



## รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย(ระยะที่1)

งานวิจัยย่อยที่4 การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร  
ในกรุงเทพมหานครและศึกษาหาวิธีปรับปรุงอาคารที่อ่อนแอ  
ให้มีความต้านทานแผ่นดินไหว ในระดับที่เหมาะสม

ส่วนที่ 1 เรื่องการวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว  
ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Pushover analysis

ส่วนที่ 2 เรื่องการประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต  
เสริมเหล็ก และการปรับปรุงอาคารให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

โดย รศ.ดร. เป็นหนึ่ง วานิชชัย และคณะ

กุมภาพันธ์ 2548

## รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

### โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย(ระยะที่1)

งานวิจัยย่อยที่4 การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร  
ในกรุงเทพมหานครและศึกษาหาวิธีปรับปรุงอาคารที่อ่อนแอ  
ให้มีความต้านทานแผ่นดินไหว ในระดับที่เหมาะสม

ส่วนที่ 1 เรื่องการวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว  
ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Pushover analysis

ส่วนที่ 2 เรื่องการประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต  
เสริมเหล็ก และการปรับปรุงอาคารให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

#### คณะผู้วิจัย

1. รศ.ดร. เป็นหนึ่ง วานิชชัย
2. รศ.ดร. วิโรจน์ บุญญภิญโญ
3. รศ.ดร. อมร พิมาณมาศ
4. ผศ.ดร. อาณัติ เรืองรัมย์
5. รศ.ดร. นพดล เพียรเวช
6. ผศ. อเนก ศิริพานิชกร

#### สังกัด

- สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย  
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์  
สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย  
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย(สกว.)

(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกว.ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

## บทคัดย่อ

**4รหัสโครงการ :** RDG 4530024

**ชื่อโครงการ :** โครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่1)

โครงการย่อยที่ 4 การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในกรุงเทพมหานคร และศึกษาหาวิธีปรับปรุงอาคารที่อ่อนแอให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

**ชื่อนักวิจัย :** เป็นหนึ่ง วาณิชชัย<sup>1</sup>, วิโรจน์ บุญญภิญโญ<sup>2</sup>, อมร พิมานมาศ<sup>3</sup>, อาณัติ เรืองรัมย์<sup>4</sup>, นพดล เพียรเวช<sup>1</sup>, อนเนก ศิริพานิชกร<sup>5</sup>

สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย<sup>1</sup>, มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์<sup>2</sup>, สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร<sup>3</sup>, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย<sup>4</sup>, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี<sup>5</sup>

**email address :** pennung@ait.ac.th

**ระยะเวลาโครงการ :** กันยายน 2545 – สิงหาคม 2547

งานวิจัยในโครงการย่อยที่ 4 มีวัตถุประสงค์ที่จะศึกษาหากำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพมหานคร ซึ่งโดยส่วนใหญ่แล้วไม่ได้พิจารณาผลของแรงแผ่นดินไหวในการออกแบบ และศึกษาหาวิธีการปรับปรุงอาคารที่อ่อนแอเหล่านี้ให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม งานวิจัยแบ่งเป็นสองส่วนหลักได้แก่ การศึกษาพฤติกรรมขององค์อาคารที่คาดว่าจะเกิดวิกฤติในระหว่างเกิดแผ่นดินไหว และ การศึกษาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาคารทั้งหลาย งานวิจัยในส่วนแรกนั้น ประกอบด้วยการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก 7 ชิ้น ทดสอบ จุดต่อคาน-เสา 6 ชิ้น ทดสอบ และ จุดต่อพื้น-ไรคาน-เสา 1 ชิ้น ทดสอบ ชิ้นทดสอบที่ใช้เป็นชิ้นทดสอบขนาดย่อส่วนจากขนาดจริง โดยมีคุณลักษณะทางโครงสร้าง รายละเอียดการเสริมเหล็ก และ วิธีการก่อสร้างเช่นเดียวกับอาคารจริงที่ได้สำรวจมา ชิ้นทดสอบถูกทดสอบภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร ผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่าชิ้นทดสอบเหล่านี้ส่วนใหญ่จะเกิดการวิบัติในลักษณะเปราะ ตัวอย่างเช่น ชิ้นทดสอบเสาเกิดการวิบัติแบบเฉือนเนื่องจากมีปริมาณเหล็กปลอกไม่เพียงพอ หรือ เกิดการวิบัติเนื่องจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยว ณ ตำแหน่งการทาบท่อเหล็กยึ้นที่ฐานเสา งานวิจัยได้แสดงให้เห็นว่าการวิบัติที่ไม่พึงปรารถนาเหล่านี้สามารถป้องกันได้โดยการใส่เหล็กปลอกให้พอเพียง และ หลีกเลี่ยงการทาบท่อเหล็กยึ้นที่บริเวณฐานเสา ในกรณีของจุดต่อคาน-เสานั้น การวิบัติที่เกิดขึ้นในชิ้นทดสอบส่วนมากเป็นการวิบัติแบบเฉือนที่จุดต่อ ยกเว้นในกรณีของจุดต่อที่มีเสาขนาดใหญ่ การวิบัติแบบเฉือนของจุดต่อนั้นอาจทำให้เกิดการสูญเสียกำลังต้านทานแรงด้านข้างของอาคารได้อย่างรวดเร็ว สำหรับชิ้นทดสอบรอยต่อพื้น-เสา การวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นแบบการเฉือนเจาะทะลุ เมื่อชิ้นทดสอบมีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ระดับ 2% ของความสูงระหว่างชั้น การวิบัติที่เกิดขึ้นนี้เป็นการวิบัติแบบเฉียบพลันทำให้เกิดการสูญเสียกำลังต้านทานแรงด้านข้างอย่างรวดเร็ว นอกจากการทดลองเพื่อศึกษาพฤติกรรมแล้ว งานวิจัยนี้ยังประกอบด้วยการทำนายพฤติกรรมของชิ้นทดสอบด้วยวิธีไฟไนต์อีลีเมนต์ที่ใช้พฤติกรรมวัสดุแบบไร้เชิงเส้น ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์อีลีเมนต์มีความใกล้เคียงกับการทดสอบ เป็นการยืนยันความถูกต้องของวิธีไฟไนต์อีลีเมนต์

งานวิจัยในส่วนที่สองนั้น เป็นการศึกษาหาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาคารทั้งหลาย โดยวิธีการวิเคราะห์แบบเพิ่มแรงสถิตด้านข้างแบบไร้เชิงเส้นตามข้อแนะนำของ 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 แบบจำลองไฟไนต์อีลีเมนต์แบบไร้เชิงเส้นได้ถูกสร้างขึ้นให้มีลักษณะใกล้เคียงสภาพความเป็นจริงมากที่สุดโดยพิจารณาจากแบบทางสถาปัตยกรรม และระบบโครงสร้างของอาคารจริง การจำลองดังกล่าวได้พิจารณาถึงคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่แท้จริง การลดลงของค่าความแข็งแรงของหน้าตัดเนื่องจากการแตกร้าว ผลของ P-delta นำหนักบรรทุกเริ่มต้นในแนวดิ่ง ผนังก่ออิฐ ความยืดหยุ่นของฐานราก

## บทคัดย่อ

ประเภทเสาเข็ม และความสามารถในการเสีรูปของจุดหมุนพลาสติกในชั้นส่วนที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมต่างๆกัน แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ที่สมจริงนี้ได้นำมาใช้วิเคราะห์ด้วยวิธีเพิ่มแรงสถิตด้านข้างแบบไร้เชิงเส้น และแสดงผลในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสีรูป แล้วจึงทำการประเมินหาพฤติกรรมและความเสียหายของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยเปรียบเทียบจากความความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสีรูป กับระดับความต้านทานที่ควรมีในโครงสร้างเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดในกรุงเทพมหานครที่เกิดซ้ำ ตั้งแต่ 50 ปี จนถึง 2,500 ปี ผลการศึกษาชี้ว่าอาคารประเภทคาน-เสา มีกำลังต้านทานแรงด้านข้างประมาณ 12% ถึง 24% ของน้ำหนักทั้งหมด ส่วนอาคารประเภทพื้น-เสา มีกำลังต้านทานแรงด้านข้างต่ำกว่าคือมีค่าเพียง 6% ถึง 9% ของน้ำหนักทั้งหมด สำหรับอาคารที่มีความสูง 20-30 ชั้น รวมทั้งอาคารสูง 9 ชั้นระบบพื้น-เสาที่เพิ่มผนังแรงเฉือน กำลังต้านทานแรงด้านข้างจะมาจากผนังแรงเฉือนเป็นส่วนใหญ่ ผลการวิจัยชี้ว่าความสามารถในการเสีรูปในช่วงเกินพิกัดยืดหยุ่นของอาคารขึ้นอยู่กับรายละเอียดการเสริมเหล็กเป็นสำคัญ สำหรับอาคารสูงปานกลางที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กด้านทานแรงแผ่นดินไหวที่ดี (ซึ่งอาจไม่เหมือนกับอาคารจริงในกรุงเทพฯ) โครงสร้างจะมีกำลังต้านทานและความเหนียวในระดับปานกลาง และจะมีความปลอดภัยจากแรงแผ่นดินไหวในระดับสูงสุดที่คาดว่าจะเกิด อย่างไรก็ตามรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ไม่ดีพอโดยเฉพาะในจุดต่อคาน-เสา จะทำให้ความสามารถในการเสีรูปลดลงอย่างมากจนถึงระดับที่ไม่สามารถยอมรับได้ ดังนั้นผลการศึกษาจึงยืนยันความจำเป็นที่ต้องมีรายละเอียดการเสริมเหล็กในจุดสำคัญๆ ในโครงสร้างอย่างถูกต้องเพื่อให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ดี นอกจากนี้การประเมินอาคารยังได้แสดงให้เห็นว่าอาคารสูงมีความสามารถในการเสีรูปในช่วงยืดหยุ่นสูงมากกว่าระดับชั้นต่ำที่ควรมี ซึ่งแสดงว่าอาคารจะปลอดภัยจากแผ่นดินไหวในระดับสูงสุดที่คาดว่าจะเกิด อย่างไรก็ตามผลการตอบสนองจากรูปแบบการสั่นไหวในลำดับที่สูงกว่าลำดับที่ 1 ซึ่งอาจมีความสำคัญในกรณีของอาคารสูงยังไม่ได้นำมาพิจารณาในงานวิจัยนี้ ดังนั้นจึงควรนำไปพิจารณาในงานวิจัยขั้นต่อไปเพื่อให้ได้ข้อสรุปที่ถูกต้อง สำหรับการปรับปรุงความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร วิธีการหลายรูปแบบได้นำมาพิจารณา ผลการศึกษาชี้ว่า การปรับปรุงรายละเอียดเหล็กเสริม ของชั้นส่วนสำคัญในโครงสร้างให้มีความเหนียว และ การเพิ่มผนังแรงเฉือน เป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพสูง

**คำหลัก :** การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร, ชั้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก, กำลังต้านทานแผ่นดินไหว, การวิเคราะห์แบบเพิ่มแรงด้านข้าง, โครงสร้างเสา-คาน, โครงสร้างพื้น-คาน, 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.<sup>1</sup>, Boonyapinyo V.<sup>2</sup>, Pimanmas A.<sup>3</sup>, Ruangrassamee A.<sup>4</sup>, Phien-wej N.<sup>1</sup>, Siripanichgorn A.<sup>5</sup>

*Asian Institute of Technology<sup>1</sup>, Thammasat University<sup>2</sup>, Sirindhorn International Institute of Technology<sup>3</sup>, Chulalongkorn University<sup>4</sup>, King Mongkut's University of Technology Thonburi<sup>5</sup>*

**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

### โครงการย่อยที่ 4

การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในกรุงเทพมหานคร  
และศึกษาหาวิธีปรับปรุงอาคารที่อ่อนแอให้มีความต้านทานแผ่นดินไหว  
ในระดับที่เหมาะสม

ส่วนที่ 1 เรื่องการวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว  
ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Pushover analysis

ส่วนที่ 2 เรื่องการประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต  
เสริมเหล็ก และการปรับปรุงอาคารให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

#### 1. บทนำ

ประเทศไทยในช่วงเวลาหลายสิบปีที่ผ่านมาแม้ว่าจะไม่เคยเกิดแผ่นดินไหวในระดับที่ก่อให้เกิดความเสียหายที่รุนแรงก็ตาม แต่ก็ยังคงมีรายงานถึงผลกระทบของแผ่นดินไหวในบางพื้นที่ของประเทศอยู่บ่อยครั้ง โดยเฉพาะบริเวณภาคเหนือและตะวันตกเฉียงเหนือ นอกจากนี้กรุงเทพฯ และปริมณฑลอาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวระยะไกลที่อาจเกิดจากรอยเลื่อนขนาดใหญ่ได้ เช่น ในทะเลอันดามัน หรือในพม่า หรือบริเวณใกล้เคียง ทั้งนี้เนื่องจากชั้นดินที่รองรับกรุงเทพฯ และปริมณฑลเป็นชั้นดินอ่อนซึ่งมีลักษณะพิเศษที่สามารถขยายระดับการสั่นไหวของพื้นดินได้ ก่อนที่กฎกระทรวงฉบับที่ 49 เรื่องการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวจะมีผลบังคับใช้ในอดีตการออกแบบอาคารของวิศวกรมิได้คำนึงถึงผลของแผ่นดินไหว ดังนั้นจึงมีอาคารที่มีความเสี่ยงต่อการเสียหายหรือการพังทลายหากเกิดแผ่นดินไหวขนาดกลางประมาณ 5.5 หน่วยริกเตอร์ ขึ้นไปใกล้ที่ตั้งอาคาร โดยเฉพาะกับอาคารที่ออกแบบและก่อสร้างโดยไม่ได้มาตรฐานที่ดีพอ ดังนั้นการวิเคราะห์ การประเมิน และการปรับปรุง ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างแล้วจึงเป็นสิ่งสำคัญที่ควรศึกษาวิจัย

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

ประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร ที่ระดับความรุนแรงต่างๆ, (3) ปรับปรุงอาคารที่อ่อนแอให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม

## 2.การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร

### 2.1การวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยวิธี Pushover Analysis

การวิเคราะห์หา Seismic Capacity สามารถทำได้ด้วยการนำแรงสถิตในแนวด้านข้าง (Static Lateral Force) มากระทำต่อแบบจำลองอาคาร โดยกำหนดให้รูปแบบการกระจายตัวของแรงคล้ายคลึงกับรูปแบบการกระจายตัวของแรงเฉื่อยของมวลอาคารเมื่อเกิดการโยกไหวในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว ระดับของแรงสถิตจะค่อยๆถูกปรับเพิ่มขึ้นเป็นขั้นๆจากน้อยไปมาก โดยในแต่ละขั้น จะทำการวิเคราะห์หาการเปลี่ยนรูปด้านข้าง (Lateral Deformation) และความเสียหาย (Damage) ภายในอาคาร การวิเคราะห์ในลักษณะนี้จะดำเนินไปเรื่อยๆจนกว่าแรงสถิตนี้จะสามารถผลักให้อาคารเกิดการวิบัติ (Collapse) การวิเคราะห์ดังกล่าวนี้เรียกว่า Pushover Analysis ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปของเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Base Shear) กับการเคลื่อนตำแหน่งด้านข้างที่ยอดอาคาร (Roof Lateral Displacement) เส้นกราฟนี้ถือเป็น Capacity Curve ของอาคาร เพราะแสดงให้เห็นถึง “กำลังต้านทานแรงด้านข้าง” (Lateral Strength) และ “ความเหนียว” (Ductility) ของอาคาร ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญที่กำหนดความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร

### 2.2การประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยวิธี 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

### 2.3แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหว

การประเมินความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างเนื่องจากแผ่นดินไหวของโครงสร้างที่ระดับความรุนแรงของการสั่นไหวต่าง ๆ ใช้ 1) ข้อมูลการสั่นไหวของ El Centro earthquake, California, 1940 2) แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่พิดินที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร 7 คลื่น (Kiattivisanchai, 2001) และ 3) ข้อมูลการสั่นไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึก ไบฮก1 สำหรับเหตุ



การณ์แผ่นดินไหวเมื่อ 22 กันยายน 2546 ซึ่งข้อมูลการสั่นไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก1 เมื่อนำไปแปลงฟูเรียร์ พบว่าข้อมูลดังกล่าวถูกขยายโดยคาบการสั่นไหวโหมดที่ 1 และ โหมดที่ 2 ของอาคาร

การแปลงขนาดของการสั่นไหวให้มีค่าความเร่งสูงสุดเหมาะสมกับขนาดการสั่นไหวของกรุงเทพ พบว่าค่าความเร่งสูงสุดของพื้นดิน(ชั้นดินแข็ง) ของบริเวณกรุงเทพที่มีค่าความน่าจะเป็นของการเกิดมีค่าเกินกว่าที่ระบุ 50% 10% 5% และ 2% ในช่วงอายุออกแบบของอาคารที่ 50 ปี หรือเทียบเท่าคาบการเกิดซ้ำประมาณ 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-ผนังแรงเฉือน
3. อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กและอัดแรง 9 ชั้น สูง 23.4 เมตร ระบบพื้น-เสา
4. อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 20 ชั้น สูง 95 เมตร ระบบคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน
5. อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 20 ชั้น สูง 99.6 เมตร(อาคารที่2) ระบบคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน
6. อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กและอัดแรง 30 ชั้น สูง 95.25 เมตร ระบบพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน

#### 3.1การวิเคราะห์หาความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Pushover analysis

1. พฤติกรรมการวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน และ พื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน ภายใต้แรงแผ่นดินไหวสามารถเห็นได้โดยง่าย โดยใช้วิธีวิเคราะห์ Pushover สำหรับอาคารตัวอย่างประเภทคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือนสูง 9 ชั้น และ 20 ชั้นที่ศึกษามีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณร้อยละ 14.53 และร้อยละ 14.57 ส่วนการโก่งตัวด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 2.30 และร้อยละ 1.80 ของความสูงของอาคาร และการโก่งตัวด้านข้างของแต่ละชั้นมีค่าสูงสุดร้อยละ 4.40 และร้อยละ 2.20 ของความสูง

ของชั้นตามลำดับ ส่วนอาคารตัวอย่างประเภทคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือนสูง 9 ชั้นและ 30 ชั้น ที่ศึกษามีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณร้อยละ 8 และร้อยละ 9.50 ส่วนการโก่งตัวด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 2.50 และ ร้อยละ 3.50 ของความสูงของอาคารตามลำดับ และการโก่งตัวด้านข้างของแต่ละชั้นสำหรับอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้นมีค่าสูงสุดร้อยละ 3.80 ของความสูงของชั้น

2. กำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่ช่วยเพิ่มความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างในช่วงแรกโดยจะเพิ่มค่าความแข็งแรงให้กับโครงสร้างในช่วงก่อนการวิบัติของกำแพงอิฐก่อแต่มีได้ช่วยเพิ่มกำลังสูงสุดให้กับอาคาร ทั้งนี้เนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่ไม่แข็งแรงมากนักจึงเกิดการวิบัติก่อนองค์อาคารหลักของอาคาร

3. การวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับอาคารตัวอย่างประเภทคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน สูง 9 ชั้นที่พิจารณาผลของ Rigid zone ร่วมด้วยนั้นทำให้โครงสร้างมีกำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเพิ่มขึ้น ร้อยละ 19.80 ของกรณีไม่พิจารณาผลดังกล่าว

4. ฐานรากอาคารประเภทเสาเข็มถูกจำลองเป็นแบบยึดแน่น และแบบยึดหยุ่นจะให้ผลตอบแทนของโครงสร้างทั้งความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างและรูปแบบการวิบัติของโครงสร้างที่มีค่าใกล้เคียงกันอย่างมาก เนื่องจากฐานรากอาคารมีความเป็นเสถียรภาพ

5. สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน จุดต่อเสา-คานถูกจำลองด้วยแบบจำลองประกอบด้วยชิ้นส่วน 4 ชิ้นส่วน บริเวณส่วนตัดกันขององค์อาคารมีลักษณะเป็นกล่องสี่เหลี่ยม จุดต่อเป็นแบบ Pin Connection ชิ้นส่วนกลางเป็นแนวทะแยงมุมเพื่อคงความเสถียรภาพของจุดต่อไว้ ขนาดพิจารณาตามความลึกของคานและความกว้างของเสา การวิเคราะห์โครงสร้างที่พิจารณาผลของส่วนตัดกันขององค์อาคารทั้ง Rigid zone และ Rigid Beam-column joint ร่วมด้วยนั้น ผลตอบแทนของโครงสร้างทั้งความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างและรูปแบบการวิบัติของโครงสร้างมีค่าใกล้เคียงกันมาก

6. ผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่พิจารณาผลของส่วนตัดกันขององค์อาคารหรือ Rigid Beam-column joint ร่วมกับรายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน

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

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

ร้อยละ 18.60 และร้อยละ 0 ตามลำดับ ส่วนกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างทั้ง 2 อาคารมีค่าไม่เปลี่ยนแปลง

ค. กรณีพิจารณาระยะฝั่งของเหล็กกล่องบริเวณจุดต่อเสา-คานามีค่า 15 ซม.เปรียบเทียบกับกรณีเหล็กกล่องบริเวณจุดต่อเสา-คานามีความต่อเนื่อง สำหรับอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น และ 20 ชั้น โครงสร้างมีการเคลื่อนตัวของยอดอาคารเพิ่มขึ้นร้อยละ 10.40 และร้อยละ 21.50 ส่วนกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างลดลงร้อยละ 15.40 และร้อยละ 8.90 ตามลำดับ

7. การให้รายละเอียดบริเวณจุดต่อเสา-คานาไม่ดีพอ เช่น ไม่เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อระยะทาบในเสาบริเวณจุดต่อมีค่า 24db และระยะฝั่งของเหล็กกล่องบริเวณจุดต่อมีค่า 15 ซม. ทำให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารลดลง โดยเฉพาะกรณีไม่เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คานา เป็นกรณีที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารมากที่สุด เนื่องจากอาคารจะเกิดการวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อ ทำให้ความสามารถในการเสีรูปของอาคารลดลงอย่างเห็นได้ชัด ส่วนกรณีพิจารณาระยะทาบในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานามีค่าลดลงจาก 45db เป็น 24db ทำให้ความสามารถในการเสีรูปของอาคารลดลงเล็กน้อย และกรณีพิจารณาระยะฝั่งของเหล็กกล่องบริเวณจุดต่อเสา-คานามีค่า 15 ซม.ทำให้กำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของอาคารลดลงเล็กน้อย

### 3.2 การประเมินระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหวอาคาร

#### 3.2.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน

1. ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น กรณีคาบการเกิดซ้ำประมาณ 500 ปี แปรผันตามอัตราส่วนความเหนียว ( $\mu$ ) ดังนี้

ก. พิจารณาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro ที่อัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 2 3 และ 4 อาคารยังคงเสีรูปอยู่ในช่วงอีลาสติก ดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย และที่อัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 1 อาคารเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

ข. พิจารณาภายใต้แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ ที่มีค่าอัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 4 อาคารยังคงเสีรูปอยู่ในช่วงอีลาสติกดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย ส่วนที่อัตราส่วนความเหนียว 2 และ 3 อาคารเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก และที่อัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 1 อาคารเริ่มเกิดการวิบัติของกำแพงอิฐก่อบริเวณชั้นล่าง และการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

ก. พิจารณาคลิ้นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก1 สำหรับอัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 1 โครงสร้างจะเกิดการวิบัติ ส่วนที่ค่าอัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 2 3 และ 4 อาคารเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

2. ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น เมื่อพิจารณารายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน ภายใต้คลิ้นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร กรณีคาบการเกิดซ้ำ 500 ปี ที่อัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 1 สรุปได้ดังนี้

ก. กรณีพิจารณาอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่า 0.003 ระยะทาบมีค่า 45db จะเริ่มเกิดการวิบัติของกำแพงอิฐก่อบริเวณชั้นล่าง และการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

ข. กรณีพิจารณาอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0 ระยะทาบมีค่า 45db อาคารจะเกิดการวิบัติที่จุดต่อ

ค. กรณีพิจารณาอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่า 0.003 ระยะทาบมีค่า 24db จะเริ่มเกิดการวิบัติของกำแพงอิฐก่อบริเวณชั้นล่าง และการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อและการครากของคานเป็นจำนวนมาก

ง. กรณีพิจารณาเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานไม่ต่อเนื่อง ระยะฝังมีค่าเท่ากับ 15 ซม. จะเริ่มเกิดการวิบัติของกำแพงอิฐก่อบริเวณชั้นล่าง และการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อร่วมกับการครากของคานเป็นจำนวนมาก

3. การประเมินอาคารตัวอย่างสูง 20 ชั้น เมื่อพิจารณารายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน สำหรับคลิ้นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก1 ที่อัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 1 กรณีคาบการเกิดซ้ำประมาณ 500 ปี โครงสร้างจะเกิดการวิบัติ ส่วนที่ค่าอัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 2 3 และ 4 อาคารยังคงเสียรูปอยู่ในช่วงเอลลาสติก ดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย ส่วนคลิ้นแผ่นดินไหว EI Centro และคลิ้นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ ที่อัตราส่วนความเหนียว ( $\mu$ ) 1 2 3 และ 4 และที่คาบการเกิดซ้ำประมาณ 100 ปี 500 ปี 1,000 ปี และ 2,500 ปี โครงสร้างของอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย ทั้งนี้เนื่องจากอาคารสูง 20 ชั้น ที่ศึกษามีความอ่อนตัว(มีคาบการสั่นไหว 2.50 วินาที) ทำให้อัตราเร่งของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวมีค่าน้อย จึงทำให้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารมีค่าน้อย นอกจากนี้อาคารในตัวอย่างนี้ได้ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำทางด้านข้างจากแรงลม ซึ่งแรงกระทำทางด้านข้างจากแรงลมมีค่าแรงเฉือนที่ฐานมากกว่าแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวถึงประมาณ 3 เท่า และการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ได้วิเคราะห์จากแรงลมมีค่ามากกว่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ได้จากการวิเคราะห์จากแรงแผ่นดินไหวถึงประมาณ 3 เท่า ดังนั้นอาคารดังกล่าวสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับที่ปลอดภัย

4. คลิ้นแผ่นดินไหวที่ศึกษา 3 แบบ ที่แปลงให้มีขนาดการสั่นไหวเท่ากัน คลิ้นที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 ทำให้อาคารที่ศึกษาเสียหายมากที่สุด รองลงมาคือ คลิ้นแผ่นดินไหวที่มี

โอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานคร และคลื่น El Centro ทำให้อาคารเสียหายน้อยที่สุดที่ระดับขนาดการสั่นไหวเท่ากัน โดยเฉพาะอาคารที่มีคาบการสั่นไหวพื้นฐาน 0.70-1.30 วินาที จะมีการตอบสนองภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดบริเวณกรุงเทพเป็นอย่างสูง นอกจากนี้ผลการตอบสนองจากรูปแบบการสั่นไหวในลำดับที่ 2 และ 3 อาจทำให้การตอบสนองของอาคารมีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งยังไม่ได้พิจารณาในงานวิจัยนี้

5. การประเมินความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างที่มีความสูง 20 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานครที่คาบการเกิดซ้ำ 500 ปี ที่อัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 1 อาคารมีความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่ดีและปลอดภัย สำหรับอาคารตัวอย่างที่มีความสูง 9 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพมหานครที่คาบการเกิดซ้ำ 500 ปี ที่อัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 1 อาคารมีความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่ใช้ได้ ยกเว้นกรณีที่ไม่มีการเสริมเหล็กปลอกภายในจุดต่อเสา-คานอาคารจะเกิดการวิบัติ

### 3.2.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน

1. ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น ของกรณีที่คาบการเกิดซ้ำประมาณ 500 ปี นั้นแปรผันตามอัตราส่วนความเหนียว ( $\mu$ ) โดยเมื่อพิจารณาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro ที่อัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 4 อาคารยังคงเสถียรอยู่ในช่วงอีลาสติก ดังนั้นอาคารจะไม่เกิดความเสียหายเลย และที่อัตราส่วนความเหนียว 2 และ 3 เริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 และเมื่อพิจารณาภายใต้แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ โดยที่ผลประเมินของอัตราส่วนความเหนียว 1 ถึง 4 ใกล้เคียงกันมาก โดยกำแพงอิฐก่อจะเกิดการวิบัติชั้นที่ 2 ถึง 4 และจะเกิดการครากของจุดต่อภายในของพื้น-เสา ชั้นที่ 2 ถึง 5 รวมกับการครากของพื้นคาน ชั้นที่ 2 ถึง 7 ดังนั้นจะสังเกตได้ว่าคลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพจะทำให้อาคารที่ศึกษามีความเสียหายมากกว่าคลื่น El Centro ที่ระดับขนาดการสั่นไหวเท่ากัน

2. ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น เมื่อพิจารณาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro สำหรับอัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 1 สรุปได้ดังนี้ สำหรับคลื่น El Centro กรณีคาบการเกิดซ้ำประมาณ 100 ปี โครงสร้างจะไม่เกิดความเสียหายเลย เนื่องจากโครงสร้างยังคงเกิดการเสถียรอยู่ในช่วงอีลาสติก เมื่อคาบการเกิดซ้ำ ประมาณ 500 ปี โครงสร้างจะเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อที่ชั้น 2 ถึง 7 พร้อมทั้งเกิดการครากของพื้น-คานที่ชั้น 2 ถึง 7 และรวมถึงเกิดการครากของจุดต่อพื้นเสภายในที่ชั้น 2 ถึง 5 จากนั้นกำแพงอิฐก่อเกิดการวิบัติที่ชั้น 2 ถึง 4 เมื่อคาบการเกิดซ้ำ ประมาณ 1,000 ปีกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 5 ถึง 7 จะเกิดการวิบัติร่วมกับการ

ครากของพื้น-คาน ชั้นที่ 8 ถึง 9 และเมื่อคาบการเกิดซ้ำประมาณ 2,500 ปี จะเกิดการวิบัติของกำแพงอิฐก่อทั้งหมด ร่วมกับการการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 6 ถึง 8

3. ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น เมื่อพิจารณาภายใต้คลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ สำหรับอัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 1 สรุปได้ดังนี้ กรณีคาบการเกิดซ้ำประมาณ 100 ปี กำแพงอิฐก่อชั้น 2 ถึง 7 จะแตกร้าวร่วมกับการครากของพื้นคาน ชั้น 2 ถึง 6 เมื่อคาบการเกิดซ้ำประมาณ 500 ปี การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อเกิดเพิ่มขึ้นร่วมกับการครากของพื้นคาน ชั้น 2 ถึง 7 เมื่อคาบการเกิดซ้ำประมาณ 1,000 ปี กำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2 ถึง 4 จะวิบัติร่วมกับการการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 6 ถึง 8 และเมื่อคาบการเกิดซ้ำประมาณ 2,500 ปี จะเกิดการวิบัติของกำแพงอิฐก่อชั้น 5 ถึง 7 ร่วมกับการการครากของพื้นคาน ชั้นที่ 8 ถึง 9 และเกิดการครากของจุดต่อพื้นเสาภายในที่ชั้น 6 ถึง 8 ด้วย

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

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

### 3.3 การปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น

#### 3.3.1 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน

1. การปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น สามารถทำได้โดยวิธีการเพิ่มกำแพงรับแรงซึ่งเป็นองค์อาคารที่ีความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูง มีผลให้โครงสร้างมีความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างเพิ่มขึ้นอย่างมาก โดยแรงกระทำด้านข้างที่กระทำต่อโครงสร้างส่วนใหญ่จะถูกต้านทานโดยกำแพงรับแรง ดังนั้นพฤติกรรมการวิบัติของโครงสร้างจึงขึ้นกับพฤติกรรมร่วมระหว่างโครงข้อแข็งและกำแพงรับแรง การเพิ่มขนาดหน้า

ตัดเสาโดยยังคงปริมาณและลักษณะการจัดเรียงเหล็กเสริมไว้ดังเดิมโดยหลังการเพิ่มขนาดหน้าตัดเสาให้มีขนาดเท่ากับเสาที่มีขนาดใหญ่สุดจะเป็นการเพิ่มความแข็งแรงและกำลังต้านทานโมเมนต์ให้กับเสา ซึ่งเป็นการเพิ่มความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างให้กับโครงสร้างโดยรวม และการจัดเรียงระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีค่าน้อยกว่าระยะ  $d/3$  ขององค์อาคารตามการศึกษาของ ATC-40 จะช่วยเพิ่มความสามารถในการเสีรูปให้กับจุดหมุนพลาสติก ซึ่งทำให้โครงสร้างมีความสามารถในการเคลื่อนตัวด้านข้างเพิ่มขึ้น

2. การปรับปรุงความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น ด้วยวิธีการเพิ่มกำแพงรับแรง การเพิ่มขนาดหน้าตัดเสา และการจัดเรียงระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีค่าน้อยกว่าระยะ  $d/3$  ขององค์อาคาร มีผลให้กำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 26.10 ร้อยละ 4.40 และร้อยละ 8.40 ตามลำดับ ส่วนการเพิ่มขนาดหน้าตัดเสาโดยยังคงปริมาณและลักษณะการจัดเรียงเหล็กเสริมไว้ดังเดิม ร่วมกับการจัดเรียงระยะห่างของเหล็กปลอกขององค์อาคารให้มีค่าน้อยกว่าระยะ  $d/3$  ซึ่งเป็นการเพิ่มความแข็งแรงและกำลังต้านทานโมเมนต์ให้กับเสา และเพิ่มความสามารถในการเสีรูป มีผลให้กำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างมีค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 14.50 และค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคารที่ตำแหน่งสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารมีค่าสูงสุด มีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ ร้อยละ 30.30

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

### 3.3.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน

1. การปรับปรุงอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้นโดยการเพิ่มความแข็งแรงบริเวณหัวเสา เพิ่มผนังแรงเฉือน ช่วยเพิ่มกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดของโครงสร้างร้อยละ 18 และ 60 ตามลำดับ และเพิ่มเหล็กเสริมหลักในเสาให้เท่ากันทุกชั้นจะเพิ่มความสามารถในการเสีรูปขึ้น ร้อยละ 27

2. การปรับปรุงอาคารตัวอย่างสูง 30 ชั้นโดยการเพิ่มความแข็งแรงบริเวณหัวเสา เพิ่มผนังแรงเฉือน และคานขอบรอบนอกของอาคาร ช่วยเพิ่มกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดของโครงสร้างขึ้น ร้อยละ 104, 442 และ 13 ตามลำดับ

## โครงการย่อยที่ 4

การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในกรุงเทพมหานคร  
และศึกษาหาวิธีปรับปรุงอาคารที่อ่อนแอให้มีความต้านทานแผ่นดินไหว  
ในระดับที่เหมาะสม

ส่วนที่ 1 เรื่องการวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของ  
อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Pushover analysis

สารบัญ

บทที่	หน้า
1 บทนำ	1
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์	3
1.3 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	4
2 การวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว โดยวิธี Nonlinear Static Pushover	8
2.1 ขั้นตอนการวิเคราะห์	8
2.2 แบบจำลองแรงแผ่นดินไหวและแรงในแนวดิ่ง	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 อีฐก่อ	17



3.3	ความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคาร	17
3.4	องค์อาคารและปัจจัยที่มีผลต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง	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	แบบจำลองโครงข้อแข็งชนิดพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน	54
4.2	การจำลองจุดต่อพื้น-เสา	55
4.2.1	จุดต่อพื้นเสากลางใน	55
4.2.2	จุดต่อพื้นเสากลางนอก	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	ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทเสา-คานของอาคารสูง 9 ชั้น	76
5.2.1	ผลการวิเคราะห์	81
5.3	ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทเสา-คานของอาคารสูง 20 ชั้น	98

5.3.1	ผลการวิเคราะห์	103
6	ตัวอย่างการคำนวณและผลการวิจัยอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก	
	ชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน: ส่วนที่ 2	120
6.1	การศึกษาสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารพักอาศัย 5 ชั้น	120
6.1.1	น้ำหนักบรรทุกและคุณสมบัติพื้นฐานของวัสดุ	120
6.1.2	การจำลองโครงสร้าง	121
6.1.3	ผลการวิเคราะห์	123
6.2	การศึกษาสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารเรียน 20 ชั้น	124
6.2.1	น้ำหนักบรรทุกและคุณสมบัติพื้นฐานของวัสดุ	124
6.2.2	ผลการวิเคราะห์	125
7	ตัวอย่างการคำนวณและผลการวิจัยอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก	
	ชนิดพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน	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	อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน : ส่วนที่ 1	149
8.2	อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน	151
	เอกสารอ้างอิง	152
	ภาคผนวก รายละเอียดโครงสร้างของอาคารตัวแทน	157
ก.1	รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา 9 ชั้น	158
ก.2	รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา	

	-ผนังแรงเฉือน20 ชั้น	166
ก.3	รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา 5 ชั้น	178
ก.4	รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา	
	-ผนังแรงเฉือน20 ชั้น	181
ก.5	รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา 9 ชั้น	183
ก.6	รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา	
	-ผนังแรงเฉือน30 ชั้น	187

## บทที่ 1

### บทนำ

#### 1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

นอกเหนือจากบริเวณภาคเหนือและตะวันตกของประเทศไทยแล้ว พื้นที่อีกแห่งหนึ่งที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวคือ กรุงเทพมหานครและปริมณฑล ภัยพิบัตินี้มีลักษณะรูปแบบที่แตกต่างจากภัยพิบัติแผ่นดินไหวทั่วไป กล่าวคือ เป็นภัยพิบัติที่เกิดกับเมืองใหญ่ซึ่งตั้งอยู่ห่างจากจุดศูนย์กลางของแผ่นดินไหวเป็นระยะทางหลายร้อยกิโลเมตร โดยปกติการสั่นสะเทือนเนื่องจากแผ่นดินไหวในระยะไกลเช่นนี้จะมีระดับที่ไม่รุนแรงนัก ไม่สามารถก่อให้เกิดความเสียหายต่ออาคารบ้านเรือนหรือสิ่งปลูกสร้างต่างๆ ได้ แต่ถ้าเมืองนั้นมีที่ตั้งอยู่ในพื้นที่ที่มีชั้นดินอ่อนหนาและมีอาคารสูงอยู่เป็นจำนวนมากก็อาจทำให้เกิดภัยพิบัติในรูปแบบนี้ได้ ที่เป็นเช่นนี้เพราะชั้นดินอ่อนหนาในบางลักษณะสามารถขยายระดับการสั่นสะเทือนของพื้นดินให้เพิ่มขึ้นจากระดับปกติได้หลายเท่าตัวเนื่องจากการกำทอน (Resonance) ของชั้นดินที่มีต่อคลื่นแผ่นดินไหว อีกทั้งการสั่นสะเทือนของพื้นดินที่ถูกขยายจะมีลักษณะแตกต่างจากการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวปกติ กล่าวคือจะมีลักษณะเป็นการสั่นสะเทือนในแนวราบที่มีจังหวะค่อนข้างชัดเจนเป็นจังหวะซ้ำๆ ส่งผลให้อาคารสูงที่มีความถี่ธรรมชาติที่ใกล้เคียงกับจังหวะนี้เกิดการสั่นโยกไหวตัวที่รุนแรงด้วยการกำทอนอีกครั้ง ปรากฏการณ์ที่กล่าวมานี้เรียกว่า “การกำทอน 2 ชั้น (Double Resonance)”

ภัยพิบัติในรูปแบบนี้เคยเกิดขึ้นมาแล้วที่กรุงเม็กซิโกซิตีในปี พ.ศ. 2528 ได้ส่งผลให้เกิดการพังทลายของอาคารประมาณ 500 หลัง และมีผู้เสียชีวิตถึงประมาณ 10,000 คน (Seed 1989) ในปัจจุบันนักวิจัยด้านความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวเชื่อว่าภัยพิบัติในรูปแบบนี้มีโอกาสเกิดขึ้นกับมหานครหลายแห่งที่ไม่เคยได้รับความเสียหายจากแผ่นดินไหวมาก่อนเลย มหานครเหล่านี้ได้แก่ สิงคโปร์ ฮองกง 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 ผลการศึกษาชี้ว่า สภาพทางธรณีวิทยาของกรุงเทพฯมีความคล้ายคลึงกับสภาพที่กรุงเม็กซิโกซิตี ดังนั้นหากเกิดมีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ แม้จะอยู่ในระยะไกล เช่นที่จังหวัดกาญจนบุรี หรือประเทศพม่าในบริเวณใกล้พรมแดนไทยฝั่งตะวันตก หรือทะเลอันดามัน ก็อาจส่งผลให้เกิดอันตรายต่ออาคารสูงในกรุงเทพฯได้ (Thenhaus 1986) การศึกษาวิจัยร่วมกันระหว่างจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยและสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชียในเวลาต่อมาก็ให้ผลที่สอดคล้อง

กัน คือ ชีวสภาพดินอ่อนในบริเวณกรุงเทพฯมีลักษณะพิเศษที่สามารถขยายระดับการสั่นสะเทือนของพื้นดินเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวได้ถึงประมาณ 3 - 4 เท่าของระดับปกติ และการสั่นสะเทือนที่ถูกขยายนี้จะมีค่าประมาณ 1 รอบต่อวินาที (Ashford et al. 1996) และผลการวิเคราะห์ล่าสุดจากทีมนักวิจัยที่สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชียได้ชี้ว่า การสั่นสะเทือนของพื้นดินที่มีระดับความรุนแรงถึงขั้นที่ทำให้อาคารและสิ่งปลูกสร้างเป็นจำนวนมากเสียหายจนพังทลายในแบบที่เคยเกิดขึ้นที่กรุงเม็กซิโกซิตีนั้นมีโอกาสเกิดขึ้นที่กรุงเทพฯ ถึงแม้ว่าภัยพิบัติในรูปแบบนี้จะยังไม่เกิดขึ้นมาก่อนในประวัติศาสตร์ 220 ปีของกรุงเทพฯ ผลการวิเคราะห์ยังได้แสดงให้เห็นว่า ภัยพิบัติในรูปแบบนี้มีคาบกำเนิดซ้ำ (Return Period) ที่ยาวนานถึงประมาณ 500 ปี ถึง 2500 ปีต่อครั้ง ดังนั้นจึงมีโอกาสเกิดภัยพิบัติในช่วงชีวิตเรา (ประมาณ 75 ปี) เพียงแค่ 3% ถึง 15% เท่านั้น แต่ถ้าเกิดขึ้นโดยไม่ได้มีการเตรียมพร้อมรับมือ เราอาจได้เห็นภัยพิบัติที่ร้ายแรงที่สุดในประวัติศาสตร์ของประเทศไทย

มาตรการที่เชื่อว่ามีประสิทธิภาพในการบรรเทาผลกระทบที่อาจเกิดขึ้นจากภัยพิบัตินี้ได้แก่ (1) กำหนด ให้อาคารและสิ่งปลูกสร้างที่จะเกิดขึ้นใหม่ ต้องได้รับการออกแบบก่อสร้างให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ในระดับที่เหมาะสม, (2) ปรับปรุงอาคารที่มีอยู่ในปัจจุบันที่อ่อนแอให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้โดยไม่เกิดความเสียหายรุนแรง, และ (3) เตรียมพร้อมรับสถานการณ์ฉุกเฉินภายหลังเกิดภัยพิบัติ เป็นต้น

การนำมาตรการเหล่านี้ไปปฏิบัติดูเหมือนจะมีปัญหาและอุปสรรคอยู่หลายประการ ยกตัวอย่างเช่น ในขณะนี้เราไม่มีมาตรฐานหรือข้อแนะนำ (Guidelines) ที่เหมาะสมสำหรับวิศวกรและสถาปนิกในการออกแบบก่อสร้างอาคารในกรุงเทพฯให้ต้านทานแผ่นดินไหว เราไม่สามารถนำมาตรฐานที่มีอยู่ในต่างประเทศมาประยุกต์ใช้ได้โดยตรง เพราะ แผ่นดินไหวที่กรุงเทพฯมีลักษณะค่อนข้างพิเศษแตกต่างจากแผ่นดินไหวทั่วไป อีกทั้งวิศวกรและสถาปนิกไทยทั่วไปก็ไม่คุ้นเคยกับหลักการและระเบียบวิธีการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวที่ค่อนข้างยากซับซ้อน และเจ้าของอาคารก็มักเป็นห่วงว่าการออกแบบนี้จะทำให้ราคาก่อสร้างเพิ่มสูงขึ้นมาก ดังนั้น มาตรฐานที่เหมาะสมจะต้องถูกจัดทำขึ้นโดยคำนึงถึงลักษณะพิเศษของแผ่นดินไหวที่กรุงเทพฯ และควรมีรูปแบบใกล้เคียงกับ แนวทางปฏิบัติ (Practice) ของการออกแบบก่อสร้างอาคารในปัจจุบัน โดยให้มีการปรับปรุงเฉพาะในส่วนที่สำคัญและจำเป็นจริงๆเท่านั้นเพื่อให้วิศวกรและสถาปนิกทั่วไปสามารถออกแบบอาคารได้อย่างปลอดภัยและประหยัด อย่างไรก็ตามในการจัดทำมาตรฐานเช่นนี้ จำเป็นต้องมีการศึกษาวิจัยว่าอาคารที่มีอยู่ในปัจจุบันซึ่งไม่ได้ถูกออกแบบมาให้ต้านทานแผ่นดินไหวเลยนั้น จะสามารถทนต่อแผ่นดินไหวได้ถึงในระดับไหน จะเกิดความเสียหายมากน้อยเพียงใด จะมีจุดอ่อนหรือปัญหาในรูปแบบใดบ้าง จะมีความปลอดภัยต่อชีวิตของผู้ใช้อาคารหรือไม่ จะปรับปรุงหรือเสริมกำลังอาคารด้วยวิธีใดอาคารจึงจะปลอดภัย และจะออกแบบอาคารใหม่อย่างไรจึงจะสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างเพียงพอ

เพื่อการศึกษาวิจัยดังกล่าว ในขั้นแรกเราจำเป็นต้องพัฒนาเทคนิควิธีการวิเคราะห์อาคารที่มีประสิทธิภาพที่สามารถนำมาใช้วิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Seismic capacity) ของอาคาร และสามารถนำมาใช้ประเมินความเสียหายที่จะเกิดขึ้นกับอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหวในระดับความรุนแรงต่างๆตั้งแต่น้อยไปมากอย่างถูกต้องสมจริง เทคนิคที่พัฒนาขึ้นนี้นอกจากจะเป็นประโยชน์ต่อการศึกษาวิจัยเพื่อพัฒนามาตรฐานการออกแบบอาคารใหม่แล้ว ยังสามารถนำมาใช้ตรวจสอบแยกแยะอาคารอ่อนแอที่เป็นอันตรายออกมา แล้วนำไปศึกษาหาวิธีปรับปรุงหรือเสริมกำลังในส่วนที่อ่อนแอเพื่อให้อาคารเหล่านี้ปลอดภัย

## 1.2 วัตถุประสงค์

งานวิจัยนี้ได้แบ่งการศึกษาออกเป็น 3 ส่วน ดังนี้

1. การวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Pushover analysis
2. การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก และการปรับปรุงอาคารให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม
3. ศึกษาพฤติกรรมวิบัติของชิ้นส่วนย่อยคอนกรีตเสริมเหล็กในตำแหน่งที่สำคัญของอาคาร

งานวิจัยส่วนที่ 1 การวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Pushover analysis มีวัตถุประสงค์ดังนี้

1. พัฒนาเทคนิควิธีการวิเคราะห์อาคารที่สามารถนำมาใช้ประเมินขีดความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารและประเมินความเสียหายที่จะเกิดขึ้นกับอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหวในรูปแบบต่างๆและระดับความรุนแรงต่างๆได้อย่างมีประสิทธิภาพและถูกต้องสมจริง
2. ศึกษาวิจัยถึงขีดความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารประเภทต่างๆ ที่มีอยู่ในกรุงเทพฯ (อาคารเหล่านี้ไม่ได้ถูกออกแบบมาให้ต้านทานแผ่นดินไหว)

งานวิจัยส่วนที่ 1 นี้จึงได้เลือกตัวแทนอาคารที่ก่อสร้างแล้ว จำนวน 6 อาคาร ชนิด คาน-เสา -ผนังแรงเฉือน และพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน ที่มีความสูงตั้งแต่ 5-30 ชั้น เป็นตัวอย่างการคำนวณหาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว

### 1.3 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การวิเคราะห์เพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวและพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารเมื่อเกิดแผ่นดินไหวมี 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 แนวทางนี้ตั้งอยู่บนสมมุติฐานว่าพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารอยู่ในพิสัยยืดหยุ่น (Elastic Limit) โดยมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงภายในของอาคาร (Internal Force) และการเปลี่ยนรูปขององค์อาคาร (Deformation) เป็นแบบเชิงเส้น ดังนั้น ทั้ง 2 แนวทางนี้จึงมีข้อจำกัดไม่สามารถจำลองพฤติกรรมของอาคารในกรณีที่องค์อาคารหรือส่วนประกอบของอาคารมีการเปลี่ยนรูปเกินพิสัยยืดหยุ่นจนแตกร้าว เหล็กเสริมคราก เกิดการชำรุดเสียหายหรือวิบัติ ในขณะที่แนวทาง NSP และ NDP ไม่มีข้อจำกัดดังกล่าวเพราะใช้แบบจำลองที่สามารถจำลองพฤติกรรมได้ทั้งที่เป็นเชิงเส้นและไม่เป็นเชิงเส้น (Nonlinear) จึงสามารถนำไปใช้วิเคราะห์หาพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารทั้งที่อยู่ภายในพิสัยยืดหยุ่นและที่เกินพิสัยยืดหยุ่นได้อย่างถูกต้องสมจริง ด้วยเหตุนี้ จึงเป็นที่ยอมรับกันในปัจจุบันว่า การวิเคราะห์ตามแนวทาง NSP และ NDP เท่านั้นจึงจะให้ผลที่น่าเชื่อถือ (FEMA 1997)

ข้อแตกต่างระหว่างแนวทาง NSP และ NDP คือ แนวทางแรกเป็นการวิเคราะห์เชิงสถิต (Static Analysis) และแนวทางหลังเป็นการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (Dynamic Analysis) ซึ่งโดยหลักการแล้ว การวิเคราะห์ตามแนวทาง NDP ควรจะให้ผลสอดคล้องใกล้เคียงกับพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารจริงมากกว่าการวิเคราะห์ตามแนวทาง NSP แต่เนื่องจากมีปัญหาในทางปฏิบัติอยู่หลายประการ จึงทำให้การวิเคราะห์ตามแนวทาง NDP ที่ถูกต้องสมจริงทำได้ยาก ปัญหาเหล่านี้ได้แก่ (1) แบบจำลองพฤติกรรมขององค์อาคาร ค.ส.ล. รับแรงสลับทิศทางไปมา (Cyclic Loading) ในระดับที่เกินพิสัยยืดหยุ่น ยังมีความไม่แน่นอนค่อนข้างสูง, (2) การวิเคราะห์คำนวณผลตอบสนองที่ไม่เป็นเชิงเส้นแบบพลศาสตร์ของอาคารซึ่งมีองค์ประกอบชิ้นส่วนและรายละเอียดต่างๆเป็นจำนวนมากนั้นทำได้ค่อนข้างยากด้วยความสามารถที่จำกัดของคอมพิวเตอร์ที่มีในปัจจุบัน, และ (3) ผลการวิเคราะห์อาจจะแปรเปลี่ยนไปได้มากตามสมมุติฐานที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองและสมมุติฐานเกี่ยวกับคลื่นสั่นไหวแผ่นดินไหว ดังนั้น ถ้าเปรียบเทียบกันแล้ว แนวทาง NSP จะมีปัญหาในทางปฏิบัติน้อยกว่าแนวทาง NDP และสามารถให้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องสมจริงโดยเฉพาะในกรณีที่อาคารมีการตอบสนองอยู่ในรูปแบบมูลฐาน (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 ส่วนหลักๆดังต่อไปนี้ (1) วิเคราะห์หาความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหว (Seismic Capacity) ของอาคาร, (2) วิเคราะห์หาระดับของความต้านทานที่อาคารจำเป็นต้องมี (Seismic Demand) เพื่อให้สามารถทนต่อแผ่นดินไหวในระดับความรุนแรงต่างๆที่คาดว่าจะเกิดขึ้นได้, 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” ซึ่งมักเรียกกันสั้นๆว่า ATC-40 (ATC 1996) และรายงานของ Federal Emergency Management Agency (FEMA) ชื่อ “NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings” ซึ่งมักเรียกกันสั้นๆว่า FEMA 273/274 (FEMA 1997)

การวิเคราะห์หา Seismic Capacity สามารถทำได้ด้วยการนำแรงสถิตในแนวด้านข้าง (Static Lateral Force) มากระทำต่อแบบจำลองอาคาร โดยกำหนดให้รูปแบบการกระจายตัวของแรงคล้ายคลึงกับรูปแบบการกระจายตัวของแรงเฉื่อยของมวลอาคารเมื่อเกิดการโยกไหวในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว ระดับของแรงสถิตจะค่อยๆถูกปรับเปลี่ยนเป็นขั้นๆจากน้อยไปมาก โดยในแต่ละขั้น จะทำการวิเคราะห์หาการเปลี่ยนรูปด้านข้าง (Lateral Deformation) และความเสียหาย (Damage) ภายในอาคาร การวิเคราะห์ในลักษณะนี้จะดำเนินไปเรื่อยๆจนกว่าแรงสถิตนี้จะสามารถผลักให้อาคารเกิดการวิบัติ (Collapse) การวิเคราะห์ดังกล่าวนี้เรียกว่า Pushover Analysis ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปของเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉื่อยที่ฐานอาคาร (Base Shear) กับการเคลื่อนตำแหน่งด้านข้างที่ยอดอาคาร (Roof Lateral Displacement) เส้นกราฟนี้ถือเป็น Capacity Curve ของอาคาร เพราะแสดงให้เห็นถึง “กำลังต้านทานแรงด้านข้าง” (Lateral Strength) และ “ความเหนียว” (Ductility) ของอาคาร ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญที่กำหนดความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร

แบบจำลองอาคารสำหรับ Pushover Analysis นั้นแตกต่างจากแบบจำลอง Finite Element ที่ใช้ในการวิเคราะห์เพื่อการออกแบบอาคารทั่วไป เพราะจะต้องสามารถนำไปใช้วิเคราะห์หาพฤติกรรมตอบสนองของอาคารเมื่อถูกแรงสถิตกระทำด้านข้างให้ใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริงให้มากที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ โดยเฉพาะในช่วงที่อาคารมีการเปลี่ยนรูปเกินพิกัดยืดหยุ่น เพื่อให้ได้แบบจำลองในลักษณะดังกล่าวนี้ การสร้างแบบจำลองจำเป็นต้องพิจารณาประเด็นสำคัญหลายประการ ได้แก่



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

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

-แบบจำลองขององค์อาคาร จะต้องสามารถจำลองได้ทั้งพฤติกรรมเชิงเส้น (Linear) ที่เกิดขึ้นภายในพิคดียืดหยุ่น และพฤติกรรมที่ไม่เป็นเชิงเส้น (Nonlinear) เมื่อมีการเปลี่ยนรูปเกินพิคดียืดหยุ่นจนองค์อาคารแตกร้าว, เหล็กเสริมคอนกรีตยึดตัวเลยจุดคราก, และเกิดการชำรุดเสียหาย แบบจำลองจะต้องสามารถจำลองลักษณะการวิบัติ (Failure Mode) รูปแบบต่างๆที่อาจเกิดขึ้นกับองค์อาคาร เช่น การวิบัติอันเกิดจากแรงดัด (Flexural Failure), การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure), การวิบัติเนื่องจากแรงยึดหน่วง (Bond Failure), การวิบัติในบริเวณจุดต่อเสา-คาน (Joint Failure) ฯลฯ (ATC 1996; Pauley and Priestley 1992)

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

-ส่วนประกอบของอาคารบางชิ้นส่วน ตอนออกแบบไม่ได้มีจุดมุ่งหมายเพื่อรับแรง เช่น ผนังอิฐก่อ ฝ้าเพดาน วัสดุปูพื้น ดังนั้นจึงไม่จัดว่าเป็นชิ้นส่วนโครงสร้าง (Non-Structural Components) แต่ในขณะที่อาคารรับแรงแผ่นดินไหว ชิ้นส่วนเหล่านี้บางครั้งมีผลอย่างมากต่อพฤติกรรมการตอบสนองของอาคาร เช่น ผนังมีส่วนช่วยเสริมกำลังต้านทานแรงต้านข้าง และเพิ่มความเกร็งต้านข้าง (Lateral Stiffness) ของอาคาร ส่วนฝ้าเพดานและวัสดุปูพื้น มีส่วนทำให้มวลอาคารเพิ่มขึ้นซึ่งมีผลทำให้แรงเฉื่อยที่กระทำต่ออาคารเพิ่มขึ้น ดังนั้น ในการสร้างแบบจำลองอาคาร จะต้องพิจารณาถึงชิ้นส่วนทั้งที่เป็นส่วนโครงสร้างและไม่ใช่ว่าส่วนโครงสร้าง (FEMA 1997; Madan et al.1997)

ในปี พ.ศ. 2544 เป็นหนึ่งและคณะ (วานิชชัย และเกียรติวิศาลชัย 2544; Kiattivisanchai 2001; Attanayake 2001) ได้นำวิธีการตามแนวทาง NSP ที่แสดงไว้ใน ATC-40 มาปรับปรุงให้เหมาะสมกับการนำมาใช้ประเมินอาคารคอนกรีตในกรุงเทพฯ โดย (1) ทำการวิเคราะห์หา Seismic Demand ของแผ่นดินไหวลักษณะพิเศษที่คาดว่าจะเกิดขึ้นที่กรุงเทพฯ ด้วยคาบกำเนิดซ้ำ 100, 500,

และ 2500 ปีต่อครั้งด้วยวิธีของ Chopra และ Goel (Chopra and Goel 1999), (2) ศึกษาวิธีการสร้างแบบจำลองผนังอิฐก่อในแบบที่มีในประเทศไทย, (3) ศึกษาวิธีสร้างแบบจำลองฐานรากเสาเข็มทั้งแบบเข็มตอกและเข็มเจาะที่ใช้กันแพร่หลายในกรุงเทพฯ และ (4) ศึกษาข้อมูลกำลังวัสดุจริงของเหล็กเสริมที่ใช้ก่อสร้างอาคารในประเทศ 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 แสดงให้เห็นว่าอาคารทั้ง 2 นี้ แม้จะไม่ได้ถูกออกแบบมาให้ต้านทานแผ่นดินไหว ก็สามารถทนต่อแผ่นดินไหวได้ถึงระดับหนึ่งแต่ยังไม่ถึงระดับที่ปลอดภัย การศึกษาวิเคราะห์เพิ่มเติมได้ชี้ว่า เราสามารถยกระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารให้สูงขึ้นจนถึงระดับที่ปลอดภัยได้ด้วยการปรับปรุงรายละเอียดการออกแบบอาคารบางประการโดยไม่จำเป็นต้องเพิ่มค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างอาคารมากนัก และ วิธีการตามแนวทาง NSP นี้สามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์หาวิธีการปรับปรุงอาคารที่มีประสิทธิภาพได้เป็นอย่างดี

## บทที่ 2

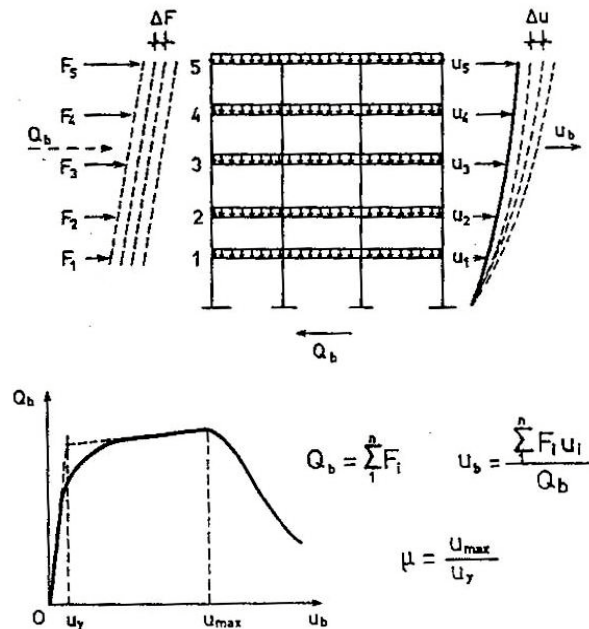
# การวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว โดยวิธี Nonlinear Static Pushover

### 2.1 ขั้นตอนการวิเคราะห์

การวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารโดยวิธี Pushover จะให้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องมากกับอาคารที่มีการตอบสนองอยู่ในรูปแบบมูลฐาน (Fundamental vibration mode) เป็นหลัก (ATC-40 1996; FEMA-273 1997) ขั้นตอนการวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร (Capacity curve) สามารถทำได้ดังนี้ (ATC- 40; วานิชชัย และ เกียรติวิศาลชัย 2544; อิมอาบ 2545)

1. รวบรวมข้อมูลและรายละเอียดที่สำคัญของอาคาร ได้แก่ แบบก่อสร้างทางสถาปัตยกรรมและวิศวกรรมของอาคาร ข้อมูลการสำรวจดิน ณ บริเวณที่ตั้งอาคาร เป็นต้น
2. จัดทำแบบจำลอง Finite Element ของอาคาร ที่สามารถนำไปใช้วิเคราะห์หาพฤติกรรมการตอบสนองของอาคาร เมื่อถูกแรงกระทำด้านข้างได้ทั้งในช่วงที่การเปลี่ยนรูปของโครงสร้างอยู่ภายในพิสัยยืดหยุ่นและในช่วงที่เปลี่ยนรูปเกินพิสัยยืดหยุ่น
3. นำน้ำหนักบรรทุกทุกซึ่งเป็นแรงสถิตย์ในแนวดิ่ง (Gravity load) มากระทำต่อแบบจำลองอาคาร แล้วทำการวิเคราะห์หาแรงภายในองค์อาคารและการเปลี่ยนรูปที่เกิดขึ้น เพื่อนำไปกำหนดเป็นสภาวะเริ่มต้น (Initial condition) ของอาคารสำหรับการวิเคราะห์ในขั้นต่อไป
4. นำแรงสถิตย์ในแนวด้านข้างมากระทำต่อแบบจำลองอาคาร โดยกำหนดให้รูปแบบการกระจายตัวของแรงคล้ายคลึงกับรูปแบบการกระจายตัวของแรงเฉื่อยของมวลอาคารเมื่อเกิดการโยกไหวในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว
5. วิเคราะห์หาการเปลี่ยนรูป (Lateral deformation) ของอาคารที่เกิดจากแรงกระทำด้านข้างนี้ โดยค่อยๆ ปรับระดับของแรงเพิ่มขึ้นเป็นขั้นๆ ทีละน้อย ในแต่ละขั้นค่ากำลัง (Strength) และค่าความแข็งแรง (Stiffness) ของแต่ละองค์อาคารจะถูกปรับแก้ไข (Updated) ให้เป็นไปตามสภาพภายหลังการรับแรงในแต่ละขั้น ทำการวิเคราะห์ในลักษณะนี้อย่างต่อเนื่องโดยปรับค่าแรงด้านข้างเหล่านี้เพื่อ “ผลัก” ให้อาคารมีการเปลี่ยนรูปเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งอาคารเกิดการวิบัติการวิเคราะห์ในรูปแบบนี้มีชื่อเรียกว่า Nonlinear Static Pushover Analysis
6. นำผลการวิเคราะห์มาแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่าง แรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Base shear) กับการเคลื่อนตำแหน่งในแนวด้านข้างที่ยอดอาคาร (Roof lateral displacement) แรงเฉือนที่ฐานอาคารในที่นี้มีค่าเท่ากับผลรวมของแรงด้านข้างทั้งหมดที่กระทำต่ออาคาร เส้นกราฟความ

สัมพันธ์นี้ถือเป็น Capacity curve ของอาคาร ทั้งนี้เพราะ ค่าสูงสุดของ Base shear ที่พิสัยยืดหยุ่นของอาคารแสดงถึง “กำลังต้านทานแรงด้านข้าง” ของอาคาร และอัตราส่วนระหว่าง ค่าสูงสุดของ Roof displacement กับค่าที่พิสัยยืดหยุ่นจะแสดงถึง “ความเหนียว” ของอาคาร แสดงดังรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 การวิเคราะห์โดยวิธี Nonlinear Static Pushover

## 2.2 แบบจำลองแรงแผ่นดินไหวและแรงในแนวดิ่ง

การวิเคราะห์โดย Pushover เป็นหนึ่งในการวิเคราะห์แบบ Nonlinear static โดยโครงสร้างจะถูกพิจารณาให้รับแรงในแนวดิ่งกระทำที่ร่วมกับแรงแผ่นดินไหวกระทำด้านข้างที่กระจายตลอดความสูงของโครงสร้าง จากการศึกษาของ ATC-40 พบว่าน้ำหนักบรรทุกจรเฉลี่ยขณะเกิดแผ่นดินไหวมีค่าประมาณร้อยละ 45 ของน้ำหนักบรรทุกจรรอบแบบ ส่วนขนาดของแรงกระทำด้านข้างถูกประมาณให้เท่ากับแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวซึ่งในการวิจัยนี้ใช้รูปแบบแรงกระทำด้านข้างตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 [2540] ภายใต้พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 โดยแรงเฉือนที่ฐานชั้นล่างสุดสามารถคำนวณได้จาก

$$V_b = ZIKCSW$$

$V_b$  คือ แรงเฉือนทั้งหมดในแนวดิ่งที่ระดับพื้นดิน

Z คือ สัมประสิทธิ์ความรุนแรงของแผ่นดินไหว (Seismic Zone Factor) (ดูตารางที่ 2.1) ซึ่งในมาตรฐานนี้ได้แบ่งออกเป็น 5 เขตตามแผนที่แสดงความเสี่ยง ความรุนแรง เรียงลำดับของผลกระทบตั้งแต่เบาที่สุดคือเขต 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 โดยโครงสร้างที่เกี่ยวกับการบริการสาธารณสุข ปลอดภัย จะต้องออกแบบให้ต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวขนาดรุนแรงได้เป็นพิเศษ (ดูตารางที่ 2.2)

ตารางที่ 2.2 แฟกเตอร์เกี่ยวกับการใช้อาคาร I

ชนิดของอาคาร	I
อาคารที่จำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชนเช่น โรงพยาบาล สถานีดับเพลิง อาคารศูนย์สื่อสาร อาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย เป็นต้น	1.50
อาคารที่เป็นที่ชุมนุมครั้งหนึ่งๆมากกว่า 300 คน	1.25
อาคารอื่นๆ	1.00

K คือ สัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับรูปแบบของระบบโครงสร้าง (Structural System Coefficient) ซึ่งขึ้นอยู่กับความเหนียวหรือความสามารถในการรับแรงของโครงสร้าง โดยโครงสร้างที่ยังมีความเหนียว (Ductile) เมื่อพ้นจุดคลาก (Yield Point) แล้ว ถือว่าเป็นโครงสร้างที่ค่อนข้างปลอดภัยจากการประลัย (Collapse) แต่แม้ว่าจะหมดสภาพในการรับแรงบางส่วนแล้วก็ตาม โครงสร้างประเภทนี้สามารถใช้ส่วนลดของแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหวคือใช้ค่า K ต่ำกว่า 1 ในทางตรงกันข้ามสำหรับโครงสร้างที่เปราะ (Brittle) หลังจากจุดคลากหรือเมื่อยังไม่ถึงจุดคลากย่อมจะเป็นอันตรายจากการพังทลายในทันทีทันใด ดังนั้นโครงสร้างประเภทนี้จึงต้องออกแบบให้สามารถรับแรงได้สูงกว่าปกติ คือใช้ค่า K สูงกว่า 1 (ดูตารางที่ 2.3)

ตารางที่ 2.3 สัมประสิทธิ์ K

ประเภทของอาคาร	K
มีกำแพงรับแรงทางระดับ หรือผนังรับแรงเฉือน	1.33
มีผนังและโครงสร้างรับแรงเฉือนและโมเมนต์หรือมีระบบรับแรงเฉือนได้ 100 % และโครงสร้างรับแรงได้ 25 %	0.80
โครงสร้างวัสดุเหนียวรับแรงได้ 100 %	0.67
โครงสร้างระบบอื่นๆ	1.00
หอดังน้ำ	2.50
โครงสร้างที่มีใช้อาคาร	2.00

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

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

คาบการสั่น 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  $w_j$  คือน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่ในแต่ละชั้น  
 $u_j$  คือการเคลื่อนที่ด้านข้างในแต่ละชั้น  
 $F_j$  คือแรงต้านข้างซึ่งกระจายตามความสูง

ในกรณีที่ไม่ได้คำนวณโดยใช้สมการ หรือขาดข้อมูลสำหรับการวิเคราะห์ให้คำนวณจากสมการ

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

โดย  $h$  คือความสูงของโครงสร้างที่วัดจากฐาน (เมตร)

$D$  คือมิติของอาคารในทิศทางที่ขนานกับแรงกระทำ (เมตร)

สำหรับอาคารที่มีระบบโครงสร้างต้านแรงด้านข้างที่ประกอบด้วยโครงข้อแข็งสามมิติที่มีความเหนียวต้านทานโมเมนต์ดัด (Ductile Moment – Resisting Space Frame) สามารถต้านแรงได้หมด และระบบโครงสร้างนั้นไม่ถูกล้อมรอบหรือยึดติดกับโครงสร้างอื่นที่แข็งแรงกว่า จนทำให้โครงสร้างสามมิตินั้นไม่ต้านทานแรงด้านข้าง คาบการสั่นของโครงสร้างประเภทนี้หาได้จาก

$$T = 0.1N$$

โดย  $N$  คือจำนวนชั้นของอาคารที่อยู่เหนือพื้นดิน

$S$  คือสัมประสิทธิ์เกี่ยวกับการประสานแรงไส้ธรรมชาติระหว่างดินบริเวณข้างเคียงกับโครงสร้าง (Site – Structural Resonance Factor) มีค่าไม่น้อยกว่า 1 ค่า  $S$  สามารถคำนวณได้จากสมการ

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

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

ค่า  $T$  ในสมการ คำนวณได้จากวิธีการที่มีความละเอียด แต่ต้องไม่น้อยกว่า 0.3 วินาที ส่วน  $T_s$  เป็นคาบการสั่นของดินบริเวณที่ตั้งอาคาร 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)

