



## รายงานสหกิจศึกษาฉบับสมบูรณ์

การออกแบบและเปรียบเทียบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing สำหรับ  
การก่อสร้างอาคารสูง

Design and Comparison of Self-Climbing Protection Screen for  
High-Rise Construction

นายอัฐพล ตีบบู้

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2562

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงการสหกิจศึกษา	การออกแบบและเปรียบเทียบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing สำหรับการก่อสร้างอาคารสูง	
นักศึกษา	นายอัฐพล ดีบัว	รหัสประจำตัว 59011545
หลักสูตร	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)	
อาจารย์นิเทศ	ดร.ศลิษา ไชยพุทธ	
ผู้นิเทศงาน	นายจักรา พรประสิทธิ์	
สถานประกอบการ	บริษัท นันทวัน จำกัด	

### บทคัดย่อ

ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing สำหรับงานก่อสร้างอาคารสูง เริ่มได้รับความนิยมนิคมใน กรุงเทพมหานคร ซึ่งเป็นระบบแผงกันตกที่สามารถยกตัวได้ด้วยตัวเองโดยใช้ระบบไฮดรอลิกหรือรอก โซ่ไฟฟ้า สำหรับบริษัท X จากประเทศเยอรมนี และบริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่น ตามลำดับ โดยระบบ แผงกันตกแบบ Self-Climbing จะป้องกันวัสดุร่วงหล่นสู่บริเวณด้านล่างจากการทำงานก่อสร้าง เช่น งานลงเหล็กพื้น และงานเทพื้นพื้น เป็นต้น อีกทั้งยังช่วยลดปริมาณฝุ่นจากการทำงานไปยังบริเวณ พื้นที่ข้างเคียง และยังสามารถทำงานบริเวณขอบอาคารได้อีกด้วย

สำหรับการออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ในโครงสร้างอาคารเหล็ก อ้างอิง โครงเฟรมของบริษัท X จากประเทศเยอรมนี โดยมีเงื่อนไขสำหรับการออกแบบเป็นไปตามโครงการ สหกิจศึกษาเล่มนี้

สำหรับการเปรียบเทียบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing เป็นการเปรียบเทียบระบบแผง กันตกแบบ Self-Climbing ของบริษัท X จากประเทศเยอรมนี (ซึ่งได้จากการออกแบบในโครงการสห กิจศึกษาเล่มนี้ โดยอ้างอิงโครงเฟรมของบริษัท X จากประเทศเยอรมนี) กับบริษัท Y จากประเทศ ญี่ปุ่น ซึ่งมีหัวข้อในการเปรียบเทียบคือ รูปแบบโครงสร้างระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing, การ ออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing และการใช้งานระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing

คำสำคัญ : ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing



Research	Design and Comparison of Self-Climbing Protection Screen for High-Rise Construction	
Student	Mr.Auttapol Tibbu	ID 59011545
Curriculum	Bachelor of Engineering Program in Civil Engineering	
Advisor	Dr.Salisa Chaiyaput	
Supervisor	Mr.Jakra Pornprasit	
Enterprise	Thai Obayashi Corporation Limited	

### ABSTRACT

Self-Climbing Protection Screen for High-Rise Construction has begun popularity in Bangkok that lifting by hydraulic system (X company in Germany) or electric chain hoist (Y company in Japan). It protect material of construction falls to the ground while reinforcement and concreting, and also reduces dust to neighborhood while construction and working at the edge of high-rise building.

In design, Self-Climbing Protection Screen for steel building that The Frame based on X company in Germany with design criteria follows this project.

In comparison, compare Self-Climbing Protection Screen between X company in Germany (from design in this project that The Frame based on X company in Germany) and Y company in Japan with 3 topics – Structure of Self-Climbing Protection Screen, Design of Self- Climbing Protection Screen and Usage of Self- Climbing Protection Screen -

Keyword : Self-Climbing Protection Screen



## กิตติกรรมประกาศ

การทำโครงการสหกิจศึกษาในครั้งนี้ ผู้วิจัยขอขอบคุณ อาจารย์ศลิษา ไชยพุทธ ที่ให้คำปรึกษาและคอยช่วยเหลือตั้งแต่การยื่นเรื่องทำสหกิจศึกษา ตลอดจนขณะทำสหกิจศึกษา จนโครงการสหกิจศึกษาสำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

ขอขอบคุณ บริษัท นันทวัน จำกัด ที่ให้โอกาสผู้วิจัยเข้ามาฝึกงานสหกิจศึกษาในแผนกอาคารสูงและการวางแผน ซึ่งผู้วิจัยได้รับความรู้ในหลาย ๆ ด้านที่อยู่นอกเหนือจากเนื้อหาที่เรียน

ขอขอบคุณ คุณอภิสิทธิ์ โรจนประดิษฐ์, คุณจักรา พรประสิทธิ์, คุณปิติ มานิตกุล และบุคลากรทุกท่าน ที่คอยสอน ดูแล รับฟัง ให้คำปรึกษา และแนะแนวทางในบางจุดของโครงการที่ผู้จัดทำยังไม่เข้าใจขณะทำการออกแบบ ตั้งแต่วันแรกในการฝึกงานสหกิจศึกษาจนถึงวันสุดท้ายในการฝึกงานสหกิจศึกษา

ขอขอบคุณ อาจารย์ณัฐธัญย์ สิ้นสมุทรมดุง ที่แนะแนวทางสำหรับโครงการสหกิจศึกษาในช่วงแรกของการฝึกงานสหกิจศึกษา

ขอขอบคุณ คุณพิภพพงษ์ เก่งชัยภูมิ ที่คอยสอนวิธีการใช้งานโปรแกรม SAP2000 ในการวิเคราะห์แรงในโครงสร้าง

สุดท้ายนี้ที่ขาดไม่ได้ ผู้วิจัยขอขอบคุณบิดา มารดา และสมาชิกในครอบครัวทุกคนที่คอยสนับสนุนและช่วยเหลือในทุก ๆ ด้าน ไม่ว่าจะเป็นด้านกำลังใจมาโดยตลอดที่ผ่านมาจนถึงปัจจุบัน ทำให้ผู้วิจัยเกิดแรงผลักดันไม่ให้เกิดความย่อท้อ และทำให้โครงการสหกิจศึกษาสำเร็จลุล่วงไปด้วยดี



## สารบัญ

เรื่อง	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	I
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	II
กิตติกรรมประกาศ	III
สารบัญ	IV
สารบัญตาราง	VII
สารบัญรูป	VIII
<b>บทที่ 1 บทนำ</b>	
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญ	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย	2
1.3 ขอบเขตการวิจัย	2
1.4 วิธีการวิจัย	2
1.5 ประโยชน์ที่ได้รับ	3
<b>บทที่ 2 ทบทวนวรรณกรรม</b>	
2.1 ความรู้เบื้องต้นในการออกแบบโครงสร้างเหล็ก	4
2.1.1 โครงสร้างเหล็ก	4
2.1.2 คุณสมบัติและกำลังของเหล็กโครงสร้าง	5
2.1.3 รูปร่างของเหล็กที่ใช้ในงานโครงสร้าง	8
2.1.4 การออกแบบโครงสร้าง	11
2.1.5 น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานในอาคาร	17
2.2 โครงสร้างรับแรงดึงหรือองค์อาคารรับแรงดึง	21
2.2.1 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้	22
2.2.2 พื้นที่สุทธิ (Net Area)	23
2.2.3 ผลของรูเจาะแบบสลักพื้นปลา	23
2.2.4 หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล (Effective net area)	25
2.2.5 บล็อกแรงเฉือน (Block shear)	28
2.2.6 ข้อกำหนดสำหรับส่วนโครงสร้างรับแรงดึง – มาตรฐาน AISC	29



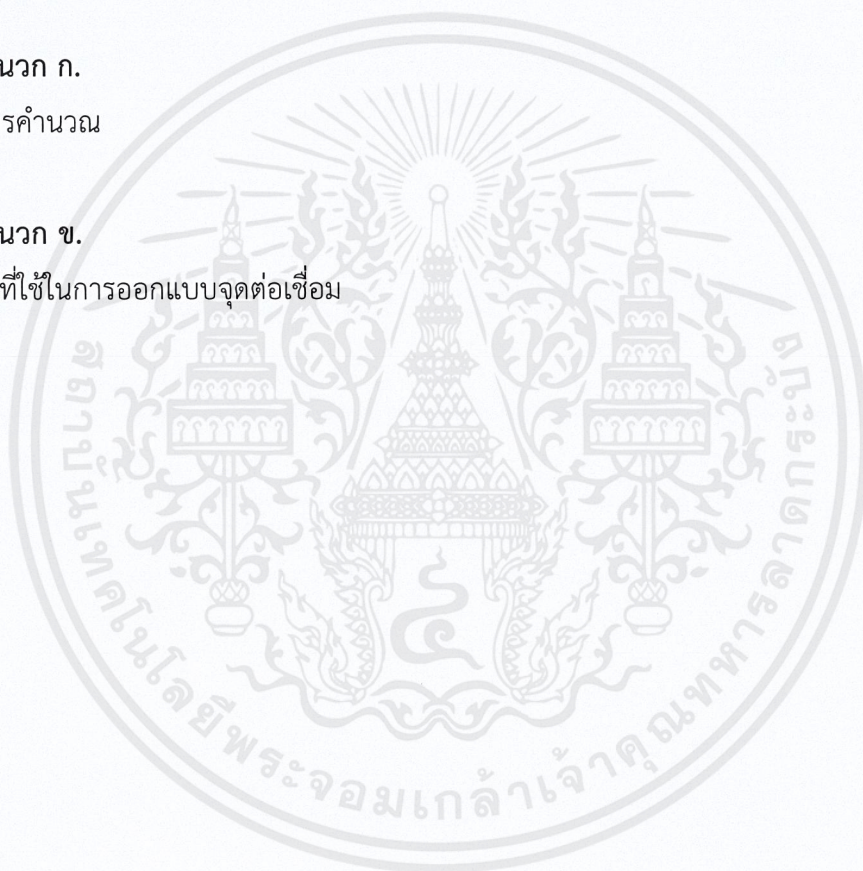
## สารบัญ (ต่อ)

เรื่อง	หน้า
2.3 การต่อโครงสร้างโดยใช้ตัวยึด	30
2.3.1 ชนิดของสลักเกลียว	31
2.3.2 ลักษณะการต่อยึดชิ้นส่วน	33
2.3.3 การวิบัติของจุดต่อ	34
2.3.4 ระยะห่างและระยะขอบของสลักเกลียว	35
2.3.5 ชนิดของรูเจาะ	36
2.3.6 กำลังของจุดต่อที่ใช้อุปกรณ์ยึด	37
2.3.7 สลักเกลียวภายใต้แรงเฉือนและแรงดึง	39
2.3.8 สลักเกลียวภายใต้แรงเฉือนเยื้องศูนย์กลาง	40
2.4 การต่อโครงสร้างโดยการเชื่อม	43
2.4.1 ประเภทของรอยต่อเชื่อม	45
2.4.2 สัญลักษณ์ของการเชื่อม	46
2.4.3 กำลังของรอยเชื่อมฟิลเลท	49
2.4.4 รอยเชื่อมรับแรงเฉือนและแรงดึง	52
<b>บทที่ 3 วิธีดำเนินการวิจัย</b>	
3.1 โมเดลโครงสร้างพร้อมออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing	54
3.1.1 ข้อกำหนดของระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing	54
3.1.2 ขอบเขตในการออกแบบและคำนวณระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing	57
3.1.3 ขั้นตอนในการออกแบบและคำนวณระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing	58
3.2 เงื่อนไขสำหรับระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing	85
<b>บทที่ 4 ผลการวิจัย</b>	
4.1 ข้อเสนอการออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing	94
4.2 การเปรียบเทียบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ระหว่างบริษัทของประเทศ เยอรมนีและบริษัทของประเทศญี่ปุ่น	104



## สารบัญ (ต่อ)

เรื่อง	หน้า
บทที่ 5 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ	
5.1 สรุปผลการวิจัย	109
5.2 ข้อเสนอแนะเพิ่มเติม	110
เอกสารอ้างอิง	111
ภาคผนวก ก. รายการคำนวณ	112
ภาคผนวก ข. ตารางที่ใช้ในการออกแบบจุดต่อเชื่อม	144



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษานั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



## สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 คุณสมบัติและกำลังของเหล็กโครงสร้าง (มาตรฐาน ASTM)	7
2.2 คุณสมบัติและกำลังของเหล็กโครงสร้าง (มาตรฐาน TIS และ JIS)	9
2.3 ขนาดน้ำหนักบรรทุกจรในแนวตั้งของอาคารประเภทต่าง ๆ (กฎกระทรวงฉบับที่ 6 พ.ศ. 2527)	18
2.4 อัตราการลดน้ำหนักบรรทุกจรในแนวตั้ง (กฎกระทรวงฉบับที่ 6 พ.ศ. 2527)	19
2.5 ขนาดของแรงลมตามความสูงของอาคาร (ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ. 2544)	20
2.6 ระยะเกจมาตรฐานสำหรับหน้าตัดฉาก (ม.ม.)	24
2.7 สัมประสิทธิ์การลดค่า U	26
2.8 สัมประสิทธิ์การลดค่า U (รอยเชื่อมตามยาว)	27
2.9 แรงดึงต่ำสุดในสลักเกลียวเมื่อขันแน่น (กก.)	33
2.10 ขนาดของรูเจาะชนิดต่าง ๆ เมื่อ $d$ คือ เส้นผ่าศูนย์กลางสลักเกลียว	36
2.11 หน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับสลักเกลียวและสลักเกลียวกำลังสูง	39
2.12 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ $F_{nt}$ สำหรับสลักเกลียวในจุดต่อแบกทาน	40
2.13 สัญลักษณ์รอยเชื่อมพื้นฐาน	47
2.14 กำลังรอยเชื่อม (ก.ก./ซม.)	51
2.15 ขนาดใหญ่สุดและเล็กสุดของรอยต่อเชื่อม	51
3.1 แสดงค่าที่ยอมให้เมื่อตรวจสอบที่สลักเกลียว 1 จุด	74
3.2 แสดงการหาจำนวนสลักเกลียว สำหรับสลักเกลียวที่เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน และเกลียวไม่อยู่ในระนาบแรงเฉือนที่แผ่นประกบ ( $t = 15 \text{ mm}$ )	83
4.1 ตารางเปรียบเทียบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ระหว่างบริษัท X จาก ประเทศเยอรมนีและบริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่นตามหัวข้อต่าง ๆ	104



## สารบัญญรูปภาพ

รูปที่	หน้า
2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดภายใต้แรงดึง	6
2.2 รูปร่างเหล็กรูปพรรณชนิดรีดร้อน	10
2.3 รูปร่างเหล็กรูปพรรณชนิดรีดเย็น	11
2.4 รูปร่างเหล็กที่ประกอบขึ้น	11
2.5 ชนิดขององค์อาคารรับแรงดึง	21
2.6 พื้นที่สุทธิ (Net Area)	22
2.7 รูเงาะแบบสลัปลาน	23
2.8 ระยะ $s$ น้อยที่สุด	24
2.9 การคลี่หน้าตัดรางน้ำ และปีกกว้างเพื่อหาพื้นที่สุทธิ	25
2.10 Shear lag	25
2.11 จำนวนสลักเกลียวต่อแถว	26
2.12 จุดต่อรอยเชื่อมรับแรงดึง	27
2.13 บล็อกแรงเฉือนในจุดต่อที่ปลายองค์อาคาร	28
2.14 รูปแบบของบล็อกแรงเฉือนของรูเงาะสลัปลาน	29
2.15 แสดงวิธีของการขันนอตให้แน่นมาก (fully tensioned)	32
2.16 แสดงลักษณะการต่อสลักเกลียว	33
2.17 แสดงการต่อสลักเกลียวในลักษณะต่าง ๆ	34
2.18 แสดงการวิบัติโดยแรงเฉือนของสลักเกลียว	34
2.19 แสดงการวิบัติโดยแรงเฉือนของแผ่นเหล็ก	35
2.20 แสดงการวิบัติโดยแรงดึงของแผ่นเหล็ก	35
2.21 แสดงการวิบัติโดยแรงแบกทานจากสลักเกลียว	35
2.22 แสดงระยะต่าง ๆ ของรูเงาะสลักเกลียว	36
2.23 แสดงชนิดรูเงาะแบบต่าง ๆ	37
2.24 แสดงจุดต่อถูกกระทำโดยแรงเฉือนและแรงดึงร่วมกระทำ	39
2.25 แสดงสลักเกลียวชนิดมีแรงกดภายใต้แรงเฉือนและแรงดึงร่วมกระทำ	40
2.26 แสดงจุดต่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกเยื้องศูนย์	40
2.27 แสดงกลุ่มของสลักเกลียวภายใต้แรงกระทำเยื้องศูนย์	41
2.28 แสดงการหมุนของจุดต่ออันเป็นผลมาจากโมเมนต์	42



## สารบัญรูปรูปภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.29 แสดงการแตกแรงให้อยู่ในแนวตั้งและแนวราบของสลักเกลียว	43
2.30 การเชื่อมด้วยลวดเชื่อม	44
2.31 การจำแนกแบบของรอยต่อเชื่อม	45
2.32 ประเภทของการต่อเชื่อม	45
2.33 สัญลักษณ์มาตรฐานของรอยเชื่อม	46
2.34 ด้านลูกศรชี้และด้านตรงข้ามสัญลักษณ์การเชื่อม	47
2.35 สัญลักษณ์การเชื่อมโดยรอบและในสนาม	48
2.36 ขนาด ความยาว และระยะห่างรอยเชื่อม	49
2.37 ตัวอย่างของสัญลักษณ์รอยเชื่อม	49
2.38 รอยเชื่อมฟิลเลทรับแรงในทิศทางและตั้งฉากกับรอยเชื่อม	50
2.39 รอยเชื่อมฟิลเลทแบบมีการอ้อมปลาย	52
2.40 จุดต่อคานเยื้องศูนย์แบบฐานรองและแบบโครง	52
2.41 การรับแรงเยื้องศูนย์ของรอยเชื่อมในแนวตั้ง	53
2.42 หน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงดัดในรอยเชื่อมที่รับแรงเฉือนและแรงดัดร่วมกระทำ	53
3.1 แสดงลักษณะของเฟรม (Frame)	55
3.2 แสดงองค์ประกอบของเฟรม (Frame)	55
3.3 แสดงองค์ประกอบของระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing	56
3.4 แสดงผังของอาคาร	59
3.5 แสดงความกว้างของอาคารบริเวณที่จะติดตั้งระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing และความสูงแต่ละชั้นของอาคาร	60
3.6 Side View หลังจากจัดองค์ประกอบเฟรม	61
3.7 Top View แสดงการจัดวางตำแหน่งเฟรม พื้นทำงาน และคานรับพื้นทำงาน	62
3.8 รูปตัดแสดงตำแหน่งพื้นทำงาน และคานรับพื้นทำงาน	62
3.9 แสดงตำแหน่งจุดรองรับของคานรับพื้นทำงาน	63
3.10 แสดงกราฟ Bending Moment Diagram โดยไม่คำนึงน้ำหนักของเหล็กกล่อง	64
3.11 Top View แสดงการจัดวางตำแหน่งแผงตะแกรงเหล็กฉีกและคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก	66



## สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.12 Side View แสดงการจัดวางตำแหน่งแผงตะแกรงเหล็กฉีกและคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก	67
3.13 แสดงตำแหน่งจุดรองรับของคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก	67
3.14 แสดงแรงที่กระทำกับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก	68
3.15 แสดงพื้นที่ที่แรงลมกระทำต่อ 1 คานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก	69
3.16 แสดงพื้นที่น้ำหนักจากแผงตะแกรงเหล็กฉีกกระทำต่อ 1 คานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก	69
3.17 แสดงรายละเอียดของจุดรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกที่ยึดด้วยสลักเกลียว M20 และสลักเกลียว M24	72
3.18 แสดงรายละเอียดสำหรับตรวจสอบจุดรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Support of Expanded Metal Panel Girder)	73
3.19 แสดงพื้นที่ถ่ายแรงลงเฟรมจากแรงลม และน้ำหนักของแผงตะแกรงเหล็กฉีกและคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก	76
3.20 โครงสร้างเฟรมสำหรับการวิเคราะห์แรง	78
3.21 แสดงชนิดของน้ำหนักที่ใช้วิเคราะห์เฟรม	79
3.22 แสดงแรงปฏิกิริยาที่จุดรอยรับของเฟรมของวิธีการรวมแรง	80
3.23 แสดงการติดตั้งและลักษณะของ Climbing Shoe	81
3.24 แสดงการออกแบบแผ่นประกบ (Gusset Plate)	82
3.25 แสดงองค์ประกอบของเหล็กยึดเฟรม (Frame Bracing)	84
3.26 Top View แสดงการแบ่งโซน (Zone) และ เส้นแกนสะท้อน X สำหรับการอธิบายในหัวข้อ 3.2	85
3.27 แสดงการเว้นระยะห่างของส่วนประกอบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing กับโครงสร้างอาคารเหล็ก	86
3.28 แสดงตำแหน่งของตะปูควง TORX 6x60	86
3.29 แสดงการยึดคานรับพื้นทำงาน (Working Platform Girder) กับ Cross Bar	87
3.30 แสดงการยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกเข้าด้วยกัน	88
3.31 แสดงการยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกแผงตรงกับแผงเอียงเข้าด้วยกัน	88
3.32 แสดงการยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกกับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก	89



## สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.33 แสดงการยึดคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกกับจตุรรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก	89
3.34 แสดงลักษณะการยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกสำหรับปิดช่องว่างระหว่าง 2 ระบบแผงกั้นตกแบบ Self-Climbing	90
3.35 แสดงการยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกกับเหล็กกล่อง 50x50x3.2 และแผงตะแกรงเหล็กฉีกบน-ล่าง	91
3.36 แสดงตำแหน่งการยึดเหล็กยึดเฟรม (Frame Bracing)	92
3.37 แสดงรายละเอียดของเหล็กยึดเฟรม (Frame Bracing) และแผ่นเหล็ก (Steel Plate)	92
3.38 แสดงตำแหน่งของแผ่นประกบที่ใช้ในระบบแผงกั้นตกแบบ Self-Climbing	93
4.1 Side View ของระบบแผงกั้นตกแบบ Self-Climbing	95
4.2 Front View ของระบบแผงกั้นตกแบบ Self-Climbing 1 ด้านของอาคาร (ไม่มีแผงตะแกรงเหล็กฉีก)	96
4.3 แสดงการแบ่งโซน และตำแหน่งยึดเหล็กกล่องที่รับแผงตะแกรงเหล็กฉีกปิดช่องว่างเข้ากับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกในโซนที่ 2	97
4.4 แสดงระยะห่างระหว่างพื้นทำงานหรือคานรับพื้นทำงานกับคานเหล็ก	98
4.5 แสดงระยะห่างระหว่างพื้นของ 2 ระบบแผงกั้นตกแบบ Self-Climbing	98
4.6 แสดงคามยาวคานรับพื้นทำงานและระยะจตุรรองรับของคานรับพื้นทำงาน	99
4.7 แสดงคามยาวคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกและระยะจตุรรองรับของคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก	99
4.8 แสดงรายละเอียดเหล็กกล่อง 50x50x3.2 ที่รับแผงตะแกรงเหล็กฉีกที่ใช้ปิดช่องว่างและแผ่นค้ำยัน (Bracing Plate)	100
4.9 แสดงระยะที่ตะแกรงเหล็กฉีกเกินคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก	100
4.10 แสดงรายละเอียดจตุรรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Support of Expanded Metal Panel Girder)	101
4.11 แสดงรายละเอียดของแผ่นประกบ (Gusset Plate) และ ตำแหน่งของแผ่นประกบ	102
4.12 แสดงตำแหน่งของระบบแผงกั้นตกแบบ Self-Climbing ในผังโครงสร้าง	103



# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1. ความเป็นมาและความสำคัญ

ในปัจจุบันการก่อสร้างอาคารสูงเติบโตอย่างมากในเขตกรุงเทพมหานคร เนื่องจากความเจริญและประชากรที่มีเพิ่มมากขึ้น ตลอดจนเรื่องของพื้นที่ที่มีอยู่อย่างจำกัด จึงทำให้เป็นที่นิยมอย่างมาก ไม่ว่าจะเป็นคอนโดมิเนียม อาคารสำนักงาน หรือกล่าวคือเป็นอาคารที่บุคคลอาจเข้าอยู่หรือเข้าใช้สอยได้ที่มีความสูงตั้งแต่ 23 เมตรขึ้นไป ตามพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 เป็นต้น ซึ่งอาคารสูงสามารถตอบโจทย์ชีวิตความเป็นอยู่ของคนในกรุงเทพมหานครเป็นอย่างมาก

ช่วงเวลาที่สำคัญช่วงหนึ่งก่อนที่จะได้มาซึ่งคอนโดมิเนียมหรืออาคารสำนักงานนั้น คือขณะทำการก่อสร้าง ในช่วงเวลาที่ทำการก่อสร้างโครงการจะก่อให้เกิดมลพิษทางอากาศ และผลกระทบจากการรบกวนของเศษวัสดุต่อพื้นที่อาคารข้างเคียง เป็นต้น อาจก่อให้เกิดความเสียหายทั้งต่อชีวิตและทรัพย์สิน ซึ่งเป็นผลกระทบโดยตรงต่อผู้อยู่อาศัยข้างเคียง ผู้ที่สัญจรผ่านไป-มาบริเวณด้านหน้าโครงการ หรือคนงานก่อสร้างภายในโครงการเอง ทั้งนี้จึงมีมาตรการป้องกันรอบอาคารโดยการติดตั้งระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing รอบอาคารในชั้นที่กำลังทำการก่อสร้าง ซึ่งช่วยลดฝุ่นละอองที่กระจายไปยังบริเวณพื้นที่ข้างเคียง ป้องกันวัสดุสิ่งของตกหล่นสู่ด้านล่างและพื้นที่ข้างเคียง

ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing เข้ามามีบทบาทมากยิ่งขึ้นในงานก่อสร้างอาคารสูงของประเทศไทย เนื่องจากเป็นเทคโนโลยีที่มีระบบป็นด้วยตัวเอง (Self-Climbing Technology) โดยใช้ระบบไฮดรอลิก (Hydraulic system) หรือเครน (Crane) สามารถปรับเปลี่ยนรูปแบบได้ตามโครงสร้างของตัวอาคาร ในความสูงที่แตกต่างกันออกไปและล้อมรอบอาคารโดยไม่มีช่องว่างระหว่างแผง, มีพื้นที่สำหรับทำงานในระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing สำหรับงานบริเวณขอบพื้น และการจับยึดระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing กับตัวอาคารที่แตกต่างกันไปตามโครงสร้างอาคาร ซึ่งที่พบเห็นส่วนใหญ่เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

ทางผู้จัดทำได้เกิดความสนใจระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing สำหรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกในกรณีอาคารที่เป็นโครงสร้างอาคารเหล็ก โดยทำการรวบรวมข้อมูลและข้อจำกัดบางประการเกี่ยวกับระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing มาเป็นส่วนช่วยในการออกแบบ รวมถึงวางแผนจุดที่คาดว่าจะเกิดปัญหาขณะทำการประกอบติดตั้ง ก่อนที่จะมีการนำมาใช้จริงในอาคารเหล็ก



## 1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1.2.1 เพื่อเป็นแนวทางการออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing สำหรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel) ในโครงสร้างอาคารเหล็ก

1.2.2 เพื่อเปรียบเทียบรูปแบบโครงสร้าง, การออกแบบ และการใช้งานของระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ระหว่างของบริษัท X จากประเทศเยอรมนีกับบริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่น

## 1.3 ขอบเขตการวิจัย

### ขอบเขตด้านระยะเวลา

การศึกษาและการทำวิจัยครั้งนี้ ผู้วิจัยใช้ระยะเวลาในการเรียนรู้ ออกแบบ ศึกษารวบรวมข้อมูลและวิเคราะห์ข้อมูล ตั้งแต่วันเริ่มทำการสหกิจศึกษา จนถึงวันสุดท้ายของการสหกิจศึกษาที่บริษัท นันทวัน จำกัด คือตั้งแต่วันที่ 5 สิงหาคม 2562 จนถึงวันที่ 22 พฤศจิกายน 2562

### ขอบเขตด้านเนื้อหา

ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ในโครงการเล่นน้ำมาจากบริษัท X จากประเทศเยอรมนี และบริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่น

สำหรับการออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing นั้น จะออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing โดยโครงเฟรม (Frame) ที่ใช้ประกอบการออกแบบอ้างอิงมาจากบริษัท X จากประเทศเยอรมนี

สำหรับการเปรียบเทียบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing เป็นการเลือกมา 1 บริษัทที่ทำระบบกันของตกแบบ Self-Climbing โดยเลือกบริษัท X จากประเทศเยอรมนี ซึ่งได้จากการออกแบบในโครงการเล่นน้ำ และบริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่น ในโครงการก่อสร้างแห่งหนึ่งในกรุงเทพมหานคร มาพิจารณา

## 1.4 วิธีการดำเนินการวิจัย

1.4.1 ศึกษาระบบกันของตกแบบ Self-Climbing

1.4.2 กำหนดวัตถุประสงค์และขอบเขตของการวิจัย

1.4.3 ออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing และวิเคราะห์หาแรงในโครงสร้าง

1.4.4 วิเคราะห์ปัญหาและวางแผนแก้ไขปัญหาที่อาจเกิดขึ้นขณะทำการประกอบติดตั้ง

1.4.5 รวบรวมข้อมูลและวิเคราะห์เปรียบเทียบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing อีกโครงสร้างเทียบกับทางผู้จัดทำออกแบบ

1.4.6 สอบถามและปรึกษาเรื่องความเหมาะสม

1.4.7 สรุปผล นำเสนอ และรับฟังข้อเสนอแนะ



## 1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.5.1 สามารถประยุกต์ใช้วิชาการออกแบบโครงสร้างเหล็กมาใช้กับงานโครงสร้างชั่วคราว (Temporary Structure)

1.5.2 ความรู้ความเข้าใจระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ที่แตกต่างของบริษัท X (จากประเทศเยอรมนี) กับบริษัท Y (จากประเทศญี่ปุ่น)

1.5.3 ประหยัดค่าใช้จ่ายในการออกแบบ



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึ๓ษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



## บทที่ 2

### ทบทวนวรรณกรรม

#### 2.1 ความรู้เบื้องต้นในการออกแบบโครงสร้างเหล็ก

##### 2.1.1 โครงสร้างเหล็ก

โครงสร้างเหล็ก เป็นโครงสร้างที่ได้จากการนำท่อนเหล็กรูปพรรณหรือเหล็กแผ่นซึ่งเป็นเหล็กกล้าคาร์บอนที่มีรูปแบบและขนาดต่าง ๆ มาประกอบและยึดรวมกัน โดยใช้การย้ำหมุดขันด้วยสลักเกลียวหรือเชื่อมด้วยประกายไฟฟ้า เพื่อให้รับน้ำหนักบรรทุกได้ตามต้องการ โครงสร้างเหล็กที่พบทั่วไป ได้แก่ โครงสร้างอาคาร โครงสะพาน โครงหลังคา โครงเปลือกบาง โครงแขวนหรือซิง ถึงเก็บวัสดุเช่น ถังทรงกระบอกสูงที่เรียกว่า ไชโล เป็นต้น

แต่เดิมประเทศไทย ใช้โครงสร้างเหล็กสำหรับอาคารช่วงยาวเท่านั้น โดยทำเป็นโครงถักหรือที่เรียกว่า Truss เช่น โครงหลังคาอาคารห้องประชุม โรงภาพยนตร์ หรือโครงสะพานช่วงยาวสำหรับรถยนต์ รถไฟ มีอยู่บ้างที่นำเหล็กโครงสร้างไปทำเป็นโครงอาคาร แต่มักเป็นในลักษณะของอาคารชั้นเดียว เช่น อาคารโรงงานอุตสาหกรรม ในปัจจุบันได้มีการนำเหล็กโครงสร้างไปใช้ในอาคารสูงมากขึ้น ซึ่งอาจเป็นเพราะสามารถจัดหาเหล็กโครงสร้างได้ง่ายขึ้น มีเทคนิคและประสิทธิภาพในการตัด ต่อ และตรวจสอบรอยต่อดีขึ้น มีช่างฝีมือด้านนี้มากขึ้นก็เป็นได้ อย่างไรก็ตาม ส่วนใหญ่มักเป็นอาคารแบบผสมระหว่างคอนกรีตเสริมเหล็กกับเหล็กรูปพรรณ กล่าวคือ ฐานรากของอาคารก็ใช้คอนกรีตเสริมเหล็ก ส่วนชั้นส่วนของคานและเสาในอาคารก็ใช้เหล็กรูปพรรณหรือเหล็กรูปสตั๊วที่ประกอบขึ้นเอง โดยทำรอยต่อด้วยการเชื่อมหรือขันด้วยสกรูเกลียวกำลังสูง และอาจหล่อหุ้มด้วยคอนกรีต ส่วนพื้นอาคารก็อาจใช้เหล็กแผ่น หรือพื้นคอนกรีตแบบเททับที่บนเหล็กพัทที่เชื่อมต่อกับคาน ใช้พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กแบบสำเร็จรูปจากโรงงานที่ยกมาวางบนคานหรือตงที่ติดตั้งเรียบร้อยแล้ว ขนาดเป็นแบบก่ออิฐฉาบปูน ระยะเวลาก่อสร้างโครงสร้างเหล็ก(การประกอบติดตั้ง) เวลาน้อยกว่าการก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เพราะไม่ต้องเสียเวลาดังแบบและหล่อคานเสา แม้ว่าราคาค่าวัสดุก่อสร้างจะแพงกว่าบ้างก็ตาม แต่เมื่อเทียบกับเวลาที่สามารถใช้สอยอาคารนั้น ๆ ได้เร็วขึ้นก็นับว่าคุ้มค่ากับการลงทุน ในปัจจุบันโครงสร้างเหล็กจึงเป็นที่นิยมมากขึ้น

นอกจากระยะเวลาการก่อสร้างโครงสร้างเหล็กจะทำได้รวดเร็วกว่าแล้ว โครงสร้างเหล็กยังมีข้อได้เปรียบกว่าโครงสร้างประเภทอื่นอีกคือ มีกำลังต้านทานต่อแรงดึงและแรงอัดได้สูงกว่า ดังนั้นจึงมีน้ำหนักเบากว่าโครงสร้างที่ทำด้วยวัสดุอื่นเมื่อต้องรับน้ำหนักบรรทุกเท่ากัน มีคุณสมบัติคงทน สม่่าเสมอไม่เปลี่ยนแปลงตามกาลเวลา มีความยืดหยุ่นดี มีการยืดตัวและเหนียวทนต่อการกระแทกหรือเปลี่ยนรูปร่างก่อนเกิดการวิบัติได้มากกว่า ทนต่อการผุกร่อนจากปฏิกิริยาออกซิเดชันได้ดีเมื่อบำรุงรักษาสม่ำเสมอ และประการสุดท้ายคือสามารถนำกลับมาใช้ได้ใหม่อีกภายหลังจากการรื้อถอน



หรือหากไม่นำกลับมาใช้ก็ยังมีค่าซากเหลืออยู่ อย่างไรก็ดี โครงสร้างเหล็กก็มีข้อเสีย เช่น การเป็นสนิม และไม่ทนไฟ แต่อาจแก้ไขโดยการทาสีเพื่อป้องกันสนิม หล่อหุ้มด้วยคอนกรีต หรือฉาบด้วยปูนทราย บนผิวเหล็กที่เสริมด้วยลวดตาข่ายเพื่อกันสนิมและต้านเพลิงไหม้ แต่ต้องพุ่มหนาประมาณ 4-5 ซม. จึงจะตั้งชื่อเธอใหม่ได้ดี ทำให้เกิดปัญหาเรื่องน้ำหนักของอาคาร แต่ก็สามารถลดน้ำหนักลงได้บ้างโดยใช้แผ่นยิปซัมหุ้มแทน ใช้วิธีการพ่นหน้าด้วยสารเคมีที่มีคุณสมบัติทนไฟ ซึ่งทำให้เปลืองค่าใช้จ่ายเพิ่มขึ้นบ้าง

### 2.1.2 คุณสมบัติและกำลังของเหล็กโครงสร้าง

เหล็กโครงสร้างที่ใช้กันอยู่ทั่วไปเป็นประเภทเหล็กกล้าคาร์บอน (Carbon Steel) ซึ่งได้แก่เหล็กที่มีส่วนผสมของโลหะอื่นนอกเหนือจากเนื้อเหล็กแท้คิดเป็นเปอร์เซ็นต์สูงสุดคือคาร์บอน 1.7%, แมงกานีส 1.5%, ซิลิคอน 0.6% และทองแดง 0.6%

คาร์บอนและแมงกานีสเป็นส่วนผสมที่สำคัญในการเพิ่มความแข็งแรงให้กับเหล็ก สามารถจัดประเภทตามปริมาณส่วนผสมของคาร์บอนได้ 4 ประเภทดังนี้

- ก. ประเภทคาร์บอนต่ำ (Low Carbon) มีส่วนผสมคาร์บอนน้อยกว่า 0.15%
- ข. ประเภทคาร์บอนค่อนข้างปานกลาง (Mild Carbon) มีส่วนผสมคาร์บอนระหว่าง 0.15 ถึง 0.29%
- ค. ประเภทคาร์บอนปานกลาง (Medium Carbon) มีส่วนผสมคาร์บอนระหว่าง 0.30 ถึง 0.59%
- ง. ประเภทคาร์บอนสูง (High Carbon) มีส่วนผสมคาร์บอนระหว่าง 0.60 ถึง 1.70%

เหล็กกล้าคาร์บอนที่ใช้ในงานโครงสร้าง (Structural Carbon Steel) จัดอยู่ในประเภท ข. เช่น เหล็ก A36 (ชื่อตาม ASTM) มีส่วนผสมคาร์บอนสูงสุดระหว่าง 0.25 ถึง 0.29% ขึ้นอยู่กับความหนาของเหล็ก หรือเหล็ก G3106 เกรด SM400A (ชื่อตาม JIS) ส่วนผสมคาร์บอนสูงสุดระหว่าง 0.23 ถึง 0.25% ขึ้นอยู่กับความหนาเช่นเดียวกัน ในกรณีที่ต้องการเหล็กที่มีคุณสมบัติด้านกำลังความเหนียว การเชื่อม การทนทานต่อการผุกร่อน ฯลฯ เพิ่มขึ้น ก็สามารถทำได้โดยการผสมโลหะอื่น เช่น โครเมียม นิกเกิล ไทเทเนียม โคลัมเบียม วาเนเดียม เป็นต้น เช่น เหล็ก A572 จัดเป็นเหล็กประเภทเหล็กกล้ากำลังสูงโลหะผสมต่ำ (High-Strength Low Alloy Steel) โคลัมเบียมและวาเนเดียมทำให้มีกำลังสูงขึ้นจากเหล็ก A36 เป็นต้น

#### คุณสมบัติที่สำคัญของเหล็กที่วิศวกรควรทราบ มีดังนี้

1. โมดูลัสยืดหยุ่น (Modulus of Elasticity,  $E$ ) คือค่าความลาดเอียง (Slope) ของเส้นตรงในช่วงอีลาสติกของกราฟที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเครียด (Strain) กับค่าหน่วยแรง (Stress) ภายใต้แรงดึง (ดูรูปที่ 2.1) โดยทั่วไปมีค่าระหว่าง 2000 ถึง 2100 ตันต่อตารางเซนติเมตร



2. โมดูลัสการเฉือน (Shear Modulus,  $G$ ) คำนี้นี้คำนวณได้จากสูตร

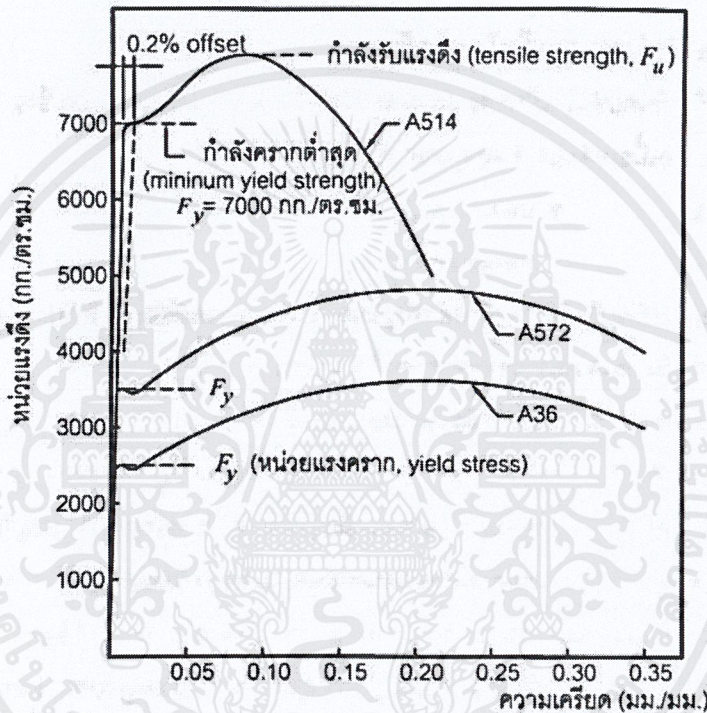
$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

โดยที่  $G$  = โมดูลัสการเฉือน กก./ตร.ซม.

$E$  = โมดูลัสยืดหยุ่น กก./ตร.ซม.

$\mu$  = อัตราส่วนปัวซอง (Poisson's Ratio)

เมื่อกำหนดให้  $E = 2 \times 10^6$  กก./ตร.ซม. และ  $\mu = 0.3$  จะได้  $G$  มีค่าเท่ากับ  $0.77 \times 10^6$  กก./ตร.ซม.



รูปที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดภายใต้แรงดึง (ทักษิณ เทพชาตรี และอัครวัชร เล่นวารี , 2553)

3. ค่าสัมประสิทธิ์การยืดและหดตัว (Coefficient of Expansion and Contraction,  $\alpha$ )

การทดลองพบว่า  $\alpha = 12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

4. หน่วยแรงคราก (Yield Stress) และกำลังรับแรงดึง (Tensile Strength) ตารางที่ 1.1 ให้ค่าหน่วยแรงครากและกำลังรับแรงดึงของเหล็กชนิดต่าง ๆ

5. ความหนาแน่น (Mass Density) และความถ่วงจำเพาะ (Specific Gravity) โดยทั่วไปเหล็กจะมีความหนาแน่น 7.85 ตันต่อลบ.ม. และมีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 7.85

เหล็กที่ผลิตขายตามมาตรฐาน ASTM มีมากมายหลายชนิด แต่ละชนิดมีคุณสมบัติและความสามารถในการรับน้ำหนักต่างกัน ได้แก่ จำพวกเหล็กกล้าคาร์บอน ซึ่งเหล็กประเภทนี้ยังจำแนกออกได้อีกหลายชนิด เช่น A36, A53, A1101 เป็นต้น สำหรับ A36 เป็นเหล็กชนิดที่ใช้ในโครงสร้างทั่ว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึ 6 ษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ๆ ไป นอกจากเหล็กกล้าคาร์บอนแล้วยังมีเหล็กจำพวกเหล็กกล้ากำลังสูงโลหะผสมต่ำเช่น A572, A992 เป็นต้น สมบัติและกำลังของเหล็กเหล่านี้ได้นำมากล่าวไว้ย่อ ๆ ในตารางที่ 2.1 เนื่องจากเหล็กเหล่านี้มีคุณสมบัติและประโยชน์การใช้งานต่างกัน การเลือกใช้เหล็กชนิดต่าง ๆ จะต้องพิจารณาคุณสมบัติให้ตรงกับประเภทของงานที่ต้องการ

ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติและกำลังของเหล็กโครงสร้าง (มาตรฐาน ASTM)

ชนิด	ชื่อ	หน่วยแรงคราก (กก./ตร.ซม.)	กำลังรับแรงดึง (กก./ตร.ซม.)	คุณสมบัติ
เหล็กกล้าคาร์บอนต่ำ เหล็กกล้าคาร์บอนต่ำ	A36	2220-2500	4000-5000	เหล็กโครงสร้างทั่วไป
	A52 Gr.B	2400	4150	ท่อแบบเชื่อมและไม่มีตะเข็บ
	A500	2280-3450	3100-4270	ท่อขึ้นรูปแบบเย็น (Gr.A, B และ C)
	A501	2500	4000	ท่อขึ้นรูปแบบร้อน
	A529	2900	4140-5860	เหล็กโครงสร้างทั่วไป มีทั้งเหล็กแผ่นและเหล็กเส้น (ขนาดใหญ่สุด 12 ม.ม.)
	A611	2300-5550	3330-5650	เหล็กแผ่นรีดเย็นสำหรับขึ้นรูปแบบเย็น (Gr.C, D และ E)
	A1101 Gr.40 Gr.40 Gr.50	2750 3100 3450	3800 4150 4500	เหล็กแผ่นสำหรับขึ้นรูปแบบเย็น (ความหนา最多 6 ม.ม.)
	เหล็กกล้ากำลังสูง โลหะผสมต่ำ (ผสมวานาเดียมหรือโคลัมเบียม)	A242	2900-3450	4350-4800
A572 Gr.42 Gr.50 Gr.60		2900 3450 4150	4150 4500 5200	เหล็กโครงสร้างทั่วไป เหล็กรูปพรรณ เหล็กแผ่นเหล็กเส้น สำหรับงานสะพานจะใช้เฉพาะ Gr.42 และ 50 เท่านั้น
A572 Gr.65		4500	5500	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษานี้เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ตารางที่ 2.1 (ต่อ)

ชนิด	ชื่อ	หน่วยแรงคราก (กก./ตร.ซม.)	กำลังรับแรงดึง (กก./ตร.ซม.)	คุณสมบัติ
เหล็กกล้ากำลังสูง โลหะผสมต่ำ (ผสมวานาเดียมหรือโคบอลต์)	A992	3450	4500	ใช้แทน A572 Gr.50
	A588	2900-3450	4350-4850	เหล็กรูปพรรณ เหล็กแผ่น เหล็กเส้น สำหรับงานโครงสร้างแบบเชื่อม ทนการกัดกร่อนเป็น 4 เท่าของ A36
	A606	3100-3450	4500-4800	เหล็กแผ่นรีดร้อนและรีดเย็น ใช้สำหรับขึ้นรูปแบบเย็น Type 2 ทนการกัดกร่อนเป็น 2 เท่าของเหล็กกล้าคาร์บอน และ Type 4 ทนเป็น 4 เท่า เป็นต้น
	A514	6200-6900	6900-8950	เหล็กแผ่น (หนาไม่เกิน 150 มม.) ใช้กับงานสะพานชนิดเชื่อมทั่วไป
เหล็กกล้าโลหะผสมชุบแข็ง	A709	2500-6900	400-8950	เหล็กรูปพรรณ เหล็กแผ่น และเหล็กเส้น ใช้กับงานสะพาน

(ที่มา : ทักษิณ เทพชาตรี และอัครวัชร เล่นวารีย์ , 2553)

ตารางที่ 2.2 แสดงคุณสมบัติและกำลังของเหล็กกล้าคาร์บอนที่ผลิตตามมาตรฐานประเทศไทย (TIS) และประเทศญี่ปุ่น (JIS) ซึ่งเหล็กจากประเทศญี่ปุ่นเป็นที่นิยมใช้กันมากในประเทศไทย จากข้อมูลที่ปรากฏในตารางที่ 2.2 จะช่วยให้วิศวกรสามารถเลือกชนิดของเหล็กให้เหมาะสมกับประเภทของงานได้อย่างดี

### 2.1.3 รูปร่างของเหล็กที่ใช้ในงานโครงสร้าง

เหล็กที่ใช้ในงานโครงสร้างอาจได้แก่ เหล็กรูปพรรณ ซึ่งเป็นเหล็กที่ผลิตสำเร็จรูปมีทางประเภทรีดร้อน (Hot-rolled) และรีดเย็น (Cold-rolled) หรือเหล็กรูปอื่น ๆ ซึ่งได้จากการนำเอาเหล็กรูปพรรณ หรือแผ่นเหล็กมาประกอบกันขึ้นเพื่อให้มีรูปร่างและคุณสมบัติในการรับน้ำหนักตามต้องการ รูปร่างของเหล็กรูปพรรณที่ใช้กันอย่างแพร่หลายได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.2

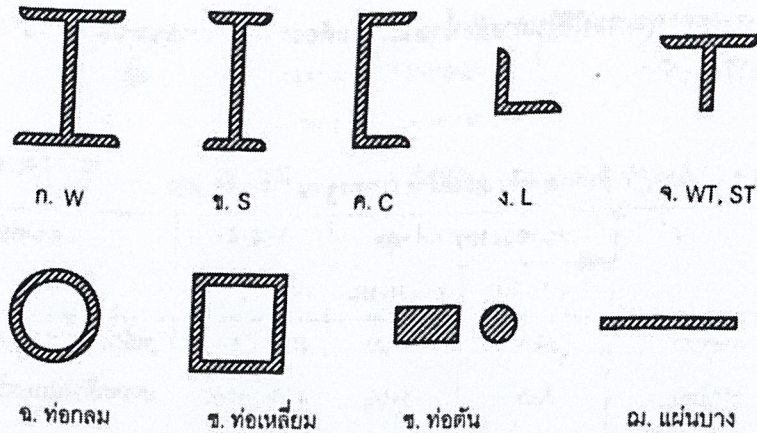


ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติและกำลังของเหล็กโครงสร้าง (มาตรฐาน TIS และ JIS)

ชื่อ	เกรด	หน่วยแรงครากต่ำสุด (กก/ตร.ซม.)		กำลังดึง (กก/ตร.ซม.)	คุณสมบัติ
		$t \leq 16$ ม.ม.	$t > 16$ ม.ม.		
TIS 1227	SM400	2450	2350	4000-5100	เหล็กตีร้อน สำหรับ งานโครงสร้างแบบ เชื่อม
	SM490	3250	3150	4900-6100	
	SM520	3650	3550	5200-6400	
	SM570	4600	4500	5700-2700	เหล็กตีร้อน ใช้ใน งานโครงสร้างทั่วไป
	SS400	2450	2350	4000-5100	
	SS490	2850	2750	4900-6100	
	SS540	4000	3900	5400 (ต่ำสุด)	
JIS G3101	SS400	2450	2350	4000-5100	เหล็กตีร้อน ใช้ใน งานโครงสร้างทั่วไป แบบเจาะรู
	SS490	2850	2750	4900-6100	
	SS540	4000	3900	5400 (ต่ำสุด)	
JIS G3106	SM400 A	2450	2350	4000-5100	เหล็กตีร้อน สำหรับ งานโครงสร้างแบบ เชื่อม
	SM400 B	2450	2350	4000-5100	
	SM490 A	3250	3150	4900-6100	
	SM490 B	3250	3150	4900-6100	
	SM490 YA	3650	3550	4900-6100	
	SM490 YB	3650	3550	4900-6100	
JIS G3444	STK400	2350-2450		4000-5100	เหล็กท่อ ใช้ในงาน โครงสร้างทั่วไป
	STK490	3150-3250		4900-6100	
JIS G3466	STKR400	2350-2450		4000-5100	เหล็กกล่อง ใช้ใน งานโครงสร้างทั่วไป
	STKR490	3150-3250		4900-6100	
JIS G3350	SSC400	2350-2450		4000-5100	เหล็กขึ้นรูปเย็น สํา หรับงานโครงสร้าง ทั่วไป
JIS G3114	SMA490	3150-3250		4900-6100	เหล็กตีร้อน ทนต่อ สภาพการกัดกร่อน ในสภาพบรรยากาศ

(ที่มา : ทักซิณ เทพชาติ และอัศววัชร เล่นวารี , 2553)





**รูปที่ 2.2** รูปร่างเหล็กgrupพรรณชนิดรีดร้อน (ทักษิณ เทพชาติรี และอัศวรวัชร เล่นาวารี , 2553)

อนึ่ง เหล็กgrupพรรณจำแนกตามรูปร่าง ซึ่งกำหนดโดย AISC มีดังนี้

เหล็ก W (Wide-Flange Shape) จากรูปที่ 2.2 ก. เป็นเหล็กชนิดที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย มีแกนสมมาตร 2 แกน รูปร่างประกอบด้วยปีกรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า 2 แผ่นต่อจะเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า 1 แผ่น การกำหนดชนิดของเหล็กเขียนด้วยตัวอักษร W ตามด้วยความลึก x น้ำหนัก กก./ม. เช่น W400x66 ได้แก่ เหล็ก Wide-Flange มีความลึก 400 ม.ม. และมีน้ำหนัก 66 กก./ม.

เหล็ก S (S Shape) จากรูปที่ 2.2 ข. เป็นเหล็กที่มีแกนสมมาตรสองแกน เดิมมีชื่อว่า I-Beam หรือ American Standard Beam เหล็กประเภทนี้มีความกว้างของปีกน้อยกว่าเหล็ก W

เหล็ก M (M Shape) ได้แก่ เหล็กที่ไม่จัดอยู่ในจำพวก W และ S จะมีอยู่ประมาณ 20 ชนิด ขนาดใหญ่ที่สุดของเหล็ก M ได้แก่ M360x25.6 ซึ่งมีความลึก 360 ม.ม. และมีน้ำหนัก 25.6 กก./ม.

เหล็ก C (C shape) จากรูปที่ 2.2 ค. เป็นเหล็กที่มีรูปร่างเหมือนตัว C หรือเรียกว่า เหล็กgrupรางน้ำ มีแกนสมมาตรเพียงแกนเดียว เดิมมีชื่อว่า American Standard Channel เช่น C150x18.6 ได้แก่ รูปรางน้ำที่ความลึก 150 ม.ม. และมีน้ำหนัก 18.6 กก./ม.

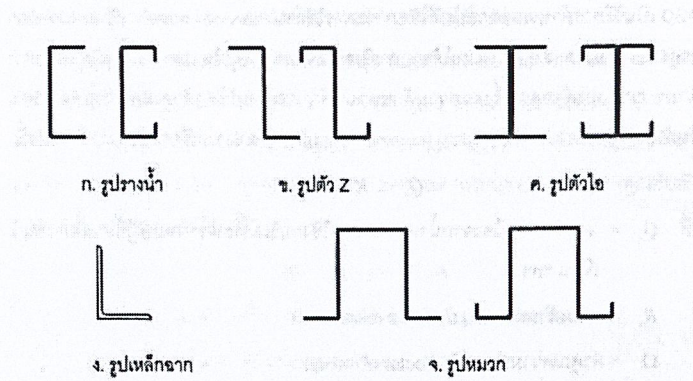
เหล็ก MC (MC Shape) มีรูปร่างเหมือนเหล็กgrupรางน้ำ เดิมมีชื่อเรียกว่า Miscellaneous Channel

เหล็ก L (L Shape) มีรูปร่างเหมือนตัว L หรือเรียกว่าเหล็กฉาก มีทั้งชนิดขาเท่าและไม่เท่ากัน เช่น L50x50x4 ได้แก่ เหล็กฉากขาเท่ากัน มียาวข้างละ 50 ม.ม. และความหนา 4 ม.ม. ส่วน L75x50x6 ได้แก่ เหล็กฉากขาไม่เท่ากัน มียาว 75 ม.ม. และ 50 ม.ม. ตามลำดับ และความหนาของขาเท่ากับ 6 ม.ม.

