

สำนักหอสมุด มหาวิทยาลัยบูรพา
ต.แสนสุข อ.เมือง จ.ชลบุรี 20131



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์ปีที่ 1
ทุนอุดหนุนการวิจัย งบประมาณแผ่นดิน ประจำปี 2555

การประเมินข้อต่ออาคารคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาดันริมที่ก่อสร้างในประเทศไทย
ภายใต้แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีการทดสอบและการวิเคราะห์ด้วย
แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ประเภทแสดงรายละเอียด

Performance-Based Evaluation of Exterior Reinforced Concrete Building Joints
Constructed in Thailand under Earthquake Load by
Experiments and Detailed Finite Element Models

- 5 ส.ย. 2557

338291

๐๑166683

โดย

ผศ. ดร. อานนท์ วงษ์แก้ว
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

เริ่มบริการ

14 พ.ย. 2557

บทคัดย่อ

การศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นทางเลือกที่นิยมใช้ในปัจจุบัน แทนการศึกษาด้วยวิธีการทดสอบตัวอย่างโครงสร้าง เนื่องจากโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ได้ถูกพัฒนาให้มีประสิทธิภาพและสะดวกในการใช้งานมากขึ้น นอกจากนี้ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์นี้ยังให้ผลที่ใกล้เคียงกับการทดสอบตัวอย่าง ดังนั้นในการศึกษานี้จึงเลือกใช้วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยทำการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงของจุกต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ANSYS แบบจำลองคอนกรีตรูปทรงลูกบาศก์ (BOX1) ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อใช้เปรียบเทียบความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ กับผลการทดสอบตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า แบบจำลองสามารถทำนายการรับกำลังอัดของกล่องคอนกรีตได้ผลดีมากโดยมีค่าความคาดเคลื่อนต่ำกว่า 5% และทำนายค่าการยุบตัวของกล่องคอนกรีตได้ดีพอสมควร

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กถูกสร้างขึ้น โดยใช้เอลิเมนต์ SOLID65 แทนคอนกรีต เอลิเมนต์ LINK8 แทนเหล็กเสริม และ เอลิเมนต์ SOLID46 แทนแผ่นเหล็กที่จุกรองรับ เนื่องจากขาดผลข้อมูลของการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ดังนั้นแบบจำลองจุกต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กจึงได้มีการเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ ดังนั้นในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของแบบจำลองจุกต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นเพียงการนำเสนอผลการวิเคราะห์ ลักษณะการพัง เทียบกับทฤษฎี และข้อสรุปจากนักวิจัยท่านอื่นๆเท่านั้น แบบจำลองจุกต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นมีทั้งหมด 4 ตัวอย่าง (CN1 CN2 CN3 และ CN4) โดยให้มีขนาดความกว้าง ความยาว และความหนา รวมถึงคุณสมบัติของวัสดุเหมือนกันทั้ง 4 ตัว แต่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กที่บริเวณจุกต่อแตกต่างกัน ในการศึกษาพฤติกรรมของจุกต่อที่เหล็กเสริมถูกยื่นจากคานเข้าไปในเสายาวกว่านั้นจะแสดงพฤติกรรมกลไกของการวิบัติที่ตึกว่าจุกต่อที่มีการยื่นเหล็กเสริมเข้าไปในเสาสั้นกว่า นอกจากนี้ยังทำการศึกษารายละเอียดการเสริมเหล็กบริเวณจุกต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กตามมาตรฐาน ACI 318-99 ผลจากการวิเคราะห์แบบจำลองกลุ่มนี้ไม่สามารถเพิ่มประสิทธิภาพการรับแรงและเพิ่มความเหนียวให้กับจุกต่อได้ อย่างไรก็ตามมีข้อสังเกตตั้งนี้ในการศึกษาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ครั้งนี้นั้น ประสบความสำเร็จเฉพาะพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตในช่วงอิลาสติกเท่านั้น แบบจำลองไม่สามารถทำนายพฤติกรรมหลังจากโครงสร้างคอนกรีตแตกแล้ว ดังนั้นอาจเป็นเหตุผลที่ว่าแบบจำลองไม่สามารถแสดงพฤติกรรมของจุกต่อคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็กหลังจากรับน้ำหนักกระทำสูงสุดได้ดีขึ้น ถึงแม้ว่าจะเสริมเหล็กมากขึ้นก็ตาม

จากผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ แสดงพฤติกรรมการรับน้ำหนักกระทำ การแอ่นตัว และลักษณะการพังโดยรวมของจุกต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กได้ดีพอสมควร ในส่วนพฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็กในช่วงอินอิลาสติกนั้น ยังได้ผลการวิเคราะห์ที่ไม่ดีเท่าที่ควร จึงควรมีการศึกษาเพิ่มเติมต่อไป โดยเฉพาะแบบจำลองจุกต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

คำสำคัญ: แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์, โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก, คาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

Abstract

In order to study the behavior of reinforced concrete (RC) structures in terms of strength, ductility, even their failure mechanisms, the common tool for most researchers is a laboratory test. This method is expensive and quite difficult to implement, therefore, nowadays the researchers turn to Finite Element (FE) Method. Even though this method would obviously be virtual, based on a computer model, it is considered as somewhat a reliable and suitable tool for getting the primary data before setting up the full experiments. This becomes a main objective of the study. This study is conducted by taking advantage of FE method to analyze the RC structures named as RC beam-column connection. Using commercial FE analysis software, ANSYS, the trial concrete model (BOX1) was developed, and compared its results with experimental data tested at Burapha University laboratory. The comparison shows an excellent result for elastic range and acceptable for inelastic range with an error under 20% for the maximum load capacity of the BOX1, and quite reasonable for the displacement. The success FE model is comprised of elements SOLID65 as concrete, LINK8 as steel reinforcement and stirrup, SOLID46 steel plate.

The FE model from the first part was modified for doing the analysis of RC beam-column connections. Nevertheless, the connection models were not compared with the experiments because of the lacking of available testing data. Therefore, the FE results were interpreted only their trend and possibility with the theory and conclusions drawn from other researchers. Total of 4 FE models of RC beam-column connection (CN1, CN2, CN3, and CN4) were simulated with different details of the steel reinforcement in connection areas, but keeping the dimension, length, and all material properties the same. The FE models with longer steel extension into the column show overall behaviors such as load, ductility, and failure mechanism better than the model with shorter extension of those steels. Moreover, the steel reinforcing details of the beam-column connection recommended by ACI318-99 are investigated. The results from those details didn't show significant improvement in the load capacity and ductile behaviors. However, it should be noted that the FE models from this study successfully capture only the confined concrete behavior, but not the unconfined one. Therefore, this might be the reason that the models can't present the ductile behavior of connections after

their peak loads, even though the improved steel reinforcements are implemented to the models.

In conclusion, the FE models in this study are just the primary study. They demonstrate the trends and overall behaviors of the beam-column connections quite reasonably. Unconfined behavior of concrete needs to be further investigated, especial for the connection model.

Keywords: Finite Element Model, Reinforced Concrete Structure, Reinforced Concrete Beam-Column Connection

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัย เรื่องการประเมินข้อต่ออาคารคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมที่ก่อสร้างในประเทศไทยภายใต้แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีการทดสอบและการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ประเภทแสดงรายละเอียด ได้รับทุนสนับสนุนโครงการวิจัย ประจำปีงบประมาณ 2555 จาก สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ. ที่นี้

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	ก
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	ข
กิตติกรรมประกาศ	ง
สารบัญ	จ
สารบัญตาราง	ช
สารบัญรูป	ซ
บทที่ 1 บทนำ	
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย	3
1.3 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากงานวิจัย	3
1.4 ขอบเขตของโครงการวิจัย	4
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	
2.1 บทนำ	5
2.2 ข้อต่อคาน-เสา (Beam-Column Joint)	6
2.3 พฤติกรรมข้อต่อคาน-เสาเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว	7

2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	17
บทที่ 3 การพัฒนาแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์	
3.1 บทนำ	21
3.2 ชนิดของชิ้นส่วนย่อยวัสดุ	22
3.3 คุณสมบัติของวัสดุ	24
3.4 การวิเคราะห์ความถูกต้องของแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์คอนกรีตทรงลูกบาศก์	31
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์คาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก	
4.1 แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์คาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก	34
4.2 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์คาน-เสา CN1 CN2 CN3 และ CN4	42
4.3 การวิเคราะห์ความถูกต้องของแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ เสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส	35
4.4 แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์คาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก	39
บทที่ 5 สรุปผลการศึกษา	52
เอกสารอ้างอิง (References)	53

สารบัญตาราง

	หน้า	
ตารางที่ 3.1	ค่าคุณสมบัติคอนกรีตที่ใช้กับแบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์คอนกรีตทรงกระบอก	31
ตารางที่ 4.1	คุณสมบัติคอนกรีตที่ใช้กับแบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์คาน-เสา (CN1, CN2, CN3, CN4)	35
ตารางที่ 4.2	เหล็กที่ใช้กับแบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์คาน-เสา (CN1, CN2, CN3, CN4)	35
ตารางที่ 4.3	รายละเอียดบริเวณจุดต่อของแบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์ CN1 CN2 CN3 และ CN4	41
ตารางที่ 4.4	ค่า drift ratio (%) ที่ใช้เปรียบเทียบความเครียด ในเหล็กเสริมของแบบจำลอง	44

สารบัญรูป

	หน้า
รูปที่ 1.1 ความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจากแรงแผ่นดินไหว	1
รูปที่ 2.1 ประเภทของข้อต่อคาน-เสา	7
รูปที่ 2.2 พฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสา เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว	7
รูปที่ 2.3 ลักษณะของเสาและพฤติกรรมของข้อต่อ	8
รูปที่ 2.4 ลักษณะแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในข้อต่อคาน-เสา	10
รูปที่ 2.5 แรงเสียดทานและแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวเหล็กกับคอนกรีต	12
รูปที่ 2.6 แรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตเมื่อเหล็กเส้นไถลออกจากคอนกรีต	12
รูปที่ 2.7 การสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กงอปลายในข้อต่อคาน-เสา ภายนอกและเหล็กที่ฝังผ่านข้อต่อคาน-เสภายใน	12
รูปที่ 2.8 รายละเอียดการเสริมเหล็กในเสา และ คาน คสล. ตามมาตรฐานข้อกำหนด ACI 318-99	16
รูปที่ 2.9 รายละเอียดของการเสริมเหล็กทั่วไป ที่ก่อสร้างในประเทศไทย	17
รูปที่ 2.10 การวิบัติของข้อต่อ	18
รูปที่ 3.1 แสดงแผนผังสรุปการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	22
รูปที่ 3.2 ชิ้นส่วนย่อยแบบกล่อง (SOLID65) - 3มิติ ที่ใช้สำหรับคอนกรีต	23
รูปที่ 3.3 ชิ้นส่วนย่อยแบบแท่ง (LINK8) - 3มิติ ที่ใช้สำหรับเหล็ก	24
รูปที่ 3.4 กราฟแสดงเส้นโค้งความเค้นและความเครียดทั่วไป สำหรับคอนกรีตที่น้ำหนักปกติ (Bangash 1989)	22 25
รูปที่ 3.5 หน่วยแรงอัด-ความเครียดอัดของคอนกรีต Desayi และ Krishnan (1964)	27

รูปที่ 3.6	รูปแสดงลักษณะการพังของคอนกรีตที่เป็นแบบสามมิติ (William และ Warnke 1975)	29
รูปที่ 3.7	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น กับ ความเครียด ของเหล็กเสริม	30
รูปที่ 3.8	แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์คอนกรีตทรงลูกบาศก์ (BOX1)	32
รูปที่ 3.9	เปรียบเทียบแรงอัดและระยะหดตัวของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ (BOX1)	33
รูปที่ 4.1	โครงข้อแข็งเมื่อมีการรับแรงแผ่นดินไหว	36
รูปที่ 4.2	ขนาดเสาและคาน ขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กแบบจำลอง CN1	37
รูปที่ 4.3	ขนาดเสาและคาน ขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กแบบจำลอง CN2	38
รูปที่ 4.4	ขนาดเสาและคาน ขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กแบบจำลอง CN3	39
รูปที่ 4.5	ขนาดเสาและคาน ขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กแบบจำลอง CN4	40
รูปที่ 4.6	ตำแหน่งรองรับในเสาและแรงกระทำที่ปลายคานของ แบบจำลอง CN1 CN2 CN3 และ CN4	41
รูปที่ 4.7	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลายคานและระยะเคลื่อนที่ ปลายคานของแบบจำลอง CN1 CN2 CN3 และ CN4	42
รูปที่ 4.8	เหล็กเสริมในคานที่ใช้ในการอ่านค่าความเครียด	43
รูปที่ 4.9	ลักษณะการเสียรูปของแบบจำลองคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก	44
รูปที่ 4.10	สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมบน ที่ 0.108% drift ratio	46
รูปที่ 4.11	สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมบน ที่ 0.216% drift ratio	46
รูปที่ 4.12	สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมบน	

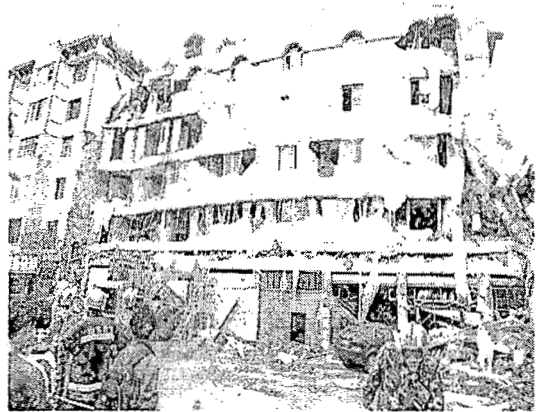
	ที่ 0.432% drift ratio	47
รูปที่ 4.13	สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมบน	
	ที่ 0.649% drift ratio	47
รูปที่ 4.14	สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมล่าง	
	ที่ 0.108% drift ratio	48
รูปที่ 4.15	สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมล่าง	
	ที่ 0.216% drift ratio	48
รูปที่ 4.16	สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมล่าง	
	ที่ 0.432% drift ratio	49
รูปที่ 4.17	สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมล่าง	
	ที่ 0.649% drift ratio	49
รูปที่ 4.18	การเสียรูปของแบบจำลอง CN1 CN2 CN3 และ CN4	50
รูปที่ 4.19	เส้นชั้นความชันของความเค้นอัดหลักสูงสุดที่เกิดขึ้นใน	
	แบบจำลอง CN1 CN2 CN3 และ CN4	51

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ภัยแผ่นดินไหวเป็นภัยธรรมชาติที่มีก่อให้เกิดความเสียหายได้อย่างรุนแรง โดยก่อให้เกิดความเสียหายแก่ชีวิตและทรัพย์สินเป็นจำนวนมากในหลายประเทศทั่วโลก โดยเฉพาะโครงสร้างหรือองค์อาคารต่างๆ จากสถิติการเกิดแผ่นดินไหวในประเทศไทยที่ผ่านมาเกือบ 40 ปีเรามีแผ่นดินไหวขนาดกลาง (5.0-5.9 ริคเตอร์) เกิดขึ้น 8 ครั้ง หรือเฉลี่ย 1 ครั้งในรอบ 5 ปี แบ่งเป็นภาคเหนือ 5 ครั้ง ภาคตะวันตก 3 ครั้ง โดยแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในบ้านเราส่วนใหญ่มีขนาดไม่เกิน 6.0 ริคเตอร์แผ่นดินไหวที่มีขนาดมากกว่า 6.0 ริคเตอร์จะเกิดนอกประเทศทั้งนั้นแต่แม้แผ่นดินไหวจะเกิดขึ้นในระยะไกล เช่น เกิดขึ้นในประเทศอินโดนีเซียพม่า ทว่าในพื้นที่ที่เป็นชั้นดินอ่อนที่อยู่ห่างไกลจากจุดเกิดแผ่นดินไหวเช่น กรุงเทพฯ ก็สามารถรับรู้แรงสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นได้เช่นกันแม้ว่าจะไม่เกิดความเสียหายมากนักแต่ก็ทำให้ผู้คนบาดเจ็บจำนวนมาก



รูปที่ 1.1 ความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจากแรงแผ่นดินไหว

จากที่กล่าวมาข้างต้น กรุงเทพมหานครและจังหวัดที่อยู่บริเวณภาคเหนือและภาคตะวันตกตอนบนนั้น อยู่ในเขตที่มีโอกาสได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว โดยเฉพาะกรุงเทพมหานครนี้ถึงแม้ว่าจะไม่ได้ตั้งอยู่ในตำแหน่งที่ใกล้กับรอยแยกทางธรณีวิทยาที่อาจก่อให้เกิดแผ่นดินไหว มีเพียงรอยแยกที่อาจก่อให้เกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่ตั้งอยู่ในระยะห่างประมาณ 400-1000 กิโลเมตรออกไป อย่างไรก็ตามจากการศึกษาที่ผ่านพบว่าชั้นดินเหนียวที่กรุงเทพมหานครตั้งอยู่นั้น อาจทำให้คลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดจาก

ต้นกำเนิดที่ระยะไกลเกิดการขยายตัว (Soft Soil Amplification) กลายเป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่อาจทำให้เกิดความเสียหายกับโครงสร้างได้ ทั้งนี้เนื่องจากว่าโครงสร้างในเขตกรุงเทพมหานครมิได้ถูกออกแบบมาโดยคำนึงถึงแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวในอนาคตอันใกล้ นั่นอาคารที่สร้างขึ้นใหม่จะต้องได้รับการออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวอย่างถูกต้อง รวมถึงอาคารหลาย ๆ อาคารที่มีความสำคัญต่อเศรษฐกิจและสังคม เช่น ธนาคาร โรงเรียน โรงพยาบาล และ อาคารสาธารณะต่าง ๆ ที่มีอยู่ก็อาจจะจำเป็นต้องได้รับการปรับปรุงทางโครงสร้างให้มีความแข็งแรงเพียงพอที่จะรับกับแรงแผ่นดินไหวที่มีโอกาสจะเกิดขึ้น ดังนั้น นักวิชาการและผู้ที่เกี่ยวข้องต่างก็ตระหนักถึงความรุนแรงของการเกิดภัยธรรมชาติ โดยเฉพาะภัยแผ่นดินไหว ซึ่งศาสตร์ในปัจจุบันยังไม่สามารถพยากรณ์ได้แม่นยำ ประกอบกับภัยแผ่นดินไหวเป็นภัยทางธรรมชาติที่เคยเกิดขึ้นในประเทศไทยอยู่หลายครั้ง จนทำให้ประเทศไทยเปลี่ยนสถานะจากประเทศที่ค่อนข้างปลอดภัยจากภัยธรรมชาติ เป็นประเทศที่มีภัยธรรมชาติรุนแรงประเทศหนึ่งทีเดียว ดังนั้น การเตรียมพร้อมอาคารและโครงสร้างพื้นฐานต่างๆ เพื่อรับมือกับภัยธรรมชาติโดยเฉพาะภัยแผ่นดินไหว เพื่อให้ความเสียหายที่จะเกิดขึ้น ส่งผลกระทบต่อชีวิตและทรัพย์สินน้อยที่สุด จึงเป็นมาตรการบรรเทาภัยที่มีความสำคัญยิ่ง

ในปัจจุบันประเทศไทยจึงได้พัฒนาการออกแบบโดยประกาศใช้กฎกระทรวงที่บังคับใช้ในการสร้างองค์อาคารในกรุงเทพมหานครและปริมณฑลแล้ว ซึ่งกฎกระทรวงได้กำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 และ กฎกระทรวง ที่กำหนดชนิดหรือประเภทของอาคาร หลักเกณฑ์วิธีการและเงื่อนไขในการตรวจสอบงานออกแบบและคำนวณส่วนต่างๆของโครงสร้างอาคาร พ.ศ. 2550 ซึ่งจะกำหนดอาคารที่มีความเสี่ยงต่อความเสียหายจากแรงแผ่นดินไหว เช่นตึกแถวที่มีเสานขนาดเล็กเกินไปและมีคานขนาดใหญ่ โดยเฉพาะอาคารสูงไม่เกิน 4-5 ชั้น อาคารพื้นที่รองรับไว้คานรองรับ เช่น อาคารจอดรถ อาคารสำนักงานบางแห่ง อาคารสูงที่มีรูปทรงซับซ้อนหรือมีรูปร่างที่ไม่สม่ำเสมอ และอาคารหรือบ้านเดี่ยวที่ก่อสร้างด้วยระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูป เป็นต้น ดังนั้นหากโครงสร้างตั้งอยู่บริเวณพื้นที่เสี่ยงที่กำหนดในกฎหมาย วิศวกรผู้ออกแบบจะต้องนำข้อกำหนดต่างๆในกฎหมายมาใช้ในการออกแบบ การวิเคราะห์โครงสร้าง และใส่รายละเอียดให้ถูกต้อง ให้เป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบของประเทศ และถ้าหากวิศวกรไม่ทำตามออกแบบตามมาตรฐานหรือยังใช้วิธีออกแบบทั่วไปสำหรับโครงสร้างที่อยู่ในบริเวณพื้นที่เสี่ยง จะมีโทษผิดตามกฎหมายบัญญัติ

ในงานก่อสร้างทั่วไปจะประกอบด้วยชิ้นส่วนโครงสร้างหลักคือ เสา คาน พื้น ฐานราก ซึ่งรูปแบบของแต่ละชิ้นส่วนของโครงสร้างก็มีมากมาย แต่ปัจจุบันการใช้ชิ้นส่วนโครงสร้างสำเร็จรูปเป็นที่นิยม โดยเฉพาะพื้นที่สำเร็จรูปที่นิยมใช้กันมากในงานก่อสร้างบ้านจัดสรร อาคารพาณิชย์ เนื่องจากเป็นการง่ายต่อการออกแบบก่อสร้าง เพียงแค่ทราบน้ำหนักบรรทุกที่มากกระทำก็สามารถเลือกหาได้ตามท้องตลาด

ทั่วไป ซึ่งใช้เวลาและแรงงานคนเพียงไม่มากก็ทำให้งานพื้นสำเร็จลุล่วง แต่การเปลี่ยนการเลือกใช้พื้นสำเร็จรูปแทนพื้นหล่อที่นั่นอาจจะส่งผลเสียหายให้กับโครงสร้างเมื่อต้องเผชิญกับแผ่นดินไหวก็เป็นได้ งานวิจัยนี้จึงต้องการที่จะประเมินความสามารถและศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมบริเวณข้อต่อของคาน-เสา และพื้นสำเร็จรูป เนื่องจากมีหลักฐานรายงานว่าหากข้อต่อคาน-เสา เกิดความเสียหายจะเป็นจุดเริ่มต้นทำให้โครงสร้างพังทลายลงมานั่นเอง งานวิจัยนี้จะมุ่งเน้นที่ตำแหน่งของคาน-เสา และพื้นสำเร็จรูปของเสาภายนอก (Exterior) ซึ่งจะทำการสร้างรูปแบบจำลองขนาดตามงานก่อสร้างจริงในประเทศไทย โดยการสร้างแบบจำลองไฟไนต์อิเลเมนต์ตัวอย่างคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (ค.ส.ล.) ของเสาต้นริม ที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็ก และขนาดตามงานก่อสร้างจริงในประเทศไทย และที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กตาม “มยผ. 1301-50(มยผ. 1302-52)” ในการรับแรงแผ่นดินไหว เพื่อเตรียมความพร้อมและปรับปรุงพฤติกรรมโครงสร้างนี้ เพื่อรองรับเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นได้ในอนาคต ในส่วนผลการศึกษาในส่วนแรกจะมุ่งเน้นที่การศึกษาพฤติกรรมของคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมด้วยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