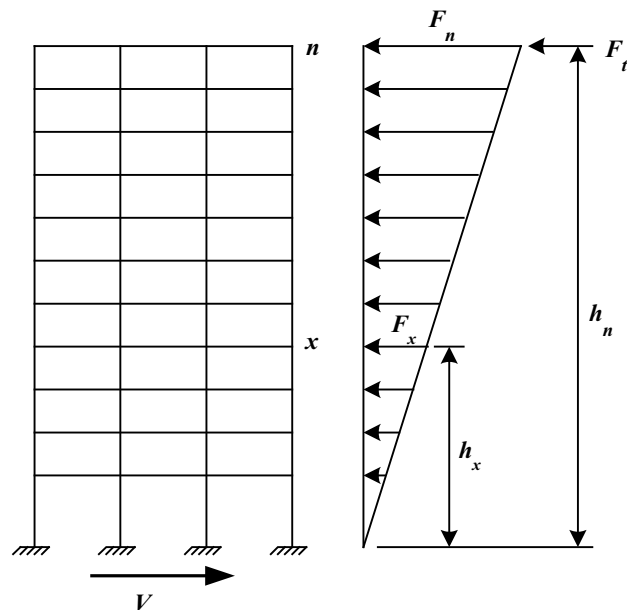
ตารางที่ 2.4 สัมประสิทธิ์ที่เกี่ยวข้องกับการประสานแรงไส้ธรรมชาติ  $S$  ตามมาตรฐาน UBC1985

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

$W$  คือน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ทั้งหมดของอาคาร ซึ่งรวมน้ำหนักของผนังกันห้องต่างๆ (Partitions) น้ำหนักของผนังกันห้องที่คิดรวมเป็นน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ต้องไม่น้อยกว่า 50 กก./ตร.ม. ในกรณีที่อาคารใช้เป็นโรงเก็บสินค้า ให้รวมน้ำหนักบรรทุกจรร้อยละ 25 เข้าไปด้วย

$V_b$  คือแรงในแนวราบที่กระทำต่อพื้นชั้นต่างๆ ของอาคาร ATC-40 แนะนำให้สามารถใช้รูปแบบของแรงกระทำด้านข้างต่อโครงสร้างตามมาตรฐาน UBC 1985 ได้ แต่จะพิจารณาเฉพาะแรงด้านข้างที่กระทำกระจายที่ชั้นต่างๆ ของโครงสร้างเท่านั้น โดยจะไม่คิดผลของแรงที่กระทำที่ยอดอาคาร ( $F_t$ ) ดังนั้นแรงกระทำด้านข้างที่มีรูปแบบเป็นสามเหลี่ยมหัวกลับที่ใช้ในการศึกษานี้จะพิจารณาเฉพาะแรงที่กระทำกระจายที่ชั้นต่างๆ 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  
 $w_x, w_i$  คือน้ำหนักของพื้นอาคารชั้นที่  $x$  และชั้นที่  $i$  ตามลำดับ  
 $h_x, h_i$  คือ ความสูงจากระดับพื้นดินถึงพื้นชั้นที่  $x$  และชั้นที่  $i$   
 $n$  คือ จำนวนชั้นทั้งหมดของอาคาร



ATC-40 แนะนำให้สามารถใช้แรงกระทำด้านข้างที่พิจารณาผลของการสั่นไหวลำดับที่หนึ่งของโครงสร้างได้เมื่อคาบการสั่นไหวลำดับที่หนึ่งของโครงสร้างมีค่าไม่เกิน 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
	$\phi_x, \phi_i$	คือ การเสียรูปเนื่องจากการสั่นไหวลำดับที่หนึ่งของโครงสร้างชั้นที่ $x$ และชั้นที่ $i$ ตามลำดับ
	$n$	คือ จำนวนชั้นทั้งหมดของอาคาร

## บทที่ 3

### แบบจำลองอาคารชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน

#### 3.1 สมมติฐานแบบจำลอง

ในการจำลองแบบโครงสร้างและองค์อาคาร จำเป็นต้องมีข้อสมมติฐานในการจำลอง เพื่อไม่พิจารณาถึงผลกระทบบางกรณี ซึ่งเกิดจากความสัมพันธ์ระหว่างกันขององค์อาคารที่อยู่ต่อเนื่องกันหรือความสัมพันธ์ขององค์อาคารที่มีต่อโครงสร้าง ข้อสมมติฐานที่ใช้ในการศึกษานี้มีดังนี้

- 1) แผ่นพื้นจะพิจารณาเป็นแผ่นพื้นแข็งเกร็ง (diaphragm) ในระนาบของพื้น กล่าวคือการเคลื่อนตัวด้านข้างของโครงสร้างที่ระดับเดียวกันจะมีค่าเท่ากัน
- 2) ไม่พิจารณาความสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดของแผ่นพื้นเพื่อเพิ่มความสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดของคาน
- 3) พิจารณาให้แรงกระทำด้านข้างต่อโครงสร้างกระทำที่ระดับพื้น เนื่องจากแรงเฉือนจะเกิดจากมวลของพื้นเป็นหลัก

#### 3.2 คุณสมบัติของวัสดุ

การจำลองแบบโครงสร้างและองค์อาคารเพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างจำเป็นต้องกำหนดคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ให้เหมาะสมกับค่าที่แท้จริง โดยในการศึกษานี้คุณสมบัติของวัสดุที่ต้องคำนึงถึง ได้แก่ คอนกรีต เหล็กเสริม และอิฐก่อ

##### 3.2.1 คอนกรีต

คุณสมบัติที่สำคัญของคอนกรีตที่มีผลต่อการศึกษา ได้แก่ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต ( $E_c$ ) ซึ่งเป็นตัวแสดงถึงความต้านทานต่อการเสียรูปของคอนกรีตเมื่อมีน้ำหนักหรือแรงกดอัดกระทำโดยจะมีค่าแปรเปลี่ยนตามกำลังและหน่วยน้ำหนักของคอนกรีต ACI 318-95 ได้กำหนดความสัมพันธ์เพื่อหาโมดูลัสของคอนกรีตดังนี้

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

สำหรับคอนกรีตมวลธรรมดาโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ

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

##### 3.2.2 เหล็กเสริม

สำหรับเหล็กเสริมทุกชั้นคุณภาพมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ( $E_s$ ) คำนวณข้างคงที่เท่ากับ  $2.04 \times 10^6$  กก/ตร.ซม. และกำลังรับแรงดึงที่จุดคราก ( $f_y$ ) และกำลังรับแรงดึงสูงสุดแปรผันตามชั้นคุณภาพ ดังแสดงในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริม (ช่อวิเชียร, 2540)

ชนิดของเหล็กเสริม	ชั้นคุณภาพ	กำลังจุดคราก (กก/ซม <sup>2</sup> ) ไม่น้อยกว่า	กำลังดึงประลัย (กก/ซม <sup>2</sup> ) 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  
(Kiattivisanhai, 2001)

ชนิดของ เหล็กเสริม	กำลังจุด ครากระบุ	กำลัง ณ จุดครากที่แท้จริงของเหล็กเสริม							
		AIT		Limpsuwon		Suriyawong		Kiattivisanhai	
		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 วัสดุท่อ

อิฐก่อที่ใช้ในการก่อสร้างของประเทศไทยส่วนใหญ่เป็นอิฐมอญ ซึ่งคุณสมบัติที่สำคัญของอิฐมอญที่ต้องใช้ในการจำลองแบบกำแพงก่ออิฐ ได้แก่ โมดูลัสยืดหยุ่น กำลังต้านทานแรงอัด และกำลังต้านทานแรงเฉือน จากการทดสอบคุณสมบัติดังกล่าวของอิฐมอญโดย Malaivongs (1967) Tongpatanakul (1968) และ Sengkhamkhoutlavong (2000) สามารถกำหนดค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและกำลังต้านทานแรงอัดของกำแพงอิฐก่อได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \text{โมดูลัสยืดหยุ่น } (E_{me}) &= 1,300 && \text{Mpa} \\ \text{กำลังต้านทานแรงอัดของกำแพงอิฐก่อ } (f'_m) &= 4 && \text{Mpa} \end{aligned}$$

### 3.3 ความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคาร

การประเมินความต้านทานแรงกระทำด้านข้างอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างจำเป็นต้องกระจายแรงกระทำเข้าสู่องค์อาคารต่างๆ ตามสัดส่วนความแข็งแรงขององค์อาคารนั้นๆ ตามพฤติกรรมจริงขององค์อาคารซึ่งเป็นไปได้ยากในทางปฏิบัติ ทั้งนี้เนื่องจากค่าความแข็งแรงขององค์อาคารแปรเปลี่ยนไปตามคุณสมบัติของหน้าตัด เช่น โมเมนต์ความเฉื่อยที่หน้าตัดใดๆ จะเปลี่ยนไปตามขนาดและทิศทางของโมเมนต์ จำนวนเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัด และผลของหน้าตัดที่อยู่ระหว่างรอยร้าว เป็นต้น ดังนั้นค่าความแข็งแรงขององค์อาคารที่ใช้จะเป็นค่าเฉลี่ยตลอดความยาวขององค์อาคารซึ่งเป็นค่าความแข็งแรงประสิทธิภาพ ค่าโดยประมาณของความแข็งแรงเริ่มต้นประสิทธิภาพขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตามข้อเสนอแนะของ ATC-40 แสดงดังตารางที่

3.3

ตารางที่ 3.3 ค่าความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคาร

องค์อาคาร	Flexural Rigidity	Shear Rigidity <sup>2</sup>	Axial Rigidity
คาน, ไม่อัดแรง <sup>1</sup>	$0.50E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
คาน, อัดแรง <sup>1</sup>	$E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
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	$0.50E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
แผ่นพื้นไร้คาน, ไม่อัดแรง	$0.50E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$
แผ่นพื้นไร้คาน, อัดแรง	$0.50E_c I_g$	$0.40E_c A_w$	$E_c A_g$

หมายเหตุ 1 โมเมนต์ความเฉื่อยของคานรูปตัวทีจะพิจารณาเป็นสองเท่าของโมเมนต์ความเฉื่อยของส่วนเอว หรือหาจากหน้าตัดประสิทธิภาพ

2 กรณีความแข็งแรงเฉือน, ปริมาณ  $0.40E_c A_w$  จะบ่งบอกถึงโมดูลัสแรงเฉือน,  $G$

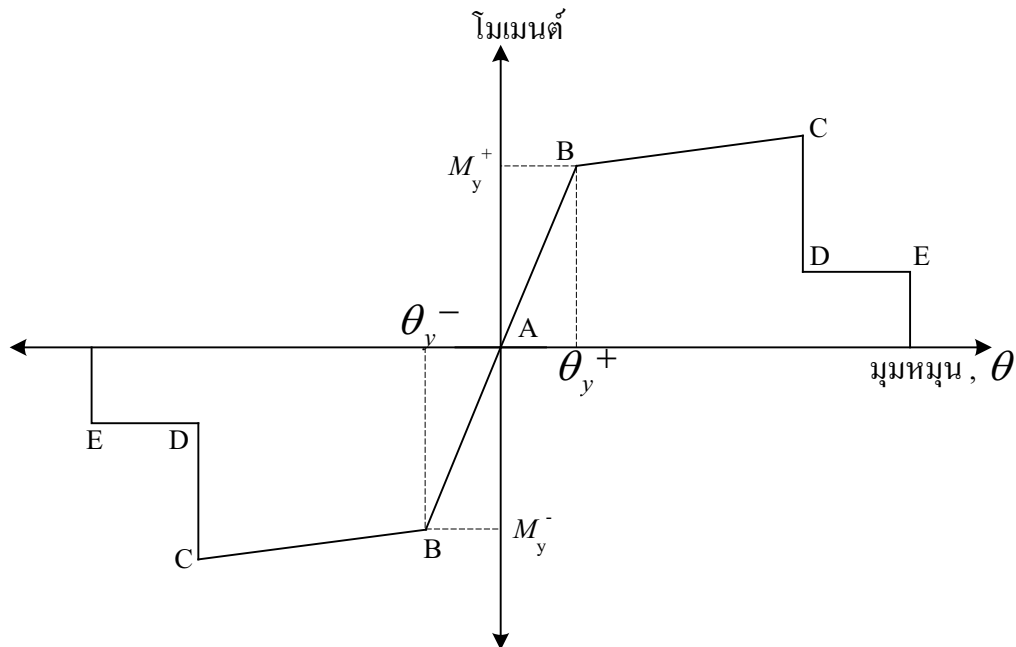
### 3.4 องค์อาคารและปัจจัยที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

แบบจำลองอาคารเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวแตกต่างจากแบบจำลองทั่วไปที่ใช้ในการวิเคราะห์อาคาร เนื่องจากต้องจำลองให้ใกล้เคียงสภาพความเป็นจริงมากที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในช่วงที่อาคารมีการเปลี่ยนรูปเกินพิกัดยืดหยุ่น เพื่อให้ได้แบบจำลองในลักษณะดังกล่าวจำเป็นต้องสร้างแบบจำลองโดยพิจารณาถึงประเด็นดังต่อไปนี้

#### 3.4.1 คาน

การจำลองแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กจำเป็นต้องคำนึงพฤติกรรมจริงของคานภายใต้แรงกระทำในแนวตั้งและแรงกระทำด้านข้างที่โครงสร้างต้องรับ เช่น ลักษณะของการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดหรือแรงเฉือน การลดลงของความแข็งแรง และ กำลังของคาน และการกระจายซ้ำของแรงและโมเมนต์ในช่วงอินเลาสติก คานที่จำลองโดยโปรแกรม SAP2000 มีลักษณะเป็นเส้นที่มีคุณสมบัติเชิงเส้นตลอดความยาวของคานและประกอบด้วยจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัด ในตำแหน่งที่มีแนวโน้มจะเกิดการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด ในการศึกษานี้ได้กำหนดตำแหน่งของการเกิดจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่ปลายทั้งสองข้างของคานเพื่อแสดงพฤติกรรมดัง

กล่าว จุดหมุนพลาสติกดังกล่าวจะแสดงพฤติกรรมของโมเมนต์คัตของคานโดยความสัมพันธ์ของ Moment-Rotation แสดงดังรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์คัต (ATC-40)

ในรูปที่ 3.1 B คือจุดครากที่สัมพันธ์กับ  $\theta_y$  และ  $M_y$  ซึ่งเหล็กเสริมรับโมเมนต์คัตเริ่มเกิดการคราก จุด C ระบุถึงกำลังรับโมเมนต์คัตสูงสุดของคาน ความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์คัตที่สถานะ C และ E ได้จากผลการทดลองซึ่งคำนึงถึงผลของโมเมนต์คัตและแรงเฉือนที่มีต่อคานร่วมกัน ในการศึกษาจะใช้ความสามารถในการหมุนของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์คัตของคานคอนกรีตเสริมเหล็กตามข้อเสนอแนะของ ATC-40 แสดงดังตารางที่ 3.4 ซึ่งค่าความสามารถในการหมุนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ควบคุมการวิบัติโดยโมเมนต์คัตในตารางนี้จะแปรผันกับอัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว  $((\rho - \rho') / \rho_{bal})$  เหล็กเสริมตามขวาง (Conforming และ Non-conforming) และแรงเฉือนออกแบบของคาน แต่ทั้งนี้เนื่องจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นตลอดการวิเคราะห์โดยวิธี Nonlinear Static Pushover จะไม่คงที่ ดังนั้นการเลือกค่าจากตารางที่ 3.4 ในการศึกษาจะแปรผันกับสองตัวแปรคือ อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมตามขวาง

การวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจำลองจะพิจารณาทั้งการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์คัตและแรงเฉือน 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) ซึ่งคำนึงถึงผลของเหล็กเสริมตามยาวที่มีต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตเช่นกันได้เสนอไว้ดังนี้

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

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กตามขวางหรือเหล็กปลอกเพื่อป้องกันการบิดของคานเนื่องจากแรงเฉือนซึ่งเป็นผลจากแรงดึงแนวทแยงโดยที่เหล็กปลอกทำมุม  $90^\circ$  กับแกนตามยาวของคานสามารถแสดงได้ดังนี้

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

ตารางที่ 3.4 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้งั้งเส้น : คานคอนกรีตเสริมเหล็ก  
(ATC-40)

			Modeling Parameter <sup>3</sup>		
			Plastic Rotation Angle, rad		Residual Strength Ratio
Component Type			a	b	c
1. Beam controlled by flexure <sup>1</sup>					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ <sup>4</sup>	Transverse Reinforcement <sup>2</sup>			
$\leq 0.00$	$\leq 3$	C	0.025	0.050	0.20
$\leq 0.00$	$\geq 6$	C	0.020	0.040	0.20
$\geq 0.50$	$\leq 3$	C	0.020	0.030	0.20
$\geq 0.50$	$\geq 6$	C	0.015	0.020	0.20
$\leq 0.00$	$\leq 3$	NC	0.020	0.030	0.20
$\leq 0.00$	$\geq 6$	NC	0.010	0.015	0.20
$\geq 0.50$	$\leq 3$	NC	0.010	0.015	0.20
$\geq 0.50$	$\geq 6$	NC	0.005	0.010	0.20
2. Beam controlled by shear <sup>1</sup>					
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 <sup>1</sup>					
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 <sup>1</sup>					
			0.015	0.030	0.02

- หมายเหตุ 1 หากองค์อาคารที่พิจารณาไม่อยู่ใน 4 กรณีดังกล่าว ให้ใช้ค่าต่ำสุดที่เหมาะสมของตาราง
- 2 ในสคมภ์ “transverse reinforcement” “C” และ “NC” คือ conforming และ non-conforming ตามลำดับ องค์อาคารจะถูกพิจารณาเป็น conforming เมื่อบริเวณที่เป็นจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัด : 1) ระยะห่างเหล็กปลอก  $\leq d/3$  และ 2) กำลังงัดอาคารที่มีความเหนียวปานกลางและมากต้องได้จากเหล็กปลอก( $V_u$ ) อย่างน้อย  $\frac{3}{4}$  ของแรงเฉือนออกแบบ นอกจากนี้จะพิจารณาเป็น non-conforming
- 3 การใช้ค่าเฉลี่ยระหว่างค่าภายในตารางสามารถทำได้
- 4  $V$  = แรงเฉือนออกแบบ
- 5 สำหรับคอนกรีตมวลเบาให้ใช้ร้อยละ 75 ของค่าในตาราง



### 3.4.2 เสา

การจำลองแบบเสาภายใต้แรงกระทำตามแนวแกนและแรงกระทำด้านข้าง นอกจากจะคำนึงถึงลักษณะการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนแล้วยังต้องคำนึงถึงผลของแรงตามแนวแกนที่มีต่อความสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดของเสาด้วย การจำลองแบบเสาโดยโปรแกรม SAP2000 มีลักษณะเป็นเส้นที่มีคุณสมบัติเชิงเส้นตลอดความยาวของเสาและประกอบด้วยจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดในตำแหน่งดัดในตำแหน่งที่มีแนวโน้มจะเกิดการวิบัติของเสา จุดหมุนพลาสติกดังกล่าวแสดงพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนความสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดของเสา แสดงดังรูปที่ 3.2 ความสามารถในการหมุนและขอบเขตของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กตามข้อแนะนำของ ATC-40 แสดงดังตารางที่ 3.5 ตัวแปรที่ใช้ในการเลือกค่าจากตารางดังกล่าวแปรผันกับแรงตามแนวแกนและเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กปลอก แต่เนื่องจากแรงตามแนวแกนของเสาแปรเปลี่ยนตลอดการวิเคราะห์โดยวิธี Nonlinear Static Pushover ดังนั้นแรงตามแนวแกนที่ใช้เพื่อเลือกค่าในตารางได้พิจารณาใช้แรงกระทำในแนวตั้งทั้งหมดที่กระทำต่อโครงสร้างก่อนการรับแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง การศึกษาเสาถูกจำลองเป็นเส้นโดยมีจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่ปลายเสาทั้งสองด้าน ซึ่งค่าโมเมนต์ที่จุดครากของเสาสามารถคำนวณได้จากความสัมพันธ์ของแรงกระทำตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัด โดยแรงกระทำตามแนวแกนมีค่าเริ่มต้นเท่ากับแรงกระทำในแนวตั้งทั้งหมดและทำการปรับแก้ค่าแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ที่จุดครากในแต่ละรอบของการคำนวณ และเพื่อคำนึงถึงผลของ P-Delta ที่มีผลต่อความแข็งแรงและกำลังต้านทานด้านข้างของเสา แบบจำลองเสาหนึ่งต้นจึงถูกจำลองแบ่งเป็นสองส่วน

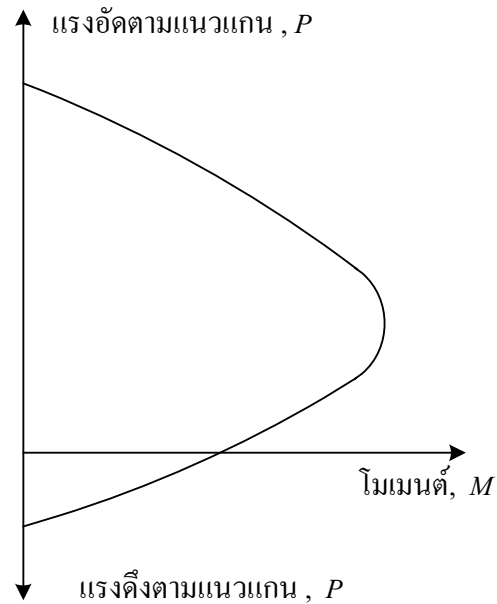
กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดจากความต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต ( $V_c$ ) และเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กปลอก ( $V_s$ ) เช่นเดียวกับคาน แต่แตกต่างกันที่แรงตามแนวแกนของเสาจะมีผลต่อความสามารถรับแรงเฉือนของเสา กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตที่แนะนำโดย ATC-40 โดยอ้างอิงกับผลการทดสอบสามารถแสดงด้วยความสัมพันธ์ดังนี้

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

โดยที่  $\lambda$  = 0.75 กรณีคอนกรีตมวลเบา  
           = 1.00 กรณีคอนกรีตทั่วไป  
 $k$  = 1.00 ในบริเวณที่มีความเหนียวต่ำ  
       = 0.00 ในบริเวณที่มีความเหนียวปานกลางและสูง

$$N = 0.00 \text{ กรณีเป็นแรงดึง}$$

$$= \text{เป็นบวกกรณีแรงอัด และ } N/A_g \text{ มีหน่วยเป็น MPa}$$



รูปที่ 3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ของเสา

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กรับแรงเฉือนหรือเหล็กปลอกที่แนะนำโดย ATC-40 สามารถแสดงด้วยความสัมพันธ์ดังนี้

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

ตารางที่ 3.5 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้น : เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก  
(ATC-40)

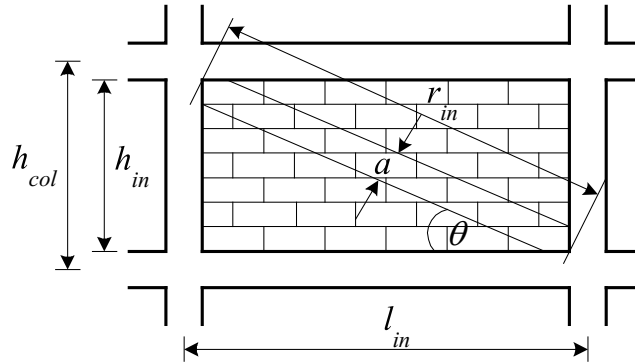
			Modeling Parameter <sup>4</sup>		
			Plastic Rotation Angle, rad		Residual Strength Ratio
Component Type			a	b	c
1.Column controlled by flexure <sup>1</sup>					
$\frac{P}{A_g f'_c}$ <sup>5</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ <sup>6</sup>	Transverse Reinforcement <sup>2</sup>			
≤ 0.10	≤ 3	C	0.020	0.030	0.20
≤ 0.10	≥ 6	C	0.015	0.025	0.20
≥ 0.40	≤ 3	C	0.015	0.025	0.20
≥ 0.40	≥ 6	C	0.010	0.015	0.20
≤ 0.10	≤ 3	NC	0.010	0.015	0.20
≤ 0.10	≥ 6	NC	0.005	0.005	0.00
≥ 0.40	≤ 3	NC	0.005	0.005	0.00
≥ 0.40	≥ 6	NC	0.000	0.000	0.00
2.Column controlled by shear <sup>1,3</sup>					
Hoop spacing ≤ 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 <sup>1,3</sup>					
Hoop spacing ≤ 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 <sub>0</sub> <sup>1,3</sup>					
Conforming reinforcement over the entire length			0.015	0.025	0.02
All other cases			0.000	0.000	0.00

หมายเหตุ 1 หากองค์อาคารที่พิจารณาไม่อยู่ใน 4 กรณีดังกล่าว ให้ใช้ค่าต่ำสุดที่เหมาะสมของตาราง

- ในสคมภ์ “transverse reinforcement” “C” และ “NC” คือ conforming และ non-conforming ตามลำดับ องค์อาคารจะถูกพิจารณาเป็น conforming เมื่อบริเวณที่เป็นจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัด : 1) ระยะห่างเหล็กปลอก ≤ d / 3 และ 2) กำลังองค์อาคารที่มีความเหนียวปานกลางจะต้องได้จากเหล็กปลอก(V<sub>s</sub>) อย่างน้อย ¼ ของแรงเฉือนออกแบบ นอกจากนี้จะพิจารณาเป็น non-conforming
- 1) เหล็กปลอกในเสาต้องไม่ต่อทาบบริเวณคอนกรีตส่วนหุ้ม และ 2) ส่วน hooks ของเหล็กปลอกต้องฝังอยู่ในส่วนกลางของเสาหรือไม่อยู่ในบริเวณที่สามารถหลุดเกาะเกาะของคอนกรีตส่วนหุ้ม
- การใช้ค่าเฉลี่ยระหว่างค่าภายในตารางสามารถทำได้
- P = แรงตามแนวแกนออกแบบ
- V = แรงเฉือนออกแบบ
- สำหรับคอนกรีตมวลเบาให้ใช้ร้อยละ 75 ของค่าในตาราง

### 3.4.3 กำแพงอิฐก่อ

การศึกษานี้กำแพงอิฐก่อถูกจำลองเป็นค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (Equivalent diagonal compressive strut) แสดงดังรูปที่ 3.3 ตามข้อแนะนำของ FEMA-273



รูปที่ 3.3 แบบจำลองกำแพงอิฐก่อ (FEMA-273)

FEMA-273 ได้แนะนำค่าความกว้างเทียบเท่าของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าไว้ดังนี้

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

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

โดยที่  $E_{me}$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของกำแพงอิฐก่อ  
 $E_{fe}$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของโครงข้อแข็ง  
 $I_{col}$  คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของเสา  
 $t_{in}$  คือ ความหนาของกำแพงอิฐก่อ

กำลังรับแรงเฉือนของกำแพงอิฐก่อจึงแปรผันเฉพาะกับพื้นที่สัมผัสในแนวตั้งของกำแพงกับเสา ดังนั้นสถานะที่กำแพงเริ่มเกิดการวิบัติแบบเฉือนขาดของมอร์ต้าในแนวระนาบ องค์ประกอบในแนวตั้งของแรงอัดตามแกนของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า ( $R_s$ ) เท่านั้นที่มีผลต่อแรงเฉือนสูงสุดของกำแพงอิฐ ( $V_{ine}$ ) ซึ่งจะมีค่าเท่ากับ

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

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

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

ค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าที่จำลองมีลักษณะเป็นเส้นและด้านทานเฉพาะแรงอัดตามแนวแกนเท่านั้น ดังนั้นที่ปลายทั้งสองด้านของค้ำยันจึงไม่ด้านทานการหมุนหรือเป็นจุดยึดหมุน (hinge) จุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนถูกกำหนดที่กึ่งกลางของแบบจำลอง การเสียรูปตามแนวแกน ณ สภาวะครากของค้ำยันสามารถหาได้จากค่าความแข็งแรงตามแนวแกนกับแรงอัดตามแนวแกนของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า และค่าความสามารถและขอบเขตการเสียรูปของกำแพงอิฐก่อแบบไร้เชิงเส้นในตารางที่ 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.

### 3.4.4ผนังแรงเฉือน(Shear wall)

ผนังแรงเฉือนเป็นโครงสร้างหลักเพื่อรับแรงด้านข้างในอาคารสูงเป็นจำนวนมาก (Ayala and Charleson, 2002) ผลจากการสำรวจพฤติกรรมของอาคารจากแผ่นดินไหวพบว่าผนังแรงเฉือนที่ได้รับการออกแบบที่ดีนั้น สามารถช่วยจำกัดความเสียหายที่เกิดกับอาคารทั้งที่เป็นความเสียหายในส่วนโครงสร้างและความเสียหายในส่วนอื่น โดยทั่วไปผนังแรงเฉือนสามารถแบ่งตามขนาดและรูปร่างออกเป็น 2 ประเภทดังนี้

## 1. ผนังที่ไม่มีช่องเปิด

ลักษณะและพฤติกรรมของผนังประเภทนี้จะเหมือนกับคานยื่นออกจากฐานรากโดยถ้าพิจารณาจากอัตราส่วนความสูงต่อความกว้าง ( $h_w/L_w$ ) ของผนังแล้วยังแบ่งย่อยได้อีก 2 ประเภท คือ Slender wall หรือผนังที่มีอัตราส่วนมากกว่า 2-3 และ Squat wall หรือผนังที่มีอัตราส่วนน้อยกว่า 2-3

พฤติกรรมที่ต่างกันของผนังสองประเภทนี้ขึ้นอยู่กับกำลังในการรับแรงเฉือนและกำลังในการรับแรงดัดของผนังแต่ละประเภท สำหรับใน Slender wall เนื่องจากอัตราส่วนสูงทำให้ผนังมีโอกาสที่จะเกิดครากของเหล็กเสริมรับแรงดัดก่อนที่จะเกิดสภาวะอินเลาสติกของแรงเฉือนในทางตรงกันข้าม Squat wall มีอัตราส่วนต่ำทำให้ต้องการแรงเฉือนสูงในการเกิดครากของเหล็กเสริมรับแรงดัด และมีโอกาสที่จะเกิดสภาวะอินเลาสติกจากแรงเฉือนก่อน เนื่องจากโดยทั่วไปแล้วพฤติกรรมในช่วงอินเลาสติกของแรงดัดมี Energy dissipation และ Ductility สูง ในขณะที่พฤติกรรมในช่วงอินเลาสติกจากแรงเฉือนมักจะมี Energy dissipation และ Ductility ต่ำกว่า ดังนั้นในการออกแบบ Squat wall อาจจะต้องออกแบบไว้เพื่อรับแรงเฉือนสูงขึ้น เพื่อลดความต้องการของ Ductility

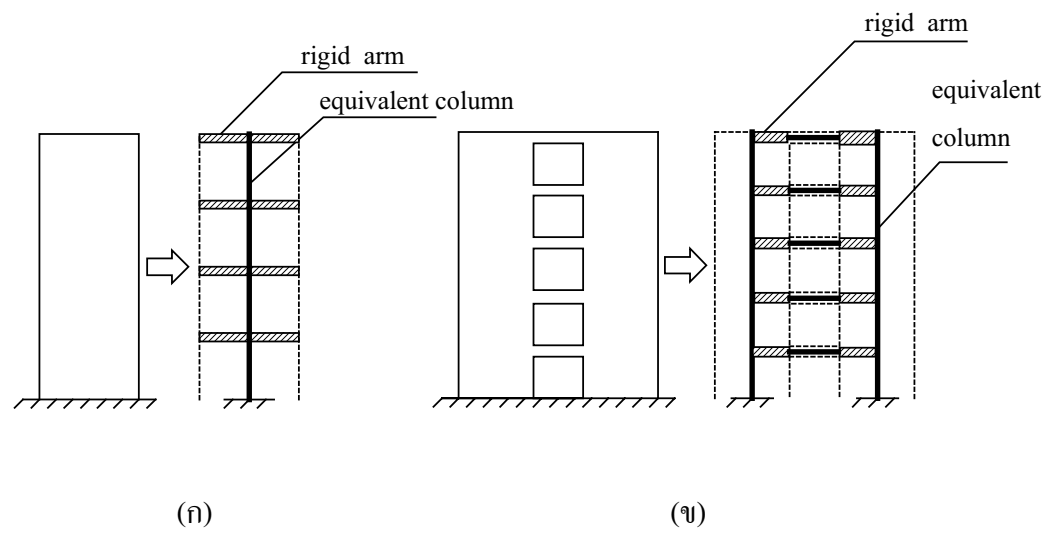
Slender wall จะมีกลไกในการสลายพลังงานคือ การครากของเหล็กเสริมรับแรงดัดโดยจะเกิดในบริเวณที่เป็น Plastic hinge บริเวณฐานของกำแพงซึ่งมีแรงดัดสูงสุด เนื่องจาก Flexural yielding มีความสัมพันธ์โดยตรงกับ  $\sigma - \epsilon$  ของเหล็กเสริมจึงทำให้พฤติกรรมดังกล่าวมีความสามารถในการกระจายพลังงานได้สูงเหมาะที่จะเป็นกลไกหลักในการกระจายพลังงานของกำแพง แต่ทั้งนี้ต้องป้องกันไม่ให้เกิดประลัยในรูปแบบอื่นที่มี Ductility ต่ำหรือมีลักษณะเป็น Brittle failure

Squat wall อาจใช้ในอาคารที่มีความสูงไม่มากหรือในอาคารสูงโดยเป็นผนังที่ช่วยรับแรงเฉือนในระยะสองสามชั้นแรกเท่านั้น โดยปกติแล้วเนื่องจากความสูงของผนังน้อยแรงเฉือนที่จะทำให้เกิด Yield moment ขึ้นที่ฐานของผนังมักจะมีค่าน้อยกว่าความต้านทานแรงเฉือนของผนัง ทำให้มักจะเกิดการประลัยด้วยแรงเฉือน เนื่องจากการประลัยประเภทนี้จะมี Ductility ก่อนข้างต่ำ ดังนั้นผนังประเภทนี้ต้องออกแบบให้รับแรงเฉือนที่มีค่าสูงกว่าผนังแบบ Slender

## 2. ผนังที่มีช่องเปิด

ในอาคารทั่วไป ตามผนังจะมีช่องเปิดเลื่อนเป็นหน้าต่างหรือประตูซึ่งตำแหน่งและขนาดของช่องเปิดจะมีผลต่อพฤติกรรมของผนังอย่างมาก ในกรณีที่ช่องเปิดเรียงกันเป็นแถวในแนวดิ่งจะทำให้ผนังมีลักษณะเป็นผนังคู่และมีความเชื่อมระหว่างผนังดังกล่าวที่มี Energy dissipation และ Ductility สูง โดยอาศัยหลักการที่ว่าคานเชื่อมจะเป็นจุดที่แข็งแรงน้อยกว่ากำแพง ดังนั้นหากคานเชื่อมสามารถกระจายพลังงานได้ดีและมี Ductility สูง ก็จะช่วยให้สามารถกระจายพลังงานได้ตลอดความสูงของผนังโดยจะลดความเสียหายที่เกิดต่อผนังซึ่งเป็นโครงสร้างหลักได้

การวิเคราะห์โครงสร้างกำแพงรับแรงโดยวิธี Wide-column frame สามารถจำลองแบบผนังและคานเป็นเส้นพร้อมด้วยคุณสมบัติเทียบเท่าไว้ที่แกนศูนย์กลางขององค์อาคาร ความกว้างของผนังจะจำลองด้วยองค์อาคารแข็งเกร็งเพื่อต่อเชื่อมกับคาน MacLeod และ Hosny (1977) ได้เสนอแบบจำลองของกำแพงรับแรงไว้ 2 แบบ คือ กรณีกำแพงไม่มีช่องเปิดและกรณีกำแพงมีช่องเปิดแสดงได้ดังรูปที่ 3.4 และการเกิดจุดหมุนพลาสติกในคานที่ต่อเชื่อมกับกำแพงจะพิจารณาให้เกิดที่ปลายทั้งสองด้านของคานเมื่อคานรับแรงเฉือนหรือโมเมนต์ดัดสูงสุดที่หน้าตัดสามารถรับได้ และจุดหมุนพลาสติกที่เกิดในกำแพงจะเกิดที่จุดบนสุดและล่างสุดของแต่ละชั้นของกำแพง การจำลองแบบผนังแรงเฉือนภายใต้แรงกระทำตามแนวแกนและแรงกระทำด้านข้าง นอกจากต้องคำนึงถึงลักษณะการวิบัติจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนแล้วยังต้องคำนึงถึงผลของแรงตามแนวแกนที่มีต่อความสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดด้วย ความสามารถในการหมุนและขอบเขตของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกกรณีที่มีผนังแรงเฉือนถูกควบคุมการวิบัติโดยแรงดัดแสดงดังตารางที่ 3.7 ตามข้อแนะนำของATC-40 ส่วนกรณีผนังแรงเฉือนถูกควบคุมการวิบัติด้วยแรงเฉือนความสามารถในการหมุนและขอบเขตของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงเฉือนของผนังแรงเฉือนตามข้อแนะนำของATC-40 แสดงดังตารางที่ 3.8 ตัวแปรที่ใช้ในการเลือกค่าจากตารางดังกล่าวแปรผันกับแรงตามแนวแกนและ Boundary element แต่เนื่องจากแรงตามแนวแกนของเสาจะแปรเปลี่ยนตลอดการวิเคราะห์โดยวิธี Nonlinear static pushover ดังนั้นแรงตามแนวแกนที่ใช้เพื่อเลือกค่าในตารางดังกล่าว จะใช้แรงกระทำในแนวตั้งทั้งหมดที่กระทำต่อโครงสร้างก่อนการรับแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง



รูปที่ 3.4 แบบจำลองผนังแรงเฉือน ก) กรณีผนังไม่มีช่องเปิด ข) กรณีผนังมีช่องเปิด



ตารางที่ 3.7 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบไร้เชิงเส้น : ผนังแรงเฉือนวิบัติเนื่องจากแรงคัต  
(ATC 40)

			Modeling Parameter <sup>4</sup>		
			Plastic Rotation Angle, rad		Residual Strength Ratio
Component Type			a	b	c
1. Wall and Wall Segments controlled by flexure					
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P_1}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$ <sup>2</sup>	Boundary Element <sup>3</sup>			
$\leq 0.10$	$\leq 3$	C	0.015	0.020	0.75
$\leq 0.10$	$\geq 6$	C	0.010	0.015	0.40
$\geq 0.25$	$\leq 3$	C	0.009	0.012	0.60
$\geq 0.25$	$\geq 6$	C	0.005	0.010	0.30
$\leq 0.10$	$\leq 3$	NC	0.008	0.015	0.60
$\leq 0.10$	$\geq 6$	NC	0.006	0.010	0.30
$\geq 0.25$	$\leq 3$	NC	0.003	0.005	0.25
$\geq 0.25$	$\geq 6$	NC	0.002	0.004	0.20

- หมายเหตุ 1  $A_s$  คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมแนวตั้งที่รับแรงดึง  $A'_s$  คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมแนวตั้งที่รับแรงอัด  $f_y$  คือ หน่วยแรงครากของเหล็กเสริม  $P$  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 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบไร้เชิงเส้น : ผนังแรงเฉือนวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน  
(ATC-40)

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

สำหรับกรณีที่กำลังรับแรงถูกควบคุมการวิบัติโดยแรงคัต ATC-40 ได้กำหนดให้กำลังรับโมเมนต์ที่สภาวะครากของกำแพง ( $M_y$ ) ได้จากการครากของเหล็กเสริมแนวตั้งในบริเวณของ

Boundary element หรือตลอดระยะ 25% จากขอบของกำแพงในกรณีกำแพงไม่มี Boundary element

สำหรับกรณีกำแพงรับแรงถูกควบคุมการวิบัติโดยแรงเฉือนนั้น ความสามารถในการหมุนและขอบเขตของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงเฉือนของกำแพงรับแรงตามข้อแนะนำของ ATC-40 โดยที่ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงรับแรงจะเกิดจากความต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต ( $V_c$ ) และเหล็กเสริมในแนวนอน ( $V_s$ ) ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงรับแรงที่แนะนำโดย ATC-40 แสดงโดยความสัมพันธ์ดังนี้

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c}t_wl_w$$

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

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

สำหรับกำแพงที่มีเปอร์เซ็นต์ของเหล็กเสริมในแนวนอน,  $\rho_n$  น้อยกว่า 0.0025 กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมดังกล่าวจะถูกลดโดยสัมประสิทธิ์  $\beta_n$  ซึ่งค่า  $\beta_n$  จะลดลงเป็นสัดส่วนโดยตรง โดยมีค่าเท่ากับ 1.0 สำหรับกรณี  $\rho_n = 0.0025$  และมีค่าเท่ากับ 0.0 สำหรับกรณี  $\rho_n = 0.0015$  และหาก  $\rho_n$  มีค่าน้อยกว่า 0.0015 แล้วจะถือว่าเหล็กเสริมในแนวนอนไม่ช่วยรับแรงเฉือนที่เกิดกับกำแพงเลย

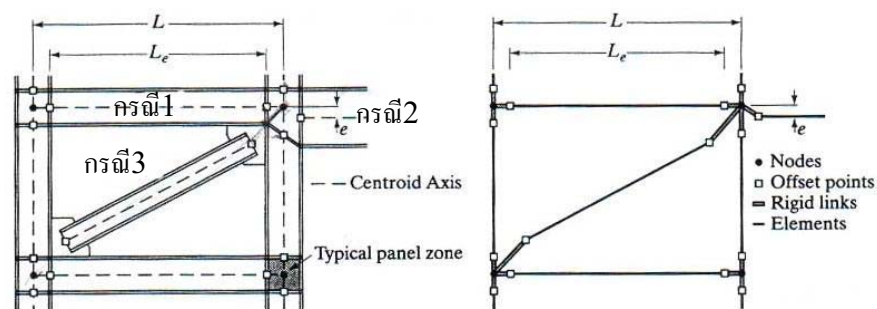
### 3.4.5 ผลของ P-Delta

โครงสร้างที่ต้องรับแรงกระทำด้านข้าง ผลของการเคลื่อนตัวด้านข้างและแรงกระทำในแนวตั้งจะมีผลต่อการเพิ่มโมเมนต์ดัดที่กระทำต่อโครงสร้าง ในบริเวณที่มีการสั่นไหวอยู่ในระดับต่ำและปานกลางซึ่งประเทศไทยตั้งอยู่ในบริเวณดังกล่าว ผลของ P-Delta จะมีความสำคัญต่อการพิจารณาพฤติกรรมของโครงสร้างมากกว่าในบริเวณที่มีการสั่นไหวอยู่ในระดับสูง ทั้งนี้เนื่องจากอาคารที่ออกแบบในบริเวณที่มีระดับการสั่นไหวสูงจะพิจารณาให้อาคารสามารถต้านแรงกระทำด้านข้างได้ค่อนข้างสูง โมเมนต์ดัดทั้งหมดจะเกิดจากแรงกระทำด้านข้างและโมเมนต์ดัดรองเนื่องจากการเคลื่อนตัวด้านข้างและแรงกระทำในแนวตั้ง เมื่อการเคลื่อนตัวด้านข้างเพิ่มขึ้น โมเมนต์ดัดรองจะมีค่าเพิ่มขึ้นซึ่งจะส่งผลให้การเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าเพิ่มขึ้นอีก ในโครงสร้างที่มีความอ่อนตัวมากอาจเกิดการวิบัติเนื่องจากความไร้เสถียรภาพ

### 3.4.6 Rigid Zone Effects

จุดต่อที่พิจารณาในแบบจำลองมีลักษณะเป็นจุด ซึ่งไม่ถูกต้องตามพฤติกรรมจริงของโครงสร้าง จุดต่อในโครงสร้างจริงแสดงดังรูปที่ 3.5 มีลักษณะดังนี้

1. บริเวณจุดต่อในโครงสร้างจริงมีลักษณะเป็นบริเวณแข็งเกร็ง ซึ่งมีค่าความแข็งแรง (Stiffness) สูงกว่าองค์อาคารอย่างมาก
2. บริเวณจุดต่อที่องค์อาคารมีขนาดหน้าตัดไม่เท่ากันระดับของแกนศูนย์กลางจะไม่เท่ากันด้วย
3. สำหรับโครงสร้างที่มีค้ำยันในแนวทแยง แกนศูนย์กลางของตัวค้ำยันจะไม่อยู่ในแนวเดียวกับจุดต่อที่ปลายทั้งสองด้าน



รูปที่ 3.5 ลักษณะจุดต่อของโครงสร้างจริง

แบบจำลองคานที่พิจารณาผลของ Rigid Zone ภายใต้แรงกระทำด้านข้างต่อโครงสร้าง ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนของคาน (MacLeod, 1990) แสดงได้ดังนี้

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

โดยที่ L คือ ระยะระหว่างกึ่งกลางเสา

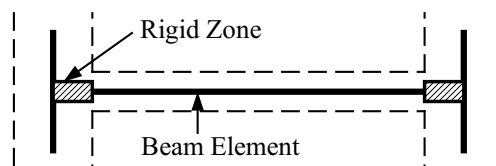
C คือ ความกว้างเสา

$\beta$  คือ C/L

ดังนั้นร้อยละการเพิ่มของค่าความแข็งแกร่งของการหมุน (Rotation stiffness) เมื่อพิจารณาผลของ Rigid Zone แสดงได้ดังนี้

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

การพิจารณาผลของ Rigid Zone ทำให้สามารถจำลองแบบพฤติกรรมของโครงสร้างได้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงมากยิ่งขึ้น 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



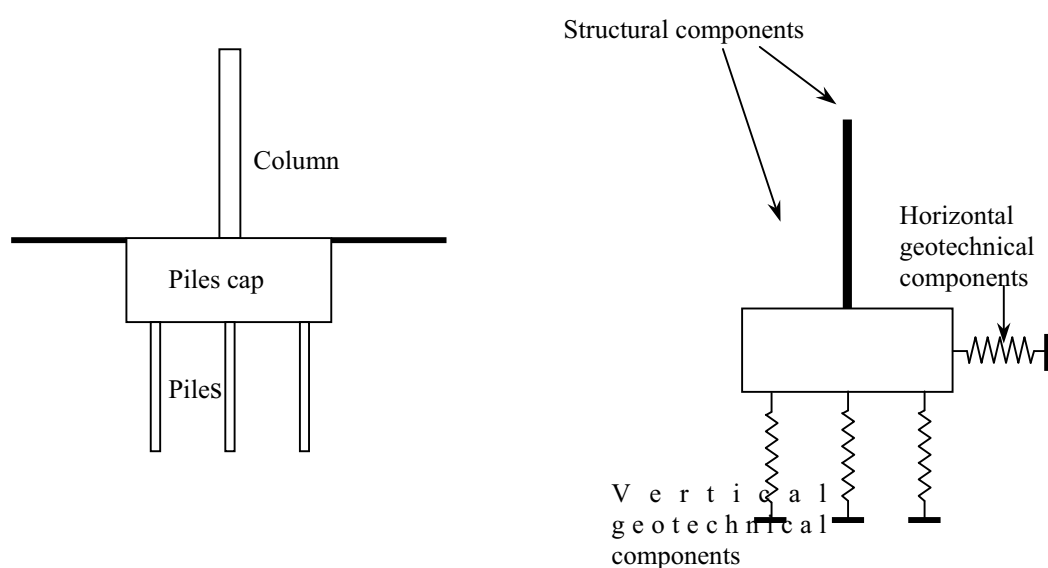
รูปที่ 3.6 แบบจำลองคานที่พิจารณาผลของ Rigid Zone (MacLeod, 1990)

### 3.4.7 ฐานราก

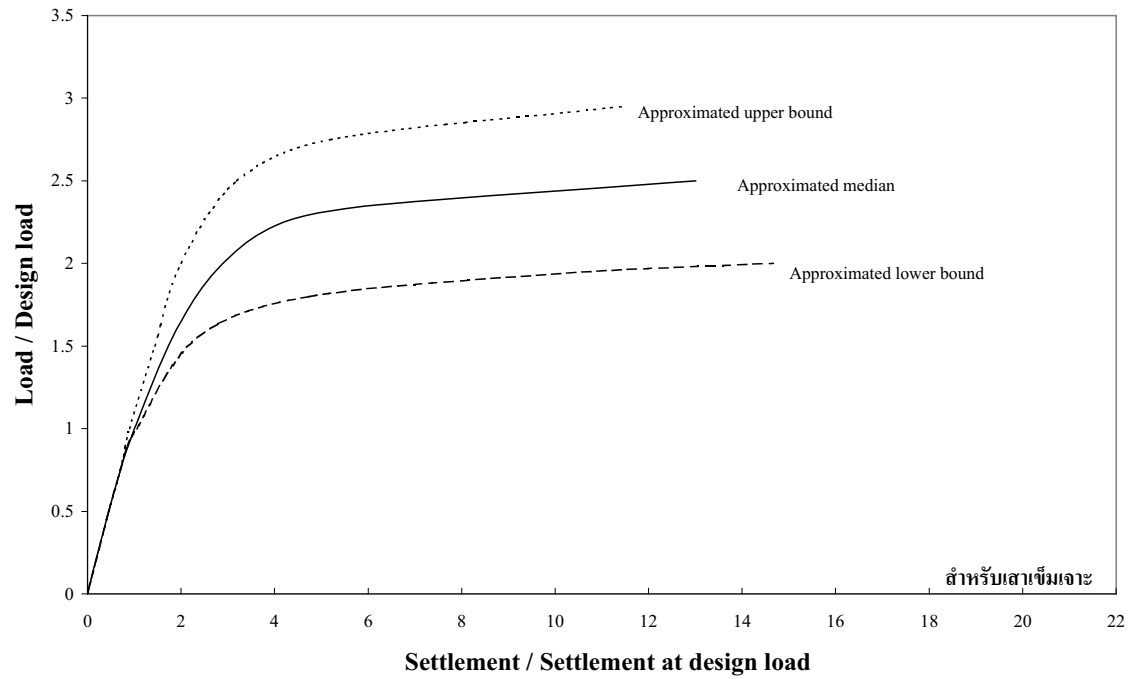
เนื่องจากฐานรากอาคารส่วนใหญ่ในกรุงเทพฯ เป็นประเภทฐานรากเสาเข็ม การศึกษาครั้งนี้จึงใช้วิธีการจำลองฐานรากอาคารด้วยวิธี Subgrade-reaction ซึ่งเสนอโดย Winkler (1967) ดังแสดงในรูปที่ 3.7 วิธีดังกล่าวพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้างและการเคลื่อนที่โดยใช้ อิลิเมนต์ประเภทสปริงจำลองพฤติกรรมของดินใต้ฐานราก เพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ทั้งในแนวดิ่งและในแนวราบ ส่วนความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มขึ้นอยู่กับ ความสามารถในการรับน้ำหนักของดินที่ปลายเสาเข็ม (End Bearing) และ ความฝืดของดินรอบผิวเสาเข็ม (Skin Friction) สำหรับค่าสติฟเนสในแนวดิ่งของเสาเข็ม,  $K_v$  แสดงดังสมการข้างล่าง โดยที่  $E_p$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต,  $A_p$  คือ พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม และ  $L_p$  คือ ความยาวของเสาเข็ม

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

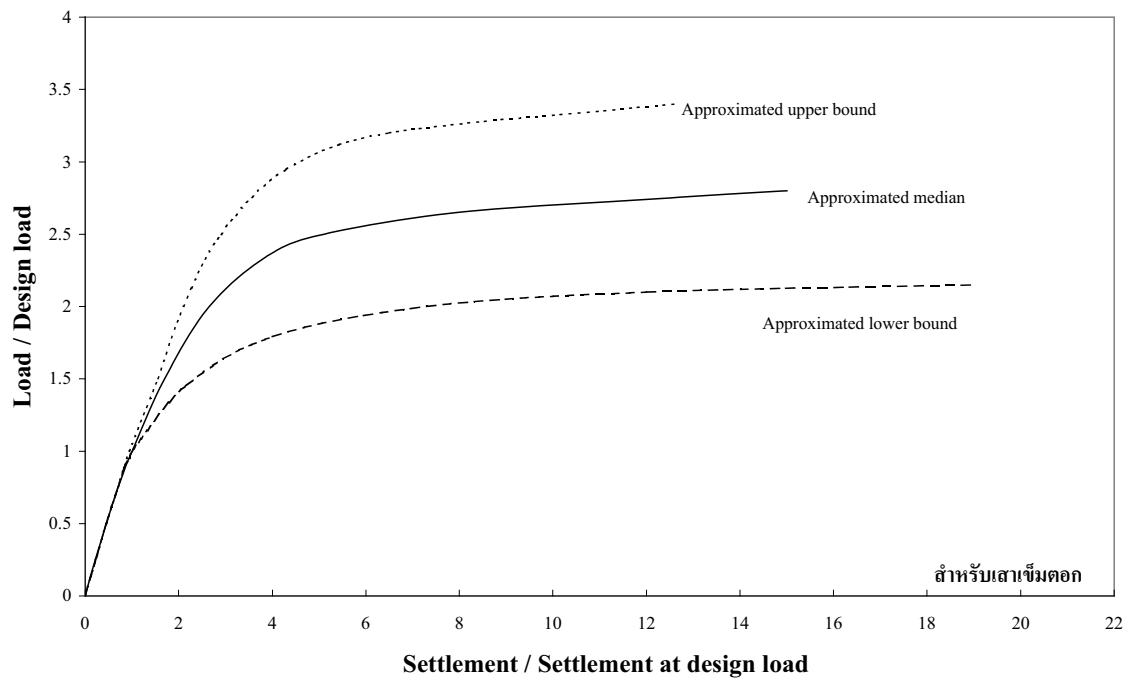
สมการดังกล่าวใช้หาค่าสติฟเนสของเสาเข็มหล่อและเสาเข็มตอกโดย Kiattivisanchai (2001) ทำการรวบรวมข้อมูลจาก Static Load Test จำนวน 228 ตัวอย่างของเสาเข็มเจาะ และ 190 ตัวอย่างของเสาเข็มตอก ในกรุงเทพมหานคร ส่วนความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการทรุดตัวของเสาเข็มในแนวดิ่งสำหรับเสาเข็มเจาะและเสาเข็มตอก แสดงดังรูปที่ 3.8 และ 3.9 โดยค่าสัมประสิทธิ์  $\beta$  มีค่าอยู่ระหว่าง 0.50 – 4.00 สำหรับการศึกษาที่ใช้  $\beta=2$  ตามผลการทดสอบเสาเข็มในกรุงเทพมหานครที่เสนอโดย Kiattivisanchai (2001)



รูปที่ 3.7 Model สำหรับการวิเคราะห์ (Winkler Component Model)



รูปที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการทรุดตัวในแนวตั้งของเสาเข็มเจาะ



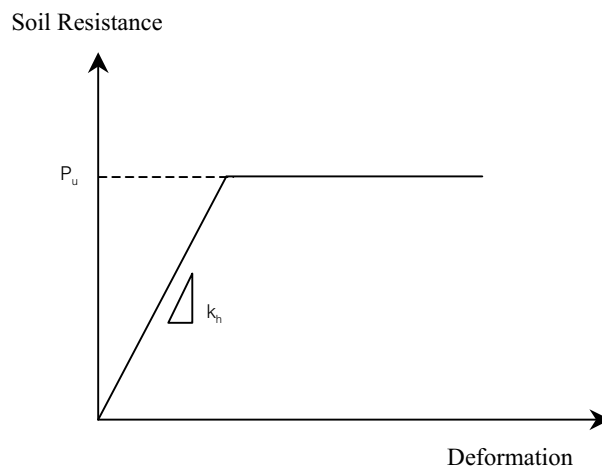
รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการทรุดตัวในแนวตั้งของเสาเข็มตอก

การวิเคราะห์เสาเข็มภายใต้แรงกระทำด้านข้างขึ้นอยู่กับเคลื่อนที่ของเสาเข็ม และการตอบสนองของดินเมื่อมีการถ่ายน้ำหนัก แสดงโดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำด้านข้าง การเคลื่อนที่ของสปริงถูกกำหนดให้มีพฤติกรรมแบบพลาสติกโดยสมบูรณ์ ซึ่งมีค่าสตีเฟนเริ่มต้นเท่ากับ ค่าโมดูลัสตามแนวนอน Subgrade Reaction,  $K_h$  แรงกระทำสูงสุดมีค่าเท่ากับ กำลังต้านทานสูงสุดของดิน,  $P_u$  (รูปที่ 3.10) ค่ายังโมดูลัส,  $E_s$  สำหรับดินกรุงเทพฯ (Shibuya et. al, 1997) ดินเหนียว มีค่า  $1200S_u$  (กก/  $m^2$ ) และสำหรับดินทรายแปรผันกับค่า Shear Wave Velocity แสดงดังรูปที่ 3.11

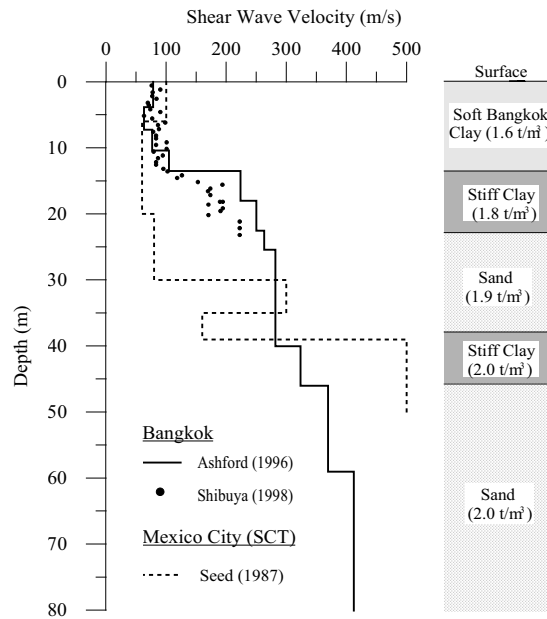
$$K_h = \frac{1.30}{D} \sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1 - \nu_s^2}$$

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

โดยที่	$E_s$	คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของดิน
	$E_p$	คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต
	$D$	คือ ขนาดของเสาเข็ม
	$I_p$	คือ โมเมนต์อินเนอร์เซียของเสาเข็ม
	$\nu_s$	คือ อัตราส่วนปัวร์ซองของดิน
	$\rho_s$	คือ ความหนาแน่นของดิน



รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของ soil spring



รูปที่ 3.11 Shear Wave Velocity ของดินกรุงเทพฯ

Pimpasugdi (1988) เสนอค่าพารามิเตอร์สำหรับดินทรายและดินเหนียวของดินใน กรุงเทพฯ ค่าแรงยึดเหนี่ยวของดินเหนียว มีค่า  $9S_u$  ส่วนค่าพารามิเตอร์ของดินทรายถูกแทนด้วยสมการ 4 สมการข้างล่าง และตารางที่ 3.9 แสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินกรุงเทพฯ (after Oonchittikul, 1989)

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

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

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

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

โดยที่	$q_p$	คือ แรงแบกทานใต้เสาเข็มในสถานะประลัย
	$N_q$	คือ แฟกเตอร์ความสามารถในการรับแรงแบกทานของดิน
	$\sigma'_{vb}$	คือ ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งของความลึกที่พิจารณา
	$\phi'$	คือ มุมค่าความเสียดทาน



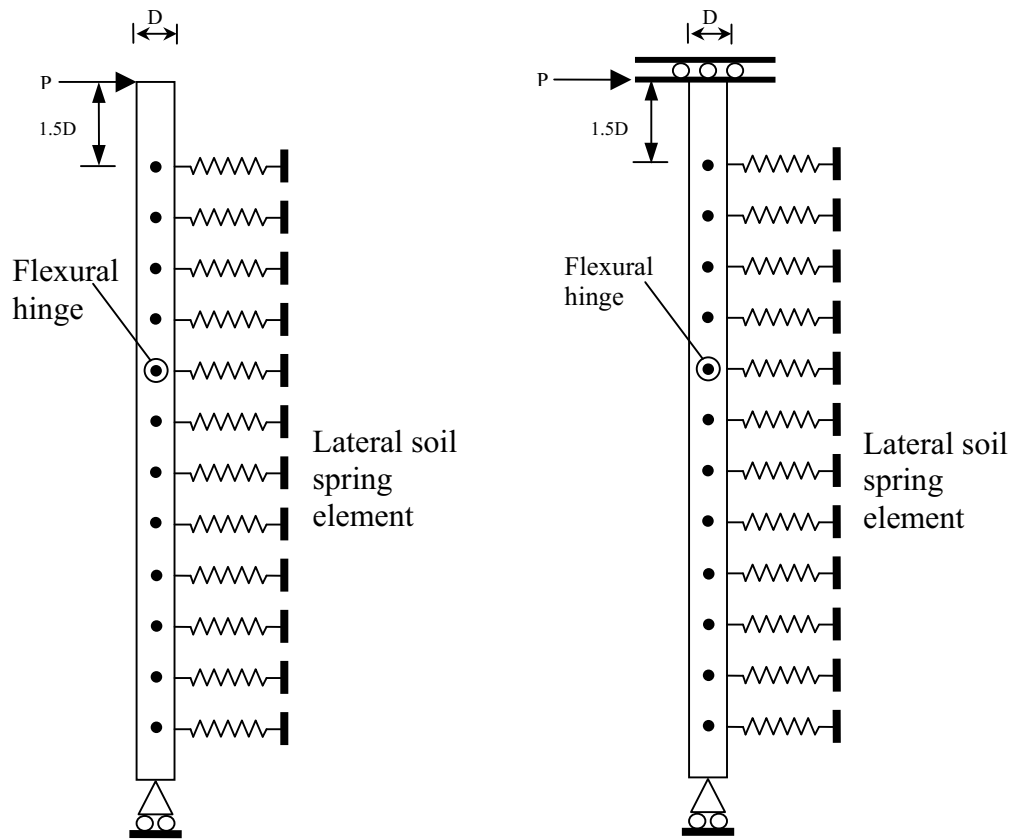
$D$  คือ ความลึกระดับชั้นดิน

ตารางที่ 3.9 กำลังรับแรงเฉือนของดินกรุงเทพฯ

Layer	Undrained Shear Strength (ton/m <sup>2</sup> )	Effective Strength Parameters	
		$c'$	$\phi'$
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	-	-

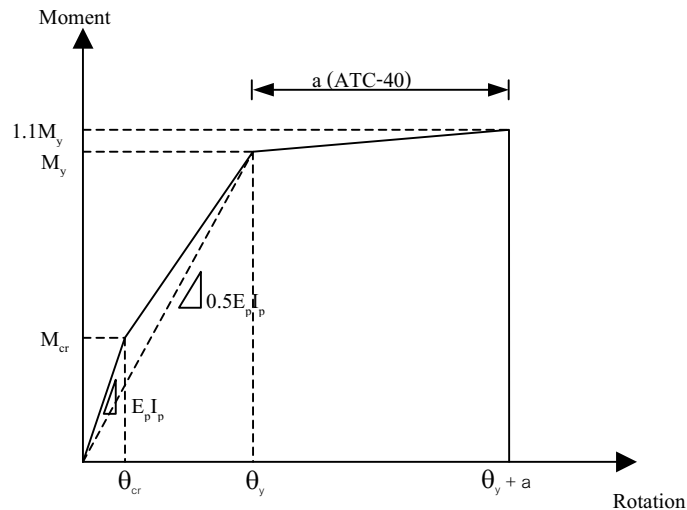
การจำลองพฤติกรรมของฐานรากประเภทเสาเข็มตามวิธีการจำลองแบบ Subgrade-reaction มีข้อสมมติฐานดังนี้ (แสดงดังรูปที่ 3.12)

- 1) ดินมีคุณสมบัติเป็นพลาสติกโดยสมบูรณ์
- 2) ดินไม่ถูกกระทบกระเทือนเนื่องจากกระทำของเสาเข็มและไม่เกิดการแยกตัวระหว่างเสาเข็มกับดินบริเวณรอบเสาเข็ม
- 3) ไม่พิจารณาผลของแรงเสียดทานระหว่าง Pile Cap และพื้นที่ผิวที่สัมผัสกับดิน
- 4) ไม่พิจารณากำลังต้านทานแรงสูงสุดของดินที่ระยะความลึกจากผิวดินมีค่าเท่ากับ 1.50 เท่าของขนาดเสาเข็ม



รูปที่ 3.12 การจำลองโมเดลเสาเข็ม a) ปลายบนอิสระ b) ปลายบนยึดหมุน

จากข้อสมมติฐานดังกล่าวสามารถทำการจำลองเสาเข็มได้ 2 ลักษณะ คือปลายบนแบบอิสระ และปลายบนแบบยึดหมุน โดยใช้โอลิเมนต์ประเภทสปริงที่มีความเป็นอิสระต่อกันสำหรับจำลองพฤติกรรมของดินใต้ฐานราก เพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวราบ และกำหนดจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ตัดตลอดความยาวเสาเข็มเพื่อแสดงพฤติกรรมรับแรงดัดของเสาเข็มโดยความสัมพันธ์ Moment-Rotation ดังรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกหนึ่งจากโมเมนต์ดัดของเสาเข็ม

### 3.5แบบจำลองจุดต่อเสา-คานและรายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อ

เสา-คาน (Phatiwet 2002; นรเทพ 2547)

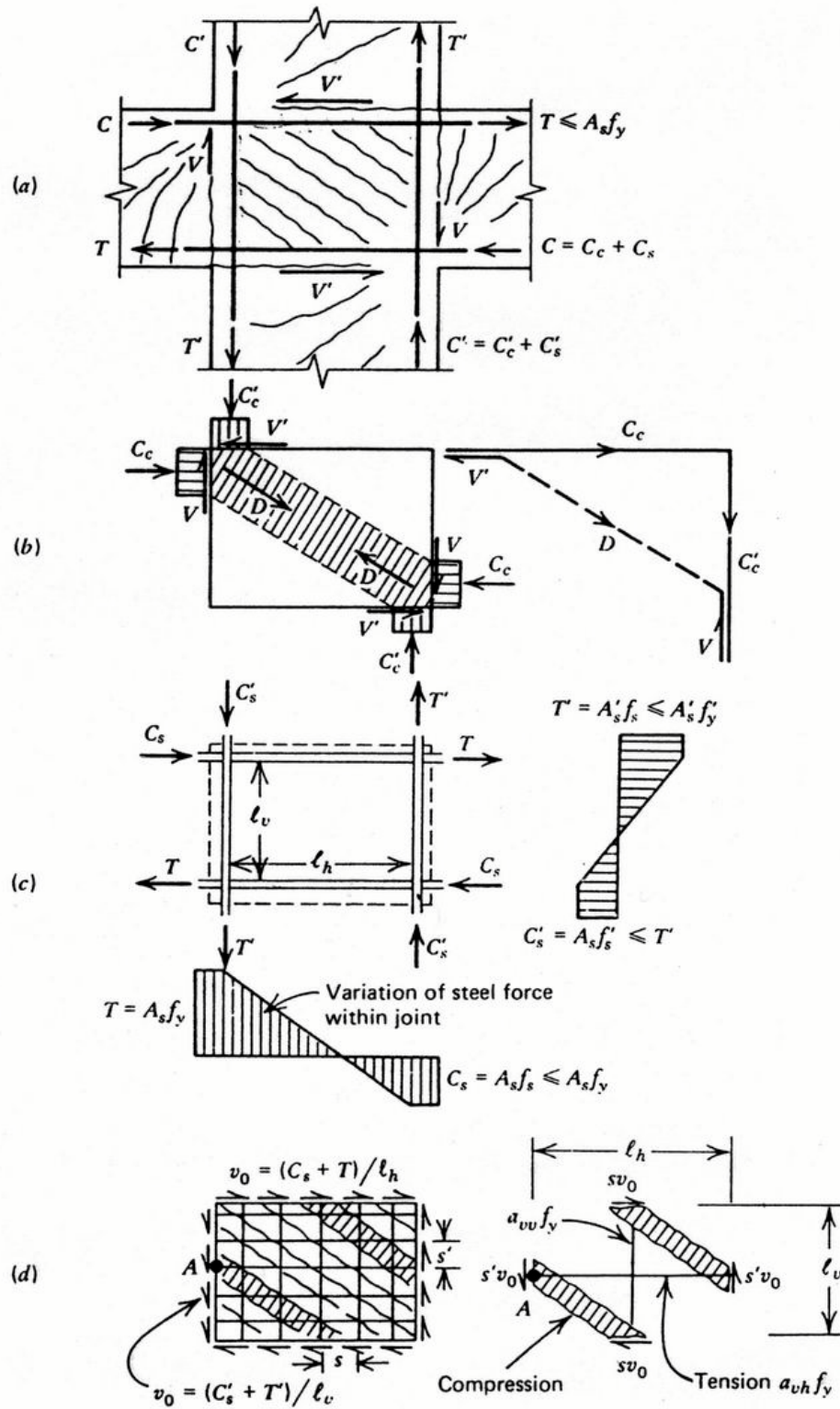
#### 3.5.1แบบจำลองจุดต่อเสา-คาน

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

เมื่ออาคารรับแรงแผ่นดินไหว แรงต่างๆ เช่น แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดจากเสาและคานที่อยู่รอบจุดต่อเสา-คาน จะถ่ายลงสู่จุดต่อเสา-คาน (Paulay et.al., 1978) และแรงภายในที่เกิดขึ้นที่จุดต่อ แสดงดังรูป 3.14 พฤติกรรมของจุดต่อเมื่อต้องรับแรงเฉือนจะเกิด แรงอัด และแรงดึง จนถึงเกิดรอยร้าวในจุดต่อ แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดจากคานและเสาจะถ่ายลงสู่จุดต่อเสา-คานทำให้เกิด Compression Shear Crack ในบริเวณจุดต่อเสา-คาน โมเมนต์ที่ถ่ายจากจากคานและเสาสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของแรงคู่ควบที่เกิดจากแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมรับโมเมนต์ในคานและเสา 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-คาน(Park et. al., 1978 )

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

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

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

อย่างไรก็ดีภายใต้แรงแผ่นดินไหว จุดหมุนพลาสติกจะเกิดในคานบริเวณที่ติดกับจุดต่อ และเมื่อจุดหมุนพลาสติก เกิดการหมุนสลับไปมาหลายๆ ในช่วงอินอีลาสติกเนื่องจาก Cyclic Loading โมเมนต์ส่วนมากในคานที่จะถ่ายสู่จุดต่อจะถูกถ่ายผ่านเหล็กเสริมรับโมเมนต์คาน  $C_s$  และ  $C'_s$  เนื่องจากเกิดการเสื่อมลดของกำลังในส่วนของคอนกรีต ดังนั้นแรงเฉือนที่รับโดย Diagonal Compression Strut ของคอนกรีตจะค่อยๆ ลดลง ภาระในการรับแรงเฉือนภายนอกจะขึ้นอยู่กับการเสริมรับแรงเฉือนภายในจุดต่อมากขึ้นเรื่อยๆ ในการรับแรงเฉือนที่ถ่ายลงสู่จุดต่อถ้าปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนไม่เพียงพอ เหล็กเสริมรับแรงเฉือนก็จะร้าวทำให้เกิด Diagonal Shear Crack และจะมีความกว้างของ Crack มากขึ้นเรื่อยๆ นำไปสู่การวิบัติของจุดต่อในที่สุด

การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแนวนอนและแนวตั้งภายในจุดต่อเสา-คาน มีความสำคัญเป็นอย่างยิ่งเพื่อไม่ให้เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนภายในจุดต่อเกิดขึ้น (Hoffmann et al., 1992) เหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวนอนภายในจุดต่อต้องใช้เหล็กปลอกเสริมพิเศษ ส่วนเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแนวตั้งอาจใช้เหล็กยื่นในเสามาช่วยในการรับแรงเฉือนโดยการกระจายเหล็กยื่นให้ทั่วเสา

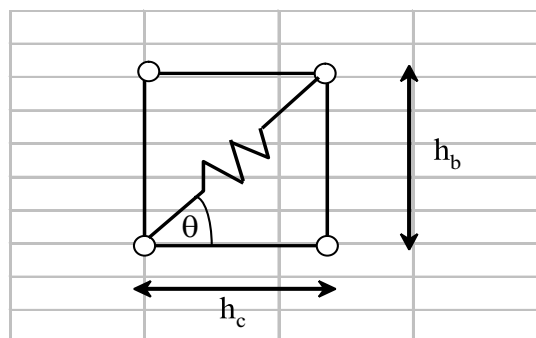
จุดต่อเสา-คานอาจเป็นจุดอ่อนที่ทำให้โครงสร้างชำรุดแตกร้าวได้ ถ้ารายละเอียดการเสริมเหล็กไม่ดีพอ แบบจำลองจะต้องสามารถจำลองพฤติกรรมของจุดต่อรวมทั้งจุดอ่อนต่างๆ เช่น บริเวณรอยต่อมีการต่อทาบเหล็กกระชั้นเกินไป ความไม่ต่อเนื่องของเหล็กกับโมเมนต์บวก ตำแหน่งที่เหล็กเสริมมีระยะยึดปลายไม่เพียงพอ บริเวณจุดต่อไม่เสริมเหล็กปลอก แบบจำลองที่นิยมใช้ในการคำนวณออกแบบจุดต่อรับแรงเฉือนมี 2 แบบ คือ Panel Model และ Compression Strut Model

Panel Model จะพิจารณาให้คอนกรีตสามารถรับแรงเฉือนที่จุดต่อ ( $V_j$ ) ได้ถึงกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต ( $V_c$ ) และเหล็กเสริมจะช่วยรับแรงเฉือนในส่วนที่มากกว่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต

แบบจำลองค้ำยันรับแรงอัด (Compression Strut Model) จะพิจารณาให้คอนกรีตรับแรงอัดในแนวเฉียง (Diagonal Compression Forces) ที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงอัดที่กระทำที่มุมของจุดต่อ

ในกรณีที่มียาน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำไม่มากจุดต่อจะมีพฤติกรรมใกล้เคียงกับ Panel Model และเมื่อมียาน้ำหนักบรรทุกกระทำมากขึ้นจุดต่อก็จะมีพฤติกรรมใกล้เคียงกับ Compression Strut Model เนื่องจากเหล็กเสริมเกิดการรูด (Slip) ทำให้หน่วยแรงที่กระทำกับคอนกรีตห่างออกจากผิวหน้าของคอนกรีต ดังนั้นโดยทั่วไปมักใช้ Compression Strut Model ในการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ

การศึกษานี้จำลองจุดตัดบริเวณเสาและคาน ด้วยแบบจำลองจุดต่อเสา-คาน (Beam-Column Joint Modeling) แสดงดังรูปที่ 3.15 ประกอบด้วยชิ้นส่วน 4 ชิ้นลักษณะเป็นกล่องสี่เหลี่ยมที่มีความแข็ง (Kitayama et al., 1987) มีจุดต่อเป็นแบบยึดหมุน (Pin Connection) และมีชิ้นส่วนกลางเป็นแนวทแยงมุมเพื่อคงความเสถียรภาพของจุดต่อไว้ด้านทานเฉพาะแรงตามแนวแกนเท่านั้น ดังนั้นที่ปลายทั้งสองข้างจึงไม่ด้านทานการหมุน จุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนถูกกำหนดที่กึ่งกลางของแบบจำลอง พารามิเตอร์ที่สำคัญสำหรับคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ ขึ้นอยู่กับชนิดของจุดต่อ (ภายใน หรือภายนอก) และคานขวาง ตามข้อเสนอแนะของ ATC-40 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ,  $V_n$  และ กำลังรับแรงตามแนวแกน (Axial strength) ของชิ้นส่วนทแยงมุม (Paulay, 1989) แสดงได้ดังสมการ



รูปที่ 3.15 การจำลองจุดต่อเสา-คาน

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

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

โดยที่ ค่า  $\gamma$  แสดงดังตารางที่ 3.10

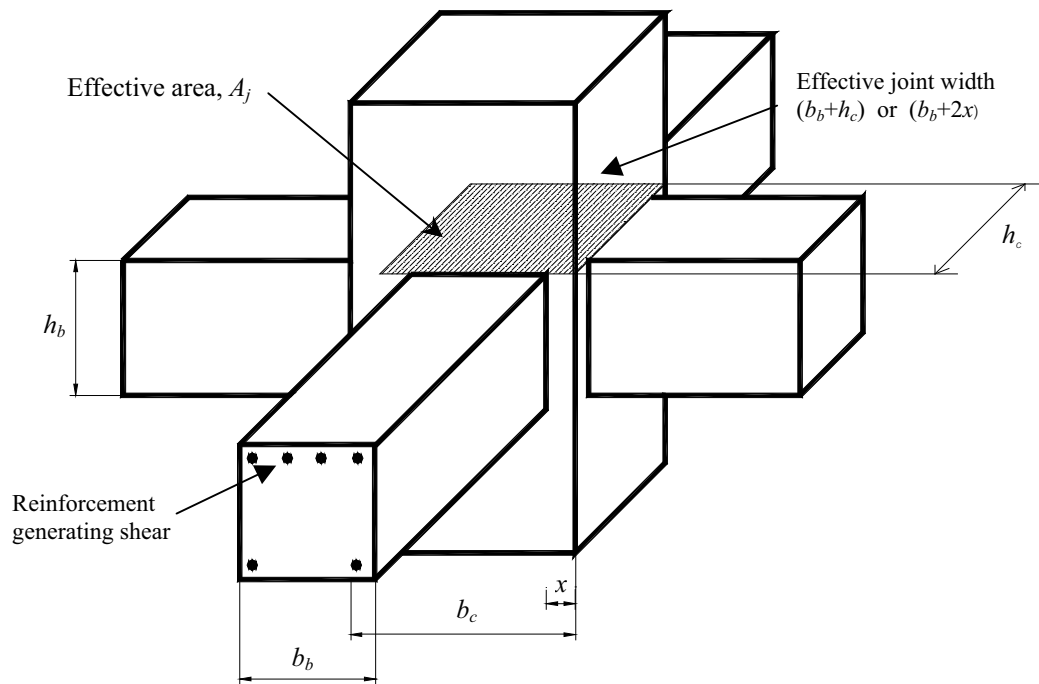
ตารางที่ 3.10 ค่า  $\gamma$

$\rho$	Value of $\gamma$				
	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
$\geq 0.003$	20	15	15	12	8

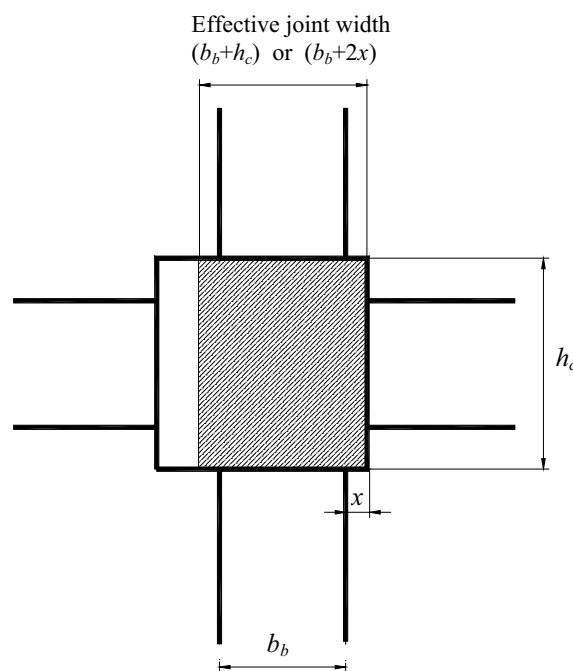
$A_j$  คือค่าพื้นที่ประสิทธิภาพของจุดต่อแสดงด้วยค่าผลคูณระหว่างความลึกของจุดต่อกับความกว้างของจุดต่อมีหน่วยเป็นตารางเซนติเมตร แสดงดังรูปที่ 3.16 และ 3.17 ความลึกของจุดต่อคือขนาดเสาในทิศทางที่แรงกระทำ ( $h_c$ ) ความกว้างของจุดต่อคือค่าที่น้อยที่สุดของค่าต่อไปนี้ความกว้างเสา ( $b_c$ ) ความกว้างคานบวกด้วยความลึกของจุดต่อ ( $b_b + h_c$ ) และ 2 เท่าของระยะทางตั้งฉากจากคานถึงเสา ( $b_b + 2x$ ) สำหรับค่า  $\rho$  ในตารางที่ 3.10 เป็นอัตราส่วนปริมาตรของเหล็กในแนวราบที่อยู่ระหว่างเหล็กบนและเหล็กล่างในจุดต่อกับปริมาตรของจุดต่อซึ่งเป็นผลคูณระหว่างพื้นที่ประสิทธิภาพของจุดต่อกับความลึกของคาน ( $h_b$ )

พื้นที่ประสิทธิภาพของค้ำยันแนวทแยง 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 ของจุดหมุนในคานเกิดใกล้บริเวณเสาจึงกำหนดให้ความลึกของ Strut  $a_s = a_c$  โดยที่

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



รูปที่ 3.16 ขนาดของจุดต่อ(แสดง 3 มิติ)



รูปที่ 3.17 ขนาดของจุดต่อ(แสดง 2 มิติ)

$N$  = แรงในแนวแกน



$A_g$  = พื้นที่หน้าตัดเสา

$h_c$  = ความหนาของเสาในทิศทางที่แรงกระทำ

การจำลองจุดต่อจำเป็นต้องคำนึงถึงพฤติกรรมจริงภายใต้การรับแรงกระทำโดยเฉพาะอย่างยิ่งในช่วงที่มีการเปลี่ยนรูปเกินพิกัดยืดหยุ่น ตามข้อเสนอแนะของ ATC-40 ดังตารางที่ 3.11 แสดงค่าความสามารถในการหมุนของจุดต่อซึ่งแสดงถึงการเสียรูปของจุดต่อ จะแปรผันกับชนิดของจุดต่อ เหล็กเสริมตามขวางของจุดต่อ และระดับของแรงเฉือนที่กระทำเหนือจุดต่อ

### 3.5.2 รายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน

#### 1) การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวก

มาตรฐาน ACI 318-95(1995) กำหนดให้ยื่นเหล็กเสริมอย่างน้อยหนึ่งในสามของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกในองค์อาคารช่วงเดียว และหนึ่งในสี่ของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกในองค์อาคารช่วงต่อเนื่องไปตามผิวหน้าเดียวกันขององค์อาคารเข้าไปในที่รองรับ สำหรับคาน เหล็กเสริมดังกล่าวต้องยื่นเข้าไปในที่รองรับอย่างน้อย 15 ซม. เมื่อองค์อาคารรับแรงดัดเป็นส่วนหนึ่งของระบบหลักในการรับแรงด้านข้าง ต้องยึดเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกที่ต้องยื่นเข้าไปในที่รองรับเพื่อทำให้เกิดกำลังครากในลักษณะแรงดัดที่ขอบของที่รองรับ

ATC-40 กำหนดหน่วยแรงดัดของเหล็กเสริมเมื่อความยาวระยะฝังของเหล็กเสริมรับแรงดัดไม่เพียงพอ ทำให้ค่าความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกจะเปลี่ยนไปจากเดิม ค่ากำลังรับแรงดัดของเหล็กเสริมจะมีค่าลดลงคำนวณโดยสมการ

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

$l_e$  = ระยะฝังของเหล็กเสริม

$d_b$  = เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเหล็กเสริม

#### 2) การต่อทาบเหล็กเสริม

ATC-40 พิจารณาหน่วยแรงในเหล็กเสริมสำหรับระยะต่อทาบบริเวณเสามีค่าแสดงดังสมการ

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

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

			Modeling Parameter <sup>4</sup>		
			Shear Angle, rad		Residual Strength Ratio
Component Type			d	e	f
1. Interior Joints					
$\frac{P}{A_g f'_c}$ <sup>2</sup>	$\frac{V}{V_n}$ <sup>3</sup>	Transverse Reinforcement <sup>1</sup>			
≤ 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 ในสคมภ์ “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) เหล็กปลอกในเสาต้องไม่ต่อทาบบริเวณคอนกรีตส่วนหุ้ม และ 2) ส่วน hooks ของเหล็กปลอกต้องฝังอยู่ในส่วนกลางของเสาหรือไม่อยู่ในบริเวณที่สามารถหลุดกะเทาะของคอนกรีตส่วนหุ้ม
- 2 อัตราส่วน  $\frac{r}{A_g f'_c}$  เป็นอัตราส่วนของแรงกระทำในแนวแกนออกแบบเหนือจุดต่อกับพื้นที่ของจุดต่อและกำลังของคอนกรีต อัตราส่วน  $\frac{V}{V_n}$  เป็นอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนและกำลังรับแรงเฉือนของจุดต่อ
- 3 การใช้ค่าเฉลี่ยระหว่างค่าภายในตารางสามารถทำได้
- 4 สำหรับคอนกรีตมวลเบาให้ใช้ร้อยละ 75 ของค่าในตาราง

มาตรฐานวสท. (2534) กำหนดค่าความยาวการต่อทาบเหล็กเสริมในเสา ( $l_d$ ) ขึ้นอยู่กับจุดครากของเหล็กเสริม แสดงดังสมการ

$$\begin{aligned} & \text{สำหรับเหล็กเสริมรับแรงอัด } l_d = \begin{cases} 20db & \text{สำหรับ } f_y \leq 3000 \text{ กก/ชม}^2 \\ 24db & \text{สำหรับ } f_y = 4000 \text{ กก/ชม}^2 \\ 30db & \text{สำหรับ } f_y = 5000 \text{ กก/ชม}^2 \end{cases} \\ & \text{สำหรับเหล็กเสริมรับแรงดึง } l_d = \begin{cases} 24db & \text{สำหรับ } f_y \leq 3000 \text{ กก/ชม}^2 \\ 30db & \text{สำหรับ } f_y = 4000 \text{ กก/ชม}^2 \\ 36db & \text{สำหรับ } f_y = 5000 \text{ กก/ชม}^2 \end{cases} \end{aligned}$$

มาตรฐาน ACI 318-95(1995) กำหนดค่าความยาวการต่อทาบเหล็กเสริมในเสา ( $l_d$ )

แสดงดังสมการ

การต่อทาบสำหรับเหล็กเสริมรับแรงอัด

$$\begin{aligned} l_d &= 0.007 f_y d_b & f_y < 4,000 \text{ กก/ชม}^2 \\ l_d &= (0.013 f_y - 24) d_b & f_y > 4,000 \text{ กก/ชม}^2 \end{aligned}$$

แต่ทั้งนี้ต้องยาวไม่น้อยกว่า 30 ซม. และให้เพิ่มระยะทาบอีก 1 ใน 3 ถ้า  $f'_c$  น้อยกว่า 210 กก/ชม<sup>2</sup>

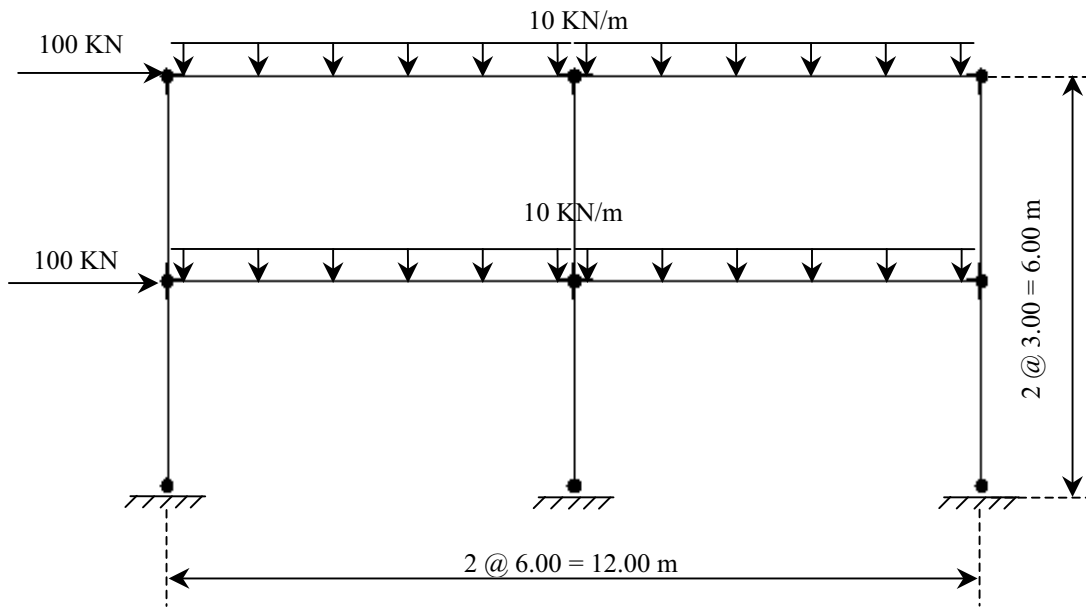
การต่อทาบสำหรับเหล็กเสริมรับแรงดึง

$$\begin{aligned} l_d &= 0.246 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b & \text{when } d_b \geq 22mm \\ l_d &= 0.198 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b & \text{when } d_b \leq 19mm \end{aligned}$$

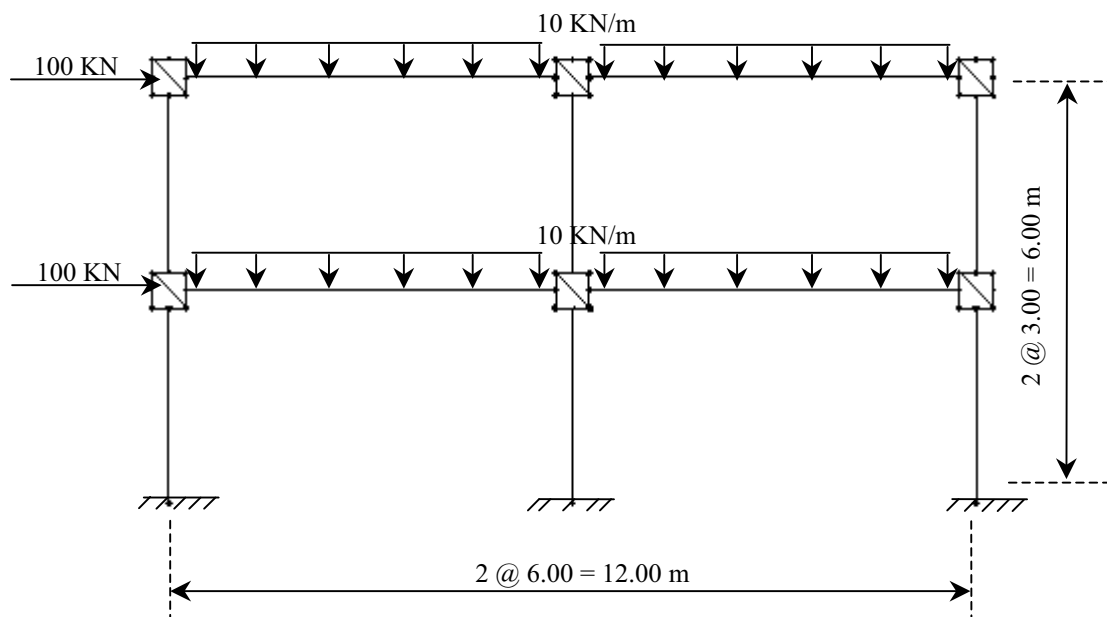
โดยที่  $f_s$  คือกำลังจุดครากของเหล็กเสริม (กก/ชม<sup>2</sup>)  $f_y$  คือค่ากำลัง ณ จุดครากของเหล็กเสริม (กก/ชม<sup>2</sup>)  $l_e$  คือระยะฝังของเหล็กเสริม (ชม.)  $f'_c$  คือค่ากำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต (กก/ชม<sup>2</sup>)  $l_b$  คือระยะต่อทาบของเหล็กเสริม (ชม.) และ  $d_b$  คือเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม (ชม.)

สำหรับการจำลองโมเดลจุดต่อขึ้น เพื่อให้เกิดความมั่นใจสำหรับการศึกษาค้นคว้านี้จึงได้ทำการวิเคราะห์เปรียบเทียบโครงสร้างระหว่างแบบจำลอง A และ แบบจำลอง B โดยแบบจำลอง

โครงข้อแข็ง A พิจารณา Rigid End Zone บริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคาน และ แบบจำลองโครงข้อแข็ง B พิจารณา Rigid Beam-Column Joint Modeling บริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคาน ภายใต้แรงกระทำในแนวดิ่งและในแนวราบ แสดงดังรูปที่ 3.18 โดยพิจารณาเปรียบเทียบผลของแรงเฉือน โมเมนต์ดัด และค่าการเสียรูป ผลการเปรียบเทียบแบบจำลองดังกล่าวแสดงดังรูปที่ 3.19 ถึง รูปที่ 3.21 จะเห็นว่าให้ผลใกล้เคียงกันมากแสดงว่าแบบจำลองจุดต่อวิธีดังกล่าวใช้ได้กับการศึกษาครั้งนี้

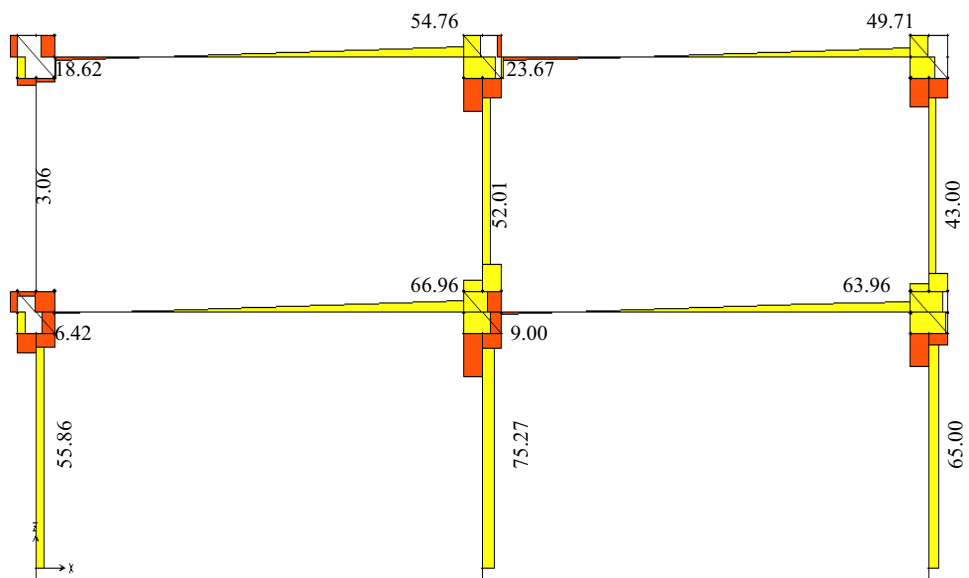
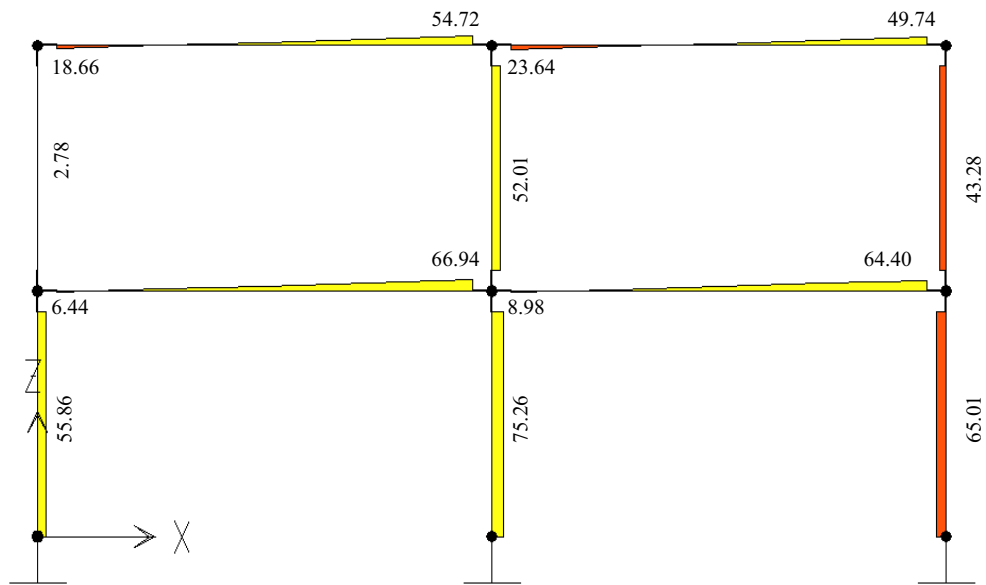


(ก) แบบจำลองจุดต่อแบบ Rigid zone (model A)

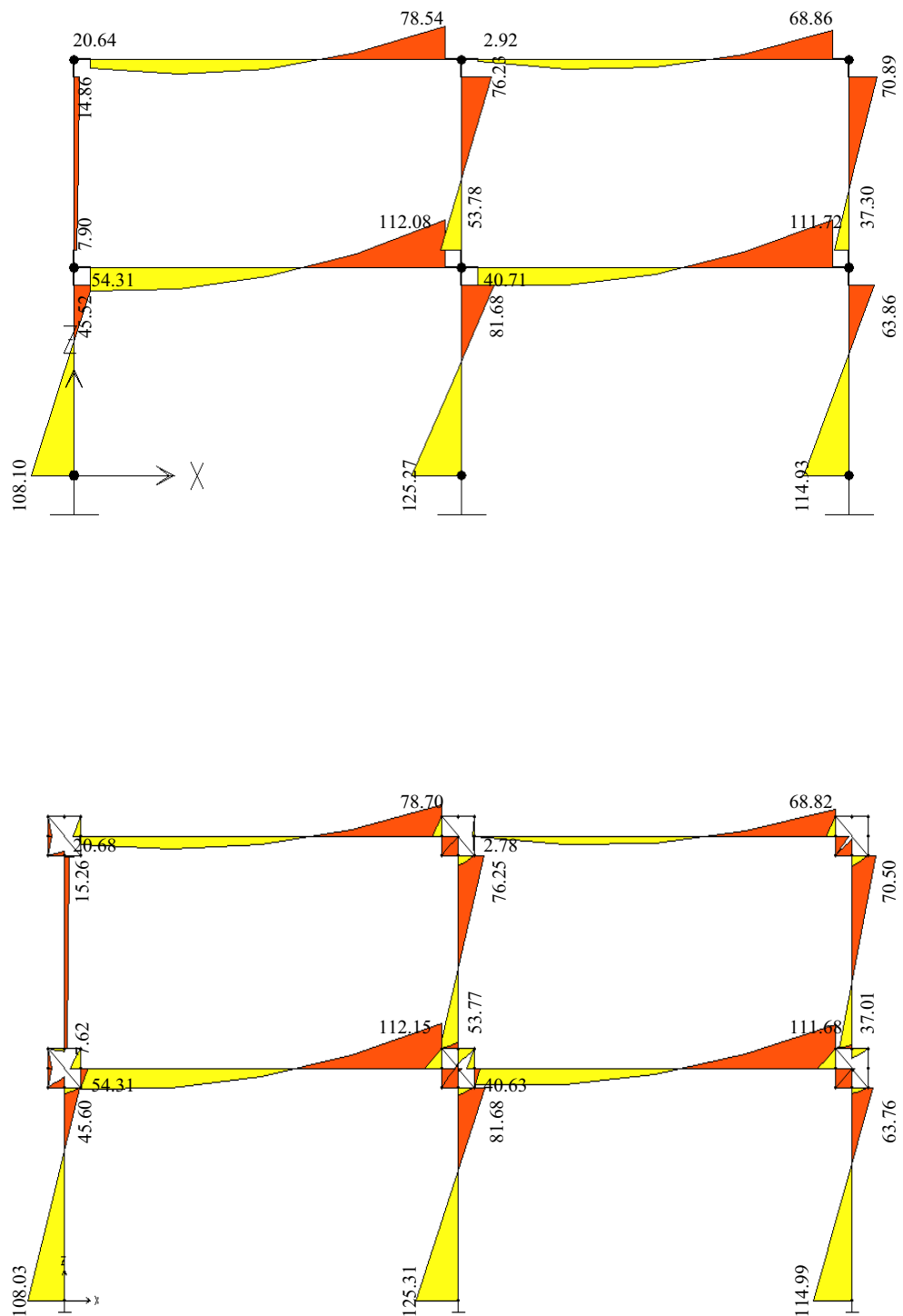


(ข) แบบจำลองแบบ Rigid beam-column joint (model B)

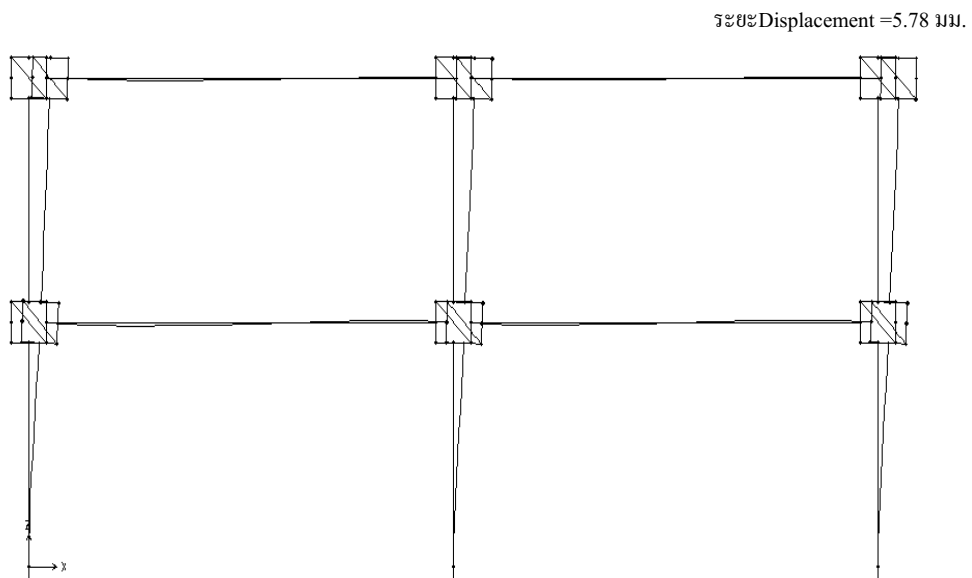
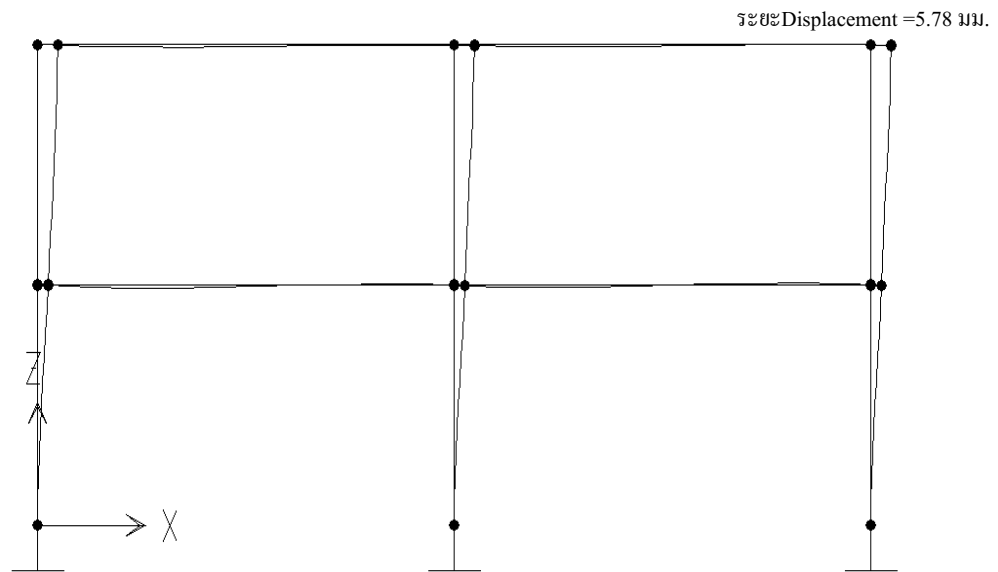
รูปที่ 3.18 แบบจำลองจุดต่อสำหรับใช้ทดสอบการจำลองจุดต่อ



รูปที่ 3.19 เปรียบเทียบแผนภาพแรงเฉือน ของแบบจำลอง A และ B



รูปที่ 3.20 เปรียบเทียบแผนภาพโมเมนต์ดัด ของแบบจำลอง A และ B



รูปที่ 3.21 เปรียบเทียบค่าการเสียรูป ของแบบจำลอง A และ B

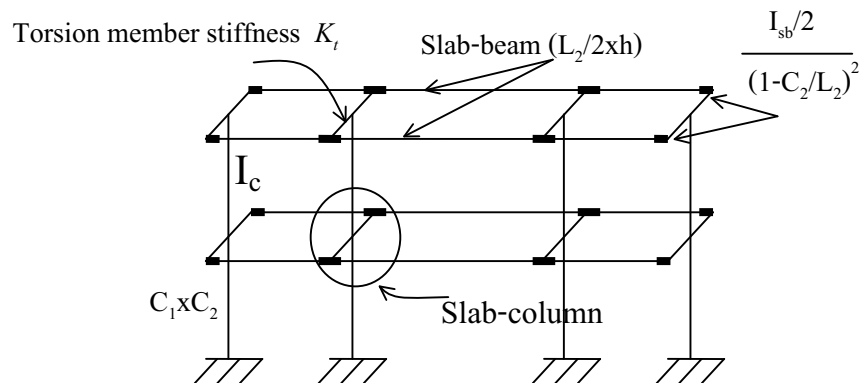


## บทที่ 4

### แบบจำลองอาคารชนิดพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน

#### 4.1 แบบจำลองโครงข้อแข็งชนิดพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน (Tam 2003; อินทบุตร 2546)

ในการสร้างแบบจำลองที่แสดงถึงพฤติกรรมที่แท้จริงของโครงสร้างประเภทแผ่นพื้น ไร้คานได้ถูกต้อนั้น Cano และ Klinger ได้เสนอแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์ถึงพฤติกรรมของโครงสร้างประเภทดังกล่าวได้อย่างถูกต้องสมจริง โดยแบบจำลองที่ Cano และ Klinger (1988) ได้เสนอไว้คือ Explicit transverse torsional member method ดังนั้นวิธีดังกล่าวนี้ได้นำมาประยุกต์ใช้ในการศึกษาแบบจำลองโครงข้อแข็งชนิดแผ่นพื้น ไร้คานดังในรูปที่ 4.1



รูปที่ 4.1 แบบจำลองโครงข้อแข็งชนิดแผ่นพื้น ไร้คานที่ใช้ในการศึกษา

แบบจำลองดังกล่าวประกอบไปด้วย เสา, พื้น-คาน และองค์อาคารรับแรงบิด โดยเสาจะมีขนาดและสติฟเนสเท่ากับขนาดของโครงสร้างจริง ( $K_c$ ) 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,  $C_2$  คือ ขนาดความกว้างเสาที่อยู่ในทิศทางตั้งฉากกับความยาวช่วงพื้นที่พิจารณา,  $l_2$  คือ ความยาวช่วงพื้นที่พิจารณา,  $C_t$  คือ ค่าคงที่ของหน้าตัดรับแรงบิด

ดังนั้นสำหรับความยาวของชิ้นส่วนรับแรงบิด ( $L$ ) ที่ใช้ในแบบจำลอง สำหรับการคำนวณสถิติแรงบิด ( $J$ ) ขององค์อาคารรับแรงบิดเพื่อที่จะป้อนลงในโปรแกรมคอมพิวเตอร์สามารถคำนวณได้โดย

$$J = K_r L / G$$

เมื่อ  $G$  คือ ค่าโมดูลัสของแรงเฉือน

จากแบบจำลองของโครงข้อแข็งเทียบเท่าเสาจะถูกจำลองโดยใช้ขนาดเท่ากับขนาดหน้าตัดของโครงสร้างจริง พื้น-คานจะจำลองโดยมีขนาดหน้าตัดเท่ากับครึ่งหนึ่งของความกว้างแผ่นพื้น และหนาเท่ากับความหนาของพื้นเดิมซึ่งมีโมเมนต์อินเนอร์เซีย  $I_{sb}/2$  และเสากับพื้น-คานจะเชื่อมต่อกันผ่านองค์อาคารรับแรงบิดทั้ง 2 ด้าน โดยพื้นในแนวบริเวณจุดศูนย์กลางของเสาไปจนถึงบริเวณด้านหน้าเสาหรือรวมไปถึงบริเวณที่พื้นอยู่ร่วมกับหมวกเสา โมเมนต์อินเนอร์เซียตรงบริเวณดังกล่าว จะคูณด้วย  $1/(1-C_2/L_2)^2$  เพื่อที่จะเพิ่มค่าสถิติแรงบิดของบริเวณจุดต่อดังกล่าว

## 4.2 การจำลองจุดต่อพื้น-เสา

พฤติกรรมของจุดต่อระหว่างพื้น-เสานั้นค่อนข้างจะซับซ้อนมากภายใต้การรับแรงกระทำทั้งในแนวตั้งและแนวนอน โดยที่จุดต่อภายนอกและจุดต่อภายในก็ยังคงมีพฤติกรรมที่แตกต่างกันภายใต้แรงกระทำเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ดังนั้นกำลังและความสามารถในการรับแรงในแบบจำลองของจุดต่อภายนอกและจุดต่อภายในจึงได้ถูกนำมาพิจารณาต่อไปนี้

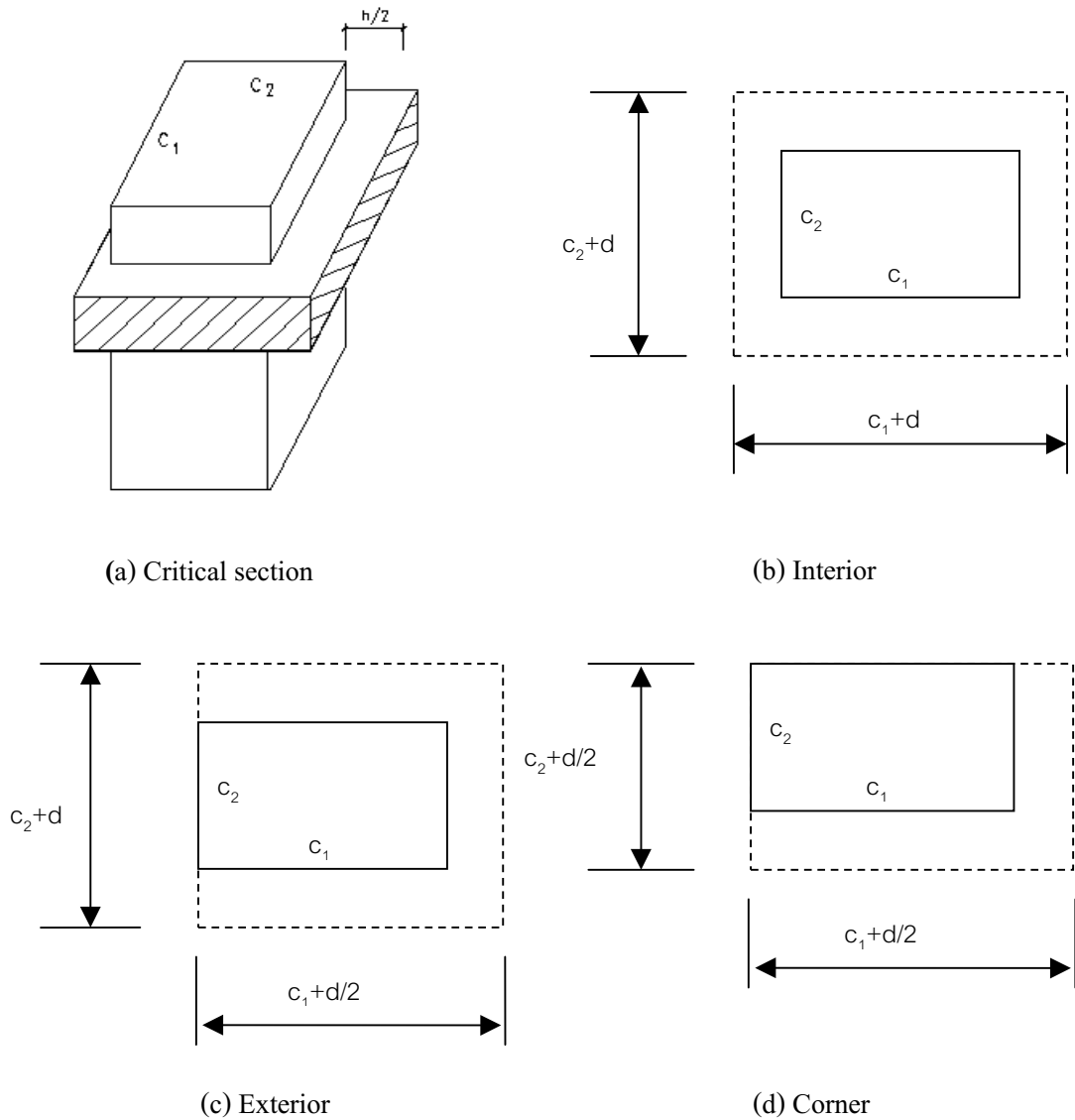
### 4.2.1 จุดต่อพื้นเสภายใน

กำลังและความสามารถในการรับแรงของจุดต่อภายในนี้จะพิจารณาตามข้อกำหนดของ FEMA-273 (1997) และ ACT-40 (1996) โดยจะพิจารณากำลังและความสามารถในการรับแรงตรงบริเวณหน้าตัดวิกฤติ โดยหน้าตัดวิกฤตินี้จะถูกกำหนดโดย ACI 318-02 ซึ่งได้กล่าวไว้ว่า หน้าตัดวิกฤติคือหน้าตัดที่วัดออกจากกรอบๆ ขอบเสา หรือเป็นหัวเสาเป็นระยะเท่ากับครึ่งหนึ่งของความหนาพื้น ดังแสดงในรูปที่ 4.2

โดยที่กำลังและความสามารถในการรับแรงของหน้าตัดวิกฤตินี้จะพิจารณาคำนวณจากแรงเฉือน และความสามารถในการส่งถ่ายโมเมนต์รอบๆ บริเวณหน้าตัดวิกฤติ โดยกำลังและความสามารถในการรับแรงของหน้าตัดวิกฤติจะพิจารณาจากค่าที่น้อยกว่า ระหว่างกำลังของหน่วยแรงทั้ง 2 ต่อไปนี้ (FEMA-273 และ ACT-40)

- 1.) กำลังของหน่วยแรงเฉือนเชิงศูนย์ที่กระทำรอบๆ หน้าตัดวิกฤติภายใต้แรงเฉือน และการไม่เท่ากันของโมเมนต์ทั้ง 2 ด้าน

2.) ความสามารถในการรับแรงดัดของหน้าตัดประสิทธิภาพของพื้น โดยความกว้างประสิทธิภาพนี้จะพิจารณาตามข้อเสนอแนะของ Hwang และ Moehle (1993) โดยเหล็กเสริมบนและล่างให้นำมาพิจารณาในการคำนวณด้วย



รูปที่ 4.2 หน้าตัดวิกฤติของบริเวณจุดต่อต่างๆ

สำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทแผ่นพื้นไร้คาน ค่ากำลังหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ที่บริเวณหน้าตัดวิกฤติ( $V_c$ ) สามารถคำนวณได้โดย

$$V_c = v_c b_o d$$

$$v_c = \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{12}$$

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

$d$  คือระยะทางที่วัดผิวรับแรงอัดถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงดึงของพื้น

$f'_c$  คือ หน่วยแรงอัดของคอนกรีต (Mpa)

$\alpha_s$  มีค่าเท่ากับ 40 สำหรับเสาภายใน, 30 สำหรับเสาริม และ 20 สำหรับเสามุม

สำหรับโครงสร้างประเภทคอนกรีตอัดแรง ตามมาตรฐาน ACI ได้กำหนดการคำนวณหากำลังรับแรงเฉือนไว้ในลักษณะของกำลังรับแรงเฉือนแบบเจาะทะลุซึ่งสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$V_c = v_c b_o d + V_p$$

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

เมื่อ  $\beta_p$  คือ ค่าที่น้อยกว่าระหว่าง 0.29 หรือ  $(\alpha_s d / b_o + 1.5) / 12$ , เมื่อ  $\alpha_s$  มีค่าเท่ากับ 40 สำหรับเสาภายใน, 30 สำหรับเสาริม และ 20 สำหรับเสามุม

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

โดยที่  $f_{pc}$  คือ ค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงอัดในพื้น

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

$A_{ps}$  คือ พื้นที่เหล็กเสริมอัดแรง

$f_{se}$  คือ หน่วยแรงประสิทธิภาพสำหรับเหล็กเสริมอัดแรง

$V_p$  คือ แรงประกอบในแนวตั้งของแรงอัดประสิทธิภาพของเหล็กเสริมอัดแรงที่ผ่านเส้นรอบรูปหน้าตัดวิกฤติ ค่าของ  $V_p$  นี้จะมีค่าเท่ากับศูนย์หรือไม่ต้องคำนึงถึงก็ได้ เพราะเนื่องจากแผ่นพื้นมีความหนาแน่นของเหล็กเสริมอัดแรงจึงมีค่าน้อย

### 1. หน่วยแรงเฉือนสำหรับการเยื้องศูนย์

หน่วยแรงเฉือนที่หน้าตัดวิกฤติรอบเสา นั้นไม่เท่ากันตลอด สำหรับเสาต้นริมและเสาภายในแสดงดังรูปที่ 4.3 ถ้าให้  $V_u$  เป็นแรงเฉือนเพิ่มส่วน (Factored Shear) ที่จะถ่ายจากพื้นลงสู่เสา และ  $M_u$  เป็นโมเมนต์เพิ่มส่วน (Factored Moment) ที่จะถ่ายจากแผ่นพื้นลงสู่เสา  $V_u$  จะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนสม่ำเสมอบนหน้าตัดวิกฤติรอบเสาและ  $M_u$  จะถ่ายจากพื้นสู่เสา 2 วิธี คือ ถ่ายผ่านโมเมนต์คู่ควบ C-T ซึ่งเป็นการถ่ายในลักษณะโมเมนต์คด  $M_{ub}$  และถ่ายผ่านโมเมนต์ของแรงเฉือน  $\gamma_v M_u$  โดย  $\gamma_v M_u$  จะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนไม่คงที่ หน่วยแรงเฉือนจะมีค่ามากขึ้นตามระยะห่างออกไปจากจุดศูนย์กลางของพื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือน และหน่วยแรงเฉือนจะมีทิศตรงกันข้ามสำหรับระยะที่ห่างออกไปคนละข้างพื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือนในกรณีของเสาภายในจุดศูนย์กลางของพื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือนจะอยู่ตรงกลางเสาพอดี แต่ในกรณีของเสาริมนอกจุดศูนย์กลางของพื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือนเลยศูนย์กลางหน้าตัดเสา 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 พื้นที่หน้าตัดวิกฤติมีค่าเท่ากับ  $2d(C_1 + C_2 + 2d)$

$J_c$  คือ โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดวิกฤติหาได้จาก

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

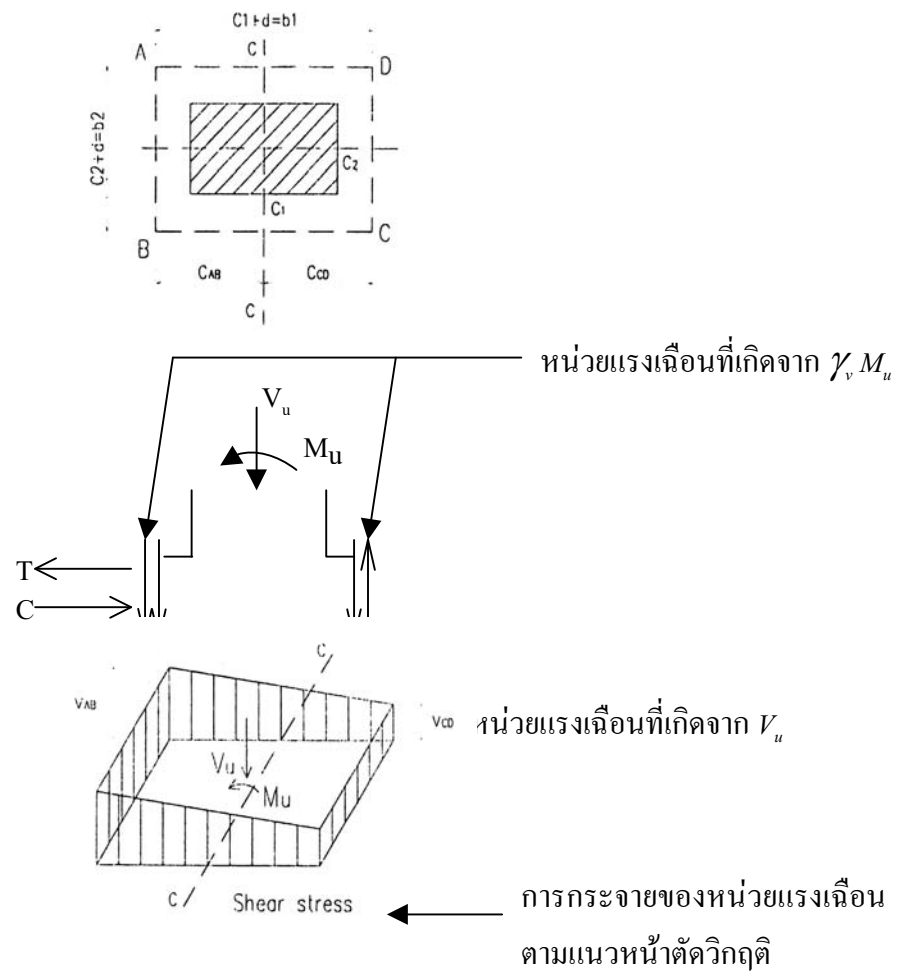
และในส่วนของโมเมนต์ที่ถ่ายผ่านโมเมนต์ของแรงเฉือนมีค่าเท่ากับผลต่างของโมเมนต์ทั้งหมดที่ถ่ายจากพื้นสู่เสา,  $M_u$  กับโมเมนต์ที่ถ่ายผ่านโมเมนต์ดัด(Hanson and Hanson, 1968)

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

โดยที่

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

เมื่อ  $b_1$  มีค่าเท่ากับ ความกว้างและความยาวของหน้าตัดวิกฤติ(ดังรูปที่ 4.3)



รูปที่ 4.3 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นสำหรับเสาภายในเนื่องจากการถ่ายแรงเฉือนและโมเมนต์

ดังนั้นจากเงื่อนไขที่กำหนดให้ทั้งหมดจะได้ว่า หน่วยแรงเฉือนเจาะทะลุบริเวณรอบหน้าตัดวิกฤติที่เกิดขึ้นจะต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของคอนกรีต

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

โมเมนต์ที่เกิดขึ้นรอบหน้าตัดวิกฤติจะมีค่าดังนี้

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

## 2. กำลังรับโมเมนต์คัดในส่วนความกว้างประสิทธิผลของพื้น

โมเมนต์ที่ถ่ายจากพื้นลงสู่เสาจะมีค่าเท่ากับโมเมนต์ที่ถ่ายผ่านโมเมนต์ของแรงเฉือน ( $\gamma_v M_u$ ) รวมกับโมเมนต์ที่ถ่ายผ่านลักษณะโมเมนต์คัด ( $\gamma_f M_u$ ) ซึ่งโมเมนต์ที่ถ่ายผ่านโมเมนต์ของแรงเฉือน ( $\gamma_v M_u$ ) จะทำให้เกิดการถ่ายแรงในลักษณะแรงเฉือนเจาะทะลุตั้งที่กล่าวมาแล้ว และในส่วนของโมเมนต์ที่ถ่ายผ่านลักษณะโมเมนต์คัด ( $\gamma_f M_u$ ) จะเกิดการถ่ายแรงในลักษณะโมเมนต์คัดของความกว้างประสิทธิผลของพื้น

โดยโมเมนต์ที่ถ่ายผ่านลักษณะโมเมนต์คัด ( $\gamma_f M_u$ ) นี้ จะพิจารณาส่งผ่านไปยังแผ่นพื้น โดยแผ่นพื้นที่ด้านการคัดจะพิจารณาแค่ความกว้างประสิทธิผลของพื้น ซึ่งความกว้างดังกล่าวนี้จะพิจารณาจากขอบเสาออกไปเป็นระยะ 2.5 เท่าของความหนาพื้น ดังนั้นความสามารถรับแรงคัดของพื้นจะพิจารณาร่วมกันระหว่างโมเมนต์บวก และโมเมนต์ลบของหน้าตัดพื้นที่ที่มีความกว้างประสิทธิผลเท่ากับ ( $C_2 + 2.5h$ )

### 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  $b$ ,



$d_p$  คือ ความลึกประสิทธิภาพของเหล็กเสริมอัดแรงในหน้าตัดพื้น

$a$  คือ ความลึกของ equivalent rectangular compression zone. สามารถคำนวณได้ตามสมการดังนี้

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$f_{ps}$  คือ หน่วยแรงดึงของเหล็กเสริมอัดแรงในสภาวะประลัย ซึ่งสามารถคำนวณโดยใช้พื้นฐานของความสอดคล้องของหน่วยการยืดหดตัว ตามมาตรฐานของ 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 หน่วยแรงดึงประลัยในเหล็กเสริมอัดแรง

$\gamma_p$  คือ ตัวคูณที่คำนึงถึงระดับกำลังครากของเหล็กเสริมอัดแรงมีค่าดังนี้

0.40 สำหรับ stress-relieved strands

0.80 สำหรับ low-relaxation strands

$\beta_1$  คือ stress block parameter

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

$\omega$  คือ ดัชนีเหล็กเสริมธรรมดารับแรงดึง  $= \left( \frac{A_s}{b \times d} \right) \times \left( \frac{f_y}{f'_c} \right)$

## 2.2) ความสามารถในการรับโมเมนต์บวก

ความสามารถในการรับโมเมนต์บวกของพื้นจะขึ้นอยู่กับการจัดวางของเหล็กเสริมอัดแรงและเหล็กเสริมธรรมดา โดยพิจารณาเป็น 2 กรณี ดังนี้

กรณีที่ 1 วางเหล็กเสริมอัดแรง ไว้กึ่งกลางความหนาพื้น สำหรับกรณีนี้สามารถคำนวณความสามารถในการรับโมเมนต์บวก โดยใช้วิธีการเดียวกับการคำนวณความสามารถในการรับโมเมนต์ลบ

กรณีที่ 2 เหล็กเสริมอัดแรงวางที่ผิวบนของพื้น สำหรับกรณีนี้ความสามารถในการรับโมเมนต์บวก สามารถคำนวณได้โดยพิจารณาเหล็กรับแรงวางที่ผิวล่างของพื้น โดยไม่พิจารณาเหล็กเสริมผิวบนและเหล็กเสริมอัดแรง

ความสามารถในการรับโมเมนต์ของพื้นที่มีความกว้างประสิทธิภาพภายใต้โมเมนต์บวก ขึ้นอยู่กับลักษณะการแผ่กระจายของเหล็กเสริมบริเวณด้านล่างของพื้นที่ ในการศึกษาของ Durrani และ Du (1995) ได้แนะนำไว้ว่า ถ้าเหล็กเสริมล่างทั้งหมดมีความต่อเนื่องไปถึงเสาน้อยกว่าเหล็กเสริมที่ต่ำที่สุดที่ต้องการ ความสามารถในการถ่ายโมเมนต์ของพื้นที่จะขึ้นอยู่กับขีดจำกัดของกำลังในส่วนของการแตกร้าวของพื้นที่ และถ้าเหล็กเสริมล่างดังกล่าวมีมากกว่าเหล็กเสริมที่ต่ำที่สุดที่ต้องการ ความสามารถในการรับโมเมนต์ของพื้นที่จะขึ้นอยู่กับความสามารถในการรับโมเมนต์คดของแผ่นพื้นเอง

กำลังในส่วนของการแตกร้าวของพื้นที่ตามความกว้างประสิทธิภาพสามารถคำนวณได้จาก

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

เมื่อ  $f_r$  คือ โมดูลัสของการแตกร้าวของคอนกรีต

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

และความสามารถในการรับโมเมนต์คดของแผ่นพื้นตามความกว้างประสิทธิภาพสามารถคำนวณได้จาก

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

ความสามารถในการรับแรงคดของความกว้างประสิทธิภาพของพื้นที่ ( $C_2 + 5h$ ) จะขึ้นอยู่กับผลรวมของความสามารถในการรับโมเมนต์บวกรวมกับความสามารถในการรับโมเมนต์ลบ

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

ในส่วน of unbalanced moment ( $\gamma M_u$ ) ความสามารถในการถ่ายโมเมนต์ภายใต้โมเมนต์คดของความกว้างประสิทธิภาพของพื้นที่จะต้องไม่เกินความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ของความกว้างประสิทธิภาพของพื้นที่

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

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

ดังนั้นกำลังของจุดต่อของเสาภายในจะมีค่าเท่ากับค่าที่น้อยกว่าของกำลังทั้งสองตามสมการ ดังนี้

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

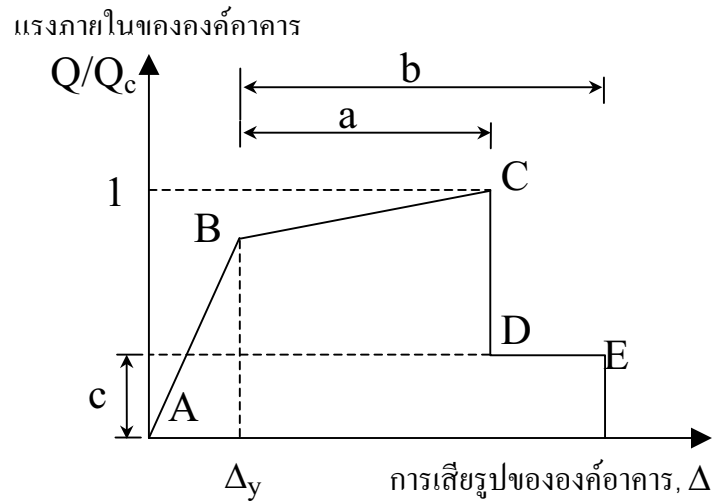
ในแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ กำลังในสภาวะประลัยที่จุดต่อพื้น-เสา ของแบบจำลองสามารถคำนวณโดยพิจารณาจาก unbalance moment  $M_u$  ตามสมการดังที่กล่าวมาแล้ว

ในส่วนความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของจุดต่อพื้น-เสา ในการวิเคราะห์แบบจำลองนี้จะพิจารณาความไม่เป็นเชิงเส้นของการตอบสนองระหว่างแรงกับการเสียรูปของโครงสร้าง ซึ่งความไม่เป็นเชิงเส้นของการตอบสนองดังกล่าวของจุดต่อพื้น-เสาจะจำลองโดยใช้จุดหมุนพลาสติกในองค์อาคารรับแรงบิด โดยACT-40ได้ทำการแนะนำความสามารถของจุดหมุนพลาสติกของจุดต่อพื้น-เสาไว้ในตารางที่ 4.1 และความสัมพันธ์ในช่วงไม่เป็นเชิงเส้นระหว่างแรงกับการเสียรูปดังกล่าวอาจแทนได้ด้วยกราฟเส้นตรงดังรูปที่ 4.4 และจุดหมุนพลาสติกในองค์อาคารรับแรงบิดสามารถแทนได้จากความสัมพันธ์ของ Moment-Rotation ดังแสดงในรูปที่ 4.5

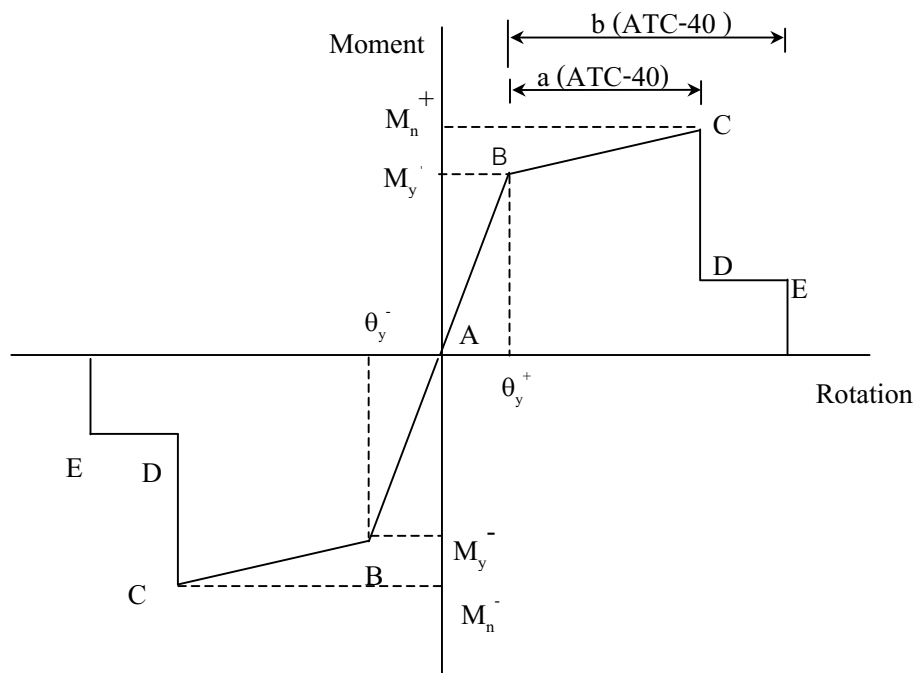
ตารางที่ 4.1 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองในช่วงไร้เชิงเส้น : ของจุดต่อพื้นเสา(ACT-40)

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

- หมายเหตุ 1 หากองค์อาคารที่พิจารณาไม่อยู่ใน 4 กรณีดังกล่าว ให้ใช้ค่าต่ำสุดที่เหมาะสมของตาราง
- 2  $V_g$  มีค่าเท่ากับน้ำหนักในแนวดิ่งเนื่องจากน้ำหนักที่กระทำบนหน้าตัดวิกฤต ตาม ACI-318,  $V_o$  มีค่าเท่ากับแรงเฉือนเฉาะทะลุ ตาม ACI-318
- 3 YES สำหรับความต่อเนื่องของเหล็ก หมายถึงเหล็กเสริมในแนวล่างแต่ละทิศทางอย่างน้อยหนึ่งเส้นวางผ่านเสา สำหรับ เหล็กเสริมอัดแรงหมายถึงเหล็กเสริมอัดแรงอย่างน้อยหนึ่งเส้นวางผ่านเสา ถ้าไม่เป็นตามกรณีดังกล่าว คือ NO
- 4 การใช้ค่าเฉลี่ยระหว่างค่าภายในตารางสามารถทำได้
- 5 สำหรับคอนกรีตมวลเบาให้ใช้ร้อยละ 75 ของค่าในตาราง



รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปขององค์อาคาร (ACT-40)



รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติก

จากตารางที่ 4.1 ความสามารถในการหมุนของจุดต่อพื้น-เสา จะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนในแนวตั้งที่กระทำอยู่บนหน้าตัดวิกฤติกับกำลังของแรงเฉือนเฉาะทะลุ และความต่อเนื่องของเหล็กเสริม ซึ่งในการศึกษานี้ โมเมนต์รับแรงบิดในองค์อาคารรับแรงบิดจะถูกเสนอโดยโมเมนต์ที่ถ่ายผ่านระหว่างพื้นและเสา(unbalance moment) ดังนั้นองค์อาคารรับแรงบิดจะถูกจำลองโดยพิจารณากำหนดจุดหมุนพลาสติกของแรงบิดในช่วงไว้เชิงเส้นตลอดทั้งความยาว

#### 4.2.2 จุดต่อพื้นเสากลางนอก

สำหรับจุดต่อภายนอกของพื้น-เสา จะพิจารณาตามแบบจำลองของ ACI และแบบจำลองของ Moehel (1989) ดังต่อไปนี้

##### วิธีของ ACI

##### 1. หน่วยแรงเฉือนสำหรับการเอียงศูนย์

สำหรับจุดต่อภายนอกของพื้น-เสา หน้าตัดวิกฤติและการกระจายของหน่วยแรงเฉือนในพื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือน จะมีเพียง 3 ด้าน(ตามแนวเส้นประ) โดยที่จุดศูนย์กลางของแรงเฉือนจะไม่ได้อยู่ตรงบริเวณกึ่งกลางของหน้าตัดแต่จะอยู่ก่อนไปทางซ้ายทำให้ระยะ  $C_{CD}$  มีค่ามากกว่าระยะ  $C_{AB}$  ดังนั้นหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤติหาได้จาก

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

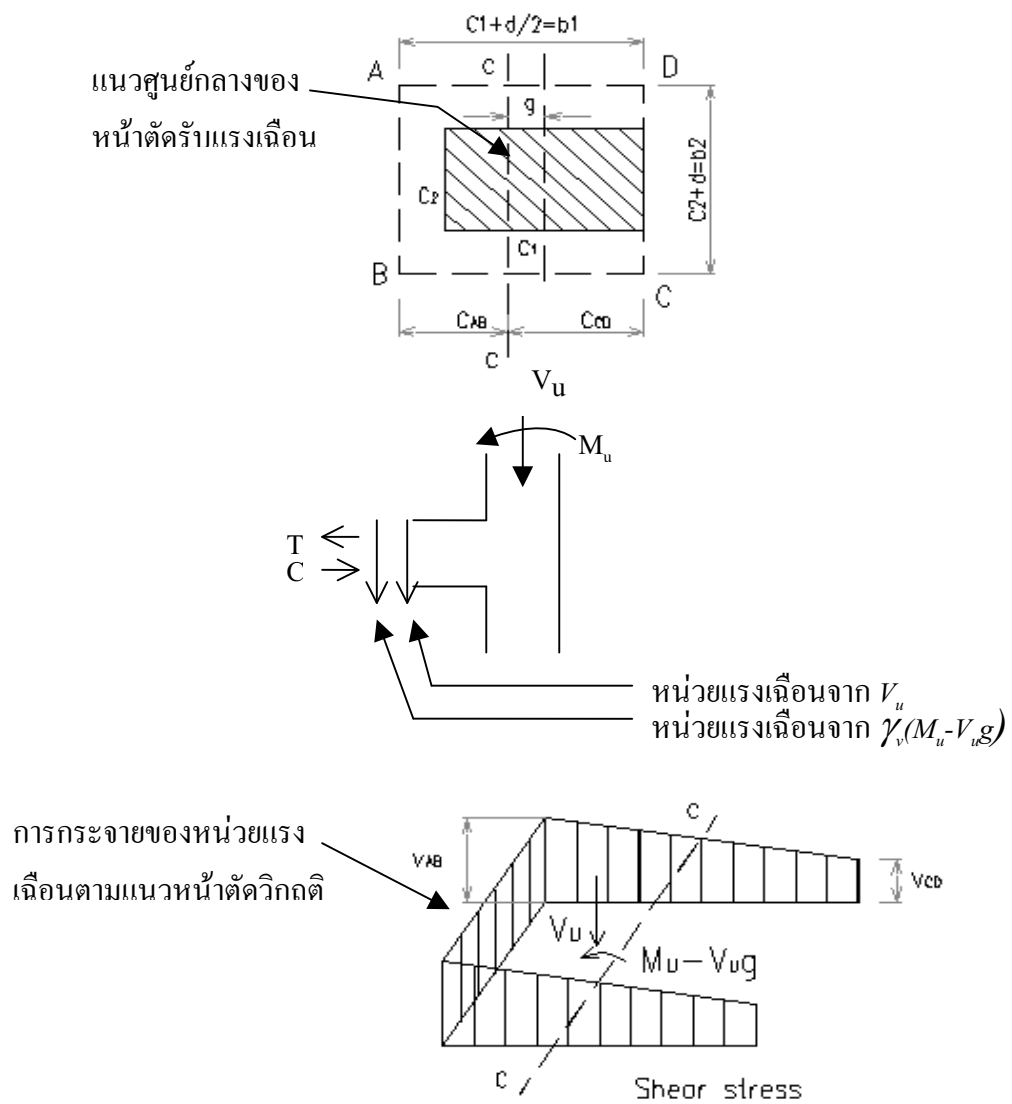
$$V_{CD} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v (M_u - V_u g) C_{CD}}{J_c}$$

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

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

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

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



รูปที่ 4.6 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นสำหรับเสาภายนอกเนื่องจากการถ่ายแรงเฉือนและโมเมนต์

ขั้นตอนในการคำนวณหน่วยแรงเฉือนสำหรับจุดต่อภายนอกนี้จะมีลักษณะเหมือนกับการคำนวณหน่วยแรงเฉือนสำหรับจุดต่อภายใน ดังนั้นในการพิจารณาหน่วยแรงเฉือนเกาะทะลุของจุดต่อภายนอกสามารถแสดงได้โดย

$$V_{AB} \leq V_c$$

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. กำลังรับโมเมนต์คดในส่วนความกว้างประสิทธิผลของพื้น

ในส่วนของunbalance moment ที่เกิดจากการส่งผ่านแรงโดยพื้นรับแรงคด  $\gamma(M_u - V_u g)$  นี้จะพิจารณาจากการต้านทานโมเมนต์ในสภาวะประลัยของพื้นที่มีความกว้างประสิทธิผล โดยจะพิจารณาความกว้างเท่ากับ 1.5 เท่าของความหนาพื้น(1.5h) จากด้านหน้าเสาของทั้ง 2 ด้าน ดังนั้นความกว้างประสิทธิผลที่ใช้ในความสามารถในการรับโมเมนต์ลบทั้งหมดมีขนาดเท่ากับ  $C_2 + 3h$  (Park และ Gamble, 2000) ในส่วนของการคำนวณความสามารถในการรับโมเมนต์นี้จะมีลักษณะคล้ายกับการคำนวณของความสามารถของจุดต่อภายในดังที่กล่าวมาแล้ว

### 2.1) ความสามารถในการรับโมเมนต์ลบของความกว้างประสิทธิผลของพื้น

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  $A_s$  คือพื้นที่เหล็กเสริมของพื้นที่มีความกว้าง  $b = C_2 + 3h$