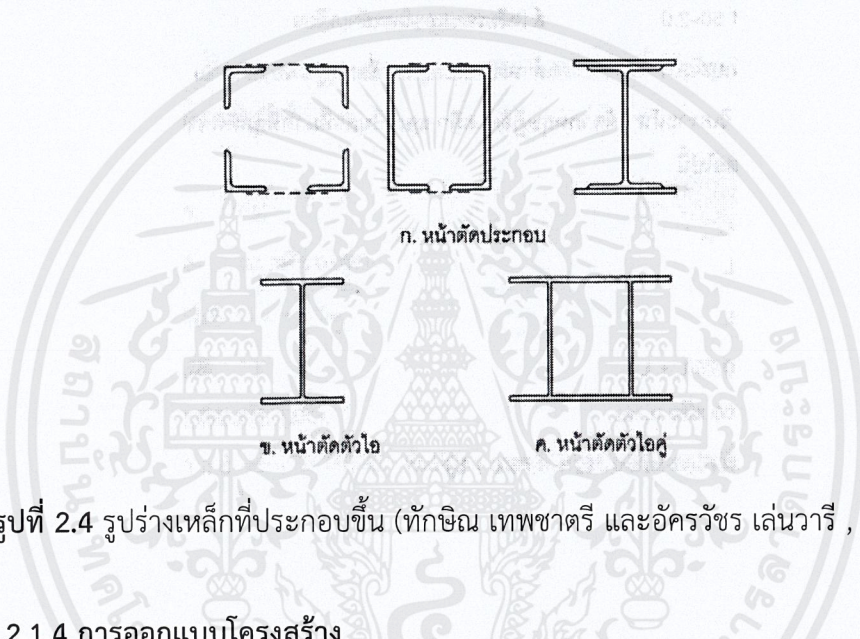
เหล็ก T (T Shape) มีรูปร่างเหมือนเหล็กตัวที่ได้จากการตัดเหล็ก W, S และ M ออกเป็น 2 ส่วนซึ่งโดยปกติแล้วจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วนเท่า ๆ กัน ตัดออกจากเหล็ก W เรียกว่า WT ตัดออกจากเหล็ก S เรียกว่า ST และตัดออกจากเหล็ก M เรียกว่า MT สัญลักษณ์ WT200x33 ได้แก่ เหล็กgrupตัว T มีความลึก 200 ม.ม. และมีน้ำหนัก 33 กก./ม. ตัดมาจากเหล็ก W400x66



รูปที่ 2.3 และ 2.4 แสดงรูปหลักรูปพรรณชนิดรีดเย็นและเหล็กประกอบขึ้น ตามลำดับ



รูปที่ 2.3 รูปร่างเหล็กรูปพรรณชนิดรีดเย็น (ทักษิณ เทพชาติรี และอัศววัชร เล่นวารี , 2553)



รูปที่ 2.4 รูปร่างเหล็กที่ประกอบขึ้น (ทักษิณ เทพชาติรี และอัศววัชร เล่นวารี , 2553)

#### 2.1.4 การออกแบบโครงสร้าง

การออกแบบโครงสร้าง หมายถึง การพิจารณารูปร่างขององค์รวมตลอดจนถึงการเลือกใช้ขนาดหน้าตัดขององค์ประกอบแต่ละส่วนของโครงสร้าง ซึ่งโดยทั่วไปแล้วจะเริ่มจากการออกแบบฟังก์ชันการใช้งาน เช่น จำนวนชั้น รูปแบบแปลนของแต่ละชั้น ซึ่งเป็นงานของสถาปนิก วิศวกร โครงสร้างจะทำงานภายใต้ข้อกำหนดจากการออกแบบ หรือพูดง่าย ๆ ก็คือสถาปนิกจะเป็นผู้ระบุว่าโครงสร้างจะมีรูปปร่างหน้าตาอย่างไร ส่วนวิศวกรโครงสร้างจะพิจารณาว่าจะสร้างอย่างไรโดยที่โครงสร้างจะไม่พังลงมา การออกแบบโครงสร้างเหล็กที่ดีนั้น จำเป็นจะต้องคำนึงถึงสิ่งต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

##### 1. ความปลอดภัย (Safety)

อะไรเป็นสิ่งสำคัญอย่างมากในการออกแบบ เพราะหากสิ่งก่อสร้างใดไม่มีความมั่นคงปลอดภัยแล้ว อาจเป็นเหตุให้เกิดการสูญเสียทางทรัพย์สินและชีวิตของผู้ที่ใช้สอยสิ่งก่อสร้างนั้น การออกแบบเพื่อให้เกิดความมั่นคงปลอดภัยจำเป็นต้องอาศัยทั้งความรู้และประสบการณ์ของผู้ออกแบบ การออกแบบที่ดีนั้นจำเป็นต้องปฏิบัติตามกฎและหลักเกณฑ์ที่



กำหนดไว้ในมาตรฐานการออกแบบของแต่ละห้องที่ มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็ก ที่สามารถนำไปใช้อ้างอิงได้มีหลายมาตรฐาน เช่น

ว.ส.ท. มาตรฐานสำหรับอาคารเหล็กกริดเย็น วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยฯ

ว.ส.ท. มาตรฐานสำหรับอาคารเหล็กรูปพรรณ วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยฯ

AASHTO American Association of State Highway and Transportation  
Officials

AISC American Institute of Steel Construction

AREA American Railway Engineering Association

DIN Deutsche Industrie Norm (W. Germany)

JIS Japanese Industrial Standards

## 2. ประหยัด (Economy)

การออกแบบที่ดีนั้นจำเป็นต้องคำนึงถึงค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างด้วย ค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างส่วนหนึ่งขึ้นอยู่กับปริมาณวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างนั้น ๆ โดยปกติแล้วควรจะออกแบบเลือกขนาดชิ้นส่วนที่เล็กที่สุด (Lightest Section) แต่ในกรณีที่โครงสร้างนั้น ประกอบขึ้นด้วยชิ้นส่วนย่อย ๆ หลายชิ้น การออกแบบให้ชิ้นส่วนโครงสร้างย่อย ๆ เหล่านั้น มีขนาดเดียวกัน อาจประหยัดกว่าการออกแบบให้แต่ละชิ้นส่วนย่อยมีขนาดเล็กที่สุด

## 3. ดำเนินงานได้ (Workability)

การออกแบบเลือกขนาดของเหล็กที่ใช้เป็นวัสดุโครงสร้าง ควรจะออกแบบเลือกขนาดมาตรฐาน (Standard size and shape) ที่ขายอยู่ตามท้องตลาด เพราะถ้าออกแบบเลือกขนาดที่ไม่มีขายในท้องตลาดแล้ว ก็จะทำให้ไม่สามารถหาซื้อวัสดุมาดำเนินงานก่อสร้างได้ วิธีการขนส่งวัสดุก่อสร้างมายังสถานที่ก่อสร้างก็เป็นสิ่งสำคัญที่จะต้องคำนึงถึงว่าจะทำได้สะดวกมากน้อยเพียงใด นอกจากนี้ยังต้องคำนึงถึงความสะดวกในการก่อสร้างด้วย เช่น หากออกแบบเลือกชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีขนาดเดียวกัน เอาแบบฝึกเชื่อมต่อเหมือนกันก็จะทำให้การดำเนินงานก่อสร้างทำได้สะดวกขึ้น

## 4. การบำรุงดูแลรักษา (Maintenance)

โครงสร้างเหล็กเป็นโครงสร้างที่ต้องการการบำรุงดูแลรักษาหลังจากก่อสร้างแล้ว ปัญหาที่สำคัญประการหนึ่งของโครงสร้างเหล็กคือปัญหาการกัดกร่อน เพื่อให้การบำรุงรักษาทำได้สะดวก การออกแบบที่ดีควรจะเป็นการออกแบบเพื่อหลีกเลี่ยงปัญหาการกัดกร่อนให้ได้มากที่สุด ทุกชิ้นส่วนของโครงสร้างเหล็กควรจะออกแบบให้สามารถเข้าไปตรวจสอบดูแลความเรียบร้อยได้ตลอดเวลาตามที่ต้องการหลังจากได้ก่อสร้างเรียบร้อยแล้ว เพื่อที่ว่าหากเกิดปัญหาใด ๆ ขึ้นกับโครงสร้างแล้วจะสามารถตรวจสอบพบและแก้ไขได้ทันที่



## 5. ความสวยงาม (Esthetics)

สิ่งหนึ่งที่สถานีได้สำหรับการออกแบบที่ดีคือ ความสวยงามของโครงสร้าง นอกจากนี้ยังอาจจะต้องคำนึงถึงรูปแบบของโครงสร้างที่สามารถก่อสร้างได้และที่ไม่สามารถก่อสร้างได้ ซึ่งอาจจะถูกกำหนดขึ้นเป็นกรณีพิเศษสำหรับแต่ละพื้นที่

การออกแบบโครงสร้างเหล็กมีวิธีการเฉพาะสำหรับแต่ละส่วนโครงสร้าง ขึ้นกับแรงหรือโมเมนต์ที่ส่วนโครงสร้างนั้น ๆ ต้องรับหรือต้านทานซึ่งวิเคราะห์หาค่าได้โดยวิธีอีลาสติก (Elastic Analysis) ซึ่งจะพบว่ามีส่วนโครงสร้างที่รับแรงตามแนวแกน ซึ่งอาจเป็นแรงดึงหรือแรงอัด ส่วนโครงสร้างที่รับดัดและแรงเฉือน ส่วนโครงสร้างที่รับแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน เป็นต้น รวมถึงต้องพิจารณาออกแบบรอยต่อเพื่อให้ทุกส่วนของโครงสร้างร่วมกันรับน้ำหนักที่กระทำได้ตามต้องการ

**มาตรฐานหรือข้อกำหนด (Specifications)** ในการคำนวณและออกแบบโครงสร้างใด ๆ วิศวกรผู้ออกแบบพิจารณาออกแบบส่วนของโครงสร้างนั้น ๆ ให้สอดคล้องเป็นไปตามเกณฑ์มาตรฐานหรือข้อกำหนดที่ได้กำหนดไว้ มาตรฐานหรือข้อกำหนดนี้ส่วนใหญ่ได้มาจากผลของการวิเคราะห์และวิจัยสำหรับโครงสร้างส่วนนั้น ๆ มาตรฐานสำหรับการออกแบบโครงสร้างเหล็ก ได้แก่ มาตรฐาน AISC (American Institute of Steel Construction) สำหรับการคำนวณและออกแบบโครงสร้างเหล็กที่เป็นส่วนของโครงอาคาร (building structure) มาตรฐาน AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) มาตรฐาน AREA (American Railway Engineering Association) สำหรับการคำนวณและออกแบบโครงสร้างเหล็กที่ไม่ได้เป็นส่วนหนึ่งของโครงอาคาร ซึ่งเป็นมาตรฐานของอเมริกัน สำหรับมาตรฐานข้อกำหนดของประเทศไทยคือ มาตรฐาน ว.ส.ท. (วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย) ซึ่งให้ข้อกำหนดส่วนใหญ่คล้ายกับที่ได้กำหนดไว้ในมาตรฐาน AISC

### มาตรฐาน AISC

เดิมสถาบันการก่อสร้างอาคารด้วยเหล็กโครงสร้าง (AISC) ได้กำหนดวิธีการออกแบบโครงสร้างเหล็กไว้ 2 วิธีคือ ก.) วิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ (Allowable Stress Design : ASD) เมื่อพิจารณาว่าส่วนโครงสร้างรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน (Working Load) ซึ่งค่าของแรงหรือโมเมนต์แบบที่กระทำต่อโครงสร้างนั้นได้มาจากการวิเคราะห์โดยวิธีอีลาสติกและ ข.) วิธีพลาสติก (Plastic Design : PD) โดยพิจารณาจากกำลังต้านทานสูงสุดของส่วนโครงสร้าง เมื่อคิดว่าส่วนโครงสร้างนั้นต้องรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว (Factored Load) ซึ่งแรงหรือโมเมนต์ดัดที่กระทำต่อส่วนโครงสร้างนั้น ๆ จะหาได้จากผลการวิเคราะห์โดยวิธีพลาสติก

ต่อมาในปี ค.ศ. 1986 สถาบันการก่อสร้างอาคารเหล็กโครงสร้าง (AISC) ได้กำหนดวิธีการออกแบบโครงสร้างเหล็กเพิ่มขึ้นอีก 1 วิธีคือ วิธีคุณสมบัติต้านทานและน้ำหนักบรรทุก (Load



Resistance Factor Design : LRFD) และได้แยกมาตรฐานของวิธีการออกแบบนี้ออกมาต่างหาก การออกแบบตามวิธี LRFD เป็นการพิจารณาที่สภาวะจำกัด (Limit State) ทางด้านกำลังเมื่อส่วน โครงสร้างจะวิบัติ และด้านการใช้งาน โดยอนุมัติให้วิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีอีลาสติกหรือพลาสติก เพื่อหาแรงหรือโมเมนต์ดัดที่กระทำต่อส่วนโครงสร้างนั้นซึ่งเกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว (Factored Load) แต่ทั้งนี้แรงหรือโมเมนต์ดัดที่กระทำต่อส่วนโครงสร้างต้องมีค่าไม่มากเกินไปกว่ากำลัง ที่ใช้ออกแบบ (Design Strength) ซึ่งเป็นกำลังตั้งงานระบุ (Nominal Strength) ที่หาได้หาค่าได้ตาม ทฤษฎีแต่ให้ลดค่าลงตัวคูณลดกำลัง (Resistance Factor) อันเนื่องมาจากการควบคุมคุณภาพของ งานก่อสร้าง

สังเกตว่าการออกแบบโดยวิธี LRFD คล้ายกับวิธีการออกแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริม เหล็กด้วยทฤษฎีกำลังประลัย (Ultimate Strength Design : USD) ซึ่งต่อมาเรียกว่าวิธีกำลัง (Strength Design)

### การออกแบบโดยวิธี ASD

หลักเกณฑ์ของการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งานที่ยอมให้ (Allowable Stress Design : ASD) คือ หน่วยแรงที่เกิดขึ้น (Actual Stress :  $f$ ) บนรูปตัดโครงสร้างที่พิจารณาเลือกใช้เมื่อรับ น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน ต้องมีค่าไม่เกินกว่าค่าแรงใช้งานที่ยอมให้ (Allowable Stress :  $F$ ) นั่นคือให้  $f \leq F$

น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน (Working Load) คือน้ำหนักหรือแรงกระทำต่าง ๆ ที่คาดว่าส่วน โครงสร้างนั้นจะต้องรับหรือต้านทาน ซึ่งได้แก่ น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load :  $D$ ) น้ำหนักบรรทุก จจร (Live Load :  $L$ ) แรงลม (Wind Load :  $W$ ) แรงจากแผ่นดินไหว (Earthquake Load :  $E$ ) เป็นต้น ในการออกแบบต้องพิจารณาจัดรวมน้ำหนักหรือแรงกระทำต่าง ๆ เพื่อให้ได้น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน สูงสุดที่กระทำต่อส่วนของโครงสร้าง เช่น

$$\text{น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน} = D \quad (2.1)$$

$$\text{หรือ} = D + L \quad (2.2)$$

$$\text{หรือ} = 0.75[ D + L + (W \text{ หรือ } E)] \quad (2.3)$$

น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานสูงสุดที่ได้จาก 3 กรณีข้างต้น เป็นน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานที่จะนำไป ออกแบบต่อไป

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริง (Actual Stress :  $f$ ) เป็นค่าที่ได้จากการหาค่าแรงหรือโมเมนต์ดัดที่ กระทำด้วยคุณสมบัติของรูปตัด (เช่น เนื้อที่หน้าตัด หรือ โมดูลัสอีลาสติกของหน้าตัด)

หน่วยแรงใช้งานที่ยอมให้ (Allowable Stress :  $F$ ) หรือเรียกสั้น ๆ ว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ เป็นค่าที่ได้จากการหารค่ากำลังที่จุดครากหรือหน่วยแรงสูงสุดของวัสดุด้วยค่าอัตราส่วนความ



ปลอดภัย (Factor of Safety :  $\Omega$ ) ทั้งนี้ ค่าอัตราความปลอดภัย ( $\Omega$ ) ขึ้นอยู่กับประเภทของส่วน  
โครงสร้าง

สำหรับกรณีที่มีแรงกระทำชั่วคราวชั่วคราว เช่น แรงลม เป็นต้น อาจพิจารณาออกแบบส่วน  
โครงสร้างโดยเพิ่มค่าหน่วยแรงใช้งานที่ยอมให้อีก 1 ใน 3 แทนการใช้ตัวคูณ 0.75 ในสมการที่ (2.3)  
ก็ได้

วิธีหน่วยแรงที่ยอมให้นี้อาจพิจารณาว่าเป็นวิธีกำลังใช้งาน (Allowable Strength Design :  
ASD) ก็ได้กล่าวคือ

สมมุติว่าต้องการออกแบบส่วนโครงสร้างให้รับแรงดึงใช้งาน  $P$  บนหน้าตัดทั้งหมด  $A$  ฉะนั้น  
จากหลักเกณฑ์การออกแบบ

หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้น :  $f \leq$  หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ :  $F$

ในที่นี้  $f = P/A$  และ  $F = 0.60F_y$  หรือ  $= F_y / \Omega$  โดยที่  $\Omega$  เป็นอัตราส่วนความปลอดภัย  
(Factor of Safety) ซึ่งกรณีนี้มีค่าเท่ากับ 1.67

แทนค่า จะได้  $P/A \leq F_y / \Omega$

หรือ  $P \leq AF_y / \Omega$

นั่นคือ แรงดึงใช้งานที่กระทำ  $\leq$  กำลังรับแรงดึงหารด้วยอัตราส่วนความปลอดภัย

ดังนั้น ถ้าเขียนเป็นกรณีทั่วไป โดยให้  $R_u$  เป็นแรงหรือโมเมนต์ที่กระทำอันเนื่องมาจาก  
น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน  $R_n$  เป็นกำลังต้านทานระบุที่คำนวณได้ตามทฤษฎี (Nominal Resistance)  
และให้  $\Omega$  เป็นอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) จะได้หลักเกณฑ์การออกแบบโดยวิธี  
กำลังใช้งาน (Allowable Strength Design : ASD) คือ

$$R_u \leq R_n / \Omega \quad (2.4)$$

ซึ่งจะเห็นว่ามีความคล้ายคลึงกับวิธีคูณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุก (Load  
Resistance Factor Design : LRFD) ที่จะกล่าวต่อไป

#### การออกแบบโดยวิธี LRFD

หลักเกณฑ์ของการออกแบบโดยวิธีต้านทานและน้ำหนักบรรทุก (Load Resistance Factor  
Design : LRFD) คือในสภาวะจำกัดหนึ่ง กำลังที่ต้องการ (Required Strength :  $R_u$ ) เช่นแรงหรือ  
โมเมนต์ดัดปดขณะที่กระทำส่วนโครงสร้างอันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว (Factored  
Load :  $\sum \gamma_i Q_i$ ) หรือเรียกในที่นี้ว่าน้ำหนักประลัย ต้องมีค่าไม่เกินกว่ากำลังที่ใช้ออกแบบ (Design  
Strength) ของส่วนโครงสร้างนั้นซึ่งได้จากการคูณกำลังต้านทานที่ระบุ (Nominal Strength :  $R_n$ )  
ของส่วนโครงสร้างนั้นด้วยตัวคูณลดกำลัง (Resistance Factor :  $\phi$ ) นั่นคือ

$$R_u = \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.5)$$



น้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว (Factored Load) หรือเรียกในที่นี้ว่าน้ำหนักประลัย ได้จากการคูณน้ำหนักหรือแรงกระทำใช้งานต่าง ๆ (Load :  $Q_i$ ) ด้วยตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก (Load Factor :  $\gamma_i$ ) ซึ่งขึ้นอยู่กับประเภทของน้ำหนักบรรทุก น้ำหนักประลัยหรือน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้วนี้เป็นน้ำหนักที่ถูกสมมติขึ้น (อย่างสมเหตุสมผล โดยใช้ทฤษฎีของความน่าจะเป็นหรือทฤษฎีของความน่าเชื่อถือ) ในสภาวะที่จะทำให้ส่วนโครงสร้างนั้นเกิดจากการวิบัติหรือชำรุดเสียหายและไม่สามารถใช้งานได้อีกต่อไป ในการออกแบบต้องพิจารณาจัดรวมน้ำหนักหรือแรงกระทำต่าง ๆ ( $\sum \gamma_i Q_i$ ) เพื่อให้ได้น้ำหนักประลัยสูงสุดคาดว่าส่วนโครงสร้างนั้นต้องรับหรือต้านทาน ดังต่อไปนี้ เช่น

$$\text{น้ำหนักประลัย} = 1.4D \quad (2.6)$$

$$\text{หรือ} = 1.2D + 1.6L \quad (2.7)$$

$$\text{หรือ} = 1.2D + (0.5L \text{ หรือ } 0.8W^*) \quad (2.8)$$

$$\text{หรือ} = 1.2D + 1.3W + 0.5L^* \quad (2.9)$$

$$\text{หรือ} = 1.2D \pm 1.0E + 0.5L \quad (2.10)$$

$$\text{หรือ} = 0.9D \pm (1.3W \text{ หรือ } 1.0E) \quad (2.11)$$

\* ให้ใช้ตัวคูณน้ำหนักสำหรับน้ำหนักบรรทุกจร (L) เท่ากับ 1.0 เมื่อเป็นพื้นที่สำหรับที่จอดรถยนต์ หรือศูนย์จัดแสดงสาธารณะที่คาดว่าจะมีประชากรจำนวนมากมาใช้สอย หรือเมื่อน้ำหนักบรรทุกจรเกินกว่า 500 กก./ตร.ม.

กำลังที่ใช้ออกแบบ (Design Strength) หรือเรียกในที่นี้ว่ากำลังรับแรงประลัย ของส่วนโครงสร้างจะได้รับการคูณกำลังต้านทานระบุ (Nominal Resistance :  $R_n$ ) ที่คำนวณได้ตามทฤษฎีด้วยตัวคูณลดกำลัง (Resistance Factor :  $\phi$ ) ซึ่งมีค่าต่าง ๆ กัน (ไม่เกิน 1.00) ขึ้นกับประเภทของส่วนโครงสร้างดังจะกล่าวในโอกาสต่อไปในหัวข้อที่อาจเกี่ยวข้อง การลดค่ากำลังต้านทานที่ระบุของส่วนโครงสร้างด้วยตัวคูณลดกำลังเป็นการสำรองกำลังต้านทานของส่วนโครงสร้างนั้นซึ่งขึ้นกับการควบคุมคุณภาพของงานก่อสร้าง

สังเกตว่าการคำนวณออกแบบโดยวิธี LRFD มีส่วนปลอดภัย 2 ส่วน คือ ส่วนของน้ำหนักบรรทุกและส่วนของการควบคุมคุณภาพ โดยที่ส่วนของน้ำหนักบรรทุกได้จากการคูณน้ำหนักบรรทุกใช้งานด้วยตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก และส่วนของการควบคุมคุณภาพได้จากการคูณกำลังต้านทานด้วยตัวคูณลดกำลัง ฉะนั้น สำหรับส่วนโครงสร้างที่รับน้ำหนักบรรทุก D และน้ำหนักบรรทุกจร L จะมีอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ  $\frac{1}{\phi} \left( \frac{1.2D+1.6L}{D+L} \right)$  ซึ่งถ้าส่วนของโครงสร้างนั้นรับโมเมนต์ดัด (ค่า  $\phi$  มีค่าเท่ากับ 0.9) อัตราส่วนความปลอดภัยจะอยู่ระหว่าง 1.2/0.9 กับ 1.6/0.9 หรืออยู่ระหว่าง 1.33 กับ 1.78 สำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร ตามลำดับ และถ้ากำหนดอัตราส่วนของ L/D เท่ากับ 1, 2 และ 3 จะได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.55, 1.63 และ 1.67 ตามลำดับ



### 2.1.5 น้ำหนักบรรทุกใช้งานในอาคาร

น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load) คือน้ำหนักบรรทุกที่มีขนาดคงที่ซึ่งคงอยู่ประจำตำแหน่งหนึ่ง ๆ ประกอบด้วยน้ำหนักของตัวโครงสร้างเองและน้ำหนักอื่นที่ติดตั้งอย่างถาวรเข้ากับตัวอาคารสำหรับอาคารเหล็ก น้ำหนักคงที่จะได้แก่ โครงเหล็ก, ผนัง, พื้น, หลังคา, ท่อปะปา และสุขภัณฑ์

ในการออกแบบโครงสร้างนั้น จำเป็นที่จะต้องรู้น้ำหนักคงที่โดยประมาณของส่วนต่าง ๆ เพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง ขนาดที่แน่นอนจะยังคงไม่ทราบจนกระทั่งทำการวิเคราะห์แล้วเลือกหน้าตัด น้ำหนักจริงที่ได้จากการออกแบบจะต้องถูกเปรียบเทียบกับน้ำหนักที่ประมาณไว้ในตอนต้น ถ้ามีความแตกต่างกันมาก จะต้องทำการวิเคราะห์ซ้ำอีกครั้งหนึ่งและออกแบบโดยใช้น้ำหนักประมาณที่ดีกว่า

คอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา	1600-2400	กก. ต่อ ลบ.ม.
เหล็ก	7850	กก. ต่อ ลบ.ม.
ไม้เนื้อแข็ง	700-1200	กก. ต่อ ลบ.ม.
อิฐ	1900	กก. ต่อ ลบ.ม.
วัสดุผนังหลังคา	5-18	กก. ต่อ ตร.ม.
กระเบื้องซีเมนต์ใยหินลอนคู่	14	กก. ต่อ ตร.ม.
กระเบื้องคอนกรีต	50	กก. ต่อ ตร.ม.
เหล็กกริดลอน	14	กก. ต่อ ตร.ม.
สังกะสี	5	กก. ต่อ ตร.ม.
แป้ไม้	5	กก. ต่อ ตร.ม.
โครงหลังคาไม้	10-20	กก. ต่อ ตร.ม.
ฝ้าเพดาน	14-26	กก. ต่อ ตร.ม.
กำแพงอิฐมอญ	180-350	กก. ต่อ ตร.ม.
กำแพงอิฐบล็อก	100-200	กก. ต่อ ตร.ม.
กำแพงคอนกรีตบล็อก	100-240	กก. ต่อ ตร.ม.
ฝ้าไม้ ไม้อัด รวมคร่า	12-30	กก. ต่อ ตร.ม.
พื้นไม้ รวมตง	30	กก. ต่อ ตร.ม.

น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load) ได้แก่ น้ำหนักของสิ่งของต่าง ๆ ที่อาคารต้องแบกรับ หลังจากได้ก่อสร้างอาคารเรียบร้อยแล้ว ปกติขนาดของน้ำหนักบรรทุกจรจะถูกกำหนดโดยกฎหมายเทศบัญญัติของแต่ละท้องที่ตามประเภทและลักษณะงานที่ใช้งานของอาคาร น้ำหนักบรรทุกจรสามารถแยกออกเป็น 2 ประเภทดังนี้

1. น้ำหนักบรรทุกจรในแนวตั้ง (Vertical Live Load) ได้แก่ น้ำหนักต่าง ๆ ที่กระทำในแนวตั้ง เช่น น้ำหนักของผู้อยู่อาศัย น้ำหนักของเครื่องจักรที่มีการเคลื่อนย้ายไปได้ เครื่องเฟอร์นิเจอร์



สินค้า รถยนต์ ฯลฯ ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานครได้กำหนดขนาดของน้ำหนักบรรทุกจรในแนวตั้งตามประเภทการใช้งานของอาคารโดยมีค่าประมาณเฉลี่ยไม่ต่ำกว่าค่าที่แสดงในตารางที่ 2.3

ตารางที่ 2.3 ขนาดน้ำหนักบรรทุกจรในแนวตั้งของอาคารประเภทต่าง ๆ (กฎกระทรวงฉบับที่ 6 พ.ศ. 2527)

ประเภทและส่วนต่าง ๆ ของอาคาร	หน่วยน้ำหนักบรรทุกจร (กก./ตร.ม.)
(1) หลังคา	30
(2) กันสาดหรือหลังคาคอนกรีต	100
(3) ที่พักอาศัย โรงเรียนอนุบาล หอน้ำ หองส้วม	150
(4) หองแถว ตึกแถวที่ใช้พักอาศัย อาคารชุด หอพัก โรงแรมและหองคนไข้พิเศษของโรงพยาบาล	200
(5) สำนักงาน ธนาคาร	250
(6) (ก) อาคารพาณิชย์สวนของหองแถว ตึกแถวที่ใช้เพื่อการพาณิชย์ มหาวิทยาลัย วิทยาลัย โรงเรียน โรงพยาบาล	300
(ข) หองโถง บันได ของทางเดินของอาคารชุด หอพัก โรงแรม สำนักงาน และธนาคาร	300
(7) (ก) ตลาด อาคารสรรพสินค้า หอประชุม โรงมหรสพ ภัตตาคาร หองประชุม หองอ่านหนังสือในหองสมุดหรือหอสมุด ที่จอดหรือเก็บรถยนต์นั่ง หรือรถจักรยานยนต์	400
(ข) หองโถง บันได ของทางเดินของอาคาร พาณิชยมหาวิทยาลัย วิทยาลัยและโรงเรียน	400
(8) (ก) คลังสินค้า โรงกีฬา พิพิธภัณฑ์ อัมจันทร์ โรงงานอุตสาหกรรม โรงพิมพ์หองเก็บเอกสารและพัสดุ	500
(ข) หองโถง บันได ของทางเดินของตลาด อาคารสรรพสินค้า หองประชุม หอประชุม โรงมหรสพ ภัตตาคาร หองสมุดและหอสมุด	500
(9) หองเก็บหนังสือของหองสมุดหรือหอสมุด	600
(10) ที่จอดหรือเก็บรถยนต์บรรทุกทุกเปล	800

ในการคำนวณน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงเสาและฐานรากสำหรับโรงมหรสพ หอประชุม หอสมุด พิพิธภัณฑ์ อัมจันทร์ คลังสินค้า โรงงานอุตสาหกรรม อาคารจอดรถหรือเก็บรถยนต์ ให้คือน้ำหนักบรรทุกเต็มอัตราส่วนอาคารประเภทอื่น ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานครอนุญาตให้ทำการลดน้ำหนักบรรทุกจรลงได้ตามชั้นของอาคารดังแสดงไว้ในตารางที่ 2.4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึ๑8๙เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ตารางที่ 2.4 อัตราการลดน้ำหนักบรรทุกจรในแนวดิ่ง (กฎกระทรวงฉบับที่ 6 พ.ศ. 2527)

การรับน้ำหนักของพื้น	อัตราการลดหน่วยน้ำหนักบรรทุกจรบนพื้นแต่ละชั้น เป็นร้อยละ
(1) หลังคาหรือดาดฟ้า	0
(2) ชั้นที่หนึ่งถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	0
(3) ชั้นที่สองถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	0
(4) ชั้นที่สามถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	10
(5) ชั้นที่สี่ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	20
(6) ชั้นที่ห้าถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	30
(7) ชั้นที่หกถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	40
(8) ชั้นที่เจ็ดถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้าและชั้นต่อไป	50

2. น้ำหนักบรรทุกจรในแนวนอน (*Lateral Live Load*) ได้แก่ น้ำหนักบรรทุกที่กระทำในแนวด้านข้างของอาคาร สามารถแยกออกเป็น 2 ประเภท ดังนี้

2.1 แรงลม (*Wind Load*) ได้แก่ แรงที่เกิดจากการเคลื่อนไหวของลมปะทะกับอาคาร ขนาดของแรงปะทะขึ้นอยู่กับความเร็วของการเคลื่อนที่ของลม สามารถคำนวณหาได้อย่างประมาณโดยอาศัยทฤษฎีของเบอร์นูลลี (*Bernoulli's Theorem*) ซึ่งเป็นทฤษฎีที่ใช้ในการหาขนาดของแรงปะทะเนื่องจากการไหลของของเหลวในสภาวะคงที่ ไม่คำนึงถึงผลทางพลศาสตร์ เนื่องจากแรงกระโชกหรือผลตอบสนองทางพลศาสตร์ของอาคาร เขียนเป็นสมการได้คือ

$$q = \frac{1}{2} \rho v^2 \quad (2.12)$$

โดยที่  $q$  = หน่วยแรงลมอ้างอิง (*Basis wind pressure*) ปอนด์/ตร.ฟุต

$\rho$  = ความหนาแน่นของมวลอากาศ slugs/ลบ.ฟุต

$v$  = ความเร็วของมวลอากาศ ฟุต/วินาที

เมื่อเปลี่ยนหน่วยแรงลมอ้างอิง ( $q$ ) ให้เป็นหน่วยแรงลมสถิตเทียบเท่า ( $p$ ) เพื่อความสะดวกในการหาผลกระทบของแรงลมที่กระทำต่อโครงอาคาร จึงจำเป็นต้องคำนึงถึงผลของแรงกระโชก ลักษณะภูมิประเทศที่อาคารตั้งอยู่ ความสูง รูปร่างและขนาดของอาคาร ฯลฯ มาตรฐานการคำนวณแรงลมและการตอบสนองของอาคาร (มยพ. 1311-50) ได้กำหนดค่าหน่วยแรงลมสถิตเทียบเท่า (วิธีการอย่างง่าย) สำหรับอาคารที่มีความสูงไม่เกิน 80 เมตร เพื่อใช้ในการออกแบบดังนี้

$$p = I_w q C_e C_g C_p \quad (2.13)$$

โดยที่  $p$  = หน่วยแรงลมสถิตเทียบเท่า กก./ตร.ม.

$q$  = หน่วยแรงลมอ้างอิง (จากสมการที่ (2.12)) กก./ตร.ม.

$C_e$  = ตัวคูณเนื่องจากสภาพภูมิประเทศ (*Exposure pressure*)



$C_g$  = ตัวคูณเนื่องจากผลกระทบกระโชกของลม (Gust effect factor)

$C_p$  = ค่าสัมประสิทธิ์ของหน่วยแรงลมที่กระทำภายนอกอาคาร (External pressure factor)

$I_w$  = ตัวคูณความสำคัญของแรงลม (Importance factor)

รายละเอียดและวิธีการคำนวณค่าหน่วยแรงลมสถิตเทียบเท่า โดยวิธีอย่างง่ายและวิธีอย่างละเอียด สามารถหาได้จากมาตรฐานการคำนวณแรงลมและการตอบสนองของอาคาร (มยผ. 1311-50)

อนึ่ง ในการคำนวณออกแบบโครงสร้างอาคาร หากไม่มีข้อมูลที่รับรองโดยสถาบันที่เชื่อถือได้ ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมอาคาร พ.ศ. 2544 ได้กำหนดให้ใช้หน่วยแรงลมที่มค่าดังปรากฏในตารางที่ 2.5 ทั้งนี้ ยอมให้ใช้ค่าหน่วยแรงที่เกินในส่วนต่าง ๆ ของอาคาร ตลอดจนความต้านทานของดินในฐานรากเกินค่าที่กำหนดไว้ในข้อบัญญัติได้ร้อยละ 33.30 แต่ต้องไม่ทำให้ส่วนต่าง ๆ ของอาคารนั้นมีความมั่นคงน้อยไปกว่าค่าคำนวณตามปกติโดยไม่คิดแรงลม

ตารางที่ 2.5 ขนาดของแรงลมตามความสูงของอาคาร (ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ. 2544)

ความสูงของอาคาร, H เมตร	หน่วยแรงลม กก./ตร.ม.
$H \leq 10$	50
$10 < H \leq 20$	80
$20 < H \leq 40$	120
$40 < H \leq 80$	160
$80 < H$	200

2.2 แรงแผ่นดินไหว (Earthquake Load) การไหวตัวของดินที่อาคารตั้งอยู่ ทำให้เกิดแรงกระทำในแนวราบต่ออาคาร ในชั้นพื้นฐานของแรงขึ้นอยู่กับมวล น้ำหนักทั้งหมดของอาคาร และความเร่งที่อาคารเกิดการเคลื่อนที่ ( $F = ma$ ) การคำนวณแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างอาคารจริงจะมีความยากและซับซ้อนมาก เพราะจะต้องพิจารณาถึงลักษณะ รูปทรง และระบบโครงสร้างหลักที่ใช้รับแรงในแนวราบ ตลอดจนวัสดุที่ใช้ก่อสร้างและลักษณะชั้นดินที่อาคารตั้งอยู่ เป็นต้น สำหรับอาคารที่มีลักษณะสม่ำเสมอ (ดูนิยามใน มยผ. 1301-50 มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว) แรงแผ่นดินไหวสามารถคำนวณได้จากแรงสถิตเทียบเท่า มิฉะนั้น จะต้องคำนวณแรงดังกล่าวจากวิธีทางเชิงพลศาสตร์ หรือวิธีอื่นที่ตั้งอยู่บนพื้นฐานทางทฤษฎีพลศาสตร์ รายละเอียดเกี่ยวกับการคำนวณแรงแผ่นดินไหวนี้ ผู้อ่านสามารถหาเพิ่มเติมได้



จากประมวลข้อบังคับอาคาร (Building Code) กรมโยธาธิการและผังเมือง หรือจากมาตรฐานสากลที่ใช้กันอย่างแพร่หลาย เช่น IBC และ ASCE เป็นต้น

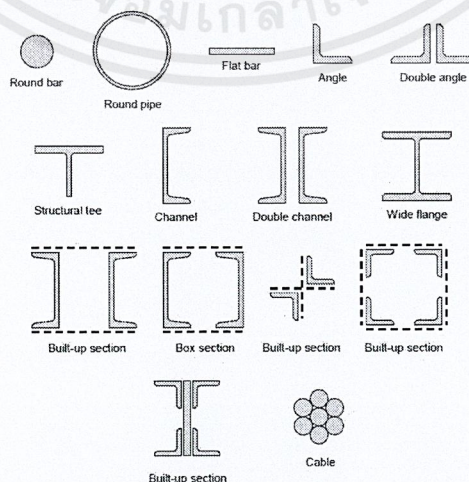
## 2.2 โครงสร้างรับแรงดึงหรือองค์อาคารรับแรงดึง

องค์อาคารรับแรงดึงมักพบได้ในโครงสร้างจากพวงสะพาน โครงหลังคา หอสุง เหล็กยึดทแยง (Bracing systems) และในสถานการณ์ที่เหล็กถูกใช้เป็นตัวยึด การเลือกหน้าตัดเหล็กเพื่อใช้เป็นองค์อาคารรับแรงดึงเป็นปัญหาที่ง่ายที่สุดปัญหาหนึ่งในการออกแบบ เนื่องจากไม่มีอันตรายจากการโก่งเดาะ ผู้ออกแบบเพียงแต่คำนวณแรงมากที่สุดโดยประมาณที่จะถูกรับโดยองค์อาคารแล้วหารแรงด้วยหน่วยแรงที่ยอมให้เพื่อหาพื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ จากนั้นก็เลือกหน้าตัดเหล็กที่มีพื้นที่ตามที่ต้องการ

แม้ว่าหน้าตัดเดียวจะมีความประหยัดกว่าหน้าตัดประกอบเล็กน้อย หน้าตัดประกอบจะถูกใช้ในบางโอกาสที่ผู้ออกแบบไม่สามารถหาพื้นที่อย่างเพียงพอจากหน้าตัดเดียว ข้อควรจำในเมื่อใช้หน้าตัดประกอบก็ถือจะมีการต่อเชื่อมในสนามและการทาสี ดังนั้นจะต้องมีช่องว่างเพียงพอสำหรับการทำงาน

องค์อาคารที่ประกอบด้วยหน้าตัดมากกว่าหนึ่งหน้าตัดจำเป็นจะต้องถูกยึดเข้าด้วยกัน เหล็กแผ่นยึด (หรือเหล็กประกบ) จะอยู่ที่ตำแหน่งระยะห่างต่าง ๆ เพื่อยึดให้ชิ้นส่วนต่าง ๆ อยู่ในตำแหน่งที่ถูกต้อง ช่วยคงอัตราส่วนความขะลุขของแต่ละส่วนให้อยู่ในขอบเขตที่กำหนดอีกด้วย และช่วยให้การทำงานกับหน้าตัดประกอบมีความสะดวกมากยิ่งขึ้น หน้าตัดเดี่ยวที่ยาวเช่นเหล็กฉากอาจไม่สะดวกในการทำงานเนื่องจากการแอ่นตัว แต่เมื่อใช้เหล็กฉากสี่ตัวมายึดเข้าด้วยกันดังรูปที่ 2.5 องค์อาคารจะมีสติเฟนสเพิ่มขึ้นมาก เหล็กยึดเป็นระยะ ๆ จะไม่ถูกคิดเป็นพื้นที่ประสิทธิผลของหน้าตัด เนื่องจากไม่ได้รับแรงในหน้าตัดหลัก ขนาดของเหล็กยึดมักถูกกำหนดโดยมาตรฐานและดุลพินิจของผู้ออกแบบ

หน้าตัดบางชนิดขององค์อาคารรับแรงดึง ที่ใช้กันโดยทั่วไปถูกแสดงในรูปที่ 2.5 เส้นประในรูปจะแทนเหล็กยึดเป็นระยะ ๆ เพื่อยึดหน้าตัดประกอบ



รูปที่ 2.5 ชนิดขององค์อาคารรับแรงดึง (ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษานี้เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เหล็กที่ใช้ทำเคเบิลจะเป็นเหล็กชนิดพิเศษที่ถูกดึงแบบเย็นจนได้ขนาดที่ต้องการ ทำให้มีกำลังประมาณ 14,000 ถึง 17,000 กก./ตร.ซม. จึงมีความเหมาะสมในการใช้กับสะพานขึง สะพานแขวน หลังคาที่ยึดรั้งด้วยเคเบิล และอื่น ๆ ที่มีลักษณะคล้ายกัน

### 2.2.1 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้

หน่วยแรงดึงในองค์อาคารรับแรงดึง  $T$  พื้นที่หน้าตัด  $A$  มีค่าเท่ากับ

$$f = T/A \quad (2.14)$$

โดยหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงดึงที่ยอมให้  $F_t$  ซึ่งตามข้อกำหนด AISC ของวิธี ASD (Allowable Stress Design) กำหนดให้

$$F_t = 0.60F_y \quad \text{บนพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด } A_g$$

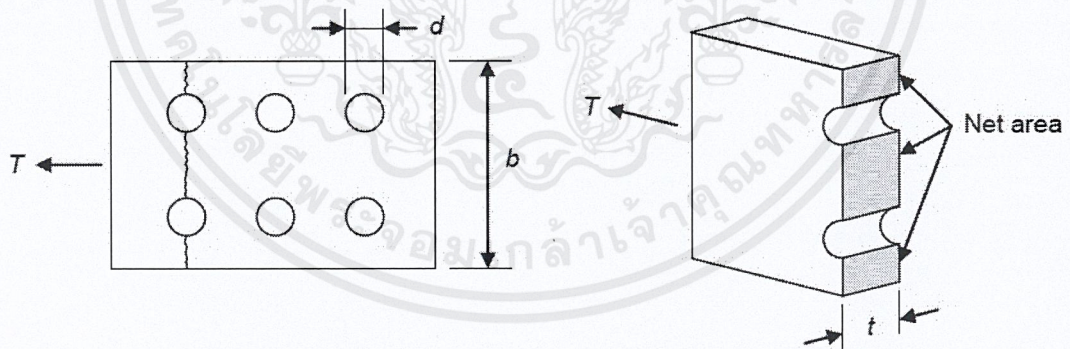
และ  $F_t = 0.50F_u$       บนพื้นที่หน้าตัดประสิทธิผล  $A_e$

ดังนั้นความสามารถในการรับแรงดึงขององค์อาคารคือค่าที่น้อยกว่าของ

$$T = 0.60F_y A_g \quad \text{หรือ} \quad T = 0.50F_u A_e \quad (2.15)$$

### 2.2.2 พื้นที่สุทธิ (Net Area)

สูตรที่ใช้พื้นที่  $A_e$  ในสมการที่ (2.15) จะใช้ในกรณีที่องค์อาคารรับแรงดึงถูกต่อโดยการใส่สลักเกลียวซึ่งจะต้องมีการเจาะรูที่องค์อาคารทำให้พื้นที่หน้าตัดที่รูเจาะลดลงดังในรูปที่ 2.6 ทำให้หน่วยแรงเพิ่มขึ้นและเกิดหน่วยแรงเกินปกติที่ขอบของรูเจาะ



รูปที่ 2.6 พื้นที่สุทธิ (Net Area) (ผศ.ดร.มงคล จีรวรรณเดช , 2548)

พื้นที่สุทธิ  $A_n$  จะมีค่าเท่ากับพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด  $A_g$  ลบด้วยพื้นที่ส่วนที่เป็นรูเจาะ ซึ่งตามมาตรฐานของ ว.ส.ท. และ AISC กำหนดให้เส้นผ่าศูนย์กลางของรูเจาะใหญ่กว่าขนาดของสลักเกลียว 3 มม. (1/16 นิ้ว) พื้นที่สุทธิแรเงาที่รูเจาะในรูปที่ 2.6 มีค่าเท่ากับ

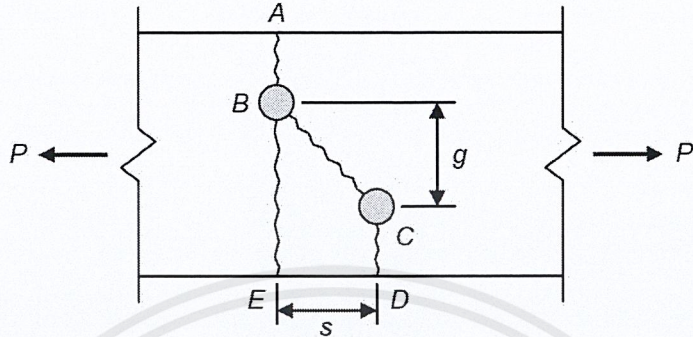
$$A_n = A_g - (\text{พื้นที่รูเจาะ})$$

$$= A_g - 2(dt) \quad (2.16)$$



### 2.2.3 ผลของรูเจาะแบบสลับฟันปลา

เมื่อสลักเกลียวหรือหมุดยั่วที่ปลายต่อขององค์อาคารรับแรงดึงถูกจัดเรียงเป็นเส้นตรง จะทำให้เนื้อที่หน้าตัดสุทธิมากที่สุด แต่ถ้ามีพื้นที่ว่างไม่พอ อาจจะต้องใช้มากกว่าหนึ่งแถวซึ่งบ่อยครั้งจะจัดเรียงในลักษณะสลับฟันปลาหรือซิกแซกดังในรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.7 รูเจาะแบบสลับฟันปลา (ผศ.ดร.มงคล จิรวีชรเดช , 2548)

เส้นแนวการวิบัติจะมีสองเส้นทางที่เป็นไปได้คือ ABCD และ ABE โดยเส้น BC จะทำมุมเอียงกับองค์อาคาร แตกต่างจากเส้นอื่นที่ตัดขวางกับองค์อาคาร วิธีการคิดคำนวณนั้นค่อนข้างซับซ้อน ดังนั้น AISI จึงใช้วิธีคำนวณอย่างง่ายคือ โดยให้หักเส้นผ่าศูนย์กลางของรูเจาะที่อยู่บนหน้าตัดซิกแซกที่พิจารณาอยู่แล้ว เพิ่มด้วยค่า  $s^2/4g$  ของเส้นที่เอียงทำมุม ดังนั้นพื้นที่หน้าตัดสุทธิจะเป็น

$$A_n = t_{min} [b - n(d + 0.3) + \sum \frac{s^2}{4g}] \quad (2.17)$$

เมื่อ  $A_n$  = พื้นที่หน้าตัดสุทธิ (ชม.2)

$t_{min}$  = ความหนาหน้อยที่สุดขององค์อาคาร (ชม.)

$b$  = ความกว้างขององค์อาคาร (ชม.)

$n$  = จำนวนของสลักเกลียวหรือหมุดยั่วในหน้าตัด

$d$  = เส้นผ่านศูนย์กลางของสลักเกลียวหรือหมุดยั่ว (ชม.)

$s$  = ระยะพิทช์ (Pitch) = ระยะห่างระหว่างรูเจาะในแนวขนานกับแนวแรง (ชม.)

$g$  = ระยะเกจ (Gage) = ระยะห่างระหว่างรูเจาะในแนวตั้งฉากกับแนวแรง (ชม.)

หมายเหตุ หมุดยั่ว  $d < 25$  ม.ม. ขนาดรูเจาะ =  $d + 0.3$  ชม.

หมุดยั่ว  $d > 25$  ม.ม. ขนาดรูเจาะ =  $d + 0.5$  ชม.



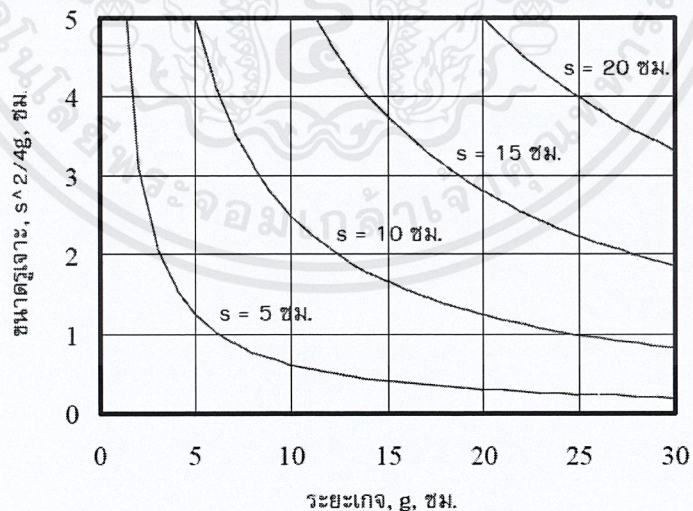
รูเจาะสำหรับสลักเกลียวและหมุดย้ำ มักถูกเจาะบนเหล็กฉากที่ตำแหน่งมาตรฐาน ตำแหน่งหรือระยะเจาะเหล่านี้จะขึ้นกับความยาวขารูปที่ 2.7 แสดงระยะดังกล่าว ดังนั้นผู้ออกแบบจึงควรใช้ระยะที่ให้ไว้ในตาราง 2.6

ตารางที่ 2.6 ระยะเจาะมาตรฐานสำหรับหน้าตัดฉาก (ม.ม.) (ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

ขนาด ขา	ขนาด						
	200	175	150	125	100	75	50
$g$	112.5	100	87.5	62.5	50	43.8	28.2
$g_1$	75	62.5	56.3				
$g_2$	75	75	43.8				

ตัวแปรที่กำหนดระยะน้อยที่สุดของ  $s$  ที่จะทำได้ความกว้างประสิทธิผลมากที่สุดคือเส้นผ่าศูนย์กลางรูเจาะ  $d$  และ ระยะเจาะ  $g$  หรือ เมื่อ  $d = s^2/4g$  นั่นเอง รูปที่ 2.8 แสดงแผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างระยะเกลียว ( $s$ ) ระยะเจาะ ( $g$ ) และขนาดรูเจาะ ( $d$ )

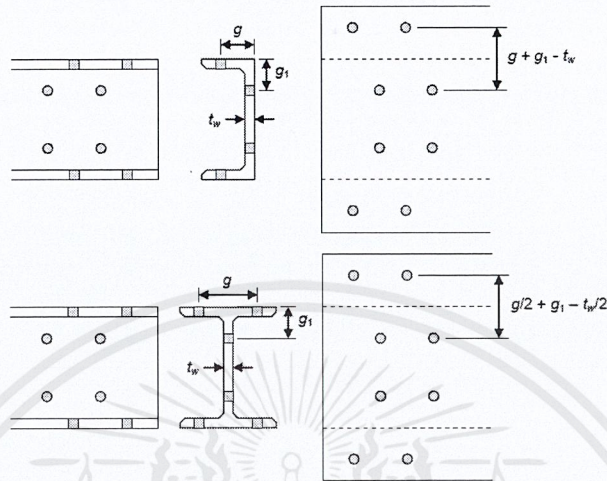
ข้อกำหนด ASD ไม่ได้กล่าวถึงวิธีพิจารณาความกว้างสุทธิของหน้าตัดอื่นนอกเหนือไปจากแผ่นเหล็กและเหล็กฉาก สำหรับหน้าตัดรางน้ำ หน้าตัด W หน้าตัด S และหน้าตัดอื่นจะมีความหนาของเอวและปีกไม่เท่ากัน ดังนั้นจึงควรพิจารณาเป็นพื้นที่สุทธิ ถ้ารูเจาะถูกวางเรียงเป็นเส้นตรงพาดผ่านองค์อาคาร พื้นที่สุทธิสามารถหาได้โดยหักพื้นที่ของรูเจาะออกจากพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด แต่ถ้ารูเจาะถูกวางแบบสลับฟันปลาจะต้องคูณค่า  $s^2/4g$  ด้วยความหนาที่ถูกต้องเพื่อให้เป็นพื้นที่



รูปที่ 2.8 ระยะ  $s$  น้อยที่สุด (ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)



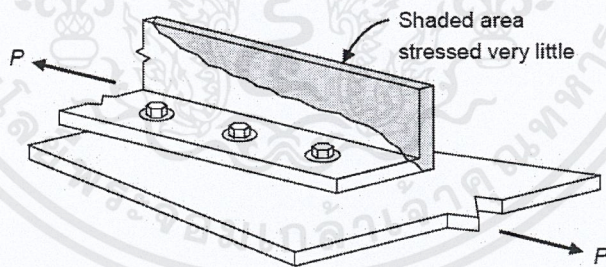
ข้อกำหนด AISC ไม่มีข้อแนะนำสำหรับรูเจาะสลักพื้นปลายบนหน้าตัดอื่นที่ไม่ใช่หน้าตัดฉาก การใช้วิธีคลี่เป็นแผ่นอาจพบกับความยุ่งยากในกรณีที่มีความหนาของแต่ละส่วนไม่เท่ากันเช่น หน้าตัดรางน้ำ และหน้าตัดปีกกว้าง การใช้พื้นที่สุทธิหักพื้นที่รูเจาะโดยตรงแทนที่จะใช้ความกว้างจะเหมาะสมกว่าดังในรูปที่ 2.9



รูปที่ 2.9 การคลี่หน้าตัดรางน้ำ และปีกกว้างเพื่อหาพื้นที่สุทธิ (ผศ.ดร.มงคล จิรวชิรเดช , 2548)

#### 2.2.4 หน้าตัดสุทธิประสิทธิภาพ (Effective net area)

บางครั้งองค์อาคารรับแรงดึงอาจถูกต่อยึดเฉพาะบางส่วนของหน้าตัด ทำให้รับแรงได้น้อยลง ปรากฏการณ์ดังกล่าวเรียกว่า shear lag ดังในรูปที่ 2.10 หน้าตัดฉากถูกต่อด้วยขาเพียงข้างเดียว ทำให้หน่วยแรงที่เกิดขึ้นกระจุกตัวอยู่แต่ในขาข้างที่ถูกต่อ



รูปที่ 2.10 Shear lag (ผศ.ดร.มงคล จิรวชิรเดช , 2548)

AISC จึงกำหนดให้หน้าตัดสุทธิประสิทธิภาพ  $A_e$  ของหน้าตัดดังกล่าว ถูกหามาได้โดยการคูณหน้าตัดสุทธิ (ถ้าใช้สลักเกลียวหรือหมุดย้ำ) หรือหน้าตัดทั้งหมด (ถ้าใช้การเชื่อมต่อน) ด้วยตัวคูณลดค่า  $U$  เนื่องจากการกระจายหน่วยแรงไม่สม่ำเสมอ



องค์อาคารต่อด้วยสลักเกลียวหรือหมุดย้ำ

ถ้าหน้าหน้าบรรทุกทุกถูกถ่ายเทโดยสลักเกลียวหรือหมุดย้ำที่บางจุดขององค์อาคาร ค่าของ  $A_e$  จะหาได้โดย

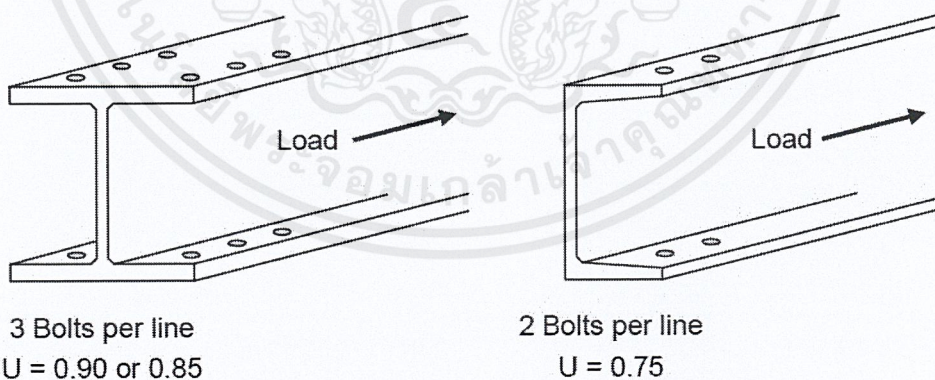
$$A_e = UA_n \quad (2.18)$$

โดยที่สัมประสิทธิ์การลดค่า U จะมีค่าเปลี่ยนไปตามกรณีต่าง ๆ ดังในตารางที่ 2.7

ตารางที่ 2.7 สัมประสิทธิ์การลดค่า U

กรณี 1	หน้าตัด W, S หรือหน้าตัดตัวทีของหน้าตัดเหล่านี้ การยึดต่อโดยสลักเกลียวที่ปีกของหน้าตัด สลักเกลียวอย่างน้อยสามตัวในแต่ละแถวในทิศทางหน่วยแรง	$U = 0.90$
กรณี 2	หน้าตัดอื่นทั้งหมดรวมถึงหน้าตัดประกอบที่ไม่เป็นไปตามกรณี 1 สลักเกลียวอย่างน้อยสามตัวในแต่ละแถวในทิศทางหน่วยแรง	$U = 0.85$
กรณี 3	หน้าตัดทั้งหมดที่จุดต่อมีสลักเกลียวเพียงสองตัวในแต่ละแถวใน ทิศทางของหน่วยแรง	$U = 0.75$

(ที่มา : ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)



รูปที่ 2.11 จำนวนสลักเกลียวต่อแถว (ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

องค์อาคารต่อด้วยการเชื่อม

ถ้าหน้าหน้าบรรทุกทุกถูกถ่ายเทโดยการเชื่อมเพียงบางส่วนขององค์อาคารรับแรงดึง หน้าตัดสุทธิ ประสิทธิภาพจะหาได้โดยคูณสัมประสิทธิ์ลดค่า U กับหน้าตัดทั้งหมด

$$A_e = UA_g \quad (2.19)$$

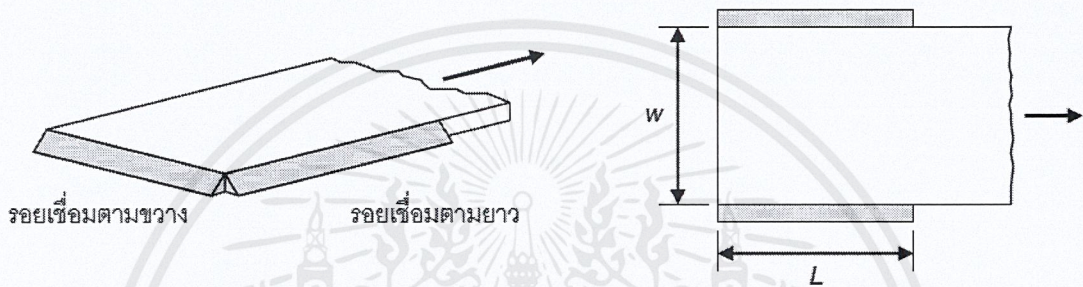
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศีกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ค่าของ  $U$  ที่ใช้จะเหมือนกับของสลักเกลียวในตารางที่ 2.7 ยกเว้นกรณี 3 และเงื่อนไขเกี่ยวกับจำนวนสลักเกลียวต่อแถวในกรณี 1 และ 2 ที่ไม่นำมาใช้ในการพิจารณา นอกจากนั้น AISC ยังมีเงื่อนไขพิเศษเกี่ยวกับทิศทางของรอยเชื่อมคือ:

(ก) เมื่อแรงดึงถูกส่งผ่านโดย รอยเชื่อมตามขวาง ไปยังบางส่วนของหน้าตัด  $W$  หรือ  $S$  และหน้าตัดรูปตัวทีที่ตัดจากหน้าตัดเหล่านี้ หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล  $A_e$  จะเท่ากับพื้นที่ต่อเชื่อมโดยตรง

(ข) เมื่อแรงดึงถูกส่งผ่านโดย รอยเชื่อมตามยาว ที่ขอบทั้งสองข้างของแผ่นเหล็กโดยที่ความยาวรอยเชื่อมไม่น้อยกว่าความกว้างของแผ่นเหล็ก ให้คำนวณ  $A_e$  ตามสมการ (2.19) โดยใช้สัมประสิทธิ์การลดค่า  $U$  ในตารางที่ 2.8



รูปที่ 2.12 จุดต่อรอยเชื่อมรับแรงดึง (ผศ.ดร.มงคล จิรวรรณเดช , 2548)

ตารางที่ 2.8 สัมประสิทธิ์การลดค่า  $U$  (รอยเชื่อมตามยาว)

ลักษณะรอยเชื่อม	$U$
$L > 2w$	1.00
$2w > L > 1.5w$	0.87
$1.5w > L > w$	0.75

(ที่มา : ผศ.ดร.มงคล จิรวรรณเดช , 2548)

เมื่อ  $L$  = ความยาวรอยเชื่อม และ  $w$  = ความกว้างแผ่นเหล็ก (ระยะระหว่างรอยเชื่อม)

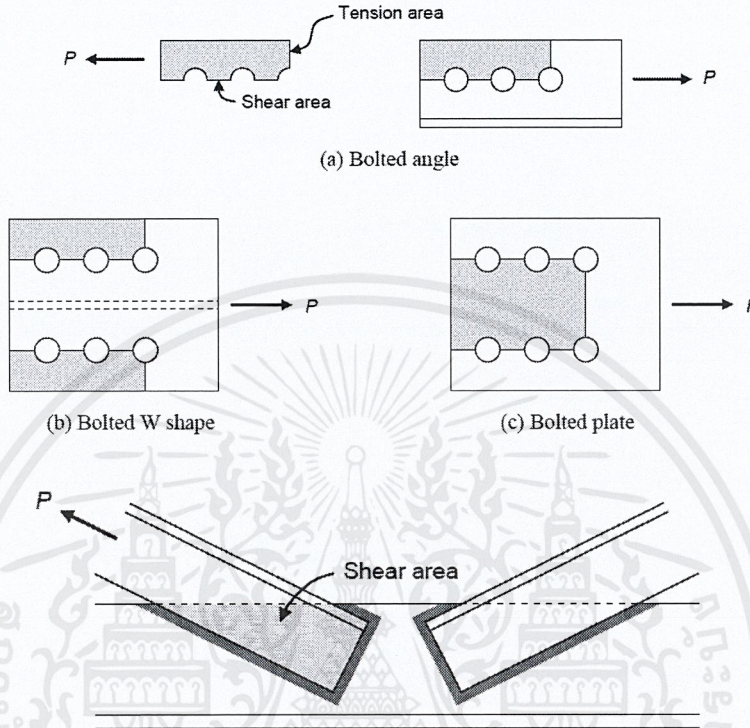
นอกจากนั้นแล้วสำหรับองค์อาคารที่ค่อนข้างสั้นยึดระหว่างจุดต่อเช่น แผ่นเหล็กประกบต่อ (Slice plate), แผ่นเหล็กประกบ (Gusset plate) และจุดต่อคาน-เสาที่รับแรงดึง พื้นที่สุทธิประสิทธิผลให้ใช้เท่ากับพื้นที่สุทธิจริงแต่ต้องไม่เกิน 85% ของพื้นที่ทั้งหมด ดังนั้น

$$A_e = A_n \leq 0.85A_g \quad (2.20)$$



### 2.2.5 บล็อกแรงเฉือน (Block shear)

บล็อกแรงเฉือนเป็นอีกรูปแบบการวิบัติหนึ่งที่ต้องพิจารณาในองค์อาคารรับแรงดึงดึงในรูปแบบที่ 2.13 การวิบัติ โดยการฉีกขาดจะเกิดขึ้นตามเส้นรอบรอยเชื่อมหรือกลุ่มสลักเกลียว โดยเป็นการวิบัติร่วมของการเฉือนของระนาบตามแนวแรงและการวิบัติโดยแรงดึงของระนาบตั้งฉากแนวแรง



รูปที่ 2.13 บล็อกแรงเฉือนในจุดต่อที่ปลายของค้ำอาคาร (ผศ.ดร.มงคล จิรวรรณเดช , 2548)

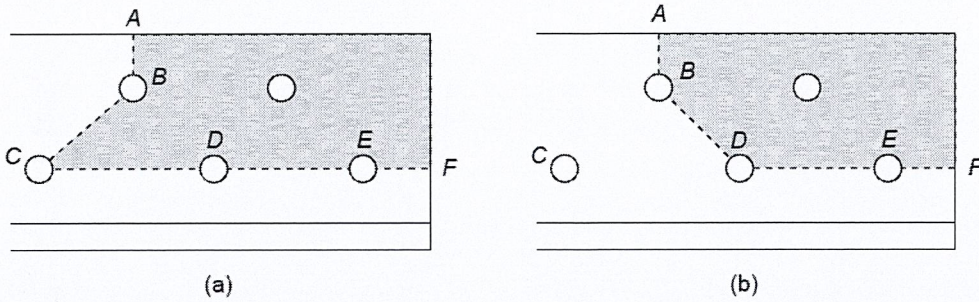
ตามมาตรฐานของ AISC กำหนดให้คำนวณกำลังที่ยอมให้ของบล็อกแรงเฉือนจากหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้  $0.30F_u$  คูณกับพื้นที่รับแรงเฉือนสุทธิ  $A_{nv}$  บวกกับหน่วยแรงดึงที่ยอมให้  $0.50F_u$  คูณกับพื้นที่รับแรงดึงสุทธิ  $A_{nt}$  จะได้

$$T_{bs} = (0.30F_u)(A_{nv}) + (0.50F_u)(A_{nt}) \quad (2.21)$$

การคำนวณในลักษณะเดียวกันถูกกำหนดให้ใช้สำหรับเส้นรอบรอยประเชื่อม

ในบางกรณีอาจไม่มีหน้าตัดที่ชัดเจนในการหาบล็อกแรงเฉือน ซึ่งต้องใช้ดุลยพินิจของผู้ออกแบบดังเช่นในกรณีของรูปที่ 2.14(a) ส่วนที่ถูกดึงขาดออกมาจะเป็นไปตามเส้น ABCDEF อีกเส้นหนึ่งที่เกิดการวิบัติได้คือ ABDEF ดังแสดงในรูป 2.14(b) สำหรับการต่อนี้จะสมมุติว่าแรงดึงจะกระจายอย่างสม่ำเสมอลงบนสลักเกลียวทั้งห้าตัว ดังนั้นในรูป 2.14(b) หน้าตัดจะรับแรงดึงเพียง  $4/5T$  เนื่องจากมีสลักเกลียวหนึ่งตัวอยู่นอกพื้นที่ที่ถูกดึงขาด





รูปที่ 2.14 รูปแบบของบล็อกแรงเฉือนของรูเจาะสลับพื้นปลา (ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

## 2.2.6 ข้อกำหนดสำหรับส่วนโครงสร้างรับแรงดึง – มาตรฐาน AISC

มาตรฐาน AISC กำหนดวิธีออกแบบส่วนโครงสร้างรับแรงดึงตามแนวแกนแบบสถิตไว้ 2 วิธี คือวิธี ASD (Allowable Stress Design) ซึ่งพิจารณาจากการกระทำของแรงดึงใช้งาน และวิธี LRFD (Load and Resistance Factor Design) ซึ่งพิจารณาจากการกระทำของแรงดึงใช้งานเพิ่มค่าแล้ว หรือเรียกว่าแรงดึงประลัย โดยพิจารณาจากลักษณะวิบัติที่จะเกิดขึ้นดังที่กล่าวข้างต้น แต่สำหรับเนื้อหาทั้งหมดนี้จะใช้วิธี ASD ในการออกแบบ จึงจะมีแค่เนื้อหาเฉพาะวิธี ASD นี้เท่านั้น

### มาตรฐาน AISC/ASD

มาตรฐาน AISC/ASD กำหนดค่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ ดังต่อไปนี้

1. สำหรับส่วนโครงสร้างรับแรงดึงทั่วไป (ยกเว้นท่อเหล็กและแผ่นเหล็กเจาะรูทำข้อต่อ) ให้พิจารณาใช้ค่าน้อยของหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ ต่อไปนี้

$$\text{หน่วยแรงดึงที่ยอมให้บนหน้าตัดทั้งหมด} \quad F_t = 0.60F_y$$

$$\text{หน่วยแรงดึงที่ยอมให้บนหน้าตัดสุทธิประสิทธิผล} \quad F_t = 0.50F_u$$

2. สำหรับท่อเหล็กหรือเคเบิลรับแรงดึง

$$\text{หน่วยแรงดึงที่ยอมให้} \quad F_t = 0.33F_u$$

3. สำหรับแผ่นเหล็กเจาะรูที่ต่อด้วยสลักหรือหมุด (pin-connected members) หรือแผ่นเหล็กรูปโค้งและทำรูปหมุดตาไก่ (eyebars) ให้พิจารณาใช้ค่าน้อยของหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ ต่อไปนี้

$$\text{หน่วยแรงดึงที่ยอมให้บนหน้าตัดทั้งหมด} \quad F_t = 0.60F_y$$

$$\text{หน่วยแรงดึงที่ยอมให้บนหน้าตัดสุทธิที่ผ่านรูเจาะ} \quad F_t = 0.45F_y$$

แต่ในการออกแบบโครงสร้างนี้ ต้องพิจารณาถึงแรงเฉือนบนหน้าตัดสุทธิ และแรงกดตรงรูเจาะที่สัมผัสกับตัวสลักด้วย ซึ่งค่าหน่วยแรงที่ยอมให้คือ

$$\text{หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้บนหน้าตัดสุทธิ} \quad F_v = 0.45F_y$$

$$\text{หน่วยแรงกดที่ยอมให้ตรงรูเจาะที่สัมผัสกับตัวสลัก} \quad F_p = 0.90F_y$$



4. สำหรับส่วนโครงสร้างที่รับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน (block shear)

$$\text{แรงดึงที่ยอมให้ } T_{bs} = (0.30F_u)(A_{nv}) + (0.50F_u)(A_{nt})$$

ในที่นี้  $F_y$  = กำลังจุดครากของเหล็ก (yield strength of steel)

$F_u$  = กำลังรับแรงดึงประลัยต่ำสุดของเหล็ก (minimum tensile strength of steel)

$A_{nv}$  = เนื้อที่หน้าตัดสุทธิที่รับแรงเฉือน

$A_{nt}$  = เนื้อที่หน้าตัดสุทธิที่รับแรงดึง

### ข้อจำกัดของอัตราส่วนความชะลูด

แม้ว่าจะไม่ต้องระวังเรื่องการโก่งงอในโครงสร้างส่วนที่รับแรงดึง แต่เมื่อโครงสร้างส่วนนั้นมีรูปร่างเรียวยาวหรือชะลูด นั่นคือมีสติเฟนน้อย ก็อาจหย่อนตงท้องข้าง เนื่องจากน้ำหนักของส่วนโครงสร้างเองหรือเกิดจากแกว่งหรือโก่งทางด้านข้าง (lateral deflection) หรือสั่นไหวตัว (Vibration) เนื่องจากแรงลม ดังนั้นมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD จึงกำหนดอัตราส่วนความชะลูดสำหรับโครงสร้างส่วนที่รับแรงดึง ดังนี้

$$\text{ค่าอัตราส่วนความชะลูด } \frac{KL}{r} < 300 \quad (\text{ยกเว้นท่อนเหล็กกลม rod})$$

โดยที่  $K$  = ตัวประกอบความยาวประสิทธิผล (มีค่าเท่ากับ 1)

$L$  = ช่วงความยาวของส่วนโครงสร้างรับแรงดึง (ซ.ม.)

