



การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในแนวราบของ Shear Connector ที่เป็น
เหล็กเส้นกลมในโครงสร้างคานเหล็กเชิงประกอบแบบพื้นบาง

นายศภัทร อยู่สอน

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร
ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

พ.ศ. 2554

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในแนวราบของ Shear Connector ที่เป็น
เหล็กเส้นกลมในโครงสร้างคานเหล็กเชิงประกอบแบบพื้นบาง

นายศภัทร อยู่สอน วศ.บ. (วิศวกรรมโยธา)

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร
ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
พ.ศ. 2554

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... (ผศ.ดร.อานนท์ วงษ์แก้ว)	ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์
..... (ดร.อภิชาติ อึ้งกุล)	กรรมการและอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์
..... (ผศ.ดร.สุทัศน์ ติลาทวิวัฒน์)	กรรมการและอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม
..... (ดร.ธีระวุฒิ มุอำหَمَّد)	กรรมการ

ลิขสิทธิ์ของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในแนวราบของ Shear Connector ที่เป็นเหล็กเส้นกลมในโครงสร้างคานเหล็กเชิงประกอบแบบพื้นบาง
หน่วยกิต	12
ผู้เขียน	นายศภัทร อยู่สอน
อาจารย์ที่ปรึกษา	ดร.อภิชาติ อึ้งกุล ผศ. ดร.สุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์
หลักสูตร	วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
ภาควิชา	วิศวกรรมโยธา
คณะ	วิศวกรรมศาสตร์
พ.ศ.	2554

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้นำเสนอผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่เป็นเหล็กเส้นกลมในคานเหล็กเชิงประกอบแบบพื้นบาง โดยทำการทดสอบตัวอย่างตามมาตรฐาน EC4 จำนวน 9 ตัวอย่าง ด้วยวิธี Push-out ตัวแปรที่ศึกษาคือ ขนาดของเหล็กเส้นกลม กำลังอัดของคอนกรีตทับหน้า และการใส่เหล็ก wire-mesh ผลการทดสอบพบว่า การเพิ่มขนาดของ Shear Connector จาก Shear connector ขนาดเล็กคือ 9 mm และ 12 mm เป็น Shear connector ขนาดใหญ่คือ 16 mm มีผลทำให้กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector สูงขึ้น และมีการเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติ กล่าวคือ Shear connector ขนาด 9 mm และ 12 mm เกิดการวิบัติด้วยรูปแบบ Shear Connector วิบัติ (Shear Connector Failure) แต่ Shear connector ขนาด 16 mm เกิดการวิบัติด้วยรูปแบบคอนกรีตทับหน้าวิบัติ (Vertical Concrete Splitting) การเพิ่มกำลังอัดของคอนกรีตทับหน้ามีผลทำให้กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector สูงขึ้น แต่จะไม่มี การเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติ นอกจากนี้ การใส่เหล็ก wire-mesh ไม่ช่วยเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ในส่วนของการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบกับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้จากสมการของมาตรฐานต่างๆ ได้แก่ มาตรฐาน EC4 BS5950 ข้อกำหนดของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย และข้อกำหนด AISC และงานวิจัยที่เป็นที่ยอมรับ ได้แก่ งานวิจัยของ Oehlers and Johnson (1987) และงานวิจัยของ Limwuttigrajirrat (2001) พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้จากสมการของมาตรฐาน EC4 BS5950 มีค่าต่ำกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบมากจึงไม่เหมาะสมที่จะนำมาใช้ในการคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector รูปแบบนี้ แต่ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้จากสมการของข้อกำหนดของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยและข้อกำหนด AISC มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดสอบเฉพาะ Shear Connector ขนาด 16 mm ดังนั้น จึงเหมาะสำหรับนำมาใช้ในการคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ

Shear Connector ขนาดใหญ่ ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณจากสมการงานวิจัยของ Oehlers and Johnson (1987) มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดสอบเฉพาะ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm ดังนั้น จึงเหมาะสำหรับนำมาใช้ในการคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่มีขนาดไม่เกิน 12 mm แต่ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้จากสมการงานวิจัยของ Limwuttigrajirat (2001) มีค่าต่ำกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบเนื่องจากสมการงานวิจัยของ Limwuttigrajirat (2001) ได้จากการทดสอบ Shear Connector ที่วางอยู่ในคานเหล็กเชิงประกอบรูปแบบปกติซึ่งวางแผ่นพื้นบนปีกคานเหล็กซึ่งไม่มีผลของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคานเหล็กกับคอนกรีตทับหน้า ดังนั้น สมการจากงานวิจัยของ Limwuttigrajirat (2001) จึงไม่สะท้อนผลของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคานเหล็กกับคอนกรีตทับหน้าที่เกิดขึ้นในคานเหล็กเชิงประกอบรูปแบบนี้

คำสำคัญ : การทดสอบแรงกดในแนวตั้ง / คานพื้นบาง / ตัวรับแรงเฉือน

Thesis Title	Horizontal Shear Capacity of Reinforcing Steel Bars as Shear Connector on Slim Floor Beam
Thesis Credits	12
Candidate	Mr. Yospat Yousorn
Thesis Advisor	Dr. Aphinat Ashakul Asst. Prof. Dr. Sutat Leelataviwat
Program	Master of Engineering
Field of Study	Civil Engineering
Department	Civil Engineering
Faculty	Engineering
B.E.	2554

Abstract

This research presents the shear strength of a shear connector made of reinforcing steel bars in slim floor beams. Nine vertical push-out component tests based on EC4 were carried out with various reinforcing steel bar diameters, in-situ concrete strength and wire-mesh reinforcing steel bar. The results showed that increase of diameters of a shear connector from 9 mm and 12 mm to 16 mm not only increased the shear strength of the shear connector, but also changed the failure mode of the connectors from shear connector failure mode to vertical concrete splitting failure mode. Increase of in-situ concrete strength also increased shear strength of the shear connectors without changing the failure mode. However, wire-mesh reinforcing steel bars would not increase the shear strength of the shear connectors. The study also compared the shear strength obtained from the test results to those obtained from the calculations using equations from EC4 and BS5950 standards, AISC Specification, and from Oehlers and Johnson (1987) and Limwuttigrajirat (2001). It was found that the shear strength calculated from EC4 and BS5950 standards were much lower than those of the test results. Therefore, both EC4 and BS5950 standards are not suitable in designing the shear strength of the reinforcing steel bar shear connector. However, the shear strength calculated from AISC equation was almost equal to the test results in the case of the 16-mm shear connector. As a result, it might be proper to calculate the shear strength of a large shear connector using AISC equation. Shear strength calculated from Oehlers and Johnson (1987) was almost equal to the test results of the 9- mm and 12-mm shear connectors. Therefore, Oehlers and Johnson (1987) might be

suitable for calculating the shear strength of a connector with diameter not larger than 12 mm. Shear strength calculated from Limwuttigraijirat (2001) was much lower than that of the test result because Limwuttigraijirat (2001) developed the equation from the component test of a composite beam with hollow core slab that did not reflect concrete bonding between steel beam and in-situ concrete.

Keywords: Push-out test/ Slim Floor Beam/ Shear Connector

กิตติกรรมประกาศ

การทำงานวิจัยในครั้งนี้สามารถสำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี เนื่องด้วยความกรุณาของบุคคลและหน่วยงานดังต่อไปนี้ที่กรุณาให้แนวคิด คำแนะนำและสนับสนุนวัสดุที่ใช้ในการทำงานวิจัยตลอดจนความช่วยเหลืออันเป็นประโยชน์ต่องานวิจัยนี้

ผู้วิจัยต้องขอขอบพระคุณ ดร.อภิชาติ อัครกุล อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ และ ผศ. ดร.สุทัศน์ ธิลาทวิวัฒน์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ (ร่วม) ที่ให้ความรู้ให้คำปรึกษาและคำแนะนำในการวิจัยตลอดมาขอขอบคุณกรรมการสอบทุกท่านที่สละเวลาอันมีค่ามาเป็นกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และให้คำแนะนำที่เป็นประโยชน์ ขอขอบคุณเงินทุนสนับสนุนงานวิจัยภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี และสำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ (วช.) ขอขอบคุณบริษัท เหล็กสยามยามาโตะ จำกัด ที่ให้การสนับสนุนเหล็กรูปพรรณ และบริษัท วงศ์ชัย จำกัด ที่ให้การสนับสนุนแผ่นพื้นสำเร็จรูป Hollow Core สำหรับใช้ในการทำงานวิจัย และขอขอบคุณคณะเจ้าหน้าที่ของภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรีทุกท่านที่ช่วยอำนวยความสะดวกด้านต่างๆ และขอขอบคุณพี่ๆ และเพื่อนๆ ที่ให้ความช่วยเหลือและให้คำแนะนำในช่วงระหว่างการทดสอบ และขอขอบคุณ พ่อ แม่ และพี่ๆ ที่ให้กำลังใจและดูแลเอาใจใส่มาตลอดจนถึงวันนี้

สุดท้ายนี้ผู้วิจัยขอขอบคุณผู้ที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยนี้ทุกท่านที่ไม่ได้เอ่ยนามและหวังเป็นอย่างยิ่งว่าผลงานวิจัยนี้จะช่วยเสริมสร้างความรู้ ความเข้าใจ และสามารถพัฒนาเหล็กเส้นเสริมคอนกรีตสำหรับ Shear Connector ในคานเหล็กเชิงประกอบให้ประยุกต์ใช้ได้จริงในอนาคตต่อไป

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	ข
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	ง
กิตติกรรมประกาศ	ฉ
สารบัญ	ช
รายการตาราง	ญ
รายการรูปประกอบ	ฎ
รายการสัญลักษณ์	ค
ประมวลศัพท์และคำย่อ	ถ
บทที่	
1. บทนำ	1
1.1 ที่มาและความสำคัญของการศึกษา	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา	4
1.3 ขอบเขตของการศึกษา	4
1.4 ผลที่คาดว่าจะได้รับ	5
2. งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	6
2.1 กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ตามมาตรฐานสากล	6
2.2 งานวิจัยที่ผ่านมา	11
2.3 การออกแบบคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง	45
2.3.1 การเลือกหน้าตัดคานเหล็ก	45
2.3.2 การหาความกว้างประสิทธิผลของปีกคานรับแรงอัด	46
2.3.3 กำลังรับแรงดัดของคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบเต็มที่ (Full Shear Connector)	47
2.3.4 กำลังรับแรงดัดของคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบบางส่วน (Partial Shear Connector)	49
3. วิธีการทดสอบ	52
3.1 การทดสอบวัสดุ	52

3.2	การเตรียมตัวอย่างทดสอบ	52
3.3	วิธีการทดสอบ	56
3.4	การติดตั้งเครื่องมือวัดสำหรับการทดสอบ Push off	57
3.5	ขั้นตอนการทดสอบ Push-Out	58
4.	ผลการทดสอบและอภิปรายผล	59
4.1	ผลการทดสอบวัสดุ	59
4.1.1	ผลการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตทับหน้า	59
4.1.2	ผลการทดสอบคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ประยุกต์ใช้เป็น Shear Connector	60
4.2	ผลการทดสอบ Push-Out Test	62
4.3	การวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้น	63
4.3.1	การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 9 mm ในตัวอย่าง RB9-C32	64
4.3.2	การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C14	66
4.3.3	การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C20	66
4.3.4	การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C20-Mesh	69
4.3.5	การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C24	69
4.3.6	การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C14	71
4.3.7	การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C20-Mesh	71
4.3.8	การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C30	73
4.3.9	การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C32	73
4.4	อภิปรายผลการทดสอบ	76
4.4.1	ผลของขนาด Shear Connector ที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือน	76
4.4.2	กำลังอัดคอนกรีตทับหน้าที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือน	77
4.4.3	ผลของเหล็ก Wire-Mesh ต่อกำลังรับแรงเฉือน	78

4.5	การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของเหล็ก Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการ ของมาตรฐานต่างๆเพื่อทำนายกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector จากการ ทดสอบ	79
4.5.1	การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector กับสมการมาตรฐาน EC4	79
4.5.2	การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector กับสมการมาตรฐาน BS5950	86
4.5.3	การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector กับสมการของ วิศวกรรม สถานแห่งประเทศไทย	91
4.5.4	การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector กับสมการของ ข้อกำหนด AISC	96
4.5.5	การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector กับสมการงานวิจัยของ Oehlers and Johnson	100
4.5.6	การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector กับสมการงานวิจัยของ Vorasut Limwuttigrajirat	104
5.	สรุปผลการทดสอบและข้อเสนอแนะ	
5.1	สรุปผลการทดสอบ	107
5.2	ข้อเสนอแนะ	107
	เอกสารอ้างอิง	108
		109
	ภาคผนวก	
ก.	ตัวอย่างรายการคำนวณรอยเชื่อม	
ข.	ผลการทดสอบกำลังของวัสดุที่ใช้ทดสอบ	112
ค.	รายละเอียดเกี่ยวกับผลการทดสอบ Push-Out Test	114
ง.	รายละเอียดเกี่ยวกับขั้นตอนการหล่อตัวอย่างทดสอบ	125
		161
	ประวัติผู้วิจัย	166

รายการตาราง

ตาราง	หน้า
2.1 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud (kN) ตามมาตรฐาน BS5950	7
2.2 กำลังรับแรงเฉือนของตัวรับแรงเฉือนรูปแบบต่างๆ ตาม EC4	9
2.3 รายละเอียดของวัสดุมวลหยาบแต่ละชนิดในการศึกษาของ Ollgaard และ คณะ	12
2.4 คุณสมบัติของคอนกรีตและผลการทดสอบ Push Out Test Ollgaard และคณะ	13
2.5 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบแบบ Push-Out Test ของ Easterling และคณะ	15
2.6 ข้อมูลตัวอย่างทดสอบแบบ Full Scale ในการศึกษาของ Easterling และคณะ	16
2.7 ผลการทดสอบจาก Push-Out และ Full Scale เปรียบเทียบกับการคำนวณด้วยสมการตามข้อกำหนด AISC	19
2.8 ข้อมูลตัวอย่างทดสอบในการศึกษาของ Lam และคณะ	21
2.9 ผลการทดสอบ Push-Out ในการศึกษาของ Lam และคณะ	22
2.10 ผลการทดสอบ Shear Stud ขนาด 19 มม. ยาว 95 มม. ในพื้นคอนกรีตตันที่เปรียบเทียบกับพื้นคอนกรีตสำเร็จรูปชนิดกลาง	26
2.11 ข้อมูลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ของ Limwuttigrajirat	27
2.12 ข้อมูลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเส้นเสริมคอนกรีต ของ Limwuttigrajirat	28
2.13 ผลการทดสอบ Push-out ในการศึกษาของ Limwuttigrajirat	29
2.14 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบและผลการทดสอบในการศึกษาของ Lam และคณะ	33
2.15 ข้อมูลตัวอย่างทดสอบในการศึกษาของ Lam และคณะ	36
2.16 ตัวแปรหลักที่ศึกษาสำหรับงานวิจัยครั้งนี้ โดย Lam และคณะ	38
2.17 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบในการศึกษาของ Lam. และ คณะ	41
2.18 การเปรียบเทียบความสามารถในการหมุนของรอยต่อเชิงประกอบของผลการทดสอบกับวิธีการที่เสนอในการศึกษาของ Lam. และ คณะ	41
2.19 ผลการทดสอบ Push-out test ในการศึกษาของ Madheswaran และคณะ	43
3.1 รายละเอียดเกี่ยวกับตัวแปรต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ	57
4.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตทับหน้าในตัวอย่างทดสอบ	60
4.2 ผลการทดสอบคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ประยุกต์ใช้เป็น Shear Connector	61
4.3 ผลการทดสอบ Push-Out Test	62

รายการตาราง (ต่อ)

ตาราง	หน้า
4.4 รูปแบบการวิบัติที่ได้จากการวิเคราะห์ค่า Strain ของ Shear Connector ที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับจากการทดสอบแรงดึงและจากการทดสอบตัวอย่าง	63
4.5 ผลเนื่องจากการเปลี่ยนขนาด Shear Connector	76
4.6 ผลเนื่องจากการเปลี่ยนกำลังอัดของคอนกรีตทับหน้า	77
4.7 ผลเนื่องจากการใส่เหล็ก Wire-Mesh	78
4.8 กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector จากการทดสอบเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector จากงานวิจัยนี้	80
4.9 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการมาตรฐาน EC4 กับค่าที่ได้จากการทดสอบ	84
4.10 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud (kN) ตามมาตรฐาน EC4 [3] กับกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector จากงานวิจัยนี้	86
4.11 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการมาตรฐาน BS5950 กับค่าที่ได้จากการทดสอบ	89
4.12 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud (kN) ตามมาตรฐาน BS5950 กับกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector จากงานวิจัยนี้	91
4.13 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการมาตรฐานวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยกับค่าที่ได้จากการทดสอบ	94
4.14 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการข้อกำหนด AISC กับค่าที่ได้จากการทดสอบ	98
4.15 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการงานวิจัยของ Oehlers and Johnson กับค่าที่ได้จากการทดสอบ	102
4.16 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการงานวิจัยของ Vorasut Limwuttigraigirat กับค่าที่ได้จากการทดสอบ	105
ข.1 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ RB9-C32	115
ข.2 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C14	115
ข.3 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20	116
ข.4 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20-Mesh	116
ข.5 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C24	117
ข.6 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C14	117
ข.7 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C20-Mesh	118

รายการตาราง (ต่อ)

ตาราง	หน้า
ข.8 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C30	118
ข.9 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C32	119
ข.10 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 9 มม.ของตัวอย่างทดสอบ RB9-C32	119
ข.11 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 12 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C14	120
ข.12 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 12 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20	120
ข.13 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 12 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20- Mesh	121
ข.14 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 12 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C24	121
ข.15 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 16 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C14	122
ข.16 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 16 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C20- Mesh	122
ข.17 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 16 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C30	123
ข.18 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 16 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C32	123
ข.19 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็ก Wire-Mesh ขนาด 6 มม. ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20-Mesh และ DB16-C20-Mesh	124
ค.1 ผลทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ RB9-C32	126
ค.4 ผลทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C14	129
ค.7 ผลทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20	132
ค.11 ผลทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20-Mesh	136
ค.15 ผลทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C24	140
ค.19 ผลทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C14	144
ค.23 ผลทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C20-Mesh	148
ค.26 ผลทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C30	151
ค.31 ผลทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C32	156

รายการรูปประกอบ

รูป	หน้า
1.1 รูปแบบของคานเชิงประกอบแบบปรกติ	1
1.2 รูปแบบของคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง	2
1.3 แนวท่อกานระบบที่วางผ่านคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง	2
1.4 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัดคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง	3
1.5 Shear Connector รูปแบบต่าง ๆ EC4	3
2.1 ตัวรับแรงเฉือนประเภทต่างๆ ที่ทดสอบในงานวิจัยของ Galljaard และ Walraven	8
2.2 การวัดระยะจากขอบ Shear Stud ถึงขอบของร่องพื้น Metal Deck (e_{mid-ht})	11
2.3 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ Push-Out Test Ollgaard และคณะ	12
2.4 การเตรียมตัวอย่างทดสอบแบบ Push-Out Test ของ Easterling และคณะ	13
2.5 การวางตำแหน่งของ Shear Stud ของ Easterling และคณะ	16
2.6 การติดตั้ง loading frame และตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gage ในการศึกษาของ Easterling และคณะ	17
2.7 รายละเอียดเกี่ยวกับรูปแบบการทดสอบ push-out ของ Lam และคณะ	22
2.8 กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud เทียบกับระยะห่างระหว่างแผ่นพื้นของ Lam และคณะ	23
2.9 กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud เทียบกับเหล็กเสริมตามขวางของ Lam และคณะ	24
2.10 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ Push off test ตามแนวราบของ Lam และคณะ	26
2.11 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ ของ Limwuttigrajirat	28
2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำต่อระยะการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบจากการศึกษาของ Lam	30
2.13 การจัดวางตำแหน่ง Strain Gauge ในคอนกรีตเททับหน้าและเหล็กเสริมตามขวางในการศึกษาของ Lam และคณะ	33
2.14 การเปรียบเทียบค่าโมเมนต์กับระยะ โกงตัวที่จุดกึ่งกลางคานจากการทดสอบ Full Scale ในการศึกษาของ Lam และคณะ	34
2.15 แสดงตำแหน่งแกนสะเทินของทั้ง 3 ตัวอย่างจากการทดสอบทดสอบ Full Scale ในการศึกษาของ Lam และคณะ	35
2.16 รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวางและประเภทของขอบพื้นสำเร็จรูปในการศึกษาของ	37

รายการรูปประกอบ (ต่อ)

รูป	หน้า
Lam และ คณะ	
2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำต่อระยะการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบใน การศึกษาของ Lam	38
2.18 ตัวอย่างทดสอบวิบัติโดยคอนกรีตทับหน้าในงานวิจัยของ Lam	40
2.19 การเตรียมตัวอย่างทดสอบของ Lam และ คณะ	40
2.20 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบของ Madheswaran และ คณะ	42
2.21 ผลการทดสอบ push out ของ Madheswaran และ คณะ	43
2.22 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักกระทำต่อค่าความเครียดที่เกิดขึ้นบน Shear Stud ใน ตัวอย่าง S4 ของ Madheswaran และ คณะ	44
2.23 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักกระทำต่อค่าความเครียดที่เกิดขึ้นบนเหล็กเสริมตามขวางใน ตัวอย่าง S4 ของ Madheswaran และ คณะ	44
2.24 หน้าตัดของคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง	45
2.25 แสดงการหาความกว้างประสิทธิผลของปีกคานรับแรงอัด	46
2.26 พื้นที่หน้าตัดคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบเต็มที่	47
2.27 พื้นที่หน้าตัดคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบบางส่วน	50
3.1 รูปแบบการเชื่อมเหล็ก Shear Connector	53
3.2 ตำแหน่งและรูปขยายแสดงการติดตั้ง Strain Gages แบบเชื่อมพอก	54
3.3 ตำแหน่งและรูปขยายแสดงการติดตั้ง Strain Gages สำหรับ Shear Connector รูปแบบที่ตัด เหล็กให้มีส่วนยื่นแบบเชื่อมพอก	55
3.4 รายละเอียดตัวอย่างการทดสอบแรงกดตามมาตรฐาน EC4	56
3.5 การติดตั้งเครื่องมือวัดค่าต่างๆก่อนการทดสอบ Push-Out	58
4.1 Shear Connector เล็ยรูปด้วยรูปแบบการดัด (Bending)	64
4.2 ความสัมพันธ์ของ แรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ในตัวอย่าง RB9-C32	65
4.3 ความสัมพันธ์ของ แรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ในตัวอย่าง DB12-C14	67
4.4 ความสัมพันธ์ของ แรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ในตัวอย่าง DB12-C20	68

รายการรูปประกอบ (ต่อ)

รูป	หน้า
4.5 ความสัมพันธ์ของ แรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ในตัวอย่าง DB12-C20-Mesh	70
4.6 ความสัมพันธ์ของ แรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ในตัวอย่าง DB16-C20-Mesh	72
4.7 ความสัมพันธ์ของ แรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ในตัวอย่าง DB16-C30	74
4.8 ความสัมพันธ์ของ แรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ในตัวอย่าง DB16-C32	75
4.9 ผลของกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงด้วยสมการของมาตรฐาน EC4	85
4.10 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบมาตรฐาน EC4 (P_{EC4}) และกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบ (P_{Test})	85
4.11 ผลของกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงด้วยสมการของมาตรฐาน BS5950	90
4.12 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบมาตรฐาน BS5950 (P_{BS5950}) และกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบ (P_{Test})	90
4.13 ผลของกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงด้วยสมการของข้อกำหนด วสท	95
4.14 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบข้อกำหนด วสท ($P_{วสท}$) และกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบ (P_{Test})	95
4.15 ผลของกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงด้วยสมการของข้อกำหนด AISC (2010)	99
4.16 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบข้อกำหนด AISC (2010) (P_{AISC}) และกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบ (P_{Test})	99
4.17 ผลของกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงด้วยสมการของงานวิจัย Oehlers และ Johnson	103
4.18 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบงานวิจัย Oehlers and Johnson ($P_{Oehlers}$) และกำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบ (P_{Test})	103

รายการรูปประกอบ (ต่อ)

รูป	หน้า
4.19 ผลของกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบเปรียบเทียบกับค่าคำนวณด้วยสมการของงานวิจัย Limwuttigraijirat	106
4.20 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนจากสมการงานวิจัย Limwuttigraigirat ($P_{Limwutti}$) และกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ (P_{Test})	106
ก.1 ความยาวรอยเชื่อมของเหล็ก Shear Connector	113
ค.1 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ RB9-C32	126
ค.2 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C14	129
ค.3 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20	132
ค.4 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20-Mesh	136
ค.5 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C24	140
ค.6 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C14	144
ค.7 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C20-Mesh	148
ค.8 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C30	151
ค.9 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C32	156
ง.1 นำ Shear Connector ที่ตัดเสร็จแล้วเชื่อมมาติดกับคานเหล็ก	162
ง.2 นำ Strain Gauge มาติดกับ Shear Connector เพื่อหาค่าความเครียดที่เกิดขึ้น	162
ง.3 วางคานเหล็กบนไม้แบบที่หุ้มโฟมเพื่อให้มีระยะการเคลื่อนตัว	163
ง.4 วางแผ่นพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวงให้แนบติดกับแผ่นเหล็กตรงกลางทั้งสองด้าน	163
ง.5 ประกอบไม้แบบให้รอบตัวอย่างทดสอบ	164
ง.6 เทคอนกรีตทับหน้าและใช้เครื่องเขย่าจี้เป็นระยะเพื่อไม่ให้เกิดช่องว่างจนกระทั่งเทคอนกรีตเสร็จ	164
ง.7 ตัวอย่างทดสอบที่หล่อเสร็จแล้ว	165

รายการสัญลักษณ์

A_{sc}, A_s	=	พื้นที่หน้าตัดของ Shear Stud
A_{steel}	=	พื้นที่หน้าตัดของคานเหล็กรูปพรรณ
α_e	=	อัตราส่วนระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กรูปพรรณและคอนกรีต เท่ากับ E_s / E_c
b_o	=	ความกว้างเฉลี่ยระหว่าง b_1 และ b_2 (ดูรูปที่ 2.11)
d	=	ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของ Shear Stud
d_p	=	ความหนาของแผ่นพื้นสำเร็จรูป
D	=	ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางกลางของเหล็กเส้นเสริมคอนกรีต (cm) = ความลึกของคานเหล็กรูปพรรณ
E_c	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (N/mm^2)
E_{cp}	=	ค่าเฉลี่ยโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตทับหน้าและคอนกรีตสำเร็จรูป (N/mm^2)
E_s	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของคานเหล็กรูปพรรณ
f_c'	=	กำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอก (N/mm^2)
f_c'	=	กำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ทดสอบคานเหล็กเชิงประกอบ
f_{cp}	=	กำลังอัดคอนกรีตเฉลี่ยระหว่างคอนกรีตทับหน้าและคอนกรีตสำเร็จรูป (N/mm^2)
f_{ct}	=	กำลังรับแรงดัดของคอนกรีตเท่ากับ $0.36 \sqrt{f_{cu}}$
f_{cu}	=	กำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอก (N/mm^2)
f_t'	=	หน่วยแรงดึงประสิทธิภาพ (N/mm^2) มีค่าเท่ากับ $A_s f_y / A_c$
f_u, F_u	=	กำลังรับแรงดึงประลัยของ Shear Stud (N/mm^2)
f_y	=	กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมแนวขวาง
F_{flange}	=	คือแรงในแนวแกนกระทำต่อปีกคานเหล็กรูปพรรณ
g	=	ระยะห่างระหว่างแผ่นพื้น (Gap)
h	=	ความสูงของ Shear Stud
h_p	=	ความสูงของร่อง Profiled Steel Sheeting
h_r	=	ความสูงของหนึ่งร่องของแบบเหล็กหล่อพับ
H_r	=	ความยาวของ Shear Stud หลักจากเชื่อมแล้วเสร็จ
N	=	จำนวนของ Shear Stud ในหนึ่งร่องของ Profiled Steel Sheeting
N_r	=	จำนวนของ Shear Stud ในหนึ่งร่องของแบบเหล็กหล่อพับ
p_r	=	ค่าความเค้นในเหล็กเสริมแนวขวาง
P_u	=	แรงเฉือนประลัยของเหล็กเส้นเสริมคอนกรีต (kg)

ρ	=	อัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมแนวขวางต่อคอนกรีต
ϕ	=	ขนาดเหล็กเสริมในแนวขวาง
Q_{po}	=	กำลังต้านทานของ Shear Stud
r_1	=	ตัวคูณลดกำลัง Shear Stud
μ	=	ค่าคงที่แรงเสียดทาน เท่ากับ 0.8
w	=	น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคาน
	=	ความกว้างของแผ่นพื้นสำเร็จรูป
w_r	=	ความกว้างเฉลี่ยในหนึ่งร่องของแบบเหล็กหล่อพับ
γ_m	=	Partial Safety Factor เท่ากับ 1.15

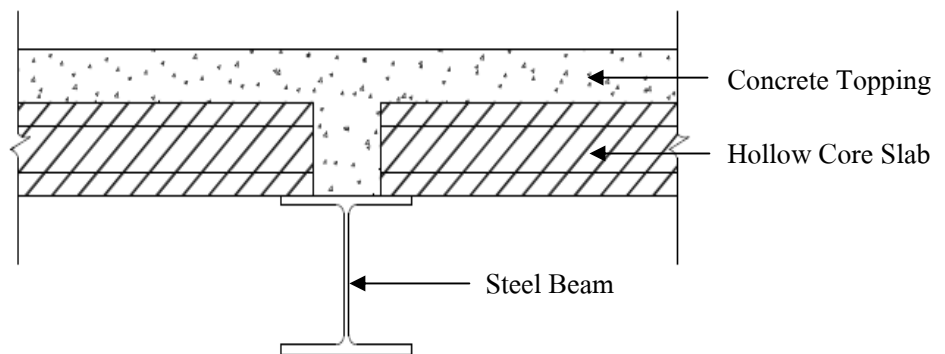
ประมวลศัพท์และคำย่อ

cm	=	centimeter
DB	=	Deformed Bar
HC	=	Hollow Core
kg	=	kilogram
kips	=	kilopound
kN	=	kilo Newton
ksi	=	kilopound per square inch
LVDT	=	Linear Variable Differential Transformer
m	=	meter
mm	=	millimeter
mm ²	=	square millimeter
N/mm	=	Newton per millimeter
N/mm ²	=	Newton per square millimeter
RB	=	Round Bar
SG	=	Strain Gages
SCF	=	Shear Connector Failure
UTM	=	Universal Testing Machine
$\mu\epsilon$	=	micro strain
VCS	=	Vertical Concrete Splittin

บทที่ 1 บทนำ

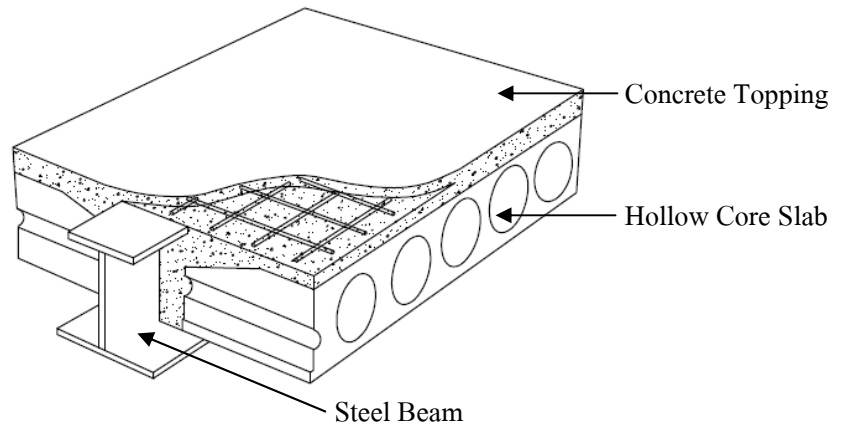
1.1 ที่มาและความสำคัญของการศึกษา

คานเชิงประกอบ หมายถึง คานที่ประกอบด้วยวัสดุที่แตกต่างกันตั้งแต่ 2 ชนิดมายึดติดเข้าด้วยกันโดยใช้ตัวรับแรงเฉือนยึดวัสดุทั้งสองให้เป็นชิ้นส่วนเดียวกัน เช่น คานเหล็กประกอบกับพื้นคอนกรีต เป็นต้น โดยรูปแบบทั่วไปที่นิยมใช้ในปัจจุบันคือ การวางแผ่นพื้นคอนกรีตสำเร็จรูปอยู่บนคานเหล็กแล้วเทคอนกรีตทับด้านบนดังรูปที่ 1.1 คานเชิงประกอบแบบปรกติมีข้อดีในการช่วยเพิ่มกำลังรับแรงดัดของคานให้สูงขึ้นเมื่อเทียบกับกำลังรับแรงดัดของคานเหล็กธรรมดา เนื่องจากคานเชิงประกอบมีชิ้นส่วนพื้นคอนกรีตสำหรับรับแรงอัดและชิ้นส่วนคานเหล็กสำหรับรับแรงดึง นอกจากนี้กำลังรับแรงดัดของคานเชิงประกอบแบบปรกติ ยังเพิ่มขึ้นเนื่องจากระยะแขน โมเมนต์คู่ควบที่เพิ่มขึ้น แต่ข้อเสียของคานเชิงประกอบแบบปรกติ คือ คานมักขวางแนวท่อระบบสุขาภิบาลภายในอาคารทำให้ต้องเจาะคานเหล็กเพื่อวางท่อผ่านแนวคานเชิงประกอบ ดังนั้นเพื่อแก้ไขปัญหาดังกล่าว ArcelorMittal [1] ได้สร้างคานเชิงประกอบรูปแบบใหม่ ที่เรียกว่า คานเชิงประกอบแบบพื้นบาง (Slim Floor Beam)



รูปที่ 1.1 รูปแบบของคานเชิงประกอบแบบปรกติ

คานเชิงประกอบแบบพื้นบาง (Slim Floor Beam) คือ คานเชิงประกอบที่มีรูปแบบการวางแผ่นพื้นคอนกรีตด้วยการสอดอยู่ภายในคานเหล็กแล้วเทคอนกรีตทับด้านบน ดังรูปที่ 1.2 ข้อดีของคานเชิงประกอบแบบพื้นบางคือ นอกจากจะแก้ไขปัญหาการขัดขวางแนวท่อระบบสุขาภิบาลภายในอาคารแล้ว ยังทำให้ลักษณะทางด้านสถาปัตยกรรมเกิดความสวยงามมากขึ้นเนื่องจากจะมองไม่เห็นคานเหล็กที่ห่อหุ้มด้วยคอนกรีต ดังรูปที่ 1.3 และโครงสร้างรูปแบบนี้สามารถทนไฟใหม่ได้ 60 นาที โดยไม่ต้องพ่นวัสดุทนไฟ ArcelorMittal [1]

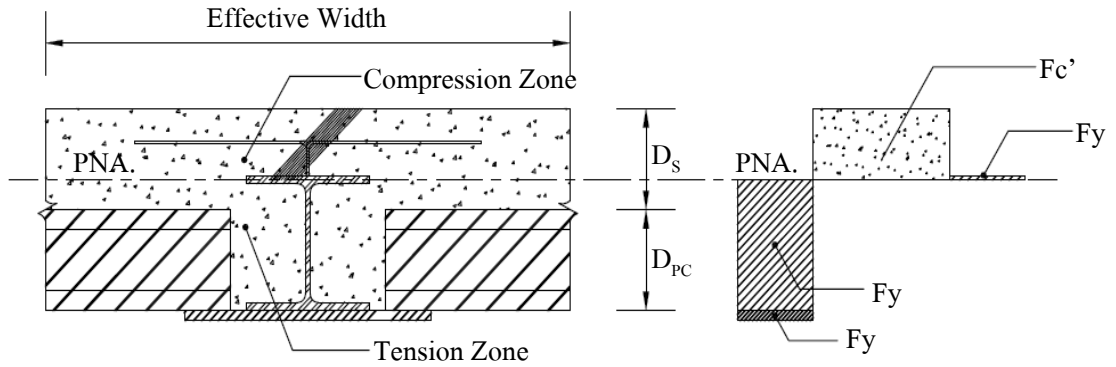


รูปที่ 1.2 รูปแบบของคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง



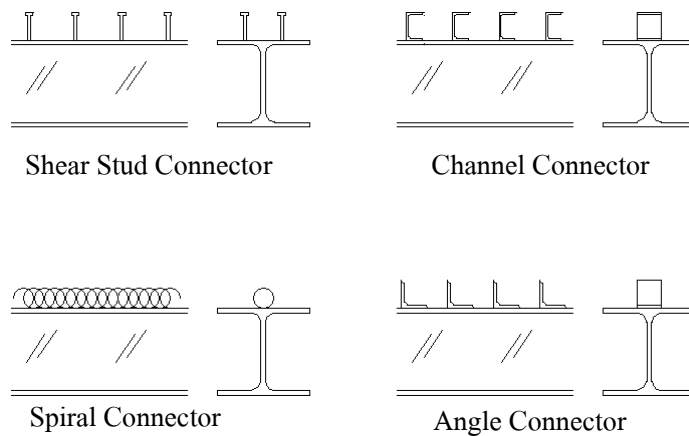
รูปที่ 1.3 แนวท่องานระบบที่วางผ่านคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง [1]

การออกแบบคานเชิงประกอบแบบพื้นบางจะพิจารณาให้พื้นคอนกรีตที่อยู่ด้านบนแกนสะเทินรับแรงอัดและคานเหล็กที่อยู่ต่ำกว่าแกนสะเทินรับแรงดึง ดังแสดงในรูปที่ 1.4 แต่ทั้งนี้ต้องมีการป้องกันมิให้พื้นคอนกรีตและคานเหล็กเลื่อนไถลออกจากกันอันเนื่องมาจากแรงเฉือนในแนวนอนตรงผิวสัมผัสระหว่างคานเหล็กรูปพรรณและพื้นคอนกรีต ดังนั้น คานเหล็กเชิงประกอบแบบพื้นบางจึงต้องอาศัยอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือน (Shear Connector) เพื่อถ่ายแรงเฉือนในบริเวณดังกล่าว



รูปที่ 1.4 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัดคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง

Shear Connector เป็นองค์ประกอบที่สำคัญของคานเหล็กเชิงประกอบซึ่งทำหน้าที่ถ่ายแรงเฉือนและยึดวัสดุ 2 ชนิดไม่ให้เลื่อน (Slip) ออกจากกันเมื่อมีแรงมากระทำต่อคานเหล็กเชิงประกอบ ซึ่ง Shear Connector มีหลายประเภทด้วยกัน เช่น สลักรับแรงเฉือน (Shear Stud Connector) เหล็กรางน้ำ (Channel) เหล็กเส้นกลมตีเกลียว (Spiral Connector) และ เหล็กฉาก (Angle Connector) ดังรูปที่ 1.5 Shear Connector เหล่านี้มีมาตรฐานและข้อกำหนดในการออกแบบพร้อมสมการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแตกต่างกับเหล็กเส้นเสริมคอนกรีตซึ่งสามารถนำมาประยุกต์เป็น Shear Connector ที่ยังไม่มีข้อกำหนดใด ๆ รองรับ



รูปที่ 1.5 Shear Connector รูปแบบต่าง ๆ EC4 [3]

โดยงานวิจัยครั้งนี้ได้เลือกพื้นคอนกรีตเป็นแบบพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวงเนื่องจากเป็นรูปแบบพื้นที่ใช้
อย่างแพร่หลายในกระบวนการก่อสร้างในปัจจุบัน

1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาที่มุ่งเน้นการนำเหล็กเสริมไปประยุกต์ใช้เป็นตัวรับแรงเฉือน (Shear
Connector) เพื่อใช้รับแรงเฉือนในแนวราบที่เกิดขึ้นในคานเหล็กเชิงประกอบ โดยมีวัตถุประสงค์ของ
งานวิจัยดังนี้

1. ศึกษารูปแบบการวิบัติของ Shear Connector ในคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง
2. ศึกษาตัวแปรที่ส่งผลกระทบต่อกำลังรับแรงเฉือนของโครงสร้างคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง โดย
 - 2.1 ศึกษาผลกระทบจากขนาดของเหล็กเสริมชนิดผิวเรียบ RB9 และเหล็กเสริมชนิดข้ออ้อย DB12
และ DB16 ที่ประยุกต์ใช้เป็น Shear Connector
 - 2.2 ศึกษาผลกระทบจากกำลังอัดของคอนกรีตทับหน้าในช่วงระหว่าง 14 MPa ถึง 32 MPa
3. ศึกษาความเหมาะสมของสมการที่ใช้ประมาณกำลังรับแรงเฉือนในมาตรฐานต่างๆมาประมาณกำลัง
รับแรงเฉือนของเหล็กเสริมทั้งชนิดกลมและข้ออ้อยที่ประยุกต์ใช้เป็น Shear Connector

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้ทำการทดสอบแบบ Push-Out เพื่อศึกษารูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นของเหล็กเสริมทั้งชนิด
กลมและชนิดข้ออ้อยที่ประยุกต์ใช้เป็น Shear Connector ในคานเหล็กเชิงประกอบแบบพื้นบาง โดย
พิจารณาค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมทั้งชนิดกลมและชนิดข้ออ้อย และเพื่อหาค่ากำลังรับแรง
เฉือนของเหล็กเสริมตัวแปรหลักของการศึกษา คือ กำลังอัดของคอนกรีตทับหน้า ขนาดของเหล็ก
เสริมที่แตกต่างกันและการใส่เหล็กตะแกรง Wire-Mesh 6 mm โดยใช้กำลังอัดของคอนกรีตทับหน้า
ช่วงระหว่าง 14 MPa ถึง 32 MPa และเหล็กเสริมขนาด 9 mm 12 mm และ 16 mm ตามลำดับ

1.4 ผลที่คาดว่าจะได้รับ

งานวิจัยนี้ต้องการศึกษาตัวแปรหลักๆที่ส่งผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมที่ประยุกต์ใช้เป็น Shear Connector โดยคาดว่าจะผลที่จะได้รับ คือ

1. มีความรู้ความเข้าใจอิทธิพลของกำลังอัดคอนกรีตและขนาดของเหล็กเสริมที่ประยุกต์ใช้เป็น Shear Connector ที่ส่งผลต่อรูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ
 2. มีความรู้ความเข้าใจถึงค่ากำลังรับแรงเฉือนตามแนวราบของเหล็กเสริมที่แท้จริง ซึ่งจะมีประโยชน์อย่างมากในการนำไปใช้ออกแบบตัวรับแรงเฉือนรูปแบบนี้
 3. ใช้เป็นแนวทางสำหรับประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมที่ประยุกต์ใช้เป็น Shear Connector ในโครงสร้างคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง
3. นำผลงานวิจัยไปเผยแพร่ความรู้เพื่อเป็นประโยชน์ต่อสาธารณะ

บทที่ 2 งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในโครงสร้างประเภทคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง Shear Connector เป็นอุปกรณ์ที่มีความสำคัญอย่างมากในการทำหน้าที่ยึดรั้งพื้นคอนกรีตกับคานเหล็กรูปพรรณให้มีลักษณะเป็นวัสดุชิ้นเดียวกัน หลักการทำงานของ Shear Connector นั้นจะถ่ายแรงเฉือนตามแนวราบจากแผ่นพื้นคอนกรีตลงสู่คานเหล็กรูปพรรณ การออกแบบกำลังรับแรงเฉือนของอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนสามารถคำนวณได้จากสมการของข้อกำหนดและมาตรฐานต่าง ๆ รวมถึงสมการจากผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง ดังต่อไปนี้

2.1 กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ตามมาตรฐานระดับสากล

มาตรฐาน BS 5950 [2] กำหนดให้ใช้สมการต่อไปนี้ เพื่อประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือน (Q_k) ของ Shear Stud

$$Q_k = 0.25\alpha d^2 \sqrt{0.8f_{cu}E_c} \leq 0.6f_u \frac{\pi d^2}{4} \quad (2.1)$$

เมื่อ Q_k คือ กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud

$$\alpha = 0.2(h/d + 1) < 1.0$$

h คือ ความสูงของ Shear Stud (mm)

d คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของ Shear Stud (mm)

f_{cu} คือ กำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอก (MPa)

E_c คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (MPa)

f_u คือ กำลังรับแรงดึงประลัยของ Shear Stud (MPa)

นอกจากนี้มาตรฐาน BS5950 [2] ยังได้กำหนดค่าในการรับแรงเฉือนของ Shear Stud ในคอนกรีตธรรมดา ไว้ดังตารางที่ 2.1 หากใช้คอนกรีตน้ำหนักเบาจะต้องลดค่ากำลังรับแรงเฉือนลงร้อยละ 10 ของค่าในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud (kN) ตามมาตรฐาน BS5950 [2]

ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของ Shear Stud (mm)			กำลังอัดของคอนกรีต (MPa)			
Diameter	Nominal Height ⁺	As-Welded Height*	25	30	35	≥ 40
25	100	95	146	154	161	168
22	100	95	119	236	132	139
19	100	95	95	100	104	109
19	75	70	82	87	91	96
16	75	70	70	74	78	82
13	65	60	44	47	49	52

Nominal Height⁺ คือ ความสูงของ Shear Stud ก่อนการเชื่อมติดกับเหล็กรูปพรรณ

As-Welded Height* คือ ความสูงของ Shear Stud ภายหลังการเชื่อมติดกับเหล็กรูปพรรณ

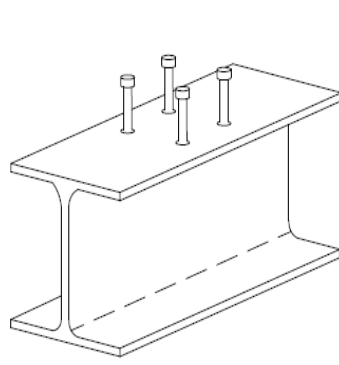
มาตรฐาน EC 4 [3] กำหนดให้คำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud โดยอ้างอิงจากผลการทดสอบของ Lam [10] ดังนี้

$$P_{RD} = 0.29\alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} E_c)} / \gamma_v \leq 0.8 f_u \pi d^2 / 4 \gamma_v \quad (2.2)$$

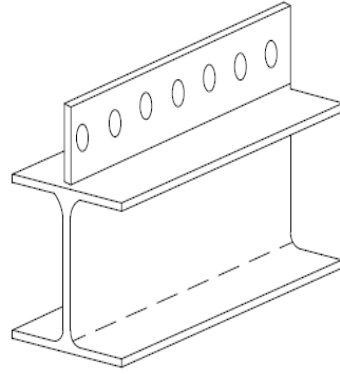
เมื่อ f_{ck} คือกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอก (MPa)

γ_v คือค่าสัมประสิทธิ์ความปลอดภัย มีค่าเท่ากับ 1.25 สำหรับเงื่อนไขกำลังประลัย

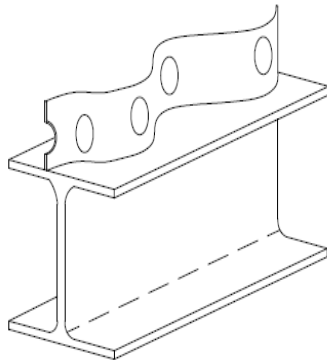
นอกจากนี้ EC4 [3] ได้ใช้ผลการทดสอบตัวรับแรงเฉือนประเภทต่างๆ ที่ทดสอบด้วยวิธี push-off tests ในงานวิจัยของ Galljaard และ Walraven [4] กำหนดเป็นค่ามาตรฐานสำหรับการออกแบบตัวรับแรงเฉือนแต่ละประเภทดังตารางที่ 2.2 ลักษณะของตัวรับแรงเฉือนแต่ละรูปแบบได้แสดงในรูปที่ 2.1



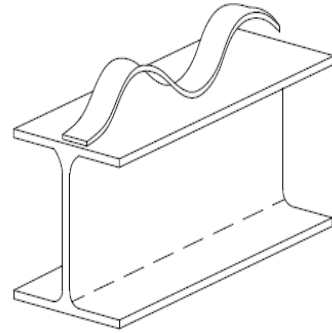
(ก) Head stud



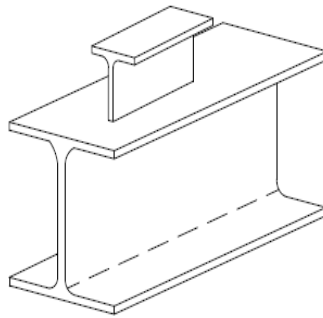
(ข) Continuous perfobondstrip



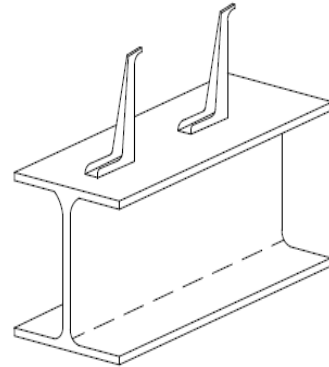
(ค) Oscillating perfobondstrip



(ง) Waveform strip



(จ) T-shape connector



(ฉ) Hilti HVB

รูปที่ 2.1 ตัวรับแรงเฉือนประเภทต่างๆ ที่ทดสอบในงานวิจัยของ Galljaard และ Walraven [4]

ตารางที่ 2.2 กำลังรับแรงเฉือนของตัวรับแรงเฉือนรูปแบบต่างๆ ตาม EC4 [3]

Shear Connector	Normal weight concrete Concrete grade 30/37		Light weight concrete Concrete grade 30/37	
	Strength P_{RK} (kN)	Ductility \square_{uk} (mm)	Strength P_{RK} (kN)	Ductility \square_{uk} (mm)
Head studs	102	5.0	92	4.9
Continuous perfobondstrip	653	0.8	485	2.9
Oscillating perfobondstrip	974	1.9	858	2.7
Waveform strip	200	1.8	N/A	N/A
T-shape connector	633	16.1	657	38.8
Hilti HVB	28	N/A	25	N/A
Profile Strip Shear	20	> 6	N/A	N/A

N/A คือ ไม่มีข้อมูลระบุไว้

ข้อกำหนดของ AISC [5] ทั้งวิธีของ LRFD และ ASD กำหนดสมการสำหรับค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud คือ

$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (2.3)$$

เมื่อ Q_n คือ กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud (kN) หรือ (kips)

A_{sa} คือ พื้นที่หน้าตัดของ Shear Stud (mm^2) หรือ (in^2)

f'_c คือ กำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอก (MPa) หรือ (ksi)

E_c คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต เท่ากับ $0.043W_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) หรือเท่ากับ $W_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (ksi)

F_u คือ กำลังรับแรงดึงประลัยของ Shear Stud (MPa) หรือ (ksi)

R_g คือ แฟกเตอร์คูณลดค่าเนื่องจากจำนวนของ Shear Stud ที่เชื่อมติดกับคานเหล็ก โดยมีเงื่อนไขดังนี้

R_g มีค่าเท่ากับ 1.0 เมื่อ

- (a) Shear Stud 1 ตัว เชื่อมติดกับร่องพื้น Metal Deck และพื้น Metal Deck วางในแนวตั้งฉากกับคานเหล็ก
- (b) Shear Stud มากกว่า 2 ตัว เชื่อมเรียงกัน 1 แถวติดกับคานเหล็กโดยตรง
- (c) Shear Stud มากกว่า 2 ตัว เชื่อมเรียงกัน 1 แถวติดกับคานเหล็กโดยผ่านพื้น Metal Deck และร่องพื้น Metal Deck วางขนานกับคานเหล็ก โดยที่อัตราส่วนความกว้างต่อความสูงของพื้น Metal Deck เท่ากับหรือมากกว่า 1.5

R_g มีค่าเท่ากับ 0.85 เมื่อ

- (a) Shear Stud 2 ตัว เชื่อมติดกับร่องพื้น Metal Deck และพื้น Metal Deck วางในแนวตั้งฉากกับคานเหล็ก
- (b) Shear Stud 1 ตัว เชื่อมติดกับคานเหล็กโดยผ่านพื้น Metal Deck และร่องพื้น Metal Deck วางขนานกับคานเหล็ก โดยที่อัตราส่วนความกว้างต่อความสูงของพื้น Metal Deck น้อยกว่า 1.5

R_g มีค่าเท่ากับ 0.85 เมื่อ

- (a) Shear Stud 3 ตัวหรือมากกว่า 3 ตัว เชื่อมติดกับคานเหล็กโดยผ่านพื้น Metal Deck และร่องพื้น Metal Deck วางตั้งฉากกับคานเหล็ก

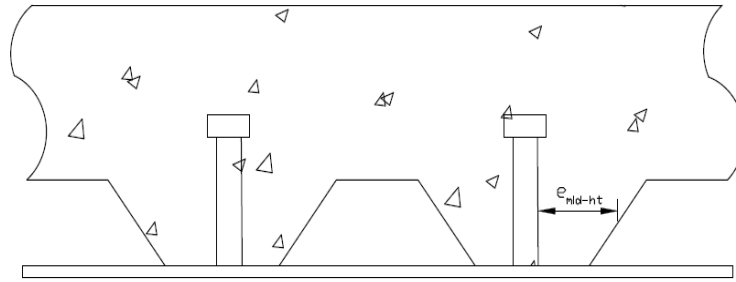
R_p คือ แฟกเตอร์คูณลดค่าเนื่องจากลักษณะการเชื่อม Shear Stud ติดกับคานเหล็ก โดยมีเงื่อนไขดังนี้

R_p มีค่าเท่ากับ 0.75 เมื่อ

- (a) Shear Stud เชื่อมติดกับคานเหล็กโดยตรง
- (b) Shear Stud เชื่อมติดกับพื้น Metal Deck และร่องพื้น Metal Deck วางตั้งฉากกับคานเหล็ก โดยที่วัดระยะจากขอบ Shear Stud ถึงขอบของร่องพื้น Metal Deck (e_{mid-hl}) ดังแสดงในรูปที่ 2.2 มีค่ามากกว่า 50 มม.
- (c) Shear Stud เชื่อมติดกับคานเหล็กโดยผ่านพื้น Metal Deck และร่องพื้น Metal Deck วางตั้งขนานกับคานเหล็ก

R_p มีค่าเท่ากับ 0.6 เมื่อ

- (a) Shear Stud เชื่อมติดกับพื้น Metal Deck และร่องพื้น Metal Deck วางตั้งฉากกับคานเหล็ก โดยที่วัดระยะจากขอบ Shear Stud ถึงขอบของร่องพื้น Metal Deck (e_{mid-hl}) มีค่าน้อยกว่า 50 มม.



