

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำเอียงศูนย์

นายวรการ อนันตเสนา



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)

เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository (CUIR) are the thesis authors' files submitted through the University Graduate School.

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2558

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Finite element analysis of concrete-encased steel columns subjected to eccentric
loadings

Mr. Worakarn Anuntasena



A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering Program in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2015

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำเอียงศูนย์
โดย	นายวรการ อนันตเสนา
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	รองศาสตราจารย์ ดร.อัศววัชร เล่นวารีย์

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาติ)

.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(รองศาสตราจารย์ ดร.อัศววัชร เล่นวารีย์)

.....กรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร.ธีรพงศ์ แสนจันทร์ดีไชย)

.....กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อภิชาติ อัชกุล)

วรการ อนันตเสนา : การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำเยื้องศูนย์ (Finite element analysis of concrete-encased steel columns subjected to eccentric loadings) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: รศ. ดร.อัศววัชร เล่นวารี, 193 หน้า.

วิทยานิพนธ์นี้นำเสนองานวิจัยการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติของเสาเส้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำเยื้องศูนย์โดยพิจารณาผลกระทบจากการโอบรัดตัวของคอนกรีต งานวิจัยเริ่มจากการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำตรงศูนย์ โดยตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์กับผลจากการทดสอบในอดีต และนำแบบจำลองไปศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบประกอบด้วย ความกว้างแผ่นปีกของเหล็กรูปพรรณและระยะห่างเหล็กเสริมปลอกต่อพฤติกรรมกำลังรับแรงอัดตรงศูนย์ของเสาวัสดุผสม จากการวิเคราะห์พบว่าความกว้างแผ่นปีกมีผลกระทบต่อบริเวณพื้นที่การโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตภายในเสา โดยที่ความกว้างแผ่นปีกมากจะส่งผลให้บริเวณพื้นที่การโอบรัดตัวสูงมีพื้นที่มาก และระยะห่างเหล็กเสริมปลอกมีผลกระทบต่อกำลังภายในหลังกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา โดยเสาที่มีระยะห่างเหล็กเสริมปลอกน้อยจะสูญเสียกำลังช้ากว่าเสาที่มีระยะห่างเหล็กเสริมปลอกมาก จากนั้นได้พัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำเยื้องศูนย์ โดยตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์กับผลจากการทดสอบในอดีต และนำแบบจำลองไปสร้างเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงตามแนวแกนและแรงดัดร่วมกันของเสาวัสดุผสมรวมทั้งศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบประกอบด้วย กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตและกำลังครากของเหล็กรูปพรรณต่อเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาวัสดุผสมและเปรียบเทียบกับเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังด้วยวิธีการกระจายหน่วยแรงแบบพลาสติกที่เสนอโดยข้อกำหนด AISC360-10 จากการวิเคราะห์พบว่าเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังที่เสนอโดยข้อกำหนด AISC360-10 มีความปลอดภัยในการออกแบบเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต แต่จะมีความปลอดภัยน้อยลงเมื่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่าลดลงหรือกำลังครากของเหล็กรูปพรรณมีค่าสูงขึ้น

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก

ปีการศึกษา 2558

5770291821 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: COMPOSITE COLUMNS / CONCRETE-ENCASED STEEL COLUMNS / CONFINEMENT OF CONCRETE / STRENGTH INTERACTION DIAGRAM / FINITE ELEMENT ANALYSIS

WORAKARN ANUNTASENA: Finite element analysis of concrete-encased steel columns subjected to eccentric loadings. ADVISOR: ASSOC. PROF. AKHRAWAT LENWARI, Ph.D., 193 pp.

This research presents the finite element analysis of concrete-encased steel short columns subjected to eccentric loadings by considering the effects of concrete confinement. First, the finite element model of concrete-encased steel columns subjected to concentric loadings was developed and validated with past experimental test data. The model then was used to study the effects of flange width of structural steel and stirrup spacing on the compression behavior. The analysis results showed that the flange width of structural steel influences the highly confined concrete zone. A wider flange caused larger highly confined concrete zone than the narrow one. The stirrup spacing influences the post-peak behavior of columns. The post-peak strength lost in case of closely-spaced stirrups was less than that in case of widely-spaced stirrups. Afterwards the finite element model of concrete-encased steel columns subjected to eccentric loadings was developed and validated with past experimental test data. The model then was used to construct the strength interaction diagram of the composite columns. In addition, the effects of design parameters including the strength of concrete and yield strength of structural steel on the strength interaction diagram of composite columns were studied and compared with the interaction diagram by the rigid plastic method specified in AISC360-10. The analysis results showed that AISC360-10 was conservative for the design of concrete-encased steel columns. However, the conservativeness reduces as the compressive strength of concrete becomes lower or the yield strength of structural steel becomes higher.

Department: Civil Engineering

Student's Signature

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature

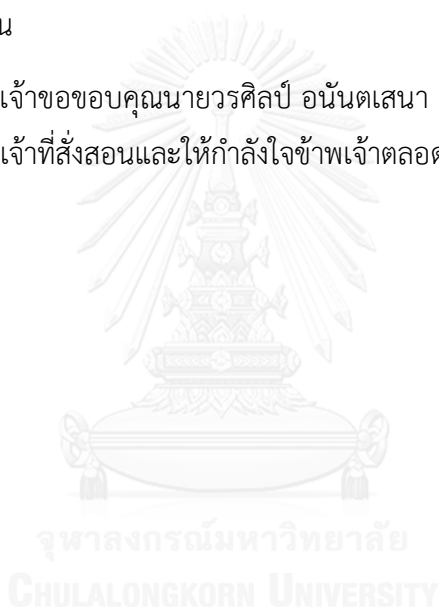
Academic Year: 2015

กิตติกรรมประกาศ

ข้าพเจ้า นายวรการ อนันตเสนา ขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.อัศววัชร เล่นวารี อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ได้สละเวลาอันมีค่ามาให้คำปรึกษา ให้ความรู้และคำแนะนำต่างๆ ในการทำวิทยานิพนธ์นี้ จนทำให้ข้าพเจ้าสามารถจัดทำวิทยานิพนธ์นี้จนสำเร็จไปได้ด้วยดี

ขอขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาตรี ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ศาสตราจารย์ ดร.ธีรพงศ์ เสนจินทร์มิไชย กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อภินิติ อึ้งกุล กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย ที่ให้คำแนะนำที่ดีในการปรับปรุงวิทยานิพนธ์ให้มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น

สุดท้ายนี้ข้าพเจ้าขอขอบคุณนายวรศิลป์ อนันตเสนา และนางกัลยา อนันตเสนา ผู้เป็นบิดาและมารดาของข้าพเจ้าที่สั่งสอนและให้กำลังใจข้าพเจ้าตลอดมา



สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	จ
กิตติกรรมประกาศ	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญรูปภาพ	ญ
สารบัญตาราง.....	ท
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของงานวิจัย.....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	3
1.3 ขอบเขตการวิจัย.....	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	4
1.5 แนวทางการดำเนินงานวิจัย.....	4
บทที่ 2 การทบทวนงานวิจัย.....	5
2.1 การวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตด้วยวิธีเชิงตัวเลขต่างๆ	5
2.2 การวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ	27
2.3 การสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาวัสดุผสมโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ	50
2.4 การวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ ด้วยโปรแกรม ANSYS.....	62
บทที่ 3 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย.....	70
3.1 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด	70
3.2 อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต (Poisson's Ratio of Concrete).....	84
3.3 การออกแบบเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตตามข้อกำหนด AISC.....	86
3.4 การออกแบบเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตตามมาตรฐาน Eurocode.....	90

3.5 การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Analysis).....	110
บทที่ 4 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต.....	112
4.1 การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์.....	112
4.2 คุณสมบัติของวัสดุ.....	115
4.3 การแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Meshing).....	118
4.4 เงื่อนไขขอบเขต (Boundary Condition).....	118
4.5 การจำลองผิวสัมผัสระหว่างรอยต่อวัสดุ (Interfaces).....	120
4.6 การเลือกใช้อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต.....	121
บทที่ 5 การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำตรงศูนย์ .	129
5.1 การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองกับผลการทดสอบในอดีต.....	129
5.2 พฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำตรงศูนย์จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์.....	134
5.3 ผลกระทบของความกว้างแผ่นปีกเหล็กรูปพรรณต่อการโอบรัดตัวของคอนกรีต.....	148
5.4 ผลกระทบของระยะห่างเหล็กเสริมปลอกต่อกำลังรับแรงกระทำตรงศูนย์.....	155
บทที่ 6 การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มคอนกรีตรับแรงกระทำเอียงศูนย์.....	161
6.1 การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองกับผลการทดสอบในอดีต.....	161
6.2 พฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำเอียงศูนย์จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์.....	166
6.3 การสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์.....	175
6.4 การศึกษาผลกระทบตัวแปรออกแบบต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต.....	179
บทที่ 7 สรุป.....	187
7.1 สรุปผลการวิจัย.....	187

7.2 ข้อเสนอแนะ.....	188
รายการอ้างอิง.....	189
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	193



สารบัญรูปภาพ

ภาพที่ 1.1	รูปแบบหน้าตัดของเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีต (EN1994-1-1, 2004)	1
ภาพที่ 1.2	รูปแบบหน้าตัดของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต (EN1994-1-1, 2004)	2
ภาพที่ 2.1	พื้นที่การถูกโอบรัดของคอนกรีตจากเหล็กปลอกห้วงรูปสี่เหลี่ยมและเหล็กรูปพรรณ	6
ภาพที่ 2.2	การแบ่งชิ้นส่วนย่อยและเส้นโค้งแบ่งการถูกโอบรัดของคอนกรีตในหน้าตัด	7
ภาพที่ 2.3	ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด	8
ภาพที่ 2.4	ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด	8
ภาพที่ 2.5	ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม	9
ภาพที่ 2.6	ตัวอย่างเส้นความสัมพันธ์แรงอัดกับแรงดัดของคานเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต	9
ภาพที่ 2.7	ลักษณะแรงกระทำ จุดรองรับและการโก่งตัวทางด้านข้างของเสาตัวอย่าง	11
ภาพที่ 2.8	เส้นความสัมพันธ์แรงอัดกับแรงดัดของตัวอย่างคานเสาขะลุคเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต	13
ภาพที่ 2.9	บริเวณพื้นที่การโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต	14
ภาพที่ 2.10	ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่มีเหล็กรูปพรรณรูปตัวไอ	15
ภาพที่ 2.11	ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดคอนกรีตในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่มีเหล็กรูปพรรณรูปปิด	15
ภาพที่ 2.12	ตัวประกอบคอนกรีตโอบรัดตัวบางส่วน	17
ภาพที่ 2.13	ตัวประกอบคอนกรีตโอบรัดตัวสูง	17
ภาพที่ 2.14	ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริมทางยาว	18
ภาพที่ 2.15	ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กรูปพรรณ	19
ภาพที่ 2.16	ความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดกับความเครียดของเสาจากแบบจำลอง	21
ภาพที่ 2.17	ตัวอย่างกำลังเสาทดสอบเทียบกับกำลังเสาที่ได้จากแบบจำลอง	22
ภาพที่ 2.18	แบบจำลองไฟเบอร์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต	22
ภาพที่ 2.19	ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตรับแรงดัด	23

ภาพที่ 2.20 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กรูปพรรณรับแรงอัดและแรงดึง	24
ภาพที่ 2.21 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงอัด	24
ภาพที่ 2.22 ความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิตและการโก่งตัวของเสา	25
ภาพที่ 2.23 ตัวอย่างกำลังเสาทดสอบเทียบกับกำลังเสาที่ได้จากแบบจำลอง	25
ภาพที่ 2.24 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเสาและวัสดุภายในเสา	26
ภาพที่ 2.25 ขั้นตอนการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต	28
ภาพที่ 2.26 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดและไม่ถูกโอบรัด	30
ภาพที่ 2.27 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตรับแรงดึง	31
ภาพที่ 2.28 รูปแบบการวางเหล็กเสริมในเสาทดสอบ	32
ภาพที่ 2.29 กราฟเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดต่อความยาวเสาประสิทธิผลจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ (FE) มาตรฐาน Eurocode4 (EC4) และข้อกำหนด AISC (AISC)	34
ภาพที่ 2.30 การใส่แรงกระทำในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต	36
ภาพที่ 2.31 ลักษณะแรงกระทำในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	37
ภาพที่ 2.32 ผลกระทบจากกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตต่อกำลังรับแรงอัดเชิงศูนย์กลางของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต	39
ภาพที่ 2.33 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากแบบจำลองกับเส้นปฏิบัติสัมพันธ์กำลังจากมาตรฐาน Eurocode4 (1)	40
ภาพที่ 2.34 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากแบบจำลองกับเส้นปฏิบัติสัมพันธ์กำลังจากมาตรฐาน Eurocode4 (2)	41
ภาพที่ 2.35 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากแบบจำลองกับเส้นปฏิบัติสัมพันธ์กำลังจากมาตรฐาน Eurocode4 (3)	41
ภาพที่ 2.36 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากแบบจำลองกับเส้นปฏิบัติสัมพันธ์กำลังจากมาตรฐาน Eurocode4 (4)	41
ภาพที่ 2.37 คุณสมบัติของหน้าตัดที่ใช้ในการศึกษา	44
ภาพที่ 2.38 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตรับแรงอัด	45

ภาพที่ 2.39 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตรับแรงดึง	45
ภาพที่ 2.40 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็ก DB12	46
ภาพที่ 2.41 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กรูปพรรณ	46
ภาพที่ 2.42 แบบจำลองเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต	47
ภาพที่ 2.43 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์น้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวของคานวัสดุผสมใน แบบจำลองแบบต่างๆ กับการทดสอบคานวัสดุผสมจริง	47
ภาพที่ 2.44 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดและโซนพื้นที่การโอบรัดตัวของคอนกรีตใน แบบจำลอง	48
ภาพที่ 2.45 ความสัมพันธ์ตัวแปรคอนกรีตโอบรัดตัวบางส่วนกับค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งสปริง	49
ภาพที่ 2.46 ความสัมพันธ์ตัวแปรคอนกรีตโอบรัดตัวสูงกับค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งสปริง	49
ภาพที่ 2.47 แบบจำลองเสาคอนกรีตเต็มลงในท่อเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต	50
ภาพที่ 2.48 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตแกนกลาง	52
ภาพที่ 2.49 รูปแบบการวิบัติของวัสดุภายในเสาสั้นวัสดุผสม	53
ภาพที่ 2.50 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเสาวัสดุผสม	54
ภาพที่ 2.51 การกระจายหน่วยแรงของคอนกรีตในหน้าตัดเสาเมื่อเสาวัสดุผสมรับแรงอัด	54
ภาพที่ 2.52 ผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่างๆ ที่มีต่อความสัมพันธ์แรงอัดกับความเครียดของ เสาวัสดุผสม	55
ภาพที่ 2.53 ผลกระทบของตัวแปรต่างๆ ที่มีต่อความสัมพันธ์อัตรากำลังเสาคอนกรีตเต็มลงใน เหล็กต่อกำลังเสาคอนกรีตเต็มลงในเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตกับความเครียดของเสา วัสดุผสมรับแรงอัด	56
ภาพที่ 2.54 แบบจำลองเสาวัสดุผสมคอนกรีตเต็มลงในท่อเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำ แบบแรงอัดและแรงดัด	57
ภาพที่ 2.55 การใส่แรงกระทำต่อเสาในแบบจำลอง	57
ภาพที่ 2.56 การวิบัติของเสาวัสดุผสมรับแรงกระทำแบบแรงอัดและแรงดัดร่วมกัน	58
ภาพที่ 2.57 การวิบัติของเสาวัสดุผสมรับแรงกระทำแบบแรงอัดและแรงดัด	59

ภาพที่ 2.58 ตัวอย่างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกันของเสาวัสดุผสม	59
ภาพที่ 2.59 ผลกระทบของความชะลูดต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงดัดและแรงอัด	60
ภาพที่ 2.60 ผลกระทบรูปแบบการใส่แรงต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงดัดและแรงอัด	60
ภาพที่ 2.61 ผลกระทบของตัวแปรต่างๆ ต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงดัดและแรงอัด	61
ภาพที่ 2.62 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก	62
ภาพที่ 2.63 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตในแบบจำลอง	64
ภาพที่ 2.64 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กในแบบจำลอง	64
ภาพที่ 2.65 การกระจายของหน่วยแรงในหน้าตัดที่จุดกึ่งกลางความสูงของเสา	65
ภาพที่ 2.66 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์	66
ภาพที่ 2.67 พื้นที่การโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก	67
ภาพที่ 2.68 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตในแบบจำลอง	67
ภาพที่ 2.69 ตัวอย่างการกระจายหน่วยแรงในหน้าตัดเสาที่กึ่งกลางความสูงของเสาเมื่อรับแรงกระทำตรงศูนย์	68
ภาพที่ 2.70 ตัวอย่างการกระจายหน่วยแรงในหน้าตัดเสาที่กึ่งกลางความสูงของเสาเมื่อรับแรงกระทำเอียงศูนย์	69
ภาพที่ 3.1 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตรับแรงอัดทางเดียว	70
ภาพที่ 3.2 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดคอนกรีตรับแรงทางเดียว	72
ภาพที่ 3.3 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตทดสอบจากการจำกัดการขยายตัวทางด้านข้างของคอนกรีต	73
ภาพที่ 3.4 การโอบรัดตัวของคอนกรีตจากเหล็กเสริมปลอกห่อรูปสี่เหลี่ยมและเหล็กเสริมปลอกเกลียวรูปวงกลม	74
ภาพที่ 3.5 ขอบเขตการโอบรัดตัวของคอนกรีตตามแนวยาวจากเหล็กเสริมปลอก	75
ภาพที่ 3.6 ขอบเขตการโอบรัดตัวของคอนกรีตตามแนวขวางจากเหล็กเสริมปลอก	75
ภาพที่ 3.7 แผนภาพวัสดุแสดงครึ่งหนึ่งของเหล็กปลอกรูปวงกลม	76

ภาพที่ 3.8 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตทดสอบที่มีเหล็กเสริมปลอกหุ้มรูปสี่เหลี่ยม	77
ภาพที่ 3.9 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัดและถูกโอบรัด	80
ภาพที่ 3.10 พื้นที่การถูกโอบรัดของคอนกรีตจากเหล็กปลอกหุ้มรูปวงกลม	81
ภาพที่ 3.11 พื้นที่การถูกโอบรัดของคอนกรีตจากเหล็กปลอกหุ้มรูปสี่เหลี่ยม	83
ภาพที่ 3.12 ความเครียดทางด้านข้าง ทางแนวแกนและการเปลี่ยนแปลงปริมาตร	85
ภาพที่ 3.13 อัตราส่วนการขยายตัวของคอนกรีต คอนกรีตที่ถูกโอบรัดด้วยเหล็กและคอนกรีตที่ถูกโอบรัดด้วยแผ่นพอลิเมอร์เสริมเส้นใย	86
ภาพที่ 3.14 กำลังรับแรงดัดร่วมกับแรงอัดของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตตามข้อกำหนด AISC	88
ภาพที่ 3.15 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต	91
ภาพที่ 3.16 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต	92
ภาพที่ 3.17 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตแบบเชิงเส้น	92
ภาพที่ 3.18 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด	94
ภาพที่ 3.19 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด	94
ภาพที่ 3.20 หน้าตัดเสาวัสดุผสมรูปแบบต่างๆ	96
ภาพที่ 3.21 ขอบเขตความชะลูดของหน้าตัดเสาวัสดุผสมรูปแบบต่างๆ	97
ภาพที่ 3.22 ความไม่สมบูรณ์ทางรูปทรงเรขาคณิตที่ยอมรับได้ของชิ้นส่วนหน้าตัดเสาแบบต่างๆ ...	99
ภาพที่ 3.23 เส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของหน้าตัดเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต	102
ภาพที่ 3.24 การสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ด้วยวิธีอย่างง่าย	102
ภาพที่ 3.25 ค่าตัวประกอบโมเมนต์เทียบเท่า (moment factor)	104
ภาพที่ 3.26 ค่า μ_{dy} และ μ_{dz}	105
ภาพที่ 3.27 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กรูปพรรณ	107
ภาพที่ 4.1 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต.....	112
ภาพที่ 4.2 แบบจำลองวัสดุ (ก) คอนกรีต (ข) เหล็กรูปพรรณ (ค) เหล็กเสริม.....	113

ภาพที่ 4.3	เอลิเมนต์ Solid185	114
ภาพที่ 4.4	เอลิเมนต์ Solid65	114
ภาพที่ 4.5	ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของเหล็ก	115
ภาพที่ 4.6	ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต	116
ภาพที่ 4.7	ขอบเขตการวิบัติของคอนกรีต	117
ภาพที่ 4.8	น้ำหนักบรรทุกและการยึดรั้งการเคลื่อนที่ของแบบจำลองเสารับแรงกระทำตรงศูนย์... ..	119
ภาพที่ 4.9	น้ำหนักบรรทุกและการยึดรั้งการเคลื่อนที่ของแบบจำลองเสารับแรงกระทำเอียงศูนย์ .	120
ภาพที่ 4.10	การเสียรูปของเสาในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	121
ภาพที่ 4.11	หน่วยแรงของคอนกรีตภายในเสาที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.2	122
ภาพที่ 4.12	การเสียรูปของเหล็กรูปพรรณเมื่ออัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.2.....	122
ภาพที่ 4.13	หน่วยแรงของคอนกรีตภายในเสาที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4	123
ภาพที่ 4.14	การเสียรูปของเหล็กรูปพรรณที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4	124
ภาพที่ 4.15	ความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดทางแนวแกนของเสาและความเครียดทางแนวแกนของ เสาที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตต่างๆ.....	125
ภาพที่ 4.16	การขยายขอบเขตการวิบัติของคอนกรีต	126
ภาพที่ 4.17	ความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดทางแนวแกนของเสาและความเครียดทางแนวแกนของ เสาที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4.....	126
ภาพที่ 4.18	ความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดทางแนวแกนของเสาและความเครียดทางแนวแกนของ เสาที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4 (2).....	127
ภาพที่ 4.19	หน่วยแรงของคอนกรีตภายในเสาที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4 และ ปรับขดเชยกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต	128
ภาพที่ 4.20	การเสียรูปของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4 และปรับขดเชยกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต	128
ภาพที่ 5.1	หน้าตัดทดสอบเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตของ Chen และ Yeh	129
ภาพที่ 5.2	การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนกับความเครียดในแนวแกนของเสา SRC2	132

ภาพที่ 5.3 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนกับความเครียดในแนวแกนของเสา SRC4	132
ภาพที่ 5.4 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนกับความเครียดในแนวแกนของเสา SRC7	133
ภาพที่ 5.5 การเสียรูปของเสารับแรงอัดตรงศูนย์ SRC2 (มีแผ่นปิดหัวเสา).....	135
ภาพที่ 5.6 การเสียรูปของเสารับแรงอัดตรงศูนย์ SRC2 (ไม่มีแผ่นปิดหัวเสา).....	135
ภาพที่ 5.7 การเสียรูปของหน้าตัดคอนกรีตภายในเสารับแรงอัดตรงศูนย์ SRC2	136
ภาพที่ 5.8 การเสียรูปของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณภายในเสารับแรงอัดตรงศูนย์ SRC2	136
ภาพที่ 5.9 การเสียรูปของหน้าตัดเหล็กเสริมกำลังภายในเสารับแรงอัดตรงศูนย์ SRC2	137
ภาพที่ 5.10 การเสียรูปของเหล็กเสริมกำลังภายในเสารับแรงอัดตรงศูนย์ SRC2	137
ภาพที่ 5.11 ตำแหน่งความเครียดที่ศึกษาพฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสา SRC2.....	138
ภาพที่ 5.12 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC2 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.001.....	139
ภาพที่ 5.13 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC2 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.002.....	139
ภาพที่ 5.14 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC2 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.003.....	140
ภาพที่ 5.15 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC2 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.004.....	140
ภาพที่ 5.16 ตำแหน่งความเครียดที่ศึกษาพฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสา SRC4.....	141
ภาพที่ 5.17 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC4 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.001.....	142
ภาพที่ 5.18 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC4 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.002.....	142
ภาพที่ 5.19 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC4 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.003.....	143
ภาพที่ 5.20 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC4 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.004.....	143
ภาพที่ 5.21 ตำแหน่งความเครียดที่ศึกษาพฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสา SRC7.....	144
ภาพที่ 5.22 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC7 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.001.....	145
ภาพที่ 5.23 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC7 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.002.....	145
ภาพที่ 5.24 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC7 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.003.....	146
ภาพที่ 5.25 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC7 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.004.....	146

ภาพที่ 5.26 บริเวณพื้นที่การโอบรัดตัวของคอนกรีตจากแบบจำลองกำลังรับแรงอัดตรงศูนย์ของ เสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตของ Chen	147
ภาพที่ 5.27 หน้าตัดเสาที่ศึกษาผลกระทบความกว้างแผ่นปีกต่อการโอบรัดตัวของคอนกรีต (ก) หน้าตัด A1 (ข) หน้าตัด A2 (ค) หน้าตัด A3 (ง) หน้าตัด A4 (จ) หน้าตัด A5 (ฉ) หน้าตัด A6	149
ภาพที่ 5.28 กำลังรับแรงอัดตามแนวแกนของเสาที่มีความกว้างแผ่นปีกต่างกัน	150
ภาพที่ 5.29 ความแตกต่างระหว่างกำลังรับแรงอัดตามแนวแกนของเสาจากการวิเคราะห์ไฟไนต์ เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC ที่ความกว้างแผ่นปีกต่างๆ.....	150
ภาพที่ 5.30 อัตราส่วนกำลังรับแรงคอนกรีตที่ถูกโอบรัดต่อกำลังรับแรงคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด กับความกว้างแผ่นปีกต่างๆ	152
ภาพที่ 5.31 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตภายในเสา A1 ที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุด	152
ภาพที่ 5.32 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตภายในเสา A2 ที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุด	153
ภาพที่ 5.33 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตภายในเสา A3 ที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุด	153
ภาพที่ 5.34 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตภายในเสา A4 ที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุด	154
ภาพที่ 5.35 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตภายในเสา A5 ที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุด	154
ภาพที่ 5.36 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตภายในเสา A6 ที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุด	155
ภาพที่ 5.37 หน้าตัดเสาที่ศึกษาผลกระทบของระยะห่างเหล็กเสริมปลอก (ก) หน้าตัด A7-A9 (ข) หน้าตัด A10-A12 (ค) หน้าตัด A13-A15	157
ภาพที่ 5.38 กำลังรับแรงอัดตามแนวแกนของเสาที่ระยะห่างเหล็กเสริมปลอกต่างๆ (1)	158
ภาพที่ 5.39 กำลังรับแรงอัดตามแนวแกนของเสาที่ระยะห่างเหล็กเสริมปลอกต่างๆ (2)	158
ภาพที่ 5.40 กำลังรับแรงอัดตามแนวแกนของเสาที่ระยะห่างเหล็กเสริมปลอกต่างๆ (3)	159
ภาพที่ 5.41 ผลกระทบระยะห่างเหล็กเสริมปลอกต่อกำลังรับแรงอัดในแนวแกนจากแบบจำลอง กำลังรับแรงอัดตรงศูนย์เสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตของ Chen	160
ภาพที่ 6.1 หน้าตัดเสาทดสอบเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตของ Abbas และ Shahari	161
ภาพที่ 6.2 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดเชิงศูนย์กับระยะการโก่งตัวทางด้านข้างของเสา SRCE2	164

ภาพที่ 6.3 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดเอียงศูนย์กับระยะการโก่งตัวทางด้านข้างของเสา SRCE8.....	164
ภาพที่ 6.4 การเสีรูปร่างของเสารับแรงอัดเอียงศูนย์ SRCE4 (มีแผ่นปิดหัวเสา).....	166
ภาพที่ 6.5 การเสีรูปร่างของเสารับแรงอัดเอียงศูนย์ SRCE4 (ไม่มีแผ่นปิดหัวเสา).....	167
ภาพที่ 6.6 การเสีรูปร่างของเสารับแรงอัดเอียงศูนย์ SRCE4 (ไม่มีแผ่นปิดหัวเสาและขยายเฉพาะส่วนหัวเสา).....	167
ภาพที่ 6.7 การเสีรูปร่างของเหล็กรูปพรรณในเสารับแรงอัดเอียงศูนย์ SRCE4	168
ภาพที่ 6.8 การเสีรูปร่างของเหล็กเสริมกำลังในเสารับแรงอัดเอียงศูนย์ SRCE4.....	168
ภาพที่ 6.9 การเสีรูปร่างของเหล็กเสริมกำลังในเสารับแรงอัดเอียงศูนย์ SRCE8 ที่ระยะการหดตัวในแนวแกนต่างๆ	169
ภาพที่ 6.10 การเกิดรอยร้าวและการวิบัติของคอนกรีตในแบบจำลองเสา SRCE8.....	170
ภาพที่ 6.11 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRCE8 ที่ตำแหน่งระยะหดตัวในแนวแกน 0.001 ม.	171
ภาพที่ 6.12 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRCE8 ที่ตำแหน่งระยะหดตัวในแนวแกน 0.002 ม.	172
ภาพที่ 6.13 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRCE8 ที่ตำแหน่งระยะหดตัวในแนวแกน 0.003 ม.	172
ภาพที่ 6.14 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRCE8 ที่ตำแหน่งระยะหดตัวในแนวแกน 0.004 ม.	173
ภาพที่ 6.15 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRCE8 ที่ตำแหน่งระยะหดตัวในแนวแกน 0.005 ม.	173
ภาพที่ 6.16 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRCE8 ที่ตำแหน่งระยะหดตัวในแนวแกน 0.006 ม.	174
ภาพที่ 6.17 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRCE8 ที่ตำแหน่งระยะหดตัวในแนวแกน 0.007 ม.	174

ภาพที่ 6.18 แบบจำลองเสารับแรงอัดเอียงศูนย์ที่ระยะเอียงศูนย์ต่างๆ (ก) หน้าตัด SRC2 (ข)
 $e/D=0$ (ค) $e/D=0.15$ (ง) $e/D=0.27$ (จ) $e/D=0.50$ (ฉ) $e/D=1.00$ (ช) $e/D=2.00$
 และ (ซ) $e/D=4.00$ 175

ภาพที่ 6.19 ตัวอย่างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ 178

ภาพที่ 6.20 ตัวอย่างการเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตกับข้อกำหนด 178

ภาพที่ 6.21 ผลกระทบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ 180

ภาพที่ 6.22 ผลกระทบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาในช่วงกำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงอัดร่วมกับแรงดัด 181

ภาพที่ 6.23 การเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC 360-10 ที่กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต 100 กก./ชม.² 182

ภาพที่ 6.24 การเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC 360-10 ที่กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต 200 กก./ชม.² 182

ภาพที่ 6.25 การเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC 360-10 ที่กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต 400 กก./ชม.² 183

ภาพที่ 6.26 ผลกระทบกำลังครากของเหล็กรูปพรรณต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ 185

ภาพที่ 6.27 การเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC 360-10 ที่กำลังครากของเหล็กรูปพรรณ 1000 กก./ชม.² 185

ภาพที่ 6.28 การเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC 360-10 ที่กำลังครากของเหล็กรูปพรรณ 2000 กก./ชม.² 186

ภาพที่ 6.29 การเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC 360-10 ที่กำลังครากของเหล็กรูปพรรณ 4000 กก./ชม.² 186

สารบัญตาราง

ตารางที่ 2.1	คุณสมบัติคานเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ศึกษา	10
ตารางที่ 2.2	คุณสมบัติคานเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ศึกษา	12
ตารางที่ 2.3	คุณสมบัติคานเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ศึกษา	19
ตารางที่ 2.4	คุณสมบัติคานเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง	20
ตารางที่ 2.5	การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดที่ได้จากการวิเคราะห์เทียบกับผลจากการทดสอบ.....	26
ตารางที่ 2.6	คุณสมบัติเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง (1).....	32
ตารางที่ 2.7	คุณสมบัติเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง (2).....	33
ตารางที่ 2.8	กำลังรับแรงอัดจากแบบจำลองเทียบกับผลการทดสอบ	33
ตารางที่ 2.9	คุณสมบัติเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทดสอบ (1).....	35
ตารางที่ 2.10	คุณสมบัติเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทดสอบ (2).....	36
ตารางที่ 2.11	การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดเบื้องต้นของเสาที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์ 3 มิติ กับผลการทดสอบ	37
ตารางที่ 2.12	คุณสมบัติเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง (1)	38
ตารางที่ 2.13	คุณสมบัติเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง (2)	38
ตารางที่ 2.14	การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดเบื้องต้นของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจาก แบบจำลองกับมาตรฐาน Eurocode4 (1).....	42
ตารางที่ 2.15	การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดเบื้องต้นของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจาก แบบจำลองกับมาตรฐาน Eurocode4 (2).....	42
ตารางที่ 2.16	ค่าตัวประกอบการถูกโอบรัดของคอนกรีตที่ได้จากแบบจำลอง	49
ตารางที่ 2.17	คุณสมบัติหน้าตัดเสาในแบบจำลอง	63
ตารางที่ 2.18	การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองกับการทดสอบจริง	65
ตารางที่ 3.1	การคำนวณกำลังรับแรงอัดและแรงดัดของแต่ละจุดตามข้อกำหนด AISC 360-10.....	89
ตารางที่ 3.2	ค่าลักษณะต่างๆ ของคอนกรีตทรงกระบอก.....	93

ตารางที่ 3.3 ตัวประกอบสำหรับคอนกรีตและเหล็กเสริม	95
ตารางที่ 3.4 คุณสมบัติเหล็กรูปพรรณแบบรีดร้อน	106
ตารางที่ 3.5 ความไม่สมบูรณ์ของเหล็กรูปพรรณในด้านการโค้งตัวเริ่มต้นต่อความยาว.....	106
ตารางที่ 3.6 เส้นโค้งการโก่งเดาะ.....	107
ตารางที่ 3.7 คุณสมบัติหน้าตัดของเหล็กรูปพรรณ Class3 (1).....	108
ตารางที่ 3.8 คุณสมบัติหน้าตัดของเหล็กรูปพรรณ Class3 (2).....	109
ตารางที่ 5.1 ขนาดหน้าตัด ความสูงของเสาและเหล็กรูปพรรณ	130
ตารางที่ 5.2 ขนาดและลักษณะเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก	130
ตารางที่ 5.3 คุณสมบัติคอนกรีต เหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก.....	131
ตารางที่ 5.4 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต	134
ตารางที่ 5.5 ขนาดหน้าตัด ความสูงของเสาและเหล็กรูปพรรณ	148
ตารางที่ 5.6 ขนาดและลักษณะเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก	148
ตารางที่ 5.7 คุณสมบัติวัสดุคอนกรีต เหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก.....	149
ตารางที่ 5.8 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงของเสาจากการวิเคราะห์กับมาตรฐาน AISC 360-10...	151
ตารางที่ 5.9 ขนาดหน้าตัด ความสูงของเสาและเหล็กรูปพรรณ	156
ตารางที่ 5.10 ขนาดและลักษณะเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก	156
ตารางที่ 5.11 คุณสมบัติวัสดุคอนกรีต เหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก	156
ตารางที่ 6.1 ขนาดหน้าตัด ความสูงของเสา เหล็กรูปพรรณและระยะน้ำหนักบรรทุกเยื้องศูนย์.....	162
ตารางที่ 6.2 ขนาดและลักษณะเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก	162
ตารางที่ 6.3 คุณสมบัติวัสดุคอนกรีต เหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก.....	163
ตารางที่ 6.4 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับผลการทดสอบในอดีต	165
ตารางที่ 6.5 ขนาดหน้าตัด ความสูงของเสาและขนาดหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ	176
ตารางที่ 6.6 ขนาดและลักษณะเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก	176
ตารางที่ 6.7 คุณสมบัติวัสดุคอนกรีต เหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม	176

ตารางที่ 6.8 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เสา SRC PM Example ที่ระยะเยื้องศูนย์ต่างๆ.....	177
ตารางที่ 6.9 ขนาดหน้าตัด ความสูงของหน้าตัดเสาและเหล็กรูปพรรณ	179
ตารางที่ 6.10 คุณสมบัติเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก.....	179
ตารางที่ 6.11 คุณสมบัติของวัสดุคอนกรีต เหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม.....	180
ตารางที่ 6.12 ขนาดหน้าตัด ความสูงของเสาและเหล็กรูปพรรณ	183
ตารางที่ 6.13 คุณสมบัติเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก.....	183
ตารางที่ 6.14 คุณสมบัติวัสดุคอนกรีต เหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม	184

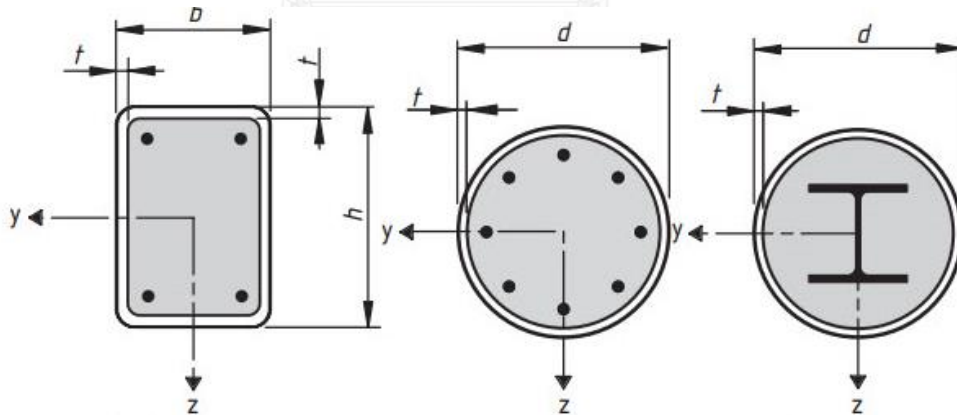


บทที่ 1

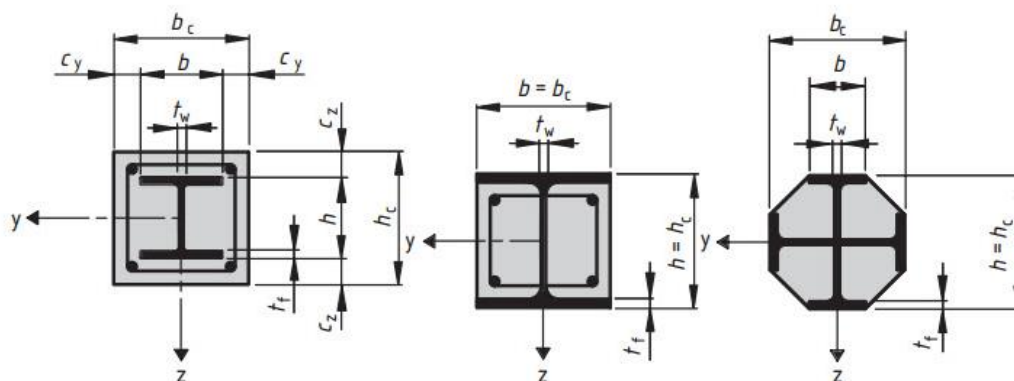
บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของงานวิจัย

เสาวัสดุผสม (composite columns) ระหว่างเหล็กรูปพรรณและคอนกรีตเป็นเสารูปแบบหนึ่งที่นิยมใช้กันมากขึ้นในงานก่อสร้าง โดยเฉพาะในงานก่อสร้างตึกสูง เพราะเสาวัสดุผสมได้รวมเอาข้อดีของเสาเหล็กและเสาคอนกรีตเสริมเหล็กไว้ด้วยกัน กล่าวคือมีกำลังรับแรง (strength) สูงและมีความเหนียว (ductility) ทำให้สามารถรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหวได้ดี นอกจากนี้เสาวัสดุผสมยังมีข้อได้เปรียบอีกหลายด้าน อาทิเช่น โครงสร้างที่ใช้เสาวัสดุผสมจะมีขนาดเล็กกว่าเมื่อเทียบกับการใช้เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ก่อสร้างได้ง่ายกว่าเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก และทนต่ออัคคีภัยได้มากกว่าเสาเหล็ก เสาวัสดุผสมโดยทั่วไปแบ่งเป็น 2 รูปแบบ คือ เสาวัสดุผสมเหล็กเติมด้วยคอนกรีต (concrete-filled steel composite columns) ดังภาพที่ 1.1 และเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต (concrete-encased steel composite columns) ดังภาพที่ 1.2 เสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจะสามารถทนไฟได้มากกว่าเสาวัสดุผสมเหล็กเติมด้วยคอนกรีต จากประโยชน์ของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่กล่าวมาข้างต้น งานวิจัยนี้จึงมุ่งศึกษาพฤติกรรมของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตเพื่อให้ทราบพฤติกรรมของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตมากขึ้น



ภาพที่ 1.1 รูปแบบหน้าตัดของเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีต (EN1994-1-1, 2004)



ภาพที่ 1.2 รูปแบบหน้าตัดของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต (EN1994-1-1, 2004)

เสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตแบ่งได้อีก 2 รูปแบบ คือ เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วน (fully concrete-encased steel columns) และเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน (partially concrete-encased steel columns) ดังภาพที่ 1.2 โดยงานวิจัยนี้จะมุ่งเน้นศึกษาเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วน

ในปัจจุบันมีหลายงานวิจัยที่ศึกษาเกี่ยวกับกำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตโดยใช้วิธีเชิงตัวเลข อาทิเช่น การวิเคราะห์กำลังของเสาจากคุณสมบัติหน้าตัด การวิเคราะห์ไฟเบอร์เอลิเมนต์และการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ 2 มิติ เป็นต้น งานวิจัยส่วนหนึ่งได้ศึกษาเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาโดยสมมติพฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีต (confinement) ในแบบจำลอง ส่วนงานวิจัยที่ศึกษาเสาโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติมีอยู่น้อยและยังไม่มีงานวิจัยใดที่ใช้การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต (รายละเอียดแสดงในบทที่ 2) การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติมีข้อดี คือ ไม่ต้องสมมติพฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตในแบบจำลอง แต่การโอบรัดตัวของคอนกรีตในแบบจำลองจะเกิดขึ้นเองจากสถานะหน่วยแรงของคอนกรีตใน 3 มิติ งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์หลักเพื่อสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตเพื่อนำแบบจำลองไปศึกษาพฤติกรรมและสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสา พร้อมทั้งศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่อพฤติกรรมของเสา

1.2 วัตถุประสงค์

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อ

1. พัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ สำหรับวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่รับแรงกระทำตรงศูนย์และเยื้องศูนย์
2. สร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต
3. ศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่อพฤติกรรมกำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต

1.3 ขอบเขตการวิจัย

งานวิจัยนี้มีขอบเขต ดังนี้

1. เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วน (fully concrete-encased steel columns)
2. เหล็กรูปพรรณในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ (local buckling)
3. ไม่พิจารณาการโก่งเดาะ (buckling) ของเหล็กเสริมทางยาว
4. ไม่พิจารณาการลื่นไถลระหว่างวัสดุในแบบจำลอง (perfect bond)
5. ไม่พิจารณาผลกระทบของความขรุขระ
6. พฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ศึกษาประกอบด้วย
 - กำลังรับแรงตรงศูนย์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต
 - กำลังรับแรงเยื้องศูนย์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต
7. การเสียรูปของเสาและวัสดุภายในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต
 - การเกิดรอยร้าวของคอนกรีตในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต
 - การโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต
8. ตัวแปรออกแบบที่ศึกษาประกอบด้วย
 - กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต
 - ขนาดและกำลังครากของเหล็กรูปพรรณ
 - ระยะห่างเหล็กเสริมปลอก

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากงานวิจัยนี้ คือ

1. แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ สำหรับวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำตรงศูนย์และเยื้องศูนย์
2. เส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต
3. ผลกระทบของตัวแปรออกแบบที่มีต่อพฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต

1.5 แนวทางการดำเนินงานวิจัย

แนวทางการดำเนินงานวิจัย มีดังนี้

1. ศึกษางานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวกับการโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต
2. ศึกษางานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวกับการวิเคราะห์กำลังรับแรงกระทำตรงศูนย์และเยื้องศูนย์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต
3. ศึกษางานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวกับการวิเคราะห์กำลังรับแรงกระทำตรงศูนย์และเยื้องศูนย์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ
4. พัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำตรงศูนย์และตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองกับผลจากการทดสอบในอดีต
5. ศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่อพฤติกรรมกำลังรับแรงกระทำตรงศูนย์และการโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต
6. พัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำเยื้องศูนย์และตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองกับผลจากการทดสอบในอดีต
7. สร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต
8. ศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต
9. สรุปผลงานวิจัย เขียนบทความงานวิจัยและจัดทำเล่มวิทยานิพนธ์

บทที่ 2

การทบทวนงานวิจัย

2.1 การวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตด้วยวิธีเชิงตัวเลขต่างๆ

ในอดีตที่ผ่านมาจนถึงปัจจุบันมีงานวิจัยหลายงานที่ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตด้วยการวิเคราะห์โดยวิธีเชิงตัวเลขต่างๆ ที่ไม่ใช่วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ ผู้วิจัยได้ทำการศึกษาและรวบรวมงานวิจัยเหล่านี้ไว้ ดังนี้

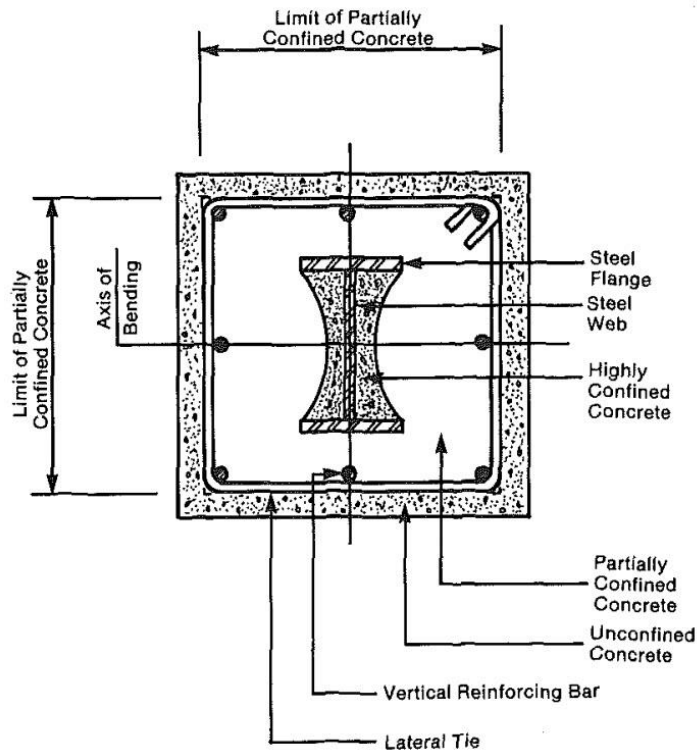
ในปี ค.ศ.1991 Mirza และ Skrabek [1] ได้ศึกษาพฤติกรรมของคานเสา (beam-column) สั้นเหล็กหุ้มคอนกรีตและเสนอวิธีการทำนายกำลังของคานเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตไว้ ดังนี้

การวิเคราะห์กำลังของคานเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตภายใต้แรงอัดและแรงดัดนั้นใช้วิธีการคำนวณโดยสมมุติให้ความเครียดมีความสอดคล้องกันทั้งหน้าตัด (strain-compatibility) เพื่อคำนวณหาเส้นโค้งความสัมพันธ์โมเมนต์กับการดัดโค้ง (moment-curvature curve) โมเมนต์สูงสุดจากเส้นโค้งความสัมพันธ์สำหรับแรงอัดค่าหนึ่งจะเป็นจุดหนึ่งในการสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกัน ทำซ้ำๆ เพื่อหาจุดอื่นที่มีแรงอัดแตกต่างกันไปจนได้เส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกันของหน้าตัดเสา

สมมุติฐานการวิเคราะห์กำลังรับแรงอัดและแรงดัดของเสามี ดังนี้

1. ความเครียดในหน้าตัดแปรผันตามระยะห่างจากแนวแกนสะเทิน
2. ไม่มีการลื่นไถลของรอยต่อระหว่างคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณและรอยต่อระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม
3. หน่วยแรงของคอนกรีตและเหล็กคำนวณจากความเครียด
4. พิจารณาผลกระทบจากหน่วยแรงคงค้าง (residual stress) ในเหล็กรูปพรรณ
5. พิจารณาผลของการถูกโอบรัดของคอนกรีต (confinement)

การโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตแบ่งออกเป็น 3 ส่วน คือ คอนกรีตโอบรัดตัวสูง (highly concrete confinement) ระหว่างแผ่นปีกและแผ่นเอวของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ คอนกรีตโอบรัดตัวบางส่วน (partially concrete confinement) ระหว่างเหล็กเสริมปลอกกับคอนกรีตโอบรัดสูง และคอนกรีตไม่ถูกโอบรัด (unconfined concrete) ซึ่งอยู่ภายนอกเหล็กปลอก ดังภาพที่ 2.1



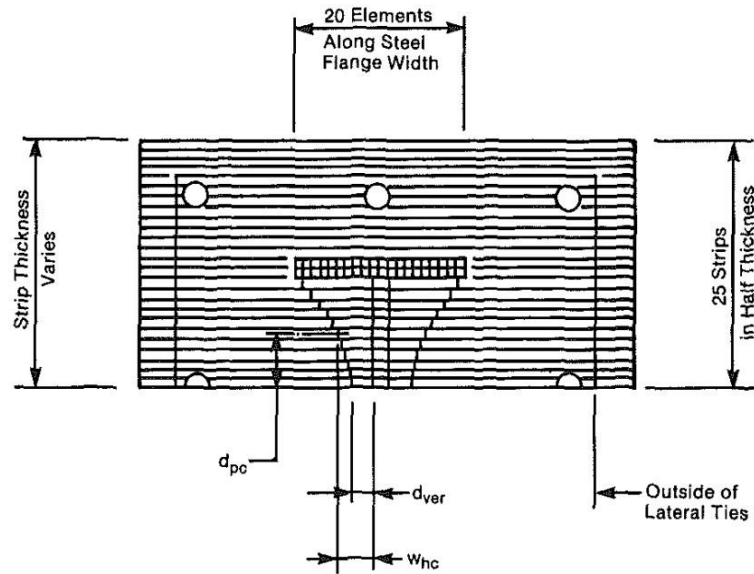
ภาพที่ 2.1 พื้นที่การถูกโอบรัดของคอนกรีตจากเหล็กปลอกห้วงรูปสี่เหลี่ยมและเหล็กรูปพรรณ [1]

การวิเคราะห์หน้าตัดเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจะต้องแบ่งหน้าตัดออกเป็นชั้นส่วนย่อยๆ ดังภาพที่ 2.2 การแบ่งระหว่างคอนกรีตที่ถูกโอบรัดสูงกับคอนกรีตที่ถูกโอบรัดบางส่วนจะเป็นเส้นโค้งพาราโบลา โดยระยะห่างจากแผ่นเอวของเหล็กรูปพรรณเป็นไปตามสมการที่ 2.1

$$w_{hc} = d_{ver} + \frac{[0.5(b-w) - d_{ver}]d_{pc}^2}{0.25(d-2t)^2} \quad (2.1)$$

$$d_{ver} = [0.5(b-w) - 0.25(d-2t)] \geq 0 \quad (2.2)$$

- โดย b คือ ความกว้างแผ่นปีกของเหล็กรูปพรรณ
 d คือ ความลึกทั้งหมดของเหล็กรูปพรรณ
 d_{pc} คือ ระยะจากแกนสะเทินหลักถึงศูนย์กลางของชั้นส่วนย่อยๆของเหล็กรูปพรรณ
 d_{ver} คือ ระยะจากแผ่นเอวของเหล็กรูปพรรณถึงจุดยอดของเส้นโค้งพาราโบลา
 t คือ ความหนาแผ่นปีกของเหล็กรูปพรรณ
 และ w คือ ความหนาแผ่นเอวของเหล็กรูปพรรณ



ภาพที่ 2.2 การแบ่งชิ้นส่วนย่อยและเส้นโค้งแบ่งการถูกโอบรัดของคอนกรีตในหน้าตัด [1]

หน่วยแรงค้ำในเหล็กรูปพรรณสมมุติเป็นแบบเส้นตรง หน่วยแรงค้ำสูงสุดที่ปลายของแผ่นปิกเป็นไปตามสมการ 2.3 ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะทางเรขาคณิตของเหล็กรูปพรรณ หน่วยแรงค้ำสูงสุดที่รอยต่อระหว่างแผ่นปิกและแผ่นเอวเป็นไปตามสมการ 2.4 ซึ่งขึ้นอยู่กับหน่วยแรงค้ำสูงสุดที่ปลายของแผ่นปิกและลักษณะทางเรขาคณิตของเหล็กรูปพรรณ การกระจายของหน่วยแรงค้ำในแผ่นปิกจะเป็นเส้นตรงซึ่งหาได้จากสมการ 2.3 และ 2.4 และหน่วยแรงค้ำในแผ่นเอวจะคำนวณได้จากสมการสมมูล

$$\sigma_{ft} = -24000 \left[1 - \frac{w(d-2t)}{2.4bt} \right] \text{ หน่วย psi} \quad (2.3)$$

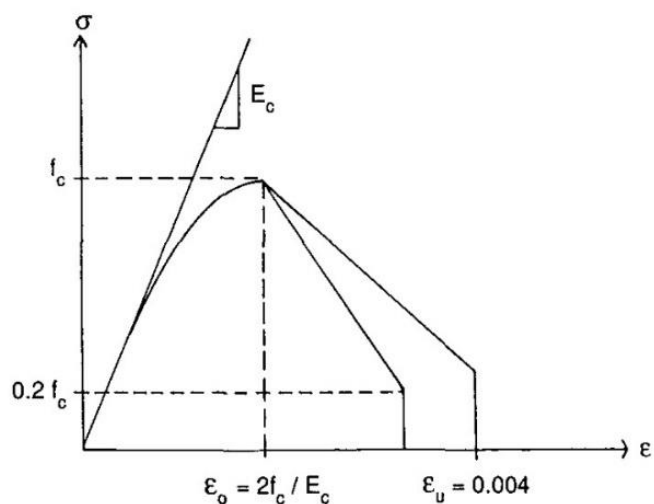
$$\sigma_{fw} = -\sigma_{ft} \left[\frac{bt}{bt + w(d-2t)} \right] \quad (2.4)$$

การแปลงหน่วยเป็น MPa ทำโดย $24,000 \text{ psi} = 165 \text{ MPa}$

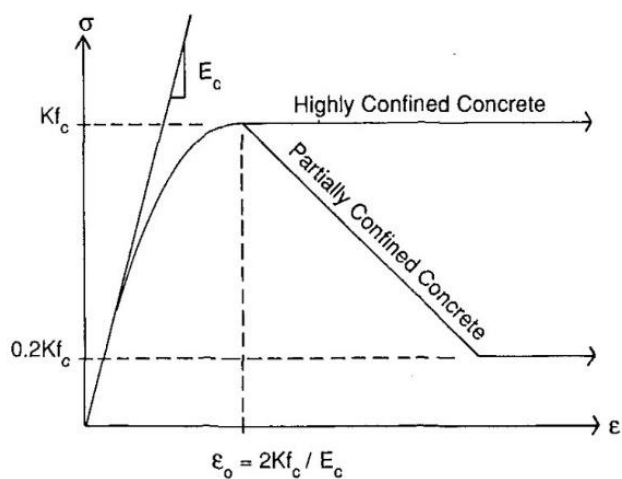
ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตรับแรงอัดที่ใช้ในแบบจำลองแบ่งออกเป็น 2 ช่วง ช่วงแรกเป็นเส้นโค้งพาราโบลาติกรี 2 จากจุดเริ่มต้นไปจนถึงจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุด และช่วงที่สองเป็นเส้นตรงลดลงจากจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุด โดยความชันที่ลดลงของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัดจะขึ้นกับกำลังของคอนกรีต ดังภาพที่ 2.3 กำลังรับแรงของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดจะขึ้นอยู่กับการสัมพันธ์ K ดังภาพที่ 2.4 คอนกรีตรับแรงดึงมีความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดเป็น

เส้นตรงที่ความเครียดแตกหักมีค่าเท่ากับ f_r / E_c โดย f_r คือ โมดูลัสแตกหักของคอนกรีตและ E_c คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

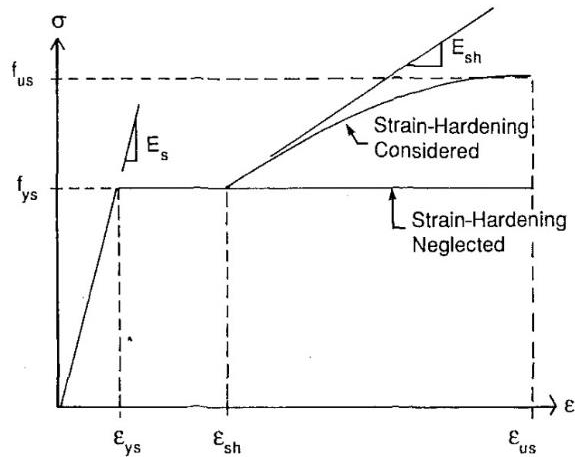
ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมที่ใช้ในแบบจำลองมีทั้งแบบใช้และไม่ใช้กำลังของเหล็กหลังเกิดการคราก ดังภาพที่ 2.5



ภาพที่ 2.3 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด [1]

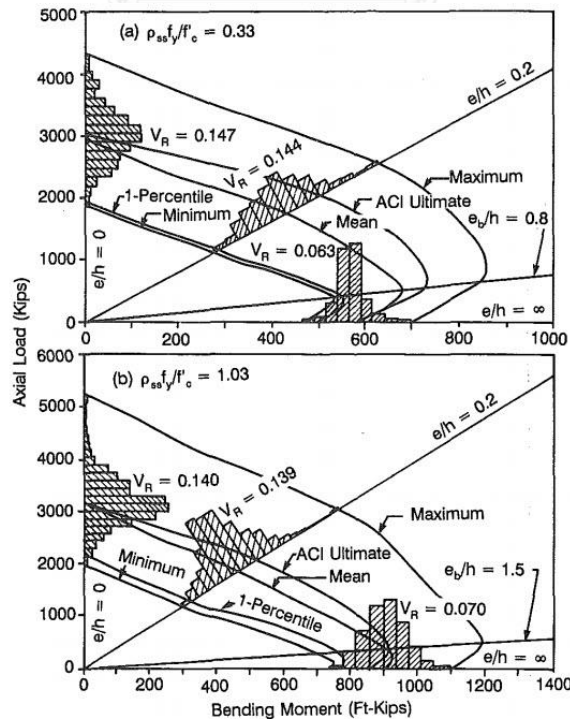


ภาพที่ 2.4 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด [1]



ภาพที่ 2.5 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม [1]

คุณสมบัติหน้าตัดคานเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ศึกษาเป็นดังตารางที่ 2.1 โดยทุกคานเสามีขนาด 20 x 20 นิ้ว คอนกรีตมีระยะหุ้มจากผิวเหล็กปลอก 1.5 นิ้ว กำลังที่จุกครากของเหล็ก (f_y) เท่ากับ 414 MPa (Grade 60) อัตราส่วนพื้นที่เหล็กเสริมในหน้าตัด (ρ_{rs}) เท่ากับ 0.012 ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม 0.5 นิ้ว ระยะห่างเหล็กปลอก 10 นิ้ว ควบคุมกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (f'_c) เท่ากับ 4000 และ 6000 psi และศึกษาระยะเยื้องศูนย์กลางของแรงกระทำ (e/h) เท่ากับ 0 0.05 0.10 0.15 0.20 0.25 0.30 0.40 0.50 0.60 0.70 0.80 1.0 1.5 2.0 4.0 และ ∞



ภาพที่ 2.6 ตัวอย่างเส้นความสัมพันธ์แรงอัดกับแรงดัดของคานเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [1]

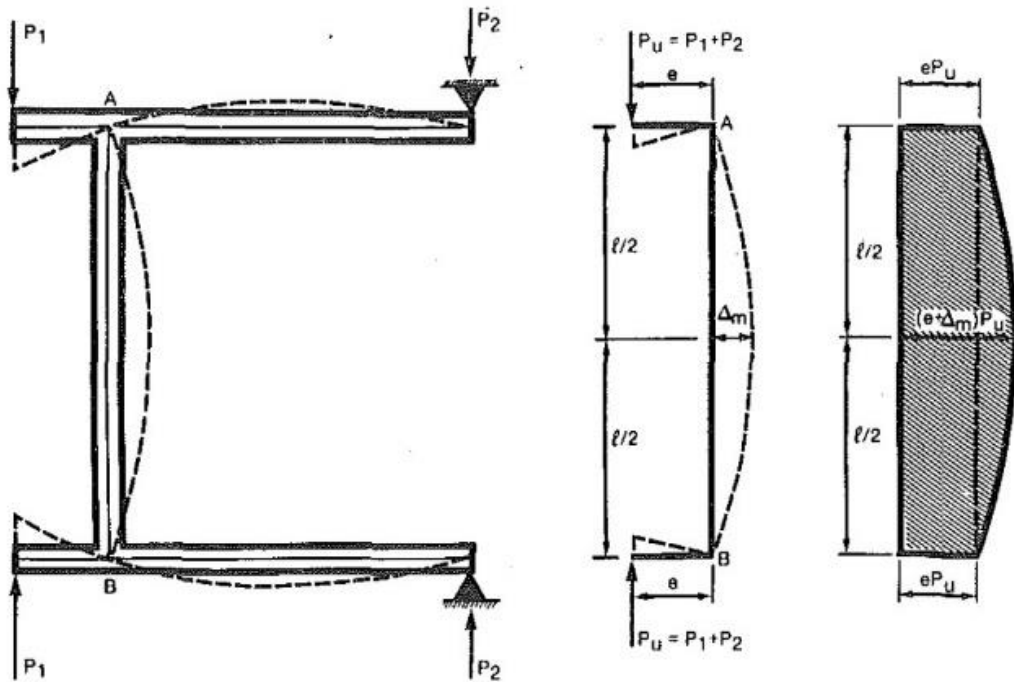
ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติคานเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ศึกษา [1]

Beam-column designation (1)	f'_c (psi) (2)	Structural steel f_y (psi) (3)	ρ_{ss} (4)	l/r (5)	Strain-hardening included (6)	$\rho_{ss}f_y/f'_c$ (7)
(a) Series B						
4-50-4-0	4,000	50,000	0.040	0	no	0.50
4-50-4-22	4,000	50,000	0.040	21.9	no	0.50
6-50-4-0	6,000	50,000	0.040	0	no	0.33
6-50-4-22	6,000	50,000	0.040	21.9	no	0.33
4-50-8-0	4,000	50,000	0.082	0	no	1.03
4-50-8-22	4,000	50,000	0.082	21.9	no	1.03
6-50-8-0	6,000	50,000	0.082	0	no	0.68
6-50-8-22	6,000	50,000	0.082	21.9	no	0.68
(b) Series S1						
4-36-4-22	4,000	36,000	0.040	21.9	no	0.36
4-44-4-22	4,000	44,000	0.040	21.9	no	0.44
6-36-4-22	6,000	36,000	0.040	21.9	no	0.24
6-44-4-22	6,000	44,000	0.040	21.9	no	0.29
(c) Series S2						
4-50-4-0-STH	4,000	50,000	0.040	0	yes	0.50
4-50-4-22-STH	4,000	50,000	0.040	21.9	yes	0.50
6-50-4-0-STH	6,000	50,000	0.040	0	yes	0.33
6-50-4-22-STH	6,000	50,000	0.040	21.9	yes	0.33

ภาพที่ 2.6 แสดงเส้นความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดกับแรงดัดร่วมกันของเสา 6-50-4-22 และ 4-50-8-22 จากการวิเคราะห์โดยเทียบกับเส้นความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดกับแรงดัดร่วมกันของเสาตามข้อกำหนด ACI

ในปีต่อมา (ค.ศ.1992) Mirza และ Skrabek [2] ได้ศึกษาพฤติกรรมของคานเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตและเสนอวิธีการทำนายกำลังของคานเสาเหล็กหุ้มคอนกรีตชุดไว้ ดังนี้

การวิเคราะห์กำลังของคานเสาชุดเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตภายใต้แรงอัดและแรงดัดใช้วิธีการเดียวกับ Mirza (ค.ศ.1991) แต่พิจารณาผลกระทบจากความขรุขระของเสา โดยพิจารณาการโก่งตัวทางด้านข้าง ดังภาพที่ 2.7 และการโก่งตัวด้านข้างจะเป็นดังสมการที่ 2.5 ซึ่งสามารถนำไปคำนวณระยะเยื้องศูนย์กลางของแรงได้ดังสมการที่ 2.6



ภาพที่ 2.7 ลักษณะแรงกระทำ จุดรองรับและการโก่งตัวทางด้านข้างของเสาตัวอย่าง [2]

$$\Delta_m = \frac{5\phi_m + \phi_e}{48} \quad (2.5)$$

$$e = \frac{M_m}{P} - \frac{5\phi_m + \phi_e}{48} \quad (2.6)$$

- โดย M_m คือ โมเมนต์ดัดที่จุดกึ่งกลางของความสูงของเสา
 P คือ แรงในแนวแกนที่กระทำต่อเสา
 ϕ_e คือ ค่าความโค้ง (curvature) ที่จุดกึ่งกลางของเสา
 และ ϕ_m คือ ค่าความโค้ง (curvature) ที่จุดปลายของเสา

รูปแบบการวิเคราะห์เสาขะลุในการศึกษานี้ใช้แบบเดียวกับการวิเคราะห์เสาสั้นของ Mirza (ค.ศ.1991) ทั้งสมมุติฐานการวิเคราะห์ พื้นที่การถูกโอบรัดของคอนกรีต ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตและความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็ก

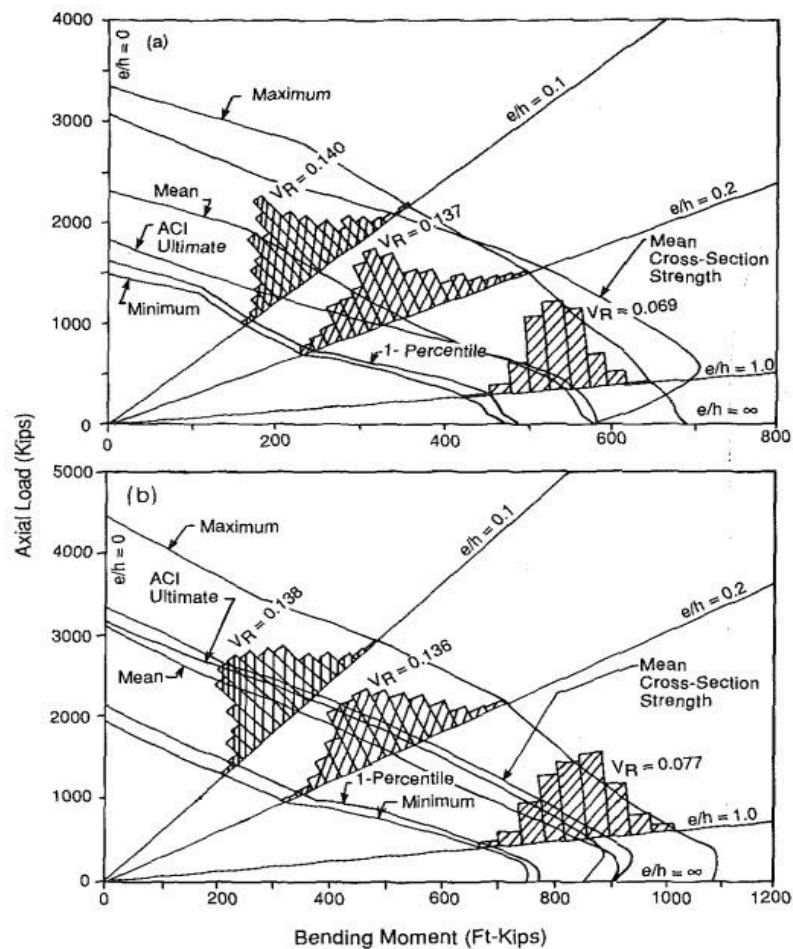
คุณสมบัติหน้าตัดคานเสาขะลุเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ศึกษาดังตารางที่ 2.16 คานเสาจะมีขนาด 20 x 20 นิ้ว คอนกรีตมีระยะหุ้มจากผิวเหล็กปลอก 1.5 นิ้ว กำลังที่จุกครากของเหล็ก (f_y) เท่ากับ 414 MPa (Grade 60) อัตราส่วนพื้นที่เหล็กเสริมในหน้าตัด (ρ_{rs}) เท่ากับ 0.012 ขนาดเส้น

ผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม 0.5 นิ้ว ระยะห่างเหล็กปลอก 10 นิ้ว ควบคุมกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (f'_c) เท่ากับ 4000 และ 6000 psi และศึกษาระยะเยื้องศูนย์กลางของแรงกระทำ (e/h) เท่ากับ 0 0.05 0.1 0.15 0.2 0.25 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 1.0 1.5 2.0 4.0 และ ∞

ภาพที่ 2.8 แสดงเส้นความสัมพันธ์แรงอัดกับแรงดัดของเสาขะลุคของเสา 6-50-4-66 และ 4-50-8-33 ดังตารางที่ 2.2 จากการศึกษาวิเคราะห์โดยเทียบกับเส้นความสัมพันธ์แรงอัดกับแรงดัดของเสาตามข้อกำหนด ACI

ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติคานเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ศึกษา [2]

Beam-column designation (1)	f'_c (psi) (2)	Structural steel f_y (psi) (3)	ρ_{st} (4)	l/r (5)	$\rho_{st}f_y/f'_c$ (6)	Strain-hardening included (7)
(a) Series B						
4-50-4-22	4,000	50,000	0.040	22.1	0.50	No
4-50-4-33	4,000	50,000	0.040	33	0.50	No
4-50-4-66	4,000	50,000	0.040	66	0.50	No
4-50-4-100	4,000	50,000	0.040	100	0.50	No
6-50-4-22	6,000	50,000	0.040	22.1	0.33	No
6-50-4-33	6,000	50,000	0.040	33	0.33	No
6-50-4-66	6,000	50,000	0.040	66	0.33	No
6-50-4-100	6,000	50,000	0.040	100	0.33	No
4-50-8-22	4,000	50,000	0.082	22.1	1.03	No
4-50-8-33	4,000	50,000	0.082	33	1.03	No
4-50-8-66	4,000	50,000	0.082	66	1.03	No
4-50-8-100	4,000	50,000	0.082	100	1.03	No
6-50-8-22	6,000	50,000	0.082	22.1	0.68	No
6-50-8-33	6,000	50,000	0.082	33	0.68	No
6-50-8-66	6,000	50,000	0.082	66	0.68	No
6-50-8-100	6,000	50,000	0.082	100	0.68	No
(b) Series S1						
4-36-4-33	4,000	36,000	0.040	33	0.36	No
4-44-4-33	4,000	44,000	0.040	33	0.44	No
6-36-4-33	6,000	36,000	0.040	33	0.24	No
6-44-4-33	6,000	44,000	0.040	33	0.29	No
(c) Series S2						
4-50-4-66-STH	4,000	50,000	0.040	66	0.50	Yes
6-50-4-66-STH	6,000	50,000	0.040	66	0.33	Yes



ภาพที่ 2.8 เส้นความสัมพันธ์แรงอัดกับแรงดัดของตัวอย่างคานเสาชะลูดเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [2]

ในปี ค.ศ.2006 Chen และ Lin [3] ได้ศึกษาพฤติกรรมกำลังรับแรงอัดของเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตและเสนอวิธีการทำนายกำลังรับแรงอัดของเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตไว้ ดังนี้

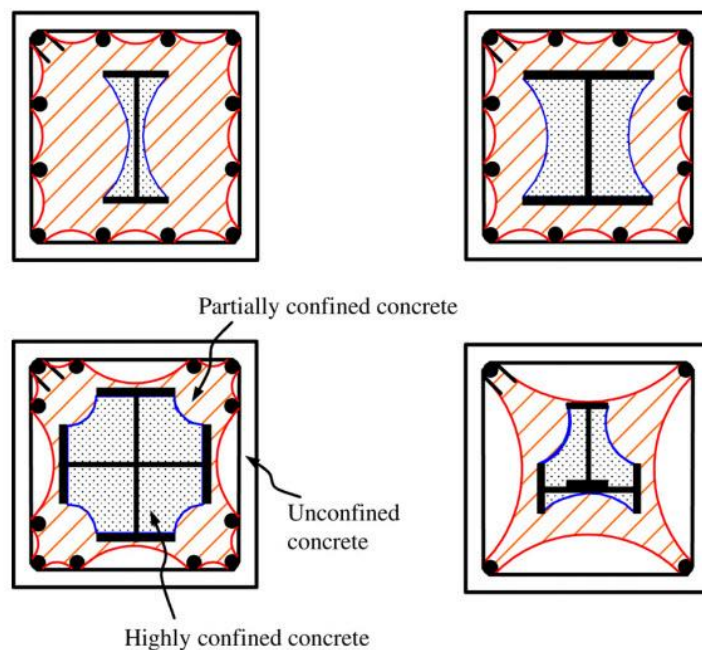
แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์กำหนดให้ความเครียดสอดคล้องกันตลอดทั้งหน้าตัด กำลังรับแรงอัดของเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตหาได้จากการรวมกำลังรับแรงอัดของแต่ละวัสดุในหน้าตัด ซึ่งกำลังของแต่ละวัสดุเท่ากับผลคูณของหน่วยแรงกับพื้นที่หน้าตัดของวัสดุ

สมมติฐานต่างๆของแบบจำลองมี ดังนี้

1. แรงกระทำกระจายเท่ากันตลอดทั้งหน้าตัด
2. หน่วยแรงที่ใช้ในการคำนวณกำลังของวัสดุมาจากหน่วยแรงสูงสุดจากความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของวัสดุ
3. การโอบรัดตัวของคอนกรีตเกิดจากการโอบรัดของเหล็กปลอกและเหล็กรูปพรรณ

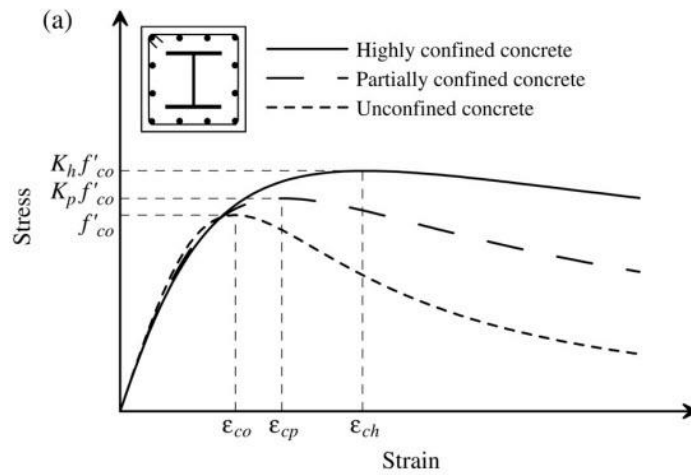
4. สมมุติการโค้งเดาะเฉพาะที่ของเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กรูปพรรณ

แบบจำลองของคอนกรีตคิดผลของการโอบรัดตัวของคอนกรีตจากเหล็กเสริมและเหล็กรูปพรรณซึ่งมีผลทำให้เสามีความแข็งแรงและความเหนียวเพิ่มขึ้น คอนกรีตในแบบจำลองแบ่งเป็น คอนกรีตไม่โอบรัดตัว คอนกรีตโอบรัดตัวบางส่วนและคอนกรีตโอบรัดตัวสูง โดยพื้นที่ของคอนกรีตโอบรัดตัวบางส่วนจะอยู่ภายนอกคอนกรีตโอบรัดตัวสูงและอยู่ในเหล็กเสริมปลอก รอยต่อระหว่างคอนกรีตโอบรัดตัวบางส่วนกับคอนกรีตไม่โอบรัดตัวจะมีลักษณะเป็นเส้นโค้งพาราโบลา ระหว่างเหล็กเสริมทางยาว คอนกรีตโอบรัดตัวสูงจะอยู่ระหว่างแผ่นปีกกับแผ่นเอวของเหล็กรูปพรรณ โดยขอบเขตพื้นที่สมมุติเป็นเส้นโค้งพาราโบลาเหมือนคอนกรีตโอบรัดตัวบางส่วน และพื้นที่ของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัดจะอยู่บริเวณด้านนอกนับจากขอบเขตพื้นที่คอนกรีตโอบรัดตัวบางส่วนออกไปจนสุดขอบเสา ดังภาพที่ 2.9

