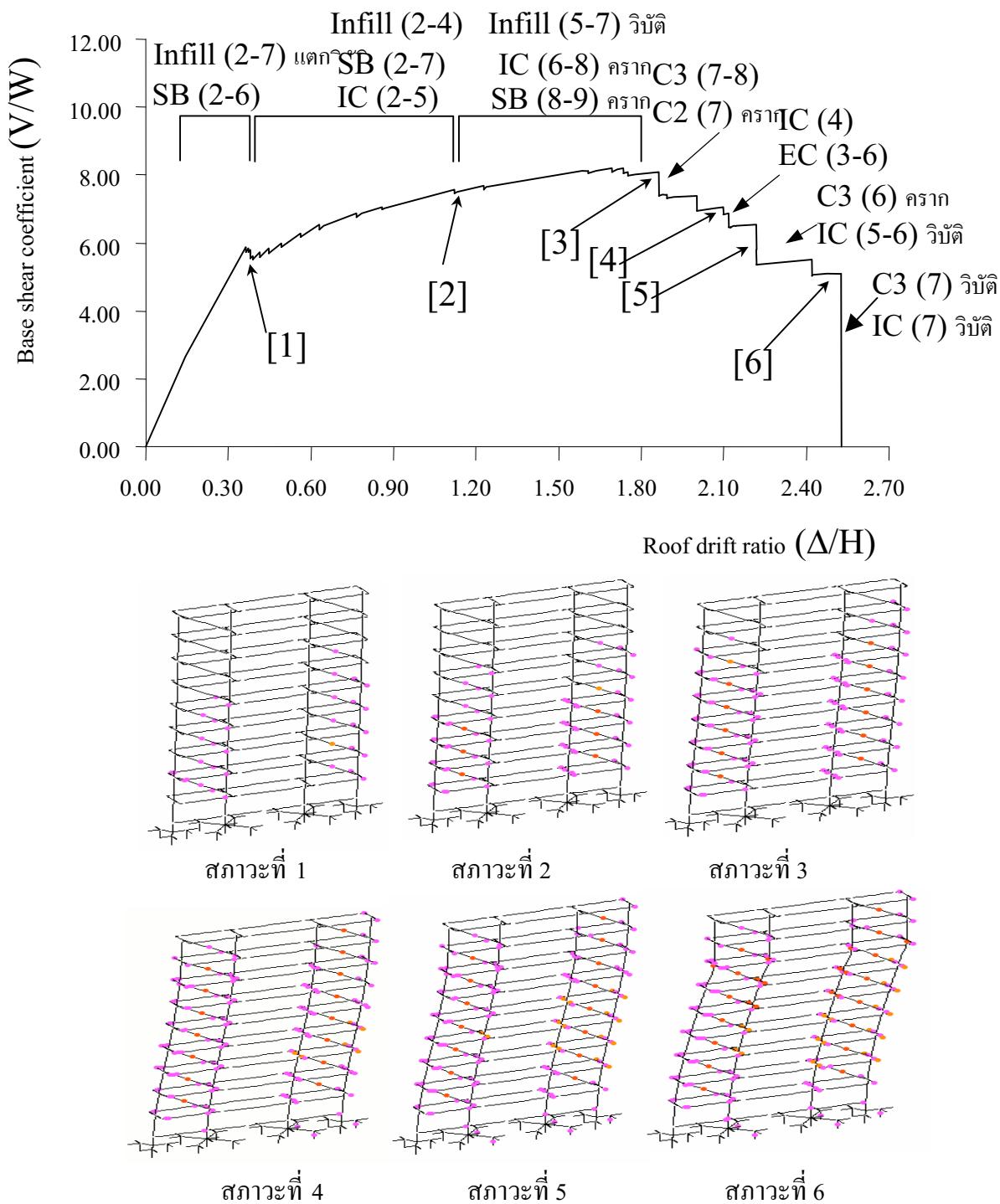
7.1 ตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คานสูง 9 ชั้น

โดยอาคารตัวอย่างที่ 1 ที่ใช้ในการศึกษาเป็นอาคารประเภทที่พักอาศัยจำนวน 9 ชั้น สูง 23.4 เมตร โดยมีความสูงในแต่ละชั้นเท่ากับ 2.6 เมตร มีกำลังอัดของคอนกรีตถูปทรงกระบอกที่ 28 วัน(f_c') ในส่วนของเสา, คาน และฐานราก มีค่าเท่ากับ 235 กก./ซม.² และในส่วนของพื้นมีค่าเท่ากับ 320 กก./ซม.² โดยจะใช้เหล็กเกรดคุณภาพ SD24 และ SD40 ซึ่งให้ค่ากำลังในสภาพว่างานเท่ากับ 3410 กก./ซม.² และเหล็กเสริมอัดแรงใช้ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 12.7 มิลลิเมตร มีกำลังรับแรงดึงในสภาพประดัดเท่ากับ 18,200 กก./ซม.² ผนังกันระหว่างห้องเป็นผนังอิฐก่อสร้างมีค่ากำลังประดัดประมาณ 40 กก./ซม.² และโฉลลักษ์คิดหยุ่นของผนังมีค่า 13,000 กก./ซม.²

7.1.1 พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คาน

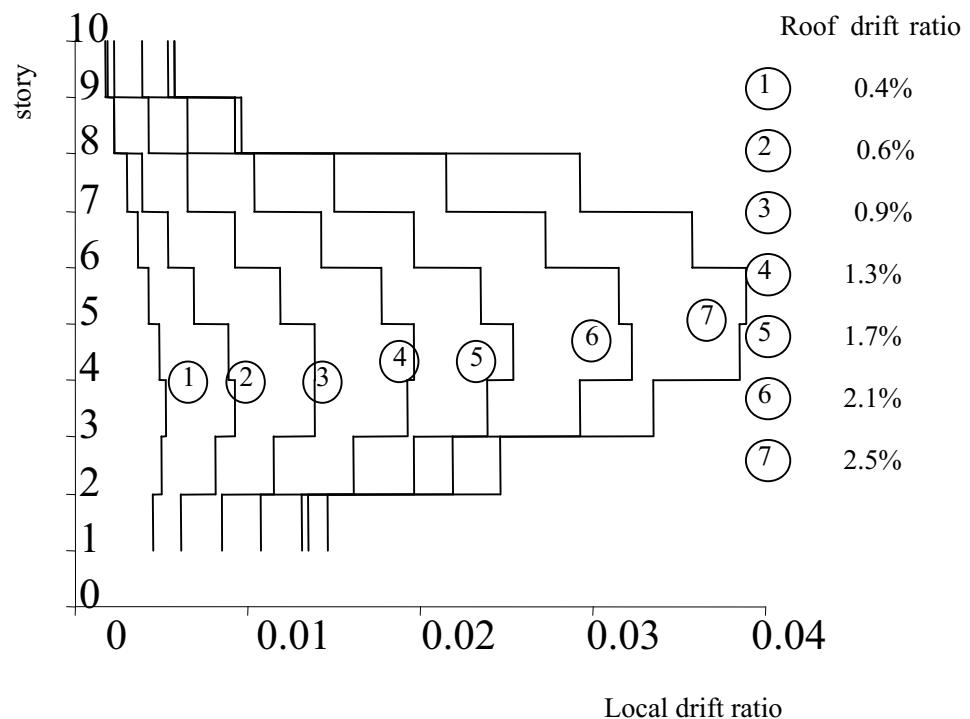
จากการศึกษาความสามารถในการด้านแรงแผ่นดินไหวที่พิจารณาถึงองค์ประกอบทุกๆ ส่วนของอาคาร เช่น ระบบของฐานราก, กำแพงอิฐก่อสร้าง, การแทกร้าวของตัวอาคาร เป็นต้น โดยลักษณะการวิบัติของโครงสร้าง โดยรวมจะเริ่มจากการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในช่วงอิลาสติก โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงเรืองเนื่องที่ฐานของโครงสร้าง (base shear) กับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของยอดอาคาร (roof displacement) เป็นเส้นตรง และเมื่อโครงสร้างได้รับแรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวอย่างต่อเนื่องจนเกินช่วงอิลาสติก มีผลให้เกิดการแทกร้าวของกำแพงอิฐก่อสร้าง พื้นคาน ตั้งแต่ชั้นที่ 2 ถึงชั้นที่ 7 ซึ่งจะทำให้ความสามารถด้านทานแรงทางด้านข้างของโครงสร้างลดลงเพียงเล็กน้อยเป็นลักษณะพื้นเลื่อย และจากนั้นเกิดการครากของพื้นคาน ตั้งแต่ชั้นที่ 2 ถึงชั้นที่ 6 และการวิบัติทั้งหมดของกำแพงอิฐก่อสร้าง หลังจากนั้นจะเกิดการการครากของจุดต่อภายใน ตั้งแต่ชั้นที่ 2 ถึงชั้นที่ 8 ดังนั้นกำลังของโครงสร้างจะลดลง และสุดท้ายจะเกิดการวิบัติที่จุดต่อของพื้น

เสาที่ชั้นที่ 4 ถึงชั้นที่ 7 ซึ่งการวินิจฉัยในลักษณะนี้เรียกว่าการวินิจฉัยแบบแรงเฉือนเจาะทะลุ (punching failures) ทั้งจุดต่อภายนอกและจุดต่อภายใน และสุดท้ายกำลังของโครงสร้างจะตกลงอย่างรวดเร็ว เมื่อเกิดการวินิจฉัยของเสาในชั้นที่ 7 ดังแสดงในรูปที่ 7.1



รูปที่ 7.1 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารประเภทแผ่นพื้น ไร้คาน
ที่ใช้ในการศึกษา

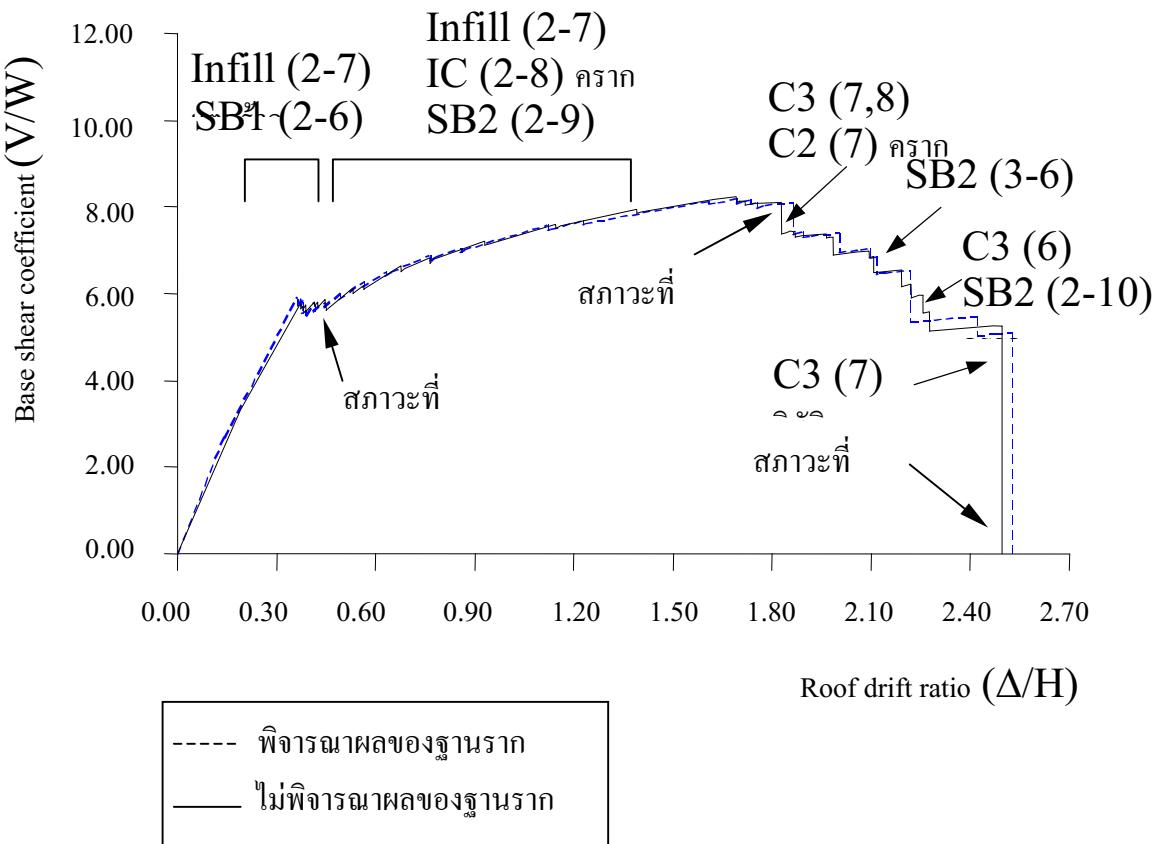
และจากพฤติกรรมในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารดังกล่าวสามารถแสดงผลให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ของ local drift profiles ในแต่ละชั้นของอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 7.2 โดยการครากของโครงสร้างจะเกิดขึ้นในสภาวะแรกนี้ประมาณ 0.4% ของ roof drift และโครงสร้างจะเกิดการวับติดประมาณ 2.5% ของ roof drift โดยโครงสร้างดังกล่าวจะเกิดการเสียรูปอย่างมากที่ตำแหน่งของชั้นที่ 3-7 และวับติดที่ชั้นที่ 7 ซึ่งจากพฤติกรรมการเสียรูปดังกล่าวจะสอดคล้องกับความสัมพันธ์ของ local drift ที่ได้



รูปที่ 7.2 Local drift profiles ของโครงสร้างในแต่ละระดับของ Roof drift ratio

7.1.2 ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

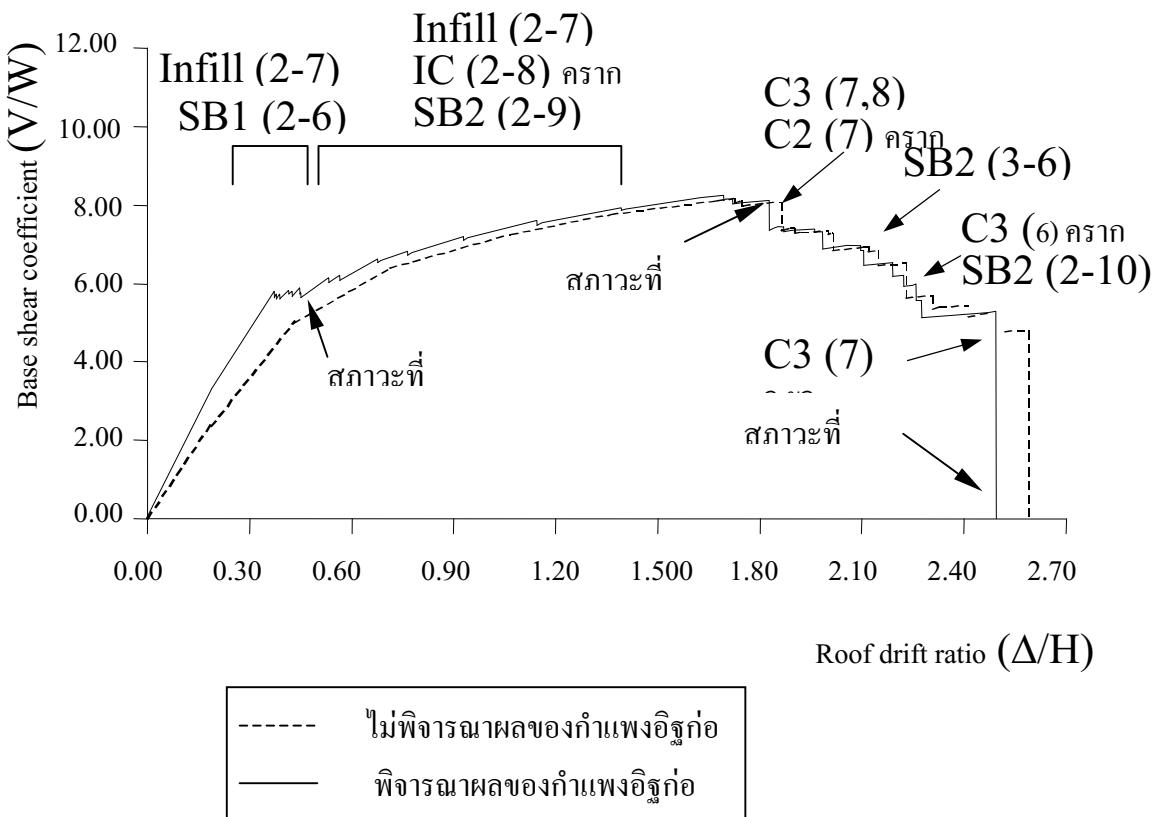
ผลของแบบจำลองของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง โดยพิจารณาจากแบบจำลองอาคารมีฐานรากเป็นแบบยึดแน่น (fix support) เพื่อที่จะไม่คำนึงถึงผลกระทบจากฐานรากของตัวอาคาร และพิจารณาแบบจำลองฐานรากร่วมกับเสาเข็ม พบว่าพฤติกรรมของแบบจำลองทั้งสองกรณีมีความแตกต่างกันอย่างมาก และพฤติกรรมการเสียรูปที่มีลักษณะที่ใกล้เคียงกัน ซึ่งผลดังกล่าวเนี่ยสามารถแสดงได้ว่าฐานรากในอาคารตัวอย่างมีส่วนร่วมอย่างมาก ดังนั้นฐานรากจึงไม่มีผลต่อกำลังในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 7.3



รูปที่ 7.3 ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

7.1.3 ผลของกำแพงอิฐก่อที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

ผลของกำแพงอิฐก่อที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง โดยใช้แบบจำลองโครงข้อแข็ง (bare frame) และคำนวณแนวทแยงเที่ยบเท่า (equivalent diagonal compressive strut) เพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ พนวณว่ากำแพงอิฐก่อที่มีลักษณะเป็นคำนวณ จะช่วยเพิ่มความแข็งแรง (stiffness) ให้กับโครงสร้างในช่วงก่อนเกิดการวินาทีของกำแพงอิฐก่อ แต่กำแพงอิฐก่อมีไฉช่ายเพิ่มกำลัง (strength) สูงสุดให้กับโครงสร้างเนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่มีความแข็งแรง ไม่มากนักเมื่อเทียบกับคานและเสา ดังนั้นกำแพงอิฐก่อจะเกิดการวินาทีก่อน และโครงอาคารจะเกิดการเปลี่ยนรูปจนถึงระดับความต้านทานสูงสุดเป็นผลให้ความสามารถต้านทานแรงด้านข้างลดลงมีลักษณะคล้ายฟันเลื่อย ดังแสดงในรูปที่ 7.4 และเมื่อกำแพงอิฐก่อส่วนใหญ่ วินาทีแล้วมีผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวและรูปแบบการวินาทีของโครงสร้างมีลักษณะเดียวกับกรณีที่ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ



รูปที่ 7.4 ผลของการเพิ่มกำแพงอิฐก่อที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

7.2 ตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คานสูง 30 ชั้น

โดยอาคารตัวอย่างที่ 2 ที่ใช้ในการศึกษาเป็นอาคารประเภทสำนักงานจำนวน 30 ชั้น สูง 95.25 เมตร โดยมีความสูงในแต่ละชั้นเท่ากับ 2.6 เมตร มีกำลังอัดของคอนกรีตตู้ปูทางระบบทอกที่ 28 วัน(f_c') ในส่วนของเสา, คาน, พื้น และฐานราก มีค่าเท่ากับ 240 กก./ซม.² โดยจะใช้เหล็กเกรดคุณภาพ SR24 และ SD40 ซึ่งให้ค่ากำลังในสภาพครากเท่ากับ 3480 กก./ซม.² และ 4600 กก./ซม.² ตามลำดับ และเหล็กเสริมอัดแรงใช้ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 12.7 มิลลิเมตร มีกำลังรับแรงดึงในสภาพประดับเท่ากับ 18,200 กก./ซม.² โดยชั้น 4 ถึงชั้นที่ 13 เป็นลานขอครอต

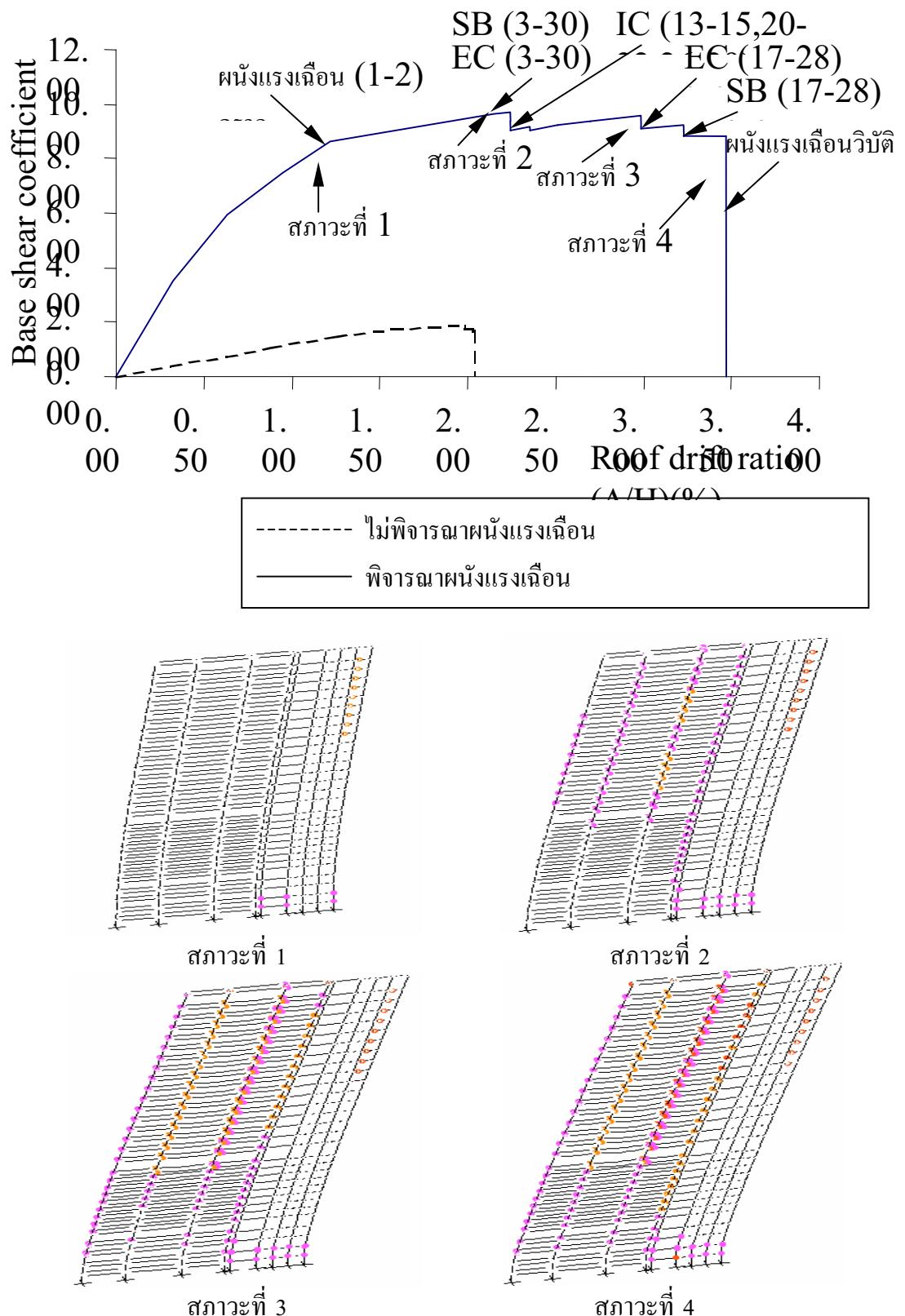
ในส่วนฐานรากของอาคารในตัวอย่างที่ 2 ที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นฐานรากแผ่น (Mat foundations) ตลอดทั้งตัวอาคาร โดยมีขนาดความหนาของฐานรากเท่ากับ 3 เมตร วางอยู่บนเสาเข็มทั้งหมด 74 ตัน แต่ละตันเป็นเสาเข็มเจาะมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 1.5 เมตรลึก 60 เมตร รับน้ำหนักในสภาพประดับ 900 ตันต่อตัน ซึ่งลักษณะฐานรากดังกล่าวซึ่งให้เห็นว่าฐานรากมีความแข็งแรงมากมีผลต่อแรงกระทำทางด้านข้างน้อย และจากผลการศึกษาการตรวจวัดทางพลศาสตร์ของอาคารทั่วๆ ไประบุว่า ในส่วนของอาคารที่มีขนาดความสูงมากการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของฐานรากมีขนาดน้อยเมื่อเทียบกับอาคารที่มีขนาดความสูงในระดับปานกลางหรืออาคารในระดับเตี้ย

ดังนั้นในแบบจำลองของอาคารในตัวอย่างที่ 2 นี้ได้ใช้สมมติฐานให้ฐานรากเป็นแบบยึดแน่น(Fix supports) ตลอดทั้งตัวอาคารเพื่อใช้ในการศึกษาดังกล่าวนี้ในการศึกษาดังกล่าวนี้

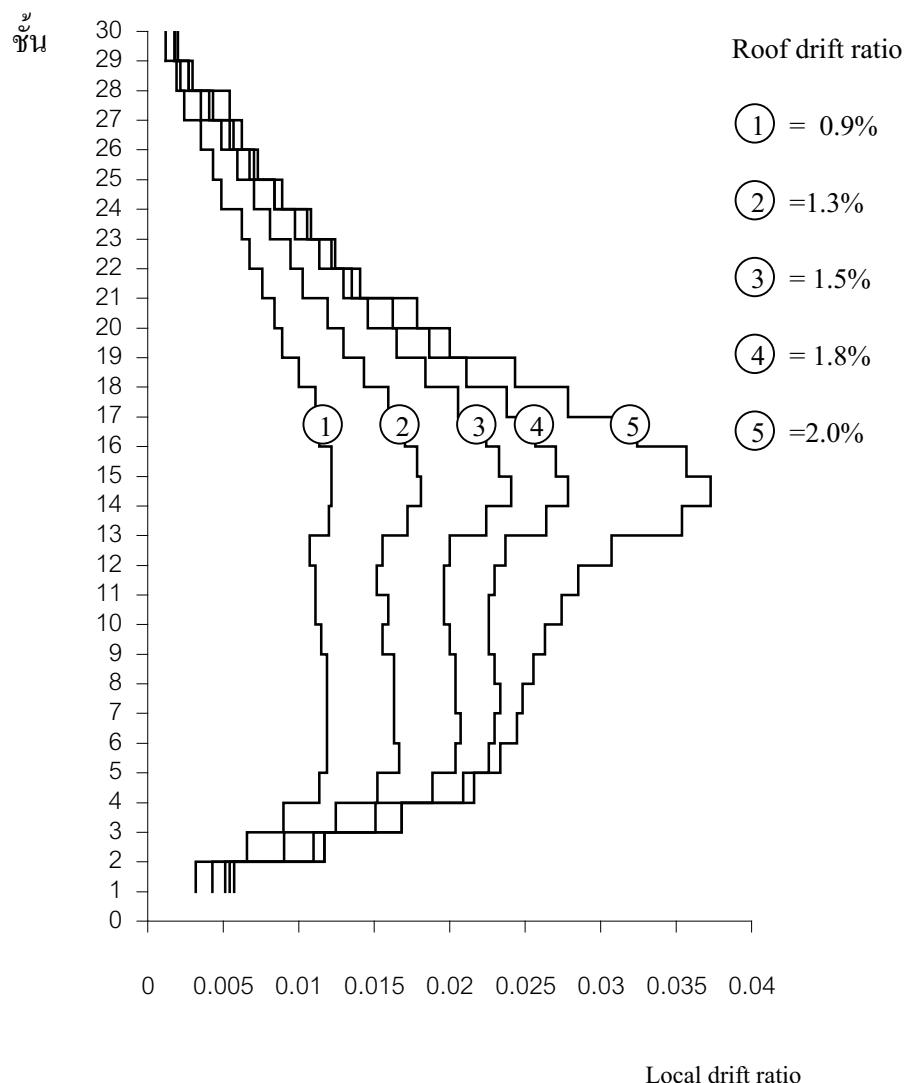
7.2.1 พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คาน

และจากการศึกษาความสามารถในการต้านแรงแผ่นดินไหวที่พิจารณาถึงองค์ประกอบของอาคาร เช่น การแตกร้าวของตัวอาคาร พนังแรงเฉือนเป็นต้น พนังแรงเฉือนที่เพิ่มในโครงสร้างนั้นพิจารณาจากปล่องลิฟต์ และกำแพงรับแรงที่อยู่ทางด้านข้างของตัวอาคารเอง และพิจารณาทำการจำลองโดยใช้วิธีการรวมโครงข้อแข็งเป็นชุด (lump model) และเมื่อทำการวิเคราะห์พบว่ากำลังด้านทันทันแรงแผ่นดินไหวสูงสุดของโครงสร้างมีค่ามาก เนื่องจากพนังแรงเฉือนเป็นองค์อาคารที่มีความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูง ซึ่งในกรณีวิจัยนี้พบว่ากำลังด้านทันทันสูงสุดของโครงสร้างมีค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณ 9.5% การโถงตัวด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่า 3.5% ของความสูงของอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 7.5 โดยลักษณะการวิบัติของโครงสร้างเริ่มจาก การครากของพนังแรงเฉือนชั้นที่ 1 ถึง 2 และโครงสร้างรับแรงอย่างต่อเนื่องทำให้จุดต่อภายนอกของพื้นเส้าและพื้นคานเกิดการครากที่ชั้นที่ 3 ถึง 30 ทำให้กำลังของโครงสร้างลดลง แต่อย่างไรก็ตาม โครงสร้างยังคงสามารถด้านทันทันแรงกระทำทางด้านข้างได้อย่างต่อเนื่อง จากนั้นจุดต่อภายนอกของพื้นเส้าและพื้นคานชั้นที่ 17 ถึง 28 เกิดการวิบัติทำให้พนังแรงเฉือนรับแรงกระทำเพิ่มมากขึ้น และเป็นผลให้กำลังของโครงสร้างลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อพนังแรงเฉือนเกิดการวิบัติที่ชั้นล่างของอาคาร

จากพฤติกรรมในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารดังกล่าวสามารถแสดงผลให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ของ local drift profiles ในแต่ละชั้นของอาคารที่ไม่ได้พิจารณาพนังแรงเฉือน ดังแสดงในรูปที่ 7.6 โดยการครากของโครงสร้างจะเกิดขึ้นในสภาวะแรกนี้ประมาณ 0.9% ของ roof drift และโครงสร้างจะเกิดการวิบัติที่ประมาณ 2.0% ของ roof drift โดยโครงสร้างดังกล่าวจะเกิดการเสียรูปอย่างมากที่ตำแหน่งของชั้นที่ 13 ถึงชั้นที่ 17 และโครงสร้างเกิดการวิบัติที่ชั้นที่ 13 ถึงชั้นที่ 18 ซึ่งจากพฤติกรรมการเสียรูปดังกล่าวจะสอดคล้องกับความสัมพันธ์ของ local drift ที่ได้



รูปที่ 7.5 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารประเภทแผ่นพื้นไร์คานที่ใช้ในการศึกษา



รูปที่ 7.6 Local drift profiles ของอาคาร โดยไม่พิจารณาผนังแรงเฉือนในแต่ละระดับของ

Roof drift ratio

บทที่ 8

สรุปผลการวิจัย

การวิเคราะห์ Seismic Capacity สามารถทำได้โดยการนำแรงสอดในแนวด้านข้าง (Static Lateral Force) มากระทำต่อแบบจำลองอาคาร โดยกำหนดให้รูปแบบการกระจายตัวของแรงคล้ายคลึงกับรูปแบบการกระจายตัวของแรงนี้อย่าง瓦ลอาคารเมื่อเกิดการโฝกไหวในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว ระดับของแรงสอดจะค่อยๆ ถูกปรับเพิ่มขึ้นเป็นขั้นๆ จากน้อยไปมาก โดยในแต่ละขั้นจะทำการวิเคราะห์ทำการเปลี่ยนรูปด้านข้าง (Lateral Deformation) และความเสียหาย (Damage) ภายในอาคาร การวิเคราะห์ในลักษณะนี้จะดำเนินไปเรื่อยๆ จนกว่าแรงสอดนี้จะสามารถผลักให้อาคารเกิดการวินาศ (Collapse) การวิเคราะห์ดังกล่าวเรียกว่า Pushover Analysis ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปของเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Base Shear) กับการเคลื่อนตัวแนวด้านข้างที่ยอดอาคาร (Roof Lateral Displacement) เส้นกราฟนี้ถือเป็น Capacity Curve ของอาคาร เพราแสดงให้เห็นถึง “กำลังต้านทานแรงด้านข้าง” (Lateral Strength) และ “ความเหนี่ยว” (Ductility) ของอาคาร ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญที่กำหนดความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร

8.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน

อาคารตัวอย่างที่ศึกษา 2 อาคาร เป็นอาคารที่ก่อสร้างแล้วในเขตกรุงเทพมหานคร และไม่ได้ออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว ประเภทอาคารพักอาศัย สูง 9 ชั้น และ อาคารเรียน สูง 20 ชั้น โดยพิจารณาถึงปัจจัยต่างๆ ที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง เช่น กำแพงอิฐก่อฐานราก Rigid Zone และรายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน เช่น ระยะห่างของเหล็กกล่องบริเวณเสา ระยะห่างในเสา รายละเอียดเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

1. พฤติกรรมการวินิจฉัยของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน ภายใต้แรงแผ่นดินไหวสามารถเห็นได้โดยง่าย โดยใช้วิธีวิเคราะห์ Pushover สำหรับอาคารตัวอย่าง สูง 9 ชั้น และ 20 ชั้นที่ศึกษามีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณร้อยละ 14.53 และร้อยละ 14.57 ส่วนการโกร่งด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีร้อยละ 2.30 และร้อยละ 1.80 ของความสูงของอาคาร และการโกร่งด้านข้างของแต่ละชั้นมีค่าสูงสุดร้อยละ 4.40 และร้อยละ 2.20 ของความสูงของชั้นตามลำดับ

2. กำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่ช่วยเพิ่มความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้าง ในช่วงแรกโดยจะเพิ่มค่าความแข็งแรงให้กับโครงสร้างในช่วงก่อนการวินิจฉัยของกำแพงอิฐก่อแต่เมื่อ

ได้ช่วยเพิ่มกำลังสูงสุดให้กับอาคาร ทั้งนี้เนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่ไม่แข็งแรงมากนัก จึงเกิดการวินิจฉัยองค์อาคารหลักของอาคาร

3. การวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้นที่พิจารณาผลของ Rigid zone ร่วมด้วยนี้ทำให้โครงสร้างมีกำลังด้านทันทາแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเพิ่มขึ้น ร้อยละ 19.80 ของกรณีไม่พิจารณาผลตั้งกล่าว

4. ฐานรากอาคารประเภทเสาเข็มถูกจำลองเป็นแบบยึดแน่น และแบบยึดหยุ่นจะให้ผลตอบสนองของโครงสร้างทั้งความสามารถด้านทันทາแรงกระทำด้านข้างและรูปแบบการวินิจฉัยของโครงสร้างที่มีค่าใกล้เคียงกันอย่างมาก เนื่องจากฐานรากอาคารทั้ง 2 ตัวอย่างมีความเป็นเสถียรภาพ

5. จุดต่อเสา-คานถูกจำลองด้วยแบบจำลองประกอบด้วยชิ้นส่วน 4 ชิ้นส่วน บริเวณส่วนตัดกันขององค์อาคารมีลักษณะเป็นกล่องสี่เหลี่ยม จุดต่อเป็นแบบ Pin Connection ชิ้นส่วนกลางเป็นแนวทะแยงมุมเพื่อคงความเสถียรภาพของจุดต่อไว้ ขนาดพิจารณาตามความลึกของคานและความกว้างของเสา การวิเคราะห์โครงสร้างที่พิจารณาผลของส่วนตัดกันขององค์อาคารทั้ง Rigid zone และ Rigid Beam-column joint ร่วมด้วยนี้ ผลตอบสนองของโครงสร้างทั้งความสามารถด้านทันทາแรงกระทำด้านข้างและรูปแบบการวินิจฉัยของโครงสร้างมีค่าใกล้เคียงกันมาก

6. การวิเคราะห์โครงสร้างที่พิจารณาผลของส่วนตัดกันขององค์อาคารหรือ Rigid Beam-column joint ร่วมกับรายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คานนี้

ก. กรณีไม่เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คานเบรี่ยนเทียบกับกรณีมีเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน สำหรับอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น และ 20 ชั้น โครงสร้างมีการเคลื่อนตัวของยอดอาคารลดลงร้อยละ 74.90 และร้อยละ 32 ส่วนกำลังด้านทันทາแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างลดลงร้อยละ 13.80 และร้อยละ 0 ตามลำดับ

ข. กรณีพิจารณาระยะทابในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่าลดลงจาก 45db เป็น 24db สำหรับอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น และ 20 ชั้น โครงสร้างมีการเคลื่อนตัวของยอดอาคารลดลงร้อยละ 18.60 และร้อยละ 0 ตามลำดับ ส่วนกำลังด้านทันทາแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างมีค่าไม่เปลี่ยนแปลง

ค. กรณีพิจารณาระยะผังของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่า 15 ซม.เบรี่ยนเทียบกับกรณีเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานมีความต่ำเนื่อง สำหรับอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น และ 20 ชั้น โครงสร้างมีการเคลื่อนตัวของยอดอาคารเพิ่มขึ้นร้อยละ 10.40 และร้อยละ 21.50 ส่วนกำลังด้านทันทາแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างลดลงร้อยละ 15.40 และร้อยละ 8.90 ตามลำดับ

7. การให้รายละเอียดบริเวณจุดต่อเสา-คานไม่เดียว เช่น ไม่เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อ ระยะทابในเสาบริเวณจุดต่อมีค่า 24db และระยะผังของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อมีค่า 15 ซม. ทำให้ความสามารถด้านทันทາแรงแผ่นดินไหวของอาคารลดลง โดยเฉพาะกรณีไม่เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน เป็นกรณีที่มีผลต่อความสามารถด้านทันทາแรงแผ่นดินไหวของอาคารมากที่สุด เนื่อง

จากอาคารจะเกิดการวินบัติแบบประาะที่จุดต่อ ทำให้ความสามารถในการเสียรูปของอาคารลดลงอย่างเห็นได้ชัด ส่วนกรณีพิจารณาระยะทางในเส้นบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่าลดลงจาก 45db เป็น 24db ทำให้ความสามารถในการเสียรูปของอาคารลดลงเล็กน้อย และกรณีพิจารณาระยะห่างของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่า 15 ซม.ทำให้กำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของอาคารลดลงเล็กน้อย

8.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน

การวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างประเภทคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้น ไร้คานสูง 9 ชั้น และ 30 ชั้น สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. พฤติกรรมการวินบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้น ไร้คานภายใต้แรงแผ่นดินไหวสามารถเห็นได้โดยง่าย โดยใช้วิธีวิเคราะห์ Pushover กลไกการวินบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้น ไร้คานเป็นแบบ เสาแข็ง-คานอ่อน อาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น ที่ศึกษา มีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณร้อยละ 8 การโถ่ตัวด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 2.5 ของความสูงของอาคาร และการโถ่ตัวด้านข้างของแต่ละชั้นมีค่าสูงสุดร้อยละ 3.8 ของความสูงของชั้น

2. กำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่ช่วยเพิ่มความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างในช่วงแรกโดยจะเพิ่มค่าความแข็งแรงให้กับโครงสร้างในช่วงก่อนการวินบัติของกำแพงอิฐก่อแต่ไม่ได้ช่วยเพิ่มกำลังสูงสุดให้กับอาคาร ทั้งนี้เนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่ไม่แข็งแรงมากนัก จึงเกิดการวินบัติก่อนขององค์อาคารหลักของอาคาร

3. เมื่อพิจารณาผลของฐานรากในตัวอาคารพบว่าความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงมากนักเมื่อเทียบกับไม่พิจารณาผลของฐานราก ทั้งนี้ เพราะว่าฐานรากในตัวอาคารมีความแข็งแรงและมีเสถียรภาพมากดังนั้นฐานรากที่ใช้ในการศึกษานี้ จึงไม่มีผลต่อกำลังในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

4. กลไกการวินบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้น ไร้คานของอาคารตัวอย่างสูง 30 ชั้น ที่ศึกษาเป็นแบบ เสาแข็ง-คานอ่อน สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณร้อยละ 9.5 การโถ่ตัวด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 3.5 ของความสูงของอาคาร

เอกสารอ้างอิง

กฎกระทรวงฉบับที่ 49 (2540) ภายใต้พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522, การออกแบบ
อาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว

ชาคร พีชร์เจริญ และ เป็นหนึ่ง วนิชชัย (2002) “การตรวจวัดคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคาร
คอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพมหานคร”, เอกสารประกอบการประชุมวิศวกรรมโยธาแห่ง^{ชาติ} ครั้งที่ 8, ขอนแก่น.

ณัฐวุฒิ อินทบุตร (2546), “การประเมินการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก^{ชนิดแผ่นพื้นไร้คาน}”, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ภาควิชาวิศวกรรม
โยธา มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

นรเทพ ชูพูล (2547), “การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริม
เหล็ก”, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยชา
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

นรศ พันธราษร (2544), “พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว”,
เอกสารประกอบการสัมมนาเรื่องการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว ครั้งที่ 4,
วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, กรุงเทพฯ, หน้า 100-116

ปณิธาน ลักษณะประสิทธิ์ (2544), “เตรียมพร้อมสำหรับแผ่นดินไหวด้วยอาคารที่ปลอดภัย”,
เอกสารประกอบการสัมมนาเรื่องการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว ครั้งที่ 4
วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, กรุงเทพฯ, หน้า 1 - 15

เป็นหนึ่ง วนิชชัย และสืบพงศ์ เกียรติวิศาลชัย (2544), “การประเมินความสามารถต้านทานแผ่น
ดินไหวของอาคารคอนกรีต”, เอกสารประกอบการสัมมนาเรื่อง การออกแบบอาคารต้าน
ทานแรงแผ่นดินไหว ครั้งที่ 4, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, กรุงเทพฯ, หน้า 265-286
พิพัฒน์ อิ่มอาบ (2545), “การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริม
เหล็ก”, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยชา
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

ACI (1995), “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and
Commentary (ACI 318R-95)”, ACI Committee 318, American Concrete Institute,
Farmington Hills, Michigan

- Ashford S. A., Warrasak J., and Panitan L. (1996), "Amplification of Earthquake Ground Motions in Bangkok", a Final Report on research sponsored by the Royal Thai Government Public Works Department
- Attanayake A.M.U.B. (2001), "Seismic Evaluation of a Typical Low-Rise Reinforced Concrete Commercial Building in Bangkok by the Capacity Spectrum Method", Master Thesis No. ST-01-5, Asian Institute of Technology
- ATC (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California
- Ayala D. and Charleson A. (2002), "Review of Seismic Strengthening Guidelines for R.C. Buildings in Developing Countries", 12th European Conference on Earthquake Engineering, Elsevier Science Ltd.
- Beres A., White R.N., and Gergely P.(1992), "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures with Nonductile Details: Part I –Summary of Experimental Findings of Full Scale Beam-Column Joint." Technical Report NCEER-92-0024, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York
- Bracci J.M., Kunnath S.K., and Reinborn A.M. (1997), "Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures." Journal of Structural Engineering, ASCE , Vol.123(1), pp.3-10
- Crisafulli F.J., Carr A.J., and Park R. (2000) , "Analytical modeling of infilled frame structures – a general review," Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 33, No. 1, pp. 30-47
- CSI (2000), "SAP2000: Integrated Finite Element Analysis and Design of Structure: Analysis Reference", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California
- Fajfar P., and Gaspersic P. (1996), "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings." Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.25, pp.31-46
- FEMA (1997), "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273)", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., October
- Hoffmann G., Kunnath S., Reinhorn A., and Mander J. (1992), "Gravity-Load-Designed Reinforced Concrete Buildings: Seismic Evaluation of Existing Construction and Detailing Strategies for Improved Seismic Resistance", Technical Report NCEER-92-

- 0016, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York
- Hwang S., and Lee H. (1999), “Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance”, Journal of The American Concrete Institute, ACI Vol.96(5), pp. 846-857
- Japan Road Association (1992), “Handbook for design of pile foundations,” Maruzen, Tokyo, Japan. (In Japanese)
- Kiattivissanchai S. (2001), “Evaluation of Seismic Performance of an Existing Medium-Rise Reinforced Concrete Frame Building in Bangkok”, M.Eng. thesis, Thesis No. ST-01-11, Asian Institute of Technology
- Kelly T. E. and Chambers J. D. (2000), “Analysis Procedures for Performance Based Design”, Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE), Auckland, New Zealand, February, paper No. 2400
- Krawinkler H., and Seneviratna GDPK (1998), “Pros and cons of pushover analysis of seismic performance evaluation.” Journal of Engineering Structures, Vol.20(4-6), pp.452-64
- Lam N., Chandler A., and Wilson J. (2000), “The Component Attenuation Model for Predicting Earthquake Ground Motions Affecting Hong Kong from the Far-Field”, Proceedings of the Workshop on Design Ground Motion for East-Asia Region, University of Tokyo, Japan, March, pp. 74-88
- Macleod A. ,and Hosny M. (1977), “Frame Analysis of Shear Wall Cores”, Journal of Structural Division, ASCE, 103, 10:2037-2047
- Madan A. , Reinhorn A. M., Mander J. B. , and Valles R. E. (1997), “Modelling of Masonry Infill Panels for Structural Analysis”, Journal of Structural Engineering, Vol.123, No. 10, pp. 1295-1302
- Malaivongs K. (1967), “The Behavior of Brick Infilled Reinforced Concrete Frames”, M.Eng. thesis, Thesis No. 185, Asian Institute of Technology
- Megawati K. ,and Pan T.C. (2002), “Prediction of Maximum Credible Ground Motion in Singapore due to a Great Sumatran Subduction Earthquake: The Worst-Case Scenario”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics
- Oonchittikul S. (1989), “Performance Bored Piles in Bangkok Subsoils”, M.Eng. thesis, Asian Institute of Technology

- Park R. ,and Paulay T. (1975), “Reinforced Concrete Structures”, New York: John Wiley&Son Inc.
- Paulay T. ,and Priestley M.J.N. (1992), “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, John Wiley&Sons, New York
- Paulay T. (1989), “Equilibrium Criteria for Reinforced Concrete Beam-Column Joints”, Journal of The American Concrete Institute, ACI Vol. 86(6), pp. 635-643
- Paulay T., Park R., and Priestley M.J.N.(1978), “Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Seismic Actions”, Journal of The American Concrete Institute, ACI Proceedings Vol.75 (11), pp. 585-593
- Pessiki S.(1990), Conley C., White R., and Gergely P. “Seismic Behavior of the Beam –Column Connection Region in Lightly-Reinforced Concrete Frame Structures”, Proceeding of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Vol. 2, pp. 707-716
- Phatiwet P.(2002), “Seismic Evaluation of Beam-Column Frame Buildings with Nonductile Reinforcement Details”, M.Eng. thesis, Asian Institute of Technology
- Pimpasugdi S. (1988), “Performance Evaluation of Bored, Driven and Auger Press Piles in Bangkok Subsoils”, M.Eng. thesis, Asian Institute of Technology.
- SAP2000 (2000), “Integrated Finite Element Analysis and Design of Structure : Analysis Reference”, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California
- Saiidi M., and Sozen MA(1981), “Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures.” Journal of the Structural Division, ASCE ,Vol.107(ST5), pp.37-51
- Seed H. B. (1989), “Implications of Site Effects in the Mexico City Earthquake of Sept. 19, 1985 for Earthquake-Resistant Design Criteria in the San Francisco Bay Area of California”, Report No. UCB/EERC-89/03, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California at Berkley, California
- Seneviratna G.D.P.K. ,and Krawinkler H. (1997), “Evaluation of Inelastic MDOF Effects for Seismic Design”, Report No.120, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, California
- Sengkhamkhoutlavong B. (2000), “Size Effect of Burnt Clay Brick”, M.Eng. thesis, Thesis No. ST-00-01, Asian Institute of Technology
- Skokan M. J. ,and Hart G. C. (2000), “Reliability of Nonlinear Static Methods for the Seismic Performance Prediction of Steel Frame Buildings”, Proceedings of the 12th World

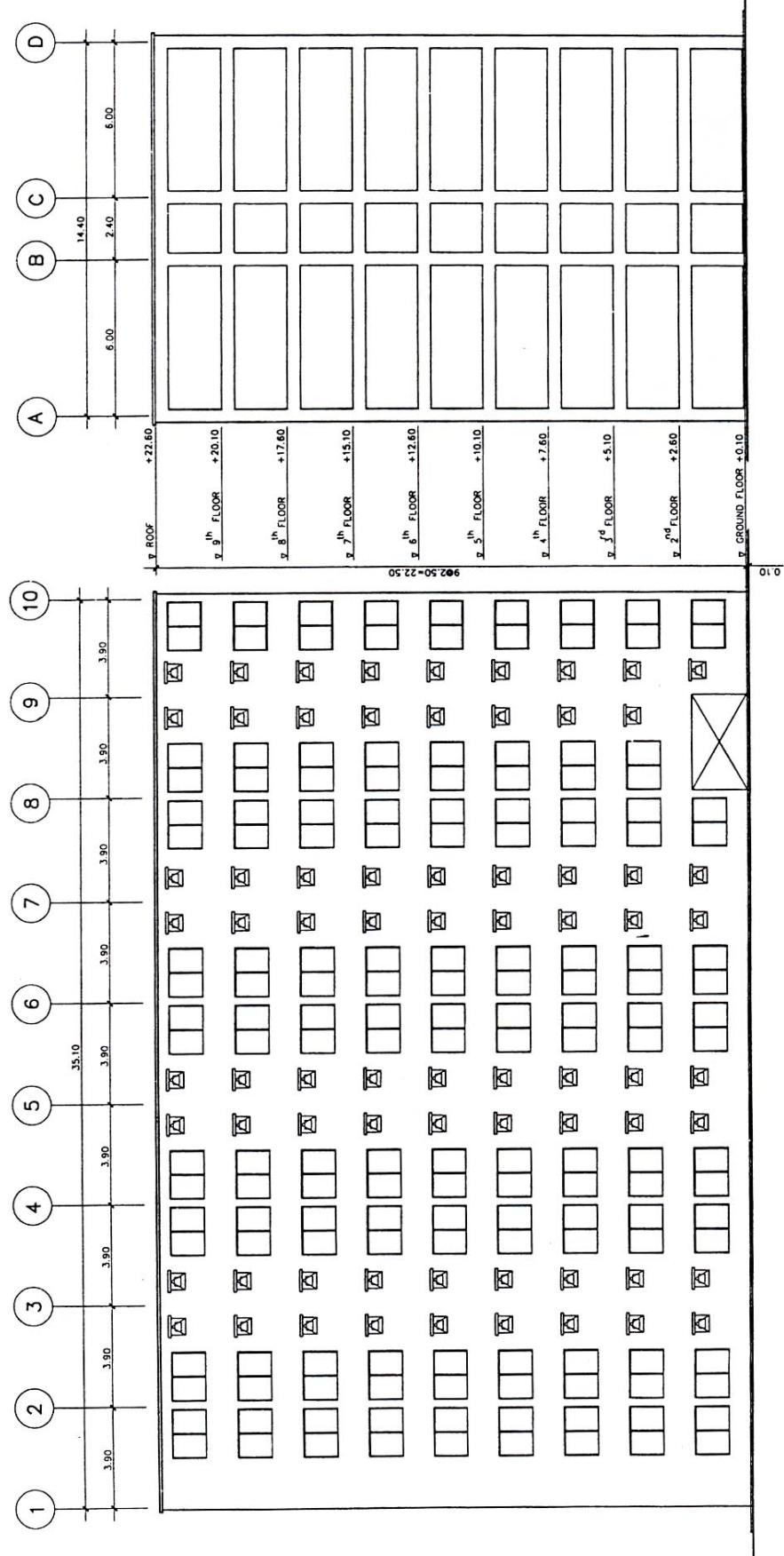
- Conference on Earthquake Engineering (12WCEE), Auckland, New Zealand, February, paper No. 1972
- Tam N.H.(2003), “Pushover Analysis of Reinforced Concrete Slab-Column Frame Buildings”, M.Eng. thesis, Asian Institute of Technology
- Thenhaus P. C. (1986), “Site Response from Distant Large Earthquakes and Issues Concerning the Earthquake Hazard at Bangkok, Thailand”, Proceeding of the 1st workshop on Earthquake Engineering and Hazard Mitigation, Chulalongkorn University, November, pp. 81-104
- Tongpatanakul S. (1968), “The Structural Behavior of Brick Infilled Reinforced Concrete Frames”, M.Eng. thesis, Thesis No. 201, Asian Institute of Technology
- Warnitchai P. , Sangarayakul C., and Ashford S.A. (2000), “Seismic Hazard in Bangkok due to Long-Distance Earthquakes”, Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE), Auckland, New Zealand, February, paper No. 2145
- Warnitchai P., Sangarayakul C. and Ashford S.A. (2000), “Seismic Hazard in Bangkok Due to Long-distance Earthquake.”, Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 2145
- XTRACT (2002), Imbsen and Associates, Inc., Sacramento, CA, USA

