

การวิเคราะห์พฤติกรรมรับแรงอัดของเสาวัสดุผสมเหล็กหน้าตัดรูปตัวเอชหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2561

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Analysis of compression behavior of partially concrete-encased H-  
shaped steel composite columns



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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2018

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การวิเคราะห์พฤติกรรมรับแรงอัดของเสาวัสดุผสมเหล็ก
	หน้าตัดรูปตัวเอชหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน
โดย	นายปภาณ บางประสิทธิ์
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	รองศาสตราจารย์ ดร.อัศววัชร เล่นวารี

---

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่ง  
ของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

.....	คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)	
คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์	
.....	ประธานกรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาติรี)	
.....	อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(รองศาสตราจารย์ ดร.อัศววัชร เล่นวารี)	
.....	กรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร.ธีรพงศ์ แสนจันทร์ดีไชย)	
.....	กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อภิชาติ อึ้งกุล)	

ปกาน บางประสิทธิ์ : การวิเคราะห์พฤติกรรมรับแรงอัดของเสาวัสดุผสมเหล็กหน้าตัด  
รูปตัวเอชหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน. (

Analysis of compression behavior of partially concrete-encased H-  
shaped steel composite columns) อ.ที่ปรึกษาหลัก : รศ. ดร.อัศววัชร เล่นวาริ

วิทยานิพนธ์นี้นำเสนองานวิจัยการศึกษาพฤติกรรมรับแรงอัดของเสาวัสดุผสมเหล็ก  
หุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน (PCES) โดยพฤติกรรมรับแรงอัดของเสา PCES ประกอบไปด้วย  
ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดกับหน่วยการหดตัวตามแนวแกน กำลังรับแรงอัด และรูปแบบการวิบัติ  
งานวิจัยนี้เริ่มต้นจากการทดสอบเสา PCES หน้าตัดเหล็กรูปตัวเอชจำนวน 12 ตัวอย่างภายใต้  
แรงอัดกระทำต่อเนื่องตรงศูนย์กลาง มีตัวแปรในการทดสอบได้แก่ การเปรียบเทียบพฤติกรรมรับแรงอัด  
ของเสา PCES ที่ใช้เหล็กที่ร้อนกับเสา PCES ที่ใช้เหล็กเชื่อมประกอบ รวมถึงศึกษาผลของ  
การเสริมเหล็กเส้นภายในเสาและผลของขนาดหน้าตัดเสาต่อพฤติกรรมรับแรงอัดของเสา จากนั้น  
ศึกษาผลกระทบกระทำต่อกันระหว่างเหล็กรูปพรรณและคอนกรีตเพื่อใช้หาค่าแรงดันโอบรัดที่  
กระทำต่อคอนกรีต และนำเสนอแบบจำลองการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดกับหน่วย  
การหดตัวตามแนวแกนของคอนกรีตที่พิจารณาผลการโอบรัดที่เหล็กรูปพรรณกระทำต่อคอนกรีต  
เพื่อทำนายกำลังรับแรงอัดของเสา PCES หน้าตัดเหล็กรูปตัวเอช และหน้าตัดเหล็กรูปกากบาท  
จากการเปรียบเทียบผลจากแบบจำลองกับผลการทดสอบ พบว่า แบบจำลองสามารถทำนายค่า  
กำลังรับแรงอัดได้แม่นยำกับผลการทดสอบมากกว่าค่าจากสมการออกแบบตามข้อกำหนด  
AISC360-16 ที่ไม่ได้พิจารณาแฟกเตอร์ความปลอดภัย สุดท้ายทำการศึกษาผลกระทบของตัวแปร  
ออกแบบต่อพฤติกรรมรับแรงอัดของเสา PCES เหล็กรูปตัวเอชโดยใช้แบบจำลองที่เสนอ พบว่า  
1.) กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดจะมีค่าสูงขึ้นเมื่อ ความชะลุดของปีกเหล็กและ  
กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่าต่ำลง ในขณะที่กำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็กมีค่าสูงขึ้น และ  
2.) กำลังรับแรงอัดของเอวเหล็กจะมีค่าต่ำลงเมื่อ ความชะลุดของปีกเหล็กมีค่าต่ำลง และความ  
ชะลุดของเอวเหล็กมีค่าสูงขึ้น

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2561

ลายมือชื่อนิสิต .....

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก .....

# # 5970237121 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORD: analytical model / concrete-encased / composite column / confined concrete / axial compressive capacity

Papan Bangprasit : Analysis of compression behavior of partially concrete-encased H-shaped steel composite columns. Advisor: Assoc. Prof. Akhrawat Lenwari, Ph.D.

This research investigates the compressive behavior of partially concrete-encased steel (PCES) composite stub columns including load-strain relationship, compressive strength, and failure mode. Firstly, twelve PCES H-shaped steel columns are tested with the concentric load. The test variables are the comparison between PCES with hot-roll steel columns and welded steel columns, the effect of bar reinforcement, and the effect of PCES dimensions on compressive behavior. Secondly, this research emphasizes on the interactive mechanism of structural steel and concrete to find lateral confinement and proposes the load-strain analytical model for confined concrete to predict compressive strength of PCES H-shaped columns and cross shaped columns. From the comparison of proposed analytical models with test results, it is found that the analytical models are able to predict the compressive strength more accurately than the design equation from AISC360-16. Finally, the research studies the effect of variables on compressive behavior of PCES H-shaped columns by utilizing the proposed model. The results show that 1.) the compressive strength of confined concrete improves when both slenderness ratio of steel flange and concrete compressive strength decrease, while yield strength of steel increases, and 2.) compressive strength of steel web decreases when slenderness ratio of steel flange decreases and slenderness of web steel increases.

Field of Study: Civil Engineering

Student's Signature .....

Academic Year: 2018

Advisor's Signature .....

## กิตติกรรมประกาศ

ข้าพเจ้า นายปภาณ บางประสิทธิ์ ขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.อัครวัชร เล่นวารี อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ได้สละเวลาอันมีค่ามาให้คำปรึกษา ให้ความรู้และคำแนะนำต่าง ๆ ในการทำวิทยานิพนธ์นี้ จนทำให้ข้าพเจ้าสามารถจัดทำวิทยานิพนธ์นี้จนสำเร็จไปได้ด้วยดี

ขอขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาติรี ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ศาสตราจารย์ ดร.ธีรพงศ์ แสนจันทร์ฉวีไชย กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อภินันต์ อชกุล กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย ที่ให้คำแนะนำที่ดีในการปรับปรุงวิทยานิพนธ์ให้มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น

ขอขอบพระคุณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา และ บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย สำหรับการสนับสนุนทุนวิศวกรรมโยธา 100 ปี และ ทุน 90 ปี จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ตามลำดับ

สุดท้ายนี้ข้าพเจ้าขอขอบคุณนายประสาน บางประสิทธิ์ และนางสุภา บางประสิทธิ์ ผู้เป็นบิดา และมารดาของข้าพเจ้าที่สั่งสอนและให้กำลังใจข้าพเจ้าตลอดมา

ปภาณ บางประสิทธิ์

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ค
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ง
กิตติกรรมประกาศ.....	จ
สารบัญ.....	ฉ
สารบัญตาราง.....	ณ
สารบัญรูปภาพ.....	ญ
รายการสัญลักษณ์.....	ด
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของงานวิจัย.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	3
1.3 ขอบเขตงานวิจัย.....	4
1.4 แนวทางการดำเนินงานวิจัย.....	4
บทที่ 2 การทบทวนงานวิจัย.....	5
2.1 การศึกษาพฤติกรรมรับแรงอัดของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัดในเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	5
2.2 การทดสอบและแบบจำลองการวิเคราะห์ของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต (CES).....	24
บทที่ 3 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	72
3.1 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและหน่วยการหดตัวของคอนกรีต.....	73
3.2 แรงดันโอบรัดด้านข้างประสิทธิผลที่กระทำต่อคอนกรีต.....	75
3.3 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและหน่วยการหดตัวของเหล็กแกน.....	78
3.4 แบบจำลองกำลังรับแรงอัดของเสา PCES.....	81

3.5 การออกแบบเสาวัสดุผสมตามข้อกำหนด AISC 360-16 .....	82
3.6 การออกแบบเสาวัสดุผสมตามมาตรฐาน Eurocode 4 .....	86
บทที่ 4 รายละเอียดการทดสอบ .....	94
4.1 คุณสมบัติของวัสดุ.....	94
4.1.1 คุณสมบัติของคอนกรีต .....	94
4.1.2 คุณสมบัติของเหล็ก.....	96
4.2 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ PCES.....	97
4.3 การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด และขั้นตอนการทดสอบ .....	101
บทที่ 5 วิเคราะห์ผลการทดสอบ .....	106
5.1 เสาเหล็กเชื่อมประกอบรูปตัวเอช .....	106
5.1.1 รูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ .....	106
5.1.2 ผลการทดสอบของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ .....	107
5.2 เสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน (PCES).....	109
5.2.1 รูปแบบการวิบัติของเสา PCES .....	110
5.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหัดตัวตามแนวแกน .....	111
5.2.3 การวิเคราะห์ผลการทดสอบ .....	114
บทที่ 6 การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง .....	119
6.1 มาตรฐานความเครียดในแนวขวาง .....	119
6.2 การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองทำนายพฤติกรรมรับแรงอัดของเสา PCES ที่ใช้เหล็กรูปตัวเอช.....	121
6.3 การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองทำนายพฤติกรรมรับแรงอัดของเสา PCES ที่ใช้เหล็กรูปกากบาท .....	129
6.4 การศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่อพฤติกรรมรับแรงอัดของเสา PCES ที่ใช้เหล็กรูปตัวเอช.....	135
บทที่ 7 บทสรุป .....	141





## สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1 การเปรียบเทียบระหว่างผลการทดสอบและค่าในทางทฤษฎีของเสากลมที่เสริมเหล็ก ปลอกรูปแบบเกลียว [7].....	21
ตารางที่ 2.2 ค่าแรงกระทำที่ทำให้เสาเกิดการวิบัติคำนวณจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ [14] ....	30
ตารางที่ 2.3 การเปรียบเทียบแรงกระทำที่เสาวิบัติจากแบบจำลองและผลลัพธ์จากการทดสอบในอดีต [14].....	30
ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติและขนาดของเสาจากงานวิจัยในอดีตที่นำมาสร้างแบบจำลอง [3] .....	35
ตารางที่ 2.5 คุณสมบัติวัสดุที่ใช้ในแบบจำลอง [3].....	36
ตารางที่ 2.6 ขนาดของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตและสมบัติของวัสดุ [16] .....	40
ตารางที่ 2.7 คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ [17] .....	42
ตารางที่ 2.8 ผลลัพธ์จากแบบจำลองและผลลัพธ์ทางทฤษฎี [17].....	44
ตารางที่ 2.9 ผลลัพธ์จากแบบจำลองที่พิจารณาผลของความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิต [17] .....	45
ตารางที่ 2.10 อัตราส่วนการไอบรัดของเสา PCES [17] .....	46
ตารางที่ 2.11 ตารางเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดที่ได้จากการวิเคราะห์เทียบกับผลทดสอบ [19]....	51
ตารางที่ 2.12 คุณสมบัติวัสดุของเสา PCES [21].....	55
ตารางที่ 2.13 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงตามแนวแกนระหว่างค่าที่ได้จากการทดสอบและค่าที่ ได้จากแบบจำลองการวิเคราะห์ [21].....	57
ตารางที่ 2.14 ค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสาที่ได้จากการวิเคราะห์ตัวแปรเสริม [21].....	59
ตารางที่ 2.15 ขนาดและคุณสมบัติวัสดุของเสา PCES [1].....	67
ตารางที่ 2.16 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัดที่ได้จากการทดสอบกับที่ได้จากแบบจำลองของเสา PCES [1].....	67
ตารางที่ 2.17 ขนาดและคุณสมบัติของของเสา FCES [1] .....	69
ตารางที่ 2.18 พารามิเตอร์ในการพัฒนาแบบจำลองการวิเคราะห์ของเสา FCES [1].....	69

ตารางที่ 2.19 การเปรียบเทียบผลการทดสอบและผลลัพธ์จากแบบจำลองของเสา FCES [1] .....	71
ตารางที่ 3.1 ค่าอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนบางในหน้าตัดเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีต [24].....	83
ตารางที่ 3.2 ขอบเขตความชะลูดของหน้าตัดประเภทต่าง ๆ [4].....	87
ตารางที่ 3.3 ความไม่สมบูรณ์ทางรูปทรงเรขาคณิตที่ยอมรับได้ของหน้าตัดแต่ละแบบ [4].....	89
ตารางที่ 3.4 สมบัติของเหล็กยี่น [25].....	91
ตารางที่ 3.5 หน่วยแรงอัดและการเสีรูของคอนกรีตแต่ละเกรด [25] .....	93
ตารางที่ 4.1 ปริมาณของส่วนผสมสำหรับคอนกรีต 1 ลบ.ม. ....	96
ตารางที่ 4.2 กำลังรับแรงอัดและรายละเอียดของคอนกรีต.....	96
ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของแผ่นเหล็กและเหล็กเส้น .....	97
ตารางที่ 4.4 ข้อมูลการเชื่อมเหล็ก.....	98
ตารางที่ 4.5 รายละเอียดและคุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ.....	99
ตารางที่ 4.6 การตั้งชื่อมาตรฐานวัดความเครียด .....	103
ตารางที่ 5.1 คุณสมบัติของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ .....	109
ตารางที่ 5.2 อัตราการเพิ่มของแรงอัด (loading rate) ของตัวอย่างทดสอบ.....	109
ตารางที่ 5.3 ผลการทดสอบตัวอย่างทดสอบ PCES.....	115
ตารางที่ 6.1 หน่วยแรงอัดในแนวแกนและแนวขวาง ณ ขอบด้านในของปีกเหล็ก .....	121
ตารางที่ 6.2 รายละเอียดและคุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ PCES เหล็กgrupตัวเอช.....	122
ตารางที่ 6.3 ข้อมูลที่ใช้ในแบบจำลองสำหรับตัวอย่างทดสอบ PCES เหล็กgrupตัวเอช .....	123
ตารางที่ 6.4 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดของตัวอย่างทดสอบ PCES เหล็กgrupตัวเอช.....	125
ตารางที่ 6.5 รายละเอียดและคุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ PCES ที่ใช้เหล็กgrupกากบาท [1].....	130
ตารางที่ 6.6 (ก) ข้อมูลที่ใช้ในแบบจำลองสำหรับตัวอย่างทดสอบ PCES ที่ใช้เหล็กgrupกากบาท [1] .....	131
ตารางที่ 6.7 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดของตัวอย่างทดสอบ PCES เหล็กgrupกากบาท .....	134

ตารางที่ 6.8 ผลกระทบเนื่องจากการกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต .....	136
ตารางที่ 6.9 ผลกระทบเนื่องจากการกำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็ก.....	137
ตารางที่ 6.10 ผลกระทบเนื่องจากการชะลุดของปีกเหล็ก .....	138
ตารางที่ 6.11 ผลกระทบเนื่องจากการชะลุดของเอวเหล็ก.....	140



## สารบัญรูปภาพ

	หน้า
ภาพที่ 1.1 หน้าของเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีต [4].....	2
ภาพที่ 1.2 หน้าตัดของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วน [4].....	3
ภาพที่ 1.3 หน้าตัดของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน [4] .....	3
ภาพที่ 2.1 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตภายใต้แรงอัดทางเดียว [5].....	5
ภาพที่ 2.2 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตรับแรงทางเดียว [5].....	6
ภาพที่ 2.3 หน่วยการหดตัวของคอนกรีตเนื่องจากแรงอัดทิศทางเดียว [5] .....	7
ภาพที่ 2.4 หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตทดสอบด้วยการจำกัดการขยายตัวด้านข้างของคอนกรีต [5] .....	7
ภาพที่ 2.5 การโอบรัดตัวของคอนกรีตเนื่องจากเหล็กปลอกห้วงรูปสี่เหลี่ยมและเหล็กปลอกเกลียวรูปวงกลม [5].....	8
ภาพที่ 2.6 ขอบเขตการโอบรัดตัวของคอนกรีตตามแนวแกนเนื่องจากผลของระยะห่างเหล็กปลอกห้วง[5].....	9
ภาพที่ 2.7 แผนภาพอิสระระหว่างคอนกรีตและเหล็กปลอกรูปเกลียววงกลม [5] .....	10
ภาพที่ 2.8 เส้นโค้งระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่รับการโอบรัดจากเหล็กปลอกห้วงสี่เหลี่ยม [5].....	10
ภาพที่ 2.9 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่รับการโอบรัดโดยเหล็กปลอกและรับแรงอัดกระทำตามแนวแกน [6].....	12
ภาพที่ 2.10 พื้นที่คอนกรีตที่ได้รับแรงดันโอบรัดอย่างเต็มประสิทธิภาพ (เหล็กปลอกวงกลม) [6] .....	13
ภาพที่ 2.11 พื้นที่คอนกรีตที่ได้รับแรงดันโอบรัดอย่างเต็มประสิทธิภาพ (เหล็กปลอกสี่เหลี่ยม) [6]....	13
ภาพที่ 2.12 กราฟที่ใช้หาค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัด ( $f'_{cc}$ ) ของเหล็กปลอกสี่เหลี่ยม [6].....	17
ภาพที่ 2.13 ภาพการทดสอบเสาที่มีปริมาณของเหล็กปลอกน้อยที่สุด ( $\rho_s = 0.006$ ) [7].....	18

ภาพที่ 2.14 ภาพการทดสอบเสาที่มีปริมาณเหล็กเสริมค่อนข้างสูง ( $\rho_s = 0.020$ ) [7].....	18
ภาพที่ 2.15 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดตามแนวแกนกับหน่วยการหดตัวตามแนวแกนที่ได้จากการทดสอบ [7] .....	19
ภาพที่ 2.16 การเปรียบเทียบกราฟหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวที่ได้จากผลการทดสอบและค่าในทางทฤษฎีของเสากลมที่เสริมเหล็กปลอกชนิดเกลียว [7] .....	22
ภาพที่ 2.17 กราฟหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของเสาที่มีอายุต่างกัน [7] .....	23
ภาพที่ 2.18 หน้าตัดของเสา PCES ที่ใช้แผ่นเหล็กบางในการประกอปกันเป็นหน้าตัด [11].....	25
ภาพที่ 2.19 แบบจำลองโครงสร้างสำหรับองค์ประกอบภายในเสา [14].....	29
ภาพที่ 2.20 แรงกระทำแบบพื้นผิวแรงดันที่บริเวณด้านบนของเสา [14].....	29
ภาพที่ 2.21 ขอบเขตของคอนกรีตในเสาเส้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต[3] .....	31
ภาพที่ 2.22 ตัวประกอบคอนกรีตรับการโอบรัดบางส่วนเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [3] .....	32
ภาพที่ 2.23 ตัวประกอบคอนกรีตรับการโอบรัดสูงในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [3] .....	32
ภาพที่ 2.24 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีตในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่เหล็กรูปพรรณรูปตัวเอช [3].....	33
ภาพที่ 2.25 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีตในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่เหล็กรูปพรรณรูปกากบาท [3].....	33
ภาพที่ 2.26 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของเหล็กยื่นในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [3] .....	34
ภาพที่ 2.27 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของเหล็กรูปพรรณในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [3].....	34
ภาพที่ 2.28 คุณสมบัติเสาเส้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ทำการทดสอบ [3] .....	35
ภาพที่ 2.29 กราฟความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดของเสาต่อหน่วยการหดตัวของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง [3].....	37
ภาพที่ 2.30 กำลังเสาคอนกรีตทดสอบเทียบกับกำลังเสาที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง [3].....	37
ภาพที่ 2.31 ขั้นตอนการสร้างแบบจำลองของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [15] .....	39

ภาพที่ 2.32 หน้าตัดและรูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตประเภท Sx [16] .....	40
ภาพที่ 2.33 แบบจำลองของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตในโปรแกรม Atena 3D [16].....	41
ภาพที่ 2.34 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเปลี่ยนรูปของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตของเสาประเภท S1 [16].....	41
ภาพที่ 2.35 หน้าตัดเสา PCES [17].....	42
ภาพที่ 2.36 แบบจำลองของคอนกรีต [17].....	43
ภาพที่ 2.37 แบบจำลองการคำนวณ [17].....	43
ภาพที่ 2.38 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการเคลื่อนที่ [17].....	44
ภาพที่ 2.39 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการเคลื่อนที่ของเสา PCES โดยพิจารณาความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิต [17] .....	45
ภาพที่ 2.40 บริเวณการโอברัดของหน้าตัดเสา PCES [17].....	46
ภาพที่ 2.41 แบบจำลองไฟเบอร์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [19].....	47
ภาพที่ 2.42 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีตรับแรงดึง [19] .....	48
ภาพที่ 2.43 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับหน่วยการหดตัวของเหล็กรูปพรรณรับแรงอัดและแรงดึง [19] .....	49
ภาพที่ 2.44 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับหน่วยการหดตัวของเหล็กเสริมรับแรงอัด [19] .....	49
ภาพที่ 2.45 การพิจารณาความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิตและการโค้งเดาะที่กึ่งกลางความสูงเสา [19] .....	50
ภาพที่ 2.46 การเปรียบเทียบเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวที่ได้จากแบบจำลองและการทดสอบ [19] .....	50
ภาพที่ 2.47 เส้นโค้งความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของแต่ละวัสดุในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [19].....	52
ภาพที่ 2.48 รูปร่างแบบจำลองของเสาทั้งหมดและแผ่นเหล็กเดี่ยว [20] .....	53
ภาพที่ 2.49 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับเสาทั้งต้นและแผ่นเหล็กเดี่ยว [20] .....	53
ภาพที่ 2.50 รูปแบบการวิบัติของปีกเหล็กสำหรับเสาเหล็กและเสา PCES [20].....	54

ภาพที่ 2.51 รูปแบบการวิบัติจากการทดสอบเปรียบเทียบกับแบบจำลองสำหรับเสาทั้งต้นและแบบจำลองสำหรับแผ่นเหล็กเดี่ยว [20].....	54
ภาพที่ 2.52 รายละเอียดของเสา PCES [21].....	55
ภาพที่ 2.53 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ [21].....	56
ภาพที่ 2.54 การติดตั้งมาตรวัดความเครียดและค่าการเคลื่อนที่ตามแนวแกน [21].....	56
ภาพที่ 2.55 แบบจำลองในการวิเคราะห์สำหรับเสา PCES [21].....	57
ภาพที่ 2.56 การเปรียบเทียบเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่สำหรับเสาที่ได้จากการทดสอบและแบบจำลองการวิเคราะห์ [21] .....	57
ภาพที่ 2.57 การเปรียบเทียบเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่สำหรับเสาที่เสริมเหล็กปกติกับเสาที่เสริมตะแกรงเหล็ก [21].....	58
ภาพที่ 2.58 คุณสมบัติเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ทำการทดสอบ [1] .....	60
ภาพที่ 2.59 หน้าตัดของเสา PCES [1].....	61
ภาพที่ 2.60 แรงดันโอบรัดด้านของที่กระทำต่อ HCC [1].....	61
ภาพที่ 2.61 แรงดันโอบรัดด้านข้างบน HCC [1].....	62
ภาพที่ 2.62 สภาพการโอบรัดบน HCC [1] .....	63
ภาพที่ 2.63 แบบจำลองความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวสำหรับคอนกรีต HCC PCC และ UCC [1].....	64
ภาพที่ 2.64 แบบจำลองความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวสำหรับเหล็กหน้าตัดประกอบ [1].....	65
ภาพที่ 2.65 เส้นโค้งระหว่างแรงกระทำและการเปลี่ยนรูปสำหรับเสา PCES [1].....	68
ภาพที่ 2.66 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในแนวแกน สำหรับเสา HSRC-SP1/2 [1] .....	69
ภาพที่ 2.67 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและหน่วยการหดตัวสำหรับวัสดุแต่ละวัสดุภายในเสา FCES [1] .....	70
ภาพที่ 3.1 การแบ่งบริเวณภายในหน้าตัดเสา PCES ที่ใช้เหล็กรูปตัวเอช [3].....	72
ภาพที่ 3.2 การแบ่งขอบเขตของวัสดุภายในหน้าตัดเสา PCES เหล็กรูปกากบาท [1] .....	73

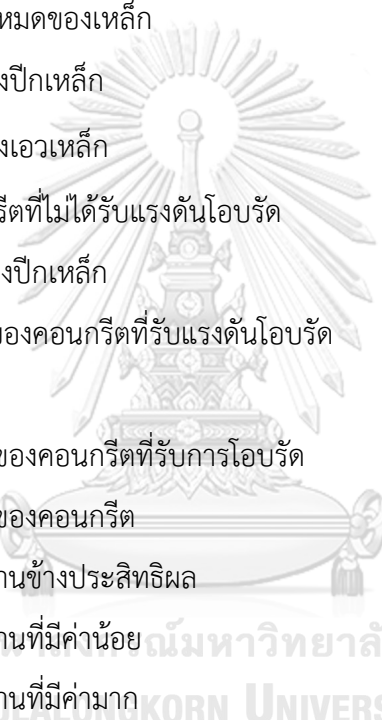


ภาพที่ 3.3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่รับการโอบรัด [6].....	75
ภาพที่ 3.4 ค่ากำลังโอบรัดเนื่องจากแรงดันโอบรัดด้านข้างรูปทรงสี่เหลี่ยม [6].....	75
ภาพที่ 3.5 (ข) แรงดันโอบรัดด้านข้างที่กระทำต่อคอนกรีต [1] .....	76
ภาพที่ 3.6 การกระจายตัวของแรงดันด้านข้างระหว่างปีกและเอวเหล็ก [1] .....	78
ภาพที่ 3.7 แบบจำลองสำหรับเหล็กแกนเชื่อมประกอบ [1].....	80
ภาพที่ 3.8 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของเหล็กยื่นในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [3] .....	80
ภาพที่ 3.9 หน้าตัดเสาวัสดุผสมประเภทต่าง ๆ [4] .....	86
ภาพที่ 3.10 ความสัมพันธ์ หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของเหล็กยื่น [25].....	91
ภาพที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตภายใต้แรงอัด [25] .	92
ภาพที่ 3.12 ความสัมพันธ์หน่วยแรงอัดและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัด [25] .....	93
ภาพที่ 4.1 การเตรียมแบบหล่อสำหรับเสาคอนกรีต และเสา PCES .....	95
ภาพที่ 4.2 การบ่มคอนกรีตโดยใช้พลาสติกหุ้มรอบตัวอย่างทดสอบ .....	95
ภาพที่ 4.3 การทดสอบกำลังรับแรงอัดประลัยของเสาคอนกรีตทรงปริซึมสี่เหลี่ยม .....	95
ภาพที่ 4.4 ขนาดของตัวอย่างทดสอบเพื่อหาค่ากำลังที่จุดครากของแผ่นเหล็ก (มิติเป็น มม.) [24]..	96
ภาพที่ 4.5 การทดสอบกำลังที่จุดครากของแผ่นเหล็กด้วยเครื่อง Instron .....	97
ภาพที่ 4.6 ขนาดของหน้าตัดเสา PCES เหล็กรูปตัวเอช (ขาเชื่อมขนาด 5 มม.ทุกตัวอย่างทดสอบ)	98
ภาพที่ 4.7 (ก) รายละเอียดของหน้าตัดเสา PCES เหล็กรูปตัวเอช (มิติเป็น มม.).....	99
ภาพที่ 4.8 ตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดของเสา PCES .....	102
ภาพที่ 4.9 ตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ.....	102
ภาพที่ 4.10 การติดตั้ง LVDT และอุปกรณ์เหล็กสี่เหลี่ยมครอบตัวอย่างทดสอบ .....	103
ภาพที่ 4.11 มาตรวัดค่าแรงอัด (load cell).....	103
ภาพที่ 4.12 เครื่องทดสอบกำลังรับแรงอัด Amsler 500 ตัน .....	104

ภาพที่ 4.13 (ข) การติดตั้งตัวอย่างทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดเสา PCES.....	105
ภาพที่ 5.1 รูปแบบการวิบัติของเสา H100X100 (Mode 1).....	106
ภาพที่ 5.2 รูปแบบการวิบัติของเสา H100X50 (Mode 2).....	106
ภาพที่ 5.3 ตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ.....	107
ภาพที่ 5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ H100X150 .....	108
ภาพที่ 5.5 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ HC100X100 (mode 1) .....	110
ภาพที่ 5.6 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ HC50X100 (mode 2) .....	110
ภาพที่ 5.7 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ HRC (D/2) (mode 3).....	111
ภาพที่ 5.8 ตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดของเสา PCES .....	111
ภาพที่ 5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยการหดตัวในแนวแกนจากมาตรวัดความเครียดที่แตกต่างกันของตัวอย่างทดสอบ HC100X100 .....	112
ภาพที่ 5.10 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ PCES.....	112
ภาพที่ 6.1 หน่วยการยึดตัวในแนวขวางที่ขอบของปีกเหล็กสำหรับตัวอย่าง HC100X100 .....	119
ภาพที่ 6.2 ตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดที่กึ่งกลางความสูงของตัวอย่างทดสอบ .....	120
ภาพที่ 6.3 การสร้างแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของเสา PCES ตัวอย่างทดสอบ HC100X100 .....	123
ภาพที่ 6.4 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X100.....	125
ภาพที่ 6.5 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ WC100X100.....	126
ภาพที่ 6.6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X50.....	126
ภาพที่ 6.7 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X80.....	126

ภาพที่ 6.8 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X150.....	127
ภาพที่ 6.9 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC50X100.....	127
ภาพที่ 6.10 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC150X100.....	127
ภาพที่ 6.11 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC96X100.....	128
ภาพที่ 6.12 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC104X100.....	128
ภาพที่ 6.13 ลักษณะของหน้าตัดเสา PCES เหล็กรูปกากบาท.....	129
ภาพที่ 6.14 รายละเอียดของหน้าตัดเสา PCES เหล็กแกน W200X52 (มิติเป็น มม.).....	135
ภาพที่ 6.15 ผลกระทบเนื่องจากการกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตต่อค่าตัวประกอบการโอบรัดและค่าตัวประกอบกำลังรับแรงอัดของเอวเหล็ก.....	136
ภาพที่ 6.16 ผลกระทบเนื่องจากการกำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็กต่อค่าตัวประกอบการโอบรัดและค่าตัวประกอบกำลังรับแรงอัดของเอวเหล็ก.....	137
ภาพที่ 6.17 รายละเอียดของหน้าตัดเสาที่ศึกษาผลกระทบของความชะลูดปีกเหล็ก (มิติเป็น มม.).....	138
ภาพที่ 6.18 ผลกระทบเนื่องจากการชะลูดของปีกเหล็กต่อค่าตัวประกอบการโอบรัดและค่าตัวประกอบกำลังรับแรงอัดของเอวเหล็ก.....	139
ภาพที่ 6.19 รายละเอียดของหน้าตัดเสาที่ศึกษาผลกระทบของความชะลูดเอวเหล็ก (มิติเป็น มม.).....	139
ภาพที่ 6.20 ผลกระทบเนื่องจากการชะลูดของเอวเหล็กต่อค่าตัวประกอบการโอบรัดและค่าตัวประกอบกำลังรับแรงอัดของเอวเหล็ก.....	140

## รายการสัญลักษณ์



$A_c$	=	พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตทั้งหมด
$A_{ch}$	=	พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตที่รับแรงดันโอบรัดสูง
$A_{ch1d}$	=	พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตที่รับแรงดันโอบรัดสูงหนึ่งทิศทาง
$A_{ch2d}$	=	พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตที่รับแรงดันโอบรัดสูงสองทิศทาง
$A_e$	=	พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตที่รับแรงดันโอบรัดประสิทธิผล
$A_s$	=	พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็ก
$A_{sf}$	=	พื้นที่หน้าตัดของปีกเหล็ก
$A_{sw}$	=	พื้นที่หน้าตัดของเอวเหล็ก
$A_{uc}$	=	พื้นที่ของคอนกรีตที่ไม่ได้รับแรงดันโอบรัด
$b$	=	ระยะคานยื่นของปีกเหล็ก
$E_c$	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่รับแรงดันโอบรัด
$E_{sec}$	=	โมดูลัสซีแคนท์
$f'_{cc}$	=	กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่รับการโอบรัด
$f'_{co}$	=	กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต
$f'_{le}$	=	แรงดันโอบรัดด้านข้างประสิทธิผล
$f'_{l1}$	=	แรงดันโอบรัดด้านที่มีค่าน้อย
$f'_{l2}$	=	แรงดันโอบรัดด้านที่มีค่ามาก
$f'_{l,s}$	=	แรงดันด้านข้างเนื่องจากปีกเหล็ก
$f'_{lu,s}$	=	แรงดันด้านข้างเฉลี่ยเนื่องจากแรงดันกระจายตัวไม่สม่ำเสมอ
$f_{st}$	=	หน่วยแรงดึงในแนวขวางที่เกิดขึ้นภายในเอวเหล็ก
$f_y$	=	หน่วยแรงที่จุดครากของเหล็ก
$f_{y,f}$	=	หน่วยแรงที่จุดครากของปีกเหล็ก
$f_{y,w}$	=	หน่วยแรงที่จุดครากของเอวเหล็ก
$h$	=	ระยะคานยื่นของเอวเหล็ก
$k_{ea}$	=	ตัวคูณลดค่าเนื่องจากสภาวะการโอบรัดที่แตกต่างกันในคอนกรีต
$k_{es}$	=	ตัวคูณลดค่าเนื่องจากการกระจายตัวไม่สม่ำเสมอของแรงดันด้านข้าง

- $K_h$  = ตัวประกอบการโอบรัดสูง  
 $K_{h1d}$  = ตัวประกอบการโอบรัดสูงหนึ่งทิศทาง  
 $K_{h2d}$  = ตัวประกอบการโอบรัดสูงสองทิศทาง  
 $K_w$  = ตัวประกอบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนเอวเหล็กที่รับหน่วยแรงดึงในแนวขวาง  
 $M_u$  = โมเมนต์บิดสูงสุดกระทำที่ขอบด้านในของปีกเหล็ก  
 $P_u$  = แรงอัดสูงสุดครั้งแรก (first peak load)  
 $P_{u,a}$  = แรงอัดสูงสุดครั้งแรกจากแบบจำลองการวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้  
 $P_{u,aisc}$  = แรงอัดสูงสุดครั้งแรกจากข้อกำหนด AISC  
 $P_{u,Chen}$  = แรงอัดสูงสุดครั้งแรกจากแบบจำลองการวิเคราะห์ของ Chen และ Wu  
 $P_{u,test}$  = แรงอัดสูงสุดครั้งแรกจากผลการทดสอบ  
 $P_{u,s}$  = แรงอัดที่ทำให้ขอบด้านในของปีกเหล็กเกิดการคราก  
 $q_u$  = แรงดันด้านข้างที่กระจายตัวเป็นเส้นโค้งพาราโบลาตลอดแนวคานยื่น  
 $R$  = รัศมีการเปลี่ยนแปลงระหว่างช่วงยืดหยุ่นและช่วงความเครียดเพิ่มขึ้น  
 $t_f$  = ความหนาของปีกเหล็ก  
 $t_w$  = ความหนาของเอวเหล็ก  
 $\mathcal{E}_c$  = หน่วยการหดตัวของคอนกรีต  
 $\mathcal{E}_{cc}$  = หน่วยการหดตัว ณ จุดที่รับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตที่รับการโอบรัด  
 $\mathcal{E}_{co}$  = หน่วยการหดตัว ณ จุดที่รับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตที่ไม่ได้รับการโอบรัด  
 $\mathcal{E}_y$  = หน่วยการหดตัว ณ จุดครากของเหล็ก  
 $\sigma_c$  = หน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัด  
 $\sigma_{ch1d}$  = หน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดหนึ่งทิศทาง  
 $\sigma_{ch2d}$  = หน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดสองทิศทาง  
 $\sigma_{sf}$  = หน่วยแรงอัดของปีกเหล็ก  
 $\sigma_{st}$  = หน่วยแรงตามแนวขวาง  
 $\sigma_{sv}$  = หน่วยแรงตามแนวแกน  
 $\sigma_{sw}$  = หน่วยแรงอัดของเอวเหล็ก  
 $\sigma_{uc}$  = หน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด  
 $\sigma_{vm}$  = หน่วยแรงสมมูล (equivalent stress) ของ von Mises

# บทที่ 1

## บทนำ

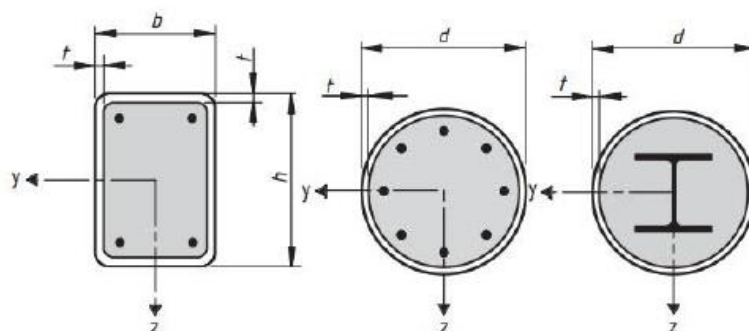
### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของงานวิจัย

เสาวัสดุผสม (composite columns) ที่ใช้เหล็กรูปพรรณร่วมกับคอนกรีตได้รับความนิยมในงานก่อสร้างมากขึ้น โดยเฉพาะในการก่อสร้างตึกสูง เพราะเสาวัสดุผสมได้รวมข้อดีของเสาเหล็กและเสาคอนกรีตเสริมเหล็กไว้ด้วยกัน ทำให้มีกำลังรับแรงสูง (strength) และมีความเหนียว (ductility) สามารถรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหวได้ดี นอกจากนี้ เสาวัสดุผสมยังมีข้อได้เปรียบอีกหลายด้าน ได้แก่ โครงสร้างที่ใช้เสาวัสดุผสมจะมีขนาดเล็กกว่าเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก เนื่องจากเหล็กรูปพรรณมีกำลังรับแรงมากกว่าคอนกรีต และเหล็กรูปพรรณทำให้คอนกรีตมีกำลังรับแรงมากขึ้นเนื่องจากผลของการโอบรัด ส่งผลให้สามารถลดต้นทุนในการก่อสร้างลงได้ นอกจากนี้คอนกรีตที่หุ้มเหล็กรูปพรรณช่วยให้เหล็กรูปพรรณเกิดการโก่งเดาะ (buckling) ได้ยากขึ้น และเสาวัสดุผสมสามารถทนทานต่ออัคคีภัยได้มากกว่าเสาเหล็กรูปพรรณธรรมดาอีกด้วย เสาวัสดุผสมแบ่งเป็น 2 รูปแบบ ได้แก่ เสาวัสดุผสมเหล็กเติมด้วยคอนกรีต (concrete-filled steel composite columns) ดังแสดงในภาพที่ 1.1 และเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต (concrete-encased steel composite columns) เสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตสามารถทนไฟได้มากกว่าเสาวัสดุผสมเหล็กเติมด้วยคอนกรีตและยังสามารถป้องกันการเกิดสนิมจากสารเคมีต่าง ๆ ได้ดี จากข้อได้เปรียบที่กล่าวมาข้างต้น ผู้วิจัยจึงมีความสนใจในการศึกษาในส่วนของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต

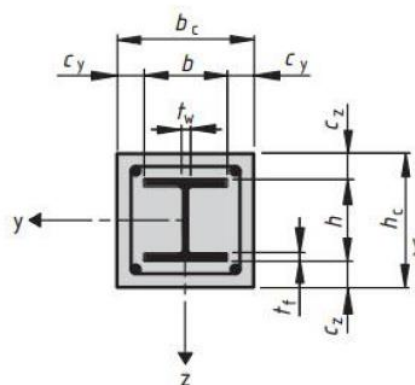
เสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตแบ่งเป็น 2 รูปแบบ ได้แก่ เสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วน (fully concrete-encased steel composite columns) หรือ FCES ดังแสดงในภาพที่ 1.2 และเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน (partially concrete-encased steel composite columns) หรือ PCES ดังแสดงในภาพที่ 1.3 เสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน การเชื่อมต่อ (connection) ระหว่างโครงสร้างสามารถทำได้ง่ายกว่าเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วน อีกทั้งยังสามารถประหยัดต้นทุนการก่อสร้างได้ เนื่องจากใช้แบบหล่อคอนกรีตน้อยลงเหลือเพียงแค่สองด้านสำหรับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยม [2] จากข้อได้เปรียบของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วนที่กล่าวมาข้างต้น ผู้วิจัยจึงมุ่งศึกษาพฤติกรรมของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน

ในปัจจุบันมีงานวิจัยหลายงานที่ศึกษาเกี่ยวกับเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต (concrete-encased steel composite-columns) หรือ CES เช่น งานวิจัยที่ได้ศึกษาการโอบรัดคอนกรีต (confinement) ที่ส่งผลต่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตของ Chen และ Lin (2006) [3] ที่ศึกษาและพัฒนาแบบจำลองการวิเคราะห์ (analytical model) ของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตโดยใช้รูปแบบของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณที่แตกต่างกันออกไปเช่น หน้าตัดรูปตัวเอชและหน้าตัดรูปกากบาท (cross- shape section) แบบจำลองการวิเคราะห์จะพิจารณาผลของการโอบรัดคอนกรีตในการทำนายค่ากำลังรับแรงอัดตามแนวแกน (axial compressive strength) ของเสา งานวิจัยนี้มีข้อจำกัดเรื่องขนาดของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณและวิธีการคำนวณค่าตัวประกอบการโอบรัดคอนกรีต ( $K_p, K_h$ ) งานวิจัยของ Chen และ Wu (2017) [1] ทำการศึกษาคล้ายกับงานวิจัยของ Chen และ Lin (2006) โดยมีหลักการในการพัฒนาแบบจำลองที่ละเอียดและน่าเชื่อถือมากขึ้น แต่แบบจำลองสามารถใช้ได้ในกรณีที่เหล็กแกนเชื่อมประกอบมีหน้าตัดเป็นรูปกากบาทเท่านั้น

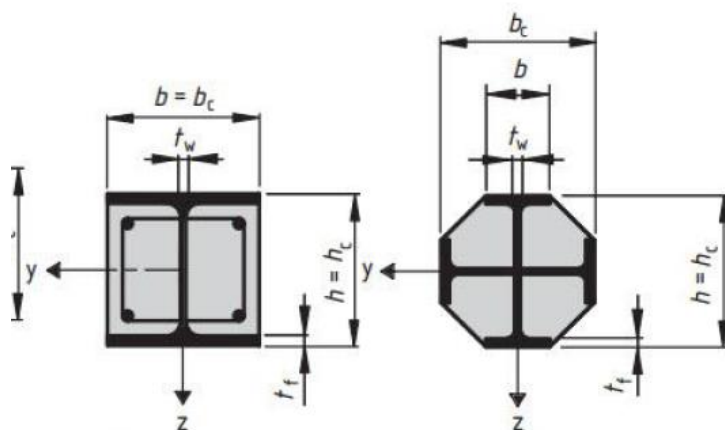
จากข้อจำกัดที่กล่าวมาข้างต้นและจากการสืบค้นงานวิจัยที่ผ่านมาสรุปได้ว่า มีงานวิจัยจำนวนน้อยที่ศึกษาและพัฒนาแบบจำลองทางการวิเคราะห์ของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัดในเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน ผู้วิจัยจึงมีความสนใจในการศึกษาและพัฒนาแบบจำลองการวิเคราะห์ของเสาสั้น PCES ที่พิจารณาผลของการโอบรัดเนื่องจากเหล็กรูปพรรณที่เป็นแกน เพื่อใช้ในการทำนายค่ากำลังรับแรงอัดตามแนวแกนและเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของเสาสั้น PCES (load-strain relationship) โดยพัฒนาแบบจำลองให้สามารถใช้ได้กับเสาสั้น PCES หน้าตัดเหล็กรูปตัวเอช และหน้าตัดเหล็กรูปกากบาท รวมทั้งศึกษาความเหมาะสมของสมการออกแบบตามข้อกำหนด AISC360-16 และใช้แบบจำลองศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่อพฤติกรรมรับแรงอัดของเสาสั้น PCES สามารถนำแบบจำลองการวิเคราะห์นี้ไปประยุกต์ใช้ในการทำนายพฤติกรรมรับแรงอัดของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่มีการเสริมเหล็กเส้นรัศรอบได้ โดยการพิจารณาแรงดันโอบรัดที่กระทำโดยเหล็กเส้นเพิ่มเข้าไปด้วย



ภาพที่ 1.1 หน้าของเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีต [4]



ภาพที่ 1.2 หน้าตัดของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วน [4]



ภาพที่ 1.3 หน้าตัดของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน [4]

## 1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

วัตถุประสงค์ของงานวิจัย มีดังนี้

1. ศึกษาพฤติกรรมของเสาสั้นวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วนภายใต้แรงอัดกระทำตามแนวแกน
2. พัฒนาแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดกระทำและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการไอบรีดในเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วนภายใต้แรงอัดกระทำตามแนวแกน
3. พัฒนาแบบจำลองทำนายพฤติกรรมของเสาสั้นวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วนภายใต้แรงอัดกระทำตามแนวแกน
4. ศึกษาความเหมาะสมของสมการออกแบบของเสาวัสดุผสมตามข้อกำหนดของ AISC 360-16
5. ศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่อพฤติกรรมรับแรงอัดของเสาสั้นวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน



### 1.3 ขอบเขตงานวิจัย

ขอบเขตงานวิจัย มีดังนี้

1. ทดสอบด้วยแรงอัดตรงศูนย์ (concentric load)
2. ทดสอบด้วยแรงอัดกระทำต่อเนื่อง (monotonic load)
3. ไม่มีการเสริมสลักรับแรงเฉือน (shear stud)
4. ทดสอบเสาว์สดผสมเหล็กรูปเอชหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วนประเภทเสาสั้นอัตราส่วนระหว่างความสูงต่อความกว้างของหน้าตัดเสา เท่ากับ 3
5. ตัวแปรออกแบบที่ใช้สำหรับศึกษาพฤติกรรมรับแรงอัดของเสาว์สดผสมเหล็กรูปตัวเอชหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน ประกอบด้วย
  - ความหนาของปีกเหล็ก
  - ความลึกของเอวเหล็ก
  - ประเภทของหน้าตัดเหล็กแกนรูปตัวเอชระหว่างเหล็กกรีดร้อนและเหล็กเชื่อมประกอบ
  - กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต
  - กำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็ก
6. พฤติกรรมของเสาว์สดผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วนที่ศึกษาประกอบไปด้วย
  - กำลังรับแรงอัด
  - ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดกระทำและหน่วยการหดตัวในแนวแกน
  - รูปแบบการวิบัติของเสาว์สดผสม
7. คุณสมบัติของวัสดุที่ศึกษาอ้างอิงตามข้อกำหนด AISC360-16

### 1.4 แนวทางการดำเนินงานวิจัย

แนวทางการดำเนินงานวิจัย มีดังนี้

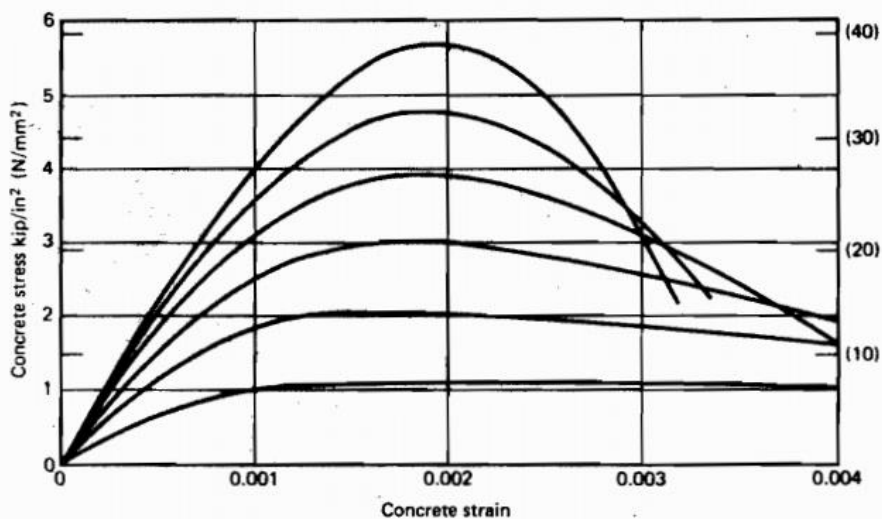
1. ศึกษางานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตภายใต้แรงอัดกระทำในแนวแกนและศึกษาแบบจำลองคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัด
2. ทดสอบตัวอย่างเสาสั้นเหล็กรูปตัวเอชหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วนภายใต้แรงอัด
3. ศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่อพฤติกรรมรับแรงอัดของเสาว์สดผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน
4. พัฒนาแบบจำลองการวิเคราะห์เพื่อใช้ทำนายพฤติกรรมรับแรงอัดของเสาสั้น PCES หน้าตัดเหล็กรูปตัวเอช และหน้าตัดเหล็กรูปกากบาท
5. ศึกษาความเหมาะสมของสมการออกแบบตามข้อกำหนดของ AISC 360-16
6. สรุปผลงานวิจัย และจัดทำเล่มวิทยานิพนธ์

## บทที่ 2

### การทบทวนงานวิจัย

#### 2.1 การศึกษาพฤติกรรมรับแรงอัดของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัดในเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

Park และ Paulay (1975) [5] ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมรับแรงอัดของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก พบว่ากำลังรับแรงอัดทางเดียว (uniaxial stress) ของคอนกรีตโดยทั่วไปจะได้รับการทดสอบคอนกรีตทรงกระบอกที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 นิ้ว สูง 6 นิ้ว ด้วยการอัดแรงอย่างช้า ๆ ในทิศทางตามความยาวของคอนกรีตทรงกระบอก เมื่อคอนกรีตที่มีอายุ 28 วัน กำลังรับแรงอัดมีค่าประมาณ 2,000-8,000 ปอนด์ต่อตารางนิ้ว ภาพที่ 2.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตทรงกระบอกภายใต้แรงอัดทางเดียว กราฟจะมีลักษณะเป็นเส้นโค้งพาราโบลาจากจุดเริ่มต้นไปจนถึงจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุด หน่วยแรงสูงสุดของตัวอย่างทดสอบจะขึ้นอยู่กับส่วนผสมของคอนกรีต โดยจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดจะมีหน่วยการหดตัวประมาณ 0.002 หลังจากจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุด กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตทดสอบจะลดลง เนื่องจากการเกิดรอยแตกในคอนกรีตทดสอบในทิศทางตามแนวแกนของทรงกระบอก กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตจะลดลงเรื่อย ๆ จนถึงจุดที่คอนกรีตทดสอบไม่สามารถรับแรงอัดได้



ภาพที่ 2.1 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตภายใต้แรงอัดทางเดียว [5]

แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดทางเดียวของคอนกรีต ( $f_c$ ) กับหน่วยการหดตัวของคอนกรีต ( $\epsilon_c$ ) แสดงในภาพที่ 2.2 หน่วยแรงอัดทางเดียวของคอนกรีตสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$f_c = f_c'' \left[ \frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

$$\epsilon_0 = \frac{2f_c''}{E_c} \quad (2.2)$$

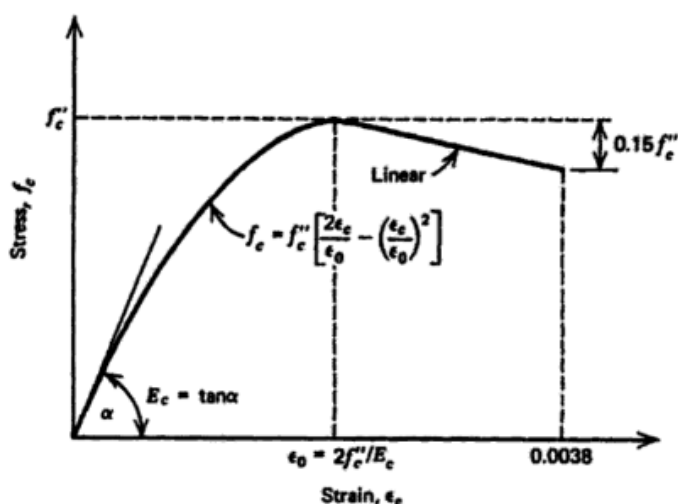
$$E_c = 4730\sqrt{f_c'} \quad (2.3)$$

โดย  $f_c''$  คือ หน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต (MPa)

$\epsilon_0$  คือ หน่วยการหดตัวของจุดที่มีหน่วยแรงอัดสูงสุด

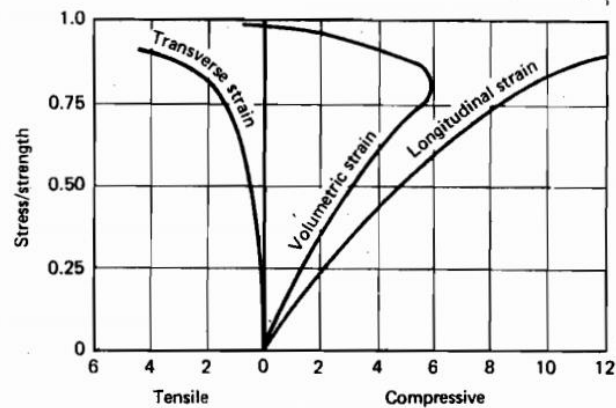
$E_c$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (MPa)

$f_c'$  คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตทดสอบทรงกระบอก (MPa)



ภาพที่ 2.2 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตรับแรงทางเดียว [5]

อัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio) คือ อัตราส่วนระหว่างหน่วยการหดตัวตามขวางต่อหน่วยการหดตัวตามยาวในทิศทางแรงกระทำเมื่อมีแรงกระทำทางเดียว อัตราส่วนปัวซองจะมีค่าประมาณ 0.50 - 0.20 สำหรับคอนกรีต ขณะที่ให้แรงทางเดียวกับคอนกรีตทดสอบ หน่วยการหดตัวตามแนวแกนจะค่อย ๆ เพิ่มขึ้นทำให้ปริมาตรของคอนกรีตทดสอบลดลง จนถึงจุดที่แรงกระทำเข้าใกล้กำลังของคอนกรีตทดสอบ หน่วยการหดตัวตามขวางจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ทำให้ปริมาตรของคอนกรีตกลับมาเพิ่มขึ้นดังแสดงในภาพที่ 2.3



ภาพที่ 2.3 หน่วยการหดตัวของคอนกรีตเนื่องจากแรงอัดทิศทางเดียว [5]

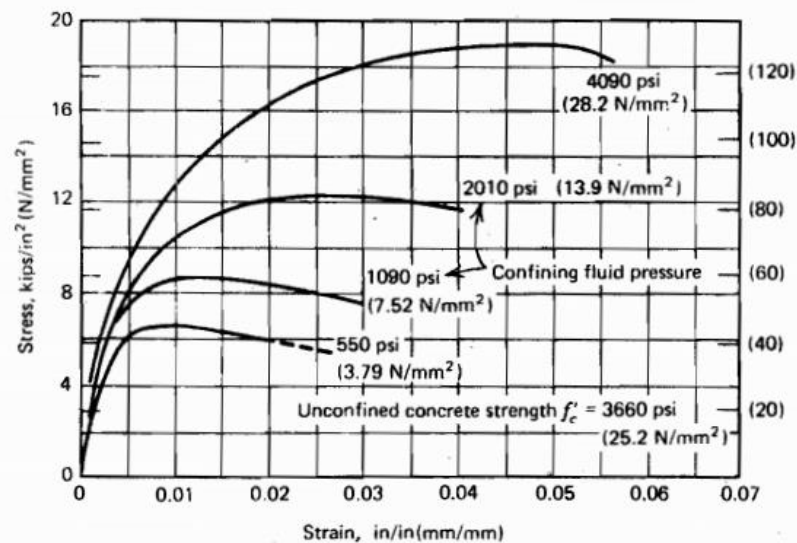
คอนกรีตในโครงสร้างจริงโดยส่วนใหญ่จะไม่รับแรงอัดในทิศทางเดียว แต่จะรับแรงอัดในสามทิศทาง (triaxial compression) คอนกรีตที่รับแรงอัดในสามทิศทาง จะมีกำลังรับแรงอัดสูงกว่าคอนกรีตรับแรงอัดในทิศทางเดียว ดังแสดงในภาพที่ 2.4 เนื่องจากผลของความดันทางด้านข้างที่จำกัดการขยายตัวด้านข้างของคอนกรีตไว้ และช่วยลดการเกิดรอยแตกร้าวภายในคอนกรีต กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่รับแรงอัดในสามทิศทางมีค่าเป็นไปตามสมการดังนี้

$$f'_{cc} = f'_c + 4.1f_l \quad (2.4)$$

โดย  $f'_{cc}$  คือ กำลังรับแรงอัดในแนวแกนของคอนกรีตทดสอบเมื่อรับแรงอัดสามทิศทาง (MPa)

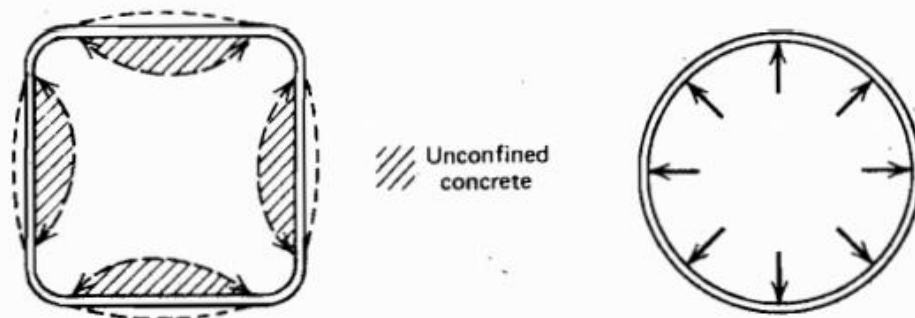
$f'_c$  คือ กำลังรับแรงอัดในแนวแกนของคอนกรีตทดสอบเมื่อรับแรงอัดทิศทางเดียว (MPa)

$f_l$  คือ ความดันทางด้านข้างที่กระทำต่อคอนกรีตเมื่อคอนกรีตได้รับแรงอัดในแนวแกน (MPa)



ภาพที่ 2.4 หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตทดสอบด้วยการจำกัดการขยายตัวด้านข้างของคอนกรีต [5]

เหล็กปลอกในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะทำหน้าที่ป้องกันการขยายตัวทางด้านข้างของคอนกรีต และลดการเกิดรอยแตกร้าวภายในคอนกรีต ทำให้คอนกรีตที่อยู่ภายในเหล็กปลอกมีกำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้น เป็นการเพิ่มกำลังรับแรงอัดและความเหนียว (ductility) ให้กับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก พฤติกรรมการโอบรัดตัวของคอนกรีตที่เกิดจากเหล็กปลอกนี้ จะเกิดขึ้นเมื่อมีแรงอัดตามแนวแกนของโครงสร้างแล้วเท่านั้น (passive confinement) การโอบรัดตัวของคอนกรีตจากเหล็กปลอกเกลียวรูปวงกลม กับเหล็กปลอกห่อรูปสี่เหลี่ยม มีความแตกต่างกัน เหล็กปลอกเกลียวรูปวงกลมสามารถโอบรัดคอนกรีตภายในได้อย่างต่อเนื่องมากกว่าเหล็กปลอกห่อรูปสี่เหลี่ยมซึ่งสามารถโอบรัดคอนกรีตภายในได้เฉพาะบริเวณส่วนกลางของคอนกรีต และบริเวณมุมของเหล็กปลอกเท่านั้น ดังแสดงในภาพที่ 2.5 อย่างไรก็ตามเหล็กปลอกห่อรูปสี่เหลี่ยมสามารถเพิ่มความแข็งและความเหนียวให้กับคอนกรีตภายในได้เช่นกัน

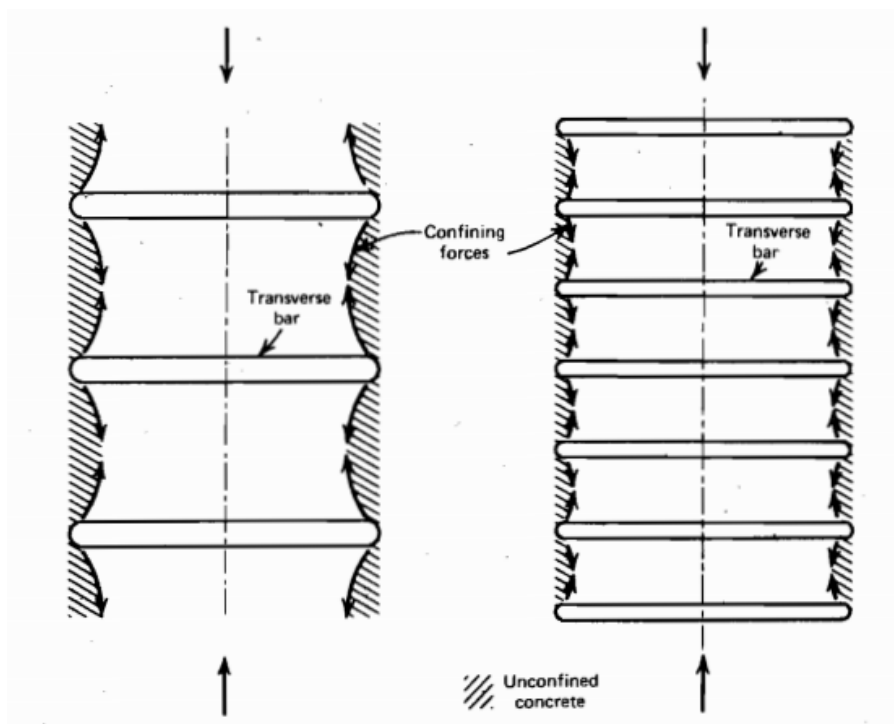


ภาพที่ 2.5 การโอบรัดตัวของคอนกรีตเนื่องจากเหล็กปลอกห่อรูปสี่เหลี่ยมและเหล็กปลอกเกลียวรูปวงกลม [5]

กำลังและความเหนียวของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดนั้นมีค่าขึ้นอยู่กับตัวแปรต่าง ๆ ดังนี้

1. อัตราส่วนของปริมาณเหล็กปลอกต่อปริมาณคอนกรีตภายใน โดยถ้าอัตราส่วนของปริมาณเหล็กปลอกต่อปริมาณคอนกรีตภายในมีค่ามาก เหล็กปลอกจะมีความดันด้านข้างด้านข้างมาก จะมีผลทำให้คอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดมีความแข็งและความเหนียวเพิ่มมากขึ้น
2. กำลังที่จุดครากของเหล็กส่งผลต่อความดันด้านข้างสูงสุดที่เหล็กปลอกสามารถโอบรัดคอนกรีตได้
3. อัตราส่วนของระยะห่างเหล็กปลอกต่อเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก เพราะขอบเขตการโอบรัดกระทำต่อคอนกรีตจะมีลักษณะเป็นเส้นโค้งระหว่างเหล็กปลอกที่ติดกันดังแสดงในภาพที่ 2.6 เพราะฉะนั้น ถ้าระยะห่างเหล็กปลอกมากจะทำให้พื้นที่การโอบรัดกระทำต่อคอนกรีตมีค่าน้อยลง
4. อัตราส่วนของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอกต่อระยะที่ไม่มีเหล็กยื่น ส่งผลต่อพื้นที่การโอบรัดกระทำต่อคอนกรีต
5. ขนาดของเหล็กยื่น ถ้าเหล็กยื่นมีขนาดใหญ่จะช่วยป้องกันไม่ให้เกิดการเคลื่อนที่ได้ง่าย

6. กำลังของคอนกรีต คอนกรีตกำลังต่ำจะมีความแข็งแรงน้อย แต่จะมีความเหนียวมากกว่าคอนกรีตที่มีกำลังสูงกว่า
7. อัตราเร็วในการเพิ่มแรงอัด การเพิ่มแรงอัดคอนกรีตอย่างรวดเร็วจะทำให้พฤติกรรมความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวเปลี่ยนไปเมื่อเปรียบเทียบกับอัตราเร็วในการใส่แรงอัดช้า



ภาพที่ 2.6 ขอบเขตการโอบรัดตัวของคอนกรีตตามแนวแกนเนื่องจากผลของระยะห่างเหล็กปลอกห่าง[5]

กำลังรับแรงอัดในแนวแกนของคอนกรีตที่รับการโอบรัดด้วยเหล็กปลอกเกลียวรูปวงกลมสามารถหาได้จากสมการที่ 2.5 ด้วยการแทนค่าความดันทางด้านข้างในสมการที่ 2.4 โดยสมมติให้เหล็กปลอกเกลียวรูปวงกลมสามารถโอบรัดคอนกรีตภายในได้ทั้งหมด ค่าความดันทางด้านข้างได้มาจากการเขียนแผนภาพอิสระวัสดุ (Free Body Diagram) ดังภาพที่ 2.7 และสมการที่ 2.6

$$f'_{cc} = f'_c + 8.2 \frac{f_y A_{sp}}{d_s s} \quad (2.5)$$

โดย  $f_y$  คือ กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก (MPa)

$A_{sp}$  คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอก ( $\text{mm}^2$ )