$r$  = รัศมีจโรเรชันที่น้อยที่สุด ( $=\sqrt{I/A}$ ) ของส่วนโครงสร้างรับแรงดึง (ซ.ม.)

$I$  = โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดของส่วนโครงสร้างรับแรงดึง (ซ.ม.<sup>4</sup>)

$A$  = เนื้อที่หน้าตัดของส่วนโครงสร้างรับแรงดึง (ซ.ม.<sup>2</sup>)

สำหรับท่อนเหล็กกลม ให้ใช้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางอย่างน้อยเท่ากับ 15 มิลลิเมตร

### 2.3 การต่อโครงสร้างโดยใช้ตัวยึด

จุดต่อเชื่อมขององค์อาคารนับเป็นส่วนที่มีความสำคัญมาก ถ้าจุดต่อเชื่อมมีกำลังไม่เพียงพอ อาจทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติเสียหายได้ ที่ผ่านมามีพบว่าการวิบัติในโครงสร้างส่วนใหญ่เป็นผลมาจากการออกแบบจุดต่อเชื่อมไม่เพียงพอหรือการให้รายละเอียดไม่ดีพอ เนื่องจากวิศวกรส่วนใหญ่มักออกแบบเพียงองค์อาคารแต่ละเลยการออกแบบจุดต่อนั้นเอง

การต่อองค์อาคารในโครงสร้างเหล็กที่ใช้กันมาที่สุดในปัจจุบันคือ จุดต่อสลักเกลียว (Bolted connection) และ จุดต่อเชื่อม (Welded connection) ในสมัยก่อน หมุดย้ำ (Rivet) เป็นอุปกรณ์ยึดที่ใช้กันมาก แต่เนื่องจากมีกำลังต่ำ ความยุ่งยากในการติดตั้ง และข้อด้อยอื่น ๆ ทำให้การใช้หมุดย้ำมีน้อยลงไป



### 2.3.1 ชนิดของสลักเกลียว

สลักเกลียวที่ใช้ต่อองค์อาคารเหล็กมีหลายชนิด แตกต่างกันทั้งคุณสมบัติและวิธีการติดตั้ง เพื่อให้เหมาะสมกับลักษณะงานที่ใช้ดังนี้

**สลักเกลียวแบบไม่แต่งผิว (Unfinished bolts)** ซึ่งเป็นแบบธรรมดาชนิด ASTM A307 ทำจากเหล็กกล้าคาร์บอนต่ำ ซึ่งมีลักษณะของหน่วยแรง-หน่วยการยึดหด คล้ายเหล็ก A36 มาก มีขนาดตั้งแต่ 16 มม. ถึง 38 มม.

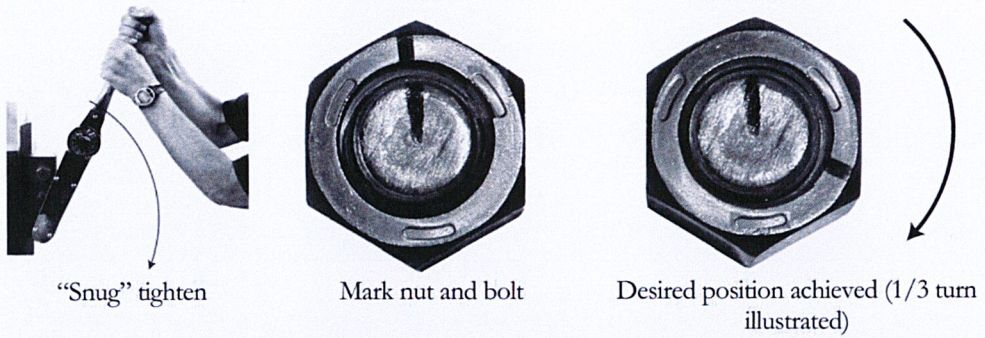
**สลักเกลียว A307** โดยทั่วไปจะมีหัวสี่เหลี่ยมเพื่อลดต้นทุนแต่บางครั้งก็มีหัวเป็นรูปหกเหลี่ยม เนื่องจากมีความสวยงามกว่า ง่ายต่อการใช้ประแจขัน และต้องการช่องว่างน้อยกว่าในการขันเกลียว สลักเกลียวชนิดนี้มักจะถูกใช้ในโครงสร้างเบารับน้ำหนักคงที่และสำหรับองค์อาคารรองเช่น แปะ คาน ย่อย ท่อนยึดทแยง โครงถักขนาดเล็ก

**สลักเกลียวกำลังสูง (High-strength bolts)** ทำจากเหล็กกล้าชุบแข็งมีกำลังรับแรงดึงสูงกว่าสลักเกลียวแบบธรรมดาสองเท่าหรือมากกว่า จะมีอยู่ด้วยกันสองชนิดคือ A325 และที่กำลังสูงกว่าคือ A490 สลักเกลียวกำลังสูงถูกใช้ในโครงสร้างทุกชนิด จากอาคารขนาดเล็กจนถึงตึกระฟ้าและสะพานขนาดใหญ่ สลักเกลียวกำลังสูงสามารถถูกขันจนมีหน่วยแรงดึงสูงมากทำให้ส่วนที่ต่อกันอยู่ถูกยึดติดกันแน่นซึ่งจะทำให้น้ำหนักส่วนใหญ่ถูกถ่ายเทโดยแรงเสียดทาน ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับวิธีขันนอตของ สลักเกลียว ซึ่งมีอยู่ 2 แบบ คือ แบบขันแน่นพอดี (snug-tight) และ แบบขันแน่นมาก (fully tensioned)

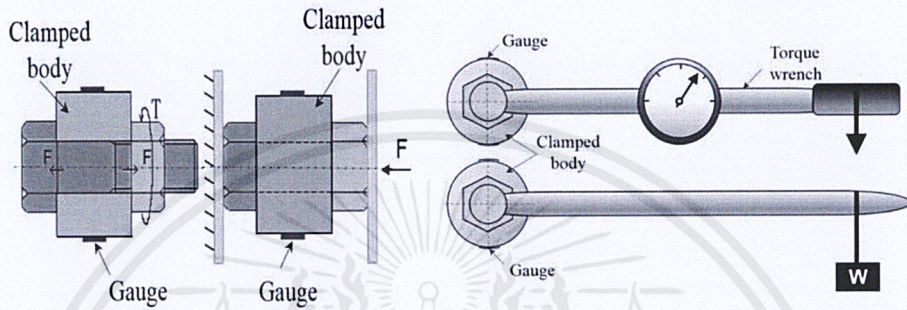
**การขันนอตให้แน่นพอดี (snug-tight)** อาจใช้ประแจแบบธรรมดาที่ขันด้วยแรงคน หรือใช้ประแจชนิด impact wrench เพื่อให้ชิ้นส่วนที่นำมาต่อสัมผัสกันโดยมีแรงดึงสลักเกลียวบ้างเพียงเล็กน้อยซึ่งรอยต่อจะขยับหรือเลื่อนตัวได้บ้างเมื่อมีแรงกระทำ ลักษณะนี้รอยต่อยึดจะเป็นแบบรับแรงกด (Bearing type)

**ส่วนการขันนอตให้แน่นมาก (fully tensioned)** เพื่อมิให้รอยต่อขยับหรือเลื่อนตัวได้เลยเมื่อรับแรงกระทำใช้งาน ต้องขันนอตให้สลักเกลียวแต่ละตัวรับแรงดึงเริ่มแรกได้ประมาณร้อยละ 70 ของกำลังดึงประลัยของตัวสลักเกลียว ซึ่งทำได้โดย ก) วิธี Turn-of-the-nut ขันนอตต่อไปอีกให้ได้จำนวนรอบตามที่ระบุ ข) วิธี Calibrating Wrench ขันนอตต่อไปด้วย Torque wrench ซึ่งมีสเกลบอกกำลังหรือแรงที่ใช้ขัน ค) ใช้แหวนรองบอกแรงดึงที่เรียกว่า Direct Tension Indicator : DTI และ ง) ใช้สลักเกลียวแบบพิเศษ ที่เรียกว่า Calibrated Bolt Assemblies แบบนี้ต้องใช้เครื่องขันแบบเฉพาะ ซึ่งเมื่อขันได้ที่ ปลายของสลักเกลียวที่ต่อไว้พิเศษจะขาดและหลุดออก รอยต่อยึดในลักษณะนี้แต่เดิมเรียกว่ารอยต่อแบบรับแรงฝืด (friction type) ในปัจจุบันเรียกว่า รอยต่อแบบเลื่อนวิกฤต (slip-critical connection)

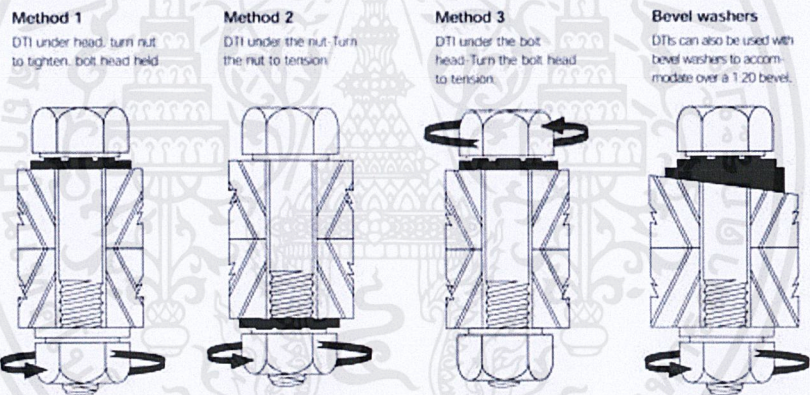




ก) Turn-of-the-nut (ที่มา : <https://i.pining.com/>)



ข) Calibrating Wrench (ที่มา : <https://www.researchgate.net/>)



ค) Direct Tension Indicator : DTI (ที่มา : <http://www.turnasure.com/>)



ค) Calibrated Bolt Assemblies (ที่มา : <https://www.fastenal.com/>)

รูปที่ 2.15 แสดงวิธีการขันนอตให้แน่นมาก (fully tensioned)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึ32 เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



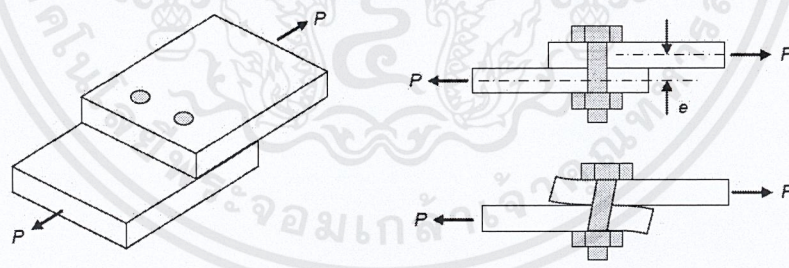
ตารางที่ 2.9 แรงดึงต่ำสุดในสลักเกลียวเมื่อขันแน่น (กก.)

ขนาดสลักเกลียว (ม.ม.)	แรงดึงต่ำสุดในสลักเกลียวเมื่อขัน	
	สลักเกลียวชนิด A325	สลักเกลียวชนิด A490
M12	5400	6900
M16	9100	11400
M20	14200	17900
M22	17600	22100
M24	20500	25700
M27	26000	33400
M30	32600	40800
M36	47500	59500

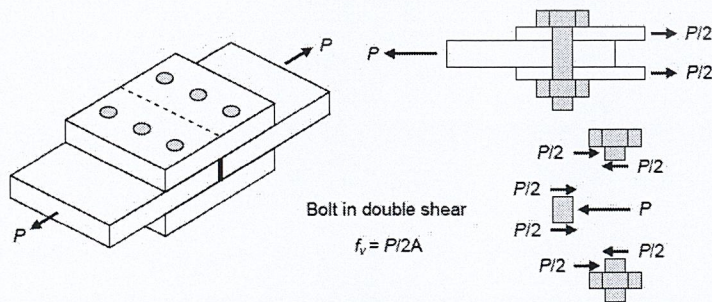
(ที่มา : ทักษิณ เทพชาติตรี และอัศวินทร์ เล่นาวารี , 2553)

### 2.3.2 ลักษณะการต่อยึดชิ้นส่วน

หน้าที่หลักของจุดต่อคือการถ่ายน้ำหนักระหว่างองค์อาคารที่มาต่อกัน รูปแบบการต่อสลักเกลียวที่ง่ายที่สุดคือ จุดต่อแบบทาบ (Lap joint) ดังในรูปที่ 2.16 a. ข้อเสียของการต่อแบบนี้ก็คือ ศูนย์ถ่วงของแรงในแต่ละองค์อาคารจะไม่ตรงกันจึงทำให้เกิดเป็นแรงคู่ควบซึ่งทำให้เกิดการดัดที่ไม่พึงปรารถนาของจุดต่อดังแสดงในรูป ดังนั้นการต่อแบบทาบซึ่งใช้ในจุดต่อขนาดเล็กเท่านั้นควรจะถูกออกแบบให้มีตัวยึดอย่างน้อยสองตัวในแต่ละแถวที่ขนานกับองค์อาคาร



(a) จุดต่อแบบทาบ



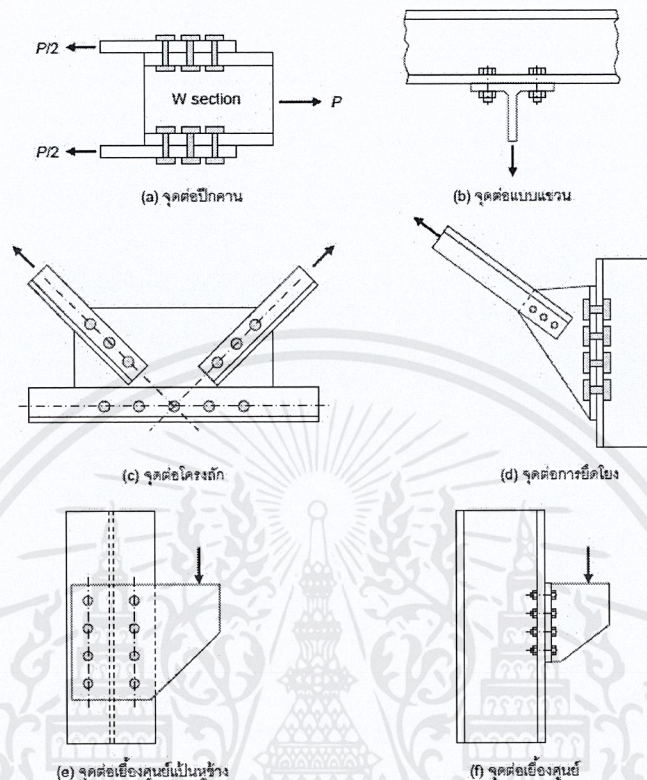
(b) จุดต่อแบบชน

รูปที่ 2.16 แสดงลักษณะการต่อสลักเกลียว (ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษานี้เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



จุดต่ออีกแบบคือ จุดต่อแบบชน (Butt joint) ดังในรูปที่ 2.16 b. โดยใช้แผ่นเหล็กประกบรับแรงดึงช่วยส่งผ่านแรง แนวแรงตรงกับแนวองค์อาคารจึงไม่มีการเยื้องศูนย์ นอกจากนั้นแรง  $P$  ถูกแบ่งออกเป็นสองส่วน ทำให้สลักเกลียวรับแรงเฉือนเพียง  $P/2$  อยู่ใต้แรงเฉือนคู่

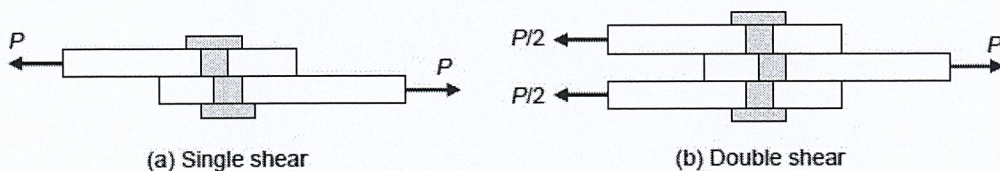


รูปที่ 2.17 แสดงการต่อสลักเกลียวในลักษณะต่าง ๆ (ผศ.ดร.มงคล จิรวีชรเดช , 2548)

### 2.3.3 การวิบัติของจุดต่อ

ในการออกแบบจุดต่อเพื่อให้รับน้ำหนักได้ตามที่กำหนด ผู้ออกแบบจะต้องคำนึงถึงรูปแบบต่าง ๆ ของการวิบัติที่อาจเกิดขึ้นกับจุดต่อสลักเกลียวได้ ดังนี้

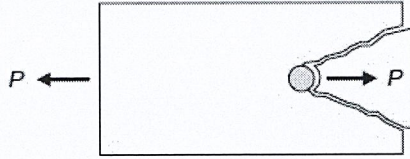
(1) การวิบัติโดยแรงเฉือนของสลักเกลียว มีลักษณะดังในรูปที่ 2.18 สำหรับการต่อแบบทาบ องค์อาคารถูกแรงดึงจะเคลื่อนที่เลื่อนออกจากกัน สลักเกลียวที่ถูกสอดขัดเอาไว้จะถูกเฉือนจนขาดหนึ่งระนาบเรียกว่า การเฉือนเดี่ยว (Single shear) ส่วนในกรณีของจุดต่อแบบชน ระนาบเฉือนมีสองระนาบเรียกว่า การเฉือนคู่ (Double shear)



รูปที่ 2.18 แสดงการวิบัติโดยแรงเฉือนของสลักเกลียว (ผศ.ดร.มงคล จิรวีชรเดช , 2548)



(2) การวิบัติโดยแรงเฉือนของแผ่นเหล็ก ในกรณีที่รูเจาะอยู่ใกล้ขอบแผ่นเหล็กมากเกินไป สลักเกลียวอาจดันให้ส่วนของแผ่นเหล็กเฉือนขาดออกเป็นรูปสามเหลี่ยมดังในรูปที่ 2.19



รูปที่ 2.19 แสดงการวิบัติโดยแรงเฉือนของแผ่นเหล็ก (ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

(3) การวิบัติโดยแรงดึงของแผ่นเหล็ก ณ รัศนาบที่ผ่านพื้นที่สุทธิซึ่งจะมีพื้นที่น้อยกว่าที่อื่น ดังในรูปที่ 2.20



รูปที่ 2.20 แสดงการวิบัติโดยแรงดึงของแผ่นเหล็ก (ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

(4) การวิบัติโดยแรงแบกทานจากสลักเกลียว ซึ่งจะกดผ่านผนังด้านข้างของรูเจาะทำให้แผ่นเหล็กวิบัติดังในรูปที่ 2.21



รูปที่ 2.21 แสดงการวิบัติโดยแรงแบกทานจากสลักเกลียว (ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

### 2.3.4 ระยะห่างและระยะขอบของสลักเกลียว

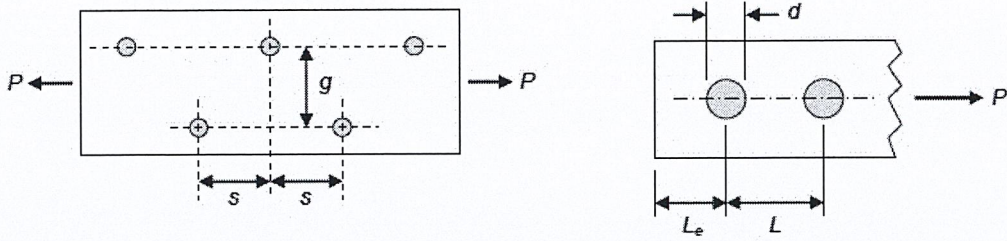
ระยะในแนวรูเจาะ (*Pitch*) คือระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของสลักเกลียวในทิศทางขนานกับแกนขององค์อาคาร ใช้อักษรย่อ  $s$

ระยะห่างแนวรูเจาะ (*Gage*) คือระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของสลักเกลียวในทิศทางตั้งฉากกับแกนขององค์อาคาร ใช้อักษรย่อ  $g$

ระยะขอบ (*Edge distance*) คือระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของสลักเกลียวตัวนอกสุดถึงขอบ ใช้อักษรย่อ  $L_e$

ระยะระหว่างรูเจาะ คือระยะห่างสั้นที่สุดระหว่างศูนย์กลางของสลักเกลียว





รูปที่ 2.22 แสดงระยะต่าง ๆ ของรูเจาะสลักเกลียว (ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

### ระยะขอบน้อยที่สุด

สลักเกลียวจะต้องไม่อยู่ใกล้ขอบเกินไปเพราะอาจทำให้เหล็กที่ขอบเกิดการบิดเบี้ยวหรือแตกร้าวได้และสลักเกลียวอาจฉีกตัวออกจากองค์อาคารได้ ในทางปฏิบัติจะวางสลักเกลียวห่างจากขอบประมาณ 1.5 - 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง

### ระยะห่างน้อยที่สุด

สลักเกลียวควรจะถูกวางห่างกันเพียงพอเพื่อประสิทธิภาพในการติดตั้งและเพื่อป้องกันการวิบัติจากแรงดึงขององค์อาคารระหว่างตัวยึด มาตรฐาน AISC กำหนดให้ระยะห่างน้อยสุดระหว่างสลักเกลียวเท่ากับ 2.67 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง (ซึ่งโดยมากจะใช้ 3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง) ถ้าวัดในแนวที่แรงถูกถ่ายเท ระยะนี้อาจต้องเพิ่มขึ้นเพื่อป้องกันการวิบัติจากแรงแบกทาน ดังนั้นระยะที่ใช้จึงไม่ควรน้อยกว่า 3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง

### 2.3.5 ชนิดของรูเจาะ

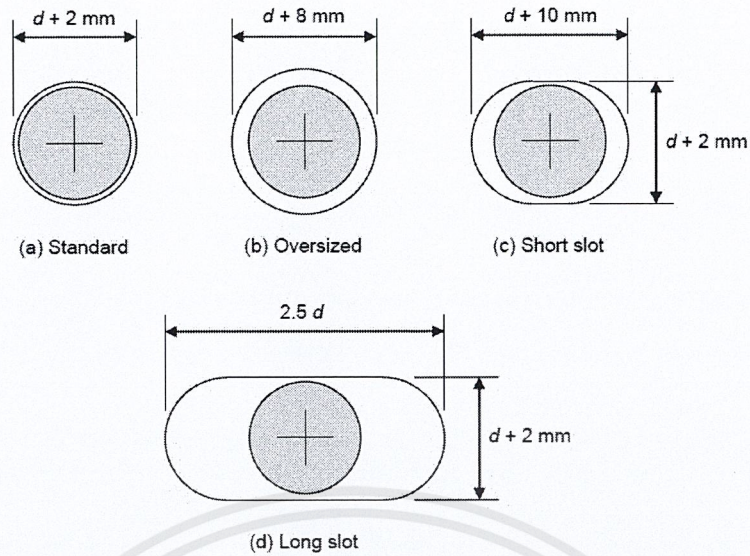
ตามมาตรฐาน AISC รูเจาะจะมีอยู่สี่ชนิดคือ รูเจาะมาตรฐาน (Standard holes: STD), รูเจาะใหญ่พิเศษ (Oversized holes: OVS), ร้างสั้น (Short-slotted holes: SSL), และร้างยาว (Long-slotted holes: LSL) โดยมีขนาดดังแสดงในตารางที่ 2.9 และมีลักษณะตามรูปที่ 2.23 โดยทั่วไปจะใช้รูเจาะมาตรฐานนอกจากมีการกำหนดมาเป็นพิเศษจากผู้ออกแบบ ค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมรับให้ของสลักเกลียวในรูเจาะแบบต่าง ๆ มีแสดงในตารางที่ ข.1 ภาคผนวก ข

ตารางที่ 2.10 ขนาดของรูเจาะชนิดต่าง ๆ เมื่อ  $d$  คือ เส้นผ่าศูนย์กลางสลักเกลียว

รูเจาะมาตรฐาน (เส้นผ่าศูนย์กลาง)	$d + 2$ ม.ม.
รูเจาะใหญ่พิเศษ (เส้นผ่าศูนย์กลาง)	$d + 8$ ม.ม.
ร้างสั้น (กว้าง x ยาว)	$(d + 2 \text{ ม.ม.}) \times (d + 10 \text{ ม.ม.})$
ร้างยาว (กว้าง x ยาว)	$(d + 2 \text{ ม.ม.}) \times 2.5d$

(ที่มา : ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)





รูปที่ 2.23 แสดงชนิดรูเจาะแบบต่าง ๆ (ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

### 2.3.6 กำลังของจุดต่อที่ใช้อุปกรณ์ยึด

การออกแบบโครงสร้างเหล็กที่มีจุดต่อที่ใช้อุปกรณ์ยึดจะต้องตรวจสอบกำลังของจุดต่อดังต่อไปนี้

#### 2.2.6.1 การออกแบบรับแรงแบกทาน (ใช้ได้ทั้งหมุดย้ำและสลักเกลียว)

1. กำลังรับแรงดึงและกำลังรับแรงเฉือนของอุปกรณ์ยึด
2. กำลังรับแรงแบกทานของแผ่นเหล็กที่รูเจาะ
3. การรับแรงดึงและแรงเฉือนร่วมกันของอุปกรณ์ยึด
4. กำลังรับแรงดึงของแผ่นเหล็ก

#### 2.2.6.2 รอยต่อแบบเลื่อนวิฤต (ใช้ได้กับสลักเกลียวชนิดและเท่านั้น)

1. กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียว
2. การรับแรงดึงและแรงเสียดร่วมกันของสลักเกลียว
3. การรับแรงดึงของแผ่นเหล็ก

กำลังรับแรงดึงของอุปกรณ์ยึด

$$= F_{nt} \left( n \frac{\pi d^2}{4} \right) \tag{2.22}$$

กำลังรับแรงเฉือนของอุปกรณ์ยึด

$$= F_{nv} \left( nm \frac{\pi d^2}{4} \right) \tag{2.23}$$



กำลังรับแรงแบททานของแผ่นเหล็ก (สำหรับจุดต่อที่มีจำนวนอุปกรณ์ยึดในแนวแรงไม่น้อยกว่า 2 ตัว)

$$= (1.2F_u)(ndt) \text{ สำหรับรูเจาะมาตรฐานและรูเจาะร่องสั้น} \quad (2.24)$$

$$= (1.0F_u)(ndt) \text{ สำหรับรูเจาะร่องยาว ความยาวร่องตั้งฉากกับแนวแรง} \quad (2.25)$$

กำลังรับแรงดึงของแผ่นเหล็ก

$$= (0.6F_y)(A_g) \text{ กรณีขนาดที่แผ่นเหล็ก} \quad (2.26)$$

$$= (0.5F_u)(A_e) \text{ กรณีขนาดที่รูเจาะ} \quad (2.27)$$

$$= (0.3F_u)(A_{mv}) + (0.5F_u)(A_{mt}) \text{ กรณีบล็อกแรงเฉือน}$$

กำลังรับแรงดึงและแรงเฉือนร่วกันของอุปกรณ์ยึด

สำหรับรอยต่อแบบรับแรงแบททาน หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ใช้ค่าตามตารางที่ 2.10

สำหรับรอยต่อแบบเลื่อนวิกฤต หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ต้องคูณด้วยตัวคูณลดค่า

$$\left(1 - \frac{f_t A_b}{T_b}\right) \leq 1 \quad (2.28)$$

ในที่นี้  $A_b$  = พื้นที่หน้าตัดของสลักเกลียว ซม<sup>2</sup>

$A_e$  = พื้นที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิภาพของแผ่นเหล็ก ซม<sup>2</sup>

$A_g$  = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของแผ่นเหล็ก ซม<sup>2</sup>

$A_{mt}$  = พื้นที่หน้าตัดสุทธิรับแรงดึง ซม<sup>2</sup>

$A_{mv}$  = พื้นที่หน้าตัดสุทธิรับแรงเฉือน ซม<sup>2</sup>

$d$  = เส้นผ่าศูนย์กลางของอุปกรณ์ยึด ซม

$F_{mv}$  = หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของอุปกรณ์ยึด กก/ซม<sup>2</sup> (ตารางที่ 2.10)

$f_t$  = หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นจริง กก/ซม<sup>2</sup>

$F_{mt}$  = หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ของอุปกรณ์ยึด กก/ซม<sup>2</sup> (ตารางที่ 2.10)

$F_u$  = หน่วยแรงดึงประลัยของแผ่นเหล็ก กก/ซม<sup>2</sup>

$F_y$  = หน่วยแรงที่จุดครากของแผ่นเหล็ก กก/ซม<sup>2</sup> (ตารางที่ 2.10)

$n$  = จำนวนอุปกรณ์ยึด ตัว

$m$  = จำนวนระนาบรับแรงเฉือนในอุปกรณ์ยึดหนึ่งตัว ระนาบ

$t$  = ความหนารวมของแผ่นเหล็กที่รับแรงแบททานด้านที่หนาน้อยกว่า ซม.

$T_b$  = แรงดึงต่ำสุดของสลักเกลียวเมื่อขันแน่น กก/ซม<sup>2</sup> (ตารางที่ 2.8)



ตารางที่ 2.11 หน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับสลักเกลียวและสลักเกลียวกำลังสูง

ชนิดของสลักเกลียว	หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ ( $F_m$ ) กก/ซม <sup>2</sup>	หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ ( $F_{nv}$ ) กก/ซม <sup>2</sup>	
		Friction - type	Bearing - type
A307	1400	-	700
A325 (เกลียวอยู่ในระนาบเขื่อน)	3100	1200	1480
A325 (เกลียวไม่อยู่ในระนาบเขื่อน)	3100	1200	2100
A490 (เกลียวอยู่ในระนาบเขื่อน)	3800	1480	1970
A490 (เกลียวไม่อยู่ในระนาบเขื่อน)	3800	1480	2800

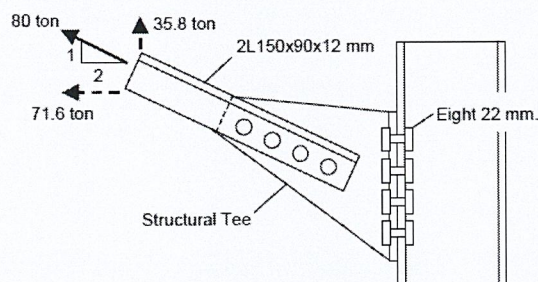
(ที่มา : ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

### 2.3.7 สลักเกลียวภายใต้แรงเฉือนและแรงดึง

สลักเกลียวในจุดต่อของหลายโครงสร้างอยู่ภายใต้แรงเฉือนและแรงดึงร่วมกระทำ กรณีที่เห็นได้ชัดเจนเป็นดังแสดงในรูปที่ 2.24 ซึ่งเหล็กยึดโยงถูกยึดติดกับเสา องค์กรประกอบแรง 35.8 ตัน พยายามที่จะเฉือนสลักเกลียวออกจากผิวหน้าเสา ในขณะที่องค์กรประกอบแรง 71.6 ตันพยายามจะดึงหัวสลักเกลียวให้หลุดออก

กำลังรับแรงเฉือนและแรงดึงของสลักเกลียวแบบแบกทานมีลักษณะปฏิสัมพันธ์กันดังในรูปที่ 2.25 เมื่อ  $F_m$  คือขีดจำกัดของหน่วยแรงดึงเมื่อไม่มีแรงเฉือนเกิดขึ้น และ  $F_{nv}$  คือขีดจำกัดของหน่วยแรงเฉือนเมื่อไม่มีแรงดึงเกิดขึ้น

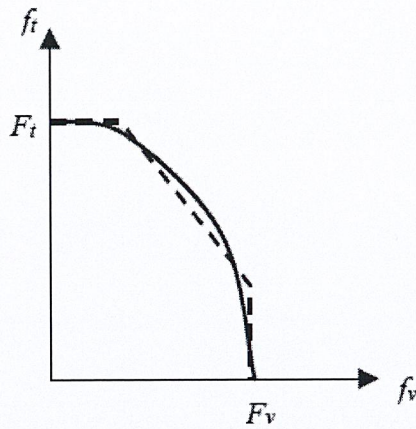
AISC ใช้สูตรปฏิสัมพันธ์ในการคำนวณ ค่าใหม่ของหน่วยแรงดึงที่ยอมให้  $F_m$  ซึ่งจะเป็นฟังก์ชันของหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น  $f_v$  ดังแสดงในตารางที่ 2.12



รูปที่ 2.24 แสดงจุดต่อถูกกระทำโดยแรงเฉือนและแรงดึงร่วมกระทำ

(ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)





รูปที่ 2.25 แสดงสลักเกลียวชนิดมีแรงกดภายใต้แรงเฉือนและแรงดึงร่วมกระทำ  
(ผศ.ดร.มงคล จิรวรรเดช , 2548)

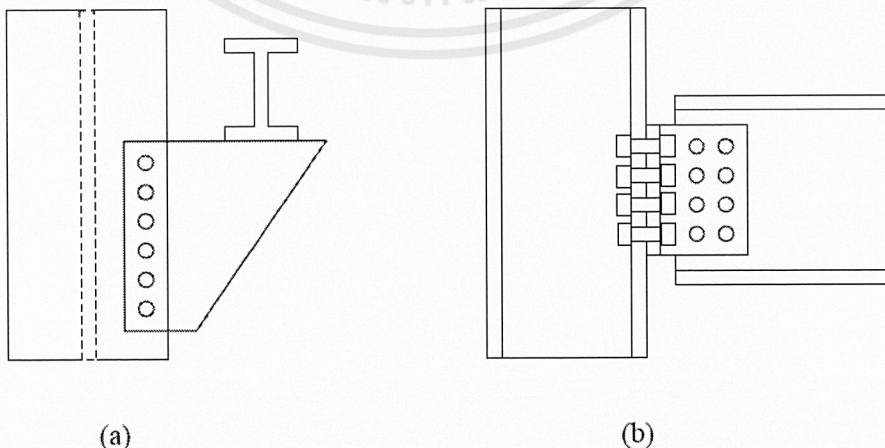
ตารางที่ 2.12 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้  $F_m$  สำหรับสลักเกลียวในจุดต่อแบกทาน

ชนิดสลักเกลียว	เกลียวอยู่ในระนาบเฉือน	เกลียวไม่อยู่ในระนาบเฉือน
A307	$1820 - 1.8f_v \leq 1400$	
A325	$\sqrt{(3080)^2 - 4.39f_v^2}$	$\sqrt{(3080)^2 - 2.15f_v^2}$
A490	$\sqrt{(3780)^2 - 3.75f_v^2}$	$\sqrt{(3080)^2 - 1.82f_v^2}$

(ที่มา : ผศ.ดร.มงคล จิรวรรเดช , 2548)

### 2.3.8 สลักเกลียวภายใต้แรงเฉือนเยื้องศูนย์กลาง

กลุ่มของสลักเกลียวที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบเยื้องศูนย์กลางจะถูกกระทำโดยแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด ตัวอย่างเช่นในโครงถักซึ่งต้องการให้ศูนย์กลางขององค์อาคารอยู่ในแนวเดียวกับศูนย์กลางของกลุ่มสลักเกลียวที่จุดต่อปลาย แต่ในความเป็นจริงการต่อเพื่อให้เป็นไปตามเงื่อนไขดังกล่าวไม่ใช่เรื่องง่ายและจุดต่อมักจะถูกระงับโดยโมเมนต์



รูปที่ 2.26 แสดงจุดต่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบเยื้องศูนย์กลาง (ผศ.ดร.มงคล จิรวรรเดช , 2548)

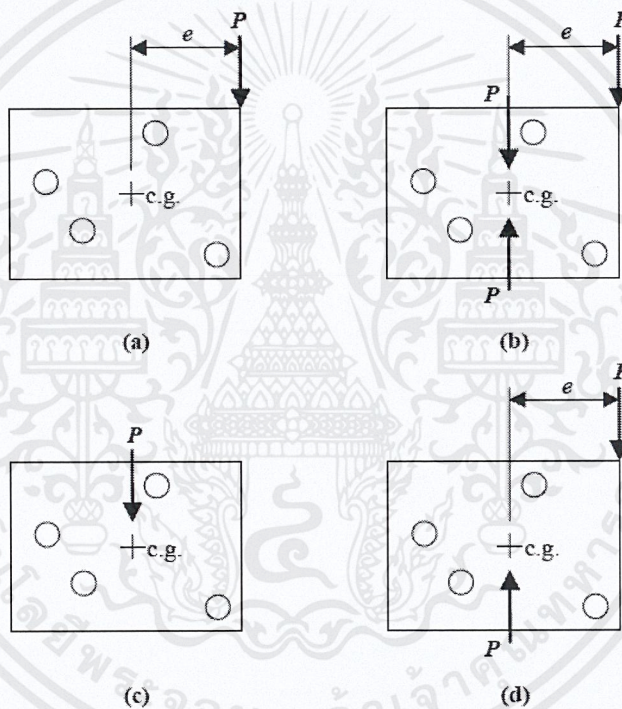
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศีกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



การเยื้องศูนย์จะเห็นได้ชัดในรูปที่ 2.26 (a) เมื่อคานถูกต่อเข้ากับเสาโดยใช้แผ่นเหล็ก ในรูป 2.26 (b) คานอีกตัวถูกเชื่อมต่อกับเสาด้วยเหล็กฉากคู่ที่เอวคาน เห็นได้ชัดว่าจุดต่อจะต้องต้านทานโมเมนต์บางส่วนเนื่องจากศูนย์ถ่วงของน้ำ หนักบรรทุกจากคานไม่อยู่ในแนวเดียวกับแรงปฏิกิริยาที่เสา

### การวิเคราะห์แบบอีลาสติก (Elastic Analysis)

สลักเกลียวในรูปที่ 2.27 (a) อยู่ภายใต้น้ำหนักบรรทุก  $P$  ซึ่งกระทำที่ระยะเยื้องศูนย์  $e$  จากศูนย์ถ่วง (c.g.) ของกลุ่มสลักเกลียว จากนั้นสมมติแรง  $P$  ในทิศขึ้นและลงมากระทำที่ศูนย์ถ่วงดังแสดงในรูป (b) แรงที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวแต่ละตัวจะเท่ากับแรง  $P$  หากด้วยจำนวนสลักเกลียวดังในรูป (c) บวกกับแรงที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์คู่ควบในรูป (d)



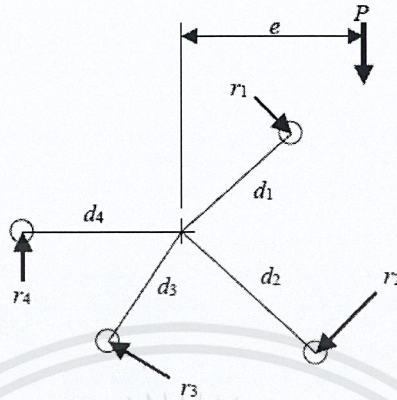
รูปที่ 2.27 แสดงกลุ่มของสลักเกลียวภายใต้แรงกระทำเยื้องศูนย์ (ผศ.ดร.มงคล จิรวีชรเดช , 2548)

ลองมาพิจารณาแรงในสลักเกลียวอันเนื่องมาจากโมเมนต์  $Pe$  ให้ค่า  $d_1, d_2, d_3$  และ  $d_4$  แทนระยะห่างของสลักเกลียวแต่ละตัวจากจุดศูนย์ถ่วงดังในรูปที่ 2.28 โมเมนต์จากแรงคู่ควบจะพยายามทำให้แผ่นเหล็กเกิดการหมุนรอบจุดศูนย์ถ่วงของกลุ่มสลักเกลียว โดยที่ระยะการเคลื่อนตัวจากการหมุนของสลักเกลียวแต่ละตัวจะเป็นสัดส่วนกับระยะห่างจากศูนย์ถ่วงของสลักเกลียวตัวนั้น ๆ ยิ่งอยู่ห่างจากศูนย์ถ่วงก็จะเคลื่อนตัวมากขึ้นซึ่งทำให้เกิดหน่วยแรงมากขึ้นด้วย เนื่องจากหน่วยแรงจะแปรผันตามหน่วยการยึดหดในช่วงอีลาสติก



จากการหมุนสมมติว่าเกิดแรง  $r_1, r_2, r_3$  และ  $r_4$  ขึ้นในสลักเกลียวแต่ละตัวดังในรูป โมเมนต์ที่จะถูกถ่ายเทลงสู่สลักเกลียวจะต้องถูกสมดุลโดยโมเมนต์ต้านทานของสลักเกลียว

$$M_{c.g.} = Pe = r_1 d_1 + r_2 d_2 + r_3 d_3 + r_4 d_4 \quad (2.29)$$



รูปที่ 2.28 แสดงการหมุนของจุดต่ออันเป็นผลมาจากโมเมนต์ (ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

แรงในสลักเกลียวแต่ละตัวถูกสมมติให้แปรผันโดยตรงกับระยะทางจากจุดศูนย์กลาง

$$\frac{r_1}{d_1} = \frac{r_2}{d_2} = \frac{r_3}{d_3} = \frac{r_4}{d_4} \quad (2.30)$$

และเมื่อเขียนค่า  $r$  แต่ละตัวในรูปของ  $r_1$  และ  $d_1$

$$r_1 = \frac{r_1 d_1}{d_1}, \quad r_2 = \frac{r_1 d_2}{d_1}, \quad r_3 = \frac{r_1 d_3}{d_1}, \quad r_4 = \frac{r_1 d_4}{d_1} \quad (2.31)$$

แทนค่าเหล่านี้ลงในสมการที่ (2.29) และทำให้อยู่ในรูปง่าย

$$\begin{aligned} M &= \frac{r_1 d_1^2}{d_1} + \frac{r_1 d_2^2}{d_1} + \frac{r_1 d_3^2}{d_1} + \frac{r_1 d_4^2}{d_1} \\ &= \frac{r_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2) \end{aligned} \quad (2.32)$$

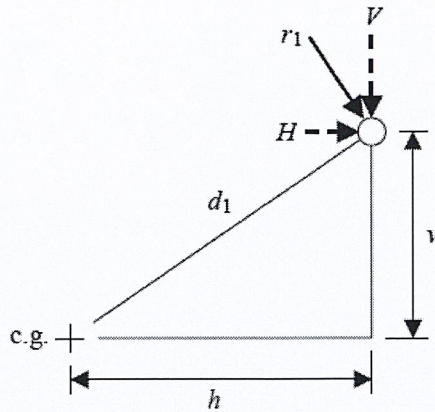
ดังนั้น 
$$M = \frac{r_1 \sum d^2}{d_1} \quad (2.33)$$

แรงที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวแต่ละตัวจะเท่ากับ

$$r_1 = \frac{Md_1}{\sum d^2}, \quad r_2 = \frac{Md_2}{\sum d^2}, \quad r_3 = \frac{Md_3}{\sum d^2}, \quad r_4 = \frac{Md_4}{\sum d^2} \quad (2.34)$$

แรง  $r$  แต่ละแรงจะมีทิศทางตั้งฉากกับเส้นที่ลากจากจุดศูนย์กลางถึงสลักเกลียวนั้น ๆ ซึ่งจะเป็นการสะดวกกว่าที่จะแตกแรงให้อยู่ในแนวตั้งและแนวราบ (ดูรูปที่ 2.29)





รูปที่ 2.29 แสดงการแตกแรงให้อยู่ในแนวตั้งและแนวนอนของสลักเกลียว  
(ผศ.ดร.มงคล จิรวชิรเดช , 2548)

องค์ประกอบในแนวนอนและแนวตั้งของระยะ  $d_1$  คือ  $h$  และ  $v$  ตามลำดับและองค์ประกอบในแนวตั้งและแนวนอนของแรง  $r_1$  คือ  $H$  และ  $V$  ตามลำดับ ดังนั้นจึงสามารถหาค่า  $H$  ได้จากอัตราส่วน

$$\frac{r_1}{d_1} = \frac{H}{v} \quad (2.35)$$

$$H = \frac{r_1 v}{d_1} = \left( \frac{M d_1}{\sum d^2} \right) \left( \frac{v}{d_1} \right) = \frac{M v}{\sum d^2} \quad (2.36)$$

ด้วยวิธีการที่คล้ายกัน  $V$  จะมีค่าเท่ากับ

$$V = \frac{M h}{\sum d^2} \quad (2.37)$$

#### 2.4 การต่อโครงสร้างโดยการเชื่อม

การเชื่อมเป็นอีกวิธีหนึ่งซึ่งได้รับความนิยมอย่างมากในการต่อองค์อาคารเหล็กเข้าด้วยกัน การต่อโดยการเชื่อมนี้เป็นวิธีการต่อแผ่นโลหะให้ติดกันโดยใช้ความร้อนของโลหะตรงบริเวณรอยต่อให้ละลาย แล้วพร้อมกันนั้นใช้ลวดเชื่อมหลอมติดแผ่นโลหะนั้นเข้าด้วยกัน วิธีการเชื่อมด้วยลวดเชื่อมที่นิยมกันทั่วไปมีอยู่ 3 วิธี ได้แก่

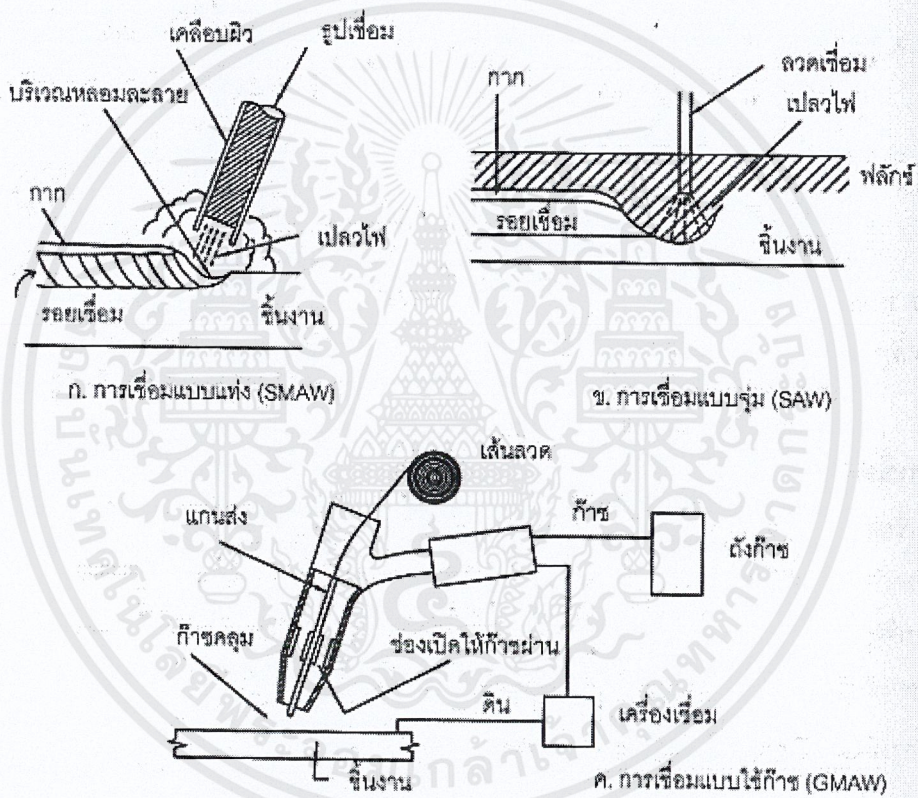
- ก) การเชื่อมแบบแท่ง (Shielded Metal Arc Welding, SMAW)
- ข) การเชื่อมแบบจุ่ม (Submerged Arc Welding, SAW)
- ค) การเชื่อมแบบใช้ก๊าซ (Gas Metal Arc Welding, GMAW)

การเชื่อมแบบแท่ง (SMAW) จากรูปที่ 2.30 ก. จะเป็นลักษณะการเชื่อมด้วยมือโดยใช้รูปเชื่อมซึ่งประกอบด้วยแกนลวดหุ้มฟลักซ์ (flux) ความร้อนที่ปลายรูปจะทำให้ลวดและฟลักซ์หลอมละลาย ตัวลวดจะทำหน้าที่เป็นตัวประสานให้ชิ้นงานเชื่อมติดกัน ส่วนฟลักซ์จะเปลี่ยนเป็นก๊าซที่ครอบคลุมบริเวณรอยเชื่อม และบางส่วนจะเปลี่ยนเป็นกาก (slag) เกาะติดกับผิวรอยเชื่อม ซึ่งสามารถเคาะออกได้โดยง่าย การเชื่อมวิธีนี้จะต้องมีการเปลี่ยนผู้เชื่อมเป็นช่วง ๆ ทำให้รอยเชื่อมเกิดความไม่สม่ำเสมอ แต่เป็นวิธีการเชื่อมที่สะดวกมักจะใช้ในงานสนามทั่วไป



การเชื่อมแบบจุ่ม (SAW) ดูรูปที่ 2.30 ข. จะเป็นลักษณะการเชื่อมแบบอัตโนมัติโดยฟลักซ์จะถูกกองไว้ในบริเวณที่จะเชื่อมก่อน ปลายลวดเชื่อมจะจุ่มอยู่ในฟลักซ์นี้ ลวดเชื่อมจะถูกจ่ายออกมาอย่างต่อเนื่องในระหว่างการเชื่อม ทำให้สามารถเชื่อมได้อย่างรวดเร็ว และควบคุมคุณภาพของรอยเชื่อมได้ดี เป็นวิธีการเชื่อมที่นิยมใช้ในโรงงาน

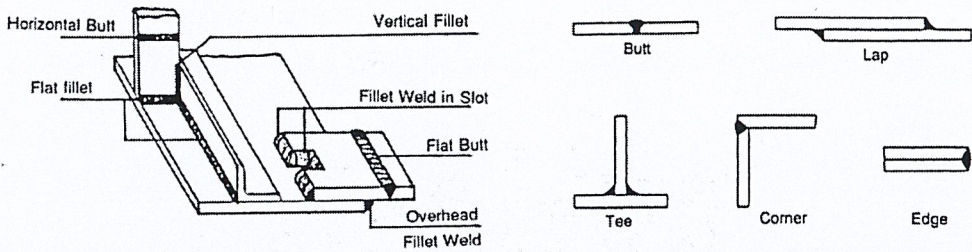
การเชื่อมแบบใช้ก๊าซ (GMAW) ดูรูปที่ 2.30 ค. ในที่นี้จะใช้ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เป็นก๊าซคลุม (shielding gas) แทนการใช้ฟลักซ์ เส้นลวดเชื่อมจะถูกส่งจากขดลวดไปยังท่อเชื่อมทำให้สามารถทำการเชื่อมได้อย่างต่อเนื่อง ส่วนมากมักจะใช้กับการเชื่อมในโรงงาน เพราะในโรงงานสามารถควบคุมลมไม่ให้รบกวนก๊าซที่คลุมบริเวณรอยเชื่อมได้ดี



รูปที่ 2.30 การเชื่อมด้วยลวดเชื่อม (ทักษิณ เทพชาตรี และอัครวัชร เล่นวารี , 2553)



## 2.4.1 ประเภทของรอยต่อเชื่อม



(ก) ตามท่าของการต่อเชื่อม (weld positions)

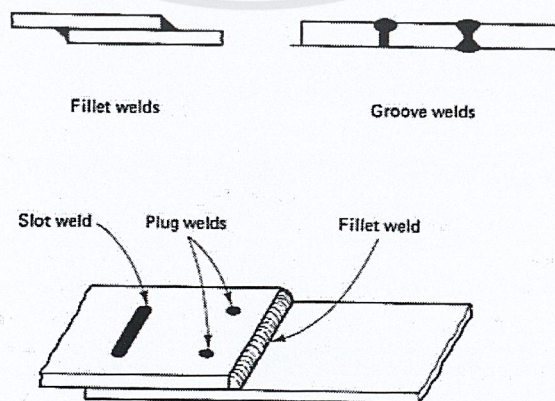
(ข) ตามรอยต่อระหว่างชิ้นโลหะ (joint types)

รูปที่ 2.31 การจำแนกแบบของรอยต่อเชื่อม (ศ.ดร.วินิต ช่อวิเชียร และดร.วรรณิต ช่อวิเชียร , 2550)

การเชื่อมต่อชิ้นส่วนของโครงสร้างอาจจำแนกตามลักษณะท่าของการต่อ (weld positions) เช่น การเชื่อมในแนวราบ (flat weld), การเชื่อมในแนวนอน (horizontal weld), การเชื่อมในแนวตั้ง (vertical weld) หรือการเชื่อมในแนวเียง (overhead weld) ซึ่งโดยมากจะเลือกใช้การเชื่อมในแนวราบเป็นอันดับแรก ส่วนการเชื่อมในแนวนอนและในแนวตั้งเป็นอันดับรองลงมาตามลำดับ

นอกจากนี้ยังอาจจำแนกโดยพิจารณาจากลักษณะการทำรอยต่อระหว่างชิ้นโลหะ (joint types) เช่น ทำรอยต่อแบบต่อชน (butt joint), ทำรอยต่อแบบต่อทาบหรือต่อเกย (lap joint), ทำรอยต่อแบบตัวที (tee joint), ทำรอยต่อแบบต่อขอบ (edge joint) หรือทำรอยต่อแบบต่อมุม (corner joint) เป็นต้น

อย่างไรก็ดี จากลักษณะของการต่อและการทำรอยต่อดังที่กล่าว อาจนำมาจำแนกประเภทของรอยต่อเชื่อม (weld types) ออกเป็น 3 ประเภทที่สำคัญคือ ก) การเชื่อมแบบฟิลเลท (Fillet weld) หรือแบบพอก ที่เชื่อมตามแนวยาวหรือตามแนวขวางของชิ้นโลหะตรงส่วนที่ทำมุมกัน ข) การเชื่อมแบบต่อชน (Butt weld) หรือแบบบากร่อง (Groove weld) ที่เชื่อมในร่องลึกตลอดความหนาของชิ้นโลหะ (complete penetration) หรือเพียงบางส่วนของความหนา (partial penetration) ของชิ้นโลหะนั้นและ ค) การเชื่อมอุดแบบปลั๊กหรือสลอต (plug หรือ slot weld) ในรูกลมหรือในร่องยาว



รูปที่ 2.32 ประเภทของการต่อเชื่อม (Leonard Spiegel and George F. Limbrunner , 1993)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษานี้เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



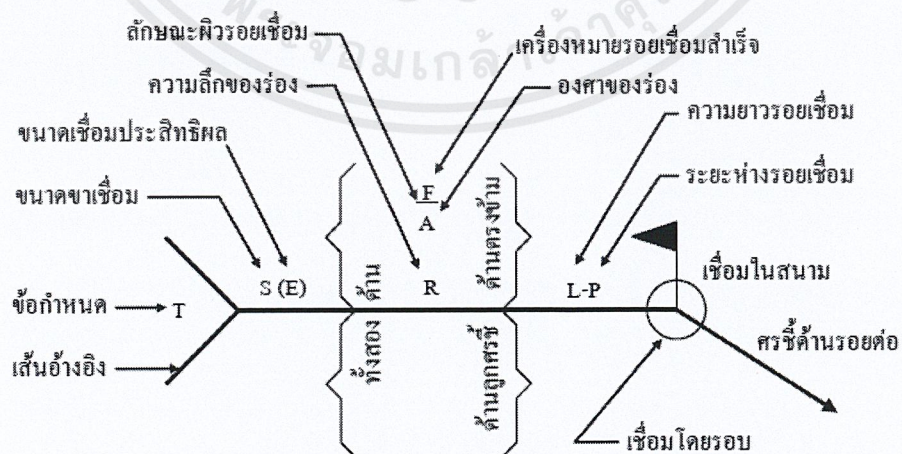
การเชื่อมแบบฟิลเลทหรือแบบพอก เป็นการต่อชิ้นส่วนโลหะที่วางทำมุมกันหรือซ้อนเกยกัน แล้วเชื่อมตามแนวยาวหรือตามแนวขวางตรงส่วนที่ทำมุมกัน ผิวของรอยเชื่อมอาจนูนออกหรือเว้าเข้าเพียงเล็กน้อย แต่ในทางปฏิบัติถือว่ารอยเชื่อมนี้มีผิวเอียงเรียบเป็นเส้นตรง รอยเชื่อมต่อแบบฟิลเลทสามารถรับได้ทั้งแรงดึง แรงอัด และแรงเฉือน การต่อชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็กโดยใช้การเชื่อมแบบนี้ นิยมใช้ไม่น้อยกว่าร้อยละ 80 เนื่องจากทำได้ง่ายและราคาถูกกว่าการเชื่อมแบบอื่น

การเชื่อมแบบต่อชนหรือแบบบากร่อง เป็นการเชื่อมตรงขอบปลายของชิ้นโลหะ 2 ชิ้นที่นำมาวางชนกัน การเชื่อมต่อมีทั้งแบบเชื่อมในร่องลึกเพียงบางส่วน (partial penetration) หรือตลอดความหนาของชิ้นโลหะ (full penetration) โดยอาจทำเป็นรูปตัววีเดี่ยวสำหรับชิ้นโลหะที่บาง หรือทำเป็นรูปตัววีคู่เมื่อชิ้นโลหะหนา ปกติรอยเชื่อมแบบนี้จะใช้สำหรับรับแรงดึง หรือแรงอัดโดยตรง นิยมใช้ในการต่อชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็กประมาณร้อยละ 15 เนื่องจากราคาค่อนข้างแพงเพราะต้องเสียค่าใช้จ่ายในการเตรียมขอบปลายที่จะเชื่อมไว้ก่อนล่วงหน้า

การเชื่อมอู๊ดแบบปลั๊กหรือสลอท เป็นการต่อชิ้นโลหะ 2 ชิ้นที่นำมาซ้อนกัน โดยเจาะรูหรือทำร่องเตรียมไว้ก่อน แล้วจึงเชื่อมอู๊ดลงไปในรูหรือในร่องให้ติดกัน การเชื่อมลักษณะนี้ใช้ถ่ายแรงเฉือน คล้ายกับการเชื่อมแบบต่อทาบ และช่วยป้องกันการบิดงอหรือโก่งตัวของชิ้นโลหะที่นำมาซ้อนทาบกัน

## 2.4.2 สัญลักษณ์ของการเชื่อม

สัญลักษณ์ของการเชื่อมตามข้อกำหนดมาตรฐานของ AWS ซึ่งด้วยระบบตัวอักษรข้อมูลจำนวนมาก สามารถที่จะถูกแสดงภายในเนื้อที่จำกัดบนแบบแปลน ทำให้ไม่จำเป็นต้องวาดภาพรอยต่อและคำอธิบายยาว ๆ ดังนั้น ทั้งผู้ออกแบบและผู้ที่ทำการก่อสร้างจึงต้องมีความเข้าใจสัญลักษณ์การเชื่อมเป็นอย่างดีเพื่อความเข้าใจที่ถูกต้องตรงกัน สัญลักษณ์การเชื่อมจะมีลักษณะเป็นลูกศรชี้ไปที่รอยเชื่อมในแบบแปลน และมีข้อมูลรายละเอียดของการเชื่อมทั้งรูปแบบ ขนาด ความยาวตลอดจนชนิดลวดเชื่อมดังแสดงในรูปที่ 2.33

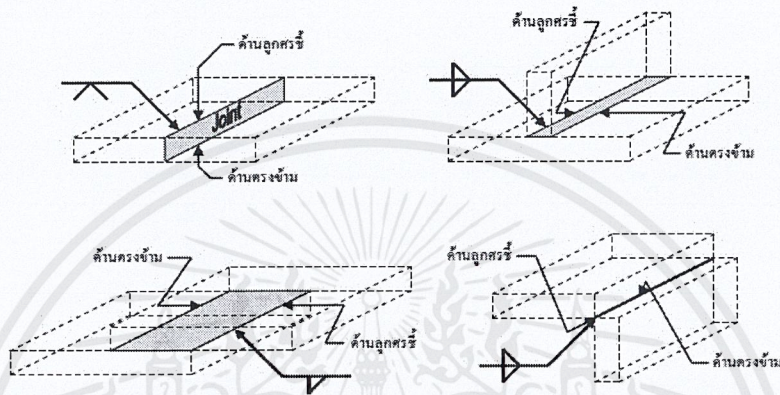


รูปที่ 2.33 สัญลักษณ์มาตรฐานของรอยเชื่อม (ผศ.ดร.มงคล จีระวัชรเดช , 2548)



จากรูปที่ 2.33 จะเห็นว่าสัญลักษณ์ค่อนข้างซับซ้อนมีหลายส่วนประกอบ แต่ในการใช้งานจริงอาจไม่จำเป็นต้องระบุทุกส่วนก็ได้ ดังจะได้อธิบายแต่ละส่วนดังนี้

**ด้านลูกศรชี้** และ **ด้านตรงข้าม** เนื่องจากแบบแปลนหรือแบบรายละเอียดจะเป็นรูปสองมิติ แต่รูปชิ้นงานที่จะทำการเชื่อมต่อจริงเป็นรูปสามมิติ ดังนั้นในบางกรณีอาจไม่สามารถเขียนหัวลูกศรชี้ชี้ไปยังจุดที่ต้องการให้เชื่อมได้เนื่องจากอยู่ด้านหลังหรือด้านตรงข้าม ดังนั้นจึงกำหนดว่าถ้าเขียนข้อมูลการเชื่อมต่อได้เส้นหมายถึงด้านที่ลูกศรชี้และด้านบนสำหรับด้านตรงข้าม รูปที่ 2.34 แสดงตัวอย่างของด้านลูกศรชี้และด้านตรงข้ามแบบต่าง ๆ



รูปที่ 2.34 ด้านลูกศรชี้และด้านตรงข้ามสัญลักษณ์การเชื่อม (ผศ.ดร.มงคล จิรวรรณเดช , 2548)

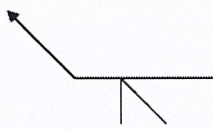
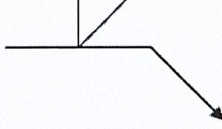
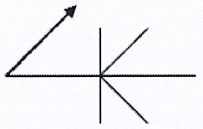
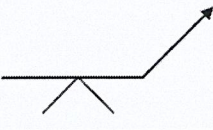
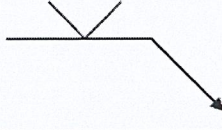
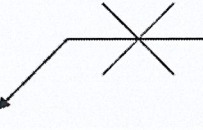
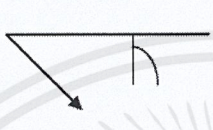

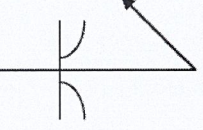

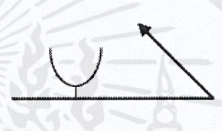
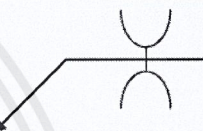
**สัญลักษณ์การเชื่อมพื้นฐาน** เป็นรูปสัญลักษณ์แสดงรูปแบบการเชื่อมซึ่งจะเขียนอยู่ที่ส่วนกลางของเส้นราบเพื่อระบุชนิดของรอยเชื่อมได้แก่ แบบฟิลเลท และแบบร่องซึ่งจะมีหลายประเภท ดังแสดงในตารางที่ 2.13 ถ้ารอยเชื่อมอยู่ด้านลูกศรชี้ สัญลักษณ์จะอยู่ใต้เส้นราบ และอยู่บนเส้นราบสำหรับด้านตรงข้าม หรือถ้าต้องการทั้งสองด้านก็จะเขียนทั้งบนและล่าง

