

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



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์ปีที่ 1  
ทุนอุดหนุนการวิจัย งบประมาณแผ่นดิน ประจำปี 2554

พฤติกรรมคาน-เสา-แผ่นพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมที่ก่อสร้างในประเทศไทย  
ภายใต้แรงแผ่นดินไหว

Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column-Plank Slabs of Exterior Columns  
Constructed in Thailand under Earthquake Load

๑๖๕๑๒๓

- 7 พ.ค. 2557

335591

โดย

ผศ. ดร. อานนท์ วงษ์แก้ว

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

เริ่มบริการ

15 ก.ค. 2557

อภิธานนาการ

## บทคัดย่อ

การศึกษานี้เป็นการประยุกต์ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการวิเคราะห์หาพฤติกรรมการรับแรงของคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยเริ่มจากการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์วัสดุคอนกรีต (Exp.1, Exp.2) ทรงกระบอกขนาด 15x30 ซม. และแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC1, RC2) หน้าตัดสี่เหลี่ยมขนาด 20x20 ซม. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองกับผลการทดสอบตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ จากนั้นทำการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (bc1, bc2) ผลการวิเคราะห์แบบจำลอง Exp.1 และ Exp.2 เทียบกับผลการทดสอบตัวอย่างพบว่าแบบจำลองมีความถูกต้องแม่นยำสูง สามารถทำนายกำลังอัดของคอนกรีตได้ดีมาก โดยเฉพาะเมื่อใช้ข้อมูลค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตจากผลการทดสอบคอนกรีตในห้องปฏิบัติการ แบบจำลองเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก RC1 และ RC2 สามารถทำนายแรงอัดสูงสุดของเสาได้ค่อนข้างดีมีค่าคาดเคลื่อนจากผลการทดสอบเท่ากับ 2.09% และ 11.15% แต่ทำนายค่าการคายการยุบตัว ณ ตำแหน่งแรงอัดสูงสุดได้น้อยกว่าผลการทดสอบพอสมควร นอกจากนี้ยังสรุปได้ว่าการใช้สมการหาค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตโดย Desayi & Krishnan [21] กับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก สามารถทำนายค่าแรงอัดสูงสุดได้ดีมาก แต่อาจไม่สามารถทำนายค่าการยุบตัวได้ดีเท่าที่ควร ในส่วนของแบบจำลอง bc1 และ bc2 พบว่าพฤติกรรมของแบบจำลองข้อต่อ bc1 แสดงพฤติกรรมที่ดีกว่าแบบจำลองข้อต่อ bc2 อย่างชัดเจนทั้งในด้านการรับแรงและการเสียรูป ทั้งนี้เป็นผลมาจากการการหลุดเหล็กในคานที่หน้าเสาโดยไม่ยื่นต่อเข้าไปในเสาของแบบจำลอง bc2 นอกจากนี้ยังพบว่าลักษณะรอยแตกร้าวของแบบจำลอง bc1 จะเกิดขึ้นทั่วบริเวณหลังคานส่วนของแบบจำลอง bc2 นั้นพบว่าตำแหน่งการแตกร้าวของแบบจำลองเกิดกระจุกตัวที่บริเวณรอยต่อระหว่างคานและเสาด้านบน

คำสำคัญ: แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์, เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก, เสา-คานคอนกรีตเสริมเหล็ก

## Abstract

This study presents Finite Element (FE) Analysis of reinforced concrete beam-column connections. First, the finite element models (FEM) of concrete materials with cylindrical shape of 15x30 centimeters (Exp.1 and Exp.2) were created and analyzed. The results show that FEMs of concretes have high accuracy to predict almost the entire stress-strain curves especially when using the compressive stress-strain diagram from the experiments. After verification of the concrete models, then, the FEMs of reinforced concrete columns with a square section of 20x20 centimeters (RC1 and RC2) were developed. Both FE models show a very good comparison of maximum compressive forces with results tested in the laboratory by the discrepancy of 2.09% and 11.15%, respectively. However, the models are not quite accurate in computing the specimen deformations. By using the concrete model proposed by Desayi and Krishnan [21], the FE models of reinforced concrete columns show excellent results on calculating the maximum compressive forces but not the maximum deformations of columns. The FE models of two beam-column connections (bc1 and bc2) were developed and analyzed. The results indicate that model bc1 show much better behavior in terms of strength and deformation than model bc2. This is primarily because the main steels in the beam were stopped at the face of column. On the other words, the main steels from the beam discontinue into the column. Therefore, the load transfer from the beam to the column is ineffective comparing to the model bc2. Also, the consistent results can be obtained from the crack pattern of concrete. The crack pattern of model bc1 shows a distribution of cracks over the top beam surface. However, the crack pattern of model bc2 show highly concentration of crack at the interface area between the beam to column.

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

## กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัย เรื่องพฤติกรรมคาน-เสา-แผ่นพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมที่ก่อสร้างในประเทศไทยภายใต้แรงแผ่นดินไหว ได้รับทุนสนับสนุนโครงการวิจัย ประจำปีงบประมาณ 2554 จากสำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ. ที่นี้

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	ก
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	ข
กิตติกรรมประกาศ	ค
สารบัญ	ง
สารบัญตาราง	ฉ
สารบัญรูป	ช
<b>บทที่ 1 บทนำ</b>	
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย	4
1.3 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากงานวิจัย	4
1.4 ขอบเขตของโครงการวิจัย	4
<b>บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง</b>	
2.1 บทนำ	5
2.2 ข้อต่อคาน-เสา (Beam-Column Joint)	8
2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	11
<b>บทที่ 3 การพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตและเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก</b>	
3.1 บทนำ	21
3.2 ชนิดของชิ้นส่วนย่อยวัสดุ	22

3.3 คุณสมบัติของวัสดุ	24
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คอนกรีต	
4.1 บทนำ	31
4.2 การวิเคราะห์ความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คอนกรีตทรงกระบอก	31
4.3 การวิเคราะห์ความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ เสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส	35
4.4 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก	39
บทที่ 5 สรุปผลการศึกษา	47
เอกสารอ้างอิง	48
ภาคผนวก: บทความเรื่องการศึกษเสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	51

## สารบัญตาราง

	หน้า	
ตารางที่ 4.1	ค่าคุณสมบัติคอนกรีตที่ใช้กับแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์คอนกรีตทรงกระบอก	32
ตารางที่ 4.2	คุณสมบัติคอนกรีตที่ใช้กับแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์เสา (RC1, RC2)	35
ตารางที่ 4.3	คุณสมบัติเหล็กที่ใช้กับแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์เสา (RC1, RC2)	35
ตารางที่ 4.4	เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองและผลทดสอบเสา RC1, RC2	38
ตารางที่ 4.5	คุณสมบัติคอนกรีตที่ใช้กับแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์คาน-เสา (bc1, bc2)	41
ตารางที่ 4.6	คุณสมบัติเหล็กที่ใช้กับแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์คาน-เสา (bc1, bc2)	41

## สารบัญรูป

	หน้า
รูปที่ 1.1 เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ปากีสถาน เมื่อ 8 ตุลาคม 2548	3
รูปที่ 1.2 เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มณฑลเสฉวน ประเทศจีน เมื่อ 12 พฤษภาคม 2551	3
รูปที่ 2.1 การเสียรูป แรงเฉือน และโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในอาคาร ค.ส.ล. เมื่อรับแรงแนวตั้ง	7
รูปที่ 2.2 การเสียรูป แรงเฉือน และโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในอาคาร ค.ส.ล. เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว	8
รูปที่ 2.3 ประเภทของข้อต่อคาน-เสา	9
รูปที่ 2.4 พฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสา เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว	10
รูปที่ 2.5 แบบจำลองการต้านทานแรงเฉือนในจุดต่อของ T. Paulay [16]	11
รูปที่ 2.6 การวิบัติของข้อต่อ [8]	13
รูปที่ 2.7 แสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กในเสา และ คาน คส.ล. ตามมาตรฐานข้อกำหนด ACI 318-99	18
รูปที่ 2.8 รายละเอียดของการเสริมเหล็กทั่วไป ที่ก่อสร้างในประเทศไทย [7]	19
รูปที่ 2.9 รายละเอียดการก่อสร้างและขนาดแผ่นพื้นสำเร็จรูปที่ใช้ในประเทศไทย	19
รูปที่ 2.10 การใช้แผ่นพื้นสำเร็จท้องเรียบ (Plank Slab) ในงานก่อสร้างอาคารในประเทศไทย	20
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 สำหรับคอนกรีตที่นำหน้าปกติ (Bangash 1989)	25



รูปที่ 3.5	หน่วยแรงอัด-ความเครียดอัดของคอนกรีต Desayi และ Krishnan (1964)	27
รูปที่ 3.6	รูปแสดงลักษณะการพังของคอนกรีตที่เป็นแบบสามมิติ (William และ Warnke 1975)	29
รูปที่ 4.1	แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คอนกรีตทรงกระบอก (Exp.1 และ Exp.2)	33
รูปที่ 4.2	ความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตตัวอย่างที่ 1 (Exp.1)	34
รูปที่ 4.3	ความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตตัวอย่างที่ 2 (Exp.2)	34
รูปที่ 4.4	แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC1 และ RC2)	36
รูปที่ 4.5	แสดงค่าความเครียดที่เกิดขึ้นของเหล็กยึนในเสา RC1	37
รูปที่ 4.6	แสดงค่าความเครียดที่เกิดขึ้นของเหล็กยึนในเสา RC2	37
รูปที่ 4.7	โครงข้อแข็งเมื่อมีการรับแรงแผ่นดินไหว	40
รูปที่ 4.8	ขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็ก แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก	42
รูปที่ 4.9	รายละเอียดเหล็กเสริมของแบบจำลอง bc1 และ bc2	43
รูปที่ 4.10	ตำแหน่งรองรับในเสาและแรงกระทำที่ปลายคาน ของแบบจำลอง bc1 และ bc2	43
รูปที่ 4.11	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลายคานและระยะเคลื่อนที่ปลายคาน	44
รูปที่ 4.12	แสดงเส้นชั้นความชันของความเค้นอัดหลักสูงสุดที่เกิดขึ้น ในแบบจำลอง bc1 และ bc2	46
รูปที่ 4.13	แสดงตำแหน่งการแตกร้าวของแบบจำลอง bc1 และ bc2	46

## บทที่ 1 บทนำ

### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

แผ่นดินไหว เป็นปรากฏการณ์ทางธรรมชาติที่ไม่สามารถคาดการณ์ล่วงหน้าได้ สามารถก่อให้เกิด ความเสียหาย ต่อชีวิต และทรัพย์สิน จำนวนมหาศาล ตัวอย่างเหตุการณ์ที่ชัดเจนในปัจจุบัน ได้แก่ เหตุการณ์เกิดแผ่นดินไหวขนาด 6.5 ริคเตอร์ ที่ประเทศปากีสถาน เมื่อวันที่ 8 ตุลาคม 2548 แสดงดังรูปที่ 1.1 ส่งผลให้มีผู้เสียชีวิตมากกว่า 80,000 คน อาคารและบ้านเรือนเสียหายจำนวนมาก และล่าสุด เหตุการณ์เกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ 7.8 ริคเตอร์ ที่มีผลเสถียร ทางภาคตะวันตกเฉียงใต้ของจีน ห่างจากกรุงเทพฯ ประมาณ 2,000 กิโลเมตรเมื่อวันที่ 12 พฤษภาคม 2551แสดงดังรูปที่ 1.2 มีผู้เสียชีวิตมากกว่า 70,000 คน ไร้ที่อยู่อาศัยกว่า 5 ล้านคน กรุงเทพฯรู้สึกได้ถึงแรงสั่นสะเทือนโดยเฉพาะอาคารสูง จากผลงานวิจัยในปัจจุบันแสดงให้เห็นว่า ประเทศไทยมีความเสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหวสูง [3] โดยเฉพาะอย่างยิ่งในพื้นที่เขตภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศ สำรวจพบรอยเลื่อนที่มีพลัง (active fault) ที่สามารถทำให้เกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ (6.5-7.5 ริคเตอร์) นอกจากนั้น เขตกรุงเทพ และปริมณฑลซึ่งอยู่นอกบริเวณแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวก็มีความเสี่ยงต่อการเกิดการสั่นสะเทือนเนื่องจากแผ่นดินไหวในระยะไกล ซึ่งสามารถเกิดขึ้นได้กับอาคารสูงที่ตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อน ดังเหตุการณ์ที่ได้เกิดขึ้นมาแล้วที่กรุงเม็กซิโกซิตี ปี 2528 เกิดแผ่นดินไหวขนาด 8.1 ริคเตอร์ ห่างจากกรุงเม็กซิโกซิตีประมาณ 350 กิโลเมตร ได้ส่งผลให้อาคารเสียหายอย่างรุนแรงกว่า 600 หลัง ทำให้มีผู้เสียชีวิตกว่า 10,000 คน ซึ่งจากเหตุการณ์ดังกล่าว ทำให้ประเทศไทยได้มีการตื่นตัวจากแผ่นดินไหว และเตรียมรับมือกับเหตุการณ์ที่อาจเกิดขึ้นในอนาคต

ระบบโครงสร้างอาคารซึ่งแต่ละชั้นประกอบด้วย คาน-เสา-แผ่นพื้นสำเร็จรูป โดยพื้นนั้นเป็นแผ่นพื้นสำเร็จที่หล่อสำเร็จรูปจากโรงงาน เป็นโครงสร้างที่นิยมก่อสร้างในประเทศไทยเป็นอย่างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งอาคารประเภทตึกแถว บ้านพัก อาคารพาณิชย์ และอาคารขนาดเล็กถึงขนาดปานกลาง ทั้งนี้เนื่องจาก ความรวดเร็วในการก่อสร้าง ราคาค่าก่อสร้าง และความชำนาญของช่างก่อสร้างในระดับต่างๆ ไปสามารถก่อสร้างได้ ไม่ต้องอาศัยอุปกรณ์พิเศษ หรือผู้เชี่ยวชาญพิเศษในการก่อสร้าง ส่วนการออกแบบอาคารเหล่านี้ วิศวกรจะออกแบบโดยใช้แรงในแนวตั้ง หรือน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานของอาคารเป็นหลักในการออกแบบหน้าตัด คาน เสา และใช้ขนาดแผ่นพื้นสำเร็จที่มีขายตามท้องตลาดทั่วไป ซึ่งจะระบุน้ำหนักบรรทุกต่อพื้นที่หนึ่งตารางเมตร ไว้ใช้เป็นพื้นของอาคารแสดงในรูปที่ 2.9 เมื่อพิจารณาแล้วจะพบว่า อาคารเหล่านี้ส่วนใหญ่ไม่ได้ออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว ทั้งนี้ปัจจุบันประเทศไทยได้ออกกฎหมายที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบอาคารเพื่อรับแรงจากแผ่นดินไหวคือ “กฎกระทรวงกำหนดการรับ

น้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ.2550” [4] ซึ่งมีพื้นฐานมาจากมาตรฐาน UBC-1985 ตามความในพระราชบัญญัติความคุ้มครองอาคาร พ.ศ.2522 มีผลบังคับใช้ตั้งแต่วันที่ 30 พฤศจิกายน 2550 ที่ผ่านมา ได้กำหนดพื้นที่ควบคุมเป็น 3 บริเวณได้แก่

“บริเวณเฝ้าระวัง” เป็นพื้นที่หรือบริเวณที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ได้แก่ จังหวัด กระบี่ ชุมพร พังงา ภูเก็ต ระนอง สงขลา และสุราษฎร์ธานี รวม 7 จังหวัด

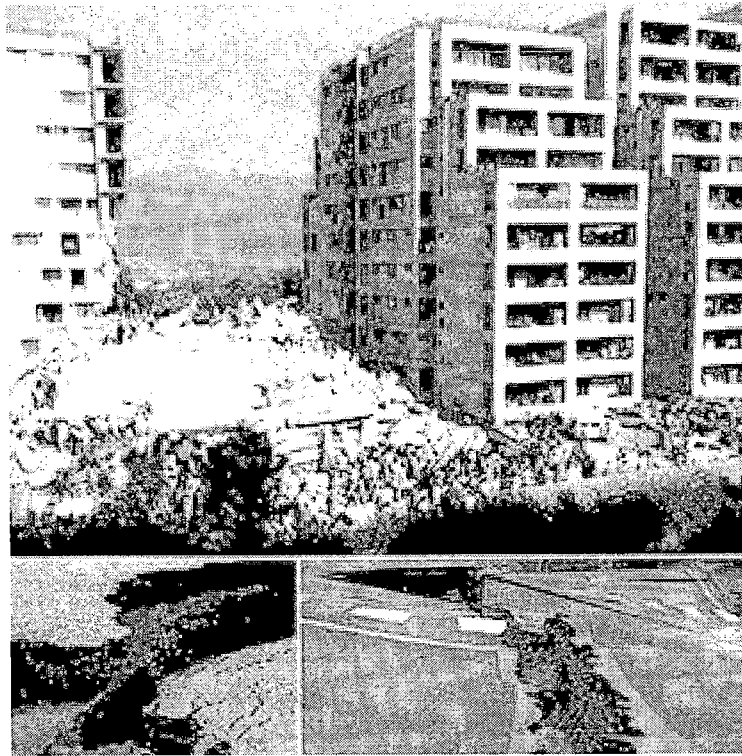
“บริเวณที่ 1” เป็นพื้นที่หรือบริเวณที่เป็นดินอ่อนมากที่ได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวระยะไกล ได้แก่ กรุงเทพมหานคร นนทบุรี ปทุมธานี สมุทรปราการ และสมุทรสาคร รวม 5 จังหวัด

“บริเวณที่ 2” เป็นพื้นที่หรือบริเวณที่อยู่ใกล้รอยเลื่อนที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ได้แก่ กาญจนบุรี เชียงราย เชียงใหม่ ตาก น่าน พะเยาแพร่ แม่ฮ่องสอน ลำปาง และ ลำพูน รวม 10 จังหวัด

นอกจากนั้นกรมโยธาธิการและผังเมืองได้จัดทำมาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวหรือ “มยผ. 1301-50(มยผ. 1302-52)” ขึ้น เพื่อเพิ่มเติมรายละเอียดการคำนวณออกแบบอาคาร และรายละเอียดในการเสริมเหล็ก ซึ่งกฎกระทรวงและมาตรฐานได้มีการเชื่อมโยงกัน โดยกฎกระทรวงได้ระบุให้การจัดระบบโครงสร้างอาคารจะต้องมีความเหนียวอย่างน้อยเทียบเท่าความเหนียวจำกัด (Limit Ductility) ตามที่กำหนดในมาตรฐาน

กฎกระทรวงดังกล่าวได้บังคับใช้กับอาคารที่มีความสูงมากกว่า 15 เมตรขึ้นไป และอาคาร เช่น สถานที่ราชการ โรงเรียน โรงพยาบาล หรืออาคารที่มีความสำคัญเท่านั้น อย่างไรก็ตาม บ้านพักอาศัย อาคารพาณิชย์ที่มีความสูงน้อยกว่า 15 เมตร จะไม่เกิดความเสียหายจากแผ่นดินไหว จึงจำเป็นต้องศึกษาถึงความพร้อมและศักยภาพขององค์อาคาร ค.ส.ล. เหล่านี้ ว่ามีความสามารถรับแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับไหน ถ้ามีแผ่นดินไหวเกิดขึ้นจริง องค์อาคารจะมีความเสียหายระดับใด และทำอย่างไรจะให้องค์อาคารเหล่านี้เตรียมพร้อมในการรับแผ่นดินไหวที่คาดการณ์ว่าอาจจะเกิดขึ้นกับประเทศไทยในอนาคต

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ที่จะประเมินความสามารถและศึกษาพฤติกรรมของคาน-เสา-แผ่นพื้นสำเร็จรูป คอนกรีตเสริมเหล็ก (ค.ส.ล.) ของเสาต้นริม ที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็ก และขนาดตามงานก่อสร้างจริงในประเทศไทย และที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กตาม “มยผ. 1301-50(มยผ. 1302-52)” ในการรับแรงแผ่นดินไหวโดยการทดสอบในห้องปฏิบัติการ นอกจากนี้จะทำการพัฒนาแบบจำลอง (Analytical Model) สำหรับวิเคราะห์โครงสร้างคาน-เสา-แผ่นพื้นสำเร็จรูป ค.ส.ล. ของเสาต้นริม เพื่อเตรียมความพร้อมและปรับปรุงพฤติกรรมโครงสร้างนี้ เพื่อรองรับเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นได้ในอนาคต ในส่วนผลการศึกษาในส่วนแรกจะมุ่งเน้นที่การศึกษาพฤติกรรมของคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริมด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์



รูปที่ 1.1 เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ปากีสถาน เมื่อ 8 ตุลาคม 2548



รูปที่ 1.2 เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มณฑลเสฉวน ประเทศจีน เมื่อ 12 พฤษภาคม 2551

## 1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

- 1) เพื่อรวบรวมข้อมูลวิธีการออกแบบ และรายละเอียดการก่อสร้างโครงสร้างคาน-เสา-แผ่นพื้นสำเร็จรูป ค.ส.ล. ของเสาต้นริม ที่ก่อสร้างในประเทศไทย
- 2) พัฒนาแบบจำลองเพื่อวิเคราะห์โครงสร้างข้อต่อ คาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริม (Analytical Model) ที่เหมาะสมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์และประเมินพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างประเภทนี้
- 3) เพื่อศึกษาพฤติกรรมคาน-เสา ค.ส.ล. ของเสาต้นริม ที่ออกแบบและก่อสร้างในประเทศไทยโดยใช้มาตรฐานการออกแบบทั่วไปของประเทศไทย (การออกแบบโดยคำนึงถึงน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งเท่านั้น)

## 1.3 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากงานวิจัย

- 1) ทำให้ทราบถึงพฤติกรรม คาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย
- 2) ทำให้ประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย
- 3) ได้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 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

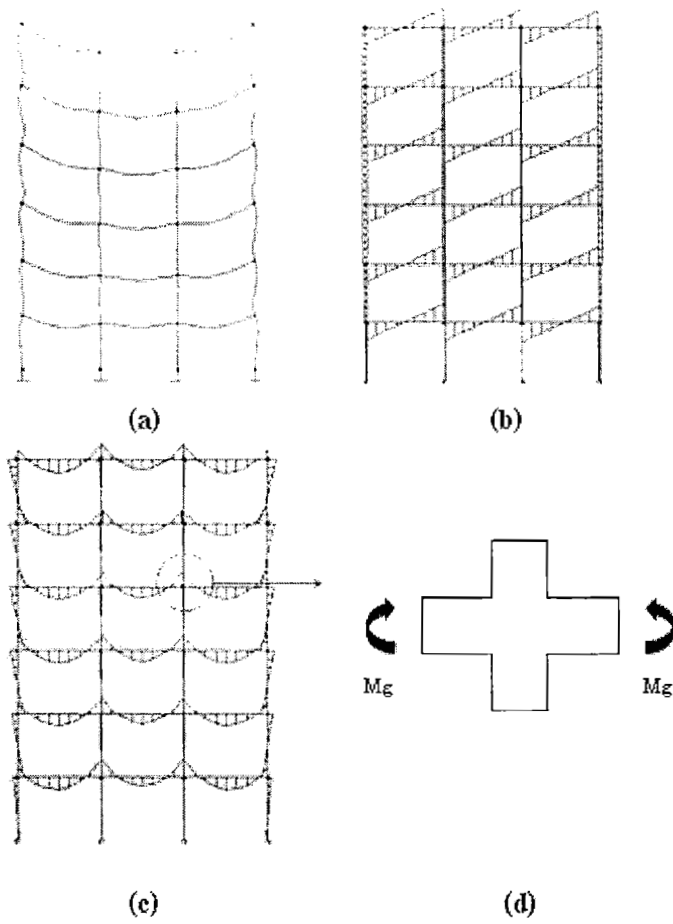
หลักการออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่เป็นที่ยอมรับกันอย่างสากลคือ ภายใต้อาคารขนาดเล็จะต้องไม่เกิดความเสียหายแก่ส่วนหนึ่งส่วนใดของตัวอาคาร ภายใต้อาคารขนาดใหญ่จะต้องไม่เกิดความเสียหายแก่ส่วนของโครงสร้างที่รับแรง และภายใต้อาคารขนาดใหญ่ อาคารอาจเกิดความเสียหายแก่ส่วนของโครงสร้างรับแรงได้ แต่ต้องไม่พังถล่มลงมา เพื่อความปลอดภัยแก่ชีวิตผู้อยู่อาศัย กล่าวอีกนัยหนึ่งคือ โครงสร้างจะต้องถูกออกแบบให้มีความเหนียวดีพอ เพื่อให้อาคารนั้นสามารถทนต่อการสั่นไหว จนถึงขั้นเกิดการแตกร้าว และเกิดการครากขององค์อาคารได้พอสมควร โดยยังคงกำลังส่วนใหญ่ไว้ได้ (80% ของกำลังสูงสุด) ดังนั้น เมื่ออาคาร ค.ส.ล. ที่ถูกออกแบบรายละเอียดให้มีความเหนียว (มีรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ดีพอ) จะสามารถดูดซับพลังงานจากการสั่นไหวเมื่อเกิดแผ่นดินไหวได้ดี โดยที่รักษากำลังส่วนใหญ่ของอาคารไว้ได้ และไม่พังทลายในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว ในทางตรงกันข้าม ถ้าองค์อาคาร ค.ส.ล. ส่วนหนึ่งส่วนใดเช่น ข้อต่อ ไม่มีความเหนียวพอหรือไม่แข็งแรงพอ ก็จะไม่สามารถรับแรงแผ่นดินไหว และแรงแนวตั้งต่อไปได้ และเกิดการวิบัติเสียก่อน และจะทำให้ห้องอาคารรวมเกิดการวิบัติตามมาอย่างรวดเร็ว