รูปที่ 2.2 การวัดระยะจากขอบ Shear Stud ถึงขอบของร่องพื้น Metal Deck (e_{mid-ht})

มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กรูปพรรณโดยวิธีตัวคูณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุกวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ [6] กำหนดสมการสำหรับค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud คือ

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (2.4)$$

เมื่อ Q_n คือ กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud (kN)

A_{sc} คือ พื้นที่หน้าตัดของ Shear Stud (mm^2)

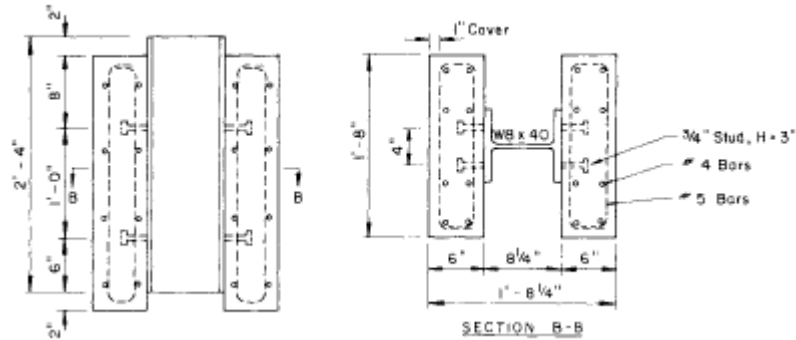
อนึ่งสมการที่ 2.1 ถึง 2.4 เป็นสมการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ในคานเหล็กเชิงประกอบประเภทแผ่นพื้นคอนกรีตตัน (Solid Reinforced Concrete) หรือพื้น Metal Deck ที่วางบนหลังคานเหล็กรูปพรรณเท่านั้น

2.2 งานวิจัยที่ผ่านมา

Galljaard และ Walraven [4] ศึกษากำลังรับแรงเฉือนของอุปกรณ์รับแรงเฉือนรูปแบบต่างๆ เช่น Shear Stud Perfobondstrips Oscillating perfobondstrips Waveform strip และ T connectors ดังรูปที่ 2.1 มีตัวแปรที่ศึกษา คือ ชั้นคุณภาพของคอนกรีต ได้แก่ คอนกรีตมวลเบา คอนกรีตธรรมดา และคอนกรีตกำลังสูง ซึ่งผลการทดสอบที่ได้จะนำไปใช้เป็นค่ามาตรฐานสำหรับออกแบบกำลังรับแรงเฉือนของอุปกรณ์รับแรงเฉือนรูปแบบต่างๆ ในมาตรฐาน EC4 จากผลการทดสอบ พบว่าอุปกรณ์รับแรงเฉือนแต่ละรูปแบบมีกำลังรับแรงเฉือนและ Ductility ที่แตกต่างกัน นอกจากนี้พบว่า อุปกรณ์รับแรงเฉือนประเภท Oscillating perfobondstrips เกิดการวิบัติด้วยรูปแบบการแตกหักของคอนกรีต

Ollgaard และ คณะ [7] ทำการศึกษากำลังรับแรงเฉือนของสลักรับแรงเฉือนในคอนกรีตมวลเบาและคอนกรีตธรรมดาโดยทำการทดสอบ Push-Out Test จำนวนตัวอย่างทั้งหมด 48 ตัวอย่าง โดยศึกษาตัวแปร คือ วัสดุมวลหยาบ 5 ชนิด แบ่งเป็นวัสดุมวลหยาบที่มีน้ำหนักมาก 2 ชนิด ได้แก่ หินปูนบด (ชนิด

A) กรวดธรรมชาติ (ชนิด B) และวัสดุมวลหยาบที่มีน้ำหนักเบา 3 ชนิด ได้แก่ ชนิด C D และ E ซึ่งรายละเอียดของวัสดุมวลหยาบทั้ง 3 ชนิดแสดงในตารางที่ 2.3 ขนาดของสลักรับแรงเฉือน และจำนวนของสลักรับแรงเฉือนต่อ 1 แผ่นพื้น รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ Push-Out Test แสดงไว้ในรูปที่ 2.3 และผลการทดสอบ Push-Out Test แสดงไว้ในตารางที่ 2.4



รูปที่ 2.3 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ Push-Out Test Ollgaard และคณะ [7]

ตารางที่ 2.3 รายละเอียดของวัสดุมวลหยาบแต่ละชนิด

วัสดุมวลหยาบ	ชนิด C	ชนิด D	ชนิด E
สี	น้ำตาล	เทาถึงดำ	เทาถึงดำ
ขนาดใหญ่สุด (in ³)	1/2	3/4	3/4
รูปร่าง	ทรงกลม	ทรงลูกบาศก์ถึงทรงกลมผิวไม่เรียบ	ทรงลูกบาศก์ถึงทรงกลมผิวไม่เรียบ
วิธีการผลิต	เผาในเตาเผาแบบหมุน	เผาในเตาเผาแบบหมุน	เผาในเตาเผาแบบหมุน
หน่วยน้ำหนัก (pcf)	35	47	45

การผสมตัวอย่างด้วยวัสดุมวลหยาบชนิด A B C D และ E ทำตามมาตรฐาน ASTM C330 แต่การผสมตัวอย่างด้วยวัสดุมวลหยาบชนิด C นั้นจะนำไปผสมกับวัสดุมวลละเอียดด้วยการทดสอบตัวรับแรงเฉือนขนาด 5/8 นิ้ว ทำการทดสอบเฉพาะกับตัวอย่างที่ผสมวัสดุมวลหยาบชนิด A B และ E ส่วนตัวอย่างที่ผสมวัสดุมวลหยาบชนิดอื่นๆ ได้แก่ ชนิด C และ D ทดสอบกับตัวรับแรงเฉือนขนาด 3/4 นิ้ว

ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติของคอนกรีตและผลการทดสอบ Push Out Test Ollgaard และคณะ [7]

ตัวอย่างทดสอบ	คุณสมบัติของคอนกรีต				กำลังรับแรงเฉือนประลัยของแต่ละตัวอย่างทดสอบ (kips)		
	กำลังรับแรงอัด f_c' (ksi)	กำลังรับแรงดึง f_{sp}' (ksi)	ความหนาแน่น ω (pcf)	โมดูลัสของคอนกรีต E_c (ksi)	ตัวอย่าง 1	ตัวอย่าง 2	ตัวอย่าง 3
A	5.08	0.51	148.1	3740	29.3	32.5	30.6
LA*	3.64	0.43	147.6	3510	24.5	26.5	24.7
SA**	4.01	0.43	147.4	3580	19.5	20.8	19.9
B	4.78	0.47	140.5	3180	27.4	25.4	25.4
LB*	2.67	0.32	138.6	2190	18.3	18.1	17.3
SB**	4.03	0.46	142.6	3170	18.2	16.9	18.8
2B†	4.78	0.47	140.5	3180	26.1	25.5	25.0
C-‡	4.69	0.24	89.1	1510	19.9	21.3	21.0
C	4.28	0.35	108.2	2060	21.6	21.5	22.2
D-‡	4.72	0.32	99.2	2430	24.1	23.0	22.7
D	4.92	0.36	113.4	2530	21.6	23.3	24.4
E-‡	3.60	0.30	97.7	1840	19.6	19.2	17.8
E	4.30	0.37	111.1	2190	23.1	22.5	21.6
LE*	3.22	0.32	111.4	1880	18.7	19.5	19.7
SE**	4.00	0.33	112.3	2060	15.7	15.7	17.0
2E†	4.40	0.39	111.1	2210	21.2	23.1	22.7

*L หมายถึง ชุดของกำลังอัดของคอนกรีตที่ต่ำกว่ากำลังอัดเฉลี่ย

**S หมายถึง ตัวรับแรงเฉือนขนาด 5/8 นิ้ว ในขณะที่ตัวอย่างทดสอบอื่นๆ มีตัวรับแรงเฉือนขนาด 3/4 นิ้ว

†2 หมายถึง มีตัวรับแรงเฉือน 2 ตัว ต่อแผ่นพื้นคอนกรีต 1 แผ่น

‡ หมายถึง มีวัสดุมวลหยาบน้ำหนักเบาและมวลละเอียด

ผลการทดสอบ พบว่า สลักรับแรงเฉือนที่ฝังอยู่ในคอนกรีตน้ำหนักธรรมดาและคอนกรีตน้ำหนักเบาเกิดการเสีรูปร่างอย่างมากก่อนเกิดการวิบัติ โดยทุกตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติรูปแบบสลักรับแรงเฉือนนิกขาด (Sheared off) และรูปแบบแบบคอนกรีตแตกออก (Concrete crushing) ยกเว้นตัวอย่างทดสอบที่มีสลักรับแรงเฉือน 2 ตัวต่อแผ่นพื้น ได้แก่ตัวอย่าง 2B† และ 2E† ที่เกิดการวิบัติรูปแบบสลัก

รับแรงเฉือนฉีกขาด (Sheared off) นอกจากนี้ยังพบว่า กำลังรับแรงเฉือนประลัยของตัวอย่างทดสอบ 3 ตัวอย่างในแต่ละชุดมีค่าใกล้เคียงกัน ดังแสดงในตารางที่ 2.4 และพบว่ากำลังรับแรงเฉือนของสลักรับแรงเฉือนที่ฝังอยู่ในคอนกรีตมวลเบามีค่าลดลงประมาณร้อยละ 15 ถึง 25 ของสลักรับแรงเฉือนที่ฝังอยู่ในคอนกรีตน้ำหนักธรรมดา จากการศึกษาผลกระทบจากขนาดสลักรับแรงเฉือน พบว่า กำลังรับแรงเฉือนของสลักรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นตามสัดส่วนของพื้นที่หน้าตัดของสลักรับแรงเฉือน

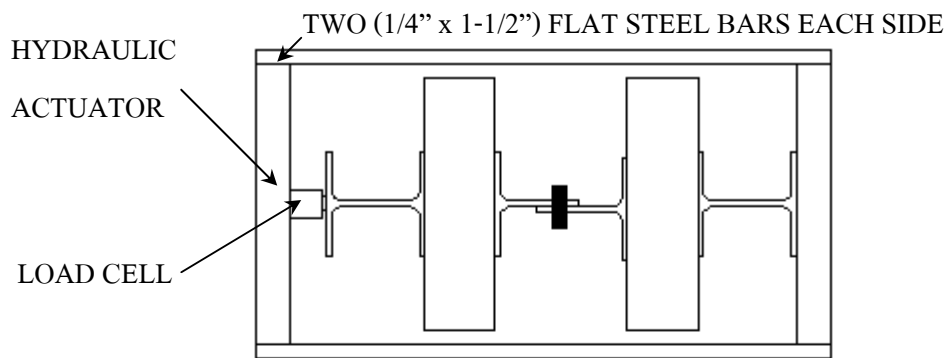
Lorenz [8] ได้ศึกษาการออกแบบคานเชิงประกอบที่มีระดับความต้านทานแรงเฉือนในแนวราบต่างกัน เพื่อเปรียบเทียบราคาต่ำสุดที่ใช้ในการก่อสร้างโดยการใช้โมโนกราฟ Lorenz [8] พบว่าเงื่อนไขที่ให้ออกแบบคือ การใช้คานเหล็กขนาดใหญ่ขึ้นทำให้ต้องการตัวรับแรงเฉือนน้อยลง นอกจากนี้ยังพบว่า หน้าตัดคานที่มีราคาประหยัดที่สุดไม่ได้ใช้ตัวรับแรงเฉือนมากที่สุด ดังนั้นหลักการในการเลือกคานเชิงประกอบให้มียาคาต่ำสุดคือ

1. เลือกหน้าตัดคานเหล็กที่มีน้ำหนักน้อยสุดที่ให้ออกแบบคานเชิงประกอบแล้วมีความสามารถในการรับโมเมนต์คดแบบเต็มที่มากกว่าที่ต้องการในการออกแบบ
2. ลดความสามารถในการรับโมเมนต์คดให้มียาคาต่ำลงเพื่อให้ได้ความสามารถในการรับโมเมนต์คดตามการออกแบบที่แท้จริง ด้วยการระบุระดับความต้านทานแรงเฉือนในแนวราบแบบบางส่วน (Partial Shear Connection) ซึ่งจะได้ตัวรับแรงเฉือนจำนวนน้อยกว่าการออกแบบที่ระบุระดับความต้านทานแรงเฉือนในแนวราบแบบเต็มที่ (Full Shear Connection)
3. ตรวจสอบราคาของคานที่มีน้ำหนักมากกว่ากับตัวรับแรงเฉือนน้อยกว่าเพื่อเปรียบเทียบกับคานที่มีน้ำหนักน้อยกว่ากับตัวรับแรงเฉือนมากกว่า หลังจากนั้นจึงตรวจสอบการ โกงตัวและการ โกงเดาะของคาน

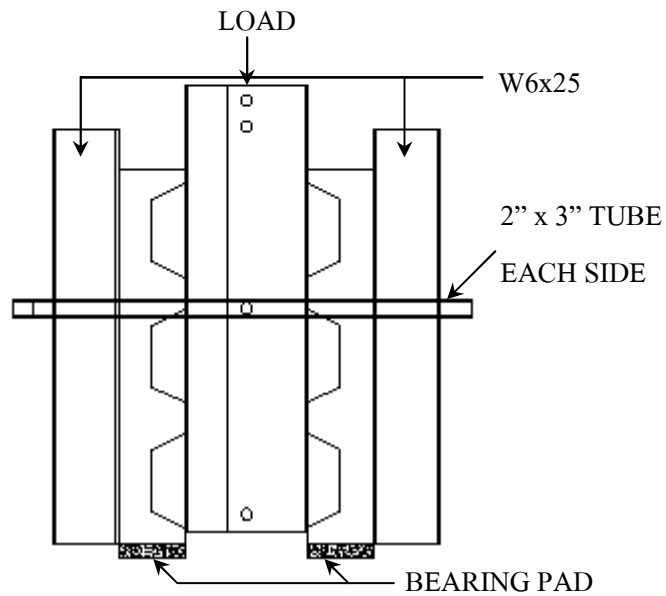
Easterling และคณะ [9] ศึกษากำลังรับแรงเฉือนของสลักรับแรงเฉือนที่อยู่ในพื้น Metal Deck ในคานเชิงประกอบ และทำการทดสอบ Push-Out Test จำนวน 8 ตัวอย่าง โดยตัวแปรที่ทำการศึกษา คือ ตำแหน่งและจำนวนของสลักรับแรงเฉือน รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบแสดงไว้ในตารางที่ 2.5 และการเตรียมตัวอย่างทดสอบแสดงในรูปที่ 2.4

ตารางที่ 2.5 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบแบบ Push-Out Test ของ Easterling และคณะ [9]

ตัวอย่าง	ตำแหน่ง Shear Stud	จำนวนตัวอย่างทดสอบ	
		Shear Stud 1 ตัว ต่อ 1 แผ่นพื้น	Shear Stud 2 ตัว ต่อ 1 แผ่นพื้น
กลุ่มที่ 1	Strong	2	2
กลุ่มที่ 2	Weak	2	2



PLANVIEW

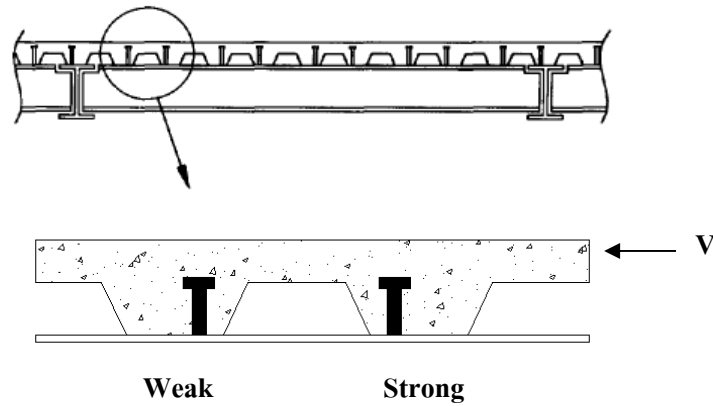


ELEVATION

รูปที่ 2.4 การเตรียมตัวอย่างทดสอบแบบ Push-Out Test ของ Easterling และคณะ [9]

การทดสอบมุ่งเน้นการศึกษาตำแหน่งของ Shear Stud ที่มีผลกระทบต่อ การรับแรงเฉือนของ Shear Stud ในคานเหล็กเชิงประกอบกับพื้น Metal Deck ดังนั้น เพื่อความสะดวกในการเรียกชื่อตำแหน่ง

ของ Shear Stud Easterling และคณะ [9] กำหนดว่ากรณีที่มี Shear Stud วางอยู่ด้านข้างของขอบพื้น Metal Deck ที่อยู่ใกล้กับปลายคาน (End Span) เรียกตำแหน่งนี้ว่า “Strong” และกรณีที่ Shear Stud วางอยู่ด้านข้างของ ขอบพื้น Metal Deck ที่อยู่ใกล้กับตำแหน่งที่มีโมเมนต์สูงสุดให้เรียกตำแหน่งนี้ว่า “Weak” ดังรูปที่ .25



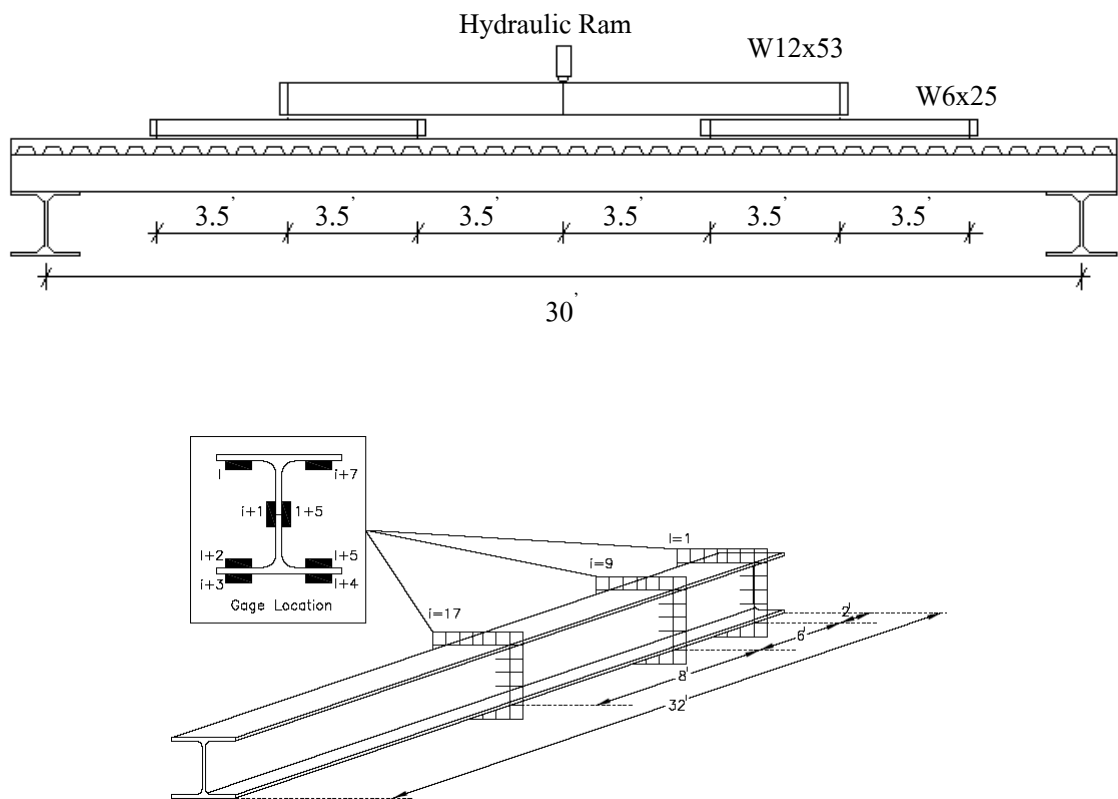
รูปที่ 2.5 การวางตำแหน่งของ Shear Stud ของ Easterling และคณะ [9]

Easterling และคณะ [9] ยังได้ทำการทดสอบแบบ Full Scale 4 ตัวอย่าง โดยใช้เหล็กรูปพรรณขนาดเดียวกันทุกตัวอย่าง คือ W16x31 ข้อมูลตัวอย่างทดสอบแสดงในตารางที่ .26 และการเตรียมตัวอย่างทดสอบแสดงในรูปที่ .26 ผลการทดสอบจากการทดสอบ Push-Out และ Full Scale เปรียบเทียบกับการคำนวณด้วยสมการตามข้อกำหนด AISC แสดงในตารางที่ 2.7

ตารางที่ 2.6 ข้อมูลตัวอย่างทดสอบแบบ Full Scale ในการศึกษาของ Easterling และคณะ [9]

ตัวอย่าง	ตำแหน่ง Shear Stud	ความหนาพื้นคอนกรีตบนพื้น Metal Deck (นิ้ว)	ขนาด Shear Stud (นิ้ว)	จำนวน Shear Stud (ตัว)	จำนวนการติด Strain Gages (ตัว)	ความกว้างของพื้น (นิ้ว)
Test 1	Strong	6	Ø3/4 x 5	12	24	81
Test 2	Weak	6	Ø3/4 x 5	12	24	81
Test 3	Alternate	6	Ø3/4 x 5	12	24	81
Test 4	Alternate	6	Ø3/4 x 5	12	24	81

*หมายเหตุ Alternate หมายถึงการวางตำแหน่งของ Shear Stud ผสมกันระหว่าง Strong กับ Weak



รูปที่ 2.6 การติดตั้ง loading frame และตำแหน่งการติดตั้ง Strain Gage ในการศึกษาของ Easterling และคณะ [9]

งานวิจัยนี้คำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud และกำลังรับโมเมนต์ตัดในคานเหล็กเชิงประกอบกับพื้น Metal Deck จากสมการในข้อกำหนด AISC ซึ่งสมการสำหรับหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud เป็นดังสมการที่ 2.5 คือ

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f_c E_c} \leq A_{sc} F_u \tag{2.5}$$

เมื่อ Q_n คือ กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud (kN)

A_{sc} คือ พื้นที่หน้าตัดของ Shear Stud (mm^2)

แต่สมการที่ 2.5 นั้นเป็นสมการสำหรับหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ในคานเหล็กเชิงประกอบกับพื้นดิน (Solid Slab) ดังนั้นเมื่อนำมาใช้คำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ในคานเหล็กเชิงประกอบกับพื้น Metal Deck จำเป็นต้องพิจารณาผลกระทบจากพื้น Metal Deck โดยการนำกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ที่คำนวณได้จากสมการที่ 2.5 คูณด้วยแฟกเตอร์ลดค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ซึ่งเป็นดังสมการที่ 2.6

$$SRF = \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1.0 \right) \leq 1.0 \tag{2.6}$$

เมื่อ

N_r	=	จำนวนของสลักรับแรงเฉือนอยู่ในลอนของแผ่นพื้นที่อยู่บนคานเหล็ก
W_r	=	ความกว้างเฉลี่ยของคอนกรีตที่อยู่ภายในลอนของแผ่นพื้น
h_r	=	ความสูงของแผ่นพื้นเหล็กลอน
H_s	=	ความยาวของสลักรับแรงเฉือนหลังจากการเชื่อม

การหาค่ากำลังรับโมเมนต์คัตในคานเหล็กเชิงประกอบกับพื้น Metal Deck คำนวณได้จากสมการที่

2.7

$$M_c = M_p - \left(\frac{C}{P_{yw}} \right) M_{pw} + C_e \quad (2.7)$$

เมื่อ

M_c = โมเมนต์พลาสติกคานเหล็กเชิงประกอบที่คำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนจากสมการที่

2.5

M_p = โมเมนต์พลาสติกคานเหล็กรูปพรรณ

C = แรงอัดในพื้นที่คอนกรีต

P_{yw} = แรงครากของเอวคานเหล็กรูปพรรณ

M_{pw} = โมเมนต์พลาสติกของเอวคานเหล็กรูปพรรณ

e = ระยะจากจุดศูนย์กลางของคานเหล็กรูปพรรณถึงจุดศูนย์กลางของพื้นที่คอนกรีต

ค่าแรงอัดในพื้นที่คอนกรีต (C) สามารถหาได้ดังนี้

$$C = \min \left\{ \begin{array}{l} A_{sw} F_{yw} + 2A_{sf} F_{yf} \\ 0.85 f_c' A_c \\ \Sigma Q_n \end{array} \right.$$

(2.8)

เมื่อ

A_{sw} = พื้นที่หน้าตัดของเอวคานเหล็ก

F_{sw} = กำลังครากของเอวคานเหล็ก

A_{sf} = พื้นที่หน้าตัดของปีกคานเหล็ก

F_{yf} = กำลังครากของปีกคานเหล็ก

A_c = พื้นที่หน้าตัดของพื้นที่คอนกรีตในช่วงความกว้างประสิทธิภาพ

ΣQ_n = ผลรวมกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ตลอดความยาวช่วงคาน

การหาค่ากำลังรับโมเมนต์ค้ดในคานเหล็กซึ่งประกอกับพื้น Metal Deck ที่ค่ากำลังรับแรงเอนได้จากการทดสอบ push-out (M_{po}) หาจากสมการที่ 2.7 โดยแทนค่า M_c ด้วย M_{po} และการหาค่ากำลังรับแรงเอนของ Shear Stud จากการทดสอบ push-out (Q_{po}) สามารถได้จากสมการที่ 2.9

$$Q_{po} = 18.82 \sqrt{\frac{f_c'}{4.57}} \quad (2.9)$$

เมื่อ

- Q_{po} = กำลังรับแรงเอนของ Shear Stud จากการทดสอบ push-out
 f_c' = กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตในการทดสอบ Full Scale
 18.82 = กำลังต้านทานเฉลี่ยของสลักรับแรงเอนจากการทดสอบ Push-out (kips)
 4.57 = กำลังอัดของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบ Push-out test (ksi)

ตารางที่ 2.7 ผลการทดสอบจาก Push-Out และ Full Scale เปรียบเทียบกับการคำนวณด้วยสมการตามข้อกำหนด AISC

ตัวอย่าง	Q_c (kips)	Q_{po} (kips)	Q_{cb} (kips)	M_c (ft-kips)	M_{po} (ft-kips)	M_e (ft-kips)
1 (str.)	28.7	19.3	18.8	344	303	304
2 (weak)	22.6	13.6	13.4	316	274	273
3 (alt.)	17.5	13.3	14.5	297	277	283
4 (alt.)	28.7	16.6	17.0	354	301	303

ตารางที่ 2.7 ผลการทดสอบจาก Push-Out และ Full Scale เปรียบเทียบกับการคำนวณด้วยสมการตามข้อกำหนด AISC (ต่อ)

ตัวอย่าง	Q_{cb}/Q_c	Q_{po}/Q_c	Q_{cb}/Q_{po}	M_e/M_c	M_e/M_{po}
1 (str.)	0.66	0.67	0.97	0.88	1.00
2 (weak)	0.59	0.60	0.99	0.87	1.00
3 (alt.)	0.83	0.76	1.09	0.95	1.02
4 (alt.)	0.59	0.58	1.02	0.86	1.01

ค่าที่ใช้ในการคำนวณได้จากการทดสอบคุณสมบัติของวัสดุ

Q_c คือ กำลังรับแรงเฉือนของ shear stud ที่คำนวณจากสมการที่ 2.5 และ 2.6

Q_{po} คือ กำลังรับแรงเฉือนของ shear stud ที่คำนวณจากสมการที่ 2.9 โดยใช้ค่าคงที่เท่ากับ 18.82 kips สำหรับ shear stud ตำแหน่ง strong และใช้ค่าคงที่เท่ากับ 13.55 kips สำหรับ shear stud ตำแหน่ง weak

Q_{cb} คือ กำลังรับแรงเฉือนของ shear stud ที่คำนวณจากสมการที่ 2.7 ซึ่งแทนค่า M_n ในสมการด้วยค่า M_c

M_c คือ กำลังรับโมเมนต์ดัดที่คำนวณโดยใช้สมการที่ 2.7 และหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ shear stud (Q_c) ด้วยสมการที่ 2.5

M_{po} คือ กำลังรับโมเมนต์ดัดที่คำนวณโดยใช้สมการที่ 2.7 และหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ shear stud (Q_{po}) ด้วยสมการที่ 2.9

M_c คือ โมเมนต์ดัดกระทำสูงสุดจากการทดสอบ Full Scale

จากผลการทดสอบตารางที่ 2.7 พบว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ shear stud (Q_{cb}) ที่คำนวณย้อนกลับจากค่าโมเมนต์ดัด ในสมการที่ 2.7 มีค่าใกล้เคียงกับค่ากำลังรับแรงเฉือนของ shear stud (Q_{po}) ที่ได้จากการทดสอบ push-out แต่ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ shear stud (Q_c) ที่คำนวณจากสมการที่ 2.5 เมื่อเปรียบเทียบกับค่ากำลังรับแรงเฉือนของ shear stud (Q_{po}) ที่ได้จากการทดสอบ push-out มีค่าต่างกันร้อยละ 40

ผลการทดสอบแบบ Push-Out Test พบว่าตัวอย่าง 4 ตัวอย่างที่วาง Shear Stud ในตำแหน่ง Weak กำลังรับแรงเฉือนเฉลี่ยของ Shear Stud มีค่าเท่ากับ 13.55 kips โดยการวิบัติเป็นแบบ Punching ที่เอวของพื้น Metal Deck และอีกตัวอย่าง 4 ตัวอย่างที่วาง Shear Stud ในตำแหน่ง Strong กำลังรับแรงเฉือนเฉลี่ยของ Shear Stud มีค่าเท่ากับ 18.82 kips โดยการวิบัติจะเป็นการเกิดรอยแตกร้าวที่ผิวหน้าของคอนกรีต

ผลการทดสอบแบบ Full Scale พบว่าตัวอย่างทดสอบที่วาง Shear Stud ในตำแหน่ง Weak (Test 2) จะเกิดการวิบัติที่ร่องของพื้น Metal Deck (Rib of Steel Deck) ส่วนตัวอย่าง Test 1 Test 3 และ Test 4 ที่วาง Shear Stud ในตำแหน่ง Strong จะเกิดการวิบัติโดยคอนกรีตแตกเป็นรูปกรวยหรือเกิด Shearing ที่บริเวณขาของ Shear Stud ผลจากการทดสอบทั้ง 2 กรณี คือ แบบ Full scale และแบบ Push Out Test Easterling และคณะ [9] สรุปว่า Shear Stud ในตำแหน่ง Weak จะมีพฤติกรรม Ductile มากกว่าที่ตำแหน่ง Strong ซึ่งทำให้เกิดการวิบัติแบบ Bearing Failure Mode และ Shear Stud ในตำแหน่ง Strong จะเกิดการวิบัติแบบคอนกรีตแตกร้าว หรือเรียกว่า Concrete Failure Mode นอกจากนี้ Easterling และคณะ ได้เสนอว่าค่าตัวคูณลดจำนวน Shear Stud (SRF) ที่แสดงในสมการที่ 2.6 ของข้อกำหนด AISC นั้นไม่ควรเกิน 0.75 ในกรณีที่มีจำนวนแถวของ Shear Stud หนึ่งแถวอยู่ในหนึ่งร่องของพื้น Metal Deck

Lam และคณะ [10] ศึกษากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ในพื้นคอนกรีตสำเร็จรูปแบบกลวงวางบนหลังคา โดยทำการทดสอบแรงกดแบบ Push-off test ในแนวราบกับตัวอย่างทดสอบ 12 ตัวอย่าง เพื่อศึกษาตัวแปรที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud คือ ระยะห่างระหว่างแผ่นพื้น (Gap) ขนาดเหล็กเสริมแนวขวาง และกำลังอัดของคอนกรีตทับหน้า รายละเอียดเกี่ยวกับตัวแปรทดสอบทั้งหมดแสดงอยู่ในตารางที่ 2.8 และผลการทดสอบแสดงในตารางที่ 2.9 รายละเอียดเกี่ยวกับรูปแบบการทดสอบ push-out แสดงในรูปที่ 2.7

ตารางที่ 2.8 ข้อมูลตัวอย่างทดสอบในการศึกษาของ Lam และคณะ [10]

ตัวอย่างทดสอบ	ชนิดของแผ่นพื้น	ระยะห่างระหว่างแผ่นพื้น (mm)	เหล็กเสริมแนวขวาง	จำนวน Shear Stud (ตัว)
T8-25-40	600 HCU	40	4 No. T8	6
T8-25-65	600 HCU	65	4 No. T8	6
T8-25-65P	1200 HCU	65	4 No. T8	6
T8-25-65	1200 HCU	65	4 No. T8	6
T8-25-120	600 HCU	120	4 No. T8	6
T16-25-65*	600 HCU	65	4 No. T16	6
T16-25-65	600 HCU	65	4 No. T16	6
T16-25-65	1200 HCU	65	4 No. T16	6
T25-25-40	1200 HCU	40	4 No. T25	6
T25-25-65	600 HCU	65	4 No. T25	6
T8-38-RC	Solid RC	N/A	4 No. T8	6
T16-25-RC	Solid RC	N/A	4 No. T8	6

หมายเหตุ

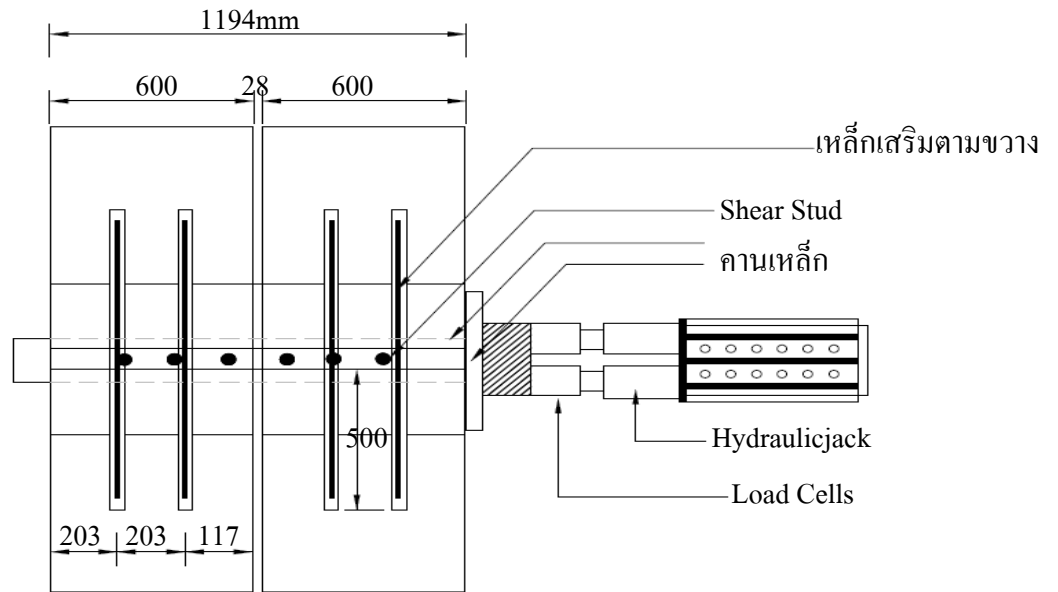
สัญลักษณ์* ต้องทำการทดสอบซ้ำเนื่องจากเกิดการผิดพลาดในการทดสอบ

สัญลักษณ์ P หมายถึง ใช้ polyethylene ป้องกันการแตกร้าวเริ่มแรก

สัญลักษณ์ T8-25-65 หมายถึง เหล็กเส้นแรงดึงสูงขนาด 8 mm, กำลังอัดคอนกรีต 25 MPa และ ระยะห่างระหว่างขอบแผ่นพื้น 65 mm

สัญลักษณ์ RC หมายถึง พื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก

สัญลักษณ์ hcu หมายถึง พื้นคอนกรีตสำเร็จรูปแบบกลวง

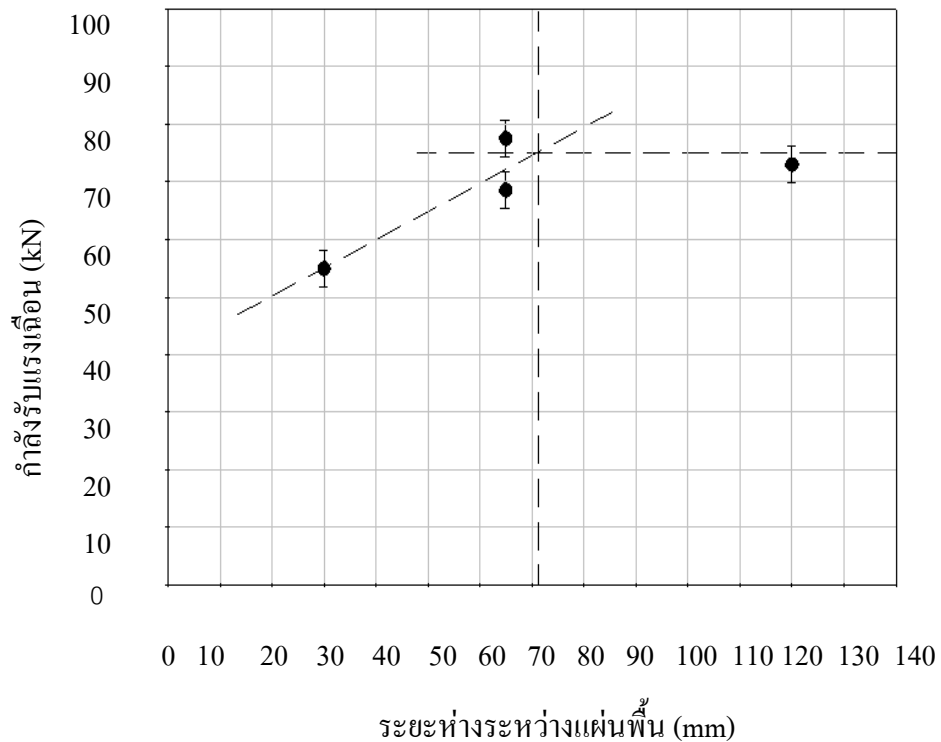


รูปที่ 2.7 รายละเอียดเกี่ยวกับรูปแบบการทดสอบ push-out ของ Lam และคานะ [10]

ตารางที่ 2.9 ผลการทดสอบ Push-Out ในการศึกษาของ Lam และคานะ [10]

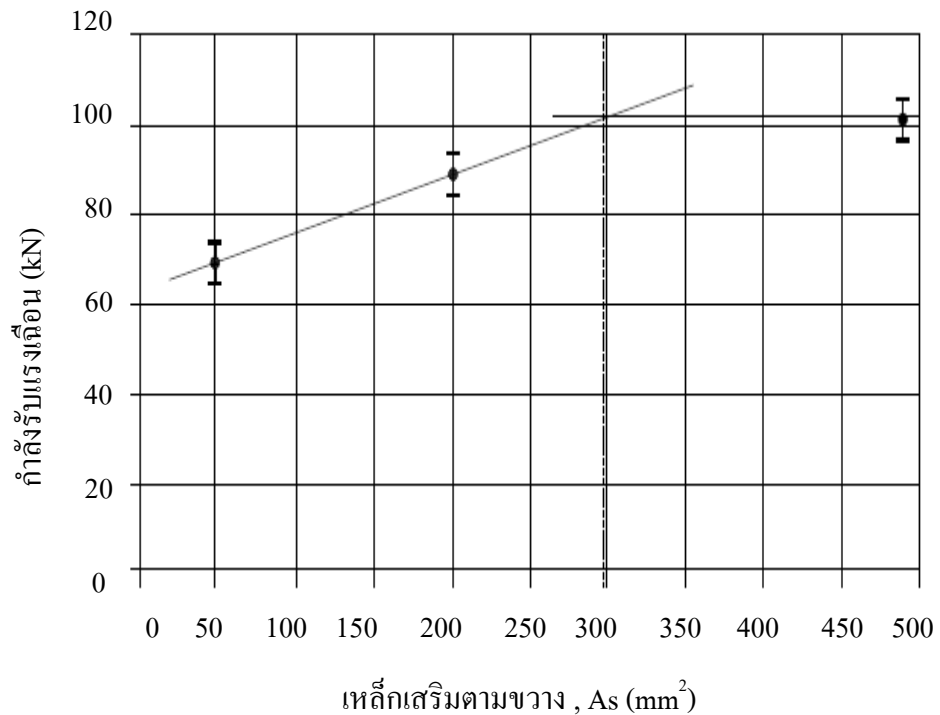
ตัวอย่าง	ค่า Shear Stiffness (kN)	น้ำหนักกระทำสูงสุด (Q_T) (kN)	ระยะการเคลื่อนตัวที่น้ำหนักกระทำสูงสุด (mm)	น้ำหนักกระทำที่ระยะการเคลื่อนตัว 10 mm	น้ำหนักที่ลดลง (ร้อยละ)
T8-25-40	137.4	56.5	2.3	41.8	26.1
T8-25-65	332	69.7	2.2	50	28.2
T8-25-65P	154.3	54.3	1.2	25.8	52.5
T8-25-65F	226.3	78	2.8	50.7	35
T8-25-120	164.4	72.8	2.5	55.3	24.1
T16-25-65*	63.8	60.5	10.9	60	0.8
T16-25-65	178.5	88.7	11.4	88.1	0.7
T16-25-40F	159	88.4	17.7	85.5	3.3
T25-25-40F	179.1	97.1	10.6	96.8	0.3
T25-25-65	200	100.85	16	93.5	7.3
T8-38-RC	179.4	72.9	2.2	58.2	20.3
T16-25-RC	186.9	97	19.4	92	5.2

จากผลการทดสอบซึ่งแสดงในรูปที่ 2.8 พบว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud จะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มระยะห่างระหว่างแผ่นพื้น โดยที่ระยะห่างระหว่างแผ่นพื้น 70 mm จะให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ดีที่สุด เมื่อเพิ่มระยะห่างระหว่างแผ่นพื้นมากกว่า 70 mm ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud มีค่าคงที่ ดังนั้นผู้วิจัย จึงสรุปว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ที่ใช้ระยะห่างระหว่างแผ่นพื้นมากกว่า 70 mm ขึ้นไปมีค่าคงที่ และแนะนำว่าในทางปฏิบัติระยะห่างระหว่างแผ่นพื้นไม่ควรน้อยกว่า 30 mm



รูปที่ 2.8 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud เทียบกับระยะห่างระหว่างแผ่นพื้นของ Lam และคณะ [10]

จากผลการทดสอบเนื่องจากผลกระทบจากเหล็กเสริมตามขวางดังแสดงในรูปที่ 2.9 พบว่า เหล็กเสริมตามขวางช่วยเพิ่มระนาบสำหรับต้านทานแรงเฉือนตรงรอยต่อของแผ่นพื้นสำเร็จรูปกับคอนกรีตหล่อในที่ และการเปลี่ยนขนาดเหล็กเสริมแนวขวางมีผลกระทบต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud โดยการเพิ่มขนาดเหล็กเสริมแนวขวางทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud เพิ่มขึ้น แต่การเพิ่มขนาดเหล็กเสริมแนวขวางจะส่งผลให้ระยะหุ้มคอนกรีตลดลงเมื่อวางเหล็กเสริมในช่องของแผ่นพื้นสำเร็จรูปแบบกลวง (Milled Slot) ดังนั้น ผู้วิจัยจึงแนะนำค่าอัตราส่วนในการเสริมเหล็กแนวขวางที่ให้ประสิทธิภาพสูงสุดเท่ากับร้อยละ 0.66 ของพื้นที่คอนกรีตที่รับแรงอัด



รูปที่ 2.9 กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud เทียบกับเหล็กเสริมตามขวางของ Lam และคณะ [10]

ผลการเปรียบเทียบกำลังอัดของคอนกรีตทับหน้าที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud โดยพิจารณาตัวอย่าง T8-25-120 ซึ่งมีระยะห่างระหว่างแผ่นพื้นสูงสุดคือ 120 mm และค่ากำลังอัดคอนกรีตทับหน้าเท่ากับ 25 MPa เปรียบเทียบกับตัวอย่าง T8-38-RC ซึ่งเป็นพื้นคอนกรีตตันและค่ากำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 38 MPa จะเห็นว่ากำลังอัดคอนกรีตต่างกัน 13 N/mm^2 แต่ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud นั้นใกล้เคียงกันมาก (72.8 kN และ 72.9 kN) ตามลำดับ

Lam [11] ศึกษากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ที่ฝังในโครงสร้างเชิงประกอบที่ใช้พื้นสำเร็จรูปชนิดกลวงโดยใช้การทดสอบแบบ Push Off Test ในแนวราบ เนื่องจากสามารถหล่อตัวอย่างทดสอบได้ง่ายและการเทคอนกรีตทับหน้าในแนวราบทำได้สะดวก ตัวอย่างสำหรับทดสอบ Push Off Test ในแนวราบซึ่งแสดงไว้ในรูปที่ 2.10 มีขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างและการทดสอบดังนี้ คือ

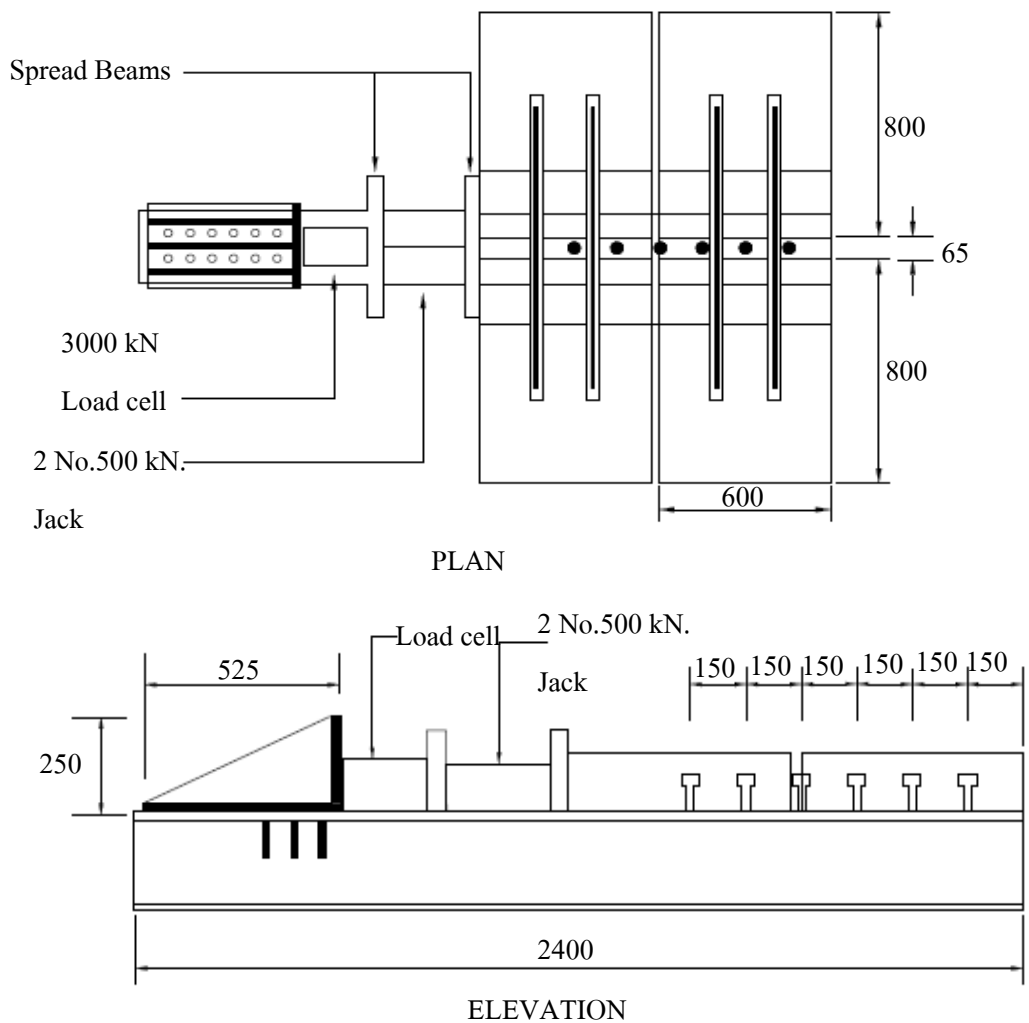
1. ขนาดของแผ่นพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวงที่ใช้ทดสอบมีความกว้าง 600 มม. และความยาว 800 มม.
2. จัดคานเหล็กด้วยแปรงลวดก่อนที่วางแผ่นพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวง
3. เหล็กเสริมตามขวางที่ใช้ทดสอบมีกำลังรับแรงดึง 460 N/mm^2 มีขนาดความยาว 1000 มม. เพื่อวางในช่องกลวงของแผ่นพื้น
4. Shear Connector จำนวน 6 ตัว เชื่อมติดกับคานเหล็กขนาด $254 \times 254 \times 73 \text{ UC}$ ทุกระยะ 150 มม.