- 1) พัฒนาแบบจำลองไฟไนต์อิเลเมนต์ประเภทแสดงรายละเอียด เพื่อวิเคราะห์โครงสร้าง ข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริม (Analytical Model) ที่เหมาะสมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์และประเมินพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างประเภทนี้ต่อแรงแผ่นดินไหว
- 2) เพื่อศึกษาพฤติกรรมคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริม ที่ออกแบบและก่อสร้างในประเทศไทยโดยใช้มาตรฐานการออกแบบทั่วไปของประเทศไทย (การออกแบบโดยคำนึงถึงน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งเท่านั้น) ด้วยแบบจำลองไฟไนต์อิเลเมนต์ประเภทแสดงรายละเอียด
- 3) ศึกษาเชิงตัวแปร (Parametric Study) เพื่อหาผลกระทบของตัวแปรที่สำคัญต่อพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้าง ข้อต่อคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริม เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว

1.3 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากงานวิจัย

- 1) ทำให้ทราบถึงพฤติกรรม คาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย
- 2) ทำให้ประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย
- 3) ได้แบบจำลองไฟไนต์อิเลเมนต์ คาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็ก ที่มีความถูกต้อง แม่นยำสูง

- 4) ใช้เป็นฐานข้อมูล สำหรับงานวิจัยด้าน พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ต่อไป

1.4 ขอบเขตของโครงการวิจัย

โครงการวิจัยนี้ มุ่งเน้นที่การประเมินพฤติกรรมตอบสนองต่อแผ่นดินไหว และความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้าง คาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริม ที่ก่อสร้างในประเทศไทย โดยวิธีการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ การศึกษาส่วนนี้ประกอบด้วย

- 1) พัฒนาแบบจำลองเพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างนี้ด้วยเทคนิควิธีการ Nonlinear Finite Element Analysis โดยแบบจำลองจะมีขนาดและรายละเอียดต่างๆ เหมือนกับตัวอย่างทดสอบที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ
- 2) วิเคราะห์เชิงตัวแปร (Parametric Study) เพื่อหาตัวแปรสำคัญ ที่มีผลต่อพฤติกรรมโครงสร้างทั้งสองประเภทนี้ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวโดยมุ่งเน้นที่รายละเอียดการเสริมเหล็ก

บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 บทนำ

เมื่อโครงสร้างได้รับแผ่นดินไหวอันเนื่องมาจากการสั่นสะเทือนที่พื้นดิน (Ground motion) โครงสร้างจะเกิดการโยกตัวไปมาและมีความเร่งเกิดขึ้นที่ส่วนต่างๆของโครงสร้าง ดังนั้นผลตอบสนองของโครงสร้าง จึงแสดงอยู่ในรูปของ “ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม” จากกฎของนิวตัน เมื่อมีมวลของโครงสร้างและความเร่ง ก็จะทำให้เกิดแรงที่กระทำทางด้านข้างของโครงสร้าง ค่าความเร่งสูงสุดที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างขึ้นอยู่กับคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างและความหน่วง (Damping) มีงานวิจัยศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งของโครงสร้างและความเร่งของการสั่นสะเทือนที่ผิวพื้น จากนั้นทำการสรุปหลักการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวไว้ว่า ถ้าหากออกแบบโครงสร้างให้อยู่ในสภาวะอีลาสติก โดยไม่ยอมให้เหล็กเสริมครากหรือโครงสร้างเกิดความเสียหายใดๆ ภายใต้แรงกระทำของแผ่นดินไหว ก็ต้องออกแบบให้โครงสร้างมีกำลังสูงพอที่จะต้านทานแรงแผ่นดินไหวนี้ได้ การออกแบบดังกล่าวถึงแม้ให้ความปลอดภัยแต่ก็ไม่เป็นการประหยัด โดยเฉพาะอย่างยิ่งหากแรงแผ่นดินไหวสูงมากๆ ก็จะทำให้ขนาดของโครงสร้างมีขนาดใหญ่เกินความจำเป็น อย่างไรก็ตามหากเราเพิ่มความเหนียวโดยยอมให้โครงสร้างเกิดความเสียหายไปบ้าง หรือยอมให้เหล็กเสริมบางตำแหน่งครากในระหว่างเกิดแผ่นดินไหว สามารถโยกตัวเกินพิสัยยืดหยุ่นของโครงสร้างก็จะทำให้สามารถสลายพลังงานของการสั่นไหวในระดับที่เหมาะสม และโครงสร้างต้องมีกำลังและสติเฟนสที่เพียงพอต่อการถ่ายแรงจากตำแหน่งที่กระทำไปยังโครงสร้างที่ต้านทานแรงนี้ได้

สำหรับข้อต่อคาน-เสาในอดีตนั้น มีงานวิจัยจำนวนมากที่ศึกษาพฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสาทั้งในประเทศสหรัฐอเมริกา, นิวซีแลนด์, และญี่ปุ่น ซึ่งในรายงานผลวิจัยเหล่านี้ได้ระบุถึงตัวแปรหลายอย่างที่มีความสำคัญและจะส่งผลกระทบต่อข้อต่อเมื่อได้รับแรงแผ่นดิน มีดังนี้

- 1) คุณสมบัติของวัสดุ กำลังรับแรงอัด (แรงดึง) ของคอนกรีตมีความสำคัญต่อกำลังรับแรงเฉือน ซึ่งกำลังรับแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้นไปก็ต่อเมื่อคอนกรีตมีกำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้นเช่นกัน
- 2) ผลกระทบการค้ำยันด้านข้างของคาน ถ้ามีระยะการค้ำยันด้านข้างของคานที่เพียงพอจะส่งผลให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น
- 3) จำนวนของเหล็กเสริมตามขวางบริเวณข้อต่อ เหล็กเสริมตามขวางของเสามีความจำเป็นอย่างยิ่งต่อการรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นซึ่งจะช่วยรักษาสภาพของข้อต่อให้สมบูรณ์และไม่เกิดความเสียหาย

- 4) แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม ลักษณะและขนาดของเหล็กเสริมตามยาวจะเกี่ยวข้องกับ การเคลื่อนที่ตัวของข้อต่อ สติฟเนส และการสลายพลังงาน
- 5) แรงในแนวแกนของเสา จะมีความสำคัญทำให้ส่งผลกระทบต่อกำลังรับแรงเฉือนของข้อต่อเสาคาน

เดิมการออกแบบในประเทศไทยจะคำนึงถึงการรับแรงในแนวตั้งเท่านั้น และอาคารตึกสูงจะคำนึงถึงแรงลมด้วย ซึ่งวิศวกรออกแบบทั่วไปจะออกแบบให้โครงสร้างมีเสถียรภาพ ความปลอดภัย ควบคู่กับราคาประหยัด กล่าวอีกนัยหนึ่งคือโครงสร้างมีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัด และแรงเฉือนที่เกิดจากแรงดัดกล่าวได้ และส่วนต่างๆของโครงสร้างมีความแข็งแรงพอในการรองรับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างปลอดภัย อีกทั้งราคาของโครงสร้างไม่ควรสูงเกินไปซึ่งต้องคุ้มค่าในการลงทุนการก่อสร้าง แต่การออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว โครงสร้างจะต้องประกอบด้วยระบบต้านทานแรงด้านข้าง และระบบรับแรงในแนวตั้ง โดยจะสมมติว่าแรงแผ่นดินไหวสามารถเกิดขึ้นได้ในทุกทิศทางตามแนวราบ วิศวกรออกแบบต้องตรวจสอบแรงเหล่านี้และการเสียรูปที่เกิดในโครงสร้างให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้อีกด้วย ซึ่งมีพฤติกรรมของโครงสร้างจะแตกต่างกัน ดังนั้นหลักการของการออกแบบจึงแตกต่างกันด้วย วิศวกรผู้ออกแบบควรที่จะศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว หลักการและข้อกำหนดในการออกแบบเพื่อที่จะออกแบบให้รายละเอียดถูกต้อง

2.2 ข้อต่อคาน-เสา (Beam-Column Joint)

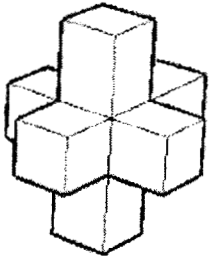
ข้อต่อคาน-เสา ในอาคาร ค.ส.ล. คือส่วนของโครงสร้างคานที่อยู่ในเสา หรือส่วนที่ตัดกันระหว่างเสา และคาน ซึ่งทำหน้าที่ถ่ายแรง และโมเมนต์จากปลายคานไปยังเสา ข้อต่อระหว่างคาน-เสา นั้นมีความสำคัญเป็นอย่างมาก ควรมีความแข็งแรง (Strength and Stiffness) และมีความเหนียว (Ductility) เพียงพอ ที่จะสลายพลังงานแผ่นดินไหวได้

2.2.1 ประเภทของข้อต่อคาน-เสา

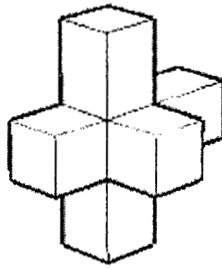
สำหรับข้อต่อคาน-เสา ของโครงสร้างอาคาร ค.ส.ล. นั้น ทางสถาบัน ACI Committee 352 [5] ได้จำแนกประเภทตามลักษณะรูปทรงของข้อต่อ (Joint Geometry) ดังนี้

- 1) Interior beam-column joint โครงสร้างของคานทั้ง 4 ด้าน อยู่ในโครงสร้างของเสาในแนวตั้ง แสดงดังรูป 2.1(a)
- 2) Exterior beam-column joint โครงสร้างของคาน 1 ด้านอยู่ในโครงสร้างของเสาในแนวตั้ง และมีโครงสร้างของคานอีก 2 ด้าน ตั้งฉากกับข้อต่อ แสดงดังรูป 2.1(b)

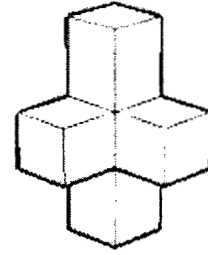
3) Corner beam-column joint โครงสร้างของคานทั้ง 2 ด้าน อยู่ในโครงสร้างของเสาในแนวตั้ง โดยคานทั้งสอง มีทิศทางตั้งฉากกัน แสดงดังรูป 2.1(c)



(a) Interior Joint



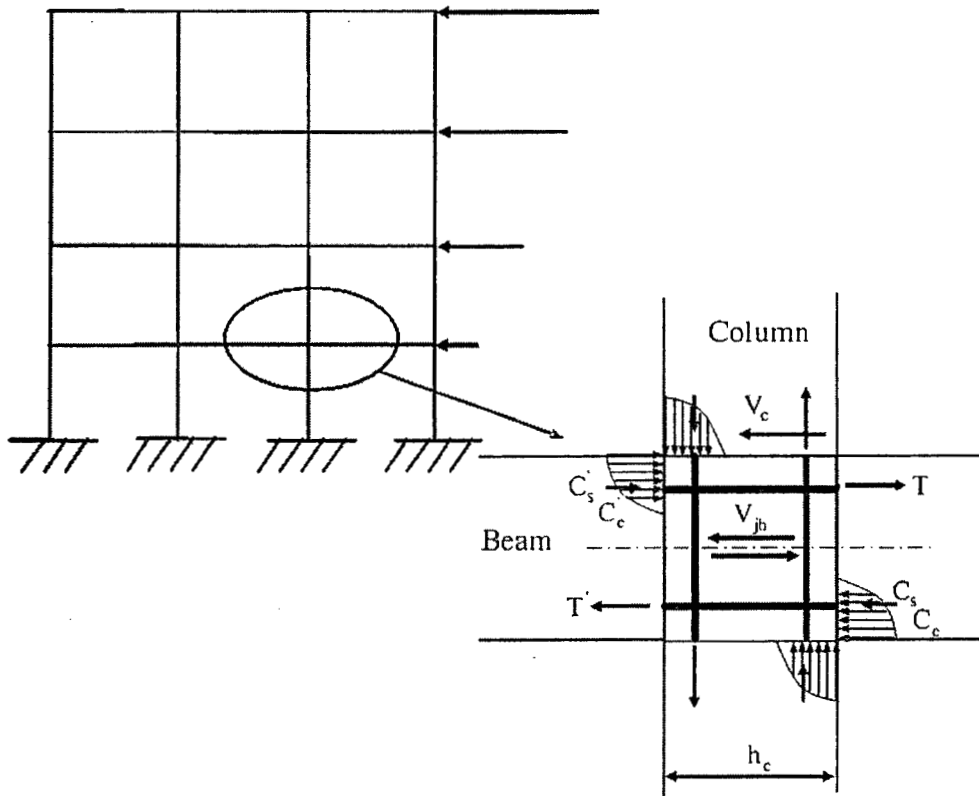
(b) Exterior Joint



(c) Corner Joint

รูปที่ 2.1 ประเภทของข้อต่อคาน-เสา

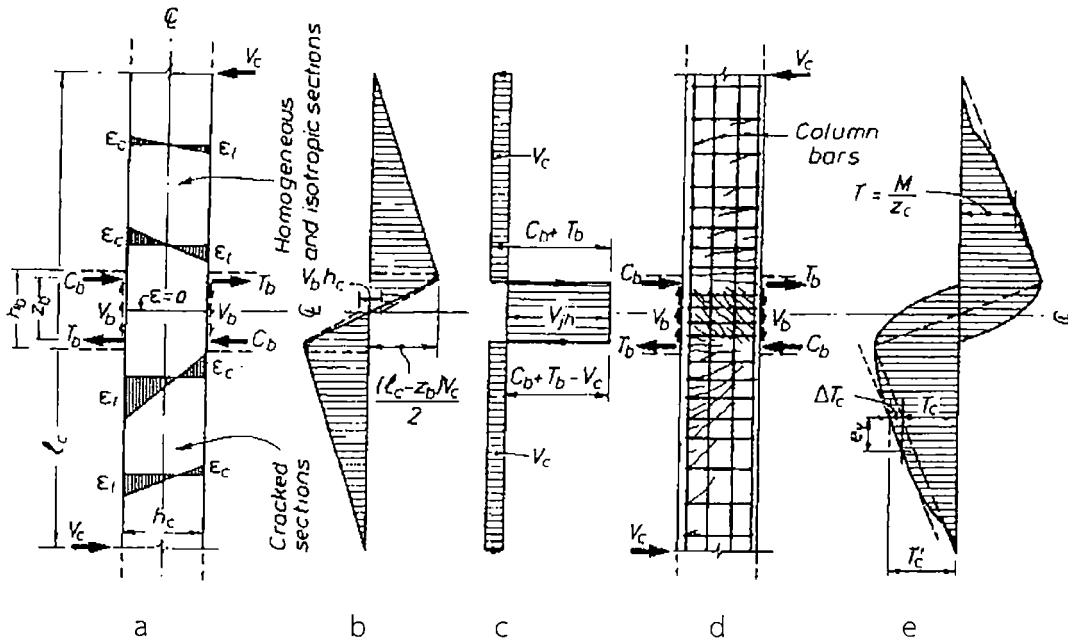
2.3 พฤติกรรมข้อต่อคาน-เสาเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว



รูปที่ 2.2 พฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสา เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว

เมื่อมีแรงแผ่นดินไหว หรือแรงแนวราบ กระทำต่ออาคาร ค.ส.ล. อาคาร ข้อต่อคาน-เสา จะมีการเปลี่ยนแปลงดังรูปที่ 2.2 ภายใต้ผลของแรงแผ่นดินไหวจะทำให้เกิดแรงเฉือนขนาดใหญ่กระทำภายในข้อต่อคาน-เสาแรงเฉือนนี้จะส่งผลให้เกิดวิบัติที่มุมของข้อต่อและนำไปสู่การพังทลายจากแรงเฉือนหรือจากแรงยึดเหนี่ยวหรือทั้ง 2 อย่าง

2.3.1 สภาวะสมดุลของคาน-เสา



(a) แรงที่กระทำกับเสา (b) โมเมนต์ตัด (c) แรงเฉือน
(d) ลักษณะรอยแตก (e) การเปลี่ยนแปลงของแรงดึงตลอดความยาวของเสา

รูปที่ 2.3 ลักษณะของเสาและพฤติกรรมของข้อต่อ [20]

เนื่องจากข้อต่อเป็นส่วนหนึ่งของเสา แรงภายในของข้อต่อที่เกิดขึ้นจะเกิดภายในเสาเช่นกันรูปเป็น FBD ซึ่งเป็นแรงภายในต่างๆที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวจากรูปที่ 2.3(a) ที่ด้านล่างแรงที่กระทำกับเสาซึ่งเกิดจากผลของโมเมนต์ตัดของคานทำให้เกิดแรงดึง (T_b) และแรงอัด (C_b) ในเหล็กคานแล้วส่งผ่านมากระทำที่เสา กำหนดให้ $T_b = C_b$ และ แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในฝั่งตรงข้ามกันของข้อต่อมีค่าเท่ากัน ดังนั้นจากปริบอดีโดอะแกรมสามารถเขียนสมการแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาได้ดังนี้

$$V_c = \frac{2T_b z_b + V_b h_c}{l_c}$$

จากรูปเป็นกราฟแสดงโมเมนต์ดัด (BMD) และแรงเฉือน (SFD) ที่เกิดขึ้นภายใน จะให้เห็นได้ว่า ในบริเวณข้อต่อที่จะมีปริมาณแรงเฉือนภายในมาก ดังนั้นจาก FBD, BMD และ SFD สามารถหาปริมาณแรงเฉือนในแนวราบในบริเวณข้อต่อได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$V_{jh} = C_b + T_b - V_c = \left(\frac{l_c}{z_b} - 1 \right) V_c - \frac{h_c}{z_b} V_b$$

ในส่วนครึ่งบนของรูปจะเห็นว่ามียรอยแตกในแนวราบของคอนกรีตซึ่งเกิดจากแรงดึงภายในเนื้อคอนกรีต (T_c) การวิเคราะห์ส่วนของรอยแตกที่เกิดจากแรงดึงนี้จะมีผลกับค่าโมเมนต์ดัดภายในเสา ถ้ามีค่าโมเมนต์น้อย รอยแตกจะน้อยลงหรือแทบไม่เกิดรอยแตกเลย ดังนั้นจะกำหนดให้ $T_c = \frac{M}{z_c}$ ซึ่ง z_c คือ ระยะที่วัดจากกึ่งกลางของเสาไปหาตำแหน่งที่ต้องการทราบ และในส่วนข้างล่างของรูปที่ 2.3(d) ผลของแรงเฉือน (V_c) จะทำให้เกิดรอยแตกในแนวเอียง รอยแตกนี้เกิดขึ้นจากแรงดึงภายในที่เพิ่มขึ้น (T_c) จากเดิม เพราะฉะนั้นแรงดึงทั้งหมดที่เกิดภายในเสาช่วงล่างจะมีค่าเท่ากับ $T_c + \Delta T_c$ ซึ่งก็เช่นเดียวกัน แรงดึงที่เพิ่มขึ้นนี้สามารถหาได้จากการประยุกต์มาจากค่าโมเมนต์ดัด ซึ่งมีสมการดังนี้

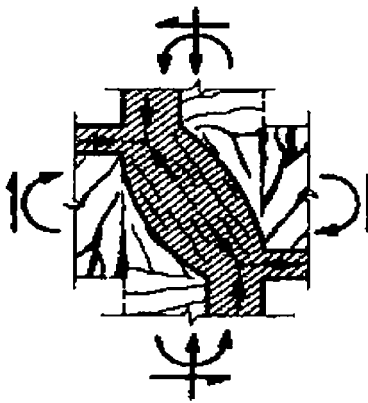
$$\Delta T_c \approx \frac{e_v}{z_c} V_c$$

โดยที่ e_v คือ Tension Shift และโดยปกติแล้วค่า $\frac{e_v}{z_c}$ จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.5-1.0

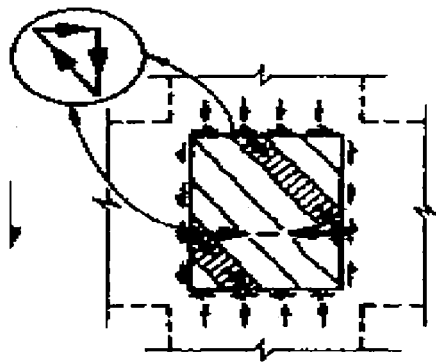
การเพิ่มขึ้นของแรงดึง (T_c) จะเป็นค่าตามอัตราส่วนของแรงเฉือนของคอนกรีต (V_c) ในบริเวณที่พิจารณา สำหรับผลของแรงดึงของเหล็กที่อยู่ภายในข้อต่อและจากโมเมนต์ดัดจะส่งผลให้ข้อต่อเกิดการขยายตัวในแนวตั้งที่ข้อต่อ หลังจากนั้นเกิดรอยแตกในแนวเอียงของเนื้อคอนกรีตบริเวณข้อต่อ และเกิดการขยายตัวในแนวราบของข้อต่อตามมา

2.3.2 กำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength)

แรงภายในจะถ่ายแรงไปตามชิ้นส่วนเข้าสู่แกนข้อต่อที่แสดงในรูปที่ 2.4(a) ผลของแรงเฉือนที่กระทำที่มุมของข้อต่อคาน-เสาทั้งในแนวตั้งและแนวราบ แรงลัพท์ที่เกิดขึ้นจากแรงเฉือนนี้จะมีทิศทางเอียงทแยงมุมจะทำให้เกิดแรงอัดและแรงดึงกระทำที่มุมของข้อต่อเสาคานเมื่อแรงลัพท์นี้เพิ่มขึ้นมากกว่ากำลังรับแรงอัดและแรงดึงของคอนกรีตจะส่งผลให้เกิดรอยแตกเป็นแนวเอียงที่บริเวณมุมของข้อต่อคาน-เสา



(a) Concrete Strut



(b) Diagonal Compression Field

รูปที่ 2.4 ลักษณะแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในข้อต่อคาน-เสา [20]

แรงภายในบางแรงของคอนกรีตจะถูกถ่ายแรงเข้าไปในลักษณะของ Diagonal Strut ส่วนแรงภายในอื่นๆจะถูกถ่ายแรงเข้าสู่ข้อต่อโดยเหล็กเสริมของคานและเสา นั่นก็คือแรงยึดเหนี่ยว ทำให้เกิดการถ่ายแรงในลักษณะเดียวกับชิ้นส่วนโครงถัก (truss)

การขัดขวางการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนโดยแรงดึงในทิศทางเอียงนี้ ต้องการการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนทั้งในแนวตั้งและแนวราบ การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนนี้จะช่วยรับแรงอัดในทิศทางเอียง (Diagonal Compression Field) ที่แสดงในรูปที่ 2.4(b) แสดงปริมาณของการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในแนวราบต้องมากกว่าที่ต้องการจริง ซึ่งสำหรับการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนของเสานี้จะอยู่ในรูปของเหล็กปลอกหรือตะขอเหล็ก

เมื่อการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนที่ไม่เพียงพอ การเกิดการครากของเหล็กตะขอนี้ จะทำให้เกิดรอยแตกในแนวเอียง หลังจากนั้นเหล็กเสริมรับแรงเฉือนจะทำหน้าที่ถ่ายแรงดึงเท่านั้น ดังนั้นเหล็กที่ยึดตัวจน

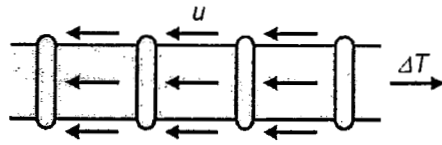
อยู่ในสภาวะอินอีลาสติกจะไม่สามารถหดรัดตัวคืนกลับมาได้ ในระหว่างการเกิดแรงภายนอกมากกระทำกับ โครงสร้าง เหล็กปลอกจะสามารถช่วยต้านทานกับแรงเฉือนนี้เท่านั้น ถ้าการยึดตัวของเหล็กมีค่ามากกว่า แต่ก่อน จะทำให้สติเฟ่นลดลงอย่างรุนแรงและระดับของแรงเฉือนก็ลดลง หลังจากเกิดแรงหรือการ เปลี่ยนตำแหน่งสลับทิศทางทันทีทันใดจะทำให้การสลายพลังงานจากแรงแผ่นดินไหวลดลง