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก (ค.ส.ล.) ในประเทศไทยนั้น ส่วนใหญ่จะถูกออกแบบโดยคำนึงถึงแรงในแนวตั้ง (น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร) ร่วมกับแรงลมเป็นหลัก โดยวิศวกรจะคำนวณองค์อาคารแต่ละส่วนแยกกันเช่น พื้น คาน เสา และ ฐานราก วิศวกรทั่วไปจะออกแบบให้องค์อาคารมีกำลังเพียงพอกับแรงดังกล่าว โดยใช้ความรู้พื้นฐานต่างๆ และมักไม่คำนึงถึงความสามารถในการเสีรูปขององค์อาคารย่อย และ/หรือองค์อาคารรวม การให้รายละเอียดของเหล็กเสริมในองค์อาคาร ค.ส.ล. เหล่านี้ ก็จะมีมุ่งเน้นไปที่ความสามารถในการรับแรงขององค์อาคารแต่ละส่วนดังกล่าวเป็นหลัก กล่าวอีกนัยหนึ่งคือ วิศวกรโดยทั่วไป จะออกแบบอาคาร ค.ส.ล. ให้มีพฤติกรรมอยู่ในสภาวะอีลาสติก และควบคุมการเสีรูปขององค์อาคารให้อยู่ภายใต้ข้อกำหนด เช่น คาน ควรมีระยะแอนไม่เกินความยาวคาน ( $L/360$ ) เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกจรกระทำ เป็นต้น

อย่างไรก็ตาม แรงแผ่นดินไหวมีผลกระทบต่อโครงสร้างในลักษณะที่แตกต่างจากแรงอื่นๆ ที่กล่าวมาแล้วข้างต้น กล่าวคือ แรงที่เกิดขึ้นในองค์อาคารจากแผ่นดินไหว เป็นผลจากการที่ฐานของอาคารถูกทำให้เคลื่อนตัวออกไป (โดยพื้นดิน) แต่มวลเฉื่อย (Inertia) ของอาคารทำให้ส่วนต่างๆ เช่น เสา คาน พื้น โครงหลังคาของอาคาร ไม่เคลื่อนตัวไปพร้อมกับฐานทันที ยังผลทำให้เกิดการเสีรูปขององค์อาคารต่างๆ เช่น เสา คาน ข้อต่อคาน-เสา เป็นต้น ดังนั้นจะเห็นว่า หลักการออกแบบอาคาร ค.ส.ล. ที่วิศวกรใช้อยู่

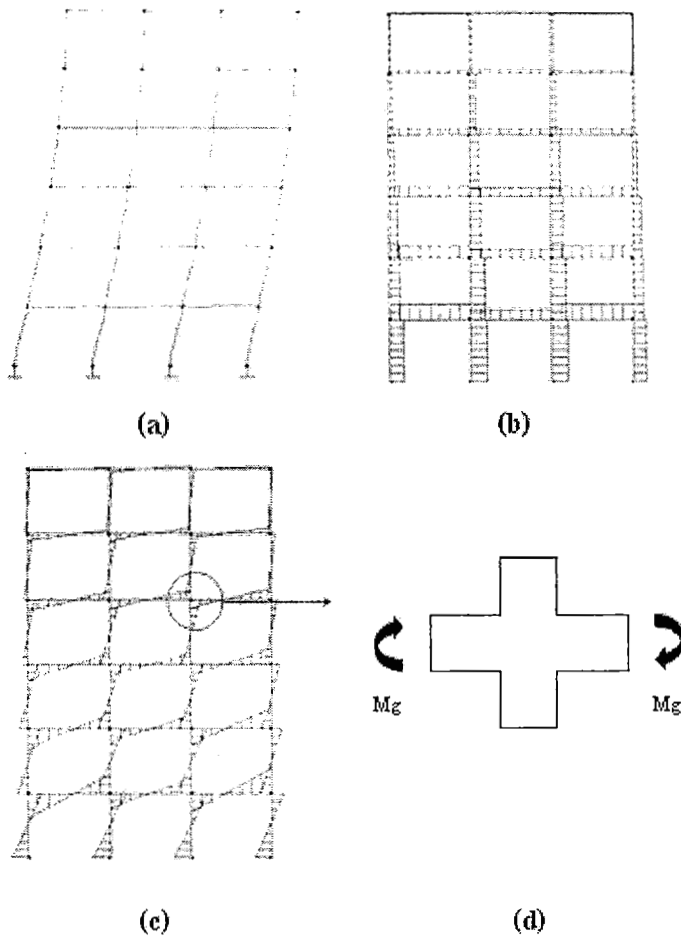
โดยทั่วไปในปัจจุบันนั้น มีความแตกต่างจากการออกแบบอาคาร ค.ส.ล. รับแรงแผ่นดินไหวเป็นอย่างมาก หากวิศวกรคำนวณแรง และออกแบบตามหลักวิชาการเดิมที่ใช้กันอยู่เพียงอย่างเดียว โดยไม่มีความเข้าใจ พฤติกรรมของอาคารโดยรวม และไม่ทำการออกแบบรายละเอียด (detailing) ให้เหมาะสม ให้มีความเหนียวเพียงพอแล้ว อาคาร ค.ส.ล. ที่ออกแบบไว้ก็จะไม่สามารถทนต่อการโยกไปมาเนื่องจากแผ่นดินไหวได้

เมื่อมีแรงแนวตั้งกระทำต่ออาคารค.ส.ล. อาคารจะมีการเปลี่ยนรูป โดยมีแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด แสดงในรูปที่ 2.1 จากรูปจะเห็นว่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในคานที่บริเวณเหนือเสา เป็นโมเมนต์ลบ และโมเมนต์ที่เกิดขึ้นที่บริเวณกลางช่วงคานเป็นโมเมนต์บวก ส่วนโมเมนต์ในเสามีค่าค่อนข้างน้อย โดยที่เสาด้านใน มีโมเมนต์กระทำน้อยกว่าเสาด้านนอก ส่วนในรูปที่ 2.2 แสดงการเสียรูปแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในอาคาร ค.ส.ล. เมื่อมีแรงแผ่นดินไหว หรือแรงแนวราบกระทำ จะเห็นได้ว่าโมเมนต์มีค่าสูงสุดที่ปลายคาน และปลายเสา โดยมีค่าน้อยที่กลางช่วงคานและเสา หรืออาจกล่าวได้ว่าจุดดัดกลับ เกิดขึ้นที่บริเวณกลางช่วงคานและเสา ดังนั้นเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวมากกระทำต่ออาคาร บริเวณที่จะเกิดความเสียหายก่อนจะเป็นบริเวณปลายคาน และบริเวณข้อต่อระหว่างคาน-เสา จากรูปที่ 2.2 จะเห็นว่า ข้อต่อระหว่างคาน-เสา นั้นมีความสำคัญเป็นอย่างมาก หรือจะกล่าวได้ว่าข้อต่อเป็นจุดเชื่อมต่ออ่อนแอที่สุดในอาคาร เพราะเป็นส่วนสำคัญที่จะส่งถ่ายแรงจากองค์อาคารส่วนหนึ่งไปยังองค์อาคารอีกส่วนหนึ่ง ดังนั้นข้อต่อคาน-เสานี้ ควรมีความเหนียวเพียงพอที่จะสลายพลังงานแผ่นดินไหวได้ จากรูปที่ 2.1C จะเห็นได้ว่า ภายใต้น้ำหนักบรรทุกแนวตั้ง ข้อต่อคาน-เสา ไม่ได้รับแรงอะไรมากมายนัก เพราะโมเมนต์ที่ปลายคานทั้งสองด้านของข้อต่อมีทิศทางตรงกันข้าม ดังนั้นจึงมีการถ่ายเท Unbalanced Moment สูงถ่ายเข้าไปที่ข้อต่อไม่มากนัก ในทางตรงกันข้าม เมื่อมีแรงแผ่นดินไหวกระทำต่ออาคาร ข้อต่อระหว่างคาน-เสา จะเป็นบริเวณที่มีการถ่ายแรงสูงมาก ที่เป็นเช่นนี้เพราะโมเมนต์ที่ปลายคานทั้งสองด้านของข้อต่อมีทิศทางเดียวกัน ดังแสดงในรูป 2.2C ดังนั้นจึงทำให้เกิด Unbalanced Moment สูงถ่ายเข้าไปที่ข้อต่อ



รูปที่ 2.1 การเสียรูป แรงเฉือน และโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในอาคาร ค.ส.ล. เมื่อรับแรงแนวตั้ง





รูปที่ 2.2 การเสียรูป แรงเฉือน และโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในอาคาร ค.ส.ล. เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว

## 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

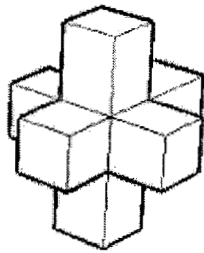
### 2.2.1 ประเภทของข้อต่อคาน-เสา

สำหรับข้อต่อคาน-เสา ของโครงสร้างอาคาร ค.ส.ล. นั้น ทางสถาบัน ACI Committee 352 [6] ได้จำแนกประเภทตามลักษณะรูปทรงของข้อต่อ (Joint Geometry) ดังนี้

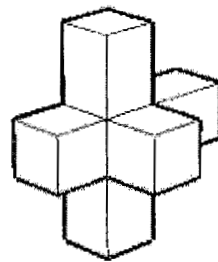
1) Interior beam-column joint โครงสร้างของคานทั้ง 4 ด้าน อยู่ในโครงสร้างของเสาในแนวตั้ง แสดงดังรูป 2.3 (a)

2.) Exterior beam-column joint โครงสร้างของคาน 1 ด้านอยู่ในโครงสร้างของเสาในแนวตั้ง และมีโครงสร้างของคานอีก 2 ด้าน ตั้งฉากกับข้อต่อ แสดงดังรูป 2.3 (b)

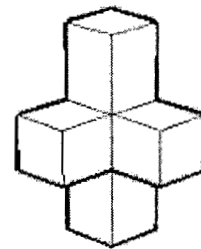
3.) Corner beam-column joint โครงสร้างของคานทั้ง 2 ด้าน อยู่ในโครงสร้างของเสาในแนวตั้ง โดยคานทั้งสอง มีทิศทางตั้งฉากกัน แสดงดังรูป 2.(c)



(a) Interior Joint



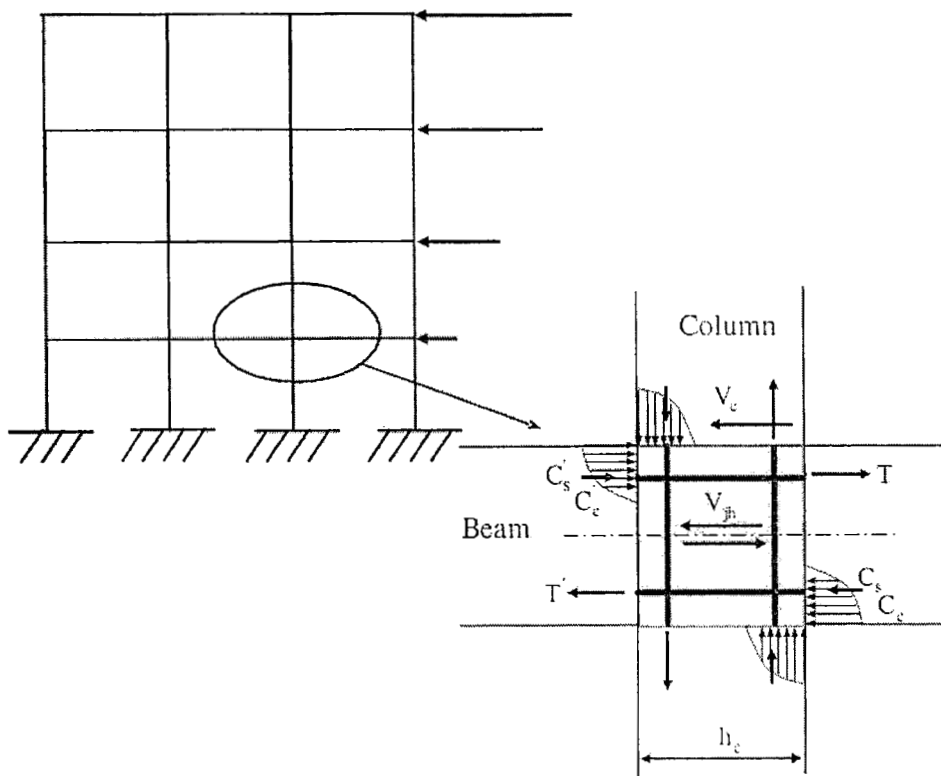
(b) Exterior Joint



(c) Corner Joint

รูปที่ 2.3 ประเภทของข้อต่อคาน-เสา

### 2.2.2 พฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสา เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว



รูปที่ 2.4 พฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสา เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว

เมื่อมีแรงแผ่นดินไหว หรือแรงแนวราบ กระทำต่ออาคาร ค.ส.ล. อาคาร ข้อต่อคาน-เสา จะมีการเปลี่ยนแปลงดังรูปที่ 2.4 จากรูปสามารถหาแรงกระทำในแนวราบ ที่ตำแหน่งกึ่งกลางของข้อต่อ  $V_{jh}$  หรือแรงเฉือนที่ข้อต่อ ได้ดังสมการ 2.1 และ 2.2

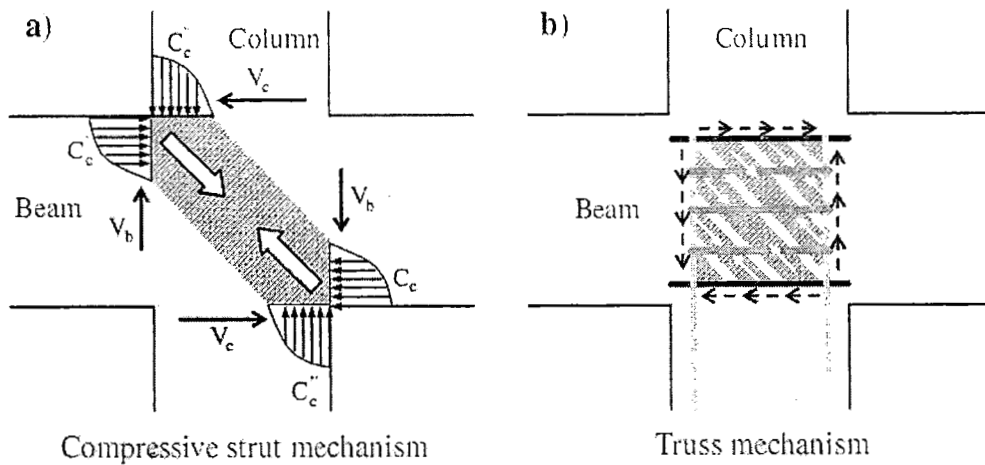
$$V_{jh} = T + C'_c + C'_s - V_c \quad (2.1)$$

$$V_{jh} = T + T' - V_c \quad (2.2)$$

เมื่อ  $T$  คือแรงดึงในเหล็กบน ,  $T'$  คือแรงดึงในเหล็กล่าง,  $V_c$  คือแรงเฉือนในเสา ,  $C'_c$  คือแรงอัดในคอนกรีต และ  $C'_s$  คือแรงอัดในเหล็กเสริม

### 2.2.3 กลไกการวิบัติของข้อต่อ

Paulay (1978) และคณะ [16] ได้สร้างแบบจำลอง (Model) อธิบายกำลังต้านทานแรงเฉือนในข้อต่อ ซึ่งนิยมใช้กันมากในปัจจุบัน มีอยู่ทั้งหมด 2 แบบจำลอง คือ Strut Mechanism และ Truss Mechanism ดังแสดงในรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.5 แบบจำลองการต้านทานแรงเฉือนในข้อต่อของ T. Paulay [16]

กลไกของ Strut Mechanism คือกำลังรับแรงเฉือนของข้อต่อนั้นขึ้นอยู่กับกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตในแนวทแยง ดังนั้นเมื่อเหล็กเสริมเกิดการคราก แรงเฉือนทั้งหมดของข้อต่อ จะถูกถ่ายไปยังคอนกรีตในแนวทแยงเพื่อดำเนินการวิบัติ ดังแสดงในรูป 2.5a และกลไกของ Truss Mechanism คือรับแรงเฉือนของข้อต่อนั้นขึ้นอยู่กับกำลังครากของเหล็กรับแรงเฉือนในข้อต่อ โดยอาศัยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กนอนและคอนกรีต ดังแสดงในรูป 2.5b

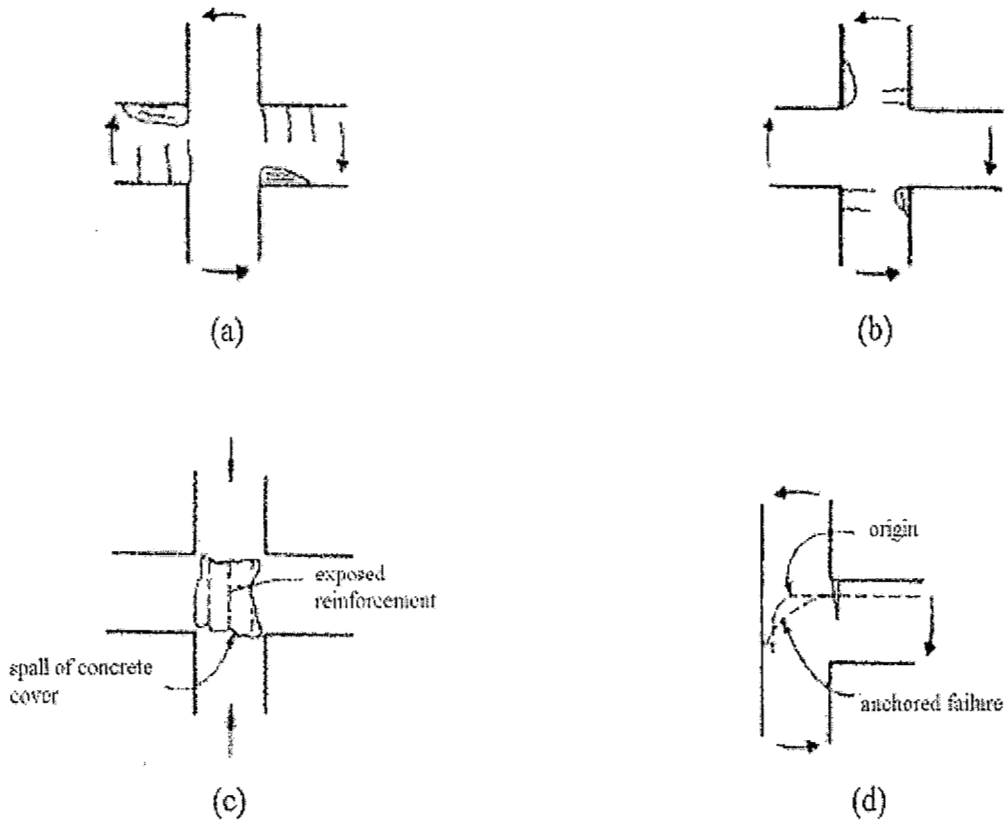
### 2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

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

อานนท์ วงษ์แก้ว และคณะ [20] ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ด้วยวิธีการประยุกต์ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ANSYS สร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำการทดสอบตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อในห้องปฏิบัติการภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา และทำการวิเคราะห์แบบจำลอง เทียบผลการรับน้ำหนัก ค่าการแอ่นตัว และลักษณะการพังของแบบจำลองกับค่าที่วัดได้จากการทดสอบ จากการศึกษาแสดงให้เห็นว่าแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่พัฒนาขึ้นมีความถูกต้องในระดับที่ดีมาก สามารถทำนายค่าโมเมนต์แตกร้าว ค่าโมเมนต์ที่สภาวะเหล็กเสริมเริ่มคราก และค่าโมเมนต์ที่จุดสูงสุดได้ใกล้เคียงผลการทดสอบ โดยมีค่าความผิดพลาดไม่เกิน 15 เปอร์เซ็นต์ นอกจากนี้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ยังแสดงลักษณะการพังของคานคอนกรีตเสริมเหล็กได้แม่นยำใกล้เคียงกับผลการทดสอบอีกด้วย

Meinheit และ Jirsa [8] 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 2.6 การวิบัติของข้อต่อ [8]

Thin et al. [9] ได้ทำการทดสอบ Interior beam-column ตัวอย่างแรกในประเทศไทย ภายใต้วิธีแรงจักรกึ่งสถิต ใช้ตัวอย่างขนาดครึ่งหนึ่งจากตัวอย่างจริง ที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ออกแบบในประเทศไทย โดยขึ้นงานทดสอบให้ปลายคานและปลายเสาด้านล่างมีสภาพยึดรูปแบบหมุนอิสระ (pin-connected) และปลายคานเคลื่อนที่ได้อย่างอิสระในแนวราบ จากการทดสอบพบว่าตัวอย่างมีการวิบัติที่ข้อต่อ และเป็นการวิบัติแบบเปราะ (Brittle failure) มีการสลายพลังงานแผ่นดินไหวน้อยมาก จึงไม่เหมาะสมในการต้านทานแผ่นดินไหว

Cheejaroen et al. [10] ได้ทำการทดสอบ Interior beam-column จำนวน 3 ตัวอย่าง แต่ละตัวอย่างเป็นตัวแทนของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย โดยแบ่งเป็นกลุ่มตามพื้นที่อาณาเขตของเสา (Tributary area) จากผลการทดสอบพบว่า ตัวอย่างที่ 1 ที่เป็นตัวแทนของพื้นที่อาณาเขตเสามาก (40.5-57.0 ตรม.) เกิดการวิบัติที่ปลายคาน ด้านที่คอนกรีตรับแรงอัด ตัวอย่างมีความเหนียวพอควร จุดต่อเกิดความเสียหายน้อย ตัวอย่างที่ 2 ที่เป็นตัวแทนของพื้นที่อาณาเขตเสาปานกลาง (20-32.4 ตรม.) และตัวอย่างที่ 3 ที่เป็นตัวแทนของพื้นที่อาณาเขตเสนาน้อย (9-17.5 ตรม.) เกิดการวิบัติที่จุด

ต่อ มีการสลายพลังงานแผ่นดินไหวน้อยมาก ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าอาคารที่มีพื้นที่อาณาเขตของเสามาก มีความเหนียวมากกว่า และมีการสลายพลังงานแผ่นดินไหวได้ดีกว่า