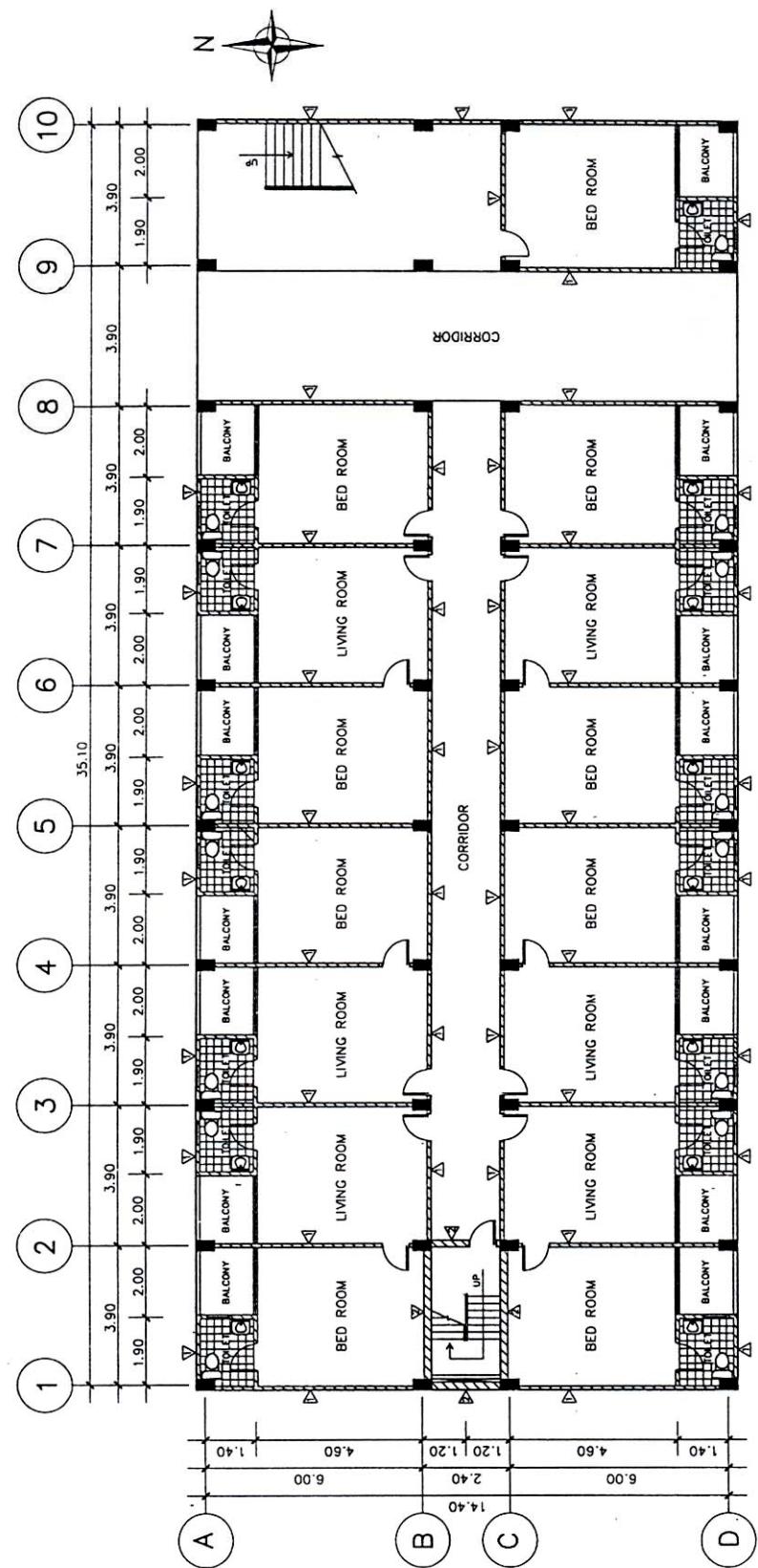
ภาคผนวก ก

รายละเอียดโครงสร้างของอาคารตัวแทน

ภาคผนวก ก.1

รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา 9 ชั้น





GROUND FLOOR PLAN

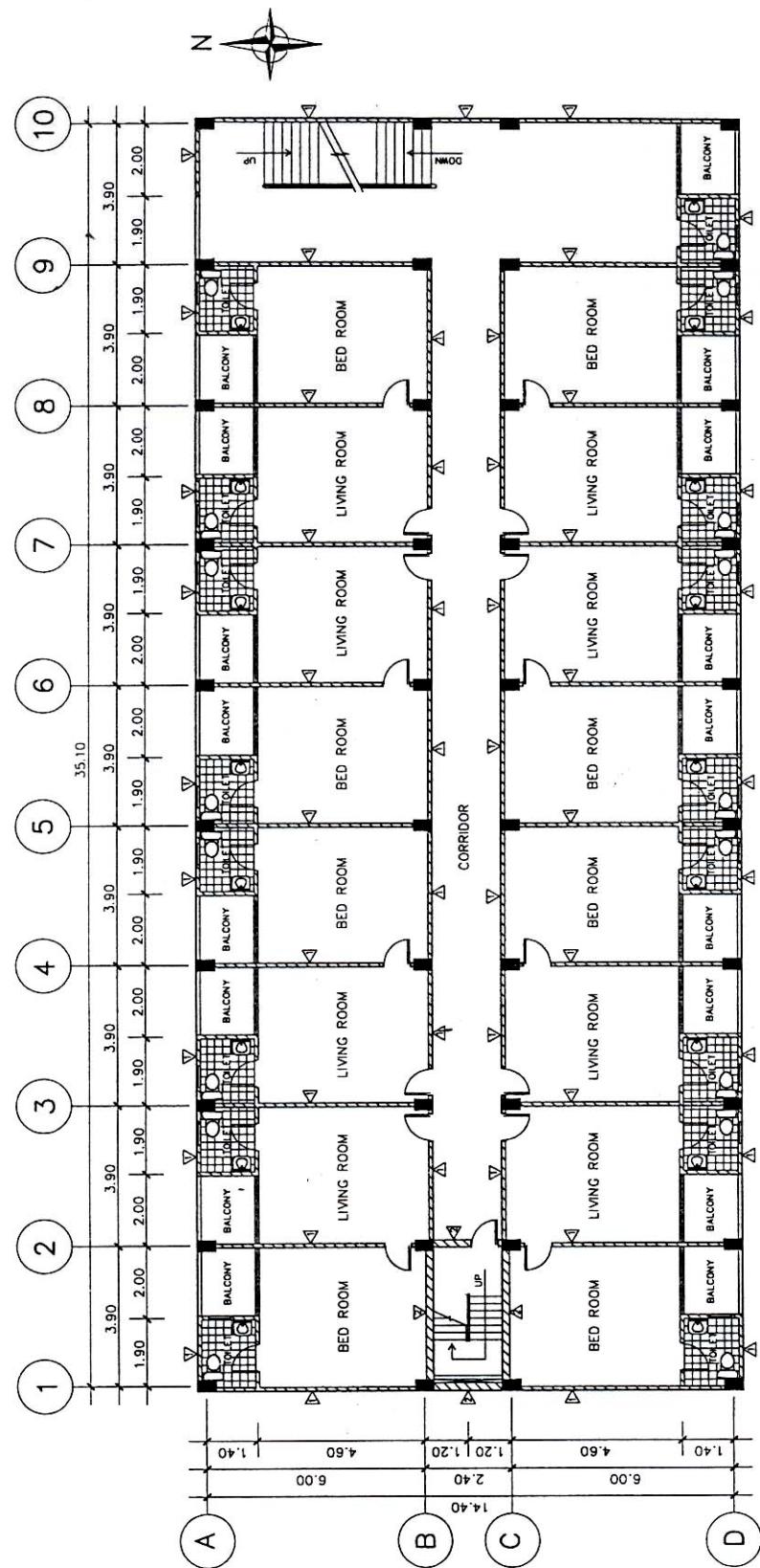
1: 200
SCALE

SYMBOLS

△ - BRICK WALL WITH 2-SIDES PLASTERING (ONE LAYER)

▲ - BRICK WALL WITH 2-SIDES PLASTERING (TWO LAYERS)

NOTE ALL THE DIMENSIONS ARE IN METRES OTHERWISE AS SHOWN



2nd - 9th FLOOR PLAN

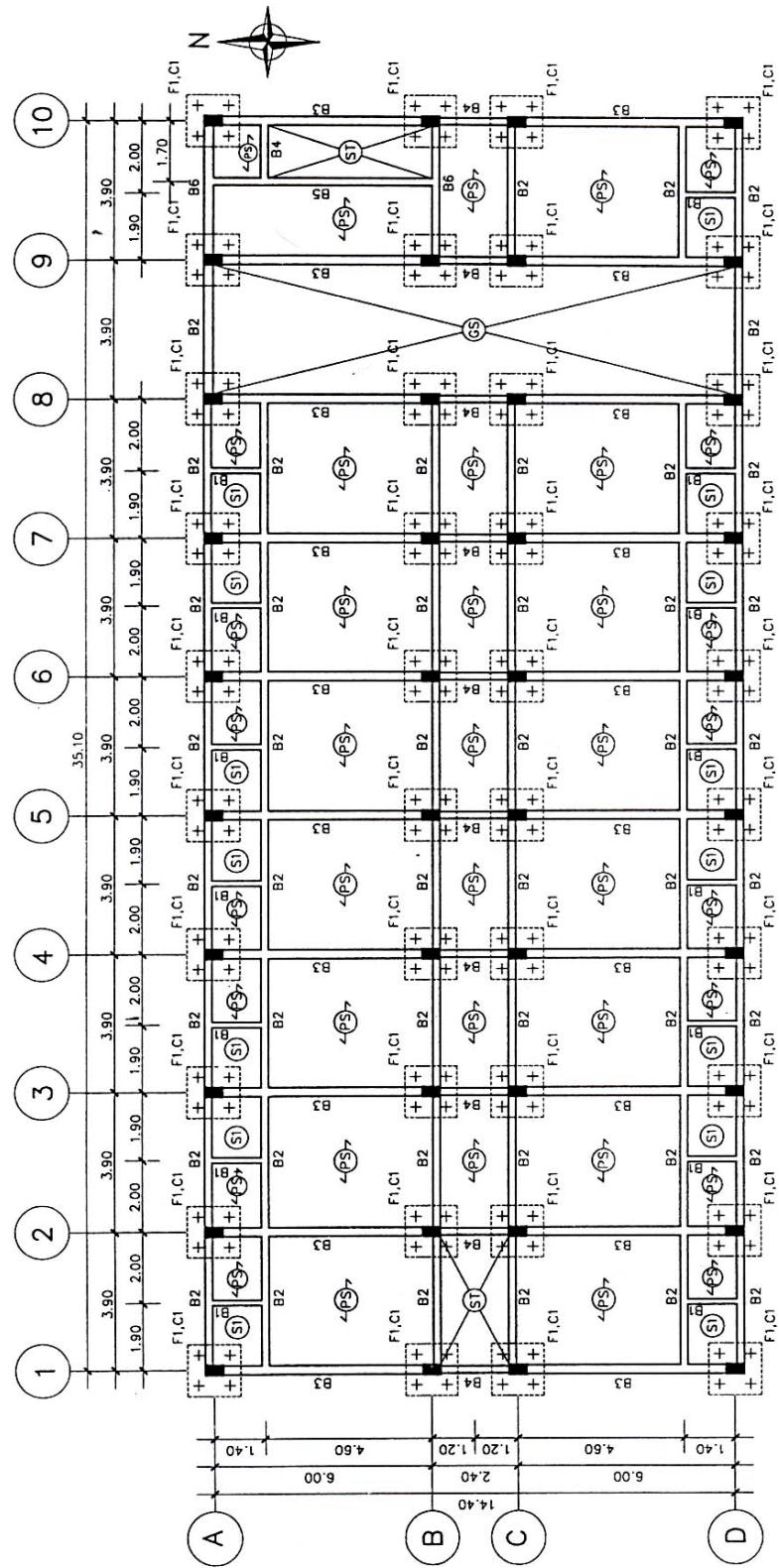
1:200

SYMBOLS

△ - BRICK WALL WITH 2-SIDES PLASTERING (ONE LAYER)

▲ = BRICK WALL WITH 2-SIDES PLASTERING (TWO LAYERS)

NOTE All the dimensions are in metres otherwise as shown.



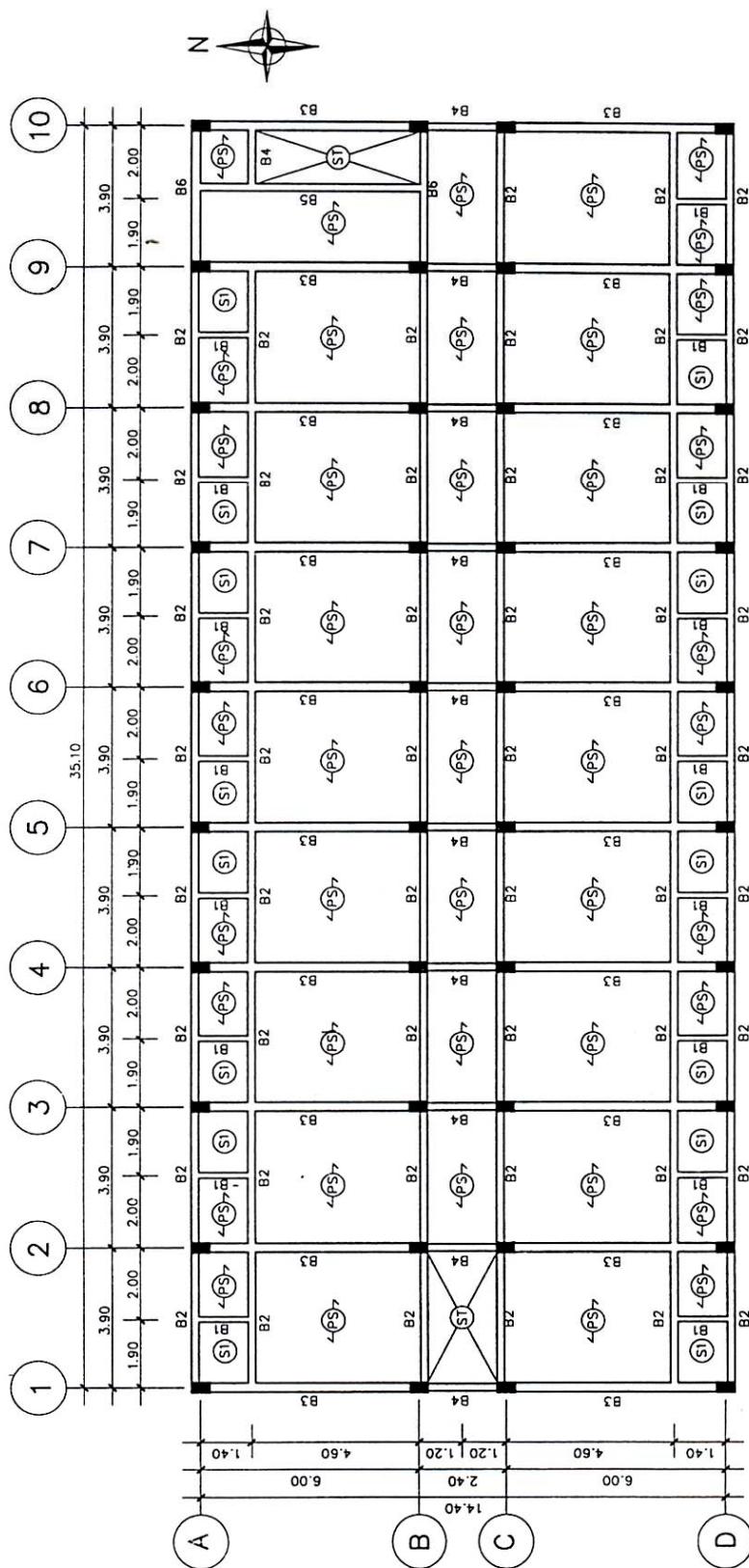
FOOTING AND GROUND FLOOR PLAN

SCALE 1:200

SYMBOLS

- (P) - PRECAST SLAB
- (S) - CAST-IN-PLACE SLAB
- (ST) - STAIRWAY
- (GS) - GROUND SLAB

NOTE ALL THE DIMENSIONS ARE IN METRES OTHERWISE AS SHOWN.



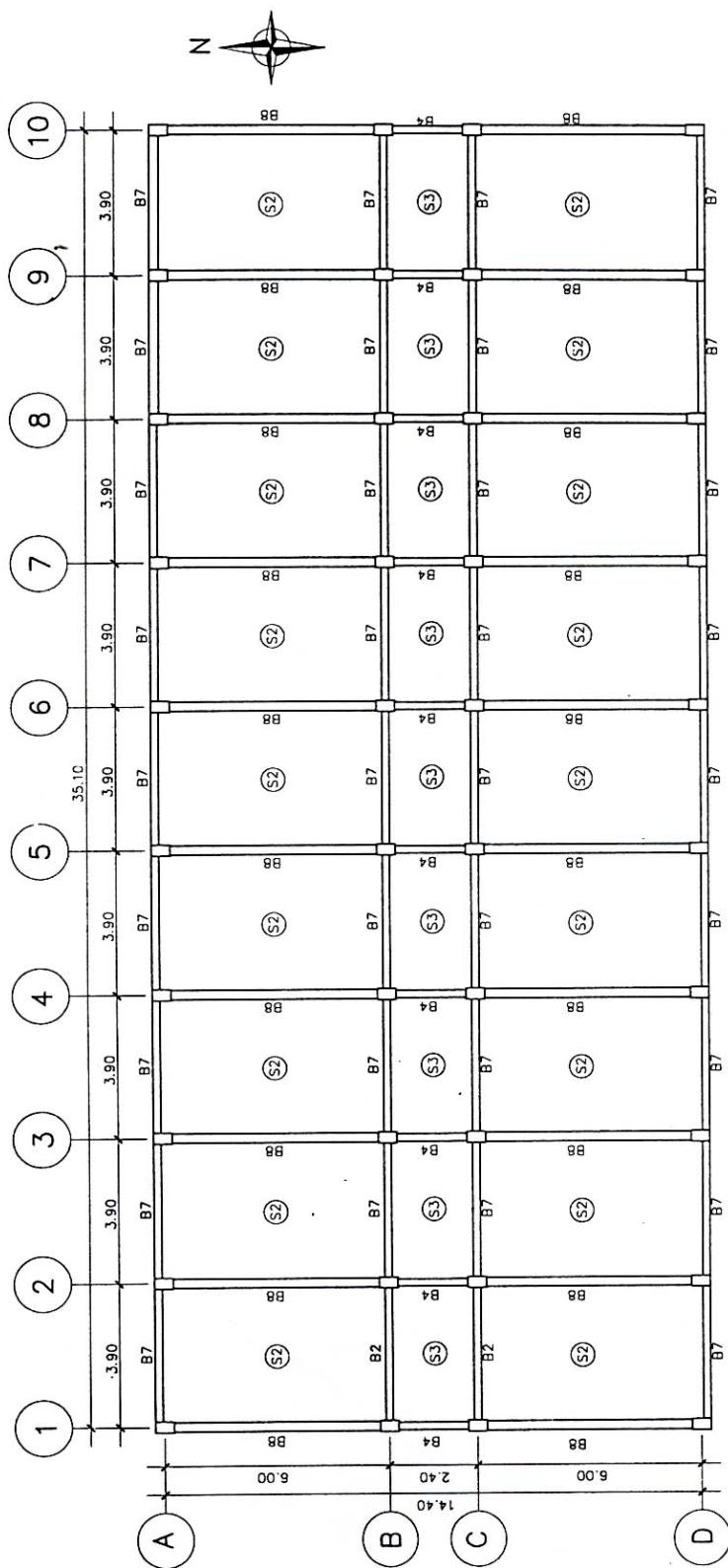
2nd - 9th FLOOR PLAN

SCALE 1:200

SYMBOLS

- (PS) - PRECAST SLAB
- (SI) - CAST-IN-PLACE SLAB
- (SJ) - STAIRWAY

NOTE
ALL THE DIMENSIONS ARE IN METRES OTHERWISE AS SHOWN.



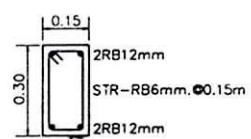
ROOF PLAN

SCALE 1:200

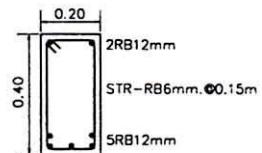
SYMBOLS

- (S1) - CAST-IN-PLACE SLAB
- (S2) - CAST-IN-PLACE SLAB
- (S3) - CAST-IN-PLACE SLAB

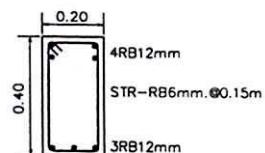
NOTE ALL THE DIMENSIONS ARE IN METRES OTHERWISE AS SHOWN.



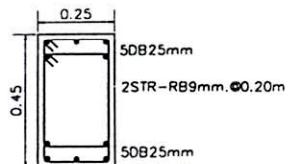
B1



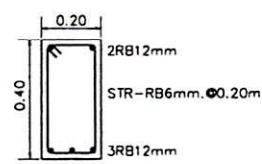
B2-CENTER



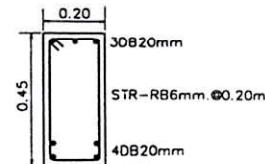
B2-END



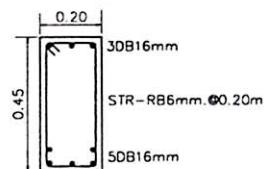
B3



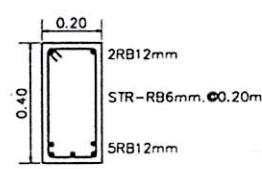
B4



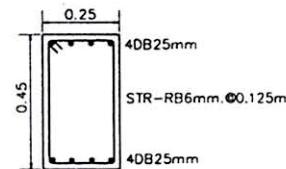
B5



B6

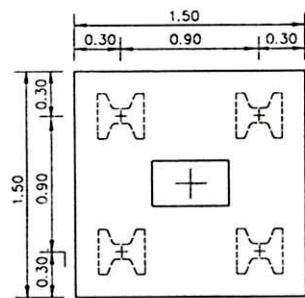


B7

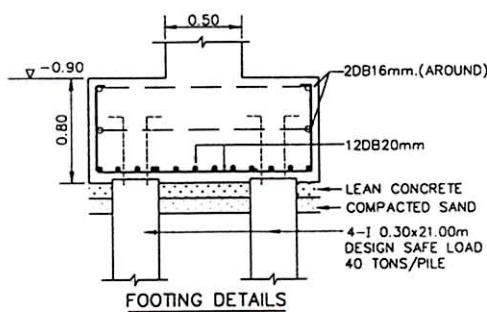


B8

BEAM DETAILS



PLAN



FOOTING DETAILS

SCALE 1:50

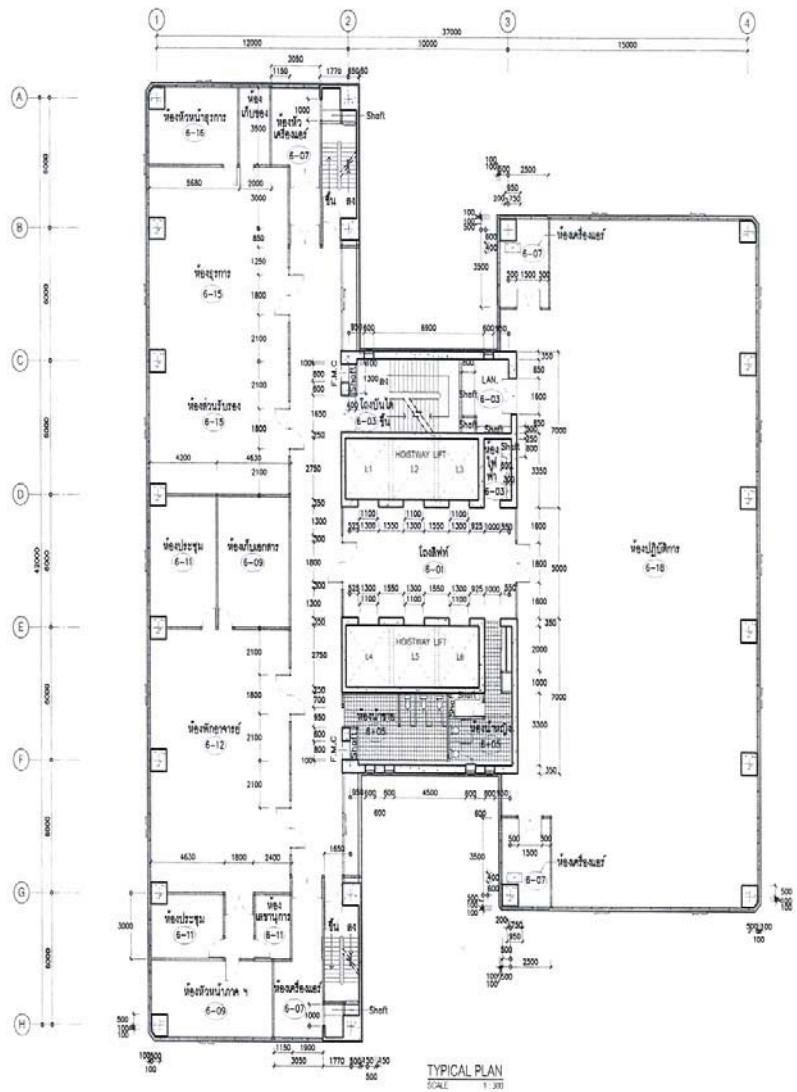
FLOOR	COLUMN	DESCRIPTION
SIXTH FLOOR TO ROOF	C3	<p>0.40 14DB20mm 4 TIES-RB6mm, Ø0.20m 0.25</p>
THIRD FLOOR TO SIXTH FLOOR	C2	<p>0.40 14DB25mm 4 TIES-RB6mm, Ø0.20m 0.30</p>
FOOTING TO THIRD FLOOR	C1	<p>0.50 16DB25mm 4 TIES-RB6mm, Ø0.20m 0.30</p>

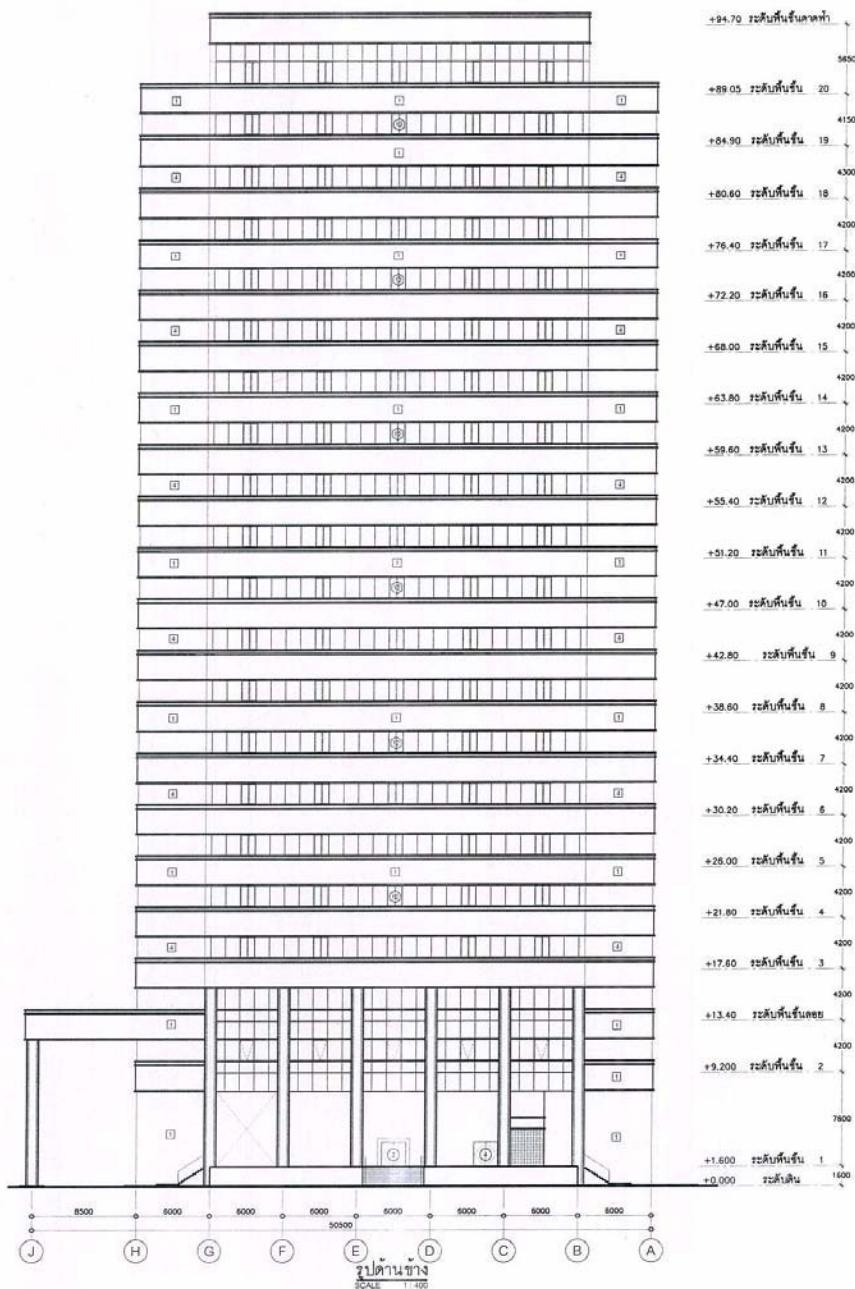
NOTE

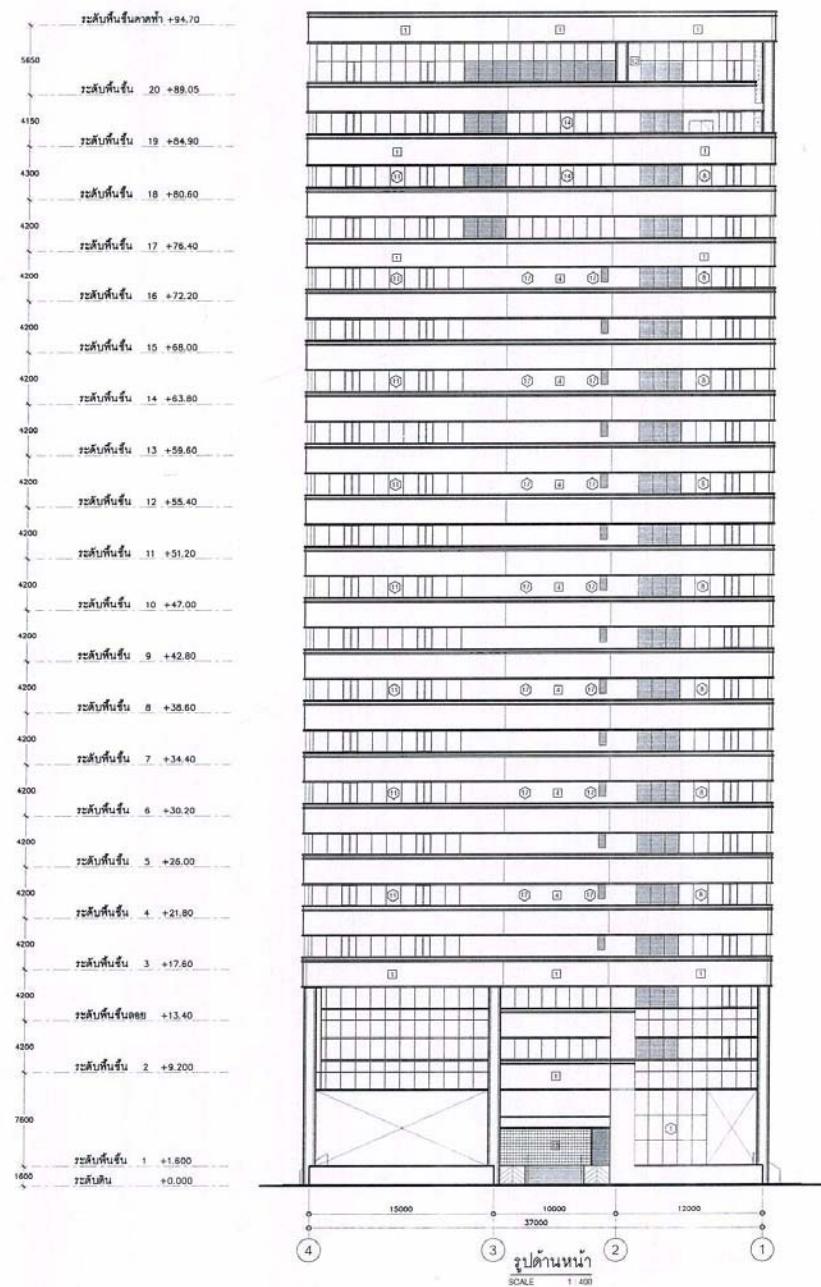
ALL THE DIMENSIONS ARE IN METRES OTHERWISE AS SHOWN.

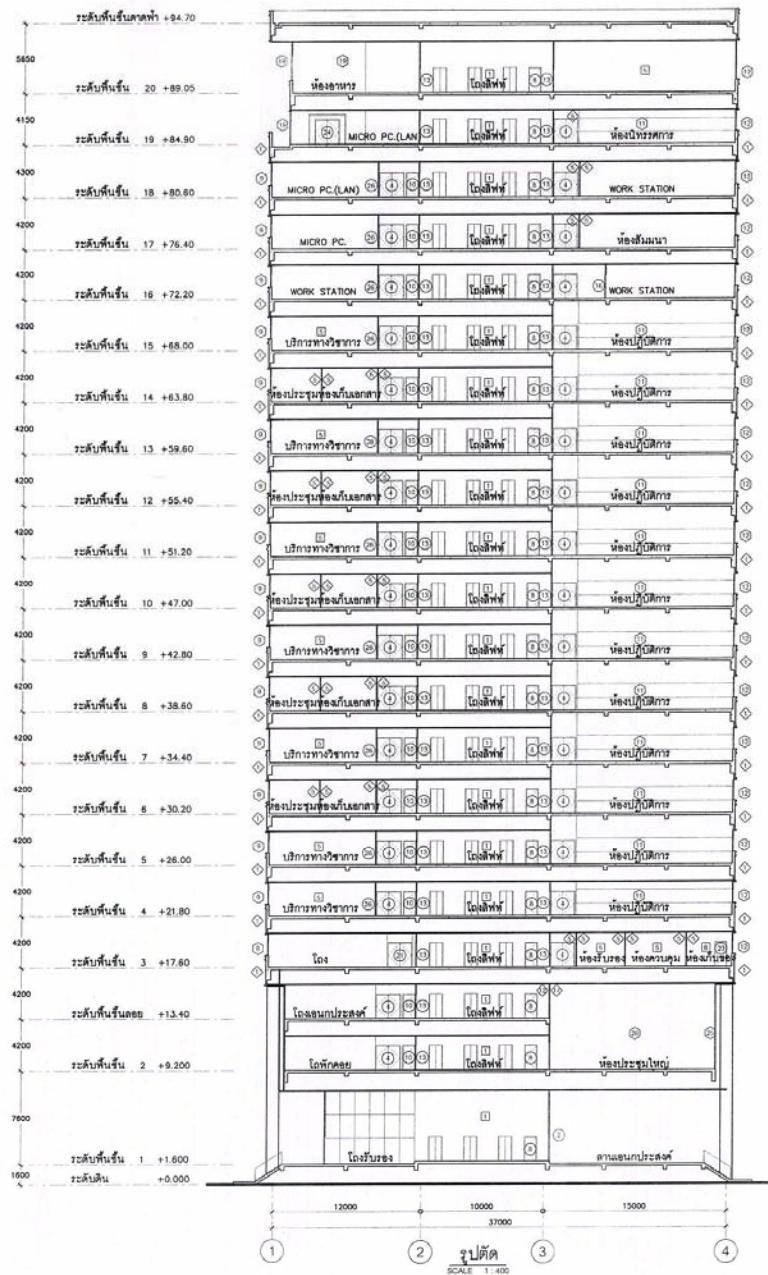
ภาคผนวก ก.2

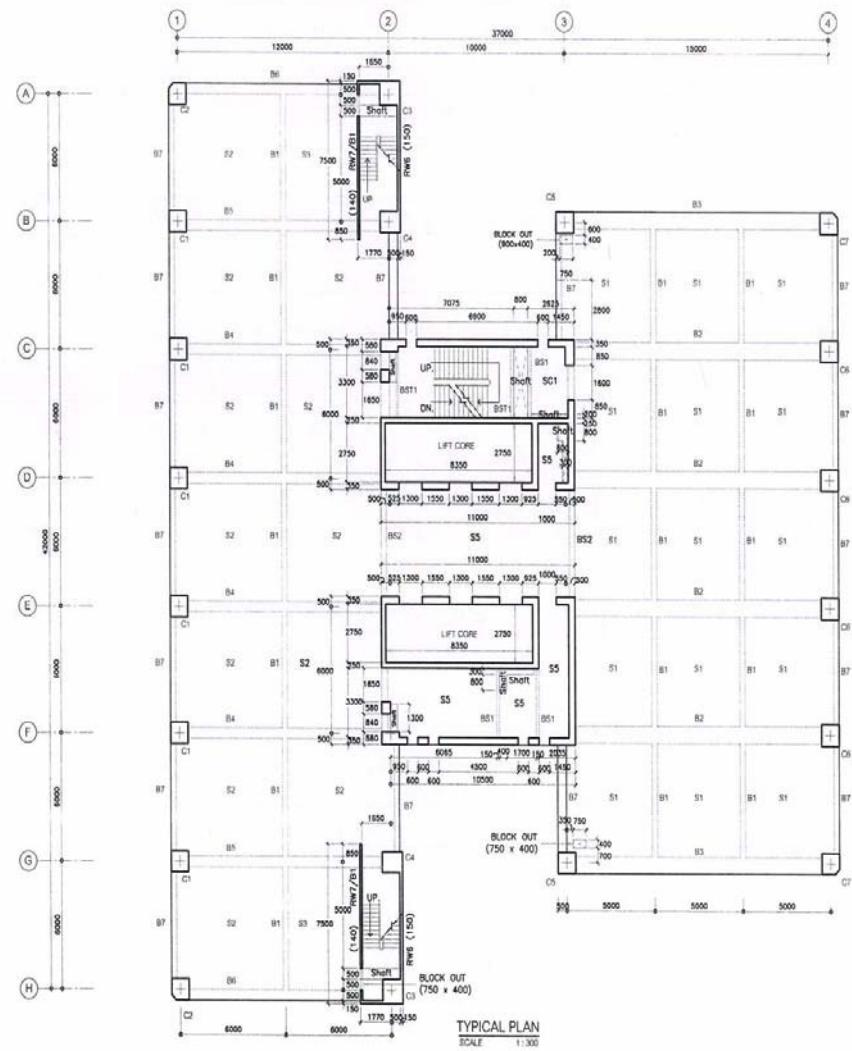
รายละเอียดโครงการสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบงาน-เสา-ผนังแรงดึงเฉือน 20 ชั้น







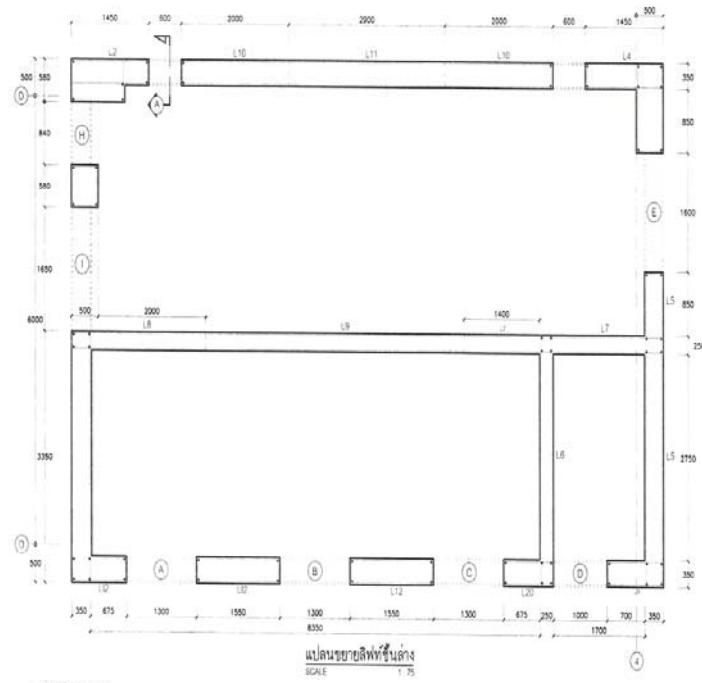




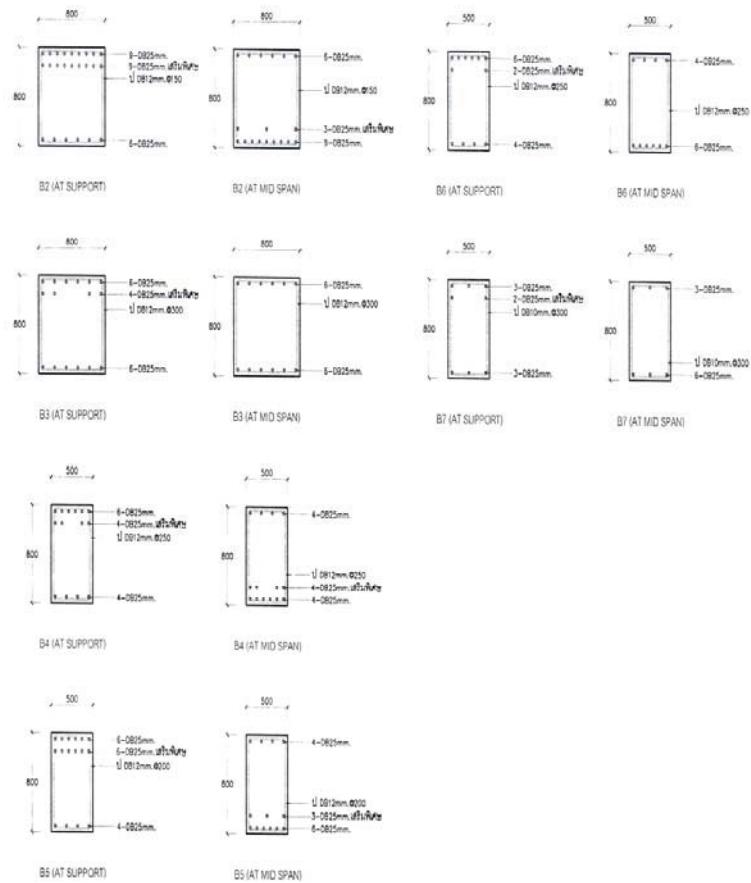
COLUMN SCHEDULE		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
FL. FL.	ROOF		—					
20 TH.	ROOF		—					
20 TH.	19 TH.							
19 TH.	18 TH.							
18 TH.	14 TH.							
14 TH.	10 TH.							

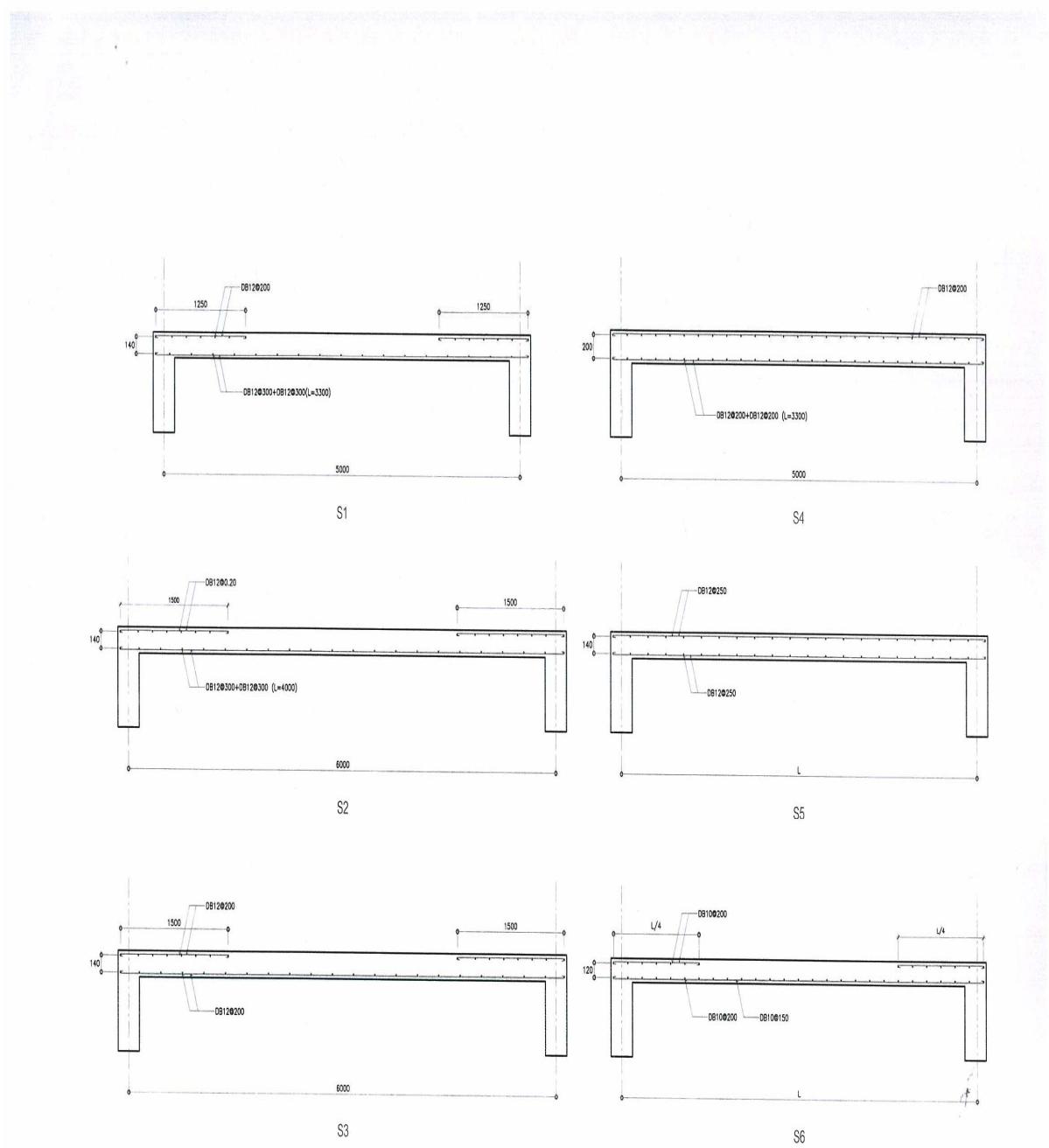
- เส้น ขนาด 1000x1000 หมายความว่าบานงายสี่เหลี่ยม 8x8x10mm. @ 0.250m. ที่สูงที่สุด

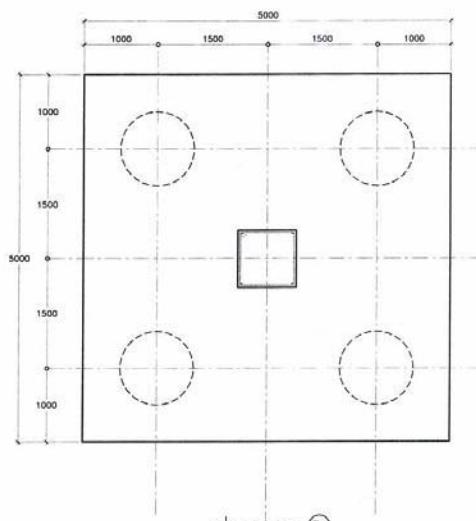
COLUMN SCHEDULE								
COLUMN	FL. FL.	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
10 TH.	↑							
6 TH.	↑							
4 TH.	↑							
2 TH.	↑							
FOOTING	↑							
BASEMENT	↑							
FOOTING		116-08 28mm.	64-08 28mm.	48-08 28mm.	96-08 28mm.	80-08 28mm.	16-08 32mm. (-) 108-08 28mm. (+)	64-08 28mm.