เมื่อเหล็กรับแรงเฉือนถึงจุดคราก ผิวหน้าของคอนกรีตที่ข้อต่อจะหลุดร่อนเนื่องจากแรงอัดใน แนวเอียงซึ่งต้องพิจารณาสาเหตุของการวิบัตินี้เป็นอย่างแรก อย่างไรก็ตามการวิบัติในลักษณะนี้ไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้ ควรที่จะออกแบบให้โครงสร้างมีกำลังมากกว่าความเป็นจริง (Over Strength)

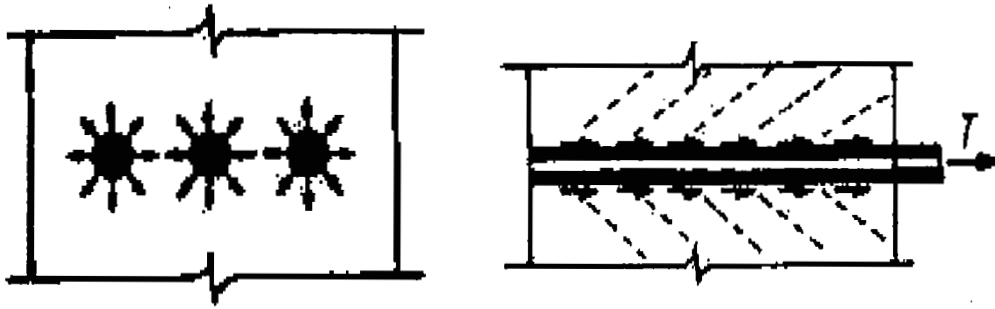
2.3.3 หน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond Strength)

กลไกสำคัญของคอนกรีตเสริมเหล็กคือการที่คอนกรีตและเหล็กเสริมทำงานร่วมกันในการ ต้านทานแรงภายนอก นั่นคือ แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กและคอนกรีตที่เพียงพอจะทำให้เกิดการถ่าย แรงระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต การถ่ายแรงอาจเกิดจากการยึดติดที่ผิวเหล็กหรือความขรุขระของ เหล็กเสริมแบบข้ออ้อย แรงยึดเหนี่ยวถูกอธิบายในรูปของระยะฝัง (Development Length) ซึ่งเป็น ความยาวของเหล็กเสริมที่ฝังปลายในคอนกรีต แรงยึดเหนี่ยวของข้อต่อคาน-เสาภายนอกนี้จะเกี่ยวข้องกับ ระยะฝังตัวและการงอปลายของเหล็ก ส่วนในข้อต่อคาน-เสาภายใน แรงยึดเหนี่ยวจะเกิดกับเหล็กจะ ฝังผ่านจากข้อต่อหนึ่งไปอีกข้อต่อหนึ่งและไปงอปลายที่ข้อต่อคาน-เสาภายนอกสำหรับโครงสร้างที่มีความ เหนียวปานกลาง การลื่นไถลของเหล็กเสริมเนื่องจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวนี้สามารถเกิดขึ้นได้ แต่ ผลจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นบริเวณข้อต่อคาน-เสาภายในจะไม่ส่งผลให้มีการสูญเสียกำลัง อย่างทันทีทันใด แต่ถ้าหากมีการงอปลายที่ข้อต่อคาน-เสาภายนอกไม่ดีก็จะส่งผลเสียหายต่อข้อต่อ ภายในตามมาทีหลัง

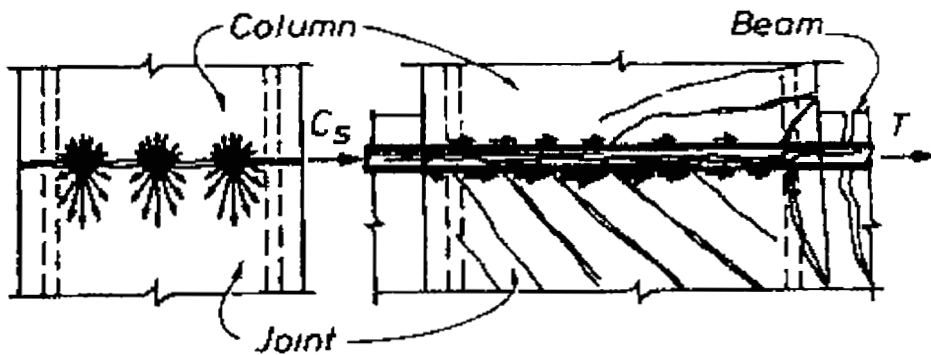
รูปแบบของการวิบัติอาจเกิดจากการที่เหล็กเสริมถูกดึงออกมาจากเนื้อคอนกรีต (Pullout Failure) แต่ที่พบบ่อยไปกว่านั้นคือแบบที่คอนกรีตโดยรอบแยกออกจากกัน (Splitting) อันนี้เนื่องมา จากการหดรัดตัวที่มากเกินไปของเหล็กเสริมเนื่องจากการแยกตัวของคอนกรีตจะขึ้นอยู่กับความสามารถของ คอนกรีตที่ต้านทานแรงดึงซึ่งขึ้นอยู่กับระยะหุ้มเหล็กเสริมและระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม รวมถึงการบีบ รั้ดของเหล็กปลอกด้วย



รูปที่ 2.5 แรงเสียดทานและแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวเหล็กกับคอนกรีต [20]



รูปที่ 2.6 แรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตเมื่อเหล็กกลิ้งไถลออกจากคอนกรีต [20]



รูปที่ 2.7 การสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กงอปลายในข้อต่อคาน-เสาภายนอกและเหล็กที่ฝังผ่านข้อต่อคาน-เสาภายใน [20]

มาตรฐานข้อกำหนด ACI 318-99 [6] เมื่อเกิดแผ่นดินไหว อาคารโยกตัวไปมา ชั้นส่วนโครงสร้าง อาจแยกออกจากกัน และคอนกรีตอาจแตกหลุดออกจนเสียกำลังส่วนใหญ่จนเกิดการวิบัติพังทลาย การเพิ่มเหล็กปลอกรััดถี่ขึ้นในบริเวณบางส่วนของคาน เสา และข้อต่อ รวมทั้งการเพิ่มความยาวการฝัง เหล็กเข้าข้อต่อให้เพียงพอ จะช่วยเพิ่มความเหนียวให้กับโครงสร้างอย่างมาก และช่วยลดความเสี่ยงจากการพังทลายที่กล่าวข้างต้น ดังนั้นการออกแบบอาคารรองรับแผ่นดินไหวโดยใช้รายละเอียดการเสริมเหล็ก ตามมาตรฐานทั่วไปอาจจะไม่เพียงพอ ACI (American Concrete Institute) จึงได้จัดทำรายละเอียดการเสริมเหล็กสำหรับการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยเฉพาะขึ้น ใน AC1318M-02 ได้แบ่งระดับความเสี่ยงของแผ่นดินไหวเป็นพื้นที่ความเสี่ยงเล็กน้อย (Low Seismic Risk) พื้นที่ความเสี่ยงปานกลาง (Moderate Seismic Risk) และมีพื้นที่ความเสี่ยงสูง (High Seismic Risk) ซึ่งแต่ละพื้นที่จะมีความรุนแรงแตกต่างกันไปในที่นี้จะกล่าวถึงพื้นที่ความเสี่ยงปานกลาง (เทียบเคียงกับ UBC Seismic Zone 2) ซึ่งน่าจะเหมาะสมกับความเสียหายที่ไม่แน่นอนและมีการเพิ่มความเหนียวให้กับโครงอาคารในพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย ส่วนรายละเอียดการเสริมเหล็กสำหรับโครงเฟรมในพื้นที่ความเสี่ยงปานกลางนี้ AC1318M-02 ให้ใช้ตามข้อกำหนดของโครงเฟรมโมเมนต์ดัดปานกลาง (Intermediate Moment Frame) โดยให้รายละเอียดแนวทางการเสริมเหล็กแสดงดังรูปที่ 2.8 ไว้ดังนี้

1) รายละเอียดเหล็กเสริมในเสา

1.1) ที่ปลายบนล่างของเสาในช่วง L_o เหล็กปลอกรััดรอบต้องมึระยะห่างทุกระยะ S_o โดยที่ S_o มึระยะไม่เกินค่าที่น้อยที่สุดของค่าต่อไปนี้

- (a) 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กยืนที่เล็กที่สุด
- (b) 24 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก
- (c) ครึ่งหนึ่งของด้านแคบของเสา
- (d) 300 มิลลิเมตร

สำหรับความยาว L_o ต้องไม่น้อยกว่าค่าที่มากที่สุดของค่าต่อไปนี้

- (e) 1/6 ของความสูงเสาจากพื้นถึงท้องคาน (Clear Height)
- (f) ด้านที่กว้างที่สุดของเสา
- (g) 450 มิลลิเมตร

1.2) เหล็กปลอกอันแรกต้องห่างจากขอบคานไม่เกินครึ่งหนึ่งของ

1.3) นอกช่วง L_o เหล็กปลอกต้องมึระยะห่างทุกระยะ S_1 โดย S_1 มึระยะไม่เกินค่าที่น้อยที่สุดของค่าต่อไปนี้

- (h) 16 เท่า ของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก
- (j) ด้านแคบของเสา
- (k) 600 มิลลิเมตร

ในกรณีที่ต้องใช้เหล็กปลอกรับแรงเฉือนระยะ S_1 ต้องไม่เกินครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัดเสาคาน

1.4) ระยะห่างของเหล็กปลอกช่วงข้อต่อต้องเป็น 2 เท่าของ S_0

1.5) การต่อทาบเหล็กยื่น ยอมให้ต่อทาบในช่วงกึ่งกลาง (Center Half) ของความยาวเสาคาน โดยมีเหล็กปลอกรัดทุกระยะห่างไม่เกินค่าต่อไปนี้

(j) $1/4$ ของความกว้างน้อยที่สุดของเสาคาน

(m) 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กยื่น

(n) S_x ตามสมการข้างล่างนี้

$$S = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

เมื่อ h_x เท่ากับระยะแนวนอนที่มากที่สุดของเหล็กยื่นของทุกหน้าตัดเสาคานที่ถูกยึดเข้ามุมหรือของงอของเหล็กปลอกหรือเหล็กปลอกรัดขวางใดๆ หน่วยเป็นมิลลิเมตร โดยที่ h_x ไม่ควรมากกว่า 350 มิลลิเมตร โดยค่าของ S ควรไม่เกิน 150 มิลลิเมตร และไม่จำเป็นต้องน้อยกว่า 100 มิลลิเมตร

2) รายละเอียดเหล็กเสริมในคาน

2.1) ที่ปลายทั้งสองข้างของคานในช่วงความยาว 2 เท่า ของความลึกคาน (h_x) วัดจากขอบเสาคานเข้าสู่กลางคาน เหล็กปลอกรัดรอบอันแรกต้องมีระยะห่างไม่เกิน 50 มิลลิเมตรจากขอบเสาคาน และปลอกถัดไปต้องมีระยะห่างทุกระยะ S_2 โดยที่ S_2 ระยะไม่เกินค่าที่น้อยที่สุดของค่าต่อไปนี้

(a) $1/4$ ของความลึกประสิทธิภาพของคาน

(b) 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางยาวที่เล็กที่สุด

(c) 24 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก

(d) 300 มิลลิเมตร

2.2) นอกเหนือจากข้อ 2.1 ระยะห่างของเหล็กปลอก (S_3) ต้องไม่เกินครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิภาพของคานตลอดความยาวคาน

2.3) การต่อทาบเหล็กเสริมทางยาวจะต้องพับเหล็กปลอกช่วงทาบเหล็ก โดยที่ระยะเหล็กปลอกห่างกันไม่เกิน $1/4$ ของความลึกประสิทธิภาพของคานหรือ 100 มิลลิเมตร สำหรับตำแหน่งของเหล็ก ไม่ควรทาบเหล็กในบริเวณดังต่อไปนี้

(e) ภายในรอยต่อเสาคาน-คาน

(f) ภายในระยะ 2 เท่าของความลึกคานจากขอบจุดต่อเสาคาน-คาน

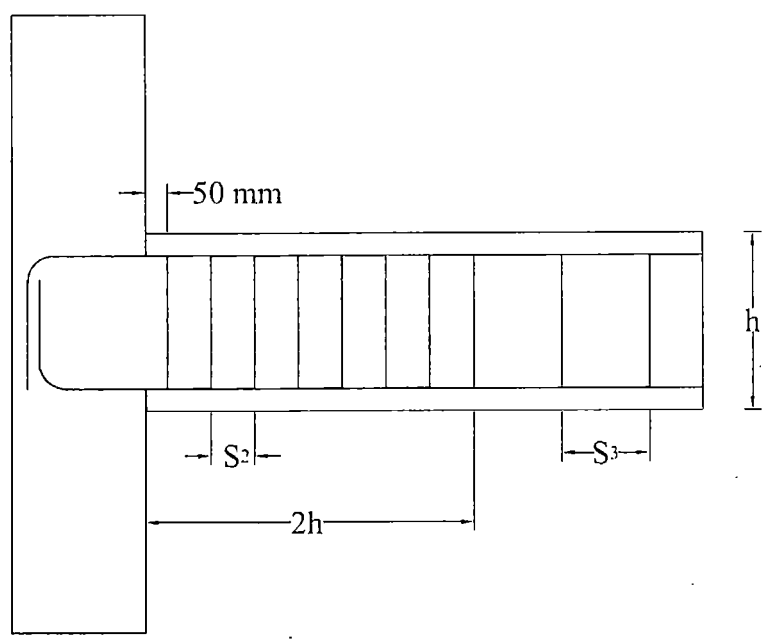
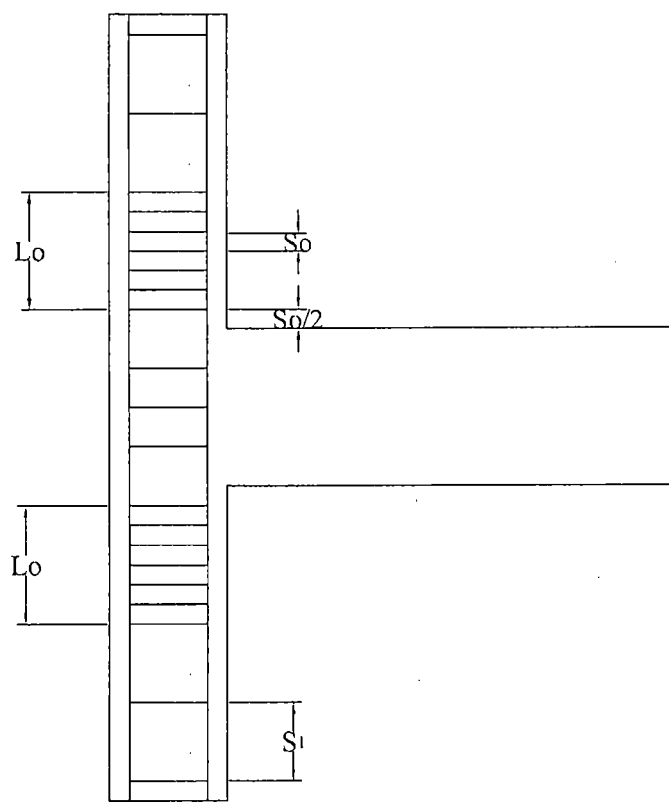
(g) ตำแหน่งที่การวิเคราะห์บ่งชี้ว่าจะเกิดการคลากจากการตัด (Flexural Yielding) หรือข้อหมุนพลาสติก (Plastic Hinging) จากการโยกตัวทางข้างของโครงเฟรมจนเป็น Inelastic

3) จุดต่อชิ้นส่วนโครงสร้างต่างๆ

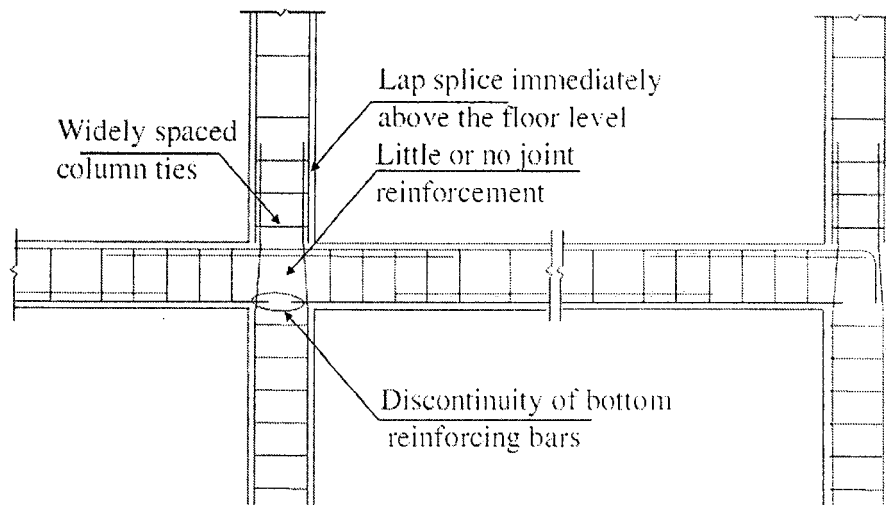
ภายในจุดต่อจะต้องมีการฝังเหล็กเสริมจากชิ้นส่วนโครงสร้างเข้าจุดต่ออย่างเพียงพอ ไม่ครูดหลุด หรือแยกออกเมื่อเกิดการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวและจะต้องมีการพันเหล็กปลอกรัดเนื้อคอนกรีต (Confinement) อย่างเพียงพอเพื่อไม่ให้คอนกรีตแตกแยกจนสูญเสียกำลังส่วนใหญ่และเหล็กเส้นเสริมสูญเสียการยึดเหนี่ยว (Bonding)

มาตรฐานข้อกำหนด ACI 352-1985 [5] เมื่อไม่คำนึงถึงแรงจากแผ่นดินไหว และอ้างอิงตามมาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (WSD) และวิธีกำลัง (USD) ของสมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย การให้รายละเอียดเหล็กเสริมโดยทั่วไปแสดงดังรูปที่ 2.9 ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

- ไม่มีเหล็กทางขวาง (Transverse reinforcement) ในข้อต่อคาน-เสา
- มีการทาบเหล็กยื่นในเสาที่ระดับเหนือพื้นเล็กน้อย โดยมีระยะทาบตามมาตรฐาน
- เหล็กปลอกในเสามีระยะเรียงห่างกันมาก ส่วนมากใส่ตามจำนวนเหล็กปลอกขั้นต่ำในมาตรฐาน
- มีการต่อทาบเหล็กกลางในคาน ที่ตำแหน่งข้อต่อคาน-เสา



รูปที่ 2.8 รายละเอียดการเสริมเหล็กในเสา และ คาน คสล. ตามมาตรฐานข้อกำหนด ACI 318-99



รูปที่ 2.9 รายละเอียดของการเสริมเหล็กทั่วไป ที่ก่อสร้างในประเทศไทย [3]

2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ในอดีตการศึกษาโครงสร้าง คาน-เสา-พื้นสำเร็จรูปมีน้อยมาก ส่วนใหญ่จะเป็นการศึกษาพฤติกรรมข้อต่อคาน-เสา หรือไม่ก็เป็นการศึกษาพฤติกรรมโครงสร้าง คาน-เสา-พื้นคอนกรีตอัดแรง อย่างไรก็ตาม การศึกษาเหล่านี้ ก็เป็นแนวทางที่สามารถนำมาเป็นพื้นฐานของการศึกษานี้ได้เป็นอย่างดี ดังนั้นจึงขอกล่าวถึงการศึกษานี้ดังนี้

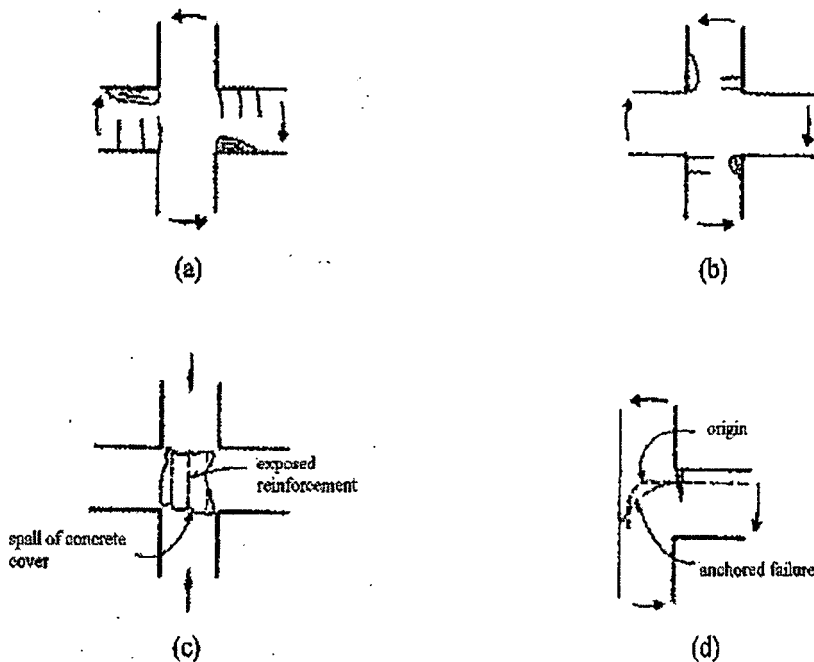
Ehsani and Wight (1985) [10] ได้เสนอข้อมูลของคาน-เสารายนอกซึ่งมี 6 ส่วนย่อยที่ได้รับการทดสอบ ในการทดสอบนี้พยายามจะหลีกเลี่ยงการสร้างแบบ Plastic Hinges โดยที่อัตราส่วนความแข็งแรงดัดไม่ควรน้อยกว่า 1.4 และแรงเฉือนภายนอกสูงสุดที่เชื่อมต่อกันของคานกับเสาจะต้องไม่เกิน $12\sqrt{f'_c}$ (psi) เพื่อลดความเสียหายที่มากเกินไป เช่น การลื่นไถลของเสาและคานเกิดการเคลื่อนตัวออกจากเสา พบว่าในกรณีที่มีอัตราส่วนความแข็งแรงดัดที่ข้อต่อเนื่องจากแรงเฉือนหรือการงอปลายของเหล็กเสริมมีความสำคัญมากกว่าที่จะยับยั้งไม่ให้เกินค่าแนะนำ (1.4) โดยปริมาณของเหล็กเสริมตามขวางตรงข้อต่อจะทำให้มีความปลอดภัยลดลง

Hakuto et al. (2000) [12] ทำการทดสอบจำลองแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่อข้อต่อคาน-เสารายนอกและภายในจะเป็นข้อต่อคาน-เสาที่ใส่รายละเอียดต่ำกว่ามาตรฐานของโครงสร้างที่ก่อสร้างก่อนปี ค.ศ.1970 ซึ่งข้อต่อคาน-เสารายนอกจะมีการเสริมเหล็กตามขวางภายในและมุมของข้อต่อน้อยมาก สำหรับการใส่รายละเอียดในชิ้นงานนั้น ตัวอย่างแรกจะมีเหล็กบนของคานจะงอปลายลงและเหล็กล่างของคานจะงอปลายขึ้นแล้วฝังเข้ามาภายในข้อต่อ ส่วนในตัวอย่างอื่นๆจะมีเพียงเหล็กบนของคานที่งอ

ปลายเท่านั้นซึ่งจะมีลักษณะเดียวกับที่ใช้ในการก่อสร้างทั่วไป งานวิจัยนี้จะอธิบายว่าการร่อนปลายของเหล็กคานที่ใช้อยู่ในปัจจุบันว่าช่วยปรับปรุงประสิทธิภาพการทำงานของข้อต่อคาน-เสาได้

Meinheit และ Jirsa [15] ได้ศึกษารูปแบบการวิบัติของข้อต่อคาน-เสา โดยมีการจำแนกรูปแบบของการวิบัติดังนี้