ตารางที่ 2.13 สัญลักษณ์รอยเชื่อมพื้นฐาน

ตำแหน่งรอยเชื่อม	ด้านลูกศรชี้	ด้านตรงข้าม	ทั้งสองด้าน
ฟิลเลท			
อุดรูกลม หรือ อุดรูยาว			ไม่ใช่
ร่องสี่เหลี่ยม			



ตารางที่ 2.13 (ต่อ) สัญลักษณ์รอยเชื่อมพื้นฐาน

ตำแหน่ง รอยเชื่อม	ด้านลูกศรชี้	ด้านตรงข้าม	ทั้งสองด้าน
ร่องเอียง			
ร่องตัววี			
ร่องตัวเจ			
ร่องตัวยู			

(ที่มา : ผศ.ดร.มงคล จิรวรรณเดช , 2548)

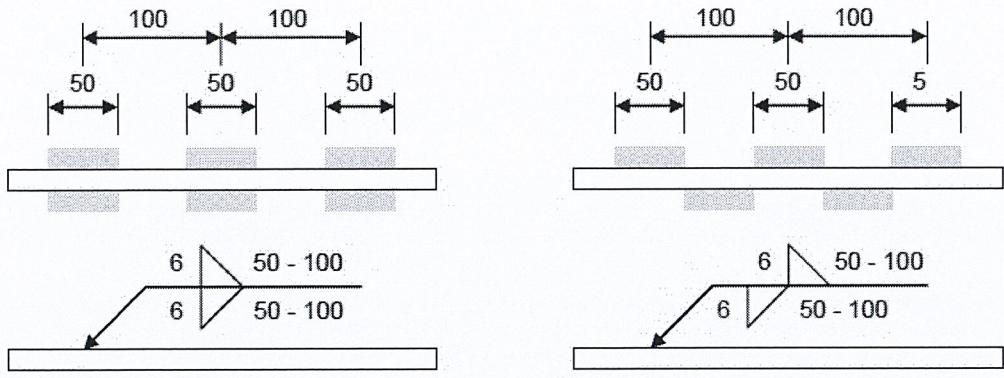
**เชื่อมโดยรอบ** และ **เชื่อมในสนาม** ระบุอยู่ที่มุมหักหรือจุดต่อของเส้นลูกศรและเส้นราบ รอยเชื่อมโดยรอบนั้นจะเขียนเป็นวงกลมรอบแต่รอยเชื่อมจริงอาจไม่เป็นวงกลมก็ได้ สำหรับการเชื่อมในสนามหรือในสถานที่ก่อสร้างจะเขียนเป็นรูปทรงดังแสดงในรูปที่ 2.35



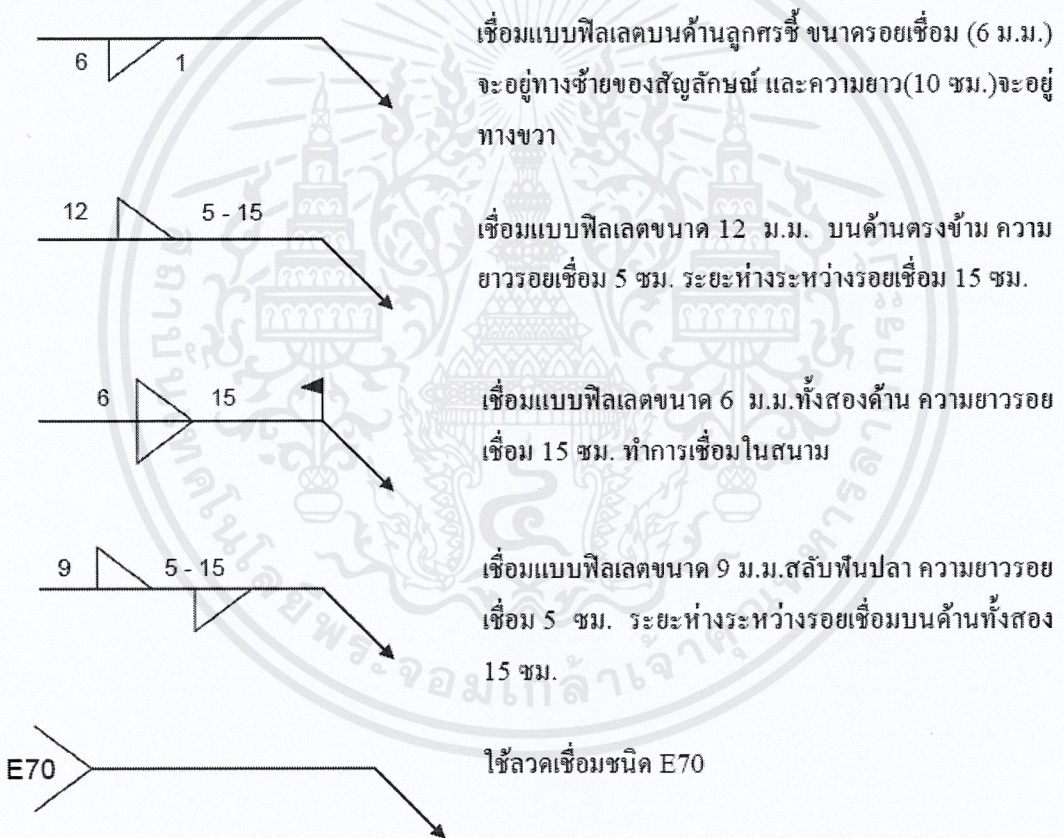
รูปที่ 2.35 สัญลักษณ์การเชื่อมโดยรอบและในสนาม (ผศ.ดร.มงคล จิรวรรณเดช , 2548)

**ขนาด ความยาวและระยะห่างรอยเชื่อม** ขนาดของรอยเชื่อมจะระบุอยู่ทางด้านซ้ายของสัญลักษณ์มีหน่วยเป็นมิลลิเมตร ส่วนความยาวและระยะห่างรอยเชื่อมจะอยู่ทางด้านขวา ถูกคั่นกลางด้วยขีด ถ้ามีตัวเลขเดียวจะหมายถึงความยาวรวมเชื่อม ระยะห่างรอยเชื่อมจะใช้ในกรณีที่รอยเชื่อมเป็นแบบไม่ต่อเนื่องดังแสดงในรูปที่ 2.36





รูปที่ 2.36 ขนาด ความยาว และระยะห่างรอยเชื่อม (ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)



รูปที่ 2.37 ตัวอย่างของสัญลักษณ์รอยเชื่อม (ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

### 2.4.3 กำลังของรอยเชื่อมฟิลเลท

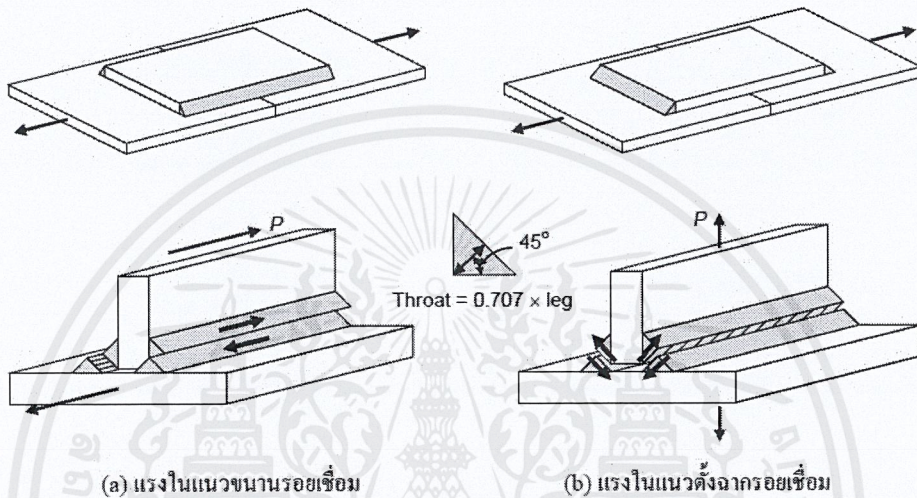
รอยเชื่อมฟิลเลทเป็นรอยเชื่อมที่ผิวซึ่งขนาดและความยาวไม่ถูกกำหนดโดยหน้าตัดเหล็กที่ถูกเชื่อม ดังนั้นผู้ออกแบบจะเป็นผู้กำหนดเองเพื่อให้มีกำลังเหมาะสมในการรับแรง จากการทดสอบพบว่ารอยเชื่อมฟิลเลท จะมีความแข็งแรงในการรับแรงดึงและแรงอัดมากกว่าแรงเฉือน ดังนั้นจึงใช้



กำลังเฉือนบนพื้นที่คอรอยเชื่อมประสิทธิผลดังในรูปที่ 2.38 ในรอยเชื่อมฟิลเลตขาเท่ากันมีหน้าตัดเป็นรูปสามเหลี่ยมมุมฉากมีด้านเอียงทำมุม 45 องศา โดยระยะคอปประสิทธิผลคือ

$$\sin 45^\circ \times \text{ขนาดขารอยเชื่อม} = 0.707 \times \text{ขนาดขารอยเชื่อม}$$

กำลังของรอยเชื่อมฟิลเลตจะขึ้นกับทิศทางการรับแรง จากรูป 2.38 จะมีสองทิศทางคือทิศขนานและทิศตั้งฉากกับแนวรอยเชื่อม เมื่อแรงอยู่ในทิศขนานรอยเชื่อม กำลังของรอยเชื่อมคำนวณได้โดยใช้พื้นที่คอปประสิทธิผลคูณกับหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ ส่วนในทิศตั้งฉากนั้น จากการทดสอบพบว่า มีกำลังมากกว่าทิศขนานประมาณหนึ่งในสาม แต่ AISC ก็ไม่ได้ยอมให้ใช้กำลังในส่วนที่มากกว่านี้



(a) แรงในแนวขนานรอยเชื่อม (b) แรงในแนวตั้งฉากรอยเชื่อม  
รูปที่ 2.38 รอยเชื่อมฟิลเลตรับแรงในทิศขนานและตั้งฉากกับรอยเชื่อม  
(ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

สำหรับการเชื่อมแบบฟิลเลต หน่วยแรงที่เฉือนที่ยอมให้บนพื้นที่ประสิทธิผลจะเท่ากับ

$$F_v = 0.30F_u \quad (2.38)$$

เมื่อ  $F_u$  คือกำลังดึงของรอยเชื่อม ดังนั้นกำลังของรอยเชื่อมฟิลเลตต่อความยาวจะมีค่าเท่ากับ

$$P = F_v(0.707)(\text{ขนาดขารอยเชื่อม}) \quad (2.39)$$

ชนิดของลวดเชื่อมสำหรับการเชื่อมด้วยประกายไฟฟ้า(Arc welding) จะถูกเรียกเป็น E60XX E70XX และอื่น ๆ ตัวอักษร E ย่อมาจาก Electrode หรือลวดเชื่อม ในขณะที่ตัวเลขสองตัวแรก (ซึ่งอาจเป็น 60 70 80 90 100 หรือ 110) จะแสดงกำลังประลัยของลวดเชื่อมในหน่วย ksi (kip/in<sup>2</sup>) ตัวเลขสองตัวที่เหลือจะแสดงชนิดของการเคลือบผิวที่ใช้ในลวดเชื่อมบางชนิด

เนื่องจากกำลังเป็นสิ่งสำคัญสำหรับผู้ออกแบบ ตัวเลขสองตัวสุดท้ายจึงมักจะถูกละไว้เป็น XX ดังนั้นจึงอาจเรียก E70XX หรือเพียง E70 เฉย ๆ ก็ได้ซึ่งจะหมายถึงลวดเชื่อมที่มีกำลังประลัย 70 ksi หรือ 4,900 ก.ก./ตร.ซม. ในเมืองไทยมีเพียงลวดเชื่อมสองเกรดที่ใช้กันทั่วไปคือ E60 และ E70



ตารางที่ 2.14 กำลังรอยเชื่อม (ก.ก./ซม.)

ขนาดขารอยเชื่อม (ม.ม.)	E60	E70
3	267	310
5	445	520
6	530	620
8	710	830
10	890	1040
12	1070	1250
16	1425	1660

(ที่มา : ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)

นอกจากกำลังรอยเชื่อมที่กำหนดไว้ในตารางที่ 2.14 ยังมีข้อกำหนดเพิ่มเติมสำหรับรอยเชื่อม ดังนี้

1. ความยาวน้อยสุดของรอยเชื่อมแบบฟิลเลต จะต้องไม่น้อยกว่าสี่เท่าของขนาดขาของรอยเชื่อม
2. ขนาดใหญ่สุดของรอยเชื่อม สำหรับแผ่นเหล็กที่หนาไม่เกิน 6 ม.ม.รอยเชื่อมจะเท่ากับ ความหนาแผ่นเหล็ก สำหรับแผ่นเหล็กที่หนากว่า ขนาดของรอยเชื่อมจะเท่ากับ ความหนาของแผ่นเหล็กลบ 2 ม.ม.
3. ขนาดเล็กสุดของรอยเชื่อม ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 2.15 ซึ่งจะมีตั้งแต่ขนาด 3 ม.ม. สำหรับเหล็กหนา 6 ม.ม. หรือน้อยกว่าจนถึงขนาด 8 ม.ม. สำหรับแผ่นเหล็กที่หนากว่า 19 ม.ม.

ตารางที่ 2.15 ขนาดใหญ่สุดและเล็กสุดของรอยต่อเชื่อม

ความหนาแผ่นเหล็ก (ม.ม.)	ขนาดรอยเชื่อมเล็กสุด (ม.ม.)	ขนาดรอยเชื่อมใหญ่สุด (ม.ม.)
$t \leq 6$	3	t
$6 < t \leq 12$	5	t - 2
$12 < t \leq 19$	6	t - 2
$t \geq 19$	8	t - 2

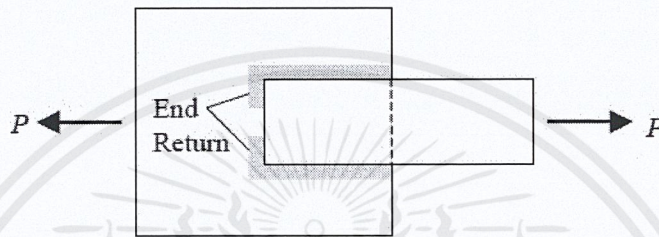
(ที่มา : ผศ.ดร.มงคล จิรวัชรเดช , 2548)



4. การเชื่อมแบบฟิลเลตควรมีการอ้อมปลาย (End return) ดังแสดงในรูปที่ 2.39 ความยาวของการอ้อมปลายไม่ควรน้อยกว่าสองเท่าของขนาดรอยเชื่อม เพื่อช่วยลดหน่วยแรงเกินปกติ (Stress concentration) ที่จะเกิดขึ้นที่ปลายรอยเชื่อม

5. เมื่อใช้การเชื่อมแบบฟิลเลตตามยาว สำหรับการต่อแผ่นเหล็ก หรือเหล็กเส้น ความยาวจะต้องไม่น้อยกว่าระยะตั้งฉากระหว่างแนวเชื่อม สำหรับการต่อปลายนั้น ถ้าไม่มีการออกแบบเพื่อสำหรับโมเมนต์ตัดในแนวขวาง ระยะระหว่างแนวของการเชื่อมแบบฟิลเลตจะห่างได้ไม่เกิน 20 ซม

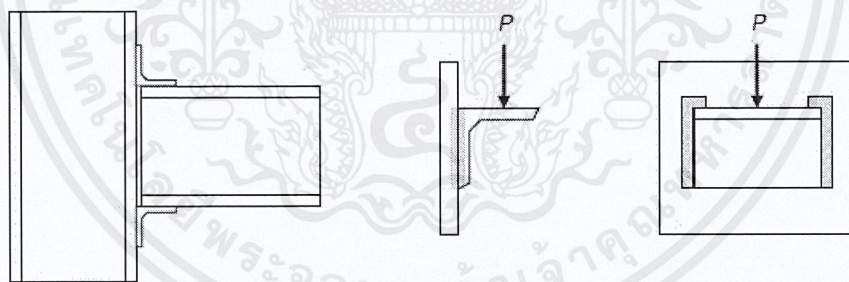
6. ระยะทาบน้อยที่สุด ต้องไม่เกิน 5 เท่าของความหนาของส่วนที่บางกว่าซึ่งจะนำมาต่อกัน และจะต้องไม่น้อยกว่า 25 ม.ม.



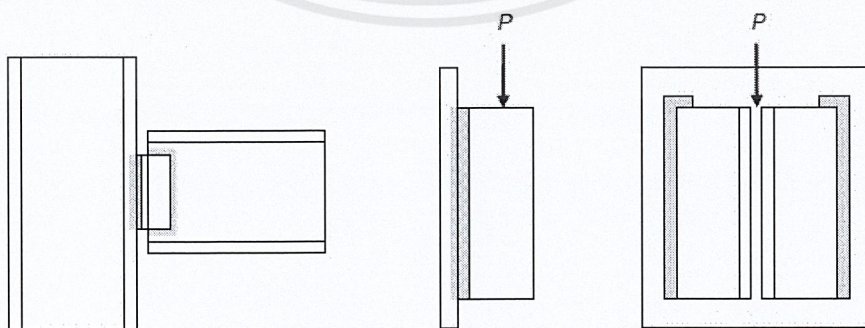
รูปที่ 2.39 รอยเชื่อมฟิลเลตแบบมีการอ้อมปลาย (ผศ.ดร.มงคล จิรวรรณเดช , 2548)

#### 2.4.4 รอยเชื่อมรับแรงเฉือนและแรงดึง

รอยเชื่อมในบางจุดต่อเยื้องศูนย์นั้น นอกจากจะรับเฉือนแล้วยังต้องรับแรงดึงด้วยเช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.40



(a) จุดต่อกานแบบฐานรอง



(b) จุดต่อกานแบบโครง

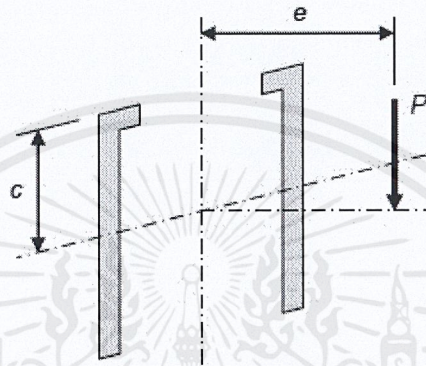
รูปที่ 2.40 จุดต่อกานเยื้องศูนย์แบบฐานรองและแบบโครง (ผศ.ดร.มงคล จิรวรรณเดช , 2548)



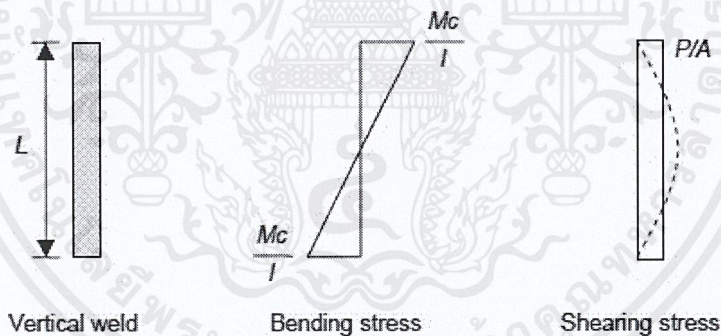
ในจุดต่อทั้งสองแบบรอยเชื่อมในแนวตั้งบนปีกเสาจะรับแรงดัดในรูปที่ 2.41 ซึ่งแรงเยื้องศูนย์กลาง  $P$  สามารถถูกแทนด้วยแรงตรงศูนย์กลาง  $P$  และคู่ควบ  $M = Pe$  ดังนั้นรอยเชื่อมจะอยู่ภายใต้การร่วมกระทำของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นมีการกระจายตัวรูปพาราโบลาแต่เนื่องจากรอยเชื่อมมักมีความยาวไม่มากดังนั้นจึงใช้หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยแทนดังในรูปที่ 2.42 จะได้ว่า

$$f_v = P/A$$

เมื่อ  $A$  คือ พื้นที่รอยเชื่อมทั้งหมด ถ้ารอยเชื่อมมีขนาด 1 ซม. ก็จะใช้เป็น  $L$  คือ ความยาวทั้งหมดแทน ในการสมมติเพื่อออกแบบรอยเชื่อม



รูปที่ 2.41 การรับแรงเยื้องศูนย์กลางของรอยเชื่อมในแนวตั้ง (ผศ.ดร.มงคล จิรวชิรเดช , 2548)



รูปที่ 2.42 หน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงดัดในรอยเชื่อมที่รับแรงเฉือนและแรงดัดร่วมกระทำ

(ผศ.ดร.มงคล จิรวชิรเดช , 2548)

หน่วยแรงดัดมากที่สุดจากโมเมนต์ดัด คำนวณได้จากสูตรการดัดคือ

$$f_t = Mc/I \quad (2.40)$$

เมื่อ  $M =$  โมเมนต์ดัด  $= Pe$  ,  $I =$  โมเมนต์อินเนอร์เซียของรอยเชื่อมรอบแกนสะเทิน และ  $c =$  ระยะจากแกนสะเทินถึงจุดไกลสุดในด้านแรงดัด ค่าหน่วยแรงลัพธ์มากที่สุด คำนวณได้โดยรวมหน่วยแรงทั้งสองที่ตั้งฉากกัน

$$f_r = \sqrt{f_v^2 + f_t^2} \quad (2.41)$$



## บทที่ 3

### วิธีดำเนินการวิจัย

#### 3.1 โมเดลโครงสร้างพร้อมออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing

3.1.1 ข้อกำหนดของระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing สำหรับ*การออกแบบ อ้างอิง โครงสร้างเฟรม (Frame) มาจากระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ของบริษัท X จากประเทศเยอรมนี* มีดังนี้

1. ใน 1 เฟรม (Frame) (รูปที่ 3.1) ประกอบด้วย

1.1 รางปีน (Rail Climbing) ความยาว 7.5 เมตร และ 10 เมตร (รูปที่ 3.2)

1.2 เหล็กค้ำนอน (Cross Bar) สำหรับรับพื้นและยึดรางปีนเข้าด้วยกันขณะทำการประกอบติดตั้ง เป็นเหล็กกล่อง (Rectangular Hollow Section Steel) ขนาด 80x80x5 ยาว 1.21 ม. และมีห่วงสำหรับยึดเครน เพื่อที่จะยกขึ้นโดยใช้เครน (Lifting by Crane) (รูปที่ 3.2)

1.3 เหล็กค้ำแยง (Diagonal Strut) สำหรับค้ำยันรางปีนเข้าด้วยกัน เป็นเหล็กกล่อง ขนาด 80x80x5 ยาว 2.12 ม. (รูปที่ 3.2)

2. องค์ประกอบของโครงสร้างระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ประกอบด้วย

2.1 เฟรม (Frame) จำนวน 2 เฟรม โดยระยะห่างระหว่างเฟรมห่างกันไม่เกิน 5 ม.

2.2 พื้นทำงาน (Working Platform) สำหรับงานขอบอาคาร จะมีอยู่ 2 ชั้น คือชั้นสำหรับทำงานในชั้นที่ N+1 และชั้นสำหรับเทคอนกรีตในชั้นที่ N+2

2.3 คานรับพื้นทำงาน (Working Platform Girder)

2.4 แผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel)

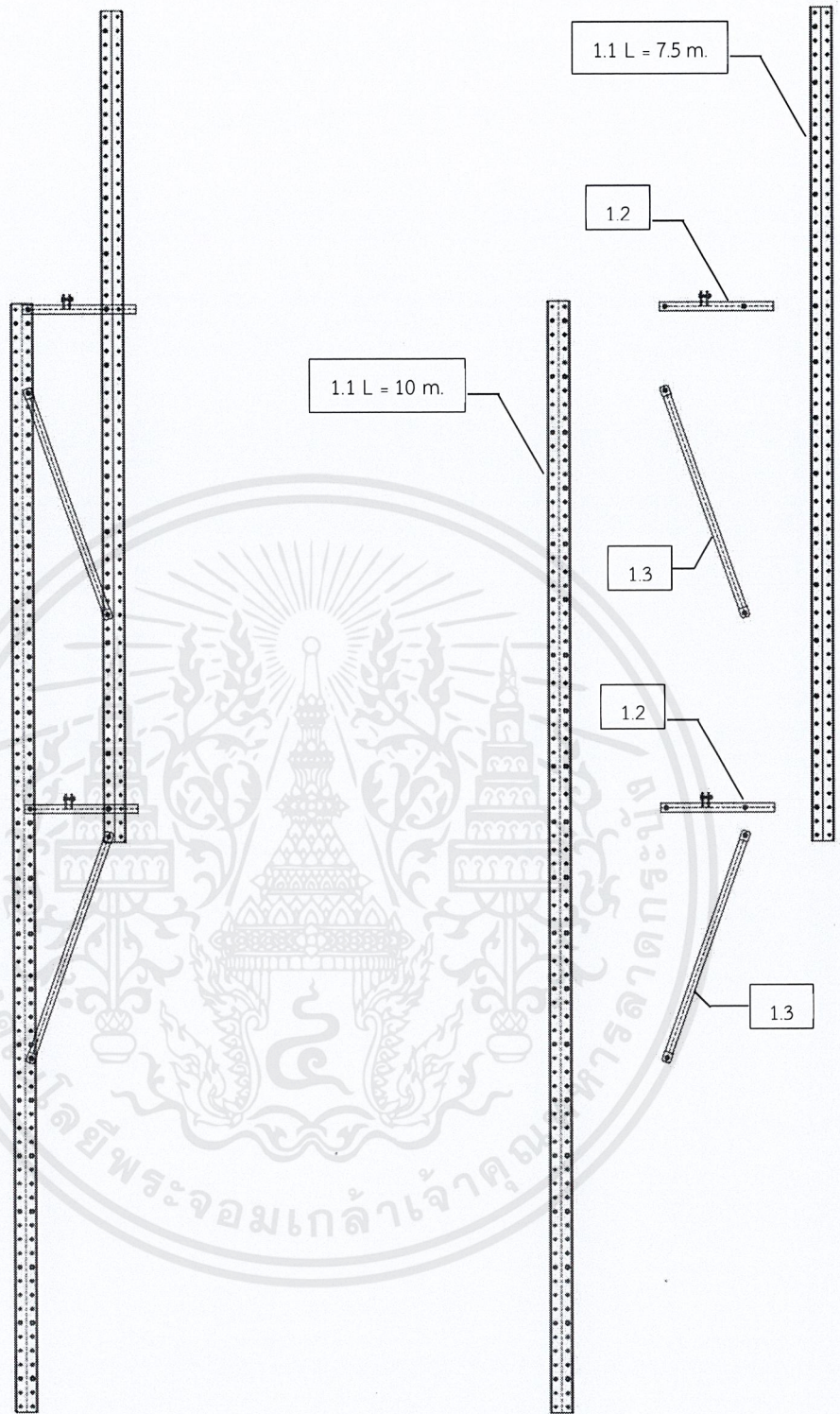
2.5 คานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel Girder)

2.6 จุดรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Support of Expanded Metal Panel Girder)

2.7 เหล็กยึดเฟรม (Frame Bracing)

2.8 Climbing Shoe สำหรับยึดเฟรมเข้ากับโครงสร้างอาคารเหล็ก



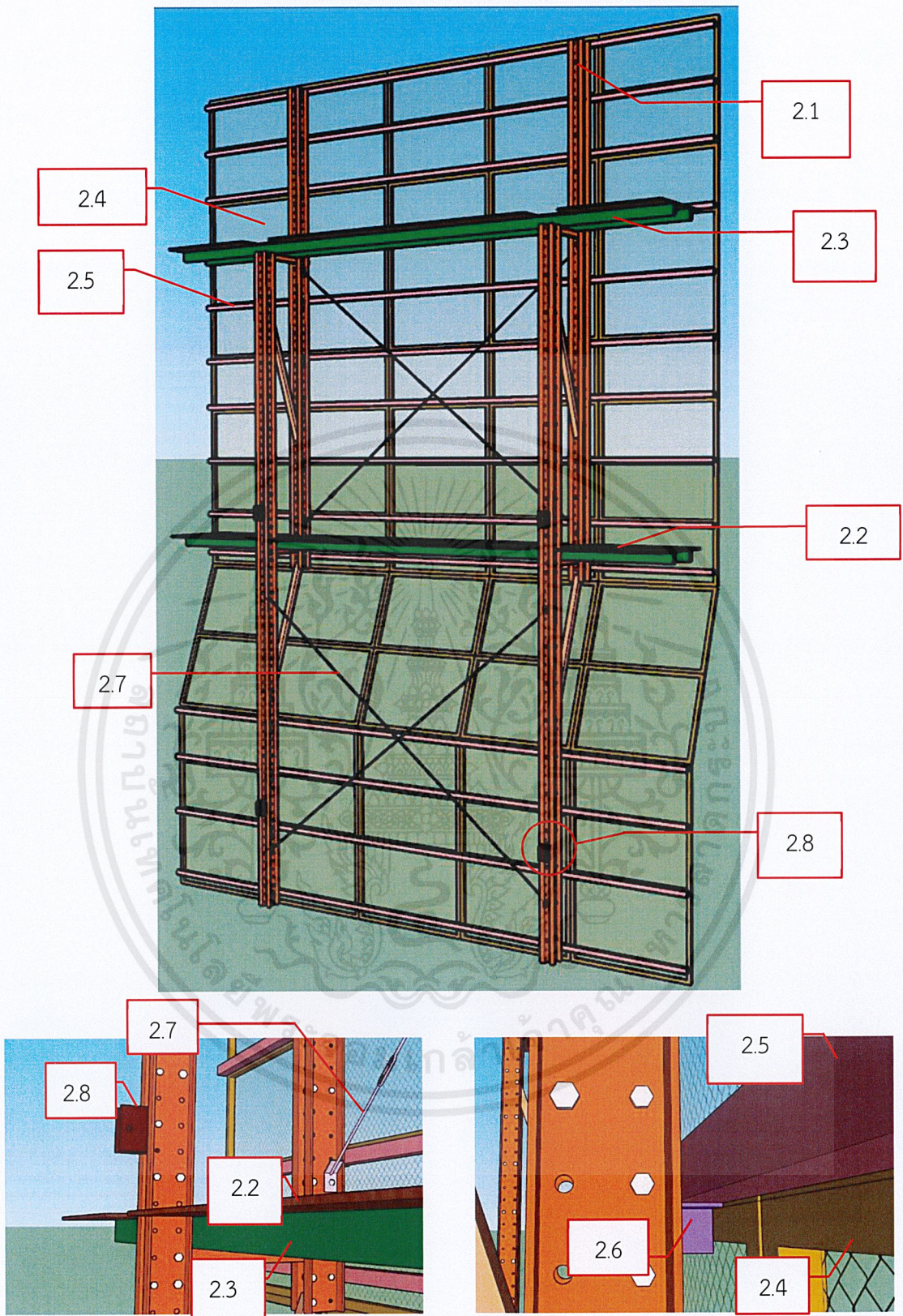


รูปที่ 3.1 แสดงลักษณะของเฟรม (Frame)

รูปที่ 3.2 แสดงองค์ประกอบของเฟรม (Frame)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึ๕๕๖เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้





รูปที่ 3.3 แสดงองค์ประกอบของระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศีกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



### 3.1.2 ขอบเขตในการออกแบบและคำนวณระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing

#### 1. องค์ประกอบของโครงเฟรม (Frame) *อ้างอิงมาจากบริษัท X จากประเทศเยอรมนี*

1.1 Rail Climbing ใช้เหล็กรางน้ำ (Channel Steel) ขนาด 200x75x8.5x11.5 ชั้นคุณภาพ S355 ( $F_y = 3550$  ksc. และ  $F_u = 4700-6300$  ksc.) จำนวน 2 ท่อนมาประกบกัน (สำหรับ 1 Rail Climbing) และยึดด้วยสลักเกลียว (Bolt) ที่หุ้มด้วยปลอก (Spacer) ทุก ๆ ระยะ 50 ซม.

1.2 สำหรับ Cross Bar และ Diagonal Strut เป็นเหล็กกล่อง (Rectangular Hollow Section Steel) ขนาด 80x80x5 ชั้นคุณภาพ S235 ( $F_y = 2350$  ksc. และ  $F_u = 3600-5100$  ksc.) ความยาว 1.21 ม. และ 2.12 ม. ตามลำดับ เพื่อยึดรางปีน (Rail Climbing) ความยาว 7.5 ม. และ 10 ม.

2. สำหรับส่วนประกอบอื่น ๆ ที่เป็นเหล็ก ใช้ชั้นคุณภาพ SS400 ( $F_y = 2450$  ksc. และ  $F_u = 4000$  ksc.) หรือเทียบเท่า

3. ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ถือเป็นโครงสร้างแบบชั่วคราว (Temporary Structure)

4. โครงเฟรม (Frame) ไม่ให้ทำการเชื่อม (Welding)

5. องค์ประกอบของเฟรม (Frame) ยึดกันแบบจุดยึดหมุน (Pin-Connected)

6. เฟรม 1 เฟรม ยึดกับคานเหล็กของโครงสร้างอาคาร 2 จุดเป็นแบบ Pin Support ที่คานเหล็กพื้นชั้นที่ N และ Roller Support ที่คานเหล็กพื้นชั้นที่ N+1

7. เหล็กยึดเฟรม (Frame Bracing) จะเป็นเหล็กเส้น 2 เส้นยึดกันด้วยเกลียวเร่ง (Turnbuckle) โดยให้เหล็กยึดเฟรมรับเฉพาะแรงดึงเท่านั้น

8. ใช้หน่วยแรงลมในการออกแบบตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมอาคาร พ.ศ. 2544 สำหรับอาคารสูงเกิน 80 เมตร คือ 200 กก./ตร.ม. กระจายเป็น Uniform Load และใช้ตัวคูณเพิ่ม (Factor) เท่ากับ 1.3

9. น้ำหนัก (Load) ที่กระทำกับระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing มีเฉพาะในแนวตั้ง (Gravity) และ ตั้งฉากกับแนวตั้งของเฟรมเท่านั้น ไม่ได้คิดแรงจากทางด้านข้าง และแรงจากแผ่นดินไหว

10. ใช้โปรแกรม SAP2000 ในการวิเคราะห์โครงสร้างเฟรมแบบ Secondary Moment โดยกำหนด Load Case Type : Static, Analysis Type : Nonlinear และ Geometric Nonlinear Parameters : P-Delta

11. สำหรับการออกแบบโครงสร้างเหล็กจะใช้มาตรฐาน AISC วิธี ASD

12. รอยต่อสลักเกลียวเป็นชนิดรอยต่อแบบรับแรงกด (Bearing-type connection) และขนาดรูเจาะของสลักเกลียวเป็นแบบมาตรฐาน (Standard hole)



13. สำหรับการตรวจสอบจากการคำนวณออกแบบ ผู้จัดทำได้แบ่งแยกไว้ 4 กรณี

13.1 กรณีเป็นเหล็กกล่อง (Rectangular Hollow Section) โดยที่ยึดกับสลักเกลียว (Bolt) ในชิ้นส่วนของรางปีน (Rail Climbing) จะทำการตรวจสอบ หน่วยแรงเฉือน (Shear Stress), หน่วยแรงดัด (Bending Stress) และการโก่งตัว (Deflection) คือ คานรับพื้นทำงาน (Working Platform Girder) และคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Panel Girder)

13.2 กรณีเป็นเหล็กกล่อง (Rectangular Hollow Section) โดยที่ยึดกับสลักเกลียว (Bolt) ในชิ้นส่วนของ (Rail Climbing) ในที่นี้คือเหล็กค้ำนอน (Cross Bar) จะทำการตรวจสอบกำลังรับแรงกดที่รูเจาะ (Bearing) และกำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียว (Bolt)

13.3 กรณีเป็นเหล็ก (Steel) หรือแผ่นเหล็ก (Steel Plate) ที่ยึดกันด้วยสลักเกลียว (Bolt) หรือ กลุ่มของสลักเกลียว (Bolt Group) จะทำการตรวจสอบการวิบัติเนื่องจากบล็อกแรงเฉือน (Block Shear), การวิบัติเนื่องจากการเฉือนออก (Tear Out), การวิบัติเนื่องจากแรงกดที่รูเจาะ (Bearing) และกำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียว (Bolt) 1 ตัว

13.4 กรณีเป็นจุดที่ทำการเชื่อม (Welding) จะตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนของรอยเชื่อมที่ยอมให้ต้องมากกว่าแรงที่เกิดขึ้น

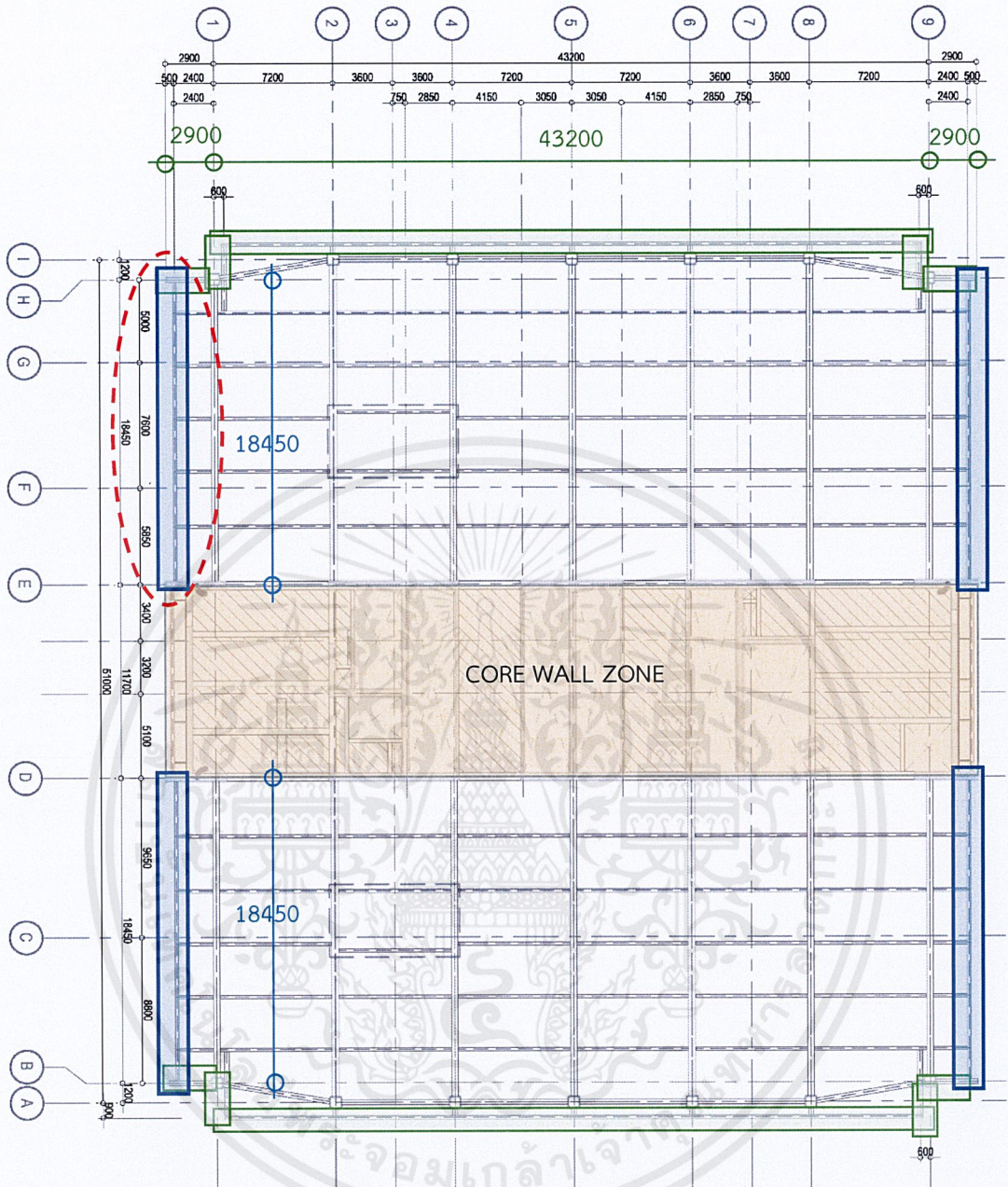
สำหรับโครงสร้างชั่วคราว กำลังรับแรงดัดที่ยอมให้และกำลังรับแรงเฉือนที่ยอมให้ จะเพื่อเพิ่มขึ้นอีก 25% จากมาตรฐาน AISC วิธี ASD

14. สำหรับแรงที่เพิ่มขึ้นในคานเหล็กของโครงสร้างอาคาร เนื่องจากการติดตั้งระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ผู้จัดทำไม่ได้ทำการวิเคราะห์ แต่จะนำข้อมูลที่ผู้จัดทำทำการออกแบบและคำนวณส่งให้แผนก Structural Design ในการวิเคราะห์อีกครั้ง

### 3.1.3 ขั้นตอนในการออกแบบและคำนวณระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing

1. พิจารณาความกว้างของอาคารบริเวณที่สนใจ และความสูงที่ต้องการให้เฟรมคลุมทั้ง 3 ชั้นของอาคาร คือชั้นที่ N, N+1 และ N+2 โดยจะทำงานโครงสร้างในชั้นที่ N+2 (เช่น งานลงเหล็ก และงานเทพูน เป็นต้น) ความกว้างของตัวอาคารบริเวณที่เลือกเป็นต้นแบบ (วัดจากขอบอาคารไปถึงขอบของ Core Wall) ในการออกแบบเท่ากับ 18.4 เมตร มีคานยื่นออกมา 40 ซม. (วัดจากขอบคานเหล็กวางตามยาวออกไปจนถึงขอบที่ไกลของคานเหล็กยื่น) ที่ปลายของขอบอาคาร และความสูงของอาคารแต่ละชั้นเท่ากับ 4.5 เมตร แสดงดังรูปที่ 3.4 และ 3.5



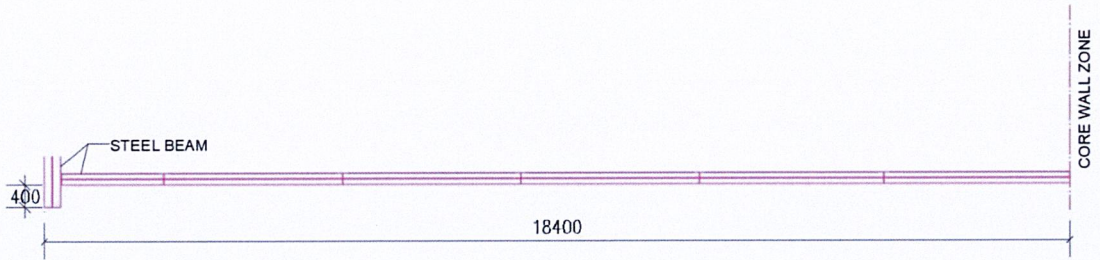


รูปที่ 3.4 แสดงผังของอาคาร (มิติเป็น มม.)

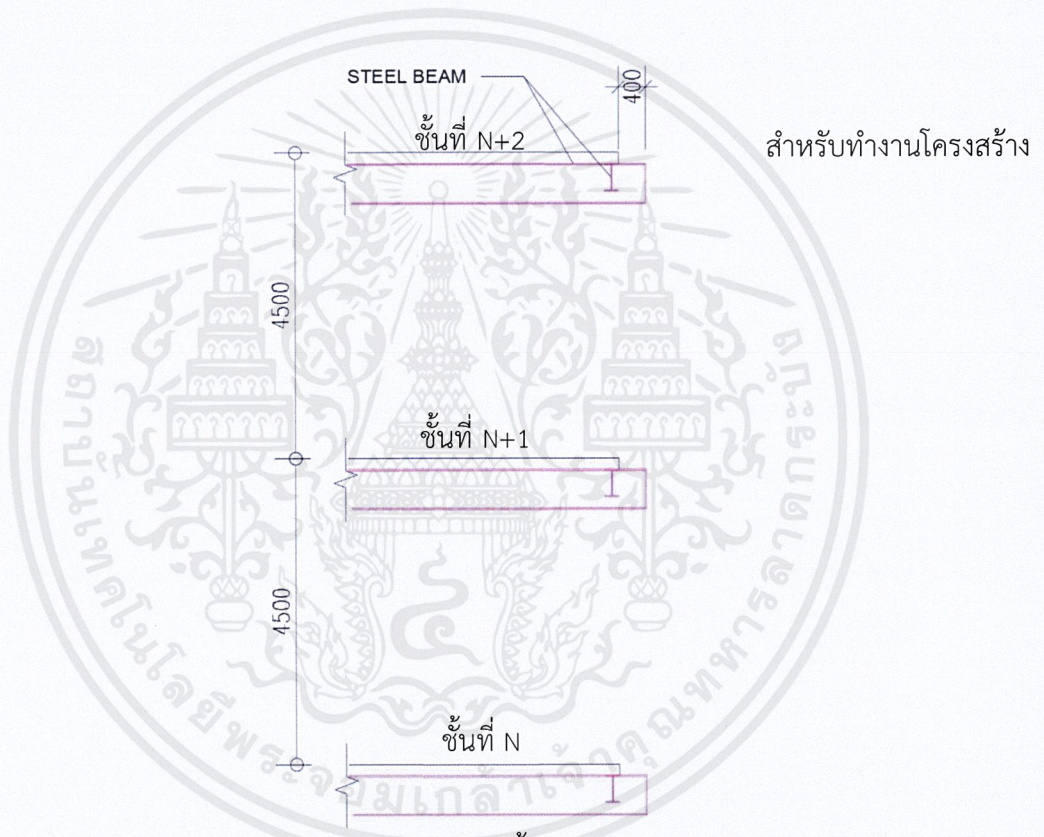
(พื้นที่สีฟ้า) บริเวณที่ทำการติดตั้งระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing บริษัทของประเทศเยอรมนี  
 ซึ่งอ้างอิงโครงเฟรม (Frame) มาจากบริษัท X จากประเทศเยอรมนี  
 (พื้นที่สีเขียว) บริเวณที่ทำการติดตั้งระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing บริษัทของประเทศญี่ปุ่น  
 (เส้นประสีแดง) บริเวณที่เลือกมาเป็นต้นแบบในการออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing  
 โดยอ้างอิงโครงเฟรม (Frame) มาจากบริษัท X จากประเทศเยอรมนี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศีกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้





(ก.) Top View แสดงความกว้างของอาคารบริเวณที่เลือกมาเป็นต้นแบบในการออกแบบ โดยวัดจากขอบอาคารไปจนถึงขอบของ Core Wall (มิติเป็น มม.)



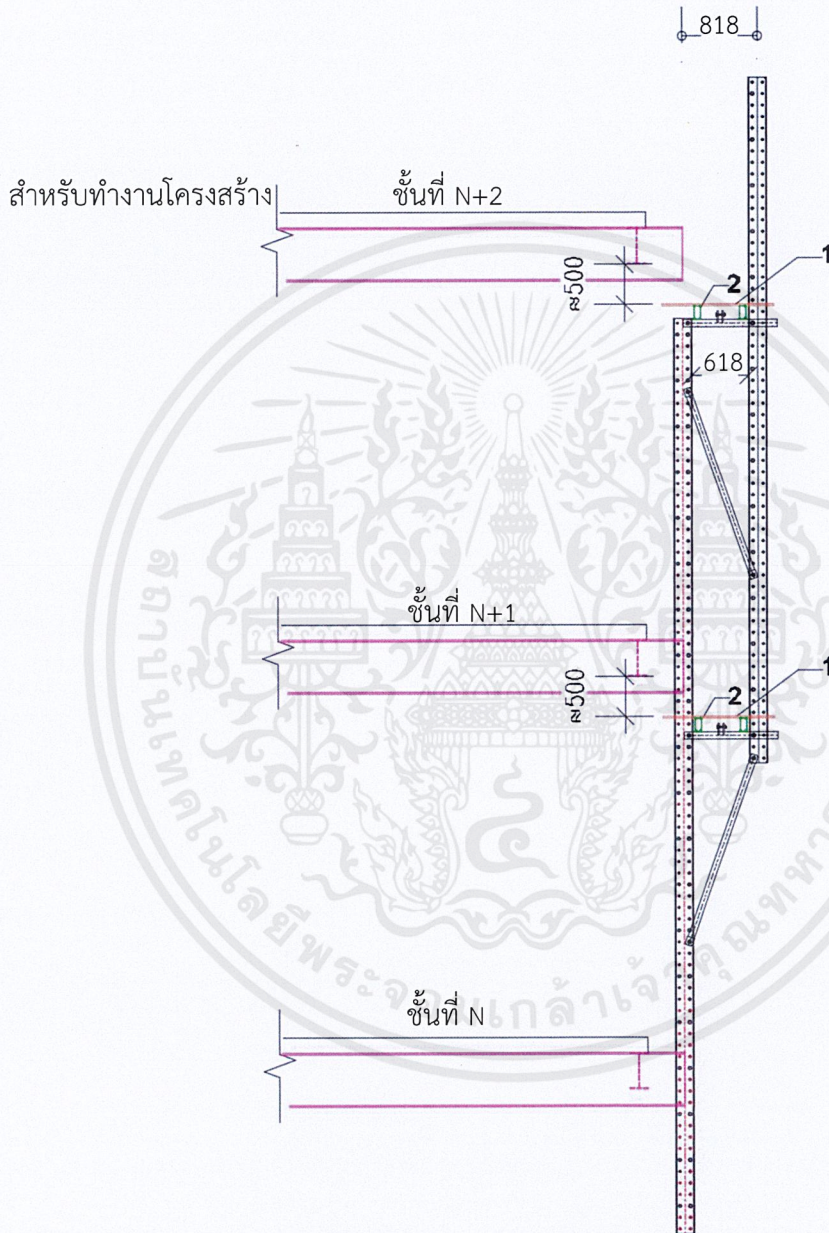
(ข.) Side View แสดงความสูงแต่ละชั้นของอาคาร (มิติเป็น มม.)

รูปที่ 3.5 แสดงความกว้างของอาคารบริเวณที่จะติดตั้งระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing และความสูงแต่ละชั้นของอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศีกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



2. จัดวางตำแหน่งองค์ประกอบของเฟรม (โดยโครงเฟรมอ้างอิงมาจากบริษัท X จากประเทศเยอรมนี) ให้เหมาะสมคลุมความสูง 3 ชั้นของอาคาร โดยเฟรมจะมีพื้นทำงาน (Working Platform) สำหรับงานบริเวณขอบอาคาร และคานรับพื้นทำงาน (Working Platform Girder) ซึ่งจะอยู่ประมาณชั้นที่ N+1 กับ N+2 โดยระดับผิวบนของพื้นทำงานจะอยู่ต่ำกว่าระดับผิวล่างของคานเหล็กประมาณ 50 ซม. ดังรูปที่ 3.6



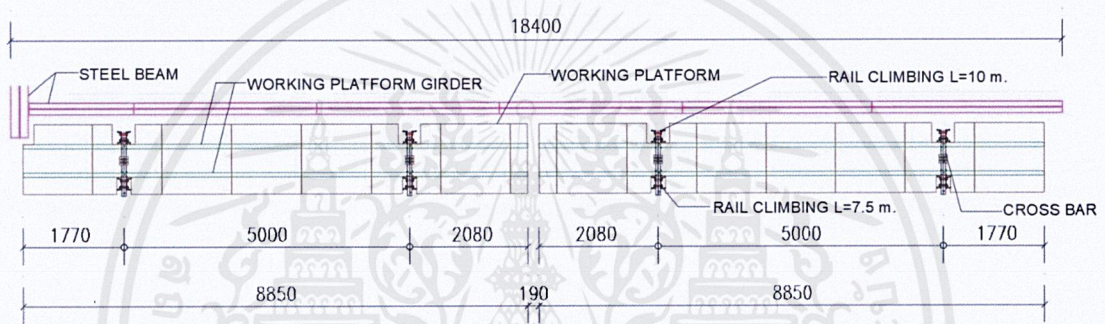
รูปที่ 3.6 Side View หลังจากจัดองค์ประกอบเฟรม (1) พื้นทำงาน และ (2) คานรับพื้นทำงาน (มิติเป็น มม.)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาค้นคว้าเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

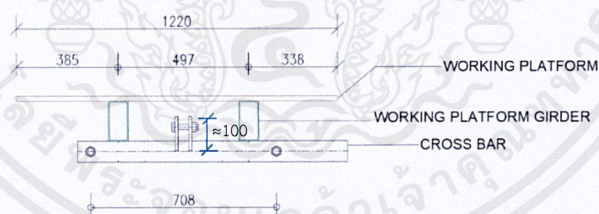


3. หาจำนวนเฟรม (Frame) (โดยโครงสร้างอ้างอิงมาจากบริษัท X จากประเทศเยอรมนี) ที่เหมาะสมกับความกว้างของอาคาร (18.4 เมตร) ซึ่งกำหนดให้ระยะระหว่างเฟรมห่างกันไม่เกิน 5 เมตร ดังนั้น ใช้เฟรมจำนวน =  $\frac{18.4 \text{ m.}}{5.0 \text{ m.}} = 3.68$  ใช้ 4 เฟรม หรือ 2 โครงสร้างระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing

จากนั้นหาวัสดุทำพื้น ซึ่งในการออกแบบผู้จัดทำได้เลือกใช้ไม้อัดดำ หนา 20 ม.ม. ขนาด 1220 ม.ม. x 2440 ม.ม. (4 ฟุต x 8 ฟุต) จำนวน 3.63 แผ่น (ยาว 8.85 เมตร) ต่อ 1 ชั้น หรือ 7.25 แผ่น ต่อ 1 โครงสร้างระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing หรือ 14.5 แผ่น ต่อความกว้างของอาคาร และต้องระวังไม่ให้แผ่นพื้นของ 2 โครงสร้างเกยทับกัน และเลือกใช้คานรับพื้นทำงานความยาวเท่ากับความยาวพื้นทำงานคือ 8.85 เมตร



รูปที่ 3.7 Top View แสดงการจัดวางตำแหน่งเฟรม พื้นทำงาน และคานรับพื้นทำงาน (มิติเป็น มม.)



รูปที่ 3.8 รูปตัดแสดงตำแหน่งพื้นทำงาน และคานรับพื้นทำงาน (มิติเป็น มม.)



## ข้อมูลที่ใช้ในการคำนวณ

### 1. ไม้อัดดำ

ความหนาแน่น (Density)	700	กก./ลบ.ม.
โมดูลัสยืดหยุ่น (Elastic Modulus)	60000	กก./ตร.ม.
น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load)	150	กก./ตร.ม.
การโก่งตัวที่ยอมให้ของคานยื่น	L/150	
การโก่งตัวที่ยอมให้ของคานช่วงเดียว	L/300	
ดังนั้น ไม้อัดหนา 20 ม.ม. หนัก 15 กก./ตร.ม.		

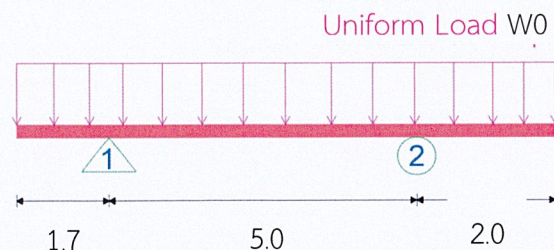
สำหรับรายการคำนวณของพื้นทำงาน (Working Platform) ดูที่ ภาคผนวก ก.

### 2. เหล็กกล่อง (Rectangular Hollow Section) สำหรับคานรับพื้นทำงาน ชั้น

คุณภาพ STKR400 หรือเทียบเท่า

กำลังจุดคราก (Yield Strength)	2450	กก./ตร.ม.
กำลังดึงประลัย (Ultimate Strength)	4000	กก./ตร.ม.
ความหนาแน่น (Density)	7850	กก./ลบ.ม.
โมดูลัสยืดหยุ่น (Elastic Modulus)	$2.1 \times 10^6$	กก./ตร.ม.
น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load) รับพื้นทำงานตัวใน)*	110.17	กก./ม. (สำหรับคานรับพื้นทำงานตัวใน)*
น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load) รับพื้นทำงานตัวนอก)*	91.13	กก./ม. (สำหรับคานรับพื้นทำงานตัวนอก)*
การโก่งตัวที่ยอมให้ของคานยื่น	L/150	
การโก่งตัวที่ยอมให้ของคานช่วงเดียว	L/300	

ตัวอย่างที่ 3.1 คำนวณหาหน้าตัดเหล็กกล่อง ชั้นคุณภาพ STKR400 ( $F_y = 2450$  ksc,  $F_u = 4000$  ksc.) มีระยะจุดรองรับแสดงตามรูปที่ 3.9 และ Live Load ( $W_0$ ) = 110.17 กก./ม.



รูปที่ 3.9 แสดงตำแหน่งจุดรองรับของคานรับพื้นทำงาน (มิติเป็นเมตร)

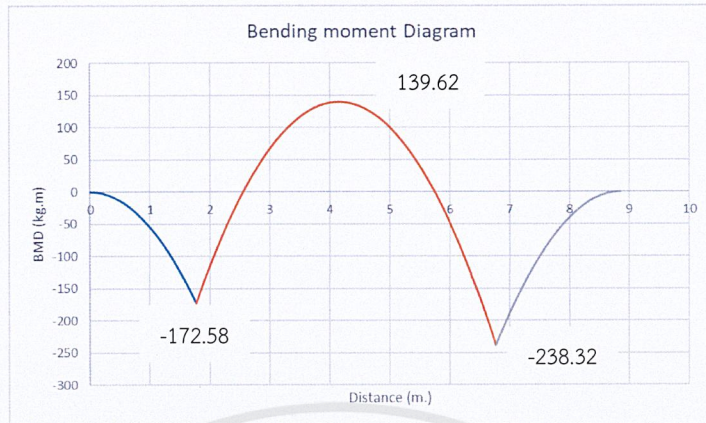
หมายเหตุ \* ค่าที่ได้มาจาก Reaction ในภาคผนวก ก. รูปที่ 1 รายการคำนวณของพื้นทำงาน (Working Platform)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษานั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



หาค่า Moment Max. โดยไม่คำนึงถึงน้ำหนักของเหล็กกล่อง

จะได้ Moment Max = 238.32 กก.-ม. ที่จุดรองรับที่ 2 ดังรูปที่ 3.10



รูปที่ 3.10 แสดงกราฟ Bending Moment Diagram โดยไม่คำนึงน้ำหนักของเหล็กกล่อง สำหรับโครงสร้างชั่วคราว (Temporary Structure)

$$\text{หน่วยแรงดัดที่ยอมให้มากที่สุด} = 1.25(0.60F_y) = 1837.5 \text{ กก./ตร.ม.}$$

$$\text{หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้มากที่สุด} = 1.25(0.40F_y) = 1225.0 \text{ กก./ตร.ม.}$$

หาขนาดหน้าตัดของเหล็กกล่อง

$$\text{จากสมการ} \quad M = 1.25(0.6F_y)S_x = 238.32 \times 100 \text{ กก.-ซม.}$$

$$S_x = \frac{238.32 \times 100}{1.25 \times 0.6 \times 2450}$$

$$\text{ต้องการ } S_x \text{ อย่างน้อย} = 12.97 \text{ ซม.}^3$$

$$\text{เลือกขนาดหน้าตัด } 150 \times 75 \times 3.2 ; S_x = 55.54 \text{ ซม.}^3, A = 13.99 \text{ ซม.}^2$$

,  $I = 416.57 \text{ ซม.}^4$ , น้ำหนัก = 10.98 กก./ม.\* (สาเหตุที่เลือกใช้เหล็กกล่องที่มีความสูง 15 ซม. คือเพื่อไม่ให้เป็นอุปสรรคสำหรับคนทำงาน เนื่องจากระยะห่างสำหรับครนสูงประมาณ 10 ซม. ดังรูปที่ 3.8)

ตรวจสอบหน้าตัดใหม่ โดยคำนึงถึงน้ำหนักของเหล็กกล่อง

$$\text{จะได้ LOAD} = 110.17 + 10.98 = 121.15 \text{ กก./ม.}$$

$$\text{Moment Max.} = 262.07 \text{ กก.-ม. ที่จุดรองรับ (Support) 2*}$$

$$\text{จะได้ } S_x \text{ อย่างน้อย} = 14.26 \text{ ซม.}^3 < 55.54 \text{ ซม.}^3$$

ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือน (Shear Stress) (LOAD = 121.15 กก./ม.)

$$\text{ได้ Shear Force Max.} = 317.34 \text{ กก. ที่ } X = 6.77 \text{ ม.*}$$

Transverse Shear Stress ที่เกิดขึ้น

$$\frac{V}{A} = \frac{317.34}{13.99} = 22.68 \text{ ksc.} < 1225.0 \text{ ksc.}$$

หมายเหตุ\* ค่าที่ได้มาจากภาคผนวก ก. รูปที่ 1 รายการคำนวณของพื้นทำงาน (Working Platform)



Longitudinal Shear Stress ที่เกิดขึ้น

$$\frac{VQ}{It} = \frac{317.34 \times (2 \times 0.32 \times 7.5 \times 3.75 + 0.32 \times 6.86 \times 5.9)}{416.57 \times 2 \times 0.32} = 36.84 \text{ กก./ตร.ม.} < 1225.0 \text{ กก./ตร.ม.}$$

ตรวจสอบกำลังรับแรงดัด (Bending Stress)

Bending Stress ที่เกิดขึ้น

$$\frac{Mc}{I} = \frac{262.08 \times 100 \times 7.5}{416.57} = 471.85 \text{ กก./ตร.ม.} < 1837.5 \text{ กก./ตร.ม.}$$

ตรวจสอบการโก่งตัว (โดยวิธี Conjugated Beam)

$$\text{ค่าการโก่งตัวที่ยอมให้สำหรับช่วง X1} = 1.18 \text{ ซม.} * (L/150)$$

$$\text{ค่าการโก่งตัวที่ยอมให้สำหรับช่วง X2} = 1.67 \text{ ซม.} * (L/300)$$

$$\text{ค่าการโก่งตัวที่ยอมให้สำหรับช่วง X3} = 1.39 \text{ ซม.} * (L/150)$$

$$\text{การโก่งตัวที่เกิดขึ้นสำหรับช่วง X1} = 0.03 \text{ ซม.} * < 1.18 \text{ ซม.}$$

$$\text{การโก่งตัวที่เกิดขึ้นสำหรับช่วง X2} = 0.29 \text{ ซม.} * < 1.67 \text{ ซม.}$$

$$\text{การโก่งตัวที่เกิดขึ้นสำหรับช่วง X3} = 0.24 \text{ ซม.} * < 1.39 \text{ ซม.}$$

สำหรับรายการคำนวณของคานรับพื้นทำงาน (Working Platform Girder) ดูที่ ภาคผนวก ก. รูปที่ 1

ตรวจสอบเหล็กค้ำนอน (Cross Bar) ชั้นคุณภาพ S235 ( $F_y = 2350 \text{ ksc.}$ ,  $F_u = 4000 \text{ ksc.}$ ) และสลักเกลียว (Bolt) M24 ชั้นคุณภาพ 8.8 หรือเทียบเท่า

$$\text{แรงมากที่สุดที่กระทำ} = 569.33 \text{ กก.} ** = 0.57 \text{ ตัน}$$

$$\begin{aligned} \text{กำลังรับแรงกดที่รูเจาะยอมให้} &= (1.2F_u)(dt) = 1.2(4000)(2.4 \times 2 \times 0.32) \\ &= 7.37 \text{ ตัน} > 0.57 \text{ ตัน} \end{aligned}$$

กำลังรับแรงเฉือนที่ยอมให้ของ Bolt M24 กรณีเกลียวอยู่ในระนาบเฉือน

$$\begin{aligned} &= F_{nv} A_b = 2(2100)(\pi \times 2.4^2 / 4) \\ &= 19.00 \text{ ตัน} > 0.57 \text{ ตัน} \end{aligned}$$

กำลังรับแรงเฉือนที่ยอมให้ของ Bolt M24 กรณีเกลียวอยู่ในระนาบเฉือน

$$\begin{aligned} &= F_{nv} A_b = 2(1470)(\pi \times 2.4^2 / 4) \\ &= 13.30 \text{ ตัน} > 0.57 \text{ ตัน} \end{aligned}$$

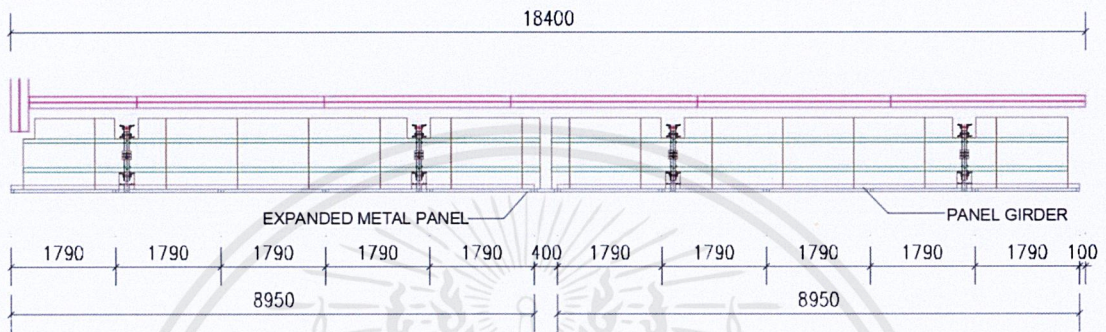
ดังนั้น สำหรับคานรับพื้นทำงาน (Working Platform Girder) ใช้เหล็กกล่องขนาด 150x75x3.2 ความยาว 8.85 เมตร ชั้นคุณภาพ STKR400 หรือเทียบเท่า

หมายเหตุ\* ค่าที่ได้มาจากภาคผนวก ก. รูปที่ 1 รายการคำนวณของพื้นทำงาน (Working Platform)

\*\* ค่าที่ได้มาจาก Reaction ที่ Support 2 ในภาคผนวก ก. รูปที่ 1 รายการคำนวณของพื้นทำงาน (Working Platform)

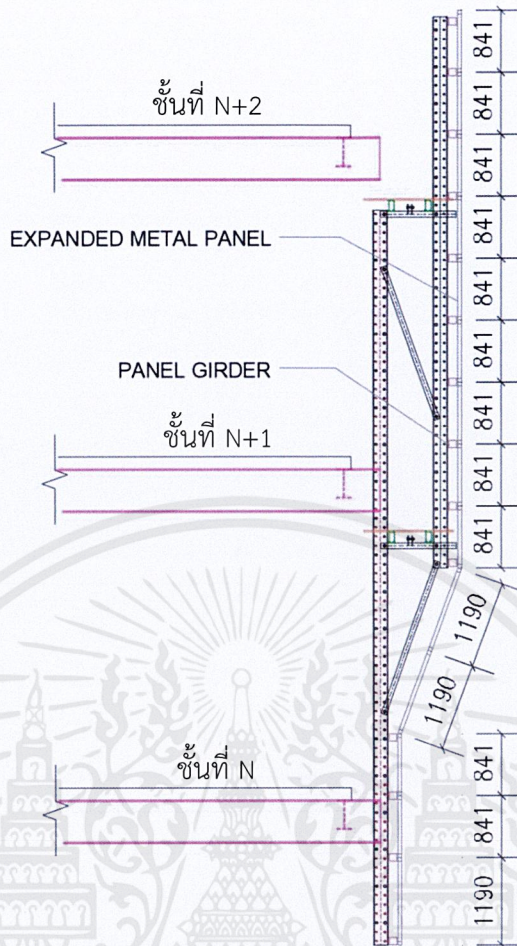


4. จัดวางแผงตะแกรงเหล็กฉีกให้แต่ละระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing มีขนาดแผงที่คล้ายกัน โดยให้เลือกแผงตะแกรงเหล็กฉีกที่เหมาะสมกับความกว้างของอาคาร และมีจำนวนเพียงพอ ทางผู้จัดทำเลือกใช้ขนาด 841x1790, 1190x1790, 841x400 และ 1190x400 (แผง 2 ขนาดสุดท้ายใช้สำหรับปิดช่องว่างระหว่าง 2 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing) และเลือกใช้คานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel Girder) ความยาวเท่ากับความยาวรวมของแผงตะแกรงเหล็กฉีก คือ 8.95 เมตร ดังรูปที่ 3.11



รูปที่ 3.11 Top View แสดงการจัดวางตำแหน่งแผงตะแกรงเหล็กฉีกและคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (มิติเป็น มม.)