### 2.2) ความสามารถในการรับโมเมนต์บวก

ความสามารถในการรับโมเมนต์บวกของพื้นที่จุดต่อภายนอกจะขึ้นอยู่กับการจัดวางของเหล็กเสริมอัดแรงและเหล็กเสริมธรรมดา โดยพิจารณาเป็น 2 กรณี ดังนี้



กรณีที่ 1 วางเหล็กเสริมอัดแรง ไว้กึ่งกลางความหนาพื้น สำหรับกรณีนี้สามารถคำนวณความสามารถในการรับโมเมนต์บวก โดยใช้วิธีการเดียวกับการคำนวณความสามารถในการรับโมเมนต์ลบ

กรณีที่ 2 เหล็กเสริมอัดแรงวางที่ผิวบนของพื้น สำหรับกรณีนี้ความสามารถในการรับโมเมนต์บวก สามารถคำนวณได้โดยพิจารณาเหล็กรับแรงวางที่ผิวล่างของพื้น โดยไม่พิจารณาเหล็กเสริมผิวบนและเหล็กเสริมอัดแรง ซึ่งสมมติฐานดังกล่าวนี้จะพิจารณาคล้ายกับสมมติฐานของจุดต่อภายนอกดังที่กล่าวก่อนหน้านี้

กำลังในส่วนของการแตกร้าวของพื้นตามความกว้างประสิทธิผลสามารถคำนวณได้จาก

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

และความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดของแผ่นพื้นตามความกว้างประสิทธิผลสามารถคำนวณได้จาก

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

ดังนั้นความสามารถในการรับแรงดัดจะพิจารณาได้ดังนี้

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

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

จากข้อกำหนดของ ACI 318 กำลังของจุดต่อภายนอกของพื้น-เสา จะพิจารณาจากค่าที่น้อยกว่าของกำลังทั้ง 2 ตามสมการ

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

### วิธีของ Moehel

จากการศึกษาอย่างต่อเนื่องในเรื่องของจุดต่อพื้น-เสา, Moehel (1988) ได้เสนอแบบจำลองที่ใช้ในการคำนวณความสามารถของจุดต่อภายนอกพื้น-เสา ซึ่งเขาได้กล่าวไว้ว่า, สำหรับจุดต่อภายนอกของพื้นเสานี้จะไม่มีความสัมพันธ์กันระหว่างแรงเฉือนและโมเมนต์ โดยกำลังในการรับแรงเฉือนจะคำนวณจากความสามารถในการรับแรงเฉือนของหน้าตัดวิกฤติ และกำลังในการรับโมเมนต์จะคำนวณจากความสามารถในการรับแรงดัดของเหล็กเสริมในความกว้างประสิทธิผลของพื้น โดยการวิบัติจะเกิดขึ้นเมื่ออย่างใดอย่างหนึ่งระหว่างความสามารถในการรับแรงเฉือนกับความสามารถในการรับแรงดัดเกิดขึ้นก่อน (Moehel, 1988) โดยในวิธีนี้จะพิจารณาความกว้างประสิทธิผลของพื้นเท่ากับ  $C_2 + 2C_1$

ซึ่งในแบบจำลองนี้จะสอดคล้องตามหลักเหตุผลของ ACI-352 โดยผลของหน่วยแรงเฉือนในหน้าตัดวิกฤติที่เกิดขึ้นจากunbalance moment ในจุดต่อภายนอกของพื้น-เสานั้นจะไม่พิจารณา และยังไปกว่านั้น ATC-40 ได้แนะนำไว้ว่าสำหรับจุดต่อภายนอกของพื้น-เสา แรงเฉือนในหน้าตัดวิกฤติที่เกิดจากแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าไม่เกิน  $0.75V_c$  หรือที่บริเวณเสาจะมีค่าไม่เกิน  $0.5V_c$  ดังนั้นความสามารถในการรับโมเมนต์จะมีค่าเท่ากับกำลังในการรับแรงดัดของหน้าตัดพื้นที่พิจารณาความกว้างจากขอบเสาหรือหวัคเสาออกไปเป็นระยะเท่ากับ  $C_1$  ทั้งสองด้าน และ  $V_c$  คือกำลังในการรับรับแรงเฉือนเฉาะของหน้าตัดวิกฤติจาก ACI-318

ดังนั้นในการศึกษานี้จะพิจารณาใช้แบบจำลองของ Moehel (1988) ในการคำนวณกำลังในการรับแรงของจุดต่อภายนอกของพื้น-เสาดังที่กล่าวมาแล้วก่อนหน้านี้

#### 4.2.3 ระบบพื้น-คาน

แบบจำลองของชิ้นส่วนพื้น-คาน จะมีลักษณะคล้ายกับการจำลองของคาน โดยการจำลองจะพิจารณาพฤติกรรมในช่วงไร้เชิงเส้นของพื้น พร้อมทั้งกำหนดจุดหมุนพลาสติกไว้ที่ปลายทั้ง 2 ของชิ้นส่วน โดยจุดหมุนพลาสติกที่กำหนดนี้จะต้องเสนอพฤติกรรมการตอบสนองในช่วงไร้เชิงเส้นของพื้น-คานได้ และคุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติกดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 4.1

จากการศึกษาถึงกำลังในการรับแรงภายใต้แรงแผ่นดินไหวจะพิจารณากำลังของพื้นคานในช่วงแถบเสา(ACI 318-02) ในการศึกษาของ Durrani และ Du (1993) ความสามารถในการส่งผ่านโมเมนต์ของพื้นจะมีค่าเท่ากับความสามารถในการรับแรงดัดของแถบเสา และจากการศึกษาของ Wallance และ Kang (2002) ในการคำนวณกำลังรับแรงดัดของพื้นนั้น จะคำนวณจากกำลังรับแรงดัดในแถบเสาของพื้น ดังนั้นในการศึกษานี้จะพิจารณาความกว้างประสิทธิผลของพื้นเท่ากับความกว้างของแถบเสาในการคำนวณหาำลังรับแรงดัดในส่วนของพื้น-คาน และในการคำนวณดังกล่าว จะพิจารณาเสมือนคานเทียบเท่า โดยคานเทียบเท่าจะมีความกว้างเท่ากับความกว้างของแถบเสาของพื้นและมีความหนาเท่ากับความหนาพื้น และในส่วนของการขั้นตอนในการคำนวณกำลังรับ

แรงคัตนี้จะพิจารณาเช่นเดียวกับการคำนวณกำลังของความกว้างประสิทธิภาพของจุดต่อภายในของ  
พื้น-เสา โดยจะใช้ความกว้างของแถบเสาของพื้นในการคำนวณดังกล่าว

## บทที่ 5

### ตัวอย่างการคำนวณและผลการวิจัยอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

#### ชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน: ส่วนที่ 1

##### 5.1 รายละเอียดการวิเคราะห์

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

##### 5.1.1 การพิจารณาผลของ Rigid Zone และ Rigid Beam-Column Joint

การจำลองแบบโครงสร้างเพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหวเมื่อไม่พิจารณาผลของ Rigid Zone โครงข้อแข็ง (Bare Frame) และค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut) ถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ และเมื่อพิจารณาผลของ Rigid Zone ใช้ Rigid Zone Factor เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคารในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคาน โดยการศึกษาที่ใช้ End Offset เท่ากับกึ่งหนึ่งของความกว้างเสาในทิศทางที่รับแรงกระทำด้านข้าง พิจารณาเปรียบเทียบระหว่างผลของ Rigid Zone และ ไม่พิจารณาผลของ Rigid Zone

การจำลองแบบโครงสร้างเพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหวเมื่อพิจารณาผลของ Rigid Beam-Column Joint โครงข้อแข็ง (Bare Frame) และค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut) ถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ ในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Rigid Beam-Column Joint เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคารโดยให้ชิ้นส่วนในแนวทแยงในจุดต่อมีความแข็งแรงเพื่อให้สามารถแทนพฤติกรรมดังกล่าว

##### 5.1.2 การพิจารณาผลของ ฐานรากชนิดเสาเข็ม

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

ของเสาและคานาใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานาเป็นแบบ Rigid Beam-Column Joint เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสีรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร ฐานรากชนิดเสาเข็มใช้วิธีการจำลองด้วยวิธี Subgrade-Reaction จำลองเสาเข็มแต่ละต้นโดยมีปลายบนเป็นแบบยึดหมุน ใช้อิเลเมนต์ประเภทสปริงที่มีความเป็นอิสระต่อกันจำลองพฤติกรรมของดินใต้ฐานราก เพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวราบ จำลองจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดตลอดความยาวเสาเข็มเพื่อแสดงพฤติกรรมดังกล่าว จุดหมุนพลาสติกจะแสดงพฤติกรรมรับแรงดัดของเสาเข็มโดยความสัมพันธ์ Moment-Rotation

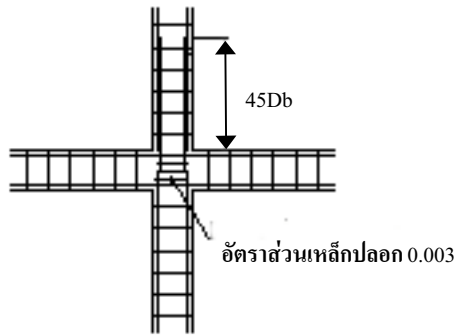
### 5.1.3 การพิจารณาผลของการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คานา

โครงข้อแข็ง (Bare Frame) และค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut) ถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ บริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสา-คานาใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานาแบบ Rigid Beam-Column Joint เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสีรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร สำหรับการพิจารณาผลการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คานาแบ่งการศึกษาออกเป็น 2 กรณี คือกรณีที่ 1 เหล็กล่างในคานาบริเวณจุดต่อเสา-คานามีความต่อเนื่อง และกรณีที่ 2 เหล็กล่างในคานาบริเวณจุดต่อเสา-คานาไม่ต่อเนื่อง มีระยะฝัง 15 ซม. รวมถึงพิจารณาผลของระยะต่อทาบบริเวณเสาและผลของอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานาโดยให้ระยะต่อทาบบริเวณเสามีค่า 45db และ 24db และอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0.003 และ 0 รายละเอียดกรณีศึกษาแสดงดังตารางที่ 5.1 รูปที่ 5.1

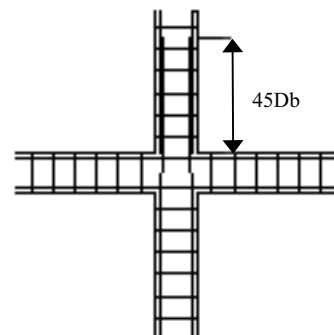
ตารางที่ 5.1 เปรียบเทียบรายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คานา

กรณี	เหล็กเสริมล่าง	ความยาวต่อทาบในเสา	อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวาง
1-1	ต่อเนื่อง	45db	$\geq 0.003$
1-2	ต่อเนื่อง	45db	0
1-3	ต่อเนื่อง	24db	$\geq 0.003$
1-4	ต่อเนื่อง	24db	0
2-1	ไม่ต่อเนื่อง	24db	0

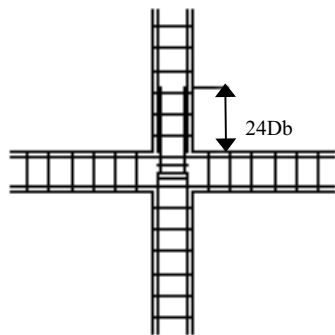
หมายเหตุ 1.มาตรฐานวสท.(2534) การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน ในการรับแรงในแนวดิ่งกำหนดให้ความยาวต่อทาบในเสามีค่าเท่ากับ 24db  
2.เมื่อองค์อาคารรับแรงดัดเป็นส่วนหนึ่งของระบบหลักในการรับแรงด้านข้าง มาตรฐาน ACI 318-95(1995) กำหนดให้ความยาวต่อทาบในเสามีค่าเท่ากับ 45db



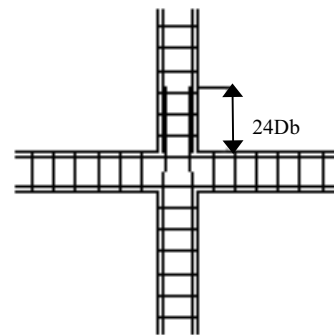
กรณี 1-1



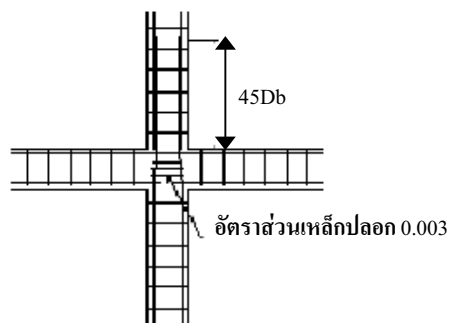
กรณี 1-2



กรณี 1-3



กรณี 1-4



กรณี 2-1

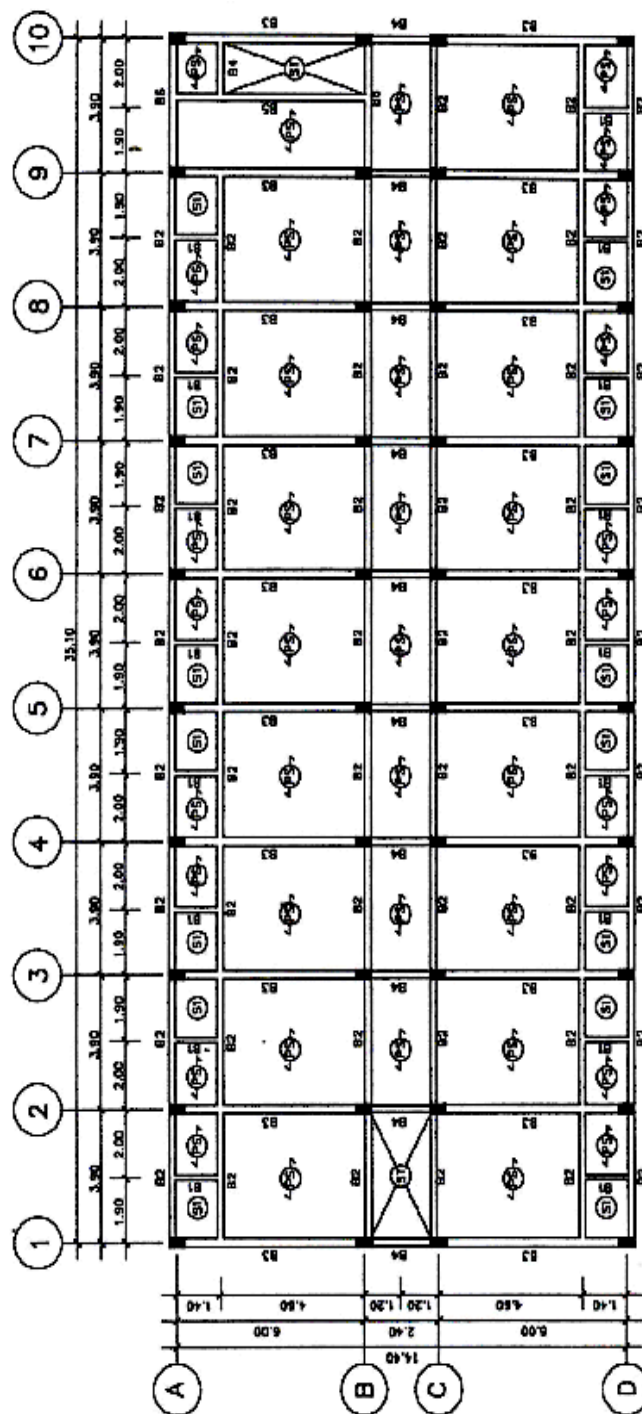
รูปที่ 5.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คานกรณี ที่ 1 และ 2

## 5.2 ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ประเภทเสา-คานของอาคารสูง 9 ชั้น

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 9 ชั้น สูง 22.5 เมตร เป็นอาคารหอพักแห่งหนึ่งในกรุงเทพฯ โดยกำลังอัดของคอนกรีตทรงกระบอกที่ 28 วัน มีค่าเท่ากับ 240 กก/ตร.ซม เหล็กข้ออ้อยเกรด SD30 และเหล็กกลมเกรด SR24 พนักกันห้องเป็นผนังก่ออิฐหนาประมาณ 6.5 ซม. ค่ากำลังอัดประลัยของผนังอิฐก่อมีค่าประมาณ 40 กก/ตร.ซม และโมดูลัสยืดหยุ่นของผนังอิฐก่อมีค่า 13,250 กก/ตร.ซม พื้นอาคารส่วนใหญ่เป็นแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูปหนา 5 ซม. ขนาดคานหลักกว้าง 0.25 เมตร ลึก 0.45 เมตร เสาตอม่อ ถึง เสาชั้น 2 มีขนาด 0.30 x 0.50 เมตร เสาชั้น 3 ถึง เสาชั้น 5 มีขนาด 0.30 x 0.40 เมตร เสาชั้น 6 ถึง เสาชั้น 9 มีขนาด 0.25 x 0.40 เมตร ฐานรากมีขนาด 1.50 x 1.50 ม. ประกอบด้วยเสาเข็มตอกรูปตัว I จำนวน 4 ต้น ขนาด 0.30 ม. ยาวประมาณ 21 ม. รับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยได้ไม่น้อยกว่า 40 ตัน/ต้น จำนวน 40 ฐานราก

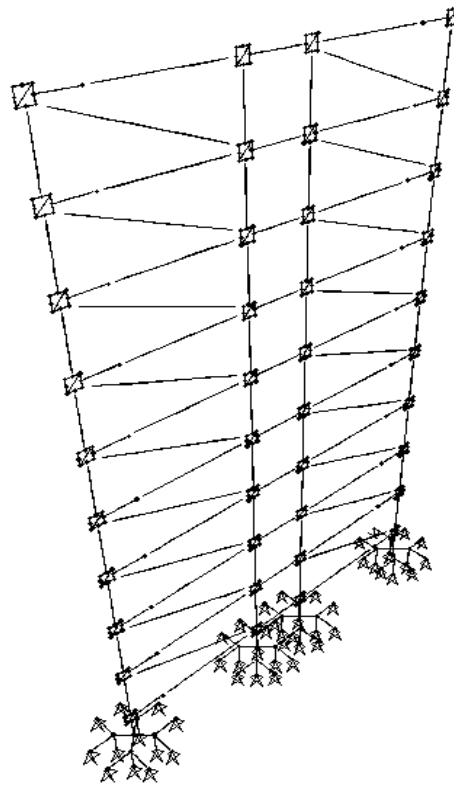
แบบแปลนอาคารตัวอย่างแสดงดังรูปที่ 5.2 โครงข้อแข็ง (Bare Frame) และค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut) ถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ ในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Beam-Column Joint เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสีรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร ส่วนฐานรากอาคารตัวอย่าง จำลองเป็นแบบ Flexible และ Fixed Support สามารถแทนด้วยรูปที่ 5.3 และ รูปที่ 5.4 ตามลำดับ ซึ่งถือเป็นตัวแทนของแบบจำลองอาคารสำหรับใช้วิเคราะห์เพื่อศึกษาพฤติกรรมเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว โดยใช้วิธีการรวมโครงข้อแข็งเป็นชุด (Lump model) โครงข้อแข็งดังกล่าวเกิดจากการนำโครงข้อแข็งทั้งหมดจำนวน 10 ชุด มารวมกันเป็นโครงข้อแข็งเพียงชุดเดียวเพื่อศึกษาพฤติกรรมเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว

ฐานรากชนิดเสาเข็มใช้วิธีการจำลองด้วยวิธี Subgrade-Reaction จำลองเสาเข็มแต่ละต้น โดยมีปลายบนเป็นแบบยึดหมุนใช้โมเมนต์ประเภทสปริงที่มีความเป็นอิสระต่อกันจำลองพฤติกรรมของดินใต้ฐานราก เพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวราบ จำลองจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ตัดตลอดความยาวเสาเข็ม เพื่อแสดงพฤติกรรมรับแรงดัดของเสาเข็มโดยความสัมพันธ์ Moment-Rotation รูปที่ 5.5 แสดงลักษณะการเสีรูปด้านข้างสำหรับแบบจำลองเสาเข็มตอกรูปตัว I ขนาด 0.30 ม. ยาวประมาณ 21 ม. ซึ่งการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดมีค่าประมาณ 0.045 เมตร และรูปที่ 5.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวราบสำหรับเสาเข็มตอกรูปตัว I ขนาด 0.30 ม. ยาวประมาณ 21 ม. ของอาคารสูง 9 ชั้น ส่วนความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งสำหรับเสาเข็มตอก แสดงดังรูปที่ 3.9

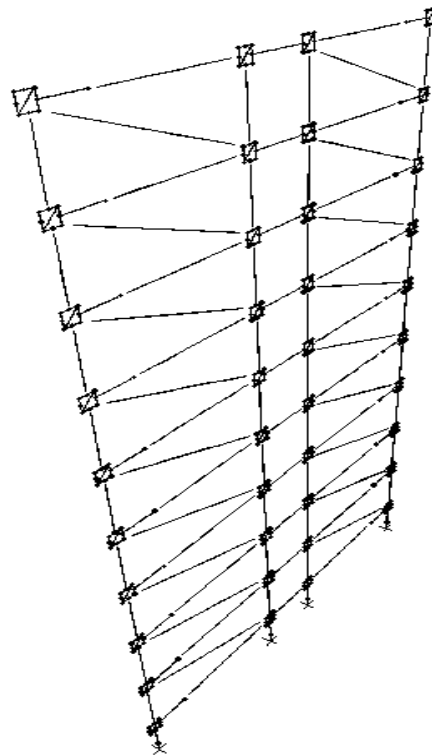


รูปที่ 5.2 แบบแปลนอาคารสูง 9 ชั้น

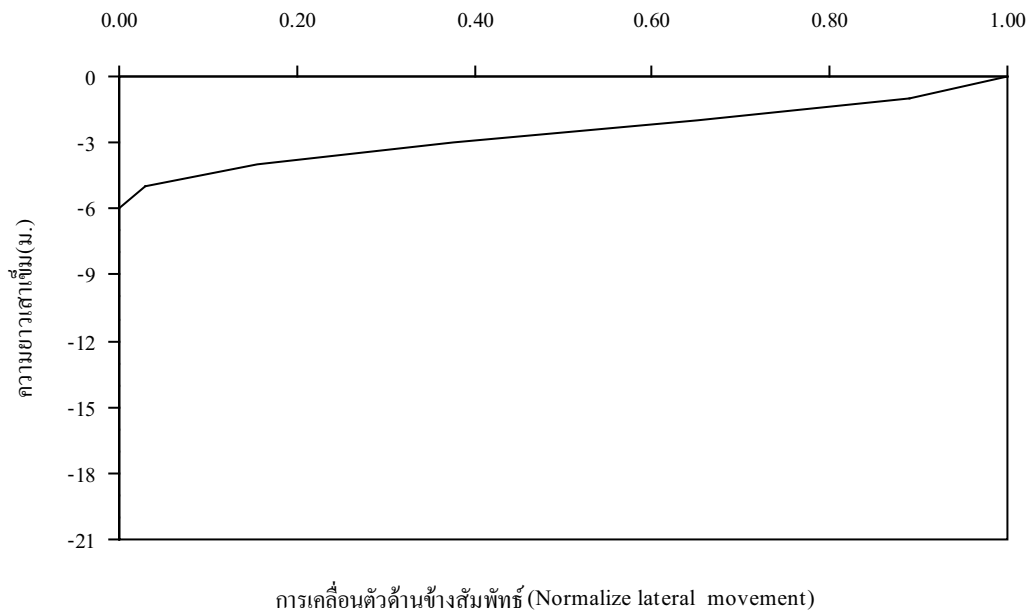




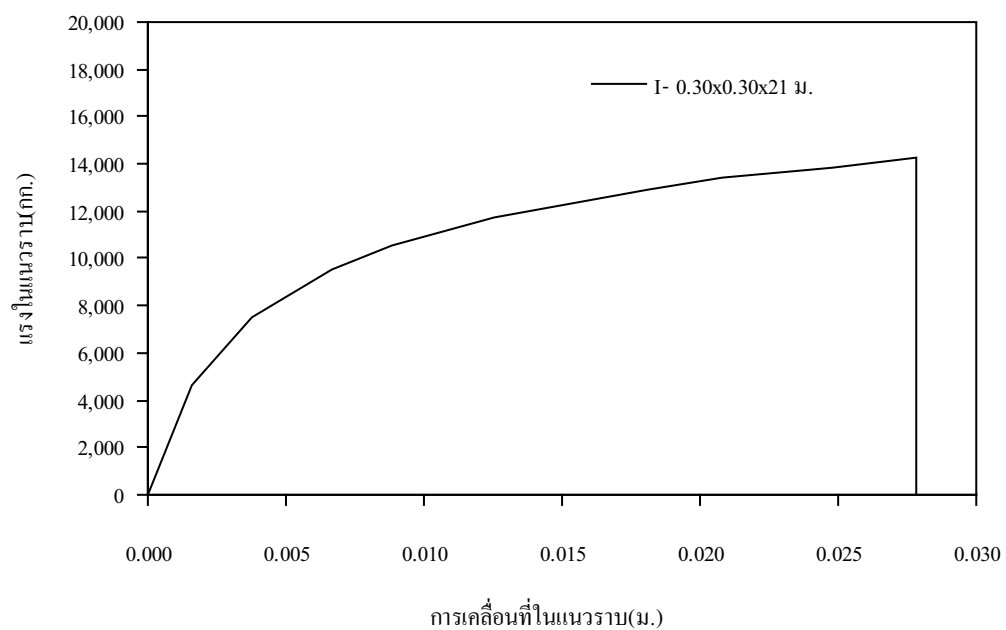
รูปที่ 5.3 แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ Flexible Support



รูปที่ 5.4 แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ Fixed Support



รูปที่ 5.5 ลักษณะการเสียรูปด้านข้างของเสาเข็มคอกขนาด I-0.30 x 0.30 x 21 ม.



รูปที่ 5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวราบและการเคลื่อนที่ในแนวราบสำหรับแบบจำลองเสาเข็มคอกขนาด I-0.30 x 0.30 x 21 ม.

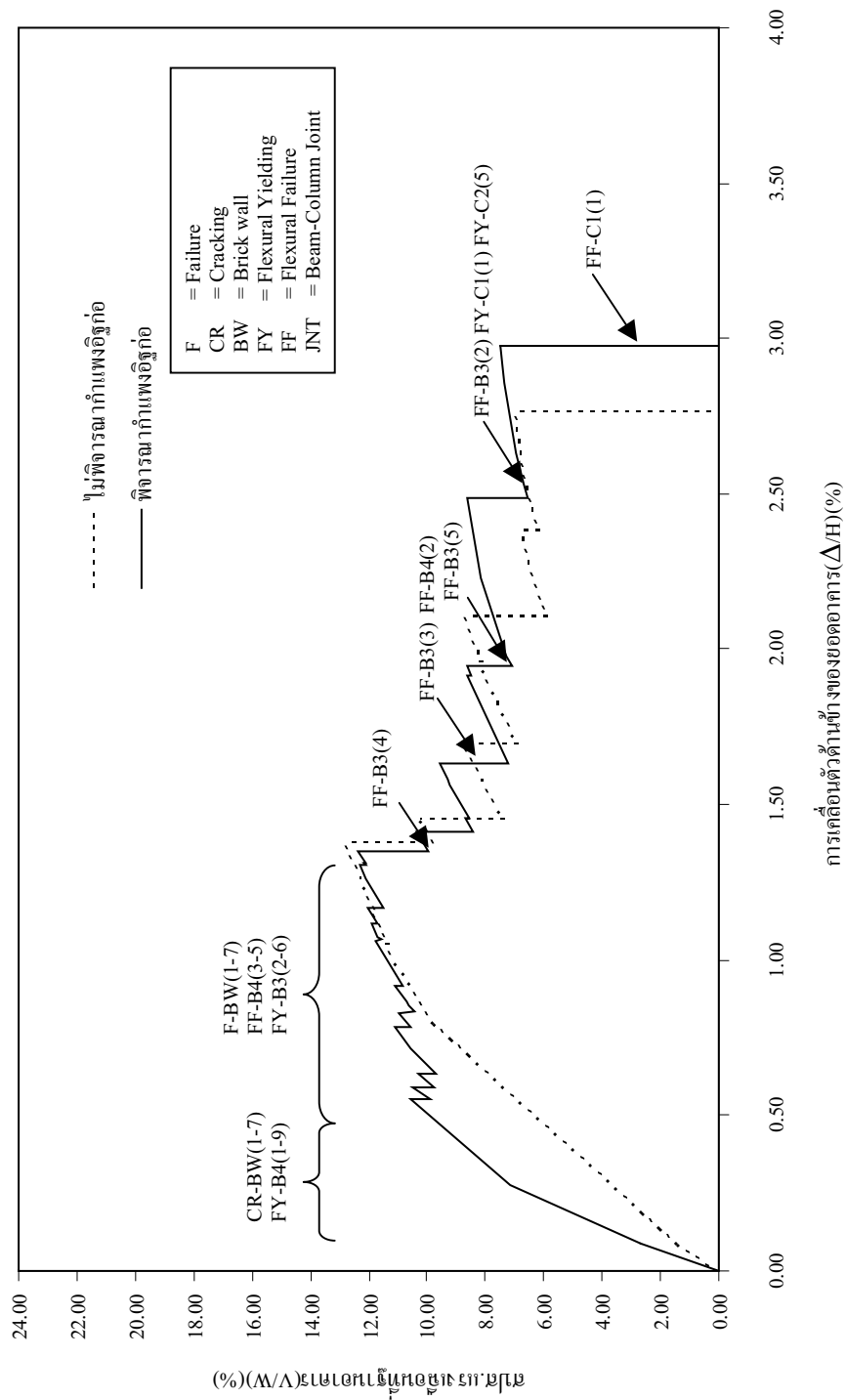
จากการศึกษาความสามารถด้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างอาคารตัวอย่าง พบว่าทุกองค์อาคารจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดัด (Flexural mode) ทั้งนี้เพราะอัตราส่วนความลึกต่อความยาวขององค์อาคารมีค่าน้อย ลักษณะการวิบัติของทั้งโครงสร้างจะแตกต่างกันไปขึ้นกับปัจจัยที่พิจารณา ซึ่งลักษณะการวิบัติของทั้งโครงสร้างโดยรวมจะเริ่มจากการเคลื่อนตัวด้านข้างในช่วงอิลาสติก โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้าง (Normalized Base Shear) กับการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร (Roof Displacement) จะเป็นเส้นตรง และเมื่อโครงสร้างได้รับแรงกระทำด้านข้างอย่างต่อเนื่องจนเกินช่วงอิลาสติก จะมีผลให้เกิดการครากของคาน B4 ซึ่งเป็นคานช่วงสั้น หรือ การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อซึ่งจะทำให้ความสามารถด้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างลดลงเล็กน้อยเป็นลักษณะฟันเลื่อย และความสามารถด้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างจะลดลงอย่างมากเมื่อเกิดการวิบัติของคาน B3 ซึ่งเป็นคานช่วงยาว ลักษณะการวิบัติของคาน B3 ทั้งหมดจะเกิดที่ปลายด้านขวามือก่อน ทั้งนี้เนื่องจากก่อนการกระทำของแรงด้านข้าง คาน B3 ได้ถูกกระทำจากแรงในแนวตั้งอยู่ก่อนแล้วอันเนื่องมาจากน้ำหนักของตัวโครงสร้างเองและน้ำหนักบรรทุกจร ซึ่งแรงในแนวตั้งดังกล่าวจะก่อให้เกิดโมเมนต์ลบที่ปลายทั้งสองข้างของคาน B3 และเมื่อแรงด้านข้างกระทำต่อโครงสร้าง ก็จะก่อให้เกิดโมเมนต์บวกในคาน B3 ที่ตำแหน่งใกล้กับที่แรงกระทำซึ่งเป็นด้านซ้ายมือ เป็นผลให้เกิดการหักล้างกันของโมเมนต์ที่ปลายด้านซ้ายมือ และแรงกระทำด้านข้างนี้ยังก่อให้เกิดโมเมนต์ลบที่ปลายด้านขวามือของคาน B3 เป็นผลให้เกิดการเสริมกันของโมเมนต์ลบที่ปลายนี้ และเนื่องจากกำลังต้านทานโมเมนต์บวกและลบของคาน B3 มีค่าเท่ากัน ดังนั้นโมเมนต์ลบที่ปลายด้านขวามือจึงถึงค่าต้านทานโมเมนต์สูงสุดและเกิดการวิบัติที่ปลายด้านนี้ก่อน การสูญเสียความสามารถด้านทานแรงกระทำในแนวตั้งและแรงกระทำด้านข้างของทั้งโครงสร้างจะเกิดเมื่อเสา C1 ชั้นล่างเกิดการวิบัติ

### 5.2.1 ผลการวิเคราะห์

ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างของอาคาร 9 ชั้น จากกรณีศึกษาทั้ง 3 ส่วน ผลการวิเคราะห์แสดงดังรายละเอียดต่อไปนี้

#### 1) ผลของ กำแพงอิฐก่อที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

จากการศึกษาผลของกำแพงอิฐก่อที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง ซึ่งการจำลองแบบโครงสร้างได้จำลองเป็นโครงข้อแข็ง (bare frame) และค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (equivalent diagonal compressive strut) จะถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ พบว่าความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง จะมีลักษณะแตกต่างจากกรณีที่ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ แสดงดังรูปที่ 5.7 โดยกำแพงอิฐก่อที่มีลักษณะเป็นค้ำยันจะช่วยเพิ่มค่าความแข็งแรง (stiffness) ให้กับโครงสร้างในช่วงก่อนเกิดการวิบัติของคาน แต่กำแพงอิฐก่อมิได้ช่วยเพิ่มกำลัง (strength) ให้กับโครงสร้าง เนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่มีความแข็งแรงไม่มากนักเมื่อเทียบกับองค์อาคารอื่นๆ ของโครงสร้าง ดังนั้นจะเกิดการแตกร้าวและวิบัติก่อนองค์อาคารอื่น เป็นผลให้ความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างลดลงเป็นลักษณะฟันเลื่อยในช่วงแรก และเมื่อกำแพงอิฐก่อบางส่วนวิบัติไปแล้วก็จะมีผลให้ความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างและรูปแบบการวิบัติของโครงสร้างมีลักษณะเดียวกันกับกรณีไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ รวมทั้งความสามารถต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดจะมีค่าเท่ากันกับกรณีไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อด้วย ซึ่งลักษณะการวิบัติของโครงสร้างจะเริ่มเกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อชั้น 1-7 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 1-9 และเมื่อโครงสร้างยังคงถูกกระทำโดยแรงด้านข้างต่อไป กำแพงอิฐก่อก็จะเกิดการวิบัติในชั้นที่ 1-7 ร่วมกับการวิบัติของคาน B4 ชั้นที่ 3-5 และการครากของคาน B3 ชั้นที่ 2-6 และหลังจากนั้นก็จะเกิดการวิบัติของคาน B3 ชั้นที่ 4 3 5 และ 2 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และทั้งโครงสร้างจะเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวิบัติของเสา C1 ชั้นล่างสุด



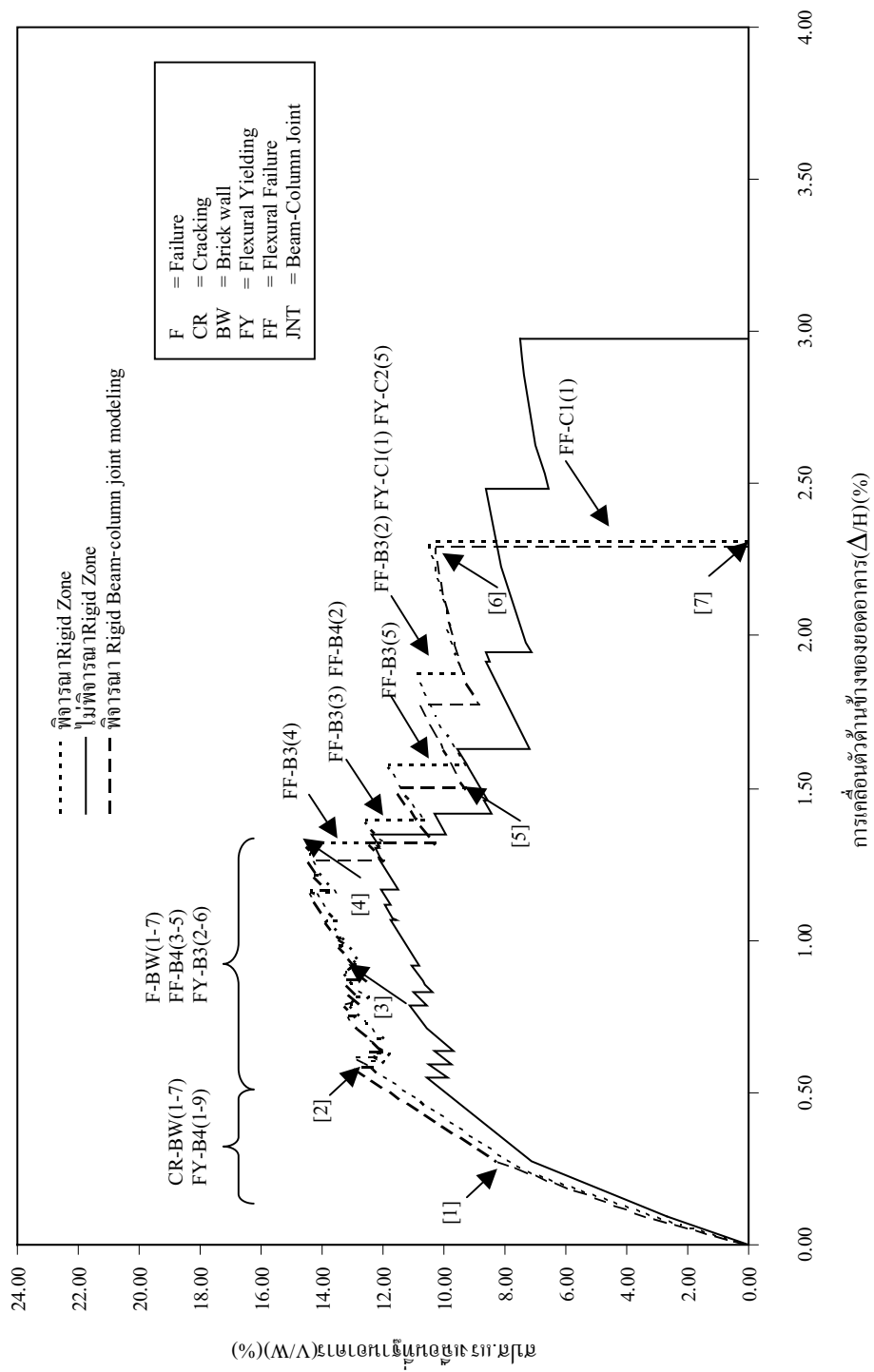
รูปที่ 5.7 ผลของกำแพงอิฐก่อต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

## 2) ผลของ Rigid Zone ที่มีต่อความสามารถด้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

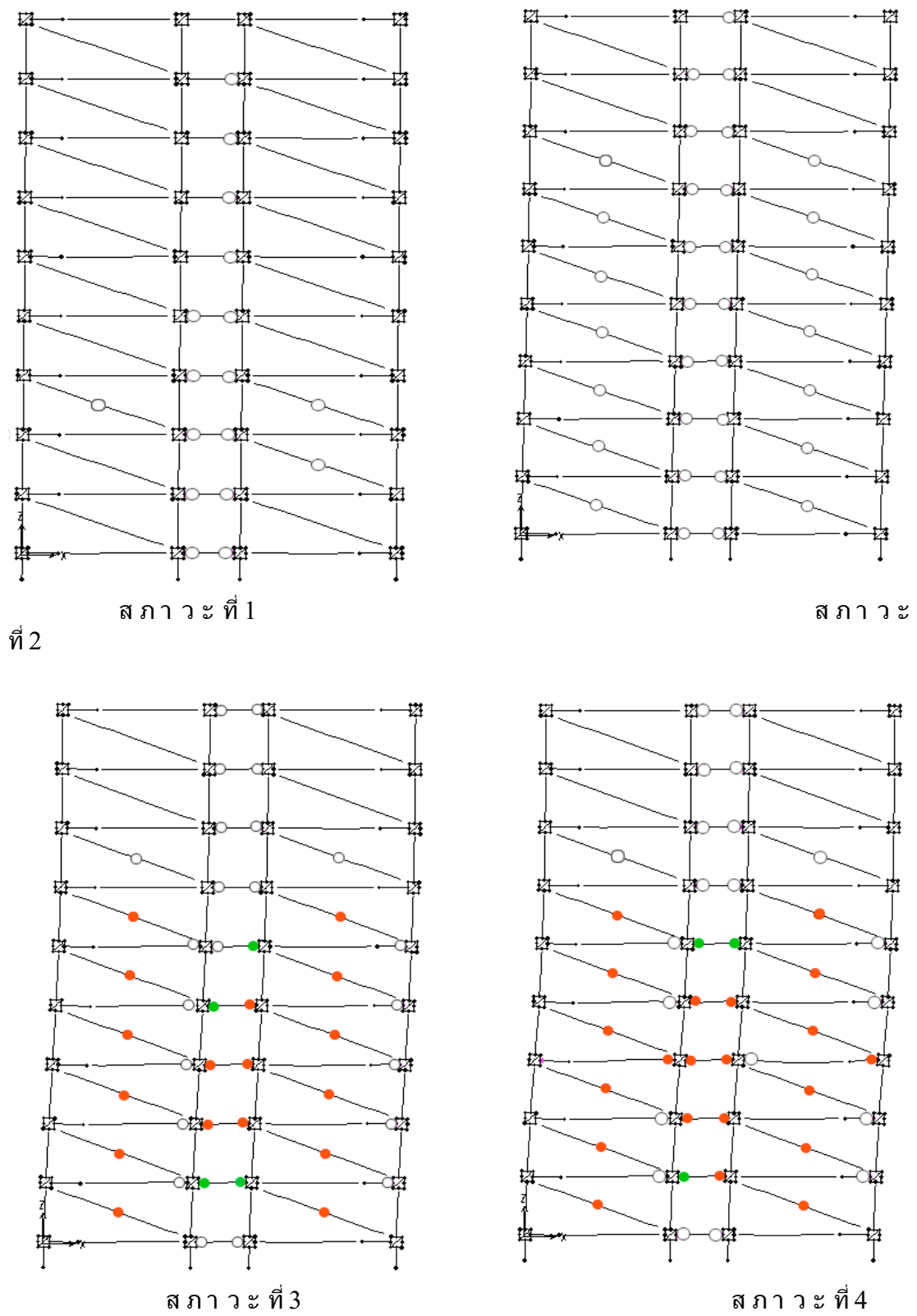
ผลของ Rigid Zone ที่มีต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาให้ Rigid Zone Factor ในบริเวณส่วนตัดกันของเสาและคานเป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสีรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร พบว่าผลของ Rigid Zone ทำให้ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 19.80 ของกรณีไม่พิจารณาผลของ Rigid Zone เนื่องจาก Rigid Zone ช่วยเพิ่มทั้งความแข็งแรงและกำลังด้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง 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 พบว่ากำแพงอิฐก่อมีลักษณะเป็นค้ำยันช่วยเพิ่มความแข็งแรง (stiffness) แต่ไม่ได้ช่วยเพิ่มกำลัง (strength) สูงสุดให้กับโครงสร้างเนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่มีความแข็งแรงไม่มากนักเมื่อเทียบกับคานและเสา และจะเกิดการวิบัติก่อนโครงอาคารจะเปลี่ยนรูปจนถึงระดับความต้านทานสูงสุดเป็นผลให้ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงมีลักษณะคล้ายฟันเลื่อย หลังจากนั้นเกิดการวิบัติของคาน B3 ชั้นที่ 4 3 5 และ 2 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวิบัติของเสา C1 ชั้นล่างสุด

ผลของ Rigid Beam-Column Joint ที่มีต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาให้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Rigid Beam-Column Joint ในบริเวณส่วนตัดกันของเสาและคานเป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสีรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร พบว่าผลของ Rigid Beam-Column Joint และ Rigid Zone ที่มีต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างนั้นมีค่าใกล้เคียงกันกล่าวคือความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดมีค่าใกล้เคียงกัน และการวิบัติของโครงสร้างมีรูปแบบเดียวกันเนื่องจาก Rigid Zone และ Rigid Beam-column Joint ช่วยเพิ่มทั้งความแข็งแรงและกำลังด้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง Capacity Curve และลักษณะการวิบัติแสดงดังรูปที่ 5.8 และ รูปที่ 5.9

พฤติกรรมในการต้านแรงแผ่นดินไหวของอาคาร 9 ชั้น สามารถแสดงผลให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ของ Local drift profile ในแต่ละชั้นของอาคาร ดังแสดงรูปที่ 5.10 การครากที่สถานะแรก ของโครงสร้างเกิดขึ้นที่ 0.26 % ของ Roof drift และโครงสร้างวิบัติที่ 2.30 % ของ Roof drift โดยเสีรูปที่ชั้นที่ 2-5 และวิบัติที่ชั้นที่ 1 โดยมีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณร้อยละ 14.53 ส่วนการโก่งตัวด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 2.30 ของความสูงของอาคาร

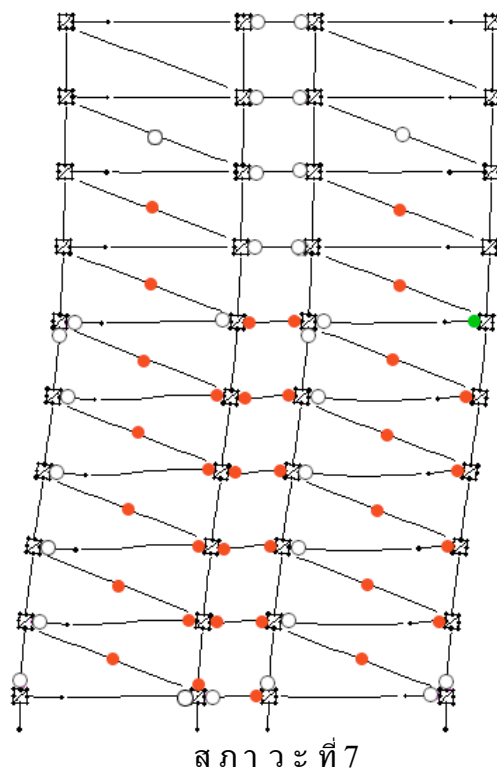
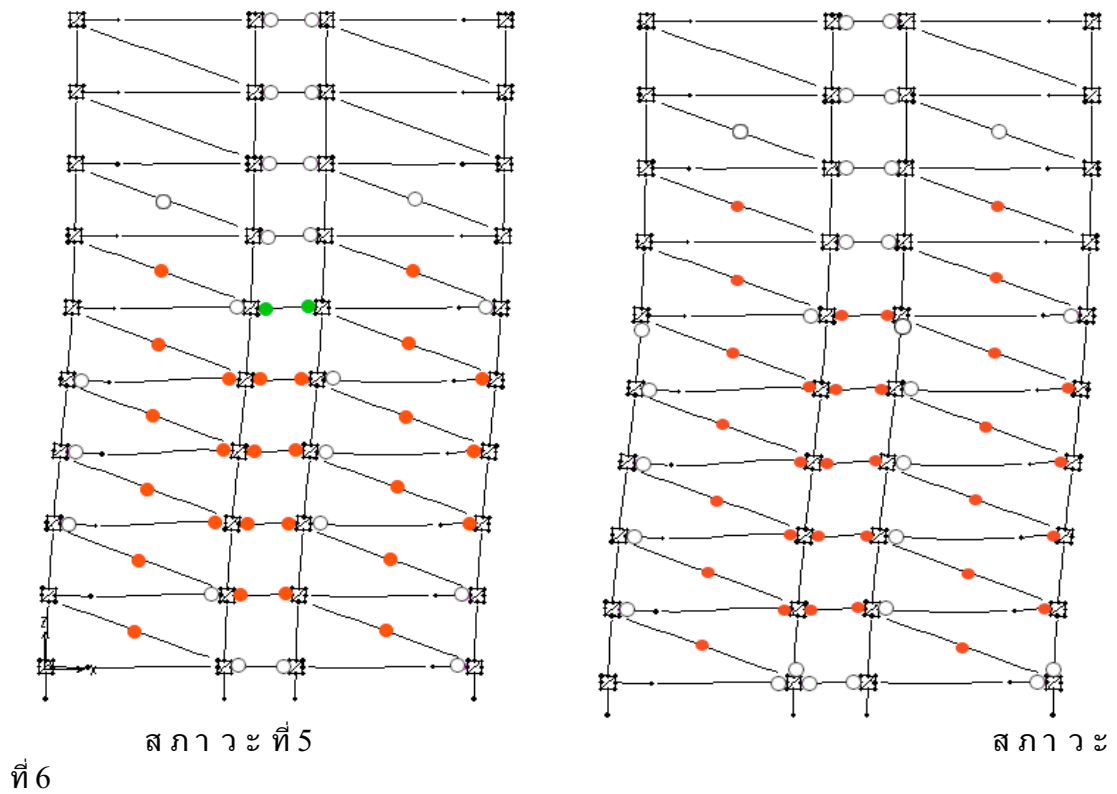


รูปที่ 5.8 ผลของ Rigid Zone ต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

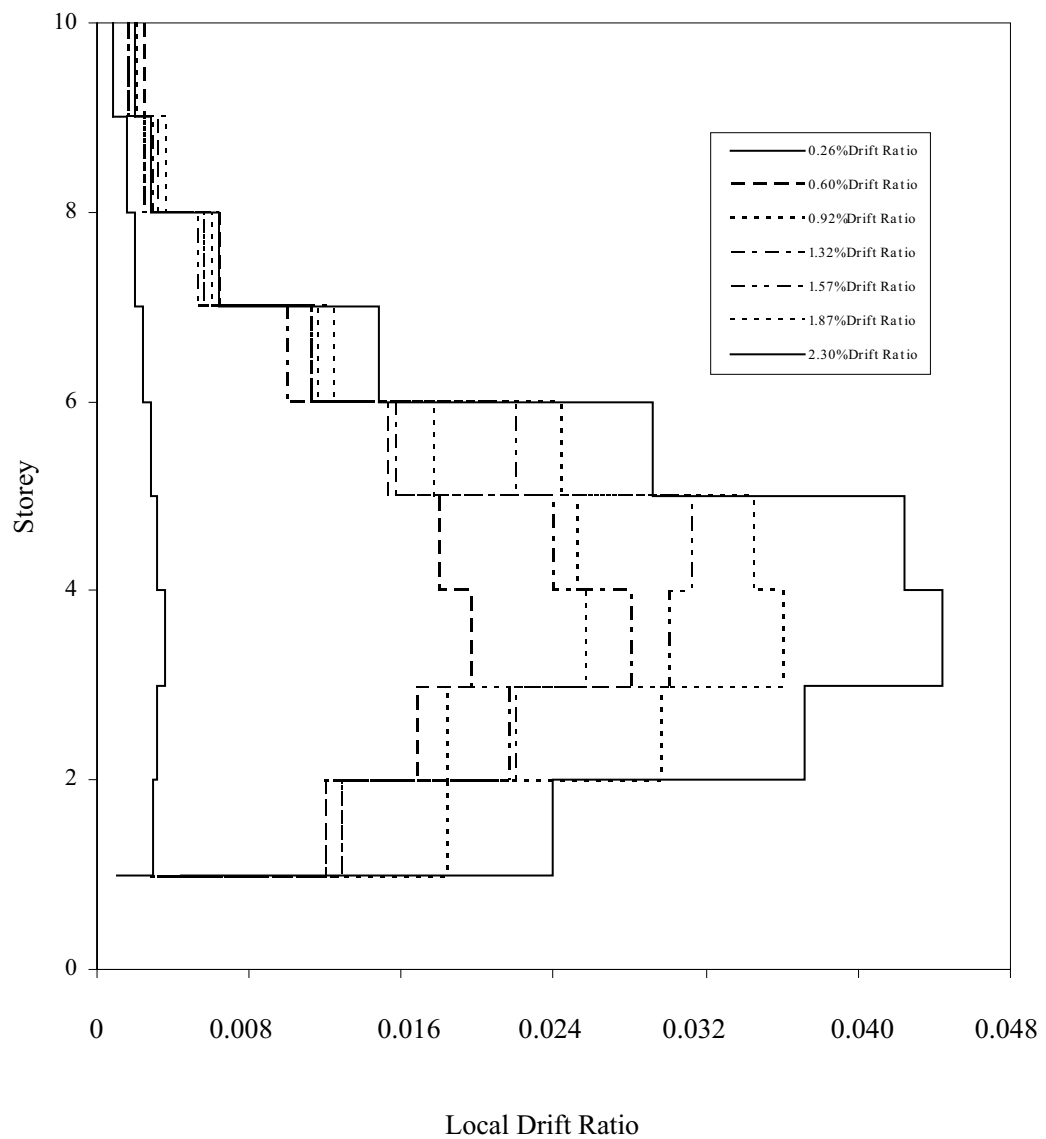


รูปที่ 5.9 ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกรณีพิจารณา Rigid Beam-Column Joint





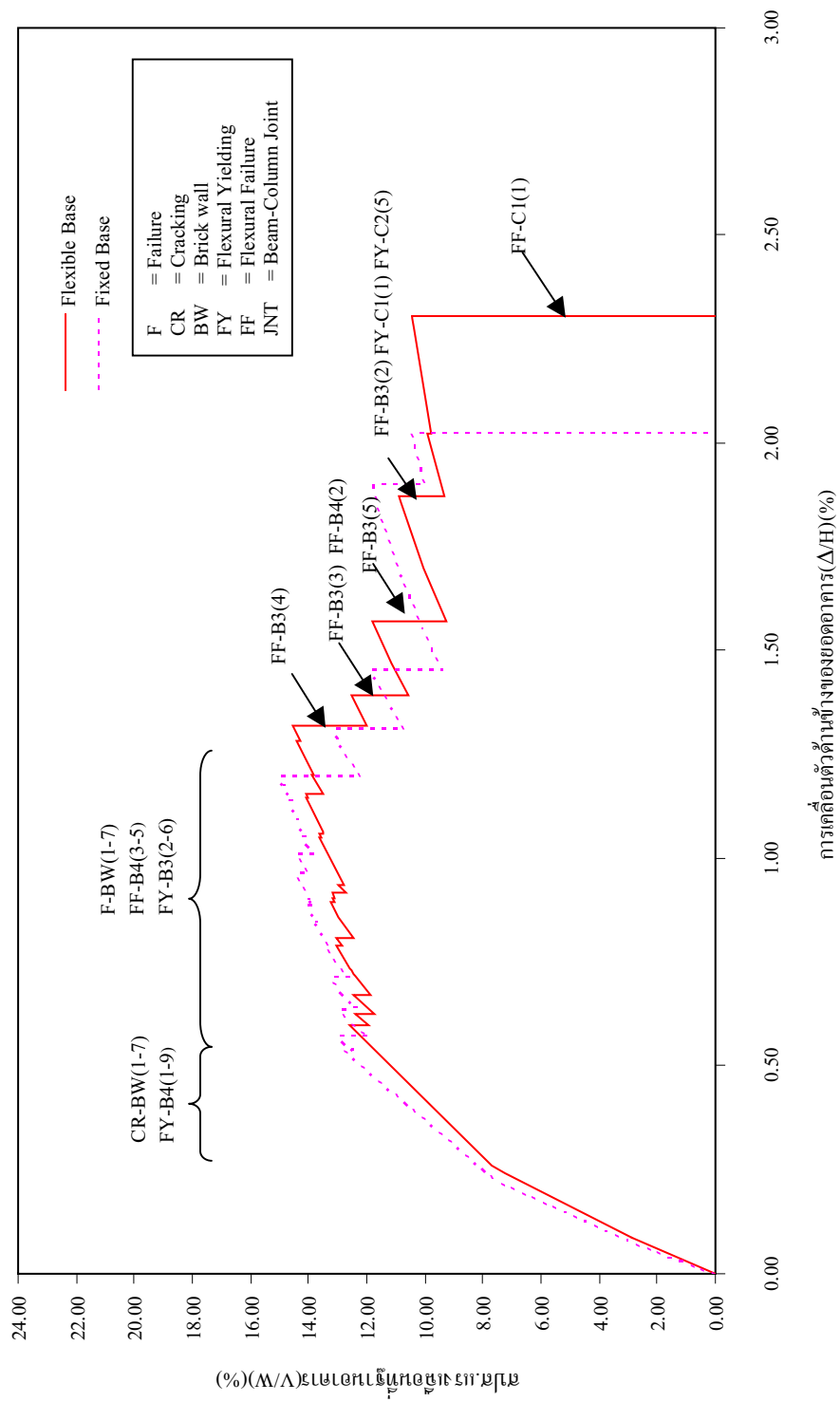
รูปที่ 5.9 ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกรณีพิจารณา Rigid Beam-Column Joint



รูปที่ 5.10 Local drift profile ของโครงสร้างในแต่ละระดับของ Roof drift ratio

### 3) ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง โดยเปรียบเทียบแบบจำลองฐานรากชนิดเสาเข็มสำหรับอาคารตัวอย่างเป็นแบบยึดแน่น (Fixed base) และแบบยืดหยุ่น (Flexible base) และในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานเป็นแบบ Rigid Beam-Column Joint พบว่าความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดสำหรับอาคารตัวอย่างที่มีแบบจำลองฐานรากชนิดเสาเข็มเป็นแบบยึดแน่น (Fixed base) และแบบยืดหยุ่น (Flexible base) มีค่าใกล้เคียงกัน แสดงว่าฐานรากชนิดเสาเข็มสำหรับอาคาร 9 ชั้น มีความเป็นเสถียรภาพ Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 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 3 5 และ 2 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวิบัติของเสา C1 ชั้นล่างสุด



รูปที่ 5.11 ผลของฐานรากต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

#### 4) ผลของการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

พิจารณาผลของรายละเอียดการเสริมเหล็กกรณีที่ 1 เหล็กล่าง บริเวณจุดต่อเสา-คานมีความต่อเนื่อง Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.12 ถึงรูปที่ 5.15 พบว่า กรณีที่ 1-1 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0.003) โครงสร้างวิบัติที่เสาชั้นที่ 1 กรณีที่ 1-2 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0) และกรณีที่ 1-4 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 24db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0) โครงสร้างวิบัติที่จุดต่อบริเวณจุดต่อที่ขอบอาคารหรือจุดต่อภายนอกชั้นที่ 3 ส่วนกรณีที่ 1-3 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 24db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0.003) ลักษณะการวิบัติเหมือนกับการวิบัติของกรณีที่ 1-1 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 45db มีเหล็กปลอกที่จุดต่อ) โดยมีระยะเคลื่อนตัวข้างอาคารลดลงเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ 1-1 ประมาณร้อยละ 18.60 เนื่องจากเกิดวิบัติบริเวณทาบในเสาชั้นที่ 1

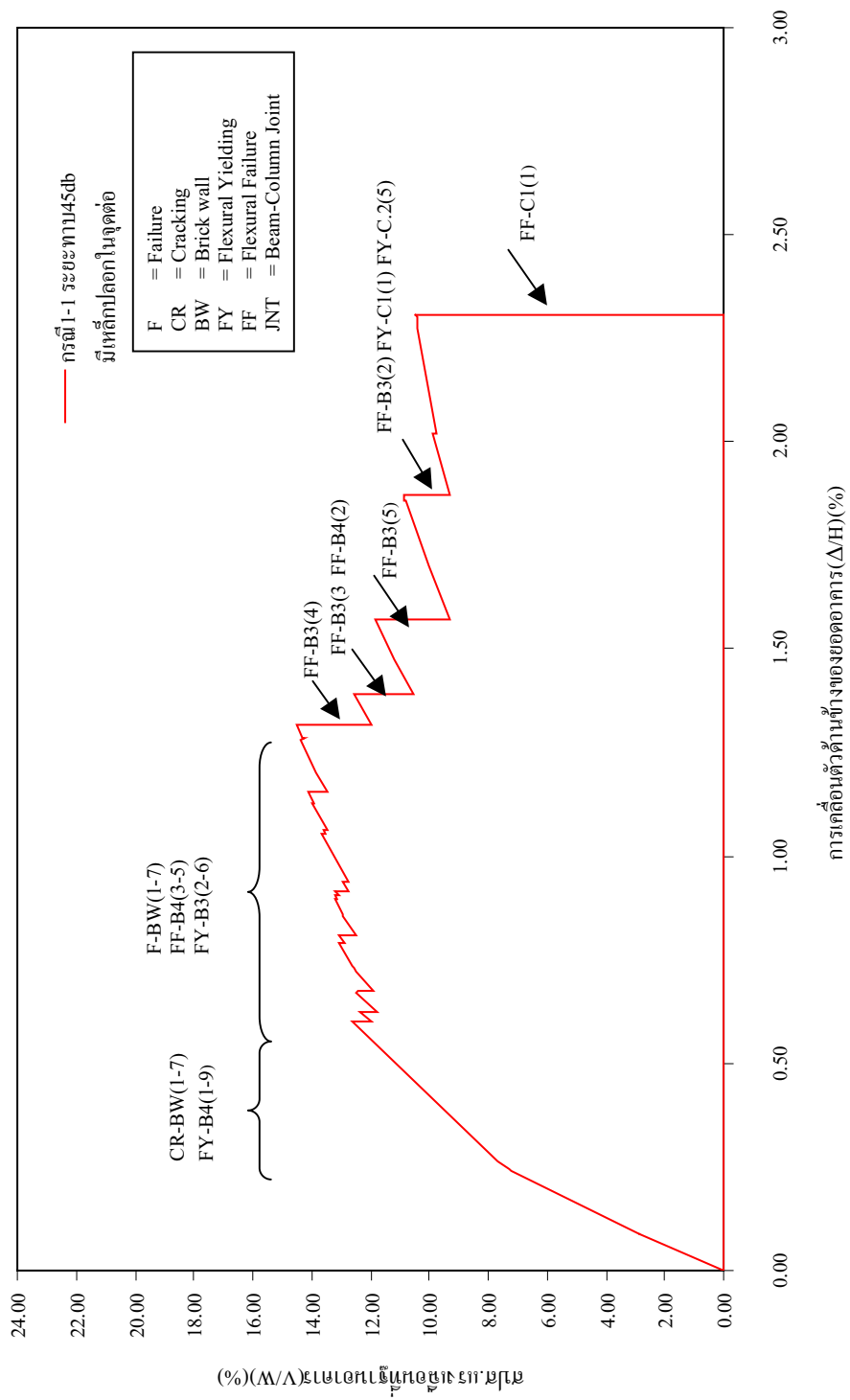
พิจารณาผลของรายละเอียดการเสริมเหล็กกรณีที่ 2 เหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานไม่มีความต่อเนื่องมีระยะฝัง 15 ซม. Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.16 พบว่า กรณีที่ 2-1 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0.003) โครงสร้างวิบัติที่เสาชั้นที่ 1

Capacity Curve สำหรับเปรียบเทียบผลของรายละเอียดเหล็กเสริมทั้ง 5 กรณี แสดงดังรูปที่ 5.17 และเมื่อพิจารณาผลของเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อเสา-คาน ผลของการต่อทาบในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คาน และผลของความไม่ต่อเนื่องของเหล็กล่างที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.18 รูปที่ 5.19 และรูปที่ 5.20 ตามลำดับ

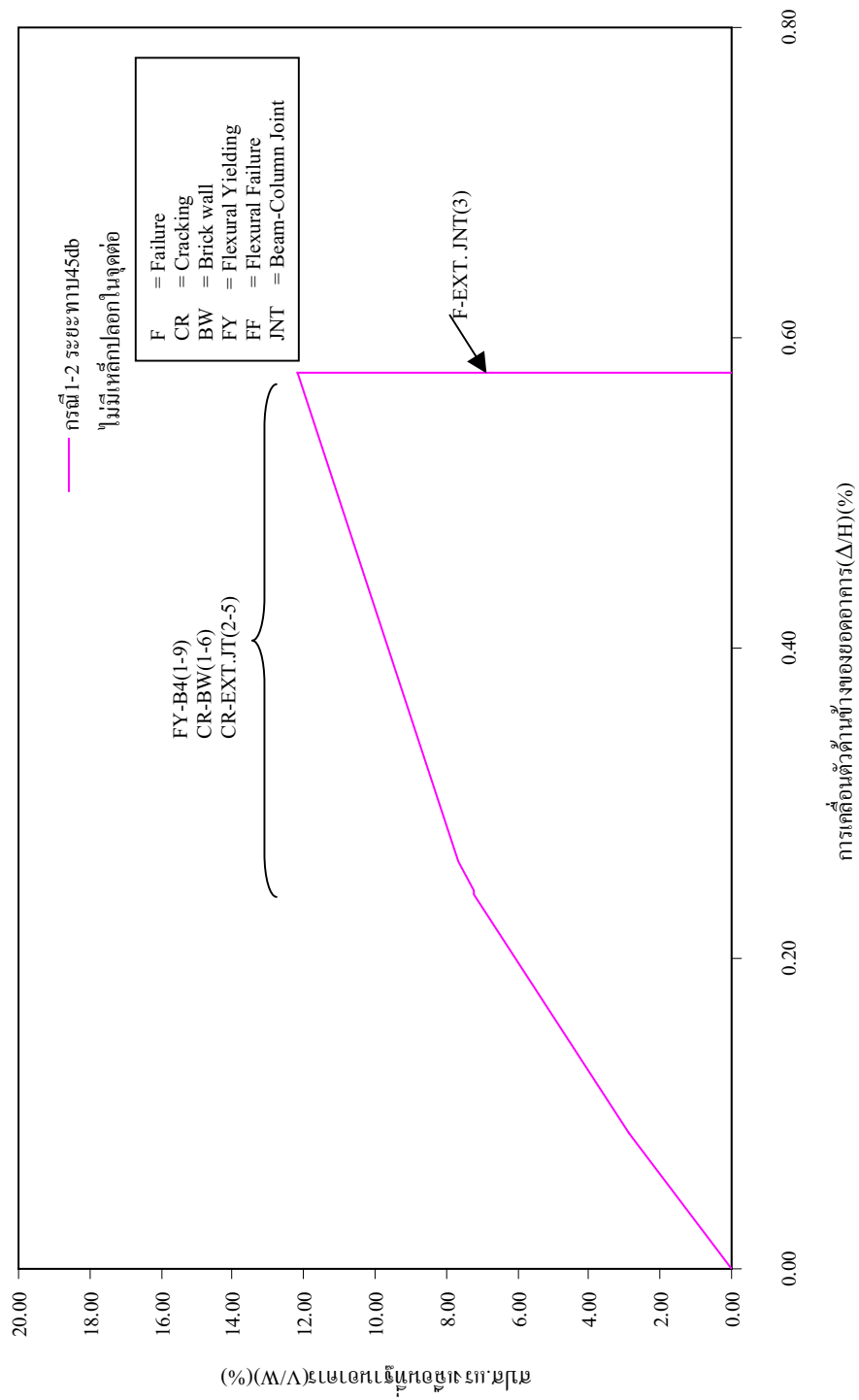
เมื่อพิจารณาผลของเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อเสา-คานเปรียบเทียบกับไม่เสริมเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อเสา-คาน ที่ระยะทาบในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่า 45db และ 24db พบว่าเมื่อไม่เสริมเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อเสา-คาน การเคลื่อนตัวของขอบอาคาร มีค่าลดลงประมาณร้อยละ 74.90 ความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างลดลงประมาณร้อยละ 13.80

เมื่อพิจารณาการต่อทาบบริเวณจุดต่อเสา-คานโดยระยะต่อทาบในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่าลดลงจาก 45db เป็น 24db ที่อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0.003 พบว่า การเคลื่อนตัวของขอบอาคารลดลงประมาณร้อยละ 18.60 ความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างไม่เปลี่ยนแปลง

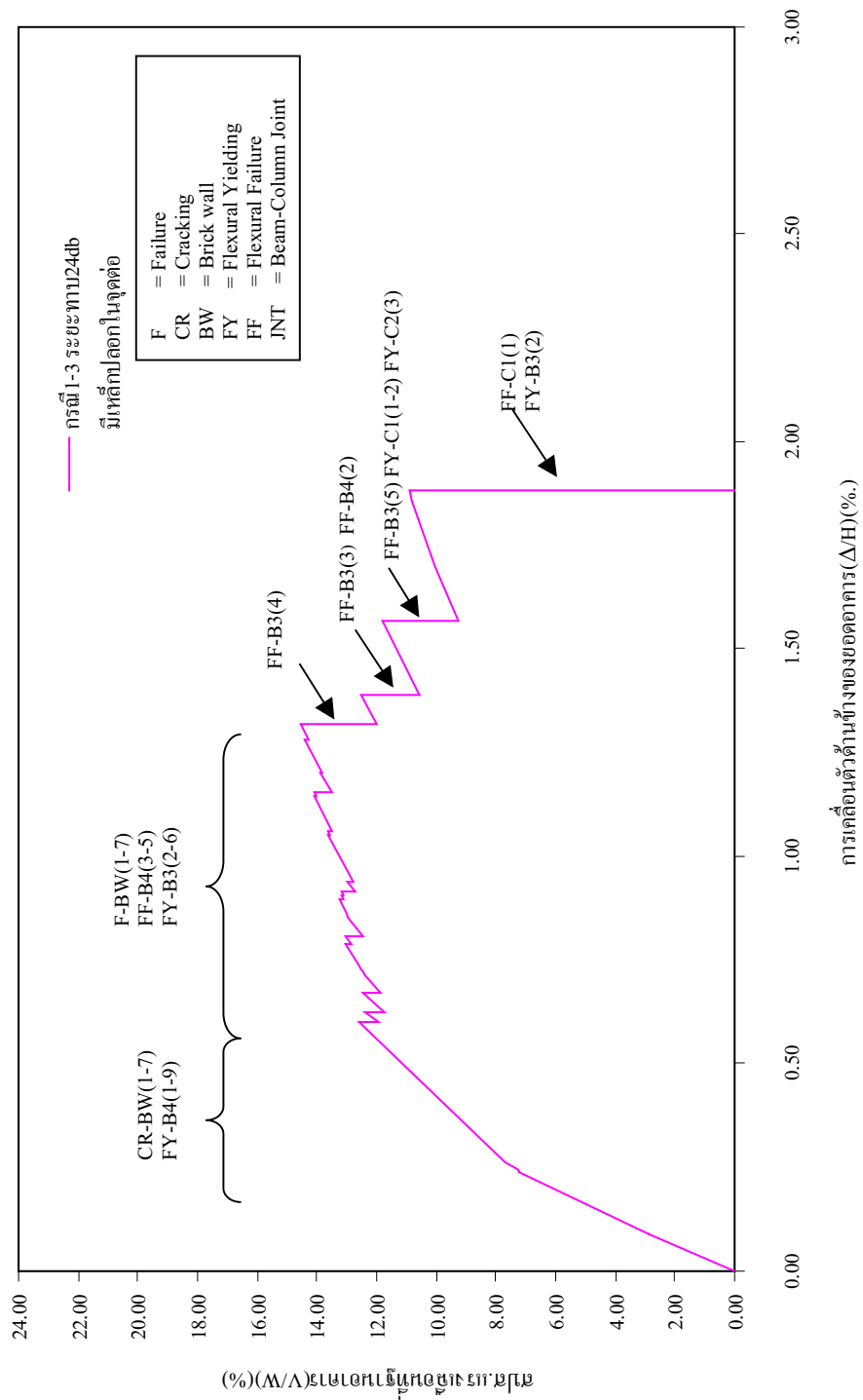
เมื่อพิจารณาความต่อเนื่องของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานเปรียบเทียบกับเมื่อไม่มีความต่อเนื่องของเหล็กล่างในจุดต่อเสา-คาน โดยมีระยะฝัง 15 ซม. ที่อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานมีค่าเท่ากับ 0.003 พบว่าเมื่อเหล็กล่างในจุดต่อเสา-คานไม่มีความต่อเนื่อง การเคลื่อนตัวของขอบอาคารมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 10.40 ความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างลดลงประมาณร้อยละ 15.40