- a) Beam hinging failure เกิด Plastic hinge ที่ปลายคาน เนื่องจากคานรับแรงกระทำไม่ไหว ทำให้เกิดรอยร้าวบริเวณรอบๆคาน โดยคานจะพังก่อน ข้อต่อ และเสา การวิบัติแบบนี้ก่อให้เกิดความเสียหายไม่มากนัก
- b) Column hinging failure เกิด Plastic hinge ที่ปลายเสา เนื่องจากเสารับแรงกระทำไม่ไหว ทำให้เกิดรอยร้าวบริเวณรอบๆเสา โดยเสาจะเกิดการพังก่อน การวิบัติแบบนี้ก่อให้เกิดอันตรายอย่างมาก เพราะเมื่อเสาเสียหายทำให้โครงสร้างเกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Side sway) ทำให้โครงสร้างทั้งหมดพังทลาย
- c) Joint shear failure เกิดขึ้นเนื่องจากกำลังรับแรงของข้อต่อไม่เพียงพอ เกิดรอยร้าวที่ข้อต่อ ทำให้คอนกรีตที่ผิวหลุดร่อนออกจากข้อต่อ ส่งผลให้เหล็กเสริมในเสาเกิดการดุ้ง (Buckle) ทำให้เสาพังลงมา การวิบัติแบบนี้อันตรายมาก
- d) Anchorage failure การวิบัตินี้เกิดขึ้นเฉพาะ Exterior Joint เท่านั้น เกิดจากระยะงอปลาย (Anchorage length) ไม่เพียงพอ ทำให้เหล็กเสริมในคานเกิดการรูด ส่งผลให้คานไม่สามารถรับแรงได้ตามที่ออกแบบไว้



รูปที่ 2.10 การวิบัติของข้อต่อ [15]

Pantazapoulou and Bonacci (1992) [17] ตรวจสอบชิ้นส่วนของข้อต่อคาน-เสาในแรงตามขวางที่ทำกับโครงข้อแข็ง โดยได้สร้างและกำหนดความสมมูลความเค้นและความเครียดจนเป็นที่ยอมรับ แสดงให้เห็นว่าแรงเฉือนของชิ้นส่วนขึ้นอยู่กับกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต และได้เพิ่มการยึดเหนี่ยวจากการวิบัติให้ข้อต่อมีปริมาตรจำกัดโดยส่วนใหญ่ก็เป็นแนวทแยงในแนวนอน หรือจุดครากของแรงแ้งตั้งโดยการเสริมแรงของจุดคราก

Pantazapoulou and Bonacci (1994) [18] ได้ทำการศึกษากลไกการวิบัติของข้อต่อเสาคานเมื่อได้รับแรงต้านข้าง จากทฤษฎีในสภาวะสมมูลของความเค้นและความเครียดแสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงเฉือนของข้อต่อจะขึ้นอยู่กับกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต ผลงานวิจัยนี้จึงสรุปได้ว่ากำลังรับแรงเฉือนจะลดลงเมื่อมีแรงในแนวแกนมากกระทำมากขึ้น , การสูญเสียแรงยึดเหนี่ยว และความสามารถในการถ่ายแรงของข้อต่อจะถูกจำกัดลงโดยเกิดจากการ *crusting* ตามแนวเส้นทแยงมุมของข้อต่อซึ่งการ *crusting* นี้จะเกิดเมื่อเหล็กถูกดึงเกิดการครากหลังจากเหล็กงอปลายครากนั่นเอง

Paulay and Scarpas (1981) [19] ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมข้อต่อคาน-เสาภายนอก ซึ่งได้สร้างชิ้นงานขึ้นมา 3 ตัวอย่าง ผลจากการทดลองสรุปได้ว่าเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวราบจะสามารถช่วยต้านทานแรงเฉือนได้อย่างมาก ซึ่งแต่ละตัวอย่างมีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนที่แตกต่างกัน แต่จะมีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในแนวตั้งเท่ากันที่เหมือนกัน ขณะที่ทำการทดลองพบว่าเมื่อแรงในแนวแกนลดลงจาก $0.15 f_c' A_g - 0.075 f_c' A_g$ ซึ่งเกิดจากการที่ *Stiffness* , *Strength* , การสลายพลังงานลดลงนั่นเอง

Uzumeri (1997) [21] ได้ทำการสร้างตัวอย่างชิ้นงานที่แตกต่างกัน 8 ตัวอย่าง โดยที่ 3 ตัวอย่างเป็นข้อต่อเสาคานภายนอกภายใต้แรงคงที่ตามแนวแกน เท่ากับ $0.42 f_c' A_g$ เรียกว่า การวิบัติแบบ *Concrete Struts* ในบริเวณข้อต่อ โดยที่ทั้ง 3 ตัวอย่างนี้ไม่ได้เสริมเหล็กตรงบริเวณข้อต่อ และไม่ได้เสริมเหล็กตามขวางในคานจาก 2 ตัวอย่างในนี้ได้มีเสริมเหล็กที่คานโดยงอปลายฝังเข้าไปในข้อต่อ ทั้ง 3 กรณีนี้ ในขณะที่คานยังคงสภาพสมบูรณ์จนกระทั่งข้อต่อเกิดความเสียหายอย่างรวดเร็วซึ่งจากเกิดจากการเสีรูปร่าง และแรงในแนวแกนจะลดลงเมื่อเกิดการสูญเสียการยึดเหนี่ยว เนื่องจากเกิดการเสีรูปร่างที่เพิ่มมากขึ้นในเนื้อคอนกรีต เรียกว่า *Splitting* ซึ่งจะเกิดที่เหล็กเสริมในเสาที่ผูกติดกับเหล็กงอปลายในคาน จากทฤษฎีที่ดีที่สุดของงานวิจัยนี้สรุปได้ว่า ข้อต่อจะไม่เสีรูปร่างก็ต่อเมื่อเหล็กงอปลายยังคงมีสภาพสมบูรณ์อยู่ภายใต้ *Cyclic loading*

Chris P. Pantelides (2002) ทำการศึกษาโดยเน้นประเมินผลการสิ้นสะท้อนของแรงแผ่นดินไหวที่ส่งผลต่อข้อต่อคาน-เสาที่ก่อสร้างมานานแล้ว ซึ่งเป็นโครงสร้างที่ไม่มีความเหนียวและการใส่รายละเอียดของข้อต่อคาน-เสาที่แตกต่างกัน 3 โครงสร้างตามมาตรฐาน ACI 1963 แต่ยังไม่ใช้การออกแบบที่ดีสำหรับโครงสร้างที่ต้องรับแรงแผ่นดินไหวเหมือนกับมาตรฐาน ACI 352 (1991) ในการทดลองนั้นทำการสร้างตัวอย่าง 6 ตัวอย่าง โดยที่เหล็กบนของคานของทั้ง 6 ตัวอย่างจะงอปลาย 180°

ฝั่งเข้าไปในบริเวณข้อต่อ ส่วนเหล็กกลางของคานมี 2 ตัวอย่างที่ไม่งอปลายและฝั่งเหล็กเข้าไปในข้อต่อ เพียงเล็กน้อยอีก 2 ตัวอย่างจะไม่งอปลายเช่นกันแต่จะฝั่งเหล็กเข้าไปลึกถึงขอบข้อต่อ และ 2 ตัวอย่างสุดท้ายจะฝั่งเหล็กเข้าไปลึกสุดเช่นกันและงอปลาย 180° ด้วย การใส่รายละเอียดของอาคารทั่วไปที่สร้างขึ้นก่อนปี ค.ศ.1970ค่อนข้างต่ำกว่ามาตรฐานกว่าในปัจจุบันมาก ผลการทดลองนี้ตัวอย่างจะเกิดการวิบัติแบบ bond slip และการวิบัติแบบ Shear ในการวิบัติแบบ bond slip นั้นเริ่มแรกเหล็กเสริมเกิดการคราก หลังจากนั้นจะเกิดการพัฒนาของชิ้นส่วน bond slip ทำให้เกิดรอยแตกที่ข้อต่อ แล้วคอนกรีตที่มุมข้อต่อจะเกิดการหลุดร่อนเนื่องจากเหล็กเส้นโผล่ออก สุดท้ายชิ้นส่วนจะสูญเสียความสามารถในการรับแรง ส่วนการวิบัติแบบ Shear เมื่อเหล็กเสริมเกิดการครากจะเกิดการแตกร้าวที่ข้อต่อ จากนั้นเนื้อคอนกรีตที่แกนข้อต่อจะหลุดร่อน สุดท้ายแล้วชิ้นส่วนจะสูญเสียความสามารถในการรับแรงงานวิจัยนี้ได้ให้ข้อเสนอแนะในการออกแบบใหม่ของข้อต่อคาน-เสายานอก โดยต้องคำนึงถึง การวิบัติแบบ bond slip และการวิบัติแบบ Shear ด้วย

Lui , Conhg (2006) ศึกษาพฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสายานอกที่ถูกสร้างด้วยวัสดุที่ให้กำลังสูง โดยทำการสร้างชิ้นงานข้อต่อคาน-เสาและพื้นที่ใช้วัสดุที่ให้กำลังปกติและให้กำลังสูง 4 ตัวอย่าง แล้วทดสอบภายใต้ cyclic loading สำหรับตัวอย่าง 3 ตัวอย่างใช้วัสดุที่ให้กำลังสูงซึ่งประกอบด้วย คอนกรีตกำลังสูง ($f'_c = 1200 \text{ psi}$) เหล็กเสริมกำลังรับแรงดึงสูง และลวดเชื่อมกำลังสูง ส่วนอีกตัวอย่างเป็นชิ้นงานที่ใช้วัสดุที่ให้กำลังปกติซึ่งมีลักษณะเดียวกับงานวิจัยที่เคยทำไปในประเทศสหรัฐอเมริกา นิวซีแลนด์ ญี่ปุ่นและจีน ตัวอย่างทั้งหมดนี้ถูกออกแบบเพื่ออธิบายอิทธิพลของวัสดุที่จะส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของข้อต่อเสาคาน

อานนท์ วงษ์แก้ว และคณะ [22] ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ด้วยวิธีการประยุกต์ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ANSYS สร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำการทดสอบตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อในห้องปฏิบัติการภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา และทำการวิเคราะห์แบบจำลอง เทียบผลการรับน้ำหนัก ค่าการแอ่นตัว และลักษณะการพังของแบบจำลองกับค่าที่วัดได้จากการทดสอบ จากการศึกษาแสดงให้เห็นว่าแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่พัฒนาขึ้นมีความถูกต้องในระดับที่ดีมาก สามารถทำนายค่าโมเมนต์แตกร้าว ค่าโมเมนต์ที่สภาวะเหล็กเสริมเริ่มคราก และค่าโมเมนต์ที่จุดสูงสุดได้ใกล้เคียงผลการทดสอบ โดยมีค่าความผิดพลาดไม่เกิน 15 เปอร์เซ็นต์ นอกจากนี้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ยังแสดงลักษณะการพังของคานคอนกรีตเสริมเหล็กได้แม่นยำใกล้เคียงกับผลการทดสอบอีกด้วย

บทที่ 3

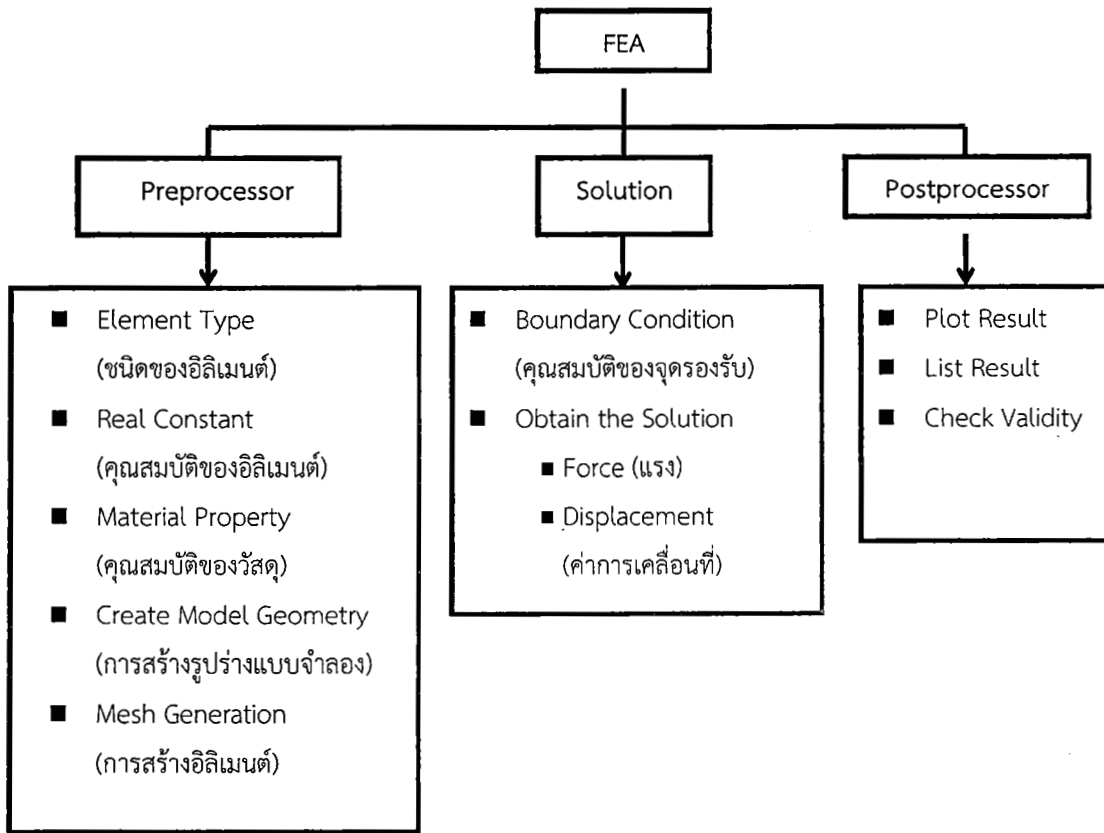
การพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

3.1 บทนำ

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Analysis) เป็นวิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลขที่ใช้สำหรับในการแก้ไขปัญหาด้านวิศวกรรมโครงสร้างที่ได้รับความนิยม มีประโยชน์ในการศึกษาพฤติกรรมโครงสร้างที่ประกอบไปด้วยวัสดุหลายชนิดที่แตกต่างกัน โดยไม่ต้องทำการทำการทดสอบตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ อย่างไรก็ตามการประยุกต์ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ต้องอาศัยองค์ความรู้เฉพาะทางซึ่งมีความซับซ้อน สำหรับการทำงานวิจัยนี้จะทำการศึกษาพฤติกรรมโครงสร้างคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป ANSYS ในบทนี้จะนำเสนอขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ชนิดเอลิเมนต์ที่ใช้กับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

กระบวนการแก้ปัญหาด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ประกอบด้วยขั้นตอนใหญ่ 3 ขั้นตอน คือ 1)

กระบวนการขั้นต้น (Pre-processor) เป็นขั้นตอนการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ให้มีรูปร่างเหมือนกับรูปร่างโครงสร้าง และกำหนดเงื่อนไขจุดรองรับและขอบเขตต่างๆ จำเป็นต้องเหมือนหรือใกล้เคียงกับปัญหาจริงให้มากที่สุดจึงจะนำไปสู่การจำลองพฤติกรรมโครงสร้างได้ใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด 2) กระบวนการวิเคราะห์ (Solution) ข้อมูลต่างๆ ของในขั้นตอนแรก จะถูกส่งเข้าสู่กระบวนการวิเคราะห์ และ 3) กระบวนการอ่านผลการวิเคราะห์ ผลการวิเคราะห์ที่เกิดขึ้นจากขั้นตอนที่ 2) จะประกอบด้วยผลเป็นจำนวนมาก ผู้ใช้สามารถสั่งให้โปรแกรมแสดงผลต่างๆเช่น แรง ความเค้น ความเครียด ระยะการเคลื่อนตัว และอื่นๆ บนหน้าจอคอมพิวเตอร์ได้โดยตรง แสดงสรุปได้ตามรูปที่ 3.1

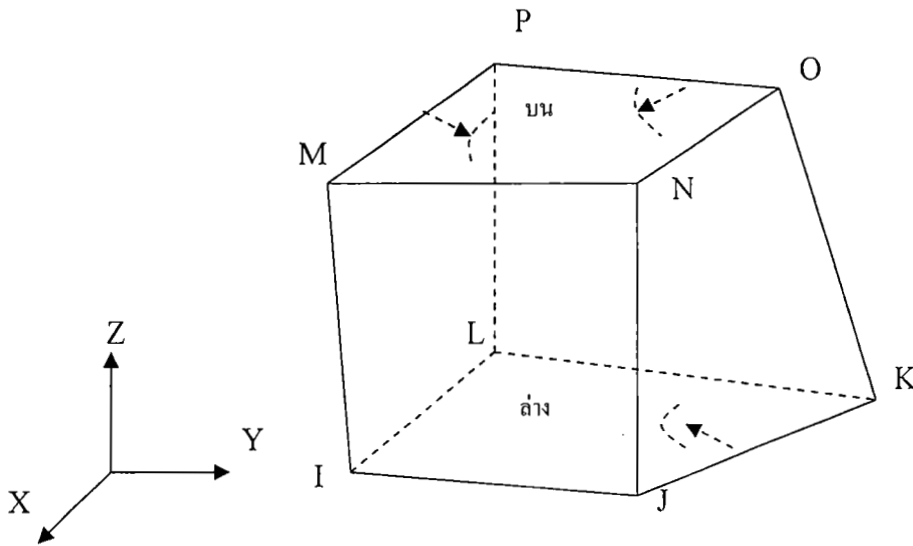


รูปที่ 3.1 แสดงแผนผังสรุปการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

3.2 ชนิดของชิ้นส่วนย่อยวัสดุ

3.2.1 คอนกรีต

ชนิดของชิ้นส่วนย่อย (Element Type) ที่ใช้สำหรับคอนกรีตคือ ชิ้นส่วนย่อยแบบกล่อง (SOLID65) แสดงไว้ในรูปที่ 3.2 แต่ละชิ้นส่วนย่อย (Element) ของคอนกรีตจะถูกกำหนดขนาดด้วยความกว้าง ยาว และสูง ด้วยคำสั่งที่ใช้ในการสร้างจุดต่อจุด (Node) ทั้งหมด 8 จุด ที่ระบุเป็นตัวเลขทรงสี่เหลี่ยม และอ้างอิงพิกัดของจุดต่อตามแกน X Y และ Z ตามลำดับ แต่ละจุดมีดีกรีความอิสระ (Degree of Freedom) เท่ากับ 3 ดีกรี คือ มีการเคลื่อนที่อิสระ (Translation) ในทิศทางตามแนวแกน X Y และ Z



รูปที่ 3.2 ชิ้นส่วนย่อยแบบกล่อง (SOLID65) - 3มิติ ที่ใช้สำหรับคอนกรีต

3.2.2 เหล็กเสริมและเหล็กปลอก

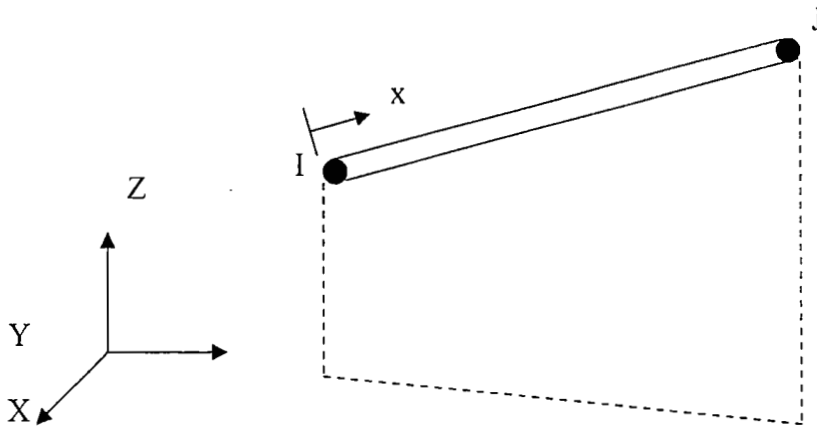
ชนิดของชิ้นส่วนย่อย (Element Type) ที่ใช้สำหรับเหล็กคือ ชิ้นส่วนย่อยแบบแท่ง (LINK8) แต่ละชิ้นส่วนย่อย (Element) ของเหล็กจะใช้ จุดเชื่อมจุด (Node) อ้างอิงพิกัดของจุดต่อตามแกน X Y และ Z ในการสร้างชิ้นส่วนย่อยของเหล็กจะสร้างร่วมกับจุดที่สร้างชิ้นส่วนย่อย (Element) ของคอนกรีต เป็นการใช้อุดร่วมกัน แต่ละจุดมีดีกรีความอิสระ (Degree of Freedom) เท่ากับ 3 ดีกรีคือ มีการเคลื่อนที่อิสระ (Translation) ในทิศทางตามแนวแกน X Y และ Z แสดงดังรูปที่ 3.3

624.18341

๑๖๒๓ กส

น. ๒

338291

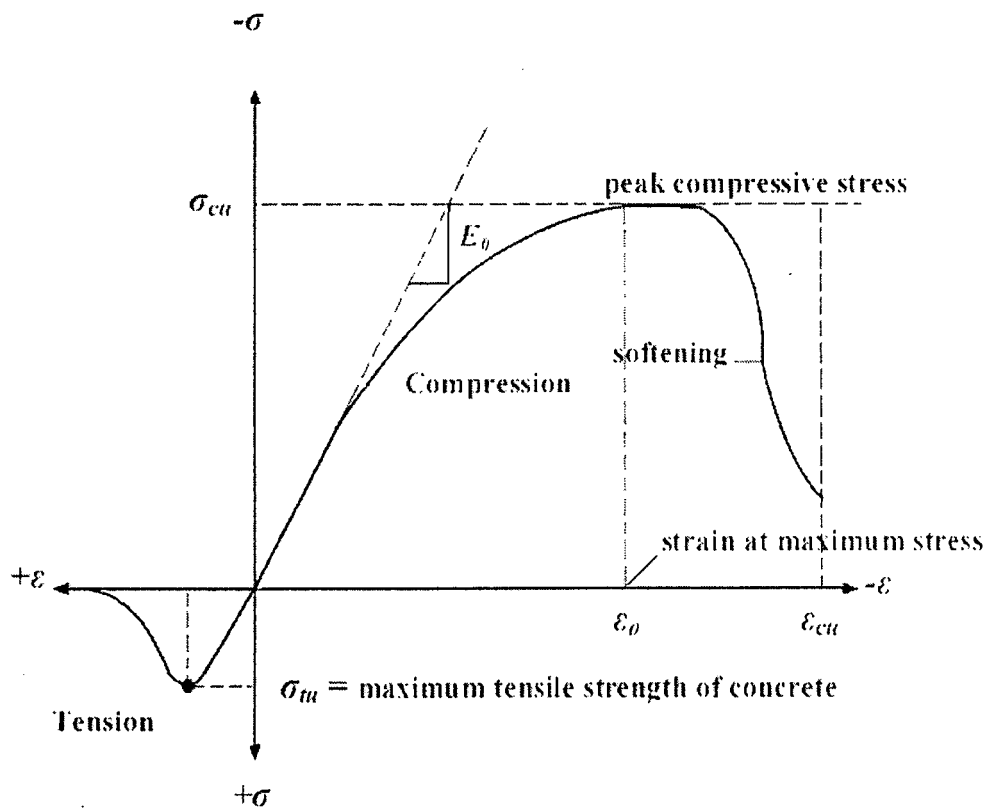


รูปที่ 3.3 ชิ้นส่วนย่อยแบบแท่ง (LINK8) - 3มิติ ที่ใช้สำหรับเหล็ก

3.3 คุณสมบัติของวัสดุ

3.3.1 คอนกรีต

ในการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ คุณสมบัติของคอนกรีตในการรับแรงอัดเป็นเรื่องยุ่งยากและซับซ้อนอย่างมาก นอกจากนี้ค่าคุณสมบัติของคอนกรีตยังเป็นตัวแปรที่มีความสำคัญและส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการรับแรงของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ คอนกรีตเป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติที่กึ่งเปราะและมีพฤติกรรมที่แตกต่างกัน เมื่อรับแรงอัดและรับแรงดึง ความต้านทานแรงดึงของคอนกรีตปกติจะมีค่าประมาณ 8-15% ของกำลังแรงอัด (Shah, et al. 1995) ค่าหน่วยแรงอัด- ความเครียดอัด (Compressive Stress- Compressive Strain) เป็นปัจจัยสำคัญที่เป็นตัวบ่งบอกถึงความสามารถในการรับแรงอัดของคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 3.4 ซึ่งแสดงเส้นโค้งความเค้นและความเครียดทั่วไปสำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ (Bangash 1989)