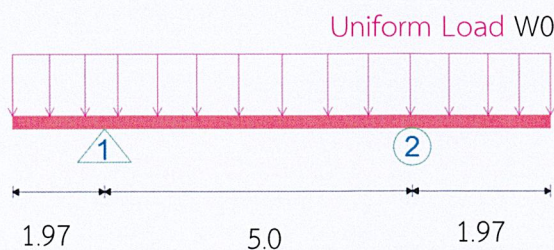




รูปที่ 3.12 Side View แสดงการจัดวางตำแหน่งแผงตะแกรงเหล็กฉีกและคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (มิติเป็น มม.)

จากนั้นคำนวณหาขนาดหน้าตัดของคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel Girder) โดยพิจารณาน้ำหนัก (Load) ที่กระทำคือ น้ำหนักจากแผงตะแกรงเหล็กฉีก(ในทิศแรงโน้มถ่วงของโลก) และแรงลม(ในทิศตั้งฉากกับแกน Y)

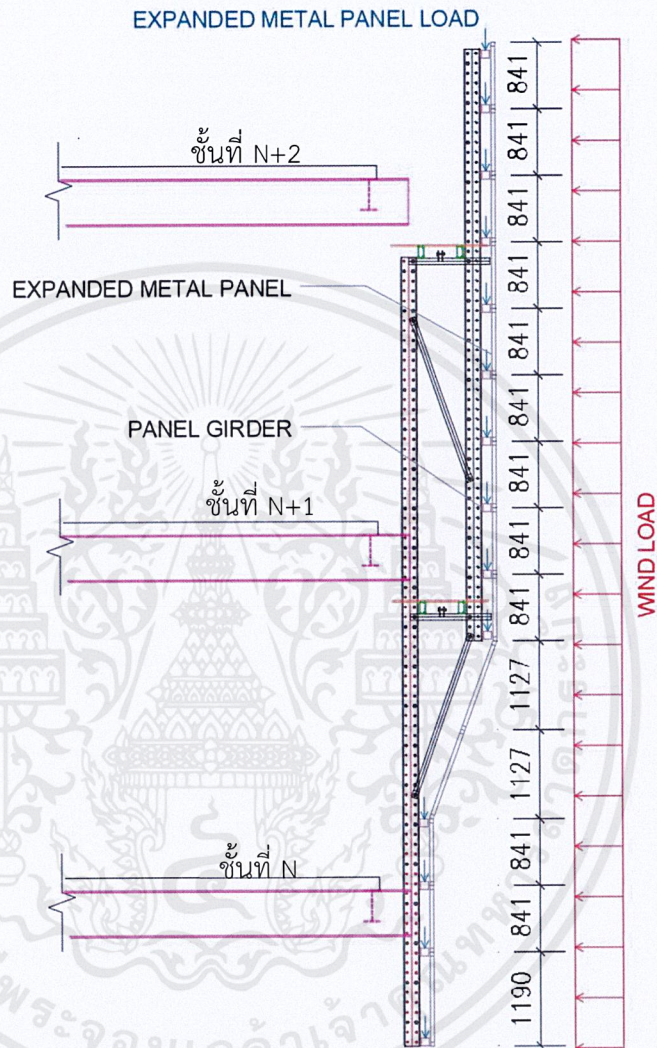
ตัวอย่างที่ 3.2 คำนวณหาหน้าตัดเหล็กกล่อง ชั้นคุณภาพ STKR400 ( $F_y = 2450$  ksc,  $F_u = 4000$  ksc.) มีระยะ Support แสดงตามรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.13 แสดงตำแหน่งจุดรองรับของคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (หน่วยเป็นเมตร)



หาหน้าหนักกระทำ (Load) สำหรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก ซึ่งมีหน้าหนักกระทำ 2 ทิศทางคือ น้ำหนักจากแผงตะแกรงเหล็กฉีก (หน่วย กก./ม.) ในแนวตั้ง (ตามแรงโน้มถ่วงของโลก) และ หน่วยแรงลม ในทิศทางตั้งฉากกับแผงตะแกรงเหล็กฉีกในทิศตั้งฉากกับแกน Y (หน่วย กก./ตร.ม.) ดังรูปที่ 3.14



รูปที่ 3.14 แสดงแรงที่กระทำกับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก

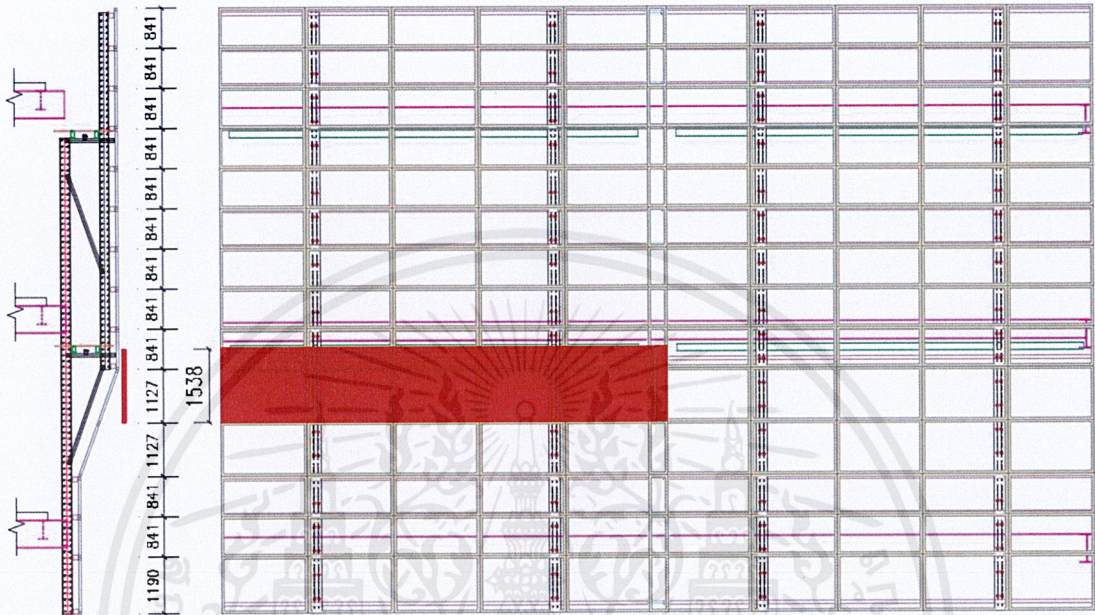
หาหน้าหนักกระทำเนื่องจาก หน่วยแรงลม ซึ่งอ้างอิงตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมอาคาร พ.ศ.2544 สำหรับอาคารสูงเกิน 80 เมตร คือ 200 กก./ตร.ม. โดยคิดค่าเปอร์เซ็นต์ลมผ่านแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Permeability of Wind) = 50%

$$\begin{aligned} \text{จะได้หน่วยแรงลม} &= 1.3 \times \text{WL} \times \text{Permeability of Wind} \\ &= 1.3 \times 200 \times (1-0.5) = 130 \text{ กก./ตร.ม.} \end{aligned}$$

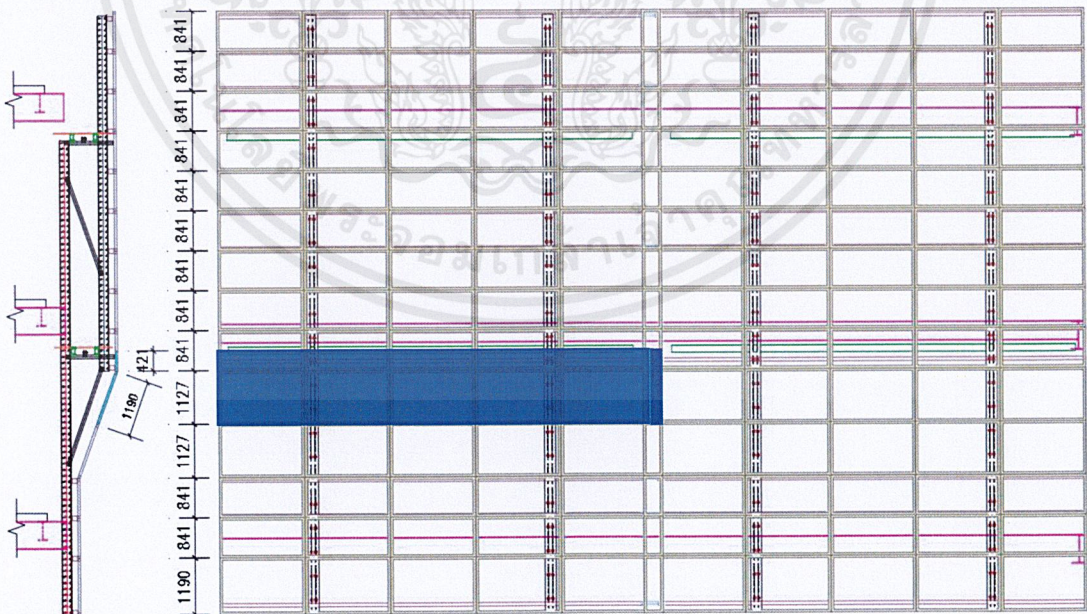
หาหน้าหนักของแผงตะแกรงเหล็กฉีกแต่ละขนาด โดยส่วนประกอบของแผงตะแกรงเหล็กฉีก 1 ตัว ประกอบด้วยกรอบที่ทำมาจากเหล็กกล่องขนาด 50x50x2.3 หนัก 3.04 กก./ม. และตะแกรงเหล็กฉีก XS42 หนัก 4.1 กก./ตร.ม.



พิจารณาหาบริเวณที่คานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก 1 ตัว รับแรงเนื่องจากลมมากที่สุด (บริเวณที่ระบายสีแดงในรูป 3.15) และ รับแรงเนื่องจากแผงตะแกรงเหล็กฉีก (บริเวณที่ระบายสีฟ้าในรูป 3.16) โดยวิธี Tributary Area เพื่อให้คานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกรับแรงในหน่วย กก./ม.



รูปที่ 3.15 แสดงพื้นที่ที่แรงลมกระทำต่อ 1 คานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (มิติเป็น ม.ม.)



รูปที่ 3.16 แสดงพื้นที่น้ำหนักจากแผงตะแกรงเหล็กฉีกกระทำต่อ 1 คานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (มิติเป็น ม.ม.)



จากรูปที่ 3.15 จะเห็นว่าคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกรับน้ำหนักจากแรงลม = 130 กก./ตร.ม. × 1.54 ม. = 200 กก./ม. (ในทิศตามแรงโน้มถ่วงของโลก)

จากรูปที่ 3.16 จะเห็นว่าคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกรับน้ำหนักจากแผงตะแกรงเหล็กฉีกขนาด 841×1790, 841×400, 1190×1790 และ 1190×400 ประมาณ 50%, 50%, 100% และ 100% ของน้ำหนักต่อ 1 แผงตะแกรงเหล็กฉีก ตามลำดับ

$$\begin{aligned} \text{น้ำหนักของแผงตะแกรงเหล็กฉีกขนาด } 841 \times 1790 &= 23.75 \text{ กก.}^* \\ 841 \times 400 &= 9.67 \text{ กก.}^* \\ 1190 \times 1790 &= 28.64 \text{ กก.}^* \\ 1190 \times 400 &= 12.57 \text{ กก.}^* \end{aligned}$$

น้ำหนักของแผงตะแกรงเหล็กฉีกที่กระทำกับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก = 217.56 กก. (ต่อพื้นที่ 2.21 ม. × 2.19 ม.) หรือเท่ากับ 24.31 กก./ม. แต่เนื่องจากยังไม่ทราบน้ำหนักของตัวยึดแผง จึงเพื่อเพิ่มขึ้นอีก 5% จะได้  $1.05 \times 24.31 = 25.52$  กก./ม.

ดังนั้น น้ำหนักที่กระทำต่อคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกจากแรงลม = 200 กก./ม. และจากน้ำหนักของแผงตะแกรงเหล็กฉีก = 25.52 กก./ม.

ใช้น้ำหนักจากแรงลมที่กระทำตั้งฉากกับแกน Y (200 กก./ม.) ในการออกแบบหน้าตัดคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก

หาค่า Moment Max. โดยไม่คำนึงถึงน้ำหนักของเหล็กกล่อง (เนื่องจากทิศทางของแรงลมคนละทิศกันกับน้ำหนักเหล็กกล่อง)

$$\text{จะได้ Moment Max} = -390.06 \text{ กก.-ม. ที่จุดรองรับ (Support)}^*$$

สำหรับโครงสร้างชั่วคราว (Temporary Structure)

$$\text{หน่วยแรงดัดที่ยอมให้มากที่สุด} = 1.25(0.60F_y) = 1837.5 \text{ กก./ตร.ม.}$$

$$\text{หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้มากที่สุด} = 1.25(0.40F_y) = 1225.0 \text{ กก./ตร.ม.}$$

หาขนาดหน้าตัดของเหล็กกล่อง

$$\text{จากสมการ} \quad M = 1.25(0.6F_y)S_x = 390.06 \times 100 \text{ กก.-ซม.}$$

$$S_x = \frac{390.06 \times 100}{1.25 \times 0.6 \times 2450}$$

$$\text{ต้องการ } S_x \text{ อย่างน้อย} = 21.23 \text{ ซม.}^3$$

$$\begin{aligned} \text{เลือกขนาดหน้าตัด } 75 \times 75 \times 4.5 ; S_x &= 28.15 \text{ ซม.}^3, A = 12.69 \text{ ซม.}^2, I \\ &= 105.55 \text{ ซม.}^4, \text{ น้ำหนัก} = 9.96 \text{ กก./ม.}^* \end{aligned}$$

หมายเหตุ\* ค่าที่ได้มาจากภาคผนวก ก. รูปที่ 4 รายการคำนวณของคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Panel Girder) เนื่องจากแรงลม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการ 70 ษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



### ตรวจสอบ Shear Stress ของเหล็กกล่อง (LOAD = 200 กก./ม.)

ได้ Shear Force Max. = 500 กก. ที่ X = 1.98 และ 6.98 ม.\*

Transverse Shear Stress ที่เกิดขึ้น

$$\frac{V}{A} = \frac{500}{12.69} = 39.40 \text{ กก./ตร.ม.} < 1225.0 \text{ กก./ตร.ม.}$$

Longitudinal Shear Stress ที่เกิดขึ้น

$$\frac{VQ}{It} = \frac{500 \times (2 \times 0.45 \times 3.75 \times 1.875 + 0.45 \times 6.60 \times 3.525)}{105.55 \times 2 \times 0.45} = 88.41 \text{ กก./ตร.ม.} < 1225.0 \text{ กก./ตร.ม.}$$

### ตรวจสอบ Bending Stress ของเหล็กกล่อง

Bending Stress ที่เกิดขึ้น

$$\frac{Mc}{I} = \frac{500 \times 100 \times 3.75}{105.55} = 1776.41 \text{ กก./ตร.ม.} < 1837.5 \text{ กก./ตร.ม.}$$

### ตรวจสอบการโก่งตัว (โดยวิธี Conjugated Beam) ของเหล็กกล่อง

ค่าการโก่งตัวที่ยอมให้สำหรับช่วง X1 = 1.32 ซม.\* (L/150)

ค่าการโก่งตัวที่ยอมให้สำหรับช่วง X2 = 2.00 ซม.\* (L/250)

ค่าการโก่งตัวที่ยอมให้สำหรับช่วง X3 = 1.32 ซม.\* (L/150)

การโก่งตัวที่เกิดขึ้นสำหรับช่วง X1 = 1.12 ซม.\* < 1.32 ซม.

การโก่งตัวที่เกิดขึ้นสำหรับช่วง X2 = 1.84 ซม.\* < 2.00 ซม.

การโก่งตัวที่เกิดขึ้นสำหรับช่วง X3 = 1.12 ซม.\* < 1.32 ซม.

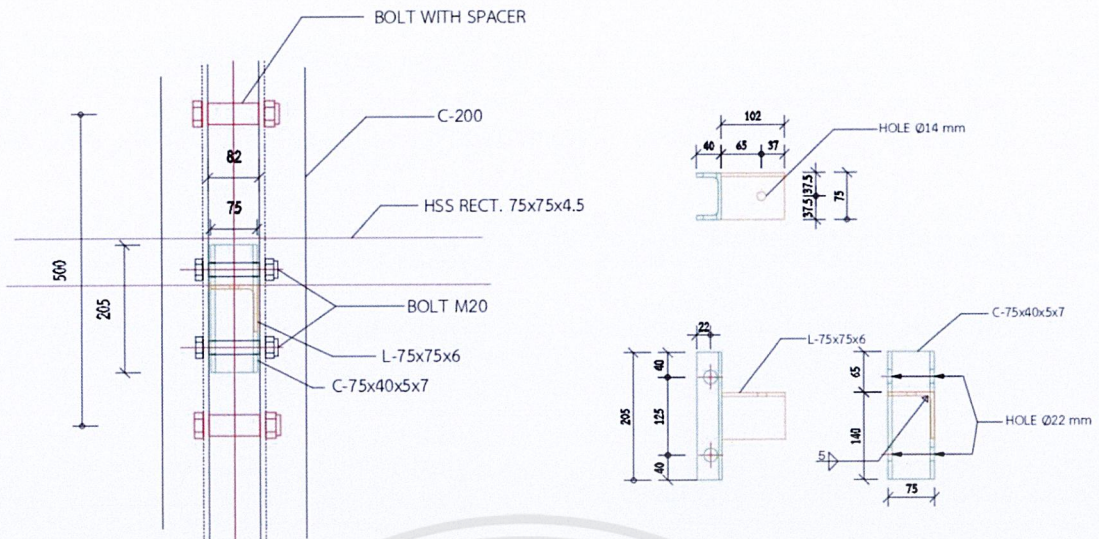
สำหรับรายการคำนวณของคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Panel Girder) ดังที่  
ภาคผนวก ก. รูปที่ 4

**ตัวอย่างที่ 3.3** ออกแบบจุดรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Support of Expanded Metal Panel Girder) ซึ่งทางผู้จัดทำได้ขอสรุปว่า ใช้เหล็กทรงน้ำ (Channel Steel) ขนาด 75x40x5x7 ( $A = 8.82 \text{ cm}^2$ ,  $I_x = 75.3 \text{ cm}^4$ ,  $I_y = 12.2 \text{ cm}^4$ ,  $S_x = 20.1 \text{ cm}^3$ ,  $S_y = 4.47 \text{ cm}^3$ ) และเหล็กฉาก (Angle Steel) ขนาด 75x75x6 ( $A = 8.73 \text{ cm}^2$ ,  $I_x = I_y = 46.1 \text{ cm}^4$ ,  $S_x = S_y = 8.47 \text{ cm}^3$ ) ชั้นคุณภาพ SS400 ( $F_y$  2450 ksc.,  $F_u = 4000 \text{ ksc.}$ ) ซึ่งจะยึดด้วยสลักเกลียว (Bolt) M20 และ สลักเกลียว (Bolt) M24 ของ รางปีน (Rail Climbing) ซึ่งโครงเฟรม (Frame) อ้างอิงมาจากบริษัทหนึ่งของประเทศเยอรมนี ซึ่งได้แสดงตามรูปที่ 3.17

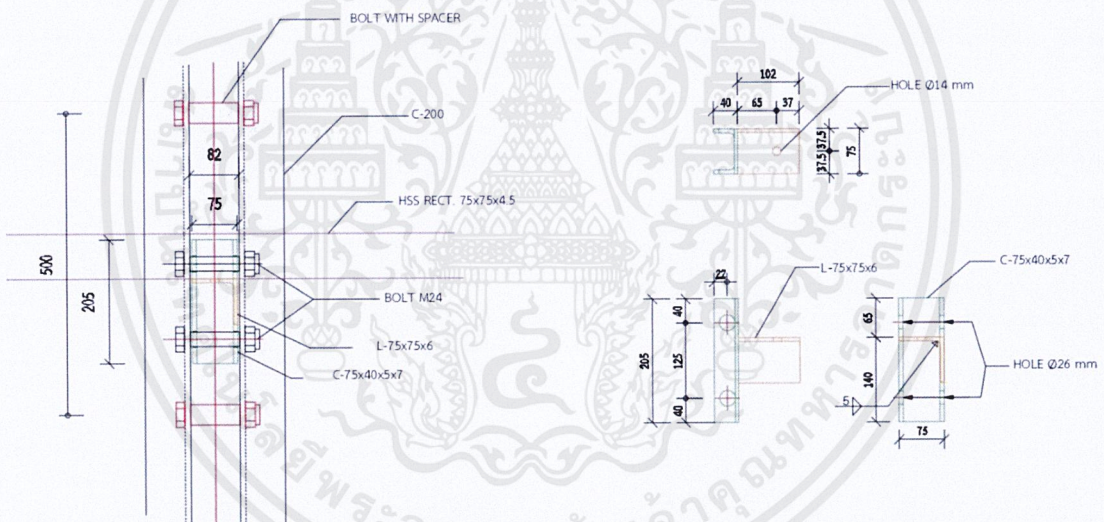
หมายเหตุ\* ค่าที่ได้มาจากภาคผนวก ก. รูปที่ 4 รายการคำนวณของคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Panel Girder) เนื่องจากแรงลม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการ 71 เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้





(ก.) รายละเอียดจุดรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Support of Panel Expanded Metal Girder) ยึดด้วยสลักเกลียว M20 (มิติเป็น มม.)

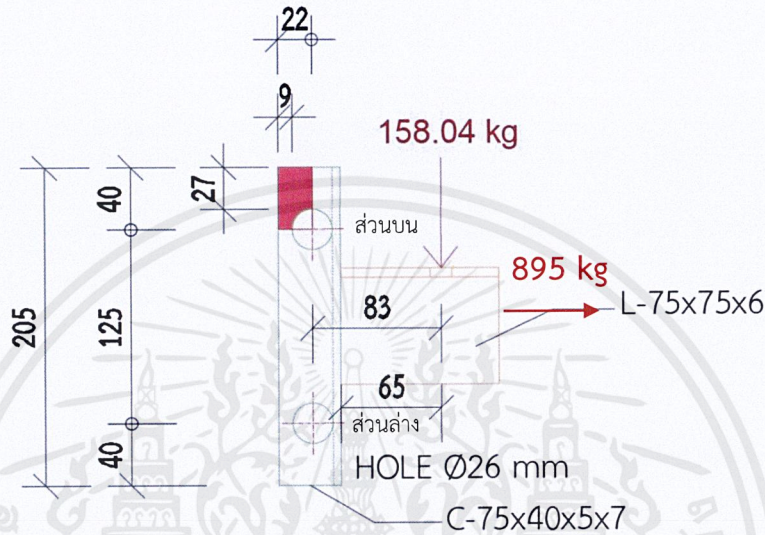


(ข.) รายละเอียดจุดรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Support of Expanded Metal Panel Girder) ยึดด้วยสลักเกลียว M24 (มิติเป็น มม.)

รูปที่ 3.17 แสดงรายละเอียดของจุดรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกที่ยึดด้วยสลักเกลียว M20 และสลักเกลียว M24



เลือกการตรวจสอบจุดรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Support of Expanded Metal Panel Girder) ที่สลักเกลียว M24 (เนื่องจากมีระยะขอบรูห่างจากขอบของชิ้นส่วนน้อยที่สุด) ซึ่งน้ำหนักที่จุดรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกรับ จะเป็นน้ำหนักจากทิศแรงโน้มถ่วง = 158.04 กก. (0.16 ตัน) และแรงดึงจากแรงลม = 895 กก. (0.90 ตัน) โดยกำหนดให้แรงดึงจากลมกระทำที่จุดศูนย์กลางของเหล็กรางน้ำและเหล็กฉาก แสดงในรูปที่ 3.18



รูปที่ 3.18 แสดงรายละเอียดสำหรับตรวจสอบจุดรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Support of Expanded Metal Panel Girder) (มิติเป็น มม.)

น้ำหนักของเหล็กรางน้ำและเหล็กฉาก =  $(6.92 \times 0.205) + (8.85 \times 0.102) = 2.32$  กก.

เนื่องจากแรงในแนวตั้ง =  $158.04 + 2.32 = 160.36$  กก. (0.16 ตัน)

ที่เหล็กรางน้ำ (Channel Steel);

หาแรงลัพท์เนื่องจากแรงเยื้องศูนย์กลาง 1 จุด ที่สลักเกลียว M24

โมเมนต์จากแรงเยื้องศูนย์กลาง =  $Pe = 0.16 \times 8.3 = 1.33$  ตัน-ซ.ม.

$\sum d^2 = \sum h^2 + \sum v^2 = 0 + 2 \times 6.25^2 = 78.13$  ซม.<sup>2</sup>

ดังนั้น แรงเนื่องจากโมเมนต์ =  $\frac{Mv}{\sum d^2} = \frac{1.33 \times 6.25}{78.13} = 0.11$  ตัน (แนวราบ)

แรงเนื่องจาก 0.16 ตัน =  $0.16/4 = 0.04$  ตัน (แนวตั้ง)

แรงเนื่องจาก 0.90 ตัน =  $0.90/4 = 0.23$  ตัน (แนวราบ)

ดังนั้น แรงลัพท์มากที่สุดที่กระทำต่อ 1 จุด ที่สลักเกลียว =  $\sqrt{H^2 + V^2} =$

$\sqrt{(0.11 + 0.23)^2 + (0.04)^2} = 0.33$  ตัน



สำหรับการตรวจสอบที่สลักเกลียวนี้ ผู้จัดทำได้ทำการตรวจสอบเฉพาะส่วนบน 1 จุดบนเหล็กทรงน้ำ (มี 4 จุดบนเหล็กทรงน้ำ คือ ส่วนบน 2 จุด และส่วนล่าง 2 จุด) สรุปได้ดังตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 แสดงค่าที่ยอมให้เมื่อตรวจสอบที่สลักเกลียว 1 จุด

หัวข้อในการตรวจสอบ	กรณีรับแรง ในแนวตั้ง (ตัน)	กรณีรับแรง ในแนวราบ (ตัน)
บล็อกแรงเฉือน (Block Shear) $(0.3F_u)(A_{nv}) + (0.5F_u)(A_{nt}) < (0.3F_y)(A_{gv}) + (0.5F_u)(A_{nt})$	3.32	4.91
แรงเฉือนออก (Tear Out) $(0.6F_u)(L_c t)$	4.54	1.51
แรงกดที่รูเจาะ (Bearing) $(1.2F_u)(dt)$	8.06	
กำลังรับแรงเฉือนสลักเกลียว M24 Grade 8.8 (เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน) $F_{nv} A_b$	6.65	
กำลังรับแรงเฉือนสลักเกลียว M24 Grade 8.8 (เกลียวไม่อยู่ในระนาบแรงเฉือน) $F_{nv} A_b$	9.50	

จากตารางที่ 3.1 แสดงให้เห็นว่าจุดรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก สามารถรับน้ำหนักที่กระทำได้

สำหรับการหาขนาดขาของรอยเชื่อม การเชื่อมเป็นการเชื่อมแบบพอก (Fillet Welding) ลวดเชื่อม E60 ( $F_{EXX} = 4200$  ksc.) เชื่อมทั้ง 2 ด้าน

$$\text{หน่วยแรงเฉือนในแนวตั้ง} = \frac{P}{A} = \frac{158.04}{2 \times 15} = 5.27 \text{ กก./ซ.ม.}$$

$$\text{หน่วยแรงดึงในแนวราบ} = \frac{Mc}{I} + \frac{P}{A} = \frac{158.04 \times 6.5 \times (7.5 - \frac{7.5^2}{2 \times (7.7 + 7.5)})}{2 \times \frac{(7.5 + 7.5)^4 - 6 \times 7.5^2 \times 7.5^2}{12(7.5 + 7.5)}} + \frac{895}{2 \times 15} =$$

$$\frac{158.04 \times 6.5 \times (5.625)}{2 \times 175.78} + \frac{895}{2 \times 15} = 46.27 \text{ กก./ซ.ม.}$$

$$\text{หน่วยแรงลัพธ์} = \sqrt{(5.27)^2 + (46.27)^2} = 46.57 \text{ กก./ซ.ม.}$$

$$\text{กำลังของรอยเชื่อม E60 ขนาด 10 ม.ม.} = 1040 \text{ กก./ซ.ม.}$$

$$\text{ขนาดรอยเชื่อมที่ต้องการ} = 46.57 / 1040 = 0.04 \text{ ซ.ม. (0.4 ม.ม.)}$$



ดังนั้นใช้รอยเชื่อมขนาด 5 ม.ม. (เพื่อความแข็งแรงในการรับแรง)

$$\begin{aligned} & \text{กำลังของรอยเชื่อม E60 ขนาด 5 ม.ม. ที่ยอมให้} = 0.707(0.5)(0.3)(4200)(2 \times 15) \\ & = 13362 \text{ กก. (13.36 ตัน)} \end{aligned}$$

**ตรวจสอบหน่วยแรงเฉือน หน่วยแรงดึง และหน่วยแรงดัดในแผ่นเหล็ก**

หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้สำหรับโครงสร้างชั่วคราว =  $1.25(0.40F_y) = 1225 \text{ ksc.}$

$$\text{หน่วยแรงเฉือน } f_v = \frac{158.04}{8.73} = 18.10 \text{ ksc.} < 1225 \text{ ksc.}$$

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้สำหรับโครงสร้างชั่วคราว =  $1.25(0.60F_y) = 1837.5 \text{ ksc.}$

$$\text{หน่วยแรงดัด } f_b = \frac{158.04 \times 6.5}{8.47} = 121.28 \text{ ksc.} < 1837.5 \text{ ksc.}$$

หน่วยแรงดึงที่ยอมให้สำหรับโครงสร้างชั่วคราว =  $1.25(0.60F_y) = 1837.5 \text{ ksc.}$

$$\text{หน่วยแรงดึง } f_t = \frac{895}{8.73} = 102.52 \text{ ksc.} < 1837.5 \text{ ksc.}$$

5. หาน้ำหนักลงเฟรม (Frame) (โครงเฟรม (Frame) อ้างอิงมาจากบริษัทหนึ่งของประเทศเยอรมนี) ซึ่งจะนำไปวิเคราะห์หาค่าแรงปฏิกิริยา (Reaction) (สำหรับการออกแบบแผ่นประกบ (Gusset Plate) และ แผ่นเสริมกำลัง (Stiffener)) และแรงภายในโครงสร้างเฟรม โดยเฟรมเป็นโครงถัก (Truss) ที่เชื่อมต่อเป็นข้อต่อหมุน (Pin Joint) โดยให้จุดรองรับชั้นที่ N เป็นจุดรองรับแบบยึดหมุน (Pin Support) และจุดรองรับชั้นที่ N+1 เป็นจุดรองรับแบบล้อเลื่อน (Roller Support) โดยใช้โปรแกรม SAP2000 ดังรูปที่ 3.20 ซึ่งน้ำหนักที่ใช้ในการวิเคราะห์มีดังนี้

1. น้ำหนักของโครงเฟรม (Dead Load of Frame)
2. น้ำหนักจากพื้นทำงานและคานรับพื้นทำงาน โดยใช้แรงที่มากที่สุดของคานรับพื้นทำงานฝั่งในและฝั่งนอก
3. น้ำหนักจากแผงตะแกรงเหล็กฉีกและคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก
4. น้ำหนักจากแรงลมในทิศ X
5. น้ำหนักจากแรงลมในทิศ -X

และสำหรับกรณีการรวมแรง (Superposition) จะมีอยู่ 2 กรณี คือ

1. ใช้น้ำหนักที่ใช้ในการวิเคราะห์ข้อที่ 1.-3. และแรงลมในทิศ X
2. ใช้น้ำหนักที่ใช้ในการวิเคราะห์ข้อที่ 1.-3. และแรงลมในทิศ -X

หาน้ำหนักแผงกันตกและคานรับแผงกันตกของโครงเฟรม 1 เฟรม โดยพิจารณาส่วนที่คาดว่าจะให้น้ำหนักสุด



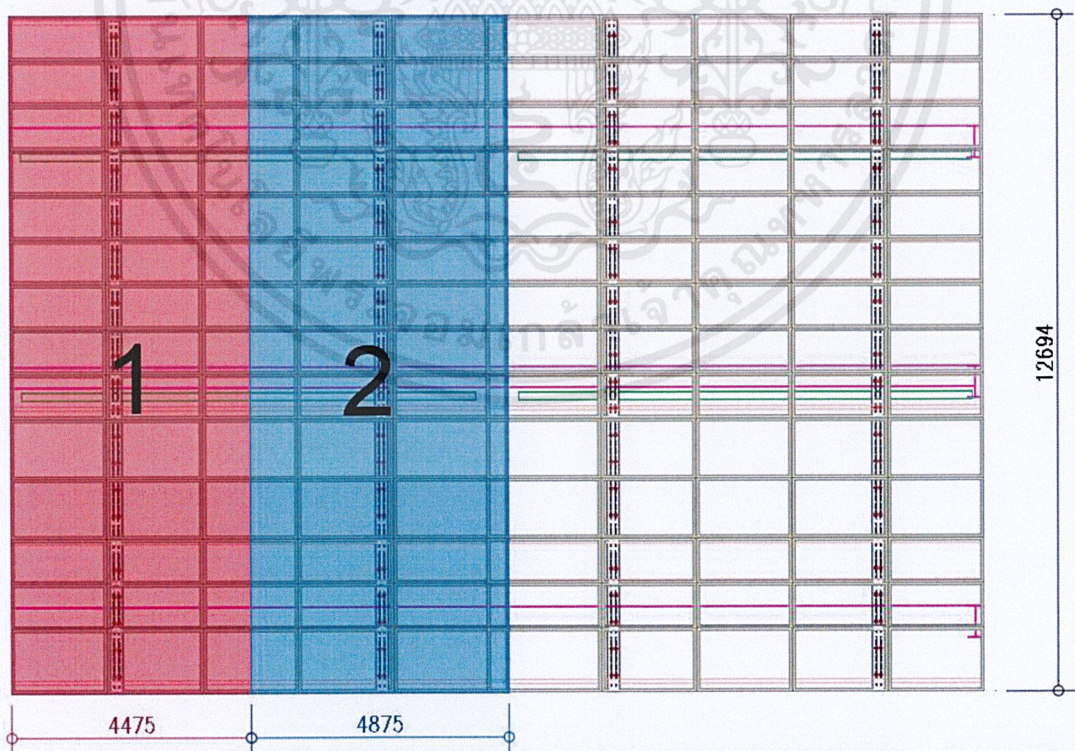
ตัวอย่างที่ 3.4 การหาน้ำหนักเนื่องจากน้ำหนักของแผงตะแกรงเหล็กฉีกและคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (ทิศตามแรงโน้มถ่วง) และแรงลม (130 กก/ตร.ม.) (ทิศตั้งฉากกับแกน Z)

น้ำหนักของแผงตะแกรงเหล็กฉีกและคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก

จะเห็นว่าโซนสีน้ำเงินตามรูปที่ 3.19 รับน้ำหนักมากที่สุด ซึ่งประกอบไปด้วยแผงตะแกรงเหล็กฉีกขนาด 841x1790, 1190x1790, 841x400 และ 1190x400 จำนวน 27.5 แผง, 7.5 แผง, 11 แผง และ 3 แผงตามลำดับ และมีคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก ขนาด 75x75x4.5 หน้า 9.96 กก./ม. ยาว  $8.95/2 = 4.475$  ม. เมื่อรวมน้ำหนักแล้วจะได้ 1635.91 กก.(ต่อ 4.475 ม. x 12.69 ม.) หรือถ่ายลงเฟรมได้เท่ากับ  $\frac{1635.91}{4.475 \times 12.69} \times 4.475 = 128.87$  กก./ม. และยังไม่ทราบน้ำหนักที่ยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกกับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก จึงเพื่อเพิ่มไปอีก 5% จะได้  $1.05 \times 128.87 = 135.32$  กก./ม. ในทิศตามแรงโน้มถ่วง ดังรูปที่ 3.17

น้ำหนักเนื่องจากหน่วยของแรงลม (130 กก/ตร.ม.)

จากโซนสีน้ำเงินตามรูปที่ 3.19 รับน้ำหนักเนื่องจากแรงลมมากที่สุด ดังนั้นหน่วยแรงลมที่กระทำกับเฟรมมากที่สุด  $= 130 \times 4.475 = 633.75$  กก./ม. ในทิศตั้งฉากกับเฟรม ดังรูปที่ 3.21 (ค.) และรูปที่ 3.21 (ง.)



รูปที่ 3.19 แสดงพื้นที่ถ่ายแรงลงเฟรมจากแรงลม และน้ำหนักของแผงตะแกรงเหล็กฉีกและคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (มิติเป็น มม.)



ตั้งน้ำหนักที่ใช้ในการวิเคราะห์มีดังนี้ (ดูรูปที่ 3.21)

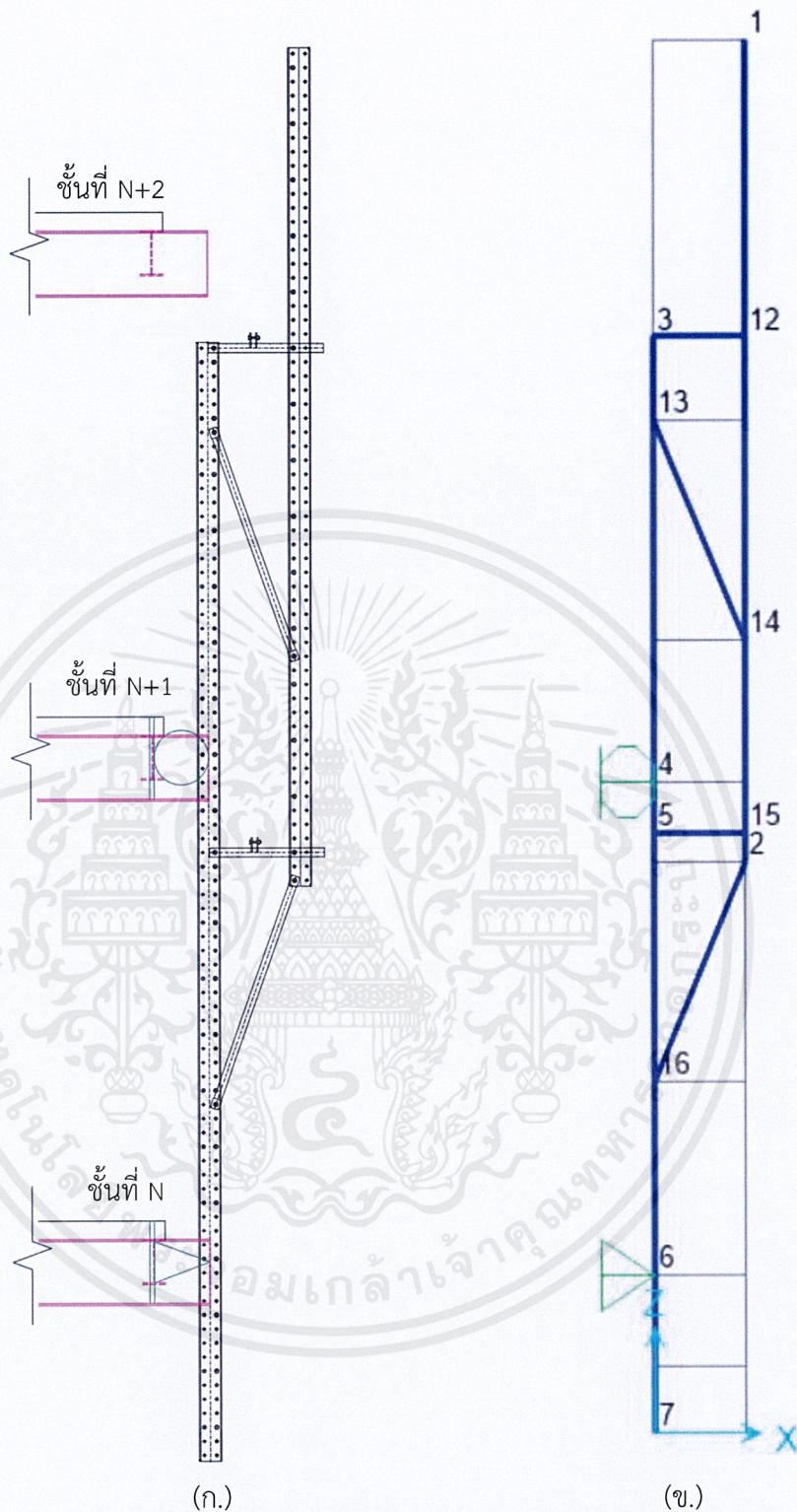
1. น้ำหนักของโครงเฟรม (Dead Load of Frame)
2. น้ำหนักจากพื้นทำงานและคานรับพื้นทำงาน โดยใช้แรงที่มากที่สุดของคานรับพื้นทำงานฝั่งใน = 569.33 กก.\* และฝั่งนอก = 479.87 กก.\*\*
3. น้ำหนักจากแผงตะแกรงเหล็กฉีกและคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก = 135.32 กก./ม. \*\*\*
4. น้ำหนักจากแรงลมในทิศ X = 633.75 กก./ม. \*\*\*\*
5. น้ำหนักจากแรงลมในทิศ -X = 633.75 กก./ม. \*\*\*\*



- หมายเหตุ \* ค่าที่ได้มาจาก Reaction ภาคผนวก ก. รูปที่ 2 รายการคำนวณของคานรับพื้นทำงานส่วนใน (Inside Working Platform Girder)
- \*\* ค่าที่ได้มาจาก Reaction ภาคผนวก ก. รูปที่ 3 รายการคำนวณของคานรับพื้นทำงานส่วนนอก (Outside Working Platform Girder)
- \*\*\* ค่าที่ได้มาจากน้ำหนักถ่ายลงเฟรมเนื่องจากแผงตะแกรงเหล็กฉีกและคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก ภาคผนวก ก. รูปที่ 5 รายการคำนวณของน้ำหนักถ่ายลงเฟรม (Load on Frame)
- \*\*\*\* ค่าที่ได้มาจากน้ำหนักถ่ายลงเฟรมเนื่องจากแรงลม ภาคผนวก ก. รูปที่ 5 รายการคำนวณของน้ำหนักถ่ายลงเฟรม (Load on Frame)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศีกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

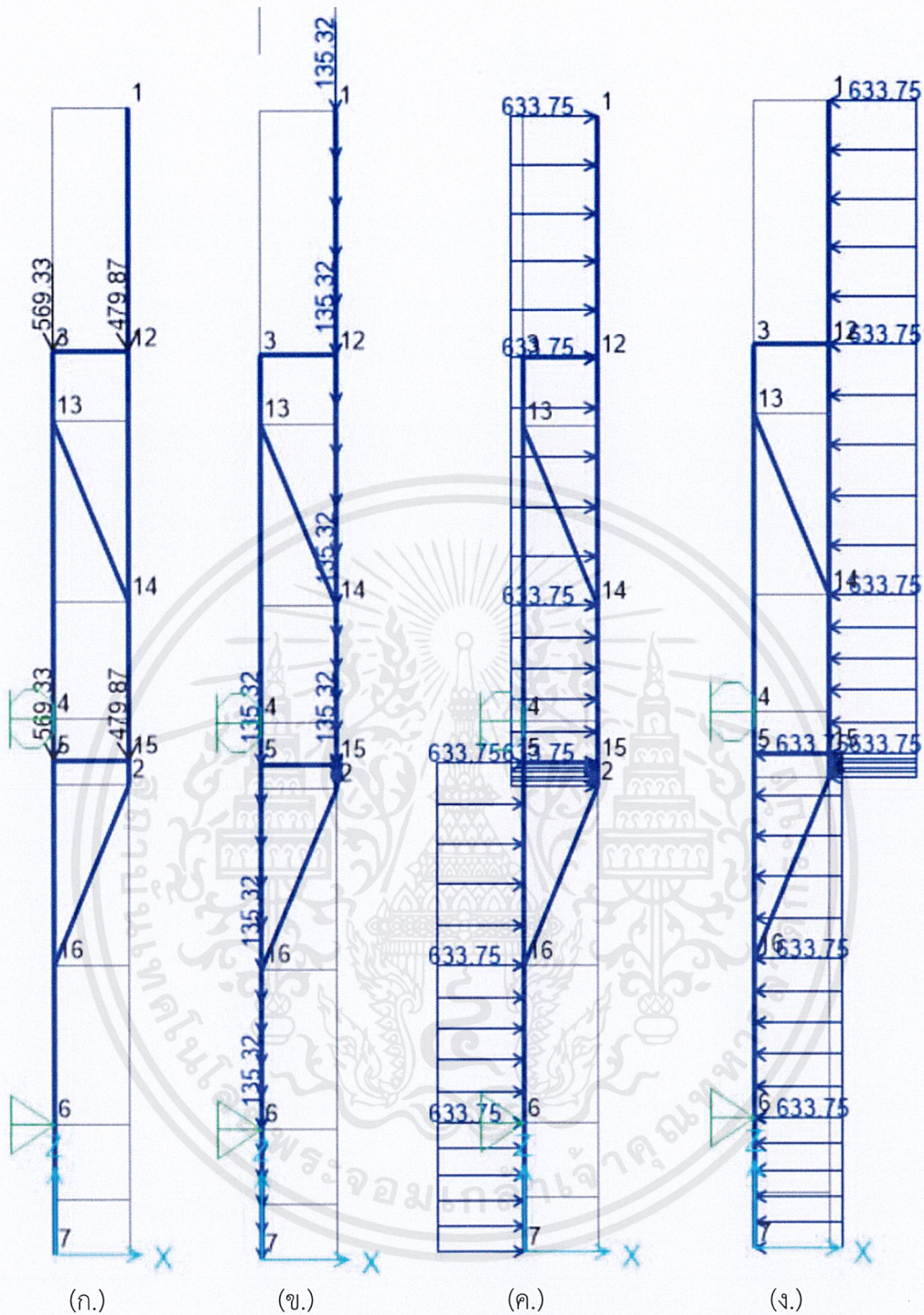




(ก.)  
 (ข.)  
**รูปที่ 3.20** โครงสร้างเฟรมสำหรับการวิเคราะห์แรง  
 (ก.) ในโปรแกรมเขียนแบบ และ (ข.) ในโปรแกรม SAP2000

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึ๗8 เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้





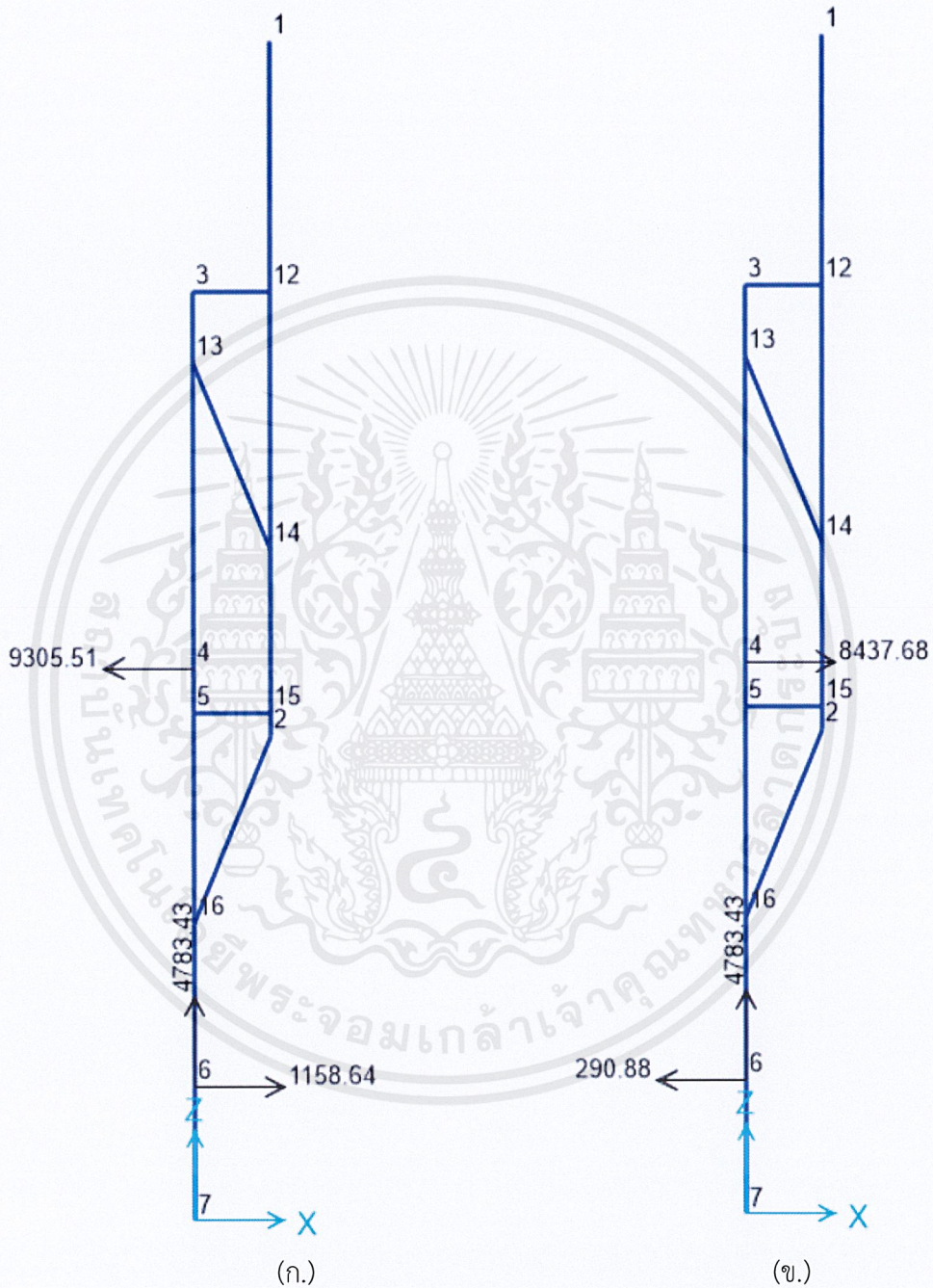
รูปที่ 3.21 แสดงชนิดของน้ำหนักรูปร่างที่ใช้วิเคราะห์เฟรม

- (ก.) น้ำหนักน้ำหนักจากพื้นทำงานและคานรับพื้น (หน่วย กก.)
- (ข.) น้ำหนักจากแผ่นตะแกรงเหล็กฉีกและคานรับแผ่นตะแกรงเหล็กฉีก (หน่วย กก./ม.)
- (ค.) น้ำหนักจากแรงลมทิศ  $x$  (หน่วย กก./ม.)
- (ง.) น้ำหนักจากแรงลมทิศ  $-x$  (หน่วย กก./ม.)



จากการวิเคราะห์เฟรม (Frame) โดยใช้โปรแกรม SAP2000 จะได้แรงปฏิกิริยา ของ  
วิธีการรวมแรง (Superposition) 2 กรณี (ดังรูปที่ 3.22) คือ

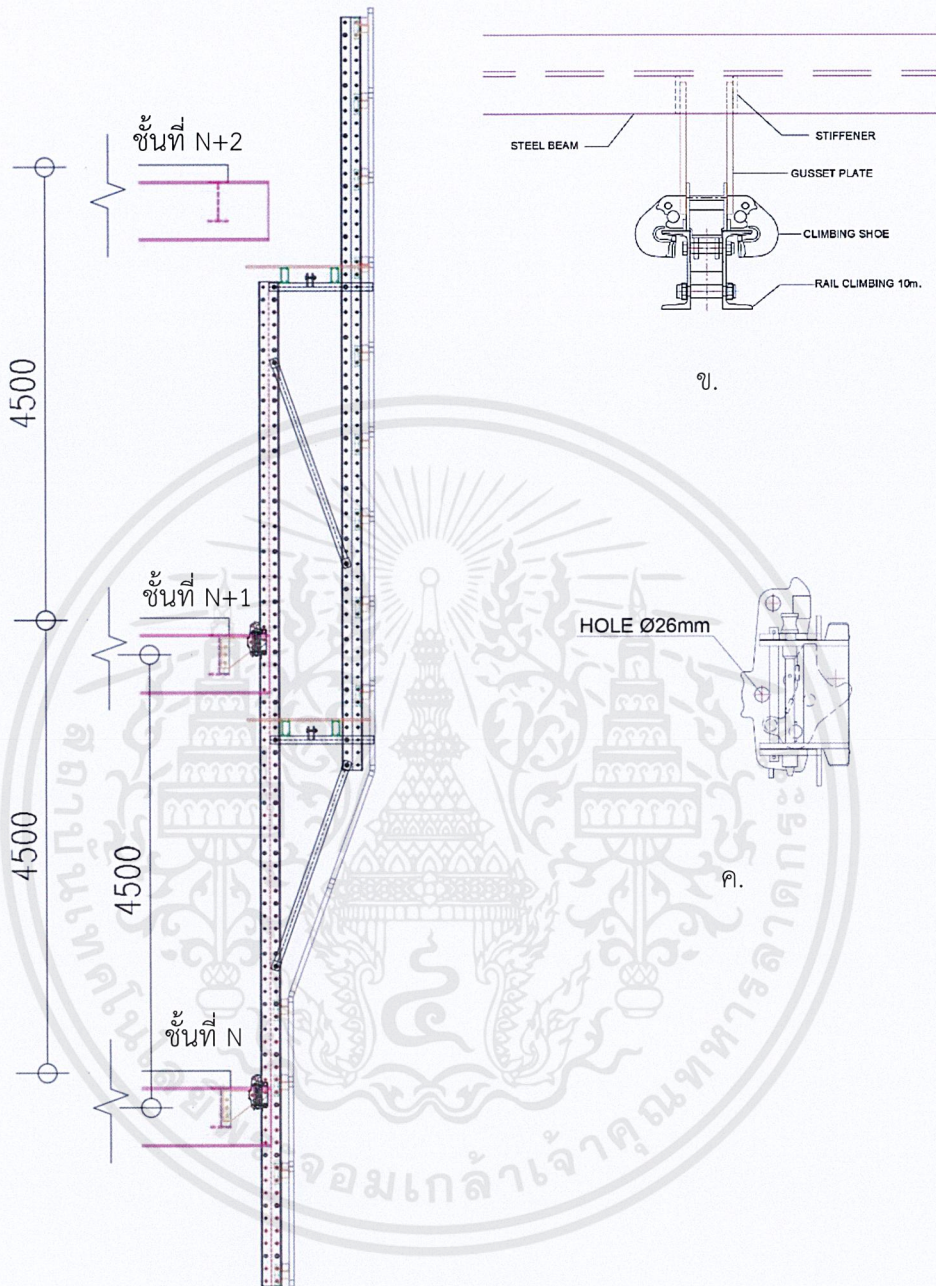
1. ใช้น้ำหนักที่ใช้ในการวิเคราะห์ข้อที่ 1.-3. และแรงลมในทิศ X
2. ใช้น้ำหนักที่ใช้ในการวิเคราะห์ข้อที่ 1.-3. และแรงลมในทิศ -X



รูปที่ 3.22 แสดงแรงปฏิกิริยาที่จุดรองรับของเฟรมของวิธีการรวมแรง  
(ก.) กรณีที่ 1 (หน่วย กก.)      (ข.) กรณีที่ 2 (หน่วย กก.)



ในการออกแบบแผ่นประกบ (Gusset Plate) ต้องศึกษาลักษณะและการจัดวางตำแหน่งที่จะติดตั้ง Climbing Shoe ดังรูป 3.23



ก. รูปที่ 3.23 แสดงการติดตั้งและลักษณะของ Climbing Shoe

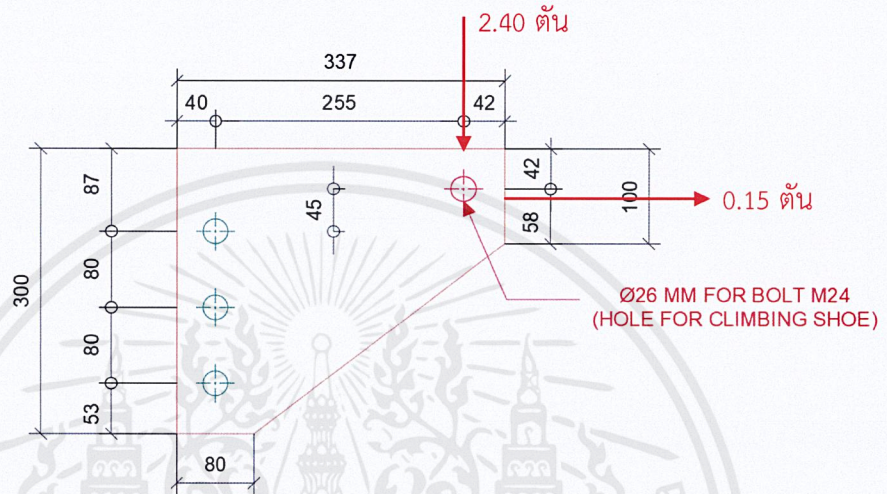
(ก.) ภาพรวมตำแหน่งที่ติดตั้ง Climbing Shoe (มิติเป็น มม.)

(ข.) Top View ในการยึด Climbing Shoe เข้ากับคานเหล็ก

(ค.) Side View ของ Climbing Shoe เพื่อให้เห็นรูที่ใช้ยึดระหว่าง Climbing Shoe กับแผ่นประกบ (Gusset Plate)



เลือกใช้แรงปฏิกิริยาที่จุดรองรับแบบยึดหมุน โดยวิธีการรวมแรงกรณีที่มี 2 จะได้แรงถ่ายทอดผ่านประกบ (Gusset Plate) ซึ่งจากรูปที่ 3.23 (ข.) ที่จุดยึด Climbing Shoe จะมี Gusset plate 2 แผ่น ดังนั้น 1 แผ่นจะได้แรงมาวิเคราะห์คือ 2.40 ตัน (ในแนวตั้ง) และ 0.15 ตัน (ในแนวราบ) จากนั้นทำการหาความหนาแผ่นประกบ โดยกำหนดขนาดรูสำหรับยึดเข้ากับ Climbing Shoe เส้นผ่านศูนย์กลาง 26 มม. (สลักเกลียวที่ Climbing shoe ยึดเป็นขนาด M24 ชั้นคุณภาพ 8.8) ดังรูปที่ 3.24



รูปที่ 3.24 แสดงการออกแบบแผ่นประกบ (Gusset Plate) (มิติเป็น มม.)

