



พฤติกรรมภายใต้หน้าหน้าบรรทุกแบบสถิตของแผ่นพื้นคอมโพสิตระหว่าง  
คอนกรีตกับแผ่นเหล็กรีดลอน

โดย

นายธนัทพงศ์ ณ ลำพูน

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

พ.ศ.2559

พฤติกรรมภายใต้หน้าบัตรทุกแบบสถิติของแผ่นพื้นคอมโพสิตระหว่าง  
คอนกรีตกับแผ่นเหล็กรีดลอน

โดย

นายธนัทพงศ์ ณ ลำพูน



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

พ.ศ.2559



Behaviors of Concrete-Steel Deck Composite Slab Under Static  
Loading

BY

Mr. TANATPONG NA-LAMPOON



A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS  
FOR THE DEGREE OF MASTER DEGREE OF ENGINEERING  
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING  
FACULTY OF ENGINEERING  
THAMMASAT UNIVERSITY  
ACADEMIC YEAR 2016

มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

คณะวิศวกรรมศาสตร์

วิทยานิพนธ์

ของ

นายธนัทพงศ์ ณ ลำพูน

เรื่อง

พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสถิตของแผ่นพื้นคอมโพสิตระหว่างคอนกรีตกับ  
แผ่นเหล็กรีดลอน

ได้รับการตรวจสอบและอนุมัติ ให้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร  
วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

เมื่อ วันที่ 10 มกราคม 2560

ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. กฤตายุทธ์ ชมภูมิ่ง)

กรรมการและอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์



(รองศาสตราจารย์ ดร. สายันต์ ศิริมนตรี)

กรรมการสอบวิทยานิพนธ์

จารึก ถีระวงษ์

(รองศาสตราจารย์ ดร. จารึก ถีระวงษ์)

คณบดี



(รองศาสตราจารย์ ดร. ประภัสสร วังศกาญจน์)



หัวข้อวิทยานิพนธ์	พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสถิตของแผ่นพื้นคอมโพสิตระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กกรีดลอน
ชื่อผู้เขียน	นายธนัทพงศ์ ณ ลำพูน
ชื่อปริญญา	วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชามหาวิทยาลัย/คณะ/	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์	รองศาสตราจารย์ ดร. สายันต์ ศิริมนตรี
ปีการศึกษา	2559

### บทคัดย่อ

ในปัจจุบันนี้แผ่นพื้นคอมโพสิตระหว่างแผ่นเหล็กกรีดลอนกับคอนกรีตเป็นที่นิยมในหลายประเทศเนื่องจากมีข้อดีหลายอย่างเช่น ง่ายและรวดเร็วในการทำงาน ลดขนาดและน้ำหนักของโครงสร้าง และประหยัดค่าก่อสร้าง แต่ปัญหาหลักของแผ่นพื้นคอมโพสิตคือการไถลแยกและการแยกส่วนของคอนกรีตออกจากแผ่นเหล็กกรีดลอน เนื่องจากหน่วยแรงเฉือนในแนวราบทำให้แผ่นพื้นสูญเสียหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กกรีดลอนทำให้คอนกรีตไถลแยกออกจากแผ่นเหล็กกรีดลอนก่อนที่แผ่นเหล็กจะถึงจุดครากและคอนกรีตจะถึงจุดประลัยโดยการอัดแตก จากประเด็นปัญหาหลักนี้หากสามารถทำให้แผ่นเหล็กถึงจุดครากและคอนกรีตถึงจุดประลัยได้ก่อนการแยกตัวจะทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นหลายเท่าตัว

ในงานวิจัยนี้จัดทำขึ้นเพื่อศึกษาพฤติกรรมของแผ่นพื้นคอมโพสิตภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสถิตโดยเน้นการป้องกันการแยกตัวระหว่างแผ่นเหล็กกับคอนกรีต ซึ่งได้ศึกษาและพัฒนาอุปกรณ์ต้านแรงเฉือน ที่ช่วยให้แผ่นพื้นคอมโพสิตมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตกับแผ่นเหล็กกรีดลอนมากขึ้น โดยจะพิจารณาถึง ความง่าย รวดเร็วในการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือน และต้นทุนต่ำ ตัวอย่างทดสอบประกอบจากแผ่นเหล็กกรีดลอนรูปสี่เหลี่ยมคางหมูหนา 0.75 มิลลิเมตรซึ่งมีขายในท้องตลาดคอมโพสิตกับคอนกรีตปกติรูปทรงกระบอกมาตรฐานกำลังอัดประลัย 280 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ที่อายุ 28 วัน. อุปกรณ์ต้านแรงเฉือนใช้เหล็กฉากขาเท่ากันขนาด 25 มิลลิเมตร หนา 1.8 มิลลิเมตร ยึดติดด้วยสกรู M3 #10x16x16 HRW ตัวอย่างทดสอบที่ใช้แบ่งเป็น 7 กลุ่ม ดังนี้

1. แผ่นพื้นยาว 4 เมตรและไม่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนเลย

2. แผ่นพื้นยาว 4 เมตรและติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉพาะส่วนกลางระหว่างจุดให้น้ำหนักบรรทุก
3. แผ่นพื้นยาว 4 เมตรและติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนเฉพาะส่วนปลายแผ่นพื้นถึงจุดให้น้ำหนักบรรทุก
4. แผ่นพื้นยาว 4 เมตรและติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดความยาวแผ่นพื้น
5. แผ่นพื้นยาว 3 เมตรและติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดความยาวแผ่นพื้น
6. แผ่นพื้นยาว 2 เมตรและติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดความยาวแผ่นพื้น
7. แผ่นพื้นยาว 4 เมตรและติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดความยาวแผ่นพื้น และเสริมเหล็กเส้น RB9 ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็ก

ผลการทดสอบพบว่าการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนเฉพาะส่วนกลางความยาวของแผ่นพื้นมีพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกไม่แตกต่างจากการไม่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนเลย ส่วนการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนเฉพาะที่ส่วนปลายทั้ง 2 ข้าง ของแผ่นพื้น (Shear Span) หรือตลอดความยาวของแผ่นพื้นจะทำให้แผ่นพื้นสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากกว่าแผ่นพื้นที่ไม่ได้ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนหลายเท่าตัว แต่การรับน้ำหนักบรรทุกของแผ่นพื้นที่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดความยาวมากกว่ากับแผ่นพื้นที่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนเฉพาะส่วนปลายเพียงเล็กน้อยเท่านั้น จึงเป็นการยืนยันได้ว่าการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนเฉพาะที่ส่วนกลางความยาวของแผ่นพื้นมีผลต่อการรับน้ำหนักบรรทุกน้อยมาก ในการเสริมเหล็ก RB9 ที่ท้องลอนจะทำให้แผ่นพื้นรับน้ำหนักบรรทุกได้มากที่สุดเนื่องจากเหล็ก RB9 จะช่วยชะลอการขยายใหญ่ของรอยร้าวทำให้แผ่นพื้นเกิดการแยกตัวระหว่างแผ่นเหล็กกับคอนกรีตช้าลงกว่าตัวอย่างทดสอบแบบอื่น ๆ เมื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมของแผ่นพื้นที่มีความยาวต่างกันพบว่าแผ่นพื้นที่สั้นลงจะรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นแต่จะรับแรงคัตได้น้อยลง

**คำสำคัญ:** พื้นคอมโพสิต, แผ่นเหล็กรีดลอน, อุปกรณ์ต้านแรงเฉือน

Thesis Title	BEHAVIORS OF CONCRETE-STEEL DECK COMPOSITE SLAB UNDER STATIC LOADING
Author	Mr. Tanatpong Na-Lampoon
Degree	Master degree of engineering
Major Field/Faculty/University	Department of civil engineering Faculty of engineering Thammasat University
Thesis Advisor	Associate Prof. Dr. Sayan Sirimontree
Academic Years	2016

## ABSTRACT

In today's construction, composite slab recently has become popular in many countries. Composite slab, consisting of concrete and corrugated steel deck, owes its popularity to its several advantages, such as easy and quick installation, lighter structure weight, and lower construction cost. However, slipping and separation at deck interface have been composite slab's setbacks all along. The horizontal shear stress destroys bond at contact of concrete and steel deck causing the concrete to slip and separate from the steel deck. This mostly happens before the concrete reaches its crushing point or steel yields. If the crack expansion is prolonged until the concrete approaches near crushing, or steel approaches near its yield, this could enable composite slab to achieve higher load resistance.

The purpose of this research is to study behavior of composite slab under static load and aims to prevent end slipping and separation between concrete and corrugated steel deck. Therefore shear connector is developed to help increase bond at interface between concrete and corrugated steel deck taking into consideration the ease and speed of installation and construction cost reduction. In this test program, the specimens consist of 0.75 mm. thickness of trapezoidal corrugated steel deck and normal concrete cylinder strength 280 ksc at 28 days. Equal angel steel, with the size of 1.8 mm.

for thickness and 25 mm. for length, and M3#10x16x16 HRW screws will be used as shear connectors. Shear connectors are installed on top of corrugated steel deck. There are 7 different groups of specimens, which can be divided as follow:

1. SN-4m: Corrugated steel deck; 4 m. in length, with no shear connectors installed.
2. SM-4m: Corrugated steel deck; 4 m. in length, with shear connectors installed throughout mid span.
3. SS-4m: Corrugated steel deck; 4 m. in length, with shear connectors installed on shear span line.
4. SF-4m: Corrugated steel deck; 4 m. in length, with shear connectors installed throughout the entire length.
5. SF-3m: Corrugated steel deck; 3 m. in length, with shear connectors installed throughout the entire length.
6. SF-2m: Corrugated steel deck; 2 m. in length, with shear connectors installed throughout the entire length.
7. SFR-4m: Corrugated steel deck; 4 m. in length, with shear connectors installed throughout the entire length, and RB9 round bar installed under the steel deck.

The findings show that the specimens with no shear connectors installed (SN-4m) share similar behaviors with those with shear connectors installed through mid span (SM-4m). While specimens with shear connectors installed throughout shear span (SS-4m) and those with shear connectors installed throughout entire length (SF-4m) have higher load resistance comparing with specimens with no shear connectors installed (SN-4m). Furthermore, the specimens with shear connectors installed throughout the length of the steel deck (SF-4m) have slightly higher load resistance comparing those with shear connectors installed only along the shear span line (SS-4m). The findings suggest that installation of shear connectors along the mid span line does not contribute to any significant change in load resistance. The specimens with RB9 round bar installed under the steel deck, in addition to shear connectors installed throughout the entire length, show the highest increment in load resistance comparing to other specimen groups. In this

specimen group, round bar helps slow down the crack expansion rate. And lastly, the findings show the shorter the length of the specimens the higher the load resistance, on the other hand, the shorter the specimens the lower the moment force resistance.

**Keywords:** Composite slab, Steel deck, Shear connector



## กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี เนื่องจากได้รับความอนุเคราะห์จากหลายๆ ท่าน ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร. สายันต์ ศิริมนตรี กรรมการและอาจารย์ที่ปรึกษา วิทยานิพนธ์หลัก ที่ความกรุณาให้ความรู้ คำปรึกษา คำแนะนำที่เป็นประโยชน์และความช่วยเหลือ แก้ไขปัญหา รวมถึงข้อบกพร่องต่างๆ ในการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้มาโดยตลอด ขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.กฤตายุทธ์ ชมภูมิ่ง ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่ให้ความกรุณาให้คำชี้แนะที่เป็นประโยชน์และอนุญาตให้ใช้เครื่องมือส่วนตัวเพื่อใช้เก็บข้อมูลในการทดสอบแผ่นพื้นในการทำวิจัยนี้ ขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร. จารึก ธีระวงษ์ ที่ให้ความกรุณาสละเวลาอันมีค่ามาเป็นกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ภายนอกและให้คำแนะนำที่เป็นประโยชน์

ขอขอบพระคุณ บริษัท อินเวนชั่น กรีน จำกัด ที่ให้การสนับสนุนทุนทรัพย์ วัสดุ อุปกรณ์ในการทำงานวิจัยทั้งหมด และ บริษัท ไอ-กรีนคอนสตรัคชั่นส์ จำกัด ที่ให้การสนับสนุนช่างฝีมือในการประกอบตัวอย่างทดสอบทั้งหมด จนสามารถทดสอบแผ่นพื้นในงานวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงได้ด้วยดี

ขอขอบพระคุณเจ้าหน้าที่ภาควิชาวิศวกรรมโยธา ของมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ทุกท่าน ที่อำนวยความสะดวกในการทดสอบแผ่นพื้นและจัดทำวิทยานิพนธ์ รวมถึงบุคคลอื่นๆ ทุกท่านที่ไม่ได้กล่าวถึงในข้างต้นที่ได้ให้ความช่วยเหลืออย่างดีเสมอมา และท้ายที่สุดขอขอบคุณทุกคนในครอบครัวของข้าพเจ้าที่คอยสนับสนุนและให้กำลังใจเสมอมา

นายธนัทพงศ์ ณ ลำพูน

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	(1)
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	(3)
กิตติกรรมประกาศ	(6)
สารบัญตาราง	(12)
สารบัญภาพ	(14)
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ความสำคัญของปัญหา	1
1.2 วัตถุประสงค์	3
1.3 ขอบเขตของการวิจัย	4
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการศึกษา	4
บทที่ 2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	5
2.1 Schuster , Reinhold M. (1970) : “Strength and Behavior of Cold-Rolled Steel-Deck-Reinforced Concrete Floor Slabs”	5
2.2 Porter,M.L./ Ekberg, C.E.Jr. (1972) : “Summary of Full-Scale Laboratory Tests of Concrete Slabs Reinforced with Cold-Formed Steel Decking”	18
2.3 Max L. Porter /Lowell F. Greimann (1978) : “Composite Floor Diaphragm Slab Tests”	20
2.4 S.S.Seleim/ R.M.Schuster (1982) : “Shear-Bond Capacity of Composite Slabs”	26

2.5 MaxL.Porter, Lowell F. Greimann (1984 ) : “Shear-Bond Strength of Studded Steel Deck Slabs”	39
2.6 JuazasValivonis ( 2006) : “Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete”	45
2.7 MindaugasPetkevicius, JuozasValivonis (2010) : “Analysis of Bending Capacity of Composite Steel–Concrete Slab with Steel Fiber Reinforced Concrete”	52
2.8 Shiming Chen, Xiaoyu Shi, and ZihaoQiu (2011): “Shear Bond Failure in Composite Slabs a Detailed Experimental Study”	59
2.9 นภดล ชุมวิโรจน์, รองศาสตราจารย์ตระกูล อร่ามรักษ์, ศาสตราจารย์ต่อกุล กาญจนาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (2011) : “พฤติกรรม การรับแรงดัดของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เพิ่ม Perfobond Rib ด้านแรงเฉือน”	65
2.10 K.N. Lakshmikandhan, P.Sivadumar, R.Ravichandran,and S.AruUayachandran (2013 ) : “ Investigations on Efficiently Interfaced Steel Concrete Composite Deck Slabs ”	67
2.11 Manjunate T N,B S Sureshcandra and Dr. Ambedkar Institute of Tedchonlogy Bengaluru, India (2014) : “Experimental Study on Concrete Slab With Profiled Steel Decking”	74
บทที่ 3 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	76
3.1 หน่วยแรงในคาน (Stresses in Beam)	76
3.1.1 ความโค้ง (Curvature)	77
3.1.2.หน่วยการยืดหดตามแนวความยาวคาน (Longitudinal Strains in Beams)	78
3.1.3 หน่วยการยืดหดตามขวางความยาวคาน (Transverse Strains in Beams)	79
3.1.4 หน่วยแรงตั้งฉากกับหน้าตัด (Normal Stress in Beams; Liner Elastic Materials)	80
3.1.5 หน่วยแรงเฉือน ในคาน (Shear Stress in Beams)	84
3.2 กำลังต้านทานแรงดัดในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	89
3.2.1 สมมุติฐาน ทฤษฎี การดัด (Basic Assumption in Flexure Theory)	89
3.2. 2 หลักการหน้าตัดแปลง (Transformed Section Area Concept)	90



3.2.3 พฤติกรรมบนหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งวิบัติ (Behavior of a Reinforced Concrete Beam Section Loaded to Failure )	91
3.3 กำลังต้านทานแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	97
3.3.1 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้อิทธิพลของแรงเฉือน	97
3.3.2 กำลังต้านทานแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	105
3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัด-ความโค้ง ความเหนียวและการโก่งตัว (Moment Curvature Relationships, Ductility and Deflection)	111
3.4.1 ความเหนียวของหน้าตัด (Section Ductility)	112
3.4.2 ความเหนียวของชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้าง (Member Ductility)	117
3.5 การเคลื่อนที่ตามยาวของปลายคาน	125
3.6 คานคอมโพสิต : Composite Beams	127
3.6.1 พฤติกรรมในสภาวะยืดหยุ่นของคานประกอบ (Elastic Behavior of Composite Beam)	127
3.6.2 แรงยก (Uplift Force)	132
3.6.3 อุปกรณ์ต่อเชื่อมเพื่อต้านทานแรงเฉือนในแนวราบ (Shear Connector)	133
3.6.4 กลไกการรับแรงแบกทานของอุปกรณ์เชื่อมต่อเพื่อต้านทานแรงเฉือน (Load Bearing Mechanism of Shear Connectors)	135
3.7 Ekberg, Carl E. Jr. / Schuster, Reinhold M. (1968) “Floor Systems with Composite Form-Reinforced Concrete Slab”	137
3.7.1 การทำงานร่วมกันของแผ่นเหล็ก Light-Gage ในลักษณะเสริมกำลังให้กับพื้นคอนกรีต	137
3.7.2 การคำนวณหน่วยแรงเฉือน	139
3.8 การหาค่าคุณสมบัติทางกายภาพของแผ่นพื้นคอมโพสิต	141
3.8.1 แกนสะเทินของหน้าตัดแผ่นพื้นคอมโพสิต (Transformed Composite Neutral Axis)	141
3.8.2 Moment of Inertia ของหน้าตัดที่แตกร้า	142
3.8.3 Moment of Inertia ของหน้าตัดที่ไม่แตกร้า	143
3.8.4 Moment of Inertia ของหน้าตัดคอมโพสิต	143

บทที่ 4 วิธีการศึกษา	144
4.1 วัสดุที่ใช้ในการทดสอบ	145
4.1.1 แผ่นเหล็กรีดลอนเคลือบด้วยกัลป์วาไนท์ สำหรับพื้น	145
4.1.2 เหล็กฉาก	146
4.1.3 สกรู	146
4.1.4 คอนกรีต	147
4.1.5 เหล็กเส้น	147
4.2 ตัวอย่างทดสอบแผ่นพื้นคอมโพสิต	147
4.2.1 ตัวอย่างทดสอบแบบที่ 1 (SN-4m)	150
4.2.2 ตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)	150
4.2.3 ตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)	152
4.2.4 ตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)	153
4.2.5 ตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)	154
4.2.6 ตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)	155
4.2.7 ตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)	156
4.3 การจัดอุปกรณ์วัดค่าที่ใช้ในการทดสอบ	157
4.3.1 การติดตั้ง Strain Gages	157
4.3.2 การติดตั้ง Dial Gages	159
4.4 ขั้นตอนการทดสอบ	160
4.4.1 การควบคุมกำลังอัดประลัยของคอนกรีต	160
4.4.2 การจัดรูปแบบในการให้น้ำหนักบรรทุก	160
4.4.3 การทดสอบ	161
บทที่ 5 ผลการทดสอบ	163
5.1 คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในการทดสอบ	163
5.2 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)	164
5.3 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)	170
5.4 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)	176
5.5 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)	184

5.6 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)	191
5.7 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)	197
5.8 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)	202
บทที่ 6 วิเคราะห์และวิจารณ์ผลการทดสอบ	208
6.1 เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด (Ultimate Strength)	208
6.2 เปรียบเทียบค่าความปลอดภัยส่วนเกิน (Margin of Safety)	211
จากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน	
6.2.1. การหาค่าน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (Service Load)	211
6.2.2. การหาค่าความปลอดภัยส่วนเกิน (Margin of Safety)	213
6.2.3 เปรียบเทียบค่าความปลอดภัยส่วนเกิน	214
6.3 เปรียบเทียบความแข็งแกร่งต่อการดัด (Flexural Stiffness : $EI$ -effective)	215
6.4 เปรียบเทียบความเหนียว (Ductility)	219
6.4.1 กรณีแผ่นพื้นมีความยาวเท่ากัน	219
6.4.2 กรณีแผ่นพื้นมีความยาวไม่เท่ากัน	220
บทที่ 7 สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ	222
7.1 สรุปผลการศึกษา	222
7.2 ข้อจำกัดของงานวิจัย	224
7.3 ข้อเสนอแนะในการนำไปใช้งาน	224
7.4 ข้อเสนอแนะในงานวิจัยต่อไป	225
รายการอ้างอิง	226
ประวัติผู้เขียน	229

## สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 คุณสมบัติและลักษณะของตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิตทั้ง 4 แบบ	19
2.2 ประเภทการวิบัติที่มีโอกาสเกิดขึ้นเมื่อแผ่นพื้นคอมโพสิตอยู่ภายใต้แรง ในแนวระนาบ (Composite Floor Diaphragm Slab Tests)	20
2.3 ลักษณะตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้ในการทดสอบ (Composite Floor Diaphragm Slab Tests)	25
2.4 ผลการทดสอบ (Composite Floor Diaphragm Slab Tests)	25
2.5 สมการ Shear Bond ที่เลือกใช้ในการวิเคราะห์ (Shear-Bond Capacity of Composite Slabs)	27
2.6 ประเมินและเปรียบเทียบสมการแรงเฉือนแบบ Shear Bond (Shear-Bond Capacity of Composite Slabs)	32
2.7 ผลทางสถิติที่ได้จากการทดสอบในขั้นตอนที่ 1 (Shear-Bond Capacity of Composite Slabs)	33
2.8 ผลทางสถิติที่ได้จากการทดสอบในขั้นตอนที่ 2 (Shear-Bond Capacity of Composite Slabs)	35
2.9 ผลทางสถิติที่ได้จากการทดสอบในขั้นตอนที่ 3 (Shear-Bond Capacity of Composite Slabs)	37
2.10 การจัดกลุ่มตัวอย่างทดสอบสำหรับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (Shear-Bond Strength of Studded Steel Deck Slabs)	40
2.11 ผลการทดสอบ (Shear-Bond Strength of Studded Steel Deck Slabs)	44
2.12 แสดงการทดสอบโดยแบ่งตัวอย่างจำนวน 28 ตัวอย่าง ออกเป็น 7 กลุ่ม (Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete)	49
2.13 ลักษณะตัวอย่างทดสอบที่ใช้ (Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and the Concrete)	56
2.14 เปรียบเทียบกำลังการรับแรงดัดที่ได้จากการทดสอบกับค่าที่ได้จากทฤษฎี (Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete)	58

2.15	ขนาด รูปร่าง และกำลังของแผ่นเหล็กกรีดลอน 3W-DECK (Shear Bond Failure in Composite Slabs a Detailed Experimental Study)	60
2.16	ลักษณะของตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในการทดสอบ (Shear Bond Failure in Composite Slabs a Detailed Experimental Study)	60
2.17	ผลการทดสอบ (Shear Bond Failure in Composite Slabs a Detailed Experimental Study)	63
2.18	ผลการทดสอบตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เสริมกำลังด้วย Perfobond Rib (พฤติกรรมรับแรงคัตของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เพิ่ม Perfobond Rib ด้านแรงเฉือน)	66
2.19	ผลการทดสอบตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิต (Investigations on Efficiently Interfaced Steel Concrete Composite Deck Slabs)	75
4.1	คุณสมบัติของหน้าตัดแผ่นเหล็กกรีดลอนที่ใช้ในการทดสอบ	145
4.2	ขนาดวัดจริงของเหล็กฉากที่ใช้ในการทดสอบ	146
4.3	กำลังการรับน้ำหนักบรรทุกของสกรู	147
4.4	ชุดตัวอย่างทดสอบที่ 1 ความยาว 4 เมตร	149
4.5	ชุดตัวอย่างทดสอบที่ 2 ความยาวต่างกัน	149
5.1	ผลการทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุเหล็ก	163
5.2	ผลการทดสอบคุณสมบัติทางกลของคอนกรีต	163
6.1	น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ตัวอย่างทดสอบรับได้	209
6.2	เปรียบเทียบค่าความปลอดภัยส่วนเกินสำหรับตัวอย่างทดสอบที่มีความยาว 4 เมตร	214
6.3	เปรียบเทียบค่าความปลอดภัยส่วนเกินสำหรับตัวอย่างทดสอบที่มีความยาวต่างกัน	214
6.4	ค่าการแอ่นตัวและค่าความเหนียว ของตัวอย่างทดสอบความยาว 4 เมตร	219
6.5	ค่าการแอ่นตัวและค่าความเหนียว ของตัวอย่างทดสอบที่มีความยาวต่างกัน	221

## สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1.1	ตัวอย่างแผ่นเหล็กกรีตลอนหน้าตัดแบบต่าง ๆ	1
1.2	การติดตั้งแผ่นพื้นคอมโพสิต	2
2.1	ลักษณะการวิบัติด้วยแรงเฉือนแบบ (Shear Bond) และการไถลแยก (End Slip) ที่ปลายแผ่นพื้นคอมโพสิต	6
2.2	การวิบัติแบบ Flexure-Yielding	7
2.3	การวิบัติแบบ Flexure-Crushing	7
2.4	แรงภายนอกที่ทำให้เกิดรอยร้าวเนื่องจากการวิบัติด้วยแรงเฉือน Shear Bond	8
2.5	แรงภายในที่ทำให้เกิดรอยร้าวเนื่องจากการวิบัติด้วยแรงเฉือน Shear Bond	9
2.6	หน่วยแรงที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงเนื่องจากการวิบัติด้วยแรงเฉือน Shear Bond	9
2.7	การเสริมเหล็กในตัวอย่างทดสอบประเภทที่ 2 (Strength and Behavior of Cold-Rolled Steel-Deck-Reinforced Concrete Floor Slabs)	11
2.8	หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเมื่อแผ่นพื้นคอมโพสิตอยู่ภายใต้แรงอัด	13
2.9	กราฟที่ได้จากการเปรียบเทียบค่าหน่วยแรงเฉือน (Shear Bond Stress) ที่ได้จากการทดสอบ กับค่าหน่วยแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณ	15
2.10	กราฟที่ได้จากผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้แผ่นเหล็กกรีตลอน I-22 GAGE โดยไม่คำนึงถึงผลของความกว้างของแผ่นเหล็กกรีตลอน	16
2.11	กราฟที่ได้จากผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิต โดยไม่คำนึงถึงผลของประเภทของแผ่นเหล็กกรีตลอนและความกว้างของแผ่นเหล็ก	16
2.12	กราฟที่ได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิตโดยไม่คำนึงถึงผลของความแตกต่างระหว่างแผ่นเหล็กกรีตลอนแต่ละประเภท	17
2.13	เปรียบเทียบเส้นกราฟที่ได้จากตัวอย่างทดสอบที่ใช้ G-24 GAGE กับตัวอย่างทดสอบที่ใช้ G-20 GAGE	17
2.14	การวิบัติเนื่องจากแรงในระนาบ	21
2.15	รูปการวิบัติที่ขอบของจุดเชื่อมต่อบริเวณรอยเชื่อมที่ฐานของสลักเหล็กแบบเชื่อม ซึ่งอยู่ติดกับท้องลอนของแผ่นเหล็กกรีตลอน	23

2.16	การวิบัติที่ขอบของจุดเชื่อมต่อบริเวณขาของสลักฉากซึ่งยึดติดด้วยหมุดย้ำ ซึ่งอยู่ติดกับท้องลอนของแผ่นเหล็กกรีตลอน	23
2.17	การวิบัติที่ขอบของจุดเชื่อมต่อบริเวณรอยเชื่อมที่ฐานของหมุดย้ำซึ่งอยู่ติดกับ ท้องลอนของแผ่นเหล็กกรีต	24
2.18	ลักษณะของการวิบัติแบบ Shear Bond	28
2.19	สมมูลของแรงในบริเวณที่เกิดรอยแตกร้าว	30
2.20	กราฟกำลังต้านทางแรงเฉือนสูงสุดของ DECK 730 ซึ่งได้จากการทดสอบ เทียบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการ(1) ในตารางที่ 2.5	33
2.21	กราฟกำลังต้านทางแรงเฉือนสูงสุดของ DECK 730 ซึ่งได้จากการทดสอบ เทียบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการ (2) ในตารางที่ 2.5	34
2.22	กราฟกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของ DECK 730 ซึ่งได้จากการทดสอบ เทียบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการ (4) ในตารางที่ 2.5	34
2.23	กราฟกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของ DECK 730 ซึ่งได้จากการทดสอบ เทียบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการ (1) ในตารางที่ 2.5 เมื่อไม่คำนึงถึงผลของความหนาของแผ่นเหล็กกรีตลอน	36
2.24	กราฟกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของ DECK 730 ซึ่งได้จากการทดสอบ เทียบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการ (2) ในตารางที่ 2.5 เมื่อไม่คำนึงถึงผลของความหนาของแผ่นเหล็กกรีตลอน	36
2.25	กราฟกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของ DECK 730 ซึ่งได้จากการทดสอบ เทียบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการ (4) ในตารางที่ 2.5 เมื่อไม่คำนึงถึงผลของความหนาของแผ่นเหล็กกรีตลอน	37
2.26	กราฟกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของ DECK 730 ซึ่งได้จากการทดสอบ เทียบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการ (4) ในตารางที่ 2.5 โดยพิจารณาตามขั้นตอนที่ 3	38
2.27	ลักษณะทั่วไปของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เพิ่มสลักเหล็ก (Studs)	39
2.28	ลักษณะการให้น้ำหนักบรรทุกในการทดสอบ	40
2.29	ลักษณะการติดตั้งสลักเหล็ก (Studs) ในตัวอย่างทดสอบ	40

2.30	กราฟความสัมพันธ์ Linear Regression ซึ่งได้จากการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของแผ่นพื้นคอมโพสิต	41
2.31	แสดงเส้น Regression ที่ได้จากการคำนวณโดยใช้ค่าร้อยละที่เพิ่มขึ้น เปรียบเทียบกับกราฟที่ได้จากการคำนวณของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ไม่ได้ใช้สลักเหล็ก และเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการทดสอบโดยตรง	42
2.32	แสดงผลการทดสอบตัวอย่างที่เสริมสลักเหล็ก	43
2.33	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกเทียบกับการโก่งตัวที่กลางช่วงความยาว	43
2.34	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก เทียบกับการไถลแยกที่ปลายแผ่นตัวอย่างทดสอบ	44
2.35	แสดงหน่วยแรงและหน่วยการยึดหดที่ผิวสัมผัสระหว่างแผ่นเหล็กที่รัดลอนกับคอนกรีตบริเวณปุ่มนูน (Embossment)	46
2.36	การกระจายของแรงและหน่วยแรงบริเวณมุมบนของลอนซึ่งทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงทำมุมประมาณ 45 องศา	47
2.37	ลักษณะตัวอย่างทดสอบ (Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete)	49
2.38	การจัดเครื่องมือในการทดสอบกำลังและความแข็งแรงของการยึดเหนี่ยวที่ผิวสัมผัสระหว่างแผ่นเหล็กที่รัดลอนกับคอนกรีต ทดสอบ (Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete)	50
2.39	แรงแบบต่าง ๆ ที่ใช้ในการทดสอบ (Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete)	50
2.40	ลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้นกับตัวอย่างทดสอบ (Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete)	51
2.41	ตัวอย่างทดสอบหลังจากเกิดการวิบัติแล้ว (Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete)	51
2.42	ลักษณะการวิบัติที่ขอบของ Key พบคอนกรีตถูกบีบอัดจนแตกออกมาเนื่องจากหน่วยแรงอัดเฉพาะที่ เมื่อพิจารณาส่วนที่เป็นลอนของแผ่นเหล็กที่รัดลอน (Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete)	51
2.43	ลักษณะการวิบัติที่ขอบของ Key พบคอนกรีตถูกบีบอัดจนแตกออกมาเนื่องจากหน่วยแรงอัดเฉพาะที่ เมื่อพิจารณาส่วนที่เป็นคอนกรีต (Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete)	52



2.44	การกระจายของหน่วยแรงบนระนาบในแนวราบของแผ่นพื้นคอมโพสิต	53
2.45	การจัดอุปกรณ์และเครื่องมือในการทดสอบ (Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete)	56
2.46	ลักษณะการวิบัติของแผ่นพื้นคอมโพสิตเนื่องจากแรงดัด (Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete)	58
2.47	การไถลแยก (End Slip) ระหว่างแผ่นเหล็กรีดลอนกับคอนกรีตบริเวณปลายแผ่นตัวอย่างทดสอบ(Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete)	58
2.48	รูปตัดแผ่นพื้นเหล็กรีดลอน 3W-DECK ซึ่งใช้ในการทดสอบ (Shear Bond Failure in Composite Slabs a Detailed Experimental Study)	59
2.49	ลักษณะตัวอย่างทดสอบและการจัดอุปกรณ์ในการทดสอบ (Shear Bond Failure in Composite Slabs a Detailed Experimental Study)	60
2.50	ลักษณะรอยแตกหลัก (Principle Crack) ซึ่งจะเกิดบริเวณใต้จุดที่น้ำหนักบรรทุก	61
2.51	ลักษณะการกระจายอย่างเป็นรูปแบบของรอยแตกร้าวเล็ก ๆ บริเวณช่วงกลางความยาวของแผ่นพื้นคอมโพสิต	62
2.52	ลักษณะรอยแตกหลัก (Principle Crack) ซึ่งเกิดบริเวณใต้จุดที่น้ำหนักบรรทุกที่เป็นจุดกระทำและการโก่งเดาะเฉพาะที่ของแผ่นเหล็กรีดลอน	62
2.53 (ก)	การกระจายหน่วยแรงบนแผ่นเหล็กตลอดช่วงความยาวของแผ่นพื้นสำหรับตัวอย่างทดสอบหมายเลข 5 (Shear Bond Failure in Composite Slabs a Detailed Experimental Study)	63
2.53 (ข)	การกระจายหน่วยแรงบนแผ่นเหล็กตลอดช่วงความยาวของแผ่นพื้นสำหรับตัวอย่างทดสอบหมายเลข 5 (Shear Bond Failure in Composite Slabs a Detailed Experimental Study)	64
2.54 (ก)	การกระจายหน่วยแรงบนแผ่นเหล็กตลอดช่วงความยาวของแผ่นพื้นสำหรับตัวอย่างพื้นหมายเลข 12 (Shear Bond Failure in Composite Slabs a Detailed Experimental Study)	64
2.54 (ข)	การกระจายหน่วยแรงบนแผ่นเหล็กตลอดช่วงความยาวของแผ่นพื้นสำหรับตัวอย่างพื้นหมายเลข 12 (Shear Bond Failure in Composite Slabs a Detailed Experimental Study)	64
2.55	Perfobond Rib	66

2.56	ตัวอย่างแผ่นเหล็กกรีดลอนที่ใช้ในการทดสอบ (Investigations on Efficiently Interfaced Steel Concrete Composite Deck Slabs)	68
2.57	ลักษณะตัวอย่างทดสอบที่ 1 (Investigations on Efficiently Interfaced Steel Concrete Composite Deck Slabs)	69
2.58	ลักษณะตัวอย่างทดสอบที่ 2 (Investigations on Efficiently Interfaced Steel Concrete Composite Deck Slabs)	69
2.59	ลักษณะตัวอย่างทดสอบที่ 3 (Investigations on Efficiently Interfaced Steel Concrete Composite Deck Slabs)	70
2.60	ลักษณะการจัดอุปกรณ์ในการทดสอบ (Investigations on Efficiently Interfaced Steel Concrete Composite Deck Slabs)	71
2.61	ลักษณะการวิบัติของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ไม่ได้เสริม Shear Connectors การวิบัติเกิดจากการเสี้ยก้ำลึงยึดเหนี่ยวและเกิดการไถลแยกระหว่างแผ่นเหล็กกรีดลอนกับคอนกรีตที่ช่วงปลายแผ่นพื้นคอมโพสิต	72
2.62	การเปรียบเทียบกันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการเสีรูปร่างของตัวอย่างทดสอบแต่ละแบบ (Investigations on Efficiently Interfaced Steel Concrete Composite Deck Slabs)	73
2.63	รูปแบบรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นบนแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เสริม Shear Connectors	73
3.1	ชั้นส่วนโครงสร้างที่อยู่ภายใต้แรงดัด	76
3.2	ชั้นส่วนโครงสร้างที่อยู่ภายใต้แรงดัดไม่คงที่	76
3.3	ความโค้งของคานยื่น	77
3.4	การเสีรูปร่างของคานภายใต้อิทธิพลของแรงดัดเพียงอย่างเดียว	78
3.5	การเสีรูปร่างตามขวางของคานภายใต้อิทธิพลของแรงดัดเพียงอย่างเดียว	79
3.6	ลักษณะการเสีรูปร่างเนื่องจากแรงดัดคงที่ของชั้นส่วนหน้าตัดสี่เหลี่ยม mnpq	80
3.7	การกระจายของหน่วยแรงตั้งฉากบนหน้าตัดคาน	81
3.8	หมายของความโค้งความสัมพันธ์ระหว่างเครื่องหมายของแรงดัดกับเครื่องหมายของความโค้ง	82
3.9	ความสัมพันธ์ระหว่างเครื่องหมายของแรงดัดกับเครื่องหมายของหน่วยแรงตั้งฉากบนหน้าตัด	83
3.10	หน่วยแรงเฉือนบนหน้าตัดคานรูปสี่เหลี่ยมคางหมู	84
3.11	การตัดบนคาน 2 ชั้นที่วางซ้อนทับกันโดยไม่มี การเชื่อมต่อกัน	85
3.12	การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงตั้งฉากเนื่องจากแรงดัดบนหน้าตัดคาน	85

3.13	หน่วยแรงตั้งฉากและแรงลัพธ์ในแนวราบที่กระทำบนชิ้นส่วน pp1nn1	86
3.14	หน่วยแรงเฉือนบนหน้าตัดคานจะมีค่าเปลี่ยนไปตามตำแหน่งที่พิจารณา	87
3.15	การกระจายหน่วยการยึดหดของหน้าตัดคานที่เสริมเหล็กรับแรงดึงเพียงอย่างเดียว	89
3.16	หลักการในการแปลงหน้าตัดคาน	90
3.17	หน้าตัดแปลงสำหรับคานที่ถูกตัดแต่ยังไม่เกิดการแตกร้าว	91
3.18	หน้าตัดแปลงสำหรับคานที่ถูกตัดและเกิดการแตกร้าวบ้างเล็กน้อย	93
3.19	หน้าตัดแปลงสำหรับคานที่ถูกตัดและเกิดการแตกร้าวจนกระทั่งเหล็กเสริมคราก	95
3.20	คานเสริมเหล็กรับแรงดึงที่ถูกตัดจนกระทั่งถึงสภาวะประลัย	95
3.21	แนวของหน่วยแรงหลักในคาน	98
3.22	รอยร้าวเนื่องจากแรงดึงทแยง	99
3.23	แรงต้านทานภายในต่อแรงเฉือน	101
3.24	แรงต้านทานบริเวณรอยร้าวในแนวทแยงของคานที่มีเหล็กเสริมทางขวาง	104
3.25	แรงต้านทานภายในของคานที่มีเหล็กเสริมทางขวาง	104
3.26	ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีเหล็กเสริมทางขวาง เทียบกับเส้นกราฟที่ได้จากการวิเคราะห์ทางทฤษฎี	107
3.27	การพิจารณากำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง	110
3.28	หน่วยแรงและหน่วยการยึดหดที่สภาวะสมดุล	112
3.29	ความโค้งของคานบนหน้าตัดที่ยังไม่เกิดการแตกร้าว	112
3.30	ความโค้งของคานบนหน้าตัดที่เกิดการแตกร้าวแต่เหล็กเสริมยังไม่คราก	113
3.31	ความสามารถในการเกิดความโค้งได้สูงสุดของคาน	115
3.32	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดกับความโค้ง	115
3.33	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกแบบเป็นจุดกับการโก่งตัว	117
3.34	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดกับความโค้ง	118
3.35	พฤติกรรมของคานเมื่อเกิดการโก่งตัว	119
3.36	ความสัมพันธ์ของการโก่งตัวกับความโค้ง	119
3.37	Boundary Condition สำหรับคาน Determinate	121
3.38	คานที่อยู่ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกแบบกระจายสม่ำเสมอ	121
3.39	Boundary Condition ของคานช่วงเดียวที่มีฐานรองรับอย่างง่าย	122
3.40	การเคลื่อนที่ในแนวราบของปลายคานเป็นระยะ $(\eta)$ $\lambda$ และ (ข) แรงต้านทานการเคลื่อนที่ในแนวราบของจุดรองรับ	125
3.41	คานประกอบซึ่งอยู่ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกแบบกระจายสม่ำเสมอ	127

3.42	หน่วยแรงดัดและหน่วยแรงเฉือนที่กระทำบนหน้าตัดคานประกอบ ซึ่งหน่วยแรงทั้งสองนี้ Shear Connector จะเป็นตัวต้านทานหน่วยแรงทั้งสอง	128
3.43	ลักษณะการเสียรูปของคานประกอบ	129
3.44	ลักษณะการเสียรูปตลอดความยาวของคานประกอบเมื่อเปรียบเทียบกับระหว่างคานประกอบที่ยึดติดกันอย่างสมบูรณ์กับคานประกอบที่ไม่มีการยึดติดกัน	130
3.45	การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงเฉือนตลอดความยาวคาน	131
3.46	แรงยก	132
3.47	Shear Connector ประเภทแข็งมากซึ่งใช้ร่วมกับห่วงเหล็กกลม	133
3.48	Shear Connector ประเภทแข็งมากแบบเจาะรูแล้วร้อยเหล็ก	134
3.49	Shear Connector ประเภทดัดได้	134
3.50	Shear Connector ประเภทเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวและยึดรั้ง	135
3.51	กลไกการรับแรงแบกทานของ Shear Connector	135
3.52	หน่วยแรงแบกทานบนขาของสลักเหล็ก	135
3.53	กลไกการต้านทานแรงแบกทานที่ขาของสลักเหล็ก	136
3.54	หน่วยแรงแบกทานบนขาของสลักเหล็ก	136
3.55	ประเภทที่ 1 เชื่อมเส้นลวดติดกับลอนโดยเรียงตามแนวยาวของลอน	138
3.56	ประเภทที่ 2 (ก) ปุ่มป้อนที่ผิวบนสุดของลอน	138
3.57	ประเภทที่ 2 (ข) ปุ่มป้อนด้านข้างลอน	138
3.58	หน้าตัดแผ่นพื้นคอมโพสิต	141
4.1	หน้าตัดแผ่นเหล็กกริดลอนที่นำมาประกอบเป็นแผ่นพื้นคอมโพสิต	145
4.2	หน้าตัดของเหล็กฉากที่ใช้เป็นอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือน	146
4.3	สกรูที่ใช้ในการยึดเหล็กฉาก กับแผ่นเหล็กกริดลอน	146
4.4	การติดตั้งเหล็กฉากด้วยการใช้สกรู	148
4.5	การเข้าแบบแผ่นพื้น	148
4.6	ในขณะที่ทำการจี้คอนกรีตด้วยเครื่องสั่นเพื่อไล่ฟองอากาศ จากนั้นทำการแต่งระดับหน้าคอนกรีตให้เสมอกันทั่วทั้งแผ่นพื้น	148
4.7	การบ่มคอนกรีตโดยใช้วิธีห่อพลาสติก	149
4.8	ภาพจำลองตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)	150
4.9	แผ่นเหล็กกริดลอนสำหรับ ตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)	150
4.10	ภาพจำลองตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)	151

4.11	ลักษณะการยึดเหล็กฉากกับแผ่นเหล็กรีดลอนโดยใช้สกรู 2 ตัวต่อ 1 ลอน	151
4.12	การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนสำหรับตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)	151
4.13	ภาพจำลองตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)	152
4.14	การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนสำหรับตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)	153
4.15	ภาพจำลองตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)	153
4.16	การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนสำหรับตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)	154
4.17	ภาพจำลองตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)	154
4.18	การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนสำหรับตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)	155
4.19	ภาพจำลองตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)	155
4.20	การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนสำหรับตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)	156
4.21	ภาพจำลองตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)	156
4.22	การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนสำหรับตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)	157
4.23	Strain Gauges สำหรับติดบนแผ่นเหล็ก	157
4.24	Strain Gauges สำหรับติดบนคอนกรีต	158
4.25	รูปด้านข้างแผ่นพื้นคอมโพสิต แสดงตำแหน่งที่ติดตั้ง Strain Gage	158
4.26	รูปหน้าตัดแผ่นพื้นคอมโพสิตแสดงตำแหน่งที่ติดตั้ง Strain Gage	159
4.27	รูปด้านข้างแผ่นพื้นคอมโพสิตแสดงตำแหน่งที่ติดตั้ง Dial Gauge	159
4.28	แสดงตำแหน่งที่ติดตั้ง Dial Gauge สำหรับวัดค่าไกลแยกที่ปลายทั้ง ข้าง 2	159
4.29	การจัดเครื่องมือและอุปกรณ์ ในการทดสอบแผ่นพื้นคอมโพสิต	160
4.30	การจัดเครื่องมือและอุปกรณ์จริงในห้องทดสอบ	161
4.31	การแบ่งส่วนในการสังเกตพฤติกรรมของแผ่นพื้น	161
5.1	รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)	164
5.2	ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นที่กลางช่วงความยาวกับน้ำหนักบรรทุก ในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)	165
5.3	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)	166
5.4	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)	166
5.5	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)	167

5.6	รอยร้าวขนาดใหญ่ได้จุดให้น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการ แอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 1 ในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)	168
5.7	รอยร้าวขนาดใหญ่ที่ทำให้เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 2 ในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)	169
5.8	ไกลแยกที่ปลายของแผ่นพื้นการ (End Slip) หลังจากเกิดการวิบัติแล้ว ในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)	170
5.9	ลักษณะการวิบัติของแผ่นพื้นที่ไม่ได้ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือน (SN-4m)	170
5.10	รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)	171
5.11	ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นที่กลางช่วงความยาวกับน้ำหนักบรรทุก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)	172
5.12	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)	172
5.13	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)	173
5.14	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)	173
5.15	รอยร้าวขนาดใหญ่ที่ทำให้เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 1 ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)	174
5.16	รอยร้าวขนาดใหญ่ที่ทำให้เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 2 ตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)	175
5.17	ลักษณะการวิบัติของแผ่นพื้นที่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือน เฉพาะส่วนกลางความยาวของแผ่นพื้น (SM-4m)	175
5.18	รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 ตัวอย่างที่ 1 (SS1-4m)	176
5.19	รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 ตัวอย่างที่ 2 (SS2-4m)	177
5.20	รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 ตัวอย่างที่ 3 (SS3-4m)	177
5.21	ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นที่กลางช่วงความยาวกับน้ำหนักบรรทุก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)	178
5.22	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)	179
5.23	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)	179

5.24	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)	180
5.25	การฉีกขาดของแผ่นเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นเนื่องจากแรงบิดด้านข้าง (Beaing) ที่ขาของสกรู จนทำให้ปลายแผ่นเหล็กขาดที่ปลายของแผ่นพื้นด้านที่เกิดการวิบัติ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)	181
5.26	การหักของแผ่นพื้นที่บริเวณรอยรั่วขนาดใหญ่ซึ่งอยู่ในช่วง $b+2t$ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)	182
5.27	การโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local Buckling) ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)	182
5.28	การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากวิบัติ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)	183
5.29	ลักษณะการวิบัติของแผ่นพื้นที่ตั้งอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนเฉพาะ บริเวณส่วนปลายของแผ่นพื้น (SS-4m)	183
5.30	รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 ตัวอย่างที่ 1 (SF1-4m)	184
5.31	รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 ตัวอย่างที่ 2 (SF1-4m)	185
5.32	รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 ตัวอย่างที่ 3 (SF1-4m)	185
5.33	ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นที่กลางช่วงความยาวกับน้ำหนักบรรทุก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)	186
5.34	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)	187
5.35	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับหน่วยการยืดหด(Strain) ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)	187
5.36	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)	188
5.37	การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากวิบัติ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)	189
5.38	การฉีกขาดของแผ่นเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นเนื่องจากแรงบิดด้านข้าง (Beaing) ที่ขาของสกรูจนทำให้ปลายแผ่นเหล็กขาดที่ปลายของแผ่นพื้นด้านที่เกิดการวิบัติ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)	190
5.39	การหักของแผ่นพื้นที่รั่วขนาดใหญ่ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)	190
5.40	ลักษณะการวิบัติของแผ่นพื้นที่ตั้งอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนตลอดความยาว (SF-4m)	191
5.41	รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)	192



5.42	ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นที่กลางช่วงความยาวกับน้ำหนักบรรทุก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)	192
5.43	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)	193
5.44	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)	193
5.45	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)	194
5.46	การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากวิบัติ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)	195
5.47	การฉีกขาดของแผ่นเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นเนื่องจากแรงบิดด้านข้าง (Beaing) ที่ขาของสกรู จนทำให้แผ่นเหล็กขาดที่ของปลายแผ่นพื้นด้านที่เกิดการวิบัติ เมื่อน้ำหนักบรรทุกที่วัดได้ลดลงเหลือ 25% ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)	196
5.48	การโก่งคาะเฉพาะที่ (Local Buckling) ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)	196
5.49	การหักของแผ่นพื้นที่ย้อยรัวขนาดใหญ่ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)	196
5.50	รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)	197
5.51	ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นที่กลางช่วงความยาวกับน้ำหนักบรรทุก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)	198
5.52	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)	198
5.53	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)	199
5.54	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)	199
5.55	การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End slip) หลังจากวิบัติ ในตัวอย่างทดสอบ แบบที่ 6 (SF-2m)	200
5.56	การหักของแผ่นพื้นที่ย้อยรัวขนาดใหญ่ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)	201
5.57	รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)	202
5.58	ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นที่กลางช่วงความยาวกับน้ำหนักบรรทุก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)	203



5.59	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)	204
5.60	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)	204
5.61	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)	205
5.62	การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากวิบัติ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)	206
5.63	การโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local Buckling) ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)	207
5.64	การหักของแผ่นพื้นที่ยาวขนาดใหญ่ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)	207
6.1	เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างการแอนของแผ่นพื้นที่กลางช่วงความยาวกับกำลังรับน้ำหนักบรรทุก ของตัวอย่างทดสอบที่มีความยาว 4 เมตร	208
6.2	เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่าง การแอนของแผ่นพื้นที่กลางช่วงความยาวกับกำลังรับแรงดัด ของตัวอย่างทดสอบแบบ SF-4m,SF-3m,SF-2m	210
6.3	แผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบกระจายสม่ำเสมอ	211
6.4	ภาพจำลองแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบ 2 จุดสำหรับแผ่นพื้นยาว 4 เมตร	212
6.5	ภาพจำลองแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบ 2 จุดสำหรับแผ่นพื้นยาว 3 เมตร	212
6.6	ภาพจำลองแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบ 2 จุดสำหรับแผ่นพื้นยาว 2 เมตร	213
6.7	แผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบเป็นจุด	215
6.8	เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดที่กึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้นที่กับ $E_{\text{effective}}$ ของตัวอย่างทดสอบ SN-4m,SM-4m,SS-4m, SF-4m และ SFR-4m	216
6.9	เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดที่กึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้นที่กับ $E_{\text{effective}}$ ของตัวอย่างทดสอบ SF-4m,SF-3m และ SF-2m	218
7.1	การติดตั้งแผ่นพื้นกับคาน	225

## บทที่ 1

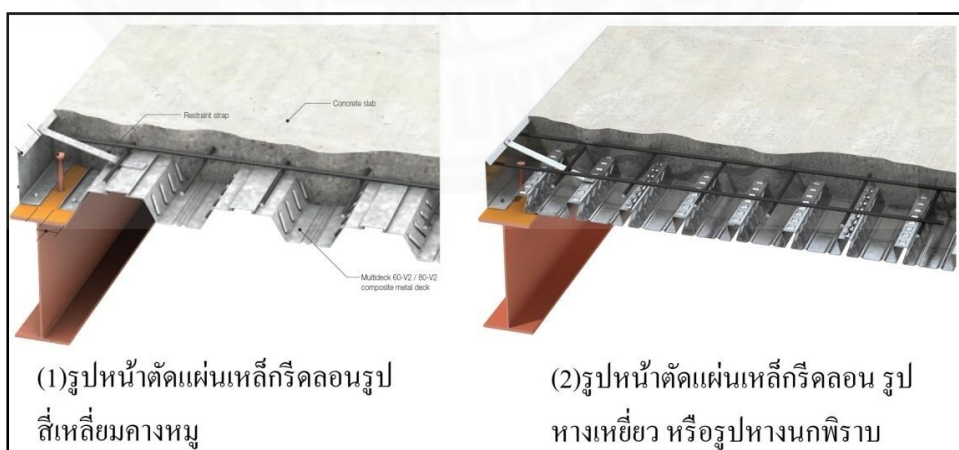
### บทนำ

#### 1.1 ความสำคัญของปัญหา

แผ่นพื้นคอมโพสิต (Composite Slab) คือ พื้นเทในที่ ซึ่งใช้แผ่นเหล็กซึ่งมีความหนาทั่วไป ประมาณ 0.7 มิลลิเมตร จนถึง 2.0 มิลลิเมตร นำมารีดลอนให้เป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู หรือ รูปทางเหยี่ยว พร้อมทั้งปั๊มปุ่มนูน (Embossment) ตลอดความยาวของลอน ที่เรียกกันว่า Steel Decking แล้ว เทคอนกรีตทับหน้าอย่างน้อย 5 เซนติเมตร จากผิวบนสุดของลอน (ASCE Standards: ANSI/ASCE 3-91 (1992), Eurocode 4 : EN 1994-1-1 (2004))

##### 1.1.1 ความประวัติของแผ่นพื้นคอมโพสิต

ก่อนที่จะมีการพัฒนาเป็นแผ่นพื้นคอมโพสิต ในปี ค.ศ.1920 แผ่นเหล็กรีดลอน (Steel Decking) ถูกนำมาใช้เป็นแผ่นรองใต้พื้นคอนกรีต เพื่อเป็นทางเดินและต้านไฟ ในปี ค.ศ.1926 แผ่นเหล็กรีดลอนรูปทางเหยี่ยว ได้ถูกจดสิทธิบัตร โดย ลุค (Loucks) และ กิลเลอร์ (Giller) ต่อมา ผู้รับเหมาส่วนใหญ่ชอบนำแผ่นเหล็กรีดลอนมาใช้เป็นแบบท้องพื้น เป็นพื้นสำหรับทำงานก่อสร้าง และเสริมกำลังให้กับพื้นคอนกรีต จนกระทั่งในปี ค.ศ. 1950 เป็นครั้งแรกที่เริ่มใช้แผ่นพื้นคอมโพสิต ระหว่างแผ่นเหล็กรีดลอน กับคอนกรีต



(1)รูปหน้าตัดแผ่นเหล็กรีดลอนรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

(2)รูปหน้าตัดแผ่นเหล็กรีดลอน รูปทางเหยี่ยว หรือรูปทางนกพิราบ

ภาพที่ 1.1 ตัวอย่างแผ่นเหล็กรีดลอนหน้าตัดแบบต่างๆ : Kingspan “Structural Products :Technical Handbook”



ภาพที่ 1.2 การติดตั้งแผ่นพื้นคอมโพสิต : ภาพจาก Development Industry Joint Stock Corporation

### 1.1.2 ข้อดีของแผ่นพื้นคอมโพสิต

ในปัจจุบันแผ่นพื้นคอมโพสิต เป็นที่นิยมใช้กันแพร่หลายในต่างประเทศ โดยเฉพาะโซน อเมริกา ยุโรป และเริ่มเป็นที่รู้จักกันเกือบทั่วโลกเนื่องจาก

#### 1.1.2.1 เพิ่มความคงทนและความแข็งแรงให้กับโครงสร้าง

(1) แผ่นพื้นคอมโพสิตมีน้ำหนักเบากว่า แต่สามารถรับกำลังได้สูงกว่า พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กแบบดั้งเดิม ถ้าหากว่ามีการคอมโพสิตระหว่างแผ่นเหล็กกริดลอน กับคอนกรีตอย่างสมบูรณ์

(2) ใช้แผ่นเหล็กกริดลอน เป็นเหล็กเสริมรับแรงดึงที่เกิดจากแรงคดและนอกจากนี้แผ่นเหล็กกริดลอนจะถูกเคลือบด้วยวัสดุกันสนิมเช่น กัลป์วาไนซ์ จึงทำให้ไม่เกิดปัญหาเรื่องสนิม ซึ่งถ้าเป็นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กแบบดั้งเดิม อาจเกิดการกะเทาะของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมรับแรงคดช่วงกลางพื้น เนื่องจากการควบคุมคุณภาพงานไม่ดีหรือระยะหุ้มของคอนกรีตน้อยเกินไป จึงทำให้เหล็กเสริมบริเวณดังกล่าวเป็นสนิมได้

#### 1.1.2.2 ติดตั้งง่ายและลดเวลาในการก่อสร้าง

(1) เนื่องจากแผ่นเหล็กกริดลอนสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ด้วยตัวของมันเอง ดังนั้นสามารถขึ้นไปทำงานบนแผ่นเหล็กกริดลอนได้และช่วยป้องกันอุบัติเหตุจากการตกลงมาของคอนกรีตได้

(2) ใช้เป็นพื้นเพื่อทำงานในชั้นถัดไปโดยไม่ต้องหยุดรออายุคอนกรีตที่เพิ่งเทเสร็จ

(3) แผ่นเหล็กรีดลอนสามารถจัดส่งเป็นมัด ดังนั้นสามารถยกขึ้นบนชั้นที่จะใช้ได้ครั้งละหลายแผ่น

(4) สามารถใช้แผ่นเหล็กรีดลอนเป็นแบบสำหรับหล่อทำให้ประหยัดเวลาในการเข้าแบบและไม่ต้องใช้การค้ำยันมาก

### 1.1.2.3 ลดต้นทุนก่อสร้าง

(1) เนื่องจากแผ่นพื้นคอมโพสิตมีน้ำหนักเบา โครงสร้างรวมทั้งอาคารสามารถลดขนาดให้เล็กลงได้ ทำให้ลดน้ำหนักโครงสร้างหลักที่ถ่ายลงสู่ฐานรากได้ 30%-50% ของโครงสร้างแบบปกติ ทำให้ประหยัดต้นทุนค่าโครงสร้าง

(2) สามารถใช้แผ่นเหล็กรีดลอนเป็นแบบสำหรับหล่อพื้นคอนกรีตได้ ทำให้ประหยัดต้นทุนค่าไม้แบบไม้ค้ำยัน รวมไปถึงค่าแรงในการเข้าแบบและรื้อถอนอีกด้วย

(3) ช่วยลดปัญหาและค่าใช้จ่ายในเรื่องขยะภายในโครงการอันเนื่องมาจากเศษไม้แบบ

### 1.1.3 ปัญหาหลักที่พบในปัจจุบัน

(1) มาตรฐานในการออกแบบและขนาดของแผ่นพื้นคอมโพสิตในการรับน้ำหนักบรรทุกขนาดต่าง ๆ ที่ใช้กันในปัจจุบัน เป็นค่าที่ได้จากการทดสอบแผ่นพื้นคอมโพสิตที่มีขนาดจริง (Full Scale) และน้ำหนักบรรทุกเหมือนจริงเท่านั้น มีนักวิจัยหลายท่านในต่างประเทศได้พยายามคิดค้นสมการเพื่อทำนายพฤติกรรมของพื้นคอมโพสิต โดยไม่ต้องทำการทดสอบ แต่ก็ยังไม่สามารถสรุปได้ชัดเจนในตอนี้

(2) การวิบัติของแผ่นพื้นคอมโพสิตไม่ได้เป็นการวิบัติเนื่องจากการวิบัติของวัสดุ แต่เป็นการวิบัติเนื่องจากการแยกตัวระหว่างแผ่นเหล็กรีดลอนกับคอนกรีต ทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้น้อยกว่าที่ควรจะเป็น

## 1.2 วัตถุประสงค์

จากปัญหาหลักที่พบในปัจจุบันทำให้เกิดงานวิจัยนี้เพื่อศึกษาพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิตระหว่างแผ่นเหล็กรีดลอนกับคอนกรีต โดยจะเน้นการป้องกันการแยกตัวระหว่างแผ่นเหล็กรีดลอนลูกฟูกกับคอนกรีต เพื่อให้พื้นคอมโพสิตสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้เพิ่มขึ้น วัตถุประสงค์หลักของงานวิจัยนี้มีดังนี้

(1) เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิต (Composite Slab)

(2) เพื่อศึกษาพฤติกรรมการต้านทานแรงดัด (Bending Moment Resistance) การต้านทานแรงเฉือนในแนวราบตามแนวลอนของแผ่นเหล็กกรีดลอน (Longitudinal Shear Force Resistance)

(3) เพื่อศึกษารูปแบบการวิบัติของแผ่นพื้นคอมโพสิต

(4) เพื่อศึกษาและพัฒนาอุปกรณ์กลไก ที่ช่วยให้แผ่นพื้นคอมโพสิตมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตกับแผ่นเหล็กกรีดลอนมากขึ้นโดยจะพิจารณาถึงต้นทุน ความสะดวกในการติดตั้งอุปกรณ์กลไกและไม่จำเป็นต้องใช้ช่างหรือเครื่องมือเฉพาะทางก็สามารถทำงานได้

### 1.3 ขอบเขตของการวิจัย

(1) เป็นการทดสอบแผ่นพื้นคอมโพสิตช่วง

(2) แผ่นพื้นคอมโพสิต ประกอบด้วยแผ่นเหล็กกรีดลอนรูปสี่เหลี่ยมคางหมูหนา 0.75 mm. เททับด้วยคอนกรีตปกติ กำลังอัดประลัย 280 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (รูปทรงกระบอกมาตรฐาน) ที่อายุ 28 วัน ที่ความหนา 5 cm. วัดจากหลังลอนของแผ่นเหล็ก และติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนในแนวราบ โดยจัดวางอุปกรณ์ต้านแรงเฉือน 3 รูปแบบ

(3) อุปกรณ์ต้านแรงเฉือนในแนวราบ ใช้เหล็กฉากขาเท่ากันขนาด 25 mm. หนา 1.8 mm. ยึดติดกับแผ่นเหล็กกรีดลอนด้วยสกรู

(4) ในการทดสอบ จะให้น้ำหนักบรรทุกทุกแบบเป็นจุด จำนวน 2 จุด ที่ระยะ  $1/4$  ของช่วงความยาวแผ่นพื้นคอมโพสิต โดยวัดเข้ามาจากขอบปลายสุดของแผ่นทั้ง 2 ข้าง

### 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการศึกษา

(1) สามารถทราบพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบสถิตของแผ่นพื้นคอมโพสิตระหว่างแผ่นเหล็กกรีดลอนกับคอนกรีต ตั้งแต่ต้นจนกระทั่งแผ่นพื้นวิบัติลงมา

(2) ทำให้ได้อุปกรณ์ต้านแรงเฉือนรูปแบบใหม่ที่สามารถทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้น

(3) ทำให้ได้วิธีการประกอบติดตั้งแผ่นพื้นคอมโพสิต ที่ง่ายและไม่จำเป็นต้องใช้เครื่องมือพิเศษ เช่น Welding Stud Shot Gun ซึ่งต้องใช้ช่างชำนาญการในการทำงานหรือ Welding Stud ซึ่งไม่สามารถหาซื้อได้ตามร้านค้าทั่วไป

## บทที่ 2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

### 2.1 Schuster , Reinhold M. (1970) : “Strength and Behavior of Cold-Rolled Steel-Deck-Reinforced Concrete Floor Slabs”

วัตถุประสงค์ในการทดสอบนี้เพื่อพัฒนาข้อมูลการออกแบบโดยวิธีกำลัง สำหรับการออกแบบแผ่นพื้นคอมโพสิตที่มีการถ่ายน้ำหนักบรรทุกทางเดียวบนฐานรองรับอย่างง่าย (One-way Simple Support) นอกจากนี้ยังใช้เป็นมาตรฐานในการทดสอบแผ่นเหล็กรีดลอน ซึ่งผู้ผลิตแผ่นเหล็กรีดลอนทั่วไปสามารถนำมาเป็นเกณฑ์ในการประเมินคุณภาพแผ่นเหล็กรีดลอนของตัวเองได้

ขั้นตอนการทดสอบได้แบ่งเป็น 2 ส่วน คือ (1) ทดสอบตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิตในห้องทดลอง (2) ทำการวิเคราะห์กำลังสูงสุด

#### 2.1.1 การทดสอบตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิต

การทดสอบพยายามจัดวิธีทดสอบให้ใกล้เคียงกับการใช้งานในงานก่อสร้างจริง ดังนั้นในการทดสอบทุกๆ ตัวอย่าง จะใช้ฐานรองรับแบบง่าย (Simple Support) และให้อยู่ภายใต้ น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสมมาตร (Symmetrical Mode of Loading ) ซึ่งอาจจะเป็นน้ำหนักบรรทุกแบบจุด 1 จุด หรือน้ำหนักบรรทุกแบบจุด 2 จุด ตัวอย่างทดสอบแบ่งเป็น 2 ประเภทคือ (1) ประเภทที่ 1 จะกำหนดการจัดรูปแบบของตัวต้านทานแรงเฉือนให้คงที่ เช่น ระยะห่างระหว่างตัวต้านทานแรงเฉือนจะเท่ากันในทุกๆ ความหนาและความลึกของแผ่นพื้นคอมโพสิต (2) ประเภทที่ 2 จะกำหนดการจัดรูปแบบของตัวต้านทานแรงเฉือนให้แปรผัน เช่น ระยะห่างระหว่างตัวต้านทานแรงเฉือนอาจจะเปลี่ยนไปตามความหนาและความลึกของแผ่นพื้นคอมโพสิต นอกจากนี้ยังควบคุมขนาดของแผ่นเหล็กรีดลอนโดยใช้แผ่นเหล็กรีดลอนที่มีความลึกรวมทั้งหมด 1-1/4 และ 2 นิ้ว ดังนั้นจะพบว่าแกนสะเทินของแผ่นพื้นคอมโพสิตจะอยู่เหนือของลอน ความยาวของแผ่นพื้น ตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกทุก (Shear Span) ความลึกและความกว้างของตัวอย่างทดสอบ

ลักษณะการวิบัติมีลักษณะเฉพาะตัวที่ชัดเจนอยู่ 2 แบบ คือ (1) วิบัติด้วยแรงเฉือนแบบ Shear Bond และ (2) วิบัติแบบดัดโค้ง Flexure (Flexure-Yielding หรือ Flexure-Crushing)

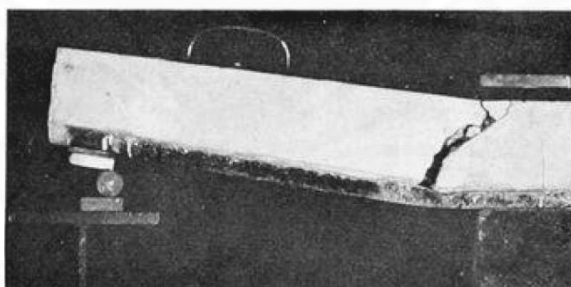
Shear Bond คือการวิบัติประเภทเปราะ (Brittle Type) ซึ่งจะเริ่มจากการเกิดรูปแบบรอยแตกในแนวทแยงซึ่งจะทำให้เกิดการไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้นและสูญเสียแรงยึดเหนี่ยว



ระหว่างแผ่นเหล็กยึดติดกับคอนกรีตในทางตรงกันข้าม การวิบัติแบบ Flexure คือการวิบัติประเภทค่อยเป็นค่อยไป (Gradual Type) ซึ่งเป็นผลจากการครากของแผ่นเหล็กยึดติด หรือการถูกอัดจนแตกของคอนกรีต

### 2.1.1.1 การวิบัติแบบ Shear Bond

ลักษณะเฉพาะตัวของการวิบัติด้วยแรงเฉือนแบบ Shear Bond จะพิจารณาจากรอยร้าวเอียงซึ่งจะอยู่ใต้ หรือใกล้กับน้ำหนักรรทุกแบบเป็นจุด จุดใดจุดหนึ่งเป็นเกณฑ์ผลที่ตามมาคือการวิบัติแบบทันทีทันใดที่น้ำหนักรรทุกสูงสุดหรือเรียกว่าการวิบัติแบบเปราะ (Brittle Failure) การวิบัตินี้จะเกิดพร้อมกับการไถลแยกระหว่างแผ่นเหล็กยึดติด กับคอนกรีตที่ปลายของตัวอย่างทดสอบ (End Slip) เนื่องจากคอนกรีตที่บริเวณช่วงฐานรองรับจนถึงจุดน้ำหนักรรทุกกระทำ (Shear Span) จะสูญเสียแรงยึดเหนี่ยว (Bond) แล้วแยกเป็นอิสระออกจากแผ่นเหล็กยึดติด



ภาพที่ 2.1 ลักษณะการวิบัติด้วยแรงเฉือนแบบ Shear Bond และการไถลแยก (End Slip) ที่ปลายแผ่นพื้นคอมโพสิต

ทุกกรณีในการทดสอบพบว่า น้ำหนักรรทุกสูงสุดที่ได้จะไม่เกินน้ำหนักรรทุกที่ทำให้เกิดการไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้นคอมโพสิต นอกจากนี้ยังพบว่าการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน Shear Bond อาจเกิดก่อน หรือหลังจากแผ่นเหล็กยึดติดครากก็ได้ โดยจะขึ้นกับค่าร้อยละของพื้นที่หน้าตัดแผ่นเหล็กยึดติด ตำแหน่งที่น้ำหนักรรทุกกระทำ (Shear Span) และความสามารถในการส่งถ่ายแรงเฉือนของตัวต้านทานแรงเฉือน

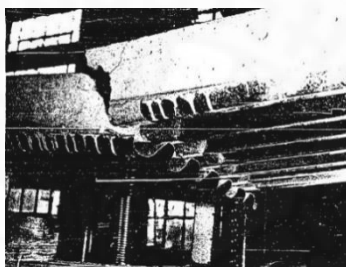
การครากของแผ่นเหล็กยึดติดจะไม่เกิดขึ้น หากเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน Shear Bond แต่จะเกิดได้ในกรณีวิบัติแบบถูกตัดจนคราก (Flexure-Yielding Failure) หรือเสริมเหล็กในคอนกรีตน้อยเกินไป เมื่อใดที่การวิบัติแบบถูกตัดจนครากเกิดขึ้น การครากจะเริ่มที่ผิวต่ำสุดของแผ่นเหล็ก (ผิวล่างของท้องลอน) และในบางกรณีอาจขยายไปจนถึงผิวบนสุดของแผ่นเหล็ก (ผิวบนสุดของหลังลอน)

### 2.1.1.2 การวิบัติแบบตัดโค้ง Flexure (Flexure-Yielding หรือ Flexure-Crushing)

การวิบัติแบบนี้จะไม่เกิดการไถลแยกระหว่างแผ่นเหล็กยึดลอนกับคอนกรีตที่ปลายของแผ่นพื้นและการวิบัติแบบนี้จะเกิดได้ 2 รูปแบบ

#### (1) Flexure-Yielding

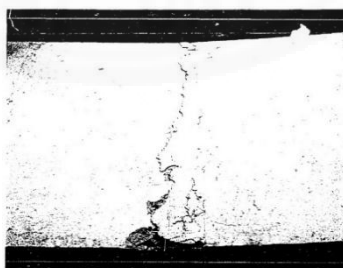
จะเกิดเมื่ออัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดแผ่นเหล็กยึดลอน ต่อหน้าตัดประสิทธิภาพของแผ่นพื้นคอมโพสิต  $\rho$  มีค่าต่ำ (Under Reinforced) เมื่อแผ่นเหล็กยึดลอนถูกดึงจนขาดแผ่นพื้นคอมโพสิตจะพังลงมาทันทีเหตุการณ์นี้เป็นผลมาจากความบางมากของแผ่นเหล็กยึดลอนและการวิบัติเนื่องจากการครากของแผ่นเหล็กซึ่งจะเกิดการครากตลอดทั้งความลึกของแผ่นเหล็ก



ภาพที่ 2.2 การวิบัติแบบ Flexure-Yielding

#### (2) Flexure-Crushing

จะเกิดเมื่ออัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดแผ่นเหล็กยึดลอน ต่อพื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพแผ่นพื้นคอมโพสิต ( $\rho$ ) มีค่าสูง (Over Reinforced) คอนกรีตที่อยู่ภายใต้แรงอัดจะถึงจุดประลัยก่อนที่แผ่นเหล็กยึดลอนจะถึงจุดคราก ดังนั้น ณ จุดที่น้ำหนักบรรทุกมีค่าสูงสุดจะสังเกตเห็นการแตกของคอนกรีตในบริเวณที่รับแรงอัด



ภาพที่ 2.3 การวิบัติแบบ Flexure-Crushing

### 2.1.2 การวิเคราะห์กำลังของแผ่นพื้นคอมโพสิต

ในการวิเคราะห์แผ่นพื้นคอมโพสิตจะพิจารณาเหมือนเป็นคานคอมโพสิตระหว่างแผ่นเหล็กยึดลอนกับคอนกรีต โดยจะแบ่งเป็น 2 ประเภท คือ



1. ประเภทที่ 1 จะกำหนดรูปแบบของตัวต้านทานแรงเฉือนให้คงที่เช่น ระยะห่างระหว่างตัวต้านทานแรงเฉือนจะเท่ากันในทุกๆ ความหนาและความลึกของแผ่นพื้นคอมโพสิต

2. ประเภทที่ 2 จะกำหนดรูปแบบของตัวต้านทานแรงเฉือนให้แปรผัน เช่น ระยะห่างระหว่างตัวต้านทานแรงเฉือนอาจจะเปลี่ยนไปตามความหนาและความลึกของแผ่นพื้นคอมโพสิต

### 2.1.2.1 การวิเคราะห์เมื่อวิบัติแบบ Shear Bond Failure

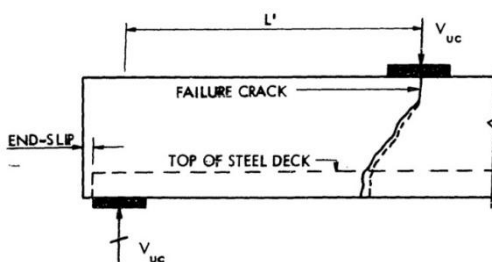
ในบางประเด็นของการวิบัติด้วยแรงเฉือนแบบ Shear Bond ในแผ่นพื้นคอมโพสิตจะคล้าย กับแรงเฉือน (Shear) และการวิบัติเนื่องจากแรงดึงในแนวทแยง (Diagonal Tension Failure) ที่เกินในคานคอนกรีตเสริมเหล็กปกติที่ไม่ได้เสริมกำลังในส่วนเอวประเด็นหลักที่คล้ายกันก็คือ การเกิดรูปแบบของรอยแตกในแนวทแยงเนื่องจากแรงดึงซึ่งเป็นผลร่วมกันระหว่างแรงเฉือนและแรงดัด รอยแตกในแนวทแยงนี้จะทำให้ได้สมมุติฐานที่ว่ารอยแตกนี้เกิดจากแรงดึงหลัก (Principle Tension) ที่มากเกินไปกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต

#### (1) การวิเคราะห์เมื่อวิบัติแบบ Shear Bond ตัวอย่างประเภทที่ 1

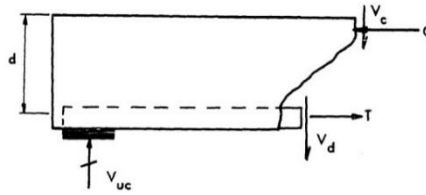
ตัวแปรหลักๆ ที่มีอิทธิพลต่อแรงเฉือนและแรงดึงในแนวทแยงในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กปกติที่ไม่เสริมกำลังในส่วนเอว เมื่อนำมาเขียนในรูปสมการทั่วไปของแรงเฉือนสูงสุดในแนวตั้ง (Ultimate Transverse Shear) ดังนี้

$$V_{uc} = f(f'_c, L', d, b, \rho) \quad (2.1)$$

เมื่อ  $f'_c$  คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต  $b$  คือความกว้างของพื้นคอมโพสิต  $d$  คือ ความลึกประสิทธิภาพโดยวัดจากผิวบนสุดของคอนกรีตจนถึงแกนสะเทินของแผ่นเหล็กกริดลอน  $\rho$  คือ อัตราส่วนของหน้าตัดแผ่นเหล็กกริดลอนต่อพื้นที่  $bd$  และจากสมการที่ (2.1) ใช้พิจารณาให้แรงเฉือนสูงสุดในแนวตั้ง  $V_{uc}$  ไม่รวมน้ำหนักของคอนกรีตกับแผ่นเหล็กกริดลอน



ภาพที่ 2.4 แรงภายนอกที่ทำให้เกิดรอยร้าวเนื่องจากการวิบัติด้วยแรงเฉือน Shear Bond



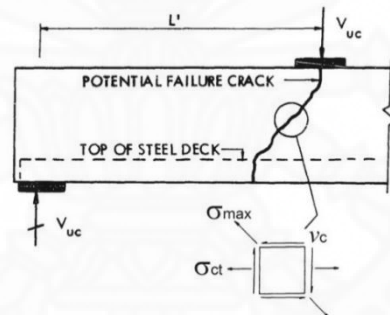
ภาพที่ 2.5 แรงภายในที่ทำให้เกิดรอยร้าวเนื่องจากการวิบัติด้วยแรงเฉือน Shear Bond

จากภาพที่ 2.4 และ ภาพที่ 2.5 สามารถเขียนสมการสมดุลในแนวดิ่งได้

$$V_{uc} = V_c + V_d \quad (2.2)$$

เมื่อ  $V_c$  คือ ความสามารถในการต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต ที่สภาวะน้ำหนักบรรทุกสูงสุด

$V_d$  คือ ความสามารถในการต้านทานแรงเฉือนของแผ่นเหล็กกรัดลอน ที่สภาวะน้ำหนักบรรทุกสูงสุด



ภาพที่ 2.6 หน่วยแรงที่ทำให้เกิดรอยแตกร้าวในแนวทแยงเนื่องจากการวิบัติด้วยแรงเฉือน Shear Bond

หน่วยแรงดึงสูงสุดที่คอนกรีตสามารถรับได้ ซึ่งจะเกิดบริเวณใต้แกนสะเทินของหน้าตัด แผ่นพื้นคอมโพสิต สามารถเขียนสมการได้

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_{ct}}{2} + \sqrt{\frac{(\sigma_{ct})^2}{2} + v_c^2} \quad (2.3)$$

เมื่อ  $\sigma_{ct}$  คือ หน่วยแรงดึงที่ตั้งฉากบนหน้าตัดในคอนกรีต (Normal Stress)

$v_c$  คือ หน่วยแรงเฉือนในแนวดิ่งหรือในแนวราบในคอนกรีต

ขนาดของหน่วยแรงดึงเนื่องจากการดัด  $\sigma_{ct}$  จะถูกแสดงออกมาในรูปของรอยแตกเนื่องจากแรงดึง และอาจคำนวณ  $\sigma_{ct}$  ได้จากสมมุติฐานที่ให้หน้าตัดคอนกรีตเกิดการแตก หรือไม่เกิดการแตกก็ได้ แต่

ในการวิเคราะห์นี้อ้างอิงจากสมมติฐานหน้าตัดคอนกรีตเกิดการแตก เนื่องจากในการทดสอบจะเกิดรอยแตกเล็ก ๆ (Hairline) ในช่วงใกล้จะถึงน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ซึ่งสามารถเขียนสมการได้

$$\sigma_{ct} = k_1 \frac{M_c}{bd^2} \quad (2.4)$$

เมื่อ  $M_c$  คือ แรงดัดที่รับโดยคอนกรีต ที่สภาวะน้ำหนักบรรทุกสูงสุด  $k_1$  คือ ค่าคงที่ในการคำนวณหน่วยแรงเฉือน  $v_c$  ในคอนกรีต จะถูกสมมติให้เป็นสัดส่วนกับค่าเฉลี่ยของแรงเฉือนต่อพื้นที่หน้าตัด

$$v_c = k_2 \frac{V_c}{bd} \quad (2.5)$$

เมื่อ  $k_2$  คือ ค่าคงที่

เมื่อหน่วยแรงหลักสูงสุด (Maximum Principal Stress)  $\sigma_{max}$  มีค่าสูงเกินกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต  $f'_t$  บริเวณมีโอกาสเกิดรอยแตกในแนวทแยง การวิบัติด้วยแรงเฉือนแบบ Shear Bond จะถูกสมมติว่าเกิดขึ้น และกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตจะถูกสมมติให้เป็นสัดส่วนกับ รากที่สองของกำลังอัดประลัยของคอนกรีต เมื่อ  $k_3$  คือ ค่าคงที่ดังนั้น

$$\sigma_{max} = k_3 \sqrt{f'_c} \quad (2.6)$$

จากความสัมพันธ์ของหน่วยแรงที่กล่าวมาทั้งหมด แทนค่าในสมการที่ (2.3)

$$\frac{v_c}{bd} \cdot \frac{1}{2k_3} = \frac{1}{\frac{k_1}{d \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{M_c}{V_c} + \frac{1}{\sqrt{f'_c}} \cdot \sqrt{\left(\frac{k_1}{d} \cdot \frac{M_c}{V_c}\right)^2 + (2k_2)^2}} \quad (2.7)$$

ให้  $k_4 = \frac{2k_2}{k_1}$  และ แยก  $\frac{k_1}{d} \cdot \frac{M_c}{V_c}$  ออกจากรากที่สอง

$$\frac{v_c}{bd} \cdot \frac{1}{2k_3} = \frac{1}{\frac{k_1 \cdot M_c}{d \cdot \sqrt{f'_c} \cdot V_c} \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \left(k_4 \frac{V_c \cdot d}{M_c}\right)^2}\right]} \quad (2.8)$$

จากสมการที่ (2.8) ค่าของ  $k_4 \frac{V_c \cdot d}{M_c}$  มีค่าเข้าใกล้ศูนย์ในทุกๆกรณีในทางปฏิบัติ

ถ้าให้  $k_5 = \frac{k_3}{k_1}$  เขียนสมการที่ (2.8) ใหม่จะได้

$$v_c = \frac{k_5 \cdot b \cdot d^2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot V_c}{M_c} \quad (2.9)$$

แรงเฉือนที่รับโดยแผ่นเหล็กกริดลอนจะสมมติให้เป็นสัดส่วนกับพื้นที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กกริดลอน  $A_s$  และให้  $k_6$  คือค่าคงที่

$$V_d = k_6 A_s \quad (2.10)$$

แทนค่า สมการที่ (2.9) และ (2.10) ในสมการที่ (2.2) และแสดงในรูปของหน่วยแรงสูงสุด โดยให้  $v_{uc} = \frac{V_{uc}}{bd}$  และ  $\rho = \frac{A_s}{bd}$  ดังนั้น

$$v_{uc} = k_5 \cdot \frac{\sqrt{f'_c} d V_c}{M_c} + k_6 \rho \quad (2.11)$$

เมื่ออ้างอิงกับการทดสอบซึ่งเป็นการทดสอบโดยให้น้ำหนักบรรทุกทุกแบบเป็นจุดที่เท่ากัน ดังนั้นจาก  $M_c = V_c L'$  จะได้  $\frac{V_c}{M_c} = \frac{1}{L'}$  แทนค่าในสมการที่ (2.11)

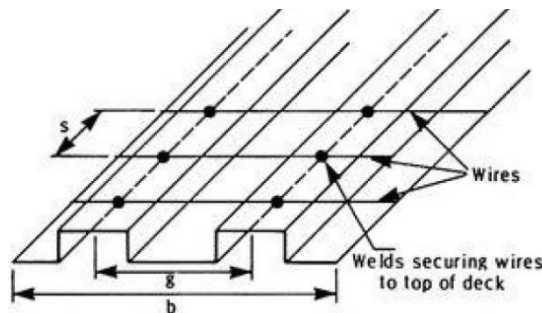
$$v_{uc} = \frac{V_{uc}}{bd} = k_5 \cdot \frac{\sqrt{f'_c} d}{L'} + k_6 \rho \quad (2.12)$$

จากสมการที่ (2.12) จะได้ตัวแปรที่สำคัญที่มีผลกับ กำลังต้านทาน Shear Bond ของโครงสร้างที่อยู่ภายใต้การตัดและแรงเฉือนร่วมกัน ตัวแปรดังกล่าวก็คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต  $f'_c$  อัตราส่วนของหน้าตัดแผ่นเหล็กกริดลอน  $\rho$  และ อัตราส่วนแรงเฉือนต่อแรงดัดสูงสุดในช่วงระยะฐานรองรับจนถึงน้ำหนักบรรทุกที่กระทำเป็นจุด (Shear Span)  $\frac{V_c}{M_c}$

## (2) การวิเคราะห์เมื่อวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนแบบ Shear Bond ใน

### ตัวอย่างประเภทที่ 2

หลักการวิเคราะห์ในตัวอย่างประเภทที่ 1 นี้ จะเหมือนกับตัวอย่างประเภทที่ 2 แต่เพิ่มตัวแปรอีก 1 ตัวแปร นั่นก็คือ ระยะห่างระหว่างตัวส่งถ่ายแรงเฉือน  $s$



ภาพที่ 2.7 การเสริมเหล็กในตัวอย่างทดสอบประเภทที่ 2

จากภาพที่ 2.7 ระยะห่างระหว่างตัวถ่ายแรงเฉือน (Shear Transfer Device Spacing)  $s$  ในตัวอย่างประเภทที่ 2 นี้จะไม่คงที่ ผลรวมของแรงระหว่างผิวสัมผัสในแนวราบของคอนกรีตกับผิวแผ่นเหล็กกริดลอนจะเป็นบริเวณเดียวกันกับตัวถ่ายแรงเฉือนได้ถูกติดตั้ง ซึ่งสามารถเขียนสมการที่สัมพันธ์กันได้ดังนี้

$$v_{uc} \cdot bs = \frac{b}{g} m_u \quad (2.13)$$

จัดรูปใหม่ได้

$$\frac{V_{uc}}{bd} = \frac{1}{s} \cdot \frac{m_u}{g} = v_{uc} \quad (2.14)$$

เมื่อ  $m_u$  คือ ความสามารถในการรับแรงเฉือนสูงสุดของรอยเชื่อม ต่อรอยเชื่อม 1 จุด  
 $g$  คือ ระยะห่างระหว่างรอยเชื่อมในแนวขนานด้านกว้างของแผ่นพื้นคอมโพสิต  
 จากสมการที่ (2.14) แสดงให้เห็นว่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุด (Ultimate Shear Bond Stress)  $v_{uc}$  จะเป็นสัดส่วนผกผันกับระยะห่างระหว่างตัวถ่ายแรงเฉือน และเป็นสัดส่วนโดยตรงกับ  $m_u/g$  เมื่อระยะ  $g$  คงที่สำหรับทุกๆ แผ่นเหล็กกริดลอน ดังนั้น  $m_u/g$  จึงถือว่าเป็นค่าความสามารถในการต้านทานแรงเฉือน (Shear Bond Capacity) ดังนั้นสมการของหน่วยแรงเฉือน  $v_{uc}$  ของตัวอย่างประเภทที่ 2 สามารถเขียนได้

$$\frac{v_{uc}}{bd} = \frac{1}{s} \left( k_7 \frac{\sqrt{f'_c} \cdot d}{L'} + k_8 \rho \right) \quad (2.15)$$

ค่าคงที่  $k_7, k_8$  จะสัมพันธ์กับค่าคงที่  $k_5, k_6$  ของสมการที่ (2.12) การคำนวณค่าคงที่นี้จะขึ้นอยู่กับผลการทดสอบ

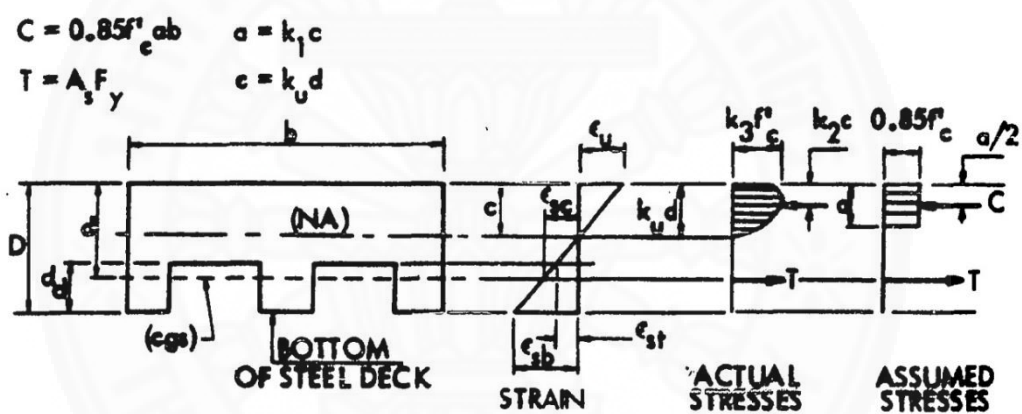
### 2.1.2.2 การวิเคราะห์เมื่อวิบัติแบบดัดโค้ง (Flexure Failure)

ลักษณะการวิบัติแบบดัดโค้ง (Flexure Failure) ในแผ่นพื้นคอมโพสิตจะเหมือนกับการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กปกติ ประเภทของตัวส่งถ่ายแรงเฉือน (Shear Transfer Devices) และรูปร่างของหน้าตัดแผ่นเหล็กกริดลอนจะไม่ใช่ว่าปัจจัยสำคัญเมื่อเกิดการวิบัติแบบดัดโค้ง ด้วยเหตุผลที่ว่า การวิบัติด้วยแรงเฉือนแบบ Shear Bond ยังไม่เกิดแต่แผ่นเหล็กกริดลอนเกิดการคราก่อน หรือคอนกรีตถูกอัดจนแตกก่อน นอกจากนี้ยังเป็นไปได้ที่แผ่นเหล็กกริดลอนจะครากพร้อมๆ กับคอนกรีตถูกอัดแตก (Balanced Condition) สมมุติฐานในการวิเคราะห์การวิบัตินี้จะ

อ้างอิงตาม ส่วนที่ 1503 ของ ACI Building Code ในการวิเคราะห์การวิบัติแบบดัดโค้งนี้สามารถแบ่งได้ 2 แบบดังนี้

### (1) การวิเคราะห์เมื่อวิบัติแบบ Flexure-Yielding

ในกรณีนี้ปัจจัยที่ควบคุมกำลังของแผ่นพื้นคือ กำลังของแผ่นเหล็กรีดลอนโดยแผ่นเหล็กรีดลอนคราก ก่อนที่คอนกรีตจะถูกอัดจนแตกจากภาพที่ 2.8 เมื่อแผ่นพื้นคอมโพสิตอยู่ภายใต้แรงดัด จนกระทั่งหน่วยการยึดที่ผิวล่างของท้องลอนของแผ่นเหล็กรีดลอน  $\epsilon_{sb} = \epsilon_y$  การยึดของแผ่นเหล็กรีดลอนจะขยายเข้าไปในความลึกของมันเองจนกระทั่งถึงผิวบนของลอนของแผ่นเหล็กรีดลอน  $\epsilon_{st} = \epsilon_y$  เมื่อผิวบนสุดของลอนเข้าสู่การคราก สถานะนี้จะแสดงให้เห็นกำลังสูงสุดในการต้านทานการดัดที่ทำให้เกิดการคราก (Ultimate Flexure-Yielding Strength) ของหน้าดัด



ภาพที่ 2.8 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเมื่อแผ่นพื้นคอมโพสิตอยู่ภายใต้แรงดัด

ดังนั้นจากภาพที่ 2.8 เขียนสมการได้

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot F_y \quad (2.16)$$

จากสมดุลของแรงดัดภายนอกและแรงดัดภายใน

$$M_{uy} = A_s \cdot F_y \left[ d - \frac{a}{2} \right] \quad (2.17)$$

เมื่อ  $a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$  ที่ได้จากสมการที่ (2.16)

## (2) การวิเคราะห์เมื่อวิบัติแบบ Flexure-Crushing

ในกรณีนี้ใช้สมมติฐานให้คอนกรีตในบริเวณรับแรงอัด ถูกอัดจนแตก ในขณะที่แผ่นเหล็กรีดลอนยังไม่ถึงจุดครากตลอดทั้งความลึกของแผ่นเหล็กรีดลอน อย่างไรก็ตามเป็นไปได้ว่า ในขณะที่คอนกรีตถูกอัดจนแตก แผ่นเหล็กเกิดการครากที่ท้องของลอน หรือบางครั้งการครากอาจขยายจนถึงผิวบนสุดของลอนได้ แต่เป็นที่เชื่อกันว่าสัดส่วนของหน้าตัดที่ทำให้เกิดสภาวะแบบนี้หาได้ยากมาก ดังนั้นจึงใช้สมมติฐานที่ว่าขณะคอนกรีตถูกอัดแตก แผ่นเหล็กรีดลอนยังไม่ถึงจุดครากในการวิเคราะห์

จากภาพที่ 2.8 สมดุลของแรงภายใน

$$0.85.f'_c ab = A_s . F_s \quad (2.18)$$

เมื่อ  $F_s$  คือ หน่วยแรงในแผ่นเหล็กรีดลอน โดยพิจารณาที่แกนสะเทินของแผ่นเหล็ก ซึ่งจะต่ำกว่าจุดคราก

จากภาพที่ 2.8 เมื่อพิจารณาสมดุลของแรงภายในและภายนอก รวมทั้งการกระจายของหน่วยแรง สามารถเขียนสมการได้

$$M_{uc} = A_s . F_s [d - k_2 . c] \quad (2.19)$$

จากสามเหลี่ยมคล้าย

$$k_u = \frac{c}{d} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_{sc} + \epsilon_u} \quad (2.20)$$

จากสมการที่ (2.18) และ (2.20) สามารถหาค่า  $k_u$

$$k_u = \sqrt{\rho m + \left(\frac{\rho m}{2}\right)^2} - \frac{\rho m}{2} \quad (2.21)$$

$$\text{เมื่อ } m = \frac{E_s . \epsilon_u}{0.85 k_1 f'_c} \text{ และ } \rho = \frac{A_s}{bd}$$

ในการคำนวณกำลังต้านทานแรงดัดสูงสุด  $M_{uc}$  สามารถคำนวณด้วยการแทนค่า  $k_u$  ที่ได้จากสมการที่ (2.21) ในสมการดังต่อไปนี้

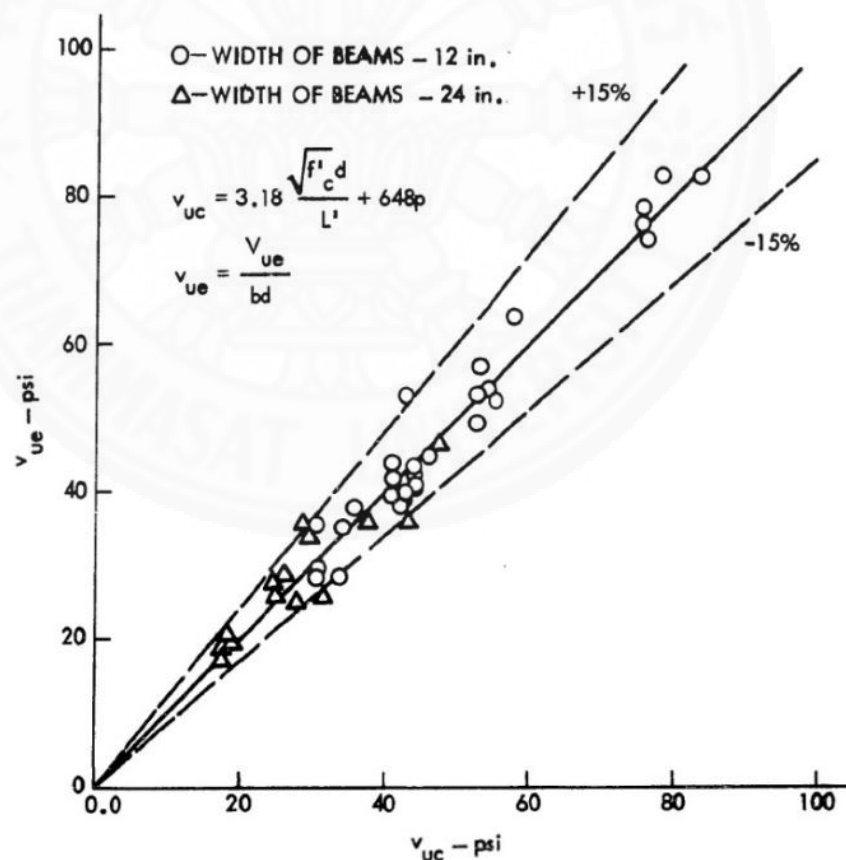
$$M_{uc} = 0.85 k_1 f'_c b d^2 k_u (1 - k_2 k_u) \quad (2.22)$$

เมื่อ  $k_1 = 0.85$  เมื่อ  $f'_{c1} \leq 4000 \text{ psi}$  และ ลดลง 0.05 ทุกๆ 1000 psi เมื่อ  $f'_{c1} > 4000 \text{ psi}$

$k_1 = 0.425$  เมื่อ  $f'_{c1} \leq 4000 \text{ psi}$  และ ลดลง 0.025 ทุกๆ 1000 psi เมื่อ  $f'_{c1} > 4000 \text{ psi}$

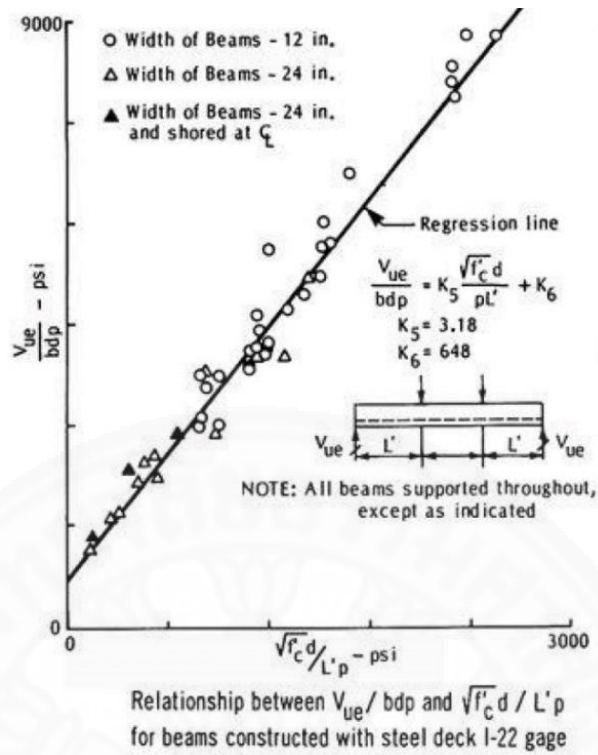
### 2.1.3 ผลการทดสอบและการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการทดสอบกับสมการที่ได้จากการวิเคราะห์

จากตัวอย่างทดสอบจำนวน 145 ตัวอย่าง พบว่าวิบัติด้วย Flexure-Yield 2 ตัวอย่าง ทดสอบ วิบัติด้วย Flexure-Crushing 1 ตัวอย่าง ส่วนที่เหลือทั้งหมด 142 ตัวอย่างทดสอบวิบัติด้วย Shear Bond จากตัวอย่างทดสอบจำนวนมาก พบว่ากำลังสูงสุดในการต้านทานแรงเฉือนแบบ Shear Bond มีความสัมพันธ์กับค่าตัวแปรในสมการที่ (2.12) และ สมการที่ (2.15) และจะใช้วิธี Statistical Regression Analysis ช่วยในการหาค่าคงที่  $k$  ที่จำเป็นต้องใช้ในสมการข้างต้น เมื่อนำค่าหน่วยแรงเฉือน (Shear Bond Stress) ที่ได้จากการทดสอบกับ ค่าหน่วยแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณโดยใช้วิธี Statistical Regression Analysis มาเขียนกราฟพบว่า ค่าที่ได้จะอยู่ในช่วงความถูกต้อง  $\pm 15\%$  ดัง ภาพที่ 2.9

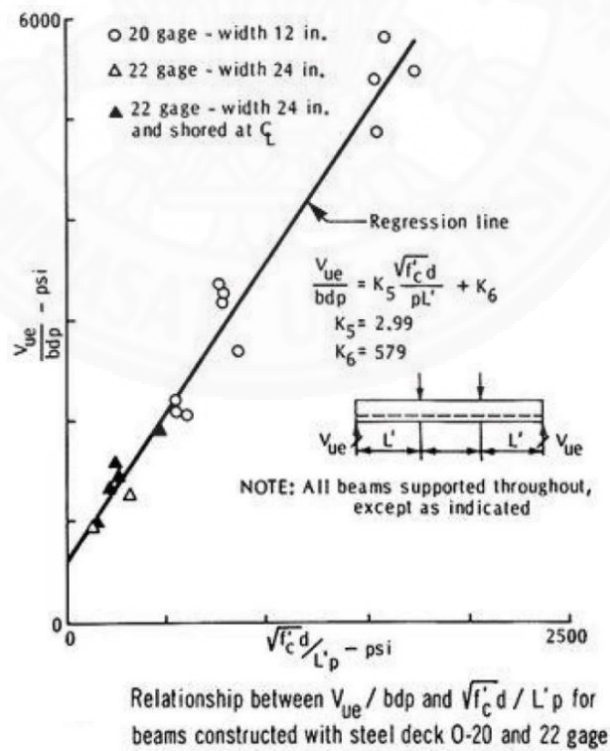


ภาพที่ 2.9 กราฟที่ได้จากการเปรียบเทียบค่าหน่วยแรงเฉือน (Shear Bond Stress) ที่ได้จากการทดสอบกับ ค่าหน่วยแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณ

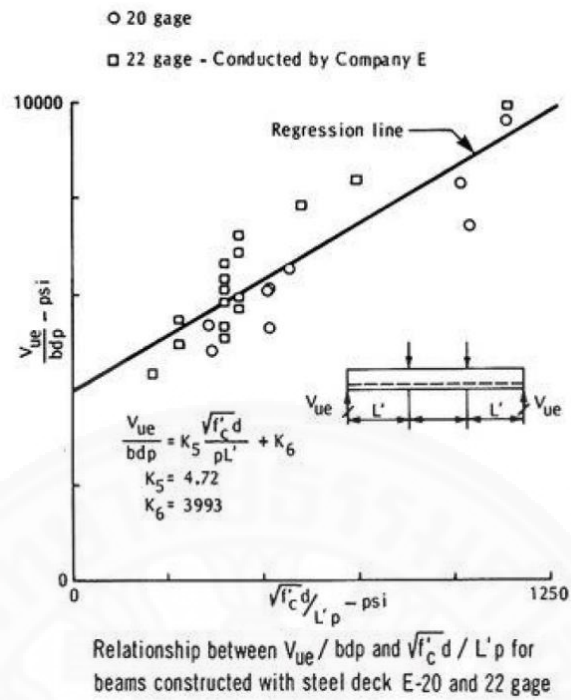




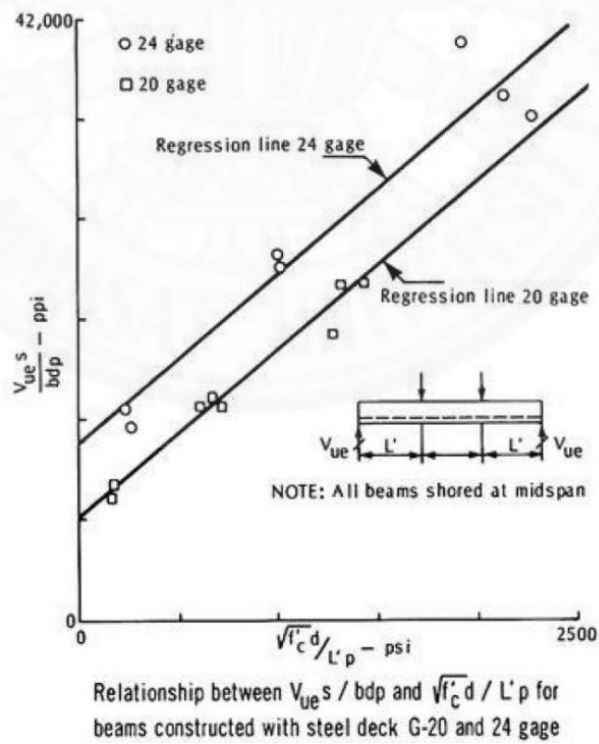
ภาพที่ 2.10 กราฟที่ได้จากผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้แผ่นเหล็กกริดลอน I-22 Gage โดยไม่คำนึงถึงผลของความกว้างของแผ่นเหล็กกริดลอน



ภาพที่ 2.11 กราฟที่ได้จากผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิต โดยไม่คำนึงถึงผลของประเภทของแผ่นเหล็กกริดลอนและความกว้างของแผ่นเหล็ก



ภาพที่ 2.12 กราฟที่ได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิต โดยไม่คำนึงถึงผลของความแตกต่างระหว่างแผ่นเหล็กกริดลอนแต่ละประเภท



ภาพที่ 2.13 เปรียบเทียบเส้นกราฟที่ได้จากตัวอย่างทดสอบที่ใช้ G-24 Gage กับตัวอย่างทดสอบที่ใช้ G-20 Gage

## 2.2 Porter, M.L./ Ekberg, C.E.Jr. (1972) : “Summary of Full-Scale Laboratory Tests of Concrete Slabs Reinforced with Cold-Formed Steel Decking”

การทดสอบนี้เริ่มต้นเมื่อปี 1966 ภายใต้การสนับสนุนของ American Iron and Steel Institute เพื่อพิจารณาลักษณะต่างๆ ที่หลากหลาย แผ่นพื้นคอมโพสิตระหว่างแผ่นเหล็กที่เชื่อมกับคอนกรีต ในการทดลองได้ใช้ตัวอย่างทดสอบ โดยใช้เหล็กที่เชื่อม 5 แบบที่มีในขณะนั้น จำนวน 273 ตัวอย่าง

ในการทดสอบได้แบ่งตัวอย่างออกเป็น 7 ประเภท ดังนี้

1. แผ่นพื้นคอมโพสิตช่วงเดียว ถายน้ำหนักทางเดียว (One-Way Slab) มีฐานรองรับแบบง่าย (Simply Support)
2. ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบแบบ Pushout
3. แผ่นพื้นคอมโพสิตช่วงเดียว ถายน้ำหนักทางเดียว (One-Way Slab) มีฐานรองรับแบบง่าย (Simply Support) อยู่ภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบกลับไป-มา (Repeated Loading)
4. แผ่นพื้นคอมโพสิตช่วงเดียว ถายน้ำหนักทางเดียว (One-Way Slab) มีฐานรองรับแบบง่าย (Simply Support) แต่วางลอนของแผ่นเหล็กที่เชื่อมในแนวขวางกับช่วงความยาวแผ่นพื้นคอมโพสิต
5. แผ่นพื้นคอมโพสิตหลายช่วง ถายน้ำหนักทางเดียว (One-Way Slab)
6. แผ่นพื้นคอมโพสิตช่วงเดียว เสริมกำลังด้วยตะแกรงลวดเชื่อม
7. แผ่นพื้นคอมโพสิตขนาดใช้งานจริง ถายน้ำหนัก 2 ทาง (Two-Way Slab) มีฐานรองรับแบบง่าย ทั้ง 4 ด้าน

ในการทดสอบพบว่าตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิตที่มีการถายน้ำหนักทางเดียว (One-Way Slab) จะเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนแบบ Shear Bond ทุกตัวอย่างทดสอบ ในงานวิจัยนี้จะมีมุ่งเน้นเฉพาะตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 ซึ่งเป็นแผ่นพื้นคอมโพสิตขนาดใช้งานจริง ถายน้ำหนัก 2 ทาง (Two-Way Slab) มีฐานรองรับแบบง่าย ทั้ง 4 ด้าน เพื่อนำข้อมูลที่ได้มาพัฒนาข้อมูลที่มีอยู่และนำข้อมูลนั้นไปหาค่าตัวแปรต่าง ๆ สำหรับการออกแบบแผ่นพื้นคอมโพสิตในแต่ละแบบ

การทดสอบสำหรับแบบที่ 7 นี้ ใช้ตัวอย่างทดสอบ 4 แบบซึ่งมีขนาดตามตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติและลักษณะของตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิตทั้ง 4 แบบ

	Slab 1	Slab 2	Slab 3	Slab 4
<u>Concrete Properties</u>				
Average cylinder strength, psi	4355	3538	3951	3816
Modulus of rupture, psi	485	470	—	521
Age of cylinder beams and slab, days	15	17	17	16
<u>Steel Decking</u>				
Cross-sectional area in. <sup>2</sup> /ft	0.625	0.625	0.625	0.376
Yield strength at 0.2% offset, ksi	45.1	45.1	45.1	101.6
<u>Supplementary Reinforcing (Welded wire fabric, or T-wires)</u>				
Area of WWF parallel to deck corrugations in. <sup>2</sup> /ft	0.0525	0.034	None	None
Area of WWF or T-wires transverse to deck corrugation, in. <sup>2</sup> /ft	0.0575	0.144	None	0.0150
Yield strength, (0.005 strain), ksi	79.0	82.6 (#0 ga.) 84.6 (#4 ga.)	None	92.1
<u>Composite Test Slab</u>				
Average out-to-out thickness, in.	4.98	4.75	4.75	4.87
Corner support condition	Restrained	Free	Free	Free
Cycling load, kips/load point	None	9.4	6.4	9.4
Ultimate load, kips/load point	13.5	15.5	8.8	14.4
Equiv. ultimate uniform load, psf	300	345	196	321

ผลการทดสอบ ทำให้ทราบว่า

1. ตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิตทั้ง 4 แบบ วิกฤติเนื่องจากแรงเฉือนแบบ Shear Bond

2. ตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิตแบบที่ 2 ซึ่งเสริมด้วยตะแกรงลวดเชื่อมมากที่สุด ทำให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้มากที่สุด นอกจากนั้นยังมีการโก่งตัวที่มากที่สุดเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างที่เหลืออีก 3 ตัวอย่าง

3. ตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิตแบบที่ 1 ซึ่งมีการยึดที่มุมทั้ง 4 มุมของแผ่นพื้นเพื่อไม่ให้เกิดการกระดกขึ้นและเสริมตะแกรงเหล็กแบบปกติได้แสดงพฤติกรรมของความแข็งเกร็ง (Stiffer) มากกว่าตัวอย่างแบบอื่น ๆ

4. ตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิตแบบที่ 3 ซึ่งไม่ได้เสริมกำลังใด ๆ สามารถรับกำลังสูงสุดได้น้อยมากเพียงแค่ 57% ของตัวอย่างแบบที่ 2 และสามารถโก่งตัวได้น้อยกว่าตัวอย่างที่ 2 มาก

### 2.3 Max L. Porter /Lowell F. Greimann (1978) : “Composite Floor Diaphragm Slab Tests”

เป็นการทดสอบแรงที่กระทำในระนาบ (Lateral Loaded) ของแผ่นพื้นคอมโพสิตเพื่อเป็นข้อมูลเพิ่มเติมสำหรับการออกแบบแผ่นพื้นคอมโพสิตซึ่งเดิมพิจารณาเฉพาะน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง (Gravity Loaded) ซึ่งวิจัยฉบับนี้จะเปรียบเทียบรูปแบบการวิบัติที่เป็นไปได้ในการออกแบบกับผลที่ได้จากการทดสอบในห้องทดลอง

#### 2.3.1 รูปแบบการวิบัติเนื่องจากแรงในระนาบแผ่นพื้นคอมโพสิต

ในตารางที่ 2.2 จะแสดงโอกาสที่จะเกิดการวิบัติเมื่อแผ่นพื้นคอมโพสิตอยู่ภายใต้แรงในแนวระนาบ

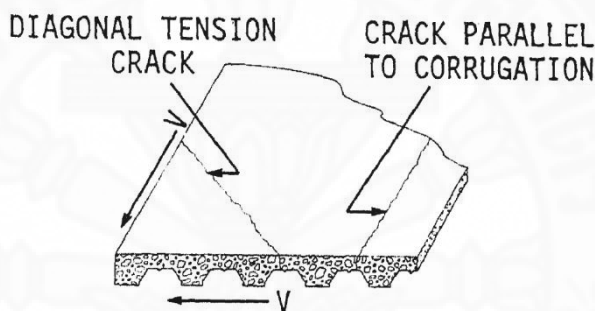
#### ตารางที่ 2.2 ประเภทการวิบัติที่มีโอกาสเกิดขึ้นเมื่อแผ่นพื้นคอมโพสิตอยู่ภายใต้แรงในแนวระนาบ

1. Composite Diaphragm:	3. Diaphragm/Edge Member Interface:
a. Shear strength	a. Arc spot welds
1. Diagonal tension	1. Shearing of weld
2. Parallel to deck corrugations	2. Tearing and/or buckling of deck around weld
b. Stability failure	b. Concrete rib
c. Localized failure	c. Studs (or other shear connectors)
	1. Shearing of stud
	2. Shear failure of concrete around stud
2. Deck/Concrete Interface:	
a. Interfacial shear parallel to the corrugations	
b. Interfacial shear perpendicular to the corrugations	
1. Pop up (overriding)	
2. Deck fold-over	

ตัวแปรหลักที่นำมาพิจารณาคือ

1. ตัวต้านทานแรงเฉือน เช่น รอยเชื่อม สลักเหล็ก
2. คุณสมบัติของคอนกรีต เช่น กำลังอัดประลัย ความหนาของคอนกรีตที่เท
3. รูปร่างของแผ่นพื้นคอมโพสิต เช่น ทิศทางการรับแรง ขนาดของแผ่นพื้นคอมโพสิต และความหนาของแผ่นพื้นคอมโพสิต
4. กำลังและความแข็งแรงของแผ่นพื้นคอมโพสิต
5. การรับแรงแบบกลับไป-มา (Cyclic and Monotonic)

### 2.3.1.1 ประเภทการวิบัติที่เกิดกับแผ่นพื้นคอมโพสิต (Overall Composite Diaphragm Action)



ภาพที่ 2.14 การวิบัติเนื่องจากแรงในระนาบ

#### (1) การวิบัติเนื่องจากกำลังรับแรงเฉือนของแผ่นพื้นคอมโพสิต (Shear Strength)

การวิบัติประเภทนี้มี 2 แบบ คือ

1. การวิบัติแบบแรงดึงในแนวทแยง (Diagonal Tension Crack) การวิบัตินี้จะเกิดเมื่อหน่วยแรงดึงมากกว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ลักษณะการวิบัติจะมีลักษณะเป็นรอยแตกกว้างในแนวทแยงประมาณ 45 องศา หลังจากนั้นแผ่นเหล็กกริดลอนจะมีพฤติกรรมเหมือนเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

2. การวิบัติแบบแรงดึงในแนวเดียวกันกับลอนของแผ่นเหล็กกริดลอน (Crack Parallel to Corrugation) การวิบัตินี้จะเกิดเมื่อคอนกรีตเหนือลอนมีความหนาน้อย ดังนั้นส่วนใหญ่การวิบัตินี้จะเกิดที่บริเวณเหนือลอน ส่วนความสามารถในการรับแรงเฉือนนั้นจะขึ้นอยู่กับกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต



## (2) การวิบัติเนื่องจากเสถียรภาพ (Stability Failure)

การวิบัตินี้จะเกิดที่แผ่นเหล็กคอร์ดอนซึ่งมีค่าอัตราส่วนความกว้าง (หรือความยาวช่วง) ต่อความหนาของแผ่นเหล็กสูงจึงทำให้เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local Buckling) อย่างไรก็ตามสำหรับแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้งานกันทั่วไปคอนกรีตจะช่วยป้องกันการโก่งเดาะนอกระนาบ (Out of Plane Buckling) ของแผ่นพื้นคอมโพสิต เนื่องจากมีแรงกระทำในระนาบของแผ่นพื้น เมื่อมีแรงกระทำร่วมกันระหว่างแรงในระนาบกับแรงในแนวตั้ง (Gravity) อาจจะต้องพิจารณาโอกาสที่จะเกิดการวิบัติในลักษณะนี้

## (3) การวิบัติเฉพาะที่ของแผ่นพื้นคอมโพสิต (Localized Failure)

การวิบัตินี้จะเกิดเมื่อเกิดการกระจายของแรงเฉือนที่ไม่สม่ำเสมอภายในแผ่นพื้นคอมโพสิตทำให้เกิดหน่วยแรงสูงในบางส่วนของแผ่นพื้นคอมโพสิต ดังนั้นการวิบัตินี้จึงเกิดเฉพาะบริเวณพื้นที่เล็กๆ ซึ่งเป็นผลมาจากหน่วยแรงที่มีความเข้มข้นสูง (Concentrated Load) หรือแรงปฏิกิริยา (Reaction) หรือการดัดงอที่ขอบของแผ่นพื้นคอมโพสิต

### 2.3.1.2 ประเภทการวิบัติที่ผิวสัมผัสระหว่างแผ่นเหล็กคอร์ดอน กับคอนกรีต

#### (Steel Deck to Concrete Interface)

การวิบัติประเภทนี้จะเกิดอย่างใดอย่างหนึ่งระหว่าง (1) การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนในแนวขนานกับลอนที่ผิวสัมผัส และ (2) การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่ตั้งฉากกับลอนที่ผิวสัมผัส

#### (1) การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนในแนวขนานกับลอนที่ผิวสัมผัส

##### (Interfacial Shear Parallel to The Corrugations)

การวิบัตินี้มีลักษณะเหมือนกับการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนในแนวราบที่เรียกว่า Shear Bond

#### (2) การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่ตั้งฉากกับลอนที่ผิวสัมผัส (Interfacial

##### Shear Perpendicular to The Corrugations)

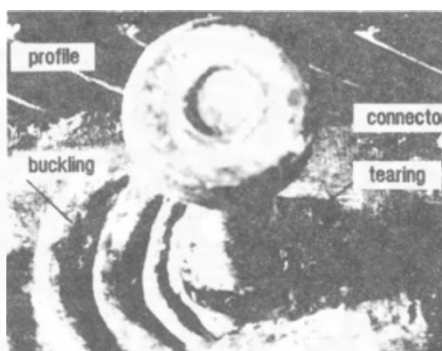
จะเกิดบริเวณในช่วงฐานรองรับจนถึงจุดที่น้ำหนักกระทำการวิบัติลักษณะนี้จะมีพฤติกรรมอยู่ 2 แบบคือ

1. คอนกรีตอาจจะยกตัวขึ้นถ้าลอนมีความแข็งแรง (Stiffness) เพียงพอ
2. คอนกรีตไม่ยกตัวขึ้นแต่แนบไปกับลอน กรณีนี้ขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของลอน และความสัมพันธ์ของกำลังต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัสในแนวตั้งฉากและแนวตามยาวของลอน

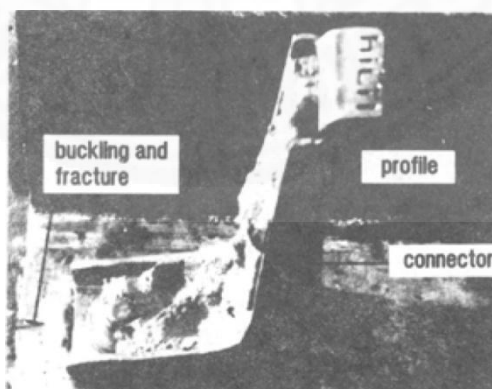
### 2.3.1.3 ประเภทการวิบัติที่ผิวสัมผัสระหว่างแผ่นพื้นคอมโพสิตกับ ขอบจุดต่อเชื่อม (Diaphragm to Edge Member Interface Failure)

#### (1) การวิบัติที่รอยเชื่อมของจุดต่อเชื่อม (Arc Spot Welds Failure)

ขอบของจุดต่อส่วนใหญ่มักจะเป็นรอยเชื่อมหรือ ขาของสลัก แรงเฉือนจะส่งผ่านบริเวณขอบจุดต่อนี้ไปสู่แผ่นเหล็กกริดลอน ดังนั้นการวิบัติคือ การเฉือนที่รอยเชื่อม การโก่งเดาะหรือ การขาดของแผ่นเหล็กกริดลอนบริเวณรอบๆขอบของรอยเชื่อม

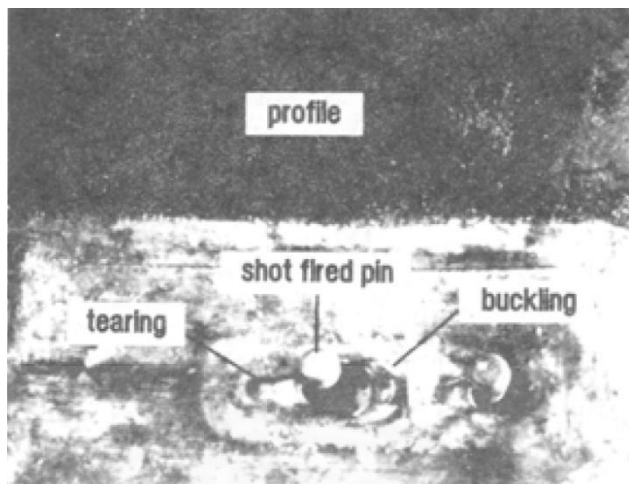


ภาพที่ 2.15 รูปการวิบัติที่ขอบของจุดเชื่อมต่อ บริเวณรอยเชื่อมที่ฐานของสลักเหล็กแบบเชื่อม ซึ่งอยู่ติดกับท้องลอนของแผ่นเหล็กกริดลอน : ภาพจากงานวิจัยของ Byron J. Daniels, and Michel Crisinel “Composite Slab Behavior and Strength Analysis Part I; Calculation Procedure”



ภาพที่ 2.16 การวิบัติที่ขอบของจุดเชื่อมต่อ บริเวณขาของสลักฉากซึ่งยึดติดด้วยหมุดย้า ซึ่งอยู่ติดกับท้องลอนของแผ่นเหล็กกริดลอน : ภาพจากงานวิจัยของ Byron J. Daniels, and Michel Crisinel “Composite Slab Behavior and Strength Analysis Part I; Calculation Procedure”





ภาพที่ 2.17 การวิบัติที่ขอบของจุดเชื่อมต่อ บริเวณรอยเชื่อมที่ฐานของหมุดย้ำ ซึ่งอยู่ติดกับท้องลอนของแผ่นเหล็กกริดลอน : ภาพจากงานวิจัยของ Byron J. Daniels, and Michel Crisinel “Composite Slab Behavior and Strength Analysis Part I; Calculation Procedure”

(2) การวิบัติของคอนกรีต ในระดับผิวบนสุดของลอนของแผ่นเหล็ก  
(Concrete Rib Failure)

กรณีจุดรอยเชื่อมหรือสลักเหล็กสั้น ๆ ซึ่งไม่สามารถยื่นเข้าไปในคอนกรีตเหนือผิวบนสุดของลอน จะเกิดการฉีกกับคอนกรีตในระดับผิวบนสุดของลอนของแผ่นเหล็ก ซึ่งจะมีลักษณะคล้ายกับแป้นหูที่ไม่ได้เสริมเหล็ก

(3) การวิบัติที่สลักเหล็ก หรือ ตัวเชื่อมต่อรับแรงเฉือนชนิดอื่นๆ (Failure in Stud or Other Shear Connector)

กรณีสลักเหล็กหรือตัวเชื่อมต่อรับแรงเฉือน ยื่นเข้าไปในคอนกรีตเหนือผิวบนสุดของลอน แรงเฉือนจะส่งถ่ายเข้าไปในคอนกรีตเหนือแผ่นเหล็กกริดลอน การวิบัติจะเกิดการเฉือนขาดในสลักหรือในคอนกรีตรอบๆ สลัก

### 2.3.2 ตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบมีขนาด 15'4"×15'4" และลักษณะอื่นๆ ตามตารางที่ 2.3

ตารางที่ 2.3 ลักษณะตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้ในการทดสอบ

Slab Number	Actual Thickness <sup>a</sup> (in.)	$f'_c$ (psi)	Deck Depth (in.)	Steel Thickness (in.)	Connections Per Side
1	5.38	5634	3	0.034	30 studs
2	5.50	5250	3	0.034	30 studs
3	5.65	4068	3	0.034	60 welds
4	5.28	3849	3	0.034	60 welds
5	3.53	2966	1 1/2	0.062	30 welds
6	7.44	4549	1 1/2	0.062	60 welds
7	5.40	5435	3	0.058	60 welds
8	5.47	3345	3	0.035	4 studs (each N-S side) 6 studs (each E-W side)
9	5.48	5412	3(cells) <sup>b</sup> 0.058 3(pan) 0.057		60 welds

<sup>a</sup>Out-to-out thickness.

<sup>b</sup>A cellular type deck was used on Slab 9.

ตารางที่ 2.4 ผลการทดสอบ

Slab Number	Initial Stiffness (KIPs/in.)	$V_u$ (KIPs)	Failure Mode
1	1800	168	Diagonal tension
2	2000	186	Diagonal tension
3	1600	97.8	Interfacial shear
4	1300	87.7	Interfacial shear
5	1700	116	Diagonal tension
6	2600	147	Interfacial shear
7	1500	137	Interfacial shear
8	1100	54.4	Diagonal tension/ shear connector
9	1900	220	Diagonal tension

### 2.3.3 ผลการทดสอบ ทำให้ทราบว่า

1. ลักษณะการวิบัติที่น่าสนใจซึ่งสัมพันธ์กับพฤติกรรมประเภท Shear Bond คือ การวิบัติในรูปแบบในหัวข้อ 2.3.1.1 แรงดึงในแนวเดียวกันกับลอนของแผ่นเหล็กกริดลอน (Crack Parallel to Corrugation) ซึ่งจะทำให้เกิดการไถลแยกในแนวราบที่ขอบของตัวอย่างทดสอบ สำหรับการให้น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งและในระนาบของแผ่นทดสอบ การวิบัติของตัวอย่างหมายเลข 6 สามารถให้รายละเอียดได้ดีที่สุด
2. ในการออกแบบสำหรับแผ่นพื้นคอมโพสิตที่อยู่ภายใต้แรงกระทำในระนาบ จะต้องพิจารณารูปแบบของการวิบัติใน ตารางที่ 2.3
3. ผู้ออกแบบจะต้องพิจารณาและประเมินความสามารถในการรับแรงในระนาบ สำหรับการวิบัติในแต่ละรูปแบบ และกำหนดรูปแบบการวิบัติที่เป็นตัวหลักของการวิบัติทั้งหมดซึ่งการวิบัติที่เป็นตัวหลักนี้จะให้ค่าความสามารถในการรับแรงได้ต่ำสุด
4. รูปแบบการออกแบบจะซับซ้อนมากขึ้นเมื่อมีแรงกระทำร่วมกันระหว่างแรงในแนวตั้ง กับแรงในแนวระนาบ

### 2.4 S.S.Seleim/ R.M.Schuster (1982) : “Shear-Bond Capacity of Composite Slabs”

หลังจากที่ Schuster, Reinhold M. (1970) ได้คิดค้นสมการสำหรับหาค่าแรงเฉือน Shear Bond สูงสุด จากงานวิจัย “Strength and Behavior of Cold-Rolled Steel-Deck-Reinforced Concrete Floor Slabs” ได้พัฒนาและคิดค้นสมการ Shear Bond ใหม่ๆที่แตกต่างกันอีกหลายรูปแบบ

สมการ Shear Bond ซึ่งอ้างอิงจากผลการทดสอบในปัจจุบันที่พิสูจน์ให้เห็นว่า แผ่นพื้นคอมโพสิตแสดงพฤติกรรมการไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) ก่อนที่จะไปถึงจุดที่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการวิบัติ (Ultimate Load) และความหนาของแผ่นเหล็กกริดลอนไม่จำเป็นต้องนำมารวมกับตัวแปรที่ใช้ในสมการ

ในวิจัยนี้จะแสดงผลที่ได้จากการศึกษาพฤติกรรมของแผ่นพื้นคอมโพสิตแบบต่าง ๆ ที่มีในท้องตลาด ในปี 1982 ซึ่งทำให้สมการ Shear Bond ได้ถูกปรับปรุงแตกต่างกันไป วัตถุประสงค์หลักของงานวิจัยนี้เพื่อปรับปรุงสมการ Shear Bond ให้มีความแม่นยำมากขึ้น เมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับผลการทดสอบระดับค่าความคลาดเคลื่อนที่ระดับ  $\pm 15\%$  นั้นยังคงเป็นที่ยอมรับกันว่ายังสามารถใช้ได้ดี ในงานวิจัยนี้เลือก 3 สมการที่นิยมใช้มาเปรียบเทียบกัน ตามตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.5 สมการ Shear Bond ที่เลือกใช้ในการวิเคราะห์

Equation No.	Shear-bond Equation	Reference
(1)	$\frac{V_{uS}}{bd} = m \frac{d\sqrt{f'_c}}{L'} + k\rho$	(6,7)
(2)	$\frac{V_{uS}}{bd} = m \frac{\rho d}{L'} + k\sqrt{f'_c}$	(4)
(3)*	$\frac{V_u}{bd} = m \frac{1}{L'} + k$	(2,12)
(4)	$\frac{V_u}{bd} = k_1 \frac{t}{L'} + k_2 \frac{1}{L'} + k_3 t + k_4$	(13)

\*Coefficients  $m$  &  $k$  appearing in this equation replace the coefficients  $F_n$  and  $f_f$ , respectively, which appear in the indicated references.

เมื่อ  $V_u$  คือ กำลังต้านทาน Shear Bond สูงสุดต่อความกว้าง  $b$  ของแผ่นพื้นคอนกรีต  $d$  คือ ระยะจากผิวบนสุดของคอนกรีตจนถึงแนวแกนสะเทินของแผ่นเหล็กกรีดลอน  $s$  คือ ระยะห่างระหว่างตัวต้านทานแรงเฉือนวัดระยะตามแนวความยาวของลอน  $\rho$  คือ อัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดแผ่นเหล็กกรีดลอนต่อพื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพของแผ่นพื้นคอนกรีต ( $\frac{A_s}{bd}$ )  $f'_c$  คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต  $L'$  คือ ระยะระหว่างฐานรองรับกับจุดที่น้ำหนักรบรรทุกกระทำ (Shear Span) และ  $m, k$  คือ ค่าคงที่ซึ่งได้จากการทดสอบเท่านั้น ซึ่งจะอยู่กับลักษณะของแผ่นเหล็กกรีดลอนแต่ละแบบ แต่ละประเภท

สมการที่ (1)  $\frac{V_{uS}}{bd} = m \frac{d\sqrt{f'_c}}{L'} + k\rho$  คิดค้นโดย Schuster (1970) อ้างอิงจากสมมุติฐานที่ว่า การวิบัติของแผ่นพื้นคอนกรีตจะเริ่มจากการแตกร้าวในแนวทแยงเนื่องจากแรงดึงที่บริเวณน้ำหนักรบรรทุกกระทำ ซึ่งการทดสอบแสดงให้เห็นว่าการไหลแยกที่ปลายแผ่นพื้นคอนกรีต (End Slip) ไม่ได้เกิดก่อน ที่จะถึงกำลังสูงสุดที่แผ่นพื้นคอนกรีตรับได้ (Ultimate Load)

สมการที่ (2)  $\frac{V_{uS}}{bd} = m \frac{\rho d}{L'} + k\sqrt{f'_c}$  ซึ่งมีรูปแบบเหมือนกับสมการของ ACI ที่ใช้ในการคำนวณกำลังสูงสุดในการต้านแรงเฉือนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีการเสริมเหล็กที่เอวของโครงสร้าง โดยสมการ (2) ในตารางที่ 2.5 จะแทนค่าคงที่  $m = 1.9$  และ  $k = 2500$

สมการที่ (1) และ (2) ในตารางที่ 2.5 ได้ถูกศึกษาโดย Porter, et al, ในปี 1976 โดยการเปรียบเทียบค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน Shear Bond สูงสุด ที่ได้จากการทดสอบกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์จากสมการทั้งสองพบว่า ไม่มีความแตกต่างที่น่าสนใจเลย

ในตารางที่ 2.5 สมการที่ (3)  $\frac{V_u S}{bd} = m \frac{1}{L'} + k$  คิดค้นและพัฒนาโดย Ling, W.C. ในปี 1976 และปี 1980 อ้างอิงจากผลการทดสอบในขณะนั้นพิสูจน์ได้ว่า การไหลแยกที่ปลายแผ่นพื้นคอมโพสิต (End Slip) จะเกิดก่อน ที่น้ำหนักบรรทุกทุกจะถึงจุดสูงสุดที่แผ่นพื้นคอมโพสิตรับได้ (Ultimate Load)

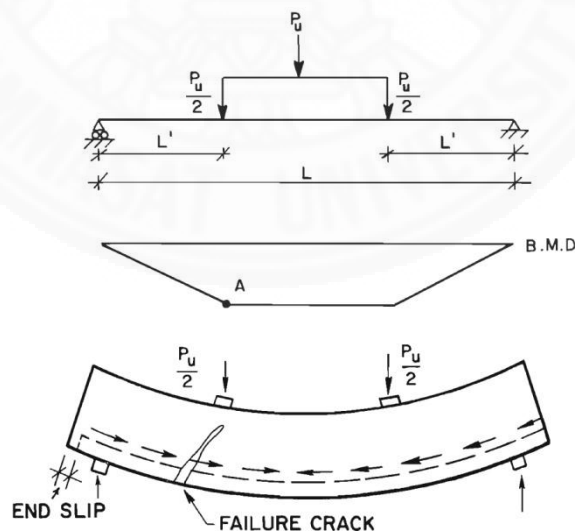
ความแตกต่างระหว่างสมการที่ (3) กับสมการที่ (1),(2) ในตารางที่ 2.5 คือสมการที่ (3) ไม่มีค่าตัวแปร  $f'_c$  และ  $\rho$  ซึ่งในการทดสอบของ Seilem, S.S. ในปี 1979 แสดงให้เห็นว่าไม่มีผลลัพธ์ที่แตกต่างกันเลยเมื่อใช้สมการที่ (1),(2),(3) ดังนั้นจึงแสดงให้เห็นว่าจริงๆแล้ว  $f'_c$  และ  $\rho$  ไม่ใช่ตัวแปรที่มีความสำคัญในการหาค่ากำลังต้านแรงเฉือน Shear Bond

สำหรับในงานวิจัยนี้ใช้สมมติฐานที่ว่าพฤติกรรมของแผ่นเหล็กกริดลอน กับคอนกรีต ที่นำมาประกอบเป็นแผ่นพื้นคอมโพสิต นั้นเหมือนกับเหล็กเสริมที่เสริมในคอนกรีตเสริมเหล็กปกติ

## 2.4.1 กลไกในการเกิดการวิบัติในรูปแบบ Shear Bond

### 2.4.1.1 สภาวะที่ 1

ก่อนที่จะเกิดการแตกร้าว น้ำหนักบรรทุกจะถูกต้านทานโดย แผ่นเหล็กกริดลอนกับคอนกรีต โดยตัวต้านทานแรงเฉือน เช่น ปุ่มนูน (Embossment) จะเป็นตัวส่งถ่ายแรงเฉือนระหว่างแผ่นเหล็กกริดลอนกับคอนกรีต ในสภาวะนี้แผ่นพื้นยังคงเป็นคอมโพสิต ดังนั้นคอนกรีตกับแผ่นเหล็กกริดลอนจะโก่งตัวไปพร้อมๆกัน



ภาพที่ 2.18 ลักษณะของการวิบัติแบบ Shear Bond

### 2.4.1.2 สภาวะที่ 2

เนื่องจากความแข็งต่อการดัดโค้ง (Flexural Rigidity) ของแผ่นเหล็กรีดลอนกับคอนกรีตแตกต่างกัน เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นการบิดจะเริ่มเกิดเมื่อกำลังต้านทานแรงดัดของหน้าตัดของแผ่นพื้นคอมโพสิตถูกทำลายในบริเวณใกล้กับจุดที่ให้น้ำหนักบรรทุก ซึ่งเป็นจุดที่เกิดค่าแรงดัดสูงสุด การที่กำลังต้านทานแรงดัดของหน้าตัดแผ่นพื้นคอมโพสิตถูกทำลายจะทำให้เกิดการแยกตัวในแนวตั้งระหว่างแผ่นเหล็กกับคอนกรีต บริเวณใต้น้ำหนักบรรทุกที่กระทำเป็นจุดในแต่ละข้างของแผ่นพื้นคอมโพสิต (ที่จุด A ในภาพที่ 2.18) เป็นที่สังเกตได้ว่า ที่จุด A เป็นจุดของการเปลี่ยนความชันของกราฟแรงดัด ที่ตำแหน่งนี้จะเกิดการแยกตัวในแนวตั้ง และจุดนี้เองที่ความเป็นคอมโพสิตของแผ่นพื้นคอมโพสิตจะเริ่มหมดไป คอนกรีตที่จุดนี้จะเป็นตัวต้านทานน้ำหนักบรรทุกในส่วนที่เพิ่มขึ้น นอกจากนี้การแยกในแนวตั้งนี้ยังทำให้ ตัวต้านทานแรงเฉือนในบริเวณนั้นเกิดการแยกตัวออกมาอีกด้วย

### 2.4.1.3 สภาวะที่ 3

เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นเฉพาะคอนกรีตเท่านั้นที่รับน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น เมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นจนเกินกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต คอนกรีตจะเริ่มเกิดรอยแตกร้าวในแนวทแยงเนื่องจากแรงดึง (Diagonal Tension Crack) ซึ่งทำมุมประมาณ 45 องศา กับแนวราบ ในเวลาเดียวกันคอนกรีตในช่วงระหว่างฐานรองรับกับตำแหน่งที่น้ำหนักบรรทุกเป็นจุดกระทำ (Shear Span) จะเริ่มไหลเหนือแผ่นเหล็กรีดลอนจนกระทั่งตัวต้านทานแรงเฉือนแยกตัวออกมาจากคอนกรีต ทำให้เกิดการไหลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip)

### 2.4.1.4 สภาวะที่ 4

เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นอีก จะเกิดการแยกในแนวตั้งมากขึ้น รอยแตกในแนวทแยงกว้างขึ้น การไหลแยกมากขึ้น ดังนั้นสภาวะน้ำหนักบรรทุกสูงสุด (Ultimate Load) จะเกิดเมื่อขนาดของรอยแตกร้าวในแนวทแยงขนาดใหญ่ คอนกรีตแยกตัวออกจากแผ่นเหล็กรีดลอน นั่นคือสภาวะที่กำลังต้านทานแรงดัดและกำลังต้านทานแรงเฉือนได้หมดไปอย่างสิ้นเชิง

## 2.4.2 การปรับปรุงสมการ Shear Bond

จากกลไกของการบิดจะเป็นไปตามหัวข้อ 2.4.1 และเมื่อพิจารณาสมดุลของแรงภายนอกในภาพที่ 2.19 (ก)

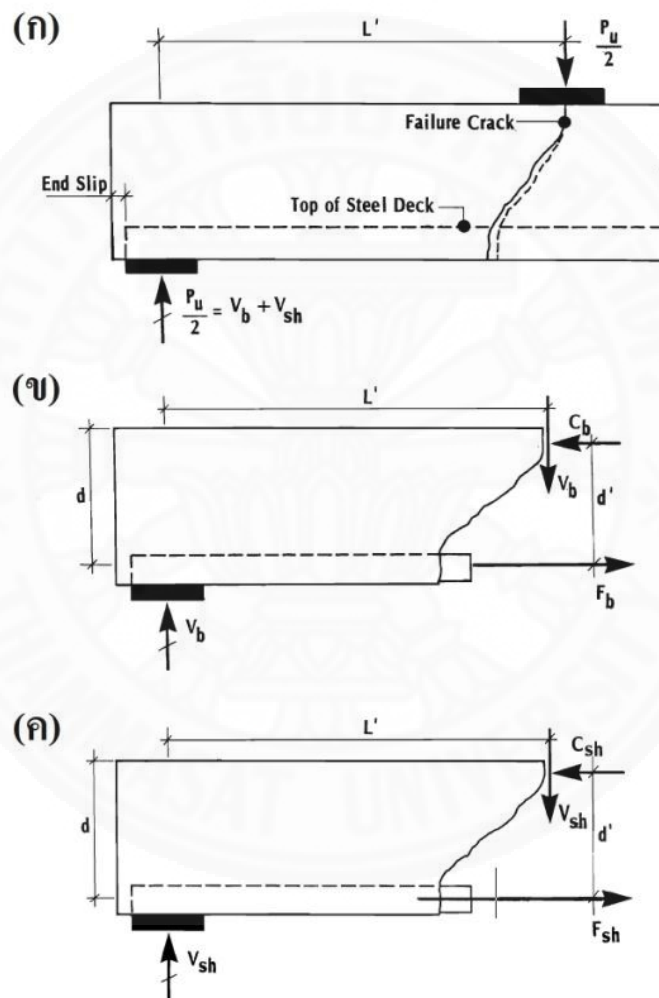
$$\frac{P_u}{2} = V_b + V_{sh} \quad (2.23)$$

เมื่อ  $P_u$  คือ กำลังต้านทาน Shear Bond สูงสุด  $V_b$  คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนที่เกิดจากแรงดัด  $V_{sh}$  คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนที่เกิดจากแรงเฉือน

จากภาพที่ 2.19(ข) เมื่อพิจารณาสมดุลของแรงตัดภายในและภายนอกของหน้าตัดที่  
แตกร้าว

$$V_b L' = F_b B d' \quad (2.24)$$

เมื่อ  $F_b$  คือ แรงในแนวราบที่กระทำกับแผ่นเหล็กยึดลอนต่อหน่วยความกว้าง  $d'$  คือ  
ระยะจากแกนสะเทินของแผ่นเหล็กยึดลอนจนถึงแกนสะเทินของหน่วยแรงอัดในคอนกรีต  $B$  คือ  
ความกว้าง และ  $L'$  คือ ระยะจากฐานรองรับจนถึงน้ำหนักรบรรทุกที่กระทำเป็นจุด



ภาพที่ 2.19 สมดุลของแรง ในบริเวณที่เกิดรอยแตกร้าว

เนื่องจากแรง  $F_b$  เป็นสัดส่วนกับ  $t$  ซึ่งความหนาของแผ่นเหล็กยึดลอน ประมาณ  
ความสัมพันธ์โดยใช้ สมการโพลีโนเมียลลำดับที่ 1 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $F_b, t, d'$  เป็น  
สัดส่วนโดยตรงกับ  $d$  ดังนั้นจากสมการที่ (2.24) เขียนใหม่ได้ดังนี้

$$V_b = (k_1 t + k_2) \cdot \frac{Bd}{L'} \quad (2.25)$$



เมื่อ  $k_1, k_2$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ ที่ได้จากการทดสอบแผ่นเหล็กกรีตลอนแต่ละแบบ  
พิจารณาสมดุลของแรงตัดภายในและภายนอก ของหน้าตัดที่แตกร้าของแผ่นพื้นคอม  
โพสิต ในภาพที่ 2.19 (ค) สามารถหาค่ากำลังสูงสุดที่ต้านทานแรงเฉือน

$$V_{sh} L' = F_{sf} L' B d' \quad (2.26)$$

เมื่อ  $F_{sf}$  คือ กำลังสูงสุดที่ต้านทานหน่วยแรงเฉือนระหว่างแผ่นเหล็กกรีตลอนกับคอนกรีต  
จะเห็นว่า  $F_{sf}$  เป็นสัดส่วนกับ  $t$  ซึ่งเป็นความหนาของแผ่นเหล็กกรีตลอน ดังนั้นจึงประมาณความสัมพันธ์  
โดยใช้สมการโพลีโนเมียลลำดับที่ 1 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $F_{sf}, t, d'$  เป็นสัดส่วนโดยตรงกับ  $d$   
ดังนั้นจากสมการที่ (2.26) เขียนใหม่ได้ดังนี้

$$V_{sh} = (k_3 t + k_4) \cdot B d \quad (2.27)$$

เมื่อ  $k_3, k_4$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ ที่ได้จากการทดสอบแผ่นเหล็กกรีตลอนแต่ละแบบแทน  
สมการที่ (2.25) และ ที่ (2.27) ในสมการที่ (2.23) และ ทำการจัดเรียงใหม่ได้ดังนี้

$$\frac{P_u}{2 B d} = k_1 \cdot \frac{t}{L'} + k_2 \cdot \frac{1}{L'} + k_3 t + k_4 \quad (2.28)$$

สมการ (2.28) สามารถเขียนในรูป (4) ในตารางที่ 2.5 ได้โดยการแทนค่า  $\frac{V_u}{b}$  ใน  $\frac{P_u}{2 B}$

### 2.4.3 การประเมินและเปรียบเทียบสมการ Shear Bond

ในการทดสอบจะแบ่งเป็น 9 กลุ่ม แต่ละกลุ่มอาจมีความหนาต่างกันหรือเท่ากัน  
ก็ได้ แต่ทุกกลุ่มจะมีตัวแปรที่เหมือนกันดังนี้

1. มีการเคลือบน้ำยาเหมือนกัน
2. มาจากผู้ผลิตเดียวกัน
3. ใช้แผ่นเหล็กกรีตลอนที่มีความกว้างเท่ากัน
4. ใช้คอนกรีตประเภทเดียวกัน

ค่าสัมประสิทธิ์  $m$  และ  $k$  จะหาค่าได้จากการวิเคราะห์แบบ Linear Regression  
สำหรับแต่ละประเภทของผลิตภัณฑ์และแต่ละความหนาของแผ่นเหล็กกรีตลอน ส่วนค่าสัมประสิทธิ์  $k_1$   
ถึง  $k_4$  จะหาค่าได้จากการวิเคราะห์แบบ Multi-Linear Regression สำหรับแต่ละประเภทของ  
ผลิตภัณฑ์ โดยไม่คำนึงถึงความหนาของแผ่นเหล็กกรีตลอน

เพื่อที่จะได้ระดับความถูกต้องของค่าแรงเฉือนสูงสุดให้อยู่ในช่วง  $\pm 15\%$   
ระหว่างค่าที่คำนวณได้กับค่าที่ได้จากผลการทดสอบ Porter และ Ekberg แนะนำให้ใช้ตัวอย่าง  
ทดสอบอย่างน้อย 8 ตัวอย่างในการประเมินหาค่า  $m$  และ  $k$  สำหรับแต่ละความหนาของแผ่นเหล็ก  
ของแต่ละประเภทผลิตภัณฑ์ในการวิจัยนี้จะไม่กล่าวถึงสมการที่ (3) ในตารางที่ 2.5 เนื่องจากให้ค่า



ความถูกต้องพอๆกันกับสมการที่ (1) และ สมการที่ (2) ในตารางที่ 2.5 และ ในการทดสอบนี้จะแบ่งเป็น 3 ขั้นตอนตามตารางที่ 2.6

#### ตารางที่ 2.6 ประเมินและเปรียบเทียบสมการแรงเฉือนแบบ Shear Bond

Step	Equation Investigated	Data of each group used in the evaluation of coefficients
I	(1), (2) & (4)	ALL available data having the same steel deck thickness.
II	(1), (2) & (4)	All available data of different steel deck thicknesses.
III	(4)	The sum of two data points of each steel deck thickness.

ในแต่ละขั้นตอนค่าสัมประสิทธิ์ของแต่ละสมการจะถูกกำหนดโดยใช้ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบ ค่าสัมประสิทธิ์เหล่านี้จะถูกนำไปแทนในสมการเพื่อคำนวณกำลังสูงสุดในการต้านทาน Shear Bond ของแต่ละตัวอย่างทดสอบ

สุดท้ายค่าความแตกต่างทางสถิติ เช่น Sum of Square Deviations (SSD), The Correlation Coefficient, Percent Error ฯลฯ จะถูกนำไปคำนวณเพื่อเปรียบเทียบค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการทดสอบสำหรับแต่ละตัวอย่างทดสอบและแต่ละสมการ

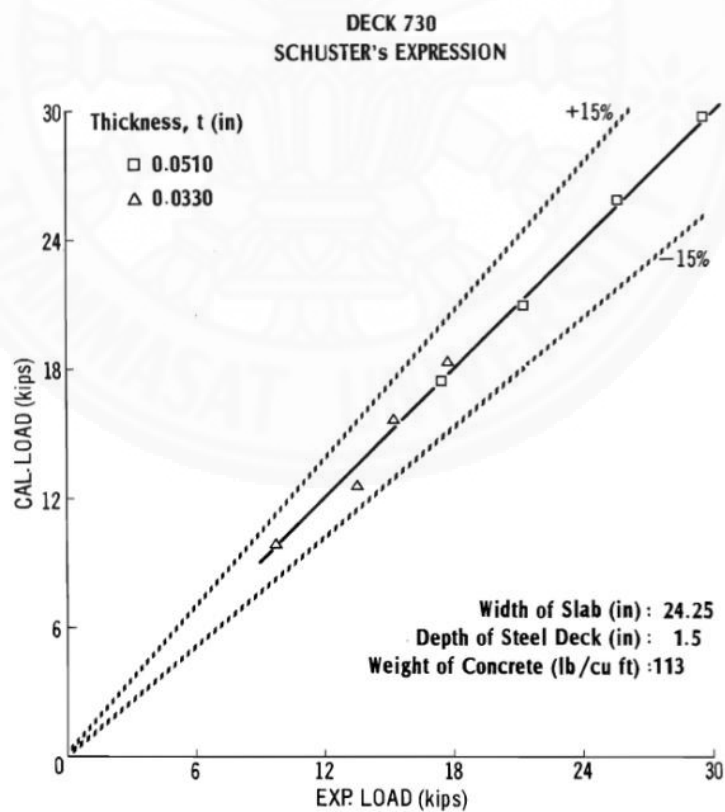
##### 2.4.3.1 ขั้นตอนที่1 (Step I ในตารางที่ 2.6)

แผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้แผ่นเหล็กรีดลอนแต่ละความหนาของแต่ละประเภท จะถูกประเมินค่าสัมประสิทธิ์แต่ละตัวของแต่ละสมการที่ (1),(2),(4) ในตารางที่ 2.5 และนำค่าสัมประสิทธิ์เฉพาะของแผ่นเหล็กรีดลอนที่มีความหนาเท่ากันมาใช้ในขั้นตอนนี้

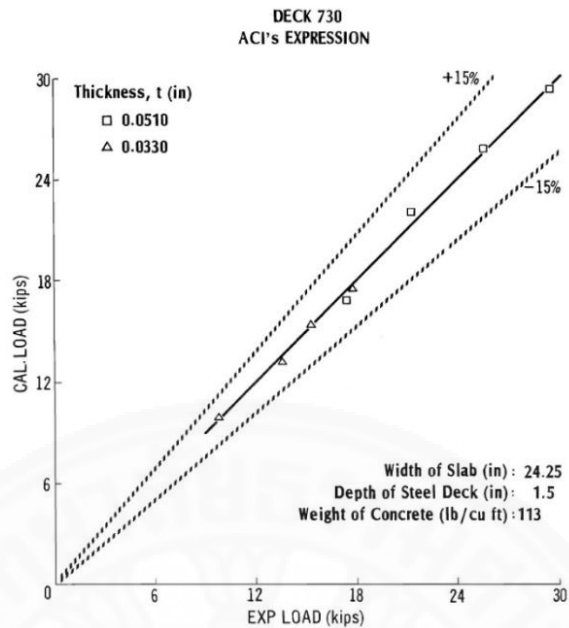
ผลการทดสอบของขั้นตอนนี้แสดงในตารางที่ 2.7 แสดงให้เห็นว่าไม่พบความแตกต่างที่ชัดเจนระหว่างสมการทั้งสาม โดยค่า Correlation Coefficient ที่ได้มีค่าใกล้เคียงกันมาก ซึ่งแสดงว่าตัวแปรในสมการทั้งสามมีความสัมพันธ์กันดี (Good Correlation) ส่วนค่าความแตกต่างทางสถิติ (Sum of Squared Deviations:SSD) แสดงให้เห็นว่าไม่มีความแตกต่างที่สำคัญระหว่างสมการทั้งสาม เมื่อนำค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน Shear Bond สูงสุดที่ได้จากการทดสอบกับค่าที่ได้จากการคำนวณของแต่ละสมการไปเขียนกราฟจะเห็นว่ากราฟที่ได้จากทั้งสามสมการมีความคล้ายกันมาก และอยู่ภายในช่วงแถบความถูกต้อง  $\pm 15\%$  เหมือนกัน

ตารางที่ 2.7 ผลทางสถิติที่ได้จากการทดสอบในขั้นตอนที่ 1

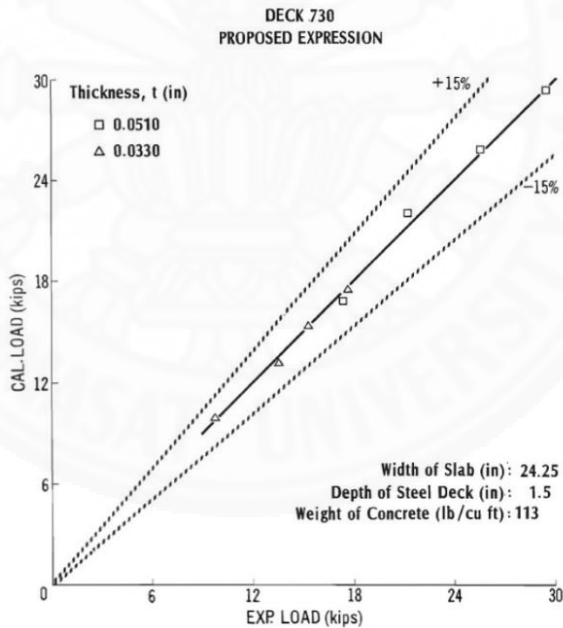
Data Group	Correlation Coefficient			Sum of Square Deviations		
	Eq. 1	Eq. 2	Eq. 4	Eq. 1	Eq. 2	Eq. 4
Deck - 300	0.980	0.982	0.980	7.962	7.027	7.774
Deck - 310	0.982	0.982	0.982	14.160	14.151	14.077
Deck - 320	0.987	0.987	0.987	0.956	0.940	0.944
Deck - 412	0.964	0.969	0.971	15.023	12.991	12.132
Deck - 424	0.942	0.938	0.939	40.076	42.826	42.116
Deck - 710	0.993	0.988	0.991	3.277	5.117	4.142
Deck - 720	0.998	1.000	1.000	1.226	0.326	0.326
Deck - 730	0.998	0.998	0.998	1.349	1.210	1.210
Deck - 800	0.980	0.985	0.986	22.731	17.445	16.095



ภาพที่ 2.20 กราฟกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของ Deck 730 ซึ่งได้จากการทดสอบ เทียบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการที่ (1) ในตารางที่ 2.5



ภาพที่ 2.21 กราฟกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของ Deck 730 ซึ่งได้จากการทดสอบ เทียบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการที่ (2) ในตารางที่ 2.5



ภาพที่ 2.22 กราฟกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของ Deck 730 ซึ่งได้จากการทดสอบเทียบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการที่ (4) ในตารางที่ 2.5

#### 2.4.3.2 ขั้นตอนที่ 2 (Step II ในตารางที่ 2.6)

ในขั้นตอนนี้จะนำข้อมูลที่ได้จากการทดสอบแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้แผ่นเหล็กรีดลอนแต่ละประเภทมาประเมินหาค่าสัมประสิทธิ์แต่ละตัวของสมการที่ (1),(2),(4) ในตารางที่ 2.5 โดยไม่สนใจความหนาที่แตกต่างกันของแผ่นเหล็กรีดลอน ผลการทดสอบได้ตามในตารางที่ 2.8

ตารางที่ 2.8 ผลทางสถิติที่ได้จากการทดสอบในขั้นตอนที่ 2

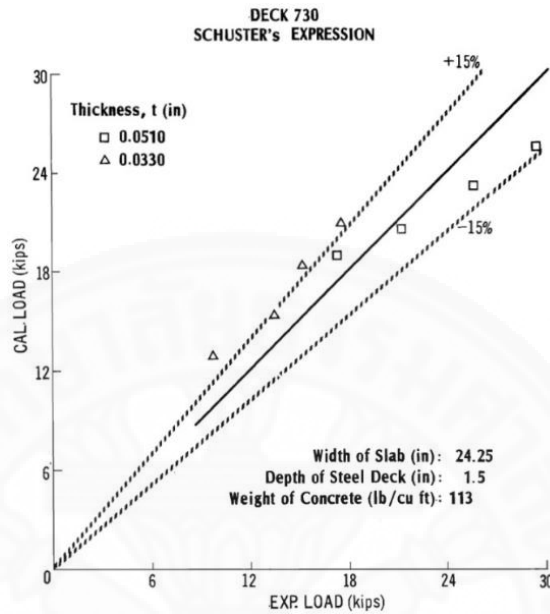
Data Group	Correlation Coefficient			Sum of Square Deviations		
	Eq. 1	Eq. 2	Eq. 4	Eq. 1	Eq. 2	Eq. 4
Deck - 300	0.841	0.949	0.977	58.083	19.856	9.067
Deck - 310	0.947	0.970	0.982	41.368	23.446	14.540
Deck - 320	0.955	0.964	0.986	3.183	2.537	1.035
Deck - 412	0.937	0.937	0.971	26.116	26.321	12.433
Deck - 424	0.850	0.902	0.939	98.719	66.244	41.779
Deck - 710	0.938	0.976	0.986	26.478	10.313	6.111
Deck - 720	0.882	0.949	0.999	75.062	33.204	0.727
Deck - 730	0.896	0.874	0.997	58.631	69.853	1.880
Deck - 800	0.964	0.982	0.972	40.802	20.985	31.964

จากตารางที่ 2.8 ค่า Correlation coefficient ที่ได้เป็นค่าที่รวมผลของตัวแปรต่างๆ และผลของความหนาที่แตกต่างของแผ่นเหล็กรีดลอนเข้าไว้แล้ว ในระหว่างประเมินค่าสัมประสิทธิ์ของแต่ละสมการ

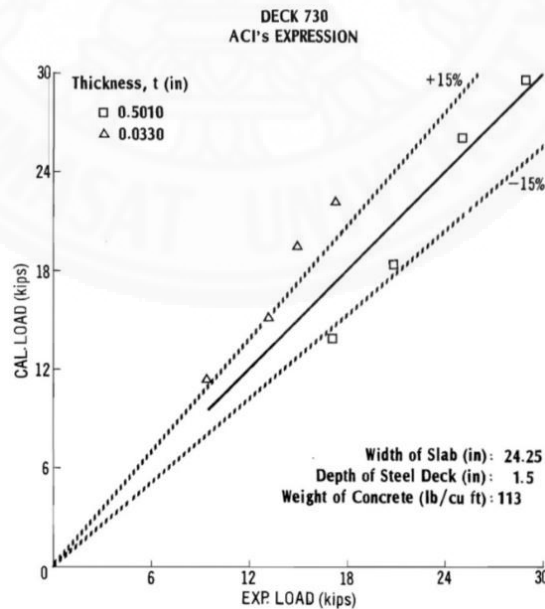
เมื่อเปรียบเทียบ Correlation Coefficient ในตารางที่ 2.7 กับตารางที่ 2.8 พบว่าสมการที่ (4) ในตารางที่ 2.5 ได้ค่า Correlation Coefficient ซึ่งแสดงในตารางที่ 2.8 มีค่าใกล้เคียงกันมากกับค่า Correlation Coefficient ที่ได้ในตารางที่ 2.7 ซึ่งแสดงผลของตัวแปรมีความสอดคล้องกันเป็นอย่างดี ในขณะที่สมการที่ (1) และ (2) ในตารางที่ 2.5 ยังกระจายและไม่ได้แสดงความสัมพันธ์ที่ชัดเจน เมื่อนำข้อมูลของตัวอย่างทดสอบที่ใช้แผ่นเหล็กรีดลอนที่มีความหนาไม่เท่ากันมาใช้รวมกัน เช่น สมการที่ (1) ในตารางที่ 2.5 แผ่นเหล็ก Deck-300 ค่า Correlation Coefficient ลดลงจาก 0.980 (ตารางที่ 2.7) เหลือ 0.841 (ตารางที่ 2.8) และ สมการที่ (2) ในตารางที่ 2.5 แผ่นเหล็ก Deck-730 ค่า Correlation Coefficient ลดลงจาก 0.998 (ตารางที่ 2.7) เหลือ 0.874 (ตารางที่ 2.8)

เมื่อพิจารณาค่า Sum of Square Deviations ที่สัมพันธ์กับสมการที่ (4) ในตารางที่ 2.5 มีค่าน้อยกว่าสมการที่ (1) และ (2) ในตารางที่ 2.5 มาก นอกจากนี้เมื่อเปรียบเทียบค่า Sum of Square Deviations ระหว่างในตารางที่ 2.7 กับในตารางที่ 2.8 จะเห็นว่าสมการที่ (4) ในตารางที่ 2.5 มีการเปลี่ยนแปลงของค่า Sum of Square Deviations น้อยมาก ขณะที่ Sum of Square Deviations ของสมการที่ (1) และ (2) ในตารางที่ 2.5 เพิ่มขึ้นมาก

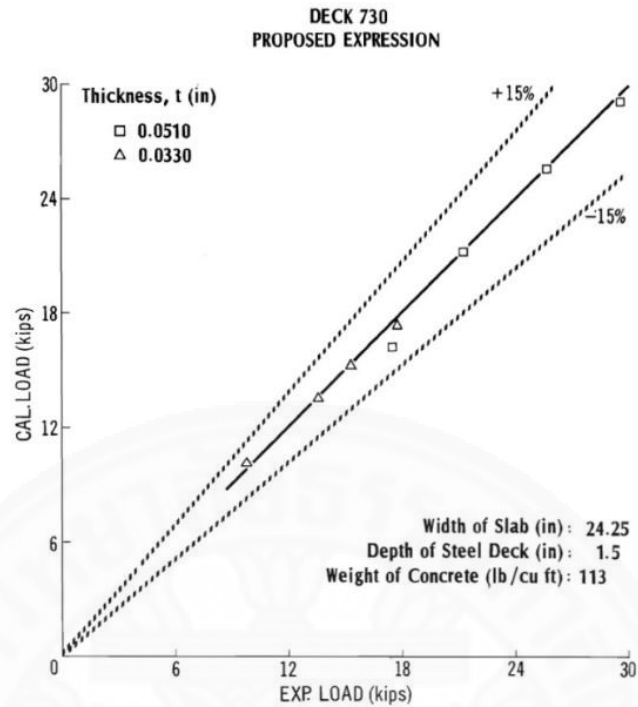
จากภาพที่ 2.23 และ ภาพที่ 2.24 แสดงกราฟที่สัมพันธ์กับสมการที่ (1) และ (2) ในตารางที่ 2.5 มีการกระจายตัวกันมาก ส่วนสมการที่ (4) ในตารางที่ 2.5 มีการกระจายน้อยมาก และอยู่ภายในแถบค่าความถูกต้อง  $\pm 15\%$  ซึ่งเหมือนกันในภาพที่ 2.25



ภาพที่ 2.23 กราฟกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของ Deck 730 ที่ได้จากการทดสอบ เทียบกับ กำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการที่ (1) ในตารางที่ 2.5 เมื่อไม่คำนึงถึงผลของความหนาของแผ่นเหล็กกริดลอน



ภาพที่ 2.24 กราฟกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของ Deck 730 ที่ได้จากการทดสอบ เทียบกับ กำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการที่ (2) ในตารางที่ 2.5 เมื่อไม่คำนึงถึงผลของความหนาของแผ่นเหล็กกริดลอน



ภาพที่ 2.25 กราฟกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของ Deck 730 ที่ได้จากการทดสอบ เทียบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการที่ (4) ในตารางที่ 2.5 เมื่อไม่คำนึงถึงผลของความหนาของแผ่นเหล็กกริดลอน

#### 2.4.3.3 ขั้นตอนที่ 3 ( Step III ในตารางที่ 2.26)

ในขั้นตอนนี้จะพิจารณาเฉพาะสมการที่ (4) ในตารางที่ 2.5 เท่านั้น เนื่องจากสมการที่ (4) นี้ให้ผลดีที่สุด ค่าสัมประสิทธิ์ของสมการที่ (4) นี้จะถูกประเมินสำหรับแต่ละความหนาของแต่ละประเภทของผลิตภัณฑ์ โดยใช้ตัวอย่างทดสอบเพียง 2 ตัวอย่างทดสอบเท่านั้น

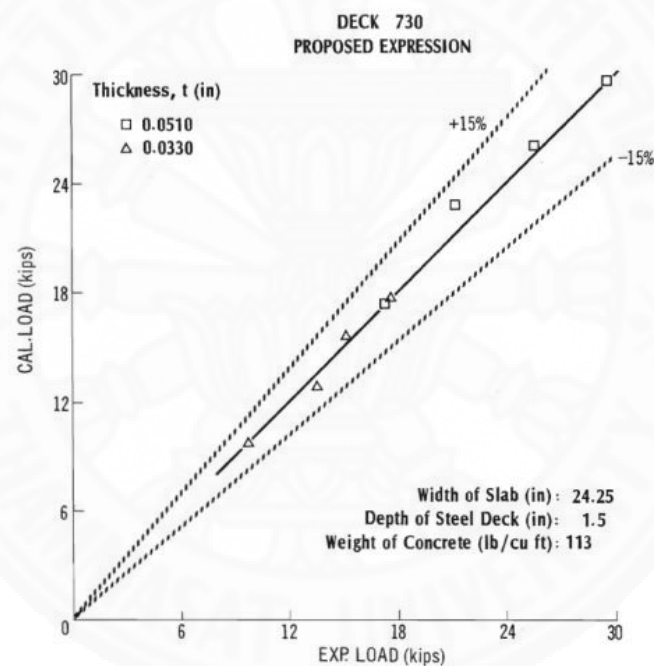
ตารางที่ 2.9 ผลทางสถิติที่ได้จากการทดสอบในขั้นตอนที่ 3

Data Group	Correlation Coefficient	Sum of Square Deviation
Deck - 300	0.970	11.749
Deck - 310	0.962	30.036
Deck - 320	0.975	1.812
Deck - 412	0.944	23.280
Deck - 424	0.865	89.441
Deck - 710	0.976	10.439
Deck - 720	0.999	0.576
Deck - 730	0.995	2.960
Deck - 800	0.979	24.149



จากตารางที่ 2.9 พบว่าค่า Correlation Coefficient อยู่ในช่วง 0.944-0.99 ซึ่งอยู่ในช่วงที่มีค่า Correlation Coefficient ดีมาก และเมื่อเปรียบเทียบกับค่า Correlation Coefficient ในขั้นตอนก่อนหน้า จะเห็นว่าค่า Correlation Coefficient จะลดลงเล็กน้อย ยกเว้นค่า Correlation Coefficient ของ Deck-424 ลดลงค่อนข้างสูงซึ่งน่าจะเป็นผลมาจากช่วงความกว้างของ Shear Span ของเฉพาะแผ่นเหล็กประเภทนี้เมื่อเปรียบเทียบโดยพิจารณาค่า Sum of Square Deviations จากตารางที่ 2.9 เทียบกับตารางที่ 2.7 และตารางที่ 2.8 ไม่พบการเพิ่มขึ้นที่เป็นนัยสำคัญ

จากภาพที่ 2.26 พิสูจน์ให้เห็นว่าข้อมูลที่ได้อย่างคงอยู่ในช่วงแถบความถูกต้อง  $\pm 15\%$  แม้ว่าจะมีการกระจายของข้อมูลมากกว่าเดิม ขั้นตอนที่ 3 นี้ยังคงแสดงให้เห็นว่าในการทดสอบแผ่นพื้นคอนกรีตสามารถใช้ 2 ตัวอย่างการทดสอบได้สำหรับแต่ละความหนาของแผ่นเหล็กแต่ละประเภทโดยที่ยังได้ค่าความถูกต้องอยู่ในช่วง  $\pm 15\%$  เหมือนเดิม



ภาพที่ 2.26 กราฟกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของ Deck 730 ที่ได้จากการทดสอบ เทียบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการคำนวณโดยใช้สมการที่ (4) ในตารางที่ 2.5 โดยพิจารณาตามขั้นตอนที่ 3

#### 2.4.4 สรุปผลการทดสอบ

1. ในการกำหนดกำลังสูงสุดเพื่อต้านทาน Shear Bond จะต้องใช้จำนวนตัวอย่างทดสอบที่เพียงพอ
2. จากตารางที่ 2.5 การใช้สมการที่ (4) สามารถลดจำนวนตัวอย่างทดสอบลงได้ประมาณ 1/4 ของจำนวนที่ได้ถูกแนะนำไว้ (แนะนำโดย Porter และ Ekberg) และยังคงได้ค่าความถูกต้องอยู่ในช่วง  $\pm 15\%$

3. จากตารางที่ 2.5 สมการที่ (4) จะให้ระดับความถูกต้องอยู่ในช่วง  $\pm 15\%$  เหมือนกันกับสมการที่ (1),(2) และ (3) ถ้าหากพิจารณาความหนาของแผ่นเหล็กที่เหมือนกัน แต่ถ้าหากพิจารณาผลของความแตกต่างของความหนาของแผ่นเหล็กที่รวมด้วย สมการที่ (4) จะให้ค่าความถูกต้องดีที่สุด

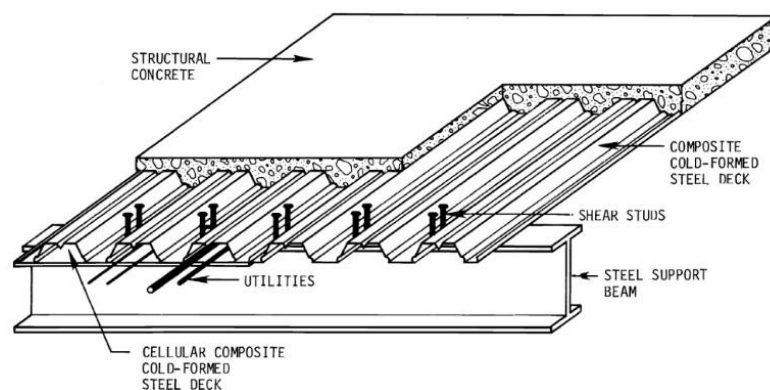
4. จากตารางที่ 2.5 สมการที่ (4) แสดงให้เห็นว่าร้อยละของพื้นที่หน้าตัดเหล็ก  $\rho$  และกำลังอัดประลัยของคอนกรีต  $f'_c$  ไม่มีผลต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของแผ่นพื้น

5. ความยาว Shear Span มีผลอย่างชัดเจนกับกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้แผ่นเหล็กประเภทเดียวกันและใช้ความหนาของแผ่นเหล็กเท่ากัน ซึ่งจะเข้าใจง่ายเมื่อพิจารณาสมการที่ (4) ในตารางที่ 2.5 โดยกำหนดให้ความหนาของแผ่นเหล็กเท่ากัน

## 2.5 Max L. Porter, Lowell F. Greimann (1984) : “Shear-Bond Strength of Studded Steel Deck Slabs”

งานวิจัยนี้ศึกษากำลังรับต้านทานแรงเฉือนแบบ Shear Bond ที่เพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มตัวต้านทานแรงเฉือนที่เรียกว่า สลักเหล็กแบบเชื่อม (Welding Studs) เข้าที่ปลายของแผ่นพื้นคอมโพสิต โดยให้แผ่นพื้นคอมโพสิตอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงในแนวตั้ง และนำข้อมูลที่ได้มาเปรียบเทียบกับแผ่นพื้นที่ไม่ได้เพิ่มสลักเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นคอมโพสิตเป้าหมายในการทดสอบนี้ คือ

1. หาค่าร้อยละ ระหว่างกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เพิ่มสลักเหล็กที่ปลายแผ่น เทียบกับแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ไม่ได้เพิ่มสลักเหล็กที่ปลายแผ่น
2. ศึกษาพฤติกรรมเฉพาะตัวของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เพิ่มสลักเหล็กที่ปลายแผ่นที่แตกต่างจากแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ไม่ได้เพิ่มสลักเหล็กที่ปลายแผ่น
3. พัฒนาระบบการวิเคราะห์เพื่อทำนายค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เพิ่มสลักเหล็กที่ปลายแผ่น

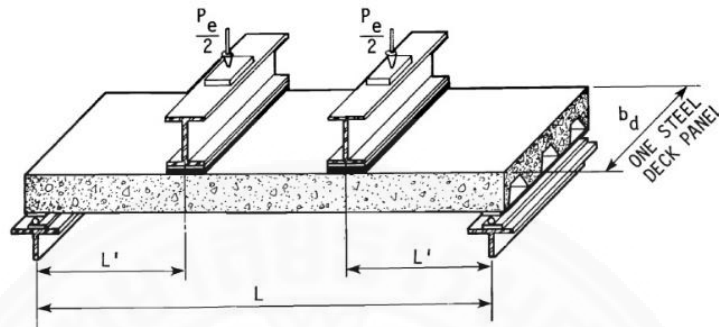


ภาพที่ 2.27 ลักษณะทั่วไปของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เพิ่มสลักเหล็ก (Studs)

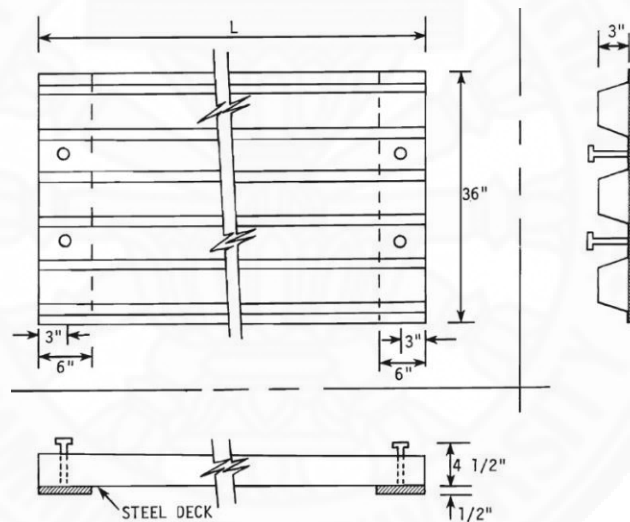


### 2.5.1 ตัวอย่างการทดสอบและการจัดอุปกรณ์ในการทดสอบ

ในการทดสอบใช้ตัวอย่างทดสอบ 15 ตัวอย่าง แต่ละตัวอย่างมีความกว้าง 3 ฟุต มีความหนาทั้งหมด 5.5 นิ้ว ใช้แผ่นเหล็กรีดลอนที่มีลอนสูง 3 นิ้ว สลักเหล็กที่ใช้มีขนาด  $3/4$  นิ้ว ต่อ  $4 \frac{7}{8}$  นิ้ว



ภาพที่ 2.28 ลักษณะการให้น้ำหนักบรรทุกในการทดสอบ



ภาพที่ 2.29 ลักษณะการติดตั้งสลักเหล็ก (Studs) ในตัวอย่างทดสอบ

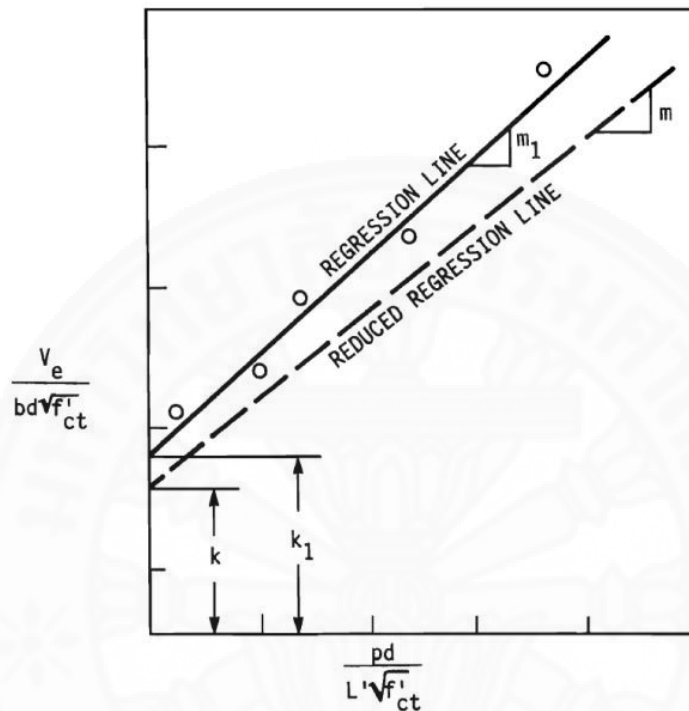
ตารางที่ 2.10 การจัดกลุ่มตัวอย่างทดสอบสำหรับน้ำหนักรวมในแนวตั้ง

Group	Specimens	Specimen Length (inches)	Deck Gage	Steel thickness (inches)
I	1-4*	184	20	0.0337
II	5-8	92	20	0.0337
III	9-12	73	16	0.0595
IV	13-15	184	16	0.0530

\*Refers to slab number and type in Table 2.

### 2.5.2 ผลการทดสอบ

ความสัมพันธ์กราฟเส้นตรงของกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแผ่นพื้นคอมโพสิตจะถูกนำไปใช้ในการทำนายกำลังต้านทานแรงเฉือน Shear Bond โดยความสัมพันธ์นี้จะประกอบด้วยตัวแปรพื้นฐานต่างๆที่ได้จากสมการ Linear Regression ดังแสดงใน ภาพที่ 2.30



ภาพที่ 2.30 กราฟความสัมพันธ์ Linear Regression ที่ได้จากการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของแผ่นพื้นคอมโพสิต

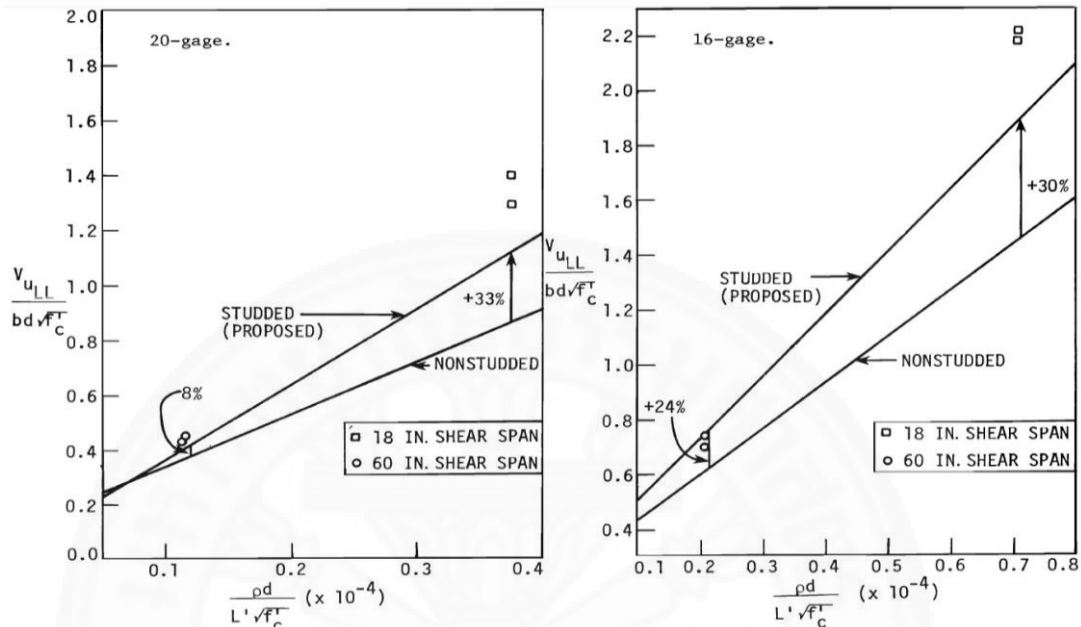
จากภาพที่ 2.30 ความสัมพันธ์ของเส้นตรงเขียนในรูปสมการได้ดังนี้

$$\frac{V_e}{bd} = \frac{m_1 \rho d}{L'} + k_1 \sqrt{f'_c} \quad (2.29)$$

เมื่อ  $V_e$  คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบ  $b$  คือ ความกว้างของตัวอย่างทดสอบ  $d$  คือ ความลึกประสิทธิภาพ  $\rho$  คือ สัดส่วนของพื้นที่หน้าตัดแผ่นเหล็กยึดลอนต่อ  $b.d$   $L'$  คือ ความยาวจากฐานรองรับจนถึงจุดน้ำหนักรวมทุกกระทำ  $f'_c$  คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต  $m_1$  คือ ความชันของเส้น Regression  $k_1$  คือ ค่าที่เส้น Regression ตัดกับแกนตั้ง

จากภาพที่ 2.30 เมื่อทำการทดสอบจะนำผลการทดสอบมาเขียนกราฟได้เส้น Regression (เส้นบน) ซึ่งจะได้ค่า  $m_1$  และ  $k_1$  จากนั้นทำการลดค่าของเส้นกราฟลงได้ค่า  $m$  และ  $k$  ตัวใหม่ซึ่งจะนำค่าใหม่ทั้งสองค่านี้ไปใช้ในการออกแบบโดยใช้สมการคล้ายกันกับสมการที่ 2.29

หลักการนี้สามารถนำมาใช้ได้ทั้งแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เสริมสลักเหล็กที่ปลาย รวมถึงแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ไม่เสริมสลักเหล็กที่ปลายจากการทดสอบพบว่า มี 2 วิธีการที่จะใช้เชื่อมโยงกับการวิเคราะห์แบบ Regression สำหรับแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เสริมสลักเหล็กที่ปลาย



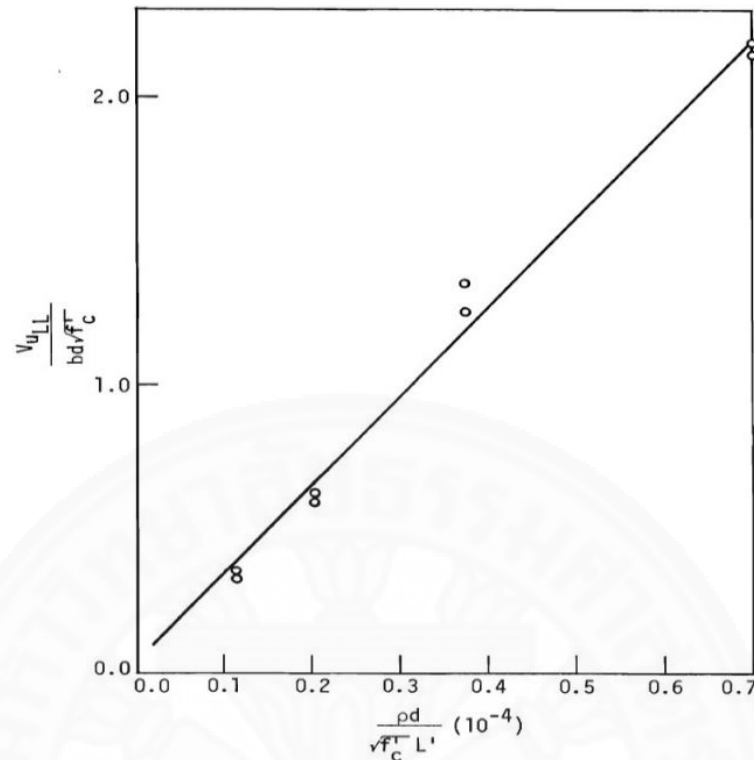
ภาพที่ 2.31 แสดงเส้น Regression ที่ได้จากการคำนวณโดยใช้ค่าร้อยละที่เพิ่มขึ้น เปรียบเทียบกับกราฟที่ได้จากการคำนวณของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ไม่ได้ใช้สลักเหล็ก และเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการทดสอบโดยตรง

### 2.5.2.1 วิธีการที่1

ใช้เส้น Regression ที่ได้จากการเพิ่มค่าจากร้อยละที่เพิ่ม สำหรับการทำนายกำลังของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เสริมสลักเหล็กที่ปลาย จากภาพที่ 2.31 จะเห็นว่าค่าที่ได้จากการทดสอบแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เสริมสลักเหล็กที่ปลายโดยใช้ Shear Span เท่ากับ 18 นิ้ว มีค่าสูงกว่าเส้น Regression ที่เพิ่มค่าร้อยละแล้ว ดังนั้นวิธีการนี้จึงไม่เหมาะสมที่จะนำมาใช้ในการทำนายสำหรับทุกๆ Shear Span

### 2.5.2.2 วิธีการที่2

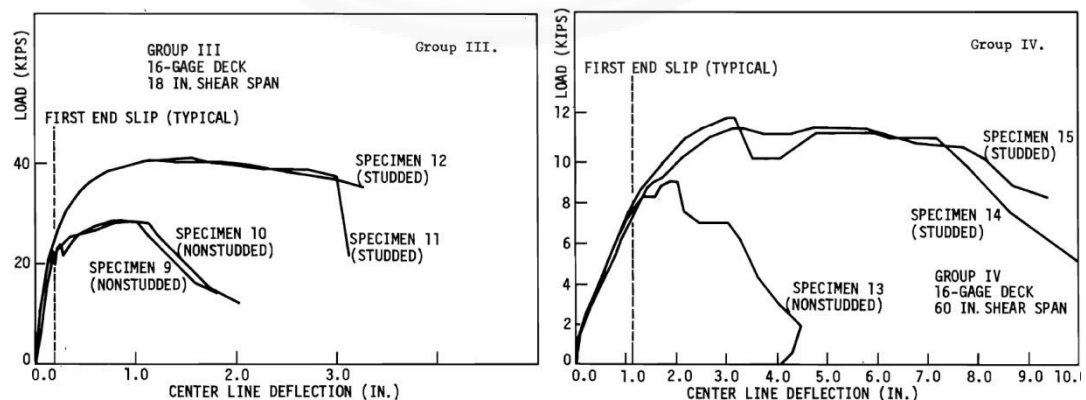
สร้างเส้น Regression ของตัวมันเองตามหลักการเบื้องต้นของการวิเคราะห์แบบ Regression สำหรับแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เสริมสลักเหล็กที่ปลายจากภาพที่ 2.32 แสดงการสร้างเส้น Regression ของ Shear Bond สำหรับตัวอย่างที่กำลังศึกษา นอกจากนี้ยังแสดงให้เห็นถึงการใช้ค่าตัวแปรชุดเดียวกันกับการวิเคราะห์แบบ Regression สำหรับแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ไม่เสริมสลักเหล็กที่ปลาย ดังนั้นทั้งแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เสริมสลักและแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ไม่เสริมสลักสามารถใช้หลักการวิเคราะห์แบบ Regression ในการวิเคราะห์หาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนได้เหมือนกัน



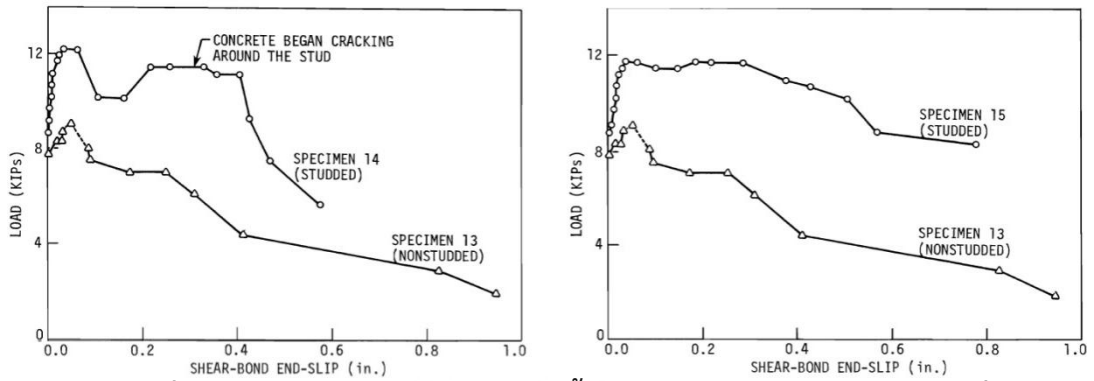
ภาพที่ 2.32 แสดงผลการทดสอบตัวอย่างที่เสริมสลักเหล็ก

จากผลการทดสอบการเพิ่มสลักที่ปลายแผ่นพื้นคอมโพสิตที่มีการถ่ายน้ำหนักแบบทางเดียว (One Way Slab) นั้นจะทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตมีกำลังเพิ่มขึ้น 8-33% ขึ้นอยู่กับช่วงความยาวของแผ่นพื้นคอมโพสิตและความหนาของแผ่นเหล็กรีดลอน

แผ่นพื้นคอมโพสิตที่ไม่เสริมหลักเหล็กที่ปลายแผ่นจะวิบัติด้วยการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวที่ผิวสัมผัสระหว่างแผ่นเหล็กรีดลอนกับคอนกรีต แต่ แผ่นพื้นคอมโพสิตที่เสริมหลักเหล็กที่ปลายแผ่นจะวิบัติด้วยการฉีกขาดของแผ่นเหล็กรีดลอนในบริเวณใกล้ๆ กับสลักเหล็ก นอกจากนี้ก็ยังคงเกิดการไถลแยกระหว่างแผ่นเหล็กรีดลอนกับคอนกรีตบริเวณช่วง Shear Span



ภาพที่ 2.33 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกเทียบกับการโก่งตัวที่กลางช่วงความยาว



ภาพที่ 2.34 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการไถลแยกที่ปลายแผ่นตัวอย่างทดสอบ

ตารางที่ 2.11 ผลการทดสอบ

Slab Number and Type	Span Length, L <sup>c</sup> (inches)	Shear Span Length, L' (inches)	Ultimate Load, P <sup>u</sup> (kips) <sup>u</sup>	Average % Increase
1 - nonstudded	178	60	6.47	
2 - nonstudded	178	60	6.11	
3 - studded	178	60	6.58	7.7
4 - studded	178	60	7.00	
5 - nonstudded	86	18	17.73	
6 - nonstudded	86	18	18.73	
7 - studded	86	18	28.25	32.5
8 - studded	86	18	25.75	
9 - nonstudded	67	18	28.75	
10 - nonstudded	67	18	28.50	
11 - studded	67	18	40.75	30.5
12 - studded	67	18	41.50	
13 - nonstudded	178	60	9.06	
14 - studded	178	60	12.18	24.5
15 - studded	178	60	11.68	

1 inch = 2.54 cm  
1 kip = 4.45 kN

## 2.6 JuazasValivonis ( 2006) : “ Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete ”

การจะทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตสามารถรับกำลังได้มากขึ้นจะต้องลดอัตราการแยกกันระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กที่ลอนที่บริเวณผิวสัมผัสของวัสดุทั้ง 2 ชนิด ซึ่งกำลังของผิวสัมผัสและการเสีรูปจะขึ้นกับ

1. พันธะทางเคมีที่ผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กที่ลอน
2. กำลังทางกลศาสตร์ของผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กที่ลอน
3. ความฝืดที่ผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กที่ลอน
4. เครื่องมือยึดเหนี่ยวที่ช่วยเพิ่มกำลังทางกลศาสตร์ของผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับ

แผ่นเหล็กที่ลอน

แรงปฏิกิริยาที่บริเวณฐานรองรับของแผ่นพื้นคอมโพสิตจะทำให้เกิดหน่วยแรงอัดที่ผิวสัมผัส และส่งผลให้กำลังของแรงยึดเหนี่ยวทางกลศาสตร์ (Mechanical Bond) ของผิวสัมผัสรวมทั้งความฝืด (Friction) ที่บริเวณผิวสัมผัสจะเพิ่มขึ้น จากการค้นคว้าพบว่าระหว่างเกิดการวิบัติที่ฐานรองรับจะเกิดรอยแตกตามแนวยาวของโครงสร้างบริเวณใกล้กับลอนตามแนวยาวของลอนโดยขนาดและลักษณะของรอยแตกจะถูกกำหนดโดยจำนวนและประเภทของลอนทั้งในแนวราบและในแนวตั้งฉากกับลอน การเสริมกำลังโดยใช้แผ่นเหล็กที่ลอนนี้จะช่วยควบคุมการเกิดหน่วยการยืดหด (Strain ) ตามแนวขวางของลอน ในคอนกรีต

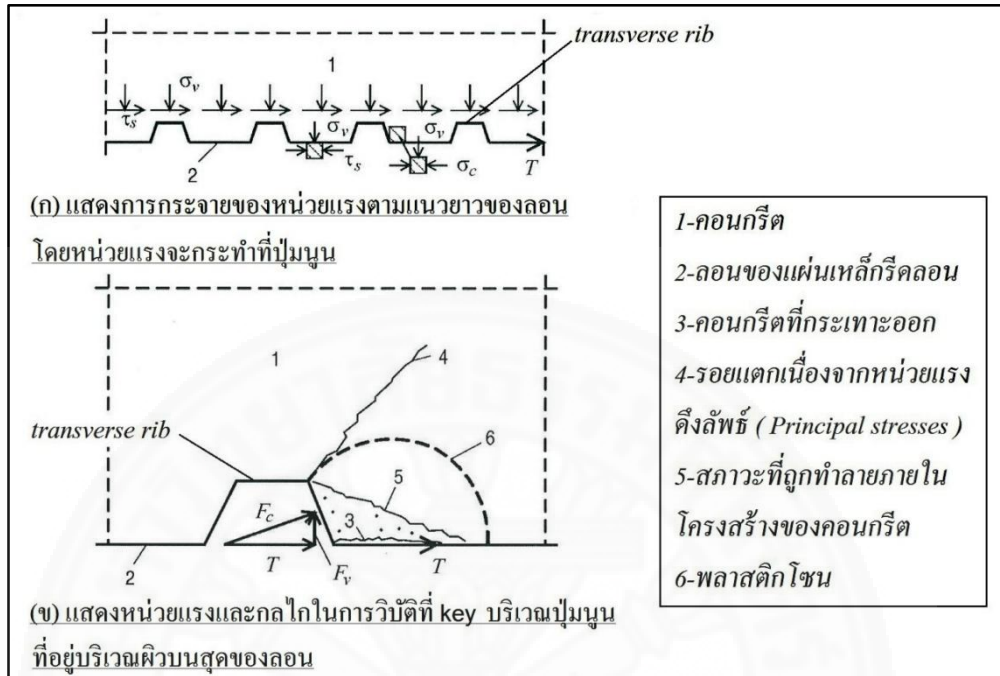
### 2.6.1 สภาวะของหน่วยแรงและหน่วยการยืดหดภายในโซนผิวสัมผัส (Stress and Strain State in The Contact Zone)

บนลอนของแผ่นเหล็กที่ลอน จะมีปุ่มนูน (Transverse Rib) วางตัวตามแนวขวางกับลอนและปุ่มแต่ละปุ่มจะถูกวางเรียงกันตามแนวยาวของลอนเพื่อช่วยเพิ่มกำลังการยึดเหนี่ยวระหว่างแผ่นเหล็กที่ลอนกับคอนกรีต จุดที่มีการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับ แผ่นเหล็กที่ลอนเป็นผลที่เกิดจากปุ่มนูนนี้จะเรียกจุดนี้ว่า keys ซึ่งจะมีพฤติกรรมคล้าย ๆ กับขั้วของเหล็กข้ออ้อยที่ช่วยเพิ่มกำลังการยึดเหนี่ยวให้กับเหล็กข้ออ้อยในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบธรรมดา

เมื่อแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ถูกตัดโค้งที่ผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กที่ลอนจะมีแรงเฉือนเกิดขึ้นในระนาบของผิวสัมผัสระหว่างชั้นของวัสดุทั้งสองจะต้านทานหน่วยแรงเฉือน  $\tau$  ด้วยแรงยึดเหนี่ยว จากภาพที่ 2.35 (ก) บนระนาบแนวราบของ Keys แรงเฉือน  $T$  จะทำให้เกิดหน่วยแรงอัด  $\sigma_c$  ซึ่งเป็นแรงอัดเฉพาะที่ จากภาพที่ 2.35 (ข) บนระนาบแนวตั้งของ Keys ซึ่งเอียงทำมุมกับ แรงเฉือน  $T$  จะเกิดแรงเฉือน  $F_v$  ในแนวตั้งซึ่งแรงเฉือนนี้จะทำให้เกิดพฤติกรรมการยก



ตัวของคอนกรีตที่อยู่เหนือระนาบ Keys นอกจากนี้ยังเกิดแรงอัด  $F_c$  ซึ่งมีทิศตั้งฉากกับระนาบเอียงของ Keys



ภาพที่ 2.35 แสดงหน่วยแรงและหน่วยการยึดหดที่ผิวสัมผัสระหว่างแผ่นเหล็กที่ลอน กับ คอนกรีตบริเวณปุ่มนูน (Embossments)

จากทฤษฎีทั่วไปของกลศาสตร์ของแข็ง (Mechanics of Solids) หน่วยแรงอัดเฉพาะที่ในทิศตามขวางสามารถเขียนสมการความเครียดเนื่องจากหน่วยแรงดึง (Tensile Strain คือ

$$\epsilon_y = \frac{1}{E_c} [\sigma_c - \nu(\sigma_z + \sigma_v)] \tag{2.30}$$

เมื่อ  $E_c$  คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (Elasticity Modulus)

$\nu$  คือ อัตราส่วนปัวซอง (Poisson's Ratio) ของคอนกรีต

$\sigma_z$  คือ หน่วยแรงในคอนกรีตซึ่งอยู่ในแนวขวางกับลอน

เมื่อความลึกและพื้นที่ทั้งหมดของ Keys ซึ่งอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงอัดเฉพาะที่มีขนาดไม่ใหญ่ ดังนั้นจะเกิดหน่วยแรงอัดเฉพาะที่มีความเข้มข้นสูงและในเวลาเดียวกันหน่วยแรงที่มีความเข้มข้นสูงในทิศตามขวางจะถูกทำให้เกิดขึ้น ดังนั้นจึงเกิดสถานะคอมเพล็กซ์ของหน่วยแรง (Complex State of Stresses) ถ้าหน่วยแรงดึงหลัก (Principal Tension Stress) มีค่ามากกว่ากำลังรับหน่วยแรงดึงของคอนกรีตจะเกิดรอยแตกในแนวทแยงขึ้นดังเส้นที่ 4 ในภาพที่ 2.35 (ข)

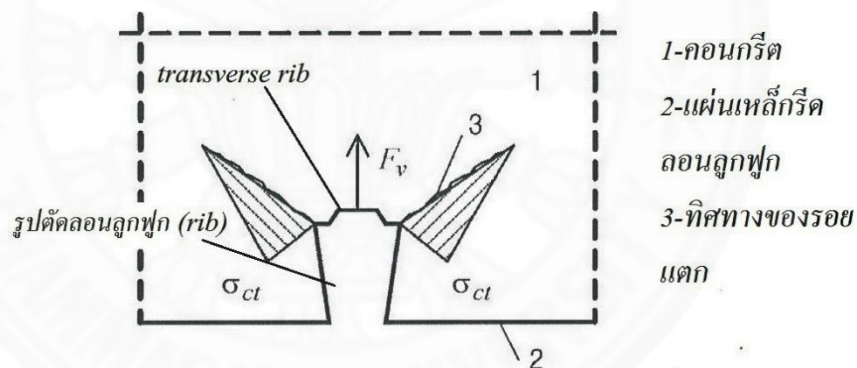


$$\sigma_{c.m.t} = \frac{\sigma_v + \sigma_c}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_v - \sigma_c}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} > f_{ctk} \quad (2.31)$$

อย่างไรก็ตาม เมื่อพื้นที่เล็กๆ ของ Keys ซึ่งอยู่ภายใต้แรงอัดเฉพาะที่ทำให้เกิดหน่วยแรงอัดเฉพาะที่ที่มีความเข้มสูงมาก รอยแตกทแยงที่เกิดจากหน่วยแรงดึงลัฟธ์อาจจะไม่เกิดในกรณีนี้ พันธะยึดเหนี่ยวภายในโครงสร้างของอนุภาคของคอนกรีตจะแตกออกทำให้ปรากฏพื้นที่ของคอนกรีตที่ถูกอัดจนแตกออกมา โดยพื้นที่ผิวของรอยแตกดังกล่าวแสดงดังเส้น 5 ในภาพที่ 2.35 (ข)

เมื่อแรงเฉือนทำให้หน่วยแรงตามขวางในคอนกรีตกับ Keys เพิ่มขึ้น รอยแตกแนวใหม่จะเกิดขึ้นซึ่งจะมีความลึกและความสูงที่สามารถแตกพาดผ่านตลอดความหนาของชั้นคอนกรีตได้

เมื่อพิจารณาอีกด้านหนึ่ง ดังแสดงในภาพที่ 2.36 คอนกรีตกับ Keys จะกระทำตัวเสมือนลิ้ม เนื่องจากแรงเฉือนระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กยึดลอนยังคงเพิ่มหน่วยแรงดึงในทิศตามขวาง ทำให้คอนกรีตแตกออกมาในทิศตามแนวยาวของแรงเฉือนที่มากกระทำ การเสียรูปและการแตกลนี้ทำให้ Keys สูญเสียกำลังต้านทานไป



ภาพที่ 2.36 การกระจายของแรงและหน่วยแรง บริเวณมุมบนของลอน ซึ่งทำเกิดรอยร้าวในแนวทแยงทำมุมประมาณ 45 องศา

จากภาพที่ 2.36 ชั้นคอนกรีตเหนือลอนจะถูกฉีกออกอย่างฉับพลัน โดยเริ่มจากมุมของลอนทั้ง 2 ข้างซึ่งเป็นผลมาจากแรงดึงขึ้น  $F_v$  เมื่อหน่วยแรงดึงมีค่า  $\sigma_{ct} = f_{ct}$  รอยแตกในแนวทแยงที่เกิดขึ้นจะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลักๆ คือ ความสูงของ Keys ความกว้างของ Keys และระยะห่างของ Keys ปัจจัยเหล่านี้ยังมีผลกับการเคลื่อนที่ออกจากกันระหว่างชั้นและความแข็งแรงของผิวสัมผัสอีกด้วย

## 2.6.2 พฤติกรรมของแผ่นพื้นคอมโพสิตเมื่อต้านทานแรงเฉือนในแนวราบ

ในการวิเคราะห์สภาวะต่างๆของหน่วยแรงทำให้ทราบถึงพฤติกรรมบนผิวสัมผัสซึ่งสามารถแบ่งได้ 3 สภาวะ