รูปที่ 3.4 กราฟแสดงเส้นโค้งความเค้นและความเครียดทั่วไปสำหรับคอนกรีตที่น้ำหนักปกติ (Bangash 1989)

เมื่อ

E_0 = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

σ_{cu} = กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต

σ_{tu} = กำลังรับดึงสูงสุดของคอนกรีต

σ = หน่วยแรงอัดของคอนกรีต

ϵ_0 = ความเครียดอัด ณ จุดสูงสุดของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

ϵ = ความเครียดอัดของคอนกรีต

ϵ_{cu} = ความเครียดอัดสูงสุดของคอนกรีต

ในช่วงการรับแรงอัดของคอนกรีต กราฟเส้นโค้งความเค้นและความเครียดของคอนกรีตจะมีความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงถึงประมาณร้อยละ 30 ของกำลังรับแรงอัดสูงสุด จากนั้นค่าความเค้นและค่าความเครียดของคอนกรีตจะเพิ่มมากขึ้นแบบไม่เป็นเชิงเส้นตรง จนถึงกำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต (σ_{cu}) เส้นโค้งความเค้นของคอนกรีตจะมีค่าลดลง ซึ่งแสดงกำลังรับอัดของคอนกรีตจะลดลงอย่างรวดเร็ว

ในขณะที่ความเครียดของคอนกรีตจะค่อยๆ เพิ่มขึ้น ส่วนความเค้นและความเครียดของคอนกรีตเมื่อรับแรงดึง กราฟเส้นโค้งความเค้นและความเครียดของคอนกรีตจะมีความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงถึงความต้านทานแรงดึงสูงสุด หลังจากจุดนี้ คอนกรีตจะเกิดการแตกร้าวและเกิดการพังในที่สุด จนกำลังรับแรงอัดค่อยๆ ลดลงเป็นศูนย์ (Bangash 1989)

3.3.1.1 การใส่ค่าคุณสมบัติของคอนกรีต

ค่าคุณสมบัติของคอนกรีตที่จำเป็นสำหรับการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสา มี ดังต่อไปนี้

- 1) หน่วยรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต (Uniaxial compressive Strength, f'_c) เป็นตัวบ่งชี้ความสามารถการรับแรงอัดของคอนกรีต
- 2) ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (Elastic Modulus, E_c) เป็นค่าความชันของเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นกับค่าความเครียดในช่วงยืดหยุ่น
- 3) ค่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต (Uniaxial tensile cracking stress, f_r) คอนกรีตมีกำลังต้านทานแรงดึงต่ำมาก เฉลี่ยประมาณ 10% ของกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตเท่านั้น ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการ ACI-318 ดังนี้

$$f_r = 1.8\sqrt{f'_c} \quad \text{กก./ตร.ซม.} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

กำหนดให้

f_r = ค่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต

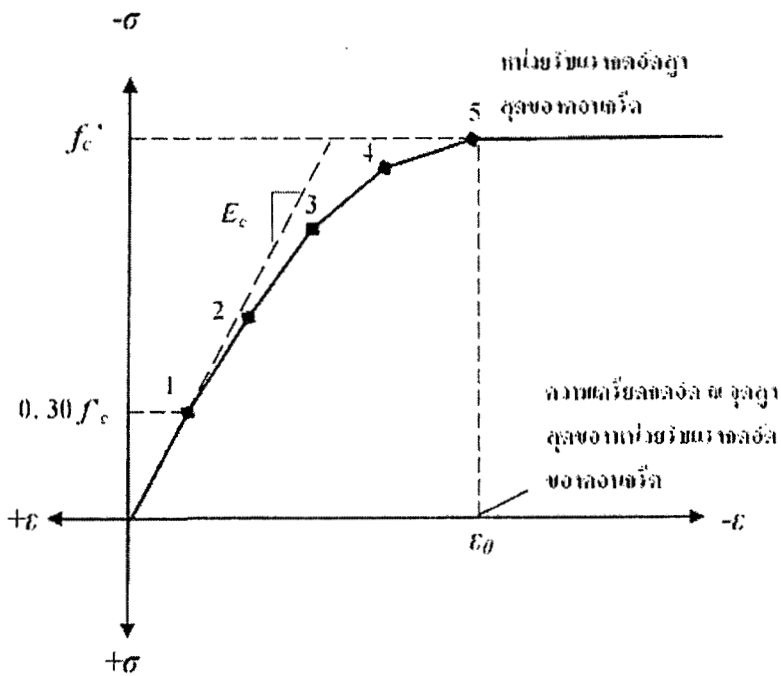
f'_c = หน่วยรับแรงอัดสูงสุดคอนกรีต

- 4) ค่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต (Poisson's ratio, ν) เป็นค่าแสดงสัดส่วนระหว่างความเครียดในแนวราบของแท่งคอนกรีตรูปทรงลูกบาศก์ต่อด้วยความเครียดในแนวแกนของแท่งคอนกรีตรูปทรงลูกบาศก์รับรับแรงอัด จากการทดสอบ คอนกรีตธรรมดามีค่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตอยู่ระหว่าง 0.15-0.25 ในการศึกษาี้ กำหนดค่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตที่ 0.2 ในการใส่ค่าคุณสมบัติคอนกรีตของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

- 5) ค่าสัมประสิทธิ์กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต (Shear transfer coefficient, B_r) ในการใส่ค่าคุณสมบัติสัมประสิทธิ์การพังด้วยแรงเฉือนของคอนกรีตจะแบ่งการใส่ค่าเป็น 2 แบบ คือ การใส่ค่าแรงเฉือนเพื่อให้เกิดการพังของคอนกรีตให้พังแบบราบเรียบ (Shear transfer coefficients for an open crack (smooth crack)) และ การใส่ค่าแรงเฉือนเพื่อให้เกิดการพังของคอนกรีตให้พังแบบรูนแรง (Shear transfer coefficients for a closed crack (rough crack)) ซึ่งเป็นค่าแสดงลักษณะการพังของ

คอนกรีตด้วยแรงเฉือนโดยในโปรแกรม ANSYS กำหนดค่าตั้งแต่ 0.0 ถึง 1.0 ซึ่งมีความหมาย ดังนี้ เมื่อใส่ค่าเข้าใกล้ 0.0 จะเป็นการพังแบบราบเรียบ (smooth crack) กล่าวคือเป็นการพังของคอนกรีตที่สมบูรณ์ที่มีการถ่ายแรงเฉือนแบบสมบูรณ์ ส่วนใส่ค่าเข้าใกล้ 1.0 เป็นการพังแบบระเบิดรุนแรง (rough crack) กล่าวคือเป็นการพังของคอนกรีตที่ไม่มีการถ่ายแรงเฉือนภายในคอนกรีต

6) ค่าความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับความเครียดอัด ของคอนกรีต (Compressive Stress-Compressive Strain) เส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัด-ความเครียดอัดของคอนกรีต ในการใส่ค่าลงไปของคุณสมบัติคอนกรีตของแบบจำลองเสา สร้างจาก 6 จุดเชื่อมต่อกัน โดยใช้สมการความสัมพันธ์ค่าความเค้นและค่าความเครียดของคอนกรีตตามการศึกษาของ Desayi และ Krishnan (1964) แสดงไว้ในสมการที่ 3.2-3.4 ค่าแรกจะเริ่มที่ศูนย์ของหน่วยแรงอัด-ความเครียดอัดของคอนกรีต แล้วมายังจุดที่ 1 ที่คำนวณจาก $0.3f'_c$ ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ของหน่วยแรงอัด-ความเครียดอัดของคอนกรีตในช่วงเชิงเส้น และจุดที่ 2 3 4 และจุดที่ 5 เป็นจุดสูงสุดของหน่วยแรงอัดของคอนกรีตพอด้านจุดที่ 5 ไปคอนกรีตจะเกิดการวิบัติของคอนกรีต แสดงไว้ในรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.5 รูปแสดงลักษณะเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัด-ความเครียดอัดของคอนกรีต Desayi และ Krishnan (1964)

$$\sigma_c = \frac{E_c \varepsilon_c}{1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2} \dots\dots\dots (3.2)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c} \dots\dots\dots (3.3)$$

$$E_c = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c} \dots\dots\dots (3.4)$$

กำหนดให้

f'_c = กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต

E_c = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

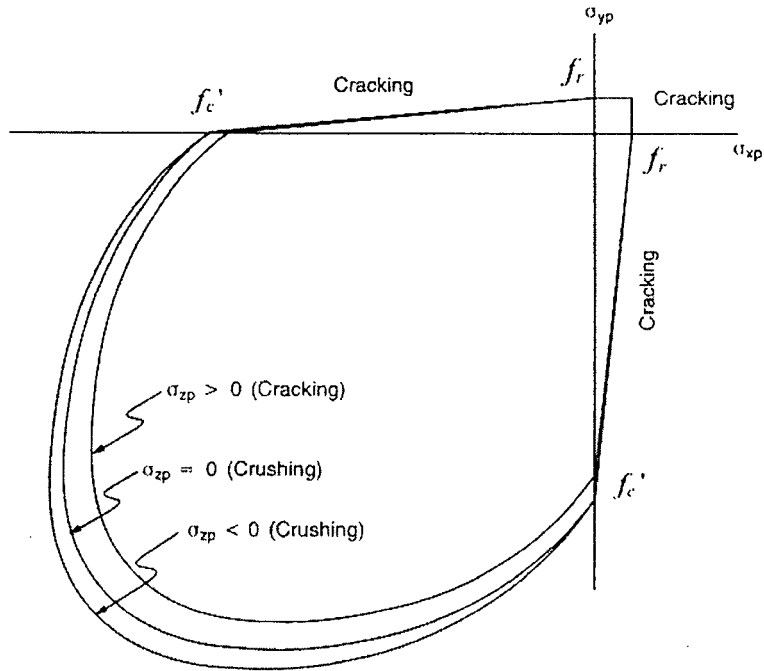
ε_0 = ความเครียดอัด ณ จุดสูงสุดของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

σ_c = หน่วยแรงอัดของคอนกรีต

ε_c = ความเครียดอัดของคอนกรีต

7) เกณฑ์การพังของคอนกรีต

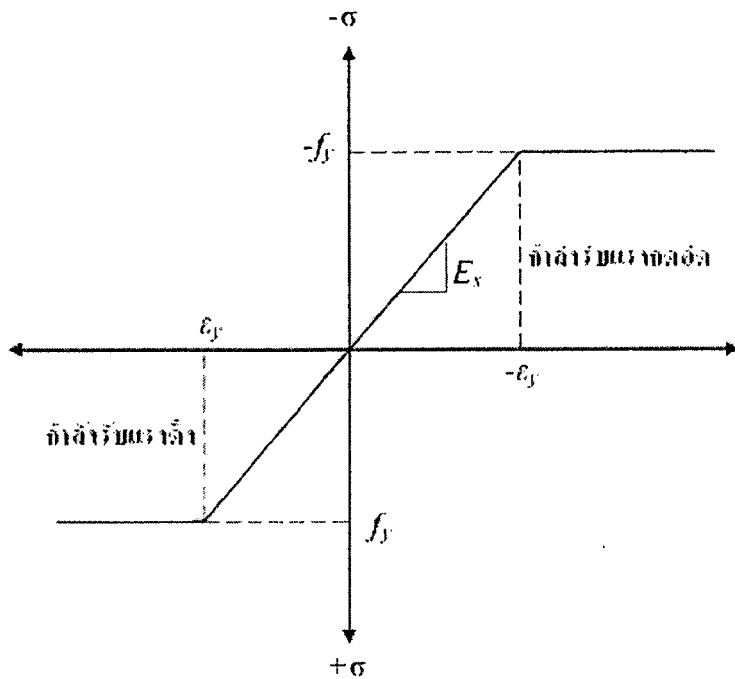
ชิ้นส่วนย่อยแบบกล่อง (SOLID 65) เมื่อนำมาสร้างแบบจำลองของวัสดุคอนกรีตนั้นต้องทำการกำหนดลักษณะการพังของคอนกรีตด้วย ซึ่งลักษณะการพังของคอนกรีตมี 2 แบบ คือ ฉีกขาด (cracking) หรือแตกหัก (crushing) ด้วยแรงอัดเมื่อคอนกรีตได้รับในแนวแกน เกณฑ์การพังของคอนกรีตเนื่องจากหน่วยแรงอัดของคอนกรีต สามารถคำนวณได้ (William และ Warnke 1975) ลักษณะการพังของคอนกรีตที่เป็นแบบสามมิติที่แสดงดังรูป 3.6 มีความสำคัญในการกระจายตัวของหน่วยแรงอัดในทิศทางแนวแกน x และ y โดยอธิบายแนวแกนด้วยสัญลักษณ์ σ_{xp} และ σ_{yp} ตามลำดับในเนื้อวัสดุที่เป็นคอนกรีต การแตกร้าวจะเกิดขึ้นเมื่อมีการกระจายตัวของหน่วยแรงดึงในทิศทางเดียวกันกับการพังที่เกิดขึ้นที่ผิวหน้าของคอนกรีต หลังจากที่เกิดการแตกร้าวของเนื้อวัสดุที่เป็นคอนกรีตแล้ว ความยืดหยุ่นของเนื้อวัสดุที่เป็นคอนกรีต จะกำหนดเป็นศูนย์ในทิศทางขนานกับทิศทางของหน่วยแรงดึง การเกิดการแตกร้าวจะเกิดขึ้นเมื่อหน่วยแรงอัดกระจายตัวและจะเกิดการพังที่ผิวด้านนอกของคอนกรีต ในการศึกษาครั้งนี้ การใส่ค่าควบคุมการพังของคอนกรีตสำหรับชิ้นส่วนย่อย (Element) ของคอนกรีต (Concrete controlled the failure of the concrete element) โดยเปิดค่า การพังแบบฉีกขาด (Cracking) และปิดค่าการพังแบบแตกหัก (Crushing)



รูปที่ 3.6 รูปแสดงลักษณะการพังของคอนกรีตที่เป็นแบบสามมิติ (William และ Warnke 1975)

3.3.2 เหล็กเสริม

เหล็กเสริมที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ ขึ้นอยู่กับการเลือกใช้ชนิดของเหล็กเสริม การใส่ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมเป็นแบบอลาสติก-พลาสติกโดยสมบูรณ์ (ไม่คิดพฤติกรรมการแข็งตัวเพิ่ม) ดังรูปที่ 3.7



รูปที่ 3.7 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น กับ ความเครียด ของเหล็กเสริม

กำหนดให้

σ = ความเค้นของเหล็กเสริม

ϵ = ความเครียดของเหล็กเสริม

E_s = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม

f_y = ความเค้นที่จุดครากของเหล็กเสริม

ϵ_y = ความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริม

3.3.2.1 การใส่ค่าคุณสมบัติของเหล็กเสริม ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ ประกอบด้วย

- ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก (Elastic Modulus, E_s)
- ค่าอัตราส่วนปัวซองส์ (Poisson's ratio, ν) ของเหล็กเสริม
- ขนาดพื้นที่หน้าตัดของเหล็ก (A_s)
- กำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (Yield Strength)
- กำลังรับแรงดึงที่จุดสูงสุด (Ultimate Tensile Strength)
- ค่าความเค้น-ความเครียดดึง (Stress-Strain Curve) ของเหล็กเสริม

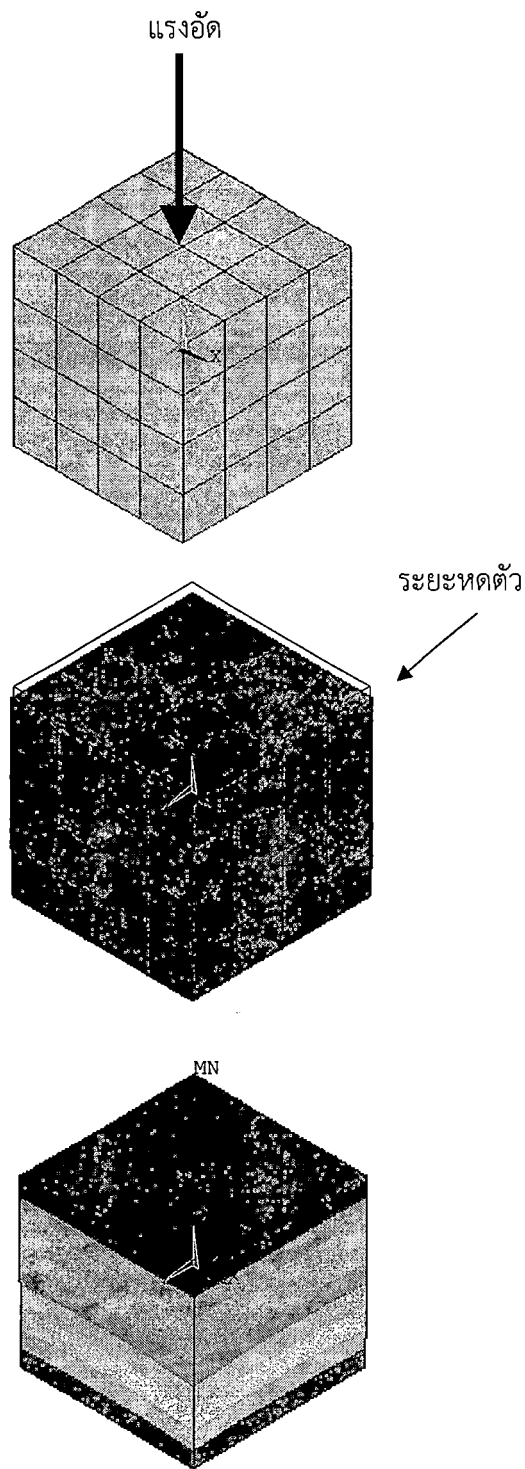
3.4 การวิเคราะห์ความถูกต้องของแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์คอนกรีตทรงลูกบาศก์

ส่วนหนึ่งของการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ ข้อมูลการทดสอบคอนกรีตลูกบาศก์ ในห้องปฏิบัติการถูกนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง โดยทำการสร้างแบบจำลองคอนกรีตทรงลูกบาศก์ขนาด 4x4 เซนติเมตร สูง 4 เซนติเมตร แสดงดังรูปที่ 3.8 ข้อมูลวัสดุคอนกรีต (f'_c) ที่ใช้กับแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ ได้มาจากการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตในห้องปฏิบัติการ ส่วนค่า f_r คำนวณจากสมการที่ 3.1 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นคำนวณได้จากสมการ ACI 318 ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดคอนกรีต คำนวณจากสมการของ Desayi & Krishnan [9] และค่า ν , β_1 แสดงไว้ในตารางที่ 3.1

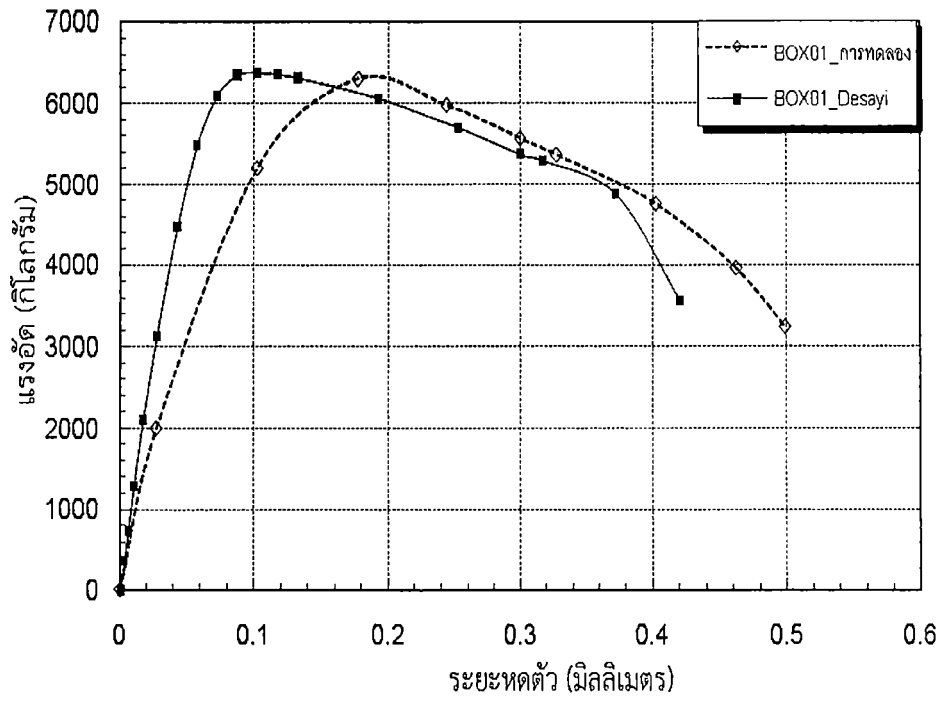
ตารางที่ 3.1 ค่าคุณสมบัติคอนกรีตที่ใช้กับแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์คอนกรีตทรงลูกบาศก์

ความเค้น&ความเครียด คอนกรีต	f'_c ksc.	E_c ksc.	f_r ksc.	ν	β_1	
					ราบเรียบ	รุนแรง
Desayi&Krishnan	300	259,237.1	34	0.2	0.3	0.9

จากรูปที่ 3.9 พบว่าผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ที่ใส่ข้อมูลจากสมการของ Desayi & Krishnan [9] ทำนายค่าแรงอัดสูงสุดได้ใกล้เคียงกับผลการทดลองดีมาก แต่ให้ค่าระยะหดตัวของทรงลูกบาศก์แตกต่างจากผลการทดสอบพอสมควร ทั้งนี้เป็นเพราะค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตที่คำนวณจากสมการให้ค่าแตกต่างจากผลการทดสอบแบบจำลองทำนายแสดงพฤติกรรมการรับแรงอัดของตัวอย่างคอนกรีตทรงลูกบาศก์ได้ดีทั้งในช่วงพิกัดยืดหยุ่นและเมื่อคอนกรีตเกิดการแตกร้าวไปแล้ว ดังนั้นจึงสรุปว่าแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์คอนกรีตทรงลูกบาศก์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4x4 เซนติเมตร สูง 4 เซนติเมตรมีความถูกต้องแม่นยำสูงสามารถนำไปพัฒนาใช้กับตัวอย่างคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กได้ต่อไป



รูปที่ 3.8 แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์คอนกรีตทรงลูกบาศก์ (BOX1)



รูปที่ 3.9 เปรียบเทียบแรงอัดและระยะหดตัวของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ (BOX1)

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

บทนี้จะนำเสนอผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก สร้างแบบจำลองจำนวน 4 ตัวอย่าง (CN1 CN2 CN3 และ CN4) ทั้งนี้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้นตามลักษณะและข้อกำหนดที่นำเสนอในบทที่ 3 โดยแบบจำลองทั้ง 4 นี้มีความยาวของคานและเสาขนาดหน้าตัด จำนวนเหล็กเสริมและเหล็กปลอก รวมถึงคุณสมบัติของวัสดุต่างๆเหมือนกันทุกประการ สิ่งที่แตกต่างกันคือรายละเอียดเหล็กเสริมในบริเวณข้อต่อ จุดประสงค์เพื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมต่างๆ ของแบบจำลองข้อต่อ เช่น ลักษณะการกระจายตัวของความเค้น ลักษณะการกระจายแรงกระทำจากคานสู่เสา สิ่งเหล่านี้สามารถนำมาพิจารณาประกอบการประเมินศักยภาพการรับแรงของข้อต่อ และลักษณะการพังของข้อต่อได้