FL-FL NAME	FOOTING-2nd	2nd-5th	6th-10th	10th-14th	14th-18th	18th-ROOF FL	REMARK
L1	2-Φ80mm Ø50 BLKOLE	Φ80mm Ø100	Φ80mm Ø100	Φ80mm Ø100	Φ80mm Ø100	Φ80mm Ø100	
L2	16-Φ25mm. (11)	16-Φ25mm. (11)	50-Φ25mm. (11)	36-Φ25mm. (11)	23-Φ25mm. (11)	23-Φ25mm. (11)	
L3	16-Φ25mm. (11)	16-Φ25mm. (11)	16-Φ25mm. (11)	16-Φ25mm. (11)	16-Φ25mm. (11)	16-Φ25mm. (11)	
L4	12-Φ25mm. (11)	154-Φ25mm. (11)	72-Φ25mm. (11)	43-Φ25mm. (11)	33-Φ25mm. (11)	33-Φ25mm. (11)	
L5	2-Φ80mm Ø50 BUNDLE	Φ80mm Ø100	Φ80mm Ø100	Φ80mm Ø100	Φ80mm Ø100	Φ80mm Ø100	
L6	Φ80mm Ø25	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	
L7	Φ80mm Ø25	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	
L8	Φ80mm Ø25	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	
L9	Φ80mm Ø25	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	
L10	Φ80mm Ø25	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	Φ80mm Ø50	

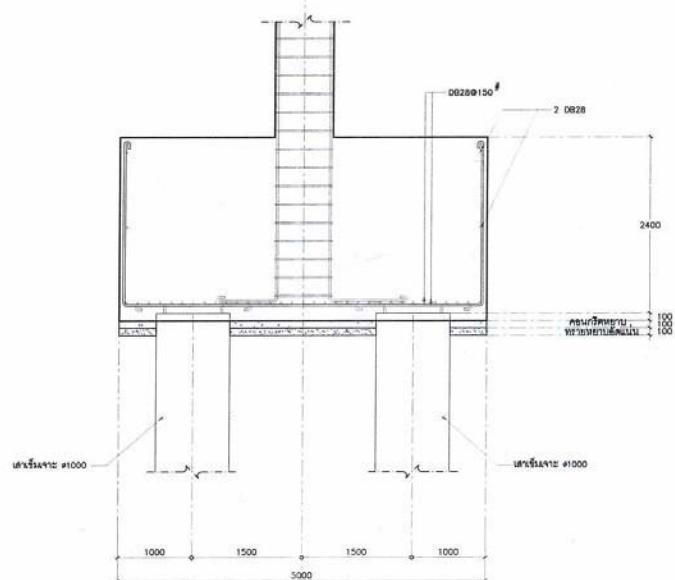






แม่ต้นฐานราก (F4)

SCALE 1:75

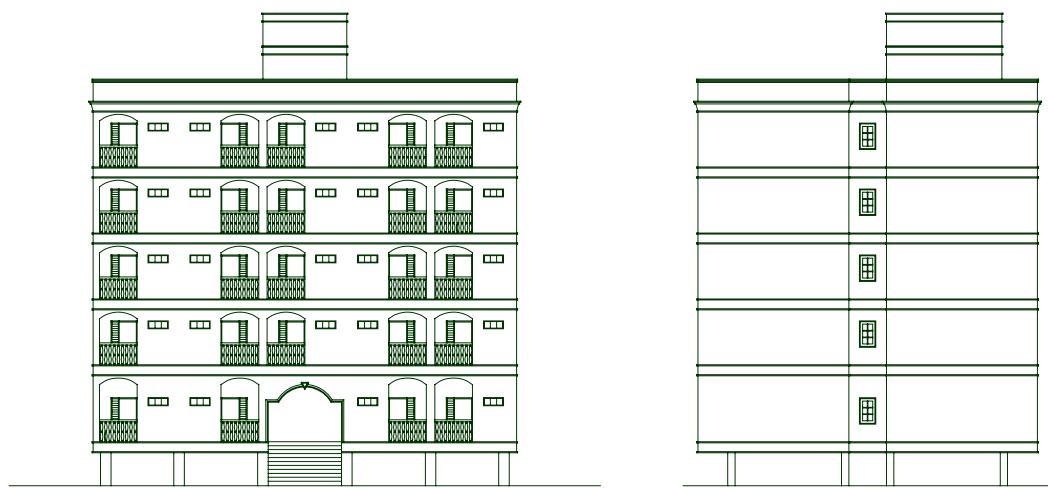


รากฐานราก (F4)

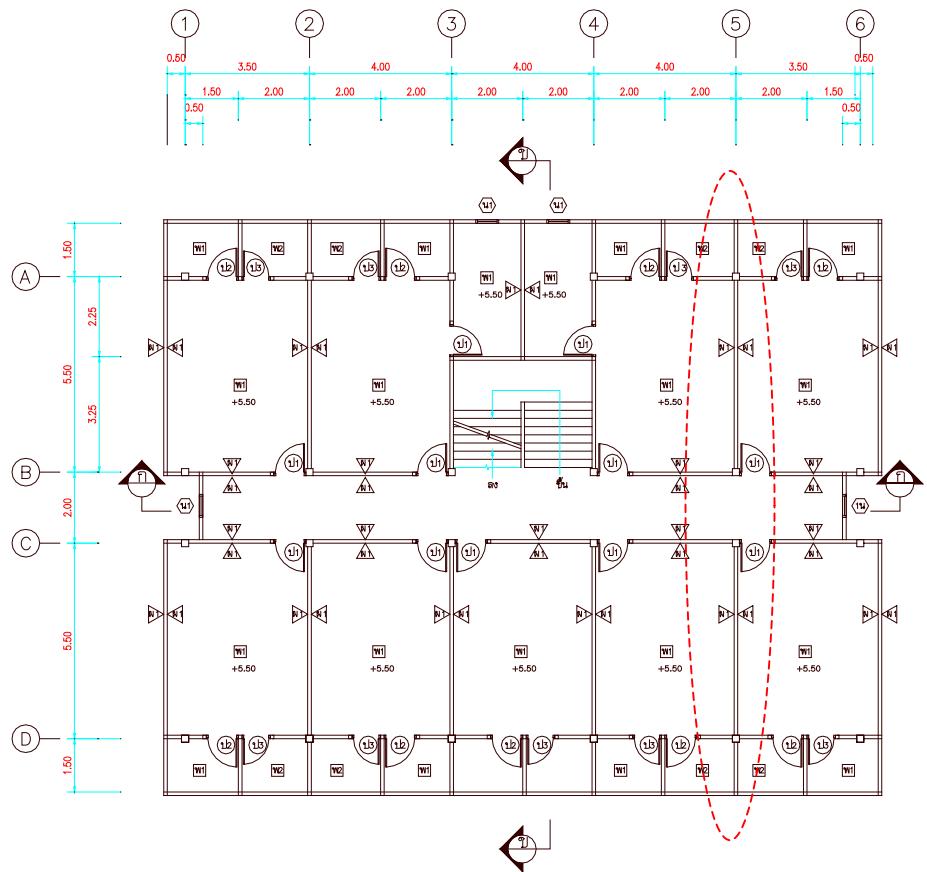
SCALE 1:75

ภาคผนวก ก.3

รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา 5 ชั้น



รูปค้าน



ແປລັນ

ภาคผนวก ก.4

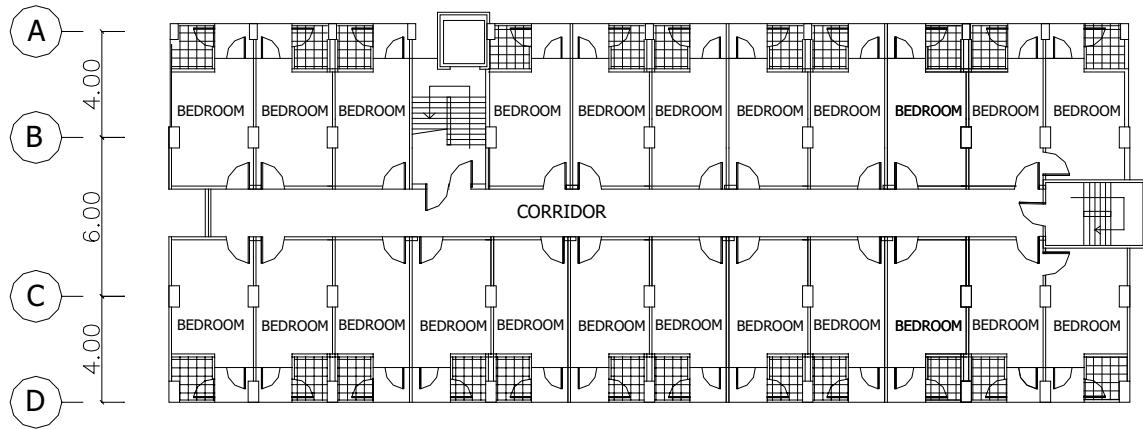
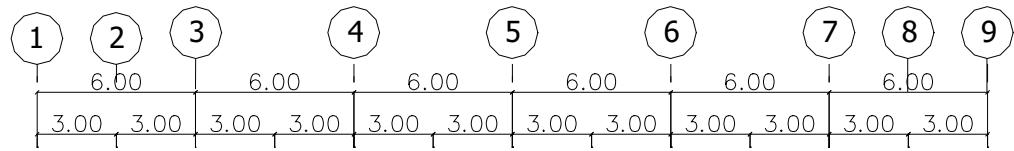
รายละเอียดโครงการสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบงาน-เสา-ผนังแรงดึงเฉือน 20 ชั้น



ภาพถ่ายอาคาร

ภาคผนวก ก.5

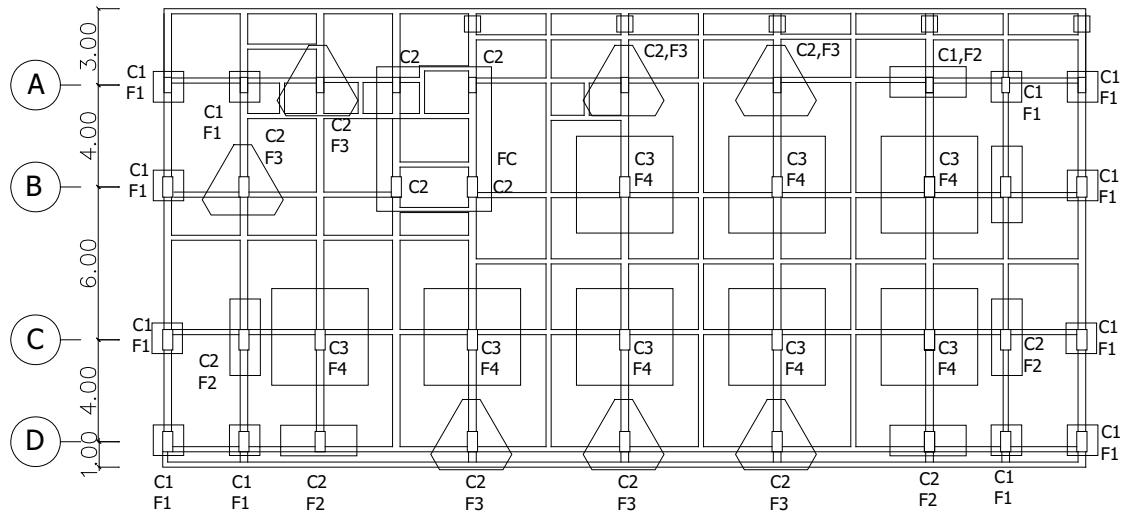
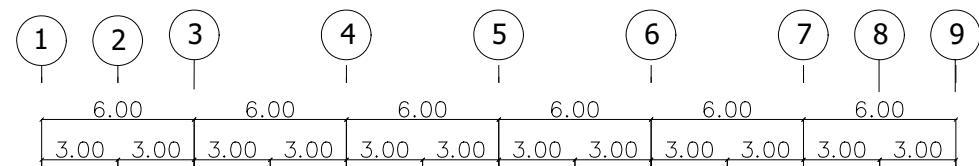
รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา 9 ชั้น



TYPICAL FLOOR PLAN

SCALE

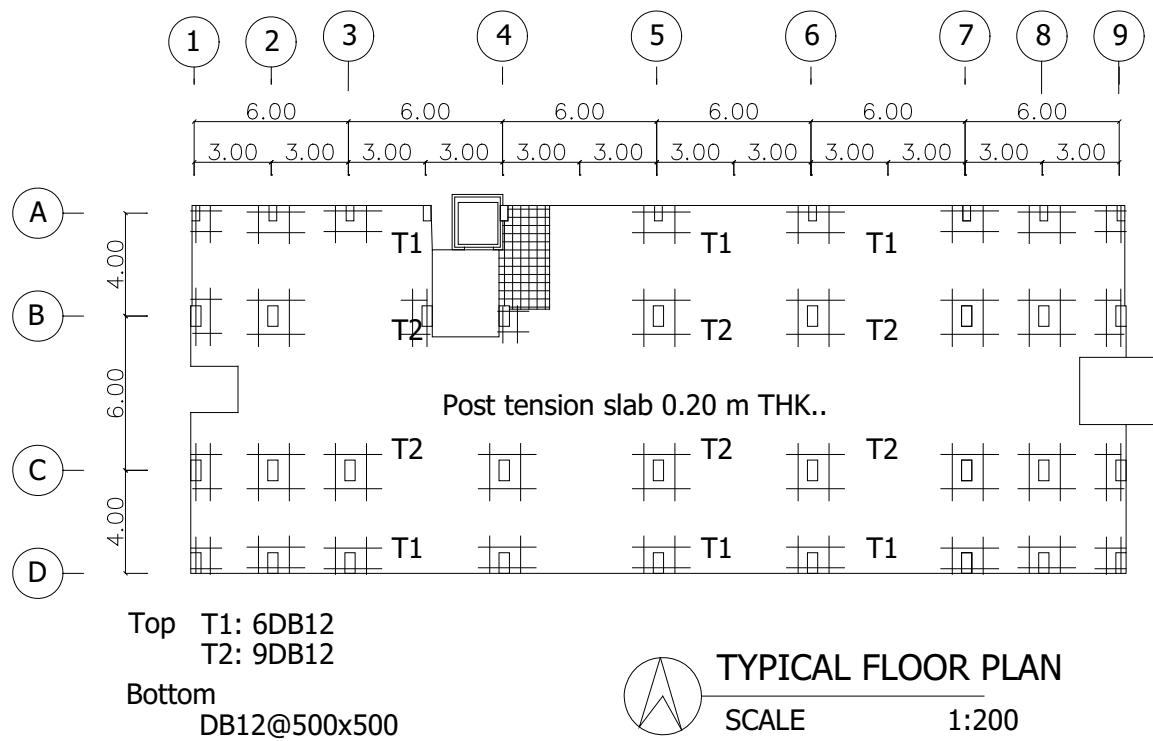
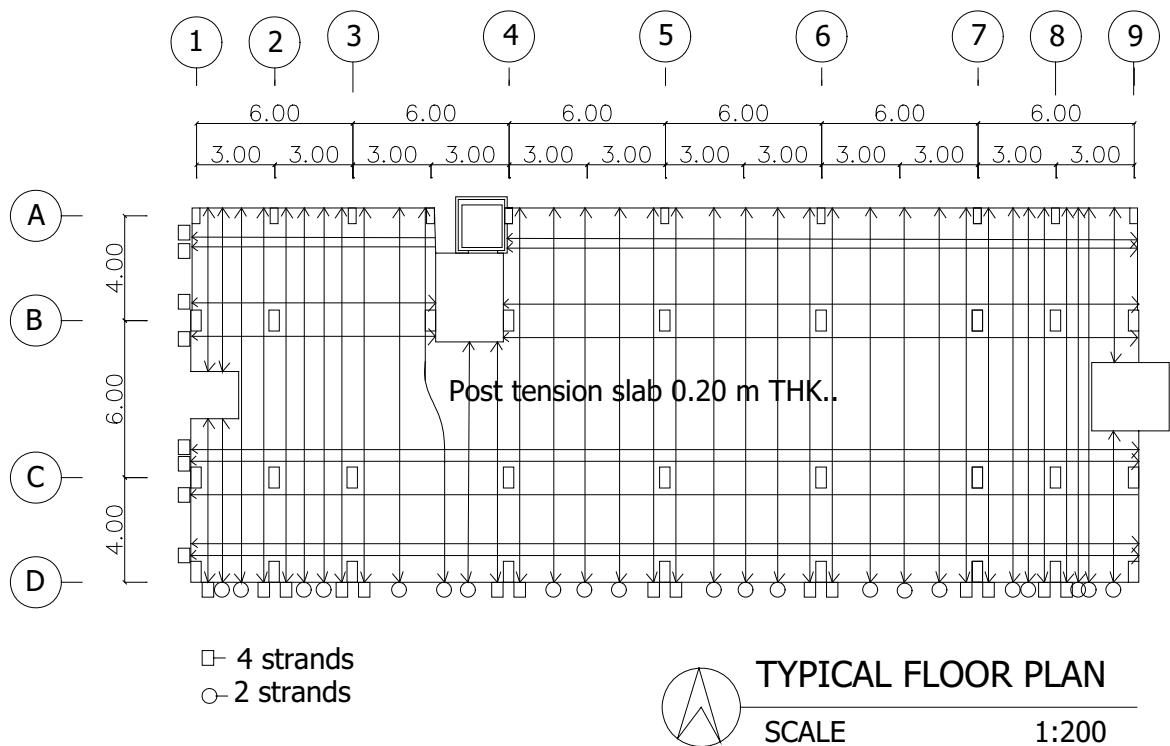
1:200



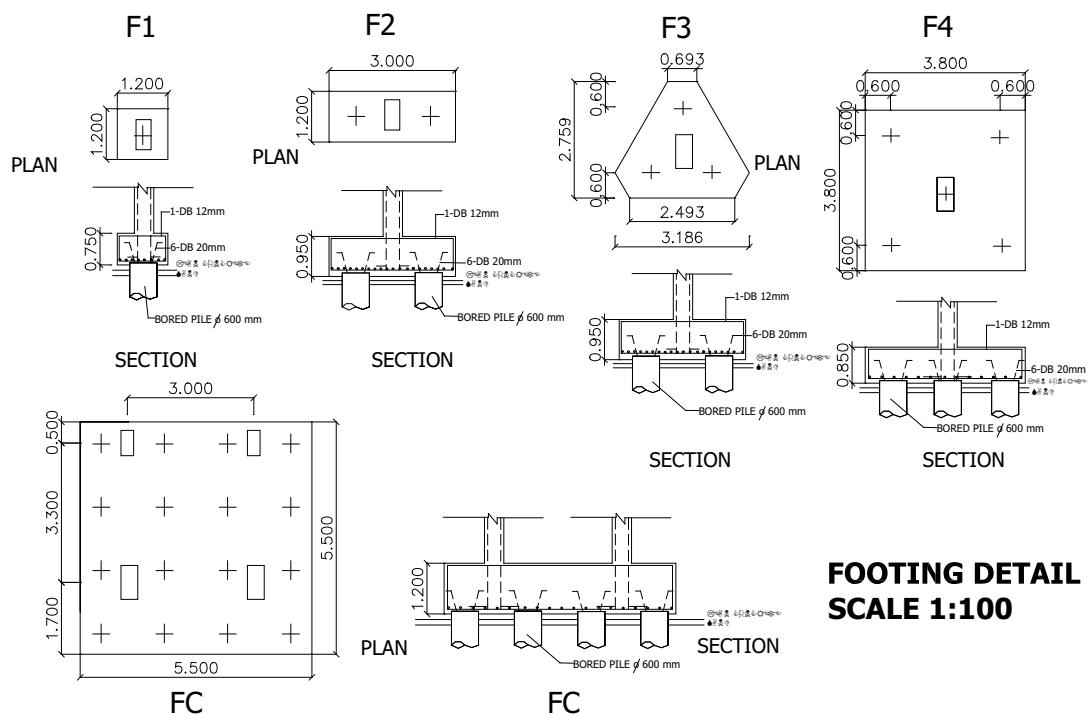
FOUNDATION PLAN

SCALE

1:200

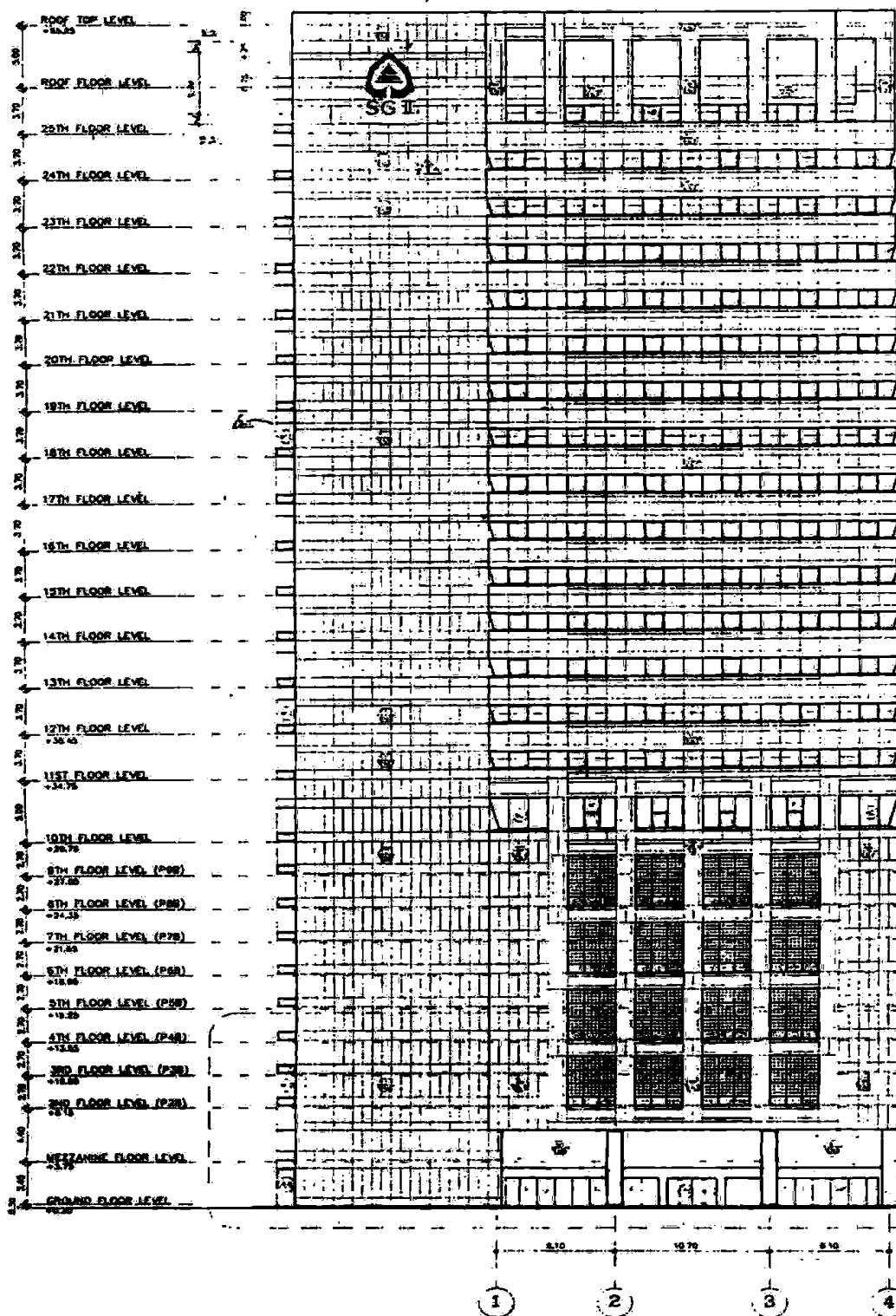


FLOOR	C1	C2	C3	C4
ROOF 8th FLOOR ↑	↑	↑	↑	↑
8th FLOOR ↑ 6th FLOOR		8-DB 20 mm 2ST-RB9mm @0.20 (0.30x0.60)	10-DB 20 2ST-RB9 @0.25	14-DB 20 3ST-RB9 @0.25
6th FLOOR ↑ 4th FLOOR		10-DB 20 mm 2ST-RB9mm @0.20 (0.30x0.60)	14-DB 20 3ST-RB9 @0.25	20-DB 20 4ST-RB9 @0.25
4th FLOOR ↑ 2nd FLOOR		14-DB 20 mm 2ST-RB9mm @0.20 (0.30x0.60)	14-DB 25 3ST-RB9 @0.25	22-DB 20 4ST-RB9 @0.25
2nd FLOOR ↑ FOUNDATION	8-DB 20 mm 2ST-RB9mm @0.20 (0.30x0.60)	14-DB 25 mm 2ST-RB9mm @0.20 (0.30x0.60)	22-DB 25 4ST-RB9 @0.25	30-DB 20 4ST-RB9 @0.25

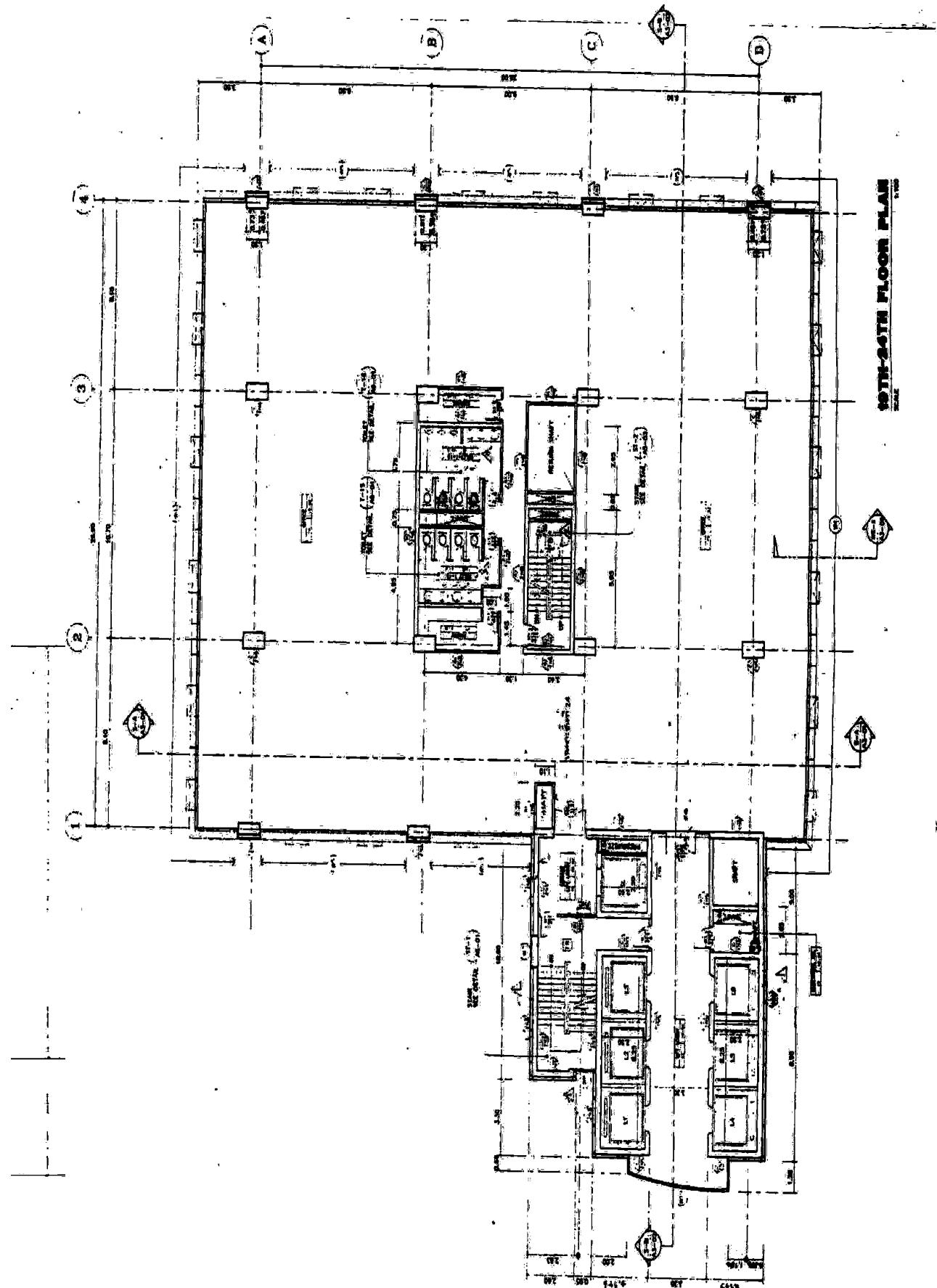


ภาคผนวก ก.6

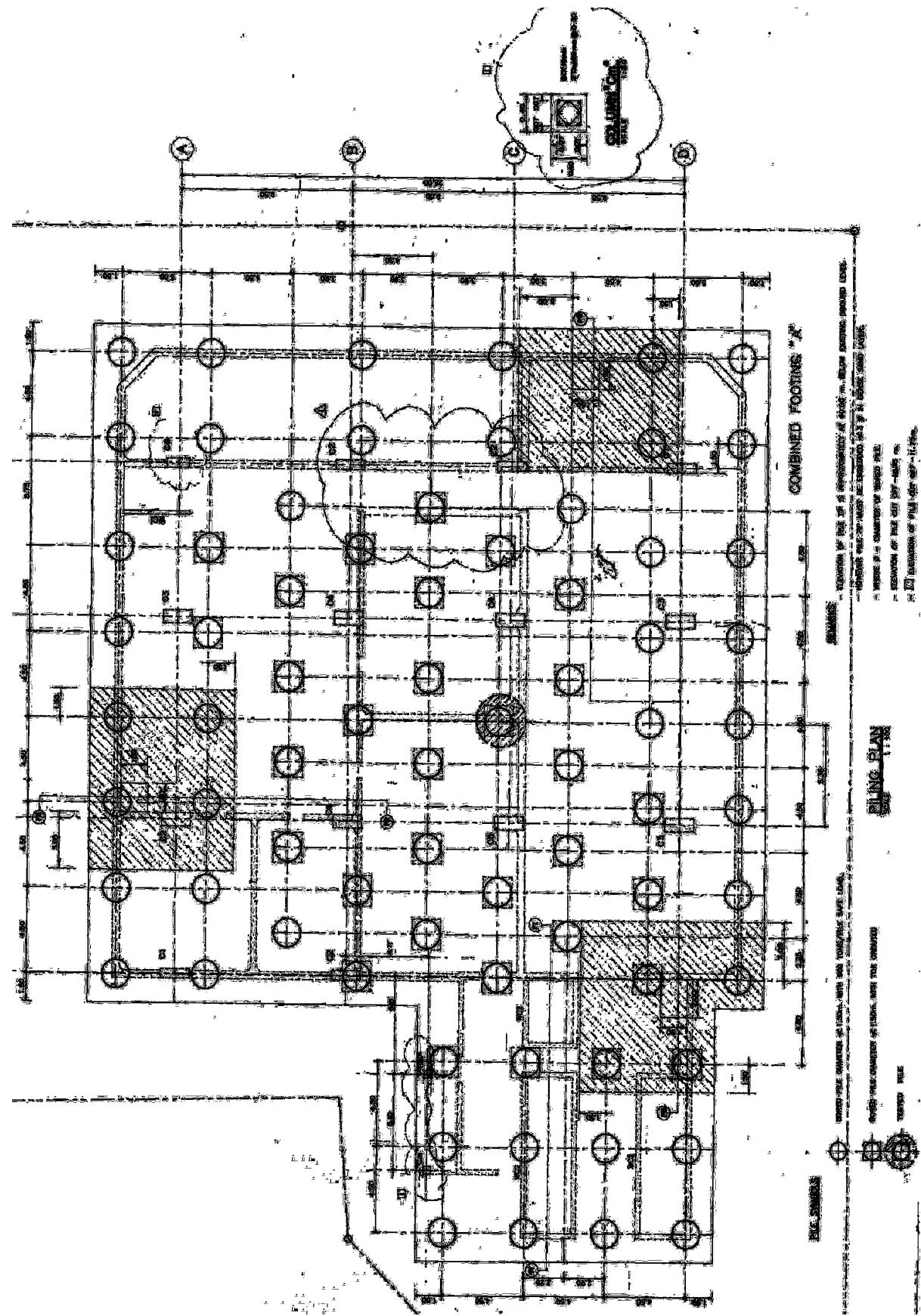
รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน 30 ชั้น

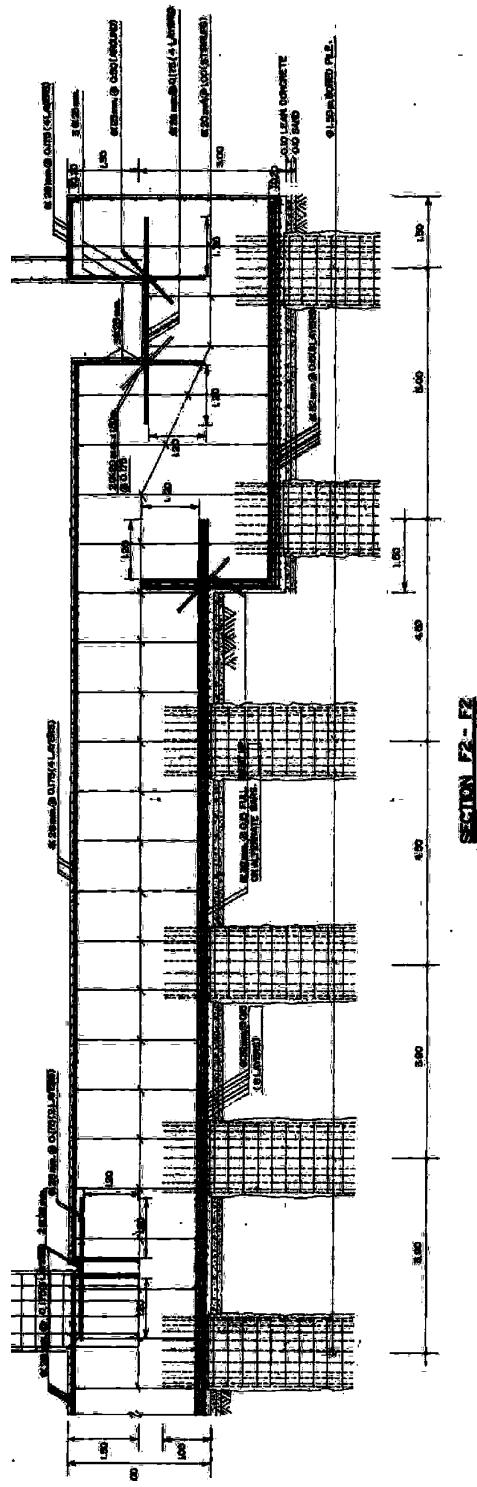


ELEVATION
SCALE 1:200

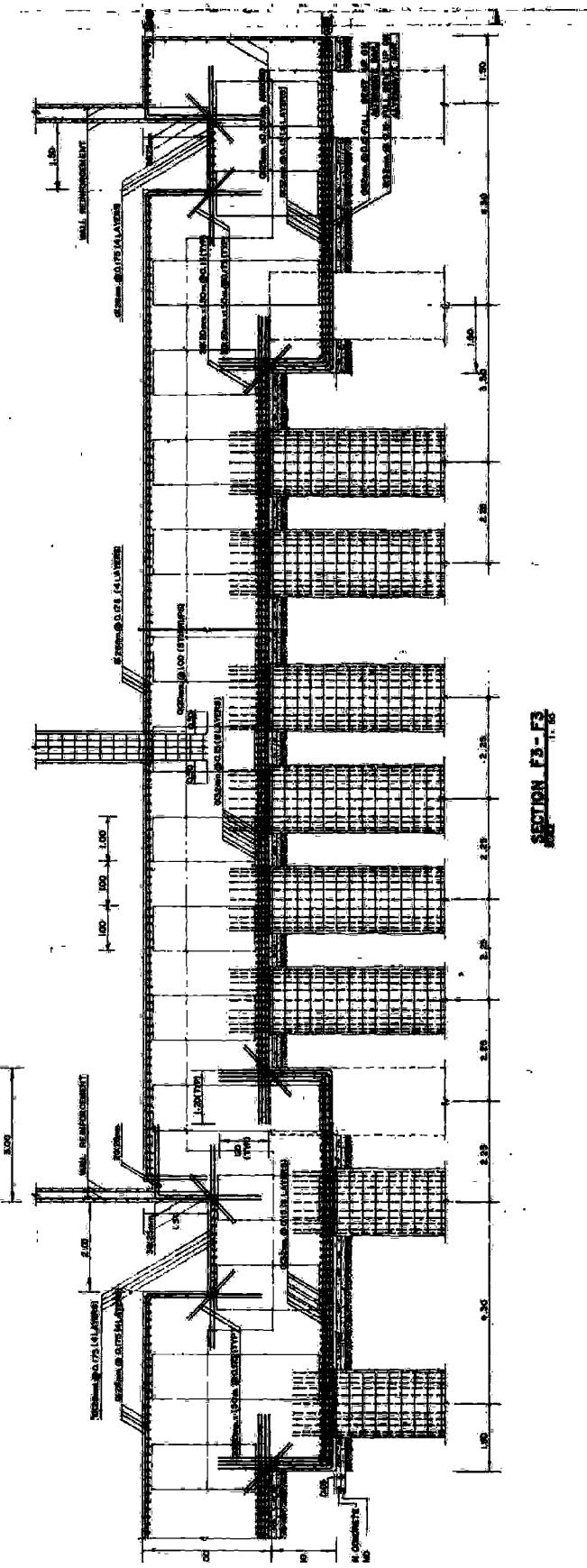


FLOOR PLAN
SCALE 1:100

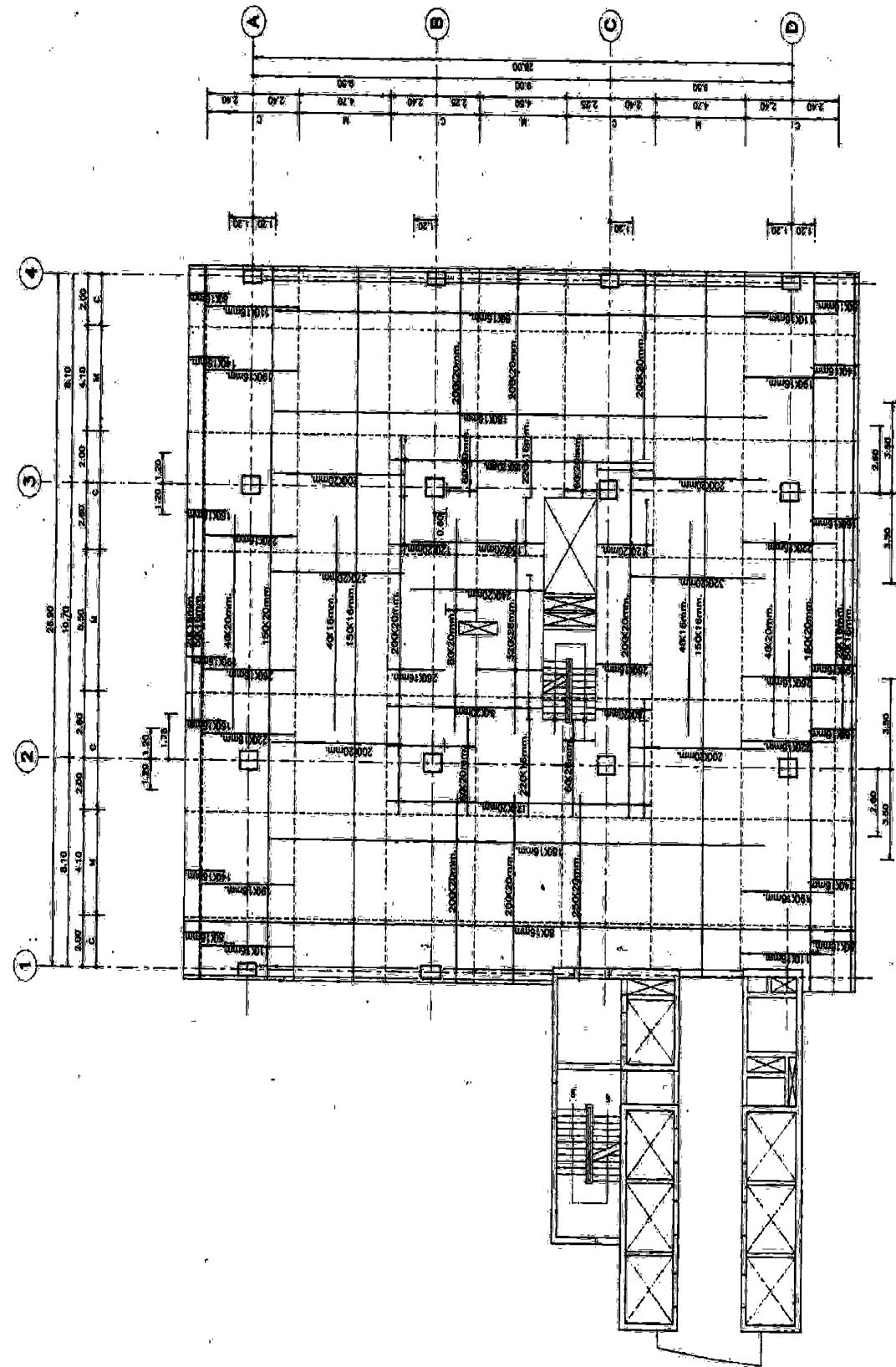




卷之三

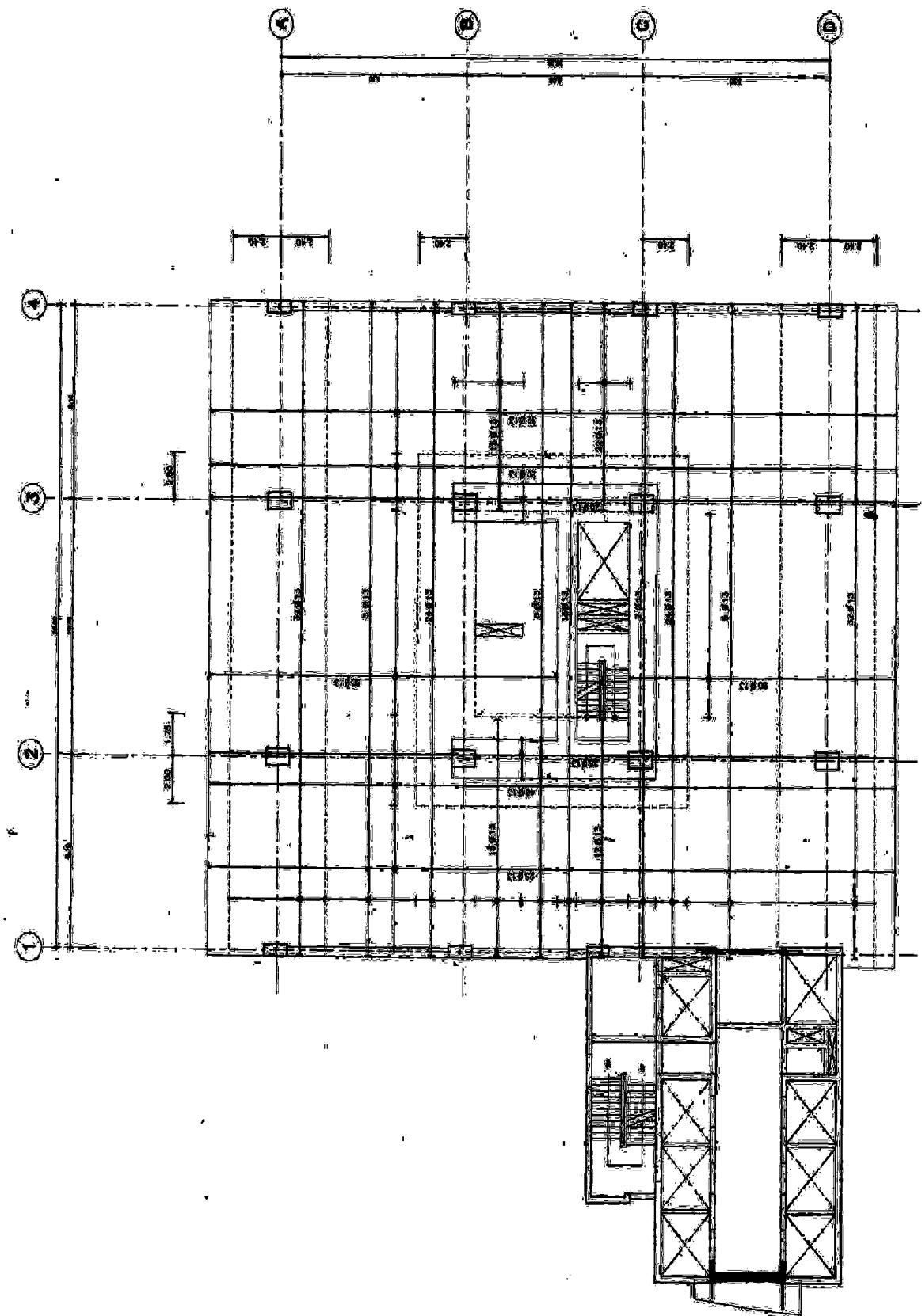


SECTION F3-F3

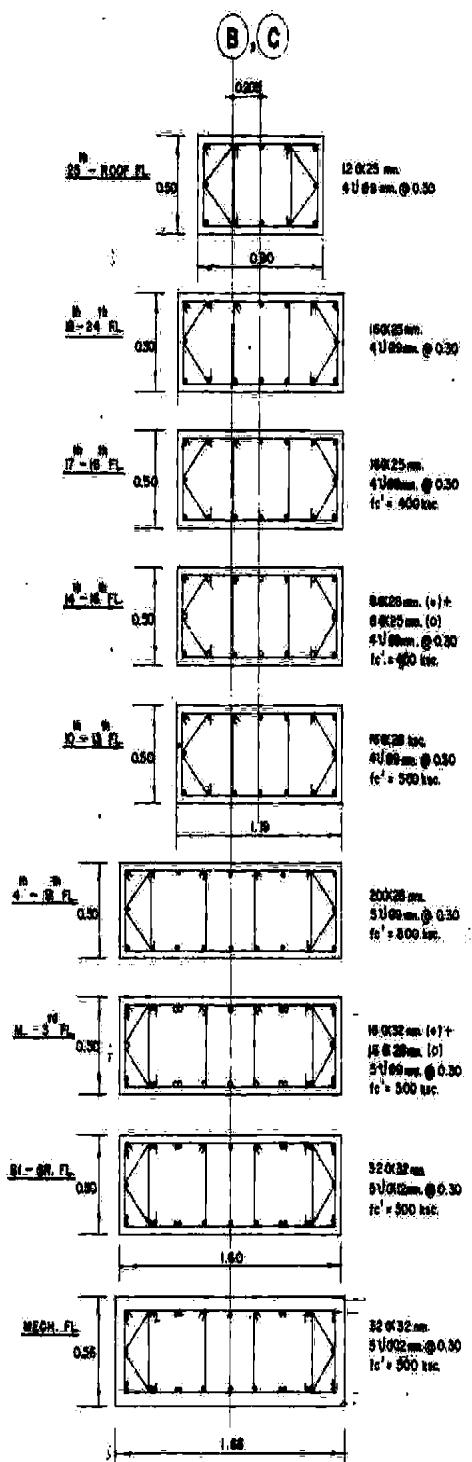


LOWER REINFORCEMENT PLAN FOR 25TH FLOOR

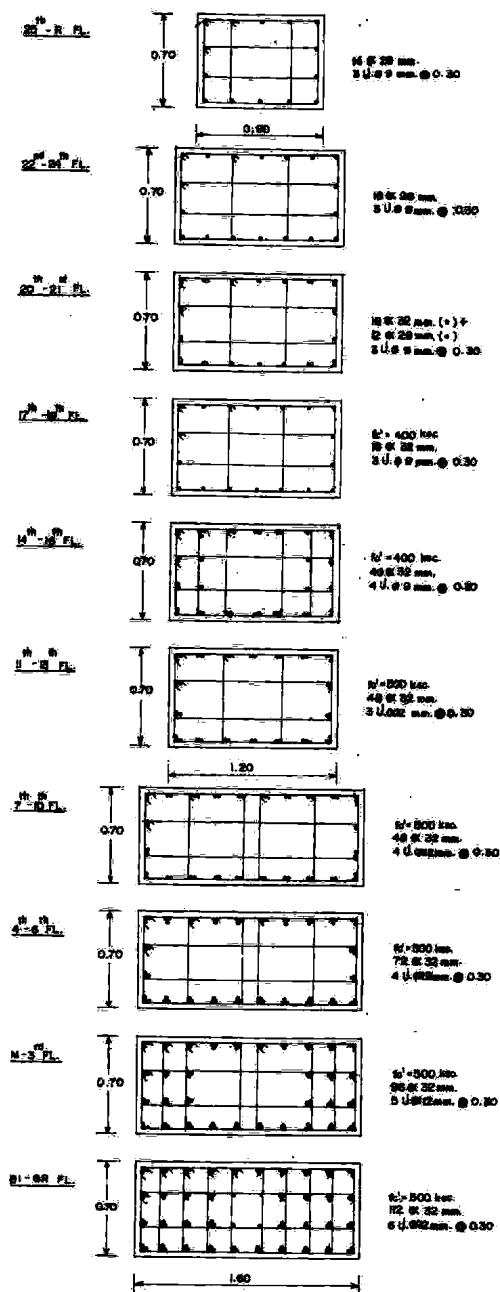
2002



COLUMN C2



COLUMN C4



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย(ระดับที่1)

งานวิจัยอย่างที่4 การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร
ในกรุงเทพมหานครและศึกษาหาวิธีปรับปรุงอาคารที่อ่อนแอกลาง
ให้มีความต้านทานแผ่นดินไหว ในระดับที่เหมาะสม

ส่วนที่ 2 เรื่องการประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต
เสริมเหล็ก และการปรับปรุงอาคารให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

คณะผู้วิจัย	สังกัด
1. รศ.ดร. เป็นหนึ่ง วนิชชัย	สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
2. รศ.ดร. วีโรจน์ บุญญกิจญโญ	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
3. รศ.ดร. ออมร พิมานมาศ	สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร
4. ผศ.ดร. อาณัติ เรืองรัตน์	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
5. รศ.ดร. นพดล เพียรเวช	สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
6. ผศ. อนงค์ ศิริพานิชกร	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย(สกอ.)
(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกอ.ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

โครงการย่อยที่ 4

การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในกรุงเทพมหานคร และศึกษาหาวิธีปรับปรุงอาคารที่อ่อนแ้อยให้มีความต้านทานแผ่นดินไหว ในระดับที่เหมาะสม

ส่วนที่ 2 เรื่องการประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของ อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กและการปรับปรุงอาคารให้มีความต้านทานแผ่นดินไหว ในระดับที่เหมาะสม

สารบัญ

บทที่	หน้า
1 บทนำ	
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์	2
1.3 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	2
2 การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวโดยวิธี Capacity-Demand-Diagram Method	4
2.1 แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหว	4
2.2 Demand Spectrum	8
2.3 Acceleration-Displacement Response Spectral (ADRS)	11
3 ตัวอย่างการประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหว ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน	14
3.1 การประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ระบบคาน-เสา 9 ชั้น	14
3.1.1 ผลของอัตราส่วนความหนึ่งยกของอาคารต่อการตอบสนอง	14
3.1.2 ผลของค่าการเกิดชำรุดต่อการตอบสนอง	17

3.2 การประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน 20 ชั้น	28
3.2.1 ผลของอัตราส่วนความหนาแน่นของอาคารต่อการตอบสนอง	28
3.2.2 ผลของค่าการเกิดชำรุดต่อการตอบสนอง	30
4 ตัวอย่างการประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน	39
4.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คานสูง 9 ชั้น	39
4.1.1 ผลของอัตราส่วนความหนาแน่นของอาคารต่อการตอบสนอง	39
4.1.2 ผลของค่าการเกิดชำรุดต่อการตอบสนอง	40
4.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คานสูง 30 ชั้น	43
5 ตัวอย่างการปรับปรุงอาคารเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือนให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น	45
5.1 การปรับปรุงโครงสร้างอาคาร 9 ชั้น	45
5.1.1 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีเพิ่มกำแพงรับแรงเฉือน	45
5.1.2 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีขยายหน้าตัดของเสา	51
5.1.3 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีจัดเรียงระยะเหล็กปลอกคานน้อยกว่า d/3	55
5.1.4 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีขยายหน้าตัดเสา และจัดเรียงระยะเหล็กปลอกคานน้อยกว่า d/3	60
5.2 การปรับปรุงโครงสร้างอาคาร 20 ชั้น	65
5.2.1 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีจัดเรียงระยะเหล็กปลอกน้อยกว่า d/3	65
6 ตัวอย่างการปรับปรุงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดพื้น-เสาให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น	69
6.1 การปรับปรุงโครงสร้างอาคาร 9 ชั้น	69
6.1.1 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีเพิ่มความแข็งแรงบริเวณหัวเสา (Drop panel)	69
6.1.2 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีเพิ่มกำแพงรับแรง	70
6.1.3 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีเพิ่มเหล็กเสริมหลักในเสาให้เท่ากันทุกชั้น	72