### 2.6.2.1. สถานะยืดหยุ่น (An Elastic Stage)

คอนกรีตอยู่ภายใต้ แรงอัดเฉพาะที่ และคอนกรีตยังสามารถรับแรงอัดได้

$$\sigma_{cc} \cong f_{ck}$$

### 2.6.2.2. สถานะการเสียรูป แบบพลาสติก (Plastic Deformation Development Stage)

คอนกรีตในบริเวณขอบของ Keys หน่วยแรงอัดเฉพาะที่  $\sigma_{cc} > f_{ck}$  ดังนั้น พันธะยึดเหนี่ยวภายในคอนกรีตจะเริ่มวิบัติและเริ่มเกิดการเสียรูประหว่างอนุภาคภายในคอนกรีต เนื่องจากแรงเฉือน ในขณะที่เดียวกันจะเกิดพลาสติกโซน (เส้นที่ 6 ภาพที่ 2.35 (ข)) พลาสติกโซนนี้จะขยายเข้าไปในคอนกรีตอย่างทวีคูณพร้อมกับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้น โซนพลาสติกที่พัฒนาเพิ่มขึ้นนี้จะเป็นสาเหตุให้เกิดรอยแตกและแยกตัวออกจากกันเพิ่มมากขึ้น

### 2.6.2.3. สถานะเกิดรอยแตกในแนวทแยงหรือคอนกรีตแตกออกที่บริเวณ Keys

รอยแตกสามารถขยายเพิ่มในโซนของหน่วยแรงอัดหลัก (Principal Compression Stress) ซึ่งมีหน่วยแรงอัดที่มีความเข้มข้นสูง และทิศทางของรอยแตกจะแปรไปตามการพัฒนาสถานะแบบพลาสติก เมื่อ Keys มีความลึกไม่มารอยแตกอาจไม่มากแต่คอนกรีตที่ถูกทำให้แตกโดยแรงอัดเฉพาะที่ที่บริเวณ Keys จะทำให้เกิดรอยแตกร้าวแบบลิ้มในคอนกรีต ในขณะที่การเสียรูปแบบพลาสติกที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรง  $F_v$  ดันขึ้นนั้น จะลดความสามารถในการต้านทานการเกิดรอยแตกจาก Keys

การลดลงของความสามารถในการต้านทานแรงเฉือนของผิวสัมผัส แสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์ที่แตกต่างกันระหว่างแรงเฉือนที่ทำให้เกิดสถานะต่างๆในแต่ละสถานะและการแยกตัว  $u$  ระหว่างชั้นของวัสดุในแต่ละสถานะ

ในกรณีทั่วไปสามารถเขียนความสัมพันธ์ที่แตกต่างกันนี้ในรูปสมการได้ดังนี้

$$u = \beta \left( \frac{\sigma_{c,c}}{f_c}, c, b, E_c, f_{ct} \right) \quad (2.32)$$

เมื่อ  $c, b$  คือ ความลึกและความกว้างของ Key ตามลำดับ

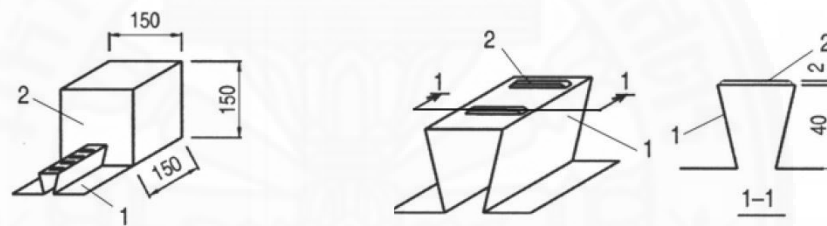
จากการค้นคว้าพฤติกรรมแบบต่าง ๆ ของการยึดเหนี่ยวในคอนกรีตพบว่าค่าตัวแปรพื้นฐานคือ  $\frac{\sigma_{c,c}}{f_c}$  ดังนั้น สามารถเขียนสมการได้

$$u = \beta \left( e^{\left( \frac{1\sigma_{c,c}}{2 f_c} \right)} - 1 \right) \tag{2.33}$$

เมื่อ  $\beta$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ ที่ใช้คำนวณอิทธิพลของขนาดและรูปร่างของ Key

**2.6.3 ตัวอย่างทดสอบและการจัดอุปกรณ์ในการทดสอบ**

งานวิจัยนี้ใช้เหล็กกรีดลอนชนิด Holorib-200 ลอนมีลักษณะเป็นรูปทางนกพิราบ (หรือบางแห่งเรียกทางเหยี่ยว) ส่วนบนสุดของลอนมีปุ่มนูน (Transverse Rib) สูง 2 มิลลิเมตร ตัดเป็นชิ้นตัวอย่างโดยให้ลอนอยู่กลางชิ้นตัวอย่าง คอนกรีตที่ใช้ มีกำลัง 34 เมกะปาสคาล (รูปทรงลูกบาศก์) บ่มในห้องทดลองจนมีอายุครบ 28 วันรูปแบบตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแสดงในรูป 2.2.6.3-1



(ก) รูปทั่วไปของตัวอย่างทดสอบ

- 1-รูปร่างแผ่นเหล็กกรีดลอน
- 2-คอนกรีต

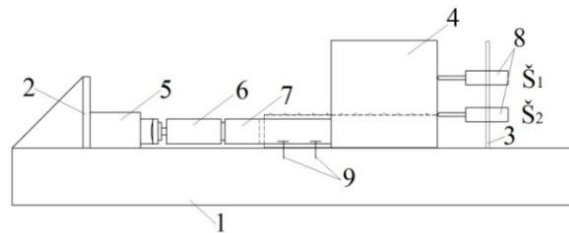
(ข) รูปลอนลูกฟูก และ รูปตัดลอน

- 1-ลอนลูกฟูก
- 2-ปุ่มนูน (transverse rib หรือเรียกว่า embossment)

ภาพที่ 2.37 ลักษณะตัวอย่างทดสอบ

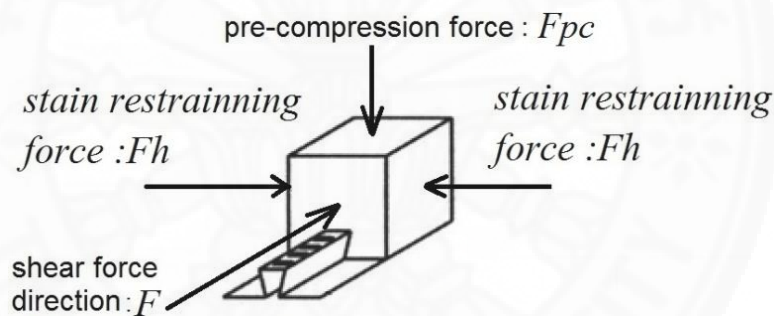
ตารางที่ 2.12 แสดงการทดสอบโดยแบ่งตัวอย่างจำนวน 28 ตัวอย่าง ออกเป็น 7 กลุ่ม

	CA	CB	CD	CE	CF	CG	CH
Shear Force Action	action	action	action	action	action	action	action
Pre-Compression of contact surface by perpendicular force by vertical compression forces )		5 kN	10 kN	15 kN	10 kN	10 kN	10 kN
Restrain of strain perpendicularly to a profiled steel sheeting rib ( by horizontal compression forces )					1 kN	3 kN	5 kN



- 1 – bed
- 2 – abutment for hydraulic jack
- 3 – support for fixing shear devices
- 4 – specimen
- 5 – hydraulic jack
- 6 – electronic dynamometer
- 7 – steel U profile for transferring the force to the concrete
- 8 – displacement measuring devices
- 9 – bolts for fixing the specimen to the bed

ภาพที่ 2.38 การจัดเครื่องมือในการทดสอบ กำลังและความแข็งแรงของการยึดเหนี่ยวที่ผิวสัมผัสระหว่างแผ่นเหล็กกริดลอน กับคอนกรีต



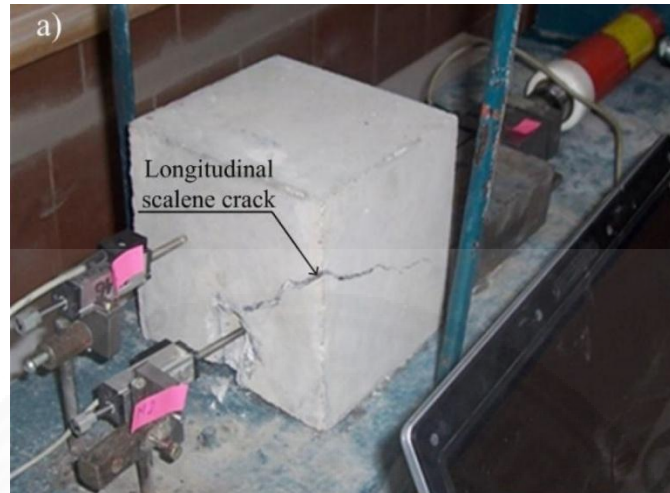
ภาพที่ 2.39 แรงแบบต่าง ๆ ที่ใช้ในการทดสอบ

#### 2.6.4 ผลการทดสอบ

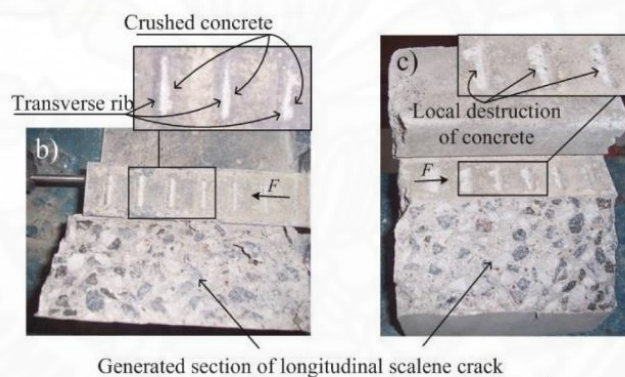
จากผลการทดสอบพบว่ากำลังต้านทานของผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กกริดลอนขึ้นอยู่กับขนาดของแรงอัดในแนวตั้งฉากกับผิวสัมผัส (Pre Compression Force:  $F_{pc}$ ) เนื่องจากแรง  $F_{pc}$  กระตุ้นให้เกิดความผิดบนผิวสัมผัสมากขึ้นและยังทำให้พื้นที่รับแรงเฉือนของ Keys มีมากขึ้นจึงทำให้มีกำลังต้านทานแรงเฉือนเพิ่มขึ้น ในขณะเดียวกันก็ยิ่งเพิ่มความแข็งแรงของผิวสัมผัส (Contact Stiffness) เพิ่มมากขึ้นอีกด้วย ในสภาวะก่อนวิบัติขนาดความเครียดดังกล่าวจะขึ้นกับแรง  $F_{pc}$  (ในสภาวะหลังวิบัติไปแล้วความเครียดเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Strain) จะไม่ขึ้นกับแรง  $F_{pc}$ ) ดังนั้นในสภาวะก่อนวิบัติการแยกตัวระหว่างชั้นจะลดลงเมื่อเพิ่มขนาดของแรง  $F_{pc}$

นอกจากนี้ยังพบว่ากำลังต้านแรงเฉือนของผิวสัมผัสที่เพิ่มขึ้น ยังขึ้นกับแรงอัดในแนวราบซึ่งตั้งฉากกับความยาวของลอน (Strain Restraining Force:  $F_h$ ) อีกด้วย โดยแรง  $F_h$  นี้จะช่วย

ยับยั้งการเกิดความเครียดตามขวางลอนในคอนกรีต นอกจากนี้แรง  $F_h$  นี้ ยังทำให้ผิวสัมผัสที่รับตัวยู่ ในสภาวะพลาสติกมากยิ่งขึ้น ทำให้ลดความเสี่ยงในการวิบัติได้มากขึ้น



ภาพที่ 2.40 ลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้นกับตัวอย่างทดสอบ



(ก) รูปปุ่มนูน (transverse rib) หลังจากเกิดการวิบัติ

(ข) รูปคอนกรีตที่ถูกบีบอัดจนแตก ในบริเวณใกล้กับปุ่มนูน (transverse rib) หลังจากเกิดการวิบัติ

ภาพที่ 2.41 ตัวอย่างทดสอบ หลังจากเกิดการวิบัติแล้ว



1 - รูปปุ่มนูน (transverse rib) บน ลอนลูกฟูก

2 - รูปขอบของคอนกรีต keys เกิด จากคอนกรีตถูกบีบอัดจนแตก

ภาพที่ 2.42 ลักษณะการวิบัติที่ขอบของ key พบคอนกรีตถูกบีบอัดจนแตกออกมาเนื่องจาก หน่วยแรงอัดเฉพาะที่ เมื่อพิจารณาส่วนที่เป็นลอนของแผ่นเหล็กโรลลอน





3 - รูปขอบของคอนกรีต keys ที่  
กระแทะออกมา

ภาพที่ 2.43 ลักษณะการวิบัติที่ขอบของ keys พบคอนกรีตถูกบีบอัดจนแตกออกมาเนื่องจาก  
หน่วยแรงอัดเฉพาะที่เมื่อพิจารณาส่วนที่เป็นคอนกรีต

### 2.6.5 สิ่งที่ได้จากงานวิจัยนี้

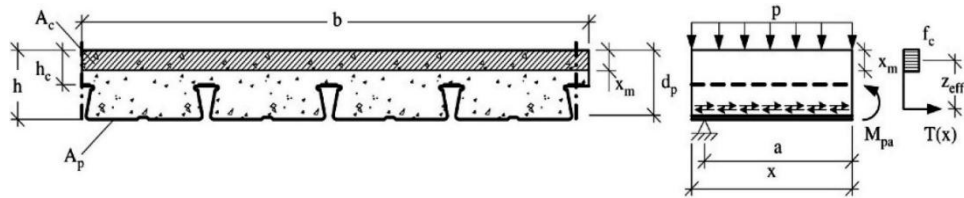
จากงานวิจัยนี้ทำให้ทราบถึงพฤติกรรมของแผ่นพื้นคอมโพสิตบริเวณฐานรองรับ ซึ่งอยู่ภายใต้แรงเฉือนในแนวราบที่บริเวณฐานรองรับ โดยจะแบ่งเป็น 3 สภาวะ นอกจากนี้ยังทราบถึงลักษณะการเสีรูปรวมทั้งรอยแตกของแผ่นพื้นคอมโพสิตหลังจากเกิดการวิบัติ จากการให้แรงอัดในแนวตั้ง (Pre Compression Force:  $F_{pc}$ ) หรือให้แรงอัดในทิศแนวขวาง (Strain Restraining Force:  $F_h$ ) จะทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตมีกำลังต้านทานแรงเฉือนมากขึ้น นอกจากนี้ยังพบว่า

1. พฤติกรรมที่เกิดขึ้นในงานวิจัยนี้ เป็นพฤติกรรมที่เกิดขึ้นบริเวณฐานรองรับของแผ่นพื้นคอมโพสิต จนถึงจุดที่ให้น้ำหนักบรรทุกเป็นจุด (Shear Span )
2. ก่อนที่จะเกิดการไถลแยกออกจากกันระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กรีดลอน คอนกรีตที่อยู่บริเวณปุ่มนูนจะถูกบีบอัดแตกก่อน
3. นอกจากรอยแตกจะเกิดที่บริเวณปุ่มนูนแล้วรอยแตกยังเกิดที่บริเวณมุมบนของลอนอีกด้วย ซึ่งรอยแตกนี้จะทำตัวเหมือนลิ้ม ทำให้รอยแตกขยายเพิ่มมากขึ้นตามแนวยาวของลอน
4. ถ้าหากให้แรงอัดในแนวตั้งหรือแนวราบ กับแผ่นพื้นคอมโพสิต จะทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้น เนื่องจากแรงอัดนี้จะช่วยทำให้เกิดความฝืดมากขึ้น

### 2.7 MindaugasPetkevicius, JuozasValivonis (2010) : “Analysis of Bending Capacity of Composite Steel – Concrete Slab with Steel Fiber Reinforced Concrete”

จากทฤษฎี Theoretical Carrying Capacity Analysis of Flexural Composite Steel-Concrete Slabs ซึ่งอ้างอิงมาจาก Built-Up Bars Theory (Vaniunas et al.2006) ซึ่งเป็นการประเมินความแข็งแรงของผิวสัมผัสระหว่างชั้นคอนกรีตกับแผ่นเหล็กรีดลอน นอกจากนี้ยังทำเพื่อให้สามารถประมาณกำลังของโครงสร้างที่มีผลกับรอยแตกในชั้นคอนกรีตและการเสีรูปรองรับ

คอนกรีตอันเนื่องมาจากแรงอัดในพลาสติกโซนจากการทดสอบ (Vaniunas et al.2006, Petkevicius 2009) พบว่าแผ่นพื้นคอมโพสิตที่อยู่ภายใต้แรงดัดและแรงเฉือนตามยาวของแผ่นพื้นจะวิบัติบนหน้าตัดระนาบแนวนอน



ภาพที่ 2.44 การกระจายของหน่วยแรงบนระนาบ ในแนวราบของแผ่นพื้นคอมโพสิต (รูปจาก Vaniunas et al 2006, Petkevicius 2009)

ความสามารถในการต้านทานการดัดของแผ่นพื้นคอมโพสิต สามารถเขียนในรูปสมการ โดย (Vaniunas et al.2006) ได้ดังนี้

$$M_{Rd} = M_{pa} + T(x) \cdot z_{eff} \tag{2.34}$$

เมื่อ  $M_{pa}$  คือ แรงดัดในสภาวะพลาสติก ซึ่งถูกต้านทานโดยแผ่นเหล็กที่ดัดลอน

$z_{eff}$  คือ แขนของแรงดัดเนื่องจากแรงภายใน (Lever Arm of Internal Force)

$$z_{eff} = d_p - \frac{x_m}{2} \tag{2.35}$$

ค่าของแรงเฉือน  $T(x)$  ทุกช่วงของหน้าตัดแนวราบ สามารถประมาณได้ดังสมการ

$$T(x) = \frac{M_R(x) \cdot z_{eff}}{\gamma(E_p I_p + E_{c,eff} I_{c,eff})} \cdot k(x) \tag{2.36}$$

เมื่อ  $M_R(x)$  คือ ความสามารถในการต้านทานแรงดัดของชิ้นส่วนโดยนิยามว่าผิวสัมผัสระหว่างชั้นวัสดุทั้ง 2 ชนิด มีความแข็งแรงอย่างสมบูรณ์แบบไม่มีการแยกตัวระหว่างชั้น(ตามทฤษฎี)

$E_p$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่น (Elasticity Modulus)ของแผ่นเหล็กที่ดัดลอน

$I_p$  คือ โมเมนต์ที่สองของพื้นที่(Second Moment of Area)ของแผ่นเหล็กที่ดัดลอน

$E_{c,eff} = \omega \cdot E_{cm}$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต กับความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้ สำหรับการเสียรูปในสภาวะพลาสติกของคอนกรีต (บางครั้งจะอ้างอิงถึงโมดูลัสของการเสียรูป)

จากการทดสอบของ (Zalesov et al.2002) ได้กำหนดว่าโซนแรงดึงในชั้นคอนกรีต (บนหน้าตัด) ของโครงสร้างที่มีการเสริมกำลังจากภายนอกจะถูกยึดรั้ง ดังนั้นความกว้างและระยะห่าง



ระหว่างรอยแตกทั่วไปจึงลดลง โมเมนต์ที่สองของพื้นที่ (Second Moment of Area) $I_{c, eff}$  ของพื้นที่คอมโพสิตกับความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้สำหรับรอยแตกในชั้นคอนกรีตสามารถหาได้จากสมการ

$$I_{c,eff} = \frac{b_w \cdot x_m^3}{3} \cdot \frac{(b - b_w)h_c^3}{12} \cdot \left[ 1 + 12 \left( \frac{x_m}{h_c} - 0.5 \right)^2 \right] \quad (2.37)$$

ความลึกเฉลี่ยของโซนแรงอัด (Stress Block Depth) หาได้จากสมการ

$$x_m = d_p \left( \sqrt{\mu^2 + \frac{\mu \cdot h}{d_p}} - \mu \right) \quad (2.38)$$

โดยที่

$$\mu = \mu_f + \frac{E_p \cdot A_p}{E_{c,eff} \cdot b_w \cdot d_p} \quad (2.39)$$

$$\mu \cdot h = \mu_f \cdot h_c + \frac{2 \cdot E_p \cdot A_p}{E_{c,eff} \cdot b_w} \quad (2.40)$$

$$\mu_f = \frac{b \cdot h_c}{b_w \cdot d_p} \quad (2.41)$$

ความแข็งของชั้น (The Rigidity of Layer) สามารถหาได้จากสมการ

$$\gamma = \frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_{c,eff} A_{c,eff}} + \frac{z_{eff}^2}{E_p I_p + E_{c,eff} I_{c,eff}} \quad (2.42)$$

ผลของการครากของชั้นวัสดุและลักษณะน้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับแผ่นพื้นคอมโพสิต จะถูกนำมาคำนวณ โดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์  $k(x)$

สำหรับ น้ำหนักแบบแผ่สม่ำเสมอ (Uniform Distributed Load):

$$k(x) = 1 - \frac{2(ch(0.5\lambda \cdot l) - ch(\lambda(0.5\lambda - x)))}{x \cdot \lambda^2 (l - x) \cdot ch(0.5\lambda \cdot l)} \quad (2.43)$$

สำหรับ น้ำหนักกระทำเป็นจุด 2 จุด (Two Concentrated Load) และ  $x \leq a$

$$k(x) = 1 - \left[ \frac{ch(\lambda(0.5l - a))}{(x \cdot \lambda) \cdot ch(0.5\lambda \cdot l)} \cdot sh(\lambda \cdot x) \right] \quad (2.44)$$

สำหรับน้ำหนักกระทำเป็นจุด 2 จุด (Two Concentrated Load) และ  $x > a$

$$k(x) = 1 - \left[ \frac{ch \cdot \lambda(0.5l - x)}{(a \cdot \lambda) \cdot ch(0.5\lambda \cdot l)} \cdot sh(\lambda \cdot a) \right] \quad (2.45)$$

เมื่อ  $l$  คือ ความยาวของชิ้นส่วนโครงสร้างย่อยที่ออกแบบ

$a$  คือ ระยะระหว่างฐานรองรับชิ้นส่วนโครงสร้างย่อย กับน้ำหนักที่กระทำเป็นจุด

$x$  คือ ระยะระหว่างฐานรองรับชิ้นส่วนโครงสร้างย่อยกับหน้าตัดที่ต้องการ  
หากำลัง

$sh, ch$  คือ Hyperbolic Sine และ Hyperbolic Cosine ตามลำดับ

ค่าสัมประสิทธิ์  $\lambda$  จะกำหนดความแข็งแกร่ง (The Rigidity) ของจุดเชื่อมต่อระหว่าง  
ชั้นทั้ง 2 ซึ่งจะขึ้นกับความแข็งแกร่งเฉพาะตัวของชั้นทั้ง 2 และความแข็งแกร่งต่อการเฉือนของจุด  
เชื่อมต่อระหว่างชั้นทั้ง 2

$$\lambda = \sqrt{\alpha \cdot \gamma} \quad (2.46)$$

ค่าสัมประสิทธิ์  $\alpha$  จะประเมินความแข็งแกร่ง (The Rigidity) ของผิวสัมผัสระหว่างชั้น  
คอนกรีตกับชั้นแผ่นเหล็กที่รื้อถอน

สำหรับพื้นคอมโพสิตที่ใช้คอนกรีตปกติ

$$\alpha = \frac{b \cdot G_w}{z_{eff}} \quad (2.47)$$

กำลังของคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นถ้าเสริมกำลังด้วย เส้นใยเหล็ก จากการทดสอบของ  
(Рабинович 2004; Šalna and Marčiukaitis 2007) และ ะ (MindaugasPetkevicius,  
JuozasValivonis) พบว่า คอนกรีตเสริมกำลังด้วยเส้นใยเหล็ก จะมีกำลังต้านแรงเฉือนมากขึ้น 1.5  
เท่า และอีกสิ่งหนึ่งที่พบ คือ กำลังต้านแรงเฉือนของคอนกรีตมากกว่ากำลังต้านแรงดึงถึง 1.5-2.0  
สำหรับพื้นคอมโพสิตที่ใช้คอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็ก

$$\alpha = 1.5 \left[ \frac{f_{sfrct}}{f_{ct}} \cdot \frac{b \cdot G_w}{z_{eff}} \right] \quad (2.48)$$

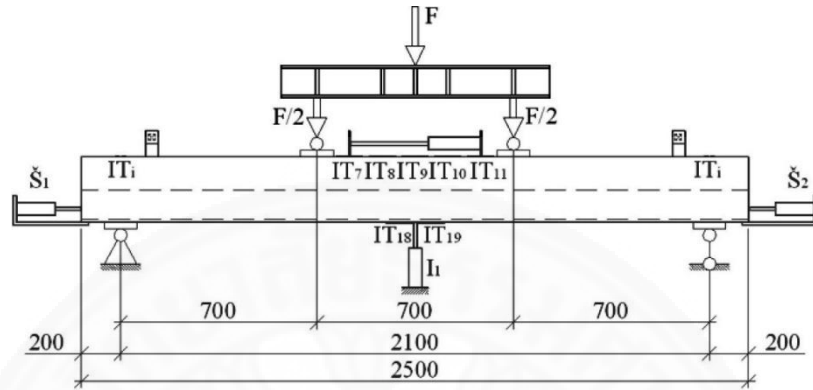
เมื่อ  $f_{ct}$   $f_{sfrct}$  คือ กำลังต้านแรงดึงของคอนกรีตปกติและกำลังต้านแรงดึงของคอนกรีต  
ที่เสริมเส้นใยเหล็ก

$G_w$  คือ ความแข็งแกร่งเฉพาะตัวต่อการเฉือน (Shear Rigidity Characteristic)  
ของบริเวณผิวสัมผัสระหว่างชั้นทั้ง 2 ซึ่งจะหาได้จากการทดสอบนี้

### 2.7.1 ตัวอย่างทดสอบและการจัดอุปกรณ์ในการทดสอบ

งานวิจัยนี้ใช้ตัวอย่างในการทดลอง 4 ตัวอย่าง โดยแบ่งเป็น 2 กลุ่ม กลุ่มที่ 1 ใช้  
คอนกรีตปกติ กลุ่มที่ 2 ใช้คอนกรีตผสมกับเส้นใยเหล็กประเภท TF HE 50/1.0 อัตราส่วนเส้นใยเหล็ก

20 กิโลกรัม ต่อ คอนกรีต 1 ลูกบาศก์เมตร ลงในคอนกรีต ส่วนแผ่นเหล็กกริดลอนใช้ลอนรูปหางนกนางแอ่น (Swallow Tail) CS48-36-750 Z N0.9 ขนาด คุณสมบัติของวัสดุและลักษณะทางกลศาสตร์ของวัสดุของตัวอย่างที่ใช้ทดสอบแสดงในตารางที่ 2.13 โดยกำหนดให้ตัวอย่าง P1 และ P3 ใช้คอนกรีตที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็ก ตัวอย่าง PF2 และ PF4 ใช้คอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็ก



ภาพที่ 2.45 การจัดอุปกรณ์และเครื่องมือในการทดสอบ

ตารางที่ 2.13 ลักษณะตัวอย่างทดสอบที่ใช้

Specimen no.	Width of the slab, $b$ (m)	Distance from the end of the slab to the critical section, $x$ (m)	Distance from the support to the load application point, $a$ (m)	Design length, $l$ (m)	The shear characteristic in the elastic stage, $G_v$ (Mpa)	Cross-section depth of the slab, $h$ (m)	Concrete layer depth above the steel sheeting rib, $h_c$ (m)	Profiled steel sheeting cross-sectional area, $A_p$ (m <sup>2</sup> )	Concrete elasticity modulus, $E_{cm}$ (GPa)	Steel elasticity modulus, $E_s$ (GPa)	Concrete cylindrical strength, $f_c$ (Mpa)	Steel yield strength, $f_y$ (MPa)
P1	0.75	0.90	0.70	2.10	88	0.1017	0.0552	$1.01 \times 10^{-3}$	27.71	210	31.28	413.0
PF2	0.75	0.90	0.70	2.10	88	0.1023	0.0558	$1.01 \times 10^{-3}$	30.29	210	32.09	413.0
P3	0.75	0.90	0.70	2.10	83	0.1012	0.0547	$1.01 \times 10^{-3}$	33.46	210	33.79	413.0
PF4	0.75	0.90	0.70	2.10	83	0.1075	0.0610	$1.01 \times 10^{-3}$	31.23	210	34.32	413.0

### 2.7.2 ผลการทดสอบ

จากผลการทดสอบนี้ ตัวอย่างที่ใช้คอนกรีตที่เสริมด้วยเส้นใยเหล็ก (PF2,PF4) จะมีความยืดหยุ่นมากกว่า และเกิดการแยกตัวของชั้นวัสดุทั้ง 2 น้อยกว่าตัวอย่างที่ใช้คอนกรีตปกติ (P1,P3) เมื่อตัวอย่างทดสอบอยู่ภายใต้น้ำหนักบรรทุก

ตัวอย่างทดสอบจะเกิดการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวทางเคมีระหว่างผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กกริดลอน เริ่มมีการเคลื่อนที่แยกตัวระหว่างชั้น เมื่อแรงดัดที่เกิดขึ้นมากกว่า  $0.368-0.385M_R$  สำหรับ P1,P3 และ  $0.442-0.486M_R$  สำหรับ PF2,PF4 เมื่อ  $M_R$  คือ แรงดัด

สูงสุดที่ทำให้ชิ้นตัวอย่างวิบัติซึ่งหาค่าได้จากทฤษฎี ในสภาวะนี้จะเกิดหน่วยแรงอัดเฉพาะที่ ในแนวราบที่บริเวณปุ่มนูน (Transverse Rib) ทำให้สูญเสียแรงยึดเหนี่ยวทางเคมีของปุ่มนูน หรือสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวทางเคมีของชั้นคอนกรีตเหนือปุ่มนูน ดังนั้นการวิบัติบนหน้าตัดในแนวราบจึงมีโอกาสดังเกิดขึ้นได้

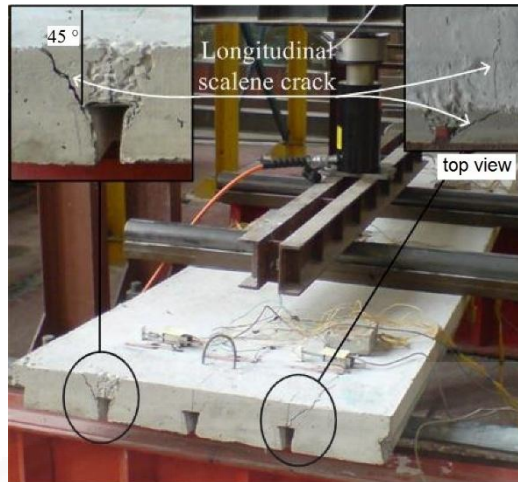
แรงในแนวตั้งที่ทำให้เกิดการยกตัวในชั้นคอนกรีตจะถูกต้านทานด้วยรูปร่างของลอนและปุ่มนูนเหนือลอน ดังนั้นในชั้นคอนกรีตบริเวณปุ่มนูนจึงเกิดการรวมหน่วยแรง (Combined Stress) : หน่วยแรงจากแรงอัดรวมกับหน่วยแรงจากแรงยกตัว ทำให้เกิดการเสีรูปร่างในทิศตามขวางแนวราบและในทิศตามขวางแนวตั้งเหนือแผ่นเหล็กกริดลอน

เมื่อ P1,P3 เกิดแรงดัดเกิน  $0.4M_R$  และ PF2,PF4 เกิดแรงดัด  $0.5M_R$  จะเกิดการเสีรูปร่างเนื่องจากแรงเฉือนและการเสีรูปร่างตามขวางเหนือลอนตามแนวยาวของลอนเพิ่มขึ้นอีกด้วย หน่วยแรงดึงหลัก (Principal Tension Stress) ในชั้นคอนกรีตจะทำมุม  $45^\circ$  กับแนวตั้งของแผ่นพื้น ถ้าหน่วยแรงดึงมากกว่ากำลังต้านแรงดึงในคอนกรีตจะเกิดรอยแตกตามยาวเกิดขึ้น

เมื่อน้ำหนักเพิ่มมากขึ้น ในชั้นคอนกรีตเหนือลอนประมาณ  $0.9-0.95 M_R$  จะสังเกตเห็นรอยแตกและรอยแตกจะขยายยาวตามแนวยาวของลอนจากปลายของแผ่นพื้นคอมโพสิตไปจนถึงจุดที่ให้น้ำหนักกับแผ่นพื้น (ระยะประมาณ 900 มิลลิเมตร)

ในตัวอย่าง PF2,PF4 จะมีความกว้างของรอยแตกตามยาวของลอนเล็กกว่ามาก เมื่อเปรียบเทียบกับรอยแตกตามยาวที่เกิดในตัวอย่าง P1,P3 เนื่องจากเส้นใยเหล็กช่วยยับยั้งการเสีรูปร่างตามขวางอันเนื่องมาจากหน่วยแรงดึง ผลของเส้นใยเหล็กในคอนกรีตจะทำให้กำลังต้านทานแรงดึงในคอนกรีตเพิ่มขึ้น ดังนั้นรอยแตกทแยงในชั้นคอนกรีตเหนือลอนจะไม่เปิดออก กำลังต้านทานแรงอัดในคอนกรีตในรูปหน่วยแรงรวม (Combined State of Stress) ที่บริเวณปุ่มนูนมีความแข็งแรงและแข็งแรงมากขึ้น

ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบทุกแบบ P1,PF2,P3,PF4 มีรูปแบบเดียวกันทั้งหมด คือการวิบัติบนหน้าตัดแนวราบ รอยแตกจะขยายยาวตามแนวยาวของลอนจากขอบปลายของแผ่นพื้นไปจนถึงจุดที่ให้น้ำหนักกับแผ่นพื้น (ระยะประมาณ 900 มิลลิเมตร) การวิบัติของตัวอย่าง PF2,PF4 จะมีความเป็นพลาสติกมากกว่าตัวอย่าง P1,P3 ความกว้างของรอยแตกตามยาวที่ทแยงทำมุม  $45^\circ$  ของตัวอย่าง PF2,PF4 มีความกว้างน้อยกว่าตัวอย่าง P1,P3 การเคลื่อนที่ในแนวราบของแผ่นเหล็กกริดลอนประมาณ 0.5-4 mm.



ภาพที่ 2.46 ลักษณะการวิบัติของแผ่นพื้นคอมโพสิตเนื่องจากแรงดัด



ภาพที่ 2.47 การไถลแยก (End Slip) ระหว่างแผ่นเหล็กกริดลอนกับคอนกรีตบริเวณปลายแผ่น  
ตัวอย่างทดสอบ

ตารางที่ 2.14 เปรียบเทียบกำลังการรับแรงดัดที่ได้จากการทดสอบกับค่าที่ได้จากทฤษฎี

Specimen no.	Plastic bending moment of the profiled steel sheeting, $M_{p0}$ (kNm)	Shear force, $T(x)$ (kN)	Carrying capacity of flexural slabs obtained by experiments, $M_{Rd}$ (kNm)	Carrying capacity of flexural slabs obtained from theory, $M_R$ (kNm)	Ratio of theoretical to experimental values
					$M_{R,call} / M_{R,obs}$
P1	3.40	358.0	25.91	27.55	1.06
PF2	3.40	367.9	32.20	28.58	0.89
P3	3.40	357.5	28.28	27.75	0.98
PF4	3.40	369.9	33.99	30.35	0.89

### 2.7.3 สิ่งที่ได้จากงานวิจัยนี้

1. เมื่อเสริมกำลังของคอนกรีตให้รับแรงดึงได้มากขึ้นด้วยการผสมใยเหล็กพบว่าคอนกรีตในแผ่นพื้นคอมโพสิตจะมีกำลังต้านแรงเฉือนมากขึ้น 1.5 เท่า และกำลังต้านแรงเฉือนของคอนกรีตมากกว่ากำลังต้านแรงดึงถึง 1.5-2.0 เท่า

2. เส้นใยเหล็กในคอนกรีตของแผ่นพื้นคอมโพสิตช่วยยับยั้งการแตกทำให้รอยแตกเล็กกว่าแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้คอนกรีตธรรมดา

3. การวิบัติของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้คอนกรีตที่ผสมใยเหล็ก มีรูปแบบเช่นเดียวกันกับแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้คอนกรีตธรรมดา โดยจะวิบัติบนหน้าตัดแนวราบ รอยแตกขยายยาวตามแนวยาวของลอน

4. แต่ถึงอย่างไร แผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้คอนกรีตที่ผสมใยเหล็กก็ยังไม่วิบัติเนื่องจากการไหลแยกเหมือนแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้คอนกรีตธรรมดา

## 2.8 Shiming Chen, Xiaoyu Shi, and Zihao Qiu (2011): “Shear Bond Failure in Composite Slabs a Detailed Experimental Study”

เพื่อศึกษาผลกระทบการวิบัติของแรงยึดเหนี่ยวเนื่องจากแรงเฉือนในแผ่นพื้นคอมโพสิต โดยการใช้ตัวอย่าง 13 แบบ แบ่งเป็น 2 กลุ่มคือ

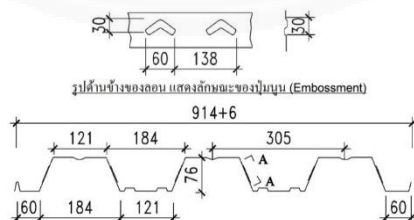
1. ตัวอย่างที่ไม่มีการยึดรั้งคอนกรีตกับแผ่นเหล็กที่ลอนที่ปลายแผ่นพื้นคอมโพสิต จำนวน 8 ตัวอย่าง

2. อีก 5 ตัวอย่างที่เหลือเป็นตัวอย่างที่มีการยึดรั้งคอนกรีตกับแผ่นเหล็กที่ลอนที่ปลายแผ่นด้วยแท่งสลักเหล็กแบบเชื่อม (Welding Studs) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 19 มิลลิเมตร

ตัวแปลที่สนใจ คือ ช่วงความยาวของแผ่นพื้นกับการยึดรั้งที่ปลายแผ่นพื้นคอมโพสิต และช่วงความยาวของแผ่นพื้นกับความหนาของแผ่นพื้นคอมโพสิต

### 2.8.1 ตัวอย่างทดสอบและการจัดอุปกรณ์ในการทดสอบ

แผ่นเหล็กที่ลอน 3W-DECK ที่ใช้ในการทดสอบมีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ดังภาพที่ 2.48



ภาพที่ 2.48 รูปตัดแผ่นพื้นเหล็กที่ลอน 3W-DECK ซึ่งใช้ในการทดสอบ

คุณสมบัติทางกายภาพเป็นไปตามตารางที่ 2.15 ใช้คอนกรีตกำลังอัดประลัย  $25 \text{ N/m}^2$  รูปทรงลูกบาศก์ ที่อายุ 28 วัน เสริมเหล็กกันร้าวเนื่องจากอุณหภูมิและการหดตัวของคอนกรีตโดยใช้



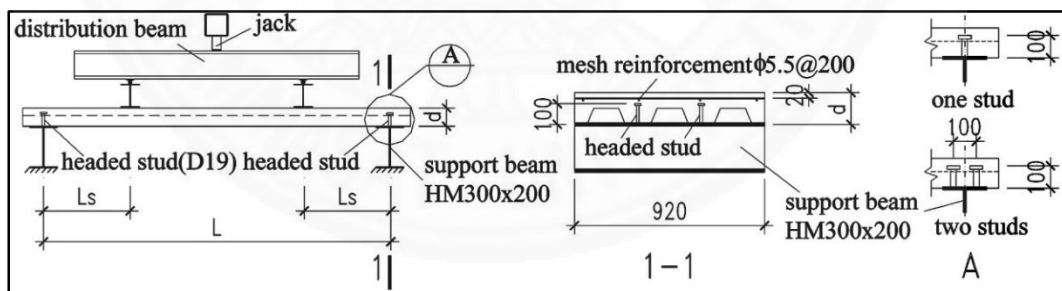
ตะแกรงเหล็กเชื่อมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5.5 mm. ระยะห่างช่อง 200x200 mm. การให้น้ำหนักบรรทุกจะให้จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้มีค่าลดลงจากน้ำหนักบรรทุกสูงสุด 20% หรือ เกิดการแอ่นตัวที่กลางช่วงแผ่นพื้นคอมโพสิตประมาณ 1/50 ของช่วงความยาวแผ่นพื้น

ตารางที่ 2.15 ขนาด รูปร่าง และกำลังของแผ่นเหล็กรีดลอน 3W-DECK

Thickness $t_p$ (mm)	Area $A_p$ (mm <sup>2</sup> )	Weight (kg/m)	Width (mm)	$I_x(\times 10^6)$ mm <sup>4</sup>	$f_p$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
0.9	1170.8	9.188	914	1.152	275	380

ตารางที่ 2.16 ลักษณะของตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในการทดสอบ

No.	Span $L$ /m	Slab thickness $d$ /mm	Shear span $L_s$ /mm	Slenderness $L_s/d_p$	End anchorage (per trough)
1	2.5	135	410	4.2	none
2	2.5	135	725	7.5	none
3	2.5	135	950	9.8	none
4	4.0	135	1000	10.3	none
5	4.0	135	1000	10.3	none
6	4.0	135	1500	15.5	none
7	2.5	165	625	4.9	none
8	4.0	165	1000	7.9	none
9	2.5	135	625	6.4	one stud
10	2.5	165	625	4.9	one stud
11	2.5	135	625	6.4	two studs
12	4.0	135	1000	10.3	one stud
13	4.0	165	1000	7.9	one stud



ภาพที่ 2.49 ลักษณะตัวอย่างทดสอบและการจัดอุปกรณ์ในการทดสอบ

## 2.8.2 ผลการทดสอบ

ในระหว่างการทดสอบกับตัวอย่างทดสอบทุกแบบ ขณะที่กำลังเพิ่มน้ำหนักบรรทุกขึ้นไปเรื่อยๆ จะได้ยินเสียงแตกเนื่องจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวระหว่างวัสดุทั้ง 2 ชนิด ก่อนที่รอยแตกจะเริ่มสังเกตเห็น รอยแตกที่เกิดขึ้นจะเริ่มต้นจากรอยแตกเล็กๆ และจะเริ่มที่จุดต่ำสุด

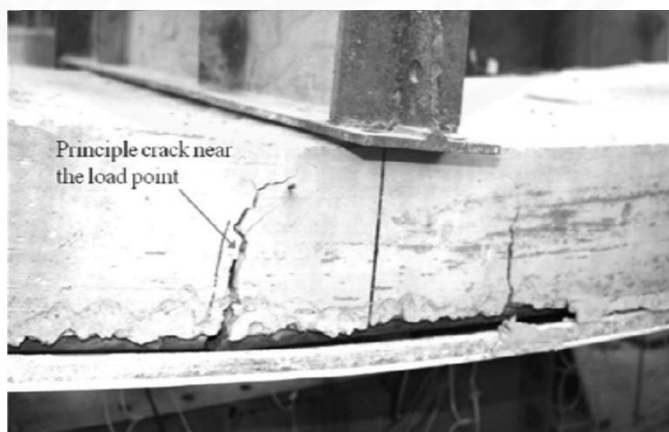


ของคอนกรีตใกล้ำๆ กับจุดที่ให้น้ำหนัก หลังจากนั้นจะเกิดการไหลแยกระหว่างวัสดุทั้ง 2 ชนิด เมื่อเพิ่มน้ำหนักต่อไปอีกรอยแตกจะขยายเพิ่มจนกระทั่งถึงจุดบนสุดของคอนกรีต

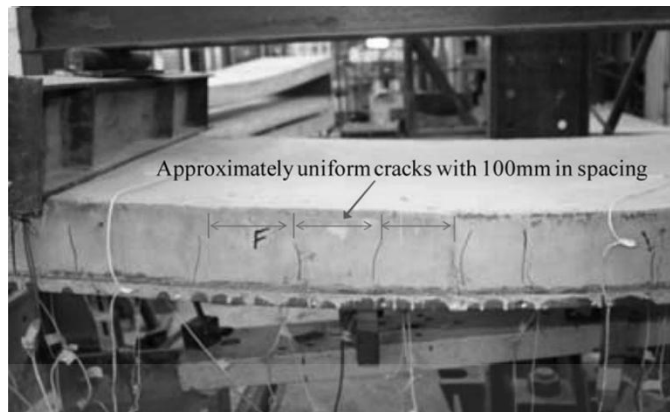
ตัวอย่างที่ไม่ได้เสริมการยึดรั้งที่ปลายแผ่นพื้นด้วยสลักเหล็ก จะวิบัติได้ทั้งแบบเปราะและแบบเหนียว โดยที่การวิบัติแบบเปราะจะสังเกตเห็นรอยแตกเล็กๆ ได้จุดที่ให้น้ำหนักกับแผ่นพื้นคอมโพสิต จากนั้นรอยแตกไม่ก็รอยจะแตกอย่างรวดเร็วบริเวณกลางช่วงความยาวของแผ่นพื้นคอมโพสิตและบริเวณปลายของแผ่นพื้นคอมโพสิตจะเกิดการไหลแยก ส่วนการวิบัติแบบเหนียวจะสังเกตเห็นว่าหลังจากเกิดการไหลแยกที่ปลายแผ่นพื้นคอมโพสิตรอยแตกขนาดเล็กจะเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง บริเวณกลางช่วงความยาวแผ่นพื้น ตัวอย่างจะถือว่าวิบัติเมื่อน้ำหนักที่วัดได้ลดลง 20 % ของน้ำหนักสูงสุดหรือเกิดการไหลแยกที่ปลายแผ่นพื้นคอมโพสิตเท่ากับ 0.1 มิลลิเมตร

ตัวอย่างที่เสริมการยึดรั้งที่ปลายแผ่นพื้นด้วยสลักเหล็ก จะเกิดการวิบัติแบบเหนียว หลังจากที่ได้ยินเสียงแตกเนื่องจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวรอยแตกจะเริ่มที่บริเวณใกล้กับจุดที่ให้น้ำหนักกับแผ่นพื้นคอมโพสิต ดังภาพที่ 2.50 หลังจากนั้นจะเห็นรอยแตกขนาดเล็กบริเวณช่วงระหว่างจุดที่ให้น้ำหนักทั้ง กระจายสม่ำเสมอเป็นระยะห่างรอยแตกขนาดเล็กเหล่านี้จะ 2 โดยประมาณ 100 มิลลิเมตร ดังภาพที่ 2.51 เมื่อให้น้ำหนักเพิ่มขึ้นต่อไปเรื่อยๆ ทันทีที่ได้ยินเสียงรอยแตกเนื่องจากการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวที่ตั้งมาก รอยแตกขนาดใหญ่ในคอนกรีตจะเกิดขึ้นและจะถือว่าวิบัติเมื่อจุดกลางช่วงความยาวแผ่นพื้นโค้งมากกว่า  $1/50$  เท่าของช่วงความยาวแผ่นพื้น

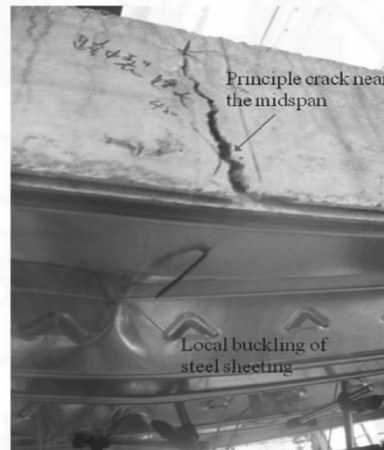
ในทุกๆ ตัวอย่าง ในสภาวะประลัยจะสังเกตเห็นการโก่งเดาะเฉพาะที่ซึ่งจะเกิดบริเวณส่วนผิวบนสุดและเอวของลอน โดยส่วนใหญ่จะเกิดบริเวณช่วงกลางความยาวของแผ่นพื้นคอมโพสิตหรือ บริเวณใต้จุดที่ให้น้ำหนัก ดังภาพที่ 2.52



ภาพที่ 2.50 ลักษณะรอยแตกหลัก (Principle Crack) ซึ่งจะเกิดบริเวณใต้จุดที่น้ำหนักบรรทุก



ภาพที่ 2.51 ลักษณะการกระจายอย่างเป็นรูปแบบของรอยแตกริ้วเล็ก ๆ บริเวณช่วงกลางความยาวของแผ่นพื้นคอมโพสิต



ภาพที่ 2.52 ลักษณะรอยแตกหลัก (Principle Crack) ซึ่งจะเกิดบริเวณใต้จุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ และการโก่งเดาะเฉพาะที่ของแผ่นเหล็กยึดลอน

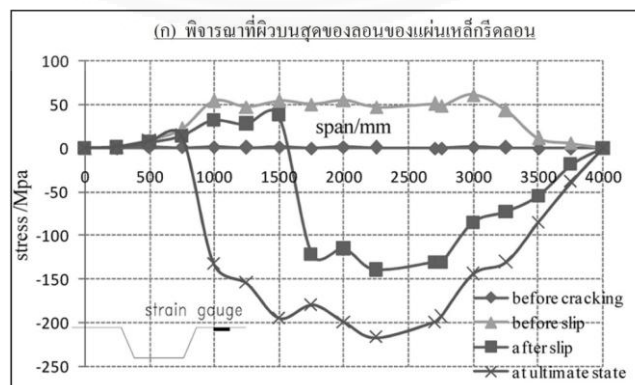
การถูกอัดจนกระทั่งเกิดการวิบัติของคอนกรีต (Crushing) จะเกิดเฉพาะผิวบนสุดของคอนกรีตบริเวณช่วงกลางความยาวแผ่นพื้นคอมโพสิต ในงานวิจัยนี้จะเกิดเฉพาะตัวอย่างหมายเลข 11 เท่านั้น ซึ่งตัวอย่างนี้มีการเสริมการยึดรั้งที่ปลายแผ่นพื้นคอมโพสิตด้วยสลักเกลียวจำนวน 2 ตัว ต่อ 1 แถว ใน 1 ลอน ซึ่งเป็นการเสริมที่เพียงพอต่อการทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตวิบัติเนื่องจากวัสดุถึงจุดประลัย

ตารางที่ 2.17 ผลการทดสอบ

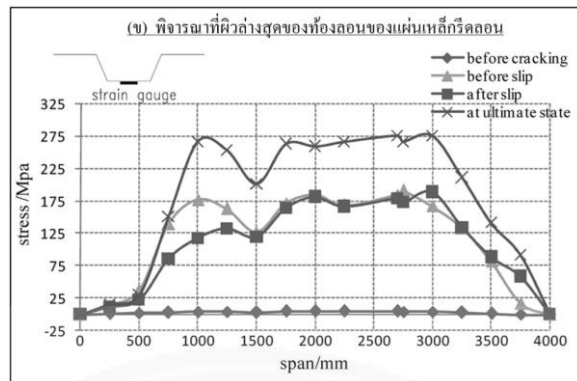
No.	$L_s/d_p$	$P_{cr}/kN$	$M_{cr}/kN.m$	$P_s/kN$	$M_s/kN.m$	$P_u/kN$	$M_u/kNm$	$M_p/kN.m$	$M_u/M_p$	Failure pattern
1	4.2	21.63	4.57	38.11	7.94	56.45	11.70	27.20	0.430	ductile
2	7.5	12.23	4.57	29.02	10.65	35.00	12.82	27.20	0.471	ductile
3	9.8	11.13	5.42	18.72	9.02	24.81	11.92	27.20	0.438	ductile
4	10.3	14.89	7.80	40.86	20.43	40.86	20.43	27.20	0.751	brittle
5	10.3	11.79	6.25	31.24	15.62	31.24	15.62	27.20	0.574	brittle
6	15.5	8.43	6.68	25.64	19.58	30.03	22.87	27.20	0.841	ductile
7	4.9	14.63	4.75	48.52	15.16	48.52	15.16	37.33	0.406	brittle
8	7.9	15.91	8.42	33.97	16.99	33.97	16.99	37.33	0.455	brittle
9	6.4	16.86	5.40	63.90	19.97	84.53	26.42	27.20	0.971	ductile
10	4.9	15.81	5.11	49.05	15.33	91.28	28.52	37.33	0.764	ductile
11	6.4	17.40	5.57	42.52	13.29	85.92	26.85	27.20	0.987	ductile
12	10.3	13.39	7.05	38.83	19.42	47.49	23.75	27.20	0.873	ductile
13	7.9	16.55	8.74	60.91	30.46	60.91	30.46	37.33	0.816	brittle

การกระจายตัวของหน่วยแรงบนแผ่นเหล็กกรีดลอนตามแนวยาวของตัวอย่างทดสอบหมายเลข 5 ซึ่งเป็นตัวอย่างที่ไม่ได้เสริมกำลังการยึดรั้งที่ปลายแผ่นตัวอย่างทดสอบ ที่จุดต่ำสุดของลอนในภาพที่ 2.53(ข) จะอยู่ภายใต้อิทธิพลของหน่วยแรงดึงเมื่อเข้าสู่สภาวะประลัยส่วนที่จุดสูงสุดของลอนในภาพที่ 2.53(ก) เริ่มต้นจะอยู่ภายใต้อิทธิพลของหน่วยแรงดึงก่อนจากนั้นจะเปลี่ยนเป็นอยู่ภายใต้อิทธิพลของหน่วยแรงอัดแทน ที่เป็นเช่นนี้มีผลมาจากการการแยกตัวเฉพาะที่บริเวณผิวสัมผัสของวัสดุทั้ง 2 ชนิด ในสภาวะประลัย

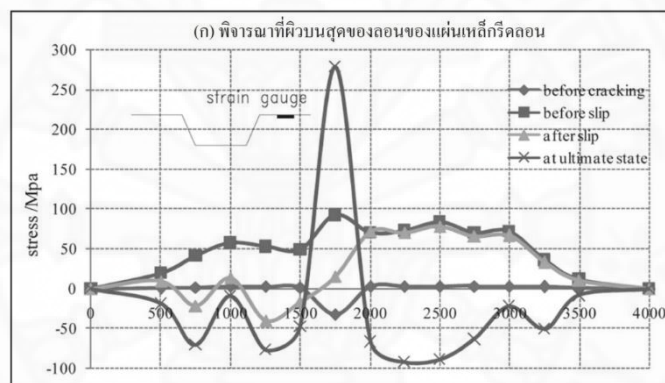
สิ่งที่สำคัญอีกประการหนึ่งคือ ก่อนที่จะเกิดรอยแตกในคอนกรีต หน่วยแรงเฉือนแบบ Shear Bond จะเกิดในบริเวณช่วงฐานรองรับถึงจุดที่น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำ (Shear Span Region) เท่านั้น ส่วนบริเวณกลางช่วงความยาวแผ่นพื้นคอมโพสิต (Mid Span Region) จะเกิดหน่วยแรงดึงเนื่องจากแรงดัด กระจายสม่ำเสมอ ก่อน หลังจากนั้นจึงจะเกิดหน่วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยว (Shear Bond)



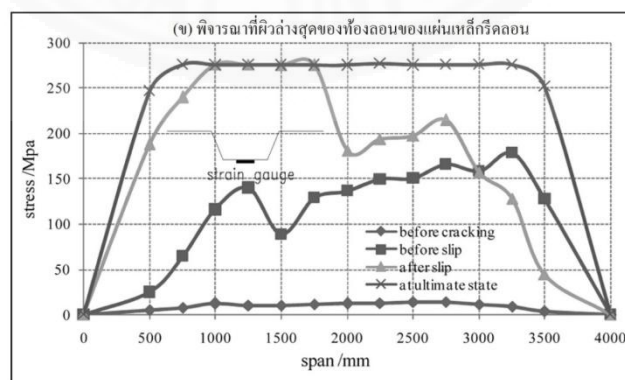
ภาพที่ 2.53(ก) การกระจายหน่วยแรงบนแผ่นเหล็กตลอดช่วงความยาวของแผ่นพื้นสำหรับตัวอย่างทดสอบหมายเลข 5



ภาพที่ 2.53(ข) การกระจายหน่วยแรงบนแผ่นเหล็กตลอดช่วงความยาวของแผ่นพื้นสำหรับ  
ตัวอย่างทดสอบหมายเลข 5



ภาพที่ 2.54(ก) การกระจายหน่วยแรงบนแผ่นเหล็กตลอดช่วงความยาวของแผ่นพื้นสำหรับพื้น  
หมายเลข 12



ภาพที่ 2.54(ข) การกระจายหน่วยแรงบนแผ่นเหล็กตลอดช่วงความยาวของแผ่นพื้นสำหรับพื้น  
หมายเลข 12

ภาพที่ 2.54(ก) และภาพที่ 2.54(ข) แสดงการกระจายตัวของหน่วยแรงบนแผ่นเหล็กกรีดลอนตามแนวยาวของตัวอย่างทดสอบหมายเลข 12 ซึ่งเป็นตัวอย่างที่เสริมกำลังด้วยการยึดรั้งที่ปลายแผ่นตัวอย่างทดสอบ ลักษณะพฤติกรรมของการกระจายตัวของหน่วยแรงจะคล้ายกับตัวอย่างทดสอบที่ไม่ได้เสริมกำลังด้วยการยึดรั้งที่ปลายแผ่น เพียงแต่ตัวอย่างที่เสริมกำลังการยึดรั้งที่ปลายแผ่นสามารถต้านทานการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Bond) และน้ำหนักได้มากขึ้น

### 2.8.3 สิ่งที่ได้จากงานวิจัยนี้

1. แผ่นพื้นคอมโพสิตที่ไม่ได้ยึดรั้งที่ปลายแผ่นพื้น จะวิบัติแบบเปราะโดยหลังจากเกิดรอยแตกขนาดเล็กได้จุดที่ให้น้ำหนักบรรทุก รอยแตกจะกระจายอย่างรวดเร็วบริเวณกลางช่วงความยาว และจะเกิดการไถลแยกที่บริเวณปลายของแผ่นพื้นซึ่งไม่ได้ยึดรั้งทำให้เกิดการวิบัติทันที

2. แผ่นพื้นคอมโพสิตที่ยึดรั้งที่ปลายแผ่นพื้น จะวิบัติแบบเหนียวโดยที่จะเกิดรอยแตกขนาดเล็กที่บริเวณจุดที่ให้น้ำหนักบรรทุกทั้ง 2 และรอยแตกจะกระจายอย่างสม่ำเสมอช่วงกลางความยาวคานจนกระทั่งวิบัติ จะไม่พบการไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้นคอมโพสิต

3. พฤติกรรมการกระจายของหน่วยแรงในแผ่นเหล็กกรีดลอนสำหรับแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ไม่ได้ยึดรั้งที่ปลายแผ่น พบว่าที่ปีกบนของลอนจะรับแรงดึงในช่วงแรก แต่เมื่อเกิดการไถลแยกแล้วปีกบนของลอนจะรับแรงอัดแทนจนกระทั่งวิบัติเนื่องจากการโก่งเดาะเฉพาะที่ ส่วนล่างสุดของลอนจะรับแรงดึงตั้งแต่ต้นจนกระทั่งวิบัติ

4. พฤติกรรมการกระจายของหน่วยแรงในแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ยึดรั้งที่ปลายแผ่น มีพฤติกรรมเหมือนกับแบบไม่ยึดรั้งที่ปลายแผ่นเพียงแต่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นเท่านั้น

## 2.9 นกตล ชุมวิโรจน์, รองศาสตราจารย์ตระกูล อร่ามรักษ์, ศาสตราจารย์ต่อกุล กาญจนาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (2011) : “พฤติกรรมรับแรงดัดของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เพิ่ม Perfobond Rib ด้านแรงเฉือน”

ทดสอบแผ่นพื้นคอมโพสิตเพื่อเพิ่มความสามารถในการต้านแรงเฉือนของแผ่นพื้นคอมโพสิตโดยใช้ตัวต้านแรงเฉือนที่เรียกว่า Perfobond Rib ยึดติดกับแผ่นเหล็กกรีดลอน ทำการทดสอบโดยเปรียบเทียบกำลังของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เสริมกำลังโดยใช้ Perfobond Rib กับเสริมกำลังโดยใช้เหล็กกลมขนาด 6 มิลลิเมตรมาเชื่อมเป็นตะแกรงขนาด 150x150 มิลลิเมตร นอกจากนี้ยังพิจารณาตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกเป็นจุดที่กระทำกับแผ่นพื้นคอมโพสิต ที่ระยะ  $L/3$  วัดจากฐานรองรับแต่ละข้าง กับระยะ  $L/4$  วัดจากฐานรองรับแต่ละข้าง





ภาพที่ 2.55 PerFOBOND Rib

ตัวอย่างทดสอบใช้แผ่นพื้นคอมโพสิตขนาดกว้าง 0.64 เมตร ยาว 2.6 เมตรหนารวมทั้งหมด 105 มิลลิเมตร ใช้แผ่นเหล็กรีดลอนรูปสี่เหลี่ยมคางหมูหนา 1 มิลลิเมตร โดยเลือกผลิตภัณฑ์ D-50W ของ Lucky และนำแผ่นเหล็กหนา 1 มิลลิเมตร ทำเป็นตัวต้านทานแรงเฉือน (PerFOBOND Rib) ทำการทดสอบโดยให้น้ำหนักบรรทุกทุกเป็นจุด 2 ที่ระยะ 800 มิลลิเมตร (  $L/3$  ) วัดจากฐานรองรับแต่ละข้าง กับระยะ 600 มิลลิเมตร (  $L/4$  ) วัดจากฐานรองรับแต่ละข้าง

ตารางที่ 2.18 ผลการทดสอบตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เสริมกำลังด้วย PerFOBOND Rib

Specimen ID	Shear Ratio (Ls)	Cracking Load (kg)	Yield Load (kg)	Ultimate Load (kg)	Vertical Displacement (mm)	End-Slip At Ultimate Load (mm)	Failure Mode
D-S1	L/4	2670.0	No	2676.2	3.96	13	Shear Bond
D-S2	L/4	2200.0	No	2212.4	3.80	12	Shear Bond
D-S3	L/3	2075.0	No	2110.8	3.15	11	Shear Bond
D-S4	L/3	1750.0	No	1755.6	3.10	12	Shear Bond
D-SP1	L/4	2800.0	No	3216.9	14.75	6	Shear Bond
D-SP2	L/4	2725.0	No	3178.6	15.60	6	Shear Bond
D-SP3	L/4	3000.0	No	3270.0	16.10	4	Shear Bond
D-SP4	L/3	2750.0	No	2949.5	11.80	5	Shear Bond
D-SP5	L/3	2600.0	No	2994.2	13.55	4	Shear Bond
D-SP6	L/3	2750.0	No	2767.0	13.20	5	Shear Bond

### ผลการทดสอบ ทำให้ทราบว่า

1. ตัวอย่างทั้งหมดวิบัติเนื่องจาก Shear bond โดยที่แผ่นเหล็กกรีตลอนหรือตะแกรงเหล็กกลมขนาด 6 มิลลิเมตร ไม่เกิดการครากใดๆ
2. การให้น้ำหนักบรรทุกที่ระยะ 800 มิลลิเมตร (L/3) วัดจากฐานรองรับแต่ละข้าง จะรับน้ำหนักบรรทุกได้น้อยกว่าการให้น้ำหนักบรรทุกที่ระยะ 600 มิลลิเมตร (L/4) วัดจากฐานรองรับแต่ละข้าง
3. การเสริมกำลังด้วย Perfobond Rib ช่วยทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตสามารถรับกำลังได้มากกว่า การเสริมกำลังด้วยตะแกรงเหล็กกลมขนาด 6 มิลลิเมตร

### 2.10 K.N. Lakshmikandhan, P.Sivadumar, R.Ravichandran, and S.AruUjayachandran (2013) : “ Investigations on Efficiently Interfaced Steel Concrete Composite Deck Slabs ”

จากการทดลองของนักวิจัยหลาย ๆ ท่านแสดงให้เห็นว่า ความสามารถในการรับน้ำหนักของแผ่นพื้นคอมโพสิตขึ้นอยู่กับแรงเฉือนบนหน้าผิวสัมผัสระหว่างวัสดุทั้ง 2 ชนิดซึ่งทำให้เกิดการไถลแยกตัวออกจากกันในแนวราบและการตัดบนแผ่นพื้นคอมโพสิตเหล็กกรีตลอนทำให้เกิดการแยกตัวในแนวตั้งโดยแรงยก

ในการเพิ่มการยึดเหนี่ยวที่ผิวหน้าสัมผัสระหว่างคอนกรีตและแผ่นเหล็กกรีตลอนต้องอาศัยอุปกรณ์ต้านแรงเฉือน (Shear Connector) ติดตั้งที่ผิวหน้าสัมผัสของวัสดุทั้งสอง

ปุ่มนูนบนแผ่นเหล็กกรีตลอน (Transverse Rib: Embossments) ช่วยเพิ่มความฝืดและเพิ่มการยึดเหนี่ยวบนหน้าผิวสัมผัสของวัสดุทั้ง 2 ชนิด โดยปุ่มนูนซึ่งจัดเป็นชุดรูปแบบต่าง ๆ บนแผ่นเหล็กกรีตลอนจะช่วยต้านทานแรงเฉือนตามยาวบนผิวสัมผัสของวัสดุทั้ง 2 ชนิด และช่วยป้องกันการแยกในแนวตั้ง รวมทั้งการไถลในแนวราบบนหน้าผิวสัมผัสของวัสดุทั้ง 2 ชนิด

นอกจากการใช้ชุดปุ่มนูนนี้ในการเสริมกำลังแล้ว ยังสามารถใช้แกนสลักแบบเชื่อม (Welded Stud Connectors) เหล็กเส้นกลม (Rod) วางเรียงกันเป็นแนวนหลังลอนแทนก็ได้

การใช้แกนสลักแบบเชื่อมยึดที่ปลายของแผ่นพื้นเข้ากับคานจะทำให้การรับน้ำหนักของแผ่นพื้นดีขึ้นแต่ แรงเฉือนที่ทำให้เกิดการไถลบนหน้าผิวสัมผัสยังคงมีผลต่อกำลังการรับน้ำหนักของแผ่นพื้นมากกว่ากำลังที่ได้จากการใช้แกนสลักแบบเชื่อมยึดเฉพาะที่ปลายแผ่นพื้น อีกทั้งแกนสลักแบบเชื่อมไม่ใช่แนวความคิดที่สมบูรณ์ เนื่องจากการเชื่อมแกนสลักจะทำให้เกิดกำลังของแผ่นเหล็กกรีตลอนลดลง เนื่องจากความร้อนในการเชื่อมทำให้เกิดรูช่องว่าง รอยแตก การเอี่ยมออกมาของเหล็กที่



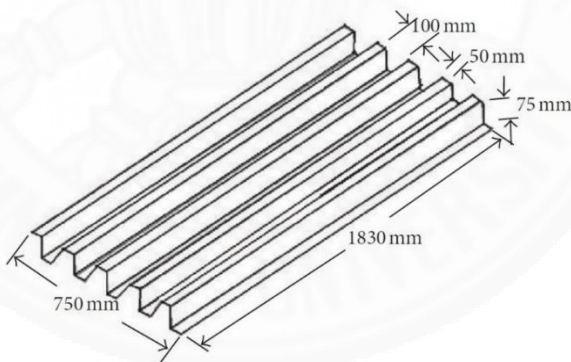
ละลายบนแผ่นเหล็กกริดลอนสิ่งเหล่านี้จะทำให้กำลังในการยึดเหนี่ยวลดลง ดังนั้นการใช้สลักเกลียว แทนแกนเหล็กแบบเชื่อม จะให้ผลดีกว่า

### 2.10.1 ตัวอย่างทดสอบและการจัดอุปกรณ์ในการทดสอบ

งานวิจัยนี้ใช้แผ่นเหล็กกริดลอนที่ทำจากเหล็กละมุน (Mild Steel Sheet) มีค่า Elastic Modulus =  $2.1 \times 10^5$  N/mm<sup>2</sup> และ Poisson's ratio = 0.3 มาพับขึ้นรูปลอน โดยไม่ได้ปั๊ม ปุ่มนูน (Transverse Rib) บนแผ่นเหล็ก แผ่นเหล็กที่ขึ้นรูปแล้วมีขนาดกว้าง 750 mm. ยาว 1830 mm. หนา 1 mm. ลอนรูปสี่เหลี่ยมคางหมู สูง 75 mm. ดังภาพที่ 2.56

เหล็กเสริมและเหล็ก Stud มีค่า Elastic Modulus =  $2.1 \times 10^5$  N/mm<sup>2</sup> และ Poisson's ratio = 0.3 เททับด้วยคอนกรีต M25 ด้วยสัดส่วน 1 : 15 : 3 : 4.8 กำลังอัดประลัยสูงสุด ที่ 28 วัน เฉลี่ย 33.25 N/mm<sup>2</sup> เทหนา 45 mm. เนื้อส่วนบนสุดของลอน แผ่นพื้นที่ใช้ในการทดสอบ จึงมีความหนารวม 120 mm. เหล็กเสริมกันรั่วใช้ตะแกรงเหล็กเชื่อมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็ก 8 mm. จำนวน 1 ตัวอย่าง และใช้ตะแกรงเหล็กลวดกรงไก่จำนวน 2 ตัวอย่าง

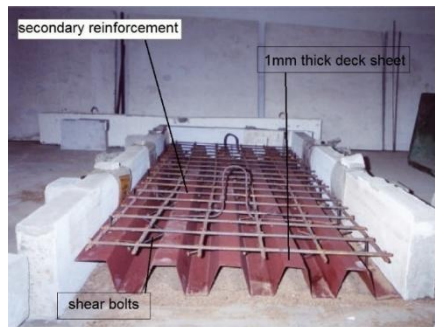
ในการทดสอบจะแบ่งตัวอย่างออกเป็น 4 แบบ ตามลักษณะการเสริมอุปกรณ์ ด้านทานแรงเฉือน (Shear Connector) และตัวอย่างที่เป็นแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก แบบปกติอีก 1 แบบ



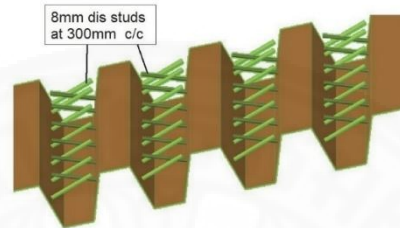
ภาพที่ 2.56 ตัวอย่างแผ่นเหล็กกริดลอนที่ใช้ในการทดสอบ

#### 2.10.1.1 ตัวอย่างทดสอบที่ 1

ใช้ 3 ตัวอย่าง เสริมกำลังโดยใช้สลักขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 8 mm. ยาว 100 mm. จัดวางห่างกัน 300 mm. จากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางสลักนี้จะถูกยึดเข้ากับลอนโดยจัดให้ตั้งฉากกับผิวที่เอียงของด้านข้างของลอน โดยวางสลับเป็นฟันปลา กับสลักที่ยึดกับด้านข้างของลอนฝั่งตรงกันข้าม ดังแสดงในภาพที่ 2.57



(ก) ลักษณะการติดตั้งเหล็กเสริม สำหรับตัวอย่างทดสอบที่ 1

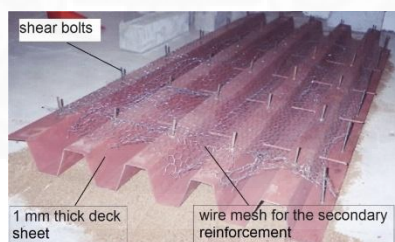


(ข) ลักษณะ Shear connector สำหรับตัวอย่างทดสอบที่ 1

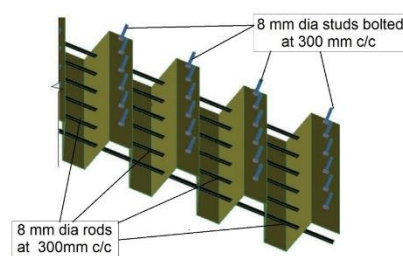
ภาพที่ 2.57 ลักษณะตัวอย่างทดสอบที่ 1

### 2.10.1.2 ตัวอย่างทดสอบที่ 2

ใช้ 3 ตัวอย่าง เสริมกำลังโดยใช้สลักขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 8 mm. จัดวางห่างกัน 300mm จากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางสลักนี้จะถูกยึดเข้ากับลอน โดยให้ตั้งฉากกับผิวบนสุดของลอน ใช้เหล็กกลมเส้นผ่านศูนย์กลาง 8 mm. สอดผ่านรูที่เจาะไว้บริเวณกลางความสูงของลอน ให้แถวแรกอยู่ห่างจากขอบของแผ่นเหล็ก 150 mm. แถวต่อไปให้เหล็กกลมเรียงห่างกัน 300 mm. ดังภาพที่ 2.58



(ก) ลักษณะการติดตั้งเหล็กเสริม สำหรับตัวอย่างทดสอบที่ 2

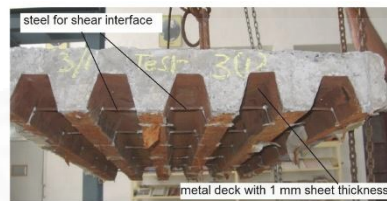


(ข) ลักษณะ Shear connector สำหรับตัวอย่างทดสอบที่ 2

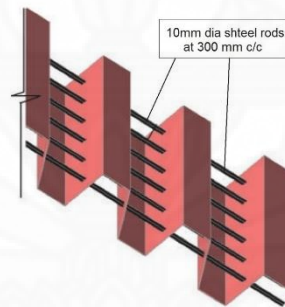
ภาพที่ 2.58 ลักษณะตัวอย่างทดสอบที่ 2

### 2.10.1.3 ตัวอย่างทดสอบที่ 3

ใช้ 3 ตัวอย่าง เสริมกำลังโดยใช้เหล็กข้ออ้อยเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 mm. สอดผ่านรูที่เจาะไว้บริเวณกลางความสูงของลอน แฉกแรกจัดให้ห่างจากขอบของแผ่นเหล็ก 150 mm. และแฉกต่อไปให้เหล็กกลมเรียงห่างกัน 300 mm ดังภาพที่ 2.59



(ก) ลักษณะการติดตั้งเหล็กเสริม สำหรับตัวอย่างทดสอบที่ 3



(ข) ลักษณะ Shear connector สำหรับตัวอย่างทดสอบที่ 3

ภาพที่ 2.59 ลักษณะตัวอย่างทดสอบที่ 3

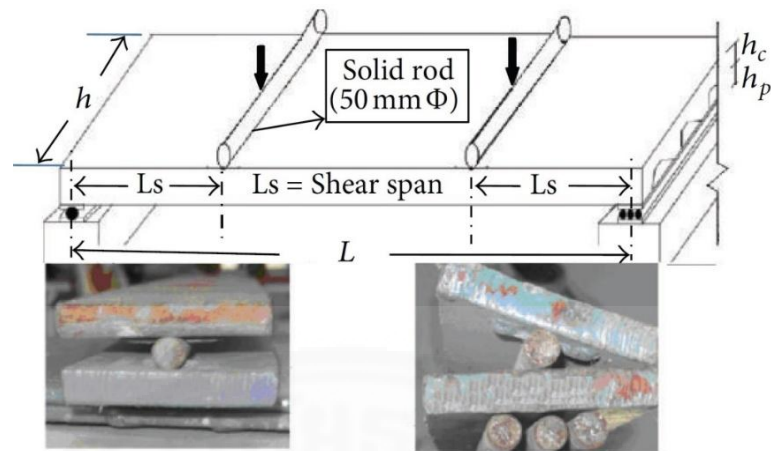
### 2.10.1.4 ตัวอย่างทดสอบที่ 4

ใช้ 3 ตัวอย่างทดสอบ ซึ่งเป็นตัวอย่างที่ไม่ได้เสริมกำลังใดเลย เพื่อใช้เปรียบเทียบและประเมินกำลังของตัวอย่างที่มีการเสริมกำลัง

### 2.10.1.5 ตัวอย่างทดสอบที่ 5

ใช้ 3 ตัวอย่างตัวอย่าง ซึ่งเป็นแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กแบบปกติ มีความหนา 120 mm. เสริมเหล็กกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มิลลิเมตร ทั้ง 2 ทิศทาง

การจัดเครื่องมือและอุปกรณ์ในการทดลอง เป็นดังภาพที่ 2.60



(ก)



(ข)

ภาพที่ 2.60 ลักษณะการจัดอุปกรณ์ในการทดสอบ

## 2.10.2 ผลการทดสอบ

### 2.10.2.1 ตัวอย่างทดสอบที่ 4 ไม่มีการเสริมกำลังใดๆ

แผ่นพื้นคอมโพสิตจะสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวทำให้เกิดการแยกตัวของวัสดุ ทั้ง 2 ชนิด จะสังเกตได้จากเห็นการโก่งเดาะ (Buckling) บริเวณส่วนผิวบนสุดของลอน ในการทดสอบ เมื่อน้ำหนักเพิ่มขึ้นจนถึง 35 kN น้ำหนักจะลดลงเหลือ 30 kN ทันที เกิดการแยกตัวที่ขอบปลายสุดของแผ่นพื้นประมาณ 2 mm. การลดลงทันทีของน้ำหนักนี้แสดงถึงความเป็นโครงสร้างที่เปราะ น้ำหนัก 35 kN คือแรงยึดเหนี่ยวของผิวหน้าสัมผัสระหว่างวัสดุทั้ง 2 ชนิดสามารถรับได้ น้ำหนักสูงสุดที่ทำให้แผ่นพื้นวิบัติ คือ 65 kN และเกิดการแยกตัว 13 mm. ตามภาพที่ 2.61



ภาพที่ 2.61 ลักษณะการวิบัติของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ไม่ได้เสริม Shear Connectors การวิบัติเกิดจากการเสี้ยกำลังยึดเหนี่ยว และเกิดการไถลแยกระหว่างแผ่นเหล็กที่ลอนกับคอนกรีตที่ปลายแผ่นพื้นคอมโพสิต

#### 2.10.2.2 ตัวอย่างทดสอบที่ 5 แผ่นพื้น คอนกรีตเสริมเหล็กแบบทั่วไป

น้ำหนักสูงสุดที่ทำให้แผ่นพื้น วิบัติ คือ 71 kN

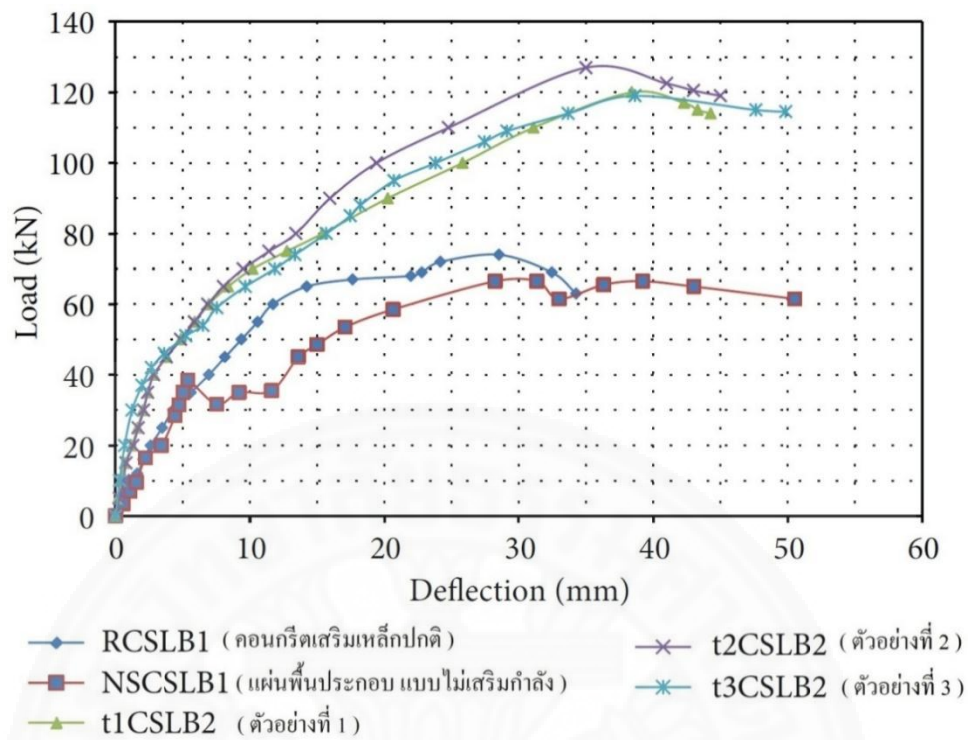
#### 2.10.2.3 ตัวอย่างทดสอบที่ 1,2,3

พบว่า การเสริมกำลังโดยวิธีทางกลศาสตร์ทั้ง 3 รูปแบบสามารถรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้ใกล้เคียงกัน ไม่มีการแยกชั้นเนื่องจากแรงยกและไม่มีการไถลเนื่องจากแรงเฉือน ระหว่างการเพิ่มน้ำหนักแต่ละระดับไม่พบการลดลงทันทีของค่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับตัวอย่าง ก่อนที่น้ำหนักจะถึงค่าสูงสุดในสภาวะวิบัติ ตัวอย่างที่ 1,2,3 แสดงความสามารถในการรับแรงเฉือนระหว่างผิวสัมผัสได้อย่างสมบูรณ์แบบ ไม่แสดงการแยกชั้นและการไถลแยกออกจากกันให้เห็น การสอดเหล็กกลมในรูที่เจาะบริเวณกลางความสูงของลอนในตัวอย่างที่ 2 และ 3 จะช่วยเสริมกำลังและความแข็งของแผ่นเหล็กที่ลอน ทำให้สามารถลดไม้แบบในการค้ำยันใต้ท้องพื้น เหล็กกลมที่สอดเข้าไปในรูที่เจาะบริเวณกลางความสูงของลอนในตัวอย่างที่ 2 และ 3 ทำให้แผ่นพื้นแสดงพฤติกรรมเสมือนแผ่นพื้นคอมโพสิตแบบระบบ 2 ทาง

#### 2.10.2.4 นอกจากที่กล่าวมาในข้างต้นยังพบอีกว่า

การเสริมกำลัง ในรูปแบบที่ 1,2,3 จะทำให้แผ่นพื้นมีความสามารถในการตัดโค้ง มีความแข็ง เหนียวและสามารถดูดซับพลังงานมากขึ้น ตัวอย่างที่ 1,2,3 มีกำลังมากขึ้น 110% เมื่อเทียบกับแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ไม่ได้เสริมกำลังใดๆ (ตัวอย่างทดสอบที่ 4) และในรูปแบบที่ 1,2,3 มีกำลังมากขึ้น 60% เมื่อเทียบกับแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กปกติ เหล็กตะแกรงเชื่อมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 8 mm. กับตะแกรงลวดกรงไก่ ไม่มีผลต่อการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิต เพียงแค่ป้องกันการแตกร้าวอันเนื่องมาจากอุณหภูมิและการหดตัวของคอนกรีตเท่านั้น





ภาพที่ 2.62 การเปรียบเทียบกันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นของตัวอย่างทดสอบแต่ละแบบ



(ก)



(ข)

ภาพที่ 2.63 รูปแบบรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นบนแผ่นพื้นคอมโพสิตที่เสริม Shear Connector

### 2.10.3 สิ่งที่ได้จากงานวิจัยนี้

1. การเสริมกำลังให้กับแผ่นพื้นคอมโพสิตในลักษณะนี้ ทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตสามารถรับแรงเฉือนระหว่างผิวสัมผัสได้อย่างสมบูรณ์ดังนั้นจึงไม่แสดงการไถลแยกออกจากกัน
2. ไม่เกิดการวิบัติเนื่องจากการเสียแรงยึดเหนี่ยวที่ผิวสัมผัสระหว่างวัสดุทั้ง 2 ชนิด ทำให้ไม่พบการลดลงทันทีของน้ำหนักบรรทุก
3. แผ่นพื้นคอมโพสิตที่สามารถรับน้ำหนักได้จนกระทั่งเกิดวัสดุถึงจุดประลัย นั้นหมายความว่าแผ่นพื้นคอมโพสิตมีพฤติกรรมในการวิบัติแบบเหนียว
4. แผ่นพื้นคอมโพสิตที่เสริมกำลังลักษณะนี้ มีกำลังมากขึ้น 110 % เมื่อเทียบกับแผ่นพื้นคอมโพสิตแบบทั่วไปซึ่งไม่เสริมกำลัง
5. แผ่นพื้นคอมโพสิตที่เสริมกำลังลักษณะนี้ มีกำลังมากขึ้น 60 % เมื่อเทียบกับแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กแบบปกติ

### 2.11 Manjunate T N,B S Sureshcandra and Dr. Ambedkar Institute of Technology Bengaluru, India (2014) : “Experimental Study on Concrete Slab With Profiled Steel Decking”

ทดสอบแผ่นพื้นคอมโพสิตเพื่อเปรียบเทียบกำลังของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้แผ่นเหล็กรีดลอนที่มีปุ่มนูน (Embossments) กับใช้น้ำยาประสานวัสดุ Araldite-GY257 IN และ Aradur-140 (ผลิตโดย Petro Araldite Pvt Ltd. And marketed by Huntsman) ซึ่งจะนิยมใช้เชื่อมจุดต่อ หรือยึดเหนี่ยววัสดุ 2 ชนิด ในงานสะพานและงานอาคารนอกจากนี้ยังทดสอบกับคอนกรีต 2 ประเภทคือ คอนกรีตปกติ (Design Mix Concrete) กับคอนกรีตที่ไม่ผสมทราย (No Fine Concrete)

ในการทดสอบใช้แผ่นพื้นคอมโพสิตขนาด กว้าง 1 เมตร ยาว 1.5 เมตร หนาทั้งหมด 85 mm. ใช้แผ่นเหล็กรีดลอนที่มีลอนรูปสี่เหลี่ยมคางหมูหนา 1 mm. นำมาทดสอบโดยทำการให้น้ำหนักบรรทุกเป็นจุด 2 จุด แต่ละจุดอยู่ที่ตำแหน่ง L/4 วัดจากฐานรองรับ (Shear Span)

#### ผลการทดสอบ ทำให้ทราบว่า

1. การใช้คอนกรีตที่ไม่ผสมทราย (No Fine Concrete) จะมีกำลังน้อยกว่าการใช้คอนกรีตปกติ
2. สำหรับคอนกรีตปกติ (Design Mix Concrete) การใช้ น้ำยาประสานวัสดุ Araldite-GY257 IN และ Aradur-140 จะให้กำลังใกล้เคียงกันกับการใช้ปุ่มนูน (Embossment)
3. สำหรับคอนกรีตไม่ผสมทราย (No Fine Concrete) การใช้ น้ำยาประสานวัสดุ Araldite-GY257 IN และ Aradur-140 จะให้กำลัง ดีกว่าการใช้ปุ่มนูน (Embossment)



4. พบว่าเกิดการไหลแยกระหว่างแผ่นเหล็กกริดลอนกับคอนกรีตที่ปลายแผ่นพื้นคอมโพสิตที่น้ำหนักบรรทุกทุกๆประมาณ 75%-80% ของน้ำหนักประลัย แสดงให้เห็นว่าเป็นการวิบัติแบบ Shear Bond

ตารางที่ 2.19 ผลการทดสอบตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิต

<i>Series number</i>	<i>Concrete type</i>	<i>Bond type</i>	<i>Slab Specification</i>	<i>Mass (in kg)</i>	<i>1<sup>st</sup> Crack Load (in kN)</i>	<i>Ultimate Load (in kN)</i>	<i>Maximum Central Deflection (in mm)</i>
Series I	Design mix concrete	Mechanical bond (with embossment)	SRE1	232.3	33.4	43.4	10.80
			SRE2	232.1	30.9	40.9	10.60
			SRE3	231.8	35.9	43.4	11.25
Series II	Design mix concrete	Chemical bond (without embossment )	SRC1	232.4	35.9	43.4	10.60
			SRC2	232.6	33.4	43.4	11.15
			SRC3	233.1	35.9	43.4	9.80
Series III	Nofines concrete	Mechanical bond (with embossment)	SNE1	182.9	22.5	28.4	8.60
			SNE2	183.2	25.9	30.9	9.35
Series IV	Nofines concrete	Chemical bond (without embossment )	SNC1	183.4	28.4	35.9	10.45
			SNC2	183.8	28.4	35.9	10.70

### บทที่ 3 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

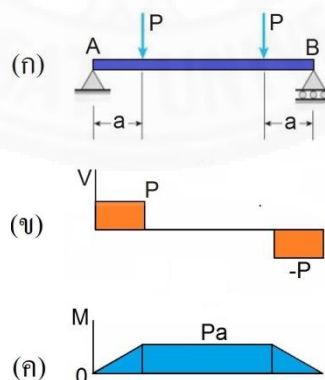
#### 3.1 หน่วยแรงในคาน (Stresses in Beam)

จาก (Gere & Timoshenko, 1991-1995, pp.251-275) เมื่อมีแรงกระทำตั้งฉากกับความยาวคาน จะทำให้เกิดแรงดัดและแรงเฉือนที่หน้าตัดคาน โดยแรงดัดนี้จะทำให้เกิดหน่วยแรงและหน่วยการยืดหด ในคาน



ภาพที่ 3.1 ชิ้นส่วนโครงสร้างที่อยู่ภายใต้แรงดัดคงที่

จากภาพที่ 3.1 แสดงแรงดัดคงที่ที่กระทำบนคาน ช่วงเดียว (ก) และแบบคานยื่น (ข) และแผนภาพแสดงแรงดัดตลอดความยาวคานเมื่อ  $M$  เป็นค่าคงที่ ดังนั้น  $V = \frac{dM}{dx} = 0$



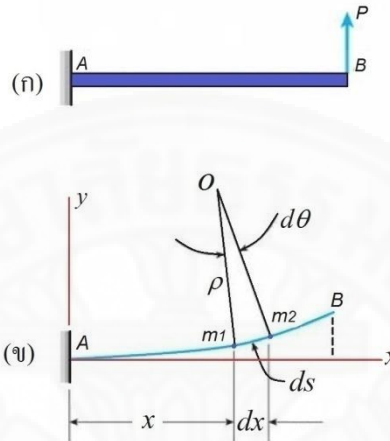
ภาพที่ 3.2 ชิ้นส่วนโครงสร้างที่อยู่ภายใต้แรงดัดไม่คงที่

จากภาพที่ 3.2 แสดงแรงดัดไม่คงที่ที่กระทำบนคานช่วงเดียว (ก) แผนภาพแรงเฉือนที่กระทำบนคาน (ข) และแผนภาพแสดงแรงดัดตลอดความยาวคาน (ค) เมื่อ  $M \neq$  ค่าคงที่ ดังนั้น

$$V = \frac{dM}{dx} \neq 0 \quad (3.1)$$

### 3.1.1 ความโค้ง (Curvature)

ความโค้ง คือ อัตราการเปลี่ยนความชัน ต่อหน่วยความยาว



ภาพที่ 3.3 ความโค้งของคานยี่น

จากภาพที่ 3.3 เมื่อมีแรง  $P$  กระทำที่ปลายคานยี่น  $AB$  คานจะถูกดัดโค้ง ดังภาพที่ 3.3(ข) เมื่อวิเคราะห์จุด 2 จุด คือ จุด  $m_1$  และ  $m_2$  ซึ่งอยู่บนแนวการดัดโค้งของคาน จุด  $m_1$  ห่างจากแกน  $y$  เท่ากับ  $x$  และจุด  $m_2$  อยู่บนแนวดัดโค้งห่างออกไปเป็นระยะ  $ds$  จากจุด  $m_1$  เมื่อเขียนเส้นตั้งฉากกับแนวเส้นสัมผัสโค้ง (Tangent Line) ของจุด  $m_1$  และ  $m_2$  จุดตัดของทั้งสองเส้นเรียกว่าจุดศูนย์กลางความโค้ง  $O$  สำหรับแนวการดัดโค้งที่ระยะ  $x$  จากฐานรองรับและความยาวของเส้นตั้งฉากกับแนวเส้นสัมผัสโค้งเรียกว่า รัศมีความโค้ง  $\rho$

จากภาพที่ 3.3(ข) ค่าความโค้ง คือ

$$\phi = \frac{1}{\rho} \quad (3.2)$$

จะได้ว่า

$$\rho \cdot d\theta = ds \quad (3.3)$$

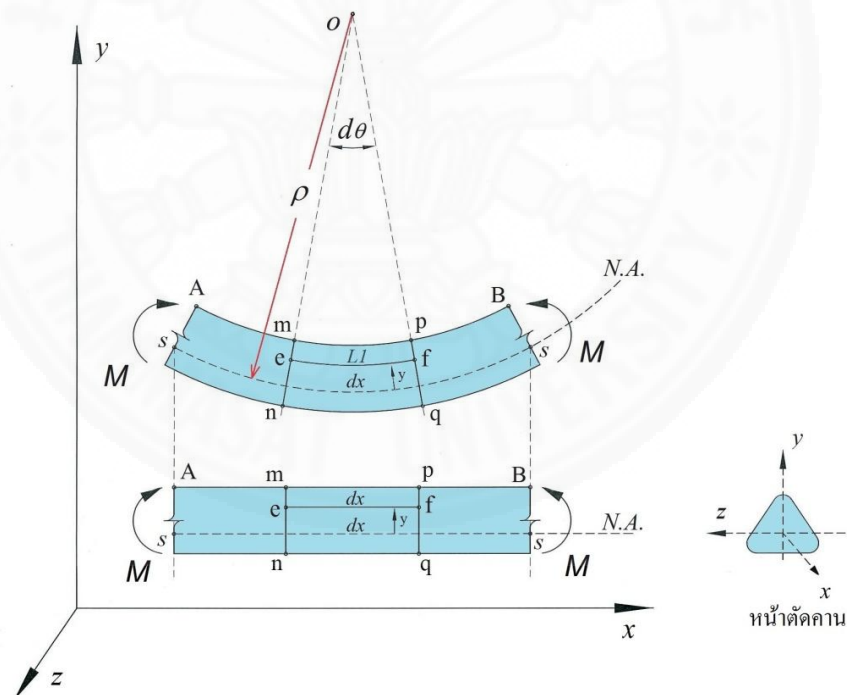
เมื่อพิจารณาส่วนโค้งขนาดเล็ก จะได้ว่า  $ds \approx dx$

ดังนั้น

$$\phi = \frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{ds} = \frac{d\theta}{dx} \quad (3.4)$$

### 3.1.2 หน่วยการยืดหดตามแนวความยาวคาน (Longitudinal Strains in Beams)

จากภาพที่ 3.4 ชิ้นส่วน AB มีหน้าตัดสมมาตรในแกน  $y$  อยู่ภายใต้แรงดัด  $M$  เมื่อคานอยู่ภายใต้แรงดัด  $M$  คานจะถูกดัดเป็นรูปโค้ง หน้าตัด  $mn$  และหน้าตัด  $pq$  จะหมุนรอบแกน  $z$  แต่ยังคงรักษารูปร่างระนาบของหน้าตัดเป็นเส้นตรง (Plane Remains Plane) และทำมุมตั้งฉากกับแนวแกนของคาน อนุภาคทุกส่วนในคานจะเสียรูปไปพร้อมๆ กัน (Compatibility) จากการเสียรูปเนื่องจากแรงดัด ซึ่งทำให้หน้าตัด  $mn$  และ  $pq$  หมุนรอบแกน  $z$  จึงมีผลทำให้ เส้น  $nq$  จะยืดยาวขึ้น ส่วนเส้น  $mp$  จะหดสั้นลง แต่พื้นผิวระนาบ  $ss$  ซึ่งวางตัวตามความยาวคานจะไม่มีเปลี่ยนแปลงความยาว เรียกแนวนี้ว่าระนาบสะเทิน (Neutral Surface : N.S.) แนวผิวระนาบ  $ss$  นี้จะตัด และตั้งฉากกับระนาบหน้าตัดตามขวาง จะเรียกว่าแกนสะเทิน (Neutral Axis : N.A.)