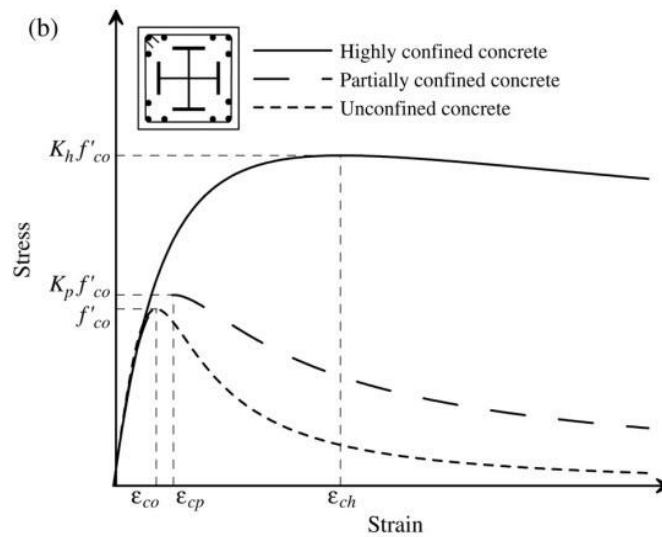


ภาพที่ 2.9 บริเวณพื้นที่การโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสาเส้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [3]

คอนกรีตไม่ถูกโอบรัด คอนกรีตถูกโอบรัดบางส่วนและคอนกรีตถูกโอบรัดสูงในแบบจำลองมีความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตดังสมการที่ 2.28 [15] โดยจะมีค่าหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด (f_{cc}') แตกต่างกัน ดังภาพที่ 2.10 และภาพที่ 2.11



ภาพที่ 2.10 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่มีเหล็กรูปพรรณรูปตัวไอ [3]



ภาพที่ 2.11 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดคอนกรีตในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่มีเหล็กรูปพรรณรูปปิด [3]

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x'} \quad (2.7)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2.8)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.9)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}'}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}'}{f_{c0}'} - 1 \right) \right] \quad (2.11)$$

โดย E_c คือ โมดูลัสเส้นสัมผัสของคอนกรีต

E_{sec} คือ โมดูลัสของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด

f_{cc}' คือ หน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด

ε_{cc} คือ ความเครียดของจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด

และ ε_{c0} คือ ความเครียดของจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด

หน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัดแสดงดังสมการที่ 2.12 โดยการแทนค่าหน่วยแรงประสิทธิภาพการถูกโอบรัดทางด้านข้างของคอนกรีต (f_l') เท่ากับศูนย์

$$f_{cc}' = f_{c0}' \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l'}{f_{c0}'} - 2 \frac{f_l'}{f_{c0}'}} \right) \quad (2.12)$$

โดย f_{c0}' คือ กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก

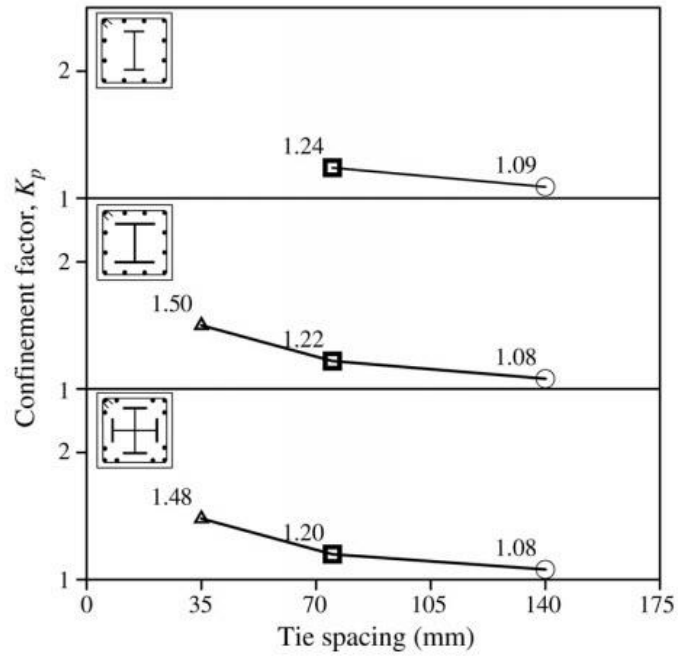
และ f_l' คือ หน่วยแรงประสิทธิภาพการถูกโอบรัดทางด้านข้างของคอนกรีต

หน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตถูกโอบรัดบางส่วนและคอนกรีตถูกโอบรัดตัวสูงใช้ตามสมการที่ 2.13 และ 2.14 โดยตัวประกอบคอนกรีตถูกโอบรัดบางส่วนและคอนกรีตถูกโอบรัดสูงจะขึ้นอยู่กับระยะห่างของเหล็กปลอกและรูปแบบหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ ดังภาพที่ 2.12 และภาพที่ 2.13

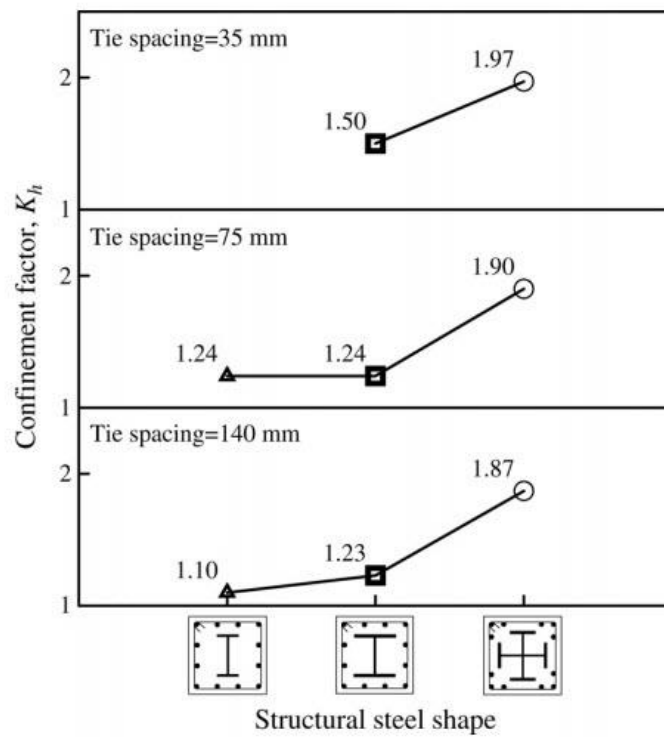
$$f_{cc}' = K_p f_{c0}' \quad \text{สำหรับคอนกรีตถูกโอบรัดบางส่วน} \quad (2.13)$$

$$f_{cc}' = K_h f_{c0}' \quad \text{สำหรับคอนกรีตถูกโอบรัดสูง} \quad (2.14)$$

โดย K_p และ K_h คือ ตัวประกอบคอนกรีตถูกโอบรัดบางส่วนและคอนกรีตถูกโอบรัดสูงตามลำดับ



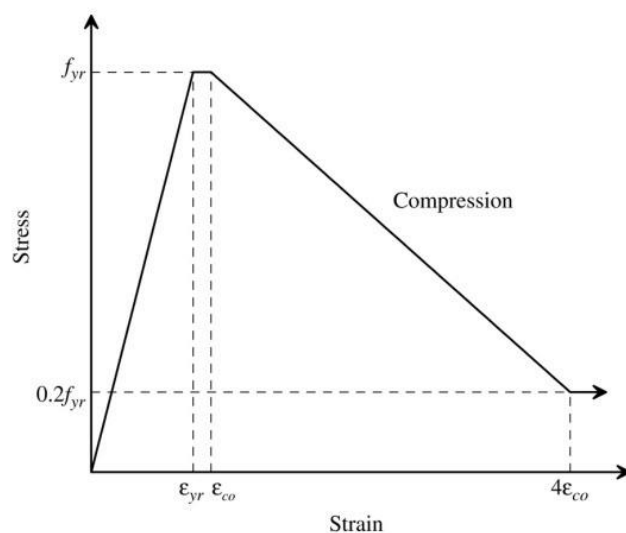
ภาพที่ 2.12 ตัวประกอบคอนกรีตโอบรัดตัวบางส่วน [3]



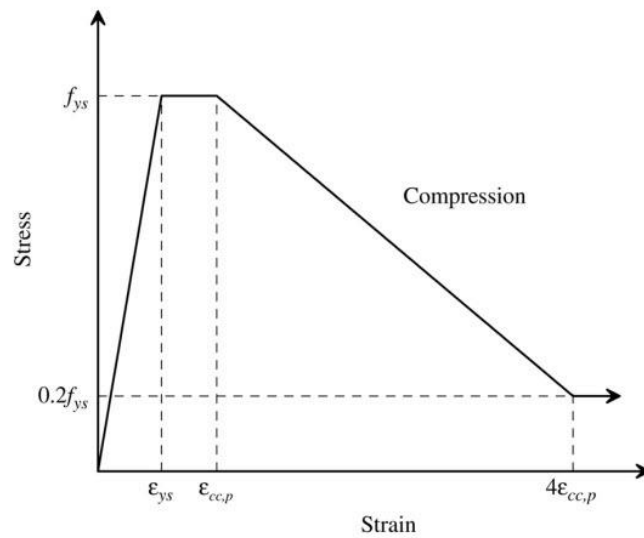
ภาพที่ 2.13 ตัวประกอบคอนกรีตโอบรัดตัวสูง [3]

แบบจำลองวัสดุเหล็กเสริมทางยาวมีความสัมพันธ์ของหน่วยแรงกับความเครียดเป็นเส้นตรงจากจุดเริ่มต้นไปจนถึงจุดหน่วยแรงครากของเหล็กเสริม ภายหลังจากเหล็กเสริมเกิดการคราก หน่วยแรงจะมีค่าคงที่ส่วนความเครียดจะมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนถึงจุดที่ความเครียดของคอนกรีตภายนอกเหล็กเสริม (คอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด) เกิดการแตกร้าว หน่วยแรงของเหล็กเสริมจะมีค่าลดลงเป็นเส้นตรงจนถึงหน่วยแรงที่ร้อยละ 20 ของหน่วยแรงสูงสุดและคงที่ต่อไป ดังภาพที่ 2.14

แบบจำลองวัสดุเหล็กเสริมรูปพรรณมีความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดเป็นเส้นตรงจากจุดเริ่มต้นไปจนถึงจุดหน่วยแรงครากของเหล็กรูปพรรณ เมื่อเหล็กรูปพรรณเกิดการคราก หน่วยแรงจะมีค่าคงที่ส่วนความเครียดจะมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนถึงจุดที่ความเครียดของคอนกรีตภายนอกเหล็กรูปพรรณเกิดการแตกร้าว หน่วยแรงของเหล็กรูปพรรณจะมีค่าลดลงเป็นเส้นตรงจนถึงหน่วยแรงที่ร้อยละ 20 ของหน่วยแรงสูงสุดและคงที่ต่อไป ดังภาพที่ 2.15



ภาพที่ 2.14 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริมทางยาว [3]



ภาพที่ 2.15 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กรูปพรรณ [3]

ผลการทดสอบเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตใช้ผลการทดสอบตามตารางที่ 2.3 ซึ่งมีหน้าตัดรูปพรรณแตกต่างกันหลายแบบดังภาพที่ 2.9 และนำคุณสมบัติเสามาคำนวณคุณสมบัติที่ใช้ในแบบจำลองได้ดังตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.3 คุณสมบัติคานเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ศึกษา [3]

Geometrical and material properties of composite stub columns								
Author	Specimen	Cross section (mm)	Length (mm)	Structural steel		Longitudinal bar	Lateral tie spacing (mm)	Concrete strength f'_c (MPa)
				Shape	Size			
Chen and Yeh [21]	SRC1	280 × 280	1200	H	H150 × 150 × 7 × 10	12 No. 5	140	29.5
	SRC2	280 × 280	1200	H	H150 × 150 × 7 × 10	12 No. 5	75	28.1
	SRC3	280 × 280	1200	H	H150 × 150 × 7 × 10	12 No. 5	35	29.8
	SRC4	280 × 280	1200	Cross	Two H175 × 90 × 5 × 8	12 No. 5	140	29.8
	SRC5	280 × 280	1200	Cross	Two H175 × 90 × 5 × 8	12 No. 5	75	29.8
	SRC6	280 × 280	1200	Cross	Two H175 × 90 × 5 × 8	12 No. 5	35	29.5
	SRC7	280 × 280	1200	I	H150 × 75 × 5 × 7	12 No. 5	140	28.1
	SRC8	280 × 280	1200	I	H150 × 75 × 5 × 7	12 No. 5	75	26.4
	SRC9	280 × 280	1200	I	H150 × 75 × 5 × 7	12 No. 5	140	28.1
	SRC10	280 × 280	1200	I	H150 × 75 × 5 × 7	12 No. 5	75	29.8
Tsai et al. [22]	src1	280 × 280	1200	Cross	Two H175 × 90 × 5 × 8	4 No. 5	140	23.9
	src2	280 × 280	1200	Cross	Two H175 × 90 × 5 × 8	4 No. 5	100	23.5
	src3	280 × 280	1200	Cross	Two H175 × 90 × 5 × 8	12 No. 5	100	21.8
	src4	280 × 280	1200	Cross	Two H175 × 90 × 5 × 8	12 No. 5	100	25.3
	src5	280 × 280	1200	Cross	Two H160 × 50 × 3.2 × 4.5	4 No. 5	190	26.0
	src6	280 × 280	1200	Cross	Two H160 × 50 × 3.2 × 4.5	4 No. 5	140	26.3
	src7	280 × 280	1200	Cross	Two H160 × 50 × 3.2 × 4.5	12 No. 5	140	25.0
	src8	280 × 280	1200	Cross	Two H160 × 50 × 3.2 × 4.5	4 No. 5	100	26.6
	src9	280 × 280	1200	Cross	Two H160 × 50 × 3.2 × 4.5	12 No. 5	100	24.6
	src10	280 × 280	1200	Cross	Two H160 × 50 × 3.2 × 4.5	12 No. 5	100	24.3
Chen et al. [23]	CL-TE	300 × 300	1000	T	H100 × 50 × 5 × 7, H125 × 60 × 6 × 8	4 No. 6	100	22.9
	CL-TO	300 × 300	1000	T	H100 × 50 × 5 × 7, H125 × 60 × 6 × 8	4 No. 6	100	22.9
	CL-HO	300 × 300	1000	Cross	H100 × 50 × 5 × 7, H125 × 60 × 6 × 8	4 No. 6	100	22.9
	CH-TE	300 × 300	1000	T	H150 × 100 × 6 × 9, H175 × 90 × 5 × 8	4 No. 6	100	31.4
	CH-TO	300 × 300	1000	T	H150 × 100 × 6 × 9, H175 × 90 × 5 × 8	4 No. 6	100	31.4
	CH-HO	300 × 300	1000	Cross	H150 × 100 × 6 × 9, H175 × 90 × 5 × 8	4 No. 6	100	31.4

ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติคานเสาเส้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง [3]

Material properties used for analytical modeling

Specimen	Area of steel A_s (mm ²)	Area of bar A_r (mm ²)	Area of unconfined concrete A_{cu} (mm ²)	Area of partially confined concrete A_{cp} (mm ²)	Area of highly confined concrete A_{ch} (mm ²)	Yield strength of steel f_{ys} (MPa)	Yield strength of bar f_{yr} (MPa)	Concrete strength f'_{co} (MPa)	Confinement factor for partially confined concrete K_p	Confinement factor for highly confined concrete K_h
SRC1	4014	2400	29 955	29 074	12 957	296	350	29.5	1.08	1.23
SRC2	4014	2400	29 955	29 074	12 957	296	350	28.1	1.22	1.24
SRC3	4014	2400	29 955	29 074	12 957	296	350	29.8	1.50	1.50
SRC4	4585	2400	32 086	19 580	19 749	345	350	29.8	1.08	1.87
SRC5	4585	2400	32 086	19 580	19 749	345	350	29.8	1.20	1.90
SRC6	4585	2400	32 086	19 580	19 749	345	350	29.5	1.48	1.97
SRC7	1785	2400	32 086	38 774	3 355	303	350	28.1	1.09	1.10
SRC8	1785	2400	32 086	38 774	3 355	303	350	26.4	1.24	1.24
SRC9	1785	2400	32 086	38 774	3 355	303	350	28.1	1.09	1.10
SRC10	1785	2400	32 086	38 774	3 355	303	350	29.8	1.21	1.21
src1	4585	800	49 753	3 538	19 724	274	453	23.9	1.08	1.86
src2	4585	800	49 753	3 538	19 724	274	453	23.5	1.14	1.88
src3	4585	2400	31 390	20 301	19 724	274	453	21.8	1.25	1.96
src4	4585	2400	31 390	20 301	19 724	274	453	25.3	1.22	1.86
src5	1856	800	49 753	12 657	13 334	271	453	26.0	1.04	1.34
src6	1856	800	49 753	12 657	13 334	271	453	26.3	1.07	1.35
src7	1856	2400	31 390	29 420	13 334	271	453	25.0	1.25	1.37
src8	1856	800	49 753	12 657	13 334	271	453	26.6	1.13	1.35
src9	1856	2400	31 390	29 420	13 334	271	453	24.6	1.22	1.39
src10	1856	2400	31 390	29 420	13 334	271	453	24.3	1.42	1.42
CL-TE	2869	1136	54 674	24 681	6 640	333	388	22.9	1.26	1.26
CL-TO	2869	1136	54 674	24 681	6 640	333	388	22.9	1.26	1.26
CL-HO	2839	1136	54 674	24 521	6 830	333	388	22.9	1.26	1.34
CH-TE	4989	1136	54 674	12 360	16 841	320	388	31.4	1.19	1.31
CH-TO	4989	1136	54 674	12 360	16 841	320	388	31.4	1.19	1.31
CH-HO	4959	1136	54 674	11 943	17 288	320	388	31.4	1.19	1.65

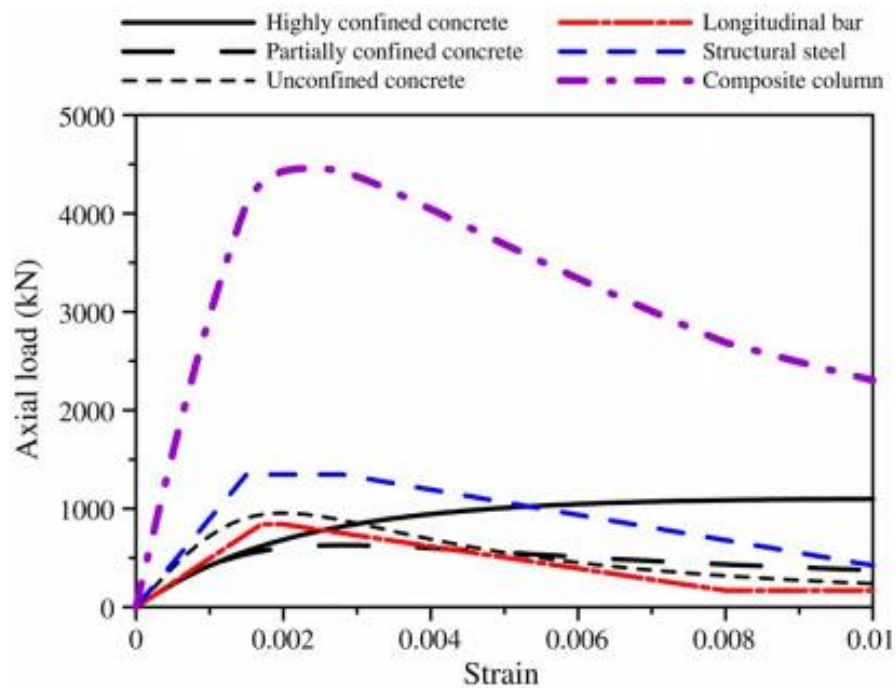
การวิเคราะห์เสาเส้นรับแรงอัดจะสมมุติให้ความเครียดเท่ากันตลอดทั้งหน้าตัดโดยความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดของเสาต่อความเครียดสามารถคำนวณได้ดังสมการที่ 2.15 ซึ่งได้มาจากการรวมกำลังของแต่ละวัสดุในหน้าตัด

$$P_{Analy} = f_s A_s + f_{sr} A_r + f_{cu} A_{cu} + f_{cp} A_{cp} + f_{ch} A_{ch} \quad (2.15)$$

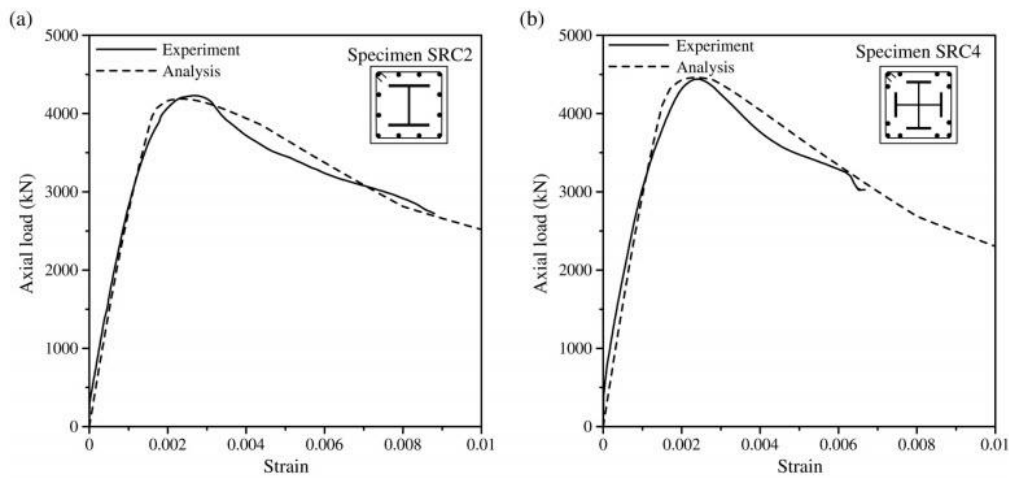
- โดย
- A_{ch} คือ พื้นที่หน้าตัดคอนกรีตที่ถูกโอบรัดสูงในหน้าตัดเสา
 - A_{cp} คือ พื้นที่หน้าตัดคอนกรีตที่ถูกโอบรัดบางส่วนในหน้าตัดเสา
 - A_{cu} คือ พื้นที่หน้าตัดคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัดในหน้าตัดเสา
 - A_r คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมทงยาวในหน้าตัดเสา
 - A_s คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดเสา
 - f_{ch} คือ หน่วยแรงของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดสูง
 - f_{cp} คือ หน่วยแรงของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดบางส่วน
 - f_{cu} คือ หน่วยแรงของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด
 - f_s คือ หน่วยแรงของเหล็กรูปพรรณ

และ f_{sr} คือ หน่วยแรงของเหล็กเสริมทางยาว

ภาพที่ 2.16 แสดงตัวอย่างกราฟความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดของเสาต่อความเครียดของเสาที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองเสา คอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัดจะมีกำลังสูงสุดที่ความเครียดเท่ากับ 0.002 ซึ่งความเครียดค่านี้อเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กรูปพรรณจะเกิดการคราก หลังจากนั้นกำลังของเสาเพิ่มขึ้นเนื่องมาจากกำลังของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดบางส่วนและคอนกรีตที่ถูกโอบรัดสูง ภาพที่ 2.17 แสดงกำลังเสาคอนกรีตทดสอบเทียบกับกำลังเสาที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองซึ่งได้ผลใกล้เคียงกัน

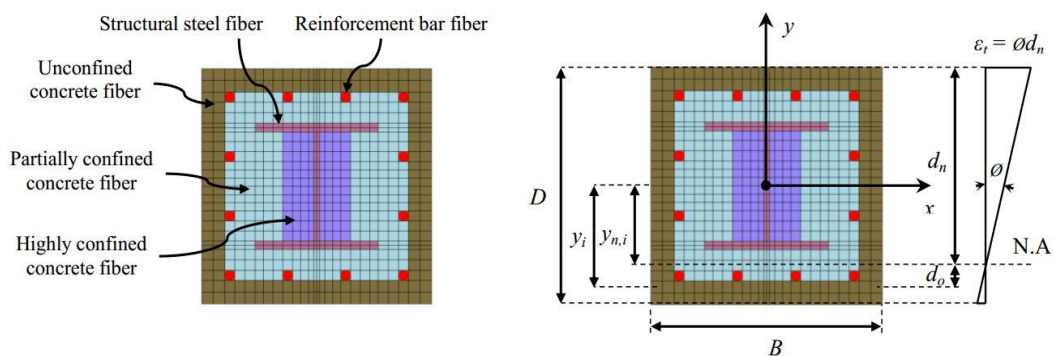


ภาพที่ 2.16 ความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดกับความเครียดของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากแบบจำลอง [3]



ภาพที่ 2.17 ตัวอย่างกำลังเสาทดสอบเทียบกับกำลังเสาที่ได้จากแบบจำลอง [3]

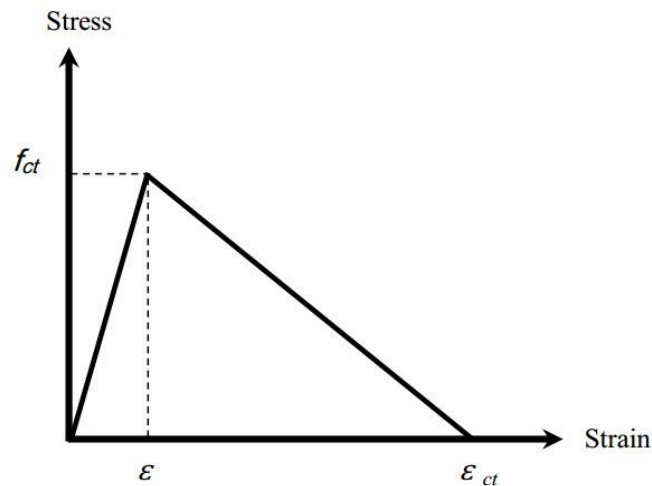
ในปี ค.ศ.2015 Ky และคณะ [4] ได้ศึกษาเกี่ยวกับการวิเคราะห์พฤติกรรมในช่วงไม่ยืดหยุ่นของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงอัดตรงศูนย์และเสนอวิธีการวิเคราะห์อย่างง่ายที่ใช้ในการหาลำลังรับแรงอัดสูงสุดและพฤติกรรมในช่วงหลังการโก่งเดาะของเสาทั้งเสาสั้นและเสาชะลูด ซึ่งรวมผลของการโอบรัดตัวของคอนกรีต ความไม่สมบูรณ์ทางรูปทรงเรขาคณิต ความไม่เชิงเส้นของรูปทรงเรขาคณิต การโก่งเดาะของเหล็กเสริมทงยาวและการโก่งเดาะของเหล็กรูปพรรณของเสา โดยใช้วิธีการไฟเบอร์เอลิเมนต์และวิธีการกระทำวนซ้ำทางคณิตศาสตร์เพื่อหาค่าตอบ



ภาพที่ 2.18 แบบจำลองไฟเบอร์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [4]

แบบจำลองคอนกรีตแบ่งออกเป็น 3 ส่วน คือ คอนกรีตไม่ถูกโอบรัด คอนกรีตถูกโอบรัดบางส่วนและคอนกรีตถูกโอบรัดทุกส่วนตามคำแนะนำของ Mirza (ค.ศ.1992) [1] ดังภาพที่ 2.18 โดยความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตในแต่ละส่วนใช้ตามสมการที่ Mander (ค.ศ. 1988) [15] แนะนำ โดยหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตในแต่ละส่วนใช้ตามสมการของ Chen (ค.ศ. 2006) [3] ดังภาพที่ 2.12 และภาพที่ 2.13 คอนกรีตรับแรงดึงใช้ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับ

ความเคียดแบบเส้นตรงจากจุดเริ่มต้นจนถึงจุดสูงสุดหน่วยแรง ($f_{cc}' = 0.6\sqrt{f_{c0}'}$) และความเคียดสูงสุดมีค่าเท่ากับ 10 เท่าของความเคียดสูงสุด ดังภาพที่ 2.19



ภาพที่ 2.19 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเคียดของคอนกรีตรับแรงดึง [4]

ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเคียดของเหล็กรูปพรรณรับแรงอัดแสดงดังภาพที่ 2.20 (a) และความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเคียดเหล็กรูปพรรณรับแรงดึงแสดงดังสมการที่ 2.16 และภาพที่ 2.20 (b) ส่วนความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเคียดของเหล็กเสริมคล้ายกับของเหล็กรูปพรรณแตกต่างกันตรงหน่วยแรงที่จุดสูงสุดหน่วยแรงของเหล็กเสริมจะลดลงเร็วกว่าเหล็กรูปพรรณเนื่องจากเหล็กเสริมอยู่ภายนอกกับคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัดซึ่งคอนกรีตภายนอกเกิดการวิบัติก่อนแสดงดังภาพที่ 2.21

$$f_s(\varepsilon_s) = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & , \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ys} \\ f_{ys} & , \varepsilon_{ys} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \\ 1 + r \left[\left(f_u / f_{ys} \right) - 1 \right] e^{1-r} & , \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_r \end{cases} \quad (2.16)$$

$$r = (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) / (\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}) \quad (2.17)$$

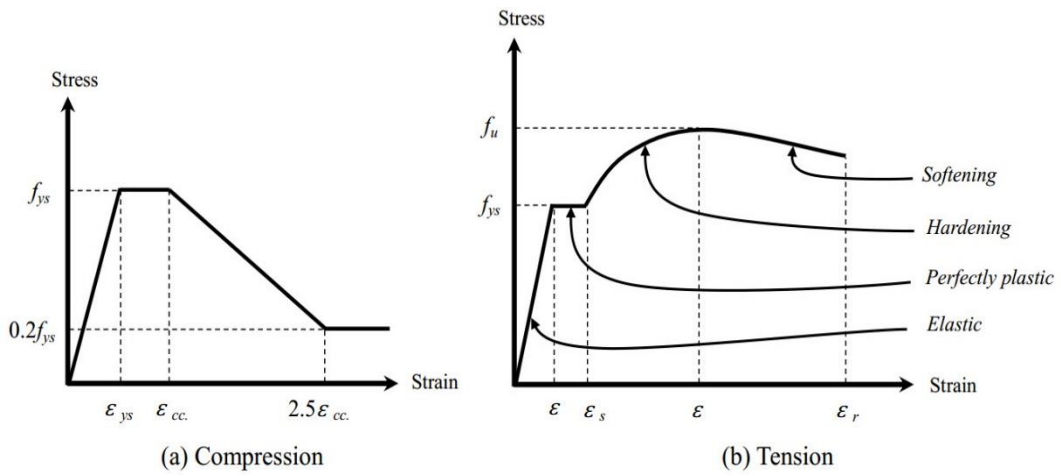
โดย E_s คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กรูปพรรณ

ε_r คือ ความเคียดที่เหล็กรูปพรรณขาดออกจากกัน

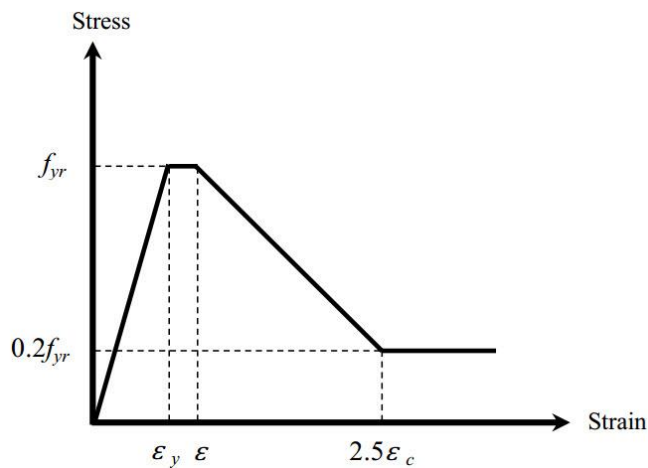
ε_{sh} คือ ความเคียดที่จุดเริ่มต้นความแข็งเพิ่มจากความเคียด

ε_u คือ ความเคียดที่จุดหน่วยแรงสูงสุด

และ ε_{ys} คือ ความเคียดที่จุดคราก



ภาพที่ 2.20 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กgrupพรรณรับแรงอัด (a) แรงดึง (b) [4]

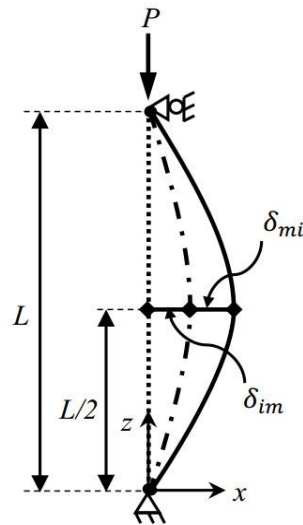


ภาพที่ 2.21 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงอัด [4]

ความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิตและการโก่งเดาะทางด้านข้างของเสารับแรงอัดมีความไม่สมบูรณ์ทางรูปทรงเรขาคณิตเบื้องต้นแสดงดังภาพที่ 2.22 โดยสมมุติให้การวิบัติเกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางเสา โมเมนต์ดัดสูงสุดหาได้จากสมการที่ 2.18

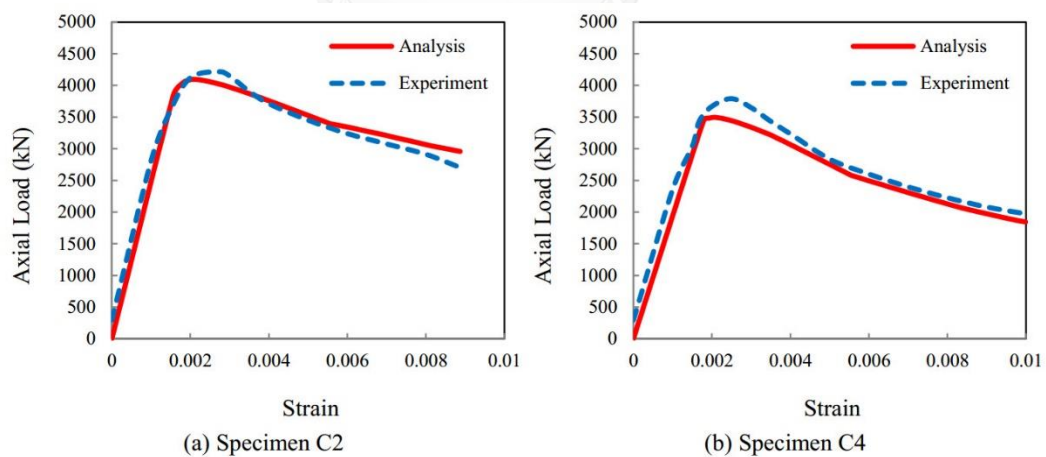
$$M_{e,mi} = P(\delta_{im} + \delta_{mi}) \tag{2.18}$$

โดย δ_{im} คือ ความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิต
 และ δ_{mi} คือ การโก่งเดาะที่เกิดจากแรงกด P



ภาพที่ 2.22 ความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิตและการโก่งตัวของเสา [4]

การวิเคราะห์ไฟเบอร์เอลิเมนต์และการวิเคราะห์เชิงตัวเลขทางคณิตศาสตร์วิเคราะห์โดยใช้การเขียนโปรแกรม MATLAB ซึ่งตรวจสอบการวิเคราะห์ด้วยการเทียบกับเสากำลังรับแรงดัดแสดงดังตารางที่ 2.5 ที่ได้จากการทดสอบ ดังภาพที่ 2.23 โดยกำลังรับแรงอัดที่ได้ได้มาจากการรวมผลกำลังรับแรงอัดของแต่ละวัสดุในเสา ดังภาพที่ 2.24 โดยกำลังรับแรงอัดสูงสุดอยู่ที่จุดครากของเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กรูปพรรณ



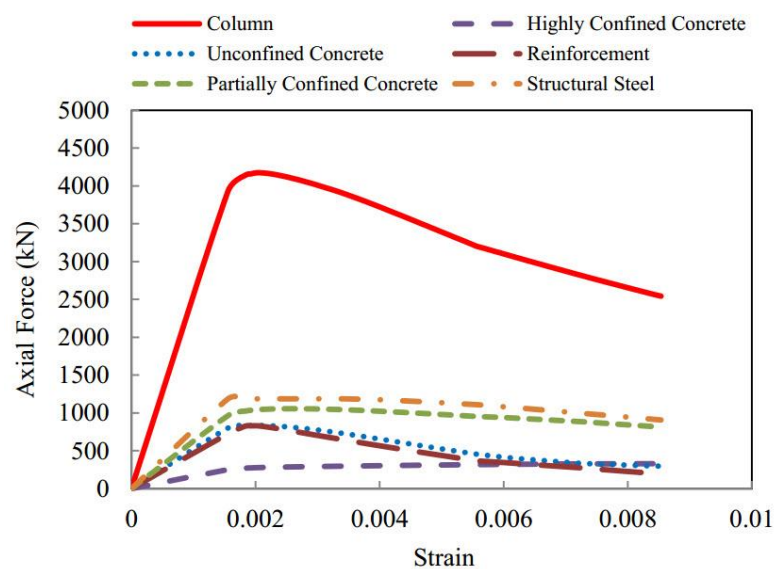
ภาพที่ 2.23 ตัวอย่างกำลังเสาทดสอบเทียบกับกำลังเสาที่ได้จากแบบจำลอง [4]

การนำแบบจำลองไฟเบอร์เอลิเมนต์ที่ได้ไปวิเคราะห์ผลกระทบของตัวแปรต่างๆต่อกำลังรับแรงอัดของเสา จะมีตัวแปรต่างๆที่ใช้ในการวิเคราะห์คือ อัตราส่วนความกว้างต่อความยาวของเสา ระยะห่างเหล็กปลอก กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตและกำลังที่จุดครากของเหล็ก พบว่า

อัตราส่วนความกว้างต่อความยาวของเสาจะมีผลให้กำลังรับแรงอัดของเสาลดลงมากในช่วงอัตราส่วนความกว้างต่อความยาวของเสาน้อยๆ (เสาชะลูด) ส่วนการเพิ่มขึ้นของระยะห่างเหล็กปลอกลดความเหนียวในเสาสั้นและผลของการถูกโอบรัดของคอนกรีตจะลดความสำคัญลงเมื่อเสาชะลูด สำหรับการเพิ่มขึ้นของกำลังของคอนกรีตจะเพิ่มกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสาแต่ความเหนียวของเสาจะลดลงและผลของกำลังที่จุดครากของเหล็กที่เพิ่มขึ้นจะมีผลของกำลังของคอนกรีตเฉพาะในเสาสั้นแต่ไม่เพิ่มความเหนียวของเสาในทุกช่วงความยาว ส่วนการวิบัติของเสามักจะเกิดจากการโก่งเดาะมากกว่าการเกิดจากการวิบัติของวัสดุ

ตารางที่ 2.5 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดที่ได้จากการวิเคราะห์เทียบกับผลจากการทดสอบ [4]

CESC column	Test	Proposed method	$\frac{P_{Prop}}{P_{Test}}$	Ref.	CESC column	Test	Proposed method	$\frac{P_{Prop}}{P_{Test}}$	Ref.
	P_{Test} (kN)	P_{Prop} (kN)				P_{Test} (kN)	P_{Prop} (kN)		
C1	4220	4174	0.99	Chen and Yeh (1996)	C11	2148	2174	1.01	Ansljin and Janss (1974)
C2	4228	4093	0.97		C12	2344	2261	0.97	
C3	4399	4272	0.97		C13	2628	2597	0.99	
C4	3788	3497	0.92		C14	2344	2432	1.04	
C5	3683	3398	0.92		C15	2550	2544	1.00	
C6	3630	3497	0.96		C16	2746	2623	0.96	
C7	3893	3644	0.94		C17	1457	1566	1.07	
C8	996	1025	1.03	Matsui et al. (1979)	C18	1270	1265	1.00	Gentian et al. (2005)
C9	974	1013	1.04		C19	1183	1180	1.00	
C10	874	856.99	0.98		C20	1330	1190	0.90	
Average					0.98				
SD					0.04				
COV					0.04				



ภาพที่ 2.24 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตและวัสดุภายใน [4]

2.2 การวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ

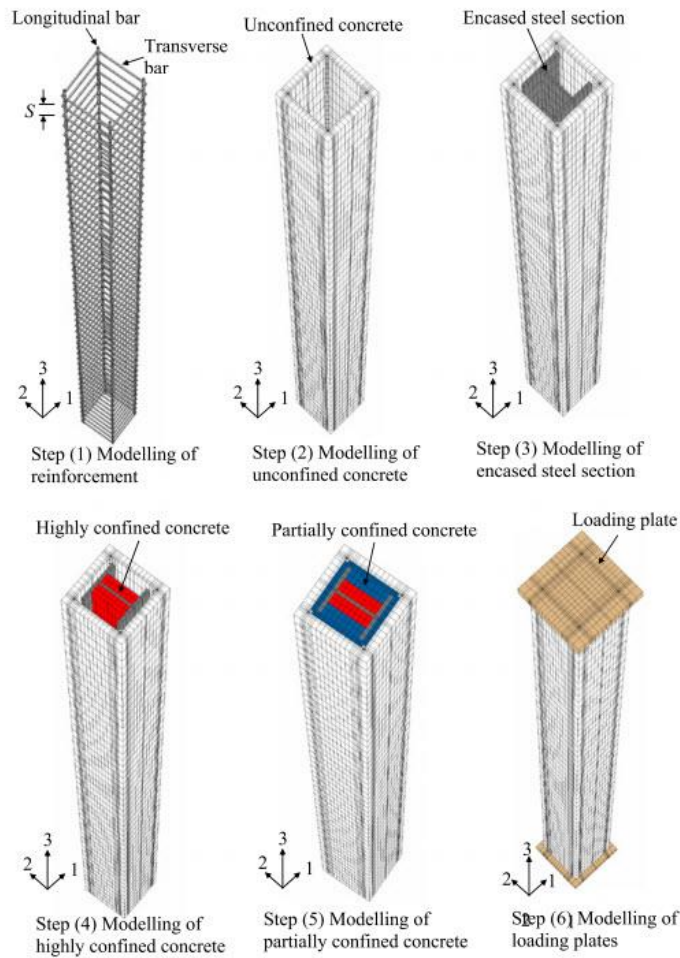
ในอดีตที่ผ่านมาจนถึงปัจจุบันมีหลายงานวิจัยที่ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมต่างๆ ของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตด้วยการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ ผู้วิจัยได้ทำการรวบรวมงานวิจัยเหล่านี้ไว้ ดังนี้

ในปี ค.ศ.2010 Young และ Ellobody [5] ได้ศึกษาพฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตและพัฒนาวิธีการวิเคราะห์กำลังรับแรงอัดของเสา โดยการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติด้วยโปรแกรม ABAQUS เพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมของเหล็กรูปพรรณ เหล็กเสริมและคอนกรีตในช่วงไม่ยืดหยุ่น (inelastic) และวิเคราะห์ผลจากการถูกโอบรัดของคอนกรีต พร้อมทั้งพิจารณาผลของความไม่สมบูรณ์ของรูปทรงทางเรขาคณิต (geometric imperfection) ของเสา งานวิจัยมีวัตถุประสงค์หลักเพื่อหากล้างรับแรงอัดและรูปแบบการวิบัติของเสาและศึกษาตัวแปรต่างๆ ที่มีผลต่อกำลังรับแรงอัดของเสาที่มีจุดรองรับแบบยึดหมุน (pinned support)

การสร้างแบบจำลอง 3 มิติของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตสร้างขึ้นทีละขั้นตอน ดังแสดงในภาพที่ 2.25 เพื่อให้มั่นใจว่าแต่ละส่วนของแบบจำลองเชื่อมต่อกันอย่างสมบูรณ์ ขั้นตอนการสร้างแบบจำลองแบ่งออกเป็น 6 ขั้นตอน ดังนี้

1. สร้างเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กปลอก
2. สร้างคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด (unconfined concrete)
3. สร้างเหล็กรูปพรรณ
4. สร้างคอนกรีตที่ถูกโอบรัดตัวสูง (highly concrete confinement)
5. สร้างคอนกรีตที่ถูกโอบรัดบางส่วน (partially concrete confinement)
6. สร้างแผ่นปิดหัวเสาและท่ายเสาไว้สำหรับรับแรงกระทำ

เอลิเมนต์ที่ใช้ในโปรแกรม ABAQUS เป็น 3-D solid C3D8 และ C3D6 ซึ่งเป็นชนิดเอลิเมนต์ที่แต่ละจุดเชื่อมต่อ (node) มีดีกรีความอิสระ 3 ดีกรี (degree of freedom) และเลือกรูปแบบการแบ่งตาข่าย (mesh) แบบตามความเหมาะสม (reasonable mesh) ซึ่งโปรแกรมจะแบ่งตาข่ายที่ให้คำตอบที่มีความน่าเชื่อถือและประหยัดทรัพยากรในการคำนวณมากที่สุด



ภาพที่ 2.25 ขั้นตอนการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [5]

แบบจำลองของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดแบ่งโซนพื้นที่การโอบรัดแบบง่ายตามที่ Mirza (ค.ศ. 1992) [1] แนะนำ โดยคอนกรีตที่ถูกโอบรัดสูงจะอยู่ระหว่างแผ่นเอวและกึ่งกลางแผ่นปีกด้านในของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณรูปตัวไอ คอนกรีตที่ถูกโอบรัดบางส่วนจะอยู่ระหว่างกึ่งกลางแผ่นปีกด้านในจนถึงแนวเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางยาว ส่วนคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัดจะอยู่นอกแนวเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางยาวออกไป

ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดและไม่ถูกโอบรัดที่ใช้ในแบบจำลอง ดังภาพที่ 2.26 โดยกราฟความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดแบ่งออกเป็น 3 ส่วน ดังนี้

ส่วนแรกความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดเป็นเส้นตรงจากจุดเริ่มต้นไปจนถึงจุดขีดจำกัดความยืดหยุ่นหน่วยแรง (proportional limit stress) ความชันของเส้นมีค่าเท่ากับค่าโมดูลัส

ของยัง (Young's modulus) ของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดตาม ACI ดังสมการที่ 2.19 และขีดจำกัดความยืดหยุ่นหน่วยแรงมีค่าเท่ากับ 0.5 เท่าของกำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด ($0.5f_{cc}$)

$$E_{cc} = 4700\sqrt{f_{cc}} \text{ หน่วย MPa} \quad (2.19)$$

โดย f_{cc} คือ กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด

ส่วนที่สอง ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดเป็นเส้นโค้งจากจุดขีดจำกัดความยืดหยุ่นหน่วยแรง ($0.5f_{cc}$) ไปจนจุดหน่วยแรงสูงสุด (f_{cc}) โดยเส้นโค้งหน่วยแรงและความเครียดส่วนที่สองเป็นดังสมการที่ 2.20

$$f = \frac{E_{cc}\varepsilon}{1 + (R + R_E - 2)\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}\right) - (2R - 1)\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}\right)^2 + R\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}\right)^3} \quad (2.20)$$

$$R_E = \frac{E_{cc}\varepsilon}{f_{cc}} \quad (2.21)$$

$$R = \frac{R_E(R_\sigma - 1)}{(R_\sigma - 1)^2} - \frac{1}{R_\sigma} \quad (2.22)$$

โดย R_E และ R คือ ค่าคงที่หาได้จากสมการที่ 2.21 และ 2.22

R_σ และ R_ε มีค่าเท่ากับ 4 ตามการแนะนำของ Hu และ Schnobrich (ค.ศ.1989)

และ ε_{cc} คือ ความเครียดของจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตรับแรงอัด

ส่วนที่สามความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดเป็นเส้นตรงลงจากจุดที่หน่วยแรงสูงสุดเท่ากับ f_{cc} และความเครียดเท่ากับ ε_{cc} ไปถึงจุดที่มีหน่วยแรงเท่ากับ rk_3f_{cc} และมีความเครียดเท่ากับ $11\varepsilon_{cc}$ โดย k_3 คือ ตัวประกอบการลดค่าซึ่งคำนวณได้ตามคำแนะนำของ Mirza (ค.ศ.1992) และ r คือ ตัวประกอบการลดค่าซึ่งคำนวณไว้ตามคำแนะนำ Ellobody (ค.ศ.2006) โดยจะมีค่าเท่ากับ 1.0 เมื่อกำลังรับแรงของคอนกรีตทรงลูกบาศก์มีค่า 30 MPa มีค่าเท่ากับ 0.5 เมื่อกำลังรับแรงของคอนกรีตทรงลูกบาศก์มีค่า 100 MPa และค่าอื่นๆ ในช่วงกำลังคอนกรีตทดสอบ 30 ถึง 100 MPa จะมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงอยู่ในช่วง 0.5 ถึง 1

กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด (f_{cc}) และความเครียดที่หน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีต (ε_{cc}) หาได้จากสมการที่ 2.23 และ 2.24 ที่แนะนำไว้โดย Mander (ค.ศ.1988)

$$f_{cc} = f_c + k_1 f_l \quad (2.23)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f_c} \right) \quad (2.24)$$

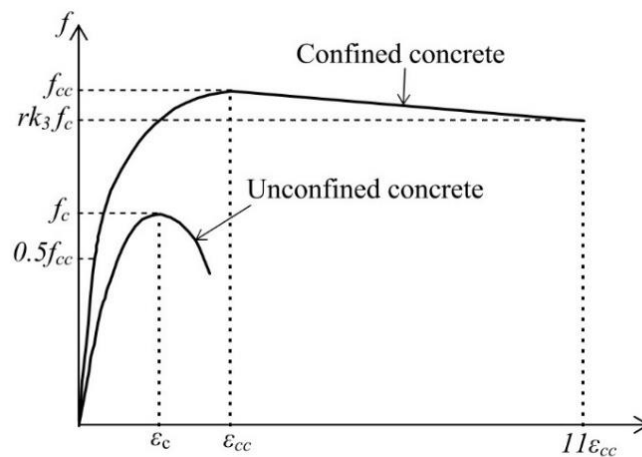
โดย f_c คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตทดสอบทรงลูกบาศก์

(0.8 เท่าของกำลังรับแรงของคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก)

f_l คือ หน่วยแรงทางด้านข้างของคอนกรีตจากเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม

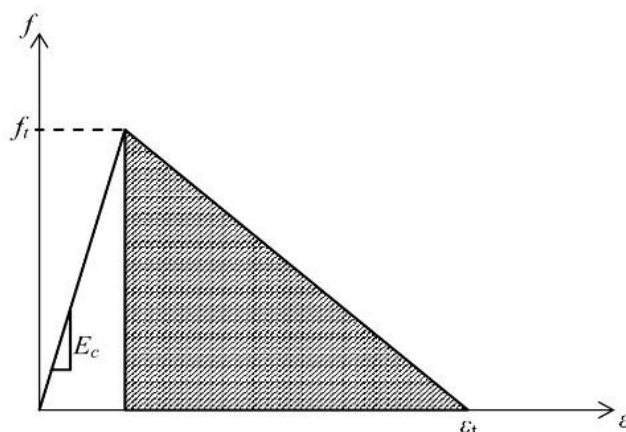
k_1, k_2 คือ ตัวประกอบการปรับแก้ เท่ากับ 4.1 และ 20.5 ตาม Richart (ค.ศ.1928)

และ ε_c คือ ความเครียดของคอนกรีตทดสอบที่ไม่ถูกโอบรัดมีค่า 0.003 ตามข้อกำหนด ACI



ภาพที่ 2.26 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดและไม่ถูกโอบรัด [5]

แบบจำลองคอนกรีตที่ใช้แบบจำลองความเสียหายของคอนกรีตในช่วงพลาสติก (concrete damaged plasticity model) ซึ่งใช้แนวคิดความยืดหยุ่นของคอนกรีตเท่ากันทุกทิศทาง แบบจำลองนี้รวมการรับแรงดึงเท่ากันทุกทิศทางของคอนกรีตและการรับแรงอัดได้ถึงช่วงพลาสติกของคอนกรีตไว้ด้วยกัน ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรับแรงดึงแสดงดังภาพที่ 2.27 กำลังรับแรงดึงสูงสุดของคอนกรีตเท่ากับ 0.1 เท่าของกำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตและหลังจากผ่านจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตจะลดลงแบบเส้นตรงที่นิยามโดยพลังงานการแตกร้าวของคอนกรีต (fracture energy) และความกว้างของรอยแตก (crack band width) พลังงานการแตกร้าวของคอนกรีต (G_f) มีค่าเท่ากับ 0.12 N/mm



ภาพที่ 2.27 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตรับแรงดึง [5]

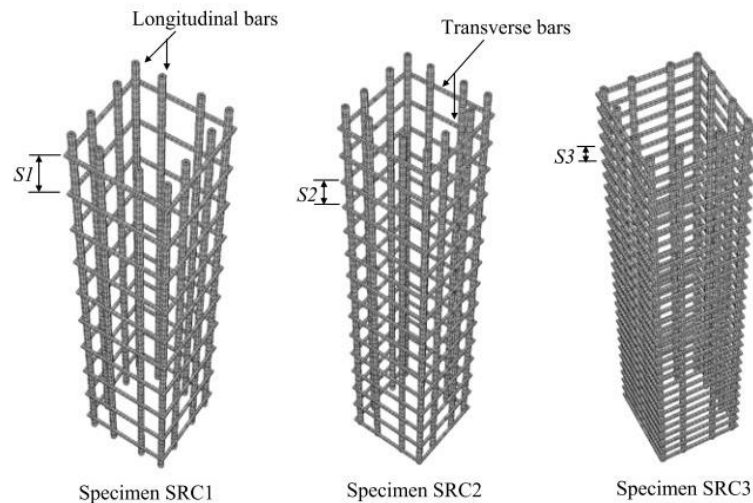
ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมที่ใช้ในแบบจำลองใช้ความสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้น (nonlinear curve) อ้างอิงตามมาตรฐาน Eurocode2 (ค.ศ.2004) และ Eurocode3 (ค.ศ.2005) แต่ปรับค่ากำลังครากและกำลังรับแรงสูงสุดของเหล็กตามผลการทดสอบ โดยช่วงแรกของเส้นความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงใช้ค่าโมดูลัสของยัง (Young's modulus) เท่ากับ 200 GPa และอัตราส่วนของปัวซอง (Poisson's ratio) เท่ากับ 0.3

ผิวสัมผัสระหว่างเหล็กเสริม เหล็กรูปพรรณและคอนกรีตในแบบจำลองเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตใช้รูปแบบผิวสัมผัสแบบคู่ (CONTACT PAIR Option) ในโปรแกรม ABAQUS ที่นิยามผิวสัมผัสเป็น 2 แบบ คือ ผิวสัมผัสต้น (Master surface) และผิวสัมผัสตาม (Slave surface) ผิวสัมผัสต้นใช้กับคอนกรีตและผิวสัมผัสตามใช้กับเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม ผิวสัมผัสตามจะเคลื่อนที่ตามผิวสัมผัสต้นแบบโดยขึ้นกับค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างผิวสัมผัสซึ่งค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานมีค่าเท่ากับ 0.25

รูปแบบการโก่งเดาะของเสาจากแบบจำลองพิจารณาเฉพาะค่าการโก่งเดาะที่ต่ำที่สุด (Eigen mode 1) จากการวิเคราะห์ค่าลักษณะเฉพาะ (Eigenvalue analysis) โดยคิดผลของความไม่สมบูรณ์ทางรูปทรงเรขาคณิต (geometric imperfection) ของเสาด้วย ความไม่สมบูรณ์ทางรูปทรงเรขาคณิตที่พิจารณาจะมีค่าเท่ากับ $L/2000$ โดย L คือ ความยาวเสาที่ใช้ในแบบจำลอง

ผลการทดสอบกำลังรับแรงของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้ในการเปรียบเทียบกับกำลังจากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองมีคุณสมบัติหน้าตัดดังตารางที่ 2.6 และ 2.7 เพื่อยืนยันความถูกต้องของแบบจำลองการวิเคราะห์ ภาพที่ 2.28 แสดงรูปแบบการวางเหล็กเสริมในเสาทดสอบ

ตารางที่ 2.8 แสดงการเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ได้จากแบบจำลองเทียบกับผลการทดสอบ ตารางแสดงแบบจำลองให้ค่ากำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กหุ้มคอนกรีตใกล้เคียงกับผลการทดสอบ



ภาพที่ 2.28 รูปแบบการวางเหล็กเสริมในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทดสอบ [5]

ตารางที่ 2.6 คุณสมบัติเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง (1) [5]

Test	Dimensions			Steel section	Reinf.	Material properties		
	B (mm)	D (mm)	kl_e (mm)			Concrete strength (MPa)	f_{ys} (MPa)	f_{yt} (MPa)
17	240	240	1282	H 140 × 140 × 7 × 12	-	29.2 ^a	276	376
15	240	240	2488	H 140 × 140 × 7 × 12	-	33.6 ^a	276	376
12	240	240	3478	H 140 × 140 × 7 × 12	-	35.1 ^a	293	376
21	240	240	3485	H 140 × 140 × 7 × 12	-	32.0 ^a	380	376
1	160	160	924	H 100 × 100 × 6 × 8	Fig. 1(a)	18.5 ^a	306	376
2	160	160	2309	H 100 × 100 × 6 × 8	Fig. 1(a)	21.4 ^a	298	376
3	160	160	3464	H 100 × 100 × 6 × 8	Fig. 1(a)	22.5 ^a	304	376
A	165.1	177.8	229	UB 127 × 114 × 29.76	Fig. 1(a)	18 ^b	248	376
B	165.1	177.8	1168	UB 127 × 114 × 29.76	Fig. 1(a)	18 ^b	248	376
C	165.1	177.8	2083	UB 127 × 114 × 29.76	Fig. 1(a)	18 ^b	248	376
SRC1	280	280	1200	H 150 × 150 × 7 × 10	Fig. 1(b)	29.5 ^b	296	350
SRC2	280	280	1200	H 150 × 150 × 7 × 10	Fig. 1(b)	28.1 ^b	296	350
SRC3	280	280	1200	H 150 × 150 × 7 × 10	Fig. 1(b)	29.8 ^b	296	350

^a Denotes concrete cube strength.

^b Denotes concrete cylinder strength.

ตารางที่ 2.7 คุณสมบัติเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง (2) [5]

Test	Composite section dimensions (mm)										Reinforcement			
	b	b_1	b_2	b_3	b_4	d	d_1	d_2	d_3	d_4	Long.		Transverse	
	No	\emptyset	S	\emptyset										
17	140	50	-	-	-	140	50	-	-	-	-	-	-	-
15	140	50	-	-	-	140	50	-	-	-	-	-	-	-
12	140	50	-	-	-	140	50	-	-	-	-	-	-	-
21	140	50	-	-	-	140	50	-	-	-	-	-	-	-
1	100	30	19	11	-	100	30	19	11	-	4	6	75	4
2	100	30	19	11	-	100	30	19	11	-	4	6	75	4
3	100	30	19	11	-	100	30	19	11	-	4	6	75	4
A	114.3	25.4	14.4	11	-	127	25.4	14.4	11	-	4	6	75	4
B	114.3	25.4	14.4	11	-	127	25.4	14.4	11	-	4	6	75	4
C	114.3	25.4	14.4	11	-	127	25.4	14.4	11	-	4	6	75	4
SRC1	150	65	34	31	88	150	65	34	31	88	12	12	140	8
SRC2	150	65	34	31	88	150	65	34	31	88	12	12	75	8
SRC3	150	65	34	31	88	150	65	34	31	88	12	12	35	8

ตารางที่ 2.8 กำลังรับแรงอัดจากแบบจำลองเทียบกับผลการทดสอบ [5]

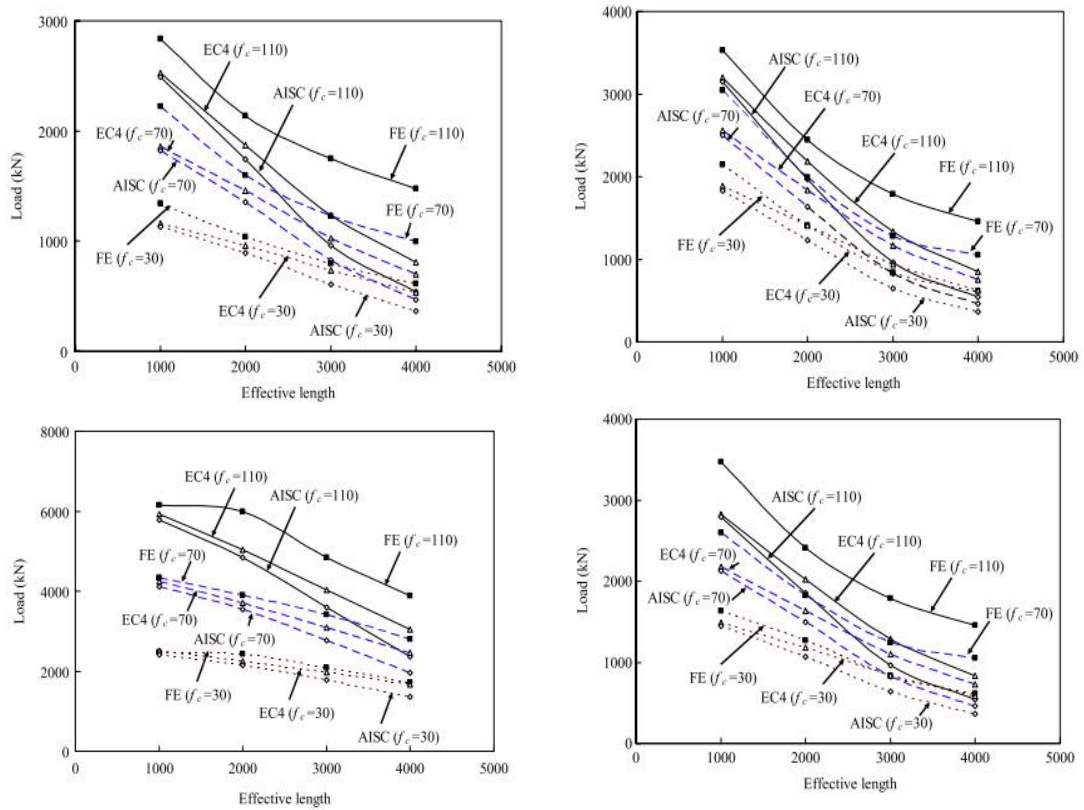
Test [Ref.]	$\bar{\lambda}$	Test		EC4	AISC	FE		P_{FE}/P_{Test}	P_{Test}/P_{EC4}	P_{Test}/P_{AISC}
		P_{Test} (kN)	Failure mode	P_{EC4}	P_{AISC}	P_{FE} (kN)	e_{FE} (mm)			
17 [1,15]	0.25	2471	CC + SY	2163	2083	2367	3.40	0.96	1.14	1.19
15 [1,15]	0.48	2344	CC + SY	2019	1887	2271	6.34	0.97	1.16	1.24
12 [1,15]	0.70	2579	F	1815	1544	2539	11.4	0.98	1.42	1.67
21 [1,15]	0.74	2471	F	1919	1619	2495	6.56	1.01	1.29	1.53
1 [2,15]	0.26	996	CC + SY	951	921	1009	2.07	1.01	1.05	1.08
2 [2,15]	0.66	974	F	759	682	868	3.28	0.89	1.28	1.43
3 [2,15]	1.29	874	F	567	423	800	4.24	0.92	1.54	2.07
A [3]	0.06	1566	CC + SY	1360	1356	1708	5.07	1.09	1.15	1.15
B [3]	0.33	1370	CC + SY	1270	1248	1396	2.76	1.02	1.08	1.10
C [3]	0.59	1366	CC + SY	1076	1036	1231	2.72	0.90	1.27	1.32
SRC1 [6,7]	0.19	4220	CC + SY	3809	3655	4145	4.87	0.98	1.11	1.15
SRC2 [6,7]	0.19	4228	CC + SY	3723	3574	4033	4.67	0.95	1.14	1.18
SRC3 [6,7]	0.19	4399	CC + SY	3828	3672	4214	3.95	0.96	1.15	1.20
Mean	-	-	-	-	-	-	-	0.97	1.21	1.33
COV	-	-	-	-	-	-	-	0.055	0.117	0.211

Note: CC denotes Concrete Crushing, SY denotes Steel Yielding and F denotes Flexural buckling.

รูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ได้จากแบบจำลองแบ่งออกเป็น 3 รูปแบบ คือ การแตกร้าวของคอนกรีต (concrete crushing : CC) การครากของเหล็กรูปพรรณ (structural steel yielding : SY) และการวิบัติจากการดัด (flexural buckling : F) โดยรูปแบบการวิบัติแบบการแตกร้าวของคอนกรีตและการครากของเหล็กรูปพรรณจะเกิดกับเสาที่มีความขรุขระน้อย (อัตราส่วนความขรุขระสัมพัทธ์น้อยกว่า 0.59) และการวิบัติแบบการโก่งเดาะจากการดัดจะเกิดกับเสาที่มีความขรุขระมาก (อัตราส่วนความขรุขระสัมพัทธ์อยู่ในช่วง 0.66-1.29)

เมื่อนำแบบจำลองการวิเคราะห์เสาเหล็กหุ้มคอนกรีตด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่มีความน่าเชื่อถือไปวิเคราะห์หาผลของตัวแปรต่างๆ ที่มีผลต่อกำลังรับแรงอัดของเสา ซึ่งตัวแปรที่วิเคราะห์คือ ความขรุขระของเสา การใส่เหล็กเสริมทแยง กำลังรับแรงของคอนกรีตและกำลังรับแรงของเหล็ก พบว่ากำลังของเหล็กรูปพรรณมีผลกระทบน้อยต่อกำลังรับแรงของเสาที่วิบัติจากการดัด การคำนวณกำลังรับแรงของเสาเหล็กหุ้มคอนกรีตด้วยมาตรฐาน Eurocode4 มีความปลอดภัยและให้ผลใกล้เคียง

กับแบบจำลอง ส่วนการคำนวณกำลังรับแรงของเสาเหล็กหุ้มคอนกรีตด้วยข้อกำหนด AISC มีความปลอดภัยมากทุกการวิเคราะห์ ดังภาพที่ 2.29



ภาพที่ 2.29 กราฟเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดต่อความยาวเสาประสิทธิผลจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ (FE) มาตรฐาน Eurocode4 (EC4) และข้อกำหนด AISC (AISC) [5]

ในปี ค.ศ.2010 Young และคณะ [6] ได้ศึกษาพฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงอัดเอียงศูนย์และพัฒนาวิธีการวิเคราะห์กำลังรับแรงอัดเอียงศูนย์ของเสาโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติไว้ ดังนี้

งานวิจัยนี้วิเคราะห์กำลังรับแรงอัดเอียงศูนย์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่มีการเอียงศูนย์ 0.125 เท่า ถึง 0.375 เท่าต่อความลึกทั้งหมดของหน้าตัดเสา ทำโดยการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติด้วยโปรแกรม ABAQUS เพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมของเหล็กรูปพรรณ เหล็กเสริมและคอนกรีตในช่วงไม่ยืดหยุ่นและวิเคราะห์ผลจากการถูกโอบรัดของคอนกรีตโดยพิจารณาผลของความไม่สมบูรณ์ทางรูปทรงเรขาคณิตของเสาด้วย ซึ่งงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์หลักเพื่อหา กำลังรับแรงอัดเอียงศูนย์และรูปแบบการวิบัติของเสา พร้อมทั้งศึกษาตัวแปรต่างๆ ที่มีผลต่อกำลังรับแรงอัดเอียงศูนย์ของเสาที่มีจุดรองรับแบบยึดหมุน

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงอัดเอียงศูนย์มีรูปแบบคล้ายกับแบบจำลอง 3 มิติของเสารับแรงอัดของ Young และ Ellobody (ค.ศ.2010) [5] กล่าวคือการใช้เอลิเมนต์ในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ABAQUS ในพื้นที่การถูกโอบรัดของคอนกรีต ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดและไม่ถูกโอบรัด ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของเหล็กและรูปแบบการโก่งเดาะในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์เหมือนกับแบบจำลอง 3 มิติของเสารับแรงอัด แต่จะแตกต่างกันตรงที่รูปแบบการใส่แรงกระทำในแบบจำลองซึ่งในแบบจำลองนี้แรงกระทำเอียงออกมาจากศูนย์กลางหน้าตัดแสดงดังภาพที่ 2.30

ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดเอียงศูนย์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้ในการเปรียบเทียบกับกำลังจากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์มีคุณสมบัติหน้าตัดดังตารางที่ 2.9 และ ตารางที่ 2.10 เพื่อยืนยันความถูกต้องของแบบจำลอง

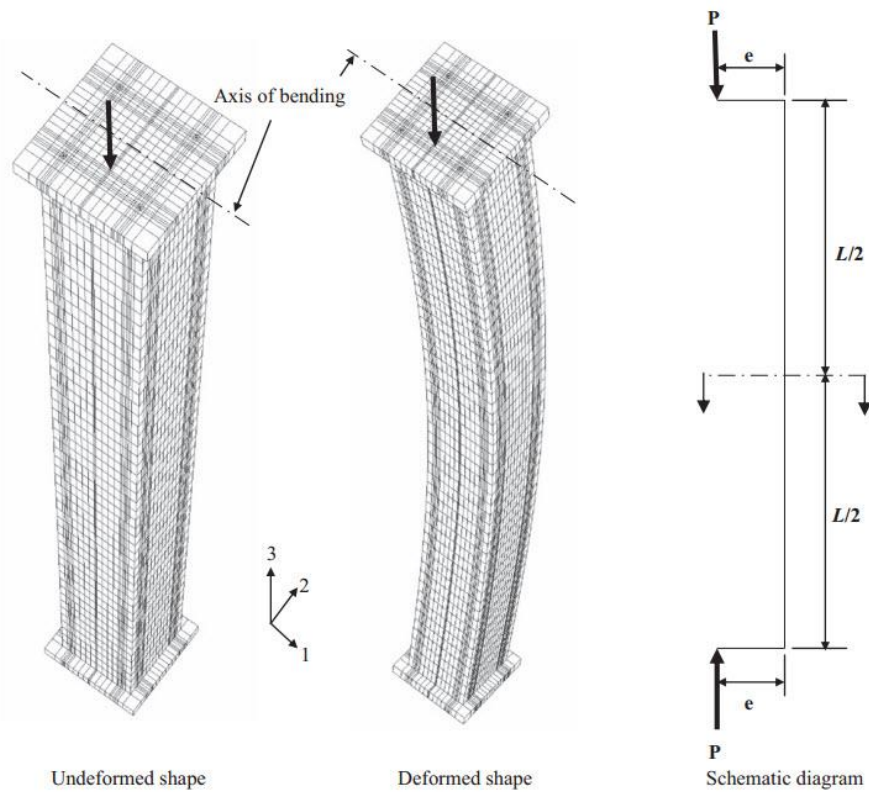
ตารางที่ 2.11 แสดงการเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดเอียงศูนย์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ได้จากแบบจำลองเทียบกับผลการทดสอบ ซึ่งแสดงว่าแบบจำลองให้ค่ากำลังรับแรงอัดเอียงศูนย์ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ โดยเสาในแบบจำลองมีรูปแบบการวิบัติจากการโก่งเดาะจากการดัด (Flexural Buckling) แสดงดังภาพที่ 2.31

ตารางที่ 2.9 คุณสมบัติเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทดสอบ (1) [6]

Test	Dimensions			Steel section	e/D	Material properties		
	B (mm)	D (mm)	kl (mm)			Concrete strength (MPa)	f_{ys} (MPa)	f_{ur} (MPa)
BC1	230	230	2000	H 100 × 96 × 5 × 8	0.3	20.5 ^a	337	459
BC2	230	230	2000	H 100 × 96 × 5 × 8	0.3	13.7 ^a	337	459
BC3	230	230	2000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.3	20.5 ^a	307	459
BC4	230	230	2000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.3	28.2 ^a	307	459
BC5	230	230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.3	28.2 ^a	307	459
BC6	230	230	3000	H 100 × 96 × 5 × 8	0.17	20.5 ^a	337	459
BC7	230	230	3000	H 100 × 96 × 5 × 8	0.17	13.7 ^a	337	459
BC8	165.1	177.8	726	UB 127 × 114 × 29.76	0.11	19.3 ^b	232	460
BC9	165.1	177.8	1156	UB 127 × 114 × 29.76	0.07	19.3 ^b	232	460
BC10	165.1	177.8	2083	UB 127 × 114 × 29.76	0.11	19.3 ^b	232	460
BC11	165.1	177.8	2997	UB 127 × 114 × 29.76	0.07	19.3 ^b	232	460
BC12	165.1	177.8	2997	UB 127 × 114 × 29.76	0.14	19.3 ^b	232	460
BC13	160	160	960	H 100 × 100 × 6 × 8	0.25	21.1 ^a	345	460
BC14	160	160	2400	H 100 × 100 × 6 × 8	0.25	23.4 ^a	345	460
BC15	160	160	3600	H 100 × 100 × 6 × 8	0.25	23.3 ^a	345	460

^a Concrete cube strength.

^b Concrete cylinder strength.