Worakanchara [11] ศึกษาทดสอบ quasi-static cyclic loading สำหรับชิ้นส่วนเสาต่ออาคาร ทาบต่อเหล็กเสริมในเสา เพื่อพิจารณาว่าเสามีพฤติกรรมอย่างไร ภายใต้ cyclic loading ทำการศึกษา 6 ตัวอย่างจุดต่อที่เป็นตัวแทนอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูงปานกลาง จากการทดสอบพบว่า brittle failure mode ความแข็งแรงของชิ้นงานลดลงมากกว่า 20% ของความต้านทานสูงสุดที่ 2% drift และลดลงที่ 30-40% ที่ 5% drift ความแข็งแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นที่ 1.1-1.4% drift โดยชิ้นส่วนที่มีการปรับรายละเอียด มีความแข็งแรงและ drift ที่สูงขึ้น ยกเว้นแต่ ductility

มาตรฐานข้อกำหนด ACI 318-99 [5] เมื่อเกิดแผ่นดินไหว อาคารโยกตัวไปมา ชิ้นส่วนโครงสร้าง อาจแยกออกจากกัน และคอนกรีตอาจจะแตกหลุดออกจนเสียกำลังส่วนใหญ่จนเกิดการวิบัติพังทลาย การเพิ่มเหล็กปลอกรัศมีขึ้นในบริเวณบางส่วนของคาน 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) ซึ่งน่าจะเหมาะสมกับความเสี่ยงที่ไม่แน่นอนและมีการเพิ่มความเหนียวให้กับโครงอาคารในพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย ส่วนรายละเอียดการเสริมเหล็กสำหรับโครงเฟรมในพื้นที่ความเสี่ยงปานกลางนี้ AC1318M-02 ให้ใช้ตามข้อกำหนดของโครงเฟรมโมเมนต์ดัดปานกลาง (Intermediate Moment Frame) โดยให้รายละเอียดแนวทางการเสริมเหล็กแสดงดังรูปที่ 2.7 ไว้ดังนี้

#### 1) รายละเอียดเหล็กเสริมในเสา

1.1) ที่ปลายบนล่างของเสาในช่วง  $L_0$  เหล็กปลอกรัศมีรอบต้องมียะห่างทุกระยะ  $S_0$  โดยที่  $S_0$  มียะห่างไม่เกินค่าที่น้อยที่สุดของค่าต่อไปนี้

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

สำหรับความยาว  $L_0$  ต้องไม่น้อยกว่าค่าที่มากที่สุดของค่าต่อไปนี้

- (e) 1/6 ของความสูงเสาจากพื้นถึงท้องคาน (Clear Height)

(f) ด้านที่กว้างที่สุดของเสา

(g) 450 มิลลิเมตร

1.2) เหล็กปลอกอันแรกต้องห่างจากขอบคานไม่เกินครึ่งหนึ่งของ

1.3) นอกช่วง  $L_0$  เหล็กปลอกต้องมีระยะห่างทุกๆระยะ  $S_1$  โดย  $S_1$  มีระยะไม่เกินค่าที่น้อยที่สุดของค่าต่อไปนี้

(h) 16 เท่า ของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก

(j) ด้านแคบของเสา

(k) 600 มิลลิเมตร

ในกรณีที่ต้องใช้เหล็กปลอกรับแรงเฉือนระยะ  $S_1$  ต้องไม่เกินครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัดเสา

1.4) ระยะห่างของเหล็กปลอกช่วงข้อต่อต้องเป็น 2 เท่าของ  $S_0$

1.5) การต่อทาบเหล็กยื่น ยอมให้ต่อทาบในช่วงกึ่งกลาง (Center Half) ของความยาวเสา โดยมีเหล็กปลอกรัดทุกระยะห่างไม่เกินค่าต่อไปนี้

(j) 1/4 ของความกว้างน้อยที่สุดของเสา

(m) 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กยื่น

(n)  $S_x$  ตามสมการข้างล่างนี้

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

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

2) รายละเอียดเหล็กเสริมในคาน

2.1) ที่ปลายทั้งสองข้างของคานในช่วงความยาว 2 เท่า ของความลึกคาน ( $h_x$ ) วัดจากขอบเสาเข้าสู่กลางคาน เหล็กปลอกรัดรอบอันแรกต้องมีระยะห่างไม่เกิน 50 มิลลิเมตรจากขอบเสา และปลอกถัดไปต้องมีระยะห่างทุกๆระยะ  $S_2$  โดยที่  $S_2$  ระยะไม่เกินค่าที่น้อยที่สุดของค่าต่อไปนี้

(a) 1/4 ของความลึกประสิทธิภาพของคาน

(b) 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางยาวที่เล็กที่สุด

(c) 24 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก

(d) 300 มิลลิเมตร



2.2) นอกเหนือจากข้อ 2.1 ระยะห่างของเหล็กปลอก ( $S_3$ ) ต้องไม่เกินครึ่งหนึ่งของ ความลึกประสิทธิภาพของคานตลอดความยาวคาน

2.3) การต่อทาบเหล็กเสริมทางยาวจะต้องพับเหล็กปลอกช่วงทาบเหล็ก โดยที่ระยะ เหล็กปลอกห่างกันไม่เกิน  $1/4$  ของความลึกประสิทธิภาพของคานหรือ 100 มิลลิเมตร สำหรับตำแหน่งของ เหล็ก ไม่ควรทาบเหล็กในบริเวณดังต่อไปนี้

(e) ภายในรอยต่อเสา-คาน

(f) ภายในระยะ 2 เท่าของความลึกคานจากขอบจุดต่อเสา-คาน

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

3) จุดต่อชิ้นส่วนโครงสร้างต่างๆ

ภายในจุดต่อจะต้องมีการฝังเหล็กเสริมจากชิ้นส่วนโครงสร้างเข้าจุดต่ออย่างเพียงพอ ไม่ครูดหลุด หรือแยกออกเมื่อเกิดการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวและจะต้องมีการพันเหล็กปลอกรัดเนื้อคอนกรีต (Confinement) อย่างเพียงพอเพื่อไม่ให้คอนกรีตแตกแยกจนสูญเสียกำลังส่วนใหญ่และเหล็กเส้นเสริม สูญเสียการยึดเหนี่ยว (Bonding)

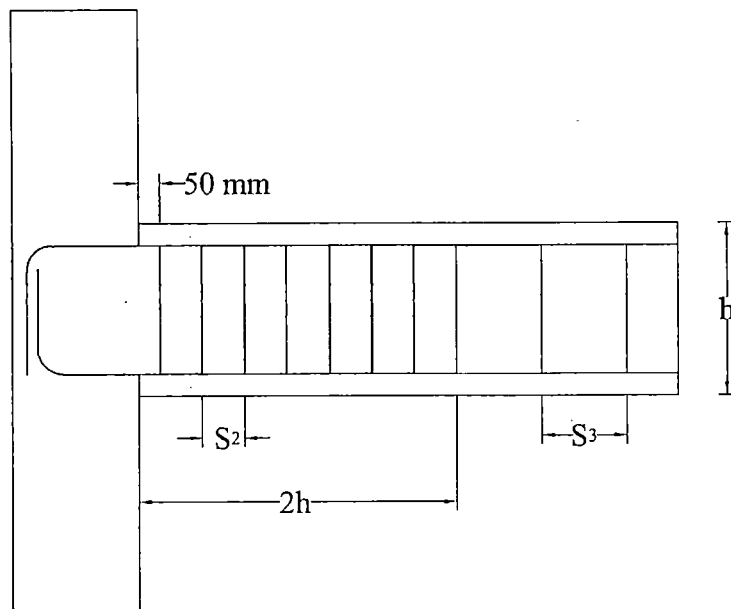
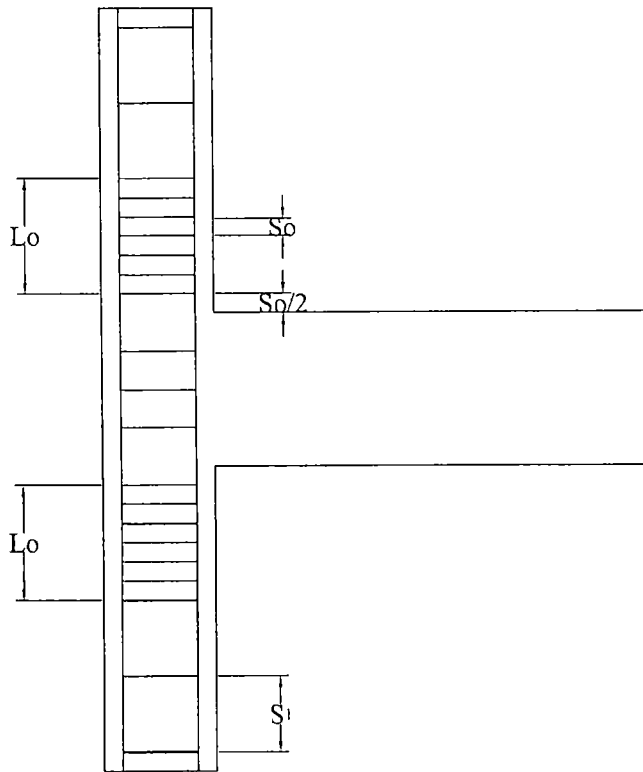
มาตรฐานข้อกำหนด ACI 352-1985 [7] เมื่อไม่คำนึงถึงแรงจากแผ่นดินไหว และอ้างอิงตาม มาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (WSD) และวิธีกำลัง (USD) ของ สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย การให้รายละเอียดเหล็กเสริมโดยทั่วไปแสดงดังรูปที่ 2.8 ซึ่ง สามารถสรุปได้ดังนี้

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

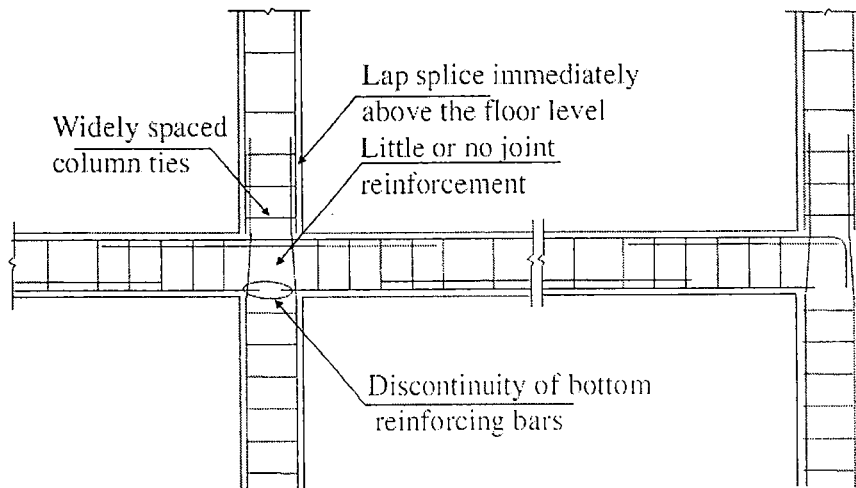
ส่วนในรูปที่ 2.9 แสดงรายละเอียดการก่อสร้างและขนาดแผ่นพื้นสำเร็จรูปที่ใช้ในประเทศไทย จากรูปพบว่า เมื่อผู้ออกแบบเลือกขนาดของแผ่นพื้นตามตารางที่ระบุน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (กก./ตรม.) ซึ่งมีความสัมพันธ์กับจำนวนลวดอัดแรง ช่วงความยาวแผ่นพื้นที่ใช้ และความหนาของคอนกรีตที่ใช้ทับ ด้านบน เช่น 4 ซม. หรือ 5 ซม. ลักษณะการก่อสร้าง จะนำแผ่นพื้นสำเร็จรูปที่ได้เลือกขนาดตามตารางมา วางพาดบนคานทั้งสองฝั่ง โดยใช้คานเป็นที่รองรับ จากนั้นด้านบนจะปูด้วยเหล็กกลมขนาด 6 มม. สาน เป็นตะแกรงขนาด 20 ซม. ที่บริเวณปลายแผ่นพื้นสำเร็จรูปที่วางอยู่บนคาน จะมีเหล็กกลม dowel ขนาด

9 มม. วางไว้ที่ระยะห่างทุกๆ 15 ซม. นอกจากนี้ยังมีเหล็กกลม(เหล็กหนวดกุ้ง) ขนาด 6 มม. ซึ่งโผล่ขึ้นมาจากคานด้านบน ถูกหักทาบไว้อีกเป็นระยะๆ ซึ่งขึ้นอยู่กับช่างในแต่ละที่ว่าจะวางห่างกันเท่าไร ปกติจะอยู่ที่ประมาณ 15 ซม. สลับกับเหล็กกลม 9 มม. รูปที่ 2.10 แสดงการทำงานที่บริเวณหน้างานก่อสร้างจริง

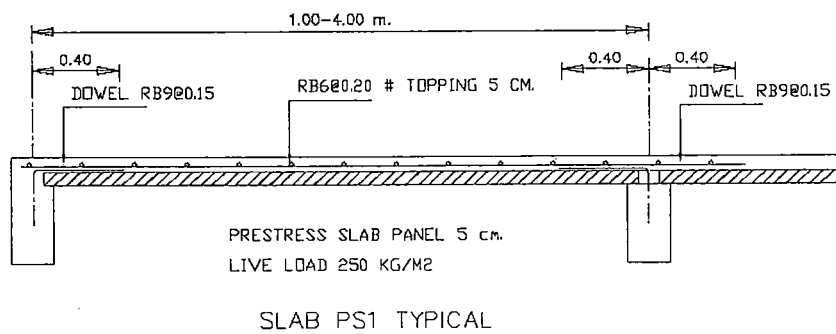
ตั้งได้กล่าวไปแล้วข้างต้น การก่อสร้างอาคารด้วยวิธีนี้ ได้รับความนิยมมากในปัจจุบัน สำหรับอาคารขนาดเล็กถึงขนาดปานกลาง แต่ยังคงขาดการประเมินความสามารถของอาคารเหล่านี้ เมื่อมีการสั่นไหว อาจจะเนื่องจากแผ่นดินไหวหรือแรงลมขนาดรุนแรงเช่น ใต้ฝุ่น หรือพายุ จึงทำให้อาคารเหล่านี้อาจไม่ปลอดภัย หรืออาจพังทลายได้เมื่อเหตุการณ์ดังกล่าวเกิดขึ้น



รูปที่ 2.7 แสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กในเสา และ คาน คสล. ตามมาตรฐานข้อกำหนด ACI 318-99

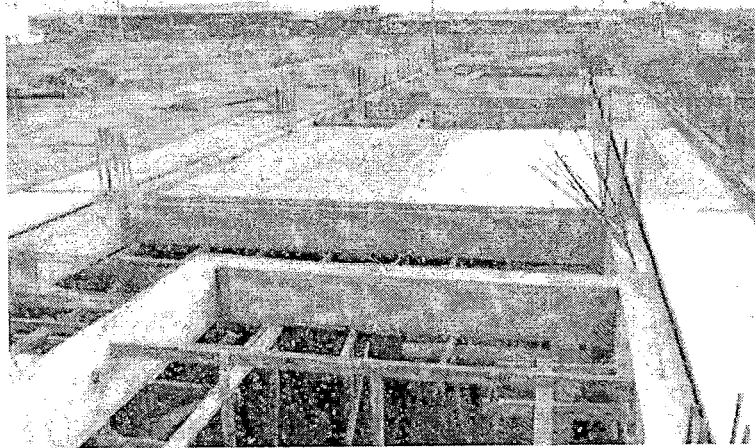
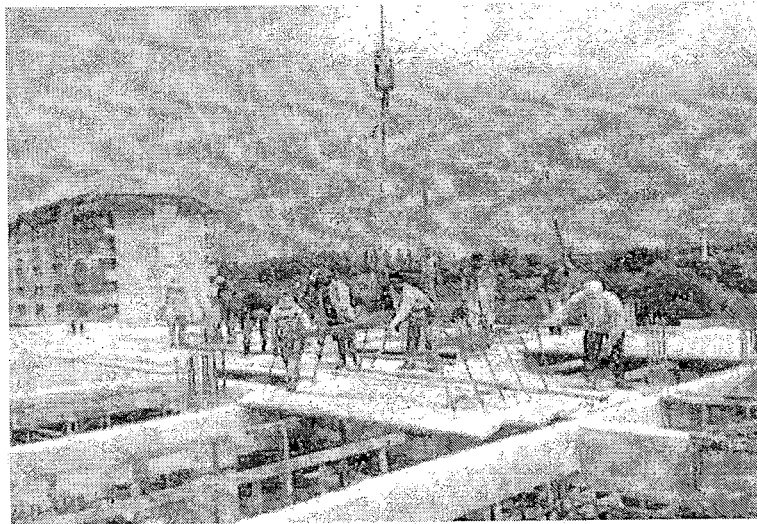


รูปที่ 2.8 รายละเอียดของการเสริมเหล็กทั่วไป ที่ก่อสร้างในประเทศไทย [7]



ลวดอัดแรง (PC. WIRE)	น้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (กก. / ตร.ม.)												
	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00
ช่วงความยาว (ม.)													
จำนวน - ขนาด	แผ่นพื้นสำเร็จรูป หนา 5 ซม. ทับหน้า 4 ซม. ความหนารวม 9 ซม.												
4 - Ø 4 มม.	950	660	520	420	340	275	220						
5 - Ø 4 มม.	1260	875	620	500	410	553	270	230					
4 - Ø 4 มม.	1550	1110	800	595	480	400	325	275	230				
7 - Ø 4 มม.	1550	1360	1000	725	560	460	380	325	270	225			
8 - Ø 4 มม.	1550	1360	1200	895	650	525	435	370	310	265	225		
	แผ่นพื้นสำเร็จรูป หนา 5 ซม. ทับหน้า 5 ซม. ความหนารวม 10 ซม.												
4 - Ø 4 มม.	1060	800	670	520	430	360	315	260					
5 - Ø 4 มม.	1440	970	770	620	515	430	360	310	260	225			
4 - Ø 4 มม.	1550	1200	880	720	595	500	425	360	305	265	230		
4 - Ø 4 มม.	1550	1360	1130	820	675	575	485	415	355	305	265	230	

รูปที่ 2.9 รายละเอียดการก่อสร้างและขนาดแผ่นพื้นสำเร็จรูปที่ใช้ในประเทศไทย



รูปที่ 2.10 การใช้แผ่นพื้นสำเร็จท้องเรียบ (Plank Slab) ในงานก่อสร้างอาคารในประเทศไทย

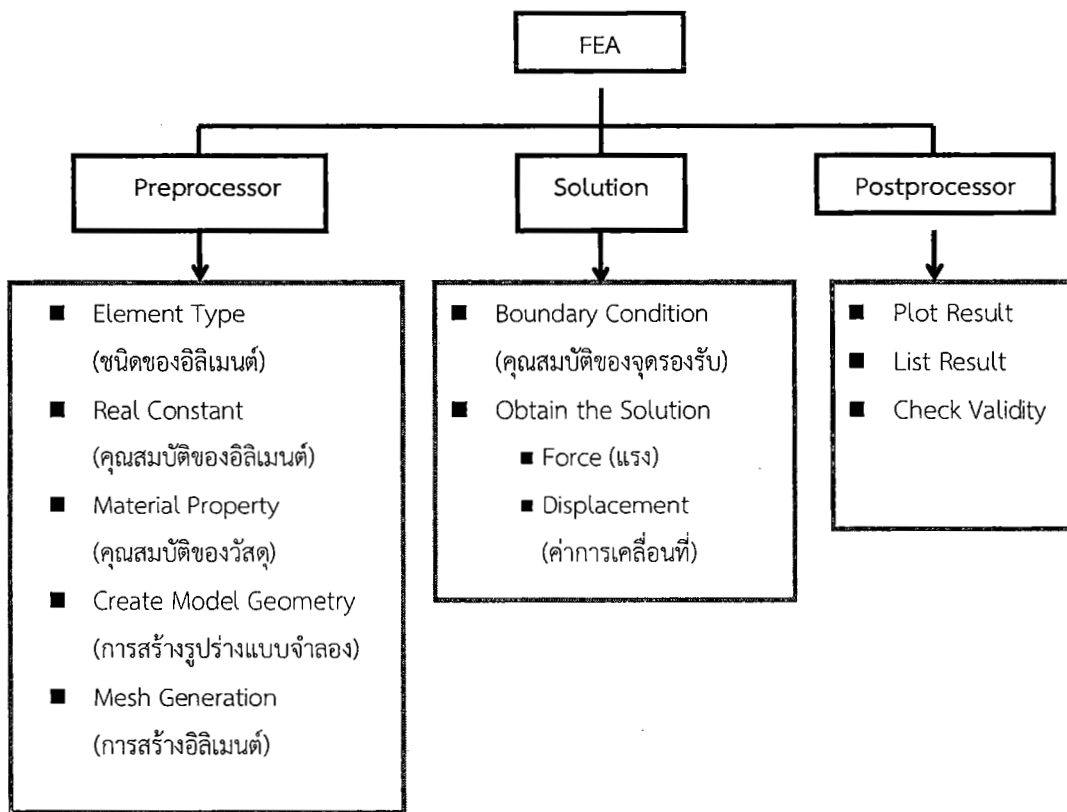
### บทที่ 3

#### การพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตและเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

##### 3.1 บทนำ

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Analysis) เป็นวิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลขที่ใช้สำหรับการแก้ไขปัญหาด้านวิศวกรรมโครงสร้างที่ได้รับความนิยม 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

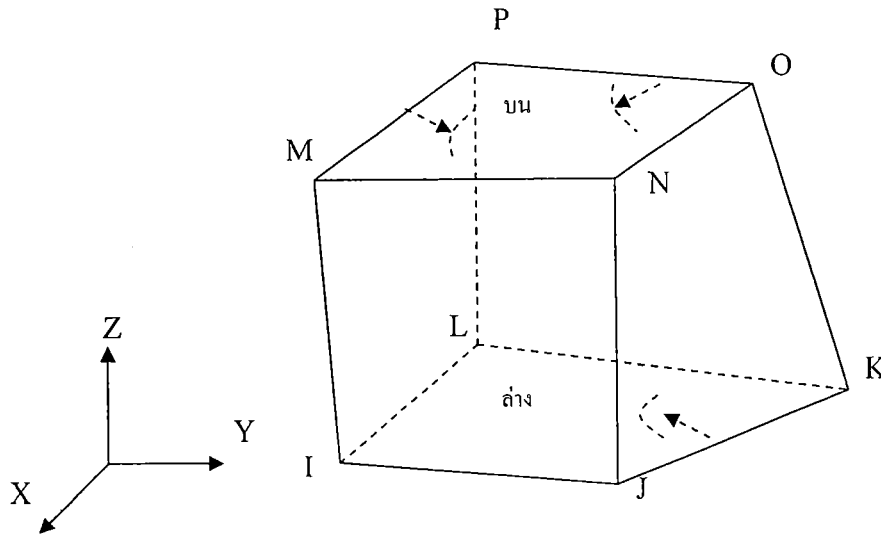


รูปที่ 3.1 แสดงแผนผังสรุปการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

### 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 และอ้างอิงพิสัยของจุดต่อตามแกน X Y และ Z ตามลำดับ แต่ละจุดมีดีกรีอิสระ (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 เป็นการใช้จุดร่วมกัน แต่ละจุดมีดีกรีอิสระ (Degree of Freedom) เท่ากับ 3 ดีกรีคือ มีการเคลื่อนที่อิสระ (Translation) ในทิศทางตามแนวแกน X Y และ Z แสดงดังรูปที่ 3.3