ภาพที่ 3.4 การเสียรูปของคานภายใต้อิทธิพลของแรงดัดเพียงอย่างเดียว

จาก Curvature  $\rho \cdot d\theta = dx$

ถ้าให้เส้น  $ef$  มีความยาว  $L1$  หลังจากถูกดัดแล้ว จะได้ว่า

$$L1 = (\rho - y) \cdot d\theta = dx - \left(\frac{y}{\rho}\right) \cdot dx \quad (3.5)$$

$$\text{ผลต่างระหว่างก่อนตัดและหลังถูกตัด} \quad \Delta ef = L1-dx = -\left(\frac{y}{\rho}\right).dx \quad (3.6)$$

$$\text{หน่วยการยืดหด ของเส้น ef คือ} \quad \epsilon_x = \frac{\Delta ef}{dx} = -\left(\frac{y}{\rho}\right) = -(\phi.y) \quad (3.7)$$

ดังนั้น  $\epsilon_x$  จะแปรผันกับ ระยะห่างจากแนวเส้น N.A. (ระยะ  $y$ )

เมื่อ  $y > 0$  (เหนือเส้น N.S.) จะได้  $\epsilon_x = (-)$  ความยาวหดสั้นลง

เมื่อ  $y < 0$  (เหนือเส้น N.S.) จะได้  $\epsilon_x = (+)$  ความยาวยืดออก

### 3.1.3 หน่วยการยืดหดตามขวางความยาวคาน (Transverse Strains in Beams)

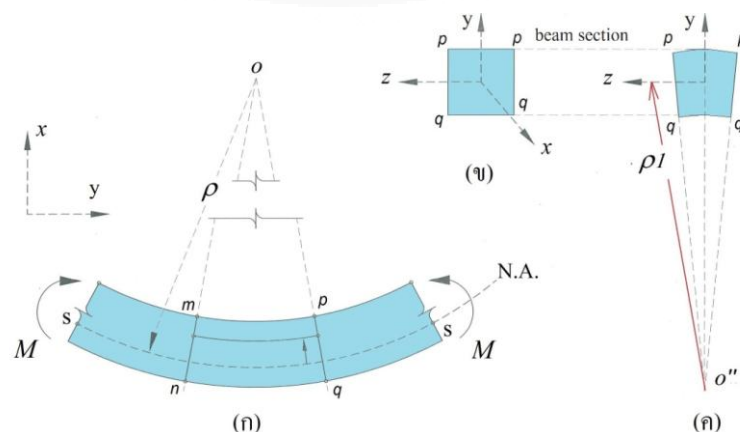
ในสภาวะภายใต้แรงดัด นอกจากจะเกิดหน่วยการยืดหด ในแนวตามยาวของคาน (บนระนาบ  $xy$ ) แล้วยังเกิดหน่วยการยืดหดตามขวาง (บนระนาบ  $yz$ ) เนื่องจาก Poisson's ratio อีกด้วย ซึ่งการยืดหดตัวของทั้ง 2 ระนาบนี้จะเกิดขึ้นพร้อม ๆ กัน

จากภาพที่ 3.5(ก) บนระนาบ  $xy$  หน่วยการยืดหดเหนือเส้น N.A. ซึ่งมีค่าติดลบ ( $-\epsilon_x$ ) จะเกิดการยืดหดตัวไปพร้อมๆ กันกับหน่วยการยืดหดตัวตามขวางบนระนาบ  $yz$  ซึ่งจะมีค่าเป็นบวก ( $+\epsilon_z$ ) ดังนั้นหน่วยการยืดหดตัวตามขวางจะมีค่าเท่ากับ  $\epsilon_z = (\epsilon_x \cdot \nu)$

ผลของการยืดหดตัวในลักษณะนี้จะทำให้รูปร่างของหน้าตัดเปลี่ยนแปลง เมื่อพิจารณาหน้าตัดคานรูปสี่เหลี่ยม ดังภาพที่ 3.5(ข) ผลของ  $\epsilon_x$  จะทำให้ความกว้างของหน้าตัดเพิ่มขึ้นบริเวณเหนือเส้น N.A. และความกว้างของหน้าตัดจะลดบริเวณใต้เส้น N.A. การเปลี่ยนแปลงหน้าตัดตามขวางนี้จะแปรผันกับ ระยะห่างจากแนวเส้น N.A. (ระยะ  $y$ )

$$\epsilon_z = (\epsilon_x \cdot \nu) = (\phi \cdot y \cdot \nu) \quad (3.8)$$

เมื่อ  $\nu = \text{Poisson's ratio}$



ภาพที่ 3.5 การเสีรูปตามขวางของคาน ภายใต้อิทธิพลของแรงดัดอย่างเดียว

จากภาพที่ 3.5(ค) ด้านที่เคียนานกับแกน  $y$  ของรูปสี่เหลี่ยมจะเปลี่ยนเป็นแนวเอียง ส่วนด้านที่เคียนานกับแกน  $z$  ของรูปสี่เหลี่ยมจะเปลี่ยนเป็นเส้นโค้งบางๆ และจะมีจุดศูนย์กลางความโค้งที่จุด  $O''$  และมีรัศมีความโค้งเท่ากับ  $\rho_1$  ซึ่งจะมีความยาวมากกว่า รัศมีความโค้งตามแนวยาว  $\rho$  ภายใต้แรงดัดเดียวกัน ดังนั้น  $\epsilon_x$  จะมีค่ามากกว่า  $\epsilon_z$

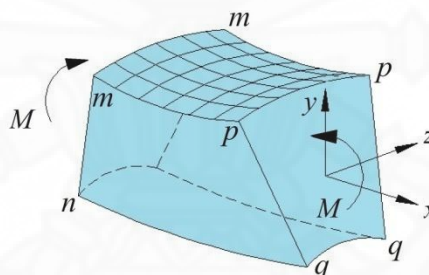
จากสมการ  $\epsilon_z = (\epsilon_x \cdot v)$

$$\frac{y}{\rho_1} = \left(\frac{y}{\rho}\right) \cdot v \quad (3.9)$$

ดังนั้น

$$\rho_1 = \frac{\rho}{v} \text{ และ } \phi \cdot v = \phi_1 \quad (3.10)$$

เมื่อ  $\phi_1 = \frac{1}{\rho_1}$  คือ ความโค้งของหน้าตัดตามขวาง

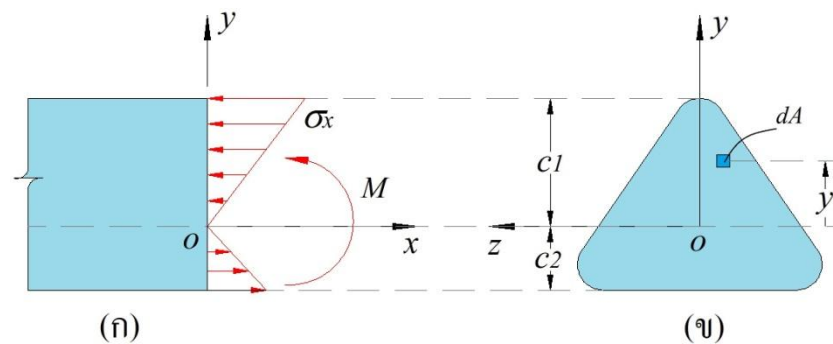


ภาพที่ 3.6 ลักษณะการเสียรูปเนื่องจากแรงดัดคงที่ ของชิ้นส่วนหน้าตัดสี่เหลี่ยม  $mnpq$

### 3.1.4 หน่วยแรงตั้งฉากกับหน้าตัด (Normal Stress in Beams; Linear Elastic Materials)

หน่วยแรงที่กระทำตั้งฉากกับหน้าตัดของคาน  $\sigma_x$  สามารถหาจากหน่วยการยืดหด  $\epsilon_x$  ซึ่งตั้งฉากกับหน้าตัดคาน ทำให้หน้าตัดคานในแนวตามยาวของคานอยู่ภายใต้แรงอัดและแรงดึงเท่านั้นและถ้าวัสดุของคานยังอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic) สามารถใช้กฎของฮุก (Hook's Law) ได้

$$\sigma_x = E \cdot \epsilon_x = E \cdot \phi \cdot y \quad (3.11)$$



ภาพที่ 3.7 การกระจายของหน่วยแรงตั้งฉากบนหน้าตัดคาน

จะเห็นว่าหน่วยแรงตั้งฉาก  $\sigma_x$  ที่กระทำตั้งฉากกับหน้าตัดคานจะแปรผันเป็นเส้นตรงกับ ระยะ  $y$  จากแนว Neutral Surface ลักษณะการกระจายหน่วยแรงแสดงในภาพที่ 3.7(ก) เมื่อให้แรงดัด  $M$  กระทำในทิศตามรูป จะเกิดหน่วยแรง  $+\sigma_x$  (Tension) ใต้แนวเส้น N.S. และหน่วยแรง  $-\sigma_x$  (Compression) เหนือแนวเส้น N.S. ผลรวมของแต่ละหน่วยแรง  $\sigma_x$  ที่กระทำบนหน้าตัดคานจะทำให้ได้แรงในแนวราบตามแนวแกน  $x$  และแรงที่ได้จะเป็นแรงคู่ควบกระทำรอบแกน  $z$

ในสถานการณ์ที่เรากำลังพิจารณานี้ไม่มีแรงในแนวแกนกระทำกับหน้าตัด และมีเพียงแรงดัด  $M$  เนื่องจากแรงคู่ควบเท่านั้น ดังนั้นเราจะได้สมการเงื่อนไข 2 สมการ คือ

1. ผลรวมของแรงในแนวแกน  $x$  มีค่าเป็น ศูนย์
2. ผลรวมของแรงดัดเท่ากับ  $M$  เมื่อพิจารณาชิ้นส่วนเล็ก ๆ ที่มีพื้นที่  $dA$  ซึ่งห่างจากเส้น N.A. เป็นระยะ  $y$  แรงที่กระทำชิ้นส่วนเล็กๆ นี้จะตั้งฉากกับหน้าตัดคานและมีขนาดเท่ากับ  $\sigma_x \cdot dA$  แต่เนื่องจากผลรวมแรงที่กระทำตั้งฉากกับหน้าตัดมีค่าเท่ากับศูนย์ ดังนั้นจะได้ว่า

$$\int \sigma_x \cdot dA = 0 \quad (3.12)$$

$$\text{เมื่อ } \sigma_x = E \cdot \epsilon_x = E \cdot \phi \cdot y \quad \text{จะได้} \quad \int E \cdot \phi \cdot y \, dA = 0 \quad (3.13)$$

$$\text{เนื่องจาก } E \text{ และ } \phi \text{ เป็นค่าคงที่ ดังนั้น} \quad \int y \, dA = 0$$

เมื่อพิจารณาภาพที่ 3.7(ข) กรณีแรงดัดคงที่พบว่า สมการข้างบน แสดงให้เห็นว่า ผลรวมโมเมนต์อันดับหนึ่งของพื้นที่บนหน้าตัดคานรอบแกน  $z$  มีค่าเป็นศูนย์ ซึ่งหมายความว่าแกน  $z$  จะต้องผ่านทะลุจุดศูนย์กลางของพื้นที่หน้าตัดคาน ดังนั้นแกน  $z$  จึงเป็นเส้น N.A. อีกด้วย จึงทำให้สามารถสรุปได้ว่า เส้น N.A. จะผ่านจุดศูนย์กลางของพื้นที่หน้าตัด เมื่อคานอยู่ภายใต้แรงดัดและวัสดุยังคงใช้กฎของฮุก (Hook's Laws) ได้ คุณสมบัตินี้สามารถให้กำหนดตำแหน่งของแนวเส้น N.A. ได้



อย่างง่ายตาย เมื่อพิจารณาทางด้านแกน  $y$  ซึ่งเป็นแกนสมมาตรของพื้นที่หน้าตัดคาน ทำให้แกน  $y$  ต้องผ่านจุดศูนย์กลางของพื้นที่หน้าตัดคาน ดังนั้นแกน  $y$  และแกน  $z$  จะตัดกันที่ จุด  $O$  นั่นคือ จุดศูนย์กลางของพื้นที่หน้าตัดคาน

เมื่อพิจารณาผลรวมของแรงดัดบนหน้าตัดที่เกิดจาก  $\sigma_x$  หน่วยแรงเล็กๆ  $\sigma_x \cdot dA$  ซึ่งกระทำบนพื้นที่เล็กๆ  $dA$  จะมีค่าเป็นบวกเมื่อทิศทางของหน่วยแรง  $\sigma_x$  ชี้ไปตามทิศทางของแกน  $x$  จากภาพที่ 3.7 จะเห็นว่าหน่วยแรง  $\sigma_x$  มีค่าเป็นลบกระทำบนพื้นที่เล็กๆ  $dA$  ทำให้เกิดแรงดัดในทิศทางวนเข็มนาฬิการอบแกน  $z$  ดังนั้น แรงดัดจึงมีค่าเป็นบวก (Positive Bending Moment)

$$\text{จากภาพที่ 3.7(ข)} \quad dM = \sigma_x \cdot y \cdot dA \quad (3.14)$$

$$\text{ผลรวมของแรงดัดตลอดทั้งหน้าตัด} \quad M = \int \sigma_x \cdot y \cdot dA \quad (3.15)$$

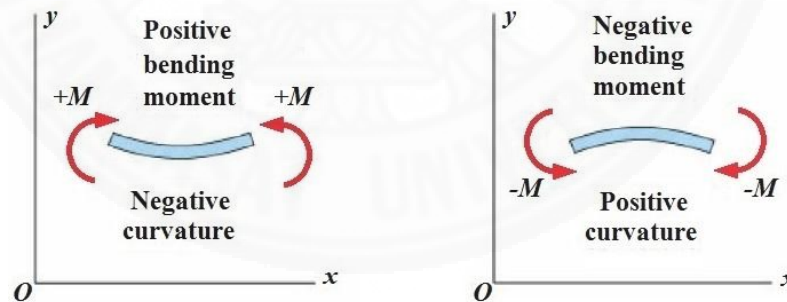
$$\text{แทนค่า } \sigma_x = E \cdot \phi \cdot y \text{ ในสมการข้างบน} \quad M = E \cdot \phi \int y^2 \cdot dA \quad (3.16)$$

เมื่อ  $I = \int y^2 \cdot dA$  คือ โมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of Inertia) ของหน้าตัด รอบแกน  $z$

$$\text{ดังนั้น} \quad M = \phi \cdot E \cdot I \quad (3.17)$$

$$\text{จัดรูปสมการใหม่ จะได้} \quad \phi = \frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} \quad (3.18)$$

จากสมการข้างต้นจะพบว่า ความโค้ง  $\phi$  แปรผันตรงกับ แรงดัด  $M$  และแปรผกผันกับความแข็งเชิงดัด (Flexural Rigidity)  $EI$

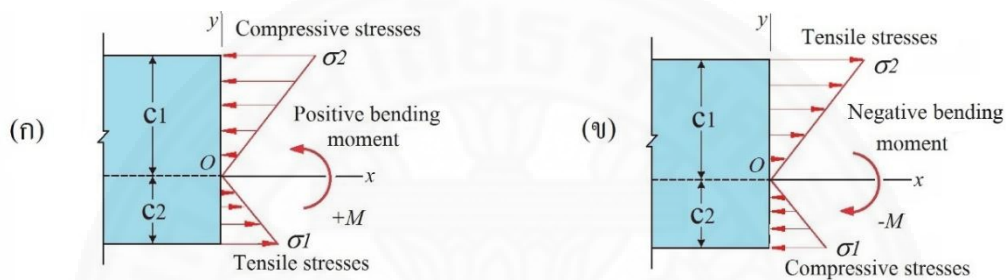


ภาพที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างเครื่องหมายของแรงดัดกับเครื่องหมายของความโค้ง

ดังนั้น หน่วยแรงในคานสามารถหาความสัมพันธ์กับ แรงดัด ได้ โดยการแทนค่า  $\phi = \frac{M}{EI}$  กลับเข้าไปใน สมการ  $\sigma_x = E \cdot \phi \cdot y$  จะได้ สมการของแรงดัด (Flexure Formula) คือ

$$\sigma_x = \frac{M \cdot y}{I} \quad (3.19)$$

หน่วยแรง  $\sigma_x$  ที่หาได้จาก Flexure Formula นี้จะเรียกว่า หน่วยแรงดัด (Bending Stress) จากสมการข้างต้นจะเห็นว่า หน่วยแรงในคานจะแปรผันตรงกับแรงดัด  $M$  และแปรผกผันกับโมเมนต์ความเฉื่อย  $I$  ของหน้าตัดคาน และหน่วยแรงในคานยังแปรผันแบบเส้นตรงกับระยะ  $y$  จากแนวเส้น N.A. อีกด้วย ถ้า แรงดัด  $M+$  กระทำบนหน้าตัดคาน หน่วยแรงจะเป็น บวก (แรงดึง; Tension) บนหน้าตัดคานส่วนที่อยู่เหนือเส้น N.A ( $y$  เป็นค่าบวก) และถ้าแรงดัด  $M-$  กระทำบนหน้าตัดคาน หน่วยแรงจะเป็น ลบ (แรงอัด : Compression) บนหน้าตัดคานส่วนที่อยู่เหนือเส้น N.A ( $y$  เป็นค่าบวก) ดังภาพที่ 3.9



ภาพที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างเครื่องหมายของแรงดัดกับเครื่องหมายของหน่วยแรงตั้งฉากบนหน้าตัด

แรงดึงสูงสุดและแรงอัดสูงสุดบนหน้าตัดคานจะเกิดบริเวณที่ไกลมากที่สุดจากแนวเส้น N.A. ถ้าให้  $c_1$  และ  $c_2$  คือ ระยะจากเส้น N.A. จนถึงขอบของหน้าตัดในทิศทางตามแนวแกน  $y$  ดังนั้นในกรณี ภาพที่ 3.9(ก) หน่วยแรงตั้งฉากกับหน้าตัดสูงสุด (Maximum Normal Stress) คือ

$$\sigma_1 = \frac{Mc_1}{I} = \frac{M}{S_1} \quad , \quad \sigma_2 = -\frac{Mc_2}{I} = -\frac{M}{S_2} \quad (3.20)$$

เมื่อ  $S_1 = \frac{I}{c_1}$  ,  $S_2 = \frac{I}{c_2}$  เป็นที่รู้กันว่า  $s_1, s_2$  คือ Section Modulus ของพื้นที่หน้าตัด

ในการวิเคราะห์หน่วยแรงตั้งฉากบนหน้าตัดคาน (Normal Stress) ที่ผ่านมาจะเป็นการวิเคราะห์กรณีแรงดัดคงที่ นั่นคือจะไม่มีแรงเฉือนมากกระทำบนหน้าตัดคาน

ในกรณีแรงดัดไม่คงที่ แรงเฉือนที่เกิดขึ้นจะทำให้เกิด Warping หรือการบิดเบี้ยวของระนาบหน้าตัดและระนาบหน้าตัดก่อนถูกตัดจะไม่ยาวกว่าระนาบหน้าตัดหลังถูกตัด

จากการวิเคราะห์อย่างละเอียดแสดงให้เห็นว่า แรงเฉือนและ Warping จะไม่มีผลต่อค่าของหน่วยแรงตั้งฉากกับหน้าตัด (Normal Stress)  $\sigma_x$  ที่ได้จากการคำนวณโดยใช้ สมการของแรงดัด

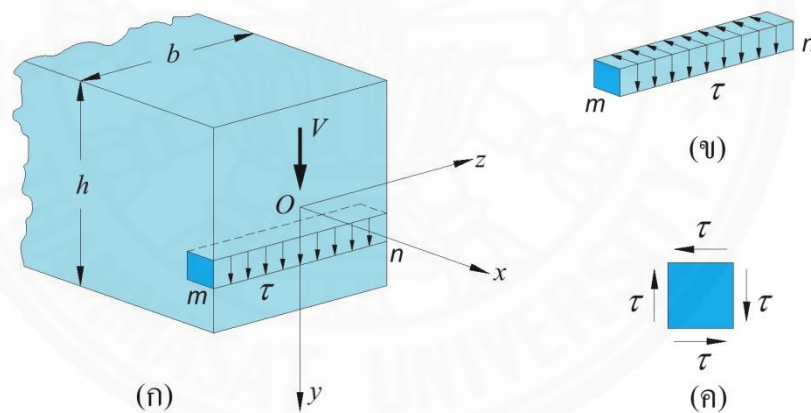
(Flexure Formula) ดังนั้นเราสามารถนำทฤษฎีของแรงดัดคงที่ในการคำนวณหาหน่วยแรงดัดตั้งฉากกับหน้าตัดในกรณีของแรงดัดไม่คงที่ได้

### 3.1.5 หน่วยแรงเฉือน ในคาน (Shear Stress in Beams)

เมื่อคานอยู่ภายใต้แรงกระทำด้านข้าง จะเกิด แรงดัด  $M$  และแรงเฉือน  $V$  กระทำบนหน้าตัดคานกรณีที่ย่อยในการพิจารณาคือ คานหน้าตัดสี่เหลี่ยม ขนาดกว้าง  $b$  และ สูง  $h$  ดังภาพที่ 3.10(ก) เราใช้ 2 สมมติฐานในการหาค่าหน่วยแรงที่กระจายบนหน้าตัด คือ

1. หน่วยแรงเฉือน  $\tau$  กระทำในทิศขนานกับทิศทางของแรงเฉือน  $V$
2. หน่วยแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอตลอดความกว้างของคาน

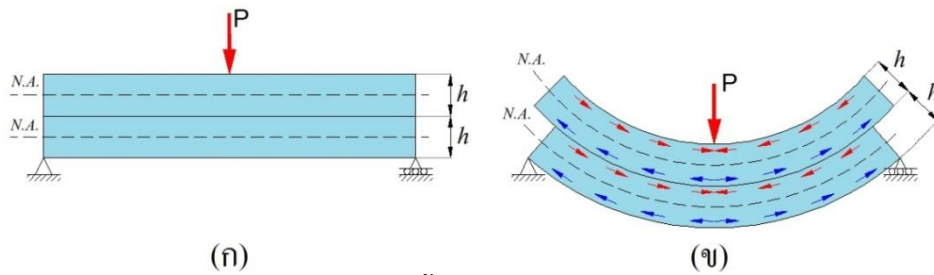
จากภาพที่ 3.10(ก) เมื่อตัดชิ้นส่วนเล็ก ๆ  $mn$  จะพบหน่วยแรงเฉือนในแนวตั้งกระจายสม่ำเสมอบนผิวหน้าในแนวตั้งของชิ้นส่วน  $mn$  จากภาพที่ 3.10(ข) และภาพที่ 3.10(ค) เมื่อมีหน่วยแรงเฉือนกระทำกับชิ้นส่วนเล็กๆ ด้านหนึ่งจะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือน ขนาดเท่ากันกระทำกับชิ้นส่วนเล็กๆ ในอีกด้านหนึ่งซึ่งตั้งฉากกัน ดังนั้นเมื่อมีหน่วยแรงเฉือนในแนวตั้งกระทำบนหน้าตัดคานในแนวตั้งจะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนในแนวราบซึ่งมีขนาดเท่ากันกระทำบนหน้าตัดคานในแนวราบตามความยาวคาน ด้วย



ภาพที่ 3.10 หน่วยแรงเฉือนบนหน้าตัดคานรูปสี่เหลี่ยม

เมื่อพิจารณาขอบบนสุดและขอบล่างสุดของคานจะพบว่าหน่วยแรงเฉือนในแนวราบจะมีค่าเป็นศูนย์ เนื่องจากไม่มีหน่วยแรงในบริเวณเหนือขอบบนสุดหรือใต้ขอบล่างสุดของคาน ดังนั้นขอบบนสุดและขอบล่างสุดของคานหน่วยแรงเฉือนในแนวตั้งจึงมีค่าเป็นศูนย์ด้วยเช่นกัน

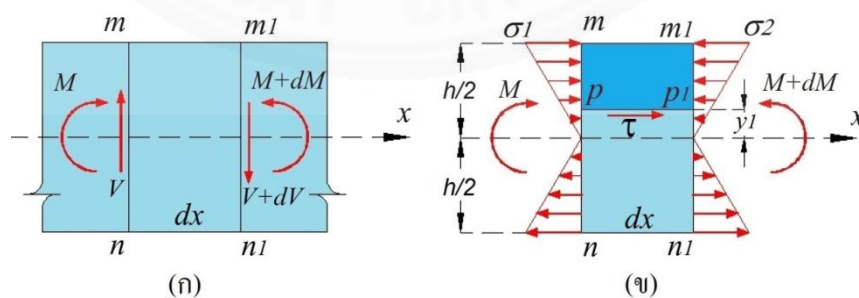
การพิสูจน์ว่าแรงในแนวราบมีอยู่จริงสามารถทำได้ด้วยการทดสอบโดยนำคานหน้าตัดสี่เหลี่ยมมุมฉากซึ่งมีขนาดเดียวกันมาวางซ้อนทับกัน ดังภาพที่ 3.11 แล้วให้แรง  $P$  กระทำที่กลางคาน ถ้าไม่คิดผลของแรงเสียดทานระหว่างผิวสัมผัสคานทั้งสองการดัดของคานทั้งสองจะเกิดขึ้นอย่างเป็นอิสระต่อกัน



ภาพที่ 3.11 การตัดบนคาน 2 ชั้น ที่วางซ้อนทับกันโดยไม่มีการเชื่อมต่อกัน

ในแต่ละคานจะเกิดแรงอัดเหนือแนวเส้น N.A. ของแต่ละคาน เกิดแรงดึงใต้แนวเส้น N.A. ของแต่ละคาน การเสียดรูปของแต่ละคานได้แสดงในภาพที่ 3.11(ข) จะเห็นว่าผิวล่างของคานบนจะไถลแยก (Slide) ออกจากผิวบนของคานล่างถ้าแทนคานทั้งสอง ด้วยคานเดี่ยวซึ่งมีความสูง  $2h$  ที่สามารถต้านทานหน่วยแรงเฉือนที่ทำให้เกิดการไถลแยก ดังแสดงในภาพที่ 3.11(ข) ได้ แสดงว่าคานเดี่ยวซึ่งมีความสูง  $2h$  มีความแข็ง (Stiffness) และแข็งแรงกว่าคานที่มีความสูง  $h$  สองตัวซ้อนทับกัน

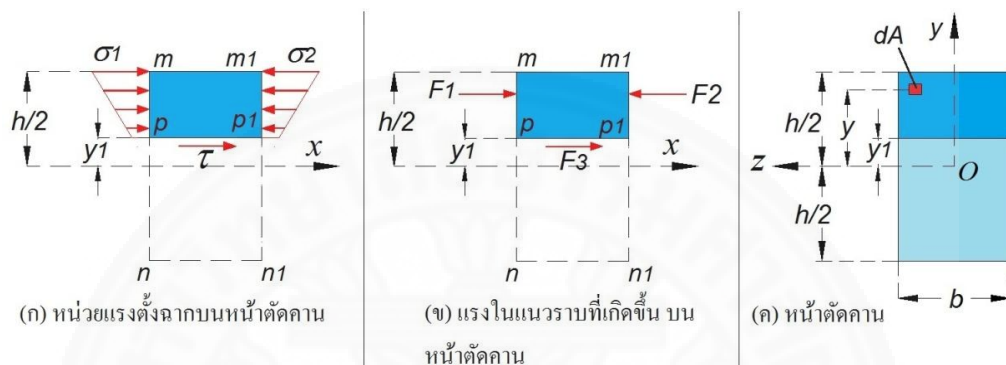
จากภาพที่ 3.12 เมื่อพิจารณาสมดุลบนชิ้นส่วน  $mm_1pp_1$  ซึ่งเป็นชิ้นส่วนที่ตัดออกมาจากคานช่วงระหว่างหน้าตัด  $mn$  และ  $m_1n_1$  ซึ่งห่างกัน  $dx$  ที่ขอบล่างของชิ้นส่วน  $mm_1pp_1$  บริเวณแนว  $pp_1$  ซึ่งห่างจากแนว N.A. เป็นระยะใด ๆ เท่ากับ  $y$  จะถูกกระทำด้วยหน่วยแรงเฉือนในแนวราบ  $\tau$  ส่วนขอบบนของชิ้นส่วนแนว  $mm_1$  มีหน่วยแรงเฉือนในแนวราบเป็นศูนย์ ที่ขอบซ้ายแนว  $mn$  และขวาแนว  $m_1n_1$  ของชิ้นส่วนจะถูกกระทำด้วยหน่วยแรงดัดในแนวตั้งฉากกับหน้าตัดคาน (Normal Bending Stresses) นอกจากนี้ยังมีหน่วยแรงเฉือนในแนวตั้ง กระทำที่ขอบซ้ายแนว  $mn$  และขวาแนว  $m_1n_1$  แต่เนื่องจากทิศทางของหน่วยแรงเฉือนในแนวตั้งไม่ได้อยู่ในแนวราบ ดังนั้นจึงไม่นำมาพิจารณาในสมดุลในแนวราบนี้



ภาพที่ 3.12 การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงดัดฉากเนื่องจากแรงดัดบนหน้าตัดคาน

ถ้าแรงดัดที่กระทำกับหน้าตัดคานในแนวขอบซ้ายแนว  $mn$  และขวาแนว  $m_1n_1$  มีค่าเท่ากัน จะทำให้หน่วยแรงดัดในแนวตั้งฉากกับหน้าตัดคาน  $\sigma_x$  บนหน้าตัดแนว  $mp$  และ  $m_1p_1$

มีค่าเท่ากัน ( $\sigma_1 = \sigma_2$ ) ในสภาวะนี้ชิ้นส่วน  $mm1pp1$  จะอยู่ในสมดุลภายใต้หน่วยแรงตั้งฉาก (Normal Stress) อย่างเดียว และหน่วยแรงเฉือนในแนวราบ  $\tau$  บนขอบล่าง  $pp1$  จะมีค่าเป็นศูนย์ ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าในกรณีถ้าแรงดัด  $M$  คงที่ (Pure Bending) จะไม่มีแรงเฉือน  $V$  เกิดขึ้น ในกรณีทั่วไปแรงดัด  $M$  จะไม่คงที่ ดังนั้นจากภาพที่ 3.12(ข) สามารถเขียนได้ว่า แรงดัด  $M$  กระทำบนหน้าตัดด้าน  $mn$  และแรงดัด  $M+dM$  กระทำบนหน้าตัดด้าน  $m1n1$  พิจารณาพื้นที่เล็กๆ  $dA$  บนหน้าตัดคานที่ระยะ  $y$  จากเส้น N.A.



ภาพที่ 3.13 หน่วยแรงตั้งฉากและแรงลัพท์ในแนวราบที่กระทำบนชิ้นส่วน  $pp1nn1$

จากภาพที่ 3.13 จะเห็นว่า แรงตั้งฉาก (Normal Force) ที่กระทำบนพื้นที่เล็กๆ ๆ คือ  $\sigma x \cdot dA$  ซึ่ง  $\sigma x$  คือหน่วยแรงตั้งฉากกับหน้าตัดคาน (Normal Stress) ซึ่งหาได้จากสมการของแรงดัด (Flexure Formula) เมื่อพิจารณาพื้นที่เล็กๆ อยู่บนหน้าตัดคานทางด้าน  $mp$  ดังนั้น

$$\sigma x \cdot dA = \frac{M \cdot y}{I} \cdot dA \quad (3.21)$$

เมื่อ แรงลัพท์ตั้งฉากบนพื้นที่เล็กๆ บนหน้าตัดคานทางด้าน  $mp$  ของชิ้นส่วน  $mm1pp1$  จะได้แรงลัพท์ในแนวราบ  $F1$  ซึ่งกระทำบนหน้าตัดคานทางด้าน  $mp$  คือ

$$F1 = \int \frac{M \cdot y}{I} \cdot dA \quad (3.22)$$

ในทำนองเดียวกันแรงลัพท์ในแนวราบ  $F2$  ซึ่งกระทำบนหน้าตัดคานทางด้าน  $m1p1$  ของชิ้นส่วน  $mm1pp1$  คือ

$$F2 = \int \frac{(M + dM) \cdot y}{I} \cdot dA \quad (3.23)$$

แรงในแนวราบ  $F3$  กระทำบนพื้นที่ระนาบ  $pp1$  ของชิ้นส่วน  $mm1pp1$  คือ

$$F3 = \tau \cdot b \cdot dx \quad (3.24)$$

เมื่อพิจารณาสมดุลทางแนวราบ (ตามทิศแกน x) ผลรวมแรงทั้งหมดจะต้องเท่ากับศูนย์ ดังนั้น

$$F3 = F2 - F1 \quad (3.25)$$

$$\tau \cdot b \cdot dx = \int \frac{(M + dM) \cdot y}{I} \cdot dA - \int \frac{M \cdot y}{I} \cdot dA \quad (3.26)$$

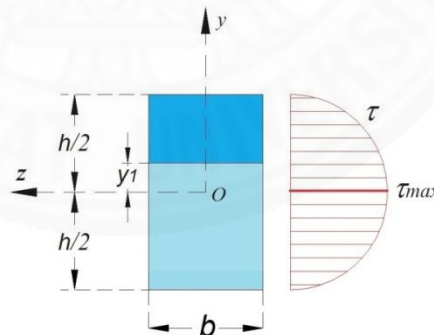
$$\tau = \frac{dM}{dx} \cdot \left( \frac{1}{Ib} \right) \cdot \int y \cdot dA \quad (3.27)$$

จาก  $V = \frac{dM}{dx}$  จะได้  $\tau = \frac{V}{Ib} \cdot \int y \cdot dA \quad (3.28)$

เมื่อให้  $Q = \int y \cdot dA$  คือ โมเมนต์อันดับหนึ่งของพื้นที่บนหน้าตัดคานส่วนที่อยู่เหนือเส้น N.A. เป็นระยะ  $y_1$  ดังนั้นจะได้สมการแรงเฉือน (Shear Formula)

$$\tau = \frac{VQ}{Ib} \quad (3.29)$$

สมการแรงเฉือน (Shear Formula) สามารถใช้หาหน่วยแรงเฉือน ที่ตำแหน่ง  $y$  ต่างๆ บนหน้าตัดคาน ทำให้สามารถเห็นลักษณะการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงเฉือนบนหน้าตัดคาน สำหรับคานหน้าตัดสี่เหลี่ยมมุมฉาก ค่า  $V, I, b$  จะคงที่ ดังนั้นหน่วยแรงเฉือนจะแปรผันกับโมเมนต์อันดับหนึ่งของพื้นที่นั้นคือ  $\tau \sim Q$



ภาพที่ 3.14 หน่วยแรงเฉือนบนหน้าตัดคานจะมีค่าเปลี่ยนไปตามตำแหน่งที่พิจารณา

โมเมนต์อันดับหนึ่ง  $Q$  สำหรับพื้นที่ ในภาพที่ 3.14 สามารถ หาได้จากการคูณกัน ระหว่างพื้นที่ กับระยะจากจุดศูนย์กลางของพื้นที่ถึงแนวเส้น N.A.

$$Q = \left( y_1 + \frac{h/2 - y_1}{2} \right) \cdot b \cdot \left( \frac{h}{2} - y_1 \right) = \frac{b}{2} \cdot \left( \frac{h^2}{4} - y_1^2 \right) \quad (3.30)$$

จากสมการ  $\tau = \frac{VQ}{Ib}$  แทนค่า  $Q$  จะได้

$$\tau = \frac{V}{2I} \left( \frac{h^2}{4} - y_1^2 \right) \quad (3.31)$$

สมการที่ได้จะเป็นสมการของหน่วยแรงเฉือนที่ระยะ  $y_1$  ใดๆ จากเส้น N.A. ดังนั้นเมื่อหาค่าหน่วยแรงเฉือนตลอดความสูง  $h$  ของหน้าตัดคาน จะได้หน่วยแรงเฉือนที่  $\tau$  ที่เปลี่ยนแปลงตามความสูงของหน้าตัดคาน ดังแสดงในภาพที่ 3.14 จะเห็นว่าหน่วยแรงเฉือนที่ระยะ  $y_1 = \pm \frac{h}{2}$  มีค่าเป็นศูนย์ หน่วยแรงเฉือนสูงสุด จะเกิดที่ตำแหน่งเส้น N.A. ( $y_1 = 0$ ) เมื่อแทนค่า  $y_1 = 0$  จะได้

$$\tau_{\max} = \frac{V}{2I} \left( \frac{h^2}{4} \right) = \frac{Vh^2}{4 \left( \frac{bh^3}{12} \right)} \quad (3.32)$$

ดังนั้นจะได้ 
$$\tau_{\max} = \frac{3V}{2A} = 1.5 \frac{V}{A} \quad (3.33)$$

จากสมการที่ได้จะพบว่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุด  $\tau_{\max}$  มีค่ามากกว่า หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ย  $\tau_{ave} = \frac{V}{A}$  เท่ากับ 50%

ข้อจำกัดของ สมการแรงเฉือน (Shear Formula) คือ สมการจะถูกต้องเมื่อ วัสดุของคานเป็นวัสดุที่ยืดหยุ่นเป็นเส้นตรง (Linearly Elastic) ที่มีการเสียรูปน้อยๆ และคานจะต้องเป็นคานหน้าแคบ ( $b$  น้อยกว่า  $h$ ) ถ้า  $b = h$  ค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุด  $\tau_{\max}$  มีค่ามากกว่า หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ย  $\tau_{ave} = \frac{V}{A}$  เท่ากับ 13%

ข้อผิดพลาดที่มักเกิดขึ้น ก็คือการใช้สมการแรงเฉือนกับรูปร่างหน้าตัดที่ไม่เป็นไปตามสมมุติฐาน เช่นหน้าตัดรูปสามเหลี่ยม เนื่องจากสมมุติฐานของสมการแรงเฉือนจะใช้กับหน้าตัดที่มีขอบของหน้าตัดขนานกับแกน  $y$  (เนื่องจากเราสมมุติให้หน่วยแรงเฉือน  $\tau$  จะต้องกระทำในทิศขนานกับแกน  $y$ ) และหน่วยแรงเฉือน  $\tau$  จะต้องกระจายสม่ำเสมอตลอดความกว้าง  $b$  ของหน้าตัดคานด้วย



### 3.2 กำลังต้านทานแรงดัดในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

จาก (วินิจ ช่อวิเชียร และ วรนิติ ช่อวิเชียร, 2550, น. 63-77; Saouma, 2002, pp. 2-1 – 2-17; Carion & Clifton, 1995, pp. 5-10)

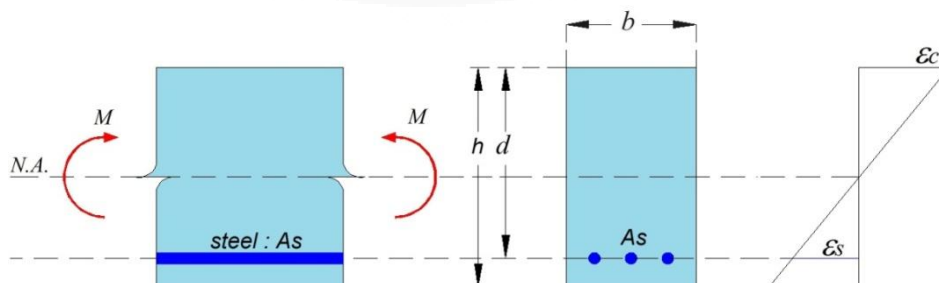
#### 3.2.1 สมมุติฐาน ทฤษฎี การดัด (Basic Assumption in Flexure Theory)

1. ระนาบหน้าตัดคาน ก่อนถูกดัดและหลังถูกดัดยังคงเดิม (Plane Remain Plane) หมายความว่า การกระจายหน่วยการยืดหดบนหน้าตัดคานเป็นสัดส่วนกับระยะห่างจากแนวเส้นแกนสะเทิน (N.A.)

2. หน่วยการยืดหด (Strain) ในคอนกรีตเท่ากับเหล็กเสริมที่ตำแหน่งเดียวกัน หมายความว่า แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต มีเพียงพอที่จะทำให้วัสดุทั้ง 2 ยืดหรือหดตัวเท่ากัน และไม่มีไถล (Slip) แยกออกจากกัน

3. คอนกรีตไม่มีความสามารถรับแรงดึงได้และเส้นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง-หน่วยการยืดหด (Stress-Strain Curve) ของคอนกรีตเป็นสัดส่วนโดยตรงเมื่อหน่วยแรงอัดในคอนกรีต ( $f_c$ ) ที่เกิดขึ้นมีค่าไม่เกิน  $0.5f_c'$  (โดยประมาณ) แต่เส้นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง-หน่วยการยืดหดของคอนกรีตก่อนเกิดการวิบัติไม่เป็นสัดส่วนกัน ในสภาวะวิบัติหน่วยการยืดหดสูงสุดของคอนกรีตที่ขอบของคานในบริเวณที่รับแรงอัด (Crushing of Concrete) มีค่า 0.003 ; ACI 10.3.2

4. เส้นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึง-หน่วยการยืด (Stress-Strain Curve) ของเหล็กเสริมเป็นสัดส่วนโดยตรง เมื่อหน่วยการยืดของเหล็ก ( $\epsilon_s$ ) ที่เกิดขึ้นมีค่าไม่เกินหน่วยการยืดตัวที่จุดคราก ( $\epsilon_y$ ) โดยเหล็กเสริมมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น เท่ากับ  $2.01 \times 10^6$  กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร หน่วยแรงสูงสุดเท่ากับกำลังที่จุดคราก ( $f_y$ )



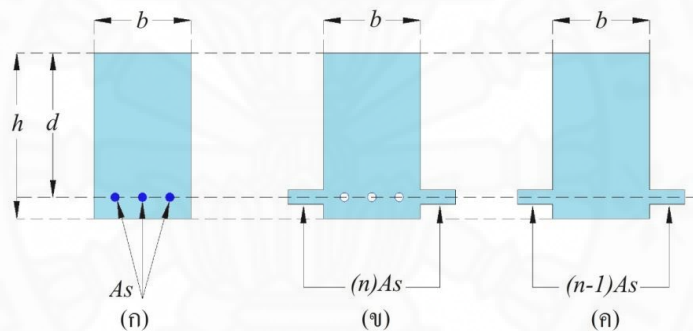
ภาพที่ 3.15 การกระจายหน่วยการยืดหดของหน้าตัดคานที่เสริมเหล็กกับแรงดัดเพียงอย่างเดียว

จากทฤษฎีของเบอร์นูลลี (Bernoulli's Principle) : ระนาบหน้าตัดยังคงเดิม (Plane Remain Plane) หมายความว่า หน่วยการยึดหดบริเวณเหนือและใต้เส้น N.A. เป็นสัดส่วนกับระยะทางจากเส้น N.A. ดังแสดงในภาพที่ 3.15

จากการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กพบว่าสมมุติฐานที่กล่าวข้างต้นใกล้เคียงความเป็นจริงมาก ตั้งแต่เริ่มต้นให้น้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งวิบัติและยังเป็นสิ่งที่ยืนยันว่ามีพันธะยึดเหนี่ยว (Bond) ที่ดีมากระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม อย่างไรก็ตามสมมุติฐานนี้ใช้ไม่ได้กับคานลึกรหรือคานที่รับแรงเฉือนมากๆ

### 3.2.2 หลักการหน้าตัดแปลง (Transformed Section Area Concept)

เนื่องจากคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะประกอบด้วยวัสดุ 2 ชนิด ดังนั้นเพื่อวิเคราะห์หน้าตัดคานโดยใช้ สมการแรงดัด (Flexural Formula) ตามทฤษฎีอิลาสติกจึงต้องแปลงหน้าตัดคานที่ประกอบด้วยวัสดุ 2 ชนิด ให้เป็นหน้าตัดคานที่ประกอบด้วยวัสดุชนิดเดียว (ในที่นี้จะแปลงให้เป็นหน้าตัดคอนกรีตเพียงอย่างเดียว)



ภาพที่ 3.16 หลักการในการแปลงหน้าตัดคาน

จากสมมุติฐานทฤษฎีการดัด ในหัวข้อ 3.2.1 ข้อที่ 2 หน่วยการยึดหด (Strain) ในคอนกรีตเท่ากับเหล็กเสริม ที่ตำแหน่งเดียวกันหมายความว่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตมีเพียงพอที่จะทำให้วัสดุทั้ง 2 ยึดหรือหดตัวเท่ากัน และไม่มีเฉล (Slip) แยกออกจากกัน

จาก Hook's laws

$$\varepsilon_s = \frac{f_s}{E_s} \quad (3.34)$$

$$\varepsilon_c = \frac{f_c}{E_c} \quad (3.35)$$

เมื่อ  $E_c$  และ  $E_s$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริมและคอนกรีตตามลำดับ

ที่ตำแหน่งเดียวกันบนหน้าตัดคาน  $\varepsilon_s = \varepsilon_c$  จะได้  $\frac{f_s}{E_s} = \frac{f_c}{E_c} \rightarrow f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c$  (3.36)

เมื่อให้  $n = \frac{E_s}{E_c}$  จะได้  $f_s = n f_c$  (3.37)

จากสมการข้างต้นจะพบว่า เหล็กเสริมสามารถรับแรงได้  $n$  เท่าของคอนกรีตถ้าให้แรง  $F$  กระทำบนหน้าตัดเหล็กซึ่งมีพื้นที่หน้าตัดเหล็กเท่ากับ  $A_s$  จะได้  $f_s = \frac{F}{A_s} = n f_c$  (3.38)

เมื่อแปลงหน้าตัดเหล็กให้เป็นหน้าตัดคอนกรีตจะได้  $\frac{F}{A_s} = n \frac{F}{A_c}$  (3.39)

ดังนั้นจะได้ความสัมพันธ์  $A_c = n A_s$  (3.40)

จากภาพที่ 3.16(ข) เมื่อแปลงหน้าตัดเหล็กเป็นคอนกรีตมีพื้นที่เท่ากับ  $(n)A_s$  แล้ว บริเวณที่เหล็กเสริมเดิมจะเป็นพื้นที่ว่างเท่ากับ  $A_s$  เพื่อให้ง่ายในการวิเคราะห์คุณสมบัติของหน้าตัดคาน ดังนั้นจึงปรับพื้นที่ว่างของเหล็กเสริมเดิม ให้เต็มด้วยคอนกรีตซึ่งมีพื้นที่เท่ากับ  $A_s$

จากภาพที่ 3.16(ข) พื้นที่หน้าตัดแปลงของคาน  $A_t = A_c + n.A_s$  (3.41)

พื้นที่หน้าตัดคอนกรีตสุทธิ

$$A_c = A_g - A_s \quad (3.42)$$

เมื่อ  $A_g$  คือ พื้นที่หน้าตัดคาน  $b \times h$

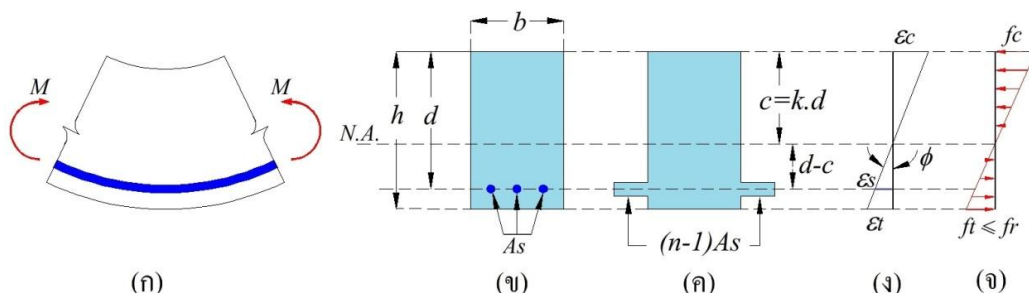
แทนค่า  $A_c$  ในสมการข้างต้น  $A_t = (A_g - A_s) + n.A_s$  (3.43)

ดังนั้น พื้นที่หน้าตัดคานแปลง  $A_t = A_g + (n-1)A_s$  (3.44)

ดังภาพที่ 3.16(ค)

### 3.2.3 พฤติกรรมบนหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อรับน้ำหนักบรรทุก จนกระทั่งวิบัติ (Behavior of a Reinforced Concrete Beam Section Loaded to Failure)

การพัฒนาของหน่วยแรงและหน่วยการยืดหดในสถานะต่างๆ เมื่อหน้าตัดรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นโดยแบ่งเป็น 4 สถานะ



ภาพที่ 3.17 หน้าตัดแปลงสำหรับคานที่ถูกตัด แต่ยังไม่เกิดการแตกร้าว

### 3.2.3.1 สภาวะที่ 1 สภาวะยังไม่แตกร้าว (Non-Cracked : Linear Stage)

เมื่อคานอยู่ภายใต้แรงดัดน้อยๆ หน่วยแรงอัดจะน้อยมากและหน่วยแรงดึงสูงสุดของคอนกรีตจะน้อยกว่า กำลังต้านทานการแตกร้าวของคอนกรีต (Rupture Strength ;  $f_r$ ) ในสภาวะนี้บนหน้าตัดคานในส่วนที่รับแรงดึงคอนกรีตจะไม่แตกร้าว และยังช่วยเหล็กเสริมรับแรงดึงในด้านแรงดึงอีกด้วย หน่วยการยืดหดของเหล็กเสริมและคอนกรีตที่อยู่รอบๆ เหล็กเสริม จะมีค่าเท่ากัน  $\epsilon_s = \epsilon_c$  แต่หน่วยแรงในเหล็กเสริมจะมีค่าเท่ากับ  $f_s = n f_c$  เมื่อ  $n = \frac{E_s}{E_c}$

ในสภาวะนี้จะนำไปสู่พื้นฐานสำหรับการคำนวณหา กำลังต้านทาน แรงดัดแตกร้าว (Cracking Moment :  $M_{cr}$ ) จากหน้าตัดแปลงในภาพที่ 3.17(ค) สามารถหาตำแหน่งเส้น N.A. รวมทั้งหาค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัด  $I_t$  ได้ (สภาวะนี้จะพิจารณาหน้าตัดที่ยังไม่ร้าว) ACICode กำหนดให้  $f_r = 2.0\sqrt{f_c'}$  กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ดังนั้นเมื่อพิจารณาหน้าตัดคานส่วนรับแรงดึง (ส่วนที่อยู่ใต้เส้น N.A.) จากสมการแรงดัด (Flexural Formula)  $\sigma_x = \frac{M \cdot y}{I}$  เมื่อพิจารณาร่วมกับภาพที่ 3.17(จ) จะเขียนสมการได้

$$f_r = \frac{M_{cr} \cdot (d - c)}{I_t} \quad (3.45)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_t}{(d - c)} \quad (3.46)$$

ดังนั้นกำลังต้าน แรงดัดแตกร้าว

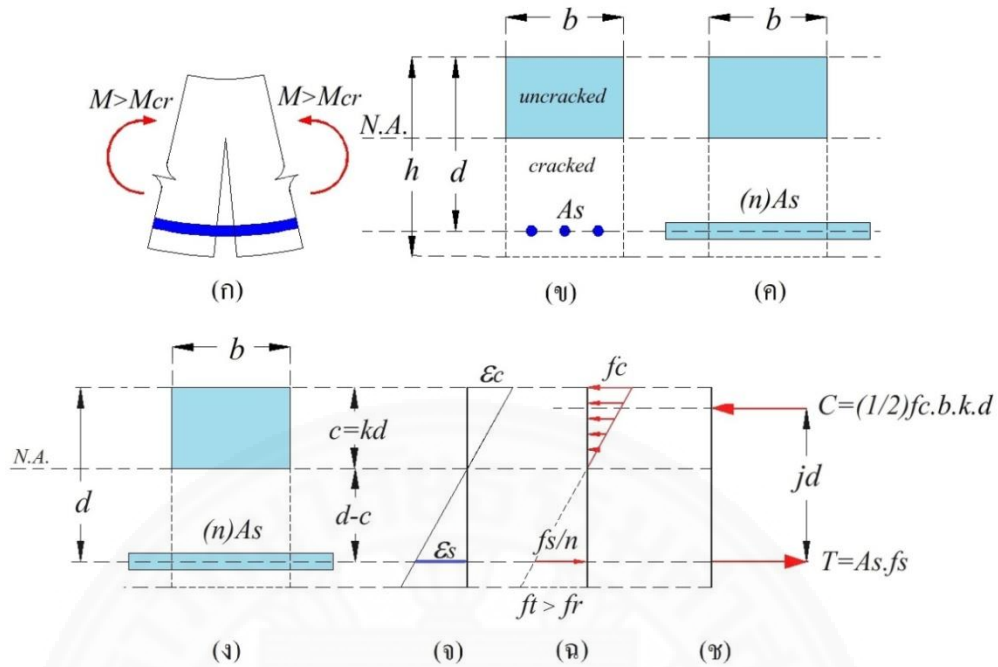
$$M_{cr} = \frac{(2.0\sqrt{f_c'}) \cdot I_t}{(d - c)} \text{ kg / cm}^2 \quad (3.47)$$

ความโค้งเมื่อแตกร้าว

$$\phi_{cr} = \frac{\epsilon_r}{(d - c)} = \frac{(2.0\sqrt{f_c'})}{Ec \cdot (d - c)} \quad (3.48)$$

### 3.2.3.2 สภาวะที่ 2 สภาวะแตกร้าวแต่ยังเป็นสัดส่วนโดยตรง (Cracked: Linear Stage)

เมื่อแรงดัดถูกเพิ่มมากขึ้นจนกระทั่งมากกว่า แรงดัดแตกร้าว  $M_{cr}$  บนหน้าตัดคานบริเวณส่วนรับแรงดึง หน่วยแรงดึงในคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นจนกระทั่งมีค่ามากกว่า ค่าโมดูลัสการแตกร้าว  $f_r$  คอนกรีตในบริเวณนี้จึงเกิดการแตกร้าว ดังแสดงในภาพที่ 3.18



ภาพที่ 3.18 หน้าตัดแปลงสำหรับคานที่ถูกตัดและเกิดการแตกร้าวบ้างเล็กน้อย

จากภาพที่ 3.18 บนหน้าตัดคานส่วนที่อยู่เหนือเส้น N.A. จะเป็นบริเวณที่รับแรงอัดของหน้าตัดคาน ส่วนที่อยู่ใต้เส้น N.A. จะเป็นบริเวณที่รับแรงดึงของหน้าตัดคาน แนวเส้น N.A. จะขยับขึ้นเมื่อมีรอยร้าวเพิ่มมากขึ้นและรอยร้าวมีการขยายตัวจนเข้าใกล้แนวเส้น N.A. นี้คอนกรีตที่แตกแล้วจะถือว่าไม่มีผลในการรับแรงดึงที่เกิดขึ้น จะมีแค่เหล็กเสริมเท่านั้นที่ยังคงสามารถรับแรงดึงดังกล่าวได้ เส้นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง-หน่วยการยืดหด (Stress-Strain Curve) ของคอนกรีตและเหล็กเสริมยังอยู่ในช่วงอิลาสติกและจะถูกประมาณเป็นสัดส่วนโดยตรงถ้าหาก  $f_c < 0.5f_c'$  และ  $f_s < 0.5f_y$  ในการวิเคราะห์หาหน่วยแรงที่เกิดขึ้น รวมทั้งกำลังในการต้านทานแรงดัดในสภาวะนี้จะใช้หน้าตัดแปลงที่เกิดการร้าว หรือให้ทฤษฎีเส้นตรง (Straight-Line Theory) จากภาพที่ 3.18 จะเห็นว่าคอนกรีตร้าวจากท้องคานจนถึงแนวเส้น N.A. และถือว่าคอนกรีตใต้เส้น N.A. ไม่สามารถรับแรงดึงได้ ดังนั้นจะเขียนสมการในส่วนเหนือเส้น N.A. จะเกิดแรงอัดลัพธ์ C ในคอนกรีต กระทำที่ระยะ  $\frac{kd}{3}$  จากขอบบนของคาน

$$C = \frac{1}{2} f_c b k d \tag{3.49}$$

ในส่วนใต้เส้น N.A. จะเกิดแรงดึงลัพธ์ T ในเหล็กเสริม

$$\text{จาก } T = A_s f_s \text{ จะได้ } T = \rho b d f_s \quad (3.50)$$

เมื่อ  $\rho = \frac{A_s}{bd}$  เป็นอัตราส่วนระหว่าง พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อพื้นที่หน้าตัด  
ประสิทธิภาพของคอนกรีต เรียกว่า (Reinforcement Ratio)

ระยะห่างระหว่างแรงอัดลัฟท์ C กับแรงดึงลัฟท์ T มีค่าเท่ากับ  $d - \frac{kd}{3}$  ถ้าให้  $j = 1 - \frac{k}{3}$   
ดังนั้นจะได้ว่า ระยะระหว่าง C กับ T มีค่าเท่ากับ  $jd$

จากสมดุลบนหน้าตัดคานทำให้ทราบ

$$C = T \quad (3.51)$$

$$\text{ดังนั้น หากำลังต้านแรงดัด } M \text{ ของคานร้าว คือ } M = C \cdot jd = T \cdot jd \quad (3.52)$$

### 3.2.3.3 สภาวะที่ 3 สภาวะแตกร้าวไม่เป็นสัดส่วนโดยตรง (Cracked: Nonlinear Stage)

ในสภาวะนี้ แรงดัดจะเพิ่มมากขึ้นจากสภาวะที่ 2 หน้าตัดคานส่วนเหนือเส้น N.A. หน่วยแรงอัดบนหน้าตัดคอนกรีตมีค่าสูงสุด ประมาณ  $f_c > 0.5f_c'$  แต่คอนกรีตที่รับแรงอัดยังไม่ถูกอัดจนวิบัติ (Crushed) แม้ว่าหน่วยการยืดหด ยังคงสมมุติให้เป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะจากเส้น N.A. แต่หน่วยแรงจะไม่เป็นสัดส่วนโดยตรง ดังนั้นสมการการดัด (Flexural Formula) ไม่สามารถนำมาใช้ในการหาค่ากำลังต้านทานแรงดัดของหน้าตัดในสภาวะนี้ได้ เนื่องจากสภาวะนี้หน้าตัดคานคอนกรีตจะไม่เป็นอิลาสติกอีกต่อไป ในสภาวะนี้การวิเคราะห์กำลังต้านแรงดัดของหน้าตัดขณะเกิดการครากครั้งแรกของเหล็กเสริมรับแรงดึง ( $M_y$ ) อาจพิจารณา ดังนี้

1. เมื่อเหล็กเสริมถูกดึงจนกระทั่งเกิดการครากครั้งแรก ( $\epsilon_s = \epsilon_y$ ) และหน่วยการยืดหดของคอนกรีตที่ขอบบนของหน้าตัดคอนกรีต จะยังไม่เกิน 0.003 ( $\epsilon_c \leq 0.003$ ) แรงดัดที่สภาวะนี้คือ แรงดัดคราก (Yield Moment)  $M_y$

2. ถ้าเหล็กเสริมถูกดึงจนกระทั่งเกิดการครากครั้งแรก ( $\epsilon_s = \epsilon_y$ ) และขณะเดียวกันหน่วยการยืดหดของคอนกรีตที่ขอบบนของหน้าตัดคอนกรีต เท่ากับ 0.003 ( $\epsilon_c = 0.003$ ) แรงดัดคราก  $M_y$  จะมีค่าเท่ากับ แรงดัดวิบัติ  $M_u$

3. ถ้าหากว่า คอนกรีตเกิดการวิบัติ ( $\epsilon_c > 0.003$ ) ก่อนที่เหล็กเสริมจะถึงจุดคราก จะไม่เกิด แรงดัดคราก  $M_y$

ในการวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงดัดของหน้าตัดในสภาวะนี้ จะพิจารณาแรงคู่ควบภายในแทน สมการการดัด (Flexural Formula) โดยจะใช้ 2 สมการสำหรับสมดุลภายใน

ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างของชิ้นส่วนนี้ ซึ่งสามารถใช้ได้กับน้ำหนักบรรทุกทุกประเภท และหน้าตัดคานทุกแบบ จากภาพที่ 3.19 จะแสดงให้เห็นว่า

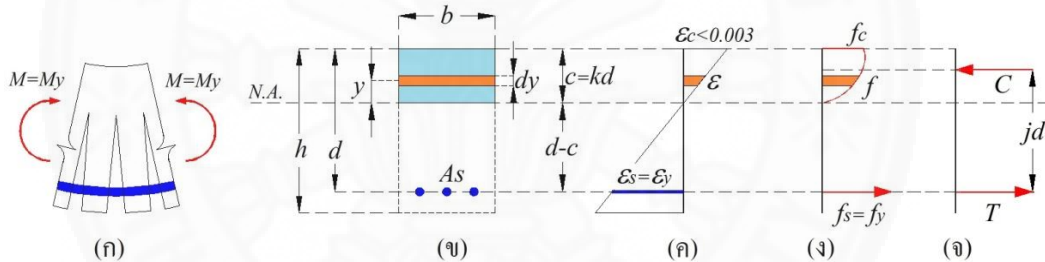
1. แรงอัดลัพธ์ C ในคอนกรีต = แรงดึงลัพธ์ T ในเหล็กเสริม
2. แรงดัดภายในบนหน้าตัดคาน  $M = T \cdot jd = C \cdot jd$  (3.53)

เมื่อ แรงดึงลัพธ์ T ในเหล็กเสริม

$$T = A_s f_s = A_s f_y \quad (3.54)$$

$A_s$  คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม  $f_s$  คือ หน่วยแรงในเหล็ก  $f_y$  คือ หน่วยแรงครากแรงอัดลัพธ์ C ในคอนกรีตสามารถหาได้จากการ อินทิเกรต Stress Block บนพื้นที่ bc โดยแบ่งเป็นพื้นที่เล็กขนาดกว้าง  $b \cdot dy$  ที่ตำแหน่งระยะ  $y$  ใดๆ จากเส้น N.A. ดังนั้น

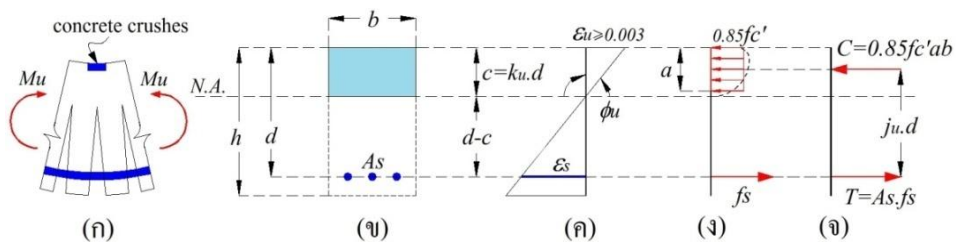
$$C = \int_0^c f \cdot dA = \int_0^c f \cdot b \cdot dy \quad (3.55)$$



ภาพที่ 3.19 หน้าตัดแปลงสำหรับคานที่ถูกดัดและเกิดการแตกร้าวจนกระทั่งเหล็กเสริมคราก

### 3.2.3.4 สภาวะที่ 4 สภาวะประลัย(Ultimate Strength Stage)

จากสภาวะที่ 3 เมื่อเพิ่มแรงดัดมากขึ้น หน่วยการยึดหดจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนกระทั่งถึงค่าสูงสุดของแรงดัดที่หน้าตัดคานรับได้ แรงดัดสูงสุดนี้คือแรงดัดประลัย (Ultimate Moment ;  $M_u$ )



ภาพที่ 3.20 คานเสริมเหล็กรับแรงดัดที่ถูกดัดจนกระทั่งถึงสภาวะประลัย



จากภาพที่ 3.20 คานจะเข้าสู่สภาวะประลัยเมื่อหน่วยการยึดหดของคอนกรีตที่ขอบบนของคาน มีค่าเท่ากับหรือมากกว่า 0.003 ( $\epsilon_c \geq 0.003$ ) ซึ่งในขณะที่  $\epsilon_c \geq 0.003$  นี้ คอนกรีตจะถูกบีบอัดจนแตก ส่วนหน่วยการยึดหดของเหล็กเนื่องจากแรงดึง จะมีค่ามากกว่า หรือน้อยกว่า หน่วยการยึดหดที่จุดคราก ( $\epsilon_y$ ) ก็ได้

การกระจายของหน่วยแรงอัดบนหน้าตัดคอนกรีตจะเป็นรูปโค้งพาราโบลา (ดังภาพที่ 3.20(ง) แสดงด้วยเส้นประ) เพื่อให้ง่ายต่อการวิเคราะห์หาค่าและตำแหน่งของแรงอัดจึงสมมติให้เป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่า (Equivalent Rectangular Stress Block) โดยการนำเสนอของ Whitney เมื่อพิจารณาหน่วยแรงอัดสูงสุดที่ผิวบนของคอนกรีต พบว่ามีค่าเท่ากับ  $0.85 f_c'$  และแผ่นสม่ำเสมอบนเนื้อที่รับแรงอัดเทียบเท่า  $ab$  เมื่อ  $a$  คือระยะความลึกของการกระจายหน่วยแรงอัดเทียบเท่า ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $\beta_1 (k_u \cdot d)$  และ  $b$  คือ ความกว้างของหน้าตัดคาน

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & f_c' \leq 280 \text{ ksc} \\ 0.85 - 0.05 \left( \frac{f_c' - 280}{70} \right) & 280 \text{ ksc} < f_c' \leq 560 \text{ ksc} \\ 0.65 & f_c' \leq 560 \text{ ksc} \end{cases} \quad (3.56)$$

ในการวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงดัดของหน้าตัดในสภาวะนี้ จะพิจารณาแรงคู่ควบภายในแทน สมการการดัด (Flexural Formula) เช่นเดียวกันกับสภาวะที่ 3

$$\text{จากสมดุลของแรงคู่ควบบนหน้าตัด} \quad C = T \rightarrow 0.85 \cdot f_c' \cdot ab = A_s \cdot f_s \quad (3.57)$$

$$\text{ดังนั้น} \quad a = \frac{A_s \cdot f_s}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.58)$$

แรงดัดภายในหน้าตัดคาน

$$M = T \cdot jd = C \cdot jd \quad (3.59)$$

จากรูป Fig.20.(e)

$$jd = d - \frac{a}{2} \quad (3.60)$$

$$\text{ดังนั้น} \quad M = T \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = C \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.61)$$

### 3.3 กำลังต้านทานแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

จาก (วินิจ ช่อวิเชียร และ วรนิติ ช่อวิเชียร, 2550, น. 118-131) ในการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากแรงเฉือน โดยทั่วไปไม่ได้เกิดจากแรงเฉือนโดยตรง (Direct Shear) แต่จะเกิดจากแรงดึงในแนวทแยง (Diagonal Tension) ซึ่งเป็นผลจากแรงเฉือนและแรงดัดร่วมกัน กล่าวคือเมื่อแรงดึงทแยงในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กทางขวางมีค่ามากกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตจะทำให้เกิดรอยแตกกร้าว รอยแตกกร้าวที่เกิดจากแรงดึงทแยง (Diagonal Tension Cracks) จะมีความกว้างมากกว่ารอยร้าวที่เกิดจากแรงดัด (Flexural Cracks) และสามารถทำให้คานวิบัติแบบทันทีทันใดซึ่งจะตรงกันข้ามกับการวิบัติเนื่องจากแรงดัด

#### 3.3.1 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้อิทธิพลของแรงเฉือน

##### 3.3.1.1 แรงเฉือนแรงดึงทแยงในคาน

สำหรับคานที่ทำด้วยวัสดุเนื้อเดียวกันและมีคุณสมบัติในการรับแรงเหมือนกันทุกทิศทาง เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกมากกระทำพบว่าที่หน้าตัดใดๆของคานจะมีทั้งหน่วยแรงดัดและหน่วยแรงเฉือนกระทำร่วมกันเสมอ ซึ่งสามารถรวมหน่วยแรงที่กระทำที่หน้าตัดนั้นๆให้เหลือเป็นหน่วยแรงหลัก (Principal Stress) ได้

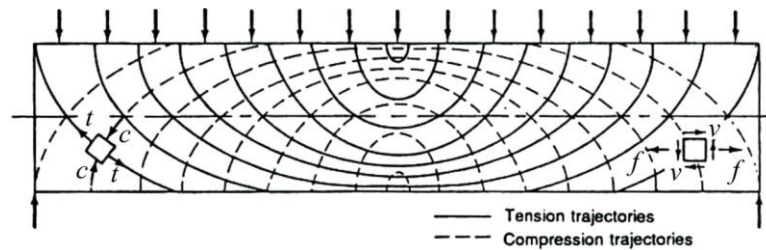
$$\text{หน่วยแรงหลัก (Principal Stress)} \quad t = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + v^2} \quad (3.62)$$

เมื่อ  $f$  คือ หน่วยแรงดัดและ  $v$  คือ หน่วยแรงเฉือน

หน่วยแรงหลักที่ได้จะมีทั้งหน่วยแรงดึงและหน่วยแรงอัด โดยมีทิศเอียงทำมุม  $\alpha$  กับยาวของคาน ซึ่งสามารถคำนวณหามุมเอียงนี้ได้จากสมการ

$$\tan 2\alpha = \frac{2v}{f} \quad (3.63)$$

หน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงดัด จะมีขนาดแปรเปลี่ยนไปขึ้นอยู่กับตำแหน่งของหน้าตัดที่พิจารณาตลอดทั้งความยาวของคาน ดังนั้นขนาดและทิศทางของหน่วยแรงดึงหลัก  $t$  และหน่วยแรงอัดหลัก  $c$  ที่กระทำก็จะแปรเปลี่ยนไปดังเช่นกัน ภาพที่ 3.21 แสดงวิถีหรือแนวของหน่วยแรงดึงหลักและหน่วยแรงอัดหลัก (Stress Trajectories) ตลอดแนวยาวของคานหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบกระจายสม่ำเสมอ เส้นประแสดงแนวของหน่วยแรงอัดหลัก ส่วนเส้นทึบแสดงแนวของหน่วยแรงดึงหลัก



ภาพที่ 3.21 แนวของหน่วยแรงหลักในคาน

จากภาพที่ 3.21 จะสังเกตเห็นว่าที่แนวแกนสะเทินหน่วยแรงดัดจะเท่ากับศูนย์ดังนั้นแนวของหน่วยแรงหลักจะเกิดจากแรงเฉือนเท่านั้นทำให้หน่วยแรงหลักเอียงทำมุม  $45^\circ$  กับยาวของคาน ส่วนหน้าตัดคานบริเวณช่วงกลางความยาวคานหน่วยแรงเฉือนจะมีค่าเท่ากับศูนย์ดังนั้นหน่วยแรงหลักจึงเกิดจากหน่วยแรงดัดเท่านั้น ทำให้หน่วยแรงหลักจึงอยู่ในแนวราบตลอดทั้งหน้าตัดคาน ส่วนที่หน้าตัดคานบริเวณปลายคานหรือที่ฐานรองรับจะมีแต่แรงเฉือนเท่านั้น ดังนั้นหน่วยแรงหลักจึงเอียงทำมุม  $45^\circ$  กับความยาวของคานตลอดทั้งหน้าตัดคาน นอกจากนี้ยังสังเกตเห็นว่าส่วนที่อยู่เหนือแกนสะเทินหน่วยแรงดัดหลักมีค่ามากที่สุด และส่วนที่อยู่ใต้แกนสะเทินหน่วยแรงดัดหลักมีค่ามากที่สุด

เนื่องจากรอยร้าวจะเกิดขึ้นเมื่อหน่วยแรงดึงหลักมากกว่าหรือเท่ากับกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต รวมทั้งรอยร้าวจะเกิดบนระนาบที่ตั้งฉากกับหน่วยแรงดึงหลัก ดังนั้นแนวการแตกของรอยร้าวมีทิศทางตามแนวของหน่วยแรงอัดหลักโดยมีแนวเอียงหรือเฉียงทแยงมุมทำให้เมื่อคานเกิดการแตกร้าวจึงทำให้เห็นรอยร้าวที่บริเวณใกล้กับแกนสะเทินมีแนวเอียง  $45^\circ$  กับความยาวของคานโดยเบนเข้าหาที่กลางของความยาวคาน ส่วนที่ปลายคานก็จะเอียง  $45^\circ$  กับความยาวของคานเช่นกัน แต่ช่วงกลางคานรอยร้าวจะทำมุม  $90^\circ$  กับความยาวของคาน

หน่วยแรงดึงหลักที่ทำให้เกิดการแตกร้าวในแนวทแยงเรียกว่า แรงดึงทแยง (Diagonal Tension) และรอยร้าวในแนวทแยงนี้เรียกว่า (Diagonal Tension Cracks)

### 3.3.1.2 รอยร้าวในแนวทแยงของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ไม่มีการเสริมเหล็ก

#### ทางขวาง

เมื่อคานรับน้ำหนักหรือแรงกระทำน้อยๆ ซึ่งคอนกรีตยังไม่เกิดรอยร้าวการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตที่เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียวจะคล้ายกับคานคอนกรีตล้วน แต่เมื่อคานนั้นรับน้ำหนักหรือแรงมากขึ้นจนกระทั่งทำให้บริเวณใต้แกนสะเทินเกิดรอยร้าวอันเนื่องมาจากแรงดัด พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะแตกต่างไปเนื่องจากเหล็กเสริมรับแรงดึงจะเริ่มรับแรงดึงที่เกิดขึ้นจากแรงดัด แต่เหล็กเสริมรับแรงดึงนี้จะมีส่วนช่วยรับแรงเฉือนน้อยมาก ดังนั้นคอนกรีตส่วนที่อยู่ใต้แกนสะเทินจึงทำหน้าที่รับแรงเฉือนเพียงอย่างเดียว แต่อย่างไรก็ดีเนื่องจากคอนกรีตไม่ใช่วัสดุที่เป็นเนื้อเดียวกันและยังมีเหล็กเสริมเข้ามามีส่วนเกี่ยวข้องกับ

การรับแรง ดังนั้นจึงไม่สามารถระบุการกระจายหน่วยแรงเฉือนที่แท้จริงตลอดหน้าตัดคาน ซึ่งสมการ  $v = \frac{V}{bd}$  เป็นเพียงสมการที่ใช้คำนวณหาหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยที่แสดงความเข้มเฉลี่ยของหน่วยแรงเฉือนที่หน้าตัดคานเท่านั้น (เมื่อ  $V$  คือ แรงเฉือนที่กระทำ  $b$  คือ ความกว้าง  $d$  คือ ความลึกประสิทธิภาพของคาน) โดยหน่วยแรงเฉือนที่แท้จริงบนหน้าตัดหน้าตัดหนึ่งจะมีหน่วยแรงเฉือนมากที่สุดอยู่ที่แนวแกนสะเทินและหน่วยแรงเฉือนที่แท้จริงที่ตำแหน่งแนวแกนสะเทินนี้จะมีค่ามากกว่าค่าหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ย

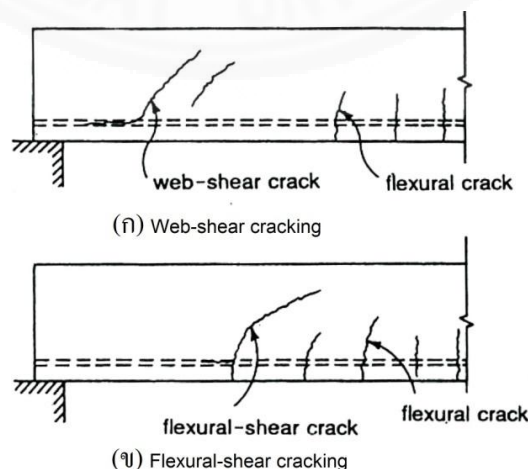
ค่าแรงเฉือน  $V$  และ แรงดัด  $M$  จะมีผลต่อขนาดและทิศทางของหน่วยแรงดึงทแยงที่จะทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยง ซึ่งจากสมการที่ใช้หาหน่วยแรงหลัก พบว่าแรงดึงทแยงที่ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงจะขึ้นกับค่าของหน่วยแรงเฉือน  $v$  และ หน่วยแรงดัด  $f$  หรือเป็นสัดส่วนกับแรงเฉือน  $V$  และ แรงดัด  $M$  ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับสภาพของฐานรองรับ (Boundary Condition) หรือน้ำหนักบรรทุกที่กระทำบนคาน

รอยแตกร้าวในแนวทแยงมี 2 แบบ คือ

1. รอยร้าวจากแรงเฉือน (Web-Shear Cracks)
2. รอยร้าวจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด(Flexural-Shear Cracks) ดังภาพ

ที่ 3.22 ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับค่าของแรงเฉือนและแรงดัดที่กระทำ กล่าวคือ

ที่บริเวณปลายคานหรือบริเวณใกล้กับแนวแกนสะเทิน แรงเฉือนที่กระทำมีค่ามากแต่แรงดัดที่กระทำมีค่าน้อย รอยร้าวในแนวทแยงจะปรากฏในตัวคาน (Web) โดยค่าของแรงดึงทแยงที่บริเวณแนวแกนสะเทินมีค่าเท่ากับหน่วยแรงเฉือน ซึ่งรอยร้าวจะมีแนวเอียงทำมุม  $45^\circ$  กับแกนสะเทินรอยร้าวแบบนี้เรียกว่า รอยร้าวจากแรงเฉือน (Web-Shear Cracks) ซึ่งจะเกิดกับคานที่มีความหนาน้อย (Web) เช่นคานรูปตัวไอ หรือตัวที จากผลการทดสอบพบว่าในบริเวณที่แรงเฉือนมีค่ามากแต่แรงดัดมีค่าน้อยเช่นนี้จะมีแรงเฉือนที่ทำให้คอนกรีตแตกร้าวซึ่งมีค่าเท่ากับ  $0.93\sqrt{f'_c} \cdot bd$  kg.



ภาพที่ 3.22 รอยร้าวเนื่องจากแรงดึงทแยง

ที่บริเวณถัดจากปลายคานเข้ามาแต่ไม่ถึงกลางช่วงความยาวคานบริเวณนี้แรงเฉือนและแรงดัดมีค่ามากทำให้รอยร้าวที่ท้องคานเนื่องจากแรงดัด (Flexural Cracks) นั้นเริ่มเกิดขึ้นก่อน (เมื่อหน่วยแรงดัดที่ผิวล่างสุดของคานมีค่ามากกว่าค่าแรงดัดแตกร้าว) รอยร้าวนี้จะตั้งฉากกับยาวของคาน ขณะเดียวกันนั้นจะปรากฏรอยร้าวที่บริเวณใกล้กับแนวแกนสะเทินอันเนื่องมาจากแรงดัดทแยงที่เกิดจากแรงเฉือน เมื่อแรงดัดที่กระทำมีค่าเพิ่มมากขึ้นรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดที่ขยับตัวสูงขึ้นจนผ่านตำแหน่งที่เสริมเหล็กรับแรงดัด จนในที่สุดจึงมาบรรจบกับรอยร้าวอันเนื่องมาจากแรงดัดทแยง หลังจากรอยร้าวทั้งสองบรรจบกันแล้วรอยร้าวจะเบนเข้าหากึ่งกลางคานแล้วขยายขึ้นไปในส่วนของคอนกรีตที่รับแรงอัด รอยร้าวนี้เรียกว่ารอยร้าวจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด (Flexural-Shear Cracks) รอยร้าวแบบนี้พบบ่อยกว่ารอยร้าวแบบแรก จากผลการทดสอบพบว่าในบริเวณที่มีแรงดัดมากจะมีแรงเฉือนที่ทำให้คอนกรีตแตกร้าวในลักษณะนี้มีค่าประมาณ  $0.50\sqrt{f'_c} \cdot bd$  kg. ซึ่งจะเห็นว่า มีค่าน้อยกว่าแบบแรกเกือบครึ่งหนึ่ง ทั้งนี้เพราะรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดทำให้เหลือส่วนของคอนกรีตที่ใช้ต้านทานแรงเฉือนน้อยลง ประกอบกับการกระทำร่วมกันของแรงดัดร่วมกับแรงเฉือนทำให้แรงดัดทแยงมีค่ามากขึ้น

### 3.3.1.3 การต้านทานแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ไม่มีการเสริม

#### เหล็กทางขวาง

จากภาพที่ 3.23 รอยร้าวจะเริ่มต้นร้าวเนื่องจากแรงดัด จากนั้นจะขยับสูงขึ้นผ่านจุด b และขยายขึ้นไปจนบรรจบกับรอยร้าวในแนวทแยงจากนั้นรอยร้าวที่บรรจบรวมกันแล้วก็จะขยายเข้าไปในส่วนของคอนกรีตที่รับแรงอัดนอกจากนี้ยังพบว่าคานในส่วนนี้ต้องรับแรงเฉือนจากแรงภายนอก

$$V_{ext} = R_L - P_1 \quad (3.64)$$

(1) ในกรณีที่รอยร้าวยังแคบอยู่ แรงต้านทานภายในต่อแรงเฉือนภายนอก

#### จะประกอบด้วย

1. แรงเฉือน  $V_{cz}$  ต้านทานโดยคอนกรีตส่วนที่ยังไม่ร้าว
2. แรงเฉือน  $V_{iy}$  ซึ่งเป็นแรงประกอบในแนวตั้งของแรง  $V_i$  ที่ต้านทานโดยการเกาะยึดของหินและทรายในคอนกรีตบริเวณที่รอยร้าวเกิด
3. แรงเฉือน  $V_d$  ที่ต้านทานโดยเหล็กเสริมรับแรงดัด (ที่เรียกว่า Dowel Shear)

นั่นคือ แรงเฉือนภายใน 
$$V_{int} = V_{cz} + V_{iy} + V_d \quad (3.65)$$

จากสมมูลของแรง

$$V_{ext} = V_{int} \quad (3.66)$$

ดังนั้นจะได้ว่าแรงเฉือนที่ต้านทานโดยคอนกรีตส่วนที่ยังไม่ร้าว คือ

$$V_{cz} = V_{ext} - V_{iy} - V_d \quad (3.67)$$

พิจารณาแรงดัดรอบจุด a ในภาพที่ 3.23

$$\text{แรงดัดเนื่องจากแรงภายนอก} \quad M_{ext} = R_L \cdot x_a - P_1 \cdot (x_a - x_1) \quad (3.68)$$

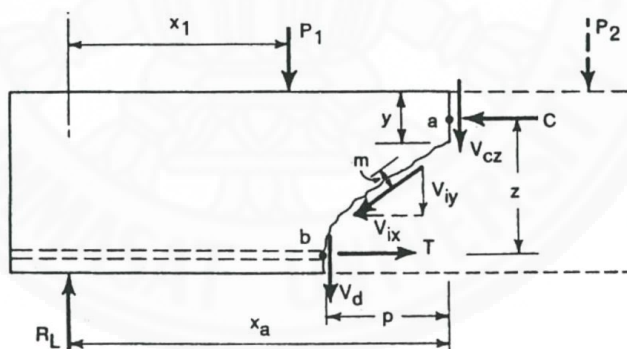
$$\text{แรงดัดเนื่องจากแรงภายใน} \quad M_{int} = T \cdot z + V_d \cdot p - V_i \cdot m \quad (3.69)$$

เมื่อ  $p$  คือ ระยะของรอยร้าวที่คิดเทียบกับแนวยาวของคาน และ  $m$  เป็นช่วงแขนโมเมนต์ของแรง  $V_i$  เมื่อวัดเทียบกับจุด a

$$\text{ดังนั้นจากสมมูลของแรงดัด} \quad M_{ext} = M_{int} \quad (3.70)$$

จะได้ว่าแรงดึงในเหล็กเสริมที่จุด b สามารถหาได้จากสมการ

$$T = \frac{(M_{ext} - V_d p + V_i m)}{z} \quad (3.71)$$



ภาพที่ 3.23 แรงต้านทานภายในต่อแรงเฉือน

## (2) ในกรณีที่รอยร้าวขยายกว้างมากขึ้น

เมื่อน้ำหนักบรรทุกหรือแรงกระทำเพิ่มมากขึ้นจะทำให้ความกว้างของรอยร้าวในแนวทแยงขยายเพิ่มมากขึ้น ซึ่งมีผลทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนภายใน  $V_i$  และ  $V_d$  มีค่าลดลงมากจนอาจมีค่าเป็นศูนย์ แรงเฉือนภายใน  $V_d$  ที่ถูกต้านทานโดยคอนกรีตหุ้มได้เหล็กเสริมจะไปกดอัดทำให้คอนกรีตส่วนนั้นรับแรงดึง จึงมีผลให้คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมนั้นเกิดรอยร้าวเพิ่มขึ้นและมีการปริแยกตาม การยึดเหนี่ยวตามแนวยาวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมจะถูกทำลายจนหมดไป ดังนั้นเมื่อพิจารณาสมมูลของแรงเฉือนและแรงดัดในภาพที่ 3.23 อีกครั้งจะพบว่า

1. จะเหลือแต่แรงภายใน  $V_c$  ที่ถูกต้านทานโดยคอนกรีตส่วนที่ยังไม่ร้าวเท่านั้น

2. แรงอัด  $C$  ในคอนกรีต และแรงดึง  $T$  ในเหล็กเสริมจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นกว่าตอนที่คอนกรีตยังไม่ร้าว หรือเพิ่งเกิดรอยร้าวในแนวทแยง ดังนั้นหากทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริมรับแรงดึงสามารถรับแรงได้เพิ่มขึ้นโดยยังคงความสมดุลไว้ได้ การวิบัติจะยังไม่เกิดขึ้น ซึ่งคานจะสามารถรับน้ำหนักบรรทุกหรือแรงกระทำเพิ่มขึ้นได้อีกจนกระทั่งถึงสภาวะที่ไม่สามารถคงความสมดุลดังกล่าวไว้ได้โดยกำลังต้านทานน้อยกว่ากำลังภายนอกคานจะวิบัติทันที

### 3.3.1.4 การวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ไม่มีการเสริมเหล็กทางขวาง

การวิบัติของคานจะขึ้นอยู่กับการกระทำของหน่วยแรงเฉือน  $v$  และหน่วยแรงดัด  $f$  สำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กอาจเขียนสมการของหน่วยแรงทั้งสองได้ดังนี้

$$\text{หน่วยแรงดัด} \quad f = F_1 \frac{M}{bd^2} \quad (3.72)$$

$$\text{และ หน่วยแรงเฉือน} \quad v = F_2 \frac{V}{bd^2} \quad (3.73)$$

โดยที่  $F_1$  และ  $F_2$  เป็นค่าคงที่ที่ต้องหาจากการทดสอบ

$$\text{ดังนั้นอัตราส่วน} \quad \frac{f}{v} = \frac{F_1}{F_2} \left( \frac{M}{Vd} \right) = \frac{F_1}{F_2} \left( \frac{a}{d} \right) \quad (3.74)$$

จะเห็นว่าการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ขึ้นกับอัตราส่วนของ  $\frac{M}{Vd}$  หรือ  $a/d$  (ที่เรียกกันว่า Shear span/ Depth Ratio) เมื่อ  $a$  เป็นระยะที่รับแรงเฉือน (Shear Span) ซึ่งมีค่าเท่ากับอัตราส่วน  $\frac{M}{V}$  ที่หน้าตัดที่พิจารณา ระยะที่รับแรงเฉือน  $a$  สำหรับคานที่รับน้ำหนักแบบจุดจะมีค่าเท่ากับระยะจากขอบฐานรองรับถึงตำแหน่งที่มีแรงแบบจุดกระทำ ส่วนระยะที่รับแรงเฉือน  $a$  สำหรับคานที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบกระจายสม่ำเสมอจะมีค่าเท่ากับระยะช่องว่างของคาน ทั้งนี้  $d$  เป็นความลึกประสิทธิผลของหน้าตัด

สำหรับคานช่วงยาว (Long Beams) ที่รับน้ำหนักแบบจุดและมีอัตราส่วนของ  $a/d$  เกินกว่า 5.5 หรือ คานช่วงยาวที่รับน้ำหนักแบบแผ่และมีอัตราส่วนของ  $a/d$  เกินกว่า 16 คานนั้นจะวิบัติเนื่องจากการกระทำของแรงดัด ซึ่งเรียกว่า Flexural Failure แต่สำหรับคานที่มีอัตราส่วนของ  $a/d$  น้อยกว่าค่าข้างต้น คานจะวิบัติเนื่องจากแรงดึงทแยง (Diagonal Tension Failure) หรือเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงอัด (Shear Compression Failure) หากไม่มีการเสริมเหล็กทางขวางเพื่อรับแรงเฉือนอย่างเพียงพอ

การวิบัติของคานเนื่องจากแรงดึงทแยง (Diagonal Tension Failure) จะเกิดกับคานช่วงยาวปานกลาง (Intermediate Length Beams) ที่รับน้ำหนักแบบจุดที่มีอัตราส่วน



ของ  $a/d$  อยู่ระหว่าง 2.5 ถึง 5.5 หรือคานที่รับน้ำหนักแบบกระจายสม่ำเสมอที่มีอัตราส่วนของ  $a/d$  อยู่ระหว่าง 11 ถึง 16 ซึ่งกำลังต้านทานต่อแรงดึงทแยงมีค่าน้อยกว่ากำลังต้านทานต่อแรงดัด โดยจะปรากฏรอยร้าวในช่วงที่รับแรงดัดก่อนและอาจมีผลทำให้การยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตตรงปลายของคานบริเวณจุดรองรับถูกทำลายไป ขณะเดียวกันก็จะปรากฏรอยร้าวเนื่องจากแรงดึงทแยงที่บริเวณแนวแกนสะเทิน ร้อยร้าวในแนวทแยงนี้จะขยับลามขึ้นด้านบนของคานอย่างรวดเร็วไปหาส่วนของคอนกรีตที่รับแรงอัด ทำให้คานเกิดการวิบัติได้อย่างฉับพลันไม่ทันที่รอยร้าวเนื่องจากแรงดัดจะขยับตัวเข้าหาแนวแกนสะเทินของคาน การวิบัติในลักษณะนี้ค่าการโก่งตัวของคานมีค่าไม่มากนัก

การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงอัด (Shear-Compression Failure) จะเกิดกับคานช่วงสั้น (Short Beams) ที่รับน้ำหนักแบบจุดและมีอัตราส่วนของ  $a/d$  อยู่ระหว่าง 1 ถึง 2.5 หรือคานที่รับน้ำหนักแบบกระจายสม่ำเสมอและมีอัตราส่วนของ  $a/d$  น้อยกว่า 5.0 การวิบัติจะเริ่มจากรอยร้าวเนื่องจากแรงดัดและแรงเฉือน (Flexural Shear Cracks) แล้วขยับลามขึ้นด้านบนเข้าหาส่วนของคอนกรีตที่รับแรงอัด ขณะเดียวกันอาจมีรอยร้าวปรากฏตรงบริเวณใกล้จุดฐานรองรับเป็นรอยตามแนวยาวของเหล็กเสริมเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตถูกทำลายไป คานจะเกิดการวิบัติที่ด้านรับแรงอัดเมื่อคอนกรีตไม่สามารถต้านแรงอัดที่เกิดจากแรงดัดได้ การวิบัติแบบนี้อาจจะช้ากว่าการวิบัติเนื่องจากจากแรงดึงทแยงเล็กน้อย แต่ยังคงถือว่าเป็นการวิบัติอย่างฉับพลันเช่นกัน อนึ่งคานอาจเกิดการวิบัติที่ด้านรับแรงดึง (Shear-Tension Failure) เนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตถูกทำลายไป

สำหรับคานลึก (Deep Beams) ที่รับน้ำหนักแบบกระจายสม่ำเสมอและมีอัตราส่วนของ  $a/d$  น้อยกว่า 2 หรือที่รับน้ำหนักแบบจุดและมีอัตราส่วนของ  $a/d$  น้อยกว่า 1.0 อาจเกิดการวิบัติแบบใดแบบหนึ่งหรือรวมกันได้ดังนี้ คือ

1. เกิดจากแรงยึดเหนี่ยวถูกทำลาย
2. คอนกรีตบริเวณที่ฐานรองรับถูกอัดแตก
3. เกิดจากแรงดึงทแยง
4. เกิดจากแรงเฉือนร่วมกับแรงอัด ซึ่งกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานลึก

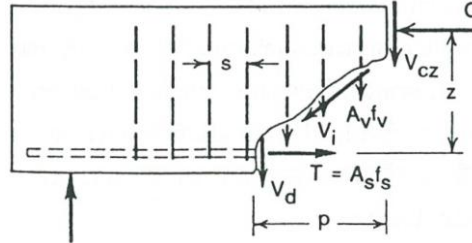
จะมีค่าสูงกว่าคานปกติทั่วไป

### 3.3.1.5 การต้านทานแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่มีการเสริมเหล็ก

#### ทางขวาง

ในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กเสริมทางขวางในตัวคานจะมีกำลังต้านทานแรงเฉือนได้มากกว่าที่ไม่มีเหล็กเสริมทางขวาง อย่างไรก็ตาม ก่อนที่จะปรากฏรอยร้าวในแนว

ทแยงเหล็กเสริมทางขวางจะไม่มีผลช่วยต้านแรงเฉือนแต่อย่างใด จนกว่ารอยร้าวในแนวทแยงเริ่มปรากฏเหล็กเสริมทางขวางจึงจะเข้ามามีส่วนช่วยต้านแรงเฉือนที่กระทำ

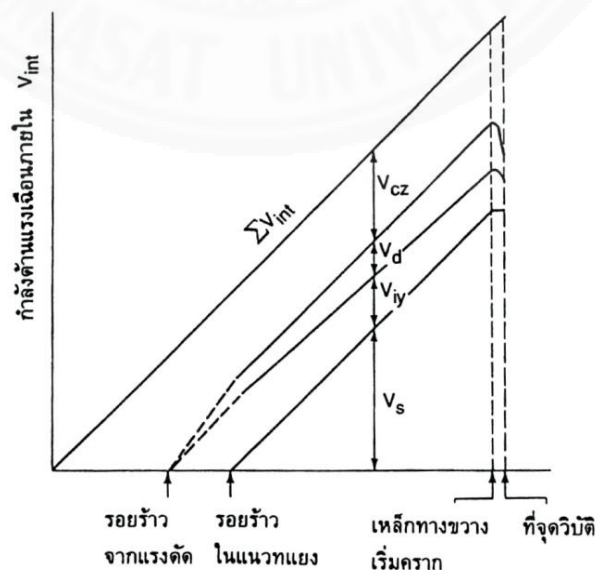


ภาพที่ 3.24 แรงต้านทานบริเวณรอยร้าวในแนวทแยงของคานที่มีเหล็กเสริมทางขวาง

เมื่อพิจารณาคานในภาพที่ 3.24 จะเห็นว่าแรงต้านทานภายในต่างๆต่อแรงเฉือนภายนอกที่มากกระทำเมื่อรอยร้าวในแนวทแยง (Diagonal Tension Cracks) เริ่มปรากฏ นอกจากจะมีแรงต้านทานภายในต่อแรงเฉือน  $V_{cz}$ ,  $V_{iy}$  และ  $V_d$  ตามที่กล่าวมาแล้ว ยังมีแรงต้านทานภายในที่ได้จากเหล็กเสริมทางขวางช่วยต้านทานแรงเฉือน  $V_s$  อีกด้วย นั่นคือ

$$\text{แรงต้านทานภายใน } V_{int} = V_{cz} + V_{iy} + V_d + V_s \quad (3.75)$$

จากภาพที่ 3.25 แสดงผลรวมของแรงภายในแบบต่างๆจะเห็นว่าเมื่อเกิดรอยร้าวในแนวทแยงแล้วเหล็กเสริมทางขวางจึงจะช่วยต้านแรงเฉือน  $V_s$  ซึ่งจะเพิ่มขึ้นในลักษณะเส้นกราฟเป็นเส้นตรง ส่วนกำลังต้านแรงเฉือน  $V_{cz}$ ,  $V_{iy}$ ,  $V_d$  จะมีค่าค่อนข้างจะคงที่ เมื่อเหล็กเสริมทางขวางถึงจุดครากกำลังต้านแรงเฉือน  $V_s$  ของเหล็กเสริมทางขวางจะคงที่ ส่วนกำลังต้านแรงเฉือน  $V_{cz}$ ,  $V_{iy}$ ,  $V_d$  จะลดลงอย่างรวดเร็วเนื่องจากรอยร้าวกว้างมากขึ้น และเกิดการปริแยกตามแนวของเหล็กเสริมรับแรงดึง ทำให้คอนกรีตส่วนที่ยังไม่ร้าวต้องรับแรงมากขึ้น จนวิบัติในที่สุด



ภาพที่ 3.25 แรงต้านทานภายในของคานที่มีเหล็กเสริมทางขวาง

พบว่าเหล็กเสริมทางขวางช่วยเพิ่มแรงต้านทานแรงเฉือน  $V_{cz}, V_{iy}$  และ  $V_d$  ก่อนที่เหล็กเสริมทางขวางจะถึงจุดคราก ดังนี้

1. เหล็กเสริมทางขวางช่วยเพิ่มแรงต้านทาน  $V_{cz}$  เนื่องจากเหล็กเสริมทางขวางจะทำหน้าที่โอบรัดคอนกรีตส่วนนี้ไว้ ทำให้คอนกรีตส่วนนี้คล้ายเสาที่รับแรงอัด
2. เหล็กเสริมทางขวางช่วยเพิ่มแรงต้านทาน  $V_i$  เนื่องจากเหล็กเสริมทางขวางช่วยควบคุมการเคลื่อนที่หรือการขยับตัวของรอยร้าว รวมทั้งควบคุมความกว้างของรอยร้าวอันเนื่องมาจากแรงดึงทแยง
3. เหล็กเสริมทางขวางช่วยยึดให้เหล็กเสริมรับแรงดึงอยู่ในตำแหน่งที่ต้องการ ทำให้เพิ่มแรงต้านทาน  $V_d$

สรุปได้ว่า กำลังต้านทานต่อแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่เสริมเหล็กทางขวางประกอบด้วยกำลังต้านทานแรงเฉือน  $V_{cz}, V_{iy}, V_d$  และ  $V_s$  แต่อาจมีตัวแปรอื่นที่เกี่ยวข้องกับการต้านทานแรงเฉือนอีก ประกอบกับไม่ทราบค่าที่แน่นอนของแรงเฉือน  $V_{cz}, V_{iy}$  และ  $V_d$  เนื่องจากยังมีข้อมูลไม่เพียงพอ แต่เราสามารถทราบค่าของแรงเฉือน  $V_s$  เมื่อเหล็กเสริมทางขวางถึงจุดคราก ดังนั้นในการหากำลังต้านทานแรงเฉือนของคานที่มีเหล็กเสริมทางขวาง จะพิจารณารวมกำลังต้านทานแรงเฉือน  $V_{cz}, V_{iy}$  และ  $V_d$  ให้มีค่าเท่ากับ  $V_c$  และสมมติให้แรงเฉือน  $V_c$  มีค่าเท่ากับกำลังต้านทานแรงเฉือนของคาน ที่ไม่มีเหล็กเสริมทางขวาง ซึ่งอาจถือว่าเป็นกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตในคาน ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กเสริมทางขวางจะมีค่าดังนี้

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.76)$$

### 3.3.2 กำลังต้านทานแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

#### 3.3.2.1 กำลังต้านทานแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ไม่มีเหล็กเสริมทางขวาง

ซึ่งได้จากผลการทดสอบและวิเคราะห์ทางทฤษฎี พบว่าจากสมการหน่วยแรงหลัก (Principal Stress) ที่ได้จากการกระทำร่วมของหน่วยแรงเฉือน  $v$  และหน่วยแรงดัด  $f$  ซึ่งจะทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยง

$$t = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + v^2} \quad (3.77)$$

รอยร้าวในแนวทแยงจะเริ่มปรากฏเมื่อหน่วยแรงดึงหลักมีค่าเท่ากับกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต แต่กำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตมีค่าเป็นส่วนเดียวกับรากที่สองของกำลังอัดประลัยของคอนกรีต ดังนั้นจะเขียนสมการหน่วยแรงหลักใหม่ได้ว่า

$$\sqrt{f'_c} = K_1 \left[ \frac{f}{2} + \sqrt{\frac{f^2}{4} + v^2} \right] \quad (3.78)$$

เมื่อ  $K_1$  คือ ค่าคงที่

หน่วยแรงดัดในคาน  $f$  มีค่าแปรตามค่าของหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม หรือแปรตามกำลังต้านแรงดัด  $M_n$  ที่หน้าตัดที่พิจารณา นั่นคือ

$$f \propto \frac{E_c}{E_s} f_s \propto \frac{E_c}{E_s} \cdot \frac{M_n}{A_s d} \quad (3.79)$$

เนื่องจากอัตราส่วนของเหล็กเสริม  $\rho = \frac{A_s}{bd}$  และ อัตราส่วน  $\frac{E_c}{E_s}$  มีค่าคงที่ ดังนั้น

$$f = F_1 \frac{M_n}{\rho b d^2} \quad (3.80)$$

เมื่อ  $F_1$  คือ ค่าคงที่ซึ่งหาได้จากผลการทดสอบ

หน่วยแรงเฉือน  $v$  มีค่าแปรตามค่าเฉลี่ยของ  $\frac{V_n}{bd}$  ดังนั้นถ้าให้  $V_n$  เป็นกำลังต้านทานแรงเฉือนที่หน้าตัดที่พิจารณา จะได้ว่า

$$v = F_2 \frac{V_n}{bd} \quad (3.81)$$

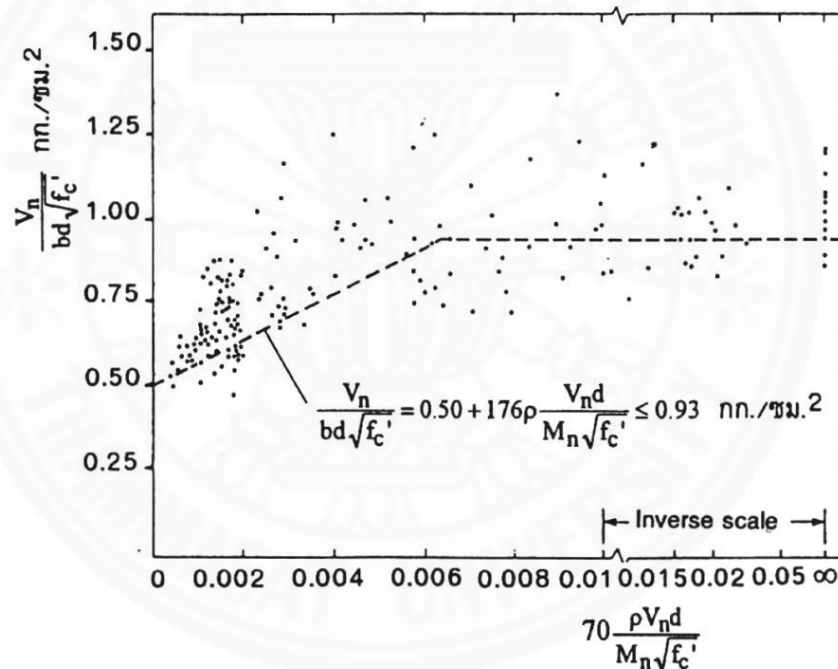
เมื่อ  $F_2$  คือ ค่าคงที่ซึ่งหาได้จากผลการทดสอบ

ค่าตัวแปร  $F_1$  และ  $F_2$  ขึ้นกับตัวแปรต่างๆมากมาย เช่น รูปทรงทางเรขาคณิตของคาน ชนิดของน้ำหนักรรทุก จำนวนและการจัดเรียงเหล็กเสริม ตลอดจนคุณสมบัติของคอนกรีตและเหล็กเสริม

เมื่อแทนค่า  $f$  และ  $v$  ลงในสมการ 3.78 ใช้ค่าคงที่  $K_1, F_1$  และ  $F_2$  ที่ได้จากการทดสอบจากตัวอย่าง 440 ตัวอย่าง ซึ่งผลการทดสอบแสดงให้เห็นในภาพที่ 3.26 จะเห็นว่ากราฟที่ได้จากการทดสอบนี้จะได้สมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรไร้หน่วย  $\frac{V_n}{bd\sqrt{f'_c}}$  กับ  $\frac{\rho V_n d}{M_n \sqrt{f'_c}}$  ดังนั้นจะได้

$$\frac{V_n}{bd\sqrt{f'_c}} = 0.50 + 176\rho \frac{V_n d}{M_n \sqrt{f'_c}} \leq 0.93 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.82)$$

จากภาพที่ 3.26 เส้นกราฟที่ได้จากสมการที่ 3.82 เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบคานจริง พบว่าสมการที่ 3.82 ให้ค่าประมาณที่ใกล้เคียงกับแรงที่ทำให้เกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด เมื่ออัตราส่วนของ  $\frac{M_n}{V_n d}$  หรือ  $\frac{a}{d}$  มีค่าอยู่ระหว่าง 2.5 ถึง 6 และ จะให้ค่าค่อนข้างปลอดภัยเมื่ออัตราส่วน  $\frac{M_n}{V_n d}$  มีค่าต่ำ นอกจากนี้เมื่ออัตราส่วนเหล็กเสริม  $\rho$  เพิ่มขึ้น ก็จะทำให้ค่ากำลังต้านทานมากขึ้นเนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้นจะช่วยลดจำนวนและความกว้างของรอยร้าวที่เกิดจากแรงดัดก่อนที่รอยร้าวในแนวทแยงปรากฏ จึงเหลือเนื้อที่ของส่วนคอนกรีตที่ยังไม่ร้าวมากขึ้น



ภาพที่ 3.26 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีเหล็กเสริมทางขวาง เทียบกับเส้นกราฟที่ได้จากการวิเคราะห์ทางทฤษฎี

ถ้าให้  $V_c$  คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีเหล็กเสริมทางขวาง ซึ่งจะถือว่า  $V_c$  เป็นกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต ดังนั้นแทนค่า  $V_n$  ในสมการที่ (4) ด้วย  $V_c$  และแทน  $b$  ด้วย  $b_w$  เพื่อให้สามารถใช้สมการกับคานรูปตัวทีได้ ดังนั้น  $\rho$  จึงถูกเปลี่ยนเป็น  $\rho_w = A_s / b_w d$  จัดสมการที่ (4) ใหม่ให้อยู่ในรูปของแรง ดังนั้นจะได้สมการสำหรับประมาณกำลังต้านแรงเฉือนของคอนกรีตในคานได้ ดังนี้

$$V_c = \left( 0.50\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_n d}{M_n} \right) b_w d \leq 0.93\sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{kg} \quad (3.83)$$

มาตรฐาน ACI และ ว.ส.ท. กำหนดให้พิจารณากำลังต้านทานแรงเฉือน  $V_c$  ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงดัดและไม่มีเหล็กเสริมทางขวางดังนี้

$$V_c = \left( 0.50\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0.93\sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{kg} \quad (3.84)$$

$$\text{โดยกำหนดให้ } \frac{V_u d}{M_u} \leq 1.0$$

แต่เพื่อให้การคำนวณออกแบบง่ายขึ้นโดยไม่ต้องพิจารณาถึงค่า  $\rho_w$  และค่า  $\frac{V_u d}{M_u}$  ดังนั้น มาตรฐาน ACI และ ว.ส.ท. จึงยอมให้ใช้สมการดังนี้

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{kg} \quad (3.85)$$

เมื่อคานต้องรับแรงตามแนวแกน  $N_u$  ร่วม นอกเหนือจากแรงดัดและแรงเฉือนตามปกติ จะต้องพิจารณาผลกระทบที่มีต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตในคานที่ไม่มีเหล็กเสริมทางขวางด้วย เพราะเมื่อแรงตามแนวแกนเป็นชนิดแรงดึงจะทำให้ค่าของแรงดัดทแยงเพิ่มมากขึ้นดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานจะลดลง ในทางกลับกันเมื่อแรงตามแนวแกนเป็นชนิดแรงอัดจะทำให้ค่าของแรงดัดทแยงลดน้อยลงดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานจะมากขึ้น

มาตรฐาน ACI และ ว.ส.ท. กำหนดให้สมการที่ใช้ในการคำนวณหากำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีเหล็กเสริมทางขวาง เมื่อมีแรงตามแนวแกนกระทำร่วมด้วยดังนี้

### (1) สมการแบบละเอียด

1. เมื่อมีแรงอัดตามแนวแกนกระทำร่วมด้วย

$$V_c = \left( 0.50\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_m} \right) b_w d \leq 0.93\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + 0.029 \frac{N_u}{A_g}} \quad \text{kg} \quad (3.86)$$

$$\text{เมื่อ } M_m = M_u - N_u \frac{4h - d}{8} \quad \text{kg-cm. และอัตราส่วน } \frac{V_u d}{M_m} \text{ มีค่ามากกว่า 1 ได้ ทั้งนี้}$$

ค่าของ  $\frac{N_u}{A_g}$  มีหน่วยเป็น  $\text{kg/cm}^2$  โดยที่ค่าของ  $M_m$  ต้องเป็นบวก แต่ถ้าพบว่าค่าของ  $M_m$  เป็นลบให้หาลำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตจากสมการ ดังนี้

$$V_c = 0.93 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + 0.029 \frac{N_u}{A_g}} \quad \text{kg} \quad (3.87)$$

2 เมื่อมีแรงดึงตามแนวแกนกระทำร่วมด้วย

$$V_c = 0.53 \left( 1 + 0.029 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{kg} \quad (3.88)$$

เมื่อ  $N_u$  คือ แรงประลัยตามแนวแกนมีหน่วยเป็น  $\text{kg}$ . (มีค่าเป็นลบเมื่อเป็นแรงดึง)

$A_g$  คือ พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของคานที่รับแรงตามแนวแกนมีหน่วยเป็น  $\text{cm}^2$ . ( $A_g = b_w h$ )

## (2) สมการแบบง่าย

1 เมื่อมีแรงอัดตามแนวแกนกระทำร่วมด้วย

$$V_c = 0.53 \left( 1 + 0.071 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{kg} \quad (3.89)$$

2 เมื่อมีแรงดึงตามแนวแกนกระทำร่วมด้วย

$$V_c = 0 \quad \text{kg} \quad (3.90)$$

นั่นคือเมื่อมีแรงดึงกระทำตามแนวแกนให้ถือว่าคอนกรีตไม่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนเลย ดังนั้นจึงต้องเสริมเหล็กทางขวางให้รับแรงเฉือนทั้งหมดที่กระทำ

### 3.3.2.2 กำลังต้านทานแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่มีเหล็กเสริมทาง

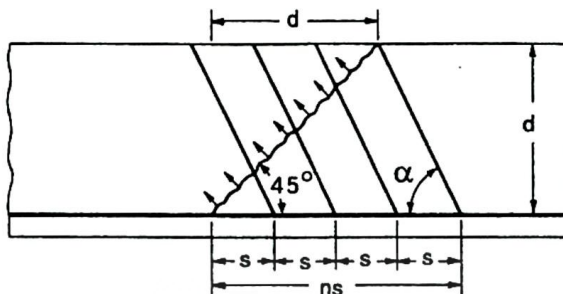
ขวาง

เหล็กเสริมทางขวางจะถูกนำมาใช้ต้านทานแรงเฉือนส่วนเกิน ที่เกินจากส่วนของคอนกรีตที่สามารถต้านทานได้ อาจประกอบด้วยเหล็กเสริมอย่างใดอย่างหนึ่งหรือหลายอย่างรวมกันดังนี้

1. เหล็กผูกตั้ง (Vertical Stirrups) ที่วางเรียงตั้งฉากกับเหล็กเสริมตามยาว
2. เหล็กผูกตั้งเอียง (Inclined Stirrups) ทำมุมมากกว่า  $45^\circ$  กับเหล็กเสริมตามยาว



3. เหล็กค่อม (Bent Up Bar) ที่ตัดจากเหล็กเสริมตามยาวและทำมุมมากกว่า  $30^\circ$  กับเหล็กเสริมตามยาวส่วนที่เหลือ



ภาพที่ 3.27 การพิจารณากำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง

จากภาพที่ 3.27 คานคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงตามแนวยาวและเสริมเหล็กรับแรงเฉือนทำมุม  $\alpha$  กับแนวนอนโดยมีระยะห่างเท่ากับ  $s$  ถ้าวรอยร้าวในแนวทแยงเฉียงทำมุม  $45^\circ$  กับแนวนอนโดยรอยร้าวนี้ตัดผ่านเหล็กเสริมทางขวางเป็นจำนวน  $n$  เส้น ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง  $V_s$  จะเป็นผลรวมของแรงดึงในแนวตั้งที่ได้จากเหล็กเสริมจำนวน  $n$  เส้น

ถ้า  $A_v$  เป็นเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวางที่เรียงหากันเป็นระยะเท่ากับ  $s$  และสมมุติว่าอยู่ในสภาวะวิบัติ เหล็กเสริมทางขวางถูกดึงถึงกำลังจุดคราก  $f_y$  (จุดครากต้องไม่เกิน 4200 ksc. ตามมาตรฐาน) ดังนั้น

$$V_s = n A_v f_y \sin \alpha \quad \text{kg} \quad (3.91)$$

$$ns = d(\cot 45^\circ + \cot \alpha) \quad \text{หรือ} \quad ns = d(1 + \cot \alpha) \quad (3.92)$$

แทนค่า  $n$  ลงในสมการข้างต้น จะได้กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมทางขวาง  $V_s$  ที่เอียงทำมุม  $\alpha$  กับแนวนอน คือ

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} [\sin \alpha (1 + \cot \alpha)] = \frac{A_v f_y d}{s} (\sin \alpha + \cot \alpha) \quad \text{kg} \quad (3.93)$$

ในกรณีที่เหล็กเสริมทางขวางเป็นเหล็กลูกตั้ง (มุม  $\alpha = 90^\circ$ ) จะได้

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad \text{kg} \quad (3.94)$$

ในกรณีที่ใช้เหล็กค่อม

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 0.80 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{kg} \quad (3.95)$$

เพื่อป้องกันพฤติกรรมแบบเปราะในคาน ACI และ ว.ส.ท. กำหนดกำลังต้านทานสูงสุดของเหล็กเสริมทางขวาง  $V_s \leq 2.1\sqrt{f'_c} b_w d$  kg มิฉะนั้นจะต้องขยายหน้าตัดคาน หรือพิจารณาเพิ่มค่า  $f'_c$  หรือเพิ่มทั้งสองอย่าง

### 3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัด-ความโค้ง ความเหนียว และการโก่งตัว(Moment Curvature Relationships, Ductility and Deflection)

จาก (วินิจ ช่อวิเชียร และ วรนิติ ช่อวิเชียร, 2550, น. 213-223; Khurram, R. (2015)) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดกับความโค้งเป็นเรื่องสำคัญสำหรับการหาค่าความเหนียว (Ductility) ของโครงสร้างและความเป็นไปได้ของการส่งถ่ายหน่วยแรง (Redistribution of Stress) ความเหนียวคือความสามารถในการเสียรูปได้ของโครงสร้างหลังจากเกิดการครากครั้งแรก นอกจากนี้ความเหนียวยังเป็นตัววัดค่าการสลายพลังงานของโครงสร้างอีกด้วย งานที่เกิดขึ้นบนโครงสร้างหลังจากเกิดการคราก จะสลายไปในรูปของความร้อนและสลายไปในสิ่งแวดล้อม ความเหนียวอาจแบ่งเป็นกลุ่มได้ดังนี้

1. ความเหนียวของวัสดุ (Material Ductility) มีผลต่อความเหนียวมากที่สุดในกลุ่มสามารถประมาณค่าได้จากสมมูลของหน่วยแรง

2. ความเหนียวของหน้าตัด (Section Ductility) จะเกิดบนโครงสร้างที่ถูกดัด ผลของความเหนียวจะน้อยกว่าความเหนียวของวัสดุ เนื่องจากบนหน้าตัดหนึ่งๆ จะมีหน่วยแรงไม่เท่ากันโดยพื้นที่บนหน้าตัดที่ห่างจากเส้น N.A. จะมีหน่วยแรงมากกว่าพื้นที่ที่ใกล้เส้น N.A.

3. ความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้างย่อย (Member Ductility) จะมีผลต่อความเหนียวน้อยกว่าความเหนียวของหน้าตัดเนื่องจากหลังจากเกิดการครากที่หน้าตัดวิกฤต ความโค้งส่วนใหญ่จะเกิดเฉพาะที่หน้าตัดนี้ ส่วนหน้าตัดอื่นๆบนชิ้นส่วนโครงสร้างจะยังเป็นหน้าตัดยืดหยุ่น (Elastic Section) ซึ่งจะยังคงช่วยต้านการหมุนที่ถูกส่งถ่ายมาจากหน้าตัดวิกฤต อีกนัยหนึ่งคือหน้าตัดวิกฤตซึ่งเกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic Hinge) จะสลายพลังงานในช่วงความยาวสั้น ๆ บนความยาวของชิ้นส่วนโครงสร้าง โดยที่หน้าตัดอื่น ๆ ที่ยังเป็นหน้าตัดยืดหยุ่น จะไม่ช่วยสลายพลังงานเลย

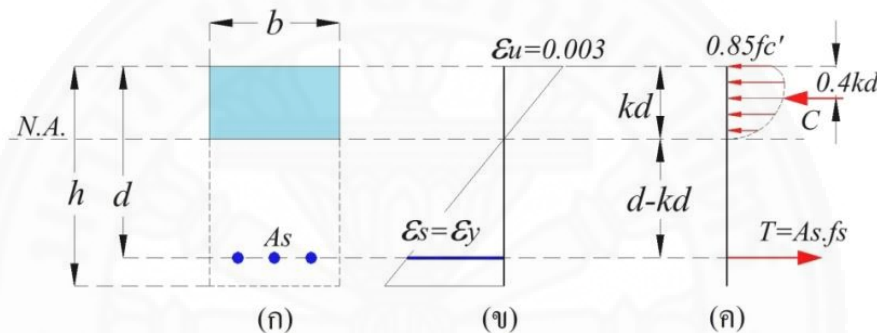
4. ความเหนียวของโครงสร้างทั้งระบบ (Structure Ductility) จะมีผลต่อความเหนียวน้อยที่สุด และน้อยกว่าความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้างย่อย เนื่องจากชิ้นส่วนโครงสร้างย่อยแต่ละชิ้นจะมีหน่วยแรงไม่เท่ากัน อีกทั้งชิ้นส่วนโครงสร้างย่อยบางชิ้นส่วนไม่เกิดจุดหมุนพลาสติกในขณะที่ชิ้นส่วนโครงสร้างนั้นกำลังวิบัติ

ดังนั้น ความเหนียวของวัสดุ > ความเหนียวของหน้าตัด > ความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้างย่อย > ความเหนียวของโครงสร้างทั้งระบบ

### 3.4.1 ความเหนียวของหน้าตัด (Section Ductility)

ความเหนียวของหน้าตัดส่วนใหญ่จะขึ้นอยู่กับว่าหน้าตัดนั้น เสริมเหล็กเสริมมากน้อยเพียงใด สภาวะที่คอนกรีตส่วนรับแรงอัดถูกบีบอัดแตกในขณะที่เดียวกันเหล็กถูกดึงจนครากพร้อมกัน (Balance Condition) เมื่อพิจารณาคานหน้าตัดขนาด  $b.d$  ซึ่งประกอบด้วยคอนกรีตมีกำลัง  $f_c'$  และเหล็กเสริมมีกำลัง  $f_y$  อัตราส่วนเหล็กเสริมต่อหน้าตัดคาน (Steel Ratio)  $\rho_b$  อาจหาได้จากสมการ

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85 f_c'}{f_y} \cdot \frac{6120}{6120 + f_y} \quad (3.96)$$

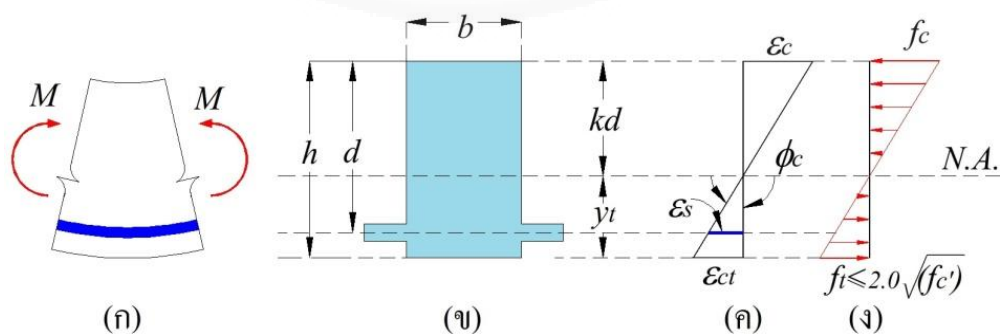


ภาพที่ 3.28 หน่วยแรงและหน่วยการยืดหด ที่สภาวะสมดุล

ถ้าอัตราส่วนเหล็กเสริมต่อหน้าตัดคานมากกว่า  $\rho_b$  (Over-Reinforced) แสดงว่าเสริมเหล็กมาก หน้าตัดจะไม่มี ความเหนียว แต่ถ้าอัตราส่วนเหล็กเสริมต่อหน้าตัดคาน น้อยกว่า  $\rho_b$  (Under-Reinforced) แสดงว่าเสริมเหล็กน้อย หน้าตัดจะมีความเหนียว

#### 3.4.1.1 การวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัด $M$ กับ ความโค้ง $\phi$

##### (1) สภาวะยังไม่แตกร้าว (Non-Cracked: Linear Stage)



ภาพที่ 3.29 ความโค้งของคานบนหน้าตัดที่ยังไม่เกิดการแตกร้าว

$$M_{cr} = \frac{f_{t,max} \cdot I_{trans}}{y_t} \quad (3.97)$$

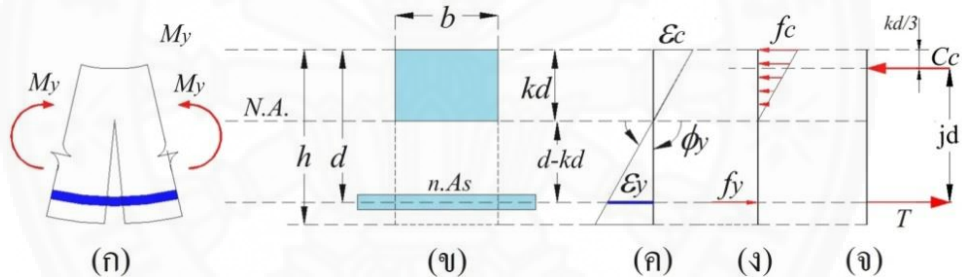
$$\phi_{cr} = \frac{\varepsilon_{ct}}{y_t} = \frac{f_{t,max}}{E_c \cdot I_{trans}} \quad (3.98)$$

ดังนั้น จะได้ความสัมพันธ์ ระหว่างแรงดัด  $M$  กับ ความโค้ง  $\phi$  ในช่วงแรก คือ

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c \cdot I_{trans}} \quad (3.99)$$

## (2) สภาวะหลังจากแตกร้าวจนกระทั่งเหล็กเสริมคราก (After Cracking to Steel Yielding)

สภาวะนี้จะพิจารณาให้คอนกรีตไม่สามารถรับแรงดึงได้ โดยคอนกรีตในส่วนรับแรงอัดยังคงอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic) และหน่วยแรงอัดในคอนกรีตจะน้อยกว่า  $0.5 f_c'$



ภาพที่ 3.30 ความโค้งของคานบนหน้าตัดที่เกิดการแตกร้าวแต่เหล็กเสริมยังไม่คราก

จากสามเหลี่ยมคล้ายในภาพที่ 3.30(ค) แสดงหน่วยการยืด-หดของหน้าตัดคานจะได้

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} = \frac{kd}{d - kd} = \frac{k}{1 - k} \quad (3.100)$$

$$\varepsilon_c = \frac{k}{1 - k} \cdot \varepsilon_y = \frac{k}{1 - k} \cdot \frac{f_y}{E_s} \quad (3.101)$$

จากภาพที่ 3.30(ง)  $f_c = \frac{E_c}{E_s} f_y \cdot \frac{k}{1 - k}$  ดังนั้น

$$f_c = \frac{f_y}{n} \cdot \frac{k}{1 - k} \quad (3.102)$$

จากภาพที่ 3.30(จ) สมดุลของแรงคู่ควบบนหน้าตัด  $C_c = T$  ดังนั้น

$$\frac{1}{2} f_c b k d = A_s f_y \quad (3.103)$$

แทนค่า  $f_c = \frac{f_y}{n} \cdot \frac{k}{1-k}$  และ  $A_s = \rho b d$  ในสมการ

$$\frac{1}{2} \frac{f_y}{n} \cdot \frac{k}{1-k} b k d = \rho b d f_y \quad (3.104)$$

$$\frac{k^2}{1-k} = 2\rho n \quad (3.105)$$

$$k^2 + 2n\rho k - 2n\rho = 0 \quad (3.106)$$

ดังนั้น  $k = \left( \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} \right) - \rho n \quad (3.107)$

จากภาพที่ 3.30(ข) และ ภาพที่ 3.30(จ) จะได้  $j d = d - \frac{k d}{3} \rightarrow j = 1 - \frac{k}{3} \quad (3.108)$

ดังนั้นจากภาพที่ 3.30(จ) สามารถหา แรงดัดที่ทำให้เหล็กเสริมคราก  $M_y$  ได้

$$M_y = A_s f_y j d \quad (3.109)$$

จากสามเหลี่ยมคล้ายในภาพที่ 3.30(ค) สามารถหา ความโค้งในขณะเหล็กเสริมคราก  $\phi_y$  ได้

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - k d} \quad (3.110)$$

$$\phi_y = \frac{M_y}{E_c (I_{cr})_{trans}} \quad (3.111)$$

### (3) สภาวะเหล็กเสริมครากจนกระทั่งวิบัติ (Steel Yielding to

Ultimate)

จากภาพที่ 3.31(จ) และภาพที่ 3.31(ง) สมดุลของแรงคู่ควบบนหน้าตัด

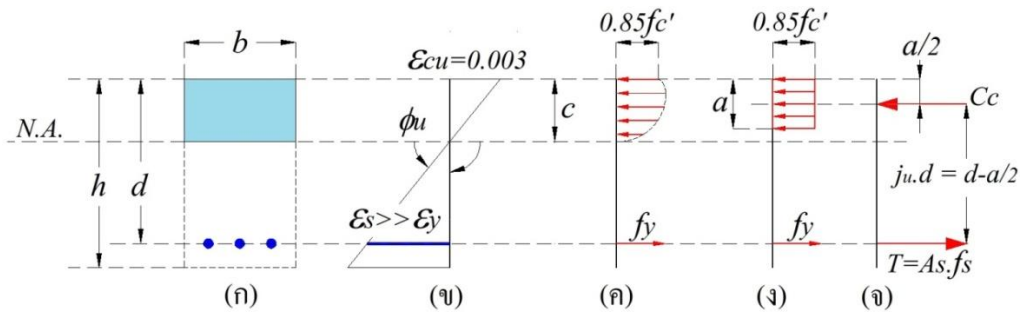
$$T = C_c$$

$$A_s \cdot f_s = 0.85 \cdot f_c' \cdot b a \quad (3.112)$$

ดังนั้น  $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \quad (3.113)$

และ  $c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.114)$

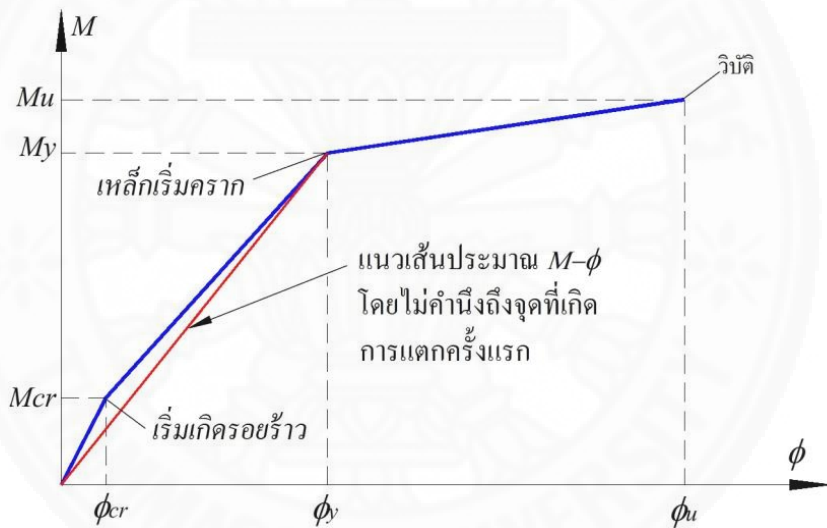
ดังนั้นค่าแรงดัดที่สภาวะประลัย  $M_u = T(d - \frac{a}{2}) = A_s f_y (d - \frac{a}{2}) \quad (3.115)$



ภาพที่ 3.31 ความสามารถในการเกิดความโค้งได้สูงสุดของคาน

จากสามเหลี่ยมคล้ายในภาพที่ 3.31(ข) จะได้ความโค้งที่สภาวะประลัย

$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c}$  จากนั้นนำค่าแรงดัดและความโค้งในช่วงสภาวะต่างๆ มาเขียนเส้นกราฟ โดยให้ แกน x คือ ความโค้งและแกน y คือแรงดัด จะได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงดัด-ความโค้ง ( M- $\phi$  Curve ) ดังภาพที่ 3.32



ภาพที่ 3.32 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัด กับความโค้ง

ความเหนียวของหน้าตัด จะถูกกำหนดโดยใช้ ความโค้งในสภาวะประลัย ( $\phi_u$ ) ส่วนด้วยความโค้งในขณะเหล็กเสริมเกิดการครากครั้งแรก ( $\phi_y$ ) ดังนั้นความเหนียวของหน้าตัด เขียนในรูปสมการได้

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} \tag{3.116}$$

### 3.4.1.2 ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อความเหนียวของหน้าตัด

#### (1) อิทธิพลจากกำลังประลัยของคอนกรีต ( $f_c'$ )

เมื่อควบคุมตัวแปรต่างๆ ที่มีผลต่อกำลังของคานให้คงที่ จะพบว่า ถ้าเพิ่มกำลังประลัยของคอนกรีต  $f_c'$  มากขึ้น ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น  $E_c$  ( $E_c = 15100\sqrt{f_c'}$ ) จะเพิ่มขึ้น ทำให้

ค่าอัตราส่วนโมดูลัส (Modular Ratio) ;  $n = \frac{E_s}{E_c}$  จะลดลง และค่า  $\rho n$  จะลดลงด้วย ดังนั้น ค่าคงที่  $k, k = \left( \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} \right) - \rho n$  จึงลดลงด้วยเช่นกัน ในขณะที่เกิดการครากครั้งแรกค่าตัวแปรข้างต้นจะส่งผลให้ค่าความโค้ง  $\phi_y$  มีค่าน้อยลง ( $\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - kd}$ ) เมื่อพิจารณาสภาวะประลัย (Ultimate) ค่า  $f_c'$  ที่มากขึ้น จะทำให้ระยะจาก เส้น N.A. ถึงขอบบนสุดของหน้าตัดคาน  $c$  มีค่าน้อยลง ดังสมการ

$$c = \frac{1}{\beta_1} \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \rightarrow c \propto \frac{1}{f_c'} \quad (3.117)$$

ผลจากค่า  $c$  ที่น้อยลงจะทำให้ค่าความโค้งมีค่ามากขึ้น  $\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c}$

ดังนั้นค่า  $\phi_u$  ที่มากขึ้นและค่า  $\phi_y$  ที่น้อยลง จะทำให้ค่าความเหนียวของหน้าตัด

$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$  มีค่ามากขึ้น

### (2) อิทธิพลจากกำลังครากของเหล็กเสริม ( $f_y$ )

เมื่อควบคุมตัวแปรต่างๆ ที่มีผลต่อกำลังของคาน ให้คงที่จะพบว่า ถ้าเพิ่มกำลังครากของเหล็กเสริม  $f_y$  มากขึ้น หน่วยการยืดหด  $\epsilon_y$  ของเหล็กเสริมจะเพิ่มขึ้น แต่ระยะ  $d - kd$  ยังคงที่ไม่เปลี่ยนแปลง ดังนั้น ที่จุดครากครั้งแรกของเหล็กเสริม ค่าของความโค้ง  $\phi_y$  จึงมากขึ้น ส่วนที่สภาวะประลัย (Ultimate) ค่า  $f_y$  ที่มากขึ้นจะทำให้ระยะจาก เส้น N.A. ถึง ขอบบนสุดของหน้าตัดคาน  $c$  มีค่ามากขึ้น ดังสมการ

$$c = \frac{1}{\beta_1} \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \rightarrow c \propto f_y \quad (3.118)$$

ผลจากค่า  $c$  ที่มากขึ้น จะทำให้ค่าความโค้ง มีค่าน้อยลง  $\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c}$

ดังนั้น ค่า  $\phi_u$  ที่น้อยและค่า  $\phi_y$  ที่มากขึ้น จะทำให้ค่าความเหนียวของหน้าตัด  $\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$  มีค่า

น้อยลง

### (3) อิทธิพลจากสัดส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กต่อหน้าตัดคาน (Steel Ratio: $\rho$ )

เมื่อควบคุมตัวแปรต่างๆ ที่มีผลต่อกำลังของคาน ให้คงที่จะพบว่า ถ้าเพิ่มสัดส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กต่อหน้าตัดคาน  $\rho$  ค่า  $\rho n$  จึงมากขึ้น จะทำให้ค่า  $k$  มากขึ้นและค่า  $d - kd$  มีค่าลดลง ดังนั้นในขณะที่เกิดการครากครั้งแรกของเหล็กเสริมค่าของความโค้ง  $\phi_y$  จึงมากขึ้น ส่วนที่สภาวะประลัย (Ultimate) ค่า  $\rho$  ที่มากขึ้นจะทำให้ระยะจากเส้น N.A. ถึงขอบบนสุดของหน้าตัดคาน  $c$  มีค่ามากขึ้น ดังสมการ



$$c = \frac{1}{\beta_1} \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{1}{\beta_1} \frac{\rho d f_y}{0.85 f_c'} \rightarrow c \alpha \rho \quad (3.119)$$

ผลจากค่า  $c$  ที่มากขึ้น จะทำให้ค่าความโค้ง มีค่าน้อยลง  $\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c}$

ดังนั้น ค่า  $\phi_u$  ที่น้อยและค่า  $\phi_y$  ที่มากขึ้น จะทำให้ค่าความเหนียวของหน้าตัด  $\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$  มี

ค่าน้อยลง

#### (4) อิทธิพลจากความลึกของหน้าตัดคาน (Depth: $d$ )

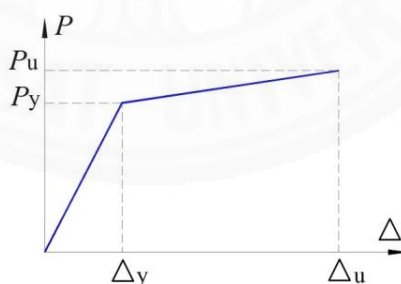
เมื่อควบคุมตัวแปรต่างๆ ที่มีผลต่อกำลังของคาน ให้คงที่จะพบว่า ถ้าเพิ่มความลึกของหน้าตัดคาน  $d$  จะทำให้ค่าสัดส่วนพื้นที่หน้าตัดเหล็กต่อหน้าตัดคาน  $\rho$  มีค่าลดลงค่า  $k$  จะลดลงทำให้  $d-kd$  เพิ่มขึ้น ดังนั้นในขณะเกิดการครากครั้งแรกของเหล็กเสริม ค่าของความโค้ง  $\phi_y$  จึงลดลง ในขณะที่สภาวะประลัย (Ultimate) ค่า  $d$  ไม่มีผลต่อระยะจากเส้น N.A. ถึงขอบบนสุดของ

หน้าตัดคาน  $c$  ดังสมการ  $c = \frac{1}{\beta_1} \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$  ทำให้ ค่าความโค้งในสภาวะนี้  $\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c}$  มีค่าค่อนข้าง

คงที่ ดังนั้นความเหนียวของหน้าตัด  $\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$  จะเพิ่มขึ้นเล็กน้อย

#### 3.4.2 ความเหนียวของชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้าง (Member Ductility)

ในการประเมินความเหนียวของชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้าง อาจใช้การเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและเส้นการเสียรูปของชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้าง (Load – Deflection Curve) กำหนดค่าให้การเสียรูปสูงสุดในขณะเกิดการครากครั้งแรกคือ  $\Delta_y$  และค่าการเสียรูปสูงสุดในสภาวะประลัยคือ  $\Delta_u$



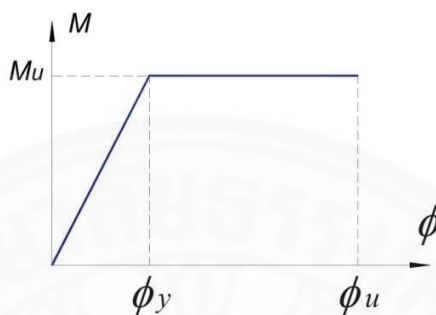
ภาพที่ 3.33 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกแบบเป็นจุด กับการโก่งตัว

โดยความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้างจะถูกกำหนดโดยสัดส่วนระหว่าง ค่าการเสียรูปสูงสุดในสภาวะประลัย  $\Delta_u$  ต่อค่าการเสียรูปสูงสุดในขณะเกิดการครากครั้งแรก  $\Delta_y$

ความเหนียวของชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้าง

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3.120)$$

โดยความเหนียวของชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้างนี้จะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของหน้าตัด น้ำหนักบรรทุก ลักษณะฐานรองรับ และสภาพแวดล้อม (Boundary Conditions) จากภาพที่ 3.33 พื้นที่ใต้กราฟแสดงพลังงานที่ชิ้นส่วนย่อยโครงสร้างสามารถรับได้กราฟ  $M-\phi$  Curve แบบง่าย (Simplified  $M-\phi$  Curve) อาจใช้ในการเขียนกราฟ Load-Deflection Curve ได้โดยไม่ต้องคำนวณให้ยุ่งยาก



ภาพที่ 3.34 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดกับความโค้ง

การโก่งตัวของชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้าง เนื่องแรงดัด (Deflections from Bending Moment) จะหมายถึงการเคลื่อนที่ในแนวตั้งฉากกับแนวเส้น N.A. ซึ่งการโก่งตัวนี้จะเกิดได้ 2 รูปแบบ คือ

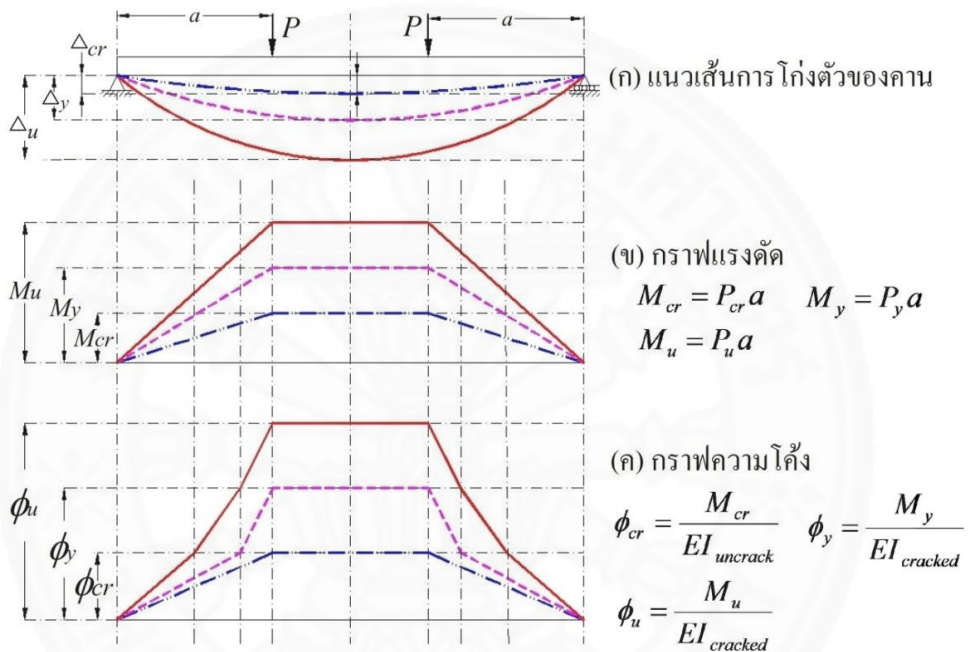
1. การโก่งตัวที่เกิดขึ้นทันที (Instantaneous Deflection) เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกมากกระทำ
2. การโก่งตัวตามกาลเวลา (Long-Term Deflection) เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกค้ำกระทำเป็นเวลานาน

#### 3.4.2.1 การโก่งตัวทันที (Instantaneous Deflection)

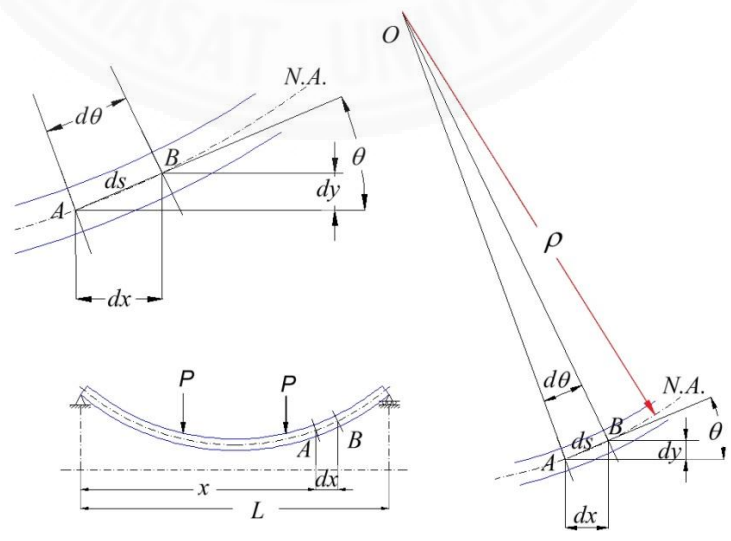
จะเกิดขึ้นทันทีที่ชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้างรับน้ำหนักบรรทุกทุกที่สภาวะต่างๆ เนื่องจากความโค้ง  $\phi = \frac{M}{EI}$  โดยที่  $EI$  คือค่าความแข็งของชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้างซึ่งหาได้จากความชันของกราฟ  $M-\phi$  Curve ดังนั้น ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัด  $M$  กับความโค้ง  $\phi$  จึงสามารถใช้หาระยะโก่งตัว  $\Delta$  ที่เกิดขึ้นที่ตำแหน่งต่าง ๆ บนชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้างได้

จากภาพที่ 3.35 เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกเป็นจุดกระทำ 2 จุด จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งสังเกตเห็นการเสีรूपจากการดัด ในสภาวะต่าง ๆ คานจะเริ่มแตกร้าเมื่อค่าแรงดัด มีค่าเท่ากับ แรงดัดแตกร้า  $M_{cr}$  ซึ่งทำให้เกิดความโค้งเท่ากับ  $\phi_{cr}$  ดังนั้นสามารถใช้วิธี Moment-Area หรือ วิธี Conjugate-Beam ในการหาระยะการโก่งตัวในสภาวะเริ่มแตกร้านี้ได้ ในทำนองเดียวกันการหาค่าระยะโก่งตัวที่สภาวะอื่นจากกราฟในภาพที่ 3.35 จะต้องพิจารณาค่าแรงดัดที่กระทำก่อนเช่น ในสภาวะเหล็กเสริมครากจะต้องหาจุดที่แรงดัดมีค่าเท่ากับแรงดัดแตกร้า  $M_{cr}$

ก่อนจึงจะได้กราฟความโค้งที่แท้จริง ซึ่งประกอบด้วย  $\phi_{cr}$  และ  $\phi_y$  โดยสมมุติให้การเปลี่ยนความโค้งช่วง  $\phi_{cr}$  และ  $\phi_y$  เป็นเส้นตรง แต่การวิเคราะห์ที่ใช้กราฟแบบนี้ไม่เหมาะในทางปฏิบัติ แม้ว่าจะได้ค่าที่มีความถูกต้องแม่นยำ เพราะต้องเขียนกราฟแสดงการกระจายของแรงดัดและรูปแสดงการกระจายความโค้งที่สัมพันธ์กับแรงดัด ดังนั้นในทางปฏิบัติจึงนิยามหาระยะการโก่งตัวโดยประมาณด้วยวิธีตามทฤษฎียืดหยุ่น (Elastic Theory) ถ้าพิจารณาคานเป็นวัสดุยืดหยุ่นพบว่า ระยะโก่งตัวขึ้นอยู่กับรูปแบบของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ ความยาวของช่วงคาน ลักษณะที่รองรับ และค่าความแข็งแรงแรงต่อการดัด EI (Flexural Rigidity) ของคาน



ภาพที่ 3.35 พฤติกรรมของคานเมื่อเกิดการโก่งตัว



ภาพที่ 3.36 ความสัมพันธ์ของการโก่งตัวกับความโค้ง

จากภาพที่ 3.36 ส่วนโค้ง  $AB$  มีความยาวเท่ากับ  $ds$  ในแนวเส้น  $N.A.$  และส่วนโค้ง  $AB$  อยู่ในส่วนมุม  $d\theta$  โดยมีจุดศูนย์กลางโค้งอยู่ที่  $O$  รัศมีมีความโค้งเท่ากับ  $\rho$  ความยาวส่วนโค้ง  $AB$  มีความยาวเท่ากับ  $ds = \rho \cdot d\theta$  (เมื่อ  $d\theta$  มีหน่วยเป็นเรเดียน)

ดังนั้น

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{ds} \quad (3.121)$$

$$\text{ความชันของส่วนโค้ง } AB \text{ มีค่าเท่ากับ } \tan \theta = \frac{dy}{dx} \quad (3.122)$$

เนื่องจาก  $\theta$  เป็นมุมเล็ก ๆ ดังนั้นจึงประมาณ  $\tan \theta = \theta$  เรเดียน

$$\text{ดังนั้นความชันของส่วนโค้ง } AB = \theta = \frac{dy}{dx} \quad (3.123)$$

เมื่อ  $dy$  มีค่าน้อยมาก ๆ ดังนั้นจึงทำให้  $dx \approx ds \rightarrow \frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{ds} = \frac{d\left(\frac{dy}{dx}\right)}{dx}$

ดังนั้นจะได้สมการ

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2y}{dx^2} \quad (3.124)$$

$$\phi = \frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI}$$

จาก

ดังนั้นจะได้สมการ

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI} \quad (3.125)$$

$$\text{จาก } EI \frac{d^2y}{dx^2} = M(x) \rightarrow EI \frac{d\left(\frac{dy}{dx}\right)}{dx} = M(x)$$

แก้สมการข้างต้นด้วยการ โดยกำหนดให้  $u = \frac{dy}{dx}$

$$\text{แทนค่า } u \text{ จะได้ } EI \frac{du}{dx} = M(x) \rightarrow EI \cdot du = M(x) \cdot dx$$

อินทิเกรตทั้ง 2 ข้าง

$$\int EI \cdot du = \int M(x) \cdot dx$$

$$EI \cdot u = \int M(x) \cdot dx + c_1$$

แทนค่า  $u = \frac{dy}{dx}$  ในสมการข้างต้น

$$EI \cdot \frac{dy}{dx} = \int M(x) \cdot dx + c_1$$

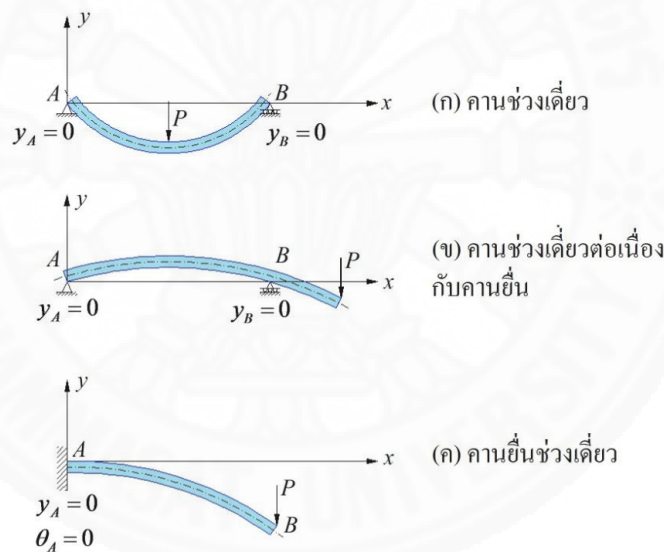
$$EI \cdot dy = (\int M(x) \cdot dx + c) \cdot dx$$

อินทิเกรตทั้ง 2 ข้าง

$$\int EI \cdot dy = \int (\int M(x) \cdot dx + c_1) \cdot dx + c_2$$

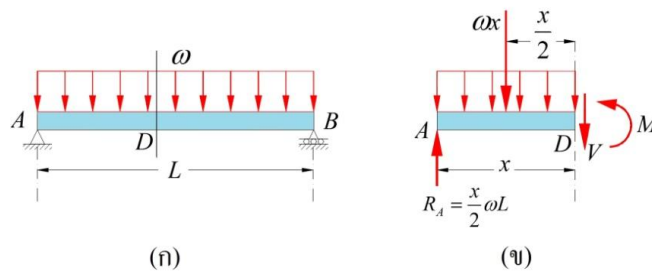
ดังนั้นจะได้สมการทั่วไป  $EI \cdot y = \int (\int M(x) \cdot dx + c_1) \cdot dx + c_2$  (3.126)

ค่าคงที่  $c_1, c_2$  สามารถหาได้โดยใช้ Boundary Conditions ซึ่งพิจารณาจากลักษณะของฐานรองรับที่รองรับคาน (Supports) ดังตัวอย่างในภาพที่ 3.37



ภาพที่ 3.37 Boundary Condition สำหรับคาน Determinate

ตัวอย่างเช่น คานซึ่งรับน้ำหนักบรรทุกดัง ภาพที่ 3.38



ภาพที่ 3.38 คานที่อยู่ภายใต้ น้ำหนักบรรทุกแบบกระจายสม่ำเสมอ

เมื่อเขียน Free-Body ไดอะแกรม ส่วน  $AD$  ดังภาพที่ 3.38(ข) เมื่อพิจารณาแรงดัดรอบจุด  $D$  จะได้สมการความสัมพันธ์ของแรงดัดกับ ระยะ  $x$  ดังนี้

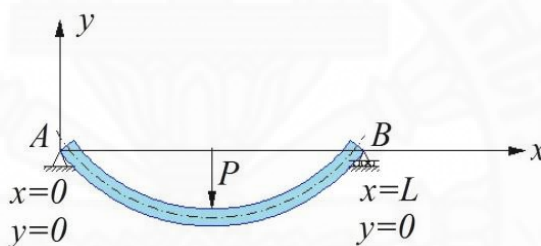
$$M(x) = \frac{1}{2} \omega Lx - \frac{1}{2} \omega x^2 \quad (3.127)$$

จากสมการทั่วไปในการหาภาระการโก่งตัว  $EI \cdot y = \int (\int M(x) \cdot dx + c_1) dx + c_2$

แทนค่า  $M(x)$  จะได้  $EI \cdot y = \int \left( \int \left( \frac{1}{2} \omega Lx - \frac{1}{2} \omega x^2 \right) dx + c_1 \right) dx + c_2$

$$EI \cdot y = \int \left( \frac{\omega Lx^2}{4} - \frac{\omega x^3}{6} + c_1 \right) dx + c_2$$

$$EI \cdot y = \frac{\omega Lx^3}{12} - \frac{\omega x^4}{24} + c_1x + c_2 \quad (3.128)$$



ภาพที่ 3.39 Boundary Condition ของคานช่วงเดียวที่มีฐานรองรับอย่างง่าย

จาก Boundary Condition จะเห็นว่า  $y=0$  ที่จุดรองรับทั้ง 2 ข้าง ดังนั้น เราจะได้ว่า

$x=0 \rightarrow y=0$  แทนค่าใน

$$EI \cdot y = \frac{\omega Lx^3}{12} - \frac{\omega x^4}{24} + c_1x + c_2$$

$$EI \cdot 0 = \frac{\omega L0}{12} - \frac{\omega 0}{24} + c_1 \cdot 0 + c_2$$

ดังนั้นจะได้  $c_2 = 0$

ถ้า  $x=L \rightarrow y=0$  และจาก  $c_2 = 0$  แทนค่าใน  $EI \cdot y = \frac{\omega Lx^3}{12} - \frac{\omega x^4}{24} + c_1x + c_2$

$$EI \cdot 0 = \frac{\omega L^3}{12} - \frac{\omega L^4}{24} + c_1L + 0$$

$$\text{ดังนั้นจะได้ } c_1 = -\frac{\omega L^3}{24}$$

$$\text{แทนค่า } c_1, c_2 \text{ กลับเข้าไปในสมการ } EI \cdot y = \frac{\omega Lx^3}{12} - \frac{\omega x^4}{24} - \frac{\omega L^3 x}{24}$$

ดังนั้นสมการทั่วไปของระยะโก่งตัวของคานในภาพที่ 3.38(ก) คือ

$$y = \frac{\omega}{24EI} (-x^2 + 2Lx^3 - L^3x) \quad (3.129)$$

$$\text{ดังนั้นที่กลางคาน } x = \frac{L}{2} \text{ ระยะโก่งตัว } y = -\frac{5\omega L^4}{384EI} \quad (3.130)$$

เนื่องจากโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก มีคุณสมบัติไม่ยืดหยุ่น ดังนั้นการหาระยะโก่งโดยใช้สมการข้างต้น จะต้องพิจารณาค่าความแกร่งต่อการดัด (Flexural Rigidity : EI) ของชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้าง กล่าวคือ แทนค่า E ด้วยโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต  $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$  (สำหรับคอนกรีตปกติ) ส่วนค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัด I จะขึ้นกับขนาดของแรงดัดมากที่สุดที่กระทำ ดังนี้

1. เมื่อแรงดัด M น้อยกว่าแรงดัดแตกกร้าว  $M_{cr}$  กล่าวคือในสภาวะนี้หน่วยแรงในคอนกรีตในส่วนรับแรงดัดจะน้อยกว่าค่าโมดูลัสแตกกร้าว (Modulus of Rupture  $f_r = 2\sqrt{f'_c}$  กก./ตร.ซม.) ท้องคานจะไม่เกิดรอยร้าว ดังนั้น ค่า I ที่ใช้จะเป็นโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแปลงที่ไม่แตกกร้าว หรืออาจใช้ ค่า  $I_g$  ของหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมด (Gross Section) โดยไม่คำนึงถึงเหล็กเสริมที่เสริมในหน้าตัด ซึ่งจะได้ค่าที่ใกล้เคียงกันมากกับการใช้ M ของหน้าตัดแปลง

2. เมื่อแรงดัด M น้อยกว่าแรงดัดแตกกร้าว  $M_{cr}$  ท้องคานจะเริ่มปรากฏรอยร้าว (Flexural Tension Crack) ซึ่งตำแหน่งแนวเส้น N.A. ตรงรอยร้าวสามารถหาค่าได้จากหน้าตัดแปลงร้าว (Cracked Transformed Section) และหาค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแปลงร้าว  $I_{cr}$  ตรงรอยร้าวได้ส่วนตำแหน่งแนวเส้น N.A. ที่อยู่ระหว่างรอยร้าว จะหาค่าได้จากหน้าตัดแปลงที่ไม่ร้าว ซึ่งจะมากกว่าตรงตำแหน่งที่เกิดรอยร้าว ตำแหน่งแนวเส้น N.A. แปรเปลี่ยนตลอดความยาวของชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้างโดยขึ้นกับแรงดัดที่กระทำบนหน้าตัดนั้น ๆ ทำให้เกิดความยุ่งยากในการวิเคราะห์หาระยะโก่งตัว

ดังนั้นในการหาระยะการโก่งตัว ในสภาวะนี้จึงใช้ โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลของหน้าตัด  $I_e$  (Effective Moment of Inertia) ในการช่วยหาระยะการโก่งตัว

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3\right] \cdot I_{cr} \leq I_g \quad (cm^4) \quad (3.131)$$



โดย  $I_g$  ( $cm^4$ ) ของหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมด (Gross Section) โดยไม่คำนึงถึงเหล็กเสริม  $I_{cr}$  ( $cm^4$ ) ของหน้าตัดแปลงแตกร้าว จะพิจารณาที่แนวเส้น N.A. (ที่ระยะ kd จากขอบบนของหน้าตัด) ได้จากการแปลงเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมให้เป็นเนื้อที่หน้าตัดของคอนกรีตด้วยอัตราส่วนโมดูลัส  $n = \frac{E_s}{E_c}$

$M_{cr}$  แรงดัดมากที่สุด เนื่องจากน้ำหนักบรรทุก (กก.-ชม.)

$$M_{cr} \text{ แรงดัดแตกร้าว} : M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \text{ (กก.-ชม.)}$$

$$f_r = 2.0 \sqrt{f'_c} \text{ (กก./ชม.}^2\text{)}$$

### 3.4.2.2 การโก่งตัวตามกาลเวลา (Long-Term Deflection)

ระยะการโก่งตัวตามกาลเวลาของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก จะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ตามระยะเวลาของการบรรทุกน้ำหนักค้างซึ่งเป็นผลมาจากการล้า (Creep) และการหดตัว (Shrinkage) ของคอนกรีตเป็นส่วนใหญ่ นอกจากนี้ยังมีปัจจัยอื่นเช่นอุณหภูมิ ความชื้นและอายุของคอนกรีตเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกค้าง เมื่อน้ำหนักบรรทุกค้างมากกระทำ ระยะโก่งตามกาลเวลาที่เพิ่มขึ้นในระยะแรกจะค่อนข้างมากจากนั้นจะมีอัตราลดลงภายหลัง 5 ปีผ่านไป

มาตรฐาน ACI หรือ วสท. ให้พิจารณาหา ระยะโก่งตัวที่เพิ่มขึ้นตามกาลเวลา ( $\Delta_a$ ) เนื่องจากการล้าและการหดตัวของคอนกรีต โดยคูณระยะโก่งทันทีที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกค้าง ( $\Delta_i$ ) ด้วยตัวคูณประกอบเนื่องจากการล้า (Creep Factor:  $\lambda$ ) นั่นคือ

ระยะโก่งตัวที่เพิ่มขึ้นตามกาลเวลา

$$\Delta_a = \lambda(\Delta_i) \quad (3.132)$$

$$\text{เมื่อ } \lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

$\rho' = \frac{A'_s}{bd}$  โดยให้พิจารณาหน้าตัดที่อยู่กึ่งกลางคานสำหรับคานช่วงเดี่ยวหรือคาน

ต่อเนื่อง และพิจารณาหน้าตัดที่ฐานรองรับสำหรับคานยื่น

$A'_s$  คือพื้นที่ของเหล็กเสริมรับแรงอัด

$\xi$  คือ ตัวประกอบตามกาลเวลาที่มีน้ำหนักบรรทุกค้าง ซึ่งจะพิจารณาดังนี้

$\xi = 2.0$  เมื่อบรรทุกน้ำหนักค้างนาน 5 ปี หรือมากกว่า

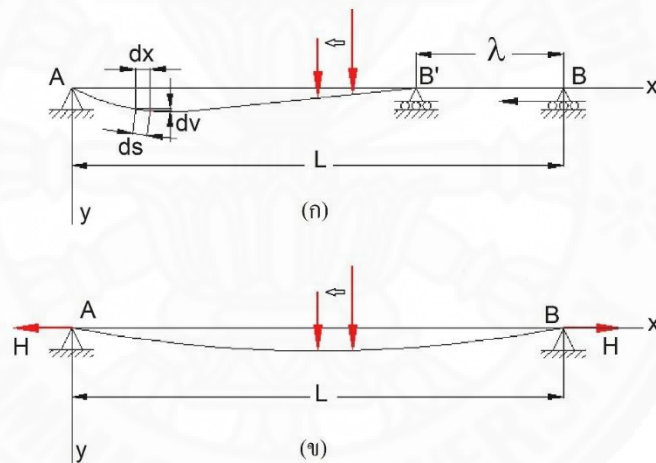
$\xi = 1.4$  เมื่อบรรทุกน้ำหนักค้างนาน 12 เดือน

$\xi = 1.2$  เมื่อบรรทุกน้ำหนักค้างนาน 6 เดือน

$\xi = 1.0$  เมื่อบรรทุกน้ำหนักค้างนาน 3 เดือน

### 3.5 การเคลื่อนที่ตามยาวของปลายคาน

จาก (Gere & Timoshenko, 1991-1995, pp. 563-566) เมื่อคานอยู่ภายใต้แรงดัด คานจะเกิดการโก่งตัว จุดใด ๆ บนคานซึ่งอยู่ในแนวตามความยาวของคานจะเกิดการเคลื่อนที่ในแนวแกนและจุดปลายคานจะเคลื่อนที่เข้าหากัน การเคลื่อนที่ในแนวตามความยาวคานนี้ แสดงในภาพที่ 3.40(ก) ซึ่งแสดงคานช่วงเดียว  $AB$  มีจุดรองรับที่ยอมให้หมุนได้เพียงอย่างเดียว (Pin-Supported) 1 ตำแหน่ง ส่วนอีกด้านเป็นจุดรองรับที่ยอมให้เคลื่อนที่ได้ในแนวยาวของคาน และยอมให้หมุนได้ (Roller-Supported) เมื่อคานอยู่ภายใต้แรงดัด จะเกิดการโก่งตัวของคานทำให้ปลาย  $B$  จะเคลื่อนที่ในแนวราบมาที่จุด  $B'$  ซึ่งมีระยะ  $\lambda$  ระยะ  $\lambda$  นี้เรียกว่าระยะที่สั้นลงเนื่องจากความโค้ง (Curvature Shortening) ของคาน ดังนั้นระยะ  $\lambda$  จะมีค่าเท่ากับผลต่างของระยะความยาวคานเริ่มต้น  $L$  กับ ความยาวคอร์ด  $AB'$  ของคานที่โก่ง



ภาพที่ 3.40 (ก) การเคลื่อนที่ในแนวราบของปลายคานเป็นระยะ  $\lambda$  และ (ข) แรงต้านทานการเคลื่อนที่ในแนวราบของจุดรองรับ

ในการหาระยะที่สั้นลงเนื่องจากความโค้งเราจะพิจารณาชิ้นส่วนเล็ก ๆ ที่มีความยาวตามความโค้งของคานที่โก่งเป็นระยะ  $ds$  แล้ววัดตั้งฉากกับแกน  $x$  จะได้ระยะ  $dx$  ตามแนวแกน  $x$  จะได้ผลต่างของระยะทั้งสอง ดังนี้

$$ds - dx = \sqrt{dx^2 + dv^2} - dx = dx \sqrt{1 + \left(\frac{dv}{dx}\right)^2} - dx \quad (3.133)$$

เมื่อ  $v$  คือระยะการเสียรูปในแนวตั้งของชิ้นส่วนเล็ก ๆ ที่พิจารณา

จากทฤษฎี Binomial Series:

$$(1+t)^{1/2} = 1 + \frac{t}{2} - \frac{t^2}{8} + \frac{t^3}{16} - \quad (3.134)$$

ถ้า  $t$  มีค่าน้อยมาก ๆ จะได้

$$(1+t)^{1/2} \approx 1 + \frac{t}{2} \quad (3.135)$$

ค่าของ  $(dv/dx)^2$  ในสมการที่ 3.133 มีค่าน้อยมาก ๆ ดังนั้นใช้สมการที่ 3.135 ปรับรูปสมการใหม่จะได้

$$ds - dx = dx \left[ 1 + \frac{1}{2} \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 \right] - dx = \frac{1}{2} \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 dx \quad (3.136)$$

จากสมการ  $ds - dx = \frac{1}{2} \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 dx$  ทำการอินทิเกรตตลอดความยาวคานจะได้

$$\lambda = \frac{1}{2} \int_0^L \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 dx \quad (3.137)$$

ดังนั้นถ้าหากทราบสมการการโก่งตัวของคานเราสามารถหาระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบของปลายคานได้

ถ้าหากทำการยึดรั้งจุดรองรับไม่ให้เคลื่อนที่ในแนวตามยาวของคานดังภาพที่ 3.40(ข) จะเกิดแรงต้านทานการเคลื่อนที่  $H$  ที่ปลายทั้งสองข้างของคาน แรงนี้จะส่งผลให้แกนของคานยืดออก นอกจากนี้แรง  $H$  จะมีผลกระทบกับแรงดัดในคานและการโก่งตัวของคานอีกด้วย เนื่องจากการโก่งตัวของคานเป็นรูปพาราโบลา ดังนั้นสมการการโก่งตัวสามารถเขียนได้

$$v = \frac{4\delta x(L-x)}{L^2} \quad (3.138)$$

เมื่อ  $\delta$  คือ ระยะโก่งตัวที่กลางคานและระยะที่สั้นลงเนื่องจากความโค้ง  $\lambda$  หาได้จากการแทนสมการที่ 3.138 ลงในสมการที่ 3.137 จะได้

$$\lambda = \frac{8\delta^2}{3L} \quad (3.139)$$

แรง  $H$  ที่จะทำให้คานยืดออกสามารถหาได้จากสมการ

$$H = k\lambda = \frac{EA\lambda}{L} = \frac{8EA\delta^2}{3L} \quad (3.140)$$

ดังนั้น จะได้หน่วยแรงดึงตามแนวแกนของคาน

$$\sigma = \frac{H}{A} = \frac{8E\delta^2}{3L} \quad (3.141)$$

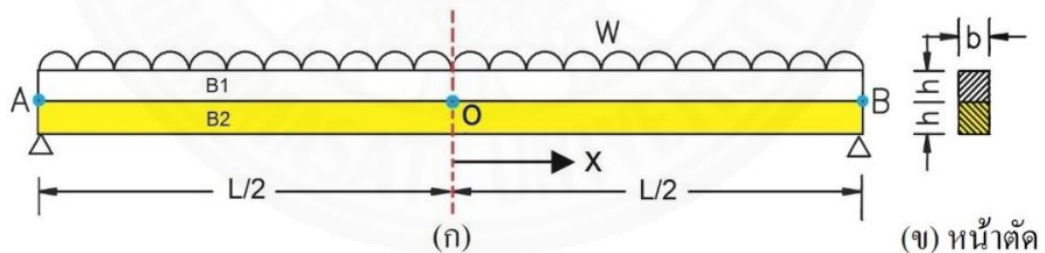
จะเห็นว่า  $\delta$  มีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับ  $L$  ดังนั้นหน่วยแรงดึง  $\sigma$  จึงมีค่าน้อยมาก แต่หน่วยแรงนี้จะมีผลอย่างมาก โดยเฉพาะกับคานที่ยาวมากหรือคานที่ชะลุดและต้องรองรับน้ำหนักบรรทุกมาก

### 3.6 คานคอมโพสิต: Composite Beams

จาก (Johnson, 1994, pp. 20-43)

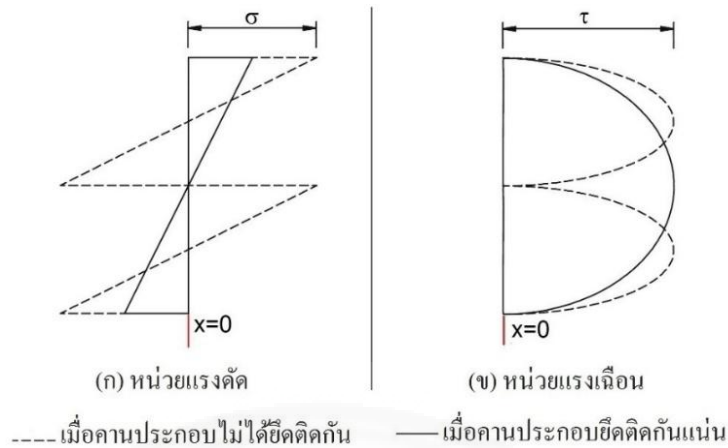
#### 3.6.1 พฤติกรรมในสภาวะยืดหยุ่นของคานประกอบ (Elastic Behavior of Composite Beam)

พฤติกรรมของคานประกอบภายใต้แรงกระทำในแรงขวาง แสดงได้โดยใช้คานที่มีขนาดเท่ากันมาวางซ้อนกัน ดังภาพที่ 3.41(ก) คานทั้งสอง มีขนาดหน้าตัด  $b \cdot h$  มีความยาว  $L$  และมีแรงสม่ำเสมอขนาด  $w$  ต่อ 1 หน่วยความยาว กระจายตลอดความยาวคาน



ภาพที่ 3.41 คานประกอบซึ่งอยู่ภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบกระจายสม่ำเสมอ

พฤติกรรมของคานประกอบที่อยู่ภายใต้แรงที่มีทิศทางขวาง แสดงได้โดยใช้คานที่มีขนาดเท่ากันมาวางซ้อนกัน ดังภาพที่ 3.41(ก) คานทั้งสอง มีขนาดหน้าตัด  $bh$  มีความยาว  $L$  และมีแรงสม่ำเสมอขนาด  $w$  ต่อ 1 หน่วยความยาวกระจายตลอดความยาวคาน การอธิบายทฤษฎีเกี่ยวกับคานประกอบนี้จะอธิบายได้ 2 กรณี คือ (1) ไม่มีแรงปฏิริยาระหว่างคานเลย (No Interaction) และ (2) มีแรงปฏิริยาระหว่างคานทั้งสอง 100 % (Full Interaction)



ภาพที่ 3.42 หน่วยแรงคัตและหน่วยแรงเฉือนที่กระทำบนหน้าตัดคานประกอบซึ่งหน่วยแรงทั้งสองนี้ Shear Connector จะเป็นตัวต้านทานหน่วยแรงทั้งสองนี้

### 3.6.1.1 กรณีไม่มีแรงปฏิกริยาระหว่างคานเลย (No Interaction Case)

เราจะเริ่มจาก สมมติให้ ไม่มี Shear Connector (อุปกรณ์ช่วยยึดคาน ทั้ง 2 ให้ติดกัน และไม่ให้คานทั้ง 2 เคลื่อนแยกออกจากกันเนื่องจากแรงเฉือนที่ผิวสัมผัสระหว่างคานทั้งสอง) ดังนั้นจากภาพที่ 3.41(ก) คาน B1 จะแค่วางอยู่บน B2 เท่านั้น

โมเมนต์ความเฉื่อยของพื้นที่ (Moment of Linertia)  $I = (b \cdot h^3) / 12$  น้ำหนักบรรทุกบนคานแต่ละคาน เท่ากับ  $w/2$  ต่อ 1 หน่วยความยาว ที่กลางช่วงความยาวคานของคานแต่ละตัวจะมีแรงคัตเท่ากับ  $M = (w \cdot L^2) / 16$  และมีหน่วยแรงอัดในแนวตั้งเท่ากับ  $(w/2) \cdot b$  ที่ผิวสัมผัสของคานทั้งสอง

ดังนั้นจากสมการ Flexure Formula หน่วยแรงสูงสุดเนื่องจากแรงคัต (Bending Stress) ของแต่ละคาน จะมีค่าเท่ากับ

$$\sigma_{\max} = \frac{M \cdot y_{\max}}{I} = \frac{3wL^2}{8bh^2} \quad (3.142)$$

เมื่อ  $M$  คือ แรงคัตสูงสุด

$y_{\max}$  คือ ระยะมากที่สุด โดยวัดจากเส้น N.A. ไปจนถึงขอบนอกสุดของแต่ละคาน

$$\text{ดังนั้น } y_{\max} = \frac{h}{2}$$

หน่วยแรงเฉือนในแนวตั้งสูงสุดบนหน้าตัด  $\tau_{\max}$  จะเกิดที่แนวเส้น N.A. ของแต่ละคาน และจะเกิดใกล้ๆ กับฐานรองรับคาน (Support) หาได้ดังนี้

$$\tau_{\max} = \frac{3}{2} \frac{wl}{4} \frac{1}{bh} = \frac{3wL}{8bh} \quad (3.143)$$

การโก่งตัวสูงสุดสามารถหาได้ดังนี้

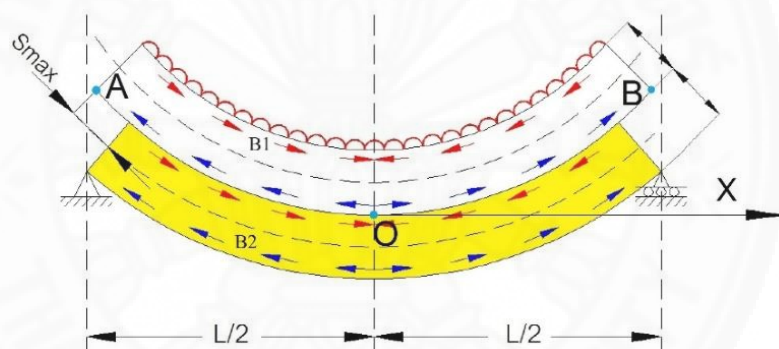
$$\delta = \frac{5(w/2)L^4}{384EI} = \frac{5wL^4}{64Ebh^3} \quad (3.144)$$

แรงดัดที่ระยะ  $x$  .ใด ๆ จากช่วงกลางคานของแต่ละคานหาได้ดังนี้

$$M_x = \frac{w(L^2 - 4x^2)}{16} \quad (3.145)$$

ดังนั้นหน่วยการยืดตัว (Tensile Strain) ที่จุดต่ำสุดของคาน B1 และหน่วยการหดตัว (Compression Strain) ที่จุดสูงสุดของคาน B2 หาได้ดังนี้

$$\varepsilon_x = \frac{My_{\max}}{EI} = \frac{3w(L^2 - 4x^2)}{8Ebh^2} \quad (3.146)$$



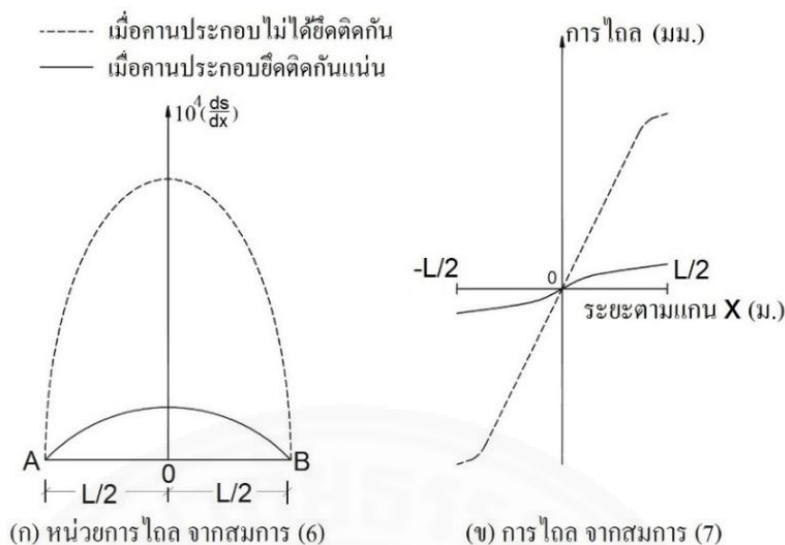
ภาพที่ 3.43 ลักษณะการเสียรูปของคานประกอบ

จากภาพที่ 3.43 เมื่ออยู่ภายใต้แรงกระทำผิวบนสุดของคาน B2 จะไหล โดยการไหลนี้จะสัมพันธ์กับ ผิวล่างของคาน B1 หน่วยการยืดหดจากการไหล กล่าวคือความสัมพันธ์ของการเคลื่อนที่ระหว่างผิวสัมผัสของคานทั้ง 2 นั้นคือ  $2\varepsilon_x$  ส่วนการไหลแสดงด้วย  $S$

$$\frac{dS}{dx} = 2\varepsilon_x = \frac{3w(L^2 - 4x^2)}{4Ebh^2} \quad (3.147)$$

จากสมการที่ 3.147 ทำการอินทิกรัล โดยใช้เงื่อนไข (Boundary Condition) ที่กลางคานระยะ  $x=0$  ระยะไหล  $S=0$  ดังนี้

$$S = \frac{w(3L^2x - 4x^3)}{4Ebh^2} \quad (3.148)$$



ภาพที่ 3.44 ลักษณะการเสียรูปตลอดความยาวของคานประกอบ เมื่อเปรียบเทียบระหว่างคานประกอบที่ยึดติดกันอย่างสมบูรณ์ กับคานประกอบที่ไม่มีการยึดติดกัน

สมการที่ 3.147 และ 3.148 แสดงให้เห็นว่า

ที่  $x = 0$  หน่วยการยืดหดเนื่องจากการไถล (Slip Strain) จะมีค่าสูงสุดเมื่อการไถล (Slip) เป็นศูนย์

ที่  $x = L/2$  การไถล (Slip) จะมีค่าสูงสุดเมื่อหน่วยการยืดหดเนื่องจากการไถล (Slip Strain) เป็นศูนย์

จากภาพที่ 3.44(ข) แสดงให้เห็นค่าสูงสุดของการไถล  $S_{max} = (wl^3)/(4Ebh^2)$  เขียนในอีกรูปแบบคือ  $\left(\frac{0.32h}{L}\right) \times$  ระยะการโก่งตัวของคาน จะเห็นว่าการไถลจะน้อยมาก เมื่อเทียบกับการโก่งตัวของคาน

วัตถุประสงค์ในการใช้ Shear Connector เพื่อป้องกันการไถลที่บริเวณผิวสัมผัสระหว่างคานทั้งสอง รวมทั้งเพื่อให้มั่นใจว่าคานทั้งสองประกอบติดกันอย่างสมบูรณ์จนทำให้หน่วยการยืดหดของคานทั้งสองเสียรูปไปด้วยกัน (Compatibility) ในสภาวะที่การไถลที่ผิวสัมผัสระหว่างคานทั้งสองน้อยกว่ากำลังของ Shear Connector ที่ผิวสัมผัสของคานทั้งสองแรงปฏิกิริยาระหว่างกัน 100 % เราเรียกพฤติกรรมเช่นนี้ว่า Full Interaction or Full Composite Action

### 3.6.1.2 กรณีแรงปฏิกิริยาระหว่างคาน 100 % (100% Full Interaction Case)

เราสมมติให้ ผิวสัมผัสระหว่างคานทั้ง 2 ตัว เชื่อมแน่นติดกันด้วย Shear Connector ที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนมากจนไม่สามารถแยกออกจากกันได้เลยและ Slip Strain มีค่าเป็นศูนย์ ไม่ว่ากรณีใดๆ คานประกอบในลักษณะเช่นนี้เรียกว่า Full Interaction



จากภาพที่ 3.41(ข) คานประกอบในลักษณะ Full Interaction นี้ จะมีความลึกคานเท่ากับ  $2h$  มีความกว้างเท่ากับ  $b$  ดังนั้น Moment of Inertia เท่ากับ  $I = (2bh^3)/3$  ที่กลางช่วงคานจะมีแรงดัดเท่ากับ  $(wL^2)/8$  และหน่วยแรงสูงสุดเนื่องจากแรงดัดเท่ากับ

$$\sigma_{\max} = \frac{M \cdot y_{\max}}{I} = \frac{wL^2}{8} \frac{3}{2bh^3} h = \frac{3wL^2}{16bh^2} \quad (3.149)$$

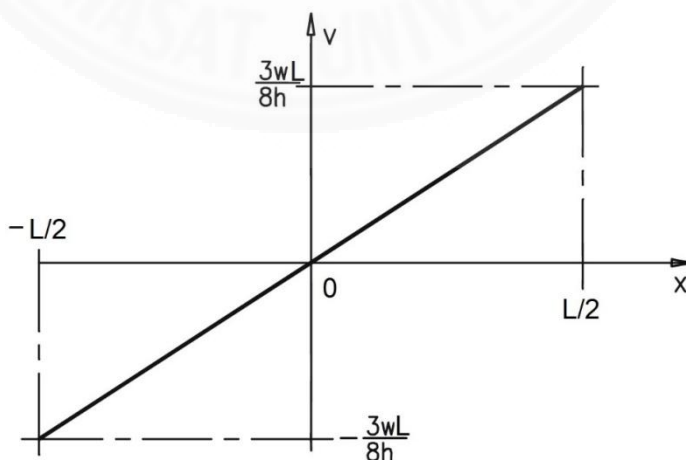
จะเห็นว่าในกรณีนี้  $\sigma_{\max}$  มีค่าเป็นครึ่งหนึ่งของกรณี No Interaction Case (ครึ่งหนึ่งของสมการ 3.142 หน่วยแรงเฉือนในแนวตั้งสูงสุดบนหน้าตัด  $\tau_{\max}$  จะเกิดที่กลางความลึกของคานประกอบ (ที่ระยะ  $h$ ) ที่กลางช่วงคานเกิดการเสียรูป ดังนี้

$$\delta = \frac{5wL^4}{256 Ebh^3} \quad (3.150)$$

สมการนี้มีความเท่ากับ  $1/4$  ของสมการที่ (3) ดังนั้นในการทำให้เกิด Full Shear Interaction ระหว่าง คานทั้ง 2 หรือพื้นกับคานหรือวัสดุ 2 ชนิด จะทำให้ระบบโครงสร้างมีความแข็งและมีกำลังเพียงพอต่อการต้านทานแรงเฉือน หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนหน้าผิวสัมผัสระหว่างคานทั้ง 2 มีค่าดังนี้

$$V_x = \tau_x b = \frac{3wx}{4h} \quad (3.151)$$

เมื่อ  $x$  คือ ระยะในแนวนอน  $x$  โดยเริ่มวัดจากกลางช่วงคาน



ภาพที่ 3.45 การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงเฉือนตลอดความยาวคาน

จากภาพที่ 3.45 แสดงการแปรผันของ หน่วยแรงบนผิวหน้าสัมผัส ระหว่างคานทั้ง 2 ในการออกแบบ Shear Connector ในช่วงสภาวะยึดหยุ่นให้เพียงพอต่อการต้านทาน หน่วยแรงเฉือน Shear Connector จะต้องถูกจัดวางให้มีระยะห่าง (Spacing) แตกต่างกันไปตาม ขนาดของหน่วยแรงเฉือน ซึ่งถูกเรียกว่า Triangular Spacing ในกรณีนี้ Spacing หาได้จาก

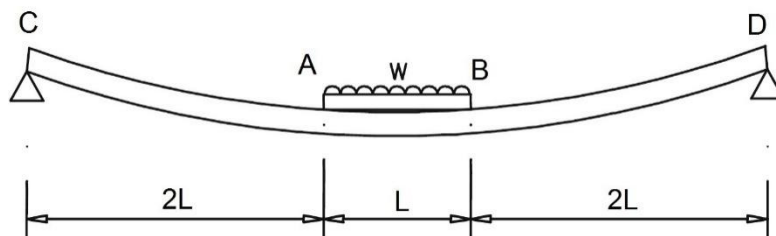
$$S = \frac{4Ph}{3wx} \quad (3.152)$$

เมื่อ  $P$  คือ แรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบ Shear Connector  
แรงเฉือนทั้งหมด  $V$  ที่กลางช่วงความยาวคานสามารถหาได้

$$V = \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{3wx}{4h} dx = \frac{3wL^2}{32h} \quad (3.153)$$

### 3.6.2 แรงยก (Uplift Force)

พิจารณา คานประกอบ  $CD$  มีปีก  $AB$  ขนานกับความยาวคาน ภาพที่ 3.46 ชิ้นส่วน  $CD$  และ  $AB$  ไม่ได้เชื่อมติดกัน โดยมีแรงสม่ำเสมอ ขนาด  $w$  กระจายอยู่บนชิ้นส่วน  $AB$  ถ้า ชิ้นส่วน  $AB$  แข็งต่อการตัดมากกว่า ชิ้นส่วน  $CD$  มากกว่าเท่ากับ 10 % น้ำหนักทั้งหมดบนชิ้นส่วน  $AB$  จะถ่ายลงชิ้นส่วน  $CD$  ที่จุด  $A$  และ จุด  $B$  พร้อมกับการแยกตัวในแนวตั้งของคานระหว่างจุด  $A$  และ จุด  $B$  แต่ถ้าชิ้นส่วน  $AB$  เชื่อมติดแน่น กับชิ้นส่วน  $CD$  จะเกิดแรงยกที่กลางช่วงความยาวคาน ดังนั้น นอกจาก Shear Connector จะต้องถูกออกแบบเพื่อต้านการไถลแล้ว ยังจะต้องถูกออกแบบเพื่อให้มีกำลังต้านทานการยกตัวอีกด้วย



ภาพที่ 3.46 การยกตัวของชิ้นส่วน  $AB$  ออกตัวจากชิ้นส่วน  $CD$

### 3.6.3 อุปกรณ์ต่อเชื่อมเพื่อต้านทานแรงเฉือนในแนวราบ (Shear Connector)

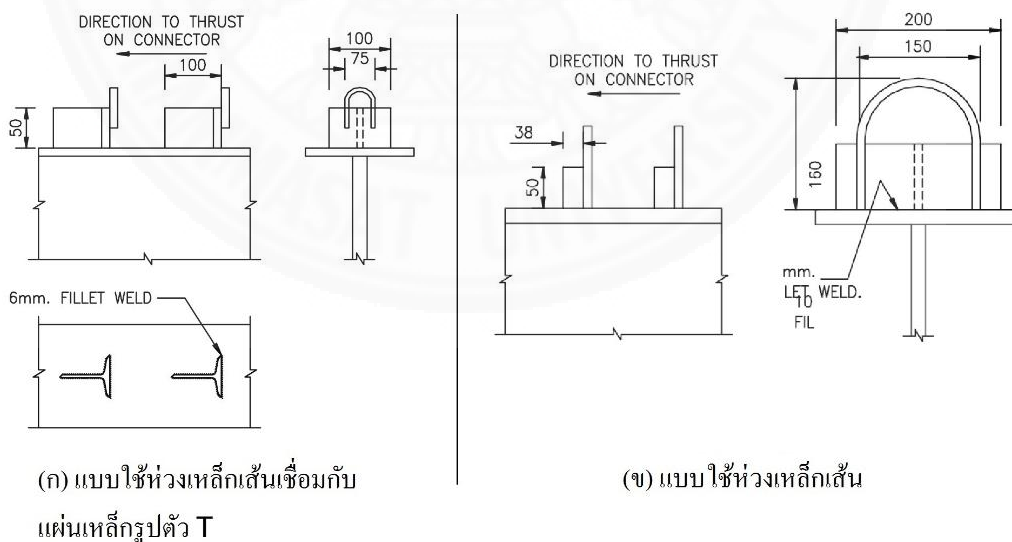
จากตัวอย่างที่กล่าวไว้ก่อนหน้านี้ ยังพบอีกว่าแรงเฉือนรวมที่ผิวสัมผัสระหว่างชิ้นส่วนทั้ง 2 จะประมาณ 8 เท่าของน้ำหนักทั้งหมดที่คานรับ ดังนั้นจำเป็นต้องมี Shear Connector ที่ผิวสัมผัสระหว่างชิ้นส่วนทั้งสอง Shear Connector นี้จะถูกออกแบบให้สามารถ

1. ให้ส่งถ่ายแรงเฉือนตามยาวของผิวสัมผัส
2. ป้องกันการแยกตัวของชิ้นส่วนทั้ง 2 ที่ผิวสัมผัส

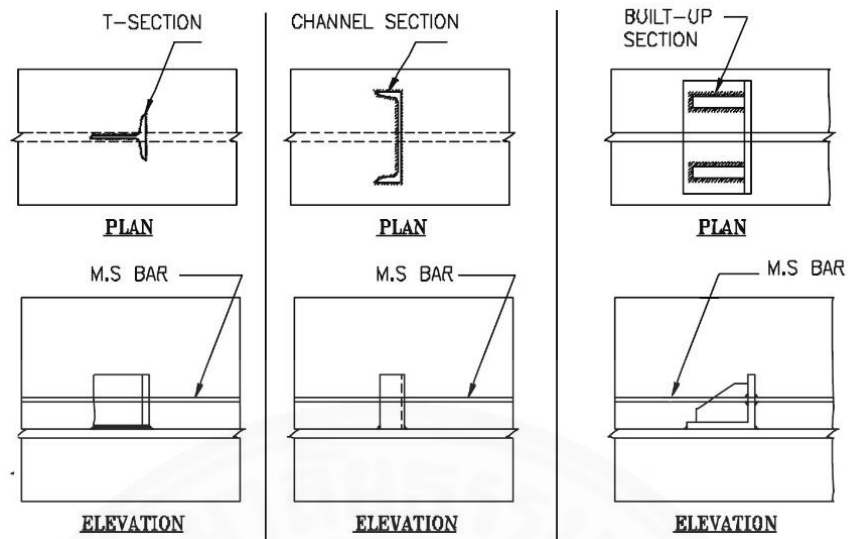
อุปกรณ์ต่อเชื่อมเพื่อต้านทานแรงเฉือนในแนวราบ ที่เรียกกันว่า Shear Connector นี้สามารถแบ่งได้ 3 ประเภท ดังนี้

#### 3.6.3.1 ประเภทแข็งมาก (Rigid Type)

Connector ชนิดนี้ มีความแข็งมากและเสียรูปน้อยขณะต้านทานแรงเฉือน โดย Connector นี้จะทำให้เกิดความต้านทานด้วยการส่งถ่ายแรงกดลงไปที่ฐานของ Connector ที่ถูกเชื่อมติดกับคาน (Bearing Pressure) ส่วนการวิบัติจะเกิดจากการถูกกดจนแตกของคอนกรีต ตัวอย่างของ Connector ชนิดนี้ได้แก่เหล็กเส้นสั้นๆ เหล็กฉาก เหล็กรูปตัว T เป็นต้น นอกจากนี้ยังมีกลไกการยึดเหนี่ยวเพิ่มโดยการเจาะรูที่ Connector แล้วใช้เหล็กเส้นมาสอดในรูที่เจาะไว้ หรือ ทำห่วงเหล็กมายึดกับ Connector เพื่อที่จะป้องกันการแยกตัวในแนวตั้ง เนื่องจากแรงยกตัว รูปของ Connector ชนิดนี้แสดงภาพที่ 3.47 และภาพที่ 3.48



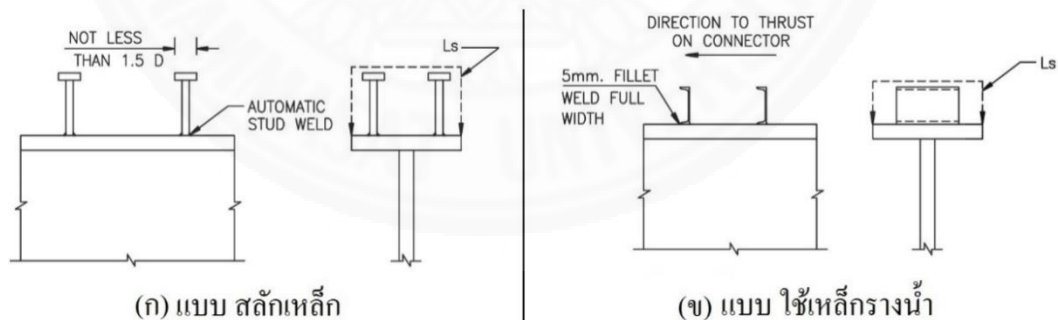
ภาพที่ 3.47 Shear Connector ประเภทแข็งมากซึ่งใช้ร่วมกับห่วงเหล็กกลม



ภาพที่ 3.48 Shear Connector ประเภทแข็งแรงแบบเจาะรู ร้อยเหล็ก

### 3.6.3.2 ประเภทสามารถตัดได้ (Flexible Type)

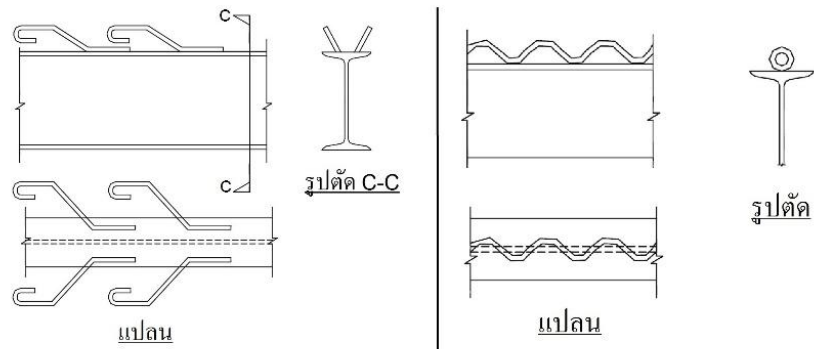
Connector จะเชื่อมไว้บนปีกของคานเหล็ก Connector จะทำให้เกิดหน่วยแรงต้านทานแรงดัด เกิดการเสีรูปมาก่อนเกิดการวิบัติ ลักษณะของ Connector ประเภทนี้แสดงภาพที่ 3.49 สลักเหล็ก (Head Stud) เป็น Connector ที่นิยมใช้กันอย่างกว้างขวาง ขาของสลักเหล็กจะประกอบห่อหุ้ม (Weld Collar) ซึ่งจะใช้ในการเชื่อมติดกับคานเพื่อด้านทานแรงเฉือน ส่วนหัวของสลักเหล็กจะช่วยป้องกันการการแยกตัวในแนวตั้งเนื่องจากแรงยกตัว



ภาพที่ 3.49 Shear Connector ประเภทตัดได้

### 3.6.3.3 ประเภทเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวและยึดรั้ง Bond or Anchorage Type

Connector แบบนี้จะทำให้เกิดการต้านทานโดยใช้ แรงยึดเหนี่ยว ลักษณะของ Connector ชนิดนี้แสดงในภาพที่ 3.50



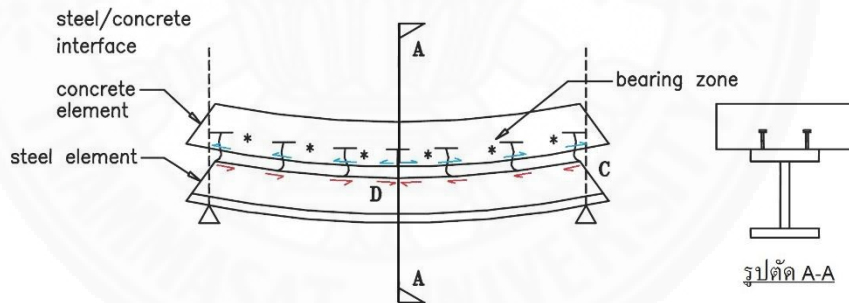
(ก) แบบใช้เหล็กเส้นงอขยที่ปลายข้างหนึ่ง และเชื่อมติดส่วนบนบนของคาน โดยให้เหล็กเส้นอยู่ในแนวเอียง

(ข) แบบขดเหล็กเส้น เชื่อมติดส่วนบนบนของคาน

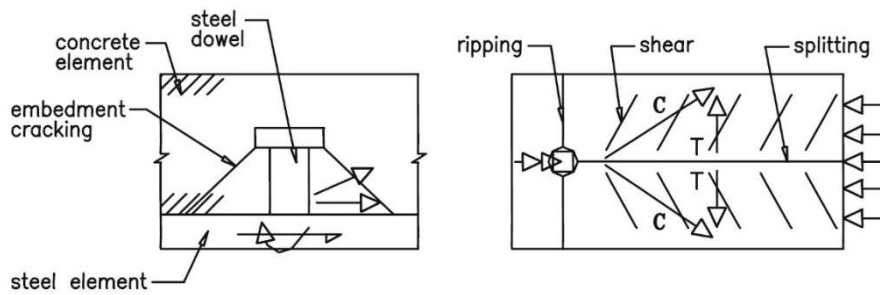
ภาพที่ 3.50 Shear Connector ประเภทเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวและยึดรั้ง

### 3.6.4 กลไกการรับแรงแบกทาน ของอุปกรณ์เชื่อมต่อเพื่อต้านทานแรงเฉือน (Load Bearing Mechanism of Shear Connectors)

จากภาพที่ 3.51 ในช่วงเวลาที่กำลังต้านทานแรงเฉือน Connector จะเสียรูป และส่งถ่ายแรงกดไปยังคอนกรีต



ภาพที่ 3.51 กลไกการรับแรงแบกทานของ Shear Connector

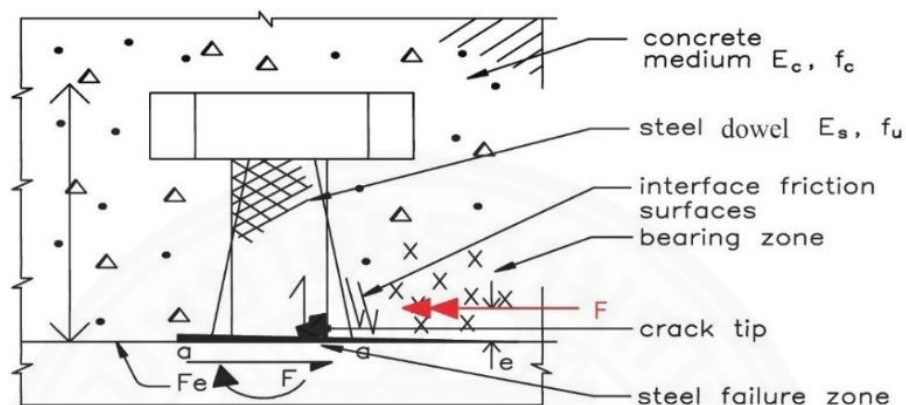


(ก) การทำงานของขาสลักเหล็ก

(ข) แปลนแผ่นพื้นแสดงรูปแบบของรอยร้าวที่เกิดขึ้น

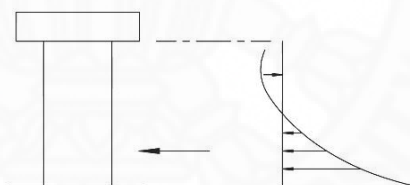
ภาพที่ 3.52 หน่วยแรงแบกทานบนขาของหลักเหล็ก

การกระจายของรอยแตกเนื่องจากแรงดึงทำให้เกิดการฉีกขาด (Ripping) การตัดเฉือน (Shear) และการไถล (Splitting) ดังภาพที่ 3.52 อย่างไรก็ตามสลักเหล็ก (Steel Dowel) ก็อาจจะวิบัติก่อนคอนกรีตได้แม้ว่าการส่งถ่ายแรงเฉือนตามยาวผ่านทางกลไกของ Shear Connector จะเป็นกลไกที่ซับซ้อน แต่สามารถนำเสนอแนวความคิดได้ตามภาพที่ 3.53



ภาพที่ 3.53 กลไกการต้านทานแรงแบกทานที่ขาของสลักเหล็ก

จากภาพที่ 3.53 แรงลัพธ์  $F$  กระทำที่ระยะ  $e$  จากผิวสัมผัสระหว่างวัสดุ 2 ชนิด จากงานวิจัยพบว่า หน่วยแรงกดที่ขาของสลักเหล็กเป็นแรงแบบจุดที่บริเวณฐาน ดังภาพที่ 3.54



ภาพที่ 3.54 หน่วยแรงแบกทานบนขาของสลักเหล็ก

สมมุติให้ แรงกระจายบนขาของสลักเหล็กตลอดความยาวของ  $2d$  เมื่อ  $d$  คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของขาสลักเหล็กจะพบว่าคอนกรีตสามารถทนต่อหน่วยแรงตั้งฉากกับขาสลักเหล็กได้ ประมาณ 5 เท่าของกำลังของคอนกรีต (Cube) ที่กำลังสูงนี้อาจเกิดขึ้นได้เพราะคอนกรีตที่กดทับบนสลักเหล็ก จะถูกจำกัดเขตทางด้านข้างด้วยชิ้นส่วนของเหล็ก การเสริมกำลังและสภาพแวดล้อมของคอนกรีต จากภาพที่ 3.53 พบว่าที่สมดุลแรงเฉือนในแนวราบและแรงดัดจะเกิดที่ฐานของสลักเหล็ก ดังนั้นขาของสลักเหล็กจะต้องต้านทานแรงเฉือนและแรงดัด ซึ่งเป็นต้นเหตุให้เกิดหน่วยแรงดึงที่สูง

อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาแรงเสียดทานระหว่างขาของสลักเหล็กและคอนกรีตพบว่า ระยะเยื้อง  $e$  ขึ้นกับ  $E_s/E_c$  ด้วย ถ้า  $E_s$  เพิ่มขึ้น แรงตั้งฉากต่อพื้นที่บนขาของสลักเหล็กจะ

กลายเป็นหน่วยแรงสมำเสมอมากขึ้น ดังนั้นจะทำให้ระยะ  $e$  เพิ่มขึ้น ผลที่ได้ คือแรงดัด  $F.e$  ลดกำลังของขาของสลักเหล็กในทางตรงกันข้าม ถ้า  $E_s$  ลดลง กำลังของขาของสลักเหล็กจะเพิ่มขึ้น

### 3.7 Ekberg, Carl E. Jr. / Schuster, Reinhold M. (1968) “Floor Systems with Composite Form-Reinforced Concrete Slab”

จากข้อมูลอ้างอิงของ Dr. George Winter “Thin-Walled Steel Structures-Theoretical Solutions and Test Results” (1968) และ Dr. John B. Scalzi “Light-Gage Cold-Formed Structures” (1968) ในสหรัฐอเมริกา แผ่นเหล็ก Light-Gage (Light-Gage Steel Panels) ได้มีการพัฒนาและนำไปใช้หลากหลายรูปแบบซึ่งอาจมีประโยชน์แตกต่างกันเช่น เป็นแผ่นหลังคา แผ่นพื้น และผนัง โดยเฉพาะอย่างยิ่ง Dr. Winter ได้กล่าวถึงการใช้ระบบพื้นที่ทำให้คอนกรีตยึดแน่นถาวรบนแผ่นเหล็ก Light-Gage โดยในกรณีนี้แผ่นเหล็ก Light-Gage จะมีหน้าที่ 2 ส่วน คือ จะทำหน้าที่เป็นแบบให้คอนกรีตขณะกำลังก่อสร้างและจะเป็นเหล็กเสริมต้านทานแรงดัดบริเวณกลางช่วงความยาวของพื้นในสภาวะใช้งาน ดังนั้นระบบพื้นลักษณะนี้จะต้องมีการทำงานร่วมกันระหว่างแผ่นเหล็ก Light-Gage กับคอนกรีต Dr. Winter ยังมุ่งประเด็นต่อไปว่าเป็นไปได้ที่จะนำไปใช้ประโยชน์สำหรับการทำงานร่วมกันระหว่างแผ่นพื้นกับคานรองรับ

การใช้พื้นระบบ แผ่นเหล็ก Light-Gage ทำงานร่วมกันกับคอนกรีตมีประโยชน์หลายอย่าง (1) ที่เห็นได้ชัดเจน คือสามารถลดต้นทุนก่อสร้างเนื่องจากไม่ต้องใช้ไม้แบบและการขนย้ายไม้แบบ (2) แผ่นเหล็ก Light-Gage ง่ายในการยกสามารถติดตั้งด้วยมือทำให้ทำงานได้อย่างรวดเร็วและใช้แรงงานน้อย (3) บริษัทผู้ผลิตแผ่นเหล็ก Light-Gage หลายรายได้พัฒนาทำแผ่นเป็นร่องเตรียมไว้เพื่อใช้ประโยชน์ในการเดินระบบไฟฟ้า ระบบสื่อสารและระบบปรับอากาศ รวมกันอยู่ในแผ่น ซึ่งจะช่วยให้ประหยัดค่าใช้จ่ายได้มากขึ้น

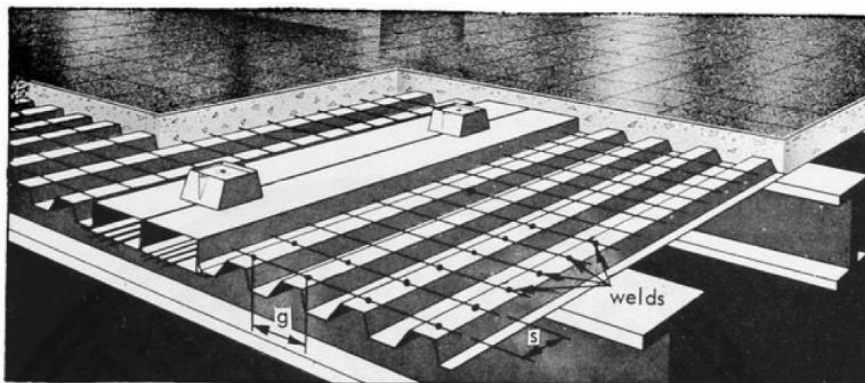
#### 3.7.1 การทำงานร่วมกัน ของ แผ่นเหล็ก Light-Gage ในลักษณะเสริมกำลังให้กับพื้นคอนกรีต

แผ่นเหล็ก Light Gage ที่นำมาใช้เสริมกำลังให้แผ่นพื้นในอุตสาหกรรมการผลิตมีหลากหลายรูปแบบและ ขนาดให้เลือกโดยทั่วไปจะทำเป็นลอนเพื่อใช้ต้านทานแรงดัด และบางชนิดเคลือบด้วยกัลวาไนซ์เพื่อป้องกันการกัดกร่อน ปกติจะมีขนาดกว้าง 2 ฟุต ยาวมากกว่าหรือเท่ากับ 15 ฟุต น้ำหนักโดยประมาณ 2 ปอนด์ต่อตารางฟุต ความหนาโดยประมาณ 24 gage (0.024 in) ถึง 14 gage ( 0.075 in ) รูปแบบของแผ่นเหล็ก Light Gage แบ่งออก ได้ 2 ประเภท



### 3.7.1.1 ประเภทที่ 1

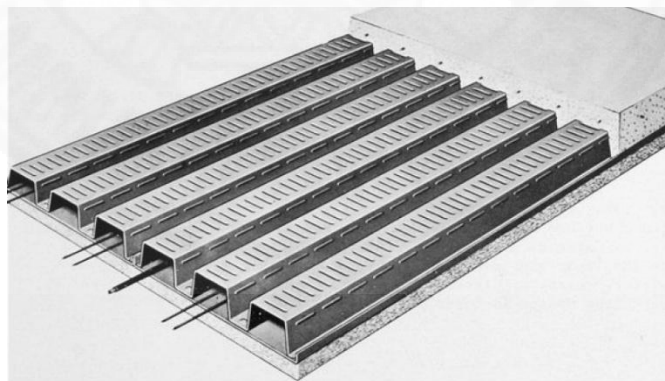
ดังภาพที่ 3.55 เป็นรูปแบบที่ เพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนโดยเชื่อมเส้น ลวดขนาดกลาง ที่ผิวบนของลอน ดังนั้น เส้นลวดจะถูกฝังในคอนกรีตและถ่ายแรงเฉือนผ่านจุดเชื่อม



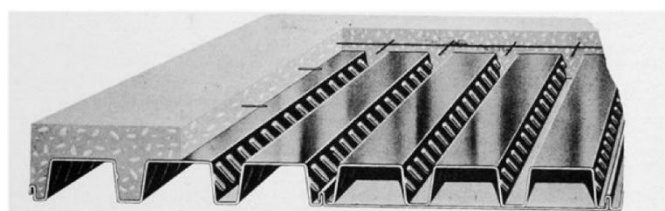
ภาพที่ 3.55 ประเภทที่ 1 เชื่อมเส้นลวดติดกับลอน โดยเรียงตามแนวยาวของลอน

### 3.7.1.2 ประเภทที่ 2 (ก) และประเภทที่ 2 (ข)

ดังภาพที่ 3.56 และภาพที่ 3.57 ตามลำดับ จะปั๊มปุ่มลงในเนื้อวัสดุ ซึ่ง เรียกว่า Embossment วิธีนี้จะทำให้มีกำลังต้านแรงเฉือนและการยึดเกาะในแนวตั้ง ระหว่าง คอนกรีตกับแผ่นเหล็ก โดยหลักการของรูปแบบนี้ คือการเพิ่มกำลังต้านทานแรงตัดในแนวขวาง เพื่อให้มีความสามารถในการต้านทานแรงเฉือนเพิ่มมากขึ้น



ภาพที่ 3.56 ประเภทที่ 2(ก) ปั๊มปุ่มนูนที่ผิวบนสุดของลอน



ภาพที่ 3.57 ประเภทที่ 2 (ข) ปั๊มปุ่มนูนด้านข้างลอน

หลักการออกแบบ สำหรับแผ่นพื้นคอมโพสิต อาศัยหลักการของคอนกรีตเสริมเหล็กแบบปกติ โดยการออกแบบจะขึ้นอยู่กับ หน่วยแรงที่ยอมให้ในคอนกรีต หน่วยแรงที่ยอมให้ในแผ่นเหล็ก และการส่งถ่ายแรงเฉือนโดยใช้สมมุติฐานที่ว่า คอนกรีตไม่รับแรงดึงกล่าวคือหน้าตัดของคอนกรีตจะแตกที่ Neutral Axis และหน้าตัดที่เสียรูปสามารถคำนวณได้ตามหลักการปกติทั่วไป

คุณสมบัติของหน้าตัดแผ่นเหล็กสามารถคำนวณได้ตามหลักการพื้นฐานทั่วไป หรือที่ผู้ผลิตจัดทำไว้ให้ในข้อมูลผลิตภัณฑ์ นอกจากนี้ผู้ผลิตยังเตรียมข้อมูลสำหรับการออกแบบ เช่นตารางน้ำหนักบรรทุกที่เหมาะสมกับสถานะต่าง ๆ ในการคำนวณ หน่วยแรงดัดในแผ่นพื้นคอมโพสิต ขึ้นอยู่กับสมการการดัดโค้งปกติซึ่งเป็นที่ทราบกันดี

$$f_s = \frac{M}{S_b} \quad (3.154)$$

$$f_c = \frac{M}{S_t} \quad (3.155)$$

เมื่อ  $M$  คือ แรงดัดที่กระทำกับแผ่นพื้นคอมโพสิต

$f_s$  คือ หน่วยแรงที่กระทำที่ท้องลอน

$f_c$  คือ หน่วยแรงที่กระทำที่ผิวบนสุดของคอนกรีต

$S_b$  คือ Section Modulus ของหน้าตัดแปลง ที่ท้องลอน

$S_t$  คือ Section Modulus ของหน้าตัดแปลง ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต

### 3.7.2 การคำนวณหน่วยแรงเฉือน

การคำนวณ หน่วยแรงเฉือนที่ส่งถ่ายแนวทางที่ดีที่สุดควรแยกพิจารณา 2 แบบตามประเภทของรูปแบบ แผ่นเหล็ก Light Gage ดังที่กล่าวไว้ข้างต้น

#### 3.7.2.1 ประเภทที่ 1

ดังรูป 3.54 สามารถคำนวณหาระยะห่างระหว่างเส้นลวดที่เชื่อม ได้จากสมการ

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} \quad (3.156)$$

เมื่อ  $v$  คือ หน่วยแรงเฉือนในแนวราบในแผ่นพื้นคอมโพสิต ซึ่งอยู่ระหว่างแกนสะเทินกับระดับชั้นของแผ่นเหล็กที่ดัดลอน

$V$  คือ แรงเฉือนที่กระทำ

$b$  คือ ความกว้างของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่พิจารณา

$j$  คือ สัดส่วนแขนของโมเมนต์ของแรงคู่ควบ

$d$  คือ ระยะจากผิวบนสุดของคอนกรีต ถึงแกนสะเทินของแผ่นเหล็กกรีดลอน

ถ้าให้

$S$  คือ ระยะห่างระหว่างเส้นลวดในแนวตามขวาง

$g$  คือ ระยะห่างระหว่างรอยเชื่อมในแนวตามขวาง

$W'$  คือ กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดที่ยอมให้ของรอยเชื่อม ต่อ รอยเชื่อม 1 จุด

แทนค่าในสมการที่ 2 จะได้ว่า

$$W' = \frac{V \cdot S \cdot g}{b \cdot j \cdot d} \quad (3.157)$$

จากสมการที่ 3.155, 3.154 และ 3.157 จะสามารถกำหนดพื้นที่เหล็กเสริมที่ต้องการและระยะห่างของลวดที่วางตามขวางสำหรับแผ่นพื้นคอมโพสิตทางเดียวได้ ซึ่งพื้นที่เหล็กเสริมที่ต้องการและระยะห่างของลวดที่วางตามขวางจะขึ้นอยู่กับน้ำหนักบรรทุกมากกระทำกับแผ่นพื้นคอมโพสิต สิ่งที่ต้องพิจารณาอีกอย่างหนึ่งคือการรับน้ำหนักและการเสียรูปของแผ่นเหล็กในสถานะที่ต้องรับน้ำหนักคอนกรีตเปียกขณะก่อสร้างจะต้องถูกคำนวณด้วย

### 3.7.2.2 ประเภทที่ 2

จากหลักการเดียวกันกับประเภทที่ 1 หลักการนี้ใช้ในการคำนวณแรงเฉือนใน ประเภทที่ 2 (ก) และประเภทที่ 2 (ข)

#### (1) ประเภทที่ 2 (ก)

ดังภาพที่ 3.56 แผ่นเหล็กจะมีปุ่มนูนที่ผิวบนสุดของลอน ในการออกแบบจะให้สมการ

$$t = \frac{V \cdot Q}{I} \quad (3.158)$$

เมื่อ  $t$  คือ แรงเฉือนต่อหนึ่งหน่วยความยาว ที่ระดับที่พิจารณาผิวสัมผัสในแนวราบระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กกรีดลอน

$Q$  คือ พื้นที่บนหน้าตัดที่พิจารณาคูณกับระยะจากจุดศูนย์ถ่วงของพื้นที่จนถึงแกนสะเทิน

$I$  คือ Moment of Inertia of Transformed Section

## (2) ประเภทที่ 2 (ข)

ดังภาพที่ 3.57 ปุ่มนูนจะอยู่บริเวณผิวเอียงด้านข้างของลอน ในการออกแบบจะให้สมการ

$$u = \frac{V}{\sum_o j.d} \quad (3.159)$$

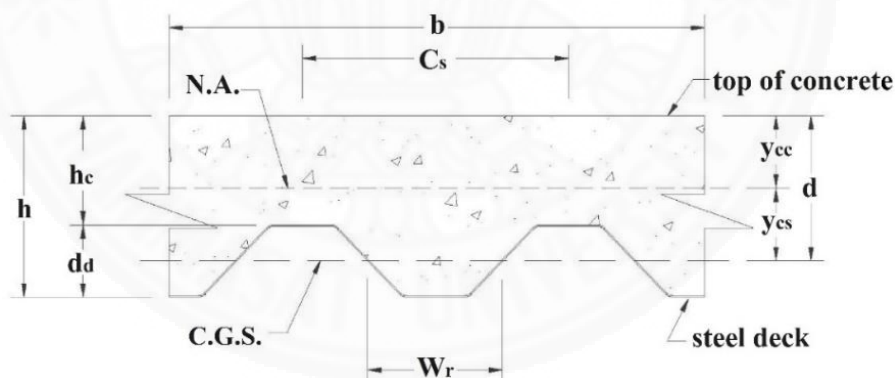
เมื่อ  $u$  = ค่าเฉลี่ยหน่วยแรงยึดเหนี่ยวบนผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กรีดลอน

$\sum_o$  = พื้นที่ผิวสัมผัสต่อหนึ่งหน่วยความยาว

## 3.8 การหาค่าคุณสมบัติทางกายภาพของแผ่นพื้นคอมโพสิต

จาก American National Standards Institute/Steel Deck Institute (SDI): C-2011 Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs

## 3.8.1 แกนสะเทินของหน้าตัดแผ่นพื้นคอมโพสิต (Transformed Composite Neutral Axis)



ภาพที่ 3.58 หน้าตัดแผ่นพื้นคอมโพสิต

เมื่อ  $C.G.S.$  = แกนสะเทินของแผ่นเหล็กรีดลอน

$C_s$  = ระยะห่างระหว่างขอบบนสุดของลอนของแผ่นเหล็กรีดลอน

$N.A.$  = แกนสะเทินของหน้าตัดแปลง ของแผ่นพื้นคอมโพสิต

$W_r$  = ความกว้างเฉลี่ยของลอน

$d_d$  = ความสูงของแผ่นเหล็กรีดลอน

$h$  = ความสูงทั้งหมดของแผ่นพื้นคอมโพสิต

$h_c$  = ความสูงของคอนกรีตเหนือขอบบนสุดของลอน

### 3.8.2 Moment of Inertia ของหน้าตัดที่แตกร้าว

สำหรับหน้าตัดที่แตกร้าว

$$y_{cc} = d \left[ \left( \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} \right) - \rho n \right] \leq h_c \quad (3.160)$$

$$\text{เมื่อ } \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$A_s$  = พื้นที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กกรีดลอนต่อความยาวในด้านกว้างของแผ่นพื้นคอมโพสิต

$b$  = ด้านกว้างของแผ่นพื้นคอมโพสิต

$d$  = ระยะจากขอบบนสุดของคอนกรีต ถึงแกนสะเทินของแผ่นเหล็กกรีดลอน

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \text{Modular Ratio}$$

$$E_s = 29500 \text{ ksi} = (203000 \text{ MPa})$$

$E_c$  = Modulus of Elasticity of Concrete

$$E_c = w_c^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{ksi}) = 0.043 w_c^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa})$$

$w_c$  = หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต (pcf)

$f'_c$  = กำลังประลัยของคอนกรีต (ksi)

$$y_{cs} = d - y_{cc}$$

ดังนั้นจะได้ Moment of Inertia แตกร้าว สำหรับการแปลงหน้าตัดจากคอนกรีตเป็นเหล็ก

$$I_c = \frac{b}{3n} y_{cc}^3 + A_s y_{cs}^2 + I_{sf} \quad (3.161)$$

เมื่อ  $I_{sf}$  = Moment of Inertia ของแผ่นเหล็ก ต่อความกว้างของแผ่นพื้นคอมโพสิต

### 3.8.3 Moment of Inertia ของหน้าตัดที่ไม่แตกร้าว

$$y_{cc} = \frac{0.5bh_c^2 + nA_s d + W_r d_d (h - 0.5d_d) \frac{b}{C_s}}{bh_c + nA_s + W_r d_d \frac{b}{C_s}} \quad (3.162)$$

$$\text{เมื่อ } y_{cs} = d - y_{cc}$$

ดังนั้นจะได้ Moment of Inertia ไม่แตกร้าว สำหรับการแปลงหน้าตัดจากคอนกรีต เป็นเหล็ก

$$I_u = \frac{bh_c^3}{12n} + \frac{bh_c}{n} (y_{cc} - 0.5h_c)^2 + I_{sf} + A_s y_{cs}^2 + \frac{W_r b d_d}{nC_s} \left[ \frac{d_d^2}{12} + (h - y_{cc} - 0.5d_d)^2 \right] \quad (3.163)$$

### 3.8.4 Moment of Inertia ของหน้าตัดคอมโพสิต

$$I_d = \frac{I_u + I_c}{2} \quad (3.164)$$



## บทที่ 4 วิธีการศึกษา

แผ่นพื้นคอมโพสิต (Composite Slab) ได้เริ่มมีการศึกษาและวิจัยมานานแล้วในต่างประเทศ ซึ่งนักวิจัยหลายท่านได้ศึกษาพฤติกรรมและพยายามเอาชนะการแยกตัวระหว่างชั้นของคอนกรีต กับแผ่นเหล็กที่ลอนซึ่งการแยกชั้นนี้จะทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตวิบัติก่อนเวลาอันควร (เกิดการแยกตัวกันก่อนที่แผ่นเหล็กที่ลอนจะคราก (Yielding) และคอนกรีตจะถูกอัดแตก (Crushing)) การแยกชั้นนี้เป็นผลมาจากแรงเฉือนในแนวราบที่เป็นที่ทราบกันดีในชื่อที่เรียกว่า Shear Bond ซึ่งการวิบัติของแผ่นเหล็กที่ลอนจะเกิดจากสาเหตุนี้เกือบแทบทุกรูปแบบของแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ทำการทดสอบกันในขณะนี้

เพื่อที่จะทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตนั้นเกิดการวิบัติเนื่องจากการวิบัติของวัสดุเองซึ่งเรียกว่าการวิบัติแบบเหนียว (Ductility Failure) นักวิจัยหลายท่านได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของแผ่นพื้นคอมโพสิตในแง่มุมต่างๆ รวมทั้งคิดค้นสมการเพื่อทำนายพฤติกรรมนั้น นอกจากนี้ยังได้ทำการปรับปรุงคุณภาพของคอนกรีตให้สามารถรับแรงดึงได้มากขึ้นโดยการเสริมด้วยเส้นใยเหล็ก การใช้ น้ำยาประสานระหว่างแผ่นเหล็กกับคอนกรีต ปรับปรุงแผ่นเหล็กที่ลอนให้มีรูปร่างต่างๆ ออกแบบปุ่มนูน (Embossment) ในลักษณะต่างๆ และจัดรูปแบบการเรียงตัวของปุ่มนูน บนผิวของแผ่นเหล็กที่ลอนเพื่อให้ความฝืดเพิ่มขึ้นเพื่อช่วยต้านทานแรงเฉือนในแนวราบ แต่ผลที่ได้มาก็ยังคงเกิดการการแยกตัวระหว่างชั้นของวัสดุเหมือนเดิมเรียกว่าการวิบัติแบบหักทันทีทันใด (Brittle Failure) ต่อมาได้มีการใช้แกนสลักแบบเชื่อม (Welding Stud Bolt) ช่วยยึดปลายแผ่นพื้นคอมโพสิตเพื่อให้มีแรงบีบรัดระหว่างปลายแผ่นเหล็กที่ลอนกับคอนกรีตเพื่อไม่ให้เกิดการแยกตัวระหว่างชั้นวัสดุ แม้ว่าผลที่ออกมาจะทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นและการแยกตัวระหว่างชั้นวัสดุน้อยลง แต่ก็ยังไม่ใช้การวิบัติเนื่องจากการวิบัติของวัสดุ จนกระทั่งงานวิจัยของ K.N. Lakshmikandhan, P.Sivadumar, R.Ravichandran, and S.Arul Jayachandran., 2013 ชาวอินเดีย จาก India Institute of Technology งานวิจัยเรื่อง “Investigations on Efficiently Interfaced Steel Concrete Composite Deck Slabs” สามารถทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตวิบัติเนื่องจากการวิบัติของตัววัสดุเองและไม่เกิดการแยกตัวระหว่างวัสดุทั้งสองชนิดนี้ จนกระทั่งแผ่นพื้นคอมโพสิตจะเกิดการวิบัติ นอกจากนี้ในงานวิจัยนี้ยังพบว่าไม่จำเป็นต้องมีปุ่มนูนที่ผิวลอน หรือเสริมแกนสลักแบบเชื่อมที่ปลายแผ่น

แต่เนื่องจากวิธีการปรับปรุงอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนจาก (Lakshmikandhan, Sivadumar, Ravichandran & Jayachandran, 2013) ค่อนข้างยุ่งยากและใช้เวลามาก จึงไม่เหมาะ



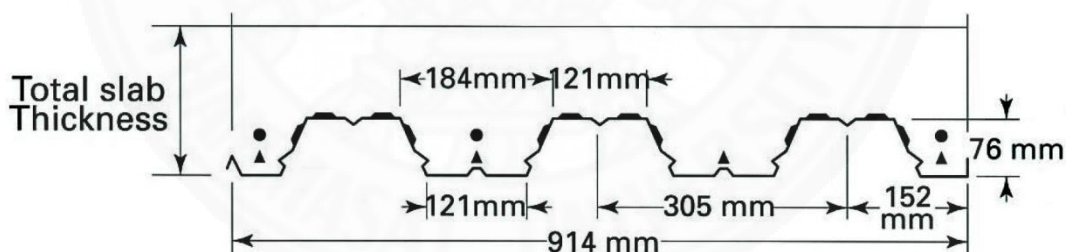
ที่จะนำมาใช้ในการทำงานจริงในภาคสนาม ดังนั้นในงานวิจัยฉบับนี้จึงได้ทำการเลือกวัสดุที่ใช้ในการปรับปรุงอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบและจัดรูปแบบการใหม่ให้ทำงานได้ง่ายขึ้นและสามารถทำให้แผ่นพื้นคอมโพสิตสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกได้มากขึ้นโดยขั้นตอนในการศึกษามีดังนี้

#### 4.1 วัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

##### 4.1.1 แผ่นเหล็กกริดลอนเคลือบด้วยกัลป์วาไนท์ สำหรับพื้น

ในท้องตลาดของประเทศไทย มีผู้ผลิตแผ่นเหล็กกริดลอนสำหรับทำแผ่นพื้นคอมโพสิตเพียงไม่กี่ราย เนื่องจากแผ่นพื้นคอมโพสิตนี้ยังไม่เป็นที่รู้จักในประเทศไทยในขณะนี้ โดยทั่วไปแผ่นเหล็กกริดลอนสำหรับทำพื้นนี้จะผลิตขนาดทั่วไป ดังนี้หน้ากว้าง ประมาณ 900 มิลลิเมตร-960 มิลลิเมตร หนาประมาณ 0.75 มิลลิเมตร -1.5 มิลลิเมตร ความสูงของลอนประมาณ 50 มิลลิเมตร-76 มิลลิเมตร ความยาวขึ้นอยู่กับผู้ใช้ สามารถสั่งตัดได้ตามความต้องการ

ในงานวิจัยนี้ ใช้แผ่นเหล็กกริดลอนเคลือบด้วยกัลป์วาไนท์ รูปสี่เหลี่ยมคางหมู ลอนสูง 76 มิลลิเมตร พร้อมปุ่มนูน (Embossments) หน้ากว้าง 914 มิลลิเมตร มีคุณสมบัติของหน้าตัดแผ่นเหล็กกริดลอนที่ใช้ในการทดสอบดังตารางที่ 4.1 ทำการทดสอบกำลังรับแรงดึงของแผ่นเหล็กกริดลอน โดยตัดชิ้นตัวอย่างทดสอบขนาดหน้ากว้าง 4.5 เซนติเมตร ยาว 1 เมตร จำนวน 3 ชิ้นตัวอย่าง



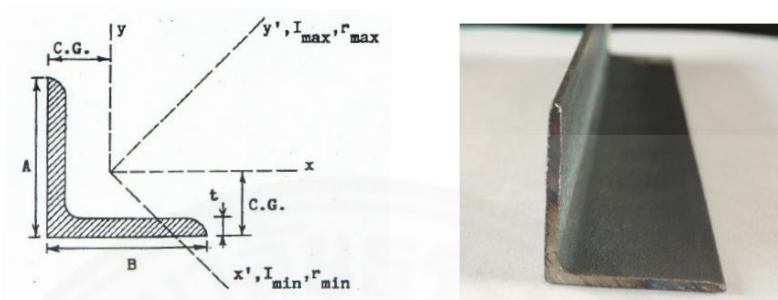
ภาพที่ 4.1 หน้าตัดแผ่นเหล็กกริดลอนที่นำมาประกอบเป็นแผ่นพื้นคอมโพสิต

ตารางที่ 4.1 ตารางคุณสมบัติของหน้าตัดแผ่นเหล็กกริดลอนที่ใช้ในการทดสอบ

$t_c$ (mm.)	$d_d$ (mm.)	$I$ (mm. <sup>4</sup> /m.)	$S^+$ (mm. <sup>3</sup> /m.)	$S^-$ (mm. <sup>3</sup> /m.)	น้ำหนัก (kg./m. <sup>2</sup> )
0.75	76.0	$1.05 \times 10^6$	$23.28 \times 10^3$	$25.32 \times 10^3$	8.22

#### 4.12 เหล็กฉาก

เลือกใช้เหล็กฉากขนาดความยาวขา 25x25 มิลลิเมตร หน้า 2.3 มิลลิเมตร มีคุณสมบัติของหน้าตัดดังตารางที่ 4.2 ทำการทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กฉาก โดยตัดชิ้นตัวอย่าง ทดสอบขนาดหน้ากว้าง 2 เซนติเมตร ยาว 1 เมตร จำนวน 3 ชิ้นตัวอย่าง



ภาพที่ 4.2 หน้าตัดของเหล็กฉากที่ใช้เป็นอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือน

ตารางที่ 4.2 ขนาดวัดจริงของเหล็กฉากที่ใช้ในการทดสอบ

หน้า (cm.)	ขา A (cm.)	ขา B (cm.)
0.17	2.35	2.35

#### 4.1.3 สกรู

สกรู M3 #10x16x16 HRW เส้นผ่านศูนย์กลาง Gauge 10 (4.8 mm. Nominal Thread Diameter ), Thread Form 16 Thread per Inch , Drive 5/16" External Hexagon Socket, Drill Point #3, Head Marking M3, Material: AISI C1022 Low Carbon Steel Wire, Heat Treatment: To AS3566.1, Surface coating: Conform To AS 3566.2 Class 3 Zinc/Tin Coated mn 25 microns สกรูที่เลือกใช้ เป็นสกรูที่มีร่องเกลียวถี่ สามารถใช้ติดยึดวัสดุแผ่นบาง ๆ ได้อย่างคงทน ที่ทำจากเหล็กรีดเย็นซึ่งตัวชิ้นส่วนจะมีความบางกว่าเหล็กรูปพรรณทั่วไป สามารถหาซื้อได้ในท้องตลาด



ภาพที่ 4.3 สกรูที่ใช้ในการยึดเหล็กฉาก กับแผ่นเหล็กรีดลอน

### ตารางที่ 4.3 ตารางกำลังการรับน้ำหนักบรรทุกของสกรู

เส้นผ่านศูนย์กลางรวมเกลียว (mm.)	ขา ยาว (mm.)	ระยะห่างร่องเกลียว (mm.)	Maximum Shear Strength (kN.) min	Maximum Tensile Strength (kN.) min	Maximum Torque NM.
4.7	15.88	1.47	6.0	2.5	8.5

#### 4.1.4 คอนกรีต

คอนกรีตที่ใช้เป็นคอนกรีตปกติ (Normal Concrete) ผสมเสร็จจากโรงงาน โดยใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดประลัย 280 ksc. ทรงกระบอกมาตรฐาน ที่ 28 วัน Slump 8 cm. ไม่มีการผสมน้ำยาใดๆ ทำการทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต โดยใช้แบบรูปทรงกระบอกมาตรฐาน เก็บตัวอย่าง 9 ตัวอย่าง ทำการทดสอบ 3 ครั้ง ที่อายุ 7,28 วัน และก่อนการทดสอบ

#### 4.1.5 เหล็กเส้น

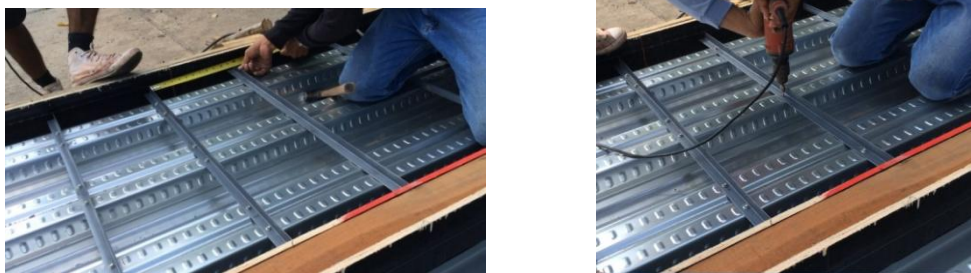
ใช้เหล็กเส้นกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มิลลิเมตร (RB) คุณภาพ SR24 สำหรับเสริมในคอนกรีตบริเวณท้องลอนของเหล็กลูกฟูก เพื่อชลอการขยายการแตกร้าวของคอนกรีตในส่วนที่ต้องรับแรงดึง ทำการทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเส้น โดยตัดชิ้นตัวอย่างทดสอบขนาดความ ยาว 1 เมตร จำนวน 3 ชิ้นตัวอย่าง

### 4.2 ตัวอย่างทดสอบแผ่นพื้นคอมโพสิต

จากงานวิจัย (Lakshmikandhan, Sivadumar, Ravichandran & Jayachandran, 2013) พบว่าตะแกรงลวดเชื่อม (Wire Mesh) ไม่มีผลต่อการรับกำลังแต่ช่วยป้องกันปัญหาเรื่องการแตกร้าวเนื่องจากการหดตัว (Shrinkage) ของคอนกรีตเท่านั้น ดังนั้นจึงตัดตัวแปรนี้ออกไปโดยไม่เสริมตะแกรงลวดเชื่อมในตัวอย่างทดสอบ

งานวิจัยนี้ไม่ใช้ตัวต้านทานแรงเฉือนที่เรียกว่า Welding Studs ยึดที่ปลายแผ่นเหล็กกริดลอน เนื่องจาก Welding Studs นี้ต้องใช้เครื่องมือเฉพาะทาง ซึ่งไม่มีขายในร้านขายเครื่องมือทั่วไป

ในการติดตั้งเหล็กฉากกับแผ่นเหล็กกริดลอนจะเสี่ยงการใช้วิธีเชื่อมเนื่องจากแผ่นเหล็กกริดลอนมีความบางแค่ 0.75 มิลลิเมตร จึงมีโอกาสสูงที่จะทำให้แผ่นเหล็กเป็นรูเนื่องจากความร้อนและอาจทำให้แผ่นเหล็กเสียกำลังไป ดังนั้นจึงใช้สกรูยึดเหล็กฉากกับแผ่นเหล็กกริดลอนเข้าด้วยกันแทน



ภาพที่ 4.4 การติดตั้งเหล็กฉากด้วยการใช้สกรู

จากภาพที่ 4.4 จะเห็นว่าการติดตั้งด้วยสกรูง่ายมากกว่าการเชื่อมมากไม่ทำให้แผ่นเหล็ก รีดลอนเสียหายเนื่องจากความร้อนถ้าหากใช้วิธีเชื่อมไม่จำเป็นต้องใช้ช่างที่มีฝีมือหรือความชำนาญสูง ไม่จำเป็นต้องใช้ช่างจำนวนมากในการติดตั้ง การเข้าแบบจะทำการค้ำยันพื้นทุกๆ 1 เมตร เพื่อให้มั่นใจได้ว่าจะไม่เกิดการตกท้องช้างของแผ่นเหล็กรีดลอนทั้งก่อนเทคอนกรีตหรือในขณะเทคอนกรีต



ภาพที่ 4.5 การเข้าแบบแผ่นพื้น



ภาพที่ 4.6 ในขณะที่เททำการจี้คอนกรีตด้วยเครื่องสั่นเพื่อไล่ฟองอากาศ จากนั้นทำการแต่งระดับ หน้าคอนกรีตให้เสมอกันทั่วทั้งแผ่นพื้น



การเทคอนกรีตก่อนที่จะเทคอนกรีตทำการทำความสะอาดแผ่นเหล็กที่หล่อด้วยวิธีการ เช็ด เพื่อมั่นใจว่าไม่มีคราบน้ำมันหรือฝุ่นเกาะที่ผิวแผ่นเหล็กที่หล่อคอนกรีตเพื่อ นำไปทดสอบกำลังอัดประลัยโดยใช้แบบทรงกระบอกมาตรฐาน ในขณะที่เทคอนกรีตใช้เครื่องสูบลม คอนกรีตเพื่อไล่ฟองอากาศออก จากนั้นแต่งหน้าคอนกรีตให้ระดับตามต้องการซึ่งได้ทำการตอกตะปู ระดับไว้เพื่อควบคุมความหนาของคอนกรีตให้เท่ากันทั้งแผ่น

การบ่มคอนกรีตหลังจากเทคอนกรีตเสร็จประมาณ 24 ชม.ทำการรดน้ำที่แผ่นพื้นให้ชุ่ม แล้วทำการห่อด้วยแผ่นพลาสติกโดยที่ยังไม่ร้อยไม้แบบออกเพื่อทำให้เหมือนกับการปฏิบัติในงาน ก่อสร้างจริง



ภาพที่ 4.7 การบ่มคอนกรีตโดยใช้วิธีห่อพลาสติก

#### ตารางที่ 4.4 ชุดตัวอย่างทดสอบที่ 1 ความยาว 4 เมตร

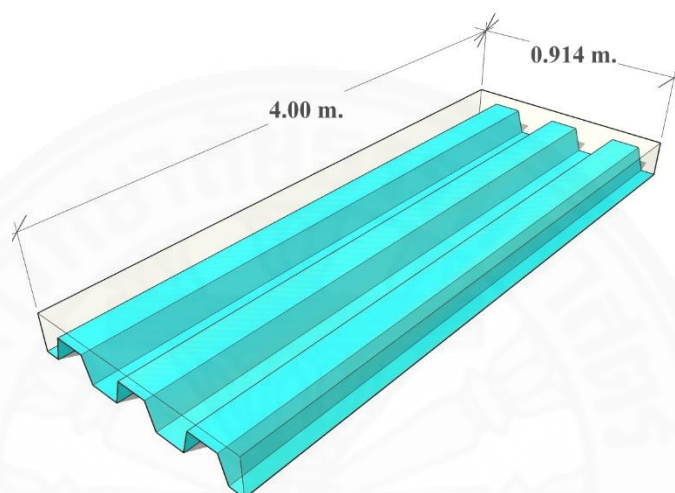
No.	ชื่อรูปแบบของ ตัวอย่างทดสอบ	ขนาด กว้าง x ยาว (m)	การเสริมอุปกรณ์ต้านแรงเฉือน
1	SN-4m	0.914 x 4.00	ไม่เสริม
2	SM-4m	0.914 x 4.00	เสริมเฉพาะ ช่วงกลางแผ่นระหว่างระยะLs
3	SS-4m	0.914 x 4.00	เสริมเฉพาะ ส่วนปลายแผ่นถึงระยะLs
4	SF-4m	0.914 x 4.00	เสริมตลอดความยาว
5	SFR-4m	0.914 x 4.00	เสริมตลอดความยาว + เหล็ก RB9

#### ตารางที่ 4.5 ชุดตัวอย่างทดสอบที่ 2 ความยาวต่างกัน

No.	ชื่อรูปแบบของ ตัวอย่างทดสอบ	ขนาด กว้าง x ยาว (m)	การเสริมอุปกรณ์ต้านแรงเฉือน
1	SF-4m	0.914 x 4.00	เสริมตลอดความยาว
2	SF-3m	0.914 x 3.00	เสริมตลอดความยาว
3	SF-2m	0.914 x 2.00	เสริมตลอดความยาว

#### 4.2.1 ตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่1 (SN-4m)

ตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่1 มีขนาดความกว้าง 0.914 เมตร ยาว 4 เมตร ความหนารวมคอนกรีต 0.125 เมตร ไม่เสริมกำลังใดๆ เพื่อศึกษาและตรวจกำลังรับแรงเฉือนในแนวราบ (Shear Bond) ของผิวสัมผัสของแผ่นเหล็กกรีดลอนที่มีปุ่มนูน (Embossment) ช่วยในการต้านทานแรงเฉือนนี้ นอกจากนี้ผลการทดสอบที่ได้จะนำไปอ้างอิงและเปรียบเทียบกับตัวอย่างทดสอบที่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือน เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิต



ภาพที่ 4.8 ภาพจำลองตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่1 (SN-4m)

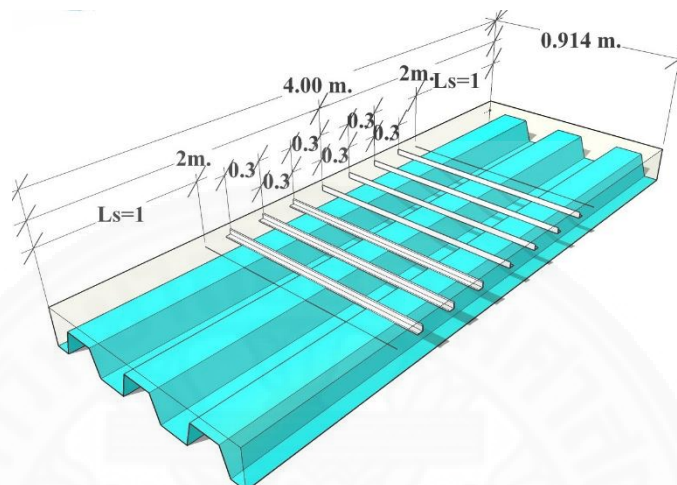


ภาพที่ 4.9 แผ่นเหล็กกรีดลอนสำหรับ ตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่1 (SN-4m)

#### 4.2.2 ตัวอย่างทดสอบแบบที่2 (SM-4m)

ตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 มีขนาดความกว้าง 0.914 เมตร ยาว 4 เมตร ความหนารวมคอนกรีต 0.125 เมตร อุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบใช้เหล็กฉากขนาดความยาวขา 25x25 มิลลิเมตรหนา 2.3 มิลลิเมตร วางในแนวขวางลอนเฉพาะช่วงกลางความยาวของแผ่นเหล็ก โดยวัดจากปลายแผ่นเหล็กเข้ามากลางแผ่นข้างละ 1.0 เมตร ให้เหล็กฉากวางห่างกันทุกระยะ 30 เซนติเมตรตามแนวลอนของแผ่นเหล็กกรีดลอน ในการติดตั้งเหล็กฉากกับแผ่นเหล็กกรีดลอนใช้สกรูยึด

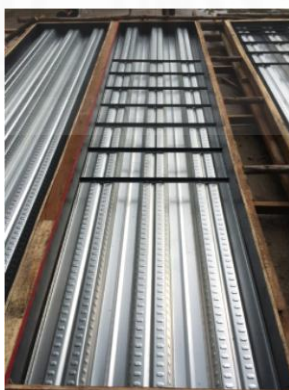
ติดกับลอนนูนของแผ่นเหล็กกรีดลอนทุกลอน ลอนละ 2 จุด ดังภาพที่ 4.11 การใช้สกรูทำให้การติดตั้งง่ายกว่าการเชื่อมและลดโอกาสที่จะเป็นรูของแผ่นเหล็กกรีดลอนเนื่องจากความร้อนจากการเชื่อม ในการทดสอบตัวอย่างนี้เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิตและผลของการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนในแนวราบเฉพาะช่วงกลางของแผ่นพื้น



ภาพที่ 4.10 ภาพจำลองตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)



ภาพที่ 4.11 ลักษณะการยึดเหล็กฉากกับแผ่นเหล็กกรีดลอนโดยใช้สกรู 2 ตัวต่อ 1 ลอน

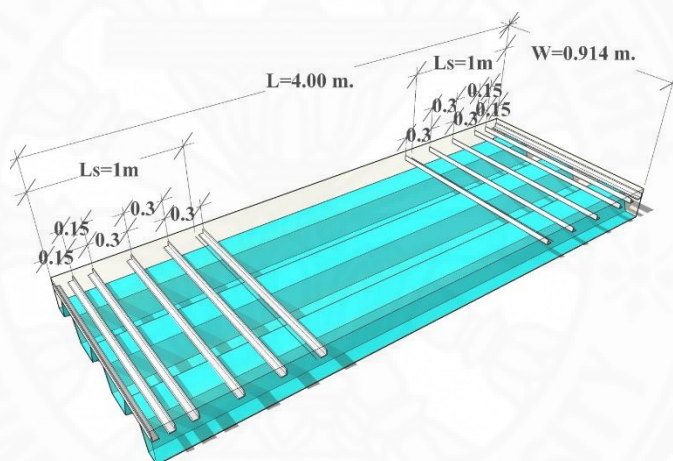


ภาพที่ 4.12 การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนสำหรับตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)



### 4.2.3 ตัวอย่างทดสอบแบบที่3 (SS-4m)

ตัวอย่างทดสอบแบบที่3 มีขนาดความกว้าง 0.914 เมตร ยาว 4 เมตร ความหนา รวมคอนกรีต 0.125 เมตร อุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบใช้เหล็กฉากขนาดความยาวขา 25x25 มิลลิเมตรหนา 2.3 มิลลิเมตร วางในแนวขวางลอนเฉพาะช่วงระยะ 1.0 เมตร วัดจากปลาย แผ่นเหล็กกรีดลอนทั้งสองข้าง (ระยะ Shear Span =  $L/4$ ) ให้เหล็กฉากวางห่างกันทุกระยะ 30 เซนติเมตรตามแนวลอนของแผ่นเหล็กกรีดลอนและที่ปลายทั้ง 2 ข้างเพิ่มเหล็กฉากอีก 1 แนวตั้งนั้นใน บริเวณนี้จะห่างกัน 15 เซนติเมตร เพื่อเพิ่มกำลังการบีบอัดที่ปลายแผ่นทั้ง 2 ข้าง ตามข้อมูลที่ได้จาก งานวิจัยของ (Porter, Ekberg, 1972), (Juazas, 2006) และ (Chen, Shi, & Qiu, 2011) ซึ่งจะทำให้ แผ่นพื้นมีกำลังต้านทานแรงเฉือนในแนวราบได้มากขึ้น ในการติดตั้งเหล็กฉากกับแผ่นเหล็กกรีดลอนใช้ สกรูยึดติดกับลอนนูนของแผ่นเหล็กกรีดลอนทุกลอน ลอนละ 2 จุด เช่นเดียวกันกับตัวอย่างทดสอบ แบบที่2 ดังภาพที่ 4.11



ภาพที่ 4.13 ภาพจำลองตัวอย่างทดสอบแบบที่3 (SS-4m)

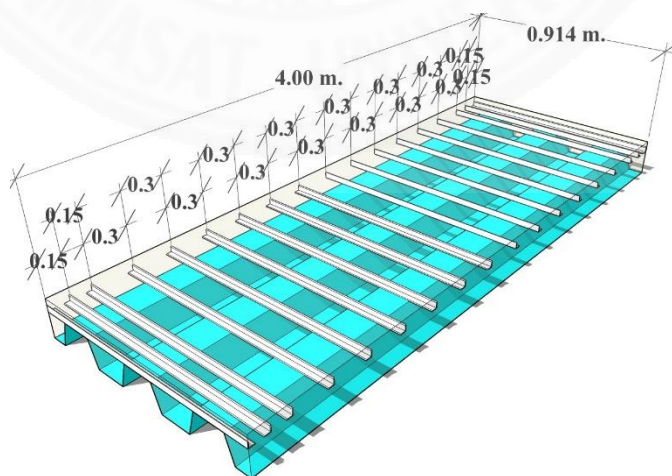
จากผลงานวิจัยของนักวิจัยหลายๆท่าน ได้พิสูจน์แล้วว่าแผ่นพื้นคอมโพสิตจะ วิกฤติเนื่องจาก Shear Bond และเกิดการไถลแยกที่ปลายแผ่น (End Slip) การวิกฤติชนิดนี้จะเกิด เฉพาะในช่วงปลายของแผ่นพื้นจนถึงจุดที่น้ำหนักบรรทุกทุกแบบเป็นจุดกระทำ (ระยะ Shear Span) และในงานวิจัย (Chen, Shi, & Qiu, 2011; Lakshmikanthan, Sivadumar, Ravichandran & Jayachandran, 2013) พบว่าหลังจากเกิดการวิกฤติ บริเวณช่วงกลางความยาวของแผ่นพื้นคอมโพสิต (ช่วงระหว่างจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำทั้ง 2 จุด) ไม่เกิดการแยกระหว่างแผ่นเหล็กกับคอนกรีต หรือ พบรอยแยกออกจากกันน้อยมาก ดังนั้นจึงทำการทดสอบตัวอย่างนี้เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับ น้ำหนักบรรทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิตและผลของการติดตั้งอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบเฉพาะ ช่วง Shear Span



ภาพที่ 4.14 การติดตั้งอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนสำหรับตัวอย่างทดสอบแบบที่3 (SS-4m)

#### 4.2.4 ตัวอย่างทดสอบแบบที่4 (SF-4m)

ตัวอย่างทดสอบแบบที่4 มีขนาดความกว้าง 0.914 เมตร ยาว 4 เมตร ความหนา รวมคอนกรีต 0.125 เมตร อุปกรณ์ด้านทานแรงเฉือนในแนวราบใช้เหล็กฉากขนาดความยาวขา 25x25 มิลลิเมตรหนา 2.3 มิลลิเมตร วางในแนวขวางลอนตลอดความยาวของแผ่นเหล็กกรีดลอน ให้เหล็กฉากวางห่างกันทุกระยะ 30 เซนติเมตร ตามแนวลอนของแผ่นเหล็กกรีดลอนและที่ปลายทั้ง 2 ข้างเพิ่มเหล็กฉากอีก 1 แนวดังนั้นในบริเวณนี้จะห่างกัน 15 เซนติเมตร เพื่อเพิ่มกำลังการบีบอัดที่ปลายแผ่นทั้ง 2 ข้าง ในการติดตั้งเหล็กฉากกับแผ่นเหล็กกรีดลอนใช้สกรูยึดติดกับลอนนูนของแผ่นเหล็กกรีดลอนทุกลอน ลอนละ 2 จุด เช่นเดียวกับกับตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 ดังภาพที่ 4.11 เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิตและผลของการติดตั้งอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนในแนวราบตลอดความยาวของแผ่นเหล็กกรีดลอน



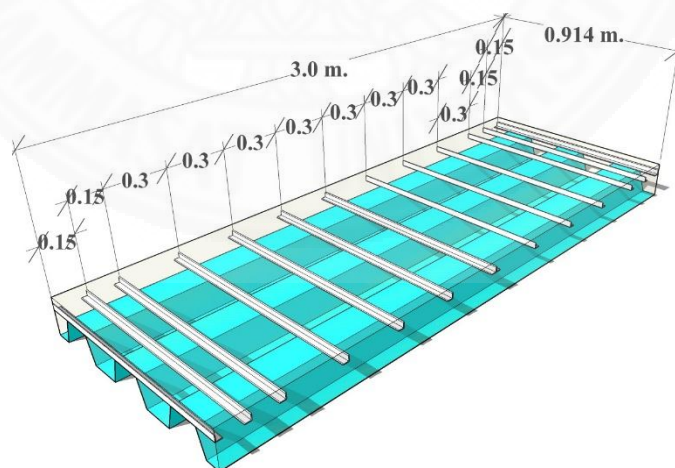
ภาพที่ 4.15 ภาพจำลองตัวอย่างทดสอบแบบที่4 (SF-4m)



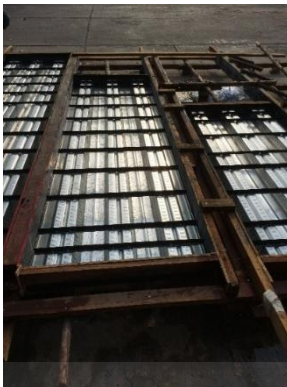
ภาพที่ 4.16 การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนสำหรับตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)

#### 4.2.5 ตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)

ตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 มีขนาดความกว้าง 0.914 เมตร ยาว 3 เมตร ความหนารวมคอนกรีต 0.125 เมตร อุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบใช้เหล็กฉากขนาดความยาวขา 25x25 มิลลิเมตรหนา 2.3 มิลลิเมตร วางในแนวขวางลอนตลอดความยาวของแผ่นเหล็กกรีตลอน ให้เหล็กฉากวางห่างกันทุกระยะ 30 เซนติเมตร ตามแนวลอนของแผ่นเหล็กกรีตลอนและที่ปลายทั้ง 2 ข้างเพิ่มเหล็กฉากอีก 1 แนว ดังนั้นในบริเวณนี้จะห่างกัน 15 เซนติเมตร ใช้สกรูยึดติดกับลอนนูนของแผ่นเหล็กกรีตลอนทุกลอน ลอนละ 2 จุด เช่นเดียวกับกับตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 ดังภาพที่ 4.11 เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิตและผลของการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนในแนวราบตลอดความยาวของแผ่นเหล็กกรีตลอน เมื่อความยาวลดลงจาก 4 เมตรเหลือ 3 เมตร



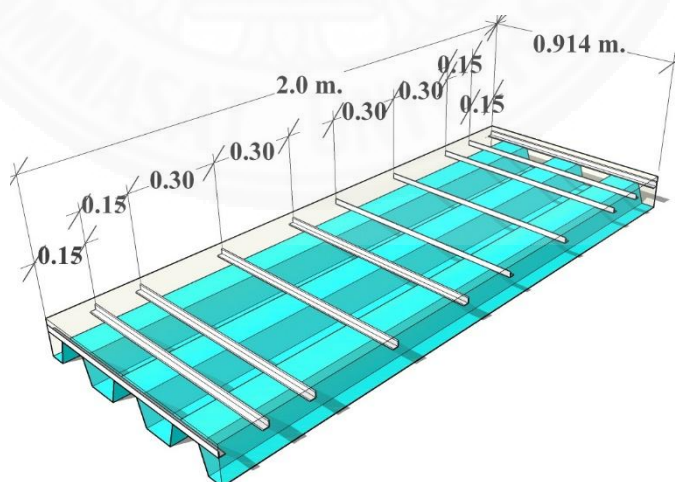
ภาพที่ 4.17 ภาพจำลองตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)



ภาพที่ 4.18 การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนสำหรับตัวอย่างทดสอบแบบที่5 (SF-3m)

#### 4.2.6 ตัวอย่างทดสอบแบบที่6 (SF-2m)

ตัวอย่างทดสอบแบบที่6 มีขนาดความกว้าง 0.914 เมตร ยาว 2 เมตร ความหนา รวมคอนกรีต 0.125 เมตร อุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบใช้เหล็กฉากขนาดความยาวขา 25x25 มิลลิเมตรหนา 2.3 มิลลิเมตร วางในแนวขวางลอนตลอดความยาวของแผ่นเหล็กกรีตลอน ให้เหล็กฉากวางห่างกันทุกระยะ 30 เซนติเมตร ตามแนวลอนของแผ่นเหล็กกรีตลอนและที่ปลายทั้ง 2 ข้างเพิ่มเหล็กฉากอีก 1 แนว ดังนั้นในบริเวณนี้จะห่างกัน 15 เซนติเมตร ใช้สกรูยึดติดกับลอนนูนของแผ่นเหล็กกรีตลอนทุกลอน ลอนละ 2 จุด เช่นเดียวกับกับตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 ดังภาพที่ 4.11 เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิตและผลของการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนในแนวราบตลอดความยาวของแผ่นเหล็กกรีตลอน เมื่อความยาวลดลงจาก 3 เมตรเหลือ 2 เมตร



ภาพที่ 4.19 ภาพจำลองตัวอย่างทดสอบแบบที่6 (SF-2m)

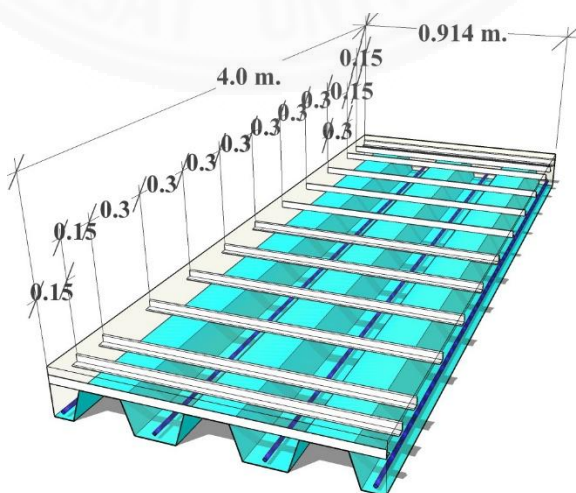




ภาพที่ 4.20 การติดตั้งอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนสำหรับตัวอย่างทดสอบแบบที่6 (SF-2m)

#### 4.2.7 ตัวอย่างทดสอบแบบที่7 (SFR-4m)

ตัวอย่างทดสอบแบบที่7 มีขนาดความกว้าง 0.914 เมตร ยาว 4 เมตร ความหนา รวมคอนกรีต 0.125 เมตร อุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบใช้เหล็กฉากขนาดความยาวขา 25x25 มิลลิเมตรหนา 2.3 มิลลิเมตร วางในแนวขวางลอนตลอดความยาวของแผ่นเหล็กกรีตลอน ให้เหล็กฉากวางห่างกันทุกระยะ 30 เซนติเมตร ตามแนวลอนของแผ่นเหล็กกรีตลอนและที่ปลายทั้ง 2 ข้างเพิ่มเหล็กฉากอีก 1 แนว ดังนั้นในบริเวณนี้จะห่างกัน 15 เซนติเมตร ใช้สกรูยึดติดกับลอนนูนของแผ่นเหล็กกรีตลอนทุกลอน ลอนละ 2 จุด เช่นเดียวกับกับตัวอย่างทดสอบที่ 2 ดังภาพที่ 4.11 นอกจากนี้ได้เพิ่มเหล็กเส้นกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 9 มิลลิเมตร (RB9) 1 เส้น โดยวางสูงจากท้องลอนของแผ่นเหล็ก 20 มิลลิเมตร เพื่อชลอการขยายใหญ่ของรอยร้าวในคอนกรีตในบริเวณท้องลอนของแผ่นเหล็กกรีตลอน การทดสอบตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 นี้ เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของแผ่นพื้นคอมโพสิตและผลของการติดตั้งอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนในแนวราบตลอดความยาวของแผ่นเหล็กกรีตลอนร่วมกับการเสริมเหล็กเส้น RB9



ภาพที่ 4.21 ภาพจำลองตัวอย่างทดสอบแบบที่7 (SFR-4m)



ภาพที่ 4.22 การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนสำหรับตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)

### 4.3 การจัดอุปกรณ์วัดค่าที่ใช้ในการทดสอบ

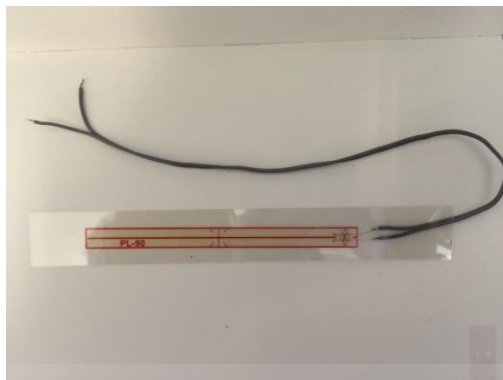
การทดสอบจะทำการวัดค่าหน่วยแรงและหน่วยการยืดหดที่เกิดขึ้นบนแผ่นพื้น โดยติดตั้ง Electrical Strain Gauges ที่ตำแหน่งต่างๆ รวมทั้งวัดค่าการโก่งตัวที่กึ่งกลางแผ่นพื้นคอมโพสิตและวัดค่าการไถลแยกที่ปลายแผ่นทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้นคอมโพสิต

#### 4.3.1 การติดตั้ง Strain gages

อุปกรณ์วัดค่าหน่วยแรงและหน่วยการยืดหด (Strain Gages) ที่ใช้แบ่งเป็น 2 ประเภทคือ Strain Gauges Type FLA-5-11-1L สำหรับวัดค่าแผ่นเหล็กแสดงในภาพที่ 4.23 และ Strain Gauges Type PL-90-11 สำหรับวัดค่าคอนกรีตแสดงในภาพที่ 4.24



ภาพที่ 4.23 Strain Gauges สำหรับติดบนแผ่นเหล็ก



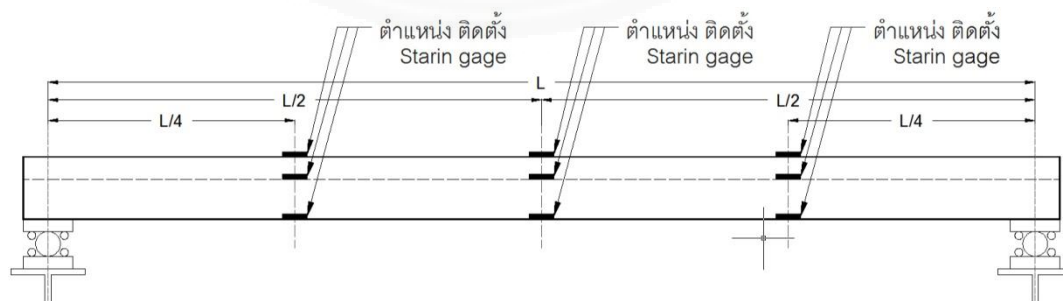
ภาพที่ 4.24 Strain Gauges สำหรับติดบนคอนกรีต

ตำแหน่งที่ติดตั้ง Strain Gauges จะติดตั้งที่ผิวภายนอกของตัวอย่างทดสอบทั้งหมด โดยระยะที่ติดตั้งแบ่งเป็น 3 ช่วง คือช่วงบริเวณที่น้ำหนักบรรทุกกระทำทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้น โดยวัดจากปลายของแผ่นพื้นแต่ละข้างเข้ามากลางแผ่น 1.0 เมตร และที่บริเวณกึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้น ซึ่งแต่ละช่วงจะติดตั้ง Strain Gauges จำนวน 5 จุด คือ

1. ที่คอนกรีตบริเวณผิวบนสุดของแผ่นพื้นคอมโพสิตจำนวน 2 จุด ที่ตำแหน่ง  $1/3$  ของความกว้างโดยวัดจากขอบของแผ่นพื้นเข้ามาถึงกลางของแผ่นพื้นทางด้านกว้างดังแสดงในภาพที่ 4.25

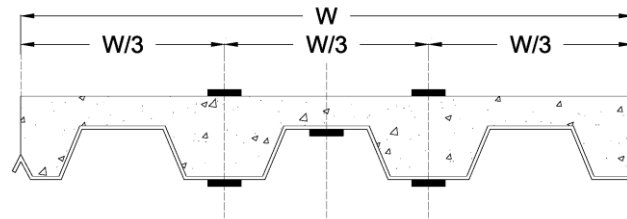
2. ที่แผ่นเหล็กลอนบริเวณผิวล่างสุดของแผ่นพื้นคอมโพสิตจำนวน 3 จุด ที่ตำแหน่งผิวล่างของท้องลอนจำนวน 2 จุด และที่ตำแหน่งผิวล่างของสันลอน 1 จุด ดังแสดงในภาพที่ 4.26

รวมใช้ Strain Gauges ทั้งหมด 15 จุด ต่อ 1 แผ่นพื้นคอมโพ การวัดค่าจะถูกบันทึกค่าด้วยเครื่อง Data Logger



ภาพที่ 4.25 รูปด้านข้างแผ่นพื้นคอมโพสิต แสดงตำแหน่งที่ติดตั้ง Strain Gages

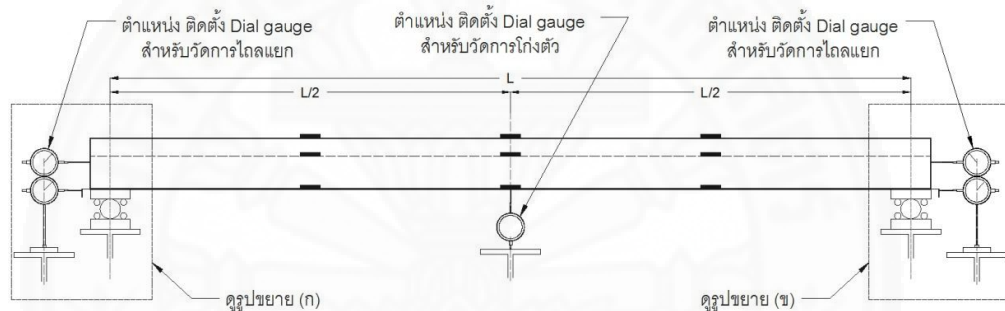




ภาพที่ 4.26 รูปหน้าตัดแผ่นพื้นคอมโพสิตแสดงตำแหน่งที่ติดตั้ง Strain Gauge

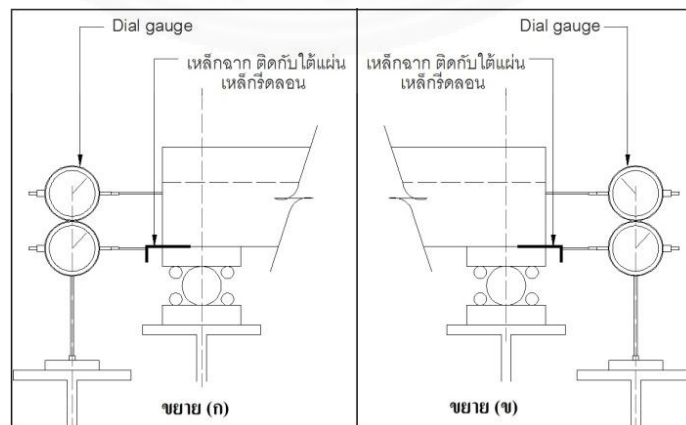
#### 4.3.2 การติดตั้ง Dial Gauges

ในการวัดค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาว (Deflection) ของแผ่นพื้นจะติดตั้ง Dial Gauge ที่ใต้แผ่นพื้นคอมโพสิตที่ระยะกึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้น แสดงในภาพที่ 4.27



ภาพที่ 4.27 รูปด้านข้างแผ่นพื้นคอมโพสิตแสดงตำแหน่งที่ติดตั้ง Dial Gauge

ส่วนการวัดการไถลแยกที่ปลายของแผ่นพื้น (End Slip) จะติดแผ่นเหล็กฉากกับแผ่นเหล็กรีดลอนที่บริเวณปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง และติดตั้ง Dial Gauges ให้อยู่ในแนวราบ โดยให้ปลายของ Dial Gaugeแตะกับเหล็กฉาก แสดงในภาพที่ 4.28



ภาพที่ 4.28 แสดงตำแหน่งที่ติดตั้ง Dial Gauge สำหรับวัดค่าไถลแยกที่ปลายทั้ง 2 ข้าง

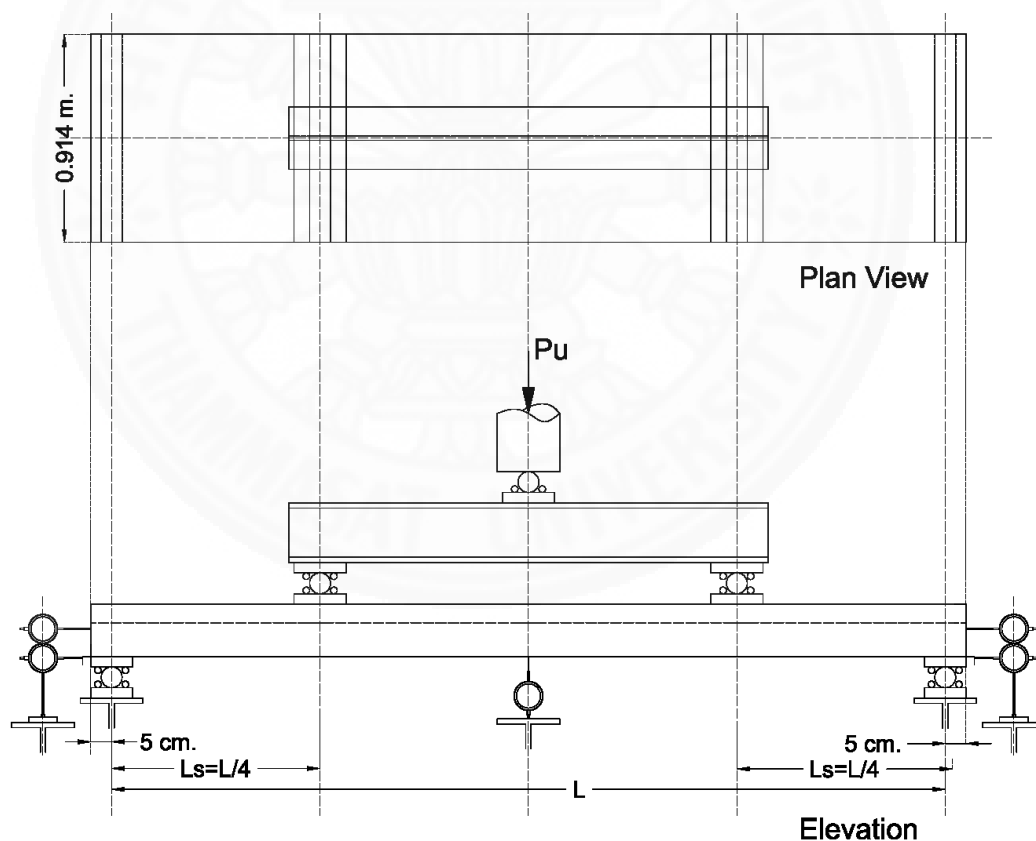
#### 4.4 ขั้นตอนการทดสอบ

##### 4.4.1 การควบคุมกำลังอัดประลัยของคอนกรีต

กำลังอัดประลัยของตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน เส้นผ่านศูนย์กลาง 15 เซนติเมตร สูง 30 เซนติเมตร โดยจะใช้ค่าเฉลี่ยกำลังอัดประลัยจากตัวอย่างคอนกรีต 3 ตัวอย่าง จะเป็นตัวกำหนดวันที่จะทำการทดสอบแผ่นพื้นคอมโพสิต โดยจะเริ่มทำการทดสอบเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดประลัยไม่น้อยกว่า 280 ksc.

##### 4.4.2 การจัดรูปแบบในการให้น้ำหนักบรรทุก

ตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิตที่ใช้ในการทดสอบ จะถูกทดสอบแบบคานช่วงเดียว บนฐานรองรับอย่างง่าย (Simple Span Support) และให้น้ำหนักบรรทุกแบบเส้น (Line Load) ที่มีขนาดเท่ากัน 2 เส้น (Symmetrical Mode of Loading) ดังแสดงในภาพที่ 4.29



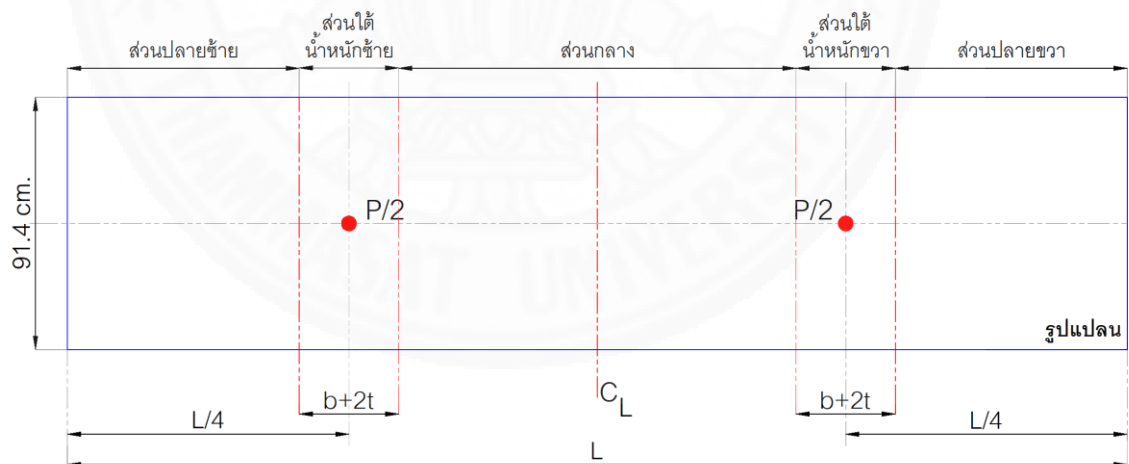
ภาพที่ 4.29 การจัดเครื่องมือและอุปกรณ์ในการทดสอบแผ่นพื้นคอมโพสิต



ภาพที่ 4.30 การจัดเครื่องมือและอุปกรณ์จริงในห้องทดสอบ

#### 4.4.3 การทดสอบ

หลังจากที่ตัวอย่างแผ่นพื้นคอมโพสิตถูกจัด ดังภาพที่ 4.29 แล้ว ทำการติดตั้ง Strain Gages ที่ตำแหน่งต่าง ๆ ที่กำหนดไว้ครบทั้ง 15 จุด ต่อสาย Strain Gages และสายของ Load Cell เข้ากับเครื่อง Data Logger ติดตั้ง Dial Gauge ที่กลางช่วงความยาวและที่ปลายทั้งสองข้างของแผ่นพื้น ทำการบันทึกค่าน้ำหนักบรรทุกและค่าการโก่งตัวที่กลางช่วงความยาว ค่าการเคลื่อนตัวของแผ่นเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นจาก Dial Gauges และค่าการยืดหดที่ตำแหน่งต่างๆจาก Strain Gages



ภาพที่ 4.31 การแบ่งส่วนในการสังเกตพฤติกรรมของแผ่นพื้น

ลักษณะของการแตกร้าว รูปแบบการวิบัติ และการไหลแยกระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กที่ลอนจะถูกสังเกตและจดบันทึก โดยในการสังเกตจะแบ่งเป็นส่วน 5 ส่วน คือ

1. ส่วนปลายซ้าย  $\frac{L}{4} - \frac{(b+2t)}{2}$
2. ส่วนใต้จุดให้น้ำหนักซ้าย  $(b+2t)$

$$3. \text{ส่วนกลาง} \quad L - \frac{L}{2} - (b + 2t)$$

$$4. \text{ส่วนใต้จุดให้น้ำหนักขวา} \quad (b + 2t)$$

$$5. \text{ส่วนปลายขวา} \quad \frac{L}{4} - \frac{(b + 2t)}{2}$$

เมื่อ  $L$  คือ ความยาวแผ่นพื้น  $b$  คือ ความกว้างของแผ่นเหล็กใต้จุดให้น้ำหนักและ  $t$  คือ ความหนาของตัวอย่างทดสอบ



## บทที่ 5

### ผลการทดสอบ

#### 5.1 คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

จากการนำวัสดุที่ใช้นำมาประกอบเป็นแผ่นพื้นคอมโพสิตมาทดสอบคุณสมบัติทางกล ได้ผลการทดสอบดัง ตารางที่ 5.1 และตารางที่ 5.2

ตารางที่ 5.1 ตารางผลการทดสอบคุณสมบัติทางกลของวัสดุเหล็ก

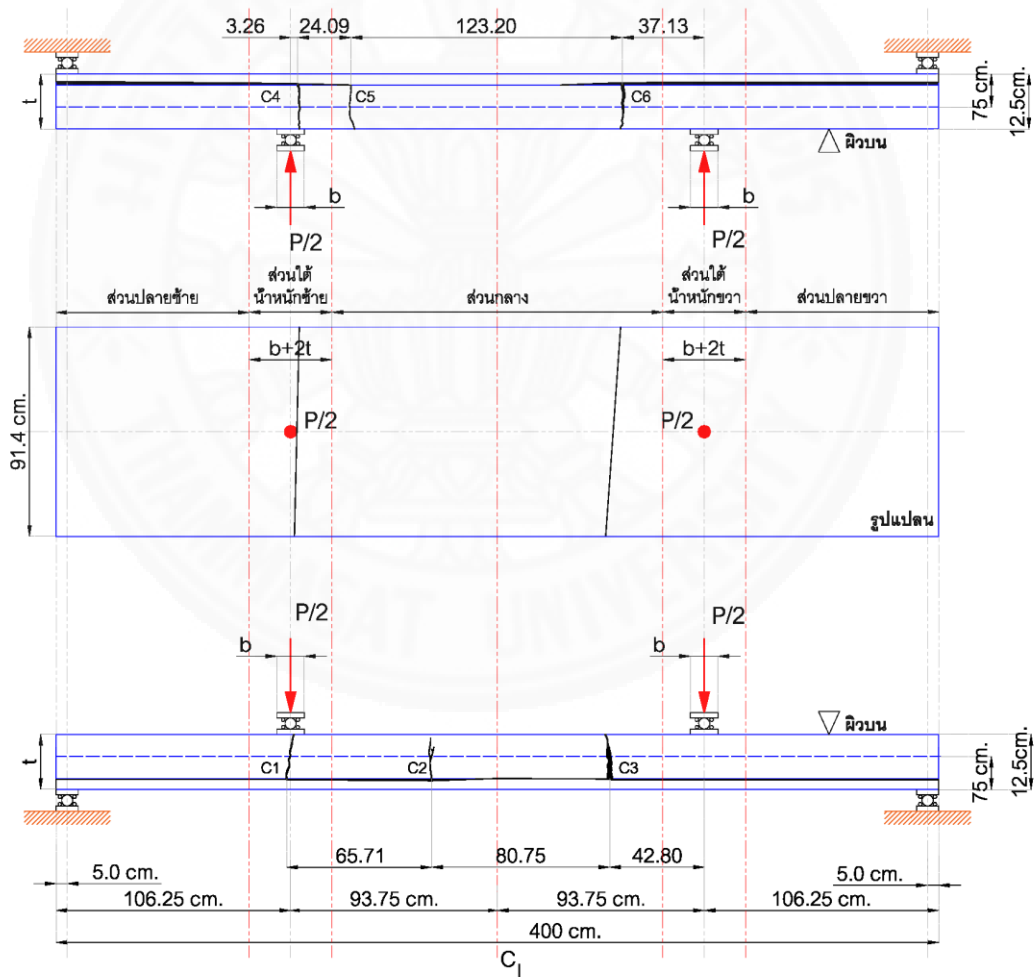
วัสดุ	Py (kg.)	Fy (ksc.)	Pu (kg.)	Fu (ksc.)	Elongation (%)	Modulus of Elasticity (ksc.)	Yield Strain $\epsilon_y$ ( $\mu\epsilon$ )
แผ่นเหล็กรีด ลอน หนา 0.75 mm.	1,255	3,428	1,680	4,590	18.6	2,100,000	1,600
เหล็กฉาก 1"x1"x1.7mm	855	2,465	1,197	3,452	16.2	2,100,000	1,200
เหล็กเส้น RB 9 mm.	2,833	4,453	3,551	5,581	36.4	2,040,000	1,700

ตารางที่ 5.2 ตารางผลการทดสอบคุณสมบัติทางกลของคอนกรีต

วัสดุ	Pu (kg.)	fc' (ksc.)	Modulus of Elasticity (ksc.)	$\epsilon_c$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{cr}$ ( $\mu\epsilon$ )
คอนกรีต	49,906	285	252,671	1,100	130

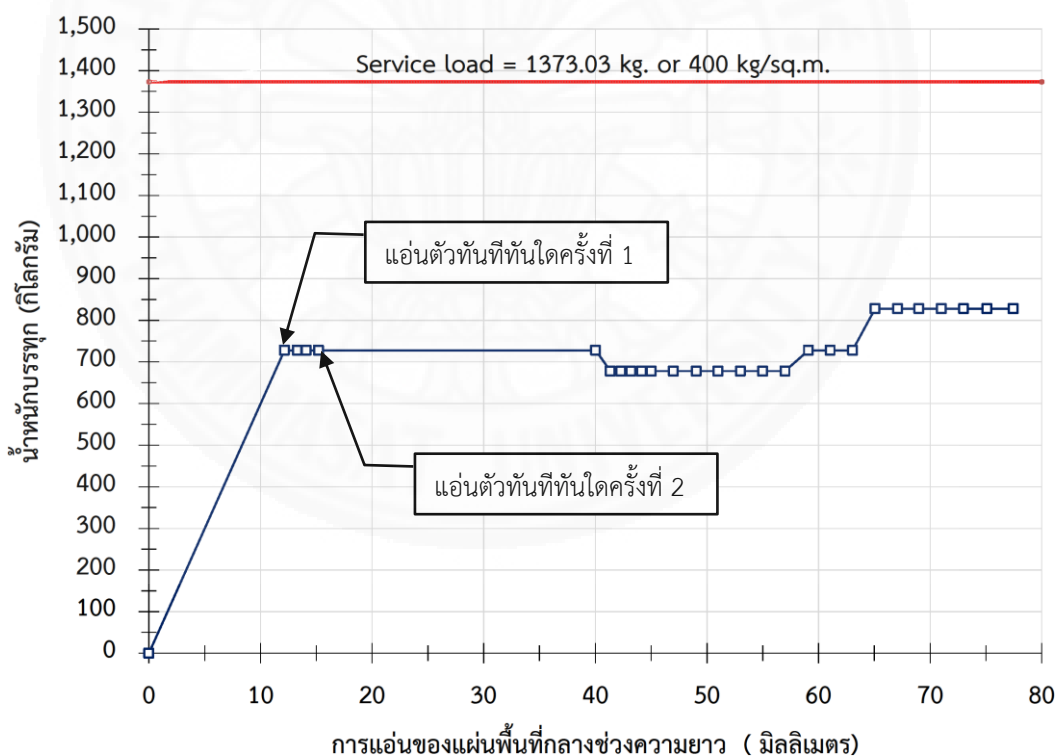
## 5.2 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)

เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นแผ่นพื้นเริ่มแอ่นตัว ที่น้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 728 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 2.5 มิลลิเมตร ไม่พบรอยแตกร้าวใดๆ ตลอดความยาวของแผ่นพื้น เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกต่อไปจนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 728 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 12.15 มิลลิเมตร เกิดแนวรอยแตกร้าวขนาดใหญ่ที่ส่วนใต้หน้าหนักด้านใดด้านหนึ่ง ซึ่งรอยแตกร้าวนี้เกิดพร้อมๆ กับการยกตัวในแนวตั้ง (Uplift) ของคอนกรีต การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) และการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 1 แต่ยังไม่วิบัติลงมาทันที นอกจากนี้ยังพบรอยแตกร้าวขนาดเล็กในส่วนกลางเพิ่มขึ้นอีกด้วย



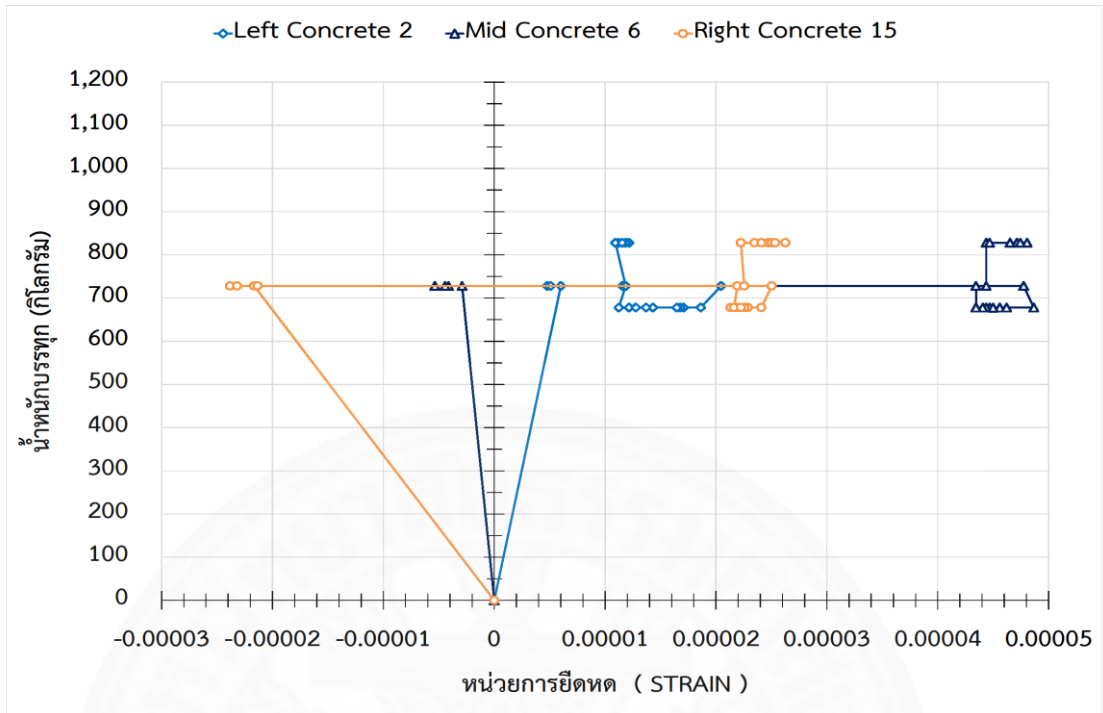
ภาพที่ 5.1 รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)

เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกต่อไป ค่าของน้ำหนักบรรทุกไม่เพิ่มขึ้นแต่มีค่าคงที่ประมาณ 728 กิโลกรัม ส่วนการแอ่นตัวยังคงเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องจนกระทั่งการแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวเพิ่มขึ้นจนถึงประมาณ 15.20 มิลลิเมตร เกิดแนวรอยแตกร้าวขนาดใหญ่ที่บริเวณห่างจากจุดให้น้ำหนักบรรทุกด้านที่เหลื่อมมาทางด้านกึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้น ประมาณ 37-42 เซนติเมตร (หรือประมาณ 0.5 เท่าของระยะจากรอยร้าวที่ทำให้เกิดการแอ่นตัวครั้งที่ 1 จนถึงปลายแผ่นพื้นด้านตรงข้ามของรอยร้าวที่ทำให้เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 1) ซึ่งรอยแตกร้าวนี้เกิดพร้อมๆ กับการยกตัวในแนวตั้งในของคอนกรีต การไหลแยกที่ปลายแผ่นพื้น รวมถึงการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 2 แต่ยังไม่ทำให้แผ่นพื้นวิบัติลงมา เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกต่อไปจำนวนรอยแตกร้าวไม่เพิ่มขึ้นแต่รอยแตกร้าวเดิมขยายกว้างขึ้นและความยาวมากขึ้น โดยเฉพาะรอยแตกร้าวที่ทำให้เกิดการแอ่นตัวครั้งที่ 2 ขยายใหญ่มากที่สุด หลังจากนั้นเมื่อค่าของน้ำหนักบรรทุกประมาณ 828 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวเพิ่มขึ้นจนถึงประมาณ 77.45 มิลลิเมตร แผ่นพื้นจึงหักที่บริเวณแนวรอยแตกร้าวที่ทำให้เกิดการแอ่นตัวครั้งที่ 2 และวิบัติลงมา

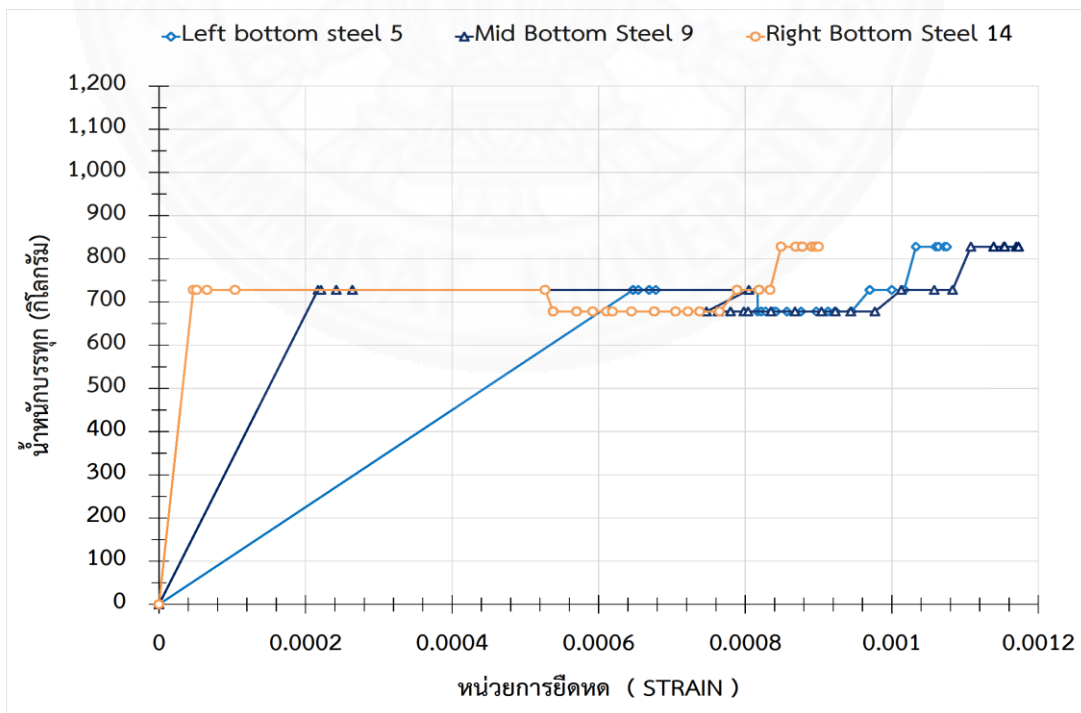


ภาพที่ 5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นที่กึ่งกลางช่วงความยาวกับน้ำหนักบรรทุก ในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)

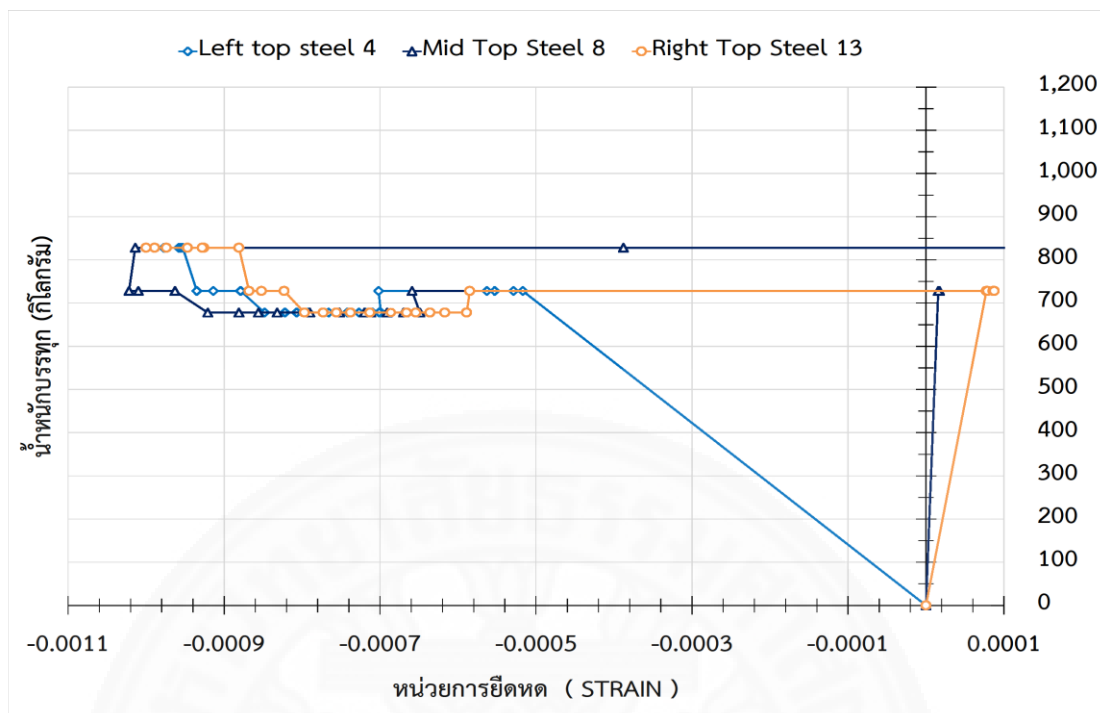




ภาพที่ 5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)



ภาพที่ 5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)



ภาพที่ 5.5 ความสัมพันธ์น้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)

จากพฤติกรรมที่เกิดขึ้นเมื่อพิจารณา น้ำหนักบรรทุก ค่าการแอนตัวที่กึ่งกลางความยาว ค่าการเคลื่อนที่ของแผ่นเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง และค่าหน่วยการยืดหดที่วัดได้ พบว่า

1. การแตกร้าวของแผ่นพื้นเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกมีพฤติกรรมคล้ายอิฐหัก โดยจะเริ่มร้าวบริเวณใต้จุดที่ให้น้ำหนักบรรทุกข้างใดข้างหนึ่งก่อน จากนั้นจึงเกิดร้าวที่บริเวณกึ่งกลางระหว่างรอยแตกร้าวแรกที่ได้จุดให้น้ำหนักบรรทุกกับจุดรองรับที่เหลืออีกด้าน รอยแตกร้าวที่พบมีจำนวนน้อย แต่เป็นรอยร้าวขนาดใหญ่

2. พบการแอนตัวทันทีทันใด 2 ครั้ง ก่อนที่แผ่นพื้นจะวิบัติลงมา

3. ที่น้ำหนักบรรทุกประมาณ 728 กิโลกรัม การแอนตัวที่กึ่งกลางความยาวแผ่นพื้นประมาณ 12.5 มิลลิเมตร พบการแอนตัวทันทีทันใดครั้งที่ 1 ซึ่งจะเกิดขึ้นพร้อมๆ กับรอยแตกร้าวใต้จุดให้น้ำหนักบรรทุกพร้อมๆ กับการเกิดการไถลแยก (Slip) ระหว่างแผ่นเหล็กยึดลอนกับคอนกรีต จากเหตุการณ์ดังกล่าวสามารถอธิบายได้ว่าในช่วงแรกแผ่นเหล็กยึดลอนกับคอนกรีตยังคงเป็นคอมโพสิตกัน เมื่อแผ่นพื้นรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นทำให้เกิดการแอนตัวมากขึ้นเกิดหน่วยแรงดึงในแนวราบ (Horizontal Tensile Stress) ที่ส่วนล่างของแผ่นพื้นเพิ่มขึ้นจนกระทั่งหน่วยแรงดึงในแนวราบนี้มากกว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond) ระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กยึดลอนทำให้แผ่นพื้นสูญเสียความเป็นคอมโพสิตจึงเกิดการไถลแยกออกจากกันเกิดรอยร้าวในแนวราบ ในช่วงเวลานี้แผ่นพื้น

บริเวณระหว่างรอยแตกร้าวจนถึงปลายแผ่นพื้น คอนกรีตกับแผ่นเหล็กที่ลอนจะแยกกันรับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นทำให้ค่าหน่วยการยืดหด (Strain) ของแผ่นเหล็กที่ลอนที่อยู่บริเวณหลังลอนเปลี่ยนจากการยึดตัวเป็นหดตัวทันทีทันใด ในขณะที่คอนกรีตซึ่งไม่สามารถรับหน่วยแรงดึงได้ดังนั้นหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นทั้งหมดจะถูกส่งถ่ายไปที่แผ่นเหล็กที่ลอน แต่เนื่องจากหน่วยแรงที่เกิดขึ้นนี้มีค่าน้อยกว่ากำลังของแผ่นเหล็กและหน่วยการยืดหดของแผ่นเหล็กที่วัดได้มีค่าไม่ถึงจุดคราก ทำให้แผ่นพื้นจึงเกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดแต่ไม่วิบัติลงมา หลังจากที่ยกคอนกรีตแยกออกจากแผ่นเหล็กแล้วคอนกรีตเป็นเหมือนเพียงแผ่นคอนกรีตที่วางอยู่บนแผ่นเหล็กเท่านั้นเมื่อมีหน่วยแรงในแนวราบมากระทำจะทำให้คอนกรีตเคลื่อนที่ออกจากแผ่นคอนกรีตส่วนที่ยังไม่เกิดการสูญเสียหน่วยแรงยึดเหนี่ยว ดังนั้นค่าหน่วยการยืดหดของคอนกรีตที่ผิวบนสุดที่วัดได้จึงไม่ถึงจุดอัดแตก (Crushing) แต่จะเห็นเพียงรอยแตกร้าวเนื่องจากคอนกรีตถูกดึงออกพาดเป็นแนวยาวตามความกว้างของแผ่นพื้นจากผิวข้างฝั่งหนึ่งไปอีกฝั่งหนึ่ง นอกจากนี้ยังพบว่าคอนกรีตที่ปลายแผ่นพื้นเคลื่อนที่เลยขอบของแผ่นเหล็กออกมาอีกด้วย (End Slip)



ภาพที่ 5.6 รอยร้าวขนาดใหญ่ได้จุดให้น้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 1 ในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)

4. ที่น้ำหนักบรรทุกประมาณ 728 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวแผ่นพื้นประมาณ 15.2 มิลลิเมตร พบการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 2 ซึ่งจะเกิดขึ้นพร้อมๆ กับรอยแตกร้าวที่บริเวณห่างจากจุดให้น้ำหนักบรรทุกด้านขวาทางกึ่งกลางความยาวประมาณ 37-42 เซนติเมตร (หรือประมาณกึ่งกลางระหว่างรอยร้าวได้จุดให้น้ำหนักบรรทุกซ้ายกับจุดรองรับแผ่นพื้นด้านขวา) และการไถลแยกระหว่างแผ่นเหล็กที่ลอนกับคอนกรีต จากเหตุการณ์ดังกล่าวสามารถอธิบายได้เช่นเดียวกับการเกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 1

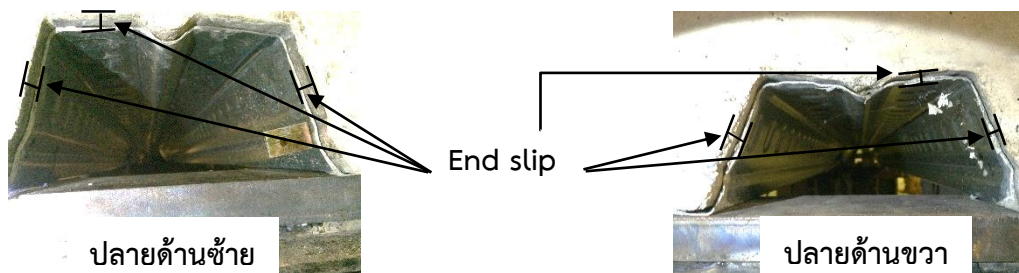
5. การวิบัติลงมาของแผ่นพื้นจะเกิดที่น้ำหนักบรรทุกประมาณ 828 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวแผ่นพื้นประมาณ 77.45 มิลลิเมตร หลังจากการวิบัติลงมาพบว่าแผ่นเหล็กที่ลอนเกิดการโก่งเตาะเฉพาะที่ (Local Buckling) ที่หลังลอนลูกฟูกของแผ่นเหล็กตลอดความกว้างของ

แผ่นเหล็กในบริเวณแนวรอยร้าวที่ทำให้เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 2 ซึ่งเป็นรอยร้าวที่พัฒนาจนมีขนาดใหญ่มากที่สุด จากเหตุการณ์ดังกล่าวสามารถอธิบายได้ว่าเมื่อเกิดการสูญเสียความเป็นคอมโพสิตของแผ่นพื้นแล้วคอนกรีตที่แยกตัวออกจากแผ่นเหล็กกรีดลอนมีพฤติกรรมเป็นเพียงแค่แผ่นคอนกรีตวางบนแผ่นเหล็กเท่านั้นไม่ได้ช่วยในการรับน้ำหนักบรรทุกหรือต้านทานหน่วยแรงใดๆเลย ดังนั้นจึงเหลือเพียงแผ่นเหล็กกรีดลอนที่ยังคงรับน้ำหนักบรรทุกและหน่วยแรงที่เกิดขึ้นทั้งหมด เมื่อน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นแผ่นเหล็กจึงแอ่นตัวมากขึ้น ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็กยึดเพิ่มขึ้นและหลังลอนของแผ่นเหล็กหดตัวมากขึ้นจนกระทั่งการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้นประมาณ 77.45 มิลลิเมตร แผ่นเหล็กจึงสูญเสียเสถียรภาพเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่และหักทันที ทำให้แผ่นพื้นเกิดการวิบัติลงมาทันที



ภาพที่ 5.7 รอยร้าวขนาดใหญ่ที่ทำให้เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 2 ในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)

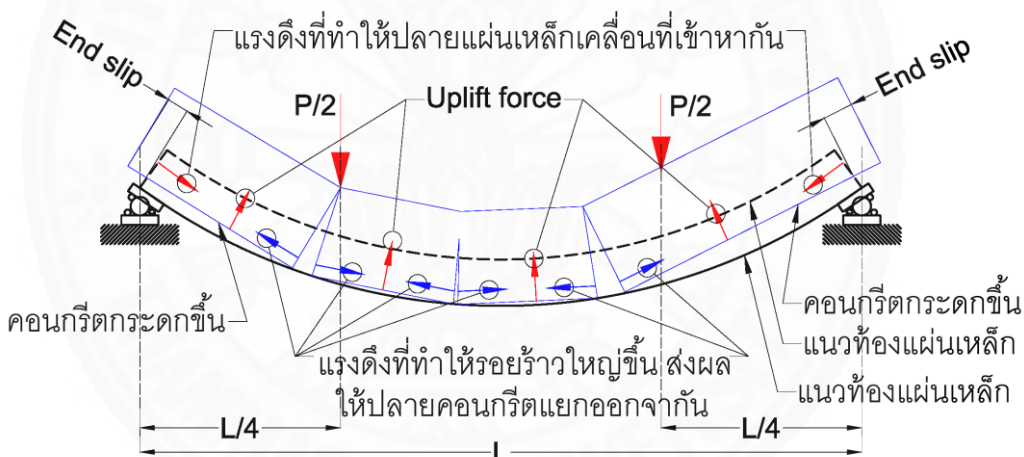
6. การเกิดการไถลแยกที่ปลายของแผ่นพื้น (End Slip) เมื่อพิจารณาช่วงบริเวณจากรอยแตกร้าวขนาดใหญ่ที่ทำให้เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดทั้ง 2 ครั้ง จนถึงปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง พบว่าหลังจากที่คอนกรีตแยกตัวออกจากแผ่นเหล็กกรีดลอนแล้ว ที่บริเวณรอยแตกร้าวที่ทำให้เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดทั้ง 2 ครั้ง คอนกรีตจะถูกหน่วยแรงในแนวราบถ่างออกจากกันทำให้รอยแตกร้าวขนาดใหญ่ขยายใหญ่เพิ่มขึ้นและปลายของคอนกรีตทั้ง 2 ข้าง จะถูกดันออกจากกัน ในเวลาเดียวกันแผ่นเหล็กกรีดลอนเมื่อแอ่นตัวมากขึ้นปลายแผ่นเหล็กทั้ง 2 ข้างจะถูกแรงในแนวราบดึงเข้าหากัน ดังนั้นจึงเกิดการไถลแยกที่ปลายทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้น



ภาพที่ 5.8 การไหลแยกที่ปลายของแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากเกิดการวิบัติแล้ว ในตัวอย่างทดสอบควบคุมแบบที่ 1 (SN-4m)

7. น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่แผ่นพื้นสามารถรับได้ประมาณ 828 กิโลกรัม ความสามารถในการแอ่นตัวได้ของแผ่นพื้นสูงสุดประมาณ 77.45 มิลลิเมตร

8. ลักษณะการวิบัติเป็นการวิบัติแบบเปราะ (Brittle) เนื่องจากแรงเฉือนในแนวราบ (Longitudinal Shear Force) ร่วมกับแรงดัด (Bending Moment) ทำให้แผ่นพื้นสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวที่ผิวสัมผัสจนเกิดการไหลแยกออกจากกัน (Shear Bond Failure)

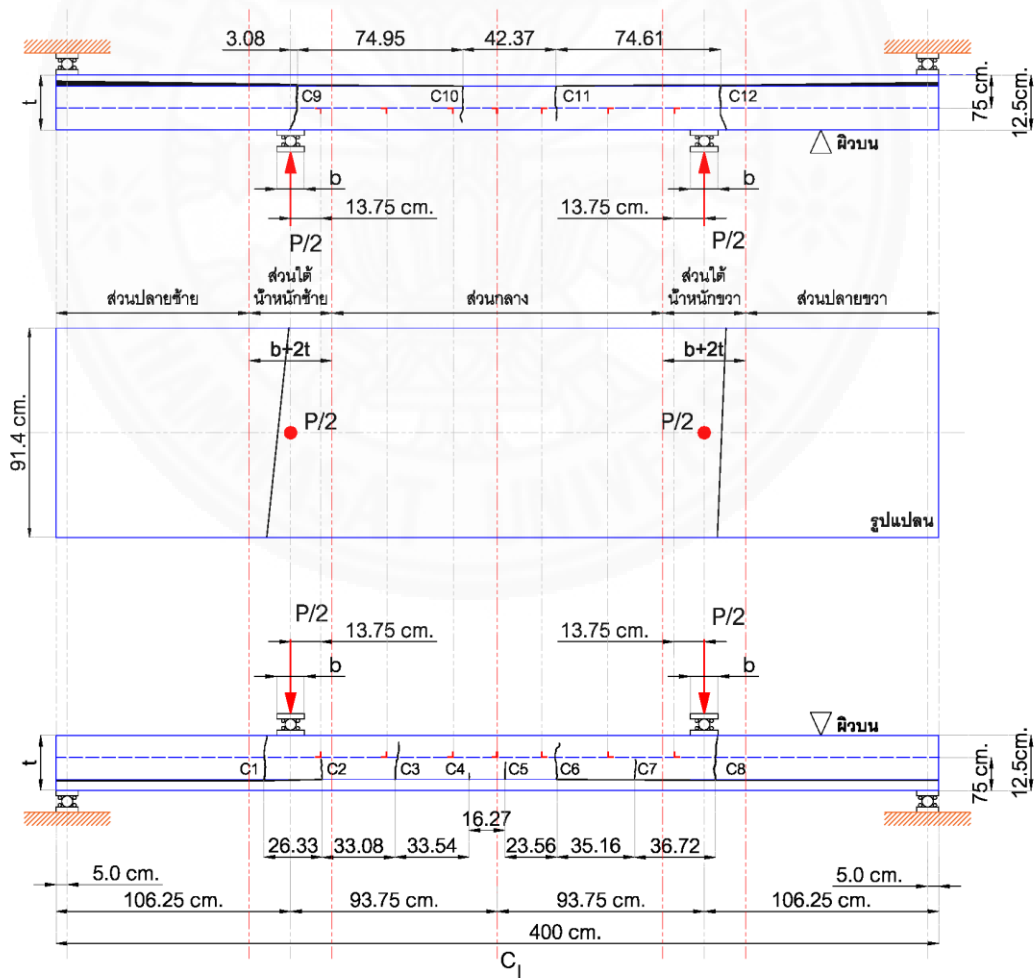


ภาพที่ 5.9 ลักษณะการวิบัติของแผ่นพื้นที่ไม่ได้ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือน (SN-4m)

### 5.3 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)

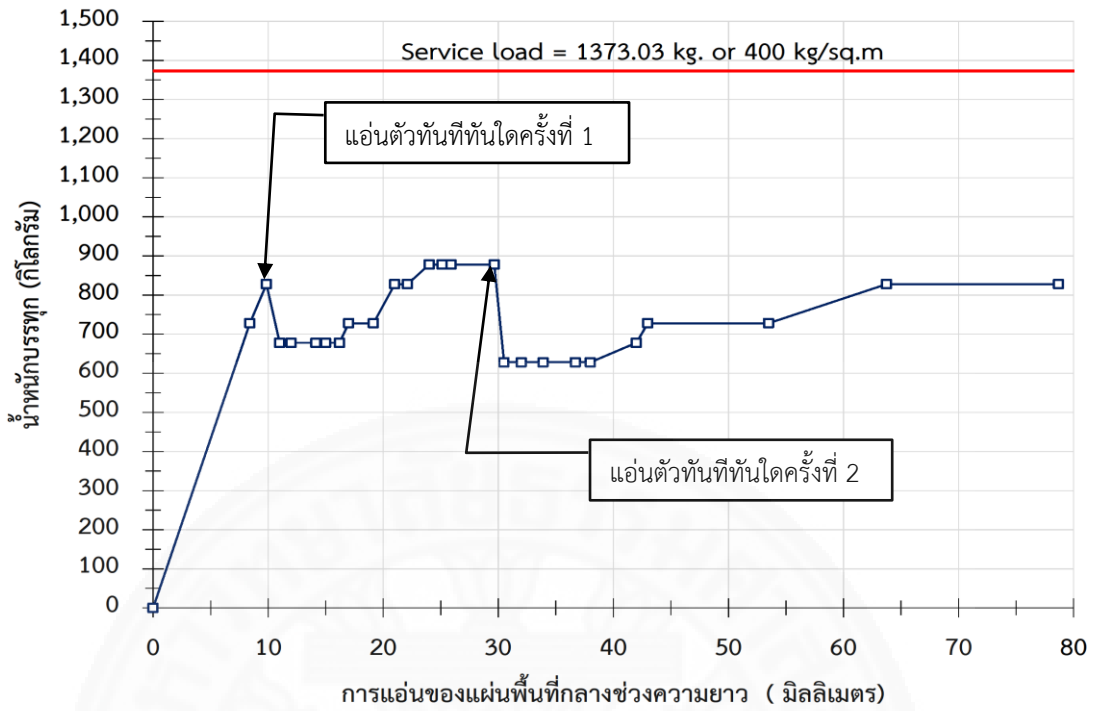
เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นแผ่นพื้นเริ่มแอ่นตัว ที่น้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 678 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 3.27 มิลลิเมตร เริ่มเกิดรอยแตกร้าวที่ส่วนได้น้ำหนักด้านใดด้านหนึ่ง เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกต่อไปจนมีค่าประมาณ 728 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 4.15 มิลลิเมตร เกิดแนวรอยแตกร้าวที่ส่วนได้น้ำหนักด้านที่เหลือเพิ่มขึ้น จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 828 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 9.85 มิลลิเมตร รอยแตกร้าวที่ส่วนได้น้ำหนักที่เกิดขึ้นในครั้งแรกได้ขยายขนาดใหญ่และ

ยาวมากขึ้นจนถึงผิวบนของแผ่นพื้นอย่างรวดเร็ว ซึ่งเกิดขึ้นพร้อมๆ กับการยกตัวในแนวตั้ง (Uplift) ของคอนกรีต การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) รวมถึงการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 1 แต่แผ่นพื้นยังไม่วิบัติลงมา นอกจากนี้ยังพบรอยแตกร้าวขนาดเล็กที่บริเวณกึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้นเพิ่มขึ้นมาอีกด้วย หลังจากเกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 1 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของแผ่นพื้นลดลงเหลือ 678 กิโลกรัม การแอ่นตัวยังคงเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกต่อไปมีค่าเพิ่มขึ้นจนถึงประมาณ 828 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 22.1 มิลลิเมตร พบรอยแตกร้าวที่บริเวณกึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้นและยังมีรอยแตกร้าวที่บริเวณส่วนได้น้ำหนักด้านที่เหนือเพิ่มขึ้น เมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 878 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 29.65 มิลลิเมตร รอยแตกร้าวที่อยู่ใต้จุดให้น้ำหนักด้านที่เหนือได้ขยายขนาดกว้างขึ้น และมีความยาวมากขึ้นจนถึงผิวบนสุดของแผ่นพื้น ในเวลาเดียวกันนั้นเกิดการยกตัวในแนวตั้งของคอนกรีต การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้นด้านขวา รวมถึงการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 2 แต่ยังไม่ทำให้แผ่นพื้นวิบัติลงมาได้

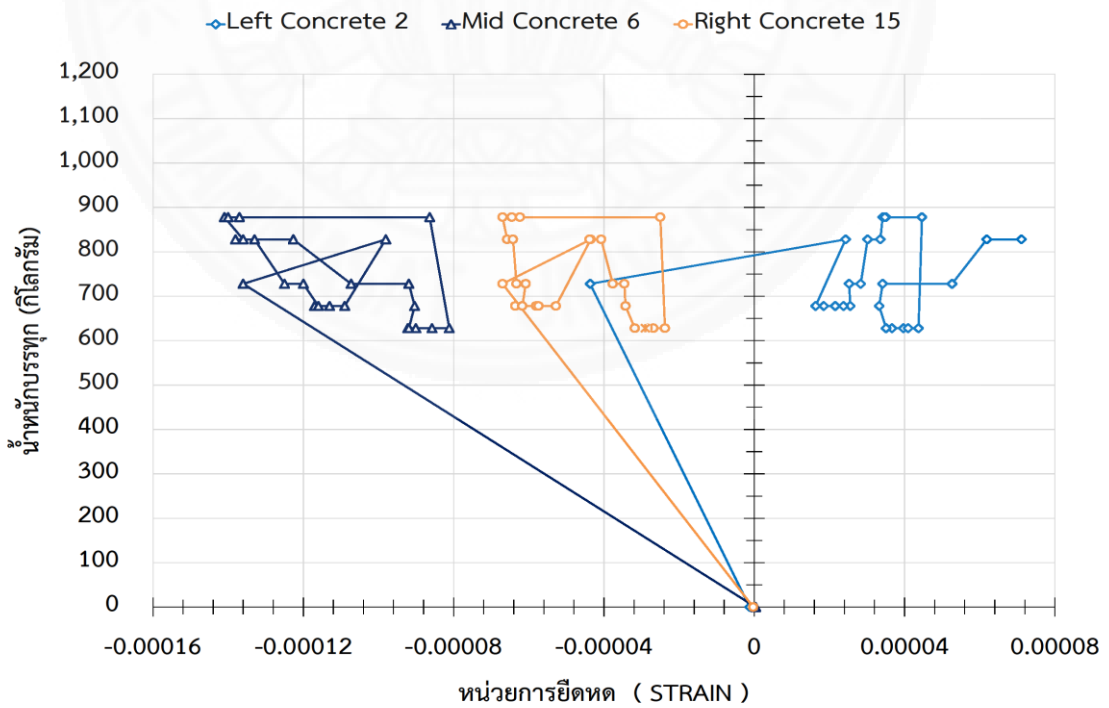


ภาพที่ 5.10 รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)