ตัวอย่างที่ 3.5 หาความหนาของแผ่นประกบ โดยใช้แผ่นเหล็กชั้นคุณภาพ SS400 ( $F_y = 2450 \text{ ksc.}$ ,  $F_u = 4000 \text{ ksc.}$ ) และสลักเกลียว M24 ชั้นคุณภาพ 8.8 สำหรับสลักเกลียวแบบกลุ่ม (Bolt Group) สำหรับยึดแผ่นประกบ (Gusset Plate) เข้ากับแผ่นเสริมแรง (Stiffener)

#### หาความหนาแผ่นประกบ

หน่วยแรงดิ่งที่ยอมให้ของแผ่นเหล็ก =  $1.25 \times 0.60 \times 2450 = 1837.5 \text{ ksc.}$

ต้องการแผ่นเหล็ก Gusset Plate ที่มีความหนาน้อย

$$F_t = \frac{Mc}{I} = \frac{M(L/2)}{\frac{1}{12}tL^3};$$

$$t = \frac{6M}{F_t L^2} = \frac{6(2.40 \times 25.5 + 0.15 \times 12.5)}{\frac{1837.5}{1000} \times 30^2} = 0.23 \text{ ซม. ใช้ } 15 \text{ มม. (เนื่องจาก}$$

ไม่ได้คิดแรงจากทางด้านข้าง และแผ่นประกบต้องเวียไน้ เมื่อทำการเลื่อนระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ขึ้นไปอีกชั้น)

ความหนาของแผ่นเหล็กเสริมแรง (Stiffener) ก็หาตามวิธีข้างต้น ดังนั้นใช้ความหนาของแผ่นเหล็กเสริมแรง (Stiffener) 12 มม.



หาจำนวนสลักเกลียว M24 จากกลุ่มของสลักเกลียว (Bolt Group) ที่มีระยะห่างระหว่างสลักเกลียวในแนวตั้ง 8 ซม. (รูสี่เหลี่ยมในรูปที่ 3.24) ดังตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 แสดงการหาจำนวนสลักเกลียว สำหรับสลักเกลียวที่เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือนและเกลียวไม่อยู่ในระนาบแรงเฉือนที่แผ่นประกบ ( $t = 15 \text{ mm}$ )

หัวข้อในการเปรียบเทียบ	เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน	เกลียวไม่อยู่ในระนาบแรงเฉือน
$F_{nt}$	3100 ksc.	
$F_{nv}$	1480 ksc.	2100 ksc.
กำลังรับแรงเฉือนที่ยอมให้ของสลักเกลียว 1 ตัว	6.69 ตัน	9.5 ตัน
$F_{nv}A_b$		
กำลังรับแรงกดที่รูเจาะที่ยอมให้ $(1.2F_u)(dt)$	1.2(2.4)(1.5)(4) = 17.28 ตัน	
กำลังรับแรงเฉือนออกที่ยอมให้ $(0.6F_u)(L_c t)$	0.6(4-2.6/2)(1.5)(4) = 9.72 ตัน	
จำนวนสลักเกลียว M24 ที่ต้องการ $\left(\sqrt{\frac{6M}{R_p}}\right)$	$\sqrt{\frac{6(2.40 \times 25.5 + 0.15 \times 12.5)}{6.69 \times 8}} = 2.66$ ตัว ใช้ 3 ตัว	$\sqrt{\frac{6(2.40 \times 25.5 + 0.15 \times 12.5)}{9.5 \times 8}} = 2.23$ ตัว ใช้ 3 ตัว

#### ตรวจสอบกำลังของกลุ่มสลักเกลียว

โมเมนต์ :  $M = 2.40 \times 25.5 + 0.15 \times 12.5 = 63.08$  ตัน.-ซ.ม.

ผลรวมระยะห่างระหว่างสลักเกลียวกำลังสอง :

$$\sum d^2 = \sum h^2 + \sum v^2 = 0 + 2 \times 8^2 = 128 \text{ ซม.}^2$$

องค์ประกอบแรงจากโมเมนต์ :

$$R_x = \frac{Mv}{\sum d^2} = \frac{63.08 \times 8}{128} = 3.94 \text{ ตัน (แนวราบ)}$$

องค์ประกอบแรงจากการเฉือนตรง :

$$\text{แรงเนื่องจาก } 2.40 \text{ ตัน} = 2.40/3 = 0.80 \text{ ตัน (แนวตั้ง)}$$

$$\text{แรงเนื่องจาก } 0.15 \text{ ตัน} = 0.15/3 = 0.05 \text{ ตัน (แนวราบ)}$$

$$\text{ดังนั้น แรงลัพธ์มากที่สุดที่กระทำต่อ 1 จุด ที่ Bolt} = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{(3.94 + 0.05)^2 + (0.80)^2} = 4.07 \text{ ตัน} < 6.69 \text{ ตัน}$$

สำหรับการตรวจสอบ Stiffener ( $t = 12 \text{ mm}$ ) ให้ใช้วิธีตามข้างต้น



ตรวจสอบการรับน้ำหนักบริเวณรูสำหรับยึดกับ Climbing Shoe (รูสีแดง ในรูปที่ 3.24) ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง = 26 มม. (เนื่องจากจุดที่ยึด Climbing Shoe เข้ากับแผ่นประกับมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง = 26 มม.) สำหรับสลักเกลียว M24 ชั้นคุณภาพ 8.8

ที่บริเวณรูเจาะ เกิดแรงลัพธ์ =  $\sqrt{(2.40)^2 + (0.15)^2} = 2.41$  ตัน

แรงเฉือนที่ยอมให้ของสลักเกลียว M24 กรณีเกลียวอยู่ในระนาบการเฉือน =  $F_{m,A_b}$   
 $= 1480(\pi \times 2.4^2 / 4) = 6695.36$  กก. (6.69 ตัน) > 2.41 ตัน

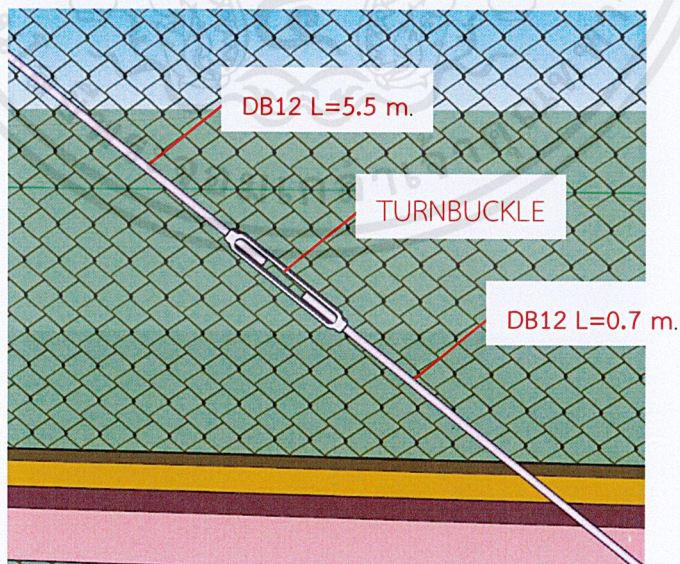
แรงเฉือนที่ยอมให้ของสลักเกลียว M24 กรณีเกลียวไม่อยู่ในระนาบการเฉือน =  $F_{m,A_b}$   
 $= 2100(\pi \times 2.4^2 / 4) = 9500.18$  กก. (9.5 ตัน) > 2.41 ตัน

กำลังรับแรงแบกทานที่ยอมให้ของแผ่นเหล็ก

เนื่องจากการเฉือนออก =  $0.6F_u L_c t = 0.6(4000)(2.9)(1.5) = 10440$  กก.  
 (10.4 ตัน) > 2.41 ตัน

เนื่องจากแรงกดที่รูเจาะ =  $1.2F_u d t = 1.2(2.4)(1.5)(4000) = 17820$  กก.  
 (17.8 ตัน) > 2.41 ตัน

6. เหล็กยึดเฟรม (Frame Bracing) สำหรับยึดเฟรม 2 เฟรมเข้าด้วยกัน จะใช้เหล็ก DB12 ชั้นคุณภาพ SD30 ( $F_y = 3000$  ksc.,  $F_u = 4900$  ksc.) ความยาว 5.5 เมตร และ 0.7 เมตร โดยใช้เกลียวแรง (Turnbuckle) ยึดเหล็กเส้น 2 เส้นเข้าด้วยกัน ดังรูปที่ 3.25 และออกแบบมาเพื่อรับแรงดึงเพียงอย่างเดียว ซึ่งแรงดึงที่ยอมให้ =  $1.25(0.50F_y) = 1.25(0.5 \times 3000) = 1875$  ksc. หรือ  $1875(\pi \times 1.2^2 / 4) = 2120.58$  กก. (2.12 ตัน)



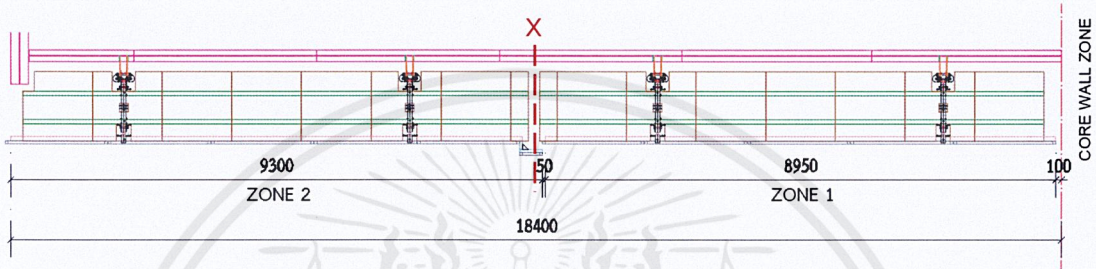
รูปที่ 3.25 แสดงองค์ประกอบของเหล็กยึดเฟรม (Frame Bracing)



### 3.2 เจ็อนไขสำหรับระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing

ในหัวข้อนี้ผู้จัดทำไม่ได้ทำการหาน้ำหนักที่เพิ่มเข้ามาและวิเคราะห์โครงสร้างเพิ่มเติมจากหัวข้อ 3.1 รวมไปถึงจนถึงการรับแรงของวัสดุยึด (สำหรับยึดส่วนประกอบต่าง ๆ ของโครงสร้างระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing) ที่นอกเหนือจากหัวข้อ 3.1

จากการออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing นี้ ใน 1 ด้านความกว้างของอาคารจะใช้ 2 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing โดยจะแบ่งเป็น ZONE1 และ ZONE2 ซึ่งมีลักษณะที่สะท้อนกันที่เส้นประ X ดังรูปที่ 3.26 เพื่อความสะดวกในแง่ของการประกอบติดตั้ง กล่าวคือใช้วัสดุ, ขนาดหน้าตัด และความยาวเท่ากัน

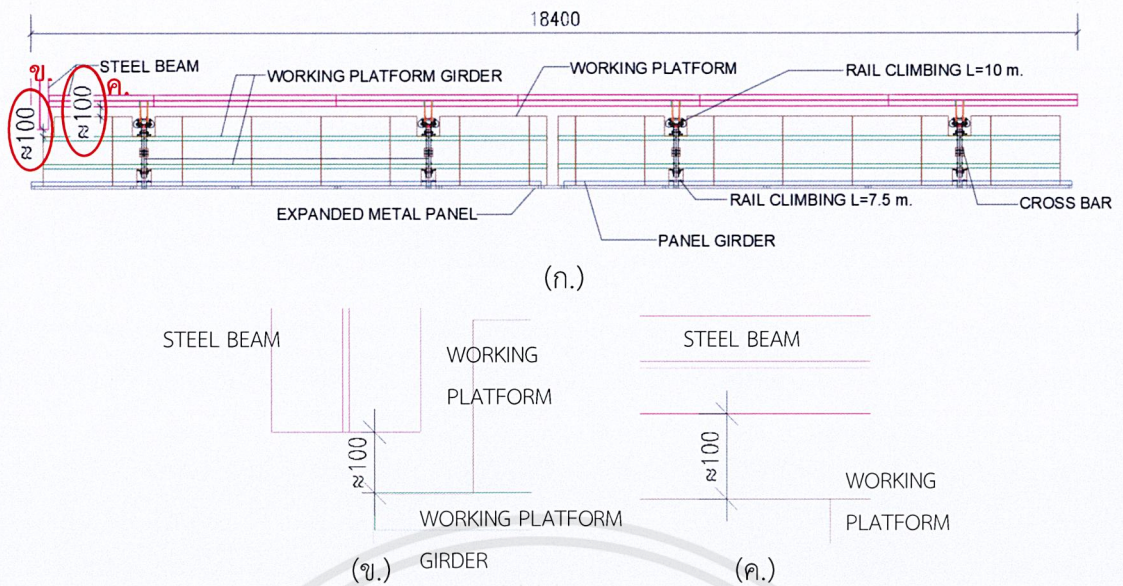


รูปที่ 3.26 Top View แสดงการแบ่งโซน (Zone) และ เส้นแกนสะท้อน X สำหรับการอธิบายในหัวข้อ 3.2 (มิติเป็น มม.)

#### เงื่อนไขสำหรับระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing

1. ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ต้องมีระยะห่างระหว่างตัวอาคาร (พื้นทำงานหรือคานรับพื้นทำงานของระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing กับตัวอาคารเหล็ก ดังรูปที่ 3.27) ประมาณ 10 ซม. เพื่อป้องกันขณะเลื่อนระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ไม่ให้ชนตัวโครงสร้างอาคารเหล็ก และทำการตัดพื้นทำงานส่วนที่ทับซ้อนกับคานเหล็กส่วนที่ยื่นออกมา เพื่อไม่ให้พื้นทำงานชนกับคานเหล็ก ดังรูปที่ 3.27





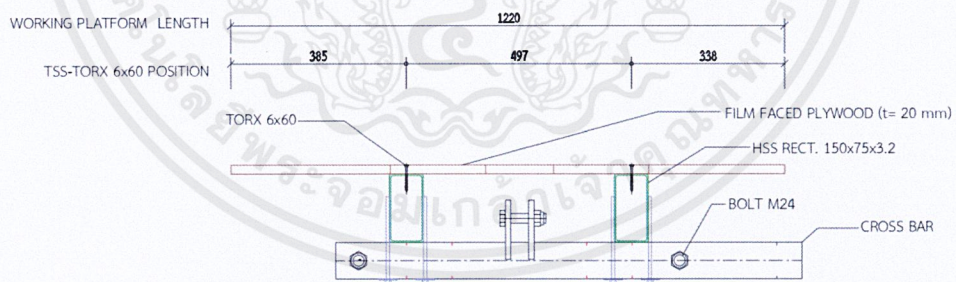
รูปที่ 3.27 แสดงการเว้นระยะห่างของส่วนประกอบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing กับ โครงสร้างอาคารเหล็ก

(ก.) องค์ประกอบโดยรวมของระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing (Top View)

(ข.) รูปขยายการเว้นระยะห่างของพื้นทำงานหรือคานรับพื้นทำงานกับคานเหล็กที่ยื่นออกมา

(ค.) รูปขยายการเว้นระยะห่างของพื้นทำงานกับคานเหล็ก

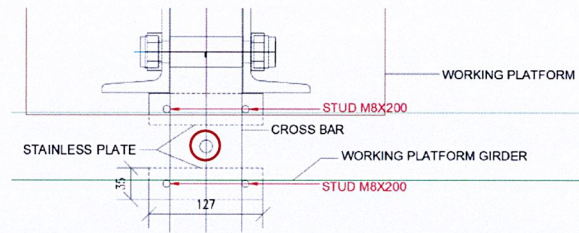
2. สำหรับการยึดพื้นทำงาน (Working Platform) กับคานรับพื้นทำงาน (Working Platform Girder) จะใช้ตะปูควง ประเภท TORX 6x60 โดยยึดกันตามตำแหน่งดังรูปที่ 3.28



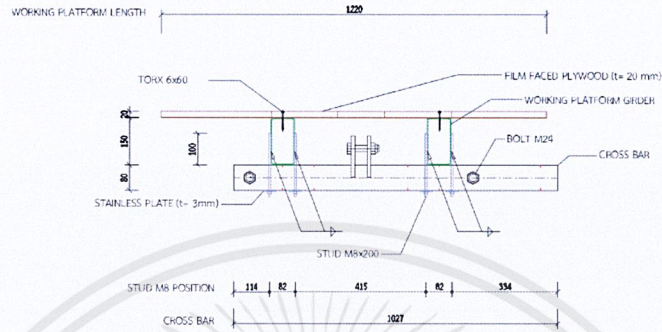
รูปที่ 3.28 แสดงตำแหน่งของตะปูควง TORX 6x60

3. สำหรับการยึดคานรับพื้นทำงาน (Working Platform Girder) กับ เหล็กค้ำนอน (Cross Bar) ของโครงเฟรม (Frame) จะใช้ สลักเกลียวไม่มีหัว (Stud) M8 ยาว 200 ม.ม. เชื่อมติดกับคานรับพื้นทำงาน รองด้วยแผ่นสแตนเลส (Stainless Plate) และใช้น็อตตัวเมีย (Nut) ยึด Stud M8 กับ แผ่นสแตนเลส โดยขนาดและรูปประกอบดูรูปที่ 3.29

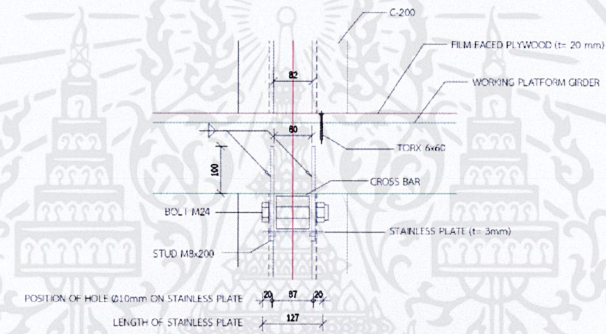




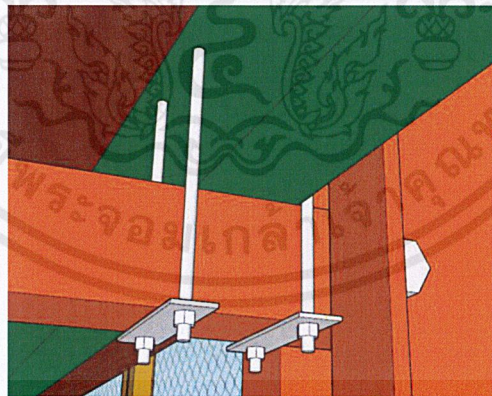
(ก.) Top View ในโปรแกรมเขียนแบบ (มิติเป็น มม.)



(ข.) Side View ในโปรแกรมเขียนแบบ (มิติเป็น มม.)



(ค.) Front View ในโปรแกรมเขียนแบบ (มิติเป็น มม.)



(ง.) แสดงการยึดในโปรแกรมเขียนแบบ 3D

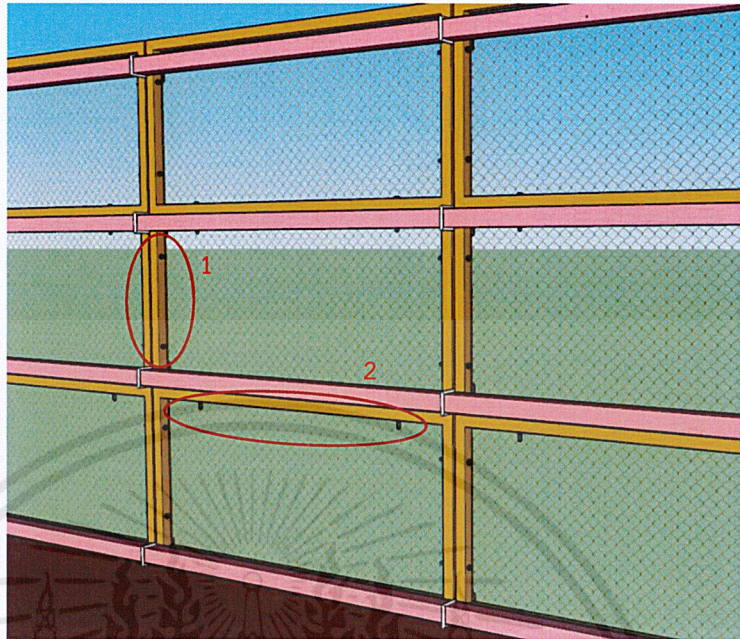
รูปที่ 3.29 แสดงการยึดคานรับพื้นทำงาน (Working Platform Girder) กับ Cross Bar

จากรูปตรงตำแหน่งวงกลมสีแดงในรูป 3.29 (ก.) จะมึรูสำหรับสลักเกลียว M12 แต่เนื่องจากความยาวที่มีมากเกินไปคือประมาณ 230 มม. จึงใช้เป็นกรณีข้างต้นแทน เพื่อป้องกันการเกิดการโก่งเดาะที่ตัวสลักเกลียว M12

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาค้นคว้าเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



4. การยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกเข้าด้วยกัน จะใช้สลักเกลียว M10 ในการยึดกับแผงปกติ โดยจะยึด 2 ตัว ต่อ 1 ขอบตะแกรงเหล็กฉีก ดังรูปที่ 3.30

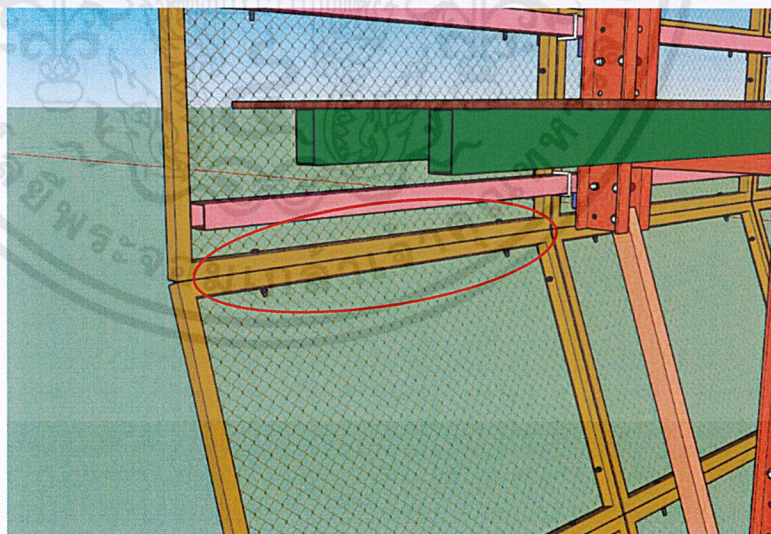


รูปที่ 3.30 แสดงการยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกเข้าด้วยกัน

(1.) ยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกซ้าย-ขวา

(2.) ยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกบน-ล่าง

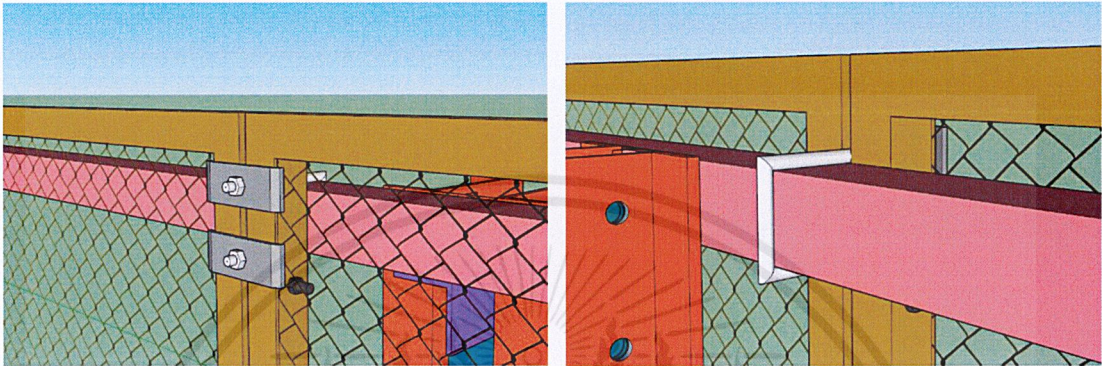
สำหรับการยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกที่เอียงนั้น ก็ใช้สลักเกลียว M10 ยึด แต่จะยึดเอียงตามแผงตะแกรงเหล็กฉีกดังรูปที่ 3.31



รูปที่ 3.31 แสดงการยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกแผงตรงกับแผงเอียงเข้าด้วยกัน

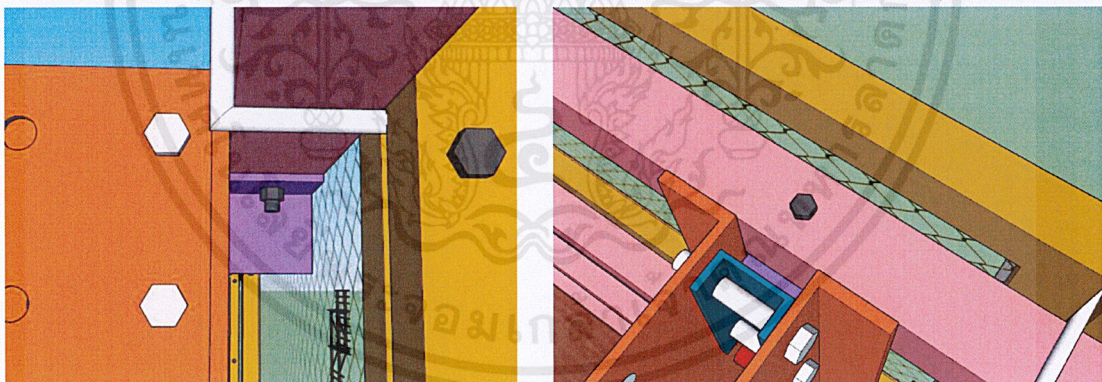


5. การยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel) เข้ากับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel Girder) จะใช้ Square Bend U-Bolt (ซึ่งใช้เส้นผ่านศูนย์กลาง 12 ม.ม., ขนาดภายในของ Square Bend U-Bolt 75 ม.ม. และยาว 150 ม.ม.) หรือใช้ Stud ดัดเป็นทรงเหลี่ยม ความกว้างภายในของ Square Bend U-Bolt พอดีสำหรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก และยาวพอสำหรับการรองแผ่นเหล็ก (Steel Plate) หรือแผ่นสแตนเลส (Stainless Plate) และยึดด้วยน็อตตัวเมีย (Nut) ดังรูปที่ 3.32



รูปที่ 3.32 แสดงการยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกกับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก

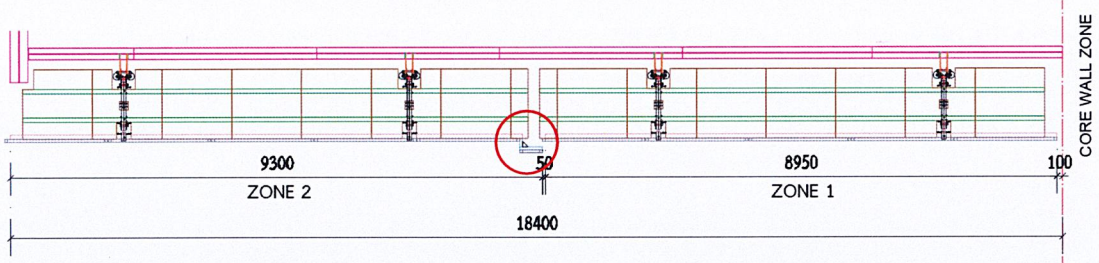
6. สำหรับการยึดคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Panel Girder) เข้ากับจตุรรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Support of Expanded Metal Panel Girder) จะใช้ Bolt M12 (มีการเจาะรู  $\varnothing 14$  ม.ม. ที่เหล็กฉากตามรูปที่ 3.17) ยึดเข้าด้วยกันดังรูปที่ 3.33



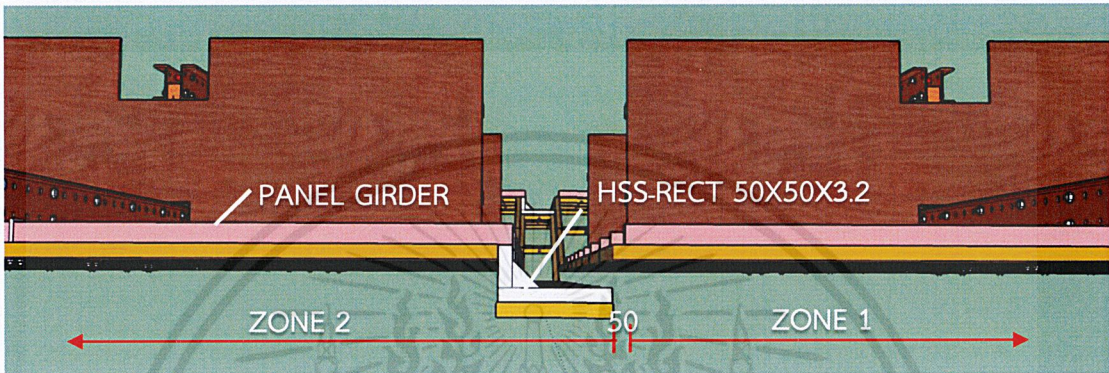
รูปที่ 3.33 แสดงการยึดคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกกับจตุรรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก

7. สำหรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกที่ใช้ปิดระหว่าง 2 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing (ขนาด 841x400 และ 1190x400) จะทำการยื่นตัวเหล็กกล่องขนาด 50x50x3.2 มารับแผงตะแกรงเหล็กฉีกใน Zone 2 โดยให้มีระยะห่างระหว่างแผงตะแกรงเหล็กฉีก Zone 1 กับเหล็กกล่องขนาด 50x50x3.2 Zone 2 ประมาณ 10 ซม. ดังรูปที่ 3.34 โดยการเลือกใช้วิธีนี้เพื่อให้ใช้ขนาดคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกความยาวเท่ากัน และป้องกันการชนกันระหว่างคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกของ 2 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing

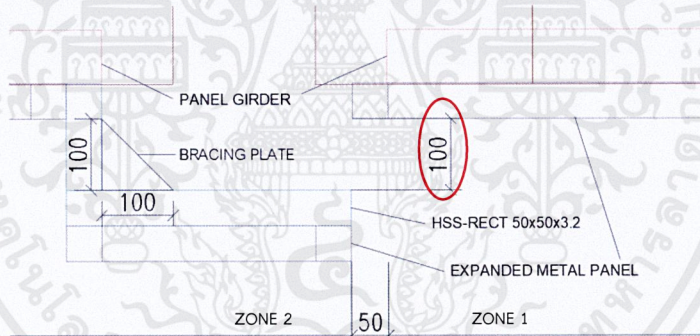




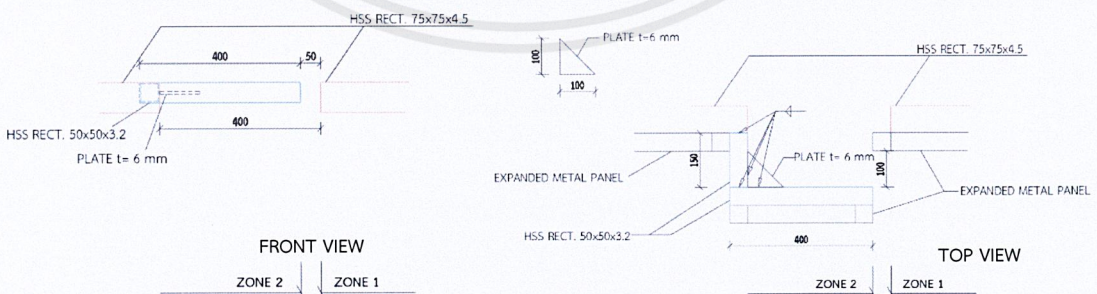
(ก.) Top View (2 มิติ) แสดงตำแหน่งการยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกสำหรับปิดช่องว่างระหว่าง 2 ระบบแผงกันตึกแบบ Self-Climbing (มิติเป็น มม.)



(ข.) Top View (3 มิติ) แสดงตำแหน่งการยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกสำหรับปิดช่องว่างระหว่าง 2 ระบบแผงกันตึกแบบ Self-Climbing (มิติเป็น มม.)



(ค.) แสดงระยะห่างระหว่างแผงตะแกรงเหล็กฉีก Zone 1 กับเหล็กกล่องขนาด 50x50x3.2 ใน Zone 2 ประมาณ 10 ซม. (มิติเป็น มม.)



(ง.) แสดงรายละเอียดเพิ่มเติมการยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกสำหรับปิดช่องว่าง (มิติเป็น มม.)

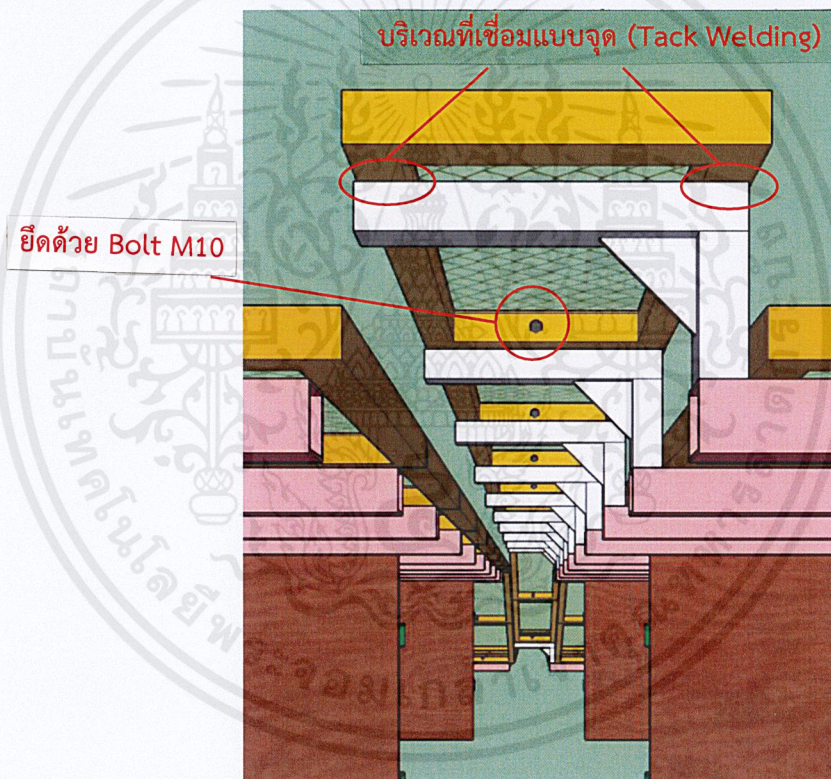
รูปที่ 3.34 แสดงลักษณะการยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกสำหรับปิดช่องว่างระหว่าง 2 ระบบแผงกันตึกแบบ Self-Climbing

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการวิจัยเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



สำหรับเหล็กกล่องขนาด 50x50x3.2 ที่ใช้รับแผงตะแกรงเหล็กฉีกสำหรับปิดช่องว่าง นั้น จะเชื่อมติดกับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel Girder) และมีการเสริมแผ่นเหล็กยึดรั้ง (Bracing Plate) โดยใช้แผ่นเหล็กตัดเป็นรูปสามเหลี่ยมขนาดขา 2 ข้าง 100 ม.ม. หนา 6 ม.ม. เชื่อมติดกับเหล็กกล่อง 50x50x3.2 ตามตำแหน่งที่แสดงในรูปที่ 3.34 (ค.) เพื่อเสริมความแข็งแรงของเหล็กกล่อง 50x50x3.2 ให้ยังคงสภาพเมื่อเจอแรงลม และเพื่อยึดเหล็กกล่อง 50x50x3.2 2 ทิศทางให้เข้ากัน

การยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกกับเหล็กกล่อง 50x50x3.2 จะใช้วิธีเชื่อมแบบจุด (Tack Welding) ในบริเวณส่วนกรอบตะแกรงเหล็กฉีกเข้ากับเหล็กกล่อง 50x50x3.2 ทั้งบนและล่าง และการยึดระกวางแผงตะแกรงเหล็กฉีกบน-ล่าง เข้าด้วยกันจะใช้สลักเกลียว M10 ยึด ดังรูปที่ 3.35

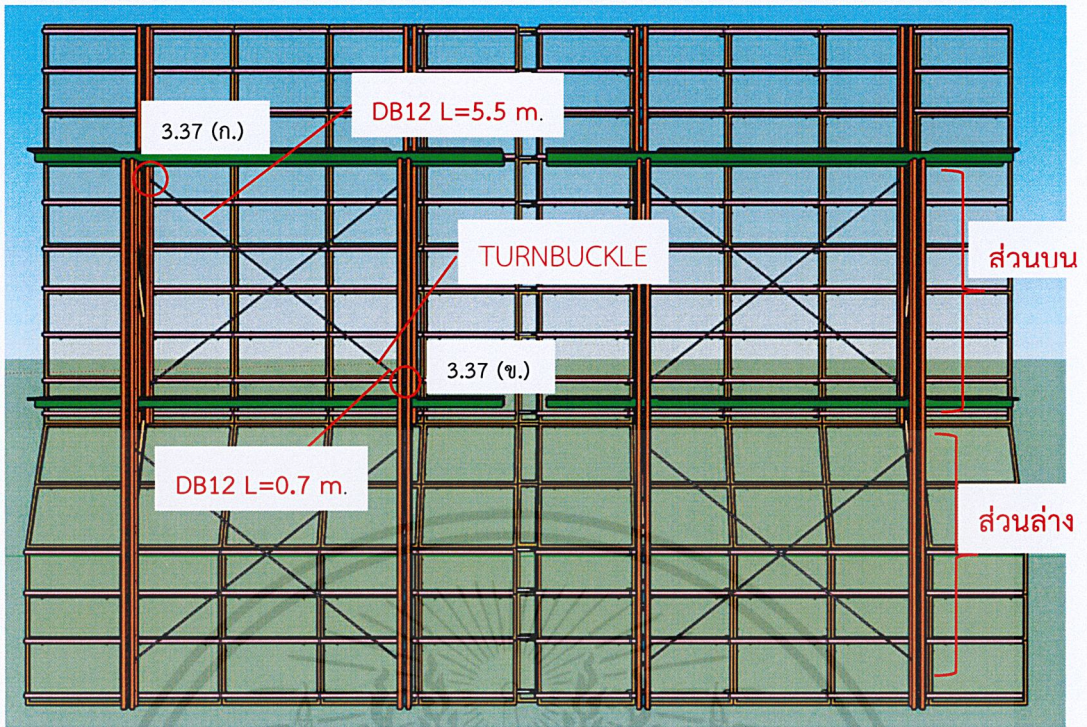


รูปที่ 3.35 แสดงการยึดแผงตะแกรงเหล็กฉีกกับเหล็กกล่อง 50x50x3.2 และแผง ตะแกรงเหล็กฉีกบน-ล่าง

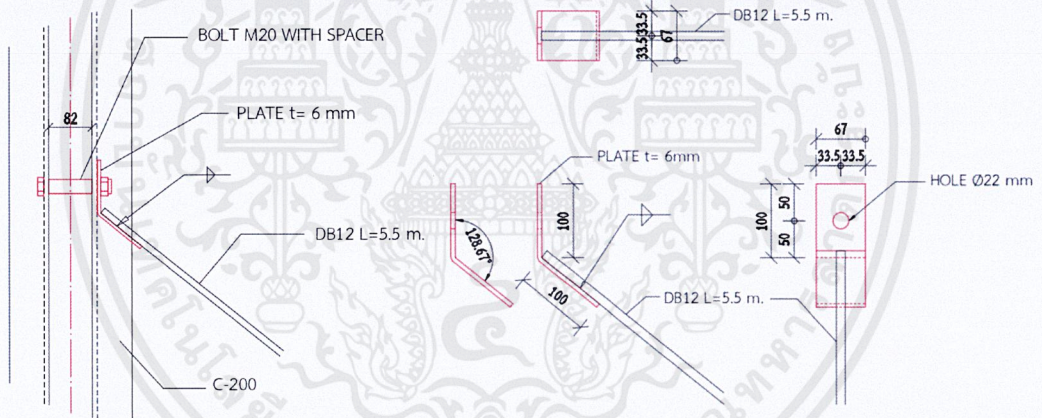
8. สำหรับการยึดเหล็ก DB12 สำหรับเหล็กยึดเฟรม (Frame Bracing) ในโครงสร้างเฟรม (Frame) จะยึดที่ตำแหน่งสลักเกลียว M20 ในรางปีน (Rail Climbing) โดยส่วนบนยึดกับรางปีน  $L=7.5$  ม. และส่วนล่างยึดกับรางปีน  $L=10.0$  ม. ดังรูปที่ 3.36 โดยใช้เหล็กแผ่น (Steel Plate) หนา 6 ม.ม. มาตัดโค้งและเจาะรูสำหรับยึดกับสลักเกลียว M20 โดยเหล็กแผ่นกับเหล็กเส้น DB12 จะทำการเชื่อมเข้าด้วยกัน สำหรับรายละเอียดดูรูปที่ 3.37

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการ 91 เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

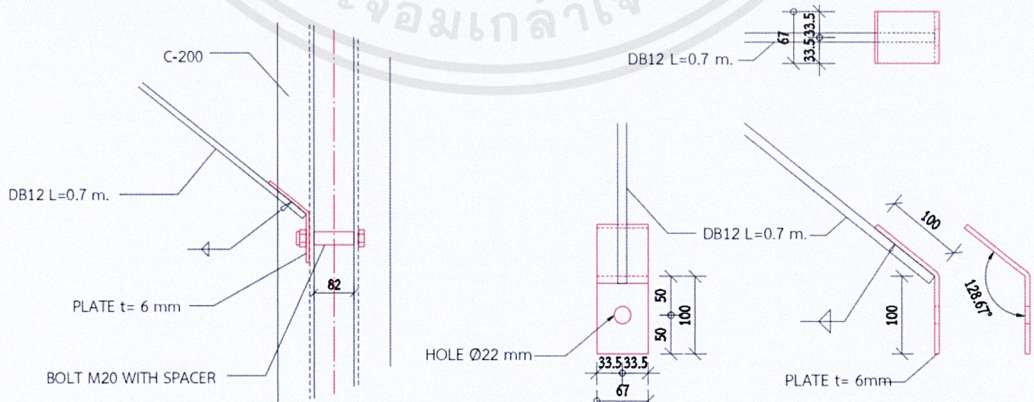




รูปที่ 3.36 แสดงตำแหน่งการยึดเหล็กยึดเฟรม (Frame Bracing)



(ก.) แสดงวิธีการยึดและรายละเอียดเหล็กยึดเฟรมสำหรับเหล็ก DB12 L=5.5 m. (มิติเป็น มม.)



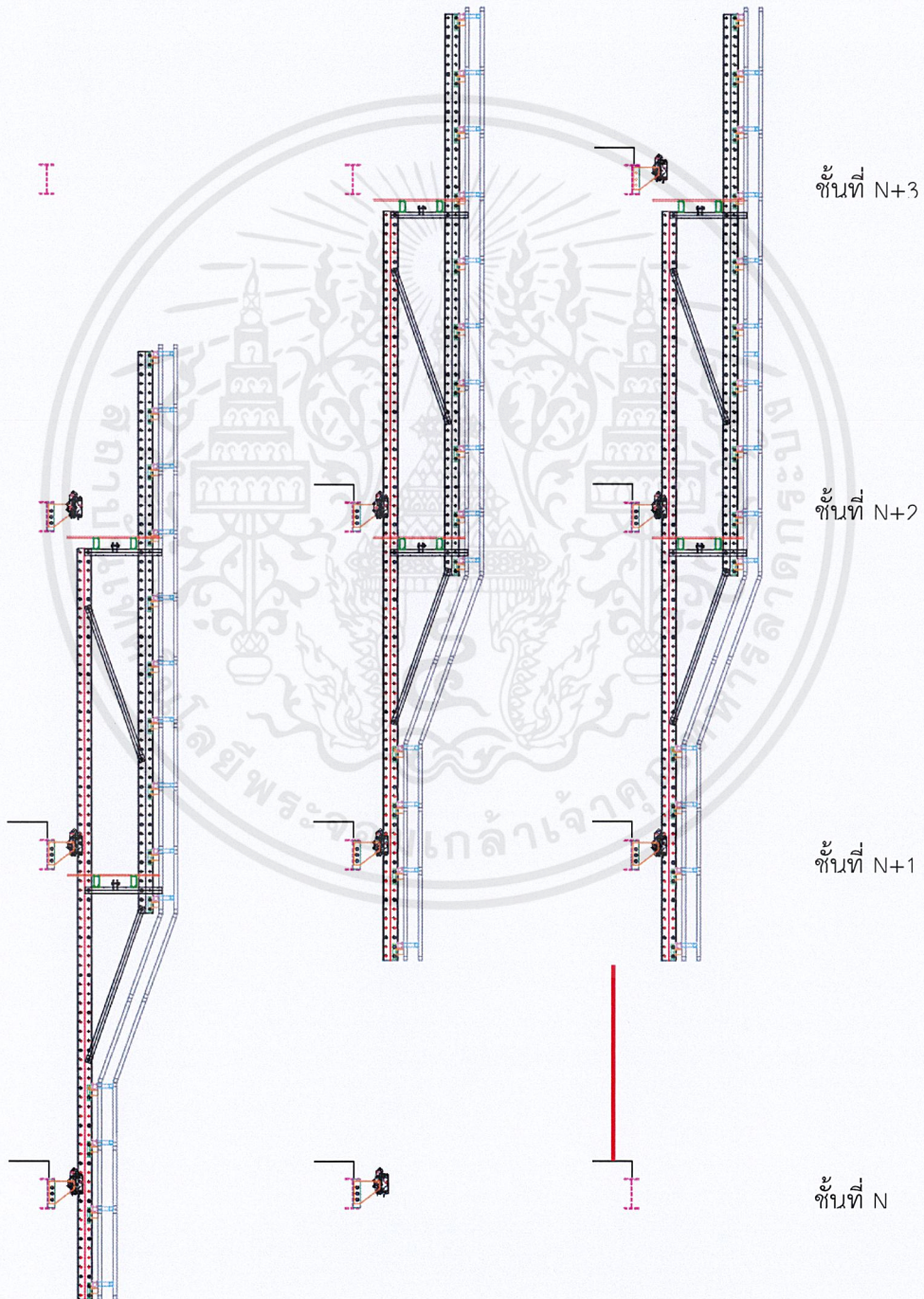
(ข.) แสดงวิธีการยึดและรายละเอียดเหล็กยึดเฟรมสำหรับเหล็ก DB12 L=0.7 m. (มิติเป็น มม.)

รูปที่ 3.37 แสดงรายละเอียดของเหล็กยึดเฟรม (Frame Bracing) และแผ่นเหล็ก (Steel Plate)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษานี้เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



9. แผ่นประกบ (Gusset Plate) ต้องมีพอสำหรับ 3 ชั้น โดยแผ่นประกบชั้นที่ N และ N+1 จะใช้ยึดกับโครงสร้างระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing (โดยจะคลุมอยู่ 3 ชั้น คือชั้นที่ N, N+1 และ N+2) และแผ่นประกบชั้นที่ N+2 จะเตรียมยึดแทนที่ชั้นที่ N+1 หลังจากการเลื่อนโครงสร้างระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ด้วยระบบไฮดรอลิก (Hydraulic system) หรือเครน (Crane) (คลุมอยู่ 3 ชั้นคือ N+1, N+2 และ N+3) จากนั้นหลังจากติดตั้งคานชั้นที่ N+3 แล้ว จะนำแผ่นประกบที่ใช้ในคานชั้นที่ N เวียนกลับขึ้นมาติดตั้งอีกครั้งในชั้นที่ N+3 ดังรูปที่ 3.38



รูปที่ 3.38 แสดงตำแหน่งของแผ่นประกบที่ใช้ในระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการ 93 เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



## บทที่ 4

### ผลการวิจัย

#### 4.1 ข้อสรุปการออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing

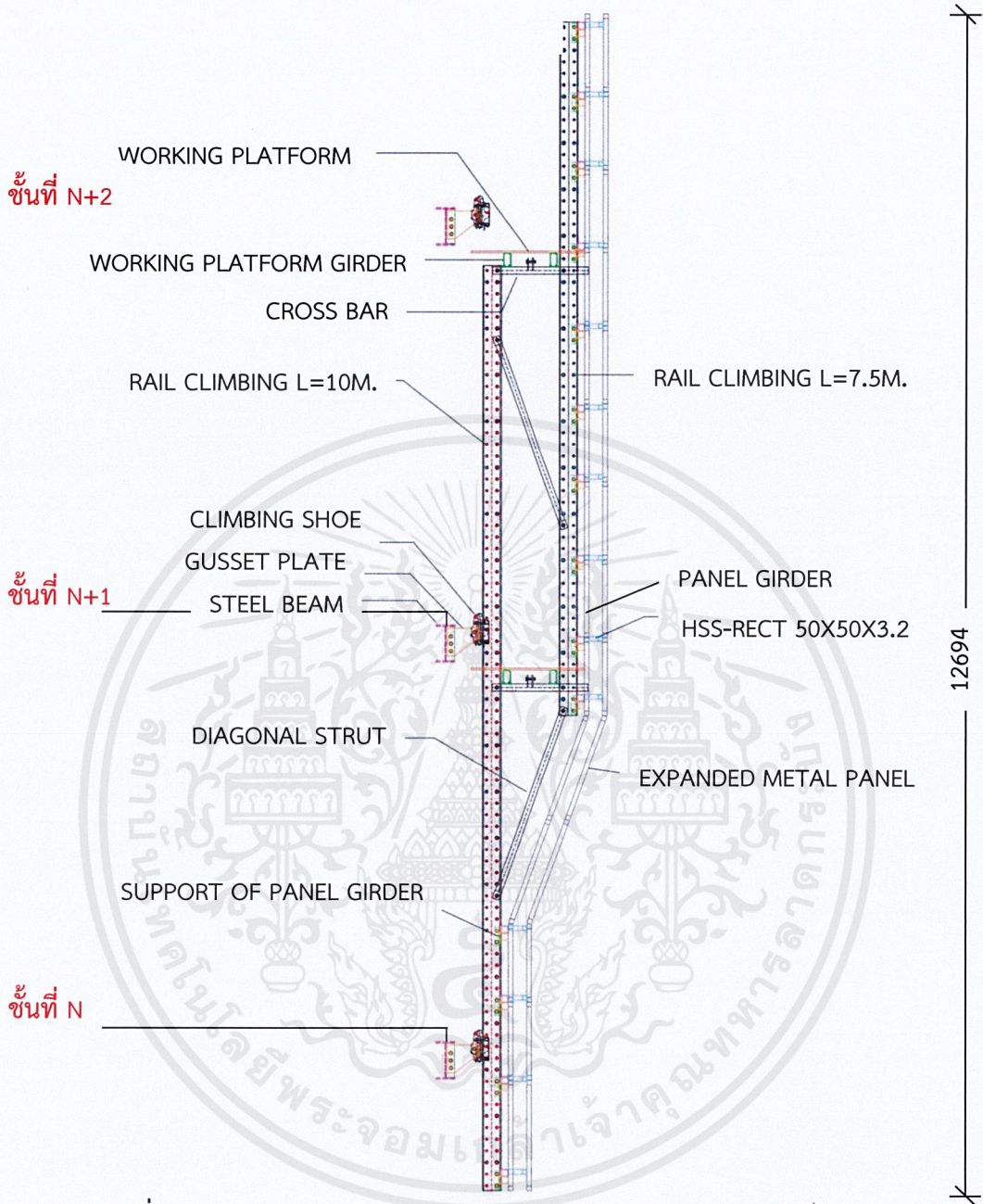
ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ที่ทำการออกแบบ อ้างอิงระบบรางสำหรับปีน (Rail Climbing) จากบริษัทหนึ่งของเยอรมนี โดยมีข้อกำหนด และขอบเขตการออกแบบและคำนวณในบทที่ 3 หัวข้อที่ 3.1.1 และ 3.1.2 ตามลำดับ

ข้อสรุปสำหรับการออกแบบและคำนวณ มีดังนี้

1. ความกว้างอาคารในบริเวณที่ต้องการจะติดตั้งระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing เท่ากับ 18.4 เมตร และความสูงของแต่ละชั้นเท่ากับ 4.5 เมตร
2. เฟรม (Frame) เป็นโครงถัก (Truss) ยึดกันแบบ Pin-Connected
3. จุดรองรับของเฟรมเป็นแบบ Pin Support และ Roller Support
4. ระยะห่างระหว่างเฟรมใน 1 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ไม่เกิน 5.0 ม.
5. น้ำหนักที่กระทำกับเฟรมมีเฉพาะแรงในแนวตั้ง (ตาม Gravity) และแรงในแนวตั้งฉากกับเฟรม (ตั้งฉากกับแกน Z) ไม่ได้คำนวณแรงจากทางด้านข้างและแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว
6. หน่วยแรงลมที่กระทำกับระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing เป็นแบบ Uniform Load เท่ากับ 200 กก./ตร.ม. และใช้ตัวคูณเพิ่ม (Factor) เท่ากับ 1.3
7. ถ้าย้ำน้ำหนักลงเฟรมโดยวิธี Tributary Area ของแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel)
8. การวิเคราะห์โครงเฟรมเป็น Secondary Moment
9. แรงที่เพิ่มขึ้นของคานเหล็ก เนื่องจากการติดตั้งระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing จะนำรายการคำนวณส่งให้แผนก Structural Design ในการประเมินต่อไป
10. ไม่ได้วิเคราะห์การรับแรงของของตัวยึดระหว่างส่วนประกอบในระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing



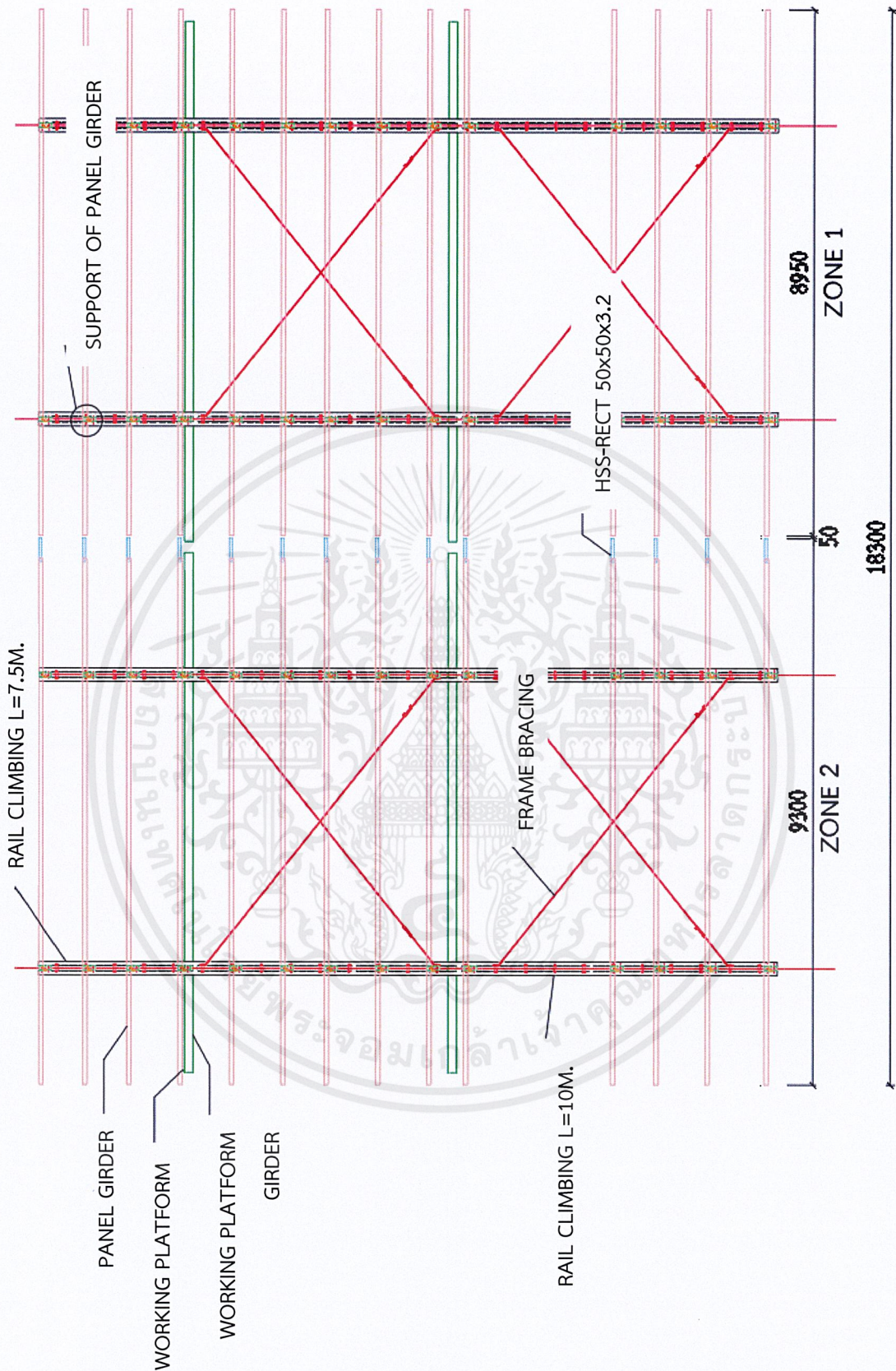
จากการออกแบบได้ข้อสรุป ดังนี้



รูปที่ 4.1 Side View ของระบบแผงกันตักแบบ Self-Climbing (มิติเป็น มม.)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการวิจัยเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



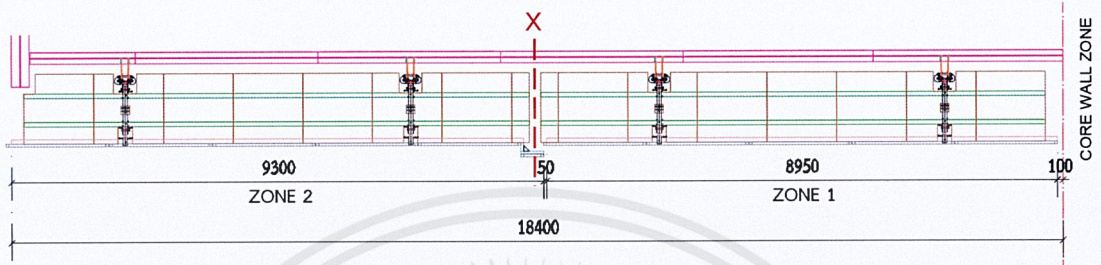


รูปที่ 4.2 Front View ของระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing 1 ด้านของอาคาร (ไม่มีแผง ตะแกรงเหล็กฉีก) (มิติเป็น มม.)

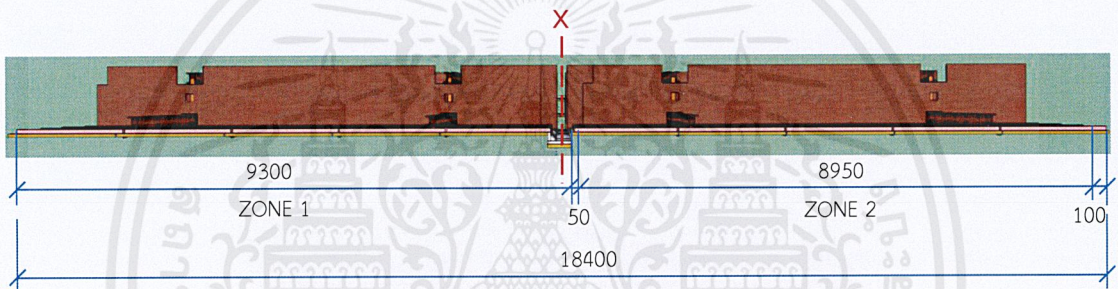
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการ 96 เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



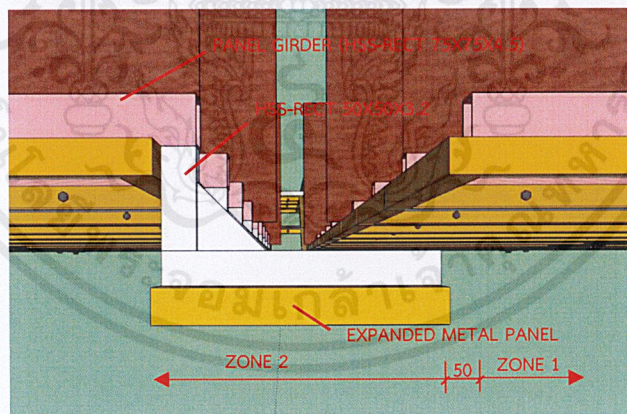
1. ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing จะแบ่งเป็น 2 โซน (วัดที่คานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก) โดยโซนที่ 1 (Zone 1) จะอยู่ติดกับผนังรับแรงเฉือน (Core Wall) และโซนที่ 2 (Zone 2) จะอยู่ติดกับผนังคานเหล็กยื่น และมีเหล็กกล่องขนาด 50x50x2.3 ที่เชื่อมกับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (ขนาด 75x75x4.5) เพื่อรับกับแผงตะแกรงเหล็กฉีกสำหรับปิดช่องว่างระหว่าง 2 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ซึ่งลักษณะคล้ายการสะท้อนกันผ่านเส้นประ X ดังรูปที่ 4.3



(ก.) Top View (2 มิติ) แสดงการแบ่งโซน (Zone) และ เส้นแกนสะท้อน X (มิติเป็น ม.ม.)



(ข.) Top View (3 มิติ) แสดงการแบ่งโซน (Zone) และ เส้นแกนสะท้อน X (มิติเป็น ม.ม.)

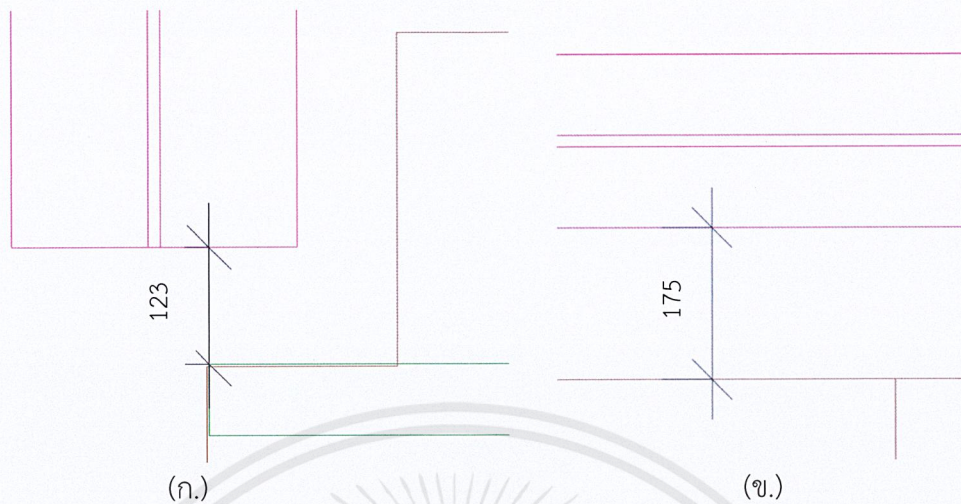


(ค.) Top View (3มิติ) แสดงการยึดเหล็กกล่อง 50x50x2.3 ที่รับแผงตะแกรงเหล็กฉีกปิดช่องว่างเข้ากับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกในโซน 2 (มิติเป็น ม.ม.)

รูปที่ 4.3 แสดงการแบ่งโซน และตำแหน่งยึดเหล็กกล่องที่รับแผงตะแกรงเหล็กฉีกปิดช่องว่างเข้ากับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกในโซนที่ 2



2. เว้นระยะห่างระหว่างพื้นทำงานหรือคานรับพื้นทำงาน กับคานเหล็ก โดยเว้นระยะห่างไว้เท่ากับ 12.3 ซม. สำหรับพื้นที่ติดกับคานเหล็กยื่น และ 17.5 ซม. สำหรับคานเหล็ก ตามรูปที่ 4.4



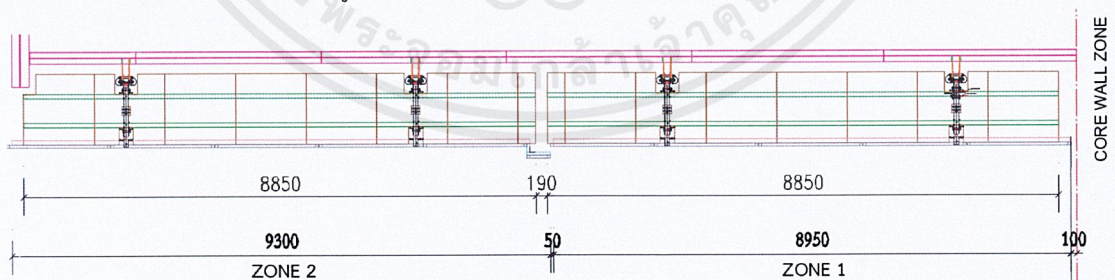
รูปที่ 4.4 แสดงระยะห่างระหว่างพื้นทำงานหรือคานรับพื้นทำงานกับคานเหล็ก (มิติเป็น มม.)