4.1 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

เมื่อเกิดแผ่นดินไหวแผ่นดินจะมีการเคลื่อนตัวในลักษณะคลื่น (Wave) ทำให้เกิดแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว ซึ่งมีลักษณะเป็นวัฏจักร (Cyclic Load) โดยมีลักษณะไป-กลับ (ซ้าย-ขวา) เมื่อโครงข้อแข็งเหล็กรับแรงแผ่นดินไหว จึงเสมือนว่าถูกแรงกระทำด้านข้างกระทำ ดังแสดงในรูป 4.1ก และ 4.1ข ส่วนรูป 4.1ค แสดงไดอะแกรมโมเมนต์ตัดของโครงข้อแข็งเหล็ก เมื่อรับแรงด้านข้าง จะเห็นว่าที่บริเวณกึ่งกลางเสาชั้นบน-ล่าง และจุดกึ่งกลางช่วงคาน จะเป็นจุดที่โมเมนต์ตัด เป็นศูนย์ (จุดตัดกลับของโมเมนต์ตัด) นั้นหมายความว่า ชั้นส่วนคาน-เสาตรงบริเวณนี้ ซึ่งเป็นบริเวณข้อต่อระหว่างคานกับเสา สามารถจำลองสภาพการใส่แรง และเงื่อนไขการยึดรั้งได้ดังรูปที่ 4.1ง กล่าวโดยสรุป ข้อต่อคาน-เสาแบบถ่ายโมเมนต์ของเสาดันริม เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว สามารถจำลองลักษณะการใส่แรงได้ โดยใส่แรงวัฏจักรที่บริเวณกึ่งกลางของช่วงคาน โดยที่ปลายเสาทั้งบนและล่างจะมีเงื่อนไขของการยึดรั้งเป็นแบบสลัก (Pin Support)

ขนาดตัวอย่างคาน-เสา หน้าตัด และรายละเอียดการเสริมเหล็กของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ CN1 CN2 CN3 และ CN4 แสดงในรูปที่ 4.2-4.5 ส่วนตารางที่ 4.1 และ 4.2 แสดงคุณสมบัติคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้กับแบบจำลองชุดนี้ แบบจำลอง CN1 เหล็กเสริมหลักในคานถูกยื่นเข้าไปในเสาและหยุดที่เหล็กยื่นด้านหลังเสา แบบจำลอง CN2 เหล็กเสริมหลักในคานถูกยื่นเข้าไปในเสาและงอปลาย 50 มิลลิเมตรทั้งบนและล่างตามความยาวเหล็กยื่นด้านหลังเสา แบบจำลอง CN3 เหล็กเสริมหลักในคานถูกยื่นเข้าไปในเสาและงอปลายเท่าขนาดความลึกของคานทั้งบนและล่างตามความยาวเหล็กยื่นด้านหลังเสา ส่วนแบบจำลอง CN4 นำเอาแบบจำลอง CN3 มาทำการปรับปรุงบริเวณรอยต่อโดยเสริมเหล็กปลอกเพิ่มเติมให้มีระยะเป็นไปตามมาตรฐาน ACI 318-99 รายละเอียดเหล็กเสริมของแบบจำลองทั้ง 4 แสดงไว้

ในตารางที่ 4.3 รูปที่ 4.6 แสดงตำแหน่งรองรับในเสาบริเวณปลายเสาด้านล่างและบน ส่วนแรงกระทำถูกใส่ที่บริเวณปลายคานตามรูป

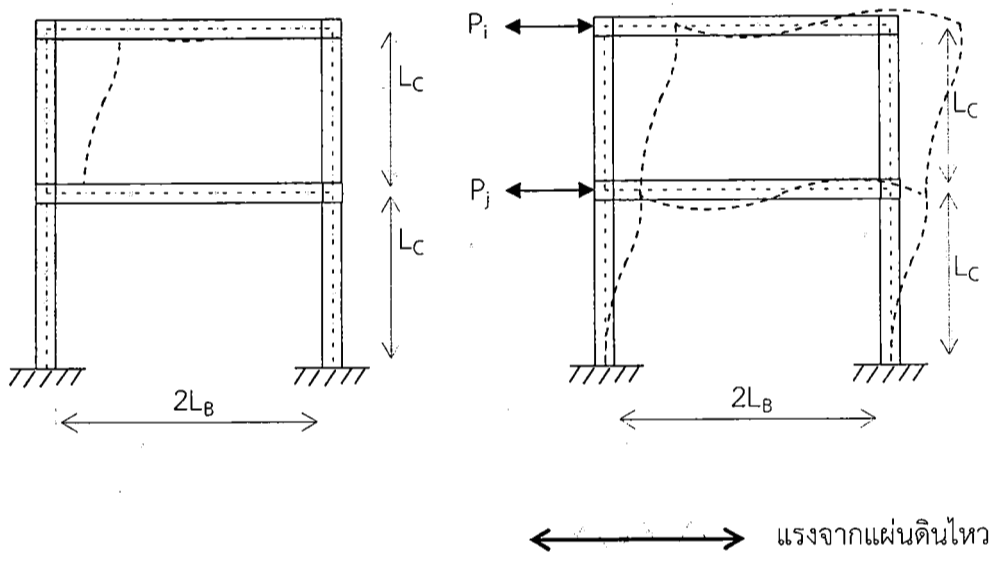
ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติคอนกรีตที่ใช้กับแบบจำลองไฟไนติเมนต์คาน-เสา (CN1, CN2, CN3, CN4)

แบบจำลอง	สมการคอนกรีต	f_r ksc.	E_c ksc.	f_r ksc.	ν	β_1	
						ราบเรียบ	รุนแรง
CN1	Desayi & Krishnan	300	265,862	40.0	0.2	0.3	0.7
CN2	Desayi & Krishnan	300	265,862	40.0	0.2	0.3	0.7
CN3	Desayi & Krishnan	300	265,862	40.0	0.2	0.3	0.7
CN4	Desayi & Krishnan	300	265,862	40.0	0.2	0.3	0.7

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติเหล็กที่ใช้กับแบบจำลองไฟไนติเมนต์คาน-เสา (CN1, CN2, CN3, CN4)

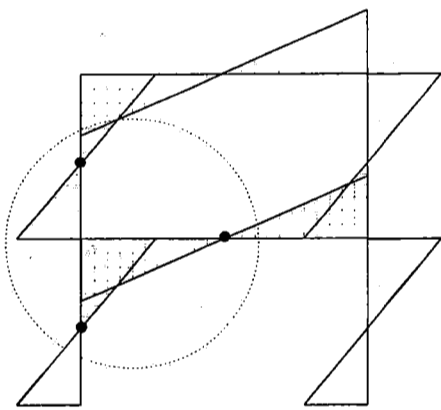
แบบจำลอง	DB16 (เหล็กยื่น) ksc.		RB6 (เหล็กปลอก) ksc.	
	f_y^*	E_s^*	f_y^*	E_s^*
CN1	5,885	2,111,000	3,175	2,159,000
CN2	5,885	2,111,000	3,175	2,159,000
CN2	5,885	2,111,000	3,175	2,159,000
CN1	5,885	2,111,000	3,175	2,159,000

* ผลจากการทดสอบ

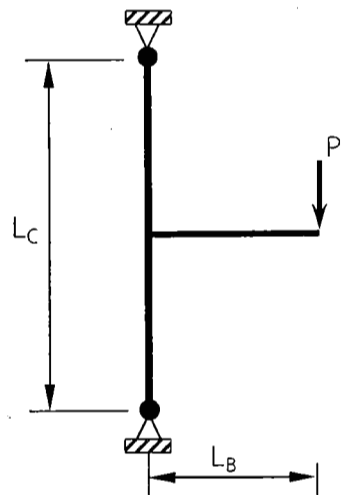


(ก) การจำลองโครงข้อแข็งเพื่อวิเคราะห์การรับแรงด้านข้าง

(ข) การจำลองการเสียรูปของโครงข้อแข็งเมื่อรับแรงด้านข้าง

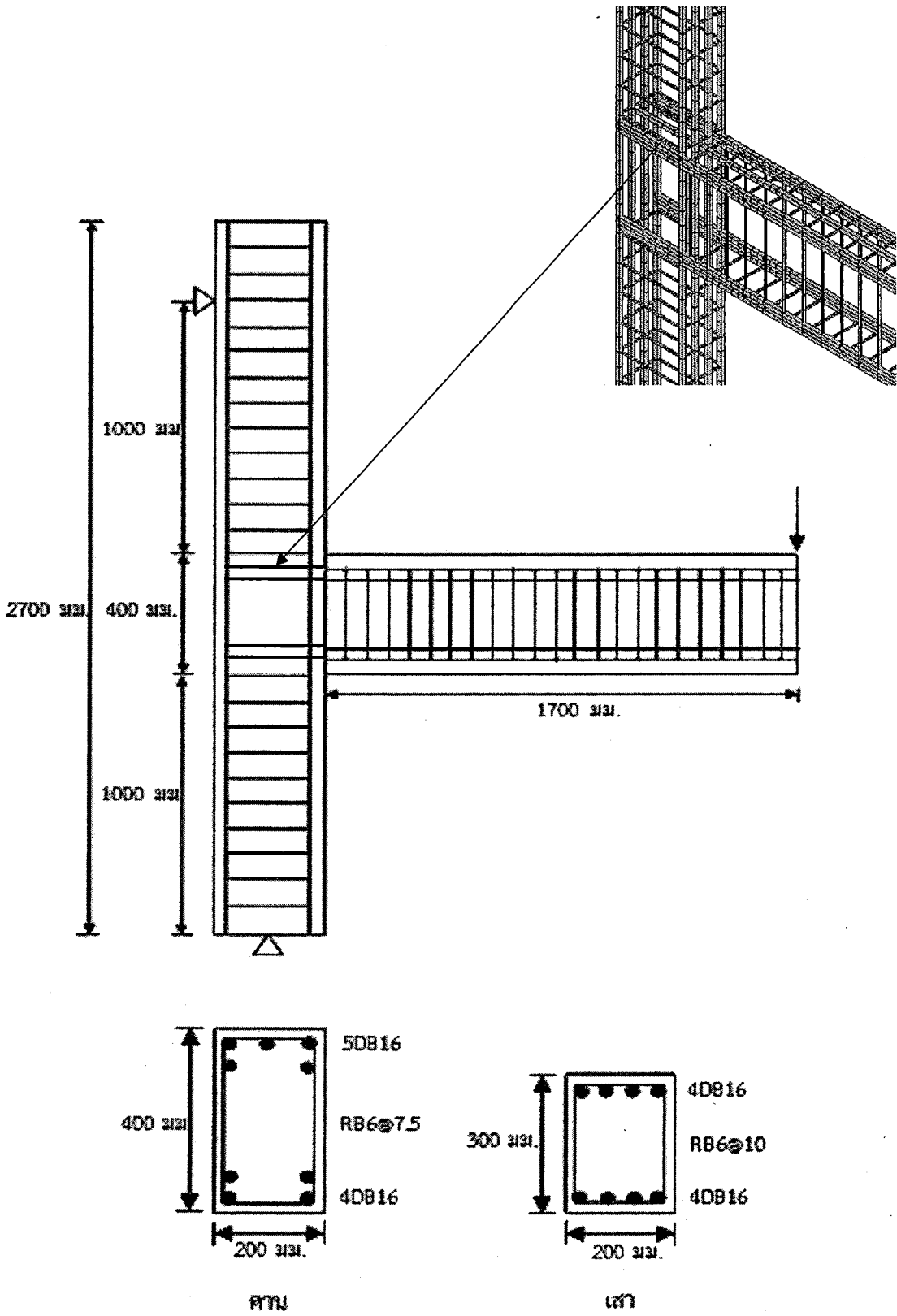


(ค) แผนภาพแสดงโมเมนต์ภายในของโครงสร้าง

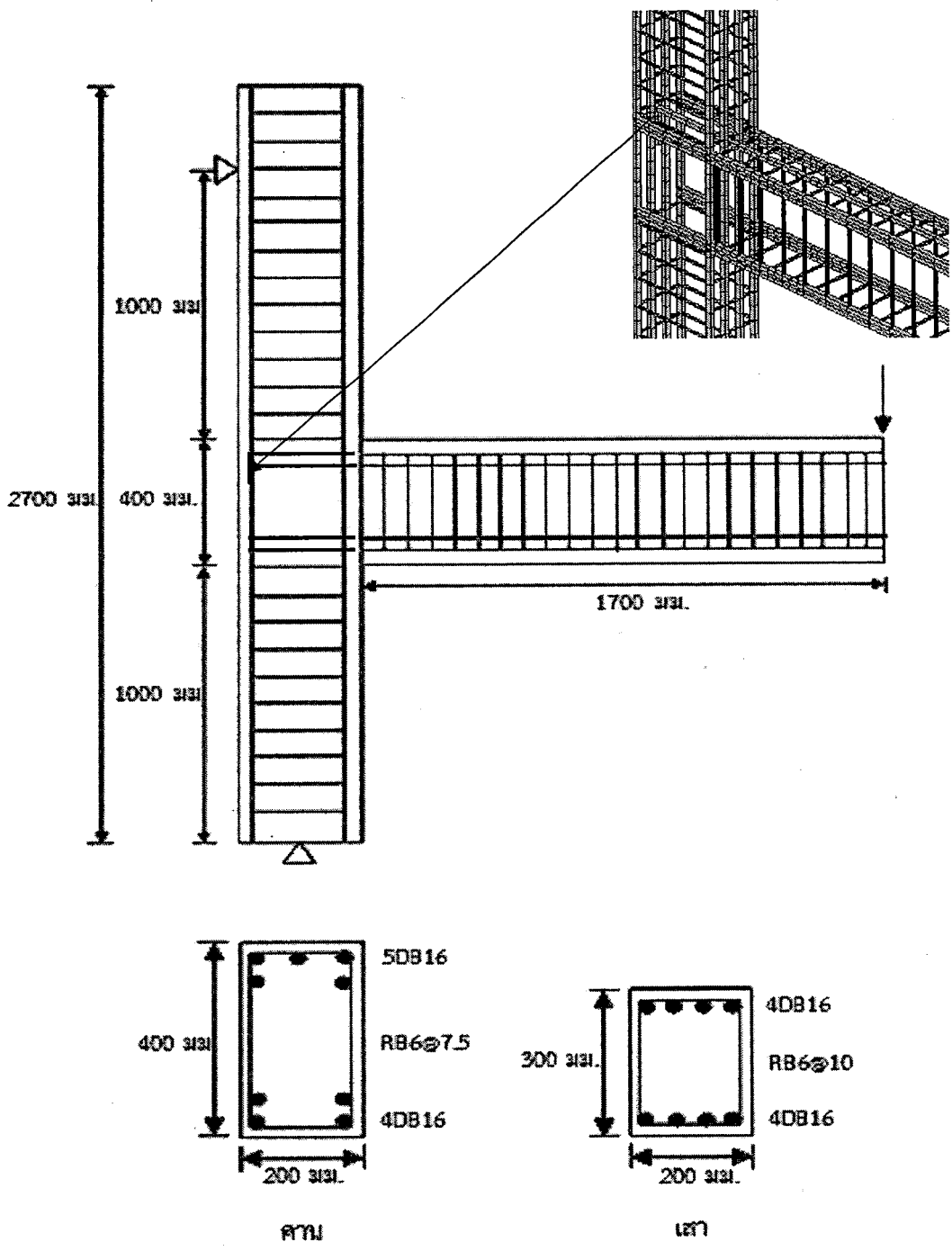


(ง) ขยายบริเวณข้อต่อ

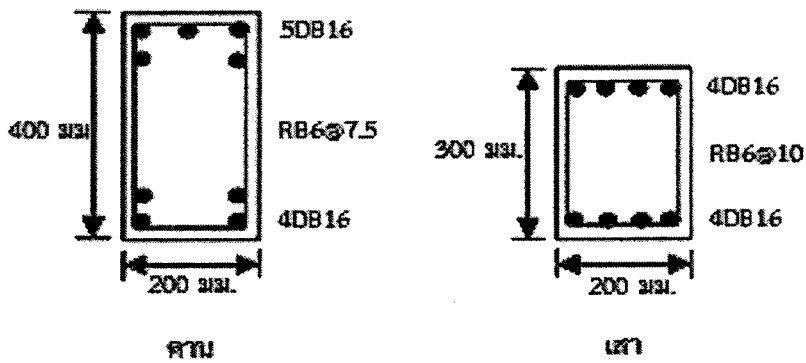
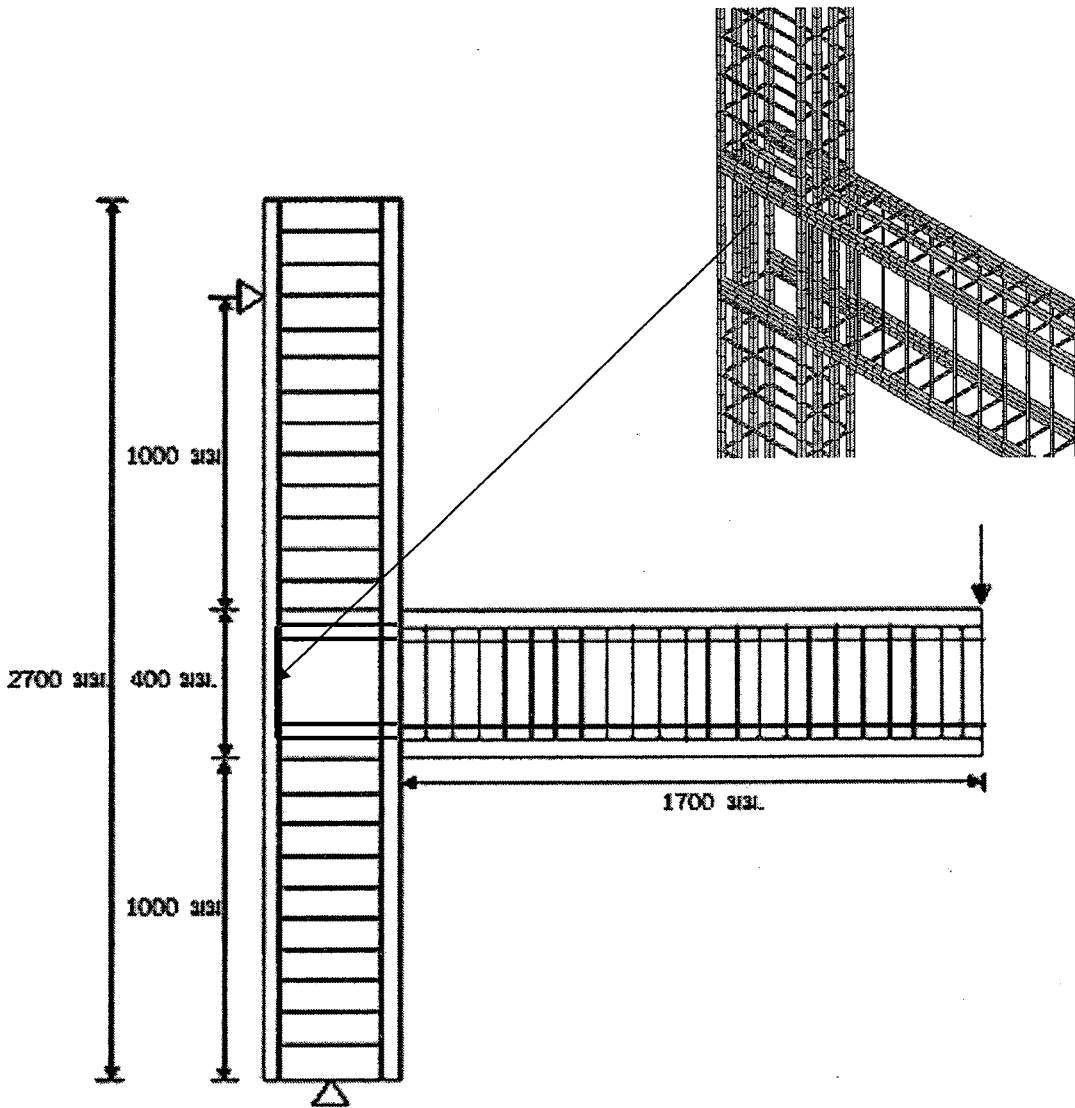
รูปที่ 4.1 โครงข้อแข็งเมื่อมีการรับแรงแผ่นดินไหว



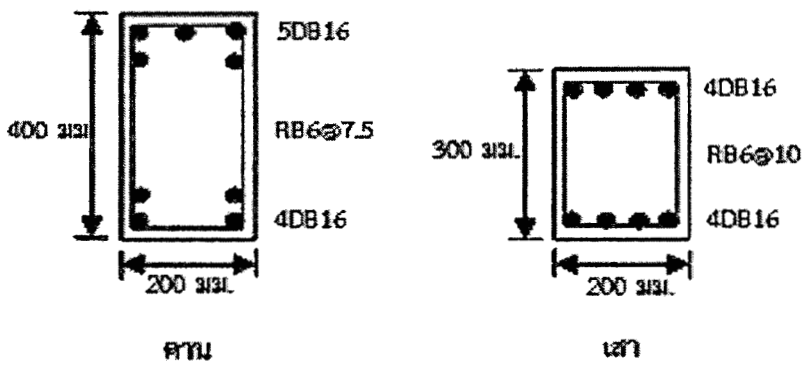
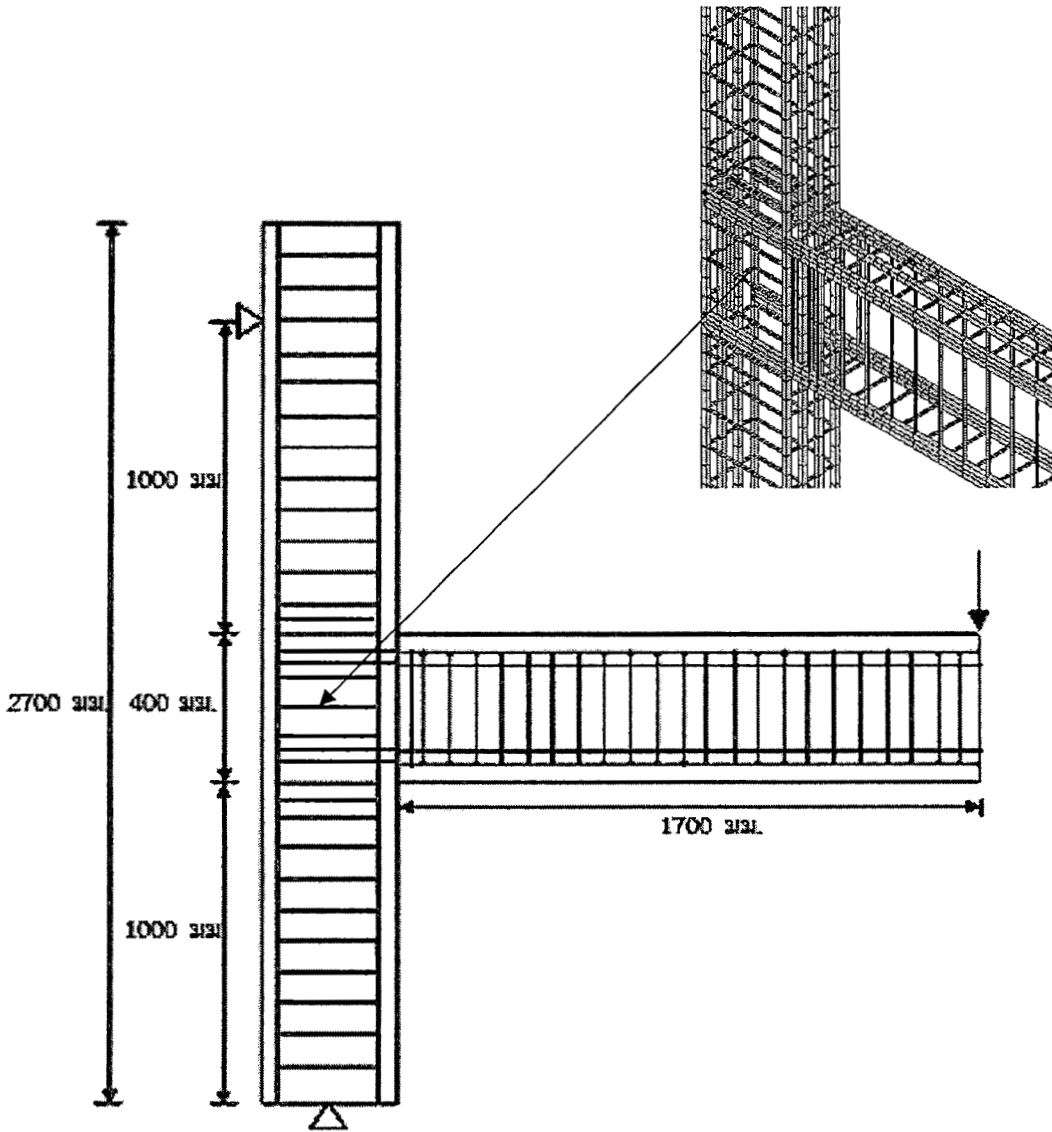
รูปที่ 4.2 ขนาดเสาและคาน ขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กแบบจำลอง CN1