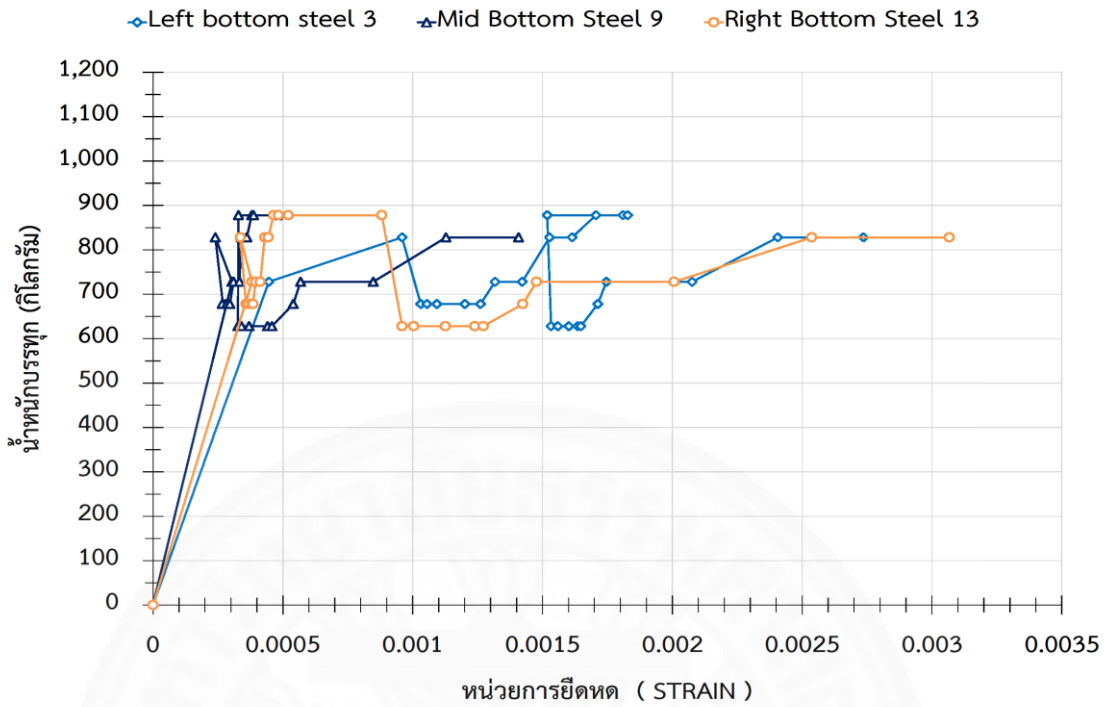


ภาพที่ 5.11 ความสัมพันธ์ระหว่างการแฉ่งที่กลางช่วงความยาวกับน้ำหนักบรรทุก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)

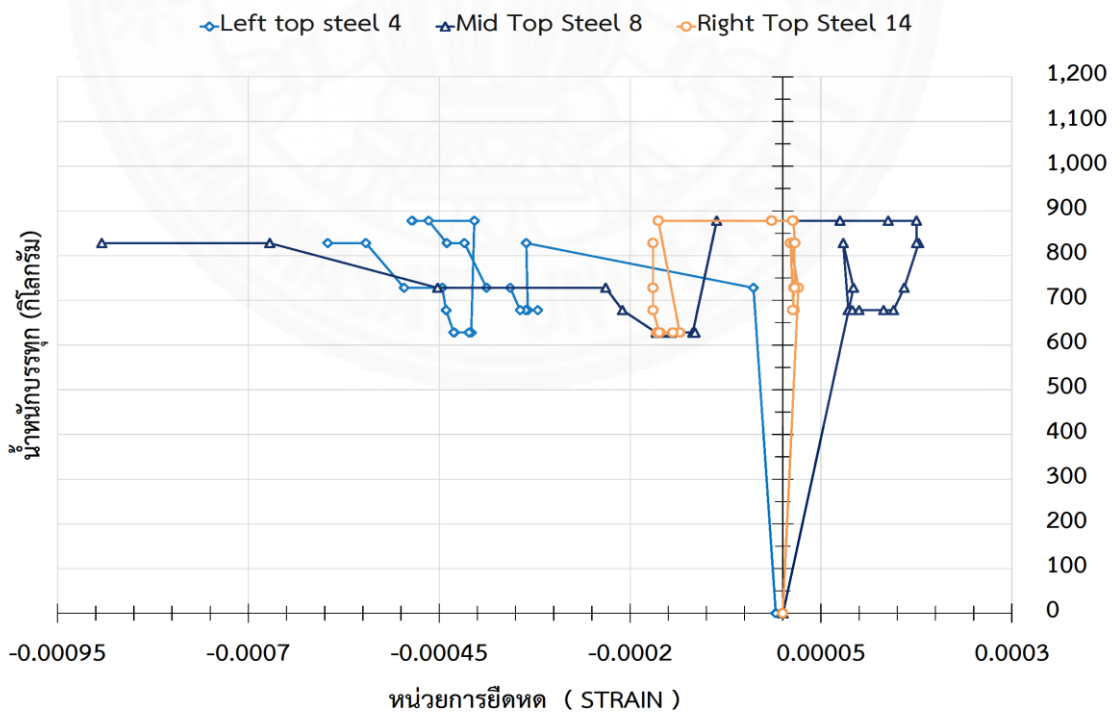


ภาพที่ 5.12 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)





ภาพที่ 5.13 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)



ภาพที่ 5.14 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)

จากพฤติกรรมที่เกิดขึ้นเมื่อพิจารณา น้ำหนักบรรทุก ค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาว ค่าการเคลื่อนที่ของแผ่นเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง และค่าหน่วยการยึดหดที่วัดได้ พบว่า

1. เฉพาะในช่วงกลางแผ่นพื้นซึ่งติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนช่วยให้คอนกรีตกับแผ่นเหล็กยึดติดกันมีความเป็นคอมโพสิตมากขึ้นและทำให้แผ่นพื้นมีความแข็งต่อการดัดเพิ่มขึ้น (Flexural Stiffness) ดังนั้นช่วงกึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้นจึงเกิดการแอ่นตัวน้อยลง

2. รอยแตกร้าวที่บริเวณส่วนกลางจะเป็นรอยแตกร้าวขนาดเล็กกระจายสม่ำเสมอ เนื่องจากในช่วงส่วนกลางได้ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือน ทำให้คอนกรีตสามารถยึดติดกับแผ่นเหล็กได้ดี ถึงแม้ว่าที่ผิวสัมผัสของวัสดุทั้งสองจะสูญเสียหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond) ไปแล้วก็ตาม ดังนั้นในบริเวณส่วนกลางคอนกรีตจึงถูกดัดแอ่นไปพร้อมๆ กับแผ่นเหล็กทำให้เกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็ก (Flexural Cracking) กระจายสม่ำเสมอตลอดบริเวณส่วนกลาง

3. รอยแตกร้าวขนาดใหญ่จะเกิดเฉพาะที่บริเวณส่วนใต้น้ำหนักโดยจะอยู่ในช่วงระยะ  $b + 2t$  เนื่องจากอิทธิพลของแรงดัดที่ร่วมกับแรงเฉือน และพบการแอ่นตัวทันทีทันใด 2 ครั้ง ก่อนที่แผ่นพื้นจะวิบัติลงมา

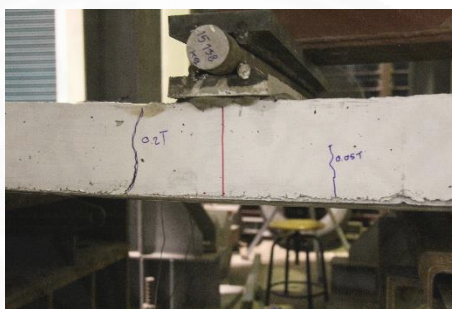


ภาพที่ 5.15 รอยร้าวขนาดใหญ่ที่ทำให้เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 1 ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)

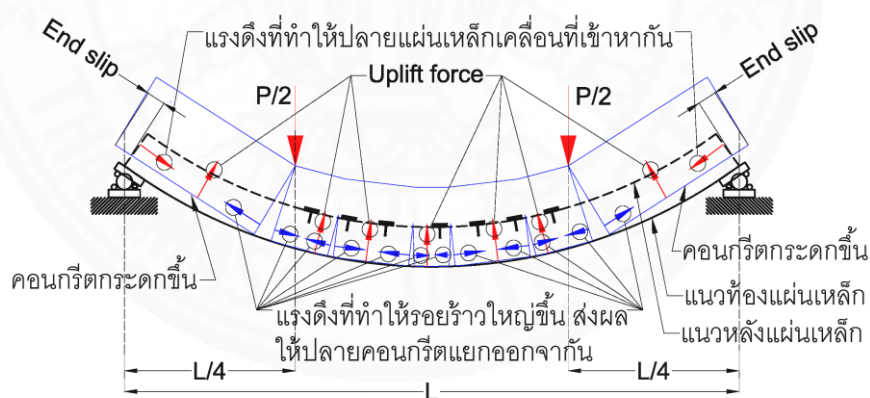
4. ที่น้ำหนักบรรทุกประมาณ 828 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวแผ่นพื้นประมาณ 9.85 มิลลิเมตร พบการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 1 ซึ่งจะเกิดขึ้นพร้อมๆ กับรอยแตกร้าวได้ จุดให้น้ำหนักบรรทุกและเกิดพร้อมกับการการไถลแยก จากเหตุการณ์ดังกล่าวสามารถอธิบายได้ว่า ในช่วงแรกแผ่นเหล็กยึดติดกับคอนกรีตยังคงเป็นคอมโพสิตกัน เมื่อแผ่นพื้นรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นทำให้เกิดการแอ่นตัวมากขึ้น เกิดหน่วยแรงดัดในแนวราบ ที่ส่วนล่างของแผ่นพื้น จนกระทั่งหน่วยแรงดัดในแนวราบนี้มากกว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยว ระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กยึดติดกันทำให้แผ่นพื้นสูญเสียความเป็นคอมโพสิตจึงเกิดการไถลแยกออกจากกันเกิดรอยร้าวในแนวราบ ในเวลานี้แผ่นพื้นบริเวณระหว่างรอยแตกร้าวจนถึงปลายแผ่นพื้น คอนกรีตกับแผ่นเหล็กยึดติดกันจะแยกกันรับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นทำให้ค่าหน่วยการยึดหดของแผ่นเหล็กยึดติดกันที่อยู่มุมหลังลอนเปลี่ยนจากการยึดตัวเป็นหดตัวทันทีทันใด ในขณะที่เดียวกันคอนกรีตซึ่งไม่สามารถรับหน่วยแรงดัดได้ดังนั้นหน่วยแรงดัดที่

เกิดขึ้นทั้งหมดจะถูกส่งถ่ายไปที่แผ่นเหล็กยึดลอน แต่เนื่องจากหน่วยแรงที่เกิดขึ้นนี้มีค่าน้อยกว่ากำลังของแผ่นเหล็กและหน่วยการยึดหดของแผ่นเหล็กที่วัดได้มีค่าไม่ถึงจุดคราก ทำให้แผ่นพื้นจึงเกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดแต่ไม่วิบัติลงมา นอกจากนี้ยังพบว่าคอนกรีตที่ปลายแผ่นพื้นเคลื่อนที่เลยขอบของแผ่นเหล็กออกมาอีกด้วย (End Slip)

5. ที่น้ำหนักบรรทุกทุกประมาณ 828 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวแผ่นพื้นประมาณ 29.65 มิลลิเมตร พบการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 2 ซึ่งจะเกิดขึ้นพร้อมๆ กับการแตกร้าวได้จุดให้น้ำหนักบรรทุกด้านตรงกันข้ามกับจุดที่เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 1 และการไถลแยกระหว่างแผ่นเหล็กยึดลอนกับคอนกรีต



ภาพที่ 5.16 รอยร้าวขนาดใหญ่ที่ทำให้เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 2 ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 2 (SM-4m)



ภาพที่ 5.17 ลักษณะการวิบัติของแผ่นพื้นที่ติดตั้งอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนเฉพาะส่วนกลางความยาวของแผ่นพื้น (SM-4m)

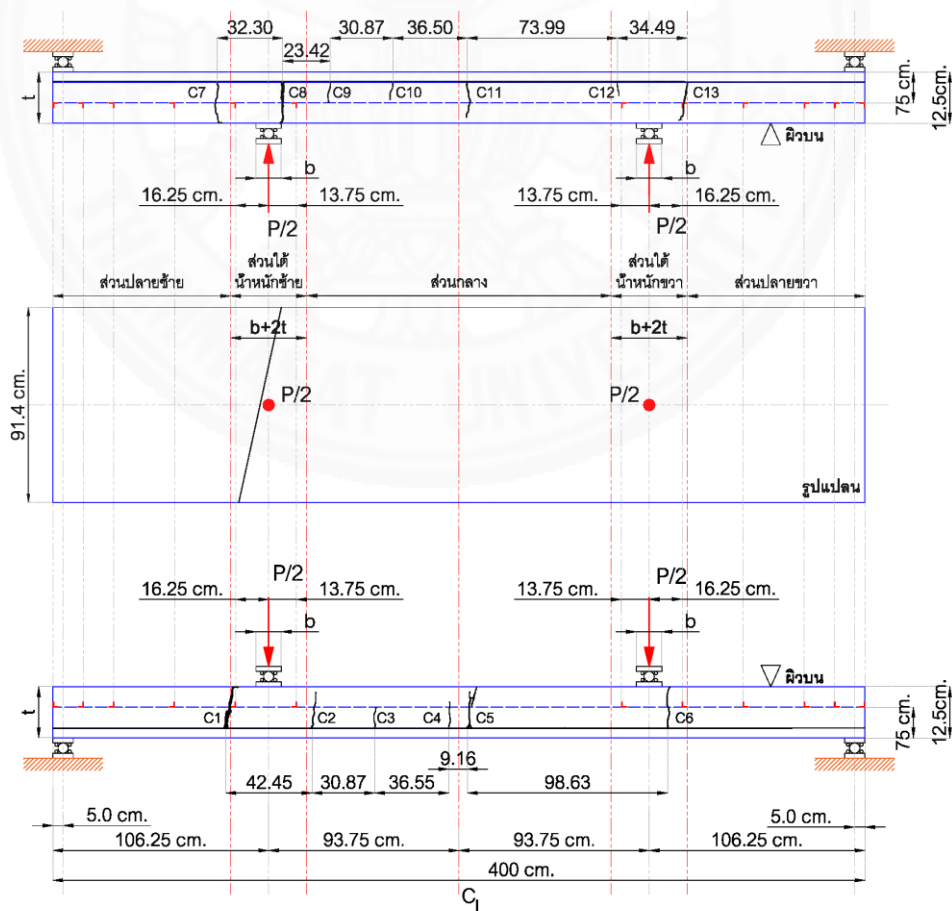
6. การเกิดการไถลแยกที่ปลายของแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากที่ยึดคอนกรีตแยกตัวออกจากแผ่นเหล็กยึดลอนแล้ว ในบริเวณรอยแตกร้าวได้จุดให้น้ำหนัก คอนกรีตจะถูกหน่วยแรงในแนวราบถ่างออกจากกันทำให้รอยแตกร้าวขนาดใหญ่นี้ขยายใหญ่เพิ่มขึ้นและปลายของคอนกรีตทั้ง 2 ข้าง จะถูกดันออกจากกัน ในเวลาเดียวกันแผ่นเหล็กยึดลอนเมื่อแอ่นตัวมากขึ้นปลายแผ่นเหล็กทั้ง 2 ข้างจะถูกแรงในแนวราบดึงเข้าหากัน ดังนั้นจึงเกิดการไถลแยกที่ปลายทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้น

7. หลังจากแผ่นพื้นวิบัติ ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็กเกิดการคราก ในบริเวณรอยแตกร้าวขนาดใหญ่ทั้งทางด้านซ้ายและด้านขวาของแผ่นพื้น แต่ในส่วนกลางไม่พบการครากของแผ่นเหล็ก

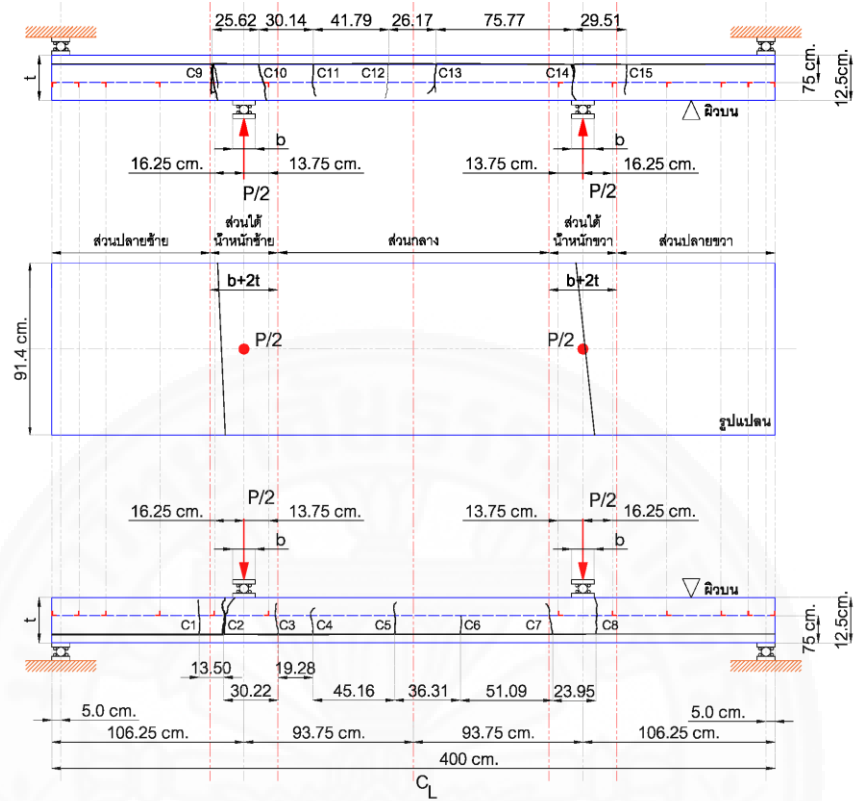
8. น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่แผ่นพื้นรับได้ประมาณ 878 กิโลกรัม ลักษณะการวิบัติเป็นการวิบัติแบบเปราะ (Brittle) เนื่องจากแรงเฉือนในแนวราบ (Longitudinal Shear Force) ร่วมกับแรงดัด (Bending Moment) ทำให้แผ่นพื้นสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวที่ผิวสัมผัสจนเกิดการไถลแยกออกจากกัน (Shear Bond Failure)

#### 5.4 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)

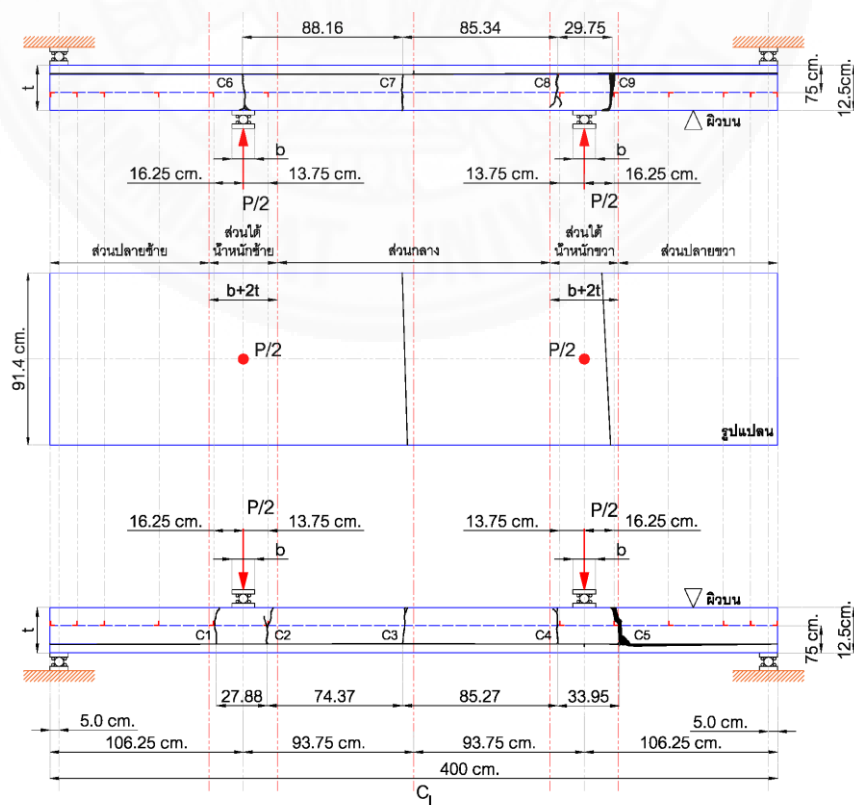
เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นแผ่นพื้นเริ่มแอ่นตัว ที่น้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 828-928 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 5.88-7.9 มิลลิเมตร เกิดรอยแตกร้าวที่บริเวณส่วนกลางและรอยแตกร้าวที่บริเวณใต้จุดให้น้ำหนักข้างใดข้างหนึ่ง พร้อมกับการยกตัวในแนวตั้ง (uplift) ของคอนกรีตที่ส่วนกลางทำให้สังเกตเห็นรอยแยกระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กเป็นแนวยาวบริเวณด้านข้างของแผ่นพื้นในบริเวณส่วนกลาง



ภาพที่ 5.18 รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 ตัวอย่างที่ 1 (SS1-4m)

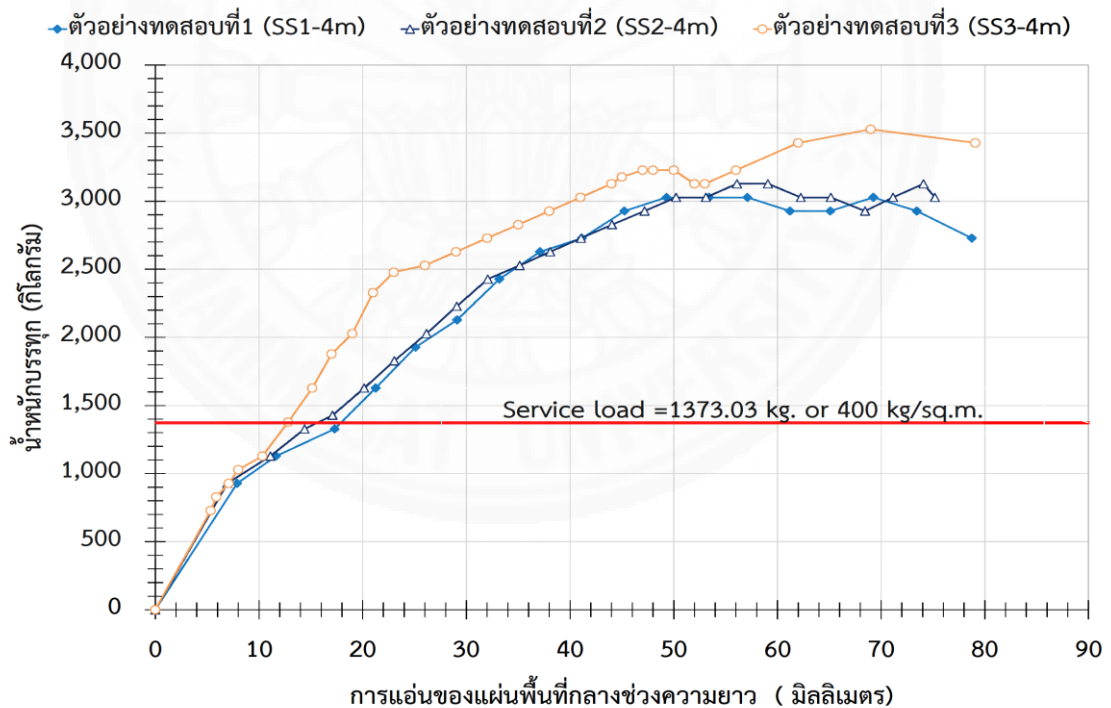


ภาพที่ 5.19 รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 ตัวอย่างที่ 2 (SS2-4m)



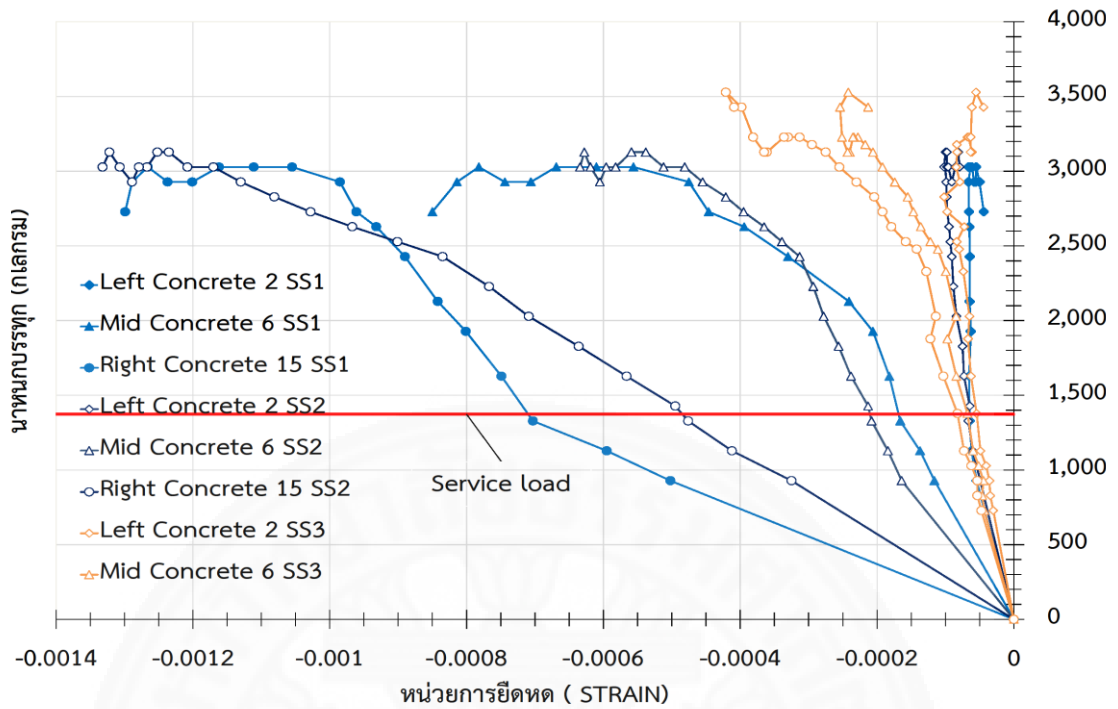
ภาพที่ 5.20 รอยแตกร้าวในตัวอย่งทดสอบแบบที่ 3 ตัวอย่างที่ 3 (SS3-4m)

เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกต่อไปจนมีค่าประมาณ 928-1028 กิโลกรัม บริเวณส่วนใต้หน้าหนักบรรทุกด้านซ้ายหรือด้านขวาจะเกิดรอยร้าวเพิ่มขึ้นพร้อมๆกับการแยกตัวของคอนกรีตออกจากแผ่นเหล็กในช่วงจากใต้จุดให้น้ำหนักจนถึงปลายแผ่นพื้น ซึ่งพฤติกรรมนี้อาจจะเกิดขึ้นที่ละข้างหรือทั้ง 2 ข้างพร้อมกันก็ได้ เมื่อน้ำหนักบรรทุกอยู่ในช่วงประมาณ 1028-1328 กิโลกรัม พบว่าเกิดการไถลแยก (End Slip) ที่ปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้างพร้อมกันหรือเกิดเฉพาะข้างใดข้างหนึ่ง จากนั้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกต่อไปปลายของแผ่นพื้นข้างใดที่ยังไม่เกิดการไถลแยกจะเกิดการไถลแยกจนครบทั้ง 2 ข้างรวมทั้งเกิดรอยแตกร้าวบริเวณใต้จุดให้น้ำหนักมีจำนวนเพิ่มขึ้น ส่วนรอยแตกร้าวเดิมยังคงขยายใหญ่ขึ้นตามค่าน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัว เมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 3028-3528 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวมีค่าประมาณ 75.18-79.08 มิลลิเมตร แผ่นพื้นจึงวิบัติลงมาโดยแผ่นพื้นจะหักที่บริเวณรอยแตกร้าวที่อยู่ใต้จุดให้น้ำหนักบรรทุกข้างใดข้างหนึ่ง และยังพบการโก่งเดาะเฉพาะจุด (Local Buckling) ที่ หลังลอนของแผ่นเหล็กที่ตลอดแนวการหักของแผ่นพื้นอีกด้วย

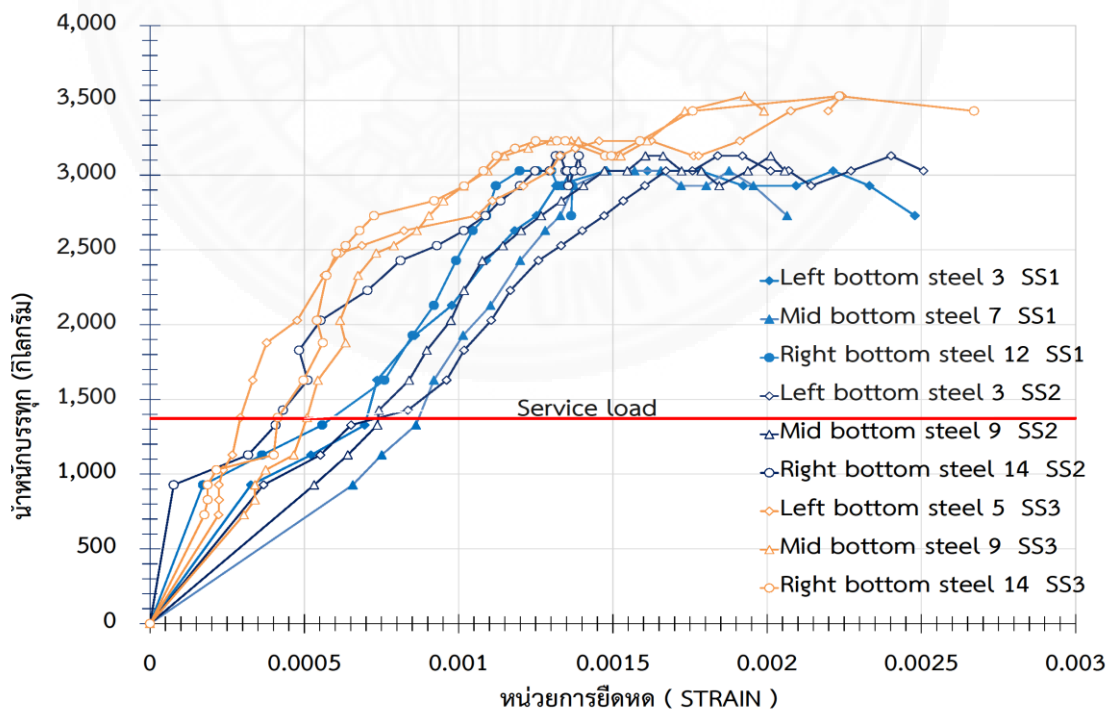


ภาพที่ 5.21 ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นที่กลางช่วงความยาวกับน้ำหนักบรรทุก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)



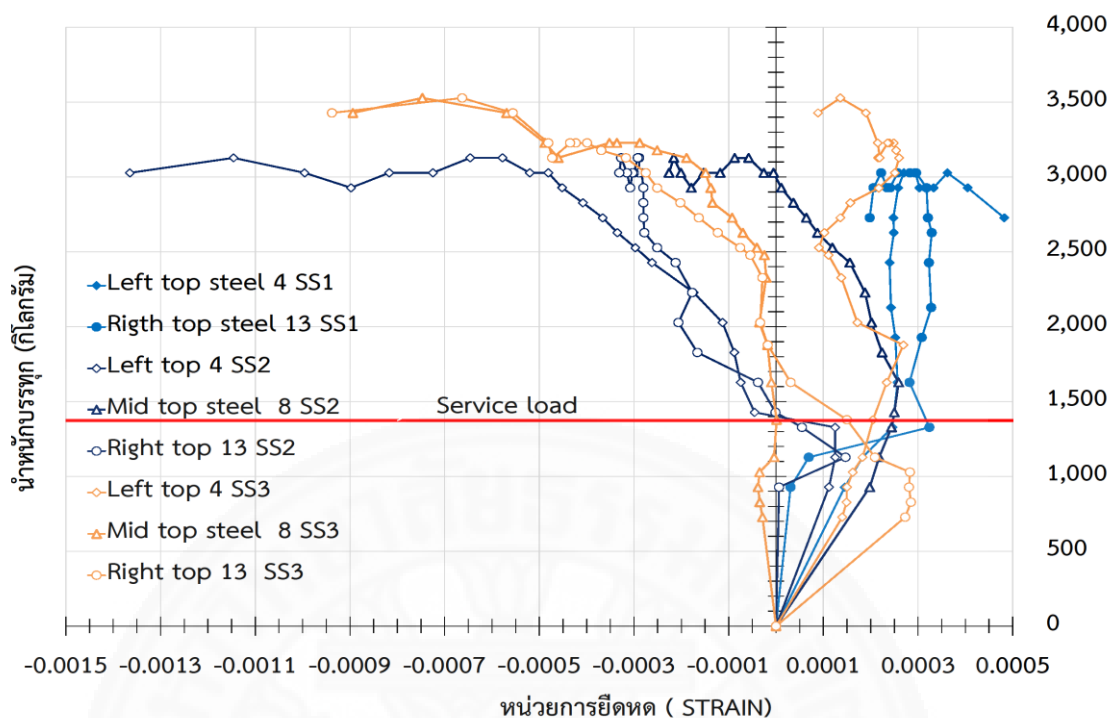


ภาพที่ 5.22 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)



ภาพที่ 5.23 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)





ภาพที่ 5.24 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)

จากพฤติกรรมที่เกิดขึ้นเมื่อพิจารณา น้ำหนักบรรทุก ค่าการแอนตัวที่กึ่งกลางความยาว ค่าการเคลื่อนที่ของแผ่นเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง และค่าหน่วยการยืดหดที่วัดได้ พบว่า

1. เฉพาะในช่วงจากจุดให้น้ำหนักบรรทุกจนถึงปลายของแผ่นพื้นซึ่งติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนช่วยให้คอนกรีตกับแผ่นเหล็กยึดกันมีความเป็นคอมโพสิตมากขึ้นและไม่เกิดการหลุดออกจากกันเมื่อแผ่นพื้นเกิดการแอนตัวมากขึ้น

2. อุปกรณ์ต้านแรงเฉือนช่วยให้แผ่นพื้นมีความแข็งแกร่งต่อการดัดเพิ่มขึ้น (Flexural Stiffness) ดังนั้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกมากระทำส่วนที่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนทั้ง 2 ข้าง จึงมีความโค้ง (Curvature) น้อยกว่าบริเวณส่วนกลางอย่างเห็นได้ชัด

3. คอนกรีตมีความแข็งแกร่งต่อการดัดมากกว่าแผ่นเหล็ก ดังนั้นในส่วนกลางของแผ่นพื้นเมื่อมีการแอนตัวจึงเกิดการยกตัวของคอนกรีตแยกออกจากแผ่นเหล็ก

4. บริเวณส่วนใต้จุดให้น้ำหนัก ทั้งทางซ้ายและขวา จะเกิดรอยแตกกว้างขนาดใหญ่ เนื่องจากอิทธิพลของแรงดัดที่ร่วมกับแรงเฉือนซึ่งจะอยู่ในช่วงระยะ  $b + 2t$  ในบริเวณส่วนกลางของแผ่นพื้นจะเกิดรอยร้าวขนาดเล็กกระจายสม่ำเสมอเนื่องจากอิทธิพลของแรงดัดและไม่พบการแอนตัวทันทีทันใดระหว่างการทดสอบ

5. รอยร้าวขนาดเล็กที่รอยต่อระหว่างขอบของแผ่นเหล็กกับคอนกรีตที่ผิวของด้านข้างของแผ่นพื้นและที่ปลายแผ่นพื้น เกิดจากเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นทำให้หน่วยแรงดึงในแนวราบ (Horizontal Tensile Stress) ที่ส่วนล่างของแผ่นพื้นและหน่วยแรงยกตัว (Uplift Stress) เพิ่มขึ้นจนกระทั่งหน่วยแรงที่เกิดขึ้นนี้มากกว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond) ระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กรื้อล่อน ทำให้คอนกรีตแยกตัวออกจากแผ่นเหล็กรื้อล่อน แต่เนื่องจากในบริเวณส่วนปลายของแผ่นพื้นได้ติดตั้งอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนทำให้คอนกรีตในส่วนปลายนี้ยังคงยึดติดอยู่กับแผ่นเหล็กไม่หลุดออกจากกัน จึงทำให้เห็นเพียงแค່รอยแตกร้าวขนาดเล็ก

6. การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากทีคอนกรีตแยกตัวออกจากแผ่นเหล็กรื้อล่อนแล้ว ที่บริเวณรอยแตกร้าวได้จุดให้น้ำหนักคอนกรีตจะถูกหน่วยแรงในแนวราบถ่างออกจากกันทำให้รอยแตกร้าวได้จุดให้น้ำหนักขนาดใหญ่เพิ่มขึ้น ในเวลาเดียวกันแผ่นเหล็กรื้อล่อนเมื่อแอนตัวมากขึ้นปลายแผ่นเหล็กทั้ง 2 ข้างจะถูกดึงเข้าหากัน ทำให้เกิดแรงกดด้านข้าง (Bearing) ที่ขาของสกรู จนทำให้แผ่นเหล็กฉีกขาด หลังจากนั้นที่ปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง คอนกรีตและแผ่นเหล็กจึงเคลื่อนที่ออกจากกันในทิศทางตรงกันข้ามกัน เกิดการไถลแยกที่ปลายทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้น

7. หลังจากแรงกดด้านข้างที่ขาของสกรูตัวริมสุดทำให้ปลายแผ่นเหล็กฉีกขาดจนสกรูตัวริมสุดหลุดออกจากแผ่นเหล็กในแนวราบและแผ่นพื้นเกิดการไถลแยก พบว่าสกรูตัวที่เหลือทั้งหมดเกิดการหลุดออกจากแผ่นเหล็กในแนวตั้ง



ภาพที่ 5.25 การฉีกขาดของแผ่นเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นเนื่องจากแรงกดด้านข้าง (Beaing) ที่ขาของสกรู จนทำให้ปลายแผ่นเหล็กขาดที่ปลายของแผ่นพื้นด้านที่เกิดการวิบัติ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)

8. พบว่าเกิดการไถลแยก (End Slip) ที่ปลายทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้นก่อนที่แผ่นพื้นจะวิบัติลงมา ซึ่งการไถลแยกที่ปลายนี้อาจจะเริ่มเกิดพร้อมกันทั้ง 2 ข้าง หรือเริ่มเกิดทีละข้างก็ได้

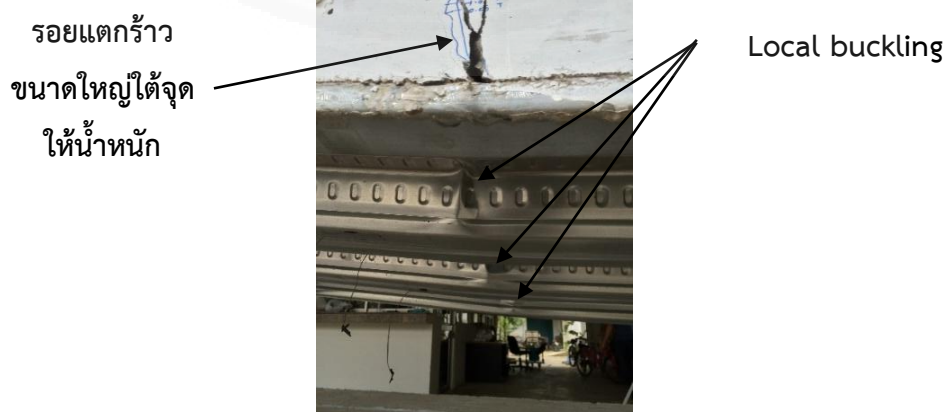
9. ที่น้ำหนักประมาณ 2,928-3,228 กิโลกรัม ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็กบริเวณใต้จุดให้น้ำหนักบรรทุกด้านใดด้านหนึ่งของแผ่นพื้น เกิดการครากของแผ่นเหล็กก่อนที่แผ่นพื้นจะถึงจุดวิบัติลงมา

10. ที่น้ำหนักประมาณ 3,028-3,228 กิโลกรัม การแอ่นตัวของแผ่นพื้นประมาณ 56.0-57.1 มิลลิเมตร ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็กบริเวณกลางความยาวเกิดการครากของแผ่นเหล็ก ก่อนที่แผ่นพื้นจะถึงจุดวิบัติลงมา

11. การวิบัติของแผ่นพื้น หลังจากแผ่นเหล็กฉีกขาดและสกรูตัวที่อยู่ปลายสุดหลุดออกจากแผ่นเหล็กแล้ว คอนกรีตที่ปลายแผ่นพื้นนี้จะกระดกขึ้นทำให้คอนกรีตในส่วนตั้งแต่รอยแตกร้าวได้จุดให้น้ำหนักจนถึงปลายแผ่นพื้นแยกตัวออกจากแผ่นเหล็กที่ลอนทันที ในเวลานี้คอนกรีตไม่ได้ช่วยรับน้ำหนักบรรทุกอีกต่อไป ดังนั้นน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดจึงถ่ายเทไปที่แผ่นเหล็กที่ลอน แผ่นเหล็กที่ลอนไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกที่มากกระทำได้จึงเกิดการแอ่นและหักในบริเวณนี้อย่างรวดเร็ว แผ่นพื้นจึงวิบัติลงมาทันทีที่ทันใดที่บริเวณนี้



ภาพที่ 5.26 การหักของแผ่นพื้นที่บริเวณรอยร้าวขนาดใหญ่ซึ่งอยู่ในช่วง  $b+2t$  ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)



ภาพที่ 5.27 การโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local Buckling) ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)

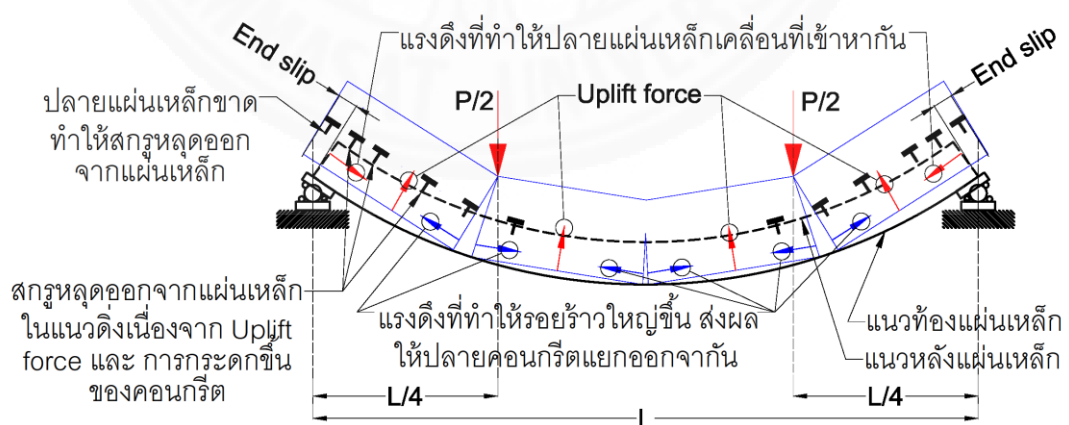
12. การวิบัติของแผ่นพื้นจะเกิดที่แนวของรอยแตกร้าวได้จุดให้น้ำหนักข้างใดข้างหนึ่งของแผ่นพื้น นอกจากนี้ยังพบการโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local Buckling) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็กตลอดแนวความกว้างของแผ่นเหล็กบริเวณแนวการหักของแผ่นพื้นอีกด้วย

13. น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่แผ่นพื้นสามารถรับได้ประมาณ 3,028-3,528 กิโลกรัม และความสามารถในการแอ่นตัวได้ของแผ่นพื้นสูงสุดประมาณ 75.18-79.08 มิลลิเมตร

14. ลักษณะการวิบัติเป็นการวิบัติแบบเปราะ (Brittle) เนื่องจากแรงเฉือนในแนวยาว (Longitudinal Shear Force) ร่วมกับแรงดัด (Bending Moment) ทำให้แผ่นพื้นสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวที่ผิวสัมผัสจนเกิดการไถลแยกออกจากกัน (Shear Bond Failure)



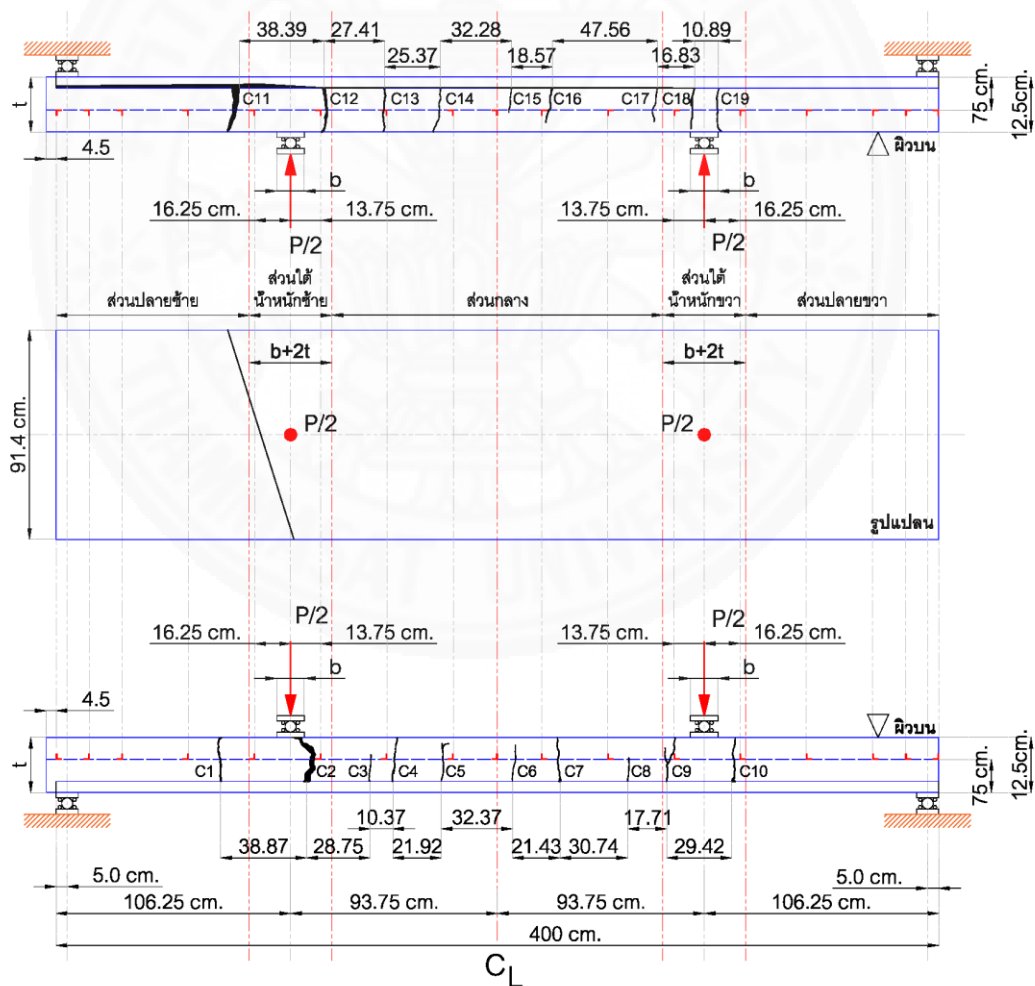
ภาพที่ 5.28 การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากวิบัติ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 3 (SS-4m)



ภาพที่ 5.29 ลักษณะการวิบัติของแผ่นพื้นที่ตั้งอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนเฉพาะบริเวณส่วนปลายของแผ่นพื้น (SS-4m)

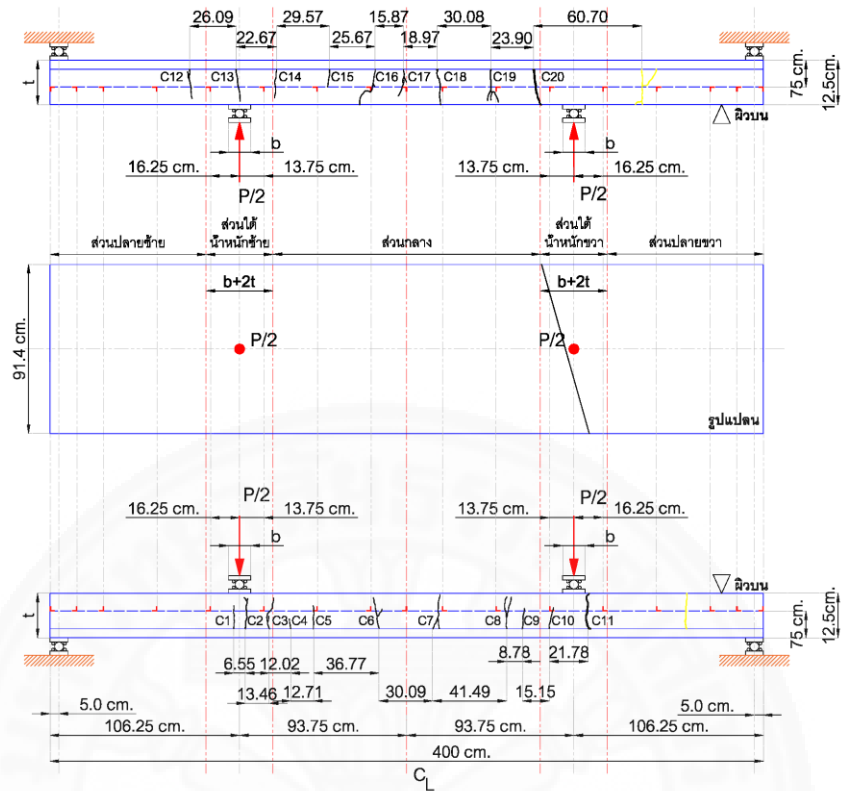
### 5.5 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)

เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นแผ่นพื้นเริ่มแอ่นตัว จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกอยู่ในช่วงประมาณ 828-928 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 3.14-8.45 มิลลิเมตร รอยแตกร้าวขนาดเล็กจะเริ่มเกิดกระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดช่วงส่วนได้น้ำหนักบรรทุกซ้าย ส่วนกลาง จนถึงส่วนได้น้ำหนักบรรทุกขวา หลังจากนั้นจะพบการไถลแยก (End Slip) ที่ปลายด้านใดด้านหนึ่งของแผ่นพื้น เมื่อน้ำหนักบรรทุกอยู่ในช่วงประมาณ 1,228-1,528 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 10.91-13.05 มิลลิเมตร เกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กเพิ่มขึ้นกระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดช่วงส่วนได้น้ำหนักบรรทุกซ้าย ส่วนกลาง จนถึงส่วนได้น้ำหนักบรรทุกขวา รอยแตกร้าวเดิมที่อยู่ในบริเวณส่วนใต้จุดให้น้ำหนักขยายใหญ่มากขึ้นและพบว่าที่ปลายแผ่นพื้นด้านที่เหลือเกิดการไถลแยก

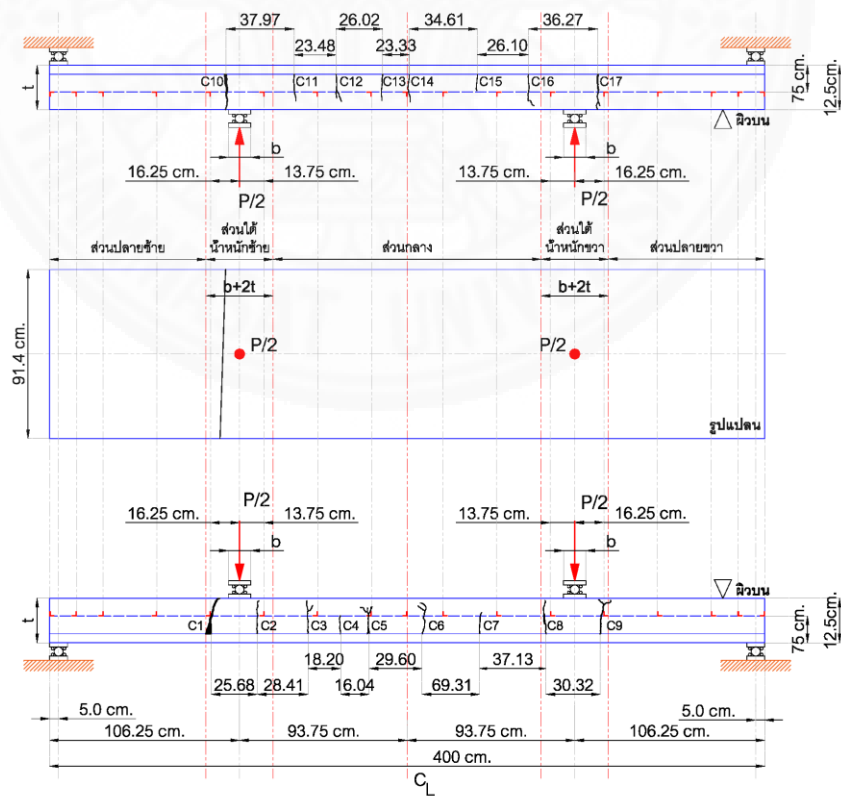


ภาพที่ 5.30 รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 ตัวอย่างที่ 1 (SF1-4m)



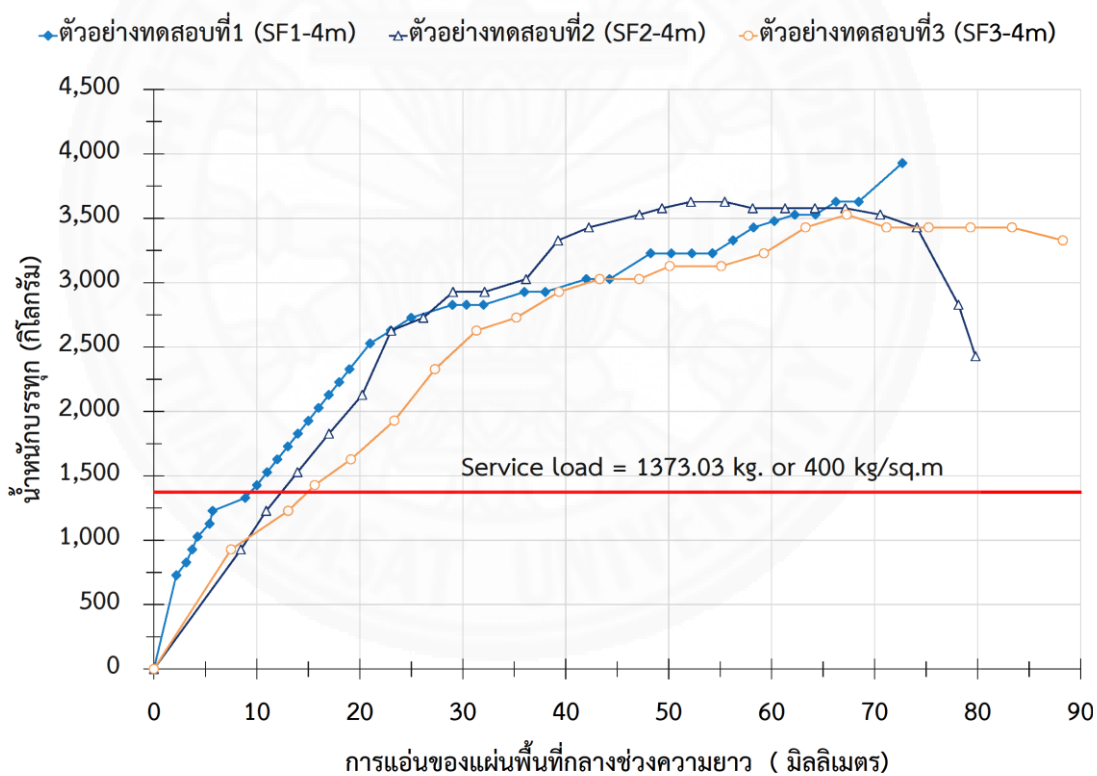


ภาพที่ 5.31 รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 ตัวอย่างที่ 2 (SF2-4m)



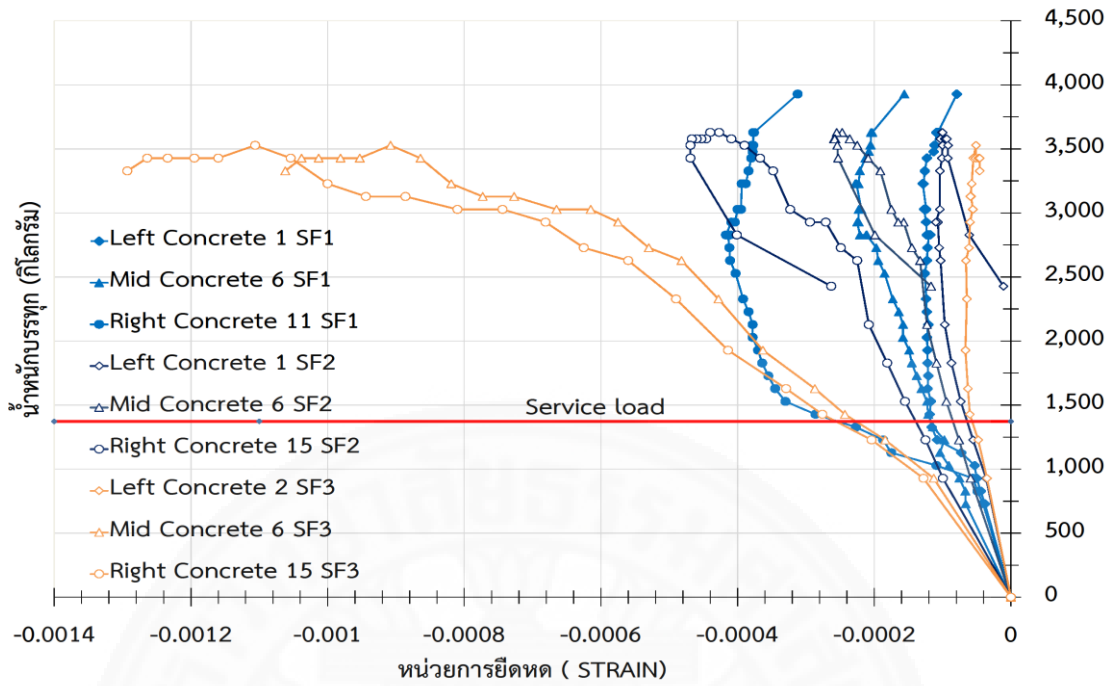
ภาพที่ 5.32 รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 ตัวอย่างที่ 3 (SF3-4m)

เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกต่อไป พบว่าเกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กเพิ่มขึ้นอีกเล็กน้อยจึงหยุดเพิ่ม รอยแตกร้าวเดิมที่เกิดก่อนหน้านี้ได้ขยายใหญ่ขึ้น โดยเฉพาะรอยแตกร้าวที่อยู่ในบริเวณส่วนใต้จุดให้น้ำหนักบรรทุกจะมีขนาดใหญ่มากและใหญ่กว่ารอยแตกร้าวอื่นๆในส่วนกลางของแผ่นพื้น เมื่อเพิ่มน้ำหนักต่อไป พบว่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่วัดได้อยู่ในช่วงประมาณ 3,428-3,928 กิโลกรัม เมื่อถึงน้ำหนักบรรทุกสูงสุดแล้ว ค่าน้ำหนักบรรทุกที่วัดได้จะลดลง แต่ค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวยังคงเพิ่มขึ้นต่อไปเรื่อยๆ ในขณะที่น้ำหนักบรรทุกที่วัดได้มีค่าลดลงเรื่อยๆ พบว่าแผ่นพื้นจะวิบัติเมื่อการแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 72.68-88.28 มิลลิเมตร

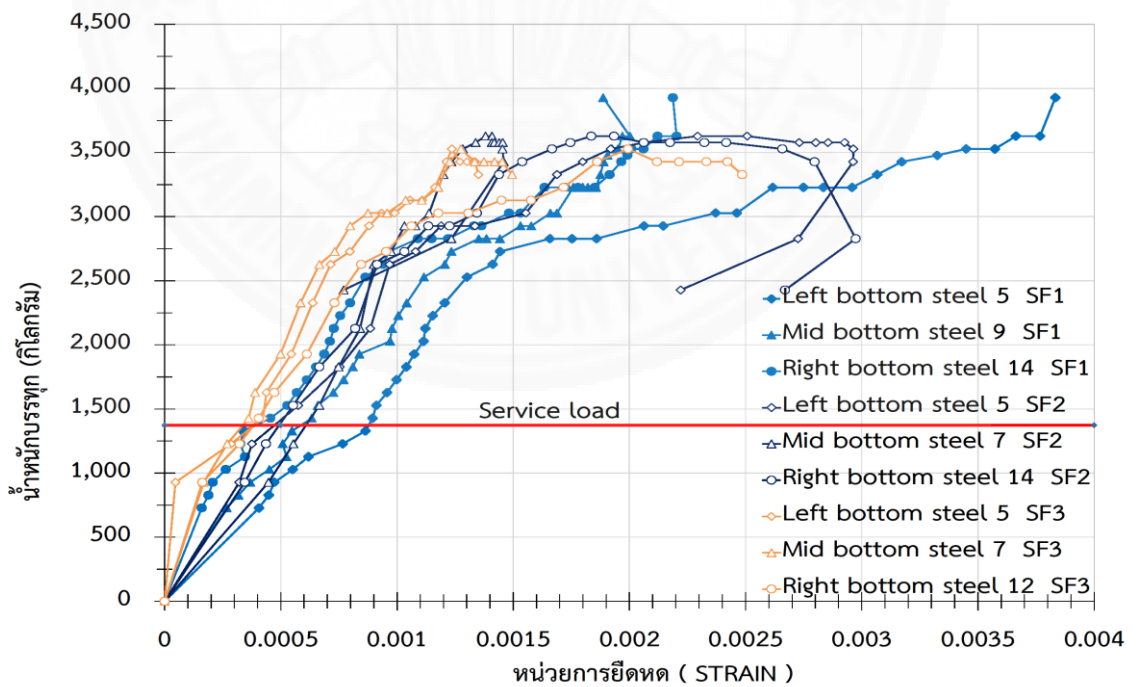


ภาพที่ 5.33 ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นที่กึ่งกลางช่วงความยาวกับน้ำหนักบรรทุก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)

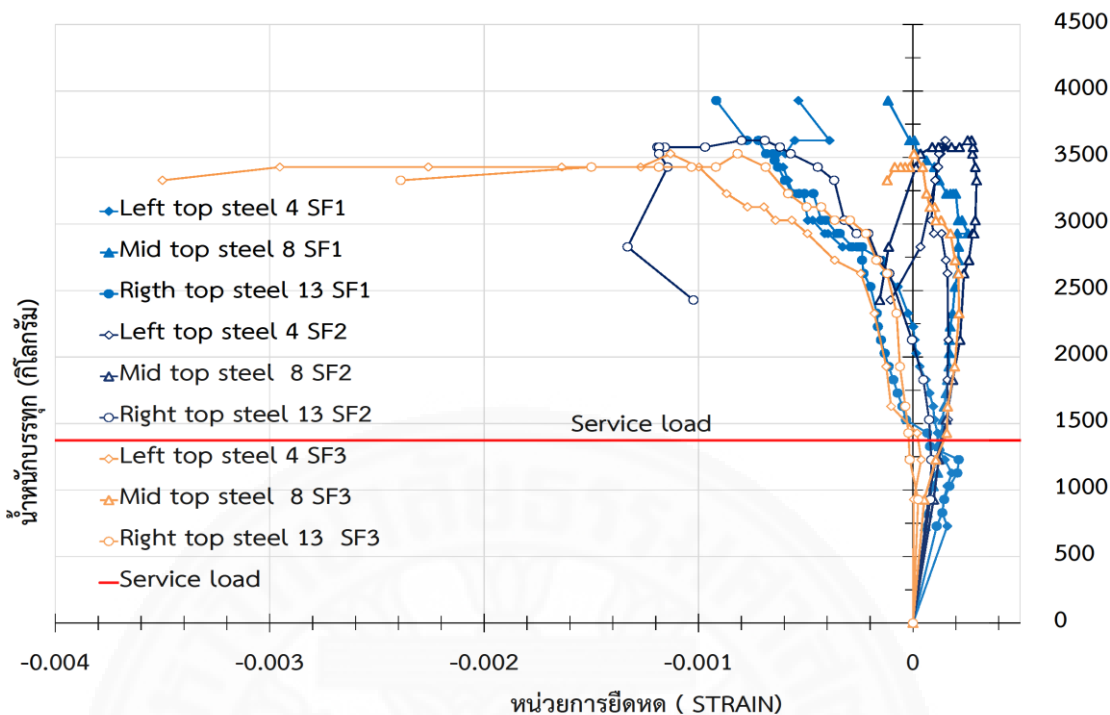




ภาพที่ 5.34 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)



ภาพที่ 5.35 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)



ภาพที่ 5.36 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก กับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)

จากพฤติกรรมที่เกิดขึ้นเมื่อพิจารณา น้ำหนักบรรทุก ค่าการแอนตัวที่กึ่งกลางความยาว ค่าการเคลื่อนที่ของแผ่นเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง และค่าหน่วยการยืดหดที่วัดได้ พบว่า

1. การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดความยาวของแผ่นพื้นช่วยให้คอนกรีตกับแผ่นเหล็กยึดกันมีความเป็นคอมโพสิตมากขึ้นและไม่เกิดการหลุดออกจากกันเมื่อแผ่นพื้นเกิดการแอนตัวมากขึ้น

2. บริเวณส่วนใต้จุดให้น้ำหนัก ทั้งทางซ้ายและขวา ซึ่งจะอยู่ในช่วงระยะ  $b + 2t$  จะเกิดรอยแตกกว้างขนาดใหญ่เนื่องจากอิทธิพลของแรงดัดที่ร่วมกับแรงเฉือน ส่วนที่บริเวณส่วนกลางจะเกิดรอยร้าวขนาดเล็กกระจายสม่ำเสมอเนื่องจากอิทธิพลของแรงดัดและไม่พบการแอนตัวทันทีทันใดระหว่างการทดสอบ

3. รอยร้าวขนาดเล็กที่รอยต่อระหว่างขอบของแผ่นเหล็กกับคอนกรีตที่ผิวของด้านข้างของแผ่นพื้นและที่ปลายแผ่นพื้น เกิดจากเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นทำให้หน่วยแรงดึงในแนวราบ (Horizontal Tensile Stress) ที่ส่วนล่างของแผ่นพื้นและหน่วยแรงยกตัว (Uplift Stress) เพิ่มขึ้นจนกระทั่งหน่วยแรงที่เกิดขึ้นนี้มากกว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond) ระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กยึดกันทำให้ คอนกรีตแยกตัวออกจากแผ่นเหล็กยึดกัน แต่เนื่องจากได้ติดตั้งอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือน

ทำให้คอนกรีตยังคงยึดติดอยู่กับแผ่นเหล็กไม่หลุดออกจากกัน จึงทำให้เห็นเพียงแค່รอยแตกร้าวขนาดเล็ก

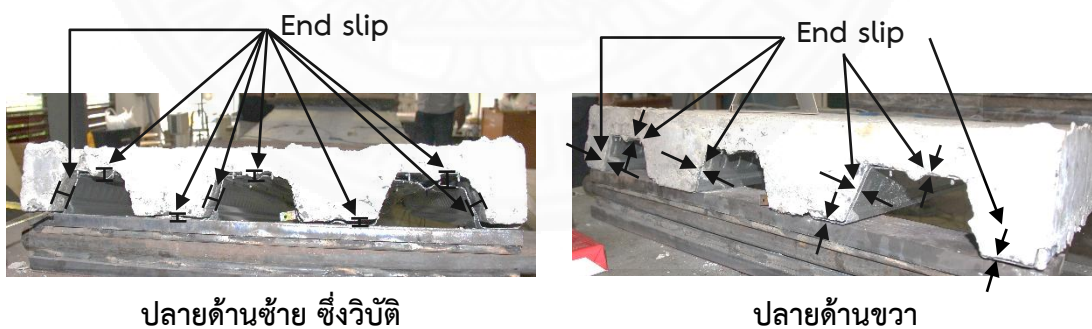
4. การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากทีคอนกรีตแยกตัวออกจากแผ่นเหล็กที่รื้อถอนแล้ว ทีบริเวณรอยแตกร้าวได้จุดให้น้ำหนักคอนกรีตจะถูกหน่วยแรงในแนวราบถ่างออกจากกันทำใหัรอยแตกร้าวได้จุดให้น้ำหนักขนาดใหญ่เพิ่มขึ้น ในเวลาเดียวกันแผ่นเหล็กที่รื้อถอนเมื่อแอนตัวมากขึ้นปลายแผ่นเหล็กทั้ง 2 ข้างจะถูกดึงเข้าหากัน ทำให้เกิดแรงกดด้านข้าง (Bearing) ทีขาของสกรู จนทำให้แผ่นเหล็กฉีกขาด หลังจากนั้นทีปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง คอนกรีตและแผ่นเหล็กจึงเคลื่อนทีออกจากกันในทิศทางตรงกันข้ามกัน เกิดการไถลแยกที่ปลายทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้น

5. หลังจากแรงกดด้านข้างทีขาของสกรูตัวริมสุดทำให้ปลายแผ่นเหล็กฉีกขาดจนสกรูตัวริมสุดหลุดออกจากแผ่นเหล็กในแนวราบและแผ่นพื้นเกิดการไถลแยก พบว่าสกรูตัวทีเหลือทั้งหมดเกิดการหลุดออกจากแผ่นเหล็กในแนวตั้ง

6. พบว่าเกิดการไถลแยก (End Slip) ทีปลายทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้นก่อนทีแผ่นพื้นจะวิบัติลงมา ซึ่งการไถลแยกทีปลายนี้อาจจะเริ่มเกิดพร้อมกันทั้ง 2 ข้าง หรือเริ่มเกิดทีละข้างก็ได้

7. ทีน้ำหนักประมาณ 2,828-3,328 กิโลกรัม ทีท้องลอนของแผ่นเหล็กบริเวณได้จุดให้น้ำหนักบรรทุกด้านใดด้านหนึ่งของแผ่นพื้น เกิดการครากของแผ่นเหล็กก่อนทีแผ่นพื้นจะถึงจุดวิบัติลงมา

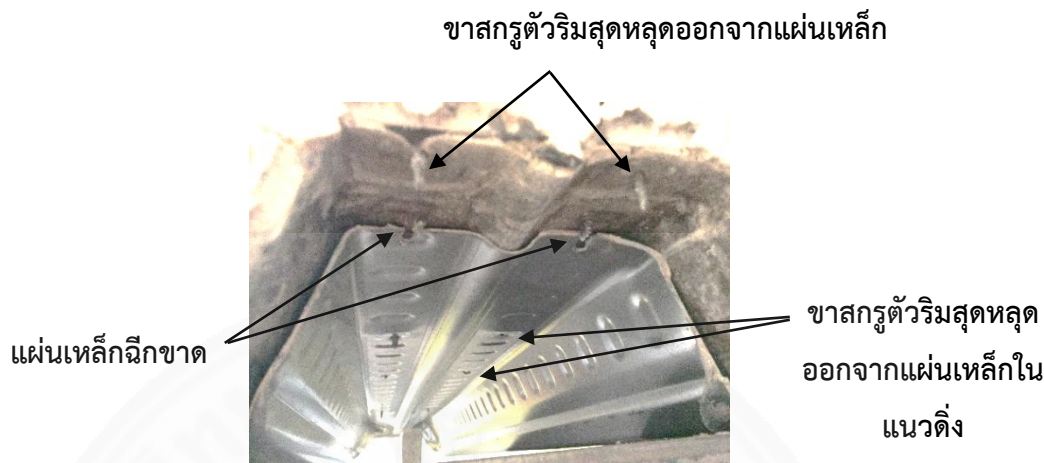
8. เมื่อน้ำหนักประมาณ 3,028-3,428 กิโลกรัม ทีท้องลอนของแผ่นเหล็กบริเวณกลางความยาวเกิดการครากของแผ่นเหล็กก่อนทีแผ่นพื้นจะถึงจุดวิบัติลงมา



ภาพที่ 5.37 การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากวิบัติ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)

9 การวิบัติของแผ่นพื้น หลังจากแผ่นเหล็กฉีกขาดและสกรูตัวที่อยู่ปลายสุดหลุดออกจากแผ่นเหล็กแล้ว คอนกรีตทีปลายแผ่นพื้นนี้จะกระดกขึ้นทำให้คอนกรีตในส่วนตั้งแต่รอยแตกร้าวได้จุดให้น้ำหนักจนถึงปลายแผ่นพื้นแยกตัวออกจากแผ่นเหล็กที่รื้อถอนทันที ในเวลานี้คอนกรีตไม่ได้ช่วยรับน้ำหนักบรรทุกอีกต่อไป ดังนั้นน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดจึงถ่ายเทไปที่แผ่นเหล็กที่รื้อถอน แผ่นเหล็กที่รื้อ

ลอนไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกที่มากกระทำได้จึงเกิดการแอ่นและหักในบริเวณนี้อย่างรวดเร็ว แผ่นพื้นจึงวิบัติลงมาทันทีทันใดที่บริเวณนี้



ภาพที่ 5.38 การฉีกขาดของแผ่นเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นเนื่องจากแรงกดด้านข้าง (Beaing) ที่ขาของสกรู จนทำให้ปลายแผ่นเหล็กขาดที่ปลายของแผ่นพื้นด้านที่เกิดการวิบัติ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)

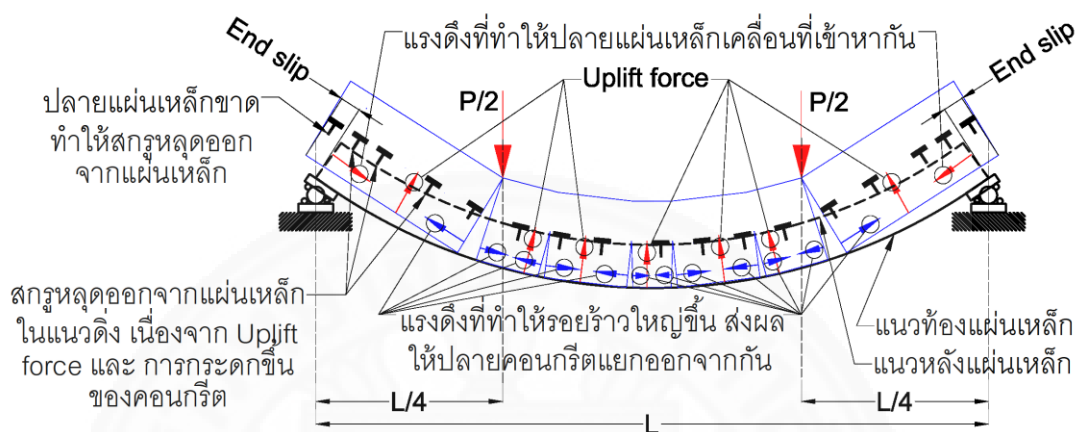
10. การวิบัติของแผ่นพื้นจะเกิดที่แนวของรอยแตกร้าวใต้จุดให้น้ำหนักข้างใดข้างหนึ่งของแผ่นพื้น นอกจากนี้ยังพบการโก่งเดาะเฉาะที่ (Local Buckling) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็กตลอดแนวความกว้างของแผ่นเหล็กบริเวณแนวการหักของแผ่นพื้นอีกด้วย

11. น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่แผ่นพื้นสามารถรับได้ประมาณ 3,428-3,928 กิโลกรัม และความสามารถในการแอ่นตัวได้ของแผ่นพื้นสูงสุดประมาณ 72.68-88.28 มิลลิเมตร



ภาพที่ 5.39 การหักของแผ่นพื้นที่รอยร้าวขนาดใหญ่ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 4 (SF-4m)

12. ลักษณะการวิบัติเป็นการวิบัติแบบเปราะ (Brittle) เนื่องจากแรงเฉือนในแนวราบ (Longitudinal Shear Force) ร่วมกับแรงดัด (Bending Moment) ทำให้แผ่นพื้นสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวที่ผิวสัมผัสจนเกิดการไถลแยกออกจากกัน (Shear Bond Failure)

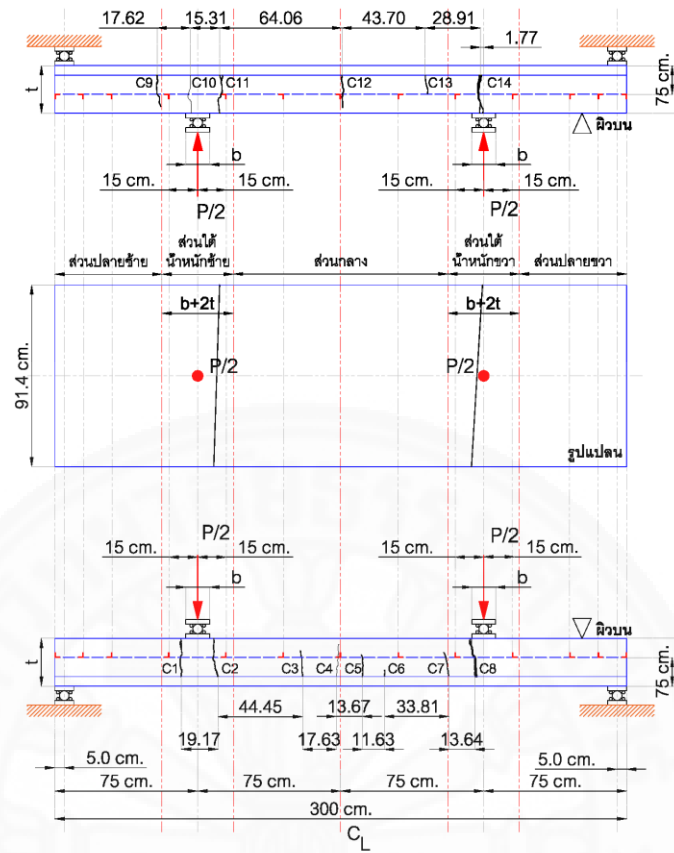


ภาพที่ 5.40 ลักษณะการวิบัติของแผ่นพื้นที่ตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดความยาว (SF-4m)

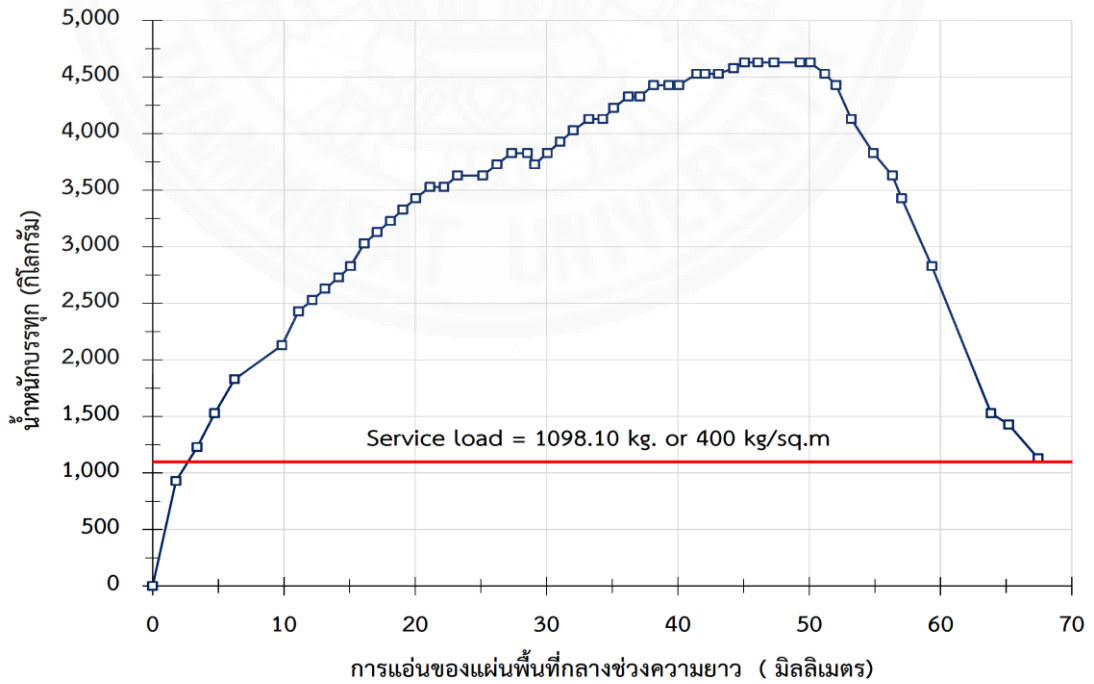
## 5.6 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)

เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นแผ่นพื้นเริ่มแอ่นตัว จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกอยู่ในช่วงประมาณ 1828 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 6.24 มิลลิเมตร รอยแตกร้าวขนาดเล็กจะเริ่มเกิดกระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดช่วงส่วนใต้น้ำหนักบรรทุกซ้ายจนถึงส่วนใต้น้ำหนักบรรทุกขวา และพบการไถลแยก (End Slip) ที่ปลายด้านใดด้านหนึ่งของแผ่นพื้น เมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่าประมาณ 2,128 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 9.85 มิลลิเมตร ที่ปลายแผ่นพื้นด้านที่เหลือเกิดการไถลแยก เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกต่อไปพบว่าที่ส่วนกลางและส่วนใต้จุดให้น้ำหนักเกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กเพิ่มขึ้นอีกเล็กน้อยจึงหยุดเพิ่ม รอยแตกร้าวเดิมที่เกิดก่อนหน้านี้ได้ขยายใหญ่ขึ้นโดยเฉพาะรอยแตกร้าวที่อยู่ในบริเวณส่วนใต้จุดให้น้ำหนักบรรทุกจะมีขนาดใหญ่กว่าและใหญ่กว่ารอยแตกร้าวอื่นๆในส่วนกลางของแผ่นพื้น น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่วัดได้อยู่ในช่วงประมาณ 4,628 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 45.09-50.09 มิลลิเมตร เมื่อถึงน้ำหนักบรรทุกสูงสุดแล้วค่าน้ำหนักบรรทุกที่วัดได้จะลดลง แต่ค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวยังคงเพิ่มขึ้นต่อไปเรื่อยๆ ในการทดสอบนี้หยุดการทดสอบที่น้ำหนักบรรทุกลดต่ำลงมากกว่า 25% ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่รับได้ ที่น้ำหนักบรรทุกสุดท้ายนี้มีค่าประมาณ 1,128 กิโลกรัม วัดค่าการแอ่นตัวได้ประมาณ 67.44 มิลลิเมตร

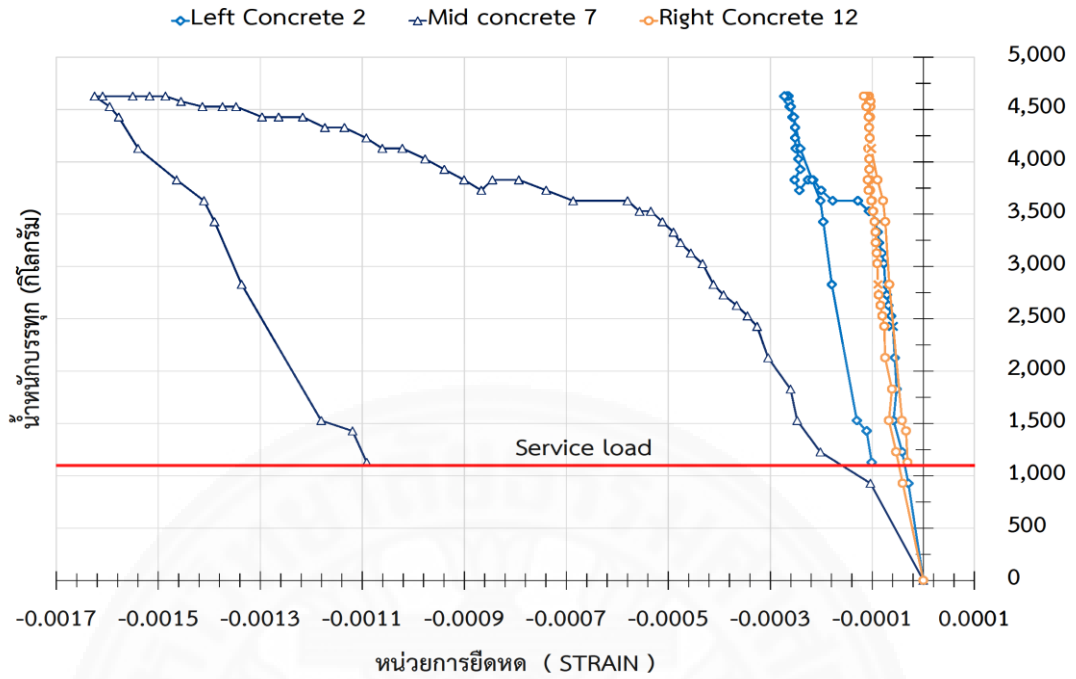




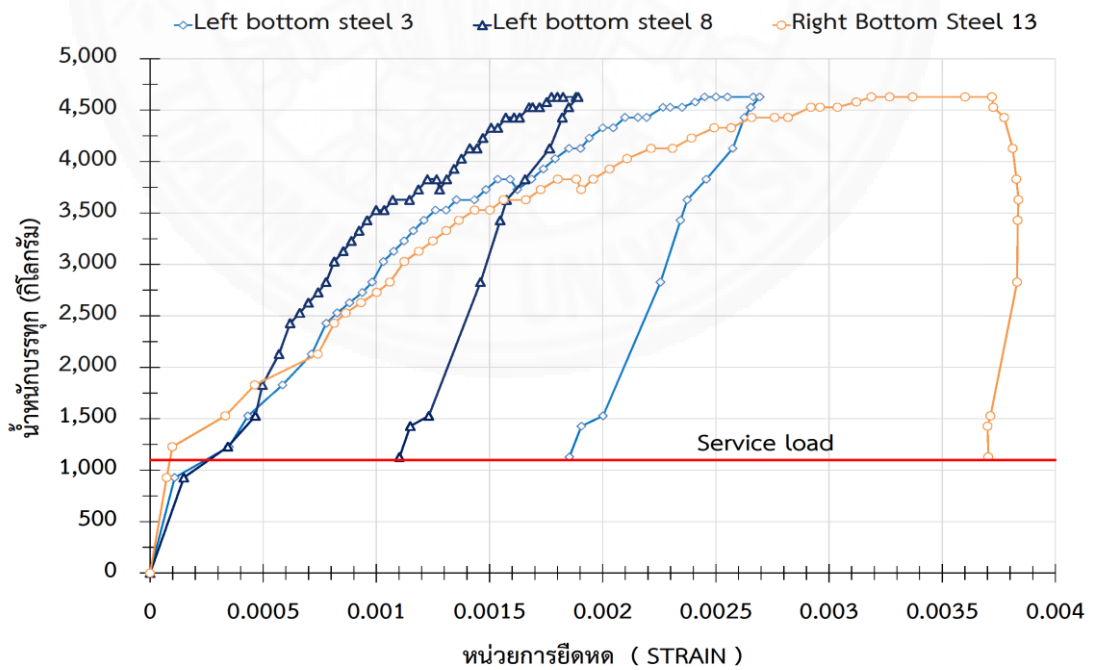
ภาพที่ 5.41 รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)



ภาพที่ 5.42 ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นที่กลางช่วงความยาวกับน้ำหนักบรรทุก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)

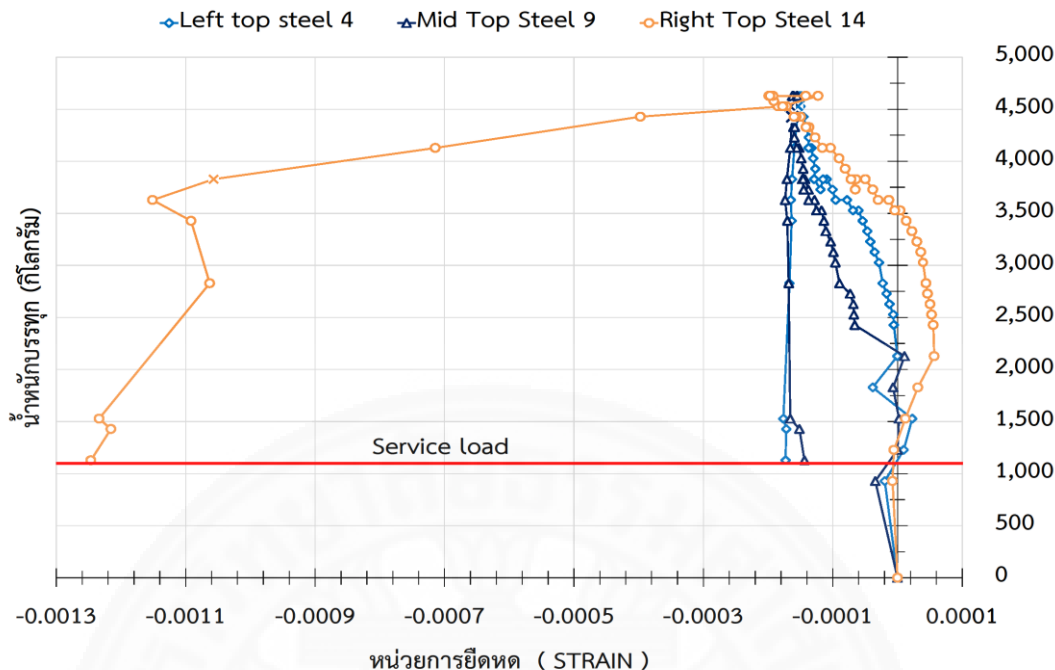


ภาพที่ 5.43 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)



ภาพที่ 5.44 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)





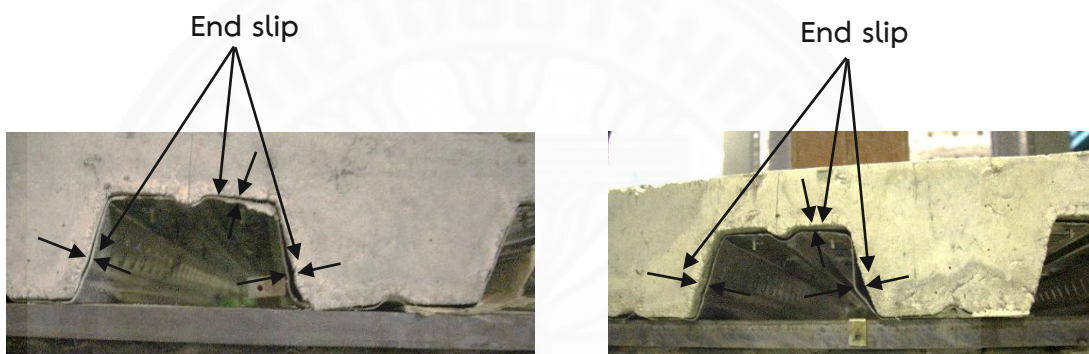
ภาพที่ 5.45 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)

จากพฤติกรรมที่เกิดขึ้นเมื่อพิจารณา น้ำหนักบรรทุก ค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาว ค่าการเคลื่อนที่ของแผ่นเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง และค่าหน่วยการยืดหดที่วัดได้ พบว่า

1. การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดความยาวของแผ่นพื้นช่วยทำให้คอนกรีตกับแผ่นเหล็กยึดเหนี่ยวกันมากขึ้นและไม่เกิดการหลุดออกจากกันเมื่อแผ่นพื้นเกิดการแอ่นตัวมากขึ้น
2. การลดความยาวของแผ่นพื้นทำให้แผ่นพื้นสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้เพิ่มขึ้นและมีการแอ่นตัวน้อยลง
3. บริเวณส่วนใต้จุดให้น้ำหนัก ทั้งทางซ้ายและขวา ซึ่งจะอยู่ในช่วงระยะ  $b + 2t$  จะเกิดรอยแตกกว้างขนาดใหญ่เนื่องจากอิทธิพลของแรงดัดที่ร่วมกับแรงเฉือน ส่วนที่บริเวณส่วนกลางจะเกิดรอยร้าวขนาดเล็กกระจายสม่ำเสมอเนื่องจากอิทธิพลของแรงดัดและไม่พบการแอ่นตัวทันทีทันใดระหว่างการทดสอบ
4. ไม่พบรอยร้าวขนาดเล็กที่รอยต่อระหว่างขอบของแผ่นเหล็กกับผิวของคอนกรีตที่ด้านข้างของแผ่นพื้นและที่ปลายแผ่นพื้น ซึ่งเกิดจากการแยกตัวระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กยึดเหนี่ยวกันเนื่องจากแรงเฉือนในแนวราบ

5. การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากที่ยึดคอนกรีตแยกตัวออกจากแผ่นเหล็กที่รื้อถอนแล้ว ที่บริเวณรอยแตกกว้างได้จุดให้น้ำหนักคอนกรีตจะถูกหน่วยแรงในแนวราบถ่างออกจากกันทำให้รอยแตกกว้างได้จุดให้น้ำหนักขนาดใหญ่เพิ่มขึ้น ในเวลาเดียวกันแผ่นเหล็กที่รื้อถอนเมื่อแอนตัวมากขึ้นปลายแผ่นเหล็กทั้ง 2 ข้างจะถูกดึงเข้าหากัน ทำให้เกิดแรงกดด้านข้าง (Bearing) ที่ขาของสกรู จนทำให้แผ่นเหล็กฉีกขาด หลังจากนั้นที่ปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง คอนกรีตและแผ่นเหล็กจึงเคลื่อนที่ออกจากกันในทิศทางตรงกันข้ามกัน เกิดการไถลแยกที่ปลายทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้น

6. พบว่าเกิดการไถลแยก (End Slip) ที่ปลายทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้นก่อนที่แผ่นพื้นจะวิบัติลงมา ซึ่งการไถลแยกที่ปลายนี้อาจจะเริ่มเกิดพร้อมกันทั้ง 2 ข้าง หรือเริ่มเกิดทีละข้างก็ได้



ปลายด้านซ้าย ซึ่งวิบัติ

ปลายด้านขวา

ภาพที่ 5.46 การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End slip) หลังจากวิบัติ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)

7. ที่น้ำหนักประมาณ 3,628-3,828 กิโลกรัม การแอนตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวกลางช่วงความยาวประมาณ 25.13-28.55 มิลลิเมตร ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็กบริเวณใต้จุดให้น้ำหนักบรรทุกทั้งสองด้านของแผ่นพื้น เกิดการครากของแผ่นเหล็กก่อนที่แผ่นพื้นจะถึงจุดวิบัติลงมา

8. ที่น้ำหนักประมาณ 4,428 กิโลกรัม การแอนตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวกลางช่วงความยาวประมาณ 39.31 มิลลิเมตร ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็กบริเวณกลางความยาวเกิดการครากของแผ่นเหล็กก่อนที่แผ่นพื้นจะถึงจุดวิบัติลงมา

9. ที่น้ำหนักสุดท้ายในการทดสอบ ค่าประมาณ 1,128 กิโลกรัม วัดค่าการแอนตัวได้ประมาณ 67.44 มิลลิเมตร ขาของสกรูตัวริมสุดทำให้แผ่นเหล็กที่รื้อถอนที่ปลายแผ่นพื้นนั้นฉีกขาดเป็นแนว แต่ขาของสกรูตัวริมสุดยังไม่หลุดออกจากแผ่นเหล็ก ทำให้ที่น้ำหนักบรรทุกสุดท้ายของการทดสอบนี้ไม่สามารถทำให้แผ่นพื้นวิบัติลงมาได้

10. น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่แผ่นพื้นสามารถรับได้ประมาณ 4,268 กิโลกรัม และความสามารถในการแอนตัวได้ของแผ่นพื้นสูงสุดประมาณ 67.44 มิลลิเมตร

11. พบการโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local Buckling) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็กตลอดแนว ความกว้างของแผ่นเหล็กบริเวณรอยแตกร้าวขนาดใหญ่ได้จุดให้น้ำหนักบรรทุก



ภาพที่ 5.47 การฉีกขาดของแผ่นเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นเนื่องจากแรงบิดด้านข้าง (Beaing) ที่ขาของสกรูจนทำให้แผ่นเหล็กขาดที่ปลายของแผ่นพื้นด้านที่เกิดการวิบัติ เมื่อน้ำหนักบรรทุกที่วัดได้ลดลงเหลือ 25%ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)



ภาพที่ 5.48 การโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local Buckling) ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)

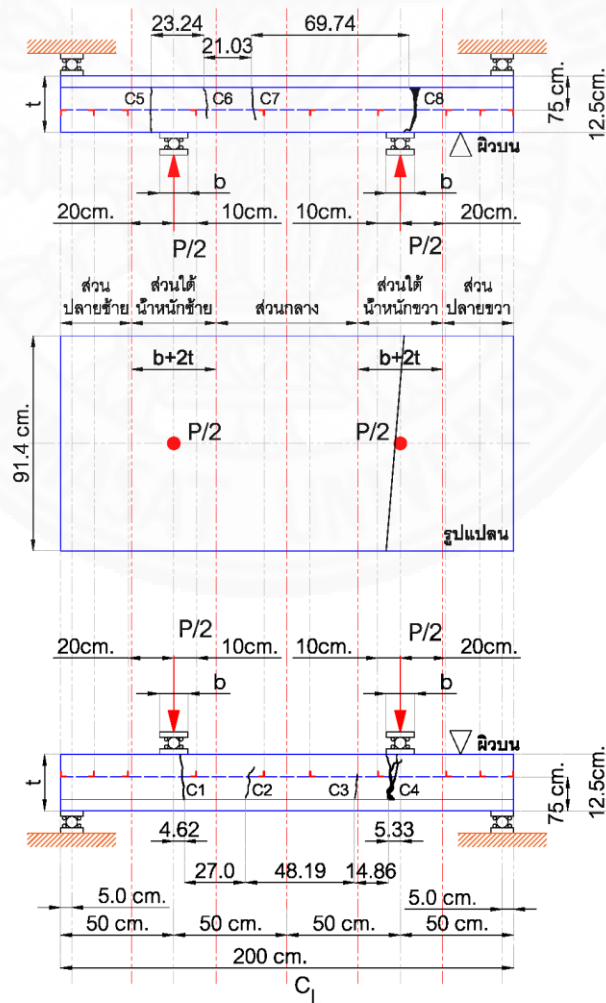
12. ลักษณะการวิบัติเป็นการวิบัติแบบเปราะ (Brittle) เนื่องจากแรงเฉือนในแนวราบ (Longitudinal Shear Force) ร่วมกับแรงดัด (Bending Moment) ทำให้แผ่นพื้นสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวที่ผิวสัมผัสจนเกิดการไถลแยกออกจากกัน (Shear Bond Failure)



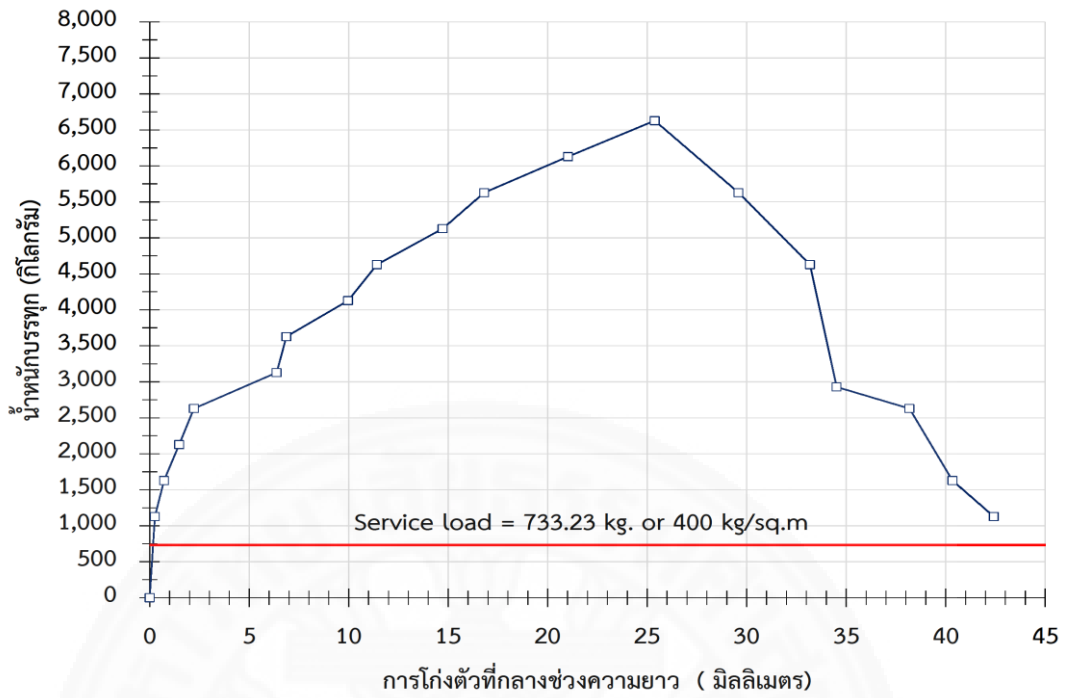
ภาพที่ 5.49 การหักของแผ่นพื้นที่รอยร้าวขนาดใหญ่ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 5 (SF-3m)