รูปที่ 5.12 ผลของจุดต่อกรณี 1-1 ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

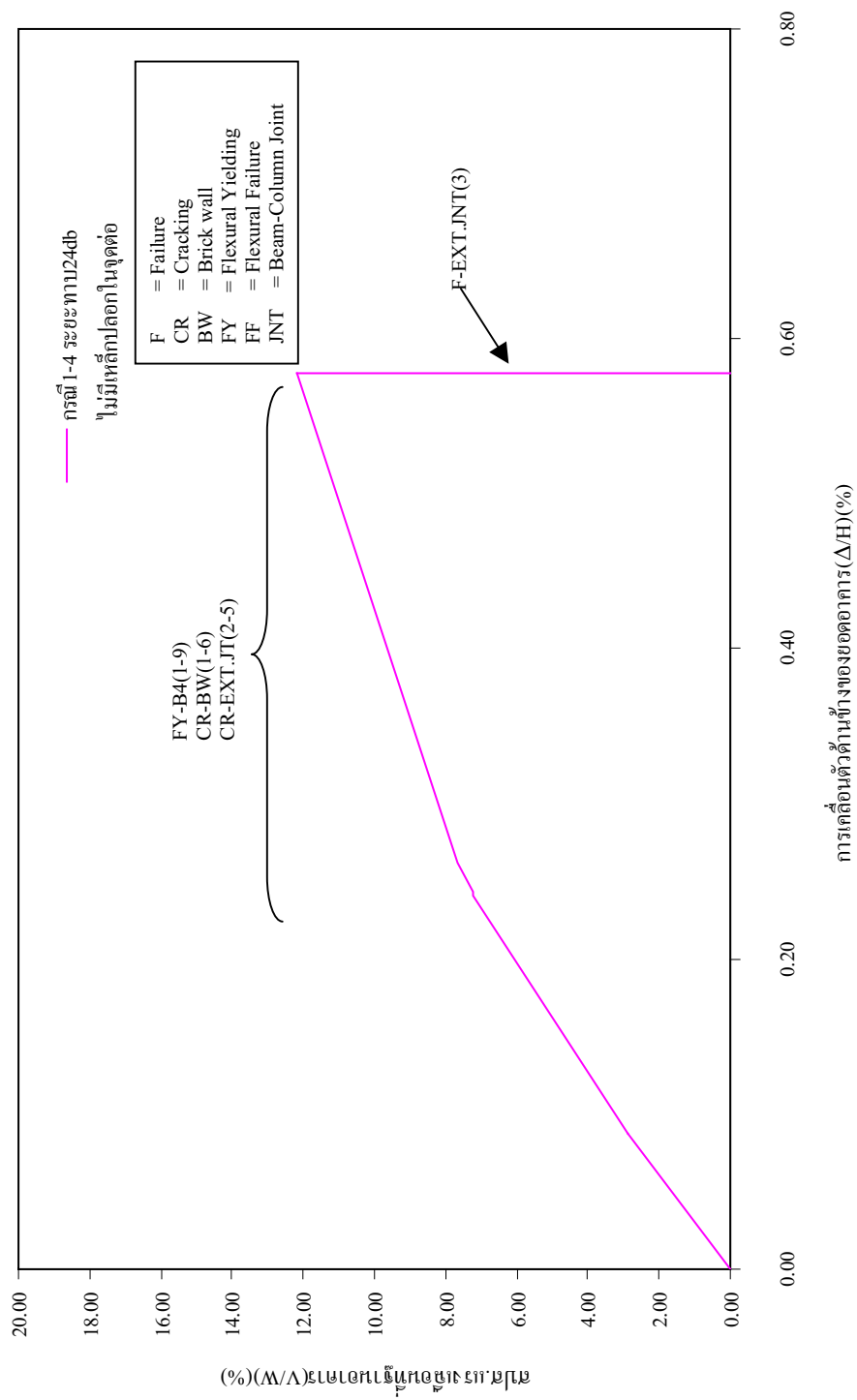


รูปที่ 5.13 ผลของจุดต่อกรณีสี่ 1-2 ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

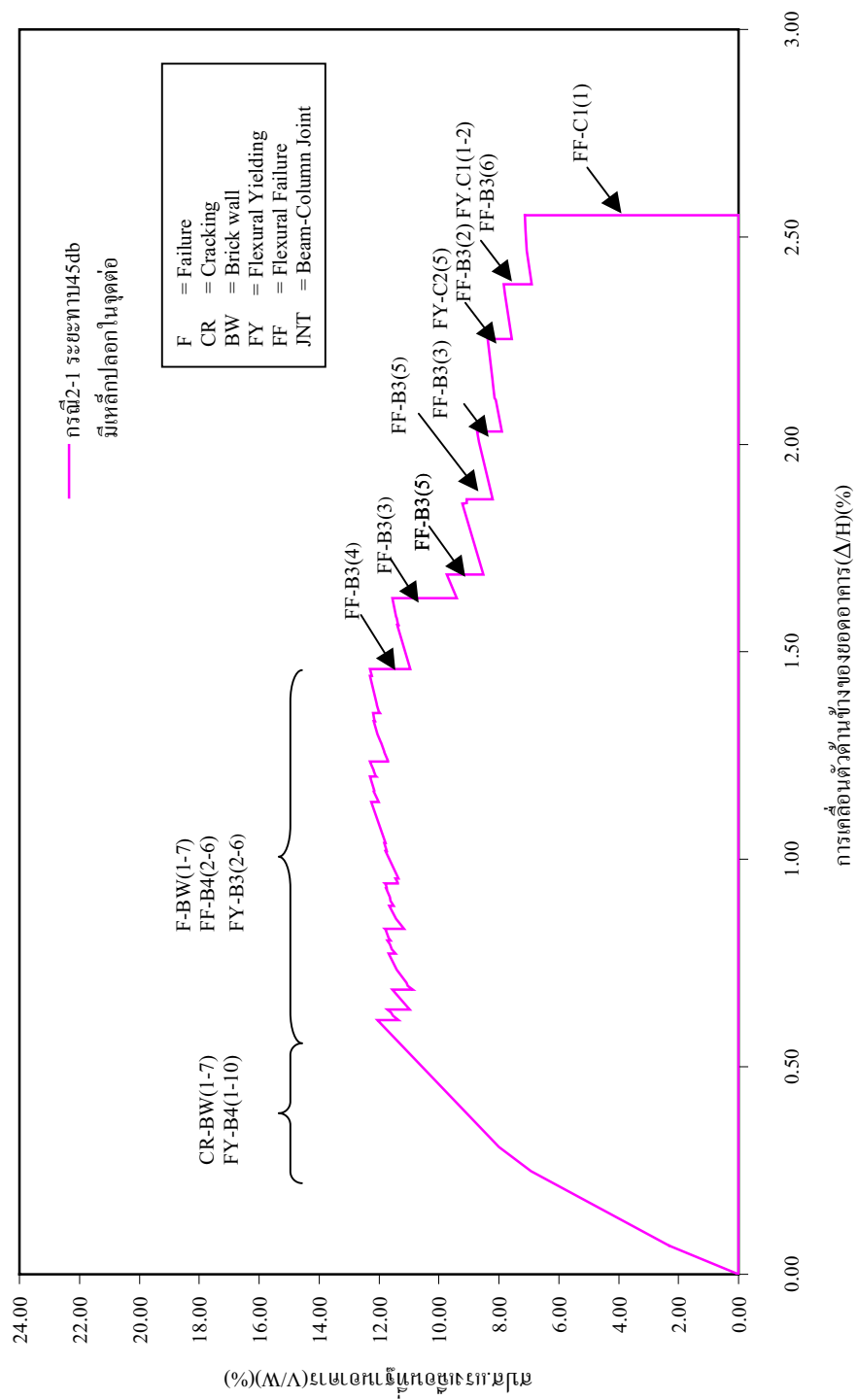


รูปที่ 5.14 ผลของจุดต่อกรณี 1-3 ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

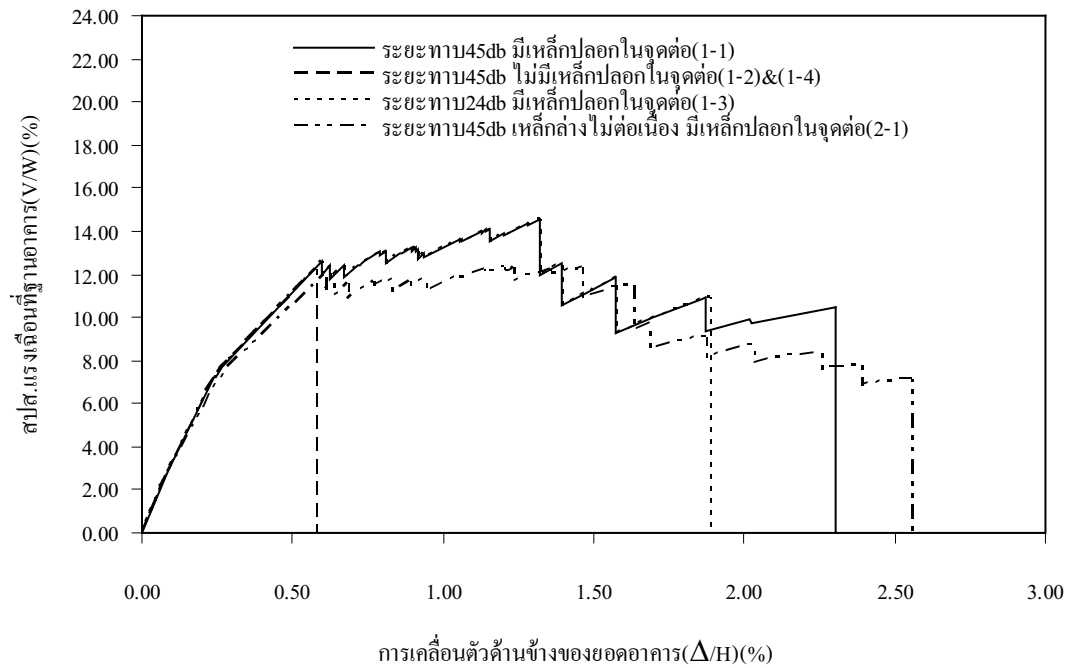




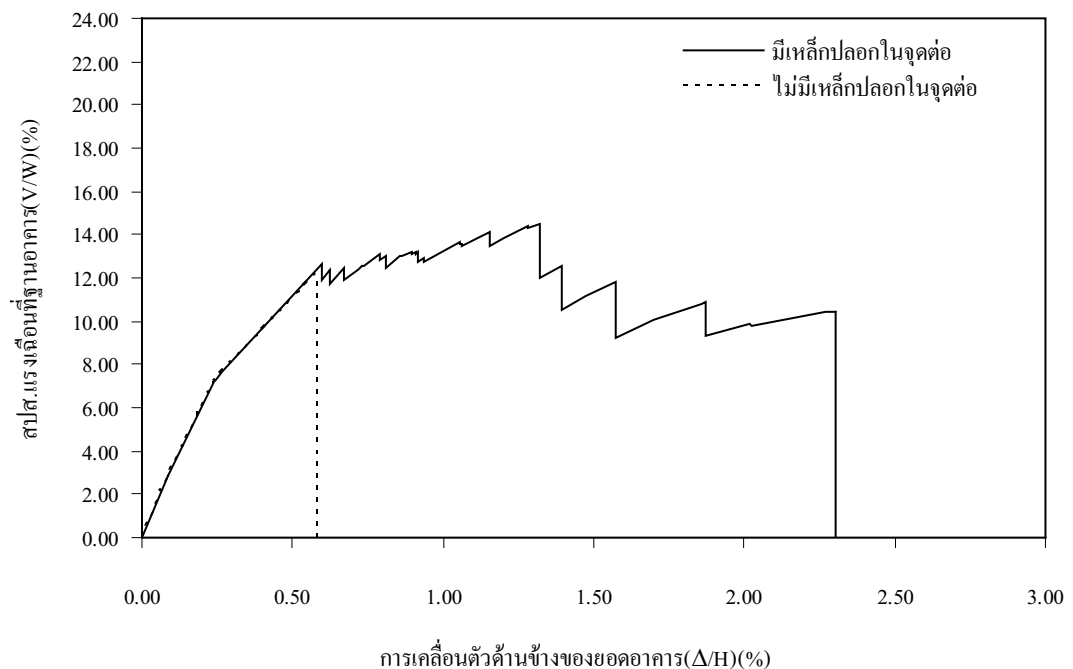
รูปที่ 5.15 ผลของจุดต่อกรณี 1-4 ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



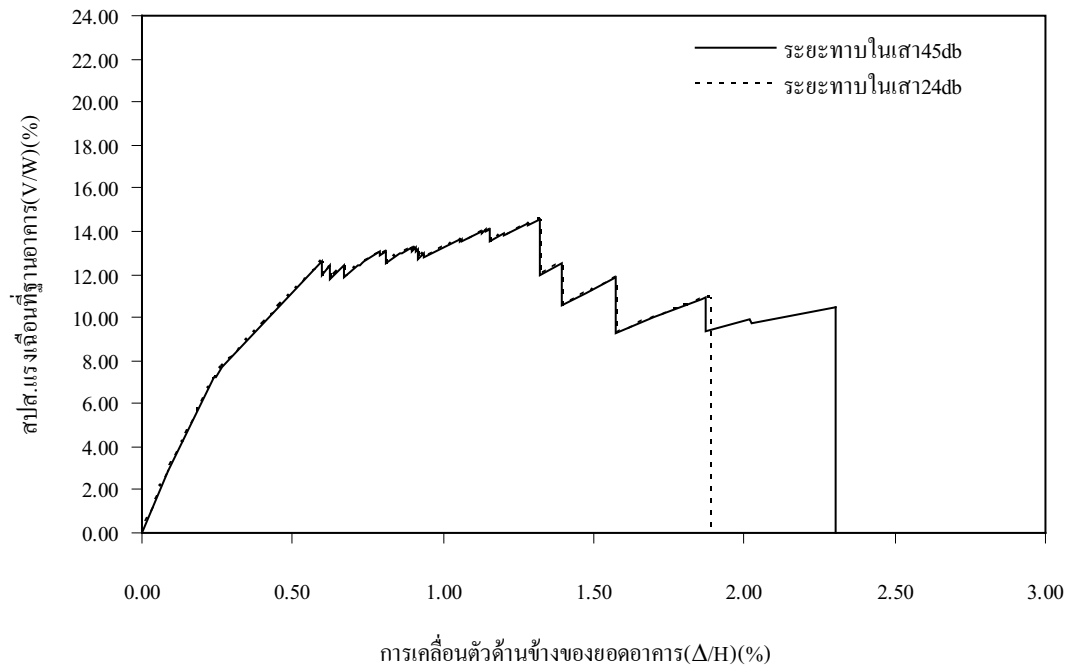
รูปที่ 5.16 ผลของจุดต่อกรณี่ 2-1 ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



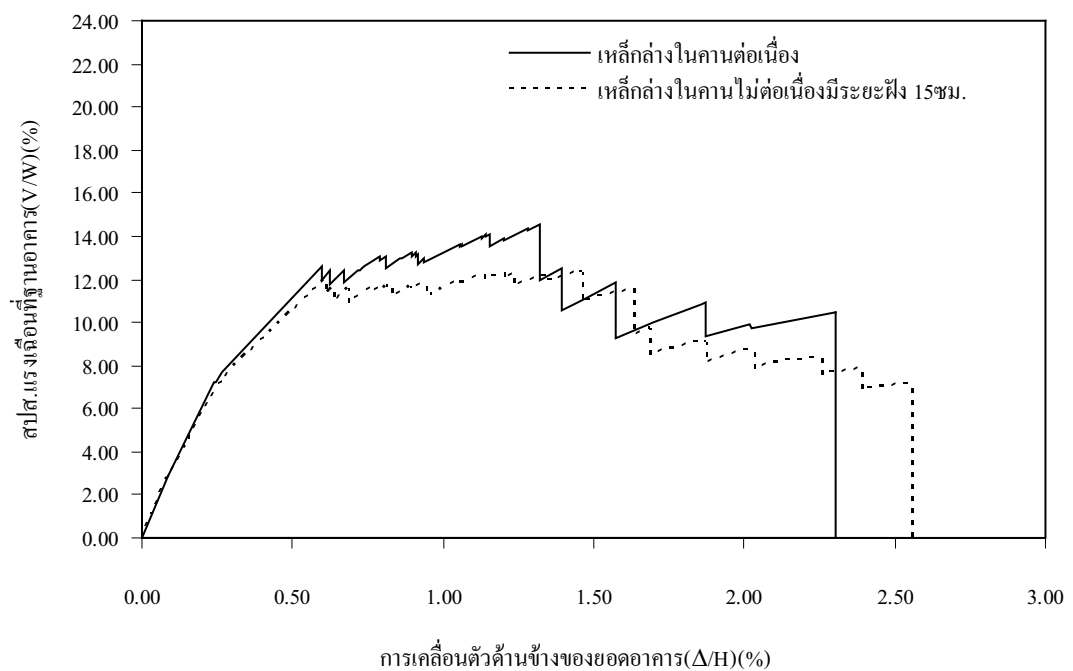
รูปที่ 5.17 ผลของรายละเอียดเหล็กเสริมบริเวณจุดต่อเสา-คาน



รูปที่ 5.18 ผลของเหล็กเสริมตามขวางบริเวณจุดต่อเสา-คาน



รูปที่ 5.19 ผลของระยะทาบในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คาน

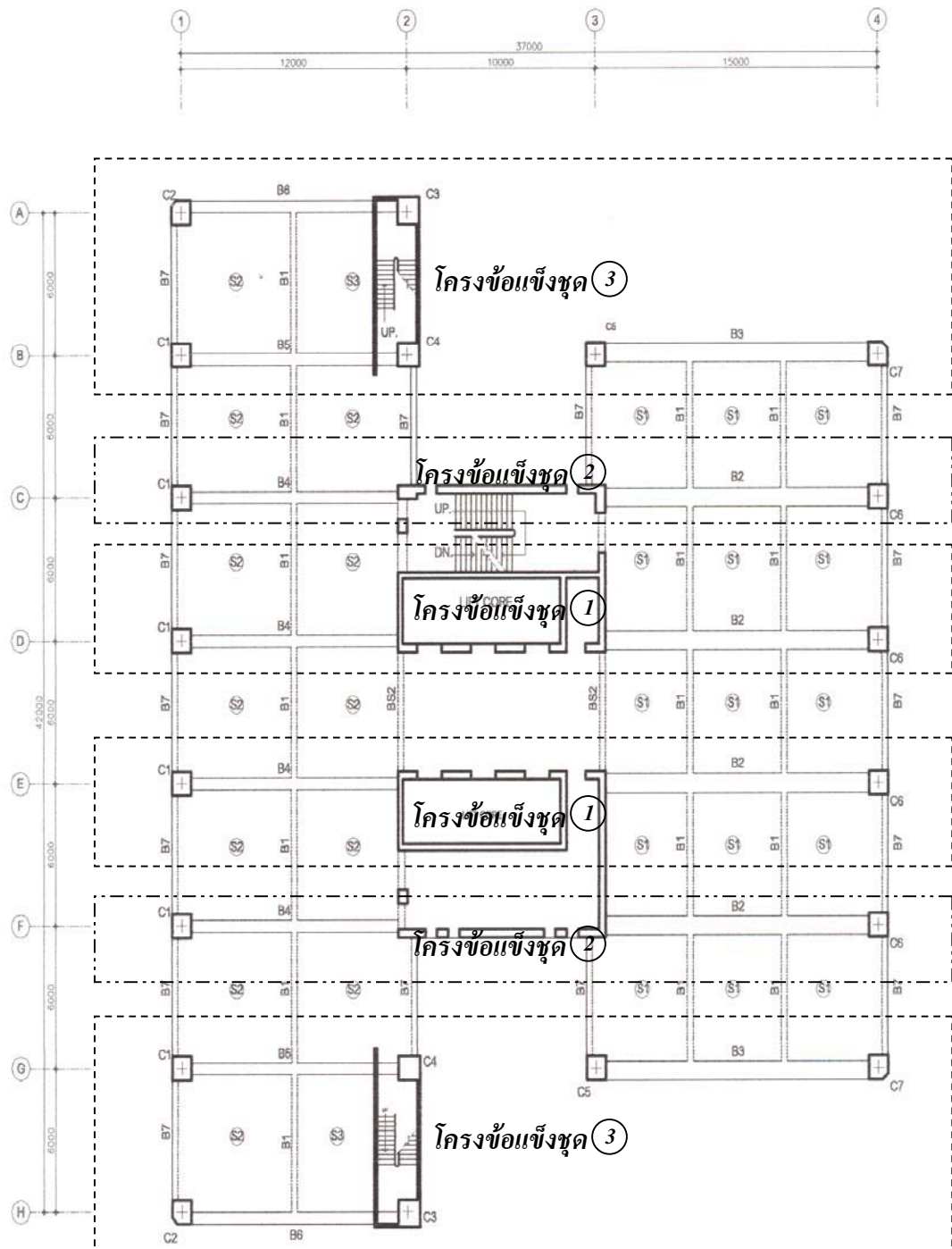


รูปที่ 5.20 ผลของระยะฝังของเหล็กกล่องบริเวณจุดต่อเสา-คานต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

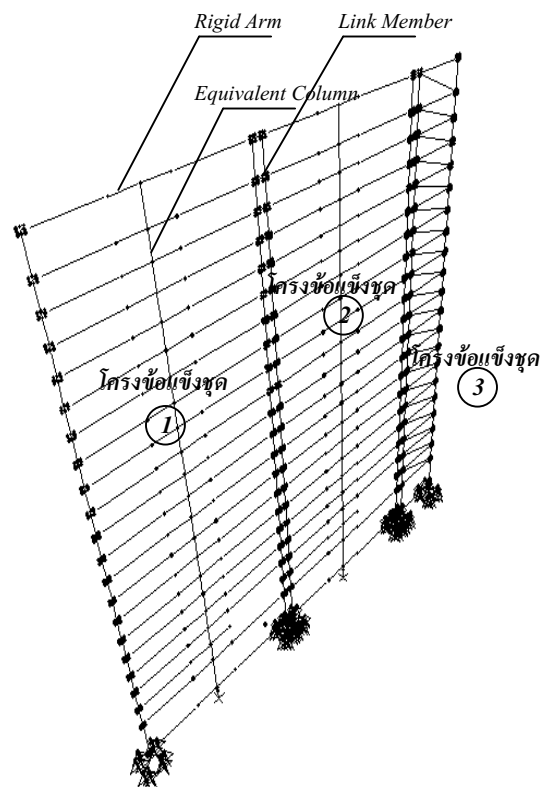
### 5.3 ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ประเภทเสา-คานของอาคารสูง 20 ชั้น

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 20 ชั้น สูง 95.00 เมตร เป็นอาคารเรียนแห่งหนึ่งในกรุงเทพฯ โดยกำลังอัดของคอนกรีตทรงกระบอกที่ 28 วัน มีค่าเท่ากับ 240 กก/ตร.ซม เหล็กข้ออ้อยเกรด SD30 เหล็กกลมเกรด SR24 พนักกันห้องเป็นพนักก่ออิฐหนาประมาณ 6.5 ซม. ค่ากำลังอัดประลัยของพนักอิฐก่อมีค่าประมาณ 40 กก/ตร.ซม และโมดูลัสยืดหยุ่นของพนักอิฐก่อมีค่า 13,250 กก/ตร.ซม พื้นอาคารส่วนใหญ่เป็นแผ่นพื้นคอนกรีตหล่อในที่หนา 14 ซม. ขนาดคานหลัก B4 กว้าง 0.50 เมตร ลึก 0.80 เมตร และ B2 กว้าง 0.50 เมตร ลึก 0.80 เมตร เสาตอม่อ ถึง เสาชั้น 20 มีขนาด 1.00 x 1.00 เมตร ฐานรากมีขนาด 5.00 x 5.00 ม. ประกอบด้วยเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 เมตร จำนวน 4 ต้น ยาวประมาณ 48 ม.รับน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยได้ไม่น้อยกว่า 500 ตัน/ต้น บริเวณส่วนโถงอาคารมีลิฟต์โดยสาร 2 ชุด ชั้นดาดฟ้าก่อสร้างถึงเก็บน้ำคสล.ขนาด 10.00 x 11.30 ม. สูง 2 เมตร ฐานรากช่องลิฟต์ มีขนาด 16.00 x 23.00 ม. ประกอบด้วยเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 เมตร จำนวน 48 ต้น ยาวประมาณ 48 ม. รับน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยได้ไม่น้อยกว่า 500 ตัน/ต้น

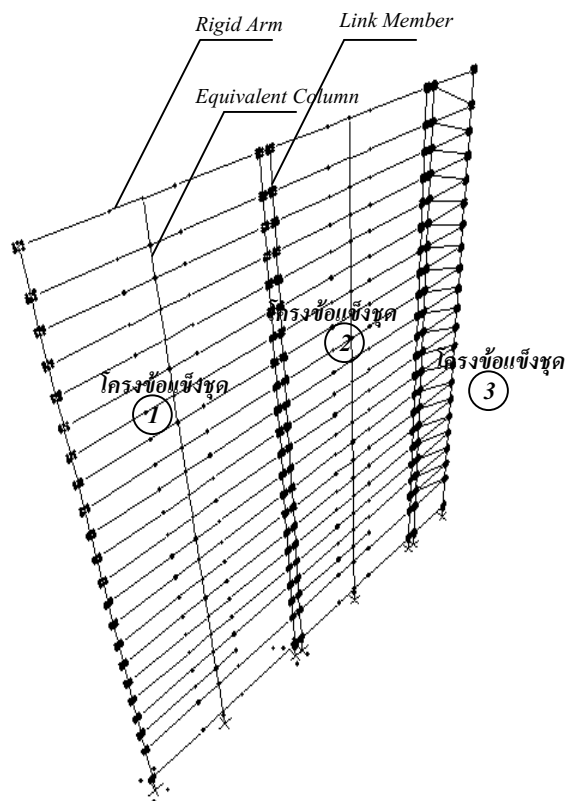
แบบแปลนอาคารตัวอย่างแสดงดังรูปที่ 5.21 โครงข้อแข็ง (Bare Frame) และค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut) ถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ ในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Beam-Column Joint เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร บริเวณปล่องลิฟต์สามารถจำลองพฤติกรรมกำแพงรับแรงเฉือนโดยวิธี Wide-column frame ซึ่งจำลองแบบผนัง และคาน เป็นเส้นพร้อมด้วยคุณสมบัติเทียบเท่า (Equivalent column) ไว้ที่แกนศูนย์กลางขององค์อาคาร ความกว้างของผนังจำลองด้วยองค์อาคารแข็งเกร็ง (Rigid arm) เพื่อต่อเชื่อมกับคาน ส่วนฐานรากอาคารตัวอย่าง จำลองเป็นแบบ Flexible และ Fixed Support สามารถแทนด้วยรูปที่ 5.22 และ รูปที่ 5.23 ตามลำดับ ซึ่งถือเป็นตัวแทนของแบบจำลองอาคารสำหรับใช้วิเคราะห์เพื่อศึกษาพฤติกรรมเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว โดยใช้วิธีการรวมโครงข้อแข็งเป็นชุด (Lump model) โครงข้อแข็งดังกล่าวเกิดจากการนำโครงข้อแข็งจำนวน 3 ชุดคือ โครงข้อแข็งชุดที่ 1 ชุดที่ 2 และชุดที่ 3 โดยโครงข้อแข็งชุดที่ 1 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งช่วงกลางบริเวณปล่องลิฟต์จำนวน 2 ชุด โครงข้อแข็งชุดที่ 2 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งช่วงริมบริเวณกำแพงรับแรงเฉือนจำนวน 2 ชุด และโครงข้อแข็งชุดที่ 3 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งช่วงริมนอกจำนวน 6 ชุด นำมาเชื่อมต่อกันด้วย Link member เพื่อศึกษาพฤติกรรมเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว



รูปที่ 5.21 แบบแปลนอาคาร 20 ชั้น



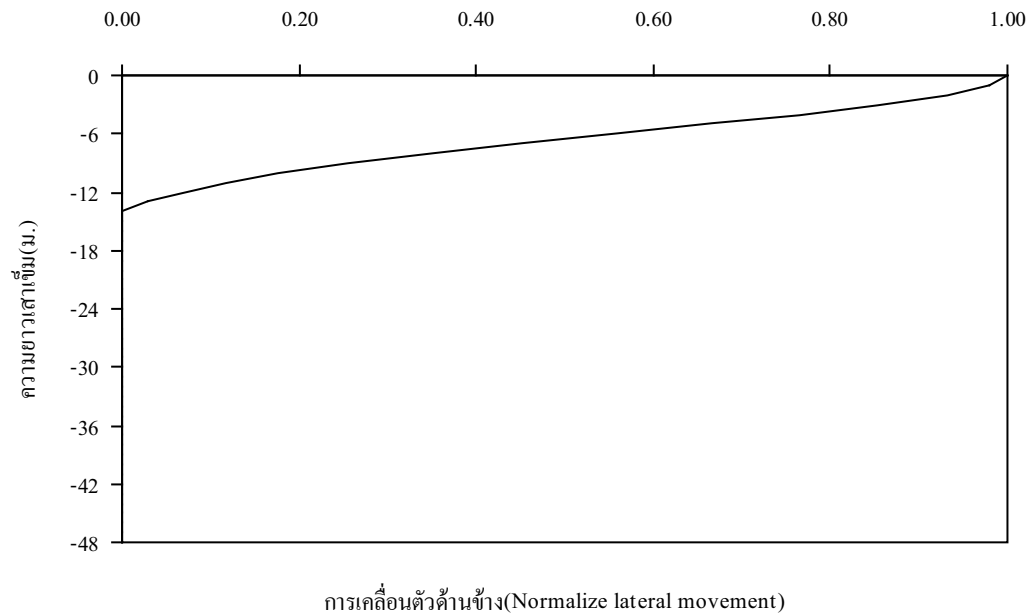
รูปที่ 5.22แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ Flexible Support



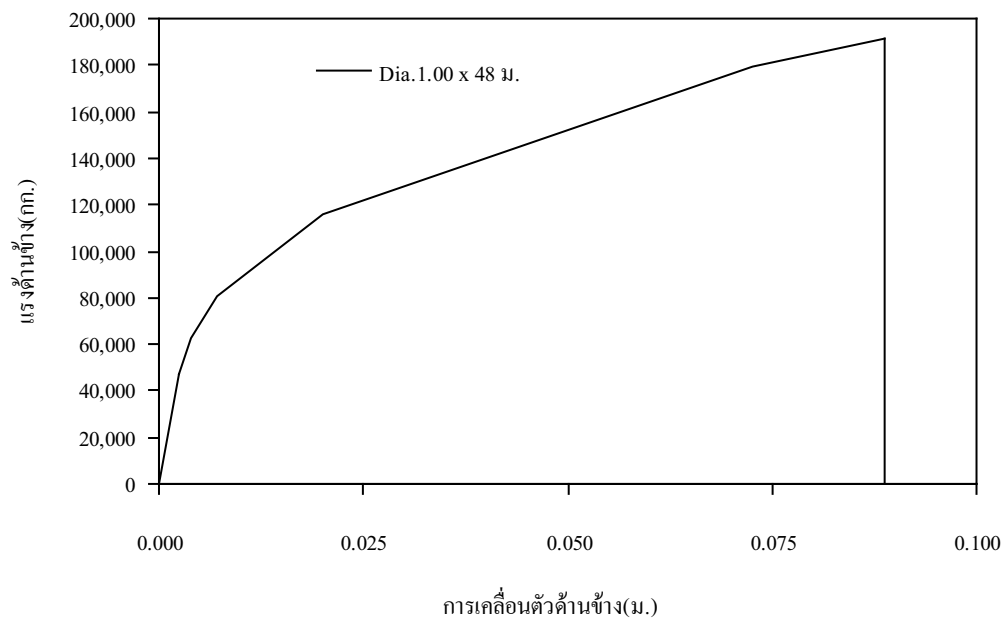
รูปที่ 5.23 แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ Fixed Support

ฐานรากชนิดเสาเข็มใช้วิธีการจำลองด้วยวิธี Subgrade-Reaction จำลองเสาเข็มแต่ละต้นโดยมีปลายบนเป็นแบบยึดหมุนให้อิทธิพลประเภทสปริงที่มีความเป็นอิสระต่อกันจำลองพฤติกรรมของดินได้ฐานรากเพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรง และการเคลื่อนที่ในแนวราบ จำลองจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ตัดตลอดความยาวเสาเข็ม เพื่อแสดงพฤติกรรมรับแรงค้ำของเสาเข็มโดยความสัมพันธ์ Moment-Rotation รูปที่ 5.24 แสดงลักษณะการเสีรูปด้านข้างสำหรับแบบจำลองเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 ม. ยาวประมาณ 48 ม. ซึ่งการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดมีค่าประมาณ 0.10 เมตร และรูปที่ 5.25 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวราบสำหรับเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 ม.ยาวประมาณ 48 ม.ของอาคาร 20 ชั้น ส่วนความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งสำหรับเสาเข็มเจาะแสดงดังรูปที่ 3.9





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

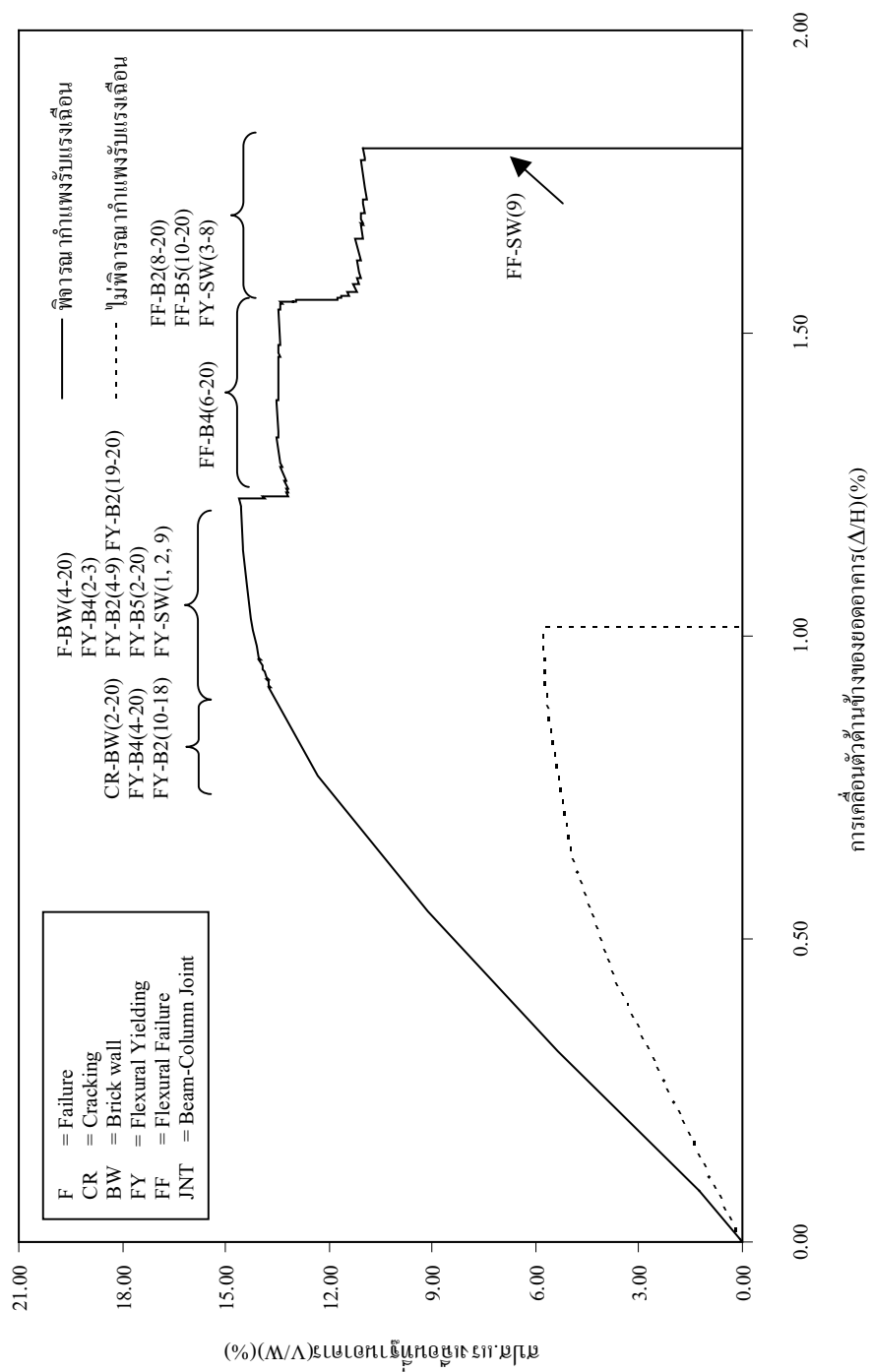


รูปที่ 5.25 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวราบและการเคลื่อนที่ในแนวราบสำหรับแบบจำลองเสาเข็มเจาะ  $\phi 1.00 \times 48$  ม.

จากการศึกษาความสามารถด้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างอาคารตัวอย่าง พบว่า องค์อาคารจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงคด (Flexural mode) ทั้งนี้เพราะอัตราส่วนความลึกต่อความยาวขององค์อาคารมีค่าน้อยลักษณะการวิบัติของทั้งโครงสร้างจะแตกต่างกันไปขึ้นกับปัจจัยที่พิจารณา ซึ่งลักษณะการวิบัติของทั้งโครงสร้างโดยรวมจะเริ่มจากการเคลื่อนตัวด้านข้างในช่วงอิลาสติก โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้าง (Normalized Base Shear) กับการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร (Roof Displacement) จะเป็นเส้นตรง และเมื่อโครงสร้างได้รับแรงกระทำด้านข้างอย่างต่อเนื่องจนเกินช่วงอิลาสติก จะมีผลให้เกิดการครากของ คาน B4 B2 B5 และกำแพงรับแรงเฉือน หรือ การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อซึ่งจะทำให้ความสามารถด้านทานแรงด้านข้าง ของโครงสร้างลดลงเล็กน้อยเป็นลักษณะพื้นเลื้อย และความสามารถด้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างจะลดลงอย่างมากเมื่อเกิดการวิบัติของคาน B4 B2 และ B5 ลักษณะการวิบัติของคานทั้งหมดจะเกิดที่ปลายด้านขวามือ ทั้งนี้เนื่องจากก่อนการกระทำของแรงด้านข้าง คานดังกล่าวได้ถูกกระทำจากแรงในแนวดิ่งอยู่ก่อนแล้วอันเนื่องมาจากน้ำหนักของตัวโครงสร้างเองและน้ำหนักบรรทุกจร ซึ่งแรงในแนวดิ่งดังกล่าวจะทำให้เกิดโมเมนต์ลบที่ปลายทั้งสองข้างของคาน และเมื่อแรงด้านข้างกระทำต่อโครงสร้าง ก็จะก่อให้เกิดโมเมนต์บวกในคานที่ตำแหน่งใกล้กับที่แรงกระทำ ซึ่งเป็นด้านซ้ายมือ เป็นผลให้เกิดการหักล้างกันของโมเมนต์ที่ปลายด้านซ้ายมือ และแรงกระทำด้านข้างนี้ยังก่อให้เกิดโมเมนต์ลบที่ปลายด้านขวามือของคาน เป็นผลให้เกิดการเสริมกันของโมเมนต์ลบที่ปลายนี้ และเนื่องจากกำลังต้านทานโมเมนต์บวกและลบของคานมีค่าเท่ากัน ดังนั้นโมเมนต์ลบที่ปลายด้านขวามือจึงถึงค่าต้านทานโมเมนต์สูงสุดและเกิดการวิบัติที่ปลายด้านนี้ก่อน การสูญเสียความสามารถด้านทานแรงกระทำในแนวดิ่งและแรงกระทำด้านข้างของทั้งโครงสร้างจะเกิดเมื่อกำแพงรับแรงเฉือนชั้นใดชั้นหนึ่งเกิดการวิบัติหรืออาจกล่าวได้ว่าเกิดการพังทลายของทั้งโครงสร้าง

### 5.3.1 ผลการวิเคราะห์

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 20 ชั้น สูง 95.00 เมตร ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำด้านข้างเนื่องจากแรงลมโดยใช้ปล่องลิฟท์เป็นตัวรับแรงกระทำด้านข้างทั้งหมด ดังนั้นความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร 20 ชั้น เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีไม่มีปล่องลิฟท์พบว่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคารมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 75.70 ความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 155.60 แสดงดังรูปที่ 5.26



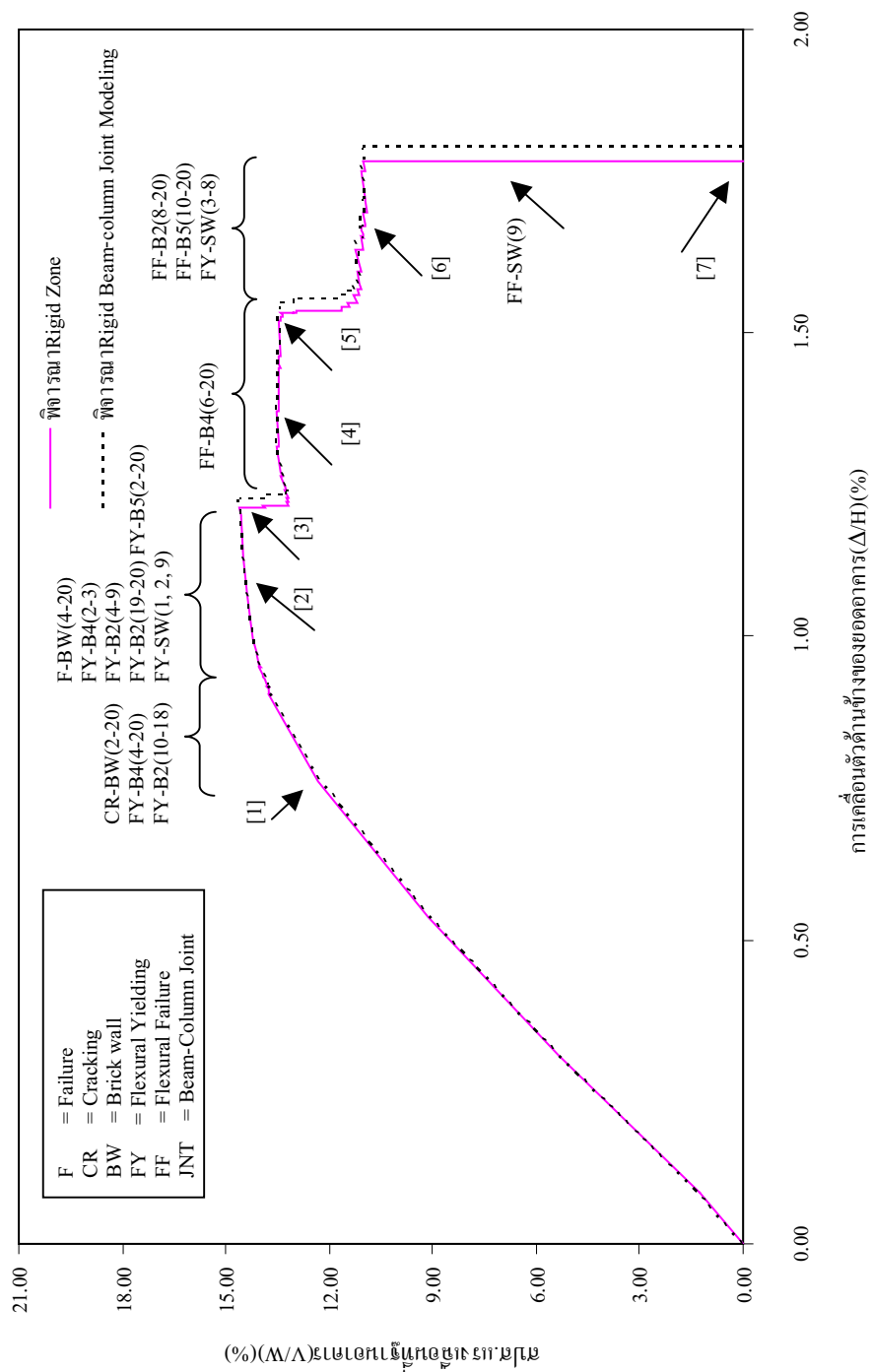
รูปที่ 5.26 ผลของการพิจารณาความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างของอาคารตัวอย่าง 20 ชั้น จากกรณีศึกษาทั้ง 3 ส่วน ผลการวิเคราะห์แสดงดังรายละเอียดต่อไปนี้

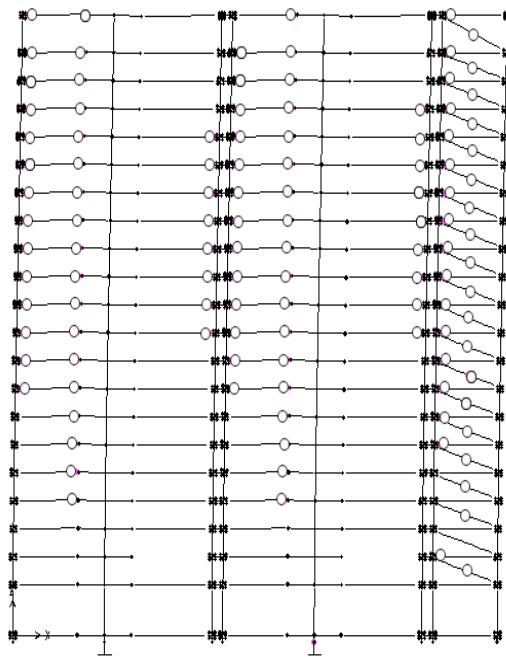
### 1) ผลของ Rigid Zone ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

ผลของ Rigid Beam-Column Joint ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาให้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Rigid Beam-Column Joint ในบริเวณส่วนตัดกันของเสาและคานเป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสยรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร พบว่าผลของ Rigid Beam-Column Joint และ Rigid Zone ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างนั้นมีค่าใกล้เคียงกัน กล่าวคือความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดมีค่าใกล้เคียงกัน และการวิบัติของโครงสร้างมีรูปแบบเดียวกันเนื่องจาก Rigid Zone และ Rigid Beam-column Joint ช่วยเพิ่มทั้งความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง Capacity Curve และลักษณะการวิบัติแสดงดังรูปที่ 5.27 และ รูปที่ 5.28 โดยการวิบัติของโครงสร้างเริ่มจากการครากของคาน B4 ชั้นที่ 4-20 คาน B2 ชั้นที่ 10-18 ร่วมกับการครากของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2-20 และเมื่อโครงสร้างถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำอย่างต่อเนื่อง ทำให้กำแพงอิฐก่อเกิดการวิบัติในชั้นที่ 4-20 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 2-3 คาน B2 ชั้นที่ 4-9 และชั้นที่ 19-20 คาน B5 ชั้นที่ 2-20 และการครากของกำแพงรับแรงเฉือน ชั้นที่ 1 และ 9 โดยในช่วงก่อนเกิดการวิบัติของกำแพงอิฐก่อ พบว่ากำแพงอิฐก่อมีลักษณะเป็นค้ำยันช่วยเพิ่มความแข็งแรง (stiffness) แต่ไม่ได้ช่วยเพิ่มกำลัง (strength) สูงสุดให้กับโครงสร้างเนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่มีความแข็งแรงไม่มากนักเมื่อเทียบกับคานและเสา และจะเกิดการวิบัติก่อน โครงอาคารจะเปลี่ยนรูปจนถึงระดับความต้านทานสูงสุด เป็นผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงมีลักษณะคล้ายฟันเลื่อย (พิพัฒน์, 2545) หลังจากนั้นเกิดการวิบัติของคาน B4 ชั้นที่ 6-20 คาน B2 ชั้นที่ 8-20 และคาน B5 ชั้นที่ 10-20 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวิบัติของกำแพงรับแรงเฉือน ชั้นที่ 9

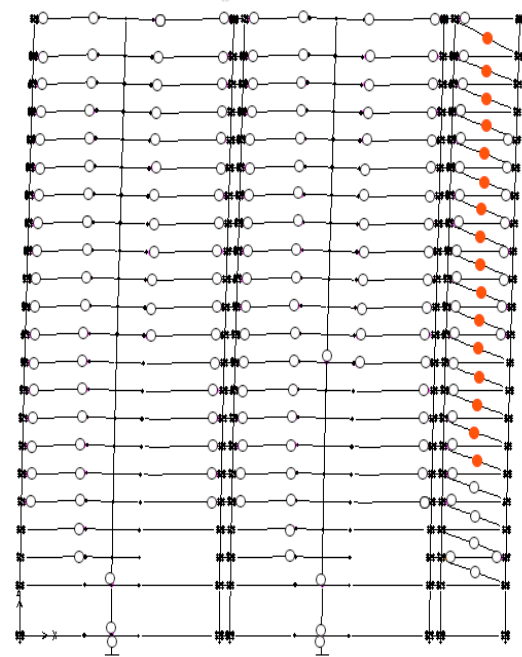
พฤติกรรมในการต้านแรงแผ่นดินไหวของอาคารดังกล่าว สามารถแสดงผลให้อยู่ในรูปแบบความสัมพันธ์ของ Local drift profile ในแต่ละชั้นของอาคาร ดังแสดงรูปที่ 5.29 การครากของโครงสร้างเกิดขึ้นที่สภาวะแรก 0.80 % ของ Roof drift และโครงสร้างวิบัติที่ 1.80 % ของ Roof drift โดยโครงสร้างเสยรูปที่ชั้นที่ 9-20 และวิบัติที่ชั้นที่ 9 โดยมีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณร้อยละ 14.57 ส่วนการโก่งตัวด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 1.80 ของความสูงของอาคาร



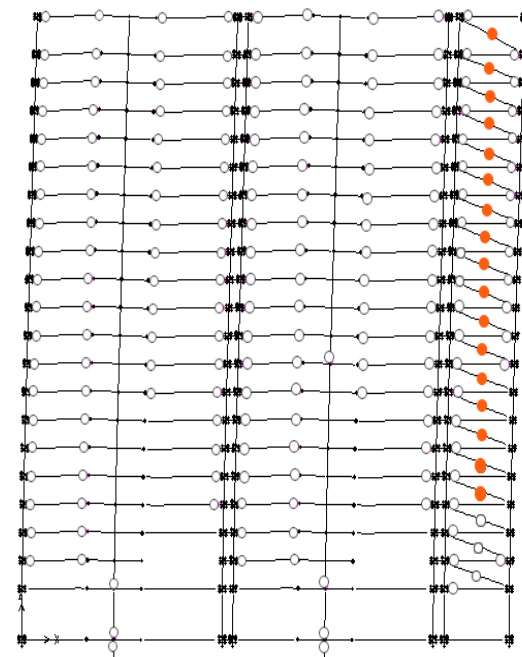
รูปที่ 5.27 ผลของ Rigid Zone ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



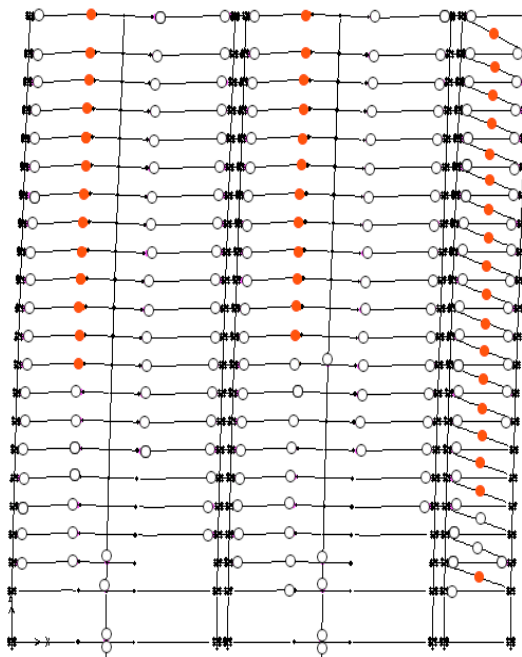
สภาวะที่1



สภาวะที่2

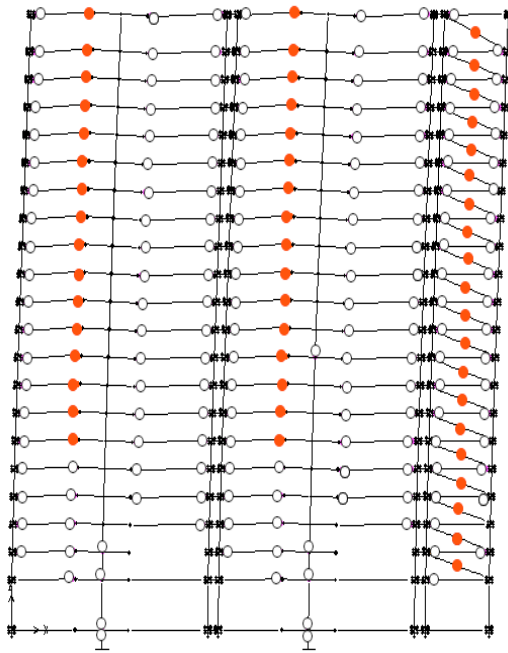


สภาวะที่3

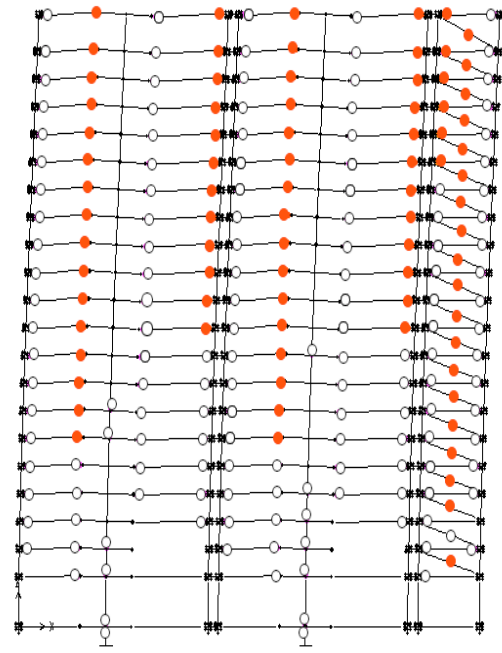


สภาวะที่4

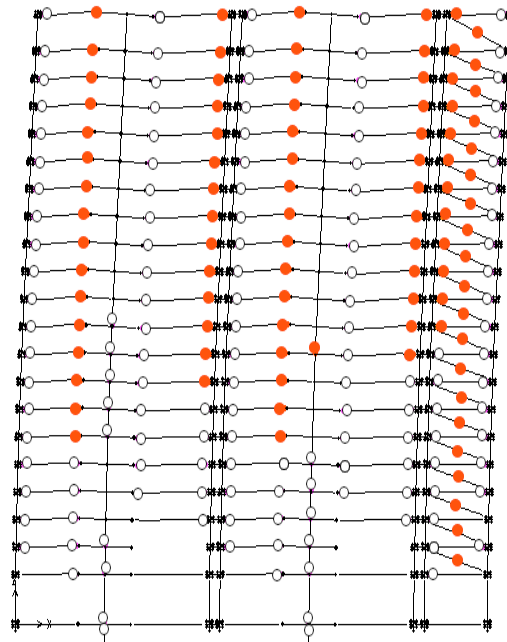
รูปที่ 5.28 ลักษณะการวิบัติของ โครงสร้างกรณีพิจารณา Rigid Beam-Column Joint



สภาวะที่ 5

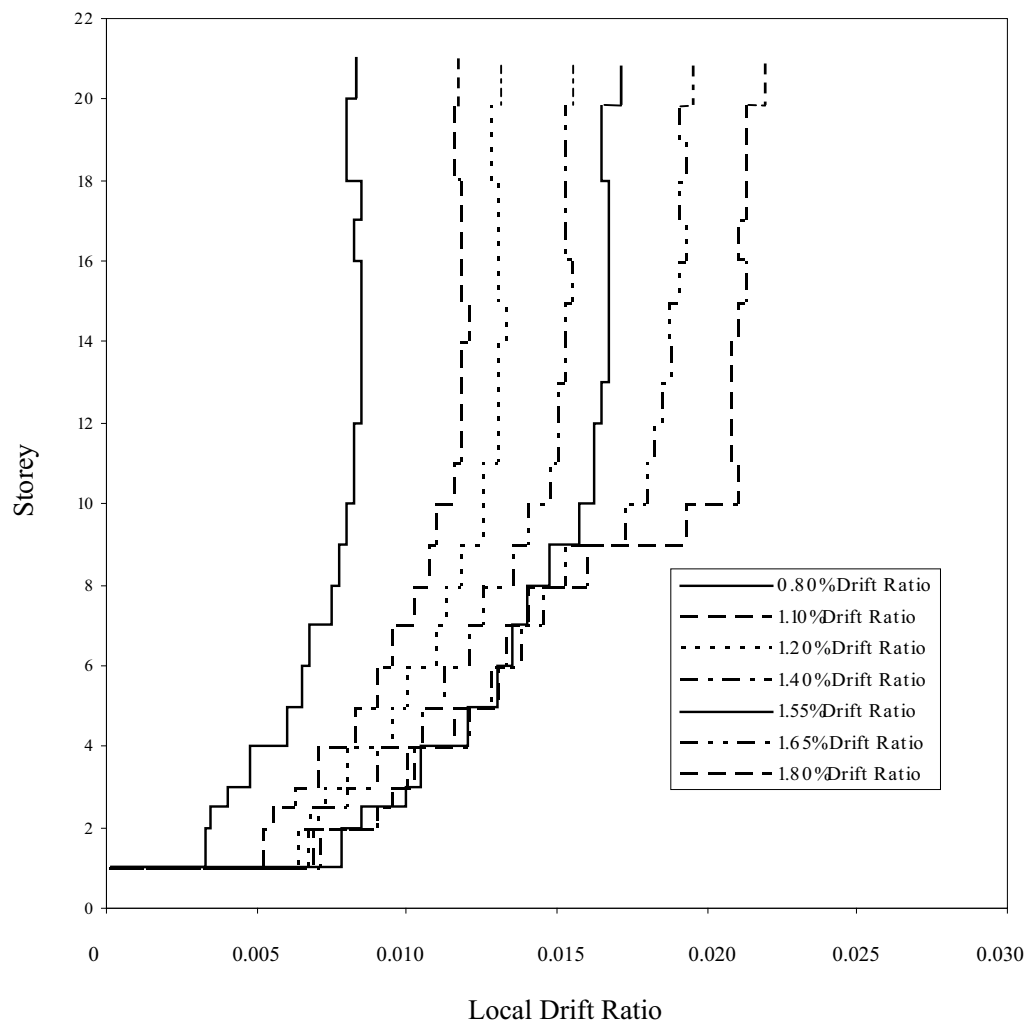


สภาวะที่ 6



สภาวะที่ 7

รูปที่ 5.28 ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกรณีพิจารณา Rigid Beam-Column Joint

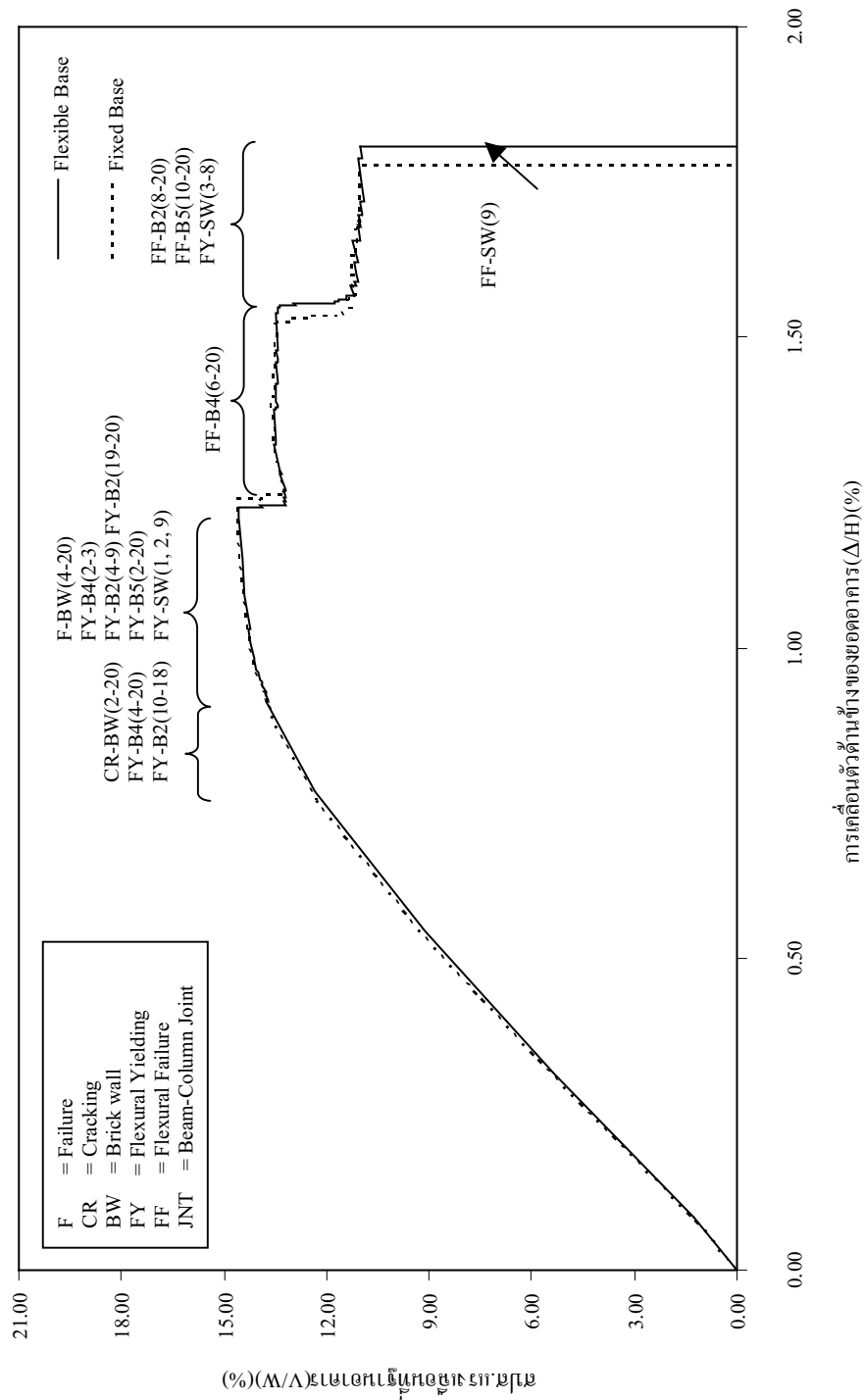


รูปที่ 5.29 Local drift profile ของโครงสร้างในแต่ละระดับของ Roof drift ratio



## 2) ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง โดยเปรียบเทียบแบบจำลองฐานรากชนิดเสาเข็มสำหรับอาคารตัวอย่างเป็นแบบยึดแน่น (Fixed base) และแบบยึดหยุ่น (Flexible base) และในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานเป็นแบบ Rigid Beam-Column Joint พบว่าความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดสำหรับอาคารตัวอย่างที่มีแบบจำลองฐานรากชนิดเสาเข็มเป็นแบบยึดแน่น (Fixed base) และแบบยึดหยุ่น (Flexible base) มีค่าใกล้เคียงกัน แสดงว่าฐานรากชนิดเสาเข็มสำหรับอาคาร 20 ชั้น มีความเป็นเสถียรภาพ Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.30 โดยการวิบัติของโครงสร้าง เริ่มจากการครากของคาน B4 ชั้นที่ 4-20 คาน B2 ชั้นที่ 10-18 ร่วมกับการครากของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2-20 และเมื่อโครงสร้างถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำอย่างต่อเนื่อง ทำให้กำแพงอิฐก่อเกิดการวิบัติในชั้นที่ 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 หลังจากนั้นเกิดการวิบัติของคาน B4 ชั้นที่ 6-20 คาน B2 ชั้นที่ 8-20 และคาน B5 ชั้นที่ 10-20 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวิบัติของกำแพงรับแรงเฉือน ชั้นที่ 9



รูปที่ 5.30 ผลของฐานรากต่อความต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

### 3) ผลของการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อที่มีต่อความสามารถด้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

พิจารณาผลของรายละเอียดการเสริมเหล็กกรณีที่ 1 เหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานามีความต่อเนื่อง Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.31 ถึงรูปที่ 5.34 พบว่า กรณีที่ 1-1 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0.003) โครงสร้างวิบัติที่กำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 9 กรณีที่ 1-2 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0) และกรณีที่ 1-4 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 24db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0) โครงสร้างวิบัติที่จุดต่อบริเวณจุดต่อที่ขอบอาคารหรือจุดต่อภายนอกชั้นที่ 3 ส่วนกรณีที่ 1-3 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 24db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0.003) ลักษณะการวิบัติเหมือนกับการวิบัติของกรณีที่ 1-1 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 45db มีเหล็กปลอกที่จุดต่อ) และมีระยะเคลื่อนตัวข้างอาคารเท่ากัน

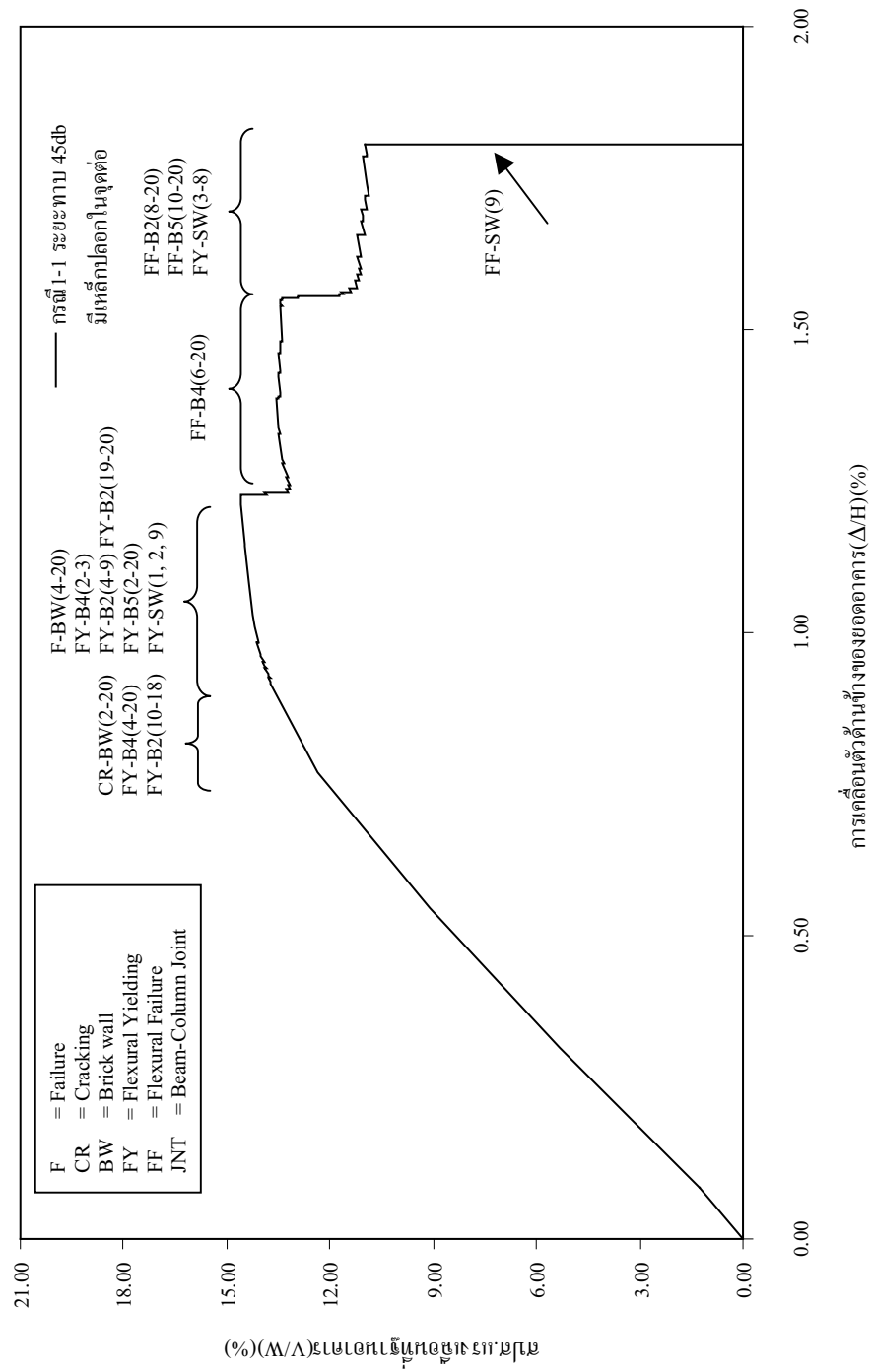
พิจารณาผลของรายละเอียดการเสริมเหล็กกรณีที่ 2 เหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานาไม่มีความต่อเนื่องมีระยะฝัง 15 ซม. Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.35 กรณีที่ 2-1 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0.003) โครงสร้างวิบัติที่กำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 2

Capacity Curve สำหรับเปรียบเทียบผลของรายละเอียดเหล็กเสริมทั้ง 5 กรณี แสดงดังรูปที่ 5.36 และเมื่อพิจารณาผลของเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อเสา-คานา ผลของการต่อทาบบริเวณจุดต่อเสา-คานา และผลของความไม่ต่อเนื่องของเหล็กล่างที่มีผลต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.37 รูปที่ 5.38 และรูปที่ 5.39 ตามลำดับ