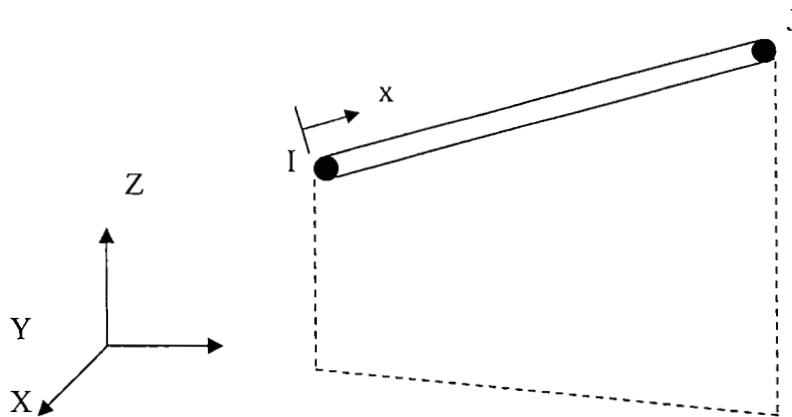
๖๒๔. ๑๘๓๔๑

๐ ๖๒๓ ๗

๐.๓

335591



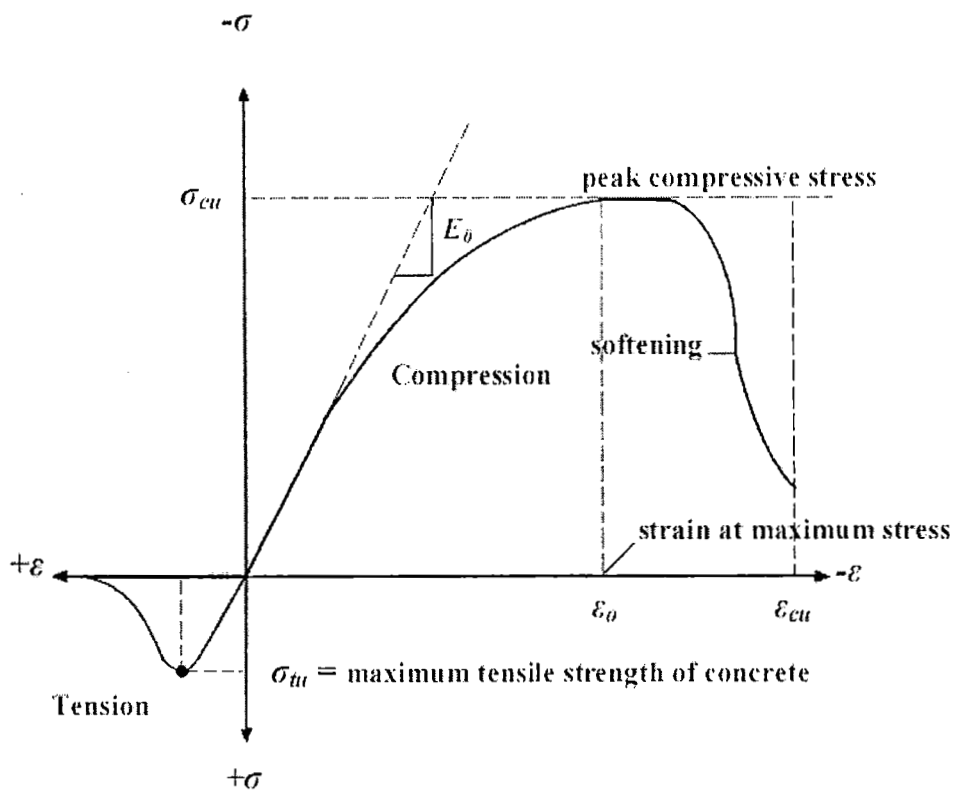


รูปที่ 3.3 ชั้นส่วนย่อยแบบแท่ง (LINK8) - 3มิติ ที่ใช้สำหรับเหล็ก

### 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

$\sigma_{cu}$  = กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต

$\sigma_{tu}$  = กำลังรับดึงสูงสุดของคอนกรีต

$\sigma$  = หน่วยแรงอัดของคอนกรีต

$\epsilon_0$  = ความเครียดอัด ณ จุดสูงสุดของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

$\epsilon$  = ความเครียดอัดของคอนกรีต

$\epsilon_{cu}$  = ความเครียดอัดสูงสุดของคอนกรีต

ในช่วงการรับแรงอัดของคอนกรีต กราฟเส้นโค้งความเค้นและความเครียดของคอนกรีตจะมีความยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงถึงประมาณร้อยละ 30 ของกำลังรับแรงอัดสูงสุด จากนั้นค่าความเค้นและค่าความเครียดของคอนกรีตจะเพิ่มมากขึ้นแบบไม่เป็นเชิงเส้นตรง จนถึงกำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต ( $\sigma_{cu}$ ) 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

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

กำหนดให้

$f_r$  = ค่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต

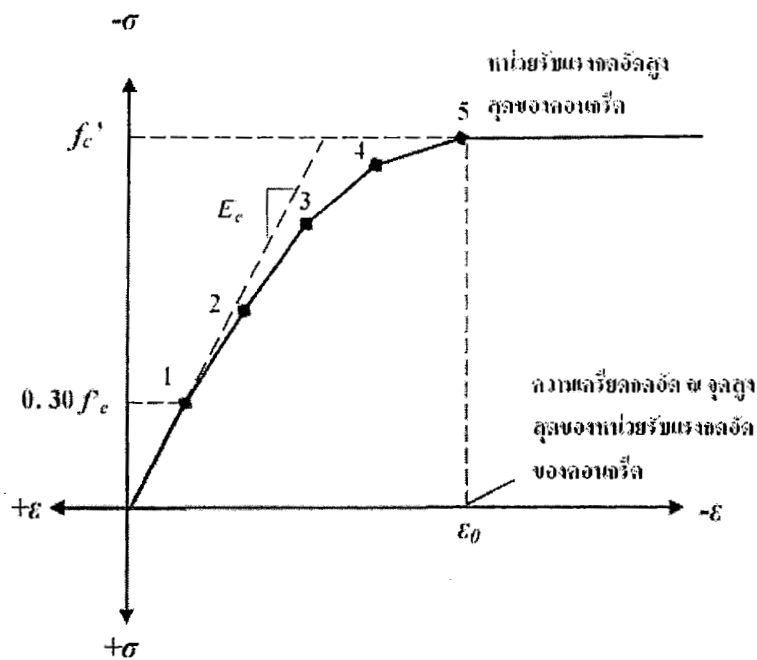
$f'_c$  = หน่วยรับแรงอัดสูงสุดคอนกรีต

- 4) ค่าอัตราส่วนปัวซองส์ของคอนกรีต (Poisson's ratio,  $\nu$ ) เป็นค่าแสดงสัดส่วนระหว่างความเครียดในแนวราบของแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอกต่อด้วยความเครียดในแนวแกนของแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอกรับรับแรงอัด จากการทดสอบ คอนกรีตธรรมดา มีค่าอัตราส่วนปัวซองส์ของคอนกรีตอยู่ระหว่าง 0.15-0.25 ในการศึกษาี้ กำหนดค่าอัตราส่วนปัวซองส์ของคอนกรีตที่ 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 การใส่ค่าแรงเฉือนเพื่อให้เกิดการพังของคอนกรีตให้พังแบบรุนแรง (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 ในการใส่ค่าลงไปคุณสมบัติคอนกรีตของแบบจำลองเสา สร้างจาก 6 จุดเชื่อมต่อกัน โดยใช้สมการความสัมพันธ์ค่าความเค้นและค่าความเครียดของคอนกรีตตามการศึกษาของ Desayi และ Krishnan (1964) แสดงไว้ในสมการที่ 3.1-3.3 ค่าแรกจะเริ่มที่ศูนย์ของหน่วยแรงอัด-ความเครียดอัดของคอนกรีต แล้วมายังจุดที่ 1 ที่คำนวณจาก  $0.30f'_c$  ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ของหน่วยแรงอัด-ความเครียดอัดของคอนกรีตในช่วงเชิงเส้น และจุดที่ 2 3 4 และจุดที่ 5 เป็นจุดสูงสุดของหน่วยแรงอัดของคอนกรีตพอด้านจุดที่ 5 ไปคอนกรีตจะเกิดการวิบัติของคอนกรีต แสดงไว้ในรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.5 รูปแสดงลักษณะเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัด-ความเครียดอัดของคอนกรีต Desayi และ Krishnan (1964)

$$\sigma_c = \frac{E_c \varepsilon_c}{1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^2} \quad 3.1$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c} \quad 3.2$$

$$E_c = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c} \quad 3.3$$

กำหนดให้

$f'_c$  = กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต

$E_c$  = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

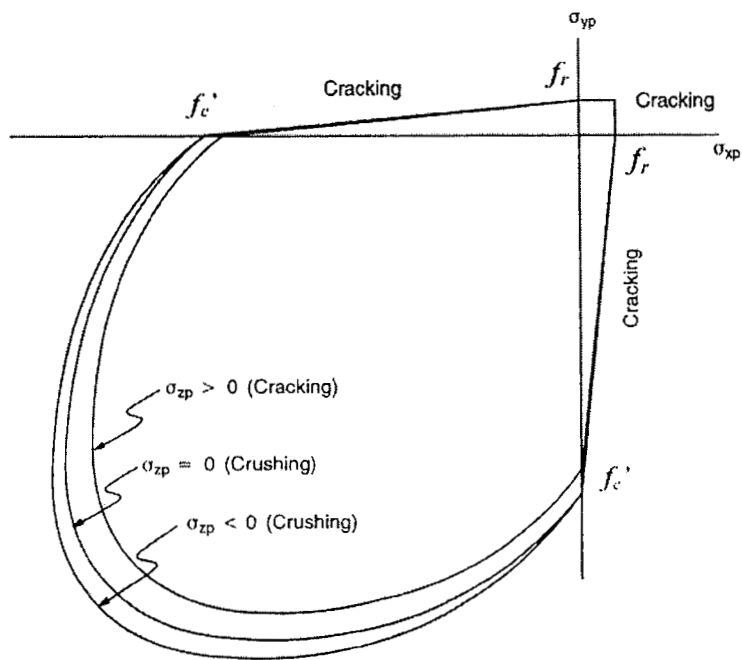
$\varepsilon_0$  = ความเครียดอัด ณ จุดสูงสุดของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

$\sigma_c$  = หน่วยแรงอัดของคอนกรีต

$\varepsilon_c$  = ความเครียดอัดของคอนกรีต

#### 7) เกณฑ์การพังของคอนกรีต

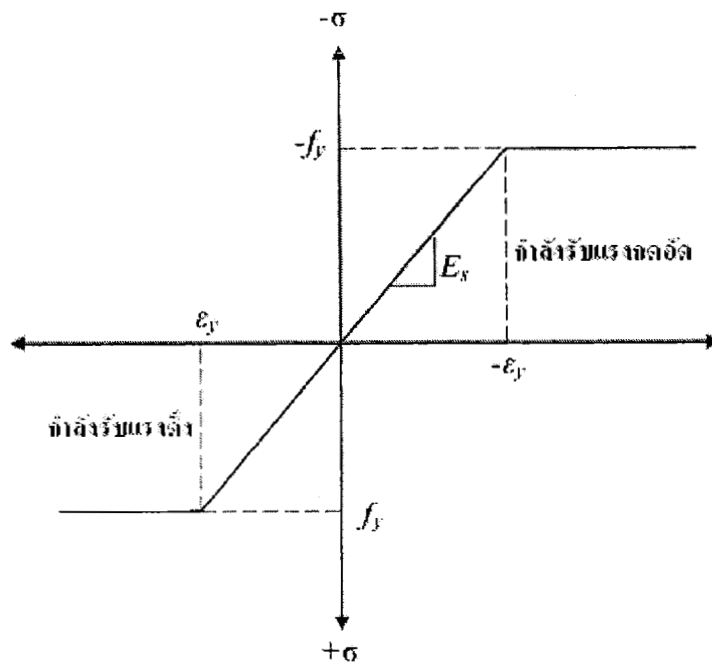
ชิ้นส่วนย่อยแบบกล่อง (SOLID 65) เมื่อนำมาสร้างแบบจำลองของวัสดุคอนกรีตนั้นต้องทำการกำหนดลักษณะการพังของคอนกรีตด้วย ซึ่งลักษณะการพังของคอนกรีตมี 2 แบบ คือ ฉีกขาด (cracking) หรือแตกหัก (crushing) ด้วยแรงอัดเมื่อคอนกรีตได้รับในแนวแกน เกณฑ์การพังของคอนกรีตเนื่องจากหน่วยแรงอัดของคอนกรีต สามารถคำนวณได้ (William และ Warnke 1975) ลักษณะการพังของคอนกรีตที่เป็นแบบสามมิติที่แสดงดังรูป 3.6 มีความสำคัญในการกระจายตัวของหน่วยแรงอัดในทิศทางแนวแกน x และ y โดยอธิบายแนวแกนด้วยสัญลักษณ์  $\sigma_{xp}$  และ  $\sigma_{yp}$  ตามลำดับในเนื้อวัสดุที่เป็นคอนกรีต การแตกร้าวจะเกิดขึ้นเมื่อมีการกระจายตัวของหน่วยแรงดึง ในทิศทางเดียวกันกับการพังที่เกิดขึ้นที่ผิวหน้าของคอนกรีต 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

เหล็กเสริมที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ขึ้นอยู่กับทางเลือกใช้ชนิดของเหล็กเสริม การใส่ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมเป็นแบบอิลาสติก-พลาสติกโดยสมบูรณ์ (โดยละทิ้งพฤติกรรมการแข็งตัวเพิ่ม) ดังรูปที่ 3.7



รูปที่ 3.7 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น กับ ความเครียด ของเหล็กเสริม

กำหนดให้

$\sigma$  = ความเค้นของเหล็กเสริม

$\epsilon$  = ความเครียดของเหล็กเสริม

$E_s$  = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม

$f_y$  = ความเค้นที่จุดครากของเหล็กเสริม

$\epsilon_y$  = ความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริม

### 3.3.2.1 การใส่ค่าคุณสมบัติของเหล็กเสริม ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ ประกอบด้วย

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

## บทที่ 4

### ผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์คอนกรีต

#### 4.1 บทนำ

ในบทนี้จะนำเสนอผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ของคอนกรีตทรงกระบอกแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก และแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ของคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ทั้งนี้แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้นตามลักษณะและข้อกำหนดที่นำเสนอในบทที่ 3 จุดประสงค์ของการเปรียบเทียบค่าที่ได้จากการวิเคราะห์กับค่าที่ได้จากการทดสอบชิ้นงานทดสอบจริง เพื่อนำสรุปถึงความเที่ยงตรงของแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้น นอกจากนี้ ยังสามารถอธิบายพฤติกรรมต่างๆ ของแบบจำลองข้อต่อ เช่น ลักษณะการกระจายตัวของความเค้น ลักษณะการกระจายแรงกระทำจากคานสู่เสา สิ่งเหล่านี้สามารถนำมาพิจารณาประกอบการประเมินศักยภาพการรับแรงของข้อต่อ และลักษณะการพังของข้อต่อได้ เมื่อได้แบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ที่มีความถูกต้องแม่นยำแล้ว ก็สามารถที่จะประยุกต์ใช้แบบจำลองนี้กับข้อต่อคาน-เสา-พื้นสำเร็จรูปคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีรายละเอียดการก่อสร้างในประเทศไทยได้ต่อไป

#### 4.2 การวิเคราะห์ความถูกต้องของแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์คอนกรีตทรงกระบอก

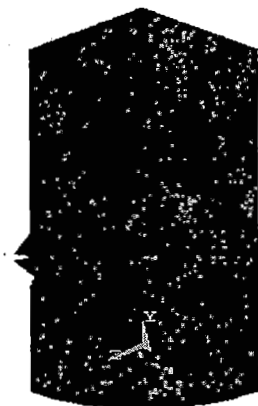
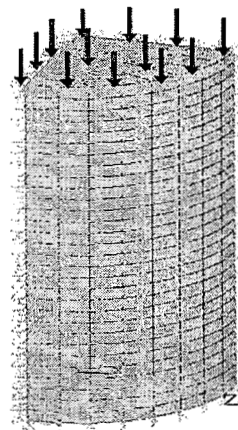
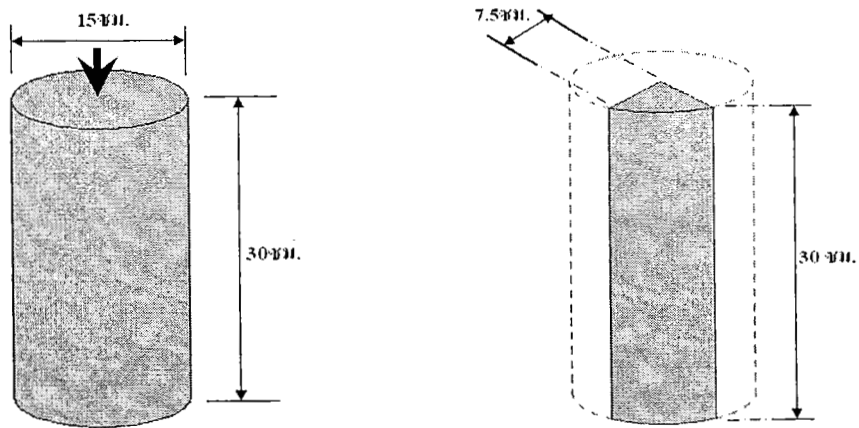
ส่วนหนึ่งของการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์ ข้อมูลการทดสอบคอนกรีตทรงกระบอกในห้องปฏิบัติการถูกนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง โดยทำการสร้างแบบจำลองคอนกรีตทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 เซนติเมตร สูง 30 เซนติเมตร เนื่องจากคุณสมบัติสมมาตรของหน้าตัดและการใส่แรงกระทำ จึงทำการสร้างแบบจำลองเพียง 1 ใน 4 ส่วน แสดงดังรูปที่ 4.1 ข้อมูลการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตในห้องปฏิบัติการมี 2 ตัวอย่าง ข้อมูลวัสดุคอนกรีตที่ใส่ในแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์มี 2 ชุดต่อหนึ่งตัวอย่าง ข้อมูลชุดที่ 1 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นคำนวณได้จากสมการ ACI 318 และค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดคอนกรีต คำนวณจากสมการของ Desayi & Krishnan [21] ข้อมูลชุดที่ 2 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดคอนกรีตเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตในห้องปฏิบัติการ ส่วนค่า  $f'_c, f_r, v, \beta_1$  มีค่าเท่ากันทั้ง 2 แบบจำลอง แสดงไว้ในตารางที่ 4.1



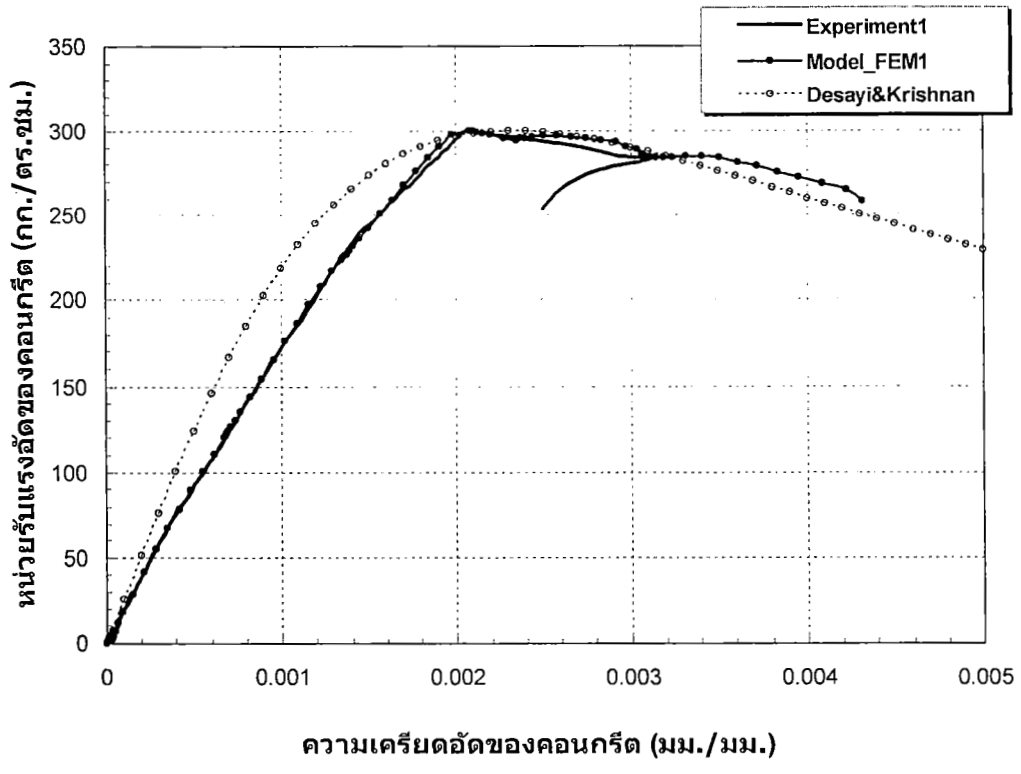
ตารางที่ 4.1 ค่าคุณสมบัติคอนกรีตที่ใช้กับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คอนกรีตทรงกระบอก

ความเค้น&ความเครียด คอนกรีต	$f'_c$ ksc.	$E_c$ ksc.	$f_r$ ksc.	$\nu$	$\beta_1$	
					ราบเรียบ	รุนแรง
Desayi&Krishnan	300	259,237.1	34	0.2	0.3	0.9
Exp.1	300	195,617.6	34	0.2	0.3	0.9
Exp.2	300	137,303.5	34	0.2	0.3	0.9

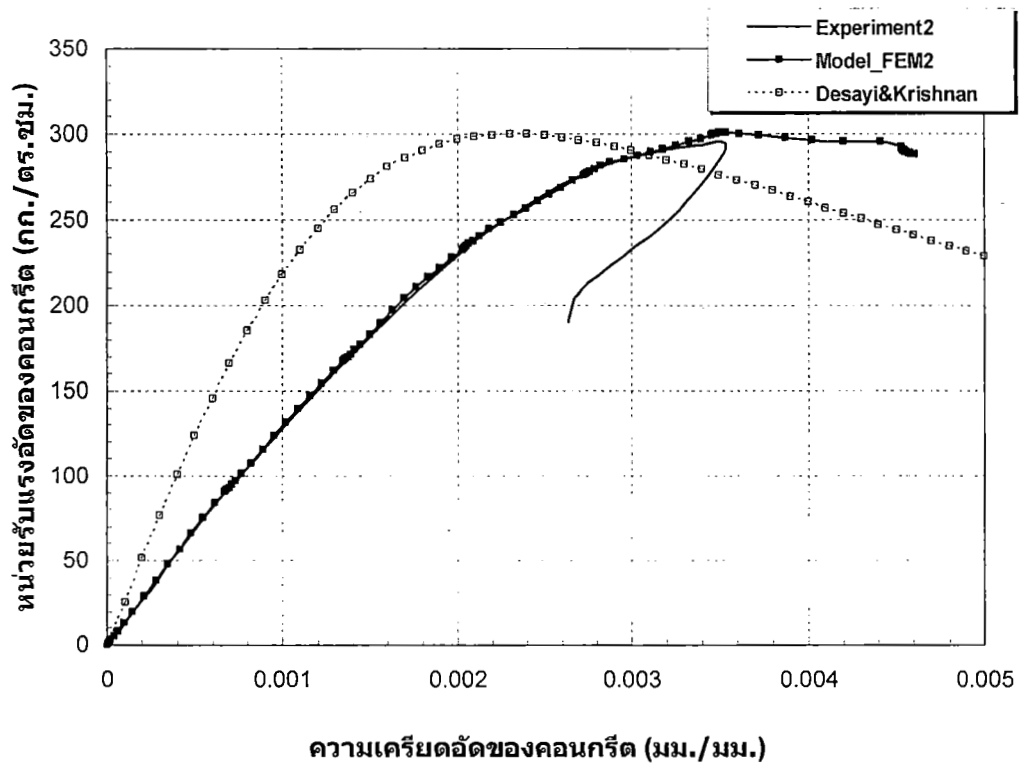
จากรูปที่ 4.2 และ 4.3 พบว่าผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ข้อมูลจากสมการของ Desayi & Krishnan [21] ทำนายค่าความเค้นอัดสูงสุดได้ใกล้เคียงกับผลการทดลองมาก แต่ให้ค่าความเครียดอัดแตกต่างจากผลการทดสอบพอสมควร ทั้งนี้เป็นเพราะค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตที่คำนวณจากสมการให้ค่าแตกต่างจากผลการทดสอบ เมื่อทำการเปลี่ยนค่าทั้งสองนี้โดยใช้ค่าจากผลการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตพบว่าแบบจำลองทำนายค่าทั้งความเค้นอัดและความเครียดอัดได้ดีมากโดยเฉพาะในช่วงพิกัดยืดหยุ่น จากนั้นเมื่อเกินจุดนี้ไปแล้วค่าความเค้นอัดของตัวอย่างจะตกลงอย่างรวดเร็วทั้งนี้เพราะคอนกรีตแตกแล้ว ส่วนแบบจำลองยังคงรับค่าความเค้นอัดได้ เนื่องจากค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตในช่วงเกินพิกัดยืดหยุ่นของแบบจำลองถูกสมมติให้มีค่าความเค้นโอบรัด (Confined Stress) เหลืออยู่บางส่วน ดังนั้นจึงสรุปว่าแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คอนกรีตทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 เซนติเมตร สูง 30 เซนติเมตรมีความถูกต้องแม่นยำสูงสามารถนำไปพัฒนาใช้กับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กได้ต่อไป