### 5.7 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)

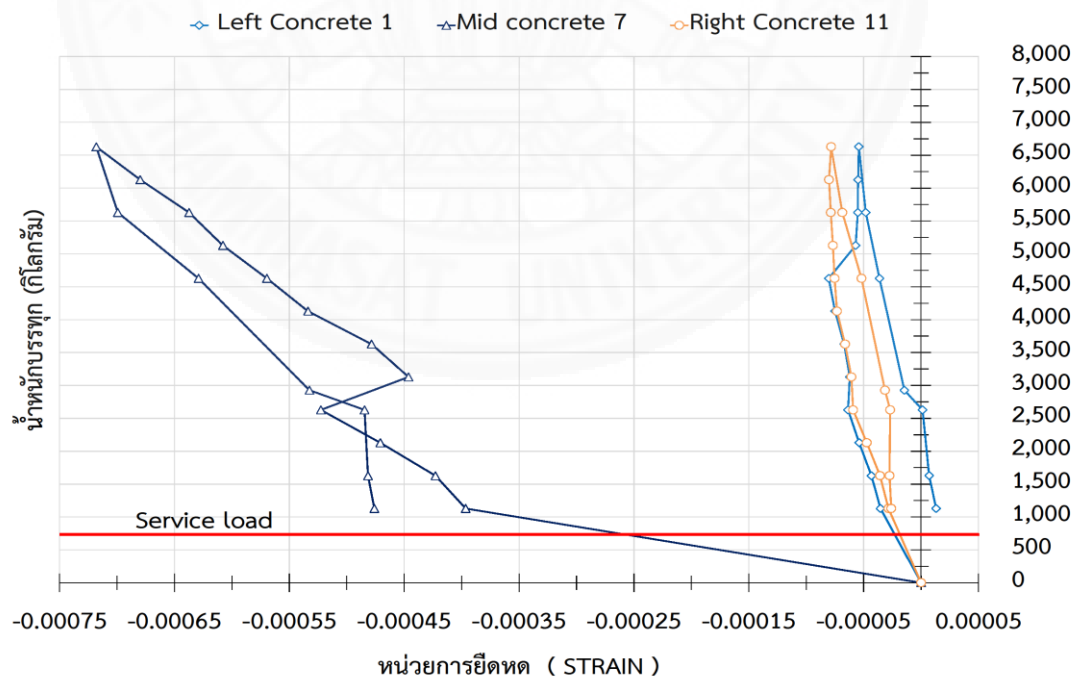
เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นแผ่นพื้นเริ่มแอ่นตัว เมื่อน้ำหนักบรรทุกอยู่ในช่วงประมาณ 2,628 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 2.22 มิลลิเมตร รอยแตกร้าวขนาดเล็กที่ส่วนกลางใกล้ๆ กับจุดให้น้ำหนักและเกิดการไหลแยกที่ปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง ที่น้ำหนักบรรทุกอยู่ในช่วงประมาณ 3,128 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 6.38 มิลลิเมตร เกิดรอยแตกร้าวที่ได้จุดให้น้ำหนักบรรทุกทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้น เมื่อเพิ่มน้ำหนักต่อไปพบว่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่วัดได้อยู่ในช่วงประมาณ 6,628 กิโลกรัม การแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวประมาณ 25.38 มิลลิเมตร เมื่อถึงน้ำหนักบรรทุกสูงสุดแล้ว ค่าน้ำหนักบรรทุกที่วัดได้จะลดลง แต่ค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวยังคงเพิ่มขึ้นต่อไปเรื่อยๆ ในการทดสอบนี้หยุดการทดสอบที่น้ำหนักบรรทุกลดต่ำลงมากกว่า 25% ของน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่รับได้ ที่น้ำหนักบรรทุกสุดท้ายนี้มีค่าประมาณ 1,128 กิโลกรัม วัดค่าการแอ่นตัวได้ 42.42 มิลลิเมตร



ภาพที่ 5.50 รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)



ภาพที่ 5.51 ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นที่กลางช่วงความยาวกับน้ำหนักบรรทุก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)

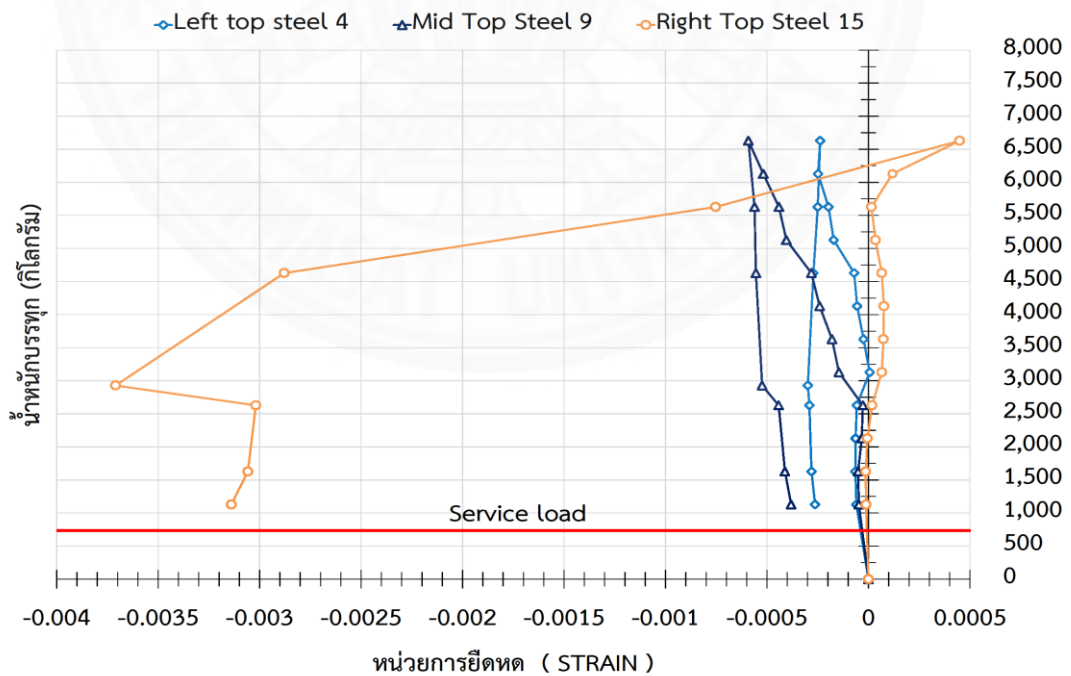


ภาพที่ 5.52 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)





ภาพที่ 5.53 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ต้องลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)



ภาพที่ 5.54 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)

จากพฤติกรรมที่เกิดขึ้นเมื่อพิจารณา น้ำหนักบรรทุก ค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาว ค่าการเคลื่อนที่ของแผ่นเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง และค่าหน่วยการยึดหดที่วัดได้ พบว่า

1. การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดความยาวของแผ่นพื้นช่วยทำให้คอนกรีตกับแผ่นเหล็กยึดติดกันมีความเป็นคอมโพสิตมากขึ้นและไม่เกิดการหลุดออกจากกันเมื่อแผ่นพื้นเกิดการแอ่นตัวมากขึ้น

2. การลดความยาวของแผ่นพื้นทำให้แผ่นพื้นสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้เพิ่มขึ้นและมีการแอ่นตัวน้อยลง

3. บริเวณส่วนใต้จุดให้น้ำหนัก ทั้งทางซ้ายและขวา ซึ่งจะอยู่ในช่วงระยะ  $b + 2t$  จะเกิดรอยแตกร้าวขนาดใหญ่เนื่องจากอิทธิพลของแรงดัดที่ร่วมกับแรงเฉือน ส่วนที่บริเวณส่วนกลางจะเกิดรอยร้าวขนาดเล็กกระจายสม่ำเสมอเนื่องจากอิทธิพลของแรงดัดและไม่พบการแอ่นตัวทันทีทันใดระหว่างการทดสอบ

4. ไม่พบรอยร้าวขนาดเล็กที่รอยต่อระหว่างขอบของแผ่นเหล็กกับผิวของคอนกรีตที่ด้านข้างของแผ่นพื้นและที่ปลายแผ่นพื้น ซึ่งเกิดจากการแยกตัวระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กยึดติดกันเนื่องจากแรงเฉือนในแนวราบ

5. การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากที่ยึดคอนกรีตแยกตัวออกจากแผ่นเหล็กยึดติดกันแล้ว ที่บริเวณรอยแตกร้าวใต้จุดให้น้ำหนักคอนกรีตจะถูกหน่วยแรงในแนวราบถ่างออกจากกันทำให้รอยแตกร้าวใต้จุดให้น้ำหนักขนาดใหญ่เพิ่มขึ้น ในเวลาเดียวกันแผ่นเหล็กยึดติดกันเมื่อแอ่นตัวมากขึ้นปลายแผ่นเหล็กทั้ง 2 ข้างจะถูกดึงเข้าหากัน ทำให้เกิดแรงกดด้านข้าง (Bearing) ที่ขาของสกรู จนทำให้แผ่นเหล็กฉีกขาด หลังจากนั้นที่ปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง คอนกรีตและแผ่นเหล็กจึงเคลื่อนที่ออกจากกันในทิศทางตรงกันข้ามกัน เกิดการไถลแยกที่ปลายทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้น



ภาพที่ 5.55 การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากวิบัติ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)



6. พบว่าเกิดการไถลแยก (End Slip) ที่ปลายทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้นก่อนที่แผ่นพื้นจะวิบัติลงมา ซึ่งการไถลแยกที่ปลายนี้อาจจะเริ่มเกิดพร้อมกันทั้ง 2 ข้าง หรือเริ่มเกิดทีละข้างก็ได้

7. ที่น้ำหนักประมาณ 5,128-5,628 กิโลกรัม การแอนตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 14.72-16.81 มิลลิเมตร ท้องลอนของแผ่นเหล็กบริเวณใต้จุดให้น้ำหนักบรรทุกทั้งสองด้านของแผ่นพื้น เกิดการครากของแผ่นเหล็กก่อนที่แผ่นพื้นจะถึงจุดวิบัติลงมา

8. ที่น้ำหนักประมาณ 6,128 กิโลกรัม การแอนตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 21.02 มิลลิเมตร ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็กบริเวณกลางความยาวเกิดการครากของแผ่นเหล็กก่อนที่แผ่นพื้นจะถึงจุดวิบัติลงมา

9. ที่น้ำหนักสุดท้ายในการทดสอบ ค่าประมาณ 1,128 กิโลกรัม วัดค่าการแอนตัวได้ประมาณ 44.42 มิลลิเมตร ขาของสกรูตัวริมสุดทำให้แผ่นเหล็กที่ลอนที่ปลายแผ่นพื้นนั้นฉีกขาดเป็นแนว แต่ขาของสกรูตัวริมสุดยังไม่หลุดออกจากแผ่นเหล็ก ทำให้ที่น้ำหนักบรรทุกสุดท้ายของการทดสอบนี้ไม่สามารถทำให้แผ่นพื้นวิบัติลงมาได้

10. น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่แผ่นพื้นสามารถรับได้ประมาณ 6,628 กิโลกรัม และความสามารถในการแอนตัวได้ของแผ่นพื้นสูงสุดประมาณ 42.42 มิลลิเมตร

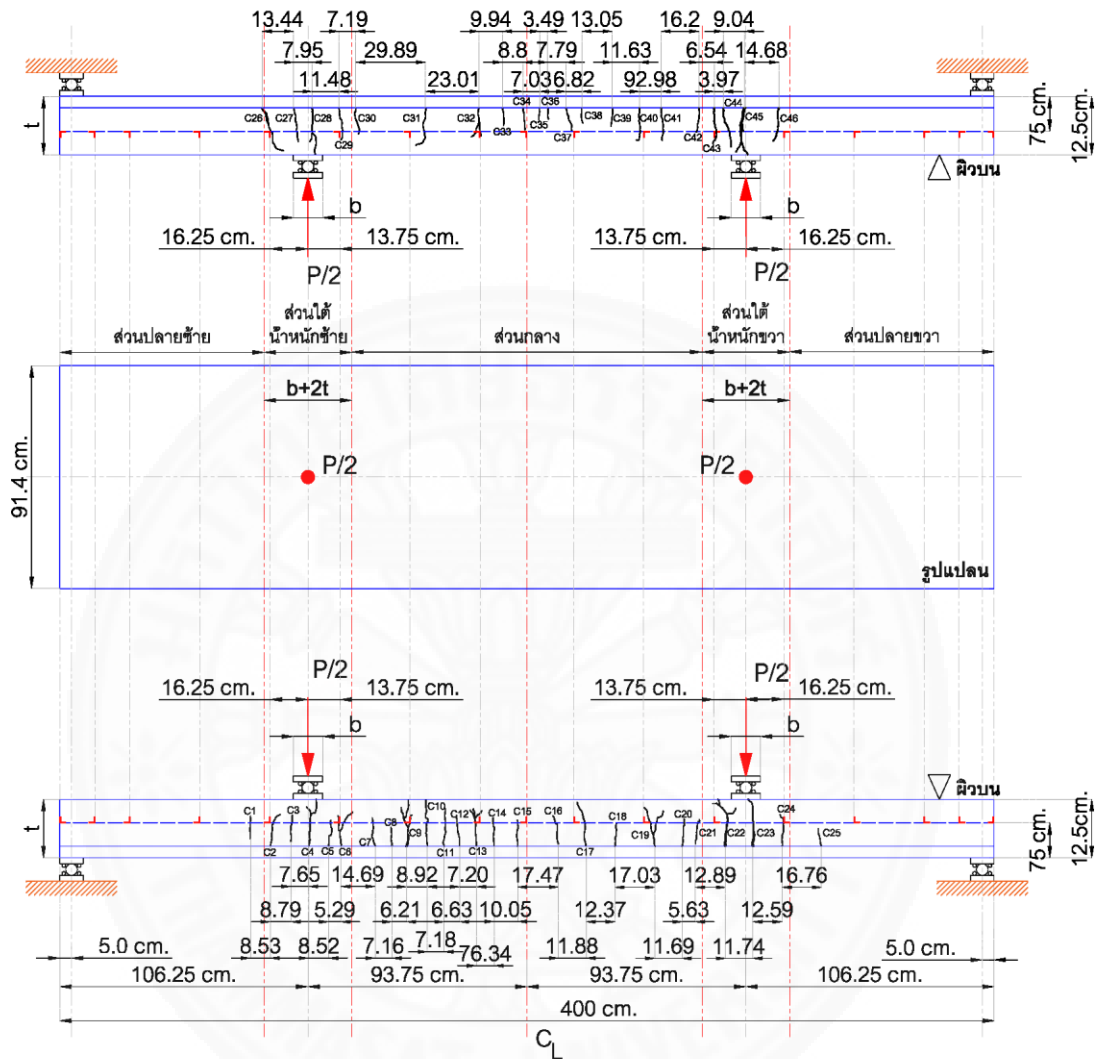
11. พบการโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local Buckling) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็กตลอดแนวความกว้างของแผ่นเหล็กบริเวณรอยแตกร้าวขนาดใหญ่ใต้จุดให้น้ำหนักบรรทุก

12. ลักษณะการวิบัติเป็นการวิบัติแบบเปราะ (Brittle) เนื่องจากแรงเฉือนในแนวราบ (Longitudinal Shear Force) ร่วมกับแรงดัด (Bending Moment) ทำให้แผ่นพื้นสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวที่ผิวสัมผัสจนเกิดการไถลแยกออกจากกัน (Shear Bond Failure)



ภาพที่ 5.56 การหักของแผ่นพื้นที่รอยร้าวขนาดใหญ่ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 6 (SF-2m)

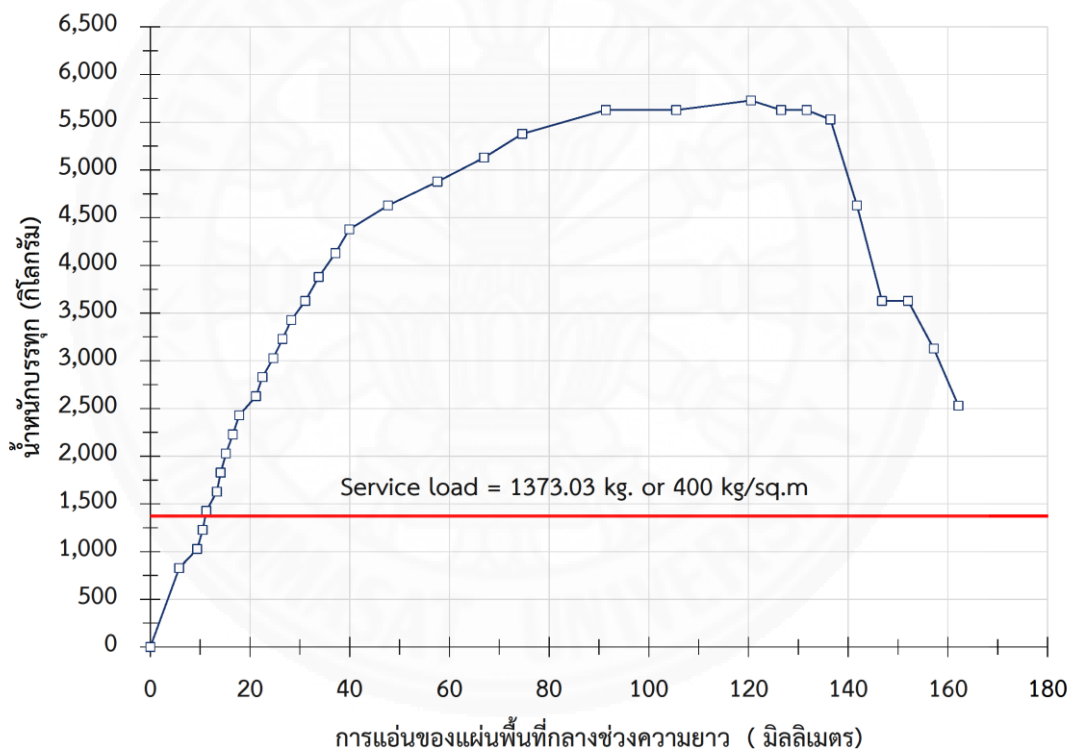
### 5.8 พฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)



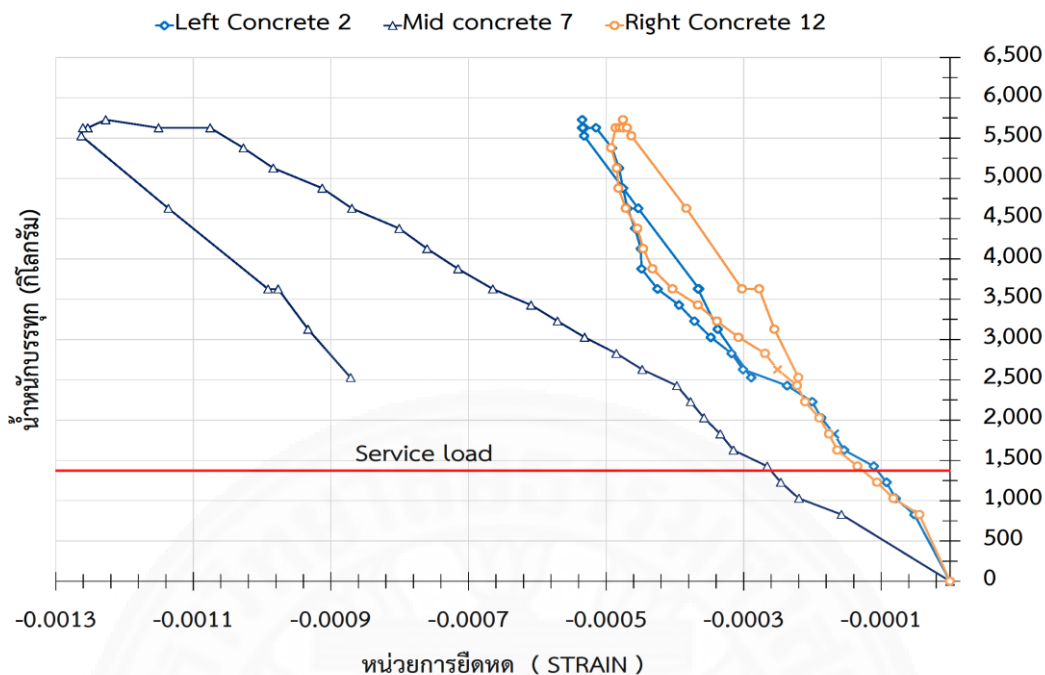
ภาพที่ 5.57 รอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)

เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกแผ่นพื้นเริ่มแน่นตัว จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกอยู่ในช่วงประมาณ 1,628-1,828 กิโลกรัม การแน่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 13.35-14.12 มิลลิเมตร รอยแตกร้าวขนาดเล็กจะเริ่มเกิดกระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดส่วนกลาง เมื่อน้ำหนักบรรทุกอยู่ในช่วงประมาณ 2,028 กิโลกรัม การแน่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 15.19 มิลลิเมตร พบการไถลแยก (End Slip) ที่ปลายด้านใดด้านหนึ่งของแผ่นพื้น เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกต่อไปรอยแตกร้าวที่ส่วนกลางยังคงเพิ่มจำนวนขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกอยู่ในช่วงประมาณ 2,428 กิโลกรัม การแน่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวประมาณ 17.85 มิลลิเมตร เริ่มเกิดรอยแตกร้าวที่ส่วนใต้น้ำหนักที่ปลายแผ่นพื้นด้านที่เหลือเกิดการไถลแยก เมื่อให้น้ำหนักบรรทุกต่อไป พบว่าเกิดรอยแตกร้าวขนาด

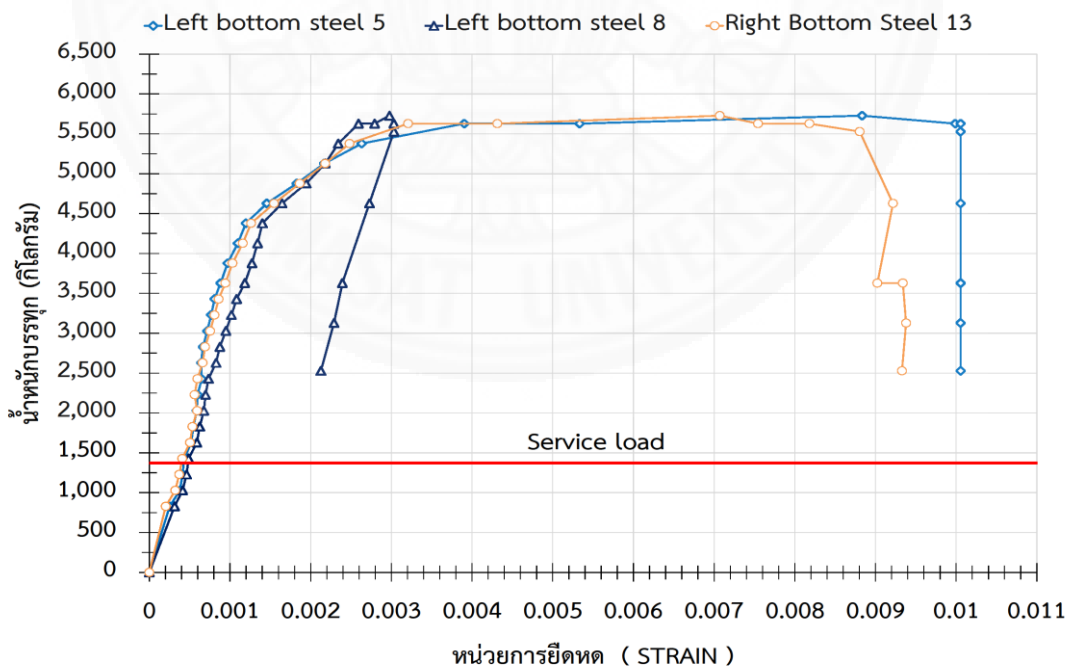
เล็กเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องตั้งแต่บริเวณใต้จุดให้น้ำหนักด้านซ้าย ส่วนกลาง จนถึงใต้จุดให้น้ำหนักด้านขวา รอยแตกแรกเดิมที่เกิดก่อนหน้านี้อได้ขยายใหญ่ขึ้น โดยเฉพาะรอยแตกร้าวที่อยู่ในบริเวณส่วนใต้จุดให้น้ำหนักบรรทุกทุกจะมีขนาดใหญ่มากและใหญ่กว่ารอยแตกร้าวในส่วนกลางของแผ่นพื้น เมื่อเพิ่มน้ำหนักต่อไป พบว่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่วัดได้อยู่ในช่วงประมาณ 5,728 กิโลกรัม และการแอ่นตัวในช่วงเวลานี้ประมาณ 120.49 มิลลิเมตร เมื่อถึงน้ำหนักบรรทุกสูงสุดแล้ว ค่าน้ำหนักบรรทุกที่วัดได้จะลดลง แต่ค่าการแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงความยาวยังคงเพิ่มขึ้นต่อไปเรื่อยๆ ที่น้ำหนักบรรทุกสุดท้ายนี้มีค่าประมาณ 2,528 กิโลกรัม วัดค่าการแอ่นตัวได้ประมาณ 162.12 มิลลิเมตร



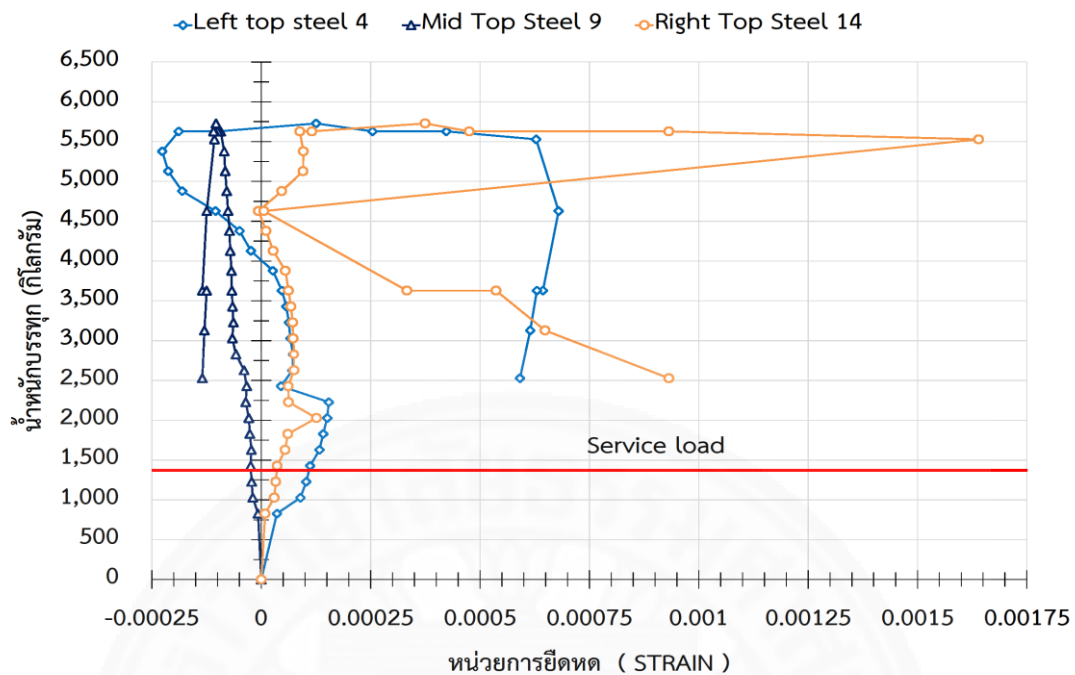
ภาพที่ 5.58 ความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นที่กึ่งกลางช่วงความยาวกับน้ำหนักบรรทุก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)



ภาพที่ 5.59 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ผิวบนสุดของคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)



ภาพที่ 5.60 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)



ภาพที่ 5.61 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับหน่วยการยืดหด (Strain) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็ก ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)

จากพฤติกรรมที่เกิดขึ้นเมื่อพิจารณา น้ำหนักบรรทุก ค่าการแอนตัวที่กึ่งกลางความยาว ค่าการเคลื่อนที่ของแผ่นเหล็กที่ปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง และค่าหน่วยการยืดหดที่วัดได้ พบว่า

1. การติดตั้งอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนตลอดความยาวของแผ่นพื้นช่วยให้คอนกรีตกับแผ่นเหล็กยึดติดกันมีความเป็นคอมโพสิตมากขึ้นและไม่เกิดการหลุดออกจากกันเมื่อแผ่นพื้นเกิดการแอนตัวมากขึ้น

2. บริเวณส่วนใต้จุดให้น้ำหนัก ทั้งทางซ้ายและขวา ซึ่งจะอยู่ในช่วงระยะ  $b + 2t$  จะเกิดรอยแตกร้าวขนาดใหญ่เนื่องจากอิทธิพลของแรงดัดที่ร่วมกับแรงเฉือน

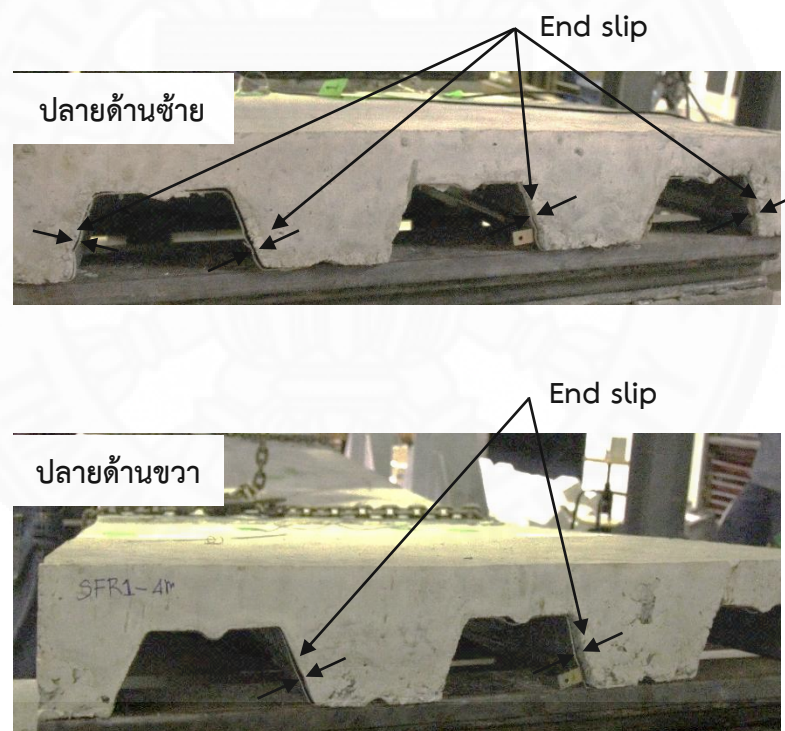
3. การเสริมเหล็ก RB9 ทำให้คอนกรีตแอนตัวได้มากขึ้น จึงเกิดรอยร้าวขนาดเล็กจำนวนมากที่บริเวณส่วนกลางของแผ่นพื้น เนื่องจากอิทธิพลของแรงดัดและไม่พบการแอนตัวทันทีทันใดระหว่างการทดสอบ

4. ไม่พบรอยร้าวขนาดเล็กที่รอยต่อระหว่างขอบของแผ่นเหล็กกับผิวของคอนกรีตที่ด้านข้างของแผ่นพื้น เนื่องจากอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนช่วยยึดรั้งคอนกรีตกับแผ่นเหล็กให้ติดกัน อีกทั้งเหล็กเส้น RB 9 ยังช่วยให้คอนกรีตแอนตัวได้มากขึ้น ทำให้คอนกรีตสามารถแอนตัวแนบติดกับแผ่นเหล็กโดยไม่เกิดการยกตัว (Uplift )

5. ที่การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากที่ยคองกริตแยกตัวออกจากแผ่นเหล็กรีดลอนแล้ว ที่บริเวณรอยแตกร้าวได้จุดให้น้ำหนักคอนกรีตจะถูกหน่วยแรงในแนวราบถ่างออกจากกันทำให้รอยแตกร้าวได้จุดให้น้ำหนักขนาดใหญ่เพิ่มขึ้น ในเวลาเดียวกันแผ่นเหล็กรีดลอนเมื่อแอนตัวมากขึ้นปลายแผ่นเหล็กทั้ง 2 ข้างจะถูกดึงเข้าหากัน ทำให้เกิดแรงกดด้านข้าง (Bearing) ที่ขาของสกรู จนทำให้แผ่นเหล็กฉีกขาด หลังจากนั้นที่ปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง คอนกรีตและแผ่นเหล็กจึงเคลื่อนที่ออกจากกันในทิศทางตรงกันข้ามกัน เกิดการไถลแยกที่ปลายทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้น

6. เหล็ก RB9 ช่วยลดการแตกร้าวออกของคอนกรีต ทำให้รอยร้าวได้จุดให้น้ำหนักบรรทุกมีขนาดใหญ่ยากขึ้นและทำให้แผ่นเหล็กฉีกขาดยากขึ้นอีกด้วย ดังนั้นจึงต้องใช้น้ำหนักบรรทุกมากขึ้นในการทำให้เกิดการไถลแยก (End Slip)

7. พบว่าเกิดการไถลแยก (End Slip) ที่ปลายทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้นก่อนที่แผ่นพื้นจะวิบัติลงมา



ภาพที่ 5.62 การไถลแยกที่ปลายแผ่นพื้น (End Slip) หลังจากวิบัติ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)

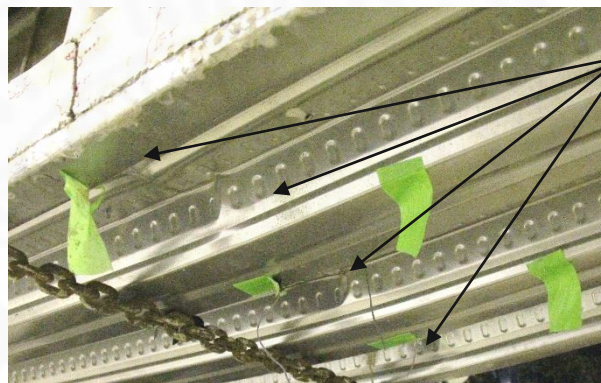
8. ไม่พบการหลุดในแนวตั้งของขาสกรู เนื่องจากการเสริมเหล็กเส้น RB9 ทำให้คอนกรีตสามารถแอนตัวได้ดีและสามารถแอนแนบไปกับการแอนตัวของแผ่นเหล็กรีดลอน



9. ที่น้ำหนักประมาณ 4,628-4,878 กิโลกรัม การแอนตัวที่ท้องลอนประมาณ 47.71-57.61 มิลลิเมตร ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็กทุกจุดที่ติดตั้ง Strain Gauges เกิดการครากของแผ่นเหล็ก ก่อนที่จะถึงน้ำหนักบรรทุกสูงสุด

10. น้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่แผ่นพื้นสามารถรับได้ประมาณ 5,728 กิโลกรัม และความสามารถในการแอนตัวได้ของแผ่นพื้นมากกว่า 162.12 มิลลิเมตร โดยประมาณ

11. การวิบัติของแผ่นพื้นจะเกิดที่แนวของรอยแตกร้าวได้จุดให้น้ำหนักข้างใดข้างหนึ่งของแผ่นพื้น นอกจากนี้ยังพบการโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local Buckling) ที่หลังลอนของแผ่นเหล็กตลอดแนวความกว้างของแผ่นเหล็กบริเวณแนวการหักของแผ่นพื้นอีกด้วย



Local buckling

ภาพที่ 5.63 การโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local Buckling) ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)

12. ลักษณะการวิบัติเป็นการวิบัติแบบเหนียว (Ductile) เนื่องจากแรงเฉือนในแนวราบ (Longitudinal Shear Force) ร่วมกับแรงดัด (Bending Moment) ทำให้แผ่นพื้นสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวที่ผิวสัมผัสจนเกิดการไถลแยกออกจากกัน (Shear Bond Failure)



ภาพที่ 5.64 การหักของแผ่นพื้นที่รอยร้าวขนาดใหญ่ ในตัวอย่างทดสอบแบบที่ 7 (SFR-4m)



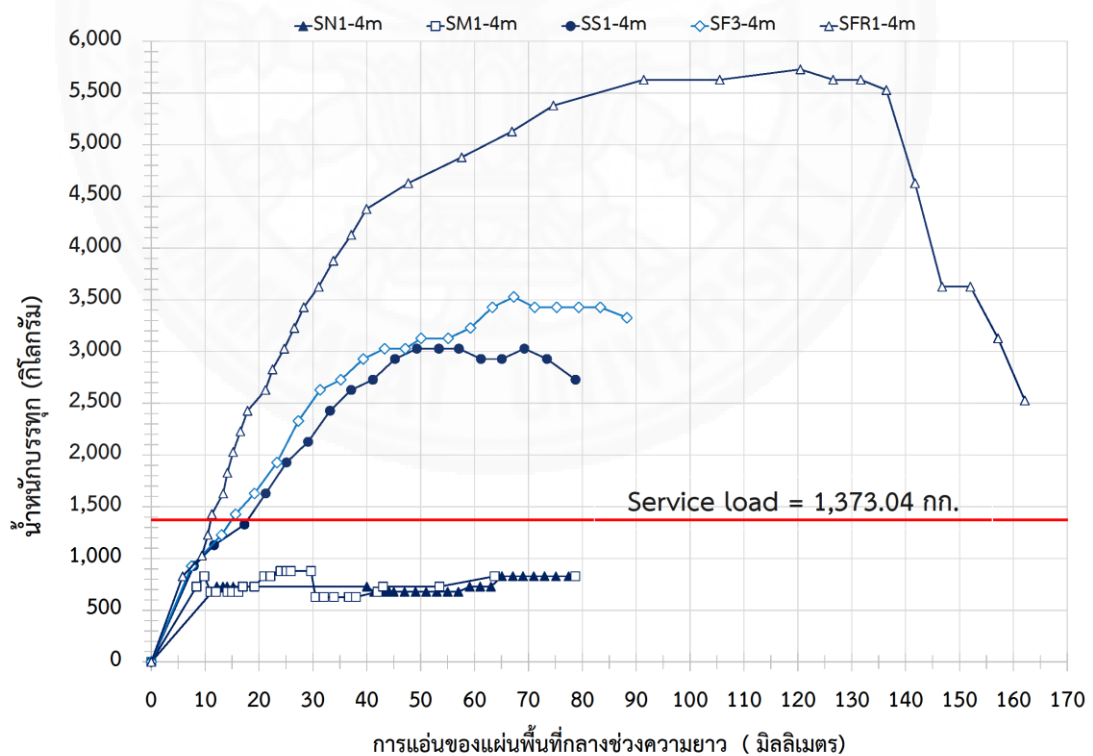
## บทที่ 6 วิเคราะห์และวิจารณ์ผลการทดสอบ

### 6.1 เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด (Ultimate Strength)

ผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวของแผ่นพื้นที่มีความยาว 4 เมตร เท่ากันมาเปรียบเทียบกัน สามารถแสดงได้ดังภาพที่ 6.1 และตารางที่ 6.1 ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

1. การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดความยาวของแผ่นพื้นช่วยให้คอนกรีตกับแผ่นเหล็กยึดกันมีความเป็นคอมโพสิตมากขึ้นกว่าการไม่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือน โดยการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดแนวความยาวคอนกรีตและแผ่นเหล็กยึดกันจะมีความเป็นคอมโพสิตมากที่สุด

2. กำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของตัวอย่างทดสอบควบคุม SN-4m ประมาณ 828 กิโลกรัม



ภาพที่ 6.1 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นของแผ่นพื้นที่กลางช่วงความยาวกับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุก ของตัวอย่างทดสอบที่มีความยาว 4 เมตร

ตารางที่ 6.1 ตารางน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ตัวอย่างทดสอบรับได้

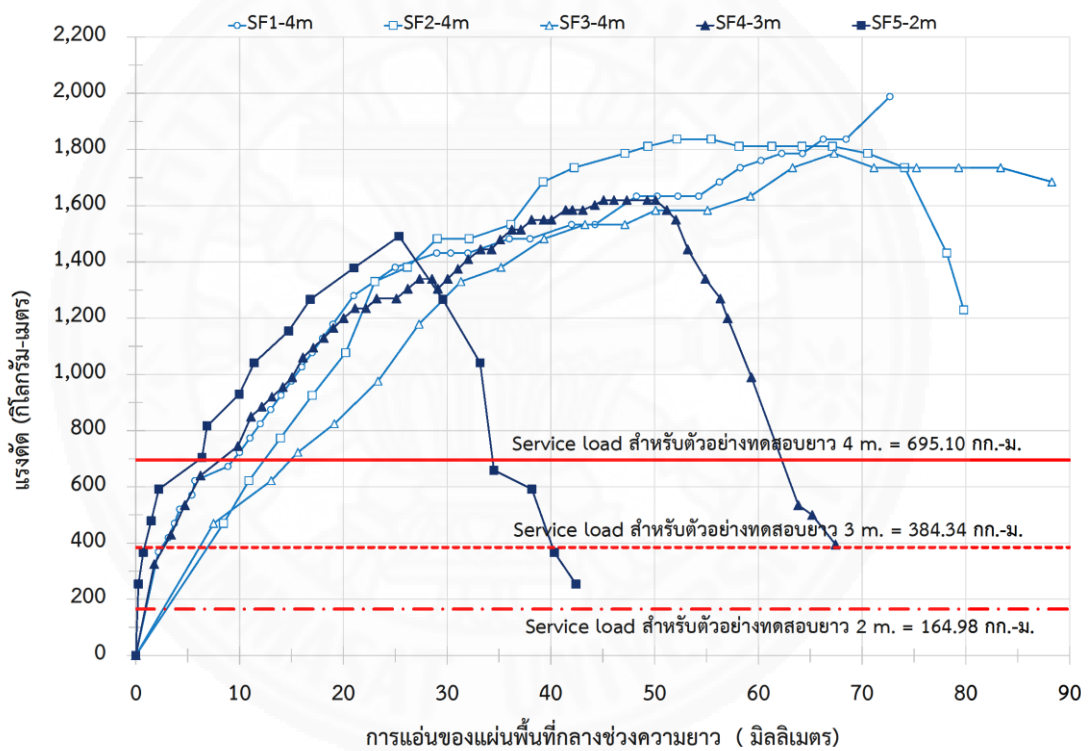
ตัวอย่างทดสอบ	SN-4m	SM-4m	SS-4m	SF-4m	SF-3m	SF-2m	SFR-4m
การแอนตัวสูงสุด (มิลลิเมตร)	77.45	78.7	77.67	80.25	67.44	42.42	162.12
กำลังรับน้ำหนัก บรรทุกสูงสุด (กิโลกรัม)	828	878	3,028	3,528	4,628	6,628	5,728
กำลังรับแรงดัดสูงสุด (กิโลกรัม-เมตร)	419.18	444.49	1,532.93	1,786.05	1,619.8	1,491.3	2,899.80

3. กำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ SM-4m ประมาณ 878 กิโลกรัม มากกว่า SN-4m ประมาณ 50 กิโลกรัม เพิ่มขึ้นร้อยละ 6.04 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ SN-4m รับได้ แสดงให้เห็นว่าการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนเฉพาะที่ส่วนกลางความยาวของแผ่นพื้นช่วยทำให้แผ่นพื้นรับน้ำหนักบรรทุกและกำลังรับแรงดัดได้มากขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้นเมื่อเทียบกับการไม่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนเลย

4. กำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ SS-4m ประมาณ 3,028 กิโลกรัม มากกว่า SN-4m ประมาณ 2,200 กิโลกรัม เพิ่มขึ้นเป็นร้อยละ 265.7 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ SN-4m รับได้ แสดงให้เห็นว่าการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนที่ช่วงระยะ  $L/4$  จากปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง (Shear Span) ช่วยทำให้แผ่นพื้นรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับการไม่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนเลย

5. กำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ SF-4m ประมาณ 3,528 กิโลกรัม มากกว่า SN-4m ประมาณ 2,700 กิโลกรัม เพิ่มขึ้นร้อยละ 326.09 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ SN-4m รับได้ แสดงให้เห็นว่าการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดความยาวของแผ่นพื้นช่วยทำให้แผ่นพื้นรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับการไม่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนเมื่อเปรียบเทียบกับ SS-4m พบว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดมากกว่า SS-4m ประมาณ 500 กิโลกรัม คิดเป็นร้อยละ 16.51 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ SS-4m รับได้ ซึ่งเป็นการยืนยันว่าอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนในส่วนกลางความยาวของ SF-4m ช่วยทำให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของแผ่นพื้นเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับ SS-4m ซึ่งไม่มีอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนในส่วนกลางความยาว กำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นเล็กน้อยนี้เป็นผลอันเนื่องมาจากอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนในส่วนนี้ช่วยทำให้ SF-4m แอนตัวน้อยกว่า SS-4m และยังช่วยต้านทานแรงยก (Uplift Force) ที่เกิดขึ้นในบริเวณส่วนกลางความยาวนี้อีกด้วย

6. กำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ SFR-4m ประมาณ 5,728 กิโลกรัม มากกว่า SN-4m ประมาณ 4,900 กิโลกรัม เพิ่มขึ้นร้อยละ 591.79 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ SN-4m รับผิดชอบได้ แสดงให้เห็นว่าเมื่อติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดความยาวร่วมกับการเสริมเหล็กเส้น (RB9) เพื่อลดการขยายใหญ่ของรอยร้าวในคอนกรีตในบริเวณท้องลอนของแผ่นเหล็กตีลอน ทำให้แผ่นพื้นมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างทดสอบ SF-4m พบว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของ SFR-4m มากกว่า 2,200 กิโลกรัม คิดเป็นร้อยละ 62.36 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ SF-4m รับผิดชอบได้ แสดงให้เห็นว่าการเสริมเหล็กเพื่อลดการขยายใหญ่ของรอยร้าวช่วยทำให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดเพิ่มขึ้นอีกด้วย



ภาพที่ 6.2 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างการแอ่นของแผ่นพื้นที่กลางช่วงความยาว กับ กำลังรับแรงดัด ของตัวอย่างทดสอบแบบ SF-4m, SF-3m, SF-2m

7. จากตารางที่ 6.1 และภาพที่ 6.2 ถึงแม้ว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ SF-3m ประมาณ 4,628 กิโลกรัม มากกว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ SF-4m ประมาณ 1,100 กิโลกรัม เพิ่มขึ้นร้อยละ 31.18 แต่กำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ SF-3m ประมาณ 1,619.8 กิโลกรัม-เมตร ซึ่งน้อยกว่ากำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ SF-4m ซึ่งมี

ความประมาณ 1,786.05 กิโลกรัม-เมตร แสดงให้เห็นว่าเมื่อแผ่นพื้นสั้นลง มีผลทำให้กำลังการรับน้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มขึ้น แต่กำลังรับแรงดัดน้อยลง

8. ในทำนองเดียวกัน จากตารางที่ 6.1 และภาพที่ 6.2 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ SF-2m ประมาณ 6,628 กิโลกรัม มากกว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ SF-4m ประมาณ 3,100 กิโลกรัม คิดเป็นร้อยละ 87.87 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของ SF-4m และมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกมากกว่า SF-3m ประมาณ 2,000 กิโลกรัม คิดเป็นร้อยละ 43.22 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ SF-3m รับได้ แต่กำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ SF-2m ประมาณ 1,491.3 กิโลกรัม-เมตร ซึ่งน้อยกว่ากำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ SF-4m และตัวอย่างทดสอบ SF-3m ซึ่งมีความประมาณ 1,786.05, 1,619.8 กิโลกรัม-เมตร ตามลำดับ เป็นการยืนยันว่าเมื่อแผ่นพื้นสั้นลง มีผลทำให้กำลังการรับน้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มขึ้น แต่กำลังรับแรงดัดน้อยลง

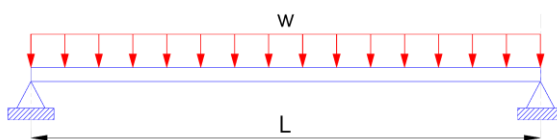
## 6.2 เปรียบเทียบค่าความปลอดภัยส่วนเกิน (Margin of Safety) จากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

โดยทั่วไปแล้วแผ่นพื้นคอมโพสิตระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กกรีดลอนนิยมใช้ในการก่อสร้างอาคารสำนักงาน

### 6.2.1 การหาค่าน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (Service Load)

จากกฎกระทรวงฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527) ข้อที่ 15 กำหนดให้น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load) สำหรับทางเดินของอาคารสำนักงาน มีค่าเท่ากับ 300 กิโลกรัมต่อตารางเมตร ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกใช้งาน (Service Load) จะประกอบด้วย น้ำหนักบรรทุกจรมีค่าเท่ากับ 300 กิโลกรัมต่อตารางเมตร และน้ำหนักคงที่ส่วนเพิ่ม (Super Imposed Dead Load) มีค่าเท่ากับ 100 กิโลกรัมต่อตารางเมตร รวมทั้งหมดเท่ากับ 400 กิโลกรัมต่อตารางเมตร

เมื่อพิจารณาแผ่นพื้นกว้าง 0.914 เมตร ดังนั้นน้ำหนักบรรทุกใช้งานแบบกระจายสม่ำเสมอ (Uniform Distributed Load) จะมีค่าเท่ากับ 365.6 กิโลกรัมต่อเมตร



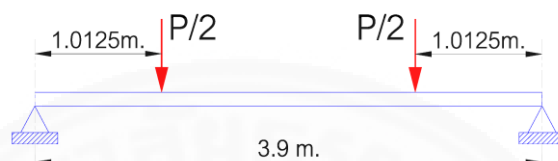
ภาพที่ 6.3 แผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกแบบกระจายสม่ำเสมอ

จากภาพที่ 6.3 สามารถหาแรงดัดสูงสุดที่กึ่งกลางความยาวได้จากสมการ (6.1)

$$M_{Service} = \frac{wl^2}{8} \quad (6.1)$$

### 6.2.1.1 น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานสำหรับ ตัวอย่างทดสอบที่มีความยาว 4 เมตร

จากสมการ 6.1 แรงดัดของน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานบนตัวอย่างทดสอบขนาดความยาว 4 เมตร ซึ่งมีจุดรองรับห่างกัน 3.9 เมตร มีค่าเท่ากับ 695.10 กิโลกรัม-เมตร



ภาพที่ 6.4 ภาพจำลองแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบ 2 จุดสำหรับแผ่นพื้นยาว 4 เมตร

จากภาพที่ 6.4 สามารถหา น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน  $P$  ได้ดังนี้

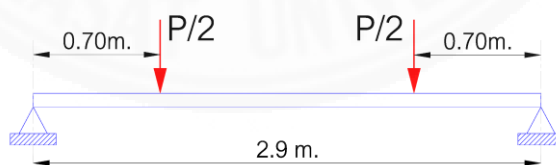
$$M_{Service} = \frac{P}{2} \cdot (1.0125)$$

$$695.10 = \frac{P}{2} \cdot (1.0125)$$

ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบยาว 4 เมตรมีค่าเท่ากับ 1,373.04 กิโลกรัม

### 6.2.1.2 น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานสำหรับ ตัวอย่างทดสอบที่มีความยาว 3 เมตร

จากสมการ 6.1 แรงดัดของน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานบนตัวอย่างทดสอบขนาดความยาว 3 เมตร ซึ่งมีจุดรองรับห่างกัน 2.9 เมตร มีค่าเท่ากับ 384.34 กิโลกรัม-เมตร



ภาพที่ 6.5 ภาพจำลองแผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบ 2 จุดสำหรับแผ่นพื้นยาว 3 เมตร

จากภาพที่ 6.5 สามารถหา น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน  $P$  ได้ดังนี้

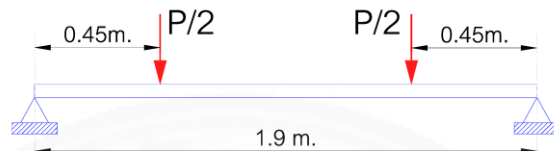
$$M_{Service} = \frac{P}{2} \cdot (0.70)$$

$$384.34 = \frac{P}{2} \cdot (0.70)$$

ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบยาว 3 เมตรมีค่าเท่ากับ 1,098.10 กิโลกรัม

### 6.2.1.3 น้ำหนักบรรทุกใช้งานสำหรับ ตัวอย่างทดสอบที่มีความยาว 2 เมตร

จากสมการ 6.1 แรงตัดของน้ำหนักบรรทุกใช้งานบนตัวอย่างทดสอบ ขนาดความยาว 2 เมตร ซึ่งมีจุดรองรับห่างกัน 1.9 เมตร มีค่าเท่ากับ 164.98 กิโลกรัม-เมตร



ภาพที่ 6.6 ภาพจำลองแผ่นพื้นภายใต้ น้ำหนักบรรทุกแบบ 2 จุดสำหรับแผ่นพื้นยาว 2 เมตร

จากภาพที่ 6.6 สามารถหา น้ำหนักบรรทุกใช้งาน  $P$  ได้ดังนี้

$$M_{Service} = \frac{P}{2} \cdot (0.45)$$

$$164.98 = \frac{P}{2} \cdot (0.45)$$

ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกใช้งานของตัวอย่างทดสอบยาว 2 เมตรมีค่าเท่ากับ 733.23 กิโลกรัม

### 6.2.2 การหาค่าความปลอดภัยส่วนเกิน (Margin of safety)

ในกรณีตัวอย่างทดสอบมีความยาวเท่ากันสามารถหาค่าความปลอดภัยส่วนเกินได้จาก น้ำหนักบรรทุก ดังสมการที่ 6.2

$$\text{ค่าความปลอดภัยส่วนเกิน} = \frac{\text{น้ำหนักบรรทุกสูงสุด}}{\text{น้ำหนักบรรทุกใช้งาน}} - 1 \quad (6.2)$$

ในกรณีที่ตัวอย่างทดสอบมีความยาวไม่เท่ากันสามารถหาค่าความปลอดภัยส่วนเกินได้จาก แรงตัด ดังสมการที่ 6.3

$$\text{ค่าความปลอดภัยส่วนเกิน} = \frac{\text{แรงตัดสูงสุด}}{\text{แรงตัดจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน}} - 1 \quad (6.3)$$

ดังนั้นค่าความปลอดภัยของตัวอย่างทดสอบแบบต่างๆ สามารถหาได้จากสมการ 6.2 และ 6.3 ซึ่งถูกแสดงไว้ในตารางที่ 6.2 และตารางที่ 6.3

ตารางที่ 6.2 เปรียบเทียบค่าความปลอดภัยส่วนเกินสำหรับตัวอย่างทดสอบที่มีความยาว 4 เมตร

ตัวอย่างทดสอบ	SN-4m	SM-4m	SS-4m	SF-4m	SFR-4m
กำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด (กิโลกรัม)	828	878	3,028	3,528	5,728
น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน (กิโลกรัม)	1,373.04	1,373.04	1,373.04	1,373.04	1,373.04
ค่าความปลอดภัยส่วนเกิน	-0.40	-0.36	1.21	1.57	3.17

ตารางที่ 6.3 เปรียบเทียบค่าความปลอดภัยส่วนเกินสำหรับตัวอย่างทดสอบที่มีความยาวต่างกัน

ตัวอย่างทดสอบ	SF-4m	SF-3m	SF-2m
กำลังรับแรงดัดสูงสุด (กิโลกรัม-เมตร)	1,786.05	1,619.8	1,491.3
แรงดัดจากน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน (กิโลกรัม-เมตร)	695.10	384.34	164.98
ค่าความปลอดภัยส่วนเกิน	1.57	3.22	8.04

### 6.2.3 เปรียบเทียบค่าความปลอดภัยส่วนเกิน

#### 6.2.3.1 สำหรับกรณีแผ่นพื้นมีความยาว 4 เมตรเท่ากัน

เมื่อพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน (Service Load) ที่ 400 กิโลกรัมต่อตารางเมตร ซึ่งสัมพันธ์กับน้ำหนักเป็นจุด เท่ากับ 1,373.04 กิโลกรัม จากตารางที่ 6.2 และภาพที่ 6.1 พบว่า

1. ตัวอย่างทดสอบควบคุม SN-4m และ SM-4m มีค่าความปลอดภัยส่วนเกินติดลบ เท่ากับ -0.40 และ -0.36 ตามลำดับ เนื่องจากกำลังสูงสุดของตัวอย่างทั้ง 2 น้อยกว่าน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน ซึ่งแสดงให้เห็นว่าแผ่นพื้นที่ไม่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนหรือแผ่นพื้นที่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนเฉพาะส่วนกลางความยาว ไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานได้และไม่มีความปลอดภัยในการใช้งาน

2. ตัวอย่างทดสอบ SS-4m มีค่าความปลอดภัยส่วนเกินเท่ากับ 1.21 แสดงให้เห็นว่าการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนที่ช่วงปลายแผ่นพื้น (Shear Span) ทั้ง 2 ข้าง ทำให้แผ่นพื้นสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานได้อย่างปลอดภัย

3. ตัวอย่างทดสอบ SF-4m มีค่าความปลอดภัยส่วนเกินเท่ากับ 1.54 ซึ่งมากกว่า SS-4m เพียงเล็กน้อย แสดงให้เห็นว่าอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนในส่วนกลางความยาวของ SF-4m ทำให้แผ่นพื้นสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มขึ้นและมีความปลอดภัยเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับ SS-4m ซึ่งไม่มีอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนในส่วนกลางความยาว



4. ตัวอย่างทดสอบ SFR-4m มีค่าความปลอดภัยส่วนเกินเท่ากับ 3.17 ซึ่งมากกว่า SS-4m และ SF-4m แสดงให้เห็นว่าการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนร่วมกับเหล็กเส้น RB9 ทำให้แผ่นพื้นสามารถรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นและมีความปลอดภัยเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ

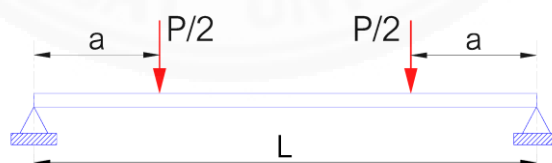
### 6.2.3.2 สำหรับกรณีแผ่นพื้นมีความยาวไม่เท่ากัน

ในการเปรียบเทียบกำลังการรับน้ำหนักบรรทุกของแผ่นพื้นที่มีความยาวไม่เท่ากันจะพิจารณาจาก กำลังรับแรงดัดแทน ดังนั้นเมื่อพิจารณาน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (Service Load) ที่ 400 กิโลกรัมต่อตารางเมตร และผลในตารางที่ 6.3 และภาพที่ 6.2 พบว่า

1. ตัวอย่างทดสอบ SF-3m ถึงแม้ว่ากำลังรับแรงดัดสูงสุดจะมีค่าน้อยกว่า SF-4m. แต่มีค่าความปลอดภัยส่วนเกินเท่ากับ 3.22 ซึ่งมากกว่า SF-4m แสดงให้เห็นว่าแผ่นพื้นที่สั้นลงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานได้และมีความปลอดภัยมากขึ้นในการรับน้ำหนักบรรทุกที่เท่ากันเมื่อเปรียบเทียบกับแผ่นพื้นที่มีความยาวมากกว่า
2. ตัวอย่างทดสอบ SF-2m ถึงแม้ว่ากำลังรับแรงดัดสูงสุดจะมีค่าน้อยกว่า SF-3m และ SF-4m. แต่มีค่าความปลอดภัยส่วนเกินเท่ากับ 8.04 ซึ่งมากกว่า SF-3m และ SF-4m เป็นการยืนยันให้ชัดเจนยิ่งขึ้นว่าแผ่นพื้นที่สั้นลงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานได้และมีความปลอดภัยมากขึ้นในการรับน้ำหนักบรรทุกที่เท่ากันเมื่อเปรียบเทียบกับแผ่นพื้นที่มีความยาวมากกว่า

## 6.3 เปรียบเทียบความแข็งแกร่งต่อการดัด (Flexural Stiffness : EI-Effective)

จากสมการที่ใช้ในการหาการแอ่นตัวสูงสุดที่กึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้น ซึ่งปลายทั้ง 2 ข้างวางอยู่บนจตุรรองรับแบบจุดหมุน (Pin Support) และแผ่นพื้นอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงเป็นจุด (Point Load) 2 จุด



ภาพที่ 6.7 แผ่นพื้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบเป็นจุด

จากภาพที่ 6.7 สามารถหาการแอ่นตัวสูงสุดที่กึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้นได้ ดังสมการ 6.4

$$\Delta_{\max} = \frac{(P/2).a.(3l^2 - 4a^2)}{24.EI} \quad (6.4)$$

เมื่อ  $\Delta_{\max}$  = การแอ่นตัวสูงสุดที่กึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้น

P = น้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับแผ่นพื้น

$a$  = ระยะจากจุดรองรับ (Pin Support) ถึงจุดให้น้ำหนักบรรทุก

$l$  = ระยะระหว่างจุดรองรับที่ปลายทั้ง 2 ข้างของแผ่นพื้น

$E$  = ค่า Elastic Modulus ของแผ่นพื้นคอมโพสิต

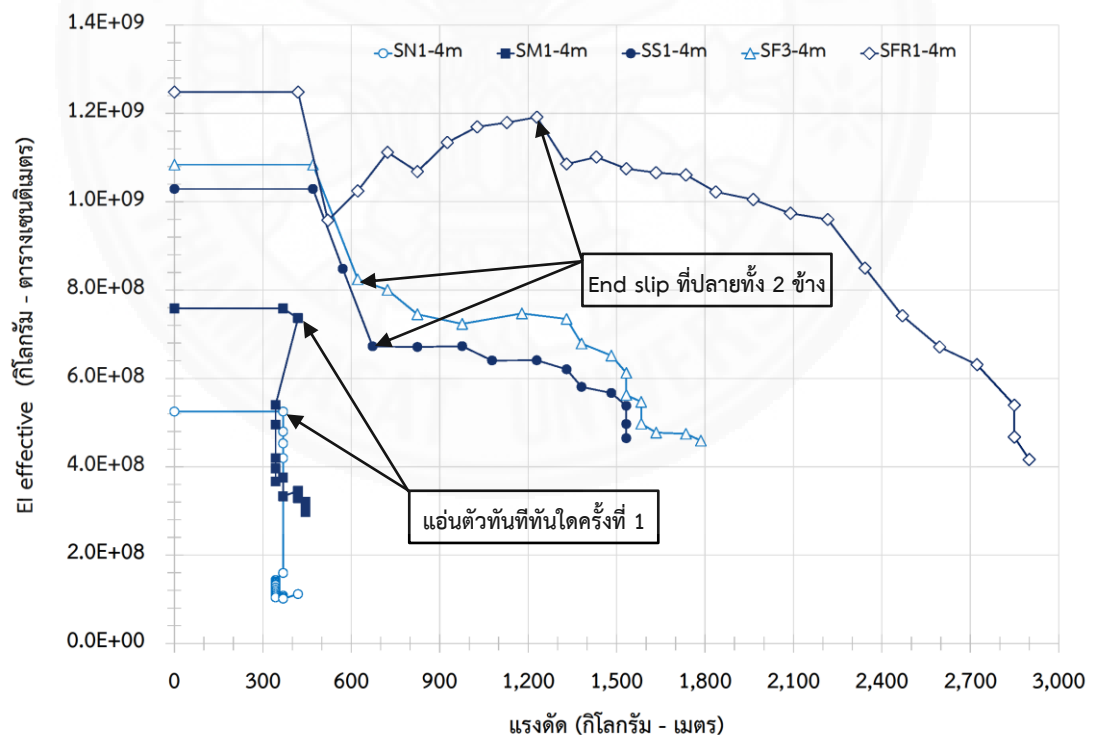
$I$  = ความโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผลของหน้าตัดของแผ่นพื้นคอมโพสิต

(Effective Moment of Inertia)

ดังนั้น จากสมการ 6.4 สามารถหาค่า  $EI$ -effective ได้จากสมการ 6.5

$$EI_{effective} = \frac{(P/2).a.(3l^2 - 4a^2)}{24.\Delta_{max}} \quad (6.5)$$

จากสมการ 6.5 สามารถคำนวณค่าความแข็งแกร่งต่อการดัดประสิทธิผล ( $EI$ -Effective) ซึ่งจะคำนวณทุกชั้นของการให้น้ำหนักบรรทุกตั้งแต่ช่วงยืดหยุ่น (Elastic) ไปจนถึงช่วงไร้เชิงเส้น (Inelastic) ได้ และสามารถเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดที่กึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้นกับความแข็งแกร่งต่อการดัด (Flexural Stiffness :  $EI_{effective}$ ) ของตัวอย่างทดสอบแต่ละแบบได้ ดังแสดงในภาพที่ 6.8,6.9



ภาพที่ 6.8 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดที่กึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้นกับ

$EI_{effective}$  ของตัวอย่างทดสอบ SN-4m, SM-4m, SS-4m, SF-4m และ SFR-4m

1. จากภาพที่ 6.8 พบว่าค่าความแข็งแรงต่อการตัด ( $E_{\text{effective}}$ ) ของตัวอย่างทดสอบ ควบคุม SN-4m มีค่าน้อยที่สุดในกลุ่มตัวอย่างทดสอบ โดยในช่วงเริ่มต้น ค่า  $E_{\text{effective}}$  จะมีค่าคงที่ หลังจากนั้นจะลดลงอย่างต่อเนื่องจนกระทั่งวิบัติ ซึ่งสามารถอธิบายได้ว่าเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น จนแรงตัดมีค่าประมาณ 368.55 กิโลกรัม-เมตร เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 1 ทำให้บริเวณช่วงปลายด้านที่เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดของแผ่นพื้นสูญเสียความเป็นคอมโพสิตไปอย่างสิ้นเชิงและไม่สามารถรับแรงตัดเพิ่มขึ้นอีกต่อไป ดังนั้นหลังจากการแอ่นตัวครั้งที่ 1 และครั้งที่ 2 จนกระทั่งวิบัติลงมา แรงตัดจะมีค่าเปลี่ยนแปลงอยู่ในช่วงประมาณ 343.24-419.18 กิโลกรัม-เมตร ทำให้เส้นความสัมพันธ์ของ SN-4m. หลังจากเกิดการแอ่นตัวครั้งที่ 1 มีลักษณะลดลงมาในแนวตั้ง

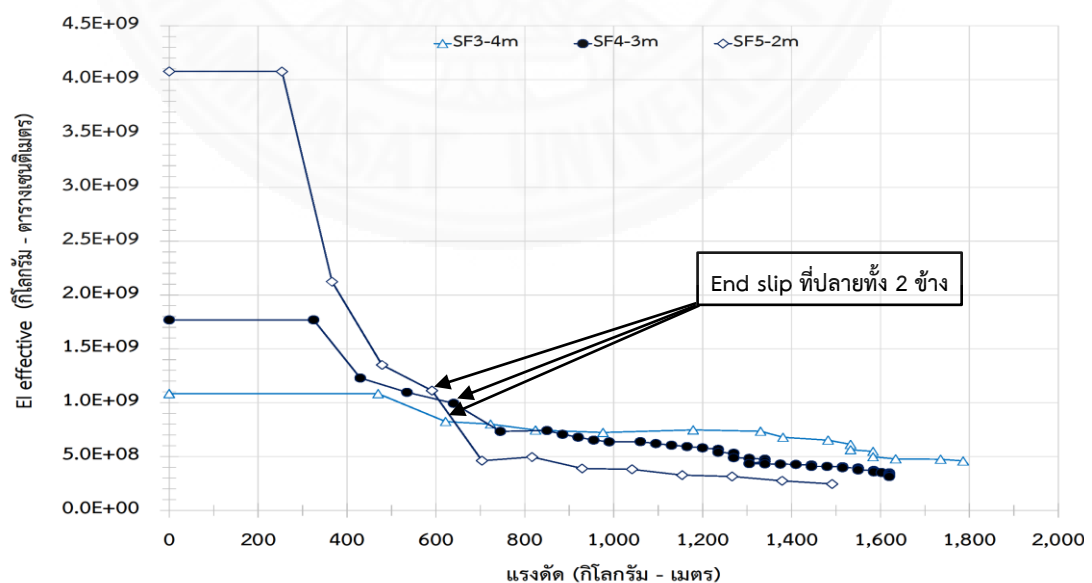
2. จากภาพที่ 6.8 พบว่าค่า  $E_{\text{effective}}$  ของตัวอย่างทดสอบ SM-4m จะมีค่ามากกว่า SN-4m และลักษณะเส้นความสัมพันธ์ของ SM-4m ยังคล้ายกับ SN-4m อีกด้วย โดยในช่วงเริ่มต้น ค่า  $E_{\text{effective}}$  จะมีค่าคงที่ หลังจากนั้นจะลดลงอย่างต่อเนื่องจนกระทั่งวิบัติ ซึ่งสามารถอธิบายได้ว่าเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นจนแรงตัดมีค่าประมาณ 419.18 กิโลกรัม-เมตร เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดครั้งที่ 1 ทำให้บริเวณช่วงปลายด้านที่เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดของแผ่นพื้นสูญเสียความเป็นคอมโพสิตไปอย่างสิ้นเชิงและไม่สามารถรับแรงตัดเพิ่มขึ้นอีกต่อไป ดังนั้นหลังจากการแอ่นตัวครั้งที่ 1 เกิดการแอ่นตัวครั้งที่ 2 จนกระทั่งวิบัติลงมา แรงตัดจะมีค่าเปลี่ยนแปลงอยู่ในช่วงประมาณ 317.93-444.49 กิโลกรัม-เมตร ทำให้เส้นความสัมพันธ์ของ SM-4m. หลังจากเกิดการแอ่นตัวครั้งที่ 1 มีลักษณะลดลงมาในแนวตั้ง จากพฤติกรรมนี้แสดงให้เห็นว่าการติดตั้งอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนที่เฉพาะส่วนกลางความยาวของแผ่นพื้นทำให้แผ่นพื้นมีความแข็งแรงต่อการตัดมากขึ้น แต่ทำให้แผ่นพื้นสามารถรับแรงตัดได้มากขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้นเมื่อเปรียบเทียบกับ SN-4m เนื่องจากเกิดการแยกตัวระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กในช่วงปลายแผ่นพื้นและทำให้แผ่นพื้นเกิดการหักที่รอยร้าวขนาดใหญ่ได้จุดให้น้ำหนักบรรทุกทุกก่อนที่แผ่นพื้นจะสามารถรับแรงตัดได้มากขึ้น

3. จากภาพที่ 6.8 ลักษณะของเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงตัดที่กึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้นกับ  $E_{\text{effective}}$  ของตัวอย่างทดสอบ SS-4m มีความคล้ายคลึงกับ SF-4m โดยค่า  $E_{\text{effective}}$  ของ SF-4m มีค่ามากกว่า SS-4m เพียงเล็กน้อยเท่านั้น ซึ่งแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างทดสอบทั้ง 2 แบบ มีพฤติกรรมในการรับแรงตัดและมีค่าความแข็งแรงต่อการตัดไม่แตกต่างกัน ดังนั้นจึงเป็นการยืนยันได้ว่าอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนในช่วงกลางความยาวของ SF-4m มีผลกับความแข็งแรงต่อการตัดของแผ่นพื้นน้อยมาก เมื่อเปรียบเทียบกับ SS-4m ซึ่งไม่มีอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนในส่วนกลางความยาว

4. จากภาพที่ 6.8 เมื่อเปรียบเทียบลักษณะของเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงตัดที่กึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้นกับ  $E_{\text{effective}}$  ของตัวอย่างทดสอบ SN-4m กับ SS-4m และ SF-4m

พบว่า SS-4m และ SF-4m มีพฤติกรรมในการรับแรงดัดและมีค่าความแข็งแรงต่อการดัดมากกว่า SN-4m แสดงให้เห็นว่าการติดตั้งอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนมีผลช่วยทำให้แผ่นพื้นมีความเป็นคอมโพสิตมากขึ้นและมีความแข็งแรงต่อการดัดเพิ่มมากขึ้นกว่าการไม่ติดตั้งอุปกรณ์ด้านแรงเฉือน

5. จากภาพที่ 6.8 เมื่อเปรียบเทียบลักษณะของเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดที่กึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้นกับ  $EI_{\text{effective}}$  ของตัวอย่างทดสอบ SFR-4m กับ SF-4m พบว่า ในช่วงเริ่มต้นลักษณะเส้นความสัมพันธ์ของ SFR-4m จะมากกว่า SF-4m หลังจากนั้นค่า  $EI_{\text{effective}}$  จะลดลง โดยลักษณะของเส้นความสัมพันธ์ในช่วงแรกนี้ของตัวอย่างทดสอบทั้ง 2 จะคล้ายกัน เมื่อแรงดัดมีค่าประมาณ 621.68 กิโลกรัม-เมตร ค่า  $EI_{\text{effective}}$  ของ SFR-4m จะเพิ่มขึ้น แต่ค่า  $EI_{\text{effective}}$  ของ SF-4m กลับลดลง เนื่องจากที่แรงดัด 621.68 กิโลกรัม-เมตร SF-4m จะเกิดการไถลแยกที่ปลายทั้ง 2 ข้าง แต่ SFR-4m ยังไม่เกิดการไถลแยกที่ปลายของแผ่นพื้นเลย แสดงให้เห็นว่าที่แรงดัดมีค่าประมาณ 621.68 กิโลกรัม เหล็กเส้น RB9 ที่ติดตั้งใน SFR-4m เริ่มรับหน่วยแรงในแนวราบที่เกิดขึ้นการแอ่นตัวของแผ่นพื้นจึงน้อยกว่า SF-4m ดังนั้นค่า  $EI_{\text{effective}}$  จึงเพิ่มขึ้นโดยมีค่ามากกว่า SF-4m จนกระทั่ง SFR-4m เกิดการไถลแยกที่ปลายทั้ง 2 ข้าง ค่า  $EI_{\text{effective}}$  จึงค่อยๆ ลดลง จากพฤติกรรมที่เกิดขึ้นนี้แสดงให้เห็นว่าการติดตั้งอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนตลอดความยาวร่วมกับการเสริมเหล็กเส้น RB9 เพื่อชะลอการขยายใหญ่ของรอยร้าวในคอนกรีต ช่วยทำให้แผ่นพื้นมีความเป็นคอมโพสิตมากขึ้น มีความแข็งแรงต่อการดัดมากขึ้นและเกิดการไถลแยกที่ปลายทั้ง 2 ข้าง ช้าลง เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีการติดตั้งอุปกรณ์ด้านทานแรงเฉือนตลอดความยาวเพียงอย่างเดียว



ภาพที่ 6.9 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดที่กึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้นกับ

$EI_{\text{effective}}$  ของตัวอย่างทดสอบ SF-4m, SF-3m และ SF-2m

6. จากภาพที่ 6.9 เมื่อเปรียบเทียบลักษณะของเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดที่กึ่งกลางความยาวของแผ่นพื้นกับ  $EI_{\text{effective}}$  ของตัวอย่างทดสอบ SF-4m , SF-3m และ SF-2m ในช่วงแรกค่า  $EI_{\text{effective}}$  SF-2m มีค่ามากที่สุด และ SF-4m มีค่า  $EI_{\text{effective}}$  น้อยที่สุด หลังจากเกิดการไถลแยกที่ปลายของแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง ค่า  $EI_{\text{effective}}$  ของตัวอย่างทดสอบทั้ง 3 แบบ มีค่าใกล้เคียงกัน แสดงให้เห็นว่า การสั้นลงของแผ่นพื้นมีผลทำให้ค่า  $EI_{\text{effective}}$  เพิ่มขึ้นในช่วงแรก แต่หลังจากเกิดการไถลแยกที่ปลายทั้ง 2 ข้าง การสั้นลงของแผ่นพื้นกลับไม่มีผลต่อค่า  $EI_{\text{effective}}$

#### 6.4 เปรียบเทียบความเหนียว (Ductility)

การเปรียบเทียบความเหนียวของตัวอย่างทดสอบจะพิจารณาจากการแอ่นตัวสูงสุดต่อการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน ดังสมการที่ 6.6

$$\text{ความเหนียว} = \frac{\Delta_{\text{ที่จุดวิบัติ}}}{\Delta_{\text{ที่น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน}}} \quad (6.6)$$

ในการพิจารณาเปรียบเทียบความเหนียวจะแบ่งเป็น 2 กรณี ดังนี้

1. กรณีแผ่นพื้นมีความยาวเท่ากัน จะพิจารณาการแอ่นตัวจากน้ำหนักบรรทุกทุก
2. กรณีแผ่นพื้นมีความยาวไม่เท่ากัน จะพิจารณาจากการแอ่นตัวจากแรงดัดที่

##### 6.4.1 กรณีแผ่นพื้นมีความยาวเท่ากัน

จากน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน 400 กิโลกรัมต่อตารางเมตร เทียบได้กับน้ำหนักเป็นจุดเท่ากับ 1,373.04 กิโลกรัม จากภาพที่ 6.1 สามารถหาค่าการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบแบบต่างๆ ซึ่งมีความยาว 4 เมตร ได้ดังตาราง 6.4

ตารางที่ 6.4 ค่าการแอ่นตัวและค่าความเหนียว ของตัวอย่างทดสอบความยาว 4 เมตร

ตัวอย่างทดสอบ	SN-4m	SM-4m	SS-4m	SF-4m	SFR-4m
น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน (กิโลกรัม)	1,373	1,373	1,373	1,373	1,373
การแอ่นตัวที่จุดวิบัติ (มิลลิเมตร)	77.45	78.7	77.67	80.25	162.12
การแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน (มิลลิเมตร)	-	-	17.89	14.92	11.04
ค่าความเหนียว	-	-	4.34	5.38	14.68

จากตาราง 6.4 พบว่า

1. ตัวอย่างทดสอบควบคุม SN-4m และ SM-4m ไม่มีความเหนียว เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานมีค่ามากกว่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของตัวอย่างทดสอบทั้ง 2 ดังนั้นจึงเกิดการวิบัติลงมาก่อนที่น้ำหนักบรรทุกจะถึงค่าของน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

2. จากตารางที่ 6.4 SN-4m และ SM-4m ไม่มีความเหนียวทั้ง 2 แบบ แสดงให้เห็นว่าการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนเฉพาะส่วนกลางความยาวไม่มีผลทำให้แผ่นพื้นมีความเหนียวเพิ่มขึ้น เนื่องจากเกิดการไถลแยกในช่วงจุดให้น้ำหนักบรรทุกจนถึงปลายของแผ่นพื้นจนทำให้แผ่นพื้นหักในบริเวณดังกล่าวก่อนที่น้ำหนักบรรทุกจะถึงค่าของน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

3. ตัวอย่างทดสอบ SS-4m มีความเหนียว 4.34 แสดงให้เห็นว่าการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนในช่วงจุดให้น้ำหนักบรรทุกจนถึงปลายทั้ง 2 ข้าง ทำให้แผ่นพื้นมีความเหนียวเพิ่มขึ้น เนื่องจากการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนที่บริเวณดังกล่าว ทำให้แผ่นพื้นมีความเป็นคอมโพสิตมากยิ่งขึ้น ดังนั้นถึงแม้ว่าจะเกิดการไถลแยกไปแล้วแต่คอนกรีตในบริเวณดังกล่าวยังคงยึดติดกับแผ่นเหล็กรีดลอน ทำให้แผ่นพื้นสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นและมากกว่าค่าของน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

4. ตัวอย่างทดสอบ SF-4m มีความเหนียว 5.38 มีค่ามากกว่าค่าความเหนียวของ SS-4m เพียงเล็กน้อย แสดงให้เห็นว่าอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนในส่วนกลางความยาวของ SF-4m ช่วยทำให้แผ่นพื้นมีความเหนียวมากขึ้นเพียงเล็กน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับ SS-4m ซึ่งไม่มีอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนในส่วนกลางความยาว ความเหนียวที่เพิ่มขึ้นเล็กน้อยนี้เป็นผลอันเนื่องมาจากการอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนที่ส่วนกลางความยาวทำให้แผ่นพื้นมีความแข็งแรงต่อการดัดเพิ่มขึ้นจาก SS-4m เล็กน้อย ดังนั้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน SF-4m จึงแอ่นตัวน้อยกว่า SS-4m เพียงเล็กน้อยทำให้ค่าความเหนียวของ SF-4m จึงมากกว่า SS-4m เล็กน้อย

5. ตัวอย่างทดสอบ SFR-4m มีความเหนียว 14.68 มีค่ามากกว่าค่าความเหนียวของตัวอย่างทดสอบอื่นๆ หลายเท่าตัว แสดงให้เห็นว่าการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนร่วมกับเหล็กเส้น RB9 ทำให้แผ่นพื้นมีความเหนียวมากขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ ความเหนียวที่เพิ่มขึ้นเป็นผลอันเนื่องมาจากอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนร่วมกับเหล็กเส้น RB9 ทำให้ความสามารถในการแอ่นตัวสูงสุดของแผ่นพื้นเพิ่มขึ้นมากกว่า SF-4m และการแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกใช้งานน้อยกว่า SF-4m

#### 6.4.2 กรณีแผ่นพื้นมีความยาวไม่เท่ากัน

จากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน 400 กิโลกรัมต่อตารางเมตร สามารถหาค่าแรงดัดจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานดังแสดงในหัวข้อ 6.2.1.1-6.2.1.3 และจากภาพที่ 6.2 สามารถหาค่าการแอ่นตัวของตัวอย่างทดสอบที่มีความยาวต่างกัน ดังแสดงในตาราง 6.5

จากตาราง 6.5 พบว่าความเหนียวของตัวอย่างทดสอบ SF-2m มีค่ามากที่สุด และ SF-4m มีค่าความเหนียวน้อยที่สุด แสดงให้เห็นว่าแผ่นพื้นที่สั้นลงจะทำให้แผ่นพื้นมีค่าความแข็งแรงต่อการดัดมากยิ่งขึ้น ดังนั้นเมื่ออยู่ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานที่เท่ากันจะแผ่นพื้นที่ยาวกว่า จะมีการแอ่นตัวที่น้อยกว่าแผ่นพื้นที่ยาว ทำให้ค่าความเหนียวของแผ่นพื้นที่ยาวกว่าจะมีค่ามากกว่าค่าความเหนียวของแผ่นพื้นที่ยาว

ตารางที่ 6.5 ค่าการแอ่นตัวและค่าความเหนียว ของตัวอย่างทดสอบที่มีความยาวต่างกัน

ตัวอย่างทดสอบ	SF-4m	SF-3m	SF-2m
แรงดัดจากน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน (กิโลกรัม-เมตร)	695.10	384.34	164.98
การแอ่นตัวที่จุดวิบัติ (มิลลิเมตร)	80.25	67.44	42.44
การแอ่นตัวที่น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน (มิลลิเมตร)	14.92	2.69	0.17
ค่าความเหนียว	6.06	25.07	249.65



## บทที่ 7

### สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

#### 7.1 สรุปผลการศึกษา

ในการศึกษาพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสถิติของแผ่นพื้นคอมโพสิตระหว่างคอนกรีตกับแผ่นเหล็กกริดลอนนี้ ทำการทดสอบกับตัวอย่างทดสอบควบคุมซึ่งเป็นตัวอย่างทดสอบที่ไม่ได้ติดตั้งอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนใดๆ และตัวอย่างทดสอบซึ่งติดตั้งอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบในรูปแบบต่างๆ อุปกรณ์ที่ช่วยต้านทานแรงเฉือนในแนวราบที่ใช้จะประกอบจากเหล็กฉากขาเท่ากันยึดติดกับแผ่นเหล็กกริดลอนด้วยสกรู ซึ่งจะยึดเหล็กฉากที่บริเวณหลังลอนของแผ่นเหล็ก โดยจะศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกทุกสูงที่สุด การแอ่นตัว ความเหนียว รวมถึงกลไกในการวิบัติ จากผลการศึกษสามารถสรุปได้ดังนี้

1. การติดตั้งอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนตลอดความยาวของแผ่นพื้นช่วยให้คอนกรีตกับแผ่นเหล็กกริดลอนมีความเป็นคอมโพสิตมากขึ้นกว่าการไม่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือน ทำให้การแยกตัวออกจากกันระหว่างแผ่นเหล็กกริดลอนกับคอนกรีตช้าลง ดังนั้นแผ่นพื้นจึงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นก่อนการวิบัติ นอกจากนี้ยังพบว่าอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนยังมีผลทำให้แผ่นเหล็กกริดลอนบริเวณท้องลอนเกิดการคราก (Yielding) และบริเวณหลังลอนเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ ก่อนที่แผ่นพื้นจะวิบัติลงมา

2. ตัวอย่างทดสอบ SN-4m และ SM-4m มีพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกทุกคล้ายกัน ก่อนวิบัติลงมาตัวอย่างทดสอบทั้งสองจะเกิดการแอ่นตัวทันทีทันใด 2 ครั้ง และมีพฤติกรรมที่แตกต่างจากตัวอย่างทดสอบที่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือน SS-4m, SF-4m, SF-3m, SF-2m, SFR-4m ซึ่งไม่เกิดการแอ่นตัวทันทีทันใดระหว่างการทดสอบ

3. ในตัวอย่างทดสอบทุกแบบ จะเกิดการไถลแยก (End Slip) ที่ปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้าง ก่อนจึงจะเกิดการวิบัติลงมา ซึ่งการไถลแยกนี้อาจจะเกิดที่ละข้างหรือพร้อมกันทั้ง 2 ข้างก็ได้

4. อุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบซึ่งใช้เหล็กฉากยึดด้วยสกรูเข้ากับแผ่นเหล็กกริดลอน ช่วยทำให้แผ่นพื้นสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกสูงที่สุดเพิ่มขึ้นจากแผ่นพื้นควบคุม SN-4m ซึ่งขึ้นอยู่กับรูปแบบของการติดตั้ง โดยตัวอย่างทดสอบ SM-4m เพิ่มขึ้นร้อยละ 6.04 ส่วนตัวอย่างทดสอบ SS-4m, SF-4m, SFR-4m เพิ่มขึ้นร้อยละ 265.7, 326.09, 591.79 ตามลำดับ

5. แผ่นพื้นที่ไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนตามแบบตัวอย่างทดสอบ SN-4m ไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน 400 กิโลกรัมต่อตารางเมตร และไม่มี ความเหนียว

6. การติดตั้งอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนเฉพาะที่ส่วนกลางความยาวของแผ่นพื้นตามแบบตัวอย่างทดสอบ SM-4m ช่วยทำให้แผ่นพื้นสามารถรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดและมีความแข็งแรงต่อการตัดเพิ่มขึ้นเล็กน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับ SN-4m ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน 400 กิโลกรัมต่อตารางเมตร SM-4m ไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานนี้ได้และไม่มีความเหนียว

7. การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนที่ช่วงระยะ  $L/4$  จากปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้างตามแบบตัวอย่างทดสอบ SS-4m ช่วยทำให้แผ่นพื้นรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นและมีความแข็งแรงต่อการตัดเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน 400 กิโลกรัมต่อตารางเมตร SS-4m สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานนี้ได้อย่างปลอดภัยและมีความเหนียว

8. การติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดความยาวของแผ่นพื้นตามแบบตัวอย่างทดสอบ SF-4m ช่วยทำให้แผ่นพื้นรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นและมีความแข็งแรงต่อการตัดเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน 400 กิโลกรัมต่อตารางเมตร SF-4m สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานนี้ได้อย่างปลอดภัยและมีความเหนียว และยังพบว่าอุปกรณ์รับแรงเฉือนในส่วนกลางความยาวของแผ่นพื้นที่ติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนตลอดความยาว ช่วยทำให้แผ่นพื้นรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้มากขึ้นเล็กน้อย ความแข็งแรงต่อการตัดเพิ่มขึ้นเล็กน้อย และความเหนียวเพิ่มขึ้นเล็กน้อย เมื่อเทียบกับการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนที่ช่วงระยะ  $L/4$  จากปลายแผ่นพื้นทั้ง 2 ข้างตามแบบตัวอย่างทดสอบ SS-4m ซึ่งไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์ต้านแรงเฉือนในส่วนกลางความยาว

9. การเสริมเหล็กเส้น RB9 ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็กเพื่อชะลอการขยายใหญ่ของรอยร้าวตามแบบตัวอย่างทดสอบ SFR-4m ช่วยทำให้คอนกรีตสามารถแอนตัวและแนบไปกับแผ่นเหล็กยึดลอนได้มากขึ้นทำให้แผ่นพื้นสามารถแอนตัวได้มากขึ้น ดังนั้นแผ่นพื้นสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นและมีความแข็งแรงต่อการตัดเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน 400 กิโลกรัมต่อตารางเมตร SFR-4m สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานนี้ได้อย่างปลอดภัยและมีความเหนียวมากขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ

10. แผ่นพื้นที่มีความยาวสั้นลงจะมีความแข็งแรงต่อการตัดมากขึ้น แต่มีความสามารถในการรับแรงดัดสูงสุดได้น้อยลง เนื่องจากแผ่นพื้นที่สั้นจะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนมากกว่าแผ่นพื้นที่ยาว

11. ก่อนการวิบัติลงมาของแผ่นพื้น น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดจะถูกส่งถ่ายมายังแผ่นเหล็กยึดลอน เนื่องจากคอนกรีตแยกตัวออกจากแผ่นเหล็กยึดลอนและไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกหรือแรงดัดได้อีกต่อไป ดังนั้นจึงพบว่าแผ่นเหล็กยึดลอนจะเกิดการหักที่บริเวณรอยร้าวขนาดใหญ่ที่สุดในบริเวณใต้จุดให้น้ำหนักบรรทุกในทุกๆตัวอย่างทดสอบ

12. การวิบัติของแผ่นพื้นที่ติดตั้งอุปกรณ์ด้านแรงเฉือนเพียงอย่างเดียวเป็นแบบเปราะ (Brittle) เนื่องจากการไถลแยกออกจากกันระหว่างแผ่นเหล็กยึดลอนกับคอนกรีต (Shear Bond Failure) โดยแรงเฉือนในแนวราบร่วมกับแรงดัด (Bending Moment)

13. การเสริมเหล็กเส้น RB9 ที่ท้องลอนของแผ่นเหล็กยึดลอนเพื่อชะลอการขยายใหญ่ของรอยร้าว นอกจากทำให้แผ่นพื้นสามารถรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นแล้วยังทำให้แผ่นพื้นมีความแข็งแรงต่อการดัดและมีความเหนียวมากยิ่งขึ้นอย่างมีนัยสำคัญอีกด้วย ดังนั้นการวิบัติของแผ่นพื้นแบบนี้จึงเป็นแบบเหนียว (Ductile) แต่ก็ยังวิบัติเนื่องจากการไถลแยกออกจากกันระหว่างแผ่นเหล็กยึดลอนกับคอนกรีต (Shear Bond Failure) โดยแรงเฉือนในแนวราบร่วมกับแรงดัด (Bending Moment)

## 7.2 ข้อกำหนดของงานวิจัย

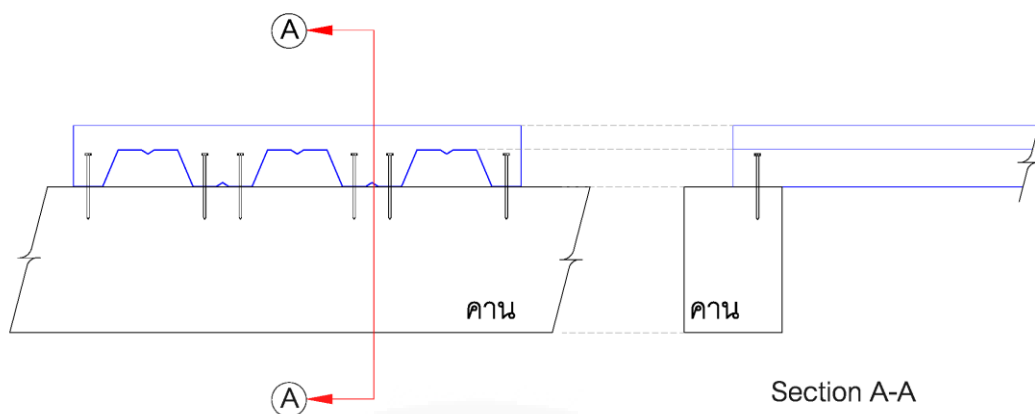
1. งานวิจัยนี้ศึกษาเฉพาะน้ำหนักบรรทุกทุกแบบสถิตย์ ไม่ครอบคลุมถึงน้ำหนักบรรทุกในเชิงพลศาสตร์

2. งานวิจัยนี้ศึกษาเฉพาะแผ่นเหล็กยึดลอนเคลือบด้วยกัลป์วาไนท์ วัสดุเหล็กผสมคางหมูหนา 0.75 มิลลิเมตร ลอนสูง 76 มิลลิเมตร พร้อมปุ่มนูน (Embossments) หน้ากว้าง 914 มิลลิเมตร และคอนกรีตกำลังอัดประลัยสูงสุด 280 ksc ที่ 28 วัน เท่านั้น

3. งานวิจัยนี้ศึกษาเฉพาะแผ่นพื้นที่ติดตั้งอุปกรณ์ด้านทานแรงเฉือนในแนวราบซึ่งใช้เหล็กฉากขนาด 25x25x1.8 มิลลิเมตร ยึดด้วยสกรู โดยจัดให้มีระยะห่าง 30 มิลลิเมตร ไม่ครอบคลุมถึงอุปกรณ์ด้านทานแรงเฉือนแบบอื่นๆ รวมถึงการจัดระยะห่างของอุปกรณ์ด้านทานแรงเฉือนที่แตกต่างกัน

## 7.3 ข้อเสนอแนะในการนำไปใช้งาน

1. เนื่องจากการไถลแยกจะเกิดที่ท้องลอนก่อน ดังนั้นในการติดตั้งแผ่นเหล็กยึดลอนกับคานควรจะใช้สกรูยึดที่ท้องลอนของแผ่นเหล็กยึดลอน เข้ากับคานอย่างน้อย 2 จุด ต่อ 1 ท้องลอน และการใช้สกรูที่ยาวขึ้นจะทำให้มีการยึดระหว่างคานกับแผ่นพื้นที่ดียิ่งขึ้น



ภาพที่ 7.1 การติดตั้งแผ่นพื้นกับคาน

#### 7.4 ข้อเสนอแนะในงานวิจัยต่อไป

1. ควรศึกษาผลของการจัดระยะห่างระหว่างอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนในแนวราบที่มีความแตกต่างกัน
2. ในงานวิจัยนี้ติดตั้งอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนโดยยึดด้วยสกรูที่บริเวณหลังลอน ในงานวิจัยต่อไปควรศึกษาผลของการติดตั้งอุปกรณ์ต้านทานแรงเฉือนโดยยึดด้วยสกรูโดยใช้สกรูที่มีความยาวมากขึ้น หรือใช้สกรูยึดกับแผ่นเหล็กที่บริเวณท้องลอน
3. ในงานวิจัยต่อไปควรศึกษาผลจากรูปร่างและความหนาของแผ่นเหล็กที่ดัดลอนแบบอื่นๆ
4. ในงานวิจัยต่อไปควรศึกษาผลของแรงยกตัวเนื่องจากการแอนตัวของแผ่นพื้น

## รายการอ้างอิง

### หนังสือและบทความในหนังสือ

- วินิจ ช่อวิเชียร, และ วรนิติ ช่อวิเชียร. (2550). *การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง* (พิมพ์ครั้งที่4, ปรับปรุงใหม่). กรุงเทพฯ: ป.สัมพันธ์พานิชย์
- American National Standards Institute, Steel Deck Institute. (2012). *C-2011 Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs*. Retrieved August 4, 2015, from American National Standards Institute, Steel Deck Institute Web site: <http://www.sdi.org/publications-2/standards/>
- American Society of Civil Engineers. (1992). *ASCE STANDARDS: Standard for the Structural Design of Composite Slabs*. New York: Author
- American Society of Civil Engineers. (1992). *ASCE STANDARDS: Standard Practice for Construction and Inspection of Composite Slabs*. New York: Author
- Gere, J. M., & Timoshenko, S. P. (1991-1995). *Mechanics of Materials* (3rd ed.). Singapore: Chapman & Hall
- Johnson, R. P. (1994). *Composite Structure of Steel and Concrete* (2nd ed., Vol. 1), Oxford: Blackwell Scientific Publications

### บทความวารสาร

- Chen, S., Shi, X., & Qiu, Z. (2011). Shear bond failure in composite slabs a detailed experimental study. *Steel and Composite Structures*, 11(3), 233-250.
- Daniels, B. J., & Crisinel, M. (1993). Composite Slab Behavior and Strength Analysis: Part I: Calculation Procedure. *Journal of Structural Engineering*, 19(1), 16-35.
- Daniels, B. J., & Crisinel, M. (1993). Composite Slab Behavior and Strength Analysis. Part II: Comparisons with Test Results and Parametric Analysis. *Journal of Structural Engineering*, 19(1), 36-49.
- Ekberg, C. E. Jr., & Schuster, R. M. (1968). Floor Systems with Composite Form-Reinforced Concrete Slab. *IABSE Congress report*, 8(1968), 385-394.

- Lakshmikandhan, K. N., Sivadumar, P., Ravichandran, R., & Jayachandran, S. A. (2013 ). Investigations on Efficiently Interfaced Steel Concrete Composite Deck Slabs. *Journal of structures, 2013*, 1-10.
- Manjunate, T. N., & Sureshcandra, B. S. (2014). Experimental Study on Concrete Slab With Profiled Steel Decking. *International journal of Engineering Research & Technology, 3(7)*, 894-898.
- Petkevicius, M., & Valivonis, J. ( 2010). Analysis of Bending Capacity of Composite Steel–Concrete Slab with Steel Fiber Reinforced Concrete. *The 10th International Conference Modern Building Materials, Structures and Techniques, 10*, 744-751
- Porter, M. L. (1988). Two-way Analysis of Steel-Deck Floor Slabs [Electronic version]. *9th International Specialty Conference on Cold- Formed Steel Structures, 4(1)*, 331-341.
- Porter, M. L., & Ekberg, C. E. Jr. (1975). Design Recommendations for Steel Deck Floor Slabs. *International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, 3(8)*, 761-791.
- Porter, M. L., & Ekberg, C. E. Jr. (1972). Summary of Full-Scale Laboratory Tests of Concrete Slabs Reinforced with Cold-Formed Steel Decking. *IABSE Congress report, 9(1972)*, 173-185.
- Porter, M. L., & Greimann, L. F. (1978). Composite Floor Diaphragm Slab Tests. Retrieved August 4, 2015, from [http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/8\\_vol6\\_347.pdf](http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/8_vol6_347.pdf)
- Porter, M. L., & Greimann, L. F. ( 1984 ). Shear-Bond Strength of Studded Steel Deck Slabs. *International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, 6(1)*, 285-306.
- Schuster, R. M. (1972). Composite steel-deck-reinforced concrete systems failing in shear-bond. *IABSE Congress report, 9(1972)*, 185-191.
- Schuster, R. M., & Seleim, S. S. (1982). Shear-Bond Capacity of Composite Slabs. *International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, 9(3)*, 511-531.

Valivonis, J. ( 2006). Analysis of Behavior of Contact between The Profiled Steel Sheeting and The Concrete. *Journal of Civil Engineering and Management*, 12(3), 187-194

Yeol Kim, H., Ju Jeong, Y., Hyup Kim, T., & Kyu Park, S. (2006). Structural Performance of Steel-concrete Composite Deck for Steel-Box Girder Bridges. *KSCCE Journal of Civil Engineering*, 10(5), 357-363.

### วิทยานิพนธ์

นภดล ชุมวิโรจน์. (2554). พฤติกรรมการรับแรงดัดของพื้นแผ่นเหล็กประกอบที่เพิ่ม Perfobond Rib ด้านแรงเฉือน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, คณะวิศวกรรมศาสตร์, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา.

Schuster, R. M. (1970). *Strength and Behavior of Cold-Rolled Steel-Deck-Reinforced Concrete Floor Slabs* (Doctoral dissertation, Iowa State University of Science and Technology, Structural Engineering, 1970). Iowa: Digital Repository @ Iowa State University

### งานที่ไม่ได้ตีพิมพ์ของมหาวิทยาลัย

Saouma, V. E.(2002). *Lecture Notes in: Mechanics and Design of Reinforced Concrete*. Unpublished manuscript, University of Colorado.RIZWAN

### สื่ออิเล็กทรอนิกส์

Khurram, R. (2015). *Moment Curvature Relationships and Ductility*. Retrieved August 7, 2015, [www.slideshare.net/RIZWANKHURRAM/msc-rc18](http://www.slideshare.net/RIZWANKHURRAM/msc-rc18)



**ประวัติผู้เขียน**

ชื่อ	นายธนัทพงศ์ ณ ลำพูน
วันเดือนปีเกิด	21 สิงหาคม 2520
วุฒิการศึกษา	ปีการศึกษา 2543: วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
ตำแหน่ง	วิศวกรโครงสร้าง บริษัท อินเวนชั่น กรีน จำกัด