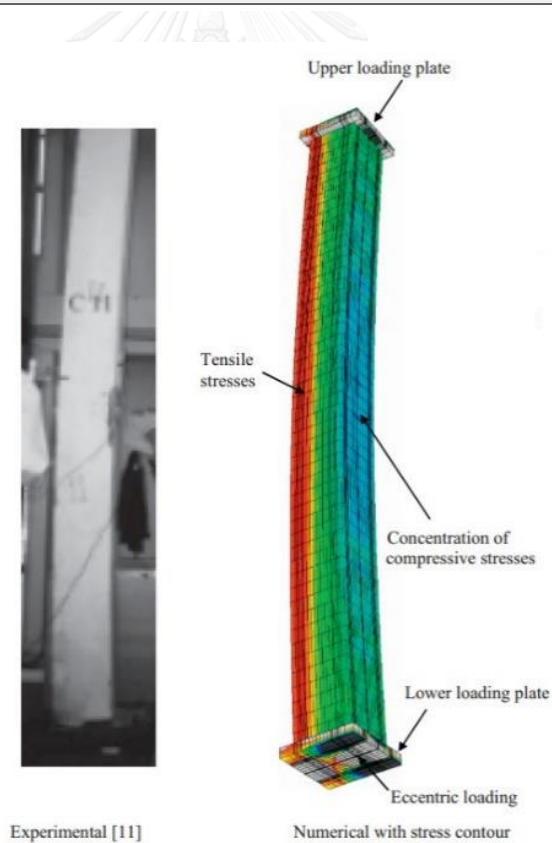
ภาพที่ 2.30 การใส่แรงกระทำในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [6]

ตารางที่ 2.10 คุณสมบัติเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทดสอบ (2) [6]

Test	Composite Section dimensions (mm)						Reinforcement				Ref.
	b_1	b_2	b_3	d_1	d_2	d_3	Long.		Transverse		
							No	\emptyset	S	\emptyset	
BC1	100	35	30	96	35	32	4	12	140	8	[11]
BC2	100	35	30	96	35	32	4	12	140	8	
BC3	140	35	10	133	35	13.5	4	12	140	8	
BC4	140	35	10	133	35	13.5	4	12	140	8	
BC5	140	35	10	133	35	13.5	4	12	140	8	
BC6	100	35	30	96	35	32	4	12	140	8	
BC7	100	35	30	96	35	32	4	12	140	8	
BC8	114.3	14.4	11	127	14.4	11	4	6	75	4	[3]
BC9	114.3	14.4	11	127	14.4	11	4	6	75	4	
BC10	114.3	14.4	11	127	14.4	11	4	6	75	4	
BC11	114.3	14.4	11	127	14.4	11	4	6	75	4	
BC12	114.3	14.4	11	127	14.4	11	4	6	75	4	
BC13	100	19	11	100	19	11	4	6	75	4	[4]
BC14	100	19	11	100	19	11	4	6	75	4	
BC15	100	19	11	100	19	11	4	6	75	4	

ตารางที่ 2.11 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดเยื้องศูนย์กลางของเสาที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์ 3 มิติกับผลการทดสอบ [6]

Test [Ref.]	Test P_{Test} (kN)	FE		P_{FE}/P_{Test}
		P_{FE} (kN)	Failure mode	
BC1 [11]	654	601	F	0.92
BC2 [11]	558	511	F	0.92
BC3 [11]	962	827	F	0.86
BC4 [11]	949	946	F	1.00
BC5 [11]	900	822	F	0.91
BC6 [11]	813	684	F	0.84
BC7 [11]	704	583	F	0.83
BC8 [3]	1014	1043	F	1.03
BC9 [3]	996	977	F	0.98
BC10 [3]	747	740	F	0.99
BC11 [3]	716	742	F	1.04
BC12 [3]	529	522	F	0.99
BC13 [4]	740	660	F	0.89
BC14 [4]	504	530	F	1.05
BC15 [4]	412	406	F	0.99
Mean	-	-	-	0.95
COV	-	-	-	0.077



ภาพที่ 2.31 ลักษณะแรงกระทำในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ [6]

แบบจำลองการวิเคราะห์เสาเหล็กหุ้มคอนกรีตรับแรงอัดเชิงศูนย์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่มีความน่าเชื่อถือนำไปวิเคราะห์หาผลกระทบจากกำลังรับแรงของคอนกรีตและกำลังครากของเหล็กที่มีต่อกำลังรับแรงอัดเชิงศูนย์ของเสา โดยเสาที่ศึกษามีคุณสมบัติดังตารางที่ 2.12 - 2.13

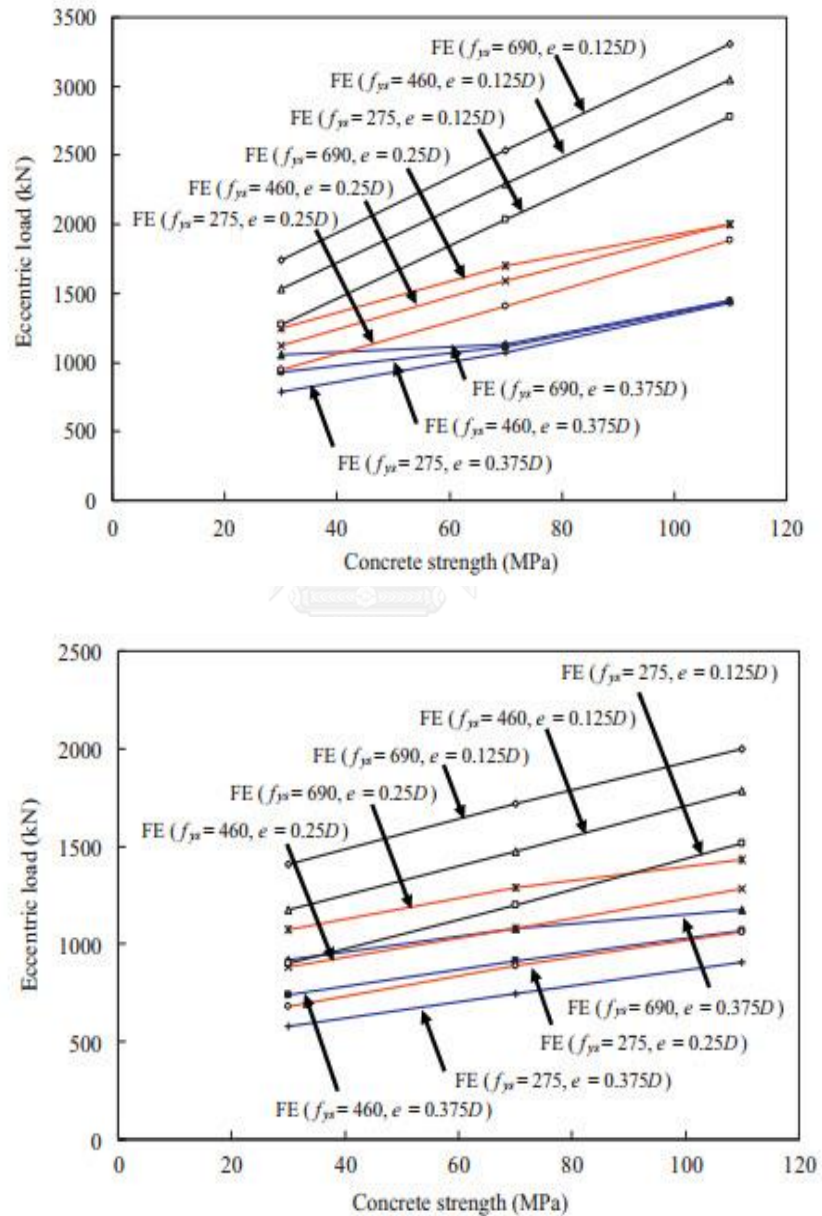
ตารางที่ 2.12 คุณสมบัติเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง (1) [6]

Group	Specimen	Section	Length	Steel section	e/D	Concrete		Steel	
		$B \times D$ (mm)	kl (mm)			f_c (MPa)	f_{ys} (MPa)	f_{us} (MPa)	
G1	S1	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.125	30	275	430	
	S2	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.125	70	275	430	
	S3	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.125	110	275	430	
G2	S4	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.125	30	460	530	
	S5	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.125	70	460	530	
	S6	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.125	110	460	530	
G3	S7	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.125	30	690	760	
	S8	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.125	70	690	760	
	S9	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.125	110	690	760	
G4	S10	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.25	30	275	430	
	S11	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.25	70	275	430	
	S12	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.25	110	275	430	
G5	S13	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.25	30	460	530	
	S14	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.25	70	460	530	
	S15	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.25	110	460	530	
G6	S16	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.25	30	690	760	
	S17	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.25	70	690	760	
	S18	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.25	110	690	760	
G7	S19	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.375	30	275	430	
	S20	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.375	70	275	430	
	S21	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.375	110	275	430	
G8	S22	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.375	30	460	530	
	S23	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.375	70	460	530	
	S24	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.375	110	460	530	
G9	S25	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.375	30	690	760	
	S26	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.375	70	690	760	
	S27	230 × 230	3000	H 140 × 133 × 5.5 × 8	0.375	110	690	760	

ตารางที่ 2.13 คุณสมบัติเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง (2) [6]

Group	Specimen	Section	Length	Steel section	e/D	Concrete		Steel	
		$B \times D$ (mm)	kl (mm)			f_c (MPa)	f_{ys} (MPa)	f_{us} (MPa)	
G10	S28	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.125	30	275	430	
	S29	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.125	70	275	430	
	S30	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.125	110	275	430	
G11	S31	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.125	30	460	530	
	S32	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.125	70	460	530	
	S33	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.125	110	460	530	
G12	S34	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.125	30	690	760	
	S35	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.125	70	690	760	
	S36	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.125	110	690	760	
G13	S37	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.25	30	275	430	
	S38	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.25	70	275	430	
	S39	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.25	110	275	430	
G14	S40	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.25	30	460	530	
	S41	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.25	70	460	530	
	S42	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.25	110	460	530	
G15	S43	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.25	30	690	760	
	S44	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.25	70	690	760	
	S45	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.25	110	690	760	
G16	S46	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.375	30	275	430	
	S47	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.375	70	275	430	
	S48	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.375	110	275	430	
G17	S49	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.375	30	460	530	
	S50	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.375	70	460	530	
	S51	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.375	110	460	530	
G18	S52	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.375	30	690	760	
	S53	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.375	70	690	760	
	S54	165.1 × 177.8	3000	UB 127 × 114 × 29.76	0.375	110	690	760	

จากการวิเคราะห์พบว่ากำลังครากของเหล็กมีต่อกำลังรับแรงของเสาที่มีแรงกระทำที่ระยะเยื้องศูนย์กลางน้อย แต่ถ้าแรงกระทำมีระยะเยื้องศูนย์กลางมาก กำลังครากของเหล็กมีผลต่อกำลังรับแรงอัดเยื้องศูนย์กลางของเสาที่คอนกรีตมีกำลังรับแรงน้อย และผลกระทบจากกำลังรับแรงของคอนกรีตที่มีผลต่อกำลังรับแรงของเสาแสดงดังภาพที่ 2.32

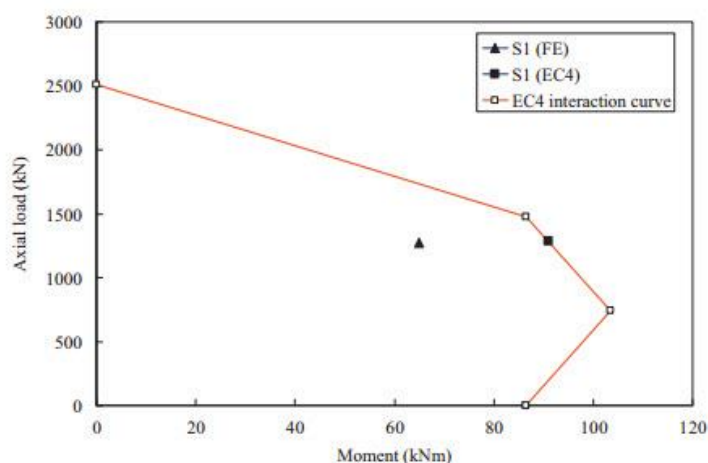


ภาพที่ 2.32 ผลกระทบจากกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตต่อกำลังรับแรงอัดเยื้องศูนย์กลางของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [6]

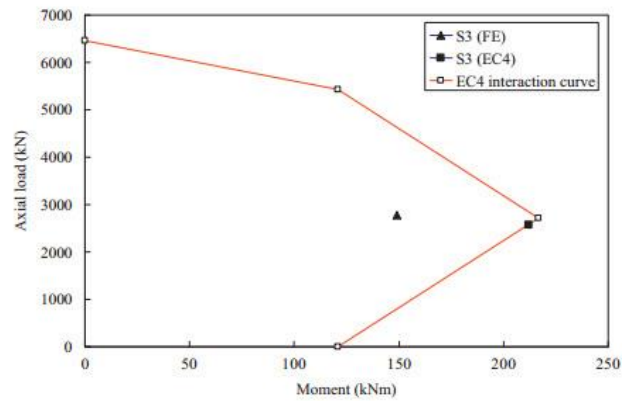
เมื่อนำกำลังรับแรงอัดเยื้องศูนย์กลางของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไปเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงที่ได้จากมาตรฐาน Eurocode4 พบว่ากำลังรับแรงมีค่าใกล้เคียงกันดังตารางที่ 2.14 ถึง 2.15

ภาพที่ 2.33 ถึง 2.36 แสดงการเปรียบเทียบกำลังรับแรงของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากแบบจำลองเทียบกับเส้นความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดและแรงดัดที่ได้จาก Eurocode4 ซึ่งมีคุณสมบัติของเสาที่พิจารณา ดังนี้

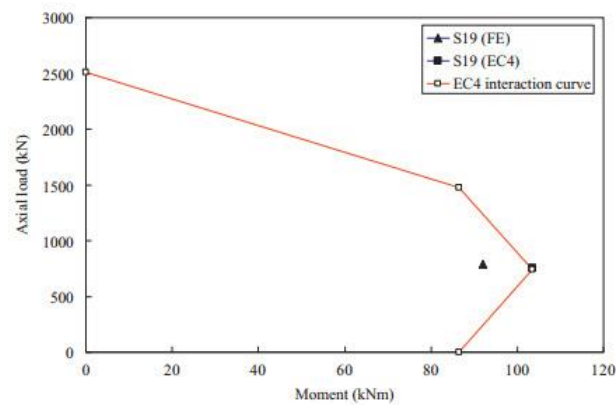
1. แบบจำลอง S1 แรงกระทำมีระยะเยื้อง 0.125 เท่าของความลึกหน้าตัด กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่า 30 MPa และกำลังครากของเหล็กมีค่า 275 MPa
2. แบบจำลอง S3 แรงกระทำมีระยะเยื้อง 0.125 เท่าของความลึกหน้าตัด กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่า 110 MPa และกำลังครากของเหล็กมีค่า 275 MPa
3. แบบจำลอง S19 แรงกระทำมีระยะเยื้อง 0.375 เท่าของความลึกหน้าตัด กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่า 30 MPa และกำลังครากของเหล็กมีค่า 275 MPa
4. แบบจำลอง S21 แรงกระทำมีระยะเยื้อง 0.375 เท่าของความลึกหน้าตัด กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่า 110 MPa และกำลังครากของเหล็กมีค่า 275 MPa



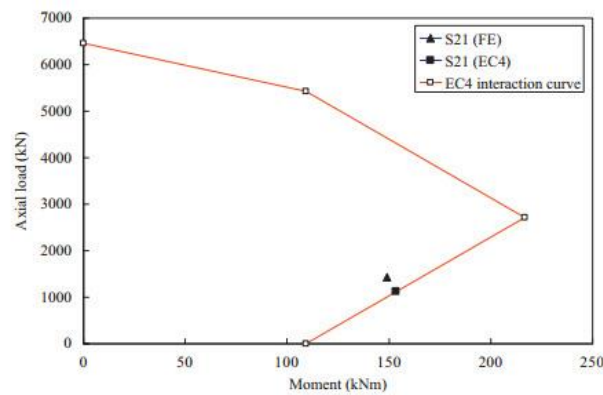
ภาพที่ 2.33 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากแบบจำลองกับเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังจากมาตรฐาน Eurocode4 (1) [6]



ภาพที่ 2.34 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากแบบจำลองกับเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังจากมาตรฐาน Eurocode4 (2) [6]



ภาพที่ 2.35 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากแบบจำลองกับเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังจากมาตรฐาน Eurocode4 (3) [6]



ภาพที่ 2.36 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากแบบจำลองกับเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังจากมาตรฐาน Eurocode4 (4) [6]

ตารางที่ 2.14 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดเอียงศูนย์กลางของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากแบบจำลอง
กับมาตรฐาน Eurocode4 (1) [6]

Group	Specimen	EC4		Finite element analysis			P_{FE}/P_{EC4}	M_{FE}/M_{EC4}
		P_{EC4} (kN)	M_{EC4} (kNm)	P_{FE} (kN)	M_{FE} (kNm)	Failure mode		
G1	S1	1285	91	1275	65	F	0.99	0.71
	S2	1970	152	2038	115	F	1.03	0.76
	S3	2575	212	2779	149	F	1.08	0.70
G2	S4	1520	119	1529	78	F	1.01	0.66
	S5	2165	178	2293	128	F	1.06	0.72
G3	S6	2790	245	3047	167	F	1.09	0.68
	S7	1680	142	1738	103	F	1.03	0.73
	S8	2380	212	2540	152	F	1.07	0.72
G4	S9	2980	279	3304	199	F	1.11	0.71
	S10	945	99	945	81	F	1.00	0.82
	S11	1370	148	1408	112	F	1.03	0.76
G5	S12	1650	179	1888	147	F	1.14	0.82
	S13	1140	128	1121	98	F	0.98	0.77
	S14	1620	188	1588	132	F	0.98	0.70
G6	S15	1900	219	2005	158	F	1.06	0.72
	S16	1315	158	1248	103	F	0.95	0.65
	S17	1840	228	1697	150	F	0.92	0.66
G7	S18	2180	269	2001	158	F	0.92	0.59
	S19	753	104	787	92	F	1.05	0.88
	S20	972	133	1073	112	F	1.10	0.84
G8	S21	1130	153	1431	149	F	1.27	0.97
	S22	910	132	931	111	F	1.02	0.84
	S23	1200	174	1116	118	F	0.93	0.68
G9	S24	1390	199	1439	150	F	1.04	0.75
	S25	1075	165	1052	134	F	0.98	0.81
	S26	1445	224	1129	120	F	0.78	0.54
	S27	1650	251	1446	151	F	0.88	0.60
Mean	-	-	-	-	-	-	1.02	0.73
COV	-	-	-	-	-	-	0.091	0.129

ตารางที่ 2.15 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดเอียงศูนย์กลางของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากแบบจำลอง
กับมาตรฐาน Eurocode4 (2) [6]

Group	Specimen	EC4		Finite element analysis			P_{FE}/P_{EC4}	M_{FE}/M_{EC4}
		P_{EC4} (kN)	M_{EC4} (kNm)	P_{FE} (kN)	M_{FE} (kNm)	Failure mode		
G10	S28	883	53	900	37	F	1.02	0.70
	S29	1235	83	1199	48	F	0.97	0.58
	S30	1515	111	1518	62	F	1.00	0.56
G11	S31	1100	76	1176	56	F	1.07	0.74
	S32	1445	111	1475	74	F	1.02	0.67
	S33	1707	140	1784	84	F	1.05	0.60
G12	S34	1320	107	1411	86	F	1.07	0.80
	S35	1655	147	1716	107	F	1.04	0.73
	S36	1895	176	2001	124	F	1.06	0.70
G13	S37	698	61	678	52	F	0.97	0.85
	S38	957	90	888	68	F	0.93	0.76
	S39	1095	105	1064	69	F	0.97	0.66
G14	S40	888	87	881	71	F	0.99	0.82
	S41	1146	119	1081	83	F	0.94	0.70
	S42	1350	146	1283	98	F	0.95	0.67
G15	S43	1079	119	1073	98	F	0.99	0.82
	S44	1340	156	1287	122	F	0.96	0.78
	S45	1540	185	1430	125	F	0.93	0.68
G16	S46	570	65	576	59	F	1.01	0.91
	S47	748	88	748	77	F	1.00	0.88
	S48	830	98	907	94	F	1.09	0.96
G17	S49	750	94	737	75	F	0.98	0.80
	S50	955	124	915	98	F	0.96	0.79
	S51	1066	139	1066	112	F	1.00	0.81
G18	S52	923	127	918	112	F	0.99	0.88
	S53	1128	161	1081	128	F	0.96	0.80
	S54	1286	187	1175	132	F	0.91	0.71
Mean	-	-	-	-	-	-	0.99	0.75
COV	-	-	-	-	-	-	0.047	0.133

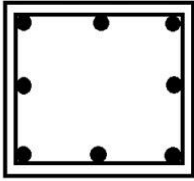
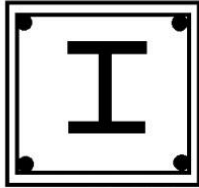
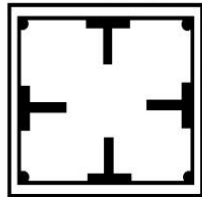
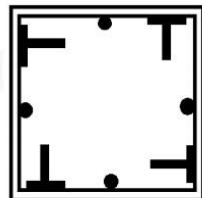
ในปี ค.ศ.2013 วรจักร จันทน์แว่น [7] ศึกษาอิทธิพลของการจัดเรียงเหล็กรูปพรรณต่อความต้านทานของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต โดยการศึกษาจะทดสอบชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตและสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตโดยใช้โปรแกรม ABAQUS เพื่อศึกษาพฤติกรรมที่ไม่สามารถศึกษาได้จากการทดสอบชิ้นส่วนโครงสร้างมีการศึกษาไว้ ดังนี้

หน้าตัดที่นำมาใช้ในการทดสอบมีทั้งหมด 4 หน้าตัด คือ หน้าตัดคอนกรีตเสริม (reinforce concrete section) และหน้าตัดวัสดุผสม (composite section) อีก 3 หน้าตัด โดยหน้าตัดวัสดุผสมจะมีขนาดเหล็กเสริมทงยาวและขนาดหน้าตัดเท่ากับในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก คุณสมบัติหน้าตัดแสดงดังภาพที่ 2.37

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในงานวิจัยนี้แบ่งออกเป็น 2 ส่วนใหญ่ๆ คือ แบบจำลองคานวัสดุผสมและแบบจำลองเสาวัสดุผสม แบบจำลองคานวัสดุผสมสร้างขึ้นเพื่อตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองโดยการปรับค่าเทียบกับผลการทดสอบคานวัสดุผสม แล้วนำลักษณะการสร้างแบบจำลองของคานวัสดุผสมไปใช้ในการสร้างแบบจำลองเสาวัสดุผสมเพื่อวิเคราะห์หาประสิทธิภาพของหน้าตัดเสาวัสดุผสมที่มีการจัดเรียงเหล็กรูปพรรณแบบต่างๆ แบบจำลองจะประกอบด้วยวัสดุ 4 ชนิด คือ คอนกรีต เหล็กรูปพรรณ เหล็กเสริมทงยาวและเหล็กปลอก ซึ่งแต่ละวัสดุจะใช้ชนิดเอลิเมนต์ในแบบจำลองแตกต่างกันไป

แบบจำลองคอนกรีตในแบบจำลองใช้แบบจำลองการเสียหายของคอนกรีตแบบพลาสติก (concrete damaged plasticity) ในโปรแกรม ABAQUS ซึ่งพัฒนามาจากสมมติฐานของ Drucker-Prager แบบจำลองนี้ได้รวมพฤติกรรมกำลังรับแรงอัด แรงดึงและพารามิเตอร์ความเสียหายของคอนกรีตไว้แล้ว (damage parameter) พารามิเตอร์ความเสียหายของคอนกรีตต่างๆ ที่ใช้ในแบบจำลองมีค่า ดังนี้

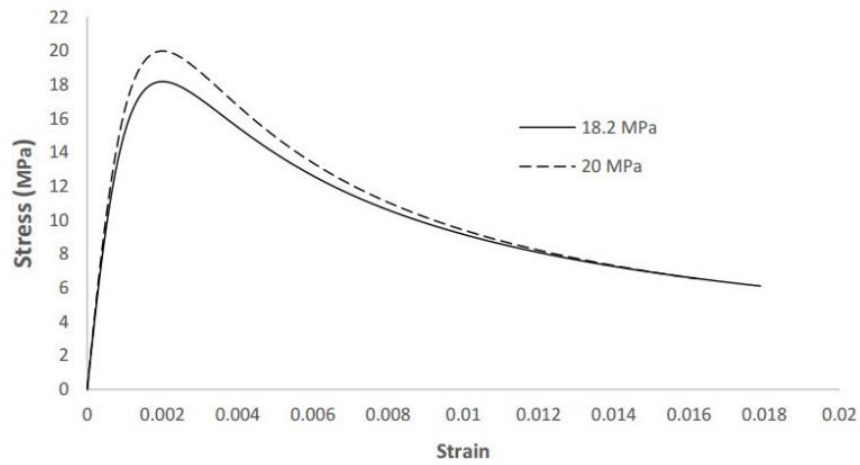
1. Dilation angle คือ ตัวแปรที่ขึ้นกับมุมของแรงเสียดทานภายในวัสดุ มีค่าเท่ากับ 31 องศา
2. Eccentricity คือ พลังงานศักย์การไหลแบบเอียงศูนย์ มีค่าเท่ากับ 0.1
3. f_{bo} / f_{co} คือ อัตราส่วนหน่วยแรงที่จุดครากของคอนกรีตที่รับแรงสองทิศทางต่อหน่วยแรงที่จุดครากของคอนกรีตที่รับแรงทางเดียว มีค่าเท่ากับ 1.16
4. K_c คือ อัตราส่วนหน่วยแรงไม่แปรเปลี่ยนลำดับสอง (second stress invariant) มีค่าเท่ากับ 2/3
5. Viscosity parameter คือ ตัวแปรความหนืด มีค่าเท่ากับ 0

รูปแบบ	รายละเอียด
	หน้าตัดแบบ RC <ul style="list-style-type: none"> - ขนาด 40x40 ซม. - 8DB25 -Str. DB12@0.15 - พื้นที่เหล็กเสริมทั้งหมด = 39.27 ตร.ซม - ระยะหุ้มคอนกรีต 4 ซม.
	หน้าตัดแบบ SRC <ul style="list-style-type: none"> - ขนาด 40x40 ซม. - เหล็กรูปพรรณรูปตัว H ขนาด 200x21.3 kg/m + 4DB20 - Str.DB12@0.15 - พื้นที่เหล็กเสริมทั้งหมด = 39.73 ตร.ซม - ระยะหุ้มคอนกรีต 4 ซม.
	หน้าตัดแบบ SRC 1 <ul style="list-style-type: none"> - ขนาด 40x40 ซม. - เหล็กรูปพรรณรูปตัว H (ตัดครึ่ง) ขนาด 150x14 kg/m + 4DB12-Str.DB9@0.15 - พื้นที่เหล็กเสริมทั้งหมด = 40.22 ตร.ซม. - ระยะหุ้มคอนกรีต 4 ซม.
	หน้าตัดแบบ SRC 2 <ul style="list-style-type: none"> - ขนาด 40x40 ซม. - เหล็กรูปพรรณรูปตัว H (ตัดครึ่ง) ขนาด 150x14 kg/m + 4DB12-Str.DB12@0.15 - พื้นที่เหล็กเสริมทั้งหมด = 40.22 ตร.ซม. - ระยะหุ้มคอนกรีต 4 ซม.

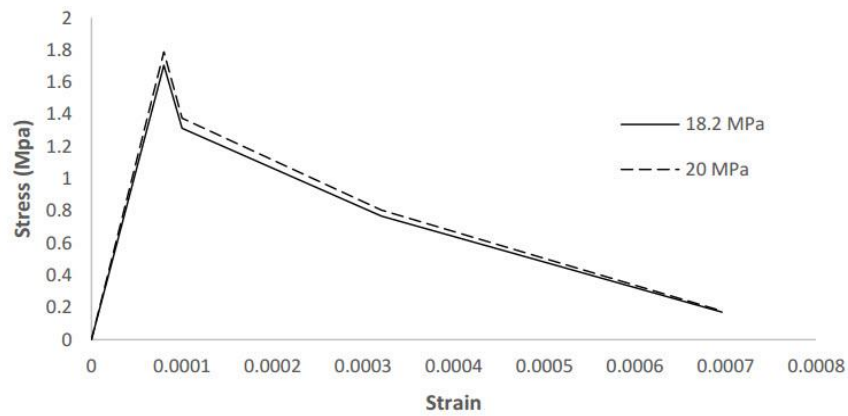
ภาพที่ 2.37 คุณสมบัติของหน้าตัดที่ใช้ในการศึกษา [7]

ตัวแปรความเสียหายจากแรงอัด (compressive damage parameter) ใช้อัตราส่วนระหว่างความเครียดในช่วงไม่ยืดหยุ่นต่อความเครียดรวมเป็นตัวควบคุมและตัวแปรความเสียหายจากแรงดึง (tensile damage parameter) ใช้อัตราส่วนระหว่างความเครียดแตกร้าวต่อความเครียดรวมเป็นตัวควบคุม

ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรับแรงอัดเป็นไปตามสมการของ Mander ดังภาพที่ 2.38 โดยการแทนค่าการโอบรัดทางด้านข้างเท่ากับศูนย์ ($f_l' = 0$) ความเครียดของจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุด (α_{c0}) เท่ากับ 0.002 และกำลังรับแรงอัดสูงสุด (f_{c0}) ได้มาจากการทดสอบลูกปูนทรงกระบอกขนาดมาตรฐานที่ 28 วัน สำหรับความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรับแรงดึงแสดงดังภาพที่ 2.39 กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทดสอบที่ใช้ในแบบจำลองมี 2 ค่า คือ 20 MPa และ 18.2 MPa

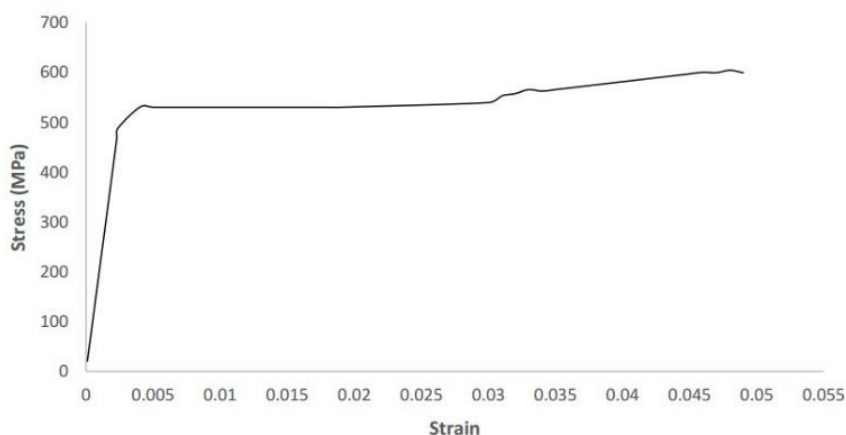


ภาพที่ 2.38 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตรับแรงอัด [7]



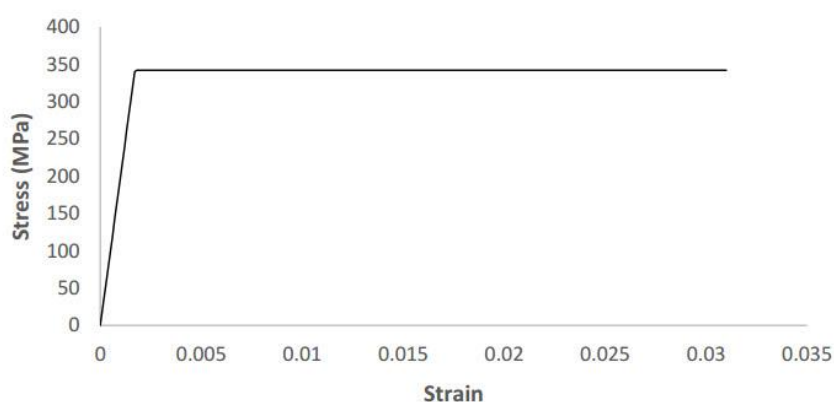
ภาพที่ 2.39 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตรับแรงดึง [7]

แบบจำลองเหล็กเสริมใช้ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดจากการทดสอบเหล็กเสริม DB12 DB20 และ DB25 โดยนำความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดที่ได้ใส่ผ่านฟังก์ชัน *Plasticity ในโปรแกรม ABAQUS และเลือกใช้อัตราส่วนปัวซองของเท่ากับ 0.3



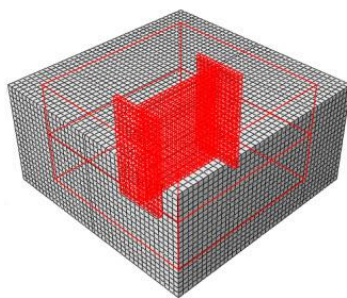
ภาพที่ 2.40 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็ก DB12 [7]

แบบจำลองเหล็กgrupพรรณใช้ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กgrupพรรณตามข้อกำหนด AISC โดยใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 200000 MPa และหน่วยแรงที่จุดครากเท่ากับ 340 MPa ไม่คิดกำลังการแข็งเพิ่มเนื่องจากความเครียด (strain hardening) และใช้อัตราส่วนปัวซองเท่ากับ 0.3



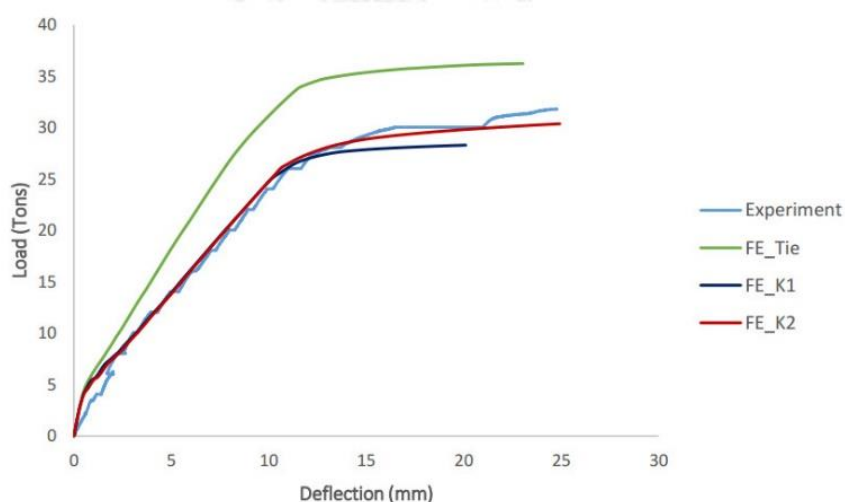
ภาพที่ 2.41 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กgrupพรรณ [7]

การสร้างแบบจำลองเสาวัสดุผสมที่มีเหล็กgrupพรรณเป็นรูปตัวไอเริ่มจากการสร้างชิ้นส่วนคอนกรีต จากนั้นสร้างชิ้นส่วนของเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กปลอกแล้วจึงใส่ชิ้นส่วนเหล็กgrupพรรณในหน้าตัด สุดท้ายทำการกำหนดชนิดของเอลิเมนต์ในแต่ละชิ้นส่วนของหน้าตัด สำหรับการใส่หน้าหนักบรรทุกทุกในแบบจำลองใช้วิธีการใส่โดยควบคุมการเสียรูปจากระยะการเคลื่อนที่ (displacement control) ส่วนการแบ่งเอลิเมนต์จะเริ่มจากการแบ่งเอลิเมนต์แบบหยาบในคานก่อนแล้วค่อยๆ เพิ่มจำนวนให้มากขึ้นจนผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองใกล้เคียงกับผลการทดสอบคานจริงแล้วจึงนำไปใช้กับการสร้างแบบจำลองเสาวัสดุผสม



ภาพที่ 2.42 แบบจำลองเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [7]

การจำลองผิวสัมผัสในแบบจำลองแบ่งเป็น 2 ส่วน คือ ผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม และผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณ โดยผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมใช้คำสั่ง *Embedded element ในการเชื่อมชิ้นส่วนรองคือเหล็กเสริม เข้ากับชิ้นส่วนหลักคือคอนกรีต เป็นการจำลองแบบไม่ให้มีการลื่นไถลระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต ส่วนผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณใช้คำสั่ง *Spring element ในการเชื่อมเหล็กรูปพรรณเข้ากับคอนกรีตโดยแรงที่ส่งผ่านระหว่างกันขึ้นอยู่กับค่าความแข็งของสปริงที่ใช้ในแบบจำลอง

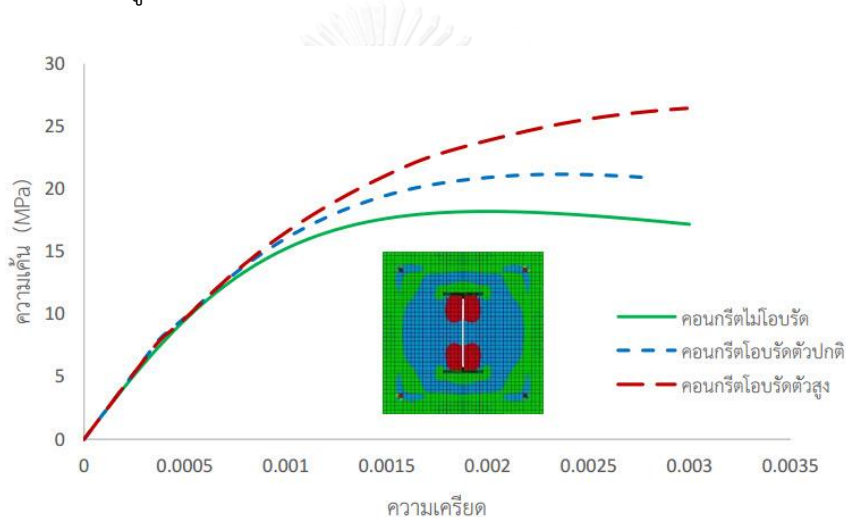


ภาพที่ 2.43 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์น้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวของคานวัสดุผสมในแบบจำลองแบบต่างๆ กับการทดสอบคานวัสดุผสมจริง [7]

การเปรียบเทียบแบบจำลองของคานวัสดุผสมที่มีเหล็กรูปพรรณเป็นรูปตัวไอกับผลการทดสอบแสดงดังภาพที่ 2.43 ภาพแสดงค่าความสัมพันธ์น้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวของคาน ซึ่งมีแบบจำลองทั้งหมด 3 แบบที่มีความแตกต่างกัน คือ แบบจำลอง FE_Tie ที่ยึดผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณติดกัน แบบจำลอง FE_K1 ที่ไม่มีค่าแรงยึดระหว่างคอนกรีตกับเหล็ก

รูปพรรณและแบบจำลอง FE_K2 ที่ปรับค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณให้มีความสัมพันธ์น้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวใกล้เคียงกับผลทดสอบ

เมื่อนำแบบจำลองคานเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตมาพัฒนาแบบจำลองเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต พบว่าการถูกโอบรัดบางส่วนของคอนกรีตในแบบจำลองเสามีหน่วยแรงเพิ่มสูงขึ้นเป็น 21.3 MPa จากหน่วยแรงของคอนกรีตสูงสุดเดิม 18.2 MPa หรือคิดเป็น 1.17 เท่าของหน่วยแรงคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด หน่วยแรงที่สูงขึ้นกว่าหน่วยแรงปกติในแบบจำลองของคอนกรีตเกิดจากการเลือกชนิดของวัสดุคอนกรีตในแบบจำลองให้เป็นการเสียหายแบบพลาสติก ส่วนคอนกรีตที่ถูกโอบรัดสูงพบว่ามีหน่วยแรงเท่ากับ 26.6 MPa จากหน่วยแรงของคอนกรีตสูงสุดเดิม 18.2 MPa หรือคิดเป็น 1.46 เท่าของหน่วยแรงคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด แสดงดังภาพที่ 2.44

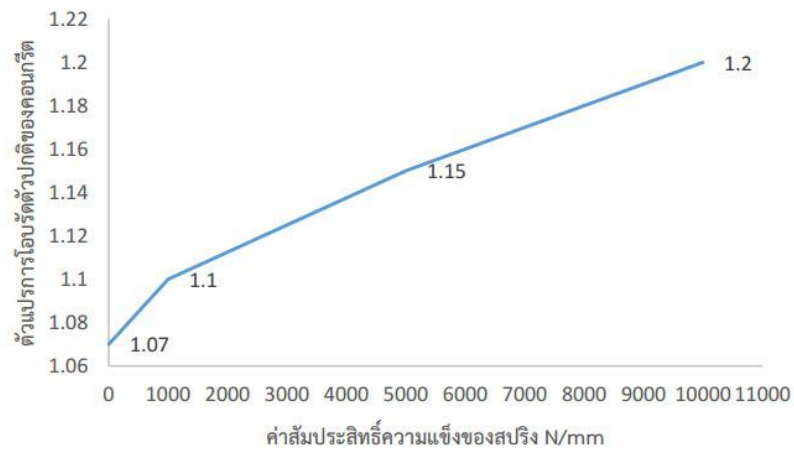


ภาพที่ 2.44 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดและโซนพื้นที่การโอบรัดตัวของคอนกรีตในแบบจำลอง [7]

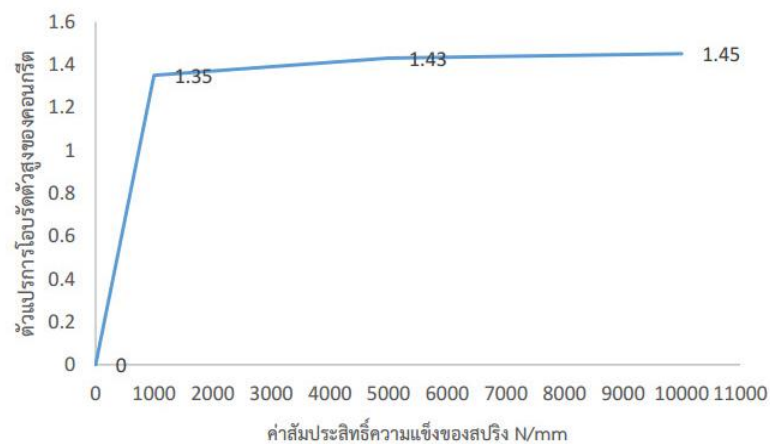
ตารางที่ 2.16 ภาพที่ 2.45 และภาพที่ 2.46 แสดงค่าตัวประกอบการถูกโอบรัดของคอนกรีตจากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง ค่าตัวประกอบการถูกโอบรัดบางส่วนและการถูกโอบรัดสูงของคอนกรีตจะขึ้นกับค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริงที่ใช้เชื่อมระหว่างเอลิเมนต์ของคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณ ซึ่งในแบบจำลองมีค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งของสปริง 4 ค่า คือ $k_1 = 0$ N/mm $k_2 = 1000$ N/mm $k_3 = 5000$ N/mm และ $k_4 = 10000$ N/mm

ตารางที่ 2.16 ค่าตัวประกอบการถูกโอบรัดของคอนกรีตที่ได้จากแบบจำลอง [7]

แบบจำลอง	พื้นที่คอนกรีต ไม่โอบรัด A_{cu} (mm ²)	พื้นที่คอนกรีต โอบรัดตัวปกติ A_{cp} (mm ²)	พื้นที่คอนกรีต โอบรัดตัวสูง A_{ch} (mm ²)	ตัวแปรการโอบรัด ตัวปกติของ คอนกรีต, K_p	ตัวแปรการโอบรัด ตัวสูงของคอนกรีต K_h
SRC2	89687	59871	6420	1.33	1.54
SRC2_K1	101079	54899	-	1.07	-
SRC2_K2	81927	72546	1505	1.10	1.35
SRC2_K3	86744	67263	1971	1.15	1.43
SRC2_K4	90477	63252	2249	1.20	1.45



ภาพที่ 2.45 ความสัมพันธ์ตัวแปรคอนกรีตโอบรัดตัวบางส่วนกับค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งสปริง [7]

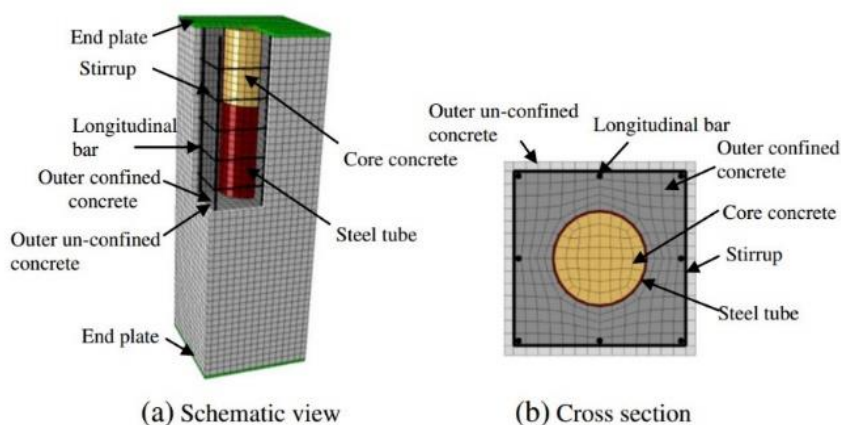


ภาพที่ 2.46 ความสัมพันธ์ตัวแปรคอนกรีตโอบรัดตัวสูงกับค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งสปริง [7]

2.3 การสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาวัสดุผสมโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ

ในอดีตที่ผ่านมาจนถึงปัจจุบันมีงานวิจัยหลายงานที่ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมและสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกันของเสาวัสดุผสมรูปแบบอื่นๆที่ไม่ใช่เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตโดยการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ ผู้วิจัยได้ทำการรวบรวมงานวิจัยเหล่านี้ไว้ ดังนี้

ในปี ค.ศ.2013 Han และ An [8] ศึกษาประสิทธิภาพของเสาวัสดุผสมสั้นคอนกรีตเติมลงในท่อเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำแบบแรงอัดโดยการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ โดยใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ABAQUS เพื่อศึกษาพฤติกรรมเสาวัสดุผสมและแนะนำสมการทำนายกำลังรับแรงอัดของเสาวัสดุผสมนี้ โดยพิจารณากำลังวัสดุในช่วงไม่เป็นเชิงเส้นและปฏิสัมพันธ์ระหว่างคอนกรีตกับเหล็ก แบบจำลองของเสาคอนกรีตเติมลงในท่อเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตประกอบด้วยส่วนประกอบ 7 ส่วน คือ คอนกรีตภายนอกไม่ถูกโอบรัด คอนกรีตภายนอกถูกโอบรัด คอนกรีตแกนกลาง ท่อเหล็ก เหล็กเสริมทแยงยาว เหล็กเสริมปลอกและแผ่นปิดหัวเสาดังภาพที่ 2.47 ถึง 2.48



ภาพที่ 2.47 แบบจำลองเสาคอนกรีตเติมลงในท่อเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [8]

การเลือกใช้ชนิดเอลิเมนต์ในแบบจำลองของวัสดุต่างๆ มีความแตกต่างกันไป คือ เหล็กใช้แบบจำลองในช่วงยืดหยุ่นถึงช่วงพลาสติก (elastic-plastic model) โดยพิจารณากำลังในช่วงการแข็งตัวจากความเครียดของเหล็กด้วย ใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 206000 N/mm^2 และอัตราส่วนปัวซองเท่ากับ 0.3 แบบจำลองคอนกรีตใช้แบบจำลองความเสียหายในช่วงพลาสติก ใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ $4730\sqrt{f'_c}$ อัตราส่วนปัวซองเท่ากับ 0.2 และกำลังรับแรงอัดสูงสุดในคอนกรีตนำมาจากคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก

ชนิดของคอนกรีตในหน้าตัดเสาวัสดุผสมนี้แบ่งออกเป็น 3 ชนิด คือ คอนกรีตไม่ถูกโอบรัดภายนอก (outer unconfined concrete) คอนกรีตถูกโอบรัดภายนอก (outer confined concrete) และคอนกรีตแกนกลาง (core concrete) ซึ่งมีการถูกโอบรัดที่แตกต่างกันโดยการแบ่งพื้นที่การถูกโอบรัด ดังภาพที่ 2.47 (b) กำลังรับแรงและพฤติกรรมในช่วงพลาสติกของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดจะเพิ่มขึ้นมากกว่าคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด ในแบบจำลองความเสียหายในช่วงพลาสติกของคอนกรีต กำลังของคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นเมื่อคอนกรีตรับแรงสามทิศทาง (triaxial loading) ด้วยนิยามของหน้าตัดการคราก (yielding surface) ลักษณะพฤติกรรมคอนกรีตในช่วงพลาสติกได้มาจากความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดเทียบเท่ารับแรงทางเดียว (equivalent uniaxial stress-strain relationship) คอนกรีตแกนกลางกำลังของคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นในช่วงพลาสติกขึ้นกับตัวแปรการถูกโอบรัดของเสาคอนกรีตเต็มลงในท่อเหล็ก (confinement factor of CFST) และความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตแกนกลางใช้ตามแบบคอนกรีตเต็มลงในท่อเหล็ก และการเพิ่มขึ้นของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดภายนอก (outer confined concrete) ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนเหล็กปลอก กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอกและกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตทดสอบดังสมการที่ 2.25

$$\sigma = \begin{cases} f'_c \frac{k(\varepsilon/\varepsilon_0)}{k-1+(\varepsilon/\varepsilon_0)^k} & \text{for } \varepsilon \leq \varepsilon_0 \\ f'_c - E_{des} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) & \text{for } \varepsilon > \varepsilon_0 \end{cases} \quad (2.25)$$

$$k = \frac{E_c}{E_c - (f'_c / \varepsilon_0)} \quad (2.26)$$

$$\varepsilon_0 = 0.00245 + 0.0122 \frac{\rho_v f_{yh}}{f'_c} \quad (2.27)$$

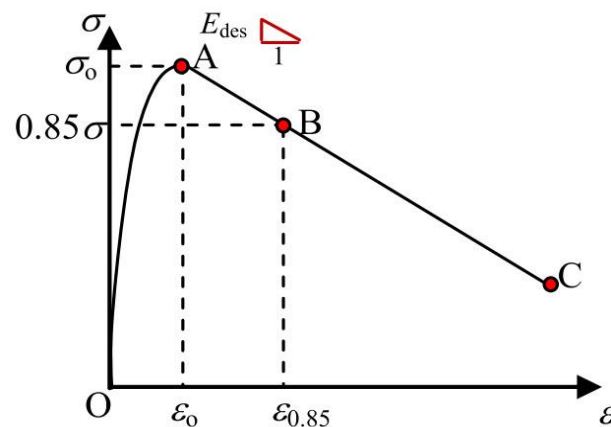
$$E_{des} = \frac{0.15\sigma_0}{\varepsilon_{0.85} - \varepsilon_0} \quad (2.28)$$

$$\varepsilon_{0.85} = 0.225\rho_v \sqrt{\frac{B_c}{s}} + \varepsilon_0 \quad (2.29)$$

$$\rho_v = \frac{A_h I_h}{A_0 s} \quad (2.30)$$

โดย A_h คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอก

- A_0 คือ พื้นที่หน้าตัดคอนกรีตที่ถูกโอบรัด
- B_c คือ ความกว้างหน้าตัดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด
- f_{yh} คือ หน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กปลอก
- l_h คือ ความยาวทั้งหมดของเหล็กปลอก
- และ s คือ ระยะห่างเหล็กปลอก



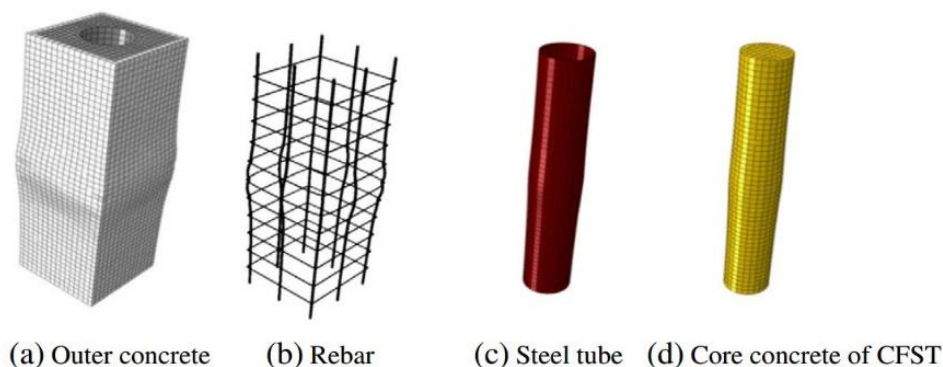
ภาพที่ 2.48 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตแกนกลาง [8]

ในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ คอนกรีตใช้ชิ้นส่วนของแข็งแบบ 8 จุดเชื่อมต่อ (eight-node solid element) ท่อเหล็กใช้ชิ้นส่วนแบบเปลือก 4 จุดเชื่อมต่อ (four-node conventional shell element) และเหล็กเสริมใช้แบบชิ้นส่วนโครงถัก 2 จุดเชื่อมต่อ (2-node truss element) การใส่ชิ้นส่วนเหล็กเสริมในคอนกรีตภายนอกใช้เทคนิคการฝังชิ้นส่วนโดยที่กำจัดดีกรีความอิสระของเหล็กเสริมออก

แผ่นปิดหัวเสา (end plate) ใช้ชิ้นส่วนแบบก้อนของแข็งยึดหยุนที่มีความแข็งเพียงพอที่จะไม่เกิดการเคลื่อนที่ภายในแผ่นปิดหัวเสาได้เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกกระทำ รอยต่อระหว่างแผ่นปิดหัวเสากับชิ้นส่วนคอนกรีตใช้แบบ Hard Contact และใช้แบบ Tied Contact สำหรับรอยต่อระหว่างแผ่นปิดหัวเสากับท่อเหล็กเพื่อให้มั่นใจว่าการเคลื่อนที่และการหมุนระหว่างรอยต่อเหมือนกัน น้ำหนักบรรทุกใส่ที่แผ่นปิดหัวเสาโดยใช้การเคลื่อนที่ที่แผ่นปิดหัวเสาเป็นเป็นตัวควบคุม

Hard Contact ถูกใช้ในรอยต่อระหว่างท่อเหล็กกับคอนกรีตแกนกลางและคอนกรีตภายนอกในทิศทางตั้งฉากกับพื้นผิว (normal direction) ด้วย เพราะคุณสมบัตินี้จะไม่ส่งผ่านหน่วย

แรงระหว่างพื้นผิว และใช้แบบจำลองความเสียหาย Mohr-Coulomb สำหรับรอยต่อในทิศทาง
ผิวสัมผัส (tangential direction) ของรอยต่อของพื้นผิว



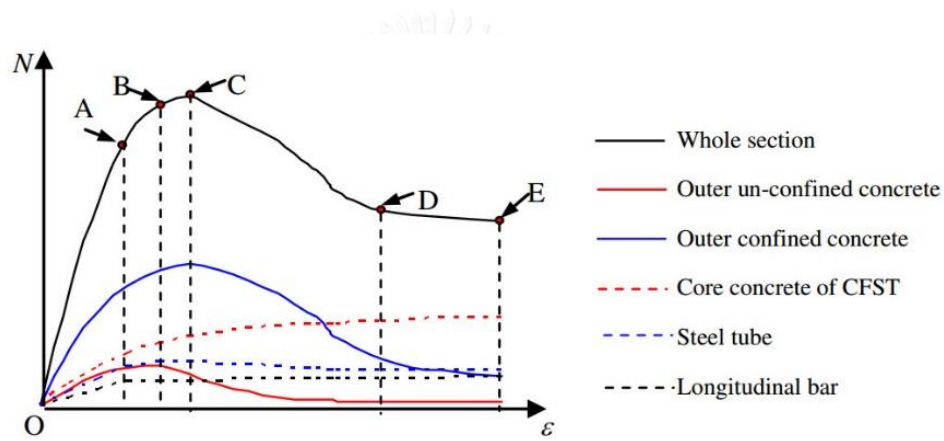
ภาพที่ 2.49 รูปแบบการวิบัติของวัสดุภายในเสาสั้นวัสดุผสม [8]

ผลจากการวิเคราะห์แบบจำลองนำไปเปรียบเทียบกับผลการทดสอบพบว่ารูปแบบการวิบัติ
ของเสาวัสดุผสมสั้นคอนกรีตเต็มลงในท่อเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต เริ่มจากการวิบัติคอนกรีตภายนอก
และการโก่งเดาะของเหล็กเสริมทางยาวโดยเหล็กปลอกบริเวณกลางเสาเกิดการครากและมีความยาว
เพิ่มขึ้น หลังจากนั้นคอนกรีตที่ถูกโอบรัดภายนอกเกิดการวิบัติ ท่อเหล็กภายในจะเกิดการโก่งเดาะ
และสุดท้ายคอนกรีตภายในเกิดการวิบัติ รูปแบบการวิบัติของแต่ละวัสดุแสดงดังภาพที่ 2.49

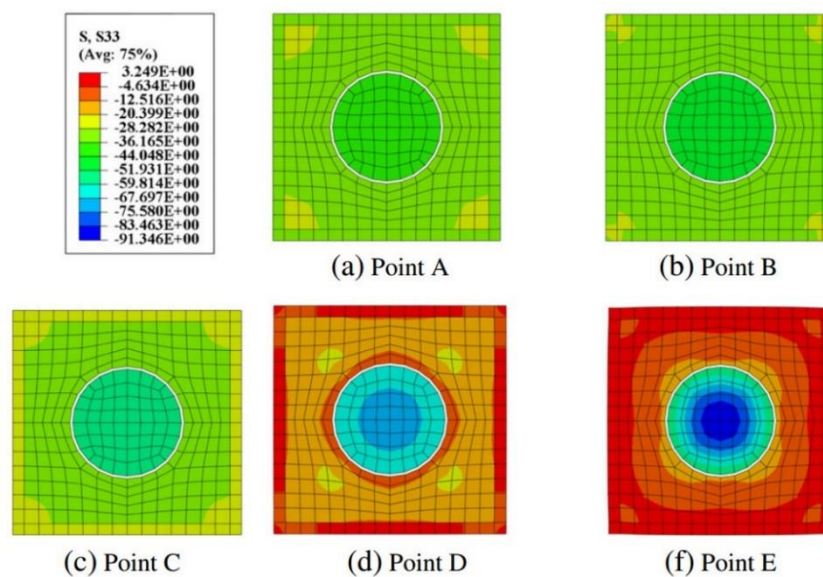
รูปแบบการกระจายหน่วยแรงของคอนกรีตเมื่อเสารับแรงอัดแบ่งออกเป็นขั้นๆ ดังภาพที่
2.51 ตามน้ำหนักบรรทุกที่กระทำและการเคลื่อนตัวของเสา โดยความสัมพันธ์หน่วยแรงกับ
ความเครียดของเสาในขั้นต่างๆ แสดงดังภาพที่ 2.50 การกระจายหน่วยแรงแบ่งเป็น 5 ขั้น ดังนี้

- ระยะที่ 1 (OA) พฤติกรรมของเสาในช่วงนี้โดยทั่วไปจะเป็นแบบยืดหยุ่น หน่วยแรงของ
คอนกรีตไม่ถูกโอบรัดและคอนกรีตที่ถูกโอบรัดภายนอกประมาณร้อยละ 80 และ 65
ของกำลังสูงสุด หน่วยแรงของคอนกรีตแกนกลางจะประมาณ 50% ของกำลังสูงสุด
ช่วงนี้จะสิ้นสุดเมื่อท่อเหล็กและเหล็กเสริมเริ่มมีพฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นเชิงเส้นแสดงดังจุด
A ในภาพที่ 2.50
- ระยะที่ 2 (AB) เป็นช่วงที่ความเครียดเพิ่มขึ้นเร็วจนถึงจุด B ในภาพที่ 2.50 กำลังของ
คอนกรีตไม่ถูกโอบรัดภายนอกถึงจุดสูงสุดและคอนกรีตภายนอกเริ่มเกิดรอยแตกร้าวขึ้น
ที่มุม ท่อเหล็กและเหล็กเสริมเกิดการคราก หน่วยแรงของคอนกรีตภายนอกที่ถูกโอบรัด
ประมาณร้อยละ 95 หน่วยแรงของคอนกรีตแกนกลางประมาณร้อยละ 70

- ระยะที่ 3 (BC) กำลังคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัดภายนอกลดลงแต่กำลังของเสายังคงเพิ่มขึ้นจนถึงจุด C ในภาพที่ 2.50 ที่กำลังของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดถึงจุดสูงสุดแต่หน่วยแรงของคอนกรีตแกนกลางยังไม่ถึงจุดสูงสุด
- ระยะที่ 4 (CD) เป็นช่วงที่หน่วยแรงของเสาเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว กำลังของเสาตกลง คอนกรีตภายนอกทั้งหมดไม่สามารถรับแรงได้ แต่หน่วยแรงของคอนกรีตแกนกลางเพิ่มขึ้นอย่างช้าๆจนเริ่มคงที่ที่จุด D ดังภาพที่ 2.50
- ระยะที่ 5 (DE) เป็นช่วงน้ำหนักบรรทุกคงที่ กำลังของเสาครึ่งหนึ่งขึ้นกับกำลังของคอนกรีตแกนกลาง

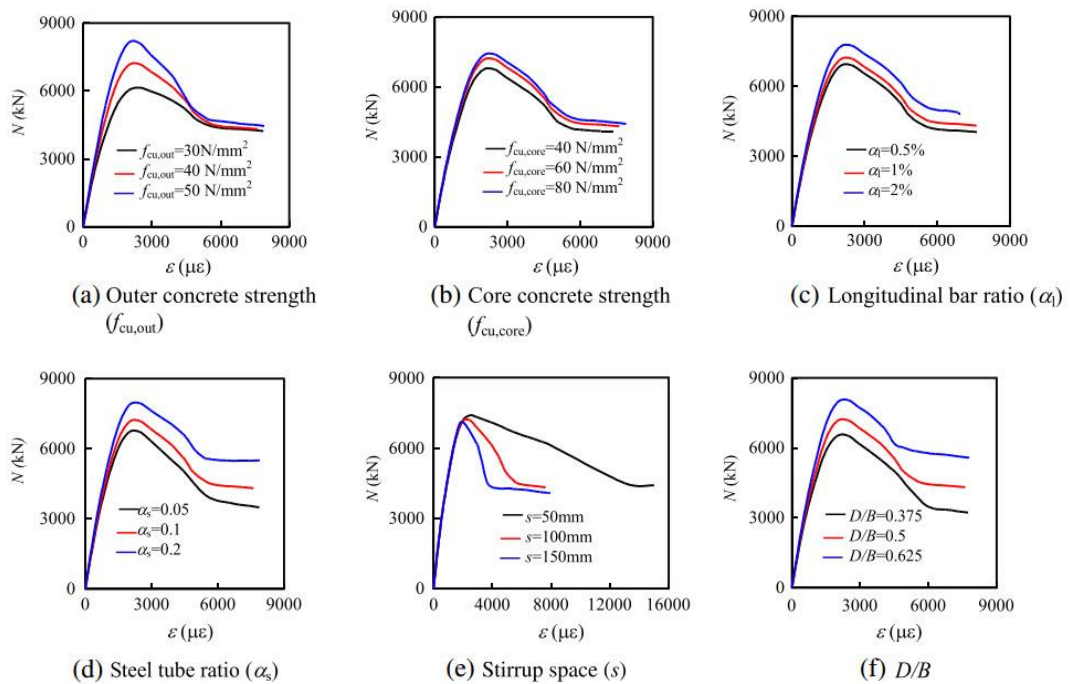


ภาพที่ 2.50 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเสาวัสดุผสม [8]

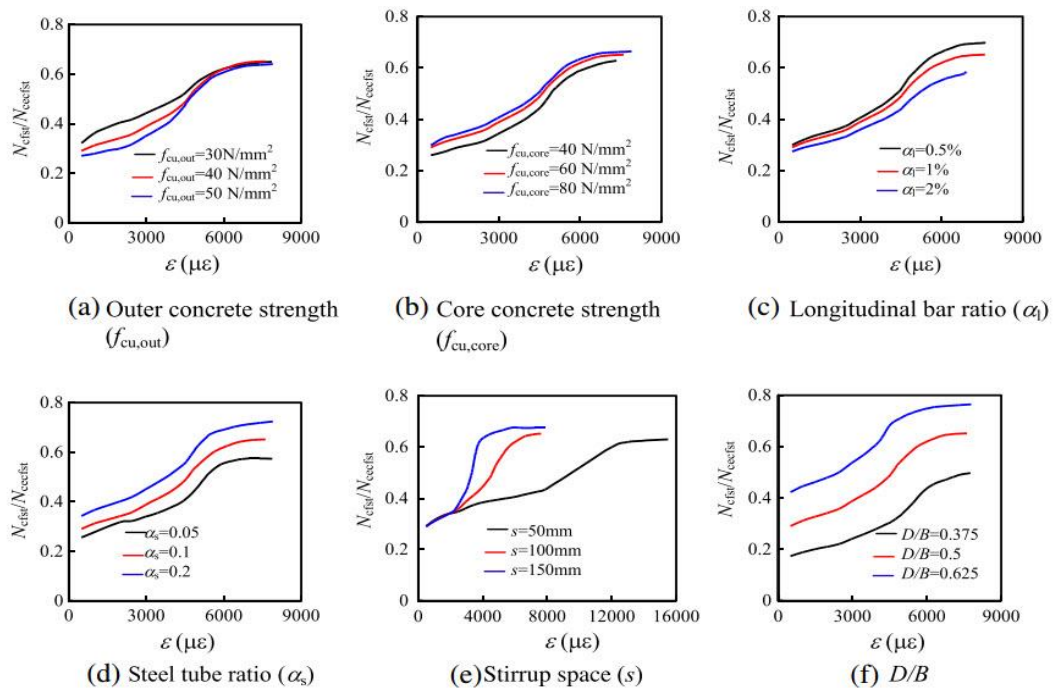


ภาพที่ 2.51 การกระจายหน่วยแรงของคอนกรีตในหน้าตัดเสาเมื่อเสาวัสดุผสมรับแรงอัด [8]

การศึกษาผลกระทบของตัวแปรต่างๆ ที่มีต่อความสัมพันธ์แรงอัด (N) กับความเครียด (ϵ) และความสัมพันธ์อัตรากำลังเสาคอนกรีตเต็มลงในเหล็กต่อกำลังเสาคอนกรีตเต็มลงในเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต (N_{cfst} / N_{ccfst}) กับความเครียด (ϵ) เป็นดังภาพที่ 2.52 และ 2.53 ตัวแปรต่างๆ ที่วิเคราะห์ คือ กำลังรับแรงของคอนกรีตภายนอก ($f_{cu,out}$) กำลังรับแรงของคอนกรีตแกนกลาง ($f_{cu,core}$) อัตราส่วนเหล็กเสริมทางยาว (α_l) อัตราส่วนเหล็กท่อน (α_t) ระยะห่างเหล็กปลอก (s) และอัตราส่วนเส้นผ่านศูนย์กลางกลางต่อความกว้างของเหล็กท่อน (D/B)



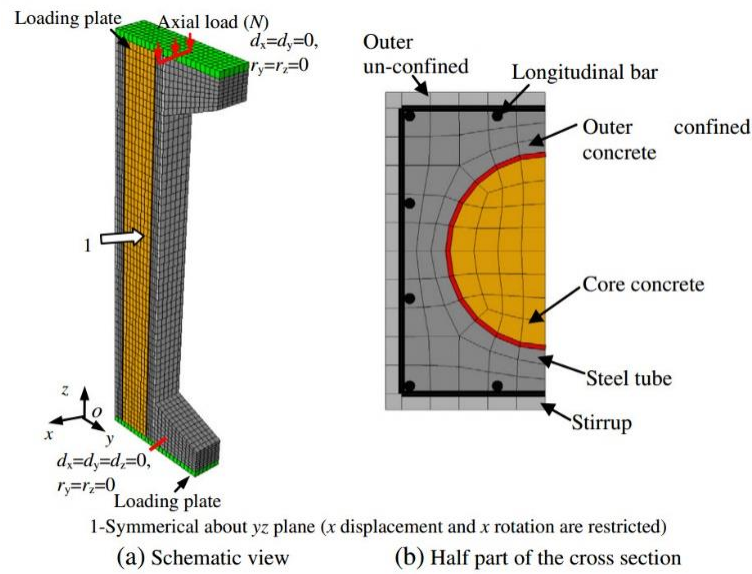
ภาพที่ 2.52 ผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่างๆ ที่มีต่อความสัมพันธ์แรงอัดกับความเครียดของเสา
วัสดุผสม [8]



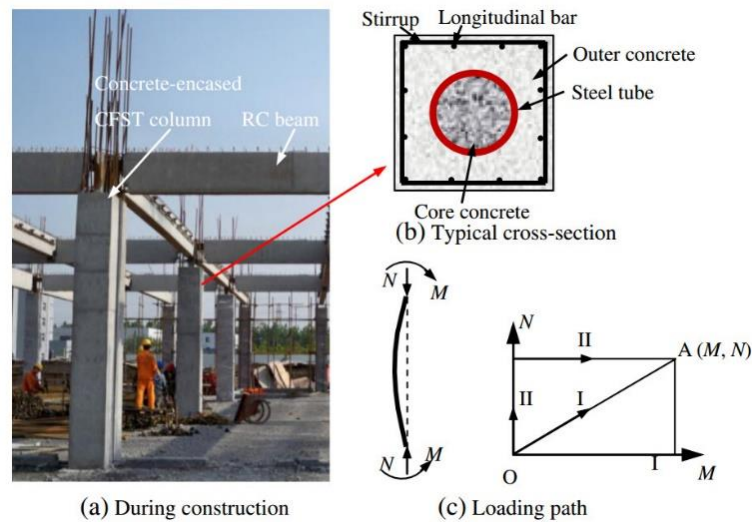
ภาพที่ 2.53 ผลกระทบของตัวแปรต่างๆ ที่มีต่อความสัมพันธ์อัตรากำลังเสาคอนกรีตเต็มลงในเหล็กต่อกำลังเสาคอนกรีตเต็มลงในเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตกับความเครียดของเสาวัสดุผสมรับแรงอัด [8]

ในปี ค.ศ.2014 An และ Han [9] ได้ศึกษาพฤติกรรมของเสาวัสดุผสมคอนกรีตเต็มลงในท่อเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำแบบแรงอัดและแรงดัดกระทำร่วมกันโดยการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ และพัฒนาเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดและแรงดัดกระทำร่วมกันของเสาวัสดุผสมนี้ซึ่งมีวิธีการดำเนินงาน ดังนี้

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ใช้โปรแกรม ABAQUS ซึ่งจำลองคุณสมบัติวัสดุ ชนิดเอลิเมนต์ การแบ่งเอลิเมนต์และรอยต่อระหว่างวัสดุเหมือนกับแบบจำลองเสาเส้นวัสดุผสมคอนกรีตเต็มลงในท่อเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำแบบแรงอัดของ Han และ An [8] ในปี ค.ศ.2013 แต่แตกต่างกันตรงรูปแบบแรงกระทำ โดยแบบจำลองนี้แรงกระทำจะเป็นแรงแบบเส้น (line load) กระทำที่แผ่นปิดหัวเสาด้านบนในทิศทางขนานกับแกน x โดยให้ตัวแปร e เป็นตัวแปรระยะห่างของแรงแบบเส้นจากแกนกลางแสดงดังภาพที่ 2.54 การใส่แรง (loading path) แบ่งออกเป็น 2 แบบ คือ การให้แรงแบบเยื้องศูนย์กลางเพื่อให้มีทั้งแรงในแนวแกนและโมเมนต์ และแบบที่ให้แรงในแนวแกนแบบไม่เยื้องศูนย์กลางก่อนเมื่อแรงถึงจุดสูงสุดแล้วจึงให้แรงกระทำทางด้านข้างเพื่อให้เกิดโมเมนต์ และภาพที่ 2.55 แสดงรูปแบบการใส่แรงของเสาในแบบจำลองและลักษณะเสาจริงขณะการก่อสร้าง



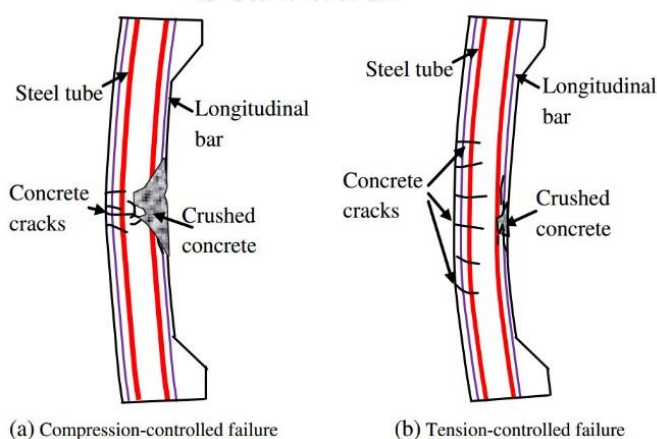
ภาพที่ 2.54 แบบจำลองเสาวัสดุผสมคอนกรีตเติมลงในท่อเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำแบบแรงอัดและแรงดัด [9]



ภาพที่ 2.55 การใส่แรงกระทำต่อเสาในแบบจำลอง [9]

พฤติกรรมที่ทำการศึกษาในงานวิจัยนี้ คือ รูปแบบการวิบัติ ความสัมพันธ์แรงกับการโก่งเดาะทางด้านข้าง การกระจายของแรงในหน้าตัดเสา หน่วยแรงระหว่างเหล็กท่อกับคอนกรีตและผลกระทบจากรูปแบบการใส่แรงในแบบจำลอง โดยให้การเยื้องศูนย์เบื้องต้น (e_0) ซึ่งพิจารณาจากผลของความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิตของเสาที่เลือกมาจากค่าที่มากกว่าระหว่าง 20 มม. กับอัตราส่วน $1/30$ ของความกว้างของเสาในแนวการเยื้องศูนย์ของแรง

รูปแบบการวิบัติของเสาวัสดุผสมคอนกรีตเสริมเหล็กในท่อนเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำแบบแรงอัดและแรงดัดแบ่งออกเป็น 2 แบบ คือ การวิบัติที่แรงอัดเป็นตัวควบคุม (compression-control failure) และการวิบัติที่แรงดึงเป็นตัวควบคุม (tension control failure) การวิบัติที่แรงอัดเป็นตัวควบคุมเป็นการวิบัติที่เหล็กรับแรงดึงยังไม่ถึงจุดครากขณะที่คอนกรีตรับแรงอัดภายนอกเกิดการวิบัติ คอนกรีตรับแรงดึงเกิดรอยแตกกว้างเมื่อน้ำหนักบรรทุกประมาณร้อยละ 20 ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุดและรอยแตกจะกระจายในแนวยาวของเสา การวิบัติที่แรงดึงเป็นตัวควบคุมเป็นการวิบัติที่เหล็กท่อนรับแรงดึงถึงจุดครากก่อนที่คอนกรีตรับแรงอัดภายนอกจะเกิดการวิบัติ ซึ่งคอนกรีตรับแรงดึงจะเกิดการแตกกว้างเมื่อน้ำหนักบรรทุกใกล้เคียงน้ำหนักบรรทุกสูงสุดและรอยแตกกว้างจะเกิดบริเวณกึ่งกลางความสูงของเสา การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์พบว่าสมดุลการวิบัติสามารถนิยามได้จากเหล็กท่อนรับแรงดึงเกิดการครากพร้อมๆ กับคอนกรีตรับแรงอัดภายนอกเกิดการวิบัติซึ่งมีขอบเขตอัตราส่วนความกว้างของเหล็กท่อนต่อความกว้างของหน้าตัด (D/B) อยู่ระหว่าง 0.50 - 0.75



ภาพที่ 2.56 การวิบัติของเสาวัสดุผสมรับแรงกระทำแบบแรงอัดและแรงดัดร่วมกัน [9]

ภาพที่ 2.57 แสดงความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดของเสากับการโก่งเดาะทางด้านข้างที่กึ่งกลางความสูงของเสา

โดย R_c คือ จุดเริ่มต้นการครากของเหล็กเสริมทางยาวด้านรับแรงอัด

R_t คือ จุดเริ่มต้นการครากของเหล็กเสริมทางยาวด้านรับแรงดึง

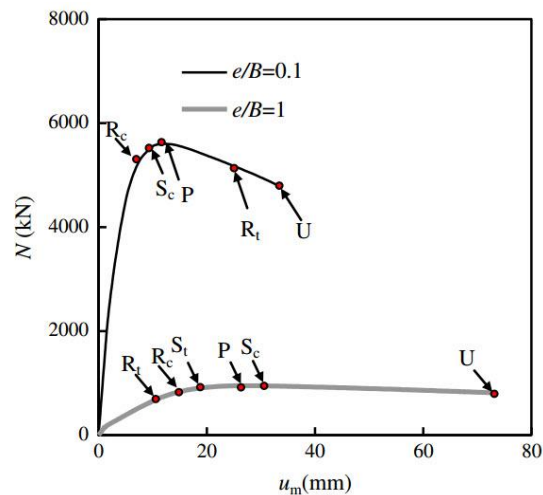
S_c คือ จุดเริ่มต้นการครากของเหล็กท่อนด้านรับแรงอัด

S_t คือ จุดเริ่มต้นการครากของเหล็กท่อนด้านรับแรงดึง

P คือ น้ำหนักบรรทุกสูงสุดของเสา

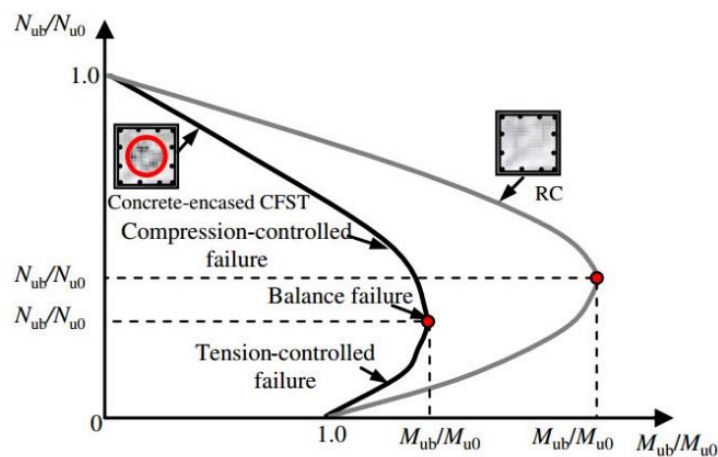
และ U คือ น้ำหนักบรรทุกที่ร้อยละ 85 ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุด

การวิบัติแบบแรงอัดควบคุม ($e/B = 0.1$) มีลำดับชั้นการวิบัติ ดังนี้ $R_c - S_c - P - R_t - U$
 และการวิบัติแบบแรงดึงควบคุม ($e/B = 1$) มีลำดับชั้นการวิบัติ ดังนี้ $R_t - R_c - S_t - P - S_c - U$



ภาพที่ 2.57 การวิบัติของเสาวัสดุผสมรับแรงกระทำแบบแรงอัดและแรงดึง [9]

ภาพที่ 2.58 แสดงตัวอย่างเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกันของคอนกรีต โดย M_u คือ โมเมนต์ที่เกิดจาก $N_u (e + u_{um})$ ซึ่ง u_{um} คือ การโก่งเดาะทางด้านข้างที่กึ่งกลาง ความสูง $N_{u0} (M_u = 0)$ คือ กำลังรับแรงอัดของหน้าตัดเสาและ $M_{u0} (N_u = 0)$ คือ กำลังรับโมเมนต์ของหน้าตัด



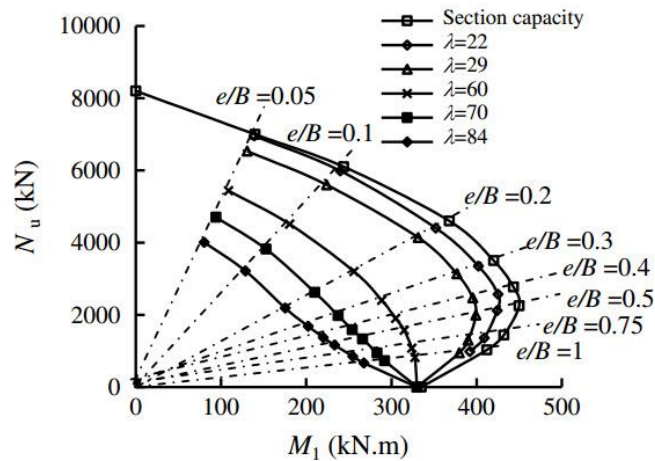
ภาพที่ 2.58 ตัวอย่างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกันของเสาวัสดุผสม [9]

ภาพที่ 2.59 แสดงผลกระทบของความชะลูด (λ) ต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงดัดและแรงอัดร่วมกันของเสา ซึ่งไม่คิดผลกระทบการวิเคราะห์อันดับสอง (second-order effect)

$$\lambda = l_0 / i \quad (2.31)$$

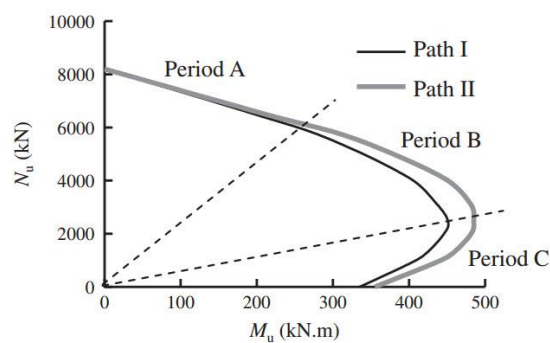
โดย i คือ รัศมีการหมุน (radius of gyration)

และ l_0 คือ ความยาวประสิทธิผลของเสา



ภาพที่ 2.59 ผลกระทบของความขลาดต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงดัดและแรงอัด [9]

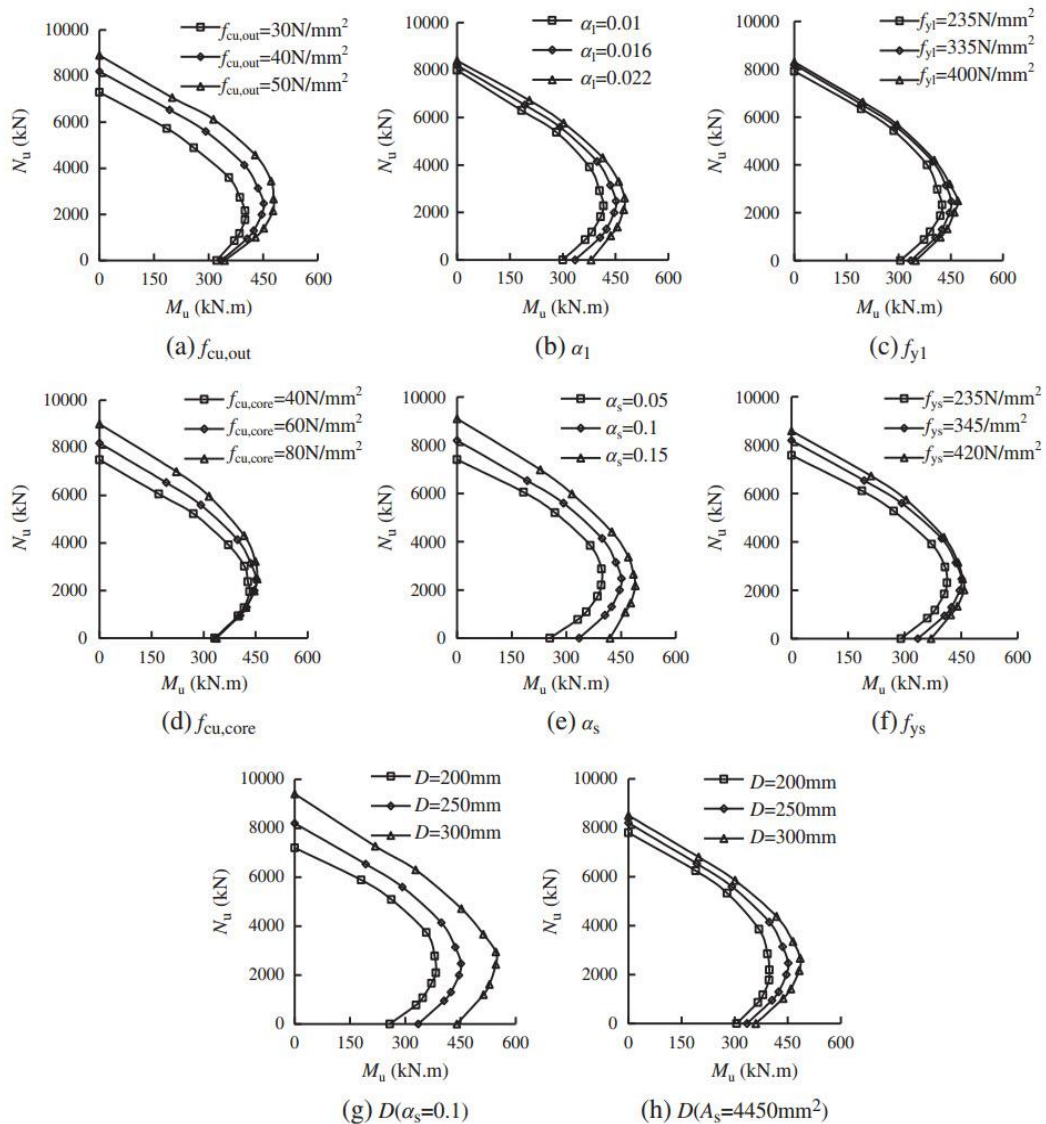
ภาพที่ 2.60 แสดงผลกระทบจากอิทธิพลของรูปแบบการใส่แรง (loading path) ต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกันของเสา ซึ่งพฤติกรรมการวิเคราะห์ที่ผ่านมาพิจารณาที่รูปแบบการใส่แรงเป็นแบบที่ 1 (Path I) ซึ่งเป็นการให้แรงอัดเบื้องต้น แต่จากการเปรียบเทียบรูปแบบการใส่แรงพบว่าในรูปแบบการใส่แรงแบบที่ 2 (Path II) กำลังรับโมเมนต์ของเสาจะเพิ่มขึ้นจากรูปแบบการใส่แรงแบบที่ 1 ประมาณร้อยละ 10



ภาพที่ 2.60 ผลกระทบรูปแบบการใส่แรงต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงดัดและแรงอัด [9]

ตัวแปรอื่นๆ ที่ศึกษาผลกระทบต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกันของเสามีดังนี้ คือ กำลังรับแรงของคอนกรีตแกนกลาง ($f_{cu,core}$) กำลังครากของเหล็กท่อ (f_{ys}) อัตราส่วน

พื้นที่หน้าตัดของเหล็กที่ต่อพื้นที่หน้าตัดคอนกรีตแกนกลาง (α_s) กำลังรับแรงของคอนกรีตภายนอก ($f_{cu,out}$) กำลังครากของเหล็ก (f_{yl}) อัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมทางยาวทั้งหมดต่อพื้นที่หน้าตัดคอนกรีตภายนอก (α_l) และอัตราส่วนความกว้างของเหล็กที่ต่อความกว้างของทั้งหมดของเสา (D/B) ผลกระทบที่ตัวแปรต่างๆ มีต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกันของเสาจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงดังภาพที่ 2.61



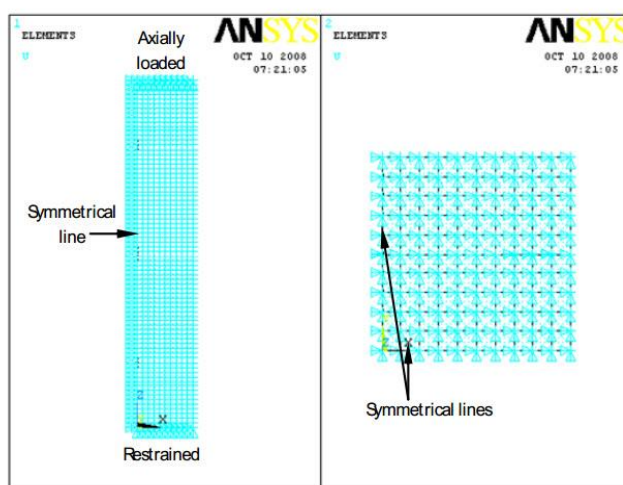
ภาพที่ 2.61 ผลกระทบของตัวแปรต่างๆ ต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงดัดและแรงอัด [9]

2.4 การวิเคราะห์พฤติกรรมของเสาโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ ด้วยโปรแกรม ANSYS

ในอดีตที่ผ่านมาจนถึงปัจจุบันมีหลายงานวิจัยที่ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมเสาโดยการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ ด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ANSYS ผู้วิจัยได้ทำการรวบรวมงานวิจัยเหล่านี้ไว้ ดังนี้

ในปี ค.ศ.2009 Tavio และ Tata [10] ได้ศึกษาการทำนายพฤติกรรมและความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรูปสี่เหลี่ยม และเสนอการวิธีการสร้างแบบจำลองโดยใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ANSYS ที่คิดกำลังของวัสดุแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear) ในการวิเคราะห์กำลังของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรูปสี่เหลี่ยมรับแรงอัดโดยพิจารณาผลของการถูกโอบรัดของคอนกรีตจากเหล็กเสริม ดังนี้

แบบจำลองเลือกชนิดเอลิเมนต์ของคอนกรีตเลือกใช้เอลิเมนต์ SOLID65 เพราะแบบจำลองวัสดุคอนกรีตชนิดนี้สามารถทำนายการวิบัติจากความเปราะของวัสดุได้โดยพิจารณาทั้งรูปแบบการวิบัติการแตกร้าว (cracking) และการแตกทันที (crushing) ของคอนกรีต การจำลองเหล็กเสริมทางยาวและทางขวางเลือกใช้ LINK8 เพราะเป็นรูปแบบเอลิเมนต์ที่สมบูรณ์สำหรับเหล็กโดยพิจารณาความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของเหล็กทั้งช่วงการครากและช่วงการแข็งด้วยความเครียดของเหล็ก แบบจำลองให้แรงกระทำทางด้านบนและมีการยึดรั้งทางด้านล่าง และทำการจำลองเพียง 1 ใน 4 ส่วนของหน้าตัดเสา ดังภาพที่ 2.62 โดยด้านรอยต่อที่เป็นเส้นสมมาตรจะกำหนดเป็นจุดยึดรั้งเพื่อความถูกต้องของแบบจำลองการวิเคราะห์



ภาพที่ 2.62 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก [10]

หน้าตัดเสาในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์มีคุณสมบัติดังตารางที่ 2.17 โดยหน้าตัดเสาทั้งหมดขนาด 500 x 500 มม. สูง 1500 มม. ระยะหุ้มคอนกรีต 20 มม.