7 สรุปผลการวิจัย	74
7.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา-ผนังแรงเนื่อง	74
7.1.1 การประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหวอาคาร	74
7.1.2 การปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น	76
7.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา-ผนังแรงเนื่อง	77
7.2.1 การประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหวอาคาร	77
7.2.2 การปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น	78
เอกสารข้างอิง	80

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

งานวิจัยในส่วนที่ 1 การวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Pushover analysis ได้นำเสนอวิธีการวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารโดยวิธี Pushover ซึ่งแสดงผลในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารกับการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคารหรือเรียกว่า Capacity curve และสำหรับงานวิจัยในส่วนที่ 2 การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กและการปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม จะนำเสนอด้วยการประเมินอาคารโดยวิธี Capacity –Demand-Diagram Method พร้อมทั้งเสนอแนวทางปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้เพิ่มขึ้นด้วยวิธีต่างๆ

การวิเคราะห์ Seismic demand สามารถทำได้หลายวิธี [FEMA273 1997; ATC-40 1996] วิธีที่นิยมใช้กันมาก คือ วิธี Capacity spectrum ซึ่งพัฒนาขึ้นมาโดย Freeman และคณะในปี ค.ศ. 1975 [Freeman et al. 1975; ATC-40 1996] อย่างไรก็ตามในปี ค.ศ. 1999 Chopra และ Goal [1999] พบว่าวิธี Capacity spectrum และวิธีอื่นๆ ที่มีอยู่ในขณะนั้นให้ผลที่คลาดเคลื่อนในบางกรณี จึงได้พัฒนาวิธีคำนวณหา Seismic demand ขึ้นมาใหม่ที่มีความถูกต้องสมบูรณ์ขึ้น Seismic demand ที่คำนวณได้แสดงในรูปของเส้นกราฟ Demand curve ซึ่งสามารถนำไปเปรียบเทียบกับ Capacity curve ของโครงสร้างได้โดยตรง รูปร่างลักษณะของ Demand curve ขึ้นกับหลายปัจจัย ที่สำคัญได้แก่ ระดับความรุนแรง (Intensity) และส่วนผสมความถี่ (Frequency contents) ของแผ่นดินไหว

การประเมินความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างเนื่องจากแผ่นดินไหวของอาคารในกรุงเทพมหานครจำเป็นต้องมีคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่พื้นดิน (Free field) อย่างไรก็ตามในปัจจุบันยังไม่มีคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่พื้นดินในกรุงเทพมหานคร ดังนั้นจำเป็นต้องศึกษาลักษณะคลื่นแผ่นดินไหวหลายแบบ และที่ระดับความรุนแรงของการสั่นไหวต่างๆ โดยใช้ข้อมูลการสั่นไหวของ 1) El Centro earthquake, California, 1940 2) แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่ผิวดินที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร 7 คลื่น (Kiattivisanchai, 2001) และ 3) ข้อมูลการสั่นไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 สำหรับเหตุการณ์แผ่นดินไหวเมื่อ 22 กันยายน 2546

1.2 วัตถุประสงค์

งานวิจัยนี้ได้แบ่งการศึกษาออกเป็น 3 ส่วน ดังนี้

1. การวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธี Pushover analysis

2. การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก และการปรับปรุงอาคารให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

3. ศึกษาพฤติกรรมวิบัติของชั้นล่างยื่อคอนกรีตเสริมเหล็กในตำแหน่งที่สำคัญของอาคาร

งานวิจัยส่วนที่ 2 การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก และการปรับปรุงอาคารให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสมมีวัตถุประสงค์ดังนี้

1. ประเมินระดับความเสียหายและรูปแบบความเสียหายของอาคารประเภทต่างๆ เนื่องจากแผ่นดินไหวลักษณะพิเศษที่คาดว่าจะเกิดขึ้นที่กรุงเทพฯ ในอนาคต

2. ศึกษาหารือที่มีประสิทธิภาพในการปรับปรุงหรือเสริมกำลังอาคารที่มีอยู่และวิธีการออกแบบก่อสร้างอาคารใหม่ในกรุงเทพฯ ให้ปลอดภัยจากแผ่นดินไหว

งานวิจัยส่วนที่ 2 นี้จึงได้เลือกตัวแทนอาคารที่ก่อสร้างแล้ว จำนวน 4 อาคาร ชนิดคาน-เสา - พนังแรงเฉื่อน และพื้น-เสา-พนังแรงเฉื่อน ที่มีความสูงตั้งแต่ 9-30 ชั้น เป็นตัวอย่างการคำนวณ การประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหวและการปรับปรุงอาคาร

1.3 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การวิเคราะห์ตามแนวทาง Nonlinear Static Procedure (NSP) ประกอบด้วย 3 ส่วนหลักๆ ดังต่อไปนี้ (1) วิเคราะห์ความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว (Seismic Capacity) ของอาคาร, (2) วิเคราะห์ระดับของความต้านทานที่อาคารจำเป็นต้องมี (Seismic Demand) เพื่อให้สามารถต่อแผ่นดินไหวในระดับความรุนแรงต่างๆ ที่คาดว่าจะเกิดขึ้นได้, และ (3) เปรียบเทียบระหว่าง Seismic Capacity กับ Seismic Demand เพื่อประเมินว่าอาคารจะสามารถทนต่อแผ่นดินไหวได้ถึงระดับใด จะมีความเสียหายเกิดขึ้นมากน้อยเพียงใด รายละเอียดของวิธีการดังกล่าวแสดงไว้ในเอกสารสำคัญ 2 ชิ้น คือ รายงานของ Applied Technology Council ชื่อ “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” ซึ่งมักเรียกว่า ATC-40 (ATC 1996) และรายงานของ Federal Emergency Management Agency (FEMA) ชื่อ “NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings” ซึ่งมักเรียกว่า FEMA 273/274 (FEMA 1997)

การวิเคราะห์หา Seismic Demand สามารถทำได้หลายวิธี [FEMA 1997; ATC 1996] วิธีที่นิยมใช้กันมาก คือ วิธี Capacity Spectrum ซึ่งพัฒนาขึ้นมาโดย Freeman และคณะในปี ค.ศ. 1975 (Freeman et al. 1975; ATC 1996) อย่างไรก็ดี ในปี ค.ศ. 1999 Chopra และ Goel พบวารีช Capacity Spectrum และวิธีอื่นๆ ที่มีอยู่ในขณะนั้นให้ผลที่คลาดเคลื่อนในบางกรณี จึงได้พัฒนาวิธี คำนวณหา Seismic Demand ขึ้นมาใหม่ที่มีความถูกต้องสมบูรณ์ขึ้น (Chopra and Goel 1999) Seismic Demand ที่คำนวณได้แสดงในรูปของเส้นกราฟ Demand Curve ซึ่งสามารถนำไปเปรียบเทียบกับ Capacity Curve ของอาคารได้โดยตรง รูปร่างลักษณะของ Demand Curve ขึ้นกับหลายปัจจัย ที่สำคัญได้แก่ ระดับความรุนแรง (Intensity) และส่วนผสมความถี่ (Frequency Contents) ของแผ่นดินไหว

บทที่ 2

การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหว

โดยวิธี Capacity-Demand-Diagram Method

การวิเคราะห์ Seismic Capacity สามารถทำได้โดยการนำแรงสติ๊กในแนวด้านข้าง (Static Lateral Force) มากระทำต่อแบบจำลองอาคาร โดยกำหนดให้รูปแบบการกระจายตัวของแรงคล้ายคลึงกับรูปแบบการกระจายตัวของแรงเฉือนของมวลอาคารเมื่อเกิดการโยกไหวในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว ระดับของแรงสติ๊กจะค่อยๆ ถูกปรับเพิ่มขึ้นเป็นขั้นๆ จากน้อยไปมาก โดยในแต่ละขั้น จะทำการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปด้านข้าง (Lateral Deformation) และความเสียหาย (Damage) ภายในอาคาร การวิเคราะห์ในลักษณะนี้จะดำเนินไปเรื่อยๆ จนกว่าแรงสติ๊กนี้จะสามารถผลักให้อาคารเกิดการวินาศัย (Collapse) การวิเคราะห์ดังกล่าวเรียกว่า Pushover Analysis ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปของเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Base Shear) กับการเคลื่อนตำแหน่งด้านข้างที่ยอดอาคาร (Roof Lateral Displacement) เส้นกราฟนี้ถือเป็น Capacity Curve ของอาคาร เพราะแสดงให้เห็นถึง “กำลังต้านทานแรงด้านข้าง” (Lateral Strength) และ “ความเหนียว” (Ductility) ของอาคาร ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญที่กำหนดความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร

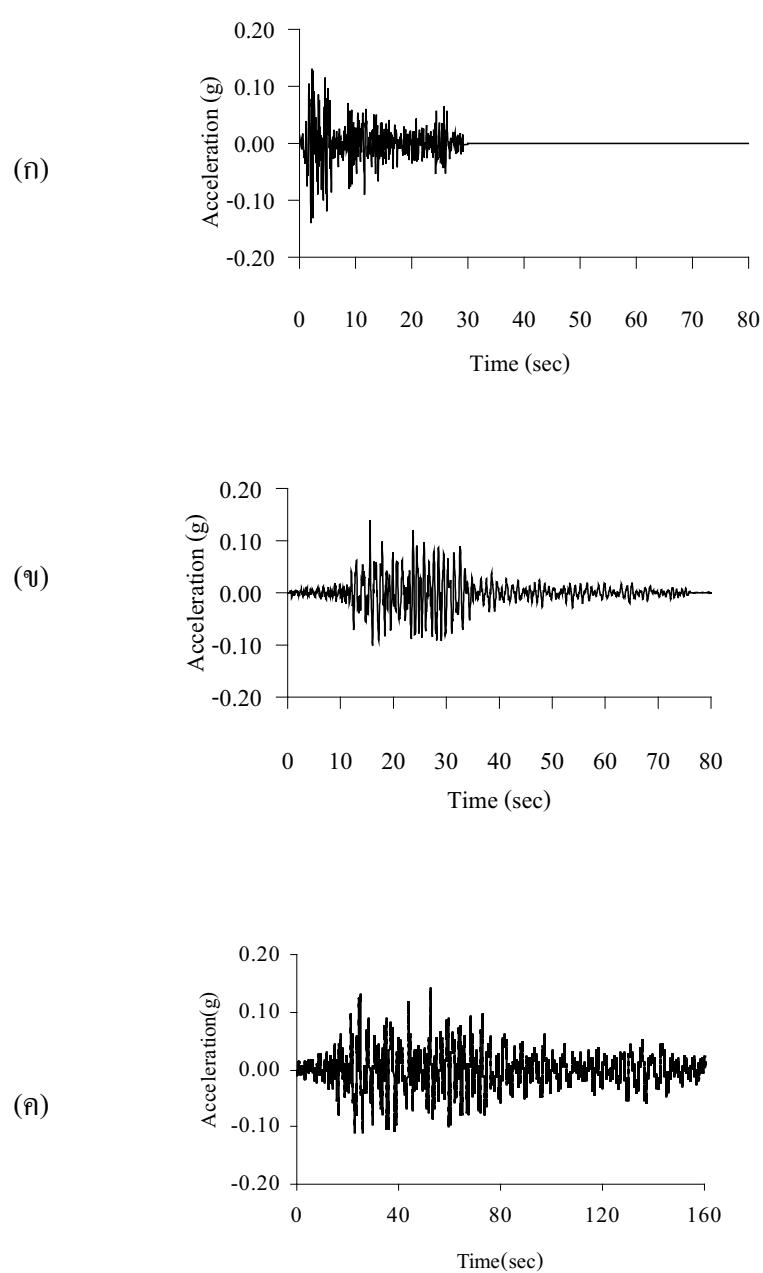
Capacity –Demand –Diagram Method เป็นวิธีที่ใช้หาประสิทธิภาพ (performance) ของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว โดยอาศัย Capacity curve ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารกับการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคารที่จะแสดงถึงกำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างของอาคารและความสามารถต้านทานการเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคาร ร่วมกับ Demand spectrum ที่จะแสดงผลตอบสนองทางพลศาสตร์ของโครงสร้างและในการศึกษานี้จะใช้ Constant ductility inelastic response spectrum ซึ่งทั้ง Capacity curve และ Demand spectrum จะถูกแปลงให้อยู่ในรูปของ Spectral acceleration (S_a) และ spectral displacement (S_d) เพื่อที่จะสามารถนำมาระบบเทียบและหาตำแหน่งของแรงกระทำด้านข้างสูงสุดและการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคารสูงสุดที่โครงสร้างสามารถรับได้ก่อนเกิดการพังทลายภายใต้แรงแผ่นดินไหว (Performance point)

2.1 แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหว

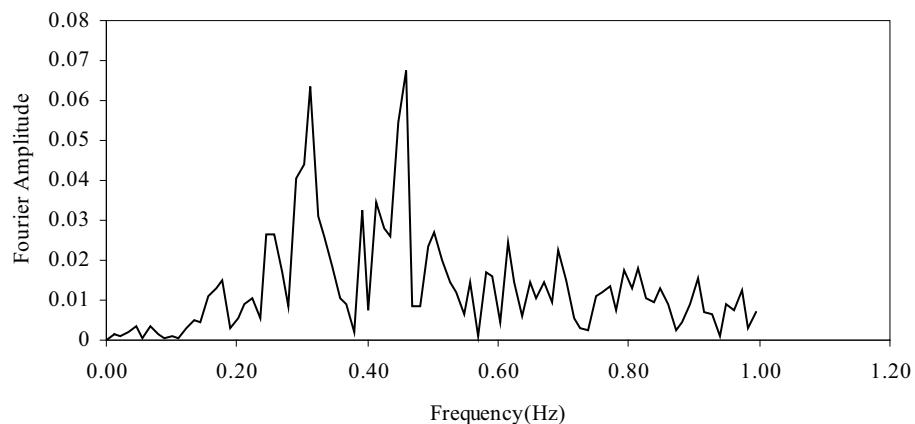
การประเมินความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างเนื่องจากแผ่นดินไหวของโครงสร้างที่ระดับความรุนแรงของการสั่นไหวต่างๆ ใช้ 1) ข้อมูลการสั่นไหวของ El Centro earthquake, California, 1940 2) แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่ผู้ดูแลที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร 7

คลื่น (Kiattivisanchai, 2001) และ 3) ข้อมูลการสั่นไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึก ใบหยก 1 สำหรับเหตุการณ์แผ่นดินไหวเมื่อ 22 กันยายน 2546 แสดงดังรูปที่ 2.1g ซึ่งข้อมูลการสั่นไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 เมื่อนำไปแปลงฟูเรียร์ พบว่าข้อมูลดังกล่าวถูกขยายโดยค่าการสั่นไหวโอมดที่ 1 และโอมดที่ 2 ของอาคาร แสดงดังรูปที่ 2.1x

การแปลงขนาดของการสั่นไหวให้มีค่าความเร่งสูงสุดเท่ากับขนาดการสั่นไหวของกรุงเทพ พบว่าค่าความเร่งสูงสุดของพื้นดิน(ชั้นดินแข็ง) ของบริเวณกรุงเทพที่มีค่าความน่าจะเป็นของการเกิดมีค่าเกินกว่าที่ระบุ 50% 10% 5% และ 2% ในช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี หรือเทียบเท่าค่าการเกิดช้าประมาณ 100 500 1,000 และ 2,500 ปี ตามลำดับมีค่าเท่ากับ 0.019g 0.043g 0.056g และ 0.075g ตามลำดับ นอกจากนี้เมื่อพิจารณาผลของการขยายการสั่นไหวของชั้นดินบริเวณกรุงเทพซึ่งเป็นดินอ่อนก็จะส่งผลให้ค่าความเร่งสูงสุดของชั้นดินมีค่าเพิ่มขึ้นเป็น 0.072g 0.14g 0.18g และ 0.22g ตามลำดับ ซึ่งในการวิจัยนี้พิจารณาค่าความเร่งสูงสุดของชั้นดิน 4 ค่าดังกล่าว จะสังเกตได้ว่าชั้นดินอ่อนบริเวณกรุงเทพสามารถขยายคลื่นแผ่นดินไหวได้ประมาณ 3-4 เท่า

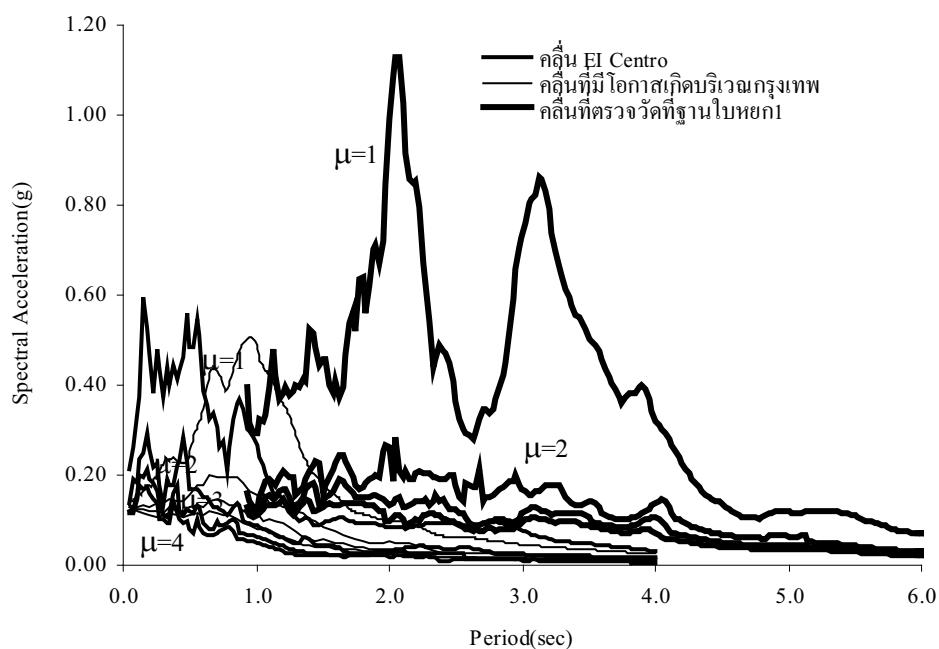


รูปที่ 2.1ก แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่ผู้ดินที่ควบคุมการเกิดขึ้น 500 ปี ที่แปลงขนาดการสั่นไหว (ก) คลื่น El Centro (แปลงขนาดการสั่นไหวจาก $0.319g$ เป็น $0.14g$) (u) คลื่นที่มีโอกาสเกิด บริเวณกรุงเทพ (k) คลื่นที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 (แปลงขนาดการสั่นไหวจาก $0.5\%g$ เป็น $0.14g$)



รูปที่ 2.1x การแปลงฟูเรียร์ของข้อมูลการสั่นไหวตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก1 สำหรับเหตุการณ์แผ่นดินไหวเมื่อ 22 กันยายน 2546

Elastic Response Spectrum และ Inelastic Response Spectrum ของอัตราส่วนความเหนี่ยวย่างๆ กรณีความน่าจะเป็นของการเกิดมีค่ากินกว่าที่ระบุ 10% หรือเทียบเท่าการเกิดช้าประมาณ 500 ปี แสดงดังรูปที่ 2.2 จากนั้นทำการแปลง Response Spectra ดังกล่าวเป็น Demand curve และนำไปเปรียบเทียบกับ Capacity curve เพื่อประเมินความสามารถของอาคาร



รูปที่ 2.2 Elastic and Inelastic Response Spectra ของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบ่อยที่สุดในกรุงเทพมหานคร และคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 กรณีความการเกิดช้าประมาณ 500 ปี สำหรับอัตราส่วนความเหนี่ยวย่างที่ 1-4

2.2 Demand Spectrum

Demand spectrum สามารถหาได้จาก Constant ductility inelastic response spectrum ที่แสดงอยู่ในรูปแบบความสัมพันธ์ของ Spectral acceleration (S_a) และ Spectral displacement (S_d) ซึ่ง Constant ductility inelastic response spectrum จะเป็นความสัมพันธ์ระหว่างกำลังครากของระบบ Single degree of freedom (SDOF) กับฟังชันก์ของความสั่นไหวตามธรรมชาติ (Natural period) นอกจากนี้แบบจำลอง Hysteretic ที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเลี้ยงรูปของระบบยังเป็นปัจจัยสำคัญในการสร้าง Constant ductility inelastic response spectrum ซึ่งรูปแบบของ Hysteretic ที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นแบบ Elastoplastic แสดงดังรูปที่ 2.3 และข้อมูลแผ่นดินไหวที่ใช้ในการสร้าง Constant ductility inelastic response spectrum จะใช้ข้อมูลการสั่นไหวของ El Centro earthquake, California, 1940 โดยจะทำการแปลงขนาดของการสั่นไหวให้มีค่าความเร่งสูงสุด (Peak acceleration) มีความหมายสัมกับขนาดการสั่นไหวของกรุงเทพ ซึ่งจากการศึกษาของ Warnitchai และคณะ (2000) พบว่าค่าความเร่งสูงสุดของชั้นหินของบริเวณกรุงเทพที่โอกาสการเกิดมีค่าเกิน 50% 10% 5% และ 2% ของการเกิดแผ่นดินไหวในรอบ (Exposure period) 50 ปี มีค่าเท่ากับ 0.019g 0.043g 0.056g และ 0.075g ตามลำดับ และเมื่อพิจารณาผลของการขยายการสั่นไหวของชั้นดินบริเวณกรุงเทพ ซึ่งเป็นดินอ่อนก็จะส่งผลให้ค่าความเร่งสูงสุดของชั้นดินมีค่ามากกว่าค่าความเร่งสูงสุดของชั้นหิน สำหรับค่าความเร่งสูงสุดของชั้นดินกรณีค่าความเร่งสูงสุดของชั้นหินมีค่า 0.019g 0.043g 0.056g และ 0.075g จะมีค่าเท่ากับ 0.072g 0.14g 0.18g และ 0.22g ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 2.4 ซึ่งในการศึกษานี้จะพิจารณาค่าความเร่งสูงสุดของชั้นดิน 4 ค่าดังกล่าว ขั้นตอนการสร้าง Inelastic response spectrum สามารถทำได้ดังนี้

- กำหนดข้อมูลความเร่งของการสั่นไหวเนื่องจากแผ่นดินไหว, $\ddot{u}_g(t)$

- กำหนดค่า Damping ratio, ξ

- กำหนดค่าการสั่นไหวตามธรรมชาติ, T_n

- หาผลตอบสนองของระบบ $u(t)$ ในช่วงอิเล็กทริกที่สอดคล้องกับค่า T_n และ ξ ที่กำหนดไว้ และหาค่าการเสียรูปสูงสุด u_o พร้อมกับแรงสูงสุด $f_o = ku_o$

- กำหนดค่าอัตราส่วนของกำลังคราก \bar{f}_y , $\bar{f}_y = \frac{f_y}{f_o}$; $\bar{f}_y < 1$

- หาผลตอบสนองของระบบ $u(t)$ ในช่วงอิเล็กทริกสอดคล้องกับค่า T_n , ξ และแรงที่จุดคราก $f_y = \bar{f}_y \cdot f_o$ และหาค่าการเสียรูปสูงสุด u_m พร้อมทั้งค่า Ductility factor ,

$$\mu \quad \left(\mu = \frac{u_m}{u_o} \cdot \frac{1}{\bar{f}_y} \right)$$

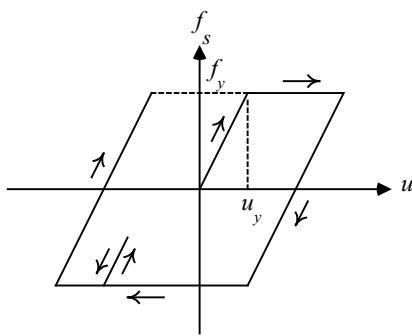
- ทำซ้ำ เพื่อให้มีข้อมูลระหว่าง \bar{f}_y และ μ เพียงพอและครอบคลุม Ductility factor ที่สนใจ

- ทำซ้ำเพื่อให้ครอบคลุมความการสั่นไหวตามธรรมชาติ, T_n ที่ต้องการ

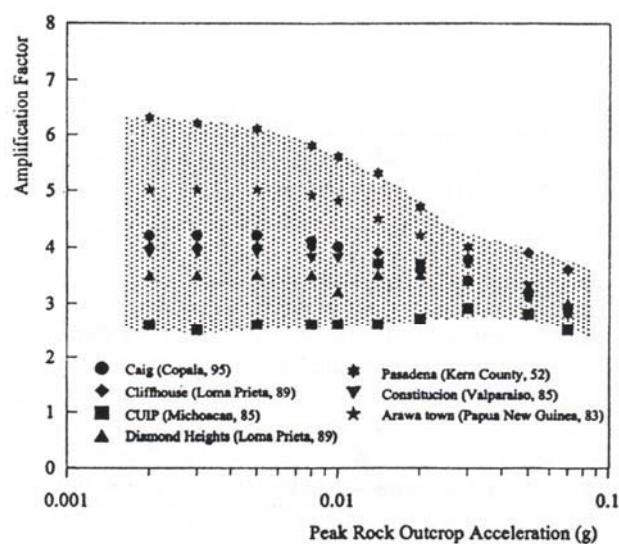
-เลือกค่า Ductility factor, μ ที่ต้องการแล้วนำไปหา \bar{f}_y หากมีค่า \bar{f}_y มากกว่าหนึ่งค่า ให้เลือกค่าที่มากที่สุด

-นำค่า \bar{f}_y ที่คำนวณได้ตามธรรมชาติ, T_n ต่างๆ ที่สอดคล้องกับ Ductility factor, μ ที่ต้องการ ไปหาการเสียรูปที่จุดครากได้จาก $u_y = \bar{f}_y \cdot u_o$ และนำค่าการเสียรูปที่จุดครากไปหา ค่าความเร่งที่จุดครากได้จาก $\ddot{u}_y = \omega^2 u_y$

-นำค่า u_y และ \ddot{u}_y ไปสร้าง Demand spectrum



รูปที่ 2.3 Hysteretic ที่แสดงพฤติกรรมแบบ Elastoplastic



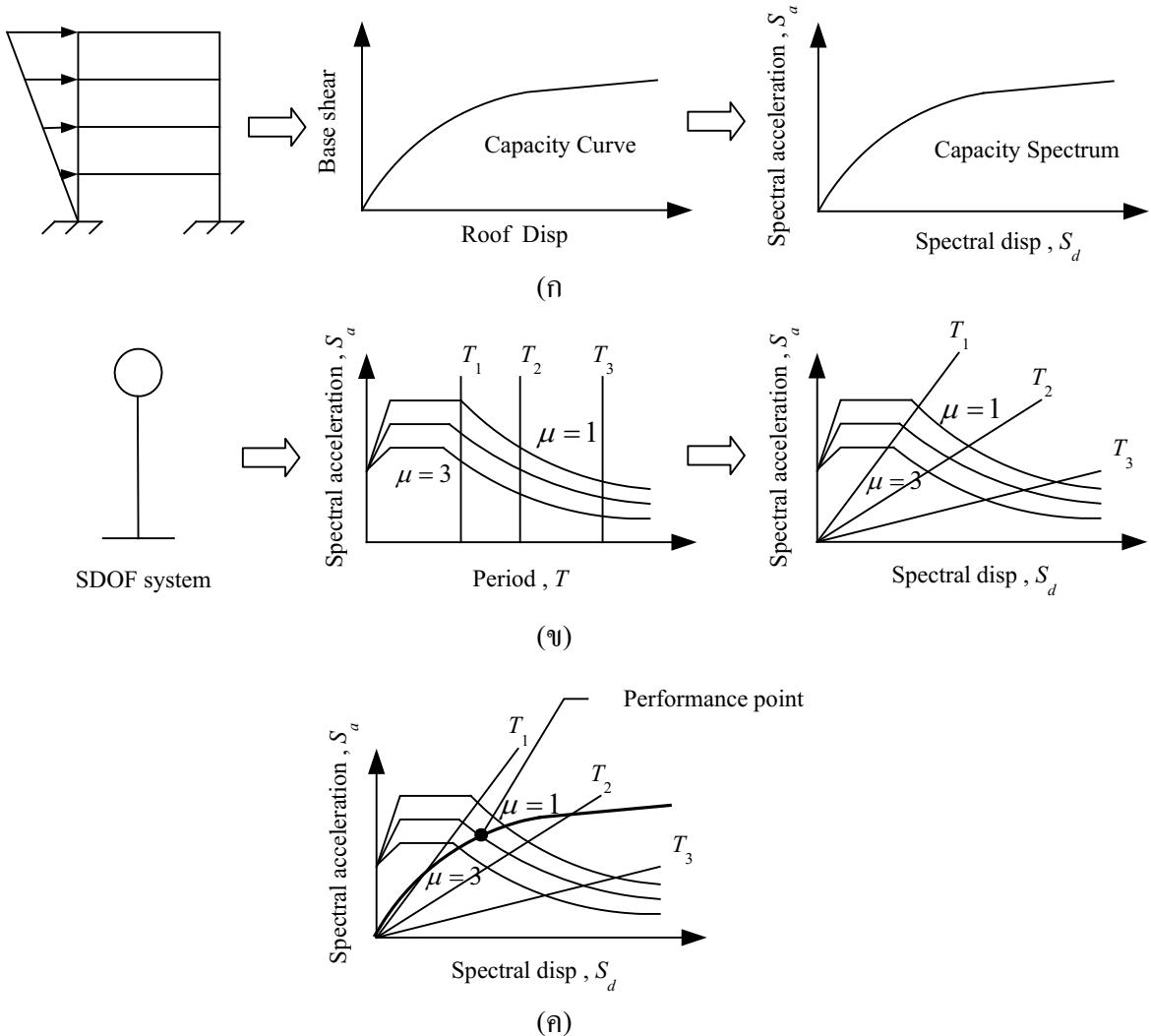
รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง Amplification factor กับ ค่าความเร่งสูงสุดของชั้นหิน บริเวณ
กรุงเทพ (Warnitchai et al., 2000)

2.3 Acceleration-Displacement Response Spectral (ADRS)

การหาตำแหน่งของแรงกระทำด้านข้างสูงสุดและการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคารสูงสุดที่โครงสร้างสามารถรับได้ก่อนเกิดการพังทลายภายใต้แรงแผ่นดินไหว (Performance point) จำเป็นต้องใช้ Capacity curve และ Demand spectrum ที่อยู่ในรูปของ Spectral acceleration (S_a) และ Spectral displacement (S_d) ดังได้กล่าวในข้างต้น ซึ่งความสัมพันธ์ที่แสดงในรูปแบบของ Spectral acceleration (S_a) และ Spectral displacement (S_d) จะเรียกว่า Acceleration-Displacement Response Spectral (ADRS) การแปลง Capacity curve ที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธี Nonlinear Static Pushover ให้อยู่ในรูปแบบดังกล่าวจะเป็นการแปลง Capacity curve ของอาคารหลายชั้นให้เป็น Capacity curve เที่ยบเท่าของระบบ Single degree of freedom (SDOF) และคงดั้งรูปที่ 2.5 ซึ่งค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารและการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคารที่จุดใดๆ สามารถเปลี่ยนเป็นรูปแบบของ ADRS ได้โดยความสัมพันธ์ดังนี้

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\phi_{1,roof}}$$



ຮູບທີ 2.5 ແສດການແປດງ Capacity curve ແລະ Demand spectrum ເປົ້າຢືນເປື້ນຮູບແບບຂອງ ADRS

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

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

โดยที่	S_a	คือ Spectral acceleration
	S_d	คือ Spectral displacement
	PF_1	คือ สัมประสิทธิ์ Modal participation สำหรับความถี่ธรรมชาติลำดับที่หนึ่งของโครงสร้าง
	α_1	คือ สัมประสิทธิ์ Modal mass สำหรับความถี่ธรรมชาติลำดับที่หนึ่งของโครงสร้าง
	w_i / g	คือ มวลของชั้น i
	ϕ_{i1}	คือ รูปแบบการเสียงรูปของโครงสร้างภายใต้ความถี่ธรรมชาติชั้นที่หนึ่งของโครงสร้างของชั้น i
	N	คือ จำนวนชั้นทั้งหมดของอาคาร
	V	คือ แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร
	W	คือ นำหนักโครงสร้างรวมกับน้ำหนักบรรทุกของเกิดแผ่นดินไหว
	Δ_{roof}	คือ การเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร

นอกจากนี้ยังต้องทำการแปลง Demand spectrum ที่อยู่ในรูปของความสัมพันธ์ระหว่าง Acceleration spectral (S_a) กับความ (Period) ให้อยู่ในรูปแบบของ ADRS แสดงดังรูปที่ 2.5 โดยความสัมพันธ์ดังนี้

$$S_d = \left[\left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_a g \right] \mu$$

บทที่ 3

ตัวอย่างการประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหว ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน

3.1 การประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหวอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา 9 ชั้น

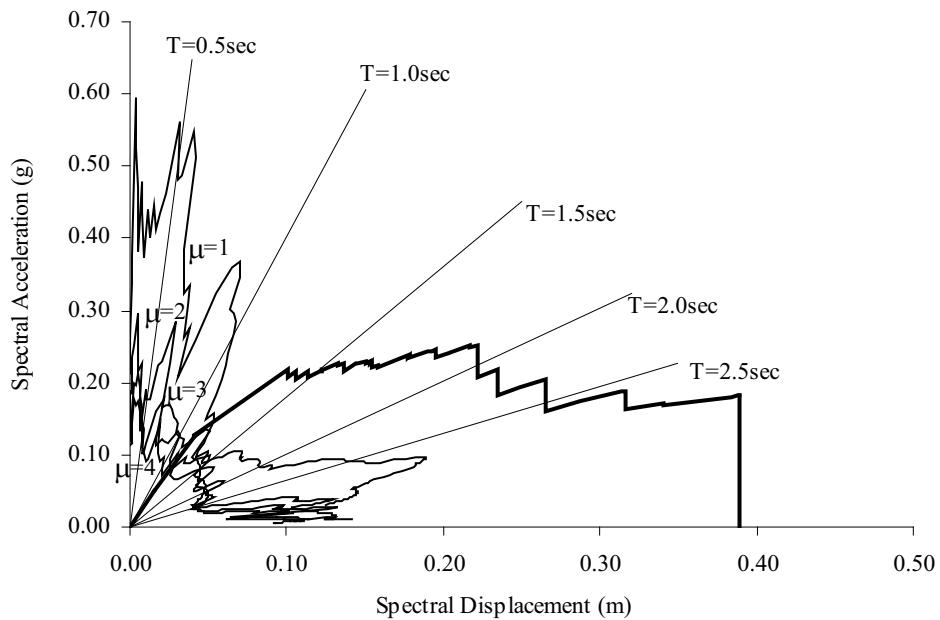
การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น (ชูพูล, 2547) โดยการวิเคราะห์เปรียบเทียบระหว่าง Capacity curve กับ Demand curve ที่อยู่ในรูปความสัมพันธ์ของ Spectral acceleration (S_a) และ Spectral displacement (S_d)

3.1.1 ผลของอัตราส่วนความหนึ่งของอาคารต่อการตอบสนอง

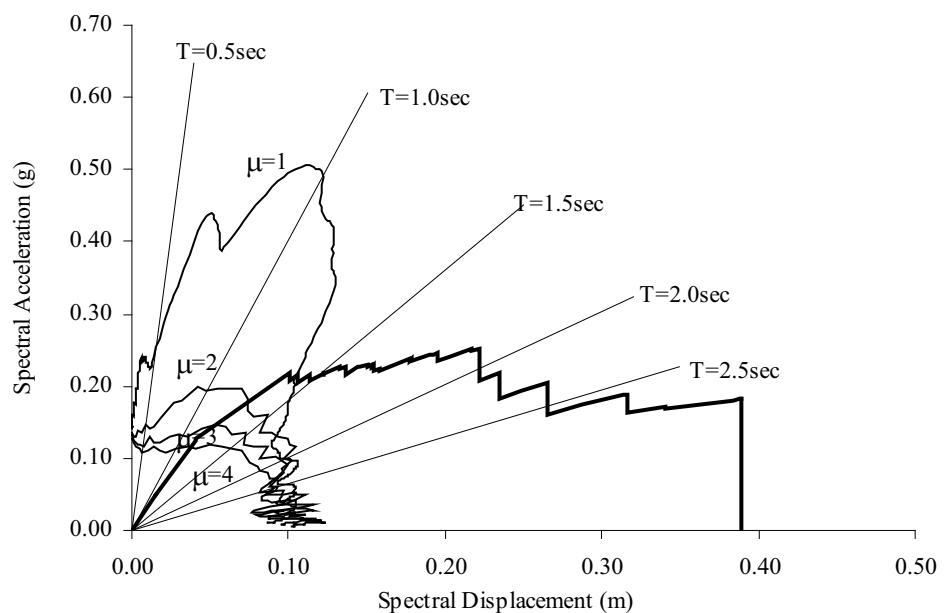
Demand curve ที่พิจารณาอัตราส่วนความหนึ่งเท่ากับ 2 3 และ 4 แสดงถึงกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวและการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคารที่อาคารจำเป็นต้องมีหากต้องการให้อาคารมีความหนึ่งเท่ากับ 2 3 และ 4 ตามลำดับ หรือยอมให้องค์อาคารเสียรูปเกินช่วงอิเล็กทริก ได้จนถึงอัตราส่วนความหนึ่งที่พิจารณา ดังนั้น Demand curve ที่มีค่าอัตราส่วนความหนึ่งสูงๆ จึงมีขนาดเล็กลง

การประเมินอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น เมื่อพิจารณาผลของ Rigid Beam-Column Joint และฐานรากชนิดเสาเข็ม ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro แสดงให้เห็นว่า Demand curve ที่มีค่าอัตราส่วนความหนึ่งเท่ากับ 2 3 และ 4 ตัดกับ Capacity curve ในบริเวณที่อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิเล็กทริกดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย แสดงดังรูปที่ 3.1 ส่วนการประเมินภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร แสดงให้เห็นว่า Demand curve ที่มีค่าอัตราส่วนความหนึ่งเท่ากับ 4 ตัดกับ Capacity curve ในบริเวณที่อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิเล็กทริกดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย และผลประเมินของอัตราส่วนความหนึ่ง 2 และ 3 คือเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 แสดงดังรูปที่ 3.2 สังเกตเห็นได้ว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานครทำให้อาคารตัวอย่าง 9 ชั้น มีความเสียหายมากกว่าคลื่นแผ่นดินไหว El Centro ที่ระดับขนาดการสั่นไหวเท่ากัน

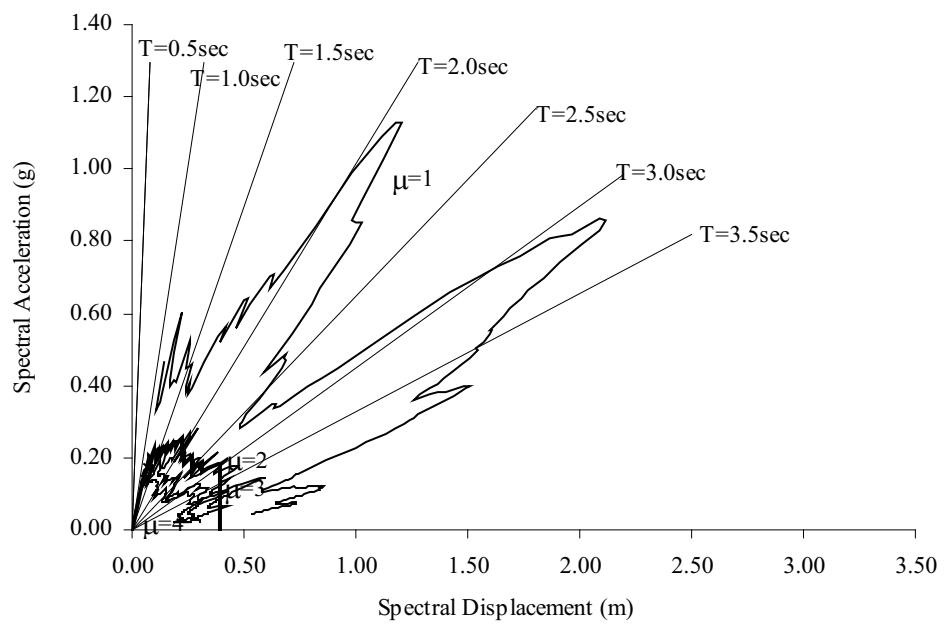
การประเมินอาการตัวอย่าง 9 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก แสดงให้เห็นว่า Demand curve ที่มีค่าอัตราส่วนความเหนี่ยวน่าเท่ากับ 2.3 และ 4 อาการเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการแตกของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 แสดงดังรูปที่ 3.3



รูปที่ 3.1 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro กรณีควบคุมการเกิดช้ำประมาณ 500 ปี สำหรับอัตราส่วนความหนืดที่เท่ากับ 1-4



รูปที่ 3.2 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ของคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร กรณีควบคุมการเกิดช้ำประมาณ 500 ปี สำหรับอัตราส่วนความหนืดที่เท่ากับ 1-4



รูปที่ 3.3 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 กรณีการเกิดช้ำประจำ 500 ปี สำหรับอัตราส่วนความหนืดไขวท่ากับ 1-4

3.1.2 ผลของการเกิดช้าต่อการตอบสนอง

การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น ช่วงอายุ ออกแบบของอาคารที่ 50 ปี เมื่อพิจารณารายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน เช่น พิจารณาผลของเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่า 0.003 พิจารณาเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0 พิจารณาระยะทابในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่า 24db พิจารณาจะตั้งเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 15 ซม. กรณีการเกิดช้าประมาณ 100-500 1,000 และ 2,500 ปี โดยใช้อัตราส่วนความหนืดเท่ากับ 1 สำหรับทุกระดับความรุนแรงของการสั่นไหวต่างๆ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร และคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ตีกับหยก 1 ได้ผลดังนี้

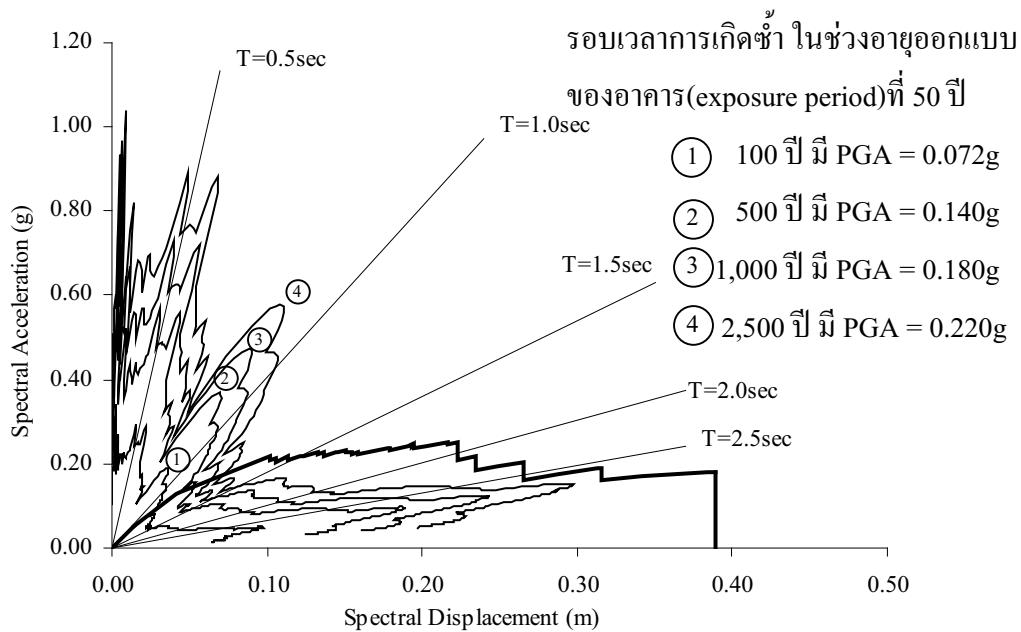
ผลของเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อเสา-คาน

พิจารณาผลของเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อเสา-คาน สามารถประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง ดังนี้

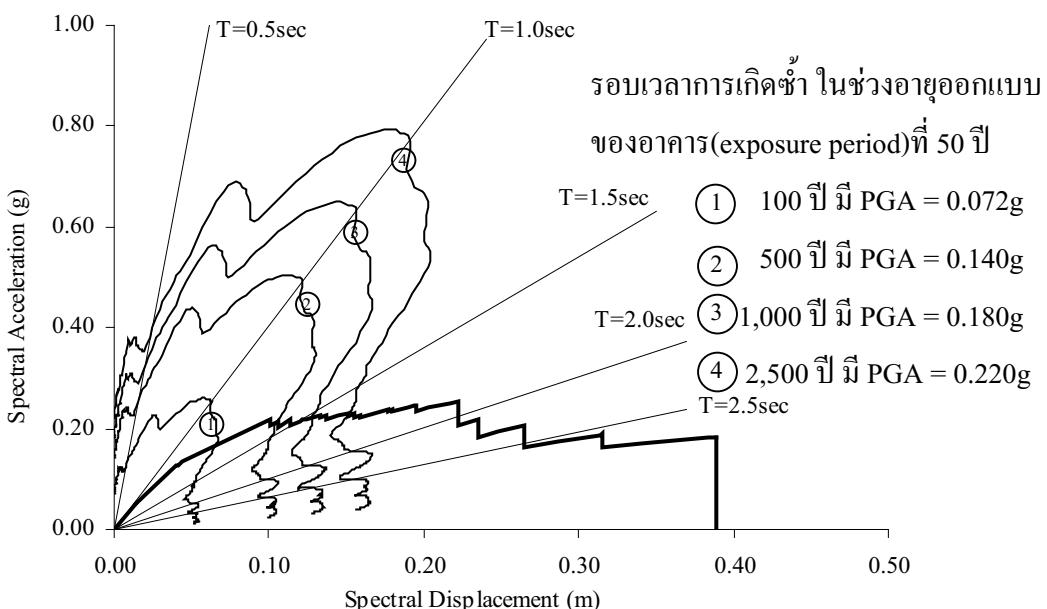
- กรณีพิจารณาอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่า 0.003

พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหว El Centro โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีการเกิดช้าประมาณ 100 ปี อาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย เนื่องจากตำแหน่งที่ Demand curve ตัดกับ Capacity curve อาคารยังคงเกิดการเสียรูปอยู่ในช่วงอิลาสติก เมื่อการเกิดช้าประมาณ 500 ปี จะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อการเกิดช้าประมาณ 1,000 ปี และ 2,500 ปี กำแพงอิฐก่อจะแตกร้าวตั้งแต่ชั้นที่ 1 ถึง 7 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 9 แสดงดังรูปที่ 3.4

พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีการเกิดช้าประมาณ 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 เมื่อการเกิดช้าประมาณ 500 ปี จะเริ่มเกิดการวินาทีของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 1 และ 3 ถึง 7 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 9 และเมื่อการเกิดช้าประมาณ 1,000 ปี กำแพงอิฐก่อจะวินาทีชั้นที่ 5 และเมื่อการเกิดช้าประมาณ 2,500 ปี กำแพงอิฐก่อจะวินาทีชั้นที่ 1 และ 5 แสดงดังรูปที่ 3.5

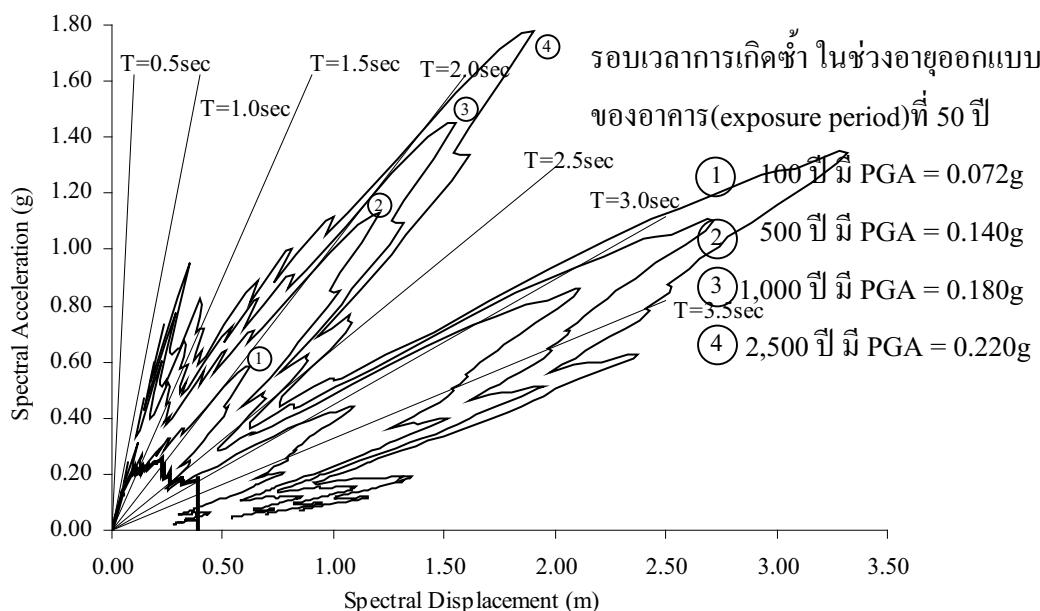


รูปที่ 3.4 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดชำรุดต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro สำหรับอัตราส่วนความหนืดที่เท่ากับ 1 (ระยะทางในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คาน 45 db มีเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน)



รูปที่ 3.5 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดชำรุดต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร สำหรับอัตราส่วนความหนืดที่เท่ากับ 1 (ระยะทางในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คาน 45 db มีเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน)

พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีค่าการเกิดช้ำประจำ 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อค่าการเกิดช้ำประจำ 500, 1,000 และ 2,500 ปี โครงสร้างเกิดการวินบัติที่เส้าชั้นล่างสุด แสดงดังรูปที่ 3.6