5. การเก็บก้อนคอนกรีตขนาด 1000 mm^3 จำนวน 6 ก้อน เพื่อทดสอบกำลังรับแรงอัดที่แท้จริงของกำลังของคอนกรีตที่หน้าที่ใช้หล่อในแนวราบ
6. น้ำหนักที่กระทำเพิ่มสูงขึ้นทีละ 40 kN จนกระทั่งถึงน้ำหนักกระทำสูงสุดและหลังจากนั้นค่อยๆ ลดลงทีละ 10 kN
7. ระยะเวลาเคลื่อนตัวของ Shear Connector ตามแนวราบ วัดจนกระทั่งถึง 20 มม. หรือตัวอย่างทดสอบวิบัติ

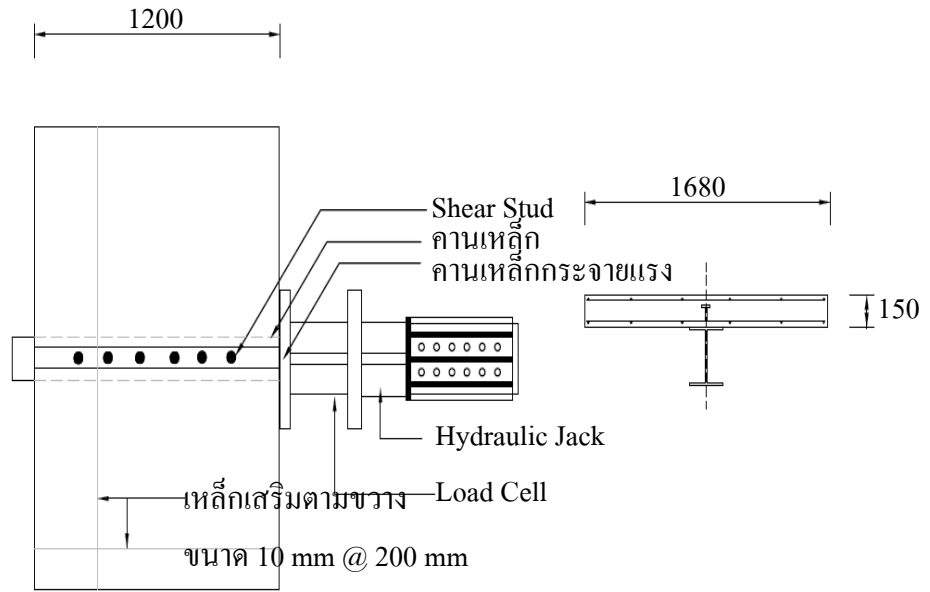
จากผลการทดสอบ Shear Stud ในการทดสอบ Push Off ในแนวราบของตัวอย่างทดสอบที่ใช้พื้นต้น จำนวน 3 ตัวอย่าง รายละเอียดเกี่ยวกับตัวอย่างทดสอบที่ใช้พื้นต้นแสดงอยู่ในรูปที่ 2.10 เปรียบเทียบกับตัวอย่างทดสอบที่ใช้พื้นสำเร็จรูปชนิดกลวง จำนวน 3 ตัวอย่าง ได้แสดงในตารางที่ 2.10 ซึ่งกำลังต้านทานแรงเฉือนของ Shear Stud ที่ได้จากการทดสอบกับพื้นทั้งสองรูปแบบนั้นค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้ต้องไม่แตกต่างกันเกินร้อยละ 10 ไม่เช่นนั้นต้องทำการทดสอบใหม่ นอกจากนั้นงานวิจัยนี้ได้นำกำลังต้านทานแรงเฉือนของ Shear Stud ที่ได้จากการทดสอบ Push-Off เปรียบเทียบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนของ Shear Stud ที่คำนวณจากสมการของมาตรฐาน BS5950 และ EC4 พบว่า ผลการทดสอบในงานวิจัยนี้ให้ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของ Shear Stud ใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการคำนวณด้วยสมการในมาตรฐาน BS 5950 และ EC4 โดยการคำนวณด้วยสมการของมาตรฐาน BS 5950 ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุด

ตารางที่ 2.10 ผลการทดสอบ Shear Stud ขนาด 19 มม. ยาว 95 มม. ในพื้นคอนกรีตต้นที่เปรียบเทียบกับพื้นคอนกรีตสำเร็จรูปชนิดกลาง

ตัวอย่างที่	น้ำหนักสูงสุดต่อ stud (kN)	ระยะการเคลื่อนตัวที่น้ำหนักกระทำสูงสุด (mm)	กำลังอัดคอนกรีต (N/mm^2)	BS 5950 (kN)	EC4 (kN)
ตัวอย่างที่ 1	102.6	6.2	29.1	100	91.4
ตัวอย่างที่ 2	101.6	6.9	28.5	100	85.7
ตัวอย่างที่ 3	100.1	6.3	28.0	100	84.5



รูปที่ 2.10 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ Push off test ตามแนวราบของ Lam และคณะ [11]



รูปที่ 2.10 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ Push off test ตามแนวราบพื้นคอนกรีตตันของ Lam และคณะ [11]

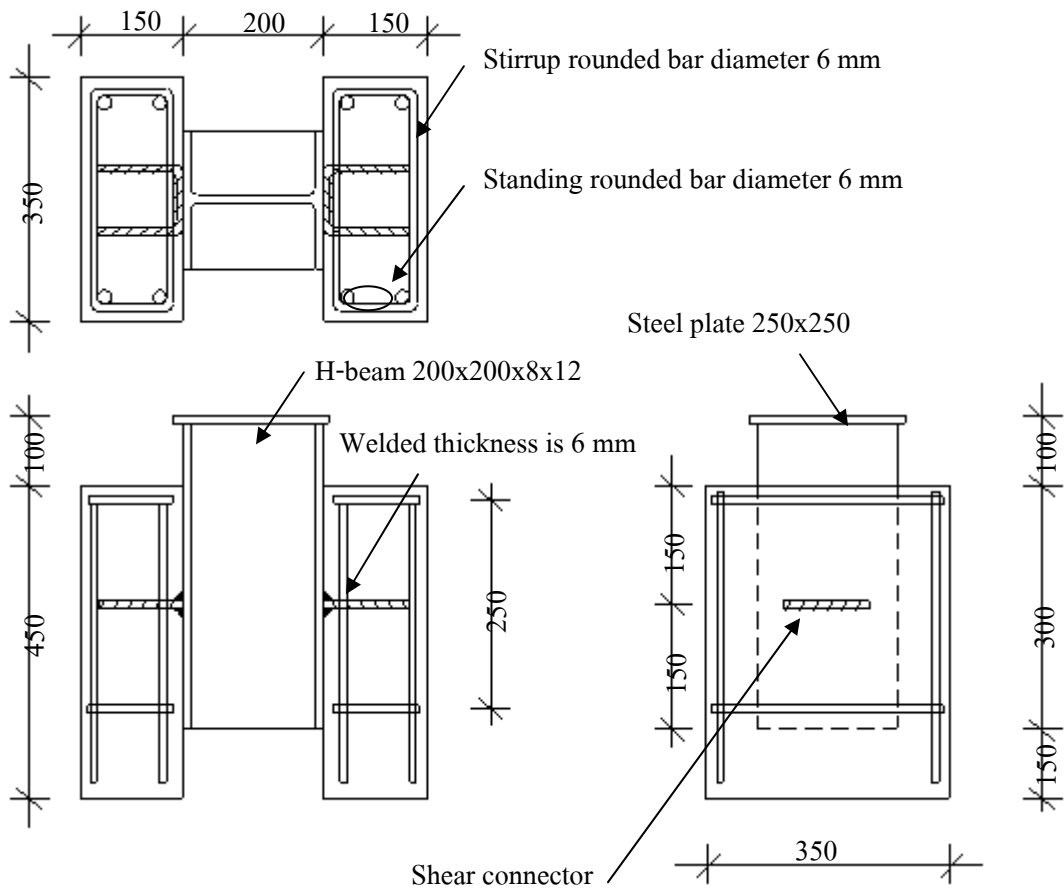
Vorasut Limwuttigraijirat [12] ศึกษากำลังของเหล็กเส้นกลมผิวเรียบและเหล็กข้ออ้อยที่นำมาใช้ในคานเชิงประกอบในลักษณะของตัวรับแรงเฉือน ด้วยการทดสอบ push-out test ตามมาตรฐาน BS 5400 เพื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ Shear Stud การทดสอบนี้ใช้เหล็กเส้นกลมผิวเรียบขนาด 6 มม. เหล็กข้ออ้อย 12 และ 16 มม. ดัดเป็นรูปตัวยู และนำไปเชื่อมติดกับปีกคานเหล็ก หลังจากนั้นจึงหล่อคอนกรีตทับบนหลังปีกคานเหล็กและหุ้มตัวรับแรงเฉือน มีรายละเอียดเกี่ยวกับตัวแปรทดสอบและรูปแบบการทดสอบในตารางที่ 2.11 และ 2.12 และรูปที่ 2.11

ตารางที่ .211 ข้อมูลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ของLimwuttigraijirat [12]

ชื่อตัวอย่าง	กำลังอัดคอนกรีต (ksc)	ขนาด Shear Stud (mm)	จำนวนตัวอย่างทดสอบ
S-1	210	16	3
S-2	245	16	3
S-3	280	16	3
		รวม	9

ตารางที่ .212 ข้อมูลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเส้นเสริมคอนกรีต ของ Limwuttigrajirat [12]

ชื่อตัวอย่าง	กำลังอัดคอนกรีต (ksc)	ขนาดเหล็ก Shear Connector (mm)	จำนวนตัวอย่างทดสอบ
D-1	210	12	3
D-2		16	3
D-3	245	12	3
D-4		16	3
D-5	280	12	3
D-6		16	3
		รวม	18



รูปที่ 2.11 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ ของ Limwuttigrajirat [12]

ตารางที่ 2.13 ผลการทดสอบ Push-out ในการศึกษาของ Limwuttigraijirat [12]

ชื่อตัวอย่าง	ชนิดของ Shear Connectors	กำลังอัดคอนกรีต (ksc)	กำลังรับแรงเฉือนประลัย (kg)					รูปแบบการวิบัติ*
			ตัวอย่าง 1	ตัวอย่าง 2	ตัวอย่าง 3	เฉลี่ย	ยอมรับ (ร้อยละ 80)	
S-1	Stud	210	10234	9373	9084	9564	7651	1
S-2	Stud	245	12022	11562	11739	11774	9419	1
S-3	Stud	280	12782	13079	12654	12838	10271	1
D-1	DB12	210	16743	14578	13728	15016	12013	2
D-2	DB16	210	21842	19827	21095	20921	16737	2
D-3	DB12	245	16992	17741	16579	17104	13683	2
D-4	DB16	245	23577	22187	22569	22778	18222	2
D-5	DB12	280	19243	18226	17597	18355	14684	2
D-6	DB16	280	24282	23109	24922	24104	19283	2

*หมายเหตุ 1 หมายถึง ตัวอย่างทดสอบวิบัติโดย Shear Stud และ 2 หมายถึง ตัวอย่างทดสอบวิบัติโดยคอนกรีต

จากผลการทดสอบในตารางที่ 2.13 พบว่า การเพิ่มกำลังอัดของคอนกรีตส่งผลให้เหล็กเสริมซึ่งทำหน้าที่เป็น Shear Connector สามารถรับแรงเฉือนได้เพิ่มขึ้นร้อยละ 6-14 และการเพิ่มขนาดของเหล็กเสริมจาก DB12 เป็น DB16 ส่งผลทำให้เหล็กเสริมรับแรงเฉือนได้เพิ่มขึ้นร้อยละ 33-39 นอกจากนี้ Limwuttigraijirat [12] เสนอสมการไว้สำหรับประมาณค่ากำลังของเหล็กรับแรงเฉือนในคานเชิงประกอบดังสมการที่ (2.10)

$$P_u = 715D\sqrt{f'_c} \quad (2.10)$$

เมื่อ

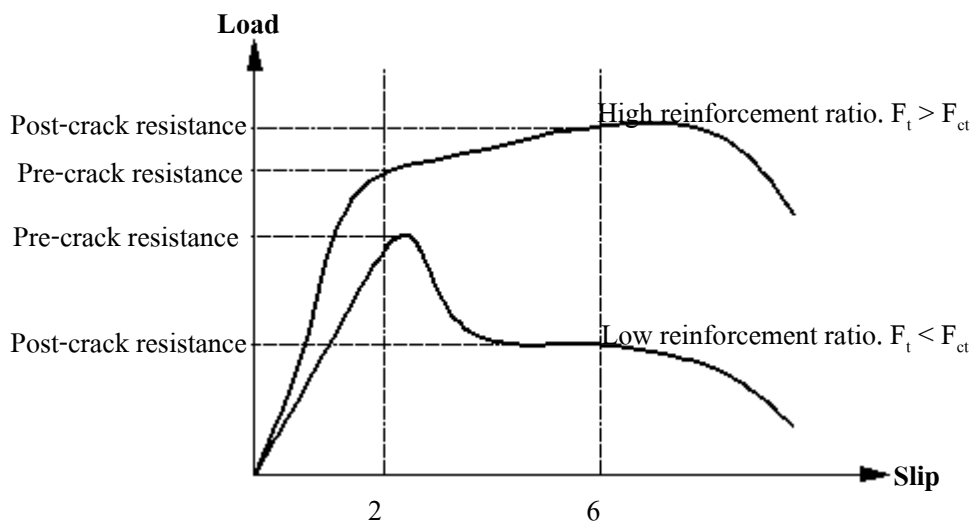
P_u คือ กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเส้นรับแรงเฉือน (kg.)

D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้น (cm.)

f'_c คือ กำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอก (ksc.)

Lam และคณะ [13] ศึกษาพฤติกรรมและการออกแบบตัวรับแรงเฉือนในคานเชิงประกอบกับพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวงด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์โดยเปรียบเทียบผลจากการวิเคราะห์กับการทดสอบ Push off test ในแนวราบ Lam [11] พบว่า ตัวอย่างที่ใส่เหล็กเสริมตามขวางปริมาณสูงซึ่งหมายถึง ตัวอย่างทดสอบที่ใส่เหล็กเสริมตามขวางในอัตราส่วนของกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมตามขวางสูงกว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ($F_t > F_{ct}$) ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud สูงขึ้น

เรื่อยๆหลังจากผ่านจุด Pre-Crack Resistance แล้วและกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud เริ่มลดลงเมื่อมีระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Stud อย่างน้อย 6 mm การวิบัติจะเกิดขึ้นเมื่อเหล็กเสริมแนวขวางมีกำลังถึงจุดประลัย แต่ในตัวอย่างที่ใส่เหล็กเสริมตามขวางปริมาณต่ำ ซึ่งหมายถึง ตัวอย่างทดสอบที่ใส่เหล็กเสริมตามขวางในอัตราส่วนของกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมตามขวางต่ำกว่ากำลังรับรับแรงดึงของคอนกรีต ($F_t < F_{ct}$) พบว่า กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud จะลดลงอย่างรวดเร็วหลังจากผ่านจุด Pre-Crack Resistance จนกระทั่งเกิดการวิบัติรูปแบบคอนกรีตแตกร้าว ซึ่งในรูปที่ 2.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำต่อระยะการเคลื่อนตัวในตัวอย่างทดสอบที่ใส่เหล็กเสริมตามขวางปริมาณสูงและปริมาณต่ำ



F_t คือ กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมตามขวาง

F_{ct} คือ กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำต่อระยะการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบจากการศึกษาของ Lam [13]

จากผลการทดสอบและการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ในงานวิจัยนี้ Lam และคณะ [13] เสนอว่าความกว้างปีกคานรับแรงอัดประสิทธิภาพ (b_{eff}) สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$b_{eff} = \left(\frac{25}{f_{cu}} \right)^2 \left(\frac{0.4}{f'_t} \right) 1000 + 300 \quad (2.11)$$

เมื่อ b_{eff} คือ ความกว้างปีกคานรับแรงอัดประสิทธิภาพ (มม.)

f_{cu} คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตเททับหน้าทรงลูกบาศก์ (N/mm²)

f'_t คือ กำลังรับแรงดึงประสิทธิภาพของคอนกรีตเททับหน้า เท่ากับ $\frac{A_s f_y}{A_c}$ (N/mm²)

หรือการคำนวณหาความกว้างปีกคานรับแรงอัดประสิทธิภาพ (b_{eff}) สามารถหาได้ด้วยรูปแบบง่ายๆ ดังสมการที่ 2.12 คือการนำระยะความยาวช่วงคานหารด้วย 5

$$b_{eff} = \frac{Span}{5} \quad (2.12)$$

การออกแบบกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ในคานเชิงประกอบด้วยพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวงในงานวิจัยของ Lam และคณะ [13] ได้นำสมการของมาตรฐาน EC4 มาปรับปรุงโดยพิจารณาผลกระทบจากระยะห่างระหว่างปลายแผ่นพื้น ผลกระทบของเหล็กเสริมตามขวาง และผลกระทบของรอยต่อระหว่างแผ่นพื้นแต่ละแผ่น และได้เสนอสมการสำหรับคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ในคานเชิงประกอบด้วยพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวง ดังสมการ 2.13

$$P_{RD} = 0.29\alpha\beta\epsilon d^2 \sqrt{(\omega f_{cp} E_{cp})} / \gamma_v \leq 0.8 f_u \pi d^2 / 4 \gamma_v \quad (2.13)$$

เมื่อ β คือ แฟกเตอร์ความกว้างของ gap (มม.) เท่ากับ $0.5\left(\frac{g}{70} + 1\right) \leq 1.0$ และ $g \geq 30$ mm

ϵ คือ แฟกเตอร์ขนาดของเหล็กเสริมตามขวาง ชนิด grade 460 N/mm² เท่ากับ

$$0.5\left(\frac{\phi}{20} + 1\right) \leq 1.0 \text{ และ } \phi \geq 8 \text{ mm}$$

ω คือ แฟกเตอร์ของรอยต่อตามขวาง เท่ากับ $0.5\left(\frac{w}{600} + 1\right)$ และ w คือ ความกว้างของแผ่นพื้น

สำเร็จรูปชนิดกลวง (mm)

f_{cp} คือ กำลังอัดเฉลี่ยของคอนกรีตทรงกระบอก เท่ากับ 0.8 คูณกับค่าเฉลี่ยกำลังอัดของคอนกรีตเท

ทับหน้ากับกำลังอัดของแผ่นพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวง

E_{cp} คือ ค่าเฉลี่ยโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตเททับหน้ากับแผ่นพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวง N/mm²

การออกแบบกำลังรับโมเมนต์คัตในคานเชิงประกอบด้วยพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวง ในกรณีใช้รอยต่อรับแรงเฉือนในแนวราบแบบบางส่วน (Partial Shear Connection) สามารถคำนวณหาำลังรับโมเมนต์คัตได้จากสมการที่ 2.14

$$M_{comp} = M_s - F_{con} \left[d_p - \frac{F_{con}}{F_{conc}} \frac{d_p}{2} \right] - \frac{(F_{steel} - F_{con})^2 T}{F_{flange} 4} \quad (2.14)$$

เมื่อ M_{comp} คือ โมเมนต์ค้ดของคานเชิงประกอบกับพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวง (kN-m)

M_s คือ โมเมนต์ค้ดของคานเหล็กรูปพรรณ (kN-m)

F_{con} คือ กำลังรับแรงเอนของ Shear Stud มีค่าเท่ากับ nP_{RD} โดย n คือ จำนวนของ Shear Stud ที่วางอยู่ในช่วงครึ่งหนึ่งของความยาวช่วงคาน และ P_{RD} สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.13

F_{comp} คือ กำลังรับแรงอัดของพื้นคอนกรีตทับหน้า (kN)

F_{steel} คือ กำลังรับแรงดึงของคานเหล็กรูปพรรณ (kN)

F_{flange} คือ กำลังรับแรงดึงของปีกคานเหล็กรูปพรรณ (kN)

T คือ ความหนาของปีกคานเหล็กรูปพรรณ (mm)

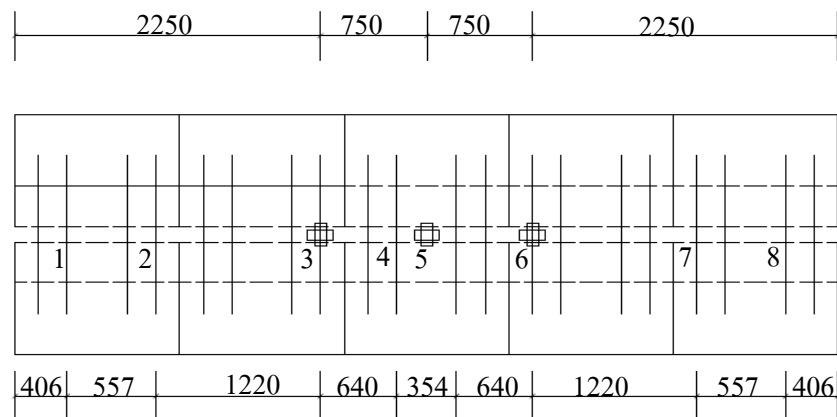
Lam และคณะ [14] ทดสอบ Full Scale คานเชิงประกอบกับพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวง เพื่อศึกษาตัวแปรต่างๆ เหล่านี้ คือ อัตราส่วนของพื้นที่เหล็กเสริมตามขวางต่อพื้นที่คอนกรีต และรูปแบบผิวรอยต่อของพื้นคอนกรีตสำเร็จรูปชนิดกลวงกับคอนกรีตทับหน้า โดยที่มีรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบและผลการทดสอบดังแสดงในตารางที่ 2.14 การทดสอบจะติดตั้งเครื่องมือ Transducer เพื่อวัดค่าการโก่งตัวที่กลางคานและระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบที่ปลายคานเหล็ก และติดตั้ง Strain Gauge เพื่อวัดค่าความเครียดที่เกิดขึ้นกับเหล็กเสริมตามขวาง ปีกคานบนและปีกคานล่างของคานเหล็ก และพื้นผิวคอนกรีตทับหน้า รายละเอียดของการติดตั้ง Strain Gauge เป็นดังรูปที่ 2.13 ค่าความเครียดที่วัดในคานเหล็กและพื้นคอนกรีตจะนำไปคำนวณหาตำแหน่งของแกนสะเทินและตรวจสอบการครากของคานเหล็กหรือการแตกหักของพื้นคอนกรีต

ตารางที่ 2.14 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบและผลการทดสอบในการศึกษาของ Lam และคณะ [14]

ตัวอย่าง	อัตราส่วนพื้นที่ Tie-Steel (%)	กำลังคอนกรีตเททับหน้า N/mm ²	โมเมนต์สูงสุด M _R :kN.m	ระยะโก่งตัวที่ M _R :mm	อัตราส่วนของ M _R /M _{R(steel)}	ค่าสถิติฟเนตกำลังตัด kNm/mm	ระยะการเคลื่อนตัวของปลายแผ่นพื้นที่โมเมนต์สูงสุด mm.
CB1-T16	0.45	32.0	496	32	2.02	17.5	0.4
CB2-T8	0.11	25.5	470	35	1.92	17.9	2.6
CB3-T8 ^a	0.11	26.5	345	27	1.42	12.5	5.9
UB (FE)	-	-	245	51	1.00	7.7	-

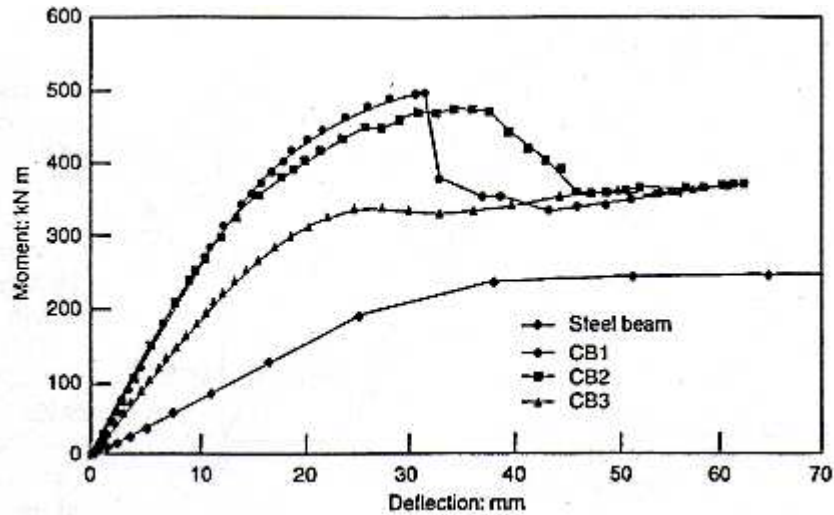
หมายเหตุ ความยาวช่วงคาน/360 เท่ากับ 15.8 มม. (ใช้ค่าจัดการโก่งตัวตามมาตรฐาน BS5950)

^a หมายถึงใส่ polythene ที่พื้นผิวระหว่างแผ่นพื้นสำเร็จรูปชนิดคลวงกับคอนกรีตเททับหน้า



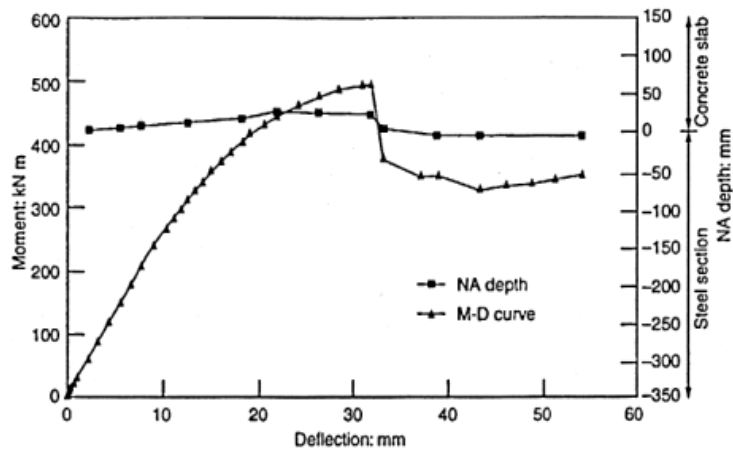
□ ตำแหน่งของ Strain Gauge ที่ติดกับคอนกรีตเททับหน้า และหมายเลข 1 ถึง 8 คือ Strain Gauge ที่ติดอยู่กับเหล็กเสริมตามขวาง

รูปที่ 2.13 การจัดวางตำแหน่ง Strain Gauge ในคอนกรีตเททับหน้าและเหล็กเสริมตามขวางในการศึกษาของ Lam และคณะ [14]

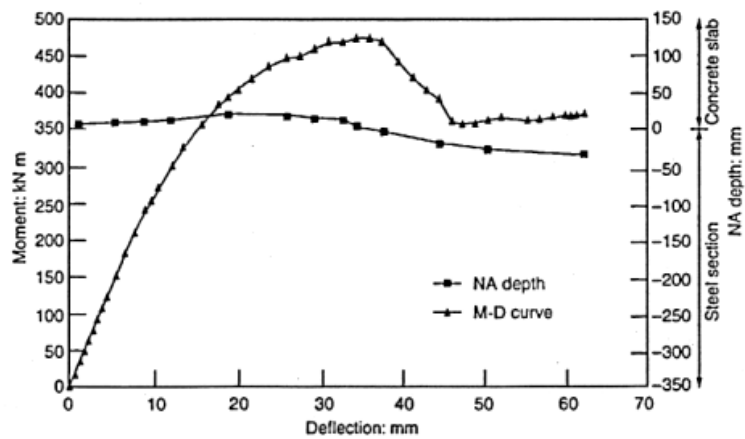


รูปที่ 2.14 การเปรียบเทียบค่าโมเมนต์กับระยะ โกงตัวที่จุดกึ่งกลางคานจากการทดสอบ Full Scale ใน การศึกษาของ Lam และคณะ [14]

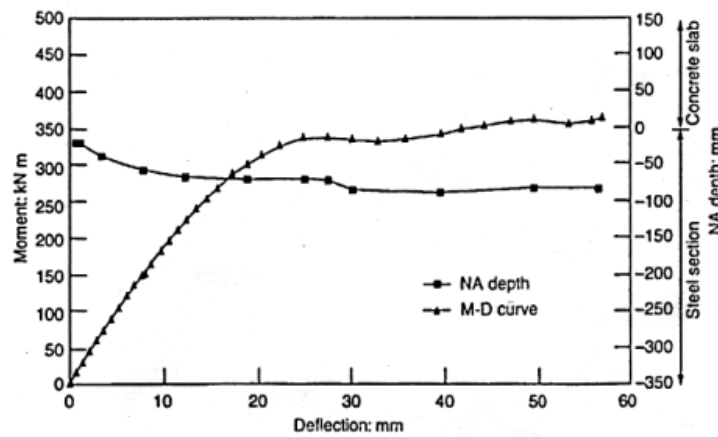
จากผลการทดสอบในตารางที่ 2.14 และรูปที่ 2.14 พบว่า กำลังต้านทาน โมเมนต์ค้ดมีค่าสูงขึ้นเมื่อค่า สติเฟเนตกำลังค้ดของคานเชิงประกอบเพิ่มสูงขึ้น และจะสังเกต ได้ชัดเจนเมื่อนำ ไปเปรียบเทียบกับค่า สติเฟเนตกำลังค้ดของคานเหล็ก นอกจากนี้ ได้ศึกษาผลกระทบของแกนสะเทินของหน้าตัดคานเชิง ประกอบที่มีต่อกำลังต้านทาน โมเมนต์ค้ด จากผลการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 2.15 พบว่ากำลัง ต้านทาน โมเมนต์ค้ดสามารถเพิ่มสูงขึ้น ได้เมื่อแกนสะเทินอยู่ฝั่งรับแรงอัด และคอนกรีตฝั่งแรงอัดเกิด การแตกออกเมื่อกำลังคอนกรีตมีค่า $0.67 f_{cu}$ พร้อมกับคานเหล็กเกิดการครากทั้งหน้าตัด แต่ในกรณี ที่ แกนสะเทินอยู่ในฝั่งคานเหล็ก กำลังต้านทาน โมเมนต์ค้ดของคานเชิงประกอบจะลดน้อยลง ตามลำดับ



(ก) ตำแหน่งแกนสะเทินของตัวอย่าง CB1



(ข) ตำแหน่งแกนสะเทินของตัวอย่าง CB2



(ค) ตำแหน่งแกนสะเทินของตัวอย่าง CB3

รูปที่ 2.15 แสดงตำแหน่งแกนสะเทินของทั้ง 3 ตัวอย่างจากการทดสอบทดสอบ Full Scale ใน การศึกษาของ Lam และคณะ [14]

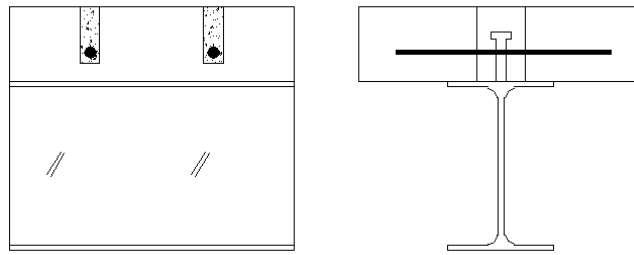
Lam และคณะ [15] ศึกษาแกนเหล็กเชิงประกอบโดยพื้นคอนกรีตสำเร็จรูปแบบกลวงวางบนหลังคา โดยการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมสำเร็จรูป (Finite Element Method) และการทดสอบแบบ Full Scale ต่อเนื่องจากงานวิจัย Lam และคณะ [10] โดยเพิ่มตัวแปรและจำนวนตัวอย่างทดสอบดังแสดงใน ตารางที่ 2.15

ตารางที่ 2.15 ข้อมูลตัวอย่างทดสอบในการศึกษาของ Lam และคณะ [15]

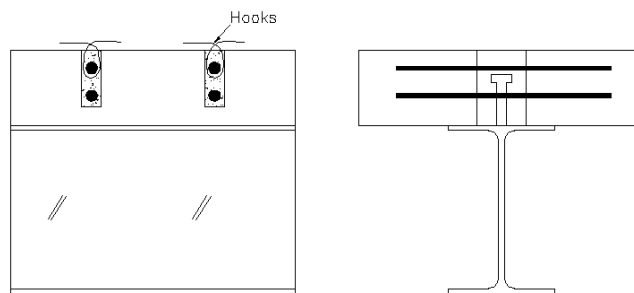
ขนาดคานเหล็ก รูปพรรณ	ระยะห่างของ Shear Stud (mm)	ความหนาของแผ่นพื้น และขนาดเหล็กเสริมแนวขวาง (mm)					
		150		200		250	
		T8	T16	T8	T16	T8	T16
356x171x51 UB	150	PS1	PS19	PS4	PS22	PS7	PS25
	300	PS2	PS20	PS5	PS23	PS8	PS26
	450	PS3	PS21	PS6	PS24	PS9	PS27
533x210x82 UB	150	PS10	PS28	PS13	PS31	PS16	PS34
	300	PS11	PS29	PS14	PS32	PS17	PS35
	450	PS12	PS30	PS15	PS33	PS18	PS36
762x267x147 UB	150	PS37	-	PS40	-	PS43	-
	300	PS38	-	PS41	-	PS44	-
	450	PS39	-	PS42	-	PS45	-

ผลการทดสอบพบว่าตัวแปร 3 ตัวแปรที่มีผลต่อกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานเชิงประกอบคือ อัตราส่วนระหว่างเหล็กเสริมตามขวางต่อคอนกรีตเททับหน้า (Reinforcement Ratio) ขนาดคานเหล็ก รูปพรรณและความหนาของพื้นคอนกรีตสำเร็จรูปที่เพิ่มขึ้นจะทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดของคานเชิงประกอบเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ และการเพิ่มระยะห่างของ Shear Stud จะทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดลดลง การเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมตามขวางจะทำให้กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud เพิ่มขึ้นแต่จะส่งผลให้ Ductility ของคานลดลงและทำให้พื้นคอนกรีตเปราะและแตกร้าวได้ง่าย

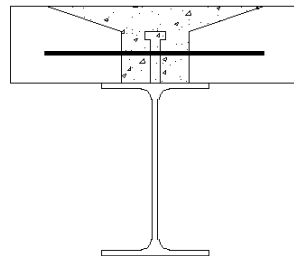
Lam และคณะ [16] ศึกษาผลกระทบที่มีต่อกำลังรับแรงของ Shear Stud ในคานเหล็กเชิงประกอบกับพื้นคอนกรีตสำเร็จรูปชนิดกลวง โดยทำการทดสอบแบบ Push off test จำนวน 72 ตัวอย่าง โดยมีตัวแปรของการทดสอบคือ ลักษณะปลายขอบแผ่นพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวง เช่น Square-end และ Chamfered-end ความสูงและขนาดของ Shear Stud และขนาดของเสริมเหล็กแนวขวาง ซึ่งการเสริมเหล็กแนวขวางนั้นมีวัตถุประสงค์ 2 ประการคือ ทำหน้าที่ถ่ายแรงเฉือนระหว่างคานเหล็กรูปพรรณกับพื้นคอนกรีต และลดการแตกร้าวของคอนกรีต รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวางและลักษณะปลายขอบพื้นสำเร็จรูปแสดงไว้ในรูปที่ 2.16 และตัวแปรหลักที่ศึกษาในครั้งนี้ แสดงในตารางที่ 2.16



a) เหล็กเสริมตามขวาง 1 ชั้น กรณีขอบพื้นแบบสี่เหลี่ยม



b) เหล็กเสริมตามขวาง 2 ชั้น กรณีขอบพื้นแบบสี่เหลี่ยม



c) เหล็กเสริมตามขวาง 1 ชั้น กรณีขอบพื้นแบบสี่เหลี่ยมคางหมู

รูปที่ 2.16 รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวางและประเภทของขอบพื้นสำเร็จรูปในการศึกษาของ Lam และคณะ [16]

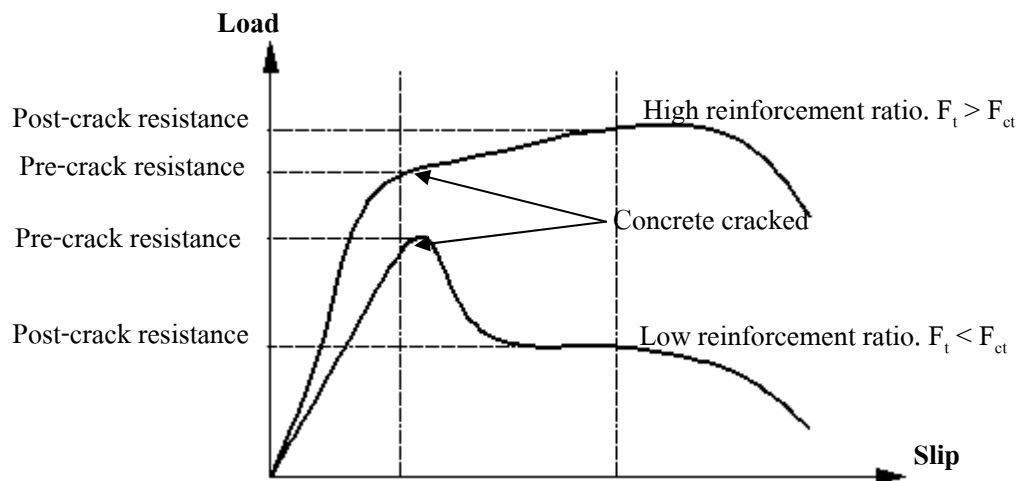
ตารางที่ .216 ตัวแปรหลักที่ศึกษาสำหรับงานวิจัยครั้งนี้ โดย Lam และคณะ [16]

Main Parameter	Variables
เหล็กเสริมในแนวขวาง	T10, T12, 2T10, T16, 2T12, T20
ระยะห่างระหว่างแผ่นพื้น, Gap (mm)	40, 60, 65, 80, 100, 120, 140
กำลังอัดของคอนกรีตทับหน้า (MPa)	20, 40, 50
ความหนาของแผ่นพื้นสำเร็จรูป (mm)	150, 200, 250, 300
ชนิดของขอบแผ่นพื้นสำเร็จรูป	Square-end , Chamfered-end

หมายเหตุ สัญลักษณ์ T10 คือ เหล็กเส้นแรงดึงสูง มีขนาด 10mm

ผลการทดสอบ พบว่า การเปลี่ยนเหล็กเสริมแนวขวางมีผลกระทบต่อกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud โดยการเพิ่มขนาดเหล็กเสริมแนวขวางจะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud เพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ

Lam เสนอความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำต่อระยะการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบ โดยพิจารณาปริมาณการเสริมเหล็กแนวขวาง ดังรูปที่ 2.17



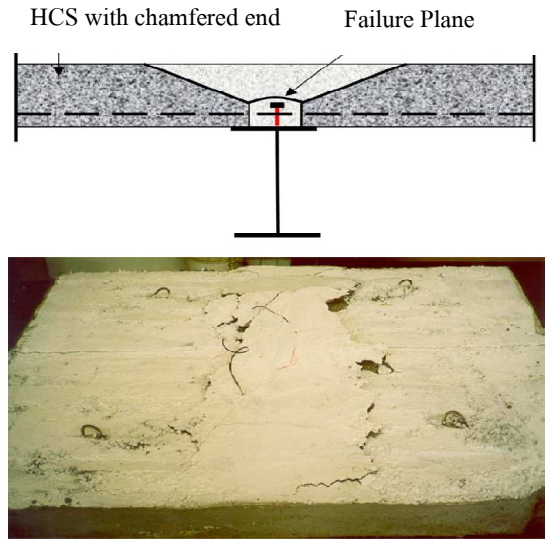
รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำต่อระยะการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบในการศึกษาของ Lam [16]

จากรูปที่ 2.17 กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ในตัวอย่างที่มีอัตราการเสริมเหล็กตามขวางต่ำ หมายถึง ($F_t < F_{ct}$) กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud จะลดลงอย่างรวดเร็วหลังจากคอนกรีตเกิดการแตกร้าว ส่วนกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ในตัวอย่างที่มีอัตราการเสริมเหล็กตามขวางสูง หมายถึง ($F_t > F_{ct}$) หลังจากจุด Pre-Crack Resistance กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud จะยังคงต้านทานแรงได้จนกว่าจะเกิดการเคลื่อนตัวของ Shear Stud อย่างน้อย 6 mm จนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติโดยเหล็กเสริมแนวขวางมีกำลังถึงจุดประลัย

ผลการทดสอบการเปลี่ยนระยะห่างระหว่างแผ่นพื้น (Gap) ที่มีผลกระทบต่อกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud จะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มระยะห่างระหว่างแผ่นพื้น ซึ่งจะคล้ายกับงานวิจัย Lam [4] โดย Lam สรุปว่าระยะห่างระหว่างแผ่นพื้นที่เหมาะสมที่สุดสำหรับการเสริมเหล็กแนวขวาง 80^{ชั้น} ประมาณ 2mm มากกว่าการเสริมเหล็กแนวขวาง 10^{ชั้น} 1mm ทั้งนี้ อาจเป็นผลมาจากการเสริมเหล็กแนวขวาง 3^{ชั้น} ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ 2Shear Stud เพิ่มขึ้น

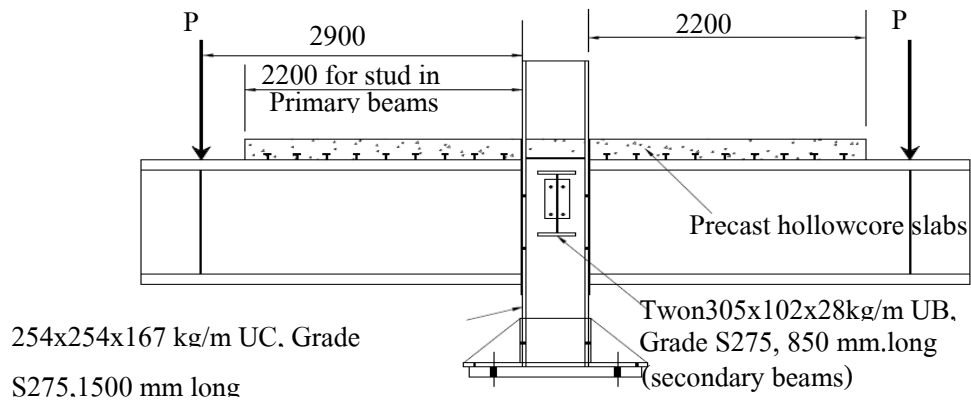
ผลการทดสอบการเปลี่ยนกำลังอัดคอนกรีตทับหน้าที่มีผลกระทบต่อกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud พบว่าเมื่อเพิ่มกำลังอัดคอนกรีตทับหน้าค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ก็เพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ

ผลการทดสอบประเภทของขอบแผ่นพื้นที่มีผลกระทบต่อกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud โดยพิจารณาจากตัวอย่างทดสอบที่ใช้ขนาดความสูงของ Shear Stud 100 mm และ 125 mm ร่วมกับประเภทของขอบแผ่นพื้นแบบสี่เหลี่ยมคางหมู พบว่าตัวอย่างที่ใช้ขนาดความสูงของ Shear Stud 100 mm จะเกิดการวิบัติก่อนตัวอย่างที่ใช้ขนาดความสูงของ Shear Stud 125 mm เนื่องจากคอนกรีตทับหน้าจะถูกผลักไปตามระนาบของแรงเฉือนที่อยู่เหนือ Shear Stud ดังรูปที่ 18.2 จึงเป็นเหตุให้ตัวอย่างทดสอบที่ใช้ Shear Stud ที่สั้นกว่าเกิดการวิบัติก่อน ดังนั้น Lam จึงแนะนำให้ใช้ระยะหุ้มคอนกรีตดังรูปที่ 18.2 ไม่น้อยกว่า 35mm



รูปที่ 2.18 ตัวอย่างทดสอบวิบัติโดยคอนกรีตทับหน้าในงานวิจัยของ Lam [16]

Lam และ คณะ [17] ศึกษาพฤติกรรมของคานเหล็กเชิงประกอบกับพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวงที่มีรอยต่อแบบ semi-rigid connection บริเวณเสาเหล็ก โดยตัวอย่างทดสอบมีลักษณะดังรูปที่ 2.19 และตัวแปรที่ต้องการศึกษาคือ ระยะห่างของสลักรับแรงเฉือนและระดับของรอยต่อรับแรงเฉือน ซึ่งรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวอย่างแสดงในตารางที่ 2.17



รูปที่ 2.19 การเตรียมตัวอย่างทดสอบของ Lam และคณะ [17]

ตารางที่ 2.17 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบในการศึกษาของ Lam. และ คณะ [17]

ตัวอย่าง	กำลังอัดของคอนกรีตเททับหน้า (N/mm ²)	เหล็กเสริมตามขวาง	Shear Stud (mm.)	ระยะเรียง Shear Stud (mm.)	ตำแหน่งของ Shear Stud ตัวแรก (mm.)	จำนวนของ Shear Stud ในแต่ละด้านของคาน
CJ1	39	2T20	19Øx125	300	235	7
CJ2	50	2T20	19Øx125	600	235	4
CJ3	48	2T20	19Øx125	1200,900 ^a	540,990 ^a	2
CJ4	44	2T20	19Øx125	400	510,710 ^a	3
CJ5	41	2T20	19Øx125	500	645	3

^a คือ ตำแหน่งและระยะเรียงของ Shear Stud ในคานเหล็กฝั่งขวา

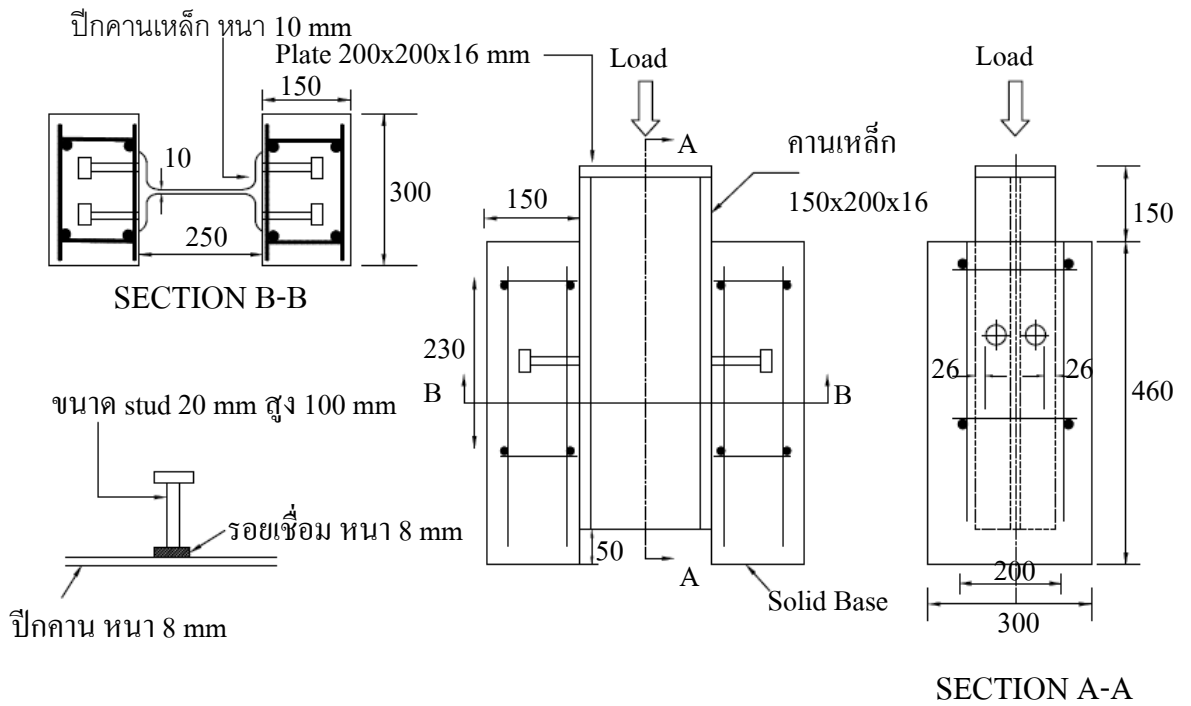
จากผลการทดสอบ พบว่าเหล็กเสริมตามขวางเกิดการครากบริเวณกึ่งกลางของเสาถึงตำแหน่ง Shear Stud ตัวที่สอง ส่วนบริเวณอื่น พบว่ามีค่าความเครียดเกิดขึ้นเล็กน้อย สำหรับการใส่ Shear Stud เป็นแบบ Full Shear Connector ค่าความเครียดของเหล็กเสริมตามขวางสามารถพัฒนาไปจนกระทั่งถึงค่า strain hardening แต่สำหรับการใส่ Shear Stud เป็นแบบ Partial Shear Connector ค่าความเครียดของเหล็กเสริมตามขวางสามารถพัฒนาไปจนกระทั่งถึงค่าความเครียดสูงสุดของเหล็กเสริม และบริเวณรอยต่อคานเชิงประกอบที่วาง Shear Stud เป็นแบบ Partial Shear Connector พบว่าเหล็กเสริมตามขวางเกิดการครากและทำให้ความสามารถในการหมุนของรอยต่อคานเชิงประกอบมีค่าต่ำ ดังตัวอย่างทดสอบ CJ3 ในตารางที่ 2.18

ตารางที่ 2.18 การเปรียบเทียบความสามารถในการหมุนของรอยต่อเชิงประกอบของผลการทดสอบกับวิธีการที่เสนอในการศึกษาของ Lam. และ คณะ [17]

ตัวอย่าง	ผลการทดสอบ (mRad)
CJ1	33.0
CJ2	33.5
CJ3	6.1
CJ4	31.6
CJ5	31.0

Madheswaran และคณะ [17] ศึกษากำลังของตัวรับแรงเฉือนในคานเชิงประกอบ โดยทดสอบแบบ Push out ตัวอย่างทดสอบ จำนวน 4 ตัวอย่าง โดยมีวัตถุประสงค์ คือ 1) เพื่อศึกษาพฤติกรรม

เคลื่อนตัวและกำลังของ Shear Stud ที่ฝังในคอนกรีต 2) เพื่อวัดค่าความเครียดที่เกิดขึ้นบน Shear Stud และเหล็กเสริมตามขวางที่ฝังในคอนกรีต โดยที่รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบแสดงในรูปที่ 2.20 และผลการทดสอบ Push out แสดงในตารางที่ 2.19 ตามลำดับ

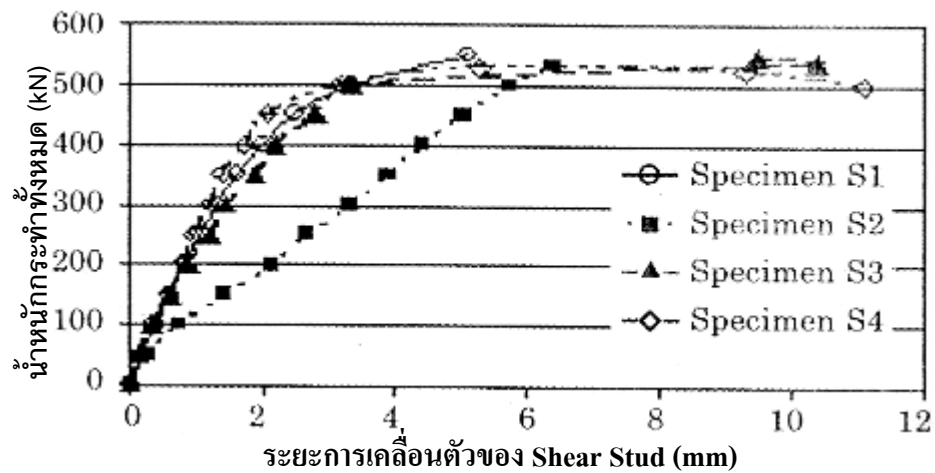


รูปที่ 2.20 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบของ Madheswaran และคณะ [18]

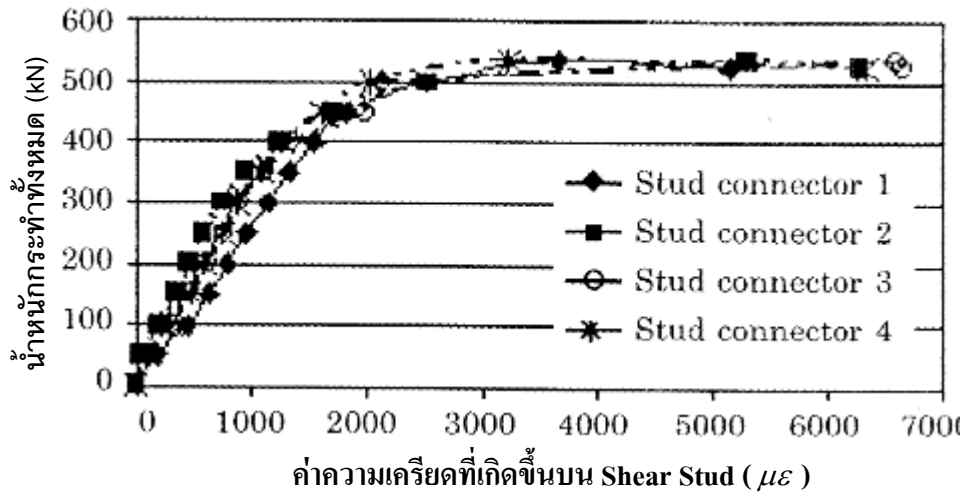
ตารางที่ 2.19 ผลการทดสอบ Push-out test ในการศึกษาของ Madheswaran และคณะ [18]

ตัวอย่าง	น้ำหนักกระทำ สูงสุด (kN)	น้ำหนักที่จุด วิบัติ (kN)	ระยะเคลื่อน ตัวของ Shear Stud (mm)	ค่าความเครียด ของ Shear Stud ($\mu\epsilon$)	น้ำหนักต่อ 1 Shear Stud kN
S1	550.0	520	5.11	6330	137.5
S2	532.9	425	5.73	2217	133.0
S3	500.0	495	3.65	4474	125.0
S4	530.0	500	5.89	3100	132.5
เฉลี่ย	528	485	5.09	4030	132

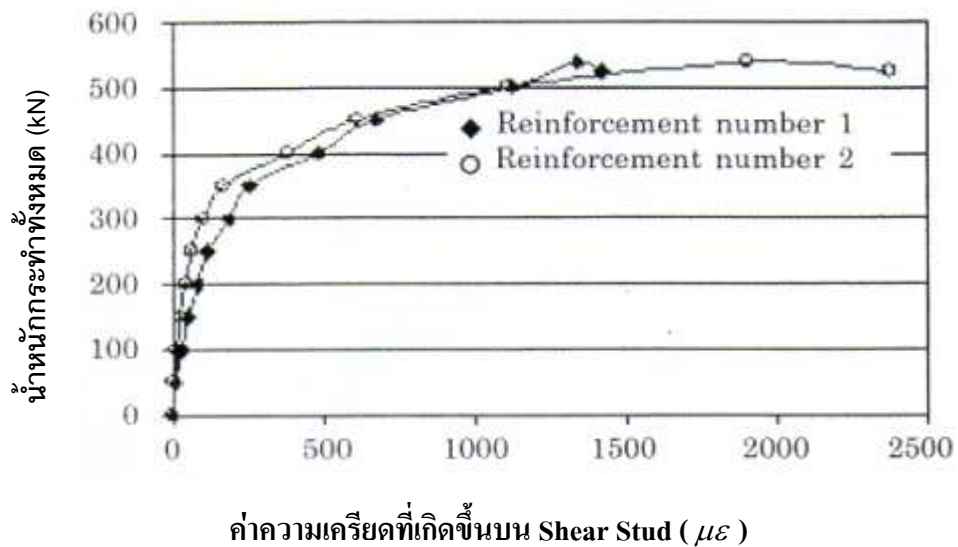
จากผลการทดสอบ พบว่า กำลังรับแรงเฉือนเฉลี่ยของ Shear Stud 1 ตัว มีค่าเท่ากับ 132 kN. และค่าความเครียดที่เกิดขึ้นบน Shear Stud มีค่าจาก 2217 $\mu\epsilon$ ถึง 6630 $\mu\epsilon$ ความสัมพันธ์ของน้ำหนักกระทำต่อระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Stud ของทุกตัวอย่างทดสอบแสดงในรูปที่ 2.22 และในรูปที่ 2.23 แสดงความสัมพันธ์ของน้ำหนักกระทำต่อค่าความเครียดที่เกิดขึ้นบน Shear Stud ของตัวอย่างทดสอบ S4



รูปที่ 2.21 ผลการทดสอบ push out ของ Madheswaran และคณะ [18]



รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักกระทำต่อค่าความเครียดที่เกิดขึ้นบน Shear Stud ในตัวอย่าง S4 ของ Madheswaran และคณะ [18]



รูปที่ 2.23 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักกระทำต่อค่าความเครียดที่เกิดขึ้นบนเหล็กเสริมตามขวางในตัวอย่าง S4 ของ Madheswaran และคณะ [18]

นอกจากนี้ยังพบว่าตัวอย่าง S2 มีพฤติกรรมของคอนกรีตร้าวร่วมกับการวิบัติด้วยคอนกรีตแตกหัก ดังนั้นจึงทำให้สามารถรับน้ำหนักได้น้อยกว่าตัวอย่างทดสอบอื่นๆ ดังรูปที่ 2.21 ส่วนตัวอย่าง S4 พบว่า มีพฤติกรรมการวิบัติคอนกรีตแตกหักพร้อมกับเกิดการครากของปีกด้านบนคานเหล็ก จึงทำให้สามารถรับน้ำหนักได้สูงสุด และมีค่าความเครียดที่เกิดขึ้นกับ Shear Stud อยู่ระหว่าง $6000 \mu\epsilon$ ถึง $7000 \mu\epsilon$ และจากการทดสอบพบว่า ตัวอย่าง S1 เกิดการวิบัติด้วยรูปแบบการฉีกขาดของ Shear Stud

(Sheared off) ส่วนตัวอย่างอื่นๆ เกิดการวิบัติด้วยรูปแบบการแตกหักของคอนกรีต (Concrete Crushing)

ผลการทดสอบความเครียดที่เกิดขึ้นกับเหล็กเสริมตามขวาง พบว่า ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นกับเหล็กเสริมตามขวางนั้นมีค่าเพิ่มสูงขึ้นเรื่อยๆจนกระทั่งถึงความเครียดจุดครากเมื่อน้ำหนักกระทำมีค่าเท่ากับ 530 kN และค่าความเครียดจุดครากมีค่าเท่ากับ 1500 $\mu\epsilon$

2.3 การออกแบบคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง

2.3.1 การเลือกหน้าตัดคานเหล็ก

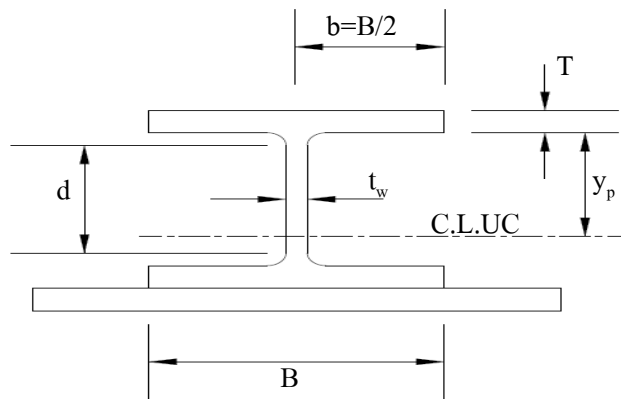
การเลือกหน้าตัดคานเหล็กนั้นมีผลกระทบต่อกำลังรับแรงดัดของคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง ดังนั้นควรเลือกคานเหล็กตามเงื่อนไขต่อไปนี้

1. อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของปีกคานเหล็ก

$$\frac{b}{T} \leq 8.5\epsilon \tag{2.15}$$

2. อัตราส่วนความสูงต่อความหนาของเวกคานเหล็ก

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{98\epsilon}{\alpha} \tag{2.16}$$



รูปที่ 2.24 หน้าตัดของคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง

เมื่อ $\alpha = \frac{2y_p}{d}$

$\epsilon = 1.0$ สำหรับเกรดเหล็ก 43

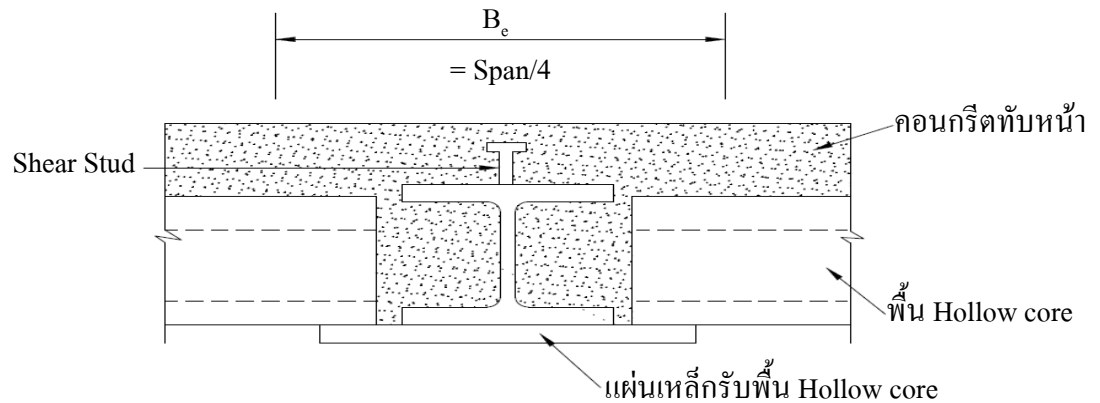
$\epsilon = 0.88$ สำหรับเกรดเหล็ก 50

ถ้า $\alpha \approx 2$ (ค่า y_p มีค่าใกล้เคียงกับ d) ทำให้แกนเหล็กทั้งหน้าตัดอยู่ภายใต้ compression zone ดังนั้น อัตราส่วนความสูงต่อความหนาของเอวแกนเหล็ก มีค่าเท่ากับ

$$\frac{d}{tw} \leq 49\varepsilon \quad (2.17)$$

2.3.2 การหาความกว้างประสิทธิภาพของปีกคานรับแรงอัด

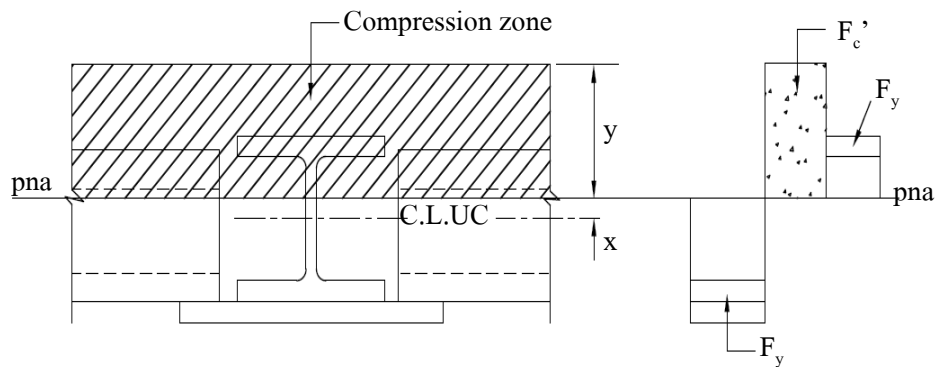
ความกว้างประสิทธิภาพของปีกคานรับแรงอัดในคานรูปตัวที จะอยู่ภายใต้อิทธิพลของ shear lag ซึ่งมีค่ามากที่สุดที่กึ่งกลางปีกคานเหล็กและลดลงเรื่อยๆเมื่ออยู่ห่างออกไป ดังนั้นมาตรฐาน BS5950 [2] เสนอให้คำนวณหาความกว้างประสิทธิภาพของปีกคานรับแรงอัดจาก ความยาวช่วงคานหารด้วย 4 ดังรูปที่ 2.25 แต่ต้องมีค่าไม่เกินกว่าระยะกึ่งกลางคานถึงกึ่งกลางคานตัวถัดไป



รูปที่ 2.25 แสดงการหาความกว้างประสิทธิภาพของปีกคานรับแรงอัด

2.3.3 กำลังรับแรงคัดของคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบเต็มที (Full Shear Connection)

กำลังรับแรงคัดของคานเชิงประกอบแบบพื้นบางขึ้นอยู่กับระดับรอยต่อรับแรงเฉือนระหว่างพื้นคอนกรีตกับคานเหล็ก ซึ่งรูปที่ 2.26 แสดงพื้นที่หน้าตัดคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบเต็มที (Full Shear Connection) และการกระจายตัวของหน่วยแรงแบบพลาสติกที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัด



รูปที่ 2.26 พื้นที่หน้าตัดคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบเต็มที

การออกแบบคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบเต็มที จำเป็นที่จะต้องออกแบบให้ตัวรับแรงเฉือนมีค่ากำลังรับแรงเฉือนมากกว่ากำลังรับแรงอัดของพื้นคอนกรีตหรือกำลังรับแรงดึงของคานเหล็ก ซึ่งในกรณีทั่วไปในการออกแบบคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง กำลังรับแรงอัดของพื้นคอนกรีต (R_c) มีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงดึงของคานเหล็กและแผ่นเหล็กรับพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวง ($R_c + R_p$) ในการออกแบบคานเชิงประกอบแบบพื้นบางให้ออกแบบตามขั้นตอนต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 หาค่าแรงต่างๆที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัด

$$R_c = 0.45 f_c \cdot B_e \cdot y \quad (2.18)$$

$$R_s = A F_y \quad (2.19)$$

$$R_p = A_p F_y \quad (2.20)$$

เมื่อ

R_c คือ กำลังรับแรงอัดของพื้นคอนกรีต (kN)

R_s คือ กำลังรับแรงดึงของคานเหล็ก (kN)

R_p คือ กำลังรับแรงดึงของแผ่นเหล็กรับพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวง (kN)

f_c คือ กำลังอัดของคอนกรีตทับหน้า (N/mm^2)

F_y คือ กำลังดึงที่จุดครากของคานเหล็กและแผ่นเหล็กรับพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวง (N/mm^2)

y คือ ระยะจากผิวบนของคอนกรีตทับหน้าถึงแกนสะเทินแบบพลาสติก(pna) (mm)

B_e คือ ความกว้างประสิทธิผลปีกคานรับแรงอัด (mm)

A คือ พื้นที่หน้าตัดของคานเหล็ก (mm^2)

A_p คือ พื้นที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กรับพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวง (mm^2)

จากสมการที่ 2.18 จะเห็นว่าตัวแปร y เป็นเพียงตัวแปรเดียวที่ไม่ทราบค่า ซึ่งสามารถหาค่าได้จากสมการที่ 2.21 และ 2.22

$$x = \frac{0.45 f_c B_e (D_s + D_{hc} - D / 2) - R_p}{0.45 f_c B_e + 2 F_y t_w} \quad (2.21)$$

$$y = D_s + D_{hc} - D / 2 - x \quad (2.22)$$

เมื่อ

D_s คือ ความหนาของคอนกรีตทับหน้า (mm)

D_{hc} คือ ความหนาของพื้นสำเร็จรูปชนิดคดง (mm)

D คือ ความสูงของคานเหล็ก (mm)

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบตัวรับแรงเฉือน

การออกแบบตัวรับแรงเฉือนที่เป็น Shear Stud จะใช้กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ต่อ 1 ตัว ตามมาตรฐาน BS5950 [2] ดังแสดงในตารางที่ 2.1 มาออกแบบ ซึ่งกำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบมีค่าเท่ากับ ร้อยละ 80 ของค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ต่อ 1 ตัว ตามมาตรฐาน BS5950 [2] ดังสมการที่ 2.23

$$Q_{design} = 0.8 x Q_{stud} \quad (2.23)$$

เมื่อ

Q_{design} คือ กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ที่ใช้ออกแบบ (kN)

และจำนวนของ Shear Stud ที่ต้องใช้ตลอดความยาวคาน สามารถหาได้จากสมการที่ 2.24

$$N = \frac{R_c}{Q_{design}} \quad (2.24)$$

ขั้นตอนที่ 3 หากำลังรับแรงคัตของคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง

การหาค่ากำลังรับแรงคัตของคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบเต็ม (Full Shear Connection) สามารถหาได้จากสมการที่ 2.25

$$M_{comp} = R_c (D_s + D_{hc} - (\frac{y}{2} - x)) + M_s + R_p (\frac{D}{2} + \frac{t_p}{2}) \quad (2.25)$$

เมื่อ

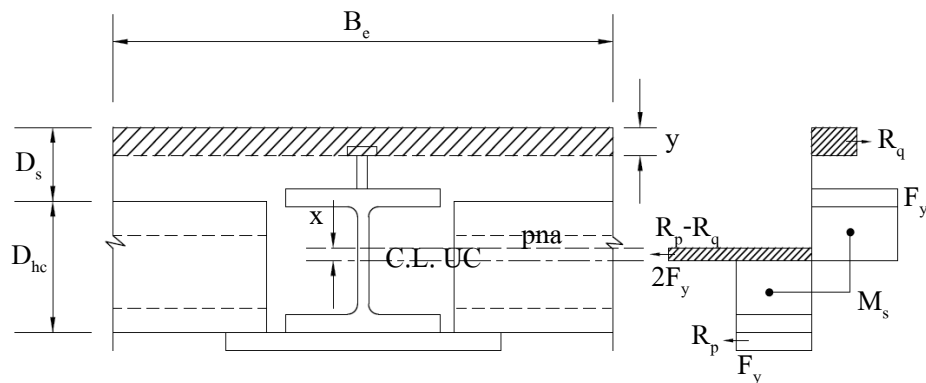
M_{comp} คือ กำลังรับแรงคัตของคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง (kN-m)

M_s คือ กำลังรับแรงคัตของคานเหล็ก (kN-m)

t_p คือ ความหนาของแผ่นเหล็กรับพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวง (mm)

2.3.4 กำลังรับแรงคัตของคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบบางส่วน (Partial Shear Connection)

เมื่อออกแบบคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบเต็มที่แล้วทำให้กำลังรับแรงคัตของคานเชิงประกอบแบบพื้นบางมีค่าสูงกว่าโมเมนต์กระทำ มาตรฐาน BS5950 [2] เสนอว่าสามารถออกแบบคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบบางส่วนได้ โดยแนะนำว่าตัวรับแรงเฉือนตรงรอยต่อรับแรงเฉือนแบบบางส่วนต้องมีค่ากำลังรับแรงเฉือนประมาณร้อยละ 40 ของกำลังรับแรงอัดของพื้นที่คอนกรีต และในรูปที่ 2.27 แสดงพื้นที่หน้าตัดคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบบางส่วน (Partial Shear Connection) และการกระจายตัวของหน่วยแรงแบบพลาสติกที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัด ในการออกแบบคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบบางส่วนให้ออกแบบตามขั้นตอนต่อไปนี้



รูปที่ 2.27 พื้นที่หน้าตัดคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบบางส่วน

ขั้นตอนที่ 1 หาค่าแรงต่างๆที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัด

การหาแรงที่เกิดขึ้นภายในหน้าตัดคานเชิงประกอบแบบพื้นบางสามารถหาได้จากสมการที่ 2.18 ถึง 2.20 และสามารถหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบบางส่วนได้จากสมการที่ 2.26

$$R_q = 0.4 R_c \quad (2.26)$$

เมื่อ

R_q คือ กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud (kN)

และสามารถหาค่า x และ y จากรูปที่ 2.27 ได้จากสมการที่ 2.27 และ 2.28

$$x = \frac{R_q - R_p}{2 F_y t_w} \quad (2.27)$$

$$y = \frac{R_q}{0.45 f_c' B_e} \quad (2.28)$$

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบตัวรับแรงเฉือน

การออกแบบตัวรับแรงเฉือนที่เป็น Shear Stud จะใช้กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ต่อ 1 ตัว ตามมาตรฐาน BS5950 [2] ดังแสดงในตารางที่ 2.1 มาออกแบบ ซึ่งกำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบมีค่าเท่ากับ ร้อยละ 80 ของค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ต่อ 1 ตัว ตามมาตรฐาน BS5950 [2] ดังสมการที่ 2.23

$$Q_{design} = 0.8 x Q_{stud} \quad (2.23)$$

เมื่อ

Q_{design} คือ กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ที่ใช้ออกแบบ (kN)

และจำนวนของ Shear Stud ที่ต้องใช้ตลอดความยาวคาน สามารถหาได้จากสมการที่ 2.29

$$N = \frac{R_q}{Q_{design}} \quad (2.29)$$

ขั้นตอนที่ 3 หากำลังรับแรงดัดของคานเชิงประกอบแบบพื้นบาง

การหาค่ากำลังรับแรงดัดของคานเชิงประกอบแบบพื้นบางที่มีรอยต่อรับแรงเฉือนแบบบางส่วน (Partial Shear Connection) สามารถหาได้จากสมการที่ 2.30

$$M_{comp} = M_s + R_q \left(D_s - \frac{D}{2} - \frac{R_q}{0.9 f_c B_e} \right) + \frac{R_p}{2} (D + t_p) - \frac{(R_q - R_p)^2}{4 F_y t_w} \quad (2.30)$$

เมื่อ

M_s คือ กำลังรับแรงดัดของคานเหล็ก มีค่าเท่ากับ $S_x F_y$ (kN-m)

บทที่ 3 วิธีการทดสอบ

เนื้อหาในบทนี้กล่าวถึงวิธีการทดสอบกำลังวัสดุของตัวอย่างทดสอบ การเตรียมตัวอย่างทดสอบและการติดตั้งเครื่องมือวัดค่าต่างๆ เพื่อใช้ประเมินกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector และรูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้น ดังมีรายละเอียด ต่อไปนี้

3.1 การทดสอบวัสดุ

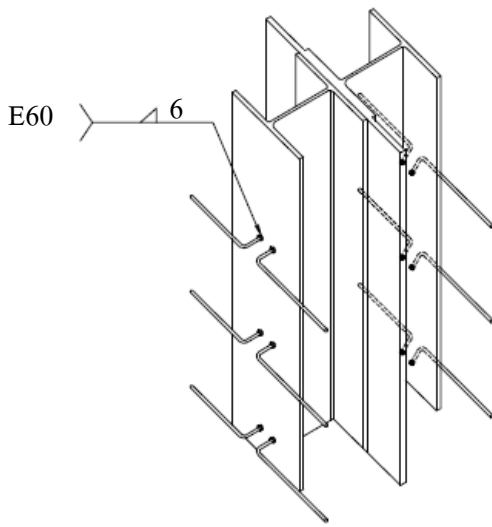
งานวิจัยนี้ได้ทดสอบกำลังอัดคอนกรีตเทบหน้าที่มีค่าอยู่ระหว่าง 14 MPa - 32 MPa หรือ 140 kg/cm²-320 kg/cm² เนื่องจากเป็นค่ากำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ทั่วไปในงานก่อสร้างโดยทำการเก็บก้อนคอนกรีตทรงลูกบาศก์ขนาด 15x15x15 ซม. จำนวน 3 ก้อน เพื่อทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานคอนกรีต เช่น กำลังอัด ความหนาแน่นและค่าโมดูลัสของคอนกรีต เพื่อเป็นตัวแทนคุณสมบัติของคอนกรีตเทบหน้าในตัวอย่างทดสอบ Push-Out สำหรับนำไปประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ในสมการที่นิยมใช้ในปัจจุบัน ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของคอนกรีต แสดงในตารางที่ 4.1

การทดสอบแรงดึงของเหล็กเส้นเสริมคอนกรีตที่ประยุกต์ใช้เป็นเหล็ก Shear Connector ทำการทดสอบอ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM A617 โดยทดสอบ 3 ตัวอย่างต่อเส้น เพื่อทดสอบคุณสมบัติของเหล็กเสริม เช่น กำลังรับแรงดึงที่จุดครากและกำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย และใช้เป็นตัวแทนคุณสมบัติของเหล็กเสริมในตัวอย่างทดสอบ Push-Out สำหรับนำไปประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ในสมการที่นิยมใช้ในปัจจุบัน นอกจากนั้นได้นำกำลังรับแรงดึงที่จุดครากไปคำนวณหาค่าความเครียดที่จุดคราก เปรียบเทียบกับค่าความเครียดของ Shear Connector ที่วัดจาก Strain Gauge เพื่อใช้วิเคราะห์รูปแบบการวิบัติของ Shear Connector ผลการทดสอบคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ประยุกต์ใช้เป็น Shear Connector แสดงในตารางที่ 4.2

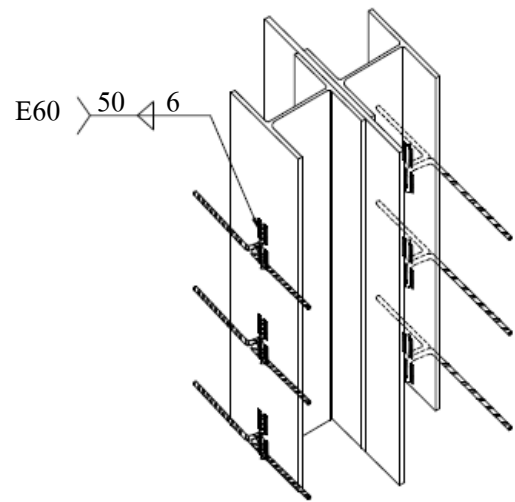
3.2 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

สิ่งที่จะต้องคำนึงถึงมากที่สุดในการเตรียมตัวอย่างทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector คือ การเชื่อมและการตัดเหล็ก Shear Connector ให้ได้รูปแบบที่ถูกต้อง การเชื่อมแผ่นเหล็ก

ติดกับคานเหล็กให้สามารถรับแรงกระทำจากการทดสอบได้ รวมถึงการติด Strain Gages ใน Shear Connector งานวิจัยนี้ใช้รูปแบบ Shear Connector 2 รูปแบบ คือ แบบตัดเหล็กให้มีส่วนยื่นสำหรับเชื่อมพอกตามยาว และแบบที่เชื่อมพอกโดยรอบขาของ Shear Connector ดังรูปที่ 3.1 โดยรอยเชื่อมทั้งสองแบบจะต้องสามารถรับแรงได้มากกว่าค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดครากของ Shear Connector ซึ่งงานวิจัยนี้ใช้ลวดเชื่อมชนิด E60 ในการเชื่อม Shear Connector และแผ่นเหล็กติดกับคานเหล็ก รายการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของรอยเชื่อมแสดงไว้ในภาคผนวก ก



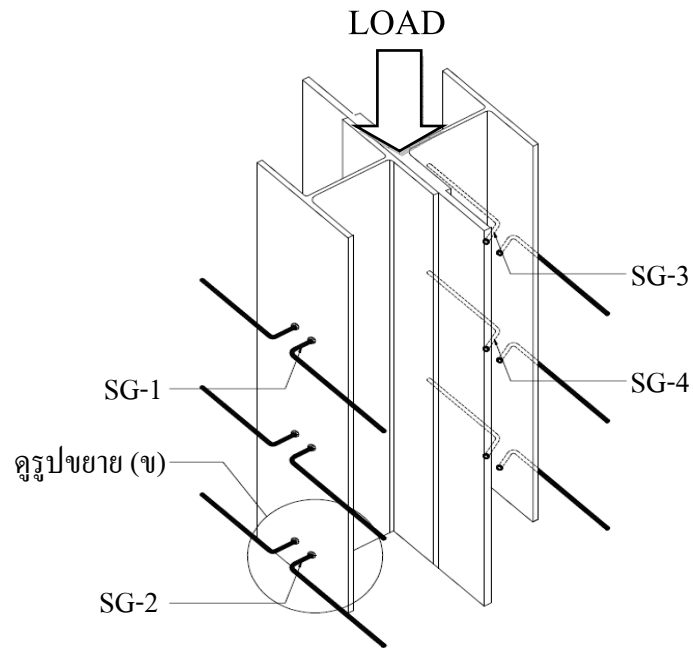
(ก) Shear Connector ติดตั้งโดยการ
พอกรอบขาของ Shear Connector



(ข) Shear Connector ติดตั้งโดยการตัด
เหล็กให้มีส่วนยื่นสำหรับเชื่อม
พอกตามยาว

รูปที่ 3.1 รูปแบบการเชื่อมเหล็ก Shear Connector

การติด Strain Gages จะติดที่บริเวณขาของ Shear Connector สำหรับ Shear Connector แบบเชื่อมพอกจะติดห่างจากผิวของเหล็ก WF ถึงจุดศูนย์กลางของ Strain Gages เป็นระยะ 2.5 cm ดังรูปที่ 3.2 และสำหรับ Shear Connector รูปแบบที่ตัดเหล็กให้มีส่วนยื่นสำหรับเชื่อมพอกตามยาวจะติดห่างเป็นระยะ 3-3.5 cm ดังรูปที่ 3.3 โดยที่ตำแหน่งที่ติด Strain Gages จะติดที่ผิวด้านล่างของ Shear Connector เมื่อนำหน้าหน้ากระทำ



(ก) ตำแหน่งของ Strain Gauge ทั้งหมดที่ติดตั้งในตัวอย่างทดสอบ



(ข) รูปขยายแสดงการติด Strain Gauge ตำแหน่ง SG-2

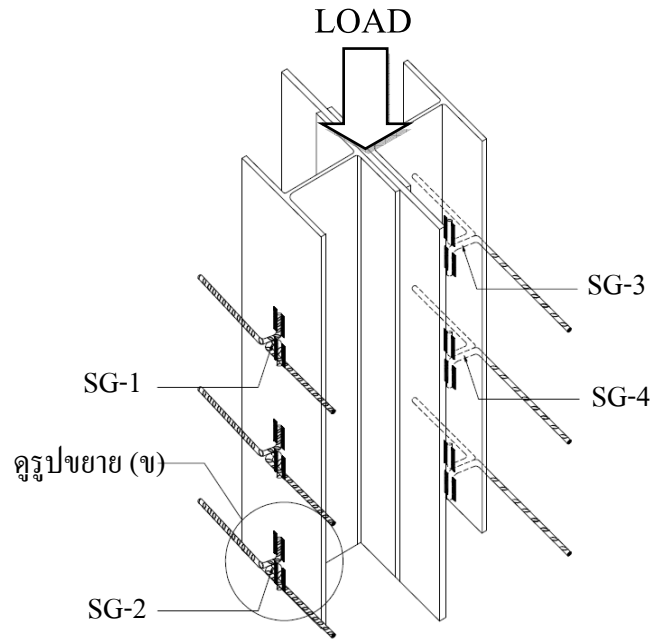
หมายเหตุ SG-1 คือ Strain Gauge หมายเลข 1

SG-2 คือ Strain Gauge หมายเลข 2

SG-3 คือ Strain Gauge หมายเลข 3

SG-4 คือ Strain Gauge หมายเลข 4

รูปที่ 3.2 ตำแหน่งและรูปขยายแสดงการติด Strain Gages แบบเชื่อมพอก



(ก) ตำแหน่งของ Strain Gauge ทั้งหมดที่ติดตั้งในตัวอย่างทดสอบ



(ข) รูปขยายแสดงการติด Strain Gauge ตำแหน่ง SG-2

หมายเหตุ SG-1 คือ Strain Gauge หมายเลข 1

SG-2 คือ Strain Gauge หมายเลข 2

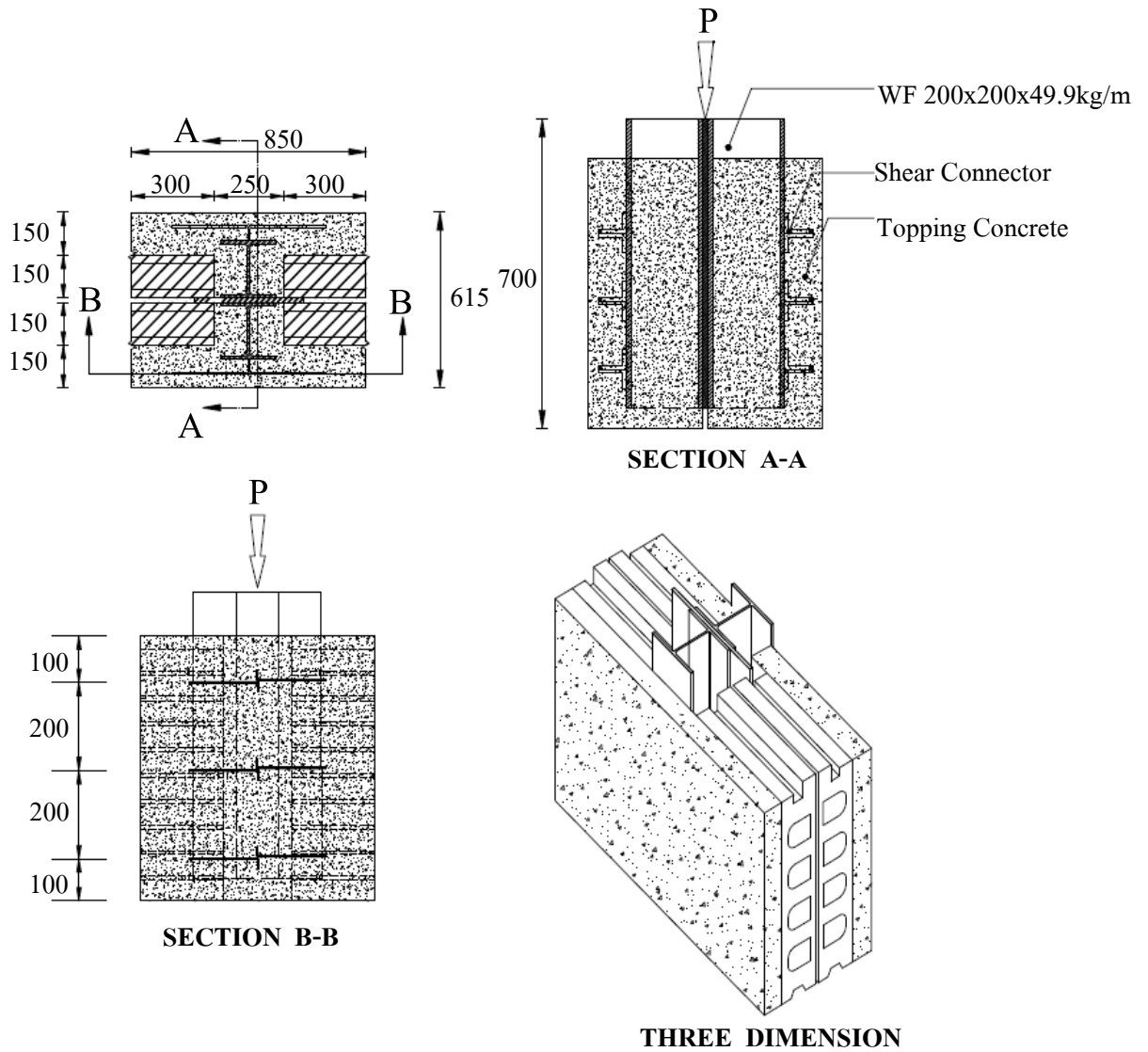
SG-3 คือ Strain Gauge หมายเลข 3

SG-4 คือ Strain Gauge หมายเลข 4

รูปที่ 3.3 ตำแหน่งและรูปขยายแสดงการติด Strain Gages สำหรับ Shear Connector รูปแบบที่
ตัดเหล็กให้มีส่วนยื่นแบบเชื่อมพอก

3.3 วิธีการทดสอบ

การเตรียมตัวอย่างทดสอบสำหรับงานวิจัยนี้อ้างอิงตามมาตรฐาน EC4 โดยใช้รูปแบบ Push off กระทำกับคานเหล็กเชิงประกอบในแนวดิ่ง และเพื่อหลีกเลี่ยงแรงกระทำเชิงศูนย์จึงหล่อตัวอย่างทดสอบในลักษณะคานเชิงประกอบ 2 ตัวประกบกัน ดังรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.4 รายละเอียดตัวอย่างการทดสอบแรงกดตามมาตรฐาน EC4

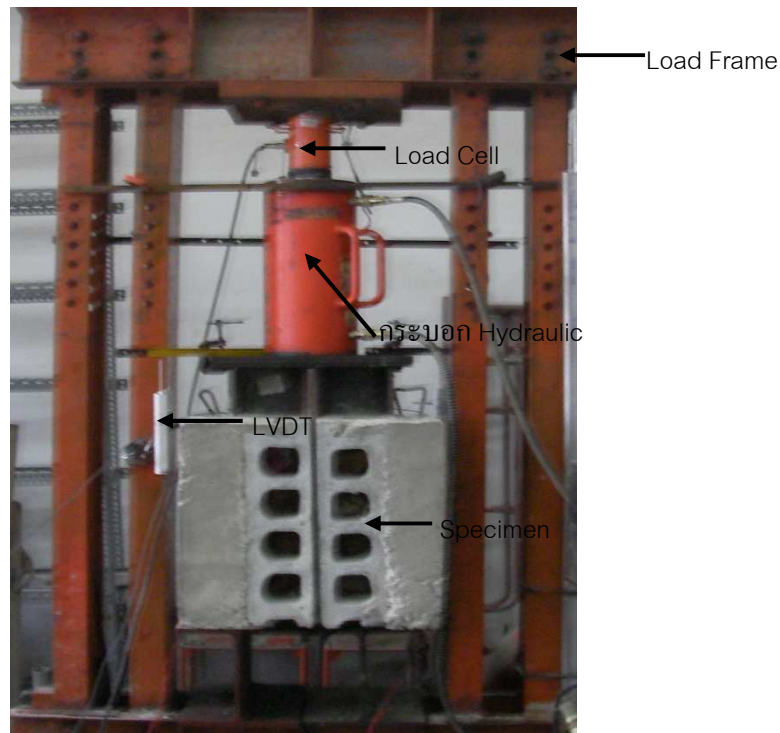
งานวิจัยนี้ทำการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ทั้งหมดจำนวน 9 ตัวอย่าง โดยทุกตัวอย่างจะใช้ความหนาคอนกรีตทับหน้า 150 mm และมีระยะเรียงของ Shear Connector แต่ละตัวเท่ากับ 20 cm. ข้อมูลเฉพาะของแต่ละตัวอย่างเป็นดังตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 รายละเอียดเกี่ยวกับตัวแปรต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	Wire Mesh (mm.)	Shear Connector	กำลังอัดคอนกรีตทับหน้า (N/mm ²)
		ความยาวของปลาย Shear Connector (mm.)	
RB9-C32	-	RB9 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้งให้มีปลายยาว 300	32
DB12-C14	-	DB12 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้งให้มีปลายยาว 250	14
DB12-C20	-	DB12 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้งให้มีปลายยาว 250	20
DB12-C20-Mesh	Ø6@200 [#]	DB12 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้งให้มีปลายยาว 250	20
DB12-C24	-	DB12 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้งให้มีปลายยาว 250	24
DB16-C14	-	DB16 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้งให้มีปลายยาว 200	14
DB16-C20-Mesh	Ø6@200 [#]	DB16 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้งให้มีปลายยาว 200	20
DB16-C30	-	DB16 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้งให้มีปลายยาว 200	30
DB16-C32	-	DB16 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้งให้มีปลายยาว 200	32