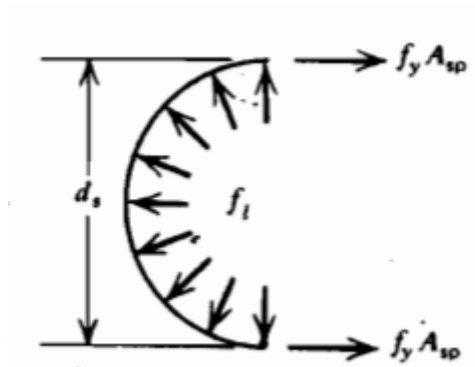
$d_s$  คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของวงเหล็กปลอก (mm)

$s$  คือ ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก (mm)

$$2f_y A_{sp} = d_s s f_l$$

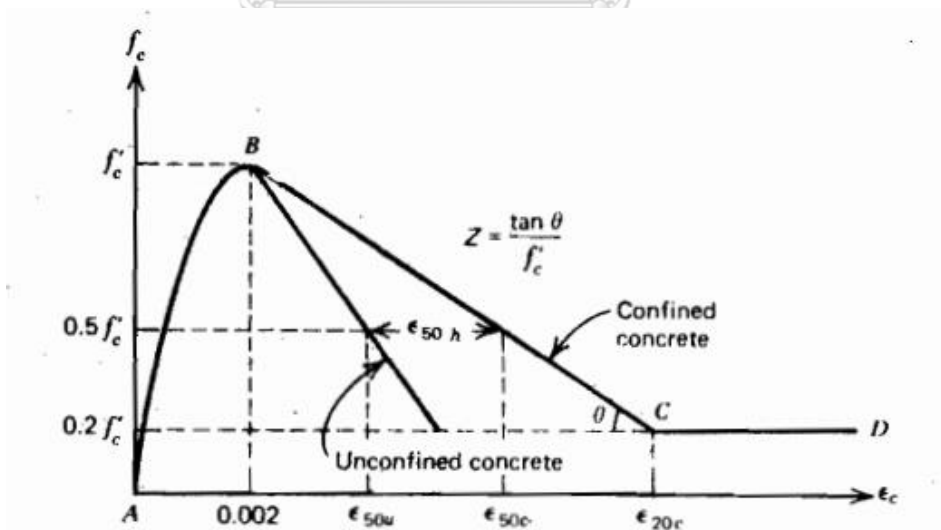
$$f_l = \frac{2f_y A_{sp}}{d_s s}$$

(2.6)



ภาพที่ 2.7 แผนภาพอิสรระหว่างคอนกรีตและเหล็กปลอกรูปเกลียววงกลม [5]

คอนกรีตที่รับการโอบรัดด้วยเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมจะมีความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวดังแสดงในภาพที่ 2.8 ความสัมพันธ์แบ่งออกเป็น 3 ช่วง ช่วงแรกเป็นเส้นโค้งพาราโบลาตรีโกณ เริ่มจากจุดเริ่มต้นไปจนถึงจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุด (หน่วยการหดตัวเท่ากับ 0.002) ช่วงที่สองเป็นเส้นตรงลดลงจากจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดจนถึงจุดที่หน่วยแรงมีค่า 0.2 เท่าของหน่วยแรงสูงสุด และช่วงที่สามเป็นเส้นตรงความชันคงที่มีค่าต่อเนื่องจากช่วงที่สอง



ภาพที่ 2.8 เส้นโค้งระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่รับการโอบรัดจากเหล็กปลอกห้วงสี่เหลี่ยม [5]

สมการที่ใช้สำหรับภาพที่ 2.8 มีค่าดังนี้

$$f_c = f'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right]; \varepsilon_c \leq 0.002 \quad (2.7)$$

$$f_c = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002)]; 0.002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c} \quad (2.8)$$

$$f_c = 0.2f'_c; \varepsilon_{20c} \leq \varepsilon_c \quad (2.9)$$

โดย  $f'_c$  คือ หน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตทรงกระบอก (MPa)

$Z$  คือ ความชันของเส้นโค้งในช่วงหน่วยการหดตัวอยู่ระหว่าง 0.002 ถึง  $\varepsilon_{20c}$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002f'_c}{f'_c - 1000} \quad (2.11)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3\rho_s}{4} \sqrt{\frac{b^n}{s_h}} \quad (2.12)$$

โดย  $\varepsilon_{50u}$  คือ หน่วยการหดตัว ณ จุดที่หน่วยแรงที่ค่าเป็นครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตที่ไม่รับการโอบรัดทางด้านข้าง

$\varepsilon_{50h}$  คือ หน่วยการหดตัว ณ จุดที่หน่วยแรงที่ค่าเป็นครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตที่รับการโอบรัดทางด้านข้าง

$\rho_s$  คือ อัตราส่วนระหว่างปริมาตรเหล็กปลอกต่อปริมาตรคอนกรีตที่รับการโอบรัดทางด้านข้าง

$b^n$  คือ ความกว้างของคอนกรีตที่รับการโอบรัดทางด้านข้าง (mm)

$s_h$  คือ ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก (mm)

J.B. Mander และคณะ (1988) [6] ได้ทำการพัฒนาแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่รับการโอบรัดโดยเหล็กปลอก ที่ได้รับแรงอัดกระทำตามแนวแกน (uniaxial) ในเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยทำการเปลี่ยนแปลงรูปแบบของเหล็กปลอก เช่น เหล็กปลอกรูปวงกลม เหล็กปลอกแบบเกลียว และเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม แบบจำลองเป็นดังแสดงในภาพที่ 2.9 J.B. Mander และคณะพบว่า ค่าการโอบรัดด้านข้างที่กระทำต่อคอนกรีตมีค่าขึ้นอยู่กับระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก ปริมาณเหล็กปลอก ชนิดของเหล็กปลอก การจัดเรียงตัวของเหล็กปลอกและเหล็กยี่น ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยการหดตัวและหน่วยแรงอัดตามแนวแกนของคอนกรีตสามารถหาค่าได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (2.13)$$

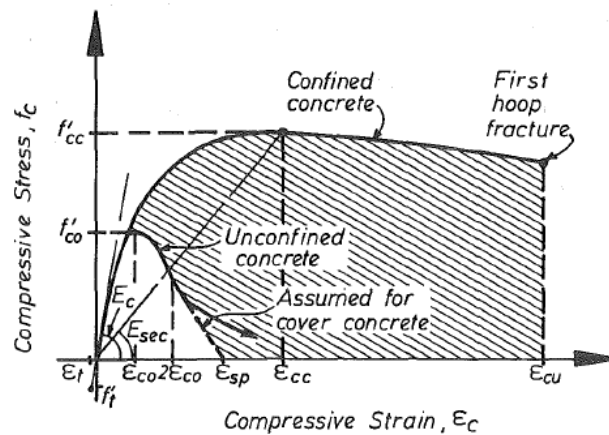
โดย  $f_c$  คือ หน่วยแรงรับแรงอัดของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัด (MPa)

$f'_{cc}$  คือ หน่วยแรงรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัด (MPa)



$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.14)$$

โดย  $\varepsilon_c$  คือ หน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่รับแรงอัดตามแนวแกน



ภาพที่ 2.9 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่รับการโอบรัดโดยเหล็กปลอกและรับแรงอัดกระทำตามแนวแกน [6]

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (2.15)$$

โดย  $f'_{c0}$  และ  $\varepsilon_{c0}$  คือ ค่ากำลังและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่ไม่ได้พิจารณาผลของการโอบรัดโดยปกติสมมติ  $\varepsilon_{c0} = 0.002$

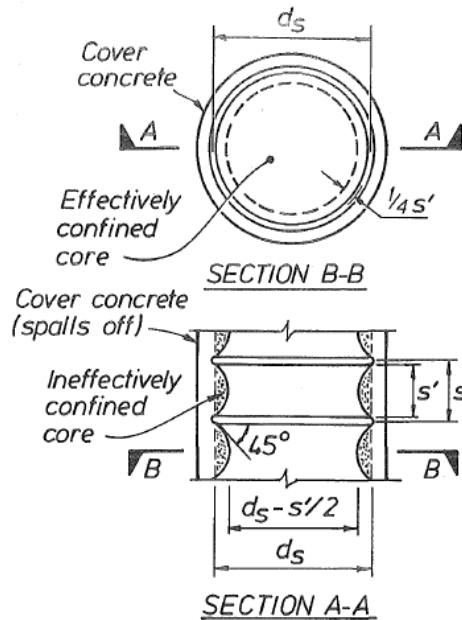
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.16)$$

$$E_c = 5000 \times \sqrt{f'_{c0}} \quad (2.17)$$

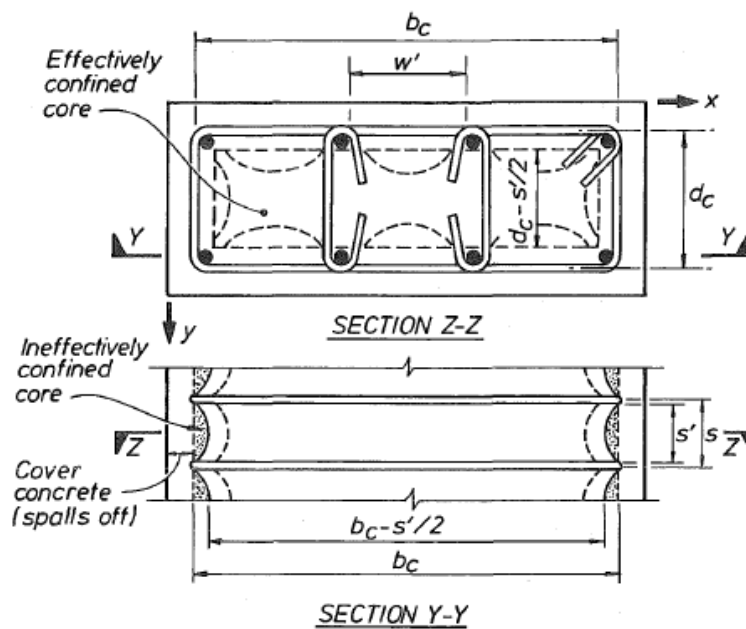
โดย  $E_c$  คือ ค่าโมดูลัสสัมผัสในช่วงยืดหยุ่นของคอนกรีต (tangent modulus of elasticity of the concrete) (MPa)

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.18)$$

J.B. Mander ได้ทำการแบ่งพื้นที่คอนกรีตด้วยเส้นโค้งพาราโบลาโบลาคีรี 2 (arching action) เพื่อหาพื้นที่คอนกรีตที่ได้รับแรงดันโอบรัดด้านข้างเต็มประสิทธิภาพ (effective lateral confining pressure) ดังแสดงในภาพที่ 2.10 และภาพที่ 2.11



ภาพที่ 2.10 พื้นที่คอนกรีตที่ได้รับแรงดันโอบรัดอย่างเต็มประสิทธิภาพ (เหล็กปลอกวงกลม) [6]



ภาพที่ 2.11 พื้นที่คอนกรีตที่ได้รับแรงดันโอบรัดอย่างเต็มประสิทธิภาพ (เหล็กปลอกสี่เหลี่ยม) [6]

การสมมติให้แรงดันโอบรัดกระทำแบบเส้นโค้งเกิดขึ้น ณ ระดับกึ่งกลางระหว่างเหล็กปลอก ทำให้ ณ กึ่งกลางระหว่างเหล็กปลอกมีพื้นที่คอนกรีตที่ได้รับผลของการรัดรอบไม่เต็มประสิทธิภาพมากที่สุด และมีพื้นที่คอนกรีตที่ได้รับผลของการรัดรอบได้เต็มประสิทธิภาพ ( $A_e$ ) น้อยที่สุด พื้นที่ของคอนกรีตได้รับผลของการรัดรอบ ( $A_{cc}$ ) สมมติให้เป็นพื้นที่ของคอนกรีตที่อยู่ภายในเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอกเพื่อความสะดวก ค่าแรงดันรัดรอบด้านข้างประสิทธิภาพหาได้จากสมการดังนี้

$$f'_l = f_l k_e \quad (2.19)$$

โดย  $f_l$  คือ แรงดันด้านข้างเนื่องจากเหล็กปลอก (สมมติให้กระจายตัวอย่างสม่ำเสมอบนหน้าตัดของเนื้อคอนกรีต) (MPa)

$f'_l$  คือ แรงดันด้านข้างประสิทธิภาพ (MPa)

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (2.20)$$

โดย  $k_e$  คือ สัมประสิทธิ์ประสิทธิภาพของการโอบรัด

$A_e$  คือ พื้นที่ของเนื้อคอนกรีตที่ได้รับผลของการโอบรัดอย่างเต็มประสิทธิภาพ ( $\text{mm}^2$ )

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (2.21)$$

โดย  $\rho_{cc}$  คือ อัตราส่วนของพื้นที่เหล็กยื่นต่อพื้นที่ของหน้าตัด

$A_c$  คือ พื้นที่ปิดล้อมด้วยเส้นกึ่งกลางของเหล็กปลอก ( $\text{mm}^2$ )

การคำนวณหาค่าแรงดันด้านข้างประสิทธิภาพ ( $f'_l$ ) สำหรับเหล็กปลอกรูปวงกลม จากภาพที่ 2.10 แรงกระทำแบบเส้นโค้งสมมติให้เกิดขึ้นในรูปแบบพาราโบลาตีกรี 2 ด้วยความชันสัมผัสเริ่มต้น  $45^\circ$  ดังนั้นพื้นที่ของคอนกรีตที่ได้รับผลของการโอบรัดอย่างเต็มประสิทธิภาพจะอยู่ที่กึ่งกลางของระยะห่างของเหล็กปลอก ดังแสดงในสมการที่ 2.22 พื้นที่คอนกรีตที่ได้รับผลของการโอบรัด แสดงในสมการที่ 2.23

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left( d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 = \frac{\pi}{4} d_s^2 \left( 1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2 \quad (2.22)$$

$$A_{cc} = \frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \rho_{cc}) \quad (2.23)$$

เมื่อแทนค่า  $A_e$  และ  $A_{cc}$  ลงในสมการที่ 2.20 จะได้ค่า  $k_e$  ดังนี้

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad \text{สำหรับเหล็กปลอกห้วงกลม} \quad (2.24)$$

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad \text{สำหรับเหล็กปลอกเกลียว} \quad (2.25)$$

ค่าแรงดันโอบรัดด้านข้างหาโดยการใช้สมดุลแรง ดังแสดงในสมการต่อไปนี้

$$2f_{yh}A_{sp} = f_l s d_s \quad (2.26)$$

โดย  $f_{yh}$  คือ กำลังครากของเหล็กปลอก (MPa)

$A_{sp}$  คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอก ( $\text{mm}^2$ )

ถ้าให้  $\rho_s$  คือ อัตราส่วนของปริมาตรเหล็กปลอกต่อปริมาตรของคอนกรีตที่ได้รับผลของการโอบรัด

$$\rho_s = \frac{A_{sp} \pi d_s}{\frac{\pi}{4} d_s^2 s} = \frac{4A_{sp}}{d_s s} \quad (2.27)$$

แทนค่าสมการที่ 2.27 ในสมการที่ 2.26 จะได้

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \quad (2.28)$$

$$f_l' = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (2.29)$$

พื้นที่การโอบรัดประสิทธิผลของเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมเป็นเส้นโค้งพาราโบลาตึกรี 2 ระหว่างเหล็กปลอกสองปลอกที่ติดกัน ด้วยความชันเริ่มต้น  $45^\circ$  คล้ายกับเหล็กปลอกรูปวงกลม ดังแสดงในภาพที่ 2.11 พื้นที่การโอบรัดประสิทธิผลของเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยมแสดงดังนี้

$$A_e = \left( b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (2.30)$$

โดย  $b_c$  และ  $d_c$  คือ ระยะระหว่างเหล็กปลอกในหน้าตัดในแกน X และแกน Y (mm)

$w_i'$  คือ ระยะระหว่างเหล็กเสริมในแนวแกนของหน้าตัดทั้งในแกน X และแกน Y (mm)

เพราะฉะนั้นสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผล ( $k_e$ ) สามารถหาได้ดังนี้

$$k_e = \frac{\left( 1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.31)$$

การโอบรัดด้านข้าง ( $f_l$ ) สำหรับเหล็กปลอกห้วงรูปวงกลมหาโดยใช้สมการสมดุล ดังสมการที่ 2.26 ซึ่ง  $\rho_x$  และ  $\rho_y$  คือ อัตราส่วนปริมาตรเหล็กปลอกต่อปริมาตรคอนกรีตที่รับการโอบรัดตัวทางแกน X และแกน Y ตามลำดับ แรงดันโอบรัดด้านข้างประสิทธิผล ( $f_l'$ ) สามารถหาค่าได้จากสมการ ดังต่อไปนี้

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sd_c} \quad (2.32)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sb_c} \quad (2.33)$$

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{sd_c} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \quad (2.34)$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{sb_c} f_{yh} = \rho_y f_{yh} \quad (2.35)$$

$$f_{lx}' = k_e \rho_x f_{yh} \quad (2.36)$$

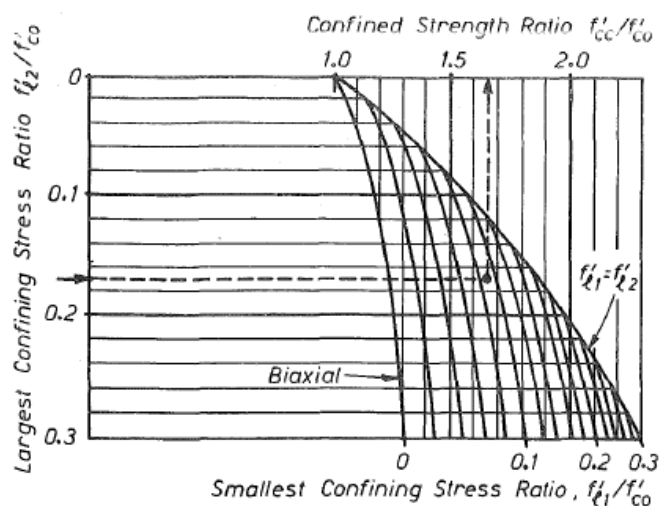
$$f_{ly}' = k_e \rho_y f_{yh} \quad (2.37)$$

กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัด ( $f_{cc}'$ ) หาได้จากการพัฒนาแบบจำลองซึ่งมีที่มาจากพื้นผิวกำลังสูงสุด (ultimate strength surface) สำหรับหน่วยแรงอัดหลายแกน (multiaxial compressive stress) ผลลัพธ์ในรูปแบบทั่วไปของหน่วยแรงโอบรัดด้านข้าง 2 แกน เนื่องจากเหล็กปลอกรูปแบบสี่เหลี่ยม แสดงในภาพที่ 2.12 สำหรับคอนกรีตที่รับการโอบรัดทางด้านข้างประสิทธิผลที่มีค่าเท่ากัน ( $f_l'$ ) เนื่องจากเหล็กปลอกแบบวงกลมหรือเหล็กปลอกแบบเกลียว ค่ากำลังรับแรงอัดที่พิจารณาผลของการโอบรัด ( $f_{cc}'$ ) มีค่าดังนี้

$$f_{cc}' = f_{c0}' \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l'}{f_{c0}'}} - 2 \frac{f_l'}{f_{c0}'} \right) \quad (2.38)$$

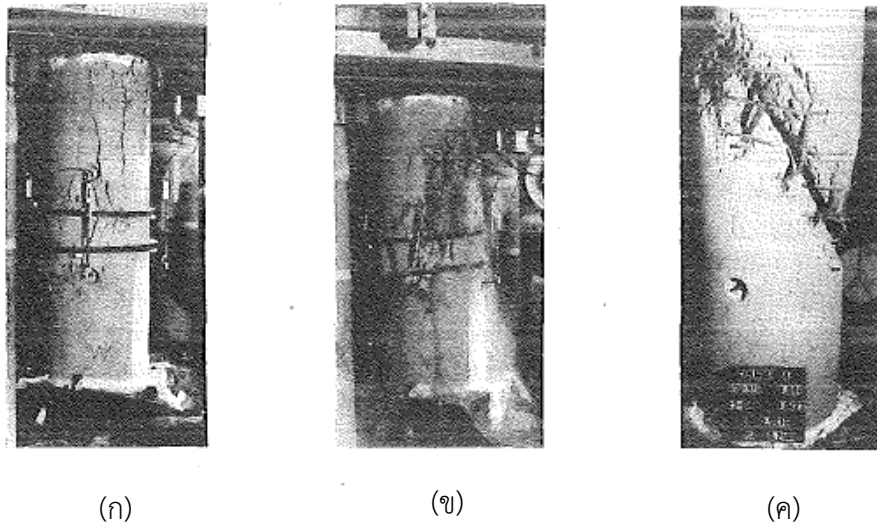
โดย  $f_{c0}'$  คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ไม่พิจารณาผลของการโอบรัด (MPa)

จากนั้น J.B. Mander และคณะ (1988) [7] ได้ทำการทดสอบตัวอย่างทดสอบเพื่อทำการตรวจสอบแบบจำลองหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวที่ได้พัฒนาขึ้นโดยทำการทดสอบแรงอัดตามยาวแบบตรงศูนย์กับเสาสั้นคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้เหล็กปลอกทั้งชนิดเกลียวและสี่เหลี่ยม จากนั้นทำการทดสอบผนังคอนกรีตเสริมเหล็กด้วย โดยทำการจัดเรียงเหล็กเสริมและเหล็กปลอกแตกต่างกัน

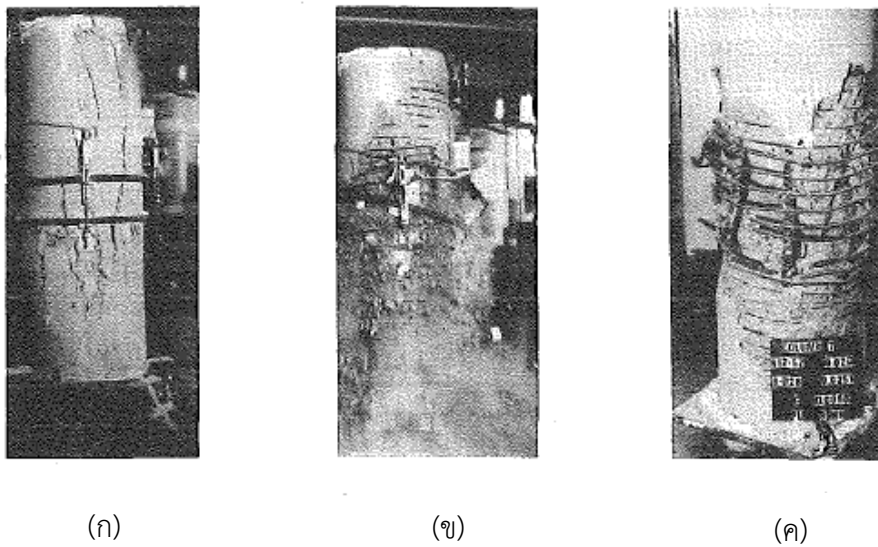


ภาพที่ 2.12 กราฟที่ใช้หากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัด ( $f'_{cc}$ ) ของเหล็กปลอกสี่เหลี่ยม [6]

ภาพที่ 2.13 (ก-ค) แสดงภาพเสาที่มีปริมาณของเหล็กปลอกน้อยที่สุด (column 4) ( $\rho_s = 0.006$ ) ภาพที่ 2.13 (ก) แสดงภาพเสาเมื่อแรงกระทำถึงค่าสูงสุด มีรอยแตกร้าวในแนวตั้งเกิดขึ้นจำนวนมากและคอนกรีตที่ผิวนอกเกิดการแตก ภาพที่ 2.13 (ข) แสดงภาพเสาภายหลังจากเหล็กปลอกเกิดการวิบัติ ความเสียหายจะเกิดเป็นระนาบในแนวทแยงมุมและคอนกรีตบริเวณผิวนอกเกิดการหลุดร่อนออก ภาพที่ 2.13 (ค) แสดง ภาพเสาที่หลังจากการทดสอบเสร็จสิ้นความเสียหายเป็นระนาบในแนวทแยงมุมอย่างเต็มประสิทธิภาพ ซึ่งเป็นลักษณะความเสียหายของเสาที่มีปริมาณของเหล็กปลอกค่อนข้างน้อย ส่วนภาพที่ 2.14 (ก-ค) แสดงภาพเสาที่มีปริมาณเหล็กเสริมค่อนข้างสูง ( $\rho_s = 0.020$ ) (column 7) ภาพที่ 2.14 (ก) แสดงภาพเสาเมื่อแรงกระทำถึงค่าสูงสุด รอยแตกร้าวจะเกิดในแนวตั้งในลักษณะสมมาตรรอบศูนย์กลางของเสา ภาพที่ 2.14 (ข) แสดงภาพเสาภายหลังจากเหล็กปลอกเกิดการแตกร้าว ภาพที่ 2.14 (ค) แสดงภาพเสาที่หลังจากการทดสอบเสร็จสิ้น จะเห็นได้ว่าความเสียหายเกิดจากการแตกร้าวของเหล็กปลอก การโก่งเดาะของเหล็กยื่น และไม่เกิดแนวระนาบความเสียหาย



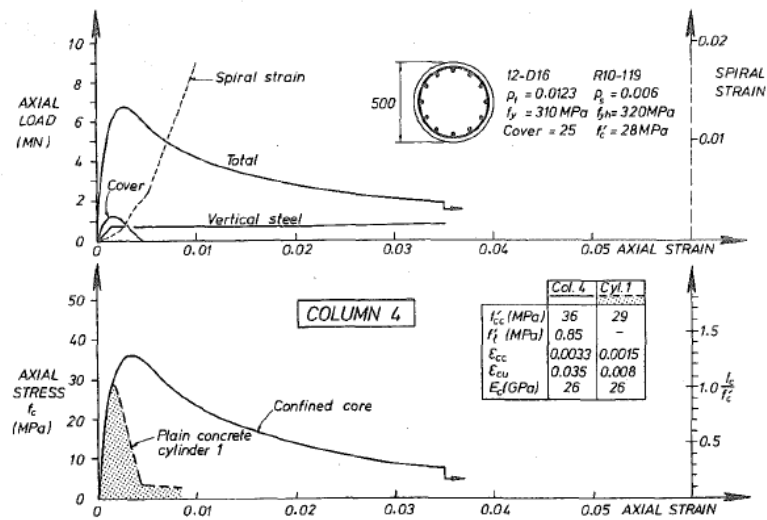
ภาพที่ 2.13 ภาพการทดสอบเสาที่มีปริมาณของเหล็กปลอกน้อยที่สุด ( $\rho_s = 0.006$ ) [7]



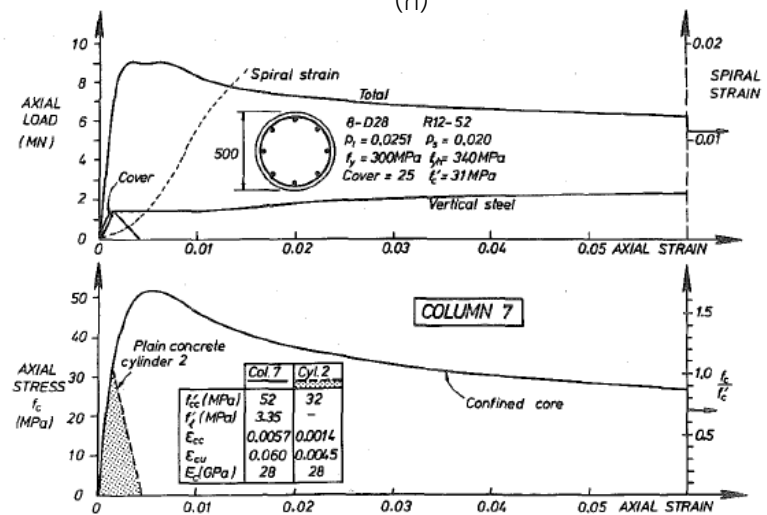
ภาพที่ 2.14 ภาพการทดสอบเสาที่มีปริมาณเหล็กเสริมค่อนข้างสูง ( $\rho_s = 0.020$ ) [7]

เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและหน่วยการหดตัวจากการทดสอบดังแสดงในภาพที่ 2.15 (ก) สำหรับเสาที่มีปริมาณของเหล็กปลอกน้อยที่สุด ( $\rho_s = 0.006$ ) (column 4) และภาพที่ 2.15 (ข) สำหรับเสาที่มีปริมาณเหล็กเสริมค่อนข้างสูง ( $\rho_s = 0.020$ ) (column 7) การทดสอบใช้อัตราหน่วยการหดตัวเท่ากับ 0.013/s กราฟด้านบนในแต่ละภาพประกอบด้วยความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดตามแนวแกนและหน่วยการหดตัวตามแนวแกน จากการทดสอบหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก จากการทดสอบเหล็กยื่น และจากการทดสอบคอนกรีตที่ไม่มีการเสริมเหล็ก (cover concrete) และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยการหดตัวของเหล็กปลอกกับหน่วยการหดตัวตาม

แนวแกน สำหรับกราฟด้านล่างในแต่ละภาพแสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงตามแนวแกนของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัดกับหน่วยการหดตัวตามแนวแกน และเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่ไม่มีการเสริมเหล็ก เพื่อใช้เปรียบเทียบกันหน่วยแรงของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัดที่ได้จากการนำแรงอัดตามแนวแกนของคอนกรีตเสริมเหล็ก ลบด้วยแรงอัดตามแนวแกนของเหล็กยื่นและคอนกรีตที่ไม่ได้เสริมเหล็ก (cover concrete) และหารด้วยพื้นที่ของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัด สำหรับกราฟทั้งสองกราฟหน่วยการหดตัวตามแนวแกนที่เหล็กปลอกเริ่มเกิดการแตกร้าวเกิดขึ้น เมื่อเกิดการลดลงอย่างฉับพลันของแรงอัดหรือหน่วยแรง ใกล้กับจุดสิ้นสุดของการบันทึกค่าหน่วยการหดตัว



(ก)



(ข)

ภาพที่ 2.15 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดตามแนวแกนกับหน่วยการหดตัวตามแนวแกนที่ได้จากการทดสอบ [7]



จากการพิจารณาภาพที่ 2.15 พบว่า แรงโอบรัดช่วยทำให้กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้น และทำให้แรงอัดช่วงหลังจากจุดที่กำลังสูงสุด (peak) มีค่าลดน้อยกว่า (มุมของกราฟที่จุดสูงสุดมีค่ามากกว่า) เมื่อเปรียบเทียบระหว่างเสา 4 และเสา 7 พบว่า เสาที่มีค่าการโอบรัดน้อยกว่า จะเกิดการแตกร้าวของเหล็กปลอกที่ค่าหน่วยการหดตัวน้อยกว่า การเปรียบเทียบแบบจำลองและผลการทดสอบเป็นไปตามภาพที่ 2.16 (ก-ง) และตารางที่ 2.1 แต่ละกราฟจะเป็นผลการทดสอบเสาหน้าตัดวงกลม โดยทำการเปลี่ยนแปลงตัวแปรที่อาจส่งผลกระทบต่อความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของเสา ตัวแปรที่ส่งผลมากที่สุด คือ ปริมาณของเหล็กปลอก ( $\rho_s$ ) ดังแสดงในภาพที่ 2.16 (ก) เมื่อค่า  $\rho_s$  เพิ่มขึ้นจะทำให้หน่วยแรงสูงสุดเพิ่มขึ้น ( $f'_{cc}$ ) หน่วยการหดตัว ณ จุดที่หน่วยแรงสูงสุดเพิ่มขึ้น ( $\epsilon'_{cc}$ ) และหน่วยการหดตัวแตกร้าวเพิ่มขึ้น ( $\epsilon'_{cu}$ ) แต่ทำให้ค่าความชันของกราฟช่วงหลังจากค่าหน่วยแรงสูงสุดมีค่าลดลง

ผลของระยะห่างของเหล็กปลอกดังแสดงในภาพที่ 2.16 (ข) จะเห็นได้ว่า สำหรับเสาสองต้นที่มีปริมาณเหล็กปลอกเท่ากัน แต่มีระยะห่างของเหล็กปลอกต่างกัน กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวมีค่าต่างกันน้อยมาก

ผลจากการเปลี่ยนแปลงจำนวนของเหล็กยื่นแสดงว่า กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวมีค่าต่างกันน้อยมากดังแสดงในภาพที่ 2.16 (ค) และมีบางส่วนของค่าเกิดการกระจายตัวออกดังแสดงในภาพที่ 2.16 (ง)

การสร้างเส้นโค้งจากแบบจำลองทางทฤษฎีคำนวณ โดยใช้ค่า  $f'_{co}$  และค่า  $\epsilon'_{co}$  ที่ได้จากการทดสอบคอนกรีตที่ไม่มีการเสริมเหล็ก และค่า  $f'_i$  คำนวณมาจากค่าหน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กปลอกพบว่า เส้นโค้งทางทฤษฎีสามารถทำนายผลค่าหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวที่ได้จากการทดสอบได้แม่นยำ

ตารางที่ 2.1 การเปรียบเทียบระหว่างผลการทดสอบและค่าในทางทฤษฎีของเสากลมที่เสริมเหล็กปลอกรูปแบบเกลียว [7]

Unit (1)	Plain Concrete Data				Confined Strength $f'_{cc}$			Confined Strain $\epsilon_{cc}$			Strain at Hoop Fracture $\epsilon_{cu}$		
	$f'_c$ (MPa) (2)	$f'_{co}$ (MPa) (3)	$\epsilon_{co}$ (4)	$E_c$ (GPa) (5)	Experimental (MPa) (6)	Theoretical <sup>a</sup> (MPa) (7)	Experimental/ Theoretical <sup>b</sup> (8)	Experimental (9)	Theoretical <sup>d</sup> (10)	Experimental/ Theoretical <sup>c</sup> (11)	Experimental (12)	Theoretical <sup>a</sup> (13)	Experimental/ Theoretical <sup>d</sup> (14)
a	30	24	0.002	24	38	40.3	0.94	0.008	0.0088	0.91	0.060	0.056	1.07
b	31	30	0.0015	31	48	48.3	0.99	0.0042	0.0061	0.69	0.039	0.053	0.74
c	33	32	0.0015	32	47	50.5	0.93	0.0058	0.0059	0.98	0.058	0.053	1.09
Cyl 1	28	29	0.0015	26	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	28	29	0.0015	26	51	51.0	1.00	0.0073	0.0072	1.01	0.058	0.062	0.94
2	28	29	0.0015	26	46	43.0	1.07	0.0050	0.0051	0.98	0.056	0.048	1.17
3	28	29	0.0015	26	40	38.5	1.04	0.0040	0.0039	1.03	0.055	0.040	1.38
4	28	29	0.0015	26	36	34.5	1.04	0.0033	0.0029	1.14	0.035	0.034	1.03
5	28	29	0.0015	26	47	46.5	1.01	0.0065	0.0060	1.08	0.058	0.057	1.02
6	28	29	0.0015	26	46	45.1	1.02	0.0058	0.0057	1.02	0.057	0.059	0.97
Cyl 2	31	32	0.0014	28	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	31	32	0.0014	28	52	50.8	1.02	0.0057	0.0055	1.04	0.060	0.045	1.33
8	27	30	0.0014	28	49	48.6	1.01	0.0058	0.0057	1.02	0.057	0.048	1.19
9	31	32	0.0014	28	52	50.8	1.02	0.0054	0.0055	0.98	0.060	0.048	1.25
10	27	30	0.0014	30	50	48.5	1.03	0.0064	0.0057	1.12	0.058	0.047	1.23
11	27	30	0.0014	30	54	48.8	1.11	0.0045	0.0057	0.79	0.0432	0.042	1.03
12	31	32	0.0014	28	52	50.7	1.03	0.0056	0.0055	1.02	0.043	0.044	0.98

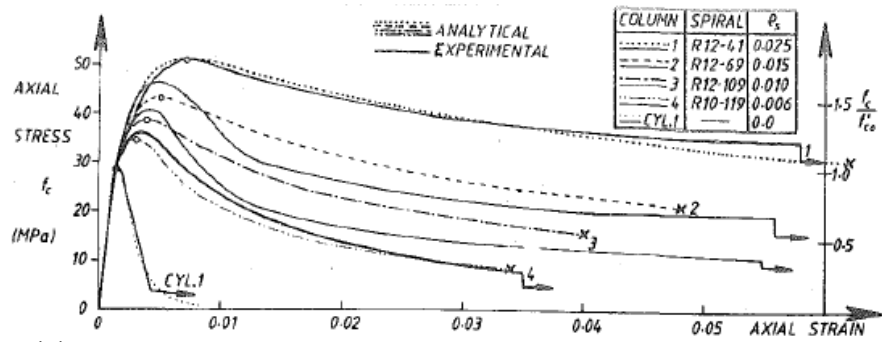
<sup>a</sup>Theoretical values computed from equations given in companion paper by Mander et al. (1988).

<sup>b</sup>Average = 1.017.

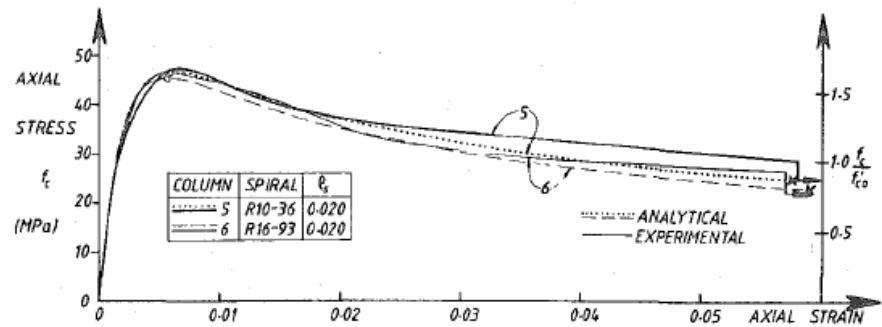
<sup>c</sup>Average = 0.987.

<sup>d</sup>Average = 1.095.

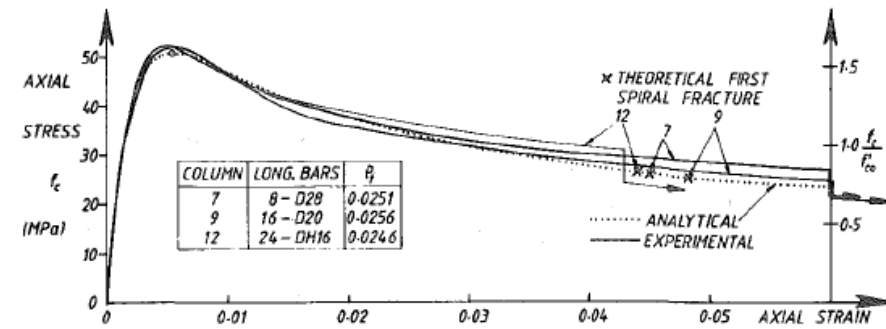
Note: 1 MPa = 145 psi; 1 GPa = 145 ksi.



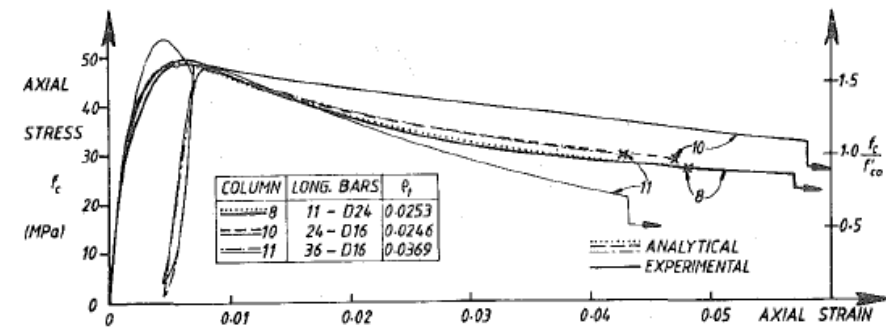
(ก)



(ข)



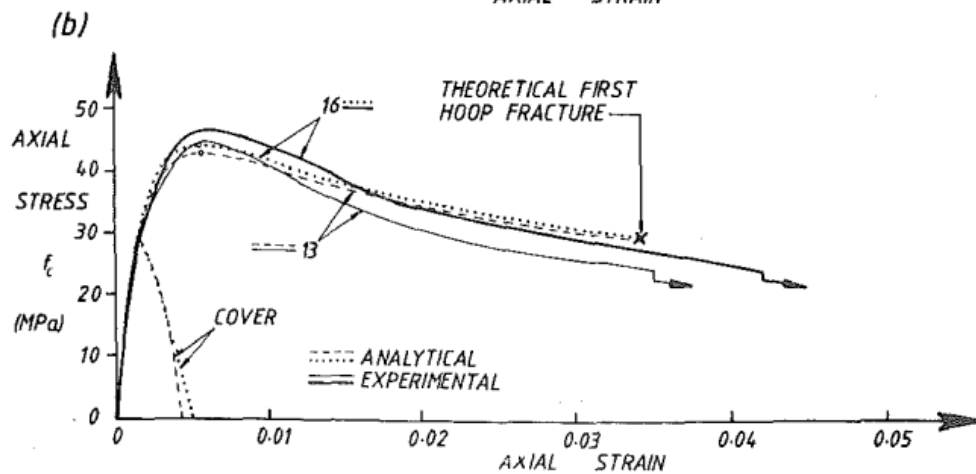
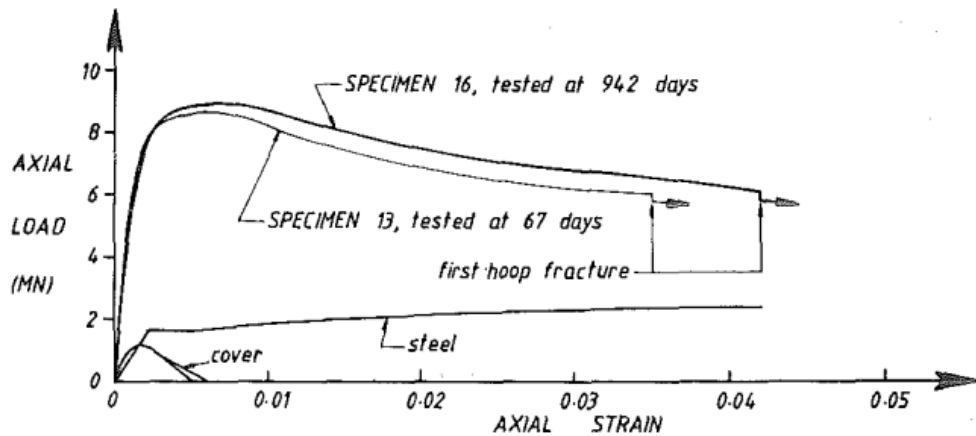
(ค)



(ง)

ภาพที่ 2.16 การเปรียบเทียบกราฟหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวที่ได้จากการทดสอบและค่าในทางทฤษฎีของเสากลมที่เสริมเหล็กปลอกชนิดเกลียว [7]

Mander และคณะ [7] ได้ทำการทดสอบเสาที่มีสมบัติเหมือนกัน แต่ต่างกันที่อายุคอนกรีตของเสา การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดของเสาที่มีอายุ 940 วันเทียบกับกำลังรับแรงอัดของเสาที่มีอายุ 67 วันพบว่า อายุของคอนกรีตส่งผลให้ค่ากำลังเพิ่มขึ้นเล็กน้อยดังแสดงในภาพที่ 2.17



(c)

ภาพที่ 2.17 กราฟหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของเสาที่มีอายุต่างกัน [7]

นอกจากนี้การทดสอบเสาหน้าตัดวงกลมคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้เหล็กปลอกชนิดเกลียวสามารถลดปริมาณของเหล็กปลอก และการเพิ่มค่ากำลังครากของเหล็กทำให้ค่าความเหนียวของเสามีค่าลดลง แต่ก็ถือว่ามีค่าที่สูงอยู่

## 2.2 การทดสอบและแบบจำลองการวิเคราะห์ของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต (CES)

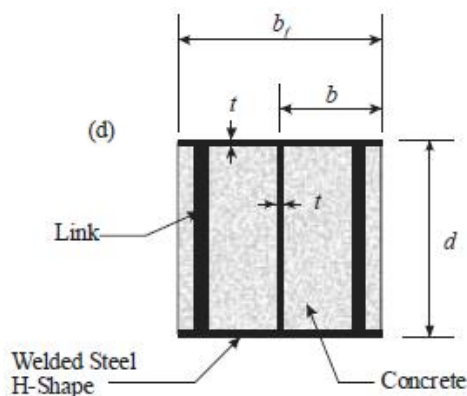
Hunaiti และ Fattah (1994) [8] ได้ทำการทดสอบเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน (PCES) จำนวน 19 ตัวอย่าง ภายใต้แรงกระทำตามแกนสมมาตรแบบเยื้องศูนย์ เสาแบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม กลุ่มแรกเป็นเสา PCES ที่ไม่มีอุปกรณ์รับแรงเฉือน (shear connector) กลุ่มที่สองเป็นเสา PCES ที่มีอุปกรณ์รับแรงเฉือน เสาทุกต้นใช้หน้าตัดเหล็ก IPE 200×100×22 (German standard size) และมีความยาวประสิทธิผลเท่ากับ 2.4 เมตร อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของปีกเหล็กมีค่าเท่ากับ 5.9 ทุกตัวอย่างทดสอบ

เสากลุ่มแรกมีจำนวนเสาทั้งหมด 10 ตัวอย่าง แบ่งเป็นเสาที่มีกำลังของคอนกรีตต่ำ (9.7 MPa) จำนวน 5 ตัวอย่าง และเสาที่มีกำลังของคอนกรีตปกติ (32.5 MPa) อีก 5 ตัวอย่าง การทดสอบพบว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ของปีกเหล็กหรือการบิดเบี้ยวของหน้าตัด จึงสรุปได้ว่า เสาได้พัฒนากำลังรับแรงดัดอย่างเต็มที่และเกิดพฤติกรรมของวัสดุผสมอย่างสมบูรณ์

เสากลุ่มที่สองมีจำนวนเสาทั้งหมด 9 ตัวอย่าง แบ่งเป็น 3 กลุ่ม กลุ่มที่ 1 เสริมสลักรับแรงเฉือน (shear stud) ที่เอวของเหล็ก กลุ่มที่ 2 เสริมแผ่นเหล็กที่บริเวณปลายของปีกเหล็กที่อยู่ตรงข้ามกัน ส่วนกลุ่มที่ 3 ไม่มีการเสริม เสาทั้งหมดใช้คอนกรีตกำลัง 51 MPa การทดสอบพบว่า เสามีกำลังเท่ากัน ไม่ว่าจะมีส่วนเชื่อมต่อแรงเฉือนหรือไม่ จึงสรุปได้ว่า การทำให้เกิดพฤติกรรมวัสดุผสมระหว่างคอนกรีตและเหล็กรูปพรรณไม่ต้องการตัวเชื่อมต่อแรงเฉือน อย่างไรก็ตาม Hunaiti และ Fattah ได้แนะนำให้ใช้ตัวเชื่อมต่อแรงเฉือนในการออกแบบ เนื่องจากคอนกรีตในโครงสร้างจริงได้รับผลกระทบเนื่องจากปัจจัยหลายอย่างที่มิได้แสดงในการทดสอบ เช่น การลดลงของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กและคอนกรีตเนื่องจากผลมาจากอายุของคอนกรีต

Elnashai และ Broderick (1994) [9] ได้ทำการทดสอบเสา PCES จำนวน 4 ตัวอย่าง ภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ ๆ เสาทุกตัวอย่างทดสอบใช้หน้าตัดเหล็ก 152×152×23 UC ยาว 845 มม. และใช้คอนกรีตกำลังอัดเท่ากับ 28 MPa อัตราส่วนความกว้างต่อความยาวของปีกเหล็กเท่ากับ 11.2 ก่อนการหล่อคอนกรีต ผู้วิจัยใช้เหล็กเส้นเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มม. เชื่อมระหว่างปีกของเหล็กที่อยู่ตรงข้ามกัน ทำหน้าที่เป็นตัวเชื่อมทางขวาง ทำให้การโอบรัดในคอนกรีตมากขึ้น การใช้เหล็กเส้นเป็นการตัวเชื่อมระหว่างปีกเหล็กให้คล้ายกับการเชื่อมแผ่นเหล็กที่ปีกเหล็กของ Hunaiti และ Fattah (1994) [8] เมื่อทำการเปรียบเทียบกับ การทดสอบของ Elnashai และคณะ (1991) [10] ที่ได้มีการเสริมตัวเชื่อมทางขวาง เหล็กยื่น และเหล็กรัดรอบ ผลการเปรียบเทียบพบว่า ความสามารถในการรับแรงของเสา PCES ที่มีการเสริมเฉพาะตัวเชื่อมทางขวางเพียงอย่างเดียว มีค่าน้อยกว่าเสา PCES ที่มีเหล็กเส้นตามแนวแกนและเหล็กปลอก อย่างไรก็ตาม เสา PCES ที่มีการเสริมแค่ตัวเชื่อมทางขวางเพียงอย่างเดียวมีต้นทุนในการก่อสร้างที่น้อยกว่า แต่มีความสามารถในการรับแรงที่ลดลงไม่มาก

Tremblay และคณะ (1998) [11] ได้ทดสอบเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน (PCES) ที่ใช้เหล็กรูปพรรณที่ประกอบขึ้นมาจากแผ่นเหล็กบาง ทำให้หน้าตัดเหล็กที่ประกอบขึ้นบางกว่าหน้าตัดเหล็กมาตรฐาน ดังแสดงในภาพที่ 2.18 อย่างไรก็ตาม หน้าตัดที่ประกอบมาจากแผ่นเหล็กจะเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ (local buckling) ได้ง่ายกว่าหน้าตัดเหล็กตามมาตรฐาน จึงต้องทำการติดตั้งตัวเชื่อมในแนวขวาง (transverse links) เพื่อป้องกันการเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ของหน้าตัดเหล็ก



ภาพที่ 2.18 หน้าตัดของเสา PCES ที่ใช้แผ่นเหล็กบางในการประกอบกันเป็นหน้าตัด [11]

งานวิจัยชิ้นแรกเริ่มด้วยการทดสอบและวิเคราะห์เสาสั้น PCES จำนวน 6 ตัวอย่าง เสามีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส 300 มม. X 300 มม. หรือ 450 มม. X 450 มม. มีความยาวเป็น 5 เท่าของขนาดความกว้างเสา โดยเสาแต่ละต้นประกอบด้วยเหล็กเกรด CSA-G40.21-350W และหล่อด้วยคอนกรีตกำลังปกติ ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 32 MPa ถึง 34 MPa โดยตัวแปรหลักที่ทดสอบ คือ ระยะห่างของตัวเชื่อมทางขวาง (มีค่าอยู่ระหว่างครึ่งหนึ่งของความลึกหน้าตัด ถึง ความลึกหน้าตัด) อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของปีกเหล็ก (มีค่าอยู่ระหว่าง 23.2 ถึง 35.4) และขนาดของหน้าตัดเสา อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของเสา PCES ที่ประกอบจากแผ่นเหล็กบางมีค่ามากกว่าเสา PCES ที่ประกอบจากหน้าตัดเหล็กมาตรฐาน (มีค่าอยู่ระหว่าง 5.9 ถึง 14.3) ค่อนข้างมาก ทำให้มีโอกาสเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ได้มากกว่า

จากการทดสอบพบว่า รูปแบบการวิบัติของเสาทุกตัวอย่างมีความใกล้เคียงกัน โดยการวิบัติเกิดจากการอัดแตกของคอนกรีตผสมกับการโก่งเดาะเฉพาะที่ของปีกเหล็กใกล้กับบริเวณที่คอนกรีตแตก และจากการสังเกตพบว่า เสาที่มีระยะห่างของตัวเชื่อมในแนวขวางมาก กำลังการรับแรงหลังจากผ่านจุดที่กำลังสูงสุดจะลดลงเร็วกว่าเสาที่มีระยะห่างของตัวเชื่อมในแนวขวางน้อย จึงสรุปได้ว่า ระยะห่างของตัวเชื่อมในแนวขวางที่น้อยส่งผลให้เสามีความเหนียวเพิ่มมากขึ้น นอกจากนี้พบว่า เสาที่มีอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของปีกเหล็กที่มาก จะมีกำลังน้อยกว่าเสาที่มีอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของปีกเหล็กที่น้อย และมีกำลังตกลงอย่างรวดเร็วหลังจากผ่านจุดที่กำลังสูงสุดมาแล้ว

นอกจากนี้ Tremblay และคณะ [11] ยังได้ทำการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพื่อทำนายกำลังของเสาสั้น PCES แบบจำลองคำนวณผลจากเหล็กและคอนกรีตแยกกัน และนำทั้งสองส่วนมารวมกันเพื่อใช้ในการทำนายกำลังโดยรวมของเสา PCES ( $C_r$ ) ดังนี้

$$C_r = 0.85A_c f'_c + A_{se} F_y \quad (2.39)$$

โดย 0.85 คือ ตัวคูณลดค่าเนื่องจากกำลังของคอนกรีตทรงกระบอก

$A_c$  คือ พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีต ( $\text{mm}^2$ )

$F_y$  คือ กำลังที่จุดครากของเหล็ก (MPa)

หน้าตัดเหล็กจะลุดอาจเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ได้ง่าย ดังนั้น ทำการลดพื้นที่หน้าตัดของเหล็กลงเป็นพื้นที่ของเหล็กประสิทธิผล  $A_{se}$

$$A_{se} = t(d - 2t + 4b_e) \quad (2.40)$$

$$b_e = \alpha \frac{1}{\lambda_p} b \leq 1.0 \quad (2.41)$$

$$\lambda_p = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-v^2)F_y}{\pi^2 E k}} \quad (2.42)$$

$$k = \frac{4}{(s/b)^2} + \frac{15}{\pi^4} (s/b)^2 + \frac{20}{3\pi^2} (2-3v) \quad (2.43)$$

โดย  $b_e$  คือ ครึ่งหนึ่งของความกว้างปีกประสิทธิผล (mm)

$\alpha$  คือ ตัวคูณลดค่าเนื่องจากหน่วยแรงค้ำ มีค่าเท่ากับ 0.6

$\lambda_p$  คือ พารามิเตอร์ความลุดสำหรับปีกเหล็ก

$b$  คือ ครึ่งหนึ่งของความกว้างปีก (mm)

$E$  คือ โมดูลัสของยังสำหรับเหล็ก (MPa)

$v$  คือ อัตราส่วนของปัวซองสำหรับเหล็ก

$k$  คือ สัมประสิทธิ์การโก่งเดาะของแผ่นเหล็ก

$s$  คือ ระยะห่างของตัวเชื่อม (mm)

สมการ 2.43 พัฒนามาจากวิธีพลังงาน (energy method) โดยสมมติให้ปีกของเหล็กเกิดการโก่งระหว่างตัวเชื่อมที่ติดกัน

ผลการทำนายค่ากำลังจากแบบจำลองใกล้เคียงกับผลลัพธ์ที่ได้จากการทดสอบ โดยได้ค่าต่างกันไม่เกินร้อยละ 3 อย่างไรก็ตาม Tremblay และคณะ [11] แนะนำให้ทดสอบเสาที่มีขนาดใหญ่ขึ้น เพื่อพิสูจน์ว่าความหลากหลายของขนาดของเสาส่งผลต่อความแม่นยำของแบบจำลองนี้หรือไม่

Chicoine และคณะ (2002a) [12] ได้ทำการศึกษาต่อจากงานวิจัยของ Tremblay และคณะ (1998) [11] โดยการทดสอบเสาสั้นที่มีขนาด 600 มม. × 600 มม. × 3000 มม. เพื่อหาผลเนื่องจากการเพิ่มขนาดของเสาจากงานวิจัยก่อนหน้า ศึกษาผลของการเพิ่มเหล็กยื่นและเหล็กปลอกในเสา และศึกษาหน่วยแรงแนวขวางในเหล็กและในตัวยึดเชื่อมเนื่องจากการขยายตัวของคอนกรีต ที่มีผลต่อความสามารถในการรับกำลังของหน้าตัดเสา

Chicoine และคณะทำการศึกษาความสมบูรณ์ของหน้าตัดเหล็กและพบว่า ขั้นตอนในการประกอบเหล็กต้องใช้การเชื่อมระหว่างปีกและเอวของเหล็ก รอยเชื่อมอาจเกิดการหดตัวได้ ทำให้ปีกของเหล็กโก่งเข้าด้านใน ทำให้ปีกเหล็กมีแนวโน้มที่จะเกิดหน่วยแรงค้ำขึ้น จากการศึกษาพบว่า ความไม่สมบูรณ์ของหน้าตัดมีโอกาสเกิดขึ้นมากถ้าระยะห่างระหว่างตัวยึดมีค่ามาก เมื่อเทียบจากงานวิจัยก่อนหน้าสามารถสรุปได้ว่า ความไม่สมบูรณ์ของหน้าตัดจะเกิดขึ้นน้อยเมื่อขนาดของตัวยึดทดสอบมีขนาดใหญ่ Chicoine และคณะ [12] คาดการณ์ว่าการโก่งเข้าด้านในเล็กน้อยของปีกเหล็กช่วยต้านทานการเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่

เสามีรูปแบบการวิบัติคล้ายกับการทดสอบก่อนหน้า คือ คอนกรีตอัดแตก (crushing) และปีกเหล็กเกิดการโก่งเดาะ อย่างไรก็ตาม การโก่งเดาะเฉพาะที่จะเริ่มเกิดที่แรงมีค่าเท่ากับร้อยละ 75 ของแรงกระทำสูงสุดของตัวยึดที่มีระยะห่างของตัวยึดมีค่าเท่ากับค่าความลึกของหน้าตัดเสา สำหรับเสาที่ระยะห่างของตัวยึดมีค่าเป็นครึ่งหนึ่งของความลึกของหน้าตัดเสา ปีกของเหล็กจะเกิดการโก่งเดาะหลังจากแรงกระทำสูงสุด ทำให้เสามีความเหนียวมากกว่า

หน่วยแรงตามยาวและตามขวางของแผ่นเหล็กคำนวณจากการวัดหน่วยการหดตัว โดยสมมติสภาพหน่วยแรงสองแกน และทำการคำนวณหน่วยแรง Von Mises ตัวยึดเสาทุกตัวยึดมีค่าหน่วยแรงในแนวขวางน้อยมาก และค่าหน่วยแรงในแนวตามยาวมีค่าใกล้เคียงกับหน่วยแรง Von Mises จนกระทั่งถึงค่าแรงกระทำสูงสุด สรุปได้ว่า การขยายตัวของคอนกรีตส่งผลต่อหน่วยแรงในแนวขวางต่อหน้าตัดเหล็กน้อยมาก ดังนั้น การขยายตัวทางด้านข้างของคอนกรีตไม่ได้ส่งผลต่อความสามารถในการรับแรงอัดในแนวแกนของเสา

การใช้แบบจำลองของ Tremblay และคณะ (1998) [11] ทำนายความสามารถในการรับแรงของเสาขนาด 600 มม. × 600 มม. พบว่า ความแม่นยำมีน้อยเมื่อเทียบกับการใช้แบบจำลองในการทำนายค่าของเสาที่มีขนาดเล็กกว่าในงานวิจัยก่อนหน้า Chicoine และคณะ [12] จึงเสนอการดัดแปลงอย่างมีนัยสำคัญจากวิจัยก่อนหน้านี้ โดยการใช้สมการที่ 2.44 แทนที่สมการที่ 2.41 โดยแทนค่า  $n$  เป็น 1 เนื่องจากสมการที่ 2.44 ให้ผลลัพธ์ที่เข้ากับผลการทดสอบมากกว่าและแสดงดังนี้

$$b_e = b(1 + \lambda_p^{2n})^{(-1/n)} \quad (2.44)$$



Chicoine และคณะ เปลี่ยนค่า 0.85 ในสมการที่ 2.39 เป็นตัวแปร  $\Psi$  ซึ่งพิจารณาถึงผลของขนาดของคอนกรีตต่อกำลังของหน้าตัด ดังนี้

$$\Psi = 0.85(0.96 + \frac{22}{b}) \quad (0.85 \leq \Psi \leq 0.97) \quad (2.45)$$

สมการที่ 2.39 เมื่อรวมผลของการเพิ่มเหล็กยื่นลงไปด้วย จึงเขียนได้ดังนี้

$$C_r = \Psi A_c f_c' + A_{se} F_y + A_r f_{yr} \quad (2.46)$$

โดย  $A_r$  และ  $f_{yr}$  คือ พื้นที่หน้าตัดและกำลังที่จุดครากของเหล็กยื่นตามลำดับ

Chicoine และคณะ (2002b) [13] ได้ทำการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ให้ความสอดคล้องกับผลการทดสอบที่มีอยู่ และสามารถใช้ในการทำนายพฤติกรรมของเสา PCES ได้ โดยมีการเปลี่ยนแปลงสมการออกแบบที่มีอยู่จำนวน 3 หัวข้อ

1. ลดค่า  $\Psi$  ด้วยการคูณด้วยตัวคูณลดค่าซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.92 เพื่อที่จะได้ค่าการทำนายที่ตรงกับผลเนื่องจากการทดสอบ
2. Chicoine และคณะ [13] แนะนำให้ใช้ค่า  $n = 1.5$  แทนค่าของ  $n = 1.0$  ในสมการที่ 2.44 ที่มีค่าปลอดภัย (conservative) มากเกินไป
3. เปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์สถิติเฟนสของแผ่นเหล็ก ( $k$ ) ในสมการที่ 2.43 โดยการวิเคราะห์การโค้งเตาะด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบยึดหย่อนของปีกเสาเหล็ก เมื่อสมมติให้อัตราส่วนปีกของมีค่าคงที่เท่ากับ 0.3 ได้ค่า  $k$  ใหม่แสดงดังนี้

$$k = \frac{3.6}{\left(\frac{s}{b}\right)^2} + 0.05 \left(\frac{s}{b}\right)^2 + 0.75 ; \left(1 \leq \frac{s}{b} \leq 2\right) \quad (2.47)$$

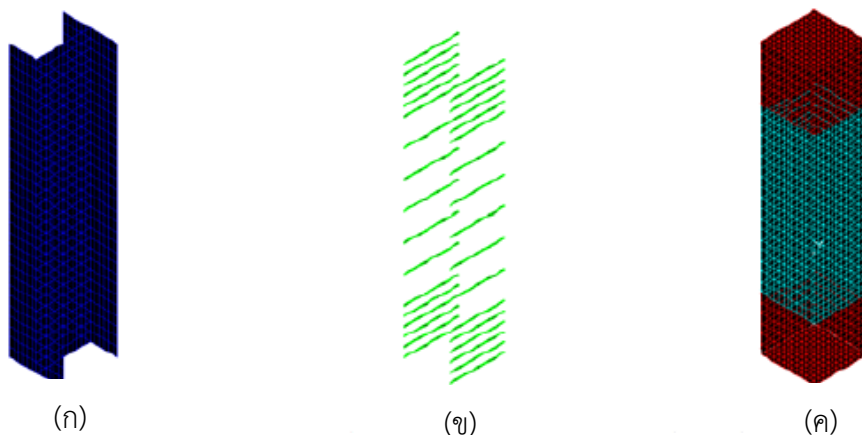
สมการออกแบบตามมาตรฐาน CSA S16-01 (CSA 2001) มีพื้นฐานมาจากสมการที่ได้นำเสนอไปในงานวิจัยนี้ แต่ใช้ค่าคงที่ที่ปลอดภัยเท่ากับ 0.8 แทนที่ค่าตัวคูณลดกำลังของคอนกรีต  $0.92\Psi$  และใช้ค่า  $n$  เท่ากับ 1.5 จึงทำให้ได้ค่ากำลังมีค่าดังนี้

$$C_u = \left(0.85 A_c f_c' + A_{se} f_y + A_r f_{yr}\right) \left(1 + \lambda^{2.68}\right)^{-\left(\frac{1}{1.34}\right)} \quad (2.48)$$

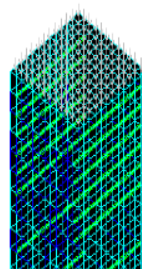
$C_u$  คือ กำลังรับแรงอัดตามมาตรฐาน CSA S16-01 (Canadian steel design standard)

Hanna และ Amin (2006) [14] ได้ทำการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม Cosmos/m เพื่อศึกษากำลังและพฤติกรรมของเสาวัสดุผลเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน (PCES) ที่รับแรงกระทำในแนวแกนแบบตรงศูนย์ การเปรียบเทียบผลลัพธ์จากแบบจำลองกับผลการทดสอบในอดีตพบว่า ได้ค่าที่ได้จากแบบจำลองค่อนข้างตรงกับผลการทดสอบในอดีต ผู้วิจัยใช้แบบจำลองนี้ศึกษาผลของตัวแปรที่ส่งผลต่อพฤติกรรมและกำลังของเสา ตัวแปรที่ศึกษาประกอบด้วย กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต กำลังที่จุดครากของเหล็ก อัตราส่วนระหว่างพื้นที่เหล็กและคอนกรีต และอัตราส่วนลักษณะ (aspect ratio)

Hanna และ Amin พัฒนาแบบจำลองโครงสร้าง โดยการรวมแบบจำลองขององค์ประกอบของเสาเข้าด้วยกัน ประกอบด้วย เหล็ก เหล็กเส้นเชื่อมระหว่างปีกเหล็ก และคอนกรีต ดังแสดงในภาพที่ 2.19 (ก-ค ตามลำดับ) กำหนดแรงกระทำเป็นแรงดันที่บริเวณพื้นผิวด้านบนของเสา ดังแสดงในภาพที่ 2.20 จากนั้นทำการคำนวณค่าแรงกระทำสูงสุดที่ทำให้เสาเกิดการวิบัติจากแบบจำลอง ดังแสดงในตารางที่ 2.2 การเปรียบเทียบค่าจากแบบจำลองด้วยผลลัพธ์จากการทดสอบในอดีต ดังแสดงในตารางที่ 2.3 พบว่า ได้ค่ามีความแม่นยำมาก โดยได้ค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 0.95