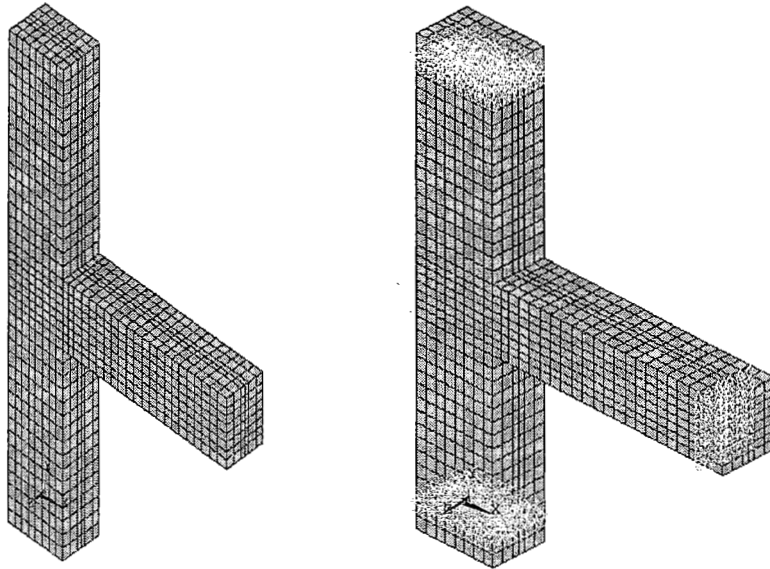
รูปที่ 4.3 ขนาดเสาและคาน ขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กแบบจำลอง CN2



รูปที่ 4.4 ขนาดเสาและคาน ขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กแบบจำลอง CN3



รูปที่ 4.5 ขนาดเสาและคาน ขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กแบบจำลอง CN4

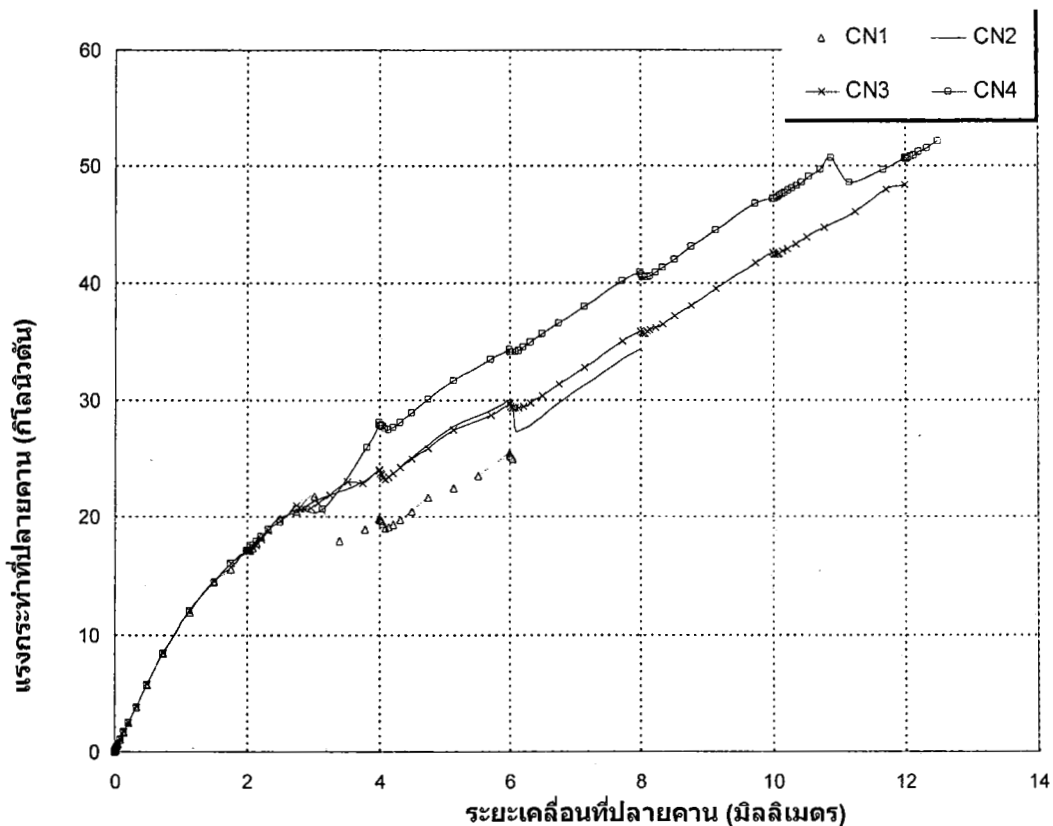


รูปที่ 4.6 ตำแหน่งรองรับในเสาและแรงกระทำที่ปลายคานของแบบจำลอง CN1 CN2 CN3 และ CN4

ตารางที่ 4.3 รายละเอียดบริเวณจุดต่อของแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ CN1 CN2 CN3 และ CN4

แบบจำลอง	รูปแบบการเสริมเหล็กที่จุดต่อ	รายละเอียดของโครงสร้าง
CN1		เหล็กเสริมหลักจากคานยื่นเข้ามาไปเสาหยุดที่เหล็กยื่นด้านหลังเสา
CN2		เหล็กเสริมหลักจากคานยื่นเข้ามาไปเสา 50 มม. ทั้งบนและล่างตามความยาวเหล็กยื่นด้านหลังเสา
CN2		เหล็กเสริมหลักในคานถูกยื่นเข้าไปในเสาและงอปลายเท่าขนาดความลึกของคานทั้งบนและล่างตามความยาวเหล็กยื่นด้านหลังเสา
CN4		นำแบบจำลอง CN3 มาทำการปรับปรุงบริเวณรอยต่อโดยเสริมเหล็กปลอกเพิ่มเติมให้มีระยะเป็นไปตามมาตรฐาน ACI 318-99

4.2 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คาน-เสา CN1 CN2 CN3 และ CN4



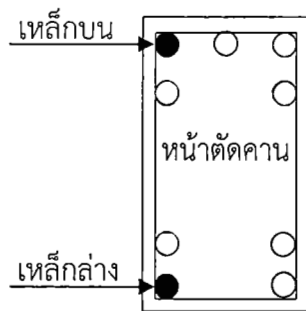
รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลายคานและระยะเคลื่อนที่ปลายคานของแบบจำลอง CN1 CN2 CN3 และ CN4

รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลายคานและระยะเคลื่อนที่ปลายคาน จากผลการวิเคราะห์แบบจำลองทั้ง 4 ตัวอย่าง แรงกระทำและการเคลื่อนที่ที่ปลายคานมีค่าเท่ากันทั้ง 4 แบบจำลอง โดยมีแรงกระทำในช่วงพิกัดยืดหยุ่น (Elastic) อยู่ระหว่าง 0-20 กิโลนิวตัน และมีระยะเคลื่อนที่ที่ปลายคานประมาณ 3 มิลลิเมตร จากนั้นเมื่อคานเริ่มมีรอยร้าวที่บริเวณหลังคานตำแหน่งใกล้หน้าเสา กราฟของแต่ละแบบจำลองจะมีการเปลี่ยนความชัน จากรูปพบว่าแบบจำลอง CN4 สามารถรับแรงได้สูงสุดประมาณ 52 กิโลนิวตัน CN3 รับแรงได้ 48 กิโลนิวตัน CN2 รับแรงได้ 34 กิโลนิวตัน และ CN1 รับแรงได้น้อยสุดเท่ากับประมาณ 25 กิโลนิวตัน นอกจากนี้เมื่อพิจารณาจากระยะการเคลื่อนที่ที่ปลายคานพบว่า แบบจำลอง CN4 มีค่าการเคลื่อนที่ที่ปลายคานสูงสุดเท่ากับ 12.5 มิลลิเมตร CN3 มีค่าการเคลื่อนที่ที่ปลายคานสูงสุดเท่ากับ 12 มิลลิเมตร CN2 มีค่าการเคลื่อนที่ที่ปลายคานสูงสุดเท่ากับ 8

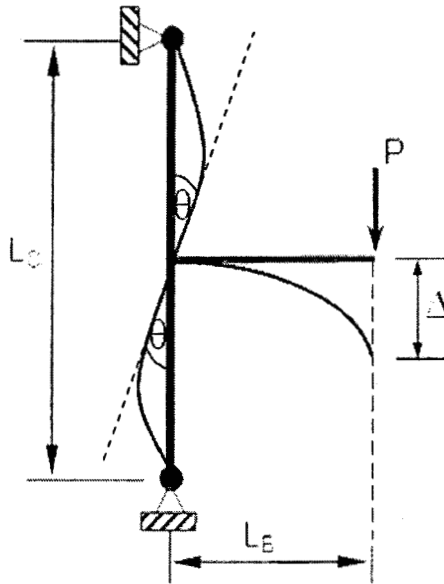
มิลลิเมตร และ CN1 มีค่าการเคลื่อนที่ที่ปลายคานสูงสุดเท่ากับ 4 มิลลิเมตร สอดคล้องกับแรงกระทำ ดังนั้นจึงสรุปว่าเมื่อมีการยื่นเหล็กจากคานเข้าไปในเสาและมีระยะงอปลายเพิ่มมากขึ้น สามารถช่วยเพิ่มความสามารถในการรับแรงและเพิ่มระยะการเคลื่อนที่ที่ปลายคานได้ และเมื่อมีการเพิ่มเหล็กปลอกที่บริเวณจุดต่อให้มากขึ้นตามคำแนะนำของ ACI 318-99 สามารถช่วยเพิ่มกำลังและเพิ่มระยะการเคลื่อนที่ที่ปลายคานได้ ช่วยให้พฤติกรรมการพังของข้อต่อดีขึ้น เพื่อเป็นการตรวจสอบว่าเหล็กเสริมที่ยื่นจากคานเข้าไปในเสามีพฤติกรรมอย่างไร สามารถแสดงได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมที่ตำแหน่งต่างๆ โดยให้แกน Y เป็นสัดส่วนความเครียดที่เกิดขึ้นของเหล็กเสริมต่อด้วย

ความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริม $\left(\frac{\epsilon}{\epsilon_y} \right)$ และแกน X เป็นค่าตำแหน่งของเหล็กเสริมวัดจากหน้าเสาที่

ติดกับคาน ค่าบวกแสดงระยะที่วัดไปตามแนวคาน ค่าลบแสดงระยะที่วัดเข้าไปในเสา เหล็กเสริมที่เลือกมาคือเหล็กเสริมในคานเส้นบนและล่างสุด แสดงดังรูปที่ 4.8 ค่าความเครียดถูกนำเสนอเมื่อแบบจำลองหมุนไปด้วยเปอร์เซ็นต์ drift ratio ต่างๆกัน 4 ค่า สมการคำนวณเปอร์เซ็นต์ drift ratio แสดงไว้ในรูปที่ 4.9 และตารางที่ 4.4 แสดงค่าที่ได้จากการคำนวณ



รูปที่ 4.8 เหล็กเสริมในคานที่ใช้ในการอ่านค่าความเครียด



รูปที่ 4.9 ลักษณะการเสี้ยวรูปของแบบจำลองคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

$$\text{drift ratio (\%)} \quad \theta = \left(\frac{\Delta}{L_B} \right) \times 100$$

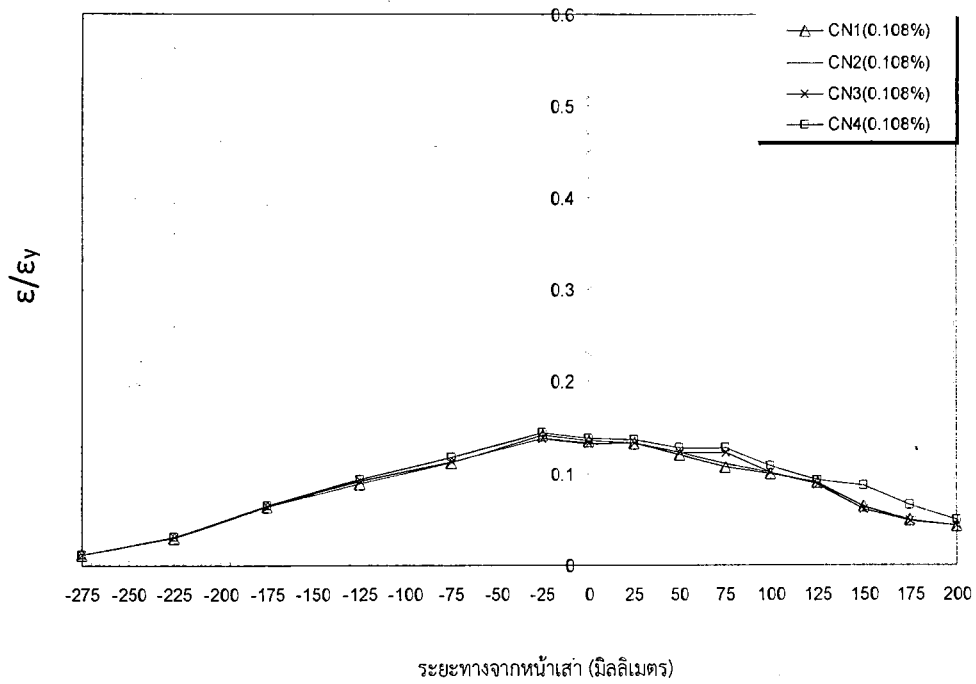
ตารางที่ 4.4 ค่า drift ratio (%) ที่ใช้เปรียบเทียบความเครียดในเหล็กเสริมของแบบจำลอง

Δ (มิลลิเมตร)	L _B (มิลลิเมตร)	θ (%)
2	1850	0.108
2	1850	0.216
2	1850	0.432
12	1850	0.649

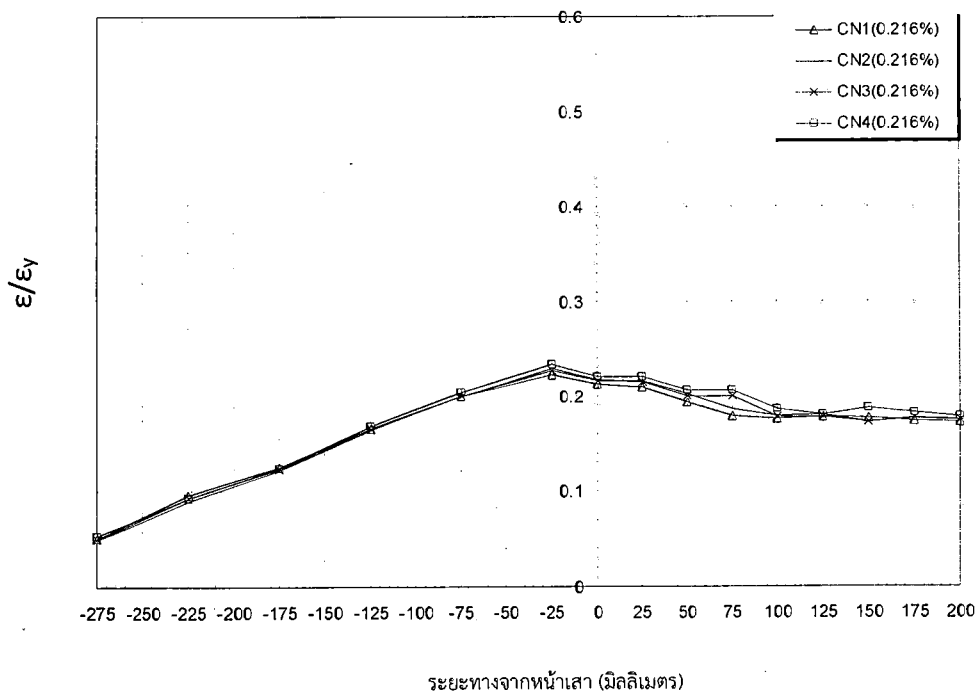
ค่าสัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมบนที่เปอร์เซ็นต์ drift ratio ต่างๆ แสดงดังรูปที่ 4.10-4.13 จากรูปพบว่าลักษณะกราฟของแบบจำลองทั้ง 4 มีลักษณะใกล้เคียงกันกล่าวคือ ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นเป็นค่าบวกซึ่งสอดคล้องกับทิศทางการให้แรงกระทำ และมีค่าสูงสุดที่ตำแหน่งวัดจากหน้าเสาเข้าไปในเสาเท่ากับ 25 มิลลิเมตร และมีค่าลดลงเมื่อระยะห่างออกมาจากตำแหน่งนี้ ทั้งด้านบวกคือด้านตามแนวคานและด้านลบคือด้านเข้าไปในเสา ทั้งนี้ค่าสัดส่วนความเครียดในส่วนคานจะมีค่า

มากกว่าค่าความเครียดในเสา เมื่อพิจารณาแล้วจะพบว่าเหล็กบนเส้นนี้ยังไม่เกิดการคราก ค่าความเครียดสูงสุดมีค่าเท่ากับ 0.53 หรือ 53% ของค่าความเครียดที่จุดครากที่เปอร์เซ็นต์ drift ratio เท่ากับ 0.649 ซึ่งเป็นค่าการหมุนสูงสุดที่ทำให้ข้อต่อเกิดการวิบัติ ส่วนรูปที่ 4.14-4.17 แสดงค่าสัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมล่างเกิดขึ้นที่เปอร์เซ็นต์ drift ratio ต่างๆ เนื่องจากเป็นเหล็กล่างค่าความเครียดที่เกิดขึ้นจึงมีค่าติดลบ ลักษณะกราฟของแบบจำลองทั้ง 4 ก็มีค่าสอดคล้องกับค่าความเครียดในเหล็กเสริมบน ค่าความเครียดของเหล็กล่างมีค่าสูงสุดที่ตำแหน่งวัดจากหน้าเสาเข้ามาในคานเท่ากับ 25 มิลลิเมตร เมื่อเปอร์เซ็นต์ drift ratio เท่ากับ 0.108 และ 0.216 จากนั้นเมื่อเปอร์เซ็นต์ drift ratio เพิ่มขึ้นเป็น 0.432 และ 0.649 ค่าความเครียดสูงสุดของเหล็กล่างเกิดขึ้นที่ตำแหน่งวัดจากหน้าเสาเข้ามาในคานเท่ากับ 50 มิลลิเมตร สำหรับค่าความเครียดสูงสุดของเหล็กล่างนั้นมีค่าสูงสุดเท่ากับ 0.18 หรือ 18% ของค่าความเครียดที่จุดครากที่เปอร์เซ็นต์ drift ratio เท่ากับ 0.649 แสดงว่าเหล็กบนและเหล็กล่างทั้ง 2 เส้นนี้ยังไม่เกิดการคราก เมื่อวิเคราะห์เปรียบเทียบระหว่างแบบจำลอง CN1 CN2 CN3 และ CN4 ค่าความเครียดในเหล็กเสริมทั้งบนและล่างแสดงให้เห็นว่า เหล็กเสริมจากแบบจำลอง CN4 มีประสิทธิภาพในการรับแรงได้ดีที่สุด รองลงมาคือ CN3 CN2 และ CN1 ตามลำดับ ผลของค่าความเครียดในเหล็กเสริมนี้สอดคล้องกับผลของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ที่ปลายคานดังแสดงไว้ข้างต้น

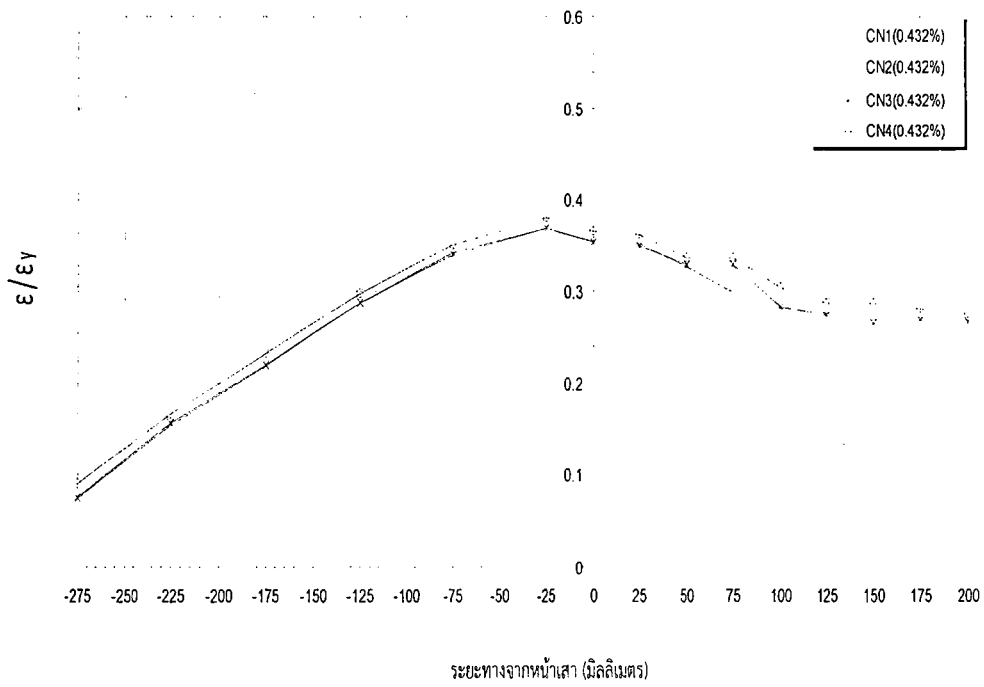
ลักษณะการพังของแบบจำลอง CN1 CN2 CN3 และ CN4 สามารถดูได้จากรูปที่ 4.18 ประกอบกับรูปที่ 4.19 ซึ่งแสดงเส้นชั้นความชันของความเค้นอัดหลักสูงสุดที่เกิดขึ้น ทั้งสี่ตัวอย่างมีลักษณะการพังที่ตำแหน่งต่างกัน กล่าวคือ CN1 เกิดการพังที่บริเวณ panel zone ด้านบนซึ่งเหล็กเสริมที่ตำแหน่งนี้รับแรงดึง ส่วน CN2 การพังเกิดขึ้นที่มุมเสาบนด้านไกลคานบริเวณการงอปลายเหล็กเสริม CN3 เสียหายที่บริเวณ panel zone ส่วนเหล็กบนเช่นกันกับ CN1 แต่การแตกของคอนกรีตค่อนข้างกระจายตัวและไม่ใหญ่มาก CN4 มีลักษณะการพังที่แตกต่างไปตำแหน่งการพังเกิดขึ้นที่บริเวณหน้าเสาด้านติดกับคานโดยเกิดขึ้นตลอดความลึกคาน