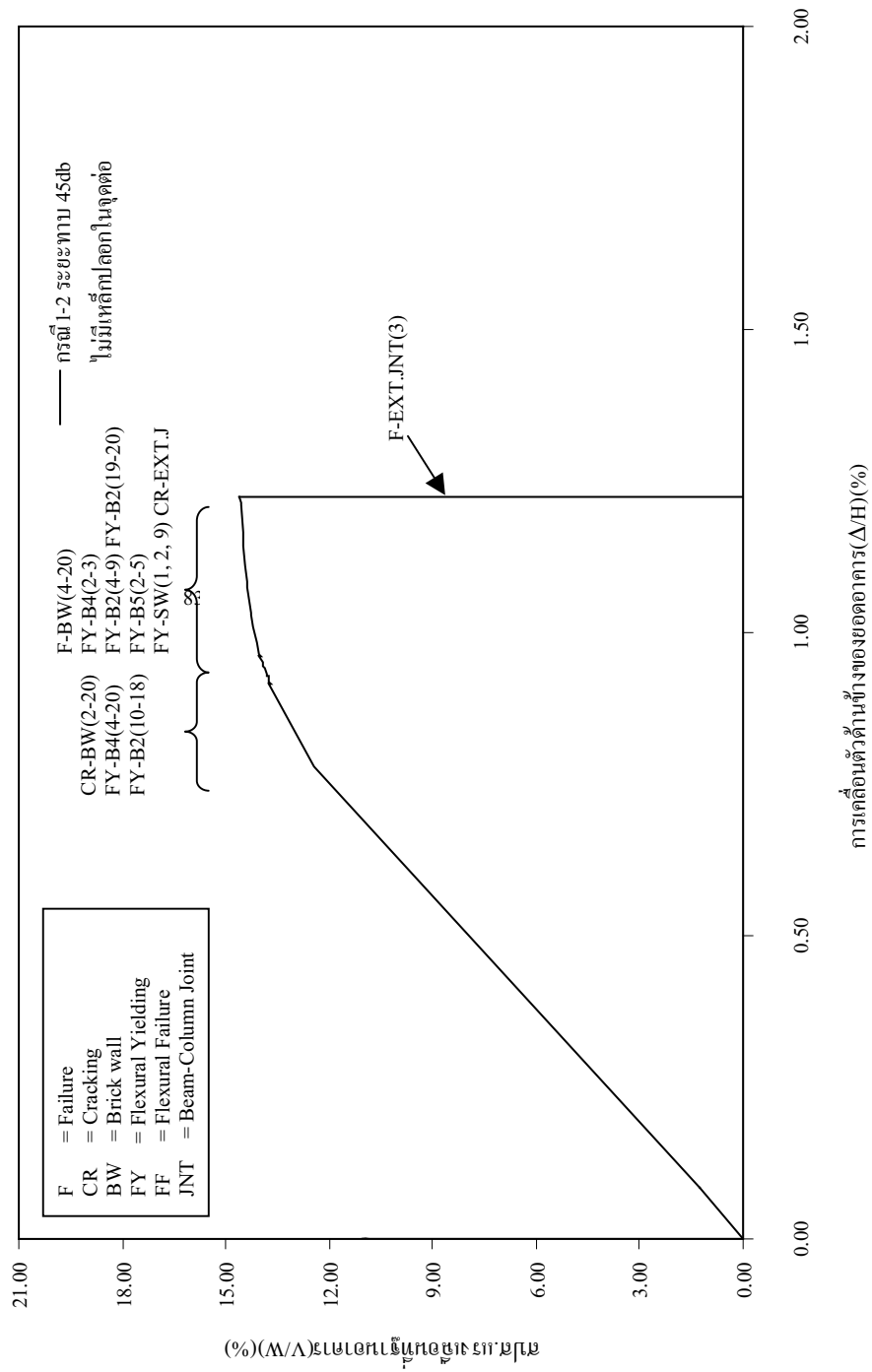
เมื่อพิจารณาผลของเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อเสา-คานาเปรียบเทียบกับไม่เสริมเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อเสา-คานา ที่ระยะทาบบริเวณจุดต่อเสา-คานามีค่า 45db และ 24db พบว่าเมื่อไม่เสริมเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อเสา-คานา การเคลื่อนตัวของยอดอาคาร มีค่าลดลงประมาณร้อยละ 32 ความแข็งแรงและกำลังด้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างไม่เปลี่ยนแปลง

เมื่อพิจารณาการต่อทาบบริเวณจุดต่อเสา-คานาโดยระยะต่อทาบบริเวณจุดต่อเสา-คานามีค่าลดลงจาก 45db เป็น 24db ที่อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0.003 พบว่า การเคลื่อนตัวของยอดอาคาร ความแข็งแรงและกำลังด้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างไม่เปลี่ยนแปลง

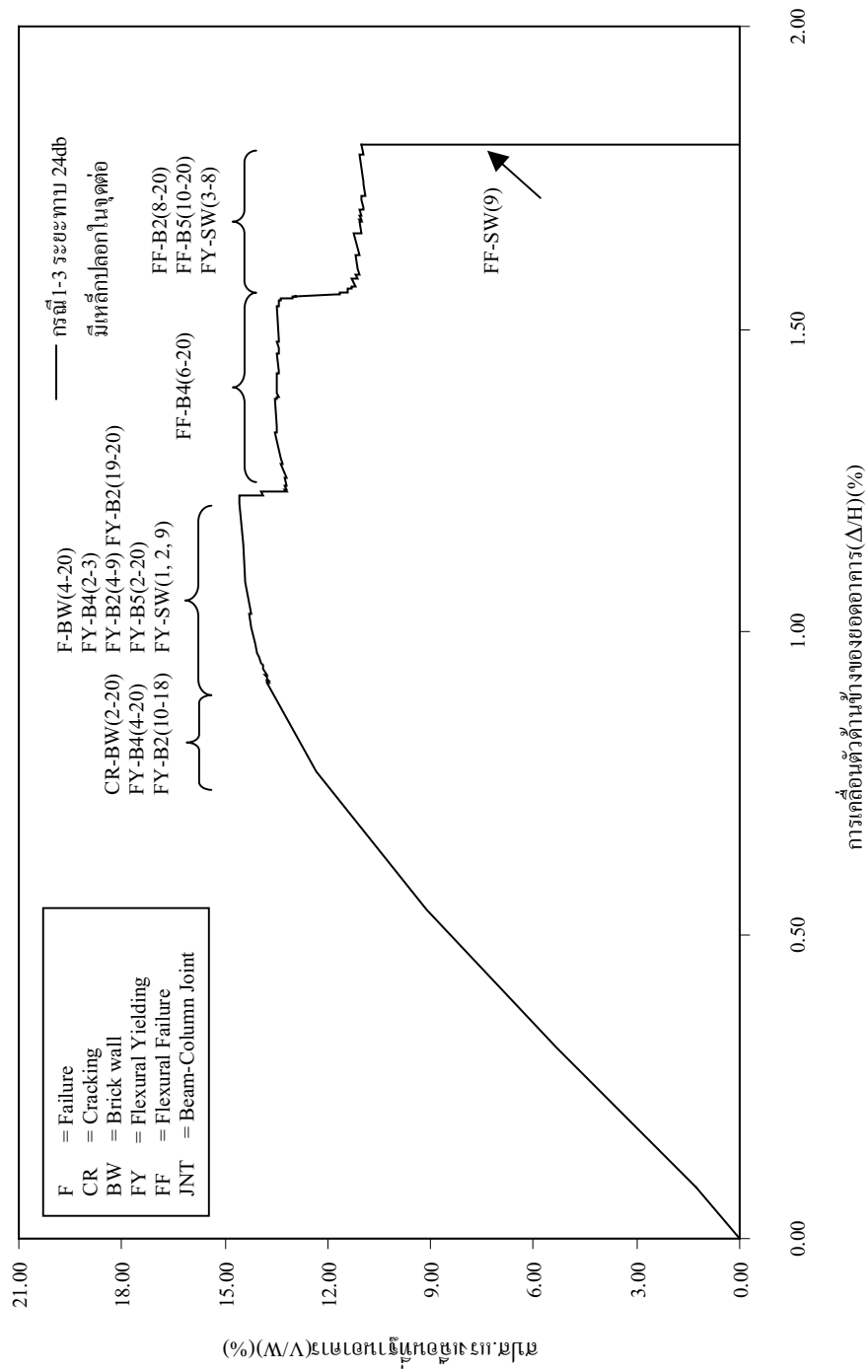
เมื่อพิจารณาความต่อเนื่องของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานาเปรียบเทียบกับเมื่อไม่มีความต่อเนื่องของเหล็กล่างในจุดต่อเสา-คานา โดยมีระยะฝังในเสา 15 ซม. ที่อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0.003 พบว่าเมื่อเหล็กล่างในจุดต่อเสา-คานาไม่มีความต่อเนื่อง การเคลื่อนตัวของยอดอาคารมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 21.50 ความแข็งแรงและกำลังด้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างลดลงประมาณร้อยละ 8.90



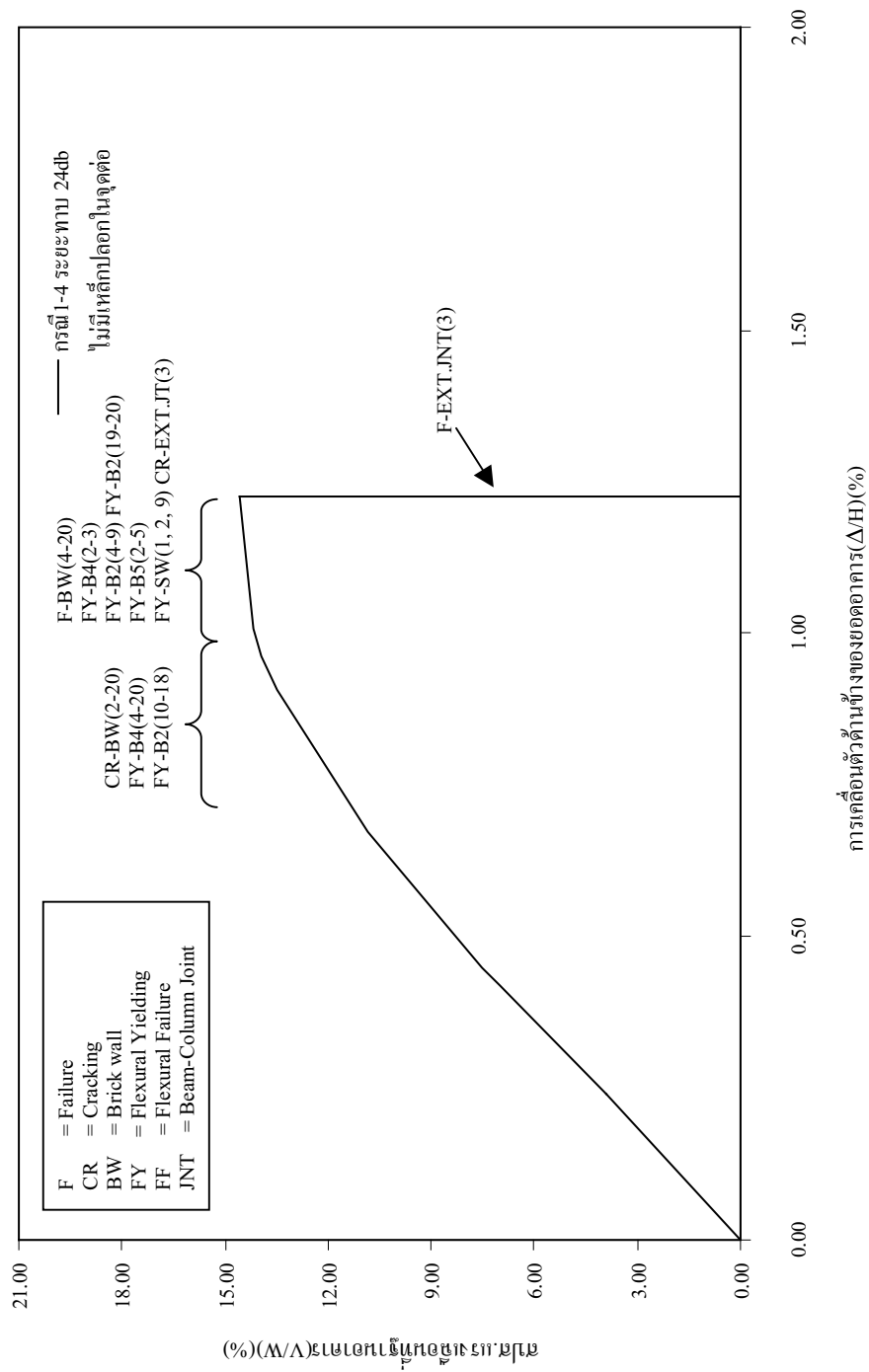
รูปที่ 5.31 ผลของจุดต่อกรณี 1-1 ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



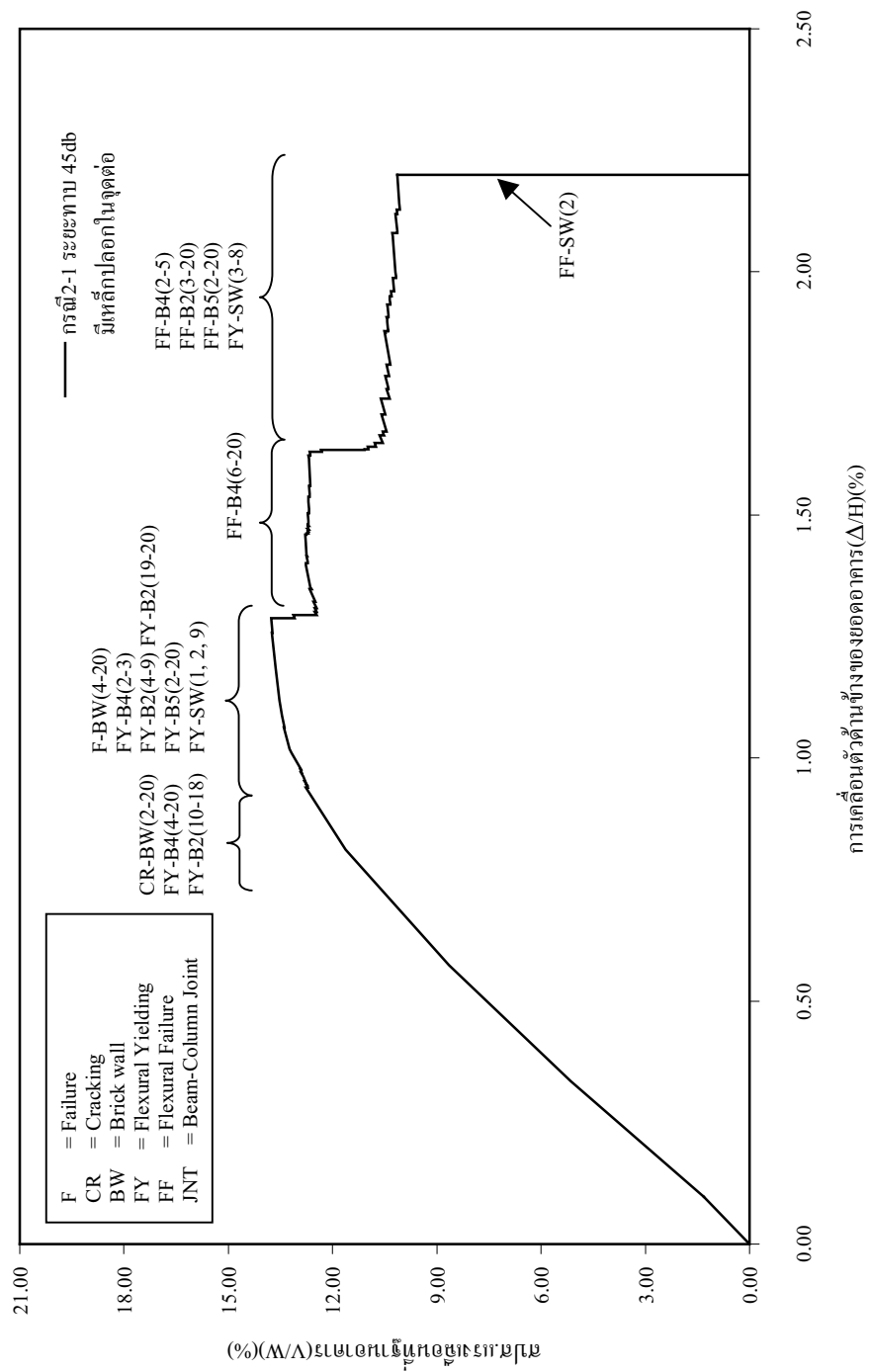
รูปที่ 5.32 ผลของจุดต่อกรณี 1-2 ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



รูปที่ 5.33 ผลของจุดต่อกรณี 1-3 ต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

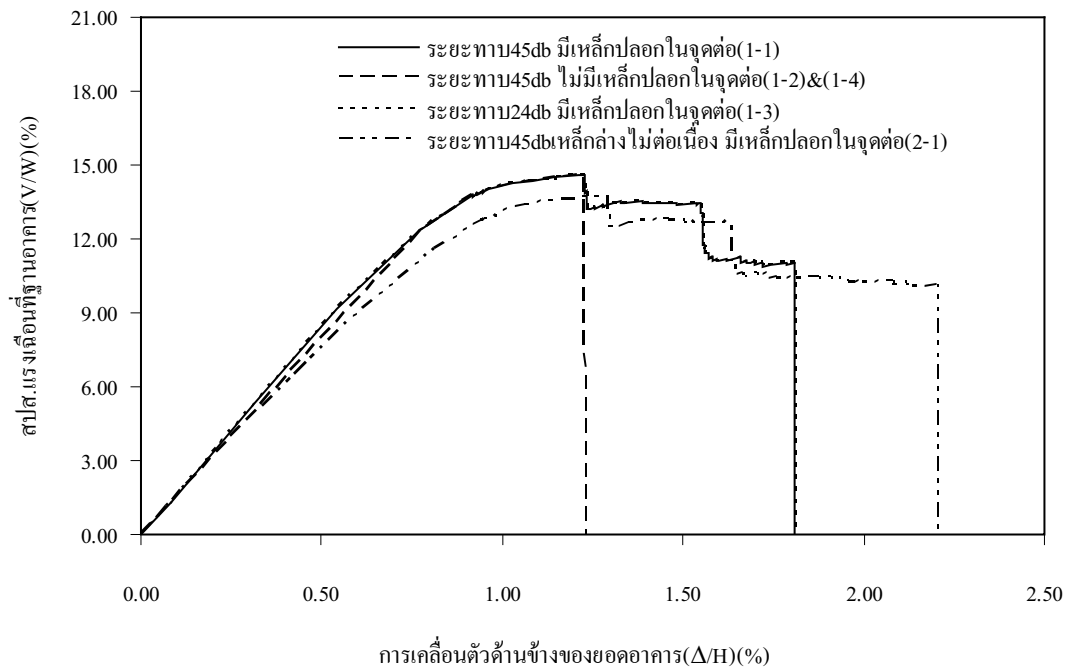


รูปที่ 5.34 ผลของจุดต่อกรณี 1-4 ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

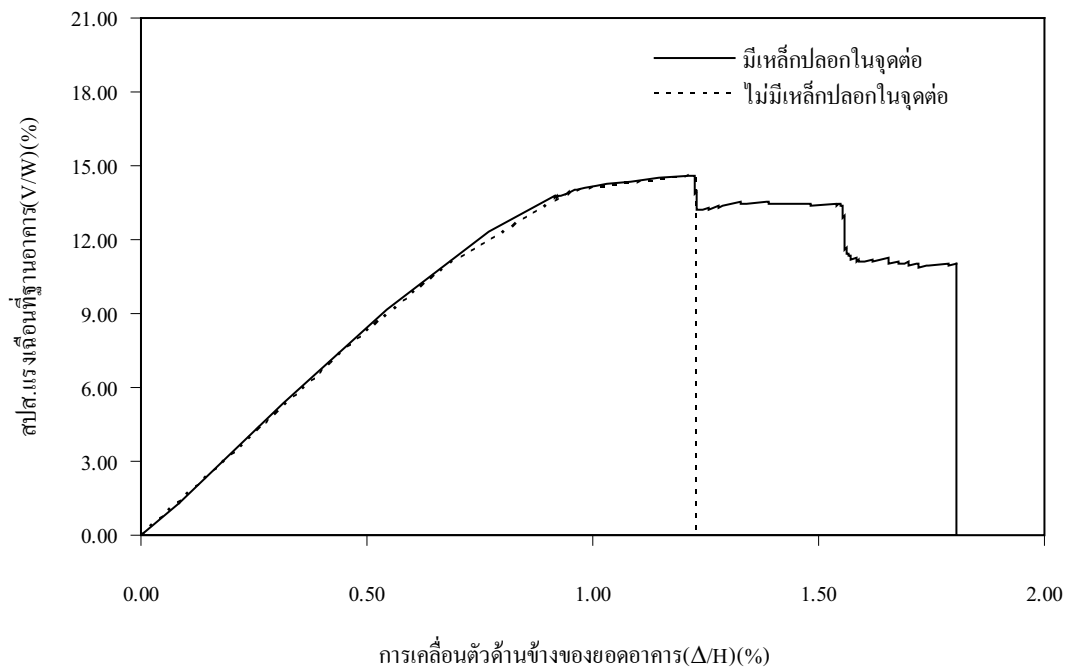


รูปที่ 5.35 ผลของจุดต่อกรณี 2-1 ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

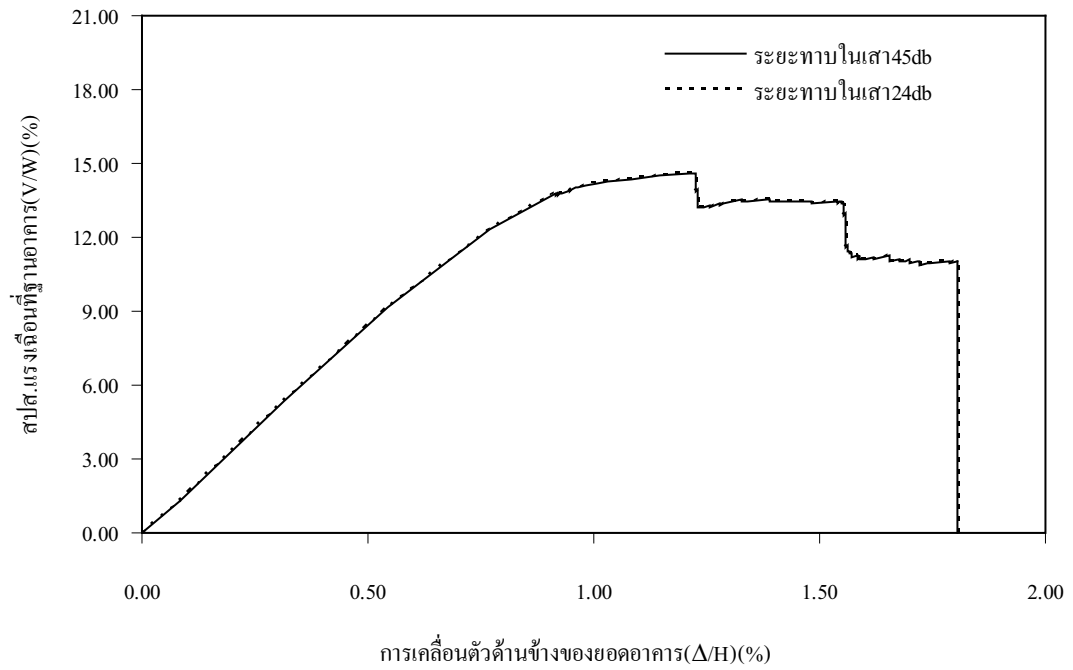




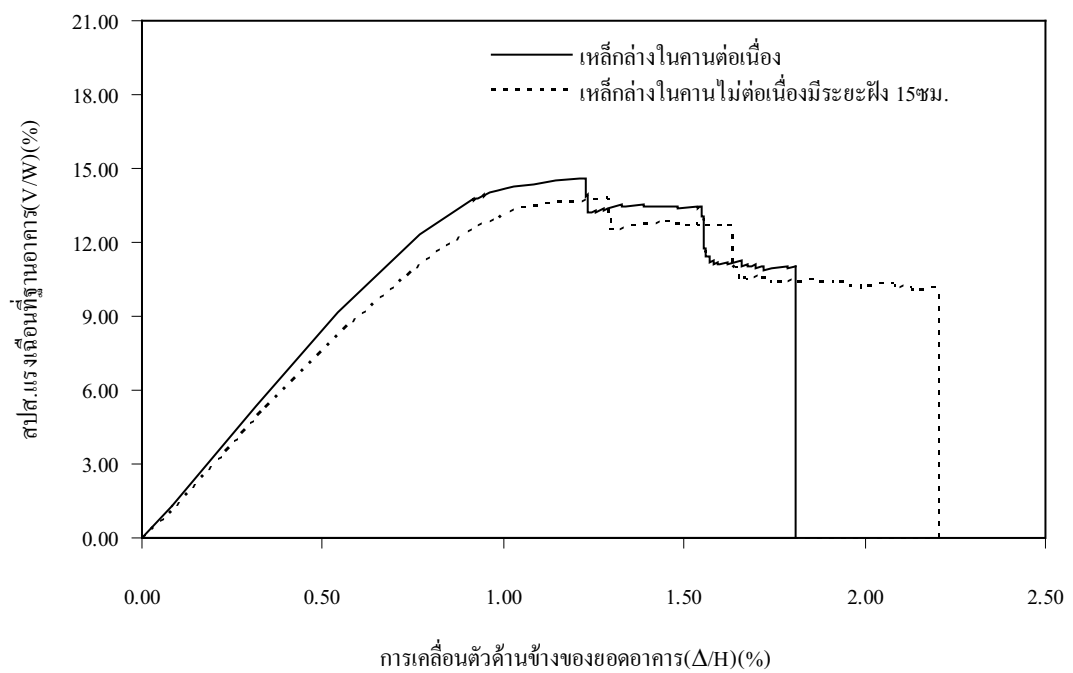
รูปที่ 5.36 ผลของรายละเอียดเหล็กเสริมบริเวณจุดต่อเสา-คาน



รูปที่ 5.37 ผลของเหล็กเสริมตามขวางบริเวณจุดต่อเสา-คาน



รูปที่ 5.38 ผลของระยะทาบในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คาน

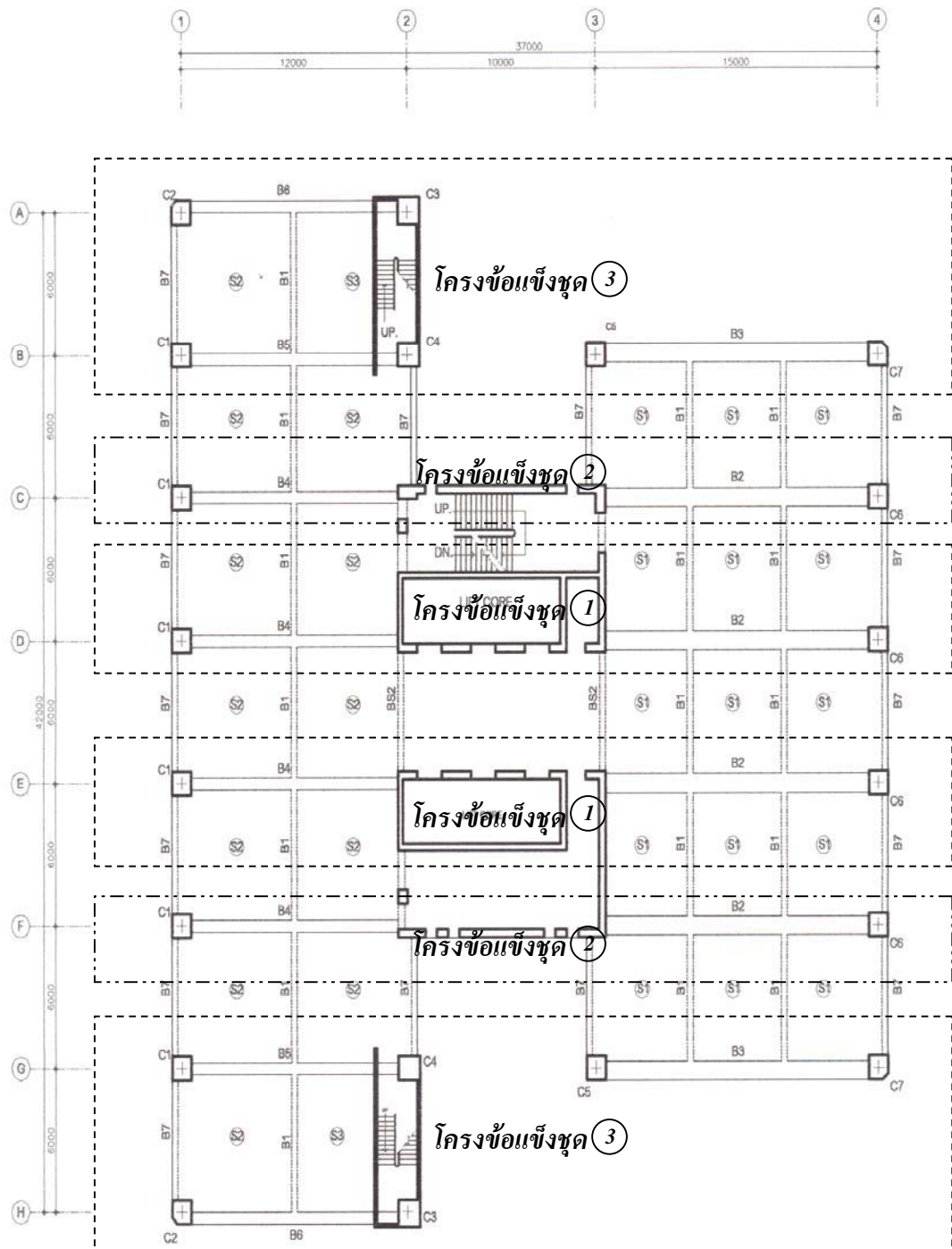


รูปที่ 5.39 ผลของระยะฝังของเหล็กกล่องบริเวณจุดต่อเสา-คานต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

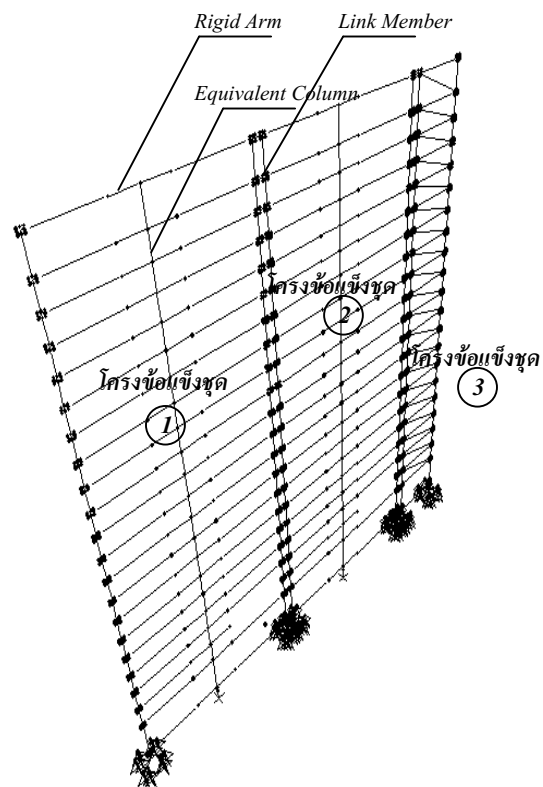
### 5.3 ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ประเภทเสา-คานของอาคารสูง 20 ชั้น

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 20 ชั้น สูง 95.00 เมตร เป็นอาคารเรียนแห่งหนึ่งในกรุงเทพฯ โดยกำลังอัดของคอนกรีตทรงกระบอกที่ 28 วัน มีค่าเท่ากับ 240 กก/ตร.ซม เหล็กข้ออ้อยเกรด SD30 เหล็กกลมเกรด SR24 พนักันห้องเป็นพนัก่ออิฐหนาประมาณ 6.5 ซม. ค่ากำลังอัดประลัยของพนัก่ออิฐก้อมีค่าประมาณ 40 กก/ตร.ซม และโมดูลัสยืดหยุ่นของพนัก่ออิฐก้อมีค่า 13,250 กก/ตร.ซม พื้นอาคารส่วนใหญ่เป็นแผ่นพื้นคอนกรีตหล่อในที่หนา 14 ซม. ขนาดคานหลัก B4 กว้าง 0.50 เมตร ลึก 0.80 เมตร และ B2 กว้าง 0.50 เมตร ลึก 0.80 เมตร เสาตอม่อ ถึง เสาชั้น 20 มีขนาด 1.00 x 1.00 เมตร ฐานรากมีขนาด 5.00 x 5.00 ม. ประกอบด้วยเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 เมตร จำนวน 4 ต้น ยาวประมาณ 48 ม.รับน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยได้ไม่น้อยกว่า 500 ตัน/ต้น บริเวณส่วนโถงอาคารมีลิฟต์โดยสาร 2 ชุด ชั้นดาดฟ้าก่อสร้างถึงเก็บน้ำคสล.ขนาด 10.00 x 11.30 ม. สูง 2 เมตร ฐานรากช่องลิฟต์ มีขนาด 16.00 x 23.00 ม. ประกอบด้วยเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 เมตร จำนวน 48 ต้น ยาวประมาณ 48 ม. รับน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยได้ไม่น้อยกว่า 500 ตัน/ต้น

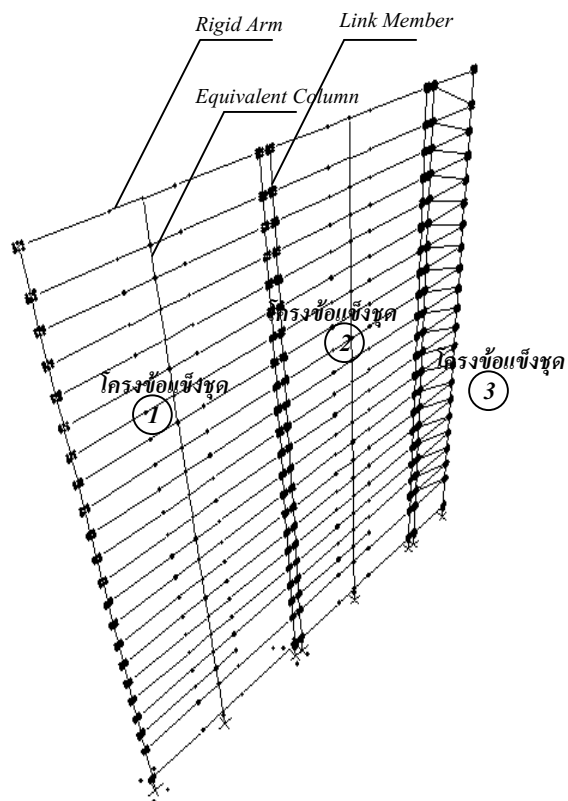
แบบแปลนอาคารตัวอย่างแสดงดังรูปที่ 5.21 โครงข้อแข็ง (Bare Frame) และค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut) ถูกจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ ในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Beam-Column Joint เป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสียรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร บริเวณปล่องลิฟต์สามารถจำลองพฤติกรรมกำแพงรับแรงเฉือนโดยวิธี Wide-column frame ซึ่งจำลองแบบผนัง และคาน เป็นเส้นพร้อมด้วยคุณสมบัติเทียบเท่า (Equivalent column) ไว้ที่แกนศูนย์กลางขององค์อาคาร ความกว้างของผนังจำลองด้วยองค์อาคารแข็งเกร็ง (Rigid arm) เพื่อต่อเชื่อมกับคาน ส่วนฐานรากอาคารตัวอย่าง จำลองเป็นแบบ Flexible และ Fixed Support สามารถแทนด้วยรูปที่ 5.22 และ รูปที่ 5.23 ตามลำดับ ซึ่งถือเป็นตัวแทนของแบบจำลองอาคารสำหรับใช้วิเคราะห์เพื่อศึกษาพฤติกรรมเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว โดยใช้วิธีการรวมโครงข้อแข็งเป็นชุด (Lump model) โครงข้อแข็งดังกล่าวเกิดจากการนำโครงข้อแข็งจำนวน 3 ชุดคือ โครงข้อแข็งชุดที่ 1 ชุดที่ 2 และชุดที่ 3 โดยโครงข้อแข็งชุดที่ 1 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งช่วงกลางบริเวณปล่องลิฟต์จำนวน 2 ชุด โครงข้อแข็งชุดที่ 2 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งช่วงริมบริเวณกำแพงรับแรงเฉือนจำนวน 2 ชุด และโครงข้อแข็งชุดที่ 3 ประกอบด้วยโครงข้อแข็งช่วงริมนอกจำนวน 6 ชุด นำมาเชื่อมต่อกันด้วย Link member เพื่อศึกษาพฤติกรรมเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว



รูปที่ 5.21 แบบแปลนอาคาร 20 ชั้น

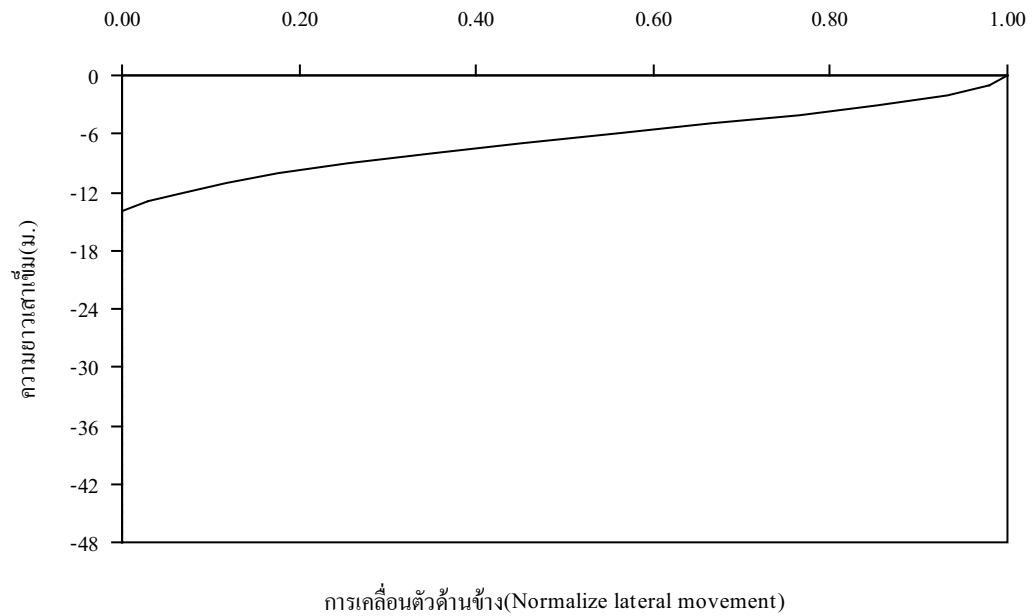


รูปที่ 5.22แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ Flexible Support

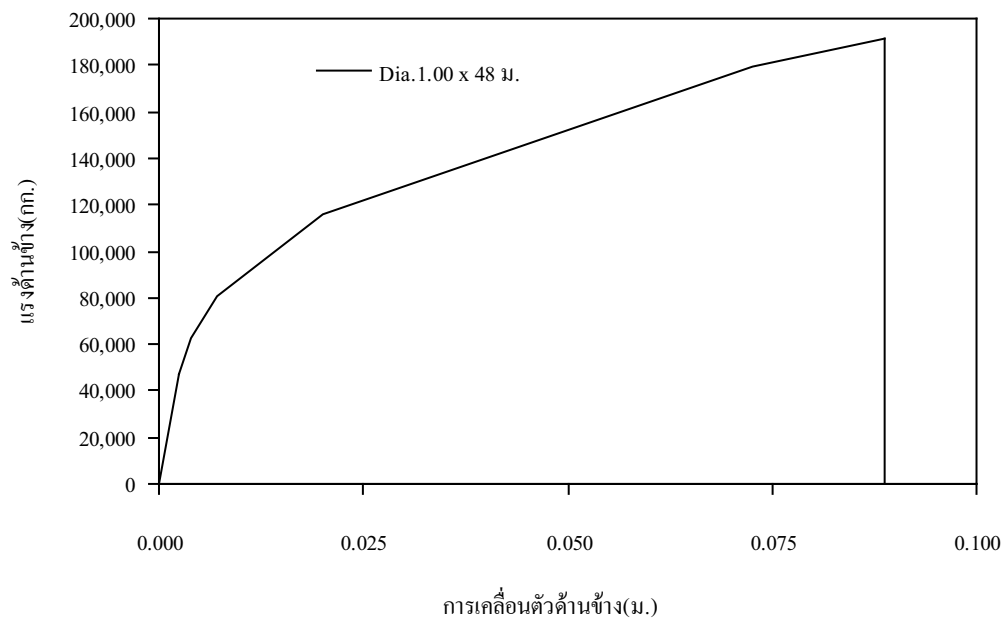


รูปที่ 5.23 แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ Fixed Support

ฐานรากชนิดเสาเข็มใช้วิธีการจำลองด้วยวิธี Subgrade-Reaction จำลองเสาเข็มแต่ละต้นโดยมีปลายบนเป็นแบบยึดหมุนให้อิทธิพลประเภทสปริงที่มีความเป็นอิสระต่อกันจำลองพฤติกรรมของดินได้ฐานรากเพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรง และการเคลื่อนที่ในแนวราบ จำลองจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ตัดตลอดความยาวเสาเข็ม เพื่อแสดงพฤติกรรมรับแรงคดของเสาเข็มโดยความสัมพันธ์ Moment-Rotation รูปที่ 5.24 แสดงลักษณะการเสีรูปด้านข้างสำหรับแบบจำลองเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 ม. ยาวประมาณ 48 ม. ซึ่งการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดมีค่าประมาณ 0.10 เมตร และรูปที่ 5.25 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวราบสำหรับเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 ม.ยาวประมาณ 48 ม.ของอาคาร 20 ชั้น ส่วนความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งสำหรับเสาเข็มเจาะแสดงดังรูปที่ 3.9



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



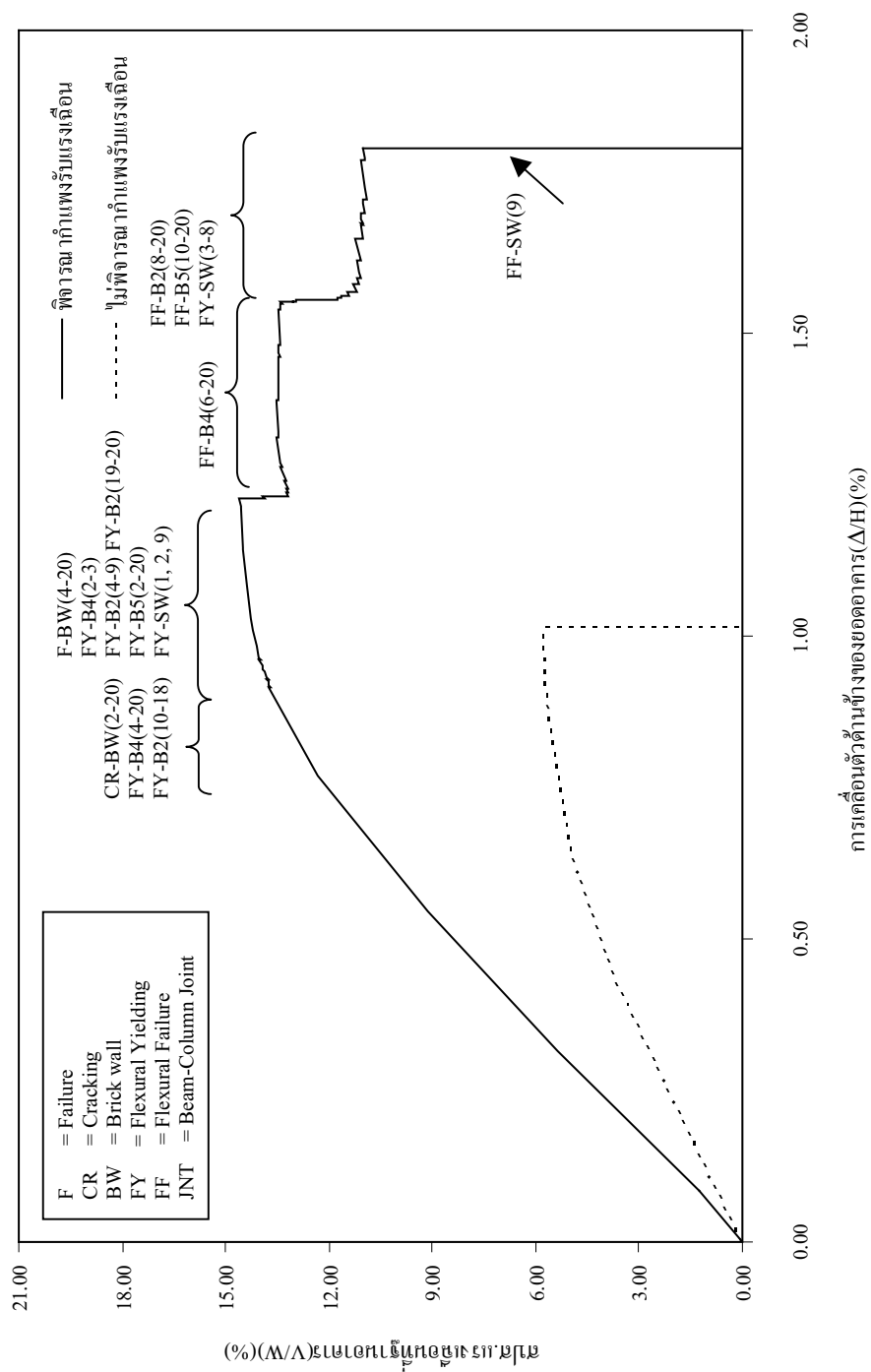
รูปที่ 5.25 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวราบและการเคลื่อนที่ในแนวราบสำหรับแบบจำลองเสาเข็มเจาะ  $\phi 1.00 \times 48$  ม.

จากการศึกษาความสามารถด้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างอาคารตัวอย่าง พบว่า องค์อาคารจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงคด (Flexural mode) ทั้งนี้เพราะอัตราส่วนความลึกต่อความยาวขององค์อาคารมีค่าน้อยลักษณะการวิบัติของทั้งโครงสร้างจะแตกต่างกันไปขึ้นกับปัจจัยที่พิจารณา ซึ่งลักษณะการวิบัติของทั้งโครงสร้างโดยรวมจะเริ่มจากการเคลื่อนตัวด้านข้างในช่วงอิลาสติก โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้าง (Normalized Base Shear) กับการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร (Roof Displacement) จะเป็นเส้นตรง และเมื่อโครงสร้างได้รับแรงกระทำด้านข้างอย่างต่อเนื่องจนเกินช่วงอิลาสติก จะมีผลให้เกิดการครากของ คาน B4 B2 B5 และกำแพงรับแรงเฉือน หรือ การแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อซึ่งจะทำให้ความสามารถด้านทานแรงด้านข้าง ของโครงสร้างลดลงเล็กน้อยเป็นลักษณะพื้นเลื้อย และความสามารถด้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างจะลดลงอย่างมากเมื่อเกิดการวิบัติของคาน B4 B2 และ B5 ลักษณะการวิบัติของคานทั้งหมดจะเกิดที่ปลายด้านขวามือ ทั้งนี้เนื่องจากก่อนการกระทำของแรงด้านข้าง คานดังกล่าวได้ถูกกระทำจากแรงในแนวดิ่งอยู่ก่อนแล้วอันเนื่องมาจากน้ำหนักของตัวโครงสร้างเองและน้ำหนักบรรทุกจร ซึ่งแรงในแนวดิ่งดังกล่าวจะก่อให้เกิดโมเมนต์ลบที่ปลายทั้งสองข้างของคาน และเมื่อแรงด้านข้างกระทำต่อโครงสร้าง ก็จะก่อให้เกิดโมเมนต์บวกในคานที่ตำแหน่งใกล้กับที่แรงกระทำ ซึ่งเป็นด้านซ้ายมือ เป็นผลให้เกิดการหักล้างกันของโมเมนต์ที่ปลายด้านซ้ายมือ และแรงกระทำด้านข้างนี้ยังก่อให้เกิดโมเมนต์ลบที่ปลายด้านขวามือของคาน เป็นผลให้เกิดการเสริมกันของโมเมนต์ลบที่ปลายนี้ และเนื่องจากกำลังต้านทานโมเมนต์บวกและลบของคานมีค่าเท่ากัน ดังนั้นโมเมนต์ลบที่ปลายด้านขวามือจึงถึงค่าต้านทานโมเมนต์สูงสุดและเกิดการวิบัติที่ปลายด้านนี้ก่อน การสูญเสียความสามารถด้านทานแรงกระทำในแนวดิ่งและแรงกระทำด้านข้างของทั้งโครงสร้างจะเกิดเมื่อกำแพงรับแรงเฉือนชั้นใดชั้นหนึ่งเกิดการวิบัติหรืออาจกล่าวได้ว่าเกิดการพังทลายของทั้งโครงสร้าง

### 5.3.1 ผลการวิเคราะห์

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 20 ชั้น สูง 95.00 เมตร ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำด้านข้างเนื่องจากแรงลมโดยใช้ปล่องลิฟท์เป็นตัวรับแรงกระทำด้านข้างทั้งหมด ดังนั้นความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร 20 ชั้น เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีไม่มีปล่องลิฟท์พบว่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคารมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 75.70 ความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 155.60 แสดงดังรูปที่ 5.26





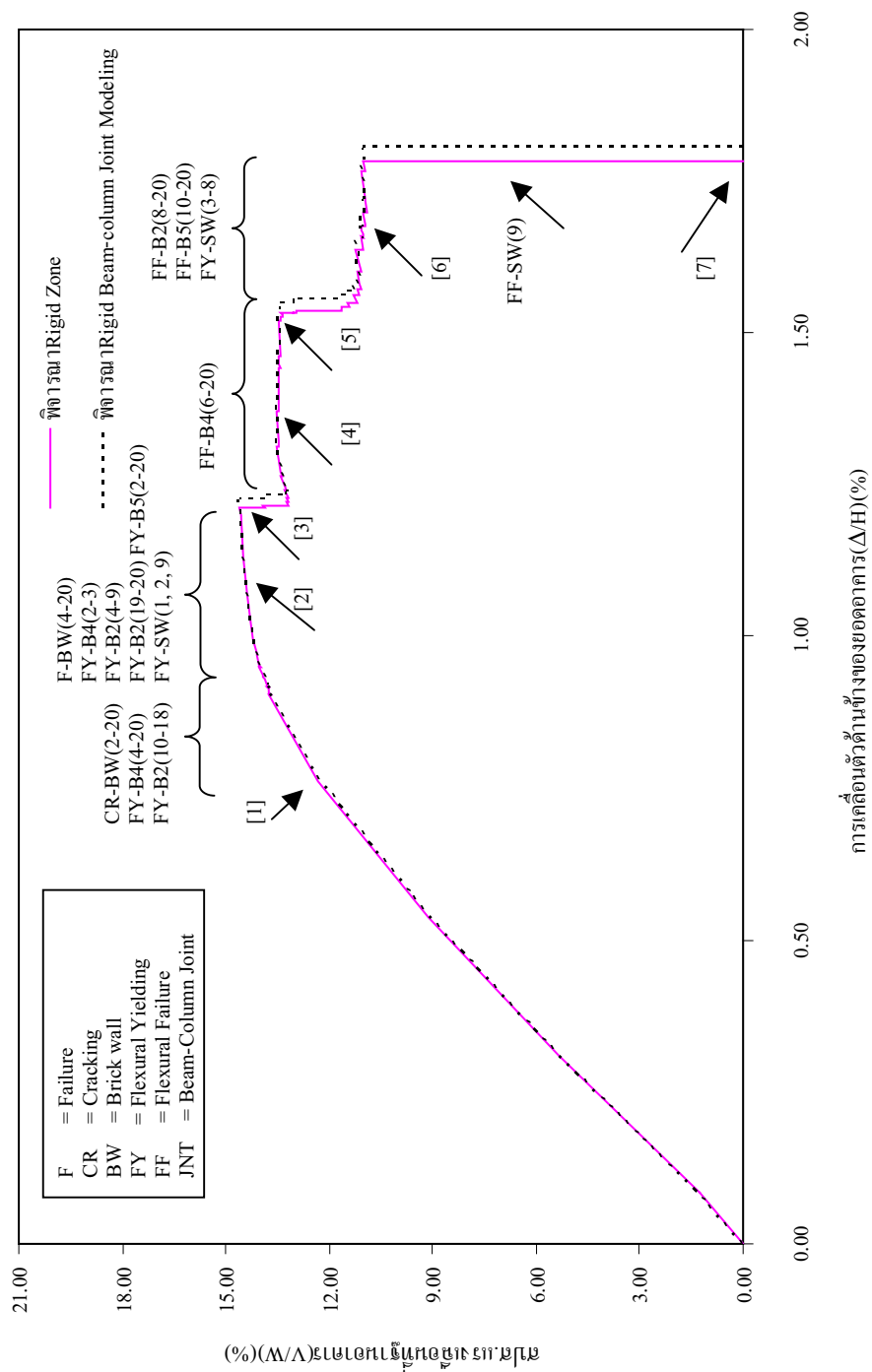
รูปที่ 5.26 ผลของค่าแพรับแรงเฉือนต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างของอาคารตัวอย่าง 20 ชั้น จากกรณีศึกษาทั้ง 3 ส่วน ผลการวิเคราะห์แสดงดังรายละเอียดต่อไปนี้

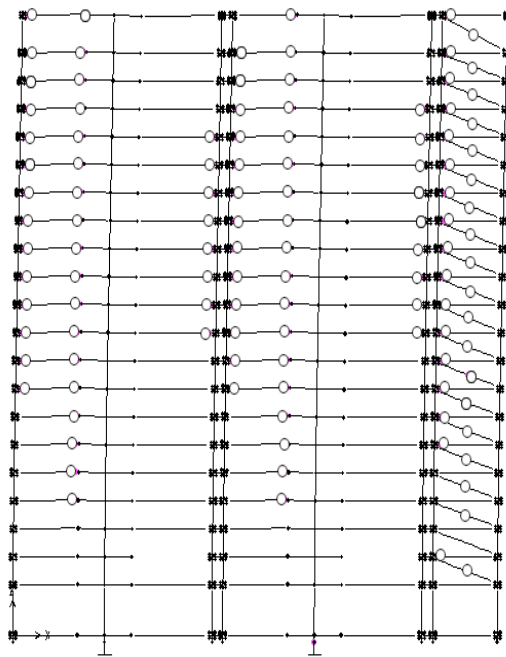
### 1) ผลของ Rigid Zone ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

ผลของ Rigid Beam-Column Joint ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาให้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Rigid Beam-Column Joint ในบริเวณส่วนตัดกันของเสาและคานเป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสยรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร พบว่าผลของ Rigid Beam-Column Joint และ Rigid Zone ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างนั้นมีค่าใกล้เคียงกัน กล่าวคือความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดมีค่าใกล้เคียงกัน และการวิบัติของโครงสร้างมีรูปแบบเดียวกันเนื่องจาก Rigid Zone และ Rigid Beam-column Joint ช่วยเพิ่มทั้งความแข็งแรงและกำลังต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง Capacity Curve และลักษณะการวิบัติแสดงดังรูปที่ 5.27 และ รูปที่ 5.28 โดยการวิบัติของโครงสร้างเริ่มจากการครากของคาน B4 ชั้นที่ 4-20 คาน B2 ชั้นที่ 10-18 ร่วมกับการครากของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2-20 และเมื่อโครงสร้างถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำอย่างต่อเนื่อง ทำให้กำแพงอิฐก่อเกิดการวิบัติในชั้นที่ 4-20 ร่วมกับการครากของคาน B4 ชั้นที่ 2-3 คาน B2 ชั้นที่ 4-9 และชั้นที่ 19-20 คาน B5 ชั้นที่ 2-20 และการครากของกำแพงรับแรงเฉือน ชั้นที่ 1 และ 9 โดยในช่วงก่อนเกิดการวิบัติของกำแพงอิฐก่อ พบว่ากำแพงอิฐก่อมีลักษณะเป็นค้ำยันช่วยเพิ่มความแข็งแรง (stiffness) แต่ไม่ได้ช่วยเพิ่มกำลัง (strength) สูงสุดให้กับโครงสร้างเนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่มีความแข็งแรงไม่มากนักเมื่อเทียบกับคานและเสา และจะเกิดการวิบัติก่อน โครงอาคารจะเปลี่ยนรูปจนถึงระดับความต้านทานสูงสุด เป็นผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงมีลักษณะคล้ายฟันเลื่อย (พิพัฒน์, 2545) หลังจากนั้นเกิดการวิบัติของคาน B4 ชั้นที่ 6-20 คาน B2 ชั้นที่ 8-20 และคาน B5 ชั้นที่ 10-20 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวิบัติของกำแพงรับแรงเฉือน ชั้นที่ 9

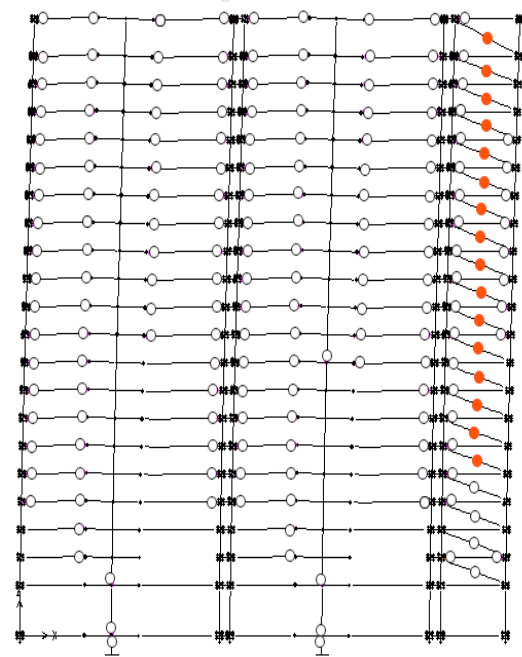
พฤติกรรมในการต้านแรงแผ่นดินไหวของอาคารดังกล่าว สามารถแสดงผลให้อยู่ในรูปแบบความสัมพันธ์ของ Local drift profile ในแต่ละชั้นของอาคาร ดังแสดงรูปที่ 5.29 การครากของโครงสร้างเกิดขึ้นที่สภาวะแรก 0.80 % ของ Roof drift และโครงสร้างวิบัติที่ 1.80 % ของ Roof drift โดยโครงสร้างเสยรูปที่ชั้นที่ 9-20 และวิบัติที่ชั้นที่ 9 โดยมีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณร้อยละ 14.57 ส่วนการโก่งตัวด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 1.80 ของความสูงของอาคาร



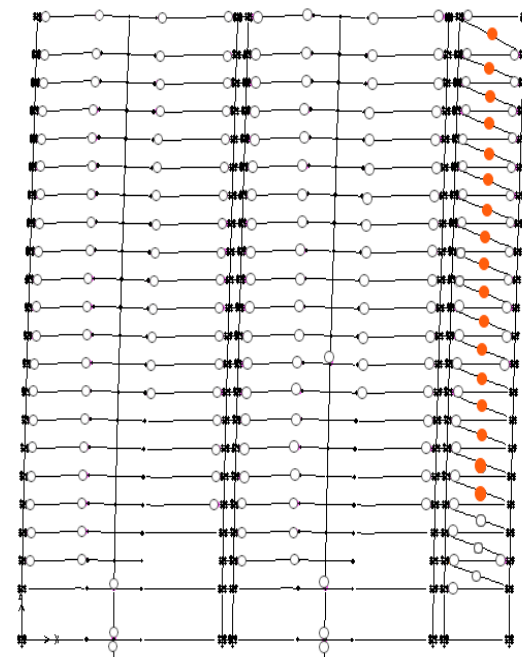
รูปที่ 5.27 ผลของ Rigid Zone ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



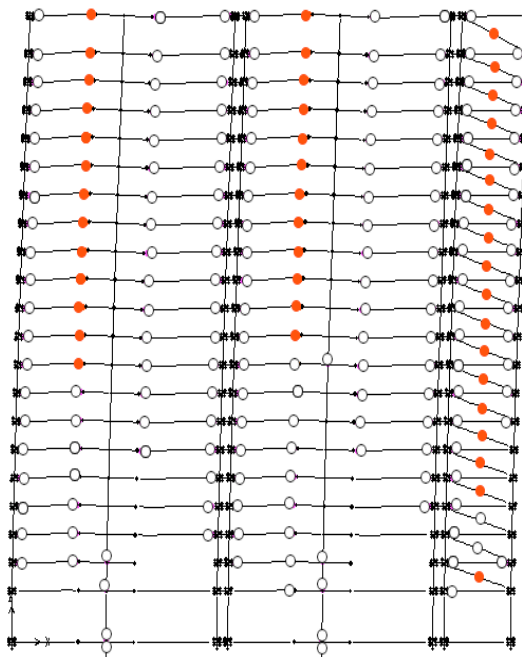
สภาวะที่1



สภาวะที่2

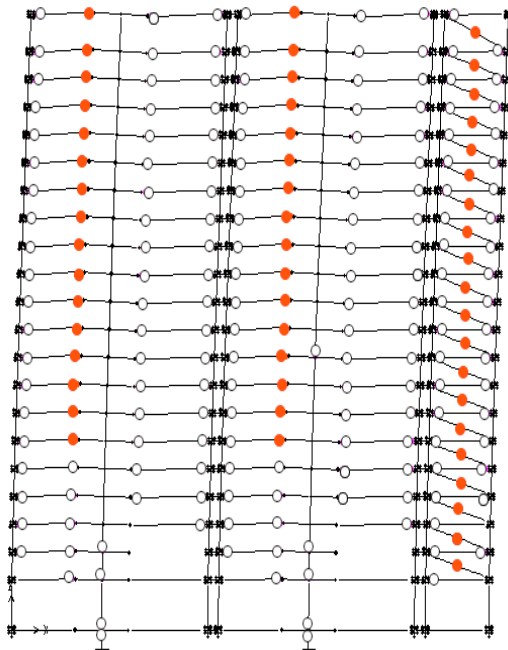


สภาวะที่3

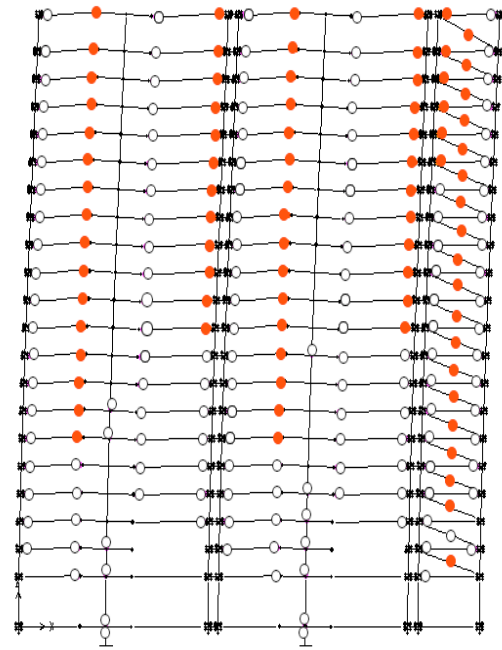


สภาวะที่4

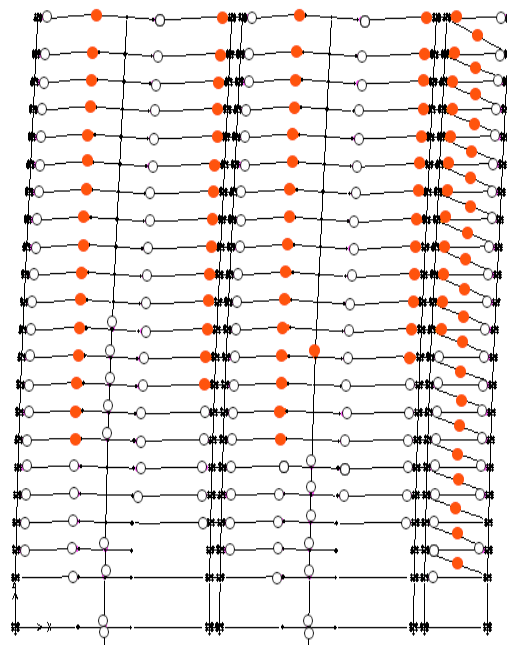
รูปที่ 5.28 ลักษณะการวิบัติของ โครงสร้างกรณีพิจารณา Rigid Beam-Column Joint



สถานะที่ 5

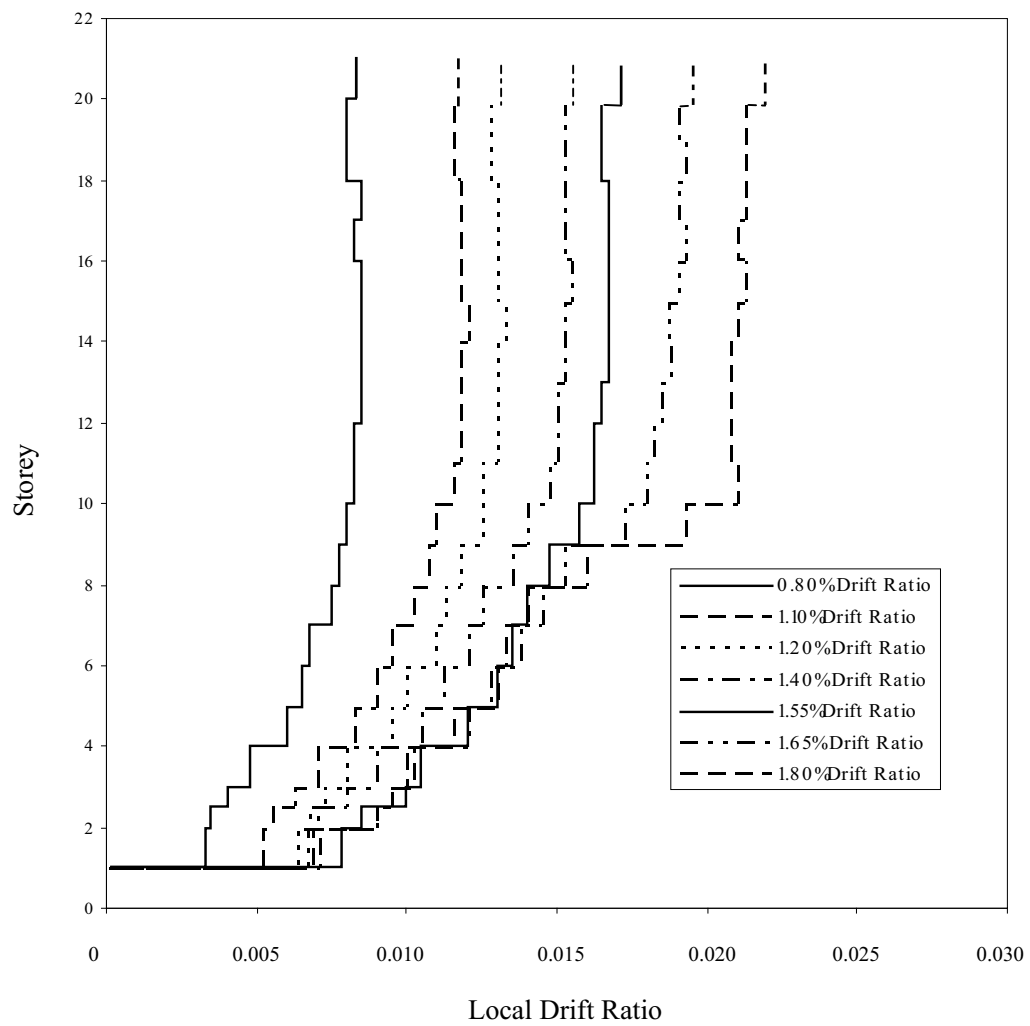


สถานะที่ 6



สถานะที่ 7

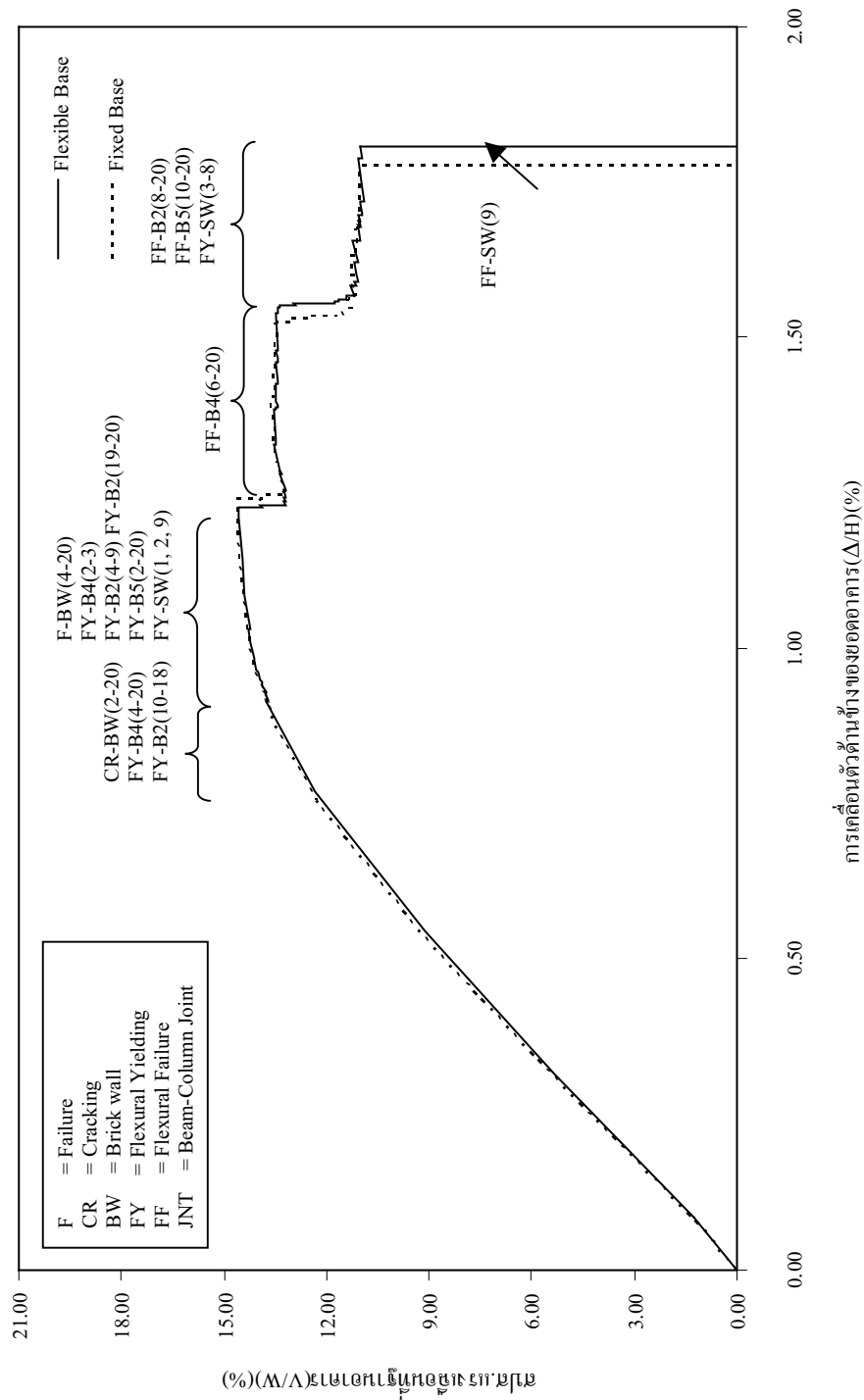
รูปที่ 5.28 ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกรณีพิจารณา Rigid Beam-Column Joint