ตารางที่ 2.17 คุณสมบัติหน้าตัดเสาในแบบจำลอง [10]

Column ID	Cross Section (mm)	Height (mm)	f'_c (MPa)	ρ (%)	f_{yt} (MPa)	f_{yh} (MPa)	Spacing, s (mm)	Volumetric ratio (%)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
LS0	500 x 500	1500	24.3	—	—	—	—	—
LS1	500 x 500	1500	24.3	0.95	295	235	60	1.73
LS2	500 x 500	1500	24.3	0.95	295	235	75	2.19
LS3	500 x 500	1500	24.3	0.95	295	235	40	2.60

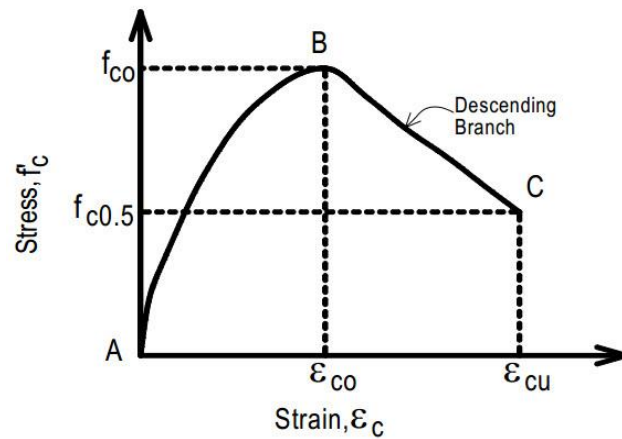
Note: f'_c = compressive strength of concrete; ρ = ratio of longitudinal steel; f_{yt} = yield strength of longitudinal steel; f_{yh} = yield strength of transverse steel.

คุณสมบัติวัสดุของคอนกรีตที่นำเข้า (input) ในแบบจำลองมีดังนี้

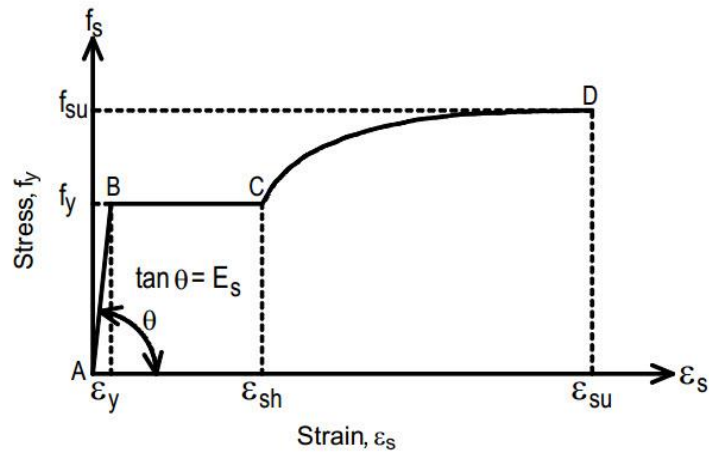
- ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต
- โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (modulus of elastic of concrete)
- กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทดสอบ (specified compressive strength of concrete)
- โมดูลัสแตกหักของคอนกรีต (modulus of rupture of concrete)
- อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต (Poisson's ratio of concrete)
- ความหนาแน่นของคอนกรีต (concrete density)

คุณสมบัติวัสดุของเหล็กเสริมที่นำเข้า (input) ในแบบจำลองมีดังนี้

- ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของเหล็ก
- โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม (modulus of elastic of reinforcing steel)
- กำลังครากของเหล็กเสริมทางยาว (specified yield strength of longitudinal steel)
- กำลังครากของเหล็กเสริมปลอก (specified yield strength of transverse steel)
- อัตราส่วนปัวซองของเหล็ก (Poisson's ratio of steel)
- ความหนาแน่นของเหล็ก (steel density)



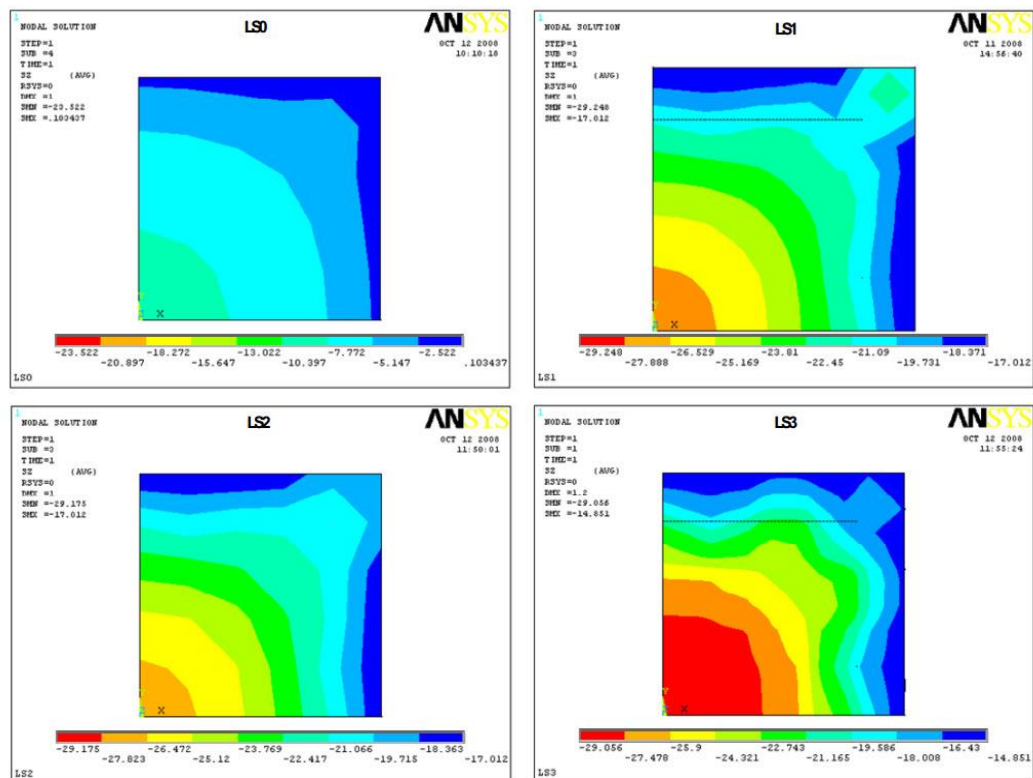
ภาพที่ 2.63 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตในแบบจำลอง [10]



ภาพที่ 2.64 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กในแบบจำลอง [10]

การใส่แรงกระทำต่อเสาในแบบจำลองจะใส่แรงอัดเป็นความดันกระทำตลอดทั้งหน้าตัดเสา ด้านบนของแบบจำลอง ขนาดของความดันจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นเป็นขั้นๆ ให้เหมือนกับการทดสอบเสาจริง ในแต่ละขั้นจะมีกระบวนการทำซ้ำจนได้ค่าที่ลู่เข้าแล้วจึงข้ามไปขั้นต่อไป บางครั้งจึงอาจมีปัญหาได้เวลาในการคำนวณถ้าแบ่งขั้นการให้แรงเยอะเกินไปจึงใช้ตัวเลือกขั้นเวลาอัตโนมัติแบบสลับกัน (alternate automatic time step option) ของโปรแกรม ANSYS เพื่อที่จะหลีกเลี่ยงปัญหาดังกล่าว โดยตัวเลือกนี้จะเลือกจำนวนขั้นตอนย่อยๆ ที่น้อยที่สุดในแต่ละขั้นแรงกระทำที่ยังให้คำตอบที่ลู่เข้า เมื่อแรงกระทำถึงแรงกระทำสูงสุดจะเปลี่ยนรูปแบบจากการเพิ่มของน้ำหนักบรรทุก (load control mode) ไปเป็นการเพิ่มการเคลื่อนตัว (displacement control mode) จนไปจุดที่เสาเกิดการวิบัติ เพื่อให้ได้เส้นความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดที่สมบูรณ์

การวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม ANSYS พบว่าเสาตัวอย่างมีที่กระจายของหน่วยแรงในหน้าตัดที่กึ่งกลางความสูงของเสา ดังภาพที่ 2.65 โดยการกระจายหน่วยแรงของหน้าตัด LS0 เป็นหน่วยแรงของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด แต่หน่วยแรงของหน้าตัด LS1 LS2 และ LS3 เป็นการกระจายหน่วยแรงของคอนกรีตแบบถูกโอบรัด โดยการโอบรัดจะมากขึ้นเมื่อระยะห่างเหล็กปลอกน้อยลงตามลำดับ

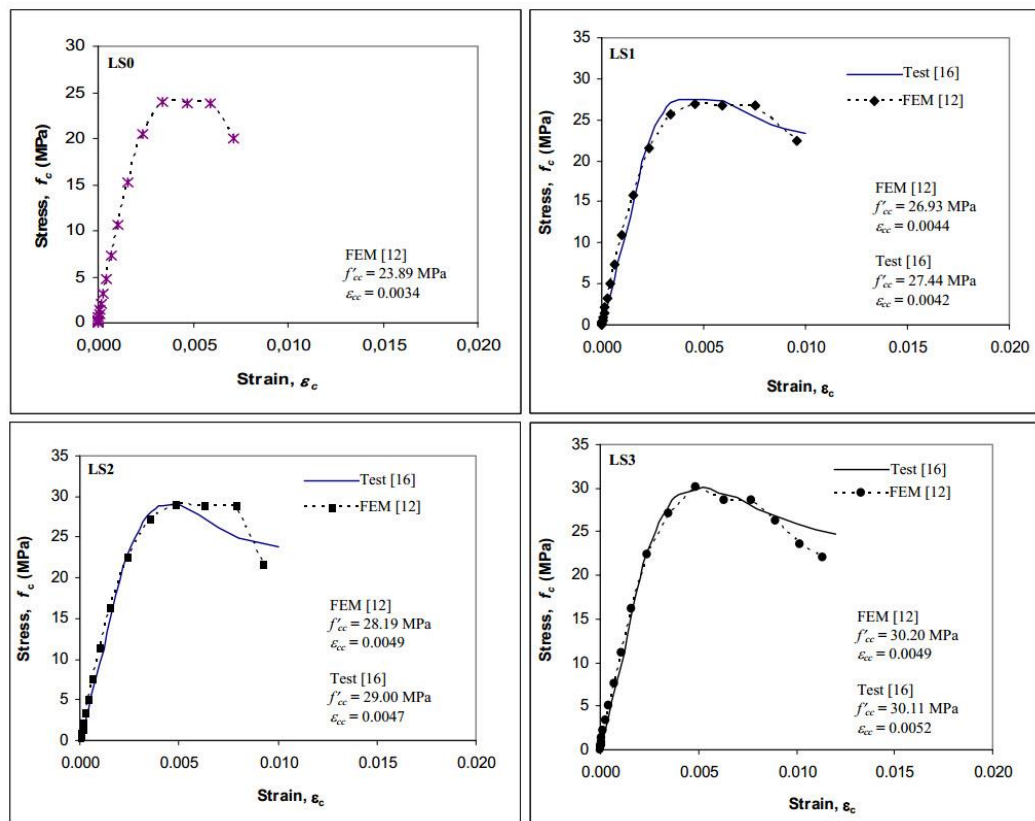


ภาพที่ 2.65 การกระจายของหน่วยแรงในหน้าตัดที่จุดกึ่งกลางความสูงของเสา [10]

ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม ANSYS เทียบกับผลการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจริงเป็นดังภาพที่ 2.66 ซึ่งมีความใกล้เคียงกันระหว่างแบบจำลองและการทดสอบจริง ดังตารางที่ 2.18

ตารางที่ 2.18 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองกับการทดสอบจริง [10]

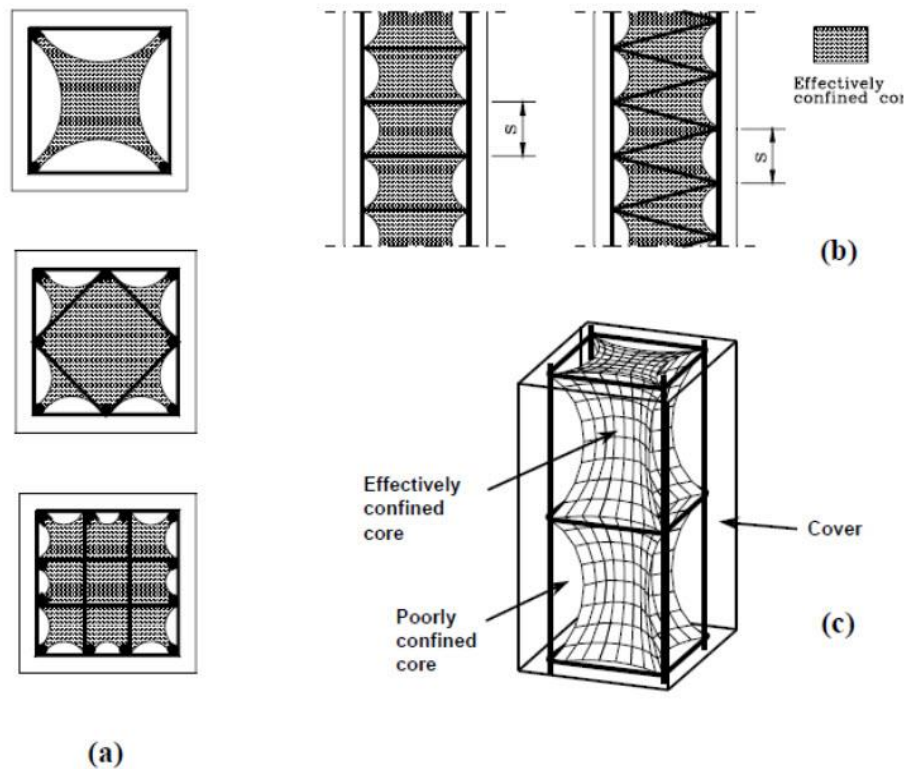
Column Specimen ID	f_{cc} (MPa)			ϵ_{cc} (%)			ϵ_{cc85} (%)		
	FEM	Test	Diff. (%)	FEM	Test	Diff. (%)	FEM	Test	Diff. (%)
LS0	23.89	-	-	0.34	-	-	-	-	-
LS1	26.93	27.44	1.84	0.44	0.42	3.88	0.86	0.91	5.38
LS2	28.19	29.00	2.80	0.49	0.47	2.58	0.84	0.85	1.17
LS3	30.20	30.11	0.29	0.49	0.52	5.65	1.00	1.06	5.66



ภาพที่ 2.66 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ [10]

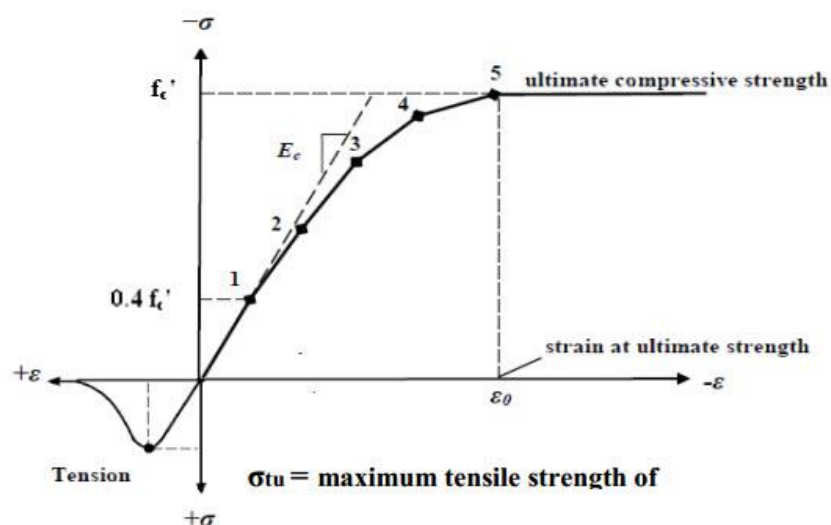
ในปี ค.ศ.2012 Harba [11] ได้ศึกษาเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้คอนกรีตกำลังสูงภายใต้ น้ำหนักบรรทุกตรงศูนย์และน้ำหนักบรรทุกเอียงศูนย์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้นด้วย โปรแกรม ANSYS มีรายละเอียด ดังนี้

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ANSYS 12.1 โดยคอนกรีต เลือกใช้ชนิดเอลิเมนต์แบบ Solid65 ซึ่งมีจุดเชื่อมต่อ 8 จุด และมีดีกรีความอิสระ 3 ดีกรี ที่สามารถ ส่งถ่ายแรงได้ในทิศทางแกน x แกน y และแกน z เท่านั้น มีความสามารถทำนายการเสียรูปในช่วง พลาสติก รอยแตกร้าวและการแตกหักของคอนกรีตได้ สำหรับเหล็กเสริมทงยาวและเหล็กปลอก เลือกใช้ชนิดเอลิเมนต์แบบ 3D-Link8 ซึ่งมีจุดเชื่อมต่อ 2 จุด และมีดีกรีความอิสระ 3 ดีกรี และสามารถทำนายการเสียรูปของเหล็กในช่วงพลาสติกได้ ส่วนแผ่นเหล็กที่จุดรองรับของเสาเลือกใช้ชนิด เอลิเมนต์แบบ Solid45-3D สำหรับ ซึ่งมีจุดเชื่อมต่อ 8 จุด และมีดีกรีความอิสระ 3 ดีกรี



ภาพที่ 2.67 พื้นที่การโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก [11]

ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรับแรงอัดใช้แบบเส้นตรงต่อกัน 6 เส้น ส่วนคอนกรีตรับแรงดึงใช้แบบมีค่าสูงสุดเท่ากับ 0.1 เท่าของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต ดังภาพที่ 2.68 ส่วนการแบ่งเอลิเมนต์ใช้แบบแบ่งจุดเชื่อมต่อ (sharing nodes) ที่มีใช้ในโปรแกรม ANSYS

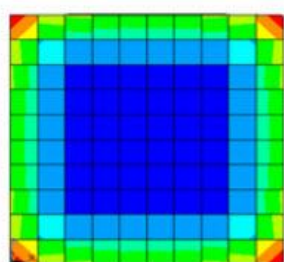


ภาพที่ 2.68 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตในแบบจำลอง [11]

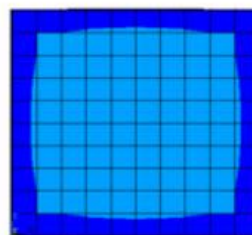
สำหรับข้อมูลที่นำเข้าไปโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ANSYS มีดังนี้

- โมดูลัสยืดหยุ่น (elastic modulus) ใช้ค่าเท่ากับ $4700\sqrt{f'_c}$
- กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตรับแรงทางเดียว
- กำลังรับแรงดึงสูงสุดของคอนกรีตรับแรงทางเดียว
- อัตราส่วนปัวซอง ใช้ค่าเท่ากับ 0.2
- สัมประสิทธิ์การส่งผ่านแรงเฉือนสำหรับการเปิดของรอยแตก (shear transfer coefficient for open cracks) สมมติให้ใช้ค่าเท่ากับ 0.2 และสัมประสิทธิ์การส่งผ่านแรงเฉือนสำหรับการปิดของรอยแตก (shear transfer coefficient for closed cracks) สมมติให้ใช้ค่าเท่ากับ 0.66
- ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตรับแรงอัด
- ความหนาแน่นของคอนกรีตใช้ค่าเท่ากับ 2400 กก.ต่อ ลบ.ม.

ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเสาและการกระจายหน่วยแรงในหน้าตัดเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่กึ่งกลางความสูงของเสาเมื่อรับแรงตรงศูนย์ จากแบบจำลองของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นดังภาพที่ 2.69 และการกระจายหน่วยแรงในหน้าตัดเสาที่กึ่งกลางความสูงของเสาเมื่อรับแรงเยื้องศูนย์เป็นดังภาพที่ 2.70

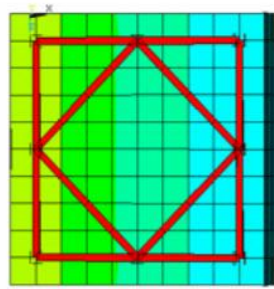


S40-A-E0

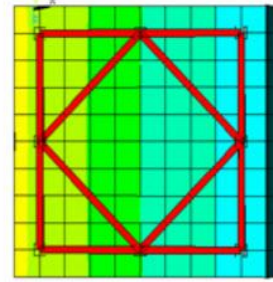


S70-A-E0

ภาพที่ 2.69 ตัวอย่างการกระจายหน่วยแรงในหน้าตัดเสาที่กึ่งกลางความสูงของเสาเมื่อรับแรงกระทำตรงศูนย์ [11]



S40-B-E20



S70-B-E20

ภาพที่ 2.70 ตัวอย่างการกระจายหน่วยแรงในหน้าตัดเสาที่กึ่งกลางความสูงของเสาเมื่อรับแรงกระทำ
เยื้องศูนย์ [11]



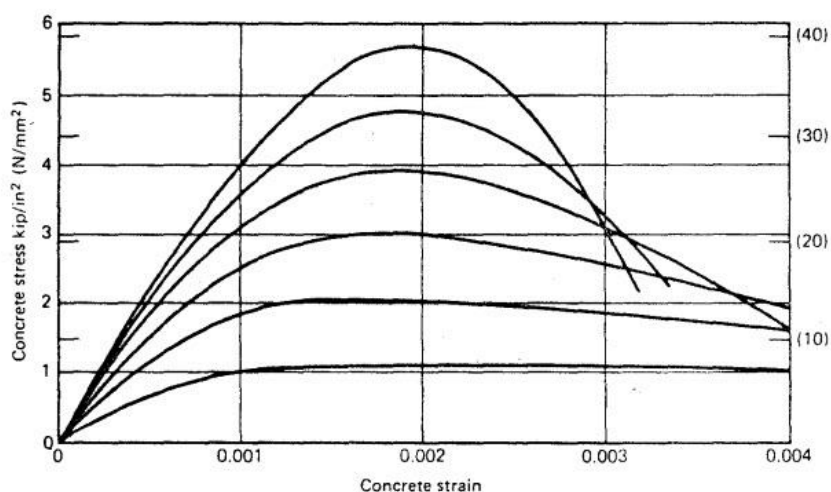
บทที่ 3

ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย

3.1 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด

ในอดีตจนถึงปัจจุบันมีหนังสือและบทความที่มีเนื้อหาเกี่ยวกับพฤติกรรมความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดและโซนพื้นที่ของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดซึ่งผู้วิจัยได้ศึกษาและรวบรวมบทความเหล่านั้นไว้ ดังนี้

ในปี ค.ศ.1975 Park และ Paulay [14] ได้รวบรวมและเสนอวิธีการทำนายพฤติกรรมโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก และสรุปว่ากำลังรับแรงอัดทางเดียว (uniaxial stress) ของคอนกรีต โดยทั่วไปจะได้รับการทดสอบคอนกรีตทรงกระบอกที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 นิ้ว (305 มม.) สูง 6 นิ้ว (152 มม.) ด้วยการอัดแรงอย่างช้าๆ ในทิศทางตามความยาวของคอนกรีตทรงกระบอกเมื่อคอนกรีตที่มีอายุ 28 วัน กำลังรับแรงอัดทางเดียวที่ 28 วัน มีค่าประมาณ 2000-8000 ปอนด์ต่อตารางนิ้ว (13.8-55.2 นิวตัน มม.) ภาพที่ 3.1 แสดงความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตทรงกระบอกภายใต้แรงอัดทางเดียว



ภาพที่ 3.1 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตรับแรงอัดทางเดียว [14]

กราฟจะมีลักษณะเป็นเส้นโค้งพาราโบลาจากจุดเริ่มต้นไปจนถึงจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุด ซึ่งหน่วยแรงสูงสุดของการทดสอบแต่ละครั้งจะขึ้นอยู่กับส่วนผสมของคอนกรีตและจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดจะมีความเครียดประมาณ 0.002 หลังจากจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

ทดสอบจะลดลงเนื่องจากการเกิดรอยแตกในคอนกรีตทดสอบในทิศทางตามแนวยาวของทรงกระบอก และจะลดลงเรื่อยๆ จนถึงจุดที่คอนกรีตทดสอบไม่สามารถรับแรงอัดได้

แบบจำลองความสัมพันธ์หน่วยแรงอัดทางเดียวของคอนกรีต (f_c') กับความเครียดของคอนกรีต (ε_c) เป็นดังสมการ 3.1 แสดงดังภาพที่ 3.2

$$f_c = f_c'' \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f_c''}{E_c} \quad (3.2)$$

$$E_c = 4730\sqrt{f_c'} \quad (3.3)$$

โดย E_c คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตคำนวณได้จากสมการ 3.3

f_c' คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก

f_c'' คือ หน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต

และ ε_0 คือ ความเครียดของจุดที่มีหน่วยแรงอัดสูงสุดคำนวณได้จากสมการ 3.2

โดยทั่วไปกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต (tensile stress of concrete) จะมีค่าน้อยกว่าร้อยละ 20 ของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต เนื่องจากการหาค่ากำลังรับแรงดึงไม่สามารถทำได้โดยตรง เพราะไม่สามารถจับตัวอย่างทดสอบให้อยู่นิ่งขณะให้แรงดึงได้ การหาค่ากำลังจึงมักจะใช้วิธีการทดสอบ โดยให้แรงกดอัดคอนกรีตทดสอบทรงกระบอกในทิศทางเส้นผ่านศูนย์กลางแล้วสามารถหาค่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตทดสอบ (f_t') จากสมการ 3.4

$$f_t' = \frac{2P}{\pi hd} \quad (3.4)$$

โดย d คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก

h คือ ความสูงของคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก

และ P คือ แรงกดอัดคอนกรีตทดสอบ

การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตอีกวิธีหนึ่งคือการตัดแผ่นคอนกรีตหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมขนาดกว้าง 6 นิ้ว (150 มิลลิเมตร) โดยโมดูลัสแตกร้าว (Modulus of Rupture) (f_r) สามารถคำนวณได้จากสมการ 3.5

$$f_r = M/Z \quad (3.5)$$

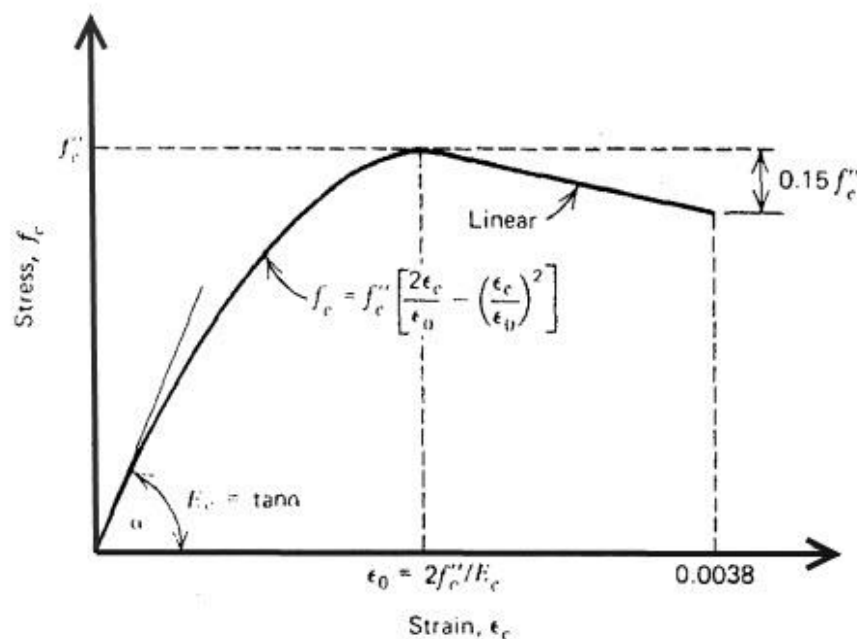
โดย M คือ โมเมนต์ดัดที่จุดที่คอนกรีตทดสอบแตก

และ Z คือ โมดูลัสของหน้าตัด

โมดูลัสแตกร้าวยังสามารถหาได้จากความสัมพันธ์กับกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตทดสอบ จากสมการ 3.6

$$f_r = 0.083K\sqrt{f'_c} \quad (3.6)$$

โดย K คือ ค่าคงที่ขึ้นอยู่กับส่วนผสมในคอนกรีตซึ่งจะมีค่าอยู่ระหว่าง 7-13 ซึ่งทั่วไปใช้ 7.5

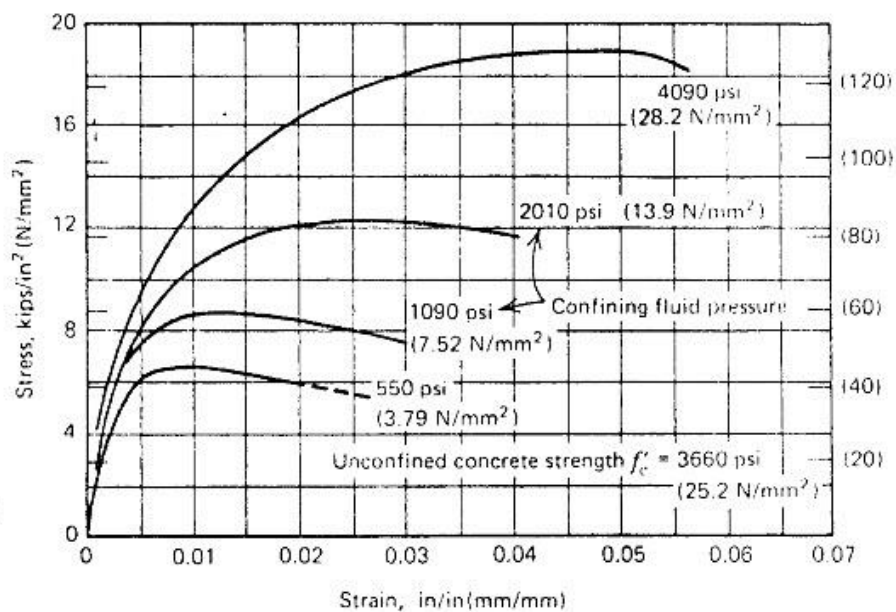


ภาพที่ 3.2 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดคอนกรีตรับแรงทางเดียว [14]

คอนกรีตในโครงสร้างจริงโดยส่วนใหญ่จะไม่รับแรงกดในทิศทางเดียว (uniaxial compression) แต่จะรับแรงกดในสามทิศทาง (triaxial compression) ทำให้มีมีกำลังรับแรงกดสูงกว่าคอนกรีตรับแรงกดในทิศทางเดียว ดังภาพที่ 3.3 เนื่องจากผลของความดันทางด้านข้าง (lateral pressure) ที่จำกัดการขยายตัวด้านข้างและช่วยลดการเกิดรอยแตกร้าวภายในคอนกรีต กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่รับแรงกดในสามทิศทางเป็นไปตามสมการ 3.7

$$f_{cc}'' = f_c' + 4.1f_l \quad (3.7)$$

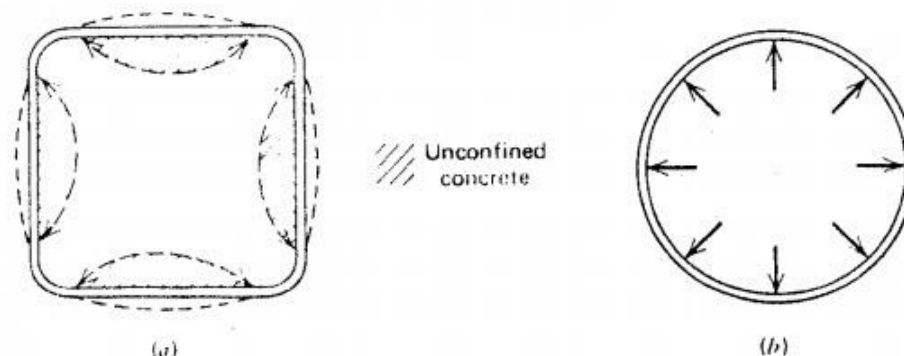
โดย f_c' คือ กำลังรับแรงอัดในแนวแกนของคอนกรีตทดสอบเมื่อรับแรงอัดทางเดียว
 f_{cc}' คือ กำลังรับแรงอัดในแนวแกนของคอนกรีตทดสอบเมื่อรับแรงอัดสามทาง
 และ f_l คือ ความดันทางด้านข้างที่กระทำต่อคอนกรีตเมื่อรับแรงอัดในแนวแกน (lateral confining pressure)



ภาพที่ 3.3 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตทดสอบจากการจำกัดการขยายตัวทางด้านข้างของคอนกรีต [14]

เหล็กปลอก (transverse reinforcement bar) ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะทำให้หน้าที่จำกัดการขยายตัวทางด้านข้างของคอนกรีตและลดการเกิดรอยแตกร้าวภายในคอนกรีต ทำให้คอนกรีตที่อยู่ภายในเหล็กปลอกมีกำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้น เป็นการเพิ่มกำลังรับแรงและความเหนียวให้กับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นๆ พฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีต (confinement) ที่เกิดจากเหล็กปลอกนี้จะเกิดขึ้นเมื่อโครงสร้างมีแรงกดในแนวยาวแล้วเท่านั้น (passive confinement) การโอบรัดตัวของคอนกรีตจากเหล็กปลอกเกลียวรูปวงกลม (circular spirals) กับเหล็กปลอกห่อรูปสี่เหลี่ยม (rectangular hoops) มีความแตกต่างกัน เนื่องจากเหล็กปลอกเกลียวรูปวงกลมสามารถโอบรัดคอนกรีตภายในได้อย่างต่อเนื่องมากกว่าเหล็กปลอกห่อรูปสี่เหลี่ยมซึ่งสามารถโอบรัดคอนกรีตภายในได้เฉพาะบริเวณส่วนกลางของคอนกรีตและบริเวณมุมของเหล็กปลอก

ดังภาพที่ 3.4 อย่างไรก็ตาม เหล็กปลอกทรงรูปสี่เหลี่ยมก็สามารถเพิ่มความแข็งแรงและความเหนียวให้กับคอนกรีตภายในได้เช่นกัน



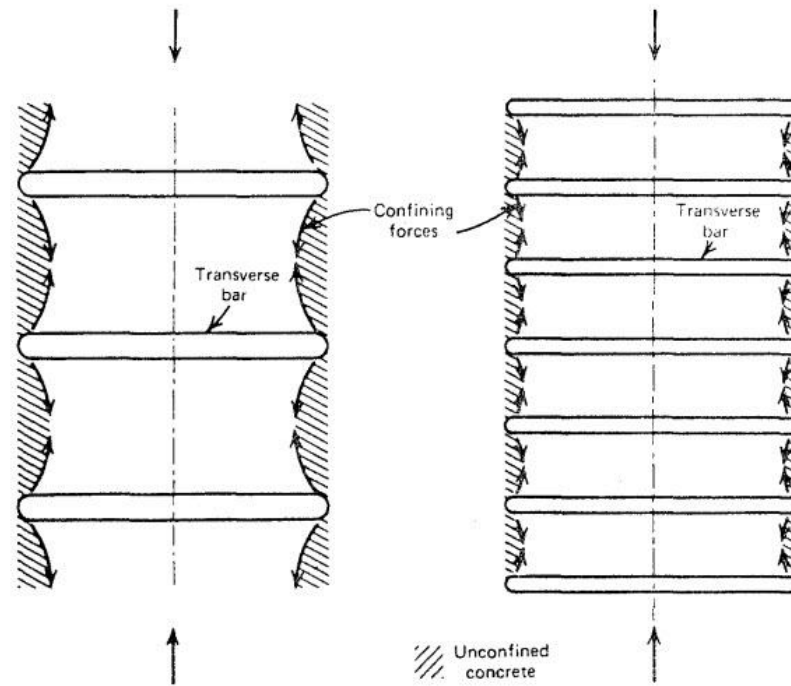
ภาพที่ 3.4 การโอบรัดตัวของคอนกรีตจากเหล็กเสริมปลอกทรงรูปสี่เหลี่ยมและเหล็กเสริมปลอกเกลียวรูปวงกลม [14]

ความแข็งแรงและความเหนียวของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดสามารถสังเกตได้จากความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด ซึ่งขึ้นอยู่กับตัวแปรต่างๆ ดังนี้

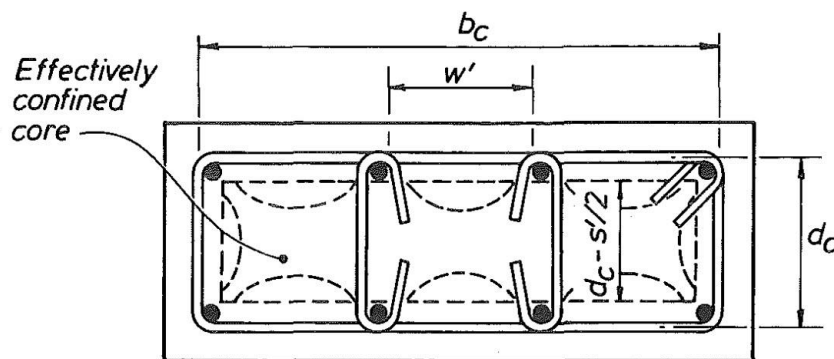
- อัตราส่วนระหว่างเหล็กปลอกต่อคอนกรีตภายใน โดยถ้าอัตราส่วนเหล็กปลอกต่อคอนกรีตภายในมีค่ามาก เหล็กปลอกจะมีความต้านทางด้านข้างมาก จะมีผลทำให้ความแข็งแรงและความเหนียวของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดมีค่ามาก
- กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก โดยจะมีผลต่อความต้านด้านข้างสูงสุดที่เหล็กปลอกสามารถโอบรัดคอนกรีตได้
- อัตราส่วนระหว่างระยะห่างเหล็กปลอกต่อเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก เพราะขอบเขตการถูกโอบรัดของคอนกรีตจะมีลักษณะเป็นเส้นโค้งระหว่างเหล็กปลอกสองอันที่ติดกัน ดังภาพที่ 3.5 เพราะฉะนั้น ถ้าระยะห่างเหล็กปลอกมากจะทำให้พื้นที่คอนกรีตที่ถูกโอบรัดน้อยลง
- อัตราส่วนเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอกต่อระยะที่ไม่มีเหล็กตามยาว เนื่องจากจะมีผลต่อพื้นที่การถูกโอบรัดตัวของคอนกรีต ดังภาพที่ 3.6
- ขนาดของเหล็กเสริมทางยาว เหล็กเสริมทางยาวมีขนาดใหญ่จะช่วยป้องกันไม่ให้เหล็กเสริมปลอกเกิดการเคลื่อนที่
- กำลังของคอนกรีต คอนกรีตกำลังต่ำจะมีความแข็งแรงน้อยแต่จะมีความเหนียวมาก

- อัตราการกดอัดของแรงต่อเวลา เพราะถ้ากดคอนกรีตอย่างรวดเร็วพฤติกรรมความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดจะเปลี่ยนแปลงไป

คอนกรีตภายนอกเหล็กปลอกเป็นคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัดมีพฤติกรรมและความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดเหมือนคอนกรีตรับแรงกดอัดทางเดียว



ภาพที่ 3.5 ขอบเขตการโอบรัดตัวของคอนกรีตตามแนวยาวจากเหล็กเสริมปลอก [14]



ภาพที่ 3.6 ขอบเขตการโอบรัดตัวของคอนกรีตตามแนวขวางจากเหล็กเสริมปลอก [15]

กำลังรับแรงอัดในแนวแกนของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดด้วยเหล็กปลอกรูปวงกลมหาได้จากสมการที่ 3.8 ด้วยการแทนค่าความดันทางด้านข้างในสมการ 3.7 โดยสมมติให้เหล็กปลอกรูปวงกลม

สามารถโอบรัดคอนกรีตภายในได้ทั้งหมด ค่าความดันทางด้านข้างได้มาจากการเขียนแผนภาพวัสดุ (free body diagram) ดังภาพที่ 3.7 และสมการที่ 3.9

$$f_{cc}' = f_c' + 8.2 \frac{2f_y A_{sp}}{d_s s} \quad (3.8)$$

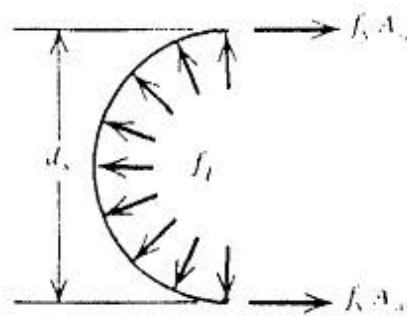
$$2f_y A_{sp} = d_s s f_l \rightarrow f_l = \frac{2f_y A_{sp}}{d_s s} \quad (3.9)$$

โดย A_{sp} คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอก

d_s คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก

f_y คือ กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก

และ s คือ ระยะห่างเหล็กปลอก



ภาพที่ 3.7 แผนภาพวัสดุแสดงครึ่งหนึ่งของเหล็กปลอกรูปวงกลม [14]

ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดด้วยเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมแสดงดังภาพที่ 3.8 โดยแบ่งออกเป็น 3 ช่วง ช่วงแรกเป็นเส้นโค้งพาราโบลาตรีโก 2 จากจุดเริ่มต้นไปจนถึงจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุด (ความเครียดเท่า 0.002) ดังสมการที่ 3.10 ช่วงที่สองเป็นเส้นตรงลดลงจากจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดจนถึงจุดที่หน่วยแรงมีค่า 0.2 เท่าของหน่วยแรงสูงสุดดังสมการที่ 3.11 และช่วงที่สามเป็นเส้นตรงความชันคงที่ที่หน่วยแรงมีค่า 0.2 เท่าดังสมการที่ 3.12

$$f_c = 0.00689 f_c' \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad \text{ช่วง } \varepsilon_c \leq 0.002 \quad (3.10)$$

$$f_c = 0.00689 f_c' [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002)] \quad \text{ช่วง } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c} \quad (3.11)$$

$$f_c = 0.2(0.00689) f'_c \quad \text{ช่วง} \quad \epsilon_{20c} \leq \epsilon_c \quad (3.12)$$

$$Z = \frac{0.5}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - 0.002} \quad (3.13)$$

$$\epsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002 f'_c}{f'_c - 1000} \quad (3.14)$$

$$\epsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b^n}{s_h}} \quad (3.15)$$

โดย b^n คือ ความกว้างของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด

f'_c คือ หน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก

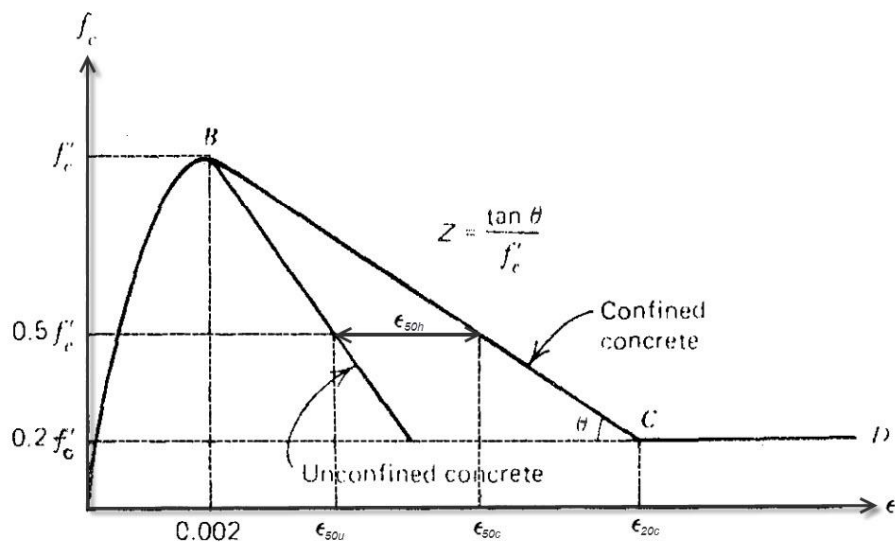
s_h คือ ระยะห่างเหล็กปลอก

Z คือ ค่าความชันเส้นตรงในช่วง $0.002 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{20c}$

ϵ_{50u} คือ ความเครียดที่หน่วยแรง 0.5 เท่าของหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด

ϵ_{50h} คือ ความเครียดที่หน่วยแรง 0.5 เท่าของหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด

และ ρ_s คือ อัตราส่วนปริมาตรเหล็กปลอกต่อปริมาตรคอนกรีตที่ถูกโอบรัด



ภาพที่ 3.8 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตทดสอบที่มีเหล็กปลอกห่อวงรูป

สี่เหลี่ยม [14]

ในปี ค.ศ.1988 Mander และคณะ [15] ได้รวบรวมและเสนอวิธีการทำนายพฤติกรรมความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดไว้ ดังนี้

หน่วยแรงกับความเครียดสูงสุดในคอนกรีตที่ถูกโอบรัดด้วยความดันน้ำ (hydrostatic fluid pressure) เป็นไปตามสมการ 3.16 และ 3.17

$$f_{cc}' = f_{c0}' + k_1 f_l \quad (3.16)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f_{c0}'} \right) \quad (3.17)$$

โดย f_{cc}' คือ หน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด

f_{c0}' คือ หน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด

k_1 และ k_2 คือ ค่าสัมประสิทธิ์ที่เป็นฟังก์ชันขึ้นกับส่วนผสมของคอนกรีตและความดันด้านข้าง โดย $k_1 = 4.1$ และ $k_2 = 5k_1$

ε_{cc} คือ ความเครียดสูงสุดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด

และ ε_{c0} คือ ความเครียดที่จุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด

Mander (ค.ศ.1984) ได้รวบรวมการทดลองหลายๆการทดลองเกี่ยวกับการถูกโอบรัดตัวของคอนกรีตและพบว่า การโอบรัดตัวของคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นถ้า

- ระยะห่างเหล็กปลอกน้อย
- มีเหล็กปลอกรัดเหล็กเสริมทางยาวตลอดทั้งหน้าตัด
- เหล็กเสริมทางยาวกระจายตัวตลอดหน้าตัด
- เพิ่มปริมาณของเหล็กปลอกต่อคอนกรีตที่ถูกโอบรัดหรือเพิ่มกำลังที่จุดครากของเหล็ก
- เหล็กปลอกรูปวงกลมจะโอบรัดคอนกรีตได้ดีกว่าเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม

ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดเป็นไปตามสมการ 3.18 สำหรับคอนกรีตรับแรงอัดในแนวแกนอย่างช้าๆ

$$f_c = \frac{f_{cc}' x^r}{r - 1 + x^r} \quad (3.18)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.19)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}'}{f_{c0}'} - 1 \right) \right] \quad (3.20)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.21)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_{c0}'} \quad \text{หน่วย MPa} \quad (3.22)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}'}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.23)$$

โดย E_c คือ โมดูลัสเส้นสัมผัสในช่วงยืดหยุ่นของคอนกรีต (1MPa = 145 psi)

f_{cc}' คือ หน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด

f_{c0}' คือ หน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด

ε_c คือ ความเครียดในแนวแรงอัด

และ ε_{c0} คือ ความเครียดที่จุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด

(โดยทั่วไปสมมติให้ $\varepsilon_{c0} = 0.002$)

หน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด (f_{cc}') สำหรับคอนกรีตที่ถูกโอบรัดรับแรงกด
 อัตราสมการทางเป็นดังสมการ 3.24

$$f_{cc}' = f_{c0}' \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l'}{f_{c0}'}} - 2 \frac{f_l'}{f_{c0}'} \right) \quad (3.24)$$

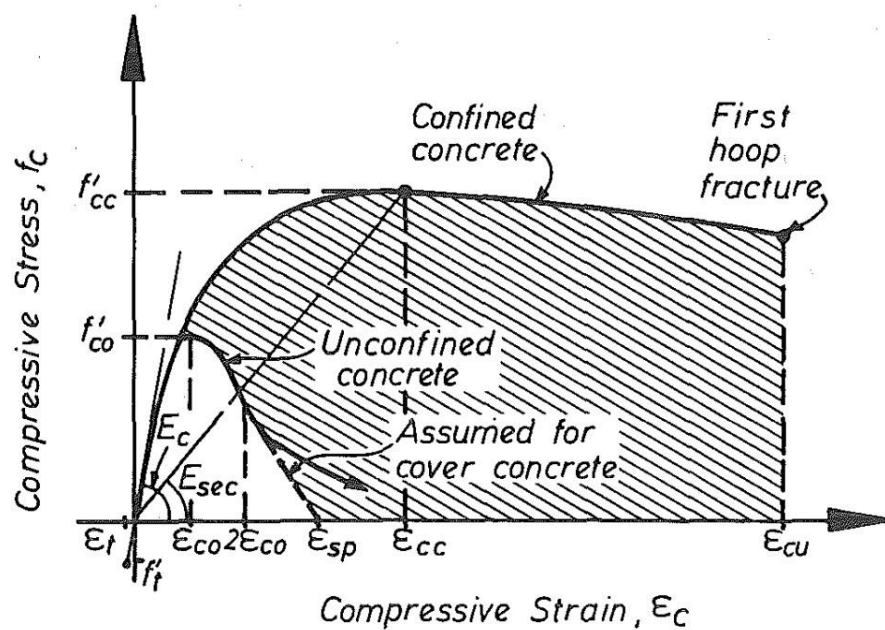
$$f_l' = f_l k_e \quad (3.25)$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (3.26)$$

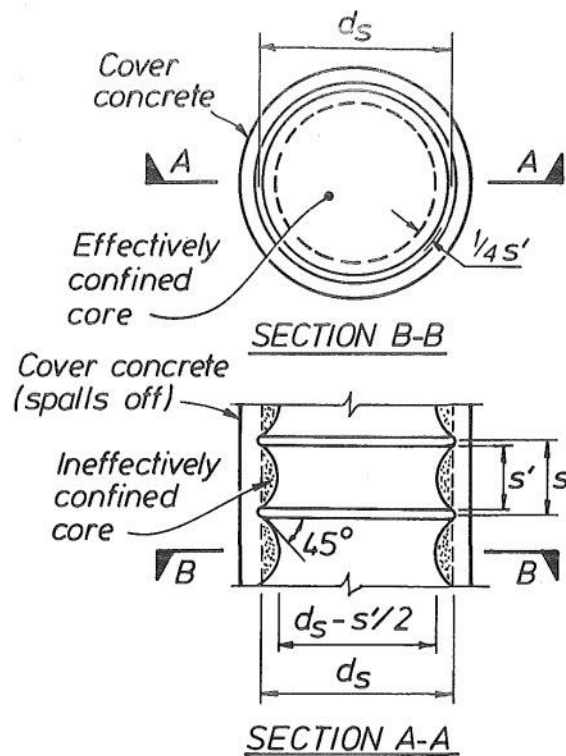
$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (3.27)$$

โดย A_c คือ พื้นที่ภายในเหล็กปลอกนับจากศูนย์กลางของเหล็กปลอก

- A_e คือ พื้นที่ประสิทธิผลของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด (area of effectively confined concrete core)
- f_l คือ ความดันการโอบรัดด้านข้าง (lateral confining pressure)
- f_l' คือ ความดันการโอบรัดด้านข้างประสิทธิผล (effective lateral confining pressure)
- k_e คือ สัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล (confinement effectiveness coefficient)
- และ ρ_{cc} คือ อัตราส่วนระหว่างพื้นที่เหล็กเสริมทางยาวต่อพื้นที่คอนกรีตภายในเหล็กปลอก



ภาพที่ 3.9 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัดและถูกโอบรัด [14]



ภาพที่ 3.10 พื้นที่การถูกโอบรัดของคอนกรีตจากเหล็กปลอกท่วงกลม [14]

พื้นที่การโอบรัดประสิทธิผลของเหล็กปลอกท่วงกลมเป็นเส้นโค้งพาราโบลาดีกรี 2 ระหว่างเหล็กปลอกสองปลอกที่ติดกัน มุมของเส้นสัมผัสของพื้นที่การโอบรัดจุดเริ่มต้นจากเหล็กปลอกมีมุม 45 องศา ดังภาพที่ 3.10 และพื้นที่การโอบรัดประสิทธิผลของเหล็กปลอกท่วงกลมเป็นดังสมการที่ 3.28

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left(d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 = \frac{\pi}{4} d_s^2 \left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2 \quad (3.28)$$

$$A_{cc} = \frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \rho_{cc}) \quad (3.29)$$

โดย d_s คือ ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางเหล็กปลอกในแนวนอน

และ s' คือ ระยะห่างเหล็กเสริมปลอกในแนวตั้ง

ดังนั้นสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล (k_e) สำหรับเหล็กปลอกท่วงกลมจะเป็นดังสมการ 3.30 และสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผลสำหรับเหล็กปลอกท่วงกลมเป็นดังสมการที่ 3.31

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (3.30)$$

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad (3.31)$$

การหาความดันการโอบรัดด้านข้าง (f_l) สำหรับเหล็กปลอกรูปวงกลมคือการใช้สมการสมดุลงดสมการที่ 3.9 ถ้า ρ_s คือ อัตราส่วนปริมาตรเหล็กปลอกต่อคอนกรีตที่ถูกโอบรัดตัว

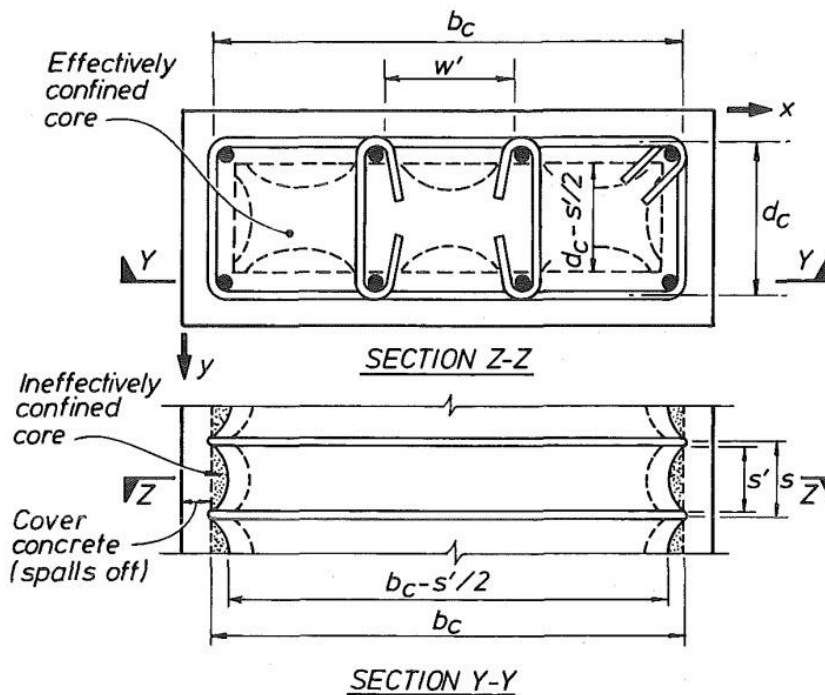
$$\rho_s = \frac{A_{sp}\pi d_s}{\frac{\pi}{4}d_s^2 s} = \frac{4A_{sp}}{d_s s} \quad (3.32)$$

สมการความดันการโอบรัดด้านข้าง (f_l) ที่ได้จากสมการสมดุลในรูปตัวแปรอัตราส่วนปริมาตรเหล็กปลอกต่อปริมาตรคอนกรีตที่ถูกโอบรัดตัว (ρ_s) เป็นดังสมการ 3.33 และสามารถหาความดันการโอบรัดด้านข้างประสิทธิผล (f_l') เป็นดังสมการที่ 3.34

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \quad (3.33)$$

$$f_l' = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (3.34)$$

พื้นที่การโอบรัดประสิทธิผลทางแนวยาวของเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมเป็นเส้นโค้งพาราโบลา ตีกรี่ 2 ระหว่างเหล็กปลอกสองอันที่ติดกัน มุมของเส้นสัมผัสของพื้นที่การโอบรัดจุดเริ่มต้นจากเหล็กปลอกมีมุม 45 องศา คล้ายกับเหล็กปลอกรูปวงกลม ส่วนพื้นที่การโอบรัดตัวในแนวหน้าตัดมีลักษณะเป็นเส้นโค้งพาราโบลาระหว่างเหล็กเสริมในแนวยาว ดังภาพที่ 3.11 พื้นที่การโอบรัดประสิทธิผลของเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมเป็นดังสมการที่ 3.35



ภาพที่ 3.11 พื้นที่การถูกโอบรัดของคอนกรีตจากเหล็กปลอกห้วงรูปสี่เหลี่ยม [14]

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (3.35)$$

โดย b_c และ d_c คือ ระยะระหว่างเหล็กปลอกในหน้าตัดในแกน X และแกน Y

และ w' คือ ระยะระหว่างเหล็กเสริมในแนวยาวของหน้าตัดทั้งในแกน X และแกน Y

จากสมการ 3.35 สัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิภาพ (k_e) หาได้ ดังนี้

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (3.36)$$

การโอบรัดด้านข้าง (f_l) สำหรับเหล็กปลอกห้วงรูปวงกลมหาโดยใช้สมการสมมูลดังสมการที่ 3.9 ถ้า ρ_x และ ρ_y คือ อัตราส่วนปริมาตรเหล็กปลอกต่อปริมาตรคอนกรีตที่ถูกโอบรัดตัวทางแกน X และแกน Y ตามลำดับ จะสามารถหาสมการความดันการโอบรัดด้านข้าง (f_l) ที่ได้จากสมการสมมูลให้อยู่ในรูปตัวแปรอัตราส่วนปริมาตรเหล็กปลอกต่อปริมาตรคอนกรีตที่ถูกโอบรัดตัวและสามารถหาความดันการโอบรัดด้านข้างประสิทธิภาพ (f_l') ได้ ดังนี้

$$\rho_x = \frac{A_{xx}}{d_c s} \quad (3.37)$$

$$\rho_y = \frac{A_{yy}}{d_c s} \quad (3.38)$$

$$f_{lx} = \frac{A_{xx}}{d_c s} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \quad (3.39)$$

$$f_{ly} = \frac{A_{yy}}{d_c s} f_{yh} = \rho_y f_{yh} \quad (3.40)$$

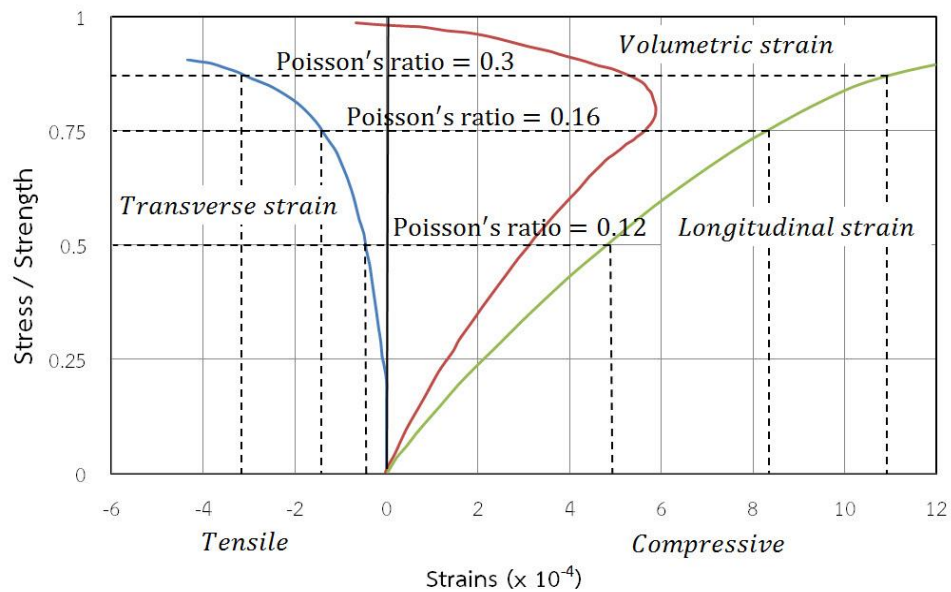
$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \quad (3.41)$$

$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (3.42)$$

3.2 อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต (Poisson's Ratio of Concrete)

อัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio) คือ อัตราส่วนระหว่างความเครียดทางขวาง (transverse strain) ต่อความเครียดทางแนวแกน (longitudinal strain) เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกกระทำทางแนวแกน เนื่องจากคอนกรีตจะเกิดการหดตัวเมื่อมีน้ำหนักบรรทุกทุกทางแนวแกน ทำให้เกิดความเครียดทางแนวแกนและเกิดการขยายตัวทางด้านข้าง

ในปี ค.ศ.1975 Park และ Paulay [14] ได้แนะนำว่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต โดยทั่วไปจะมีค่าประมาณ 0.15-0.20 หรืออยู่ในช่วงระหว่าง 0.10-0.30 ดังภาพที่ 3.12 โดยขณะสถานะหน่วยแรงของคอนกรีตต่ำ ความเครียดทางด้านข้างของคอนกรีตจะมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับความเครียดจากการหดตัวทางแนวแกน ทำให้ในช่วงนี้คอนกรีตมีอัตราส่วนปัวซองต่ำ แต่ที่สถานะหน่วยแรงของคอนกรีตสูง (ใกล้เคียงกับกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต) ความเครียดทางด้านข้างของคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วเนื่องจากการเกิดรอยร้าวภายในเนื้อคอนกรีต ทำให้ในช่วงนี้คอนกรีตมีอัตราส่วนปัวซองเพิ่มสูงขึ้น



ภาพที่ 3.12 ความเครียดทางด้านข้าง ทางแนวแกนและการเปลี่ยนแปลงปริมาตร

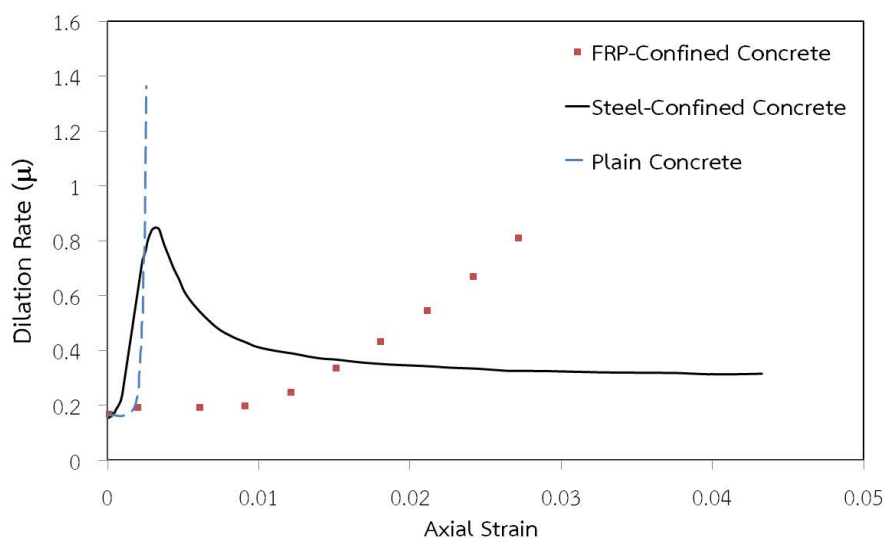
ในปี 1998 Samaan และคณะ [16] ได้เสนออัตราส่วนความเครียดทางด้านข้างต่อความเครียดทางแนวแกนในรูปของอัตราส่วนการขยายตัว (dilation rate, μ) ดังสมการที่ 3.43

$$\mu = -\frac{d\varepsilon_r}{d\varepsilon_c} \quad (3.43)$$

โดย $d\varepsilon_c$ คือ การเปลี่ยนแปลงความเครียดทางแนวแกน

และ $d\varepsilon_r$ คือ การเปลี่ยนแปลงความเครียดทางด้านข้าง (ทางแนวรัศมี)

อัตราส่วนการขยายตัวของคอนกรีตไม่ถูกโอบรัด (plain concrete) จะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วเนื่องจากการเติบโตของรอยร้าว โดยอัตราส่วนการขยายตัวจะไม่สามารถหาค่าได้เมื่อหน่วยแรงของคอนกรีตเข้าใกล้กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต อัตราส่วนการขยายตัวของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดด้วยเหล็ก (steel-confined concrete) จะมีลักษณะคล้ายอัตราส่วนการขยายตัวของคอนกรีตไม่ถูกโอบรัดแต่การขยายตัวจะช้าออกไปจนเหล็กเกิดการคราก อัตราส่วนการขยายตัวของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดด้วยแผ่นพอลิเมอร์เสริมเส้นใย (FRP-confined concrete) จะแตกต่างจากอัตราส่วนการขยายตัวของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัดและคอนกรีตที่ถูกโอบรัดด้วยเหล็ก ดังภาพที่ 3.13



ภาพที่ 3.13 อัตราส่วนการขยายตัวของคอนกรีต คอนกรีตที่ถูกโอบรัดด้วยเหล็กและคอนกรีตที่ถูกโอบรัดด้วยแผ่นพอลิเมอร์เสริมเส้นใย [16]

3.3 การออกแบบเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตตามข้อกำหนด AISC

จากการศึกษาข้อกำหนด AISC 360-10 ค.ศ.2010 [18] พบว่าข้อกำหนดได้แนะนำการออกแบบเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตและการสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตไว้ ดังนี้

คุณสมบัติวัสดุในข้อกำหนด AISC มีข้อกำหนดทั่วไป ดังนี้

1. คอนกรีตน้ำหนักปกติ (normal weight concrete) มีหน่วยแรงอัดไม่น้อยกว่า 210 กก./ตร.ซม. และไม่เกิน 700 กก./ตร.ซม. คอนกรีตน้ำหนักเบา (light weight concrete) มีหน่วยแรงอัดไม่เกิน 420 กก./ตร.ซม.
2. เหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมมีหน่วยแรงอัดครากระบุไม่เกิน 5250 กก./ตร.ซม.

เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตในข้อกำหนด AISC มีข้อกำหนด ดังนี้

1. เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตมีพื้นที่หน้าตัดเหล็กรูปพรรณไม่น้อยกว่าร้อยละ 1 ของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด
2. เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตกำหนดให้มีเหล็กเสริมยื่น โดยมีอัตราส่วนเหล็กเสริมยื่น (ρ_{sr}) ไม่น้อยกว่า 0.004

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (3.44)$$

โดย A_g คือ พื้นที่หน้าตัดเสาวัสดุผสม

และ A_{sr} คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมยื่น

3. เสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตกำหนดให้มีเหล็กปลอก โดยให้ใช้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 10 มม. ที่ระยะเรียงไม่เกิน 305 มม. หรือใช้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 12 มม. ที่ระยะเรียงไม่เกิน 405 มม. โดยระยะเรียงจะต้องไม่เกิน 0.5 เท่าของระยะแคบที่สุดของหน้าตัดเสา

กำลังรับแรงอัดตรงศูนย์กลางของเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต (กำลังรับแรงอัดของหน้าตัดซึ่งไม่คิดผลของความขรุขระ) โดยกำลังรับแรงมีค่าเท่ากับผลรวมกำลังรับแรงอัดของเหล็กแกน เหล็กเสริมยื่นและคอนกรีต ดังสมการที่ 3.45

$$P_{no} = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} + 0.85 A_c f_c' \quad (3.45)$$

โดย A_c คือ พื้นที่หน้าตัดคอนกรีต ตร.ซม.

A_s คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กรูปพรรณ ตร.ซม.

A_{sr} คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมยื่น ตร.ซม.

F_y คือ หน่วยแรงครากของเหล็กรูปพรรณ กก./ตร.ซม.

F_{ysr} คือ หน่วยแรงครากของเหล็กเสริมยื่น กก./ตร.ซม.

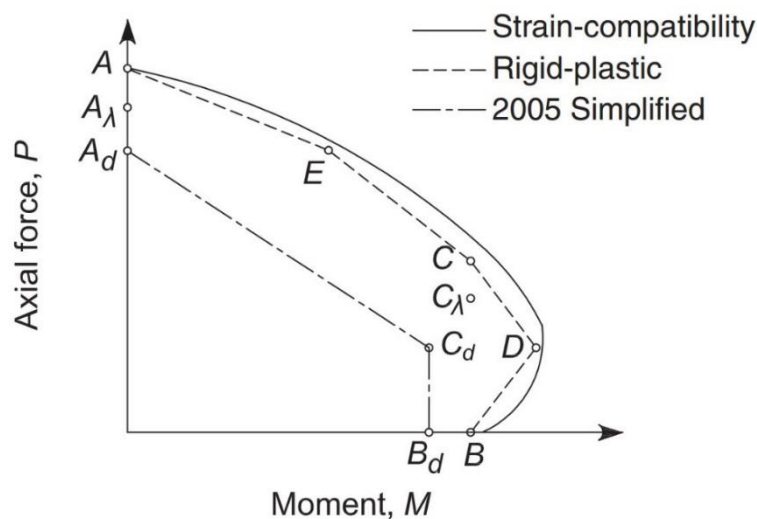
และ f_c' คือ หน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน กก./ตร.ซม.