3.4 การติดตั้งเครื่องมือวัดสำหรับการทดสอบ PUSH-OUT

เครื่องมือที่ติดตั้งเพื่อวัดค่าต่างๆ ได้แก่ เครื่องมือวัดระยะการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบ (Linear Variable Differential Transformer, LVDT) เครื่องมือวัดความเครียดใน Shear Connector (Strain Gauge) และ เครื่องมือสำหรับให้น้ำหนักกระทำ (Load Cell) เป็นต้น ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดแต่ละชนิดได้แสดงในรูปที่ 3.5 ยกเว้นเครื่องมือวัดความเครียดใน Shear Connector (Strain Gauge) ที่ไม่สามารถแสดงในรูปที่ 3.5 ได้เนื่องจากการติดตั้ง Strain Gauge ติดอยู่กับ Shear Connector และมีคอนกรีตทับหน้าหุ้ม ซึ่งจะอธิบายขั้นตอนการติดตั้ง Strain Gauge อย่างละเอียดในภาคผนวก ง



รูปที่ 3.5 การติดตั้งเครื่องมือวัดค่าต่างๆก่อนการทดสอบ Push-Out

3.5 ขั้นตอนการทดสอบ PUSH-OUT

การทดสอบ Push-out จะกระทำก็ต่อเมื่อเมื่อกำลังอัดของคอนกรีตได้ตามที่กำหนดไว้ โดยใช้เครื่องทดสอบแบบโครงเหล็ก (Load Frame) ดังแสดงในรูปที่ 3.5 รองรับตัวอย่างทดสอบ การทดสอบจะให้แรงกระทำที่เกิดจากแรงในกระบอกไฮดรอลิก (Hydraulic Jack) กระทำกับตัวอย่างทดสอบอย่างช้าๆ จนกระทั่งคอนกรีตทับหน้า หรือเหล็ก Shear Connector เกิดการวิบัติ

บทที่ 4 ผลการทดสอบและอภิปรายผล

เนื้อหาในบทนี้ประกอบด้วยผลการทดสอบคุณสมบัติของวัสดุ ผลการทดสอบ Push-Out Test การเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนกับสมการจากงานวิจัยของ Oehlers and Johnson และงานวิจัยของ Limwuttigrajirat สมการในข้อกำหนด วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย และ AISC มาตรฐาน EC4 และ BS 5950 รวมทั้งอภิปรายผลเนื่องจากขนาดของ Shear Connector กำลังอัดคอนกรีต และการใส่เหล็ก Wire-Mesh

4.1 ผลการทดสอบวัสดุ

4.1.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตทับหน้า

ผลการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตทับหน้าของตัวอย่างทดสอบแสดงอยู่ในตารางที่ 4.1 จากผลการทดสอบจะเห็นได้ว่าตัวอย่างทดสอบบางตัวอย่างมีค่ากำลังอัดคอนกรีตที่คาดการณ์ไว้แตกต่างกับค่ากำลังอัดคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบก่อนคอนกรีตทรงลูกบาศก์เป็นอย่างมาก เช่น DB16-C30 คาดการณ์กำลังอัดไว้ที่ 20 kN/mm² แต่กำลังอัดที่ทดสอบได้คือ 30 kN/mm² และ DB16-C32 คาดการณ์กำลังอัดไว้ที่ 24 kN/mm² แต่กำลังอัดที่ทดสอบได้คือ 32 kN/mm² สาเหตุเนื่องจากเครื่องทดสอบ Push-Out ชัดข้องไม่สามารถใช้งานได้ในช่วงเวลาที่คอนกรีตได้อายุสำหรับทดสอบกำลังอัด จึงจำเป็นต้องเลื่อนการทดสอบออกไปทำให้ระยะเวลาบ่มคอนกรีตเกินกว่าเวลาที่กำหนดไว้

4.1.2 ผลการทดสอบคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ประยุกต์ใช้เป็น Shear Connector

ผลการทดสอบคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ประยุกต์ใช้เป็น Shear Connector ของแต่ละตัวอย่างทดสอบพร้อมกับค่าระบุไว้ในมาตรฐาน มอก.20-2527 และ 24-2527 แสดงอยู่ในตารางที่ 4.2 จะเห็นว่าค่าที่ได้จากการทดสอบมีค่าสูงกว่าค่าที่ระบุไว้ในมาตรฐานทุกตัวอย่างทดสอบ

ตารางที่ 4.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตทับหน้าในตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	คุณสมบัติของคอนกรีตทับหน้า			
	กำลังอัดคอนกรีต , f_c (N/mm ²)		ความหนาแน่น ω , (N/m ³)	โมดูลัสของคอนกรีต E_c , (GPa)
	ที่ออกแบบ	ที่ทดสอบ		
RB9-C32	32	31.78	2362	27.82
DB12-C14	14	13.79	2411	18.90
DB12-C20	20	19.24	2381	21.92
DB12-C20-Mesh	20	18.12	2390	21.38
DB12-C24	24	23.26	2378	24.04
DB16-C14	14	14.37	2336	18.41
DB16-C20-Mesh	20	19.49	2399	22.32
DB16-C30	20	30.26	2361	27.14
DB16-C32	24	31.75	2375	28.05

ตารางที่ 4.2 ผลการทดสอบคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ประยุกต์ใช้เป็น Shear Connector

ตัวอย่าง ทดสอบ	ชั้น คุณภาพ	ลักษณะของ Shear Connectors (mm)	ค่าที่ได้จากการ ทดสอบ		ค่าที่ระบุไว้ใน มอก.20-24	
			Yield Str. (MPa)	Ult. Str. (MPa)	Yield Str. (MPa)	Ult. Str. (MPa)
RB9-C32	SR24	RB9 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้งให้ มีปลายยาว 300	407	581	240	390
DB12-C14	SD30	DB12 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้ง ให้มีปลายยาว 250	368	592	295	480
DB12-C20	SD30	DB12 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้ง ให้มีปลายยาว 250	368	592	295	480
DB12-C20- Mesh	SD30	DB12 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้ง ให้มีปลายยาว 250+ Mesh@200	368	592	295	480
DB12-C24	SD40	DB12 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้ง ให้มีปลายยาว 250	550	676	390	560
DB16-C14	SD30	DB16 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้ง ให้มีปลายยาว 200	390	563	295	560
DB16-C20- Mesh	SD30	DB16 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้ง ให้มีปลายยาว 200+ Mesh @200	390	563	295	480
DB16-C30	SD40	DB16 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้ง ให้มีปลายยาว 200	498	596	390	560
DB16-C32	SD40	DB16 คัดเป็นเหล็กหนวดกุ้ง ให้มีปลายยาว 200	480	715	390	560

4.2 ผลการทดสอบ Push-Out Test

ค่าแรงกระทำต่อตัวอย่างทดสอบจากผลการทดสอบ Push-Out และแรงกระทำสูงสุดต่อ Shear Connector ระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ที่แรงกระทำสูงสุด แสดงอยู่ในตารางที่ 4.3 ซึ่งค่าน้ำหนักกระทำสูงสุดต่อ Shear Connector สามารถหาได้จากการนำน้ำหนักกระทำสูงสุดหารด้วยจำนวน Shear Connector ทั้งหมดในตัวอย่างทดสอบจากตารางที่ 4.3 จะเห็นว่าตัวอย่างทดสอบ Shear Connector ขนาด 9 mm เพียงตัวอย่างเดียว คือ RB9-C32 เมื่อพิจารณาที่น้ำหนักกระทำสูงสุด จะพบว่าค่าระยะการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบจะมีค่าต่ำ แสดงให้เห็นว่า การนำเหล็ก RB9 มาประยุกต์ใช้เป็น Shear Connector จะเกิดการเสียรูปในขณะที่น้ำหนักกระทำมีค่าไม่มาก ดังนั้นจึงไม่เหมาะสมที่จะนำมาประยุกต์ใช้เป็น Shear Connector ในคานเหล็กเชิงประกอบแบบพื้นบาง

ตารางที่ 4.3 ผลการทดสอบ Push-Out Test

ตัวอย่างทดสอบ	น้ำหนักกระทำสูงสุด (kN)	น้ำหนักกระทำสูงสุด /Shear Connector (kN)	ระยะการเคลื่อนตัวที่น้ำหนักกระทำสูงสุด (mm)
RB9-C32	572.52	47.71	2.73
DB12-C14	645.96	53.83	4.59
DB12-C20	770.05	64.17	6.42
DB12-C20-Mesh	795.00	66.25	3.14
DB12-C24	705.00	58.75	5.22
DB16-C14	707.04	58.92	2.98
DB16-C20-Mesh	918.00	76.50	2.92
DB16-C30	861.00	71.75	2.47
DB16-C32	1023.00	85.25	5.26

4.3 การวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้น

การวิเคราะห์รูปแบบการวิบัตินั้นจะใช้การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector เพื่ออธิบายรูปแบบการวิบัติที่มีแนวโน้มที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector แต่ละขนาด โดยสรุปผลได้ดังตารางที่ 4.4 การคำนวณหาค่า Yield Strain ที่คำนวณย้อนกลับจากการทดสอบแรงดึงสามารถหาได้โดยนำค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดครากไปหารด้วยค่าโมดูลัสของเหล็กเสริม ยกตัวอย่างเช่น ตัวอย่าง DB12-C20 มีกำลังรับแรงดึงที่จุดครากเท่ากับ 368 MPa เมื่อหารด้วยค่าโมดูลัสของเหล็กเสริมที่มีค่าเท่ากับ 204 GPa จะได้ค่า Yield Strain เท่ากับ 1802 $\mu\varepsilon$ เป็นต้น

ตารางที่ 4.4 รูปแบบการวิบัติที่ได้จากการวิเคราะห์ค่า Strain ของ Shear Connector ที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับจากการทดสอบแรงดึงและจากการทดสอบตัวอย่าง

ตัวอย่างทดสอบ	ค่า Yield Strain จากการคำนวณ ($\mu\varepsilon$)	ประเภทของการวิบัติ
RB9-C32	1995	SCF
DB12-C14	1802	VCS
DB12-C20	1802	SCF
DB12-C20-Mesh	1802	SCF
DB12-C24	2695	-
DB16-C14	1909	-
DB16-C20-Mesh	1909	VCS
DB16-C30	2441	VCS
DB16-C32	2440	VCS

หมายเหตุ SCF คือ การวิบัติโดย Shear Connector (Shear Connector Failure)

VCS คือ การวิบัติโดยคอนกรีตทับหน้า (Vertical Concrete Splitting)

- คือ Strain Gauge ไม่สามารถวัดค่า strain ที่เกิดขึ้นได้

ผลการเปรียบเทียบค่า Strain ที่คำนวณได้จากการทดสอบแรงดึงของ Shear Connector กับแนวโน้มของค่า Strain ที่เกิดขึ้นในขณะที่ทดสอบ Push-Out Test พบว่า สามารถจำแนกรูปแบบการวิบัติได้ 2 รูปแบบ คือ รูปแบบการวิบัติโดยคอนกรีตทับหน้า (Vertical Concrete Splitting) จำนวน 4 ตัวอย่าง คือ ตัวอย่าง DB12-C14 DB16-C30 DB16-C32 กับ DB16-C20-Mesh และรูปแบบการวิบัติโดย Shear Connector (Shear Connector Failure) จำนวน 3 ตัวอย่าง คือ ตัวอย่าง RB9-C32 DB12-C20 และ DB12-C20-Mesh โดยที่ค่าจำกัดความของรูปแบบการวิบัติโดยคอนกรีตทับหน้า คือ คอนกรีตเกิดการแตกร้าวก่อนที่ Shear Connector รับแรงดึงจนถึงจุดครากและมีการเสีรูปร่างของ Shear Connector น้อย ส่วนรูปแบบการวิบัติโดย Shear Connector ก็คือ Shear Connector รับแรงดึงจนถึงจุดครากและเสีรูปร่างด้วยการดัด (Bending) แบบ Double Curvature ก่อนที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าว ดังรูปที่ 4.1 ซึ่งจะอธิบายอย่างละเอียดต่อไป



(ก) Shear Connector ขนาด 9 mm

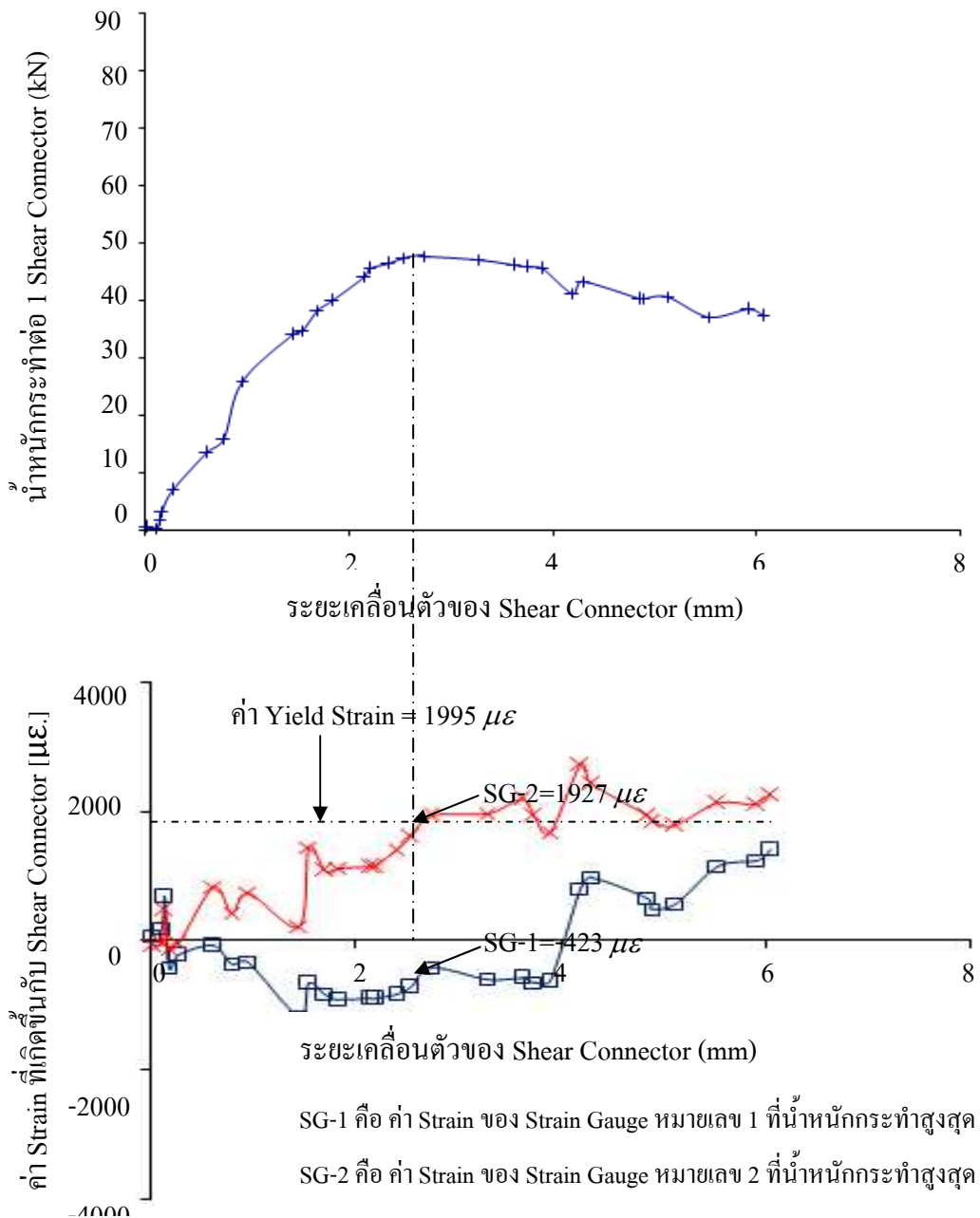
(ข) Shear Connector ขนาด 12 mm

รูปที่ 4.1 Shear Connector เสีรูปร่างด้วยรูปแบบการดัด (Bending)

4.3.1 การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 9 mm ในตัวอย่าง RB9-C32

ตัวอย่าง RB9-C32 ติด Strain Gauge จำนวน 4 ตัว แต่สามารถอ่านค่าได้จำนวน 2 ตัว คือ SG-1 และ SG-2 ซึ่งความสัมพันธ์ของแรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector แสดงในรูปที่ 4.2 เมื่อพิจารณาค่า Strain ของ SG-1 และ SG-2 กับน้ำหนักกระทำ จะเห็นว่าค่า Strain ของ SG-1 ไม่ได้เพิ่มขึ้นสอดคล้องกับน้ำหนักกระทำที่เพิ่มสูงขึ้น ดังนั้นผู้วิจัยจึงพิจารณาค่า Strain ของ SG-2 เพียงตัวเดียว ซึ่งจะเห็นว่าค่า Strain ของ SG-2 เพิ่มขึ้นตามน้ำหนักที่กระทำและมีแนวโน้มจะถึงจุดครากด้วยแรงดึงและเสีรูปร่างด้วยการดัดแบบ Double Curvature ก่อนที่คอนกรีตทับ

หน้าเกิดการแตกร้าว โดยพิจารณาจากค่า Strain ของ SG-2 ที่น้ำหนักกระทำสูงสุด มีค่าเท่ากับ 1927 $\mu\epsilon$ เปรียบเทียบกับค่า Yield Strain ที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับจากการทดสอบแรงดึงของ Shear Connector ขนาด 9 mm มีค่าเท่ากับ 1995 $\mu\epsilon$ ดังนั้นตัวอย่าง RB9-C32 ที่มี Shear Connector ขนาด 9 mm จึงมีแนวโน้มการวิบัติในรูปแบบการวิบัติโดย Shear Connector (Shear Connector Failure)



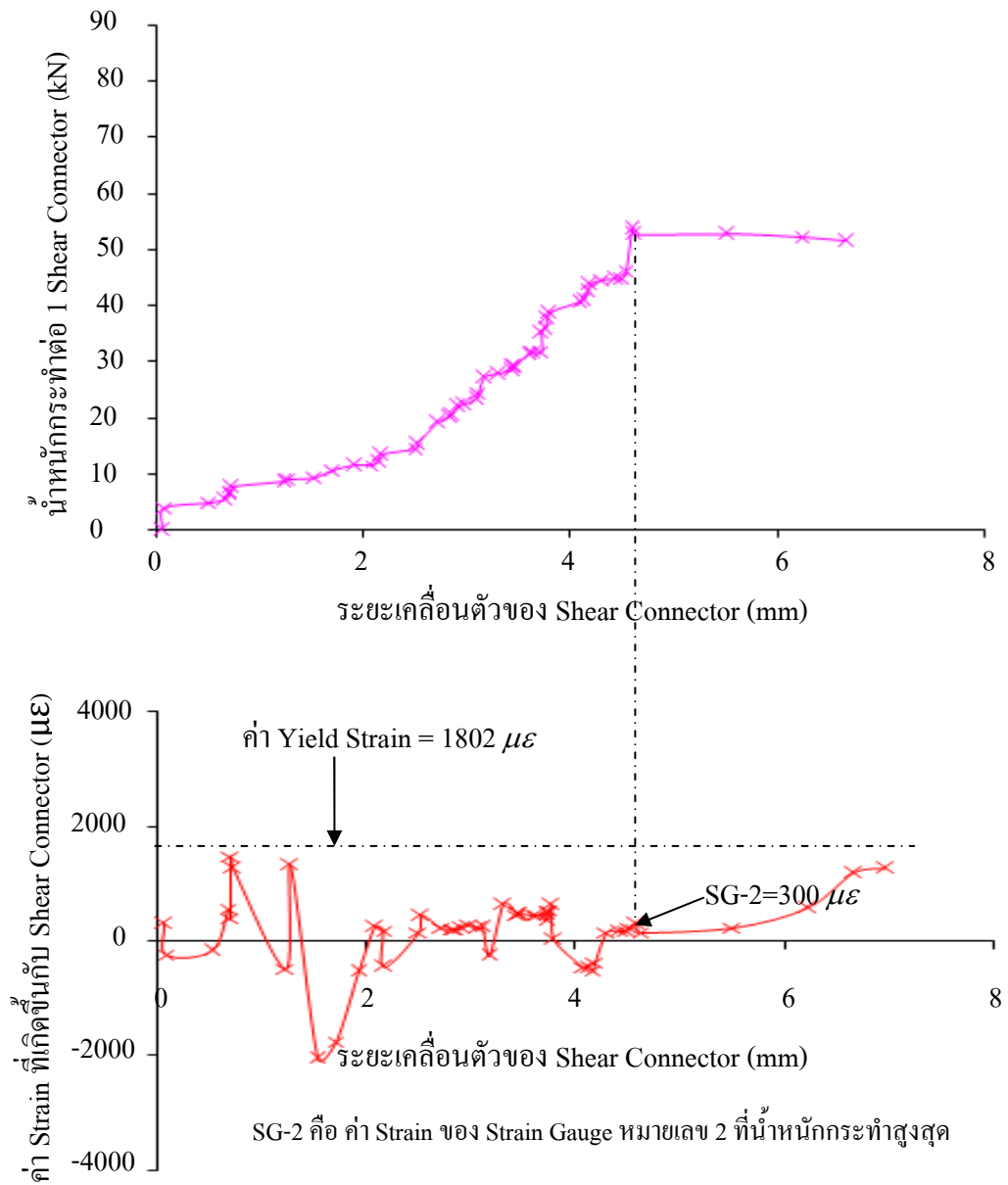
รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ของ แรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ในตัวอย่าง RB9-C32

4.3.2 การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C14

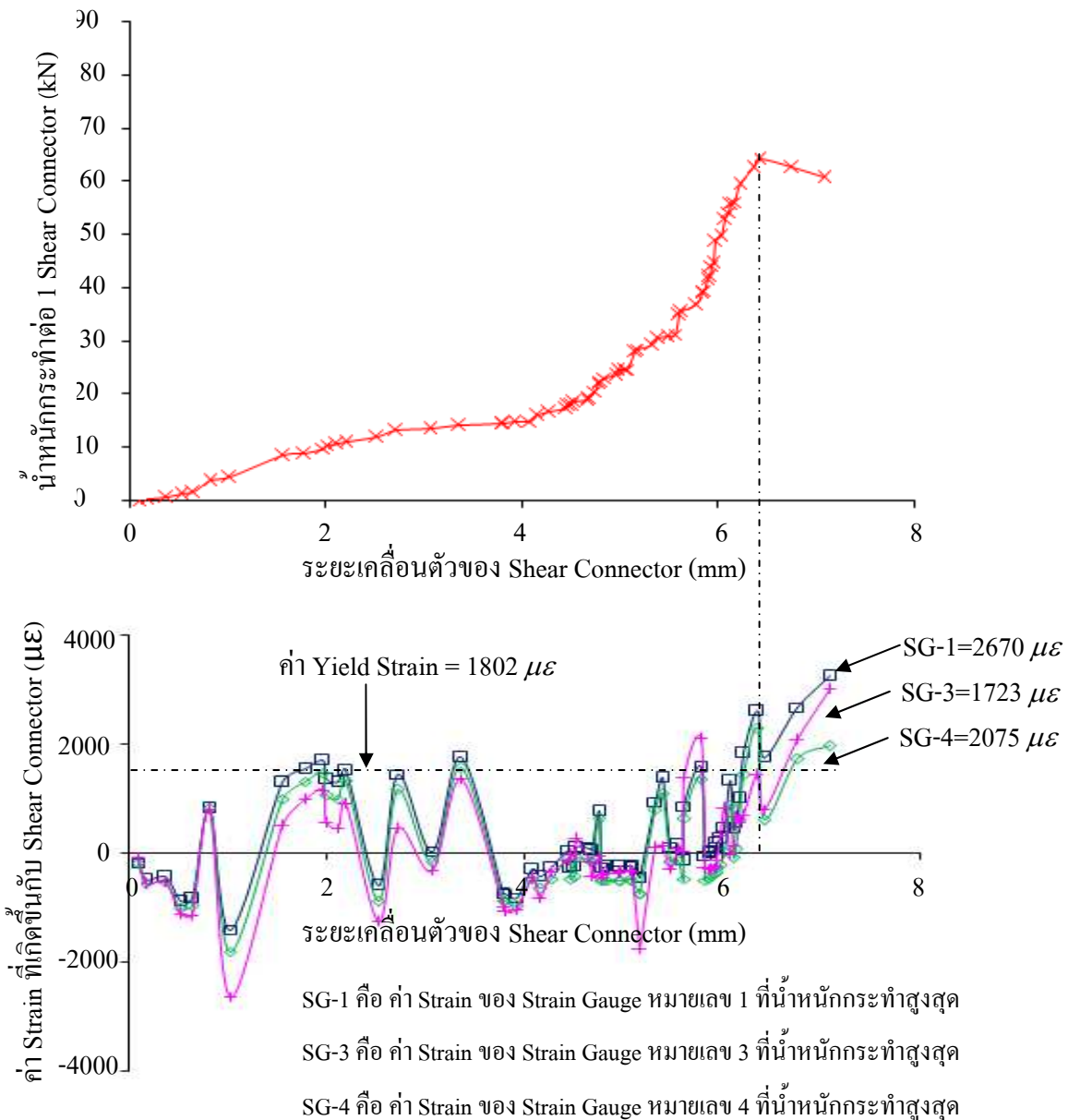
ตัวอย่าง DB12-C14 ติด Strain Gauge จำนวน 4 ตัว แต่สามารถอ่านค่าได้จำนวน 1 ตัว คือ SG-2 เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ของแรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ที่แสดงในรูปที่ 4.3 จะเห็นว่าค่า Strain ของ SG-2 ไม่ได้เพิ่มสูงขึ้นตามน้ำหนักที่กระทำ อีกทั้งยังไม่มีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้นจนถึงจุดครากก่อนคอนกรีตทับหน้าแตกร้าว ซึ่งค่า Strain ที่น้ำหนักกระทำสูงสุดมีค่าเท่ากับ $300 \mu\epsilon$ เปรียบเทียบกับค่า Yield Strain ที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับจากการทดสอบแรงดึงของ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C14 มีค่าเท่ากับ $1802 \mu\epsilon$ ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่ารูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C14 คือรูปแบบการวิบัติโดยคอนกรีตทับหน้า (Vertical Concrete Splitting)

4.3.3 การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C20

ตัวอย่าง DB12-C14 ติด Strain Gauge จำนวน 4 ตัว แต่สามารถอ่านค่าได้ 3 ตัว คือ SG-1 SG-3 และ SG-4 เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ของแรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ที่แสดงในรูปที่ 4.4 จะเห็นว่าค่า Strain ของ Strain Gauge มีค่าเพิ่มสูงขึ้นตามน้ำหนักกระทำ เมื่อสังเกต SG-1 มีค่า Strain ที่น้ำหนักกระทำสูงสุดเท่ากับ $2670 \mu\epsilon$ แต่เมื่อนำค่า Strain มาเปรียบเทียบกับ SG-3 และ SG-4 ซึ่งติดกับ Shear Connector ในด้านตรงข้ามซึ่งมีค่า Strain เท่ากับ $1723 \mu\epsilon$ และ $2075 \mu\epsilon$ ตามลำดับ จะเห็นว่า Strain Gauge ทั้ง 3 ตัวมีแนวโน้มที่จะถึงค่า Yield Strain และเมื่อนำค่า Strain ที่ได้จากการทดสอบเปรียบเทียบกับค่า Yield Strain ที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับจากการทดสอบแรงดึงของ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C20 มีค่าเท่ากับ $1802 \mu\epsilon$ จะเห็นได้ว่า Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C20 มีแนวโน้มจะถึงจุดครากด้วยแรงดึงและเสียรูปด้วยการคดแบบ Double Curvature ก่อนที่คอนกรีตทับหน้าเกิดการแตกร้าวแต่มีการเสียรายน้อยกว่า Shear Connector ขนาด 9 mm เนื่องจากมีขนาดที่ใหญ่กว่า ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่ารูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C20 คือรูปแบบการวิบัติโดย Shear Connector (Shear Connector Failure)



รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ของ แรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ในตัวอย่าง DB12-C14



รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ของ แรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ในตัวอย่าง DB12-C20

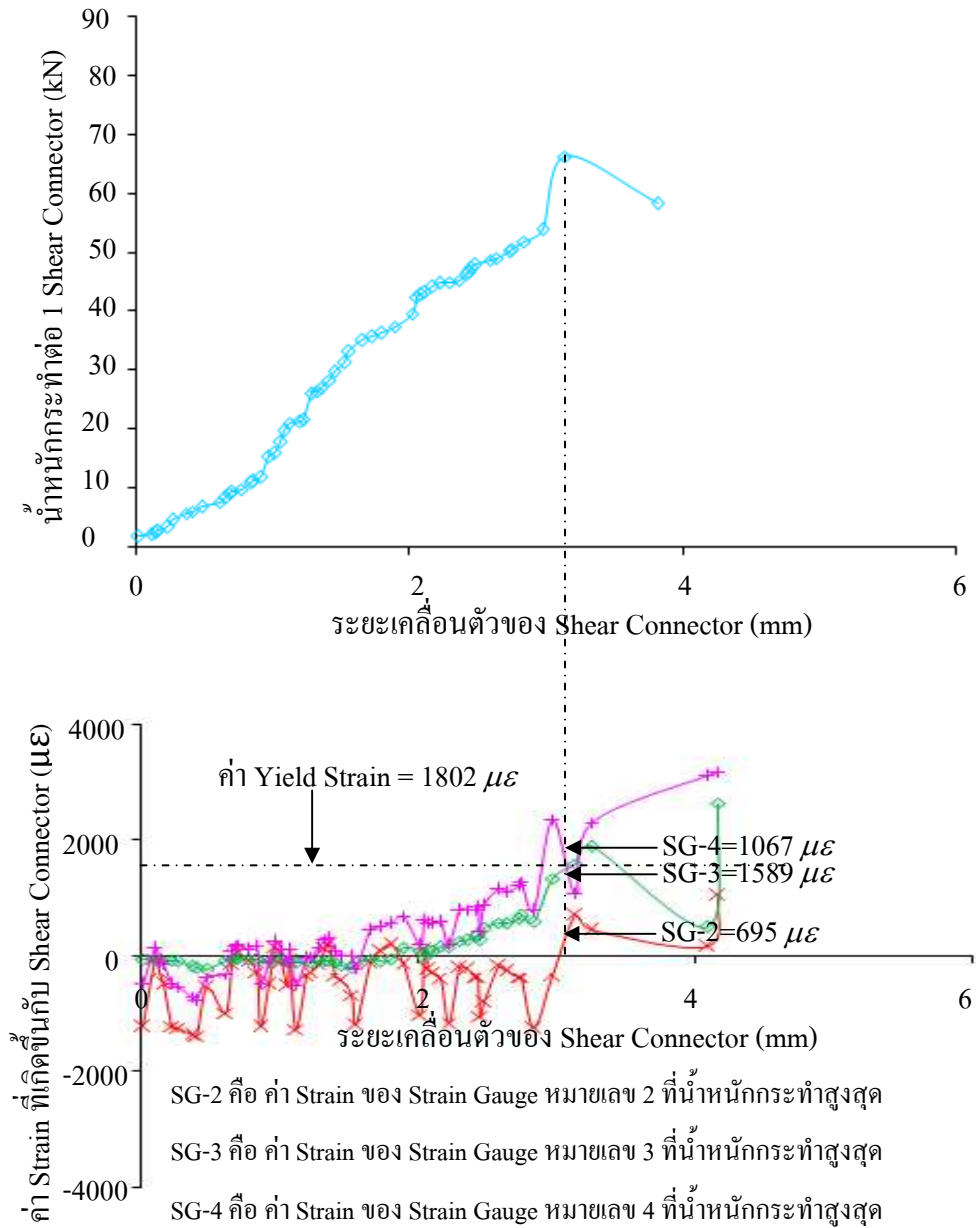
4.3.4 การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C20-Mesh

ตัวอย่าง DB12-C20-Mesh ติด Strain Gauge จำนวน 4 ตัว ที่ตำแหน่งผิวด้านล่างของขา Shear Connector แต่สามารถอ่านค่า Strain ได้ 3 ตัว ซึ่งได้แก่ SG-2 SG-3 และ SG-4 ซึ่งจากรูปที่ 4.5 จะเห็นว่าค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector มีค่าเพิ่มสูงขึ้นตามน้ำหนักกระทำ และค่า Strain เกิดขึ้นที่

น้ำหนักกระทำสูงสุดมีค่าดังต่อไปนี้ SG-2 มีค่า Strain เท่ากับ $695 \mu\epsilon$ ส่วน SG-3 และ SG-4 ซึ่งติดอยู่ในด้านตรงข้ามกับ SG-2 มีค่า Strain เท่ากับ $1589 \mu\epsilon$ และ $1067 \mu\epsilon$ ตามลำดับ เมื่อพิจารณาค่า Strain ของ Strain Gauge ทั้ง 3 ตัวเปรียบเทียบกับค่า Yield Strain ของ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C20-Mesh ที่มีค่าเท่ากับ $1802 \mu\epsilon$ จะเห็นว่าค่า Strain ของ SG-3 และ SG-4 มีแนวโน้มที่จะถึงจุดครากด้วยแรงดึงและเสีรูปร่างด้วยการคดแบบ Double Curvature ก่อนที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าวแต่มีการเสีรูปร่างน้อยกว่า Shear Connector ขนาด 9 mm เนื่องจากมีขนาดที่ใหญ่กว่า ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่ารูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C20-Mesh คือรูปแบบการวิบัติโดย Shear Connector (Shear Connector Failure)

4.3.5 การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C24

ตัวอย่าง DB12-C24 ติด Strain Gauge ทั้งหมด 5 ตัว Strain Gauge จำนวน 3 ตัว ติดอยู่ตำแหน่งผิวด้านล่างของขา Shear Connector ได้แก่ SG-1 SG-2 และ SG-3 แต่ Strain Gauge ทั้ง 3 ตัวไม่สามารถอ่านค่า Strain ได้เนื่องจากเกิดความเสียหายในขั้นตอนการจี้คอนกรีตให้แน่น ดังนั้นจึงไม่สามารถอธิบายรูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่าง DB12-C24 ได้และในตัวอย่าง DB12-C24 ได้ติด Strain Gauge เพิ่มอีก 2 ตัว คือ SG-4 และ SG-5 ที่ติดบริเวณปลายของ Shear Connector ที่อยู่ห่างจากตำแหน่งตัดโค้ง 90 องศา ประมาณ 10 cm เพื่อต้องการทดสอบผลกระทบของปลาย Shear Connector ที่มีต่อการรับแรงกระทำ แต่เนื่องจาก Strain Gauge ที่ตำแหน่งดังกล่าวเสีไม่สามารถวัดค่า Strain ได้เช่นเดียวกัน ดังนั้นจึงไม่สามารถระบุได้ว่าปลายของ Shear Connector มีส่วนเกี่ยวข้องกับการรับแรงกระทำ



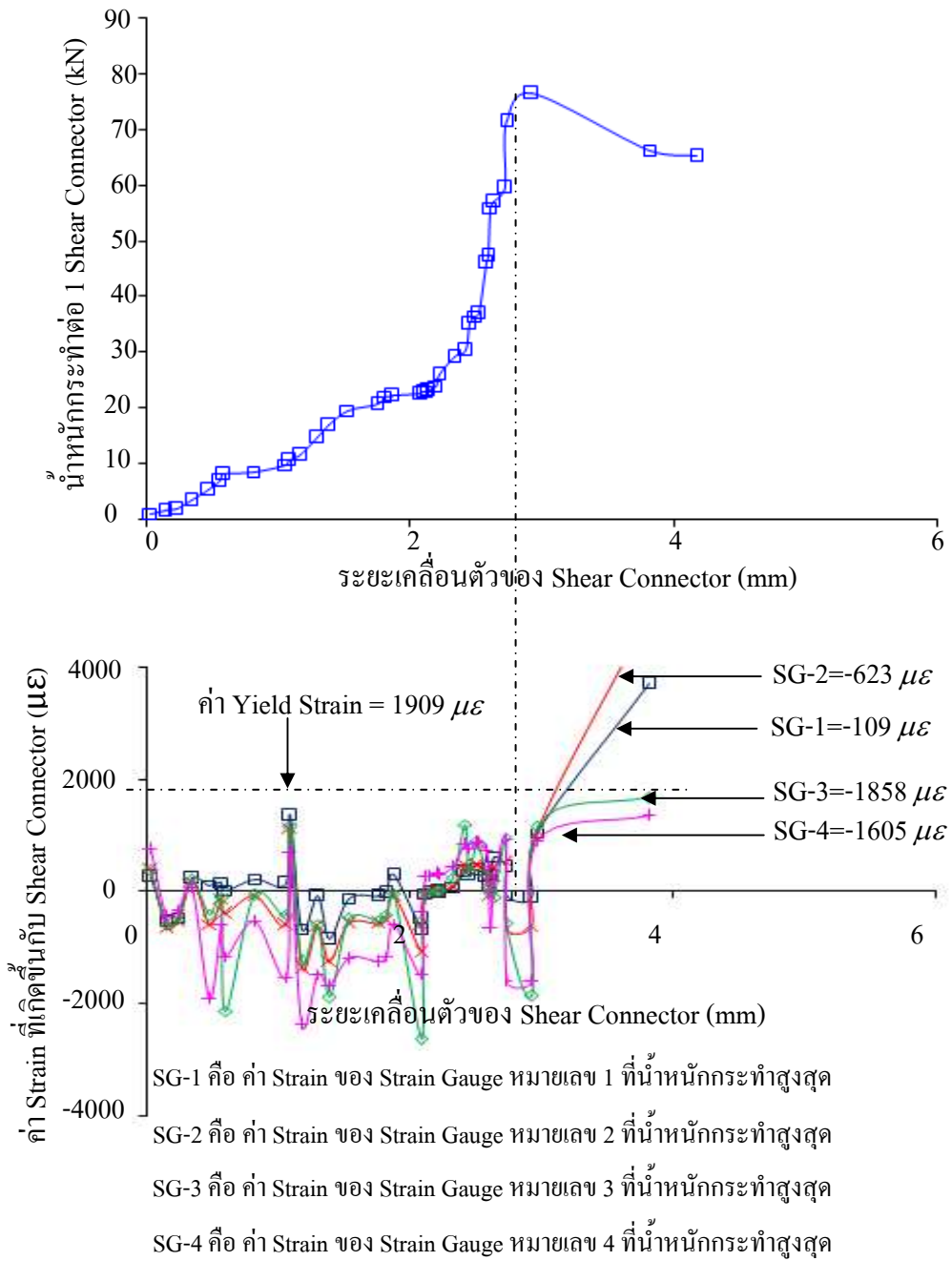
รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ของ แรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ในตัวอย่าง DB12-C20-Mesh

4.3.6 การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C14

ตัวอย่าง DB16-C14 ติด Strain Gauge ตำแหน่งผิวด้านล่างของขา Shear Connector จำนวน 4 ตัว ได้แก่ SG-1 SG-2 SG-3 และ SG-4 แต่ปรากฏว่า Strain Gauge ทั้ง 4 ตัวไม่สามารถอ่านค่า Strain ได้ เนื่องจากเกิดความเสียหายในขั้นตอนการจี้คอนกรีตให้แน่นเช่นเดียวกับกรณีของตัวอย่าง DB12-C24 ดังนั้นจึงไม่สามารถอธิบายรูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C14 ได้

4.3.7 การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C20-Mesh

ตัวอย่าง DB16-C20-Mesh ติด Strain Gauge จำนวน 4 ตัว ที่ตำแหน่งผิวด้านล่างของขา Shear Connector และสามารถอ่านค่า Strain ได้ทั้ง 4 ตัว ได้แก่ SG-1 SG-2 SG-3 และ SG-4 ซึ่งจากรูปที่ 4.6 จะเห็นว่าค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector มีค่าลดน้อยลงและติดลบทั้งหมดในช่วงแรก แต่เมื่อน้ำหนักกระทำเพิ่มสูงขึ้นค่า Strain เพิ่มสูงขึ้นตามค่าน้ำหนักกระทำ โดยค่า Strain เกิดขึ้นที่น้ำหนักกระทำสูงสุดมีค่าดังต่อไปนี้ คือ SG-1 SG-2 มีค่า Strain เท่ากับ $-109 \mu\epsilon$ และ $-623 \mu\epsilon$ ส่วน SG-3 และ SG-4 ซึ่งติดอยู่ในด้านตรงข้ามกับ SG-1 และ SG-2 มีค่า Strain เท่ากับ $-1858 \mu\epsilon$ และ $-1605 \mu\epsilon$ เมื่อพิจารณาค่า Strain ของ Strain Gauge ทั้ง 4 ตัวเปรียบเทียบกับค่า Yield Strain ของ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C20-Mesh มีค่าเท่ากับ $1909 \mu\epsilon$ จะเห็นว่าค่า Strain ของ Strain Gauge ทั้ง 4 ตัว ไม่มีแนวโน้มที่จะถึงจุดครากก่อนที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าวและเมื่อสังเกตการเสียรูปของ Shear Connector ขนาด 16 mm หลังเกิดการวิบัติพบว่าเกิดการเสียรูปน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับ Shear Connector ขนาด 12 mm เนื่องจาก Shear Connector ขนาด 16 mm เริ่มรับแรงกระทำในขณะที่คอนกรีตทับหน้าเกิดการแตกร้าวซึ่งสังเกตจากค่า Strain ที่เกิดขึ้นใน Shear Connector ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่ารูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C20-Mesh คือรูปแบบการวิบัติโดยคอนกรีตทับหน้า (Vertical Concrete Splitting)



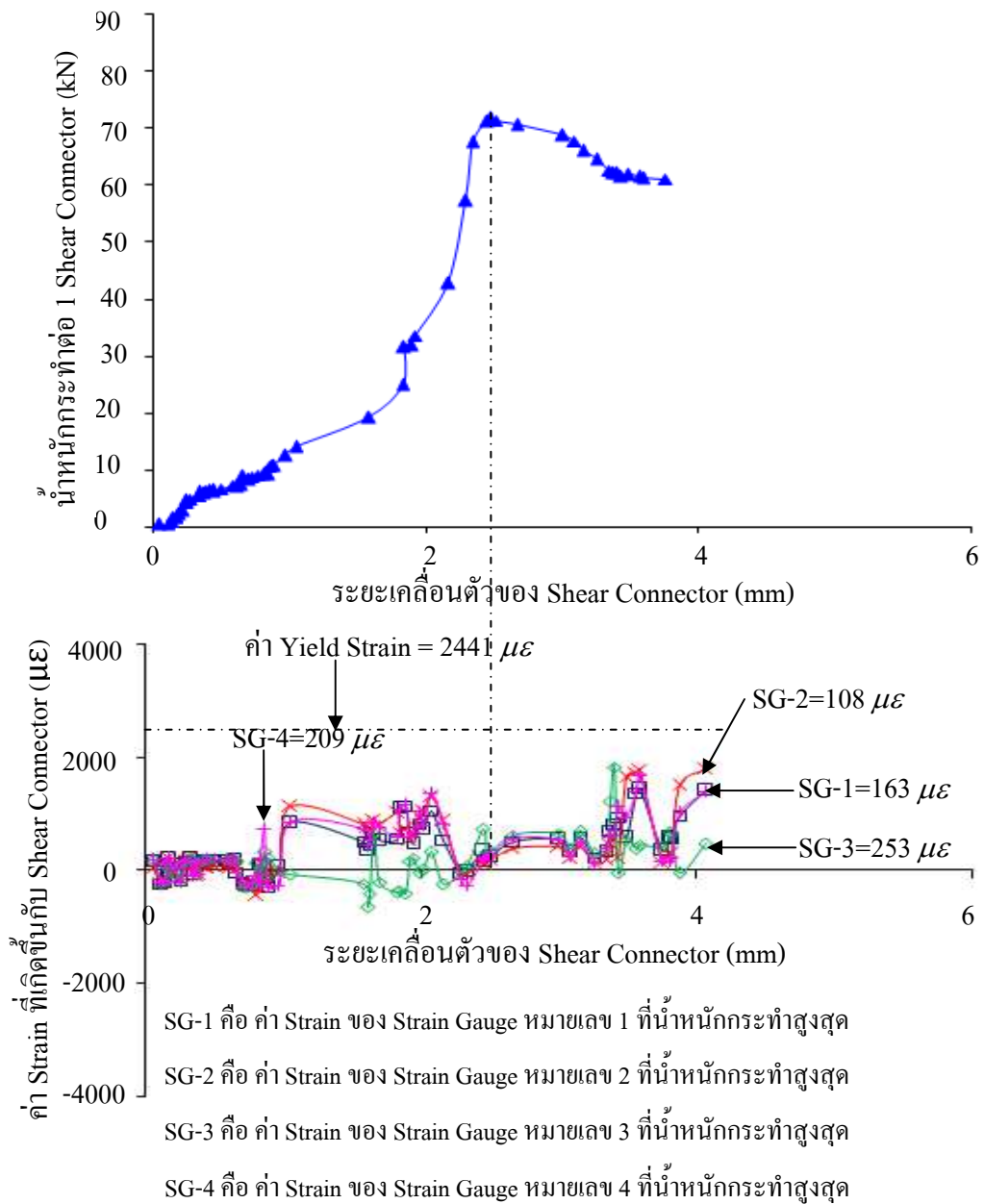
รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ของ แรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ในตัวอย่าง DB16-C20-Mesh

4.3.8 การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C30

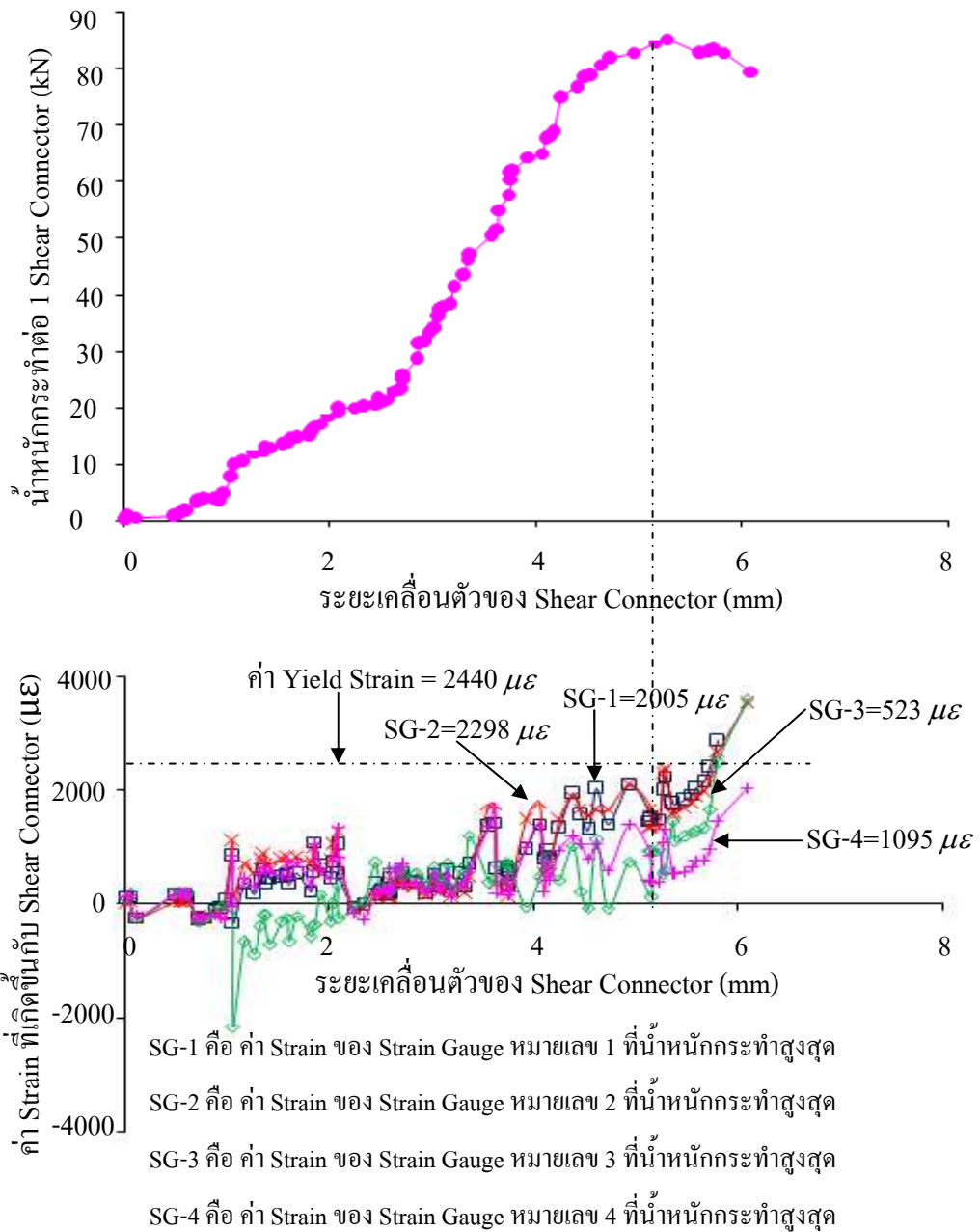
ตัวอย่าง DB16-C30 ติด Strain Gauge ตำแหน่งผิวด้านล่างของขา Shear Connector จำนวน 4 ตัว ได้แก่ SG-1 SG-2 SG-3 และ SG-4 ซึ่งจากรูปที่ 4.7 จะเห็นว่าค่า Strain ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยโดยค่า Strain ของ Strain Gauge แต่ละตัวที่เกิดขึ้นที่น้ำหนักกระทำสูงสุดมีค่าดังนี้ คือ SG-1 มีค่าเท่ากับ $163 \mu\epsilon$ SG-2 มีค่าเท่ากับ $108 \mu\epsilon$ SG-3 มีค่าเท่ากับ $253 \mu\epsilon$ SG-4 มีค่าเท่ากับ $209 \mu\epsilon$ เมื่อเปรียบเทียบกับค่า Yield Strain ที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับจากการทดสอบแรงดึงของ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C30 มีค่าเท่ากับ $2441 \mu\epsilon$ จะเห็นว่า Strain Gauge ทุกตัวมีค่า Strain ไม่ถึงจุดคราก ในขณะที่คอนกรีตทับหน้าเกิดการแตกร้าว ดังนั้นจึงอาจกล่าวได้ว่ารูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C30 คือรูปแบบการวิบัติโดยคอนกรีตทับหน้า (Vertical Concrete Splitting)