(ก.) ระยะห่างระหว่างคานรับพื้นทำงาน (Working Platform Girder) กับคานเหล็กยื่น

(ข.) ระยะห่างระหว่างพื้นทำงาน (Working Platform) กับคานเหล็ก

3. พื้นทำงาน (Working Platform) ใช้วัสดุไม้อัดดำ หนา 20 มม. ขนาด 4 ฟุต x 8 ฟุต จำนวน 3.63 แผ่น (กว้าง 1.22 ม. ยาว 8.85 ม.) ต่อ 1 ชั้น หรือ 7.25 แผ่น ต่อ 1 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ดังรูป 4.5

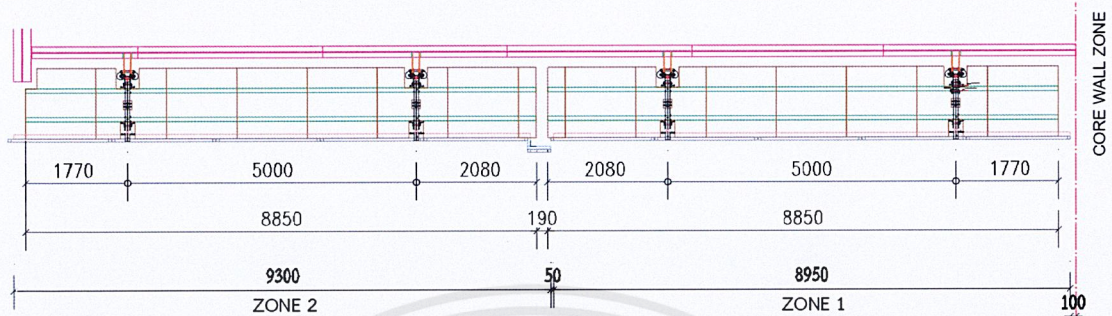
4. ระยะห่างระหว่างพื้นทำงาน (Working Platform) ของ 2 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing เท่ากับ 19 ซม. ดังรูป 4.5



รูปที่ 4.5 แสดงระยะห่างระหว่างพื้นของ 2 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing (มิติเป็น มม.)



5. คานรับพื้นทำงาน (Working Platform Girder) ใช้เป็นเหล็กกล่อง (Rectangular Hollow Section) ขนาด 150x75x3.2 ชั้นคุณภาพ STKR400 หรือเทียบเท่า ความยาวเท่ากับ ความยาวพื้นทำงาน (Working Platform) คือ 8.85 เมตร จำนวน 4 แท่งต่อ 1 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing โดยระยะจตุรรองรับแสดงตามรูปที่ 4.6

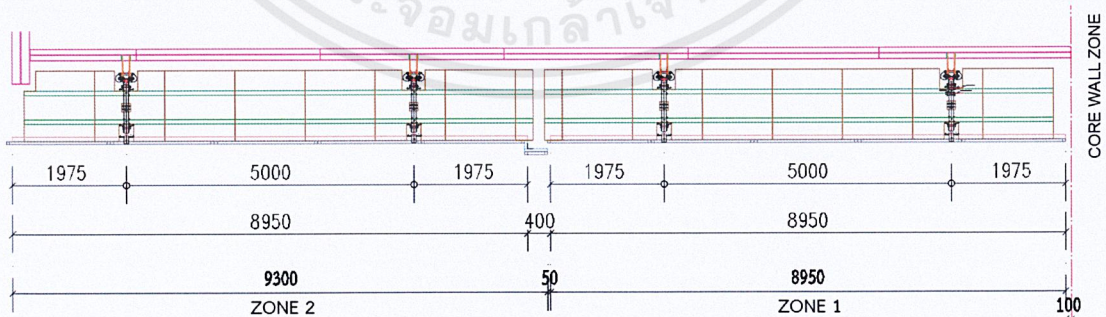


รูปที่ 4.6 แสดงคามยาวคานรับพื้นทำงานและระยะจตุรรองรับของคานรับพื้นทำงาน (มิติเป็น มม.)

6. จากรูปที่ 4.6 ระยะห่างระหว่างเฟรม (Frame) ในระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing เท่ากับ 5.0 ม.

7. แผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel) สำหรับการออกแบบนี้ จะใช้แผง ตะแกรงเหล็กฉีกขนาด 841x1790, 1190x1790, 841x400 และ 1190x400 จำนวน 110 แผง, 30 แผง, 11 แผง และ 3 แผง ตามลำดับ (สำหรับรายละเอียดการยึดดูหัวข้อที่ 3.2 ข้อ 4)

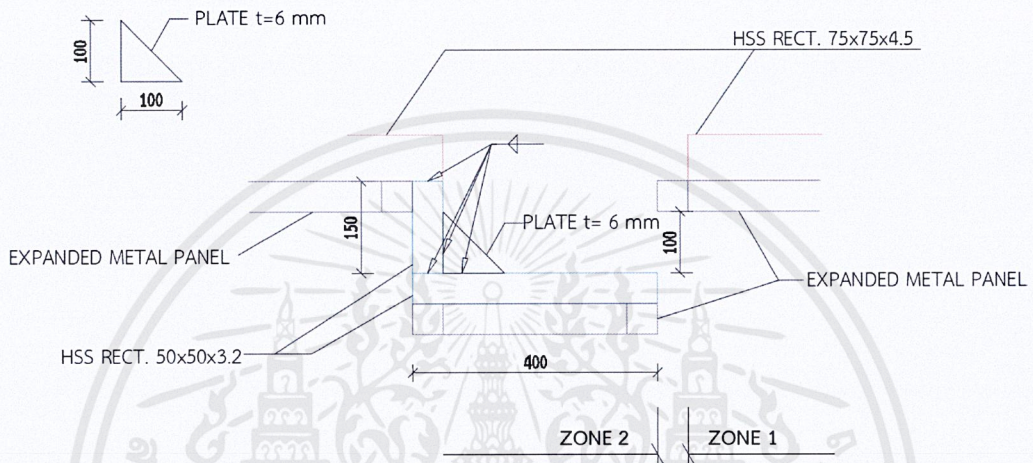
8. คานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel Girder) ใช้เป็นเหล็กกล่อง (Rectangular Hollow Section) ขนาด 75x75x4.5 ชั้นคุณภาพ STKR400 หรือเทียบเท่า ความยาว เท่ากับ 8.95 เมตร จำนวน 14 แท่งต่อ 1 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing โดยระยะจตุรรองรับ แสดงตามรูปที่ 4.7



รูปที่ 4.7 แสดงคามยาวคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกและระยะจตุรรองรับของคานรับแผงตะแกรงเหล็ก ฉีก (มิติเป็น มม.)

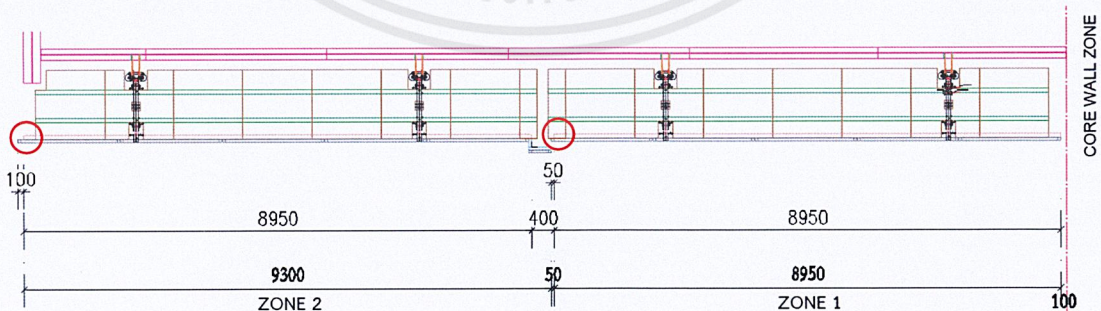


9. สำหรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกที่ใช้ปิดช่องว่างระหว่าง 2 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing จะใช้เป็นเหล็กกล่อง (Rectangular Hollow Section) ขนาด 50x50x3.2 ชั้นคุณภาพ STKR400 หรือเทียบเท่า ยาวเท่ากับความกว้างแผงตะแกรงเหล็กฉีกที่ใช้ปิดช่องว่าง (ขนาด 841x400 และ 1190x400) ในที่นี้คือ 40 ซม. โดยระยะห่างระหว่างแผงตะแกรงเหล็กฉีกกับเหล็กกล่องขนาด 50x50x3.2 เท่ากับ 10 ซม. และมีแผ่นค้ำยัน (Bracing Plate) หนา 6 มม. เป็นรูป 3 เหลี่ยม ขา 2 ข้างยาวเท่ากับ 10 ซม. ดังรูปที่ 4.8 (สำหรับรายละเอียดการยึดดูหัวข้อที่ 3.2 ข้อ 7)



รูปที่ 4.8 แสดงรายละเอียดเหล็กกล่อง 50x50x3.2 ที่รับแผงตะแกรงเหล็กฉีกที่ใช้ปิดช่องว่าง และแผ่นค้ำยัน (Bracing Plate) (มิติเป็น มม.)

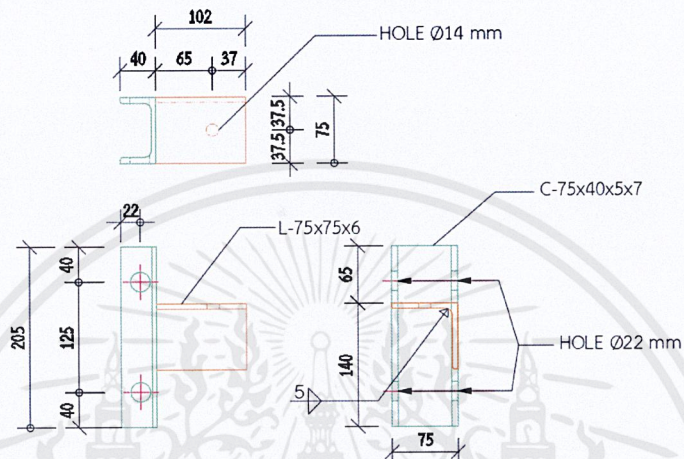
10. ระยะห่างของขอบแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel) ซ้าย-ขวา ห่างกันเท่ากับ 12 มม. เนื่องจากใช้ Square Bend U-Bolt ขนาด M12 ยึดระหว่างแผงตะแกรงเหล็กฉีกเข้ากับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel Girder) (สำหรับรายละเอียดการยึดดูหัวข้อที่ 3.2 ข้อ 5) ทำให้แผงตะแกรงเหล็กฉีกเกินคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกไปประมาณ 10 ซม. และ 5 ซม. ดังรูปที่ 4.9



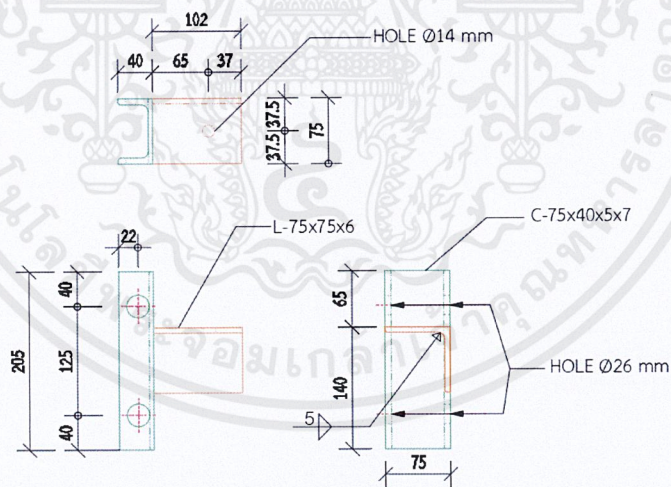
รูปที่ 4.9 แสดงระยะที่ตะแกรงเหล็กฉีกเกินคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (มิติเป็น มม.)



11. จุตรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Support of Expanded Metal Panel Girder) มีส่วนประกอบระหว่างเหล็กทรงน้ำ (Chanel Steel) ขนาด 75x40x5x7 กับเหล็กฉาก (Angle Steel) ขนาด 75x75x6 ชั้นคุณภาพ SS400 หรือเทียบเท่า โดยมีอยู่ 2 ชนิดที่ต่างกันตรงรูเจาะที่เหล็กทรงน้ำ โดยชนิดที่ 1 รูเจาะ  $\varnothing$  22 มม. สำหรับ Bolt M20 เป็น Support ที่รางสำหรับปีนยาว (Rail Climbing) 7.5 ม. จำนวน 10 ชั้น (ต่อ 1 เฟรม) และชนิดที่ 2 รูเจาะ  $\varnothing$  26 มม. สำหรับ Bolt M24 เป็น Support ที่รางสำหรับปีนยาว (Rail Climbing) 10.0 ม. จำนวน 4 ชั้น (ต่อ 1 เฟรม)



(ก.) แสดงรายละเอียดจุตรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Support of Expanded Metal Panel Girder) ชนิดที่ 1 (มิติเป็น มม.)



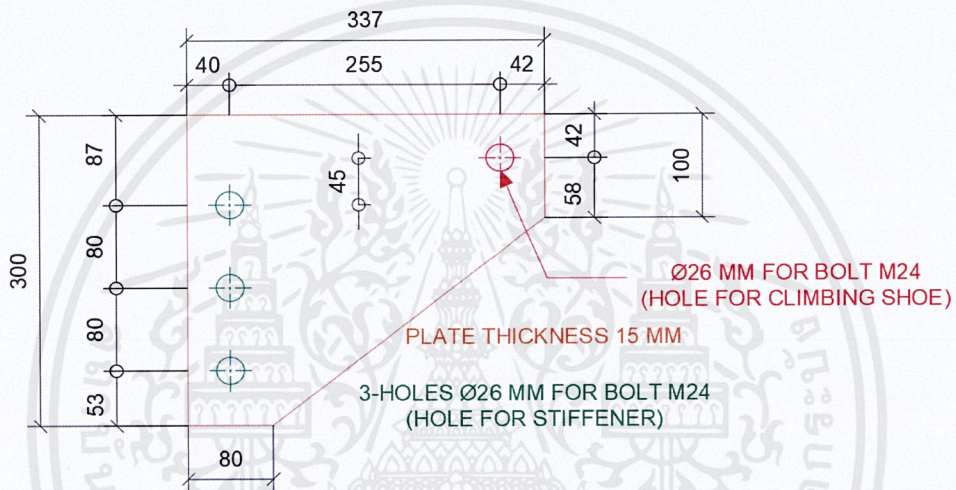
(ข.) แสดงรายละเอียดจุตรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Support of Expanded Metal Panel Girder) ชนิดที่ 2 (มิติเป็น มม.)

รูปที่ 4.10 แสดงรายละเอียดจุตรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Support of Expanded Metal Panel Girder)

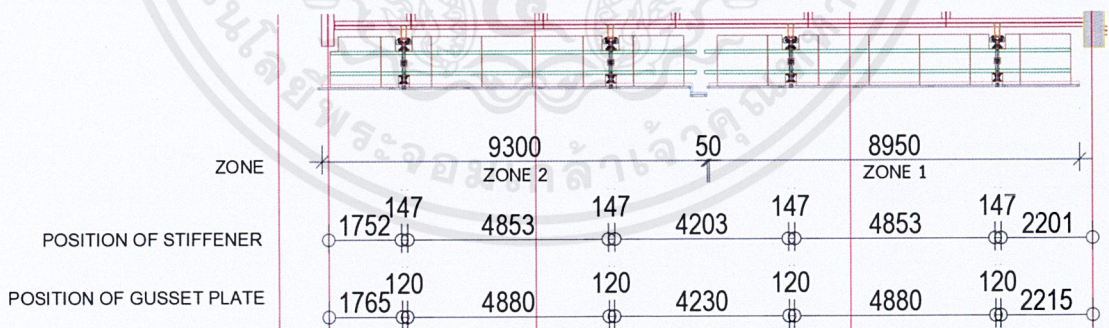


12. เหล็กยึดเฟรม (Frame Bracing) ใช้เป็นเหล็ก DB12 ชั้นคุณภาพ SD30 หรือเทียบเท่า ขนาด 0.7 ม. และ 5.5 ม. ยึดด้วยเกลียวร่ง (Turnbuckle) โดย 1 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing จะมี 4 เหล็กยึดเฟรม (สำหรับรายละเอียดการยึดดูหัวข้อที่ 3.2 ข้อ 8)

13. แผ่นประกบ (Gusset Plate) สำหรับยึดตัวระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ที่ Climbing Shoe เข้ากับคานเหล็กของโครงสร้างอาคาร จะใช้แผ่นเหล็ก (Steel Plate) หนา 15 มม. ขนาดตามรูปที่ 4.11 จำนวน 6 แผ่น ต่อ 1 เฟรม (4 แผ่น สำหรับยึดกับเฟรม และ 2 แผ่น สำหรับรอยยึดกับเฟรมเมื่อทำการเลื่อนระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing)



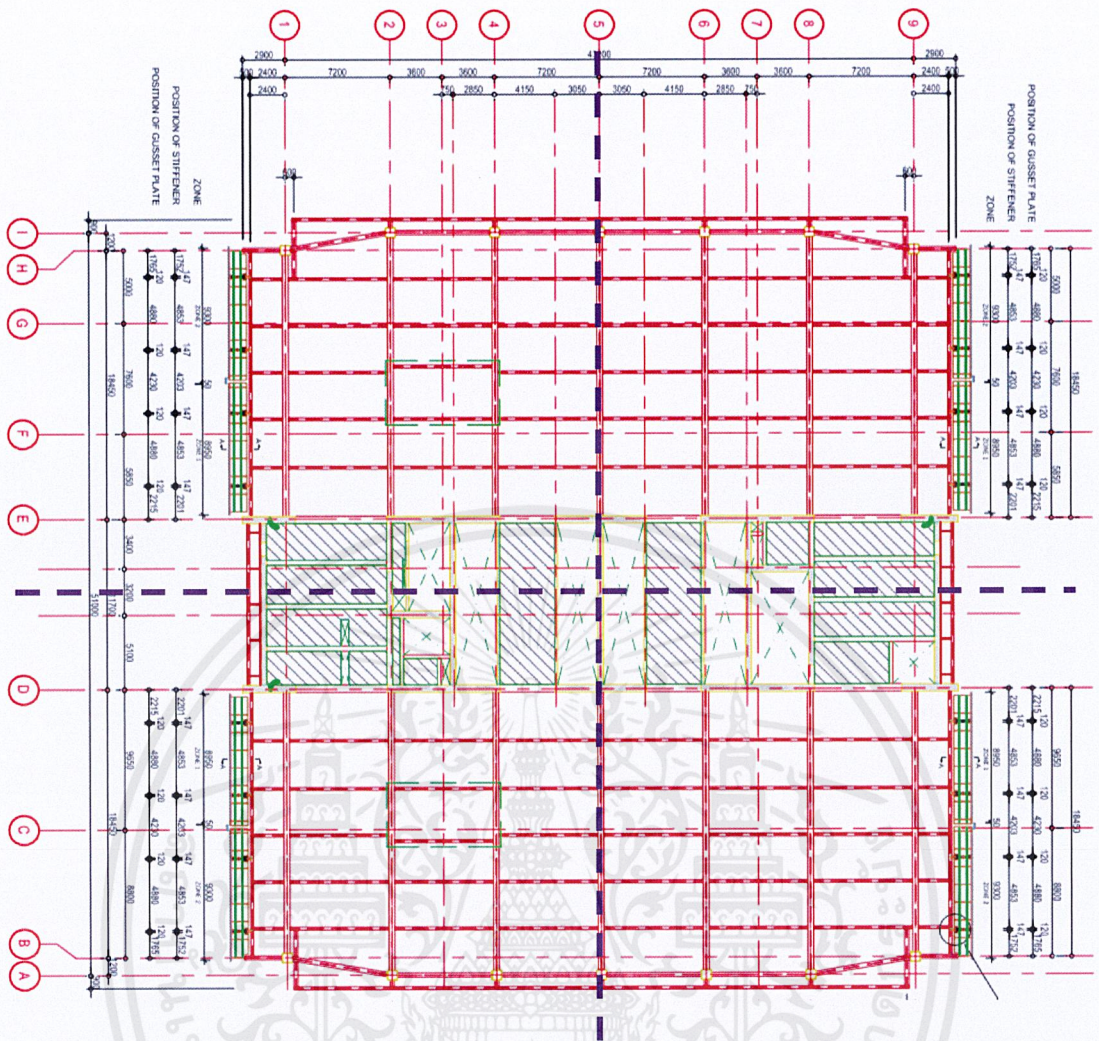
(ก.) แสดงรายละเอียดของ Gusset Plate (มิติเป็น มม.)



(ข.) แสดงตำแหน่งของ Gusset Plate และ Stiffener ในแปลนโครงสร้าง (มิติเป็น มม.)

รูปที่ 4.11 แสดงรายละเอียดของแผ่นประกบ (Gusset Plate) และ ตำแหน่งของแผ่นประกบ





รูปที่ 4.12 แสดงตำแหน่งของระบบแผงกันตคแบบ Self-Climbing ในผังโครงสร้าง (มิติเป็น มม.)

จากรูปที่ 4.12 ระบบแผงกันตคแบบ Self-Climbing ที่ออกแบบจากเล่มนี้ มีโครงสร้าง (Frame) อ้างอิงมาจากบริษัทหนึ่งของประเทศเยอรมนี สำหรับโครงการหนึ่งจะใช้อยู่ 4 ชุด (8 ระบบแผงกันตคแบบ Self-Climbing) โดยมีลักษณะสะท้อนกันตามเส้นประสีม่วง

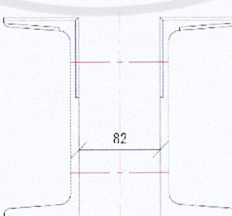



## 4.2 การเปรียบเทียบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ระหว่างบริษัทของประเทศเยอรมนีและบริษัทของประเทศญี่ปุ่น

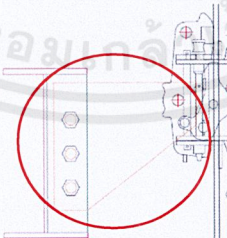
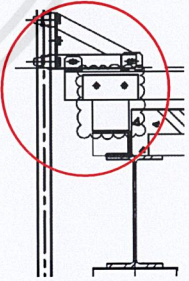
ในส่วนของการเปรียบเทียบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing จะเปรียบเทียบกันระหว่างบริษัท X จากประเทศเยอรมนี (ซึ่งได้ทำการออกแบบไว้ในโครงการเล่มนี้ โดยมีโครงเฟรม (Frame) อ้างอิงมาจากบริษัท X จากประเทศเยอรมนี) กับบริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่น โดยมีเกณฑ์ในการพิจารณาคือ

1. เป็นโครงการหนึ่งในกรุงเทพมหานครที่ใช้ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ของบริษัท X จากประเทศเยอรมนี และบริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่น
  2. เปรียบเทียบต่อ 1 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ที่มีความกว้างมากที่สุด
  3. ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing คลุมทั้ง 3 ชั้นของอาคาร
  4. ยึดกับคานเหล็กในชั้นที่ N และ N+1
- โดยแสดงการเปรียบเทียบได้ตามตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 ตารางเปรียบเทียบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ระหว่างบริษัท X จากประเทศเยอรมนีและบริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่นตามหัวข้อต่าง ๆ

หัวข้อ	ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing	
	บริษัท X จากประเทศเยอรมนี	บริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่น
<b>1. โครงสร้างของระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing</b>		
1.1 ลักษณะของรางสำหรับปีน (Rail Climbing) ที่ยึดเข้ากับส่วนของคานเหล็กในโครงสร้างอาคาร	เป็นเหล็กรางน้ำ (Chanel Steel) ขนาด 200x75x8.5 x11.5 ยาว 10 ม. 2 เส้นประกบกันระยะห่างระหว่างเหล็ก 2 เส้นประมาณ 82 มม.    ▼ High-rise Building	เป็นส่วนประกอบระหว่างเหล็กท่อกลม (Round Hollow Section), เหล็กกล่อง (Rectangular Hollow Section) และเหล็กแบน (Flat Bar) โดยท่อกลมจะอยู่ฝั่งติดกับตัวอาคาร    ▼ High-rise Building



หัวข้อ	ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing	
	บริษัท X จากประเทศเยอรมนี	บริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่น
1.2 Section Modulus ของ Rail Climbing	385.4 cm <sup>3</sup>	47.7 cm <sup>3</sup>
1.3 ชั้นคุณภาพของ Rail Climbing	S355 (Fy = 3550 ksc., Fu = 4700-6300 ksc.)	SS490 (Fy = 2850 ksc., Fu = 4900 ksc.)
1.4 จำนวน Rail Climbing	2 ตัว*	3 ตัว*
1.5 จำนวนเฟรม (Frame)	2 เฟรม	4 เฟรม
1.6 จำนวนชั้นของพื้นที่ทำงาน	2 ชั้น ระยะห่างระหว่างชั้น 4.5 ม.	8 ชั้น ระยะห่างระหว่างชั้น 1.8 ม.
1.7 ความยาวมากที่สุด (ตามแนวอาคารในบริเวณที่รับผิวดชอบ)	9.3 เมตร (ประมาณ 25.27% ของความกว้างอาคาร)	5.4 เมตร (ประมาณ 12.50% ของความกว้างอาคาร)
1.8 ความสูงที่คลุมทั้ง 3 ชั้นของอาคาร	12.7 เมตร	14.4 เมตร
1.9 น้ำหนักต่อ 1 ตารางเมตร*	107.42 กก.	32.93 กก.
1.10 การยึดเข้ากับคานเหล็กของโครงสร้างอาคาร	ยึดกับ Gusset Plate และ Stiffener ของคานเหล็ก 	วางบนปีกของคานเหล็ก 
1.11 การเลื่อนขึ้น (Lifting) ของระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing	ใช้ระบบไฮดรอลิก (Hydraulic System) หรือ เครน (Crane)	ใช้รอกโซ่ไฟฟ้า (Electric Chain Hoist) หรือ เครน (Crane)

หมายเหตุ \* เฉพาะส่วนของรางสำหรับปีน (Rail Climbing) ที่ยึดเข้ากับ Climbing Shoe

\*\* ไม่รวมรวมน้ำหนักจากหน่วยแรงลม, น้ำหนักของ Climbing Shoe และ Gusset Plate

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการ 105 เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



หัวข้อ	ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing	
	บริษัท X จากประเทศไทย	บริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่น
<b>2. ข้อกำหนดและขอบเขตในการออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing</b>		
2.1 หน่วยแรงลม	<p>ใช้หน่วยแรงลม 200 กก./ม.<sup>2</sup> ตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมอาคาร พ.ศ.2544 สำหรับอาคารสูงเกิน 80 เมตร, ใช้ตัวคูณเพิ่ม (Factor) = 1.3 และเปอร์เซ็นต์ลมผ่านแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Permeability of Wind) 50% จะได้หน่วยแรงลมที่กระทำกับโครงสร้าง = 130 กก./ม.<sup>2</sup></p>	<p>ใช้ความเร็วลมมาตรฐาน (Standard Wind Speed) 18 เมตร/วินาที มาหาความเร็วลมที่กระทำในแกน Z (V<sub>z</sub>) โดยมีตัวคูณเพิ่มจากสัมประสิทธิ์เกิดพายุ, สัมประสิทธิ์จากความเร็วลมแบบเฉียบพลัน และสัมประสิทธิ์จากอาคารสูงข้างเคียง จะได้ V<sub>z</sub> = 36.42 เมตร/วินาที จากนั้นนำค่า V<sub>z</sub> มาหาหน่วยแรงลมที่กระทำกับโครงสร้าง (V<sub>z</sub><sup>2</sup>/16) โดยมีเปอร์เซ็นต์ลมผ่านแผงตะแกรงเหล็กฉีก = 49% จะได้ 42.3 กก./ม.<sup>2</sup></p>

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการ 106 เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



หัวข้อ	ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing	
	บริษัท X จากประเทศไทย	บริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่น
2.2 การตรวจสอบ	<p>สำหรับโครงเฟรม :</p> <p>1. S235 Tensile stresses = 1600 ksc., Compression stresses = 1400 ksc., Shear stresses = 920 ksc.</p> <p>2. S355 Tensile stresses = 2400 ksc., Compression stresses = 2100 ksc., Shear stresses = 1390 ksc.</p> <p>สำหรับเหล็กส่วนอื่นๆ : Bending Stresses = <math>0.6F_y</math>, Shear Stresses = <math>0.4F_y</math></p> <p>สำหรับเหล็กเส้น : Tensile Stresses = <math>0.5F_y</math></p> <p>สำหรับสลักเกลียว : Tensile stresses = <math>F_t</math> Shear stresses = <math>F_v</math></p> <p>สำหรับรอยเชื่อม (แบบ Fillet): Tensile Stresses and Shear Stresses = <math>0.707x</math> (<math>0.3F_{exx}</math>)</p> <p>สำหรับโครงสร้างชั่วคราวของเหล็กส่วนอื่น ๆ และเหล็กเส้น จะเผื่อเพิ่ม 25%</p>	<p>สำหรับเหล็ก SS, STKR, STK400 : Tensile stresses, Compression Stresses, Bending Stresses = 1600 ksc. และ Shear Stresses = 900 ksc.</p> <p>สำหรับเหล็ก SS, STKR, STK490 : Tensile stresses, Compression Stresses, Bending Stresses = 2200 ksc. และ Shear Stresses = 1250 ksc.</p> <p>สำหรับสลักเกลียว : Normal Bolt : Tensile stresses = 1200 ksc. และ Shear stresses = 900 ksc. Grade 10.9T : Tensile stresses = 3100 ksc. และ Shear stresses = 1500 ksc</p> <p>สำหรับรอยเชื่อม (แบบ Fillet) Tensile Stresses and Shear Stresses = 800 ksc.</p> <p>สำหรับกรณีที่ได้รับแรงลมจะใช้ตัวคูณเพิ่ม = 1.3</p>



หัวข้อ	ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing	
	บริษัท X จากประเทศไทย	บริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่น
<b>3. การใช้งานระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing</b>		
3.1 งานโครงสร้าง	เหมาะกับงานโครงสร้างขณะทำการก่อสร้าง เช่นงานวางเหล็ก งานเทพูน เป็นต้น ในชั้นที่ N+2 เพื่อป้องกันฝุ่นจากการทำงานฟุ้งกระจายไปยังบริเวณข้างเคียง โดยเมื่อเลื่อนระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ขึ้นแล้ว ในชั้นที่ N จะทำราวกันตกเพื่อป้องกันอุบัติเหตุในการทำงานใกล้ขอบอาคาร	
3.2 รูปทรงอาคารที่เหมาะสม	ทุกรูปทรงอาคาร ไม่ว่าจะโค้งงูนูน หรือเว้าเข้าตามแนวตั้ง	รูปทรงอาคารที่เป็นเส้นตรงตามแนวตั้ง
3.3 ลักษณะงานตกแต่งภายนอกอาคาร (Façade)	ไม่สามารถใช้กับงานตกแต่งภายนอกอาคารได้	สามารถใช้กับงานตกแต่งภายนอกอาคารได้ แต่ต้องเสมือกับแนวอาคารเช่น กระจกอลูมิเนียม และสามารถเก็บรายละเอียดเช่น ยาแนว รอยต่อกระจกได้ เนื่องจากจำนวนชั้นของพื้นที่งานที่มีเยอะกว่า
3.4 การประกอบติดตั้ง	เนื่องจากน้ำหนักค่อนข้างเยอะ จึงต้องมีการใช้เครื่องจักรมาช่วยทุ่นแรงขณะนำบางชิ้นส่วนมาประกอบติดตั้ง	สามารถใช้คนในการยกชิ้นส่วนมาประกอบติดตั้ง เนื่องจากน้ำหนักของชิ้นส่วนที่ค่อนข้างเบา
3.5 ความสะดวกสบายขณะทำงานเกี่ยวกับขอบอาคาร	สะดวกกว่าเนื่องจากความสูงพื้นที่งานแต่ละชั้นเท่ากับ 4.5 เมตร	อาจเป็นปัญหาสำหรับคนที่ค่อนข้างสูง เนื่องจากความสูงระหว่างพื้นที่งานเท่ากับ 1.8 เมตร



## บทที่ 5

### สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

#### 5.1 สรุปผลการวิจัย

โครงสร้างระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ที่ทำการออกแบบ โดย ส่วนโครงเฟรม (Frame) อ้างอิงมาจากบริษัท X จากประเทศเยอรมนี สำหรับอาคารเหล็กที่มีความกว้าง 18.4 เมตร และความสูงแต่ละชั้นเท่ากับ 4.5 เมตร โดยมีเงื่อนไขในการออกแบบ 1 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing คือคลุมความกว้างอาคารและคลุมความสูงอาคาร 3 ชั้น, ส่วนประกอบของโครงเฟรมนั้น ยึดกันแบบ Pin-connected, ระยะห่างระหว่างเฟรมไม่เกิน 5 เมตร, จุดรองรับของเฟรมเป็นแบบ Pin Support และ Roller Support, น้ำหนักที่กระทำกับเฟรมมีเฉพาะแรงในแนวตั้ง (ตาม Gravity) และแรงในแนวตั้งฉากกับเฟรม (ตั้งฉากกับแกน Z) ไม่ได้คำนวณแรงจากทางด้านข้างและแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว, หน่วยแรงลมที่เลือกใช้เป็นไปตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมอาคาร พ.ศ.2544 ,การวิเคราะห์โครงเฟรมเป็นแบบ Secondary Moment และไม่ได้วิเคราะห์การรับแรงของของตัวยึดระหว่างส่วนประกอบในระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing

จากการออกแบบ ได้ข้อสรุปส่วนประกอบของ 1 ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing (รายละเอียดเพิ่มเติมดู บทที่ 4 หัวข้อ 4.1) ดังนี้

1. พื้นทำงาน (Working Platform) เป็นไม้อัดดำขนาด 4 ฟุต x 8 ฟุตหนา 20 ม.ม. จำนวน 7.25 แผ่น
2. คานรับพื้นทำงาน (Working Platform Girder) เป็นเหล็กกล่องขนาด 150x75x3.2 ชั้นคุณภาพ STKR400 ยาว 8.85ม. จำนวน 4 แท่ง
3. แผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel) ขนาด 841x1790, 1190x1790, 841x400 และ 1190x400 จำนวน 110 แผง, 30 แผง, 11 แผง และ 3 แผง ตามลำดับ
4. คานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Expanded Metal Panel Girder) เป็นเหล็กกล่องขนาด 75x75x4.5 ชั้นคุณภาพ STKR400 ยาว 8.95 ม. และ เหล็กกล่องขนาด 50x50x3.2 ชั้นคุณภาพ STKR400 สำหรับรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกที่ปิดช่องว่าง
5. จุดรองรับคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Support of Expanded Metal Panel Girder) มีส่วนประกอบระหว่างเหล็กฉากหน้าขนาด 75x40x5x7 กับเหล็กฉากขนาด 75x75x6 ชั้นคุณภาพ SS400 สำหรับ Bolt M20 จำนวน 10 ชั้น และ Bolt M24 จำนวน 4 ชั้น
6. เหล็กยึดเฟรม (Frame Bracing) เป็นเหล็ก DB12 ชั้นคุณภาพ SD30 ยาว 0.7 ม. และ 5.5 ม. ยึดกันด้วยเกลียวแรง จำนวน 4 ตัว

สำหรับการเปรียบเทียบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ของบริษัท X จากประเทศเยอรมนี (ซึ่งได้ทำการออกแบบในโครงการเล่มนี้ โดยมีโครงเฟรม (Frame) อ้างอิงมาจากบริษัท X



จากประเทศเยอรมนี) กับบริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่น จะทำการเปรียบเทียบ 3 หัวข้อคือโครงสร้างของระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing, ข้อกำหนดและขอบเขตในการออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing และการใช้งานระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing (รายละเอียดเพิ่มเติมดู บทที่ 4 หัวข้อ 4.2) ซึ่งสรุปได้ดังนี้

1. บริษัท X จากประเทศเยอรมนี ระบบรางสำหรับปีน (Rail Climbing) จะมีค่า Section Modulus, ความยาวตามแนวอาคารและ น้ำหนักต่อตารางเมตรที่มากกว่าทำให้รับน้ำหนักบรรทุกได้มากกว่า ใช้จำนวนน้อยกว่า มีพื้นที่ทำงานยาวกว่า และต้องใช้ระบบไฮดรอลิกสำหรับเลื่อนขึ้น แต่บริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่น มีน้ำหนักต่อตารางเมตรที่เบา, พื้นสำหรับทำงานที่มากกว่าถึง 4 เท่า จึงสามารถทำงานที่ตกแต่งภายนอกอาคาร (Façade) ที่มีความหลากหลายของกระจกได้ และใช้รอกโซ่ไฟฟ้าสำหรับเลื่อนขึ้นก็เพียงพอ

2. สำหรับหน่วยแรงลมที่ใช้ก็มีวิธีที่แตกต่างกันไปตามบริษัทนั้น ๆ รวมไปถึงจนถึงค่าที่ยอมให้สำหรับการออกแบบ

3. ทั้ง 2 บริษัทสามารถใช้กับงานโครงสร้าง เช่น งานลงเหล็ก เทปูน เป็นต้น ซึ่งบริษัท Y จากประเทศญี่ปุ่นเมื่อทำการประยุกต์แล้วสามารถใช้กับงานตกแต่งภายนอกอาคาร (Façade) ที่ต้องเก็บรายละเอียดด้านนอกชิดขอบอาคาร แต่สามารถเลื่อนขึ้นได้เฉพาะเป็นเส้นตรงตามแนวตั้งเท่านั้น ในขณะที่บริษัท X จากเยอรมนีสามารถเลื่อนขึ้นได้ทุกรูปทรงอาคาร ไม่ว่าจะโค้งงอ หรือเว้าเข้าตามแนวตั้ง

ทั้งนี้ในการเลือกใช้ระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing ก็ขึ้นอยู่กับความต้องการและวัตถุประสงค์ของแต่ละสถานประกอบการที่จะนำไปใช้งาน

## 5.2 ข้อเสนอแนะเพิ่มเติม

1. คำนวณหน่วยแรงที่กระทำทางข้างและหน่วยแรงจากแผ่นดินไหวในการวิเคราะห์เฟรมเพื่อความแม่นยำมากยิ่งขึ้น



## เอกสารอ้างอิง

ทักษิณ เทพชาตรี และอัศววัชร เล่นวารีย์. (2559). *พฤติกรรมและการออกแบบโครงสร้างเหล็ก (ปรับปรุงครั้งที่ 4)*. สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. กรุงเทพมหานคร

วินิต ช่อวิเชียร และวรรณิต ช่อวิเชียร. (2550). *การออกแบบโครงสร้างเหล็ก (พิมพ์ครั้งที่ 2)*. กรุงเทพมหานคร

สมเกียรติ รุ่งทองใบสุรีย์. (2552). *การออกแบบโครงสร้างเหล็ก (พิมพ์ครั้งที่ 6)*. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี. กรุงเทพมหานคร

Alan Williams. (2011). *Steel Structure Design*. McGraw-Hill Companies, Inc. USA

Leonard Spiegel and George F. Limbrunner. (1993). *Applied Structural Steel Design (second Edition)*. REGENTS/PRENTICE HALL. USA

PERI GmbH. (2009). *Rail Climbing System RCS Climbing Protection Panel (Assembly Instructions)*. Germany

PERI GmbH. (2016). *RCS Rail Climbing System The universal climbing construction kit for safe working at great heights (Product Brochure)*. Germany





ภาคผนวก ก  
รายการคำนวณ  
สำหรับการออกแบบระบบแผงกันตกแบบ Self-Climbing

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการ 112 เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



# รูปที่ 1 รายการคำนวณพื้นที่ทำงาน (Working Platform)

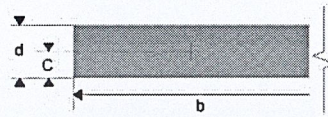
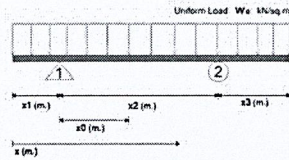
**PLATFORM** 1/2

**DATA OF MATERIAL**

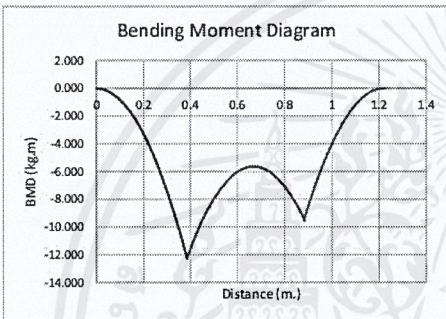
Type : Film Faced Plywood  
 Dead Load 15 kg/m<sup>2</sup>  
 Live Load 150.00 kg/m<sup>2</sup>  
Total loading 165 kg/m<sup>2</sup>

Plank size (2 axis of symmetry)

b = 100 cm.  
 d = 2 cm.  
 moment of inertia, I 66.67 cm<sup>4</sup> /width = 1m  
 modulus of elasticity, E 60000.00 ksc  
 shear modulus, G 5000.00 ksc  
 Density 700 kg/m<sup>3</sup>  
 x1 = 0.385 m.  
 x2 = 0.497 m.  
 x3 = 0.338 m.  
total = 1.22 m.



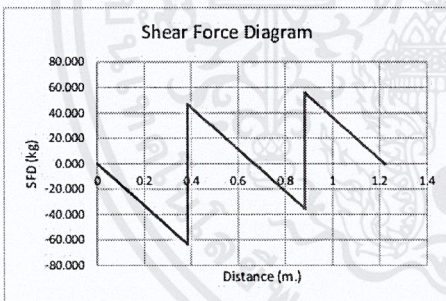
**BMD & SFD**



**TABLE : Bending Moment**

Sta. x (m.)	Moment (kg.m /1m)	SPAN
0	0.000	x1
0.39	-12.229	
0.67	-5.636	x2
0.88	-9.425	
1.22	0.000	x3

; shear = 0 kg.



**TABLE : Shear Force**

Sta. x (m.)	Shear (kg/m)	Reaction (kg/m)	SPAN
0	0.000	110.168	x1
0.39	-63.525		
0.67	46.643	91.132	x2
0.88	0.000		
1.22	-35.362	0.000	x3
	55.770		



รูปที่ 1 รายการคำนวณพื้นทำงาน (Working Platform) (ต่อ)

**BENDING STRESS & SHEAR STRESS**

Perm. Bending Stress 100 ksc

**TABLE : Bending Stress**

Sta. x (m.)	Moment (kg.m /1m)	*Max. Bending Stress (ksc)	**factor	
0	0	0.000	0.00	OKAY
0.39	-12.229	18.343	0.18	OKAY
0.67	-5.636	8.454	0.08	OKAY
0.88	-9.425	14.138	0.14	OKAY
1.22	0	0.000	0.00	OKAY

\* Maximum Bending Stress (ksc) =  $\frac{\text{Moment (kg.m)} \times 100}{S \text{ (cm}^3\text{)}} \text{ or } \frac{\text{Moment (kg.m)} \times c \text{ (cm.)} \times 100}{I \text{ (cm}^4\text{)}}$

\* Maximum Bending Stress occurs at the surface farthest from the Neutral Axis

\*\* factor =  $\frac{\text{Bending Stress (ksc)}}{\text{Perm. Bending Stress (ksc)}}$

P

Perm. Shear Stress 9 ksc

**TABLE : Shear Stress**

Sta. x (m.)		Shear (kg/m)	*Max. Shear Stress (ksc)	**factor	
0		0.000	0.000	0.00	OKAY
0.39	L	-63.525	4.764	0.53	OKAY
	R	46.643	3.498	0.39	OKAY
0.67		0.000	0.000	0.00	OKAY
0.88	L	-35.362	2.652	0.29	OKAY
	R	55.770	4.183	0.46	OKAY
1.22		0.000	0.000	0.00	OKAY

\* Maximum Shear Stress (ksc) =  $\frac{\text{Shear (kg)} \times \Sigma[\text{First Moment Area at Neutral Axis (cm}^2\text{)}]}{I \text{ (cm}^4\text{)} \times t \text{ (mm)}} \times 10$  ; where t = thickness of crosssection at Neutral Axis.

\* Maximum Shear Stress at Neutral Axis.

\*\* factor =  $\frac{\text{Shear Stress (ksc)}}{\text{Perm. Shear Stress (ksc)}}$

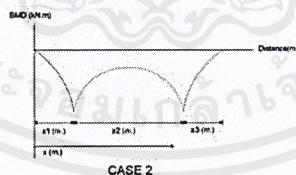
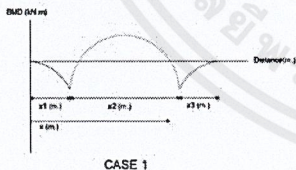
**DEFLECTION**

Perm. Deflection 0.26 cm. ; for cantiliver span (span x1) ;L/150  
 Perm. Deflection 0.17 cm. ; for middle span (span x2) ;L/300  
 Perm. Deflection 0.23 cm. ; for cantiliver span (span x3) ;L/150

BMD : CASE 2

**TABLE : Deflection**

Sta. x (m.)	Deflection (cm)	factor	
0.00	-0.186	0.73	OKAY ;SPAN X1
0.67	0.022	0.13	OKAY ;SPAN X2
1.22	-0.152	0.67	OKAY ;SPAN X3









รูปที่ 2 รายการคำนวณคานรับพื้นทำงานตัวใน (ใกล้อาคาร) (Working Platform Girder Inside)  
(ต่อ)

**PLATFORM GIRDER INSIDE** 2/2

**BENDING STRESS & SHEAR STRESS**

Perm. Bending Stress 1837.5 ksc ;1.25(0.60Fy)

**TABLE : Bending Stress**

Sta. x (m.)	Moment (kg.m)	*Max. Bending Stress ksc	**factor	
0	0.00	0.00	0.00	OKAY
1.77	-189.78	341.67	0.19	OKAY
4.15	153.53	276.42	0.15	OKAY
6.77	-262.07	471.84	0.26	OKAY
8.85	0.00	0.00	0.00	OKAY

\* Maximum Bending Stress (ksc) =  $\frac{\text{Moment (kg.m)} \times 100}{S \text{ (cm}^3\text{)}} \text{ or } \frac{\text{Moment (kg.m)} \times c \text{ (cm.)} \times 100}{I \text{ (cm}^4\text{)}}$

\* Maximum Bending Stress occurs at the surface farthest from the Neutral Axis

\*\* factor =  $\frac{\text{Bending Stress (ksc)}}{\text{Perm. Bending Stress (ksc)}}$

Perm. Shear Stress 1225 ksc ;1.25(0.40Fy)

**TABLE : Shear Stress**

Sta. x (m.)	Shear (kg)	*Max. Shear Stress ksc	**factor		
0	0.00	0.00	0.00	OKAY	
1.77	L	-214.44	24.90	0.02	OKAY
	R	288.42	33.48	0.03	OKAY
4.15	0.00	0.00	0.00	OKAY	
6.77	L	-317.34	36.84	0.03	OKAY
	R	251.99	29.26	0.02	OKAY
8.85	0.00	0.00	0.00	OKAY	

\* Maximum Shear Stress (ksc) =  $\frac{\text{Shear (kg)} \times \sum [\text{First Moment Area at Neutral Axis (cm}^2\text{)}]}{I \text{ (cm}^4\text{)} \times t \text{ (mm)}} \times 10$  ; where t = thickness of crosssection at Neutral Axis.

\* Maximum Shear Stress at Neutral Axis.

\*\* factor =  $\frac{\text{Shear Stress (ksc)}}{\text{Perm. Shear Stress (ksc)}}$

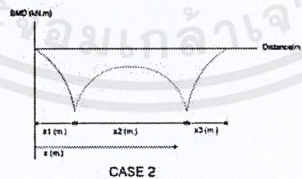
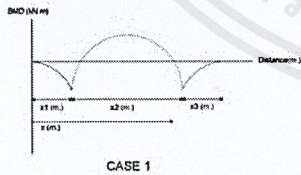
**DEFLECTION**

Perm. Deflection 1.18 cm. ; for cantiliver span (span x1) ;L/150  
 Perm. Deflection 1.67 cm. ; for middle span (span x2) ;L/300  
 Perm. Deflection 1.39 cm. ; for cantiliver span (span x3) ;L/150

BMD : CASE 1

**TABLE : Deflection**

Sta. x (m.)	Deflection (cm)	factor	
0.00	0.025	0.02	OKAY ;SPAN X1
4.15	-0.292	0.18	OKAY ;SPAN X2
8.85	-0.238	0.17	OKAY ;SPAN X3





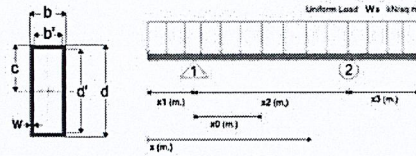
รูปที่ 3 รายการคำนวณคานรับพื้นทำงานด้านนอก (Working Platform Girder Outside)

**DATA OF MATERIAL**

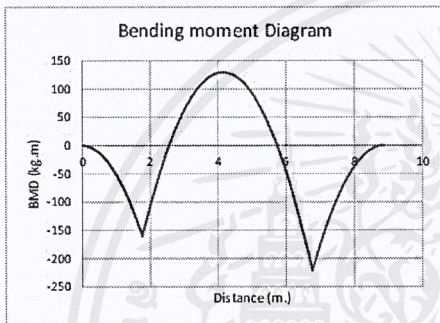
Uniform Load            91.13 kg/m  
 Weight of material    10.98 kg/m  
Total Loading        102.11 kg/m

Rectangular Hollow Section      d =    150 mm.  
 STKR400                            b =    75 mm.  
     w (wall) =    3.2 mm.  
 Modulus of elasticity, E =    2100000 ksc  
 Area, A =                            13.99 cm<sup>2</sup>  
 Moment of inertia, I =            416.57 cm<sup>4</sup>  
 Section of modulus, S =        55.54 cm<sup>3</sup>  
     yield =    2450 ksc  
     Ultimate = 4000 ksc

x1 =    1.77 m.  
 x2 =    5.00 m.  
 x3 =    2.08 m.  
total = 8.85 m.



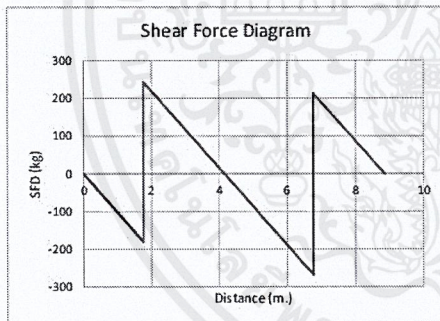
**BMD & SFD**



**TABLE : Bending Moment**

Sta. x (m.)	Moment (kg.m)	SPAN
0	0.00	x1
1.77	-159.96	
4.15	129.41	x2
6.77	-220.89	x3
8.85	0.00	

; shear = 0 kg.



**TABLE : Shear Force**

Sta. x (m.)	Shear (kg)	Reaction (kg)	SPAN
0	0.00	423.84	x1
1.77	-180.74		
4.15	0.00	479.87	x2
6.77	-267.47		
8.85	0.00		x3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการ 117 เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



### รูปที่ 3 รายการคำนวณคานรับพื้นทำงานตัวนอก (Working Platform Girder Outside) (ต่อ)

**PLATFORM GIRDER OUTSIDE** 2/2

**BENDING STRESS & SHEAR STRESS**

Perm. Bending Stress 1837.5 ksc ;1.25(0.60Fy)

**TABLE : Bending Stress**

Sta. x (m.)	Moment (kg.m)	*Max. Bending Stress ksc	**factor	
0	0.00	0.00	0.00	OKAY
1.77	-159.96	287.99	0.16	OKAY
4.15	129.41	232.99	0.13	OKAY
6.77	-220.89	397.70	0.22	OKAY
8.85	0.00	0.00	0.00	OKAY

\* Maximum Bending Stress (ksc) =  $\frac{\text{Moment (kg.m)} \times 100}{S \text{ (cm}^3\text{)}} \text{ or } \frac{\text{Moment (kg.m)} \times c \text{ (cm.)} \times 100}{I \text{ (cm}^4\text{)}}$

\* Maximum Bending Stress occurs at the surface farthest from the Neutral Axis

\*\* factor =  $\frac{\text{Bending Stress (ksc)}}{\text{Perm. Bending Stress (ksc)}}$

Perm. Shear Stress 1225 ksc ;1.25(0.40Fy)

**TABLE : Shear Stress**

Sta. x (m.)		Shear (kg)	*Max. Shear Stress ksc	**factor	
0		0.00	0.00	0.00	OKAY
1.77	L	-180.74	20.98	0.02	OKAY
	R	243.10	28.22	0.02	OKAY
4.15		0.00	0.00	0.00	OKAY
6.77	L	-267.47	31.05	0.03	OKAY
	R	212.40	24.66	0.02	OKAY
8.85		0.00	0.00	0.00	OKAY

\* Maximum Shear Stress (ksc) =  $\frac{\text{Shear (kg)} \times \Sigma[\text{First Moment Area at Neutral Axis (cm}^2\text{)}]}{I \text{ (cm}^4\text{)} \times t \text{ (mm)}} \times 10$  ; where t = thickness of crosssection at Neutral Axis.

\* Maximum Shear Stress at Neutral Axis.

\*\* factor =  $\frac{\text{Shear Stress (ksc)}}{\text{Perm. Shear Stress (ksc)}}$

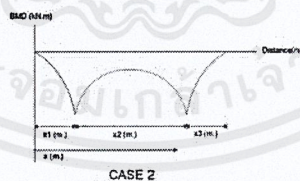
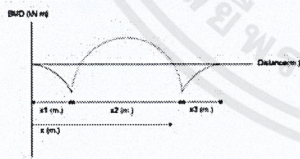
**DEFLECTION**

Perm. Deflection 1.18 cm. ; for cantiliver span (span x1) ;L/150  
 Perm. Deflection 1.67 cm. ; for middle span (span x2) ;L/300  
 Perm. Deflection 1.39 cm. ; for cantiliver span (span x3) ;L/150

BMD : CASE 1

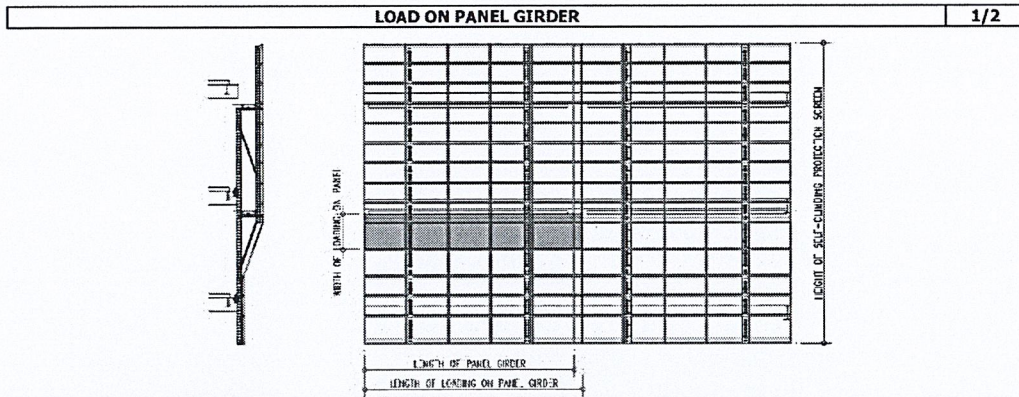
**TABLE : Deflection**

Sta. x (m.)	Deflection (cm)	factor	
0.00	0.021	0.02	OKAY ;SPAN X1
4.15	-0.246	0.15	OKAY ;SPAN X2
8.85	-0.201	0.14	OKAY ;SPAN X3





รูปที่ 4 รายการคำนวณน้ำหนักของคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Load on Panel Girder)



**DATA OF EXPANDED METAL PANEL**

Weight of Mesh XS42                    4.1 kg/m<sup>2</sup>  
 Weight of HSS50x50x2.3                3.34 kg/m  
 Length of Panel Girder                 8.95 m

**TABLE : DATA OF PANEL**

Size of Panel		Area of mesh (m <sup>2</sup> )	Length of HSS (m)	Weight/1 panel (kg)	No. of Panel / 1side	No. of M. Panel /1side	Total Panel /1side	No. Side	Total Panel
Width (mm.)	Height (mm.)								
841	1790	1.51	5.26	23.75	110		110	4	440
841	400	0.34	2.48	9.67		11	11	4	44
1190	1790	2.13	5.96	28.64	30		30	4	120
1190	400	0.48	3.18	12.57		3	3	4	12

**LOAD FROM PANEL TO PANEL GIRDER**

**TABLE : Upper - Middle**

Size of Panel		Weight/1 panel (kg)	No. of Panel on girder	No. of M. Panel on girder	Total weight to girder (kg.)	Load on Girder (kg/m)
Width (mm.)	Height (mm.)					
841	1790	23.75	5		118.74	
841	400	9.67		1	9.67	
1190	1790	28.64			0.00	
1190	400	12.57			0.00	
SUM =					128.41	14.35

**TABLE : Upper - Bottom & Lower -Top**

Size of Panel		Weight/1 panel (kg)	No. of Panel on girder	No. of M. Panel on girder	Total weight to girder (kg.)	Load on Girder (kg/m)
Width (mm.)	Height (mm.)					
841	1790	23.75	5		59.37	
841	400	9.67		1	2.42	
1190	1790	28.64	5		143.20	
1190	400	12.57		1	12.57	
SUM =					217.56	24.31

**TABLE : Lower - Bottom**

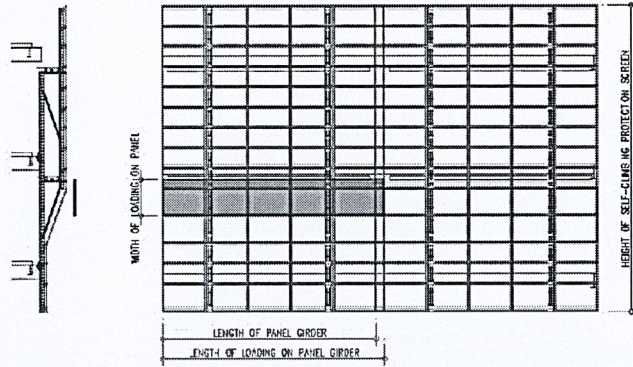
Size of Panel		Weight/1 panel (kg)	No. of Panel on girder	No. of M. Panel on girder	Total weight to girder (kg.)	Load on Girder (kg/m)
Width (mm.)	Height (mm.)					
841	1790	23.75	5		59.37	
841	400	9.67		1	4.83	
1190	1790	28.64	5		71.60	
1190	400	12.57		1	6.29	
SUM =					142.09	15.88

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการ 119 เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4 รายการคำนวณน้ำหนักลงคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Load on Panel Girder) (ต่อ)

**LOAD ON PANEL GIRDER** 2/2



**DATA OF WIND**

Wind Load	200 kg/m <sup>2</sup>
Permeability of panel	50 %
Factor of Wind Load	1.3
Effective Wind Load	130 kg/m <sup>2</sup>

**LOAD FROM WIND TO PANEL GIRDER**

	Height (m.)	Load on girder (kg/m.)
Upper - Middle	0.84	109.3
Upper - Bottom & Lower - Top	1.54	200.0
Lower - Bottom	1.02	132.0

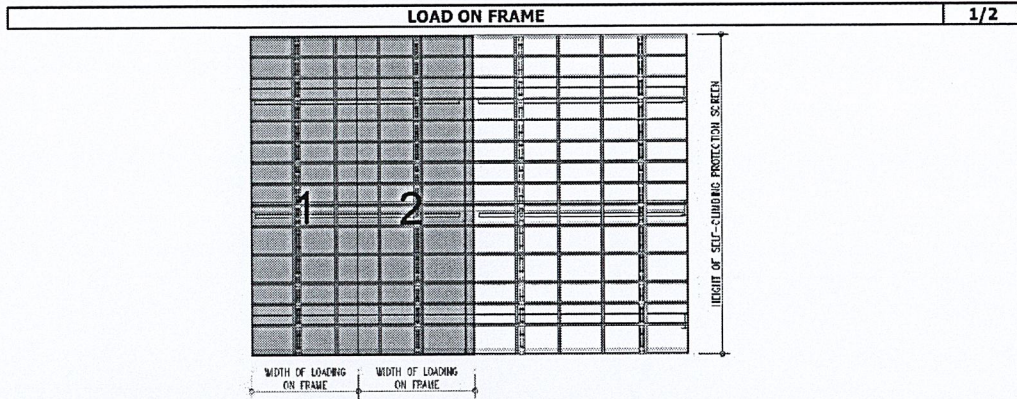
**SUMMARY**

Max. due to WEIGHT OF PANEL	24.31 kg/m	
Max. due to WEIGHT OF PANEL	25.52 kg/m	(Gravity) ; multiply 105% due to weight of panel lock
Max. due to WIND LOAD	200.0 kg/m	(Perpendicular to Z-axis)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5 รายการคำนวณน้ำหนักลงเฟรม (Load on Frame)



**DATA OF PANEL**

Weight of Mesh XS42	4.1 kg/m <sup>2</sup>
Weight of HSS50x50x2.3	3.34 kg/m
Weight of girder HSS75x75x4.5	9.96 kg/m
Length of Panel Girder	8.95 m
No. Panel Girder	14 Girders
Height of Panels	12.7 m

**TABLE : DATA OF PANEL**

Size of Panel		Area of mesh (m <sup>2</sup> )	Length of HSS (m)	Weight/1 panel (kg)	No. of Panel / 1side	No. of M. Panel /1side	Total Panel /1side	No. Side	Total Panel
Width (mm.)	Height (mm.)								
841	1790	1.51	5.26	23.75	110		110	4	440
841	400	0.34	2.48	9.67		11	11	4	44
1190	1790	2.13	5.96	28.64	30		30	4	120
1190	400	0.48	3.18	12.57		3	3	4	12

**LOAD FROM PANEL TO FRAME**

**TABLE : Upper - w/o merge panel**

Size of Panel		Weight/1 panel (kg)	No. of Panel on Frame	No. of M. Panel on Frame	Total weight Panel to Frame (kg.)	Weight of Panel Girder (kg)	Load on Girder (kg/m)
Width (mm.)	Height (mm.)						
841	1790	23.75	27.5		653.05		
841	400	9.67			0.00		
1190	1790	28.64	7.5		214.80		
1190	400	12.57			0.00		
SUM =					867.85	623.99	117.52

**TABLE : Upper - w/ merge panel**

Size of Panel		Weight/1 panel (kg)	No. of Panel on Frame	No. of M. Panel on Frame	Total weight Panel to Frame (kg.)	Weight of Panel Girder (kg)	Load on Girder (kg/m)
Width (mm.)	Height (mm.)						
841	1790	23.75	27.5		653.05		
841	400	9.67		11	106.36		
1190	1790	28.64	7.5		214.80		
1190	400	12.57		3	37.72		
SUM =					1011.92	623.99	128.87

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการ 121 เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5 รายการคำนวณน้ำหนักลงเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)

**LOAD ON PANEL FRAME** 2/2

**DATA OF WIND**

Wind Load	200 kg/m <sup>2</sup>
Permeability of panel	50 %
Factor of Wind Load	1.3
Effective Wind Load	130 kg/m <sup>2</sup>

**TABLE : Load from wind**

	Width (m.)	Load on girder (kg/m.)
Upper - w/o merge	4.5	581.75
Upper - w/ Merge	4.9	633.75

**SUMMARY**

Max. due to WEIGHT OF PANEL	128.87 kg/m	
Max. due to WEIGHT OF PANEL	135.32 kg/m	(Gravity) ; multiply 105% due to weight of panel lock
Max. due to WIND LOAD	633.75 kg/m	(Perpendicular to Z-axis)



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการ 122 เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



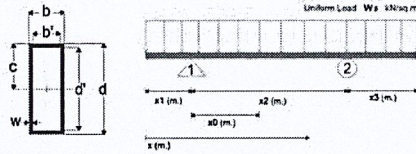
รูปที่ 6 รายการคำนวณคานรับแรงแทงตะแกรงเหล็กฉีกเนื่องจากแรงลม (Panel Girder due to Wind)

**PANEL GIRDER DUE TO WIND** 1/2

**DATA OF MATERIAL**

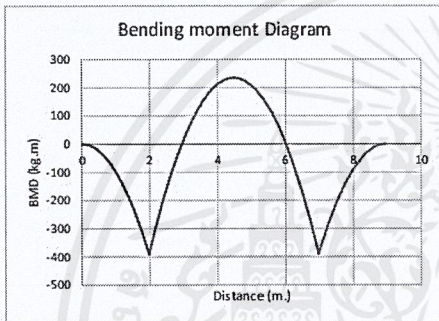
Uniform Load            200.00 kg/m  
 Weight of material       9.96 kg/m  
Total Loading            200.00 kg/m        (PERPENDICULAR TO Z-AXIS)

Rectangular Hollow Section        d =        75 mm.  
 STKR400                                b =        75 mm.  
     w (wall) = 4.5 mm.  
 Modulus of elasticity, E = 210000 ksc  
     Area, A = 12.69 cm<sup>2</sup>  
     Moment of inertia, I = 105.55 cm<sup>4</sup>  
     Section of modulus, S = 28.15 cm<sup>3</sup>  
     yield = 2450 ksc  
     Ultimate = 4000 ksc



x1= 1.98 m.  
 x2= 5.00 m.  
 x3= 1.98 m.  
total = 8.95 m.