กำลังรับแรงดึงตรงศูนย์กลางของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตเป็นดังสมการที่ 3.46 โดยกำลังรับแรงของเสาจะสมมติให้เหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมยื่นเกิดการวิบัติจากการคราก และสมมุติให้คอนกรีตไม่รับแรงดึง

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} \quad (3.46)$$

กำลังรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกันของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตหาได้จากการสร้างเส้นความสัมพันธ์แรงอัดและแรงดัด (interaction diagram) ด้วยวิธีความสอดคล้องของความเครียด (strain compatibility) หรือด้วยวิธีการกระจายของหน่วยแรงแบบพลาสติก (rigid-plastic) ซึ่งเป็น

วิธีที่ง่ายกว่า เพื่อความสะดวกในการออกแบบข้อกำหนด AISC ได้เสนอวิธีการสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดและแรงดัดของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตโดยการลากเส้นตรงเชื่อม 5 จุด จากจุด A ถึง E ดังภาพที่ 3.14 โดยแต่ละจุดมีรายละเอียด ดังนี้

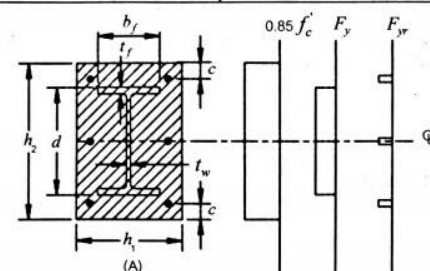
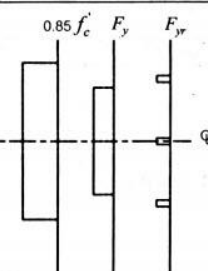
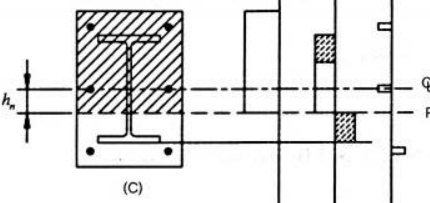
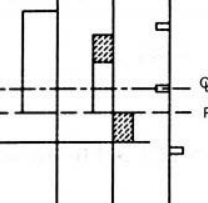


ภาพที่ 3.14 กำลังรับแรงดัดร่วมกับแรงอัดของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตตามข้อกำหนด AISC 360-10 [18]

- จุด A คือ จุดกำลังรับแรงอัดของหน้าตัด (P_{no}) เมื่อโมเมนต์เป็นศูนย์
- จุด B คือ จุดกำลังรับแรงดัดระบุของหน้าตัด (M_n) เมื่อกำลังรับแรงอัดเป็นศูนย์
- จุด C คือ จุดกำลังรับแรงดัดระบุของหน้าตัด (M_n) และมีแรงอัดร่วมด้วย
- จุด D คือ จุดกำลังรับแรงอัดเป็นครึ่งหนึ่งของกำลังรับแรงอัดที่จุด C และมีแรงดัดร่วมด้วย
- จุด E คือ จุดใดๆที่เพิ่มขึ้น ส่วนใหญ่จะใช้กับการวิเคราะห์โมเมนต์รอบแกนรอง

รายละเอียดการคำนวณกำลังในแต่ละจุดแสดงดังตารางที่ 3.1 อนึ่งเมื่อพิจารณาผลของความชะลุดของเสากำลังรับแรงอัดจะมีค่าลดลงจากจุด A ไปเป็น A_λ และจุด C ไปเป็น C_λ ดังภาพที่ 3.14

ตารางที่ 3.1 การคำนวณกำลังรับแรงอัดและแรงดัดของแต่ละจุดตามข้อกำหนด AISC 360-10 [17]

หน้าตัด	การกระจายของหน่วยแรง	จุด	สมการ
 (A)		A	$P_A = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 f'_c A_c$ และ $M_A = 0$ A_s = พื้นที่หน้าตัดเหล็กรูปพรรณ A_{sr} = พื้นที่ของเหล็กเสริมยื่นทั้งหมด $A_c = h_1 h_2 - A_s - A_{sr}$
		C	$P_C = 0.85 f'_c A_c$ และ $M_C = M_B$
 (C)		D	$P_D = 0.85 f'_c A_c / 2$ $M_D = Z_s F_y + Z_r F_{yr} + Z_c (0.85 f'_c) / 2$ Z_s = โมดูลัสพลาสติกกรอบแกน x ของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ A_{sr} = พื้นที่ของเหล็กเสริมยื่นที่แนวศูนย์กลางของหน้าตัด $Z_r = (A_{sr} - A_{sr}) \left(\frac{h_2}{2} - c \right)$ $Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$
		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn} F_y - Z_{cn} (0.85 f'_c) / 2$ $Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$ เมื่อ h_n อยู่ใต้ปีกคาน ($h_n \leq \frac{d}{2} - t_f$) $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_{sr}) - 2 F_{yr} A_{sr}}{2 [0.85 f'_c (h_1 - t_w) + 2 F_y t_w]}$ $Z_{sn} = t_w h_n^2$ เมื่อ h_n อยู่ในปีกคาน ($\frac{d}{2} - t_f < h_n \leq \frac{d}{2}$) $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s - db_f + A_{sr}) - 2 F_y (A_s - db_f) - 2 F_{yr} A_{sr}}{2 [0.85 f'_c (h_1 - b_f) + 2 F_y b_f]}$ $Z_{sn} = Z_s - b_f \left(\frac{d}{2} - h_n \right) \left(\frac{d}{2} + h_n \right)$ เมื่อ h_n อยู่เหนือปีกคาน ($h_n > \frac{d}{2}$) $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s + A_{sr}) - 2 F_y A_s - 2 F_{yr} A_{sr}}{2 (0.85 f'_c h_1)}$ $Z_{sn} = Z_{sx}$ = โมดูลัสพลาสติกกรอบแกน x ของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ

วิธีการออกแบบกำลังรับแรงอัดร่วมกับแรงดัดอีกวิธีหนึ่งคือ วิธีเส้นตรงสองเส้นอย่างง่าย (simplified bilinear) ซึ่งเกิดจากเส้นตรงเชื่อม 3 จุด ดังภาพที่ 3.14 สมการเส้นตรงทั้งสองเส้นมีดังนี้

$$\frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} \leq 1 \quad \text{for } P_r < P_C \tag{3.47}$$

$$\frac{P_r - P_C}{P_A - P_C} + \frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} \leq 1 \quad \text{for } P_r \geq P_C \tag{3.48}$$

โดย	P_A	คือ กำลังแรงอัดตามแนวแกนที่สามารถรับได้ (จุด A_d)	กก.
	P_C	คือ กำลังแรงอัดตามแนวแกนที่สามารถรับได้ (จุด C_d)	กก.
	P_r	คือ กำลังแรงอัดตามแนวแกนที่ต้องการ	กก.
	M_{C_x}	คือ กำลังแรงดัดรอบแกนหลักที่สามารถรับได้ (จุด C_d)	กก.ชม.
	M_{C_y}	คือ กำลังแรงดัดรอบแกนรองที่สามารถรับได้ (จุด C_d)	กก.ชม.
	M_{r_x}	คือ กำลังแรงดัดรอบแกนหลักที่ต้องการ	กก.ชม.
และ	M_{r_y}	คือ กำลังแรงดัดรอบแกนรองที่ต้องการ	กก.ชม.

3.4 การออกแบบเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตตามมาตรฐาน Eurocode

การศึกษามาตรฐานการออกแบบ Eurocode2 (ค.ศ.1992) Eurocode3 (ค.ศ.1993) และ Eurocode4 (ค.ศ.1994) พบว่ามาตรฐานการออกแบบได้แนะนำการออกแบบเสาวัสดุผสมเหล็กกับคอนกรีต และการสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกันของเสาวัสดุผสมไว้ ดังนี้

Eurocode2 (ค.ศ.2004) [19] แนะนำคุณสมบัติและความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมไว้ ดังนี้

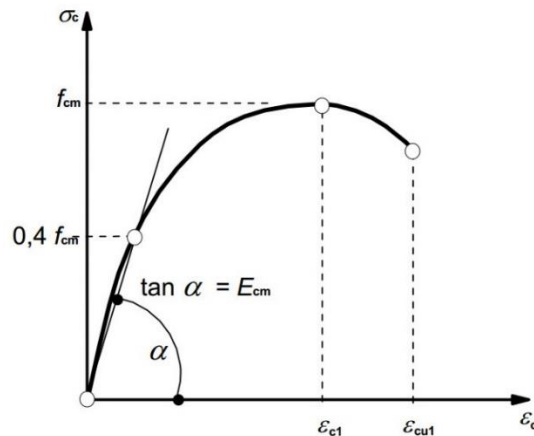
ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตรับแรงอัดทางเดียวสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เชิงเส้นเป็นดังภาพที่ 3.15 และความสัมพันธ์ในช่วงแรกถึงจุดสูงสุดหน่วยแรงเป็นดังสมการที่ 3.49

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (3.49)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (3.50)$$

$$k = 1.05 E_{cm} \left| \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \right| \quad (3.51)$$

โดย	f_{cm}	คือ ค่าเฉลี่ยกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตดังตารางที่ 3.2
	ε_c	คือ ความเครียดของคอนกรีต
	ε_{c1}	คือ ความเครียดที่จุดสูงสุดหน่วยแรงของคอนกรีตดังตารางที่ 3.1
และ	σ_c	คือ หน่วยแรงของคอนกรีต



ภาพที่ 3.15 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต [19]

กำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดึงออกแบบของคอนกรีตแสดงดังสมการที่ 3.52 และ 3.53 โดยความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดสำหรับการออกแบบหน้าตัดเป็นไปตามสมการที่ 3.54 ดังภาพที่ 3.16 และถ้าสมมติให้ความสัมพันธ์เป็นแบบเชิงเส้นจะเป็นดังภาพที่ 3.17

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.52)$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (3.53)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{สำหรับ } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad (3.54)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{สำหรับ } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \quad (3.55)$$

โดย f_{ck} คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตทรงกระบอกที่ 28 วัน

$f_{ctk,0.05}$ คือ ค่าลักษณะกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตทรงกระบอกดังตารางที่ 3.2

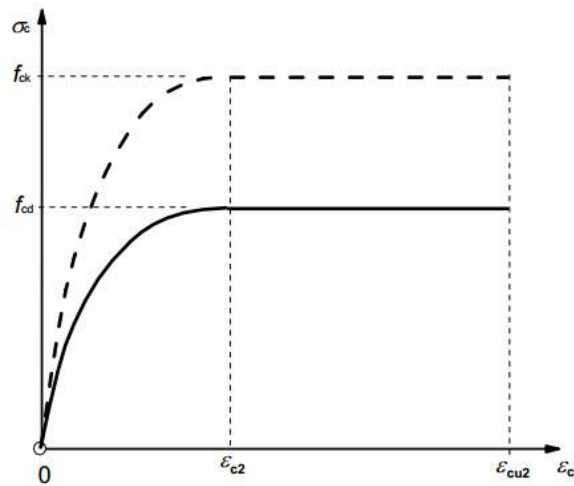
α_{cc} คือ สัมประสิทธิ์ผลกระทบระยะยาวของคอนกรีตรับแรงอัดจากน้ำหนักบรรทุกโดยแนะนำให้ใช้ 1.0

α_{ct} คือ สัมประสิทธิ์ผลกระทบระยะยาวของคอนกรีตรับแรงดึงจากน้ำหนักบรรทุกโดยแนะนำให้ใช้ 1.0

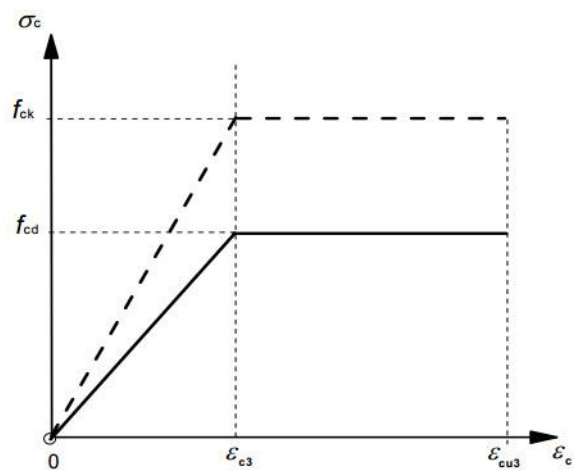
γ_c คือ ตัวประกอบความปลอดภัยบางส่วนของคอนกรีต

ϵ_{c2} คือ ความเครียดที่จุดสูงสุดของกำลังของคอนกรีตทรงกระบอกดังตารางที่ 3.2

และ ϵ_{cu2} คือ ความเครียดสูงสุดของกำลังของคอนกรีตดังตารางที่ 3.2



ภาพที่ 3.16 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต [19]



ภาพที่ 3.17 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตแบบเชิงเส้น [19]

ตารางที่ 3.2 ค่าลักษณะต่างๆ ของคอนกรีตทรงกระบอก [19]

Strength classes for concrete													Analytical relation / Explanation	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70		80
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{dm} (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0
$f_{ck,0.05}$ (MPa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2	3.4	3.5
$f_{ck,0.95}$ (MPa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3	5.5	5.7	6.0	6.3	6.6
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ϵ_{c1} (‰)	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.25	2.3	2.4	2.45	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8
ϵ_{cu1} (‰)	3.5												see Figure 3.2 $\epsilon_{cu1}(\%) = 0.7 \cdot f_{cm}^{0.31} \cdot 2.8$	
ϵ_{c2} (‰)	2.0												see Figure 3.2 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu1}(\%) = 2.8 + 27 \cdot (98 - f_{cm}) / 100$	
ϵ_{cu2} (‰)	3.5												see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}(\%) = 2.0 + 0.085 \cdot (f_{ck} - 50)^{0.55}$	
n	2.0												see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2}(\%) = 2.8 + 35 \cdot (90 - f_{ck}) / 100$	
ϵ_{c3} (‰)	1.75												for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1.4 + 23.4 \cdot (90 - f_{ck}) / 100$	
ϵ_{cu3} (‰)	3.5												see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}(\%) = 1.75 + 0.55 \cdot (f_{ck} - 50) / 40$	
													see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3}(\%) = 2.8 + 35 \cdot (90 - f_{ck}) / 100$	

การโอบรัดตัวของคอนกรีตจะทำให้หน่วยแรงและความเครียดในความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้นเป็นดังสมการที่ 3.56 และ 3.57

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left[1 + \frac{5\sigma_2}{f_{ck}} \right] \text{ สำหรับ } \sigma_2 \leq 0.05 f_{ck} \tag{3.56}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left[1.125 + \frac{2.5\sigma_2}{f_{ck}} \right] \text{ สำหรับ } \sigma_2 > 0.05 f_{ck} \tag{3.57}$$

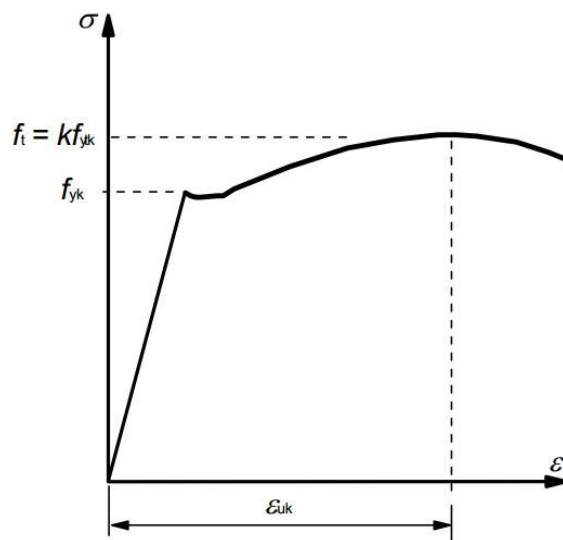
$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \tag{3.58}$$

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{c2} + \frac{0.2\sigma_2}{f_{ck}} \tag{3.59}$$

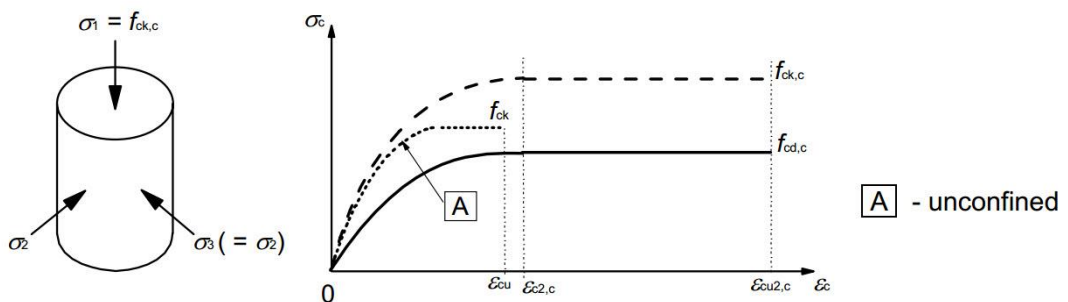
โดย ϵ_{c2} และ ϵ_{cu2} คือ ค่าลักษณะเฉพาะความเครียดหาได้จากตารางที่ 3.2

และ $\sigma_2 (= \sigma_3)$ คือ หน่วยแรงอัดทางด้านข้างที่สภาวะขีดจำกัดสูงสุด

ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมมีพฤติกรรมดังภาพที่ 3.18 โดย f_t คือ กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม f_{yk} คือ ค่ากำลังรับแรงดึงสูงสุดของเหล็กเสริม f_{yk} คือ ค่าลักษณะเฉพาะที่จุดครากของเหล็กเสริม k คือ สัมประสิทธิ์กำลังรับแรงเหล็ก



ภาพที่ 3.18 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด [19]



ภาพที่ 3.19 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด [19]

สำหรับการออกแบบหน้าตัดความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริมแสดงดังภาพที่ 3.19 โดย f_{yd} คือ กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม E_s คือ ค่ากำลังรับแรงดึงสูงสุดของเหล็กเสริม ε_{ud} คือ ความเครียดออกแบบสูงสุด (แนะนำที่ 0.9 เท่าของความเครียดที่จุดสูงสุดหน่วยแรง) ε_{uk} คือ ความเครียดที่จุดหน่วยแรงสูงสุด โดยสมมติให้ใช้ค่าความหนาแน่นของเหล็กเสริมเท่ากับ 7850 kg/m^3 และโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 200 GPa

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.60)$$

$$k = \frac{f_t}{f_y} \quad (3.61)$$

โดย f_t คือ กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม

f_y คือ กำลังครากของเหล็กเสริม

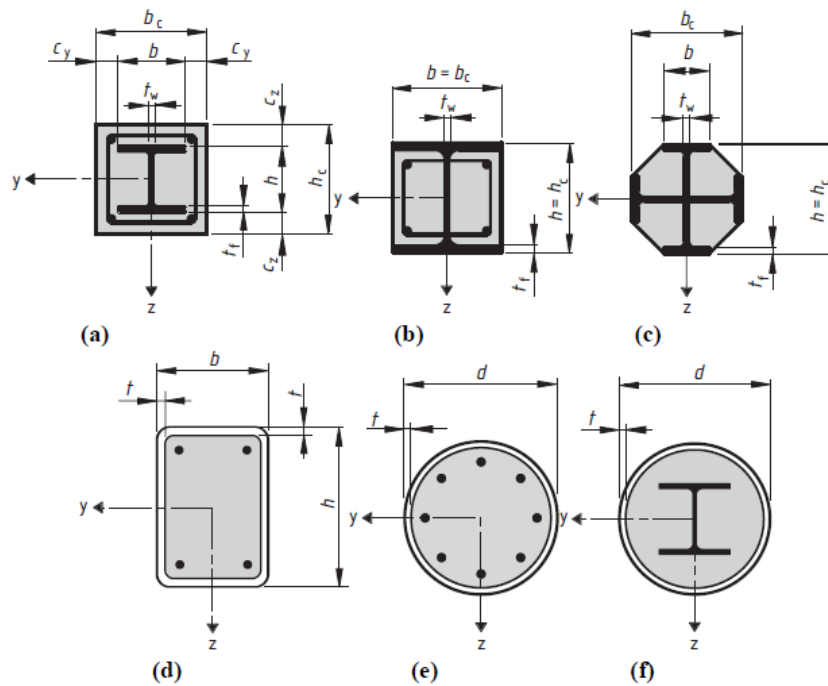
และ γ_s คือ ตัวประกอบเหล็กเสริมแสดงดังตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.3 ตัวประกอบสำหรับคอนกรีตและเหล็กเสริม [19]

Design situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	1,5	1,15	1,15
Accidental	1,2	1,0	1,0

Eurocode4 (ค.ศ.2004) [21] ได้แนะนำการออกแบบเสาวัสดุผสม (composite columns) หรือชิ้นส่วนวัสดุผสมรับแรงอัด (composite compression members) โดยมีคุณสมบัติเสาทั่วไป ดังนี้

- หน้าตัดมีทั้งหมด 3 แบบ คือ แบบหน้าตัดเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วน (concrete encase section) หน้าตัดเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน (partially encase section) และหน้าตัดเติมด้วยคอนกรีตลงในเหล็กกล่องสี่เหลี่ยมและวงกลม (concrete filled rectangular and circular tubes) ดังภาพที่ 3.20



ภาพที่ 3.20 หน้าตัดเสาวัดผสมรูปแบบต่างๆ [21]

- เกรดเหล็กและคอนกรีตที่ใช้ ใช้เฉพาะเหล็กเกรด S235 ถึง S460 และคอนกรีตน้ำหนักปกติ เกรด C20/25 ถึง C50/60
- การออกแบบใช้ได้กับเสาเดี่ยวและเสาหรือชิ้นส่วนในโครงข้อแข็งที่ชิ้นส่วนอื่นๆ เป็นชิ้นส่วนประกอบหรือเหล็กเท่านั้น
- การออกแบบใช้ได้กับเสาที่มีอัตราส่วนเหล็กรูปพรรณ (steel contribution ratio) อยู่ในช่วง 0.2 ถึง 0.9 โดยอัตราส่วน (δ) มีค่าดังสมการที่ 3.62

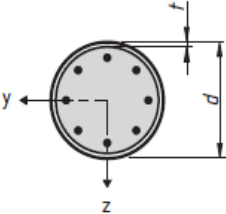
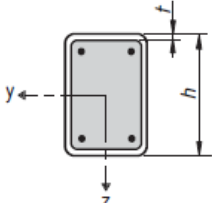
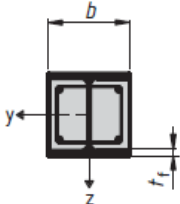
$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (3.62)$$

โดย A_a คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กรูปพรรณ

และ f_{yd} คือ กำลังครากของเหล็กรูปพรรณ

- ข้อกำหนดที่ควรตรวจสอบสำหรับการออกแบบเสาวัดผสมหรือชิ้นส่วนวัดผสมมีดังนี้
- กำลังต้านทานของชิ้นส่วน
- กำลังต้านทานการเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่
- น้ำหนักบรรทุก

- กำลังต้านทานแรงเฉือนระหว่างเหล็กและคอนกรีต
- วิธีการออกแบบเสาประกอบหรือชิ้นส่วนประกอบรับแรงอัดมี 2 วิธี
- วิธีทั่วไป (General method)
- วิธีแบบง่าย (Simplified method)
- ในชิ้นส่วนที่รับทั้งโมเมนต์ดัดและแรงในแนวแกนจากแรงที่เป็นอิสระต่อกัน กำลังต้านทานของชิ้นส่วนลดลงร้อยละ 20 ด้วย Partial factor (γ_F)
- ในการออกแบบต้องพิจารณากำลังต้านทานการเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ของหน้าตัดเหล็กด้วย
- ขอบเขตความชะลุดสูงสุดของหน้าตัดที่ไม่ต้องพิจารณาการโก่งเดาะเฉพาะที่เป็นดังภาพที่ 3.21

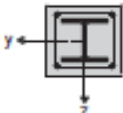
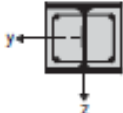
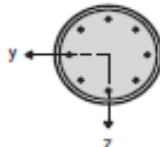
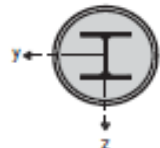
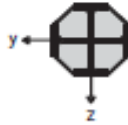
Cross-section	Max (d/t), max (h/t) and max (b/t)
Circular hollow steel sections 	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
Rectangular hollow steel sections 	$\max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Partially encased I-sections 	$\max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

ภาพที่ 3.21 ขอบเขตความชะลุดของหน้าตัดเสาวัสดุผสมรูปแบบต่างๆ [21]

วิธีออกแบบทั่วไป (General method of design) เป็นวิธีการออกแบบที่สามารถใช้ในการออกแบบทั้งหน้าตัดสมมาตร (symmetrical) หน้าตัดไม่สมมาตร (non-symmetrical) และหน้าตัดที่ไม่คงที่ตลอดความยาวเสาได้ การออกแบบด้วยวิธีออกแบบทั่วไปต้องมีสิ่งที่พิจารณาดังต่อไปนี้

- ในการออกแบบเสถียรภาพต้องพิจารณาผลของการวิเคราะห้ลำดับที่ 2 (second-order effect) โดยคำนึงถึงหน่วยแรงคงค้างในเหล็ก (residual stress) ข้อบกพร่องทางเรขาคณิต (geometrical imperfection) ความไม่มีเสถียรภาพเฉพาะที่ (local instability) รอยแตกของคอนกรีต (cracking of concrete) ความล้า (creep) และการหดตัว (shrinkage) ของคอนกรีตและการคราก (yielding) ของเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม การออกแบบจะต้องมั่นใจว่าความไม่มีเสถียรภาพจะไม่เกิดที่การรวมแรงแบบสถานะขีดจำกัดด้านกำลัง (ultimate limit state) และจะไม่พิจารณากำลังรับแรงของหน้าตัดที่รับเฉพาะโมเมนต์ดัด แรงในแนวแกนและแรงเฉือน
- การวิเคราะห้ลำดับที่ 2 (second-order effect) ควรพิจารณาทิศทางทุกทิศทางที่อาจเกิดขึ้น ถ้าทิศทางนั้นมีผลต่อเสถียรภาพของโครงสร้าง
- การพิจารณาแรงภายในทำโดยวิธีการวิเคราะห้แบบอีลาสโตพลาสติก (elasto-plastic analysis)
- สมมุติให้รอยต่อระหว่างคอนกรีตกับเหล็กในเสาเป็นไปอย่างสมบูรณ์ และให้ระนาบใดๆ ในหน้าตัดเสายังคงเป็นระนาบจนเสาวิบัติ (plane remain plane)
- ไม่คิดกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตแต่คิดกำลังของคอนกรีตจุดที่คอนกรีตเริ่มแตก (crack)
- ควรพิจารณาผลของการหดตัว (shrinkage) และความล้า (creep) ถ้ามีผลทำให้เสถียรภาพของโครงสร้างลดลงอย่างมีนัยสำคัญ
- เพื่อความสะดวกในการออกแบบจะไม่พิจารณาผลของการหดตัวและความล้า ถ้าการเพิ่มขึ้นของการเสียรูปจากความล้าจากผลของแรงในแนวแกนแบบถาวรไม่มากกว่าร้อยละ 10 ด้วยการพิจารณาโมเมนต์ดัดลำดับที่หนึ่ง (first-order bending moments)
- พิจารณาความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดโดยวิเคราะห้แบบไม่เชิงเส้น (non-linear analysis)
- สำหรับคอนกรีตรับแรงอัดพิจารณาตาม Eurocode2 (ค.ศ.2004)

- สำหรับเหล็กเสริมพิจารณาตาม Eurocode2 (ค.ศ.2004)
- สำหรับเหล็กโครงสร้าง Eurocode3 (ค.ศ.2005)
- เพื่อความสะดวกจะไม่พิจารณาผลของหน่วยแรงคงค้างในเหล็ก (residual stress) และ ข้อบกพร่องทางเรขาคณิต (geometrical imperfection) ถ้าข้อบกพร่องของชิ้นส่วน น้อยกว่ากำหนดในตารางที่แสดงในภาพที่ 3.22

Cross-section	Limits	Axis of buckling	Buckling curve	Member imperfection
concrete encased section 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
partially concrete encased section 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
circular and rectangular hollow steel section 	$\rho_s \leq 3\%$	any	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	any	b	$L/200$
circular hollow steel sections with additional I-section 		y-y	b	$L/200$
		z-z	b	$L/200$
partially concrete encased section with crossed I-sections 		any	b	$L/200$

ภาพที่ 3.22 ความไม่สมบูรณ์ทางรูปทรงเรขาคณิตที่ยอมรับได้ของชิ้นส่วนหน้าตัดเสาแบบต่างๆ [21]

วิธีออกแบบอย่างง่าย (Simplified method) เป็นวิธีการออกแบบที่ง่ายแต่ใช้ได้เฉพาะหน้าตัดที่มีความสมมาตร 2 แกน (Doubly symmetrical) และเป็นหน้าตัดคงที่ตลอดความยาวเท่านั้น ขอบเขตการใช้งานอื่นๆ มีดังนี้

- วิธีการออกแบบอย่างง่ายมีขอบเขตใช้ได้เฉพาะหน้าตัดสมมาตร 2 แกน (double symmetrical section) และหน้าตัดคงที่ตลอดช่วงความยาวเสา เหล็กเป็นประเภทรีด (rolled section) ขึ้นรูปเย็น (cold-formed) หรือแบบเชื่อม (welded section) ก็ได้ วิธีออกแบบอย่างง่ายนั้นจะไม่สามารถใช้ได้ถ้าหน้าตัดประกอบขึ้นจากชิ้นส่วนเหล็ก โครงสร้างตั้งแต่ 2 ชั้นขึ้นไป และมีขอบเขตค่าความชะลูดสัมพัทธ์ (relative slenderness ($\bar{\lambda}$)) ไม่เกิน 2.0 โดยความชะลูดสัมพัทธ์ ($\bar{\lambda}$) หาได้จากสมการที่ 3.63

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (3.63)$$

โดย N_{cr} คือ แรงในแนวแกนวิกฤติแบบยืดหยุ่นที่สัมพันธ์รูปแบบการพังของเสา ซึ่งคำนวณได้จากสติเฟเนสการดัดประสิทธิผล (effective flexural stiffness (EI)_{eff})

และ $N_{pl,Rk}$ คือ ค่าลักษณะเฉพาะของค่ากำลังต้านทานแรงอัดในช่วงพลาสติก ($N_{pl,Rd}$) ที่ใช้ในการออกแบบ

- หน้าตัดประกอบเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต (fully encased steel section) จะมีขอบเขตดังนี้

$$\max c_z = 0.3h \quad (3.64)$$

$$\max c_y = 0.4b \quad (3.65)$$

โดย b คือ ความกว้างทั้งหมดของเหล็กรูปพรรณ

c_y คือ ความหนาของคอนกรีตจากผิวถึงเหล็กรูปพรรณในทิศทางแกน y

c_z คือ ความหนาของคอนกรีตจากผิวถึงเหล็กรูปพรรณในทิศทางแกน z

และ h คือ ความลึกทั้งหมดของเหล็กรูปพรรณ

- เหล็กเสริมทางยาวจะต้องมีการคำนวณไม่เกิน 6% ต่อพื้นที่หน้าตัดคอนกรีต
- อัตราส่วนความลึกต่อความกว้างของหน้าตัดเสาประกอบต้องอยู่ในช่วง 0.2 ถึง 0.5

การคำนวณกำลังรับแรงของหน้าตัด (resistance of cross section) ด้วยวิธีการแบบง่ายจะคำนวณกำลังรับแรงอัดในช่วงพลาสติกด้วยสมการที่ 3.66 ซึ่งคำนวณจากการเพิ่มกำลังในช่วงพลาสติกขององค์ประกอบแต่ละองค์ประกอบของหน้าตัด สมการนี้ใช้ได้กับทั้งหน้าตัดเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วน (fully encased steel section) และหน้าตัดเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน (partially encased steel section)

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0.85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (3.66)$$

โดย A_c คือ พื้นที่หน้าตัดคอนกรีต
 A_s คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมทางยาว
 f_{cd} คือ กำลังรับแรงของคอนกรีต
 และ f_{sd} คือ กำลังครากของเหล็ก

กำลังรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกันของหน้าตัดหาได้จากเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ (interaction curve) ที่สมมติให้เป็นรูปหลายเหลี่ยมดังภาพที่ 3.21 โดยไม่คิดกำลังรับแรงดัดของคอนกรีต ส่วนแรงเฉือนนั้นจะพิจารณาในแนวขนานกับหน้าตัด (transverse shear force) แรงเฉือนจะมีผลต่อกำลังรับแรงดัดและแรงอัดร่วมกันของหน้าตัดในเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์เมื่อแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในหน้าตัดเหล็ก ($V_{pl,Ed}$) มีค่ามากกว่าร้อยละ 50 ของกำลังรับแรงเฉือนออกแบบของหน้าตัดเหล็ก ($V_{pl,a,Rd}$)

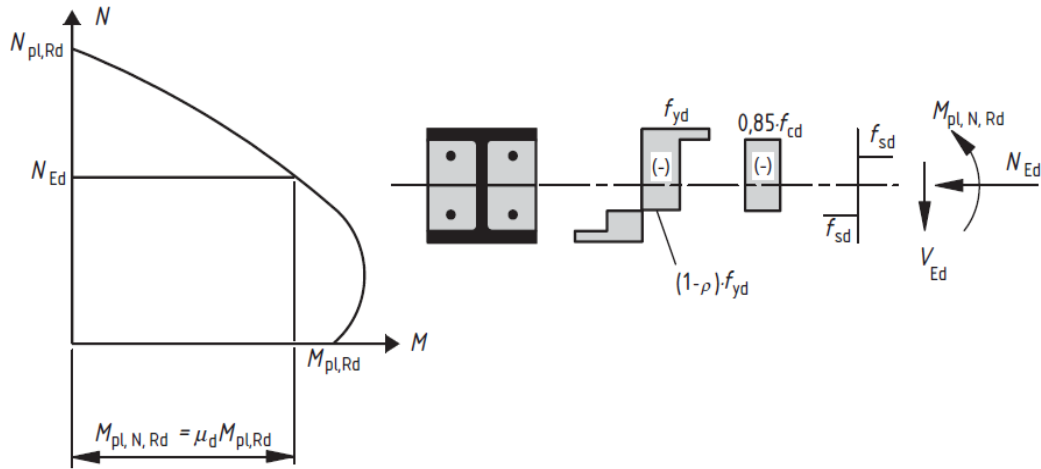
สำหรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในหน้าตัดสามารถแบ่งเป็นแรงเฉือนที่กระทำต่อเหล็กและแรงเฉือนที่กระทำต่อคอนกรีตได้ด้วยสมการที่ 3.67 และ 3.68 หรือเพื่อความสะดวกในการคำนวณสามารถสมมติให้แรงเฉือนทั้งหมดที่เกิดขึ้นในหน้าตัด (V_{Ed}) กระทำต่อเหล็กเท่านั้น

แรงเฉือนที่กระทำต่อชิ้นส่วนเหล็ก

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (3.67)$$

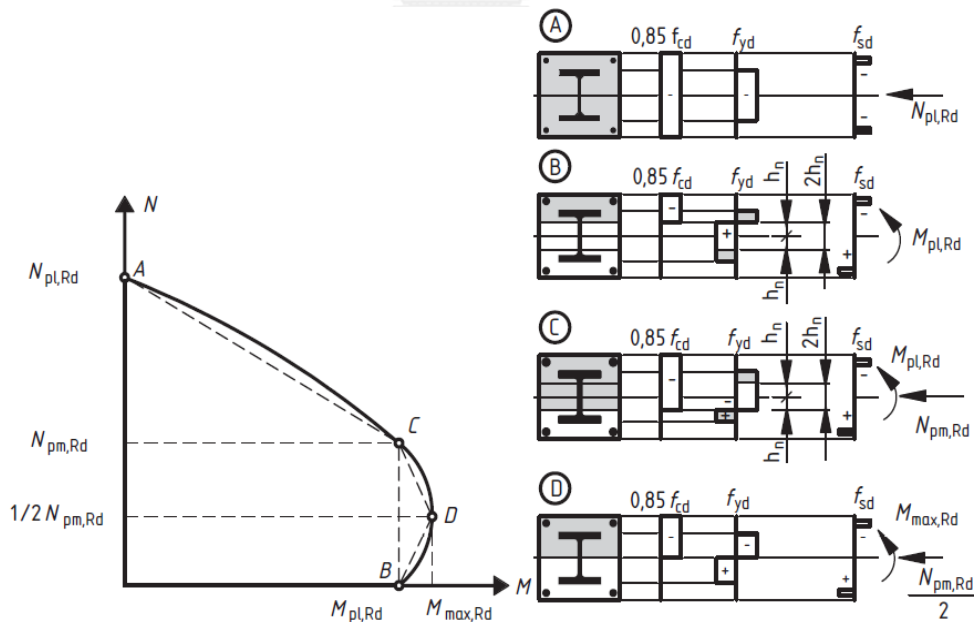
แรงเฉือนที่กระทำต่อคอนกรีต

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (3.68)$$



ภาพที่ 3.23 เส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของหน้าตัดเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [21]

เพื่อความสะดวกการเขียนเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์อาจใช้รูปหลายเหลี่ยมซึ่งเกิดจากการลากเส้นเชื่อมระหว่างสถานะต่างๆ ของการกระจายของหน่วยแรงในหน้าตัด จาก A ถึง D ในภาพที่ 3.24 โดยใช้ค่า $0.85 f_{cd} A_c$ สำหรับหน้าตัดเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วนและหน้าตัดเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน แต่ใช้ค่า $f_{cd} A_c$ สำหรับหน้าตัดท่อเหล็กเต็มด้วยคอนกรีต



ภาพที่ 3.24 การสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ด้วยวิธีอย่างง่าย [21]

วิธีการวิเคราะห์และความไม่สมบูรณ์ของชิ้นส่วน (method of analysis and imperfections) มีไว้เพื่อยืนยันว่าชิ้นส่วนโครงสร้างนั้นๆ ควรวิเคราะห์โดยใช้วิธีแบบยึดหยุ่นเชิงเส้น

อันดับสอง (second-order linear analysis) หรือไม่ ถ้าชิ้นส่วนโครงสร้างมีความไม่สมบูรณ์ทางรูปทรงเรขาคณิต (geometrical imperfections) จะต้องวิเคราะห์โดยใช้วิธีแบบยึดหยุ่นเชิงเส้นอันดับสอง หรือพิจารณาผลของการวิเคราะห์ลำดับที่สอง (second-order effects) เมื่อใช้การวิเคราะห์การวิเคราะห์ลำดับหนึ่งและคำนวณหาหน้าหนักบรรทุกวิกฤตยึดหยุ่น (elastic critical load) โดยใช้ค่าสติเฟนสการดัดประสิทธิผลลำดับที่สอง (effective flexural stiffness $(EI)_{eff,II}$) จากสมการที่ 3.69

$$(EI)_{eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (3.69)$$

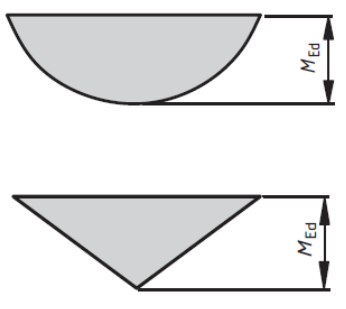
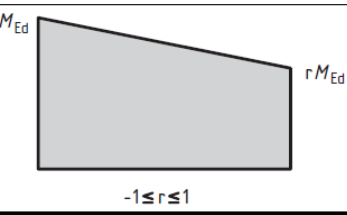
โดย	E_a	คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กรูปพรรณ
	E_{cm}	คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต
	E_s	คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม
	I_a	คือ พื้นที่โมเมนต์ลำดับที่สองของเหล็กรูปพรรณ
	I_c	คือ พื้นที่โมเมนต์ลำดับที่สองของคอนกรีต
	I_s	คือ พื้นที่โมเมนต์ลำดับที่สองของเหล็กเสริม
	$K_{e,II}$	คือ ตัวประกอบการแก้ไข ควรใช้ 0.5
และ	K_0	คือ ตัวประกอบการปรับเทียบ ควรใช้ 0.9

การคำนวณผลของการวิเคราะห์ลำดับที่สอง (second-order effects) ได้จากการคูณค่าโมเมนต์ดัดออกแบบลำดับที่หนึ่ง (first-order design bending moment (M_{Ed})) ด้วยค่าคงที่ k

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} \geq 1.0 \quad (3.70)$$

โดย $N_{cr,eff}$ คือ แรงในแนวแกนสูงสุดโดยคำนึงถึงสติเฟนสการดัดประสิทธิผลลำดับที่สองและความยาวของเสาด้วย

และ β คือ ค่าตัวประกอบโมเมนต์เทียบเท่า (moment factor) ดังภาพที่ 3.25

Moment distribution	Moment factors β	Comment
	First-order bending moments from member imperfection or lateral load: $\beta = 1.0$	M_{Ed} is the maximum bending moment within the column length ignoring second-order effects
	End moments: $\beta = 0.66 + 0.44r$ but $\beta \geq 0.44$	M_{Ed} and $r M_{Ed}$ are the end moments from first-order or second-order global analysis

ภาพที่ 3.25 ค่าตัวประกอบโมเมนต์เทียบเท่า (moment factor) [21]

กำลังต้านทานแรงอัดของชิ้นส่วน (resistance of members in axial compression) อาจวิเคราะห์โดยใช้วิธีวิเคราะห์ลำดับสองและพิจารณาความไม่สมบูรณ์ของชิ้นส่วนด้วยและเพื่อความสะดวกในการออกแบบการตรวจสอบกำลังรับแรงในแนวควรตรวจสอบตามสมการที่ 3.71

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.71)$$

โดย $N_{pl,Rd}$ คือ กำลังต้านทานแรงในแนวแกนในช่วงพลาสติกของหน้าตัด

และ χ คือ ค่าตัวประกอบลดค่าตามรูปแบบการพังของเสาพิจารณาตาม Eurocode3 (ค.ศ.1993) ซึ่งขึ้นอยู่กับความชะลูดสัมพันธ์ (relative slenderness ($\bar{\lambda}$))

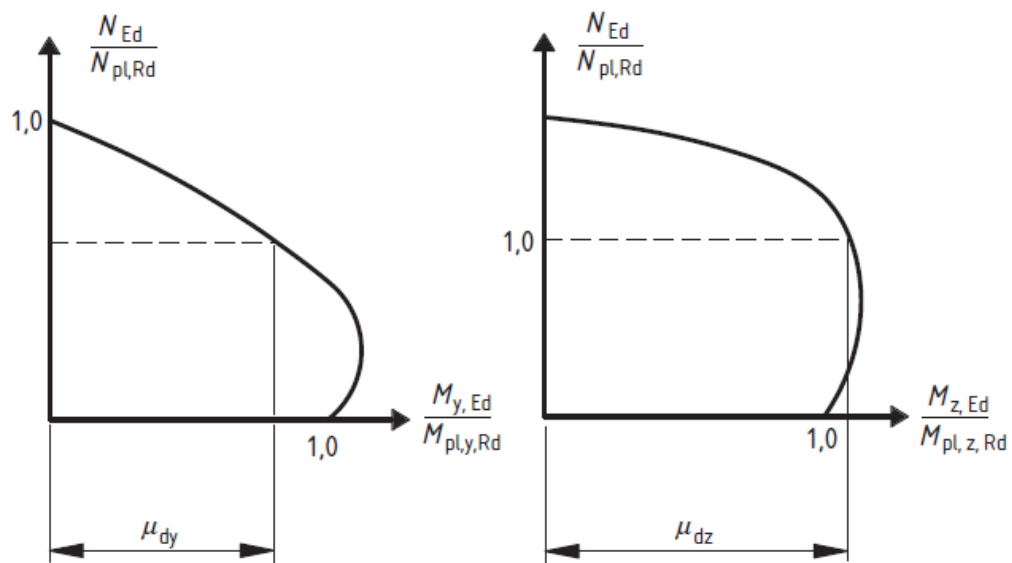
กำลังต้านทานแรงอัดและโมเมนต์ดัดร่วมกันของชิ้นส่วน (resistance of members in combined compression and uniaxial bending) หาได้จากเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ (interaction curve) ซึ่งตรวจสอบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดได้ดังสมการ

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (3.72)$$

โดย M_{Ed} คือ ค่าสูงสุดของโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในเสาโดยคิดผลจากความไม่สมบูรณ์ของชิ้นส่วน และผลจากการวิเคราะห์ลำดับที่สอง

$M_{pl,N,Rd}$ คือ กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดในช่วงพลาสติกที่รวมผลของแรงในแนวแกน N_{Ed}
 และ $M_{pl,Rd}$ คือ กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่จุด B ดังภาพที่ 3.24

สำหรับเหล็กชั้นคุณภาพ S235 ถึง S355 ใช้ค่า $\alpha_M = 0.9$ และสำหรับเหล็กชั้นคุณภาพ S420 ถึง S460 ใช้ค่า $\alpha_M = 0.8$ ส่วนค่าคงที่ μ_{dy} และ μ_{dz} หาได้จากภาพที่ 3.26



ภาพที่ 3.26 ค่า μ_{dy} และ μ_{dz} [21]

Eurocode3 (ค.ศ.2005) [20] แนะนำคุณสมบัติ ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียด และความไม่สมบูรณ์ทางรูปทรงเรขาคณิตของเหล็กgrupพรรณไว้ ดังนี้

คุณสมบัติของเหล็กgrupพรรณในการออกแบบ

- การยึดตัวที่จุดวิบัติเท่ากับ $5.65\sqrt{A_0}$

โดย A_0 คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กgrupพรรณ

- โมดูลัสยืดหยุ่น

$$E = 210000 \text{ N / mm}^2 \quad (3.73)$$

- โมดูลัสเฉือน

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ N / mm}^2 \quad (3.74)$$

- อัตราส่วนปัวซองในสภาวะยืดหยุ่น

$$\nu = 0.3 \quad (3.75)$$

- สัมประสิทธิ์การขยายตัวจากความร้อนแบบเชิงเส้น

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } K^\circ \text{ for } Temp. \leq 100 \text{ } C^\circ \quad (3.76)$$

ตารางที่ 3.4 คุณสมบัติเหล็กรูปพรรณแบบบริดร้อน [20]

Standard and steel grade	Nominal thickness of the element t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

ความไม่สมบูรณ์ของเหล็กรูปพรรณในด้านการโก่งตัวเริ่มต้นต่อความยาว (e_0/L) ดังตารางที่ 3.5 โดยการโก่งตัวเริ่มต้นต่อความยาวจะขึ้นอยู่กับเส้นโค้งการโก่งเดาะซึ่ง ดังตารางที่ 3.6 ตารางที่ 3.5 ความไม่สมบูรณ์ของเหล็กรูปพรรณในด้านการโก่งตัวเริ่มต้นต่อความยาว [20]

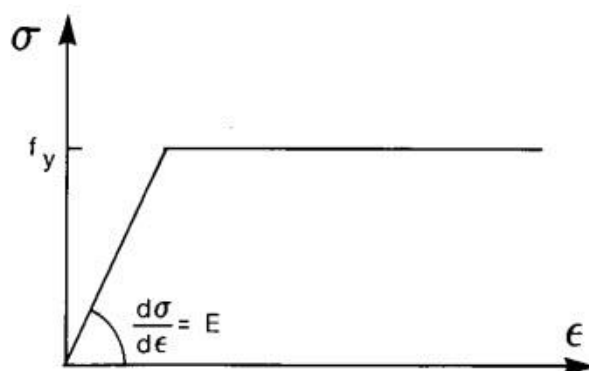
Buckling curve acc. to Table 6.1	elastic analysis	plastic analysis
	e_0 / L	e_0 / L
a ₀	1 / 350	1 / 300
a	1 / 300	1 / 250
b	1 / 250	1 / 200
c	1 / 200	1 / 150
d	1 / 150	1 / 100

ตารางที่ 3.6 เส้นโค้งการโก่งเดาะ [20]

Cross-section	Limits	Buckling curve
Rolled I-sections	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Welded I-sections	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Other cross-sections	-	d

โดย b คือ ความกว้างของเสา

และ h คือ ความสูงของเสา



ภาพที่ 3.27 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กรูปพรรณ [20]

ภาพที่ 3.27 แสดงความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของเหล็กรูปพรรณ และตารางที่ 3.7 ถึง 3.8 แสดงคุณสมบัติหน้าตัดของเหล็กรูปพรรณ Class3 ใน Eurocode2 โดยคุณสมบัติหน้าตัดที่กำหนดจะเป็นหน้าตัดเหล็กรูปพรรณที่สามารถรับแรงได้ถึงจุดครากของเหล็กโดยไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่แต่อาจรับแรงได้ไม่ถึงกำลังรับแรงดัดแบบพลาสติก

ตารางที่ 3.7 คุณสมบัติหน้าตัดของเหล็กรูปพรรณ Class3 (1) [20]

Outstand flanges						
		Rolled sections		Welded sections		
Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression				
		Tip in compression		Tip in tension		
Stress distribution in parts (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Stress distribution in parts (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ For k_σ see EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

ตารางที่ 3.8 คุณสมบัติหน้าตัดของเหล็กรูปพรรณ Class3 (2) [20]

Internal compression parts						
				Axis of bending		
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
1						
	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2						
	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
3						
	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	when $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ when $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ applies where either the compression stress $\sigma \leq f_y$ or the tensile strain $\epsilon_y > f_y/E$

3.5 การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Analysis)

การคำนวณปริมาณต่างๆ ในวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในโปรแกรม ANSYS ตามกฎของงานสมมุติ (principle of virtual work) หรือพลังงานศักย์น้อยที่สุด (minimum potential energy) ตามสมการสมดุล (equilibrium equation) ดังสมการที่ 3.77 แก้สมการนี้โดยการแก้สมการการเพิ่มขึ้นแบบไม่เชิงเส้นโดยวิธี Newton-Raphson ด้วยการวนซ้ำหลายๆครั้ง [22]

$$[K]\{d\} + \{F\}_p + \{F\}_g + \{F\}_{\varepsilon_0} + \{F\}_{\sigma_0} - \{R\} = 0 \quad (3.77)$$

$$[K] = \sum \int [B]^T [D] [B] dv \quad (3.78)$$

$$\{F\}_p = - \sum_{ele} \int [N]^T \{p\} dV \quad (3.79)$$

$$\{F\}_g = - \sum_{ele} \int [N]^T \{g\} dV \quad (3.80)$$

$$\{F\}_{\varepsilon_0} = - \sum_{ele} \int [B]^T [D] \{\varepsilon_0\} dV \quad (3.81)$$

$$\{F\}_{\sigma_0} = - \sum_{ele} \int [B]^T [D] \{\sigma_0\} dV \quad (3.82)$$

โดย $\{d\}$ คือ เวกเตอร์ของการเคลื่อนที่ที่จุดเชื่อมต่อ (vector of nodal displacement)

$\{F\}_g$ คือ แรงที่จุดเชื่อมต่อจากแรงที่กระทำในชิ้นส่วน

$\{F\}_p$ คือ แรงที่จุดเชื่อมต่อจากแรงที่กระทำในพื้นที่ผิว

$\{F\}_{\varepsilon_0}$ คือ แรงที่จุดเชื่อมต่อจากความเครียดเริ่มต้นของชิ้นส่วน

$\{F\}_{\sigma_0}$ คือ แรงที่จุดเชื่อมต่อจากหน่วยแรงเริ่มต้นของชิ้นส่วน

$\{g\}$ คือ เวกเตอร์ของแรงที่กระทำในชิ้นส่วน (vector of body load)

$[K]$ คือ เมทริกสติฟเนส (stiffness matrix)

$[N]$ คือ ฟังก์ชันรูปร่าง (shape function)

$\{p\}$ คือ เวกเตอร์ของแรงที่กระทำในพื้นที่ผิว (vector of surface load)

และ $\{R\}$ คือ เวกเตอร์ของแรงที่กระทำที่จุดเชื่อมต่อ (vector of applied nodal force)

รูปแบบการแก้สมการการเพิ่มขึ้นแบบไม่เชิงเส้น (incremental nonlinear equation) เป็นดังสมการที่ 3.82 แก้สมการไม่เชิงเส้นนี้โดยวิธี Newton-Raphson ด้วยการวนซ้ำหลายๆครั้ง โดยวิธีการนี้จะเริ่มจากการสมมุติค่า $u = u_i$ เพื่อที่จะสามารถหาค่า Δu_i โดยสมมุติค่าน้ำหนักบรรทุกที่ได้ดังสมการที่ 3.83 แล้วจะได้แรงส่วนเกินจากสมการสมดุลดังสมการที่ 3.84 ถ้าแรงส่วนเกินที่ได้ค่าไม่เท่ากับศูนย์แสดงว่ามีความแตกต่างระหว่างน้ำหนักบรรทุกที่สมมุติค่าน้ำหนักบรรทุกที่คำนวณได้ นำแรงส่วนเกินที่ได้กลับไปคำนวณสมการที่ 3.83 เพื่อหาค่า Δu แล้ววนกลับมาคำนวณหาแรงส่วนเกินดังสมการที่ 3.84 ทำวนซ้ำจนแรงส่วนเกินมีค่าเข้าใกล้ศูนย์ เมื่อแรงส่วนเกินมีค่าเข้าใกล้ศูนย์แสดงว่าได้ค่าการเพิ่มขึ้นของการเคลื่อนที่ (Δu_i) ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุก (ΔP) จึงเปลี่ยนไปคำนวณค่าการเคลื่อนที่ตัวต่อไปโดยให้การเคลื่อนที่ (u_i) ต่อไปเท่ากับ $u_{i+1} = u_i + \Delta u_i$ แล้วนำไปคำนวณวนซ้ำหาค่าเพิ่มขึ้นของการเคลื่อนที่ (Δu_{i+1}) ที่โดยสมมุติค่าน้ำหนักบรรทุก (ΔP) ตามสมการที่ 3.83 และ 3.84

$$K(u)\Delta u = \Delta P \quad (3.82)$$

$$\Delta u_i = K^{-1}(u_i)\Delta P \quad (3.83)$$

$$\Delta R_i = \Delta P - K(u_i)\Delta u_i \quad (3.84)$$

โดย ΔP คือ การเพิ่มขึ้นของน้ำหนักบรรทุกที่ไม่ทราบค่า

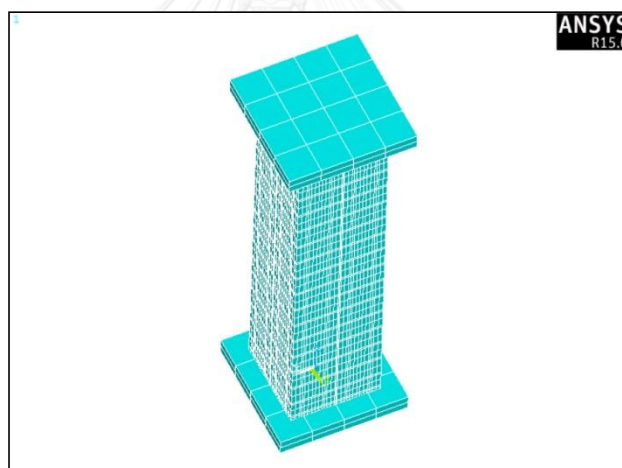
และ Δu คือ การเพิ่มขึ้นของการเคลื่อนที่ที่ไม่ทราบค่า

บทที่ 4

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต

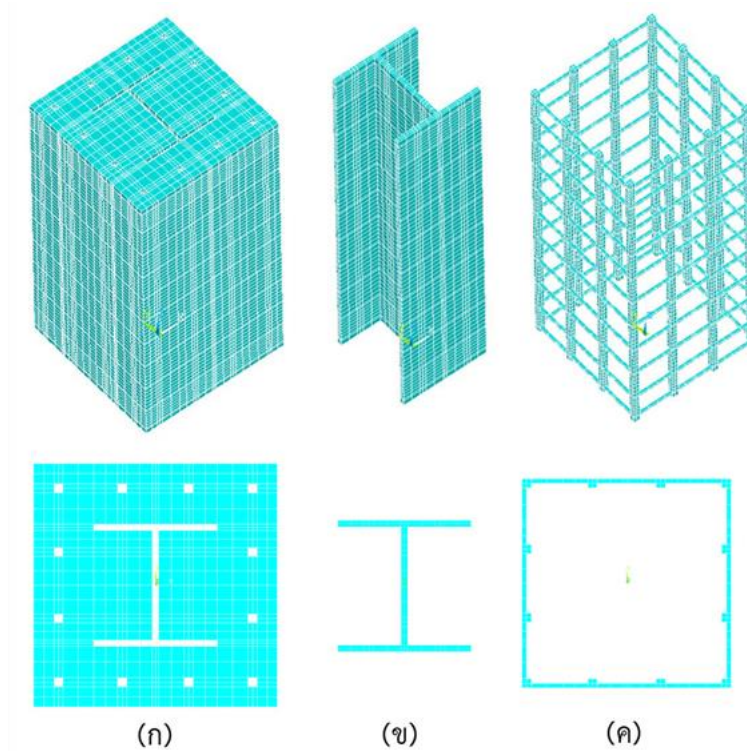
4.1 การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่สร้างขึ้นเป็นแบบจำลอง 3 มิติ ในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ANSYS โดยในแบบจำลองจะจำลองเสาที่มีขนาดเท่ากับขนาดของเสาจริง และมีลักษณะคล้ายกับเสาจริงที่ใช้ในการทดสอบมากที่สุด เสาในแบบจำลองประกอบด้วยวัสดุ 4 ชนิด คือ คอนกรีต (concrete) เหล็กรูปพรรณ (structural steel) เหล็กเสริม (reinforcement steel) และแผ่นปิดหัวเสา (plate) ดังภาพที่ 4.1 โดยวัสดุทั้งหมดเลือกใช้เอลิเมนต์ 3 มิติ (3D structural solid element) ที่มีในโปรแกรม ANSYS และแบบจำลองที่สร้างอยู่ภายใต้สมมติฐานไม่พิจารณาการลื่นไถลระหว่างวัสดุ (perfect bond) การโก่งเดาะเฉพาะที่ (local buckling) ของเหล็กรูปพรรณและการโก่งเดาะ (buckling) ของเหล็กเสริม



ภาพที่ 4.1 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต

ภาพที่ 4.2 แสดงหน้าตัดของแต่ละวัสดุในแบบจำลองเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต โดยหน้าตัดเหล็กเสริมที่ใช้ในแบบจำลองสมมติเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มีพื้นที่หน้าตัดเท่ากับพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมจริงที่มีหน้าตัดเป็นรูปวงกลม

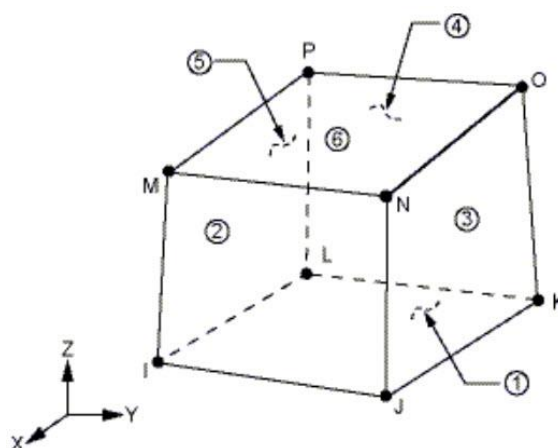


ภาพที่ 4.2 แบบจำลองวัสดุ (ก) คอนกรีต (ข) เหล็กกรีด (ค) เหล็กเสริม

4.1.1 แบบจำลองวัสดุเหล็ก

แบบจำลองวัสดุเหล็กกรีด เหล็กเสริมและแผ่นปิดหัวเสาในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เลือกใช้เอลิเมนต์ Solid185 ซึ่งเป็นเอลิเมนต์ชนิด 3D Solid ที่มีจุดเชื่อมต่อ (node) 8 จุด แต่ละจุดเชื่อมต่อมีดีกรีความอิสระ 3 ดีกรี (degree of freedom) คือ การเคลื่อนที่ (translations) ในทิศทางแกน x แกน y และแกน z ดังภาพที่ 4.3 เอลิเมนต์ Solid185 เหมาะสำหรับใช้จำลองวัสดุเหล็กเพราะสามารถนำเข้า (input) คุณสมบัติวัสดุแบบ isotropic hardening ได้

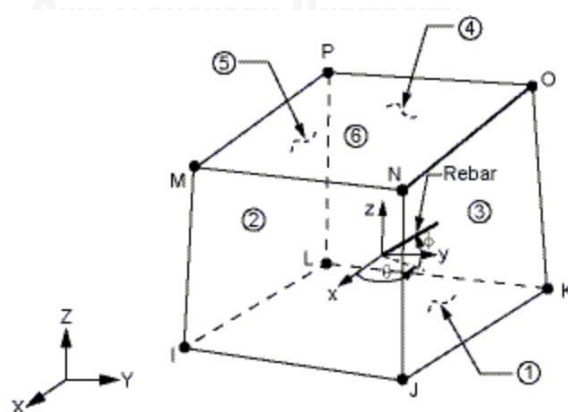
คุณสมบัติวัสดุแบบ isotropic hardening จะสามารถทำนายการเสียรูปของวัสดุในช่วงพลาสติก (plastic deformation) ซึ่งเกิดจากการขยายตัวของพื้นผิวคราก (yield surface) ที่หน่วยแรงคราก (yield stress) กำหนดตามเกณฑ์การครากของ Von Mises (Von Mises yield criterion) ซึ่งเป็นเกณฑ์การครากที่เหมาะสมสำหรับวัสดุโลหะ



ภาพที่ 4.3 เอลิเมนต์ Solid185

4.1.2 แบบจำลองวัสดุคอนกรีต

แบบจำลองวัสดุคอนกรีตในแบบจำลองเลือกใช้เอลิเมนต์ Solid65 ซึ่งเป็นเอลิเมนต์ชนิด 3D Solid ที่มีจุดเชื่อมต่อ (node) 8 จุด แต่ละจุดเชื่อมต่อมีดีกรีความอิสระ 3 ดีกรี (degree of freedom) คือ การเคลื่อนที่ (translations) ในทิศทางแกน x แกน y และแกน z คล้ายเอลิเมนต์ Solid185 ดังภาพที่ 4.4 แต่เอลิเมนต์ Solid65 เหมาะสำหรับวัสดุคอนกรีตเพราะสามารถนำเข้า (input) คุณสมบัติวัสดุแบบ isotropic hardening และสามารถทำนายคุณสมบัติความเปราะของคอนกรีต ซึ่งพิจารณาทั้งรูปแบบการวิบัติจากการแตกร้าว (cracking) และการอัดแตก (crushing) ของคอนกรีต



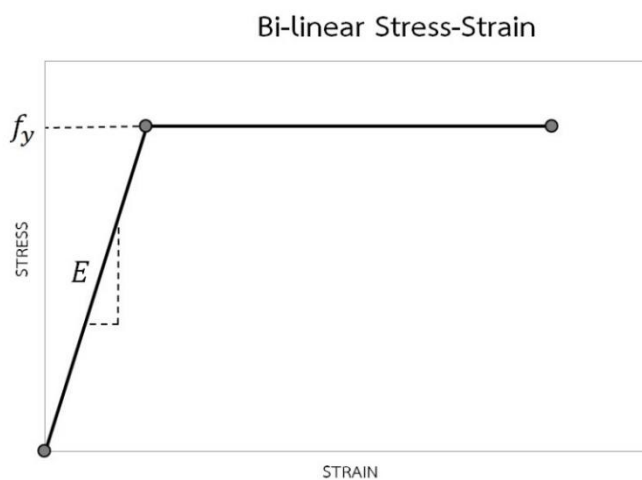
ภาพที่ 4.4 เอลิเมนต์ Solid65

4.2 คุณสมบัติของวัสดุ

คุณสมบัติของวัสดุในแบบจำลองจะจำลองให้ใกล้เคียงกับคุณสมบัติของวัสดุจริงมากที่สุด กล่าวคือ เหล็กมีคุณสมบัติการคราก (yielding) และคอนกรีตมีคุณสมบัติการวิบัติจากการแตกร้าว (cracking) และการอัดแตก (crushing) ยกเว้นคุณสมบัติของแผ่นปิดหัวเสาจะจำลองให้มีความแข็งแรงมากเพื่อให้แผ่นปิดหัวเสาสามารถถ่ายแรงลงสู่เสาได้เท่ากันตลอดทั้งหน้าตัดและไม่เกิดการเสียรูปของแผ่นปิดหัวเสา

4.2.1 คุณสมบัติของเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมที่ใช้ในแบบจำลองกำหนดเป็น bi-linear isotropic โดยความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดมีลักษณะเป็นเส้นตรง 2 ช่วง ช่วงที่ 1 หน่วยแรงจะมีค่าเพิ่มขึ้นจากจุดเริ่มต้นขึ้นไปจนถึงจุดหน่วยแรงครากของเหล็กและช่วงที่ 2 หน่วยแรงจะมีค่าคงที่เท่ากับหน่วยแรงครากของเหล็ก ดังภาพที่ 4.5



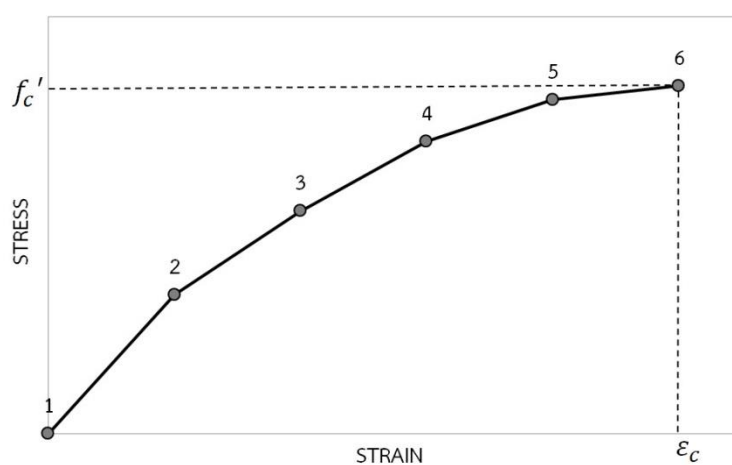
ภาพที่ 4.5 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของเหล็ก

สรุปคุณสมบัติวัสดุเหล็กที่ใช้ในแบบจำลอง

1. ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของเหล็ก (stress-strain relationship of steel) ($\sigma_s - \varepsilon_s$)
2. โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก (modulus of elasticity of steel) (E_s)
3. กำลังครากของเหล็ก (yield strength of steel) (f_y)
4. อัตราส่วนปัวซองของเหล็ก (Poisson's ratio of steel) ($\nu = 0.3$)

4.2.2 คุณสมบัติของคอนกรีตในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลองกำหนดเป็น multi-linear isotropic โดยใช้เส้นตรงเชื่อมระหว่างจุดหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตต่อกันจากจุดเริ่มต้นไปจนถึงจุดหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีต ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดคอนกรีตเป็นไปตามสมการที่ 3.1 ในบทที่ 3 ซึ่งมีหน่วยแรงสูงสุดเท่ากับกำลังรับแรงอัดทางเดียวของคอนกรีต (f_c') ดังภาพที่ 4.6

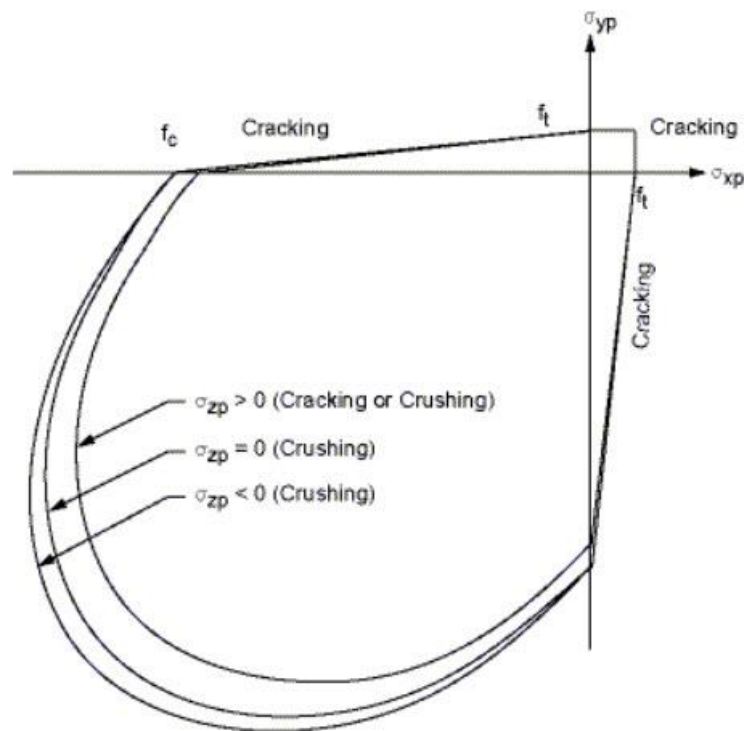


ภาพที่ 4.6 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต

การกำหนดคุณสมบัติความเปราะของคอนกรีตในแบบจำลองกำหนดด้วยเกณฑ์การวิบัติของคอนกรีต (criterion for failure of concrete) ในสถานะหน่วยแรงอัดหลายแกน (multi-axial stress state) ของ Wiliam และ Warnke [23] ดังสมการที่ 4.1

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (4.1)$$

- โดย F คือ ฟังก์ชันขึ้นกับสถานะหน่วยแรงหลัก (principle stress)
 f_c คือ กำลังรับแรงอัดแตกแกนเดียว (uniaxial crushing strength)
 และ S คือ ขอบเขตการวิบัติ (failure surface) เป็นฟังก์ชันขึ้นกับกำลังรับแรงของคอนกรีต



ภาพที่ 4.7 ขอบเขตการวิบัติของคอนกรีต [23]

ภาพที่ 4.7 แสดงตัวอย่างขอบเขตการวิบัติของคอนกรีตที่สภาวะหน่วยแรงอัด 2 แกน (biaxial stress) ซึ่งพิจารณาการวิบัติจากการแตกร้าว (cracking) และการแตกหักที่ (crushing) ของคอนกรีต โดย σ_{xp} σ_{yp} σ_{zp} คือ หน่วยแรงหลัก (principle stress) f_c' คือ กำลังรับแรงอัดแกนเดียวประลัยของคอนกรีต (ultimate uniaxial compressive strength) และ f_t คือ กำลังรับแรงดึงแกนเดียวประลัยของคอนกรีต (ultimate uniaxial tensile strength)

สรุปคุณสมบัติของวัสดุคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง

1. ความสัมพันธ์หน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต (stress-strain relationship of concrete) ($\sigma_c - \varepsilon_c$)
2. โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (modulus of elasticity of concrete) (E_c)
3. กำลังรับแรงดึงแกนเดียวของคอนกรีต (ultimate uniaxial tensile strength) (f_t)
4. กำลังรับแรงอัดแกนเดียวประลัยของคอนกรีต (ultimate uniaxial compressive strength) (f_c')
5. อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต (Poisson's ratio of concrete) ($\nu = 0.4$)

6. สัมประสิทธิ์การส่งถ่ายแรงเฉือนของรอยแตกร้าวเปิด (shear transfer coefficients for an open crack) ($\beta_0 = 0.2$)
7. สัมประสิทธิ์การส่งถ่ายแรงเฉือนของรอยแตกร้าวปิด (shear transfer coefficients for a closed crack) ($\beta_c = 0.4$)

4.2.3 คุณสมบัติแผ่นปิดหัวเสาในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

คุณสมบัติแผ่นปิดหัวเสาในแบบจำลองกำหนดให้มีคุณสมบัติวัสดุคล้ายแผ่นเหล็กแต่สมมติให้มีความแข็งแรงมากกว่าเหล็กโดยทั่วไปเพื่อไม่ให้แผ่นปิดหัวเสาเกิดการเสียรูปขณะถ่ายแรงกระทำลงสู่เสาทดสอบโดยเลือกใช้เอลิเมนต์ Solid185 และกำหนดคุณสมบัติวัสดุ ดังนี้

สรุปคุณสมบัติวัสดุแผ่นปิดหัวเสาที่ใช้ในแบบจำลอง

1. โมดูลัสอีลาสติก (modulus of elasticity) ($E = 10,000E_s$)
2. อัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio) ($\nu = 0.3$)

4.3 การแบ่งส่วนเอลิเมนต์ (Meshing)

การแบ่งส่วนภายในแบบจำลองเป็นขั้นตอนที่จำเป็นสำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ การแบ่งส่วนภายในแบบจำลองเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตนี้จะเริ่มแบ่งส่วนเอลิเมนต์จากหยาบไปหาละเอียด โดยเลือกการแบ่งเอลิเมนต์ที่ละเอียดเพียงพอที่จะทำให้ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่เข้าใกล้เคียงกับผลทดสอบเสาจริง จะไม่แบ่งเอลิเมนต์ให้ละเอียดจนเกินไปเพราะการแบ่งเอลิเมนต์ที่ละเอียดเกินไปส่งผลกระทบต่อทรัพยากรที่ใช้ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ และพยายามแบ่งส่วนเอลิเมนต์ในแบบจำลองเสาเป็นรูปทรงสี่เหลี่ยมลูกบาศก์เพราะแบบจำลองนี้ใช้เอลิเมนต์ทั้งหมดเป็นชนิด Solid ซึ่งมีลักษณะเอลิเมนต์เป็นรูปทรงลูกบาศก์

แบบจำลองเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่สร้างขึ้นมีจำนวนเอลิเมนต์ทั้งหมดประมาณ 50,000 เอลิเมนต์ ซึ่งเป็นเอลิเมนต์เหล็กรูปพรรณประมาณ 6,000 เอลิเมนต์ เป็นเหล็กเสริมประมาณ 4,000 เอลิเมนต์ และเป็นเอลิเมนต์คอนกรีตประมาณ 40,000 เอลิเมนต์

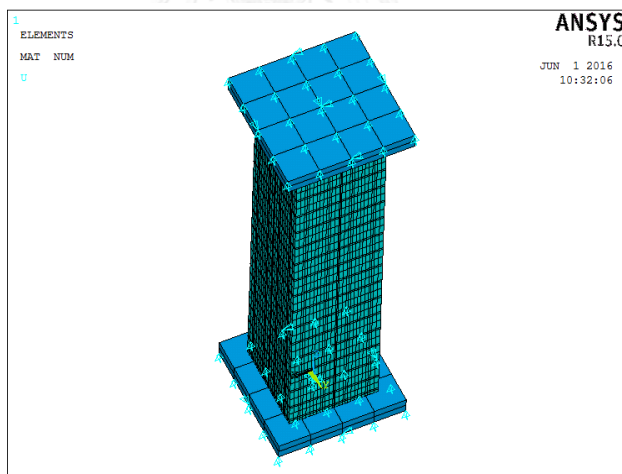
4.4 เงื่อนไขขอบเขต (Boundary Condition)

แบบจำลองที่สร้างขึ้นจำลองลักษณะเสาที่มีจุดรองรับแบบยึดหมุน (pin-ended) และจำลองรูปแบบการทดสอบเสาที่ใช้การควบคุมระยะหดตัวของเสาทดสอบ (displacement control)

โดยกำหนดน้ำหนักบรรทุกทุกในแบบจำลองเป็นระยะการเคลื่อนที่ของแผ่นปิดหัวเสาด้านบนแล้ว วิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกทุกจากแรงปฏิกิริยาที่บริเวณแผ่นปิดหัวเสาด้านล่าง เพื่อให้สามารถศึกษา พฤติกรรมเสาทดสอบในช่วงหลังกำลังรับแรงสูงสุดของเสาทดสอบได้ (post-peak behavior)

สำหรับแบบจำลองเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำตรงศูนย์กลางจะกำหนดเป็นระยะการเคลื่อนที่ตามแนวแกนของแผ่นปิดหัวเสาด้านบนที่เท่ากันตลอดทั้งแผ่นและยึดรั้งการเคลื่อนที่ตามแนวแกนที่แผ่นปิดหัวเสาด้านล่างตลอดทั้งแผ่น (displacement control) โดยยึดรั้งการเคลื่อนที่ในทิศทางด้านข้างทั้งสองแกนที่ตำแหน่งกึ่งกลางแผ่นปิดหัวเสาด้านบนและด้านล่าง พร้อมทั้งยึดรั้งที่แผ่นปิดหัวเสาที่บริเวณขอบแผ่นปิดหัวเสาเพิ่มเติมเพื่อป้องกันการหมุน ดังภาพที่ 4.8

สำหรับแบบจำลองเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำเยื้องศูนย์กลางจะกำหนดเป็นระยะการเคลื่อนที่ตามแนวแกนของแผ่นปิดหัวเสาด้านบนที่บริเวณแนวระยะเยื้องศูนย์กลางและยึดรั้งการเคลื่อนที่ตามแนวแกนที่แผ่นปิดหัวเสาด้านล่างที่ระยะเยื้องศูนย์กลางเท่านั้น โดยยึดรั้งการเคลื่อนที่ในทิศทางด้านข้างทั้งสองแกนที่ตำแหน่งกึ่งกลางที่กำหนดระยะการเคลื่อนที่ตามแนวแกนของเสา พร้อมทั้งยึดรั้งที่แผ่นปิดหัวเสาที่บริเวณขอบแผ่นปิดหัวเสาเพิ่มเติมเพื่อป้องกันการหมุน ดังภาพที่ 4.9



ภาพที่ 4.8 น้ำหนักบรรทุกทุกและการยึดรั้งการเคลื่อนที่ของแบบจำลองเสารับแรงกระทำตรงศูนย์กลาง

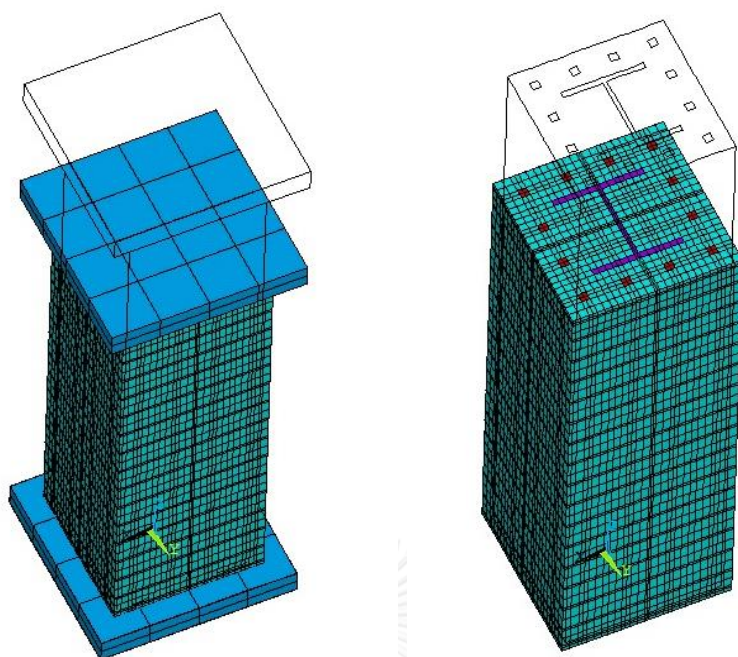


ภาพที่ 4.9 น้ำหนักบรรทุกและการยึดรั้งการเคลื่อนที่ของแบบจำลองเสารับแรงกระทำเยื้องศูนย์กลาง