รูปที่ 4.1 แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์คอนกรีตทรงกระบอก (Exp.1 และ Exp.2)



รูปที่ 4.2 ความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตตัวอย่างที่ 1 (Exp.1)



รูปที่ 4.3 ความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตตัวอย่างที่ 2 (Exp.2)

#### 4.3 การวิเคราะห์ความถูกต้องของแบบจำลองไฟในอิฐอิฐเสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส

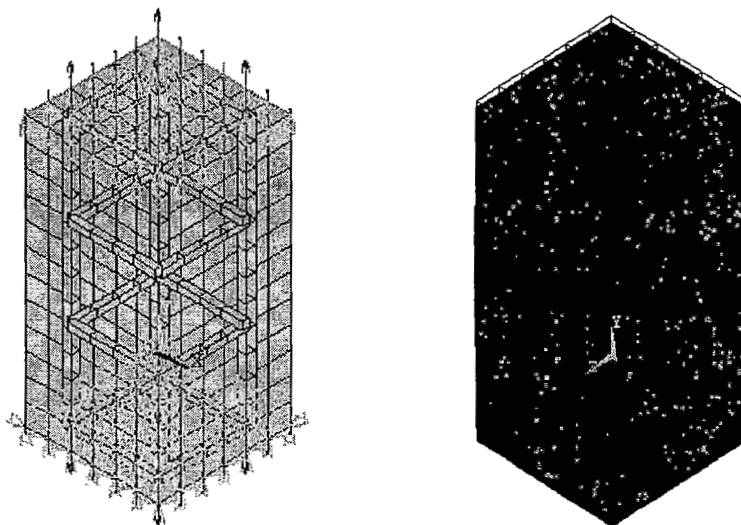
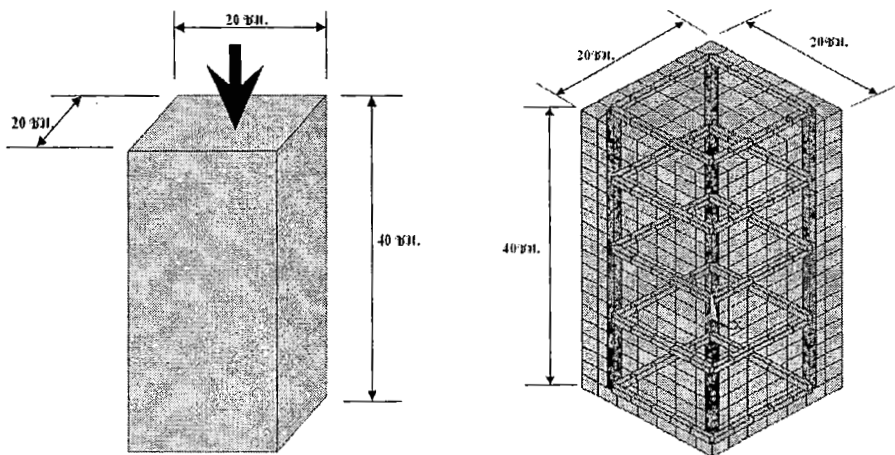
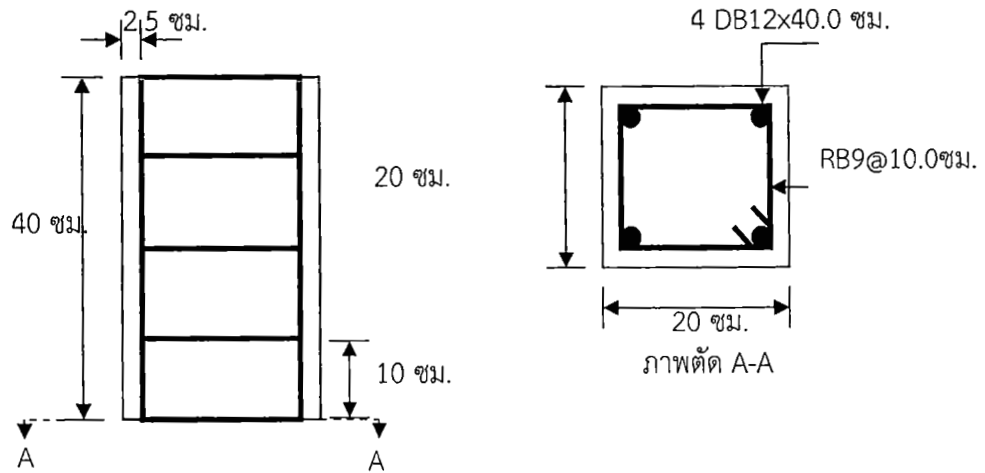
แบบจำลองไฟในอิฐอิฐเสาคอนกรีตเสริมเหล็กถูกพัฒนาขึ้นจากแบบจำลองคอนกรีตที่มีความแม่นยำจากขั้นตอนที่แล้ว และเพื่อตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองไฟในอิฐอิฐเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ข้อมูลการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กในห้องปฏิบัติการ [26] ถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์แบบจำลอง รูปที่ 4.4 แสดงขนาดหน้าตัด รายละเอียดเหล็กเสริม การใส่แรงอัด ภาพแบบจำลอง และลักษณะการเสียรูปของแบบจำลอง ส่วนตารางที่ 4.2 และ 4.3 แสดงคุณสมบัติคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้กับแบบจำลองชุดนี้

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติคอนกรีตที่ใช้กับแบบจำลองไฟในอิฐอิฐเสา (RC1, RC2)

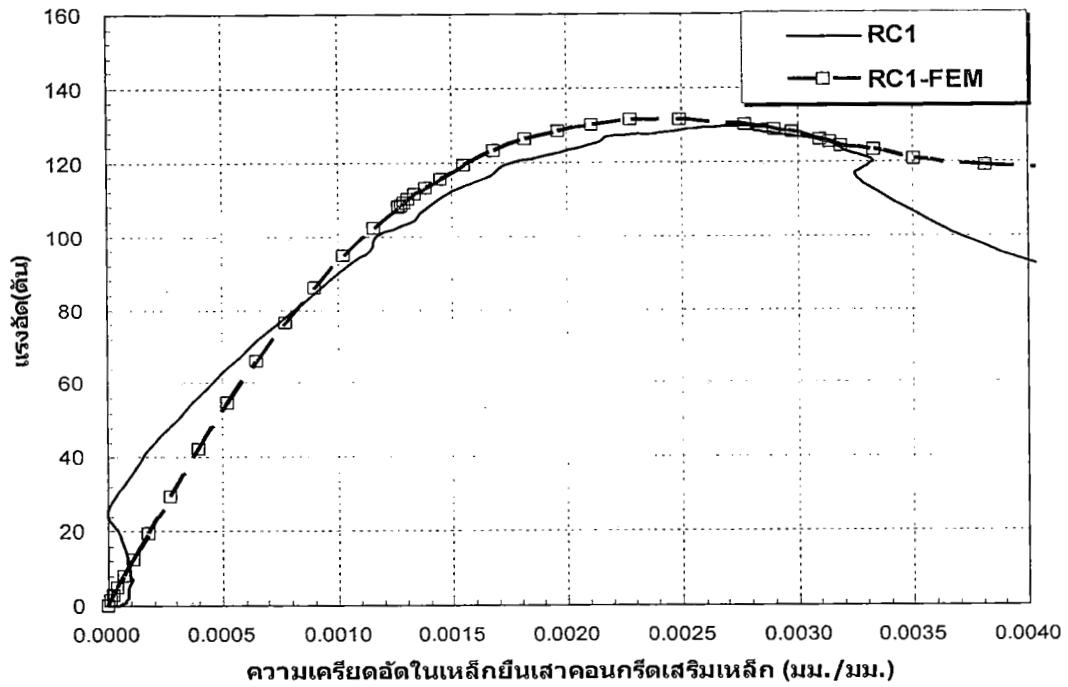
เสา	สมการคอนกรีต	$f_r$ ksc.	$E_c$ ksc.	$f_r$ ksc.	$\nu$	$\beta_1$	
						ราบเรียบ	รุนแรง
RC1	Desayi & Krishnan	300	259,237.1	34	0.2	0.3	0.9
RC2	ทดสอบ	300	137,303.5	34	0.2	0.3	0.9

ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติเหล็กที่ใช้กับแบบจำลองไฟในอิฐอิฐเสา (RC1, RC2)

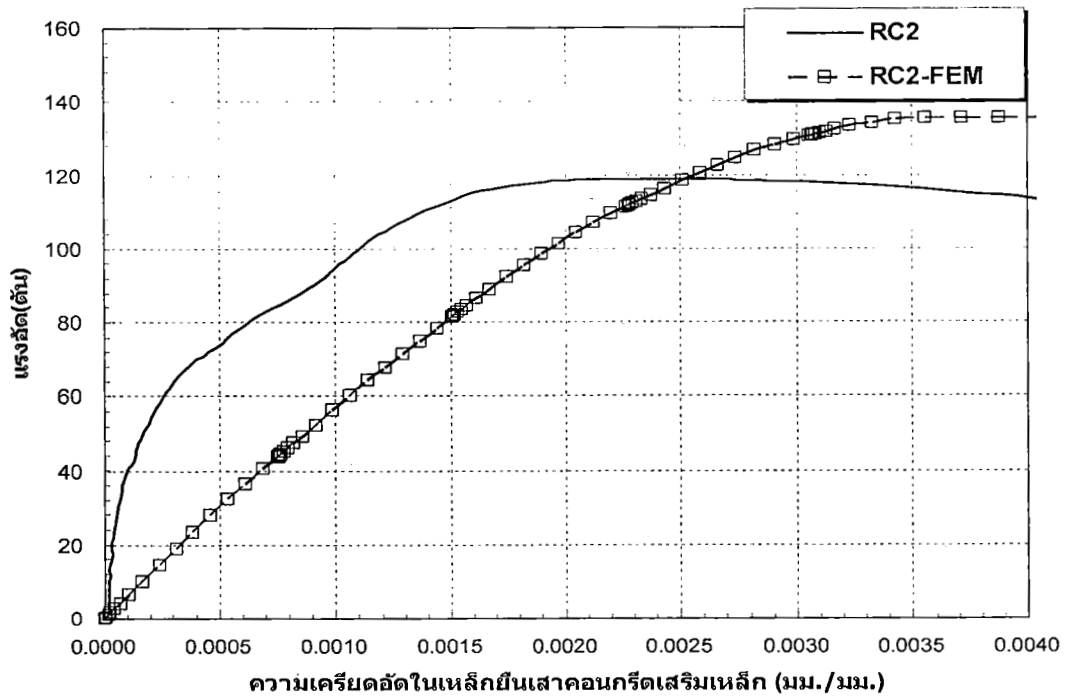
เสา	สมการความเค้น-เครียด ของเหล็กเสริม	$f_y$ (เหล็กเย็น) ksc.	$f_y$ (เหล็กปลอก) ksc.
RC1	ทดสอบ	3,000	2,400
RC2	ทดสอบ	3,000	2,400



รูปที่ 4.4 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC1 และ RC2)



รูปที่ 4.5 แสดงค่าความเครียดที่เกิดขึ้นของเหล็กยื่นในเสา RC1



รูปที่ 4.6 แสดงค่าความเครียดที่เกิดขึ้นของเหล็กยื่นในเสา RC2

การเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง และผลจากการทดสอบสรุปไว้ในตารางที่ 4.4 เมื่อพิจารณาค่าแรงอัดสูงสุดที่ได้จากแบบจำลองทั้งสองตัวอย่างพบว่าให้ผลค่อนข้างดีมีค่าเคลื่อนจากผลการทดสอบเท่ากับ 2.09% และ 11.15% สำหรับเสา RC1 และ RC2 ตามลำดับ อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาค่าการยุบตัว ณ ตำแหน่งแรงอัดสูงสุดพบว่าผลจากการวิเคราะห์แบบจำลองให้ค่าน้อยกว่าผลการทดสอบทั้งสองตัวอย่าง ถึงแม้ว่าแบบจำลองคอนกรีตของตัวอย่าง RC2 จะใช้ข้อมูลผลการทดสอบคอนกรีตสำหรับตัวอย่างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กนี้จากห้องปฏิบัติการก็ตาม ทั้งนี้อาจมีสาเหตุมาจากหลายปัจจัยเช่น ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีต และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตในห้องปฏิบัติไม่ถูกต้อง หรืออาจเกิดจากขั้นตอนในการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก พบว่าขณะใส่แรงอัดเริ่มต้นจะสังเกตเห็นการยุบตัวของปูนขาวที่ใช้ในการปรับระดับค่อนข้างมาก ก่อนเสาเริ่มรับแรงอัด อาจส่งผลต่อการบันทึกค่าการยุบตัวของเสาทดสอบ เพื่อเป็นการยืนยันผลการวิเคราะห์แบบจำลอง ผลการวิเคราะห์ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กยื่นในเสา RC1 และ RC2 ถูกนำมาเสนอเพิ่มเติมแสดงดังรูปที่ 4.5 และ 4.6 ตามลำดับ จากรูปพบว่าค่าความเครียดของเหล็กยื่นมีลักษณะใกล้เคียงกัน ค่าความเครียด ณ ตำแหน่งแรงอัดสูงสุดมีค่าเท่ากับ 0.0028 และ 0.0021 ดังแสดงในตารางที่ 4.4 ส่วนค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองแสดงแนวโน้มเหมือนกับผลการทดสอบแต่ยังแสดงค่าที่ผันผวนพอสมควร สำหรับการวิเคราะห์แบบจำลองเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก สามารถสรุปได้ว่าข้อมูลค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตมีความสำคัญต่อการทำนายค่าการยุบตัวของเสาเป็นอย่างยิ่ง การใช้สมการของ Desayi & Krishnan [21] ในการหาค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตนั้นให้ผลการทำนายค่าแรงอัดสูงสุดได้ดีมาก แต่อาจจะไม่สามารถทำนายค่าการยุบตัวได้ดีเท่าที่ควร

ตารางที่ 4.4 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองและผลทดสอบเสา RC1, RC2

เสา	แรงอัดสูงสุด (ตัน)		Diff. (%)	ค่าการยุบตัว ณ แรงอัดสูงสุด (มม.)		Diff. (%)	ค่าความเครียดอัด ณ แรงอัดสูงสุด (มม./มม.)		Diff. (%)
	Exp.	FEM		Exp.	FEM		Exp.	FEM	
RC1	128	131	2.09	3.1	0.9	-70.97	0.0028	0.0024	-14.29
RC2	118	134	13.8	3.0	1.5	-50.00	0.0021	0.0037	76.19

ค่าบวกแสดงค่าผลการวิเคราะห์ FEM มากกว่าผลการทดสอบ

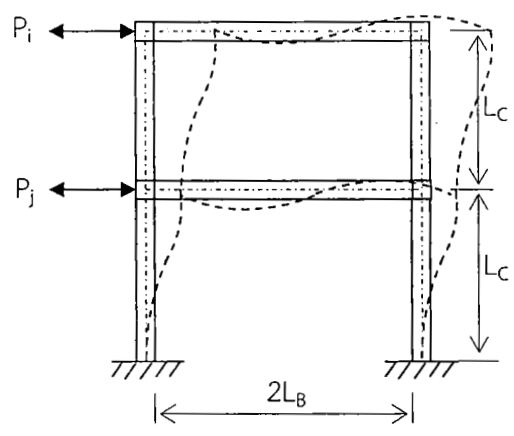
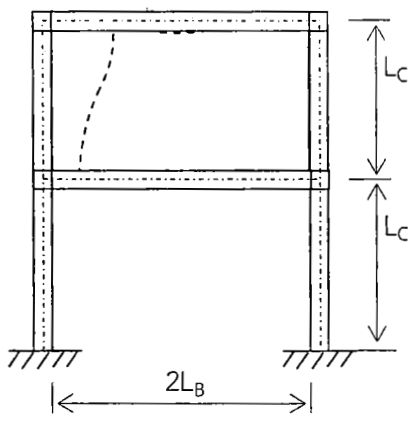
ค่าลบแสดงค่าผลการวิเคราะห์ FEM น้อยกว่าผลการทดสอบ

#### 4.4 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

เมื่อเกิดแผ่นดินไหวแผ่นดินจะมีการเคลื่อนตัวในลักษณะคลื่น (Wave) ทำให้เกิดแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว ซึ่งมีลักษณะเป็นวัฏจักร (Cyclic Load) โดยมีลักษณะไป-กลับ (ซ้าย - ขวา) เมื่อโครงข้อแข็งเหล็กรับแรงแผ่นดินไหว จึงเสมือนว่าถูกแรงกระทำด้านข้างกระทำ ดังแสดงในรูป 4.7ก และ 4.7ข ส่วนรูป 4.7ค แสดงไดอะแกรมโมเมนต์ตัดของโครงข้อแข็งเหล็ก เมื่อรับแรงด้านข้าง จะเห็นว่าที่บริเวณกึ่งกลางเสาชั้นบน - ล่าง และจุดกึ่งกลางช่วงคาน จะเป็นจุดที่โมเมนต์ตัด เป็นศูนย์ (จุดตัดกลับของโมเมนต์ตัด) นั้นหมายความว่า ชั้นส่วนคาน-เสาตรงบริเวณนี้ ซึ่งเป็นบริเวณข้อต่อระหว่างคานกับเสาสามารถจำลองสภาพการใส่แรง และเงื่อนไขการยึดรั้งได้ดังรูปที่ 4.7ง กล่าวโดยสรุป ข้อต่อคาน-เสาแบบถ่ายโมเมนต์ของเสาต้นริม เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว สามารถจำลองลักษณะการใส่แรงได้ โดยใส่แรงวัฏจักรที่บริเวณกึ่งกลางของช่วงคาน โดยที่ปลายเสาทั้งบนและล่างจะมีเงื่อนไขของการยึดรั้งเป็นแบบสลัก (Pin Support)

จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความแม่นยำจากขั้นตอนที่แล้ว ในส่วนนี้จะทำการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กของเสาต้นริม โดยอาศัยข้อมูลการทดสอบตัวอย่างคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กในห้องปฏิบัติการ ขนาดตัวอย่างคาน-เสา หน้าตัด และรายละเอียดการเสริมเหล็กแสดงในรูปที่ 4.8 ส่วนตารางที่ 4.5 และ 4.6 แสดงคุณสมบัติคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้กับแบบจำลองชุดนี้ แบบจำลองคาน-เสาชุดที่ 1 (bc1) และ แบบจำลองคาน-เสาชุดที่ 2 (bc2) มีขนาดความยาวของเสาและคาน หน้าตัด รายละเอียดการเสริมเหล็กในคานและเสา คุณสมบัติคอนกรีตและเหล็กเสริมเหมือนกันทุกประการ ยกเว้นรายละเอียดการเสริมเหล็กจากคานเข้าสู่เสา โดยตัวอย่างแบบจำลอง bc1 เหล็กเสริมหลักในคานถูกยื่นเข้าไปในเสาและงอตามความยาวเหล็กยื่นในเสา ส่วนแบบจำลอง bc2 นั้นเหล็กเสริมหลักในคานจะหยุดที่หน้าเสาโดยจะไม่ถูกยื่นเข้าไปในเสา รายละเอียดเหล็กเสริมของแบบจำลองทั้งสองแสดงไว้ในรูปที่ 4.9 รูปที่ 4.10 แสดงตำแหน่งรองรับในเสาบริเวณปลายเสาด้านล่างและบน ส่วนแรงกระทำถูกใส่ที่บริเวณปลายคานตามรูป

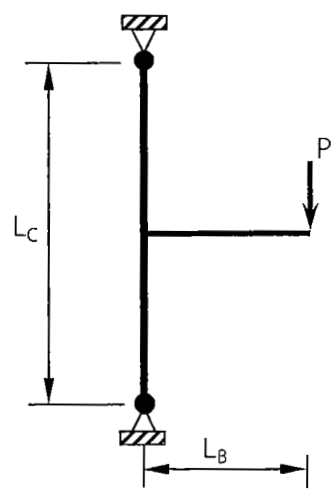
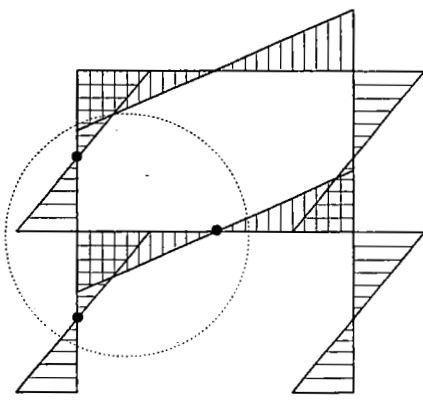




←→ แรงจากแผ่นดินไหว

(ก) การจำลองโครงสร้างเพื่อวิเคราะห์การรับแรงด้านข้าง

(ข) การจำลองการเสียรูปของโครงสร้างเมื่อรับแรงด้านข้าง



(ค) แผนภาพแสดงโมเมนต์ภายในของโครงสร้าง

(ง) ขยายบริเวณข้อต่อ

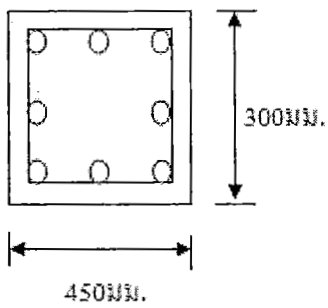
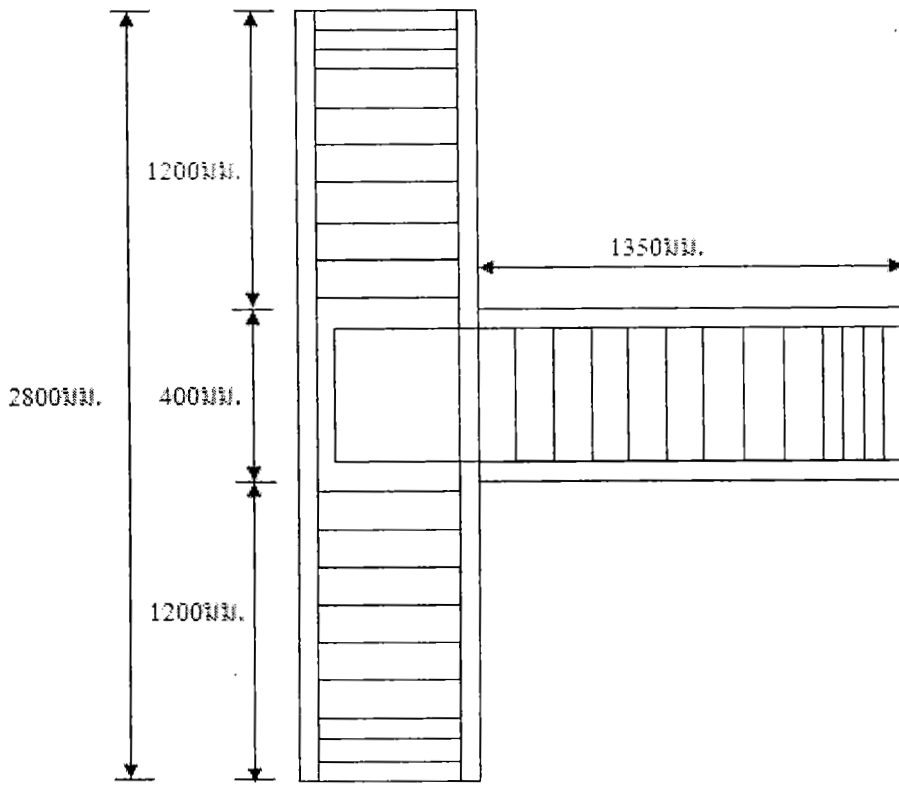
รูปที่ 4.7 โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว

ตารางที่ 4.5 คุณสมบัติคอนกรีตที่ใช้กับแบบจำลองไฟโนลิเมนต์คาน-เสา (bc1, bc2)

แบบจำลอง	สมการคอนกรีต	$f_r$ ksc.	$E_c$ ksc.	$f_r$ ksc.	$\nu$	$\beta_1$	
						ราบเรียบ	รุนแรง
bc1	Desayi & Krishnan	462	321,705	42.3	0.2	0.35	0.75
bc2	Desayi & Krishnan	462	321,705	42.3	0.2	0.35	0.75

ตารางที่ 4.6 คุณสมบัติเหล็กที่ใช้กับแบบจำลองไฟโนลิเมนต์คาน-เสา (bc1, bc2)

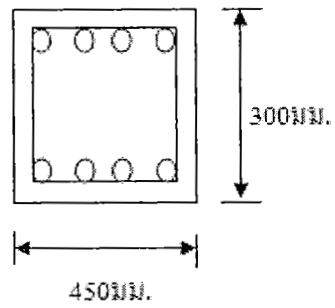
แบบจำลอง	สมการความเค้น-เครียด ของเหล็กเสริม	$f_y$ (เหล็กยี่น) ksc.	$f_y$ (เหล็กปลอก) ksc.	$E_c$ ksc.
bc1	ทดสอบ	4,695	4,275	2,426,000
bc2	ทดสอบ	4,695	4,275	2,426,000



REBER: 8-D7

STIRRUP:  $\emptyset 3@75$ ,  $\emptyset 3@150$

เสา

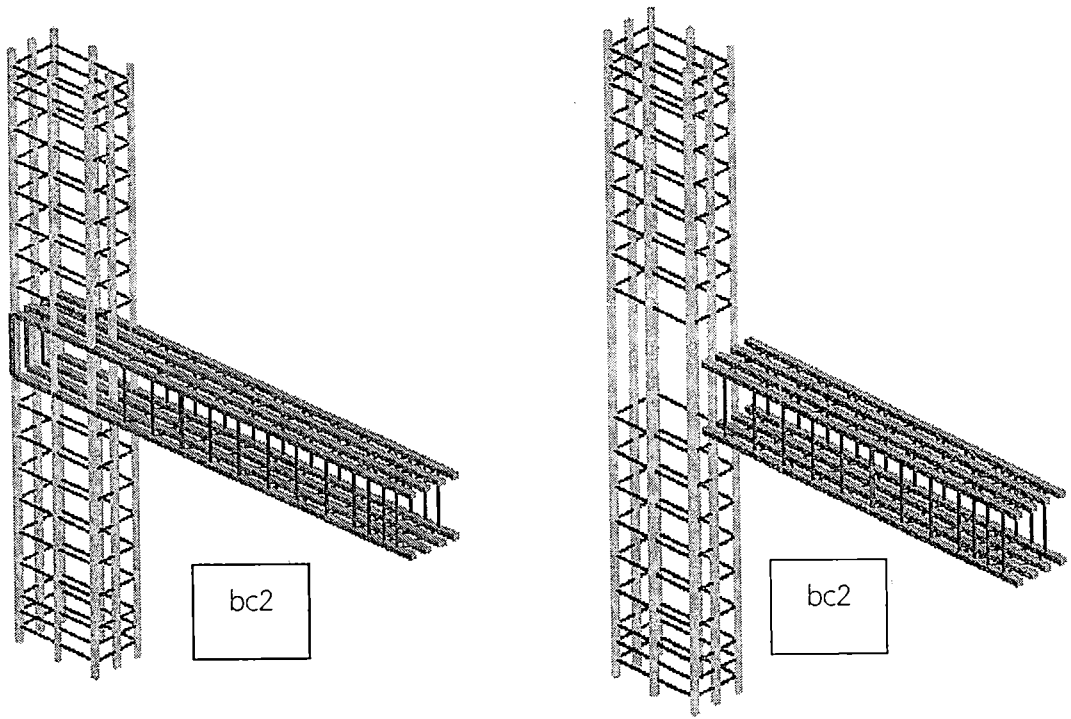


REBER: 8-D7

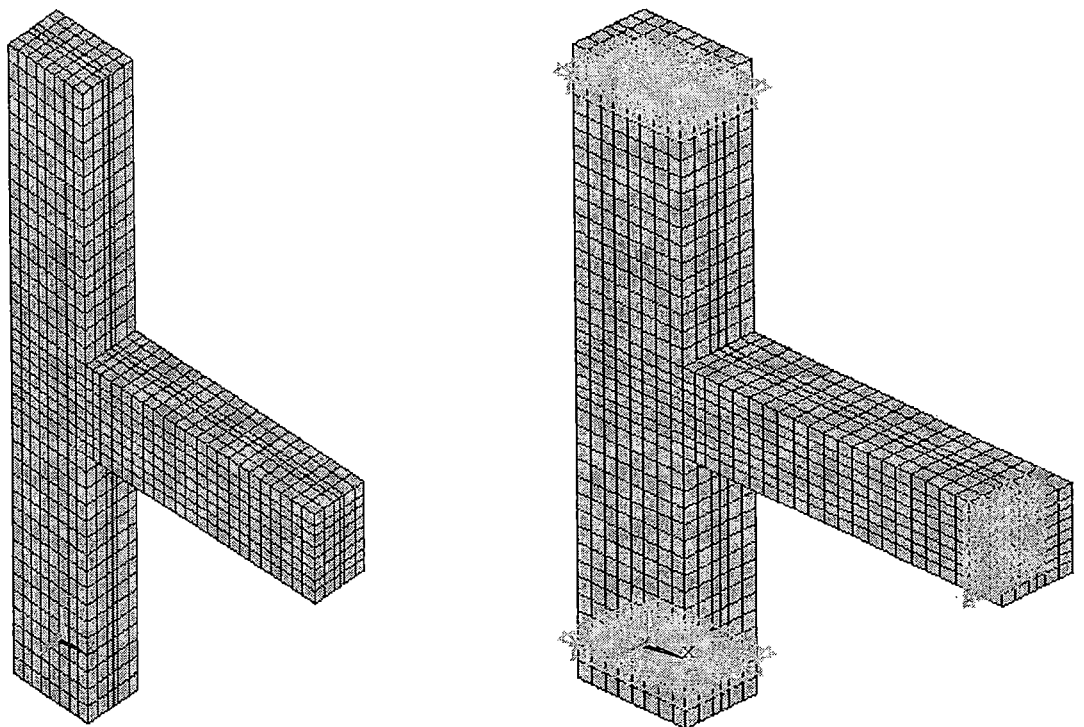
STIRRUP:  $\emptyset 3@87.5$ ,  $\emptyset 3@43.75$

คาน

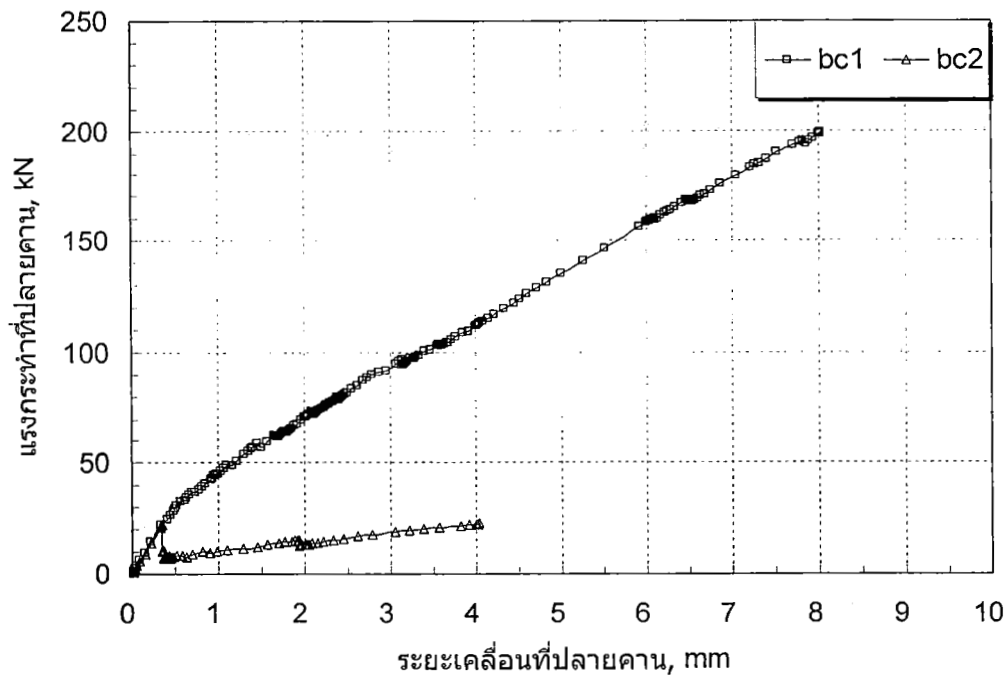
รูปที่ 4.8 ขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กแบบจำลองไฟในโอลิมปิกคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก



รูปที่ 4.9 รายละเอียดเหล็กเสริมของแบบจำลอง bc1 และ bc2



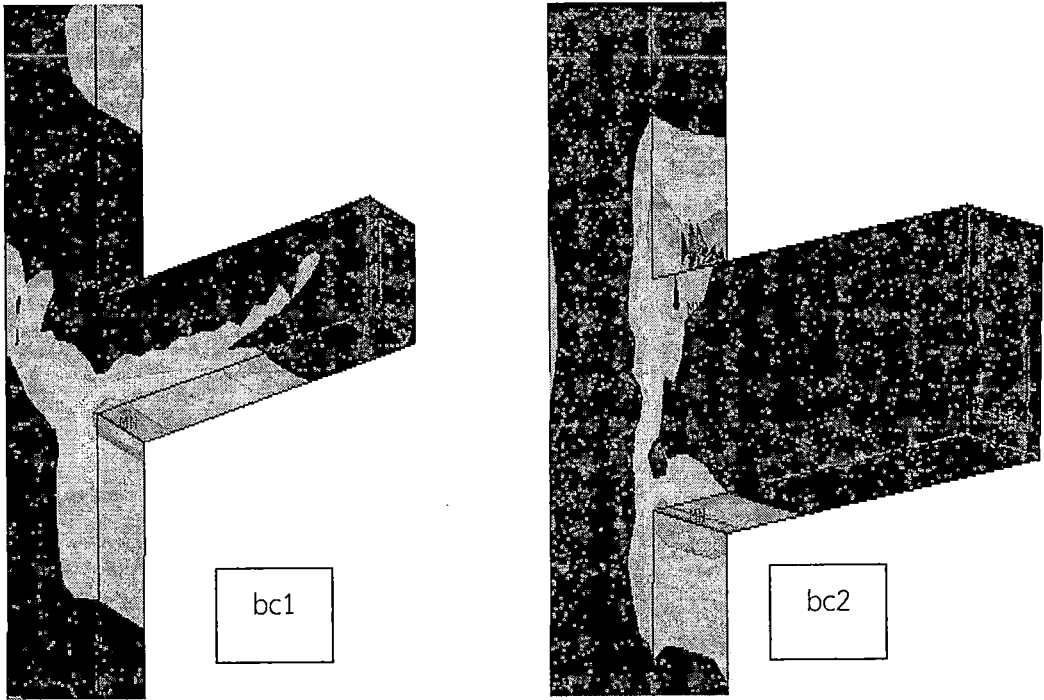
รูปที่ 4.10 ตำแหน่งรองรับในเสาและแรงกระทำที่ปลายคานของแบบจำลอง bc1 และ bc2



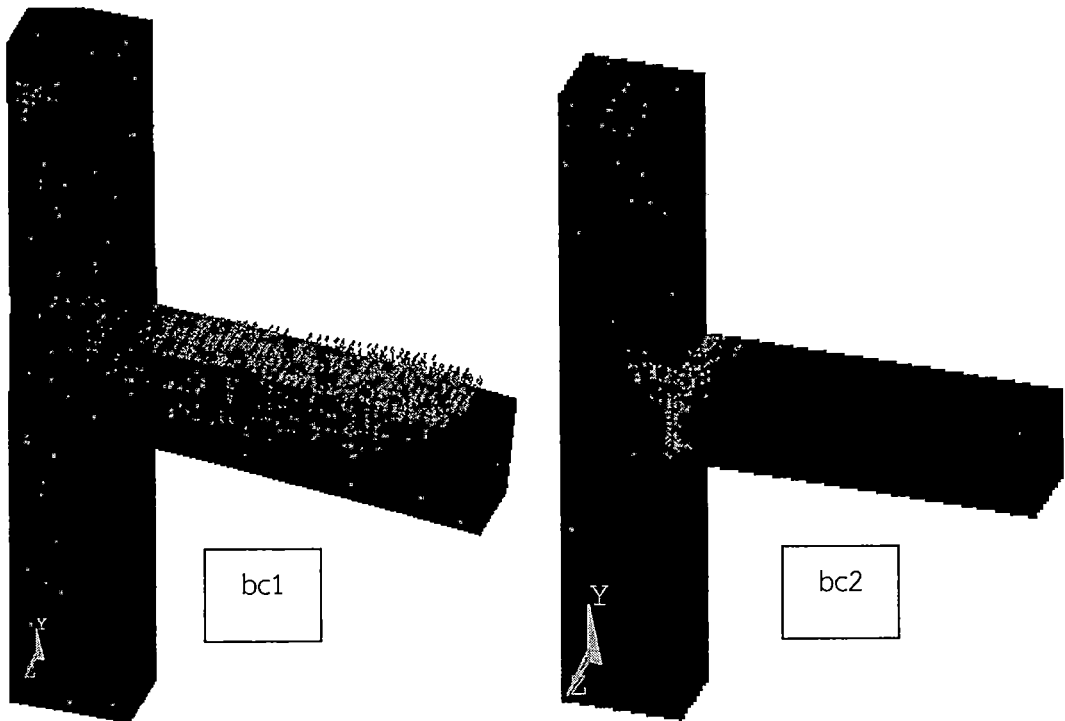
รูปที่ 4.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลายคานและระยะเคลื่อนที่ปลายคาน

รูปที่ 4.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำที่ปลายคานและระยะเคลื่อนที่ปลายคาน จากผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ bc1 มีช่วงพิกัดยืดหยุ่น (Elastic) อยู่ระหว่าง 0-30 กิโลนิวตัน โดยมีระยะเคลื่อนตัวที่ปลายคานประมาณ 0.5 มิลลิเมตร จากนั้นเมื่อคานเริ่มมีรอยร้าวที่บริเวณหลังคานตำแหน่งใกล้หน้าเสา กราฟจะมีการเปลี่ยนความชัน โดยความชันของกราฟจะลดลงเมื่อเทียบกับช่วงพิกัดยืดหยุ่น แบบจำลอง bc1 สามารถรับแรงกระทำที่ปลายคานได้สูงสุดเท่ากับ 200 กิโลนิวตัน และมีระยะเคลื่อนตัวที่ปลายคานสูงสุดเท่ากับ 8 มิลลิเมตร ส่วนแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ bc2 มีช่วงพิกัดยืดหยุ่น (Elastic) อยู่ระหว่าง 0-20 กิโลนิวตัน โดยมีระยะเคลื่อนตัวที่ปลายคานประมาณ 0.3 มิลลิเมตร จะพบว่าความชันของกราฟในช่วงพิกัดยืดหยุ่นของแบบจำลองทั้งสองมีค่าเท่ากัน อย่างไรก็ตามเมื่อคานของแบบจำลอง bc2 เริ่มมีรอยร้าวที่บริเวณหลังคานตำแหน่งใกล้หน้าเสา ความสามารถในการรับแรงของแบบจำลอง bc2 จะลดลงอย่างทันทีโดยรับแรงได้เพียงประมาณ 10 กิโลนิวตัน จากนั้นแบบจำลอง bc2 จะค่อยๆรับแรงได้เพิ่มขึ้น โดยมีระยะเคลื่อนตัวที่ปลายคานสูงสุดเท่ากับ 4 มิลลิเมตร และมีแรงกระทำสูงสุดที่สภาวะนี้เท่ากับ 30 กิโลนิวตัน เมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ระหว่างแบบจำลอง bc1 และ bc2 ชัดเจนว่าแบบจำลอง bc1 มีพฤติกรรมดีกว่ามากทั้งในด้านการรับแรงและการเสียรูป โดยด้านกำลังสามารถรับแรงได้มากกว่าถึงเกือบ 10 เท่า และสามารถเสียรูปได้มากกว่าถึง 2 เท่า

ลักษณะการพังของแบบจำลอง bc1 และ bc2 สามารถดูได้จากรูปที่ 4.12 ประกอบกับรูปที่ 4.13 โดยรูปที่ 4.12 แสดงเส้นชั้นความชันของความเค้นอัดหลักสูงสุดที่เกิดขึ้นในแบบจำลองทั้งสอง จากรูปพบว่าแบบจำลองทั้งสองมีเส้นชั้นความชันของความเค้นอัดหลักสูงสุดที่ต่างกันโดยสิ้นเชิง โดยแบบจำลอง bc2 มีเส้นชั้นความชันของความเค้นอัดหลักสูงสุดกระจุกตัวบริเวณรอยต่อระหว่างคานและเสาทั้งด้านบนและด้านล่างของคาน ส่วนแบบจำลอง bc1 มีเส้นชั้นความชันของความเค้นอัดหลักสูงสุดกระจายตัวจากปลายคานลงสู่ด้านล่างคานและเข้าสู่เสา การกระจายตัวของความเค้นอัดหลักสูงสุดในลักษณะนี้แสดงให้เห็นว่าคานมีส่วนช่วยถ่ายแรงกระทำจากปลายคานสู่เสาซึ่งแตกต่างจากแบบจำลอง bc2 การกระจุกตัวของความเค้นอัดหลักสูงสุดที่บริเวณรอยต่อระหว่างคานและเสาทั้งด้านบนและด้านล่าง แสดงว่าแบบจำลองนี้ไม่สามารถกระจายแรงกระทำจากปลายคานสู่เสาได้ดีเมื่อเปรียบเทียบกับแบบจำลอง bc1 นอกจากนี้เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 4.13 ซึ่งแสดงตำแหน่งการแตกร้าวของแบบจำลองทั้งสอง พบว่าแบบจำลอง bc1 มีการแตกร้าวทั่วบริเวณหลังคานสอดคล้องกับแรงดึงที่เกิดขึ้นด้านบนของคานเนื่องจากทิศทางการใส่แรงกระทำที่ปลายคาน ในส่วนของแบบจำลอง bc2 นั้นพบว่าตำแหน่งการแตกร้าวของแบบจำลองเกิดกระจุกตัวที่บริเวณรอยต่อระหว่างคานและเสาด้านบน โดยพบว่าในบริเวณอื่นๆของคานไม่พบรอยแตกจึงสรุปว่าคานในส่วนอื่น ๆมีส่วนช่วยในการกระจายแรงจากคานสู่เสาน้อยมาก เมื่อพิจารณารูปที่ และ ประกอบกันจึงสรุปว่าการหยุดเหล็กในคานที่หน้าเสาโดยไม่ยื่นต่อเข้าไปในเสานั้นทำให้แบบจำลองคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กแสดงพฤติกรรมที่แยลงอย่างมากทั้งด้านกำลังและการเสียรูป ควรระมัดระวังรายละเอียดในส่วนนี้ขณะก่อสร้าง



รูปที่ 4.12 แสดงเส้นชั้นความชันของความเค้นอัดหลักสูงสุดที่เกิดขึ้นในแบบจำลอง bc1 และ bc2



รูปที่ 4.13 แสดงตำแหน่งการแตกตัวของแบบจำลอง bc1 และ bc2

## บทที่ 5

งานศึกษานี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมและศักยภาพของข้อต่อคาน-เสา-พื้นสำเร็จรูปของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างโดยใช้มาตรฐานการก่อสร้างของประเทศไทยในการรับแรงแผ่นดินไหว โดยทำการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คอนกรีต แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก และแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อใช้ในการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงของข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยเริ่มจากการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์วัสดุคอนกรีต (Exp.1, Exp.2) และเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC1, RC2) เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองกับผลการทดสอบตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ และทำการศึกษาพฤติกรรมข้อต่อคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (bc1, bc2) ซึ่งสามารถสรุปผลการศึกษาได้ดังนี้

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

2) แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก RC1 และ RC2 สามารถทำนายแรงอัดสูงสุดของเสาได้ค่อนข้างดีมีค่าคลาดเคลื่อนจากผลการทดสอบเท่ากับ 2.09% และ 11.15% ตามลำดับ

3) ค่าการค่าการยุบตัว ณ ตำแหน่งแรงอัดสูงสุดจากการวิเคราะห์แบบจำลอง RC1 และ RC2 ให้ค่าน้อยกว่าผลการทดสอบทั้งสองตัวอย่าง

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

5) พฤติกรรมของแบบจำลองข้อต่อ bc1 แสดงพฤติกรรมที่ดีกว่าแบบจำลองข้อต่อ bc2 อย่างชัดเจนทั้งในด้านการรับแรงและการเสียรูป

6) ลักษณะรอยแตกร้าวของแบบจำลอง bc1 จะเกิดขึ้นทั่วบริเวณหลังคานส่วนบนของแบบจำลอง bc2 นั้นพบว่าตำแหน่งการแตกร้าวของแบบจำลองเกิดกระจุกตัวที่บริเวณรอยต่อระหว่างคานและเสาด้านบน

7) การหยุดเหล็กในคานที่หน้าเสาโดยไม่ยื่นต่อเข้าไปในเสานั้นทำให้แบบจำลองคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็กแสดงพฤติกรรมที่แย่งลงอย่างมากทั้งด้านกำลังและการเสียรูป ควรระมัดระวังรายละเอียดในส่วนนี้ขณะก่อสร้าง



## 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 ทิซันโตโน (1994), “การวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย” , วิศวกรรมสารฉบับวิจัยและพัฒนา, วิศวกรรมสารแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, ปีที่ 5 ฉบับที่ 1 พ.ศ. 2537, หน้า 69-91.
- 4) กระทรวงมหาดไทย, กฎกระทรวงฉบับที่ 50 (พ.ศ. 2550) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
- 5) American Concrete Institute Committee 318 (1999), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318), American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan, USA.
- 6) ACI Committee 2005. Building Code requirements for structural concrete (ACI 318-05) American Concrete Institute, Farmington Hills, MI 48331.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) Do Tein Thinkh. (2003). “Seismic Performance of Reinforced Concrete Beam-Column Subassemblages without Seismic Detailing” . Thesis No. ST-03-30, Asian Institute of Technology.
- 10) Chayut Cheejaoen. (2004). “Effect of Bond Deterioration on Seismic of R/C Interior Beam-Column Joint without Seismic Detailing” . Thesis No. ST-04-5, Asian Institute of Technology.
- 11) Worakanchara,K ,”Quasi-Static cyclic loading test of reinforce concrete columns with lap splice” . Proceedings of the National Convention on Civil Engineering (NCCE-8), Khon Khen, Thailand. STR 77-82.2002

- 12) Penelis G. and Kappos J. (1997), *Earthquake-Resistance Concrete Structures*, E&FN Spon (Inprint of Chapman & Hall), London.
- 13) MacGregor G. (1997), *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, 3rd Ed., Prentice Hall.
- 14) K. Maekawa, A. Pimanmas and H.Okamura, 2003. *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete* Spon Press.
- 15) R. Park and T. Paulay, 1975. *Reinforced Concrete Structures*. USA: John-Wiley & Sons.
- 16) T. Paulay and M.J.N. Priestley, 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. USA: John-Wiley & Sons.
- 17) Banon, H., Biggs, J. M., and Irvine, H. M. (1981), "Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 107, No. DT9, pp. 1713-1729.
- 18) Durrani, A. J., and Wight, J. K. (1985). "Behavior of Interior Beam-to-Column Connections Under Earthquake-Type Loading," *ACI Journal*, May-June, pp. 343-349.
- 19) 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.
- 20) ANSYS, *ANSYS User's Manual Revision 9*, ANSYS, Inc., Canonsburg, Pennsylvania, 2009.
- 21) 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.
- 22) Gere, J. M. and Timoshenko, S. P., *Mechanics of Materials*, PWS Publishing Company, Boston, Massachusetts, 1997.
- 23) 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.
- 24) 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.
- 25) อานนท์ วงษ์แก้ว และ คณะ (2552), "การพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานคองกรีตเสริม", *โครงการทางวิศวกรรมโยธา, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยบูรพา*