ภาพที่ 2.19 แบบจำลองโครงสร้างสำหรับองค์ประกอบภายในเสา [14]



ภาพที่ 2.20 แรงกระทำแบบพื้นผิวแรงดันที่บริเวณด้านบนของเสา [14]

ตารางที่ 2.2 ค่าแรงกระทำที่ทำให้เสาเกิดการวิบัติคำนวณจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ [14]

Specimen	Pu FEM	f <sub>ce</sub> ' (Mpa)	Fy (Mpa)
C-2	8888	29.4	229
C-3	8721	29.13	224
C-4	8639	28.68	222
C-5	9300	30.48	239
C-6	7880	29.4	230
C-7	3852	30	208
C-8	15976	30	237
C-9	16112	30	239
C-10	16240	30	242
C-11	14930	30	243

ตารางที่ 2.3 การเปรียบเทียบแรงกระทำที่เสาวิบัติจากแบบจำลองและผลลัพธ์จากการทดสอบในอิตาลี [14]

Specimen	Pu FEM (KN)	Pu Exp.(KN) [4&8]	Pu FEM / Pu exp.
C-2	8888	10100	0.88
C-3	8721	9690	0.9
C-4	8639	9390	0.92
C-5	9300	10000	0.93
C-6	7880	7650	1.03
C-7	3852	4280	0.9
C-8	15976	16470	0.97
C-9	16112	16610	0.97
C-10	16240	16240	1
C-11	14930	14930	1
		mean	0.95

ตารางที่ 2.2 และตารางที่ 2.3 ชี้ให้เห็นว่า การใช้กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่มีค่าอยู่ในช่วง 20-50 MPa มีความเหมาะสม นอกจากนี้ เสาที่ใช้กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ต่ำ ควรจะใช้เหล็กที่มีค่ากำลังที่จุดครากต่ำ เนื่องจากการวิบัติเกิดจากคอนกรีตอัดแตก สังเกตได้ว่า ตัวแปร 3 ตัวแปร ได้แก่ กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต กำลังที่จุดครากของเหล็ก และอัตราส่วนระหว่างพื้นที่เหล็กและคอนกรีต ส่งผลต่อพฤติกรรมและกำลังของเสา PCES อย่างมาก

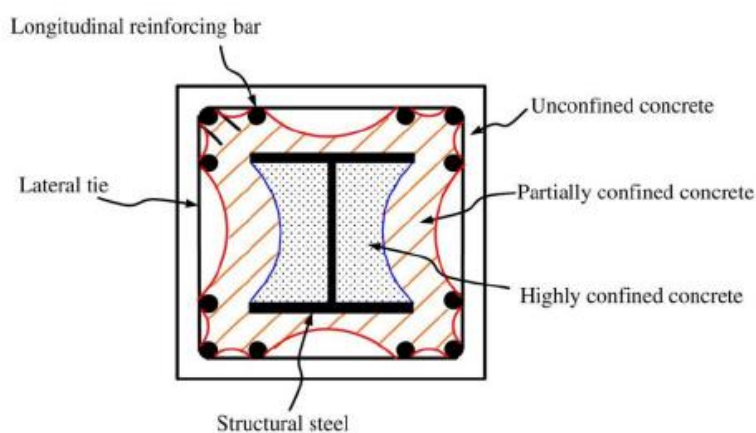
Chen และ Lin (2006) [3] ได้ศึกษาพฤติกรรมของเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตและเสนอวิธีการทำนายกำลังรับแรงอัดของเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตไว้ดังนี้

แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์คำนวณโดยให้หน่วยการหัดตัวสอดคล้องกันตลอดทั้งหน้าตัด โดยกำลังรับแรงอัดของเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตหาได้จากการรวมกำลังรับแรงอัดของแต่ละวัสดุในหน้าตัด กำลังของแต่ละวัสดุหาได้จากผลคูณของหน่วยแรงของวัสดุกับพื้นที่ของวัสดุ

สมมุติฐานต่าง ๆ ของแบบจำลองมีดังนี้

1. แรงที่กระทำกระจายเท่ากันตลอดทั้งหน้าตัด
2. หน่วยแรงในแต่ละวัสดุคำนวณจากความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการหัดตัวของวัสดุ
3. การโอบรัดคอนกรีตเกิดจากการโอบรัดของเหล็กปลอกและเหล็กรูปพรรณ
4. สมมุติการโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local Buckling) ของเหล็กยื่นและเหล็กรูปพรรณ

แบบจำลองของคอนกรีตคิดผลของการโอบรัดจากเหล็กปลอกและเหล็กรูปพรรณ ทำให้เสามีความแข็งแรงและความเหนียวเพิ่มขึ้น พื้นที่ของคอนกรีตสามารถแบ่งเป็น คอนกรีตไม่รับการโอบรัด (Unconfined concrete) คอนกรีตที่รับการโอบรัดบางส่วน (Partially confined concrete) และคอนกรีตที่รับการโอบรัดสูง (Highly confined concrete) พื้นที่ของคอนกรีตที่รับการโอบรัดบางส่วนจะอยู่ภายนอกคอนกรีตที่รับการโอบรัดตัวสูง และอยู่ในบริเวณปิดล้อมของเหล็กยื่น พื้นที่จะมีลักษณะเป็นเส้นโค้งพาราโบลา ระหว่างเหล็กยื่น ส่วนคอนกรีตที่รับการโอบรัดตัวสูงจะอยู่ระหว่างแผ่นปีกและแผ่นเอวของเหล็กรูปพรรณ โดยสมมุติขอบเขตพื้นที่ที่เป็นเส้นโค้งพาราโบลาเหมือนคอนกรีตที่รับการโอบรัดบางส่วน สำหรับคอนกรีตไม่รับการโอบรัดตัวจะอยู่บริเวณภายนอกนับจากขอบเขตพื้นที่คอนกรีตที่รับการโอบรัดตัวบางส่วนออกไปจนสุดขอบเสา ดังแสดงในภาพที่ 2.21



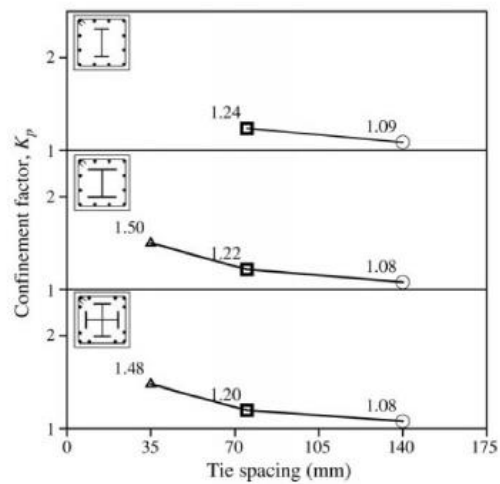
ภาพที่ 2.21 ขอบเขตของคอนกรีตในเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต[3]

หน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตที่รับการโอบรัดบางส่วนและคอนกรีตที่รับการโอบรัดตัวสูง เป็นไปตามสมการที่ 2.49 และ 2.50 ตัวประกอบการโอบรัดบางส่วนและการโอบรัดสูงมีค่าขึ้นอยู่กับ ระยะห่างของเหล็กปลอกและรูปแบบหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ ดังแสดงในภาพที่ 2.22 และภาพที่ 2.23

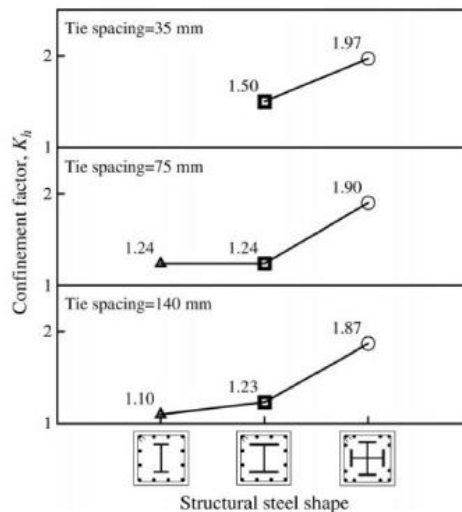
$$f'_{cc} = K_p f'_{c0} \quad \text{สำหรับคอนกรีตที่รับการโอบรัดบางส่วน} \quad (2.49)$$

$$f'_{cc} = K_h f'_{c0} \quad \text{สำหรับคอนกรีตที่รับการโอบรัดสูง} \quad (2.50)$$

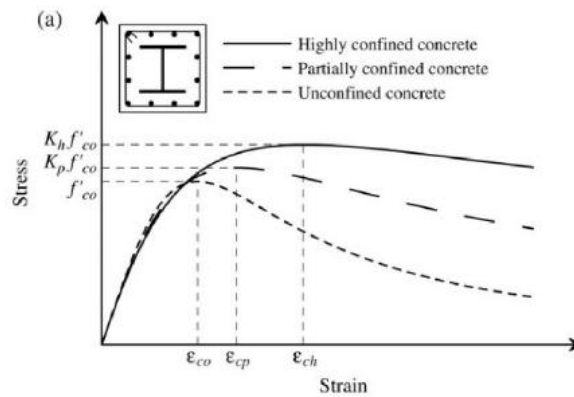
โดย  $K_p$  และ  $K_h$  คือ ตัวประกอบการโอบรัดบางส่วนและการโอบรัดสูงตามลำดับ



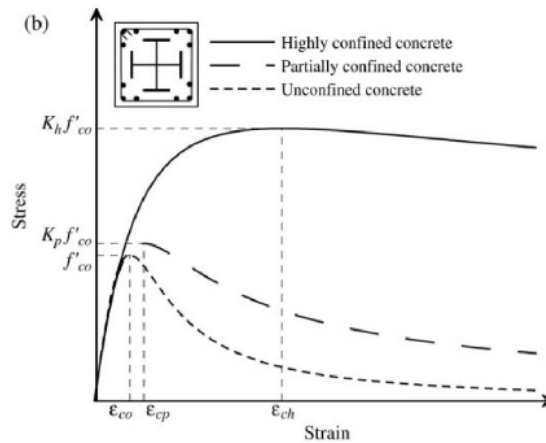
ภาพที่ 2.22 ตัวประกอบคอนกรีตที่รับการโอบรัดบางส่วนเสาะเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [3]



ภาพที่ 2.23 ตัวประกอบคอนกรีตที่รับการโอบรัดสูงในเสาะเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [3]

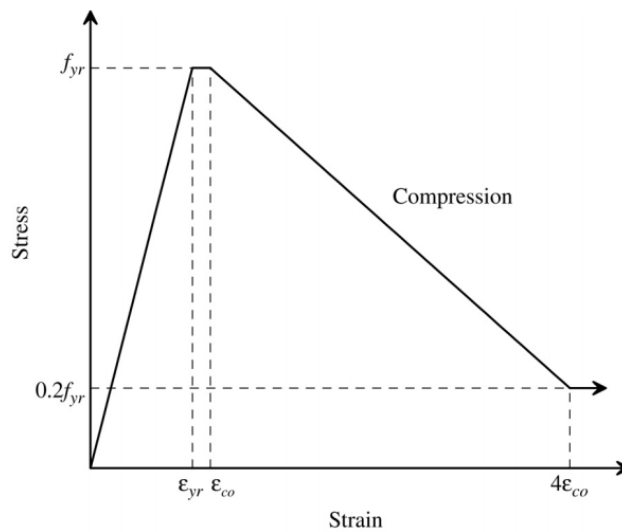


ภาพที่ 2.24 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีตในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่เหล็กรูปพรรณรูปตัวเอช [3]



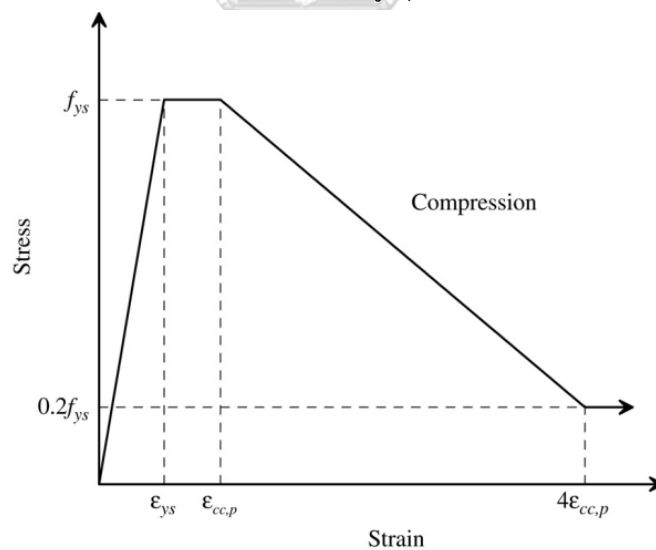
ภาพที่ 2.25 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีตในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่เหล็กรูปพรรณรูปกากบาท [3]

แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของเหล็กยี่นมีลักษณะเป็นเส้นตรงเริ่มจากจุดเริ่มต้นไปจนถึงจุดที่เหล็กเกิดการคราก หลังเหล็กเสริมเกิดการครากหน่วยแรงจะมีค่าคงที่ จนกระทั่งหน่วยการหดตัวของเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้นถึงค่าหน่วยการหดตัวของคอนกรีตภายนอกเหล็กยี่น (คอนกรีตที่ไม่รับการโอบรัด) หน่วยแรงของเหล็กเสริมจะมีค่าลดลงเป็นเส้นตรงไปจนถึงหน่วยแรงที่ร้อยละ 20 ของหน่วยแรงสูงสุดและมีค่าคงที่ต่อไป ดังแสดงใน ภาพที่ 2.26

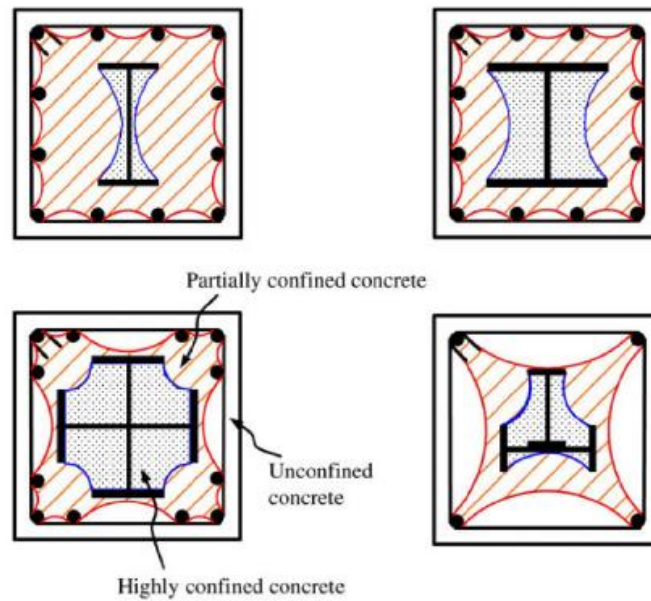


ภาพที่ 2.26 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของเหล็กยื่นในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [3]

แบบจำลองความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของเหล็กรูปพรรณจะเป็นเส้นตรงไปจนถึงจุดที่เหล็กเกิดการคราก หลังจากนั้นเหล็กเสริมเกิดการครากหน่วยแรงจะมีค่าคงที่ ส่วนหน่วยการหดตัวจะมีค่าเพิ่มขึ้น จนถึงจุดที่หน่วยการหดตัวของคอนกรีตภายนอกเหล็กรูปพรรณ (คอนกรีตที่รับการโอบรัดบางส่วน) เกิดการแตกร้าว หน่วยแรงของเหล็กรูปพรรณจะมีค่าลดลงเป็นเส้นตรง จนถึงหน่วยแรงที่ร้อยละ 20 ของหน่วยแรงสูงสุดและมีค่าคงที่ต่อไป ดังแสดงในภาพที่ 2.27



ภาพที่ 2.27 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของเหล็กรูปพรรณในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [3]



ภาพที่ 2.28 คุณสมบัติเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ทำการทดสอบ [3]

คุณสมบัติและขนาดของเสาจากงานวิจัยในอดีตที่นำมาสร้างแบบจำลอง แสดงในตารางที่ 2.4 มีหน้าตัดรูปพรรณแตกต่างกัน ดังแสดงในภาพที่ 2.28 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง ซึ่งคำนวณค่ามาจากคุณสมบัติวัสดุและขนาดของเสา ดังแสดงในตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติและขนาดของเสาจากงานวิจัยในอดีตที่นำมาสร้างแบบจำลอง [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 2.5 คุณสมบัติวัสดุที่ใช้ในแบบจำลอง [3]

Material properties used for analytical modeling

Specimen	Area of steel $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	Area of bar $A_r$ (mm <sup>2</sup> )	Area of unconfined concrete $A_{cu}$ (mm <sup>2</sup> )	Area of partially confined concrete $A_{cp}$ (mm <sup>2</sup> )	Area of highly confined concrete $A_{ch}$ (mm <sup>2</sup> )	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

กำลังรับแรงอัดจากแบบจำลองการวิเคราะห์ คำนวณได้ดังสมการที่ 2.51 ซึ่งได้มาจากการรวมกำลังของแต่ละวัสดุในหน้าตัดเสา

$$P_{Analy} = f_s A_s + f_{sr} A_r + f_{cu} A_{cu} + f_{cp} A_{cp} + f_{ch} A_{ch} \quad (2.51)$$

โดยที่  $f_s$  คือ หน่วยแรงของเหล็กรูปพรรณ (MPa)

$A_s$  คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กรูปพรรณในหน้าตัดเสา (mm<sup>2</sup>)

$f_{sr}$  คือ หน่วยแรงของเหล็กยื่น (MPa)

$A_r$  คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กยื่นในหน้าตัดเสา (mm<sup>2</sup>)

$f_{cu}$  คือ หน่วยแรงของคอนกรีตที่ไม่รับการโอบรัด (MPa)

$A_{cu}$  คือ พื้นที่หน้าตัดคอนกรีตที่ไม่รับการโอบรัดในหน้าตัดเสา (mm<sup>2</sup>)

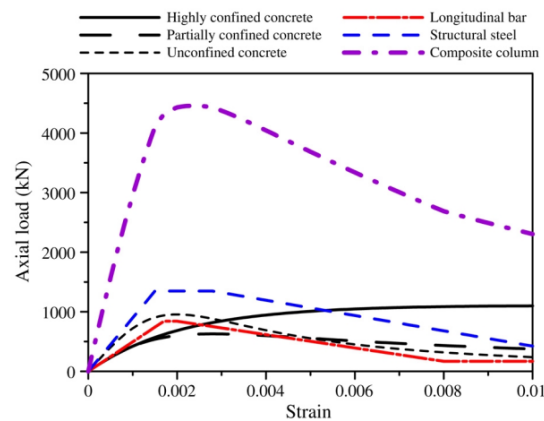
$f_{cp}$  คือ หน่วยแรงของคอนกรีตที่รับการโอบรัดบางส่วน (MPa)

$A_{cp}$  คือ พื้นที่หน้าตัดคอนกรีตที่รับการโอบรัดบางส่วนในหน้าตัดเสา (mm<sup>2</sup>)

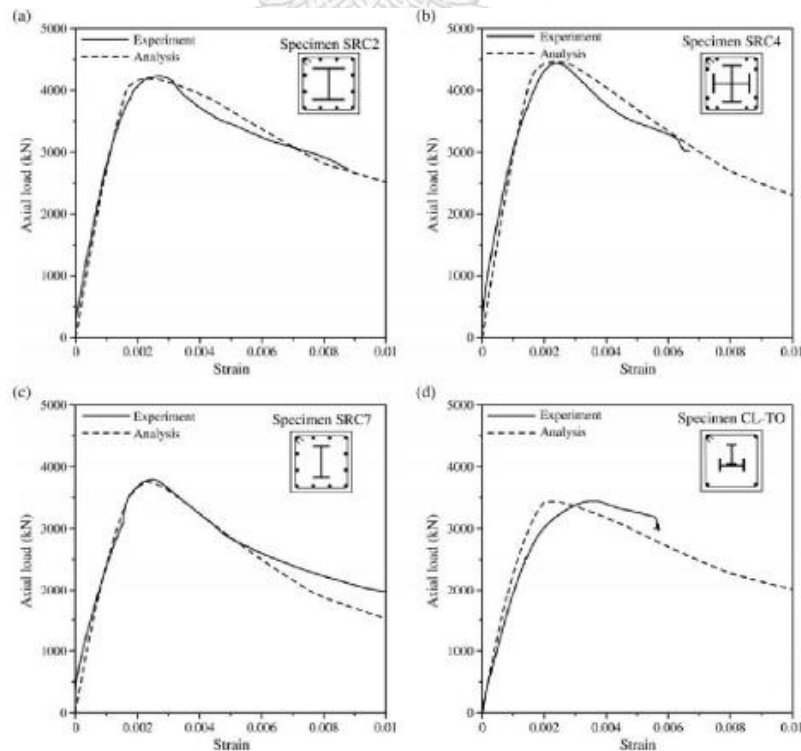
$f_{ch}$  คือ หน่วยแรงของคอนกรีตที่รับการโอบรัดสูง (MPa)

$A_{ch}$  คือ พื้นที่หน้าตัดคอนกรีตที่รับการโอบรัดสูงในหน้าตัดเสา (mm<sup>2</sup>)

ภาพที่ 2.29 แสดงตัวอย่างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของเสาต่อหน่วยการหดตัวของเสา ที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต สังเกตได้ว่า คอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดจะพัฒนากำลังจนมีค่าสูงสุดที่หน่วยการหดตัวเท่ากับ 0.002 ซึ่งเหล็กยื่นและเหล็กรูปพรรณก็เกิดการครากที่หน่วยการหดตัวค่านี้ หลังจากนั้นกำลังของเสาจะเพิ่มขึ้นไปอีก เนื่องจากกำลังของคอนกรีตที่รับการโอบรัดบางส่วนและคอนกรีตที่รับการโอบรัดสูง ภาพที่ 2.30 แสดงกำลังเสาคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบเทียบกับกำลังเสาที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง ซึ่งมีผลใกล้เคียงกัน



ภาพที่ 2.29 กราฟความสัมพันธ์กำลังรับแรงอัดของเสาต่อหน่วยการหดตัวของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง [3]

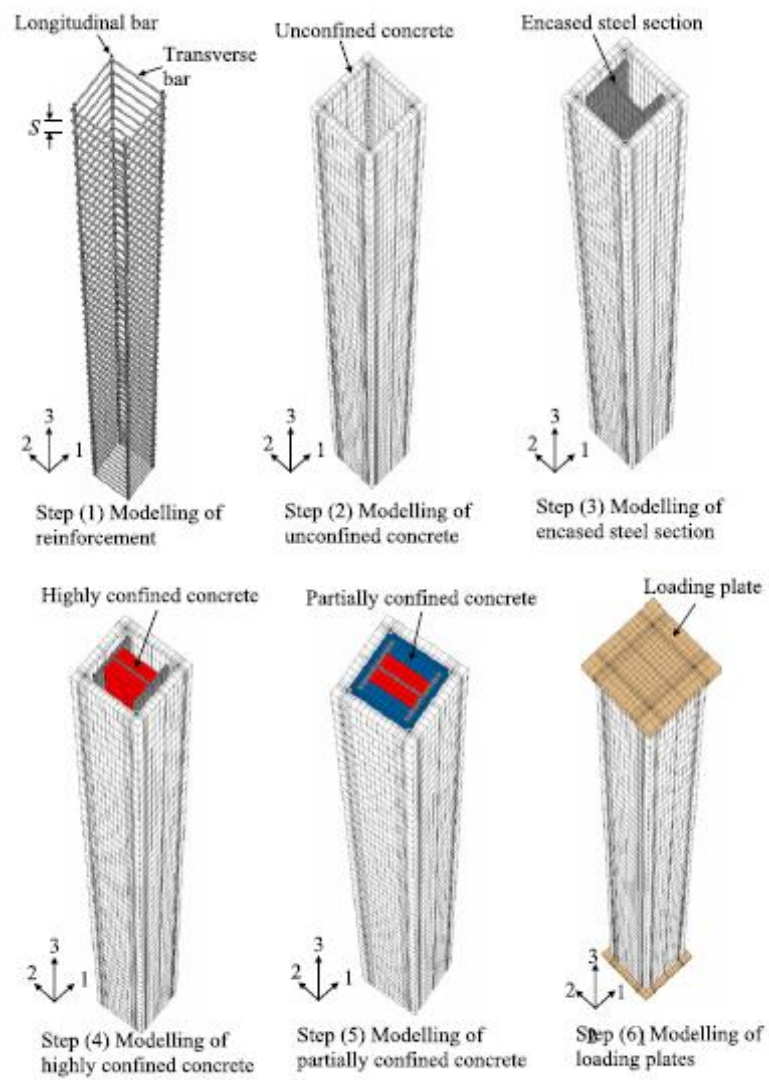


ภาพที่ 2.30 กำลังเสาคอนกรีตทดสอบเทียบกับกำลังเสาที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง [3]

Ellobody และ Young (2011) [15] ได้ทำการศึกษาวิจัยพฤติกรรมของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่มีจุดรองรับแบบยึดหมุน (pinned support) โดยทำการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติด้วยโปรแกรม ABAQUS เพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมในช่วงไม่ยืดหยุ่น (inelastic) ของเหล็กรูปพรรณ เหล็กยื่น คอนกรีต และเหล็กปลอก แบบจำลองได้ทำการพิจารณาผลของการโอบรัดคอนกรีตในเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต ผลของผิวสัมผัสระหว่าง เหล็กรูปพรรณและคอนกรีต เหล็กยื่นและเหล็กปลอก เหล็กยื่นและคอนกรีต รวมทั้งยังพิจารณาผลของความไม่สมบูรณ์ทางรูปทรงทางเรขาคณิต (geometric imperfection) ของเสาด้วย การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ทำโดยการเทียบผลที่ได้กับผลการทดสอบจากงานวิจัยในอดีต

จุดประสงค์หลักของงานวิจัยนี้คือ ความเข้าใจการตอบสนองของโครงสร้าง รูปแบบการวิบัติของเสา และเพื่อหาค่ารับแรงอัดเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตเพื่อเปรียบเทียบกับมาตรฐานการออกแบบที่ใช้ในปัจจุบัน การสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต ดังแสดงในภาพที่ 2.31 แบ่งออกเป็น 6 ขั้นตอน ดังนี้ (1) สร้างแบบจำลองเหล็กเสริมทงยาวและเหล็กปลอก (2) สร้างแบบจำลองคอนกรีตที่ไม่รับการโอบรัด (3) สร้างแบบจำลองเหล็กรูปพรรณ (4) สร้างแบบจำลองคอนกรีตที่รับการโอบรัดตัวสูง (5) สร้างแบบจำลองคอนกรีตที่รับการโอบรัดบางส่วน (6) สร้างแผ่นปิดหัวและท้ายเสาไว้สำหรับรับแรง งานวิจัยนี้ครอบคลุมรูปแบบของเสาหลายรูปแบบ ได้แก่ เสาชะลูด (slender) เสาไม่ชะลูด (non-slender) เสาสั้น และเสายาว โดยใช้กำลังของคอนกรีตมีค่าอยู่ระหว่าง 20 MPa ถึง 110 MPa หน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กรูปพรรณมีค่าอยู่ระหว่าง 275 MPa ถึง 690 MPa

จากการศึกษาพบว่า ปัจจัยที่ส่งผลต่อพฤติกรรมและกำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต ประกอบด้วย ความชะลูดของเสา กำลังของคอนกรีต และหน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กรูปพรรณ การเพิ่มค่ากำลังของเหล็กรูปพรรณส่งกระทบน้อยต่อกำลังของเสาที่มีความชะลูดมาก เนื่องจากเสากเกิดการวิบัติในลักษณะการโก่งเดาะ การเปรียบเทียบค่ากำลังของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์กับค่าที่ได้จากการคำนวณตามมาตรฐาน American institute for steel construction (AISC) และ Eurocode 4 (EC4) ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตพบว่า ค่าที่ได้จากการคำนวณตามมาตรฐาน EC4 มีค่าแม่นยำก็ต่อเมื่อ เสามีค่ากำลังคอนกรีตทรงกระบอกเป็น 30 MPa ค่าหน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กรูปพรรณเป็น 275 MPa หรือ 460 MPa ซึ่งเป็นข้อจำกัดของมาตรฐาน อย่างไรก็ตาม ค่ากำลังที่ทำนายโดยมาตรฐาน EC4 เป็นค่ากำลังที่ปลอดภัย (conservative) คือ มีค่ากำลังน้อยกว่าค่ากำลังที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ สำหรับค่ากำลังที่ทำนายจากข้อกำหนด AISC เป็นค่าที่ปลอดภัยสำหรับเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกตัวอย่างทดสอบ

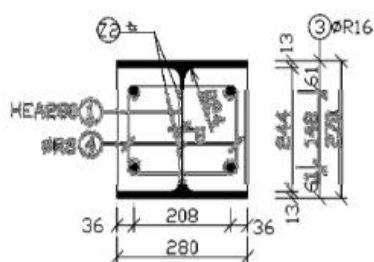


ภาพที่ 2.31 ขั้นตอนการสร้างแบบจำลองของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [15]

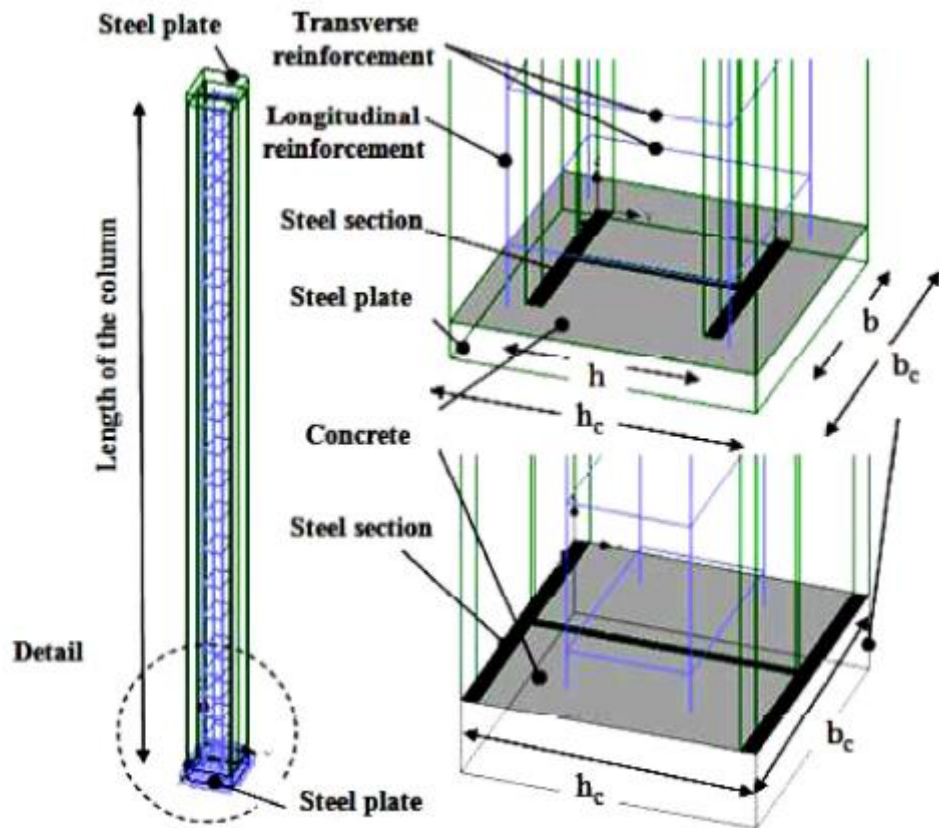
Lelkes และ Grambilck (2013) [16] นำเสนอผลลัพธ์ของการทดสอบและการวิเคราะห์ทางทฤษฎีของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต ทั้งชนิดคอนกรีตหุ้มทุกส่วน และชนิดคอนกรีตหุ้มบางส่วน (partially) ดังแสดงในตารางที่ 2.6 และภาพที่ 2.32 ในทางปฏิบัติเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตส่วนใหญ่จะเป็นเสาขะลุค จึงต้องประยุกต์ใช้การวิเคราะห์แบบลำดับที่สอง (second order) หัวข้อหลักของงานวิจัยนี้ คือ การวิเคราะห์โดยใช้ทฤษฎีลำดับที่สองสำหรับเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต โดยทำการวิเคราะห์ผลเนื่องจากทฤษฎีลำดับที่สองจากการทดสอบ และทำการเปรียบเทียบกับแบบจำลองที่พัฒนาด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติด้วยโปรแกรม Atena 3D ดังแสดงในภาพที่ 2.33 ภาพที่ 2.34 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเปลี่ยนรูปของเสาของการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์และผลลัพธ์ที่ได้จากผลการทดสอบจะเห็นได้ว่าค่าที่ได้ออกมาค่อนข้างใกล้เคียงกัน

ตารางที่ 2.6 ขนาดของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตและสมบัติของวัสดุ [16]

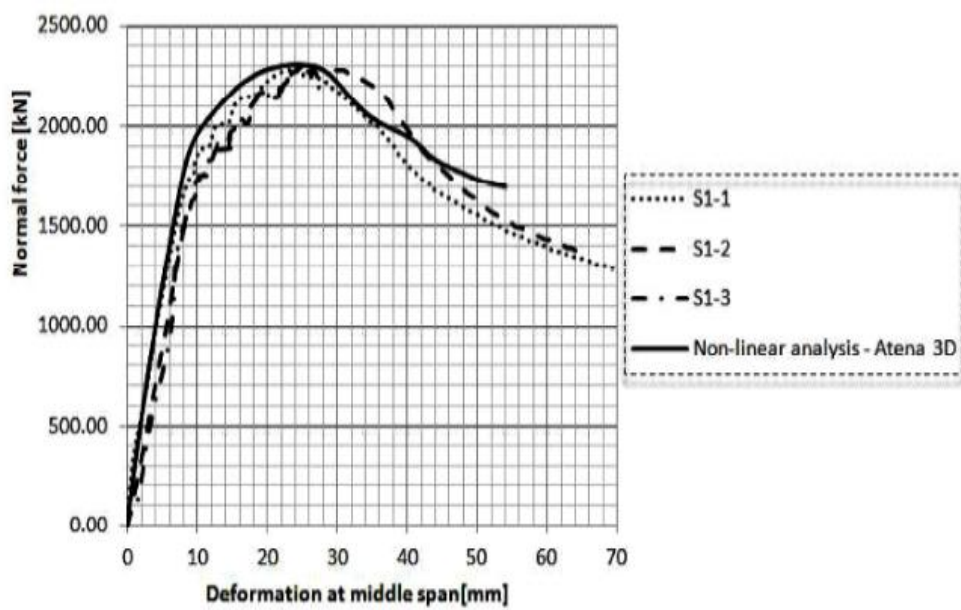
Test	Dimensions			Steel section Number and diameter of reinforcement	Eccentricity (mm)	Num. of columns	Material properties			Ref.
	b <sub>c</sub> (mm)	h <sub>c</sub> (mm)	L (m)				f <sub>cd</sub> (MPa)	f <sub>td</sub> (MPa)	f <sub>yd</sub> (MPa)	
S1-40	200	190	3	HEA200 - 4φ 14	40	3	65.45	566.25	305.46	[2]
S2-40	200	190	4	HEA200 - 4φ 14	40	3	65.45	566.25	305.46	[2]
Sx1-30	280	270	3	HEA280 - 4φ 16	30	3	36.34	569.4	395.8	[1]
Sx1-80	280	270	3	HEA280 - 4φ 16	80	3	36.34	569.4	395.8	[1]
Sx2-40	280	270	4	HEA280 - 4φ 16	40	3	36.34	569.4	395.8	[1]
Sx2-60	280	270	4	HEA280 - 4φ 16	60	3	36.34	569.4	395.8	[1]



ภาพที่ 2.32 หน้าตัดและรูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตประเภท Sx [16]

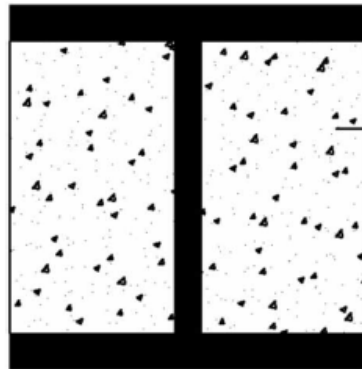


ภาพที่ 2.33 แบบจำลองของเสาเหล็กค้ำด้วยคอนกรีตในโปรแกรม Atena 3D [16]



ภาพที่ 2.34 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเปลี่ยนรูปของเสาเหล็กค้ำด้วยคอนกรีตของเสาประเภท S1 [16]

Yin และคณะ (2015) [17] ได้ทำการศึกษาผลของวัสดุผสมสำหรับเสา PCES ด้วยการวิเคราะห์แรงอัดตามแนวแกนแบบตรงศูนย์ด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์โดยโปรแกรม ANSYS โดยเสาที่ทำการวิเคราะห์มีทั้งหมด 12 ตัวอย่าง เป็นเสา PCES 6 ตัวอย่าง เสาเหล็ก 6 ตัวอย่าง ดังแสดงในภาพที่ 2.35 และคุณสมบัติของวัสดุแสดงในตารางที่ 2.7



ภาพที่ 2.35 หน้าตัดเสา PCES [17]

ตารางที่ 2.7 คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ [17]

Specimen	PEC-1	PEC-2	H-1	H-2	PEC-3	PEC-4	H-3	H-4	PEC-5	PEC-6	H-5	H-6
Section ( $A_n$ mm <sup>2</sup> )	100×50×4×5.5		100×100×6×8				200×200×8×12					
Calculating length (L m <sup>-1</sup> )	1.0	3.0	1.0	3.0	1.0	3.0	1.0	3.0	1.0	3.0	1.0	3.0
Concrete	C25		None		C30		None		C30		None	

แบบจำลองสำหรับเหล็กใช้แบบจำลองวัสดุแบบพลาสติกยึดหยุ่นแสดงดังนี้

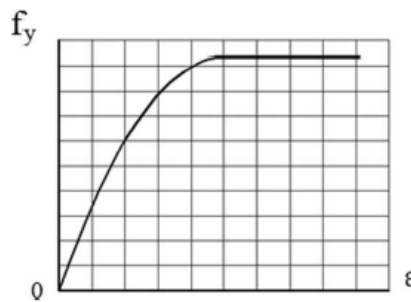
$$\sigma = E\varepsilon ; \varepsilon \leq \varepsilon_y \quad (2.52)$$

$$\sigma = f_y ; \varepsilon > \varepsilon_y \quad (2.53)$$

แบบจำลองวัสดุสำหรับคอนกรีตเป็นดังนี้

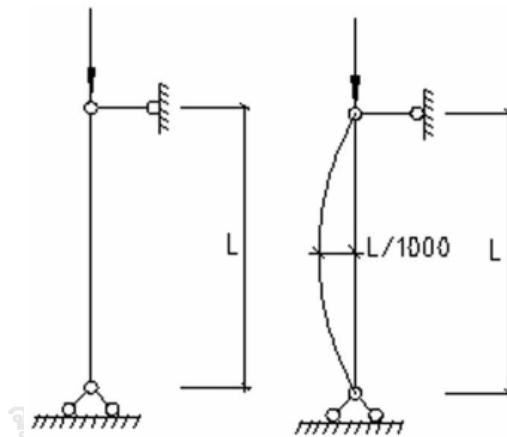
$$\sigma_c = f_c \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] ; \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (2.54)$$

$$\sigma_c = f_c ; \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.55)$$



ภาพที่ 2.36 แบบจำลองของคอนกรีต [17]

การสร้างแบบจำลองการคำนวณสำหรับเสา PCES จะทำการจำลองให้ปลายเสาทั้งสองด้านเป็นจุดรองรับแบบหมุน (hinged ends) ดังแสดงในภาพที่ 2.37 โดยมีทั้งตัวอย่างทดสอบที่มีความสมบูรณ์และตัวอย่างทดสอบที่มีความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิต จำลองให้เสารับแรงกระทำอัดตามแนวแกน พิจารณาความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิตให้เกิดที่บริเวณกึ่งกลางเสามีค่าเท่ากับ  $\Delta_u = L/1000$  ดังแสดงในภาพที่ 2.37



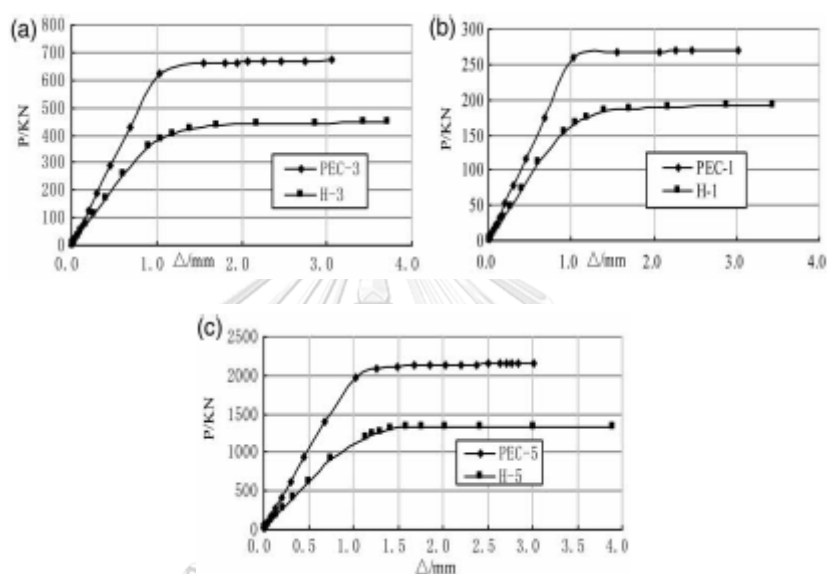
ภาพที่ 2.37 แบบจำลองการคำนวณ [17]

การวิเคราะห์กำลังรับแรงอัดตามแนวแกนของเสา PCES โดยไม่พิจารณาความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิตใช้โปรแกรม ANSYS วิเคราะห์โดยการควบคุมด้วยการเคลื่อนที่ ผลการวิเคราะห์เป็นค่ากำลังรับแรงอัด ดังแสดงในตารางที่ 2.8 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการเคลื่อนที่ของเสาแสดงดังภาพที่ 2.38 การพิจารณาแบบจำลองพบว่า การพัฒนาความเหนียวของคอนกรีตภายในเสาตัวอย่างสามารถทำได้โดยการจำกัดการขยายตัวของปีกเหล็กและเอวเหล็ก ทำให้ความเหนียวของเสา PCES มีค่าเพิ่มมากขึ้น และพบว่า ค่ากำลังรับแรงอัดและค่าสติฟเนสเริ่มต้นของเสา PCES มีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อทำการเพิ่มความกว้างของปีกเหล็ก จึงสรุปได้ว่า ความสามารถในการจำกัดการขยายตัวของคอนกรีตในเสา PCES จะมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามความกว้างของปีกเหล็ก



ตารางที่ 2.8 ผลลัพธ์จากแบบจำลองและผลลัพธ์ทางทฤษฎี [17]

Specimens	Cross-sectional area (mm <sup>2</sup> )		Bearing capacity based on material strength (kN)	Axial displacement ( $\Delta z$ mm <sup>-1</sup> )	Ultimate bearing capacity (kN)
PEC-1 (C25)	Steel 906	Concrete 4094	243.51	3.02	271.13
PEC-3 (C30)	Steel 2190	Concrete 7896	583.76	3.06	671.36
PEC-5 (C30)	Steel 6428	Concrete 33792	1865.24	3.02	2159.34
H-1	906	194.79	4.01	192.29	
H-3	2190	470.85	4.02	466.69	
H-5	6428	1382.03	4.02	1380.00	

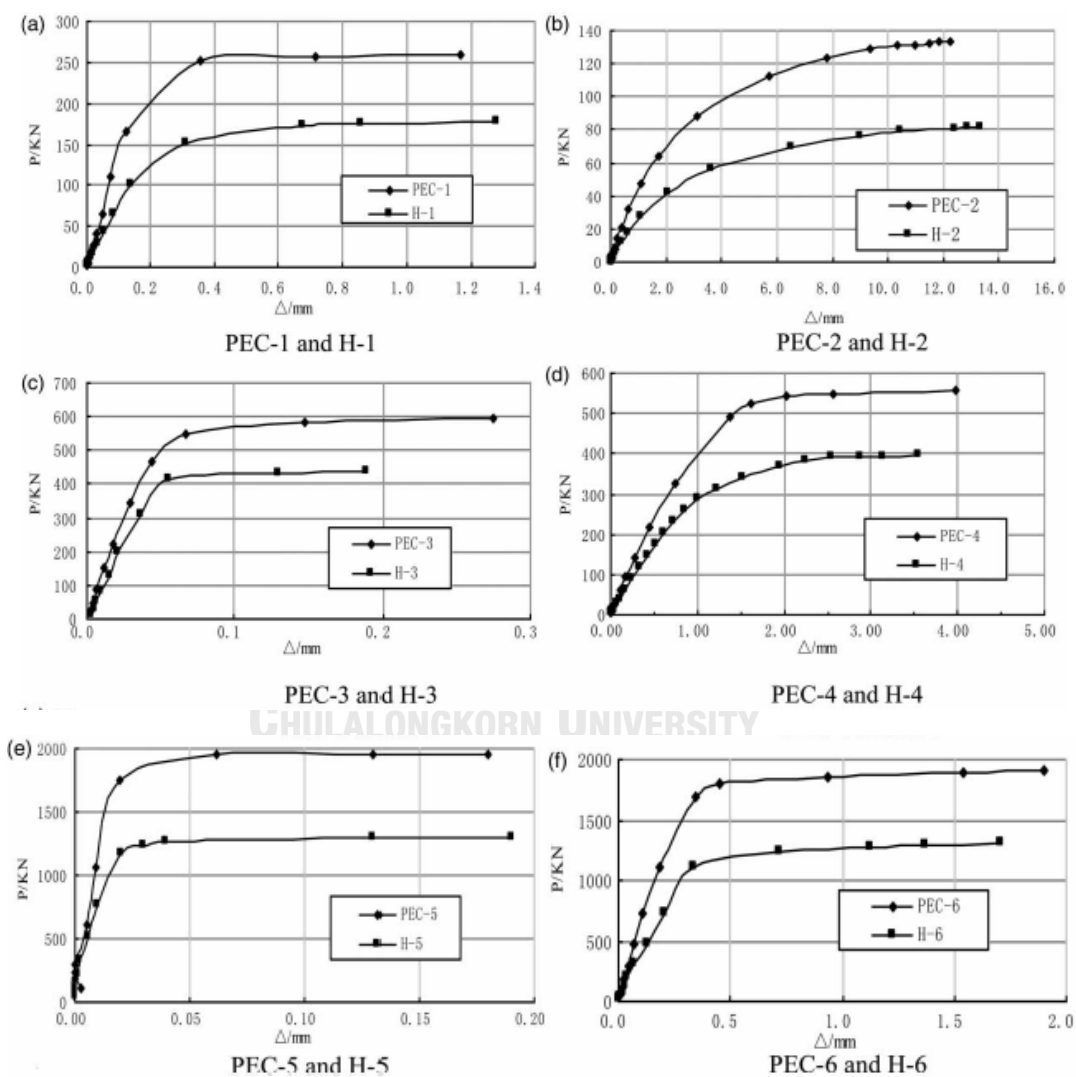


ภาพที่ 2.38 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการเคลื่อนที่ [17]

ผลการวิเคราะห์กำลังรับแรงอัดตามแนวแกนของเสา PCES โดยพิจารณาความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิตแสดงอยู่ในตารางที่ 2.9 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการเคลื่อนที่ของเสาที่พิจารณาความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิตแสดงดังภาพที่ 2.39 จากการสังเกตพบว่า หน้าตัดของเหล็กและคอนกรีตจะเกิดการร้าวเมื่อตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ และวัสดุแต่ละวัสดุภายในหน้าตัดเสาสามารถรับกำลังได้ถึงขีดจำกัด ทำให้เกิดการรับแรงเต็มประสิทธิภาพ คอนกรีตที่เต็มระหว่างปีกเหล็กและเอวเหล็กสามารถป้องกันการลดลงของกำลังรับแรงอัดของตัวอย่างทดสอบ เนื่องจากการเกิดการโก่งเดาะของเหล็กรูปตัว H ขณะที่ความสามารถในการรับหน่วยแรงของคอนกรีตจะมีค่าเพิ่มขึ้นเนื่องจากผลของการโอบรัดตัวของเหล็กรูปตัว H ทำให้คอนกรีตมีกำลังในการรับแรงที่มากขึ้น

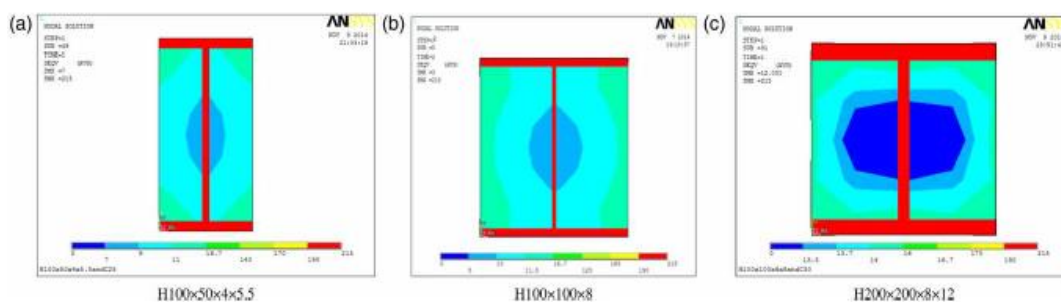
ตารางที่ 2.9 ผลลัพธ์จากแบบจำลองที่พิจารณาผลของความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิต [17]

Group	Specimens	Calculating length (L mm <sup>-1</sup> )	Concrete	K <sub>0</sub> (kN mm <sup>-1</sup> )	Slenderness ratios	Δ <sub>u</sub> (mm)	Axial load (kN)
G1	PEC-1	1000	C25	1271.85	89	1	259.06
	PEC-2	3000	C25	54.56	268	3	133.31
	H-1	1000	...	832.92	89	1	178.33
	H-2	3000	...	31.20	268	3	81.79
G2	PEC-3	1000	C30	11 787.40	41	1	597.81
	PEC-4	3000	C30	524.53	123	3	556.50
	H-3	1000	...	7072.44	41	1	446.73
	H-4	3000	...	393.88	123	3	395.53
G3	PEC-5	1000	C30	114 493.30	20	1	1956.56
	PEC-6	3000	C30	6445.61	60	3	1908.39
	H-5	1000	...	55 635.11	20	1	1302.10
	H-6	3000	...	3228.70	60	3	1253.14



ภาพที่ 2.39 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการเคลื่อนที่ของเสา PCES โดยพิจารณาความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิต [17]

จากผลการวิเคราะห์แบบจำลองพบว่า หน่วยแรงที่กระทำบนคอนกรีตมีค่าแตกต่างกัน โดยมีค่าขึ้นอยู่กับขนาดของเหล็กรูปพรรณที่โอบรัด แสดงดังภาพที่ 2.40 คอนกรีตสามารถแบ่งได้เป็นสองส่วน ได้แก่ คอนกรีตที่มีการโอบรัด และคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด จากตารางที่ 2.10 จะเห็นได้ว่า กำลังรับแรงอัดของเสามีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มการโอบรัดด้านข้าง โดยพื้นที่ของคอนกรีตที่มีการโอบรัดมีค่าขึ้นอยู่กับอัตราส่วนความสูงต่อความกว้างของหน้าตัดเหล็กรูปตัว H



ภาพที่ 2.40 บริเวณการโอบรัดของหน้าตัดเสา PCES [17]

ตารางที่ 2.10 อัตราส่วนการโอบรัดของเสา PCES [17]

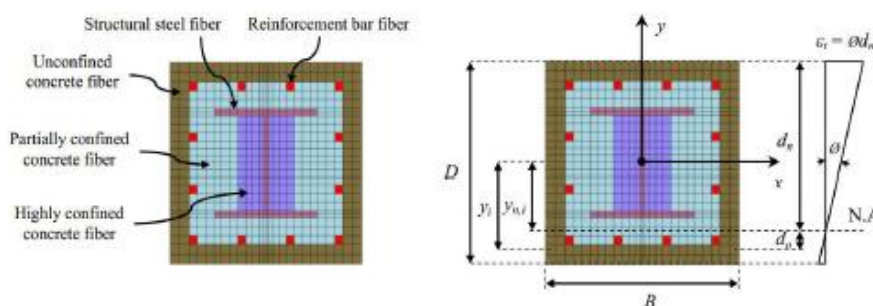
Section	H100×50×4×5.5	H100×100×6×8	H200×200×8×12
Aspect ratio (h/b)	2	1	1
Concrete	C25	C30	C30
Total section area $A_c$ (mm <sup>2</sup> )	4094	7896	33 792
Partial confined area $A_{cp}$ (mm <sup>2</sup> )	1328	4398	19 806
Unconfined area $A_{cu}$ (mm <sup>2</sup> )	2766	3498	13 986
Concrete confined ratio $A_{cp}/A_c$	32.0%	55.0%	58.0%
The ratio of bearing capacity improved	26.6%	26.5%	33.9%

จากการเปรียบเทียบเสาเหล็กรูปตัว H และเสา PCES พบว่า กำลังรับแรงอัดของตัวอย่างทดสอบมีค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 20 ถึง 40 เนื่องจากการโอบรัดด้วยเอวและปีกเหล็กรูปตัว H นอกจากนี้พบว่า ค่าสติเฟนสมิค่าเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน มากกว่าร้อยละ 50 และพื้นที่ของคอนกรีตที่มีการโอบรัดมีค่าขึ้นอยู่กับอัตราส่วนความสูงต่อความกว้างของหน้าตัดเหล็กรูปตัว H

Zhao และคณะ (2014) [18] ได้ทำการวิจัยโดยการทดสอบการรับแรงอัดตามแนวแกนของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตจำนวน 20 ต้น โดยใช้เหล็กรูปพรรณรูปแบบกากบาทเพื่อที่จะศึกษากลไกการโอบรัดคอนกรีตด้วยเหล็กรูปพรรณ ปัจจัยที่อาจส่งผลต่อพฤติกรรมของคอนกรีตที่ได้รับผลของการโอบรัดที่ทำการศึกษา ได้แก่ อัตราความกว้างต่อความหนาของปีกเหล็กรูปพรรณ อัตราส่วนพื้นที่ของเหล็กรูปพรรณต่อพื้นที่ของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัด มิติการโอบรัดของปีกเหล็กรูปพรรณ และอัตราส่วนกำลังของเหล็กรูปพรรณต่อกำลังของคอนกรีต จากผลการทดสอบพบว่า อัตราส่วนของพื้นที่เหล็กต่อพื้นที่คอนกรีตที่รับการโอบรัดและค่ากำลังของเหล็กรูปพรรณ คือ พารามิเตอร์หลักที่ส่งผลต่อการโอบรัดคอนกรีตเนื่องจากเหล็กรูปพรรณ ผู้วิจัยเสนอแบบจำลอง

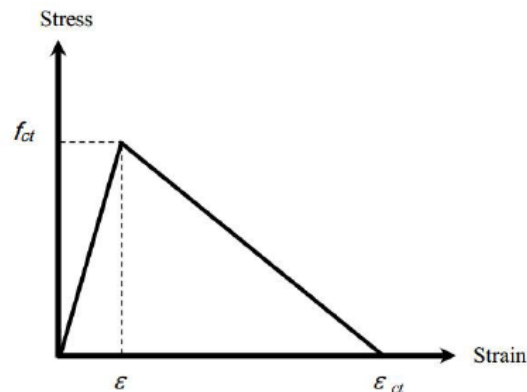
สำหรับเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตในรูปแบบของฟังก์ชันของอัตราส่วนพื้นที่ของเหล็ก รูปพรรณต่อพื้นที่ของคอนกรีตที่รับการโอบรัด การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองใช้ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์

Ky และคณะ (2015) [19] ได้ศึกษาพฤติกรรมในช่วงไม่ยืดหยุ่นของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต ภายหลังจากการวิบัติภายใต้แรงอัด โดยใช้วิธีการไฟเบอร์เอลิเมนต์และวิธีการกระทำวนซ้ำทางคณิตศาสตร์เพื่อหาคำตอบ และเสนอวิธีการวิเคราะห์อย่างง่ายที่ใช้ในการหาค่าลึงรับแรงอัดสูงสุด และพฤติกรรมในช่วงหลังการโก่งเดาะของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทั้งเสาสั้นและเสาเชลูด ซึ่งได้คิดผลของสภาวะความไม่เสถียร การโอบรัดที่กระทำต่อคอนกรีต ความไม่สมบูรณ์ทางรูปทรงเรขาคณิต ความไม่เชิงเส้นของรูปทรงเรขาคณิต การโก่งเดาะของเหล็กยื่น และการโก่งเดาะของเหล็กรูปพรรณของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต



ภาพที่ 2.41 แบบจำลองไฟเบอร์เอลิเมนต์ของเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [19]

แบบจำลองคอนกรีตแบ่งออกเป็น 3 ส่วน ได้แก่ คอนกรีตไม่รับการโอบรัด คอนกรีตรับการโอบรัดบางส่วน และคอนกรีตรับการโอบรัดสูง ดังแสดงในภาพที่ 2.41 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีตในแต่ละส่วนเป็นไปตามสมการที่แนะนำไว้โดย Mander และคณะ (1988) [6] หน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตในแต่ละส่วนเป็นไปตามสมการที่ 2.49 และ 2.50 ของ Chen และคณะ (2006) [3] ส่วนคอนกรีตรับแรงดึงใช้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการหดตัวแบบเส้นตรง จากจุดเริ่มต้นจนถึงจุดสูงสุดของหน่วยแรง ( $f'_{cc} = 0.6\sqrt{f'_{c0}}$ ) และหน่วยการหดตัวสูงสุดมีค่าเท่ากับ 10 เท่าของหน่วยการหดตัว ณ จุดที่หน่วยแรงสูงสุดดังแสดงในภาพที่ 2.42



ภาพที่ 2.42 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับหน่วยการหดตัวของคอนกรีตรับแรงดึง [19]

ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับหน่วยการหดตัวของเหล็กรูปพรรณรับแรงอัดใช้ตามแบบ Chen และ Lin (2006) [3] ดังแสดงในภาพที่ 2.43 (ก) และความสัมพันธ์หน่วยแรงกับหน่วยการหดตัวของเหล็กรูปพรรณรับแรงดึงใช้ตามสมการที่ 2.56 ดังแสดงในภาพที่ 2.43 (ข) ส่วนพฤติกรรมการรับแรงของเหล็กเสริมคล้ายกับของเหล็กรูปพรรณ แตกต่างกันตรงหน่วยแรงที่จุดสูงสุดหน่วยแรงของเหล็กเสริมจะลดลงเร็วกว่าเหล็กรูปพรรณ เนื่องจากเหล็กเสริมอยู่ภายนอกกับคอนกรีตที่ไม่ได้รับการโอบรัด ซึ่งเกิดการวิบัติก่อนดังแสดงใน ภาพที่ 2.44

$$f_s(\varepsilon_s) = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & , \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ys} \\ f_{ys} & , \varepsilon_{ys} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \\ 1 + r \left( \frac{f_u}{f_{ys}} - 1 \right) e^{1-r} & , \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_r \end{cases} \quad (2.56)$$

โดย  $E_s$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กรูปพรรณ (MPa)

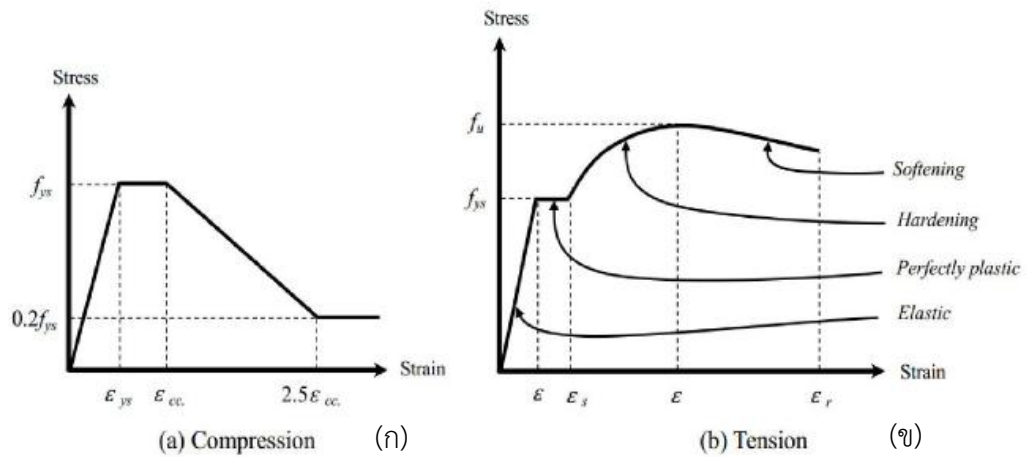
$\varepsilon_{ys}$  คือ หน่วยการหดตัวที่จุดคราก

$\varepsilon_{sh}$  คือ หน่วยการหดตัวที่จุดเริ่มต้นความแข็งเพิ่มขึ้น (hardening)

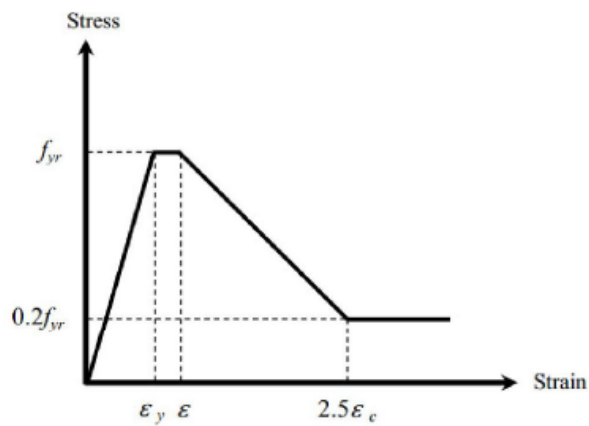
$\varepsilon_r$  คือ หน่วยการหดตัวที่เหล็กรูปพรรณเกิดการวิบัติ

$\varepsilon_u$  คือ หน่วยการหดตัว ณ หน่วยแรงสูงสุด

$$r = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} \quad (2.57)$$



ภาพที่ 2.43 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับหน่วยการหดตัวของเหล็กgrupพรรณรับแรงอัดและแรงดึง [19]



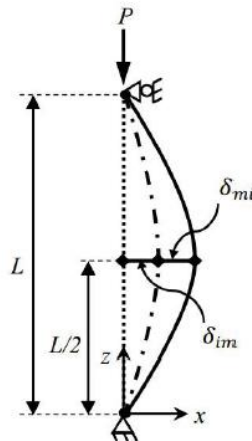
ภาพที่ 2.44 ความสัมพันธ์หน่วยแรงกับหน่วยการหดตัวของเหล็กเสริมรับแรงอัด [19]

การโก่งเดาะทางด้านข้างของเสารับแรงอัดที่มีความไม่สมบูรณ์ทางรูปทรงเรขาคณิต แสดงในภาพที่ 2.45 การวิบัติสมมุติให้เกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางเสา โมเมนต์ดัดสูงสุดสามารถหาได้จากสมการที่ 2.58

$$M_{e,mi} = P(\delta_{im} + \delta_{mi}) \quad (2.58)$$

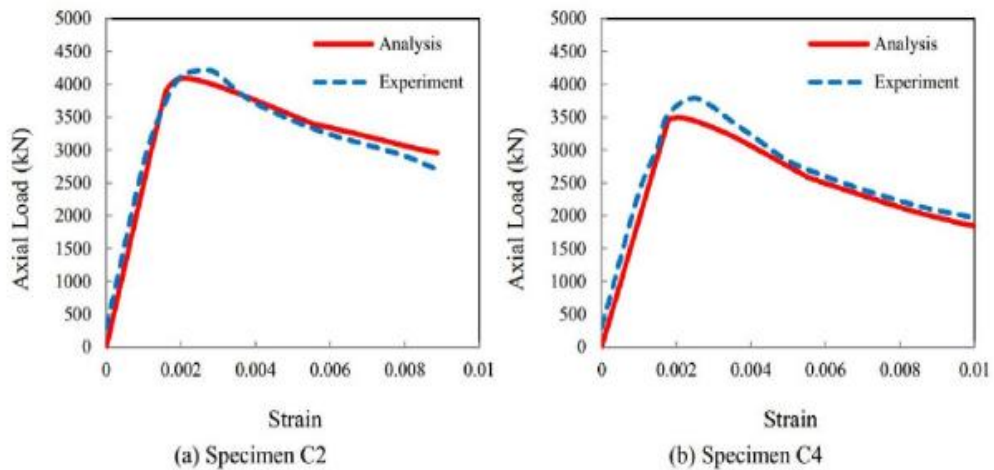
โดย  $\delta_{im}$  คือ ความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิต

$\delta_{mi}$  คือ การโก่งเดาะที่เกิดจากแรงอัด P



ภาพที่ 2.45 การพิจารณาความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิตและการโก่งเดาะที่กึ่งกลางความสูงเสา [19]