4.5 การจำลองผิวสัมผัสระหว่างรอยต่อวัสดุ (Interfaces)

รอยต่อวัสดุระหว่างคอนกรีตกับเหล็กรูปพรรณและรอยต่อวัสดุระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมในแบบจำลองสมมติให้เป็นรอยต่อแบบสมบูรณ์ (perfect bond) ไม่เกิดการลื่นไถล (slip) ระหว่างวัสดุ โดยใช้คำสั่ง Glue Volumn ในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ANSYS เพื่อให้ node บริเวณรอยต่อวัสดุมีการเคลื่อนที่เท่ากันและสามารถส่งถ่ายแรงระหว่างวัสดุได้โดยสมบูรณ์

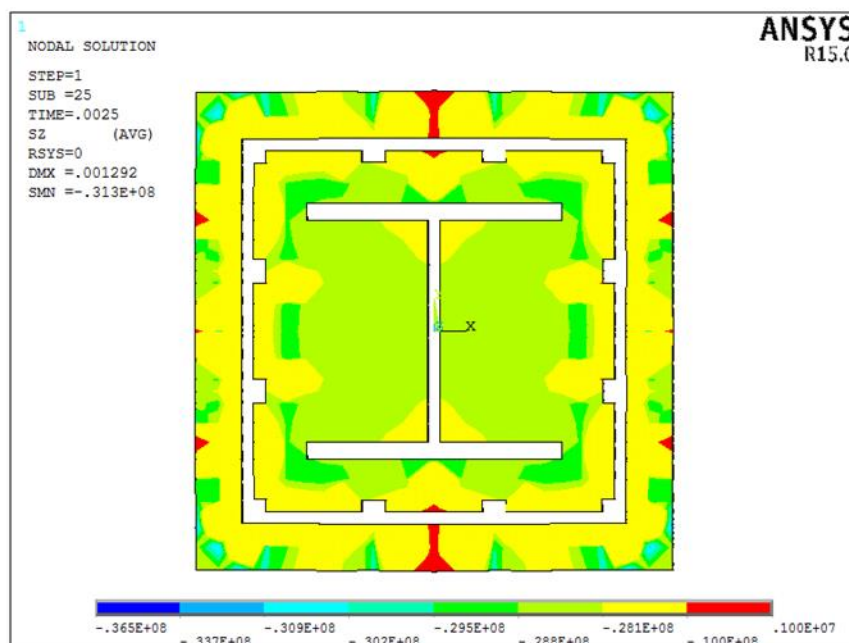
รอยต่อระหว่างแผ่นปิดหัวเสากับเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตกำหนดให้สามารถส่งผ่านแรงได้เฉพาะแรงในแนวแกนเท่านั้น เนื่องจากในแบบจำลองกำหนดให้แผ่นปิดหัวเสามีความแข็งแรงมากกว่าเหล็กมาก เพื่อไม่ให้ความแข็งแรงของแผ่นปิดหัวเสามีผลกระทบต่อ การขยายตัวทางด้านข้างของวัสดุภายในเสาและเสาสามารถขยายตัวทางด้านข้างเนื่องจากการหดตัวในแนวแกนได้อย่างอิสระ ดังภาพที่ 4.10



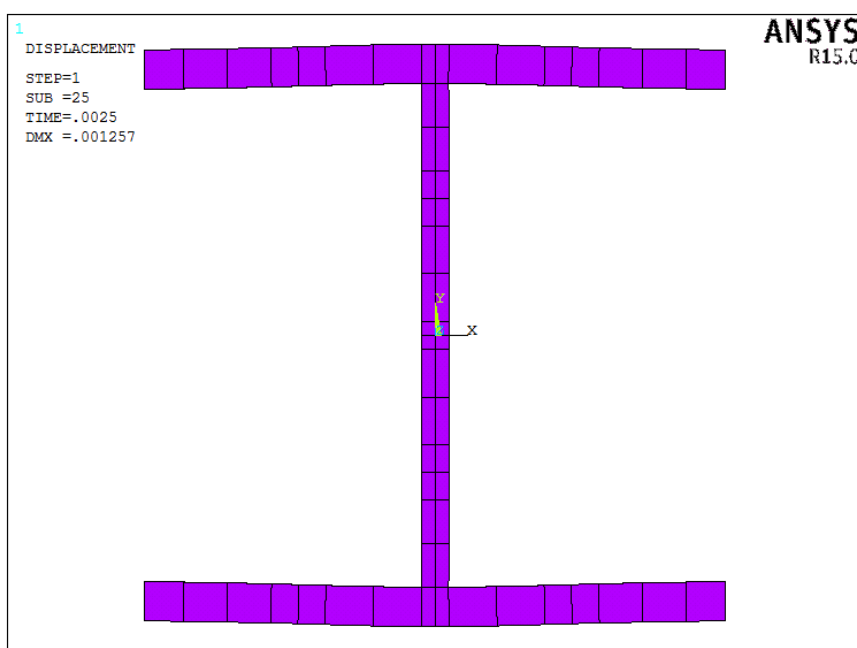
ภาพที่ 4.10 การเสียรูปของเสาในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

4.6 การเลือกใช้อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต

จากการศึกษางานวิจัยในอดีตพบว่าแบบจำลองวัสดุคอนกรีตในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์โดยทั่วไปจะใช้อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.2 แต่จากการศึกษาพบว่าเมื่อใช้อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตในแบบจำลองเท่ากับ 0.2 จะไม่เกิดการโอบรัดตัวของคอนกรีตจากเหลี่ยมรูปพรรณในแบบจำลองได้ ดังภาพที่ 4.11 เนื่องจากอัตราส่วนปัวซองของเหลี่ยมรูปพรรณในแบบจำลองเท่ากับ 0.3 ทำให้การขยายตัวทางด้านข้างจากการหดตัวทางแนวแกนของคอนกรีตที่อยู่ระหว่างแผ่นปีกและแผ่นเอวของเหลี่ยมรูปพรรณมีค่าน้อยกว่าการขยายตัวทางด้านข้างของแผ่นเอวของเหลี่ยมรูปพรรณ โดยสังเกตได้จากการเสียรูปของเหลี่ยมรูปพรรณที่แผ่นเอวมีการยืดตัวออกมากกว่าแผ่นปีกที่ควรจะถูกคอนกรีตบริเวณด้านในดันออก ดังภาพที่ 4.12



ภาพที่ 4.11 หน่วยแรงของคอนกรีตภายในเสาที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.2

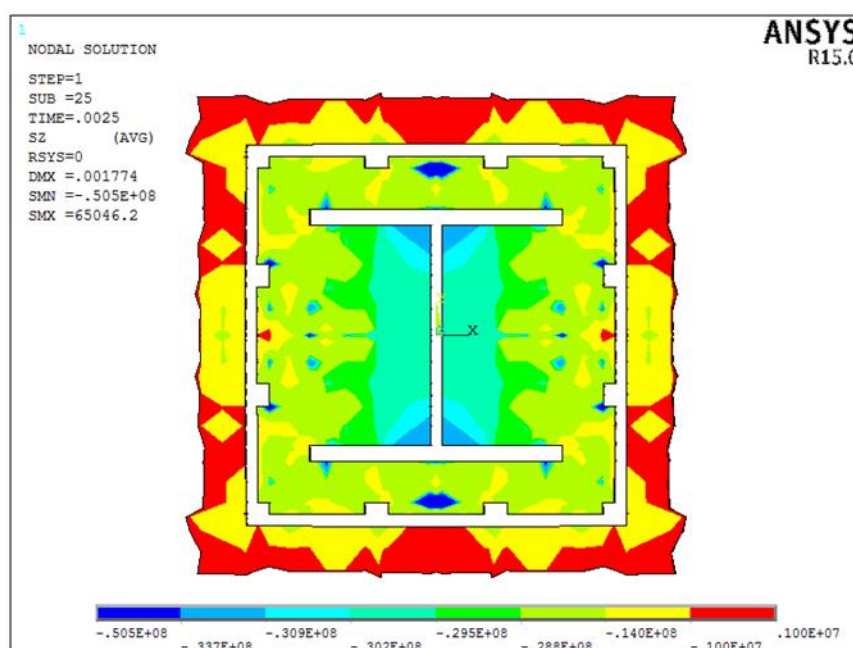


ภาพที่ 4.12 การเสียรูปของเหล็กรูปพรรณเมื่ออัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.2

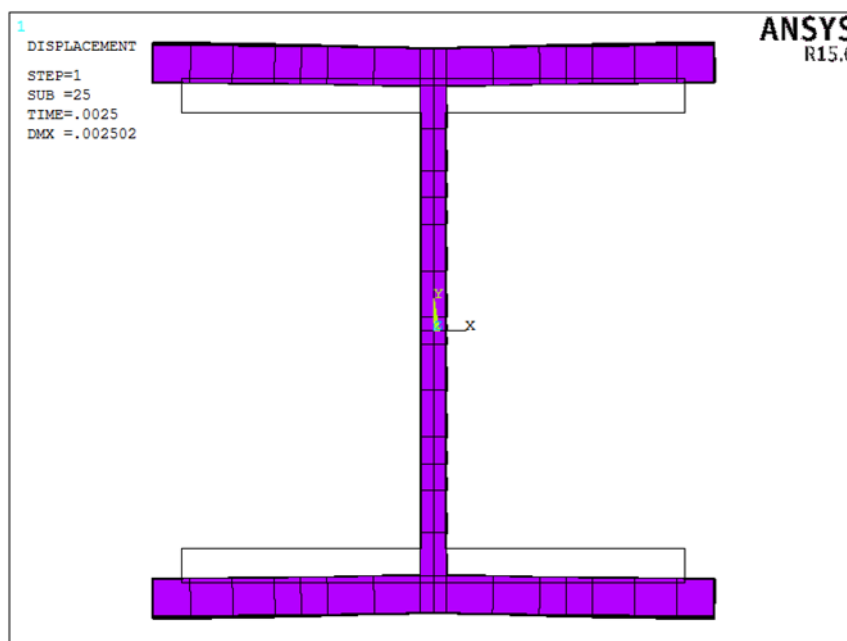
จากปัญหาข้างต้นผู้วิจัยจึงได้ทำการศึกษาเพิ่มเติมเกี่ยวกับอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตจึงพบว่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตจะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.1 - 0.5 แต่จะมีค่าไม่คงที่ขึ้นอยู่กับสถานะหน่วยแรงและความเครียดทางแนวแกนของคอนกรีต โดยเมื่อหน่วยแรงทางแนวแกนของคอนกรีตมี

ค่าน้อยอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตจะมีค่าประมาณ 0.1 แต่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อหน่วยแรงทางแนวแกนของคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นและจะมีค่ามากกว่า 0.3 เมื่อหน่วยแรงของคอนกรีตเข้าใกล้กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต รายละเอียดแสดงในบทที่ 2

ผู้วิจัยจึงมีความคิดเห็นสมควรเปลี่ยนค่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตในแบบจำลองตามความสภาวะหน่วยแรงและความเครียดทางแนวแกนของคอนกรีตและอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตควรมีค่ามากกว่า 0.3 เมื่อหน่วยแรงของคอนกรีตเข้าใกล้กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต แต่เนื่องจากข้อจำกัดของโปรแกรมที่ไม่สามารถเปลี่ยนค่าอัตราส่วนปัวซองตามความสภาวะหน่วยแรงและความเครียดได้ ผู้วิจัยจึงเลือกใช้อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตในแบบจำลองเท่ากับ 0.4 คงที่ตลอดการวิเคราะห์เพื่อให้พฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตและการเสีรูปของวัสดุในแบบจำลองมีความเสมือนจริงมากยิ่งขึ้น โดยเมื่อใช้อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตในแบบจำลองเท่ากับ 0.4 และคงอัตราส่วนปัวซองของเหล็กรูปพรรณอยู่ที่ 0.3 พบว่าสามารถสังเกตเห็นบริเวณพื้นที่การโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตในแบบจำลองได้อย่างชัดเจนและหน้าตัดเหล็กรูปพรรณมีการเสีรูปที่เหมาะสม ดังภาพที่ 4.13 - 4.14



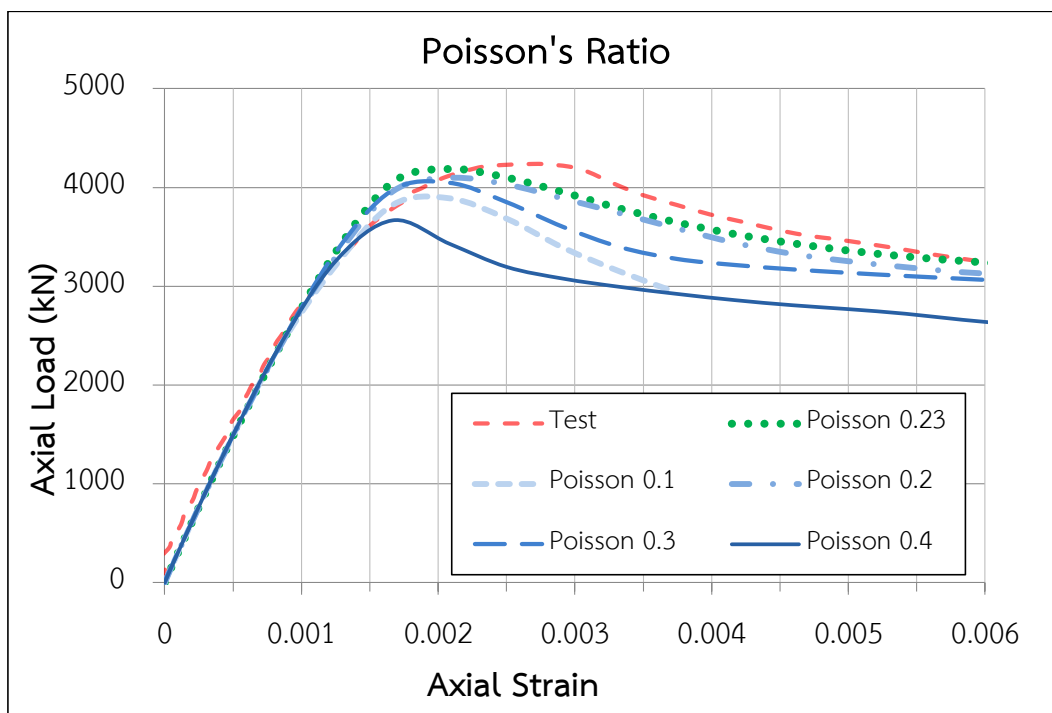
ภาพที่ 4.13 หน่วยแรงของคอนกรีตภายในเสาที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4



ภาพที่ 4.14 การเสียรูปของเหล็กรูปพรรณที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4

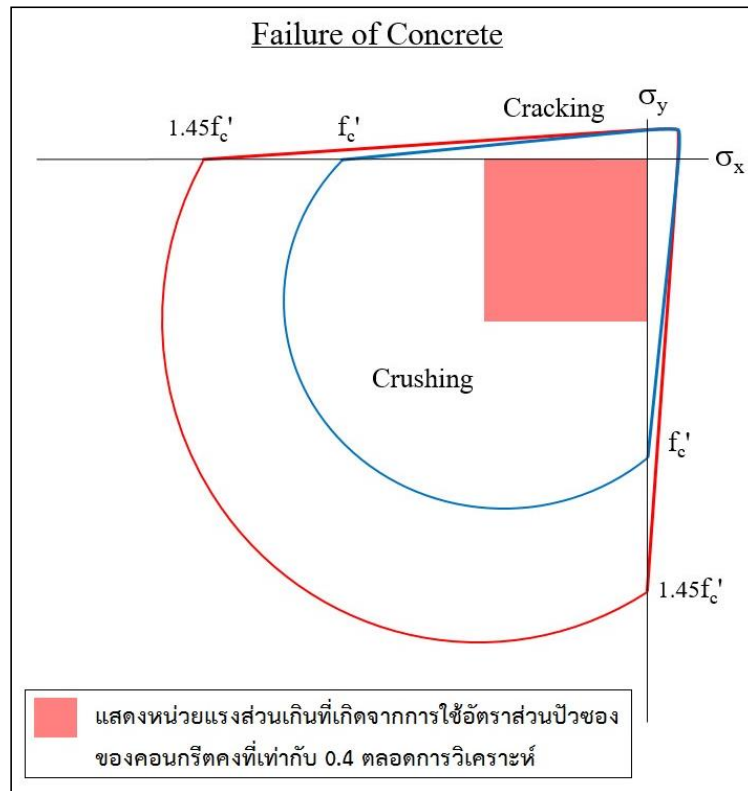
ถึงแม้ว่าการใช้อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4 คงที่ตลอดการวิเคราะห์จะทำให้เกิดการโอบรัดตัวระหว่างเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีตและเกิดการเสียรูปของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณที่เหมาะสม แต่การใช้อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4 ทำให้เกิดปัญหาที่ตามมาคือคอนกรีตบริเวณด้านนอกเหล็กปลอกเกิดการวิบัติที่เร็วขึ้น เนื่องมาจากการเลือกใช้อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4 ตั้งแต่หน่วยแรงและความเครียดทางแนวแกนของคอนกรีตมีค่าน้อยๆและคงที่ตลอดการวิเคราะห์ ทำให้คอนกรีตที่อยู่บริเวณด้านนอกเหล็กปลอกจะถูกหน่วยแรงทางด้านข้างสูงเกินกว่าปกติจากการขยายตัวทางด้านข้างของคอนกรีตบริเวณด้านในที่มากกว่าปกติ

จากการศึกษาเพิ่มเติมจึงพบว่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตมีผลกระทบต่อกำลังรับแรงอัดของเสา โดยผู้วิจัยได้ทำการทดลองใช้ค่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตค่าต่างๆและสังเกตกำลังรับแรงอัดของเสา พบว่าเมื่อเพิ่มอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตขึ้นจะทำให้เสามีกำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้น โดยเสามีกำลังรับแรงอัดสูงสุดที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตประมาณ 0.23 หลังจากนั้นเมื่อเพิ่มอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตขึ้นจะทำให้กำลังรับแรงอัดของเสาตกลงเนื่องจากคอนกรีตภายนอกเหล็กปลอกจะถูกแรงอัดทางด้านข้างมากเกินไปและเกิดการวิบัติก่อนที่เสาส่งถึงจุดกำลังรับแรงอัดสูงสุด ดังภาพที่ 4.15

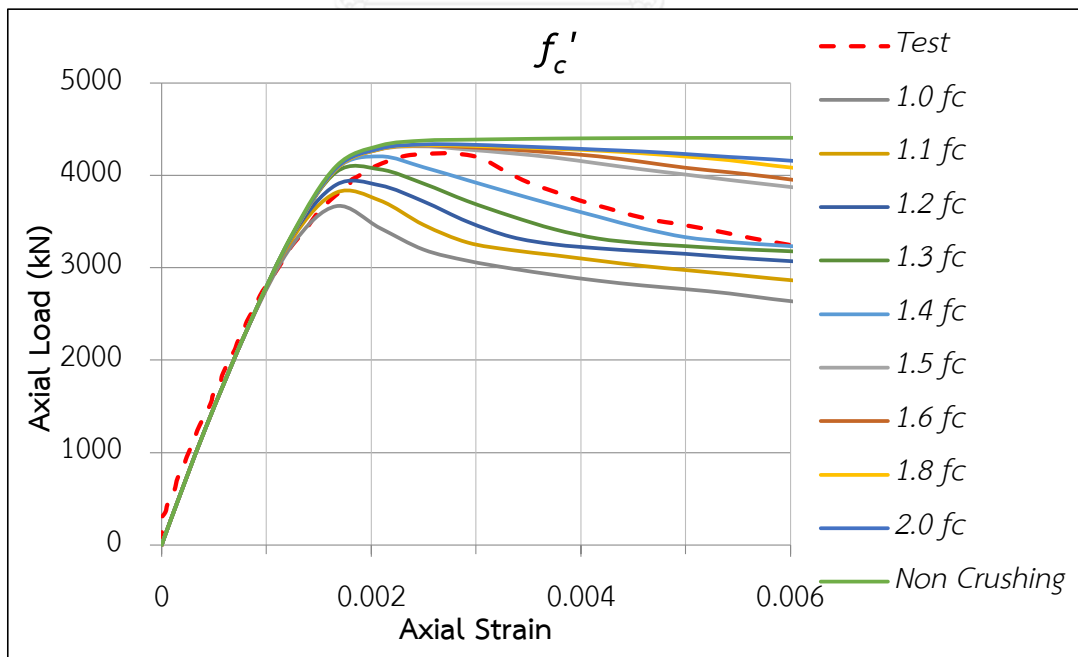


ภาพที่ 4.15 ความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดทางแนวแกนของเสาและความเครียดทางแนวแกนของเสาที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตต่างๆ

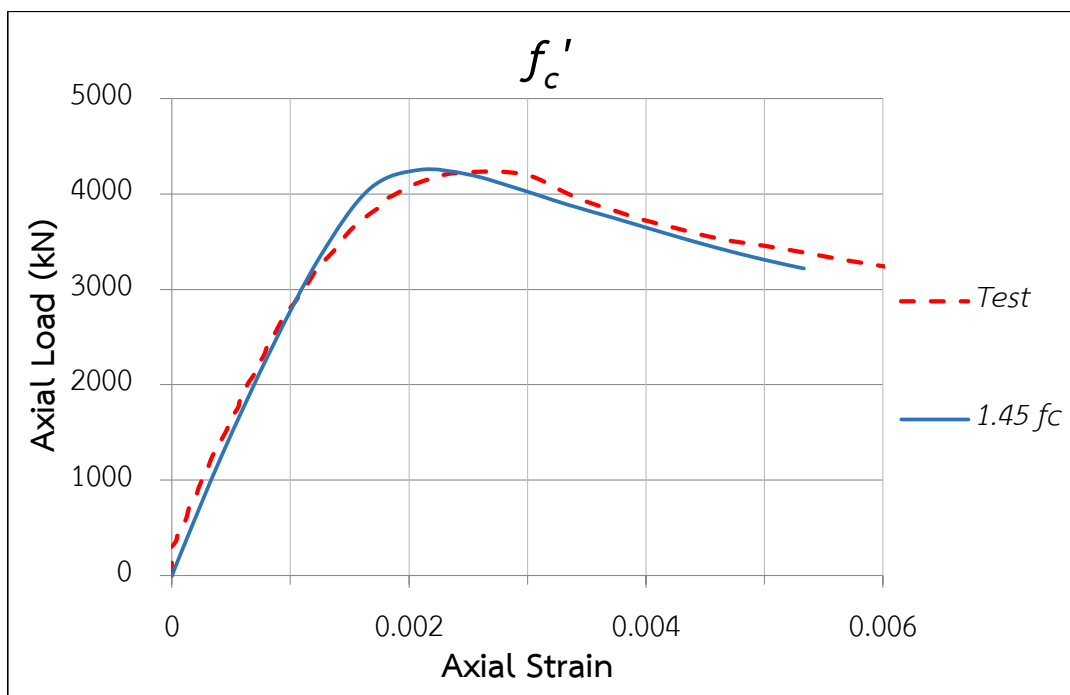
จากปัญหาทั้งหมดและขีดจำกัดของโปรแกรมที่กล่าวมาข้างต้นผู้วิจัยจึงเลือกใช้ค่าอัตราส่วนปัวซองเท่ากับ 0.4 คงที่ตลอดการวิเคราะห์ แต่แก้ไขปัญหาการวิบัติเร็วของคอนกรีตที่อยู่บริเวณด้านนอกเหล็กปลอกโดยปรับค่าหน่วยแรงอัดวิบัติ (uniaxial crushing stress) ของคอนกรีตขึ้นจากค่าเท่ากับหน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีตเป็น 1.45 เท่าของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตเพื่อให้ขอบเขตการวิบัติของคอนกรีตในสถานะหน่วยแรง 3 มิติ ขยายออกสอดคล้องกับหน่วยแรงทางด้านข้างที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการใช้อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4 คงที่ตลอดการวิเคราะห์ เพื่อให้คอนกรีตบริเวณด้านนอกเหล็กปลอกไม่เกิดการวิบัติก่อนเสาจะถึงจุดกำลังรับแรงอัดสูงสุด อธิบายดังภาพที่ 4.16 โดยพื้นที่สีแดงแสดงหน่วยแรงส่วนเกินที่เกิดจากการใช้อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4 คงที่ตลอดการวิเคราะห์ และตัวเลข 1.45 ได้มาจากการปรับเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบในอดีตแสดงดังภาพที่ 4.17 - 4.18



ภาพที่ 4.16 การขยายขอบเขตการวิบัติของคอนกรีต

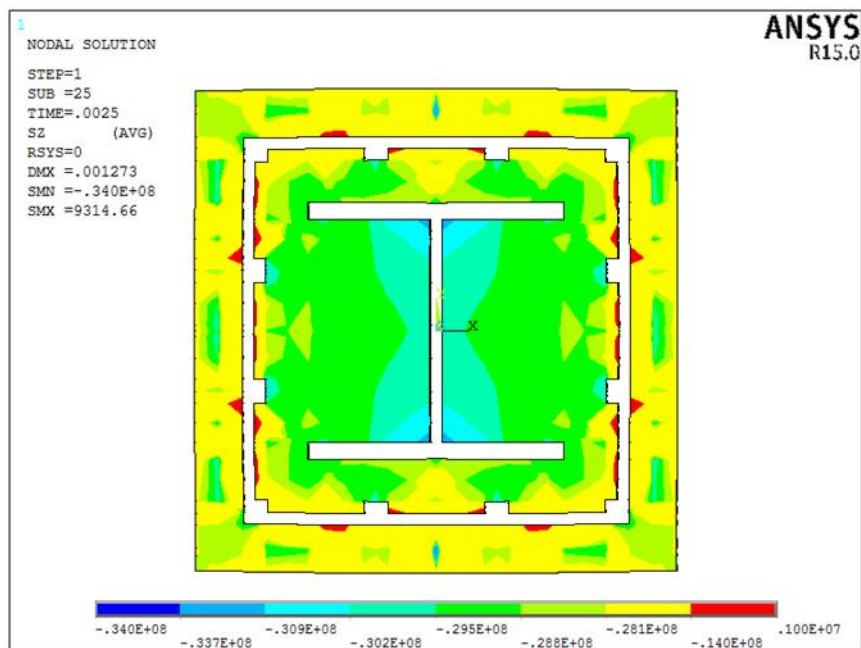


ภาพที่ 4.17 ความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดทางแนวแกนของเสาและความเครียดทางแนวแกนของเสาที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4

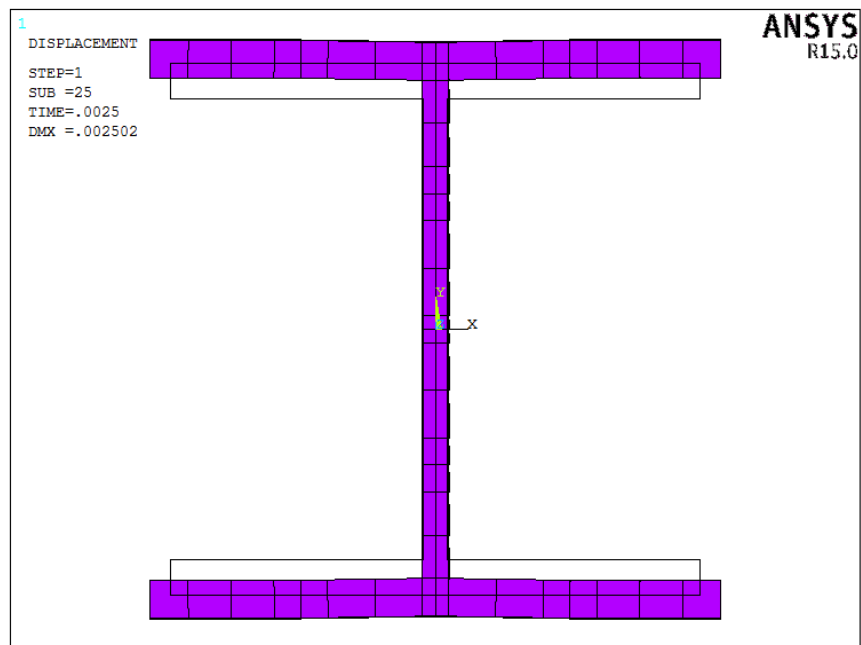


ภาพที่ 4.18 ความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดทางแนวแกนของเสาและความเครียดทางแนวแกนของเสาที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4 (2)

จากการใช้ค่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4 คงที่ตลอดการวิเคราะห์และการขยายขอบเขตการวิบัติของคอนกรีตเพื่อชดเชยหน่วยแรงที่เกิดจากการใช้อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4 คงที่ตลอดการวิเคราะห์ ทำให้ได้ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่มีการโอบรัดตัวของคอนกรีตจากเหล็กรูปพรรณที่เหมาะสม การเสียรูปของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณที่เหมาะสมและกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสาที่มีความถูกต้องใกล้เคียงกับผลทดสอบแสดงดังภาพที่ 4.19 ภาพที่ 4.20 และภาพที่ 4.18 ตามลำดับ และนอกจากเสาดตัวอย่างข้างต้นที่ทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์กับผลทดสอบในอดีตที่แสดงในบทนี้ ผู้วิจัยได้ทำการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองกับผลการสอบในอดีตอื่นๆเพิ่มเติมแสดงในบทที่ 5 และบทที่ 6 ต่อไป



ภาพที่ 4.19 หน่วยแรงของคอนกรีตภายในเสาที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4 และปรับ
ชดเชยกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต



ภาพที่ 4.20 การเสียรูปของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณที่อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตเท่ากับ 0.4
และปรับชดเชยกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต

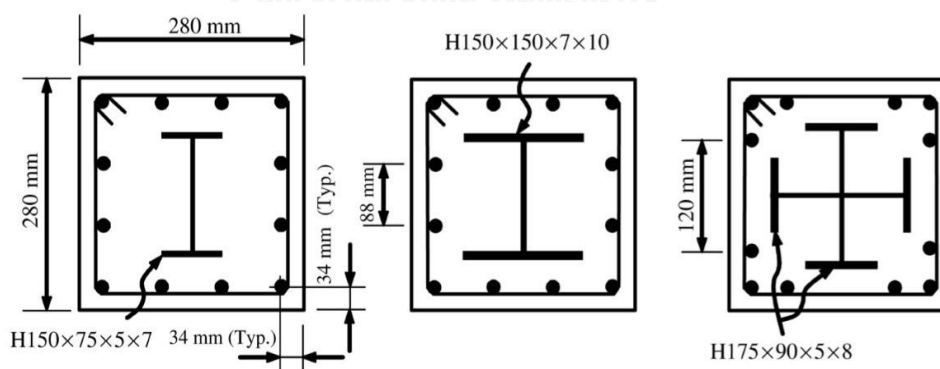
บทที่ 5

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำตรงศูนย์

ในบทนี้นำเสนอการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เสาเส้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงอัดตรงศูนย์ และการศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่อพฤติกรรมกำลังรับแรงอัดตรงศูนย์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต โดยตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองกับผลทดสอบในอดีต พฤติกรรมเสารับแรงอัดตรงศูนย์ที่ศึกษาประกอบด้วย กำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา พฤติกรรมภายหลังกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสาและการถูกโอบรัดของคอนกรีตภายในเสา ตัวแปรออกแบบที่ศึกษาประกอบด้วย ระยะห่างเหล็กเสริมปลอกและขนาดหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ รายละเอียดการศึกษามีดังนี้

5.1 การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองกับผลการทดสอบในอดีต

การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงอัดตรงศูนย์ทำโดยนำไปตรวจสอบความถูกต้องกับผลการทดสอบในอดีตของ Chen และ Yeh [12] ในปี ค.ศ.1996 ซึ่งเป็นผลการทดสอบเสาเส้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงอัดตรงศูนย์ที่มีความหลากหลายทางด้านระยะห่างเหล็กเสริมปลอกและลักษณะหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ โดยหน้าตัดเสามีขนาด 280 x 280 มม. สูง 1.2 ม. มีหน้าตัดเหล็กรูปพรรณทั้งหมด 3 ชนิด คือ หน้าตัดรูปตัวเอช (H-shape) หน้าตัดรูปตัวไอ (I-shape) และหน้าตัดรูปกากบาท (cross-shape) เหล็กเสริมทางยาวมีขนาด 15.9 มม. จำนวน 12 เส้น แสดงดังภาพที่ 5.1 และเหล็กเสริมปลอกมีขนาด 8 มม. ที่ระยะห่างเหล็กเสริมปลอก 35 มม. 75 มม. และ 140 มม. โดยมีรายละเอียดของเสาดังตารางที่ 5.1 ถึง 5.3



ภาพที่ 5.1 หน้าตัดทดสอบเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตของ Chen และ Yeh [12]

ตารางที่ 5.1 ขนาดหน้าตัด ความสูงของเสาและเหล็กรูปพรรณ [12]

หน้าตัด	ขนาดหน้าตัด	สูง (มม.)	เหล็กรูปพรรณ	
	กว้าง x ยาว (มม.)		รูปทรง	ขนาดหน้าตัด (มม.)
SRC1	280 x 280	1,200	H-Shape	150 x 150 x 7 x 10
SRC2	280 x 280	1,200	H-Shape	150 x 150 x 7 x 10
SRC3	280 x 280	1,200	H-Shape	150 x 150 x 7 x 10
SRC4	280 x 280	1,200	Cross	2(175 x 90 x 5 x 8)
SRC5	280 x 280	1,200	Cross	2(175 x 90 x 5 x 8)
SRC6	280 x 280	1,200	Cross	2(175 x 90 x 5 x 8)
SRC7	280 x 280	1,200	I-Shape	150 x 75 x 5 x 7
SRC8	280 x 280	1,200	I-Shape	150 x 75 x 5 x 7
SRC9	280 x 280	1,200	I-Shape	150 x 75 x 5 x 7
SRC10	280 x 280	1,200	I-Shape	150 x 75 x 5 x 7

ตารางที่ 5.2 ขนาดและลักษณะเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก [12]

หน้าตัด	เหล็กเสริมทางยาว		เหล็กเสริมปลอก	
	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มม.)	จำนวน	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มม.)	ระยะห่าง (มม.)
SRC1	15.9	12	8	140
SRC2	15.9	12	8	75
SRC3	15.9	12	8	35
SRC4	15.9	12	8	140
SRC5	15.9	12	8	75
SRC6	15.9	12	8	35
SRC7	15.9	12	8	140
SRC8	15.9	12	8	75
SRC9	15.9	12	8	140
SRC10	15.9	12	8	75

ตารางที่ 5.3 คุณสมบัติคอนกรีต เหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก [12]

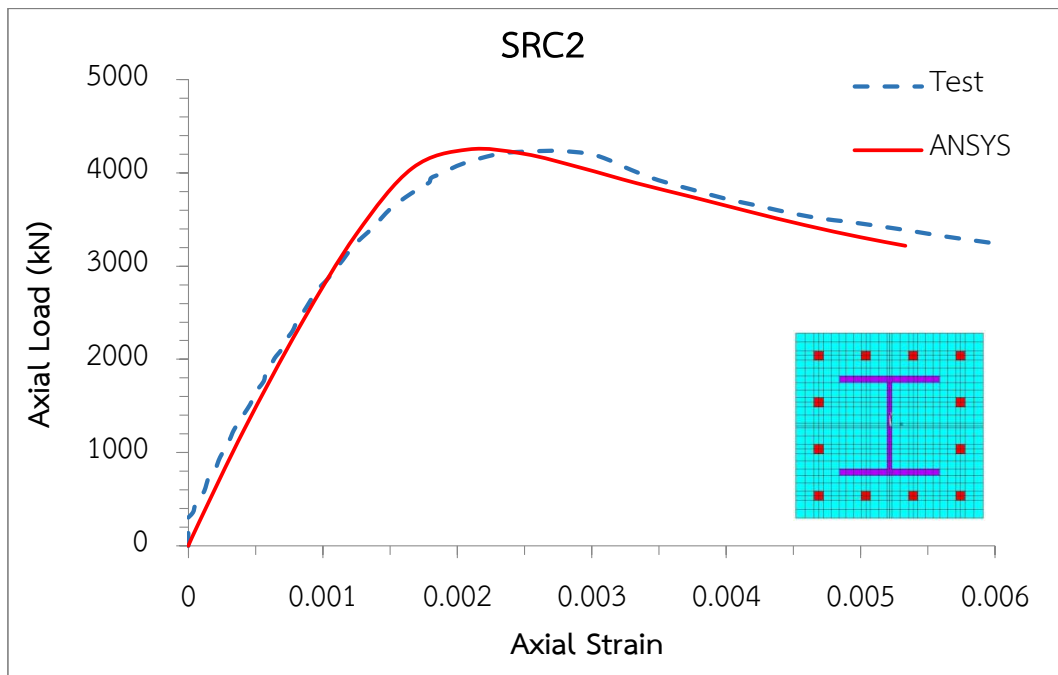
หน้าตัด	คอนกรีต	เหล็กเสริมทางยาว	เหล็กเสริมปลอก
	กำลังรับแรงอัดสูงสุด (MPa)	กำลังคราก (MPa)	กำลังคราก (MPa)
SRC1	29.5**	296	350
SRC2	28.1**	296	350
SRC3	29.8**	296	350
SRC4	29.8**	345	350
SRC5	29.8**	345	350
SRC6	29.5**	345	350
SRC7	28.1**	303	350
SRC8	26.4**	303	350
SRC9	28.1**	303	350
SRC10	29.8**	303	350

* กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทดสอบทรงลูกบาศก์

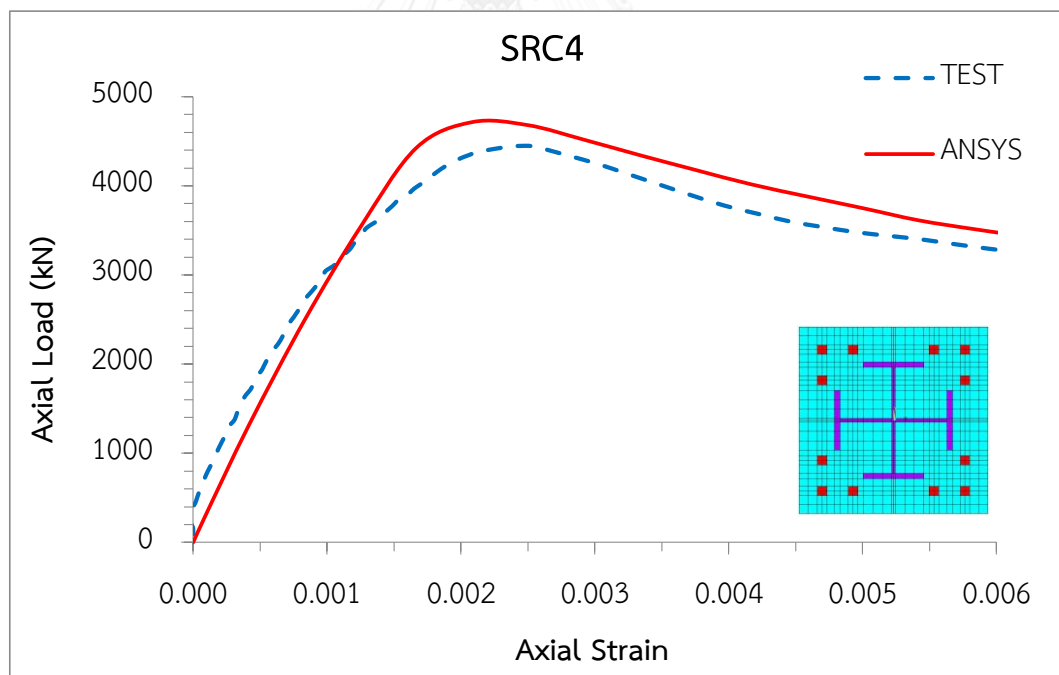
** กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก

การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองกับผลการทดสอบทำโดยการเปรียบเทียบความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดในแนวแกนกับความเครียดในแนวแกนของเสา ดังภาพที่ 5.2 ถึง 5.4 ซึ่งเป็นความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดในแนวแกนกับความเครียดในแนวแกนของเสา SRC2 SRC4 และ SRC7 พร้อมทั้งเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนสูงสุดของเสา SRC1 ถึง SRC10 ดังตารางที่ 5.4

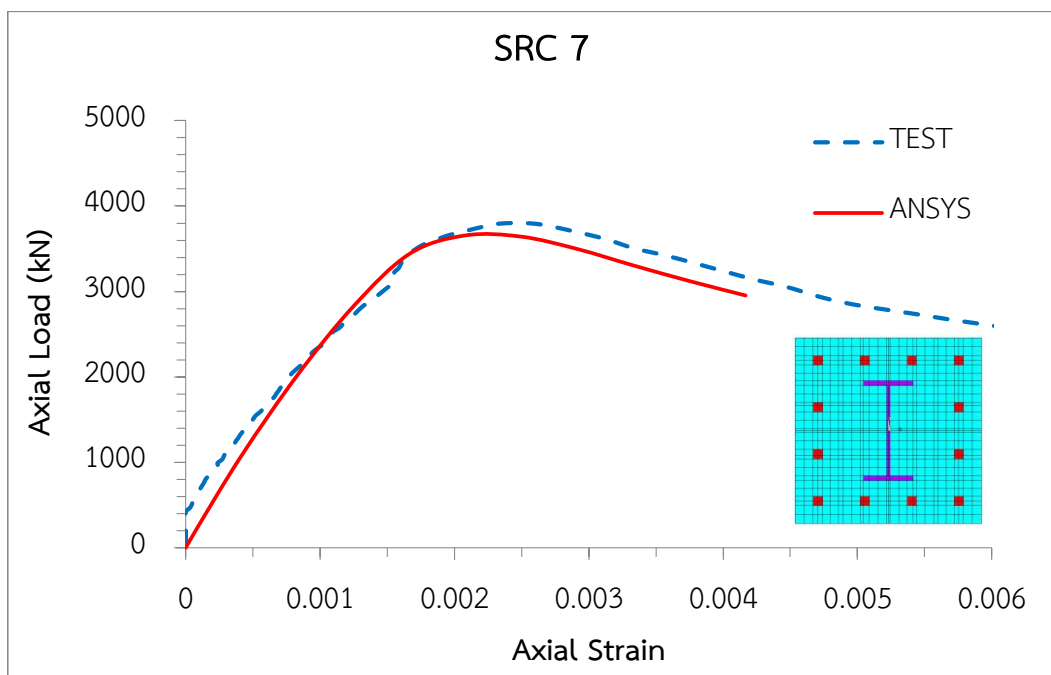
การตรวจสอบพบว่าแบบจำลองทำนายพฤติกรรมกำลังรับแรงอัดตามแนวแกนของเสาได้อย่างเหมาะสม อัตราส่วนความแตกต่างเฉลี่ยระหว่างกำลังรับแรงอัดในแนวแกนสูงสุดจากผลทดสอบ (test) ต่อกำลังรับแรงอัดในแนวแกนจากผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) เท่ากับ 0.98



ภาพที่ 5.2 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนกับความเครียดในแนวแกนของเสา SRC2



ภาพที่ 5.3 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนกับความเครียดในแนวแกนของเสา SRC4



ภาพที่ 5.4 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนกับความเครียดในแนวแกนของเสา SRC7

การเปรียบเทียบผลการทดสอบในอดีต ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ และการคำนวณกำลังรับแรงอัดตามแนวแกนตามข้อกำหนด AISC พบว่าการคำนวณกำลังรับแรงอัดของเสารับแรงอัดตรงศูนย์ตามข้อกำหนด AISC มีความปลอดภัย โดยมีอัตราส่วนความแตกต่างเฉลี่ยระหว่างกำลังรับแรงอัดสูงสุดจากผลการทดสอบ (Test) ต่อการคำนวณกำลังตามข้อกำหนด (AISC) เท่ากับ 1.13 และเมื่อเปรียบเทียบความแตกต่างกำลังรับแรงอัดสูงสุดจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ (Test) ต่อกำลังรับแรงอัดตามข้อกำหนด (AISC) พบว่ากำลังรับแรงอัดสูงสุดจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์มีค่าสูงกว่ากำลังรับแรงอัดตามข้อกำหนด AISC ทุกหน้าตัดที่ศึกษา โดยมีอัตราส่วนความแตกต่าง เท่ากับ 1.16 แสดงรายละเอียดดังตารางที่ 5.4

ตารางที่ 5.4 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต

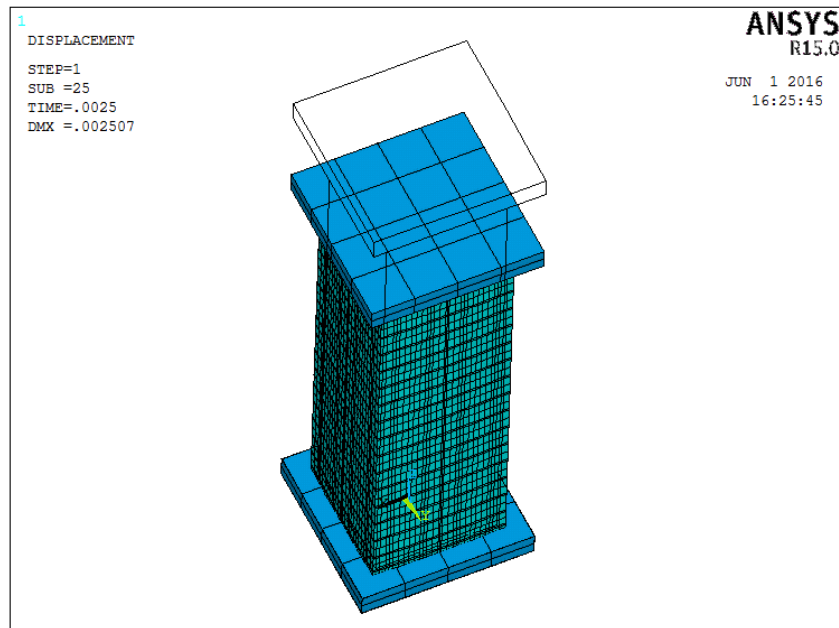
หน้าตัด	กำลังรับแรงอัดในแนวแกน (kN)			อัตราส่วน		
	I Test	II FEM	III AISC	I/II	I/III	II/III
SRC1	4,220	4,352	3,833	0.97	1.10	1.14
SRC2	4,228	4,237	3,748	1.00	1.13	1.13
SRC3	4,399	4,643	3,852	0.95	1.14	1.21
SRC4	4,441	4,714	4,231	0.94	1.05	1.11
SRC5	4,519	4,762	4,231	0.95	1.07	1.13
SRC6	4,527	4,991	4,213	0.91	1.07	1.18
SRC7	3,788	3,657	3,153	1.04	1.20	1.16
SRC8	3,683	3,587	3,046	1.03	1.21	1.18
SRC9	3,630	3,657	3,153	0.99	1.15	1.16
SRC10	3,893	3,782	3,261	1.03	1.19	1.16
ค่าเฉลี่ย (Mean)				0.98	1.13	1.16

5.2 พฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำตรงศูนย์จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์

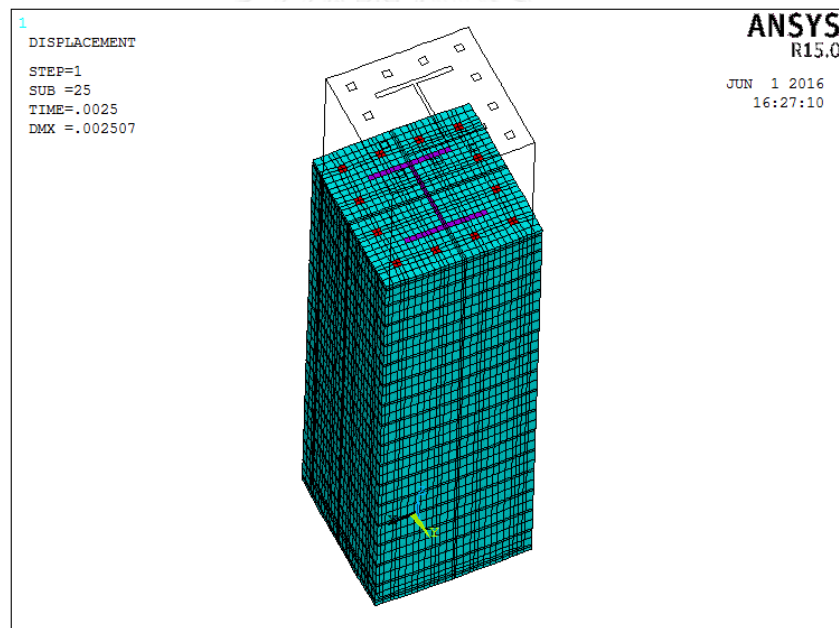
จากการตรวจสอบที่พบว่าแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถทำนายพฤติกรรมเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงอัดตรงศูนย์ได้อย่างถูกต้อง เนื้อหาส่วนนี้คือการนำแบบจำลองไปศึกษาพฤติกรรมของเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต พฤติกรรมที่ศึกษาในเบื้องต้นประกอบด้วย การเสียรูปของเสาและวัสดุภายในเสาและการโอบรัดตัวของคอนกรีตภายในเสา

5.2.1 พฤติกรรมการเสียรูปของเสาและวัสดุภายในเสารับแรงกระทำตรงศูนย์

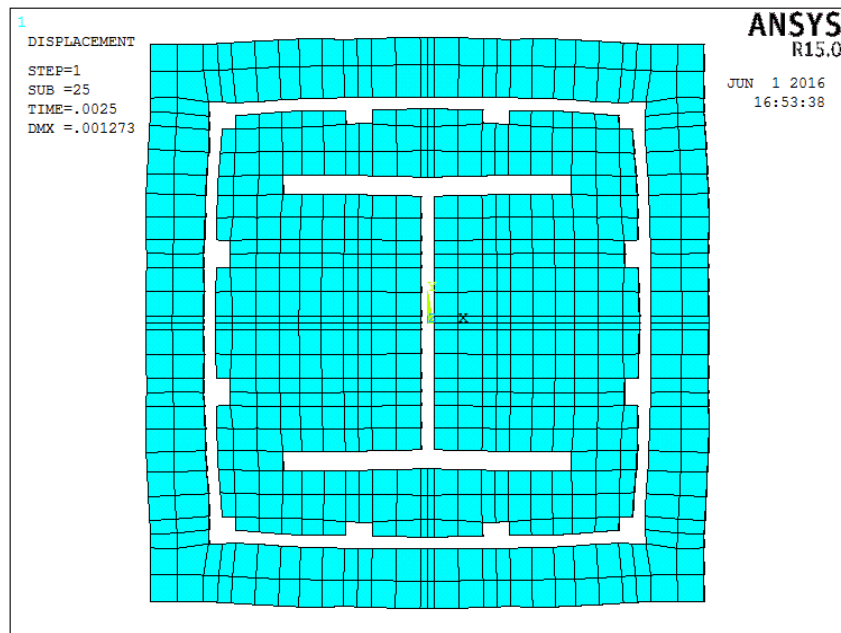
การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เสารับแรงอัดตรงศูนย์พบว่าแบบจำลองมีการเสียรูปของเสา การเสียรูปของวัสดุคอนกรีต เหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมกำลัง แสดงดังภาพที่ 5.5 ถึง 5.10 ตามลำดับ โดยภาพแสดงการเสียรูปของเสาและวัสดุภายในเสาที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา SRC2 และขยายการเสียรูปที่ 150 เท่าของการเสียรูปจริงเพื่อให้สามารถสังเกตการเสียรูปของเสาและวัสดุภายในเสาได้อย่างชัดเจน



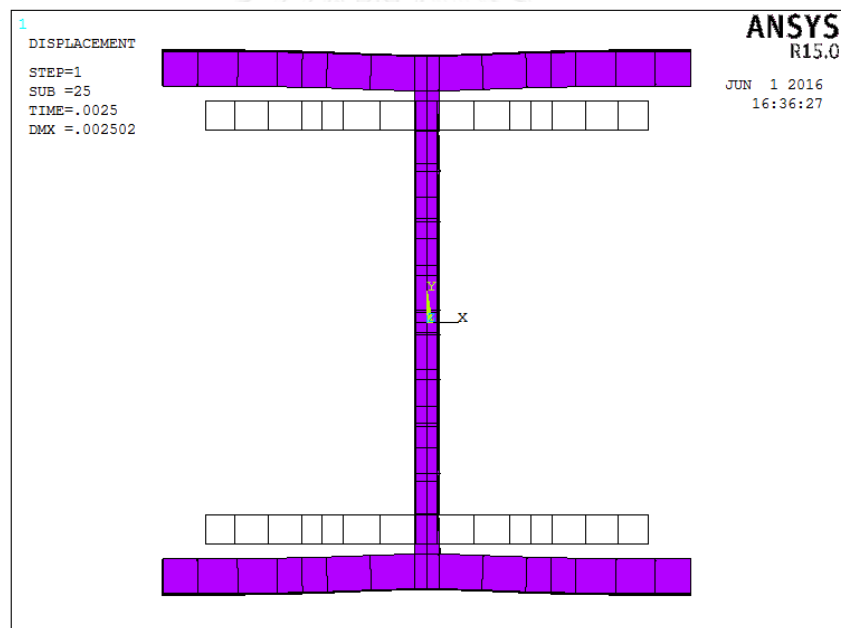
ภาพที่ 5.5 การเสียรูปของเสารับแรงอัดตรงศูนย์ SRC2 (มีแผ่นปิดหัวเสา)



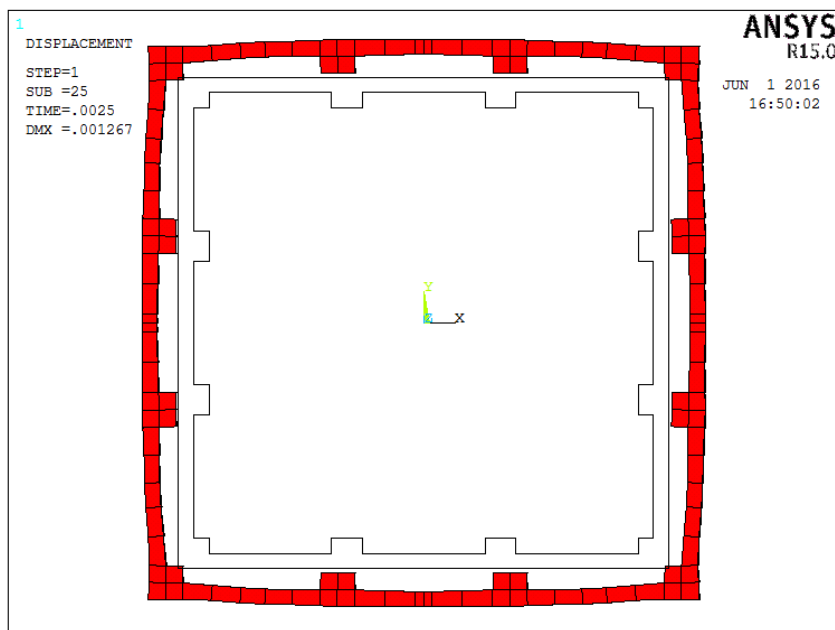
ภาพที่ 5.6 การเสียรูปของเสารับแรงอัดตรงศูนย์ SRC2 (ไม่มีแผ่นปิดหัวเสา)



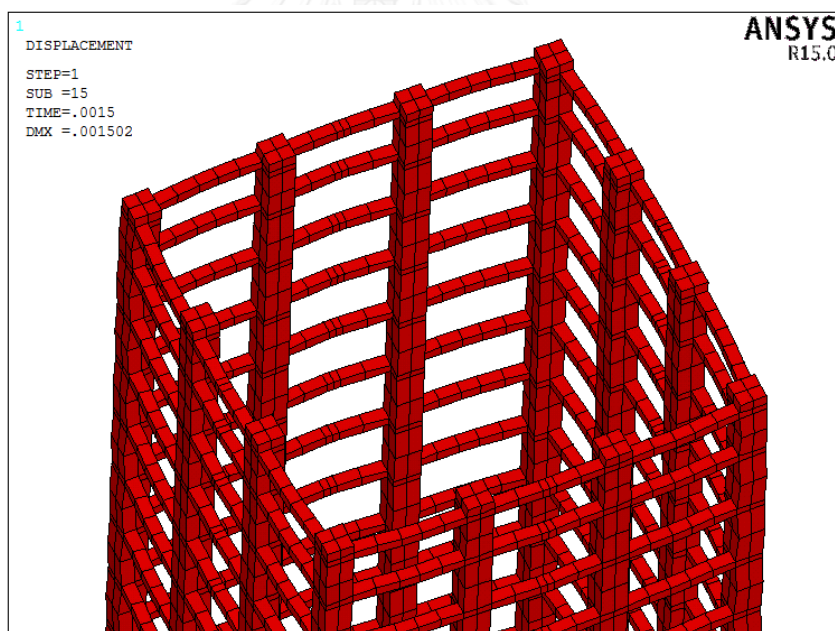
ภาพที่ 5.7 การเสียรูปของหน้าตัดคอนกรีตภายในเสารับแรงอัดตรงศูนย์ SRC2



ภาพที่ 5.8 การเสียรูปของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณภายในเสารับแรงอัดตรงศูนย์ SRC2



ภาพที่ 5.9 การเสียรูปของหน้าตัดเหล็กเสริมกำลังภายในเสารับแรงอัดตรงศูนย์ SRC2



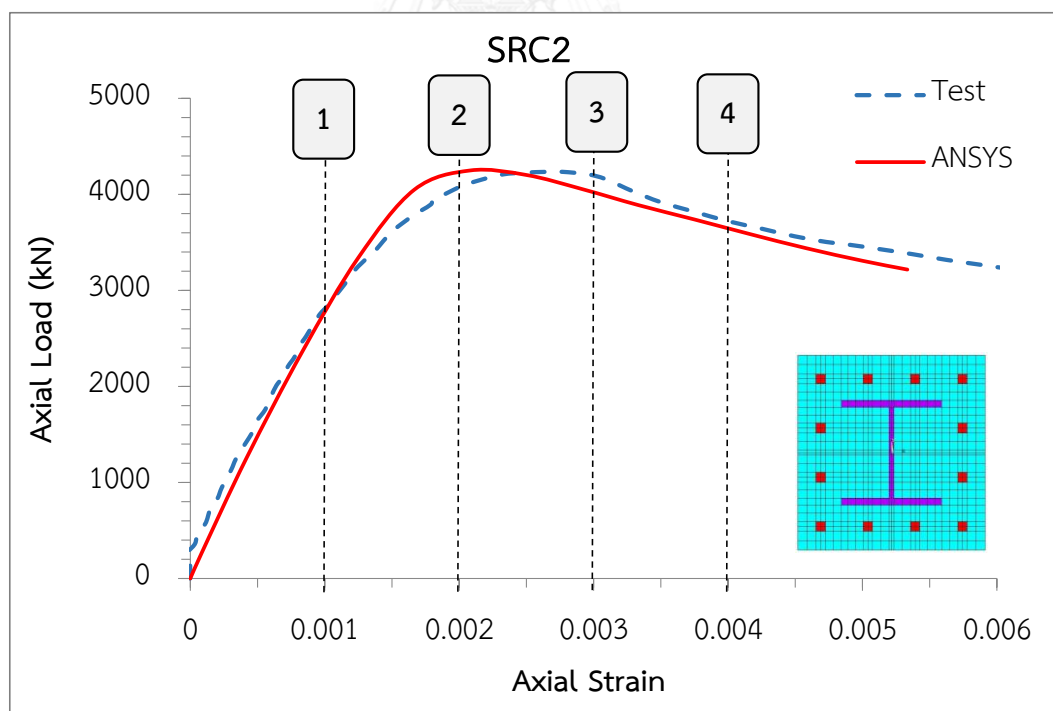
ภาพที่ 5.10 การเสียรูปของเหล็กเสริมกำลังภายในเสารับแรงอัดตรงศูนย์ SRC2

การศึกษาพฤติกรรมการเสียรูปของเสาและวัสดุภายในเสารับแรงตรงศูนย์พบว่าแบบจำลองสามารถทำนายพฤติกรรมการเสียรูปของเสาและวัสดุภายในได้อย่างเหมาะสม โดยหน้าตัดเหล็ก รูปพรรณและเหล็กเสริมปลอกมีการโก่งตัวเนื่องจากการขยายตัวทางด้านข้างของคอนกรีต แสดงให้เห็นว่าคอนกรีตภายในเสาถูกโอบรัดด้วยเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมปลอกไว้

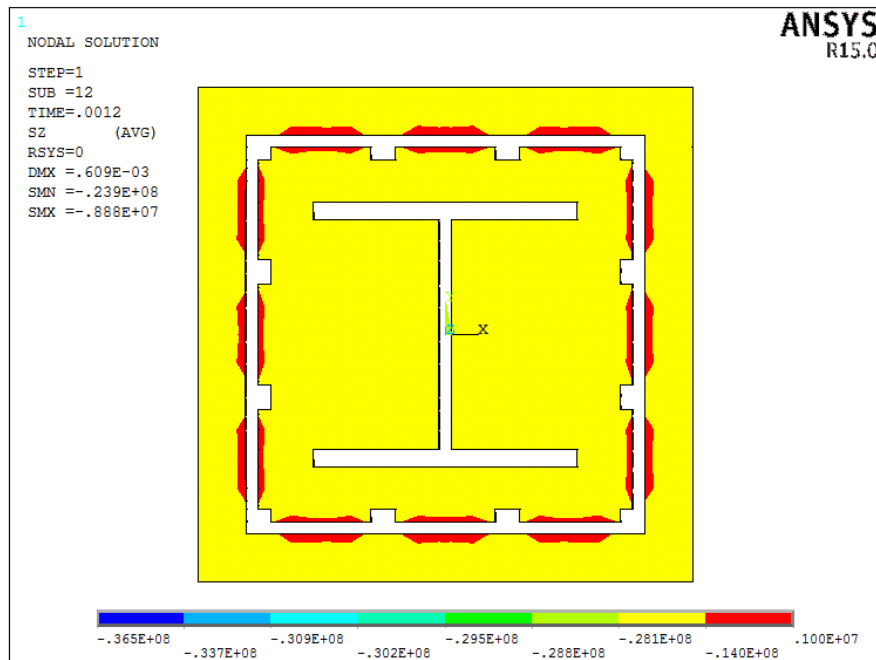
5.2.2 พฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตภายในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำตรงศูนย์

พฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตภายในเสาเกิดจากการขยายตัวทางด้านข้างของคอนกรีตเมื่อมีการหดตัวทางแนวแกน เหล็กเสริมปลอกและเหล็กรูปพรรณซึ่งอยู่รอบๆคอนกรีตในบริเวณนั้นจึงทำหน้าที่ป้องกันการขยายตัวด้านข้างของคอนกรีต ส่งผลให้คอนกรีตมีการขยายตัวทางด้านข้างลดลงและสามารถรับกำลังในแนวแกนได้เพิ่มขึ้นกว่ากำลังรับแรงอัดทางเดียวของคอนกรีต (f_c') พฤติกรรมการถูกโอบรัดของคอนกรีตไม่สามารถศึกษาได้จากการทดสอบเสาจริงแต่สามารถศึกษาได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ การศึกษาพฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสาจะศึกษาที่ตำแหน่งความเครียด (strain) ต่างๆ กันของเสาเพื่อให้สามารถพิจารณาการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงตามแนวแกนของคอนกรีตได้อย่างชัดเจน

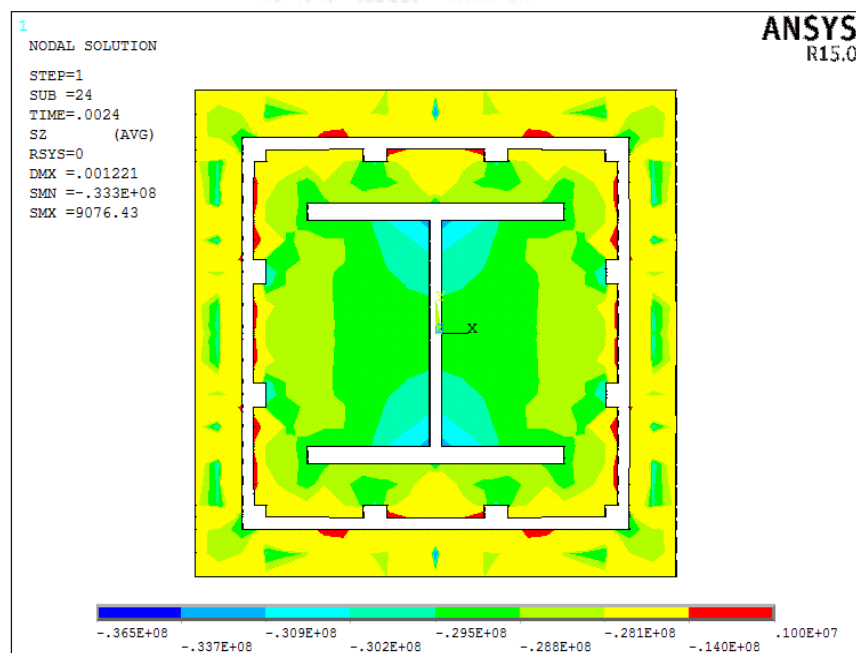
การศึกษากการโอบรัดตัวของคอนกรีตภายในเสาที่มีหน้าตัดเหล็กรูปพรรณเป็นรูปตัวเอช (H-shape section) หรือหน้าตัดปีกกว้าง (wide flange section) ดังภาพที่ 5.12 ถึง 5.15 โดยภาพแสดงหน่วยแรงในแนวแกนของคอนกรีตภายในเสาตามค่าความเครียดที่เพิ่มขึ้น ดังภาพที่ 5.11



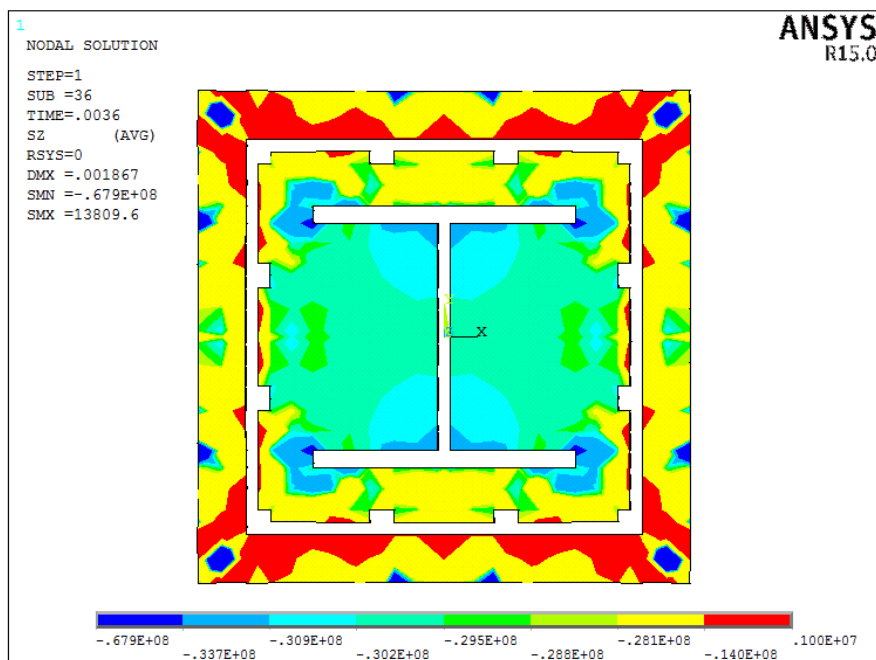
ภาพที่ 5.11 ตำแหน่งความเครียดที่ศึกษาพฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสา SRC2



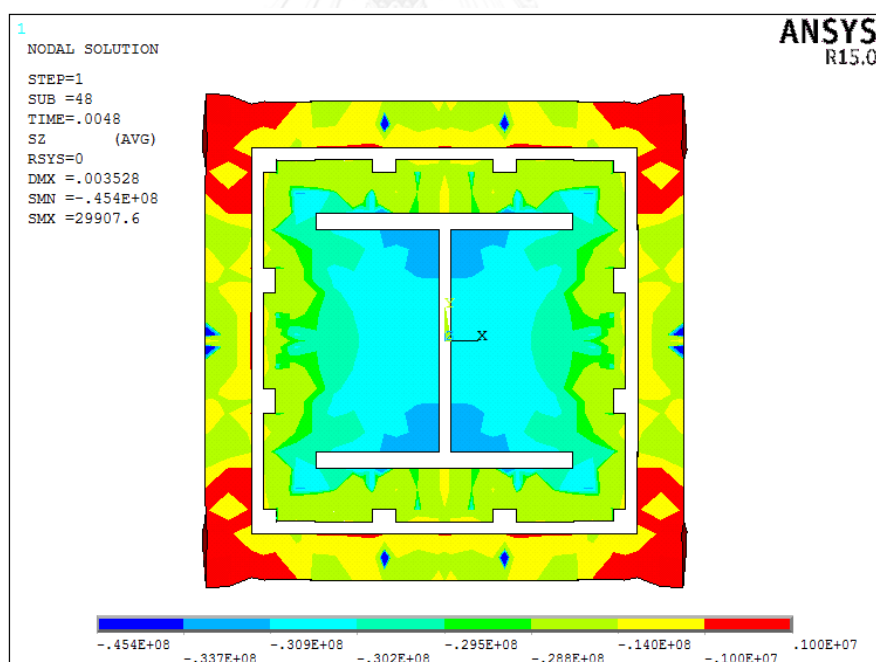
ภาพที่ 5.12 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC2 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.001



ภาพที่ 5.13 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC2 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.002

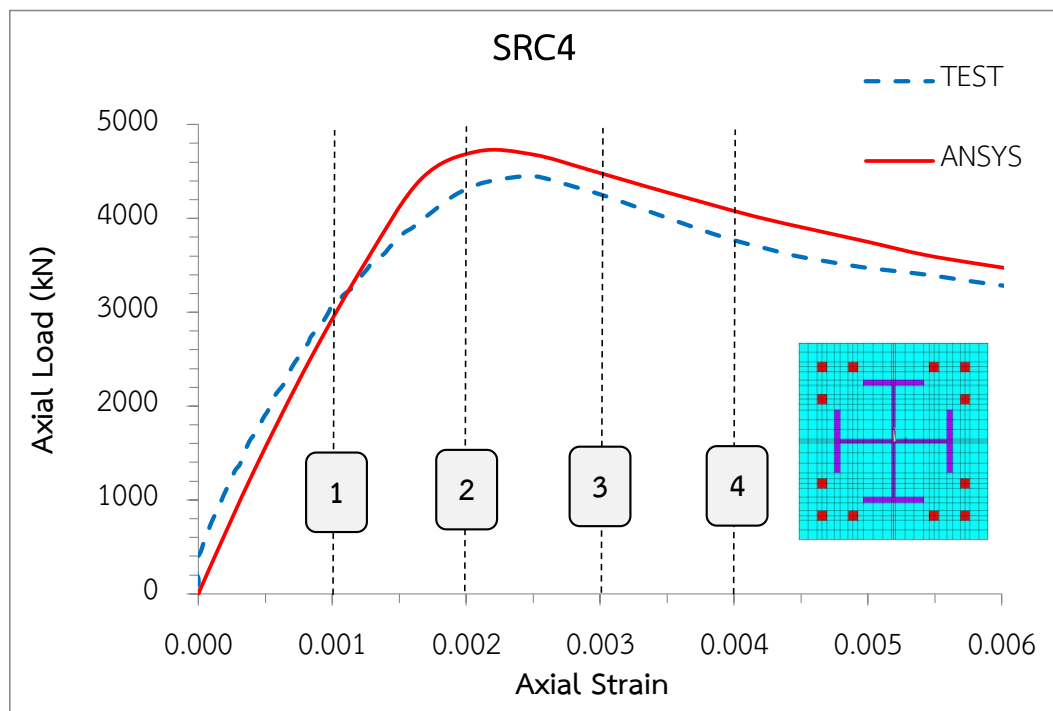


ภาพที่ 5.14 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC2 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.003

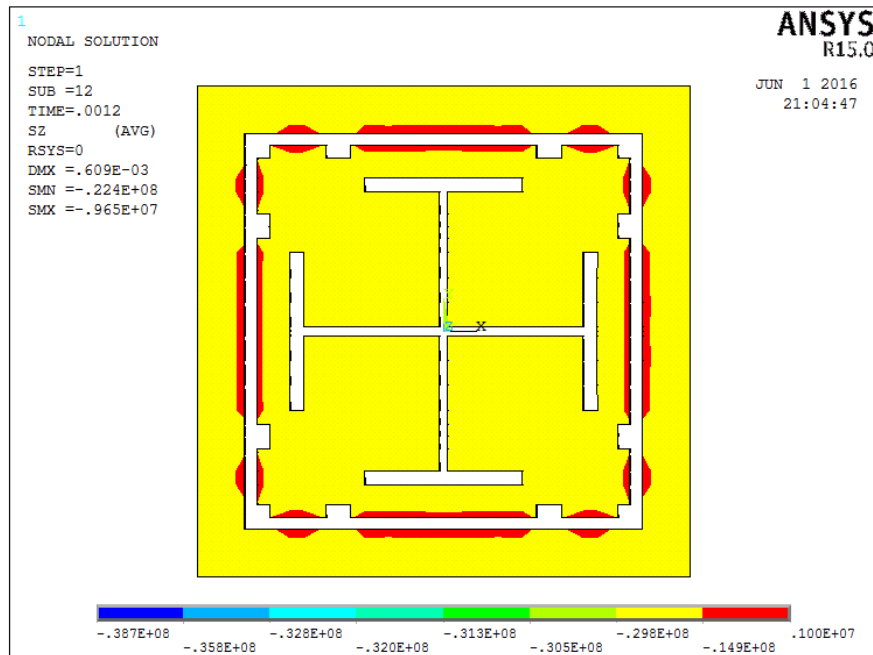


ภาพที่ 5.15 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC2 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.004

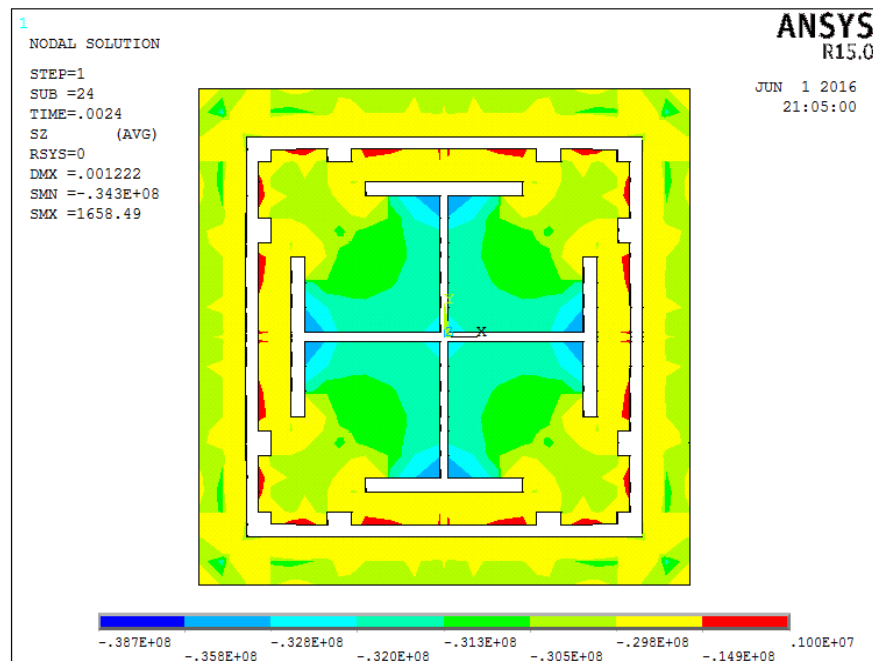
การศึกษาการโอบรัดตัวของคอนกรีตภายในเสาที่มีหน้าตัดเหลี่ยมรูปพรรณเป็นรูปกากบาท (cross-shape section) แสดงดังภาพที่ 5.17 ถึง 5.20 โดยภาพแสดงหน่วยแรงในแนวแกนของคอนกรีตภายในเสาตามค่าความเครียดที่เพิ่มขึ้น ดังภาพที่ 5.16



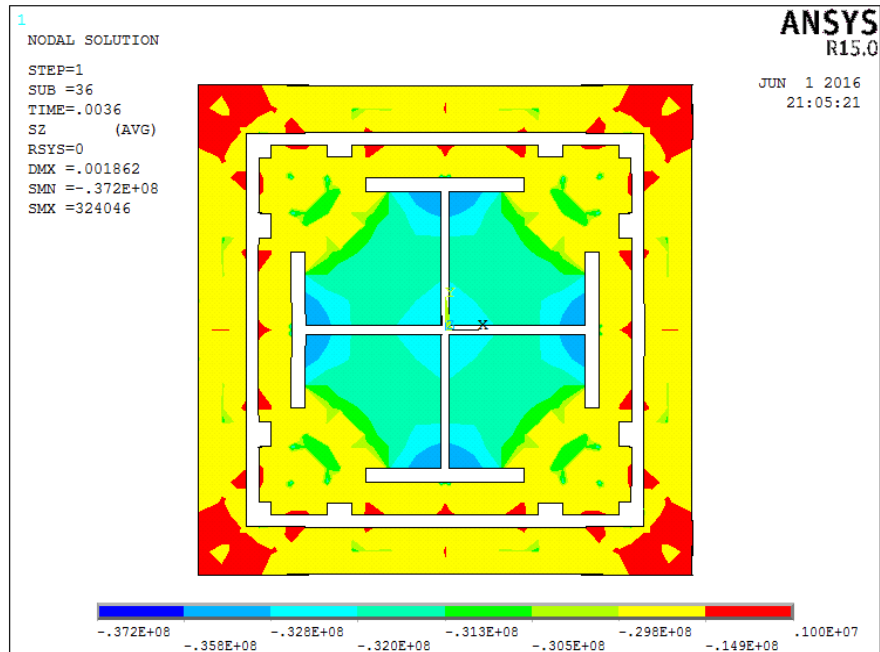
ภาพที่ 5.16 ตำแหน่งความเครียดที่ศึกษาพฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสา SRC4