26) กรรติ กงแก้ว และ วิศิษฐ์ บุญครอบ, การศึกษาเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วด้วยวิธีไฟโนอีลิเมนต์, โครงการงานชั้นปี 4, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา, 2553

ภาคผนวก

## การศึกษาเสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ A Study of Reinforced Concrete Columns using Finite Element Analysis

อานนท์ วงษ์แก้ว<sup>1</sup>

<sup>1</sup>ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา อ.เมือง จ.ชลบุรี 20131

E-mail: [arnonw@eng.buu.ac.th](mailto:arnonw@eng.buu.ac.th)

### บทคัดย่อ

การศึกษานี้เป็นการประยุกต์ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการวิเคราะห์หาแรงอัดและพฤติกรรมการรับแรงของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยเริ่มจากการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์วัสดุคอนกรีต (Exp.1, Exp.2) ทรงกระบอกขนาด 15x30 ซม. และแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC1, RC2) หน้าตัดสี่เหลี่ยมขนาด 20x20 ซม. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองกับผลการทดสอบตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ ทำการศึกษาผลของขนาดหน้าตัดเสาต่อการรับแรงอัดและความยืดหยุ่นด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (SC1-SC4) หน้าตัดสี่เหลี่ยมขนาด 15x15, 20x20, 30x30, และ 40x40 ซม. ผลการวิเคราะห์แบบจำลอง Exp.1 และ Exp.2 เทียบกับผลการทดสอบตัวอย่างพบว่าแบบจำลองมีความถูกต้องแม่นยำสูง สามารถทำนายกำลังอัดของคอนกรีตได้ดีมาก โดยเฉพาะเมื่อใช้ข้อมูลค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตจากผลการทดสอบคอนกรีตในห้องปฏิบัติการ แบบจำลองเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก RC1 และ RC2 สามารถทำนายแรงอัดสูงสุดของเสาได้ค่อนข้างดีมีค่าคาดเคลื่อนจากผลการทดสอบเท่ากับ 2.09% และ 11.15% แต่ทำนายค่าการคายการยุบตัว ณ ตำแหน่งแรงอัดสูงสุดได้น้อยกว่าผลการทดสอบพอสมควร นอกจากนี้ยังสรุปได้ว่าการใช้สมการหาค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตโดย Desayi & Krishnan [3] กับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถทำนายค่าแรงอัดสูงสุดได้ดีมาก แต่อาจไม่สามารถทำนายค่าการยุบตัวได้ดีเท่าที่ควร ในส่วนของแบบจำลอง SC1-SC4 นั้นสรุปว่าแบบจำลองเสาให้ค่าแรงอัดสูงสุดใกล้เคียงกับค่าที่คำนวณจากสมการการออกแบบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กตาม ACI ที่ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณความเค้นอัดสูงสุดของคอนกรีต ( $C$ ) เท่ากับ 1.0 และเมื่อคอนกรีตเกิดการแตกร้าวเหล็กยื่นของเสาที่มีหน้าตัดขนาดเล็กมีส่วนร่วมในการรับแรงอัดได้ดีกว่าเหล็กยื่นในเสาน้ำตัดขนาดใหญ่

คำสำคัญ: เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก, แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์, ค่าแรงอัด, ค่าการยุบตัว

### Abstract

This study presents Finite Element (FE) Analysis of reinforced concrete columns. First, the finite element models (FEM) of concrete materials with cylindrical shape of

15x30 centimeters (Exp.1 and Exp.2) were created and analyzed. The results show that FEMs of concretes have high accuracy to predict almost the entire stress-strain curves especially when using the compressive stress-strain diagram from the experiments. After verification of the concrete models, then, the FEMs of reinforced concrete columns with a square section of 20x20 centimeters (RC1 and RC2) were developed. Both FE models show a very good comparison of maximum compressive forces with results tested in the laboratory by the discrepancy of 2.09% and 11.15%, respectively. However, the models are not quite accurate in computing the specimen deformations. By using the concrete model proposed by Desayi and Krishnan [3], the FE models of reinforced concrete columns show excellent results on calculating the maximum compressive forces but not the maximum deformations of columns. The FE models of four square reinforced concrete columns with cross sections of SC1:15x15, SC2:20x20, SC3:30x30, and SC4:40x40 centimeters were analyzed. The results indicate that maximum compressive forces computed by ACI equation for column design are well comparable with the values from the FE analysis, when the compressive strength coefficient of concrete ( $C$ ) is taken as 1.0 rather than 0.85. Finally, the FE models show that after the cracking of concrete occurred, the main reinforced steel of smaller cross section columns can more actively participate in a compressive action than those in bigger cross section columns.

Keywords: Reinforced Concrete Column, Finite Element Model, Compressive Force, Deformation

### 1. คำนำ

เสาเป็นส่วนประกอบขององค์อาคารที่มีความสำคัญมาก มีหน้าที่รับน้ำหนักบรรทุกรวมที่เกิดขึ้นจากการใช้งานอาคาร หรือแรงที่มากระทำกับอาคารและถ่ายน้ำหนักบรรทุกและแรงเหล่านั้นลงสู่ฐานรากและเสาเข็ม โดยปกติเสาถูกออกแบบให้รับแรงอัดเป็นหลัก การทราบถึง

พฤติกรรมการรับแรงอัดของเสาจึงเป็นสิ่งสำคัญ อย่างไรก็ตามการทดสอบเสาในห้องปฏิบัติการนั้นทำได้ค่อนข้างยาก สิ้นเปลืองงบประมาณและเวลาในการทดสอบ นอกจากนี้ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบจะถูกจำกัดเฉพาะรูปแบบของตัวอย่างทดสอบและลักษณะของแรงกระทำ ดังนั้นการประยุกต์ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการวิเคราะห์พฤติกรรมเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก จึงเป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่นักวิจัยส่วนใหญ่นิยมและเป็นที่ยอมรับ ทั้งนี้เนื่องจากประหยัดค่าใช้จ่ายและเวลาที่ใช้ในการวิเคราะห์มากกว่าการทดสอบตัวอย่างเสา เป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพและความถูกต้องแม่นยำสูงในการศึกษาพฤติกรรมเสา คอนกรีตเสริมเหล็กที่มีรูปแบบและแรงกระทำที่แตกต่างกัน เช่น คุณสมบัติคอนกรีตและเหล็กเสริม ขนาดเสา รูปแบบและขนาดเหล็กเสริมและเหล็กปลอก เป็นต้น

อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์เสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ได้ผลใกล้เคียงกับผลการทดสอบตัวอย่างเสาในห้องปฏิบัติการ เป็นปัญหาที่ยาก เนื่องจากเสาคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นมีพฤติกรรมแบบ Non-homogenous และ Anisotropic ซึ่งพฤติกรรมทั้งสองนี้จำเป็นต้องคำนึงถึงในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Model) เพื่อให้ได้แบบจำลองที่มีความถูกต้องแม่นยำ

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์ 1) เพื่อพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก และ 2) เพื่อประเมินความสามารถในการรับกำลังอัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเปลี่ยนแปลงขนาดหน้าตัด และเปรียบเทียบค่ากำลังอัดของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็กกับค่าที่ได้จากการทดสอบการออกแบบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กของ ACI ผลการศึกษานี้สามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการศึกษาเชิงตัวแปร (Parametric study) ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กได้ต่อไป

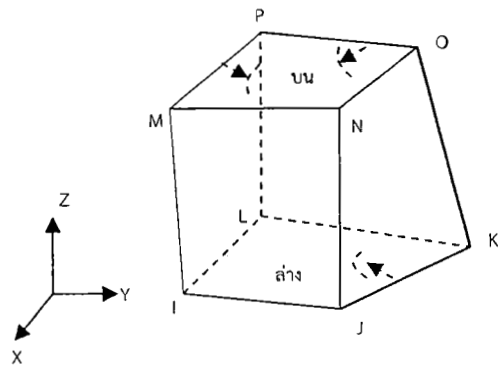
## 2. การพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

การศึกษาเริ่มจากการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ANSYS [2] สิ่งจำเป็นในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น ประกอบด้วย ชนิดเอลิเมนต์ที่เลือกใช้ คุณสมบัติวัสดุ เงื่อนไขการให้แรงกระทำและคุณสมบัติจุดรองรับ เพื่อทำการวิเคราะห์ค่าการรับแรงอัด การยุบตัวของเสา และค่าความเครียดในเหล็กเสริม

### 2.1 ชนิดเอลิเมนต์และข้อมูลที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองคอนกรีต

ชนิดของเอลิเมนต์ที่ใช้สำหรับการสร้างแบบจำลองของคอนกรีตคือ SOLID65 มีลักษณะเอลิเมนต์เป็นแบบกล่อง เอลิเมนต์ชนิดนี้ถูกกำหนดตามขนาดความกว้าง ความยาว และความสูงด้วยการสร้างจุดต่อจุด (Node) ทั้งหมด 8 จุด แสดงดังในรูปที่ 1 ซึ่งแต่ละจุดของเอลิเมนต์สามารถเคลื่อนที่อิสระได้ทั้งหมด 3 ทิศทาง (แกน X, Y, Z) ทั้งนี้

SOLID65 มีความสามารถแสดงพฤติกรรมการแตกร้าว (Cracking) หรือการบดอัดแตก (Crushing) ของคอนกรีต



รูปที่ 1 ชนิดเอลิเมนต์ SOLID65 [2]

คุณสมบัติคอนกรีตที่ต้องใส่ค่ามีดังนี้

- 1) ความเค้นอัดสูงสุดของคอนกรีต (Ultimate Uniaxial Compressive Strength,  $f'_c$ ) เป็นค่าความสามารถในการรับกำลังอัดสูงสุดของคอนกรีตก่อนเกิดการแตกร้าว หาค่าได้จากผลการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตตาม ASTM C39
- 2) ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (Elastic Modulus,  $E_c$ ) ตามสมการ ACI 318:  $15,100\sqrt{f'_c}$  (กก/ชม<sup>2</sup>)
- 3) กำลังต้านทานแรงดึงสูงสุดของคอนกรีต (Ultimate Uniaxial Tensile Strength,  $f_r$ ) ตามสมการ ACI 318:  $1.8\sqrt{f'_c}$  (กก/ชม<sup>2</sup>)
- 4) อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต (Poisson's Ratio,  $\nu$ ) อยู่ระหว่าง 0.15-0.25
- 5) ค่าสัมประสิทธิ์กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต (Shear Transfer Coefficient,  $\beta_t$ ) โปรแกรม ANSYS [2] กำหนดลักษณะการพังของคอนกรีตด้วยแรงเฉือนไว้ 2 แบบ คือการพังแบบราบเรียบ (Shear transfer coefficients for an open crack: smooth crack) เป็นการพังของคอนกรีตที่สมบูรณ์ที่มีการถ่ายแรงเฉือนสมบูรณ์ และการพังแบบรุนแรง (Shear transfer coefficients for a closed crack: rough crack) เป็นการพังของคอนกรีตที่ไม่มีการถ่ายแรงเฉือนภายในคอนกรีต โดยกำหนดค่าตั้งแต่ 0.0 ถึง 1.0 (0.0 จะเป็นการพังแบบราบเรียบสมบูรณ์ และ 1.0 เป็นการพังแบบรุนแรงสมบูรณ์)
- 6) ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นอัดและความเครียดอัดของคอนกรีต (Compressive Stress-Strain Diagram) ในการศึกษาครั้งนี้ใช้ค่าความสัมพันธ์จากผลการทดสอบคอนกรีตในห้องปฏิบัติการ และตามสมการของ Desayi และ Krishnan [3] แสดงดังสมการที่ (1)-(3) และรูปที่ 2

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + (\varepsilon/\varepsilon_o)^2} \dots\dots\dots(1)$$

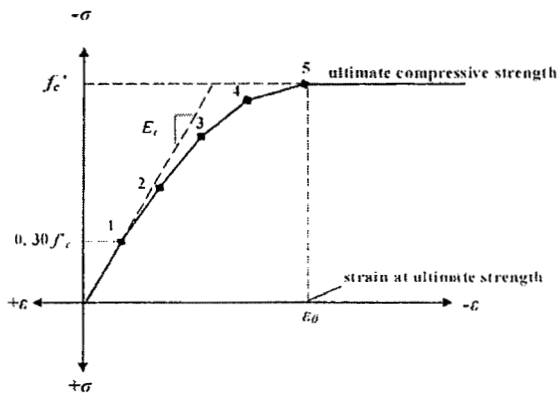
$$\epsilon_o = 2 \frac{f_c'}{E_c} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$E_c = \frac{f}{\epsilon} \quad \dots\dots\dots(3)$$

เมื่อ  $f$  = ความเค้นอัดที่ตำแหน่งความเครียดอัดใดๆ

$\epsilon$  = ความเครียด ณ ตำแหน่งความเค้นอัด  $f$

$\epsilon_o$  = ความเครียด ณ ตำแหน่งความเค้นอัดสูงสุด  $f_c'$

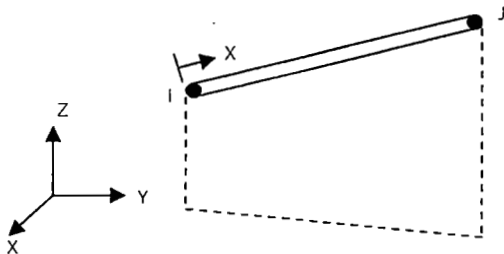


รูปที่ 2 ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดคอนกรีต Desayi และ Krishnan [3]

7) เกณฑ์การวิบัติของคอนกรีต จากการสืบค้นเบื้องต้นพบว่าต้องให้คอนกรีตมีลักษณะการพังแบบฉีกขาด (Cracking) เพื่อให้โปรแกรมสามารถวิเคราะห์ได้จนเสร็จสมบูรณ์ (convergence)

### 2.2 ชนิดอิเลิเมนต์และข้อมูลที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองเหล็กเสริม

ส่วนอิเลิเมนต์ที่ใช้สำหรับการสร้างแบบจำลองของเหล็กเสริมเลือกใช้ LINK8 ซึ่งลักษณะอิเลิเมนต์เป็นประเภท 2 จุดเส้นตรง แต่ละจุดของอิเลิเมนต์สามารถเคลื่อนที่แบบอิสระได้ทั้งหมด 3 ทิศทาง (แกน X, Y, Z) แสดงดังในรูปที่ 3 อิเลิเมนต์ของเหล็กจะสร้างร่วมกับจุดของคอนกรีตอิเลิเมนต์ที่เชื่อมเป็นจุดเดียวกัน โดยมีสมมุติฐานคอนกรีตและเหล็กไม่เกิดการรูดขณะรับแรง (Perfectly Bonded)



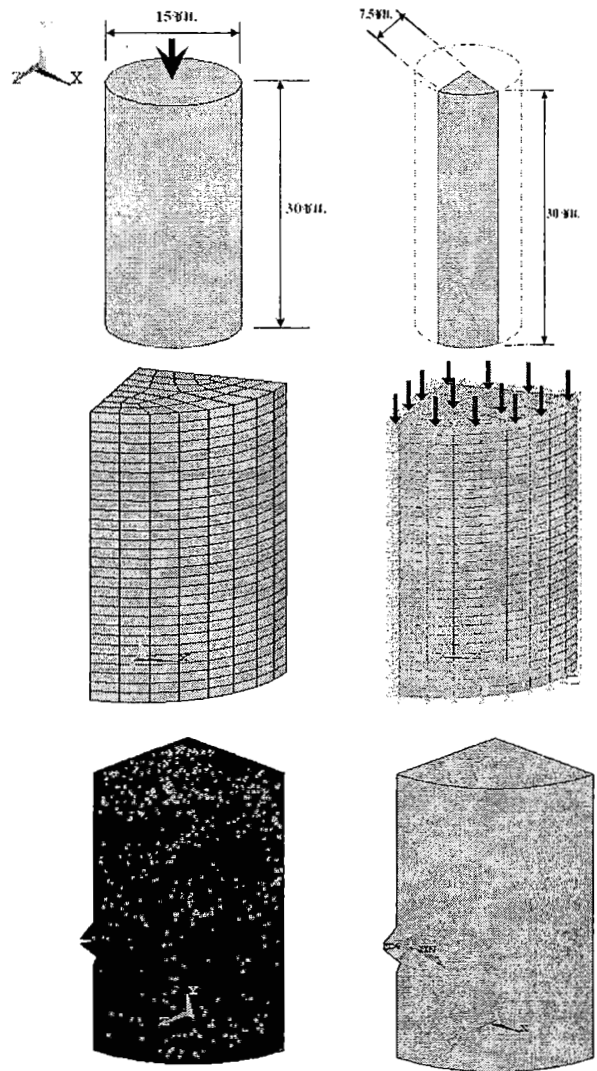
รูปที่ 3 ชนิดอิเลิเมนต์ LINK8 สำหรับเหล็กเสริม [2]

คุณสมบัติเหล็กเสริมที่ต้องใส่ค่ามีดังนี้

- 1) ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม (Elastic Modulus,  $E_s$ )
- 2) อัตราส่วนปัวซองของเหล็กเสริม (Poisson's Ratio,  $\nu$ )

- 3) ขนาดพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม ( $A_s$ )
  - 4) กำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (Yield Strength)
  - 5) กำลังรับแรงดึงที่จุดสูงสุด (Ultimate Tensile Strength)
  - 6) ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดดึงของเหล็ก
- โดยใช้ค่าจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

### 3. การวิเคราะห์ความถูกต้องของแบบจำลองไฟไน-อิเลิเมนต์คอนกรีตทรงกระบอก (Cylinder Model)



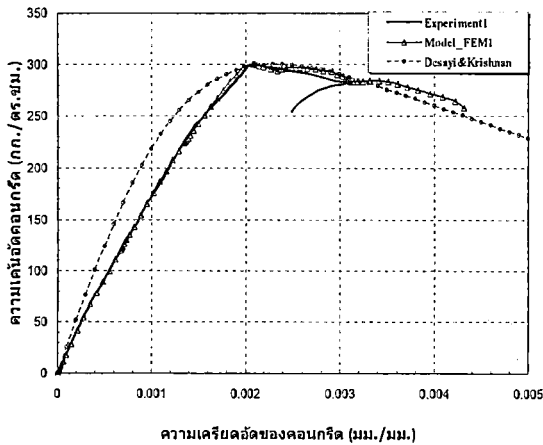
รูปที่ 4 แบบจำลองไฟไนอิเลิเมนต์คอนกรีตทรงกระบอก (Exp.1 และ Exp.2)

ส่วนหนึ่งของการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนอิเลิเมนต์ ข้อมูลการทดสอบคอนกรีตทรงกระบอกในห้องปฏิบัติการถูกนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง โดยทำการสร้างแบบจำลองคอนกรีตทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 เซนติเมตร สูง 30 เซนติเมตร เนื่องจากคุณสมบัติสมมาตรของหน้าตัดและการใส่แรงกระทำ จึงทำการสร้างแบบจำลองเพียง 1 ใน 4 ส่วน แสดงดังรูปที่ 4 ข้อมูลการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตในห้องปฏิบัติการมี 2 ตัวอย่าง ข้อมูลวัสดุคอนกรีตที่ใส่ในแบบจำลองไฟไนอิเลิเมนต์มี 2 ชุด

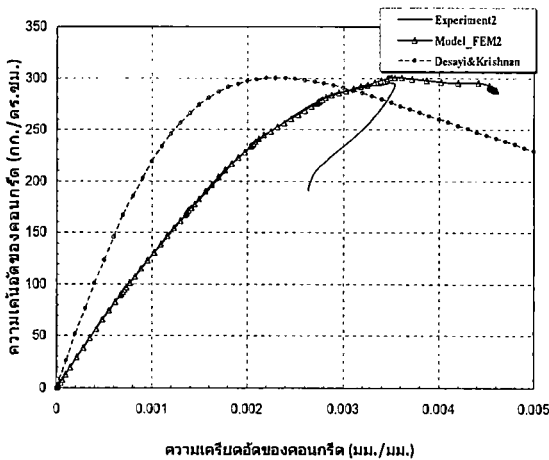
ต่อหนึ่งตัวอย่าง ข้อมูลชุดที่ 1 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นคำนวณได้จากสมการ ACI 318 และค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดคอนกรีต คำนวณจากสมการของ Desayi & Krishnan [3] ข้อมูลชุดที่ 2 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดคอนกรีตเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตในห้องปฏิบัติการ ส่วนค่า  $f'_c, f_r, v, \beta_t$  มีค่าเท่ากันทั้ง 2 แบบจำลอง

ตารางที่ 1 ค่าคุณสมบัติคอนกรีตที่ใช้กับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คอนกรีตทรงกระบอก

ความเค้น & ความเครียด คอนกรีต	$f'_c$ ksc.	$E_c$ ksc.	$f_r$ ksc.	$v$	$\beta_t$	
					ราบเรียบ	รุนแรง
Desayi	300	259,237.1	34	0.2	0.3	0.9
Exp.1	300	195,617.6	34	0.2	0.3	0.9
Exp.2	300	137,303.5	34	0.2	0.3	0.9



รูปที่ 5 ความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตตัวอย่างที่ 1 (Exp.1)



รูปที่ 6 ความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตตัวอย่างที่ 2 (Exp.2)

จากรูปที่ 5 และ 6 พบว่าผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ข้อมูลจากสมการของ Desayi & Krishnan [3] ทำนายค่าความเค้นอัดสูงสุดได้ใกล้เคียงกับผลการทดลองมาก แต่ให้ค่าความเครียดอัดแตกต่างจากผลการทดสอบพอสมควร ทั้งนี้เป็นเพราะค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตที่คำนวณจากสมการให้ค่าแตกต่างจากผลการทดสอบ เมื่อทำการเปลี่ยนค่าทั้งสองนี้โดยใช้ค่าจากผลการทดสอบตัวอย่างคอนกรีตพบว่าแบบจำลองทำนายค่าทั้งความเค้นอัดและความเครียดอัดได้ดีมาก โดยเฉพาะในช่วงพิกัดยืดหยุ่น จากนั้นเมื่อเกินจุดนี้ไปแล้วค่าความเค้นอัดของตัวอย่างจะตกลงอย่างรวดเร็วทั้งนี้เพราะคอนกรีตแตกร้าว ส่วนแบบจำลองยังคงรับค่าความเค้นอัดได้ เนื่องจากค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตในช่วงเกินพิกัดยืดหยุ่นของแบบจำลองถูกสมมติให้มีค่าความเค้นโอบรัด (Confined Stress) เหลืออยู่บางส่วน ดังนั้นจึงสรุปว่าแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คอนกรีตทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 เซนติเมตร สูง 30 เซนติเมตรมีความถูกต้องแม่นยำสูงสามารถนำไปพัฒนาใช้กับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กได้ต่อไป

#### 4. การวิเคราะห์ความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็กถูกพัฒนาขึ้นจากแบบจำลองคอนกรีตที่มีความแม่นยำจากขั้นตอนที่แล้ว และเพื่อตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ข้อมูลการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กในห้องปฏิบัติการ [8] ถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์แบบจำลอง รูปที่ 7 แสดงขนาดหน้าตัด รายละเอียดเหล็กเสริม การใส่แรงอัด ภาพแบบจำลอง และลักษณะการเสียรูปของแบบจำลอง ส่วนตารางที่ 2 และ 3 แสดงคุณสมบัติคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้กับแบบจำลองชุดนี้