การวิเคราะห์แบบจำลองไฟเบอร์เอลิเมนต์และการวิเคราะห์เชิงตัวเลขทางคณิตศาสตร์ใช้โปรแกรม MATLAB ซึ่งตรวจสอบการวิเคราะห์ด้วยการเทียบกับผลการทดสอบเสากำลังรับแรงอัดดังแสดงในตารางที่ 2.11 และภาพที่ 2.46 กำลังรับแรงอัดมาจากการรวมผลของกำลังรับแรงอัดของวัสดุแต่ละวัสดุในเสา ดังแสดงในภาพที่ 2.47 โดยกำลังรับแรงอัดสูงสุดอยู่ที่จุดครากของเหล็กยื่นและเหล็กรูปพรรณ



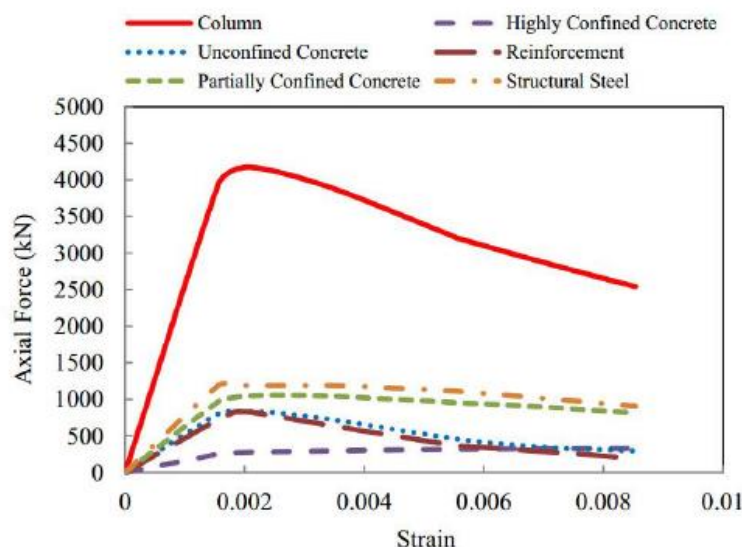
ภาพที่ 2.46 การเปรียบเทียบเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวที่ได้จากแบบจำลองและการทดสอบ [19]

ตารางที่ 2.11 ตารางเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดที่ได้จากการวิเคราะห์เทียบกับผลทดสอบ [19]

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	Anslijn 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		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						

แบบจำลองไฟเบอร์เอลิเมนต์วิเคราะห์กำลังรับแรงอัดของเสา โดยมีตัวแปรต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์ ได้แก่ อัตราส่วนความกว้างต่อความยาวของเสา ระยะห่างเหล็กปลอก กำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต และกำลังที่จุดครากของเหล็ก ผลการวิเคราะห์พบว่าอัตราส่วนความกว้างต่อความยาวของเสามีผลให้กำลังรับแรงอัดของเสาลดลงมากในช่วงอัตราส่วนความกว้างต่อความยาวของเสาน้อย ๆ (เสาชะลูด) ส่วนการเพิ่มระยะห่างเหล็กปลอกลดความเหนียวในเสาสั้น และความสำคัญของการโอบรัดที่กระทำต่อคอนกรีตจะลดลงเมื่อเสาชะลูด การเพิ่มกำลังของคอนกรีตจะเพิ่มกำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสาแต่ความเหนียวของเสาจะลดลง และผลของกำลังที่จุดครากของเหล็กที่เพิ่มขึ้นจะมีผลของกำลังของคอนกรีตเฉพาะในเสาสั้น แต่ไม่เพิ่มความเหนียวของเสาในทุกช่วงความยาว ส่วนการวิบัติของเสามักจะเกิดจากการโก่งเดาะมากกว่าการเกิดจากการวิบัติของวัสดุ



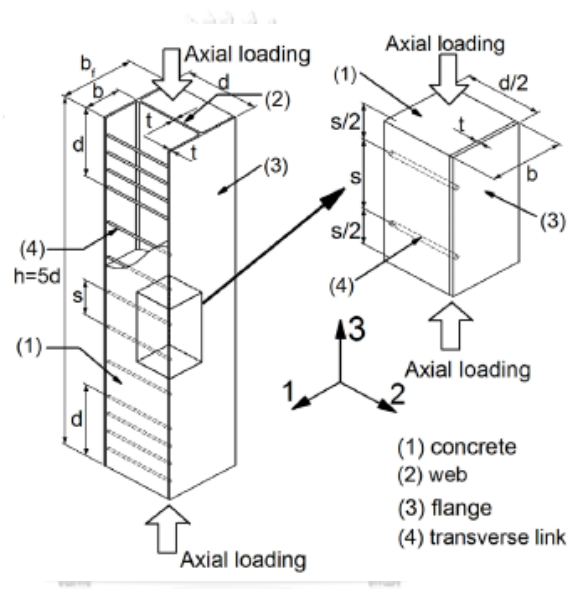


ภาพที่ 2.47 เส้นโค้งความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของแต่ละวัสดุในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [19]

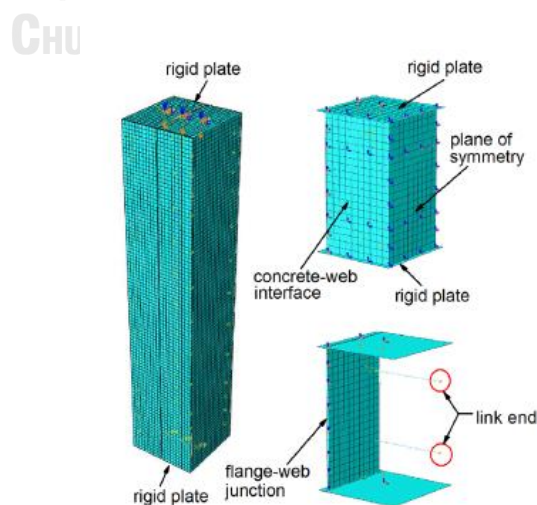
Song และคณะ (2016) [20] ได้นำเสนอการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์และศึกษาการเกิดการโก่งเดาะเฉพาะจุดและพฤติกรรมหลังจากเกิดการโก่งเดาะของชิ้นส่วนเหล็กภายในเสา PCES ที่รับแรงอัดกระทำตรงศูนย์ เพื่อใช้ในการทำนายพฤติกรรมการโก่งเดาะและกำลังรับแรงอัดของเสา แบบจำลองในงานวิจัยนี้มี 2 ประเภท ได้แก่ แบบจำลองของเสาทั้งต้น ใช้ในการจำลองพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงของเสาทั้งต้น และแบบจำลองแผ่นเหล็กเดี่ยว ใช้ในการจำลองการโก่งเดาะของปีกเหล็ก ซึ่งเป็นลักษณะสำคัญต่อรูปแบบการวิบัติของเสา

การวิเคราะห์ตัวแปรที่ส่งผลต่อพฤติกรรมการโก่งเดาะของเสา PCES แสดงให้เห็นว่า ค่าหน่วยแรงสูงสุดจะเพิ่มขึ้น เมื่ออัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของแผ่นเหล็ก และระยะห่างระหว่างตัวเชื่อมทางขวาง มีค่าลดลง การศึกษาผลเนื่องจากหน่วยแรงค้ำภายในเหล็กที่เกิดขึ้นจากการเชื่อมในงานวิจัยนี้พบว่า หน่วยแรงค้ำมีผลทำให้กำลังของเสาลดลง และเกิดการโก่งเดาะได้ง่ายขึ้น เนื่องจากความไม่สมบูรณ์ของปีกเหล็กที่งอเข้าหรืองอออก การลดลงของหน่วยแรงสูงสุดเนื่องจากความไม่สมบูรณ์ของปีกเหล็กที่งอออกมีผลน้อยมาก เมื่อเทียบกับการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงสูงสุดเนื่องจากความไม่สมบูรณ์ของปีกเหล็กที่งอเข้า หน่วยแรงหลังจากการโก่งเดาะของปีกเหล็กมีผลเนื่องมาจากการเพิ่มขึ้นของแรงที่พื้นผิวในการเปลี่ยนรูปของแผ่นเหล็ก ซึ่งมีความสัมพันธ์น้อยมากกับหน่วยแรงค้ำและความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิต

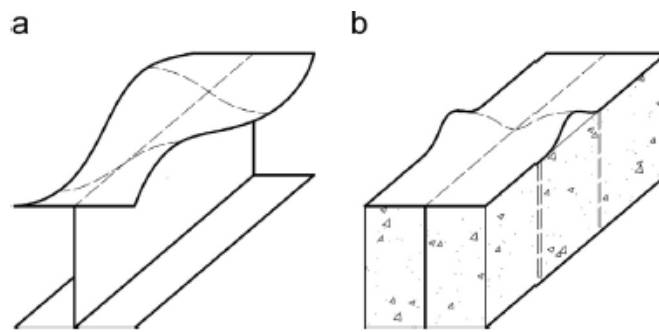
Song และคณะ [20] เสนอสูตรในการทำนายค่ากำลังสูงสุดของเสา PCES ในการวิเคราะห์หรือการออกแบบ สูตรสามารถทำนายค่าได้ตรงกับค่าที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ และผลการทดสอบที่ไม่พิจารณาความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิตในการคำนวณค่าหน่วยแรงสูงสุด แต่พิจารณาหน่วยแรงคงค้าง การเปรียบเทียบสูตรที่พัฒนาขึ้นกับสมการจากมาตรฐาน Canadian steel design code (CSA) พบว่า สูตรที่พัฒนาขึ้นทำนายค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากกว่าสูตรในมาตรฐาน CSA เนื่องจากการรวมผลเนื่องจากหน่วยแรงคงค้าง และเงื่อนไขที่ไม่มีตัวเชื่อมทางขวาง สำหรับเส้นโค้งระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวสามารถจำลองได้ทั้งพฤติกรรมในช่วงก่อนการโก่งเดาะและช่วงหลังการโก่งเดาะ



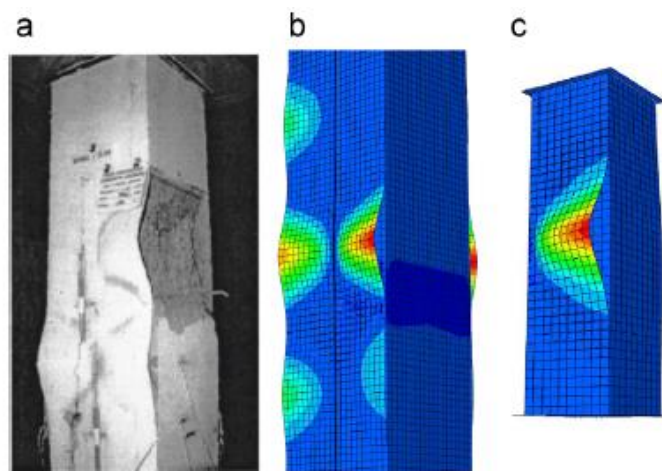
ภาพที่ 2.48 รูปร่างแบบจำลองของเสาทั้งหมดและแผ่นเหล็กเดี่ยว [20]



ภาพที่ 2.49 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับเสาทั้งต้นและแผ่นเหล็กเดี่ยว [20]



ภาพที่ 2.50 รูปแบบการวิบัติของปีกเหล็กสำหรับเสาเหล็กและเสา PCES [20]

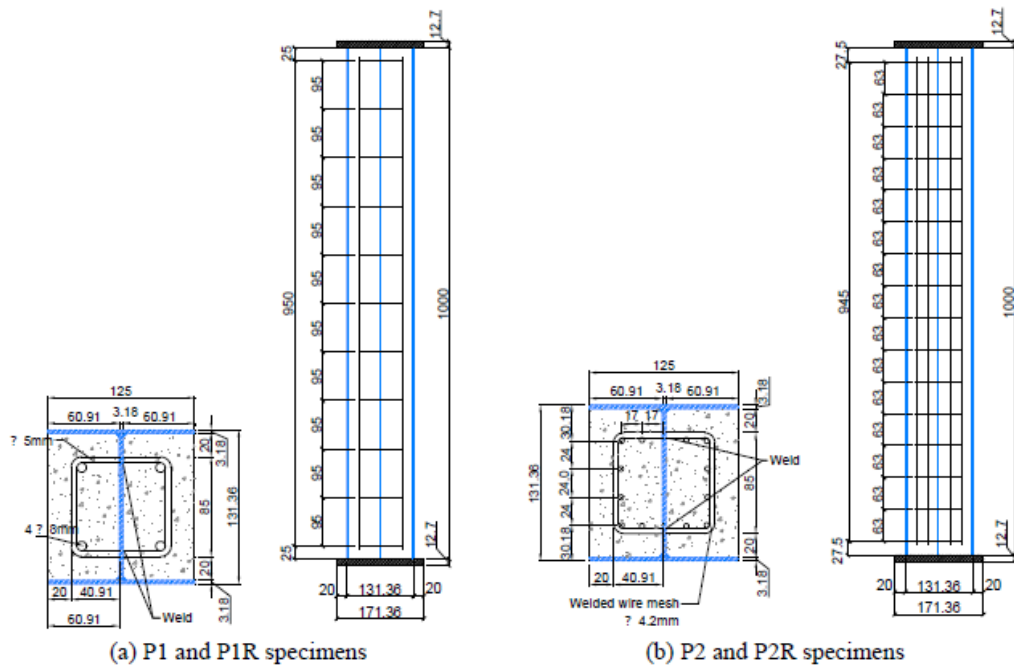


ภาพที่ 2.51 รูปแบบการวิบัติจากการทดสอบเปรียบเทียบกับแบบจำลองสำหรับเสาทั้งต้นและแบบจำลองสำหรับแผ่นเหล็กเดียว [20]

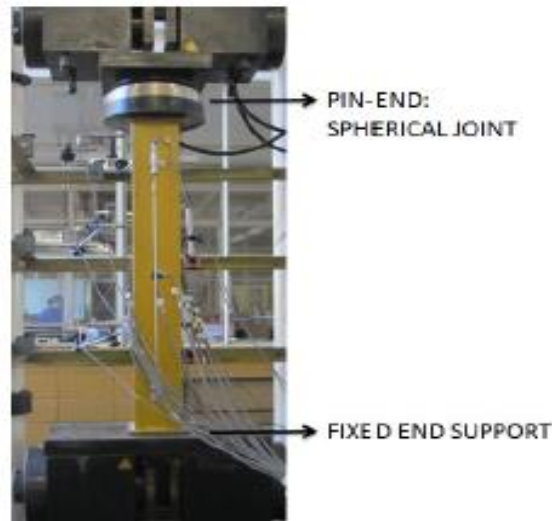
Pereira และคณะ (2016) [21] เสนอผลการทดสอบและแบบจำลองการวิเคราะห์สำหรับเสา PCES ภายใต้แรงกระทำตรงศูนย์ จุดประสงค์หลักของงานวิจัยนี้ คือ การประเมินผลกระทบเนื่องจากการใช้ตะแกรงเหล็ก (wire mech) แทนเหล็กเสริมยื่นและเหล็กรัศรอบแบบปกติ สำหรับเสาที่รับแรงกระทำอัดตรงศูนย์ โดยทำการทดสอบเสา PCES ทั้งหมด 4 ตัวอย่าง ควบคุมคุณสมบัติของวัสดุให้คงที่ และทำการเปลี่ยนชนิดของเหล็กเสริมยื่นเป็นตะแกรงเหล็ก เพื่อจะศึกษาผลของการเปลี่ยนแปลงประเภทของเหล็กเสริมที่ส่งผลต่อพฤติกรรมและกำลังในการรับแรงของเสา PCES ตัวอย่างมีลักษณะ ดังแสดงในตารางที่ 2.12 และภาพที่ 2.52 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ แสดงในภาพที่ 2.53 ในการทดสอบจะใช้ความเร็วในการใส่แรงกระทำเท่ากับ 0.005 มม./วินาที ระหว่างการทดสอบ วัดค่าการเคลื่อนที่ในแนวแกนด้วย T1 ดังแสดงในภาพที่ 2.54 และวัดค่าหน่วยการหดตัวทั้งทิศทางในแนวราบและแนวตั้งด้วยมาตรวัดความเครียดที่ติดตั้งบนผิวด้านนอกของปีกของหน้าตัดเหล็ก ที่กึ่งกลางความสูงของเสา ดังแสดงในภาพที่ 2.54

ตารางที่ 2.12 คุณสมบัติวัสดุของเสา PCES [21]

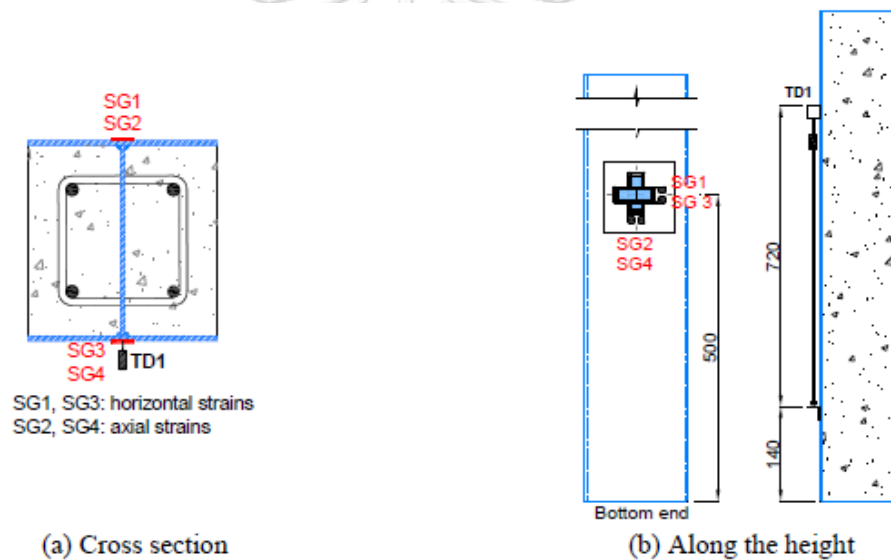
Specimen	Plate size $b_f \times d \times t$ (mm)	Type of reinforcement	Longitudinal reinforcement ( $\text{cm}^2$ )	Yield stress of steel bars $f_{yk}$ ( $\text{kN/cm}^2$ )	Yield stress of steel plate $f_{yk}$ ( $\text{kN/cm}^2$ )
P1 P1R	125 × 131 × 3.18	Steel bars	2.01	Longitudinal: 56.9	32.3
P2 P2R				Transversal: 67.4	
		Welded wire mesh	1.68	60.0	32.3



ภาพที่ 2.52 รายละเอียดของเสา PCES [21]

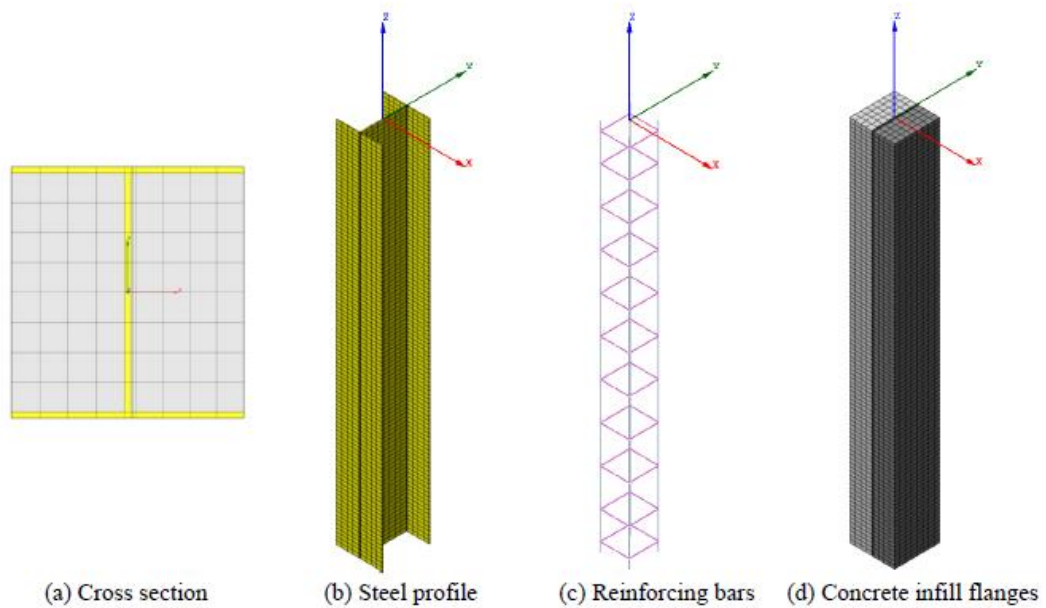


ภาพที่ 2.53 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ [21]



ภาพที่ 2.54 การติดตั้งมาตรวัดความเครียดและค่าการเคลื่อนที่ตามแนวแกน [21]

การพัฒนาแบบจำลองในการวิเคราะห์มีจุดประสงค์เพื่อ พัฒนาแบบจำลองที่เรียบง่ายมากที่สุด และสามารถแสดงพฤติกรรมและกำลังในการรับแรงของเสา PCES ภายใต้แรงอัดกระทำตรงศูนย์ แต่ไม่พิจารณาการโก่งเดาะเฉพาะที่ในงานวิจัยนี้ แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของเสาพัฒนาโดยใช้โปรแกรม DIANA ดังแสดงในภาพที่ 2.55 การเปรียบเทียบผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลองกับค่าที่ได้จากการทดสอบ แสดงในตารางที่ 2.13 และการเปรียบเทียบค่าเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ได้มาจากแบบจำลองการวิเคราะห์และการทดสอบ แสดงในภาพที่ 2.56

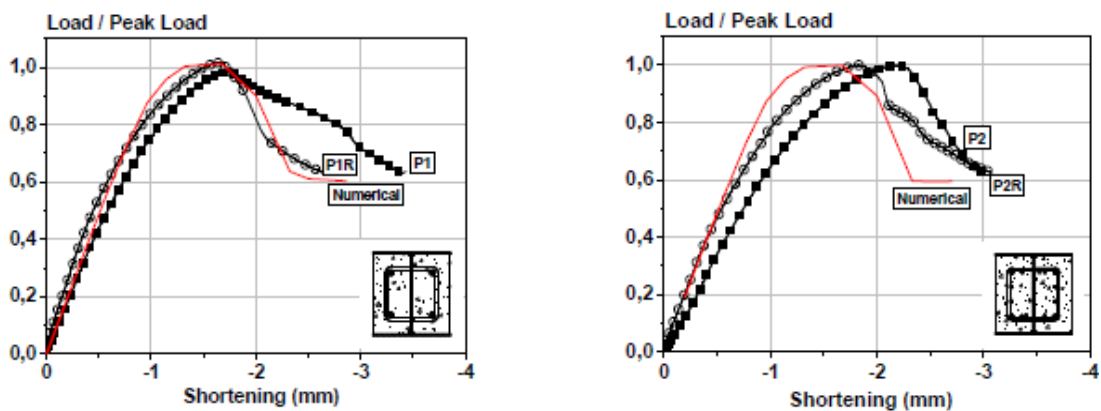


ภาพที่ 2.55 แบบจำลองในการวิเคราะห์สำหรับเสา PCES [21]

ตารางที่ 2.13 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงตามแนวแกนระหว่างค่าที่ได้จากการทดสอบและค่าที่ได้จากแบบจำลองการวิเคราะห์ [21]

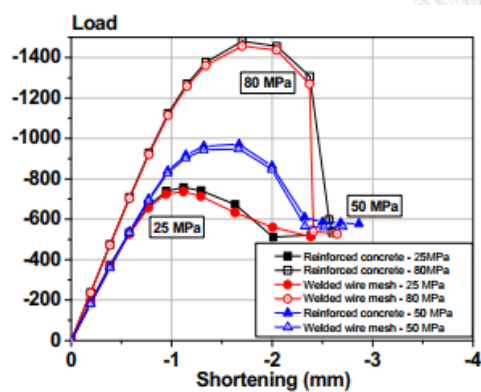
Specimen	$F_{exp}$ (kN)	$F_{num}$ (kN)	$F_{design}$ (kN)	$F_{num} / F_{exp}$	$F_{design} / F_{exp}$
P1	943.0	971.0	1001.3	1.030	1.062
P1R	974.0			0.997	1.028
P2	954.0	948.3	967.6	0.994	1.014
P2R	950.0			0.998	1.018

#### ผลทดลองกับมหาวิทยาลัย

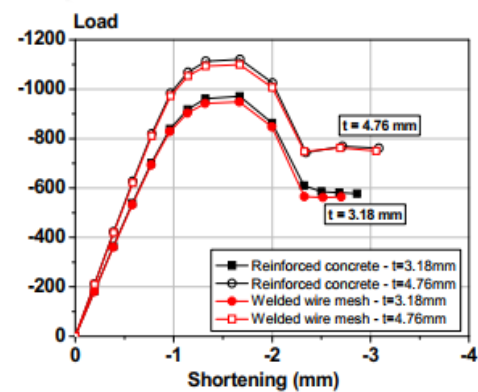


ภาพที่ 2.56 การเปรียบเทียบเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่สำหรับเสาที่ได้จากการทดสอบและแบบจำลองการวิเคราะห์ [21]

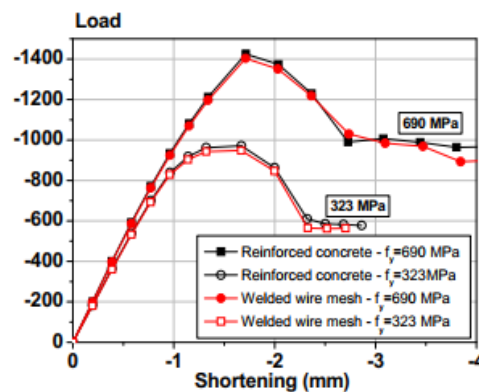
การวิเคราะห์ตัวแปรเสริมโดยการพัฒนาแบบจำลองสำหรับเสา PCES รับแรงอัดกระทำตรง ศูนย์ทั้งหมด 12 ตัวอย่าง เพื่อวิเคราะห์ตัวแปรที่ส่งผลต่อพฤติกรรมของเสาที่เสริมเหล็กยื่นและเหล็กรัศรอบแบบปกติเปรียบเทียบกับเสาที่เสริมตะแกรงเหล็ก ตัวแปรที่ศึกษาได้แก่ กำลังรับแรงอัด ประลัยของคอนกรีต ความหนาของแผ่นเหล็ก และหน่วยแรงที่จุดครากของแผ่นเหล็ก จากผลลัพธ์ดังแสดงในภาพที่ 2.57 และตารางที่ 2.14 พบว่า การเปลี่ยนแปลงค่าตัวแปรเสริมต่าง ๆ ไม่ส่งผลอย่างมีนัยสำคัญต่อพฤติกรรมของเสา PCES อย่างไรก็ตาม การเปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยสำคัญของพฤติกรรม เกิดหลังจากจุดที่แรงกระทำสูงสุด เมื่อทำการใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดประลัยที่สูง เนื่องจากรูปแบบการวิบัติของเสาเกิดการเปลี่ยนแปลง



(a) Effect of concrete strength



(b) Effect of thickness of steel plate



(c) Effect of yielding strength of steel plates

ภาพที่ 2.57 การเปรียบเทียบเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่สำหรับเสาที่เสริมเหล็กปกติกับเสาที่เสริมตะแกรงเหล็ก [21]

ตารางที่ 2.14 ค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสาที่ได้จากการวิเคราะห์ตัวแปรเสริม [21]

	Thickness of plates (mm)	Reinforcement	$f_{yk}$ (kN/cm <sup>2</sup> )*	$f_{ck}$ (kN/cm <sup>2</sup> )*	$F_{num}$ (kN)
Reference values	3.18	Steel bars	32.3	5.0	970.97
		Welded wire mesh			948.33
Effect of concrete strength	3.18	Steel bars	32.3	2.5	757.39
				8.0	1455.00
		Welded wire mesh		2.5	736.39
				8.0	1457.11
Effect of plate thickness	4.76	Steel bars	32.3	5.0	1112.67
		Welded wire mesh			1099.78
Effect of yielding strength	3.18	Steel bars	69.0	5.0	1424.96
		Welded wire mesh			1403.37

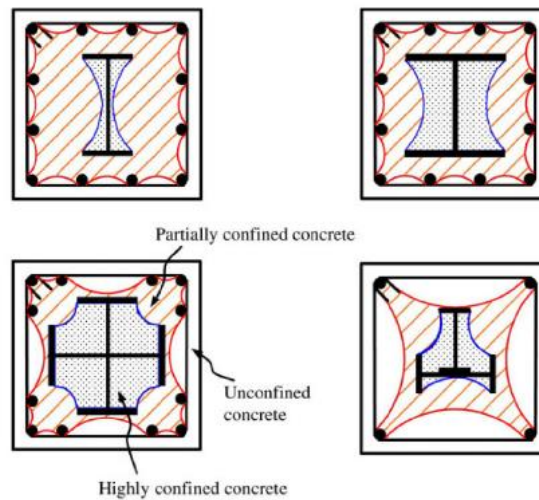
\* $f_{yk}$ : yielding strength of steel plates;  $f_{ck}$ : compressive strength of concrete

Chen และ Wu (2017) [1] นำเสนอแบบจำลองทางการวิเคราะห์เพื่อใช้ในการทำนายพฤติกรรมรับแรงอัดตามแนวแกนของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตโดยที่เหล็กรูปพรรณเป็นรูปกากบาท โดยการสร้างแบบจำลองของวัสดุต่าง ๆ ภายในเสา ได้แก่ คอนกรีต เหล็กรูปพรรณ และเหล็กยี่น จากนั้นทำการรวมแบบจำลองของแต่ละวัสดุเป็นแบบจำลองทางการวิเคราะห์ของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต และตรวจสอบความถูกต้องโดยการเปรียบเทียบกับข้อมูลการทดสอบแรงอัดตามแนวแกนในเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ได้รับการตีพิมพ์ และทำการพัฒนาแบบจำลองแบบง่ายแทนการคำนวณซ้ำเพื่อหาค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงภายในเหล็กปลอก

หน้าตัดของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตสามารถแบ่งพื้นที่ออกเป็น 6 บริเวณ ประกอบด้วย คอนกรีตที่ไม่ได้รับผลของการโอบรัด (UCC) คอนกรีตที่ได้รับผลของการโอบรัดบางส่วน (PCC) คอนกรีตที่ได้รับผลของการโอบรัดอย่างสูง (HCC) เหล็กยี่น ปีกของเหล็กรูปพรรณ และเอวของเหล็กรูปพรรณ ดังแสดงในภาพที่ 2.58

การสร้างแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตใช้หลักการของ J.B. Mander และคณะ (1988) [7] สำหรับคอนกรีต HCC แรงดันจากการโอบรัดในเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน (PCES) เกิดจากการโอบรัดของเหล็กรูปพรรณอย่างเดียวเท่านั้น ส่วนแรงดันจากการโอบรัดในเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วน (FCES) เกิดจากการโอบรัดของเหล็กรูปพรรณรวมกับเหล็กปลอก แรงดันโอบรัดทางด้านข้างประสิทธิผล ( $f'_{le,h}$ ) สามารถหาได้จากสมการ 2.59 และ 2.60 ตามลำดับ





ภาพที่ 2.58 คุณสมบัติเสาเส้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่ทำการทดสอบ [1]

$$f'_{le,h} = f'_{le,s} \quad \text{สำหรับเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน} \quad (2.59)$$

$$f'_{le,h} = f'_{le,p} + f'_{le,s} \quad \text{สำหรับเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วน} \quad (2.60)$$

โดย  $f'_{le,p}$  คือ แรงดันโอบรัดด้านข้างประสิทธิผลเนื่องจากเหล็กปลอก (MPa)

$f'_{le,s}$  คือ แรงดันโอบรัดด้านข้างประสิทธิผลเนื่องจากเหล็กรูปพรรณ (MPa)

จากการพิจารณาปฏิกริยาระหว่างคอนกรีตที่รับการโอบรัดสูง (HCC) และเหล็กรูปพรรณในเสา PCES ดังแสดงในภาพที่ 2.59 แรงดันโอบรัดด้านข้างประสิทธิผลเนื่องจากเหล็กรูปพรรณ  $f'_{le,s}$  สามารถหาได้จาก สมการ 2.61

$$f'_{le,s} = k_{es} k_{ea} f'_{l,s} \quad (2.61)$$

โดย  $k_{es}$  คือ สัมประสิทธิ์หน่วยแรงที่พิจารณาผลของการกระจายตัวที่ไม่สม่ำเสมอของแรงดัน

$k_{ea}$  คือ สัมประสิทธิ์การโอบรัดที่พิจารณาสภาพการโอบรัดที่ต่างกัน

$f'_{l,s}$  คือ แรงดันโอบรัดระหว่าง HCC และเหล็กรูปพรรณ (MPa)

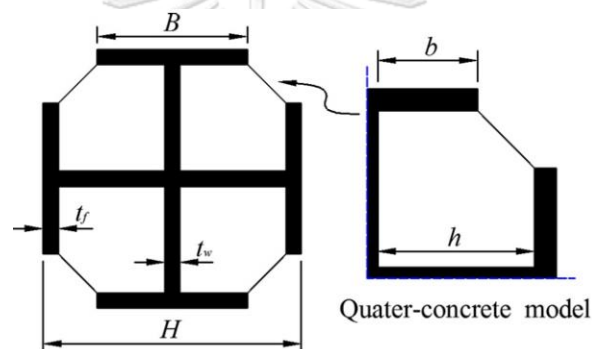
การขยายตัวของคอนกรีตภายในภายใต้แรงอัดตามแนวแกนปิกของเหล็กรูปพรรณสามารถพิจารณาเป็นคานยื่นรับแรงดันกระทำด้านข้าง ดังแสดงในภาพที่ 2.60 โดยสมมติให้แรงดันด้านข้างกระจายตัวเป็นเส้นโค้งพาราโบลาตลอดแนวคานยื่น ค่า  $q_u$  ที่มากที่สุดสามารถหาได้จากโมเมนต์บิดสูงสุด  $M_u$  กระทำที่ขอบด้านในของปิกเหล็กรูปพรรณ ซึ่งคำนวณมาจากค่าหน่วยแรงเนื่องจากแรงดึงที่สูงที่สุด ณ บริเวณขอบด้านในของปิกเหล็กรูปพรรณ ซึ่งคำนวณโดยใช้ทฤษฎีวงรีสองแกน (biaxial ellipse)

การขยายตัวของคอนกรีตจะเกิดขึ้นเมื่อหน่วยแรงอัดที่กระทำต่อเสามีค่าเป็น 0.75 เท่าของกำลังรับแรงอัดของเสา PCES และคอนกรีตจะขยายตัวเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วหลังจากนั้น จึงสามารถพิจารณาได้ว่า เมื่อค่าหน่วยแรงตามแนวแกนของปีกเหล็กรูปพรรณมีค่าเท่ากับ 0.75 เท่าของกำลังที่จุดครากของปีกเหล็กรูปพรรณ ( $f_{y,f}$ ) จากทฤษฎีวงรีสองแกน ค่าหน่วยแรงแรงดึงในแนวขวางที่มากที่สุดบริเวณขอบด้านในของปีกเหล็กรูปพรรณจะมีค่าเท่ากับ  $0.375 f_{y,f}$  ดังแสดงในภาพที่ 2.60 สามารถหาค่า  $M_u$   $q_u$  และ  $f'_{l,s}$  ได้ดังนี้

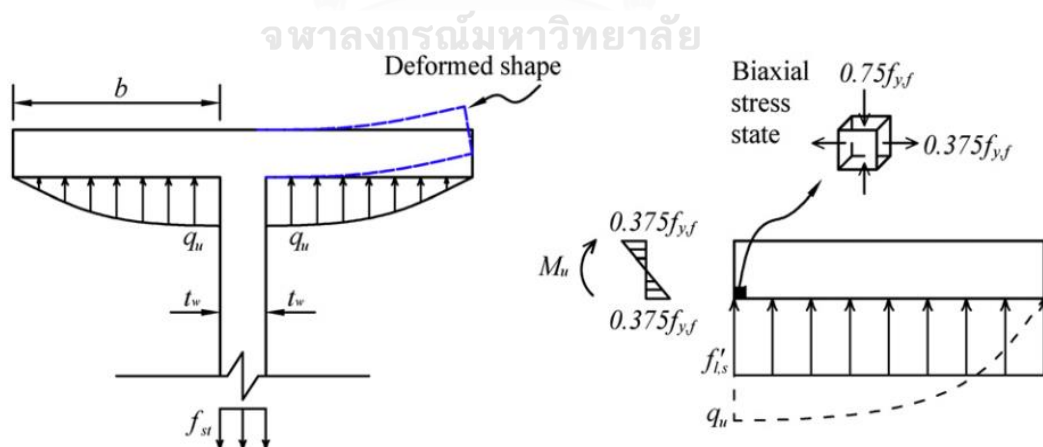
$$M_u = \frac{f_{y,f} t_f^2}{16} \quad (2.62)$$

$$q_u = \frac{t_f^2 f_{y,f}}{4b^2} \quad (2.63)$$

$$f'_{l,s} = \frac{2}{3} q_u \quad (2.64)$$



ภาพที่ 2.59 หน้าตัดของเสา PCES [1]



ภาพที่ 2.60 แรงดันโอบรัดด้านของที่กระทำต่อ HCC [1]

เนื่องจากการกระจายตัวที่ไม่สม่ำเสมอของแรงดันโอบรัดและสภาพการโอบรัดที่แตกต่างกัน ใน HCC ผู้วิจัยจึงทำการสร้างตัวแปรเพื่อที่ใช้ในการลดค่าแรงดันโอบรัดด้านข้างประสิทธิผล ( $f'_{le,s}$ ) ได้แก่  $k_{es}$  และ  $k_{ea}$  ภาพที่ 2.61 แสดงการกระจายตัวแรงดันโอบรัดด้านข้างทิศทางเดียวสำหรับ 1 ใน 4 ส่วนของแบบจำลองคอนกรีต เส้นทางการถ่ายแรงของแรงดันจากปีกเหล็กรูปพรรณไปยังเอวของเหล็กรูปพรรณที่อยู่ตรงข้ามสมมติให้เกิดในรูปแบบพาราโบลา แรงดันโอบรัดด้านข้างฝั่งของเอวเหล็กรูปพรรณสามารถหาได้จากสมการสมดุลแรง ดังแสดงในสมการดังต่อไปนี้

$$f''_{l,s} = \lambda f'_{l,s} \quad (2.65)$$

$$\lambda = \frac{b}{h} \quad (2.66)$$

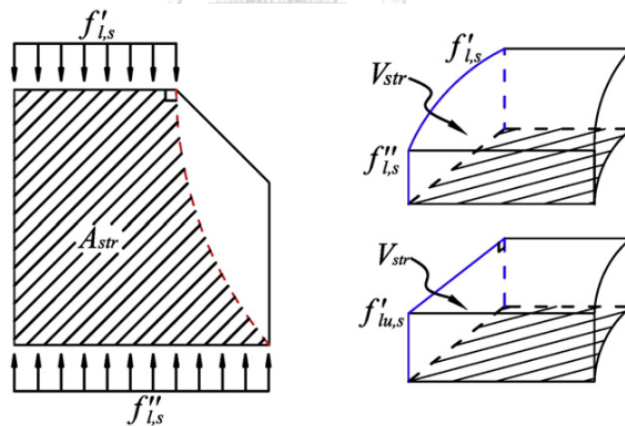
โดย  $\lambda$  คือ อัตราส่วนการกัน (blocking ratio) ของหน้าตัดเหล็กรูปพรรณ

ในการหาค่าแรงดันโอบรัดเฉลี่ย  $f'_{lu,s}$  ที่กระทำบน HCC หาโดยการเฉลี่ยค่าหน่วยแรง ดังแสดงในภาพที่ 2.61 มีค่าดังนี้

$$V_{str} = hb f'_{l,s} = A_{str} f'_{lu,s} \quad (2.67)$$

โดย  $A_{str}$  คือ พื้นที่การกระจายตัวหน่วยแรงในการโอบรัดหนึ่งทิศทาง ( $\text{mm}^2$ )

$$k_{es} = \frac{f'_{lu,s}}{f'_{l,s}} = \frac{3\lambda}{2\lambda + 1} \quad (2.68)$$



ภาพที่ 2.61 แรงดันโอบรัดด้านข้างบน HCC [1]

สภาพแรงดันโอบรัดด้านข้างที่กระทำต่อพื้นที่ 1 ใน 4 ส่วนของพื้นที่แบบจำลองคอนกรีต แสดงดัง ภาพที่ 2.62 (ก) สมการคำนวณกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัด (สมการที่ 2.38) ใช้ได้กับคอนกรีตที่ได้รับผลของแรงดันรัดรอบแบบสม่ำเสมอ การที่แรงดันด้านข้าง 2 แกนมีค่าแตกต่างกันทำให้คำนวณได้ยาก ผู้วิจัยจึงทำแบบจำลองให้ง่ายขึ้นโดยพิจารณาขอบเขตการโอบรัดประสิทธิผลโดยการจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม ABAQUS ดังแสดงในภาพที่ 2.62(ค) ซึ่งแสดงว่าพื้นที่คอนกรีตที่รับการโอบรัดมีทั้งพื้นที่รับแรงดันด้านข้างสองแกน และพื้นที่รับแรงดัน

ด้านข้างหนึ่งแกน ผู้วิจัยจึงสมมติขอบเขตที่ได้รับผลของการโอบรัดเต็มประสิทธิภาพเป็นพื้นที่ 1 ใน 4 ส่วนของวงกลม เริ่มต้นที่ 1 ใน 3 ส่วนของความยาวคานยื่นของปีกเหล็ก ดังแสดงในภาพที่ 2.62 (ข) ดังนั้น  $k_{ea}$  มีค่าเท่ากับ อัตราส่วนของพื้นที่ที่รับการโอบรัดประสิทธิภาพ  $A_e$  ต่อพื้นที่คอนกรีตรวม  $A_c$  ดังนี้

$$k_{ea} = \frac{4A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{\lambda}{3}\right)^2}{1 - \frac{1}{2}(1 - \lambda)^2} \quad (2.69)$$

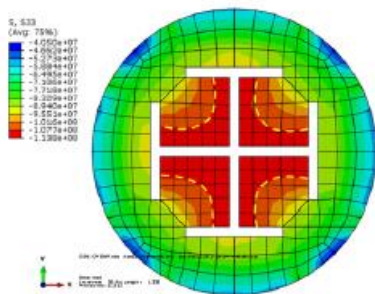
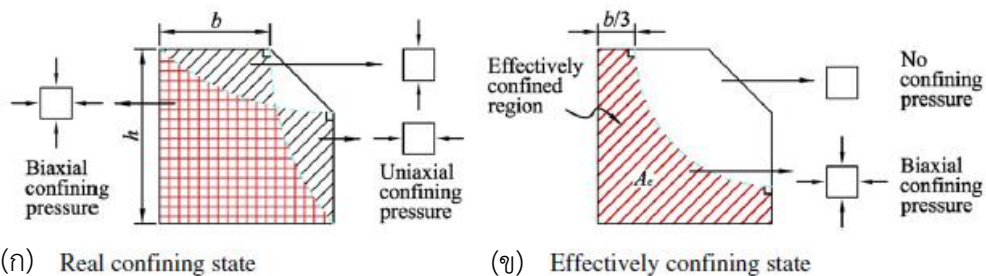
แรงดันโอบรัดทางด้านข้างเนื่องจากเหล็กปลอก ( $f'_{le,p}$ ) ที่กระทำต่อคอนกรีต PCC สามารถคำนวณค่าได้จากสมการ ดังต่อไปนี้

$$f'_{le,p} = k_e \rho_{sh} f_{rh} \quad (2.70)$$

โดย  $\rho_{sh}$  คือ อัตราส่วนปริมาตรประสิทธิภาพของเหล็กปลอก

$k_e$  คือ อัตราส่วนพื้นที่ของพื้นที่โอบรัดประสิทธิภาพใน PCC ต่อพื้นที่ทั้งหมดของคอนกรีตภายในเสา FCES

$f_{rh}$  คือ หน่วยแรงของเหล็กปลอก (MPa)



(ค) Confinement state in finite element model

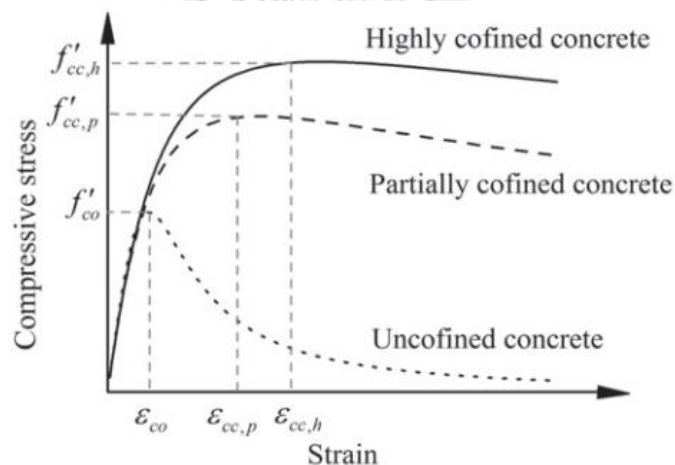
ภาพที่ 2.62 สภาพการโอบรัดบน HCC [1]

หน่วยแรงรับแรงอัดสำหรับคอนกรีต UCC หาได้จากแทนค่า  $f'_i = 0$  ในสมการที่ 2.38 เนื่องจากเป็นพื้นที่ที่ไม่ได้รับผลของการโอบรัด ค่าหน่วยแรงรับแรงอัดสำหรับคอนกรีต PCC และ HCC สามารถหาได้จากสมการที่ 2.71 และสมการที่ 2.72 ตามลำดับ จากนั้น นำค่าหน่วยแรงรับแรงอัดไปแทนในสมการของ (Mander) เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีต ดังแสดงในภาพที่ 2.63

$$f'_{cc,p} = K_p f'_{c0} = f'_{c0} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_{le,p}}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f'_{le,p}}{f'_{c0}} \right) \quad (2.71)$$

$$f'_{cc,h} = K_h f'_{c0} = f'_{c0} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_{le,h}}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f'_{le,h}}{f'_{c0}} \right) \quad (2.72)$$

โดย  $K_p$  และ  $K_h$  คือ ค่าปรับแก้กำลังอัดประลัยของคอนกรีตเนื่องจากผลของการโอบรัด สำหรับคอนกรีต PCC และ HCC ตามลำดับ



ภาพที่ 2.63 แบบจำลองความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวสำหรับคอนกรีต HCC PCC และ UCC [1]

แบบจำลองวัสดุสำหรับเหล็กรูปพรรณที่รับการขยายตัวของคอนกรีตที่กระทำเอวเหล็ก มีผลทำให้กำลังรับแรงอัดของเอวเหล็กมีค่าลดลง ผู้วิจัยจึงนำแบบจำลองเหล็กของ Giuffre และคณะ [22] มาประยุกต์ใช้สำหรับเอวของเหล็ก โดยไม่พิจารณาหน่วยแรงในทิศทางออกจากกระนาบ และใช้ทฤษฎีวงรีหน่วยแรงสองแกน (biaxial ellipse) ในการคำนวณค่ากำลังรับแรงอัดในแนวแกน ดังนี้

$$\sigma_{st}^2 + \sigma_{sv}^2 - \sigma_{st} \sigma_{sv} = f_y^2 \quad (2.73)$$

โดย  $\sigma_{sv}$  คือ หน่วยแรงตามแนวแกนในสภาพหน่วยแรงสองแกน (MPa)

$\sigma_{st}$  คือ หน่วยแรงด้านข้างในสภาพหน่วยแรงสองแกน (MPa)

$f_y$  คือ กำลังที่จุดครากของเหล็กภายใต้แรงหนึ่งแกน (MPa)

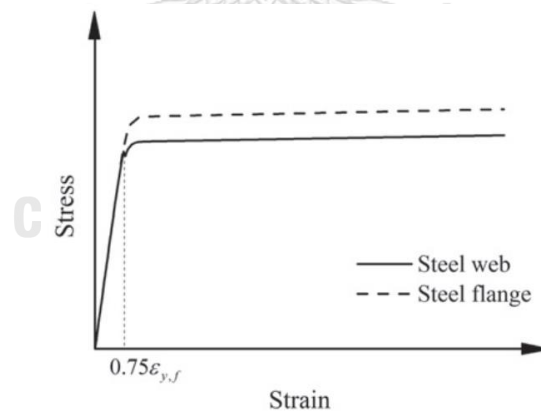
การขยายตัวของคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วภายหลังจากที่หน่วยการหดตัวของเหล็กมีค่าเท่ากับ  $0.75 \varepsilon_{y,f}$  ผู้วิจัยจึงสมมติให้หน่วยแรงดึงในเอวของเหล็กเกิดขึ้นขณะที่หน่วยการหดตัวมีค่าเท่ากับ  $0.75 \varepsilon_{y,f}$  และมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนเท่ากับค่าหน่วยแรงดึงที่มากที่สุด ( $f_{st}$ ) ซึ่ง  $f_{st}$  หาจากสมมูลแรงของหน้าตัดเหล็ก ดังแสดงในภาพที่ 2.60 ค่าหน่วยแรงในแนวแกนที่มากที่สุดหา ค่าโดยการแทนค่า  $f_{st}$  ในสมการที่ 2.73

$$f_{st} = \frac{4bq_u}{3t_w} \quad (2.74)$$

โดย  $t_w$  คือ ความหนาของเอวเหล็กรูปพรรณ (mm)

เนื่องจากการโค้งเดาะเฉพาะที่ของปีกของเหล็กอาจจะส่งผลไม่มาก ผู้วิจัยจึงพัฒนาแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวจากแบบจำลองของ Giuffre โดยอ้างอิงจากพฤติกรรมเหล็กรับแรงอัดแบบปกติ

พารามิเตอร์ในแบบจำลองของ Giuffre ระบุไว้ดังนี้ รัศมีของช่วงที่เปลี่ยนแปลงระหว่างช่วงยืดหยุ่น (elastic- range) และช่วงที่แข็งเพิ่มขึ้น (hardening branch) มีค่าคงที่เท่ากับ 10 ( $R=10$ ) อัตราส่วนระหว่างความแกร่งที่เพิ่มขึ้น (hardening stiffness) และโมดูลัสยืดหยุ่น ( $\beta$ ) หาค่าได้จากการสมมติค่าหน่วยการหดตัวมากที่สุดของแผ่นเหล็ก  $\varepsilon_{su} = 0.02$  แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวสำหรับเหล็กรูปพรรณมีลักษณะ ดังแสดงในภาพที่ 2.64



ภาพที่ 2.64 แบบจำลองความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวสำหรับเหล็กหน้าตัดประกอบ [1]

แบบจำลองการวิเคราะห์กำลังรับแรงอัดของเสา FCES และ PCES ได้จากการคำนวณกำลังรับแรงอัดของวัสดุต่าง ๆ ภายในหน้าตัดเสารวมกัน โดยมีสมมติฐานของแบบจำลองดังนี้ (1) การกระจายตัวของหน่วยการหัดตัวในแนวแกนจะกระจายอย่างสม่ำเสมอบนหน้าตัด (2) หน่วยการหัดตัวในแต่ละวัสดุคำนวณตามแบบจำลองวัสดุที่รับแรงในแกนเดียว (3) ไม่คิดผลของอันดับที่สอง (second order) การเปลี่ยนรูปในแนวแกนจึงมีค่าเท่ากับผลคูณของหน่วยการหัดตัวในแนวแกนและความยาวของเสา กำลังรับแรงอัดในแนวแกนจากการวิเคราะห์สามารถคำนวณได้ดังนี้

สำหรับเสา FCES

$$P_a = A_{uc} \sigma_{uc} + A_{cp} \sigma_{cc,p} + A_{ch} \sigma_{cc,h} + A_{sw} \sigma_{sw} + A_{sf} \sigma_{sf} + A_{sr} \sigma_{sr} \quad (2.75)$$

สำหรับเสา PCES

$$P_a = A_{uc} \sigma_{uc} + A_{ch} \sigma_{cc,h} + A_{sw} \sigma_{sw} + A_{sf} \sigma_{sf} \quad (2.76)$$

โดย  $A_{uc}$  และ  $\sigma_{uc}$  คือ พื้นที่และหน่วยแรงอัดของ UCC ตามลำดับ ( $\text{mm}^2$ , MPa)

$A_{cp}$  และ  $\sigma_{cc,p}$  คือ พื้นที่และหน่วยแรงอัดของ PCC ตามลำดับ ( $\text{mm}^2$ , MPa)

$A_{ch}$  และ  $\sigma_{cc,h}$  คือ พื้นที่และหน่วยแรงอัดของ HCC ตามลำดับ ( $\text{mm}^2$ , MPa)

$A_{sr}$  และ  $\sigma_{sr}$  คือ พื้นที่และหน่วยแรงอัดของเหล็กยื่นตามลำดับ ( $\text{mm}^2$ , MPa)

$A_{sf}$  และ  $\sigma_{sf}$  คือ พื้นที่และหน่วยแรงอัดของปีกเหล็กรูปพรรณตามลำดับ ( $\text{mm}^2$ , MPa)

$A_{sw}$  และ  $\sigma_{sw}$  คือ พื้นที่และหน่วยแรงอัดของเอวเหล็กรูปพรรณตามลำดับ ( $\text{mm}^2$ , MPa)

การพิสูจน์ความถูกต้องของแบบจำลองการวิเคราะห์ โดยการเปรียบเทียบผลที่ได้จากแบบจำลองกับผลการทดสอบของเสาสั้น PCES ขนาดและคุณสมบัติของเสา แสดงในตารางที่ 2.15 ส่วนตารางที่ 2.16 แสดงผลการทดสอบและการคำนวณค่าจากการวิเคราะห์ ค่าความสามารถในการรับแรงอัดสูงสุด  $N_{u,t}$  และ  $N_{u,a}$  คือ ค่ากำลังสูงสุดครั้งแรกจากการทดสอบและการวิเคราะห์ตามลำดับ จากการเปรียบเทียบผลพบว่า เสาชุดที่ 1 มีค่าความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยเท่ากับร้อยละ 5.4 และเสาชุดที่ 2 มีค่าความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยเท่ากับร้อยละ 3.6 ค่าความคลาดเคลื่อนนี้อาจเป็นผลจากสมมติฐานของการครากที่ขอบด้านในของปีกเหล็กรูปพรรณในแบบจำลองสำหรับตัวอย่างทดสอบที่มีกำลังของเหล็กต่ำ สภาพพลาสติกของปีกเหล็กอาจพัฒนาได้ไกลกว่าที่คาดไว้ จึงทำให้สมมติฐานนี้ประมาณค่าแรงดันโอบรัดด้านข้างเนื่องจากเหล็กรูปพรรณต่ำไป นอกจากนี้สมมติฐานของการพัฒนาหน่วยแรงดึงในเอวเหล็กรูปพรรณทำให้การประมาณค่าความสามารถในการรับแรงของเสา PCES ต่ำไป โดยเฉพาะเมื่อเอวของเหล็กมีความบาง ภาพที่ 2.65 แสดงเส้นความโค้งระหว่างแรงกระทำและการเปลี่ยนรูปของเสาแต่ละต้น จากการเปรียบเทียบพบว่า แบบจำลองการวิเคราะห์สามารถทำนายค่าความสามารถในการรับแรงในแนวแกนของเสา PCES ได้อย่างแม่นยำ

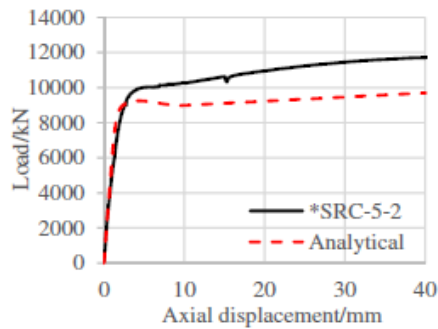
ตารางที่ 2.15 ขนาดและคุณสมบัติวัสดุของเสา PCES [1]

Series	Specimen*	Dimensions of cross-section				Strength of materials				
		H (mm)	B (mm)	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	Steel web		Steel flange		Concrete $f'_{co}$ (MPa)
						$f_{y,w}$ (MPa)	$f_{u,w}$ (MPa)	$f_{y,f}$ (MPa)	$f_{u,f}$ (MPa)	
I	*SRC-1-2-1	360	170	20	20	280	515	280	515	35.0
	*SRC-1-2-2	360	170	20	20	280	515	280	515	27.0
	*SRC-1-2-3	360	170	20	20	280	515	280	515	36.7
	*SRC-2-2	366	166	16	25	300	500	285	530	28.2
	*SRC-3-2	357	175	25	16	285	530	300	500	27.3
	*SRC-4-2	370	160	10	30	300	520	235	450	27.7
	*SRC-5-2	350	180	30	10	235	450	300	520	27.7
	*SRC-6-2	370	180	30	20	235	450	280	515	36.6
	*SRC-7-2	350	160	10	20	300	520	280	515	38.5
	*SRC-8-2	360	140	20	25	280	515	285	530	29.7
	*SRC-9-2	360	208	20	16	280	515	300	500	28.3
	II	*SRC-1-3	360	170	20	20	380	640	380	640
*SRC-2-3		366	166	16	25	395	620	380	640	38.1
*SRC-3-3		357	175	25	16	380	640	395	620	27.3
*SRC-4-3		370	160	10	30	450	640	355	590	38.9
*SRC-5-3		350	180	30	10	355	590	450	640	38.9
*SRC-6-3		370	180	30	20	355	590	380	640	36.7
*SRC-7-3		350	160	10	20	450	640	380	640	36.7
*SRC-8-3		360	140	20	25	380	640	380	640	38.9
*SRC-9-3		360	208	20	16	380	640	395	620	38.9

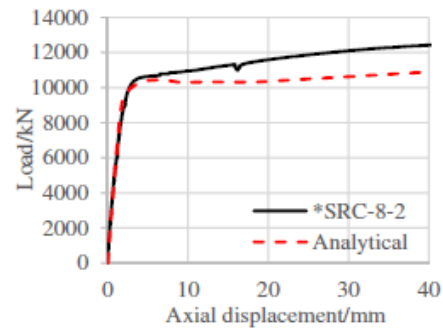
ตารางที่ 2.16 การเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัดที่ได้จากการทดสอบกับที่ได้จากแบบจำลองของเสา PCES [1]

Series	Specimen	Experimental result	Analytical result	Error <sup>a</sup> (%)
		$N_{u,t}$ (kN)	$N_{u,a}$ (kN)	
I	SRC-1-2-1	11238	10779	-4.1
	SRC-1-2-2	10825	10163	-6.1
	*SRC-1-2-3	11954	10913	-8.7
	*SRC-2-2	11443	10975	-4.1
	*SRC-3-2	11616	10512	-9.5
	*SRC-4-2	9994	9701	-2.9
	*SRC-5-2	9942	9431	-5.1
	*SRC-6-2	14104	12129	-14.0
	*SRC-7-2	9143	9153	0.1
	*SRC-8-2	10590	10647	0.5
	*SRC-9-2	10080	10477	3.9
				Average error <sup>b</sup>
			Standard deviation <sup>c</sup>	4.7
II	*SRC-1-3	13159	13524	2.8
	*SRC-2-3	14020	14253	1.7
	*SRC-3-3	13614	13885	2.0
	*SRC-4-3	14035	13920	-0.8
	*SRC-5-3	13572	13243	-2.4
	*SRC-6-3	17225	15856	-7.9
	*SRC-7-3	10658	11203	5.1
	*SRC-8-3	13010	13851	6.5
	*SRC-9-3	13543	13928	2.8
				Average error
			Standard deviation <sup>c</sup>	4.1

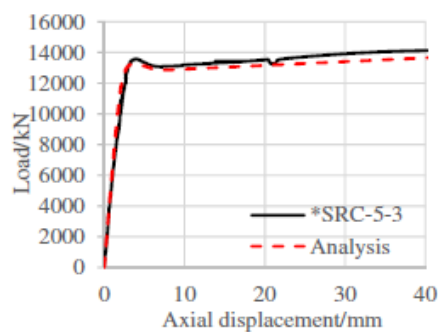




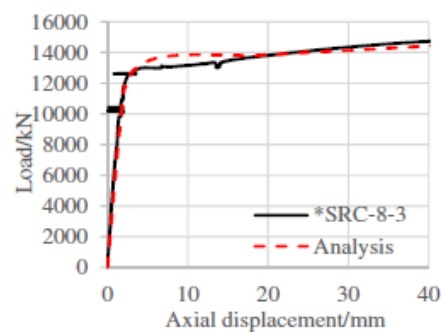
(a) \*SRC-5-2



(b) \*SRC-8-2



(c) \*SRC-5-3



(d) \*SRC-8-3

ภาพที่ 2.65 เส้นโค้งระหว่างแรงกระทำและการเปลี่ยนรูปสำหรับเสา PCES [1]

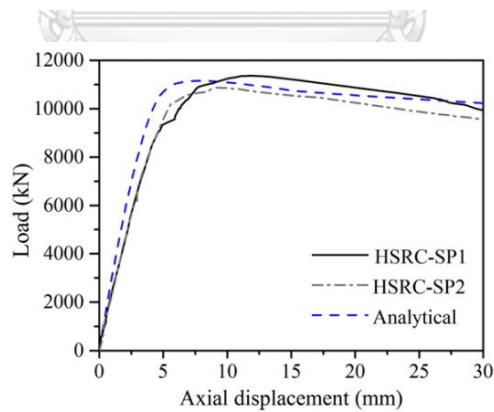
การพิสูจน์ความถูกต้องของแบบจำลองการวิเคราะห์ โดยการเปรียบเทียบผลที่ได้จากแบบจำลองกับผลการทดสอบของเสาสั้น FCES ขนาดและคุณสมบัติของเสา แสดงในตารางที่ 2.17 ส่วนพารามิเตอร์ที่ใช้คำนวณในแบบจำลองการวิเคราะห์ แสดงในตารางที่ 2.18 ภาพที่ 2.66 แสดงการเปรียบเทียบเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในแนวแกนที่ได้จากการทดสอบและที่ได้จากแบบจำลองการวิเคราะห์ของเสา HSRC-SP1/2 ซึ่งแสดงว่าผลลัพธ์จากการวิเคราะห์ค่อนข้างตรงกับผลลัพธ์จากการทดสอบ

ตารางที่ 2.17 ขนาดและคุณสมบัติของของเสา FCES [1]

Series	Specimens	Dimensions of cross section						Material strength <sup>d</sup>				
		Side length	Steel section <sup>b</sup>	Longitudinal reinforcement	Hoops	Hoops Types <sup>c</sup>	Spacing (mm)	$f'_{co}$ (MPa)	$f_{yf}$ (MPa)	$f_{yw}$ (MPa)	$f_{yr}$ (MPa)	$f_{yh}$ (MPa)
A	src1	280	2H175 × 90 × 5 × 8	4d16	d6	R	140	23.9	318	378	453	606
[2]	src2		2H175 × 90 × 5 × 8	4d16		R	100	23.5	318	378		
	src5		2H160 × 50 × 3.2 × 4.5	4d16		R	190	26.0	318	349		
	src6		2H160 × 50 × 3.2 × 4.5	4d16		R	140	26.3	371	349		
	src7		2H160 × 50 × 3.2 × 4.5	12d16		M	140	25.0	371	349		
	src8		2H160 × 50 × 3.2 × 4.5	4d16		R	100	26.6	371	349		
	src9		2H160 × 50 × 3.2 × 4.5	12d16		R	100	24.6	371	349		
	src10		2H160 × 50 × 3.2 × 4.5	12d16		M	100	24.3	371	349		
B	DH-TI-75	600	2H350 × 175 × 6 × 9	12d29	d13	R	75	34.6	454	437	439	472
[3]	DH-TI-90		2H350 × 175 × 6 × 9	12d29		R	90	34.6	454	437		
C	C+-M40	200	2H100 × 68 × 4.5 × 7.6	12d10	d6.5	M	40	94.0	254	254	427	335
[4]	C+-M60		2H100 × 68 × 4.5 × 7.6	12d10		M	60	94.0	254	254		
	C+-M80		2H100 × 68 × 4.5 × 7.6	12d10		M	80	94.0	254	254		
	C+-R40		2H100 × 68 × 4.5 × 7.6	12d10		R	40	94.0	254	254		
	C+-R60		2H100 × 68 × 4.5 × 7.6	12d10		R	60	94.0	254	254		
D	HSRC-SP1	411(D <sup>3</sup> )	2H206 × 120 × 12 × 12	20d10	d10	SP	50	37.0	517	517	426	426
[5]	HSRC-SP2		2H206 × 120 × 12 × 12	20d10		SP	50	37.0	517	517		

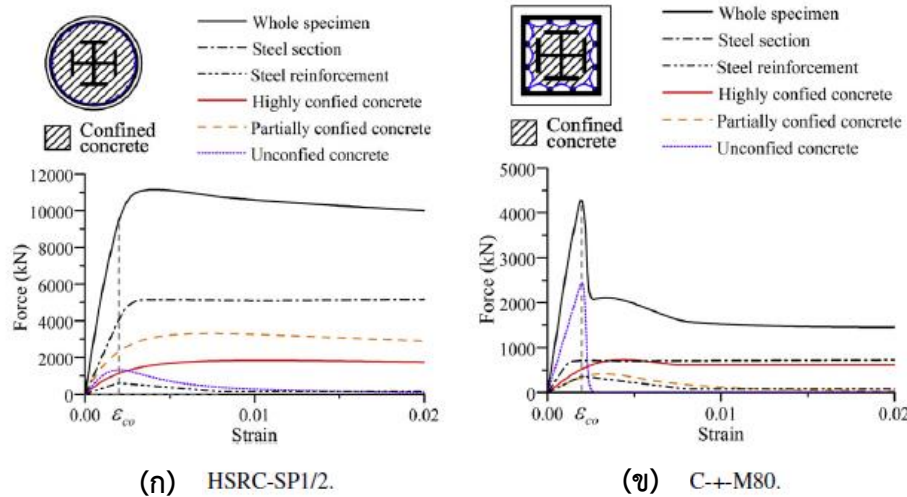
ตารางที่ 2.18 พารามิเตอร์ในการพัฒนาแบบจำลองการวิเคราะห์ของเสา FCES [1]

Specimen	$A_{uc}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{cp}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{ch}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{sr}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{ss}$ (mm <sup>2</sup> )	$f_{rh}$ (MPa)	$f'_{icp}$ (MPa)	$K_p$	$f'_{ic,h}$ (MPa)	$K_h$
src1	43142	10032	19977	804	4445	235	0.13	1.04	0.91	1.24
src2	43142	10032	19977	804	4445	271	0.26	1.07	1.04	1.28
src5	47346	14561	13833	804	1856	216	0.06	1.02	0.71	1.18
src6	47346	14561	13833	804	1856	231	0.12	1.03	0.79	1.19
src7	46031	14267	13833	2413	1856	364	0.66	1.19	1.30	1.32
src8	47346	14561	13833	804	1856	260	0.25	1.06	1.10	1.26
src9	46031	14267	13833	2413	1856	337	0.54	1.14	1.18	1.30
src10	46031	14267	13833	2413	1856	606	1.93	1.47	1.93	1.59
DH-TI-75	224080	30829	86917	7926	10248	472	2.32	1.42	2.66	1.47
DH-TI-90	224080	30829	86917	7926	10248	472	1.87	1.35	2.21	1.40
C+-M40	26099	3922	6226	942	2810	335	4.96	1.33	6.33	1.40
C+-M60	26099	3922	6226	942	2810	335	2.87	1.20	4.18	1.28
C+-M80	26099	3922	6226	942	2810	319	1.77	1.13	3.07	1.21
C+-R40	26099	3922	6226	942	2810	335	2.48	1.17	4.22	1.28
C+-R60	26099	3922	6226	942	2810	284	1.22	1.09	2.52	1.18
HSRC-SP1/2	35908	58229	26978	1571	9984	426	3.46	1.54	6.07	1.84



ภาพที่ 2.66 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในแนวแกน สำหรับเสา HSRC-SP1/2 [1]

ภาพที่ 2.67 แสดงเส้นโค้งระหว่างแรงกระทำและหน่วยการหดตัวของเสาตัวอย่างทดสอบ HSRC-SP1/2 และ C-+-M80 สำหรับเสา HSRC-SP1/2 เมื่อหน่วยการหดตัวในแนวแกนมีค่าถึง  $\epsilon_{co}$  หน้าตัดเหล็กรูปพรรณยังคงอยู่ในช่วงยืดหยุ่น ทำให้กำลังของเสามีค่าเพิ่มขึ้นอีก แสดงดังภาพที่ 2.67 (ก) แต่สำหรับเส้นโค้งระหว่างแรงกระทำและหน่วยการหดตัวของเสาตัวอย่างทดสอบ C-+-M80 มีรูปแบบที่ต่างไป ดังแสดงในภาพที่ 2.67 (ข) ความสามารถในการรับแรงของทั้งหน้าตัดถึงจุดสูงสุดเมื่อหน่วยการหดตัวในแนวแกนมีค่าประมาณ  $\epsilon_{co}$  และมีค่าลดลงอย่างรวดเร็ว UCC มีผลมากต่อความสามารถในการรับแรงของหน้าตัดเสาทั้งหมด พฤติกรรมการรับแรงอัดของเสาเป็นผลจากความเปราะของคอนกรีตกำลังสูง การพังแบบเปราะนี้อาจจะเป็นผลมาจากพื้นที่ของคอนกรีตที่รับการโอบรัดน้อยไป ซึ่งแก้ไขได้โดยการใช้ระยะห่างของเหล็กปลอกน้อย เพิ่มจำนวนของเหล็กปลอก ใช้จำนวนและการวางตัวของเหล็กยื่นที่เหมาะสม และเพิ่มพื้นที่หน้าตัดให้มากเพียงพอ



ภาพที่ 2.67 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและหน่วยการหดตัวสำหรับวัสดุแต่ละวัสดุภายในเสา FCES [1]

ตารางที่ 2.19 แสดงผลลัพธ์ของกำลังรับแรงอัดในแนวแกนของเสา FCES ที่ได้จากการทดสอบและที่ได้จากแบบจำลองการวิเคราะห์ สำหรับเสา series C ที่ใช้คอนกรีตที่มีกำลังสูง เมื่อผลการเปรียบเทียบพบว่า ค่าคลาดเคลื่อนมีค่ามาก อาจมีสาเหตุมาจากการเปลี่ยนแปลงโดยธรรมชาติของผลการทดสอบสำหรับตัวอย่างทดสอบที่มีหน้าตัดขนาดเล็ก สำหรับเสา series B เหล็กยื่นเกิดการโค้งเดาะอย่างฉับพลันเนื่องจากการขาดของเหล็กปลอกที่เกิดขึ้นเร็วเกินไป ทำให้ค่าความสามารถในการรับแรงในแนวแกนมีค่าน้อยกว่าที่ควร และน้อยกว่าค่าที่ทำนายจากแบบจำลอง ในขณะที่เสา series A ที่ใช้คอนกรีตและเหล็กที่กำลังปกติ และเสา series D ที่ใช้คอนกรีตกำลังปกติ แต่ใช้เหล็กรูปพรรณกำลังสูง ผลจากการเปรียบเทียบพบว่า แบบจำลองการวิเคราะห์ของเสาทั้ง series A และ D สามารถทำนายค่าความสามารถในการรับแรงในแนวแกนได้ค่อนข้างแม่นยำ

ตารางที่ 2.19 การเปรียบเทียบผลการทดสอบและผลลัพธ์จากแบบจำลองของเสา FCES [1]

Serie	Specimen	$N_{u,t}$ (kN)	$N_{u,a}$ (kN)	Error <sup>a</sup> (%)	
A	src1	3602	3589	-0.4	
	src2	3502	3571	2.0	
	src5	3063	3003	-2.0	
	src6	3009	3001	-0.3	
	src7	3696	3495	-5.4	
	src8	3088	3017	-2.3	
	src9	3748	3487	-7.0	
	src10	3744	3500	-6.5	
	B	DH-TI-75	18188	19054	4.8
		DH-TI-90	17952	18977	5.7
C	C - + - M40	4165	4358	4.6	
	C - + - M60	4104	4273	4.1	
	C - + - M80	4183	4267	2.0	
	C - + - R40	3855	4268	10.7	
	C - + - R60	4010	4207	4.9	
	D	HSRC-SP1	11363	11063	-2.6
	HSRC-SP2	10890	11063	1.6	
		Average error <sup>b</sup>		3.9	
		Standard deviation <sup>c</sup>		4.8	

<sup>a</sup> Error =  $(N_{u,a}/N_{u,t} - 1)$ .