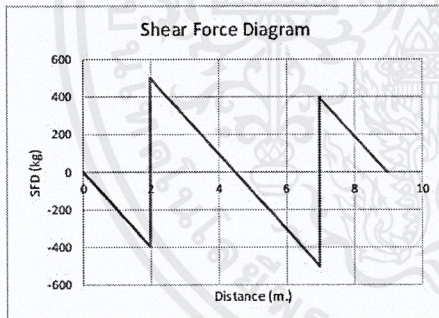
**BMD & SFD**



**TABLE : Bending Moment**

Sta. x (m.)	Moment (kg.m)	SPAN
0	0.00	x1
1.98	-390.06	
4.48	234.94	x2
6.98	-390.06	
8.95	0.00	x3

; shear = 0 kg.



**TABLE : Shear Force**

Sta. x (m.)	Shear (kg)	Reaction (kg)	SPAN
0	0.00		x1
1.98	-395.00	895.00	
4.48	0.00		x2
6.98	-500.00	895.00	
8.95	0.00		x3



รูปที่ 6 รายการคำนวณคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกเนื่องจากแรงลม (Panel Girder due to Wind)  
(ต่อ)

**PANEL GIRDER DUE TO WIND** 2/2

**BENDING STRESS & SHEAR STRESS**

Perm. Bending Stress 1837.5 ksc ;1.25(0.60Fy)

**TABLE : Bending Stress**

Sta. x (m.)	Moment (kg.m)	*Max. Bending Stress ksc	**factor	
0	0.00	0.00	0.00	OKAY
1.98	-390.06	1385.83	0.75	OKAY
4.48	234.94	834.70	0.45	OKAY
6.98	-390.06	1385.83	0.75	OKAY
8.95	0.00	0.00	0.00	OKAY

\* Maximum Bending Stress (ksc) =  $\frac{\text{Moment (kg.m)} \times 100}{S \text{ (cm}^3\text{)}} \text{ or } \frac{\text{Moment (kg.m)} \times c \text{ (cm.)} \times 100}{I \text{ (cm}^4\text{)}}$

\* Maximum Bending Stress occurs at the surface farthest from the Neutral Axis

\*\* factor =  $\frac{\text{Bending Stress (ksc)}}{\text{Perm. Bending Stress (ksc)}}$

Perm. Shear Stress 1225 ksc ;1.25(0.40Fy)

**TABLE : Shear Stress**

Sta. x (m.)		Shear (kg)	*Max. Shear Stress ksc	**factor	
0		0.00	0.00	0.00	OKAY
1.98	L	-395.00	44.84	0.04	OKAY
	R	500.00	56.76	0.05	OKAY
4.48		0.00	0.00	0.00	OKAY
6.98	L	-500.00	56.76	0.05	OKAY
	R	395.00	44.84	0.04	OKAY
8.95		0.00	0.00	0.00	OKAY

\* Maximum Shear Stress (ksc) =  $\frac{\text{Shear (kg)} \times \Sigma[\text{First Moment Area at Neutral Axis (cm}^2\text{)}]}{I \text{ (cm}^4\text{)} \times t \text{ (mm)}} \times 10$  ; where t = thickness of crosssection at Neutral Axis.

\* Maximum Shear Stress at Neutral Axis.

\*\* factor =  $\frac{\text{Shear Stress (ksc)}}{\text{Perm. Shear Stress (ksc)}}$

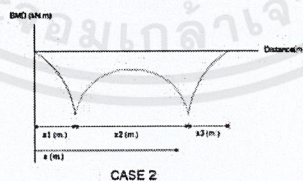
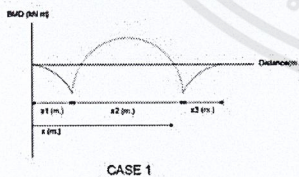
**DEFLECTION**

Perm. Deflection 1.32 cm. ; for cantiliver span (span x1) ;L/150  
 Perm. Deflection 2.00 cm. ; for middle span (span x2) ;L/250  
 Perm. Deflection 1.32 cm. ; for cantiliver span (span x3) ;L/150

BMD : CASE 1

**TABLE : Deflection**

Sta. x (m.)	Deflection (cm)	factor	
0.00	-1.123	0.85	OKAY ;SPAN X1
4.48	-1.844	0.92	OKAY ;SPAN X2
8.95	-1.123	0.85	OKAY ;SPAN X3









รูปที่ 7 รายการคำนวณคานรับแผงตะแกรงเหล็กฉีกเนื่องจากน้ำหนักของแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Panel Girder due to Weight of Expanded Metal Panel) (ต่อ)

**PANEL GIRDER DUE TO WEIGHT OF EXPANDED METAL PANEL** 2/2

**BENDING STRESS & SHEAR STRESS**

Perm. Bending Stress 1837.5 ksc ;1.25(0.60Fy)

**TABLE : Bending Stress**

Sta. x (m.)	Moment (kg.m)	*Max. Bending Stress ksc	**factor	
0	0.00	0.00	0.00	OKAY
1.98	-69.20	245.86	0.13	OKAY
4.48	41.68	148.08	0.08	OKAY
6.98	-69.20	245.86	0.13	OKAY
8.95	0.00	0.00	0.00	OKAY

\* Maximum Bending Stress (ksc) =  $\frac{\text{Moment (kg.m)} \times 100}{S \text{ (cm}^3\text{)}} \text{ or } \frac{\text{Moment (kg.m)} \times c \text{ (cm.)} \times 100}{I \text{ (cm}^4\text{)}}$

\* Maximum Bending Stress occurs at the surface farthest from the Neutral Axis

\*\* factor =  $\frac{\text{Bending Stress (ksc)}}{\text{Perm. Bending Stress (ksc)}}$

Perm. Shear Stress 1225 ksc ;1.25(0.40Fy)

**TABLE : Shear Stress**

Sta. x (m.)		Shear (kg)	*Max. Shear Stress ksc	**factor	
0		0.00	0.00	0.00	OKAY
1.98	L	-70.08	7.95	0.01	OKAY
	R	88.70	10.07	0.01	OKAY
4.48		0.00	0.00	0.00	OKAY
6.98	L	-88.70	10.07	0.01	OKAY
	R	70.08	7.95	0.01	OKAY
8.95		0.00	0.00	0.00	OKAY

\* Maximum Shear Stress (ksc) =  $\frac{\text{Shear (kg)} \times \sum[\text{First Moment Area at Neutral Axis (cm}^2\text{)}]}{I \text{ (cm}^4\text{)} \times t \text{ (mm)}} \times 10$  ; where t = thickness of crosssection at Neutral Axis.

\* Maximum Shear Stress at Neutral Axis.

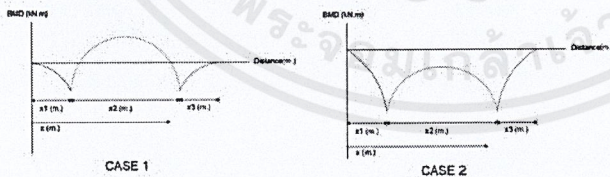
\*\* factor =  $\frac{\text{Shear Stress (ksc)}}{\text{Perm. Shear Stress (ksc)}}$

**DEFLECTION**

Perm. Deflection 1.32 cm. ; for cantiliver span (span x1) ;L/150  
 Perm. Deflection 2.00 cm. ; for middle span (span x2) ;L/250  
 Perm. Deflection 1.32 cm. ; for cantiliver span (span x3) ;L/150  
 BMD : CASE 1

**TABLE : Deflection**

Sta. x (m.)	Deflection (cm)	fador	
0.00	-0.199	0.15	OKAY ;SPAN X1
4.48	-0.327	0.16	OKAY ;SPAN X2
8.95	-0.199	0.15	OKAY ;SPAN X3





รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame)

**METHOD : SECONDARY MOMENT**

**DATA OF MATERIAL**

Section	Material	Shape	A (cm <sup>2</sup> )	Ag (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>3</sup> )
2-U200	S355	Double Channel	64.59	32.00	3854.0	385.4
HSS75x75x5.0	S235	Box/Tube	14.00	6.21	114.9	30.6

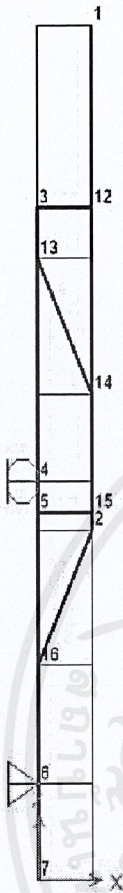
Material	Unit Weight (kg/m <sup>3</sup> )	E ksc	G ksc	Fy ksc	Fu ksc	Total Weight (kg)
S355	7850	2100000	807692.3	3550	5100	879.95
S235	7850	2100000	807692.3	2350	3600	65.53

**TABLE : Objects and Elements - Joints**

JointElem	JointObj	GlobalX mm	GlobalZ mm
1	1	820	12605
2	2	820	5177.5
3	3	0	9927.5
4	4	0	5900.5
5	5	0	5427.5
6	6	0	1427.5
7	7	0	0
12	12	820	9927.5
13	13	0	9177.5
14	14	820	7177.5
15	15	820	5427.5
16	16	0	3177.5

**TABLE : Objects and Elements - Frames**

Frame Elem	Frame Obj	ElemJtI	ElemJtJ	Cross Section
1-1	1	1	12	
1-2	1	12	14	
1-3	1	14	15	
1-4	1	15	2	
2-1	2	3	13	S355
2-2	2	13	4	
3-1	3	4	5	
4-1	4	5	16	
4-2	4	16	6	
5-1	5	6	7	
9-1	9	3	12	
10-1	10	13	14	S235
11-1	11	5	15	
12-1	12	16	2	



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)

**LOADING NO.1 : DEADLOAD OF STEEL**

**TABLE : Joint Reactions**

Joint	Fx (kg)	Fz (kg)	M (kg.m)
4	-75.07	0.00	
6	75.06	945.49	

**TABLE : Joint Displacements**

Joint	Displacement in x		Displacement in z		Rotation (Radans)
	cm		cm		
1		0.059		-0.013	0.00012
2		-0.003		-0.012	-0.00004
3		0.026		-0.002	0.00005
4		0.002		0.000	0.00009
5		-0.004		-0.002	0.00010
6		0.000		0.000	-0.00017
7		0.024		0.000	-0.00017
12		0.026		-0.013	0.00012
13		0.023		-0.002	0.00005
14		-0.002		-0.013	0.00006
15		-0.004		-0.012	-0.00003
16		-0.022		-0.001	-0.00003

**TABLE : Element Joint Forces - Frames**

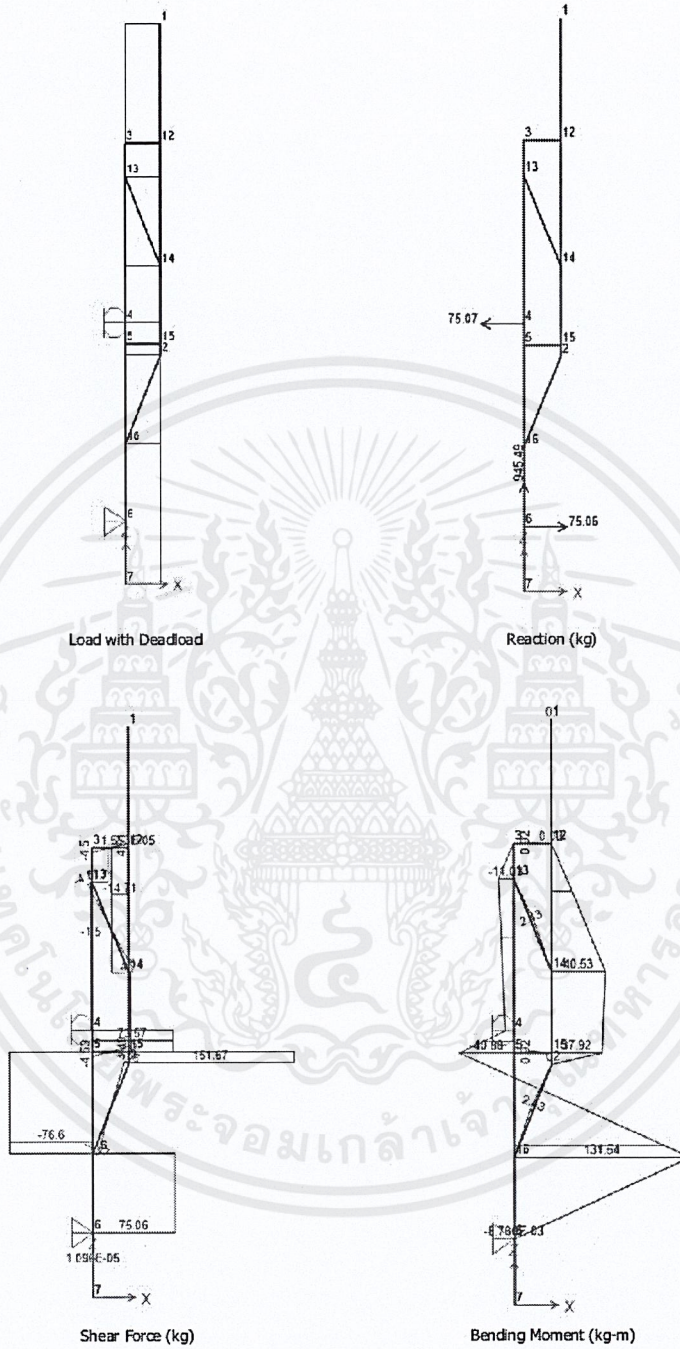
Frame	Joint	Frame Elem	Fx kg	Fz kg	V kg	My kg.m	Cross Section
1	1	1-1	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	12	1-1	0.00	135.76	0.00	-0.02	
1	12	1-2	14.71	-140.27	-14.71	0.02	
1	14	1-2	-14.71	279.70	-14.71	-40.53	
1	14	1-3	-1.50	-252.04	1.50	40.53	
1	15	1-3	1.50	340.77	1.50	-37.92	
1	15	1-4	-151.67	-345.26	151.67	37.92	
1	2	1-4	151.67	357.93	151.67	0.00	
2	3	2-1	-14.71	-4.50	14.71	0.00	
2	13	2-1	14.71	42.53	14.71	11.03	S355
2	13	2-2	1.50	-93.95	-1.50	-11.03	
2	4	2-2	-260.10	-1.50	-1.50	6.09	
3	4	3-1	260.10	-73.57	73.57	-6.09	
3	5	3-1	73.57	284.08	73.57	40.88	
4	5	4-1	76.60	-288.61	-76.60	-40.88	
4	16	4-1	-76.60	402.69	-76.60	-131.54	
4	16	4-2	-75.06	-784.38	75.06	131.54	
4	6	4-2	-873.11	75.06	75.06	0.01	
5	6	5-1	-72.38	0.00	0.00	-0.01	
5	7	5-1	0.00	0.00	0.00	0.00	
9	3	9-1	14.71	4.50	-4.50	0.00	
9	12	9-1	-14.71	4.51	4.51	0.00	
10	13	10-1	-16.20	51.41	-4.51	0.00	
10	14	10-1	16.20	-27.66	4.50	0.00	S235
11	5	11-1	-150.17	4.53	-4.53	0.00	
11	15	11-1	150.17	4.49	4.49	0.00	
12	16	12-1	151.67	381.69	-4.47	0.00	
12	2	12-1	-151.67	-357.93	4.55	0.00	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)

LOADING NO.1 : DEADLOAD OF STEEL



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)

<b>FRAME</b>	<b>4/17</b>
--------------	-------------

**LOADING NO.2 : LOAD OF PLANK**

Load due to Plank girder inside 569.33 kg  
 Load due to Plank girder outside 479.87 kg

**TABLE : Joint Reactions**

Joint	Fx (kg)	Fz (kg)	M (kg.m)
4	-176.05	0.00	
6	176.05	2098.40	

**TABLE : Joint Displacements**

Joint	Displacement in x cm	Displacement in z cm	Rotation (Radians)
1	0.128	-0.030	0.00027
2	-0.006	-0.029	-0.00010
3	0.055	-0.007	0.00009
4	0.005	0.000	0.00019
5	-0.009	-0.005	0.00023
6	0.000	0.000	-0.00040
7	0.057	0.000	-0.00040
12	0.055	-0.030	0.00027
13	0.048	-0.007	0.00010
14	-0.006	-0.029	0.00012
15	-0.008	-0.029	-0.00008
16	-0.051	-0.003	-0.00006

**TABLE : Element Joint Forces - Frames**

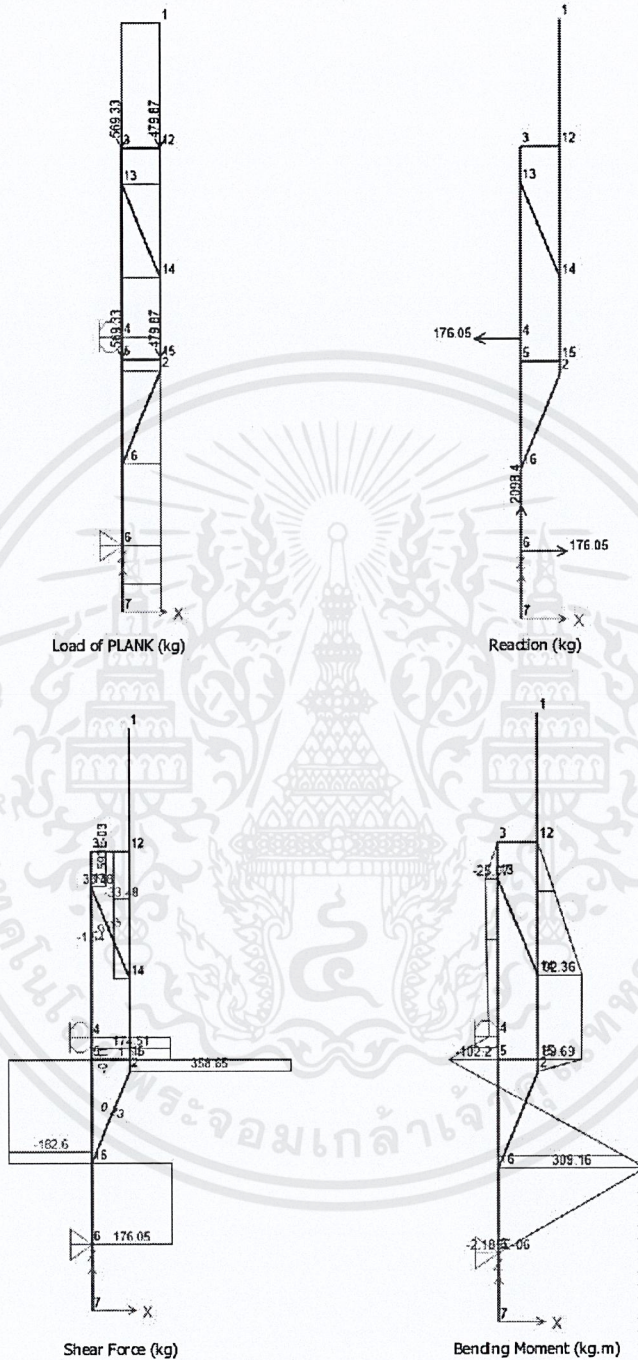
Frame	Joint	Frame Elem	Fx kg	Fz kg	V kg	My kg.m	Cross Section	
1	1	1-1	0.00	0.00	0.00	0.00	S355	
1	12	1-1	0.00	0.00	0.00	0.00		
1	12	1-2	33.48	-479.88	-33.48	0.00		
1	14	1-2	-33.48	479.88	-33.48	-92.36		
1	14	1-3	-1.54	-394.40	1.54	92.36		
1	15	1-3	1.54	394.40	1.54	-89.69		
1	15	1-4	-358.65	-874.17	358.65	89.69		
1	2	1-4	358.65	874.17	358.65	0.00		
2	3	2-1	-33.48	-569.32	33.48	0.00		
2	13	2-1	33.48	569.32	33.48	25.07		
2	13	2-2	1.54	-654.80	-1.54	-25.07		
2	4	2-2	-654.80	-1.54	-1.54	19.72		
3	4	3-1	654.80	-174.51	174.51	-19.72		
3	5	3-1	174.51	654.80	174.51	102.20		
4	5	4-1	182.60	-1224.23	-182.60	-102.20		
4	16	4-1	-182.60	1224.23	-182.60	-309.16		
4	16	4-2	-176.05	-2098.40	176.05	309.16		
4	6	4-2	-2098.40	176.05	176.05	0.00		
5	6	5-1	0.00	0.00	0.00	0.00		
5	7	5-1	0.00	0.00	0.00	0.00		
9	3	9-1	33.48	569.32	0.01	0.00		S235
9	12	9-1	-33.48	479.88	0.01	0.00		
10	13	10-1	-35.02	85.47	-0.03	0.00		
10	14	10-1	35.02	-85.47	-0.03	0.00		
11	5	11-1	-357.12	569.44	-0.11	0.00		
11	15	11-1	357.12	479.76	-0.11	0.00		
12	16	12-1	358.65	874.17	0.23	0.00		
12	2	12-1	-358.65	-874.17	0.23	0.00		

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการ 130 เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)

LOADING NO.2 : LOAD OF PLANK



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)

<b>FRAME</b>	<b>6/17</b>
--------------	-------------

**LOADING NO.3 : LOAD OF EXPANDED METAL PANELS AND PANEL GIRDERS**

Load due to Panels + Panel Girders                      135.32 kg/m

**TABLE : Joint Reactions**

Joint	Fx (kg)	Fz (kg)	M (kg.m)
4	-184.35	0.00	
6	184.35	1739.54	

**TABLE : Joint Displacements**

Joint	Displacement in x cm	Displacement in z cm	Rotation (Radians)
1	0.154	-0.030	0.00032
2	-0.007	-0.028	-0.00007
3	0.070	-0.002	0.00013
4	0.002	0.000	0.00021
5	-0.010	-0.002	0.00024
6	0.000	0.000	-0.00040
7	0.058	0.000	-0.00040
12	0.070	-0.030	0.00032
13	0.060	-0.002	0.00014
14	-0.002	-0.029	0.00015
15	-0.009	-0.028	-0.00006
16	-0.052	-0.002	-0.00007

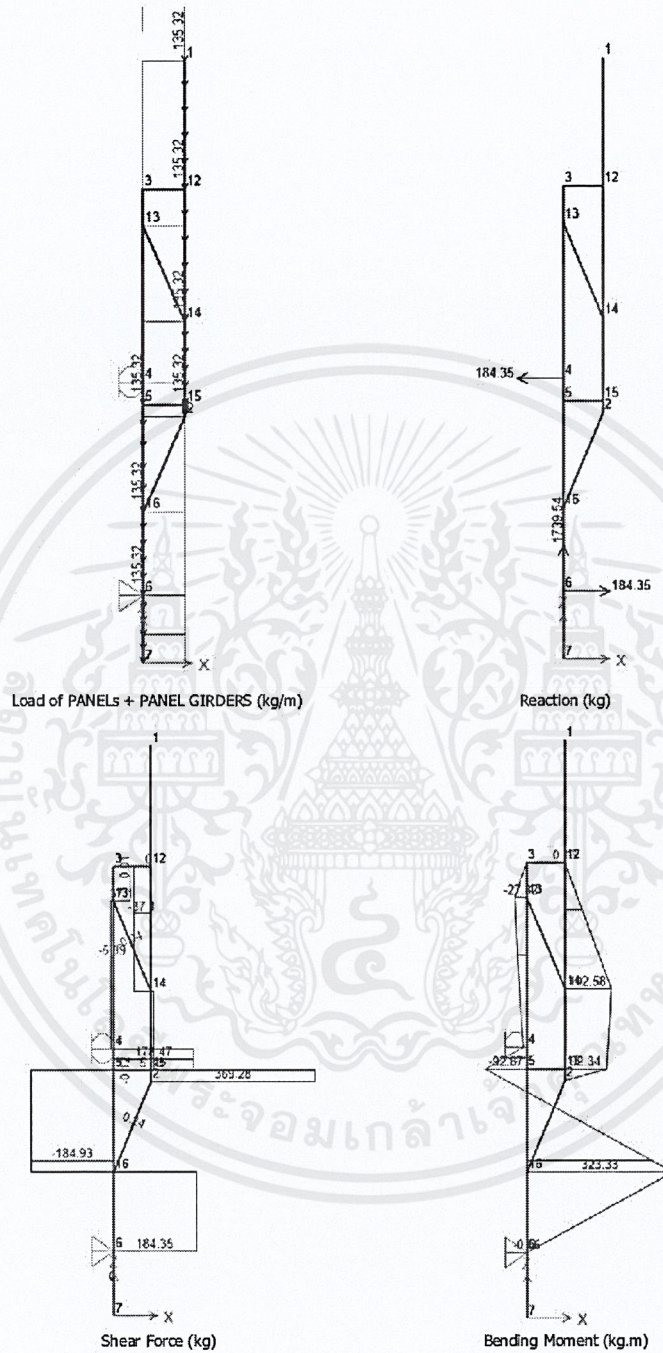
**TABLE : Element Joint Forces - Frames**

Frame	Joint	Frame Elem	Fx kg	Fz kg	V kg	My kg.m	Cross Section
1	1	1-1	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	12	1-1	0.00	362.32	0.00	-0.16	
1	12	1-2	37.10	-362.33	-37.10	0.16	
1	14	1-2	-37.10	734.46	-37.10	-102.58	
1	14	1-3	-5.89	-629.53	5.89	102.58	
1	15	1-3	5.89	866.34	5.89	-92.34	
1	15	1-4	-369.28	-866.22	369.28	92.34	
1	2	1-4	369.28	900.05	369.28	0.00	
2	3	2-1	-37.10	0.01	37.10	0.00	
2	13	2-1	37.10	-0.01	37.10	27.82	
2	13	2-2	5.89	-104.92	-5.89	-27.82	S355
2	4	2-2	-104.92	-5.89	-5.89	8.47	
3	4	3-1	104.92	-178.47	178.47	-8.47	
3	5	3-1	178.47	104.92	178.47	92.87	
4	5	4-1	184.93	-105.03	-184.93	-92.87	
4	16	4-1	-184.93	409.50	-184.93	-323.33	
4	16	4-2	-184.35	-1309.56	184.35	323.33	
4	6	4-2	-1546.37	184.35	184.35	0.06	
5	6	5-1	-193.17	0.00	0.00	-0.06	
5	7	5-1	0.00	0.00	0.00	0.00	
9	3	9-1	37.10	-0.01	0.01	0.00	
9	12	9-1	-37.10	0.01	0.01	0.00	
10	13	10-1	-42.98	104.93	-0.04	0.00	
10	14	10-1	42.98	-104.93	-0.04	0.00	
11	5	11-1	-363.40	0.12	-0.12	0.00	S235
11	15	11-1	363.40	-0.12	-0.12	0.00	
12	16	12-1	369.28	900.05	0.24	0.00	
12	2	12-1	-369.28	-900.05	0.24	0.00	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)

FRAME	8/17
-------	------

**LOADING NO.4 : WIND LEFT**

Load due to Wind Left 633.75 kg/m

**TABLE : Joint Reactions**

Joint	Fx (kg)	Fz (kg)	M (kg.m)
4	-8841.39	0.00	
6	694.53	0.00	

**TABLE : Joint Displacements**

Joint	Displacement in x cm	Displacement in z cm	Rotation (Radians)
1	8.467	-0.175	0.01037
2	-0.668	-0.155	0.02077
3	5.836	0.060	0.02275
4	-0.027	0.000	0.00485
5	-0.180	0.023	0.00383
6	0.000	0.000	-0.00615
7	0.921	0.000	-0.00653
12	5.851	-0.175	0.00786
13	4.162	0.060	0.02081
14	3.305	-0.175	0.01557
15	-0.152	-0.157	0.02098
16	-0.761	0.000	-0.00103

**TABLE : Element Joint Forces - Frames**

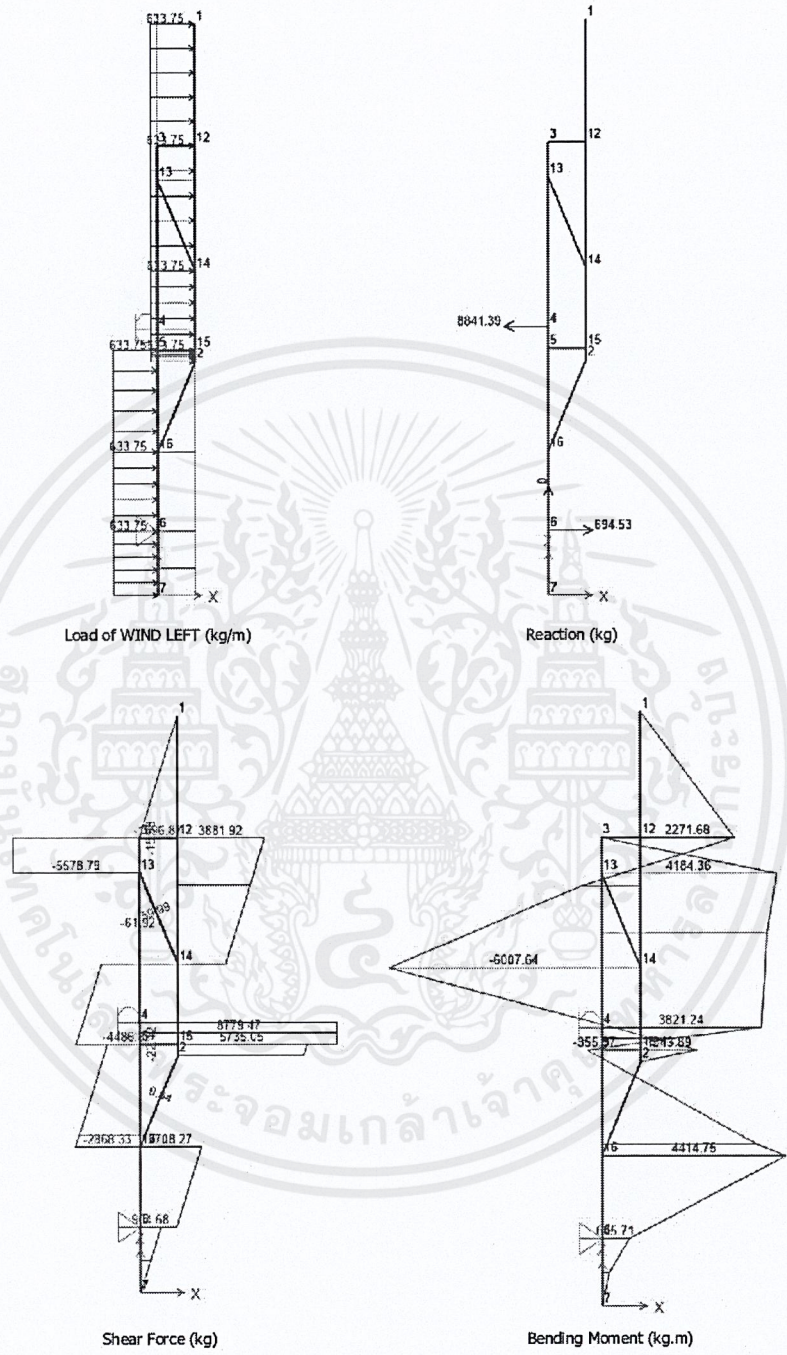
Frame	Joint	Frame Elem	Fx kg	Fz kg	V kg	My kg.m	Cross Section
1	1	1-1	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	12	1-1	-1696.87	0.00	-1696.87	-2271.68	
1	12	1-2	-3881.92	15.98	3881.92	2271.68	
1	14	1-2	2139.11	-15.98	2139.11	6007.64	
1	14	1-3	3377.75	-13597.95	-3377.75	-6007.64	
1	15	1-3	-4486.82	13597.95	-4486.82	-1343.89	
1	15	1-4	-5735.05	-13575.53	5735.05	1343.89	
1	2	1-4	5576.62	13575.53	5576.62	0.00	
2	3	2-1	5578.79	-15.98	-5578.79	0.00	
2	13	2-1	-5578.79	15.98	-5578.79	-4184.36	S355
2	13	2-2	61.92	13597.95	-61.92	4184.36	
2	4	2-2	13597.95	-61.92	-61.92	-3821.25	
3	4	3-1	-13597.95	-8779.47	8779.47	3821.24	
3	5	3-1	8779.47	-13597.95	8779.47	355.97	
4	5	4-1	1442.40	13575.53	-1442.40	-355.97	
4	16	4-1	-2868.33	-13575.53	-2868.33	-4414.75	
4	16	4-2	-2708.27	0.00	2708.27	4414.75	
4	6	4-2	0.00	1599.21	1599.21	-645.71	
5	6	5-1	0.00	-904.68	904.68	645.71	
5	7	5-1	0.00	0.00	0.00	0.00	
9	3	9-1	-5578.78	15.98	-15.98	0.00	
9	12	9-1	5578.78	-15.98	-15.98	0.00	
10	13	10-1	5516.87	-13613.93	59.99	0.00	
10	14	10-1	-5516.87	13613.93	59.99	0.00	
11	5	11-1	-10221.87	22.42	-22.42	0.00	S235
11	15	11-1	10221.87	-22.42	-22.42	0.00	
12	16	12-1	5576.60	13575.53	9.84	0.00	
12	2	12-1	-5576.60	-13575.53	9.84	0.00	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)

LOADING NO.4 : WIND LEFT



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อภาา135เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)

**LOADING NO.5 : WIND RIGHT**  
Load due to Wind Right

633.75 kg/m

**TABLE : Joint Reactions**

Joint	Fx (kg)	Fz (kg)	M (kg.m)
4	8845.93	0.00	
6	-699.08	0.00	

**TABLE : Joint Displacements**

Joint	Displacement in x		Displacement in z		Rotation (Radians)
	cm		cm		
1	-8.414		0.190		-0.01067
2	0.623		0.170		-0.01954
3	-5.701		-0.061		-0.02235
4	0.028		0.000		-0.00454
5	0.168		-0.023		-0.00364
6	0.000		0.000		0.00609
7	-0.912		0.000		0.00647
12	-5.716		0.190		-0.00817
13	-4.057		-0.061		-0.02047
14	-3.157		0.190		-0.01507
15	0.138		0.172		-0.01977
16	0.750		0.000		0.00096

**TABLE : Element Joint Forces - Frames**

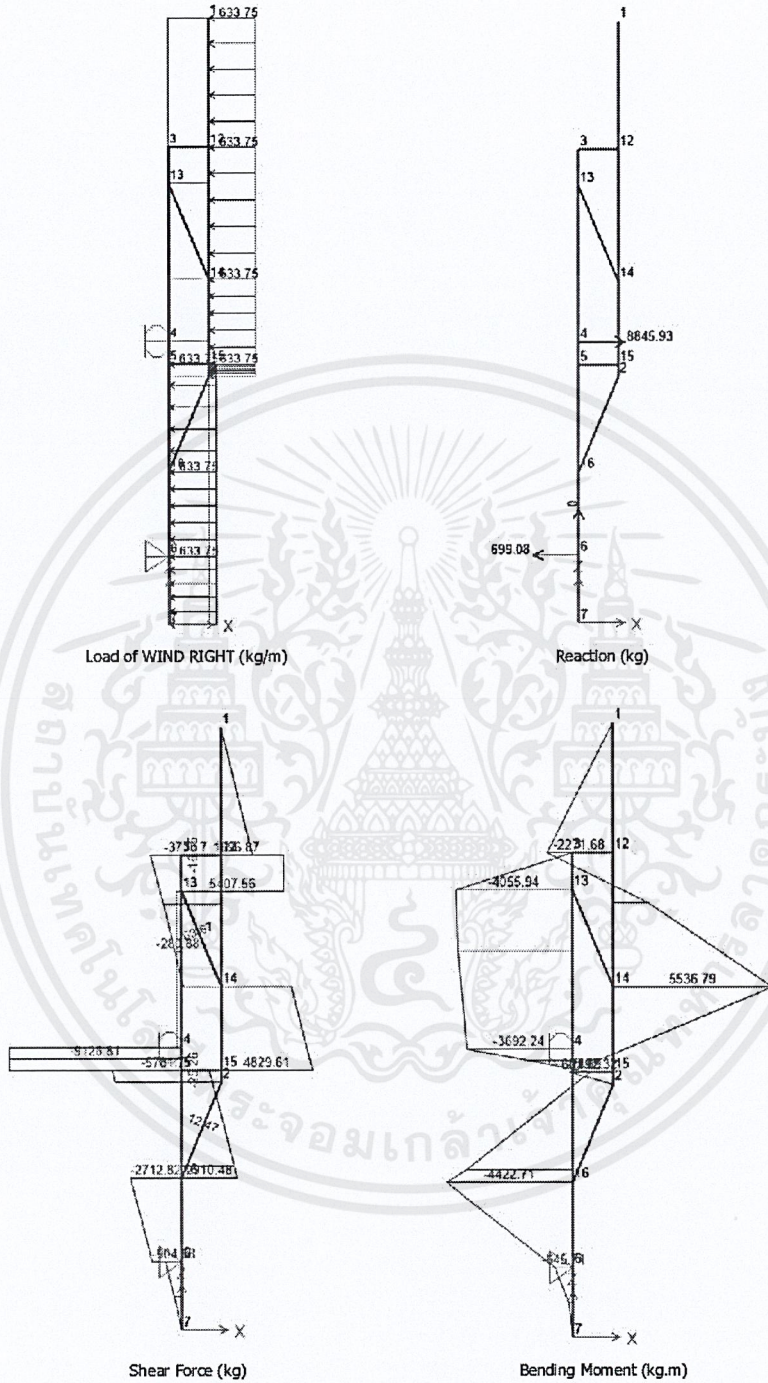
Frame	Joint	Frame Elem	Fx kg	Fz kg	V kg	My kg.m	Cross Section
1	1	1-1	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	12	1-1	1696.87	0.00	1696.87	2271.68	
1	12	1-2	3710.70	16.55	-3710.70	-2271.68	
1	14	1-2	-1967.88	-16.55	-1967.88	-5536.79	
1	14	1-3	-3720.55	13722.96	3720.55	5536.79	
1	15	1-3	4829.61	-13722.96	4829.61	1492.32	
1	15	1-4	5781.75	13748.22	-5781.75	-1492.32	
1	2	1-4	-5623.31	-13748.22	-5623.31	0.00	
2	3	2-1	-5407.56	-16.55	5407.56	0.00	
2	13	2-1	5407.56	16.55	5407.56	4055.94	S355
2	13	2-2	280.88	-13722.96	-280.88	-4055.94	
2	4	2-2	-13722.96	-280.88	-280.88	3692.24	
3	4	3-1	13722.96	9126.81	-9126.81	-3692.24	
3	5	3-1	-9126.81	13722.96	-9126.81	-601.69	
4	5	4-1	-1484.54	-13748.22	1484.54	601.69	
4	16	4-1	2910.48	13748.22	2910.48	4422.71	
4	16	4-2	2712.82	0.00	-2712.82	-4422.71	
4	6	4-2	0.00	-1603.75	-1603.75	645.71	
5	6	5-1	0.00	904.68	-904.68	-645.71	
5	7	5-1	0.00	0.00	0.00	0.00	
9	3	9-1	5407.56	16.55	-16.55	0.00	
9	12	9-1	-5407.56	-16.55	-16.55	0.00	
10	13	10-1	-5688.44	13706.41	63.67	0.00	
10	14	10-1	5688.44	-13706.41	63.67	0.00	
11	5	11-1	10611.36	25.26	-25.26	0.00	S235
11	15	11-1	-10611.36	-25.26	-25.26	0.00	
12	16	12-1	-5623.29	-13748.22	12.47	0.00	
12	2	12-1	5623.29	13748.22	12.47	0.00	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)

LOADING NO.5 : WIND RIGHT



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)

**SUPERPOSITION NO.1**

LOAD CASE;	NO.1	DEAD LOAD OF STEEL
	NO.2	LOAD OF PLANK
	NO.3	LOAD OF PANELS AND PANEL GIRDERS
	NO.4	WIND LEFT

**TABLE : Joint Reactions**

Joint	Fx (kg)	Fz (kg)	M (kg.m)
4	-9305.51	0	
6	1158.64	4783.43	

**TABLE : Element Joint Forces - Frames**

Frame	Joint	Frame Elem	Fx kg	Fz kg	My kg.m	Cross Section
1	1	1-1	0.00	0.00	0.00	
1	12	1-1	-1696.87	498.08	-2278.74	
1	12	1-2	-3837.72	-962.08	2278.74	
1	14	1-2	2094.91	1473.65	5845.23	
1	14	1-3	3377.29	-15019.67	-5845.23	
1	15	1-3	-4486.35	15345.21	-1569.01	
1	15	1-4	-6682.71	-15796.26	1569.01	
1	2	1-4	6524.28	15842.76	0.00	
2	3	2-1	5534.59	-594.21	0.00	
2	13	2-1	-5534.59	632.23	-4161.44	S355
2	13	2-2	62.37	12890.04	4161.45	
2	4	2-2	12723.88	-62.37	-3808.70	
3	4	3-1	-12723.88	-9243.14	3808.69	
3	5	3-1	9243.14	-12699.90	589.89	
4	5	4-1	1925.91	12092.73	-589.89	
4	16	4-1	-3351.85	-11674.18	-5264.93	
4	16	4-2	-3172.38	-4192.34	5264.93	
4	6	4-2	-4517.88	2063.32	-644.28	
5	6	5-1	-265.55	-904.68	644.28	
5	7	5-1	0.00	0.00	0.00	
9	3	9-1	-5534.59	594.21	0.00	
9	12	9-1	5534.59	464.01	0.00	
10	13	10-1	5472.23	-13522.27	0.00	
10	14	10-1	-5472.23	13546.03	0.00	S235
11	5	11-1	-11169.06	607.17	0.00	
11	15	11-1	11169.06	451.05	0.00	
12	16	12-1	6524.23	15866.52	0.00	
12	2	12-1	-6524.23	-15842.76	0.00	

**TABLE : Element Stresses - Frames**

Start Joint	End Joint	Frame Elem	ElemSta mm	P kg	V kg	M kg.m	Sigma Z	Sigma D	Tau	Sigma V	Cross Section
							ksc				
Permitted S 235							1600	1400	920	1800	
Permitted S 355							2400	2100	1390	2700	
1	1	1-1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	12	1-1	2677.5	-498.08	-1696.87	2278.74	583.55	-598.97	53.03	590.73	
12	12	1-2	0	-962.08	3837.72	2278.74	576.37	-606.16	119.93	612.66	
		1-2	1036.25	-1154.85	3181.00	-1347.70	331.81	-367.57	99.41	373.82	
12	14	1-2	2750	-1473.65	2094.91	-5845.23	1493.84	-1539.47	65.47	1498.14	
14	14	1-3	0	-15019.67	-3377.29	-5845.23	1284.11	-1749.19	105.54	1297.06	
14	15	1-3	1750	-15345.21	-4486.35	1569.01	169.53	-644.69	140.20	296.15	
15	15	1-4	0	-15796.26	6682.71	1569.01	162.55	-651.67	208.83	396.56	S355
15	2	1-4	250	-15842.76	6524.28	0.00		-245.28	203.88	353.14	
3	3	2-1	0	-594.21	-5534.59	0.00		-9.20	172.96	299.57	
3	13	2-1	750	-632.23	-5534.59	4161.44	1069.97	-1089.55	172.96	1111.12	
13	13	2-2	0	12890.04	-62.37	4161.45	1279.33	-880.20	1.95	1279.33	
		2-2	1263.5	12825.98	-62.37	3946.07	1222.45	-825.30	1.95	1222.45	
13	4	2-2	3277	12723.88	-62.37	3808.70	1185.23	-791.24	1.95	1185.23	

\*Station ; Top joint to Bottom joint, Left joint to Right joint  
 \*Sigma Z = Tensile Stress, Sigma D = Compression Stress, Tau = Shear Stress  
 \*Sigma V = SQRT(Sigma^2+3\* Tau^2)



รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)

<b>FRAME</b>	<b>13/17</b>
--------------	--------------

**SUPERPOSITION NO.1**

**TABLE : Element Stresses - Frames (Cont.)**

Start Joint	End Joint	Frame Elem	ElemSta mm	P kg	V kg	M kg.m	Sigma Z	Sigma D	Tau	Sigma V	Cross Section
							ksc				
Permitted S 235							1600	1400	920	1800	
Permitted S 355							2400	2100	1390	2700	
4	4	3-1	0	12723.88	9243.14	3808.69	1185.23	-791.24	288.85	1286.50	S355
		3-1	236.5	12711.89	9243.14	1608.70	614.21	-220.60	288.85	792.18	
4	5	3-1	473	12699.90	9243.14	-589.89	349.68		288.85	610.39	
5	5	4-1	0	12092.73	-1925.91	-589.89	340.28		60.18	355.89	
		4-1	2000	11720.69	-3193.41	4445.43	1334.91	-971.98	99.79	1346.05	
5	16	4-1	2250	11674.18	-3351.85	5264.93	1546.83	-1185.34	104.75	1557.43	
16	16	4-2	0	-4192.34	3172.38	5264.93	1301.17	-1430.99	99.14	1312.45	
16	6	4-2	1750	-4517.88	2063.32	644.28	97.22	-237.12	64.48	148.07	
6	6	5-1	0	265.55	904.68	644.28	171.28	-163.06	28.27	178.14	
		5-1	713.75	132.77	452.34	160.70	43.75	-39.64	14.14	50.13	
6	7	5-1	1427.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
3	3	9-1	0	5534.59	-24.88	0.00	395.33		4.01	395.39	
		9-1	410	5534.59	-20.37	0.92	398.34		3.28	398.38	
3	12	9-1	820	5534.59	-15.86	0.00	395.33		2.55	395.35	
13	13	10-1	0	-14587.42	66.52	0.00		-1041.96	10.71	18.55	
		10-1	1080.79	-14598.41	71.03	2.44		-1050.69	11.44	19.81	
13	14	10-1	2161.57	-14609.40	75.53	0.00		-1043.53	12.16	21.07	
5	5	11-1	0	11169.06	-37.84	0.00	797.79		6.09	797.86	
		11-1	410	11169.06	-33.33	0.92	800.80		5.37	800.85	
5	15	11-1	820	11169.06	-28.82	0.00	797.79		4.64	797.83	
16	16	12-1	0	-17155.52	17.54	0.00		-1225.39	2.82	4.89	
		12-1	1080.79	-17144.53	22.05	2.44		-1232.55	3.55	6.15	
16	5	12-1	2161.57	-17133.54	26.55	0.00		-1223.82	4.28	7.41	

**TABLE : Joint Displacements**

Joint	Displacement in x		Displacement in z		Rotation (Radians)
	cm		cm		
1	8.913		-0.253		0.01119
2	-0.695		-0.228		0.02085
3	6.063		0.049		0.02328
4	-0.019		0.000		0.00544
5	-0.209		0.014		0.00450
6	0.000		0.000		-0.00726
7	1.080		0.000		-0.00764
12	6.079		-0.253		0.00867
13	4.350		0.049		0.02135
14	3.336		-0.250		0.01609
15	-0.178		-0.231		0.02109
16	-0.905		-0.006		-0.00122

\*Station ; Top joint to Bottom joint, Left joint to Right joint

\*Sigma Z = Tensile Stress, Sigma D = Compression Stress, Tau = Shear Stress

\*Sigma V = SQRT(Sigma^2+3\*Tau^2)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้







รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)

<b>FRAME</b>	<b>15/17</b>
--------------	--------------

**SUPERPOSITION NO.2**

LOAD CASE;	NO.1	DEAD LOAD OF STEEL
	NO.2	LOAD OF PLANK
	NO.3	LOAD OF PANELS AND PANEL GIRDERS
	NO.5	WIND RIGHT

**TABLE : Joint Reactions**

Joint	Fx (kg)	Fz (kg)	M (kg.m)
4	8437.68	0.00	
6	-290.88	4783.43	

**TABLE : Element Joint Forces - Frames**

Frame	Joint	Frame Elem	Fx kg	Fz kg	My kg.m	Cross Section
1	1	1-1	0.00	0.00	0.00	
1	12	1-1	1696.87	498.08	2277.97	
1	12	1-2	3830.77	-969.49	-2277.97	
1	14	1-2	-2087.95	1481.05	-5830.54	
1	14	1-3	-3744.38	12585.96	5830.55	
1	15	1-3	4853.45	-12260.42	1279.97	
1	15	1-4	4965.42	11792.51	-1279.97	
1	2	1-4	-4806.98	-11746.01	0.00	
2	3	2-1	-5527.61	-586.80	0.00	
2	13	2-1	5527.61	624.83	4155.65	S355
2	13	2-2	304.66	-14715.59	-4155.61	
2	4	2-2	-14881.75	-304.66	3744.84	
3	4	3-1	14881.75	8742.34	-3744.88	
3	5	3-1	-8742.34	14905.73	-368.27	
4	5	4-1	-1076.55	-15496.04	368.27	
4	16	4-1	2502.49	15914.59	3735.09	
4	16	4-2	2304.63	-4192.34	-3735.10	
4	6	4-2	-4517.88	-1195.56	644.67	
5	6	5-1	-265.55	904.68	-644.67	
5	7	5-1	0.00	0.00	0.00	
9	3	9-1	5527.63	586.80	0.00	
9	12	9-1	-5527.63	471.41	0.00	
10	13	10-1	-5832.24	14090.76	0.00	
10	14	10-1	5832.24	-14067.01	0.00	
11	5	11-1	9818.91	590.31	0.00	S235
11	15	11-1	-9818.91	467.91	0.00	
12	16	12-1	-4807.14	-11722.25	0.00	
12	2	12-1	4807.14	11746.00	0.00	

**TABLE : Element Forces and Stresses - Frames**

Start Joint	End Joint	Frame Elem	ElemSta mm	P kg	V kg	M kg.m	Sigma Z	Sigma D	Tau	Sigma V	Cross Section
							ksc				
Permitted S 235							1600	1400	920	1800	
Permitted S 355							2400	2100	1390	2700	
1	1	1-1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	12	1-1	2677.5	-485.79	1635.95	-2190.13	583.35	-598.77	51.12	590.03	
12	12	1-2	0	-924.00	-3738.41	-2190.13	576.05	-606.07	116.83	610.56	
		1-2	1036.25	-1112.01	-3105.26	1355.74	330.38	-366.37	97.04	370.68	
12	14	1-2	2750	-1422.94	-2058.16	5780.14	1489.91	-1535.77	64.32	1494.07	
14	14	1-3	0	11955.45	3431.86	5780.14	1707.70	-1317.98	107.25	1717.77	
14	15	1-3	1750	11637.94	4501.11	-1161.20	521.93	-142.29	140.66	575.99	
15	15	1-4	0	11199.73	-4721.17	-1161.20	514.69	-149.54	147.54	574.64	
15	2	1-4	250	11154.37	-4568.42	0.00	181.85		142.76	306.94	
3	3	2-1	0	-525.38	5374.36	0.00		-9.09	167.95	290.90	
3	13	2-1	750	-563.40	5374.36	-4030.77	1068.59	-1087.93	167.95	1107.48	
13	13	2-2	0	-13965.55	-115.65	-4030.77	850.42	-1306.08	3.61	850.44	
		2-2	1263.5	-14029.62	-115.65	-3884.64	832.67	-1290.31	3.61	832.69	
13	4	2-2	3277	-14131.71	-115.65	-3651.78	741.26	-1202.07	3.61	741.29	S355

\*Station ; Top joint to Bottom joint, Left joint to Right joint

\*Sigma Z = Tensile Stress, Sigma D = Compression Stress, Tau = Shear Stress

\*Sigma V =  $\sqrt{\text{Sigma}^2 + 3 \cdot \text{Tau}^2}$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)

<b>FRAME</b>	<b>16/17</b>
--------------	--------------

**SUPERPOSITION NO2**

**TABLE : Element Stresses - Frames (Cont.)**

Start Joint	End Joint	Frame Elem	ElemSta mm	P kg	V kg	M kg.m	Sigma Z	Sigma D	Tau	Sigma V	Cross Section
							ksc				
Permitted S 235							1600	1400	920	1800	
Permitted S 355							2400	2100	1390	2700	
4	4	3-1	0	-14131.71	-8229.74	-3651.78	741.27	-1202.08	257.18	864.81	S355
		3-1	236.5	-14143.70	-8229.74	-1705.44	207.70	-668.88	257.18	491.49	
4	5	3-1	473	-14155.69	-8229.74	240.89		-326.33	257.18	445.45	
5	5	4-1	0	-14681.07	992.54	240.89		-335.47	31.02	53.72	
		4-1	2000	-15043.93	2214.54	-2966.19	566.57	-1057.92	69.20	579.11	
5	16	4-1	2250	-15089.29	2367.29	-3538.92	722.74	-1215.53	73.98	734.01	
16	16	4-2	0	-3958.68	-2201.13	-3538.92	904.23	-1034.05	68.79	912.05	
16	6	4-2	1750	-4276.19	-1131.88	-622.53	97.32	-237.22	35.37	115.00	
6	6	5-1	0	259.00	-872.20	-622.53	171.38	-163.16	27.26	177.76	
		5-1	713.75	129.50	-436.10	-155.63	43.80	-39.69	13.63	49.76	
6	7	5-1	1427.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
3	3	9-1	0	-5374.36	-4.51	0.00		-394.83	0.73	1.26	
		9-1	410	-5374.36	0.00	0.92		-397.85	0.00	0.00	
3	12	9-1	820	-5374.36	4.51	0.00		-394.83	0.73	1.26	
13	13	10-1	0	14483.02	-4.51	0.00	1089.28		0.73	1089.28	
		10-1	1080.79	14472.03	0.00	2.43	1096.45		0.00	1096.45	
13	14	10-1	2161.57	14461.04	4.51	0.00	1087.71		0.73	1087.71	
5	5	11-1	0	-9222.28	-4.51	0.00		-701.35	0.73	1.26	
		11-1	410	-9222.28	0.00	0.92		-704.36	0.00	0.00	
5	15	11-1	820	-9222.28	4.51	0.00		-701.35	0.73	1.26	
16	16	12-1	0	12031.66	-4.51	0.00	904.97		0.73	904.97	
		12-1	1080.79	12042.65	0.00	2.43	913.70		0.00	913.70	
16	5	12-1	2161.57	12053.64	4.51	0.00	906.54		0.73	906.54	

**TABLE : Joint Displacements**

Joint	Displacement in x		Displacement in z		Rotation (Radans)
	cm		cm		
1	-8.155		0.119		-0.01004
2	0.617		0.104		-0.01998
3	-5.611		-0.073		-0.02232
4	0.037		0.000		-0.00413
5	0.148		-0.032		-0.00314
6	0.000		0.000		0.005217
7	-0.788		0.000		0.005596
12	-5.627		0.119		-0.00753
13	-3.971		-0.073		-0.02039
14	-3.201		0.122		-0.01493
15	0.120		0.106		-0.02017
16	0.637		-0.006		0.000826

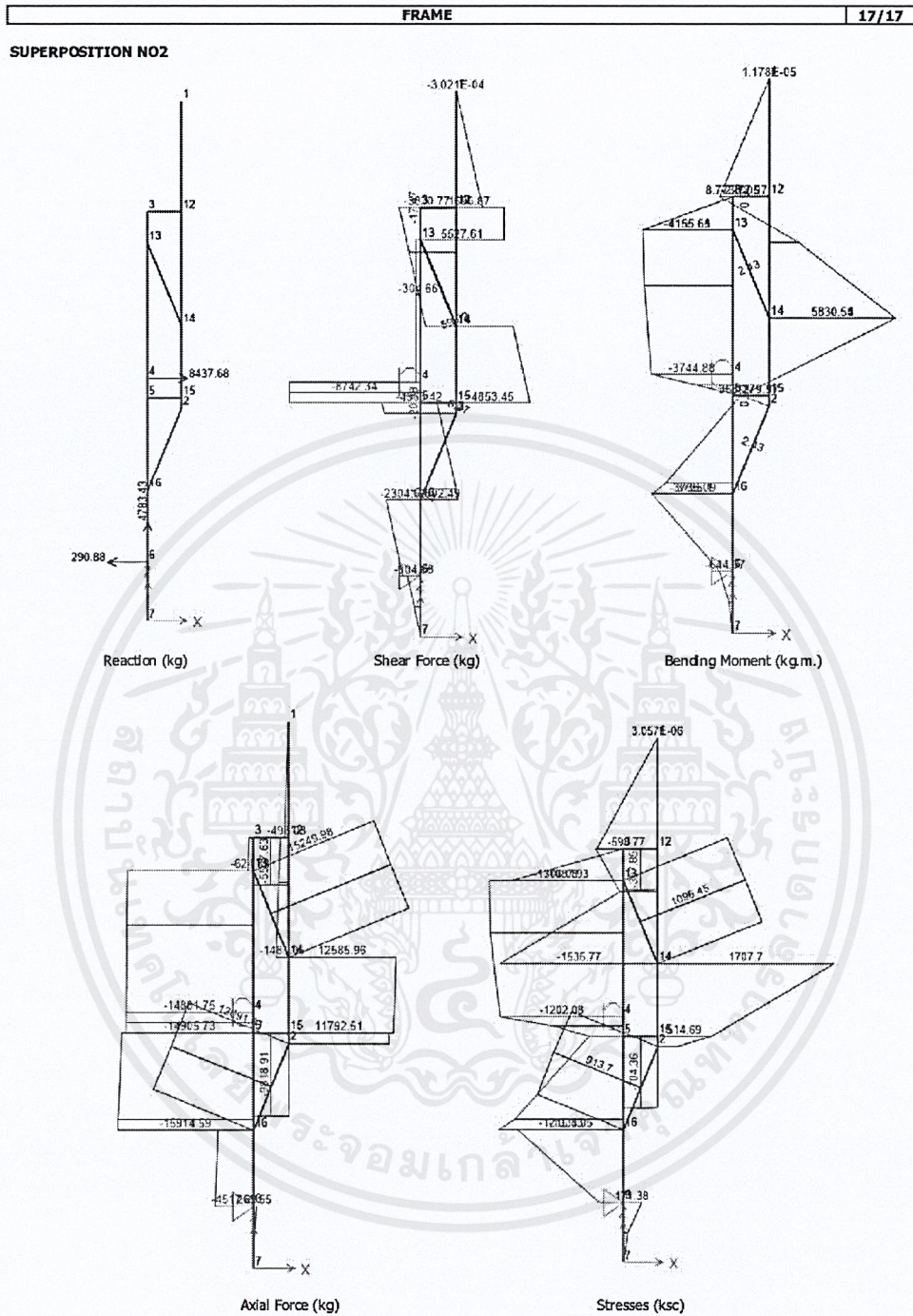
\*Station ; Top joint to Bottom joint, Left joint to Right joint

\*Sigma Z = Tensile Stress, Sigma D = Compression Stress, Tau = Shear Stress

\*Sigma V =  $\sqrt{\text{Sigma}^2 + 3 * \text{Tau}^2}$



รูปที่ 8 รายการคำนวณเฟรม (Load on Frame) (ต่อ)



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้





ภาคผนวก ข.


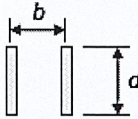
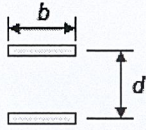
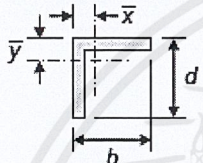
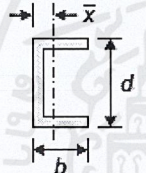
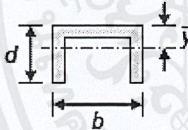
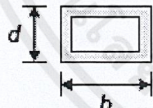
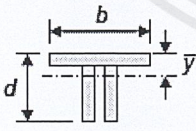
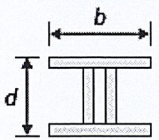

ตารางที่ใช้ในการออกแบบจุดต่อเชื่อม







รูปที่ 10 คุณสมบัติของรอยเชื่อมเมื่อคานึงเป็นเส้น (ความกว้างรอยเชื่อม = 1 ซม.)

รูปแบบรอยเชื่อม	จุดศูนย์กลาง	โมเมนต์โมเมนต์อินเนอร์เซีย(J)
		$\frac{d^3}{12}$
		$\frac{d(3d^2 + b^2)}{6}$
		$\frac{b(3d^2 + b^2)}{6}$
	$\bar{y} = \frac{d^2}{2(b+d)}$ $\bar{x} = \frac{b^2}{2(b+d)}$	$\frac{(b+d)^4 - 6b^2d^2}{12(b+d)}$
	$\bar{x} = \frac{b^2}{2b+d}$	$\frac{8b^3 + 6bd^2 + d^3}{12} - \frac{b^4}{2b+d}$
	$\bar{y} = \frac{d^2}{2b+d}$	$\frac{b^3 + 6b^2d + 8d^3}{12} - \frac{d^4}{2d+b}$
		$\frac{(b+d)^3}{6}$
	$\bar{y} = \frac{d^2}{b+2d}$	$\frac{b^3 + 8d^3}{12} - \frac{d^4}{b+2d}$
		$\frac{b^3 + 3b^2 + d^3}{6}$
		$2\pi r^3$

(ที่มา : ผศ.ดร.มงคล จีระวัชรเดช , 2548)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้