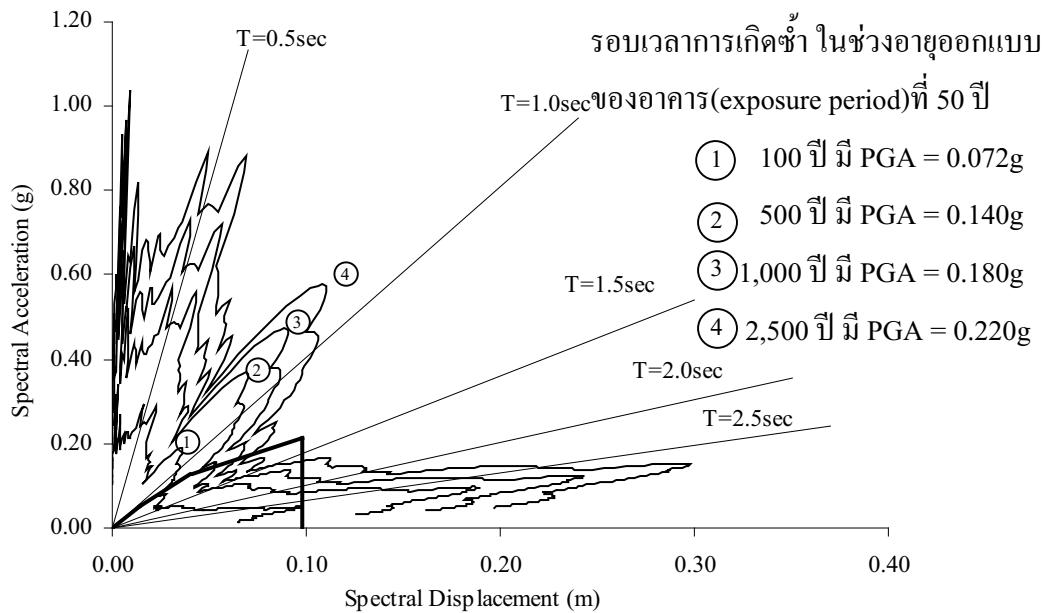


รูปที่ 3.6 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดช้ำต่างๆ คลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 สำหรับอัตราส่วนความหนืดยิ่งเท่ากับ 1 (ระยำทางในเสบาริเวณจุดต่อเส้า-คาน 45 db มีเหล็กปลอกในจุดต่อเส้า-คาน)

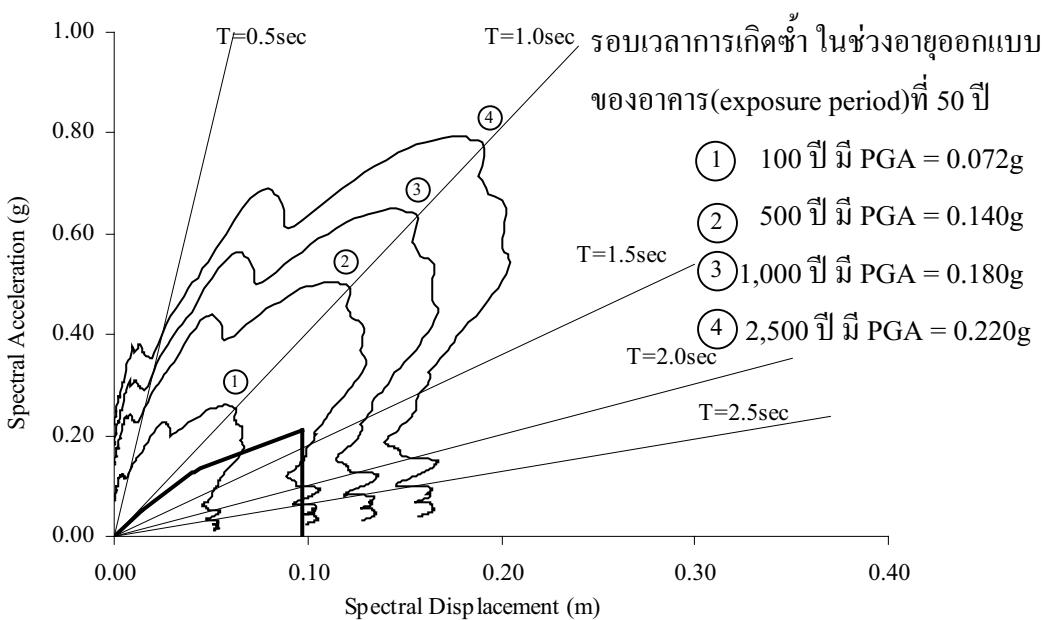
- กรณีพิจารณาอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเส้า-คานมีค่าเท่ากับ 0

พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหว El Centro โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี โดยรวมแล้วอาคารตัวอย่างที่ใช้ศึกษานี้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่เหมือนกับกรณีพิจารณาอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเส้า-คานมีค่า 0.003 แสดงดังรูปที่ 3.7

พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบิรุณกรุงเทพมหานคร โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีค่าการเกิดช้ำประจำ 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อค่าการเกิดช้ำมากกว่า 500 ปี โครงสร้างวินบัติที่จุดต่อเส้า-คาน ชั้น 3 แสดงดังรูปที่ 3.8

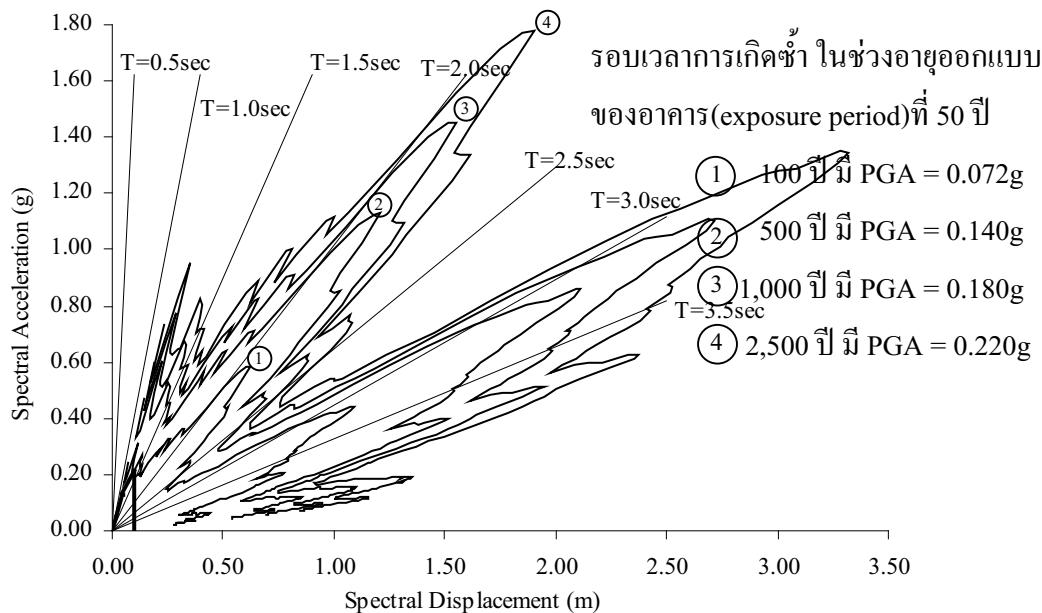


รูปที่ 3.7 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro สำหรับอัตราส่วนความหนาแน่นยกเท่ากับ 1 (ระยะทางในสถานีริเวณจุดต่อเสา-คาน 45 db ไม่มีเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน)



รูปที่ 3.8 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร สำหรับอัตราส่วนความหนาแน่นยกเท่ากับ 1 (ระยะทางในสถานีริเวณจุดต่อเสา-คาน 45 db ไม่มีเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน)

พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจที่ฐานตึกใบหยก 1 โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีการเกิดช้ำประจำ 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อการเกิดช้ำประจำ 500, 1,000 และ 2,500 ปี โครงสร้างวิบัติที่จุดต่อเสา-คาน ชั้น 3 แสดงดังรูปที่ 3.9



รูปที่ 3.9 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ความการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจที่ฐานตึกใบหยก 1 สำหรับอัตราส่วนความหนืดเท่ากับ 1 (ระนาบในเส้นริเวณจุดต่อเสา-คาน 45 db ไม่มีเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน)

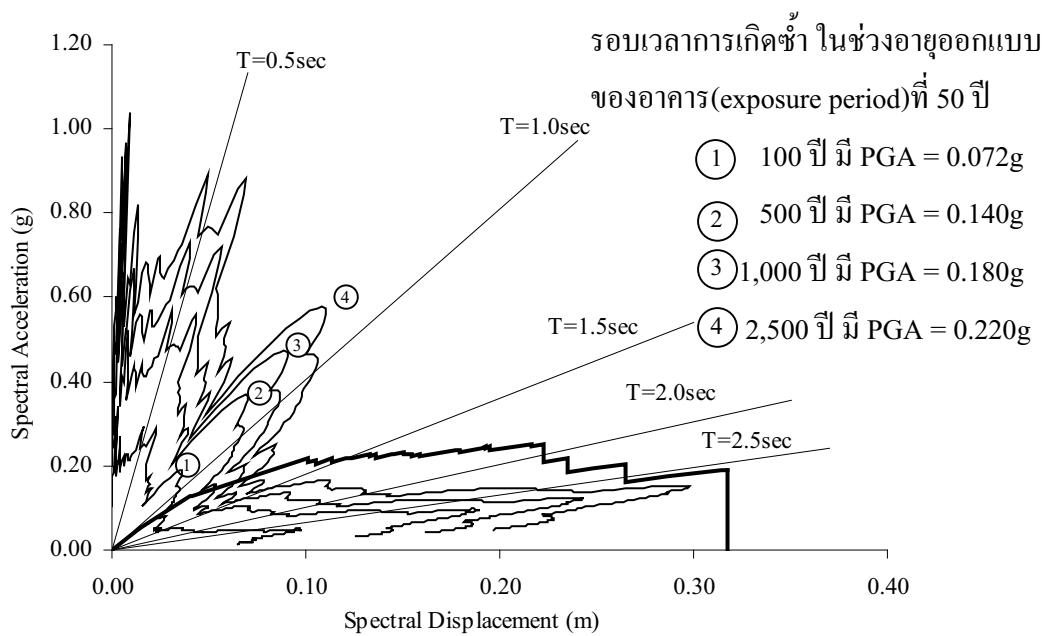
ผลของระยะทางในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คาน

ผลของระยะทางในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คาน เมื่อพิจารณาระยะทางในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่า 24db และอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่า 0.003 การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง สำหรับคลื่นแผ่นดินไหว El Centro คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร และคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกในไทยก1 พบว่าความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ที่ระดับเดียวกับกรณีพิจารณาระยะทางในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่า 45db และอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่า 0.003 ดังนี้

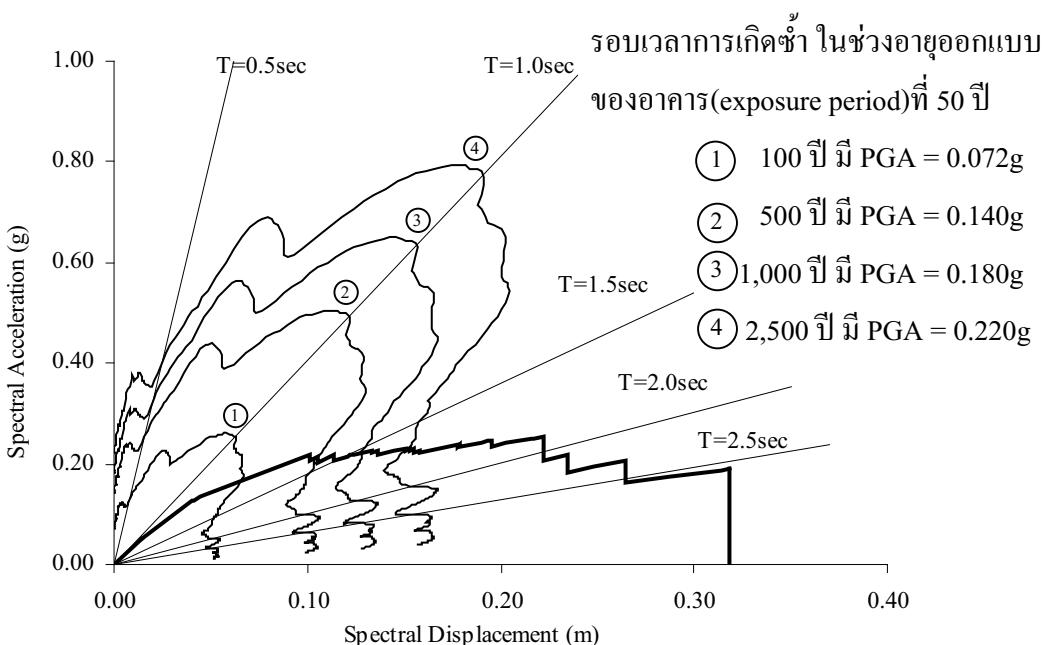
พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหว El Centro โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีคำนวณเกิดช้ำประมาณ 100 ปี อาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย เนื่องจากตำแหน่งที่ Demand curve ตัดกับ Capacity curve อาคารยังคงเกิดการเสียรูปอยู่ในช่วงอิลาสติก เมื่อคำนวณเกิดช้ำประมาณ 500 ปี จะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อคำนวณเกิดช้ำประมาณ 1,000 ปี และ 2,500 ปี กำแพงอิฐก่อจะแตกร้าวตั้งแต่ชั้นที่ 1 ถึง 7 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 9 แสดงดังรูปที่ 3.10

พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีคำนวณเกิดช้ำประมาณ 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 เมื่อคำนวณเกิดช้ำประมาณ 500 ปี จะเริ่มเกิดการรีบติดของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 1 3 ถึง 7 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 9 และเมื่อคำนวณเกิดช้ำประมาณ 1,000 ปี กำแพงอิฐก่อจะรีบติดชั้นที่ 5 และเมื่อคำนวณเกิดช้ำประมาณ 2,500 ปี กำแพงอิฐก่อจะรีบติดชั้นที่ 1 แสดงดังรูปที่ 3.11

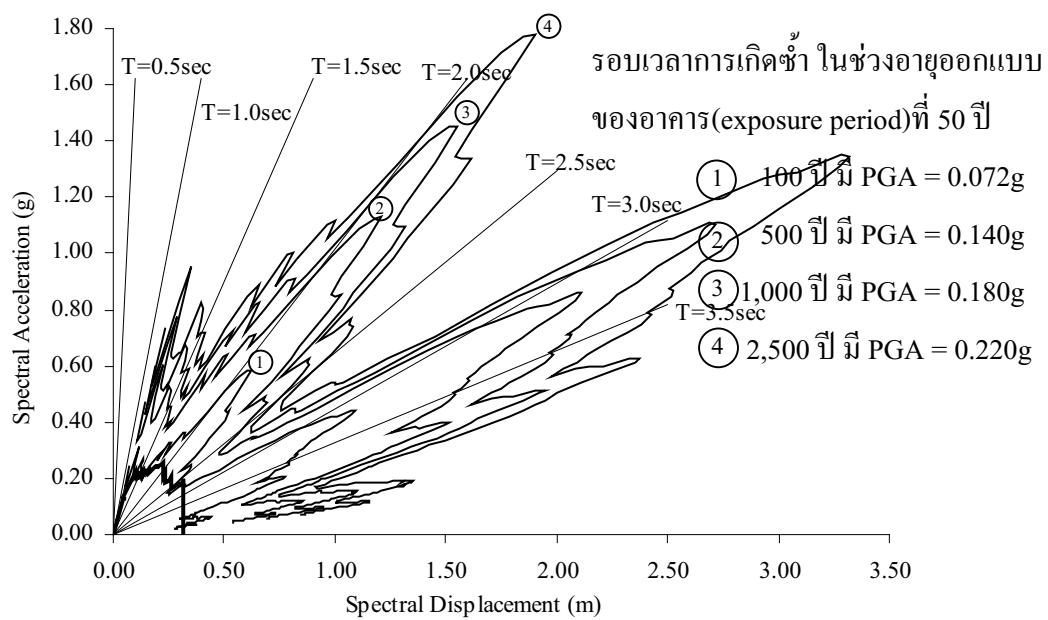
พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกในไทยก1 โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีคำนวณเกิดช้ำประมาณ 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อคำนวณเกิดช้ำประมาณ 500 1,000 และ 2,500 ปี โครงสร้างเกิดการรีบติดที่เสาชั้นล่างสุด แสดงดังรูปที่ 3.12



รูปที่ 3.10 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดชำรุดต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro สำหรับอัตราส่วนความหนืดคงที่กับ 1 (ระยะเวลาในเสาริเวณจุดต่อเสา-คาน 24db มีเหล็กป้องกันจุดต่อเสา-คาน)



รูปที่ 3.11 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดชำรุดต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร สำหรับอัตราส่วนความหนืดคงที่กับ 1 (ระยะเวลาในเสาริเวณจุดต่อเสา-คาน 24db มีเหล็กป้องกันจุดต่อเสา-คาน)



รูปที่ 3.12 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ความการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว
ที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 สำหรับอัตราส่วนความเหนี่ยวน่าเท่ากับ 1 (ระยะเวลาในเสาริเวณจุดต่อ
เสา-คาน 24db มีเหล็กป้องกันจุดต่อเสา-คาน)

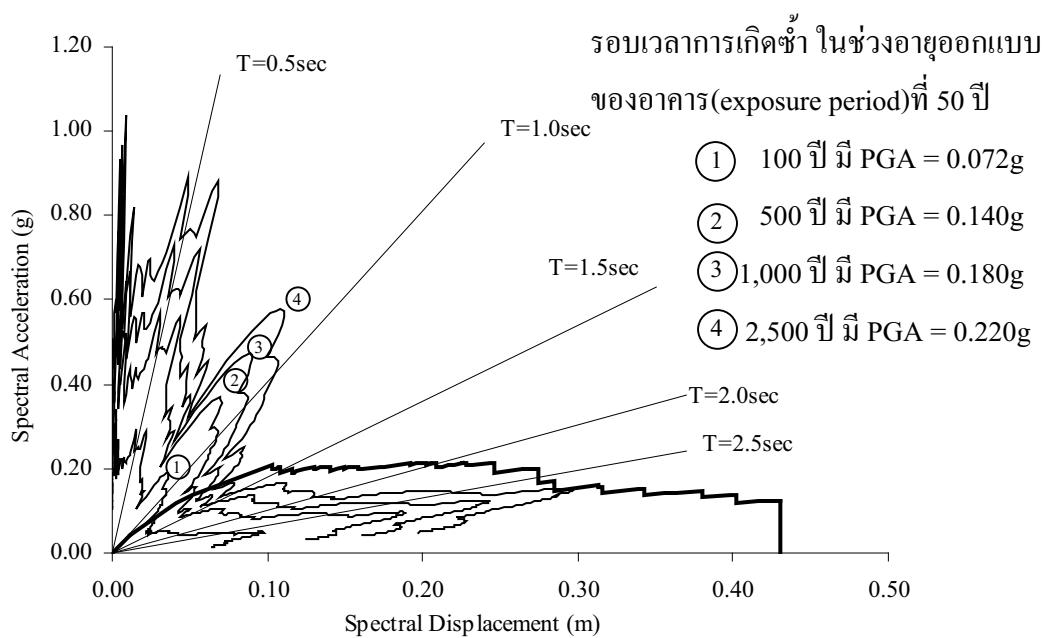
ผลของความไม่ต่อเนื่องของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คาน

ผลของความไม่ต่อเนื่องของบริเวณจุดต่อเสา-คาน เมื่อพิจารณาระยะผังเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 15 ซม. ระยะทابในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่า 45db และอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่า 0.003 ประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง ดังนี้

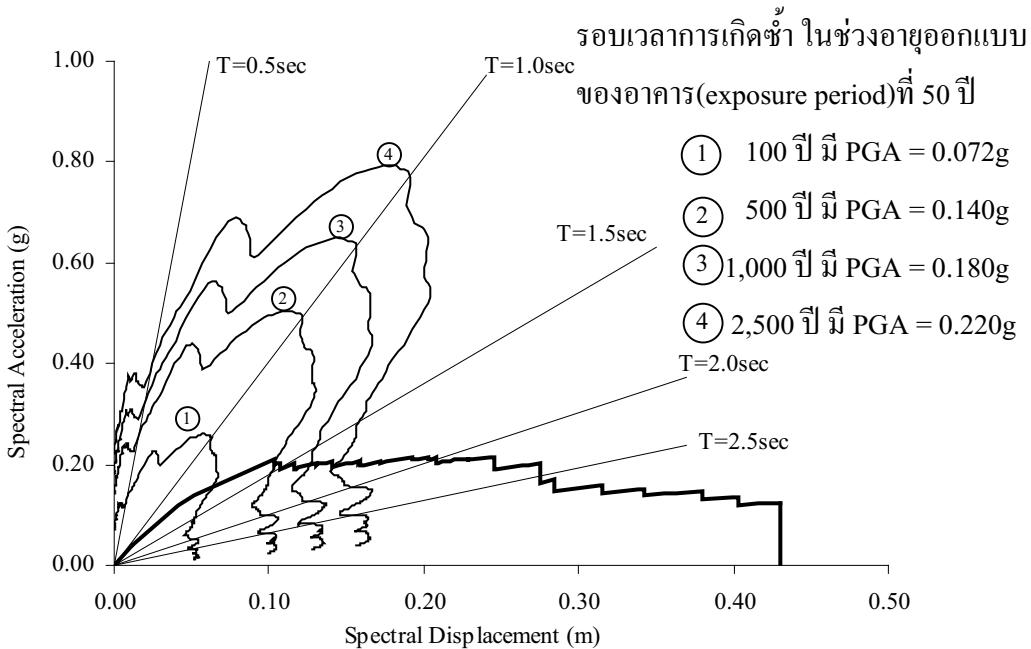
พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหว El Centro โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีคำนวณเกิดช้าประมาณ 100 ปี อาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย เนื่องจากตำแหน่งที่ Demand curve ตัดกับ Capacity curve อาคารยังคงเกิดการเสียรูปอยู่ในช่วงอิลาสติก เมื่อคำนวณเกิดช้าประมาณ 500 ปี จะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 เมื่อคำนวณเกิดช้าประมาณ 1,000 ปี กำแพงอิฐก่อจะแตกร้าวตั้งแต่ชั้นที่ 1 ถึง 7 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 9 และเมื่อคำนวณเกิดช้าประมาณ 2,500 ปี องค์อาคารจะเกิดความเสียหายอย่างมากคือ การวินาศิษฐ์ของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 1-7 ร่วมกับการวินาศิษฐ์ของคาน B4 ชั้นที่ 2-6 และคาน B3 ชั้นที่ 3 และ 4 ทำให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลง แสดงดังรูปที่ 3.13

พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี โดยรวมแล้วอาคารตัวอย่างที่ใช้ศึกษานี้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่ใกล้เคียงกับกรณีพิจารณาพิจารณาเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานมีความต่อเนื่องระยะทابในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่า 45db และอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่า 0.003 ปี กล่าวคือกรณีคำนวณเกิดช้าประมาณ 100 ปี อาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย เนื่องจากตำแหน่งที่ Demand curve ตัดกับ Capacity curve เที่ยงเท่านั้น อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 เมื่อคำนวณเกิดช้าประมาณ 500 ปี จะเริ่มเกิดการวินาศิษฐ์ของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 1-3 ถึง 7 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 9 และเมื่อคำนวณเกิดช้าประมาณ 1,000 ปี กำแพงอิฐก่อจะวินาศิษฐ์ชั้นที่ 5 และเมื่อคำนวณเกิดช้าประมาณ 2,500 ปี กำแพงอิฐก่อจะวินาศิษฐ์ชั้นที่ 1 แสดงดังรูปที่ 3.14

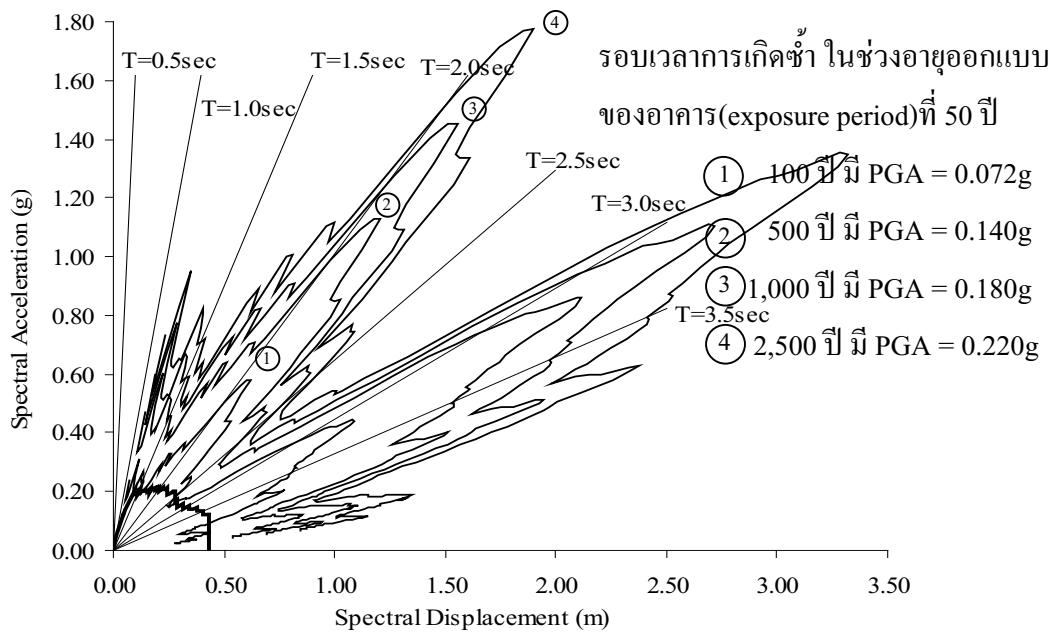
พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีคำนวณเกิดช้าประมาณ 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อคำนวณเกิดช้าประมาณ 500 1,000 และ 2,500 ปี โครงสร้างเกิดการวินาศิษฐ์ที่เสาชั้นล่างสุด แสดงดังรูปที่ 3.15



รูปที่ 3.13 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดชำรุดต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro สำหรับอัตราส่วนความหนืดเท่ากับ 1 (ระยะทางในสถาบริเวณจุดต่อเสา-คาน 45 db มีเหล็กป้องกันจุดต่อเสา-คาน เหล็กล่างในคานไม่ต่อเนื่อง มีระยะฟัง 15 ซม.)



รูปที่ 3.14 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดชำรุดต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว ที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร สำหรับอัตราส่วนความหนืดเท่ากับ 1 (ระยะทางในสถาบริเวณจุดต่อเสา-คาน 45 db มีเหล็กป้องกันจุดต่อเสา-คาน เหล็กล่างในคานไม่ต่อเนื่อง มีระยะฟัง 15 ซม.)



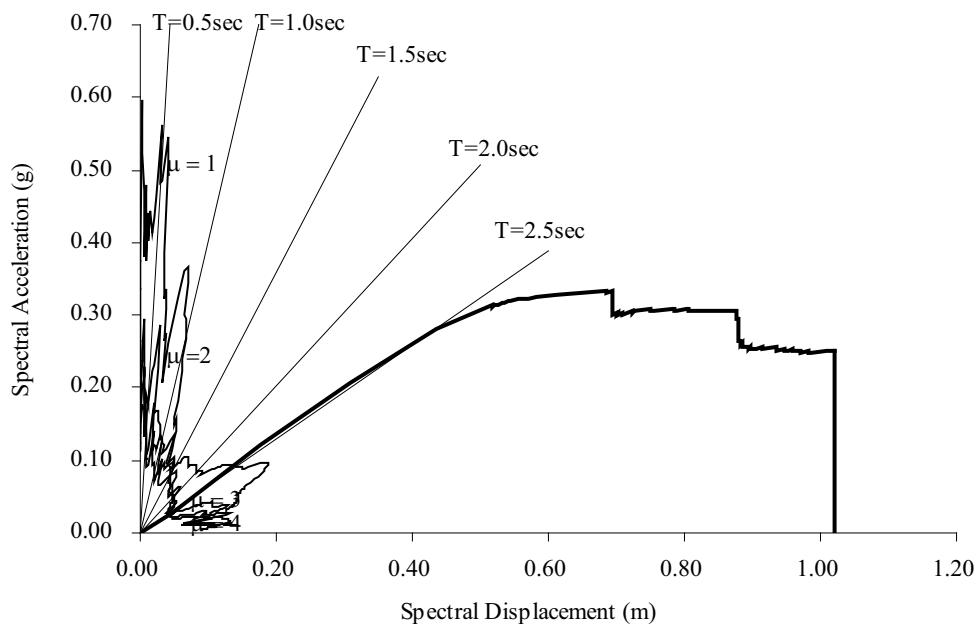
รูปที่ 3.15 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ความการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 สำหรับอัตราส่วนความหนึ่งยกที่กับ 1 (ระยะทางในเส้นริเวณจุดต่อเสา-เสา 45 db มีเหล็กป้องกันจุดต่อเสา-เสา เหล็กล่างในคานไม่ต่อเนื่อง มีระยะห่าง 15 ซม.)

3.2 การประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน 20 ชั้น

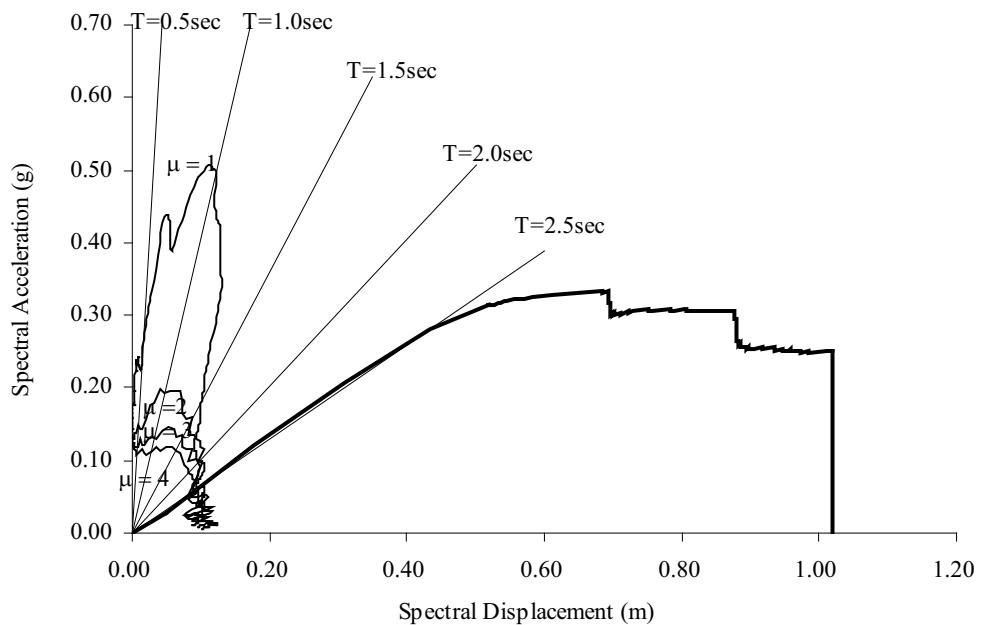
การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 20 ชั้น (ชูพูล, 2547) โดยการวิเคราะห์เปรียบเทียบระหว่าง Capacity curve กับ Demand curve ที่อยู่ในรูปความสัมพันธ์ของ Spectral acceleration (S_a) และ Spectral displacement (S_d)

3.2.1 ผลของอัตราส่วนความหนึ่งของอาคารต่อการตอบสนอง

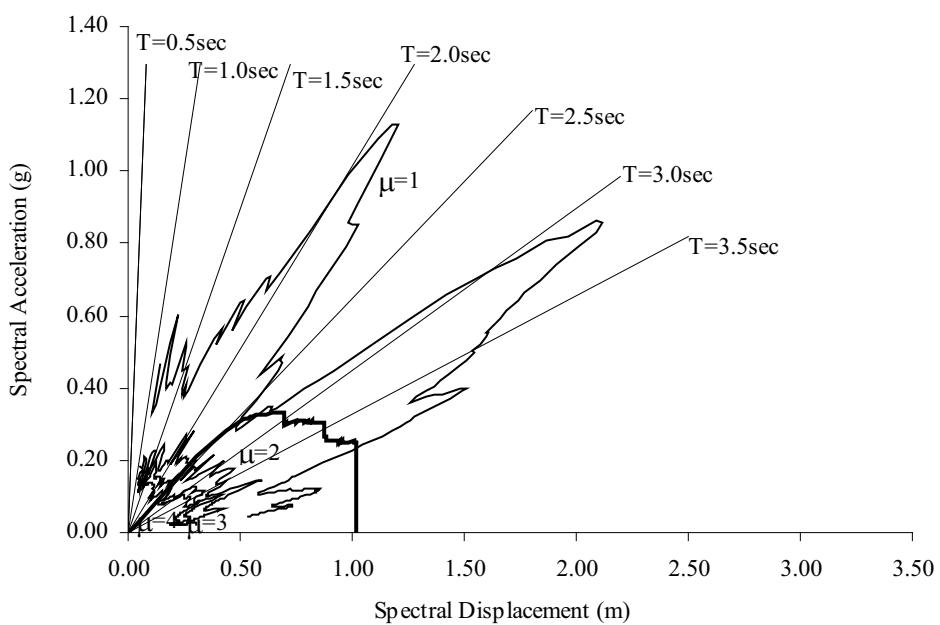
การประเมินอาคารตัวอย่าง 20 ชั้นเมื่อพิจารณาผลของ Rigid Beam-Column Joint และฐานรากชนิดเสาเข็ม ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร และคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 แสดงให้เห็นว่า Demand curve ที่มีค่าอัตราส่วนความหนึ่งเท่ากับ 2.3 และ 4 ตัดกับ Capacity curve ในบริเวณที่อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิลาสติกดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย แสดงดังรูปที่ 3.16 รูปที่ 3.17 และรูปที่ 3.18



รูปที่ 3.16 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro กรณีควบคุมชั้น 500 ปี สำหรับอัตราส่วนความหนึ่งเท่ากับ 1-4



รูปที่ 3.17 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ของคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร กรณีการเกิดช้ำประมาณ 500 ปี สำหรับอัตราส่วนความหนืดไขวเท่ากับ 1-4

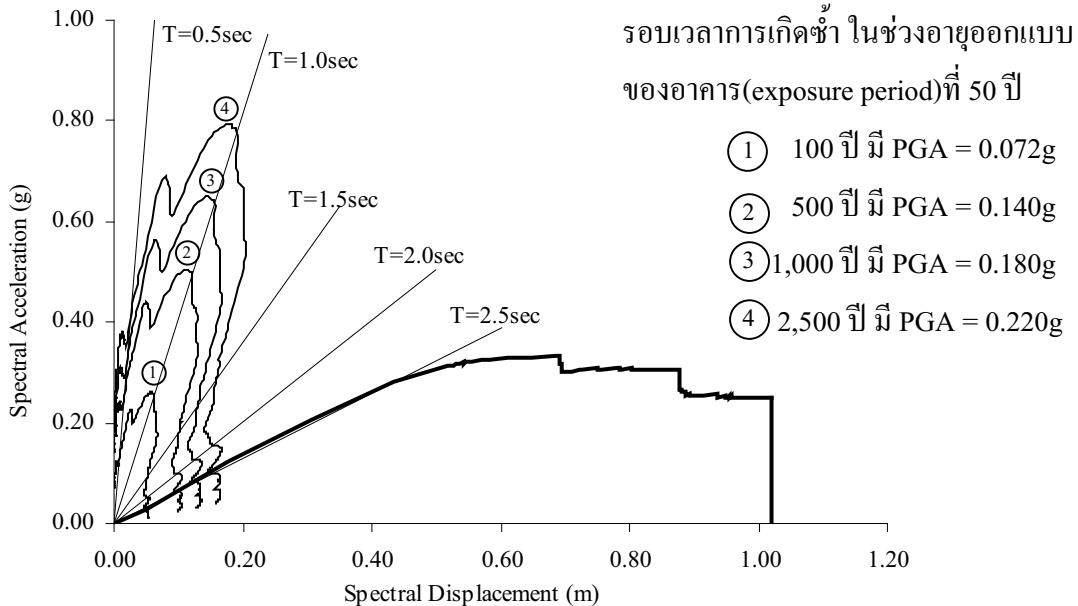
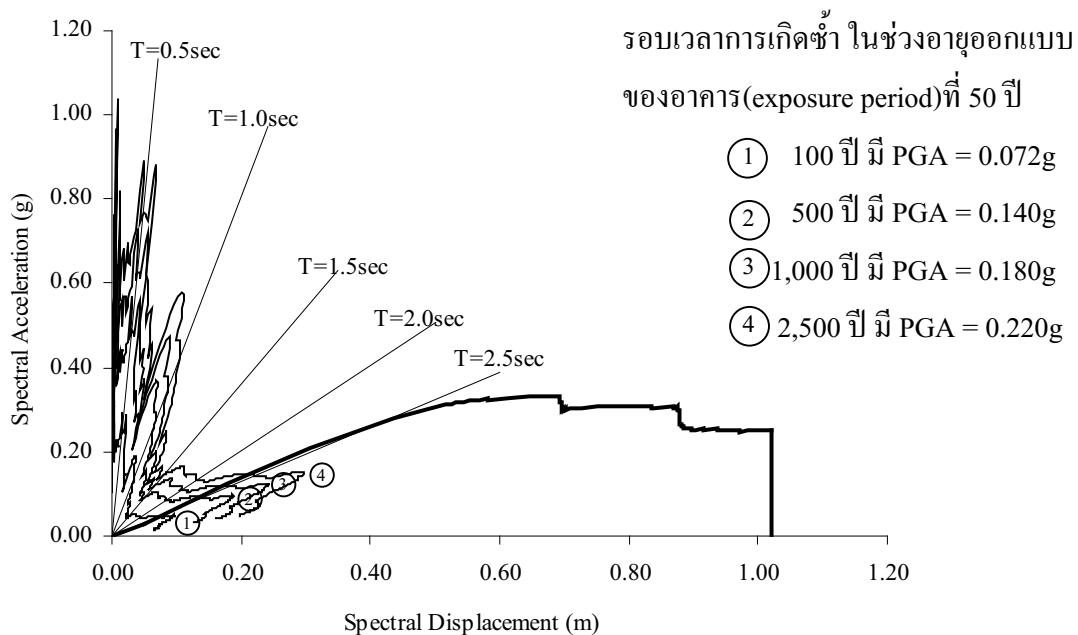


รูปที่ 3.18 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกในหยอก 1 กรณีการเกิดช้ำประมาณ 500 ปี สำหรับอัตราส่วนความหนืดไขวเท่ากับ 1-4

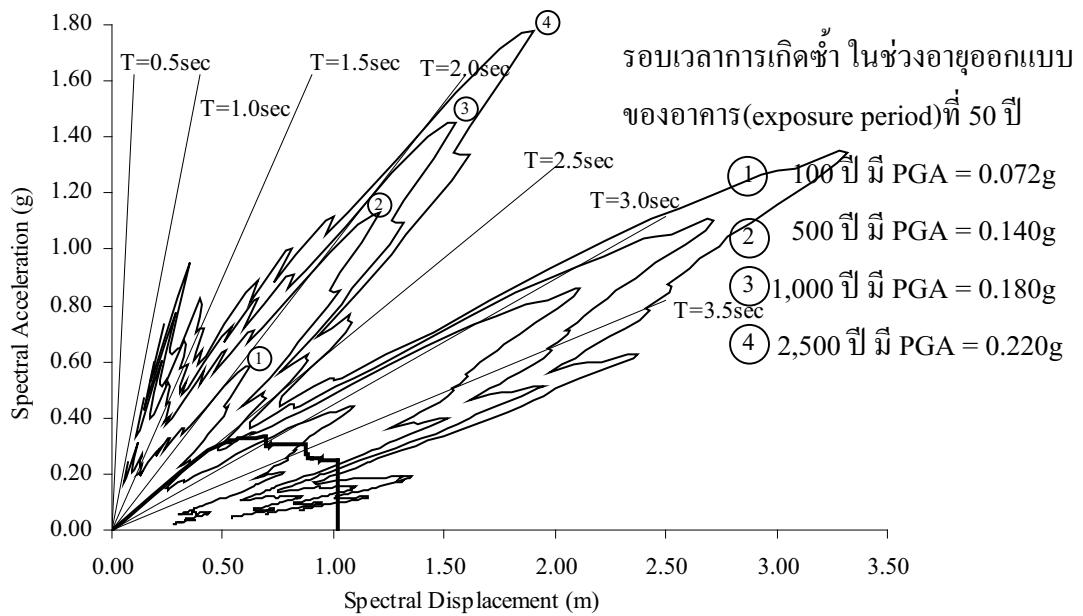
3.2.2 ผลของการเกิดช้าต่อการตอบสนอง

การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 20 ชั้น เมื่อพิจารณารายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน ที่ช่วงอายุออกแบบ 50 ปี ใช้อัตราส่วนความหนึ่งเท่ากับ 1 กรณีค่าการเกิดช้าประมาณ 100 500 1,000 และ 2,500 ปี ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ El Centro คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร และคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 เมื่อพิจารณาผลของเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่า 0.003 แสดงดังรูปที่ 3.19 รูปที่ 3.20 และรูปที่ 3.21 เมื่อพิจารณาผลของเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0 แสดงดังรูปที่ 3.22 รูปที่ 3.23 และรูปที่ 3.24 เมื่อพิจารณาผลของระยะทابในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่า 24db แสดงดังรูปที่ 3.25 รูปที่ 3.26 และรูปที่ 3.27 และเมื่อพิจารณาผลของความไม่ต่อเนื่องของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คาน โดยมีระยะผังเท่ากับ 15 ซม. แสดงดังรูปที่ 3.28 รูปที่ 3.29 และรูปที่ 3.30 พบว่า เมื่อพิจารณาภายในจุดต่อเสา-คาน โดยมีระยะผังเท่ากับ 15 ซม. และคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร Demand curve ตัดกับ Capacity curve ในบริเวณที่อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วง อิลาสติก ดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายโดยเมื่อรับแรงกระทำด้านข้างจากแรงแผ่นดินไหว ทั้งนี้เนื่องจากอาคารสูง 20 ชั้น ที่ศึกษามีความอ่อนตัว(มีค่าการสั่นไหว 2.50 วินาที) ทำให้อัตราเร่งของโครงสร้างภายในตัวอย่างนี้ได้ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำทางด้านข้างจากแรงลม ซึ่งแรงกระทำทางด้านข้างจากแรงลมมีค่าแรงเฉือนที่ฐานมากกว่าแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวถึงประมาณ 3 เท่าและการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ได้วิเคราะห์จากแรงลมมีค่ามากกว่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่จากการวิเคราะห์จากแรงแผ่นดินไหวถึงประมาณ 3 เท่า ดังนั้นอาคารดังกล่าวสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับที่ปลอดภัย

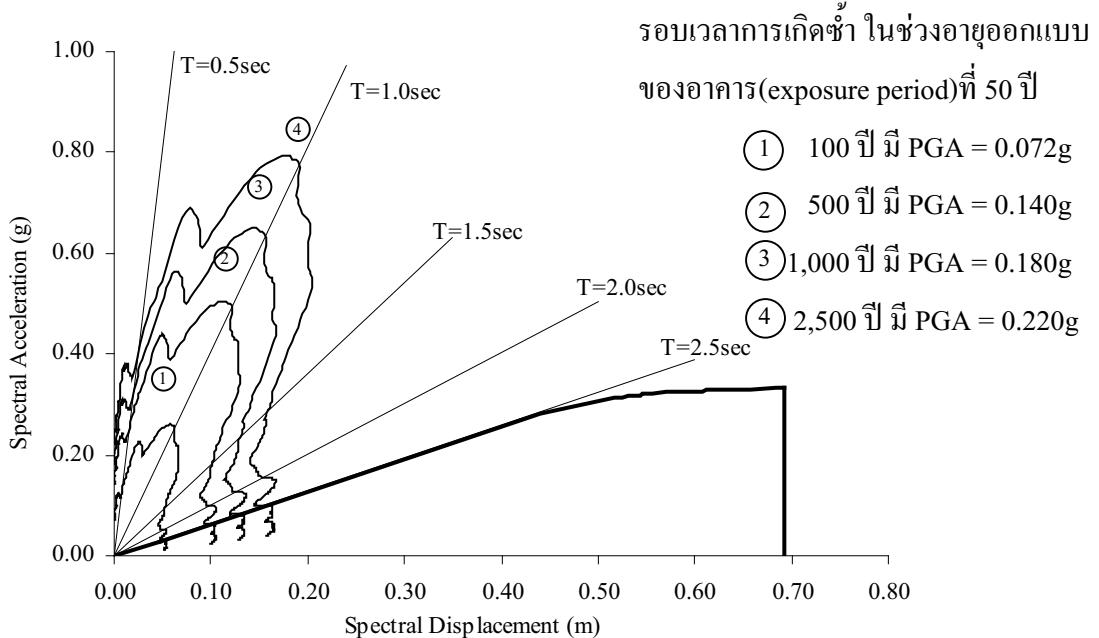
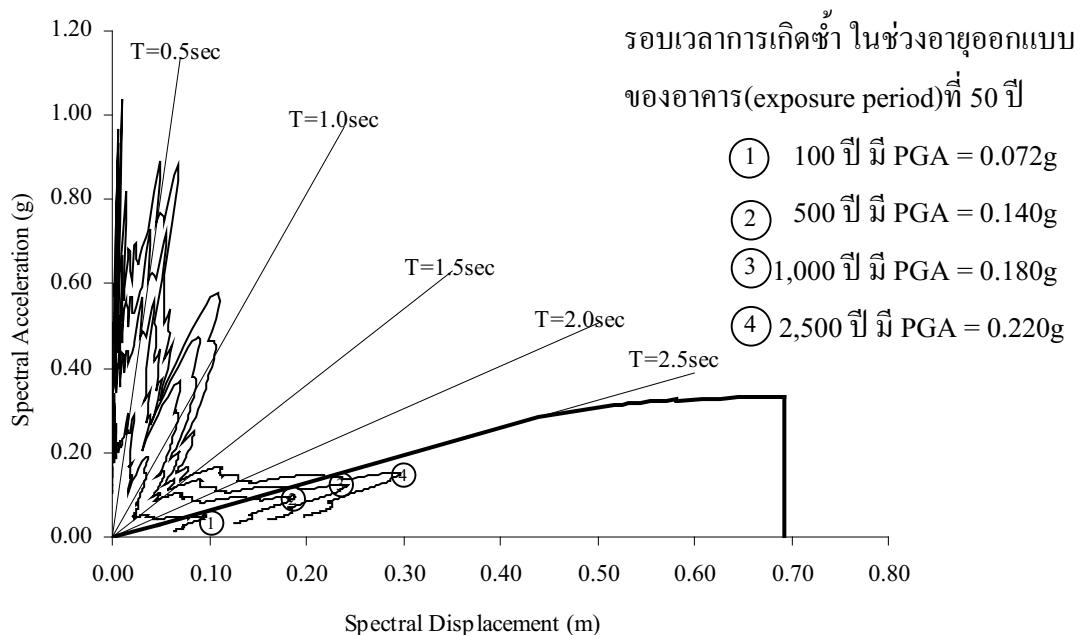
พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีค่าการเกิดช้าประมาณ 100 ปี Demand curve ตัดกับ Capacity curve ในบริเวณที่อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิลาสติก ดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายโดย กรณีค่าการเกิดช้าประมาณ 500 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 20 ร่วมกับการคราบทองคาน B4 ชั้นที่ 4 ถึง 20 และการคราบทองคาน B2 ชั้นที่ 4 ถึง 20 และเมื่อค่าการเกิดช้าประมาณ 1,000 และ 2,500 ปี โครงสร้างเกิดการวินาศัยของกำแพงรับแรงเฉือน ชั้นที่ 9



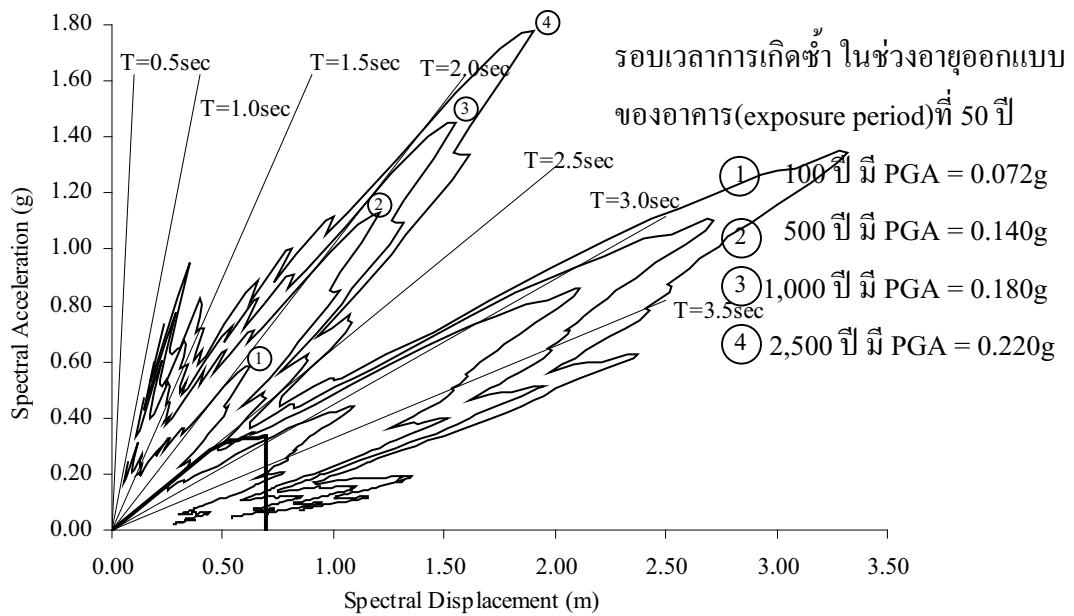
รูปที่ 3.20 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดชำรุดต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว ที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร สำหรับอัตราส่วนความหนืดเท่ากับ 1 (ระยะทางในจุดต่อเสา-คาน 45 db มีเหล็กปلوกในจุดต่อเสา-คาน)



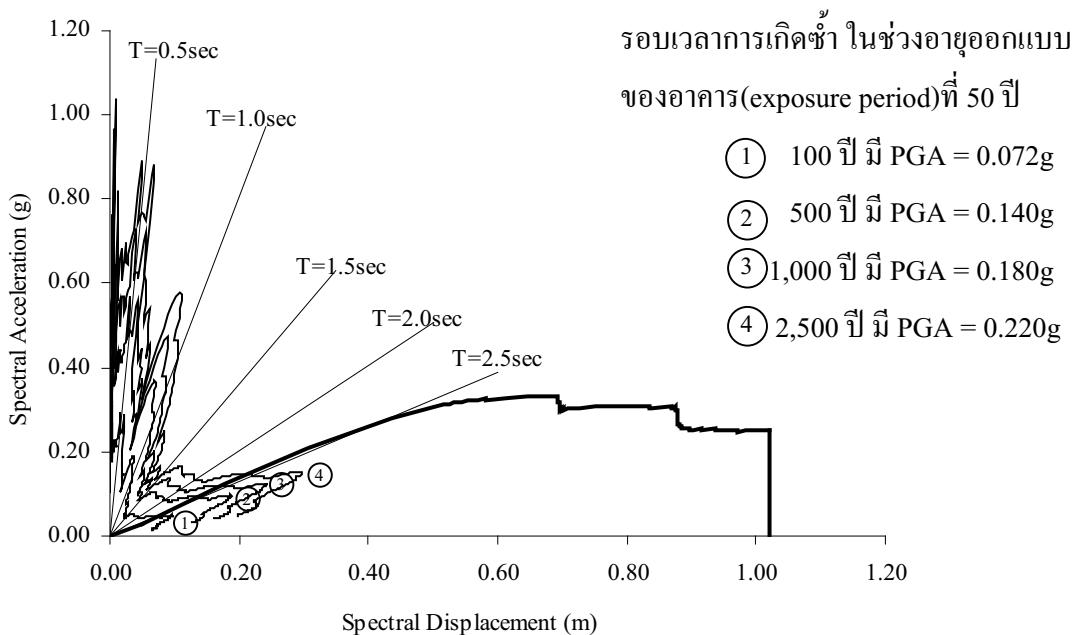
รูปที่ 3.21 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 สำหรับอัตราส่วนความหนึ่งยกเท่ากับ 1 (ระยะทางในจุดต่อเสา-คาน 45 db มีเหล็กปلوกในจุดต่อเสา-คาน)