<sup>b</sup> Average error =  $\sum |Error| / n$ .

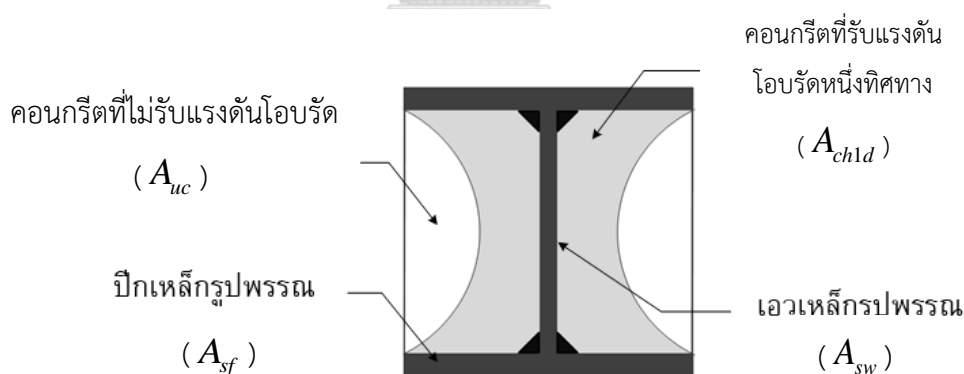
<sup>c</sup> Standard deviation =  $\text{Sqrt}(\sum (|Error| - \sum |Error| / n)^2 / n)$ .

จากการศึกษาวิจัยที่ผ่านมาในอดีตได้ข้อสรุปว่า คอนกรีตภายในเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตที่รับแรงอัดกระทำตามแนวแกนจะได้รับแรงดันโอบรัดทางด้านข้างเนื่องจากเหล็กรูปพรรณและเหล็กปลอก ส่งผลให้คอนกรีตมีกำลังรับแรงอัดสูงขึ้น ผู้จัดทำจึงมีความสนใจในการศึกษาพฤติกรรมรับแรงอัดของคอนกรีตที่พิจารณาการโอบรัด เพื่อใช้สำหรับหาพฤติกรรมรับแรงอัดของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต โดยมีการอ้างอิงและประยุกต์แบบจำลองทำนายพฤติกรรมรับแรงอัดของเสาวัสดุผสมเหล็กรูปกากบาทหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน of Chen และ Wu [1] เพื่อต่อยอดแบบจำลองให้สามารถใช้ได้กับเสาวัสดุผสมเหล็กรูปตัวเอชหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วนด้วย และทำการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองกับงานวิจัยของ Zhao [23] และผลการทดสอบในงานวิจัยนี้ โดยรายละเอียดของแบบจำลองจะกล่าวในบทที่ 3 (ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง)

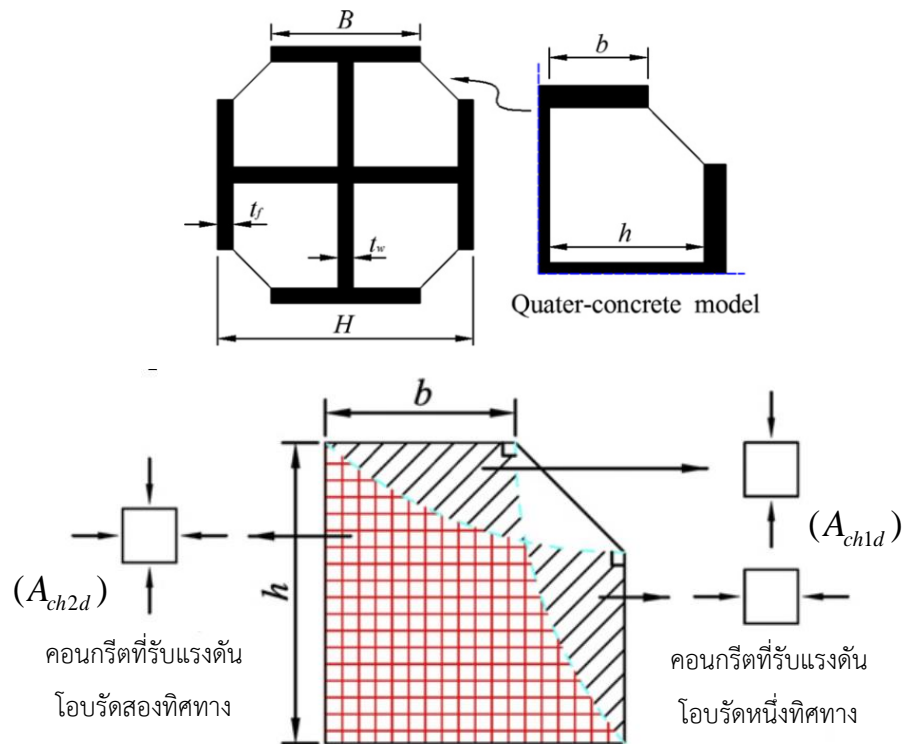
## บทที่ 3

### ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

งานวิจัยนี้มีการนำแบบจำลองคอนกรีตที่ได้รับผลของการโอบรัดที่นำเสนอโดย Mander และคณะ [6] มาประยุกต์ใช้ จากนั้นทำการหาค่าแรงดันโอบรัดด้านข้างเนื่องจากเหล็กรูปพรรณโดยทำการศึกษาลักษณะของการกระทำต่อกันระหว่างหน้าตัดเหล็กและคอนกรีตที่รับการโอบรัด ด้วยวิธีของ Chen และ Wu (2017) [1] แบบจำลองในงานวิจัยนี้มีสมมติฐาน ดังนี้ (1) การกระจายตัวของหน่วยการหดตัวในแนวแกนเสามีค่าสม่ำเสมอตลอดหน้าตัด (2) หน่วยแรงอัดในแต่ละวัสดุองค์ประกอบของเสาหาได้จากแบบจำลองของวัสดุนั้น และ (3) ไม่พิจารณาการเสียรูปลำดับที่ 2 (second-order effect) ดังนั้น การเสียรูปในแนวแกนคำนวณได้จากค่าหน่วยการหดตัวในแนวแกนคูณด้วยความยาวเสา หน้าตัดของเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วนแบ่งออกเป็น 5 บริเวณ ได้แก่ คอนกรีตที่รับการโอบรัดหนึ่งทิศทาง คอนกรีตที่รับการโอบรัดสองทิศทาง (confined concrete) คอนกรีตที่ไม่ได้รับการโอบรัด (unconfined concrete) ปีกเหล็กรูปพรรณ และเอวเหล็กรูปพรรณ พื้นที่คอนกรีตแต่ละส่วนแบ่งโดยใช้เส้นโค้งพาราโบลากำลังสองที่มีค่าความโค้งสัมพันธ์เริ่มต้น 45 องศาแสดงในภาพที่ 3.1 และภาพที่ 3.2



ภาพที่ 3.1 การแบ่งบริเวณภายในหน้าตัดเสา PCES ที่ใช้เหล็กรูปตัวเอช [3]



ภาพที่ 3.2 การแบ่งขอบเขตของวัสดุภายในหน้าตัดเสา PCES เหล็กรูปกากบาท [1]

### 3.1 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและหน่วยการหดตัวของคอนกรีต

งานวิจัยนี้ได้ใช้แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัว (stress-strain relationship) สำหรับคอนกรีตที่รับการโอบรัดที่เสนอไว้โดย Mander และคณะ [6] ดังแสดงในภาพที่ 3.3 หน่วยแรงคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\sigma_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (3.1)$$

โดย  $f'_{cc}$  คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัด (MPa)

$\sigma_c$  คือ หน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัด (MPa)

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.2)$$

โดย  $\varepsilon_c$  คือ หน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่รับแรงอัดตามแนวแกน

$\varepsilon_{cc}$  คือ หน่วยการหดตัวสูงสุด ณ  $f'_{cc}$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.3)$$

$$E_c = 5000 \times \sqrt{f'_{c0}} \quad (3.4)$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.5)$$

โดย  $E_c$  คือ โมดูลัสสัมผัสในช่วงยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัด (MPa)

$E_{\text{sec}}$  คือ โมดูลัสซีแคนท์ของคอนกรีตที่รับการโอบรัด (MPa)

$f'_{c0}$  คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (MPa)

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (3.6)$$

โดย  $\varepsilon_{c0}$  คือ หน่วยการหดตัวของคอนกรีตโดยสมมติค่า  $\varepsilon_{c0} = 0.002$

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_{le}}{f'_{c0}} - 2 \frac{f'_{le}}{f'_{c0}}} \right) \quad (3.7)$$

$$f'_{cc} = K_h f'_{c0} \quad (3.8)$$

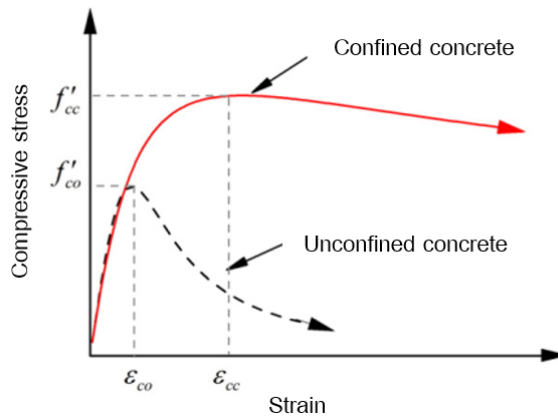
สมการที่ 3.7 ใช้สำหรับแรงดันโอบรัดสม่ำเสมอรูปวงกลมเท่านั้น โดย  $f'_{le}$  คือ แรงดันโอบรัดด้านข้างประสิทธิผล

สำหรับหน้าตัดเสาที่ได้รับแรงดันโอบรัดด้านข้าง 2 แกน (เสาที่มีหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยม)  $f'_{cc}/f'_{c0}$  หรือ  $K_h$  สามารถหาได้จากกราฟ ดังแสดงในภาพที่ 3.4 โดย  $f'_{l1}$  คือ แรงดันโอบรัดด้านที่มีค่าน้อย และ  $f'_{l2}$  คือ แรงดันโอบรัดด้านที่มีค่ามาก

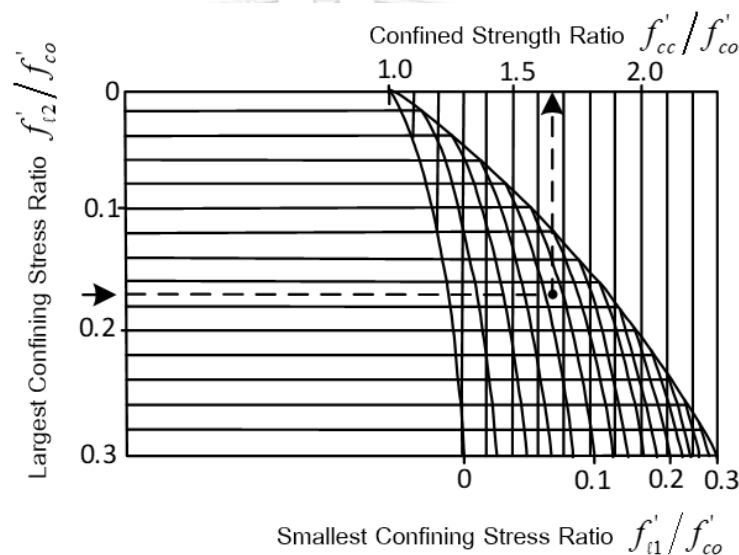
สำหรับคอนกรีตที่รับการโอบรัดสองทิศทางที่เท่ากัน ให้แทนค่าแรงดันโอบรัดจากด้านที่มีค่าน้อยมีค่าเท่ากับค่าเท่ากับค่าแรงดันโอบรัดด้านที่มีค่ามากและมีค่าเท่ากับแรงดันโอบรัดประสิทธิผล ( $f'_{l1} = f'_{l2} = f'_{le}$ )

สำหรับคอนกรีตที่รับการโอบรัดหนึ่งทิศทาง ให้แทนค่าแรงดันโอบรัดจากด้านที่มีค่าน้อยมีค่าเท่ากับศูนย์ ( $f'_{l1} = 0$ ) และแทนค่าแรงดันโอบรัดด้านที่มีค่ามากมีค่าเท่ากับแรงดันโอบรัดประสิทธิผล ( $f'_{l2} = f'_{le}$ )

สำหรับคอนกรีตที่ไม่รับการโอบรัดให้แทนค่าแรงดันโอบรัดด้านข้างเท่ากับศูนย์ ( $f'_{le} = 0$ )



ภาพที่ 3.3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่รับการโอบรัด [6]



ภาพที่ 3.4 ค่ากำลังโอบรัดเนื่องจากแรงดันโอบรัดด้านข้างรูปทรงสี่เหลี่ยม [6]

### 3.2 แรงดันโอบรัดด้านข้างประสิทธิผลที่กระทำต่อคอนกรีต

การหาค่าแรงดันโอบรัดด้านข้างที่กระทำต่อคอนกรีตเนื่องจากเหล็กรูปพรรณในงานวิจัยนี้ใช้หลักการของ Chen และ Wu (2017) [1] โดยพิจารณาปีกของเหล็กรูปพรรณเป็นคานายื่นที่ได้รับแรงดันด้านข้างเนื่องมาจากการขยายตัวของคอนกรีตภายในภายใต้แรงอัดตามแนวแกน ดังแสดงในภาพที่ 3.5 (ก) สมมติให้แรงดันด้านข้างกระจายตัวเป็นเส้นโค้งพาราโบลาตลอดแนวคานายื่น การหาค่าแรงดันด้านข้างจะเริ่มจากการหาค่าหน่วยแรงดึงที่สูงที่สุด ณ บริเวณขอบด้านในของปีกเหล็กรูปพรรณซึ่งเกิดจากการขยายตัวของคอนกรีต ที่คำนวณจากทฤษฎีหน่วยแรงสองแกน (biaxial stress state) จากนั้นทำการแปลงค่าหน่วยแรงดึงไปเป็นค่าโมเมนต์บิดสูงสุด  $M_u$  กระทำที่ขอบด้าน

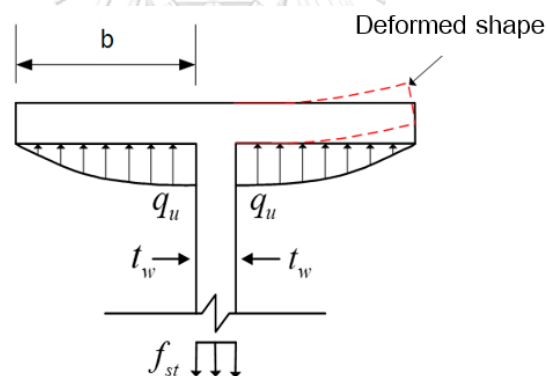


ในของปีกเหล็กรูปพรรณ และสุดท้ายแปลงค่าโมเมนต์บิดสูงสุดไปเป็นหน่วยแรงกระทำต่อปีกเหล็ก โดยหน่วยแรงมีค่ามากที่สุดบริเวณขอบด้านในมีค่าเท่ากับ  $q_u$

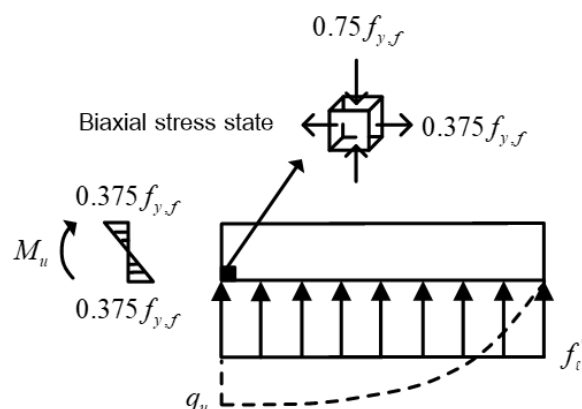
งานวิจัยของ Zhao และคณะ (2014) [18] พบว่าเมื่อทำการทดสอบเสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วนภายใต้แรงอัดกระทำในแนวแกน คอนกรีตจะเกิดการขยายตัวของอย่างรวดเร็วทำให้ขอบด้านในของปีกเหล็กเกิดการร้าวเมื่อหน่วยแรงมีค่าเป็น 0.75 เท่าของกำลังรับแรงอัดของเสา ดังนั้นเมื่อค่าหน่วยแรงอัดตามแนวแกนของปีกเหล็กรูปพรรณมีค่าเท่ากับ 0.75 เท่าของกำลังที่จุดร้าวของปีกเหล็กรูปพรรณ ( $f_{y,f}$ ) ขอบด้านในของปีกเหล็กจะเกิดการร้าว จากทฤษฎีหน่วยแรงสองแกน ค่าหน่วยแรงแรงดึงที่มากที่สุดที่ขอบด้านในของปีกเหล็กรูปพรรณจึงมีค่าเท่ากับ 0.375 เท่าของกำลังที่จุดร้าวของปีกเหล็กรูปพรรณ ( $f_{y,f}$ ) ดังแสดงในภาพที่ 3.5 (ข) และ  $M_u$ ,  $q_u$  และ  $f'_c$  สามารถหาค่าได้ดังนี้

$$M_u = \frac{f_{y,f} t_f^2}{16} \quad (3.9)$$

$$q_u = \frac{t_f^2 f_{y,f}}{4b^2} \quad (3.10)$$



ภาพที่ 3.5 (ก) แรงดันโอบรัดด้านข้างที่กระทำต่อคอนกรีต [1]



ภาพที่ 3.5 (ข) แรงดันโอบรัดด้านข้างที่กระทำต่อคอนกรีต [1]

สำหรับเสา PCES เหล็กรูปตัวเอช

$$f'_{ls} = \frac{2}{3} q_u \quad (3.11)$$

$$f'_{le} = k_{ea} f'_{l,s} \quad (3.12)$$

$$k_{ea} = \frac{A_e}{A_c} \quad (3.13)$$

สำหรับเสา PCES เหล็กรูปกากบาท

เนื่องจากเสาหน้าตัวเหล็กรูปกากบาทเกิดการกระจายตัวของแรงดันโอบรัดไม่สม่ำเสมอ ดังแสดงในภาพที่ 3.6 เนื่องจากความยาวของปีกเหล็กและความยาวของเอวเหล็กมีค่าไม่เท่ากันทำให้แรงดันที่กระทำต่อกันมีค่าไม่เท่า จึงต้องหาค่าแรงดันโอบรัดเฉลี่ย ( $f'_{lu,s}$ ) เพื่อใช้เป็นค่าแรงดันโอบรัดด้านข้างแทน ซึ่งการหาค่าทำได้โดยใช้หลักการปริมาตรหน่วยแรงคงที่ (stress volume equivalent) ดังแสดงในสมการที่ 3.17

$$f'_{le} = k_{ea} k_{es} f'_{l,s} = k_{ea} k_{es} \left( \frac{2}{3} q_u \right) \quad (3.14)$$

$$\lambda = \frac{b}{h} \quad (3.15)$$

$$f'_{l,s} = \lambda f'_{le} \quad (3.16)$$

$$V_{str} = h b f'_{l,s} = A_{str} f'_{lu,s} \quad (3.17)$$

$$k_{es} = \frac{f'_{lu,s}}{f'_{l,s}} = \frac{3\lambda}{2\lambda + 1} \quad (3.18)$$

โดย  $A_e$  คือ พื้นที่คอนกรีตที่ได้รับผลของการโอบรัด ( $\text{mm}^2$ )

$A_c$  คือ พื้นที่คอนกรีตทั้งหมด ( $\text{mm}^2$ )

$M_u$  คือ โมเมนต์บิดสูงสุดกระทำที่ขอบด้านในของปีกเหล็กรูปพรรณ ( $\text{kN}\cdot\text{mm}$ )

$q_u$  คือ แรงดันด้านข้างที่กระจายตัวเป็นเส้นโค้งพาราโบลาตลอดแนวคานยื่น ( $\text{kN}/\text{mm}$ )

$f_{y,f}$  คือ กำลังที่จุดครากของปีกเหล็กรูปพรรณ (MPa)

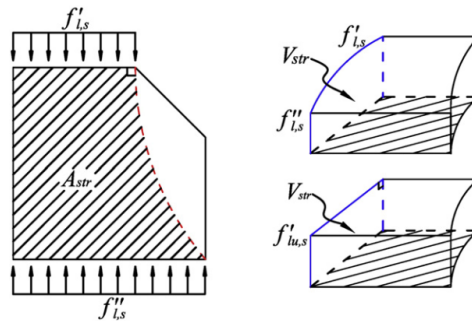
$f'_{l,s}$  คือ แรงดันด้านข้างเนื่องจากปีกเหล็ก (MPa)

$f'_{lu,s}$  คือ แรงดันด้านข้างเฉลี่ย (MPa)

$t_f$  คือ ความหนาของปีกเหล็กรูปพรรณ (mm)

$k_{ea}$  คือ ตัวคูณลดค่าเนื่องจากสภาวะการโอบรัดที่แตกต่างกันในคอนกรีต

$k_{es}$  คือ ตัวคูณลดค่าเนื่องจากการกระจายตัวไม่สม่ำเสมอของแรงดันด้านข้าง



ภาพที่ 3.6 การกระจายตัวของแรงดันด้านข้างระหว่างปีกและเอวเหล็ก [1]

### 3.3 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและหน่วยการหดตัวของเหล็กแกน

แบบจำลองสำหรับเหล็กแกนในงานวิจัยนี้ใช้หลักการของ Chen และ Wu (2017) [1] ซึ่งเป็นแบบจำลองวัสดุสำหรับหน้าตัดเหล็กแกนที่รับผลของการขยายตัวอย่างไม่เป็นเส้นตรงของคอนกรีตภายในส่งผลให้เกิดหน่วยแรงดึงในแนวขวางของเอวเหล็ก ทำให้กำลังรับแรงอัดในแนวแกนมีค่าน้อยลง จากนั้นนำแบบจำลองของ Giuffre และคณะ [22] มาประยุกต์ใช้สำหรับเอวของเหล็กและใช้สมการของ von Mises [2] สำหรับประมาณค่ากำลังรับแรงที่จุดครากเมื่อรับหน่วยแรงสองแกน (biaxial stress state) ในการคำนวณค่ากำลังรับแรงอัดในแนวแกนที่เกิดขึ้นจริง ดังแสดงในสมการต่อไปนี้

$$\sigma_{vm}^2 = \sigma_{st}^2 + \sigma_{sv}^2 - \sigma_{st}\sigma_{sv} \leq f_y^2 \quad (3.19)$$

โดย  $\sigma_{vm}$  คือ หน่วยแรงสมมูล (equivalent stress) ของ von Mises (MPa)

$\sigma_{sv}$  คือ หน่วยแรงตามแนวแกนในสภาพหน่วยแรงสองแกน (MPa)

$\sigma_{st}$  คือ หน่วยแรงด้านข้างในสภาพหน่วยแรงสองแกน (MPa)

$f_y$  คือ กำลังที่จุดครากของเหล็กภายใต้แรงหนึ่งแกน (MPa)

จากงานวิจัยของ Zhao และคณะ (2014) [18] ที่พบว่า การขยายตัวของคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วภายหลังจากหน่วยการหดตัวของเสามีค่าเท่ากับ  $0.75 \varepsilon_{y,f}$  (หน่วยการหดตัว ณ จุดครากของปีกเหล็ก) ดังนั้นหน่วยแรงดึงในเอวของเหล็กจะเกิดขึ้นที่หน่วยการหดตัวเท่ากับ  $0.75 \varepsilon_{y,f}$  และมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนมีค่าถึงหน่วยแรงดึงที่มากที่สุด ( $f_{st}$ ) ซึ่งหามาจากสมดุลแรงของหน้าตัดเหล็กดังแสดงในภาพที่ 3.5 (ก) ได้ค่าดังนี้

$$f_{st} = \frac{4bq_u}{3t_w} \quad (3.20)$$

โดย  $b$  คือ ระยะคานยื่นของปีกเหล็ก (mm)

$t_w$  คือ ความหนาของเอวเหล็ก (mm)

ค่าหน่วยแรงในแนวแกนของเอวเหล็กจะมีค่าลดลง ( $f'_{y,w}$ ) เนื่องจากเกิดหน่วยแรงดึงในแนวขวางจากการขยายตัวของคอนกรีต คำนวณได้จากการแทนค่า  $f_{sr}$  ในสมการที่ 3.19 ซึ่งพิจารณาหน่วยแรงครากในสภาวะที่รับแรงสองแกน จากนั้นพัฒนาแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวโดยใช้แบบจำลองของ Giuffre

$$K_w = \frac{f'_{y,w}}{f_{y,w}} \quad (3.21)$$

โดย  $K_w$  คือ ค่าตัวประกอบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนเอวเหล็กที่รับหน่วยแรงดึงในแนวขวาง

แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวสำหรับปีกของเหล็กสามารถพัฒนาจากแบบจำลองของ Giuffre โดยอ้างอิงจากพฤติกรรมเหล็กรับแรงอัดแบบปกติ แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวจากแบบจำลองของ Giuffre มีค่าดังนี้

$$\sigma = \frac{\varepsilon^* \sigma_0}{(1 + \varepsilon^{*R})^{\frac{1}{R}}} \quad (3.22)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \quad (3.23)$$

ระบุค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองของ Giuffre ดังนี้

$\sigma$  คือ หน่วยแรงของเหล็ก (MPa)

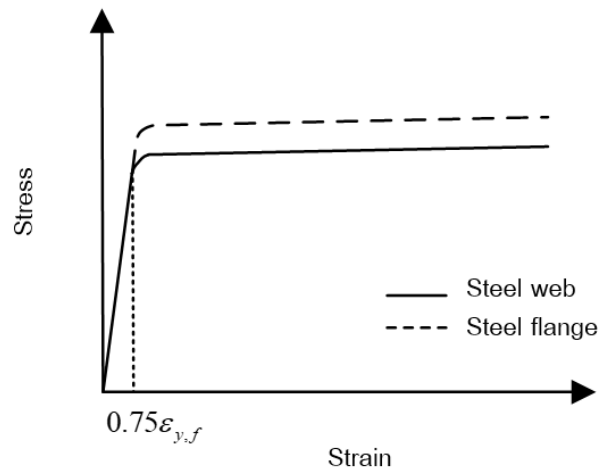
$\sigma_0$  คือ กำลังที่จุดครากของเหล็ก (MPa)

$\varepsilon$  คือ หน่วยการหดตัวของเหล็ก

$\varepsilon_0$  คือ หน่วยการหดตัว ณ จุดครากของเหล็ก

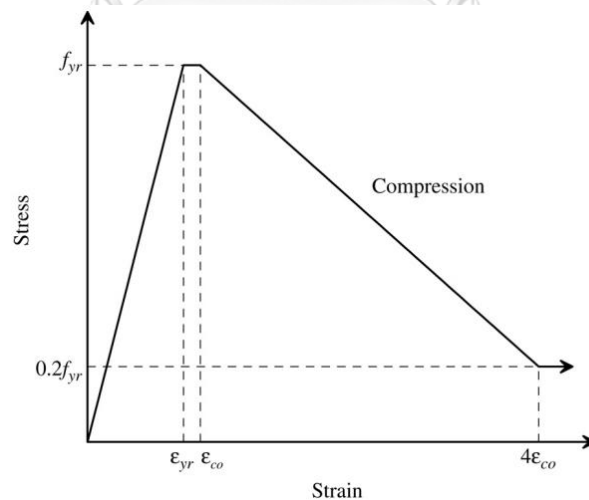
$R$  คือ รัศมีของช่วงที่เปลี่ยนแปลงระหว่างช่วงยืดหยุ่น (elastic range) และช่วงที่แข็งเพิ่มขึ้น (hardening branch) มีค่าคงที่เท่ากับ 3

เมื่อสมมติค่าหน่วยการหดตัวมากที่สุดของแผ่นเหล็ก  $\varepsilon_{su} = 0.02$  แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวสำหรับเหล็กเชื่อมประกอบมีลักษณะดังแสดงในภาพที่ 3.7



ภาพที่ 3.7 แบบจำลองสำหรับเหล็กแกนเชื่อมประกอบ [1]

แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของเหล็กเส้นตามแนวแกน ใช้ตามงานวิจัยของ Chen และ Lin [3] มีลักษณะเป็นเส้นตรงเริ่มจากจุดเริ่มต้นไปจนถึงจุดที่เหล็กเกิดการคราก หลังเหล็กเกิดการคราก หน่วยแรงจะมีค่าคงที่ จนกระทั่งหน่วยการหดตัวของเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้นถึงค่าหน่วยการหดตัวของคอนกรีตภายนอกเหล็กเส้น (คอนกรีตที่ไม่รับการโอบรัด) หน่วยแรงของเหล็กเสริมจะมีค่าลดลงเป็นเส้นตรงจนถึงหน่วยแรงที่ร้อยละ 20 ของหน่วยแรงสูงสุดและมีค่าคงที่ต่อไป ดังแสดงในภาพที่ 3.8



ภาพที่ 3.8 ความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของเหล็กยื่นในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต [3]

### 3.4 แบบจำลองกำลังรับแรงอัดของเสา PCES

แบบจำลองการวิเคราะห์กำลังรับแรงอัดของเสาสั้น PCES เหล็กรูปตัวเอช และ เหล็กรูปกากบาท ซึ่งได้มาจากการรวมแรงอัดของแต่ละวัสดุภายในหน้าตัดเสาสามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 3.24 และ 3.25 ตามลำดับ โดยกำลังรับแรงอัด คือค่าที่มากที่สุดจากผลรวมของค่าหน่วยแรงที่หามาจากแบบจำลองคูณด้วยพื้นที่หน้าตัดของวัสดุนั้น

$$P_{u,a} = A_{uc} \sigma_{uc} + A_{ch1d} \sigma_{ch1d} + A_{sw} \sigma_{sw} + A_{sf} \sigma_{sf} \quad (3.24)$$

$$P_{u,a} = A_{uc} \sigma_{uc} + A_{ch1d} \sigma_{ch1d} + A_{ch2d} \sigma_{ch2d} + A_{sw} \sigma_{sw} + A_{sf} \sigma_{sf} \quad (3.25)$$

โดย  $A_{uc}$  และ  $\sigma_{uc}$  คือ พื้นที่และหน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่ไม่รับการโอบรัดตามลำดับ (mm<sup>2</sup>), (MPa)

$A_{ch1d}$  และ  $\sigma_{ch1d}$  คือ พื้นที่และหน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่รับการโอบรัดหนึ่งทิศทางตามลำดับ (mm<sup>2</sup>), (MPa)

$A_{ch2d}$  และ  $\sigma_{ch2d}$  คือ พื้นที่และหน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่รับการโอบรัดสองทิศทางตามลำดับ (mm<sup>2</sup>), (MPa)

$A_{sw}$  และ  $\sigma_{sw}$  คือ พื้นที่และหน่วยแรงอัดของเอวเหล็กตามลำดับ (mm<sup>2</sup>), (MPa)

$A_{sf}$  และ  $\sigma_{sf}$  คือ พื้นที่และหน่วยแรงอัดของปีกเหล็กตามลำดับ (mm<sup>2</sup>), (MPa)

ค่ากำลังรับแรงอัดที่ไม่ได้พิจารณาความชะลูดของเสาตามข้อกำหนด AISC 360-16 [24] ( $P_{no}$ ) มีค่าดังนี้

$$P_{no} = 0.85 A_c f'_c + A_s f_y \quad (3.26)$$

โดย  $A_c$  และ  $f'_c$  คือ พื้นที่และกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตตามลำดับ (mm<sup>2</sup>), (MPa)

$A_s$  และ  $f_y$  คือ พื้นที่และกำลังรับแรงอัดของเหล็กแกนตามลำดับ (mm<sup>2</sup>), (MPa)

### 3.5 การออกแบบเสาวัสดุผสมตามข้อกำหนด AISC 360-16

ในข้อกำหนดของข้อกำหนด AISC 360-16 (2016) [24] ได้กล่าวถึงการออกแบบเสาวัสดุผสมจำแนกได้เป็น 2 ชนิด ได้แก่ เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต (encased composite columns) และ เสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีต (filled composite columns) ซึ่งในข้อกำหนด AISC 360-16 (2016) [24] มีข้อกำหนดทั่วไปเกี่ยวกับคุณสมบัติของคอนกรีต เหล็กรูปพรรณ และเหล็กเสริม ดังนี้

1. คอนกรีตมีหน่วยแรงอัดไม่น้อยกว่า 21 MPa และไม่เกิน 70 MPa สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ หรือ 42 MPa สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา อย่างไรก็ตามในคำนวณการโก่งตัวสามารถใช้ค่าที่สูงกว่าได้
2. หน่วยแรงครากระบุต่ำสุด (specified minimum yield stress) ของเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริมมีค่าไม่เกิน 525 MPa

อย่างไรก็ตามค่ากำลังวัสดุที่สูงกว่าทั้งของคอนกรีตและเหล็กสามารถใช้ได้หากได้รับการผลการทดสอบ หรือการวิเคราะห์โดยในการคำนวณกำลังขององค์อาคารวัสดุผสมจะไม่คิดกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

สำหรับเสาวัสดุผสมในข้อกำหนด AISC 360-16 (2016) [24] มีข้อกำหนดสำหรับคุณสมบัติของเหล็กแกนและคอนกรีตดังนี้

1. พื้นที่หน้าตัดของเหล็กรูปพรรณหรือเหล็กทอกลวงมีค่าไม่น้อยกว่า 1% ของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเสาวัสดุผสม
2. ในเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตให้มีเหล็กเสริมยื่นและเหล็กปลอก (ปลอกเดี่ยวหรือปลอกเกลียว) โดยค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมยื่น ( $\rho_{sr}$ ) ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 0.004 โดยที่

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (3.27)$$

โดย  $A_{sr}$  คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมยื่น (มม.<sup>2</sup>)

$A_g$  คือ พื้นที่หน้าตัดของเสาวัสดุผสม (มม.<sup>2</sup>)

ในกรณีเหล็กปลอก ให้ใช้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 10 มม. ที่ระยะเรียงไม่เกิน 305 มม. หรือเส้นผ่านศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 12 มม. ที่ระยะเรียงไม่เกิน 405 มม. โดยที่ระยะเรียงจะต้องไม่เกิน 0.5 เท่าของระยะแคบสุดของหน้าตัดเสา

3. ในเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีต ได้จัดเป็น 3 ประเภท ได้แก่ เสาหน้าตัดอัดแน่น ( $\lambda \leq \lambda_p$ ) เสาหน้าตัดไม่อัดแน่น ( $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ ) และเสาหน้าตัดชะลูด ( $\lambda > \lambda_r$ ) โดยที่  $\lambda$  = อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนบางในหน้าตัด ซึ่งค่า  $\lambda_p$ ,  $\lambda$  และ  $\lambda_r$  ได้แสดงในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 ค่าอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนบางในหน้าตัดเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีต [24]

ชิ้นส่วน	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\lambda_{\max}$
1. ท่อสี่เหลี่ยม	$\frac{b}{t}$	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
2. ท่อวงกลม	$\frac{D}{t}$	$0.15 \frac{E}{F_y}$	$0.19 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$

กำลังอัดตามแนวแกนระบุ (nominal compressive strength,  $P_n$ ) ของเสาวัสดุผสมที่สมมาตรสองแกนสามารถคำนวณหาได้ โดยการพิจารณาการวิบัติจากการโก่งเดาะเนื่องจากการตัดโดยขึ้นอยู่กับความชะลูดของเสาดังนี้

$$\text{เมื่อ } \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25 :$$

$$P_n = P_{no} \times 0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}} \quad (3.28)$$

$$\text{เมื่อ } \frac{P_{no}}{P_e} > 2.25 :$$

$$P_n = 0.877 P_e \quad (3.29)$$

$$\text{โดยที่ } P_e = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(KL)^2} \quad (3.30)$$

$EI_{eff}$  คือ สติเฟนสประสิทธิภาพของหน้าตัดวัสดุผสม

$$= E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad \text{สำหรับเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต} \quad (3.31)$$

$$= E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad \text{สำหรับเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีต} \quad (3.32)$$

$K$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิภาพของเสา (mm)

$L$  คือ ระยะไร้การค้ำยันทางข้างของเสา (mm)

$E_c$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (MPa)

$E_s$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก (MPa)

$I_c$  คือ โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคอนกรีตรอบแนวแกนสะเทินอิลาสติกของหน้าตัดวัสดุผสม

$I_s$  คือ โมเมนต์อินเนอร์เซียของเหล็กรูปพรรณรอบแนวแกนสะเทินอิลาสติกของหน้าตัดวัสดุผสม

$I_{sr}$  คือ โมเมนต์อินเนอร์เซียของเหล็กเสริมยื่นรอบแนวแกนสะเทินอิลาสติกของหน้าตัดวัสดุผสม



$$C_1 = 0.1 + 2 \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3 \quad (3.33)$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9 \quad (3.34)$$

ค่า  $P_{no}$  คือ ค่ากำลังแรงอัดตามแนวแกนระบุงของหน้าตัดเสาที่ไม่คิดผลของความชะลูด มีค่าเท่ากับผลรวมของกำลังแรงอัดของ เหล็กแกน เหล็กเสริมยื่น และคอนกรีต ดังต่อไปนี้

สำหรับเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต

$$P_{no} = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} + 0.85 A_c f'_c \quad (3.35)$$

เมื่อ  $A_s$  คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กรูปพรรณ ( $\text{mm}^2$ )

$A_c$  คือ พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีต ( $\text{mm}^2$ )

$A_{sr}$  คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมยื่น ( $\text{mm}^2$ )

$f'_c$  คือ หน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน (MPa)

$F_y$  คือ หน่วยแรงครากต่ำสุดของเหล็กรูปพรรณ (MPa)

$F_{ysr}$  คือ หน่วยแรงครากต่ำสุดของเหล็กยื่น (MPa)

สำหรับเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีตที่เป็นหน้าตัดอัดแน่น

$$P_{no} = A_s F_y + C_2 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) = P_p \quad (3.36)$$

โดย  $C_2 = 0.85$  สำหรับหน้าตัดท่อสี่เหลี่ยม และ  $0.95$  สำหรับหน้าตัดวงกลม

สำหรับเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีตที่เป็นหน้าตัดไม่อัดแน่น

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (3.37)$$

โดย  $\lambda$ ,  $\lambda_p$  และ  $\lambda_r$  มีค่าดังตารางที่ 3.1

$P_p$  หาได้จากสมการที่ 3.36

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.38)$$

สำหรับเสาเหล็กเติมด้วยคอนกรีตที่เป็นหน้าตัดชะลูด

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f_c' \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.39)$$

โดย  $F_{cr} = \frac{9E_s}{(b/t)^2}$  สำหรับท่อเหลี่ยม (3.40)

$$= \frac{0.72F_y}{\left( \frac{DF_y}{tE_s} \right)^{0.2}} \quad \text{สำหรับท่อกกลม} \quad (3.41)$$

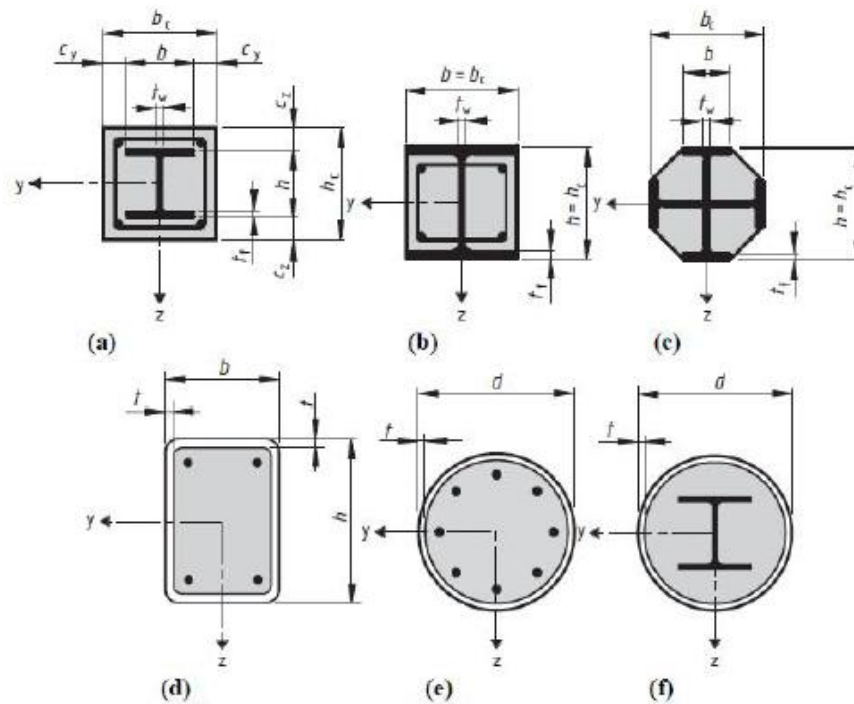
ข้อกำหนดเกี่ยวกับการให้รายละเอียดเหล็กเสริมและตัวยึดรับแรงเฉือนสำหรับเสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตมีดังนี้

1. อุปกรณ์รับแรงเฉือนมีคอนกรีตหุ้มด้านข้างอย่างน้อย 25 ซม.
2. ระยะเรียงของสลักมีหัวมีค่าอย่างน้อย 4 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของสลักในทุกทิศทาง
3. ระยะเรียงของสลักมีหัวมีค่าไม่เกิน 32 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของสลัก สำหรับเหล็กรูปร่างน้ำไม่เกิน 600 มม.
4. ต้องมีตัวยึดรับแรงเฉือนสำหรับถ่ายแรงระหว่างเหล็กและคอนกรีตกระจายตลอดระยะถ่ายแรง (load introduction length) ที่มีความยาวไม่เกิน 2 เท่าของด้านแคบของหน้าตัดเสาวัสดุผสมวัดจากตำแหน่งแรงกระทำ (ทั้งด้านบนและล่าง) โดยให้มีตัวยึดอย่างน้อยที่สองด้านของหน้าตัดเหล็กในลักษณะสมมาตรรอบแกนของหน้าตัดเหล็ก และตัวยึดมีระยะเรียงทั้งในและนอกระยะถ่ายแรงเป็นไปตามข้อกำหนด
5. ในเสาวัสดุผสมที่มีเหล็กรูปพรรณสองชนิดขึ้นไป ต้องมีการยึดเหล็กรูปพรรณทั้งหมดโดยเหล็กยึดทแยงหรือแผ่นเหล็กยึดขวาง เพื่อป้องกันการโก่งเดาะของเหล็กรูปพรรณแต่ละชนิดก่อนการแข็งตัวของคอนกรีต

### 3.6 การออกแบบเสาวัสดุผสมตามมาตรฐาน Eurocode 4

Eurocode 4 [4] แนะนำการออกแบบเสาวัสดุผสมหรือชิ้นส่วนวัสดุผสมรับแรงอัด (Composite compression members) โดยมีคุณสมบัติเสาทั่วไป ดังนี้

หน้าตัดเสามีทั้งหมด 3 แบบ ได้แก่ แบบหน้าตัดเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วน หน้าตัดเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน และหน้าตัดเติมด้วยคอนกรีตลงในเหล็กกล่องสี่เหลี่ยมและวงกลม แสดงดังภาพที่ 3.9



ภาพที่ 3.9 หน้าตัดเสาวัสดุผสมประเภทต่าง ๆ [4]

เกรดเหล็กและคอนกรีตที่ใช้ได้ต้องมีค่าอยู่ในช่วงที่กำหนดไว้ โดยเหล็กต้องมีเกรดอยู่ระหว่าง S235 ถึง S460 และคอนกรีตน้ำหนักปกติต้องมีเกรดอยู่ระหว่าง C20/25 ถึง C50/60

การออกแบบใช้ได้กับเสาที่มีค่าอัตราส่วนเหล็กรูปพรรณ (steel contribution ratio,  $\delta$ ) อยู่ระหว่าง 0.2 ถึง 0.9 โดยอัตราส่วนเหล็กรูปพรรณหาได้จากสมการดังนี้

$$\delta = \frac{A_a F_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (3.42)$$

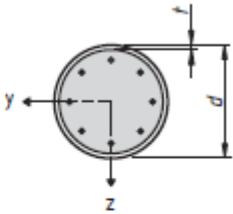
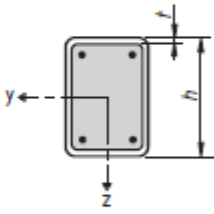
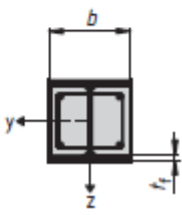
โดย  $A_a$  คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กรูปพรรณ ( $\text{mm}^2$ )

$F_{yd}$  คือ กำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็กรูปพรรณ (MPa)

$N_{pl,Rd}$  คือ ค่ากำลังต้านทานแรงอัดในช่วงพลาสติก (kN)

การออกแบบต้องพิจารณากำลังต้านทานการเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ของหน้าตัดเหล็ก  
ขอบเขตความขรุขระสูงสุดของหน้าตัดที่ไม่ต้องพิจารณาการโก่งเดาะเฉพาะที่ แสดงดังตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 ขอบเขตความขรุขระของหน้าตัดประเภทต่าง ๆ [4]

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 	$\max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

วิธีการออกแบบเสาประกอบหรือชิ้นส่วนประกอบรับแรงอัดตามมาตรฐาน EC 4 มี 2 วิธี คือ

1. วิธีทั่วไป (general method)
2. วิธีแบบง่าย (simplified method)

1. วิธีออกแบบทั่วไป เป็นวิธีการออกแบบที่สามารถใช้ในการออกแบบหน้าตัดสมมาตร หน้าตัดไม่สมมาตร และหน้าตัดที่มีขนาดไม่คงที่ตลอดความยาวเสาได้ ซึ่งในการออกแบบด้วยวิธีออกแบบทั่วไปต้องพิจารณาดังต่อไปนี้

ในการออกแบบเสถียรภาพต้องพิจารณาผลของการวิเคราะห์ลำดับที่ 2 (second-order effect) โดยคำนึงถึงหน่วยแรงคงค้างในเหล็ก (residual stress) ข้อบกพร่องทางเรขาคณิต (geometrical imperfection) ความไม่มีเสถียรภาพเฉพาะที่ (local instability) รอยแตกของคอนกรีต ความล้าและการหดตัวของคอนกรีต และการครากของเหล็กรูปพรรณและเหล็กเสริม ซึ่งการออกแบบจะต้องมั่นใจว่าความไม่มีเสถียรภาพจะไม่เกิดที่การรวมแรงแบบสภาวะขีดจำกัดด้านกำลัง (ultimate limit state) และจะไม่พิจารณากำลังรับแรงของหน้าตัดที่รับเฉพาะโมเมนต์ดัด แรงในแนวแกนและแรงเฉือน

สมมติให้รอยต่อระหว่างคอนกรีตกับเหล็กในเสาเป็นไปอย่างสมบูรณ์ และให้ระนาบใด ๆ ในหน้าตัดเสายังคงเป็นระนาบเดิมจนเสาวิบัติ (plane remains plane)

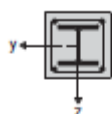
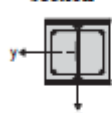
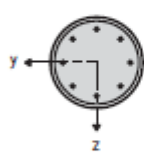
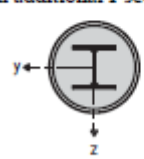
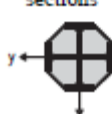
เพื่อความสะดวก ในการออกแบบจะไม่พิจารณาผลของการหดตัวและความล้า ถ้าการเพิ่มขึ้นของการเสียรูปจากความล้าจากผลของแรงในแนวแกนแบบถาวรมีค่าไม่เกินร้อยละ 10 ด้วยการพิจารณาโมเมนต์ดัดลำดับที่หนึ่ง (first-order bending moments)

เพื่อความสะดวก จะไม่พิจารณาผลของหน่วยแรงคงค้างในเหล็กและข้อบกพร่องทางเรขาคณิต ถ้าข้อบกพร่องของชิ้นส่วนน้อยกว่ากำหนดในตารางที่แสดงในตารางที่ 3.3

2. วิธีออกแบบอย่างง่าย เป็นวิธีการออกแบบที่ง่ายแต่ใช้ได้เฉพาะหน้าตัดที่มีความสมมาตรสองแกนและหน้าตัดคงที่ตลอดความยาวเท่านั้น ขอบเขตการใช้งานมีดังนี้

วิธีการออกแบบอย่างง่ายมีขอบเขตใช้ได้เฉพาะหน้าตัดสมมาตรสองแกนและหน้าตัดต้องคงที่ตลอดช่วงความยาวเสา ซึ่งจะเป็นหน้าตัดประเภทเหล็กกริด หน้าตัดขึ้นรูปเย้นหรือหน้าตัดแบบเชื่อมก็ได้ โดยวิธีออกแบบอย่างง่ายนั้นจะไม่สามารถใช้ได้ถ้าหน้าตัดประกอบขึ้นจากชิ้นส่วนเหล็กโครงสร้างตั้งแต่ 2 ชิ้นขึ้นไป และมีขอบเขตค่าความชะลูดสัมพัทธ์ (relative slenderness,  $\bar{\lambda}$ ) ไม่เกิน 2.0 ความชะลูดสัมพัทธ์หาได้จากสมการที่ 3.43

ตารางที่ 3.3 ความไม่สมบูรณ์ทางรูปทรงเรขาคณิตที่ยอมรับได้ของหน้าตัดแต่ละแบบ [4]

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	$L/200$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (3.43)$$

โดย  $N_{pl,Rk}$  คือ ค่าลักษณะเฉพาะของค่ากำลังต้านทานแรงอัดในช่วงพลาสติกที่ใช้ในการออกแบบ (kN)

$N_{cr}$  คือ แรงในแนวแกนวิกฤติแบบยืดหยุ่นที่สัมพันธ์รูปแบบการพังของเสา ซึ่งคำนวณได้จาก สติฟเนสการดัดประสิทธิภาพ (Effective flexural stiffness,  $EI_{eff}$ ) (kN)

หน้าตัดประกอบเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วนมีขอบเขตดังนี้

$$\max c_x = 0.3h \quad (3.44)$$

$$\max c_y = 0.4b \quad (3.45)$$

โดย  $c_x$  คือ ความหนาของคอนกรีตจากผิวจนถึงเหล็กรูปพรรณในทิศทางแกน  $z$  (mm)

$c_y$  คือ ความหนาของคอนกรีตจากผิวจนถึงเหล็กรูปพรรณในทิศทางแกน  $y$  (mm)

$h$  คือ ความลึกทั้งหมดของเหล็กรูปพรรณ (mm)

$b$  คือ ความกว้างทั้งหมดของเหล็กรูปพรรณ (mm)

เหล็กเสริมทางยาวจะต้องมีในการคำนวณไม่เกินร้อยละ 6 ของพื้นที่หน้าตัดคอนกรีต และอัตราส่วนความลึกต่อความกว้างของหน้าตัดเสาประกอบต้องมีค่าอยู่ในช่วง 0.2 ถึง 5.0

การคำนวณกำลังรับแรงของหน้าตัดด้วยวิธีการแบบง่ายจะมีกำลังรับแรงอัดในช่วงพลาสติกซึ่งคำนวณจากการเพิ่มกำลังในช่วงพลาสติกของแต่ละองค์ประกอบของหน้าตัดแสดงดังสมการที่ 3.46 สมการนี้ใช้ได้กับทั้งหน้าตัดเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วนและหน้าตัดเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน

$$N_{pl,Rd} = A_d f_{yd} + 0.85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (3.46)$$

โดย  $A_c$  คือ พื้นที่หน้าตัดคอนกรีต ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$  คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมทางยาว ( $\text{mm}^2$ )

$f_{cd}$  คือ กำลังรับแรงของคอนกรีต (MPa)

$f_{sd}$  คือ กำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็ก (MPa)

การคำนวณกำลังต้านทานแรงอัดของชิ้นส่วน (Resistance of members in axial compression) อาจวิเคราะห์ชิ้นส่วนโดยใช้วิธีวิเคราะห์ลำดับสองและพิจารณาความไม่สมบูรณ์ของชิ้นส่วนด้วย เพื่อความสะดวกในการออกแบบ การตรวจสอบกำลังรับแรงในแนวควรตรวจสอบตามสมการดังต่อไปนี้

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.47)$$

โดย  $N_{pl,Rd}$  คือ กำลังต้านทานแรงในแนวแกนในช่วงพลาสติกของหน้าตัด (kN)

$\chi$  คือ ค่าตัวประกอบลดค่าตามรูปแบบการพังของเสาซึ่งมีค่าขึ้นอยู่กับความชะลูดสัมพัทธ์

$N_{Ed}$  คือ แรงอัดออกแบบทั้งหมด (kN)





Eurocode 2 [25] ได้นำเสนอแบบจำลองเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตปกติไว้ ดังนี้

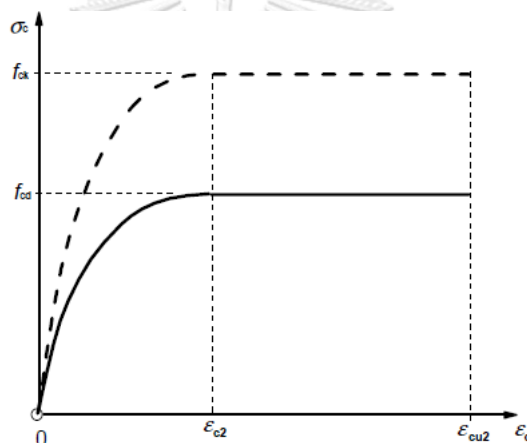
$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{สำหรับ } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (3.49)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{สำหรับ } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (3.50)$$

โดย  $n$  คือ เลขชี้กำลังหาได้จากตารางที่ 3.5

$\varepsilon_{c2}$  คือ หน่วยการหดตัว ณ จุดที่หน่วยแรงมีค่าสูงสุดหาได้จากตารางที่ 3.5

$\varepsilon_{cu2}$  คือ หน่วยการหดตัวสูงสุดหาได้จากตารางที่ 3.5



ภาพที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตภายใต้แรงอัด [25]

คอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอברัดจะมีกำลังและหน่วยการหดตัวสูงสุดเพิ่มขึ้นทำให้ต้องเพิ่มค่ากำลังและหน่วยการหดตัวจากคอนกรีตปกติดังนี้

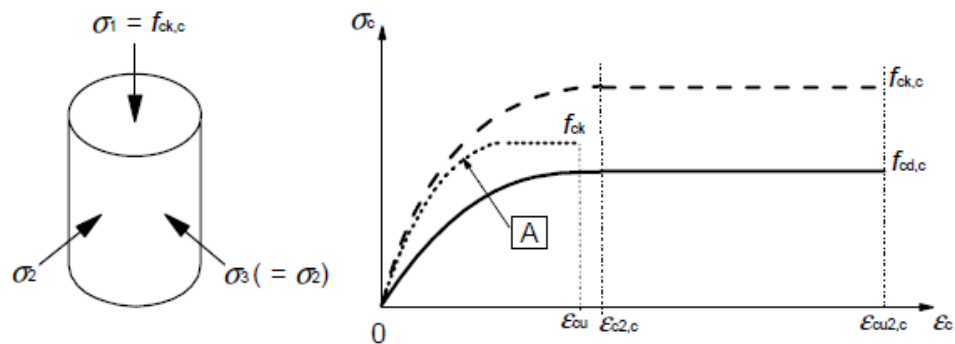
$$f_{ck,c} = f_{ck} \left( 1000 + 5.0 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{สำหรับ } \sigma_2 < 0.05 f_{ck} \quad (3.51)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left( 1125 + 2.5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{สำหรับ } \sigma_2 > 0.05 f_{ck} \quad (3.52)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left( \frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad (3.53)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.2 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \quad (3.54)$$

โดย  $\sigma_2 (= \sigma_3)$  คือ หน่วยแรงอัดทางด้านข้างประสิทธิผลและ  $\varepsilon_{c2}$  และ  $\varepsilon_{cu2}$  หาได้จากตารางที่ 3.5



**A** - unconfined

ภาพที่ 3.12 ความสัมพันธ์หน่วยแรงอัดและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่พิจารณาผลของการโอบรัด [25]

ตารางที่ 3.5 หน่วยแรงอัดและการเสียรูปของคอนกรีตแต่ละเกรด [25]

Strength classes for concrete														
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (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
$f_{ctm}$ (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
$f_{ctk,0,05}$ (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
$f_{ctk,0,95}$ (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
$\varepsilon_{c1}$ (‰)	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
$\varepsilon_{cu1}$ (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
$\varepsilon_{c2}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
$\varepsilon_{cu2}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
$n$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4

## บทที่ 4

### รายละเอียดการทดสอบ

การทดสอบเสา PCES เหล็กรูปตัวเอชในงานวิจัยนี้มีจุดประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงอัดซึ่งประกอบด้วย รูปแบบการวิบัติ กำลังรับแรงอัด และความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดกับหน่วยการหดตัวตามแนวแกน การออกแบบตัวอย่างทดสอบทำเพื่อศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่อพฤติกรรมรับแรงอัดของเสา ได้แก่ ความกว้างของปีกเหล็ก ความลึกของเอวเหล็ก และความหนาของเอวเหล็ก ส่วนตัวแปรควบคุม ได้แก่ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต และกำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็ก ตัวอย่างทดสอบในงานวิจัยนี้ประกอบด้วย คอนกรีตทรงปริซึมสี่เหลี่ยมจำนวน 5 ตัวอย่าง แผ่นเหล็ก (coupon test) จำนวน 4 เหล็กเส้นจำนวน 2 ตัวอย่าง เสาเหล็กเชื่อมประกอบรูปตัวเอชจำนวน 9 ตัวอย่าง และเสา PCES จำนวน 12 ตัวอย่าง โดยทำการบันทึกคุณสมบัติที่จำเป็นของแต่ละวัสดุ ได้แก่ กำลังรับแรง ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นหรือ โมดูลัสซีแคนท์ และความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดกับหน่วยการหดตัวในแนวแกน

#### 4.1 คุณสมบัติของวัสดุ

##### 4.1.1 คุณสมบัติของคอนกรีต

คอนกรีตที่ใช้ในการหล่อตัวอย่างทดสอบมีค่าอัตราส่วนน้ำหนักของน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.4 หินที่ใช้มีขนาดเฉลี่ย 1 ซม. ซึ่งเป็นค่าที่แนะนำโดยมาตรฐานงานคอนกรีต [26] เนื่องจากเสามีขนาดเล็กจึงต้องใช้หินขนาดเล็ก ค่ายุบตัวของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 235 มม. ปริมาณของส่วนผสมสำหรับคอนกรีต 1 ลบ.ม. ที่ใช้ทดสอบมีค่าดังแสดงในตารางที่ 4.1 การเตรียมแบบหล่อคอนกรีตแสดงในภาพที่ 4.1 จากนั้นปล่อยให้คอนกรีตแข็งตัว 1 วัน จากนั้นทำการแกะแบบหล่อออกและบ่มคอนกรีตด้วยวิธีการนำพลาสติกหุ้มรอบตัวอย่างทดสอบ ดังแสดงในภาพที่ 4.2 ต่อมาทำการฉาบปูนพลาสติกที่หัวเสาให้เรียบเพื่อให้แรงอัดกระจายตัวอย่างสม่ำเสมอภายในหน้าตัดเสา และทดสอบเสาคอนกรีตทรงปริซึมสี่เหลี่ยมด้วยเครื่องทดสอบ Amsler ดังแสดงในภาพที่ 4.3 ภายในวันเดียวกับการทดสอบเสา PCES เพื่อให้คอนกรีตทดสอบมีกำลังอัดประลัยเท่ากับกำลังของคอนกรีตภายในเสา PCES คอนกรีตที่ทดสอบมีขนาดเท่ากับเสา PCES เพื่อให้ได้ค่ากำลังที่แม่นยำมากขึ้น คอนกรีตมีอายุ 34 และ 70 วันเท่ากับวันที่ทดสอบเสา PCES ค่ากำลังรับแรงอัดและรายละเอียดของตัวอย่าง เช่น ความลึกของหน้าตัด (D) ความกว้างของหน้าตัด (B) ความสูงของตัวอย่าง (L) และระยะเวลาในการบ่มคอนกรีตแสดงไว้ในตารางที่ 4.2 สำหรับรายละเอียดเพิ่มเติมแสดงในภาคผนวก ก.1 และ ก.2



ภาพที่ 4.1 การเตรียมแบบหล่อสำหรับเสาคอนกรีต และเสา PCES



ภาพที่ 4.2 การบ่มคอนกรีตโดยใช้พลาสติกหุ้มรอบตัวอย่างทดสอบ



ภาพที่ 4.3 การทดสอบกำลังรับแรงอัดประลัยของเสาคอนกรีตทรงปริซึมสี่เหลี่ยม

ตารางที่ 4.1 ปริมาณของส่วนผสมสำหรับคอนกรีต 1 ลบ.ม.