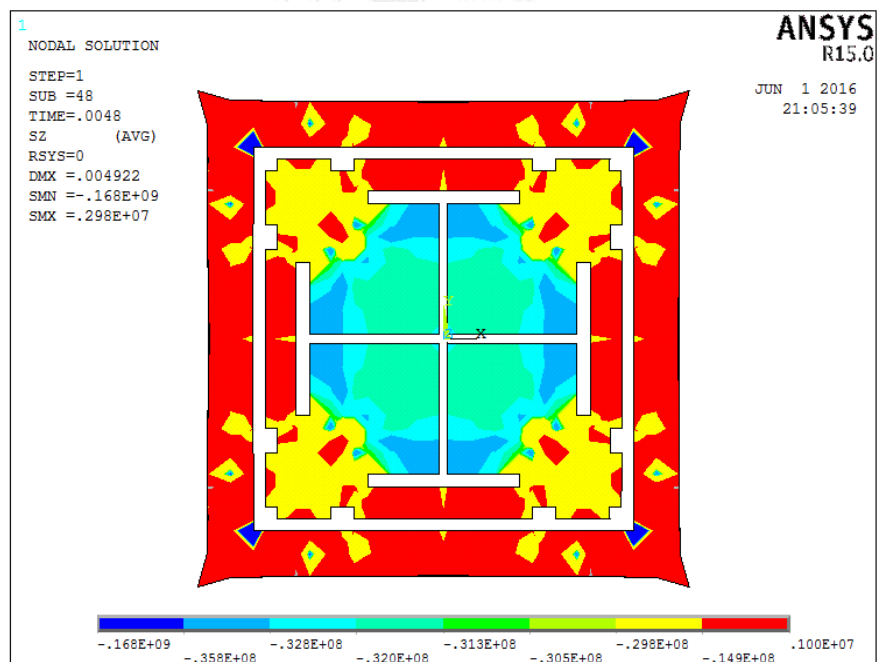
ภาพที่ 5.17 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC4 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.001



ภาพที่ 5.18 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC4 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.002

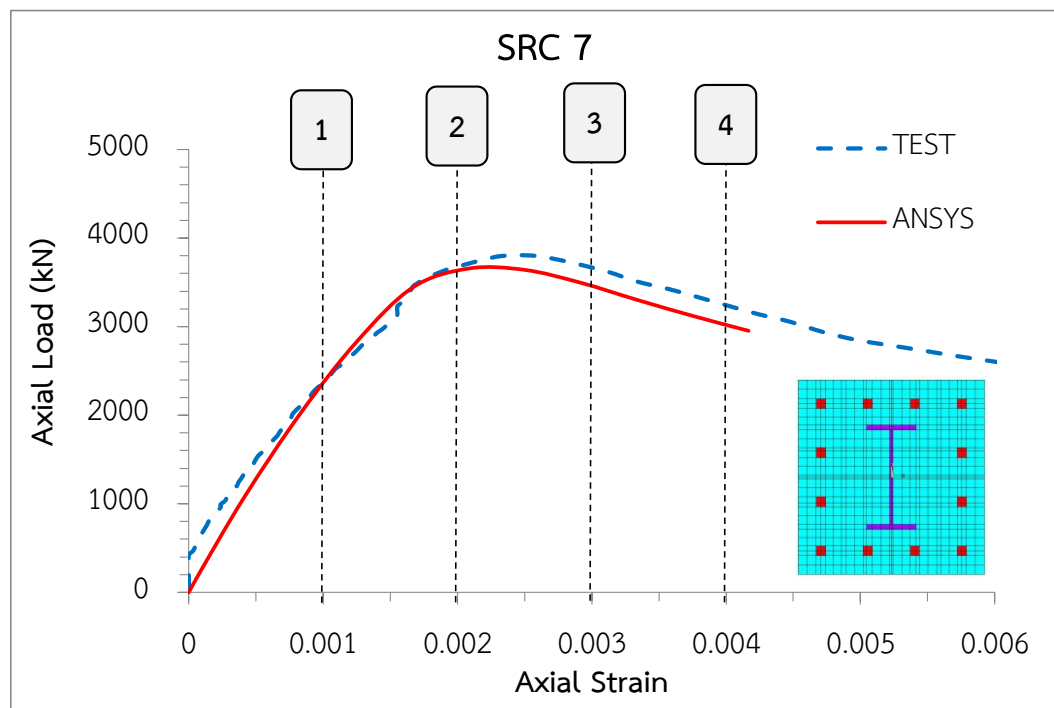


ภาพที่ 5.19 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC4 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.003

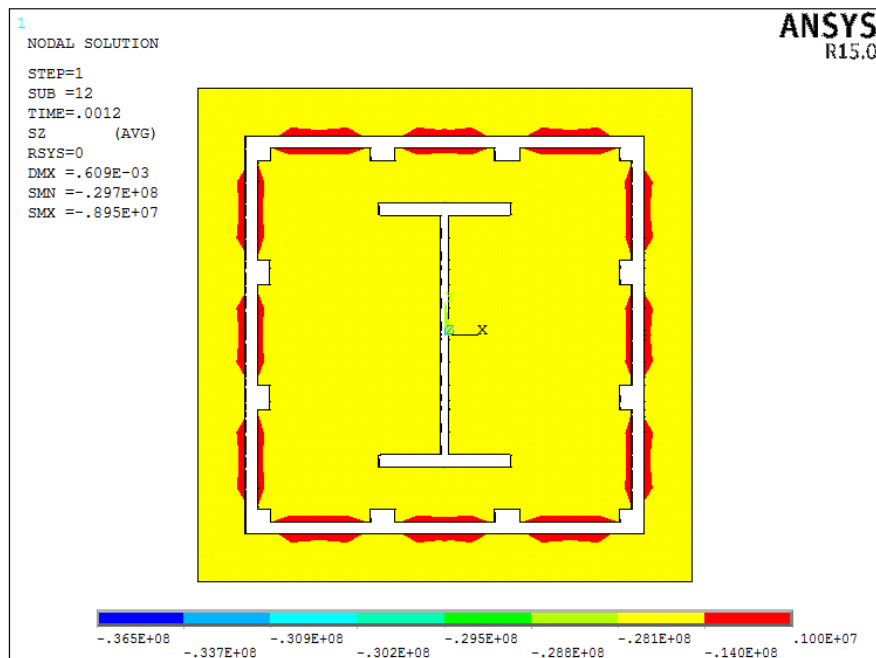


ภาพที่ 5.20 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC4 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.004

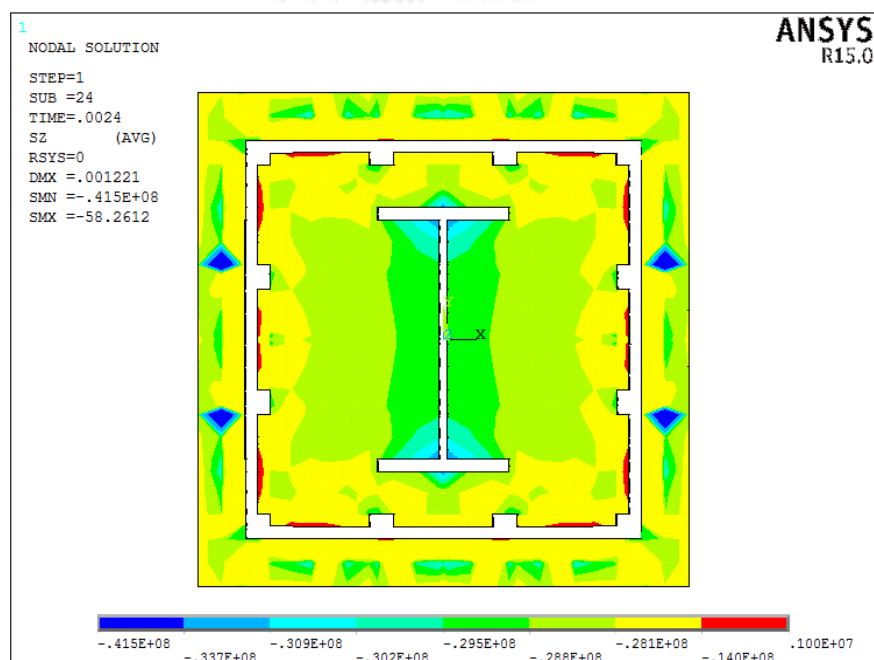
การศึกษาการโอบรัดตัวของคอนกรีตภายในเสาที่มีหน้าตัดเหล็กรูปพรรณเป็นรูปตัวไอ (I-shape section) แสดงดังภาพที่ 5.22 ถึง 5.25 โดยภาพแสดงหน่วยแรงในแนวแกนของคอนกรีตภายในเสาตามค่าความเครียดที่เพิ่มขึ้น ดังภาพที่ 5.21



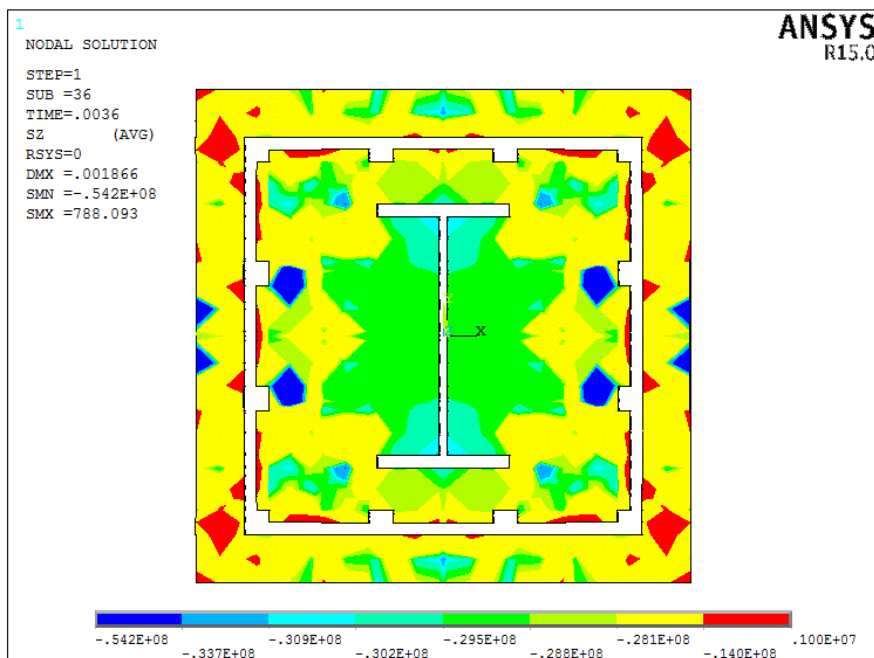
ภาพที่ 5.21 ตำแหน่งความเครียดที่ศึกษาพฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสา SRC7



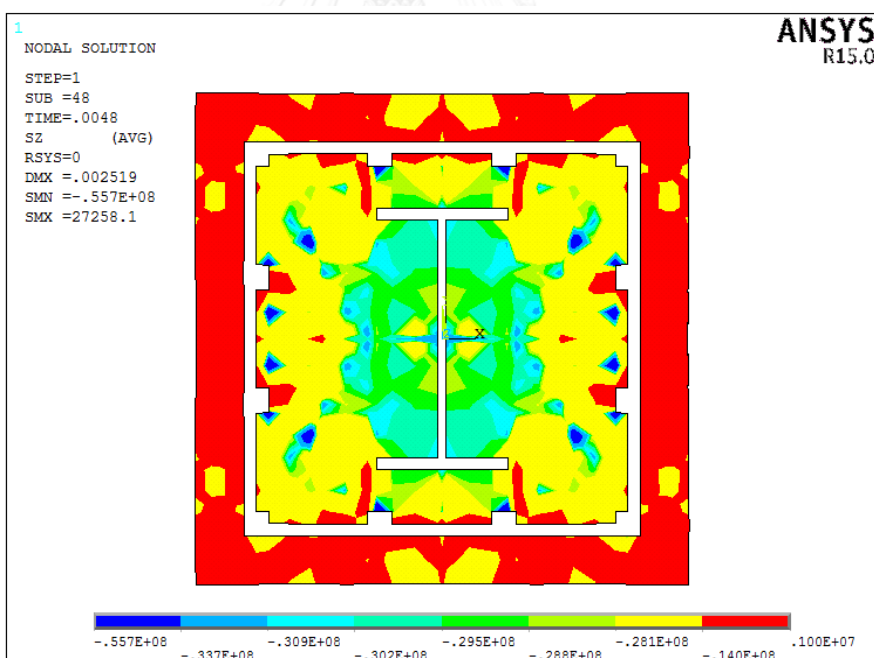
ภาพที่ 5.22 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC7 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.001



ภาพที่ 5.23 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC7 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.002



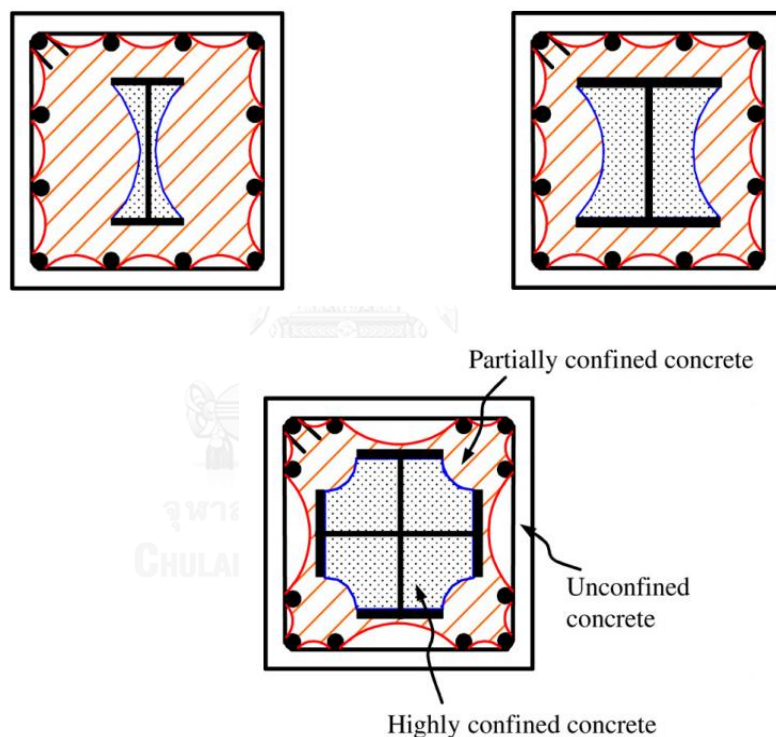
ภาพที่ 5.24 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC7 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.003



ภาพที่ 5.25 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRC7 ที่ความเครียดเท่ากับ 0.004

ผลที่ได้จากการศึกษาพฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตด้วยแบบจำลองนำมาเปรียบเทียบกับบริเวณพื้นที่การโอบรัดตัวของคอนกรีต (confinement zone) จากแบบจำลองทำนายกำลังรับแรงอัดของเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตของ Chen และ Lin (ค.ศ.2005) ซึ่งแบ่ง

บริเวณพื้นที่การถูกโอบรัดของคอนกรีตเป็นบริเวณคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด (unconfined concrete) คอนกรีตโอบรัดตัวบางส่วน (partially confine concrete) และคอนกรีตโอบรัดตัวสูง (highly confine concrete) แสดงดังภาพที่ 5.26 ผลการเปรียบเทียบพบว่าแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์มีบริเวณพื้นที่การโอบรัดตัวของคอนกรีตที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา (ภาพที่ 5.13 5.18 และ 5.23) คล้ายกับบริเวณพื้นที่การถูกโอบรัดของคอนกรีตจากแบบจำลองของ Chen โดยพื้นที่การโอบรัดบางส่วนของคอนกรีตอยู่ภายในเหล็กเสริมปลอกโดยมีลักษณะเป็นเส้นโค้งระหว่างเหล็กเสริมทางยาวและพื้นที่การโอบรัดตัวสูงอยู่ภายในบริเวณแผ่นปีกและแผ่นเอวของเหล็กรูปพรรณ แต่มีความแตกต่างที่บริเวณพื้นที่การโอบรัดตัวสูงจะอยู่บริเวณใต้แผ่นปีกของเหล็กรูปพรรณบริเวณมุมระหว่างแผ่นปีกและแผ่นเอวของเหล็กรูปพรรณ



ภาพที่ 5.26 บริเวณพื้นที่การโอบรัดตัวของคอนกรีตจากแบบจำลองกำลังรับแรงอัดตรงศูนย์กลางของเสา
เส้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตของ Chen [3]

5.3 ผลกระทบของความกว้างแผ่นปีกเหล็กรูปพรรณต่อการโอบรัดตัวของคอนกรีต

จากการศึกษาที่พบว่าแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตสามารถทำนายพฤติกรรมการถูกโอบรัดของคอนกรีตภายในเสาได้ เนื้อหาส่วนนี้คือการนำแบบจำลองไปศึกษาผลกระทบความกว้างแผ่นปีกของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณรูปตัวเอชต่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดในเสารับแรงอัดตรงศูนย์ โดยเสาที่ศึกษาจะใช้วัสดุอ้างอิงที่มีจำหน่ายในประเทศไทย

เสาที่ศึกษามีหน้าตัดขนาด 60 x 60 ซม. สูง 1.2 ม. เหล็กเสริมทางยาวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มม. จำนวน 4 เส้น เหล็กเสริมปลอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. ระยะห่างเหล็กเสริมปลอก 60 มม. โดยเสาจะมีหน้าตัดเหล็กรูปพรรณที่มีความกว้างแผ่นปีกแตกต่างกันทั้งหมด 5 ขนาด แสดงดังภาพที่ 5.27 คุณสมบัติวัสดุที่ใช้จะใช้คอนกรีตที่มีกำลังรับแรงอัดประลัยคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก 280 กก./ซม² กำลังครากของเหล็กรูปพรรณ 2400 กก./ซม² และกำลังครากของเหล็กเสริมกำลัง 4000 กก./ซม² โดยมีรายละเอียดคุณสมบัติเสาที่ศึกษา ดังตารางที่ 5.5 ถึง 5.7 ตารางที่ 5.5 ขนาดหน้าตัด ความสูงของเสาและเหล็กรูปพรรณ

หน้าตัด	ขนาดหน้าตัด	สูง (มิลลิเมตร)	เหล็กรูปพรรณ	
	กว้าง x ยาว (มิลลิเมตร)		รูปทรง	ขนาดหน้าตัด (มิลลิเมตร)
A1	600 x 600	1,200	-	-
A2	600 x 600	1,200	H-Shape	20 x 300 x 20 x 20*
A3	600 x 600	1,200	H-Shape	100 x 300 x 20 x 20*
A4	600 x 600	1,200	H-Shape	200 x 300 x 20 x 20*
A5	600 x 600	1,200	H-Shape	300 x 300 x 20 x 20*
A6	600 x 600	1,200	H-Shape	400 x 300 x 20 x 20*

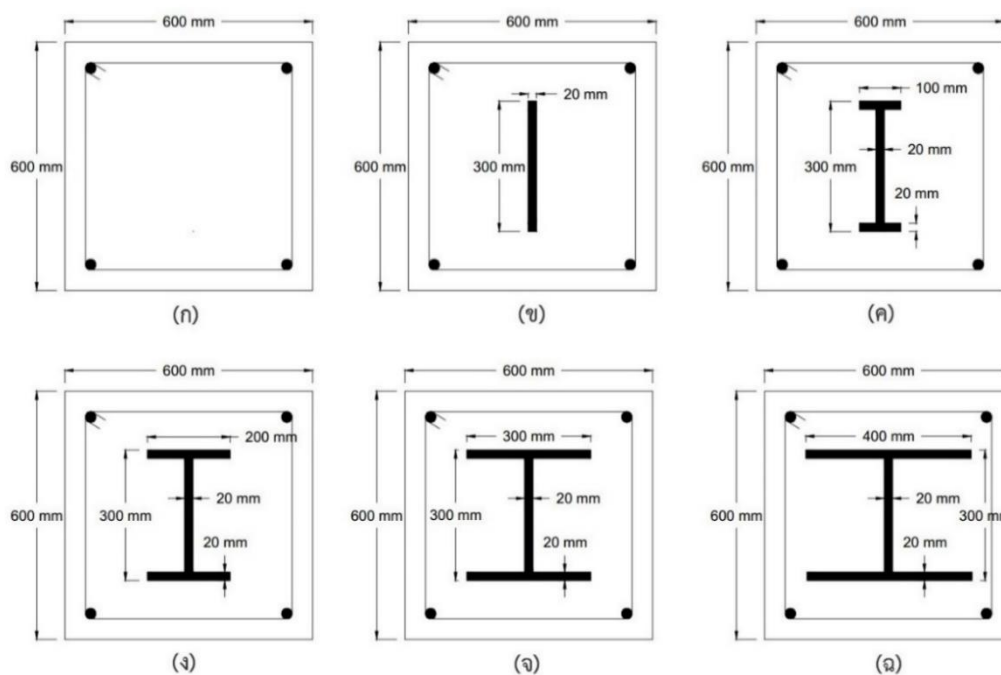
* ความกว้างแผ่นปีก x ความลึกทั้งหมด x ความหนาแผ่นเอว x ความหนาแผ่นปีก

ตารางที่ 5.6 ขนาดและลักษณะเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก

หน้าตัด	เหล็กเสริมทางยาว		เหล็กเสริมปลอก	
	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มิลลิเมตร)	จำนวน	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มิลลิเมตร)	ระยะห่าง (มิลลิเมตร)
A1 – A6	25	4	12	60

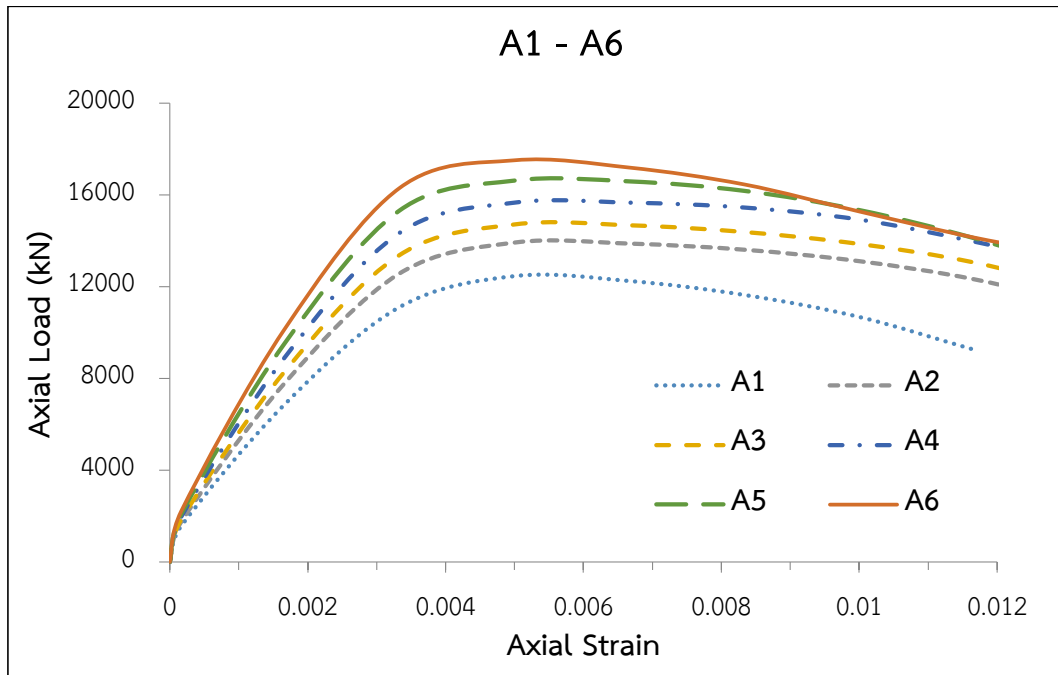
ตารางที่ 5.7 คุณสมบัติวัสดุคอนกรีต เหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก

หน้าตัด	คอนกรีต		เหล็กเสริมทางยาว		เหล็กเสริมปลอก	
	กำลังรับแรงอัดสูงสุด		กำลังคราก			
	ksc	MPa	ksc	MPa	ksc	MPa
A1 – A6	280	27.5	2,400	235	4,000	392

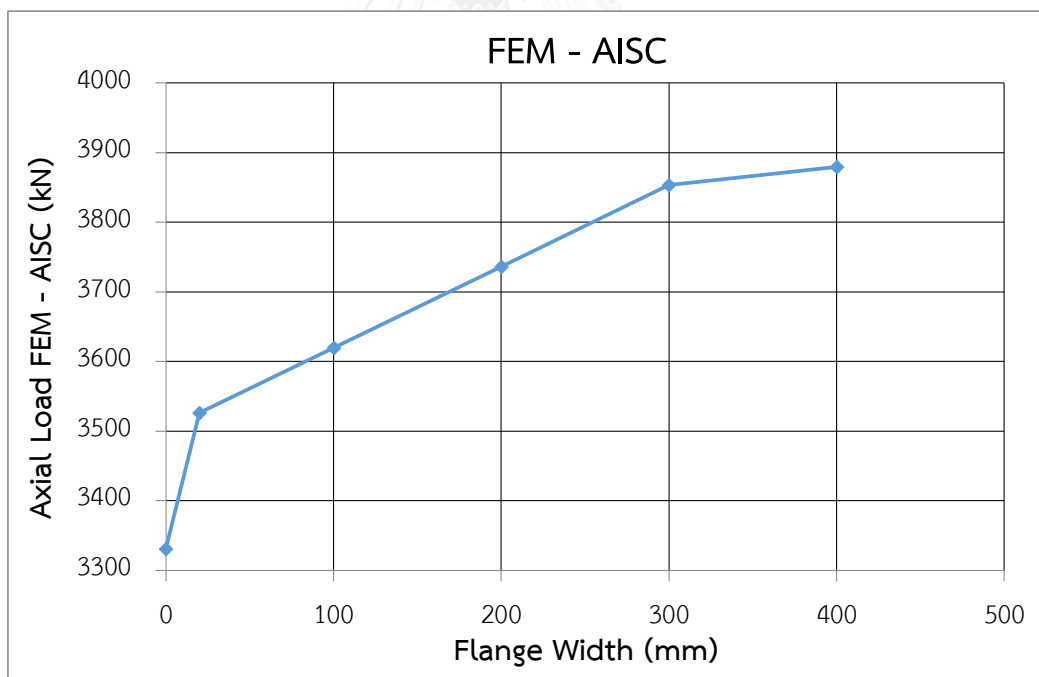


ภาพที่ 5.27 หน้าตัดเสาที่ศึกษาผลกระทบความกว้างแผ่นปีกต่อการบิดตัวของคอนกรีต (ก) หน้าตัด A1 (ข) หน้าตัด A2 (ค) หน้าตัด A3 (ง) หน้าตัด A4 (จ) หน้าตัด A5 (ฉ) หน้าตัด A6

จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสารับแรงอัดตรงศูนย์ที่มีความกว้างแผ่นปีกต่างๆ กัน พบว่ากำลังรับแรงในแนวแกนของเสาเพิ่มขึ้นเมื่อความกว้างแผ่นปีกของเหล็กเสริมเพิ่มขึ้นแสดงดังภาพที่ 5.28 เมื่อนำกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสาจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มาเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงอัดตรงศูนย์ของเสาตามข้อกำหนด AISC พบว่าเมื่อความกว้างแผ่นปีกเหล็กเสริมเพิ่มขึ้น ความแตกต่างระหว่างกำลังรับแรงอัดจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์กับกำลังรับแรงอัดจากข้อกำหนดมีค่าเพิ่มขึ้น ดังตารางที่ 5.8 และ ภาพที่ 5.29 แสดงให้เห็นว่าการคำนวณกำลังตามข้อกำหนด AISC มีความปลอดภัย (conservative) เพิ่มขึ้นเมื่อแผ่นปีกมีความกว้างเพิ่มขึ้น



ภาพที่ 5.28 กำลังรับแรงอัดตามแนวแกนของเสาที่มีความกว้างแผ่นปีกต่างกัน



ภาพที่ 5.29 ความแตกต่างระหว่างกำลังรับแรงอัดตามแนวแกนของเสาจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC ที่ความกว้างแผ่นปีกต่างๆ

ตารางที่ 5.8 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงของเสาจากการวิเคราะห์กับมาตรฐาน AISC 360-10

หน้าตัด	กำลังรับแรงอัดในแนวแกน (kN)		ความแตกต่าง I-II	กำลังรับแรงอัด ของคอนกรีตเฉลี่ย $f_c'_{avg}$	อัตราส่วน $f_c'_{avg} / f_c'$
	I FEM	II AISC			
A1	12461	9130	3331	32.03	1.166
A2	13929	10402	3527	32.73	1.192
A3	14701	11081	3620	33.08	1.204
A4	15666	11929	3737	33.53	1.221
A5	16631	12778	3853	33.99	1.238
A6	17506	13626	3880	34.20	1.245

เมื่อนำกำลังรับแรงอัดตรงศูนย์ที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสามาวิเคราะห์เฉพาะกำลังรับแรงอัดตรงศูนย์ของคอนกรีต (กำลังรับแรงอัดของเสาตลอดด้วยกำลังรับแรงอัดที่จุดครากของเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมทางยาว) พบว่าในเสาที่แผ่นปีกของเหล็กรูปพรรณมีความกว้างมากกว่าจะมีกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตเฉลี่ย ($f_{cc\ avg}'$) สูงกว่าเสาที่แผ่นปีกของเหล็กรูปพรรณมีกว้างน้อยกว่า แต่การเพิ่มขนาดความกว้างของแผ่นปีกหน้าตัดเหล็กรูปพรรณจะมีผลกระทบต่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตน้อยลงเมื่อความกว้างแผ่นปีกมีขนาดใกล้เคียงกับระยะห่างเหล็กเสริมทางยาว แสดงดังกราฟในภาพที่ 5.30 โดยพื้นที่คอนกรีตที่ถูกโอบรัดตัวสูงจะมีขนาดเพิ่มขึ้นเมื่อความกว้างแผ่นปีกมีขนาดเพิ่มขึ้น สังเกตได้จากหน่วยแรงอัดของหน้าตัดคอนกรีตที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา ดังภาพที่ 5.31 - ภาพที่ 5.36

$$f_{cc\ avg}' = \frac{P_{SRC} - f_y A_s - f_{yr} A_{sr}}{A_c} \quad (5.1)$$

โดย P_{SRC} คือ กำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา

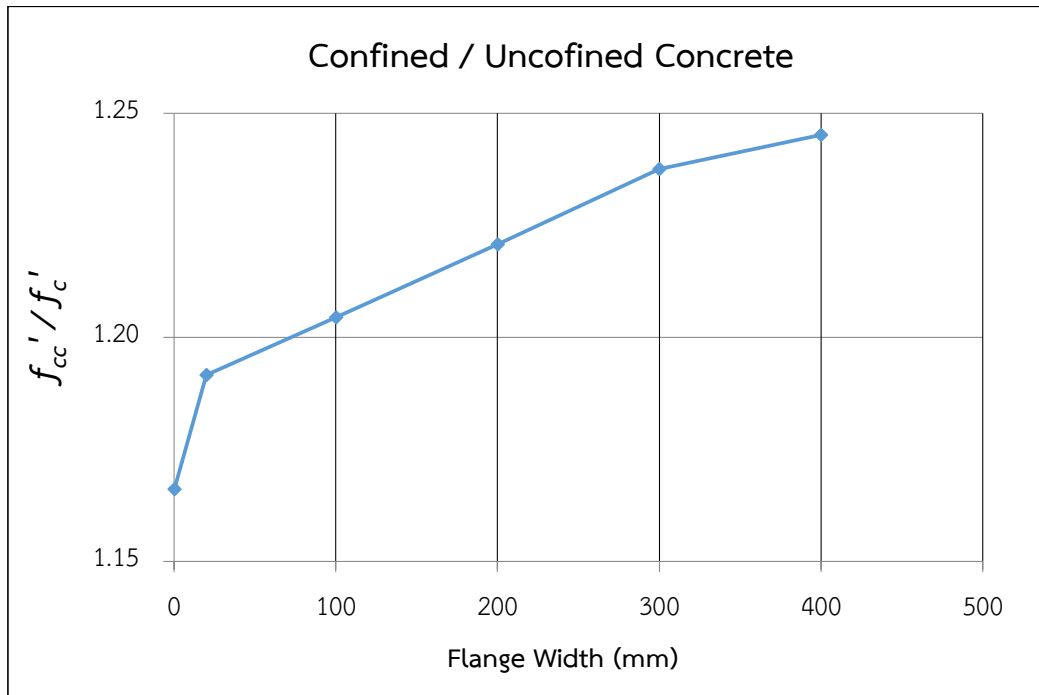
f_y คือ กำลังรับแรงอัดแรงที่จุดครากของเหล็กรูปพรรณ

f_{yr} คือ กำลังรับแรงอัดแรงที่จุดครากของเหล็กเสริมกำลัง

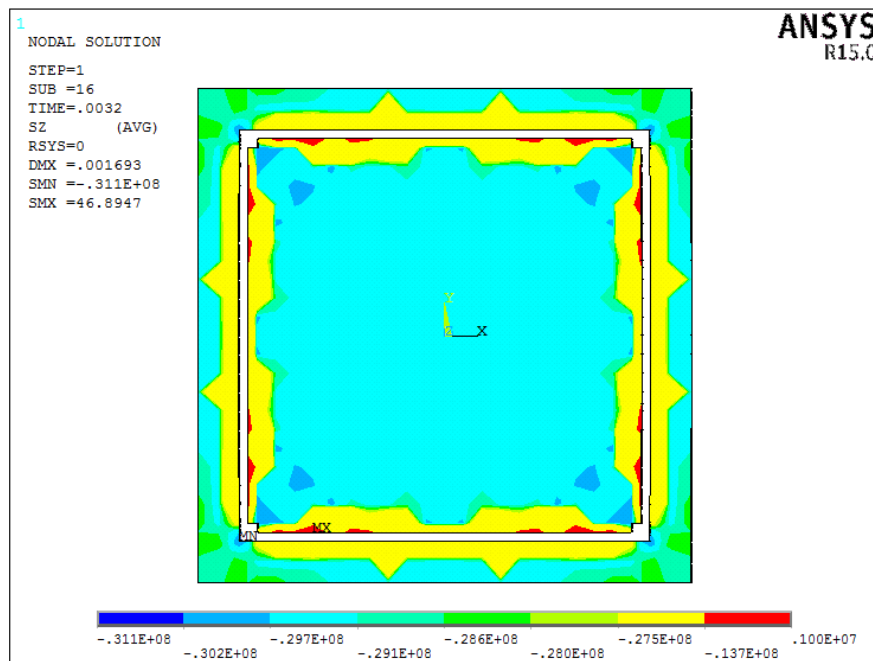
A_s คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กรูปพรรณ

A_{sr} คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมกำลัง

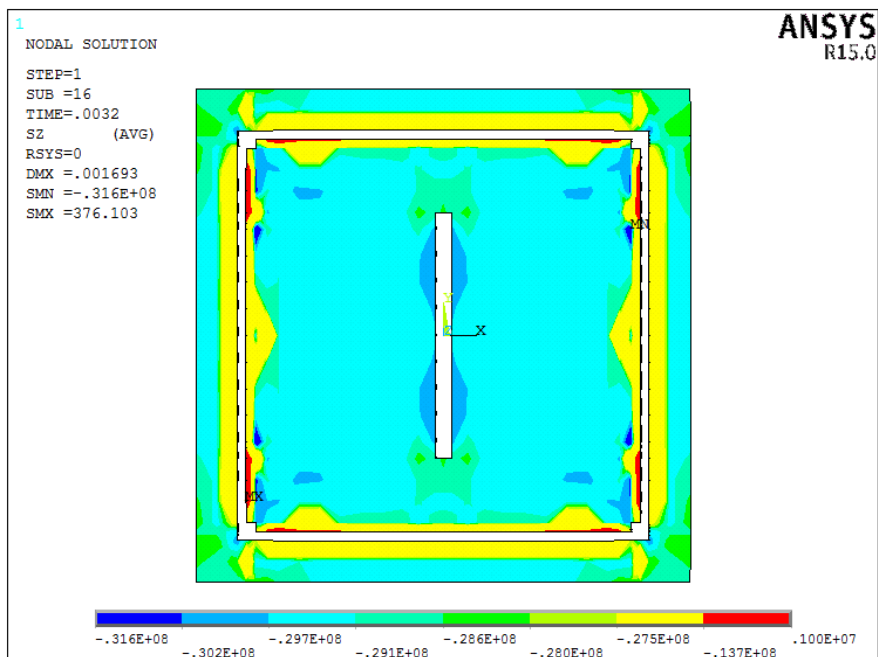
A_c คือ พื้นที่หน้าตัดคอนกรีต



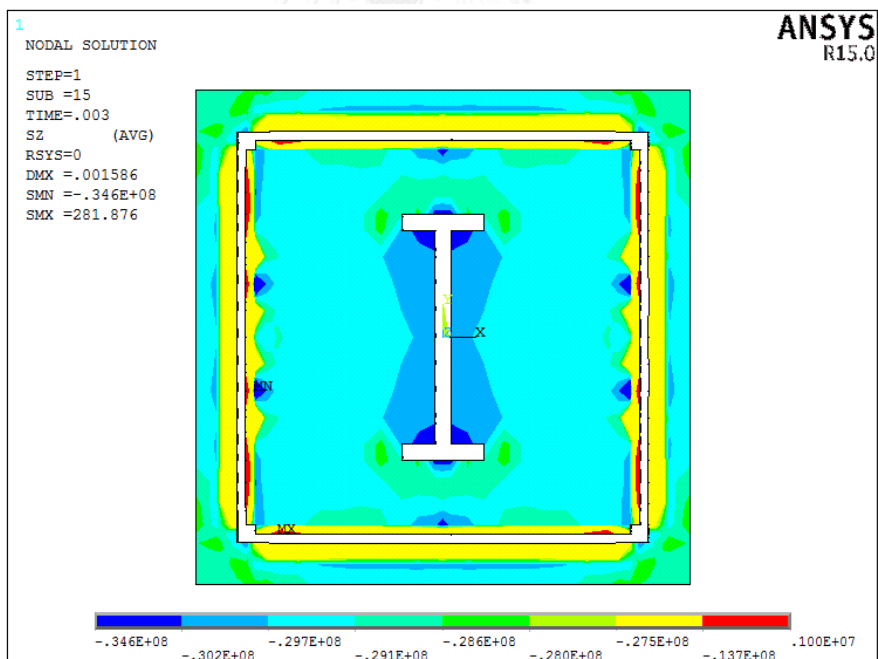
ภาพที่ 5.30 อัตราส่วนกำลังรับแรงคอนกรีตที่ถูกโอบรัดต่อกำลังรับแรงคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัดกับความกว้างแผ่นปีกต่างๆ



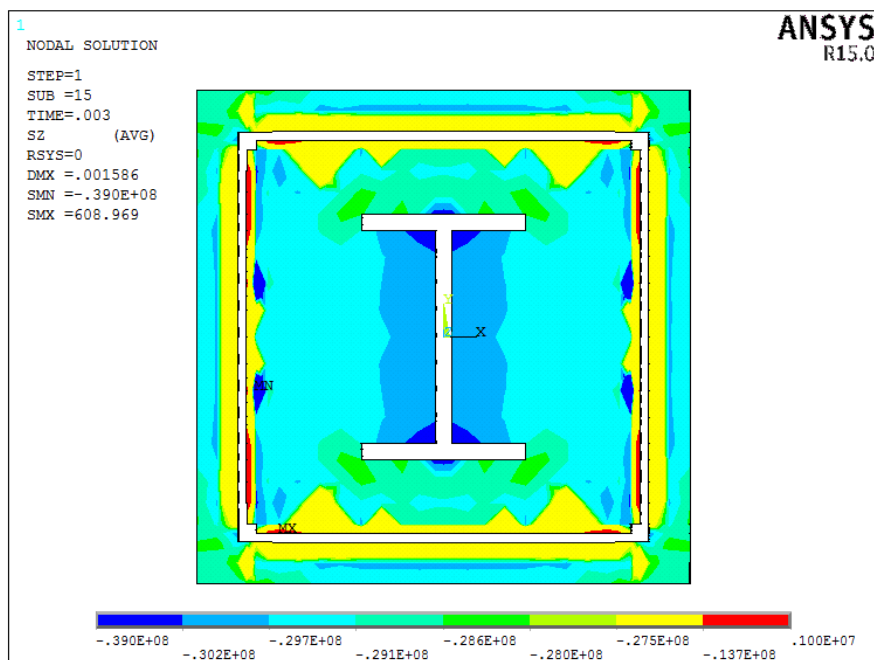
ภาพที่ 5.31 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตภายในเสา A1 ที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา



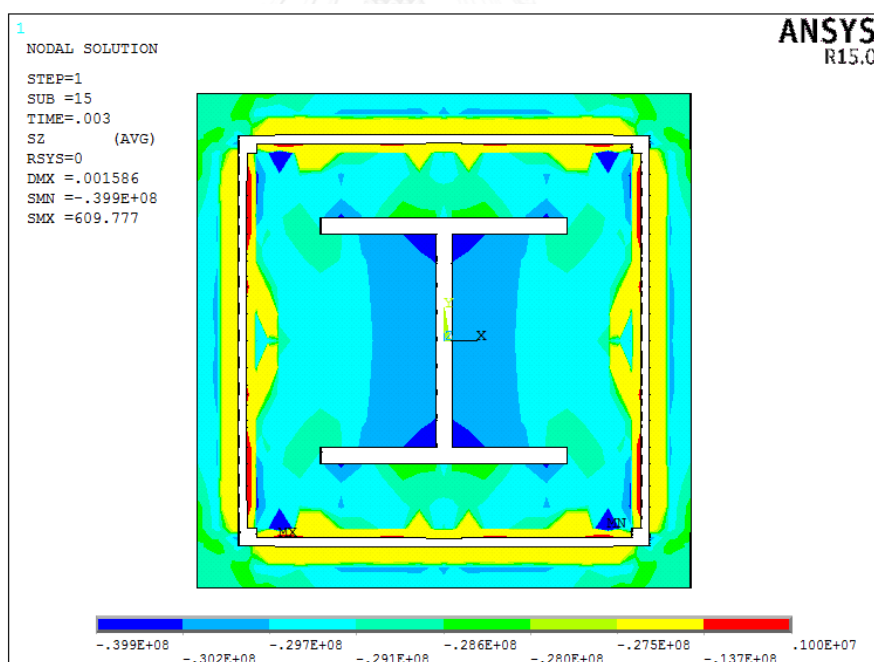
ภาพที่ 5.32 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตภายในเสา A2 ที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา



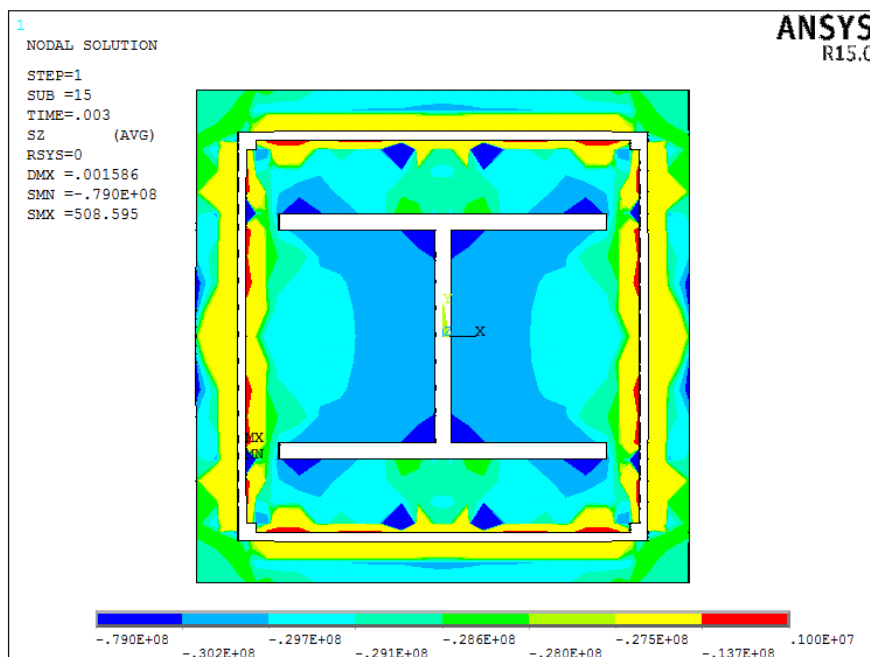
ภาพที่ 5.33 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตภายในเสา A3 ที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา



ภาพที่ 5.34 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตภายในเสา A4 ที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา



ภาพที่ 5.35 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตภายในเสา A5 ที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา



ภาพที่ 5.36 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตภายในเสา A6 ที่จุดกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา

5.4 ผลกระทบของระยะห่างเหล็กเสริมปลอกต่อกำลังรับแรงกระทำตรงศูนย์

จากการศึกษาที่ผ่านมาพบว่าความกว้างแผ่นปีกหน้าตัดเหล็กรูปพรรณมีผลกระทบต่อการโอบรัดตัวของคอนกรีตและส่งผลต่อกำลังรับแรงอัดตรงศูนย์ของเสา เนื้อหางานวิจัยในส่วนนี้คือการนำแบบจำลองไปศึกษาผลกระทบของระยะห่างเหล็กเสริมปลอกต่อกำลังรับแรงอัดตรงศูนย์ของเสา เหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตโดยใช้ขนาดหน้าตัดตัวอย่างและคุณสมบัติวัสดุที่มีจำหน่ายในประเทศไทย

เสาที่ศึกษามีหน้าตัดขนาด 60×60 ซม. สูง 1.2 ม. เหล็กเสริมทางยาวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มม. จำนวน 12 เส้น เหล็กเสริมปลอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. ที่ระยะห่างเหล็กเสริมปลอก 60 มม. 120 มม. และ 200 มม. โดยเสามีหน้าตัดเหล็กรูปพรรณที่มีขนาดชิ้นส่วนต่างกันแต่มีพื้นที่หน้าตัดรวมใกล้เคียงกันทั้งหมด 3 ขนาด คือ $W300 \times 300 \times 106$ กก./ม.² $W350 \times 350 \times 106$ กก./ม.² และ $W400 \times 300 \times 107$ กก./ม.² ดังภาพที่ 5.37 คุณสมบัติวัสดุที่ใช้จะใช้คอนกรีตกำลังรับแรงอัดคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก 280 กก./ซม² กำลังครากของเหล็กรูปพรรณ 2400 กก./ซม² และกำลังครากของเหล็กเสริมกำลัง 4000 กก./ซม² โดยมีรายละเอียดเสาที่ศึกษา ดังตารางที่ 5.9 ถึง 5.11

ตารางที่ 5.9 ขนาดหน้าตัด ความสูงของเสาและเหล็กรูปพรรณ

หน้าตัด	ขนาดหน้าตัด	สูง (มิลลิเมตร)	เหล็กรูปพรรณ	
	กว้าง x ยาว (มิลลิเมตร)		รูปทรง	ขนาดหน้าตัด (มิลลิเมตร)
A7-A9	600 x 600	1,200	H-Shape	300 x 305 x 15 x 15* (W300 x 300 x 106 kg/m)
A10-A12	600 x 600	1,200	H-Shape	338 x 351 x 13 x 13* (W350 x 350 x 106 kg/m)
A13-A15	600 x 600	1,200	H-Shape	390 x 300 x 10 x 16* (W400 x 300 x 107 kg/m)

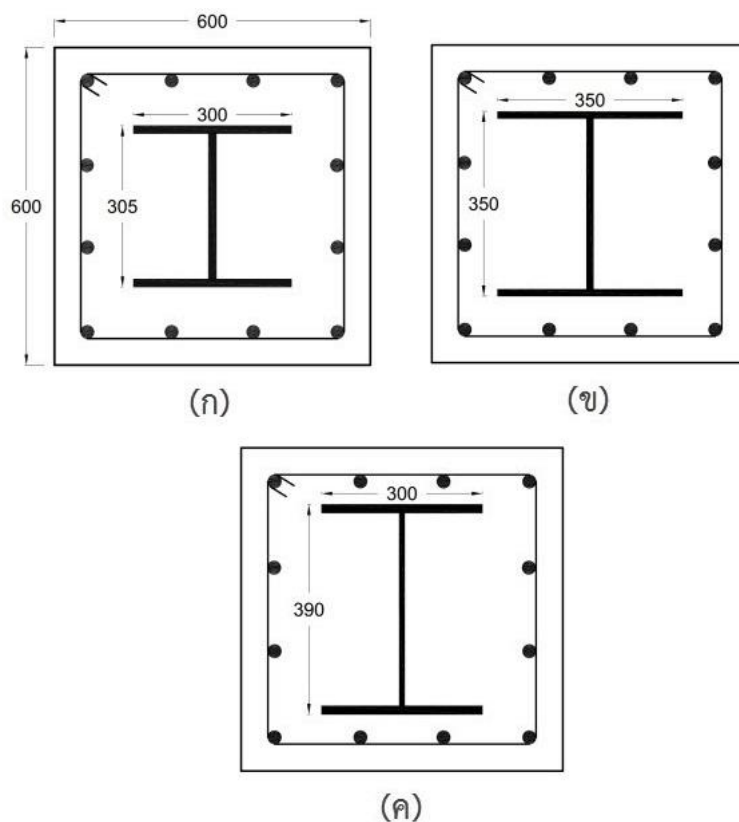
* ความกว้างแผ่นปีก x ความลึกทั้งหมด x ความหนาแผ่นเอว x ความหนาแผ่นปีก

ตารางที่ 5.10 ขนาดและลักษณะเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก

หน้าตัด	เหล็กเสริมทางยาว		เหล็กเสริมปลอก	
	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มิลลิเมตร)	จำนวน	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มิลลิเมตร)	ระยะห่าง (มิลลิเมตร)
A7 A10 A13	25	12	12	200
A8 A11 A14	25	12	12	120
A9 A12 A15	25	12	12	60

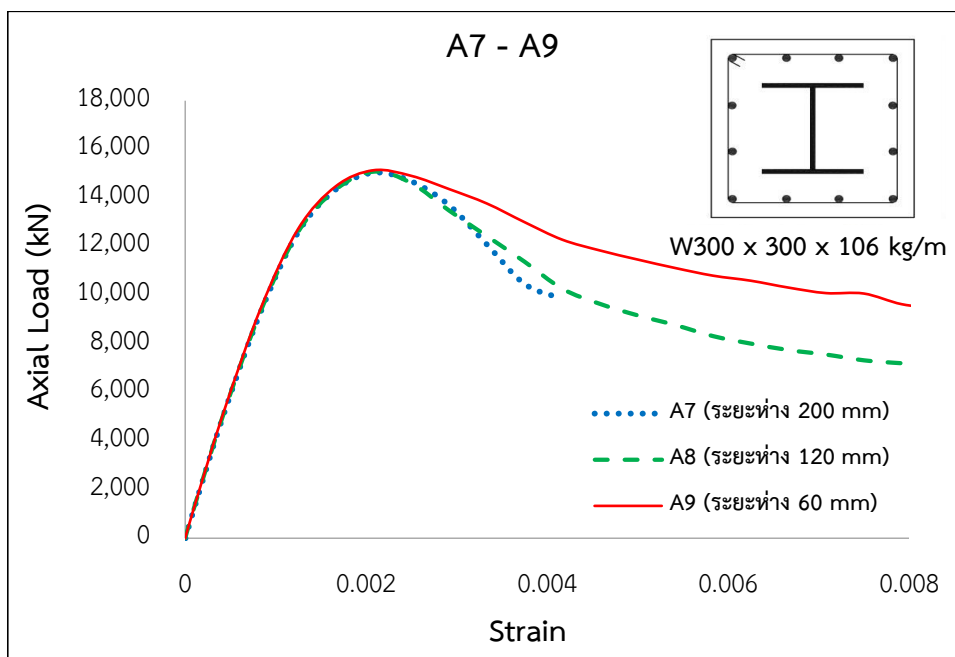
ตารางที่ 5.11 คุณสมบัติวัสดุคอนกรีต เหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก

หน้าตัด	คอนกรีต		เหล็กเสริมทางยาว		เหล็กเสริมปลอก	
	กำลังรับแรงอัดสูงสุด		กำลังคราก			
	ksc	MPa	ksc	MPa	ksc	MPa
A7 - A15	280	27.5	2,400	235	4,000	392

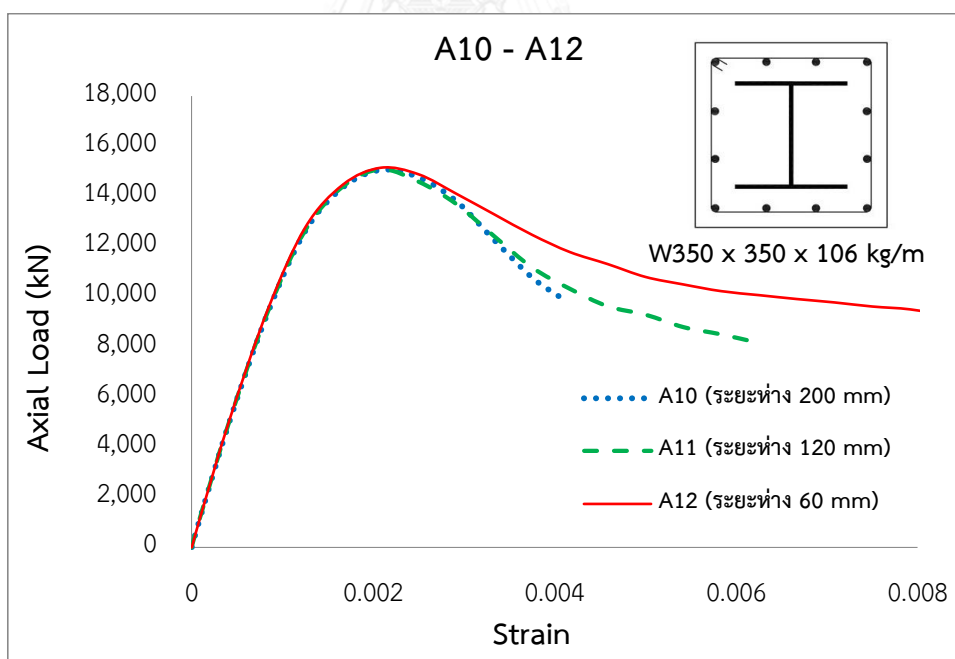


ภาพที่ 5.37 หน้าตัดเสาที่ศึกษาผลกระทบของระยะห่างเหล็กเสริมปลอก
(ก) หน้าตัด A7-A9 (ข) หน้าตัด A10-A12 (ค) หน้าตัด A13-A15

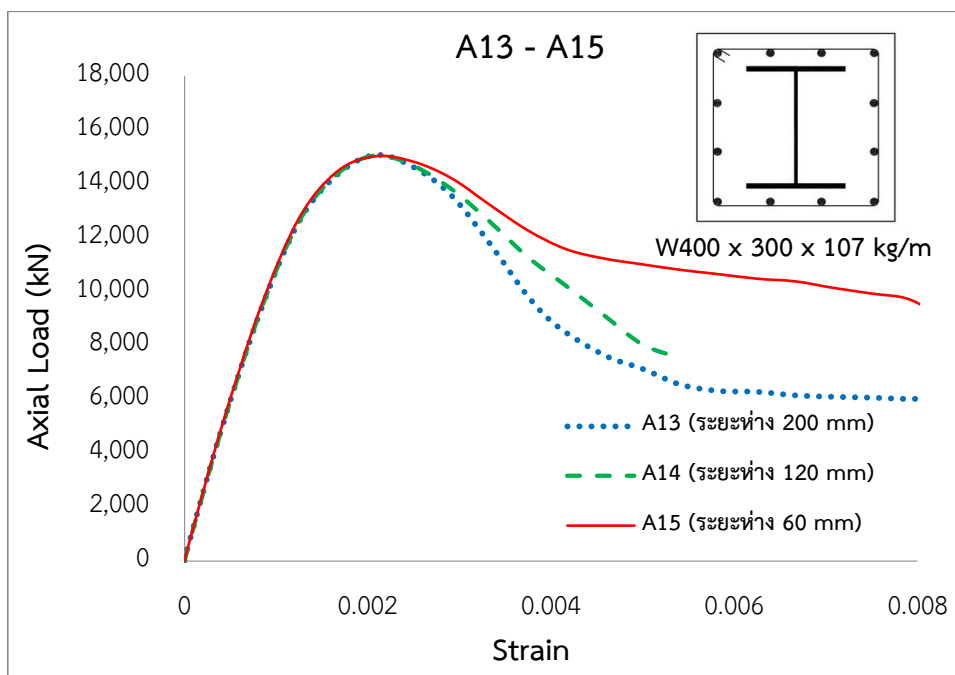
การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เสารับแรงอัดตรงศูนย์ที่ศึกษาผลกระทบเนื่องจากระยะห่างเหล็กเสริมปลอกแสดงโดยใช้ความสัมพันธ์กำลังรับแรงในแนวแกนต่อความเครียดในแนวแกนของเสาดังภาพที่ 5.38 ถึง 5.40 จากการวิเคราะห์พบว่าระยะห่างเหล็กเสริมปลอกในช่วงที่ศึกษามีผลกระทบน้อยต่อกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสาแต่มีผลกระทบต่อกำลังรับแรงของเสาในช่วงหลังกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา (post-peak strength) โดยเสาที่มีระยะห่างเหล็กเสริมปลอกน้อยจะมีการสูญเสียกำลังช้ากว่าเสาที่มีระยะห่างเหล็กเสริมปลอกมาก



ภาพที่ 5.38 กำลังรับแรงอัดตามแนวแกนของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ระยะห่างเหล็กเสริมปลอก
ต่างๆ (1)

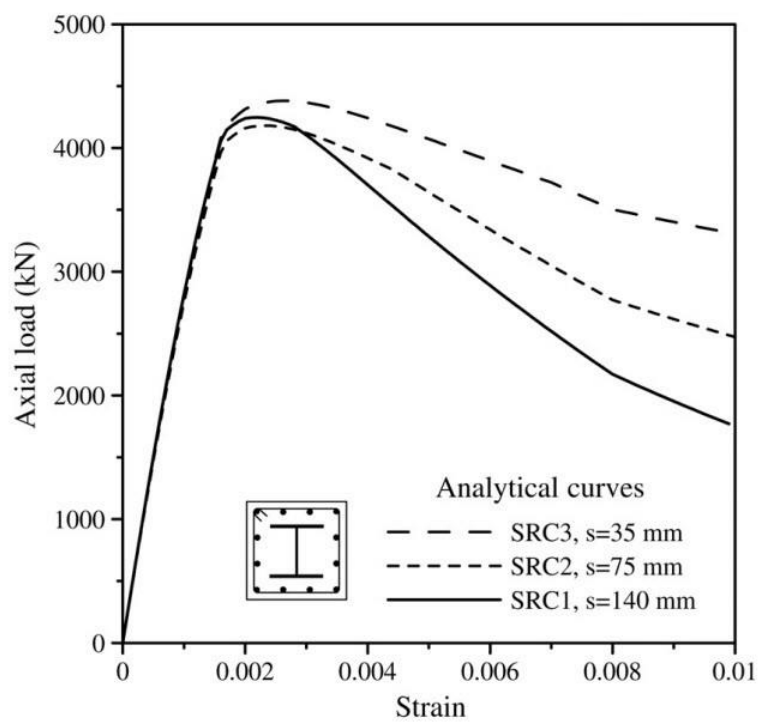


ภาพที่ 5.39 กำลังรับแรงอัดตามแนวแกนของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ระยะห่างเหล็กเสริมปลอก
ต่างๆ (2)



ภาพที่ 5.40 กำลังรับแรงอัดตามแนวแกนของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ระยะห่างเหล็กเสริมปลอกต่างๆ (3)

จากการวิเคราะห์ผลกระทบตัวแปรออกแบบระยะห่างเหล็กเสริมปลอกต่อกำลังรับแรงอัดตรงศูนย์กลางของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ผ่านมาพบว่าวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ผลการวิเคราะห์คล้ายกับแบบจำลองกำลังรับแรงอัดตรงศูนย์กลางของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตของ Chen การวิเคราะห์ผลกระทบระยะห่างเหล็กปลอกต่อกำลังรับแรงอัดในแนวแกนของ Chen เป็นดังภาพที่ 5.41 แต่การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติมีข้อได้เปรียบกว่าวิธีการวิเคราะห์ของ Chen ตรงที่มีความยืดหยุ่นในการนำไปปรับปรุงใช้ศึกษาเสาที่มีระยะห่างเหล็กเสริมปลอกอื่นๆ และหน้าตัดเหล็กรูปพรรณชนิดอื่นต่อไป



ภาพที่ 5.41 ผลกระทบระยะห่างเหล็กเสริมปลอกต่อกำลังรับแรงอัดในแนวแกนจากแบบจำลองกำลังรับแรงอัดตรงศูนย์เสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตของ Chen [3]

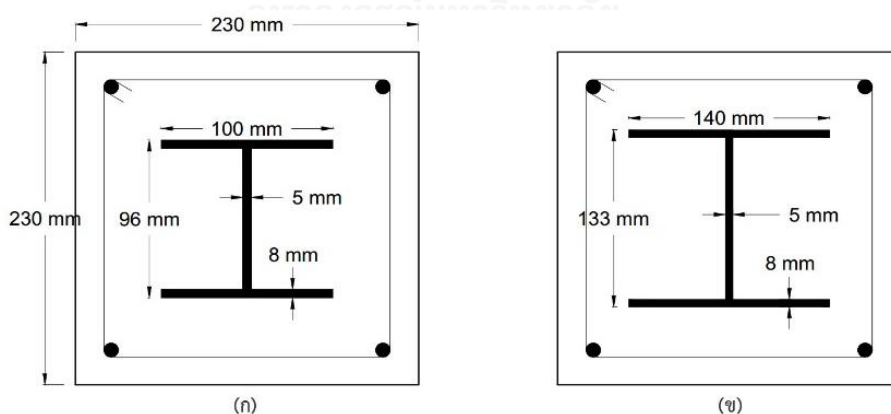
บทที่ 6

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มคอนกรีตรับแรงกระทำเอียงศูนย์

ในบทนี้นำเสนอแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์รับแรงอัดเอียงศูนย์ที่พัฒนามาจากแบบจำลองรับแรงอัดตรงศูนย์ในบทที่แล้ว โดยตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงอัดเอียงศูนย์กับผลการทดสอบเสาในอดีต จากนั้นนำแบบจำลองไปศึกษาพฤติกรรมกำลังรับแรงอัดเอียงศูนย์และสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสา พร้อมทั้งศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสา ตัวแปรออกแบบที่ศึกษาประกอบด้วยกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตและกำลังครากของเหล็กรูปพรรณ โดยรายละเอียดการศึกษาทั้งหมด มีดังนี้

6.1 การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองกับผลการทดสอบในอดีต

การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงอัดเอียงศูนย์นำไปตรวจสอบความถูกต้องกับผลการทดสอบในอดีตของ Abbas และ Shahari [13] ในปี ค.ศ.2003 ซึ่งเป็นผลการทดสอบเสารับแรงอัดเอียงศูนย์ที่มีความหลากหลายทางด้านระยะเอียงศูนย์ของน้ำหนักรวมทุก โดยหน้าตัดเสามีขนาด 230 x 230 มม. สูง 2-3 ม. มีหน้าตัดเหล็กรูปพรรณรูปตัวเอช (H-shape) 2 ขนาด เหล็กเสริมทางยาวมีขนาด 12 มม. จำนวน 4 เส้น และเหล็กเสริมปลอกขนาด 8 มม. ที่ระยะห่างเหล็กเสริมปลอก 140 มม. โดยรายละเอียดของเสาทดสอบ ดังตารางที่ 6.1 ถึง 6.3



ภาพที่ 6.1 หน้าตัดเสาทดสอบเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตของ Abbas และ Shahari [13]

ตารางที่ 6.1 ขนาดหน้าตัด ความสูงของเสา เหล็กรูปพรรณและระยะน้ำหนักบรรทุกเอียงศูนย์ [13]

หน้าตัด	ขนาดหน้าตัด	สูง (มม.)	เหล็กรูปพรรณ		ระยะน้ำหนักบรรทุก เอียงศูนย์ (มม.)
	กว้าง x ยาว (มม.)		รูปทรง	ขนาดหน้าตัด (มม.)	
SRCE1	230 x 230	2000	H-Shape	100 x 96 x 5 x 8 (HEA 100)	70
SRCE2	230 x 230	2000	H-Shape	100 x 96 x 5 x 8 (HEA 100)	70
SRCE3	230 x 230	2000	H-Shape	140 x 133 x 5 x 8 (HEA 140)	70
SRCE4	230 x 230	2000	H-Shape	140 x 133 x 5 x 8 (HEA 140)	70
SRCE5	230 x 230	3000	H-Shape	100 x 96 x 5 x 8 (HEA 100)	70
SRCE6	230 x 230	3000	H-Shape	100 x 96 x 5 x 8 (HEA 100)	70
SRCE7	230 x 230	3000	H-Shape	140 x 133 x 5 x 8 (HEA 140)	70
SRCE8	230 x 230	3000	H-Shape	140 x 133 x 5 x 8 (HEA 140)	70
SRCE9	230 x 230	3000	H-Shape	100 x 96 x 5 x 8 (HEA 100)	40
SRCE10	230 x 230	3000	H-Shape	100 x 96 x 5 x 8 (HEA 100)	40

ตารางที่ 6.2 ขนาดและลักษณะเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก [13]

หน้าตัด	เหล็กเสริมทางยาว		เหล็กปลอก	
	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มม.)	จำนวน	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มม.)	ระยะห่าง (มม.)
SRCE1-SRCE10	12	4	8	140

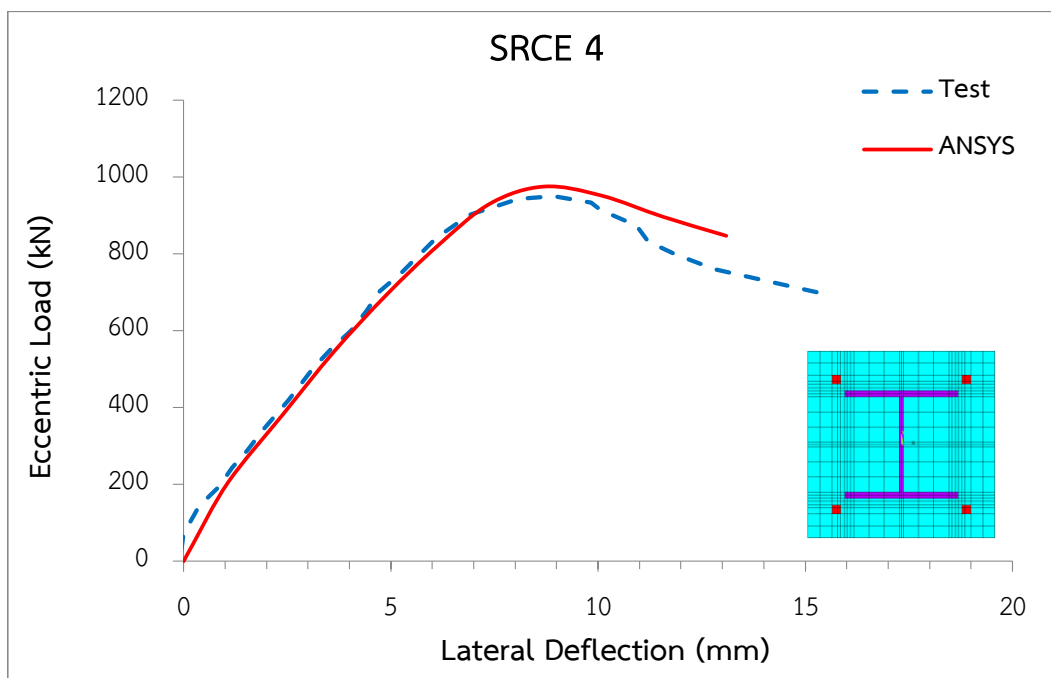
ตารางที่ 6.3 คุณสมบัติวัสดุคอนกรีต เหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก [13]

หน้าตัด	คอนกรีต	เหล็กเสริมทางยาว	เหล็กเสริมปลอก
	กำลังรับแรงอัดสูงสุด (MPa)	กำลังคราก (MPa)	กำลังคราก (MPa)
SRCE1	20.5*	337	459
SRCE2	13.7*	337	459
SRCE3	20.5*	307	459
SRCE4	28.2*	307	459
SRCE5	20.5*	337	459
SRCE6	13.7*	337	459
SRCE7	20.5*	307	459
SRCE8	28.2*	307	459
SRCE9	20.5*	337	459
SRCE10	13.7*	337	459

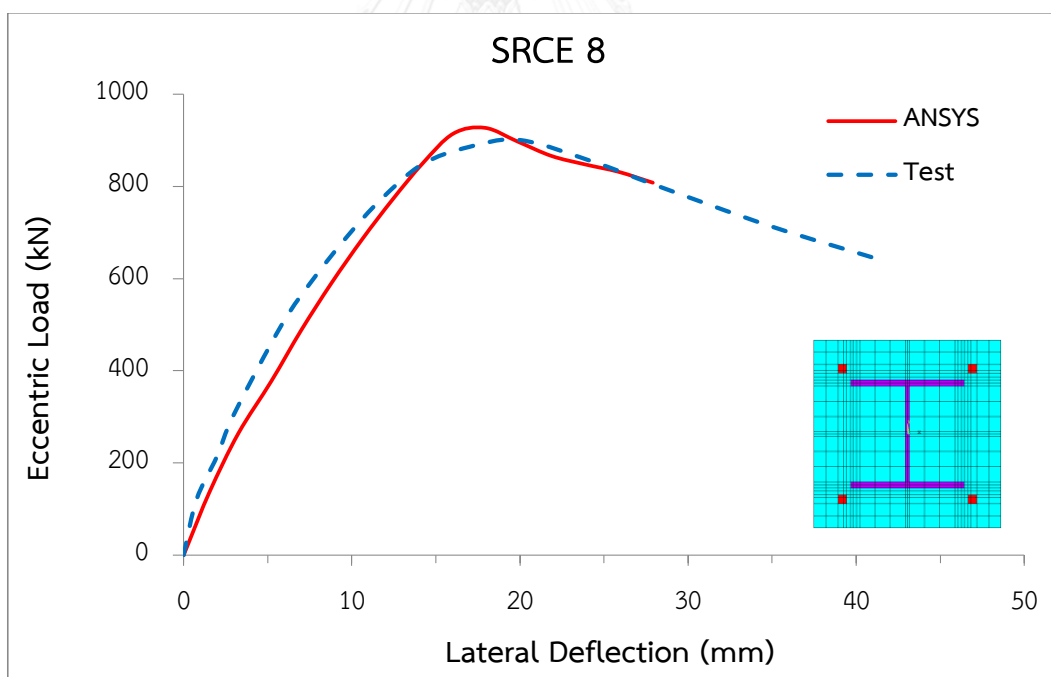
* กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทดสอบทรงลูกบาศก์

** กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก

การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองกับผลการทดสอบของเสาทำโดยการเปรียบเทียบความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดเชิงศูนย์กลางของเสากับระยะการโก่งตัวทางด้านข้าง (Lateral Deflection) ที่ตำแหน่งกึ่งกลางของเสาแสดงดังภาพที่ 6.2 และ ภาพที่ 6.3 และเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดเชิงศูนย์กลางสูงสุดของเสา ดังตารางที่ 6.4



ภาพที่ 6.2 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดเยื้องศูนย์กลางกับระยะการโก่งตัวทางด้านข้างของเสา SRCE2



ภาพที่ 6.3 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดเยื้องศูนย์กลางกับระยะการโก่งตัวทางด้านข้างของเสา SRCE8

ตารางที่ 6.4 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับผลการทดสอบในอดีต

หน้าตัด	กำลังรับแรงอัดในแนวแกน (kN)		อัตราส่วน
	I Test	II FEM	I/II
SRCE1	654	635	1.03
SRCE2	558	559	1.00
SRCE3	962	833	1.16
SRCE4	949	975	0.97
SRCE5	641	574	1.12
SRCE6	554	507	1.09
SRCE7	895	782	1.14
SRCE8	900	926	0.97
SRCE9	813	903	0.90
SRCE10	704	768	0.92
ค่าเฉลี่ย (Mean)			1.03

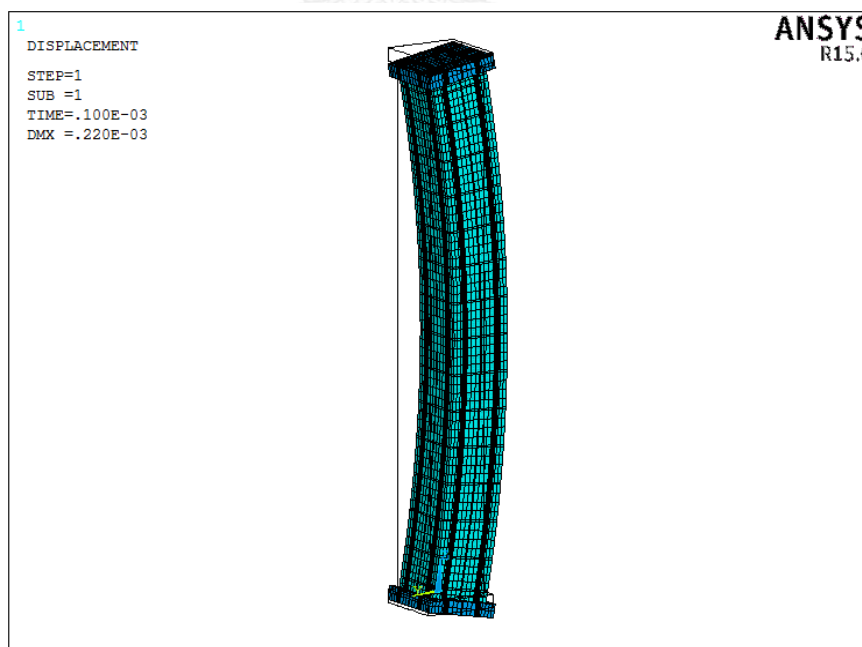
การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองพบว่าแบบจำลองสามารถทำนายพฤติกรรมกำลังรับแรงอัดเชิงศูนย์ของเสาได้อย่างเหมาะสม โดยอัตราส่วนความแตกต่างเฉลี่ยกำลังรับแรงอัดสูงสุดจากผลทดสอบ (Test) ต่อผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) เท่ากับ 1.03

6.2 พฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำเยื้องศูนย์จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์

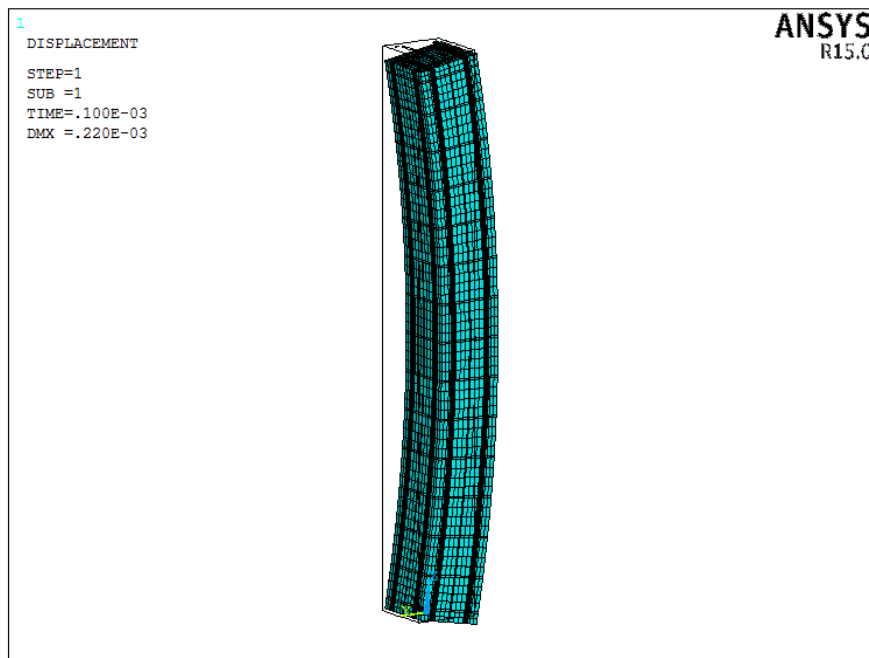
จากการตรวจสอบแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงอัดเยื้องศูนย์กับผลการทดสอบในอดีตแล้วพบว่าแบบจำลองมีความสามารถทำนายพฤติกรรมเสารับแรงอัดเยื้องศูนย์ได้อย่างถูกต้อง ในส่วนนี้คือการนำแบบจำลองไปศึกษาพฤติกรรมของเสารับแรงอัดเยื้องศูนย์โดยพฤติกรรมที่ศึกษาในเบื้องต้นประกอบด้วย การเสีรูปของเสาและวัสดุภายในเสาและการโอบรัดตัวของคอนกรีตภายในเสา