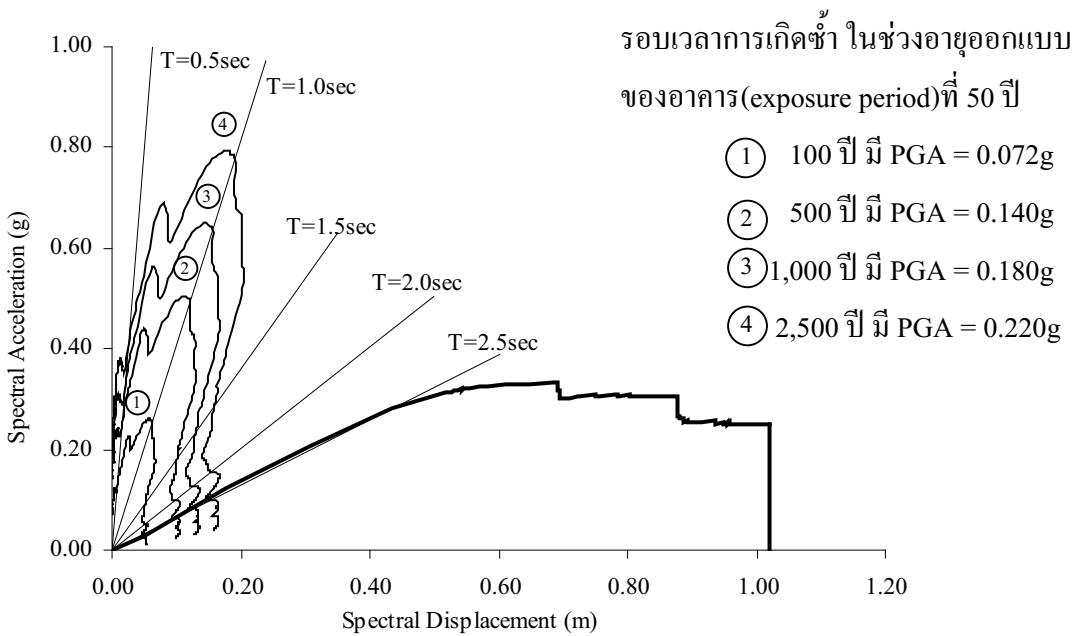
รูปที่ 3.23 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดชำรุดต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร สำหรับอัตราส่วนความหนาแน่นยิ่งเท่ากับ 1 (ระยะทางในจุดต่อเสา-คาน 45 db ไม่มีเหล็กป้องกันจุดต่อเสา-คาน)



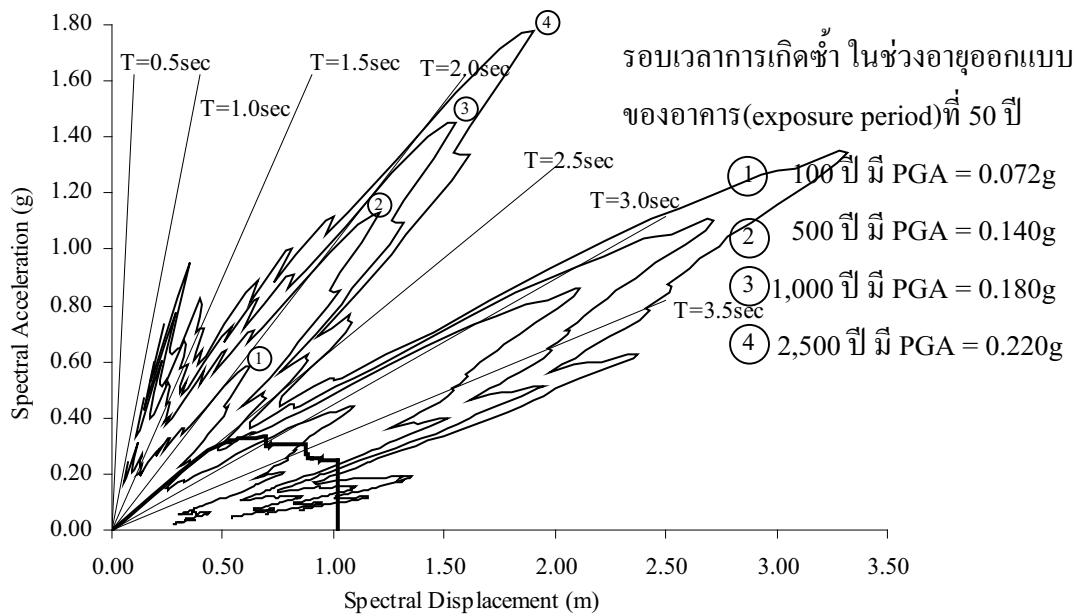
รูปที่ 3.24 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดชำรุดต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 สำหรับอัตราส่วนความหนึ่ง夷ว่าเท่ากับ 1 (ระยะทางในจุดต่อเสา-คาน 45 db ไม่มีเหล็กป้องกันจุดต่อเสา-คาน)



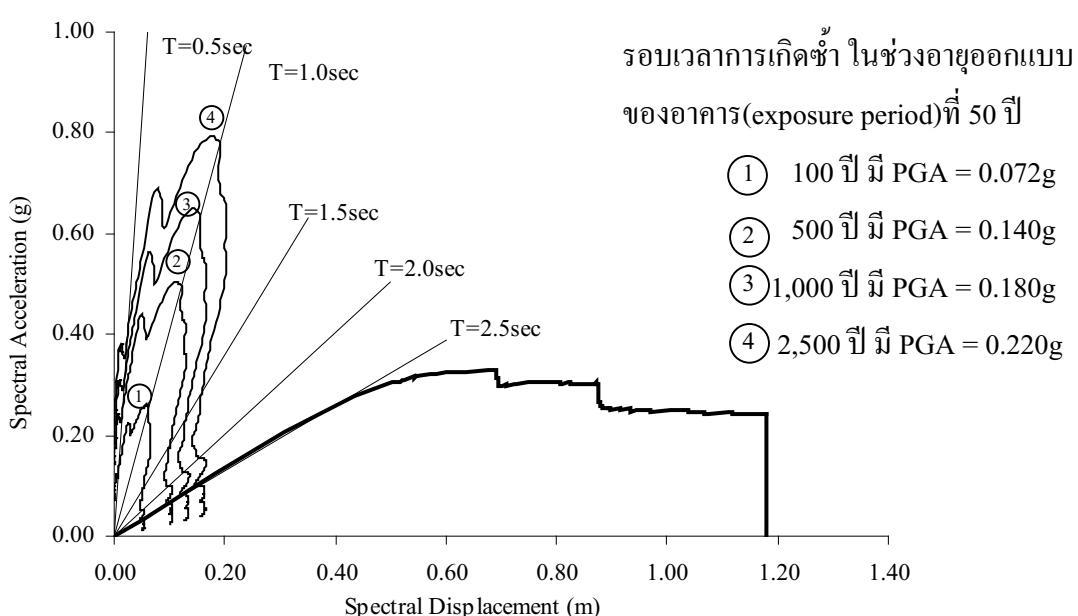
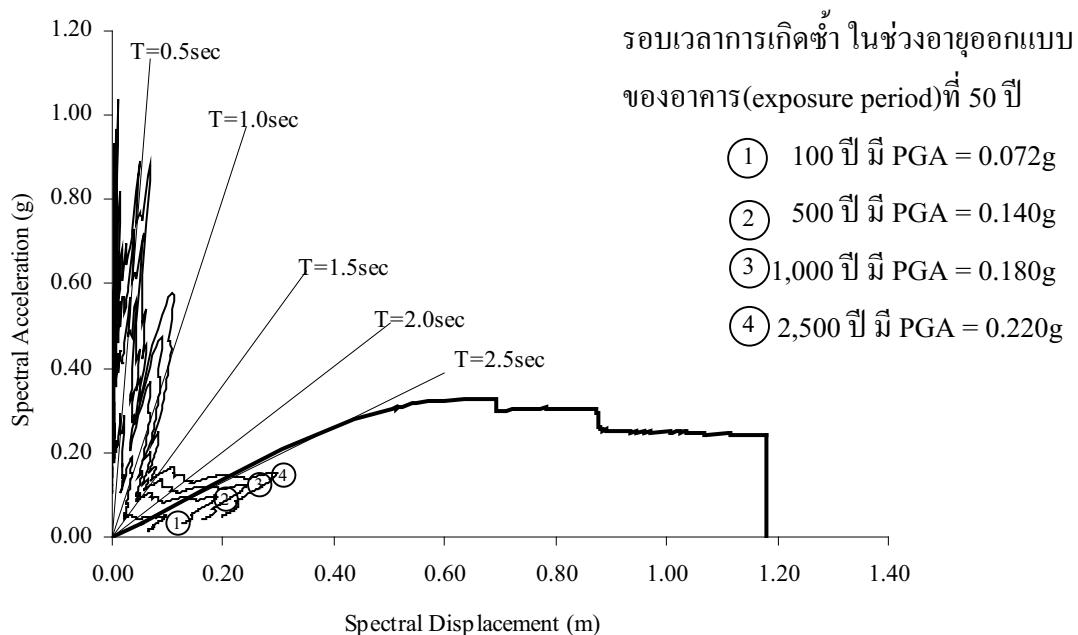
รูปที่ 3.25 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro สำหรับอัตราส่วนความหนี่ยกเท่ากับ 1 (ระยะทางในจุดต่อเสา-คาน 24 db มีเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน)



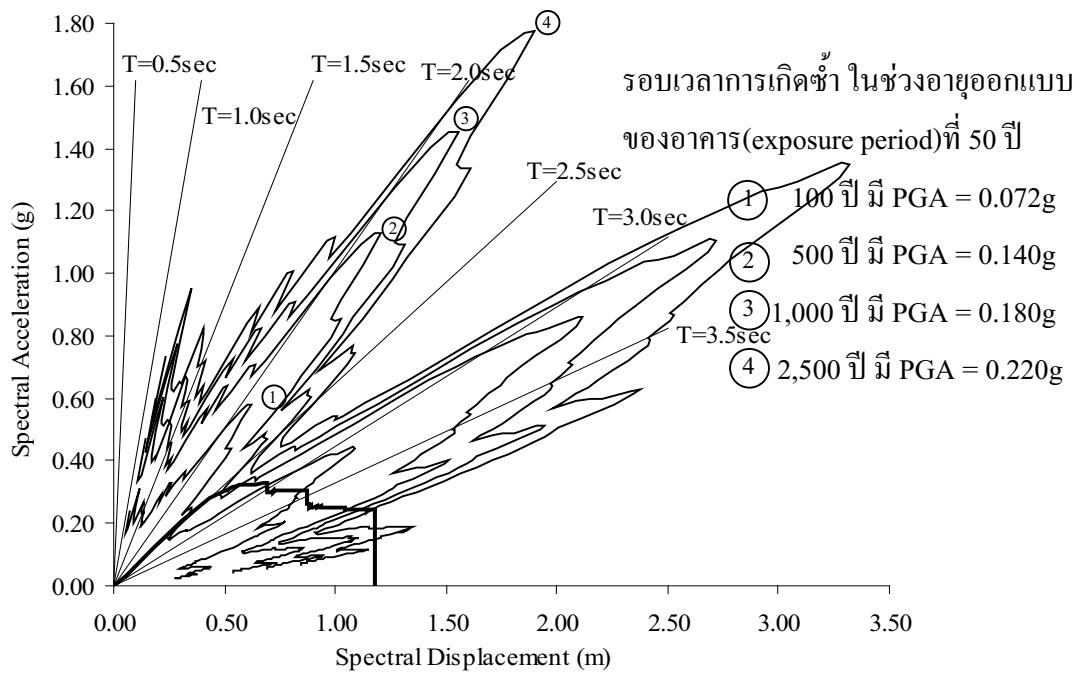
รูปที่ 3.26 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว ที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร สำหรับอัตราส่วนความหนี่ยกเท่ากับ 1 (ระยะทางในจุดต่อเสา-คาน 24 db มีเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน)



รูปที่ 3.27 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดชำรุดต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 สำหรับอัตราส่วนความหนึ่งยกเท่ากับ 1 (ระยะทางในจุดต่อเสา-คาน 24 db มีเหล็กปلوกในจุดต่อเสา-คาน)



สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย



รูปที่ 3.30 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ความการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว ที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 สำหรับอัตราส่วนความหนืด夷วเท่ากับ 1 (เหล็กถ่านในคานไม่ต่อเนื่อง มีระยะห่าง 15 ซม.)

บทที่ 4

ตัวอย่างการประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดพื้น-เสา-ผนังแรงเนื้อ

ตัวอย่างการคำนวณได้ใช้อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้น ไร้คานสูง 9 ชั้น และ 30 ชั้น (อินทนุต, 2546) ดังแสดงในงานวิจัยส่วนที่ 1. การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินของอาคารตัวอย่างที่ระดับความรุนแรงของการสั่นไหวต่างๆ ภายใต้คลื่นการสั่นไหว El Centro และแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ ทำการแปลงขนาดของการสั่นไหวตามที่กล่าวแล้ว

4.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้น ไร้คานสูง 9 ชั้น

4.1.1 ผลของอัตราส่วนความหนี่วิบากของอาคารต่อการตอบสนอง

Elastic Response Spectrum และ Inelastic Response Spectrum ของคลื่นที่พิจารณาที่อัตราส่วนความหนี่วิบากต่างๆ กรณีความน่าจะเป็นของการเกิดมีค่าเกินกว่าที่ระบุ 10% หรือเทียบเท่าค่าการเกิดทั่วไปประมาณ 500 ปี จำนวนนี้ทำการแปลง Response Spectra ดังกล่าวเป็น demand curve แล้วนำไปเปรียบเทียบกับ capacity curve เพื่อประเมินความสามารถของอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 4.1 และ 4.2

demand curve ที่พิจารณาอัตราส่วนความหนี่วิบากทั้ง 2 3 และ 4 แสดงถึงกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวและการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคารที่จำเป็นต้องมีหากต้องการให้อาคารมีความหนี่วิบากที่วัดในรูปของอัตราส่วนความหนี่วิบากทั้ง 2 3 และ 4 ตามลำดับ หรือยอมให้อาคารเสียรูปเกินช่วงอิสระติดได้จนถึงอัตราส่วนความหนี่วิบากที่พิจารณา ดังนั้น demand curve ที่มีอัตราส่วนความหนี่วิบากสูงๆ จึงมีขนาดเล็กลง จากการประเมินภายใต้คลื่น El Centro ซึ่งแสดงให้เห็นว่า demand curve ที่มีอัตราส่วนความหนี่วิบากทั้ง 2 ถึง 4 ตัดกับ capacity curve ในบริเวณที่อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิสระติดดันนี้อาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย

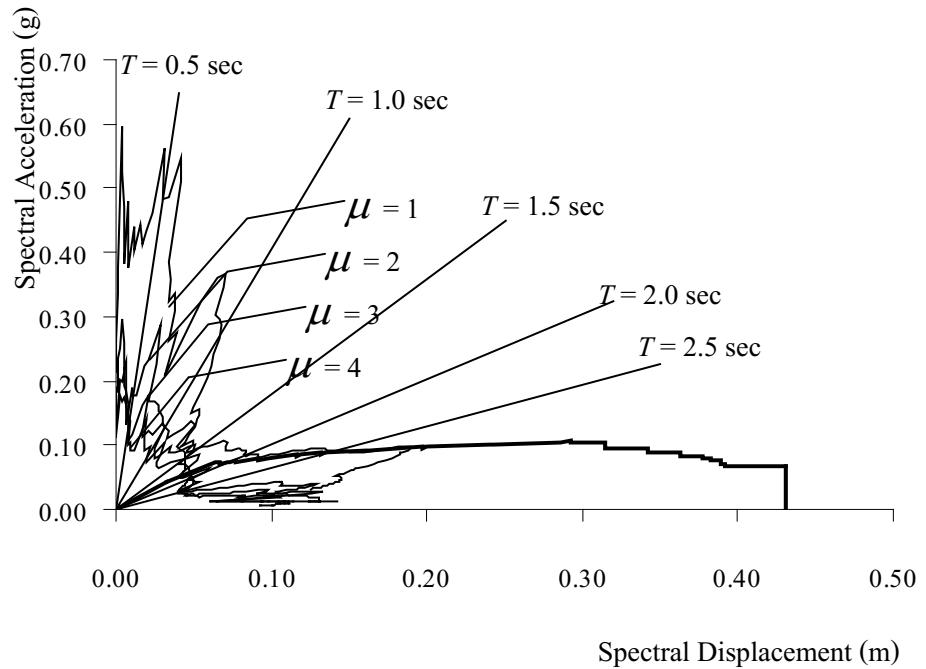
สำหรับการประเมินภายใต้แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ แสดงได้ดังรูปที่ 4.2 โดยที่ผลประเมินของอัตราส่วนความหนี่วิบาก 1 ถึง 4 ใกล้เคียงกันมาก โดยกำแพงอิฐก่อจึงเกิดการวินทิชั้นที่ 2 ถึง 4 และจะเกิดการครากของจุดต่อภายในของพื้น-เสา ชั้นที่ 2 ถึง 5 รวมกับการครากของพื้นคาน ชั้นที่ 2 ถึง 7 ดังนั้นจะสังเกตได้ว่าคลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพจะทำให้อาคารที่ศึกษามีความเสียหายมากกว่าคลื่น El Centro ที่ระดับขนาดการสั่นไหวเท่ากัน

4.1.2 ผลของความก้าวหน้าต่อการตอบสนอง

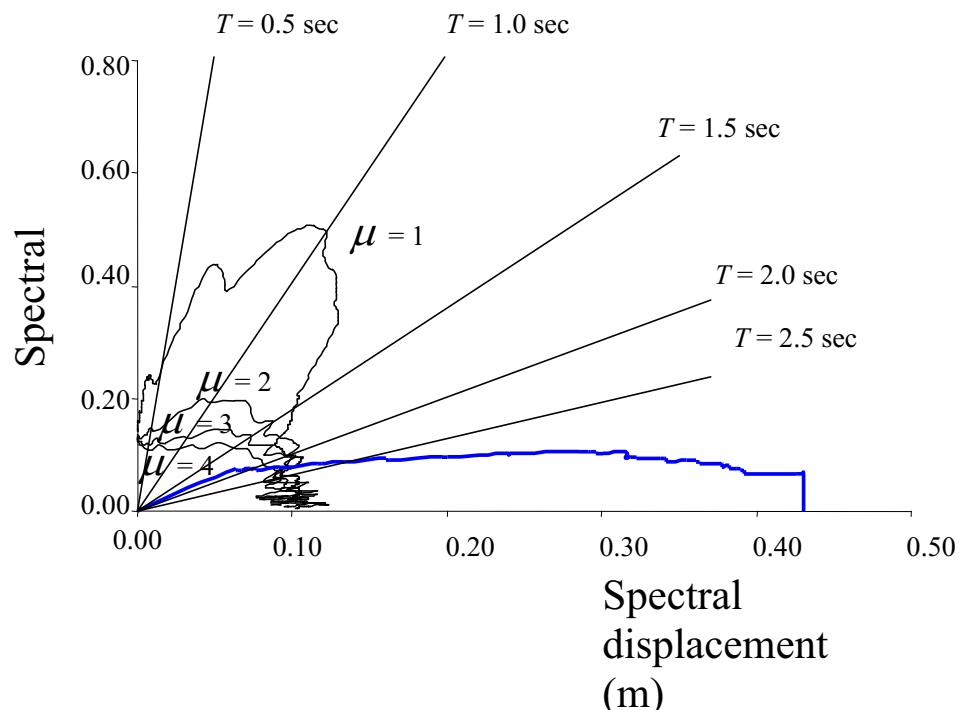
การประเมินความสามารถด้านท่านแรงแผ่นดินไหวของอาคาร โดยใช้อัตราส่วนความหนาแน่นเท่ากับ 1 สำหรับทุกระดับความรุนแรงของการสั่นไหวต่างๆ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro และคลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ แสดงดังรูปที่ 4.3 และ 4.4 ตามลำดับ ได้ผลดังนี้

สำหรับคลื่น El Centro กรณีความการเกิดช้าประมาณ 100 ปี โครงสร้างจะไม่เกิดความเสียหายเลย เนื่องจากโครงสร้างยังคงเกิดการเสียรูปอยู่ในช่วงอิเลสติก เมื่อความการเกิดช้า ประมาณ 500 ปี โครงสร้างจะเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อที่ชั้น 2 ถึง 7 พร้อมทั้งเกิดการครากของพื้น-คานที่ชั้น 2 ถึง 7 และรวมถึงเกิดการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 2 ถึง 5 จากนั้นกำแพงอิฐก่อเกิดการวินติที่ชั้น 2 ถึง 4 เมื่อความการเกิดช้า ประมาณ 1,000 ปี กำแพงอิฐก่อชั้นที่ 5 ถึง 7 จะเกิดการวินติร่วมกับการครากของพื้น-คาน ชั้นที่ 8 ถึง 9 และเมื่อความการเกิดช้าประมาณ 2,500 ปี จะเกิดการวินติของกำแพงอิฐก่อทั้งหมด ร่วมกับการการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 6 ถึง 8

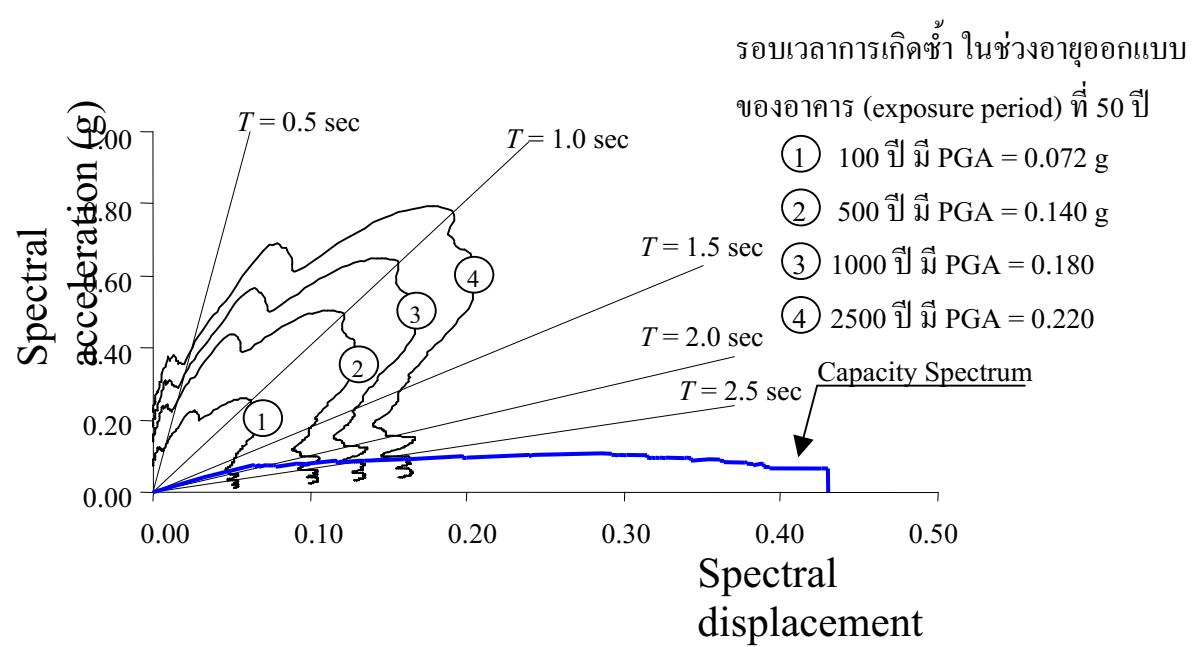
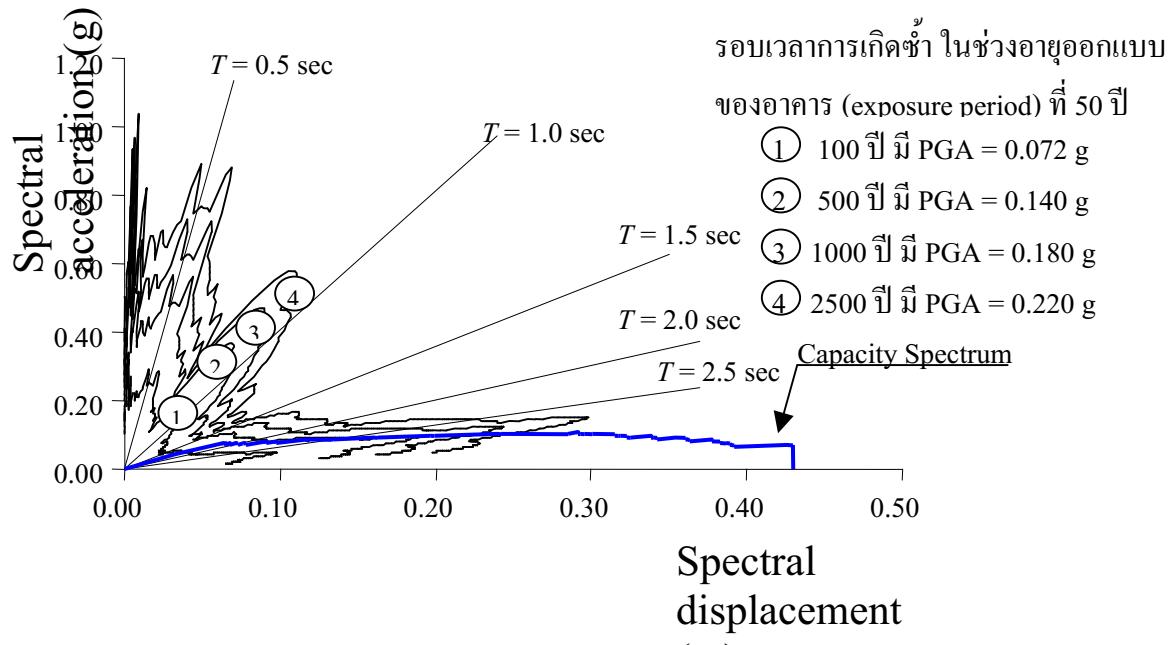
สำหรับคลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ กรณีความการเกิดช้าประมาณ 100 ปี กำแพงอิฐก่อชั้น 2 ถึง 7 จะแตกร้าวร่วมกับการครากของพื้นคาน ชั้น 2 ถึง 6 เมื่อความการเกิดช้าประมาณ 500 ปี การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อเกิดเพิ่มขึ้นร่วมกับการครากของพื้นคาน ชั้น 2 ถึง 7 เมื่อความการเกิดช้าประมาณ 1,000 ปี กำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 จะวินติร่วมกับการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 6 ถึง 8 และเมื่อความการเกิดช้าประมาณ 2,500 ปี จะเกิดการวินติของกำแพงอิฐก่อชั้น 5 ถึง 7 ร่วมกับการการครากของพื้นคาน ชั้นที่ 8 ถึง 9 และเกิดการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 6 ถึง 8 ด้วย



รูปที่ 4.1 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curves สำหรับคลื่น El Centro ที่ค่าบการเกิดช้ำ 500 ปี สำหรับอัตราส่วนความหนึ่งเท่ากับ 1-4



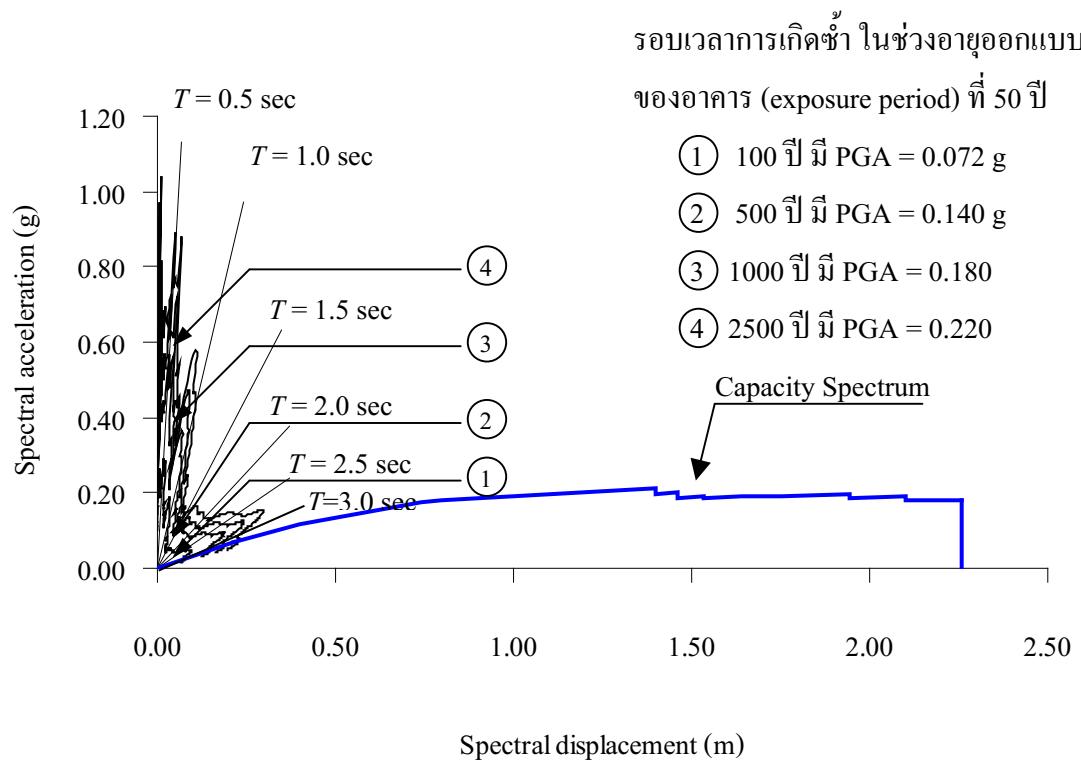
รูปที่ 4.2 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curves สำหรับคลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ ที่ค่าบการเกิดช้ำ 500 ปี สำหรับอัตราส่วนความหนึ่งเท่ากับ 1-4



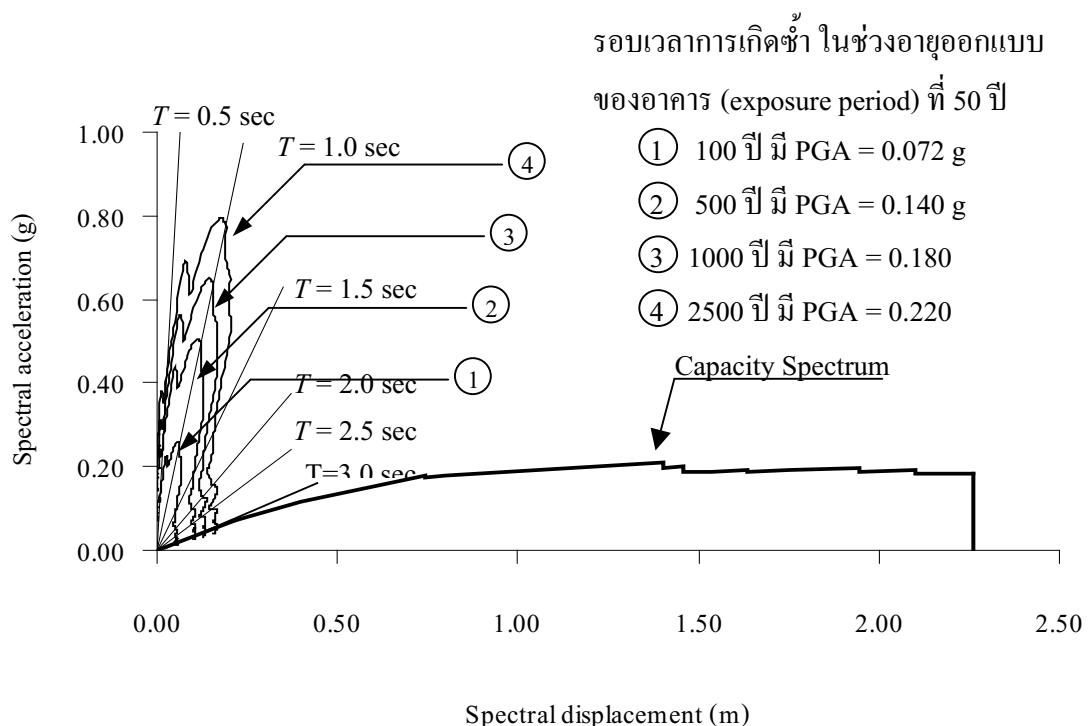
4.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คานสูง 30 ชั้น

สำหรับการประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารดังกล่าวจะใช้ demand curve ที่ได้จากการสำรวจความเห็นของผู้เชี่ยวชาญ 1 สำหรับทุกระดับความรุนแรงของการสั่นไหวต่างๆ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro และคลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ แสดงดังรูปที่ 4.5 และ 4.6 ตามลำดับ จากการประเมินได้ผลดังนี้

สำหรับคลื่นแผ่นดินไหว El Centro และคลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ ทุกๆ กรณี คาดการณ์ว่า สำหรับช่วงระยะเวลา 100 ปี 500 ปี 1,500 ปี และ 2,500 ปี โครงสร้างของอาคารจะไม่เกิดความเสียหายและเพราะอาคารดังกล่าวมีขนาดความสูงมาก (ประมาณ 30 ชั้น) เมื่อมีแรงกระทำทางด้านข้างจะทำให้โครงสร้างเกิดการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (Δ_{roof}) มากและมีค่าของโครงสร้างประมาณ 3 วินาที โดยพฤติกรรมของอาคารดังกล่าวจะทำให้แรงกระทำอันเนื่องจากแผ่นดินไหวเข้าสู่ตัวอาคารในปริมาณที่น้อย ซึ่งจะทำให้อาคารดังกล่าวสามารถต้านแรงกระทำอันเนื่องจากแผ่นดินไหวได้เป็นอย่างดี และอาคารในตัวอย่างนี้ได้ถูกออกแบบเบื้องต้นให้รับแรงกระทำทางด้านข้างอันเนื่องมาจากการแรงลมแล้ว และในการศึกษานี้ได้ทดสอบทำการคำนวณวิเคราะห์หาแรงกระทำทางด้านข้างอันเนื่องมาจากการแรงลมตามมาตรฐานแรงลม สำหรับการออกแบบอาคาร และจากนั้นทำการเปรียบเทียบระหว่างแรงเฉือนที่ฐานที่ได้จากการคำนวณตามมาตรฐานแรงลมและแรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงซึ่งจากการเปรียบเทียบดังกล่าวจะเห็นว่า แรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากแรงลมจะให้แรงเฉือนที่ฐานมีค่ามากกว่าแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวถึงประมาณ 2 เท่าและการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ได้รับวิเคราะห์จากแรงลมมีค่ามากกว่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่จากการวิเคราะห์จากแรงแผ่นดินไหวถึงประมาณ 2 เท่า ดังนั้นอาคารดังกล่าวสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับที่ปลอดภัย



รูปที่ 4.5 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่คานการเกิดช้ำต่างๆ ของเคลื่อนแผ่นดินไหว
EI Centro สำหรับอัตราส่วนความหนึ่งยกเท่ากับ 1



รูปที่ 4.6 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่คานการเกิดช้ำต่างๆ สำหรับคลื่นที่มี โอกาส
เกิดบริเวณกรุงเทพ สำหรับอัตราส่วนความหนึ่งยกเท่ากับ 1

บทที่ 5

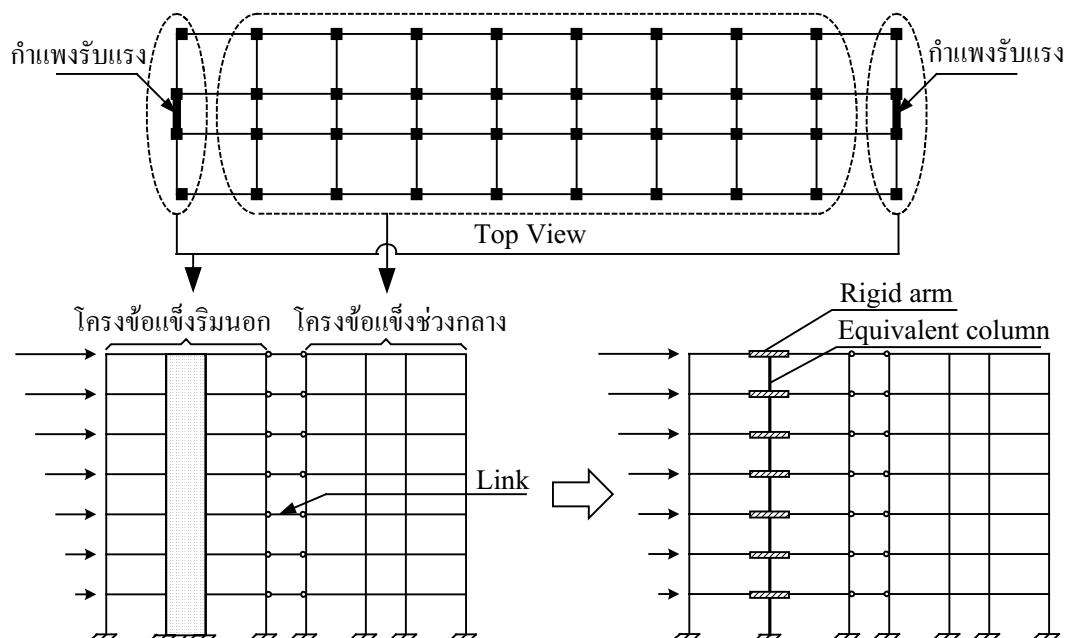
ตัวอย่างการปรับปรุงอาคารเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน ให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น

การปรับปรุงโครงสร้างให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น สามารถทำได้โดย การเพิ่มกำลังการต้านทานแรงกระทำด้านข้าง เช่น การเพิ่มกำแพงรับแรงเฉือน การเพิ่มขนาดเสาให้เท่ากันทุกชั้น และการเพิ่มความสามารถในการเลี้ยวหรือความหนึ่งของโครงสร้าง สามารถทำโดย จัดระบบเรียงเหล็กปลอกในคานและเสาให้น้อยกว่า $d/3$ ขององค์อาคาร โดยที่กำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารต้องได้จากเหล็กปลอกอย่างน้อย $3/4$ ของแรงเฉือนออกแบบ

5.1 การปรับปรุงโครงสร้างอาคาร 9 ชั้น

5.1.1 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีเพิ่มกำแพงรับแรงเฉือน

การออกแบบพิจารณาให้กำแพงรับแรงเฉือนหนา 0.25 เมตร รับแรงกระทำด้านข้างทั้งหมด เพื่อศึกษาพฤติกรรมโครงสร้างของอาคารตัวอย่างโครงสร้างข้อแข็งช่วงกลาง ร่วมกับโครงสร้างข้อแข็งริมนอก โดยกำแพงรับแรงเฉือน ถูกออกแบบเพิ่มบริเวณโครงข้อแข็งริมนอกสุดทั้ง 2 ด้านของอาคาร แสดงดังรูปที่ 5.1

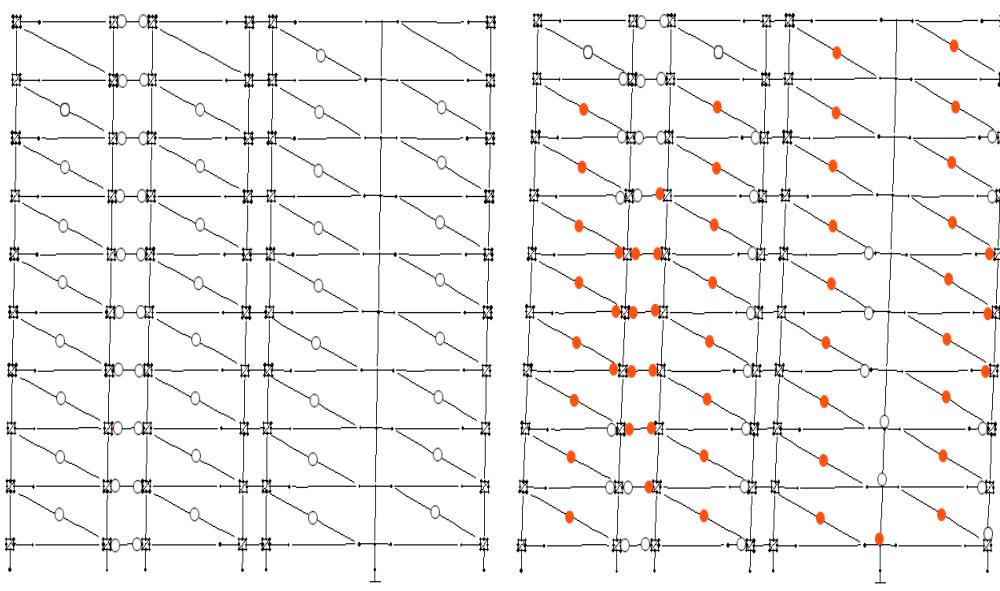
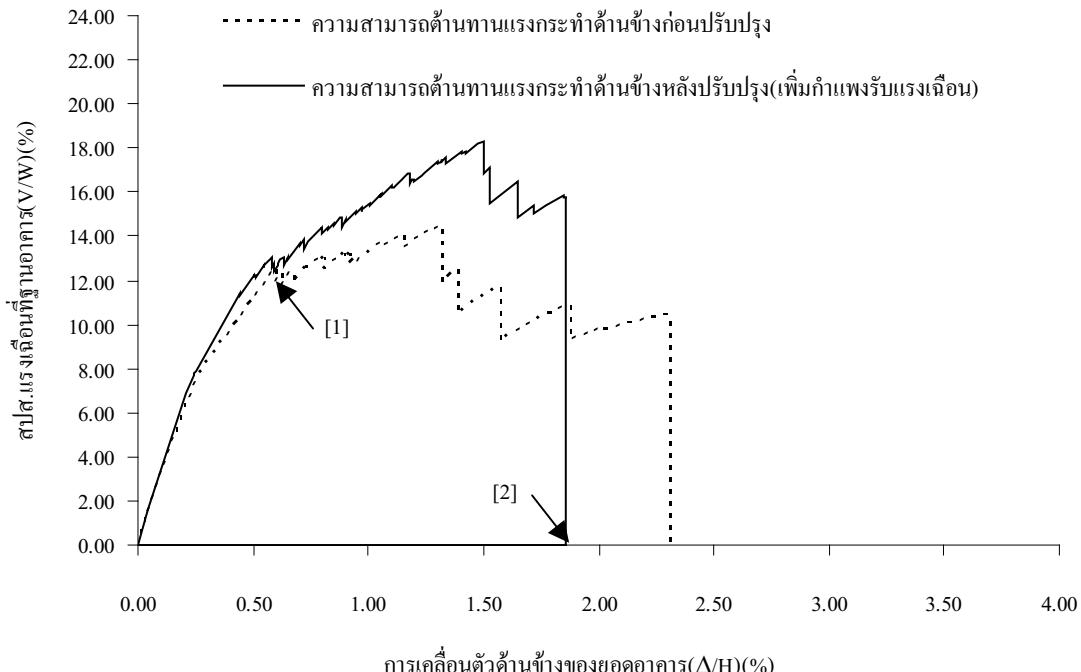


รูปที่ 5.1 แบบจำลองระบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวด้วยกำแพงรับแรงเฉือน

เมื่อทำการปรับปรุงโครงสร้างโดยใช้ผนังแรงเสื่อมเหลว พบว่าค่าความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างมาก ดังแสดงในรูปที่ 5.2 นี่องจากผนังแรงเสื่อมเป็นองค์อาคารที่มีความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูง ซึ่งในการณีศึกษานี้พบว่า กำลังต้านทานสูงสุดของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 26.10 ของกรณีไม่มีผนังแรงเสื่อม และ ลักษณะการวินติของโครงสร้างสามารถพิจารณาได้เป็น 2 ลักษณะ คือ การวินติของโครงข้อแข็งริมนอกที่มีผนังแรงเสื่อมและการวินติของโครงข้อแข็งช่วงกลาง

ลักษณะการวินติของโครงข้อแข็งริมนอกที่มีผนังแรงเสื่อม เริ่มจากการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 1 - 9 และวินติตั้งแต่ชั้น 1-9 พร้อมด้วยการครากงาน B3 ซึ่งเป็นองค์อาคารหลัก เริ่มเกิดการครากในชั้นที่ 2-8 แต่โครงสร้างยังคงสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างได้อย่างต่อเนื่อง เนื่องจากในการวินติทั้งสองช่วงนี้โครงสร้างยังคงมีพฤติกรรมในช่วงอิลาสติก และเมื่อรับแรงกระทำด้านข้างเพิ่มขึ้น โครงสร้างเกิดการวินติของงาน B3 ชั้นที่ 4 5 และ 6 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลง และเมื่อผนังแรงเสื่อมเริ่มเกิดการครากที่ชั้น 1-3 ของผนัง ซึ่งผนังแรงเสื่อมที่เพิ่มนี้มีลักษณะเป็น Slender wall การวินติเกิดเนื่องจากแรงดัด แต่เนื่องจากพุตติกรรมรับแรงร่วมกันระหว่างตัวผนังแรงเสื่อมกับโครงข้อแข็ง โดยที่โครงข้อแข็งจะโถงตัวในรูปแบบเดือนเมี่รับแรงกระทำด้านข้าง (Shear mode) เป็นสำคัญ ส่วนผนังแรงเสื่อมที่เป็น Slender wall จะโถงตัวในรูปแบบแรงดัด (Bending mode) คล้ายคานยื่น เมื่อผนังและโครงข้อแข็งอยู่ร่วมกันในอาคาร ระบบโครงสร้างซึ่งต่างกันนี้จะทำให้เกิดการเหนี่ยรั้งชึงกันและกันเนื่องจากลักษณะการโถงตัวที่ต่างกัน ทำให้แต่ละองค์อาคาร ไม่อาจโถงตัวได้ในรูปแบบของตนโดยธรรมชาติซึ่งส่งผลต่อการปรับกระจาดของแรงระหว่างระบบโครงสร้างทั้งสอง โดยที่ชั้นบนๆ โครงข้อแข็งจะดึงรั้งผนังแรงเสื่อมและในชั้นล่างๆ ผนังแรงเสื่อมจะดึงรั้งโครงข้อแข็งและรับแรงด้านข้างไปเกื้อหนึ่งกัน ท้ายสุดการพังทลายของโครงสร้างเกิดเนื่องจากการวินติของผนังแรงเสื่อมที่ชั้นล่างสุด

ลักษณะการวินติของโครงข้อแข็งช่วงกลางในชั้นที่ 1 เริ่มจากการแตกร้าวและวินติของกำแพงอิฐก่อโดยการวินติเกิดที่ชั้น 3-5 พร้อมกับการครากของงาน B4 ชั้นที่ 1-9 เมื่ออาคารรับแรงกระทำด้านข้างเพิ่มขึ้น กำแพงอิฐก่อวินติที่ชั้น 1-8 งาน B4 ชั้นที่ 2-7 วินติ รวมทั้งเกิดการครากของงาน B3 ชั้นที่ 2-8 หลังจากนั้นเกิดการวินติของงาน B3 ชั้นที่ 4 5 และ 6 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลง

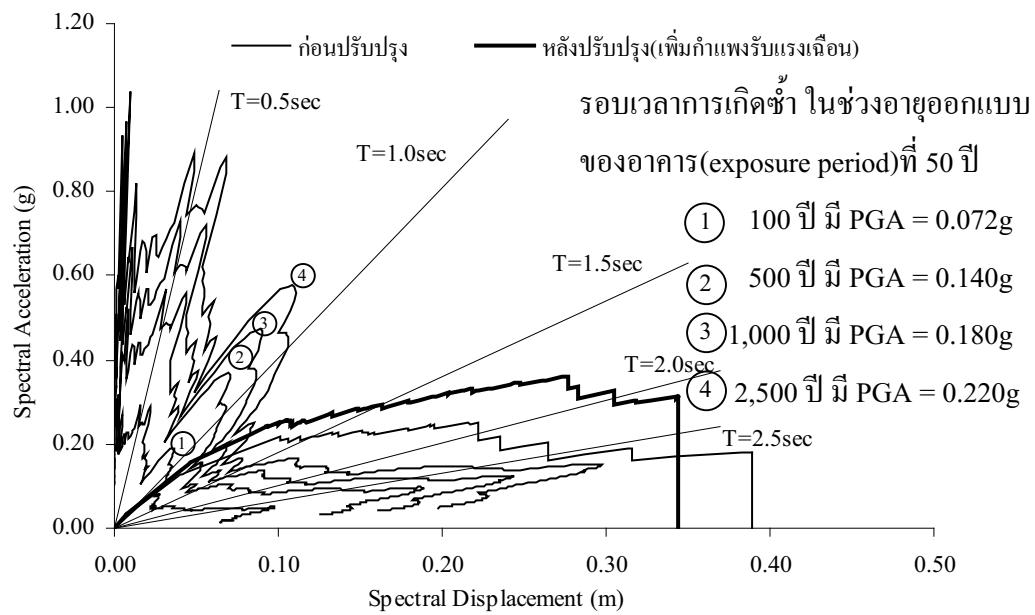


รูปที่ 5.2 ผลการใช้วิธีเพิ่มกำแพงรับแรงเฉือนต่อความสามารถด้านท่านแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

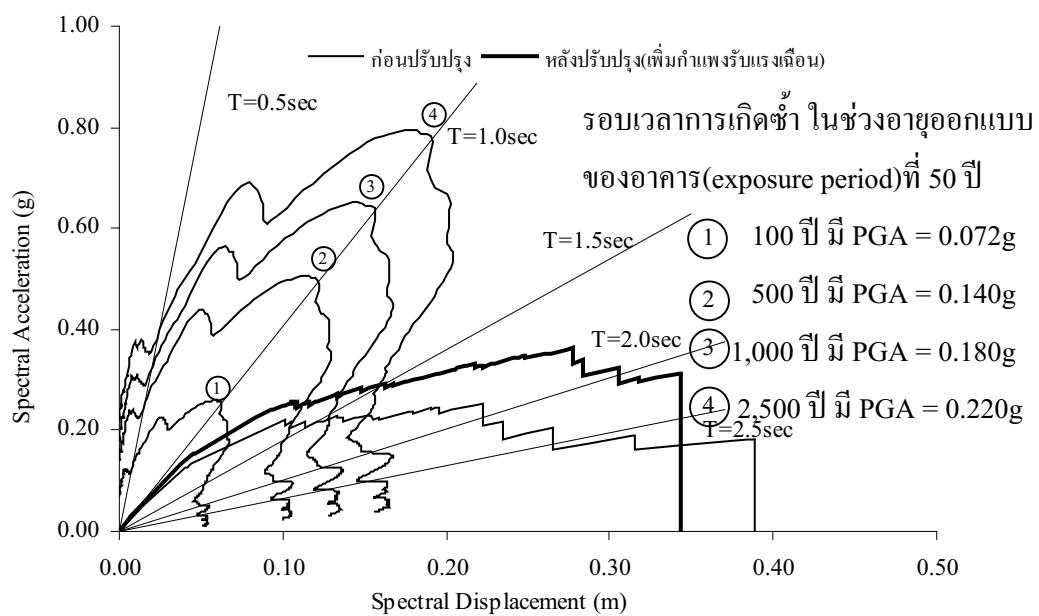
การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 9 ชั้นใช้อัตราส่วนความเหนี่ยวเท่ากับ 1 สำหรับทุกระดับความรุนแรงของการสั่นไหวต่างๆ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร และคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 เมื่อทำการปรับปรุงโครงสร้างโดยใช้ผนังแรงเนื่อง พนว่าเมื่อพิจารณาคลื่นแผ่นดินไหว El Centro โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีค่าการเกิดช้าประมาณ 100 ปี อาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย เนื่องจากตำแหน่งที่ Demand curve ตัดกับ Capacity curve อาคารยังคงเกิดการเสียรูปอยู่ในช่วงอิเล็กทริก เมื่อค่าการเกิดช้าประมาณ 500 ปี จะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อค่าการเกิดช้าประมาณ 1,000 ปี และ 2,500 ปี กำแพงอิฐก่อจะแตกร้าวตั้งแต่ชั้นที่ 1 ถึง 7 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 9 แสดงดังรูปที่ 5.3

พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีค่าการเกิดช้าประมาณ 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 เมื่อค่าการเกิดช้าประมาณ 500 ปี จะเริ่มเกิดการวินบัดดิของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 1 และ 3 ถึง 7 ร่วมกับการแตกร้าวของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 9 และเมื่อค่าการเกิดช้าประมาณ 1,000 ปี กำแพงอิฐก่อจะวินบัดดิชั้นที่ 5 และเมื่อค่าการเกิดช้าประมาณ 2,500 ปี กำแพงอิฐก่อจะวินบัดดิชั้นที่ 1 แสดงดังรูปที่ 5.4

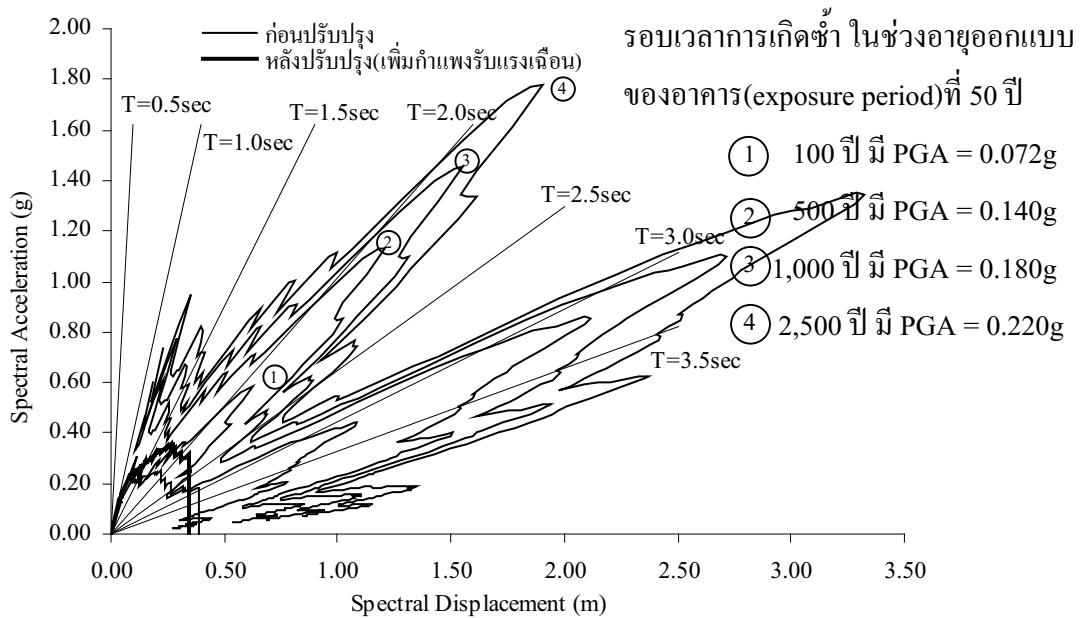
พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีค่าการเกิดช้าประมาณ 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อค่าการเกิดช้าประมาณ 500 1,000 และ 2,500 ปี โครงสร้างเกิดการวินบัดดิที่เสาชั้นล่างสุด แสดงดังรูปที่ 5.5



รูปที่ 5.3 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ความการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro สำหรับอัตราส่วนความหนึ่งเท่ากับ 1



รูปที่ 5.4 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ความการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร สำหรับอัตราส่วนความหนึ่งเท่ากับ 1



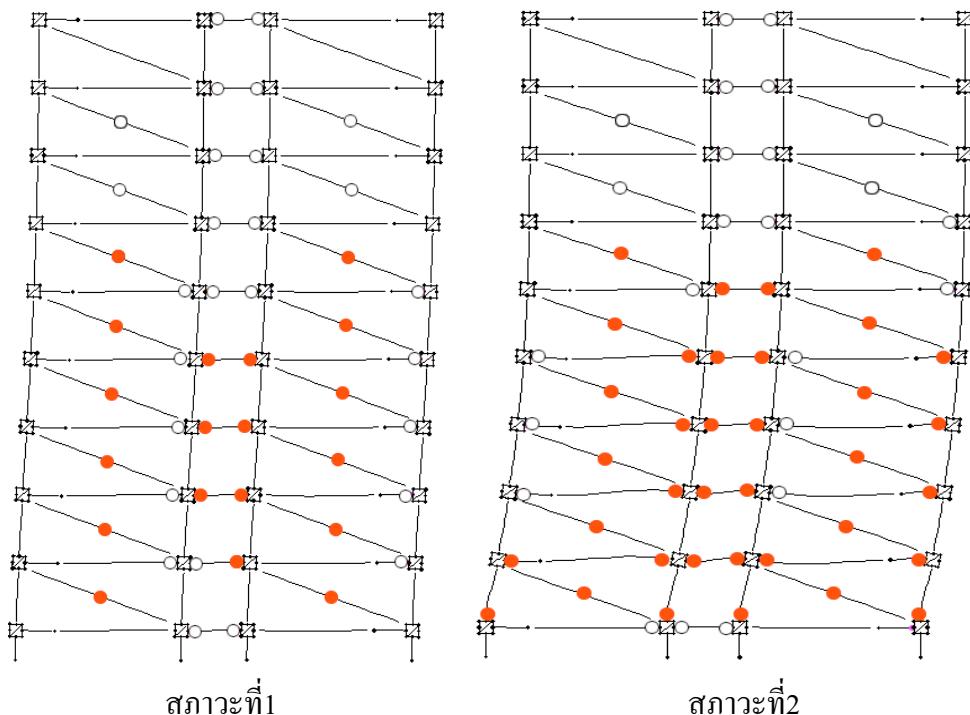
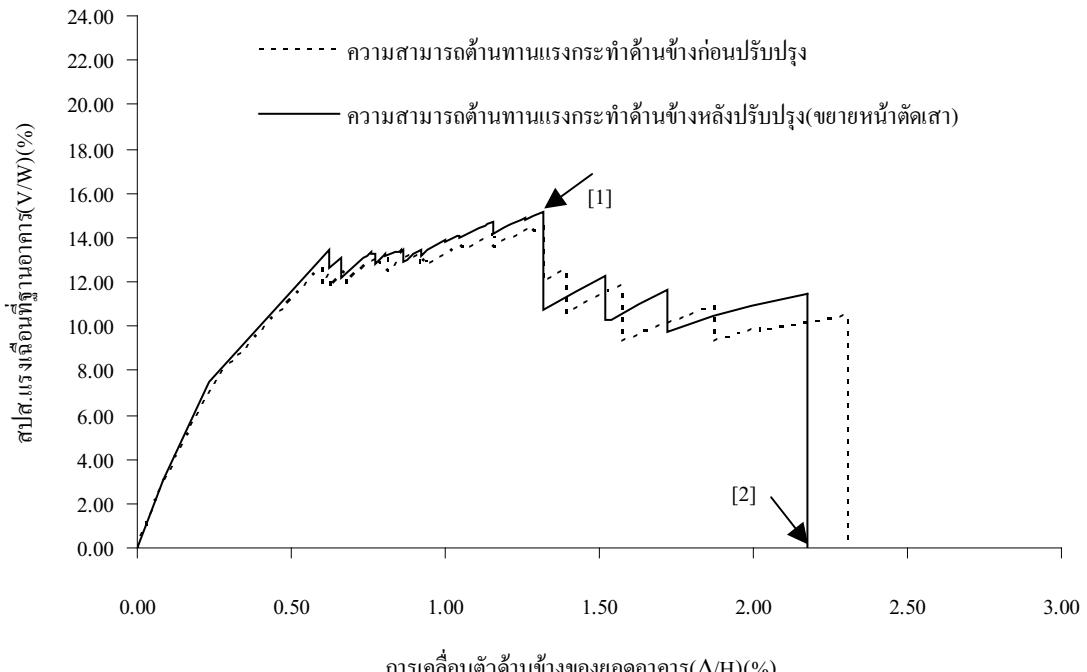
รูปที่ 5.5 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก สำหรับอัตราส่วนความหนึ่งเท่ากับ 1

5.1.2 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีขยายหน้าตัดของเสา

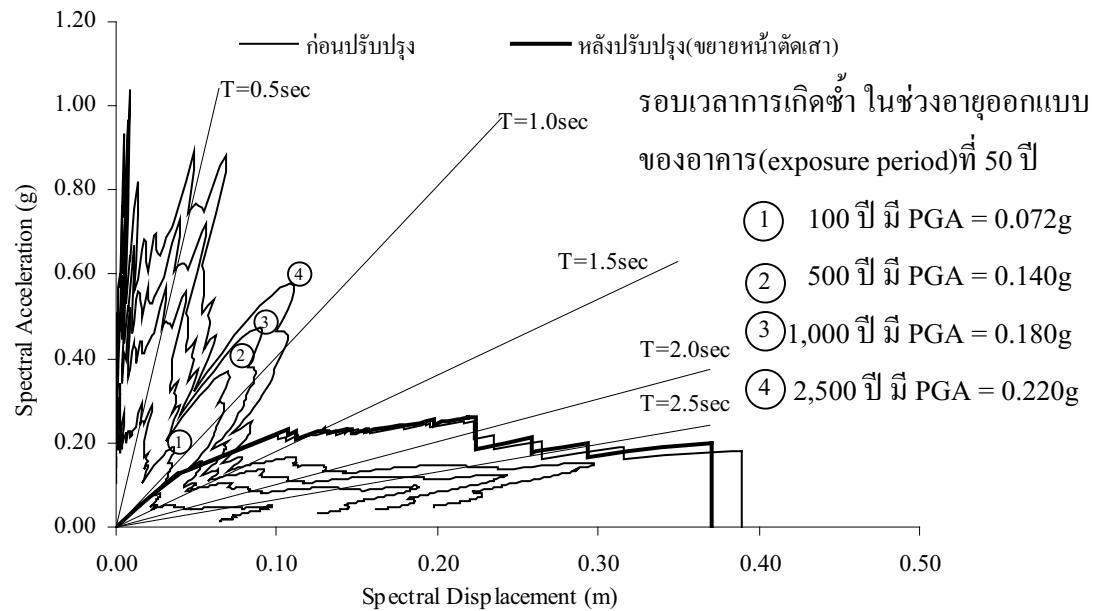
การปรับปรุงโครงสร้าง โดยการเพิ่มความแข็งแรงและกำลังต้านทาน โ้มเมนต์ให้กับเสา ด้วยวิธีขยายหน้าตัดของเสา โดยเสา C2 จากชั้น 3 ถึง 5 และเสา C3 จากชั้น 6 ถึง 9 ถูกขยายหน้าตัด ให้มีขนาดเท่ากับเสา C1 ซึ่งเป็นเสาที่มีขนาดหน้าตัดใหญ่สุด โดยยังคงปริมาณเหล็กเสริมหลักไว้ เหมือนเดิม จากการปรับปรุงพบว่าความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดของโครงสร้างมี ค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 4.40 ของโครงสร้างก่อนการปรับปรุง เนื่องจากเสาที่มีความสามารถต้านทาน โ้มเมนต์เพิ่มขึ้นช่วยเพิ่มความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับโครงสร้าง ลักษณะการวินิจฉัย ของโครงสร้างในช่วงก่อนเกิดการวินิจฉัยขององค์กรอาคารหลักมีลักษณะเหมือนกับรูปแบบการวินิจฉัย ของโครงสร้างก่อนการปรับปรุง โดยเริ่มจากการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1-9 ร่วมกับการครากของ กำแพงอิฐก่อชั้นที่ 1-7 และเมื่อโครงสร้างถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำอย่างต่อเนื่อง ทำให้กำแพงอิฐ ก่อเกิดการวินิจฉัยในชั้นที่ 1-7 ร่วมกับการวินิจฉัยของคาน B4 ชั้นที่ 3-5 และการครากของคาน B3 ชั้นที่ 2-6 หลังจากนั้นเกิดการวินิจฉัยของคาน B3 ชั้นที่ 4 5 และ 2 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้าน ทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวินิจฉัย ของเสา C1 ชั้นล่างสุด เช่นเดียวกับกรณีก่อนปรับปรุงแต่การเคลื่อนตัวของยอดอาคารมีค่าลดลง ร้อยละ 5.60 แสดงดังรูปที่ 5.6

การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 9 ชั้นใช้อัตรา ส่วนความเหนี่ยว่าเท่ากับ 1 สำหรับทุกระดับความรุนแรงของการสั่นไหวต่างๆ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร และคลื่นแผ่นดินไหวที่ ตรวจวัดที่ฐานศึกษา เมื่อทำการปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีขยายหน้าตัดของเสา พบว่า ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่เหมือนกับกรณีก่อนปรับปรุง

พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหว El Centro โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีคำ การเกิดช้ำประมาณ 100 ปี อาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย เนื่องจากตำแหน่งที่ Demand curve ตัดกับ Capacity curve อาคารยังคงเกิดการเสียรูปอยู่ในช่วงอิสระ เมื่อคำนวณการเกิดช้ำประมาณ 500 ปี จะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อคำนวณการเกิดช้ำประมาณ 1,000 ปี และ 2,500 ปี กำแพงอิฐก่อจะแตกร้าวตั้งแต่ชั้นที่ 1 ถึง 7 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 9 แสดงดังรูปที่ 5.7



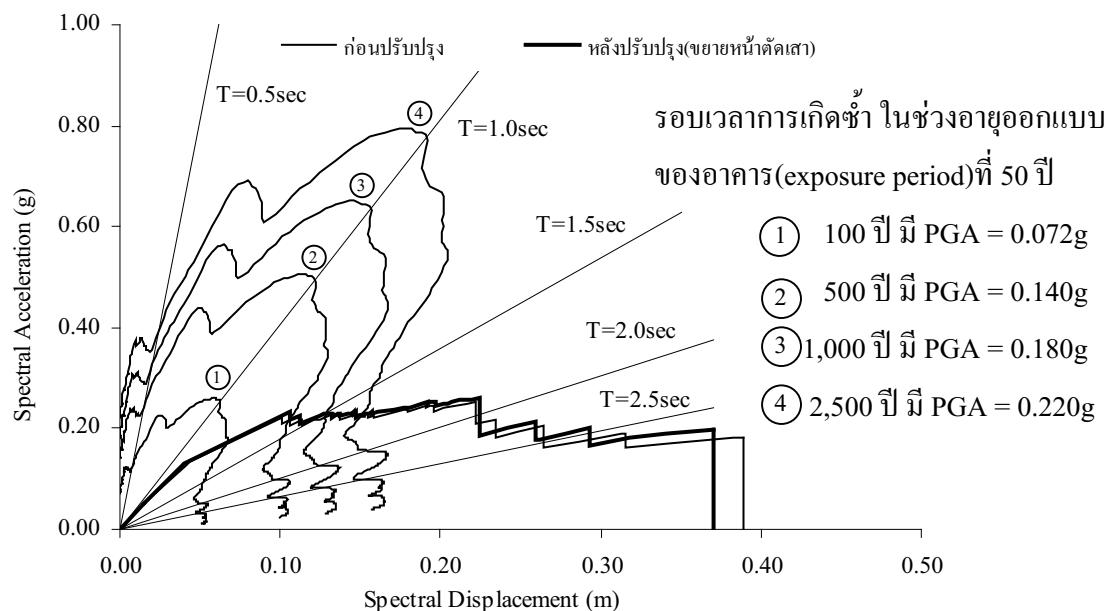
รูปที่ 5.6 ผลการใช้วิธีขยายหน้าตัดเสาต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



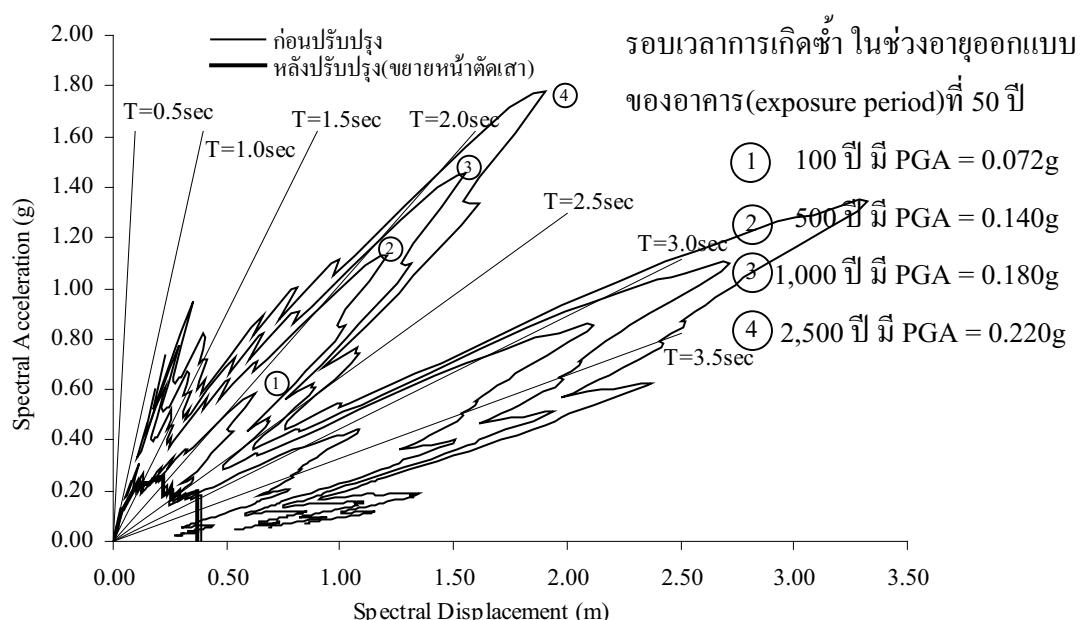
รูปที่ 5.7 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่คาดการณ์ต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro สำหรับอัตราส่วนความหนาแน่นเท่ากับ 1

พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีคาดการณ์ประจำปี 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐ ก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคัน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 เมื่อคาดการณ์ประจำปี 500 ปี จะเริ่มเกิดการวินาทีของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 1 และ 3 ถึง 7 ร่วมกับการแตกร้าวของคัน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 9 และเมื่อคาดการณ์ประจำปี 1,000 ปี กำแพงอิฐก่อจะวินาทีชั้นที่ 5 และเมื่อคาดการณ์ประจำปี 2,500 ปี กำแพงอิฐก่อจะวินาทีชั้นที่ 1 แสดงดังรูปที่ 5.8

พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจที่ฐานตึกใบหยก 1 โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีคาดการณ์ประจำปี 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคัน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อคาดการณ์ประจำปี 500, 1,000 และ 2,500 ปี โครงสร้างเกิดการวินาทีเสาชั้นล่างสุด แสดงดังรูปที่ 5.9



รูปที่ 5.8 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร สำหรับอัตราส่วนความหนาแน่นเท่ากับ 1

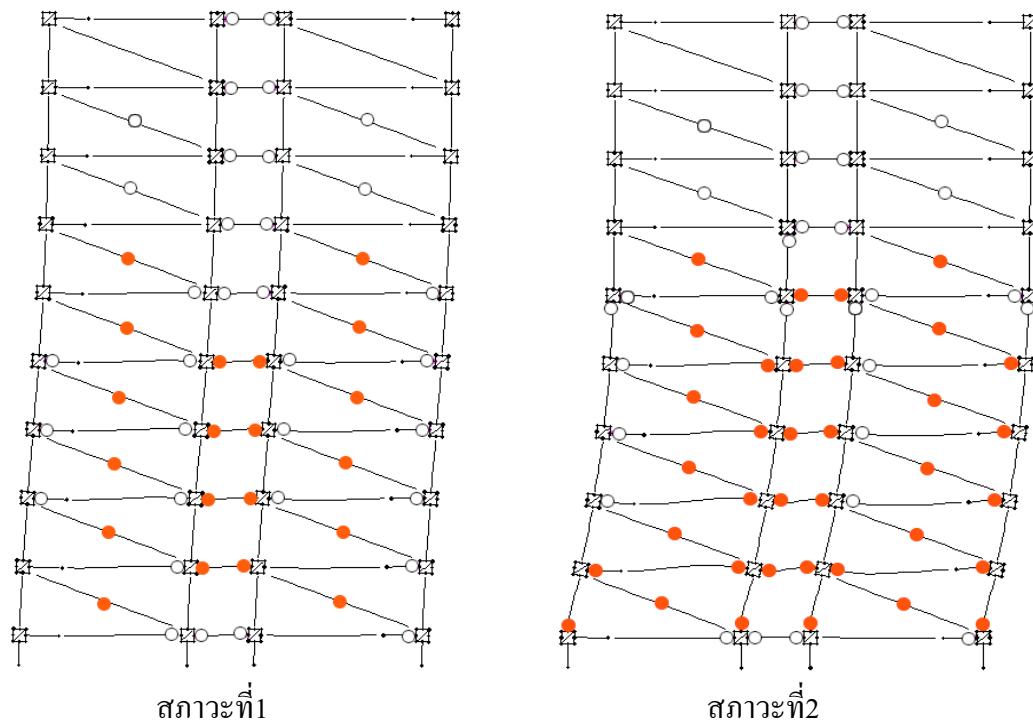
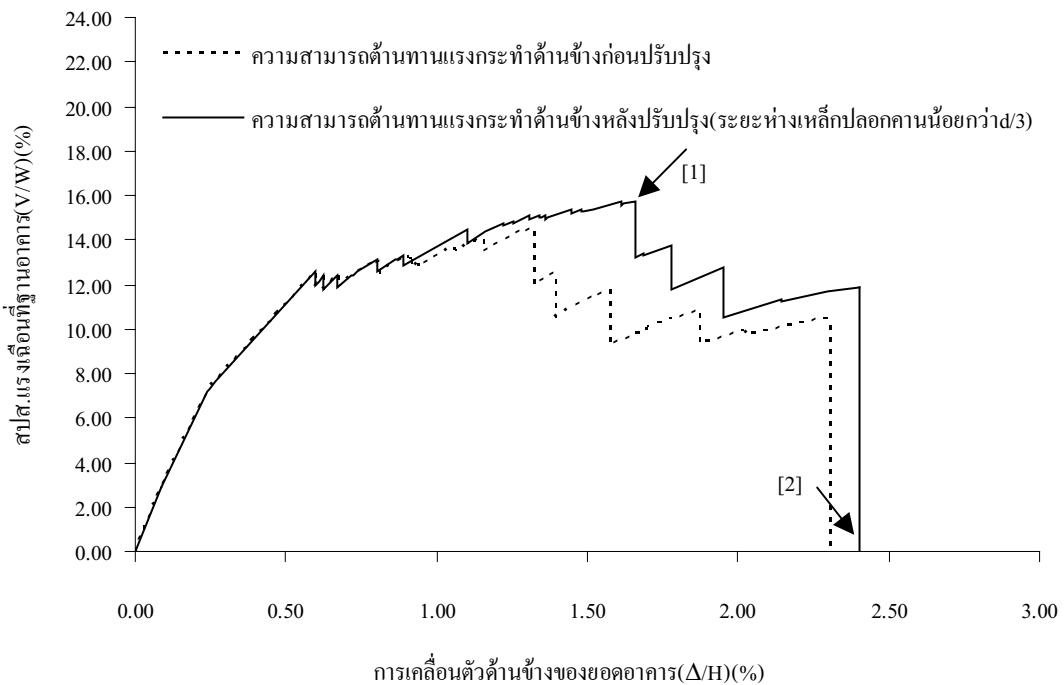


รูปที่ 5.9 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ค่าการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก สำหรับอัตราส่วนความหนาแน่นเท่ากับ 1

5.1.3 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีจัดเรียงระยะเหล็กปลอกคานน้อยกว่า d/3

การเพิ่มความหนาแน่นไว้กับแต่ละองค์อาคารจะเป็นการเพิ่มความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับโครงสร้างวิธีหนึ่ง โดย ATC-40 แนะนำวิธีการเพิ่มความหนาแน่นไว้กับองค์อาคารที่ถูกควบคุมการวิบัติด้วยแรงดัดด้วยการจัดระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีระยะน้อยกว่า d/3 ขององค์อาคาร โดยที่กำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารต้องได้จากเหล็กปลอก (V_s) อย่างน้อย 3/4 ของแรงเฉือนออกแบบ ดังนั้นเพื่อเป็นการปรับปรุงความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับโครงสร้างตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาซึ่งระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคารทั้งคันและเสามากกว่า d/3 จึงพิจารณาเพิ่มค่าความสามารถในการเสียรูปขององค์อาคารโดยพิจารณาให้ระยะห่างของเหล็กปลอกทั้งในคานและเสาไม่ค่าน้อยกว่า d/3 ซึ่งจากการศึกษาพบว่าการจัดระยะเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีระยะห่างน้อยกว่า d/3 ช่วยเพิ่มความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับโครงสร้างได้โดยเพิ่มทั้งกำลังต้านทานและความสามารถในการเสียรูปให้กับโครงสร้างสำหรับกรณีโครงสร้างที่ใช้ศึกษาพบว่ากำลังต้านทานเพิ่มขึ้นร้อยละ 8.40 ของกรณีที่เหล็กปลอกมีระยะห่างมากกว่า d/3 ลักษณะการวิบัติจะเห็นว่าในช่วงเริ่มการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคารกับการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคารมีลักษณะเดียวกัน จากนั้นเกิดการครากของคาน B3 ชั้นที่ 2-6 จนเริ่มเกิดการวิบัติของคาน B3 ตัวแรกที่ชั้น 4 ในลักษณะเดียวกับกับกรณีการจัดระยะห่างเหล็กปลอกมากกว่า d/3 แต่ทั้งนี้ค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคารที่ดำเนินร่องสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารมีค่าสูงสุดของกรณีการจัดระยะห่างเหล็กปลอกน้อยกว่า d/3 มีค่ามากกว่ากรณีการจัดระยะห่างเหล็กปลอกมากกว่า d/3 ประมาณร้อยละ 25.80 จนกระทั่งเกิดการพังทลายของโครงสร้างเสา C1 ชั้นที่ 1 แสดงดังรูปที่ 5.10

การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 9 ชั้นใช้อัตราส่วนความหนาแน่นเท่ากับ 1 สำหรับทุกระดับความรุนแรงของการสั่นไหวต่างๆ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร และคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานศึกษา 1 เมื่อทำการปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีจัดเรียงระยะเหล็กปลอกคานน้อยกว่า d/3 พนว่าความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่เหมือนกับกรณีก่อนปรับปรุง

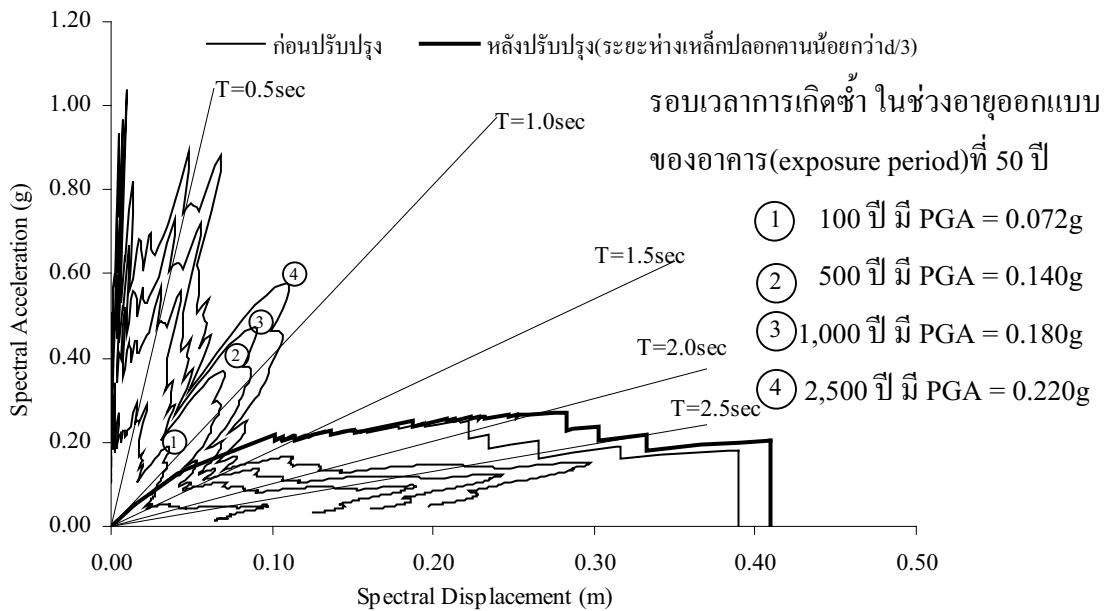


รูปที่ 5.10 ผลการใช้วิธีจัดเรียงระยะห่างเหล็กปลอกคานน้อยกว่า $d/3$ ต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

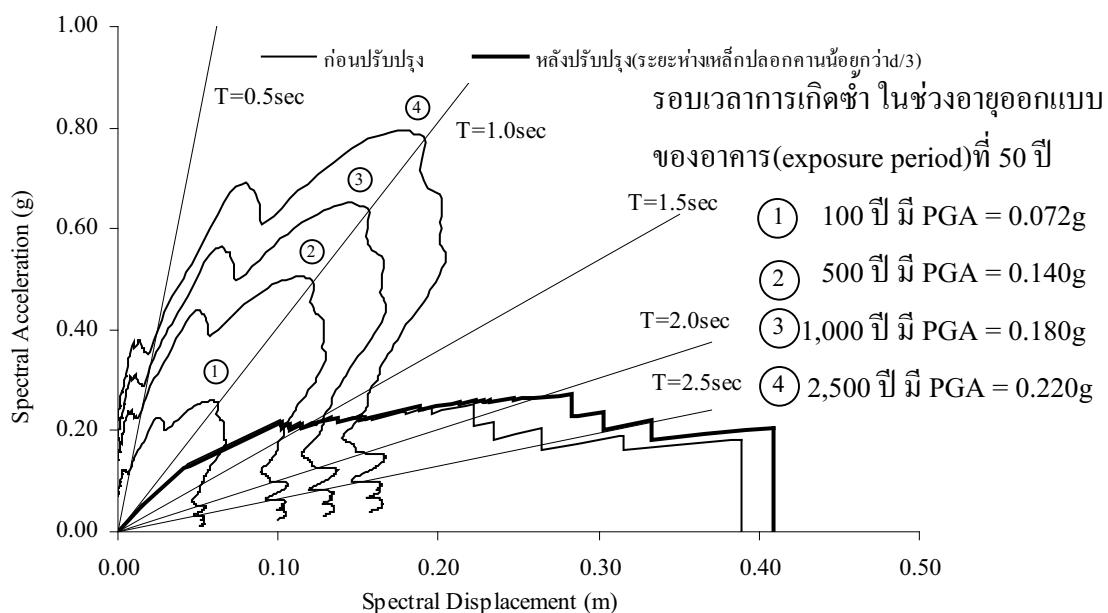
พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหว El Centro โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีค่าบการเกิดช้ำประจำ 100 ปี อาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย เนื่องจากตำแหน่งที่ Demand curve ตัดกับ Capacity curve อาคารยังคงเกิดการเสียหายอยู่ในช่วงอิลาสติก เมื่อค่าการเกิดช้ำประจำ 500 ปี จะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อค่าการเกิดช้ำประจำ 1,000 ปี และ 2,500 ปี กำแพงอิฐก่อจะแตกร้าวตั้งแต่ชั้นที่ 1 ถึง 7 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 9 แสดงดังรูปที่ 5.11

พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีค่าการเกิดช้ำประจำ 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 เมื่อค่าการเกิดช้ำประจำ 500 ปี จะเริ่มเกิดการวินท์ของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 1 และ 3 ถึง 7 ร่วมกับการแตกร้าวของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 9 และเมื่อค่าการเกิดช้ำประจำ 1,000 ปี กำแพงอิฐก่อจะวินท์ชั้นที่ 5 และเมื่อค่าการเกิดช้ำประจำ 2,500 ปี กำแพงอิฐก่อจะวินท์ชั้นที่ 1 แสดงดังรูปที่ 5.12

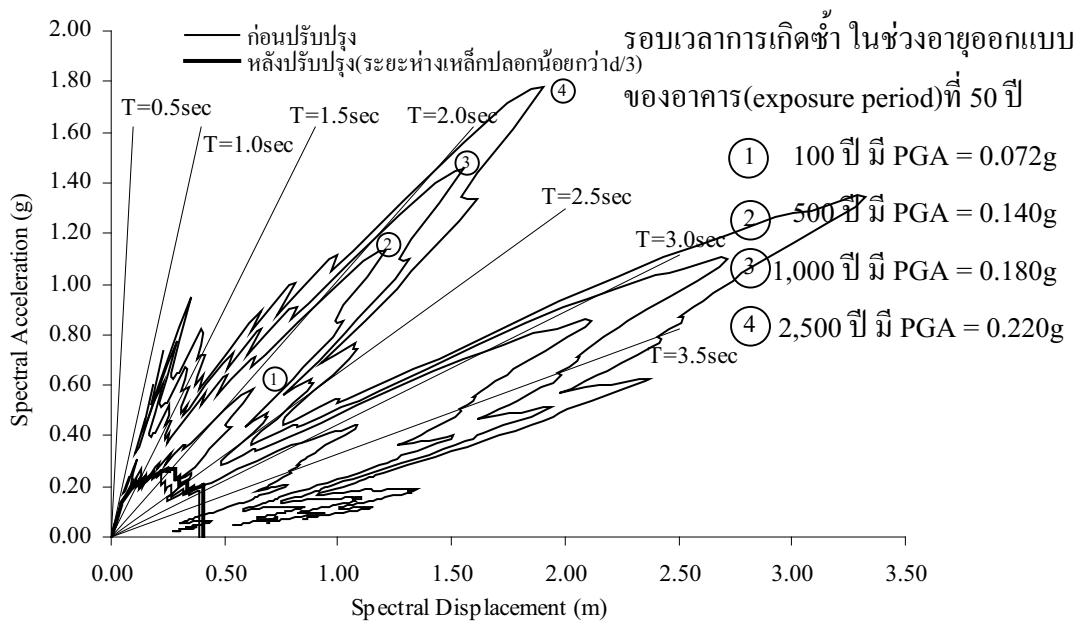
พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกในหยก 1 โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีค่าการเกิดช้ำประจำ 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อค่าการเกิดช้ำประจำ 500, 1,000 และ 2,500 ปี โครงสร้างเกิดการวินท์ที่เสาชั้นล่างสุด แสดงดังรูปที่ 5.13



รูปที่ 5.11 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ความการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro สำหรับอัตราส่วนความหนืดเท่ากับ 1



รูปที่ 5.12 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ความการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว ที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร สำหรับอัตราส่วนความหนืดเท่ากับ 1

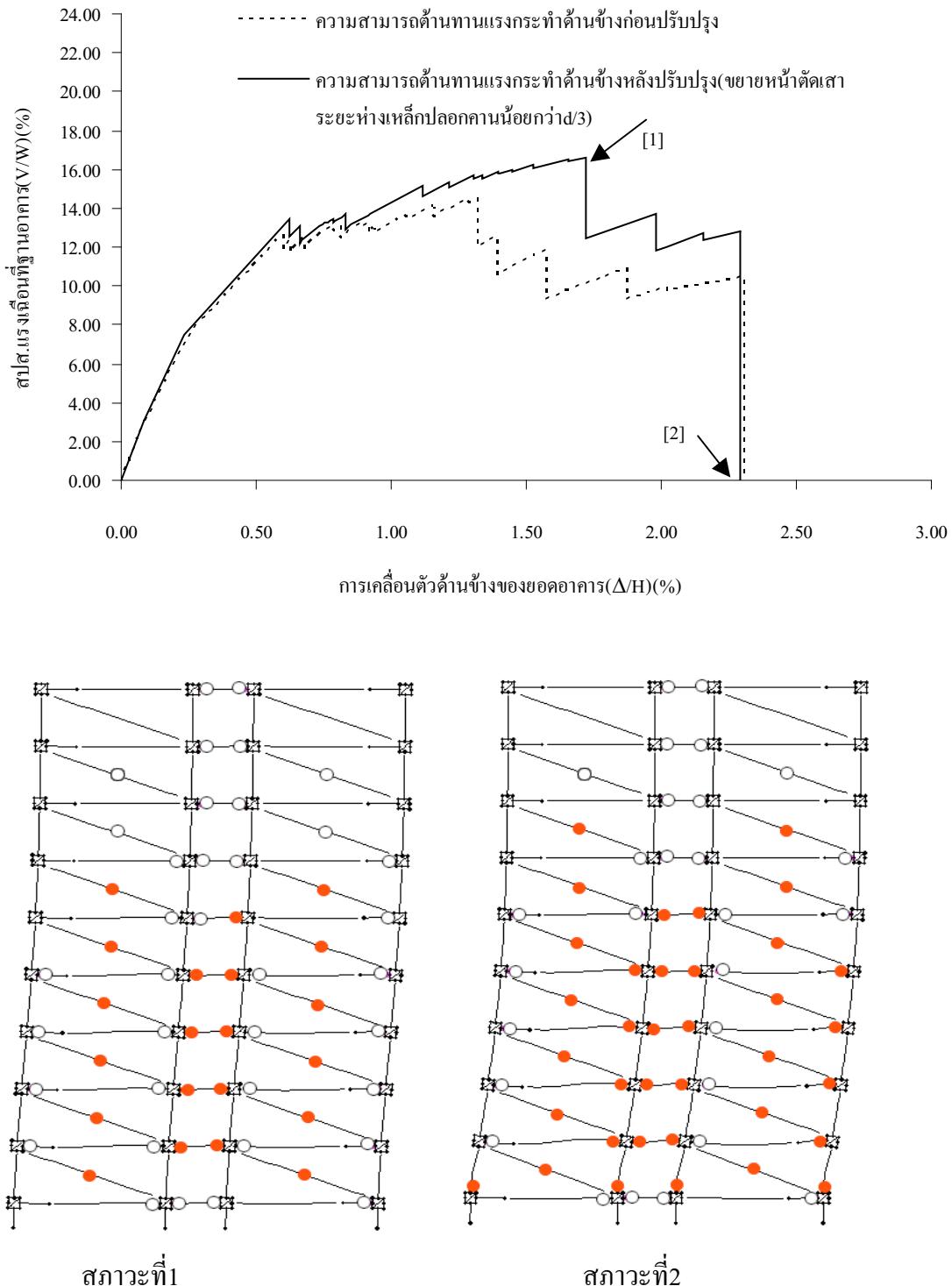


5.1.4 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีขยายหน้าตัดเสา และจัดเรียงระยะเหล็กปลอกงาน

น้อยกว่า d/3

การขยายหน้าตัดของเสา โดยเสา C2 จากชั้น 3 ถึง 5 และเสา C3 จากชั้น 6 ถึง 9 ถูกขยายหน้าตัดให้มีขนาดเท่ากับเสา C1 ซึ่งเป็นเสาที่มีขนาดหน้าตัดใหญ่สุด โดยยังคงปริมาณเหล็กเสริมหลักไว้เหมือนเดิม เป็นการเพิ่มความแข็งแรงและกำลังต้านทานโน้มnenต์ให้กับเสา ส่วนการเพิ่มความหน่วงให้กับองค์อาคารที่ถูกควบคุมการวินบัติด้วยแรงดัดด้วยการจัดระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีระยะน้อยกว่า d/3 ขององค์อาคาร โดยที่กำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารต้องได้จากเหล็กปลอก (V_s) อย่างน้อย 3/4 ของแรงเฉือนออกแบบ ซึ่งจากการศึกษาพบว่า การจัดระยะเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีระยะห่างน้อยกว่า d/3 และการขยายหน้าตัดของเสาช่วยเพิ่มความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับโครงสร้างได้โดยเพิ่มทั้งกำลังต้านทานและความสามารถในการเสียรูปให้กับโครงสร้าง สำหรับกรณีโครงสร้างที่ใช้ศึกษาพบว่ากำลังต้านทานเพิ่มขึ้นร้อยละ 14.50 ของกรณีก่อนปรับปรุง ลักษณะการวินบัติของโครงสร้างจะเห็นว่าในช่วงเริ่มการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อจากน้ำเกิดการคราบของคาน B3 ชั้นที่ 2-6 จะเริ่มเกิดการวินบัติของคาน B3 ตัวแรกที่ชั้น 4 ในลักษณะเดียวกันกับกรณีก่อนปรับปรุง แต่ทั้งนี้ค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคารที่ดำเนินร่องสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารมีค่าสูงสุดของกรณีหลังปรับปรุง มีค่ามากกว่ากรณีก่อนปรับปรุงประมาณร้อยละ 30.30 เนื่องจากความสามารถในการเสียรูปและกำลังต้านทานขององค์อาคารมีค่ามากกว่าจนกระทั่งเกิดการพังทลายของโครงสร้างที่เสา C1 ชั้นที่ 1 แสดงดังรูปที่ 5.14

การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 9 ชั้นใช้อัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 1 สำหรับทุกระดับความรุนแรงของการสั่นไหวต่างๆ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร และคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกในหยก 1 เมื่อทำการปรับปรุงโครงสร้างโดยโดยวิธีขยายหน้าตัดเสา และจัดเรียงระยะเหล็กปลอกงานน้อยกว่า d/3 พบว่าความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่เหมือนกับกรณีก่อนปรับปรุง



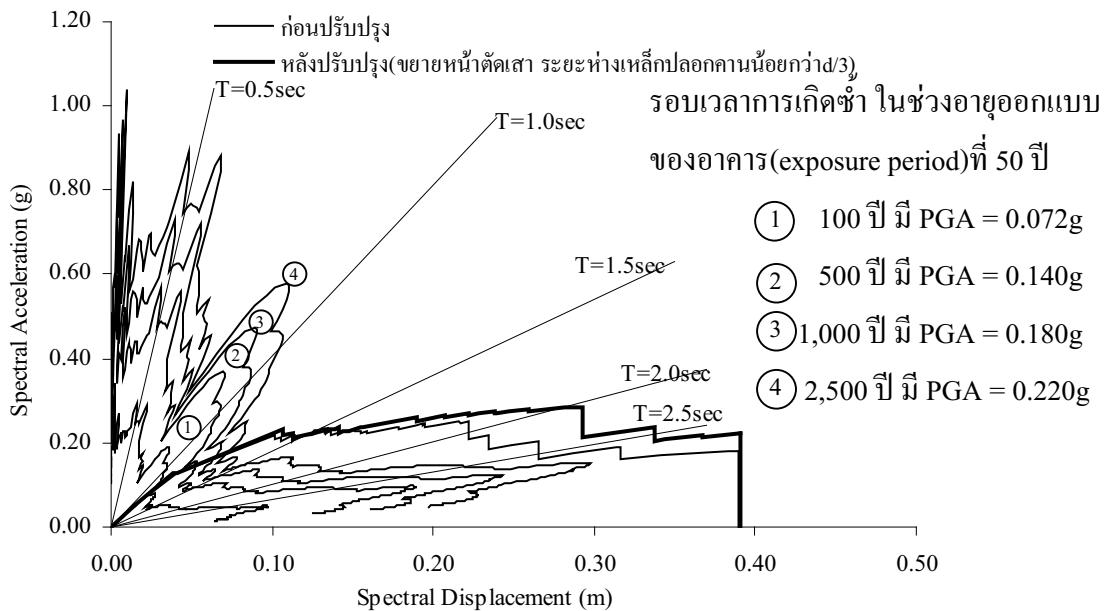
รูปที่ 5.14 ผลการใช้วิธีขยายหน้าตัดเสา และจัดเรียงระยะห่างเหล็กปลอกค่าน้อยกว่า $d/3$ ต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหว El Centro โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีความกิจกรรมชั้นปะรำมาณ 100 ปี อาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย เนื่องจากตำแหน่งที่ Demand curve

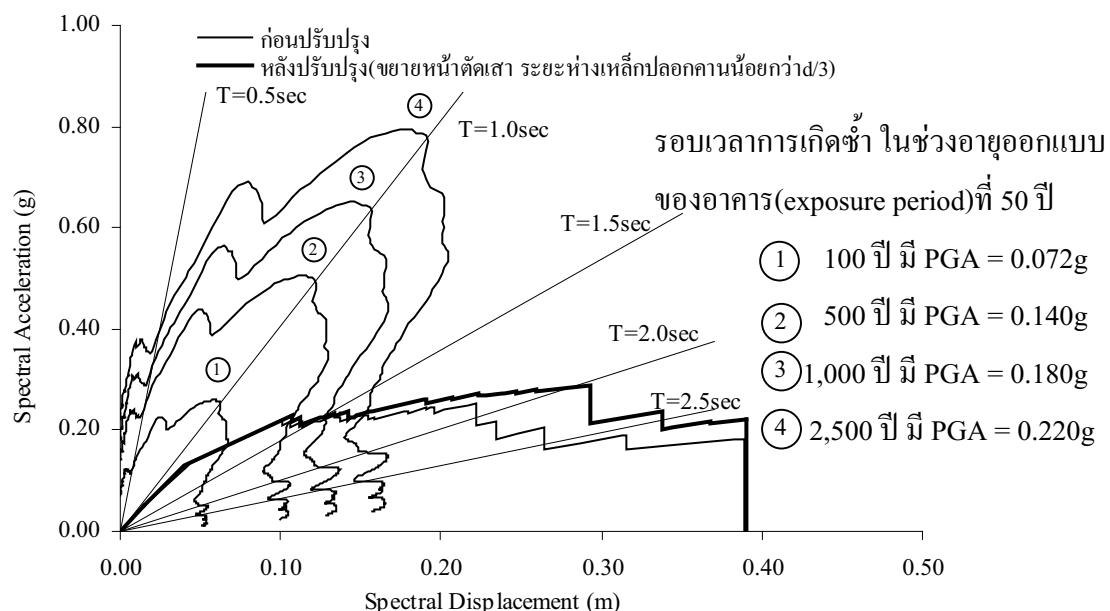
ตัดกับ Capacity curve อาคารยังคงเกิดการเสียรูปอยู่ในช่วงอิลาสติก เมื่อความการเกิดชำรุดประมาณ 500 ปี จะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อความการเกิดชำรุดประมาณ 1,000 ปี และ 2,500 ปี กำแพงอิฐก่อจะแตกร้าวตั้งแต่ชั้นที่ 1 ถึง 7 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 9 แสดงดังรูปที่ 5.15

พิจารณาค่าลี่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบิเวณกรุงเทพมหานคร โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีความการเกิดชำรุดประมาณ 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 เมื่อความการเกิดชำรุดประมาณ 500 ปี จะเริ่มเกิดการวินทิของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 1 และ 3 ถึง 7 ร่วมกับการแตกร้าวของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 9 และเมื่อความการเกิดชำรุดประมาณ 1,000 ปี กำแพงอิฐก่อจะวินทิชั้นที่ 5 และเมื่อความการเกิดชำรุดประมาณ 2,500 ปี กำแพงอิฐก่อจะวินทิชั้นที่ 1 แสดงดังรูปที่ 5.16

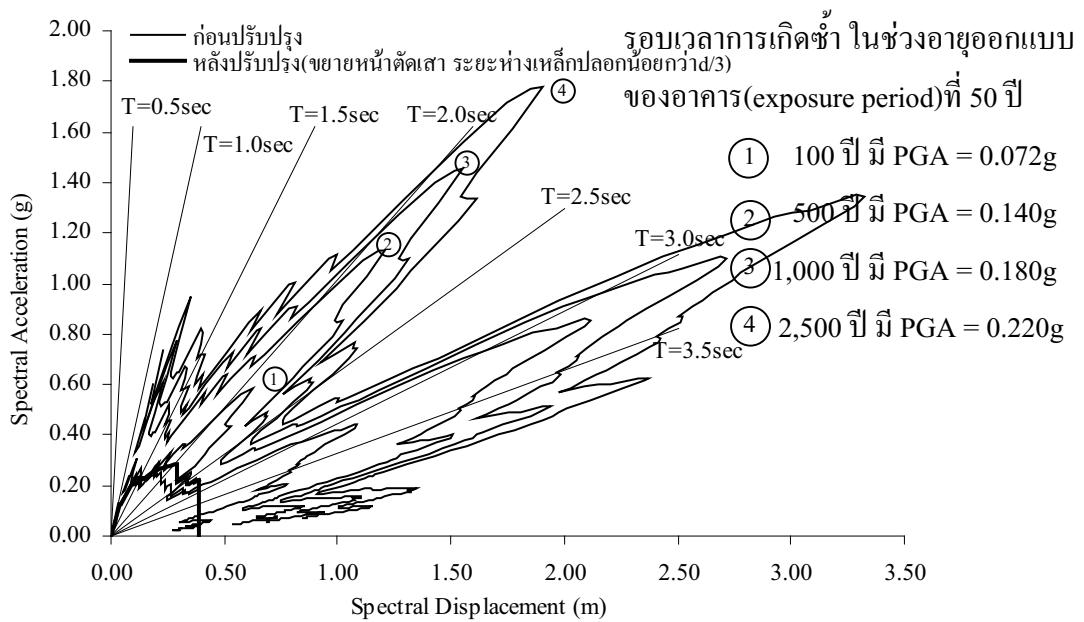
พิจารณาค่าลี่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 โดยช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี กรณีความการเกิดชำรุดประมาณ 100 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1 ถึง 5 และเมื่อความการเกิดชำรุดประมาณ 500 1,000 และ 2,500 ปี โครงสร้างเกิดการวินทิที่เสาชั้นล่างสุด แสดงดังรูปที่ 5.17



รูปที่ 5.15 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ความการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหว El Centro สำหรับอัตราส่วนความเหนี่ยวยเท่ากับ 1



รูปที่ 5.16 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ความการเกิดช้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบวณกรุงเทพมหานคร สำหรับอัตราส่วนความเหนี่ยวยเท่ากับ 1