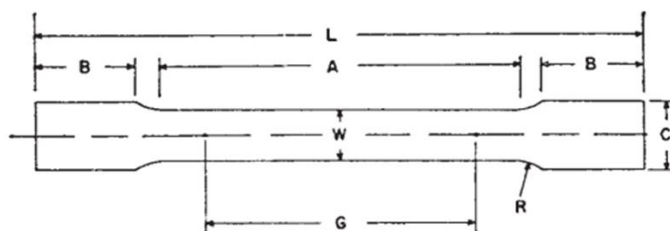
ซีเมนต์	ปอซโซลาน	น้ำ	มวลรวม ละเอียด	มวลรวม หยาบ	สารเคมีผสมเพิ่ม
ประเภท 1 (kg)	ชั้นคุณภาพ F (kg)	(liter)	(kg)	3/8 inch (kg)	สารลดน้ำ (liter)
336	69	160	884	1050	1.29

ตารางที่ 4.2 กำลังรับแรงอัดและรายละเอียดของคอนกรีต

ตัวอย่างทดสอบ	D (mm)	B (mm)	L (mm)	$f'_{co}$ (MPa)
C100X100 (อายุ34วัน)	100	100	300	22.3
C100X100 (อายุ70วัน)	100	100	300	24.4
C150X100 (อายุ70วัน)	150	100	450	23.6
C100X80 (อายุ70วัน)	100	80	300	22.4
C100X50 (อายุ70วัน)	100	50	300	22.8

#### 4.1.2 คุณสมบัติของเหล็ก

การทดสอบกำลังรับแรงดึงของแผ่นเหล็ก แผ่นเหล็กที่ตัดมาจากเหล็กกรีดร้อนหน้าตัดรูปตัวเอช เหล็กเส้นตามแนวแกน และเหล็กปลอก อ้างอิงจากมาตรฐาน ASTM [24] ใช้การดึงตัวอย่างทดสอบด้วยอัตราเร็ว 5 มม./นาที สำหรับแผ่นเหล็กรูปพรรณจะทำการตัดแผ่นเหล็กให้ได้ขนาดตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ASTM [24] ดังแสดงในภาพที่ 4.4 จากนั้นทำการทดสอบด้วยเครื่อง Instron ดังแสดงในภาพที่ 4.5 ได้คุณสมบัติดังแสดงในตารางที่ 4.3 ได้แก่ กำลังรับแรงดึงที่จุดคราก ( $f_y$ ) และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นโดยรายละเอียดเพิ่มเติมแสดงในภาคผนวก ก.3 และ ก.4



G	W	R	L	A	B	C
200	40	13	600	225	150	50

ภาพที่ 4.4 ขนาดของตัวอย่างทดสอบเพื่อหาค่ากำลังที่จุดครากของแผ่นเหล็ก (มิติเป็น มม.) [24]



ภาพที่ 4.5 การทดสอบกำลังที่จุดครากของแผ่นเหล็กด้วยเครื่อง Instron

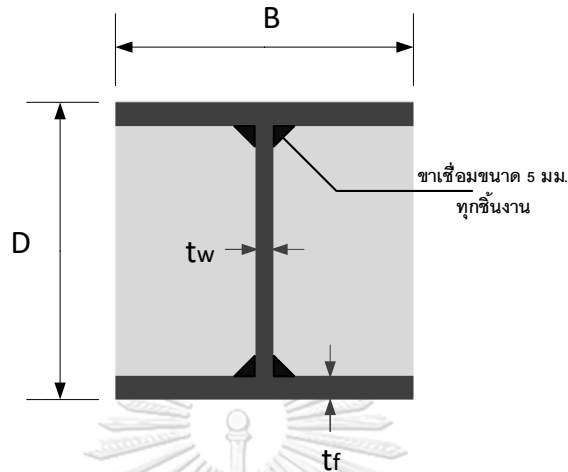
ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของแผ่นเหล็กและเหล็กเส้น

ตัวอย่างทดสอบ	$f_y$ (MPa)	Elastic modulus (MPa) ( $10^5$ )
แผ่นเหล็กหนา 6 มม.	308	2.05
แผ่นเหล็กหนา 8 มม.	333	1.98
แผ่นเหล็กหนา 10 มม.	244	1.93
เหล็กรีดร้อนรูปตัวเอช	308	1.98
RB 6	424	1.45
RB 9	448	2.33

#### 4.2 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ PCES

เสาตัวอย่างทดสอบมีลักษณะหน้าตัดที่แตกต่างกันจำนวนทั้งหมด 12 หน้าตัด เพื่อศึกษาผลกระทบของตัวแปรรูปแบบต่อพฤติกรรมรับแรงอัดของเสาตัวอย่าง โดยตั้งชื่อตัวอย่างทดสอบเป็น HC(D×B) หมายถึงเสา PCES ที่มีเหล็กแกนซึ่งประกอบมาจากการเชื่อมแผ่นเหล็กเป็นรูปตัวเอช ความลึก D มม. ความกว้าง B มม. ดังแสดงในภาพที่ 4.6 รอยเชื่อมมีขนาด 5 มม. ข้อมูลการเชื่อมแสดงไว้ในตารางที่ 4.4 รายละเอียดการเชื่อมประกอบหน้าตัดเหล็กรูปตัวเอชแสดงในภาคผนวก ข. โดยหน้าตัดประกอบด้วยคอนกรีตและเหล็กแกนรูปตัวเอชเพียงเท่านั้น ยกเว้นตัวอย่างทดสอบ HRC 100×100 (D) และ HRC100×100 (D/2) เป็นเสา PCES ที่มีการเพิ่มเหล็กยื่นขนาด RB9 จำนวน 4 เส้น และเหล็กปลอกขนาด RB6 ที่มีระยะเว้น (spacing) เท่ากับ 100 มม. และ 50 มม. ตามลำดับ

โดยทำการเชื่อมเหล็กเส้นที่ตัดเป็นรูปตัวซีให้ติดกับเอวของเหล็กทั้งสองฝั่ง เพื่อให้ได้เป็นเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบทั้งหมดแสดงไว้ในตารางที่ 4.5



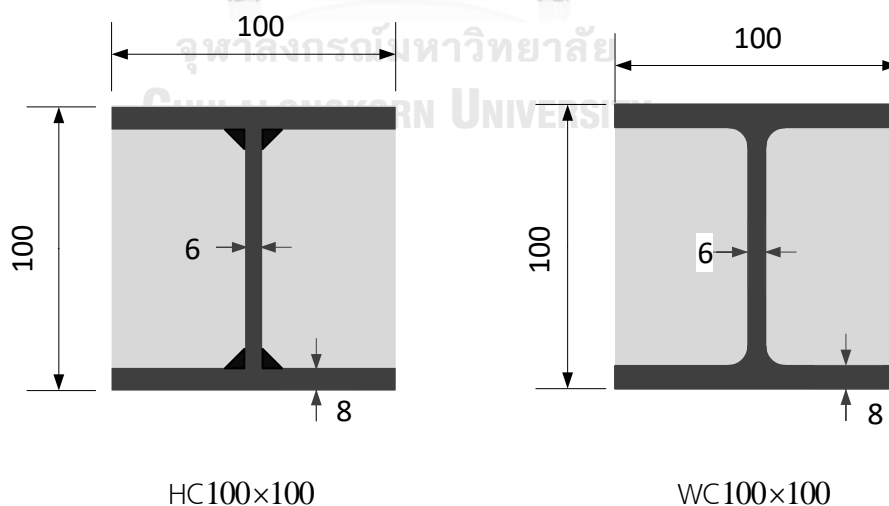
ภาพที่ 4.6 ขนาดของหน้าตัดเสา PCES เหล็กรูปตัวเอช (ขาเชื่อมขนาด 5 มม.ทุกตัวอย่างทดสอบ)

ตารางที่ 4.4 ข้อมูลการเชื่อมเหล็ก

ชนิดของรอยเชื่อม	รอยเชื่อมแบบพอกจุดต่อรูปตัวที
วิธีการเชื่อม	การเชื่อมแบบแท่ง (SMAW)
ชนิดของลวดเชื่อม	E6013 (เส้นผ่านศูนย์กลาง 3.2 มม.)
ชนิดของขั้วไฟ	กระแสไฟตรงลวดเชื่อมเป็นลบ
กระแสไฟ	100-120 แอมแปร์
ความเร็วในการเชื่อม	8-10 ซม./นาที

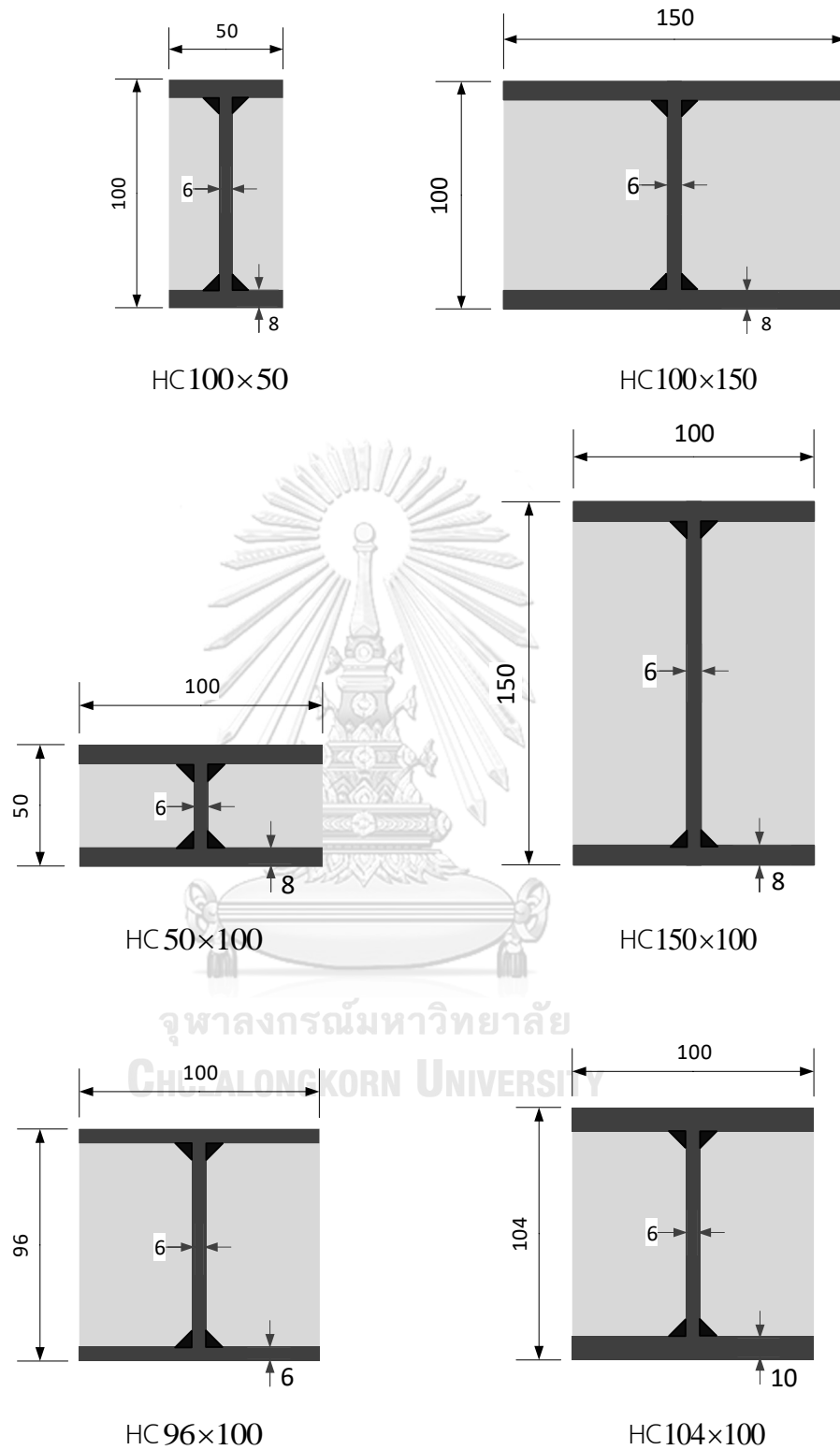
ตารางที่ 4.5 รายละเอียดและคุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	D (mm)	B (mm)	$t_f$ (mm)	$t_w$ (mm)	L (mm)	$f'_{co}$ (MPa)
HC100×100 (1)	100	100	8	6	300	22.3
HC100×100 (2)	100	100	8	6	300	22.3
WC100×100	100	100	8	6	300	22.3
HC100×50	100	50	8	6	300	22.8
HC100×80	100	80	8	6	300	22.4
HC100×150	100	150	8	6	450	23.6
HC50×100	50	100	8	6	300	22.8
HC150×100	150	100	8	6	450	23.6
HC96×100	96	100	6	6	300	24.4
HC104×100	104	100	10	6	300	24.4
HRC100×100 (D)	100	100	8	6	300	24.4
HRC100×100 (D/2)	100	100	8	6	300	24.4

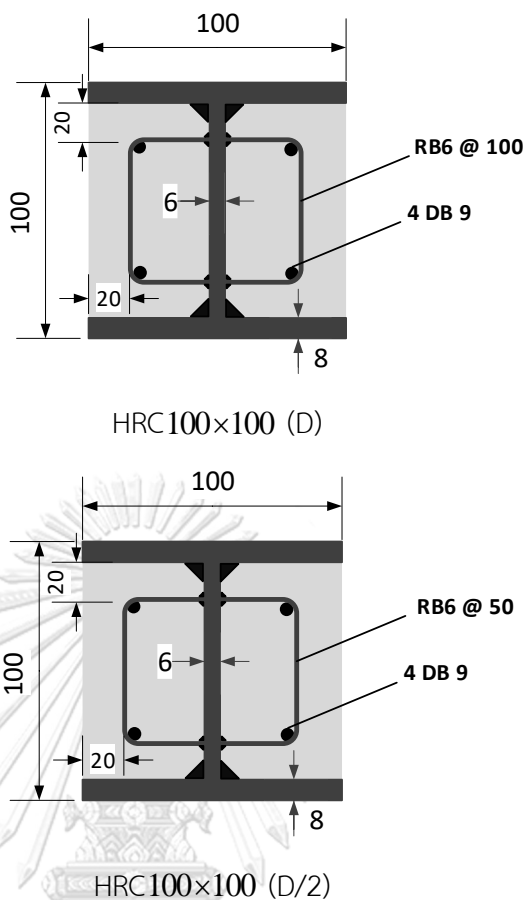


ภาพที่ 4.7 (ก) รายละเอียดของหน้าตัดเสา PCES เหล็กรูปตัวเอช (มิติเป็น มม.)





ภาพที่ 4.7 (ข) รายละเอียดของหน้าตัดเสา PCES เหล็กรูปตัวเอช (มิติเป็น มม.)

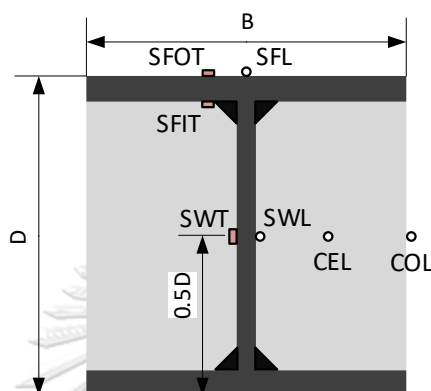


ภาพที่ 4.7 (ค) รายละเอียดของหน้าตัดเสา PCES เหล็กรูปตัวเอช (มิติเป็น มม.)

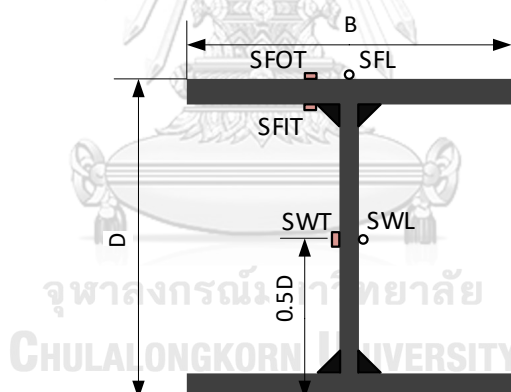
#### 4.3 การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด และขั้นตอนการทดสอบ

การติดตั้งมาตรวัดความเครียดและ LVDT เริ่มจากการติดตั้งมาตรวัดความเครียดทั้งในแนวขวางและแนวแกน การติดตั้งมาตรวัดความเครียดแนวขวางบริเวณขอบของปีกเหล็ก (SFOT SFIT) เพื่อวัดค่าการดัดตัวของปีกเหล็ก และติดตั้งมาตรวัดความเครียดแนวขวางที่กึ่งกลางเอวเหล็ก (SWT) เพื่อวัดค่าหน่วยแรงดึงในแนวขวาง เนื่องจากการขยายตัวของคอนกรีต จากนั้นติดตั้งมาตรวัดความเครียดแนวแกนให้กระจายตัวตลอดหน้าตัด ประกอบด้วย มาตรวัดชนิดติดผิวเหล็กเหล็ก (SFL SWL) มาตรวัดชนิดติดผิวคอนกรีต (COL) และมาตรวัดชนิดฝังในเนื้อคอนกรีต (CEL) เพื่อใช้วัดหน่วยการหดตัวในแนวแกนตลอดทั้งหน้าตัด ดังแสดงในภาพที่ 4.8 สำหรับเสาเหล็กเชื่อมประกอบ แสดงในภาพที่ 4.9 การตั้งชื่อมาตรวัดความเครียดแสดงอยู่ในตารางที่ 4.6 โดยติดตั้งมาตรวัดความเครียดทุกอันไว้ที่ระดับกึ่งกลางความสูงของเสา จากนั้นทำการฉาบปูนพลาสติกที่บริเวณหัวเสาให้เรียบและได้ระดับ เพื่อให้แรงอัดสามารถถ่ายลงหัวเสาตัวอย่างได้อย่างสม่ำเสมอ ดังแสดงในภาพที่ 4.13 หลังจากนั้นติดตั้ง LVDT 1 และ LVDT 2 เพื่อวัดค่าระยะการเคลื่อนที่ในแนวแกนของเสาที่ระยะ 2 ส่วน 3 เท่าของความสูงเสาโดยใช้เหล็กสี่เหลี่ยมครอบตัวอย่างทดสอบไว้เพื่อใช้ยึดติดกับ LVDT ดังแสดงใน

ภาพที่ 4.10 และติดตั้ง LVDT 3 เพื่อวัดระยะการเคลื่อนที่ของหัวกดเครื่องทดสอบ สำหรับเสาเหล็กเชื่อมประกอบจะติดตั้งเฉพาะ LVDT 3 เท่านั้น สุดท้ายนำเสาดังกล่าวไปติดตั้งไว้ด้านบนของมาตรวัดค่าแรงอัด (load cell) และทดสอบด้วยแรงอัดสม่ำเสมอตรงศูนย์กลางด้วยเครื่อง Amsler 500 ตัน ดังแสดงในภาพที่ 4.13



ภาพที่ 4.8 ตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดของเสา PCES



○ มาตรวัดความเครียดแนวแกน

■ มาตรวัดความเครียดแนวขวาง

ภาพที่ 4.9 ตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ

ตารางที่ 4.6 การตั้งชื่อมาตรวัดความเครียด

SFL	Steel Flange Longitudinal
SWL	Steel Web Longitudinal
CEL	Concrete Embed Longitudinal
COL	Concrete Outside Longitudinal
SWT	Steel Web Transverse
SFOT	Steel Flange Outside Transverse
SFIT	Steel Flange Inside Transverse



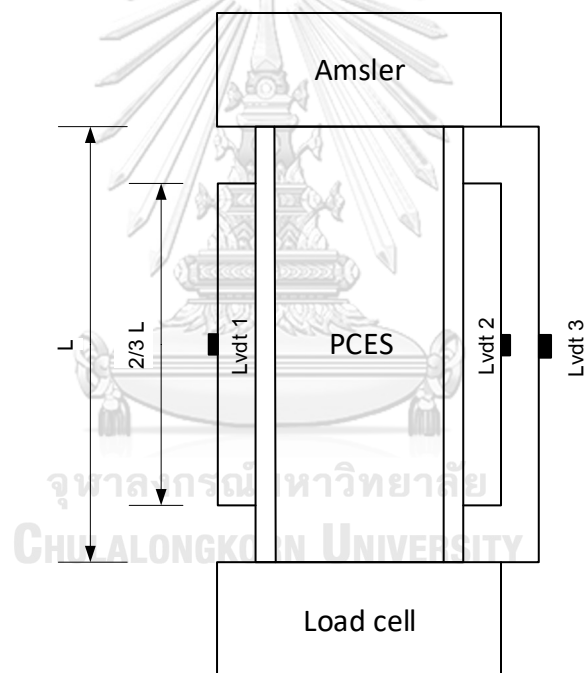
ภาพที่ 4.10 การติดตั้ง LVDT และอุปกรณ์เหล็กสี่เหลี่ยมครอบตัวอย่างทดสอบ



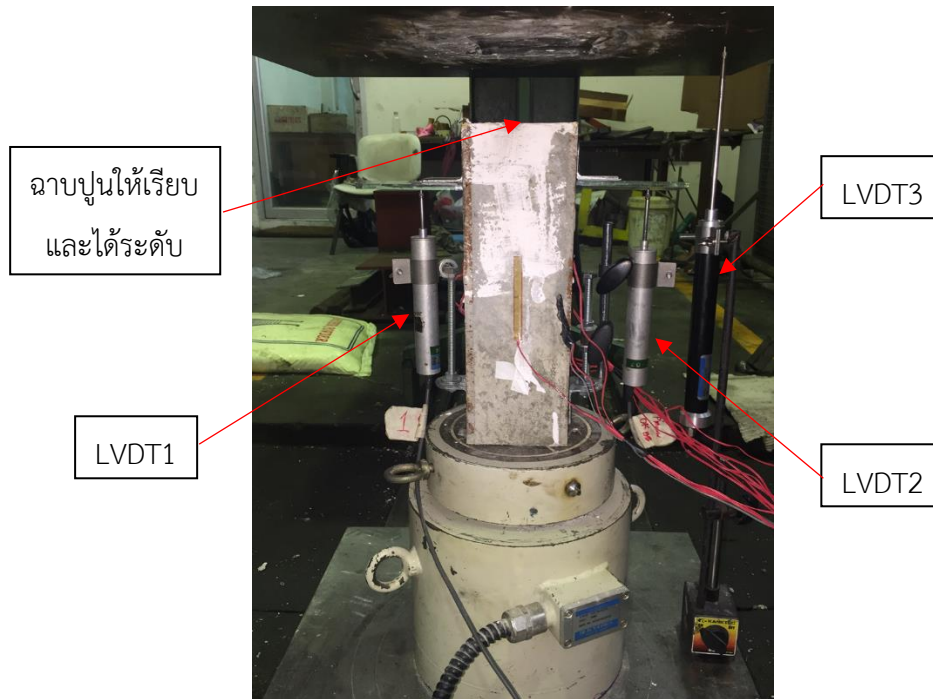
ภาพที่ 4.11 มาตรวัดค่าแรงอัด (load cell)



ภาพที่ 4.12 เครื่องทดสอบกำลังรับแรงอัด Amsler 500 ตัน



ภาพที่ 4.13 (ก) การติดตั้งตัวอย่างทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดเสา PCES



ภาพที่ 4.13 (ข) การติดตั้งตัวอย่างทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัดเสา PCES

## บทที่ 5

### วิเคราะห์ผลการทดสอบ

#### 5.1 เสาเหล็กเชื่อมประกอบรูปตัวเอช

##### 5.1.1 รูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ

ตัวอย่างทดสอบส่วนใหญ่มีรูปแบบการวิบัติคล้ายกันคือ ปีกเหล็กเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ทั้งโก่งเข้าด้านในและโก่งออกด้านนอก โดยการโก่งเดาะเฉพาะที่ของปีกเหล็กเกิดขึ้นหลังจากตัวอย่างทดสอบรับแรงอัดเกินกว่ากำลังรับแรงอัดสูงสุด (Mode 1) ดังแสดงในภาพที่ 5.1 แต่ตัวอย่างทดสอบ H50X100 และ H100X50 มีรูปแบบการวิบัติที่ต่างกัน โดยตัวอย่างทดสอบเกิดการโก่งเดาะของเสาทั้งต้น และปีกของเหล็กไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ (Mode 2) ดังแสดงในภาพที่ 5.2 รายละเอียดเพิ่มเติมแสดงในภาคผนวก ค.1



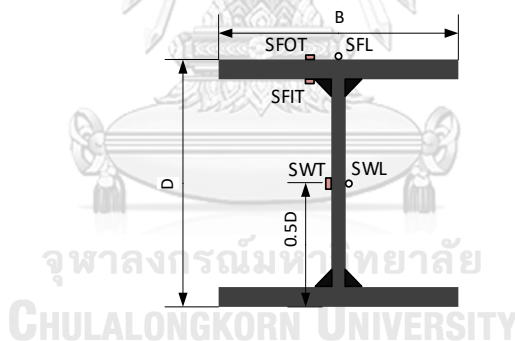
ภาพที่ 5.1 รูปแบบการวิบัติของเสา H100X100 (Mode 1)



ภาพที่ 5.2 รูปแบบการวิบัติของเสา H100X50 (Mode 2)

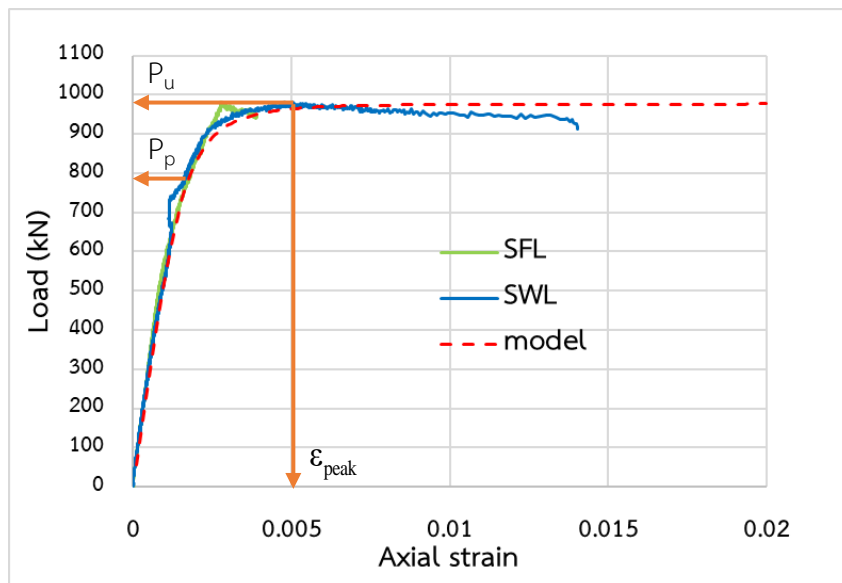
### 5.1.2 ผลการทดสอบของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ

ภาพที่ 5.4 แสดงเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบโดยกำหนดให้แรงอัดและหน่วยการหดตัวของตัวอย่างทดสอบมีค่าเป็นบวก ค่าหน่วยการหดตัวในแนวแกนได้จากมาตรวัดความเครียดที่ผิวเหล็ก SFL และ SWL ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกัน การสังเกตเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของเสาเชื่อมประกอบพบว่า ทุกตัวอย่างทดสอบมีลักษณะของกราฟคล้ายกันคือ ช่วงแรกแรงอัดกระทำต่อตัวอย่างทดสอบและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบมีค่าเพิ่มขึ้น กราฟมีลักษณะเป็นเส้นตรง ความชันมีค่าเป็นบวก จากนั้นช่วงที่แรงอัดมีค่าเข้าใกล้ค่าแรงอัดสูงสุด ค่าความชันของกราฟมีค่าลดลงเนื่องจากผลของหน่วยแรงค้ำจองจากการเชื่อมประกอบเหล็ก หลังจากจุดพีคค่าแรงอัดกระทำต่อตัวอย่างทดสอบมีค่าคงที่ แต่หน่วยการหดตัวของตัวอย่างทดสอบยังคงมีค่าเพิ่มขึ้น จากนั้นแรงอัดกระทำเริ่มมีค่าเพิ่มขึ้นอีกครั้งหนึ่งจนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ การเปรียบเทียบผลจากการทดสอบกับแบบจำลองเหล็กจากทฤษฎีพบว่า แบบจำลองสามารถทำนายค่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของเสาเหล็กได้ใกล้เคียง โดยใช้ค่า  $R$  ในแบบจำลองเหล็กของ Giuffre [22] เท่ากับ 3 รายละเอียดเพิ่มเติมแสดงในภาคผนวก ค.2



ภาพที่ 5.3 ตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ





ภาพที่ 5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ H100X150

ตารางที่ 5.1 แสดงค่าแรงอัดสูงสุดครั้งแรกของตัวอย่างทดสอบ ( $P_u$ ) แรงอัด ณ ชิดจำกัดการแปรผันตรง ( $P_p$ ) ค่าหน่วยการหดตัวตามแนวแกน ณ จุดที่รับแรงอัดสูงสุด (strain at peak load) และค่าโมดูลัสซีแคนท์ที่แรงอัดมีค่าเป็น 0.4 เท่าของแรงอัดสูงสุด ซึ่งหาได้จากค่าหน่วยแรงอัดที่ 0.4 เท่าของแรงอัดสูงสุด ( $0.4P_u$ )หารด้วยหน่วยการหดตัวของตัวอย่างทดสอบ ณ จุดนั้น จากการศึกษาพฤติกรรมของเสาเหล็กเชื่อมประกอบพบว่า ค่าแรงอัด ณ ชิดจำกัดการแปรผันตรงจะมีค่าน้อยกว่าค่ากำลังรับแรงอัด และค่าหน่วยการหดตัวตามแนวแกน ณ จุดที่รับแรงอัดสูงสุดจะมีค่ามาก เนื่องจากเสาเชื่อมประกอบเกิดหน่วยแรงค้ำจองจากขั้นตอนการเชื่อมเหล็ก โดยเมื่อทำการเปรียบเทียบกับเสาเหล็กรีดร้อน W100X100 ซึ่งไม่มีหน่วยค้ำจองจะเห็นได้ว่า ค่าแรงอัด ณ ชิดจำกัดการแปรผันตรงมีค่าเท่ากับค่ากำลังรับแรงอัด และค่าหน่วยการหดตัวตามแนวแกน ณ จุดที่รับแรงอัดสูงสุดจะมีค่าน้อยสุด และหน่วยแรงค้ำจองจะเกิดขึ้นกับตัวอย่างที่ทำการเชื่อมประกอบเสมอไม่ว่ารูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบจะเป็นแบบใดก็ตาม

ตารางที่ 5.1 คุณสมบัติของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ

ตัวอย่างทดสอบ	$P_p$ (kN)	$P_u$ (kN)	Strain at peak load ( $10^{-3}$ )	Secant modulus (MPa) ( $10^5$ )	Failure mode
W100×100	646	678	1.61	2.12	Mode 1
H100×100	372	684	3.25	2.34	Mode 1
H100×50	280	461	4.37	2.56	Mode 2
H100×80	366	640	2.85	2.58	Mode 1
H100×150	565	979	5.09	2.13	Mode 1
H50×100	363	666	3.12	2.74	Mode 2
H150×100	508	749	3.67	2.21	Mode 1
H96×100	350	566	3.15	2.24	Mode 1
H104×100	547	689	4.40	1.83	Mode 1

## 5.2 เสาวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน (PCES)

การทดสอบเสา PCES ทั้ง 12 ตัวอย่างใช้แรงอัดสม่ำเสมอตรงศูนย์ ค่าเฉลี่ยของอัตราการเพิ่มของแรงอัด (loading rate) ตั้งแต่เริ่มต้นทดสอบจนถึงจุดที่เสา PCES รับแรงอัดสูงสุดครั้งแรก (first peak load) มีค่าดังแสดงในตารางที่ 5.2

ตารางที่ 5.2 อัตราการเพิ่มของแรงอัด (loading rate) ของตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	Loading rate (kN/sec)	ตัวอย่างทดสอบ	Loading rate (kN/sec)
HC100×100 (1)	1.20	HC50×100	1.71
HC100×100 (2)	1.16	HC150×100	1.96
WC100×100	1.34	HC96×100	1.52
HC100×50	1.80	HC104×100	1.60
HC100×80	1.32	HRC100×100 (D)	1.77
HC100×150	2.23	HRC100×100 (D/2)	1.88

### 5.2.1 รูปแบบการวิบัติของเสา PCES

ตัวอย่างทดสอบส่วนใหญ่มีรูปแบบการวิบัติคล้ายกันคือ คอนกรีตอัดแตก ณ บริเวณที่ปีกเหล็กเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่โดยปีกเหล็กโก่งออกทางด้านนอก และการโก่งเดาะเฉพาะที่ของปีกเหล็กเกิดภายหลังจกตัวอย่างทดสอบรับแรงอัดสูงสุด (mode 1) ดังแสดงในภาพที่ 5.5 ยกเว้นตัวอย่างทดสอบ HC50X100 และ HC100X50 เกิดวิบัติเนื่องจากการโก่งเดาะของเสาทั้งต้น (mode 2) ดังแสดงในภาพที่ 5.6 สำหรับตัวอย่างทดสอบ HRC ที่มีการเสริมเหล็กปลอกและเหล็กเส้นตามแนวแกนพบว่า รูปแบบการวิบัติเหมือนกับ mode 1 รวมกับการโก่งตัวของเหล็กเส้นตามแนวแกน (mode 3) ดังแสดงในภาพที่ 5.7



ภาพที่ 5.5 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ HC100X100 (mode 1)



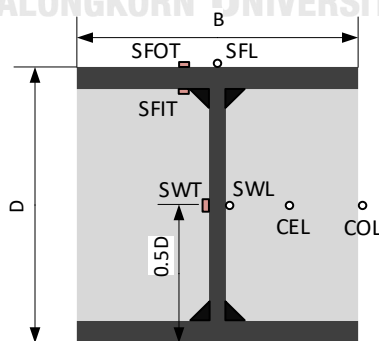
ภาพที่ 5.6 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ HC50X100 (mode 2)



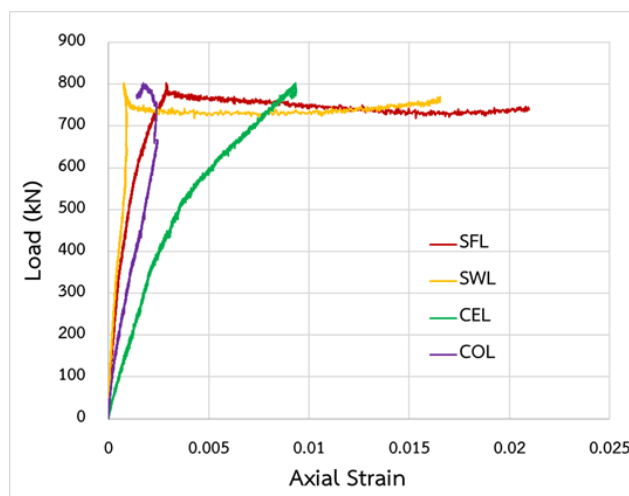
ภาพที่ 5.7 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ HRC (D/2) (mode 3)

### 5.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกน

ภาพที่ 5.9 แสดงการเปรียบเทียบเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนที่วัดค่าหน่วยการหดตัวจากมาตรวัดความเครียดติดผิวเหล็ก (SFL และ SWL) มาตรวัดความเครียดติดผิวคอนกรีต (COL) และมาตรวัดความเครียดฝังในเนื้อคอนกรีต (CEL) โดยกำหนดให้แรงอัดและหน่วยการหดตัวมีค่าเป็นบวก การเปรียบเทียบพบว่า ณจุดที่แรงอัดมีค่าเท่ากัน มาตรวัดความเครียดแต่ละจุดวัดค่าหน่วยการหดตัวตามแนวแกนได้แตกต่างกัน โดยมาตรวัดความเครียดฝังในเนื้อคอนกรีตวัดค่ามากที่สุด รองลงมาเป็นมาตรวัดความเครียดติดผิวคอนกรีต และมาตรวัดความเครียดติดผิวเหล็กวัดค่าได้น้อยที่สุด นอกจากนี้ ค่าหน่วยการหดตัวที่วัดจากคอนกรีต (CEL และ COL) มีค่าไม่สมบูรณ์ เนื่องจากสัญญาณของมาตรวัดความเครียดขาดหายไปหลังจากคอนกรีตเกิดการร้าวขึ้น งานวิจัยนี้จึงใช้ค่าหน่วยการหดตัวจากมาตรวัดความเครียดติดผิวเหล็ก (SFL และ SWL) ในการพิจารณาเป็นหลัก

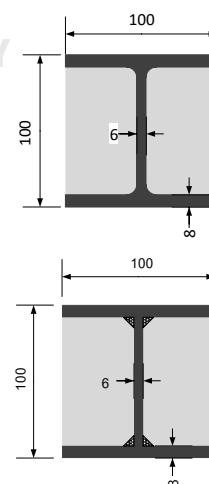
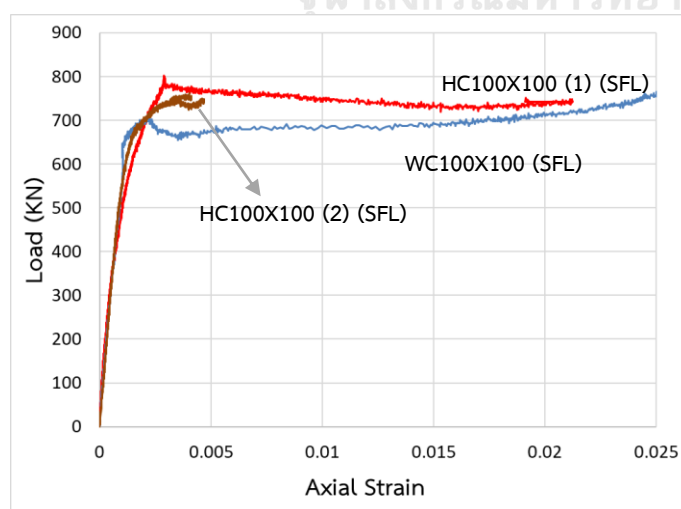


ภาพที่ 5.8 ตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดของเสา PCES

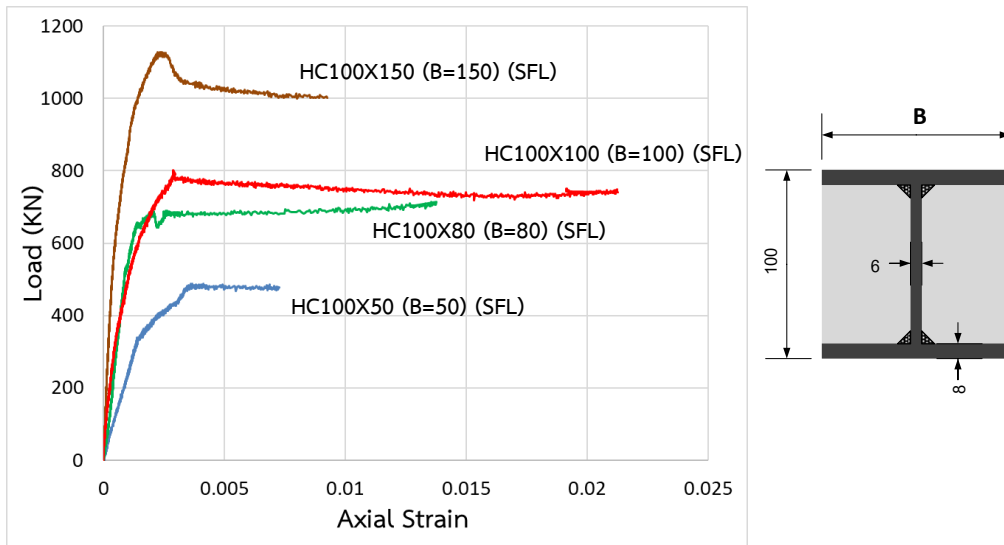


ภาพที่ 5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยการหดตัวในแนวแกนจากมาตรวัดความเครียดที่แตกต่างกันของตัวอย่างทดสอบ HC100X100

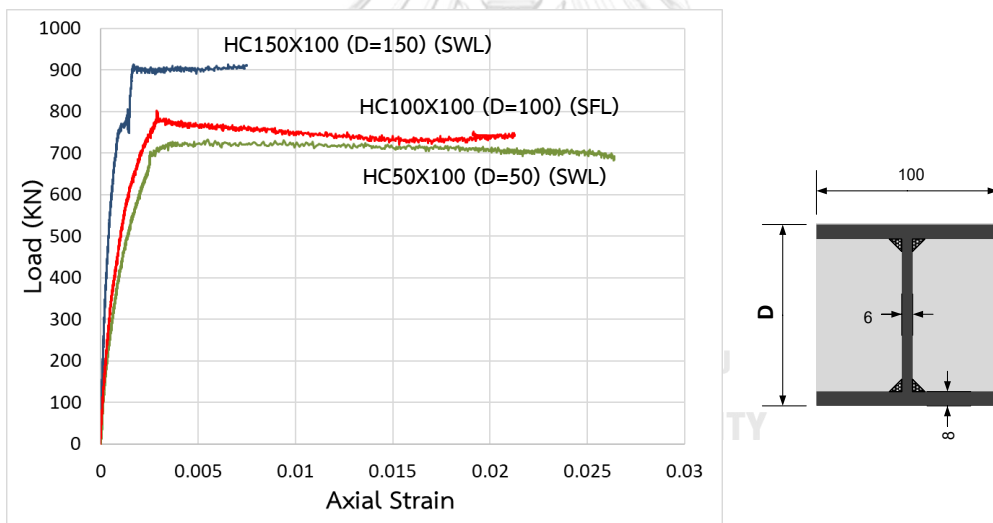
ภาพที่ 5.10 (ก-จ) แสดงเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบโดยกำหนดให้แรงอัดและหน่วยการหดตัวของตัวอย่างทดสอบมีค่าเป็นบวก โดยค่าหน่วยการหดตัวในแนวแกนได้มาจากมาตรวัดความเครียดที่ผิวเหล็ก ลักษณะของกราฟมีลักษณะคล้ายกันทุกตัวอย่างทดสอบคือ ช่วงแรกแรงอัดกระทำต่อตัวอย่างทดสอบและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบมีค่าเพิ่มขึ้น กราฟมีลักษณะเป็นเส้นตรง ความชันมีค่าเป็นบวก จากนั้นช่วงที่แรงอัดมีค่าเข้าใกล้ค่าแรงอัดสูงสุด ค่าความชันของกราฟมีค่าลดลงเรื่อย ๆ จนถึงจุดที่ตัวอย่างทดสอบรับแรงอัดสูงสุด คอนกรีตเริ่มเกิดการแตกร้าว ต่อมาค่าแรงอัดกระทำต่อตัวอย่างทดสอบมีค่าลดลงอย่างช้า ๆ แต่หน่วยการหดตัวของตัวอย่างทดสอบยังคงมีค่าเพิ่มขึ้น



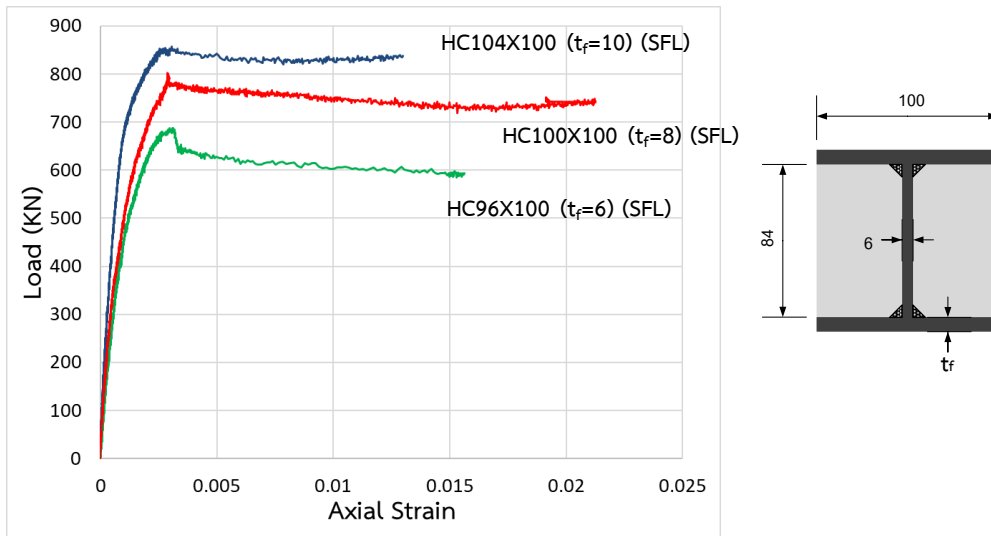
ภาพที่ 5.10 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ PCES



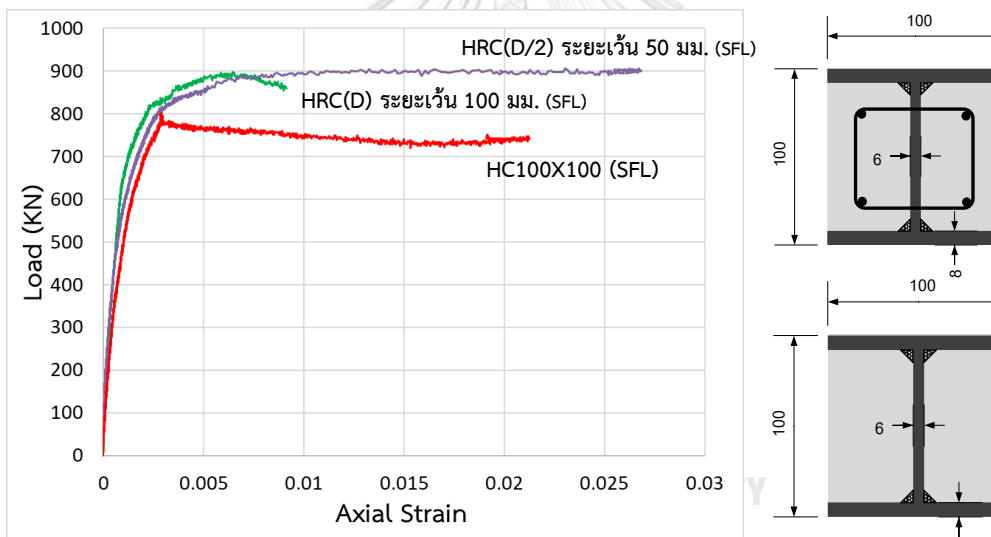
ภาพที่ 5.10 (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ PCES



ภาพที่ 5.10 (ค) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ PCES



ภาพที่ 5.10 (ง) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ PCES



ภาพที่ 5.10 (จ) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ PCES

### 5.2.3 การวิเคราะห์ผลการทดสอบ

ตารางที่ 5.3 (ก-จ) แสดงค่ากำลังรับแรงอัดของตัวอย่างทดสอบ ( $P_u$ ) แรงอัด ณ ชิดจำกัดการแปรผันตรง ( $P_p$ ) ค่าหน่วยการหดตัวตามแนวแกน ณ จุดที่รับแรงอัดสูงสุด ค่าอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กต่อพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของตัวอย่างทดสอบ และค่าพลังงานความแกร่ง ณ กำลังรับแรงอัด (energy toughness at compressive strength) ซึ่งเป็นค่าที่แสดงถึงกำลังรับแรงอัดและความเหนียวของตัวอย่างทดสอบซึ่งหาค่าได้จากพื้นที่ใต้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกน ในช่วงเริ่มต้นจนถึงจุดที่เสารับแรงอัดสูงสุด

ตารางที่ 5.3 ผลการทดสอบตัวอย่างทดสอบ PCES

WC VS HC	$P_p$ (kN)	$P_u$ (kN)	strain at peak load ( $10^{-3}$ )	Energy toughness ( $J\cdot m^{-3}$ ) ( $10^5$ )	พื้นที่เหล็ก (%)	Failure mode
HC100X100	400	782	2.90	1.56	21.04	Mode 1
WC100X100	672	701	2.26	1.14	21.90	Mode 1

ความกว้าง ของปีกเหล็ก	$P_p$ (kN)	$P_u$ (kN)	strain at peak load ( $10^{-3}$ )	Energy toughness ( $J\cdot m^{-3}$ ) ( $10^5$ )	พื้นที่ เหล็ก (%)	Failure mode
HC100X50	335	484	3.74	2.27	26.08	Mode 2
HC100X80	508	689	2.08	1.63	22.30	Mode 1
HC100X100	400	782	2.90	1.56	21.04	Mode 1
HC100X150	584	1,128	2.30	1.22	19.36	Mode 1

ความลึก ของเอวเหล็ก	$P_p$ (kN)	$P_u$ (kN)	strain at peak load ( $10^{-3}$ )	Energy toughness ( $J\cdot m^{-3}$ ) ( $10^5$ )	พื้นที่เหล็ก (%)	Failure mode
HC50X100	452	717	3.79	3.84	36.08	Mode 2
HC100X100	400	782	2.90	1.56	21.04	Mode 1
HC150X100 *	553	914	1.74	0.71	16.03	Mode 1

ความหนา ของปีกเหล็ก	$P_p$ (kN)	$P_u$ (kN)	strain at peak load ( $10^{-3}$ )	Energy toughness ( $J\cdot m^{-3}$ ) ( $10^5$ )	พื้นที่เหล็ก (%)	Failure mode
HC96X100	418	684	3.03	1.51	17.75	Mode 1
HC100X100	400	782	2.90	1.56	21.04	Mode 1
HC104X100	600	845	2.69	1.74	24.08	Mode 1



ตารางที่ 5.3 (ต่อ) ผลการทดสอบตัวอย่างทดสอบ PCES

HRC VS HC	$P_p$ (kN)	$P_u$ (kN)	strain at peak load ( $10^{-3}$ )	Energy toughness ( $J\cdot m^{-3}$ ) ( $10^5$ )	พื้นที่เหล็ก (%)	Failure mode
HC100X100	400	782	2.90	1.56	21.04	Mode 1
HRC(D) *	500	885	5.92	4.58	21.04	Mode 3
HRC(D/2) *	500	890	9.83	8.04	21.04	Mode 3

(\*) หมายเหตุ ตัวอย่างทดสอบบางตัวอย่างมีความผิดปกติเกิดขึ้น ได้แก่ ตัวอย่างทดสอบ HC150X100 ช่วงเริ่มต้นของการทดสอบเครื่อง data logger เกิดปัญหาไม่สามารถวัดค่าได้ จึงจำเป็นต้องทำการคลายแรงอัดที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบออกเพื่อทำการทดสอบใหม่ซึ่งคาดว่าอาจส่งผลทำให้ค่ากำลังรับแรงอัดของตัวอย่างทดสอบเกิดความคลาดเคลื่อน และตัวอย่างทดสอบ HRC เกิดโพรงบริเวณคอนกรีตภายในตัวอย่าง เนื่องจากตัวอย่างมีขนาดหน้าตัดเล็กและมีการเสริมเหล็กเส้นภายในค่อนข้างแน่น ทำให้คอนกรีตไหลได้ลำบาก จึงทำการซ่อมตัวอย่างทดสอบโดยการเติมคอนกรีตที่มีกำลังรับแรงอัดเท่ากับ 35.2 MPa ลงที่โพรงคอนกรีตภายในตัวอย่างทดสอบ

จากภาพที่ 5.10 (ก) และตารางที่ 5.3 เมื่อเปรียบเทียบระหว่างตัวอย่างทดสอบที่ใช้เหล็กเชื่อมกับตัวอย่างทดสอบที่ใช้เหล็กกรีดร้อน พบว่า

- 1) ตัวอย่างทดสอบที่ใช้เหล็กเชื่อมมีค่ากำลังรับแรงอัด และค่าพลังงานความแกร่ง ณ กำลังรับแรงอัด มากกว่าตัวอย่างทดสอบที่ใช้เหล็กกรีดร้อน เนื่องจากเหล็กเชื่อมประกอบมีค่ากำลังรับแรงอัดมากกว่าเหล็กกรีดร้อน ดังแสดงในหัวข้อการทดสอบเหล็กเชื่อมประกอบ
- 2) ตัวอย่างทดสอบที่ใช้เหล็กกรีดร้อนมีค่าหน่วยการหดตัวตามแนวแกน ณ จุดที่รับแรงอัด สูงสุดน้อยกว่าตัวอย่างทดสอบที่ใช้เหล็กเชื่อมประกอบ และตัวอย่างทดสอบที่ใช้เหล็กกรีดร้อนมีค่า  $P_p$  ใกล้เคียงกับค่า  $P_u$  มากกว่าตัวอย่างทดสอบที่ใช้เหล็กเชื่อมประกอบ เนื่องจากผลกระทบของหน่วยแรงคงค้างที่เกิดขึ้นจากขั้นตอนการเชื่อมเหล็ก

จากภาพที่ 5.10 (ข) และตารางที่ 5.3 เมื่อเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบที่มีค่าความกว้างของปีกเหล็กที่แตกต่างกัน พบว่า

- 1) ค่ากำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้นตามความกว้างของปีกเหล็ก
- 2) ค่าหน่วยการหดตัวตามแนวแกน ณ จุดที่รับแรงอัดสูงสุดจะมีค่ามากขึ้นเมื่อพื้นที่หน้าตัดเหล็กมีค่าน้อยลง
- 3) ค่าพลังงานความแกร่ง ณ กำลังรับแรงอัดมีค่ามากขึ้นเมื่ออัตราส่วนระหว่างพื้นที่เหล็กต่อพื้นที่เสามีค่ามากขึ้น
- 4) ตัวอย่างทดสอบที่ปีกเหล็กมีความชะลูดมาก (HC100X150) ความโค้งบริเวณจุดที่รับแรงอัดสูงสุดจะมีการเปลี่ยนแปลงความชันรวดเร็วกว่าตัวอย่างทดสอบอื่น และแรงอัดหลังจากจุดสูงสุดมีค่าลดลงเร็วที่สุด

จากภาพที่ 5.10 (ค) และตารางที่ 5.3 เมื่อเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบที่มีค่าความลึกของเอวเหล็กที่แตกต่างกัน พบว่า

- 1) ค่ากำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้นตามความลึกของเอวเหล็ก
- 2) ค่าหน่วยการหดตัวตามแนวแกน ณ จุดที่รับแรงอัดสูงสุดจะมีค่ามากขึ้นเมื่อพื้นที่หน้าตัดเหล็กมีค่าน้อยลง
- 3) ค่าพลังงานความแกร่ง ณ กำลังรับแรงอัดมีค่ามากขึ้นเมื่ออัตราส่วนระหว่างพื้นที่เหล็กต่อพื้นที่เสามีค่ามากขึ้น

จากภาพที่ 5.10 (ง) และตารางที่ 5.3 เมื่อเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบที่มีค่าความหนาของปีกเหล็กที่แตกต่างกัน พบว่า

- 1) ค่ากำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้นตามความหนาของปีกเหล็ก
- 2) ค่าหน่วยการหดตัวตามแนวแกน ณ จุดที่รับแรงอัดสูงสุดจะมีค่ามากขึ้นเมื่อพื้นที่หน้าตัดเหล็กมีค่าน้อยลง
- 3) ค่าพลังงานความแกร่ง ณ กำลังรับแรงอัดมีค่ามากขึ้นเมื่ออัตราส่วนระหว่างพื้นที่เหล็กต่อพื้นที่เสามีค่ามากขึ้น
- 4) ความโค้งบริเวณจุดที่รับแรงอัดสูงสุดของตัวอย่างทดสอบที่ปีกเหล็กมีความชะลูดมาก (HC96X100) จะมีการเปลี่ยนแปลงความชันรวดเร็วกว่าตัวอย่างทดสอบอื่น และแรงอัดหลังจากจุดพีคมีค่าลดลงไวที่สุด

จากภาพที่ 5.10 (จ) และตารางที่ 5.3 เมื่อเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบที่มีการเสริมเหล็กเส้น แนวแกนและเหล็กปลอก พบว่า

- 1) ค่ากำลังรับแรงอัดมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อมีการเสริมเหล็กเส้น เนื่องจากเหล็กเสริมตามแนวแกน มีผลช่วยให้ตัวอย่างทดสอบสามารถรับกำลังรับแรงอัดได้เพิ่มขึ้น และเหล็กปลอกช่วยเพิ่มแรงดันโอบรัดที่กระทำต่อคอนกรีต ทำให้คอนกรีตมีกำลังรับแรงอัดเพิ่มมากขึ้น
- 2) ค่าหน่วยการหดตัวตามแนวแกน ณ จุดที่รับแรงอัดสูงสุด และค่าพลังงานความแกร่ง ณ กำลังรับแรงอัดจะมีค่ามากขึ้นเมื่อมีการเสริมเหล็กเส้น ระยะเว้นของเหล็กปลอกยังมีค่าน้อยยิ่งทำให้หน่วยการหดตัว ณ จุดที่รับแรงอัดสูงสุด และค่าพลังงานความแกร่ง ณ กำลังรับแรงอัดมีค่ามาก
- 3) ความโค้งบริเวณจุดที่รับแรงอัดสูงสุดของตัวอย่างทดสอบที่เสริมเหล็กเส้น จะมีการเปลี่ยนแปลงความชันอย่างช้า ๆ และแรงอัดหลังจากจุดสูงสุดมีค่าลดลงอย่างช้า ๆ เช่นกัน

สำหรับการพิจารณาความโค้ง ณ จุดที่รับแรงอัดสูงสุดของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัด และหน่วยการหดตัวตามแนวแกน กราฟที่ความโค้งเปลี่ยนแปลงอย่างช้า ๆ คือพฤติกรรมการรับแรงที่สื่อถึงความเหนียวของตัวอย่างทดสอบ

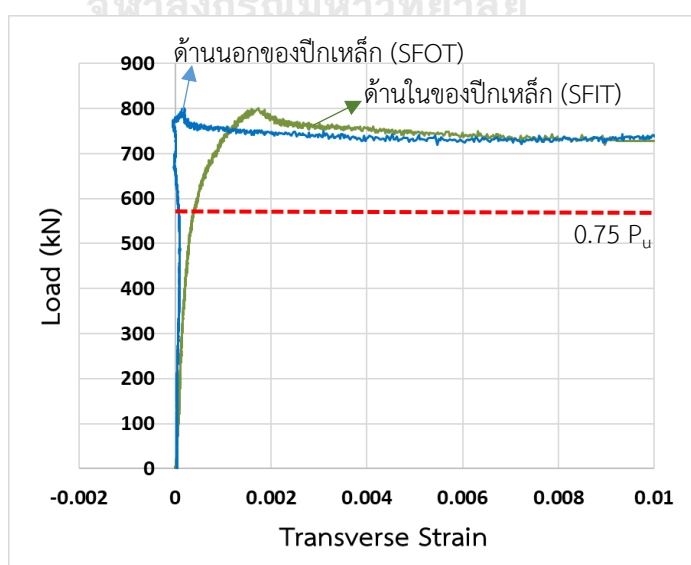
## บทที่ 6

### การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง

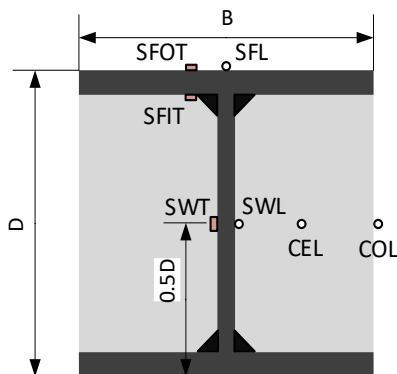
เนื้อหาในบทนี้ แสดงการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองทำนายพฤติกรรมรับแรงอัดของเสา PCES ที่นำเสนอในบทที่ 3 การศึกษาความเหมาะสมของสมการออกแบบตามข้อกำหนด AISC 360-16 โดยการเปรียบเทียบผลวิเคราะห์กับผลการทดสอบของเสาตัวอย่าง และการตรวจสอบสมมติฐานที่ใช้ในแบบจำลอง โดยทำการศึกษาค่าความเครียดในแนวขวางเพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมการขยายตัวของคอนกรีตที่กระทำต่อเหล็ก

#### 6.1 มาตรฐานวัดความเครียดในแนวขวาง

ภาพที่ 6.1 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและความเครียดในแนวขวางที่วัดค่าจากมาตรวัดความเครียดติดที่ขอบปีกเหล็กด้านใน (SFIT) และด้านนอก (SFOT) (กำหนดให้หน่วยการยึดตัวมีค่าเป็นบวก) โดยตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดแสดงในภาพที่ 6.2 ภาพที่ 6.1 แสดงให้เห็นว่า หน่วยการยึดตัวด้านในปีกเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้น โดยเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ณ แรงอัดเท่ากับ 0.75 เท่าของแรงอัดสูงสุดที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบ ขณะที่หน่วยการยึดตัวด้านนอกปีกเหล็กมีค่าเป็นศูนย์จนกระทั่งตัวอย่างทดสอบรับแรงอัดกระทำสูงสุดค่าหน่วยการยึดตัวจึงเริ่มมีค่าเพิ่มขึ้น ดังนั้นจึงสามารถสรุปได้ว่าปีกของเหล็กมีพฤติกรรมโก่งเดาะออกด้านนอกเนื่องจากการขยายตัวอย่างรวดเร็วของคอนกรีตภายใน ณ จุดที่แรงอัดมีค่าเท่ากับ 0.75 เท่าของแรงอัดสูงสุดของตัวอย่างทดสอบซึ่งสอดคล้องกับสมมติฐานของแบบจำลองที่แสดงไว้ในหัวข้อที่ 3.2 (แรงดันโอบรัดด้านข้างที่กระทำต่อคอนกรีต)



ภาพที่ 6.1 หน่วยการยึดตัวในแนวขวางที่ขอบของปีกเหล็กสำหรับตัวอย่าง HC100X100



ภาพที่ 6.2 ตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดที่กึ่งกลางความสูงของตัวอย่างทดสอบ

การคำนวณค่าแรงอัดที่ทำให้เหล็ก ณ บริเวณขอบด้านในของปีกเหล็กเกิดการคราก โดยใช้สมการของ von Mises [2] (สมการที่ 3.19) ใช้ค่าหน่วยแรงอัดในแนวแกนที่หาค่าได้จากการนำค่าความเครียดที่วัดได้ในแนวแกน (SFL) คูณกับค่า elastic modulus และใช้ค่าหน่วยแรงดึงในแนวขวางที่หาค่าได้จากการนำความเครียดที่วัดได้ในแนวขวาง (SFIT) คูณกับค่า elastic modulus จากนั้นแทนค่าหน่วยแรงลงในสมการ von Mises เพื่อหาค่าแรงอัดที่ทำให้  $\sigma_{vm} = F_y$  ซึ่งมีค่าเท่ากับแรงอัดที่ทำให้ขอบของปีกเหล็กด้านในเกิดการครากต่อแรงอัดสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ ( $P_{u,s}/P_u$ ) ซึ่งค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.77 นอกจากนี้ ตารางที่ 6.1 แสดงค่าอัตราส่วนระหว่างแรงอัดที่ทำให้ขอบของปีกเหล็กด้านในเกิดการครากต่อแรงอัดสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ ( $P_{u,s}/P_u$ ) ซึ่งมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.77 นอกจากนี้ ตารางที่ 6.1 แสดงค่าหน่วยแรงอัดในเหล็กขณะที่ขอบของปีกเหล็กเกิดการครากต่อค่ากำลังรับแรงที่จุดครากของปีกเหล็ก ( $\sigma_{sv}/f_{y,f}$ ) และหน่วยแรงดึงแนวขวางในเหล็กขณะที่ขอบของปีกเหล็กเกิดการครากต่อค่ากำลังรับแรงที่จุดครากของปีกเหล็ก ( $\sigma_{st}/f_{y,f}$ ) ซึ่งมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.77 และ -0.357 ตามลำดับ ใกล้เคียงกับสมมติฐานของแบบจำลองคือ 0.75 และ -0.375 ตามลำดับ ดังแสดงในหัวข้อที่ 3.2 (แรงดันโอบรัดด้านข้างที่กระทำต่อคอนกรีต) สำหรับค่าที่คลาดเคลื่อนเกิดจากตัวอย่างทดสอบ HC100X50 เนื่องจากปีกเหล็กของตัวอย่างทดสอบกว้างน้อยมาก ทำให้คอนกรีตที่ขยายตัวส่งแรงกระทำต่อปีกเหล็กน้อย สังเกตได้จากค่าหน่วยแรงดึงที่ขอบด้านในของปีกเหล็กมีค่าน้อยกว่าเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบอื่น