รูปที่ 5.29 Local drift profile ของโครงสร้างในแต่ละระดับของ Roof drift ratio

## 2) ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง โดยเปรียบเทียบแบบจำลองฐานรากชนิดเสาเข็มสำหรับอาคารตัวอย่างเป็นแบบยึดแน่น (Fixed base) และแบบยึดหยุ่น (Flexible base) และในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานเป็นแบบ Rigid Beam-Column Joint พบว่าความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดสำหรับอาคารตัวอย่างที่มีแบบจำลองฐานรากชนิดเสาเข็มเป็นแบบยึดแน่น (Fixed base) และแบบยึดหยุ่น (Flexible base) มีค่าใกล้เคียงกัน แสดงว่าฐานรากชนิดเสาเข็มสำหรับอาคาร 20 ชั้น มีความเป็นเสถียรภาพ Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.30 โดยการวิบัติของโครงสร้าง เริ่มจากการครากของคาน B4 ชั้นที่ 4-20 คาน B2 ชั้นที่ 10-18 ร่วมกับการครากของกำแพงอิฐก่อชั้นที่ 2-20 และเมื่อโครงสร้างถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำอย่างต่อเนื่อง ทำให้กำแพงอิฐก่อเกิดการวิบัติในชั้นที่ 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 หลังจากนั้นเกิดการวิบัติของคาน B4 ชั้นที่ 6-20 คาน B2 ชั้นที่ 8-20 และคาน B5 ชั้นที่ 10-20 ตามลำดับ มีผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลงอย่างมาก และโครงสร้างเกิดการพังทลายเมื่อเกิดการวิบัติของกำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 9



รูปที่ 5.30 ผลของฐานรากต่อความต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



### 3) ผลของการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อที่มีต่อความสามารถด้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง

พิจารณาผลของรายละเอียดการเสริมเหล็กกรณีที่ 1 เหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานามีความต่อเนื่อง Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.31 ถึงรูปที่ 5.34 พบว่า กรณีที่ 1-1 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0.003) โครงสร้างวิบัติที่กำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 9 กรณีที่ 1-2 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0) และกรณีที่ 1-4 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 24db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0) โครงสร้างวิบัติที่จุดต่อบริเวณจุดต่อที่ขอบอาคารหรือจุดต่อภายนอกชั้นที่ 3 ส่วนกรณีที่ 1-3 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 24db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0.003) ลักษณะการวิบัติเหมือนกับการวิบัติของกรณีที่ 1-1 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 45db มีเหล็กปลอกที่จุดต่อ) และมีระยะเคลื่อนตัวข้างอาคารเท่ากัน

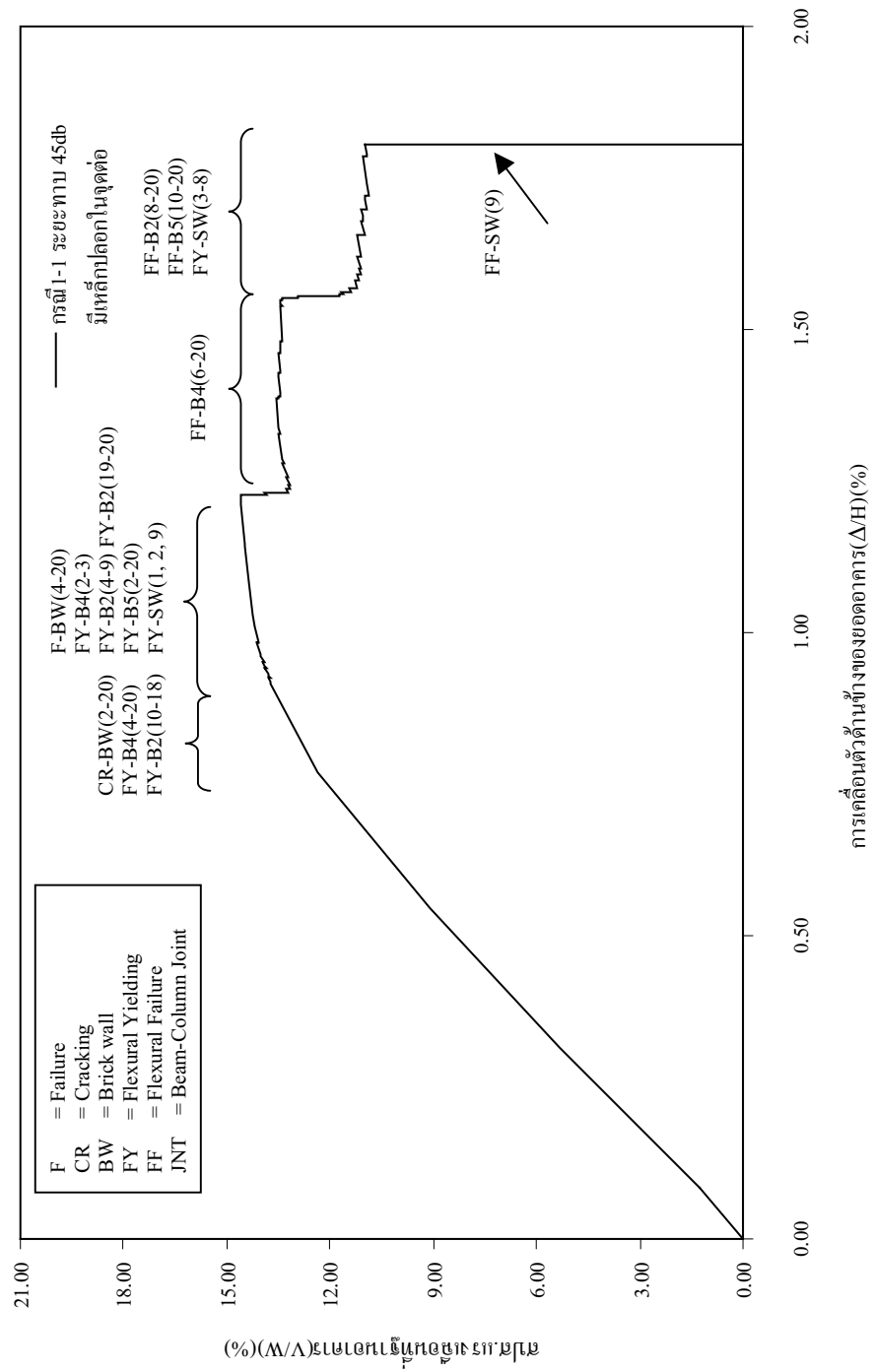
พิจารณาผลของรายละเอียดการเสริมเหล็กกรณีที่ 2 เหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานาไม่มีความต่อเนื่องมีระยะฝัง 15 ซม. Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.35 กรณีที่ 2-1 (ระยะทาบบริเวณเสามีค่า 45db อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0.003) โครงสร้างวิบัติที่กำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 2

Capacity Curve สำหรับเปรียบเทียบผลของรายละเอียดเหล็กเสริมทั้ง 5 กรณี แสดงดังรูปที่ 5.36 และเมื่อพิจารณาผลของเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อเสา-คานา ผลของการต่อทาบบริเวณจุดต่อเสา-คานา และผลของความไม่ต่อเนื่องของเหล็กล่างที่มีผลต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง Capacity Curve แสดงดังรูปที่ 5.37 รูปที่ 5.38 และรูปที่ 5.39 ตามลำดับ

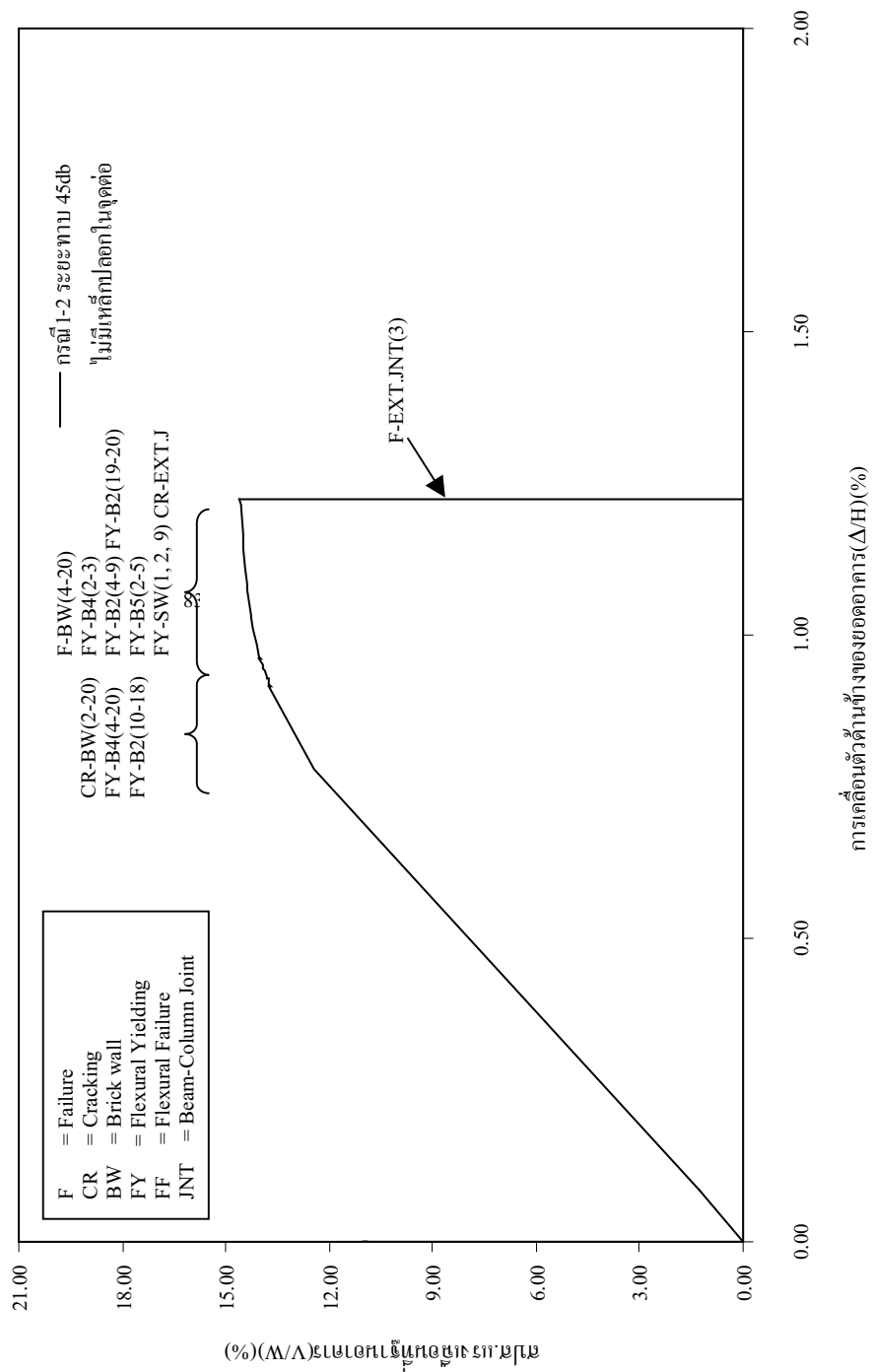
เมื่อพิจารณาผลของเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อเสา-คานาเปรียบเทียบกับไม่เสริมเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อเสา-คานา ที่ระยะทาบบริเวณจุดต่อเสา-คานามีค่า 45db และ 24db พบว่าเมื่อไม่เสริมเหล็กปลอกบริเวณจุดต่อเสา-คานา การเคลื่อนตัวของยอดอาคาร มีค่าลดลงประมาณร้อยละ 32 ความแข็งแรงและกำลังด้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างไม่เปลี่ยนแปลง

เมื่อพิจารณาการต่อทาบบริเวณจุดต่อเสา-คานาโดยระยะต่อทาบบริเวณจุดต่อเสา-คานามีค่าลดลงจาก 45db เป็น 24db ที่อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0.003 พบว่า การเคลื่อนตัวของยอดอาคาร ความแข็งแรงและกำลังด้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างไม่เปลี่ยนแปลง

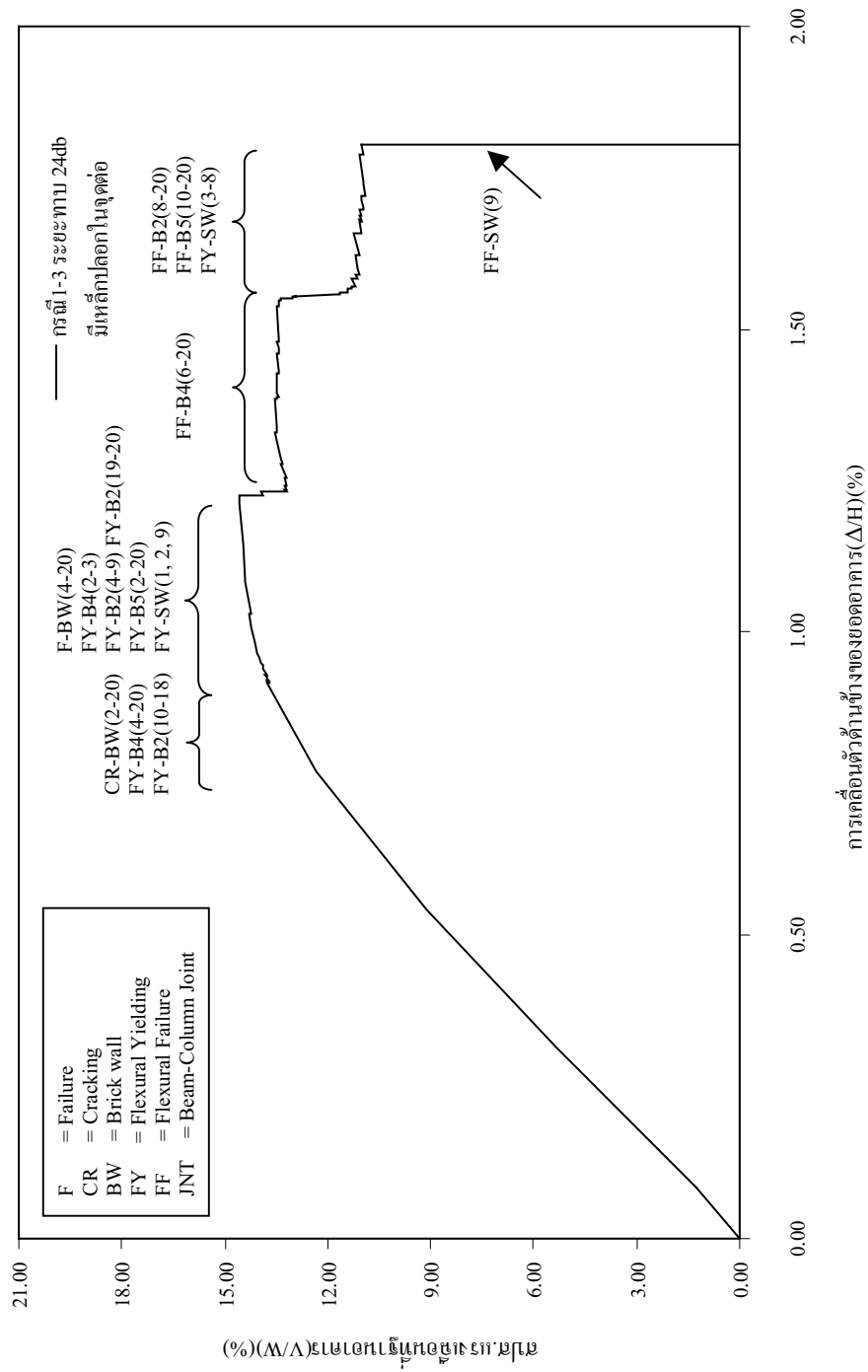
เมื่อพิจารณาความต่อเนื่องของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานาเปรียบเทียบกับเมื่อไม่มีความต่อเนื่องของเหล็กล่างในจุดต่อเสา-คานา โดยมีระยะฝังในเสา 15 ซม. ที่อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางภายในจุดต่อเสา-คานามีค่าเท่ากับ 0.003 พบว่าเมื่อเหล็กล่างในจุดต่อเสา-คานาไม่มีความต่อเนื่อง การเคลื่อนตัวของยอดอาคารมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 21.50 ความแข็งแรงและกำลังด้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างลดลงประมาณร้อยละ 8.90



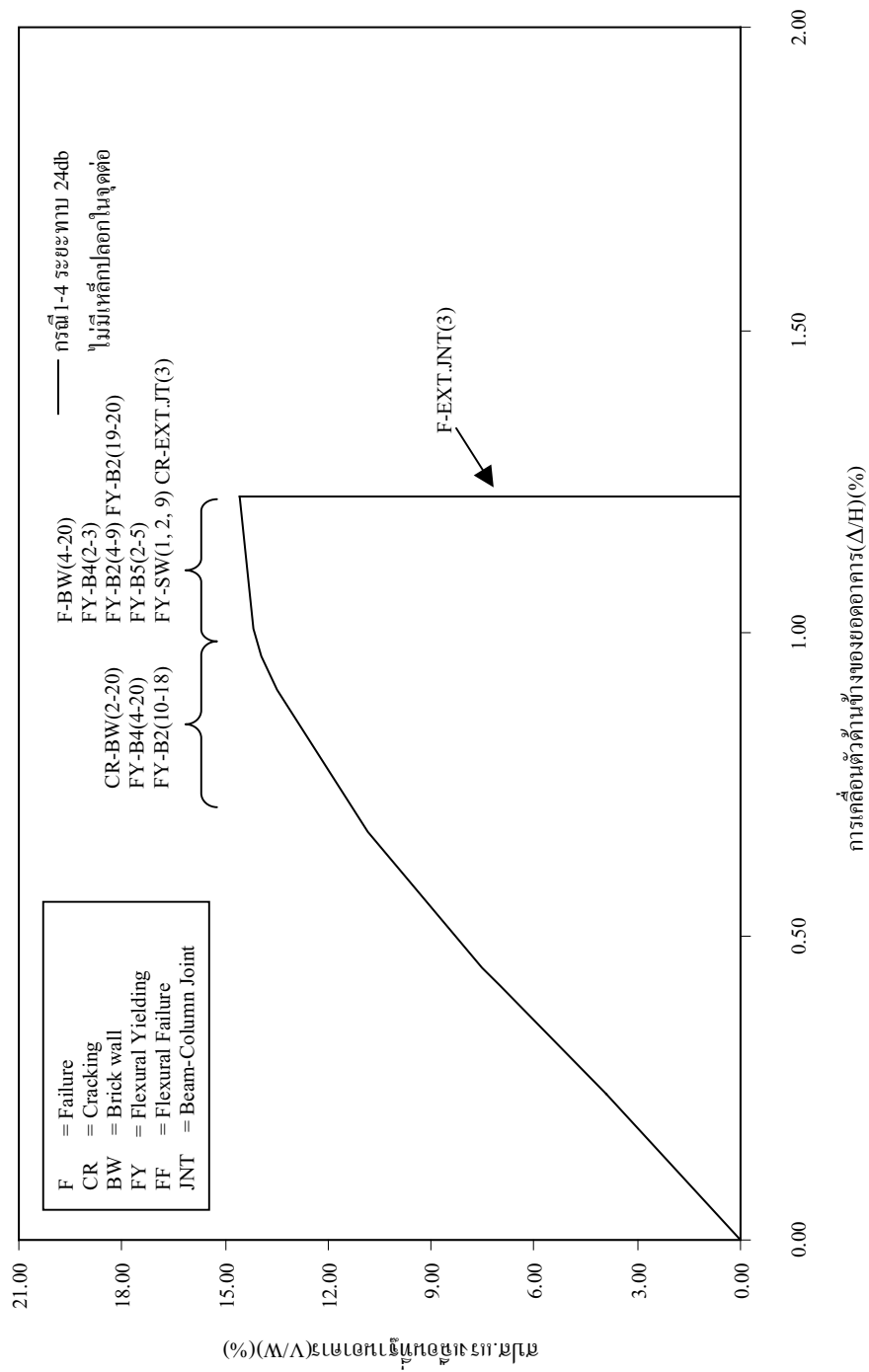
รูปที่ 5.31 ผลของจุดต่อกรณี 1-1 ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



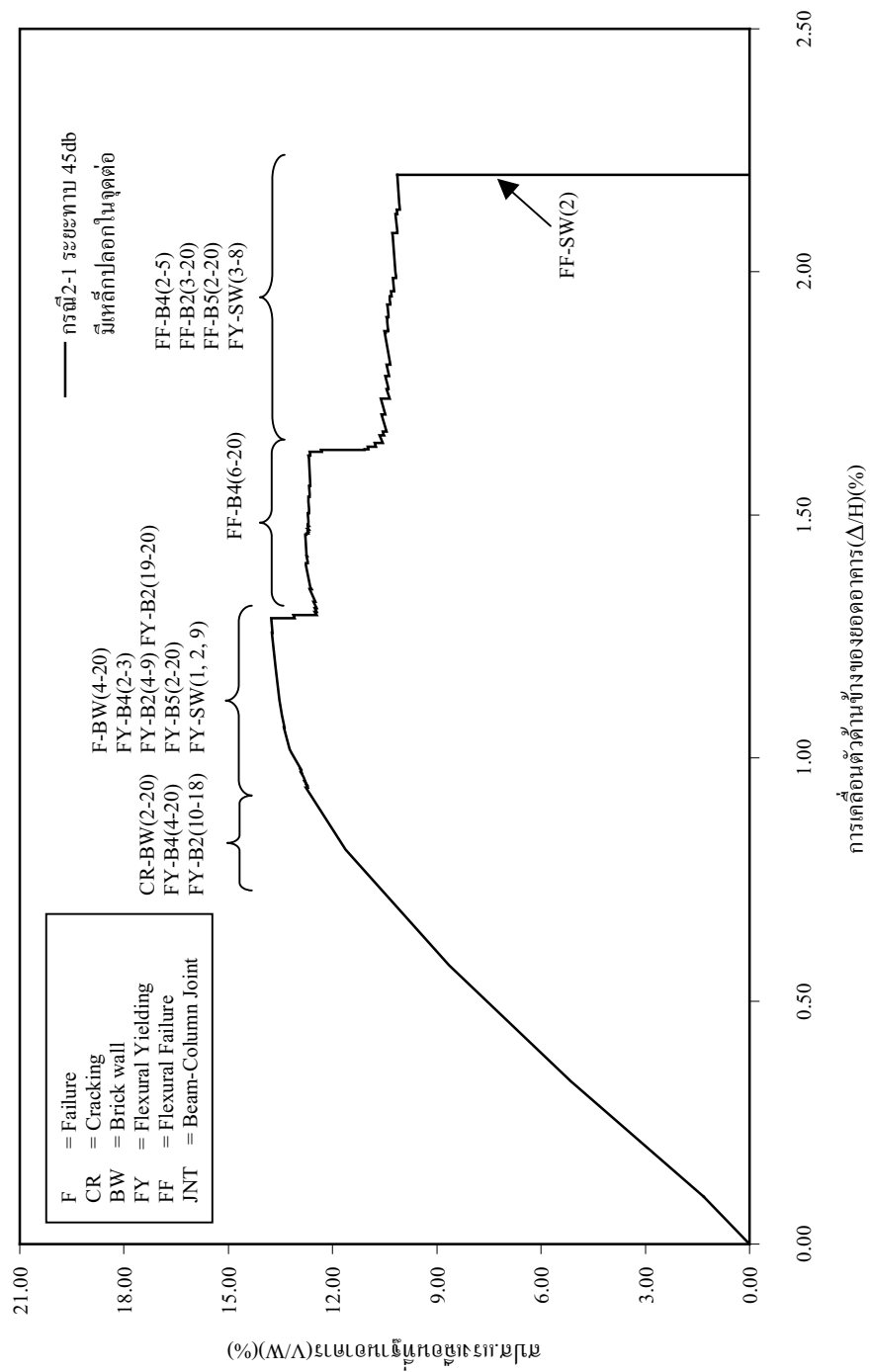
รูปที่ 5.32 ผลของจุดต่อกรณี 1-2 ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



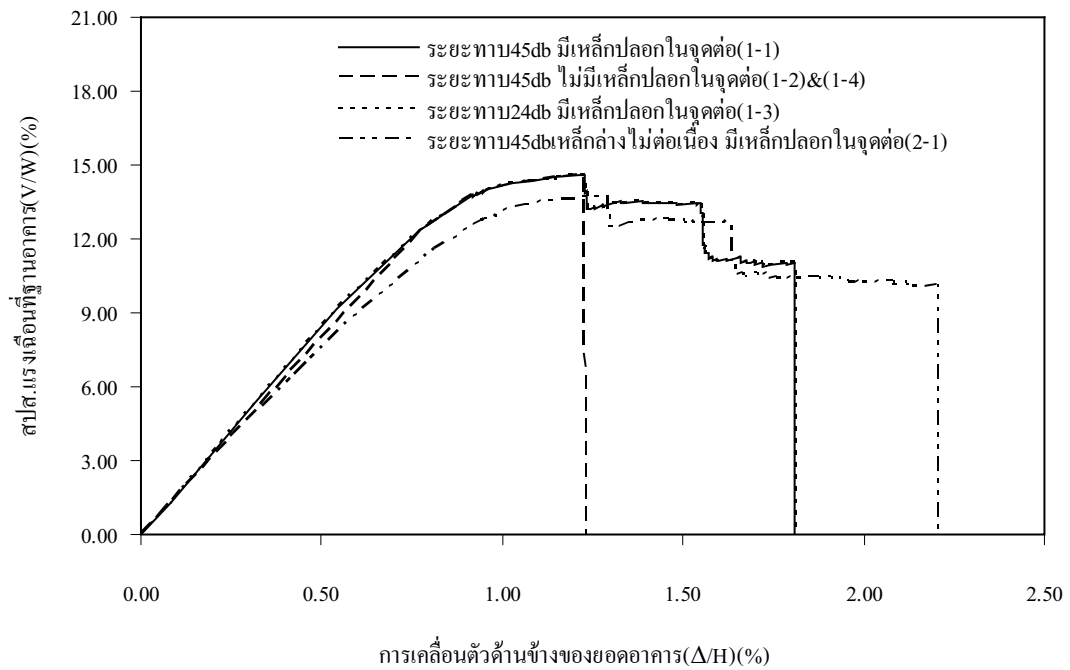
รูปที่ 5.33 ผลของจุดต่อกรณี 1-3 ต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



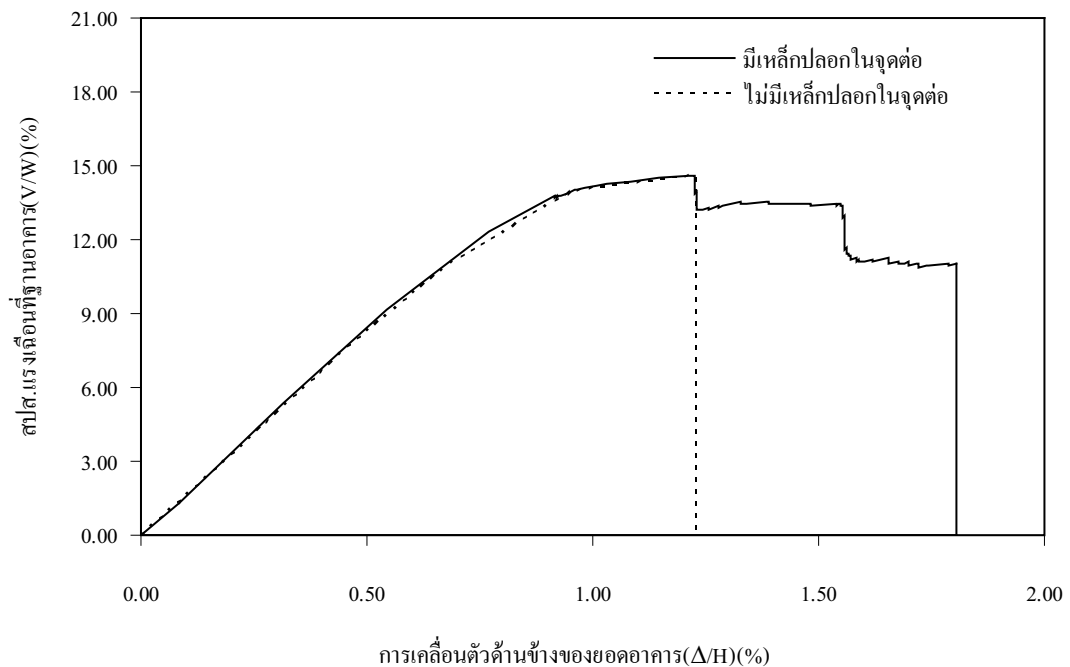
รูปที่ 5.34 ผลของจุดต่อกรณี 1-4 ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



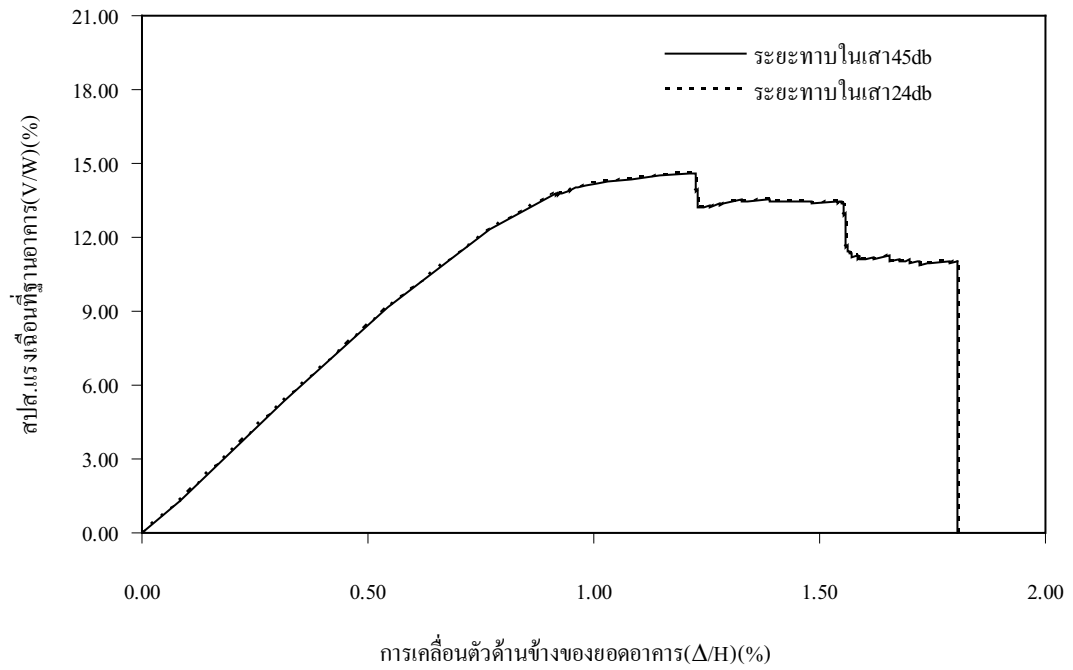
รูปที่ 5.35 ผลของจุดต่อกรณี 2-1 ต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



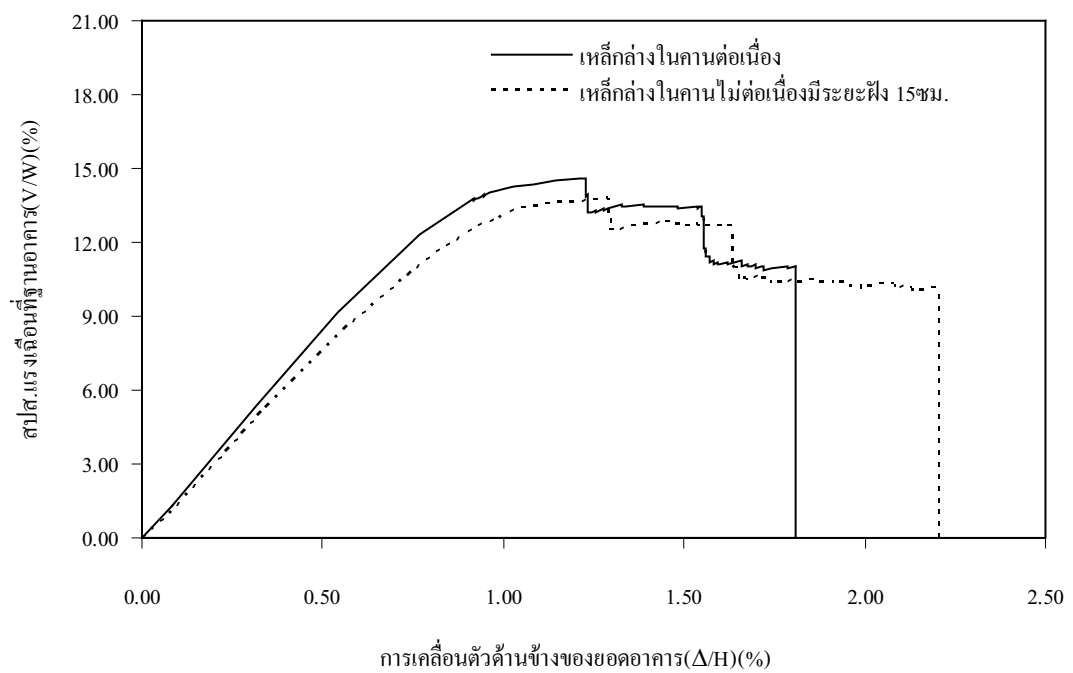
รูปที่ 5.36 ผลของรายละเอียดเหล็กเสริมบริเวณจุดต่อเสา-คาน



รูปที่ 5.37 ผลของเหล็กเสริมตามขวางบริเวณจุดต่อเสา-คาน



รูปที่ 5.38 ผลของระยะทาบในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คาน



รูปที่ 5.39 ผลของระยะฝังของเหล็กกล่องบริเวณจุดต่อเสา-คานต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง



## บทที่ 6

### ตัวอย่างการคำนวณและผลการวิจัยอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

#### ชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน: ส่วนที่ 2

การวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารพักอาศัย 5 ชั้น และอาคารเรียน 20 ชั้น ในการศึกษาได้ทำการจำลององค์อาคารตามหลักการที่แสดงไว้บทที่ 3 และทำการวิเคราะห์โดยวิธีให้แรงผลักดันข้าง (Static pushover analysis)

#### 6.1 การศึกษาสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารพักอาศัย 5 ชั้น

อาคารที่ศึกษาเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก มีความสูงจากฐานรากถึงชั้นดาดฟ้าเท่ากับ 17.5 เมตร จากแปลนพื้น(รูปที่ 6.1) อาคารมีความยาว 20 เมตร กว้าง 16 เมตร โดยจะเห็นว่าอาคารค่อนข้างสมมาตรทั้งสองแกน ในการศึกษาได้ประเมินสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวของโครงข้อแข็งหมายเลข 5 คานของชั้นที่ 1 ถึง 5 มีขนาดเท่ากัน ส่วนเสามีขนาด 0.25 m x 0.25 m ในชั้นบนสุด และมีขนาด 0.45 m x 0.50 m ในชั้นล่างสุดโดยเสามีขนาดแตกต่างกันทุกชั้น

##### 6.1.1 นำหนักบรรทุกและคุณสมบัติพื้นฐานของวัสดุ

อาคารนี้ได้รับการออกแบบให้ต้านทานน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก แต่เพียงอย่างเดียวโดยไม่ได้คำนึงถึงผลกระทบจากแผ่นดินไหว อาคารนี้มีความสูงและลักษณะที่ใกล้เคียงกับอาคารพาณิชย์ที่มีการก่อสร้างกันไปในประเทศไทย ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะประเมินความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารนี้ ข้อกำหนดทั่วไปในการออกแบบอาคารและคุณสมบัติของวัสดุสามารถสรุปได้ดังนี้

- น้ำหนักบรรทุกจรของหลังคา	1000 N/m <sup>2</sup>
- น้ำหนักบรรทุกจรของพื้น	2000 N/m <sup>2</sup>
- กำลังอัดของคอนกรีต	20 MPa
- กำลังครากชั้นต่ำของเหล็กเสริมกลม	240 MPa

ในการวิเคราะห์ได้คำนึงถึงน้ำหนักบรรทุกจรที่อาจเกิดขึ้นขณะเกิดแผ่นดินไหวโดยมีค่าเท่ากับ 45% ของน้ำหนักบรรทุกจรในการออกแบบ และคำนึงถึงการที่กำลังครากจริงของเหล็กเสริมสูงกว่ากำลังครากชั้นต่ำโดยได้เพิ่มกำลังครากของเหล็กเสริมอีก 45% (Kiattivisanchai 2001) ในการวิจัยนี้ได้ใช้โปรแกรม SAP2000 ในการวิเคราะห์เชิงตัวเลข รูปที่ 6.2 แสดงแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์เพื่อประเมินสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวด้วยวิธีให้แรงผลักดันข้างโดย

การจำลองพฤติกรรมของชิ้นส่วนต่างๆ เป็นสิ่งสำคัญเพื่อให้ทำนายพฤติกรรมได้ใกล้เคียงความจริง

### 6.1.2 การจำลองโครงสร้าง

องค์อาคารที่เป็นคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อรับแรงดัดเกินแรงดัดแตกร้าว (cracking moment) จะทำให้โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดลดลง แบบจำลองนี้ได้ใช้โมเมนต์อินเนอร์เซียเท่ากับ 50% และ 70% ของหน้าตัดเต็ม (gross section) สำหรับคานและเสาตามลำดับ (ATC-40 1996) โครงสร้างเมื่อได้รับแผ่นดินไหวมักเกิดความเสียหายที่บริเวณปลายขององค์อาคารถ้าองค์อาคารไม่เกิดการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือน ในการวิเคราะห์จึงได้จำลองข้อต่อขององค์อาคารตามที่แสดงในรูปที่ 6.3 โดย rigid zone แสดงถึงการเพิ่มขึ้นอย่างมากของสติฟเนสในบริเวณที่เสาและคานมาต่อกัน โดยความยาวของ rigid zone ได้สมมติเท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกของเสาหรือคาน ส่วนจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) แสดงถึงบริเวณที่มีพฤติกรรมไม่เป็นเชิงเส้นของเสาหรือคานเมื่อรับแรงดัด พฤติกรรมรับแรงดัดของจุดหมุนพลาสติกแสดงได้ดังรูปที่ 6.4 แรงดัดและมุมหมุนที่จุดคราก ( $M_y$  และ  $\theta_y$ ) ขององค์อาคารได้จากการวิเคราะห์หน้าตัด (section analysis) ซึ่งเป็นการคำนวณหาแรงดัดที่เกิดจากผลรวมของโมเมนต์ของแรงบนพื้นที่ย่อยๆ ในคอนกรีตและเหล็กเสริมโดยสมมติการกระจายความเค้นบนหน้าตัดเป็นเส้นตรง ในการวิเคราะห์นี้ได้ใช้โปรแกรม XTRACT (XTRACT, 2002) ส่วนค่าความเหนียวและกำลังเหลื่อมล้ำได้อ้างอิงจาก ATC-40 ตารางที่ 6.1 และ 6.2 แสดงแรงดัดและมุมหมุนที่จุดคราก รวมถึงกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาและคานตามลำดับ ซึ่งพบว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนขององค์อาคารสูงกว่ากำลังรับแรงดัดดังเห็นได้จากการเปรียบเทียบแรงดัดที่จุดครากกับแรงดัดที่อาจจะเกิดขึ้นถ้าแรงเฉือนมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือน โดยมีสมมติฐานว่าเกิดจุดดัดกลับที่กึ่งกลางขององค์อาคาร

แต่ละชั้นจะมีกำแพงกออิฐแบ่งห้องแต่ละห้องออกจากกัน การจำลองพฤติกรรมของกำแพงกออิฐเป็นสิ่งสำคัญในการวิเคราะห์โครงสร้างรับแรงด้านข้าง จากงานวิจัยในอดีตได้มีการเสนอแบบจำลองของกำแพงกออิฐไว้หลายแบบจำลอง (Crisafulli และคณะ 2000) ในงานวิจัยนี้ได้ใช้ Equivalent strut model [FEMA-273 1997] โดยกำแพงกออิฐในการศึกษานี้มีคุณสมบัติดังนี้

- กำลังรับแรงอัดของกำแพงกออิฐ 4.0 MPa
- โมดูลัสยืดหยุ่นของกำแพงกออิฐ 1.3 GPa

หลักการของ Equivalent strut นั้นกำแพงกออิฐจะถูกจำลองเป็นชิ้นส่วนรับแรงอัดในแนวทแยงมุมของกำแพงดังรูปที่ 6.2 โดยที่ความกว้างของชิ้นส่วนรับแรงอัดได้มีเสนอใน FEMA-273 (1997) กำแพงกออิฐที่ไม่มีการเสริมแรงอย่างเพียงพอจะมีโอกาสมากที่กำแพงจะวิบัติเนื่องจากหน่วยแรงเฉือนบริเวณรอยต่อก่อนการวิบัติเนื่องจากแรงอัดในแนวทแยง (Kiattavisanchai 2001) ในงานวิจัยนี้จึงได้สมมติให้กำลังของกำแพงกออิฐถูกควบคุมโดยหน่วยแรงเฉือนบริเวณรอยต่อ

ส่วนค่าความเหนียวและกำลังเหลือค้างได้อ้างอิงจาก ATC-40 (1996) ตารางที่ 6.3 แสดงคุณสมบัติของกำแพงกออิฐในชั้นต่างๆ ของอาคาร

ฐานรากของอาคารที่ทำการศึกษาก็คือเป็นฐานรากเสาเข็ม โดยใช้เสาเข็มหน้าตัดรูปตัวไอ ขนาด  $0.30 \times 0.30 \times 21.00$  m จำนวน 2 ต้น ลักษณะและคุณสมบัติของชั้นดินได้แสดงในรูปที่ 6.5 ดินในบริเวณที่ก่อสร้างอาคารเป็นดินอ่อน ดังนั้นเมื่ออาคารได้รับแรงทางด้านข้างจะเกิดการเคลื่อนตัวของฐานรากด้วย ซึ่งพฤติกรรมดังกล่าวต้องมีค่านิ่งถึงในการวิเคราะห์เพื่อให้ใกล้เคียงสภาพความเป็นจริง

ในงานวิจัยนี้ได้ใช้สปริงด้านข้างเพื่อแทนพฤติกรรมของฐานรากเสาเข็มที่รับแรงด้านข้าง โดยสติฟเนสของสปริงนั้นต้องทำการคำนวณจากค่าต่างๆ ตามลำดับดังนี้

1. สติฟเนสของดินตลอดความยาวเสาเข็มซึ่งแสดงโดย coefficient of horizontal subgrade reaction
2. สติฟเนสที่หัวเสาเข็มที่อยู่ในดิน ซึ่งคำนวณจากทฤษฎีคานบนฐานรากยึดหยุ่น
3. สติฟเนสรวมของเสาเข็มทุกต้นในของฐานรากเสาเข็มโดยใช้การรวมสติฟเนสโดยตรง

ได้มีผู้เสนอสมการในการคำนวณหา coefficient of horizontal subgrade reaction ไว้มากมาย 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 ( $\text{kg/cm}^2$ )

$k_H$  = coefficient of horizontal subgrade reaction ที่เทียบเท่ากับกรณีที่ทำทดสอบกดดินด้วยแผ่นเหล็กแข็งเส้นผ่านศูนย์กลาง 30 cm ซึ่งสามารถประมาณได้จากโมดูลัสของดิน

$B_H$  = ความกว้างของบริเวณที่รับแรง (cm)

ในการวิเคราะห์หาสติฟเนสที่หัวเสาเข็มที่อยู่ในดินได้ใช้ทฤษฎีคานบนฐานรากยึดหยุ่น โดยสมมติให้เสาเข็มถูกรองรับด้วยสปริงจำนวนอนันต์ที่มีสติฟเนสเท่ากับ coefficient of horizontal subgrade reaction โดยสปริงแต่ละตัวเป็นอิสระต่อกัน (รูปที่ 6.6) สามารถเขียนสมดุลของแรงได้ดังนี้

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

จากการแก้สมการ กรณีที่หัวเสาเข็มไม่มีการหมุน สติฟเนสที่หัวเสาเข็มจะมีค่าเท่ากับ  $4EI\beta^3$  ส่วนในกรณีที่หัวเสาเข็มหมุนได้อิสระ สติฟเนสที่หัวเสาเข็มจะมีค่าเท่ากับ  $2EI\beta^3$  โดยที่  $\beta = \sqrt[4]{k_H D / 4EI}$  จากการคำนวณข้างต้นจะได้ค่าสติฟเนสของสปริงด้านข้างตามที่แสดงในตารางที่ 6.4

### 6.1.3 ผลการวิเคราะห์

ในงานวิจัยได้วิเคราะห์กรณีต่างๆ จำนวน 4 กรณี ดังนี้

1. พิจารณารากเป็นแบบยึดแน่น และไม่พิจารณากำแพงก่ออิฐ
2. พิจารณารากเป็นแบบยึดแน่น และพิจารณากำแพงก่ออิฐ
3. พิจารณารากมีการเคลื่อนตัวโดยที่หัวเสาเข็มหมุนได้อิสระ และพิจารณากำแพงก่ออิฐ
4. พิจารณารากมีการเคลื่อนตัวโดยที่หัวเสาเข็มไม่มีการหมุน และพิจารณากำแพงก่ออิฐ

จากการวิเคราะห์ให้แรงผลักดันข้างเป็นสามเหลี่ยมหัวกลับจนกระทั่งโครงสร้างสูญเสียกำลังรับแรงด้านข้าง ในกรณีที่ 1 พบว่าโครงสร้างเกิดการวิบัติที่เสาของชั้น 5 ซึ่งรับชั้นหลังคา ดังรูปที่ 6.7 จากการเปรียบเทียบกำลังรับแรงดัดที่จุดครากของเสาชั้น 5 กับเสาชั้น 4 และคาน พบว่า กำลังรับแรงดัดที่จุดครากของเสาชั้น 5 ต่ำกว่ากำลังรับแรงดัดที่จุดครากของเสาชั้น 4 และคานมาก รูปที่ 6.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคา ซึ่งจะเห็นว่าแรงเฉือนตกลงอย่างกะทันหันเมื่อเสาชั้น 5 สูญเสียกำลังรับแรง โดยที่แรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักเท่ากับ 0.08 ที่ระยะเคลื่อนตัวของหลังคาประมาณ 8 cm จะเห็นได้ว่าการลดขนาดหน้าตัดของเสาในอาคารชั้นบนๆ เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่ลดลงนั้นอาจทำให้เกิดการวิบัติที่เสา เพราะกำลังรับแรงดัดของเสาดำกว่ากำลังของคาน

ในกรณีที่ 2 ซึ่งพิจารณากำแพงก่ออิฐพบว่าการวิบัติขึ้นที่คานรับพื้นชั้น 2 ในฝั่งที่รับโมเมนต์ลบ (รูปที่ 6.9) ที่เป็นเช่นนี้เพราะอาคารนี้ไม่ได้ออกแบบรับแรงกระทำด้านข้างซึ่งจะเพิ่มโมเมนต์ลบในคาน และเมื่อกำลังรับโมเมนต์ลบไม่เพียงพอที่จะทำให้การวิบัติขึ้น รูปที่ 6.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคาโดยเปรียบเทียบระหว่างกรณีที่ 1 และ 2 จากกราฟจะเห็นว่าเมื่อพิจารณากำแพงทำให้สติฟเนสเพิ่มขึ้นประมาณ 100 % โดยคาบธรรมชาติในโหมดที่ 1 ลดลงจาก 1.17 วินาที ในกรณีที่ 1 ไม่พิจารณากำแพงก่ออิฐ เป็น 0.85 วินาที ในกรณีที่พิจารณากำแพงก่ออิฐ และด้วยเหตุที่รูปแบบการวิบัติเปลี่ยนไป กำลังและความเหนียวของโครงสร้างก็เปลี่ยนแปลงตาม โดยที่แรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักทั้งหมดเพิ่มขึ้นเป็น 0.2 และมีความเหนียวเพิ่มขึ้น

ในกรณีที่คิดการเคลื่อนตัวของฐานราก (กรณีที่ 3 และ 4) พบว่าเกิดการวิบัติที่หัวเสาชั้นที่ 3 ดังแสดงในรูปที่ 6.11 เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคา (รูปที่ 6.12) ซึ่งเปรียบเทียบกรณีที่ฐานรากเป็นแบบยึดแน่น (กรณีที่ 2) แบบที่มีการเคลื่อนตัวโดยที่หัวเสาเข็มหมุนได้อิสระ (กรณีที่ 3) และแบบที่มีการเคลื่อนตัวโดยที่หัวเสาเข็มไม่มีการหมุน (กรณีที่ 4) พบว่าในอาคารที่ทำการศึกษา สดิฟเนสของฐานรากมีผลต่อสดิฟเนสเริ่มต้นของโครงสร้างเพียงเล็กน้อย โดยกรณีที่ 3 ทำให้สดิฟเนสเริ่มต้นของโครงสร้างต่ำที่สุด กำลังรับแรงด้านข้างมีการเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยสำหรับแบบจำลองฐานรากที่ต่างกัน ในอาคารที่ทำการศึกษานี้พบว่าความเหนียวมีความไวต่อสดิฟเนสของฐานรากค่อนข้างมาก โครงสร้างที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นอยู่หลายตำแหน่ง การเปลี่ยนแปลงของบางพารามิเตอร์จะส่งผลกระทบต่อลำดับความเสียหายและการวิบัติขององค์อาคารในโครงสร้าง ซึ่งจะส่งผลต่อกำลังและความเหนียว ฉะนั้นการจำลองโครงสร้างให้ใกล้เคียงสภาพความเป็นจริงเป็นสิ่งสำคัญ รวมทั้งควรพิจารณาความไวของกำลังและความเหนียวต่อพารามิเตอร์ขององค์อาคารด้วย

## 6.2 การศึกษาสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารเรียน 20 ชั้น

การวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาศมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารเรียน 20 ชั้น อาคารที่ศึกษาเป็นโครงสร้างข้อแข็งผสมกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก มีความสูงจากฐานรากถึงชั้นดาดฟ้าเท่ากับ 99.6 เมตร จากแปลนพื้นอาคารมีความยาว 60.8 เมตร กว้าง 38 เมตร ในการศึกษาได้ประเมินสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างข้อแข็ง 1 โครง ซึ่งมีโครงสร้างใกล้เคียงกับโครงอื่นๆ คานรองรับพื้นมีขนาด 0.25 m x 1.00 m ส่วนเสามีขนาดใหญ่ที่สุดเท่ากับ 1.20 m x 1.20 m ในชั้นล่าง และมีขนาดเล็กที่สุดเท่ากับ 0.80 m x 0.80 m ในชั้นบนสุด

### 6.2.1 น้ำหนักบรรทุกและคุณสมบัติพื้นฐานของวัสดุ

อาคารนี้ได้รับการออกแบบให้ต้านทานน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วงและแรงลมโดยไม่ได้คำนึงถึงผลกระทบจากแผ่นดินไหว ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะประเมินความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารนี้ ข้อกำหนดทั่วไปในการออกแบบอาคารและคุณสมบัติของวัสดุสามารถสรุปได้ดังนี้

- น้ำหนักบรรทุกจรของหลังคา	3000 N/m <sup>2</sup>
- น้ำหนักบรรทุกจรของพื้น	5000 N/m <sup>2</sup>
- กำลังอัดของคอนกรีต	30 MPa
- กำลังครากชั้นต่ำของเหล็กเสริมกลม	400 MPa

ในการวิเคราะห์ได้คำนึงถึงน้ำหนักบรรทุกจรที่อาจเกิดขึ้นขณะเกิดแผ่นดินไหวโดยมีค่าเท่ากับ 45% ของน้ำหนักบรรทุกจรในการออกแบบ และคำนึงถึงการที่ค่าแรงกระทำจริงของเหล็กเสริมสูงกว่าค่าแรงครากขั้นต่ำโดยได้เพิ่มค่าแรงกระทำจริงของเหล็กเสริมอีก 15% (Kiattivisanchai 2001) ตารางที่ 6.5 แสดงแรงที่กระทำกับเสาต้นใน

ในการวิเคราะห์ได้ปรับขนาดของกำแพงรับแรงเฉือนให้มีคาบการสั่นในโหมดแรกใกล้เคียงกับอาคารโดยทั่วไป โดยคาบการสั่นในโหมดแรกคำนวณจากสมการที่เสนอโดย ชาคร เพ็ชรเจริญ และ เป็นหนึ่ง วานิชชัย (2002)

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

โดยที่ H คือความสูงของอาคารมีหน่วยเป็นเมตร จากสมการคาบการสั่นในโหมดแรกของอาคารนี้เท่ากับ 1.9 วินาที ในการวิจัยนี้ใช้ได้ใช้โปรแกรม SAP2000 ในการวิเคราะห์เชิงตัวเลขรูปที่ 6.13 แสดงแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์เพื่อประเมินสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวด้วยวิธีให้แรงผลักดันข้าง โดยการจำลองพฤติกรรมของชิ้นส่วนต่างๆ เป็นสิ่งสำคัญเพื่อให้ทำนายพฤติกรรมได้ใกล้เคียงความจริง

### 6.2.2 ผลการวิเคราะห์

จากการวิเคราะห์ให้แรงผลักดันข้างเป็นสามเหลี่ยมหัวกลับจนกระทั่งโครงสร้างสูญเสียกำลังรับแรงด้านข้าง พบว่าโครงสร้างเกิดการวิบัติที่ปลายคานของชั้นที่ 11-14 ดังรูปที่ 6.14 โดยที่ยังไม่เกิดความเสียหายที่เสาทั้งนี้เพราะกำลังรับแรงดัดครากของเสาสูงกว่าของคาน รูปที่ 6.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคาซึ่งจะเห็นว่าแรงเฉือนตกลงอย่างกระทันหันเมื่อคานสูญเสียกำลังรับแรง โดยค่าแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักทั้งหมดมีค่าสูงสุดประมาณ 0.24

.

.

ตารางที่ 6.1 กำลังรับแรงดัดและแรงเฉือนของเสา

Column	Axial Load (kN)	Width (m)	Depth (m)	Longitudinal steel (%)	My *	$\theta_y$ **	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

\*\*  $\theta_y$  = 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)
				My * (kN-m)	$\theta_y$ ** (rad)	My * (kN-m)	$\theta_y$ ** (rad)		
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**

\* My = Yielding moment

\*\*  $\theta_y$  = Yielding rotation



ตารางที่ 6.3 คุณสมบัติของกำแพงกออิฐ

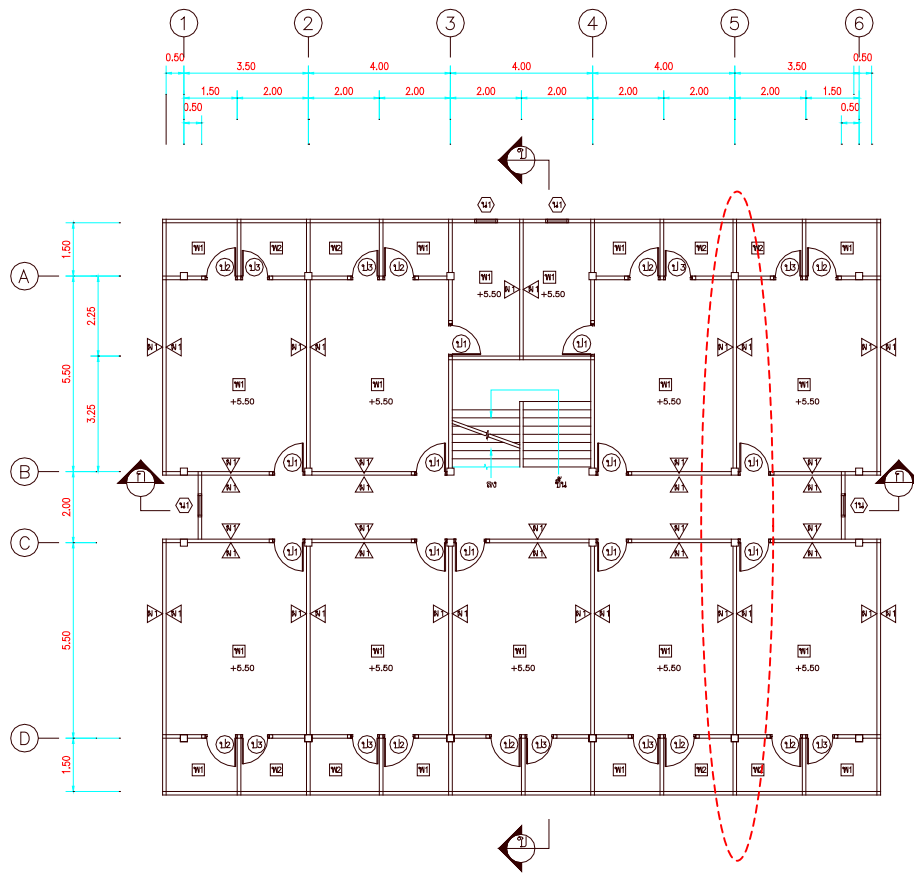
Wall	Length (m)	Height (m)	Strength (kN)	Yielding displacement (m)
W1	5.25	2.55	80.17	0.0084
W2	5.25	2.50	79.37	0.0083
W3	5.20	2.50	78.99	0.0078
W4	5.10	2.50	78.25	0.0070
W5	5.00	3.00	86.63	0.0075

ตารางที่ 6.4 สติฟเนสของสปริงด้านข้าง

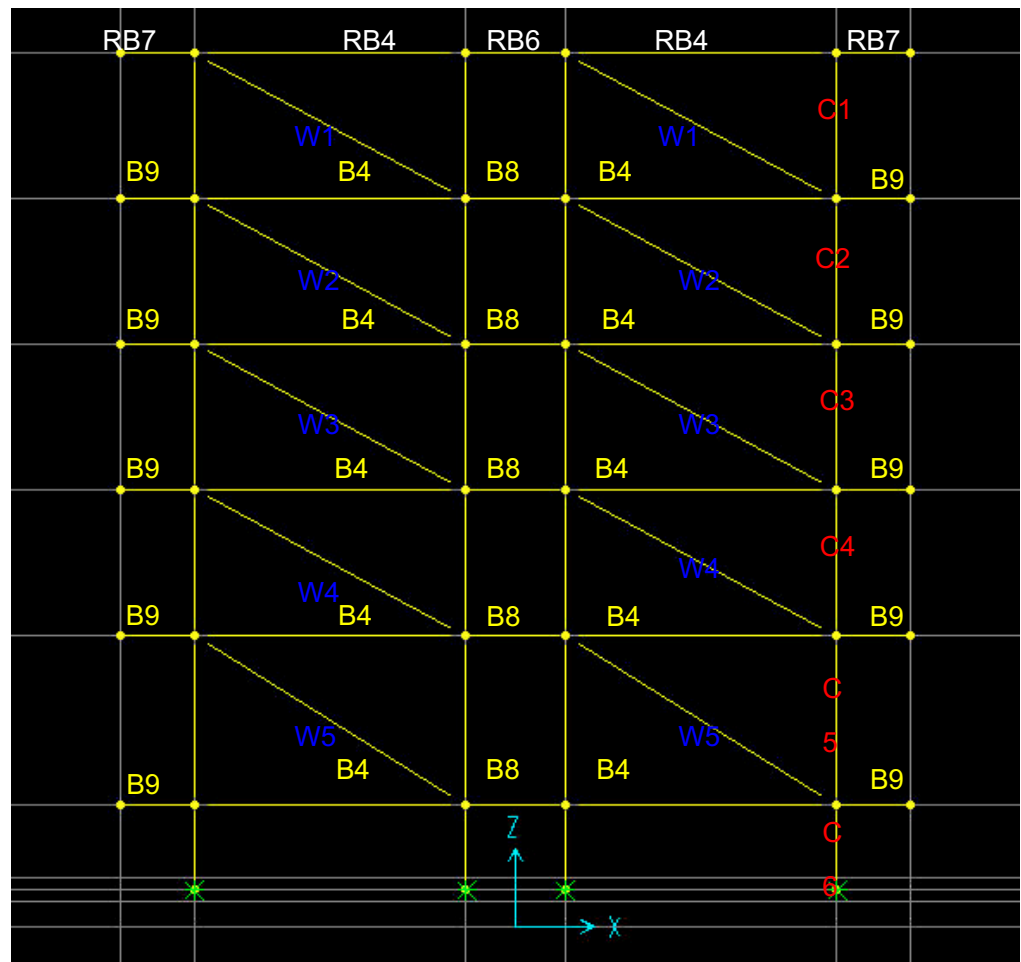
Condition of pile head	Lateral stiffness of pile foundation (kN/m)
<i>Fixed top</i>	$4.94 \times 10^4$
<i>Free top</i>	$2.47 \times 10^4$

ตารางที่ 6.5 แรงที่กระทำกับเสาต้นใน

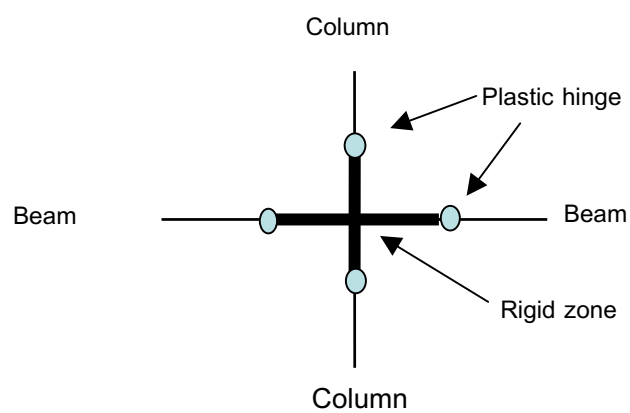
Floor	Height (m)	Column width (m)	Column depth (m)	Floor Load (T)	Wall (T)	Dead Load DL (T)	Live Load (T)	Likely Live Load LLL (T)	DL+LLL (T)
20	4.7	0.80	1.00	19.70	0.00	28.72	8.66	3.90	32.62
19	4.7	0.80	1.00	19.70	6.20	34.92	14.44	6.50	41.42
18	4.7	0.80	1.00	19.70	6.20	34.92	14.44	6.50	41.42
17	4.7	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



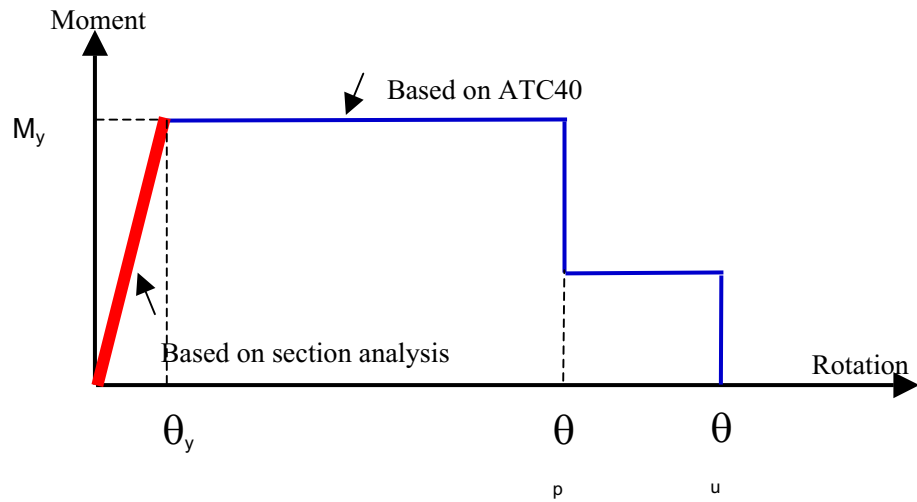
รูปที่ 6.1 แปลนพื้น



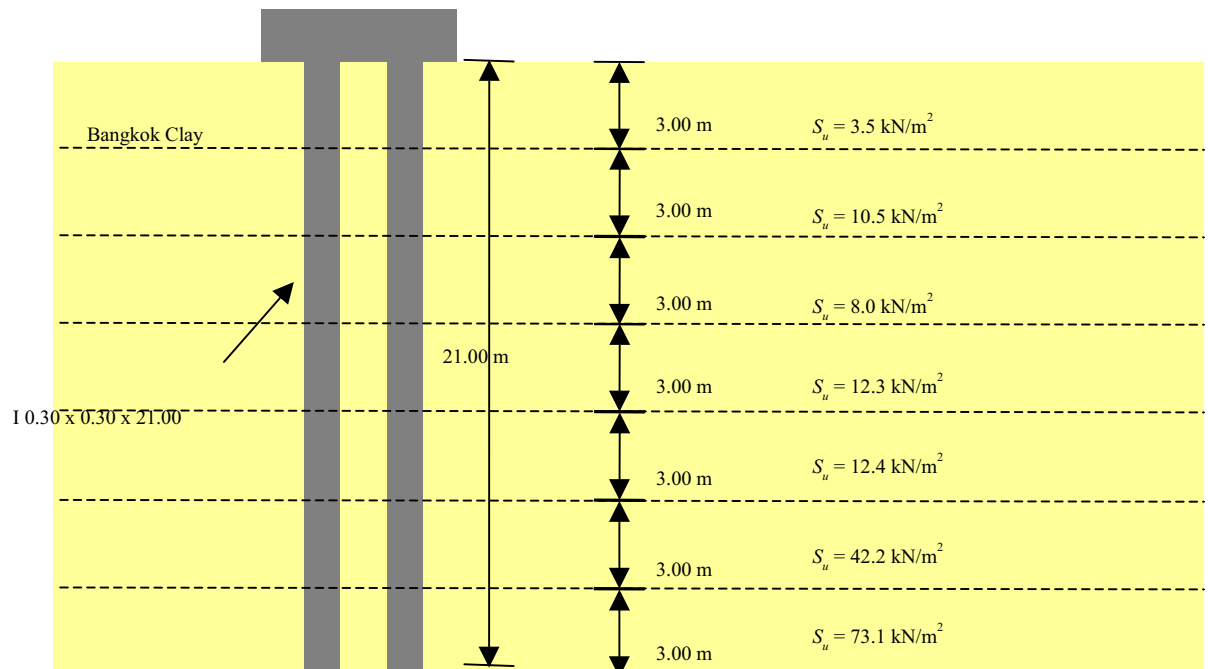
รูปที่ 6.2 แบบจำลองในการวิเคราะห์



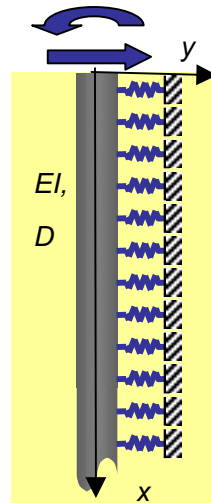
รูปที่ 6.3 แบบจำลองของข้อต่อ



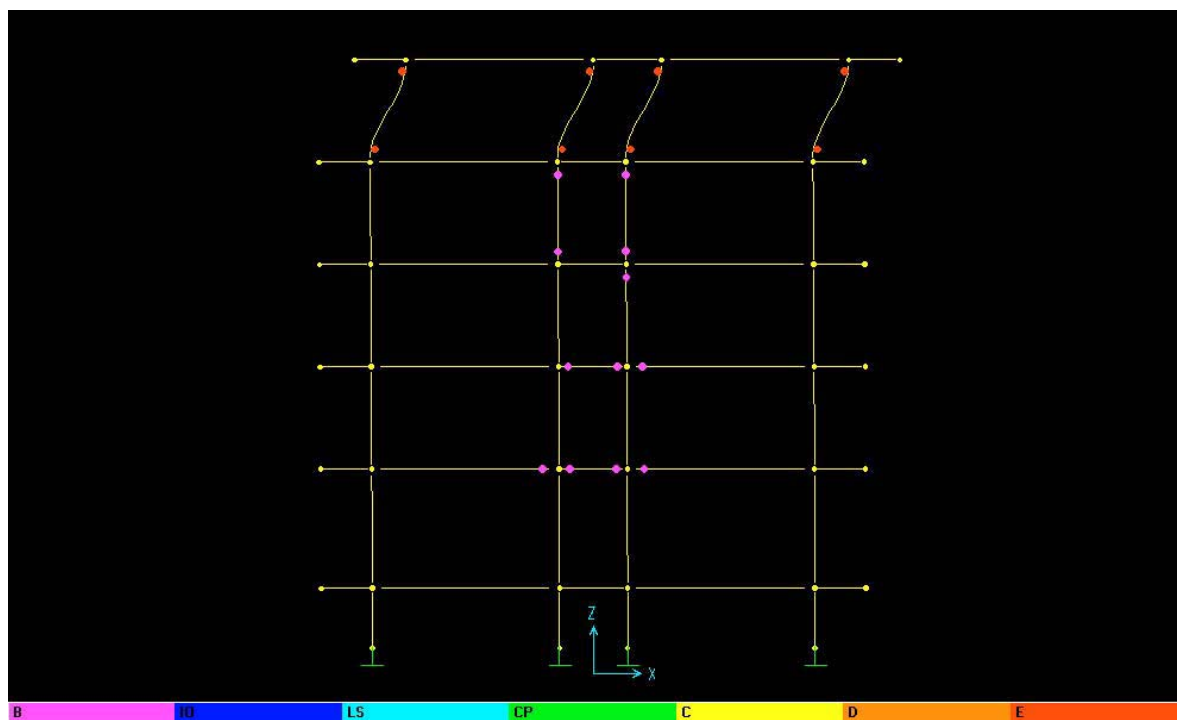
รูปที่ 6.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดและมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติก



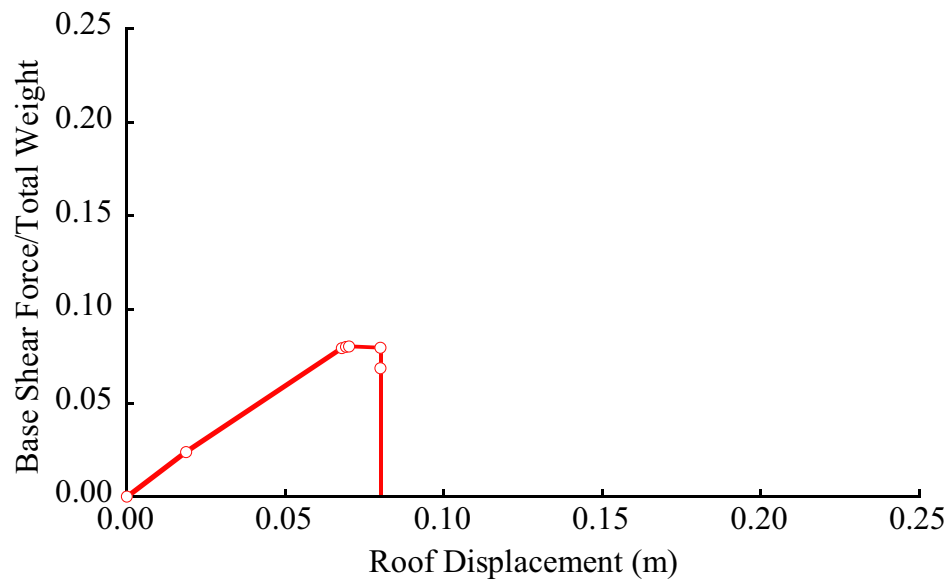
รูปที่ 6.5 ชั้นดินที่ทำการศึกษา



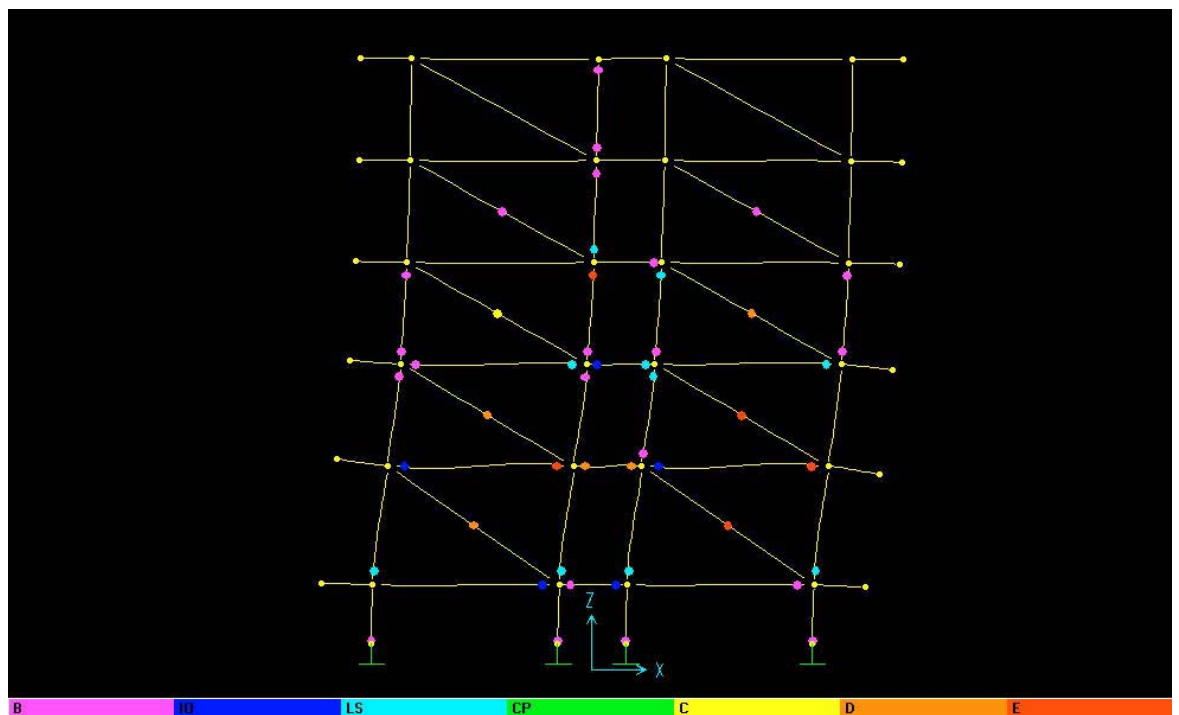
รูปที่ 6.6 แบบจำลองคานบนฐานรากยึดหย่อน



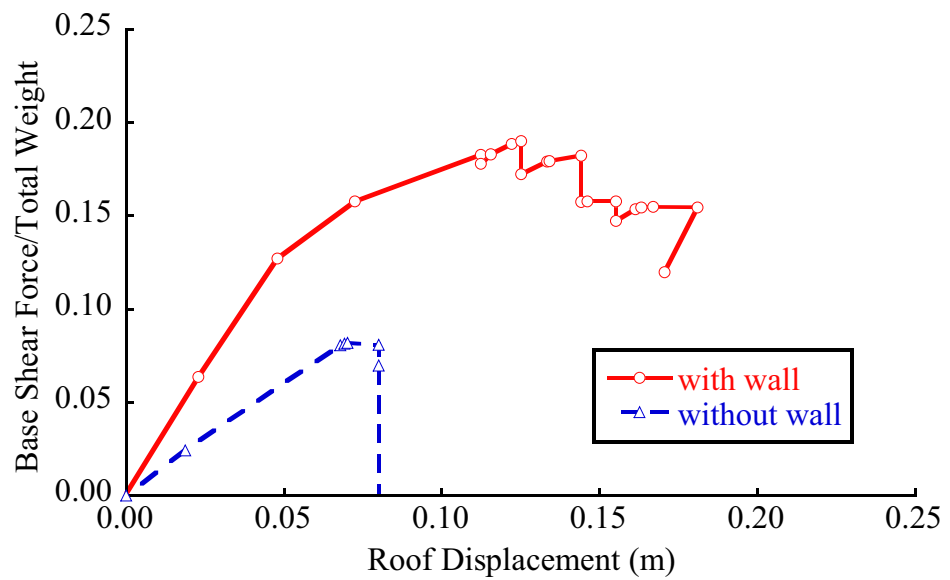
รูปที่ 6.7 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของโครงสร้าง (กรณีที่ 1)



รูปที่ 6.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคา (กรณีที่ 1)

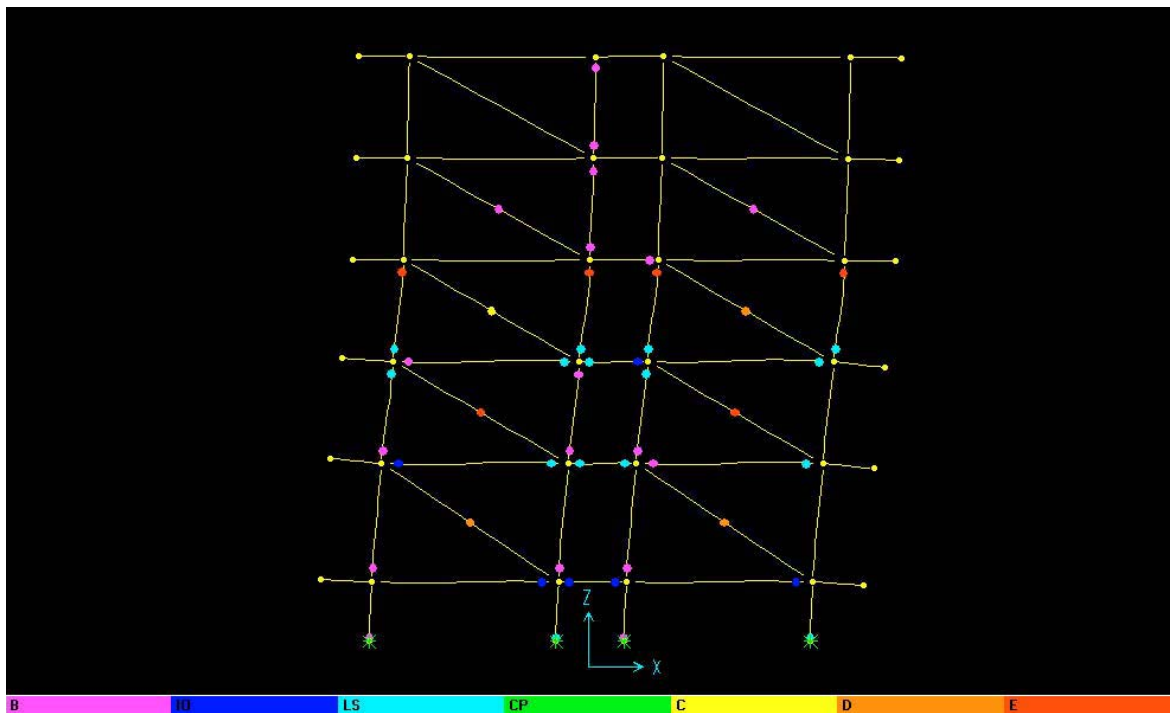


รูปที่ 6.9 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของโครงสร้าง (กรณีที่ 2)

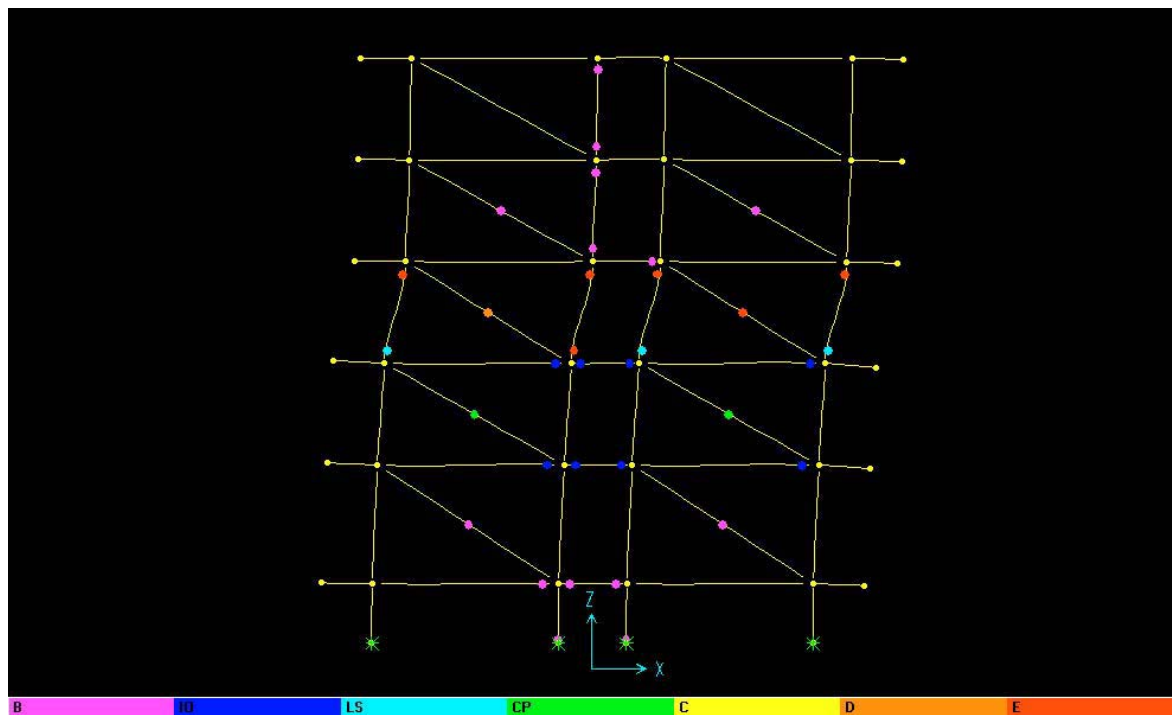


รูปที่ 6.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคา  
(กรณี 1 และ 2)



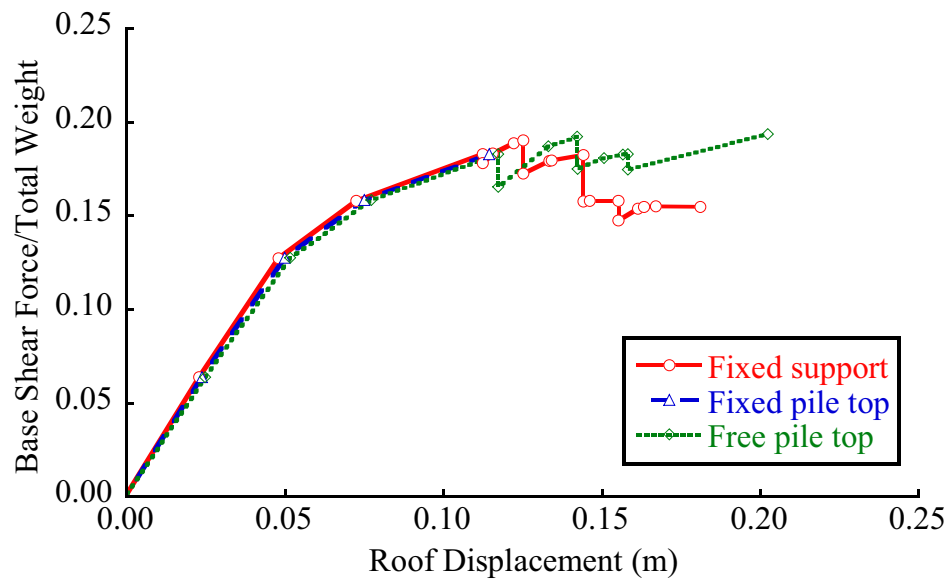


(ก) กรณีที่ 3

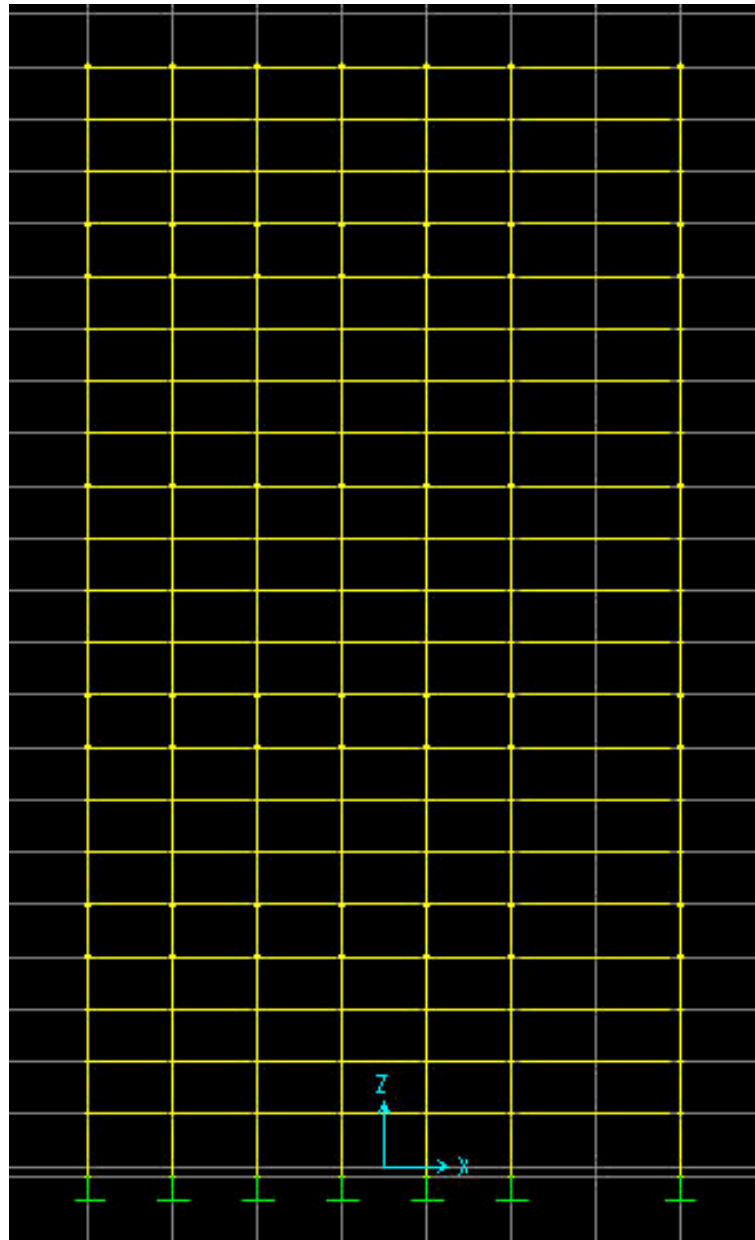


(ข) กรณีที่ 4

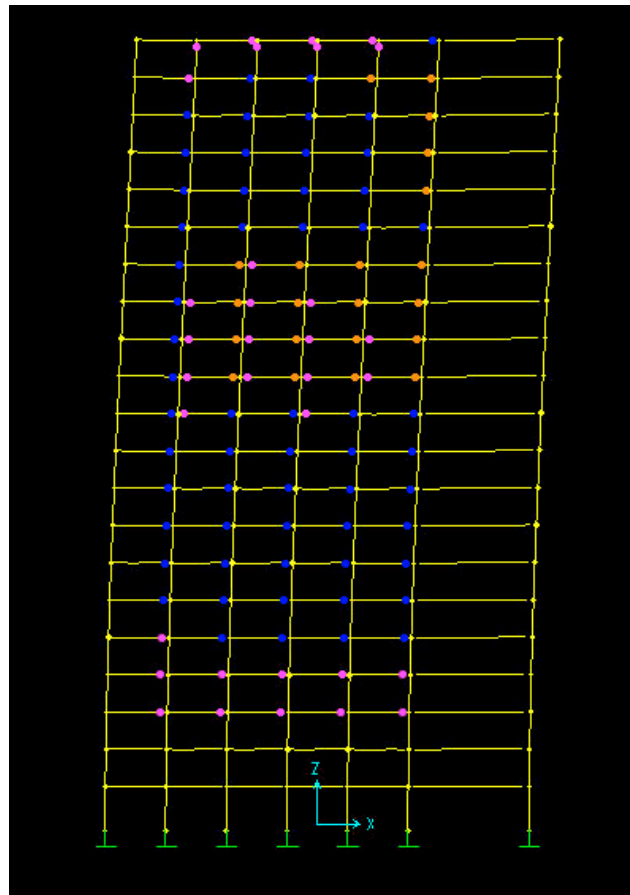
รูปที่ 6.11 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของโครงสร้าง (กรณีที่ 3 และกรณีที่ 4)



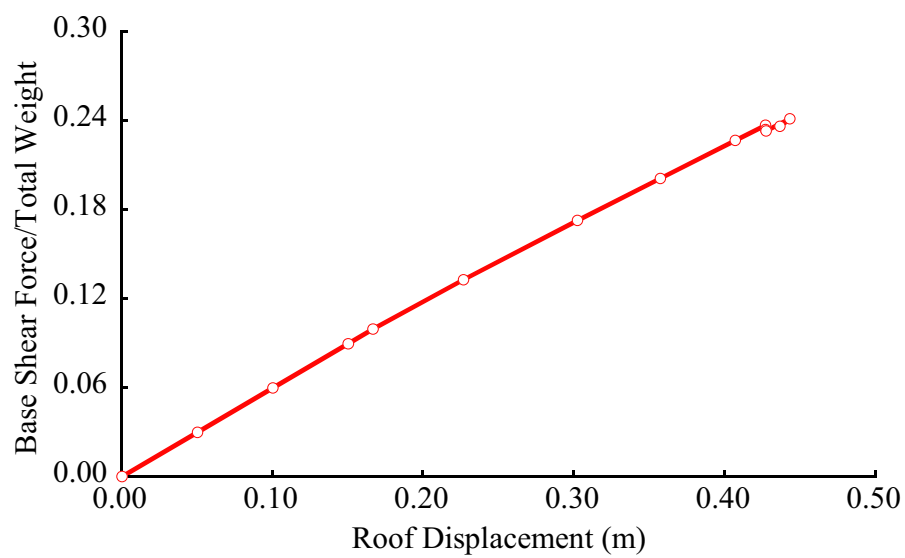
รูปที่ 6.12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคา (กรณีที่ 2 3 และ 4)



รูปที่ 6.13แบบจำลองในการวิเคราะห์



รูปที่ 6.14 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของโครงสร้าง



รูปที่ 6.15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักทั้งหมดกับระยะเคลื่อนตัวของหลังคา

## บทที่ 7

### ตัวอย่างการคำนวณและผลการวิจัยอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ชนิดพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน

อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คาน 2 อาคารตัวอย่าง (Tam 2003; ญัฐวุฒิ 2546) ซึ่งมีที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานคร โดยทั้ง 2 อาคารดังกล่าวได้พิจารณาถึงกำลังและสทิพเนสของโครงสร้างในการรับแรงกระทำทางด้านข้างซึ่งเป็นแรงอันเนื่องมาจากแผ่นดินไหว และได้ศึกษาถึงปัจจัยสำคัญในการต้านแรงกระทำทางด้านข้างเช่น กำแพงอิฐก่อ ฐานราก ผนังแรงเฉือน และความแข็งแรงบริเวณหัวเสา เป็นต้น

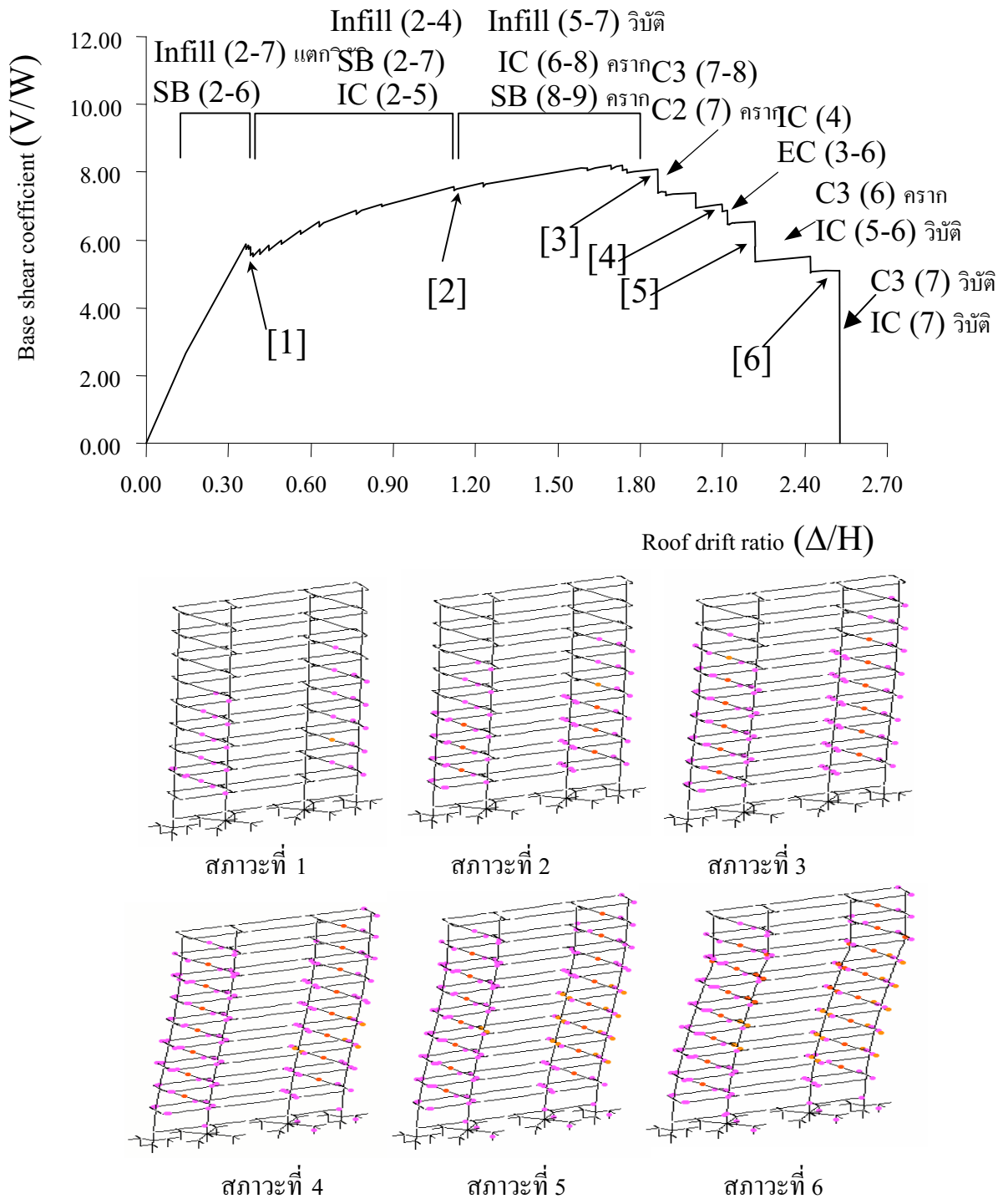
#### 7.1 ตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คานสูง 9 ชั้น

โดยอาคารตัวอย่างที่ 1 ที่ใช้ในการศึกษาเป็นอาคารประเภทที่พักอาศัยจำนวน 9 ชั้น สูง 23.4 เมตร โดยมีความสูงในแต่ละชั้นเท่ากับ 2.6 เมตร มีกำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ 28 วัน ( $f'_c$ ) ในส่วนของเสา, คาน และฐานราก มีค่าเท่ากับ 235 กก./ชม.<sup>2</sup> และในส่วนของพื้นมีค่าเท่ากับ 320 กก./ชม.<sup>2</sup> โดยจะใช้เหล็กเกรดคุณภาพ SD24 และ SD40 ซึ่งให้ค่ากำลังในสภาวะครากเท่ากับ 3410 กก./ชม.<sup>2</sup> และเหล็กเสริมอัดแรงใช้ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 12.7 มิลลิเมตร มีกำลังรับแรงดึงในสภาวะประลัยเท่ากับ 18,200 กก./ชม.<sup>2</sup> ผนังกันระหว่างห้องเป็นผนังอิฐก่อมีค่ากำลังประลัยประมาณ 40 กก./ชม.<sup>2</sup> และโมดูลัสยืดหยุ่นของผนังมีค่า 13,000 กก./ชม.<sup>2</sup>

##### 7.1.1 พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คาน

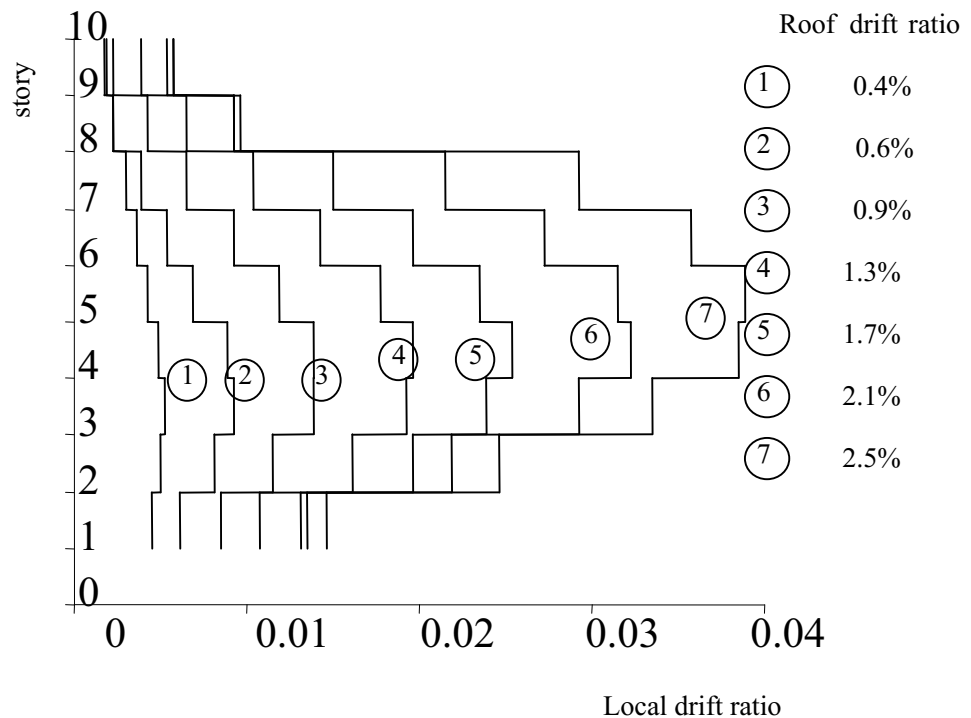
จากการศึกษาความสามารถในการต้านแรงแผ่นดินไหวที่พิจารณาถึงองค์ประกอบทุกๆ ส่วนของอาคารเช่น ระบบของฐานราก, กำแพงอิฐก่อ, การแตกร้าวของตัวอาคาร เป็นต้น โดยลักษณะการวิบัติของโครงสร้างโดยรวมจะเริ่มจากการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในช่วงอิลาสติก โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้าง (base shear) กับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของยอดอาคาร (roof displacement) เป็นเส้นตรง และเมื่อโครงสร้างได้รับแรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวอย่างต่อเนื่องจนเกินช่วงอิลาสติก มีผลให้เกิดการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อและพื้นคาน ตั้งแต่ชั้นที่ 2 ถึงชั้นที่ 7 ซึ่งจะทำให้ความสามารถด้านทานแรงทางด้านข้างของโครงสร้างลดลงเพียงเล็กน้อยเป็นลักษณะพื้นเลื้อย และจากนั้นเกิดการครากของพื้นคาน ตั้งแต่ชั้นที่ 2 ถึงชั้นที่ 6 และการวิบัติทั้งหมดของกำแพงอิฐก่อ หลังจากนั้นจะเกิดการการครากของจุดต่อภายใน ตั้งแต่ชั้นที่ 2 ถึงชั้นที่ 8 ดังนั้นกำลังของโครงสร้างจะลดลง และสุดท้ายจะเกิดการวิบัติที่จุดต่อของพื้น

เสาที่ชั้นที่ 4 ถึงชั้นที่ 7 ซึ่งการวิบัติในลักษณะนี้เรียกว่าการวิบัติแบบแรงเฉือนเจาะทะลุ (punching failures) ทั้งจุดต่อภายนอกและจุดต่อภายใน และสุดท้ายกำลังของโครงสร้างจะตกลงอย่างรวดเร็วเมื่อเกิดการวิบัติของเสาในชั้นที่ 7 ดังแสดงในรูปที่ 7.1



รูปที่ 7.1 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารประเภทแผ่นพื้นไร้คาน  
ที่ใช้ในการศึกษา

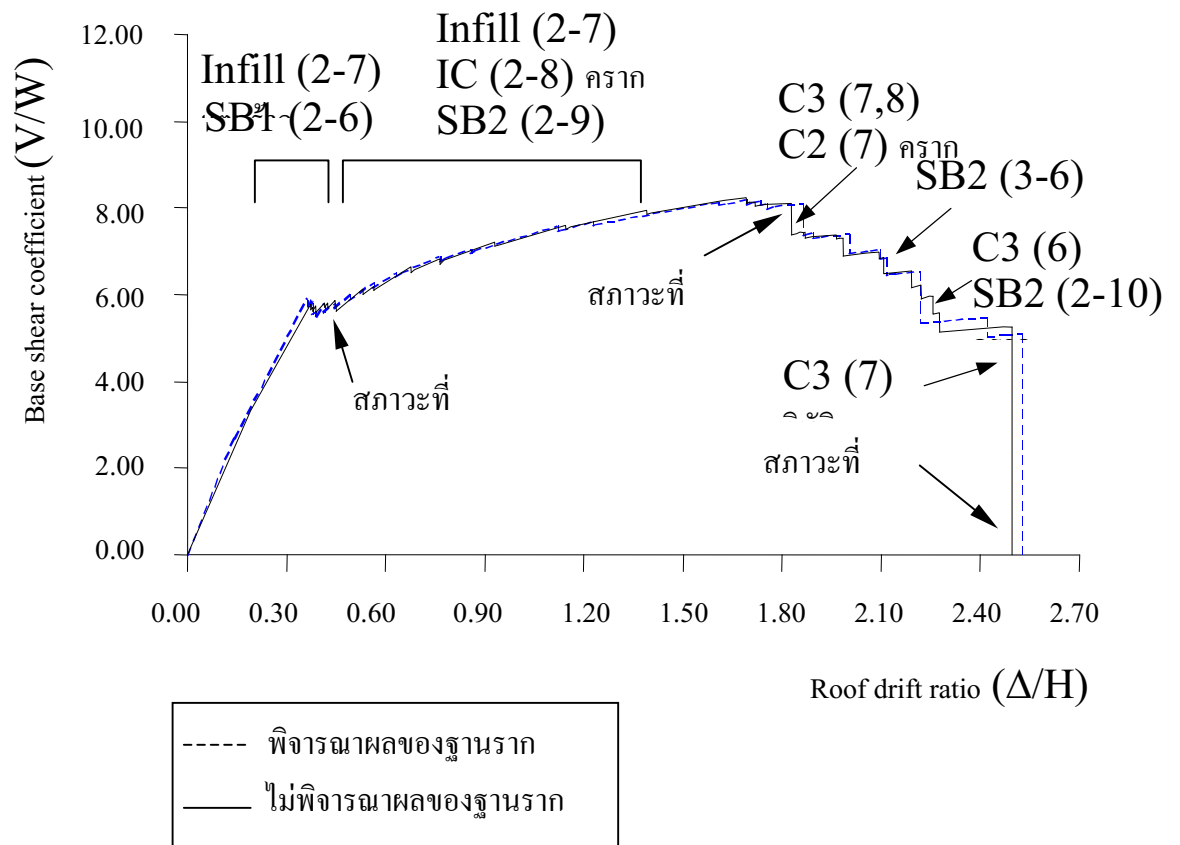
และจากพฤติกรรมในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารดังกล่าวสามารถแสดงผลให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ของ local drift profiles ในแต่ละชั้นของอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 7.2 โดยการครากของโครงสร้างจะเกิดขึ้นในสถานะแรกนี้ประมาณ 0.4% ของ roof drift และโครงสร้างจะเกิดการวิบัติที่ประมาณ 2.5% ของ roof drift โดยโครงสร้างดังกล่าวจะเกิดการเสียรูปอย่างมากที่ตำแหน่งของชั้นที่ 3-7 และวิบัติที่ชั้นที่ 7 ซึ่งจากพฤติกรรมการเสียรูปดังกล่าวนี้จะสอดคล้องกับความสัมพันธ์ของ local drift ที่ได้



รูปที่ 7.2 Local drift profiles ของโครงสร้างในแต่ละระดับของ Roof drift ratio

### 7.1.2 ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

ผลของแบบจำลองของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง โดยพิจารณาจากแบบจำลองอาคารมีฐานรากเป็นแบบยึดแน่น (fix support) เพื่อที่จะไม่คำนึงถึงผลจากฐานรากของตัวอาคาร และพิจารณาแบบจำลองฐานรากร่วมกับเสาเข็ม พบว่าพฤติกรรมของแบบจำลองทั้งสองกรณีนี้มีความแตกต่างกันน้อยมาก และพฤติกรรมการเสียรูปก็มีลักษณะที่ใกล้เคียงกัน ซึ่งผลดังกล่าวนี้สามารถแสดงได้ว่าฐานรากในอาคารตัวอย่างมีเสถียรภาพอย่างมาก ดังนั้นฐานรากจึงไม่มีผลต่อกำลังในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 7.3

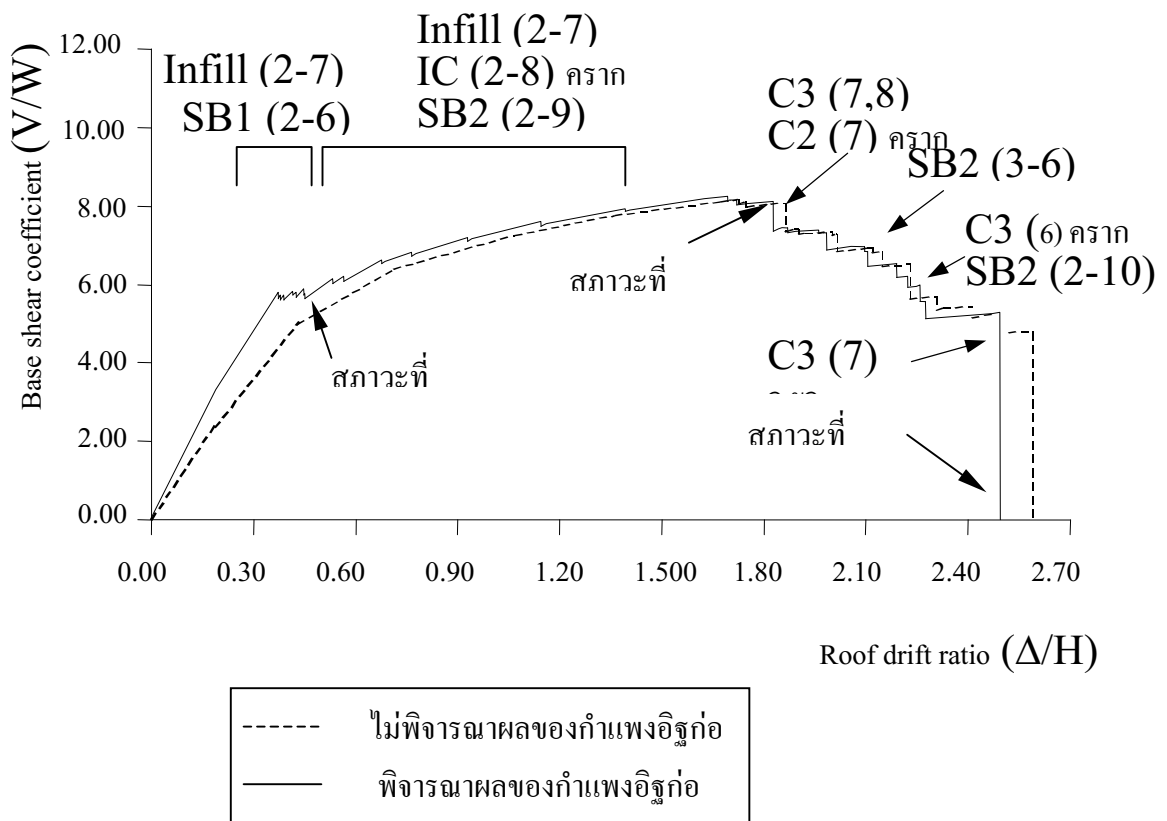


รูปที่ 7.3 ผลของฐานรากที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

### 7.1.3 ผลของกำแพงอิฐก่อที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

ผลของกำแพงอิฐก่อที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง โดยใช้แบบจำลองโครงข้อแข็ง (bare frame) และค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (equivalent diagonal compressive strut) เพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ พบว่ากำแพงอิฐก่อที่มีลักษณะเป็นค้ำยันจะช่วยเพิ่มความแข็งแรง (stiffness) ให้กับโครงสร้างในช่วงก่อนเกิดการวิบัติของกำแพงอิฐก่อ แต่กำแพงอิฐก่อมิได้ช่วยเพิ่มกำลัง (strength) สูงสุดให้กับโครงสร้างเนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่มีความแข็งแรงไม่มากนักเมื่อเทียบกับคานและเสา ดังนั้นกำแพงอิฐก่อจะเกิดการวิบัติก่อนและโครงอาคารจะเกิดการเปลี่ยนรูปจนถึงระดับความต้านทานสูงสุดเป็นผลให้ความสามารถต้านทานแรงด้านข้างลดลงมีลักษณะคล้ายฟันเลื่อย ดังแสดงในรูปที่ 7.4 และเมื่อกำแพงอิฐก่อส่วนใหญ่วิบัติแล้วมีผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวและรูปแบบการวิบัติของโครงสร้างมีลักษณะเดียวกับกรณีที่ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ





รูปที่ 7.4 ผลของการเพิ่มกำแพงอิฐก่อที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

## 7.2 ตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คานสูง 30 ชั้น

โดยอาคารตัวอย่างที่ 2 ที่ใช้ในการศึกษาเป็นอาคารประเภทสำนักงานจำนวน 30 ชั้น สูง 95.25 เมตร โดยมีความสูงในแต่ละชั้นเท่ากับ 2.6 เมตร มีกำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ 28 วัน ( $f'_c$ ) ในส่วนของเสา, คาน, พื้น และฐานราก มีค่าเท่ากับ 240 กก./ซม.<sup>2</sup> โดยจะใช้เหล็กเกรดคุณภาพ SR24 และ SD40 ซึ่งให้ค่ากำลังในสถานะครากเท่ากับ 3480 กก./ซม.<sup>2</sup> และ 4600 กก./ซม.<sup>2</sup> ตามลำดับ และเหล็กเสริมอัดแรงใช้ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 12.7 มิลลิเมตร มีกำลังรับแรงดึงในสถานะประลัยเท่ากับ 18,200 กก./ซม.<sup>2</sup> โดยชั้น 4 ถึงชั้นที่ 13 เป็นลานจอดรถ

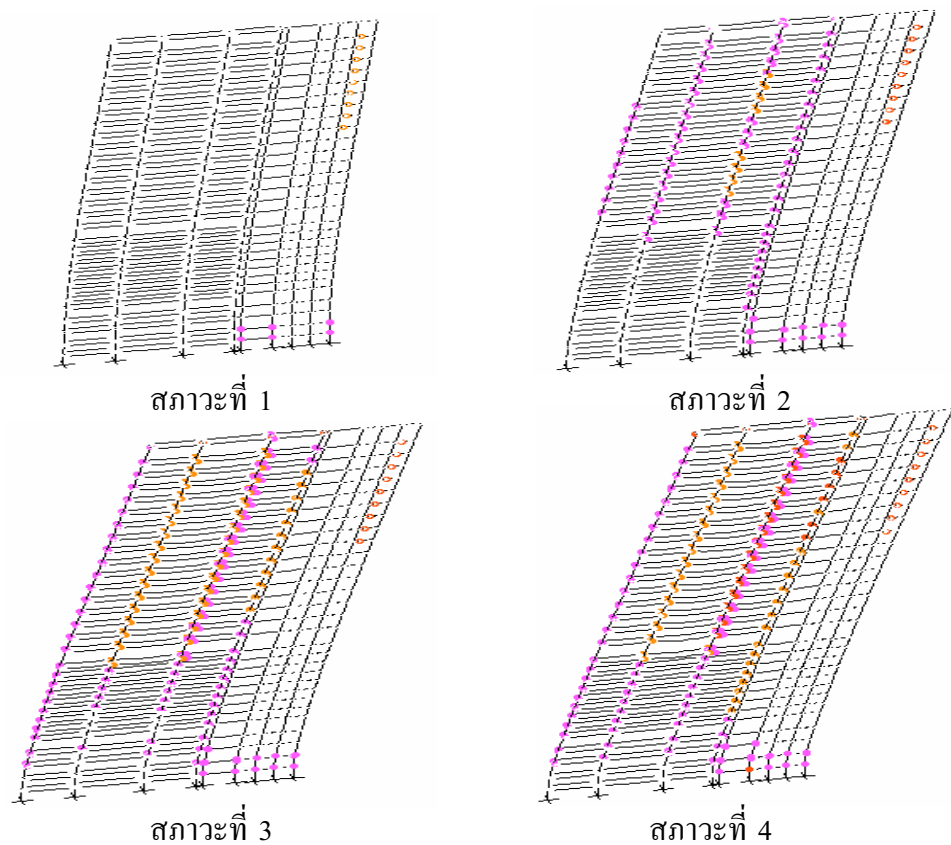
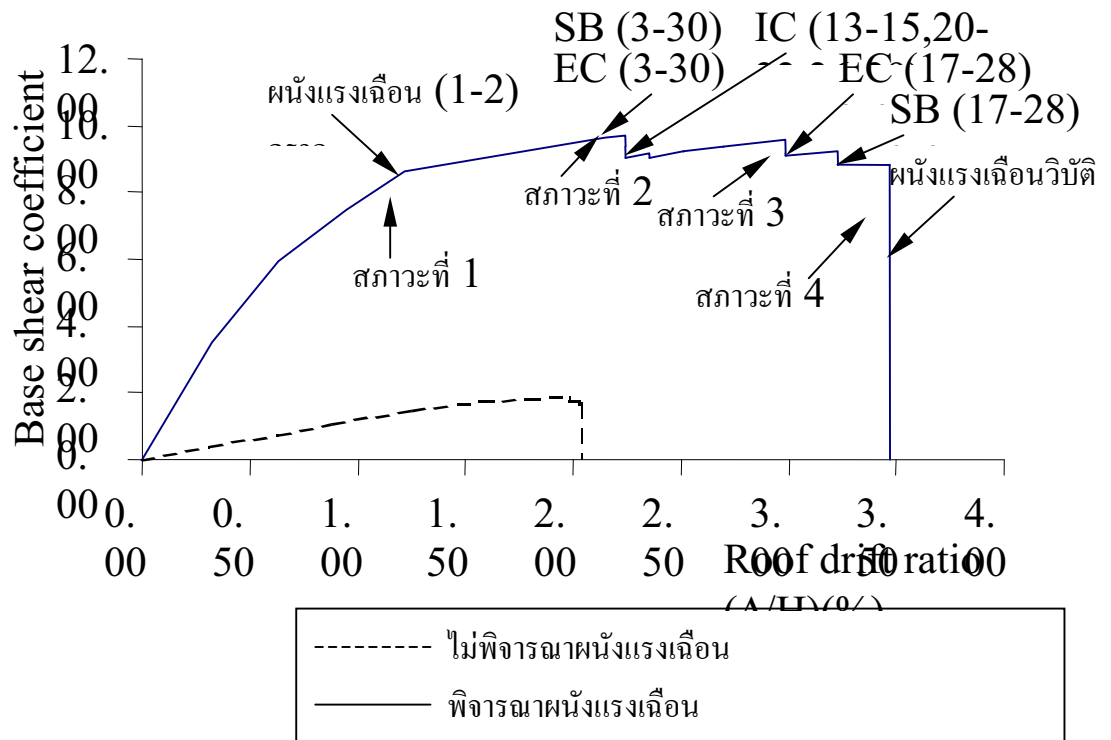
ในส่วนฐานรากของอาคารในตัวอย่างที่ 2 ที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นฐานรากแผ่ (Mat foundations) ตลอดทั้งตัวอาคาร โดยมีขนาดความหนาของฐานรากเท่ากับ 3 เมตร วางอยู่บนเสาเข็มทั้งหมด 74 ต้น แต่ละต้นเป็นเสาเข็มเจาะมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 1.5 เมตรลึก 60 เมตร รับน้ำหนักในสถานะประลัย 900 ตันต่อต้น ซึ่งลักษณะฐานรากดังกล่าวชี้ให้เห็นว่าฐานรากมีความแข็งแรงมากมีผลต่อแรงกระทำทางด้านข้างน้อย และจากผลการศึกษาการตรวจวัดทางพลศาสตร์ของอาคารทุกๆ ไประบุว่า ในส่วนของอาคารที่มีขนาดความสูงมากการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของฐานรากมีขนาดน้อยเมื่อเทียบกับอาคารที่มีขนาดความสูงในระดับปานกลางหรืออาคารในระดับตึก

ดังนั้นในแบบจำลองของอาคารในตัวอย่างที่ 2 นี้ได้ใช้สมมติฐานให้ฐานรากเป็นแบบยึดแน่น(Fix supports) ตลอดทั้งตัวอาคารเพื่อใช้ในการศึกษาดังกล่าวนี้ในการศึกษาดังกล่าวนี้

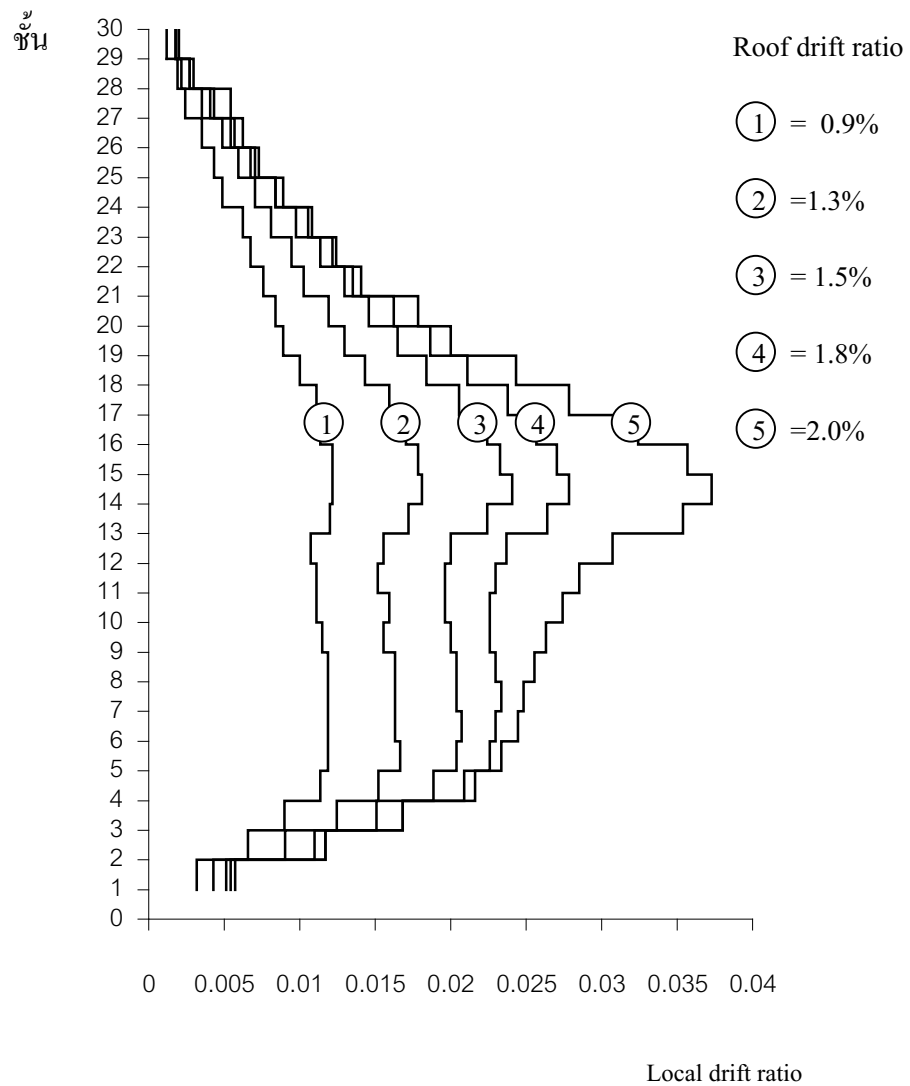
### 7.2.1 พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คาน

และจากการศึกษาความสามารถในการต้านแรงแผ่นดินไหวที่พิจารณาถึงองค์ประกอบของอาคารเช่น การแตกร้าวของตัวอาคาร พังแรงเฉือนเป็นต้น พังแรงเฉือนที่เพิ่มในโครงสร้างนั้นพิจารณาจากปล่องลิฟต์ และกำแพงรับแรงที่อยู่ทางด้านข้างของตัวอาคารเอง และพิจารณาทำการจำลองโดยใช้วิธีการรวมโครงข้อแข็งเป็นชุด (lump model) และเมื่อทำการวิเคราะห์พบว่ากำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดของโครงสร้างมีค่ามาก เนื่องจากผนังแรงเฉือนเป็นองค์อาคารที่มีความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูง ซึ่งในกรณีวิจัยนี้พบว่ากำลังต้านทานสูงสุดของโครงสร้างมีค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณ 9.5% การโก่งตัวด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่า 3.5% ขอความสูงของอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 7.5 โดยลักษณะการวิบัติของโครงสร้างเริ่มจากการร้าวของผนังแรงเฉือนชั้นที่ 1 ถึง 2 และโครงสร้างรับแรงอย่างต่อเนื่องทำให้จุดต่อภายนอกของพื้นเสาและพื้นคานเกิดการร้าวที่ชั้นที่ 3 ถึง 30 ทำให้กำลังของโครงสร้างลดลง แต่อย่างไรก็ตามโครงสร้างยังคงสามารถต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างได้อย่างต่อเนื่อง จากนั้นจุดต่อภายนอกของพื้นเสาและพื้นคานชั้นที่ 17 ถึง 28 เกิดการวิบัติทำให้ผนังแรงเฉือนรับแรงกระทำเพิ่มมากขึ้น และเป็นผลให้กำลังของโครงสร้างลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อผนังแรงเฉือนเกิดการวิบัติที่ชั้นล่างของอาคาร

จากพฤติกรรมในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารดังกล่าวสามารถแสดงผลให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ของ local drift profiles ในแต่ละชั้นของอาคารที่ไม่ได้พิจารณาผนังแรงเฉือน ดังแสดงในรูปที่ 7.6 โดยการร้าวของโครงสร้างจะเกิดขึ้นในสภาวะแรกนี้ประมาณ 0.9% ของ roof drift และโครงสร้างจะเกิดการวิบัติที่ประมาณ 2.0% ของ roof drift โดยโครงสร้างดังกล่าวจะเกิดการเสียรูปอย่างมากที่ตำแหน่งของชั้นที่ 13 ถึงชั้นที่ 17 และโครงสร้างเกิดการวิบัติที่ชั้นที่ 13 ถึงชั้นที่ 18 ซึ่งจากพฤติกรรมการเสียรูปดังกล่าวนี้จะสอดคล้องกับความสัมพันธ์ของ local drift ที่ได้



รูปที่ 7.5 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารประเภทแผ่นพื้นไร้คานที่ใช้ในการศึกษา



รูปที่ 7.6 Local drift profiles ของอาคาร โดยไม่พิจารณาผนังแรงเฉือนในแต่ละระดับของ

Roof drift ratio

## บทที่ 8

### สรุปผลการวิจัย

การวิเคราะห์หา Seismic Capacity สามารถทำได้โดยการนำแรงสถิตในแนวด้านข้าง (Static Lateral Force) มากระทำต่อแบบจำลองอาคาร โดยกำหนดให้รูปแบบการกระจายตัวของแรงคล้ายคลึงกับรูปแบบการกระจายตัวของแรงเฉื่อยของมวลอาคารเมื่อเกิดการโยกไหวในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว ระดับของแรงสถิตจะค่อยๆถูกปรับเพิ่มขึ้นเป็นขั้นๆจากน้อยไปมาก โดยในแต่ละขั้นจะทำการวิเคราะห์หาการเปลี่ยนรูปด้านข้าง (Lateral Deformation) และความเสียหาย (Damage) ภายในอาคาร การวิเคราะห์ในลักษณะนี้จะดำเนินไปเรื่อยๆจนกว่าแรงสถิตนี้จะสามารถผลักดันให้อาคารเกิดการวิบัติ (Collapse) การวิเคราะห์ดังกล่าวนี้เรียกว่า Pushover Analysis ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปของเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉื่อยที่ฐานอาคาร (Base Shear) กับการเคลื่อนตำแหน่งด้านข้างที่ยอดอาคาร (Roof Lateral Displacement) เส้นกราฟนี้ถือเป็น Capacity Curve ของอาคาร เพราะแสดงให้เห็นถึง “กำลังต้านทานแรงด้านข้าง” (Lateral Strength) และ “ความเหนียว” (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 กำแพงอิฐก่อ ฐานราก Rigid Zone และรายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คาน เช่น ระยะฝังของเหล็กกลางบริเวณเสา ระยะทาบในเสา รายละเอียดเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

1. พฤติกรรมการวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดคาน-เสา-ผนังแรงเฉือน ภายใต้แรงแผ่นดินไหวสามารถเห็นได้โดยง่าย โดยใช้วิธีวิเคราะห์ Pushover สำหรับอาคารตัวอย่าง สูง 9 ชั้นและ 20 ชั้นที่ศึกษามีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณร้อยละ 14.53 และร้อยละ 14.57 ส่วนการโก่งตัวด้านข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 2.30 และร้อยละ 1.80 ของความสูงของอาคาร และการโก่งตัวด้านข้างของแต่ละชั้นมีค่าสูงสุดร้อยละ 4.40 และร้อยละ 2.20 ของความสูงของชั้นตามลำดับ

2. กำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่ช่วยเพิ่มความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างในช่วงแรกโดยจะเพิ่มค่าความแข็งแรงให้กับโครงสร้างในช่วงก่อนการวิบัติของกำแพงอิฐก่อแต่มี

ได้ช่วยเพิ่มกำลังสูงสุดให้กับอาคาร ทั้งนี้เนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่ไม่แข็งแรงมากนัก จึงเกิดการวิบัติก่อนองค์อาคารหลักของอาคาร

3. การวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้นที่พิจารณาผลของ Rigid zone ร่วมด้วยนั้นทำให้โครงสร้างมีกำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเพิ่มขึ้น ร้อยละ 19.80 ของกรณีไม่พิจารณาผลดังกล่าว

4. ฐานรากอาคารประเภทเสาเข็มถูกจำลองเป็นแบบยึดแน่น และแบบยึดหยุ่นจะให้ผลตอบแทนของโครงสร้างทั้งความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างและรูปแบบการวิบัติของโครงสร้างที่มีค่าใกล้เคียงกันอย่างมาก เนื่องจากฐานรากอาคารทั้ง 2 ตัวอย่างมีความเป็นเสถียรภาพ

5. จุดต่อเสา-คานถูกจำลองด้วยแบบจำลองประกอบด้วยชิ้นส่วน 4 ชิ้นส่วน บริเวณส่วนตัดกันขององค์อาคารมีลักษณะเป็นกล่องสี่เหลี่ยม จุดต่อเป็นแบบ Pin Connection ชิ้นส่วนกลางเป็นแนวทะแยงมุมเพื่อคงความเสถียรภาพของจุดต่อไว้ ขนาดพิจารณาตามความลึกของคาน และความกว้างของเสา การวิเคราะห์โครงสร้างที่พิจารณาผลของส่วนตัดกันขององค์อาคารทั้ง Rigid zone และ Rigid Beam-column joint ร่วมด้วยนั้น ผลตอบแทนของโครงสร้างทั้งความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างและรูปแบบการวิบัติของโครงสร้างมีค่าใกล้เคียงกันมาก

6. การวิเคราะห์โครงสร้างที่พิจารณาผลของส่วนตัดกันขององค์อาคารหรือ Rigid Beam-column joint ร่วมกับรายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อเสา-คานนั้น

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

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

ค. กรณีพิจารณาระยะฝังของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่า 15 ซม.เปรียบเทียบกับกรณีเหล็กล่างบริเวณจุดต่อเสา-คานมีความต่อเนื่อง สำหรับอาคารตัวอย่าง 9 ชั้น และ 20 ชั้น โครงสร้างมีการเคลื่อนตัวของยอดอาคารเพิ่มขึ้นร้อยละ 10.40 และร้อยละ 21.50 ส่วนกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของโครงสร้างลดลงร้อยละ 15.40 และร้อยละ 8.90 ตามลำดับ

7. การให้รายละเอียดบริเวณจุดต่อเสา-คานไม่ดีพอ เช่น ไม่เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อ ระยะทาบในเสาบริเวณจุดต่อมีค่า 24db และระยะฝังของเหล็กล่างบริเวณจุดต่อมีค่า 15 ซม. ทำให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารลดลง โดยเฉพาะกรณีไม่เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน เป็นกรณีที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารมากที่สุด เนื่อง

จากอาคารจะเกิดการวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อ ทำให้ความสามารถในการเสีรฐของอาคารลดลงอย่างเห็นได้ชัด ส่วนกรณีพิจารณาระยะทาบในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานามีค่าลดลงจาก 45db เป็น 24db ทำให้ความสามารถในการเสีรฐของอาคารลดลงเล็กน้อย และกรณีพิจารณาระยะฝังของเหล็กล่งบริเวณจุดต่อเสา-คานามีค่า 15 ซม.ทำให้กำลังด้นทานแรงด้นข้างสูงสุดของอาคารลดลงเล็กน้อย

## 8.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบพื้น-เสา-ผนังแรงเฉือน

การวิเคราะห์ความสามารถด้นทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างประเภทคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คานสูง 9 ชั้น และ 30 ชั้น สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. พฤติกรรมการวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คานภายใต้แรงแผ่นดินไหวสามารถเห็นได้โดยง่าย โดยใช้วิธีวิเคราะห์ Pushover กลไกการวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คานเป็นแบบ เสาแข็ง-คานอ่อน อาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น ที่ศึกษามีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณร้อยละ 8 การโก่งตัวด้นข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 2.5 ของความสูงของอาคาร และการโก่งตัวด้นข้างของแต่ละชั้นมีค่าสูงสุดร้อยละ 3.8 ของความสูงของชั้น

2. กำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่ช่วยเพิ่มความสามารถด้นทานแรงกระทำด้นข้างในช่วงแรกโดยจะเพิ่มค่าความแข็งแรงให้กับโครงสร้างในช่วงก่อนการวิบัติของกำแพงอิฐก่อแต่ไม่ได้ช่วยเพิ่มกำลังสูงสุดให้กับอาคาร ทั้งนี้เนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่ไม่แข็งแรงมากนักจึงเกิดการวิบัติก่อนองค์อาคารหลักของอาคาร

3. เมื่อพิจารณาผลของฐานรากในตัวอาคารพบว่าความสามารถด้นทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงมากนักเมื่อเทียบกับไม่พิจารณาผลของฐานราก ทั้งนี้เพราะว่าฐานรากในตัวอาคารมีความแข็งแรงและมีเสถียรภาพมากดังนั้นฐานรากที่ใช้ในการศึกษานี้จึงไม่มีผลต่อกำลังในการด้นทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

4. กลไกการวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คานของอาคารตัวอย่างสูง 30 ชั้น ที่ศึกษาเป็นแบบ เสาแข็ง-คานอ่อน สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดประมาณร้อยละ 9.5 การโก่งตัวด้นข้างที่ยอดอาคารสูงสุดมีค่าร้อยละ 3.5 ของความสูงของอาคาร

## เอกสารอ้างอิง

- กฎกระทรวงฉบับที่ 49 (2540) ภายใต้พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522, การออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว
- ชาคร เพ็ชรเจริญ และ เป็นหนึ่ง วานิชชัย (2002) “การตรวจวัดคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพมหานคร”, เอกสารประกอบการประชุมวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 8, ขอนแก่น.
- ณัฐวุฒิ อินทุบุตร (2546), “การประเมินการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คาน”, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
- นรเทพ ชูพล (2547), “การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก”, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
- นเรศ พันธราทร (2544), “พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว”, เอกสารประกอบการสัมมนาเรื่องการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว ครั้งที่ 4, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, กรุงเทพฯ, หน้า 100-116
- ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ (2544), “เตรียมพร้อมสำหรับแผ่นดินไหวด้วยอาคารที่ปลอดภัย”, เอกสารประกอบการสัมมนาเรื่องการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว ครั้งที่ 4 วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, กรุงเทพฯ, หน้า 1 - 15
- เป็นหนึ่ง วานิชชัย และสืบทพงศ์ เกียรติวิศาลชัย (2544), “การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต”, เอกสารประกอบการสัมมนาเรื่อง การออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว ครั้งที่ 4, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, กรุงเทพฯ, หน้า 265-286
- พิพัฒน์ อ้อมอาบ (2545), “การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก”, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา 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”, 12<sup>th</sup> 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 12<sup>th</sup> 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
- Sengkhakhoutlavong 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 12<sup>th</sup> World

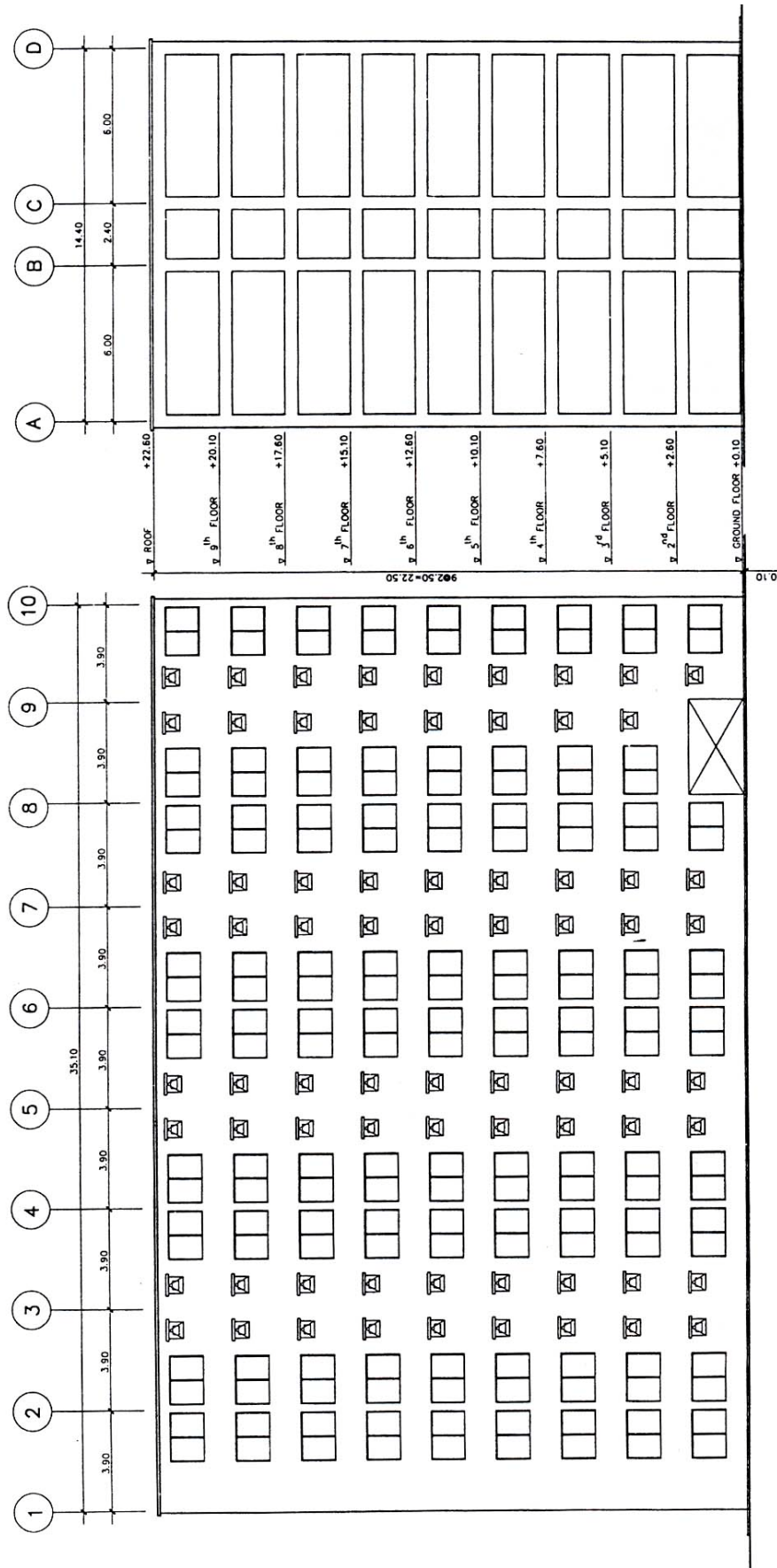
- Conference on Earthquake Engineering (12WCEE), Auckland, New Zealand, February, paper No. 1972
- Tam N.H.(2003), “Pushover Analysis of Reinforced Concrete Slab-Column Frame Buildings”, M.Eng. thesis, Asian Institute of Technology
- Thenhaus P. C. (1986), “Site Response from Distant Large Earthquakes and Issues Concerning the Earthquake Hazard at Bangkok, Thailand”, Proceeding of the 1<sup>st</sup> 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. , Sangaranyakul C., and Ashford S.A. (2000), “Seismic Hazard in Bangkok due to Long-Distance Earthquakes”, Proceedings of the 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE), Auckland, New Zealand, February, paper No. 2145
- Warnitchai P., Sangaranyakul C. and Ashford S.A. (2000), “Seismic Hazard in Bangkok Due to Long-distance Earthquake.”, Proc. 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 2145
- XTRACT (2002), Imbsen and Associates, Inc., Sacramento, CA, USA

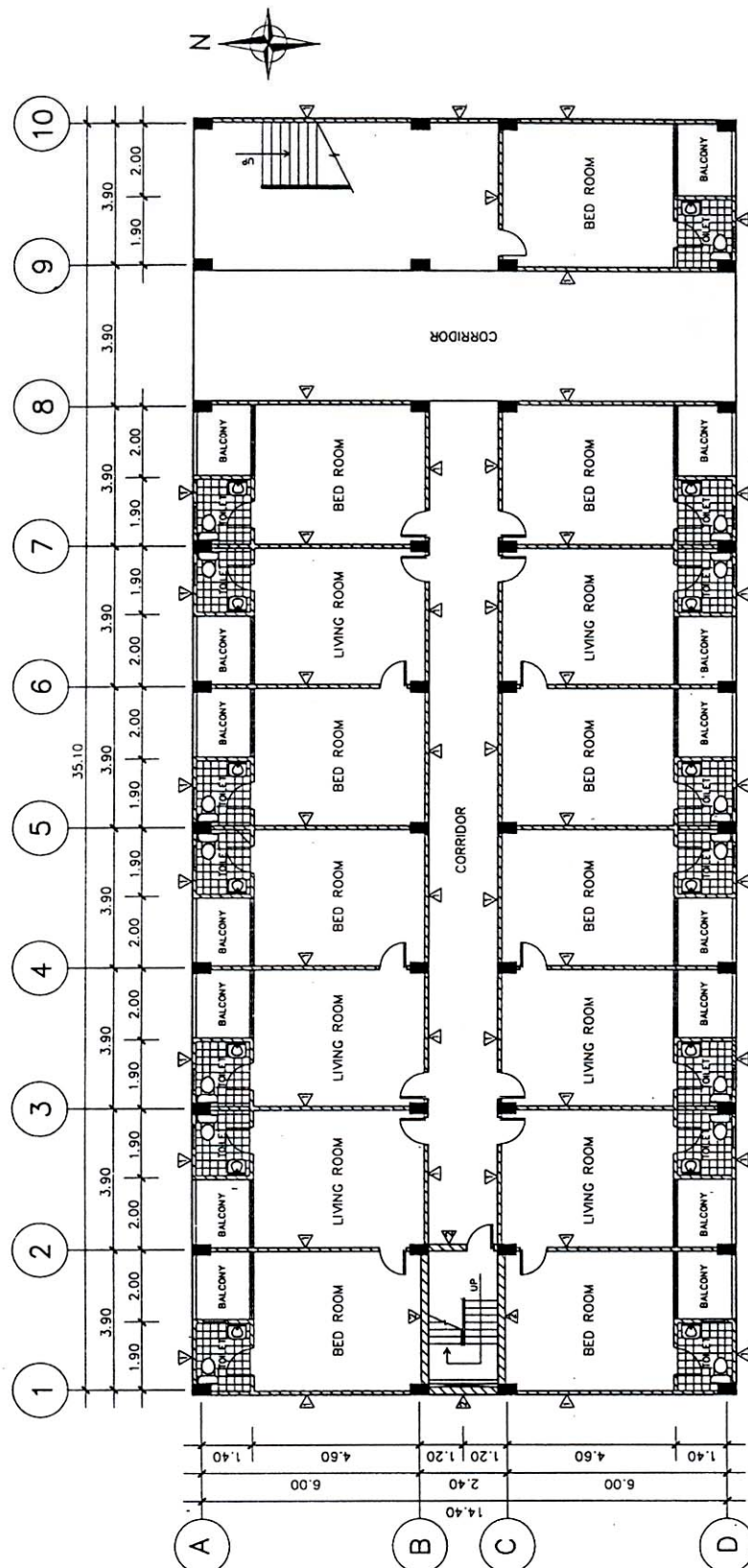
ภาคผนวก ก

รายละเอียดโครงสร้างของอาคารตัวแทน

ภาคผนวก ก.1

รายละเอียดโครงสร้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา 9 ชั้น





SYMBOLS

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

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

**NOTE**

ALL THE DIMENSIONS ARE IN METRES OTHERWISE AS SHOWN.

## GROUND FLOOR PLAN

**SCALE**

1:200