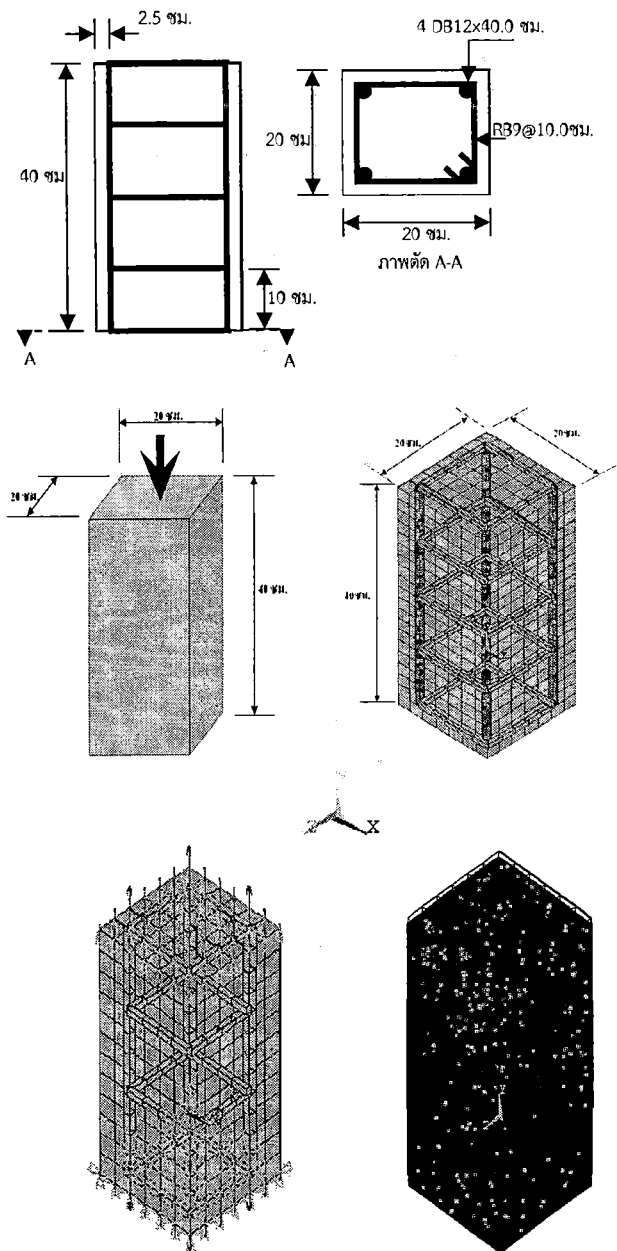
ตารางที่ 2 คุณสมบัติคอนกรีตที่ใช้กับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสา (RC1, RC2)

เสา	สมการ คอนกรีต	$f'_c$ ksc.	$E_c$ ksc.	$f_r$ ksc.	$v$	$\beta_t$	
						ราบเรียบ	รุนแรง
RC1	Desayi	300	259,237.1	34	0.2	0.3	0.9
RC2	ทดสอบ	300	137,303.5	34	0.2	0.3	0.9

ตารางที่ 3 คุณสมบัติเหล็กที่ใช้กับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสา (RC1, RC2)

เสา	สมการ ความเค้น-เครียด เหล็ก	$f_y$ (เหล็กเย็น) ksc.	$f_y$ (เหล็กปลอก) ksc.
RC1	ทดสอบ	3,000	2,400
RC2	ทดสอบ	3,000	2,400

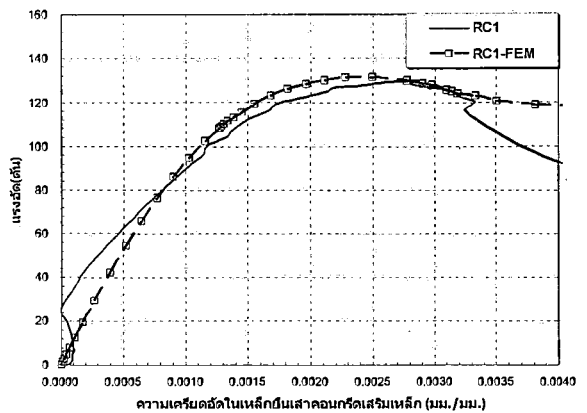




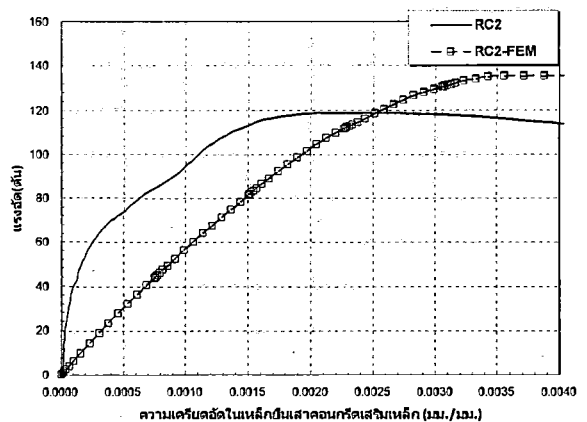
รูปที่ 7 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC1 และ RC2)

การเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง และผลจากการทดสอบสรุปไว้ในตารางที่ 4 เมื่อพิจารณาค่าแรงอัดสูงสุดที่ได้จากแบบจำลองทั้งสองตัวอย่างพบว่าให้ผลค่อนข้างดีมีค่าเคลื่อนจากผลการทดสอบเท่ากับ 2.09% และ 11.15% สำหรับเสา RC1 และ RC2 ตามลำดับ อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาค่าการคายการยุบตัว ณ ตำแหน่งแรงอัดสูงสุดพบว่าผลจากการวิเคราะห์แบบจำลองให้ค่าน้อยกว่าผลการทดสอบทั้งสองตัวอย่าง ถึงแม้ว่าแบบจำลองคอนกรีตของตัวอย่าง RC2 จะใช้ข้อมูลผลการทดสอบคอนกรีตสำหรับตัวอย่างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กนี้จากห้องปฏิบัติการก็ตาม ทั้งนี้อาจมีสาเหตุมาจากหลายปัจจัย เช่น ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีต

และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตในห้องปฏิบัติการไม่ถูกต้อง หรืออาจเกิดจากขั้นตอนในการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก พบว่าขณะใส่แรงอัดเริ่มต้นจะสังเกตเห็นการยุบตัวของปูนขาวที่ใช้ในการปรับระดับค่อนข้างมากก่อนเสาเริ่มรับแรงอัด อาจส่งผลต่อการบันทึกค่าการยุบตัวของเสาทดสอบ เพื่อเป็นการยืนยันผลการวิเคราะห์แบบจำลอง ผลการวิเคราะห์ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กยื่นในเสา RC1 และ RC2 ถูกนำมาเสนอเพิ่มเติมแสดงดังรูปที่ 8 และ 9 ตามลำดับ จากรูปพบว่าค่าความเครียดของเหล็กยื่นมีลักษณะใกล้เคียงกัน ค่าความเครียด ณ ตำแหน่งแรงอัดสูงสุดมีค่าเท่ากับ 0.0028 และ 0.0021 ดังแสดงในตารางที่ 4 ส่วนค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองแสดงแนวโน้มเหมือนกับผลการทดสอบแต่ยังแสดงค่าที่ผันผวนพอสมควร สำหรับการวิเคราะห์แบบจำลองเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก สามารถสรุปได้ว่าข้อมูลค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตมีความสำคัญต่อการทำนายค่าการยุบตัวของเสาเป็นอย่างยิ่ง การใช้สมการของ Desayi & Krishnan [3] ในการหาค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตนั้นให้ผลการทำนายค่าแรงอัดสูงสุดได้ดีมาก แต่อาจจะไม่สามารถทำนายค่าการยุบตัวได้ดีเท่าที่ควร



รูปที่ 8 แสดงค่าความเครียดที่เกิดขึ้นของเหล็กยื่นในเสา RC1



รูปที่ 9 แสดงค่าความเครียดที่เกิดขึ้นของเหล็กยื่นในเสา RC2

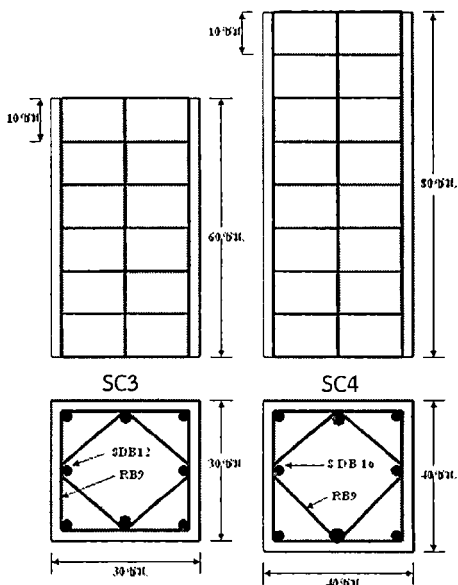
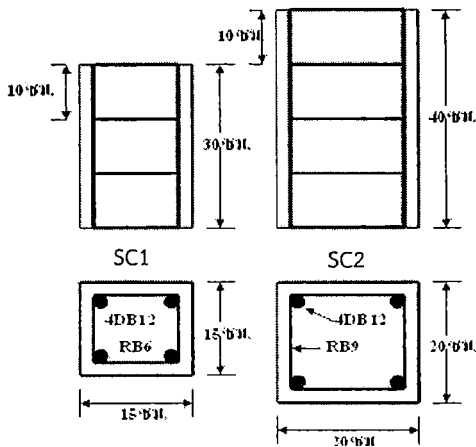
ตารางที่ 4 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองและผลทดสอบเสา RC1, RC2

เสา	แรงอัดสูงสุด (ตัน)		Diff. (%)	ค่าการยุบตัว ณ แรงอัดสูงสุด (มม.)		Diff. (%)	ค่าความเครียดอัด ณ แรงอัดสูงสุด (มม./มม.)		Diff. (%)
	Exp.	FEM		Exp.	FEM		Exp.	FEM	
	RC1	128	131	2.09	3.1	0.9	-70.97	0.0028	0.0024
RC2	118	134	13.8	3.0	1.5	-50.00	0.0021	0.0037	76.19

ค่าบวกแสดงค่าผลการวิเคราะห์ FEM มากกว่าผลการทดสอบ

ค่าลบแสดงค่าผลการวิเคราะห์ FEM น้อยกว่าผลการทดสอบ

### 5. การวิเคราะห์แบบจำลองไฟในโอลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาดต่างๆ



รูปที่ 10 ขนาดหน้าตัดและรายละเอียดเหล็กเสริมแบบจำลองไฟในโอลิเมนต์เสา SC1, SC2, SC3, และ SC4

ในส่วนนี้นำเสนอการประยุกต์ใช้วิธีการวิเคราะห์ไฟในโอลิเมนต์ในการศึกษากำลังรับแรงอัด และพฤติกรรมต่างๆของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อเสามีขนาดหน้าตัดเพิ่มขึ้นจำนวน 4 หน้าตัด (SC1, SC2, SC3, และ SC4) ขนาดหน้าตัดและรายละเอียดเหล็กเสริมแสดงในรูปที่ 10 โดยให้เหล็กปลอกมีระยะห่างเท่ากัน แบบจำลองไฟ

ในโอลิเมนต์ทั้ง 4 หน้าตัดมีคุณสมบัติคอนกรีตและเหล็กเสริมแสดงในตารางที่ 5 และ 6 เปรียบเทียบค่าแรงอัดสูงสุดที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองกับค่าที่คำนวณได้จากสมการการออกแบบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ (4) ของ ACI [1] ซึ่งกำหนดให้ค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณความเค้นอัดสูงสุดของคอนกรีต (C) มีค่าเท่ากับ 0.85 แต่สำหรับการศึกษานี้กำหนดให้ใช้ค่า C เท่ากับ 1.0 ทั้งนี้เพื่อต้องการเปรียบเทียบค่าแรงอัดสูงสุดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อไม่มีค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณความเค้นอัดสูงสุดของคอนกรีต

$$P_n = C f'_c A_c + f_y A_{st} \dots\dots\dots(4)$$

ตารางที่ 5 คุณสมบัติคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลองไฟในโอลิเมนต์เสา (SC1-SC4)

เสา	สมการคอนกรีต	$f'_c$ ksc.	$E_c$ ksc.	$f_r$ ksc.	$\nu$	$\beta_t$	
						ราบเรียบ	รุนแรง
SC1	Desayi	300	259,237.1	34	0.2	0.3	0.9
SC2	Desayi	300	259,237.1	34	0.2	0.3	0.9
SC3	Desayi	300	259,237.1	34	0.2	0.3	0.9
SC4	Desayi	300	259,237.1	34	0.2	0.3	0.9

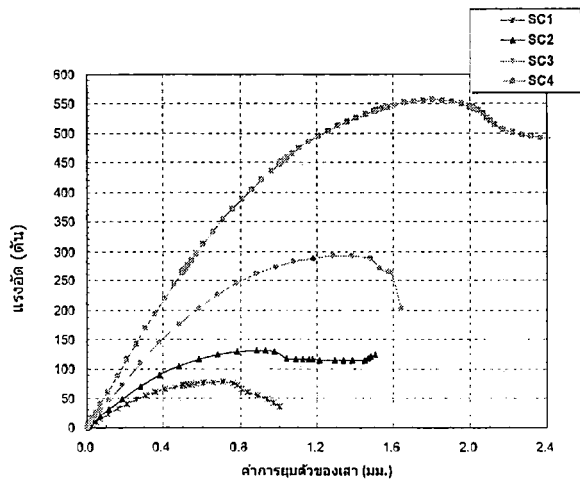
ตารางที่ 6 คุณสมบัติเหล็กที่ใช้ในแบบจำลองไฟในโอลิเมนต์เสา (SC1-SC4)

เสา	สมการความเค้น-เครียดเหล็ก	$f_y$ (เหล็กเย็น)	$f_y$ (เหล็กปลอก)	$\nu$
		ksc.	ksc.	
SC1	ทดสอบ	3,000	2,400	0.3
SC2	ทดสอบ	3,000	2,400	0.3
SC3	ทดสอบ	3,000	2,400	0.3
SC4	ทดสอบ	4,000	2,400	0.3

รูปที่ 11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงอัดและค่าการยุบตัวของเสา SC1, SC2, SC3, และ SC4 จากรูปพบว่าแบบจำลองทั้ง 4 เป็นไปตามทฤษฎีการรับแรงของเสา เสา SC1 รับแรงอัดได้ต่ำสุด และเสา SC4 รับแรงอัดได้สูงสุด อย่างไรก็ตามเสา SC1 มีค่าสัดส่วนการยุบตัวหลังจากค่าแรงอัดสูงสุดเมื่อคิดเทียบกับค่าการยุบตัวที่ตำแหน่งแรงอัดสูงสุด ( $\Delta_{max} - \Delta_y$ ) โดยมีค่ามากที่สุดคิดเป็น 43% และเมื่อหน้าตัด

ใหญ่ขึ้นค่านี้มีแนวโน้มลดลง เนื่องจากแบบจำลองกำหนดให้ระยะห่างของเหล็กปลอกคงที่ ดังนั้นผลจากการวิเคราะห์แบบจำลองสรุปว่าเสาที่มีขนาดหน้าตัดเล็กกว่ามีความยืดหยุ่นมากกว่าเสาที่มีขนาดหน้าตัดใหญ่ อย่างไรก็ตามเสา SC4 ให้ค่านี้สูงกว่าเสา SC2 และ SC3 ถึงแม้ว่าเสา SC4 มีขนาดใหญ่กว่าอาจเป็นเพราะปริมาณเหล็กเย็นที่เพิ่มขึ้น ทั้งนี้ค่าความยืดหยุ่นของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กขึ้นอยู่กับปริมาณเหล็ก

ปลอกและระยะห่าง จึงควรทำการวิเคราะห์แบบจำลองเพิ่มเติมเพื่อ ยืนยันข้อสรุปต่อไป ส่วนการเปรียบเทียบค่าแรงอัดสูงสุดระหว่างค่าที่ได้ จากแบบจำลองและค่าจากการคำนวณตามสมการ ACI [1] ที่ใช้ค่า สัมประสิทธิ์ตัวคูณความเค้นอัดสูงสุดของคอนกรีต ( $C$ ) เท่ากับ 1.0 พบว่าให้ค่าใกล้เคียงกันมาก หมายความว่าค่าแรงอัดสูงสุดคำนวณตาม สมการของ ACI เมื่อใช้ค่า  $C$  เท่ากับ 0.85 จะได้น้อยกว่าค่า ความสามารถในการรับกำลังอัดสูงสุดของเสา ทั้งนี้แสดงว่าสมการการ ออกแบบของ ACI ให้ค่าที่มีส่วนปลอดภัยรวมอยู่ด้วย ค่าผลการ วิเคราะห์แบบจำลอง ณ ตำแหน่งต่างๆ สรุปไว้ในตารางที่ 7



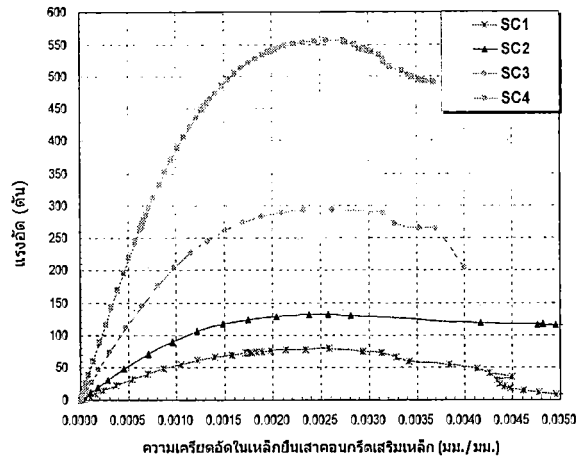
รูปที่ 11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงอัดและการยุบตัวของเสา SC1, SC2, SC3, และ SC4

ตารางที่ 7 ค่าผลการวิเคราะห์แบบจำลอง SC1, SC2, SC3, และ SC4

เสา	แรงอัด สูงสุด สมการ ACI (ตัน)	แรงอัด สูงสุด FEM (ตัน)	การยุบตัว ณ แรงอัด สูงสุด $\Delta_y$ (มม.)	การยุบตัว สูงสุด $\Delta_{max}$ (มม.)	$\frac{\Delta_{max} - \Delta_y}{\Delta_y}$ (%)
SC1	79.7	78.9	0.7	1.0	43
SC2	132.2	131.2	0.9	1.12	24
SC3	294.4	292.9	1.4	1.60	14
SC4	555.6	555.8	1.4	2.45	29

รูปที่ 12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและค่าความเครียดอัด ในเหล็กยื่นของเสา SC1, SC2, SC3, และ SC4 สอดคล้องกับผลจาก กราฟในรูปที่ 11 กล่าวคือเหล็กยื่นในเสาน้ำตัดเล็กกว่ามีส่วนรวมใน การรับแรงอัดได้ดีกว่าเมื่อเสามีหน้าตัดใหญ่ขึ้น เมื่อพิจารณาพร้อม กับ ตารางที่ 8 ในส่วนแสดงค่าความเครียดอัดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตและ เหล็กเสริม พบว่าหลังจากคอนกรีตเกิดการแตกร้าวซึ่งเกิดขึ้นที่ตำแหน่ง แรงอัดสูงสุด ค่าความเครียดอัดในเหล็กยื่นของเสา SC1 และ SC2 ซึ่งมี

ขนาดเล็กหน้าตัดเล็กกว่าจะมีค่าสูงขึ้นแสดงว่าหัดตัวได้มากขึ้นเมื่อเทียบ กับเสาที่มีขนาดหน้าตัดใหญ่ขึ้น SC3 และ SC4 ดังนั้นสรุปได้ว่าเหล็กยื่น ในเสาน้ำตัดเล็กมีส่วนช่วยในการรับแรงอัดได้ดีกว่าเหล็กยื่นในเสาน้ำ ตัดขนาดใหญ่หลังจากคอนกรีตเริ่มเกิดการแตกร้าว



รูปที่ 12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและค่าความเครียดอัดในเหล็กยื่น ของเสา SC1, SC2, SC3, และ SC4

ตารางที่ 8 ค่าความเครียดอัดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตและเหล็กเสริมของเสา SC1, SC2, SC3, และ SC4

เสา	ความเครียด ณ แรงอัด สูงสุด ในคอนกรีต	ความเครียด สูงสุด ในคอนกรีต	ความเครียด ณ แรงอัด สูงสุด ในเหล็กยื่น	ความเครียด สูงสุด ในเหล็กยื่น
SC1	0.00294	0.0100	0.00254	0.0045
SC2	0.00240	0.00290	0.00237	0.0057
SC3	0.00253	0.00305	0.00262	0.0036
SC4	0.00220	0.00221	0.00256	0.0037

## 6. สรุปผลการศึกษา

งานศึกษานี้ทำการพัฒนาแบบจำลองไฟโนลิเมนต์เสาคอนกรีต เสริมเหล็ก เพื่อใช้ในการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงอัดของเสาเริ่มจาก การวิเคราะห์แบบจำลองไฟโนลิเมนต์วัสดุคอนกรีต (Exp.1, Exp.2) และเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC1, RC2) เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ แบบจำลองกับผลการทดสอบตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ และ ทำการศึกษาผลของขนาดหน้าตัดเสาต่อการรับแรงอัดและความ ยืดหยุ่นด้วยแบบจำลองไฟโนลิเมนต์ (SC1-SC4) ซึ่งสามารถสรุปผล การศึกษาได้ดังนี้

1) แบบจำลองไฟโนลิเมนต์วัสดุคอนกรีตที่พัฒนาขึ้นมีความ ถูกต้องแม่นยำสูง เมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบตัวอย่าง โดยเฉพาะเมื่อใช้ข้อมูลค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและ ความเครียดอัดของคอนกรีต (Compressive Stress-Strain Diagram) จากผลการทดสอบคอนกรีตในห้องปฏิบัติการ

2) แบบจำลองไฟโนอีลิเมนต์เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก RC1 และ RC2 สามารถทำนายแรงอัดสูงสุดของเสาได้ค่อนข้างดีมีค่าคลาดเคลื่อนจากผลการทดสอบเท่ากับ 2.09% และ 11.15% ตามลำดับ

3) ค่าการค่าการยุบตัว ณ ตำแหน่งแรงอัดสูงสุดจากการวิเคราะห์แบบจำลอง RC1 และ RC2 ให้ค่าน้อยกว่าผลการทดสอบทั้งสองตัวอย่าง

4) การใช้สมการของ Desayi & Krishnan [3] ในการหาค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นและความเครียดอัดของคอนกรีตนั้น ให้ผลการทำนายค่าแรงอัดสูงสุดได้ดีมาก แต่อาจจะไม่สามารถทำนายค่าการยุบตัวได้ดีเท่าที่ควร

5) แบบจำลองเสา SC1, SC2, SC3, และ SC4 ให้ค่าแรงอัดสูงสุดใกล้เคียงกับค่าที่คำนวณจากสมการการออกแบบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กตาม ACI ที่ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณความเค้นอัดสูงสุดของคอนกรีต ( $C$ ) เท่ากับ 1.0 ดังนั้นเมื่อใช้ค่า  $C$  เท่ากับ 0.85 ตามค่าของ ACI ค่าแรงอัดระบุของเสาจะน้อยกว่าค่าแรงอัดสูงสุดที่ได้จากแบบจำลองไฟโนอีลิเมนต์

## 7. กิตติกรรมประกาศ

งานศึกษานี้ได้รับทุนสนับสนุนการวิจัยจากคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา ประจำปี 2552 (42/2552) และทุนสนับสนุนการวิจัยจากสำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ ประจำปี 2554 (15/2554)

## เอกสารอ้างอิง

- [1] ACI 318-99, American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete," American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1999.
- [2] ANSYS, ANSYS User's Manual Revision 9, ANSYS, Inc., Canonsburg, Pennsylvania, 2009.
- [3] 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.
- [4] Gere, J. M. and Timoshenko, S. P., Mechanics of Materials, PWS Publishing Company, Boston, Massachusetts, 1997.
- [5] Jame G. MacGregor, and James K. Wight, "Reinforced Concrete Mechanics & Design", 4th Edition, Prentice Hall, New Jersey, 2005
- [6] 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.
- [7] Nilson, A. H., "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method," Journal of the American Concrete Institute, 65(9), pp. 757-766, 1963.

[8] กริติ กงแก้ว และ วิศิษฐ์ บุญครอบ, การศึกษาเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วด้วยวิธีไฟโนอีลิเมนต์, โครงการงานชั้นปี 4, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา, 2553