ตารางที่ 6.1 หน่วยแรงอัดในแนวแกนและแนวขวาง ณ ขอบด้านในของปีกเหล็ก

ตัวอย่างทดสอบ	$P_{u,s}/P_u$	$\sigma_{sv}$ (MPa)	$\sigma_{sv}/f_{y,f}$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{st}/f_{y,f}$
HC100X50	0.71	308	0.92	-46	-0.139
HC50X100	0.67	255	0.76	-122	-0.366
HC100X80	0.82	275	0.82	-95	-0.286
HC100X100	0.71	251	0.75	-126	-0.378
WC100X100	0.83	223	0.72	-131	-0.424
HC96X100	0.70	223	0.73	-127	-0.413
HC104X100	0.76	177	0.72	-102	-0.418
HC150X100	0.85	258	0.78	-118	-0.353
HC100X150	0.84	237	0.71	-144	-0.433
average	0.77	-	0.77	-	-0.357

(กำหนดให้หน่วยแรงอัดมีค่าเป็นบวก)

## 6.2 การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองทำนายพฤติกรรมรับแรงอัดของเสา PCES ที่ใช้เหล็กรูปตัวเอช

การตรวจสอบแบบจำลองทำโดยการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัด และความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนที่ได้จากแบบจำลอง กับค่าที่ได้จากการทดสอบเสาตัวอย่าง PCES เหล็กรูปตัวเอช ตารางที่ 6.2 แสดงรายละเอียดและคุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ ซึ่งประกอบไปด้วย ความลึกและความกว้างของหน้าตัดเสา (D และ B) ความหนาของปีกเหล็กและเอวเหล็ก ( $t_f$  และ  $t_w$ ) ความยาวในแนวแกนของเสา (L) กำลังรับแรงที่จุดครากของปีกเหล็กและเอวเหล็ก ( $f_{y,f}$  และ  $f_{y,w}$ ) และกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด ( $f'_{co}$ ) โดยค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของแผ่นเหล็กหนา 6 8 และ 10 มม. มีค่าเท่ากับ 205 198 และ 193 GPa ตามลำดับ ลักษณะของหน้าตัดเสา PCES เหล็กรูปตัวเอช แสดงในภาพที่ 4.7 บทที่ 4

ตารางที่ 6.2 รายละเอียดและคุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ PCES เหล็กรูปตัวเอช

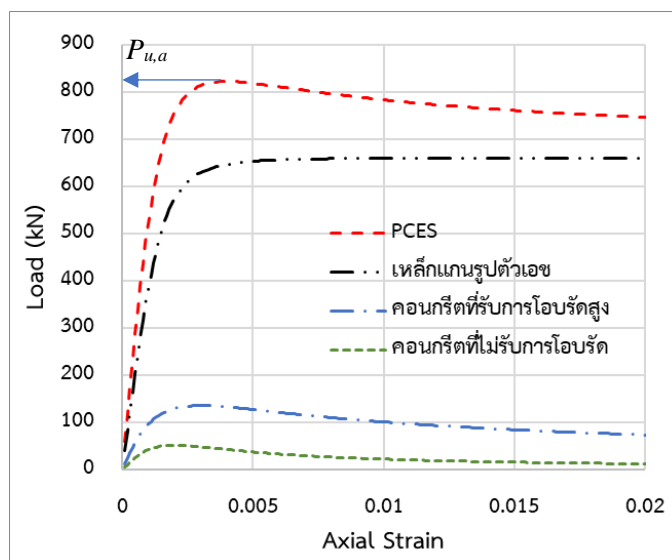
ตัวอย่างทดสอบ	D (mm)	B (mm)	$t_f$ (mm)	$t_w$ (mm)	L (mm)	$f_{y,f}$ (MPa)	$f_{y,w}$ (MPa)	$f'_{co}$ (MPa)
HC 100×100	100	100	8	6	300	333	308	22.3
WC 100×100	100	100	8	6	300	308	308	22.3
HC 100×50	100	50	8	6	300	333	308	22.8
HC 100×80	100	80	8	6	300	333	308	22.4
HC 100×150	100	150	8	6	450	333	308	23.6
HC 50×100	50	100	8	6	300	333	308	22.8
HC 150×100	150	100	8	6	450	333	308	23.6
HC 96×100	96	100	6	6	300	308	308	24.4
HC 104×100	104	100	10	6	300	244	308	24.4

ตารางที่ 6.3 แสดงข้อมูลที่ใช้ในการคำนวณสำหรับแบบจำลองเพื่อใช้ทำนายกำลังรับแรงอัดและความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของเสา PCES เหล็กรูปตัวเอช ซึ่งประกอบไปด้วย พื้นที่หน้าตัดคอนกรีตที่รับแรงดันโอบรัดสูง ( $A_{ch}$ ) พื้นที่หน้าตัดคอนกรีตที่ไม่ได้รับแรงดันโอบรัด ( $A_{uc}$ ) แรงดันโอบรัดข้างประสิทธิผล ( $f'_{le}$ ) ตัวประกอบการโอบรัดสูง ( $K_h$ ) พื้นที่หน้าตัดปีกเหล็ก ( $A_{sf}$ ) พื้นที่หน้าตัดเอวเหล็ก ( $A_{sw}$ ) หน่วยแรงดึงแนวขวางภายในเอวเหล็ก ( $f_{sr}$ ) และตัวประกอบกำลังของเอวเหล็กที่รับหน่วยแรงดึงในแนวขวาง ( $K_w$ )

สำหรับแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของคอนกรีตที่รับการโอบรัดและคอนกรีตที่ไม่ได้รับการโอบรัดจะคำนวณโดยใช้สมการที่ 3.1 โดยแบบจำลองของคอนกรีตที่รับการโอบรัดจะทำการพิจารณาค่า  $K_h$  ลงในแบบจำลอง แต่สำหรับแบบจำลองของคอนกรีตที่ไม่รับการโอบรัดจะไม่ทำการพิจารณาค่า  $K_h$  หรือแทนค่า  $K_h = 0$

สำหรับแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของเหล็กแกนเชื่อมประกอบคำนวณโดยใช้สมการที่ 3.22 โดยแบบจำลองของเอวเหล็กที่ได้รับหน่วยแรงดึงในแนวขวางจะทำการพิจารณาค่า  $K_w$  ลงในแบบจำลอง แต่สำหรับแบบจำลองของปีกเหล็กที่ไม่ได้รับหน่วยแรงดึงในแนวขวางจะไม่ทำการพิจารณาค่า  $K_w$  หรือแทนค่า  $K_w = 0$

จากนั้นทำการรวมแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของแต่ละวัสดุภายในหน้าตัดเสา PCES เข้าด้วยกัน ดังแสดงในภาพที่ 6.3 สำหรับค่ากำลังรับแรงอัดที่ได้จากแบบจำลอง ( $P_{u,a}$ ) สามารถหาค่าได้จากค่าแรงอัดสูงสุดครั้งแรก (first peak load) ของกราฟความสัมพันธ์



ภาพที่ 6.3 การสร้างแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของเสา PCES ตัวอย่างทดสอบ HC100X100

ตารางที่ 6.3 ข้อมูลที่ใช้ในแบบจำลองสำหรับตัวอย่างทดสอบ PCES เหล็กรูปตัวเอช

ตัวอย่างทดสอบ	$A_{ch}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{uc}$ ( $\text{cm}^2$ )	$f'_{le}$ (MPa)	$K_h$	$A_{sf}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{sw}$ ( $\text{cm}^2$ )	$f_{st}$ (MPa)	$K_w$
HC100X100	55.4	23.5	1.13	1.10	16.0	5.04	24.74	0.96
WC100X100	54.6	23.5	1.04	1.10	16.0	5.90	22.88	0.96
HC100X50	13.4	23.5	2.67	1.19	8.0	5.04	53.86	0.90
HC100X80	38.6	23.5	1.61	1.14	12.8	5.04	31.41	0.95
HC100X150	97.4	23.5	0.55	1.05	24.0	5.04	16.16	0.97
HC50X100	28.1	3.9	1.42	1.13	16.0	2.04	25.21	0.96
HC150X100	66.1	59.9	0.84	1.08	16.0	8.04	24.74	0.96
HC96X100	55.4	23.5	0.59	1.05	12.0	5.04	12.64	0.98
HC104X100	55.4	23.5	1.27	1.20	20.0	5.04	28.31	0.95



ตารางที่ 6.4 แสดงกำลังรับแรงอัดของเสา PCES เหล็กรูปตัวเอชที่ได้จากการทดสอบ ( $P_{u,test}$ ) กำลังรับแรงอัดที่ได้จากแบบจำลองตามสมการที่ 3.24 ( $P_{u,a}$ ) และแรงอัดสควอช (squash load) ตามข้อกำหนด AISC ( $P_{u,aisc}$ ) ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.26 โดยกำลังรับแรงอัดนี้พิจารณาที่แรงอัดสูงสุดครั้งแรก (first peak load) เมื่อเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงอัดที่ได้จากแบบจำลองกับผลการทดสอบพบว่า แบบจำลองทำนายค่ากำลังรับแรงอัดได้สูงกว่าผลการทดสอบมีจำนวน 4 ตัวอย่าง และแบบจำลองทำนายค่ากำลังรับแรงอัดได้ต่ำกว่าผลการทดสอบมีจำนวน 5 ตัวอย่าง โดยค่าความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยของแบบจำลองและแรงอัดสควอชตามข้อกำหนด AISC มีค่าเท่ากับร้อยละ 5.1 และ 5.7 ตามลำดับ โดยแบบจำลองการวิเคราะห์และแรงอัดสควอชตามข้อกำหนด AISC สามารถทำนายค่ากำลังรับแรงอัดได้ใกล้เคียงกัน และมีค่าใกล้เคียงกับกำลังรับแรงอัดจากการทดสอบตัวอย่างส่วนใหญ่ ยกเว้นตัวอย่างทดสอบ HC150X100 และ WC100X100 ที่มีความคลาดเคลื่อนมาก โดยผลทำนายมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงอัดจากผลการทดสอบทั้งสองตัวอย่าง ความคลาดเคลื่อนสำหรับตัวอย่างทดสอบ HC150X100 เกิดจากอุปกรณ์ทดสอบ (Data logger) มีปัญหาไม่ทำงานในช่วงเริ่มต้นการทดสอบ จึงทำให้ค่าแรงอัดที่วัดได้จากการทดสอบอาจมีค่าน้อยกว่าปกติ และความคลาดเคลื่อนสำหรับตัวอย่างทดสอบ WC100X100 อาจเกิดจากมาตรวัดแรงอัด (loadcell) ทำงานผิดปกติ เนื่องจากค่ากำลังรับแรงอัดที่ได้จากการทดสอบเสา PCES มีค่าใกล้เคียงกับกำลังรับแรงอัดที่ได้จากการทดสอบเสาเหล็กเชื่อมประกอบที่มีขนาดเท่ากันแต่ไม่มีการหุ้มด้วยคอนกรีต

จากการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัดของตัวอย่างทดสอบที่มีรูปแบบการวิบัติแบบโค้งโดยรวม (mode 2) ได้แก่ ตัวอย่างทดสอบ HC50X100 และ HC100X50 พบว่าแบบจำลองในงานวิจัยนี้สามารถทำนายกำลังรับแรงอัดได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบเช่นเดียวกับเสาที่มีรูปแบบการวิบัติแบบการโค้งเดาะเฉพาะที่บริเวณปีกเหล็ก (mode 1)

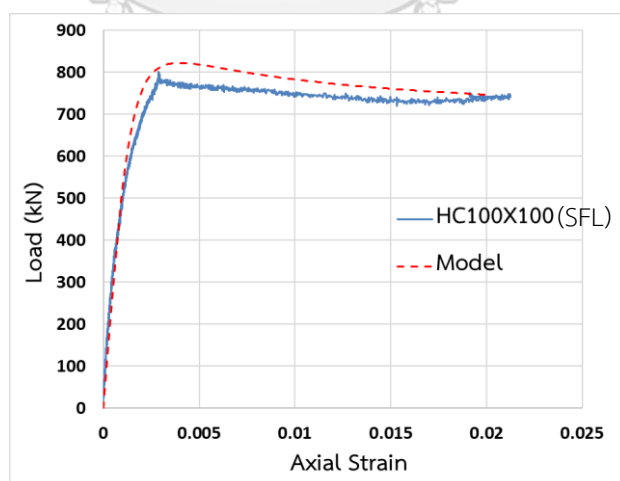
ภาพที่ 6.4 ถึงภาพที่ 6.12 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนที่ได้จากการทดสอบ กับความสัมพันธ์ที่ได้แบบจำลองตามสมการที่ 3.24 โดยกำหนดให้หน่วยการหดตัวมีค่าเป็นบวก การเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่า แบบจำลองสามารถทำนายความสัมพันธ์ได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ

ตารางที่ 6.4 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดของตัวอย่างทดสอบ PCES เหล็กรูปตัวเอช

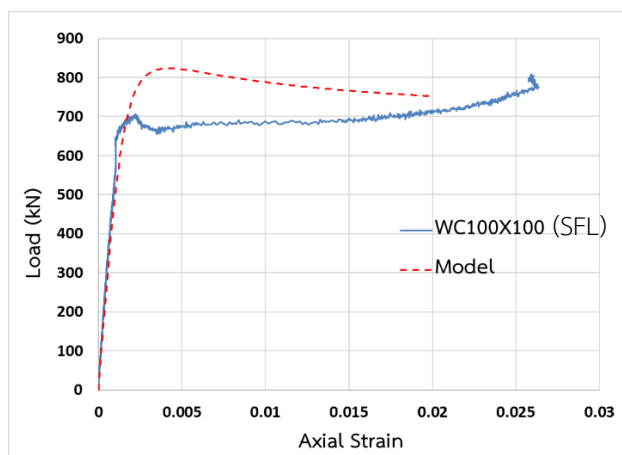
ตัวอย่างทดสอบ	$P_{u,test}$ (kN)	$P_{u,a}$ (kN)	Error (%)	$P_{u,aisc}$ (kN)	Error (%)
HC100X100	801	822	2.5	818	2.0
WC100X100	701	823	17.4	822	17.3
HC100X50	484	478	-1.1	493	1.9
HC100X80	689	685	-0.7	683	-0.9
HC100X150	1128	1174	4.1	1172	3.9
HC50X100	717	662	-7.7	657	-8.3
HC150X100	914	1010	10.5	1011	10.7
HC96X100	684	679	-0.8	672	-1.7
HC104X100	845	834	-1.3	806	-4.6
		Average	5.1	Average	5.7
		SD	7.0	SD	7.3

$$\text{Average error} = \frac{\sum |error|}{n}$$

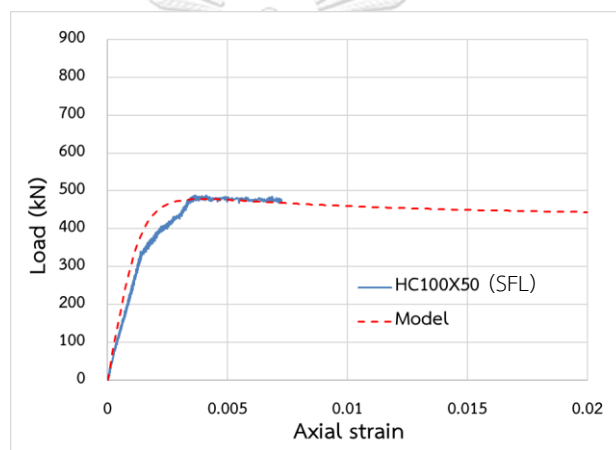
$$SD = \sqrt{\frac{\sum (|error| - \frac{\sum |error|}{n})^2}{n}}$$



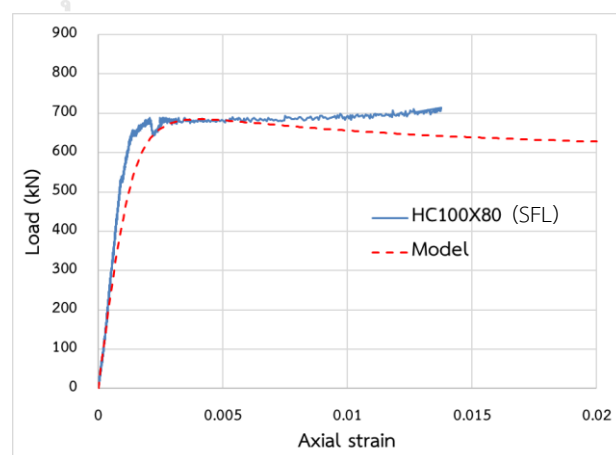
ภาพที่ 6.4 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X100



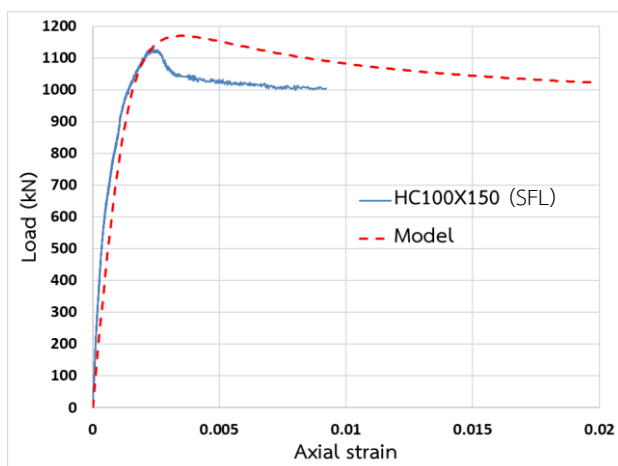
ภาพที่ 6.5 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ WC100X100



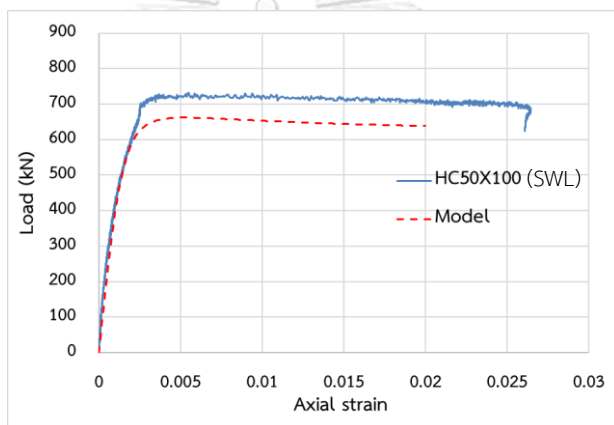
ภาพที่ 6.6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X50



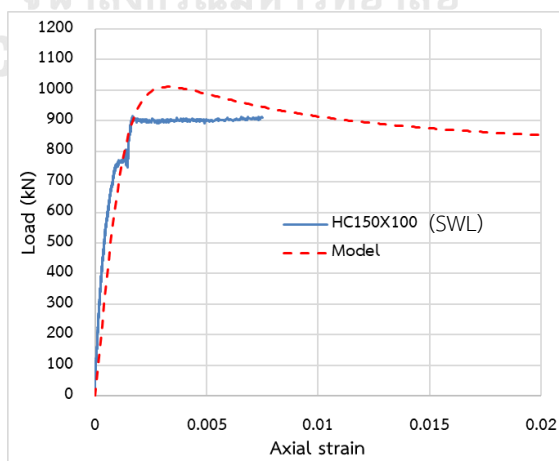
ภาพที่ 6.7 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X80



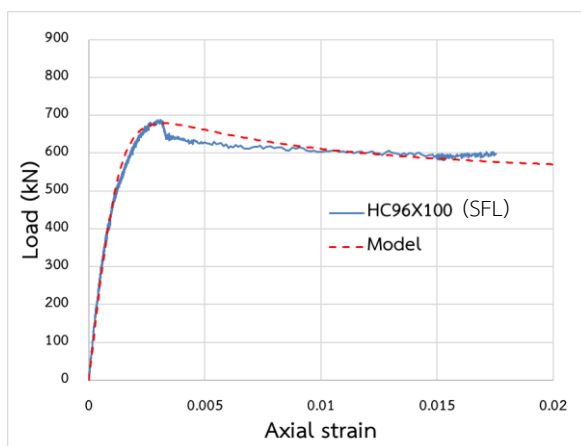
ภาพที่ 6.8 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X150



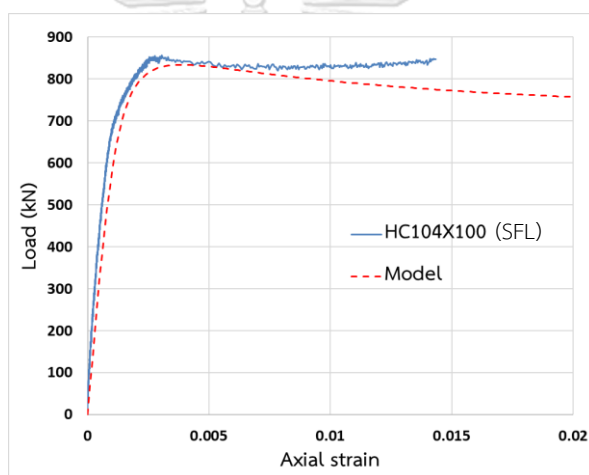
ภาพที่ 6.9 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC50X100



ภาพที่ 6.10 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC150X100



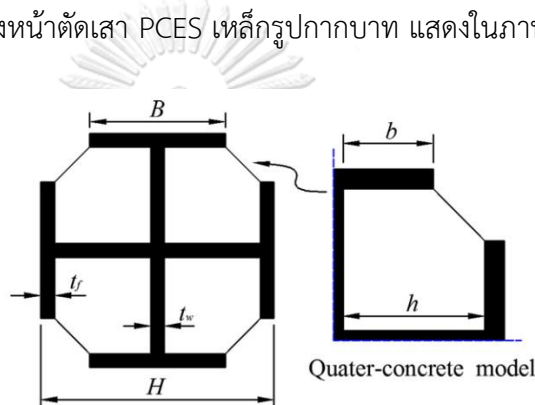
ภาพที่ 6.11 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC96X100



ภาพที่ 6.12 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC104X100

### 6.3 การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองทำนายพฤติกรรมรับแรงอัดของเสา PCES ที่ใช้เหล็กรูปกากบาท

การตรวจสอบแบบจำลองทำโดยการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัด และความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนที่ได้จากแบบจำลองตามสมการที่ 3.25 กับผลการทดสอบเสาตัวอย่าง PCES ที่ใช้เหล็กรูปกากบาทของ Zhao [23] รายละเอียดและคุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบที่แสดงดังตารางที่ 6.5 ประกอบไปด้วย ขนาดของหน้าตัดเสา ( $H$  และ  $B$ ) ความหนาของปีกเหล็กและเอวเหล็ก ( $t_f$  และ  $t_w$ ) กำลังรับแรงที่จุดครากของปีกเหล็กและเอวเหล็ก ( $f_{y,f}$  และ  $f_{y,w}$ ) และกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด ( $f'_{co}$ ) ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กมีค่าเท่ากับ 206 GPa ลักษณะของหน้าตัดเสา PCES เหล็กรูปกากบาท แสดงในภาพที่ 6.13



ภาพที่ 6.13 ลักษณะของหน้าตัดเสา PCES เหล็กรูปกากบาท

ตารางที่ 6.6 แสดงข้อมูลที่ใช้ในการคำนวณสำหรับแบบจำลองทำนายกำลังรับแรงอัด และความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของเสา PCES เหล็กรูปกากบาท ซึ่งประกอบไปด้วย พื้นที่หน้าตัดคอนกรีตที่รับแรงดันโอบรัดสูงหนึ่งทิศทางและสองทิศทาง ( $A_{ch1d}$  และ  $A_{ch2d}$ ) พื้นที่หน้าตัดคอนกรีตที่ไม่ได้รับแรงดันโอบรัด ( $A_{uc}$ ) แรงดันโอบรัดด้านข้างประสิทธิผล ( $f'_{le}$ ) ตัวประกอบการโอบรัดสูงหนึ่งทิศทางและสองทิศทาง ( $K_{h1d}$  และ  $K_{h2d}$ ) พื้นที่หน้าตัดปีกเหล็ก ( $A_{sf}$ ) พื้นที่หน้าตัดเอวเหล็ก ( $A_{sw}$ ) หน่วยแรงดึงแนวขวางภายในเอวเหล็ก ( $f_{st}$ ) และตัวประกอบกำลังของเอวเหล็กที่รับหน่วยแรงดึงในแนวขวาง ( $K_w$ )

ตารางที่ 6.5 รายละเอียดและคุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ PCES ที่ใช้เหล็กรูปกากบาท [1]

ตัวอย่างทดสอบ	H (mm)	B (mm)	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	$f_{y,w}$ (MPa)	$f_{y,f}$ (MPa)	$f'_{co}$ (MPa)
SRC-1-2-1	360	170	20	20	280	280	35
SRC-1-2-2	360	170	20	20	280	280	27
SRC-1-2-3	360	170	20	20	280	280	36.7
SRC-2-2	366	166	16	25	300	285	28.2
SRC-3-2	357	175	25	16	285	300	27.3
SRC-4-2	370	160	10	30	300	235	27.7
SRC-5-2	350	180	30	10	235	300	27.7
SRC-6-2	370	180	30	20	235	280	36.6
SRC-7-2	350	160	10	20	300	280	38.5
SRC-8-2	360	140	20	25	280	285	29.7
SRC-9-2	360	208	20	16	280	300	28.3
SRC-1-3	360	170	20	20	380	380	36.7
SRC-2-3	366	166	16	25	395	380	38.1
SRC-3-3	357	175	25	16	380	395	27.3
SRC-4-3	370	160	10	30	450	355	38.9
SRC-5-3	350	180	30	10	355	450	38.9
SRC-6-3	370	180	30	20	355	380	36.7
SRC-7-3	350	160	10	20	450	380	36.7
SRC-8-3	360	140	20	25	380	380	38.9
SRC-9-3	360	208	20	16	380	395	38.9

ตารางที่ 6.6 (ก) ข้อมูลที่ใช้ในระบบจำลองสำหรับตัวอย่างทดสอบ PCES ที่ใช้เหล็กรูปกากบาท [1]

ตัวอย่างทดสอบ	$A_{ch2d}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{ch1d}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{tic}$ ( $\text{cm}^2$ )	$f_{le}$ (MPa)	$K_{h2d}$	$K_{h1d}$	$A_{sw}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{sf}$ ( $\text{cm}^2$ )	$f_{sf}$ (MPa)	$K_w$
SRC-1-2-1	600	150	37.5	2.37	1.43	1.14	124	136	24.89	0.95
SRC-1-2-2	600	150	37.5	2.37	1.50	1.16	124	136	24.89	0.95
SRC-1-2-3	600	150	37.5	2.37	1.43	1.14	124	136	24.89	0.95
SRC-2-2	600	150	37.5	3.77	1.73	1.21	98.6	166	49.48	0.91
SRC-3-2	600	150	37.5	1.62	1.38	1.12	156.3	112	13.65	0.98
SRC-4-2	600	150	37.5	4.48	1.85	1.24	61	192	94.00	0.81
SRC-5-2	600	150	37.5	0.63	1.17	1.06	189	72	4.44	0.95
SRC-6-2	600	150	37.5	2.37	1.40	1.13	189	144	16.59	0.96
SRC-7-2	600	150	37.5	2.37	1.39	1.12	61	128	49.78	0.91
SRC-8-2	530.2	128.6	37.7	5.30	1.92	1.25	120	140	49.48	0.90
SRC-9-2	682.7	162.3	31.6	1.15	1.26	1.09	127.2	133.1	13.62	0.97



ตารางที่ 6.6 (ข) ข้อมูลที่ใช้ในแบบจำลองสำหรับตัวอย่างทดสอบ PCES ที่ใช้เหล็กรูปกากบาท [1]

ตัวอย่างทดสอบ	$A_{ch2d}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{ch1d}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{uc}$ ( $\text{cm}^2$ )	$f'_l$ (MPa)	$K_{h2d}$	$K_{h1d}$	$A_{sw}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{sf}$ ( $\text{cm}^2$ )	$f_{st}$ (MPa)	$K_w$
SRC-1-3	600	150	37.5	3.22	1.51	1.16	124	136	33.78	0.95
SRC-2-3	600	150	37.5	5.03	1.63	1.19	98.6	166	65.97	0.91
SRC-3-3	600	150	37.5	2.14	1.48	1.15	156.3	112	17.98	0.98
SRC-4-3	600	150	37.5	6.76	1.9	1.24	61	192	142.0	0.80
SRC-5-3	600	150	37.5	0.95	1.18	1.07	189	72	6.67	0.95
SRC-6-3	600	150	37.5	3.22	1.52	1.17	189	144	22.52	0.97
SRC-7-3	600	150	37.5	3.22	1.52	1.17	61	128	67.56	0.92
SRC-8-3	530.2	128.6	37.7	7.06	1.91	1.24	120	140	65.97	0.90
SRC-9-3	682.7	162.3	31.6	1.52	1.25	1.08	127.2	133.1	17.93	0.98

ตารางที่ 6.7 แสดงกำลังรับแรงอัดของเสา PCES เหล็กรูปกากบาทที่ได้จากการทดสอบ ( $P_{u, test}$ ) กำลังรับแรงอัดที่ได้จากแบบจำลองของ Chen และ Wu [1] ( $P_{u, Chen}$ ) กำลังรับแรงอัดที่ได้จากแบบจำลองในงานวิจัยนี้ ( $P_{u, a}$ ) และแรงอัดสควอช (squash load) ตามข้อกำหนด AISC ( $P_{u, aisc}$ ) โดยพิจารณาที่แรงอัดสูงสุดครั้งแรก (first peak load) เมื่อเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดที่ได้จากแบบจำลองกับผลการทดสอบพบว่า แบบจำลองของ Chen และ Wu และแบบจำลองในงานวิจัยนี้ ทำนายค่ากำลังรับแรงอัดได้ต่ำกว่าผลการทดสอบสำหรับเสากลุ่มที่ 1 แต่ทำนายค่ากำลังรับแรงอัดได้สูงกว่าผลการทดสอบสำหรับเสากลุ่มที่ 2 แต่ค่าแรงอัดสควอชตามข้อกำหนด AISC มีค่าต่ำกว่าผลการทดสอบสำหรับเสาทั้งสองกลุ่ม โดยค่าความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยสำหรับแบบจำลองของ Chen และ Wu มีค่าเท่ากับร้อยละ 5.4 และ 3.6 ค่าความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยของแบบจำลองในงานวิจัยนี้มีค่าเท่ากับร้อยละ 6.8 และ 3.8 และค่าความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยของแรงอัดสควอชตามข้อกำหนด AISC มีค่าเท่ากับร้อยละ 15.3 และ 8.6 สำหรับตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่ 1 และ 2 ตามลำดับ โดยตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่ 1 เป็นกลุ่มที่กำลังที่จุดครากของเหล็กมีค่าน้อย และตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่ 2 เป็นกลุ่มที่กำลังที่จุดครากของเหล็กมีค่ามาก

แบบจำลองในงานวิจัยนี้สามารถทำนายค่ากำลังรับแรงอัดของตัวอย่างทดสอบได้ใกล้เคียงกับแบบจำลองในงานวิจัยของ Chen และ Wu และใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากกว่าสมการในข้อกำหนด AISC เนื่องจากเสา PCES ที่ใช้เหล็กรูปกากบาทมีแรงดันโอบรัดกระทำต่อคอนกรีตมาก ทำให้แรงอัดสควอชตามข้อกำหนด AISC ซึ่งไม่ได้พิจารณาผลของการโอบรัดทำนายค่าได้ต่ำกว่าผลการทดสอบอยู่มาก สำหรับแบบจำลองในงานวิจัยนี้และแบบจำลองของ Chen และ Wu ทำนายค่ากำลังรับแรงอัดได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ โดยแบบจำลองสามารถทำนายค่ากำลังรับแรงอัดสำหรับเสากลุ่มที่ 2 ได้ใกล้เคียงกว่าเสากลุ่มที่ 1 เนื่องจากเหล็กที่มีกำลังรับแรงที่จุดครากต่ำอาจเกิดพฤติกรรมพลาสติกส่งผลให้รับแรงได้เพิ่มขึ้นหลังจากจุดคราก ดังนั้นการสมมุติฐานการคราก ณ ขอบด้านในของปีกเหล็กที่เสนอในแบบจำลองจะมีค่าต่ำกว่ากับพฤติกรรมของเสาจริง ๆ ส่งผลให้แรงดันโอบรัดด้านข้างที่คำนวณจากแบบจำลองมีค่าน้อยกว่าความเป็นจริง ค่ากำลังรับแรงอัดที่ได้จากแบบจำลองของเสากลุ่มที่ 1 จึงมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบเกือบทุกตัวอย่าง [1]

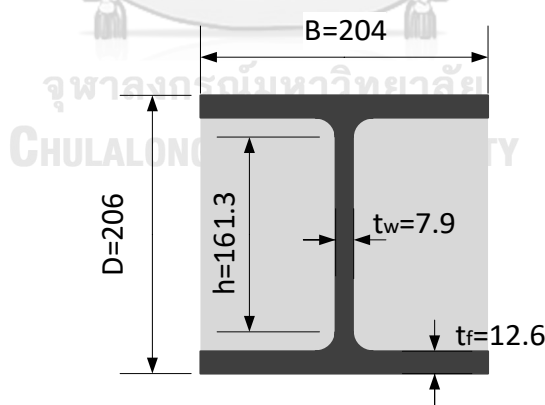
ตารางที่ 6.7 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดของตัวอย่างทดสอบ PCES เหล็กรูปกากบาท

ตัวอย่างทดสอบ	$P_{u,test}$ (kN)	$P_{u,Chen}$ [1] (kN)	Error (%)	$P_{u,a}$ (kN)	Error (%)	$P_{u,aisc}$ (kN)	Error (%)
SRC-1-2-1	11238	10779	-4.1	10658	-5.2	9623	-14.4
SRC-1-2-2	10825	10163	-6.1	9973	-7.9	9087	-16.1
SRC-1-2-3	11954	10913	-8.7	10829	-9.4	9737	-18.5
SRC-2-2	11443	10975	-4.1	10793	-5.7	9575	-16.3
SRC-3-2	11616	10512	-9.5	10382	-10.6	9641	-17.0
SRC-4-2	9994	9701	-2.9	9516	-4.8	8196	-18.0
SRC-5-2	9942	9431	-5.1	8923	-10.3	8456	-15.0
SRC-6-2	14104	12129	-14.0	11941	-15.3	10923	-22.6
SRC-7-2	9143	9153	0.1	9044	-1.1	7991	-12.6
SRC-8-2	10590	10647	0.5	10451	-1.3	9108	-14.0
SRC-9-2	10080	10477	3.9	10368	2.9	9664	-4.1
		average	5.4	average	6.8	average	15.3
		SD	4.8	SD	4.9	SD	4.6
SRC-1-3	13159	13524	2.8	13547	2.9	12337	-6.2
SRC-2-3	14020	14253	1.7	14153	1.0	12751	-9.0
SRC-3-3	13614	13885	2.0	13065	-4.0	12189	-10.5
SRC-4-3	14035	13920	-0.8	14066	0.2	12165	-13.3
SRC-5-3	13572	13243	-2.4	13212	-2.6	12553	-7.5
SRC-6-3	17225	15856	-7.9	15878	-7.8	14638	-15.0
SRC-7-3	10658	11203	5.1	11303	6.0	10066	-5.6
SRC-8-3	13010	13851	6.5	13899	6.8	12183	-6.4
SRC-9-3	13543	13928	2.8	13915	2.7	12990	-4.1
		average	3.6	average	3.8	average	8.6
		SD	4.1	SD	4.5	SD	3.5

$$\text{Average error} = \frac{\sum |error|}{n} \quad \text{SD} = \sqrt{\frac{\sum (|error| - \sum |error|/n)^2}{n}}$$

#### 6.4 การศึกษาผลกระทบของตัวแปรรูปแบบต่อพฤติกรรมรับแรงอัดของเสา PCES ที่ใช้เหล็กรูปตัวเอช

การศึกษาพฤติกรรมรับแรงอัดของเสาทำโดยการพิจารณาค่าตัวประกอบการโอบรัดตัวสูง ( $K_h$ ) ซึ่งมีค่าเท่ากับ อัตราส่วนของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ได้รับการโอบรัดทางด้านข้างต่อกำลังรับแรงอัดของกรีตที่รับแรงอัดแกนเดียว ( $f'_{cc}/f'_{co}$ ) และพิจารณาค่าตัวประกอบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนของเอวเหล็กที่ได้รับหน่วยแรงดึงในแนวขวาง ( $K_w$ ) ซึ่งมีค่าเท่ากับอัตราส่วนของกำลังรับแรงอัดของเอวเหล็กที่ได้รับหน่วยแรงดึงในแนวขวางต่อกำลังรับแรงอัดของเอวเหล็กที่รับแรงแกนเดียว ( $f'_{y,w}/f'_{y,w}$ ) ตัวแปรรูปแบบที่ศึกษาประกอบด้วย กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต ( $f'_{co}$ ) กำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็ก ( $f_y$ ) ความขรุขระของปีกเหล็ก ( $B/2t_f$ ) และความขรุขระของเอวเหล็ก ( $h/t_w$ ) จากนั้นทำการเลือกเหล็กรูปตัวเอชที่มีความกว้างเท่ากับความลึกจากหน้าตัดเหล็กที่มีอยู่ในฐานข้อมูลตามข้อกำหนด AISC 360-16 [24] คือหน้าตัด W200X52 ซึ่งมีความกว้างของหน้าตัดเท่ากับความลึกของหน้าตัด ดังแสดงในภาพที่ 6.14 ค่าความขรุขระของปีกเหล็กมีค่าเท่ากับ 8.1 ค่าความขรุขระของเอวเหล็กมีค่าเท่ากับ 20.5 การศึกษาผลกระทบของตัวแปรรูปแบบที่มีต่อค่า  $K_h$  และ  $K_w$  จะศึกษาทีละตัวแปร และพยายามทำให้ตัวแปรที่เหลือมีค่าคงที่ เพื่อให้สามารถเห็นผลกระทบของตัวแปรแต่ละตัวแปรได้ชัดเจน โดยมีขอบเขตของตัวแปรรูปแบบ ได้แก่ กำลังของวัสดุและความขรุขระของปีกและเอวเหล็ก

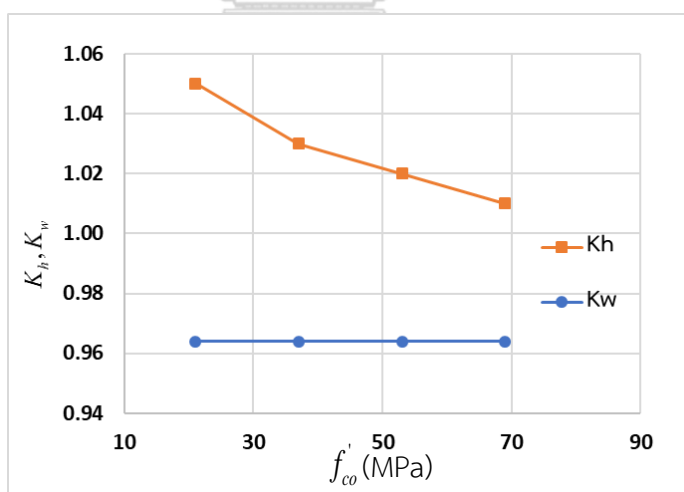


ภาพที่ 6.14 รายละเอียดของหน้าตัดเสา PCES เหล็กแกน W200X52 (มิติเป็น มม.)

กลุ่มที่ 1 ศึกษาตัวแปรออกแบบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่มีค่าเท่ากับ 21 37 53 และ 69 MPa และตัวแปรอื่นกำหนดให้มีค่าคงที่ โดยกำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็กมีค่าเท่ากับ 245 MPa และขนาดของหน้าตัดเสามีค่าคงที่ ดังแสดงในภาพที่ 6.14 ค่าความชะลูดของปีกเหล็กมีค่าเท่ากับ 8.1 ค่าความชะลูดของเอวเหล็กมีค่าเท่ากับ 20.5 ผลการศึกษาตัวแปรออกแบบพบว่า กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่มีค่าเพิ่มขึ้นไม่มีผลต่อค่า  $K_w$  โดยมีค่าคงที่เท่ากับ 0.96 แต่มีผลทำให้ค่า  $K_h$  มีค่าลดลง จาก 1.05 ถึง 1.01 โดยช่วงที่ 1 มีอัตราการลดลงมากที่สุด ช่วงที่ 2 และ 3 มีอัตราการลดลงเท่ากัน ดังแสดงในตารางที่ 6.8 และภาพที่ 6.15

ตารางที่ 6.8 ผลกระทบเนื่องจากกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

$f'_{co}$ (MPa)	$K_w$	$K_h$
21	0.96	1.05
37	0.96	1.03
53	0.96	1.02
69	0.96	1.01

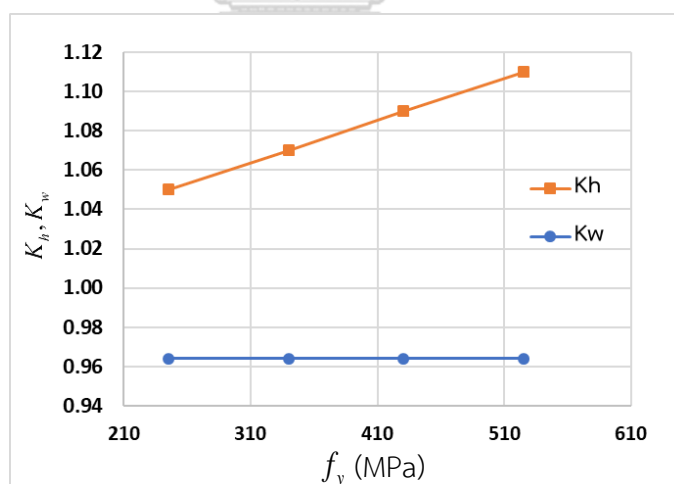


ภาพที่ 6.15 ผลกระทบเนื่องจากกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตต่อค่าตัวประกอบการโอบรัดและค่าตัวประกอบกำลังรับแรงอัดของเอวเหล็ก

กลุ่มที่ 2 ศึกษาตัวแปรออกแบบกำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็กที่มีค่าเท่ากับ 245 340 430 และ 525 MPa และตัวแปรอื่นกำหนดให้มีค่าคงที่โดยกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 21 MPa และขนาดของหน้าตัดเสามีค่าคงที่ ดังแสดงในภาพที่ 6.14 ค่าความขรุขระของปีกเหล็กมีค่าเท่ากับ 8.1 ค่าความขรุขระของเอวเหล็กมีค่าเท่ากับ 20.5 ผลการศึกษาตัวแปรออกแบบพบว่า กำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็กที่มีค่าเพิ่มขึ้นไม่มีผลต่อค่า  $K_w$  โดยมีค่าคงที่เท่ากับ 0.96 แต่มีผลทำให้ค่า  $K_h$  มีค่าเพิ่มขึ้นจาก 1.05 ถึง 1.11 โดยอัตราการเพิ่มขึ้นมีค่าคงที่ทั้ง 3 ช่วง ดังแสดงในตารางที่ 6.9 และภาพที่ 6.16

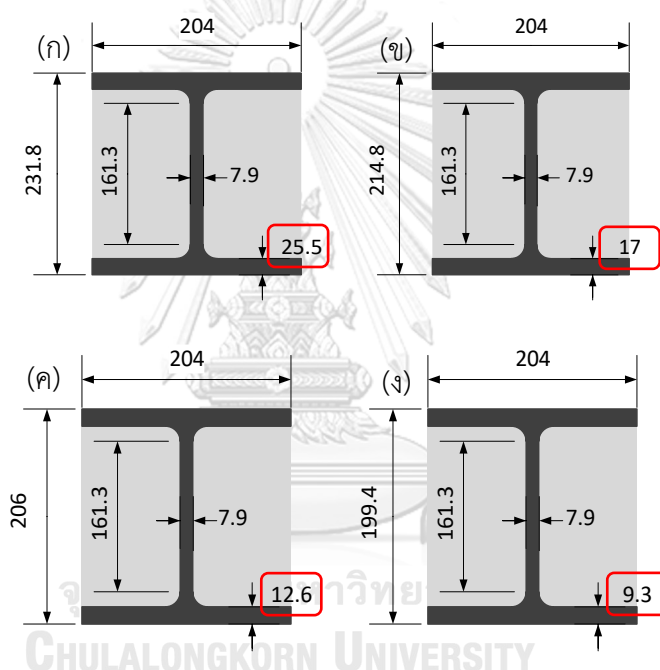
ตารางที่ 6.9 ผลกระทบเนื่องจากการกำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็ก

$f_y$ (MPa)	$K_w$	$K_h$
245	0.96	1.05
340	0.96	1.07
430	0.96	1.09
525	0.96	1.11



ภาพที่ 6.16 ผลกระทบเนื่องจากการกำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็กต่อค่าตัวประกอบการโอบรัดและค่าตัวประกอบกำลังรับแรงอัดของเอวเหล็ก

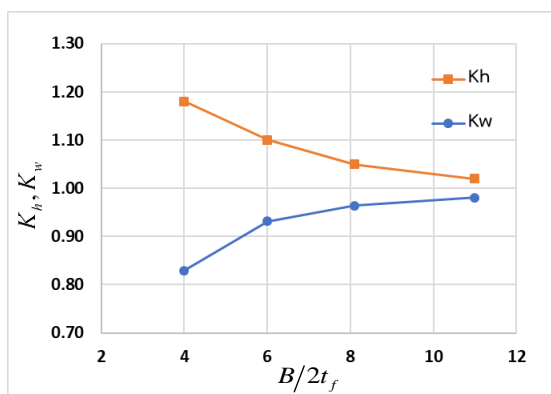
กลุ่มที่ 3 ศึกษาตัวแปรออกแบบความชะลูดของปีกเหล็กที่มีค่าเท่ากับ 4 6 8.1 และ 11 ดังแสดงในภาพที่ 6.17 (ก-ง) ตามลำดับ และตัวแปรอื่นกำหนดให้มีค่าคงที่ โดยกำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็กมีค่าเท่ากับ 245 MPa กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 21 MPa และความชะลูดของเอวเหล็กมีค่าเท่ากับ 20.5 ผลการศึกษาตัวแปรออกแบบพบว่า ความชะลูดของปีกมีค่าเพิ่มขึ้นส่งผลให้ค่า  $K_w$  มีค่าเพิ่มขึ้นจาก 0.83 จนถึง 0.98 โดยช่วงที่ 1 มีอัตราการเพิ่มขึ้นมากที่สุด ช่วงที่ 2 มีอัตราการเพิ่มขึ้นปานกลาง และช่วงที่ 3 มีอัตราการเพิ่มขึ้นน้อยที่สุด สำหรับค่า  $K_h$  มีค่าลดลงจาก 1.18 จนถึง 1.02 โดยช่วงที่ 1 มีอัตราการลดลงมากที่สุด ช่วงที่ 2 มีอัตราการลดลงปานกลาง และช่วงที่ 3 มีอัตราการลดลงน้อยที่สุด ดังแสดงในตารางที่ 6.10 และภาพที่ 6.18



ภาพที่ 6.17 รายละเอียดของหน้าตัดเสาที่ศึกษาผลกระทบของความชะลูดปีกเหล็ก (มิติเป็น มม.)

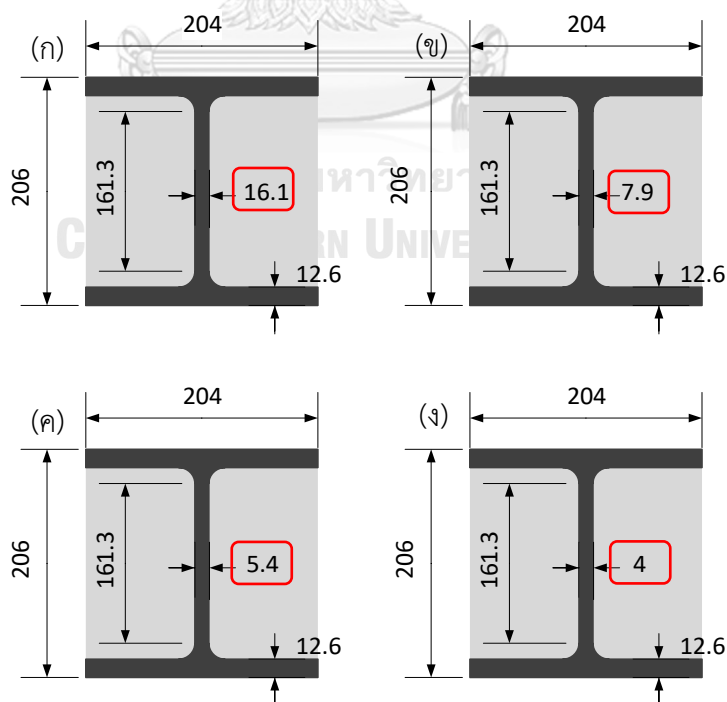
ตารางที่ 6.10 ผลกระทบเนื่องจากความชะลูดของปีกเหล็ก

$B/2t_f$	$K_w$	$K_h$
4	0.83	1.18
6	0.93	1.10
8.1	0.96	1.05
11	0.98	1.02



ภาพที่ 6.18 ผลกระทบเนื่องจากความชะลูดของปีกเหล็กต่อค่าตัวประกอบการโอบรัดและค่าตัวประกอบกำลังรับแรงอัดของเอวเหล็ก

กลุ่มที่ 4 ศึกษาตัวแปรออกแบบความชะลูดของเอวเหล็กที่มีค่าเท่ากับ 10 20.5 30 และ 40 ดังแสดงในภาพที่ 6.19 (ก-ง) ตามลำดับ และตัวแปรอื่นกำหนดให้มีค่าคงที่ โดยกำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็กมีค่าเท่ากับ 245 MPa กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 21 MPa และความชะลูดของปีกเหล็กมีค่าเท่ากับ 8.1 ผลการศึกษาตัวแปรออกแบบพบว่า เมื่อความชะลูดของเอวเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้น ส่งผลให้ค่า  $K_w$  มีค่าลดลงจาก 0.98 จนถึง 0.93 โดยอัตราการลดลงเท่ากันทั้ง 3 ช่วง แต่ไม่ส่งผลต่อค่า  $K_h$  โดยมีค่าคงที่เท่ากับ 1.05 ดังแสดงในตารางที่ 6.11 และภาพที่ 6.20

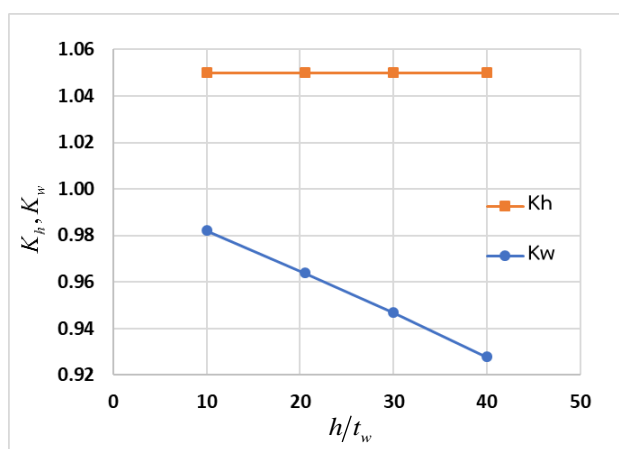


ภาพที่ 6.19 รายละเอียดของหน้าตัดเสาที่ศึกษาผลกระทบของความชะลูดเอวเหล็ก (มิติเป็น มม.)



ตารางที่ 6.11 ผลกระทบเนื่องจากความชะลูดของเอวเหล็ก

$h/t_w$	$K_w$	$K_h$
10	0.98	1.05
20.5	0.96	1.05
30	0.95	1.05
40	0.93	1.05



ภาพที่ 6.20 ผลกระทบเนื่องจากความชะลูดของเอวเหล็กต่อค่าตัวประกอบการโอบรัดและค่าตัวประกอบกำลังรับแรงอัดของเอวเหล็ก

จากการศึกษาสรุปได้ว่า ตัวแปรออกแบบที่ส่งผลต่อ  $K_w$  (ค่าที่บ่งบอกถึงการลดกำลังรับแรงอัดของเอวเหล็กเนื่องจากการได้รับแรงดึงในแนวขวาง) ได้แก่ ความชะลูดของปีกเหล็ก และความชะลูดของเอวเหล็ก เมื่อความชะลูดของปีกเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้  $K_w$  มีค่าเพิ่มขึ้น แต่ในทางตรงข้ามเมื่อความชะลูดของเอวเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้นส่งผลให้  $K_w$  มีค่าลดลง สำหรับตัวแปรกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต และกำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็กไม่ส่งผลต่อค่า  $K_w$

ตัวแปรออกแบบที่ส่งผลต่อ  $K_h$  (ค่าที่บ่งบอกถึงการพัฒนาของพฤติกรรมรับแรงอัดของคอนกรีต) ได้แก่ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต กำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็ก และความชะลูดของปีกเหล็ก โดยเมื่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นส่งผลให้  $K_h$  มีค่าลดลง เช่นเดียวกันเมื่อความชะลูดของปีกเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้นส่งผลให้  $K_h$  มีค่าลดลง แต่ในทางตรงกันข้าม เมื่อกำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้  $K_h$  มีค่าเพิ่มขึ้น สำหรับตัวแปรความชะลูดของเอวเหล็กไม่ส่งผลต่อค่า  $K_h$

## บทที่ 7

### บทสรุป

#### 7.1 สรุปผลงานวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมรับแรงอัดของเสาสั้นเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตบางส่วน (PCES) รับแรงอัดกระทำตรงศูนย์โดยพิจารณาผลของแรงดันโอบรัดที่กระทำต่อคอนกรีต ส่วนแรกของงานวิจัยเป็นการทดสอบเสา PCES เหล็กรูปตัวเอชรับแรงอัดกระทำตรงศูนย์ ส่วนที่สองเป็นการพัฒนาแบบจำลองเพื่อใช้ในการทำนายพฤติกรรมรับแรงอัดของเสา PCES และส่วนสุดท้ายเป็นการศึกษาผลกระทบของตัวแปรออกแบบต่อพฤติกรรมรับแรงอัดของเสา PCES เหล็กรูปตัวเอช

ส่วนแรกของงานวิจัยได้ผลสรุปดังนี้

1. เสา PCES ที่ใช้เหล็กเชื่อมประกอบจะได้รับผลของหน่วยแรงคงค้างเนื่องจากขั้นตอนการเชื่อมเหล็ก ส่งผลให้ความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในช่วงก่อนถึงจุดที่รับแรงอัดสูงสุด (first peak load) มีค่าลดลง
2. เสา PCES ที่มีการเสริมเหล็กเส้นแนวแกนและเหล็กปลอกจะมีพฤติกรรมรับแรงอัดที่ดีขึ้นเนื่องจากเหล็กเส้นตามแนวแกนช่วยรับแรงอัด และคอนกรีตได้รับแรงดันโอบรัดเพิ่มขึ้น
3. ค่าแรงอัดภายหลังจากจุดที่รับแรงอัดสูงสุด (post-peak load) ของเสา PCES ที่ปีกเหล็กมีความขรุขระมากจะมีค่าลดลงอย่างรวดเร็ว

ส่วนที่สองของงานวิจัยได้ผลสรุปดังนี้

1. แบบจำลองในงานวิจัยนี้สามารถทำนายกำลังรับแรงอัดได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ และแบบจำลองของ Chen และ Wu [1] นอกจากนี้ยังทำนายค่ากำลังรับแรงอัดได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากกว่าค่ากำลังรับแรงอัดสวอช (squash load) ตามข้อกำหนด AISI 360-16 เนื่องจากแบบจำลองได้ทำการพิจารณาผลของการโอบรัดของคอนกรีต
2. แบบจำลองในงานวิจัยนี้สามารถทำนายค่ากำลังรับแรงอัดได้ทั้งเสา PCES ที่ใช้เหล็กรูปตัวเอช และเหล็กรูปกากบาท ในขณะที่แบบจำลองของ Chen และ Wu สามารถทำนายค่ากำลังรับแรงอัดได้เฉพาะเสา PCES เหล็กรูปกากบาทเท่านั้น

ส่วนสุดท้ายของงานวิจัยได้ผลสรุปดังนี้

1. ตัวแปรออกแบบที่ส่งผลต่อกำลังรับแรงอัดในแนวแกนของเอวเหล็กที่ได้รับแรงดึงในแนวขวาง ( $K_w$ ) ได้แก่ ความขรุขระของปีกเหล็ก และความขรุขระของเอวเหล็ก เมื่อความขรุขระของปีกเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้  $K_w$  มีค่าเพิ่มขึ้น แต่ในทางตรงข้ามเมื่อความขรุขระของเอวเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้นส่งผลให้  $K_w$  มีค่าลดลง
2. ตัวแปรออกแบบที่ส่งผลต่อการพัฒนาของพฤติกรรมรับแรงอัดของคอนกรีต ( $K_h$ ) ได้แก่ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต กำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็ก และความขรุขระของปีกเหล็ก โดยเมื่อกำลังรับแรงอัดของมีค่าเพิ่มขึ้นส่งผลให้  $K_h$  มีค่าลดลง เช่นเดียวกันเมื่อความขรุขระของปีกเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้นส่งผลให้  $K_h$  มีค่าลดลง แต่ในทางตรงกันข้ามเมื่อกำลังรับแรงที่จุดครากของเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้นส่งผลให้  $K_h$  มีค่าเพิ่มขึ้น

## 7.2 ข้อเสนอแนะ

ส่วนแรกของงานวิจัยมีข้อเสนอแนะ ดังนี้

1. การติดตั้ง LVDT ควรใช้การเชื่อมติดกับเสามากกว่าการยึดโดยใช้หัวครอบเนื่องจากการยึดด้วยหัวครอบอาจไม่แน่นพอทำให้เกิดความคลาดเคลื่อน
2. การใช้มาตรวัดความเครียดฝังในคอนกรีตและติดที่ผิวคอนกรีตในเสา PCES อาจได้ข้อมูลไม่สมบูรณ์เนื่องจากหากคอนกรีตเกิดการแตกร้าวทำให้มาตรวัดความเครียดไม่สามารถวัดค่าต่อได้
3. เสาที่มีความขรุขระสูงควรปรับแต่งหัวเสาและท้ายเสาให้ได้ระดับเนื่องจากเสามีโอกาสเกิดการวิบัติในรูปแบบการโก่งเดาะของเสาทั้งต้น

ส่วนที่สองของงานวิจัยมีข้อเสนอแนะ ดังนี้

1. ประยุกต์แบบจำลองทำนายพฤติกรรมรับแรงอัดเพื่อใช้สำหรับเสา PCES ที่มีการเสริมเหล็กเส้นแนวแกนและเหล็กกรัดรอบ
2. ประยุกต์แบบจำลองทำนายพฤติกรรมรับแรงอัดเพื่อใช้สำหรับเสาสั้นวัสดุผสมเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีตทุกส่วน (FCES)

ส่วนสุดท้ายของงานวิจัยนี้มีข้อเสนอแนะ ดังนี้

1. ทำการลดความซับซ้อนของแบบจำลองเพื่อใช้เป็นสมการออกแบบเพื่อให้สะดวกต่อการใช้งานเพิ่มขึ้น

## บรรณานุกรม

- [1] S. Chen and P. Wu, (2017),"Analytical model for predicting axial compressive behavior of steel reinforced concrete column," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 128, pp. 649-660, 2017/01/01/ 2017.
- [2] B. S. Prickett and R. G. Driver (2006). *Behaviour of partially encased composite columns made with high performance concrete*. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta Edmonton, AB, Canada.
- [3] C.-C. Chen and N.-J. Lin, (2006),"Analytical model for predicting axial capacity and behavior of concrete encased steel composite stub columns," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 62, no. 5, pp. 424-433, 2006/05/01/ 2006.
- [4] R. P. Johnson and D. Anderson (2004). *Designers' Guide to EN 1994-1-1: Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures. General Rules and Rules for Buildings*. Thomas Telford.
- [5] R. Park and T. Paulay (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons.
- [6] J. B. Mander, M. J. Priestley, and R. Park, (1988),"Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of structural engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- [7] J. Mander, M. Priestley, and R. Park, (1988),"Observed stress-strain behavior of confined concrete," *Journal of structural engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1827-1849, 1988.
- [8] Y. Hunaiti and B. Abdel Fattah. (1994) "Design considerations of partially encased composite columns," in *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, 1994, vol. 104, no. 1.
- [9] A. Elnashai and B. Broderick, (1994),"Seismic resistance of composite beam-columns in multi-storey structures. Part 1: Experimental studies," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 30, no. 3, pp. 201-229, 1994.
- [10] A. Elnashai, A. Elghazouli, K. Takanashi, and P. Dowling, (1991),"Experimental behaviour of partially encased composite beam-columns under cyclic and dynamic loads," *Institution of Civil Engineers Proceedings pt. 2*, vol. 91, pp. 259-

72, 1991.

- [11] R. Tremblay, Massicotte, B., Filion, I., and Maranda, R., (1998)," Experimental study on the behavior of partially encased composite columns made with light welded H steel shapes under compressive axial loads. ," *1998 SSRC Annual Technical Meeting, Atlanta, 195-204.*, 1998.
- [12] T. Chicoine, R. Tremblay, B. Massicotte, J. M. Ricles, and L.-W. Lu, (2002),"Behavior and strength of partially encased composite columns with built-up shapes," *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 3, pp. 279-288, 2002.
- [13] T. Chicoine, R. Tremblay, and B. Massicotte, (2002),"Finite element modelling and design of partially encased composite columns," *Steel and Composite Structures*, vol. 2, no. 3, pp. 171-194, 2002.
- [14] E. M. Hanna and A. E.-M. M. Amin, STRENGTH ASSESSMENT OF AXIALLY LOADED PARTIALLY ENCASED COMPOSITE COLUMNS."
- [15] E. Ellobody and B. Young, (2011),"Numerical simulation of concrete encased steel composite columns," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 67, no. 2, pp. 211-222, 2011.
- [16] A. Lelkes and Š. Gramblička, (2013),"Theoretical and Experimental Studies on Composite Steel – Concrete Columns," *Procedia Engineering*, vol. 65, pp. 405-410, 2013/01/01/ 2013.
- [17] Z. Yin, S. Chen, Y. Liang, and W. Chen, (2015),"Analysis of the composite effect of partially concrete-encased H-shaped steel composite columns," *Materials Research Innovations*, vol. 19, no. sup10, pp. S10-133-S10-138, 2015.
- [18] H. Q. X.Z. Zhao, Y.Y. Chen and (2014),"Experimental study on constitutive model of steel confined concrete in SRC columns with cruciform steel section," (in In Chinese), *J. Build. Struct.*, vol. 4, pp. 268–279, 2014.
- [19] V. S. Ky, (2015),"Inelastic analysis for the post-collapse behavior of concrete encased steel composite columns under axial compression.," *Chulalongkorn University*, 2015.
- [20] Y.-C. Song, R.-P. Wang, and J. Li, (2016),"Local and post-local buckling behavior of welded steel shapes in partially encased composite columns," *Thin-Walled*

- Structures*, vol. 108, pp. 93-108, 2016.
- [21] M. F. Pereira, S. De Nardin, and A. L. El Debs, (2016),"Structural behavior of partially encased composite columns under axial loads," *Steel and Composite Structures*, vol. 20, no. 6, pp. 1305-1322, 2016.
- [22] M. Bosco, E. Ferrara, A. Ghersi, E. M. Marino, and P. P. Rossi, (2016),"Improvement of the model proposed by Menegotto and Pinto for steel," *Engineering Structures*, vol. 124, pp. 442-456, 2016.
- [23] X. Zhao, H. Qin, and Y. Chen (2014). *Experimental study on constitutive model of steel confined concrete in SRC columns with cruciform steel section*. pp. 268-279.
- [24] Committee, (2016),"A. Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-16). American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois," 2016.
- [25] W. H. Mosley, R. Hulse, and J. H. Bungey (2012). *Reinforced concrete design: to Eurocode 2*. Palgrave macmillan.
- [26] ว. ช่อวิเชียร (2557). *คอนกรีตเทคโนโลยี*. บริษัท นิวไทยมิตรการพิมพ์, pp. 81-103.