4.3.9 การวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C32

ตัวอย่าง DB16-C32 ติด Strain Gauge จำนวน 4 ตัว ที่ตำแหน่งผิวด้านล่างของขา Shear Connector ได้แก่ SG-1 SG-2 SG-3 และ SG-4 ซึ่งจากรูปที่ 4.8 จะเห็นว่าค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector มีค่าเพิ่มสูงขึ้นตามน้ำหนักกระทำ และค่า Strain เกิดขึ้นที่น้ำหนักกระทำสูงสุดมีค่าดังต่อไปนี้ SG-1 และ SG-2 ซึ่งติดอยู่ด้านเดียวกัน มีค่า Strain เท่ากับ $2005 \mu\epsilon$ และ $2298 \mu\epsilon$ ตามลำดับ ส่วน SG-3 และ SG-4 ซึ่งติดอยู่ในด้านตรงข้าม มีค่า Strain เท่ากับ $523 \mu\epsilon$ และ $1095 \mu\epsilon$ เมื่อพิจารณาค่า Strain ของ Strain Gauge ทั้ง 4 ตัวเปรียบเทียบกับค่า Yield Strain ของ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C32 มีค่าเท่ากับ $2440 \mu\epsilon$ จะเห็นว่าค่า Strain โดยรวมมีค่าน้อยไม่ถึงจุดครากและเมื่อสังเกตการเสีรูปของ Shear Connector ขนาด 16 mm หลังเกิดการวิบัติพบว่าเกิดการเสีรูปน้อยมาก เมื่อเปรียบเทียบกับ Shear Connector ขนาด 12 mm เนื่องจาก Shear Connector ขนาด 16 mm เริ่มรับแรงกระทำในขณะที่คอนกรีตทับหน้าเกิดการแตกร้าวซึ่งสังเกตได้จากค่า Strain ที่เกิดขึ้นใน Shear Connector ว่ามีค่าน้อย ดังนั้นจึงอาจกล่าวได้ว่ารูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่าง DB16-C32 คือรูปแบบการวิบัติโดยคอนกรีตทับหน้า (Vertical Concrete Splitting)



รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ของ แรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ในตัวอย่าง DB16-C30



รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ของ แรงกระทำและค่า Strain กับระยะการเคลื่อนตัวของ Shear Connector ในตัวอย่าง DB16-C32

4.4 อภิปรายผลการทดสอบ

การอภิปรายผลการทดสอบจะอภิปรายแยกในแต่ละตัวแปรเพื่อให้เห็นผลกระทบที่เกิดขึ้นกับกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ได้อย่างชัดเจน ซึ่งตัวแปรที่อภิปรายคือ ขนาด Shear Connector กำลังอัดของคอนกรีตทับหน้าและเหล็ก Wire-Mesh

4.4.1 ผลของขนาด Shear Connector ที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือน

เพื่อวิเคราะห์ผลกระทบจากขนาดของ Shear Connector ที่เพิ่มขึ้น การเปรียบเทียบตัวอย่างทดสอบจะทำการเป็นคู่ โดยเปรียบเทียบตัวอย่างที่มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากัน เช่น DB12-C14 เปรียบเทียบกับ DB16-C14 ส่วนตัวอย่างที่มีกำลังอัดคอนกรีตที่กำหนดไว้กับกำลังอัดคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบไม่เท่ากัน เช่น DB12-C20 ที่มีกำลังอัด 20 kN/mm^2 กับ DB16-C30 มีกำลังอัด 30 kN/mm^2 และตัวอย่าง DB12-C24 ที่มีกำลังอัด 24 kN/mm^2 กับ DB16-C32 มีกำลังอัด 32 kN/mm^2 ซึ่งค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นมีผลกระทบจากกำลังอัดคอนกรีตที่ไม่เท่ากันรวมอยู่ด้วยจึงไม่นำมาพิจารณาด้วย ดังนั้นตัวอย่างทดสอบที่สามารถพิจารณาผลกระทบจากขนาดของ Shear Connector มีเพียง 4 ตัวอย่าง ดังสรุปอยู่ในตารางที่ 4.5

ตารางที่ 4.5 ผลเนื่องจากการเปลี่ยนขนาด Shear Connector

ตัวอย่าง	ขนาดของ Shear Connector (mm)	กำลังอัดคอนกรีต (kN/mm^2)	กำลังรับแรงเฉือน (kN)	ประเภทของการวิบัติ	ผลต่าง (ร้อยละ)
DB12-C14	12	13.79	53.83	VCS	เพิ่มขึ้นร้อยละ 10
DB16-C14	16	14.37	58.92	VCS	เพิ่มขึ้นร้อยละ 15
DB12-C20-Mesh	12	18.12	66.25	SCF	เพิ่มขึ้นร้อยละ 10
DB16-C20-Mesh	16	19.40	76.50	VCS	เพิ่มขึ้นร้อยละ 15

VCS คือ ตัวอย่างทดสอบวิบัติที่คอนกรีตทับหน้า

SCF คือ ตัวอย่างทดสอบวิบัติที่ Shear Connector

จากตารางที่ 4.5 แสดงให้เห็นว่าการเพิ่มขนาดเหล็ก Shear Connector จาก DB12 เป็น DB16 ในตัวอย่างที่มีค่ากำลังอัดของคอนกรีตทับหน้า 14 kN/mm^2 ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 10 แต่เมื่อพิจารณาการเพิ่มขนาด Shear Connector จาก DB12 เป็น DB16 ในตัวอย่างที่ใส่เหล็ก

Wire-Mesh ซึ่งมีกำลังอัดของคอนกรีตทับหน้าเท่ากับ 20 kN/mm^2 จะพบว่ากำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 15 จะเห็นได้ว่าการเปลี่ยนขนาดของ Shear Connector จาก DB12 เป็น DB16 ส่งผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector และประเภทของการวิบัติ โดยพบว่า การเปลี่ยนขนาด Shear Connector จาก DB12 เป็น DB16 ที่ใส่เหล็ก Wire-Mesh มีแนวโน้มต่อการเปลี่ยนแปลงประเภทของการวิบัติจากรูปแบบการวิบัติโดย Shear Connector เป็นรูปแบบการวิบัติโดยคอนกรีตทับหน้า

4.4.2 กำลังอัดคอนกรีตทับหน้าที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือน

ตารางที่ 4.6 แสดงผลการทดสอบที่แบ่งเป็น 2 กลุ่มตามขนาดของ Shear Connector เพื่อแสดงให้เห็นผลกระทบของกำลังอัดคอนกรีตทับหน้าที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector

ตารางที่ 4.6 ผลเนื่องจากการเปลี่ยนกำลังอัดของคอนกรีตทับหน้า

ตัวอย่าง	กำลังอัดคอนกรีต (kN/mm^2)	กำลังรับแรงเฉือน (kN)	ประเภทของการ วิบัติ	ผลต่าง (ร้อยละ)
DB12-C14	13.79	53.83	VCS	-
DB12-C20	19.24	64.17	SCF	เพิ่มขึ้นร้อยละ 19
DB12-C24	23.26	58.75	-	เพิ่มขึ้นร้อยละ 9
DB16-C14	14.37	58.92	-	-
DB16-C30	30.26	71.75	VCS	เพิ่มขึ้นร้อยละ 22
DB16-C32	31.75	85.25	VCS	เพิ่มขึ้นร้อยละ 45

VCS คือ ตัวอย่างทดสอบวิบัติที่คอนกรีตทับหน้า

SCF คือ ตัวอย่างทดสอบวิบัติที่ Shear Connector

ผลต่าง (ร้อยละ) กำลังรับแรงเฉือนที่แสดงในตารางที่ 4.5 ตัวอย่างที่ใช้ Shear Connector ขนาด 12 mm เปรียบเทียบกับตัวอย่าง DB12-C14

ส่วนตัวอย่างที่ใช้ Shear Connector ขนาด 16 mm เปรียบเทียบกับตัวอย่าง DB16-C14

จากตารางที่ 4.6 เมื่อพิจารณาผลการเปลี่ยนกำลังอัดคอนกรีตทับหน้าในตัวอย่างที่ใช้ Shear Connector ขนาด 12 mm คือ ตัวอย่าง DB12-C14 DB12-C20 และ DB12-C24 จะเห็นได้ว่า เมื่อกำลังอัดคอนกรีตเพิ่มขึ้น 6 kN/mm^2 และ 10 kN/mm^2 ส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector เพิ่มขึ้นร้อยละ

19 และร้อยละ 9 ตามลำดับ แต่ในตัวอย่าง DB12-C24 พบว่ากำลังรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นมีค่าน้อย ผิดปรกติเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่าง DB12-C20 ซึ่งน่าจะเกิดความผิดพลาดในขณะทดสอบ เพราะเมื่อพิจารณาผลการเปลี่ยนกำลังอัดคอนกรีตทับหน้าในตัวอย่างที่ใช้ Shear Connector ขนาด 16 mm คือ ตัวอย่าง

DB16-C14 DB16-C30 และ DB16-C32 จะเห็นได้ว่า เมื่อกำลังอัดคอนกรีตเพิ่มขึ้น 16 kN/mm^2 และ 18 kN/mm^2 ส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector เพิ่มขึ้นร้อยละ 22 และร้อยละ 45 ประเภทการวิบัติของตัวอย่างที่ใช้ Shear Connector ขนาด 12 mm มีรูปแบบการวิบัติเกิดขึ้น 2 รูปแบบ คือ การวิบัติโดยคอนกรีตทับหน้า (Vertical Concrete Splitting) และการวิบัติของ Shear Connector (Shear Connector Failure) ส่วนประเภทการวิบัติของตัวอย่างที่ใช้ Shear Connector ขนาด 16 mm ที่ได้จากการวิเคราะห์ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector จะเห็นได้ว่ามีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติในรูปแบบของคอนกรีตทับหน้าวิบัติ (Vertical Concrete Splitting) ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่า สำหรับการออกแบบคานเหล็กเชิงประกอบแบบพื้นบาง (Slim Floor Beam) ที่ใช้ Shear Connector ขนาด 16 mm จะไม่เกิดการวิบัติในรูปแบบของ Shear Connector วิบัติ (Shear Connector Failure) แต่จะเกิดการวิบัติเฉพาะรูปแบบของคอนกรีตทับหน้าวิบัติ (Vertical Concrete Splitting) เท่านั้น

4.4.3 ผลของเหล็ก Wire-Mesh ต่อกำลังรับแรงเฉือน

การพิจารณาผลกระทบจากการใส่เหล็ก Wire-Mesh ที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนทำโดยเปรียบเทียบผลการทดสอบของตัวอย่างที่มีขนาดของ Shear Connector และกำลังอัดคอนกรีตทับหน้าเท่ากัน ดังสรุปในตารางที่ 4.7

ตารางที่ 4.7 ผลเนื่องจากการใส่เหล็ก Wire-Mesh

ตัวอย่าง	กำลังรับแรงเฉือน (kN)	ประเภทของการวิบัติ	ผลต่าง (ร้อยละ)
DB12-C20	64.17	SCF	-
DB12-C20-Mesh	66.25	SCF	เพิ่มขึ้นร้อยละ 3

SCF คือ ตัวอย่างทดสอบวิบัติที่ Shear Connector

ผลจากตารางที่ 4.7 พบว่าการใส่เหล็ก Wire-Mesh ส่งผลกระทบท่อกำลังรับแรงเฉือนน้อยมาก โดยการใส่เหล็ก Wire-Mesh ส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector เพิ่มขึ้นเพียงร้อยละ 3 เท่านั้น

4.5 การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการของมาตรฐานต่างๆเพื่อทำนายกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector จากการทดสอบ

การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการของมาตรฐานต่างๆ ได้แก่ มาตรฐาน EC4 BS5950 ข้อกำหนดของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย และข้อกำหนด AISC และงานวิจัยที่เป็นที่ยอมรับ ได้แก่ งานวิจัยของ Oehlers and Johnson และงานวิจัยของ Limwuttigrajirat ผลการคำนวณด้วยสมการของมาตรฐานและงานวิจัยแล้วได้ผลการคำนวณใกล้เคียงผลการทดสอบได้แสดงอยู่ในตารางที่ 4.8 แต่การนำสมการในมาตรฐานที่เป็นที่ยอมรับมาทำนายแนวโน้มรูปแบบการวิบัติของ Shear Connector ที่เกิดขึ้นในแต่ละตัวอย่างทดสอบไม่สามารถกระทำได้ เนื่องจากสมการของมาตรฐานต่างๆที่เป็นที่ยอมรับใช้สำหรับประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ในคานเชิงประกอบรูปแบบปรกติซึ่งมีกลไกการรับแรงเฉือนแตกต่างกับคานเชิงประกอบแบบพื้นบางซึ่งเป็นรูปแบบที่ใช้ทดสอบในงานวิจัยนี้

4.5.1 การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector กับสมการมาตรฐาน EC 4

สมการในมาตรฐาน EC 4 เป็นสมการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ในคานเหล็กเชิงประกอบประเภทที่ใช้แผ่นพื้นคอนกรีตแบบหล่อในที่ (RC Solid) ซึ่งประกอบด้วยสมการสำหรับการวิบัติ 2 กรณี คือ สมการสำหรับกรณีที่คอนกรีตวิบัติ (สมการที่ 4.1) และสมการสำหรับกรณีที่ Shear Stud วิบัติ (สมการที่ 4.2)

กรณีวิบัติด้วยคอนกรีต

$$P_{RD} = 0.29\alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} E_c)} / \gamma_v \quad (4.1)$$

กรณีวิบัติด้วย Shear Stud

$$P_{RD} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 \gamma_v \quad (4.2)$$

ตารางที่ 4.8 กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector จากผลการทดสอบเปรียบเทียบกับปริมาณ

ตัวอย่าง	น้ำหนักกระทำสูงสุด /Shear Connector (kN)	อัตราส่วนกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบเทียบกับมาตรฐาน ข้อกำหนด และงานวิจัยต่างๆ							
		P_{EC4}	P_{EC4}/P_{Test}	P_{BSS950}	P_{BSS950}/P_{Test}	P_{AISC}	P_{AISC}/P_{Test}	$P_{\gamma_{lim}}$	$P_{\gamma_{lim}}/P_{Test}$
RB9-C32	47.71	29.74	0.62	22.30	0.48	37.17	0.78	30.27	0.63
DB12-C14	53.83	52.40	0.97	39.29	0.73	65.48	1.21	49.11	0.91
DB12-C20	64.17	52.40	0.82	39.29	0.61	65.48	1.02	49.11	0.76
DB12-C20-Mesh	66.25	52.40	0.79	39.29	0.59	65.48	0.99	49.11	0.74
DB12-C24	58.75	59.46	1.01	44.60	0.76	60.47	1.03	55.74	0.95
DB16-C14	58.92	61.73	1.05	66.84	1.18	50.93	0.90	57.88	0.98
DB16-C20-Mesh	76.50	61.73	0.81	66.84	0.87	77.17	1.00	83.55	1.09
DB16-C30	71.75	76.47	1.07	68.64	0.96	87.05	1.21	85.80	1.00
DB16-C32	85.25	73.33	0.86	81.92	0.96	90.05	1.05	90.05	1.05

ตารางที่ 4.8 (ต่อ) กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector จากการศึกษาทดสอบเปรียบเทียบกับการคำนวณ

ตัวอย่าง	น้ำหนักกระทำสูงสุด/Shear Connector (kN)	อัตราส่วนกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบเทียบกับมาตรฐาน ข้อกำหนด และงานวิจัยต่างๆ			
		$P_{Oehlers}$	$P_{Oehlers}/P_{Test}$	$P_{Limwutti}$	$P_{Test}/P_{Limwutti}$
RB9-C32	47.71	30.45	0.64	36.28	0.76
DB12-C14	53.83	36.75	0.68	31.86	0.59
DB12-C20	64.17	40.43	0.63	37.63	0.59
DB12-2C20-Mesh	66.25	39.20	0.59	36.52	0.55
DB12-C24	58.75	48.60	0.83	41.38	0.70
DB16-C14	58.92	58.96	1.01	43.37	0.74
DB16-C20-Mesh	76.50	70.86	0.93	50.50	0.66
DB16-C30	71.75	80.10	1.12	62.93	0.88
DB16-C32	85.25	80.05	0.94	64.46	0.76

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณได้จากทั้งสองสมการที่แสดงอยู่ในตารางที่ 4.9 นั้นสามารถหาได้จากรายการคำนวณข้างล่าง ซึ่งค่าที่คำนวณด้วยสมการที่ 4.1 หรือ 4.2 แล้วให้ผลลัพธ์ใกล้เคียงกับผลจากการทดสอบแสดงด้วยตัวเลขสีดำหนา แต่สมการสำหรับกรณี Shear Stud วัลติ (สมการที่ 4.2) มาตรฐาน EC4 กำหนดให้ใช้สำหรับหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ซึ่งมีแต่ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) แต่เมื่อนำมาประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector จึงมีการคำนวณด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) และค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u)

การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวัลติ

$$P_{RD} = 0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} / \gamma_v \quad , \quad \alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1.0$$

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{50}{9} + 1 \right) = 1.33$$

$$= 0.29 * 1 * 9^2 \sqrt{(31.78 * 28.17 * 10^3)}$$

$$= 22.09 kN$$

การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วัลติด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y)

$$P_{RD} = 0.8 f_y \pi d^2 / 4 \quad , \quad A = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$= 0.8 * 407 * 63.98$$

$$= 20.83 kN$$

การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วัลติด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u)

$$P_{RD} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 \gamma_v \quad , \quad A = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$= 0.8 * 581 * 63.98$$

$$= 29.74 kN$$

จากรูปที่ 4.9 และข้อมูลในตารางที่ 4.9 แสดงให้เห็นว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่มีขนาดเล็ก ได้แก่ ขนาด 9 mm และ 12 mm ที่คำนวณด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) ในสมการสำหรับกรณี Shear Connector วัลติมีค่าใกล้เคียงกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับ

กรณีคอนกรีตวิบัติ โดยเฉพาะ Shear Connector ขนาด 12 mm ที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณใกล้เคียงกับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบมาก โดยมีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบอยู่ร้อยละ 10 แต่เมื่อพิจารณาค่า Strain ของ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm ที่ได้จากการทดสอบ จะเห็นว่า Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm มีค่า Strain ถึงจุดครากเท่านั้น ดังนั้นการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติ โดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) จึงไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบ แต่เหตุผลที่ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm มีค่าสูงกว่าค่าที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติ โดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) เนื่องจากค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบมีผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างคอนกรีตทับหน้าที่ยึดกันเหล็กพร้อมด้วย ส่วนค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่มีขนาดใหญ่ คือ ขนาด 16 mm ที่คำนวณด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) ในสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติมีค่าใกล้เคียงกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ ซึ่งค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณ มีค่าต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบอยู่ร้อยละ 5 เมื่อพิจารณาค่า Strain ของ Shear Connector ขนาด 16 mm ที่ได้จากการทดสอบ จะเห็นว่า ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm มีค่าน้อยกว่าค่า Strain ที่จุดคราก ดังนั้นการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติ โดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) จึงไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบ แต่เหตุผลที่ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 16 mm มีค่าสูงกว่าค่าที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ เนื่องจากค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบมีผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างคอนกรีตทับหน้าที่ยึดกันเหล็กพร้อมด้วยเช่นกัน

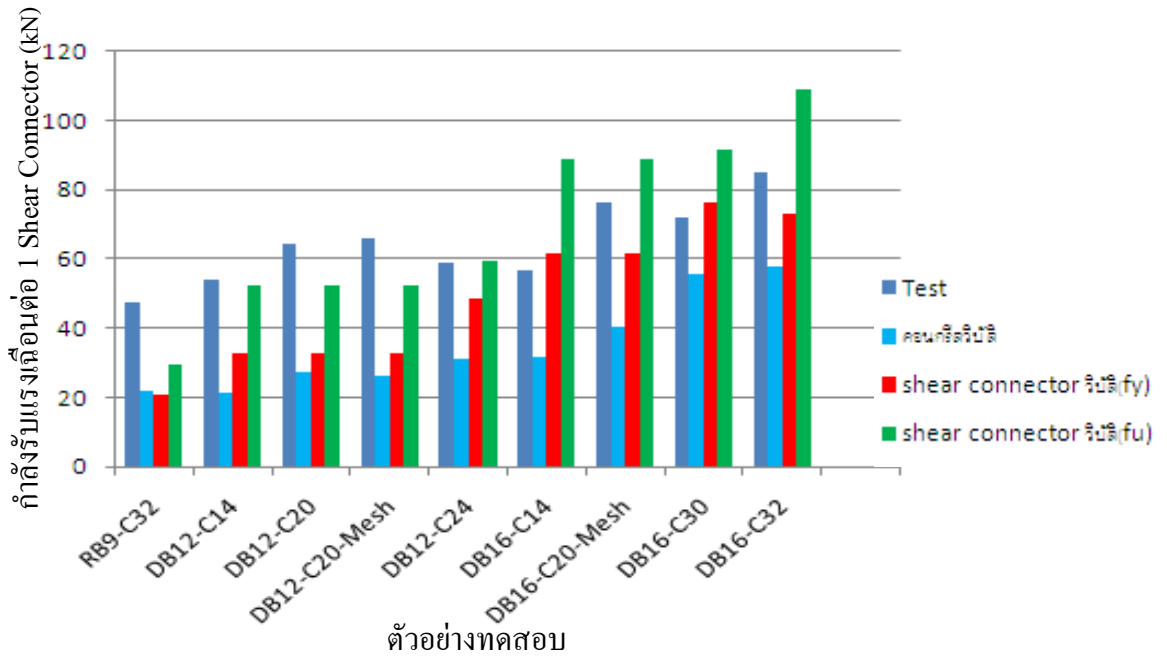
ผลการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบของมาตรฐาน EC4 (P_{EC4}) ที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติกับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ (P_{Test}) แสดงในรูปที่ 4.10 จะเห็นว่า Shear Connector ขนาด 9 และ 12 mm มีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบร้อยละ 66 แต่สำหรับ Shear Connector ขนาด 16 mm จะเห็นว่า มีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้ใกล้เคียงกับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบมากขึ้น โดยมีค่าต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบร้อยละ 44 ซึ่งจากการผลทดสอบสามารถอธิบายได้ว่า กรณีของ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm มีแนวโน้มที่ Shear Connector จะรับแรงดึงจนถึงจุดครากก่อนที่คอนกรีตทับหน้าเกิดการแตกร้าว จึงมีค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ ส่วนกรณีของ Shear Connector ขนาด 16 mm มีแนวโน้มที่คอนกรีตทับหน้าเกิดการแตกร้าวก่อน Shear Connector รับแรงดึงจนถึงจุดคราก ซึ่งสอดคล้องกับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ แต่

เนื่องจากค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่ได้จากการทดสอบมีผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างคอนกรีตทับหน้าที่ยุ่มคานเหล็กร่วมด้วยจึงทำให้ค่าที่ได้จากการทดสอบมีค่าสูงกว่าค่าที่ได้จากการคำนวณด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบของมาตรฐาน EC4 (P_{EC4}) ที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติเหมาะสำหรับใช้ประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่มีขนาดใหญ่ คือ Shear Connector ขนาด 16 mm มากกว่าใช้ประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่มีขนาดเล็ก

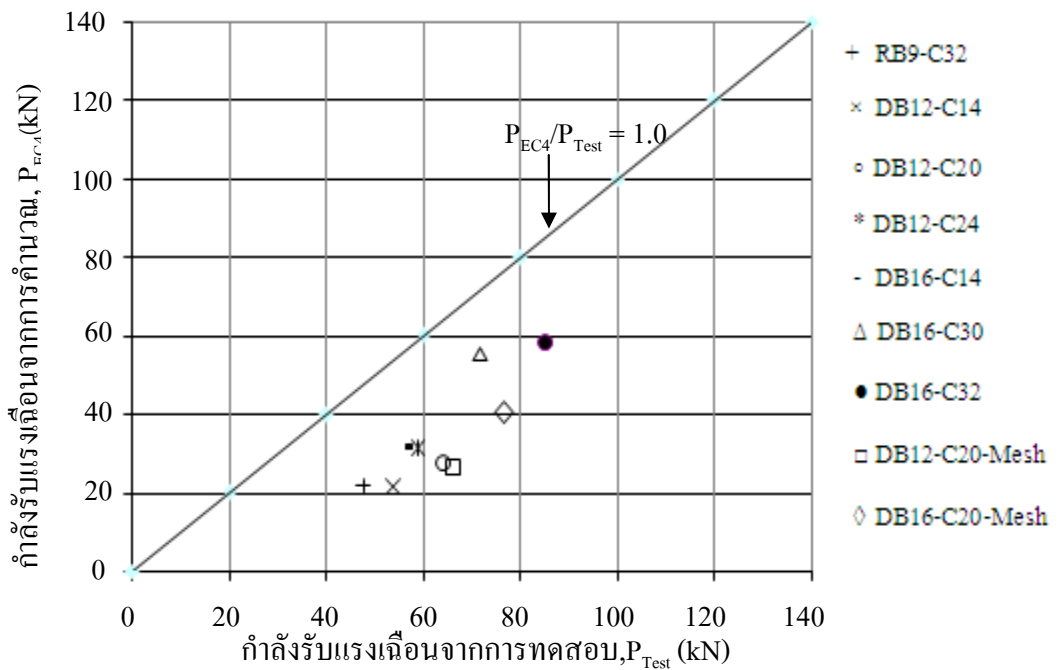
ตารางที่ 4.9 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการมาตรฐาน EC4 กับค่าที่ได้จากการทดสอบ

ตัวอย่าง	คุณสมบัติของวัสดุ			ค่าที่ได้จากการทดสอบ (kN)	ค่าที่ได้จากการคำนวณ (kN)		
	f_c (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)		คอนกรีตวิบัติ	Shear Connector วิบัติ (f_y)	Shear Connector วิบัติ (f_u)
RB9-C32	31.78	407	581	47.71	22.09	20.83	29.74
DB12-C14	13.79	368	592	53.83	21.32	32.57	52.40
DB12-C20	19.24	368	592	64.17	27.12	32.57	52.40
DB12-C20-Mesh	18.12	368	592	66.25	26.00	32.57	52.40
DB12-C24	23.26	550	676	58.75	31.23	48.38	59.46
DB16-C14	14.37	390	563	56.5	31.50	61.73	89.12
DB16-C20-Mesh	19.49	390	563	76.50	40.40	61.73	89.12
DB16-C30	30.26	498	596	71.75	55.50	76.47	91.52
DB16-C32	31.75	480	715	85.25	57.80	73.33	109.23

ตัวเลขหนา คือ ค่าที่คำนวณด้วยสมการมาตรฐาน EC4 แล้วให้ผลลัพธ์ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ



รูปที่ 4.9 ผลของกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบเปรียบเทียบกับการคำนวณด้วยสมการของมาตรฐาน EC4



รูปที่ 4.10 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนจากสมการมาตรฐาน EC4 (P_{EC4}) และกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ (P_{Test})

นอกจากนี้ผู้วิจัยได้ทำการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ขนาด 19 mm ที่มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 30 MPa ที่กำหนดโดยมาตรฐาน EC4 กับค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่มีขนาด 16 mm ที่มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 30 MPa (ตัวอย่าง DB16-C30) ดังตารางที่ 4.10 จะเห็นว่า Shear Stud ขนาด 19 mm มีค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงกว่า Shear Connector เท่ากับ 30 kN และมีระยะการเคลื่อนตัวที่สูงกว่าประมาณร้อยละ 50

ตารางที่ 4.10 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud (kN) ตามมาตรฐาน EC4 [3] กับกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector จากงานวิจัยนี้

ชนิดของตัวรับแรงเฉือน	ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง (mm)	คอนกรีตธรรมดาที่มีกำลังอัด 30 MPa	
		กำลังรับแรงเฉือน (kN)	ระยะการเคลื่อนตัว (mm)
Shear Stud	19	102	5.0
Shear Connector	16	71.75	2.47

4.5.2 การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector กับสมการมาตรฐาน BS5950

สมการในมาตรฐาน BS5950 เป็นสมการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ในคานเหล็กเชิงประกอบประเภทใช้แผ่นพื้นคอนกรีตแบบหล่อในที่ (RC Solid) เช่นเดียวกับสมการในมาตรฐาน EC4 และประกอบด้วยสมการสำหรับการวิบัติ 2 กรณีเหมือนกันคือ สมการสำหรับกรณีที่คอนกรีตวิบัติ (สมการที่ 4.3) และสมการสำหรับกรณีที่ Shear Stud วิบัติ (สมการที่ 4.4)

กรณีวิบัติด้วยคอนกรีต

$$Q_k = 0.25\alpha d^2 \sqrt{0.8f_{cu}E_c} \quad (4.3)$$

กรณีวิบัติด้วย Shear Stud

$$Q_k = 0.6f_u \frac{\pi d^2}{4} \quad (4.4)$$

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณได้จากทั้งสองสมการที่แสดงอยู่ในตารางที่ 4.11 นั้นสามารถหาได้จากรายการคำนวณข้างล่าง

การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ

$$Q_k = 0.25\alpha d^2 \sqrt{0.8f_{cu}E_c} \quad , \quad \alpha = 0.2\left(\frac{h}{d} + 1\right) \leq 1.0$$

$$\alpha = 0.2\left(\frac{50}{9} + 1\right) = 1.33$$

$$= 0.25 * 1.0 * 9^2 \sqrt{(0.8 * 31.78 * 28.17 \times 10^3)}$$

$$= 17.14 kN$$

การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y)

$$Q_k = 0.6f_y \frac{\pi d^2}{4} \quad , \quad A = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$= 0.6 * 407 * 63.98$$

$$= 15.62 kN$$

การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u)

$$Q_k = 0.6f_u \frac{\pi d^2}{4} \quad , \quad A = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$= 0.6 * 581 * 63.98$$

$$= 22.30 kN$$

จากรูปที่ 4.11 และข้อมูลในตารางที่ 4.11 แสดงให้เห็นว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) ในสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติมีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ โดย Shear Connector ขนาด 12 mm มีกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบร้อยละ 33 แต่เมื่อพิจารณาค่า Strain ของ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm ที่ได้จากการทดสอบ จะเห็นว่า Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm มีค่า Strain ถึงจุดครากเท่านั้น ดังนั้นการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear

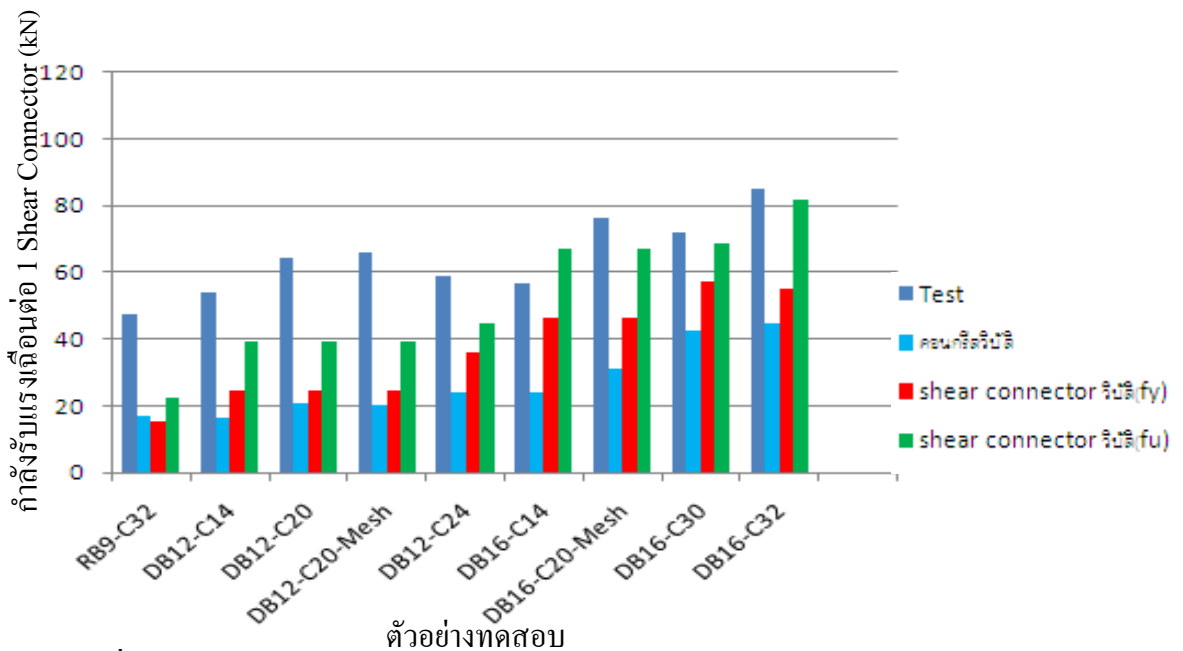
Connector วิกฤติ โดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) จึงไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบ แต่เหตุผลที่ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm มีค่าสูงกว่าค่าที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิกฤติ โดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) เนื่องจากค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบมีผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างคอนกรีตทับหน้าที่ยึดคานเหล็กพร้อมด้วย ส่วน Shear Connector ที่มีขนาดใหญ่ คือ ขนาด 16 mm มีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิกฤติ โดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) มีค่าต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบร้อยละ 2 เมื่อพิจารณาค่า Strain ของ Shear Connector ขนาด 16 mm ที่ได้จากกการทดสอบ จะเห็นว่าค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm มีค่าน้อยกว่าค่า Strain ที่จุดคราก ดังนั้นการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิกฤติ โดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) จึงไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบ

ผลการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้รูปแบบของมาตรฐาน BS5950 (P_{BS5950}) ที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิกฤติกับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ (P_{Test}) แสดงในรูปที่ 4.12 จะเห็นว่า Shear Connector ขนาด 9 และ 12 mm มีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบร้อยละ 66 แต่สำหรับ Shear Connector ขนาด 16 mm จะเห็นว่ามีความกำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้ใกล้เคียงกับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบมากขึ้น โดยมีค่าต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบร้อยละ 51 ซึ่งจากผลการทดสอบสามารถอธิบายได้ว่า กรณีของ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm มีแนวโน้มที่ Shear Connector จะรับแรงดึงจนถึงจุดครากก่อนที่คอนกรีตทับหน้าเกิดการแตกร้าว ดังนั้นจึงมีค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้รูปแบบที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิกฤติและเนื่องจากมีผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างคอนกรีตทับหน้าที่ยึดคานเหล็กพร้อมด้วยจึงทำให้ค่าที่ได้จากการทดสอบมีค่าสูงกว่าค่าที่ได้จากการคำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิกฤติ โดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) ส่วนกรณีของ Shear Connector ขนาด 16 mm มีแนวโน้มที่คอนกรีตทับหน้าเกิดการแตกร้าวก่อน Shear Connector รับแรงดึงจนถึงจุดคราก แต่เนื่องจากแฟกเตอร์คูณลดค่าในสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิกฤติมีค่าน้อยจึงทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้รูปแบบที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิกฤติมีค่าน้อยกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบมาก ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้รูปแบบของมาตรฐาน BS5950 (P_{BS5950}) ที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิกฤติไม่เหมาะสมสำหรับใช้ประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector รูปแบบนี้ เนื่องจากประมาณค่าได้ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบมาก

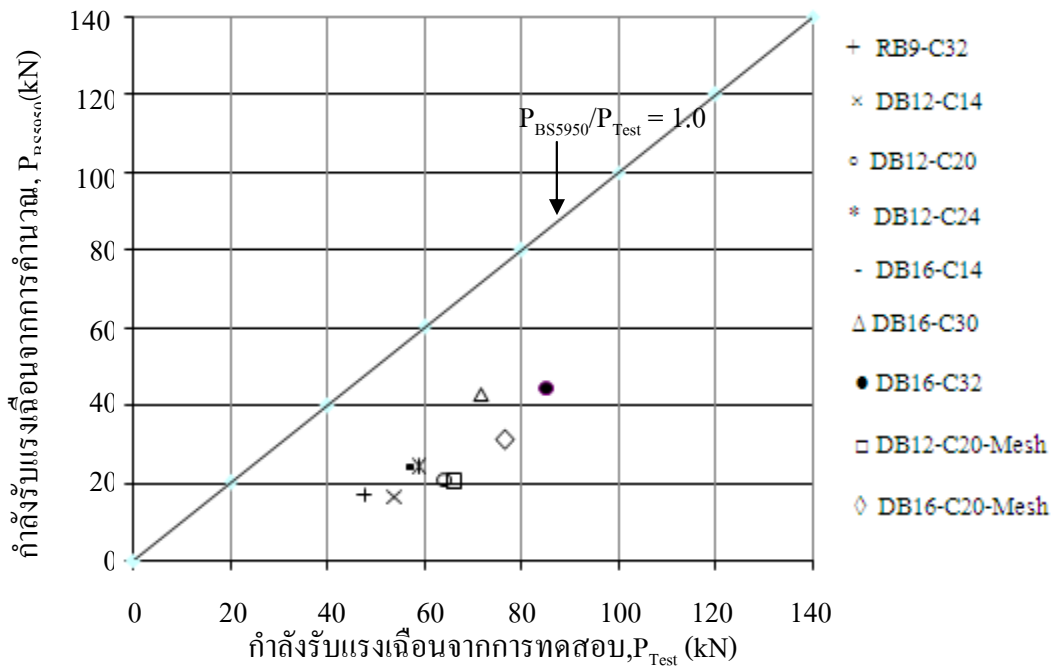
ตารางที่ 4.11 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการมาตรฐาน BS5950 กับค่าที่ได้จากการทดสอบ

ตัวอย่าง	คุณสมบัติของวัสดุ			ค่าที่ได้จากการทดสอบ (kN)	ค่าที่ได้จากการคำนวณ (kN)		
	f_c (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)		คอนกรีตวิบัติ	Shear Connector วิบัติ (f_y)	Shear Connector วิบัติ (f_u)
RB9-C32	31.78	407	581	47.71	17.14	15.62	22.30
DB12-C14	13.79	368	592	53.83	16.44	24.42	39.29
DB12-C20	19.24	368	592	64.17	20.91	24.42	39.29
DB12-C20-Mesh	18.12	368	592	66.25	20.04	24.42	39.29
DB12-C24	23.26	550	676	58.75	24.08	36.29	44.60
DB16-C14	14.37	390	563	56.5	24.29	46.30	66.84
DB16-C20-Mesh	19.49	390	563	76.50	31.15	46.30	66.84
DB16-C30	30.26	498	596	71.75	42.80	57.35	68.64
DB16-C32	31.75	480	715	85.25	44.57	55.00	81.92

ตัวเลขหนา คือ ค่าที่คำนวณด้วยสมการมาตรฐาน BS5950 แล้วให้ผลลัพธ์ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ



รูปที่ 4.11 ผลของกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบเปรียบเทียบกับค่าคำนวณด้วยสมการของมาตรฐาน BS5950



รูปที่ 4.12 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนจากสมการมาตรฐาน BS5950 (P_{BS5950}) และกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ (P_{Test})

นอกจากนี้ผู้วิจัยได้ทำการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ขนาด 13 mm และ 16 mm ที่มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 25 MPa และ 30 MPa ที่กำหนดโดยมาตรฐาน BS5950 กับค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่มีขนาด 12 mm ที่มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 24 MPa (ตัวอย่าง DB12-C24) และ Shear Connector ที่มีขนาด 16 mm ที่มีกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 30 MPa (ตัวอย่าง DB16-C30) ดังตารางที่ 4.12 จะเห็นว่า เมื่อเปรียบเทียบ Shear Stud ขนาด 13 mm กับ Shear Connector ขนาด 12 mm ที่กำลังอัดคอนกรีต 25 MPa พบว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 12 mm มีค่าสูงกว่า Shear Stud เท่ากับ 15 kN แต่เมื่อเปรียบเทียบ Shear Stud ขนาด 16 mm กับ Shear Connector ขนาด 16 mm ที่กำลังอัดคอนกรีต 30 MPa พบว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ขนาด 16 mm มีค่าสูงกว่า Shear Connector เพียง 2 kN จึงอาจกล่าวได้ว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ขนาด 16 mm กับ Shear Connector ขนาด 16 mm ที่กำลังอัดคอนกรีต 30 MPa มีค่าเท่ากัน ดังนั้นจึงมีแนวโน้มที่จะนำ Shear Connector ที่มีขนาดเท่ากับ Shear Stud ไปใช้รับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในแนวราบแทน Shear Stud ได้

ตารางที่ 4.12 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud (kN) ตามมาตรฐาน BS5950 [2] กับกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector จากงานวิจัยนี้

ชนิดของตัวรับแรงเฉือน	ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง (mm)	กำลังอัดคอนกรีต (MPa)	
		25	30
Shear Stud	13	44	47
	16	70	74
Shear Connector	12	58.75	-
	16	-	71.75

4.5.3 การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector กับสมการของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย

วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ ได้กำหนดให้ใช้สมการสำหรับประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ในคานเหล็กเชิงประกอบประเภทใช้แผ่นพื้นคอนกรีตแบบหล่อในที่ (RC Solid) ซึ่งประกอบด้วยสมการสำหรับการวิบัติ 2 กรณี คือ สมการสำหรับกรณีที่คอนกรีตวิบัติ (สมการที่ 4.5) และสมการสำหรับกรณีที่ Shear Stud วิบัติ (สมการที่ 4.6)

กรณีวิบัติด้วยคอนกรีต

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \quad (4.5)$$

กรณีวิบัติด้วย Shear Stud

$$Q_n = A_{sc} F_u \quad (4.6)$$

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณได้จากทั้งสองสมการที่แสดงอยู่ในตารางที่ 4.13 นั้นสามารถหาได้จากรายการคำนวณข้างล่าง

การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ

$$\begin{aligned} Q_n &= 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \\ &= 0.5 * 63.98\sqrt{(31.78 * 28.17 \times 10^3)} \\ &= 30.27kN \end{aligned}$$

การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y)

$$\begin{aligned} Q_n &= A_{sc}F_y \\ &= 63.98 * 407 \\ &= 26.02kN \end{aligned}$$

การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u)

$$\begin{aligned} Q_n &= A_{sc}F_u \\ &= 63.98 * 581 \\ &= 37.17kN \end{aligned}$$

จากรูปที่ 4.13 และข้อมูลในตารางที่ 4.13 แสดงให้เห็นว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่มีขนาดเล็ก ได้แก่ ขนาด 9 mm และ 12 mm ที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติโดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) มีค่าใกล้เคียงกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ ยกเว้น Shear Connector ขนาด 12 mm ในตัวอย่างทดสอบ DB12-C24 ที่กำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติโดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) มีค่าใกล้เคียงกับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบมากกว่าการคำนวณด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) โดยที่กำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 12 mm ที่ได้จากการคำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติมีค่าสูงกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบร้อยละ 7 แต่เมื่อพิจารณาค่า Strain ของ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm ที่ได้จากการทดสอบ จะเห็นว่า Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm มีค่า Strain ถึงจุดครากเท่านั้น ดังนั้นการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติโดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) จึงไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบ แต่เหตุผลที่ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm มีค่าสูงกว่าค่าที่คำนวณจากสมการสำหรับ

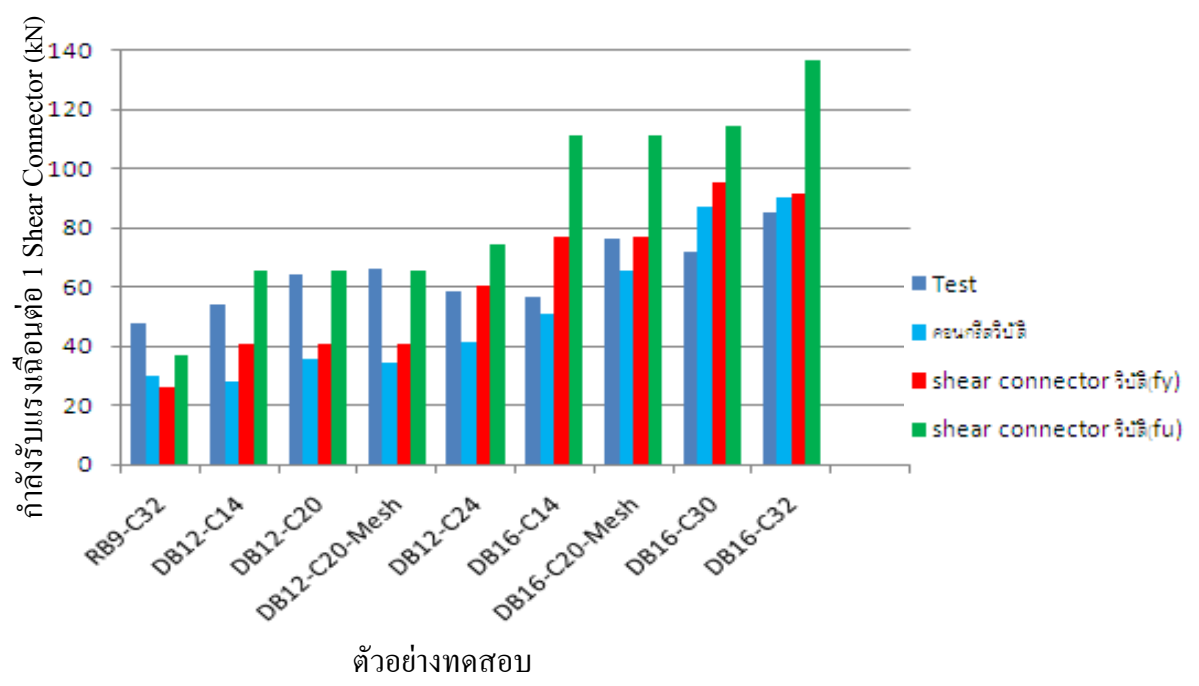
กรณี Shear Connector วิบัติโดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) เนื่องจากค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบมีผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างคอนกรีตทับหน้าที่ยึดกันเหล็กร่วมด้วย ส่วนค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่มีขนาดใหญ่ ได้แก่ ขนาด 16 mm ค่าที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติมีค่าใกล้เคียงกับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติ ยกเว้น Shear Connector ขนาด 16 mm ในตัวอย่างทดสอบ DB16-C20-Mesh ที่กำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติโดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) มีค่าใกล้เคียงกับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบมากกว่าการคำนวณด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ โดยที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 16 mm ค่าที่ได้จากการคำนวณด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติมีค่าสูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบร้อยละ 1 เมื่อพิจารณาค่า Strain ของ Shear Connector ขนาด 16 mm ที่ได้จากการทดสอบ จะเห็นว่า ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm มีค่าน้อยกว่าค่า Strain ที่จุดคราก ดังนั้นการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติจึงสอดคล้องกับผลการทดสอบ แต่เหตุผลที่ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 16 mm มีค่าสูงกว่าค่าที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ เนื่องจากค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบมีผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างคอนกรีตทับหน้าที่ยึดกันเหล็กร่วมด้วย

ผลการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้รูปแบบของข้อกำหนด วสท ($P_{\text{สนท}}$) ที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติกับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ (P_{Test}) แสดงในรูปที่ 4.14 จะเห็นว่า Shear Connector ขนาด 9 และ 12 mm มีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบร้อยละ 40 แต่สำหรับ Shear Connector ขนาด 16 mm จะเห็นว่า มีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้ใกล้เคียงกับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบมากขึ้น โดยมีค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการคำนวณของตัวอย่าง Shear Connector ขนาด 16 mm เท่ากับค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้รูปแบบของข้อกำหนด วสท ($P_{\text{สนท}}$) ที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติเหมาะสำหรับใช้ประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่มีขนาดใหญ่ คือ Shear Connector ขนาด 16 mm

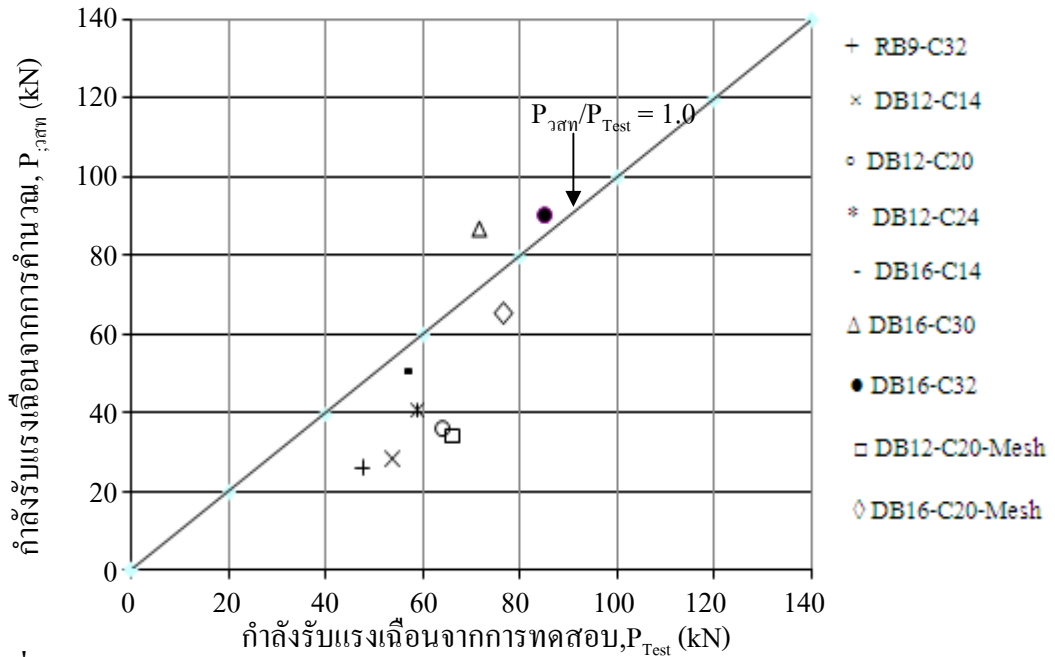
ตารางที่ 4.13 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการมาตรฐานวิศวกรรม
 สถานแห่งประเทศไทยกับค่าที่ได้จากการทดสอบ

ตัวอย่าง	คุณสมบัติของวัสดุ			ค่าที่ได้จาก การทดสอบ (kN)	ค่าที่ได้จากการคำนวณ (kN)		
	f_c (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)		คอนกรีต วิบัติ	Shear Connector วิบัติ (f_y)	Shear Connector วิบัติ (f_u)
RB9-C32	31.78	407	581	47.71	30.27	26.02	37.17
DB12-C14	13.79	368	592	53.83	28.24	40.70	65.48
DB12-C20	19.24	368	592	64.17	35.92	40.70	65.48
DB12-C20-Mesh	18.12	368	592	66.25	34.43	40.70	65.48
DB12-C24	23.26	550	676	58.75	41.12	60.47	74.32
DB16-C14	14.37	390	563	56.5	50.93	77.17	111.40
DB16-C20-Mesh	19.49	390	563	76.50	65.31	77.17	111.40
DB16-C30	30.26	498	596	71.75	87.05	95.59	114.40
DB16-C32	31.75	480	715	85.25	90.05	91.66	136.54

ตัวเลขหนา คือ ค่าที่คำนวณด้วยสมการข้อกำหนด วสท แล้วให้ผลลัพธ์ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ



รูปที่ 4.13 ผลของกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบเปรียบเทียบกับค่าคำนวณด้วยสมการของ
 ข้อกำหนด วสท



รูปที่ 4.14 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนจากสมการข้อกำหนด วสท ($P_{u,ann}$) และกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ (P_{Test})

4.5.4 การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector กับสมการข้อกำหนด AISC (2010)

ข้อกำหนด AISC มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กรูปพรรณ โดยวิธีตัวคูณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุก ได้กำหนดให้ใช้สมการสำหรับประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ในคานเหล็กเชิงประกอบประเภทใช้กับแผ่นพื้นคอนกรีตแบบหล่อในที่ (RC Solid) และแผ่นพื้น Metal Deck ซึ่งประกอบด้วยสมการสำหรับการวิบัติ 2 กรณี คือ สมการสำหรับกรณีที่คอนกรีตวิบัติ (สมการที่ 4.7) และสมการสำหรับกรณีที่ Shear Stud วิบัติ (สมการที่ 4.8)

กรณีวิบัติด้วยคอนกรีต

$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f'_c E_c} \tag{4.7}$$

กรณีวิบัติด้วย Shear Stud

$$Q_n = R_g R_p A_{sa} F_u \tag{4.8}$$

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณได้จากทั้งสองสมการที่แสดงอยู่ในตารางที่ 4.14 นั้นสามารถหาได้จากรายการคำนวณข้างล่าง

การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ

$$\begin{aligned} Q_n &= 0.5A_{sa}\sqrt{f'_c E_c} \\ &= 0.5 * 63.98 \sqrt{(31.78 * 28.17 \times 10^3)} \\ &= 30.27 \text{ kN} \end{aligned}$$

การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y)

$$\begin{aligned} Q_n &= R_g R_p A_{sa} F_y \\ &= 1 * 0.75 * 63.98 * 407 \\ &= 19.53 \text{ kN} \end{aligned}$$

การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u)

$$\begin{aligned} Q_n &= R_g R_p A_{sa} F_u \\ &= 1 * 0.75 * 63.98 * 581 \\ &= 27.88 \text{ kN} \end{aligned}$$

จากรูปที่ 4.15 และข้อมูลในตารางที่ 4.14 แสดงให้เห็นว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 9 mm ที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ มีค่าใกล้เคียงกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติ แต่ในกรณีของ Shear Connector ขนาด 12 mm จะเห็นว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติโดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) คำนวณมีค่าใกล้เคียงกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ โดยที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 12 mm ที่ได้จากการคำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติมีค่าต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบร้อยละ 16 แต่เมื่อพิจารณาค่า Strain ของ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm ที่ได้จากการทดสอบ จะเห็นว่า Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm มีค่า Strain ถึงจุดครากเท่านั้น ดังนั้นการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติโดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) จึงไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบ แต่เหตุผลที่ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm มีค่าสูงกว่าค่าที่คำนวณจากสมการสำหรับ

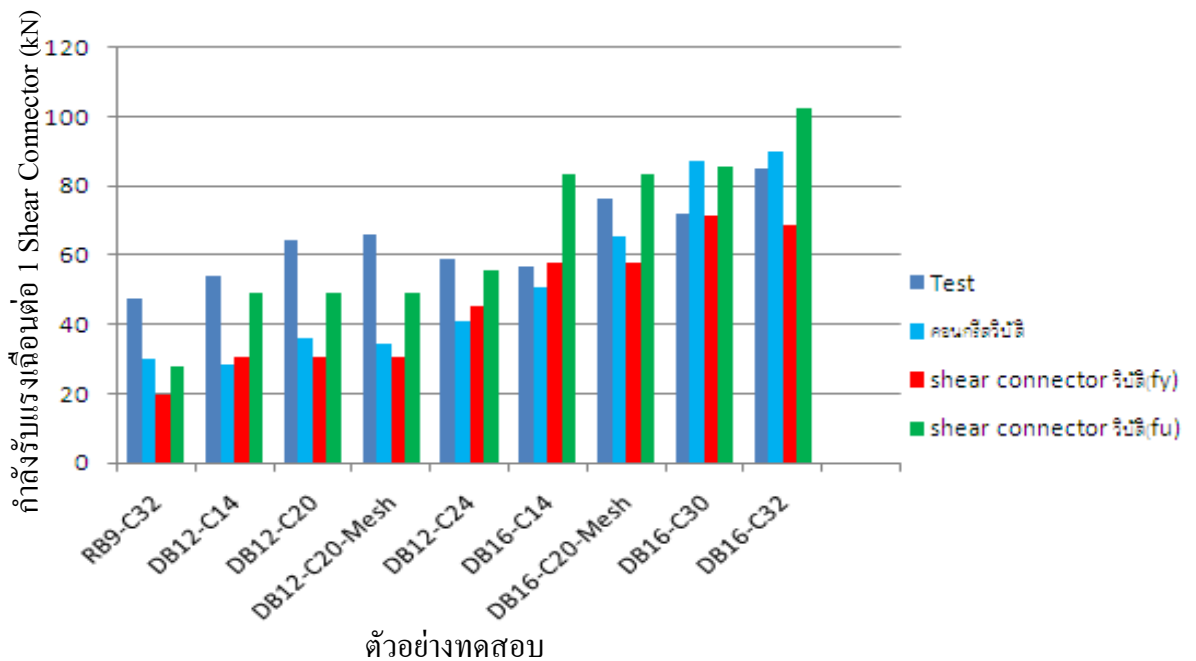
กรณี Shear Connector วิบัติโดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_u) เนื่องจากค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบมีผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างคอนกรีตทับหน้าที่ยึดกันเหล็กร่วมด้วย ส่วนกรณีของ Shear Connector ขนาด 16 mm จะเห็นว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติและค่าที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติมีค่าใกล้เคียงกับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบ เมื่อพิจารณาค่า Strain ของ Shear Connector ขนาด 16 mm ที่ได้จากการทดสอบ จะเห็นว่า ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm มีค่าน้อยกว่าค่า Strain ที่จุดคราก ดังนั้นการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติจึงสอดคล้องกับผลการทดสอบ แต่เหตุผลที่ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 16 mm มีค่าสูงกว่าค่าที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติ เนื่องจากค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบมีผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างคอนกรีตทับหน้าที่ยึดกันเหล็กร่วมด้วย แต่การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติในตัวอย่างของ Shear Connector ขนาด 16 mm ที่มีกำลังอัดคอนกรีตสูง เช่น ตัวอย่าง DB16-C30 และ DB16-C32 พบว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณมีแนวโน้มสูงกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบ

ผลการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้รูปแบบของข้อกำหนด AISC (P_{AISC}) ที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติกับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ (P_{Test}) แสดงในรูปที่ 4.16 จะเห็นว่า Shear Connector ขนาด 9 และ 12 mm มีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบร้อยละ 40 แต่สำหรับ Shear Connector ขนาด 16 mm จะเห็นว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้ใกล้เคียงกับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบมากขึ้น โดยมีค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการคำนวณของตัวอย่าง Shear Connector ขนาด 16 mm เท่ากับค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้รูปแบบของข้อกำหนด AISC (P_{AISC}) ที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณีคอนกรีตวิบัติเหมาะสำหรับใช้ประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่มีขนาดใหญ่ คือ Shear Connector ขนาด 16 mm

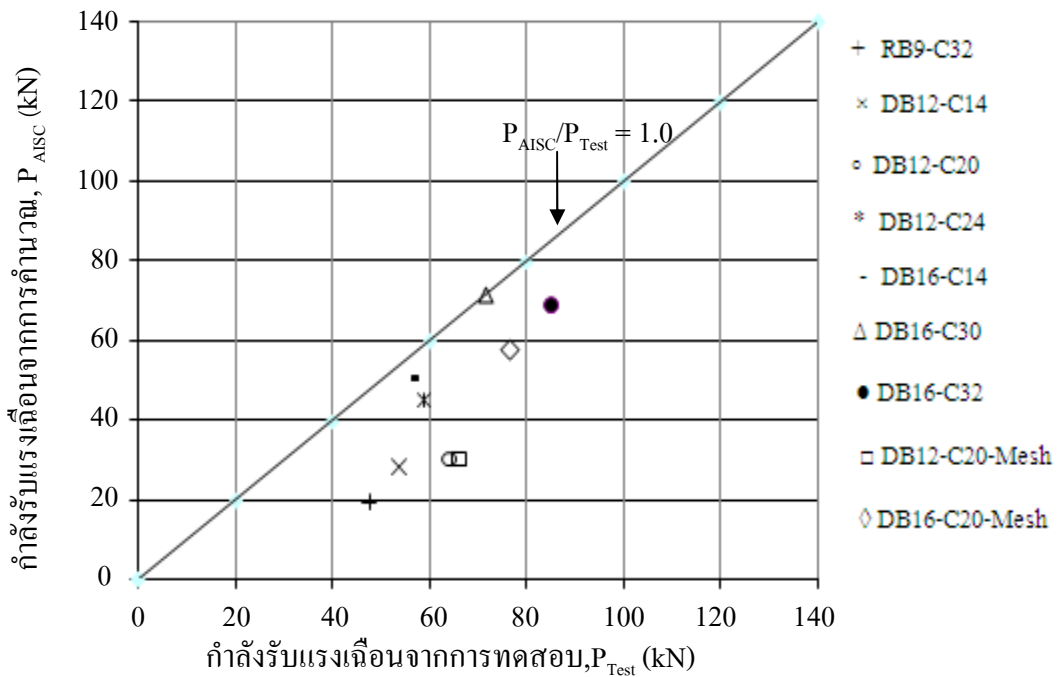
ตารางที่ 4.14 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการข้อกำหนด AISC (2010) กับค่าที่ได้จากการทดสอบ

ตัวอย่าง	คุณสมบัติของวัสดุ			ค่าที่ได้จาก การทดสอบ (kN)	ค่าที่ได้จากการคำนวณ (kN)		
	f_c (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)		คอนกรีต วิบัติ	Shear Connector วิบัติ (f_y)	Shear Connector วิบัติ (f_u)
RB9-C32	31.78	407	581	47.71	30.27	19.53	27.88
DB12-C14	13.79	368	592	53.83	28.24	30.53	49.11
DB12-C20	19.24	368	592	64.17	35.92	30.53	49.11
DB12-C20-Mesh	18.12	368	592	66.25	34.43	30.53	49.11
DB12-C24	23.26	550	676	58.75	41.12	45.36	55.75
DB16-C14	14.37	390	563	56.5	50.93	57.88	83.55
DB16-C20-Mesh	19.49	390	563	76.50	65.31	57.88	83.55
DB16-C30	30.26	498	596	71.75	87.05	71.69	85.80
DB16-C32	31.75	480	715	85.25	90.05	68.75	102.41

ตัวเลขหนา คือ ค่าที่คำนวณด้วยสมการข้อกำหนด AISC (2010) แล้วให้ผลลัพธ์ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ



รูปที่ 4.15 ผลของกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบเปรียบเทียบกับค่าคำนวณด้วยสมการของข้อกำหนด AISC (2010)



รูปที่ 4.16 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนจากสมการข้อกำหนด AISC (2010) (P_{AISC}) และกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ (P_{Test})

4.5.5 การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector กับสมการงานวิจัยของ Oehlers and Johnson

สมการจากงานวิจัยของ Oehlers และ Johnson ได้มาจากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Stud ประกอบกับพื้น Solid RC ประเภทคอนกรีตมวลเบาและคอนกรีตธรรมดา ซึ่งเป็นสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิกิต (สมการที่ 4.9)

$$P = 5Af_u \left[\frac{E_c}{E_s} \right]^{0.40} \left[\frac{f_{cu}}{f_u} \right]^{0.35} \tag{4.9}$$

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณได้แสดงอยู่ในตารางที่ 4.15 นั้นสามารถหาได้จากรายการคำนวณข้างล่าง

การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิกิตด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y)

$$P = 5Af_y \left[\frac{E_c}{E_s} \right]^{0.40} \left[\frac{f_{cu}}{f_y} \right]^{0.35}$$

$$\begin{aligned}
 &= 5 * 63.98 * 407 * \left[\frac{28.17 \times 10^3}{204 \times 10^3} \right]^{0.4} \left[\frac{31.78}{407} \right]^{0.35} \\
 &= 24.16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u)

$$\begin{aligned}
 P &= 5Af_u \left[\frac{E_c}{E_s} \right]^{0.40} \left[\frac{f_{cu}}{f_u} \right]^{0.35} \\
 &= 5 * 63.98 * 581 * \left[\frac{28.17 \times 10^3}{204 \times 10^3} \right]^{0.4} \left[\frac{31.78}{581} \right]^{0.35} \\
 &= 30.45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

จากรูปที่ 4.17 และข้อมูลในตารางที่ 4.15 แสดงให้เห็นว่า การคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 12 mm ด้วยสมการงานวิจัยของ Oehlers and Johnson ซึ่งมีรูปแบบสมการแบบกรณี Shear Connector วิบัติที่ใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) ให้ผลการคำนวณที่ใกล้เคียงกว่าการใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) แต่เมื่อพิจารณาค่า Strain ของ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm ที่ได้จากการทดสอบ จะเห็นว่า Shear Connector ที่ขนาด 9 mm และ 12 mm มีค่า Strain ถึงจุดครากเท่านั้น ดังนั้นการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติโดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) จึงไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบ แต่เหตุผลที่ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm มีค่าสูงกว่าค่าที่คำนวณจากสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิบัติโดยใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) เนื่องจากค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบมีผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างคอนกรีตทับหน้าที่ยึดกันเหล็กร่วมด้วย

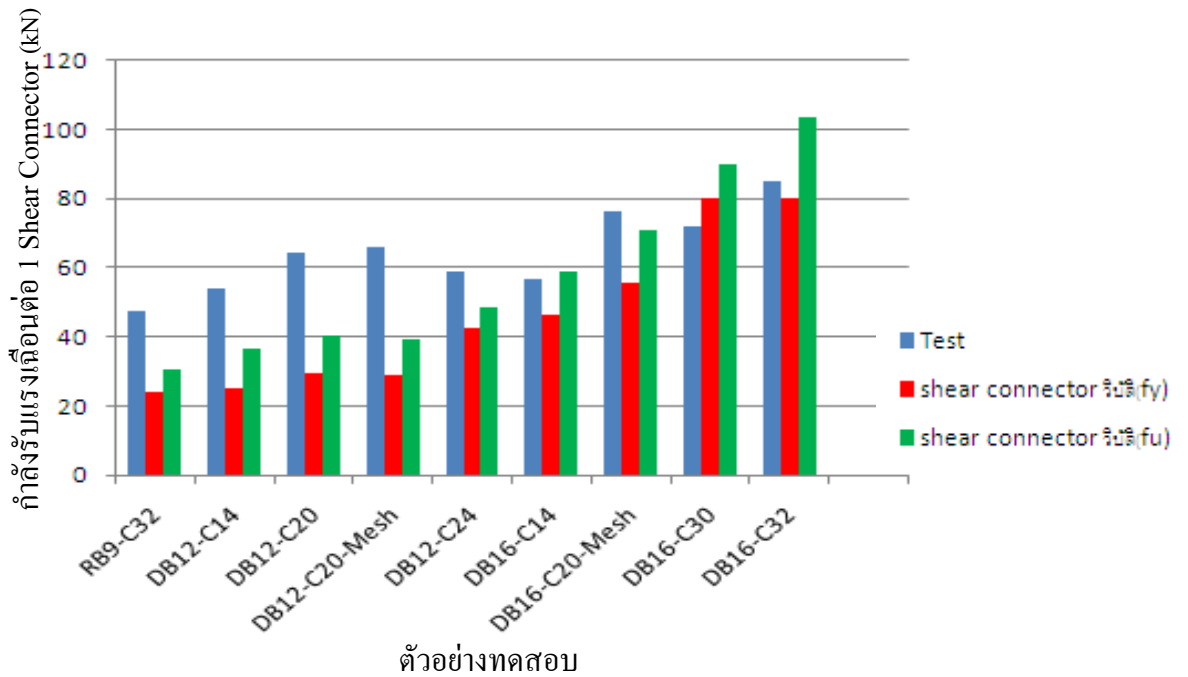
ส่วน Shear Connector ขนาด 16 mm ที่มีกำลังอัดคอนกรีตต่ำ คือ ต่ำกว่า 20 MPa การคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการแบบกรณี Shear Connector วิบัติที่ใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) ให้ผลการคำนวณที่ใกล้เคียงกว่าการใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) แต่เมื่อกำลังอัดคอนกรีตสูงขึ้น คือ 30 MPa การคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 16 mm ด้วยสมการแบบกรณี Shear Connector วิบัติที่ใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) ให้ผลการคำนวณที่ใกล้เคียงกว่าการใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) เมื่อพิจารณาค่า Strain ของ Shear Connector ขนาด 16 mm ที่ได้จากการทดสอบ จะเห็นว่า ค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ Shear Connector ขนาด 16 mm มีค่าน้อยกว่าค่า Strain ที่จุด

คราก ดังนั้นการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณด้วยสมการแบบกรณี Shear Connector วิกิติจึงไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบ

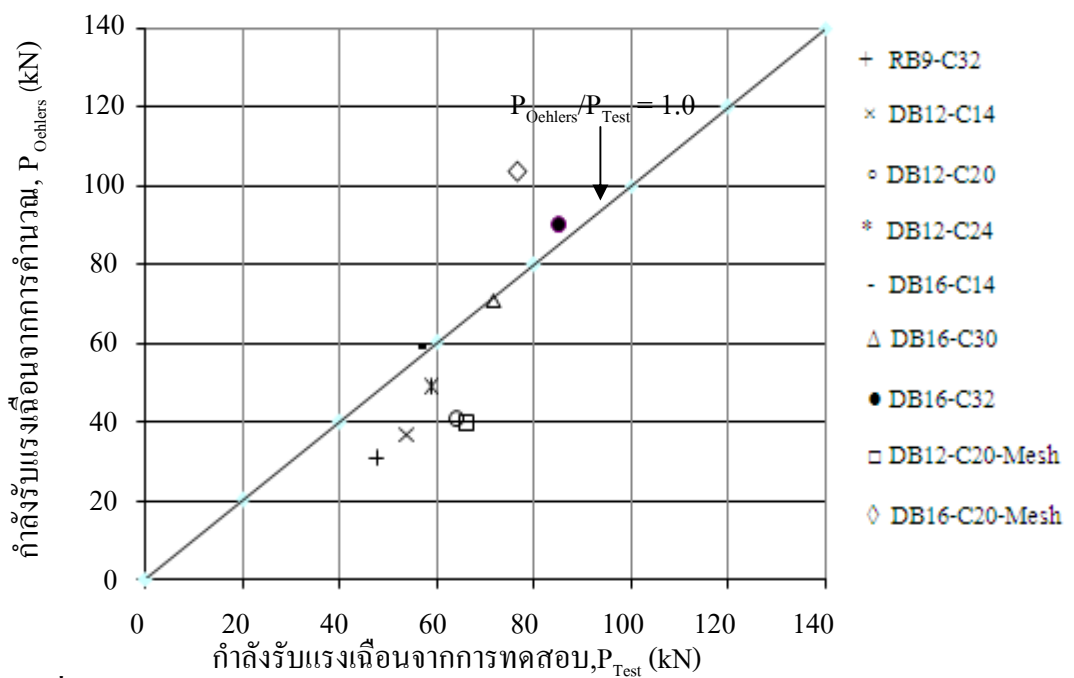
ผลการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบในงานวิจัยของ Oehlers and Johnson ($P_{Oehlers}$) ที่คำนวณด้วยค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) ในสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิกิติจึงกับกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ (P_{Test}) แสดงในรูปที่ 4.18 จะเห็นว่า Shear Connector ขนาดเล็ก คือ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm มีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้ใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดสอบ โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้มีค่าต่ำกว่าร้อยละ 15 ของกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบ แต่เมื่อนำมาคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 16 mm จะเห็นว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 16 mm ที่คำนวณได้มีแนวโน้มสูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบโดยค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้มีค่าสูงกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบ ร้อยละ 11 ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบในงานวิจัยของ Oehlers and Johnson ($P_{Oehlers}$) ที่ใช้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดประลัย (f_u) คำนวณด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector วิกิติจึงเหมาะสำหรับใช้ประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่มีขนาดเล็ก คือ Shear Connector ขนาด 9 และ 12 mm

ตารางที่ 4.15 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการงานวิจัยของ Oehlers and Johnson กับค่าที่ได้จากการทดสอบ

ตัวอย่าง	คุณสมบัติของวัสดุ			ค่าที่ได้จากการทดสอบ (kN)	ค่าที่ได้จากการคำนวณ (kN)	
	f_c (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)		Shear Connector วิกิติจึง (f_y)	Shear Connector วิกิติจึง (f_u)
RB9-C32	31.78	407	581	47.71	24.16	30.45
DB12-C14	13.79	368	592	53.83	24.90	36.75
DB12-C20	19.24	368	592	64.17	29.69	40.43
DB12-C20-Mesh	18.12	368	592	66.25	28.78	39.20
DB12-C24	23.26	550	676	58.75	42.50	48.60
DB16-C14	14.37	390	563	56.5	46.47	58.96
DB16-C20-Mesh	19.49	390	563	76.50	55.84	70.86
DB16-C30	30.26	498	596	71.75	80.10	89.97
DB16-C32	31.75	480	715	85.25	80.05	103.77



รูปที่ 4.17 ผลของกำลังรับแรงเค้นจากการทดสอบเปรียบเทียบกับค่าคำนวณด้วยสมการของงานวิจัย Oehlers และ Johnson



รูปที่ 4.18 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเค้นจากสมการงานวิจัย Oehlers and Johnson ($P_{Oehlers}$) และกำลังรับแรงเค้นจากการทดสอบ (P_{Test})

4.5.6 การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector กับสมการงานวิจัยของ Vorasut Limwuttigrairajirat

สมการจากงานวิจัยของ Limwuttigrairajirat ได้มาจากการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมรูปตัว U ที่เชื่อมเหล็กติดกับปีกคานเหล็กในคานประกอบที่ใช้กับแผ่นพื้นคอนกรีตตัน (Solid RC) งานวิจัยของ Limwuttigrairajirat เป็นงานวิจัยเพียงงานเดียวที่ใช้เหล็ก Shear Connector เป็นเหล็กเสริมเช่นเดียวกับงานวิจัยนี้ แตกต่างกันเพียงรูปร่างของ Shear Connector และรูปแบบการเชื่อมติดกับคานเหล็กรูปพรรณ สมการของ Limwuttigrairajirat เป็นสมการที่มีรูปแบบการวิบัติของ Shear Connector และคอนกรีต (สมการที่ 4.10)

$$P = 715D\sqrt{f_c} \quad (4.10)$$

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณได้แสดงอยู่ในตารางที่ 4.16 นั้นสามารถหาได้จากรายการคำนวณข้างล่าง

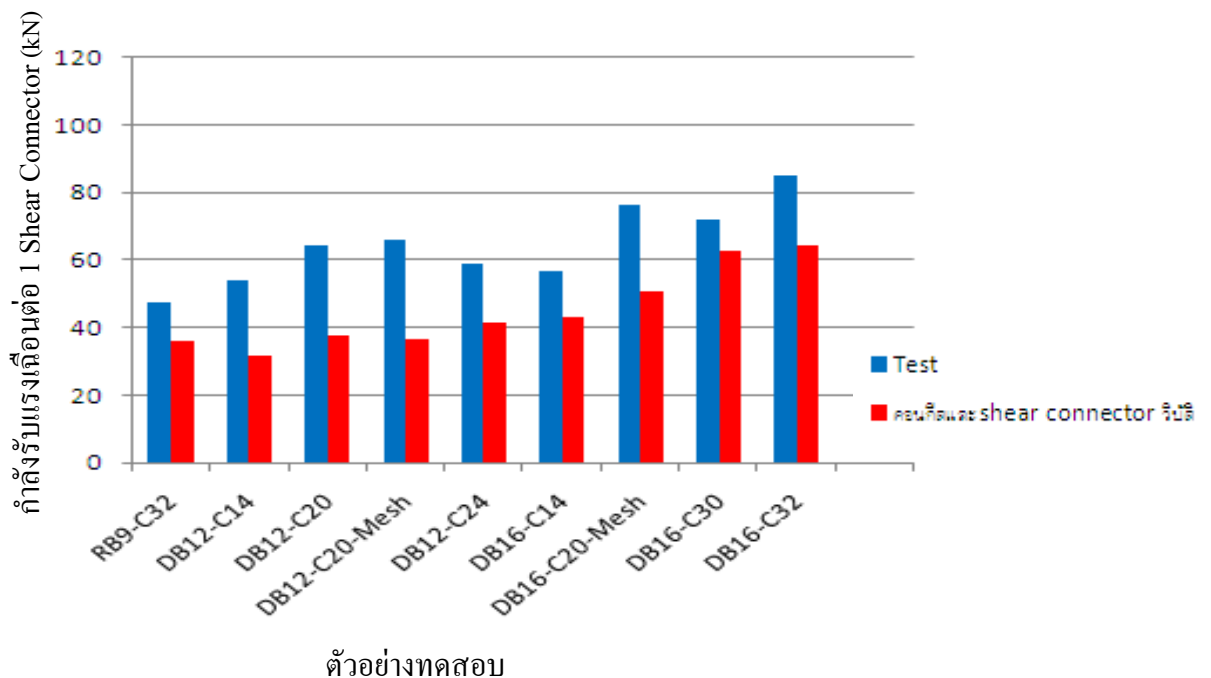
การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนด้วยสมการสำหรับกรณี Shear Connector และคอนกรีตวิบัติ

$$\begin{aligned} P &= 715D\sqrt{f_c} \\ &= 715 * 9 * \sqrt{31.78} \\ &= 36.28kN \end{aligned}$$

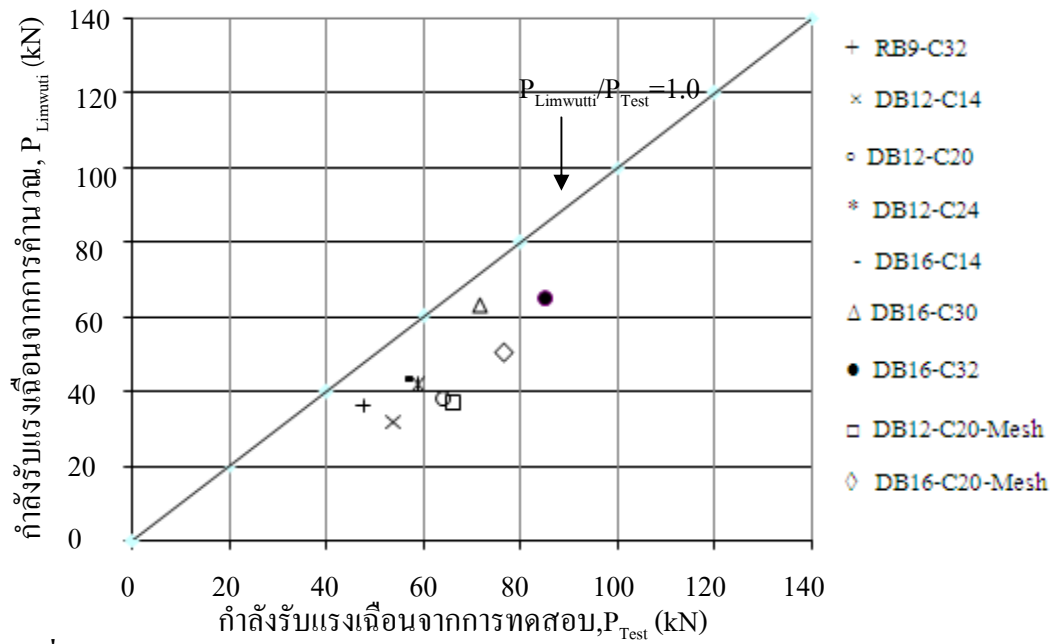
จากรูปที่ 4.19 และข้อมูลในตารางที่ 4.16 แสดงให้เห็นว่า การคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ด้วยสมการงานวิจัยของ Limwuttigrairajirat ที่มีรูปแบบสมการแบบกรณีคอนกรีตวิบัติและ Shear Connector วิบัติ ให้ผลการคำนวณไม่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ โดยที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาด 9 mm 12 mm และ 16 mm ที่คำนวณได้มีค่าต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบร้อยละ 24 40 และ 34 ตามลำดับ และจากรูปที่ 4.20 จะเห็นว่าสมการงานวิจัยของ Limwuttigrairajirat สามารถประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่มีขนาดใหญ่ คือ Shear Connector ขนาด 16 mm ได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากกว่า Shear Connector ที่มีขนาดเล็ก คือ Shear Connector ขนาด 9 mm และ 12 mm แต่เนื่องจากสมการงานวิจัยของ Limwuttigrairajirat ได้จากการทดสอบ Shear Connector ที่วางอยู่ในคานเหล็กเชิงประกอบรูปแบบปกติซึ่งวางแผ่นพื้นบนปีกคานเหล็กจึงทำให้ค่าที่ได้จากการคำนวณน้อยกว่าค่าที่ได้จากงานวิจัยนี้ เพราะว่าคานเชิงประกอบแบบพื้นบางจะมีผลของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคานเหล็กกับคอนกรีตทับหน้าร่วมด้วย

ตารางที่ 4.16 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่คำนวณด้วยสมการงานวิจัยของ Limwuttigraigirat กับค่าที่ได้จากการทดสอบ

ตัวอย่าง	คุณสมบัติของวัสดุ		ค่าที่ได้จากการทดสอบ (kN)	ค่าที่ได้จากการคำนวณ (kN) คอนกรีตวิบัติและ Shear Connector วิบัติ
	f_c (MPa)	f_u (MPa)		
RB9-C32	31.78	581	47.71	36.28
DB12-C14	13.79	592	53.83	31.86
DB12-C20	19.24	592	64.17	37.63
DB12-C20-Mesh	18.12	592	66.25	36.52
DB12-C24	23.26	676	58.75	41.38
DB16-C14	14.37	563	56.5	43.37
DB16-C20-Mesh	19.49	563	76.50	50.50
DB16-C30	30.26	596	71.75	62.93
DB16-C32	31.75	715	85.25	64.46



รูปที่ 4.19 ผลของกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบเปรียบเทียบกับค่าคำนวณด้วยสมการของงานวิจัย Limwuttigraijirat



รูปที่ 4.20 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนจากสมการงานวิจัย Limwuttigraigirat ($P_{Limwutti}$) และกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ (P_{Test})

บทที่ 5 สรุปผลการทดสอบและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการทดสอบ

5.1. พฤติกรรมจากการทดสอบ Component Test ของคานเหล็กเชิงประกอบแบบพื้นบาง พบว่าเกิดการวิบัติ 2 รูปแบบ คือ รูปแบบการวิบัติโดย Shear Connector (Shear Connector Failure) และรูปแบบการวิบัติโดยคอนกรีตทับหน้า (Vertical Concrete Splitting) โดย Shear Connector ขนาดเล็กคือ RB9 และ DB12 มีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติด้วยรูปแบบ Shear Connector วิบัติ ส่วน Shear Connector ขนาดใหญ่คือ DB16 มีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติโดยรูปแบบคอนกรีตทับหน้าวิบัติ

5.2. ขนาดของ Shear Connector และกำลังอัดของคอนกรีตทับหน้า เป็นตัวแปรสำคัญที่ส่งผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector โดย

5.2.1 การเพิ่มขนาดของ Shear Connector จาก DB12 เป็น DB16 ทำให้ Shear Connector มีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นร้อยละ 10-15 และการใส่เหล็ก Wire-Mesh ไม่ช่วยให้ Shear Connector มีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น

5.2.2 การเพิ่มกำลังอัดของคอนกรีตทับหน้าจาก 14 MPa ถึง 24 MPa ในตัวอย่างที่ใช้ Shear Connector ขนาด 12 mm ส่งผลให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นร้อยละ 9-19 และการเพิ่มกำลังอัดของคอนกรีตทับหน้าจาก 14 MPa ถึง 32 MPa ในตัวอย่างที่ใช้ Shear Connector ขนาด 16 mm ส่งผลให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นร้อยละ 22-45

5.3 เมื่อนำ Shear Connector ขนาด 16 mm ไปใช้ในการรับแรงเฉือนในแนวราบของคานเหล็กเชิงประกอบแบบพื้นบางจะเกิดการวิบัติเฉพาะคอนกรีตทับหน้าวิบัติเท่านั้นซึ่งสอดคล้องกับมาตรฐาน BS5950 ที่ใช้สำหรับออกแบบคานเหล็กเชิงประกอบแบบพื้นบางซึ่งไม่พิจารณาผลของกำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ในการหาค่ากำลังรับแรงดัดของคานเหล็กเชิงประกอบแบบพื้นบาง และจากรายที่ 4.9 สามารถสรุปได้ว่า Shear Connector ขนาด 16 mm สามารถใช้แทน Shear Stud ขนาด 16 mm ได้เนื่องจากมีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใกล้เคียงกัน คือ 74 kN และ 71.75 kN ตามลำดับ

5.4 สมการที่เหมาะสมสำหรับนำไปใช้ประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector คือ สมการในงานวิจัยของ Oehlers and Johnson ที่เหมาะสมสำหรับนำไปใช้ประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ที่มีขนาดเล็ก คือ 9 และ 12 mm เนื่องจากกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณมีค่าประมาณร้อยละ 85 ของค่าที่ได้จากการทดสอบ ส่วนสมการสำหรับคอนกรีตวิบัติในข้อกำหนดของ AISC เหมาะสมสำหรับนำไปใช้ประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของ Shear Connector ขนาดใหญ่ คือ 16 mm เนื่องจากกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณมีค่าเฉลี่ยเท่ากับค่าที่ได้จากการทดสอบ

5.2 ข้อเสนอแนะ

การจัดวางตำแหน่งของ Shear connector ในคานเหล็กเชิงประกอบทั้งรูปแบบปกติและรูปแบบพื้นบางควรเปิดช่องว่างภายในแผ่นพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวงออกแล้ววาง Shear Connector โดยให้ปลายของ Shear Connector ที่ตัดเป็นรูปเหล็กหนวดกุ้งลงภายในช่องว่างนั้น แล้วจึงเทคอนกรีตทับหน้าเพื่อให้เกิดการยึดรั้งกันระหว่างแผ่นพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวงและคอนกรีตทับหน้าซึ่งจะส่งผลให้กำลังรับแรงเฉือนให้เพิ่มสูงขึ้น

เอกสารอ้างอิง

1. ArcelorMittal , **Slim Floor An innovative concept for floors** [Online], Available : //http://www. Arcelormittal.com/sections [2012, March 17]
2. BS 5950: Part 3: Section 3.1, 1990, “Code of practice for design of simple and continuous composite beams”, **British Standards Institution**, London.
3. Euro code 4: DD ENV 1994-1-1, 1994, “Design of Composite Steel and Concrete Structures: Part 1.1: General rules and rules for buildings”, **British Standards Institution**, London.
4. Galjaard, H. C. and Walraven, J. C. , 2001, “Static tests on various types of shear connectors for composite structures- Connections between Steel and Concrete”, **International Symposium on Connections between Steel and Concrete**, RILEM Publications SARL, pp.1313-1322.
5. AISC, 2010, “Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings”, **American Institution of Steel Construction**, Chicago
6. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ 2551 , “มาตรฐานการออกแบบอาคารเหล็กรูปพรรณโดยวิธีตัวคูณความต้านและน้ำหนักบรรทุก” พิมพ์ปรับปรุงครั้งที่ 1, หน้า 68.
7. Ollgaard, J. G., Slutter, R. G. and Fisher, J. W., 1971, “Shear strength of stud connectors in lightweight and normalweight concrete”, **American Institutes of Steel Construction**, Vol.8, No.2, pp.55-64.
8. Lorenz, R. F., 1983, “Some Economic Consideration for Composite Floor Beam”, **American Institutes of Steel Construction**, Vol.20, No.2, pp.78-81.

9. Easterling, W. Samuel, Gibbings, David R., Murray and Thomas M., 1993, "Strength of shear studs in steel deck on composite beams and joists", **The Structural Engineering**, Vol.30, No.2, pp.44-54.
10. Lam, D., Elliott, K. S. and Nethercot, D. A.,1998, "Push-off tests on shear studs with hollow-cored floor slabs", **The Structural Engineering**, Vol.76, No.9, pp.167-174.
11. Lam, D.,2000, "New test for shear connectors in composite construction" , **Proceedings of the Conference: Composite Construction in Steel and Concrete IV** , pp.404-414.
12. Vorasut Limwuttigrajirat, 2001, "**Experimental Study on U-Shape of Deformed Bars as a Shear Connector**", M.S. Thesis (Civil Engineering) International Program, **Kasetsart University**, 60 pages.
13. Lam, D.,2002, "Composite steel beams with precast hollow core slabs: behaviour and design", **The Structural Engineering**, Vol.4, pp.179-185.
14. D.Lam, Elliott KS and Nethercot DA., 2000, "Paramatric study on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs", **Journal of Construction Steel Research**, Vol. 54, No.2 pp. 283-304
15. Lam, D., Nip, T. F., S. L. Chan, J. G. Teng and K. F. Chung, 2002, "Effects of transverse reinforcement on composite beam with precast hollow core slabs", **Advances in Steel Structures (ICASS '02)**, pp.503-510.
16. Lam, D., Elliott, K. S. and Nethercot, D. A.,2000, "Experiments on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs", **Proceeding of the institution of Civil Engineers, Structures and Buildings**, No.140,May, pp.127-138

17. Lam, D., Fu, F., 2005, "The behavior of composite steel beams with precast hollow core slabs in hogging moment regions", **Fourth International Conference on Advances in Steel Structures**, pp.617-622.
18. C K Madheswaran , K Natarajan and A Prakash ,2007."Strength of Shear Connectors in Steel-concrete Composite Beams", **The Structural Engineering** ,Vol.88, No.8, pp.14-20.