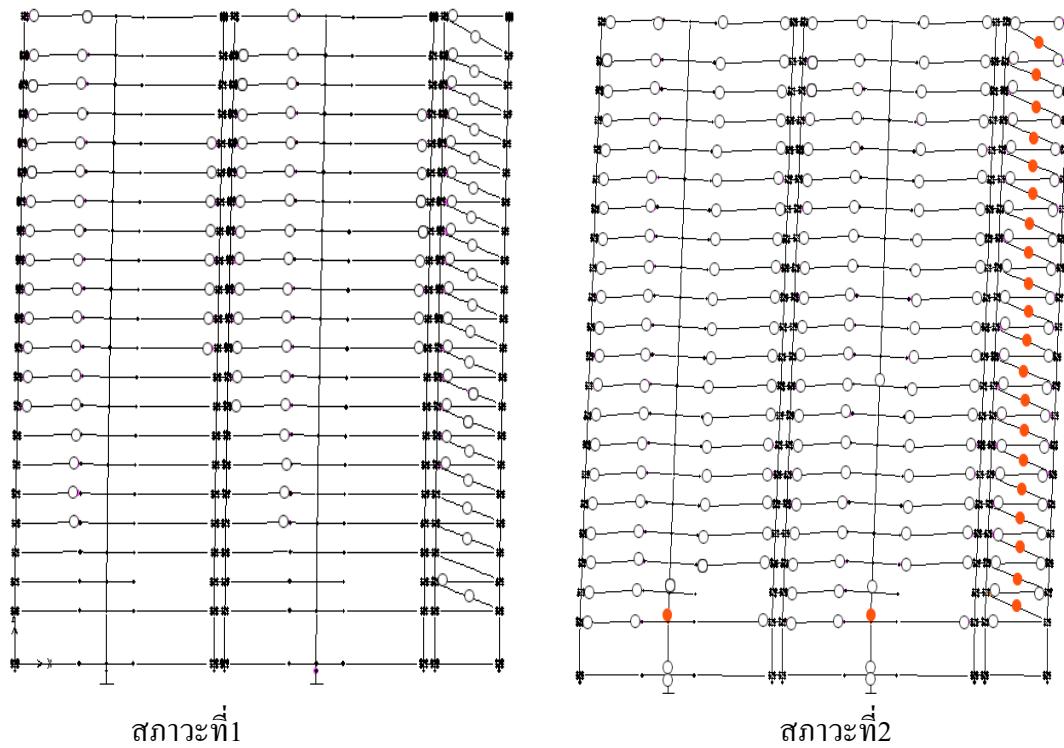
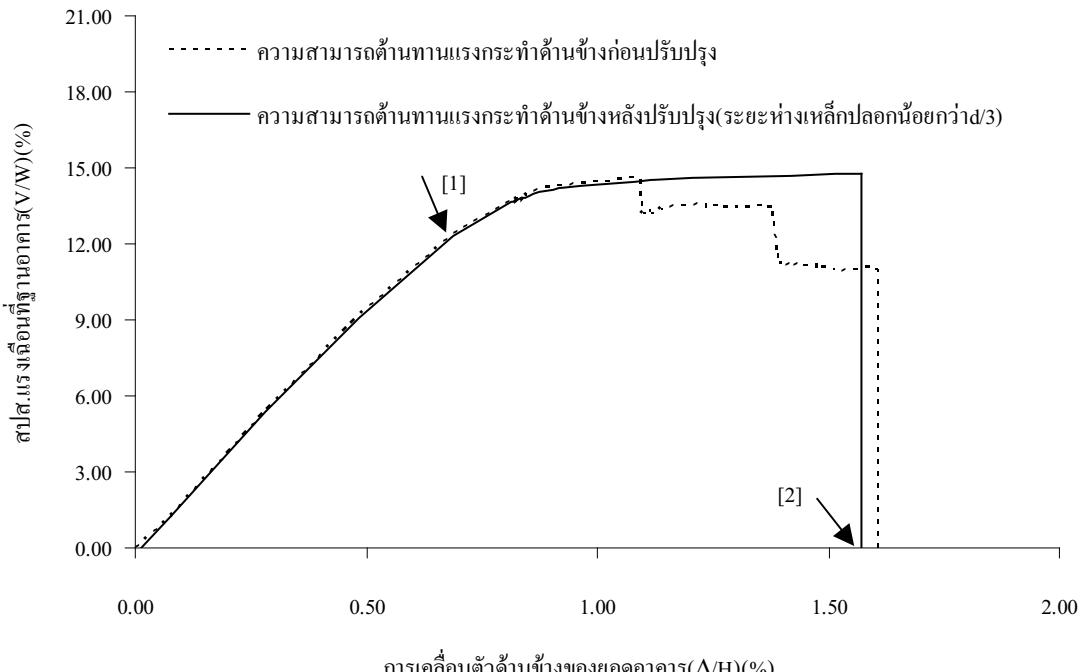


5.2 การปรับปรุงโครงสร้างอาคาร 20 ชั้น

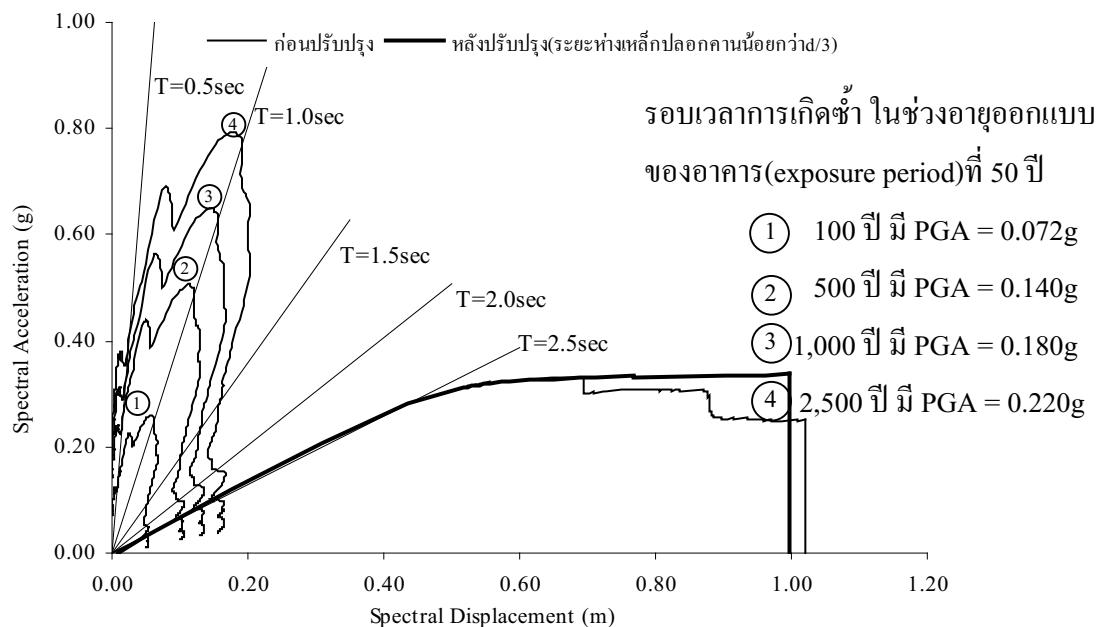
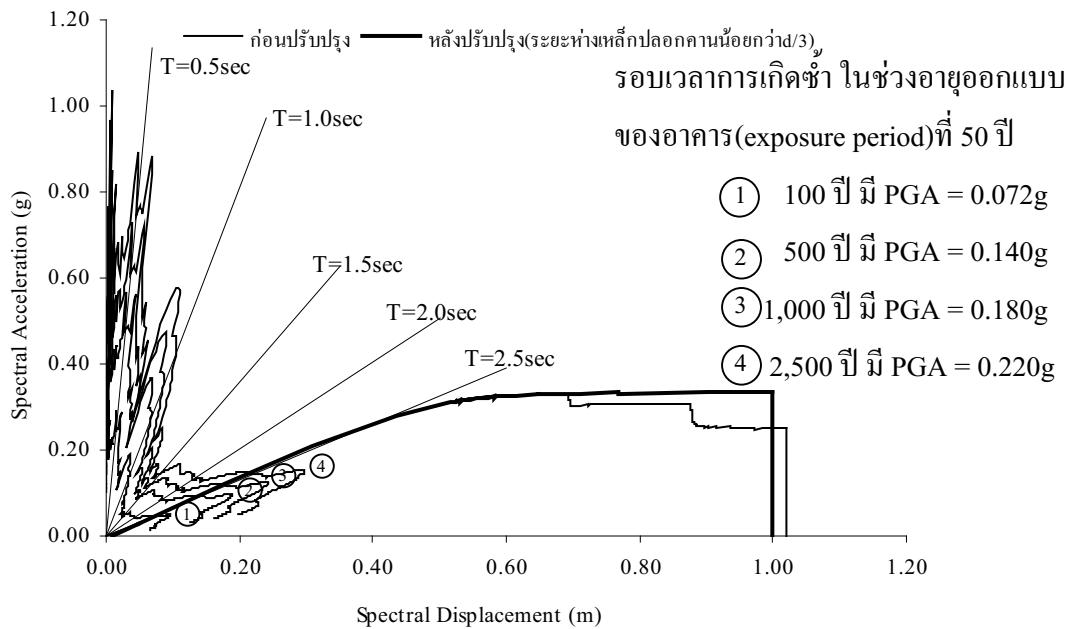
5.2.1 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีจัดเรียงระยะเหล็กปลอกน้อยกว่า d/3

การเพิ่มความหนึบฯให้กับแต่ละองค์อาคารจะเป็นการเพิ่มความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับโครงสร้างวิธีหนึ่ง โดย ATC-40 แนะนำวิธีการเพิ่มความหนึบฯให้กับองค์อาคารที่ถูกควบคุมการวิบัติด้วยแรงดัดด้วยการจัดระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีระยะน้อยกว่า $d/3$ ขององค์อาคาร โดยที่กำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารต้องได้จากเหล็กปลอก (V_s) อย่างน้อย $3/4$ ของแรงเฉือนออกแบบ ดังนั้นเพื่อเป็นการปรับปรุงความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับโครงสร้างตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาซึ่งระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคารทั้งคันและเสามากกว่า $d/3$ จึงพิจารณาเพิ่มค่าความสามารถในการเสียรูปขององค์อาคาร โดยพิจารณาให้ระยะห่างของเหล็กปลอกทั้งในคานและเสา มีค่าน้อยกว่า $d/3$ ซึ่งจากการศึกษาพบว่าการจัดระยะเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีระยะห่างน้อยกว่า $d/3$ จะเพิ่มความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับโครงสร้างได้โดยเพิ่มทั้งกำลังต้านทานและความสามารถในการเสียรูปให้กับโครงสร้างสำหรับกรณีโครงสร้างที่ใช้ศึกษาพบว่าการวินิจฉัยของโครงสร้าง เริ่มจากการครากของคาน B4 ชั้นที่ 4-20 คาน B2 ชั้นที่ 10-18 ร่วมกับการครากของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2-20 และเมื่อโครงสร้างถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำอย่างต่อเนื่อง ทำให้กำแพงอิฐก่อเกิดการวินิจฉัยในชั้นที่ 2-20 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 2-3 คาน B2 ชั้นที่ 2-9 และชั้นที่ 19-20 คาน B5 ชั้นที่ 2-20 และการครากของกำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 1-2-9 และโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวินิจฉัยของกำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 2 โดยค่าความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดของโครงสร้างที่ต่ำแน่นวินิจฉัยหลังปรับปรุงมีค่ามากกว่ากรณีก่อนปรับปรุงประมาณร้อยละ 8.50 และค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคารที่ต่ำแน่นสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารมีค่าสูงสุดของกรณีหลังปรับปรุง มีค่ามากกว่ากรณีก่อนปรับปรุงประมาณร้อยละ 45.40 และดังรูปที่ 5.18

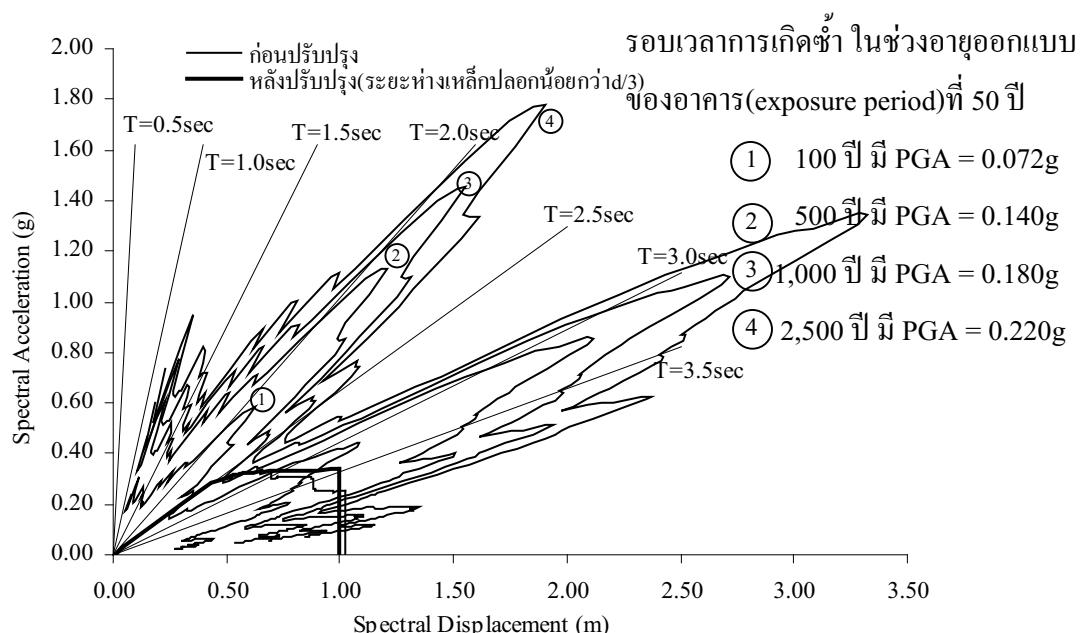
การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 20 ชั้น ช่วงอายุออกแบบ 50 ปี ใช้อัตราส่วนความหนึบฯเท่ากับ 1 กรณีค่าการเกิดชำรุดประมาณ 100 500 1,000 และ 2,500 ปี ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว EI Centro และคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร เมื่อทำการปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีจัดเรียงระยะเหล็กปลอกค่าน้อยกว่า $d/3$ พบว่า Demand curve ตัดกับ Capacity curve ในบริเวณที่อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิลาสติก ดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย แสดงดังรูปที่ 5.19 และรูปที่ 5.20 ตามลำดับ



รูปที่ 5.18 ผลการใช้วิธีขยายหน้าตัดเสาต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



พิจารณาค่าลื่นแผ่นดิน ไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 โดยช่วงอายุออกแบบของอาคาร ที่ 50 ปี ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดิน ไหวอยู่ในระดับที่เหมือนกับกรณีก่อปั้นปรับปรุง แสดงดัง รูปที่ 5.21 กล่าวก็อกรูปเค้าการเกิดช้ำประมาณ 100 ปี Demand curve ตัดกับ Capacity curve ใน บริเวณที่อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิลาสติก ดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย กรณีการเกิดช้ำประมาณ 500 ปี อาคารจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อซันที่ 2 ถึง 20 ร่วมกับการ ครากของคาน B4 ชั้นที่ 4 ถึง 20 และการครากของคาน B2 ชั้นที่ 4 ถึง 20 และเมื่อการเกิดช้ำประมาณ 1,000 และ 2,500 ปี โครงสร้างเกิดการวินาศีของกำแพงรับแรงเฉือน ชั้นที่ 9



รูปที่ 5.21 เปรียบเทียบ Capacity และ Demand Curve ที่ความการเกิดซ้ำต่างๆ ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 สำหรับอัตราส่วนความเห็นใจเท่ากับ 1

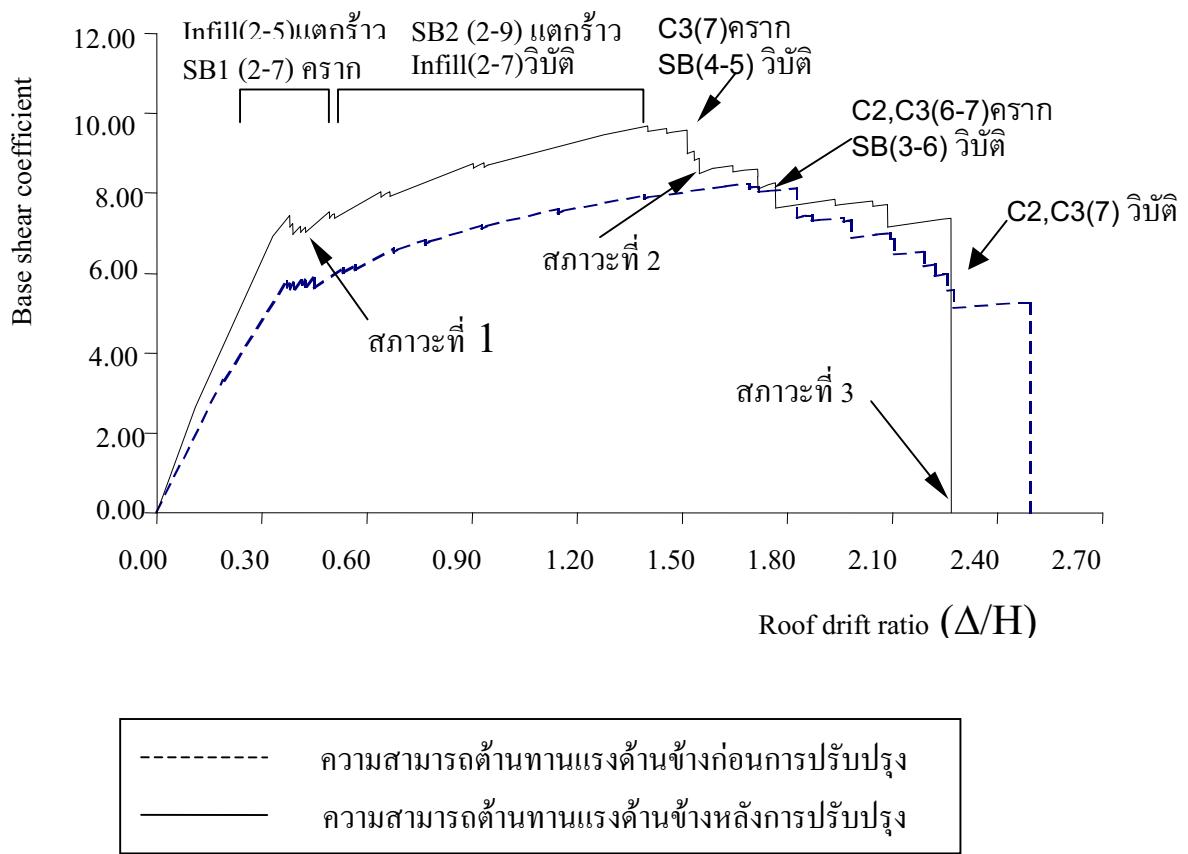
บทที่ 6

ตัวอย่างการปรับปรุงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดพื้น-เสา
ให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น

6.1 การปรับปรุงโครงสร้างอาคาร 9 ชั้น

6.1.1 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีเพิ่มความแข็งแรงบริเวณหัวเสา (drop panel)

การเพิ่มความแข็งแรงบริเวณหัวเสา(drop panel) โดย drop panel ที่เพิ่มนี้มีขนาดความหนาเท่ากับ 15 cm บริเวณหัวเสา ซึ่งการเพิ่ม drop panel นี้ เป็นการเพิ่มกำลังในการรับแรงของจุดต่อของโครงสร้าง โดย drop panel จะทำให้จุดต่อระหว่างพื้น-เสา สามารถด้านท่านแรงเลื่อนได้เพิ่มขึ้น อันเป็นสาเหตุในกรณีที่แบบเจาะทะลุโดยจะทำให้โครงสร้างเกิดการวินติแบบหันทิหันได้ จากการปรับปรุงพบว่าความสามารถด้านท่านแรงแผ่นดินไหวสูงสุดเพิ่มขึ้น 18% เนื่องจากจุดต่อระหว่างพื้น-เสา มีความแข็งแรงมากขึ้น แต่ในส่วนของพื้นและเสา yang กองมีกำลังในการรับเท่าเดิม สำหรับลักษณะการวินติของโครงสร้าง จะมีลักษณะคล้ายกับโครงสร้างก่อนที่จะได้รับการปรับปรุง โดยโครงสร้างจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 2 ถึง 5 เมื่อโครงสร้างยังรับแรงต่อไปเลื่อยๆจะเกิดการวินติของกำแพงอิฐก่อชั้น 2 ถึง 7 รวมถึงการแตกร้าวพื้นคานชั้นที่ 2 ถึง 9 ตามลำดับ จากนั้นจะเกิดการวินติในส่วนของพื้นคานรวมถึงเกิดการครากของเสา C2 และ C3 ในชั้นที่ 6 ถึง 7 และโครงสร้างจะเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวินติของเสาในชั้นที่ 7 ซึ่งลักษณะการพังทลายของโครงสร้างที่ได้รับการปรับปรุงโดยการเพิ่ม drop panel นั้นจะแตกต่างกับโครงสร้างก่อนได้รับการปรับปรุง โดยจุดต่อของพื้น-เสาที่ได้รับการปรับปรุงมีความสามารถด้านท่านแรงเลื่อนได้เพิ่มขึ้น ทำให้การวินติของโครงสร้างจะเกิดในส่วนของพื้นคานและเสาท่านนี้ ดังรูปที่ 6.1



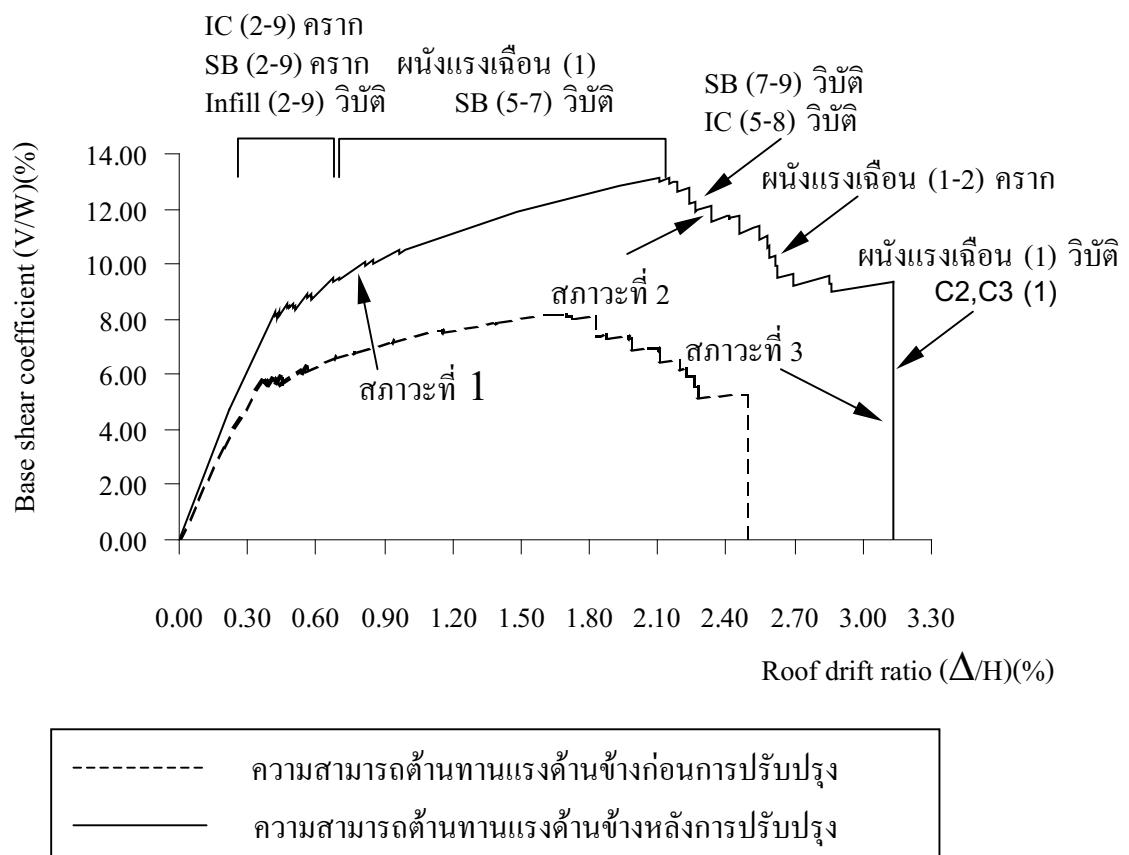
รูปที่ 6.1 ผลของการใช้วิธีเพิ่มความแข็งแรงบริเวณหัวเสา (Drop panel) ที่มีต่อ
ความสามารถต้านทานแรงด้านข้างแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

6.1.2 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีเพิ่มกำแพงรับแรง

เพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างระบบร่วมระหว่างโครงข้อแข็งกับกำแพงต้านทานแรงด้านข้าง ดังนั้นผนังแรงเฉือน (shear wall) จึงได้รับการออกแบบเพื่อศึกษาพฤติกรรมดังกล่าว โดยในการออกแบบได้พิจารณาให้ผนังแรงเฉือนรับแรงแผ่นดินไหวไว้ทั้งหมด โดยผนังแรงเฉือนหนา 0.3 ม. กว้าง 2.5 ม. และสูง 23.4 ม. ถูกเพิ่มบริเวณโครงข้อแข็งส่วนกลางของโครงสร้างตลอดความสูง และใช้แบบจำลองการรวมโครงข้อแข็งเป็นชุด (lump model) มาใช้ในการวิเคราะห์

เมื่อทำการปรับปรุงโครงสร้างโดยใช้ผนังแรงเฉือนแล้ว พบว่ากำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างมาก ดังแสดงในรูปที่ 6.2 เนื่องจากผนังแรงเฉือนเป็นองค์การที่มีความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูง ซึ่งในการณ์วิจัยนี้พบว่ากำลังต้านทานสูงสุดของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 60 โดยลักษณะการวิบัติของโครงสร้างเริ่มจากการวิบัติของกำแพงอิฐก่อ การครากของพื้นคานและรวมไปถึงการครากของจุดต่อพื้นเสาทุกชั้น จากนั้นเมื่อโครงสร้างรับแรงต่อไปอิฐผนังแรงเฉือนจะเกิดการครากในชั้นที่ 1 และเกิดการวิบัติของพื้นคานใน

ชั้นที่ 5 ถึง 7 จากนั้นการวิบัติของโครงสร้างเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ เป็นผลให้สูดต่อพื้นเส้นชั้นที่ 5 ถึง 8 วิบัติ พื้นคานชั้นที่ 7 ถึง 9 วิบัติ และเสถียรภาพของโครงสร้างเริ่มลดลงเมื่อผนังแรงเฉือนเกิดการครากในชั้นที่ 2 ดังนั้นโครงสร้างเกิดการพังทลายภายหลังจากผนังแรงเฉือนในชั้นที่ 1 เกิดการวิบัติ และเสา C2 และ C3 เกิดการครากในชั้นที่ 1 ด้วย

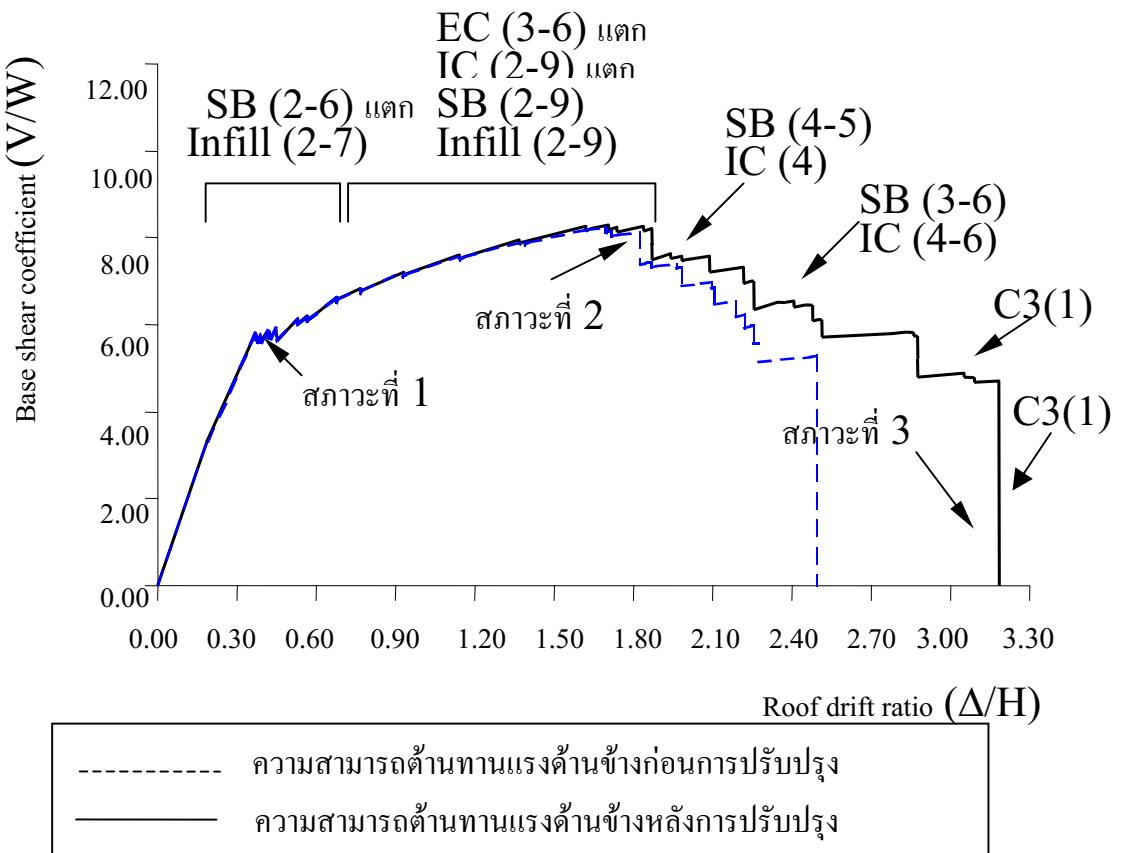


รูปที่ 6.2 ผลของการใช้วิธีคำนวณด้านข้างด้วยผนังแรงเฉือนต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างหลังการปรับปรุง

6.1.3 การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีเพิ่มเหล็กเสริมหลักในเสาให้เท่ากันทุกชั้น

การปรับปรุงโครงสร้างโดยวิธีเพิ่มเหล็กเสริมหลักในเสาให้เท่ากันทุกชั้นเป็นการเพิ่มกำลังในการรับ荷重เมนต์ดัดให้กับเสาเนื่องจากโครงสร้างได้ถูกออกแบบให้หนาตัดเสาไม่ขนาดเท่ากันทุกชั้น แต่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาณเหล็กเสริมหลักทุกๆ 2 ชั้น ดังนั้นความสามารถในการรับ荷重เมนต์ดัดของเสาจะแตกต่างกันมากในระหว่างชั้นที่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาณเหล็ก และจากการปรับปรุงพบว่าพฤติกรรมหรือลักษณะการวินบัดและกำลังในการต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างในช่วงแรกๆ มีค่าไม่แตกต่างจากเดิมก่อนการปรับปรุง แต่ในช่วงหลังๆ พฤติกรรมดังกล่าวของโครงสร้างเกิดความแตกต่างกัน โดยโครงสร้างจะมีความสามารถในการเสียรูปเพิ่มขึ้นร้อยละ 27 จากเดิม ที่เป็นเช่นนี้ เพราะว่าค่าความแข็งแรง(stiffness) ของโครงสร้างมีค่าเท่าเดิมไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงดังนั้นเมื่อกำลังของเสาเพิ่มมากขึ้น โครงสร้างจึงจำเป็นต้องมีการเสียรูปที่เพิ่มมากขึ้นด้วย

ลักษณะหรือการวินบัดของโครงสร้างในส่วนแรกเริ่มจากการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 2 ถึง 7 และพื้นคอนกรีตที่ 2 ถึง 6 จากนั้นโครงสร้างเริ่มเกิดการแตกร้าวในส่วนของจุดต่อภายในพื้น-เสาในชั้นที่ 2 ถึง 9 เกิดการแตกร้าวในส่วนของจุดต่อภายในพื้น-เสาในชั้นที่ 3 ถึง 6 และเกิดการครากของพื้นคอนกรีตที่ 2 ถึง 9 รวมถึงการวินบัดของกำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 2 ถึง 9 และเมื่อโครงสร้างรับแรงเพิ่มขึ้นการวินบัดจะเกิดขึ้นที่จุดต่อภายในพื้น-เสาในชั้นที่ 4 และพื้นคอนกรีตที่ 4 ถึง 5 จากนั้นการวินบัดเริ่มเพิ่มมากขึ้นโดยที่จุดต่อภายในพื้น-เสาในชั้นที่ 4 ถึง 6 เกิดการวินบัด และโครงสร้างจะเกิดการพังทลายเมื่อการวินบัดเกิดขึ้นที่บริเวณเสา C3 ในชั้นที่ 1 ดังแสดงในรูปที่ 6.3



รูปที่ 6.3 ผลของการใช้วิธีเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมหลักของเสาท่ากันทุกชั้นที่มีต่อ
ความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

บทที่ 7

สรุปผลการวิจัย

การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารกระทำได้โดยใช้ Capacity curve เปรียบเทียบกับ Demand curve ซึ่งทั้ง Capacity curve และ Demand curve ถูกแปลงให้อยู่ในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่าง Spectral acceleration กับ Spectral displacement วิธีการนี้เรียกว่า Capacity –Demand –Diagram Method

อาคารตัวอย่างที่ศึกษา 4 อาคาร ที่ก่อสร้างแล้วในเขตกรุงเทพมหานคร และไม่ได้ออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน จำนวน 2 อาคาร ได้แก่ อาคารพักอาศัย สูง 9ชั้น และ อาคารเรียน สูง 20 ชั้น และอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือนจำนวน 2 อาคาร ได้แก่ อาคารพักอาศัย สูง 9ชั้น และ อาคารสำนักงาน สูง 30 ชั้น เพื่อประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารที่อัตราส่วนความหนืดยาวเท่ากับ 1 2 3 และ 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ศึกษา 3 แบบ คือ 1) คลื่นแผ่นดินไหว El Centro 2) คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร และ 3) คลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 โดยทำการแปลงขนาดการสั่นไหวให้เหมาะสมกับขนาดการสั่นไหวของกรุงเทพมหานคร ที่ค่าการเกิดช้า 100 500 1,000 และ 5,000 ปี อีกทั้งได้เสนอวิธีการปรับปรุงอาคารและข้อแนะนำในการออกแบบอาคารให้มีความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างให้มีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

7.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน

7.1.1 การประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหวอาคาร

1. ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น กรณีค่าการเกิดช้าประมาณ 500 ปี แบร์พันตามอัตราส่วนความหนืดยาว (μ) ดังนี้

ก. พิจารณาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro ที่อัตราส่วนความหนืดยาวเท่ากับ 2 3 และ 4 อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิลาสติก ดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย และที่อัตราส่วนความหนืดยาวเท่ากับ 1 อาคารเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร์วัมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

ข. พิจารณาภายใต้แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ ที่มีค่าอัตราส่วนความหนืดยาวเท่ากับ 4 อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิลาสติกดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย ส่วนที่อัตราส่วนความหนืดยาว 2 และ 3 อาคารเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร์วัม

กับการครากของคานเป็นจำนวนมาก และที่อัตราส่วนความเห็นใจว่าเท่ากับ 1 อาคารเริ่มเกิดการวินบัติของกำแพงอิฐก่อบิเวณชั้นล่าง และการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

ค. พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 สำหรับอัตราส่วนความเห็นใจว่าเท่ากับ 1 โครงสร้างจะเกิดการวินบัติ ส่วนที่ค่าอัตราส่วนความเห็นใจว่าเท่ากับ 2 3 และ 4 อาคารเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

2. ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น เมื่อพิจารณารายละเอียดการเสริมเหล็กบิเวณจุดต่อเสา- คาน ทั้งในแบบสมบูรณ์และไม่สมบูรณ์ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบิเวณกรุงเทพมหานคร กรณีความการเกิดช้า 500 ปี ที่อัตราส่วนความเห็นใจว่าเท่ากับ 1 สรุปได้ดังนี้

ก. กรณีพิจารณาอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่า 0.003 ระยะทابนมีค่า 45db จะเริ่มเกิดการวินบัติของกำแพงอิฐก่อบิเวณชั้นล่าง และการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

ข. กรณีพิจารณาอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0 ระยะทابนมีค่า 45db อาคารจะเกิดการวินบัติที่จุดต่อ

ค. กรณีพิจารณาอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่า 0.003 ระยะทابนมีค่า 24db จะเริ่มเกิดการวินบัติของกำแพงอิฐก่อบิเวณชั้นล่าง และการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อและการครากของคานเป็นจำนวนมาก

ง. กรณีพิจารณาเหล็กด่างบิเวณจุดต่อเสา-คาน ไม่ต่อเนื่อง ระยะห่างมีค่าเท่ากับ 15 ซม. จะเริ่มเกิดการวินบัติของกำแพงอิฐก่อบิเวณชั้นล่าง และการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

3. การประเมินอาคารตัวอย่างสูง 20 ชั้น เมื่อพิจารณารายละเอียดการเสริมเหล็กบิเวณจุดต่อเสา- คาน ทั้งในแบบสมบูรณ์และไม่สมบูรณ์ สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 ที่อัตราส่วนความเห็นใจว่าเท่ากับ 1 กรณีความการเกิดช้าประมาณ 500 ปี โครงสร้างจะเกิดการวินบัติ ส่วนที่ค่าอัตราส่วนความเห็นใจว่าเท่ากับ 2 3 และ 4 อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิลาสติก ดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย ส่วนคลื่นแผ่นดินไหว El Centro และคลื่นที่มีโอกาสเกิดบิเวณกรุงเทพ ที่อัตราส่วนความเห็นใจ (μ 1 2 3 และ 4 และที่ความการเกิดช้าประมาณ 100 ปี 500 ปี 1,000 ปี และ 2,500 ปี โครงสร้างของอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย ทั้งนี้เนื่องจากอาคารสูง 20 ชั้น ที่ศึกษามีความอ่อนตัว(มีความการสั่นไหว 2.50 วินาที) ทำให้อัตราเร่งของโครงสร้างภายในตัว แผ่นดินไหวมีค่าน้อย จึงทำให้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารมีค่าน้อย นอกจากนี้อาคารในตัวอย่างนี้ได้ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำทางด้านข้างจากแรงลม ซึ่งแรงกระทำทางด้านข้างจากแรงลมมีค่าแรงเฉือนที่ฐานมากกว่าแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวถึงประมาณ 3 เท่าและการ

เคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ได้ริบราห์จากแรงลมมีค่ามากกว่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่จากการริบราห์จากแรงแผ่นดินไหวถึงประมาณ 3 เท่า ดังนั้นอาคารดังกล่าวสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับที่ปลอดภัย

4. คลื่นแผ่นดินไหวที่ศึกษา 3 แบบ ที่แปลงให้มีขนาดการสั่นไหวเท่ากัน คลื่นที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 ทำให้อาคารที่ศึกษาเสียหายมากที่สุด รองลงมาคือ คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร และคลื่น El Centro ทำให้อาคารเสียหายน้อยที่สุด ที่ระดับขนาดการสั่นไหวเท่ากัน โดยเฉพาะอาคารที่มีความการสั่นไหวพื้นฐาน 0.70-1.30 วินาที จะมีการตอบสนองภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดบริเวณกรุงเทพเป็นอย่างสูง นอกจากนี้ผลการตอบสนองจากรูปแบบการสั่นไหวในลำดับที่ 2 และ 3 อาจทำให้การตอบสนองของอาคารมีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งยังไม่ได้พิจารณาในงานวิจัยนี้

5. การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างที่มีความสูง 20 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานครที่ค่าการเกิดช้า 500 ปี ที่อัตราส่วนความหนาแน่นยกเท่ากับ 1 อาคารมีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่ดีและปลอดภัย สำหรับอาคารตัวอย่างที่มีความสูง 9 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานครที่ค่าการเกิดช้า 500 ปี ที่อัตราส่วนความหนาแน่นยกเท่ากับ 1 อาคารมีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่ดีและปลอดภัย ยกเว้นกรณีที่ไม่มีการเสริมเหล็กปลอกภายในจุดต่อเสา-คานอาคารจะเกิดการวินท์

7.1.2 การปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น

1. การปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น สามารถทำได้โดยวิธีการเพิ่มกำแพงรับแรงซึ่งเป็นองค์อาคารที่มีความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูง มีผลให้โครงสร้างมีความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างเพิ่มขึ้นอย่างมาก โดยแรงกระทำด้านข้างที่กระทำต่อโครงสร้างส่วนใหญ่จะถูกต้านทานโดยกำแพงรับแรงดังนั้นพฤติกรรมการวินต์ของโครงสร้างจึงขึ้นกับพฤติกรรมร่วมระหว่างโครงข้อแข็งและกำแพงรับแรง การเพิ่มขนาดหน้าตัดเสาโดยยังคงปริมาณและลักษณะการจัดเรียงเหล็กเสริมไว้ดังเดิม โดยหลังการเพิ่มขนาดหน้าตัดเสาให้มีขนาดเท่ากับเสาที่มีขนาดใหญ่สุดจะเป็นการเพิ่มความแข็งแรงและกำลังต้านทานไม่มากต่อไปกับเสา ซึ่งเป็นการเพิ่มความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างให้กับโครงสร้างโดยรวม และการจัดเรียงระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีค่าน้อยกว่าระยะ d/3 ขององค์อาคารตามการศึกษาของ ATC-40 จะช่วยเพิ่มความสามารถในการเสียรูปให้กับจุดหมุนพลาสติก ซึ่งทำให้โครงสร้างมีความสามารถในการเคลื่อนตัวด้านข้างเพิ่มขึ้น

2. การปรับปรุงความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น ด้วยวิธีการเพิ่มกำแพงรับแรง การเพิ่มขนาดหน้าตัดเสา และการจัดเรียงระยะห่างของเหล็กปลอกของ

องค์อาคารให้มีค่าน้อยกว่าระยะ d/3 ขององค์อาคาร มีผลให้กำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นถึงร้อยละ 26.10 ร้อยละ 4.40 และร้อยละ 8.40 ตามลำดับ ส่วนการเพิ่มขนาดหน้าตัดเสาโดยยังคงปริมาณและลักษณะการจัดเรียงเหล็กเสริมไว้ดังเดิม ร่วมกับการจัดเรียงระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีค่าน้อยกว่าระยะ d/3 ซึ่งเป็นการเพิ่มความแข็งแรงและกำลังต้านทานไม่มенต์ให้กับเสา และเพิ่มความสามารถในการเลี้ยงรูป มีผลให้กำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 14.50 และค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคารที่ตำแหน่งสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารมีค่าสูงสุด มีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ ร้อยละ 30.30

3. การปรับปรุงความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 20 ชั้น ด้วยวิธีการจัดเรียงระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคาร ให้มีค่าน้อยกว่าระยะ d/3 มีผลให้กำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 8.50 ส่วนค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคารที่ตำแหน่งสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารมีค่าสูงสุด มีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ ร้อยละ 45.40

7.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน

7.2.1 การประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหวอาคาร

1. ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น ของกรณีที่cabการเกิดช้าประมาณ 500 ปี นั้นแบร์ผันตามอัตราส่วนความหนาแน่น (μ) โดยเมื่อพิจารณาภายใต้ค่าเฉลี่ยแผ่นดินไหว El Centro ที่อัตราส่วนความหนาแน่นเท่ากับ 4 อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงอิเล็กติก ดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย และที่อัตราส่วนความหนาแน่น 2 และ 3 เริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อซึ่งที่ 2 ถึง 4 และเมื่อพิจารณาภายใต้แบบจำลองค่าเฉลี่ยแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ โดยที่ผลประเมินของอัตราส่วนความหนาแน่น 1 ถึง 4 ใกล้เคียงกันมาก โดยจำเพาะอิฐก่อจะเกิดการรั่วบดซึ่งที่ 2 ถึง 4 และจะเกิดการครากของจุดต่อภายในของพื้น-เสา ชั้นที่ 2 ถึง 5 รวมกับการครากของพื้นคาน ชั้นที่ 2 ถึง 7 ดังนั้นจะสังเกตได้ว่าค่าเฉลี่ยที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ จะทำให้อาคารที่ศึกษามีความเสียหายมากกว่าค่าเฉลี่ย El Centro ที่ระดับขนาดการสั่นไหวเท่ากัน

2. ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น เมื่อพิจารณาภายใต้ค่าเฉลี่ยแผ่นดินไหว El Centro สำหรับอัตราส่วนความหนาแน่นเท่ากับ 1 สรุปได้ดังนี้ สำหรับค่าเฉลี่ย El Centro กรณีศึกษาการเกิดช้าประมาณ 100 ปี โครงสร้างจะไม่เกิดความเสียหายเลย เนื่องจากโครงสร้างยังคงเกิดการเสียรูปอยู่ในช่วงอิเล็กติก เมื่อศึกษาการเกิดช้าประมาณ 500 ปี โครงสร้างจะเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อที่ชั้น 2 ถึง 7 พร้อมทั้งเกิดการครากของพื้น-คานที่ชั้น 2 ถึง 7 และรวมถึงเกิดการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 2 ถึง 5 จากนั้นจำเพาะอิฐก่อเกิดการรั่วบดที่ชั้น 2 ถึง 4 เมื่อศึกษาการเกิดช้าประมาณ 1,000 ปี กำแพงอิฐก่อชั้นที่ 5 ถึง 7 จะเกิดการรั่วบดร่วมกับการ

ครากของพื้น-กาน ชั้นที่ 8 ถึง 9 และเมื่อคานการเกิดช้ำประมาณ 2,500 ปี จะเกิดการวินบติของกำแพงอิฐก่อหงหงด ร่วมกับการการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 6 ถึง 8

3. ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น เมื่อพิจารณาภัยได้คลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ สำหรับอัตราส่วนความเหนี่ยวเท่ากับ 1 สรุปได้ดังนี้ กรณีคานการเกิดช้ำประมาณ 100 ปี กำแพงอิฐก่อหงหงชั้น 2 ถึง 7 จะแตกร้าวร่วมกับการครากของพื้นคาน ชั้น 2 ถึง 6 เมื่อคานการเกิดช้ำประมาณ 500 ปี การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อเกิดเพิ่มขึ้นร่วมกับการครากของพื้นคาน ชั้น 2 ถึง 7 เมื่อคานการเกิดช้ำประมาณ 1,000 ปี กำแพงอิฐก่อหงหงชั้นที่ 2 ถึง 4 จะวินบติร่วมกับการการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 6 ถึง 8 และเมื่อคานการเกิดช้ำประมาณ 2,500 ปี จะเกิดการวินบติของกำแพงอิฐก่อหงหงชั้น 5 ถึง 7 ร่วมกับการการครากของพื้นคาน ชั้นที่ 8 ถึง 9 และเกิดการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 6 ถึง 8 ด้วย

4. คลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพจะทำให้อาหารที่ศึกษามีความเสียหายมากกว่าคลื่น El Centro ที่ระดับขนาดการสั่นไหวเท่ากัน โดยเฉพาะอาคารที่มีคานการสั่นไหวพื้นฐาน 0.70-1.30 วินาที จะมีการตอบสนองภัยได้คลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดบริเวณกรุงเทพเป็นอย่างสูง นอกจากนี้ผลการตอบสนองจากรูปแบบการสั่นไหวในลำดับที่ 2 และ 3 อาจทำให้การตอบสนองของอาคารมีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งยังไม่ได้พิจารณาในงานวิจัยนี้

5. การประเมินอาคารตัวอย่างสูง 30 ชั้นสำหรับคลื่นแผ่นดินไหว El Centro และคลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ ที่คานการเกิดช้ำประมาณ 100 ปี 500ปี 1,000 ปี และ 2,500 ปี โครงสร้างของอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย ทั้งนี้เนื่องจากอาคารสูง 30 ชั้น ที่ศึกษามีความอ่อนตัว(มีคานการสั่นไหว 3 วินาที) ทำให้อัตราเร่งของโครงสร้างภัยได้แรงแผ่นดินไหวมีค่าน้อย จึงทำให้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารมีค่าน้อย นอกจากนี้อาคารในตัวอย่างนี้ได้ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำทางด้านข้างจากแรงลม ซึ่งแรงกระทำทางด้านข้างจากแรงลมมีค่าแรงเฉือนที่ฐานมากกว่าแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวถึงประมาณ 2 เท่าและการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ได้วิเคราะห์จากแรงลมมีค่ามากกว่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่จากการวิเคราะห์จากแรงแผ่นดินไหวถึงประมาณ 2 เท่า ดังนั้นอาคารดังกล่าวสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับที่ปลอดภัย

7.2.2 การปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น

1. การปรับปรุงอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น โดยการเพิ่มความแข็งแรงบริเวณหัวเสา เพิ่มผนังแรงเฉือน ช่วยเพิ่มกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดของโครงสร้างขึ้นร้อยละ 18 และ 60 ตามลำดับ และเพิ่มเหล็กเสริมหลักในเสาให้เท่ากันทุกชั้นจะเพิ่มความสามารถในการเสียรูปขึ้นร้อยละ 27

2. การปรับปรุงอาคารตัวอย่างสูง 30 ชั้น โดยการเพิ่มความแข็งแรงบริเวณหัวเสา เพิ่มผนังแรงเฉือน และคานขอบอนกอกของอาคาร ช่วยเพิ่มกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุด ของโครงสร้างขึ้นร้อยละ 104, 442 และ 13 ตามลำดับ

เอกสารอ้างอิง

นรเทพ ชูพูล (2547), “การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก”, วิทยานิพนธ์มหบัญชิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

ลักษุณิ อินทบุตร (2546), “การประเมินการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ชนิดแผ่นพื้นไร้คาน”, วิทยานิพนธ์มหบัญชิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

เป็นหนึ่ง วนิชชัย และสืบพงศ์ เกียรติวิชาลักษ์ (2544), “การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต”, เอกสารประกอบการสัมมนาเรื่อง การออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว ครั้งที่ 4, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, กรุงเทพฯ, หน้า 265-286 พิพัฒน์ อิ่มอาบ (2545), “การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก”, วิทยานิพนธ์มหบัญชิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

ATC (1996), “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.

Chopra A. and Goel R. (1999), “Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems”, Pacific Earthquake Engineering Research Center, UC Berkley, California.

FEMA (1997), “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273)”, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., October.

Freeman S. A., Nicoletti J. P. and Tyrell J. V. (1975), “Evaluation of Existing Buildings for Seismic Risk—A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington”, Proceedings of the 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, 1975, pp. 113-122.

Kiattivisanchai S. (2001), “Evaluation of Seismic Performance of an Existing Medium-Rise Reinforced Concrete Frame Building in Bangkok”, M.Eng. thesis, Thesis No. ST-01-11, Asian Institute of Technology.

SAP2000 (2000), “Integrated Finite Element Analysis and Design of Structure : Analysis Reference”, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.

Warnitchai P., Sangarayakul C. and Ashford S.A. (2000), “Seismic Hazard in Bangkok Due to Long-distance Earthquake.”, Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 2145.