ภาคผนวก

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
**CHULALONGKORN UNIVERSITY**

### ภาคผนวก ก. คุณสมบัติวัสดุ

#### ภาคผนวก ก.1 รูปแบบการวิบัติของคอนกรีต

ทดสอบกำลังรับแรงอัดของเสาคอนกรีตทรงปริซึมสี่เหลี่ยมขนาดเท่ากับหน้าตัดเสา PCES ด้วยเครื่องทดสอบ Amsler พบว่ารูปแบบการวิบัติส่วนใหญ่เกิดรอยแตกกว้างของคอนกรีตในแนวทแยง ยกเว้นตัวอย่าง C100X100 เกิดรอยแตกกว้างในแนวตั้ง ดังแสดงในภาพที่ ก-1 ถึง ก-4



ภาพที่ ก-1 รูปแบบการวิบัติของคอนกรีต C100X50

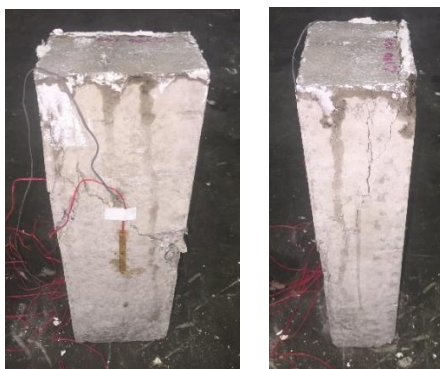


ภาพที่ ก-2 รูปแบบการวิบัติของคอนกรีต C100X80



ภาพที่ ก-3 รูปแบบการวิบัติของคอนกรีต C100X100

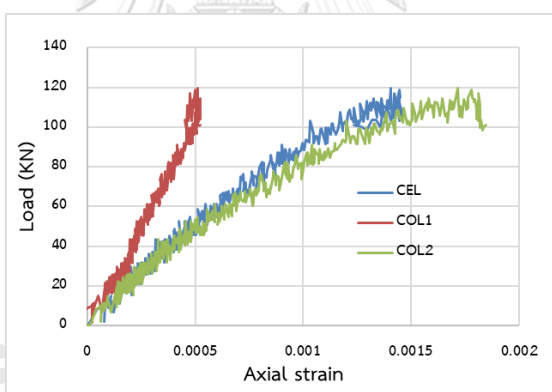




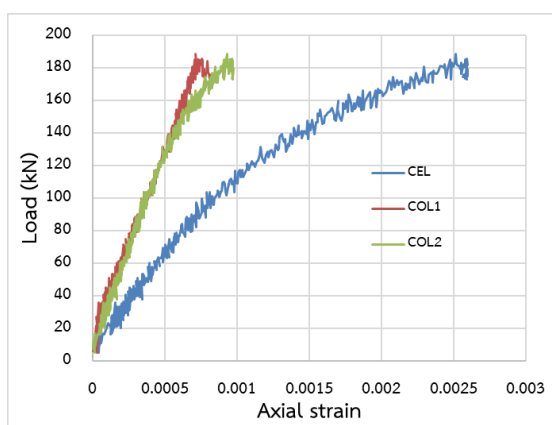
ภาพที่ ก-4 รูปแบบการติดตั้งของคอนกรีต C150X100

ภาคผนวก ก.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของคอนกรีต

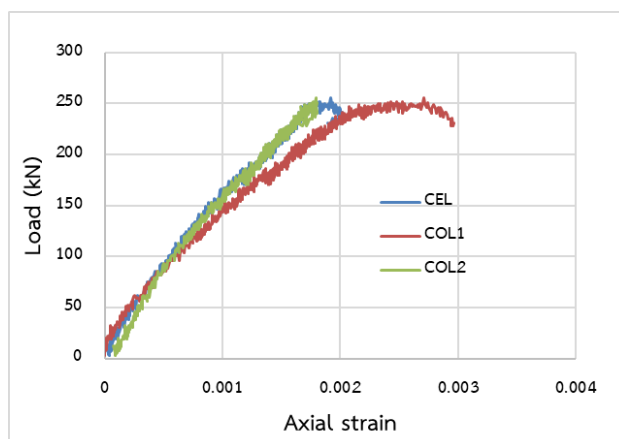
ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของคอนกรีตวัดค่าจากมาตรวัดแรงอัด (loadcell) และ มาตรวัดความเครียดที่ฝังในคอนกรีต (CEL) และมาตรวัดความเครียดที่ผิวคอนกรีต (COL1, COL2) โดยกำหนดให้หน่วยการหดตัวมีค่าเป็นบวก ได้ความสัมพันธ์ดังแสดงในภาพที่ ก-5 ถึง ก-8



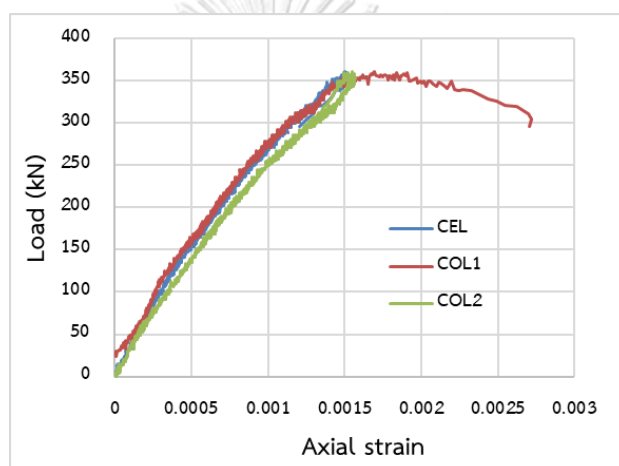
ภาพที่ ก-5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของคอนกรีต C100X50



ภาพที่ ก-6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของคอนกรีต C100X80



ภาพที่ ก-7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของคอนกรีต C100X100



ภาพที่ ก-8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของคอนกรีต C150X100

### ภาคผนวก ก.3 รูปแบบการวิบัติของแผ่นเหล็ก

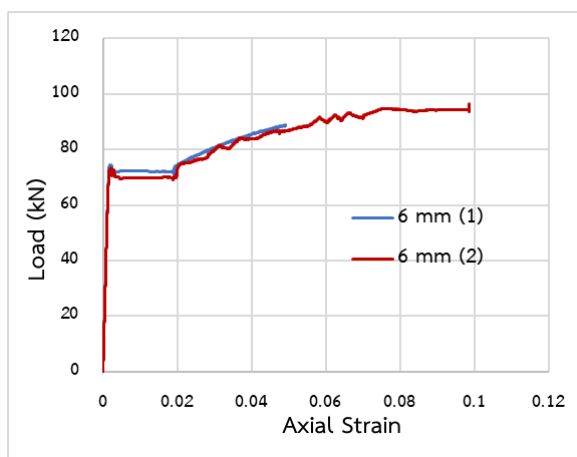
ทำการทดสอบกำลังรับแรงดึงที่จุดครากสำหรับแผ่นเหล็กด้วยเครื่องทดสอบ Instron พบว่ารอยการวิบัติเกิดขึ้นช่วงกึ่งกลางชิ้นงาน ซึ่งเป็นบริเวณที่ต้องการให้เกิดการวิบัติเพื่อป้องกันการเกิดการวิบัติที่ปลายชิ้นงานและด้านจับ (grip)



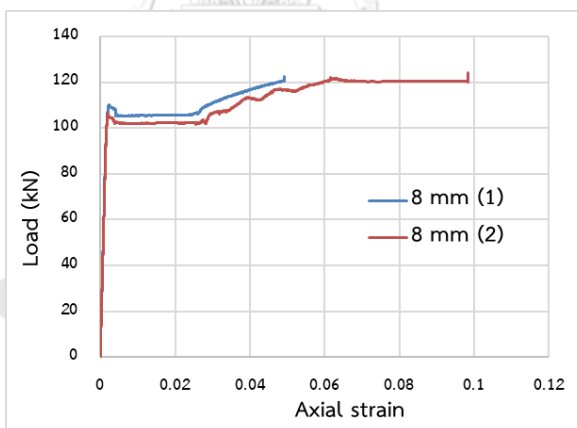
ภาพที่ ก-9 รูปแบบการวิบัติของแผ่นเหล็กรับแรงดึง

ภาคผนวก ก.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและหน่วยการยืดตัวของแผ่นเหล็ก

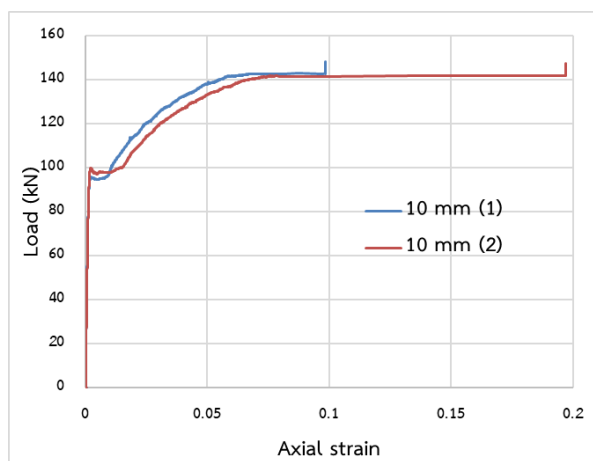
ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและหน่วยการยืดตัวของแผ่นเหล็กแต่ละตัวอย่างแสดงในภาพที่ ก-10 ถึง ก-14 พบว่าความชันของกราฟในช่วงแรกที่มีค่าคงที่จนกระทั่งตัวอย่างรับแรงดึงสูงสุดครั้งแรก จากนั้นแรงดึงมีค่าคงที่แต่ความเครียดมีค่าเพิ่มขึ้น และในช่วงสุดท้ายแรงดึงกลับมามีค่าเพิ่มขึ้นจนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ



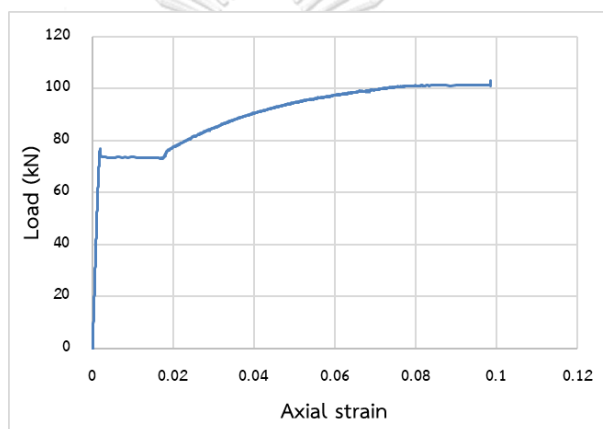
ภาพที่ ก-10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและหน่วยการยืดตัวของแผ่นเหล็กหนา 6 mm



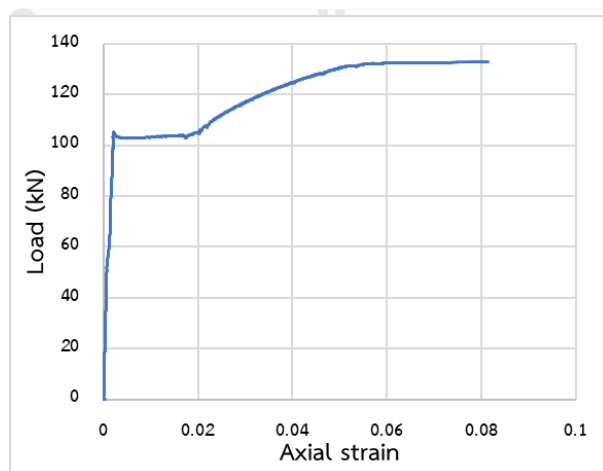
ภาพที่ ก-11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและหน่วยการยืดตัวของแผ่นเหล็กหนา 8 mm



ภาพที่ ก-12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและหน่วยการยืดตัวของแผ่นเหล็กหนา 10 mm



ภาพที่ ก-13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและหน่วยการยืดตัวของแผ่นเหล็กรีดร้อนหนา 6 mm (W100X100)



ภาพที่ ก-14 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงและหน่วยการยืดตัวของแผ่นเหล็กรีดร้อนหนา 8 mm (W100X100)

ภาคผนวก ข. รายละเอียดการเชื่อมประกอบหน้าตัดเหล็กรูปตัวเอช

ภาพที่ ข-1 ถึง ข-8 แสดงขั้นตอนในการประกอบเสาเหล็กหน้าตัดรูปตัวเอชจากการเชื่อมแผ่นเหล็กเข้าด้วยกัน



ภาพที่ ข-1 ตัดแผ่นเหล็กให้ได้ขนาดตามที่กำหนด



ภาพที่ ข-2 ประกอบแผ่นเหล็กเข้าด้วยกันโดยการเชื่อมเป็นจุดเพื่อให้แผ่นเหล็กต่อกันตามระยะที่ออกแบบไว้

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CHUL



ภาพที่ ข-3 ประกอบแผ่นเหล็กฝั่งแรก



ภาพที่ ข-4 ประกอบแผ่นเหล็กฝั่งที่สอง



ภาพที่ ข-5 เชื่อมเหล็กด้านข้างเพื่อป้องกันการบิดตัวเนื่องจากการเชื่อมแข็ง



ภาพที่ ข-6 เตรียมการเชื่อมแข็งตลอดแนวยาวของรอยต่อ



ภาพที่ ข-7 ถอดแผ่นด้านข้างออกหลังจากการเชื่อมแข็ง



ภาพที่ ข-8 เชื่อมเหล็กเส้นที่ตัดเป็นรูปตัวซีกับเอาของเหล็กแกนทั้งสองฝั่งเพื่อให้ได้เป็นเหล็กปลอกรูปสี่เหลี่ยม (HRC)

### ภาคผนวก ค. พฤติกรรมรับแรงอัดของเสาเหล็กเชื่อมประกอบรูปตัวเอช และเสา PCES

ภาคผนวก ค.1 รูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ

ตัวอย่างทดสอบส่วนใหญ่มีรูปแบบการวิบัติคล้ายกันคือ ปีกเหล็กเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ทั้งโก่งเข้าด้านในและโก่งออกด้านนอก โดยการโก่งเดาะเฉพาะที่ของปีกเหล็กเกิดขึ้นหลังจากตัวอย่างทดสอบรับแรงอัดสูงสุดไปแล้ว (Mode 1) แต่ตัวอย่างทดสอบ H50X100 และ H100X50 มีรูปแบบการวิบัติที่ต่างกัน โดยตัวอย่างทดสอบเกิดการโก่งเดาะของเสาทั้งต้น และปีกของเหล็กไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ (Mode 2) ดังแสดงในภาพที่ ค-1 ถึง ค-6

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ภาพที่ ค-1 รูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ W100X100 (Mode 1)



ภาพที่ ค-2 รูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ H50X100 (Mode 2)



ภาพที่ ค-3 รูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ H100X80 (Mode 1)



ภาพที่ ค-4 รูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ H150X100 (Mode 1)





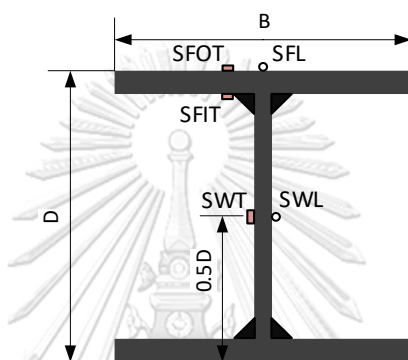
ภาพที่ ค-5 รูปแบบการวัดของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ H96X100 (Mode 1)



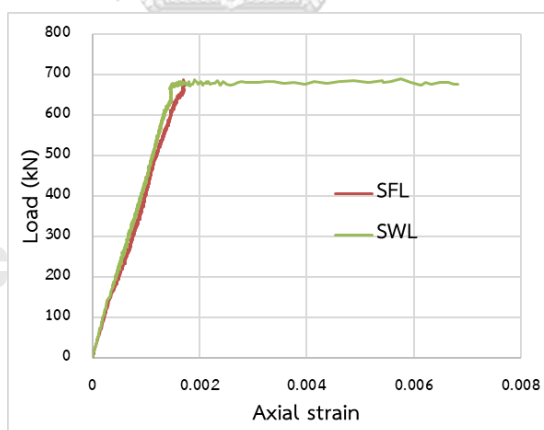
ภาพที่ ค-6 รูปแบบการวัดของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ H104X100 (Mode 1)

ภาคผนวก ค.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ

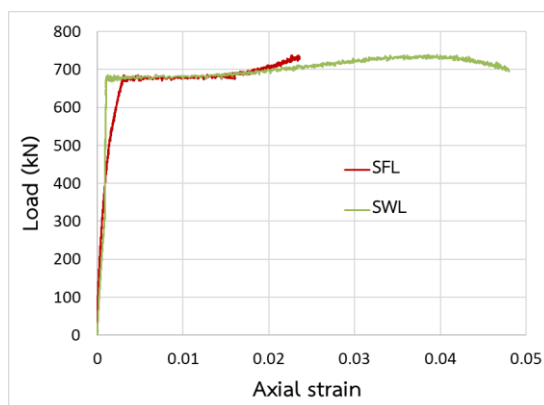
ภาพที่ ค-8 ถึง ค-16 แสดงเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบโดยกำหนดให้แรงอัดและหน่วยการหดตัวของตัวอย่างทดสอบมีค่าเป็นบวก เนื่องจากการทดสอบเสาตัวอย่างทดสอบที่รับแรงอัด โดยค่าหน่วยการหดตัวในแนวแกนได้มาจากมาตรวัดความเครียดที่ปีกเหล็ก (SFL) และมาตรวัดความเครียดที่เอวเหล็ก (SWL) ดังแสดงในภาพที่ ค-7



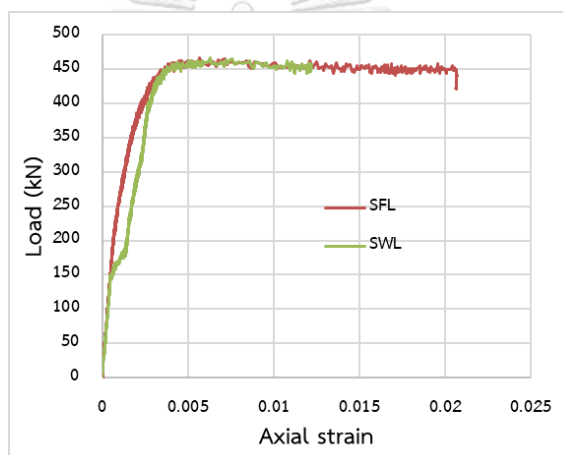
ภาพที่ ค-7 ตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ



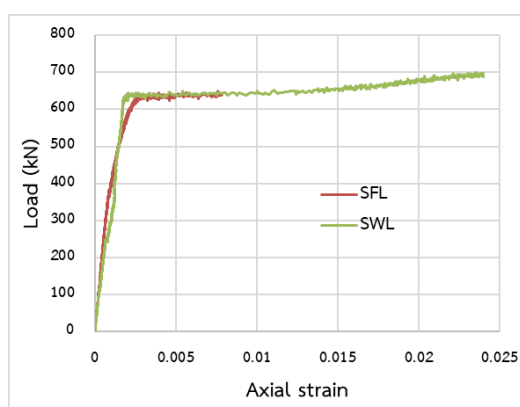
ภาพที่ ค-8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ W100X100



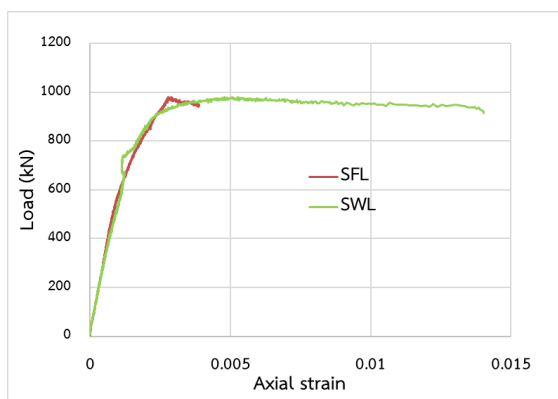
ภาพที่ ค-9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของเสาเหล็กเชื่อม ประกอบ H100X100



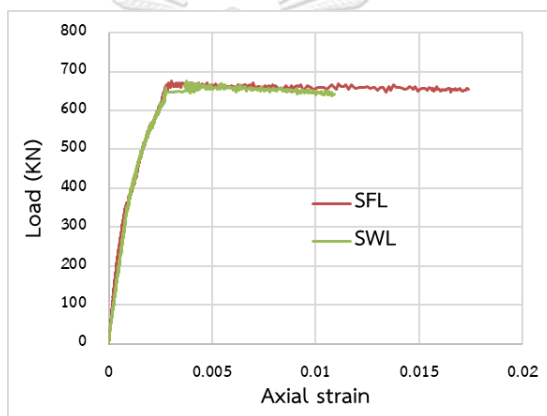
ภาพที่ ค-10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของเสาเหล็กเชื่อม ประกอบ H100X50



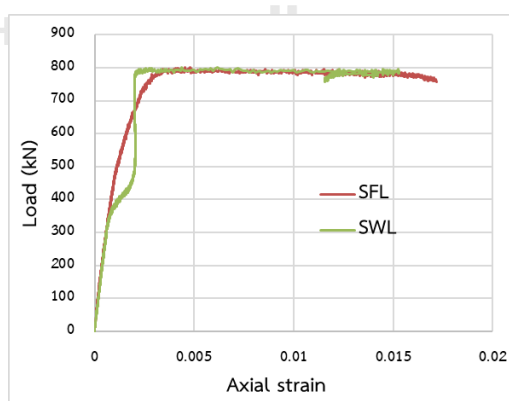
ภาพที่ ค-11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของเสาเหล็กเชื่อม ประกอบ H100X80



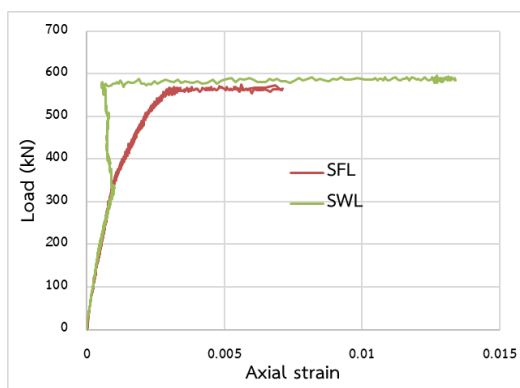
ภาพที่ ค-12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของเสาเหล็กเชื่อม ประกอบ H100X150



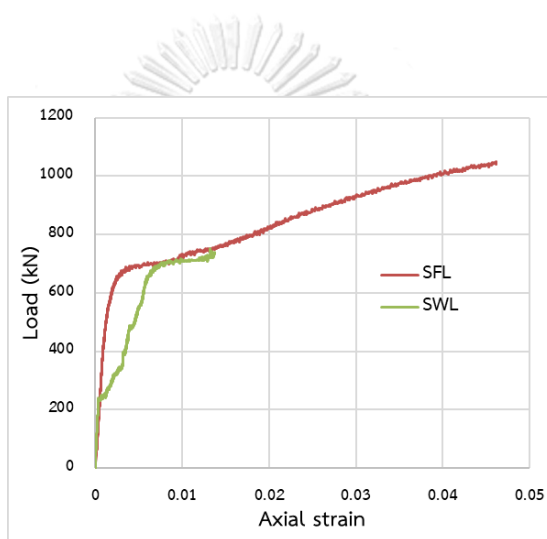
ภาพที่ ค-13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของเสาเหล็กเชื่อม ประกอบ H50X100



ภาพที่ ค-14 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของเสาเหล็กเชื่อม ประกอบ H150X100



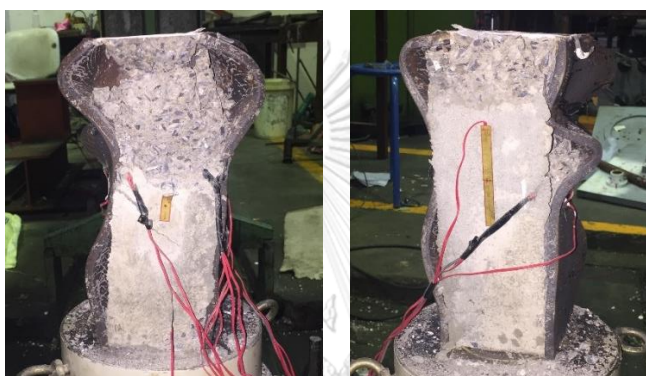
ภาพที่ ค-15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ H96X100



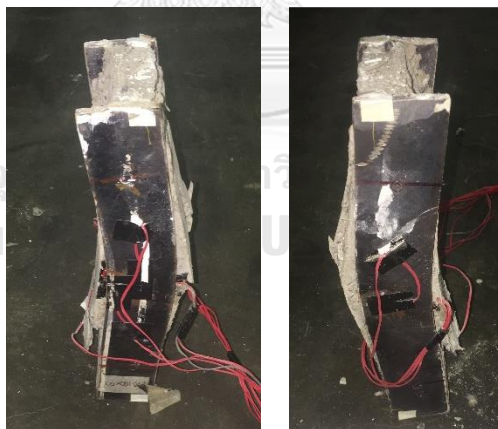
ภาพที่ ค-16 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของเสาเหล็กเชื่อมประกอบ H104X100

### ภาคผนวก ค.3 รูปแบบการวิบัติของเสา PCES

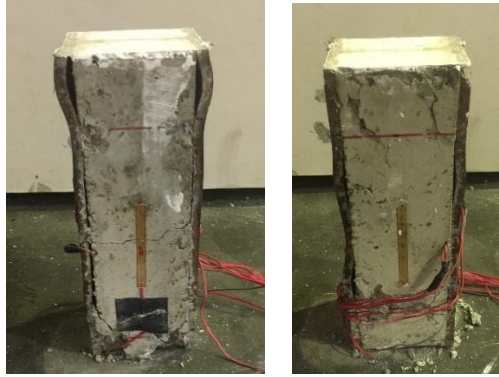
ตัวอย่างทดสอบทุกตัวอย่างส่วนใหญ่มีรูปแบบการวิบัติคล้ายกันคือ คอนกรีตอัดแตก ผนังบริเวณที่ปีกเหล็กเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่โดยปีกเหล็กโก่งออกทางด้านนอก และการโก่งเดาะเฉพาะที่ของปีกเหล็กเกิดภายหลังจกตัวอย่างทดสอบรับแรงอัดสูงสุดไปแล้ว (mode 1) ยกเว้นตัวอย่าง HC50X100 และ HC100X50 เกิดวิบัติเนื่องจากการโก่งเดาะของเสาทั้งต้น (mode 2) สำหรับตัวอย่างทดสอบ HRC ที่มีการเสริมเหล็กเส้นรักรอบและเหล็กเส้นตามแนวแกนพบว่าเหล็กเส้นตามแนวแกนเกิดการโก่งตัว (mode 3)



ภาพที่ ค-17 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ WC100X100 (mode 1)



ภาพที่ ค-18 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ HC100X50 (mode 2)



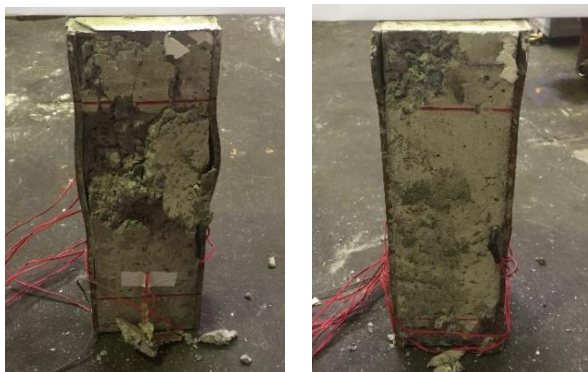
ภาพที่ ค-19 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ HC100X80 (mode 1)



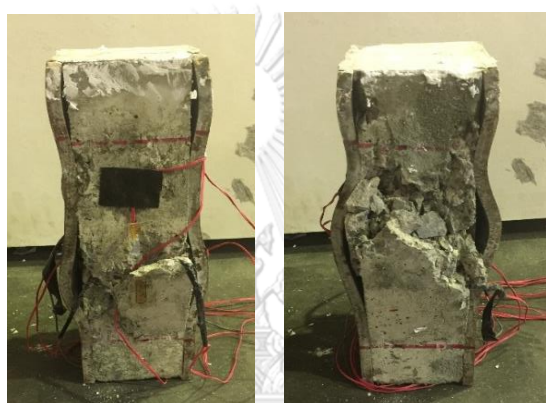
ภาพที่ ค-20 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ HC100X150 (mode 1)



ภาพที่ ค-21 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ HC150X100 (mode 1)



ภาพที่ ค-22 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ HC96X100 (mode 1)



ภาพที่ ค-23 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ HC104X100 (mode 1)

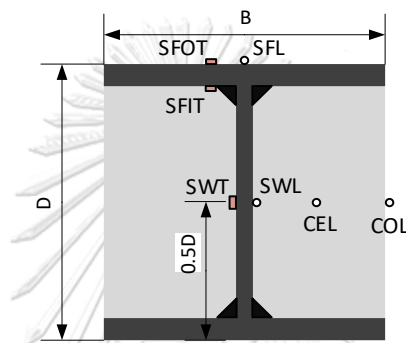


ภาพที่ ค-24 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ HRC (D) (mode 3)

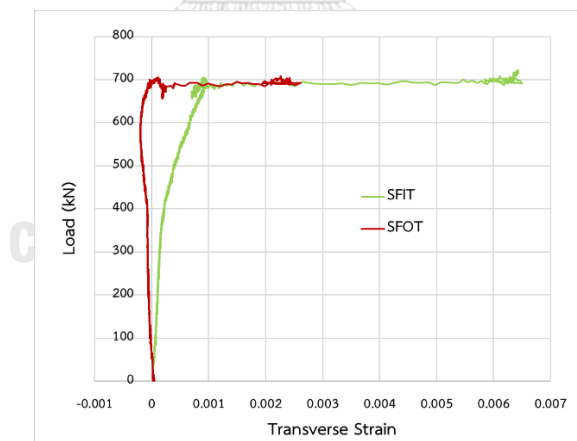


ภาคผนวก ค.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและความเครียดแนวขวางที่ขอบของปีกเหล็ก

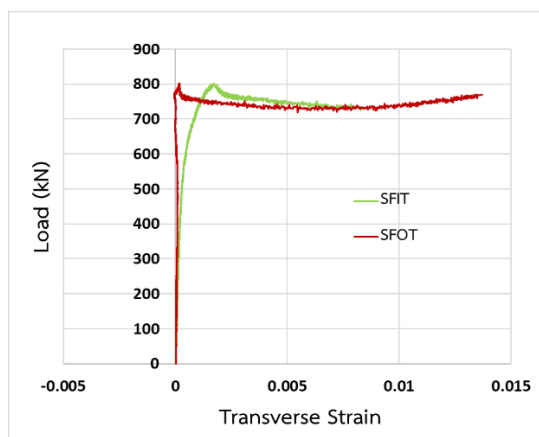
ภาพที่ ค-26 ถึง ค-36 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและความเครียดในแนวขวางที่วัดค่าจากมาตรวัดความเครียดติดที่ปีกเหล็กด้านใน (SFIT) และด้านนอก (SFOT) (กำหนดให้หน่วยการยัดตัวมีค่าเป็นบวก) โดยตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดแสดงในภาพที่ ค-25 พบว่า หน่วยการยัดตัวในปีกเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้น โดยเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ณ แรงอัดเท่ากับ 0.75 เท่าของแรงอัดสูงสุดที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบ ขณะที่หน่วยการยัดตัวด้านนอกปีกเหล็กมีค่าเป็นศูนย์จนกระทั่งตัวอย่างทดสอบรับแรงอัดกระทำสูงสุดค่าหน่วยการยัดตัวจึงเริ่มมีค่าเพิ่มขึ้น



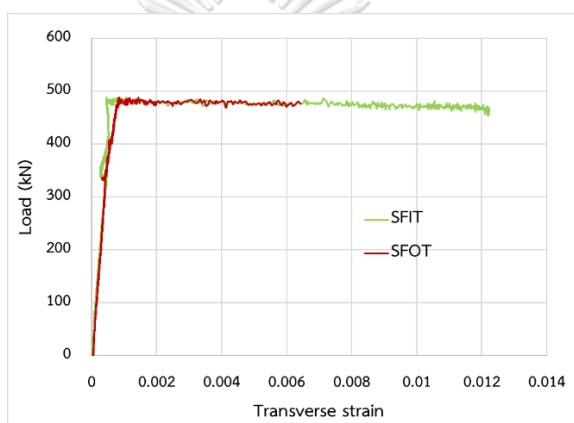
ภาพที่ ค-25 ตำแหน่งการติดตั้งมาตรวัดความเครียดของเสา PCES



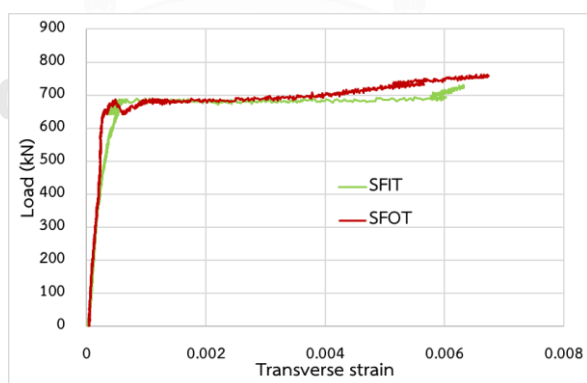
ภาพที่ ค-26 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและความเครียดแนวขวางตัวอย่างทดสอบ WC100X100



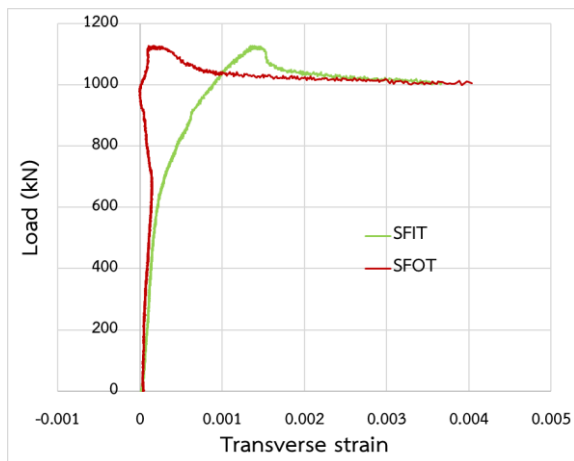
ภาพที่ ค-27 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและความเครียดแนวขวางของตัวอย่างทดสอบ HC100X100



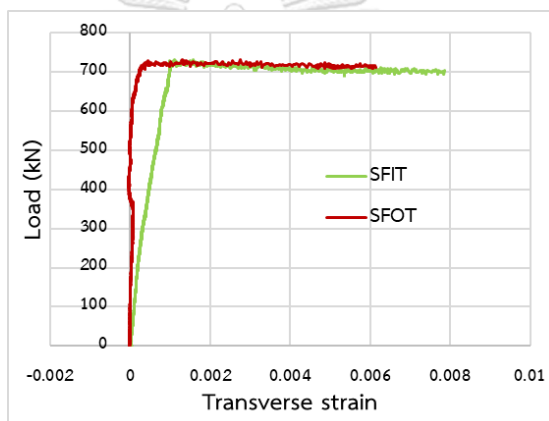
ภาพที่ ค-28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและความเครียดแนวขวางของตัวอย่างทดสอบ HC100X50



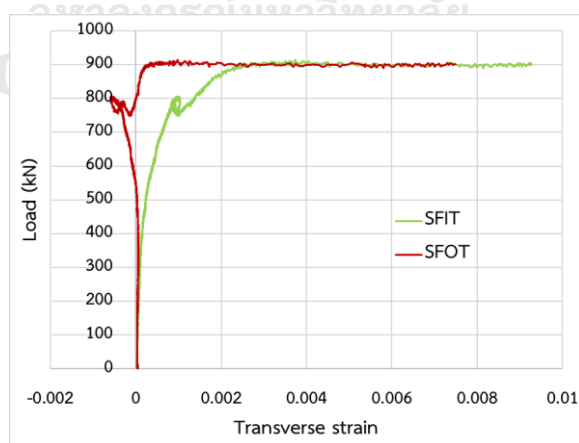
ภาพที่ ค-29 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและความเครียดแนวขวางของตัวอย่างทดสอบ HC100X80



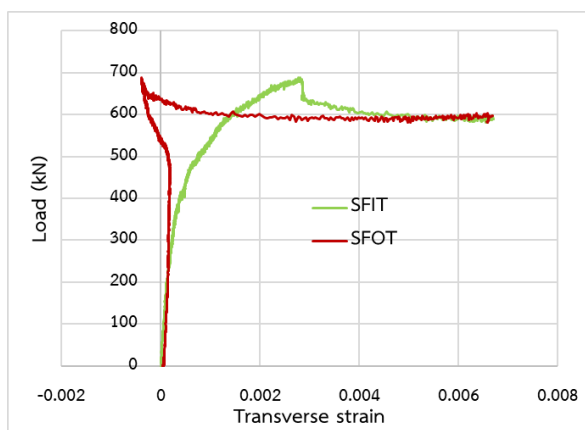
ภาพที่ ค-30 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและความเครียดแนวขวางของตัวอย่างทดสอบ HC100X150



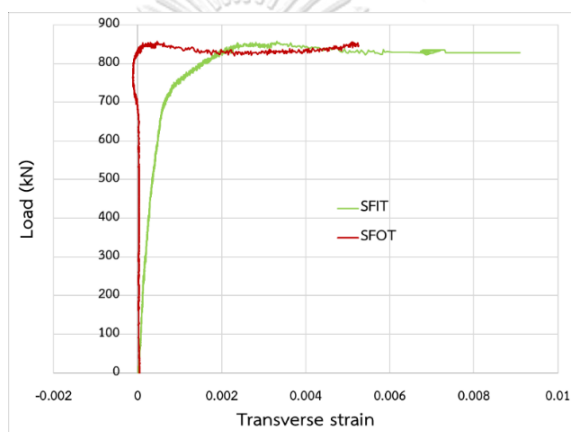
ภาพที่ ค-31 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและความเครียดแนวขวางของตัวอย่างทดสอบ HC50X100



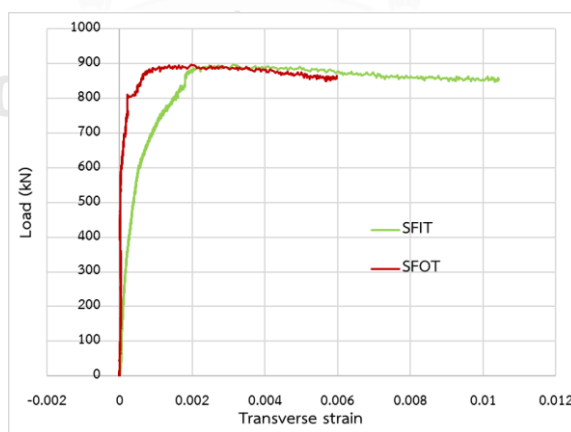
ภาพที่ ค-32 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและความเครียดแนวขวางของตัวอย่างทดสอบ H150X100



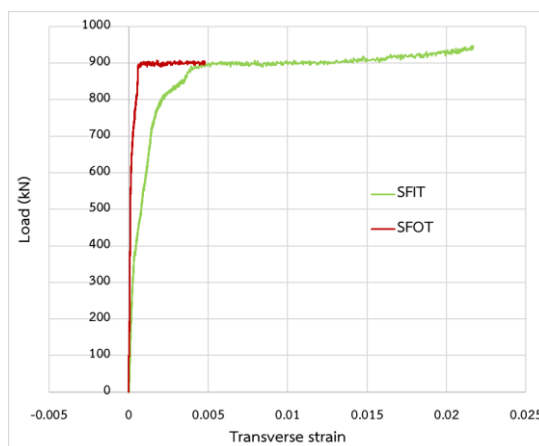
ภาพที่ ค-33 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและความเครียดแนวขวางของตัวอย่างทดสอบ HC96X100



ภาพที่ ค-34 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและความเครียดแนวขวางของตัวอย่างทดสอบ HC104X100



ภาพที่ ค-35 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและความเครียดแนวขวางของตัวอย่างทดสอบ HRC (D)



ภาพที่ ค-36 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและความเครียดแนวขวางของตัวอย่างทดสอบ HRC (D/2)

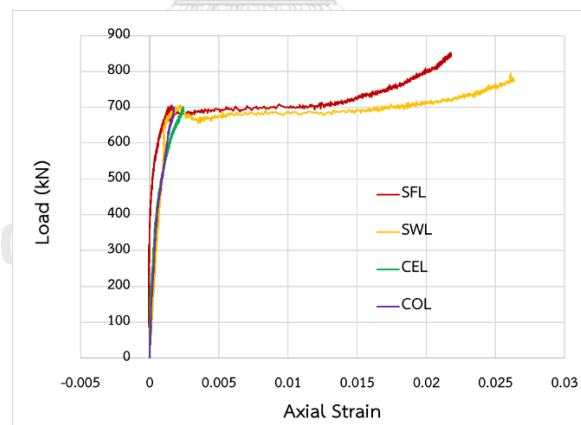
ภาคผนวก ค.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของเสา PCES

ตารางที่ ค-1 แสดงค่าค่าโมดูลัสซีแคนท์ของตัวอย่างทดสอบหาค่าได้จากความชันของกราฟ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนในช่วงจุดเริ่มต้นจนถึงจุดที่แรงอัดมีค่าเป็น 0.4 เท่าของแรงอัดสูงสุด และภาพที่ ค-37 ถึง ค-47 แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของเสา PCES โดยค่าหน่วยการหดตัวตามแนวแกนวัดค่าได้จากมาตรวัดความที่กระจายตัวอยู่ในหน้าตัดเสาที่ระดับกึ่งกลางของความสูงเสา ดังแสดงในภาพที่ ค-25 จากความสัมพันธ์ของตัวอย่างทดสอบทั้งหมด พบว่า ที่แรงอัดกระทำเดียวกันมาตรวัดความเครียดแต่ละจุดได้ค่าหน่วยการหดตัวตามแนวแกนที่แตกต่างกัน โดยมาตรวัดความเครียดฝังในเนื้อคอนกรีตวัดค่ามากที่สุด รองลงมาเป็นมาตรวัดความเครียดติดผิวคอนกรีต และมาตรวัดความเครียดติดผิวเหล็กวัดค่าได้น้อยที่สุด

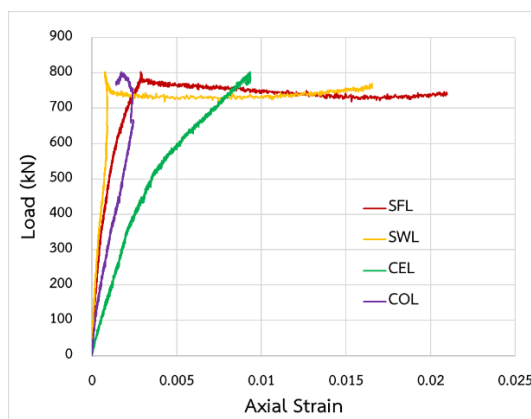
หมายเหตุ ตัวอย่างทดสอบบางตัวอย่างมีความผิดปกติเกิดขึ้น ได้แก่ ตัวอย่างทดสอบ HC150X100 ช่วงเริ่มต้นของการทดสอบเครื่อง data logger เกิดปัญหาไม่สามารถวัดค่าได้ จึงจำเป็นต้องทำการคลายแรงอัดที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบออกเพื่อทำการทดสอบใหม่ซึ่งคาดว่าอาจส่งผลทำให้ค่ากำลังรับแรงอัดของตัวอย่างทดสอบเกิดความคลาดเคลื่อน และตัวอย่างทดสอบ HRC เกิดโพรงบริเวณคอนกรีตภายในตัวอย่าง เนื่องจากตัวอย่างมีขนาดหน้าตัดเล็กและมีการเสริมเหล็กเส้นภายในค่อนข้างแน่น ทำให้คอนกรีตไหลได้ลำบาก จึงทำการซ่อมตัวอย่างทดสอบโดยการเติมคอนกรีตที่มีกำลังรับแรงอัดเท่ากับ 35.2 MPa ลงที่โพรงคอนกรีตภายในตัวอย่างทดสอบ

ตารางที่ ค-1 ค่าโมดูลัสซีแคนท์ของตัวอย่างทดสอบเสา PCES

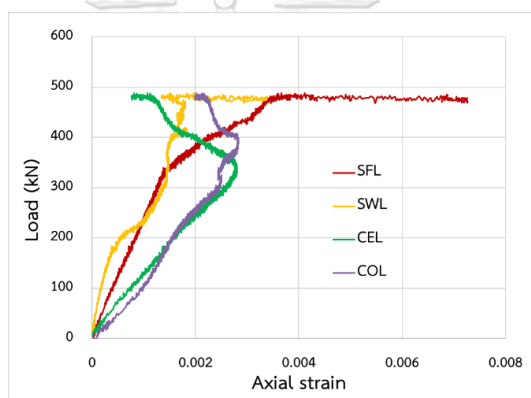
ตัวอย่างทดสอบ	Secant modulus (0.4 Pu) (kN) (10 <sup>5</sup> )
WC100X100	6.49
HC100X100	6.59
HC100X50	2.35
HC100X80	5.56
HC100X150	14.57
HC50X100	5.08
HC150X100	14.02
HC96X100	5.56
HC104X100	9.97
HRC(D)	8.98
HRC(D/2)	9.62



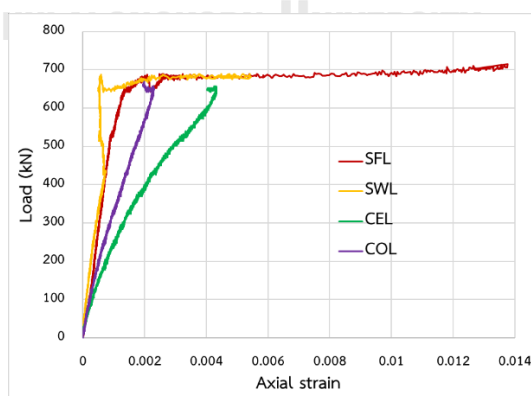
ภาพที่ ค-37 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ WC100X100



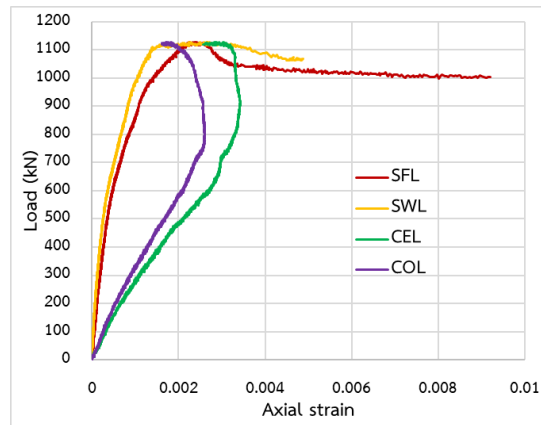
ภาพที่ ค-38 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X100



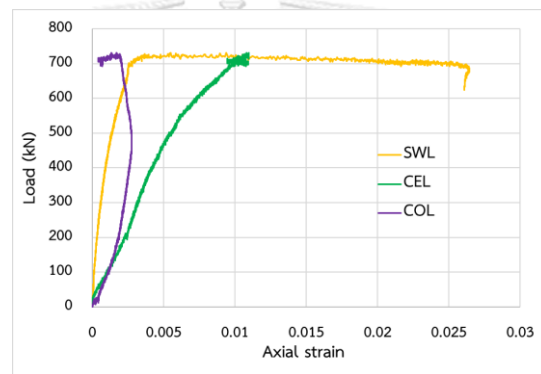
ภาพที่ ค-39 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X50



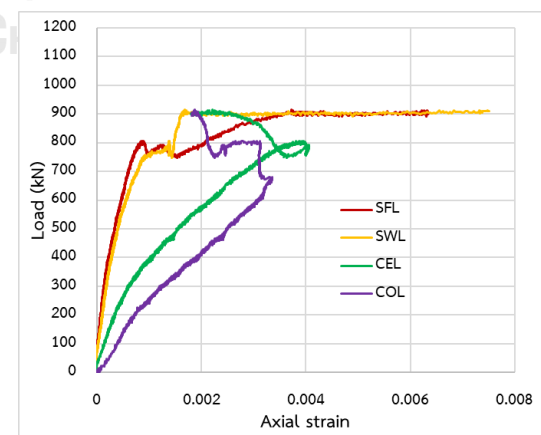
ภาพที่ ค-40 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X80



ภาพที่ ค-41 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X150

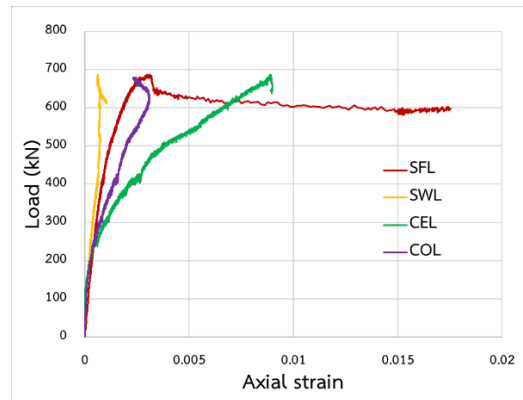


ภาพที่ ค-42 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC50X100

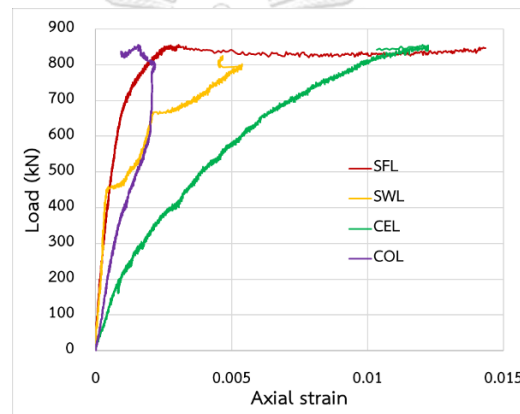


ภาพที่ ค-43 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC150X100

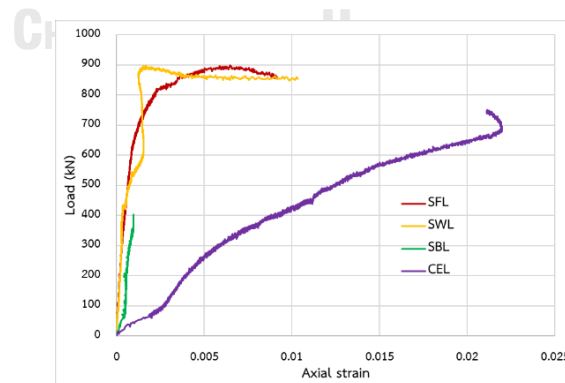




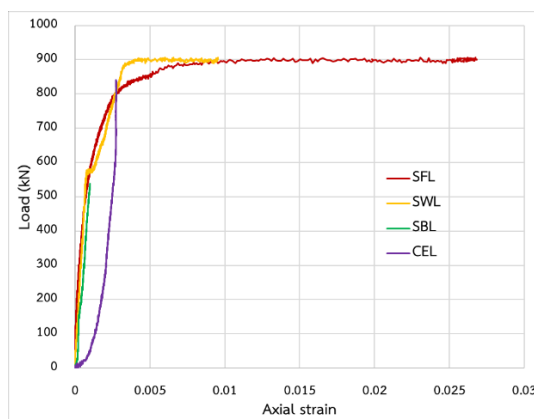
ภาพที่ ค-44 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC96X100



ภาพที่ ค-45 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC104X100



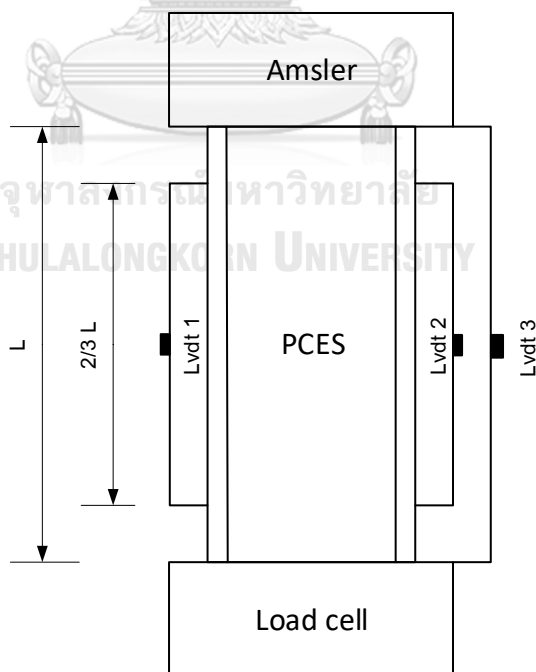
ภาพที่ ค-46 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HRC(D)



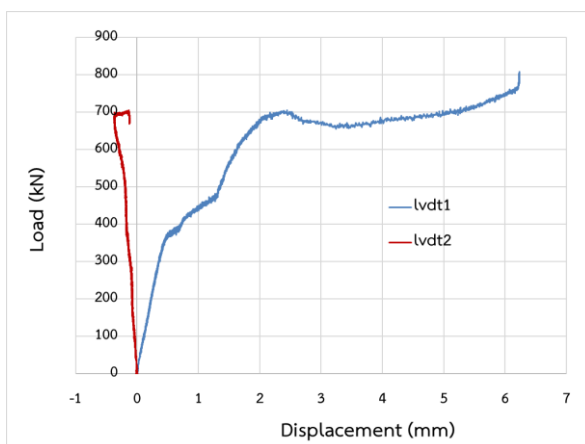
ภาพที่ ค-47 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและหน่วยการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HRC(D/2)

ภาคผนวก ค.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของเสา PCES

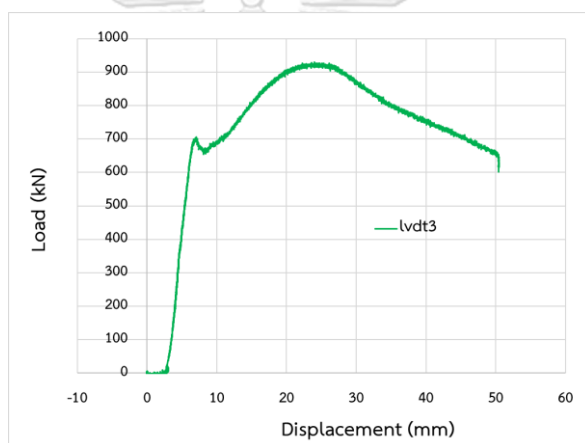
ภาพที่ ค-49 ถึง ค-59 แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของเสา PCES โดยค่าการหดตัวตามแนวแกนวัดค่าได้จาก LVDT โดย lvdt 1 และ lvdt 2 วัดค่าการหดตัวในช่วง 2/3 เท่าของความยาวเสา (วัดในช่วงกึ่งกลางความสูงเสา) และ lvdt3 วัดค่าการหดตัวตลอดความยาวเสาทั้งต้น ดังแสดงในภาพที่ ค-48



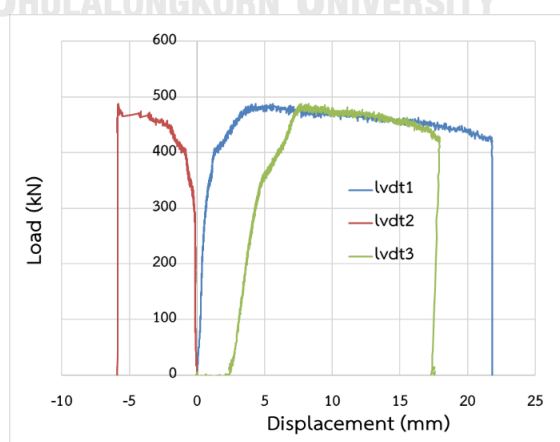
ภาพที่ ค-48 ตำแหน่งการติดตั้ง lvdt ของเสา PCES



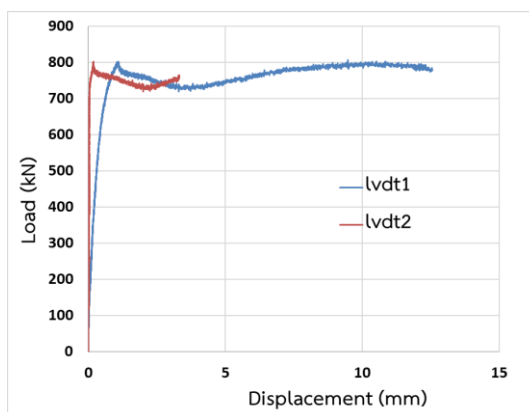
ภาพที่ ค-49 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ WC100X100



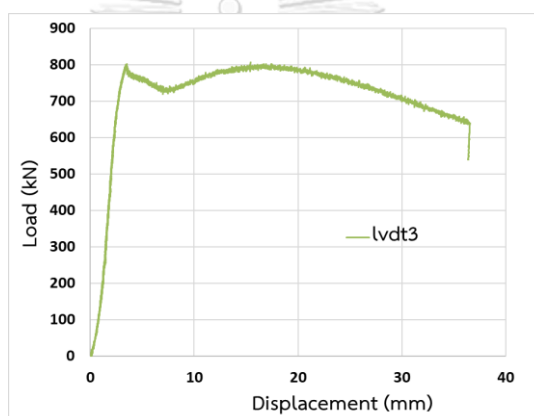
ภาพที่ ค-49 (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ WC100X100



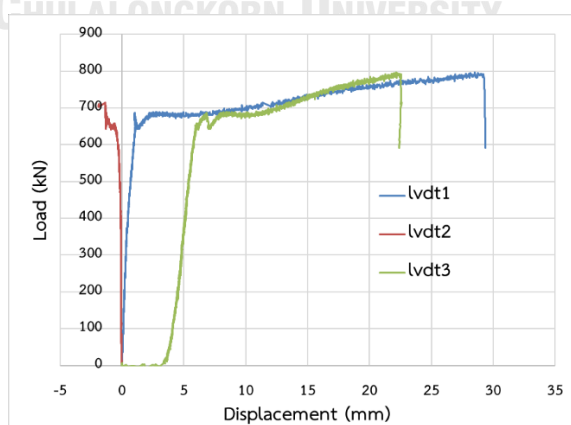
ภาพที่ ค-51 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X50



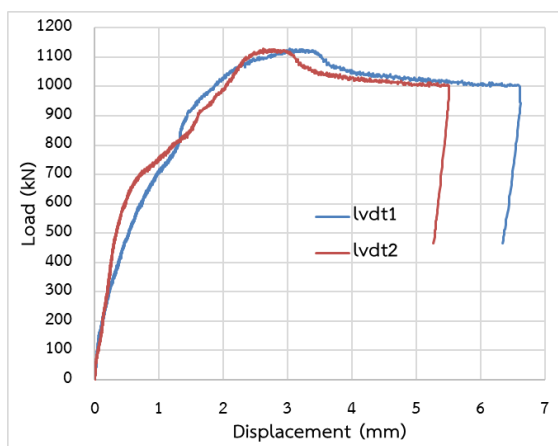
ภาพที่ ค-50 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X100



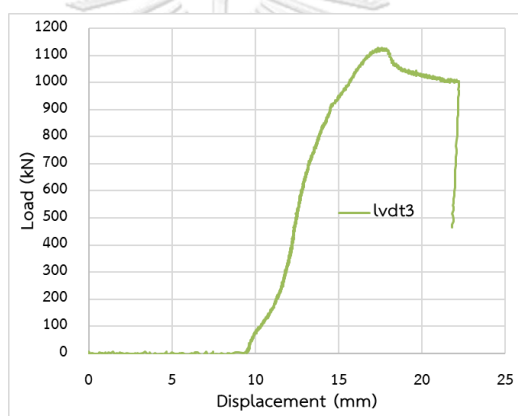
ภาพที่ ค-50 (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X100



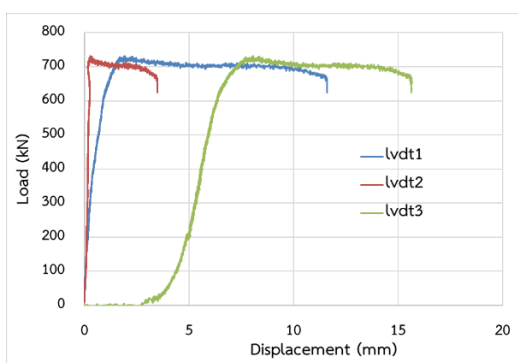
ภาพที่ ค-52 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X80



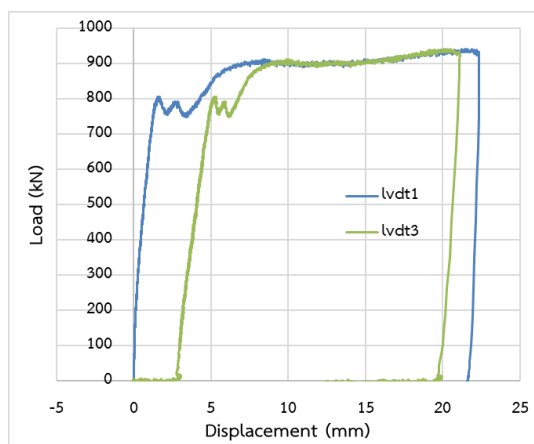
ภาพที่ ค-53 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X150



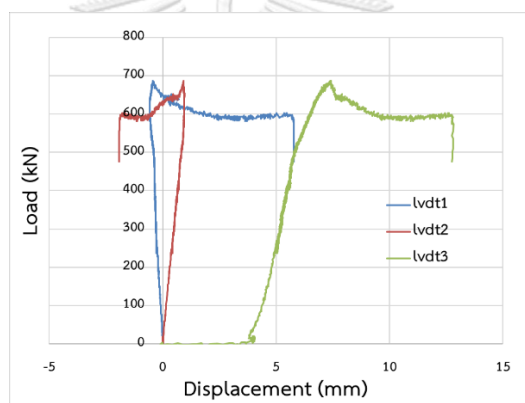
ภาพที่ ค-53 (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC100X150



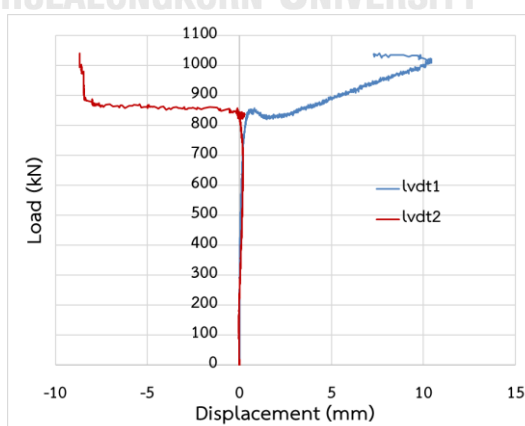
ภาพที่ ค-54 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC50X100



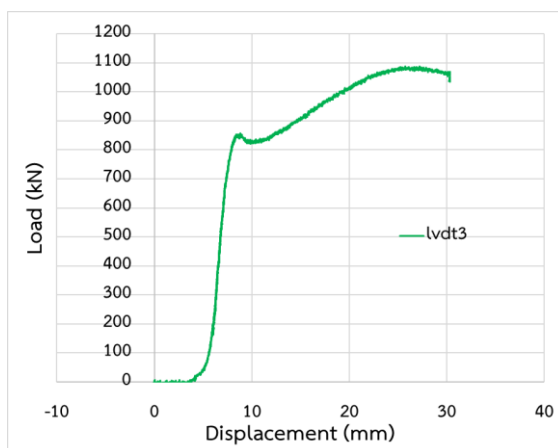
ภาพที่ ค-55 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC150X100



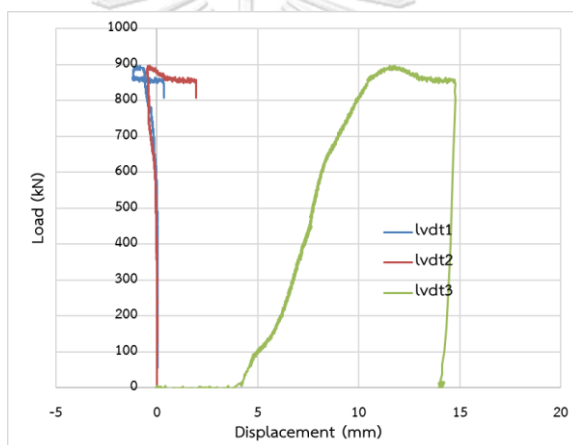
ภาพที่ ค-56 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC96X100



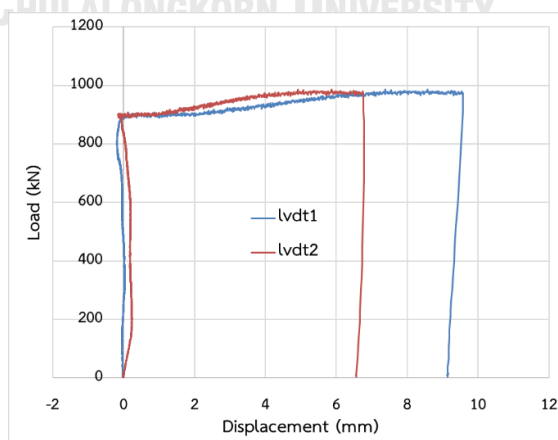
ภาพที่ ค-57 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC104X100



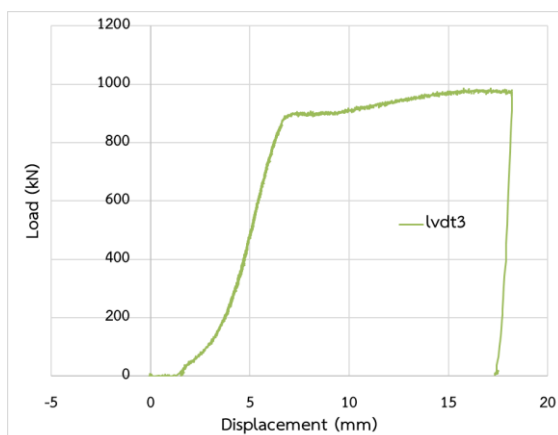
ภาพที่ ค-57 (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HC104X100



ภาพที่ ค-58 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HRC(D)



ภาพที่ ค-59 (ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ HRC(D/2)



ภาพที่ ค-59 (ข) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและการหดตัวตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ





## ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-สกุล	นายปภาณ บางประสิทธิ์
วัน เดือน ปี เกิด	17 กันยายน 2536
สถานที่เกิด	กรุงเทพฯ
วุฒิการศึกษา	สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาบัณฑิต หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ใน ปีการศึกษา 2558 และเข้ารับการศึกษาดูในระดับปริญญาโทบัณฑิต หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาโครงสร้าง ภาควิชาวิศวกรรม โยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ตั้งแต่ปีการศึกษา 2559 จนถึงปัจจุบัน
ที่อยู่ปัจจุบัน	94/76 ถ.ริมคลองบางกะปิ แขวง บางกะปิ เขต ห้วยขวาง กรุงเทพฯ 10310