ภาคผนวก ก
ตัวอย่างรายการคำนวณรอยเชื่อม

การคำนวณหาความยาวของรอยเชื่อม

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็ก Shear Connector DB16

$$\begin{aligned} V &= 0.6F_y A_g \\ &= 0.6 \times 4000 \times 2.01 \\ &= 4,824 \text{ kg} \end{aligned}$$

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็ก Shear Connector DB12

$$\begin{aligned} V &= 0.6F_y A_g \\ &= 0.6 \times 4000 \times 1.13 \\ &= 2,712 \text{ kg} \end{aligned}$$

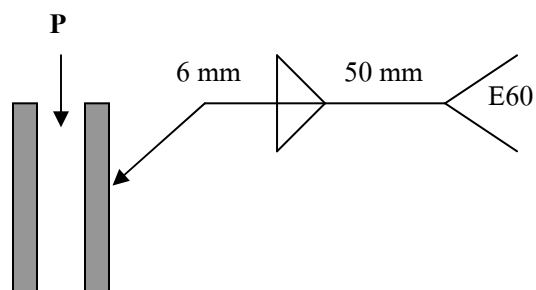
กำหนดความหนาของรอยเชื่อมไม่น้อยกว่า 0.6 mm โดยใช้ลวดเชื่อมชนิด E60

$$\begin{aligned} \text{ความยาวของรอยเชื่อม} &= 0.3F_{\text{exx}} [0.707 \times 0.6 \times L] = 4,824 \text{ kg} \\ L &= 4,824 / [0.3 \times 4,200 \times 0.707 \times 0.6] \\ &= 9.025 \text{ cm} \end{aligned}$$

ใช้ความยาวของรอยเชื่อมข้างละ 5 cm

$$\begin{aligned} \text{กำลังรับแรงเฉือนของรอยเชื่อม} &= 0.3 \times 4,200 \times [0.707 \times 0.6 \times 5 \times 2] \\ &= 5,344.92 \text{ kg} \quad \square \quad 4,824 \text{ kg} \end{aligned}$$

สรุป



รูปที่ ก.1 ความยาวรอยเชื่อมของเหล็ก Shear Connector

ภาคผนวก ข
ผลทดสอบกำลังของวัสดุที่ใช้ทดสอบ

ตารางที่ ข.1 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ RB9-C32

Specimen	Dimension [mm]			Weight [kg]	Density [kg/m ³]	Load [kN]	Strength [MPa]	Modulus of elasticity [GPa]
	Width	Length	Height					
1	150	145	150	7.8	2391	715	32.87	28.82
2	150	151	150	8.0	2355	702	30.99	27.35
3	148	152	150	8.1	2400	708	31.47	28.37
Average	149.3	149.3	150	8.0	2382	708.3	31.78	28.17

ตารางที่ ข.2 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C14

Specimen	Dimension [mm]			Weight [kg]	Density [kg/m ³]	Load [kN]	Strength [MPa]	Modulus of elasticity [GPa]
	Width	Length	Height					
1	150	150	155	8.5	2437	315	14.00	19.36
2	151	152	149	8.3	2427	319	13.90	19.17
3	150	152	150	8.1	2368	307	13.46	18.19
Average	150.3	151.3	151.3	8.3	2411	313.7	13.79	18.90

ตารางที่ ข.3 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20

Specimen	Dimension [mm.]			Weight [kg]	Density [kg/m ³]	Load [kN]	Strength [MPa]	Modulus of elasticity [GPa]
	Width	Length	Height					
1	152	150	152	8.4	2424	456	20.00	22.95
2	149	155	153	8.2	2321	433	18.75	20.81
3	151	150	150	8.15	2399	430	18.98	22.01
Average	150.7	151.7	151.7	8.25	2381	439.7	19.24	21.92

ตารางที่ ข.4 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20-Mesh

Specimen	Dimension [mm]			Weight [kg]	Density [kg/m ³]	Load [kN]	Strength [MPa]	Modulus of elasticity [GPa]
	Width	Length	Height					
1	154	150	150	8.3	2395	430	18.61	21.75
2	150	155	148	8.3	2412	394.2	16.95	20.98
3	152	154	150	8.3	2364	440	18.80	21.43
Average	152.0	153.0	149.3	8.3	2390	421.4	18.12	21.38

ตารางที่ ข.5 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C24

Specimen	Dimension [mm]			Weight [kg]	Density [kg/m ³]	Load [kN]	Strength [MPa]	Modulus of elasticity [GPa]
	Width	Length	Height					
1	152	149	148	8.0	2387	553	24.42	24.78
2	153	148	150	7.9	2326	454	20.05	21.60
3	149	153	151	8.1	2353	555	24.35	24.22
4	154	148	150	8.2	2399	550	24.13	24.81
5	151	149	152	8.1	2369	525	24.33	23.94
Average	151.8	149.4	150.2	8.1	2378	527.4	23.26	24.04

ตารางที่ ข.6 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C14

Specimen	Dimension [mm]			Weight [kg]	Density [kg/m ³]	Load [kN]	Strength [MPa]	Modulus of elasticity [GPa]
	Width	Length	Height					
1	150	155	150	8.2	2351	362.9	15.61	19.37
2	150	154	155	8.1	2262	315.7	13.67	17.10
3	152	152	150	8.3	2395	319.6	13.83	18.74
Average	150.7	153.7	151.7	8.2	2336	332.7	14.37	18.41

ตารางที่ ข.7 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C20-Mesh

Specimen	Dimension [mm]			Weight [kg]	Density [kg/m ³]	Load [kN]	Strength [MPa]	Modulus of elasticity [GPa]
	Width	Length	Height					
1	155	150	150	8.5	2437	463	19.91	23.09
2	152	152	150	8.4	2424	441	19.09	22.42
3	151	152	151	8.1	2337	447	19.48	21.44
Average	152.7	151.3	150.3	8.33	2399	450.3	19.49	22.32

ตารางที่ ข.8 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C30

Specimen	Dimension [mm]			Weight [kg]	Density [kg/m ³]	Load [kN]	Strength [MPa]	Modulus of elasticity [GPa]
	Width	Length	Height					
1	150	155	150	8.4	2409	699	30.06	27.87
2	150	152	150	8.1	2368	704	30.88	27.54
3	150	153	153	8.1	2307	6885	29.85	26.03
Average	150	153.3	151	8.2	2361	696	30.26	27.14

ตารางที่ ข.9 ผลทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C32

Specimen	Dimension [mm]			Weight [kg]	Density [kg/m ³]	Load [kN]	Strength [MPa]	Modulus of elasticity [GPa]
	Width	Length	Height					
1	152	150	150	8.0	2339	722	31.67	27.38
2	152	150	148	8.1	2400	751	32.94	29.02
3	150	150	149	8.0	2386	689	30.62	27.74
Average	151.3	150	149	8.03	2375	720.7	31.75	28.05

ตารางที่ ข.10 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 9 มม.ของตัวอย่างทดสอบ RB9-C32

Specimen	Area [mm ²]	Load [kg]		Strength [MPa]	
		Yield Load	Ultimate Load	Yield Strength	Ultimate Strength
1	63.87	2620	3920	410.24	613.79
2	64.20	2590	3620	403.40	563.83
3	63.86	2600	3610	407.11	565.26
Average	63.98	2603.3	3716.67	406.92	580.96

ตารางที่ ข.11 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 12 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C14

Specimen	Area [mm ²]	Load [kg]		Strength [MPa]	
		Yield Load	Ultimate Load	Yield Strength	Ultimate Strength
1	110.01	4080	6560	370.88	596.32
2	110.53	4040	6540	365.51	591.70
3	110.40	4080	6530	369.55	591.47
4	111.17	4080	6560	367.00	590.08
5	110.70	4080	6540	368.57	590.79
6	110.94	4040	6560	364.17	591.32
Average	110.62	4066.67	6548.33	367.62	591.95

ตารางที่ ข.12 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 12 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20

Specimen	Area [mm ²]	Load [kg]		Strength [MPa]	
		Yield Load	Ultimate Load	Yield Strength	Ultimate Strength
1	110.01	4080	6560	370.88	596.32
2	110.53	4040	6540	365.51	591.70
3	110.40	4080	6530	369.55	591.47
4	111.17	4080	6560	367.00	590.08
5	110.70	4080	6540	368.57	590.79
6	110.94	4040	6560	364.17	591.32
Average	110.62	4066.67	6548.33	367.62	591.95

ตารางที่ ข.13 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 12 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20-Mesh

Specimen	Area [mm ²]	Load [kg]		Strength [MPa]	
		Yield Load	Ultimate Load	Yield Strength	Ultimate Strength
1	110.01	4080	6560	370.88	596.32
2	110.53	4040	6540	365.51	591.70
3	110.40	4080	6530	369.55	591.47
4	111.17	4080	6560	367.00	590.08
5	110.70	4080	6540	368.57	590.79
6	110.94	4040	6560	364.17	591.32
Average	110.62	4066.67	6548.33	367.62	591.95

ตารางที่ ข.14 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 12 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C24

Specimen	Area [mm ²]	Load [kg]		Strength [MPa]	
		Yield Load	Ultimate Load	Yield Strength	Ultimate Strength
1	109.73	5980	7420	544.95	676.18
2	110.17	6010	7431	545.50	674.48
3	110.08	5990	7320	544.15	664.97
4	109.88	6030	7440	548.80	677.12
5	109.83	6110	7440	556.32	677.41
6	110.05	5980	7430	543.39	675.15
7	109.83	6080	7440	553.58	677.41
8	110.52	6100	7500	551.95	678.62
9	110.03	6080	7400	552.56	672.52
10	109.73	6100	7500	555.89	683.47
Average	109.99	6046	7432.1	549.71	675.73

ตารางที่ ข.15 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 16 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C14

Specimen	Area [mm ²]	Load [kg]		Strength [MPa]	
		Yield Load	Ultimate Load	Yield Strength	Ultimate Strength
1	197.62	7640	11080	386.60	560.67
2	198.23	7720	11200	389.45	565.01
3	197.51	7780	11200	393.90	567.05
4	198.41	7740	11200	390.10	564.49
5	198.87	7720	11120	388.19	559.16
6	197.56	7680	11040	388.75	558.83
Average	198.03	7713.33	11140	389.50	562.53

ตารางที่ ข.16 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 16 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C20-Mesh

Specimen	Area [mm ²]	Load [kg]		Strength [MPa]	
		Yield Load	Ultimate Load	Yield Strength	Ultimate Strength
1	197.62	7640	11080	386.60	560.67
2	198.23	7720	11200	389.45	565.01
3	197.51	7780	11200	393.90	567.05
4	198.41	7740	11200	390.10	564.49
5	198.87	7720	11120	388.19	559.16
6	197.56	7680	11040	388.75	558.83
Average	198.03	7713.33	11140	389.50	562.53

ตารางที่ ข.17 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 16 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C30

Specimen	Area [mm ²]	Load [kg]		Strength [MPa]	
		Yield Load	Ultimate Load	Yield Strength	Ultimate Strength
1	192.24	9680	11440	503.53	595.09
2	192.04	9600	11400	499.88	593.61
3	192.03	9420	11480	490.54	597.81
Average	192.11	9566.67	11440	497.99	595.50

ตารางที่ ข.18 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมขนาด 16 มม.ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C32

Specimen	Area [mm ²]	Load [kg]		Strength [MPa]	
		Yield Load	Ultimate Load	Yield Strength	Ultimate Strength
1	191.65	9080	13640	473.77	711.70
2	192.03	9400	13680	489.50	712.38
3	188.83	9000	13640	476.61	722.32
Average	190.84	9160	13653.33	479.96	715.47

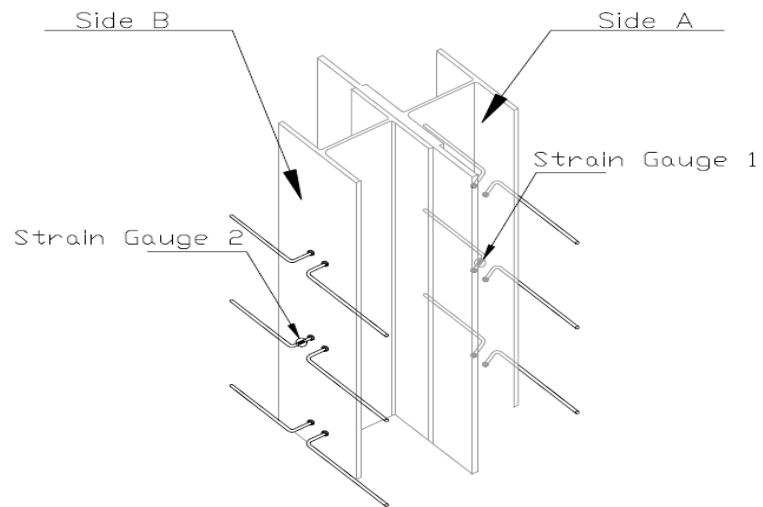
ตารางที่ ข.19 ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็ก Wire-Mesh ขนาด 6 มม. ของตัวอย่างทดสอบ

DB12-C20-Mesh และ DB16-C20-Mesh

Specimen	Area [mm. ²]	Load [kg.]		Strength [Mpa.]	
		Yield Load	Ultimate Load	Yield Strength	Ultimate Strength
1	27.09	1180	1500	435.65	553.79
2	30.03	1150	1500	382.98	499.55
3	27.42	1200	1540	437.67	561.67
4	27.51	1160	1580	421.68	574.35
5	27.64	1200	1500	434.20	542.75
Average	27.94	1178	1524	422.44	546.42

ภาคผนวก ค

รายละเอียดเกี่ยวกับผลการทดสอบ Push-Out Test



รูปที่ ค.1 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ RB9-C32

ตารางที่ ค.1 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ RB9-C32

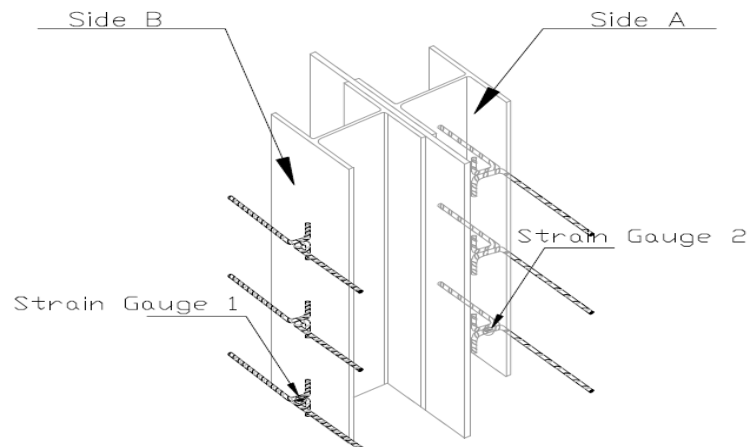
Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)
0.36	0.02	80	-78
0.30	0.11	188	-52
1.61	0.14	664	463
3.19	0.17	-419	-139
6.91	0.27	-220	-61
13.35	0.61	-86	827
15.92	0.78	-363	425
25.90	0.95	-327	742
33.91	1.45	-1177	217
34.78	1.55	-666	1444
38.26	1.7	-827	1083
39.86	1.84	-920	1119

ตารางที่ ค.2 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ RB9-C32 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)
44.11	2.15	-905	1145
45.47	2.2	-905	1141
46.31	2.39	-831	1416
47.39	2.54	-716	1595
Max Load = 47.71	2.73	-423	1927
47.06	3.28	-597	1964
45.98	3.62	-573	2192
45.70	3.75	-648	1931
45.48	3.89	-636	1673
41.19	4.2	806	2713
43.31	4.31	975	2425
33.51	8.06	1297	2834
33.67	8.18	1496	2920
32.08	8.32	1094	3055
32.89	8.76	1002	3195
32.04	9.10	1039	3238
31.93	9.38	925	3044
31.42	9.51	852	2864
31.34	9.82	775	2770
30.71	10.04	970	2867
30.13	10.12	911	2736
40.30	4.89	486	1836
40.60	5.12	566	1784

ตารางที่ ค.3 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ RB9-C32 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)
37.04	5.54	1153	2120
38.39	5.92	1241	2105
37.25	6.06	1406	2245
35.30	6.21	1505	2331
35.41	6.49	1600	2467
35.67	6.87	1630	2439
30.98	6.96	1316	2264
30.18	7.29	1611	2667
31.55	7.43	1595	2747
34.18	7.56	1492	2678
32.70	7.93	1523	2905
33.51	8.06	1297	2834
33.67	8.18	1496	2920
32.08	8.32	1094	3055
32.89	8.76	1002	3195
32.04	9.10	1039	3238
31.93	9.38	925	3044
31.42	9.51	852	2864
31.34	9.82	775	2770
30.71	10.04	970	2867
30.13	10.12	911	2736
28.25	10.43	980	2858
27.13	10.94	989	2959



รูปที่ ค.2 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C14

ตารางที่ ค.4 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C14

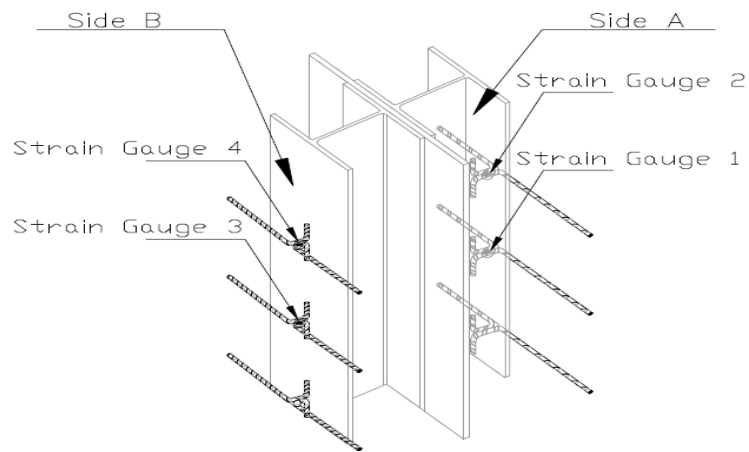
Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)
0.17	0.06	-1684	317
4.08	0.08	-3497	-234
5.00	0.52	-4672	-159
5.5	0.67	-3802	566
6.5	0.70	-3717	403
7.00	0.70	-2764	1477
7.83	0.73	-1963	1280
8.75	1.23	-3508	-483
9.17	1.28	-2239	1325
9.50	1.53	-5319	-2045
10.83	1.70	-7856	-1753
11.50	1.92	-905	-522

ตารางที่ ค.5 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C14 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)
11.67	2.08	991	253
12.33	2.16	1016	188
13.42	2.17	131	-442
14.67	2.50	1838	152
15.42	2.53	1048	453
19.17	2.72	953	236
20.25	2.84	973	214
20.50	2.86	972	209
22.17	2.92	1017	234
22.42	2.98	1105	291
23.33	3.08	950	228
24.5	3.11	925	244
27.25	3.17	-4202	-253
27.92	3.31	1945	641
28.58	3.44	1127	467
29.08	3.45	1127	463
29.25	3.47	1147	469
31.42	3.59	1133	463
31.83	3.64	1136	459
31.92	3.72	1147	481
35.17	3.72	931	359
35.92	3.75	894	547
37.75	3.78	-2297	631

ตารางที่ ค.6 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C14 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)
38.83	3.80	-3905	25
40.67	4.08	211	-452
41	4.12	280	-473
42.67	4.16	250	-508
43.75	4.19	302	-367
44.67	4.31	1077	155
44.83	4.44	1080	175
44.92	4.50	1092	184
46.25	4.53	1148	239
Max Load = 53.83	4.59	-5891	300
52.83	4.62	-3692	155
51.58	6.67	-1531	1200
50.58	6.98	-1831	1281
50.25	7.09	-1563	1222
45.67	7.64	1133	2730
44.58	8.67	617	2091
42.33	9.87	1798	2391
40.25	10.87	-805	1509
36.67	11.98	-1228	2600
34	22.73	51198	6361
29.17	24.06	51198	7969
27.17	25.32	51198	8634
25.83	27.70	51198	8884



รูปที่ ค.3 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20

ตารางที่ ค.7 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
0.08	0.09	-180	-241	-202	-78
0.17	0.17	-492	-1433	-572	-566
0.5	0.37	-441	-1633	-531	-527
1.25	0.52	-894	-2419	-1025	-1133
1.5	0.64	-838	-4277	-967	-1142
3.67	0.81	813	-3470	811	789
4.42	1.02	-1409	-6028	-1809	-2639
8.42	1.56	1298	-2177	989	502
8.83	1.78	1536	-2161	1313	972
9.83	1.97	1689	-2033	1473	1141
10.5	2.00	1348	-2678	1061	547
10.58	2.11	1289	-3091	994	458

ตารางที่ ค.8 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20 (ต่อ)

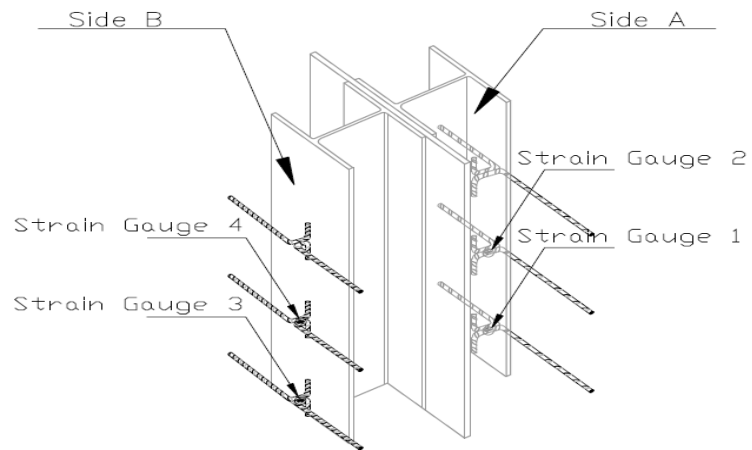
Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 (με)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 (με)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 (με)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 (με)
10.92	2.20	1514	-2709	1327	897
11.83	2.52	-602	-380	-881	-1261
13.08	2.72	1442	-2897	1163	448
13.50	3.06	30	169	-175	-327
14.00	3.36	1747	400	1564	1361
14.41	3.78	-750	-3014	-877	-997
14.50	3.81	-741	-4464	-873	-1073
14.83	3.92	-819	-2181	-961	-1047
14.92	4.08	-302	-1242	-478	-456
16.00	4.16	-431	-4664	-642	-819
16.67	4.28	-283	-59	-478	-359
17.25	4.45	59	-2923	-89	-128
17.83	4.47	-272	-81	-480	-36
17.92	4.51	-239	-73	-445	-20
18.58	4.53	92	-94	-98	250
18.92	4.66	63	-1644	-134	-156
19.25	4.69	45	-2661	-155	-419
20.58	4.57	767	-3544	630	-52
22.17	4.78	-261	-1383	-505	-447
22.42	4.80	-263	-1327	-505	-414
23.08	4.84	-253	-1283	-503	-389
23.50	4.95	-247	-1245	-502	-378
24.42	4.97	-245	-1195	-508	-356

ตารางที่ ค.9 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
24.58	5.06	-239	-1172	-497	-336
24.67	5.08	-258	-1200	-519	-344
28.03	5.16	-461	-4002	-761	-1764
28.42	5.17	-447	-4183	-747	-1770
29.17	5.33	934	-2952	786	105
30.50	5.39	1373	-1661	1081	138
30.83	5.48	106	-1806	-164	-289
31.33	5.56	148	-903	-128	67
34.92	5.61	-139	-519	-480	8
35.50	5.62	856	541	630	1384
36.75	5.78	1564	1380	1352	2095
39.00	5.83	-52	-1144	-502	-275
39.50	5.86	-2	-1159	-473	-291
41.50	5.89	22	-1191	-402	-311
42.17	5.92	64	-1094	-377	-267
44.25	5.94	106	-1008	-353	-253
44.67	5.95	178	-866	-275	-138
48.83	5.98	253	-48	-225	303
49.67	6.03	481	416	17	809
52.92	6.08	1331	-1411	880	-19
54.33	6.11	436	-405	-95	116
55.75	6.14	548	422	66	650
56.17	6.17	1009	-63	606	547

ตารางที่ ค.10 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
59.50	6.22	1830	181	1427	689
62.67	6.36	2594	1189	2280	1423
62.67	6.76	1753	141	609	800
Max Load=64.17	6.42	2670	578	1723	2075
60.67	7.08	3239	51198	1969	3009
56.50	7.94	51198	51198	-1322	630
56.08	10.03	51198	51198	-1358	1522
51.67	11.19	51198	51198	2738	-25100
46.50	12.37	51198	51198	1069	51198
45.50	13.56	51198	51198	1278	51198
45.17	14.58	51198	51198	1100	51198
44.08	16.84	51198	51198	1703	51198
43.75	17.86	51198	51198	51198	51198



รูปที่ ค.4 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20-Mesh

ตารางที่ ค.11 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20-Mesh

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
1.67	0.02	-4530	-1244	-66	-495
2.08	0.11	41	-58	-55	120
2.42	0.14	-944	-305	-119	-100
2.67	0.16	-1750	-503	-91	-155
3.33	0.23	-4464	-1225	-88	-500
4.58	0.27	-4525	-1255	-106	-539
5.67	0.37	-4695	-1377	-188	-709
5.92	0.41	-4769	-1395	-211	-788
6.83	0.48	-1541	-556	-242	-378
7.50	0.61	-3633	-995	-103	-336
8.33	0.66	-403	-166	-56	73

ตารางที่ ค.12 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20-Mesh (ต่อ)

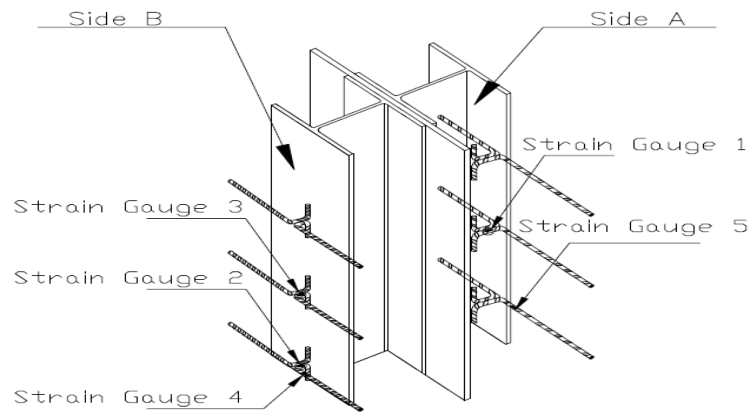
Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
9.08	0.69	406	25	-61	173
9.33	0.70	455	47	-50	197
9.75	0.77	-106	-103	-69	100
10.75	0.84	-819	-289	-70	159
11.08	0.86	-4558	-1228	-86	-481
11.75	0.92	-1734	-503	-88	-138
15.25	0.97	722	117	-45	236
15.75	1.02	-156	-119	-72	95
17.83	1.06	-1878	-533	-91	-134
19.58	1.08	-47	-94	-95	102
21.08	1.12	-4706	-1278	-133	-533
21.25	1.20	-1209	-348	-108	-41
21.58	1.22	-892	-288	-122	-31
25.92	1.28	-302	-145	-106	133
26.33	1.33	628	95	-91	278
27.00	1.36	978	192	-106	292
28.25	1.41	-1228	-341	-119	66
29.58	1.45	-1430	-434	-169	-2
31.25	1.53	-2189	-684	-216	-13
33.17	1.56	-4553	-1209	-134	-245
35.08	1.66	-423	-130	-59	430
35.58	1.73	556	66	-100	491
36.17	1.80	870	175	-77	559

ตารางที่ ค.13 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20-Mesh (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
37.33	1.89	-1130	-150	122	675
39.58	2.02	-4397	-1025	80	184
42.33	2.05	527	105	-36	609
42.83	2.08	-1150	-250	64	555
43.08	2.11	-1272	-288	67	545
44.17	2.17	-1792	-411	147	572
44.75	2.22	-4569	-1161	144	186
44.92	2.30	-1156	-214	256	786
45.25	2.36	-1266	-239	270	794
46.25	2.42	-1795	-394	330	797
46.58	2.44	-1772	-391	359	827
47.33	2.45	-4075	-1055	273	406
47.83	2.48	-3566	-808	461	859
48.67	2.59	-1150	-195	563	1150
49.00	2.64	-1336	-269	545	1097
50.00	2.73	-1763	-370	644	1198
50.58	2.75	-1734	-369	691	1277
51.75	2.84	-4631	-1270	588	784
53.92	2.97	-2494	-363	1334	2356
Max Load=66.25	3.14	-553	695	1583	1067
58.33	3.81	-2136	161	488	3100
54.58	4.39	364	478	4414	3859
54.42	5.05	155	566	51198	5128

ตารางที่ ค.14 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C20-Mesh (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
53.67	6.70	136	1234	51198	6447
45.33	10.90	51198	51198	51198	6650
44.42	12.25	51198	51198	51198	51198



รูปที่ ค.5 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C24

ตารางที่ ค.15 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C24

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ
		Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 5 ($\mu\epsilon$)
0.03	0.09	-280	-170	-125	-300	-150
0.97	0.22	-441	-258	-200	-478	-238
1.03	0.39	-319	-197	-150	-345	-172
1.44	0.55	-5	-6	2	-6	-2
1.97	0.64	-13	-13	-5	-13	-8
2.37	0.87	-2	-3	0	-6	0
4.18	1.25	5	5	9	5	3
5.45	1.50	-6	0	-6	-8	-5
7.35	1.78	-3	2	6	-5	0
8.87	1.81	0	6	5	5	2
9.13	1.98	-6	5	8	2	8

ตารางที่ ค.16 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C24 (ต่อ)

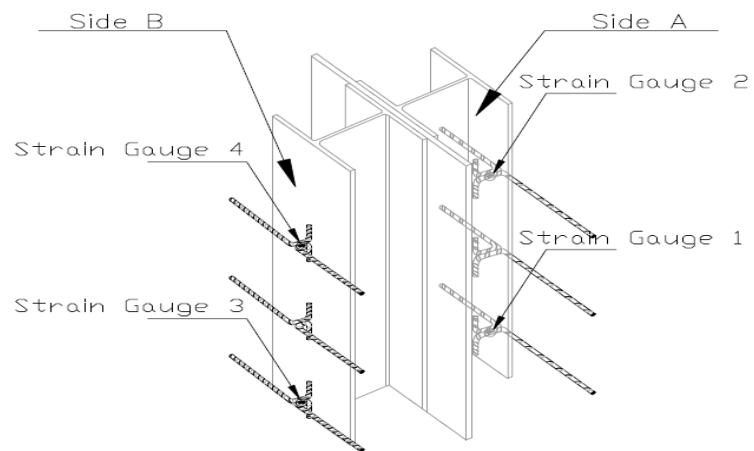
Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 5 ($\mu\epsilon$)
9.42	2.08	-13	5	2	-13	-3
12.58	2.33	-8	8	3	-3	6
14.11	2.42	3	11	3	2	3
15.48	2.53	-13	11	5	0	8
18.67	2.69	-31	8	-8	-27	-5
21.08	2.86	256	170	128	280	150
23.67	2.97	0	19	2	8	6
27.92	3.25	-2	27	3	9	9
28.63	3.34	2	23	5	8	5
36.76	3.72	-8	23	0	5	13
43.63	3.97	-23	19	-11	-13	-5
47.33	4.17	-8	41	5	6	11
49.49	4.28	205	158	100	231	119
49.88	4.33	244	117	114	269	144
50.97	4.37	169	138	80	194	103
50.37	4.39	213	159	97	234	123
51.78	4.45	109	108	55	127	63
56.40	4.69	-341	-152	-150	-355	-180
57.82	4.84	9	72	14	27	19
56.64	4.86	5	80	70	19	14
55.09	4.91	14	84	75	33	20
57.54	4.97	397	314	247	442	225

ตารางที่ ค.17 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C24 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 5 ($\mu\epsilon$)
58.19	5.00	122	155	125	145	77
Max Load 58.75	5.22	372	797	408	-22	-109
54.72	5.36	603	1014	589	16	-147
47.43	5.73	822	1128	675	-2	-211
46.21	5.81	881	1138	680	31	-225
44.70	5.89	975	1219	748	25	-213
42.13	6.05	1408	1483	981	452	25
42.52	6.25	1023	1267	945	113	-175
42.62	6.31	1005	1242	959	97	-194
41.30	6.51	1016	1198	973	142	-206
41.25	6.64	1142	1113	972	130	-191
40.88	6.81	1194	1025	1058	142	-202
40.45	6.84	1044	895	1075	89	-191
40.98	6.95	1183	855	1302	5	-252
39.27	7.00	1194	856	1308	5	-252
40.42	7.06	1259	877	1378	-8	-258
40.66	7.11	1314	886	1442	-28	-275
38.90	7.33	913	559	1750	53	51198
40.36	7.53	817	384	1852	69	51198
40.68	7.70	828	313	2014	47	51198
38.61	7.89	781	258	2144	48	51198

ตารางที่ ค.18 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB12-C24 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 5 ($\mu\epsilon$)
40.68	7.87	719	222	2172	50	51198
40.18	8.05	561	67	2113	84	51198
40.33	8.20	544	11	2142	78	51198
40.38	8.34	51198	9	2134	92	51198
38.93	8.64	51198	-113	1941	131	51198
39.70	8.72	51198	-89	1939	145	51198
39.25	8.76	51198	-63	1942	141	51198
38.62	8.95	51198	-88	1756	175	51198
37.92	9.11	51198	-91	1655	216	51198
36.92	9.34	51198	51198	1614	253	51198
37.20	9.47	51198	51198	1570	283	51198
36.28	9.78	51198	51198	1534	344	51198
36.44	10.04	51198	51198	1511	51198	51198
36.28	10.28	51198	51198	1584	51198	51198
35.99	10.42	51198	51198	1513	51198	51198
36.12	10.45	51198	51198	1484	51198	51198
35.98	10.58	51198	51198	1497	51198	51198
35.51	10.73	51198	51198	51198	51198	51198



รูปที่ ค.6 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C14

ตารางที่ ค.19 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C14

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ
		Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
0.41	0.16	47	6	-16	-181
0.58	0.16	28	-11	-33	-178
0.92	0.33	377	572	322	381
2.58	0.47	78	55	17	23
2.75	0.50	73	58	13	47
3.17	0.55	73	56	13	6
3.58	0.61	106	102	42	28
4.75	0.75	125	108	69	123
5.00	0.78	67	47	9	6
5.42	0.80	58	33	-3	-11
6.33	0.83	206	-205	139	-116

ตารางที่ ค.20 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C14 (ต่อ)

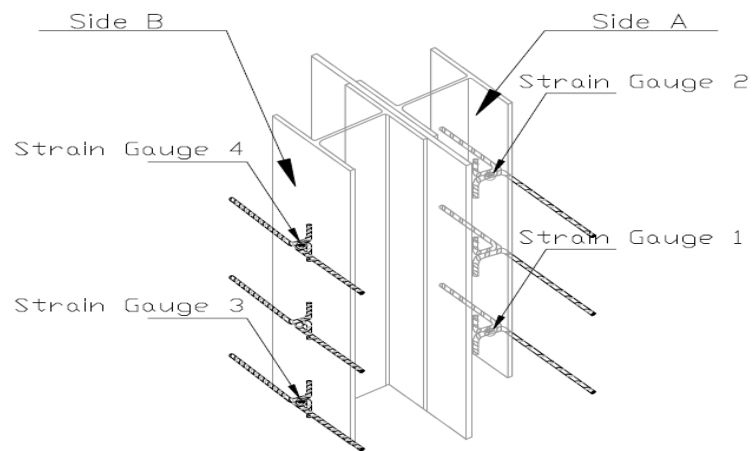
Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ
		Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
6.75	0.86	55	28	-3	-47
7.33	0.91	52	16	-16	-63
7.42	0.94	78	56	14	-25
8.00	0.95	58	23	-3	-50
8.17	1.06	45	5	-14	-67
8.67	1.08	41	-9	-27	-183
9.17	1.09	123	111	66	88
9.42	1.14	78	56	20	-13
9.92	1.19	184	166	116	-19
10.5	1.23	188	186	125	172
12.58	1.28	150	133	77	52
12.75	1.33	66	25	3	-45
13.33	1.34	38	-30	-30	-172
14.50	1.44	117	97	59	56
15.50	1.47	120	106	59	117
16.08	1.52	13	-56	-58	-66
17.08	1.56	102	81	39	33
17.33	1.58	105	84	44	30
17.92	1.62	67	22	-3	-20
18.50	1.64	91	61	30	13
19.50	1.62	117	94	47	52
20.08	1.67	163	158	108	103

ตารางที่ ค.21 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C14 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ
		Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
21.25	1.70	44	-11	-25	-48
23.58	1.86	98	50	28	3
23.83	1.91	64	11	-6	-58
25.33	1.92	52	-8	-13	-206
25.75	1.94	78	19	13	-191
26.50	1.95	642	809	591	722
27.33	2.02	119	84	48	119
30.75	2.06	-205	-352	-283	-444
31.75	2.09	111	75	44	88
32.50	2.17	63	13	-9	-50
33.33	2.20	56	6	-16	-20
33.58	2.23	95	50	30	11
35.00	2.27	109	69	41	-141
39.75	2.31	-252	-1231	-392	-1078
40.33	2.37	-303	-889	-366	-764
40.83	2.52	141	106	77	97
41.17	2.56	195	173	125	170
42.67	2.59	214	192	147	200
44.33	2.62	78	22	3	-27
45.75	2.64	75	-3	-8	-64
46.75	2.66	91	28	11	-36
48.08	2.75	-61	-181	-147	-270

ตารางที่ ค.22 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C14 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
48.50	2.77	136	73	52	-81
50.08	2.75	103	38	23	-28
54.92	2.78	248	-520	136	-322
55.58	2.83	314	-503	222	-286
57.58	2.86	-223	-1191	-350	-952
57.75	2.92	-1091	198	-1153	-2225
Max Load=58.92	2.98	238	51198	73	25
44.58	4.12	51198	51198	-51200	2053
37.42	5.61	51198	51198	-51200	3114
35.75	6.76	51198	51198	51198	1759
33.58	7.81	51198	51198	51198	2980
32.75	9.03	51198	51198	51198	3517
29.50	11.83	51198	51198	51198	51198



รูปที่ ค.7 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C20-Mesh
 ตารางที่ ค.23 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C20-Mesh

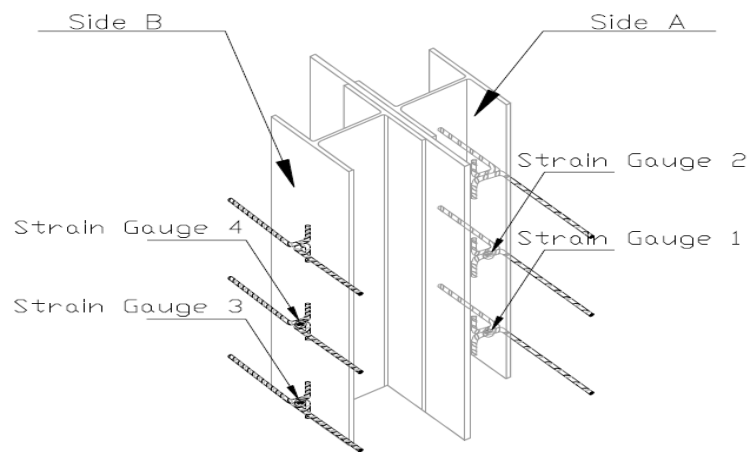
Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
0.91	0.03	255	380	378	742
1.50	0.14	-545	-648	-594	-453
1.67	0.23	-469	-550	-502	-325
3.25	0.34	236	188	206	69
5.17	0.47	103	-586	-423	-1923
6.83	0.56	156	-128	-94	-591
8.08	0.59	19	-406	-2136	-1158
8.42	0.81	217	-72	-61	-545
9.75	1.06	145	-594	-413	-1530
10.50	1.09	1355	1134	1141	698
11.50	1.17	-667	-1366	-1223	-2367

ตารางที่ ค.24 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C20-Mesh (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ
		Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
14.67	1.30	-91	-634	-583	-1477
16.83	1.39	-848	-1264	-1881	-1688
19.50	1.53	-128	-569	-491	-1194
20.50	1.75	-88	-578	-536	-1258
22.00	1.81	-17	-497	-411	-1156
22.08	1.87	283	-80	-42	-589
22.42	2.08	-692	-1089	-2636	-1492
22.67	2.09	-484	-584	-533	-378
22.92	2.12	-39	-39	-19	255
23.00	2.14	-31	-22	-11	269
23.83	2.20	-2	17	8	313
25.92	2.22	-19	-6	-6	284
29.08	2.33	72	108	242	428
30.25	2.42	355	459	1192	838
34.92	2.45	303	389	355	755
36.92	2.52	373	470	902	855
46.08	2.58	277	361	302	723
47.33	2.59	91	122	105	447
55.83	2.61	259	-91	-34	-661
56.92	2.64	619	450	-106	180
59.42	2.72	441	511	967	930
71.42	2.73	-69	-689	-572	-1594

ตารางที่ ค.25 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C20-Mesh (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
Max Load=76.50	2.92	-109	-623	-1858	-1605
66.25	3.81	3702	4945	1673	1353
65.17	4.17	4033	7150	-9403	1522
63.08	5.61	51198	7503	-14920	1319
53.67	6.73	51198	9091	51198	1950
48.75	7.59	51198	14809	-51200	873
48.50	7.65	51198	14738	-51200	836
47.58	7.78	51198	13825	-51200	875
47.50	8.51	51198	10311	-51200	869
47.33	8.86	51198	8922	-51200	51198
45.42	10.61	51198	8450	51198	51198
44.75	11.29	51198	7295	51198	51198
43.83	12.22	51198	7714	51198	51198
43.42	13.31	51198	9067	51198	51198
42.75	15.47	51198	51198	51198	51198



รูปที่ ค.8 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C30

ตารางที่ ค.26 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C30

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ
		Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
0.33	0.05	138	48	180	167
0.42	0.11	-244	-261	-256	-220
0.92	0.14	-232	-225	-212	-222
1.67	0.17	-56	-76	-178	-193
2.17	0.19	-96	-87	-42	89
2.92	0.22	-15	-12	-57	42
4.17	0.25	-188	-175	-195	-222
4.83	0.28	125	138	121	140
4.58	0.25	93	106	87	132
5.42	0.33	211	199	212	167

ตารางที่ ค.27 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C30 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ
		Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
5.42	0.34	87	100	188	-47
6.33	0.39	132	-78	132	-72
6.08	0.34	-89	-48	151	-111
5.83	0.37	121	-118	-84	88
6.58	0.42	133	121	166	152
6.42	0.44	148	48	172	171
6.08	0.45	142	45	178	169
6.58	0.50	145	52	189	173
7.25	0.59	145	53	186	170
7.08	0.62	133	41	177	153
7.42	0.64	180	87	198	166
8.92	0.66	-41	103	156	-51
8.33	0.70	-256	-263	-294	-236
8.75	0.73	-284	-291	-317	-267
9.08	0.77	-236	-256	-259	-222
9.17	0.81	-288	-453	118	-121
9.42	0.83	87	128	-210	-300
9.25	0.84	105	-310	-228	211
10.58	0.86	-158	-52	315	715
10.83	0.87	-141	-183	-145	-200
10.75	0.89	-311	-35	210	-315
12.42	0.97	70	-52	-19	-280

ตารางที่ ค.28 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C30 (ต่อ)

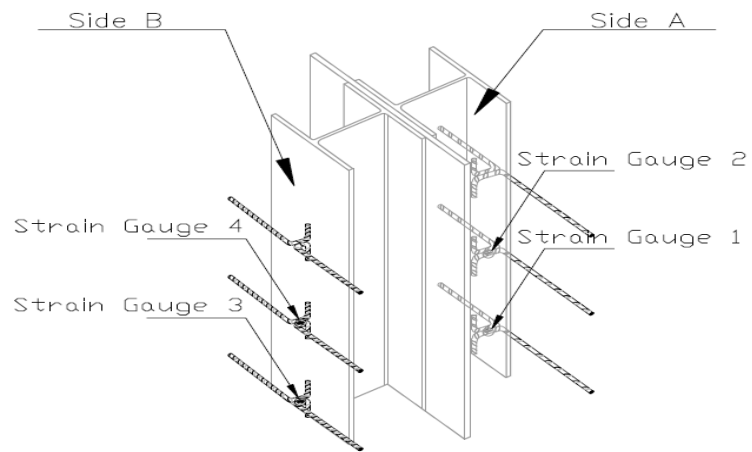
Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
14.00	1.05	841	1113	-84	844
19.08	1.58	502	813	-238	725
19.58	1.61	345	747	-653	441
23.92	1.62	428	645	-428	522
23.25	1.66	638	911	638	830
25.92	1.70	525	825	-213	747
25.00	1.83	561	1006	-392	595
31.58	1.84	1092	681	-358	1056
31.83	1.89	1136	728	-411	1153
33.50	1.92	677	523	161	581
41.33	1.94	466	628	215	672
41.58	1.98	823	925	-50	1055
42.50	2.02	723	1041	-2	775
42.08	2.08	1050	1295	320	1352
42.83	2.16	531	866	-258	811
57.34	2.29	-88	-94	-34	-150
67.43	2.34	-30	-67	53	-275
71.25	2.45	348	175	722	177
Max Load=71.75	2.47	163	108	253	209
71.33	2.51	238	177	313	267
70.50	2.67	506	392	623	552
68.73	3.00	541	411	644	538

ตารางที่ ค.29 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C30 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
67.72	3.09	314	222	391	245
65.98	3.15	589	423	694	502
64.55	3.25	223	128	283	133
62.50	3.34	313	177	358	386
62.17	3.37	705	472	1203	569
62.00	3.40	820	562	1824	691
61.58	3.43	935	211	-45	1121
61.75	3.48	569	1640	528	924
61.50	3.56	1364	1736	375	1372
61.25	3.59	1439	1758	452	1681
61.00	3.75	342	127	398	155
61.42	3.81	578	306	670	155
61.08	3.82	553	297	641	213
60.92	3.87	969	1489	-50	1000
60.83	4.07	1414	1773	470	1377
60.67	4.14	933	664	822	720
60.25	4.42	1950	1898	1031	1188
59.75	4.46	1564	1648	222	1055
59.25	4.50	1302	1552	-69	797
58.83	4.54	1870	1883	890	752
58.42	4.62	2023	1647	1139	1047
57.75	4.81	1720	1318	670	755

ตารางที่ ค.30 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C30 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
57.25	4.87	1325	1920	1030	1248
56.00	4.92	2178	1745	1123	1528
55.67	4.93	2098	2094	747	1408
55.50	5.07	1302	1451	877	1068
55.08	5.14	1467	1331	948	402
54.75	6.37	4075	3533	3603	2045
54.17	6.53	1142	4087	3887	2256
Max Load=54.00	6.84	3578	4569	4216	2641
53.75	7.02	5088	5331	4782	2734
53.58	7.26	6112	5518	5126	2938
53.08	7.52	6813	5616	5331	3055
52.83	7.71	7648	5978	5420	4988
52.58	7.88	8823	6447	4986	6822
52.33	8.84	12816	7214	5111	-51200
52.25	9.07	14655	2505	5209	-51200
52.08	9.57	11823	2284	5306	2786
51.92	9.62	12388	2114	5452	6086
51.83	9.73	11970	2321	5497	-221
51.58	10.13	12808	1973	5528	-223
51.25	10.44	13341	1911	5638	-406
50.83	10.52	51198	1889	5734	-631
50.67	11.30	51198	1705	5927	-51200



รูปที่ ค.9 ตำแหน่ง Strain Gauge ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C32

ตารางที่ ค.31 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C32

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ
		Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
0.08	0.02	88	6	92	116
0.67	0.05	138	48	180	167
0.58	0.11	-244	-261	-256	-220
0.75	0.47	142	45	178	169
1.08	0.53	145	52	189	173
1.50	0.56	136	48	178	159
1.58	0.59	145	53	186	170
1.67	0.61	133	41	177	153
3.17	0.70	-256	-263	-294	-236
3.50	0.73	-284	-291	-317	-267

ตารางที่ ค.32 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C32 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ
		Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
3.83	0.78	-236	-256	-259	-222
3.75	0.87	-141	-183	-145	-200
3.50	0.94	-72	-128	-50	-264
4.58	0.97	70	-52	-19	-280
7.75	1.05	841	1113	-84	844
9.75	1.06	-330	116	-2158	-48
10.50	1.16	364	716	-652	431
12.00	1.27	177	525	-894	291
12.17	1.31	436	783	-402	528
12.33	1.37	348	678	-203	552
12.75	1.36	592	867	-203	650
12.92	1.42	456	641	-706	555
13.33	1.53	473	795	-322	516
13.92	1.59	502	813	-238	725
14.42	1.61	345	747	-653	441
14.67	1.69	525	825	-213	747
15.00	1.81	219	733	-572	331
15.58	1.83	561	1006	-392	595
16.42	1.86	1092	681	-358	1056
17.17	1.91	677	523	161	581
18.75	2.00	438	798	-306	453
18.83	2.02	723	1041	-2	775

ตารางที่ ค.33 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C32 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ
		Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
19.25	2.08	1050	1295	320	1352
19.83	2.09	531	866	-258	811
19.92	2.23	-88	-94	-34	-150
20.17	2.33	-30	-67	53	-275
20.50	2.45	348	175	722	177
20.67	2.48	163	108	253	209
21.00	2.53	238	177	313	267
21.25	2.56	159	114	234	188
21.50	2.46	166	119	247	186
22.17	2.58	483	375	603	616
22.92	2.61	170	131	239	234
23.25	2.67	506	392	623	552
23.58	2.69	481	373	586	655
24.83	2.72	522	417	653	694
26.00	2.72	381	292	488	316
28.50	2.84	383	306	497	367
31.33	2.86	397	328	525	366
31.50	2.92	263	225	347	273
33.08	2.95	197	167	292	197
34.00	3.02	541	411	644	538
36.08	3.06	420	306	509	308
37.33	3.08	314	222	391	245

ตารางที่ ค.34 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C32 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ	ค่า Strain ของ
		Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
38.08	3.11	323	231	383	244
38.17	3.16	589	423	694	502
41.33	3.20	223	128	283	133
43.33	3.30	536	356	613	320
46.25	3.33	313	177	358	386
46.92	3.36	705	472	1203	569
50.33	3.56	1364	1736	375	1372
51.67	3.62	1439	1758	452	1681
55.00	3.64	606	369	714	180
57.67	3.73	648	386	744	441
60.42	3.75	342	127	398	155
61.58	3.76	578	306	670	155
61.75	3.78	553	297	641	213
64.33	3.92	969	1489	-50	1000
64.92	4.05	1414	1773	470	1377
67.58	4.09	788	534	752	213
67.75	4.14	933	664	822	720
68.83	4.16	823	591	606	419
74.75	4.25	1345	1484	427	944
76.50	4.39	1950	1898	1031	1188
78.33	4.47	1564	1648	222	1055
78.75	4.53	1302	1552	-69	797

ตารางที่ ค.35 ผลการทดสอบ Push-Out Test ของตัวอย่างทดสอบ DB16-C32 (ต่อ)

Load/Shear Connector (kN)	Avg. Slip (mm)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 1 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 2 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 3 ($\mu\epsilon$)	ค่า Strain ของ Strain Gauges 4 ($\mu\epsilon$)
80.67	4.62	2023	1647	1139	1047
81.83	4.72	1414	1666	-81	603
82.75	4.94	2098	2094	747	1408
84.58	5.15	1559	1698	122	848
Max Load=85.25	5.26	2005	2298	523	1095
82.67	5.59	2031	1881	1288	773
83.00	5.66	2141	1980	1338	753
83.33	5.73	2403	2219	1666	972
82.75	5.81	2881	2667	2491	1459
79.50	6.08	4075	3533	3603	2045
64.75	7.40	6813	5616	5331	3055
57.17	8.14	8823	6447	4986	6822
54.92	8.36	9781	6878	5023	7764
53.83	8.70	12816	7214	5111	-51200
50.67	9.08	14655	2505	5209	-51200
50.25	9.51	11823	2284	5306	2786
48.33	9.84	12388	2114	5452	6086
47.75	10.01	12808	1973	5528	-223
45.50	10.39	13341	1911	5638	-406
45.25	10.56	51198	1889	5734	-631
44.08	10.98	51198	1822	5831	-51200

ภาคผนวก ง

รายละเอียดเกี่ยวกับขั้นตอนการหล่อตัวอย่างทดสอบ



รูปที่ 3.1 นำ Shear Connector ที่ตัดเสร็จแล้วเชื่อมมาติดกับคานเหล็ก



รูปที่ 3.2 นำ Strain Gauge มาติดกับ Shear Connector เพื่อหาค่าความเครียดที่เกิดขึ้น



รูปที่ ๓.3 วางคานเหล็กบนไม้แบบที่หุ้มโฟมเพื่อให้มีระยะการเคลื่อนตัว



รูปที่ ๓.4 วางแผ่นพื้นสำเร็จรูปชนิดกลวงให้แนบติดกับแผ่นเหล็กตรงกลางทั้งสองด้าน



รูปที่ ๕.๕ ประกอบไม้แบบให้รอบตัวอย่างทดสอบ



รูปที่ ๕.๖ เทคอนกรีตทับหน้าและใช้เครื่องเขย่าจี้เป็นระยะเพื่อไม่ให้เกิดช่องว่างจนกระทั่งเทคอนกรีตเสร็จ



รูปที่ ง.7 ตัวอย่างทดสอบที่หล่อเสร็จแล้ว

ประวัติผู้วิจัย

ชื่อ – สกุล	นายยศภัทร อยู่สอน
วัน เดือน ปีเกิด	1 กุมภาพันธ์ 2526
ประวัติการศึกษา	
ระดับมัธยมศึกษา	ประโยคมัธยมศึกษาตอนปลาย โรงเรียนตราษตระการคุณ พ.ศ. 2545
ระดับปริญญาตรี	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมชลประทาน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ พ.ศ. 2549 วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ พ.ศ. 2550
ระดับปริญญาโท	วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี พ.ศ. 2554
ผลงานที่ได้รับการตีพิมพ์	ยศภัทร อยู่สอน, 2555, “กำลังรับแรงเฉือนในแนวราบของเหล็กเสริมที่ประยุกต์เป็นอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนในคานเหล็กเชิงประกอบแบบพื้นบาง” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 17 วันที่ 9-11 พฤษภาคม พ.ศ.2555 ณ โรงแรมเซนทาราไฮเทลแอนด์คอนเวนชันเซ็นเตอร์ อูธรธานี