6.2.1 พฤติกรรมการเสีรูปของเสาและวัสดุภายในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำเยื้องศูนย์

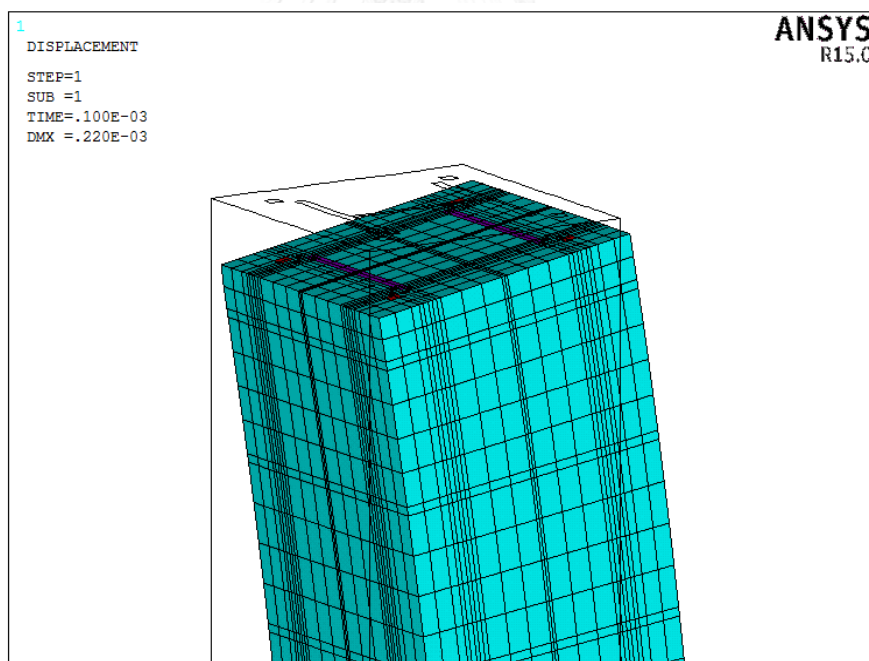
การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตพบว่าแบบจำลองมีการเสีรูปของเสาและการเสีรูปของวัสดุภายในเสา คือ คอนกรีต เหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมกำลัง แสดงดังภาพที่ 6.4 ถึง 6.9 โดยภาพแสดงการเสีรูปของเสาที่ระยะการเคลื่อนที่หัดตัวในแนวแกน 0.01 ซม. และภาพแสดงการเสีรูปที่ 150 เท่าของการเสีรูปจริงของเสาเพื่อให้เห็นสามารถสังเกตการเสีรูปได้อย่างชัดเจน



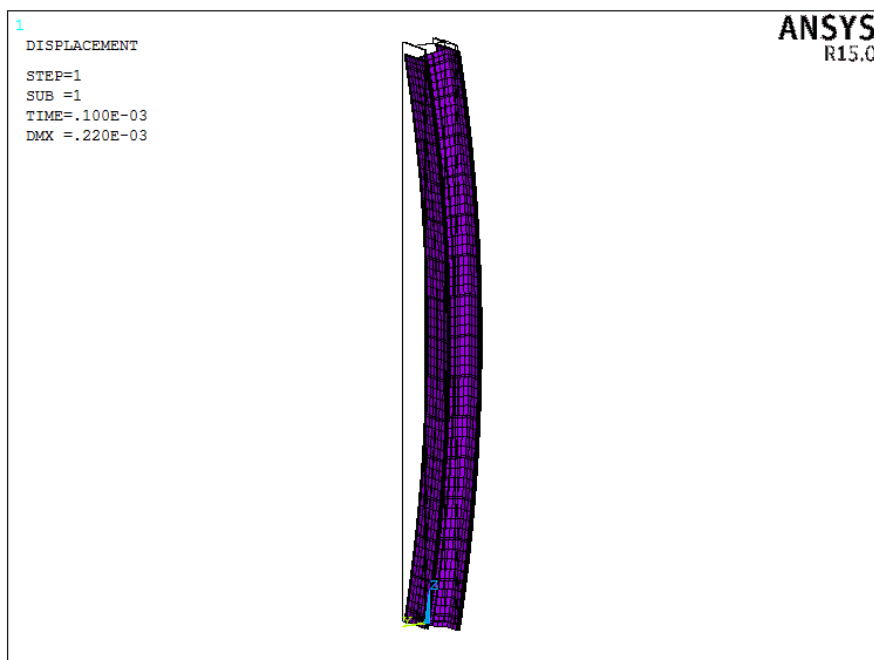
ภาพที่ 6.4 การเสีรูปของเสารับแรงอัดเยื้องศูนย์ SRCE4 (มีแผ่นปิดหัวเสา)



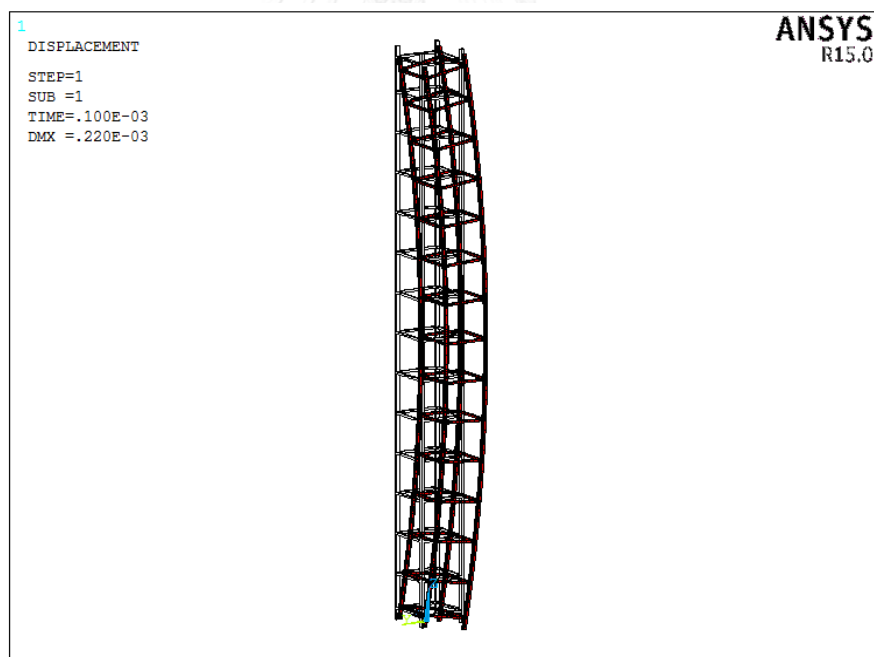
ภาพที่ 6.5 การเสียรูปของเสารับแรงอัดเอียงศูนย์ SRCE4 (ไม่มีแผ่นปิดหัวเสา)



ภาพที่ 6.6 การเสียรูปของเสารับแรงอัดเอียงศูนย์ SRCE4
(ไม่มีแผ่นปิดหัวเสาและขยายเฉพาะส่วนหัวเสา)

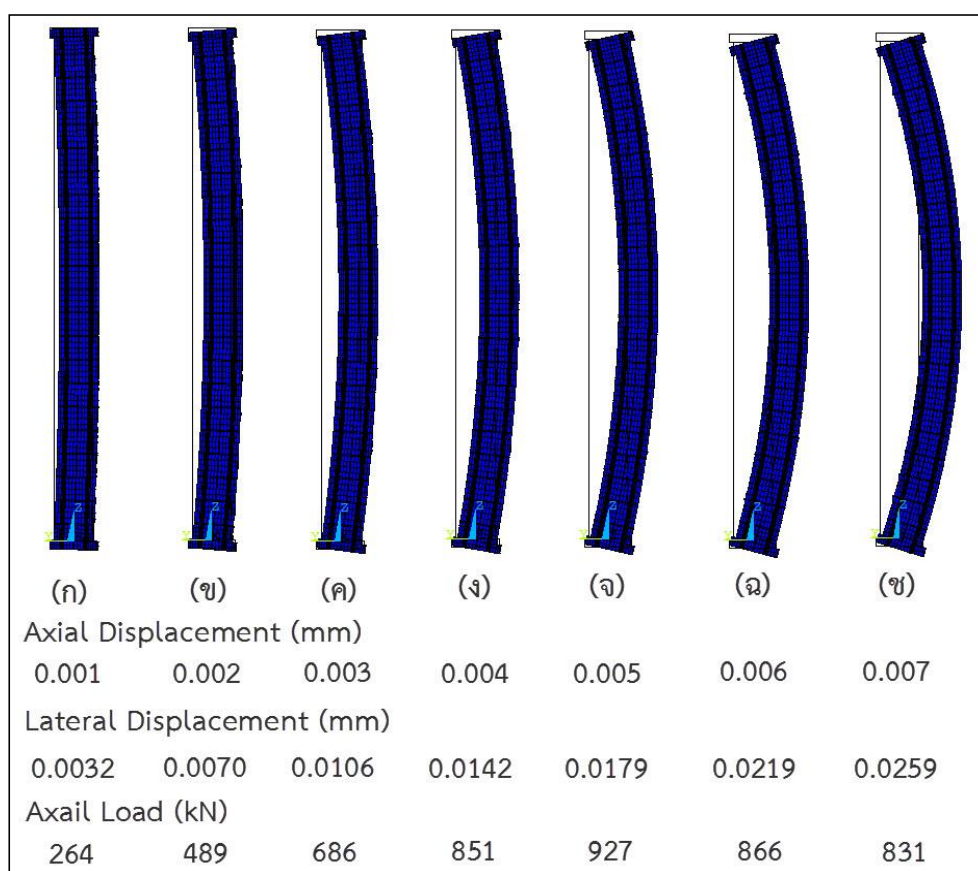


ภาพที่ 6.7 การเสียรูปของเกลีกรูปพรรณในเสารับแรงอัดเยื้องศูนย์กลาง SRCE4



ภาพที่ 6.8 การเสียรูปของเกลีเสริมกำลังในเสารับแรงอัดเยื้องศูนย์กลาง SRCE4

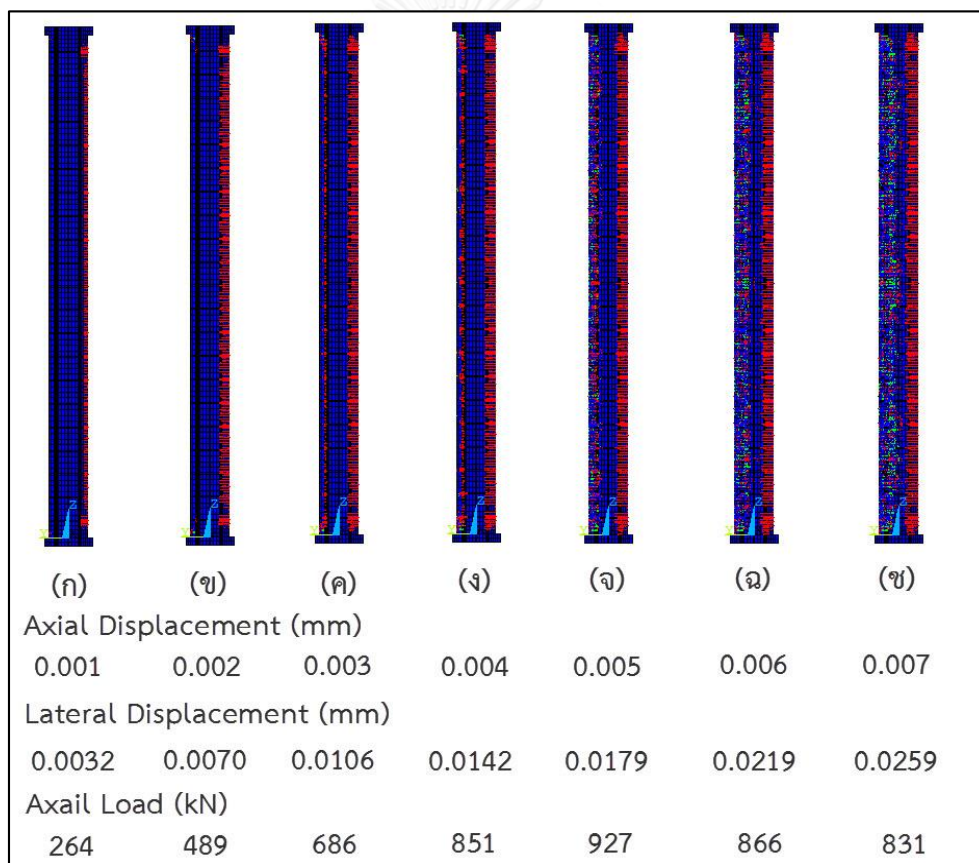
จากผลการวิเคราะห์พฤติกรรมการเสียรูปของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์พบว่า แบบจำลองทำนายพฤติกรรมการเสียรูปของเสาและวัสดุภายในเสาได้อย่างเหมาะสม การเปรียบเทียบเฉพาะการโก่งตัวทางด้านข้างของเสารับแรงอัดเอียงศูนย์ พบว่าการโก่งตัวทางด้านข้างของเสาจะเพิ่มขึ้นเมื่อระยะการหดตัวทางแนวแกนของเสาเพิ่มขึ้น ดังภาพที่ 6.9 ภาพแสดงการโก่งตัวทางด้านข้างของเสา SRCE8 พร้อมทั้งรายละเอียดการหดตัวในแนวแกน การโก่งตัวทางด้านข้างและกำลังรับแรงที่สถานะต่างๆ ภาพมีการขยายการโก่งตัวขึ้นเป็น 10 เท่าของการโก่งตัวจริงเพื่อให้สามารถสังเกตการโก่งตัวได้อย่างชัดเจน



ภาพที่ 6.9 การเสียรูปของเหล็กเสริมกำลังในเสารับแรงอัดเอียงศูนย์ SRCE8 ที่ระยะการหดตัวในแนวแกนต่างๆ

6.2.2 พฤติกรรมการเกิดรอยร้าวของคอนกรีตภายในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำเยื้องศูนย์

การเกิดรอยร้าว (cracking) ของคอนกรีตภายในเสาในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจะเริ่มเกิดจากบริเวณผิวฝั่งที่เกิดการโก่งตัวออกทางด้านข้าง ในส่วนของคอนกรีตที่รับแรงดึง ในรอยร้าวจะเกิดเพิ่มขึ้นเมื่อระยะการโก่งตัวทางด้านข้างของเสาเพิ่มขึ้น จากนั้นเมื่อกำลังรับแรงของเสาเข้าใกล้กำลังรับแรงอัดสูงสุด เสาจะเริ่มเกิดรอยร้าวบริเวณฝั่งคอนกรีตรับแรงอัด จากนั้นคอนกรีตส่วนที่รับแรงอัดบางส่วนจะเริ่มเกิดการวิบัติจากแรงอัด (crushing) จนทำให้เสามีกำลังรับแรงลดลง ดังภาพที่ 6.10 ซึ่งแสดงการเกิดรอยร้าวของเสา SRCE8 พร้อมทั้งรายละเอียดการหดตัวในแนวแกน การโก่งตัวทางด้านข้างและกำลังรับแรงที่สถานะต่างๆ

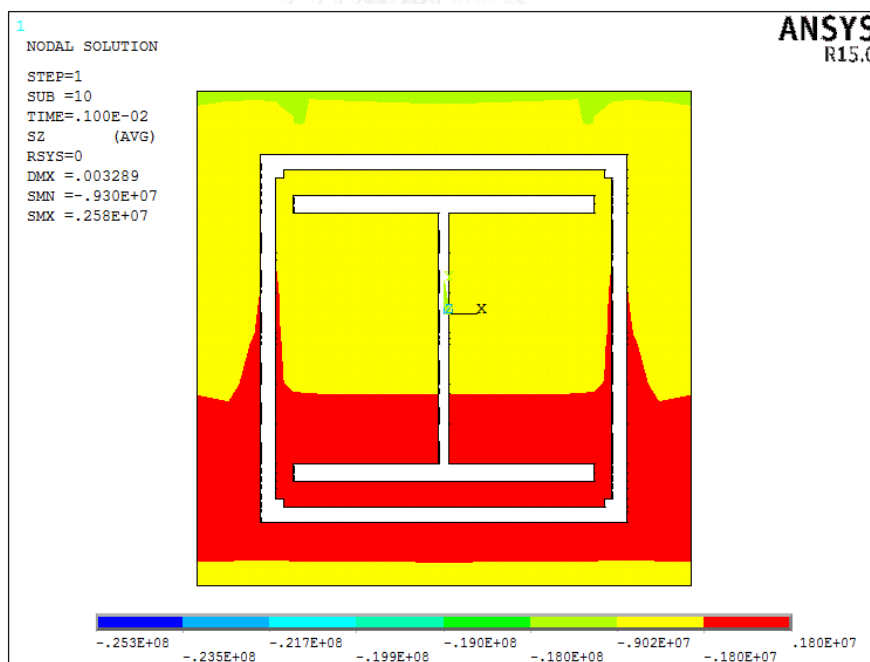


ภาพที่ 6.10 การเกิดรอยร้าวและการวิบัติของคอนกรีตในแบบจำลองเสา SRCE8

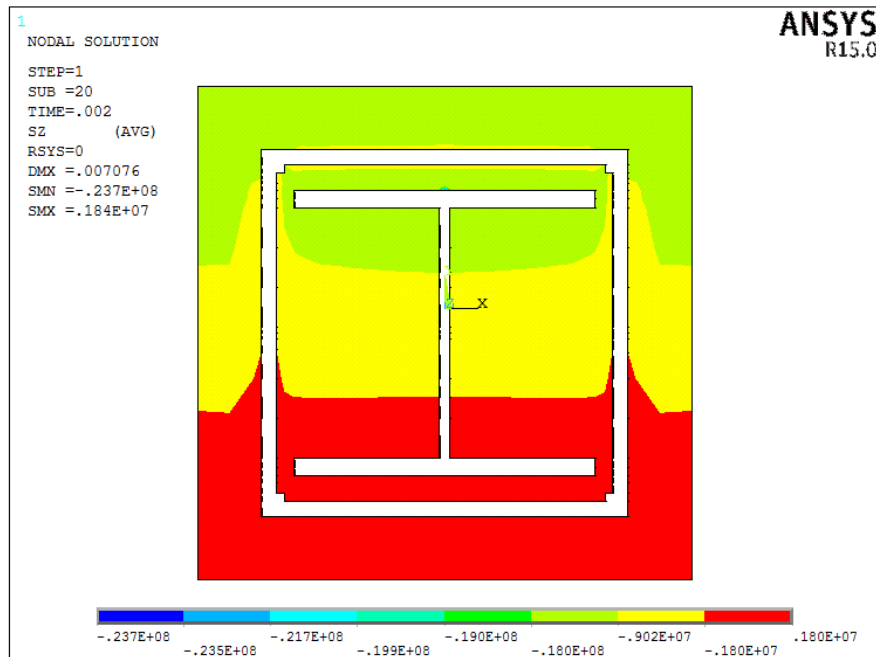
6.2.3 พฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตภายในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำเยื้องศูนย์

การศึกษาพฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงอัดเยื้องศูนย์คล้ายกับการศึกษาพฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตในเสารับแรงอัดตรงศูนย์ โดยจะศึกษาการโอบรัดตัวที่ระยะการเคลื่อนที่หดตัวในแนวแกนที่ตำแหน่งแรงกระทำ (axial deflection) ต่างๆ จาก 0.001-0.007 ม. เพื่อให้เห็นการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงตามแนวแกนของคอนกรีตได้อย่างชัดเจน ดังภาพที่ 6.11 ถึง 6.17

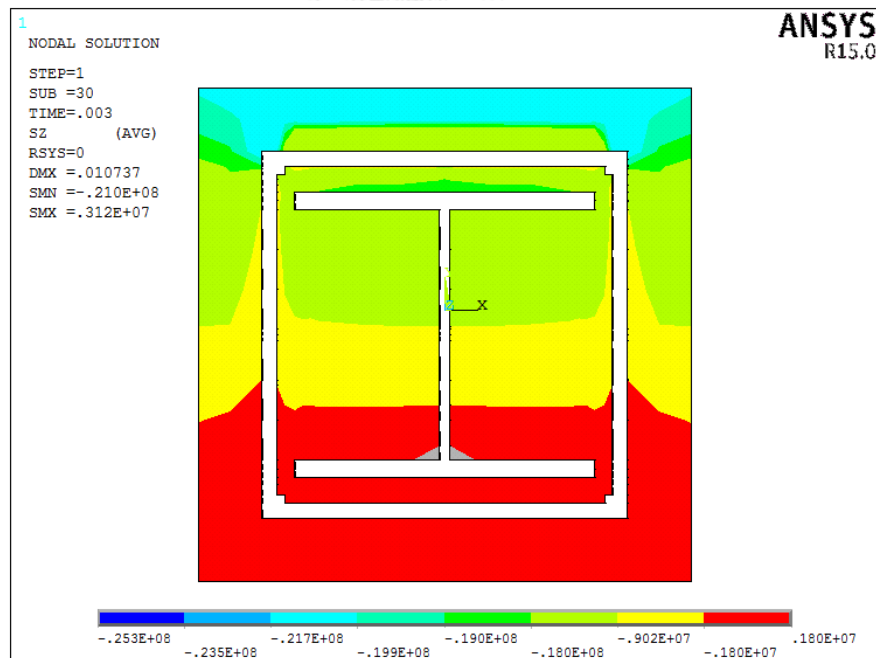
จากการศึกษาพบว่าพื้นที่การโอบรัดตัวของคอนกรีตจะอยู่บริเวณคอนกรีตรับแรงอัด โดยในสถานะที่ใกล้กำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสา พื้นที่คอนกรีตถูกโอบรัดสูงจะอยู่บริเวณด้านนอกและด้านในของแผ่นปีกของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ ดังภาพที่ 6.15 จากนั้นเมื่อกำลังรับแรงของเสาลดลง (post-peak strength) พื้นที่คอนกรีตถูกโอบรัดสูงจะอยู่บริเวณฝั่งด้านในของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ แสดงดังภาพที่ 6.16 ถึง 6.17



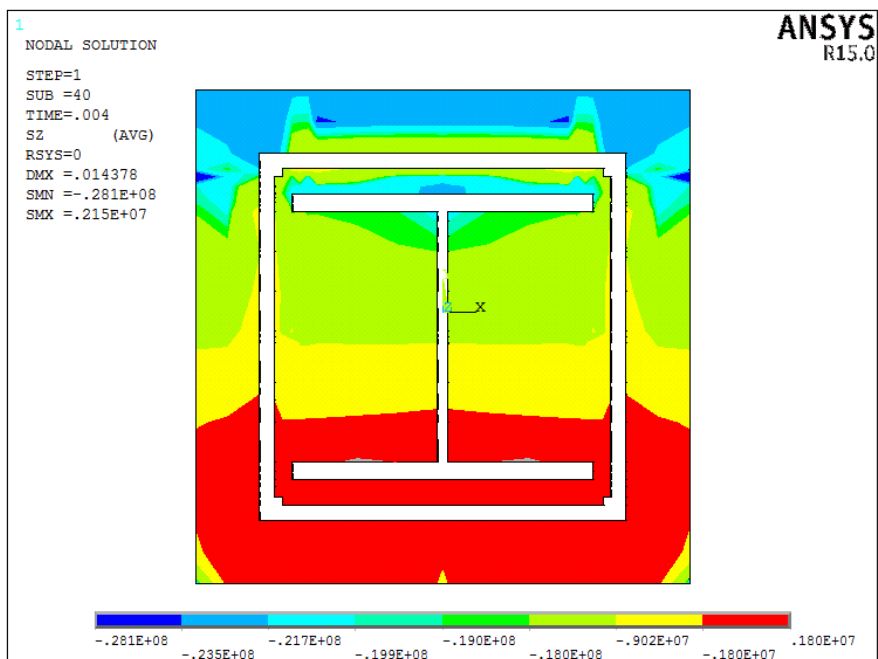
ภาพที่ 6.11 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRCE8 ที่ตำแหน่งระยะหดตัวในแนวแกน 0.001 ม.



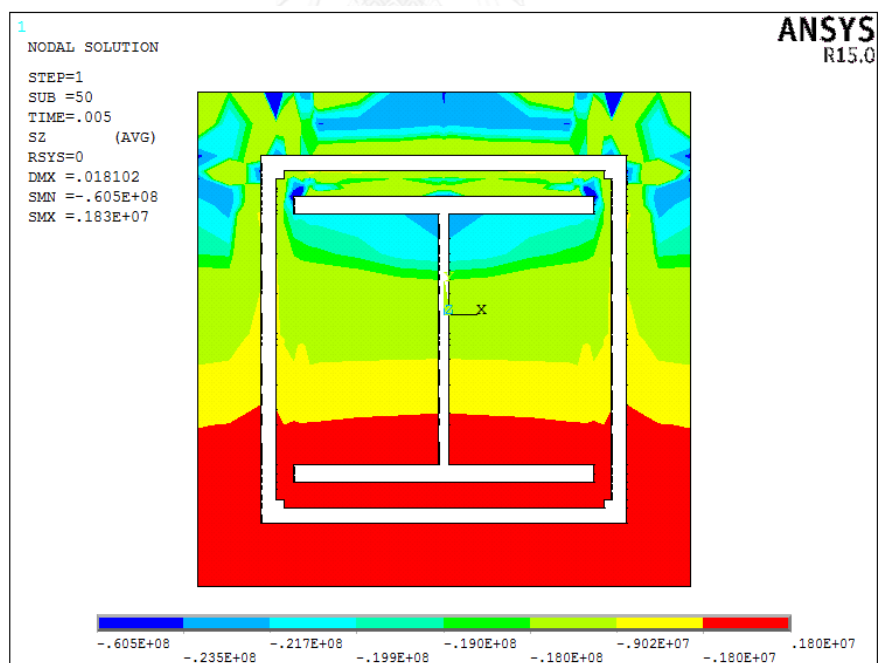
ภาพที่ 6.12 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRCE8 ที่ตำแหน่งระยะหัดตัวในแนวแกน 0.002 ม.



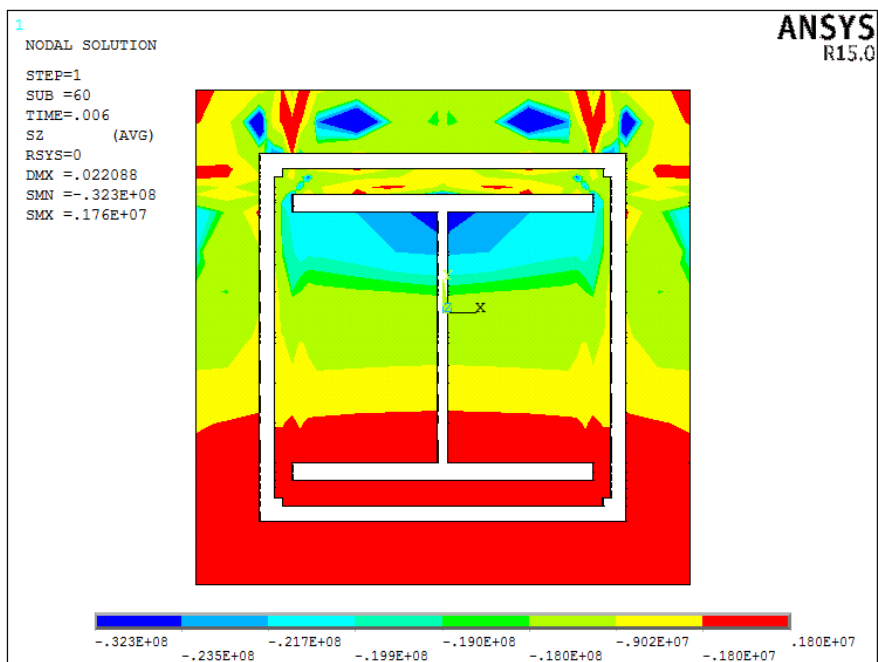
ภาพที่ 6.13 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRCE8 ที่ตำแหน่งระยะหัดตัวในแนวแกน 0.003 ม.



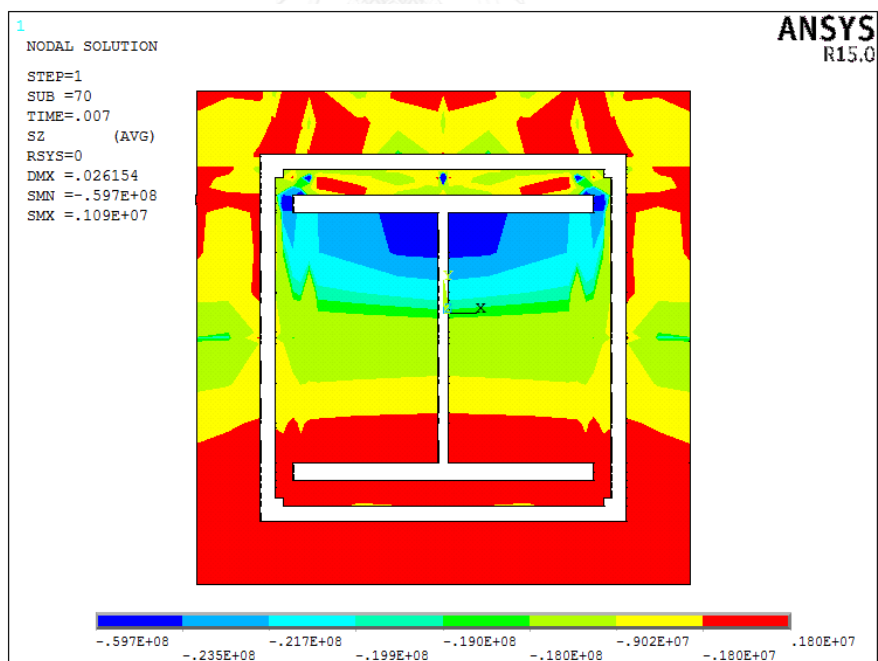
ภาพที่ 6.14 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRCE8 ที่ตำแหน่งระยะหัดตัวในแนวแกน 0.004 ม.



ภาพที่ 6.15 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRCE8 ที่ตำแหน่งระยะหัดตัวในแนวแกน 0.005 ม.



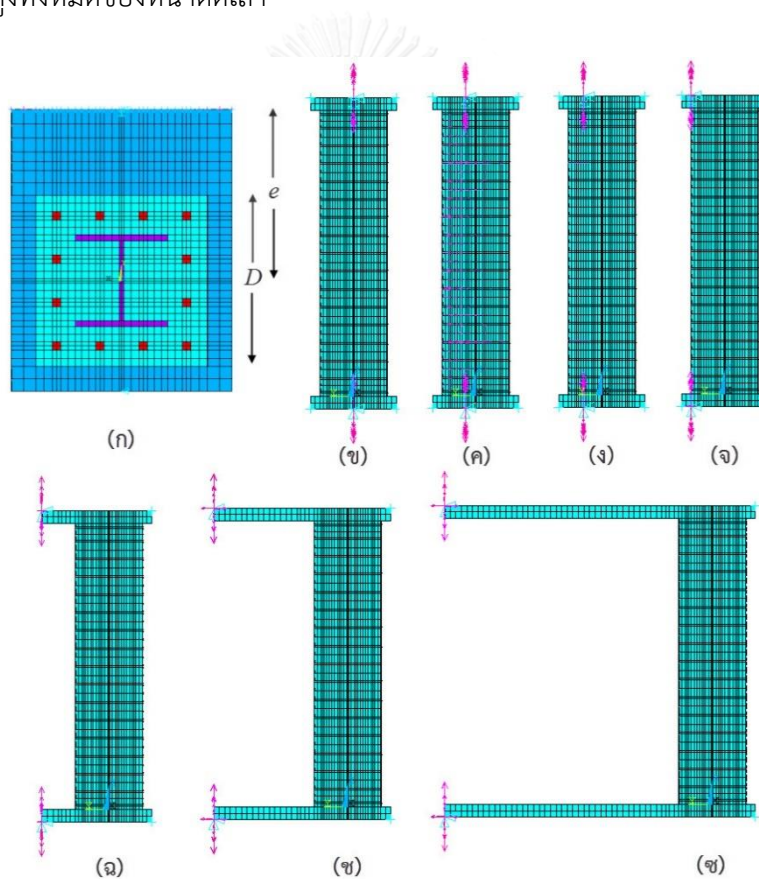
ภาพที่ 6.16 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRCE8 ที่ตำแหน่งระยะหัดตัวในแนวแกน 0.006 ม.



ภาพที่ 6.17 หน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตในเสา SRCE8 ที่ตำแหน่งระยะหัดตัวในแนวแกน 0.007 ม.

6.3 การสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์

การสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังกำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์จะสร้างเฉพาะโมเมนต์ดัดฝั่งรอบแกนหลักเท่านั้น (ไม่พิจารณาโมเมนต์ดัดรอบแกนรอง) แต่จะพิจารณาทั้งเสารับแรงอัดเยื้องศูนย์กลางและแรงดึงเยื้องศูนย์กลาง โดยเริ่มจากการสร้างแบบจำลองที่มีระยชน้ำหนักบรรทุก (load) และจุดรองรับ (support) ห่างจากกึ่งกลางหน้าตัดเสาที่ระยะต่างๆ กัน เพื่อให้น้ำหนักบรรทุกมีระยะเยื้องศูนย์กลางต่างๆ การเพิ่มระยะเยื้องศูนย์กลางของน้ำหนักบรรทุกและจุดรองรับในแบบจำลองแสดงดังภาพที่ 6.18 โดย e คือ ระยะเยื้องศูนย์กลางของน้ำหนักบรรทุกและจุดรองรับและ D คือ ความสูงทั้งหมดของหน้าตัดเสา



ภาพที่ 6.18 แบบจำลองเสารับแรงอัดเยื้องศูนย์กลางที่ระยะเยื้องศูนย์กลางต่างๆ (ก) หน้าตัด SRC2 (ข) $e/D=0$ (ค) $e/D=0.15$ (ง) $e/D=0.27$ (จ) $e/D=0.50$ (ฉ) $e/D=1.00$ (ช) $e/D=2.00$ และ (ซ) $e/D=4.00$

เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้เป็นตัวอย่างในการสร้างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลัง คือ เสาหน้าตัดเหมือนกับเสาตัวอย่าง SRC2 เพราะเป็นเสาตัวอย่างที่ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่มีความ

แม่นยำสูงและเป็นเสาสั้น แต่เลือกใช้คุณสมบัติวัสดุอ้างอิงจากวัสดุที่มีจำหน่ายในประเทศไทย โดยเสามีรายละเอียดขนาดหน้าตัดและคุณสมบัติวัสดุ ดังตารางที่ 6.5 ถึง 6.7

ตารางที่ 6.5 ขนาดหน้าตัด ความสูงของเสาและขนาดหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ

หน้าตัด	ขนาดหน้าตัด		สูง (มม.)	เหล็กรูปพรรณ	
	กว้าง x ยาว (มม.)			รูปทรง	ขนาดหน้าตัด (มม.)
SRC PM Example	280 x 280		1,200	H-Shape	150 x 150 x 7 x 10

ตารางที่ 6.6 ขนาดและลักษณะเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก

หน้าตัด	เหล็กเสริมทางยาว		เหล็กเสริมปลอก	
	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มม.)	จำนวน	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มม.)	ระยะห่าง (มม.)
SRC PM Example	15.9	12	8	75

ตารางที่ 6.7 คุณสมบัติวัสดุคอนกรีต เหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม

หน้าตัด	กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต		กำลังครากของเหล็กรูปพรรณ		กำลังครากของเหล็กเสริมกำลัง	
	(ksc)	(MPa)	(ksc)	(MPa)	(ksc)	(MPa)
SRC PM Example	400**	39.2	2400	235	4000	392

* กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทดสอบทรงลูกบาศก์

** กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก

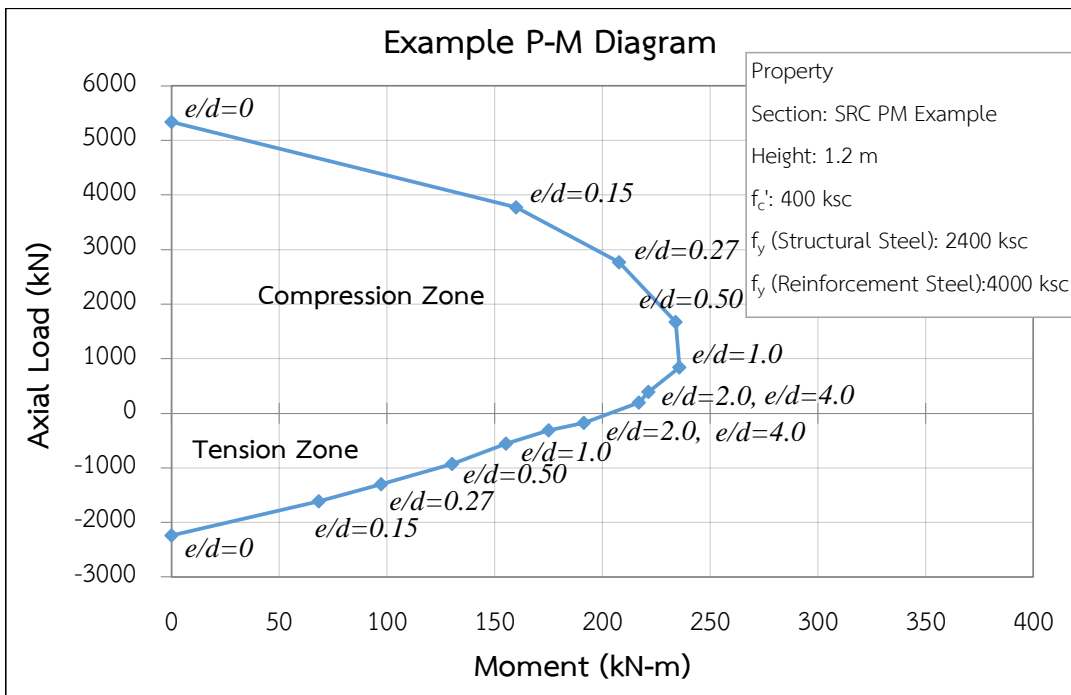
จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต SRC PM Example ที่ระยะน้ำหนักรรทุกเอียงศูนย์ตำแหน่งต่างๆ กันพบว่า เมื่อระยะเอียงศูนย์ของน้ำหนักรรทุกเพิ่มขึ้น น้ำหนักรรทุกสูงสุดของเสาจะมีค่าน้อยลงทั้งเสารับแรงอัดและเสารับแรงดึง แต่โมเมนต์ที่เกิดขึ้นภายในเสาจะมีค่าเพิ่มขึ้น โดยโมเมนต์ที่เกิดขึ้นคำนวณจากน้ำหนักรรทุกสูงสุดในแนวแกนคู่กับระยะเอียงศูนย์ของน้ำหนักรรทุก ดังตารางที่ 6.8

ตารางที่ 6.8 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เสา SRC PM Example ที่ระยะเยื้องศูนย์กลางต่างๆ

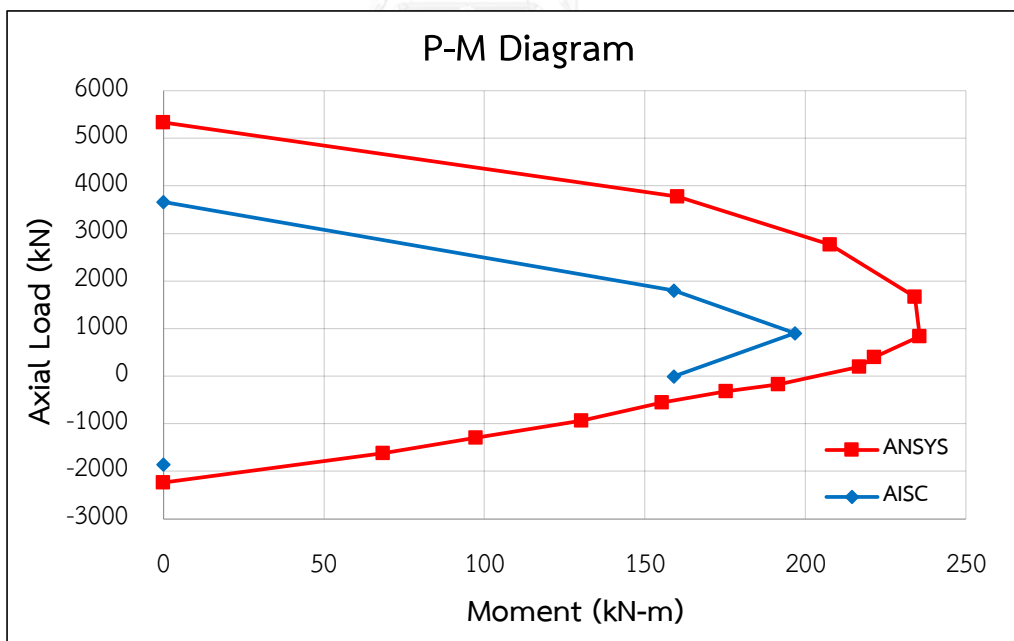
Specimen	น้ำหนักบรรทุกสูงสุด (kN)	อัตราส่วนระยะเยื้องศูนย์กลาง (e/D)	ระยะเยื้องศูนย์กลาง (m)	โมเมนต์ (kN-m)
Axial Compression	5334	0	0.0000	0
Compression 0.15	3776	0.15	0.0424	160
Compression 0.27	2770	0.27	0.0750	208
Compression 0.50	1673	0.50	0.1400	234
Compression 1.00	842	1.0	0.2800	236
Compression 2.00	395	2.0	0.5600	221
Compression 4.00	194	4.0	1.1200	217
Tension 4.00	-171	4.0	1.1200	192
Tension 2.00	-313	2.0	0.5600	175
Tension 1.00	-555	1.0	0.2800	155
Tension 0.50	-930	0.50	0.1400	130
Tension 0.27	-1297	0.27	0.0750	97
Tension 0.15	-1615	0.15	0.0424	68
Axial Tension	-2237	0	0.0000	0

การสร้างกราฟเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังจะทำการเชื่อมเส้นตรงระหว่างจุดน้ำหนักบรรทุกในแนวแกนกับโมเมนต์ของเสาที่มีระยะเยื้องศูนย์กลางต่างๆ มาต่อกันจนได้กราฟเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังที่สร้างขึ้นจัดทำทั้งกำลังรับแรงอัดเยื้องศูนย์กลางและกำลังรับแรงดึงเยื้องศูนย์กลาง ดังภาพที่ 6.19

การเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์กับเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังและกำลังรับแรงดึงของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากข้อกำหนด AISC (AISC 360-10) (ภาพที่ 6.20) พบว่ากำลังรับแรงของเสาตัวอย่าง SRC PM Example ที่ได้จากแบบจำลองมีค่าสูงกว่าการคำนวณกำลังรับแรงตามข้อกำหนด AISC ตลอดทั้งกราฟเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์



ภาพที่ 6.19 ตัวอย่างเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์



ภาพที่ 6.20 ตัวอย่างการเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตกับข้อกำหนด

6.4 การศึกษาผลกระทบตัวแปรรูปแบบต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต

ในส่วนนี้จะนำแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์มาวิเคราะห์ผลกระทบของตัวแปรรูปแบบกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตและกำลังครากของเหล็กรูปพรรณต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต พร้อมทั้งเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ในแต่ละกรณีกับข้อกำหนด AISC 360-10 เพื่อวิเคราะห์ความปลอดภัยของการใช้ข้อกำหนด AISC ในการออกแบบเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำเอียงศูนย์

6.4.1 ผลกระทบของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต

เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้เป็นตัวอย่างในการศึกษาผลกระทบของตัวแปรรูปแบบกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังเลือกใช้เสาที่มีลักษณะใกล้เคียงกับเสา SRC2 เพราะเสา SRC2 เป็นเสาที่ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์มีความแม่นยำสูงและเป็นเสาสั้นเสามีขนาดหน้าตัดและคุณสมบัติวัสดุแสดงดังตารางที่ 6.9 ถึง 6.11 และมีกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่ศึกษาอยู่ในช่วง 100-400 กก./ซม.²

ตารางที่ 6.9 ขนาดหน้าตัด ความสูงของหน้าตัดเสาและเหล็กรูปพรรณ

หน้าตัด	ขนาดหน้าตัด	สูง (มม.)	เหล็กรูปพรรณ	
	กว้าง x ยาว (มม.)		รูปทรง	ขนาดหน้าตัด (มม.)
E1-E3	280 x 280	1,200	H-Shape	150 x 150 x 7 x 10

ตารางที่ 6.10 คุณสมบัติเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก

หน้าตัด	เหล็กเสริมทางยาว		เหล็กเสริมปลอก	
	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มม.)	จำนวน	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มม.)	ระยะห่าง (มม.)
E1-E3	15.9	12	8	75

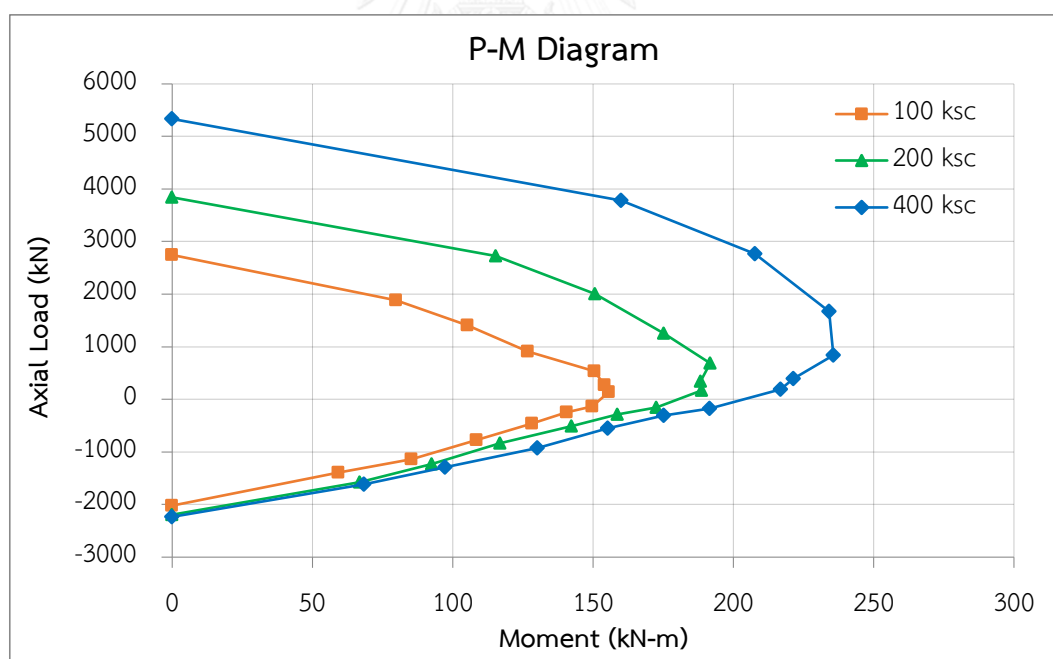
ตารางที่ 6.11 คุณสมบัติของวัสดุคอนกรีต เหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม

หน้าตัด	กำลังรับแรงอัดสูงสุด ของคอนกรีต		กำลังคราก ของเหล็กรูปพรรณ		กำลังคราก ของเหล็กเสริมกำลัง	
	(ksc)	(MPa)	(ksc)	(MPa)	(ksc)	(MPa)
E1	100**	9.8	2400	235	4000	392
E2	200**	19.6	2400	235	4000	392
E3	400**	39.2	2400	235	4000	392

* กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทดสอบทรงลูกบาศก์

** กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก

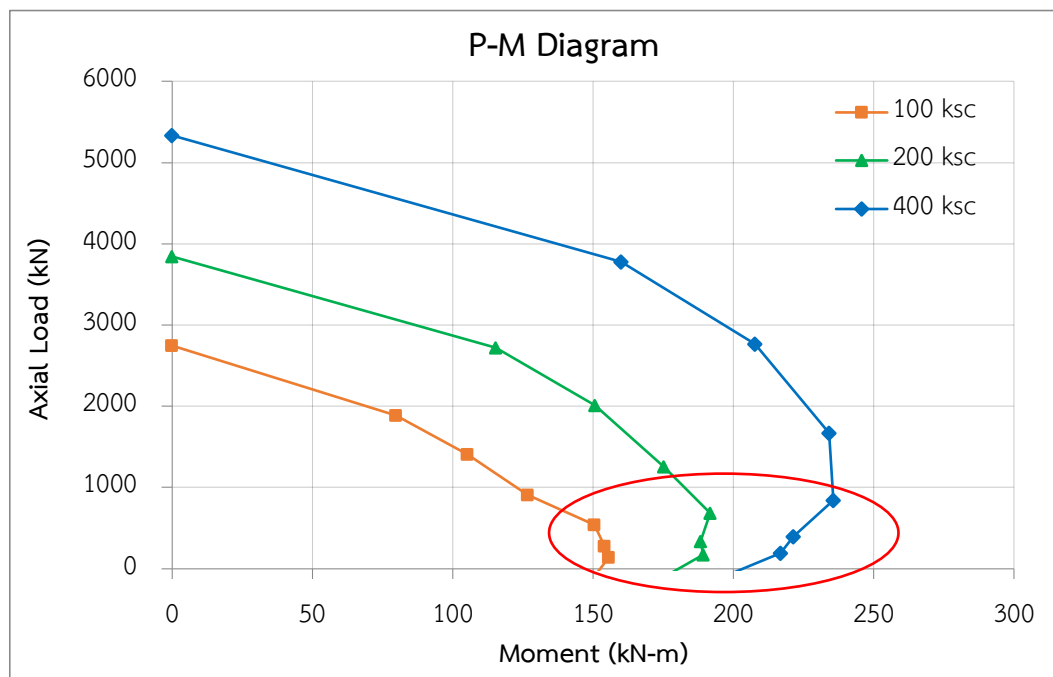
การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์พบว่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตมีผลกระทบต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลัง โดยผลกระทบต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์มีมากในช่วงกำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงอัดร่วมกับแรงดัดของเสา และมีผลกระทบน้อยลงในช่วงกำลังรับแรงดัดร่วมกับแรงดัดของเสา และมีผลกระทบน้อยที่สุดในช่วงกำลังรับแรงดัดของเสา ดังภาพที่ 6.21



ภาพที่ 6.21 ผลกระทบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์

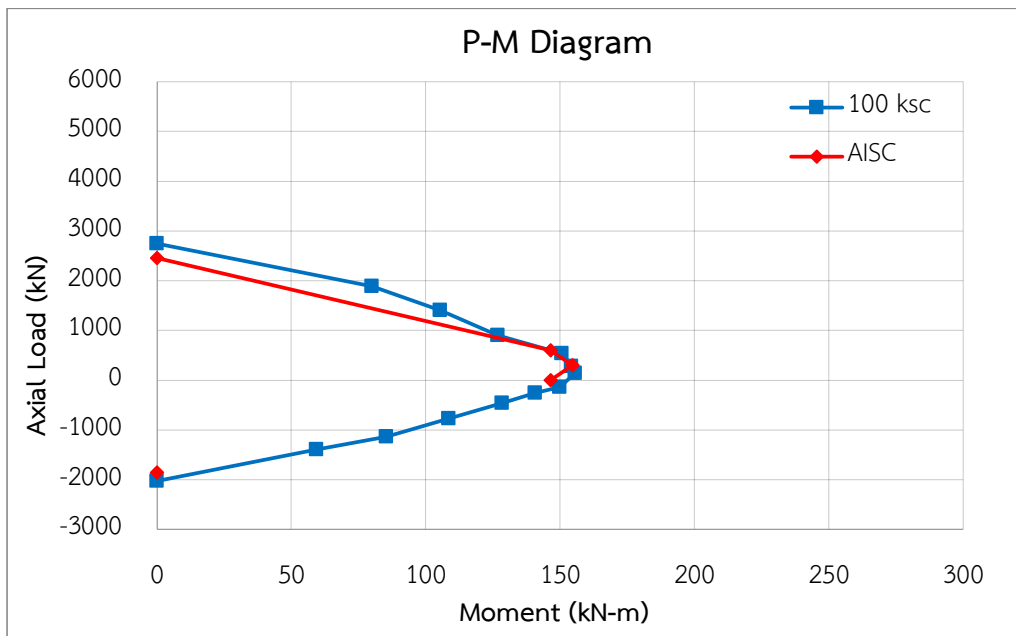
ผลกระทบอีกประการของกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่มีต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลัง คือ เส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ในบริเวณกำลังรับแรงอัดร่วมกับแรงดัดของเสาในช่วงที่แรงอัดมีค่าน้อย

แต่โมเมนต์มีค่ามาก เส้นจะมีลักษณะที่ต่างกันไปตามกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต ถ้ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตมีค่าน้อย บริเวณนี้จะไม่มีส่วนแรงดึงควบคุม (tension control) แต่จะมีช่วงแรงดึงควบคุมเมื่อกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้น ดังภาพที่ 6.22 ในส่วนที่วงกลม

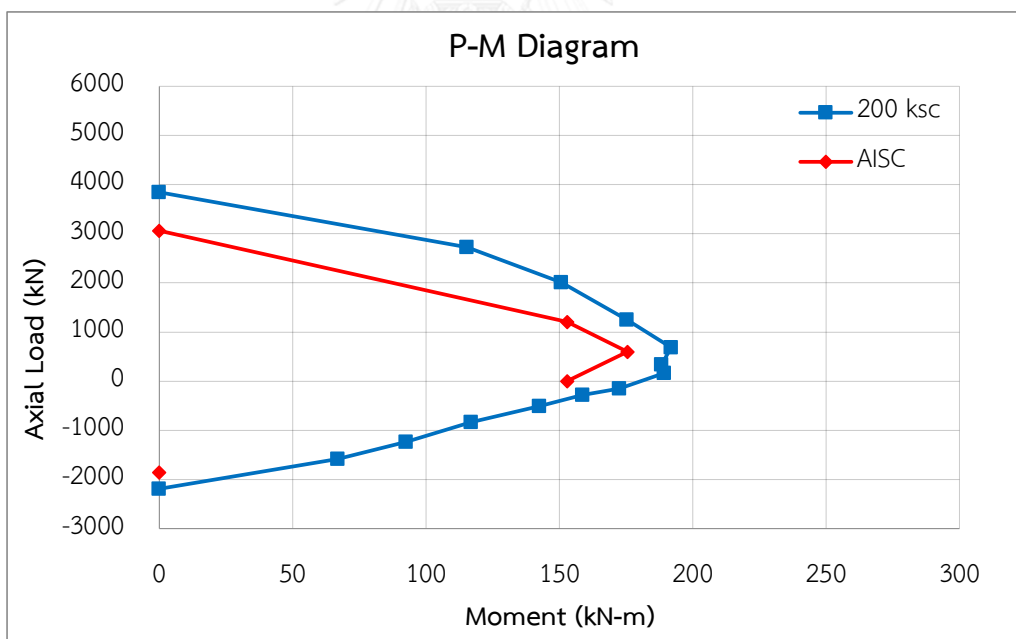


ภาพที่ 6.22 ผลกระทบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาในช่วงกำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงอัดร่วมกับแรงดัด

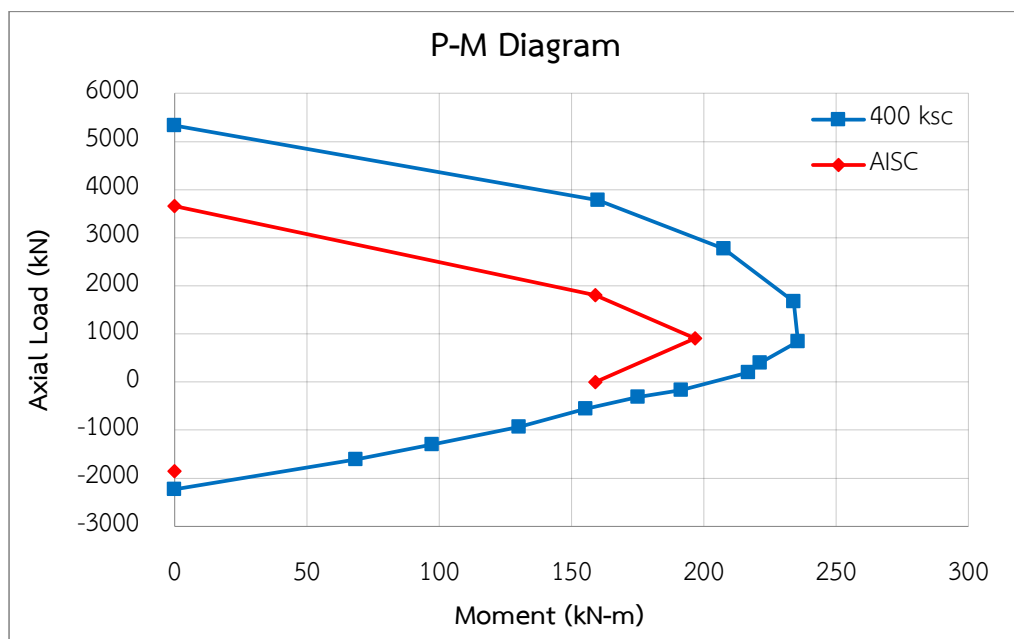
การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์เส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังจากแบบจำลองที่กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตต่างๆกับการออกแบบตามข้อกำหนด AISC พบว่า ที่กำลังรับแรงอัดคอนกรีตมีค่าน้อย การคำนวณตามข้อกำหนดอาจจะไม่ปลอดภัย อย่างไรก็ตามข้อกำหนด AISC ได้มีการควบคุมกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตน้อยที่สุดไว้ที่ 210 กก./ชม.² จากผลการวิเคราะห์พบว่าการคำนวณตามข้อกำหนดปลอดภัยในช่วงดังกล่าว หากคอนกรีตมีกำลังรับแรงอัดประลัยสูงขึ้นความปลอดภัยในการใช้ (conservative) ข้อกำหนด AISC ในการออกแบบก็จะสูงขึ้น ดังภาพที่ 6.23 ถึง 6.25



ภาพที่ 6.23 การเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC 360-10 ที่กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต 100 กก./ซม.²



ภาพที่ 6.24 การเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC 360-10 ที่กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต 200 กก./ซม.²



ภาพที่ 6.25 การเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC 360-10 ที่กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต 400 กก./ซม.²

6.4.2 ผลกระทบกำลังครากของเหล็กรูปพรรณ

เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ใช้เป็นตัวอย่างในการศึกษาผลกระทบของตัวแปรรูปแบบกำลังครากของเหล็กรูปพรรณต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังเลือกใช้เสาเหมือนกับการวิเคราะห์ผลกระทบตัวแปรรูปแบบกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต โดยเสามีขนาดหน้าตัดและคุณสมบัติวัสดุแสดงดังตารางที่ 6.12 ถึง 6.14 กำลังครากของเหล็กรูปพรรณที่ศึกษาอยู่ในช่วง 1000-4000 กก./ซม.²

ตารางที่ 6.12 ขนาดหน้าตัด ความสูงของเสาและเหล็กรูปพรรณ

หน้าตัด	ขนาดหน้าตัด		สูง (มม.)	เหล็กรูปพรรณ	
	กว้าง x ยาว (มม.)			รูปทรง	ขนาดหน้าตัด (มม.)
E4-E6	280 x 280		1,200	H-Shape	150 x 150 x 7 x 10

ตารางที่ 6.13 คุณสมบัติเหล็กเสริมทางยาวและเหล็กเสริมปลอก

หน้าตัด	เหล็กเสริมทางยาว		เหล็กเสริมปลอก	
	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มม.)	จำนวน	เส้นผ่านศูนย์กลาง (มม.)	ระยะห่าง (มม.)
E4-E6	15.9	12	8	75

ตารางที่ 6.14 คุณสมบัติวัสดุคอนกรีต เหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม

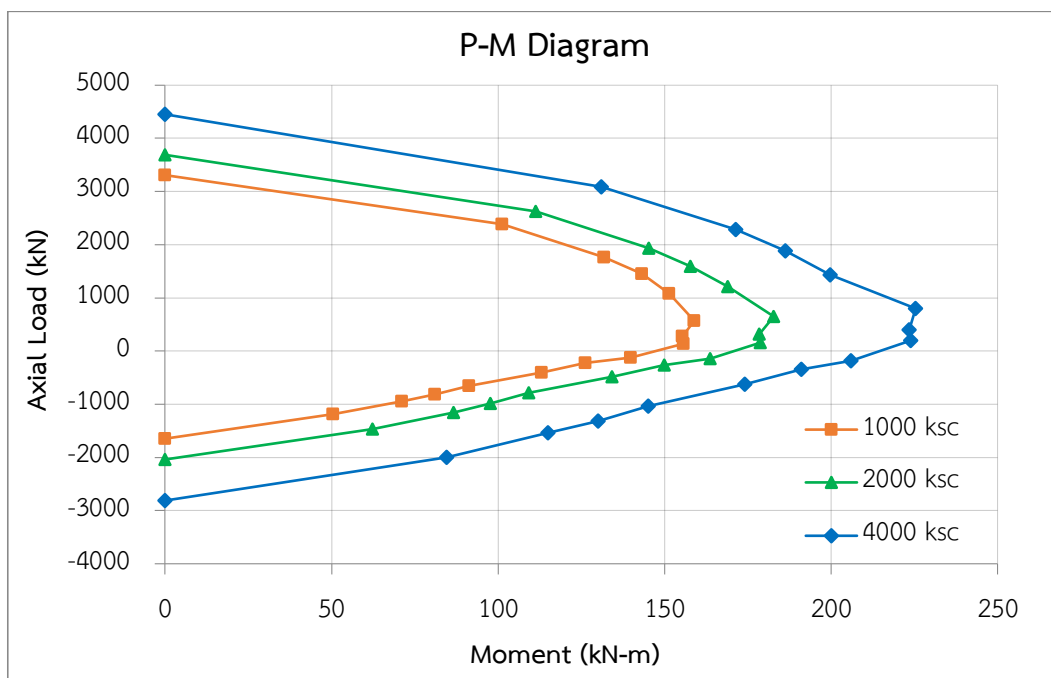
หน้าตัด	กำลังรับแรงอัดสูงสุด ของคอนกรีต		กำลังคราก ของเหล็กรูปพรรณ		กำลังคราก ของเหล็กเสริมกำลัง	
	(ksc)	(MPa)	(ksc)	(MPa)	(ksc)	(MPa)
E4	200**	19.6	1000	98	4000	392
E5	200**	19.6	2000	196	4000	392
E6	200**	19.6	4000	392	4000	392

* กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทดสอบทรงลูกบาศก์

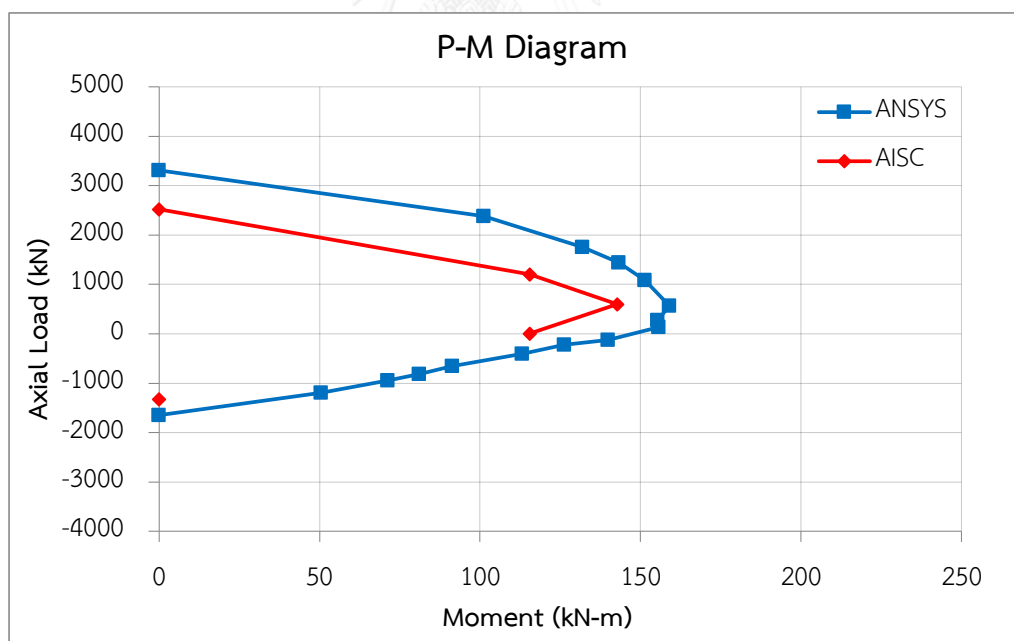
** กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก

การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์พบว่ากำลังครากของเหล็กรูปพรรณมีผลกระทบต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลัง โดยผลกระทบต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตมีค่าเท่าๆ กัน ทั้งในช่วงกำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงอัดร่วมกับโมเมนต์ กำลังรับแรงดึงร่วมกับโมเมนต์และกำลังรับแรงดึงของเสา ดังภาพที่ 6.26 และกำลังครากของเหล็กรูปพรรณไม่มีผลต่อลักษณะรูปร่างของเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลัง

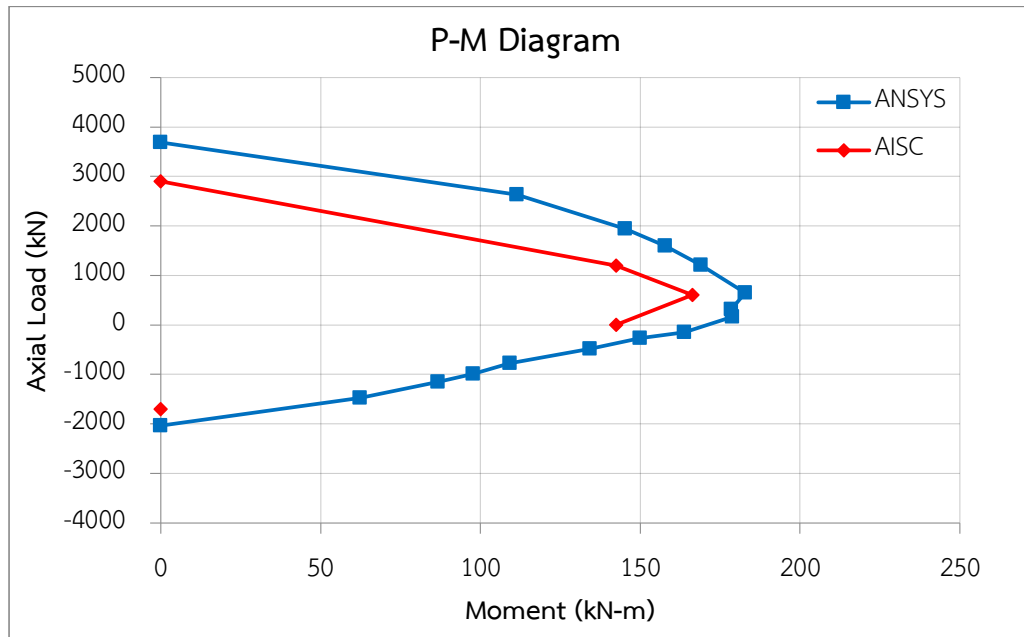
การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์เส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังจากแบบจำลองที่กำลังครากเหล็กรูปพรรณต่างๆ กับการออกแบบตามข้อกำหนด AISC 360-10 พบว่าการคำนวณตามข้อกำหนดมีความปลอดภัย (conservative) น้อยลงเมื่อกำลังครากของเหล็กรูปพรรณเพิ่มขึ้น ซึ่งข้อกำหนด AISC มีขอบเขตการควบคุมกำลังครากของเหล็กสูงสุดเท่ากับ 5,250 กก./ซม.² ดังภาพที่ 6.27 ถึง 6.29



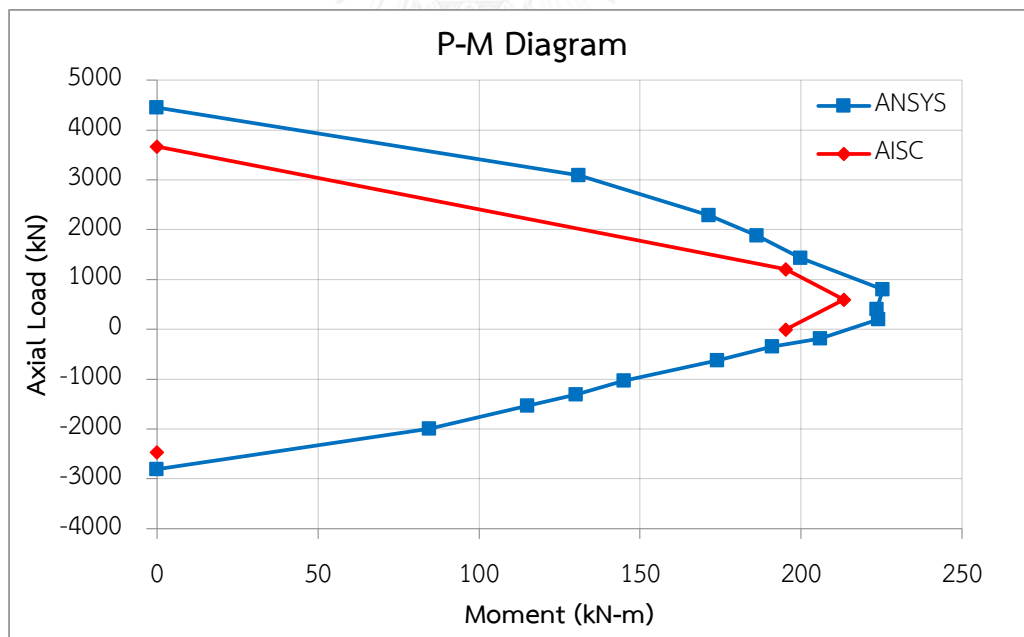
ภาพที่ 6.26 ผลกระทบกำลังครากของเหล็กรูปพรรณต่อเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์



ภาพที่ 6.27 การเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC 360-10 ที่กำลังครากของเหล็กรูปพรรณ 1000 กก./ซม.²



ภาพที่ 6.28 การเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC 360-10 ที่กำลังครากของเหล็กgrupพรรณ 2000 กก./ซม.²



ภาพที่ 6.29 การเปรียบเทียบเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC 360-10 ที่กำลังครากของเหล็กgrupพรรณ 4000 กก./ซม.²

บทที่ 7

สรุป

7.1 สรุปผลการวิจัย

จากการศึกษาได้พัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงกระทำตรงศูนย์และเยื้องศูนย์ โดยแบบจำลองที่สร้างขึ้นสามารถพิจารณาผลกระทบจากการโอบรัดตัวของคอนกรีตภายในเสาได้อย่างเหมาะสมโดยไม่สมมุติพฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตในแบบจำลอง และจากการนำแบบจำลองไปสร้างเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต และศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่างๆ ต่อพฤติกรรมกำลังรับแรงของเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตมีผลสรุป ดังนี้

1. ความกว้างแผ่นปีกเหล็กรูปพรรณมีผลกระทบโดยตรงต่อกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตและมีผลกระทบต่อบริเวณพื้นที่การโอบรัดตัวสูงของคอนกรีตในเสารับแรงอัดตรงศูนย์
2. ระยะห่างเหล็กเสริมปลอกมีผลกระทบโดยตรงต่อกำลังภายในหลังจากำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตแต่ไม่มีผลกระทบต่อกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสารับแรงอัดตรงศูนย์
3. กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตมีผลกระทบโดยตรงต่อเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตในช่วงกำลังรับแรงอัด แต่มีกระทบน้อยต่อเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาในช่วงกำลังรับแรงดึง และกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตมีผลกระทบต่อลักษณะรูปร่างเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาในช่วงกำลังรับแรงอัด โดยพบว่าที่กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตมีค่าต่ำ เส้นปฏิสัมพันธ์กำลังจะไม่มีช่วงแรงดึงควบคุม (tension control)
4. กำลังครากของเหล็กรูปพรรณมีผลกระทบโดยตรงต่อเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทั้งในช่วงกำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดึง แต่ไม่มีผลกระทบต่อลักษณะรูปร่างเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังของเสา
5. การเปรียบเทียบเส้นปฏิสัมพันธ์กำลังจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์กับข้อกำหนด AISC 360-10 พบว่าข้อกำหนด AISC 360-10 มีความปลอดภัยในการนำไปใช้ออกแบบเสาเหล็ก

หุ้มด้วยคอนกรีต แต่มีความปลอดภัยน้อยลงเมื่อใช้วัสดุคอนกรีตที่มีคุณสมบัติกำลังรับแรงอัดประลัยต่ำและเหล็กรูปพรรณที่มีคุณสมบัติกำลังครากสูง

7.2 ข้อเสนอแนะ

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติสามารถทำนายพฤติกรรมของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตรับแรงอัดตรงศูนย์และเยื้องศูนย์ได้โดยไม่ต้องสมมติพฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตในรูปแบบจำลองทำให้มีความยืดหยุ่นในการนำไปประยุกต์ใช้ในการศึกษาอื่นๆต่อไป ดังนี้

1. นำไปประยุกต์ใช้ศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบอื่นๆต่อพฤติกรรมกำลังรับแรงอัดและแรงดัดร่วมกันของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต อาทิเช่น ตัวแปรออกแบบหน้าตัดเหล็กรูปพรรณและตัวแปรออกแบบกำลังครากของเหล็กเสริม เป็นต้น
2. นำไปประยุกต์ใช้ศึกษาพฤติกรรมกำลังของเสาวัสดุผสมรูปแบบอื่นๆ อาทิเช่น เสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีต เป็นต้น

รายการอ้างอิง

1. S.A. Mirza, B.W. Skrabek, *Reliability of short composite beam-column strength interaction*. Journal of Structural Engineering, 1991. **117**(8): p. 2320-2339.
2. S.A. Mirza, B.W. Skrabek, *Statistical analysis of slender composite beam-column strength*. Journal of Structural Engineering, 1992. **118**(5): p. 1312-1331.
3. C.C. Chen, N.J. Lin, *Analytical model for predicting axial capacity and behavior of concrete encased steel composite stub columns*. Journal of Constructional Steel Research, 2006. **62**(5): p. 424-433.
4. V.S. Ky, S. Tangaramvong, T. Thepchatri, *Inelastic analysis for the post-collapse behavior of concrete encased steel composite columns under axial compression*. Steel & Composite Structures, 2016.
5. E. Ellobody, B. Young, *Numerical simulation of concrete encased steel composite columns*. Journal of Constructional Steel Research, 2011. **67**(2): p. 211-222.
6. E. Ellobody, B. Young, D. Lam, *Eccentrically loaded concrete encased steel composite columns*. Thin-Walled Structures, 2011. **49**(1): p. 53-65.
7. วรจักร จันทน์แว่น, อิทธิพลของการจัดเรียงเหล็กรูปพรรณต่อความต้านทานของเสาเชิงประกอบ, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์. 2011, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
8. L.H. Han, Y.F. An, *Performance of concrete-encased CFST stub columns under axial compression*. Journal of Constructional Steel Research, 2014. **93**: p. 62-76.
9. Y.F. An, L.H. Han, *Behaviour of concrete-encased CFST columns under combined compression and bending*. Journal of Constructional Steel Research, 2014. **101**: p. 314-330.

10. T. Tavio, A. Tata, *Predicting nonlinear behavior and stress-strain relationship of rectangular confined reinforced concrete columns with ANSYS*. Civil Engineering Dimension, 2009. **11**(1): p. 23-31.
11. I.S.I. Harba, *Non linear finite element analysis of confined HSC*. Journal of Engineering and Development, 2012. **16**(3).
12. C.C. Chen, S.C. Yeh, *Ultimate strength of concrete encased steel composite columns*. in Proceedings of the third national conference on structural engineering. 1996.
13. M. Abbas, A. Shahari, *Behaviour of lightweight aggregate concrete-encased composite columns*. Steel & Composite Structures, 2003. **3**(2): p. 97-110.
14. R. Park, T. Paulay, *Reinforced concrete structures*. 1975: A Wiley-Interscience.
15. J.B. Mander, M.J. Priestley, R. Park, *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering, 1988. **114**(8): p. 1804-1826.
16. M. Samaan, A. Mirmiran, M. Shahawy, *Model of concrete confined by fiber composites*. Journal of Structural Engineering, 1998. **124**(9): p. 1025-1031.
17. ทักษิณ เทพชาตรี, อัครวัชร เล่นวารี่, พฤติกรรมและการออกแบบโครงสร้างเหล็ก, ed. 3. 2555: สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
18. American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, in ANSI/AISC 360-10. 2010: Chicago, Ill.
19. British Standard, Eurocode 2: Design of concrete structures in EN1992-1-1:2004. 2004: UK.
20. British Standard, Eurocode 3: Design of steel structures, in EN1993-1-1:2005. 2005: UK.

21. British Standard, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, in EN1994-1-1:2004. 2004: UK.
22. ANSYS, *ANSYS User's Manual*. ANSYS 15.0. 2014, Canonsburg, Pennsylvania: ANSYS, Inc.
23. K.J. William, E.P. Warnke, *Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete*. 1974.





ภาคผนวก

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายวรการ อนันตเสนา เกิดวันที่ 29 ตุลาคม พ.ศ.2534 ที่โรงพยาบาลพระมงกุฎเกล้า กรุงเทพฯ เป็นบุตรของนายวรศิลป์ อนันตเสนา และนางกัลยา อนันตเสนา สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาบัณฑิต หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2556 และเข้ารับการศึกษต่อในระดับปริญญาโท สาขาโครงสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ตั้งแต่ปีการศึกษา 2557 จนถึงปัจจุบัน