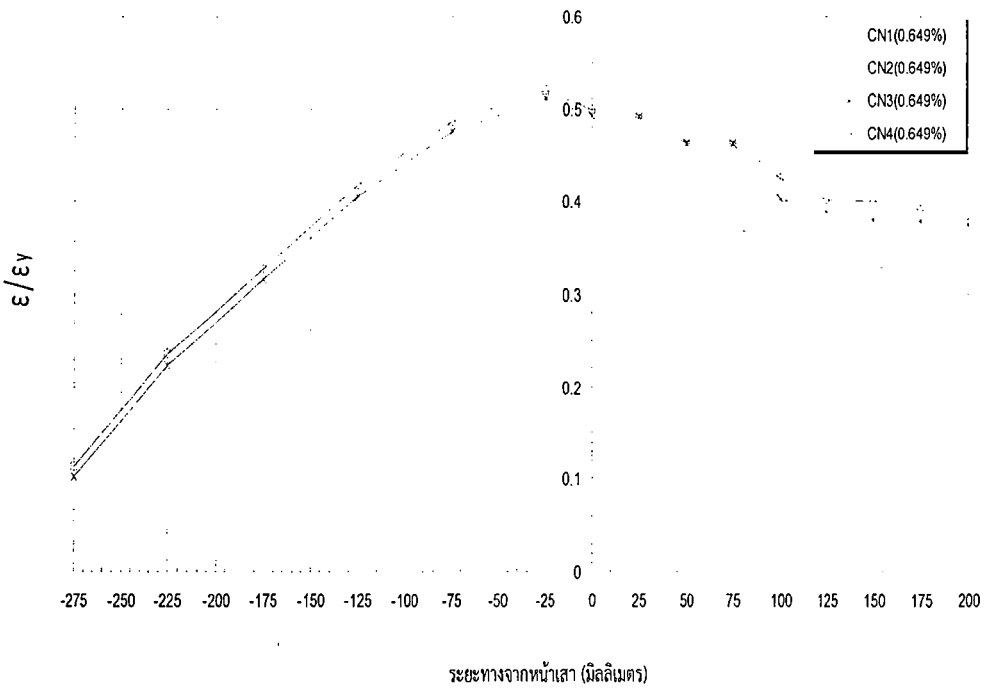
รูปที่ 4.10 สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมบน ที่ 0.108% drift ratio



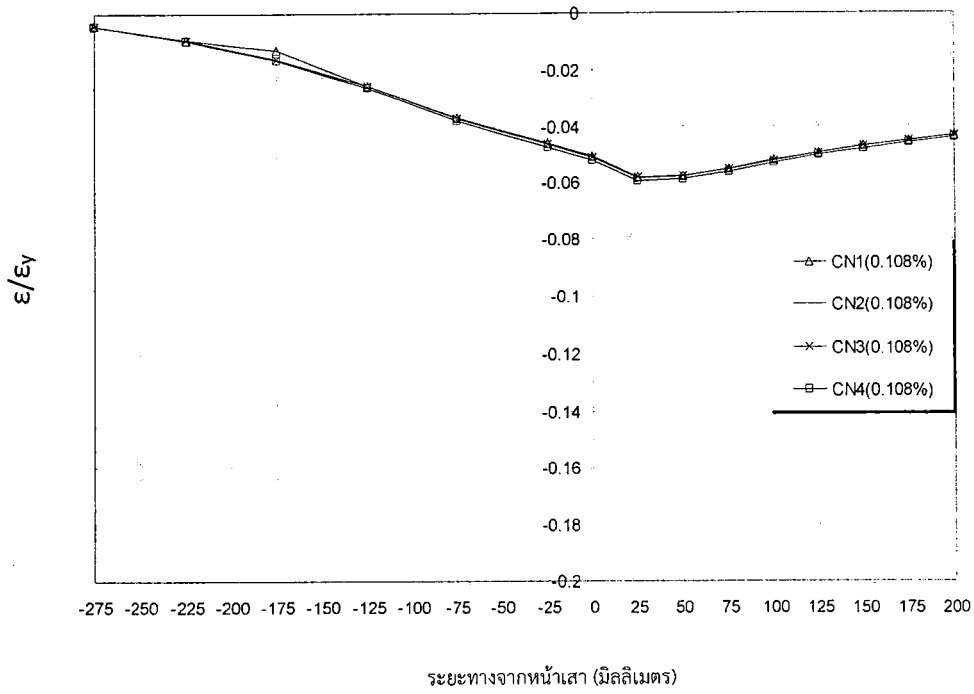
รูปที่ 4.11 สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมบน ที่ 0.216% drift ratio



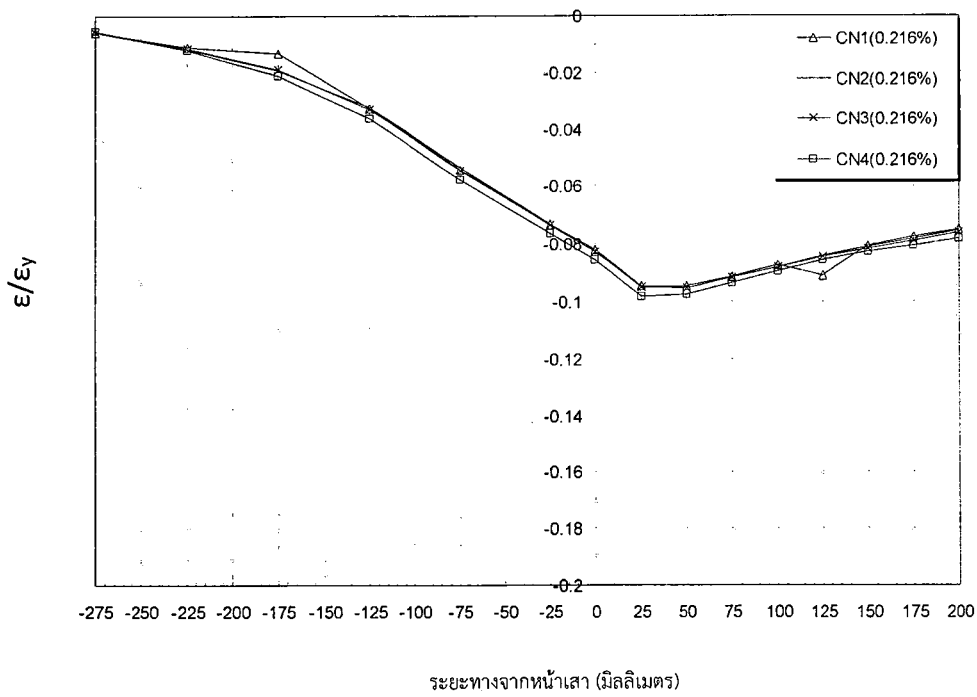
รูปที่ 4.12 สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมบน ที่ 0.432% drift ratio



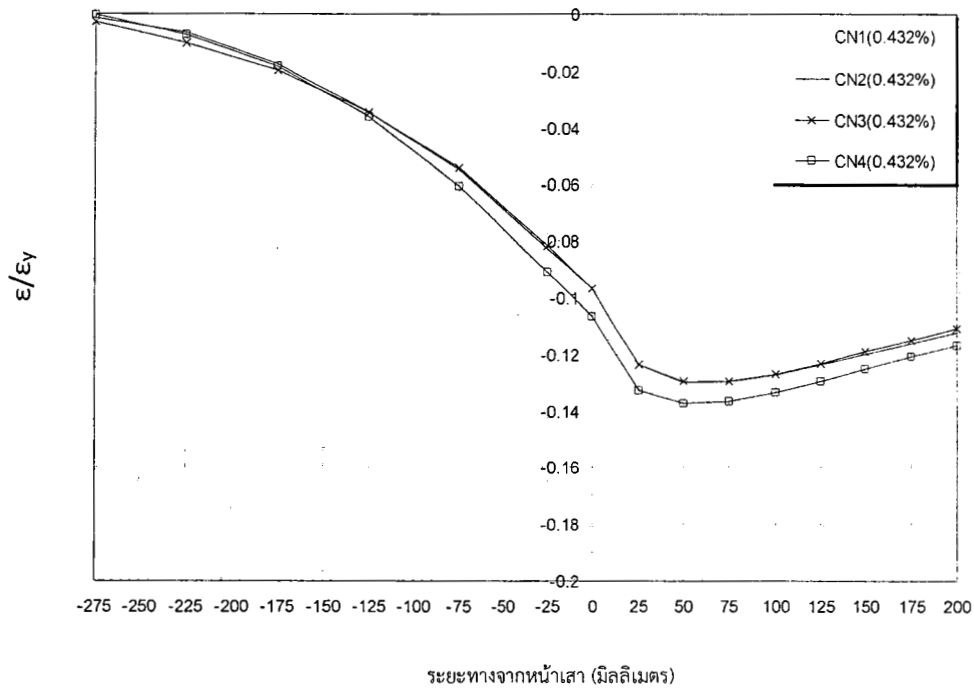
รูปที่ 4.13 สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมบน ที่ 0.649% drift ratio



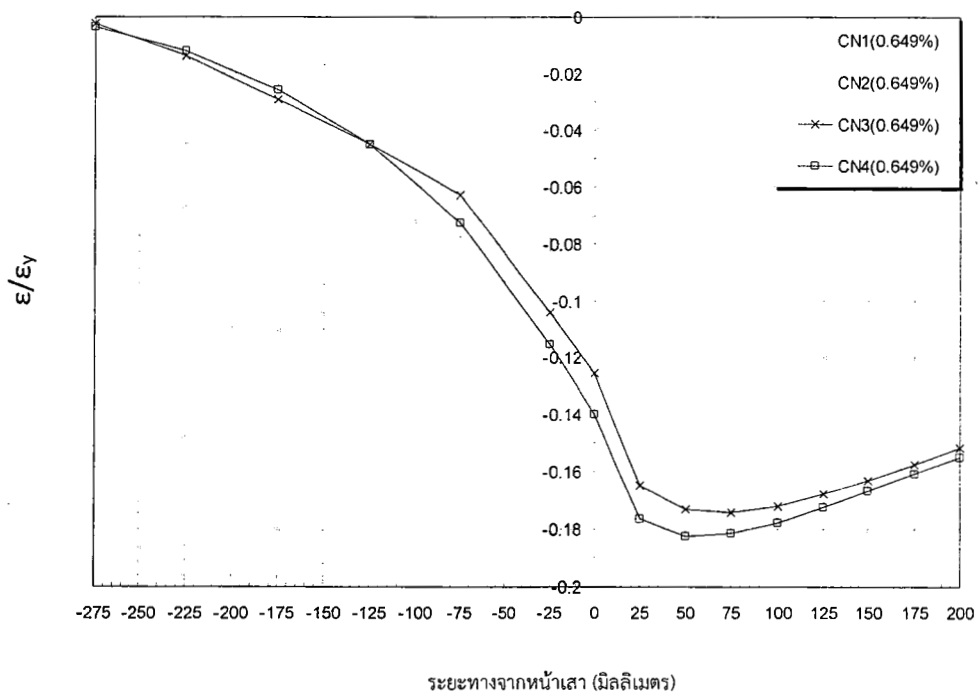
รูปที่ 4.14 สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมล่าง ที่ 0.108% drift ratio



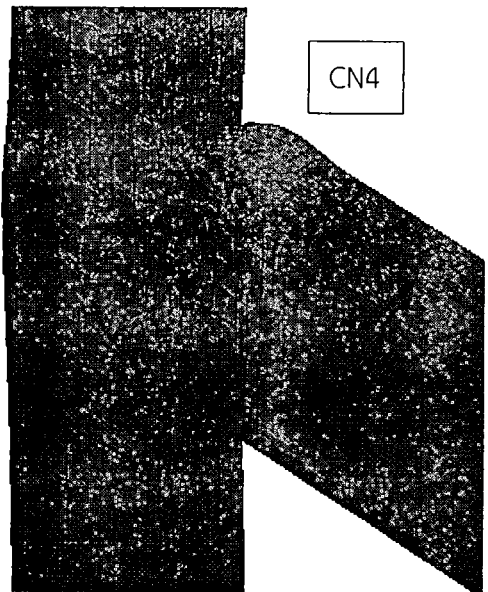
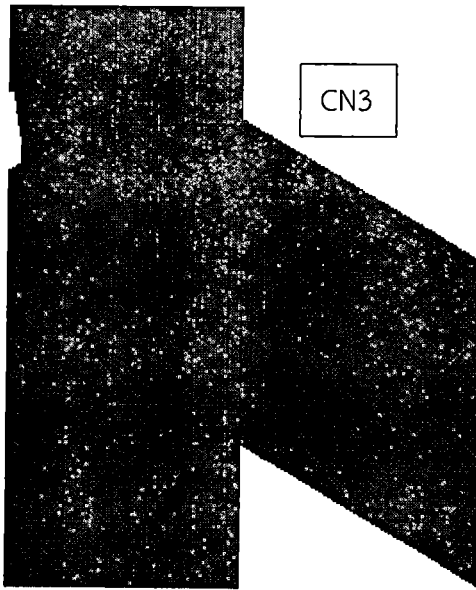
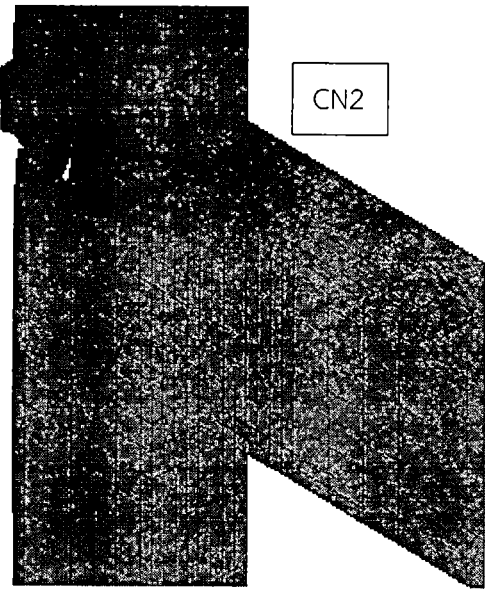
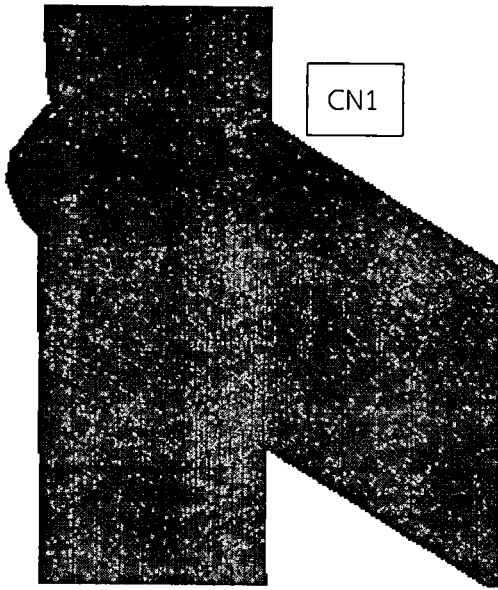
รูปที่ 4.15 สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมล่าง ที่ 0.216% drift ratio



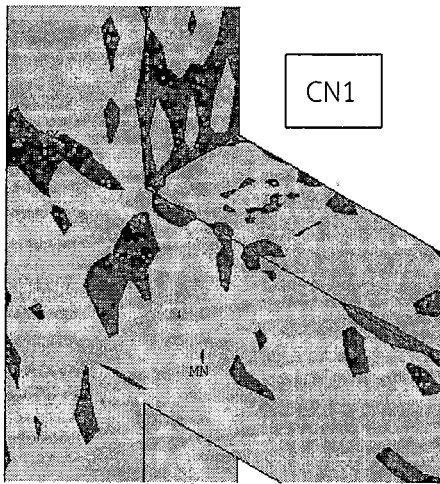
รูปที่ 4.16 สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมล่าง ที่ 0.432% drift ratio



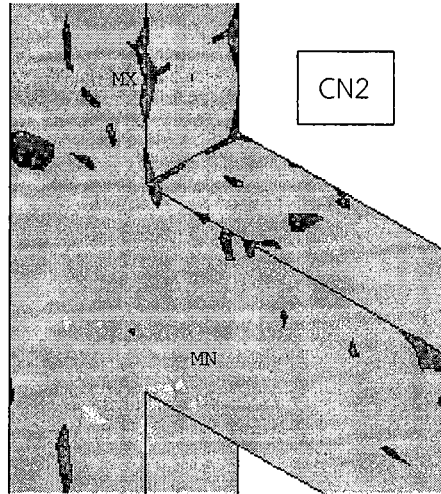
รูปที่ 4.17 สัดส่วนความเครียดต่อความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมล่าง ที่ 0.649% drift ratio



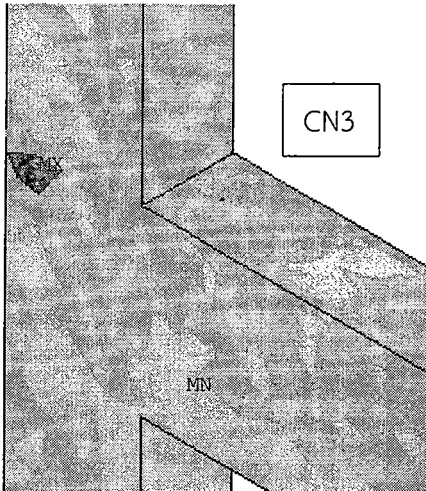
รูปที่ 4.18 การเสียรูปของแบบจำลอง CN1 CN2 CN3 และ CN4



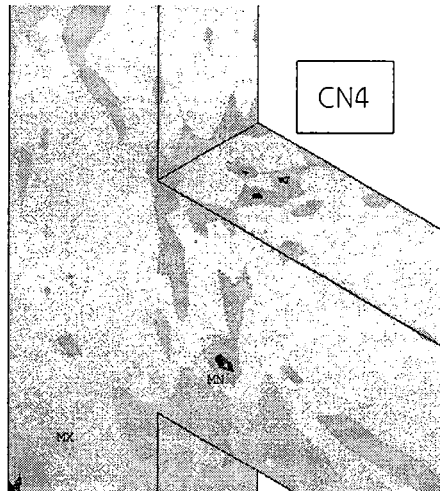
CN1



CN2



CN3



CN4

รูปที่ 4.19 เส้นชั้นความชันของความเค้นอัดหลักสูงสุดที่เกิดขึ้นในแบบจำลอง CN1 CN2 CN3 และ CN4

บทที่ 5 สรุปผลการศึกษา

งานศึกษานี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมและศักยภาพของข้อต่อคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมที่ก่อสร้างโดยใช้มาตรฐานการก่อสร้างของประเทศไทยในการรับแรงแผ่นดินไหว โดยทำการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ข้อต่อคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อใช้ในการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงของข้อต่อคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็ก โดยเริ่มจากการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์วัสดุคอนกรีต (BOX1) และทำการศึกษาพฤติกรรมข้อต่อคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็ก (CN1 CN2 CN3 และ CN4) ซึ่งสามารถสรุปผลการศึกษาได้ดังนี้

1) แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์วัสดุคอนกรีตที่พัฒนาขึ้นมีความถูกต้องแม่นยำสูง เมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบตัวอย่าง โดยเฉพาะเมื่อใช้ข้อมูลค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีต (Compressive Stress-Strain Diagram) จากผลการทดสอบคอนกรีตในห้องปฏิบัติการ

2) การใช้สมการของ Desayi & Krishnan [21] ในการหาค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตนั้น ให้ผลการทำนายค่าแรงอัดสูงสุดได้ดีมาก แต่อาจจะไม่สามารถทำนายค่าการยุบตัวได้ดีเท่าที่ควร

3) พิจารณาจากพฤติกรรมการรับแรงและการเสียรูปของแบบจำลองข้อต่อ CN4 แสดงพฤติกรรมที่ดีที่สุด โดยแบบจำลอง CN3 CN2 และ CN1 แสดงพฤติกรรมในลำดับต่อมา

4) ค่าความเครียดของเหล็กเสริมในคานมีค่าสูงสุดที่ตำแหน่งบริเวณในเสาด้านที่ติดกับคานสำหรับเหล็กบนและมีค่าสูงสุดที่บริเวณหน้าเสาสำหรับเหล็กล่าง

5) CN1 เกิดการพังที่บริเวณ panel zone ด้านบนซึ่งเหล็กเสริมที่ตำแหน่งนี้รับแรงดึง ส่วน CN2 การพังเกิดขึ้นที่มุมเสาด้านไกลคานบริเวณการงอปลายเหล็กเสริม CN3 เสียหายที่บริเวณ panel zone ส่วนเหล็กบนเช่นกันกับ CN1 แต่การแตกของคอนกรีตค่อนข้างกระจายตัวและไม่ใหญ่มาก CN4 การพังเกิดขึ้นที่บริเวณหน้าเสาด้านติดกับคานโดยเกิดขึ้นตลอดความลึกคาน

6) การยื่นเหล็กจากคานเข้าในเสาและมีระยะงอปลายเพิ่มมากขึ้น สามารถช่วยเพิ่มความสามารถในการรับแรงและเพิ่มระยะการเคลื่อนที่ที่ปลายคานได้

7) การเพิ่มเหล็กปลอกที่บริเวณจุดต่อให้มากขึ้นตามคำแนะนำของ ACI 318-99 สามารถช่วยเพิ่มกำลังและเพิ่มระยะการเคลื่อนที่ที่ปลายคานได้ ช่วยให้พฤติกรรมการพังของข้อต่อดีขึ้น

เอกสารอ้างอิง (References)

- 1) ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ และ เป็นหนึ่ง วานิชชัย (1994), “ความเสียหายจากแผ่นดินไหวที่อำเภอพาน จังหวัดเชียงราย”, โยธาสาร วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ปีที่ 7 ฉบับที่ 1 หน้า 9-16.
- 2) เป็นหนึ่ง วานิชชัย (1995), “บทเรียนจากแผ่นดินไหวที่โกเบ”, เอกสารประกอบการประชุมทางวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 2 วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, เชียงใหม่ 9-11 พฤศจิกายน หน้า 79-84.
- 3) เป็นหนึ่ง วานิชชัย และ อาเคะ ลีซานโตโน (1994), “การวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย”, วิศวกรรมสารฉบับวิจัยและพัฒนา, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, ปีที่ 5 ฉบับที่ 1 พ.ศ. 2537, หน้า 69-91.
- 4) กระทรวงมหาดไทย, กฎกระทรวงฉบับที่ 50 (พ.ศ. 2550) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
- 5) ACI-ASCE Committee 352 (1985). Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures. ACI Structural Journal. Proceedings Vol. 82 No. 3: 266 – 283.
- 6) American Concrete Institute Committee 318 (1999), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318), American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan, USA.
- 7) ACI Committee 2005. Building Code requirements for structural concrete (ACI 318-05) American Concrete Institute, Farmington Hills, MI 48331.
- 8) ANSYS, ANSYS User’s Manual Revision 9, ANSYS, Inc., Canonsburg, Pennsylvania, 2009.
- 9) Desayi, P. and Krishnan, S., “Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete,” Journal of the American Concrete Institute, 61, pp. 345-350, March 1964.
- 10) Ehsani, M. R., and Wight, J. K. (1985). “Exterior Reinforced Concrete Beam-to-Column Connections Subjected to Earthquake-Type Loading,” ACI Journal, July-August, pp. 492-499.
- 11) Gere, J. M. and Timoshenko, S. P., Mechanics of Materials, PWS Publishing Company, Boston, Massachusetts, 1997.
- 12) Hakuto, S., Park, R., and Tanaka, H. (2000) “Seismic load tests on interior and exterior beam column joints with substandard reinforcing details.” ACI Journal, 97(1), 11-25.

- 13) Kachlakev, D.I. and Miller, T., "Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures Strengthened with FRP Laminates, Final Report, SP316, Oregon Department of Transportation, Salem, Oregon, May 2001.
- 14) MacGregor G. (1997), Reinforced Concrete: Mechanics and Design, 3rd Ed., Prentice Hall.
- 15) Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O. (1981). "Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Connections". Journal of The Structural Division. Vol. 107(11) : 2227 – 2244.
- 16) Nilson, A. H., "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method," Journal of the American Concrete Institute, 65(9), pp. 757-766, 1968.
- 17) Pantazapoulou, S.J., and J.F. Bonacci. (1992). "Consideration of questions about beam-column joints." ACI Structural Journal, 89 (1), 27-36.
- 18) Pantazapoulou, S.J., and J.F. Bonacci. (1994). "On earthquake-resistant reinforced concrete frame connections.", Canadian Journal of Civil Engineering, 21, 307-28.
- 19) T., Paulay, and Scarpas, A. (1981). "The behavior of exterior beam-column joints." Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 14(3), 131-44.
- 20) T. Paulay and M.J.N. Priestley, (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. USA: John-Wiley & Sons.
- 21) Uzumeri, S. M. (1997). "Strength and Ductility of Cast-In-Place Beam-Column Joints.", ACI Publication SP 53-12: Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, 293-350.
- 22) อานนท์ วงษ์แก้ว และ คณะ (2552), "การพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานคองกรีตเสริม", โครงการทางวิศวกรรมโยธา, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยบูรพา