SURANAREE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
INSTITUTE OF INDUSTRIAL TECHNOLOGY
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

410432 TIMBER AND STEEL DESIGN

PROJECT WAREHOUSE DESIGN

Submitted to
Dr. Mongkhol Jiravatcharadech

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

Submitted by
Mr. Sarawut Eksamai B3900116
Mr. Satjawit Songwiwat B3900222
Mr. Bancha Pitaksa B3901939

สรุปองค์อาคารต่าง ๆ ที่ใช้ในการออกแบบ

ส่วนประกอบต่าง ๆ	หน้าตัดที่เลือกใช้
แผ่นหลังคา (Metal Sheet; Truss)	หนา 0.6 มม W4.58 kg/m
แป (Truss)	เหล็กหน้าตัด C150x50x4.96 (t = 2.3 มม)
ตัวยึดแป (Sag Rod)	ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5/8 นิ้ว
ขื่อ	เหล็กหน้าตัด L50x50x6 มม (4.47 kg/m)
จันทัน	เหล็กหน้าตัด L75x75x10 มม (11.1kg/m)
ท่อนยึดดิ่งและท่อนยึดทแยง	เหล็กหน้าตัด L65x65x8 มม (7.73 kg/m)
จุดรองรับของ Truss (ด้าน Pin)	เหล็กฉาก 2L10x10x0.8x22 cm
จุดรองรับของ Truss (ด้าน Roller)	เหล็กฉาก 2L10x10x0.8x22 cm
แผ่นหลังคา (Metal Sheet ; Frame)	หนา 0.6 มม. W 4.58 kg/m
แป (Frame)	เหล็กหน้าตัด C100x50x7.51x(t = 3.2 มม)
โครงหลังคา (Beam-Column)	เหล็กหน้าตัด W300x84.5
จุดต่อโครงหลังคา (Beam-Column)	ใช้การเชื่อมขนาด 8 มม. รอบเอวคานเป็นระยะ 54 cm.
จุดรองรับโครงหลังคา (Beam-Column) ด้าน Pin	แผ่นรองใช้แผ่นเหล็ก PL1x32x35 cm + เหล็กฉาก 2L 10x10x0.8x22 cm.
จุดรองรับโครงหลังคา (Beam-Column) ด้าน Roller	แผ่นรองใช้แผ่นเหล็ก PL1x32x35 cm + เหล็กฉาก 2L 10x10x0.8x22 cm.
Crane Girder (B5)	เหล็กหน้าตัด W900x286
Beam (B1, B2)	เหล็กหน้าตัด W300x106 (S_x = 1540 cm^3)
Beam (B3)	เหล็กหน้าตัด W350x106 (S_x = 1440 cm^3)
Beam (B4)	เหล็กหน้าตัด W400x147
Beam (B6, B7)	เหล็กหน้าตัด W350x106
Beam (B8)	เหล็กหน้าตัด W300x106 (S_x = 1540 cm^3)
Beam (B9)	เหล็กหน้าตัด W400x168
Beam (B10)	เหล็กหน้าตัด W200x49.9
Column (C1)	เหล็กหน้าตัด W300x106
Column (C2)	เหล็กหน้าตัด W250x64.4
Column (C3)	เหล็กหน้าตัด W300x84.5
Column (C4)	เหล็กหน้าตัด W250x64.4
จุดต่อคานกับเสา (B1-B9) กับเสา	เหล็กฉาก 2L10x10x0.8x22 cm
น้ำหนักรวม = 631.16 ตัน	

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

<u>การเลือกแผ่นหลังคา (Metal Sheet)</u>

ลองเลือกแผ่นหลังคาหนา 0.6 มม มีน้ำหนัก 7.63 kg/m^{2}หรือ 4.58 kg/m, I_x= 75.70 cm^4 , S_x= 16.20 cm^4

เลือกระยะห่างระยะห่างระหว่างแป = 2 เมตร

- น้ำหนักบรรทุกจร 30 kg/m^2 = 30(0.6) = 18 kg/m
- น้ำหนัก แผ่นหลังคา = 4.58 kg/m
- น้ำหนักรวม = 22.58 kg/m

การตรวจสอบการโก่งแอ่น

การแอ่นตัวที่เกิดขึ้น :

$$\Delta_{max} = (5wl^4)/384EI = (5\times22.58\times200^4)/(384\times2.1\times10^6\times75.70\times100)$$

$$= 0.0296$$

$$\Delta_{max}/L = 0.0296/200 = 1.48\times10^{-4} < 1/300 = 3.33\times10^{-3}$$ **OK**

∴ เลือก <u>แผ่นหลังคา หนา 0.6 มม วางบนแประยะห่างกันทุก ๆ 2 เมตร</u>

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

<u>การออกแบบแปรองรับ แผ่นหลังคา</u>

น้ำหนักบรรทุกจร = 30 kg/m^2

น้ำหนัก แผ่นหลังคา = 7.63 kg/m^2

น้ำหนักรวม = 37.63 kg/m^2

แปวางห่างกัน 2.0 เมตร วางอยู่บนจุดรองรับคือโครงหลังคาที่มีระยะห่างระหว่างแต่ละโครงหลังคาเป็น 5.0 เมตร ดังนั้นแปจึงมีความยาว 5.0 เมตร

น้ำหนักลงแป = 37.63×2 = 75.26 kg/m

น้ำหนักแปโดยประมาณ = 10 kg/m

รวมน้ำหนักลงแปทั้งหมด = 85.26 kg/m

$W_x = 85.26\sin 11.03 = 16.31$ kg/m, $M_y = (16.31\times 5^2)/8$

$= 50.97$ kg-m

$W_y = 85.26\cos 11.03 = 83.69$ kg/m, $M_x = (83.69\times 5^2)/8$

$= 261.53$ kg-m

ค่าที่ต้องการของ $S_x = M_x/F_x = 261.53(100)/(0.66\times 2500) = 15.85\ cm^3$

เลือกใช้แป C150×50×2.3 มม ($S_x = 28.0\ cm^3$, $S_y = 6.33\ cm^3$, $I_x = 210\ cm^4$, หนัก 4.96 kg/m)

ตรวจสอบหน่วยแรงที่ยอมให้

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัดรอบแกน x :

$f_{bx} = M_x/F_x = 261.53(100)/28 = 934.04\ kg/cm^2$

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัดรอบแกน y :

$f_{by} = M_y/F_y = 50.97(100)/6.33 = 805.21\ kg/cm^2$

ดังนั้นจะได้ว่า

$(f_{bx}/0.66F_y)+(f_{by}/0.75\ F_y) = [934.04/(0.66\times 2500)]+[805.21/(0.75\times 2500)]$

$= 0.9955 < 1.0$ **OK**

ตรวจสอบการโก่งแอ่น

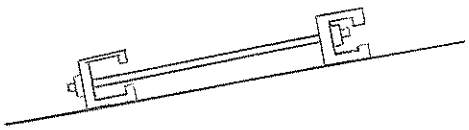
การแอ่นตัวที่เกิดขึ้น :

$\Delta_{max} = (5wl^4)/384EI = (5\times 83.69\times 500^4)/(384\times 2.1\times 10^6\times 210\times 100)$

$= 1.54$ cm $< l/300 = 500/300 = 1.67$ cm **OK**

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

<u>การออกแบบตัวยึดแป (Sag Rod) ที่รองรับ แผ่นหลังคา</u>



กำหนดให้ใช้ Sag Rod ทุกระยะ 1 เมตร ระหว่างโครงหลังคาซึ่งมีความยาว 5 เมตร โดยใช้เหล็ก A36 เป็น Sag Rod

น้ำหนักบรรทุกจร = 30 kg/m^2

น้ำหนัก แผ่นหลังคา = 7.63 kg/m^2

น้ำหนักแป = (11×4.96)/20.4 = 2.67 kg/m^2

∴ น้ำหนักกระทำทั้งหมด = 30+7.63+2.67 = 40.3 kg/m^2

องค์ประกอบของแรงที่ขนานกับระนาบหลังคา = (40/20)(40.3) = 8.06 kg/m^2

แรงบนเหล็กเส้นกันแอ่นตัวบนสุด = 20.4(1)(8.06) = 164.424 kg

∴ สามารถคำนวณหาค่าพื้นที่ของเหล็กเส้นที่ต้องการได้ :

$$A_D = T/(0.33F_U) = 0.1644/(0.33\times4.0) = 0.12 \text{ cm}^2$$

∴ ใช้เหล็กเส้นผ่านศูนย์กลาง 5/8 นิ้ว (A_D = 1.98 cm^2)

แรงในเหล็กยึดที่จุดบนสุดของโครงหลังคา:

$$T = (20.4/20)(167.424) = 167.71 \text{ kg}$$

$$A_D = 0.1677/(0.33\times4.0) = 0.127 \text{ cm}^2$$

∴ <u>ใช้เหล็กเส้นผ่านศูนย์กลาง 5/8 นิ้ว</u> (A_D = 1.98 cm^2)

<u>การคำนวณแรงที่กระทำต่อ Truss</u>

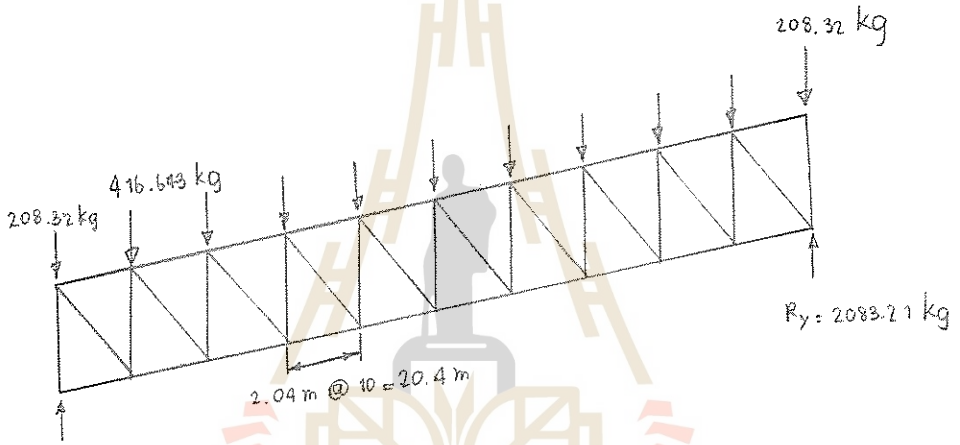
- น้ำหนัก แผ่นหลังคา = 7.53 kg/m^2
- ไม่คิดแรงลม
- น้ำหนักจร = 30 kg/m^2
- ระยะระหว่างแป = 2 m
- ปริมาตร Sag Rod = $(1.98/100^2)\times 20.4 = 4.0392\times 10^{-3}$ m^3

∴ น้ำหนัก Sag Rod = 31.70772 kg/ท่อน×5 ท่อน = 158.5386 kg

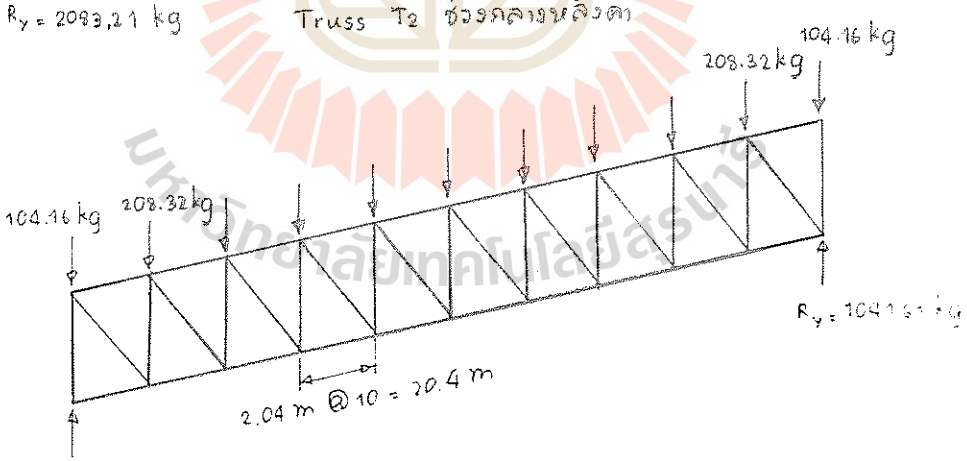
∴ น้ำหนัก Distributed Load = 158.5386/(5×20.4) = 1.5543 kg/m^2

∴ น้ำหนักรวม = [(7.63+30+1.5543)×2]+4.96 = 83.3286 kg/m

∴ น้ำหนักลง Joint ของ Truss = 83.3286×5 = 416.643 kg



Truss T_2 ช่วงกลางหลังคา



Truss T_1 ช่วงริมหลังคา

การออกแบบโครงหลังคา

ข้อมูลของแรงที่กระทำภายใน members (Axial Force) ของ Truss T2 (เป็น Truss ที่อยู่ภายในองค์อาคารตรงส่วนกลางของโครงหลังคา)

องค์อาคาร	น้ำหนักบรรทุก	ความยาว (เมตร)
ท่อนของขื่อ		
L1L2	0	2.04
L2L3	2390.032	2.04
L3L4	4248.95	2.04
L4L5	5576.59	2.04
L5L6	6373.23	2.04
L6L7	6638.76	2.04
L7L8	6373.16	2.04
L8L9	5576.59	2.04
L9L10	4248.95	2.04
L10L11	2390.03	2.04
ท่อนของจันทัน		
U1U2	-2390.032	2.04
U2U3	-4248.95	2.04
U3U4	-5576.59	2.04
U4U5	-6373.23	2.04
U5U6	-6638.76	2.04
U6U7	-6373.16	2.04
U7U8	-5576.59	2.04
U8U9	-4248.95	2.04
U9U10	-2390.03	2.04
U10U11	0	2.04

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

องค์อาคาร	น้ำหนักบรรทุก	ความยาว (เมตร)
ท่อนยึดดิ่ง		
L1U1	-2083.215	1.6
L2U2	-1874.895	1.6
L3U3	-1458.25	1.6
L4U4	-1041.58	1.6
L5U5	-624.93	1.6
L6U6	-208.295	1.6
L7U7	208.295	1.6
L8U8	624.93	1.6
L9U9	1041.58	1.6
L10U10	1458.25	1.6
L11U11	208.32	1.6
ท่อนยึดทะแยง		
L2U1	2733.106	2.33
L3L2	2125.75	2.33
L4U3	1518.36	2.33
L5U4	910.99	2.33
L6U5	303.63	2.33
L7U6	-303.63	2.33
L8U7	-910.99	2.33
L9U8	-1518.36	2.33
L10U9	-2125.75	2.33
L11U10	-2733.106	2.33

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

โดยปกติแล้วโครงหลังคาถึงแม้จะอยู่ที่ขอบของโครงสร้างหรือที่กลางโครงสร้าง เราก็มักจะใช้โครงหลังคาแบบโครงข้อหมุนที่ทำจากเหล็กที่มีขนาดเท่า ๆ กัน ซึ่งขนาดที่ใช้นั้นต้องสามารถรองรับแรงที่กระทำต่อโครงข้อหมุนนั้นได้ ดังนั้น เนื่องจากโครงหลังคา T2 ต้องรับแรงมากกระทำมากกว่าโครงหลังคา T1 เนื่องจากอยู่บริเวณส่วนกลางของหลังคาจึงมีพื้นที่ที่จะต้องรับแรงมากกว่า เราจึงทำการออกแบบโครงหลังคา T2 ซึ่งสามารถรองรับน้ำหนักที่กระทำได้ทั้งหมด ซึ่งขั้นตอนการคำนวณจะแสดงได้ดังต่อไปนี้

<u>การออกแบบขื่อ</u>

แรงดึงสูงที่สุดเท่ากับ 6638.76 กก. ยาว 204 ซม.

$F_t = 0.6\ F_y = 1500$ ksc.

$A_g = 6638.76 / 1500 = 4.426\ cm^2$

เลือกหน้าตัด L 50x50x6 ($A_g = 5.69\ cm^2$ $r_{min} = 0.97$ cm)

เลือกการยึดติดโดยสลักเกลียว

$A_e = 0.85A_g = 0.85 \times 5.69 = 4.84\ cm^2$

แรงที่หน้าตัดประสิทธิผลรับได้ $= 0.5F_uA_e = 9673$ Kg > 6638.76 Kg

ตรวจสอบ $L/r = 204 / 0.97 = 210.31 < 300$ **OK**

<u>การออกแบบขันทัน</u>

แรงที่มากที่สุดที่เกิดขึ้นในอาคาร = 6638.76 Kg (Compression)

องค์อาคารมีความยาว 2.04 เมตร

สมมุติหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ $F_a = 1000\ Kg/cm^2$

พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ $A = 6638.76 / 1000 = 6.639\ cm^2$

เลือกหน้าตัด L 75 x 75 x 10 ($A = 14.1\ cm^2$, $r_{min} = 1.45$ cm)

อัตราส่วนความชะลูด $L/r = 204 / 1.45 = 140.69$

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ $F_c = 546.318$ Ksc.

หน้าตัดสามารถรับแรงอัดได้ =

$14.1(546.318) = 7703.08$ Kg > 6638.76 Kg **OK**

-<u>การออกแบบแรงยึดดิ่งและท่อนยึดทแยง</u>

1. แรงดึงมากที่สุดที่เกิดในองค์อาคารในแนวดิ่งและทแยง

= 2733.106 Kg และองค์อาคารมีความยาว = 2.33 m.

หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ $F_t = 0.6F_y = 1500$ Ksc.

พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ $A_g = 2733.106 / 1500 = 1.822$ cm^2

เลือกหน้าตัด L 65x65x8 ($A_g = 9.85$ cm^2, $r_{min} = 1.26$ cm.)

ใช้สลักเกลียว A 307 ขนาด 12 มม.ในการต่อจะมีพื้นที่สุทธิ

$A_n = 9.85 - (\pi/4)(1.2^2) = 8.72$ cm^2

พื้นที่หน้าตัดประสิทธิ์ $A_e = uA_n = 0.85(8.72) = 7.411$ cm^2 **(control)**

และหน้าตัดประสิทธิผล $A_e = 0.85A_g = 0.85(9.85) = 8.37$ cm^2

แรงที่หน้าตัดประสิทธิผลรับได้

$0.5F_uA_e = 0.5x4000x7.411 = 14822$ Kg > 2733.106 Kg

ตรวจสอบอัตราส่วนความชะลูด L/r

= 233/1.26 = 184.92 <300 **OK**

2. แรงอัดมากที่สุดที่เกิดในองค์อาคาร = 2733.106 Kg ยาว 2.33 เมตร

อัตราส่วนความชะลูด L/r = 233/1.26 = 184.92

หน่วยแรงที่ยอมให้ $F_a = 316.00$ Ksc.

หน้าตัดสามารถรับแรงอัดได้

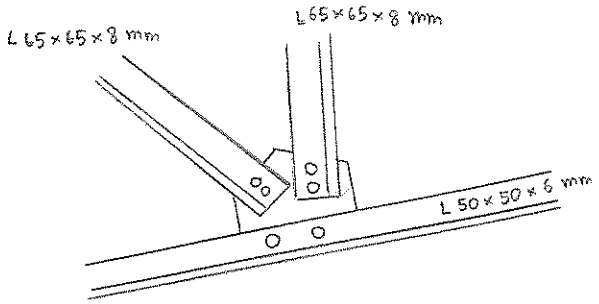
= (9.85)(316) = 3112.6 Kg > 2733.106 Kg. **OK**

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

<u>จากการคำนวณสามารถสรุปได้ดังนี้</u>

1. ใช้เหล็กหน้าตัด L 50x50x6 สำหรับขื่อ
2. ใช้เหล็กหน้าตัด L 75x75x10 สำหรับจันทัน
3. ใช้เหล็กหน้าตัด L 65x65x8 สำหรับองค์อาคารรับแรงดิ่งและหน้าตัดทะแยง สำหรับทุกโครงข้อหมุนตลอดความยาวของอาคาร

การออกแบบจุดต่อระหว่าง Gusset Plate กับท่อนยึดทะแยง



ใช้ Gusset Plate หนา 1 ซม.

ขนาด PL25x25x1 cm.

จากเหล็กอัดทะแยงรับแรงสูงสุดเท่ากับ 2733.11 Kg

เมื่อรับแรงแบบแรงเฉือนเดี่ยว โดยใช้สลักเกลียว A325x19 mm. แบบมีแรงแบกทาน

กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียวหนึ่งตัว = F_vA = 2.1(2.84) = 5.964 ตัน **(control)**

กำลังรับแรงแบกทานต่อสลักเกลียว 1 ตัว = (1)(1.9)(1.2)(4) = 9.12 ตัน

เพราะฉะนั้นจำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ = 2.7331/5.964 = 0.46 ตัว

ดังนั้นจึงใช้สลักเกลียว 2 ตัว ในการยึดGusset Plate กับท่อนยึดทะแยง

- การออกแบบจุดต่อระหว่าง Gusset Plate กับท่อนยึดดิ่ง

จากเหล็กยึดดิ่งรับแรงสูงสุด เท่ากับ 2083.215 กก.

เมื่อรับแรงเฉือนเดี่ยว โดยใช้สลักเกลียว A 325 x 19 mm. แบบมีแรงแบกทาน

กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียวหนึ่งตัว = F_vA = 2.1(2.84) = 5.964 ตัน **(control)**

กำลังรับแรงแบกท่านต่อสลักเกลียวหนึ่งตัว = (1)(1.9)(1.2)(4) = 9.12 ตัน

เพราะฉะนั้น จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ = 2.08221 / 5.964 = 0.35 ตัว

ดังนั้นใช้สลักเกลียว 2 ตัว ในการยึด Gusset Plate กับท่อนยึดดิ่ง

- การออกแบบจุดต่อระหว่าง Gusset Plate กับข้อ

จากเหล็กข้อรับแรงสูงสุดเท่ากับ 2391 กก.

เมื่อรับแรงเฉือนเดี่ยว โดยใช้สลักเกลียว A 325 x 19 mm. แบบมีแรงแบกทาน

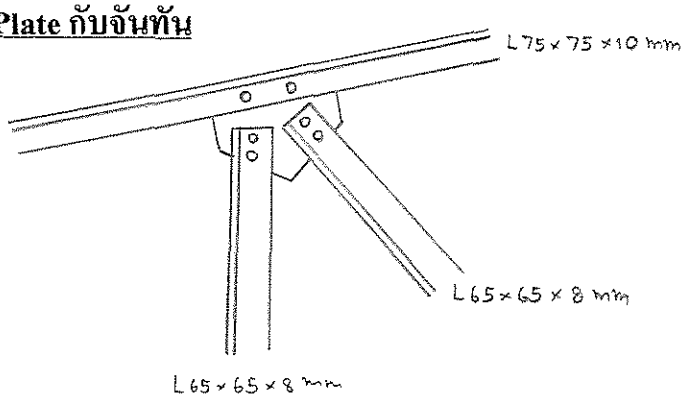
กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียวหนึ่งตัว = F_vA = 2.1(2.84) = 5.964 ตัน **(control**

กำลังรับแรงแบกทานต่อสลักเกลียวหนึ่งตัว = (1)(1.9)(4)(1.2) = 9.12 ตัน

เพราะฉะนั้นจำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ = 2.391/5.964 = 0.4 ตัว

ดังนั้นเลือกใช้สลักเกลียว 2 ตัวในการยึด Gusset Plate กับข้อ

<u>การออกแบบ Gusset Plate กับจันทัน</u>



จากเหล็กจันทันที่รับแรงสูงที่สุด 2391 กก.

เมื่อรับแรงเฉือนเดี่ยวโดยใช้สลักเกลียว A 325x19mm. แบบมีแรงแบกทาน

กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียวหนึ่งตัว $= F_vA = 2.1(2.84) = 5.964$ ตัน **(control)**

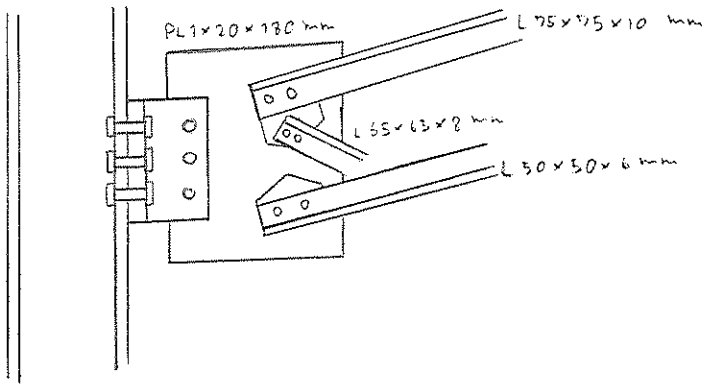
กำลังรับแรงแบกทานต่อสลักเกลียวหนึ่งตัว $= (1)(1.9)(1.2)(4) = 9.12$ ตัน

เพราะฉะนั้นจำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ $= 2.391/5.964 = 0.4$ตัว

ดังนั้นจึงเลือกใช้สลักเกลียว 2 ตัวในการยึดGusset Plate กับจันทัน

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

<u>การออกแบบจุดรองรับของTruss(ด้าน Pin)</u>



จากแรงปฏิกริยาเท่ากับ 2.083 ตัน ใช้เหล็กแผ่น PL 1x20x180 ให้เหล็ก A36 และสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. ใช้เหล็กฉากหนา 8 มม. ใช้เจาะรูมาตรฐานขนาด 21 มม. ใช้สลักเกลียว 3 ตัว เพื่อป้องกันการบิดตัวของเหล็ก PL 1x20x180

จากตาราง II-A กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียว สำหรับสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. ใช้สลักเกลียว 3 ตัวต่อแถว ใช้เหล็กฉากหนา 8 มม มีความยาว 22 มม.

สลักเกลียวจะรับน้ำหนักได้ 25.2 ตัน > 1.875ตัน **OK**

จากตาราง II-C กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กฉาก สำหรับสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม ใช้เหล็กฉากหนา 8 มม. เหล็กฉากจะมีกำลังรับแรงเฉือนได้เท่ากับ 30.1 ตัน > 1.875 ตัน **OK**

จากตาราง I-E กำลังแบกทานของสลักเกลียว สำหรับสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. หนึ่งตัวค่ากำลังแบกทานความหนา 1 ซม.เท่ากับ9.12 ตัน เมื่อสลักเกลียว 3 ตัว รับแผ่นเหล็กหนา 10 มม.

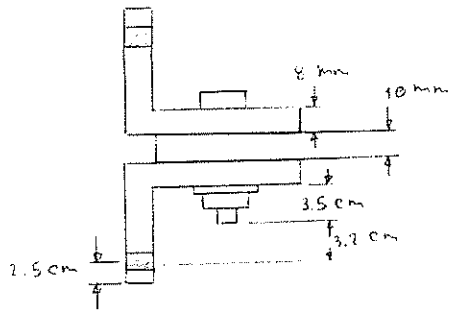
กำลังแบกทานทั้งหมด = 3x9.12x1 = 27.36 ตัน > 1.875 ตัน **OK**

จากตาราง I-F กำลังแบกทานของเหล็กฉาก สลักเกลียวตัวบนซึ่งมีระยะขอบ 3 ซม. จากขอบบนสามารถต้านแรงได้ 6 ตัน กำลังแบกทานบนความหนา 1 ซม.

สลักเกลียวตัวบนรับแรง (1)(6)(2x0.8) = 9.6 ตัน

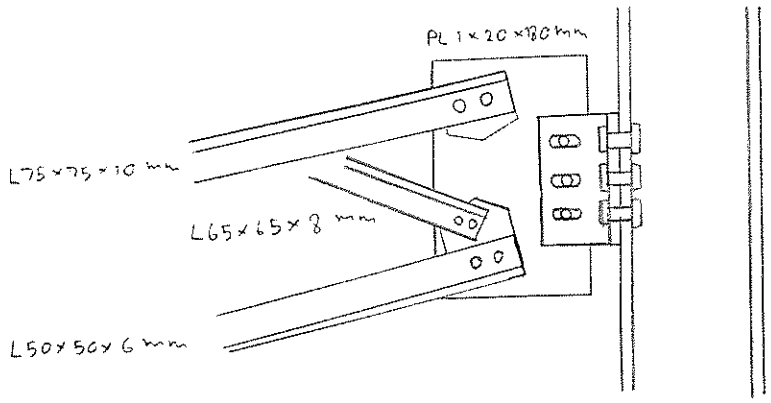
สลักเกลียว 3 ตัวรับแรง (3)(9.12)(2x0.8) = 43.78 ตัน

รวมแรงทั้งหมดที่รับโดยสลักเกลียว = 53.38 ตัน > 1.875 ตัน **OK**



<u>ดังนั้นใช้เหล็ก 2 PL 10x10x0.8x22 ซม.</u>

<u>การออกแบบจุดรองรับของTruss (ด้าน Roller)</u>



จากแรงปฏิกริยาเท่ากับ 2.083 ตัน ใช้เหล็กแผ่น PL 1x20x180 ให้เหล็ก A36 และสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. ใช้เหล็กฉากหนา 8 มม. ใช้เจาะรูมาตรฐานขนาด 21 มม. ใช้สลักเกลียว 3 ตัว เพื่อป้องกันการบิดตัวของเหล็ก PL 1x20x180

จากตาราง II-A กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียว สำหรับสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. ใช้สลักเกลียว 3 ตัวต่อแถว ใช้เหล็กฉากหนา 8 มม มีความยาว 22 มม.

สลักเกลียวจะรับน้ำหนักได้ 25.2 ตัน > 2.19 ตัน **OK**

จากตาราง II-C กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กฉาก สำหรับสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม ใช้เหล็กฉากหนา 8 มม. เหล็กฉากจะมีกำลังรับแรงเฉือนได้เท่ากับ 30.1 ตัน > 2.19 ตัน **OK**

จากตาราง I-E กำลังแบกทานของสลักเกลียว สำหรับสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. หนึ่งตัวค่ากำลังแบกทานความหนา 1 ซม.เท่ากับ9.12 ตัน เมื่อสลักเกลียว 3 ตัว รับแผ่นเหล็กหนา 10 มม.

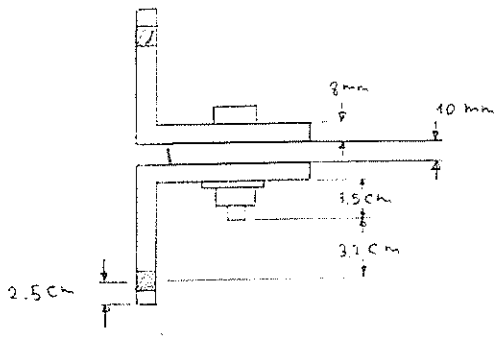
กำลังแบกทานทั้งหมด = 3x9.12x1 = 27.36 ตัน > 2.19 ตัน **OK**

จากตาราง I-F กำลังแบกทานของเหล็กฉาก สลักเกลียวตัวบนซึ่งมีระยะขอบ 3 ซม. จากขอบบน สามารถต้านแรงได้ 6 ตัน กำลังแบกทานบนความหนา 1 ซม.

สลักเกลียวตัวบนรับแรง (1)(6)(2x0.8) = 9.6 ตัน

สลักเกลียว 3 ตัวรับแรง (3)(9.12)(2x0.8) = 43.78 ตัน

รวมแรงทั้งหมดที่รับโดยสลักเกลียว = 53.38 ตัน > 2.19 ตัน **OK**



<u>ดังนั้นใช้เหล็ก 2 PL 10x10x0.8x22 cm</u>

<u>การออกแบบโครงหลังคาส่วนกลาง (Beam – Column)</u>

พิจารณาโครงหลังคาช่วง 1-2 : $\tan^{-1}(3/5) = 30.96^{\circ} > 18^{\circ}$

∴ จะต้องพิจารณาแรงลมด้วย

ลองเลือก แผ่นหลังคา หนา 0.6 มม หนัก 0.6 มม หนัก 7.63 kg/m^2 หรือ 4.58 kg/m,

$I_x = 75.70$ cm^4, $S_x = 16.20$ cm^3

ลองใช้แป่วางห่างกันทุก 1 เมตร

- น้ำหนัก แผ่นหลังคา = 4.58 kg/m
- น้ำหนักบรรทุกจร = 30 kg/m^2 = 30(0.6) = 18 kg/m
- แรงจากลม = 80 kg/m^2 = 80(0.6) = 48 kg/m

∴ น้ำหนักรวม = 70.58 kg/m

การตรวจสอบการโก่งแอ่น

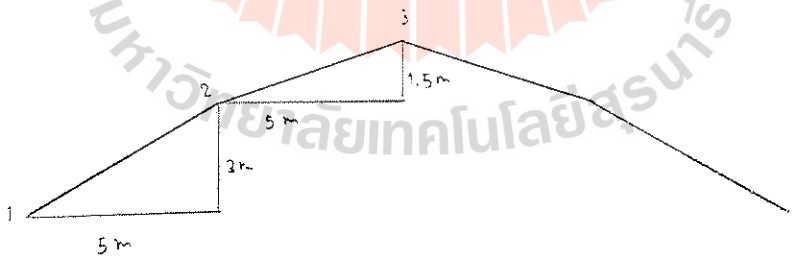
การแอ่นตัวที่เกิดขึ้น :

$\Delta_{max} = (5wl^4)/384EI = (5\times70.58\times100^4)/(384\times2.1\times10^6\times75.70\times100)$

$= 0.00578$

$\Delta_{max}/L = 0.00578/100 = 5.78\times10^{-5} < 1/300 = 3.33\times10^{-3}$ OK

∴ <u>เลือก แผ่นหลังคา หนา 0.6 มม วางบนแป่ระยะห่างทุก ๆ 1 เมตร</u>



<u>การออกแบบแปรองรับ แผ่นหลังคา ที่โครงหลังคาส่วนกลางช่วง 1-2</u> (พิจารณาแรงลมด้วย)

น้ำหนักบรรทุกจร = 30 kg/m^2

น้ำหนัก แผ่นหลังคา = 7.63 kg/m^2

$\therefore$ น้ำหนักรวม = 37.63 kg/m^2

แปวางห่างกัน 1.0 เมตร วางบนจุดรองรับคือหลังคาที่มีระยะห่าง 5.0 เมตร ดังนั้นแปยาว 5.0 เมตร

น้ำหนักลงแป = 37.63×1 = 37.63 kg/m

น้ำหนักแปโดยประมาณ = 10 kg/m

$\therefore$ รวมน้ำหนักลงแปทั้งหมด = 47.63 kg/m

$W_x = 47.63\sin 30.96 = 24.50$ kg/m, $M_y = (24.50\times 5^2)/8 = 76.56$ kg-m

$W_y = 47.63\cos 30.96 + 80(1) = 120.84$ kg/m, $M_x = (120.84\times 5^2)/8$

$= 377.625$ kg-m

ค่าที่ต้องการของ $S_x = M_x/F_x = 377.625(100)/(0.66\times 2500) = 22.89$ cm^3

เลือกใช้แป C150×55×3.2 มม ($S_x = 44.3$ cm^3, $S_y = 12.2$ cm^3, $I_x = 332$ cm^4, $I_y = 53.8$ cm^4, หนัก 7.51 kg/m)

ตรวจสอบหน่วยแรงที่ยอมให้

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัดรอบแกน x :

$f_{bx} = M_x/F_x = 377.625(100)/44.3 = 852.43$ kg/cm^2

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัดรอบแกน y :

$f_{by} = M_y/F_y = 76.56(100)/12.2 = 627.54$ kg/cm^2

ดังนั้นจะได้ว่า

$(f_{bx}/0.66F_y)+(f_{by}/0.75\,F_y) = [852.43/(0.66\times 2500)]+[627.54/(0.75\times 2500)]$

$= 0.85 < 1.0$ **OK**

ตรวจสอบการโก่งแอ่น

การแอ่นตัวที่เกิดขึ้น :

$\Delta_{max} = (5wl^4)/384EI = (5\times 120.84\times 500^4)/(384\times 2.1\times 10^6\times 332\times 100)$

$= 1.41$ cm $< l/300 = 500/300 = 1.67$ cm **OK**

<u>การออกแบบตัวยึดแป (Sag Rod) ของโครงหลังคาส่วน 1-2</u>

กำหนด Sag Rod ทุกระยะ 1 เมตร ระหว่างโครงหลังคาซึ่งมีความยาว 5 เมตร ใช้เหล็ก A36

น้ำหนักบรรทุกจร = 30 kg/m^2

น้ำหนัก แผ่นหลังคา = 7.63 kg/m^2

น้ำหนักแป = (6×7.51)/5.83 = 7.73 kg/m

น้ำหนักลม = 80 kg/m^2

∴ น้ำหนักกระทำทั้งหมด = 30+7.63+7.73+80 = 125.36 kg/m^2

องค์ประกอบของแรงที่ขนานกับระนาบหลังคา = (3/5.83)(125.36) = 64.51 kg/m^2

แรงบนเหล็กเส้นกันแอ่นตัวบนสุด = 5.83(1)(64.51) = 376.09 kg

∴ สามารถคำนวณหาค่าพื้นที่ของเหล็กเส้นที่ต้องการได้ :

$$A_D = T/(0.33F_U) = 0.37609/(0.33\times4.0) = 0.285 \text{ cm}^2$$

∴ ใช้เหล็กเส้นผ่านศูนย์กลาง 5/8 นิ้ว (A_D = 1.98 cm^2)

แรงในเหล็กยึดที่จุดบนสุดของโครงหลังคา :

$$T = (5.83/20)(376.09) = 438.52 \text{ kg}$$

$$A_D = 0.43852/(0.33\times4.0) = 0.33 \text{ cm}^2$$

∴ ใช้เหล็กเส้นผ่านศูนย์กลาง 5/8 นิ้ว (A_D = 1.98 cm^2)

พิจารณาโครงหลังคาช่วง 2-3 : $\tan^{-1}(1.5/5) = 16.7^\circ < 18^\circ$

∴ ไม่ต้องพิจารณาแรงลมด้วย

ลองเลือก แผ่นหลังคา หนา 0.6 มม หนัก 0.6 มม หนัก 7.63 kg/m^2 หรือ 4.58 kg/m, I_x = 75.70 cm^4, S_x = 16.20 cm^3

ลองใช้แปวางห่างกันทุก 1 เมตร

- น้ำหนัก แผ่นหลังคา = 4.58 kg/m
- น้ำหนักบรรทุกจร = 30 kg/m^2 = 30(0.6) = 18 kg/m

∴ น้ำหนักรวม = 22.58 kg/m

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

การตรวจสอบการโก่งแอ่น

การแอ่นตัวที่เกิดขึ้น :

$\Delta_{max} = (5wl^4)/384EI = (5\times22.58\times100^4)/(384\times2.1\times10^6\times75.70\times100)$

$= 0.00185$

$\Delta_{max}/L = 0.00185/100 = 1.85\times10^{-5} < 1/300 = 3.33\times10^{-3}$ **OK**

$\therefore$ <u>เลือก แผ่นหลังคา หนา 0.6 มม วางบนแประยะห่างทุก ๆ 1 เมตร</u>

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

<u>การออกแบบแปรองรับ แผ่นหลังคา ที่โครงหลังคาส่วนกลางช่วง 2-3</u> (ไม่พิจารณาแรงลมด้วย)

น้ำหนักบรรทุกจร = 30 kg/m^2

น้ำหนัก แผ่นหลังคา = 7.63 kg/m^2

$\therefore$ น้ำหนักรวม = 37.63 kg/m^2

แปวางห่างกัน 1.0 เมตร วางบนจุดรองรับคือหลังคาที่มีระยะห่าง 5.0 เมตร ดังนั้นแปยาว 5.0 เมตร

น้ำหนักลงแป = 37.63×1 = 37.63 kg/m

น้ำหนักแปโดยประมาณ = 10 kg/m

$\therefore$ รวมน้ำหนักลงแปทั้งหมด = 47.63 kg/m

$W_x = 47.63\sin 16.7 = 13.69$ kg/m, $M_y = (13.69\times 5^2)/8 = 42.78$ kg-m

$W_y = 47.63\cos 16.7 = 45.62$ kg/m, $M_x = (45.62\times 5^2)/8 = 142.56$ kg-m

ค่าที่ต้องการของ $S_x = M_x/F_x = 142.56(100)/(0.66\times 2500) = 8.64$ cm^3

เลือกใช้แป C150×55×3.2 มม (S_x = 21.3 cm^3, S_y = 7.81 cm^3, I_x = 107 cm^4, I_y = 24.5 cm^4, หนัก 5.5 kg/m)

ตรวจสอบหน่วยแรงที่ยอมให้

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัดรอบแกน x :

$$f_{bx} = M_x/F_x = 142.56(100)/21.3 = 669.30 \text{ kg/cm}^2$$

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัดรอบแกน y :

$$f_{by} = M_y/F_y = 42.78(100)/7.81 = 547.76 \text{ kg/cm}^2$$

ดังนั้นจะได้ว่า

$$(f_{bx}/0.66F_y)+(f_{by}/0.75\,F_y) = [669.30/(0.66\times 2500)]+[547.760/(0.75\times 2500)]$$

$$= 0.70 < 1.0 \qquad \textbf{OK}$$

ตรวจสอบการโก่งแอ่น

การแอ่นตัวที่เกิดขึ้น :

$$\Delta_{max} = (5wl^4)/384EI = (5\times83.69\times500^4)/(384\times2.1\times10^6\times107\times100)$$

$$= 1.65 \text{ cm} < l/300 = 500/300 = 1.67 \text{ cm } \mathbf{OK}$$

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

<u>การออกแบบตัวยึดแป (Sag Rod) ของโครงหลังคาส่วน 2-3</u>

กำหนดให้ Sag Rod ที่ทุกระยะ 1 เมตร ระหว่างโครงหลังคาซึ่งมีความยาว 5 เมตร ใช้เหล็ก A36

น้ำหนักบรรทุกจร = 30 kg/m^2

น้ำหนัก แผ่นหลังคา = 7.63 kg/m^2

น้ำหนักแป = (8×5.5)/5.22 = 6.32 kg/m^2

∴ น้ำหนักกระทำทั้งหมด = 30+7.63+6.32 = 43.95 kg/m^2

องค์ประกอบของแรงที่ขนานกับระนาบหลังคา = (1.5/5.22)(43.95) = 12.63 kg/m^2

แรงบนเหล็กเส้นกันแอ่นตัวบนสุด = 5.22(1)(12.63) = 69.53 kg

∴ สามารถคำนวณหาค่าพื้นที่ของเหล็กเส้นที่ต้องการได้ :

$$A_D = T/(0.33F_U) = 0.06593/(0.33\times4.0) = 0.05 \ cm^2$$

∴ ใช้เหล็กเส้นผ่านศูนย์กลาง 5/8 นิ้ว (A_D = 1.98 cm^2)

แรงในเหล็กยึดที่จุดบนสุดของโครงหลังคา :

$$T = (5.22/5)(65.93) = 68.83 \ kg$$

$$A_D = 0.06883/(0.33\times4.0) = 0.052 \ cm^2$$

∴ <u>ใช้เหล็กเส้นผ่านศูนย์กลาง 5/8 นิ้ว</u> (A_D = 1.98 cm^2)

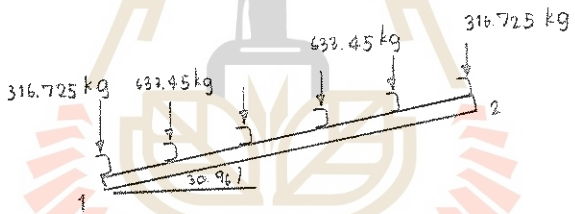
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

โครงหลังคาส่วนกลางอาคารส่วน 1-2 ชิ้นใน

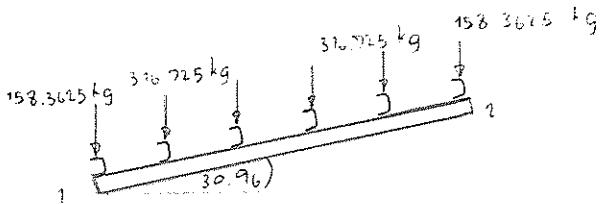
- น้ำหนัก แผ่นหลังคา = 4.58 kg/m $\Longrightarrow$ 7.63 kg/m^2
- น้ำหนักบรรทุกจร 30 kg/m^2 = 30(0.6) = 18 kg/m
- แรงลม = 80 kg/m^2 = 80(0.6) = 48 kg/m
- น้ำหนักแป = 7.51 kg/m
- พื้นที่หน้าตัด SagRod = 1.98 cm^2 ; spgr = 7850 kg/m^3 ; ความยาว Frame 1-2 และ Sag Rod = 5.83 m
- ปริมาตร Sag Rod = $(1.98/100^2)\times5.83 = 1.154\times10^{-3}$ m^3
- น้ำหนัก Sag Rod = 9.06 kg/ท่อน×5 ท่อน = 45.3 kg
- น้ำหนักกระจายของ Sag Rod = 45.3/(5×5.83) = 1.55 kg/m^2

∴ น้ำหนักรวม = [(7.63+30+80+1.55)×1]+7.51
= 126.7 kg/m

∴ คิดเป็น Point Load = 126.7×5 = 633.45 kg



ส่วนโครงหลังคาส่วนกลางอาคารส่วน 1-2 ชิ้นนอกนั้นแรงที่กระทำจะเป็นครึ่งหนึ่งของโครงหลังคาส่วนกลางอาคารชิ้นใน



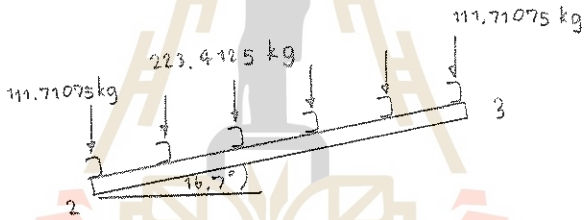
<u>โครงหลังคาส่วนกลางอาคารส่วน 2-3 ชั้นใน</u>

- น้ำหนัก แผ่นหลังคา = 7.63 kg/m
- น้ำหนักบรรทุกจร = 30 kg/m^2
- ไม่คิดแรงลม
- น้ำหนักแป = 5.5 kg/m
- พื้นที่หน้าตัด SagRod = 1.98 cm^2
- ปริมาตร Sag Rod = 1.0334×10^{-3} m^3
- น้ำหนัก Sag Rod = 8.114 kg/ท่อน×5 ท่อน = 40.57 kg
- น้ำหนักกระจายของ Sag Rod = 1.5543 kg/m^2

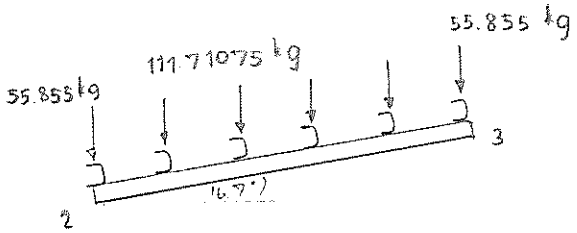
∴ น้ำหนักรวม = [(7.63+30+1.5543)×1]+5.5

= 44.6843 kg/m

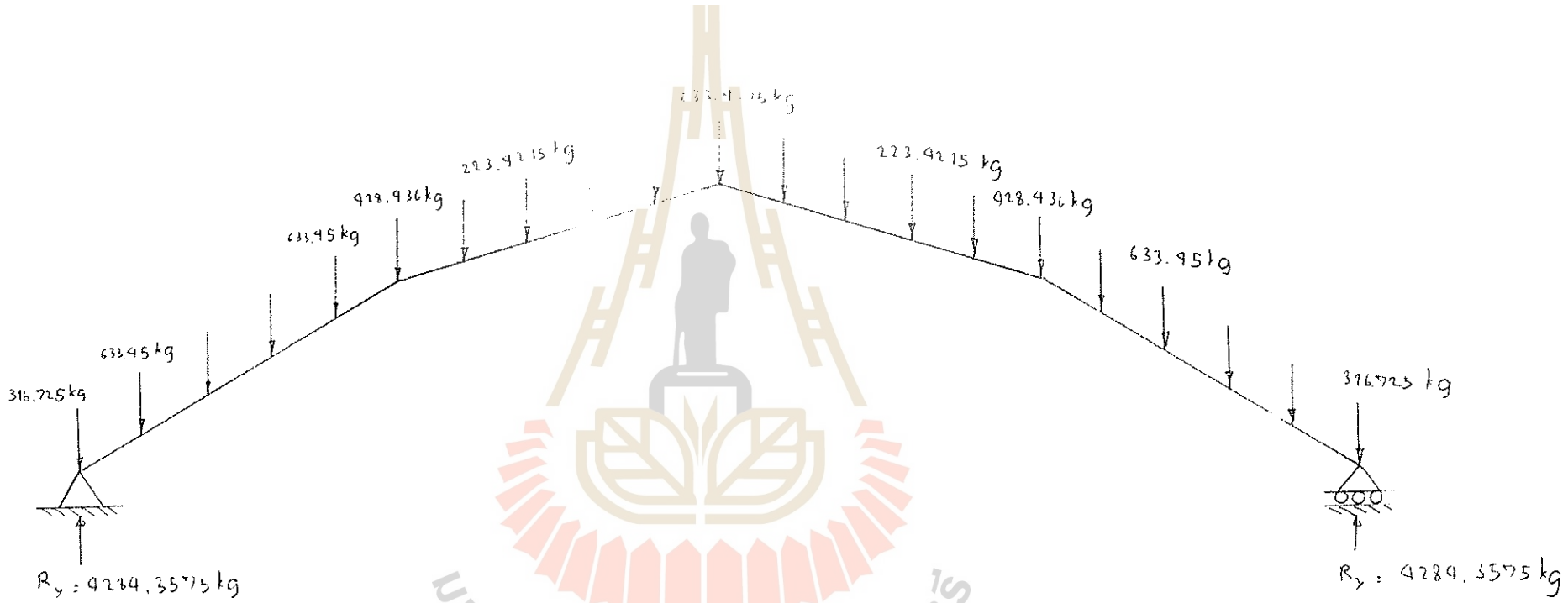
∴ คิดเป็น Point Load = 44.6843×5 = 223.4215 kg



ส่วนโครงหลังคาส่วนกลางอาคารส่วน 2-3 ชั้นนอกนั้นแรงที่กระทำจะเป็นครึ่งหนึ่งของโครงหลังคาส่วนกลางอาคารชั้นใน



Frame ด้านในของ กลางคืบ



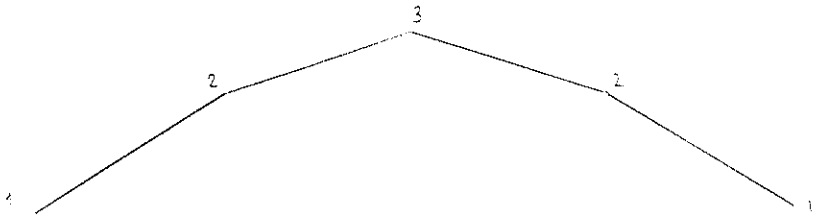
ส่วนรับแรง 1-2, $(\text{Axial Force})_{max}$ = [illegible], $(\text{Moment})_{max}$ = 14 ตัน-เมตร

ส่วนรับแรง 2-3, $(\text{Axial Force})_{max}$ = [illegible] kg, $(\text{Moment})_{max}$ = 19 ตัน-เมตร

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

<u>การออกแบบ Beam-Column ใน</u> (เลือกพิจารณาช่วง 1-2 แล้วเลือกขนาดของวัสดุที่จะใช้ในช่วง 1-2 เหมือนขนาดช่วง 2-3)

จากช่วง 1-2 ยาว 5.83 เมตร



Axial force max. = 2.1 ตัน

Moment max. = 14 ตัน-เมตร

จากตาราง เลือกค่า m เท่ากับ 8.5 และค่า U เท่ากับ 3

ดังนั้น $P_{eff} = 2.1+14(8.5) = 121.1$ ตัน

เลือกหน้าตัด W300×84.5 ($A = 107.7\ cm^2$, $S_x = 1150\ cm^3$, $S_y = 365\ cm^3$, $r_x = 12.5$ cm, $r_y = 7.16$ cm, $L_c = 3.85$ m, $L_u = 6.95$ m)

$f_a = 2.1(1000)/107.7 = 19.5$ ksc

$K_xL_x/r_x = 583/12.5 = 46.64$

$K_yL_y/r_y = 583/7.16 = 81.42$ **(control)**

$F_a = 1068.64$ ksc

$f_a/F_a = 19.5/1068.64 = 0.018 < 0.15$

ดังนั้น ใช้สมการ $(f_a/F_a)+(f_{bx}/F_{bx}) \leq 1.0$ **(1)**

$F_{bx} = 0.6F_y = 0.6(2500) = 1500$ ksc ; $L_c<L<L_u$

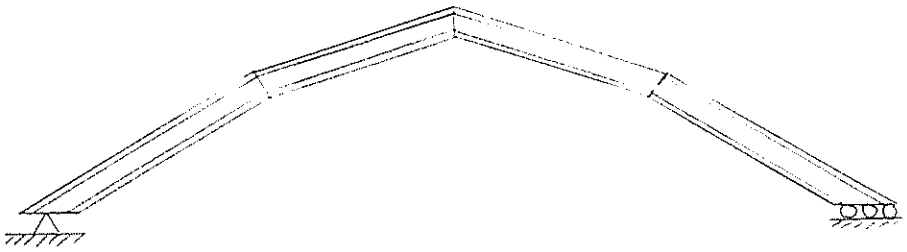
$f_{bx} = M_x/S_x = 14(1000)(100)/1150 = 1217.39$ ksc

แทนค่าต่าง ๆ ในสมการ (1) จะได้,

$(19.5/1068.64)+(1217.39/1500) = 0.83 < 1.0$ **OK**

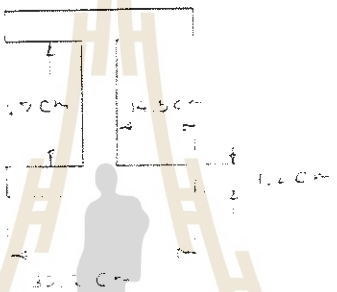
∴ <u>ใช้หน้าตัด W300×84.5</u>

<u>การออกแบบจุดต่อของ Beam – Column</u>



จากแรง Axial Force มากที่สุดที่เกิดขึ้นเท่ากับ 2.1 ตัน

และได้เลือกหน้าตัด W300*84.5 (d = 29.4 cm, bf = 30.2 cm ,tw = 12 mm, tf = 12 mm)



ออกแบบจุดต่อโดยการเชื่อม

ขนาดรอยเชื่อมใหญ่สุด = 12-2 = 10 มม.

เลือกขนาดลวดเชื่อม E70 ขนาด 8 มม. มีกำลังของรอยเชื่อมเท่ากับ 830 กก/ซม.

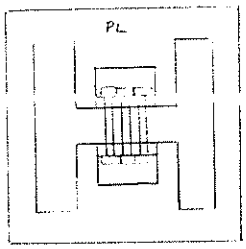
โดยรอยเชื่อมจุเชื่อมตรงเอวคานทั้ง 2 ด้าน โดยมีขนาดรอยเชื่อมเท่ากับ 2*27 = 54 ซม.

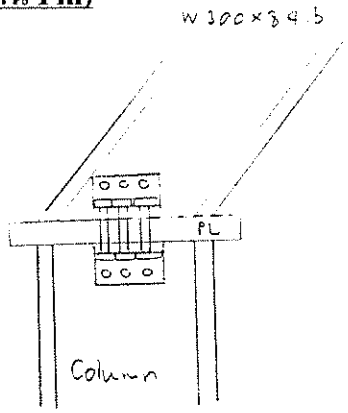
ดังนั้นจากรอยเชื่อมจะสามารถรับแรงได้ 0.83*54 = 44.82 ตัน > 2.1ตัน **OK**

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

การออกแบบจุดรองรับโครงหลังคา Beam-Column (ด้าน Pin)

คิดเฉพาะแรงที่มีทิศทางลง





ข้อมูลทั่วไป

- เหล็ก A36 สำหรับเสา W300x84.5 (d = 29.4 cm , b_f = 30.2 cm)
- Reaction 4284.3575 kg
- ฐานคอนกรีต 60x60 ซม., F_c = 210 kg/cm^2

การออกแบบ

พิจารณาพื้นที่แผ่นรอง

$$A1 = (1/A2)(P/0.35\ F_c)^2 = 1/(60x60)(\ 4284.3575\ /(0.35x0.21)^2 = 0.944\ 00 cm^2$$

$$A1 = P/0.7f_c = 4.2843575\ /(0.7x0.21) = 29.15\ cm^2 \qquad \textbf{(control)}$$

ขนาดแผ่นรอง

$$\Delta = (0.5)(0.95d-0.8b_f) = 0.5(0.95x29.4-0.8x30.2) = 1.885\ cm$$

$$N = (A1)^{1/2} + \Delta = (29.15)^{1/2} + 1.885 = 7.28 (say\ 35\ cm)$$

$$B = A1/N = 29.15/35 = 0.833\ (say\ 32\ cm\ )$$

แรงดันบนฐานรากคอนกรีต

$$F_p = P/BxN = 4.2843575\ (1000)/(32x35) = 3.83\ ksc$$

คำนวณขนาดของ m และ n

$$m = (N - 0.95d)/2 = (35-(0.95x29.4)/2 = 3.535\ cm$$

$$n = (B - 0.8bf)/2 = (32-(0.8x30.2))/2 = 3.92\ cm$$

เนื่องจากแผ่นรองไม่ครอบคลุมคอนกรีตทั้งหมด

$$F_p = 0.35\ f_c(A2/A1)^{1/2} = 0.35(210)(60x60/(32x35))^{1/2}$$

$$= 131.77\ ksc < 0.7f_c = 147\ ksc \qquad \textbf{OK}$$

ใช้ F_p = 147 ksc

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

คำนวณความหนาของแผ่นรองรับ

$f = 2n(f_p/F_y)^{1/2} = 2x3.92\ (3.83/2500)^{1/2}$=0.31cm (ใช้ 1 cm)

ใช้แผ่นเหล็ก PL1x32x35

การออกแบบจุดต่อโครงระหว่าง Beam – Column กับแผ่น Plate

จากแรงปฏิกริยาที่ปลายเท่ากับ 4.28 ตัน

ใช้สลักเกลียว 325 Nขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 19 มม.

ตารางที่II-A กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียว จากตารางสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. ใช้สลักเกลียว 3 ตัวต่อแถว เหล็กฉากหนา 8 มม. และมีความยาว 22 cm สลักเกลียวจะรับน้ำหนักได้ 25.2 >4.284 ตัน **OK**

จากตาราง II-C กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กฉาก สำหรับสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. 3 ตัวต่อแถว ใช้เหล็กฉากหนา 8 มม.เท่ากับ 22.6 ตัน > 4.284 ตัน **OK**

จากตาราง I-E กำลังแบกทานของสลักเกลียว สำหรับสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. หนึ่งตัวค่ากำลังแบกทานความหนา 1 ซม.เท่ากับ9.12 ตัน เมื่อสลักเกลียว 3 ตัว รับเอวคานหนา 12 มม.

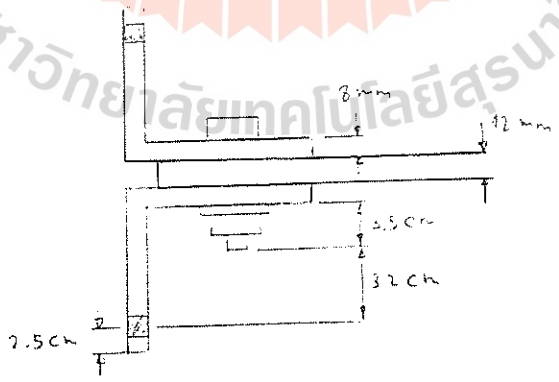
กำลังแบกทานทั้งหมด = 3x9.12x1.2 = 32.83 ตัน > 4.284 ตัน **OK**

จากตาราง I-F กำลังแบกทานของเหล็กฉาก สลักเกลียวตัวบนซึ่งมีระยะขอบ 3 ซม. จากขอบบนสามารถต้านแรงได้ 6 ตัน กำลังแบกทานบนความหนา 1 ซม.

สลักเกลียวตัวบนรับแรง (1)(6)(2x0.8) = 9.6 ตัน

สลักเกลียวอีก 2 ตัวรับแรง (2)(9.12)(2x0.8) = 29.18 ตัน > 4.284 ตัน **OK**

การเลือกเหล็กฉาก



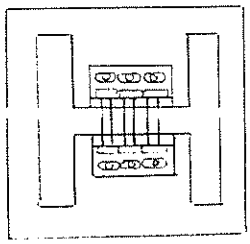
ขาที่ยาวกว่าระยะเกจน้อยสุด = 0.8+3.5+3.2 = 7.5 ซม. (ใช้ 7.5 ซม.)

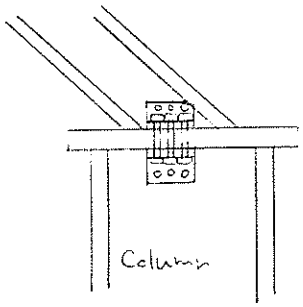
เมื่อรวมระยะของ 2.5 ซม. จะได้ขายาว 10 ซม.

ดังนั้นใช้เหล็กแาก 2L 10* 10*0.8*22 ซม.และสลักเกลียวแถวละ 3 ตัวในแต่ละด้าน

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

<u>การออกแบบจุดรองรับโครงหลังคา Beam – Column (ด้าน Roller)</u>





การออกแบบจุดต่อโครงระหว่าง Beam – Column กับแผ่น Plate

จากแรงปฏิกริยาที่ปลายเท่ากับ 4.28 ตัน

ใช้สลักเกลียว 325 Nขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 19 มม.

ตารางที่II-A กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียว จากตารางสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. ใช้สลักเกลียว 3 ตัวต่อแถว เหล็กฉากหนา 8 มม. และมีความยาว 22 cm สลักเกลียวจะรับน้ำหนักได้ 25.2 >4.284 ตัน **OK**

จากตาราง II-C กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กฉาก สำหรับสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. 3 ตัวต่อแถว ใช้เหล็กฉากหนา 8 มม.เท่ากับ 22.6 ตัน > 4.284 ตัน **OK**

จากตาราง I-E กำลังแบกทานของสลักเกลียว สำหรับสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. หนึ่งตัวค่ากำลังแบกทานความหนา 1 ซม.เท่ากับ9.12 ตัน เมื่อสลักเกลียว 3 ตัว รับเอวคานหนา 12 มม.

กำลังแบกทานทั้งหมด = 3x9.12x1.2 = 32.83 ตัน > 4.284 ตัน **OK**

จากตาราง I-F กำลังแบกทานของเหล็กฉาก สลักเกลียวตัวบนซึ่งมีระยะขอบ 3 ซม. จากขอบบนสามารถต้านแรงได้ 6 ตัน กำลังแบกทานบนความหนา 1 ซม.

สลักเกลียวตัวบนรับแรง (1)(6)(2x0.8) = 9.6 ตัน

สลักเกลียวอีก 2 ตัวรับแรง (2)(9.12)(2x0.8) = 29.18 ตัน > 4.284 ตัน **OK**

การเลือกเหล็กฉาก

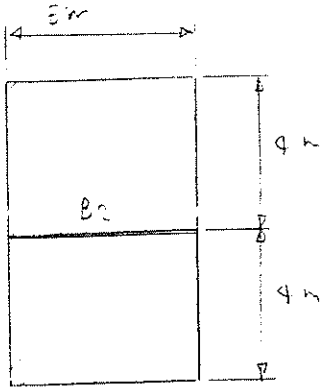
ขาที่ยาวกว่าระยะเกจน้อยสุด = 0.8+3.5+3.2 = 7.5 ซม. (ใช้ 7.5 ซม.)

เมื่อรวมระยะของ 2.5 ซม. จะได้ขายาว 10 ซม.

ดังนั้นใช้เหล็กฉาก 2L 10* 10*0.8*22 ซม.และสลักเกลียวแถวละ 3 ตัวในแต่ละด้าน

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

<u>ออกแบบ Beam 1 และ Beam 2</u>



กำหนดให้ Beam 1 มีขนาดเท่ากับ Beam 2

- ประมาณให้ Beam 2 รองรับพื้นด้านละ 4 เมตร
- ให้ความหนาพื้นคอนกรีต = 10 cm
- น้ำหนักบรรทุกจร = 500 kg/m^2
- น้ำหนักบรรทุกกำแพงอิฐมอญ = 240 kg/m^2

<u>คำนวณ</u>

น้ำหนักบรรทุกคงที่ : พื้น (8)(0.1)(2400) = 1920 kg/m

ประมาณน้ำหนักคาน = 100 kg/m

น้ำหนักบรรทุกจร (8)(500) = 4000 kg/m

น้ำหนักผนัง(สูง 4 เมตร)(4)(240) = 960 kg/m

รวมน้ำหนักแผ่คงที่ทั้งหมด = 6980 kg/m

$M_{max} = (6.98 \times 5^2)/8 = 21.81$ t-m

$S_{reqd} = M/0.66F_y = (21.8 \times 100)/(0.66 \times 2.5) = 1321.97$ cm^3

ลองใช้หน้าตัด W350×106 ($d = 33.8$ cm, $b_f = 35.1$ cm, $t_w = 1.3$ cm, $t_f = 1.3$ cm, $I_x = 28200$ cm^4, $S_x = 1670$ cm^3)

จากตาราง ค.1 จะได้ $L_C = 4.47$ m, $L_U = 7.61$ m

จะเห็นว่า $L_C < L < L_U$ $\therefore$ จะใช้ $F_b = 0.6F_y = 1500$ ksc

ตรวจสอบโมเมนต์ที่เกิดขึ้น :

Moment Maximum $= (6.986 \times 5^2)/8 = 21.83$ t-m

$F_b = M/S_x = (21.83 \times 100)(1000)/1540 = 1420$ ksc < 1500 ksc **OK**

ตรวจสอบแรงเฉือน :

$V_{max} = 6.986 \times 2.5 = 17.47$ t

$F_v = V/dt_w = (17.47 \times 1000)/(33.8 \times 1.3) = 397.58$ ksc

$< 0.4F_y = 1000$ ksc

ตรวจสอบ Deflection :

Δ_{max} ที่ยอมให้เท่ากับ L/360 = 500/360 = 1.39 cm

Δ_{max} ที่เกิดขึ้นในหน้าตัดนี้ $= 5wl^4/384EI$

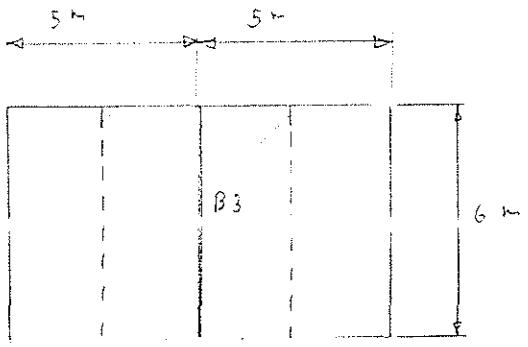
$= 5(69.86 \times 500^4)/384(2.1 \times 10^6 \times 28200)$

$= 0.96$ cm $<$ 1.39 cm **OK**

∴ <u>เลือกใช้หน้าตัด W350×106</u>

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ออกแบบ Beam 3



กำหนดให้

- ให้ความหนาพื้นคอนกรีต = 10 cm
- น้ำหนักบรรทุกจร = 500 kg/m^2
- น้ำหนักบรรทุกกำแพงอิฐมอญ = 240 kg/m^2

คำนวณ

น้ำหนักบรรทุกคงที่ : พื้น	(5)(0.1)(2400)	= 1200 kg/m
ประมาณน้ำหนักคาน		= 100 kg/m
น้ำหนักผนัง(สูง 4 เมตร)	(4)(240)	= 960 kg/m
น้ำหนักบรรทุกจร	(5)(500)	= 2500 kg/m
รวมน้ำหนักแผ่คงที่ทั้งหมด		= 4760 kg/m

$M_{max} = (4.76 \times 6.0^2)/8 = 21.42$ t-m

$S_{reqd} = M/0.66F_y = (21.42 \times 100)/(0.66 \times 2.5) = 1298$ cm^3

ลองใช้หน้าตัด W300×106 (d = 33.8 cm, b_f = 35.1 cm, t_w = 1.3 cm, t_f = 1.3 cm, $I_x = 28200$ cm^4, $S_x = 1670$ cm^3)

จากตาราง ค.1 จะได้ $L_C = 4.47$ m, $L_U = 7.61$ m

จะเห็นว่า $L_C < L < L_U$ ∴ จะใช้ $F_b = 0.6F_y = 1500$ ksc

ตรวจสอบโมเมนต์ที่เกิดขึ้น :

Moment Maximum $= (4.766 \times 6^2)/8 = 21.45$ t-m

$F_b = M/S_x = (21.45 \times 100)(1000)/1440$

$= 1490$ ksc < 1500 ksc **OK**

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ตรวจสอบแรงเฉือน :

$V_{max} = 4.766 \times 3 = 14.298$ t

$F_v = V/dt_w = (14.298 \times 1000)/(33.8 \times 1.3) = 325.4$ ksc

$< 0.4F_y = 1000$ ksc

ตรวจสอบ Deflection :

Δ_{max} ที่ยอมให้เท่ากับ $L/360 = 600/360 = 1.667$ cm

Δ_{max} ที่เกิดขึ้นในหน้าตัดนี้ $= 5wl^4/384EI$

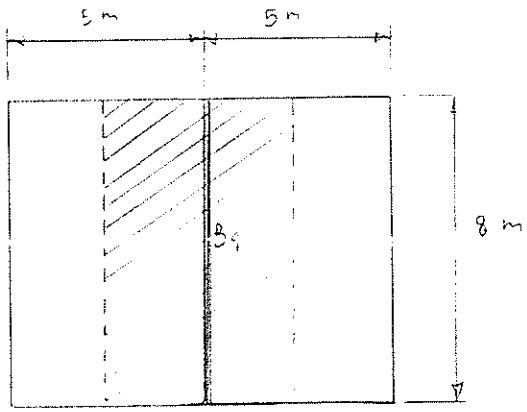
$= 5(47.66 \times 600^4)/384(2.1 \times 10^6 \times 28200)$

$= 1.36$ cm < 1.667 cm **OK**

$\therefore$ <u>เลือกใช้หน้าตัด W350×106</u>

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ออกแบบ Beam 4



กำหนดให้

- ให้ความหนาพื้นคอนกรีต = 10 cm
- น้ำหนักบรรทุกจร = 500 kg/m^2
- น้ำหนักบรรทุกกำแพงอิฐมอญ = 240 kg/m^2

คำนวณ

น้ำหนักบรรทุกคงที่ : พื้น	(5)(0.1)(2400)	= 1200 kg/m
ประมาณน้ำหนักคาน		= 100 kg/m
น้ำหนักผนัง(สูง 4 เมตร)	(4)(240)	= 960 kg/m
น้ำหนักบรรทุกจร	(5)(500)	= 2500 kg/m
รวมน้ำหนักแผ่คงที่ทั้งหมด		= 4760 kg/m

$M_{max} = (4.76 \times 8.0^2)/8 = 38.08$ t-m

$S_{reqd} = M/0.66F_y = (38.08 \times 100)/(0.66 \times 2.5) = 2307.88$ cm^3

ลองใช้หน้าตัด W400×147 (d = 39.4 cm, b_f = 39.8 cm, t_w = 1.1 cm, t_f = 1.8 cm
,I_x = 56100 cm^4, S_x = 2850 cm^3)

จากตาราง ค.1 จะได้ L_C = 5.07 m, L_U = 10.28 m

จะเห็นว่า $L_C < L < L_U$ ∴ จะใช้ $F_b = 0.6F_y$ = 1500 ksc

ตรวจสอบโมเมนต์ที่เกิดขึ้น :

Moment Maximum = $(4.807 \times 8^2)/8$ = 38.46 t-m

$F_b = M/S_x = (38.46 \times 100)(1000)/2850$

= 1443 ksc < 1500 ksc **OK**

ตรวจสอบแรงเฉือน :

$V_{max} = 4.807 \times 4 = 19.23$ t

$F_v = V/dt_w = (19.23 \times 1000)/(39.4 \times 1.1) = 443.70$ ksc

$< 0.4F_y = 1000$ ksc

ตรวจสอบ Deflection :

Δ_{max} ที่ยอมให้เท่ากับ $L/360 = 800/360 = 2.22$ cm

Δ_{max} ที่เกิดขึ้นในหน้าตัดนี้ $= 5wl^4/384EI$

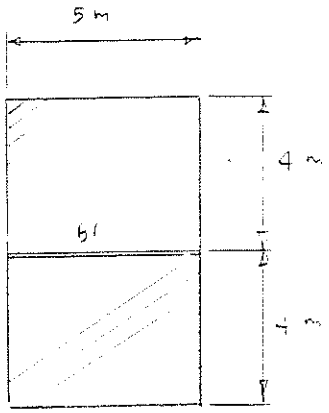
$= 5(48.07 \times 800^4)/384(2.1 \times 10^6 \times 56100)$

$= 2.176$ cm < 2.22 cm **OK**

∴ <u>เลือกใช้หน้าตัด W400×147</u>

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ออกแบบ Beam 6, 7



ออกแบบให้ Beam 6 และ Beam 7 มีขนาดเท่ากัน

กำหนดให้

- Beam 6 และ Beam 7รับพื้นกว้าง 8 m
- ให้ความหนาพื้นคอนกรีต = 10 cm
- น้ำหนักบรรทุกจร = 500 kg/m^2
- น้ำหนักบรรทุกกำแพงอิฐมอญ = 240 kg/m^2

คำนวณ

น้ำหนักบรรทุกคงที่ : พื้น	(8)(0.1)(2400)	= 1920 kg/m
ประมาณน้ำหนักคาน		= 100 kg/m
น้ำหนักผนัง(สูง 5 เมตร)	(5)(240)	= 1200 kg/m
น้ำหนักบรรทุกจร	(8)(500)	= 4000 kg/m
รวมน้ำหนักแผ่คงที่ทั้งหมด		= 7220 kg/m

$M_{max} = (7.22\times5.0^2)/8 = 22.56$ t-m

$S_{reqd} = M/0.66F_y = (22.56\times100)/(0.66\times2.5) = 1367.42$ cm^3

ลองใช้หน้าตัด W350×106 (d = 33.8 cm, b_f = 35.1 cm, t_w = 1.3 cm, t_f = 1.3 cm,

$I_x = 28200$ cm^4, $S_x = 1670$ cm^3)

จากตาราง ค.1 จะได้ $L_C = 4.47$ m, $L_U = 7.61$ m

จะเห็นว่า $L_C < L < L_U$ ∴ จะใช้ $F_b = 0.6F_y = 1500$ ksc

ตรวจสอบโมเมนต์ที่เกิดขึ้น :

Moment Maximum $= (7.226\times5^2)/8 = 22.58$ t-m

$F_b = M/S_x = (22.58\times100)(1000)/1670$

$= 1352.17$ ksc < 1500 ksc **OK**

ตรวจสอบแรงเฉือน :

$V_{max} = 7.226 \times 2.5 = 18.065$ t

$F_v = V/dt_w = (18.065 \times 1000)/(33.8 \times 1.3) = 452.10$ ksc

$< 0.4F_y = 1000$ ksc

ตรวจสอบ Deflection :

Δ_{max} ที่ยอมให้เท่ากับ L/360 = 500/360 = 1.39 cm

Δ_{max} ที่เกิดขึ้นในหน้าตัดนี้ $= 5wl^4/384EI$

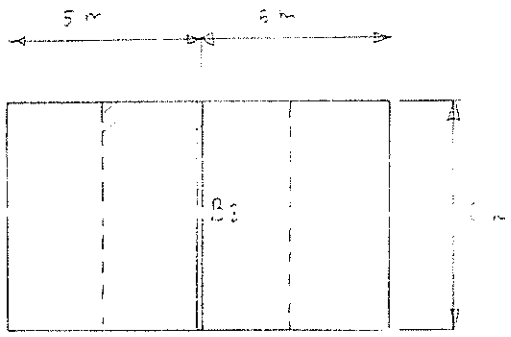
$= 5(72.26 \times 500^4)/384(2.1 \times 10^6 \times 28200)$

$= 0.993$ cm < 1.39 cm **OK**

$\therefore$ <u>เลือกใช้หน้าตัด W350×106</u> ($S_x = 1670$ cm^3)

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ออกแบบ Beam 8



กำหนดให้

- ให้ความหนาพื้นคอนกรีต = 10 cm
- น้ำหนักบรรทุกจร = 500 kg/m^2
- น้ำหนักบรรทุกก่ำแพงอิฐมอญ = 240 kg/m^2

คำนวณ

น้ำหนักบรรทุกคงที่ : พื้น	(5)(0.1)(2400)	= 1200 kg/m
ประมาณน้ำหนักคาน		= 100 kg/m
น้ำหนักผนัง(สูง 5 เมตร)	(5)(240)	= 1200 kg/m
น้ำหนักบรรทุกจร	(5)(500)	= 2500 kg/m
รวมน้ำหนักแผ่คงที่ทั้งหมด		= 5000 kg/m

$M_{max} = (5.0 \times 6.0^2)/8 = 22.5$ t-m

$S_{reqd} = M/0.66F_y = (22.5 \times 100)/(0.66 \times 2.5) = 1365.64$ cm^3

ลองใช้หน้าตัด W350×106 (d = 33.8 cm, b_f = 35.1 cm, t_w = 1.3 cm, t_f = 1.3 cm,

$I_x = 23400$ cm^4, $S_x = 1540$ cm^3)

จากตาราง ค.1 จะได้ $L_C = 4.47$ m, $L_U = 7.61$ m

จะเห็นว่า $L_C < L < L_U$ ∴ จะใช้ $F_b = 0.6F_y = 1500$ ksc

ตรวจสอบโมเมนต์ที่เกิดขึ้น :

Moment Maximum $= (5.006 \times 6^2)/8 = 22.527$ t-m

$F_b = M/S_x = (22.527 \times 100)(1000)/1540 = 1462$ ksc < 1500 ksc **OK**

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ตรวจสอบแรงเฉือน :

$V_{max} = 5.006 \times 3 = 15.018$ t

$F_v = V/dt_w = (15.018 \times 1000)/(33.8 \times 1.3) = 341.78$ ksc

$< 0.4F_y = 1000$ ksc

ตรวจสอบ Deflection :

Δ_{max} ที่ยอมให้เท่ากับ L/360 = 600/360 = 1.667 cm

Δ_{max} ที่เกิดขึ้นในหน้าตัดนี้ $= 5wl^4/384EI$

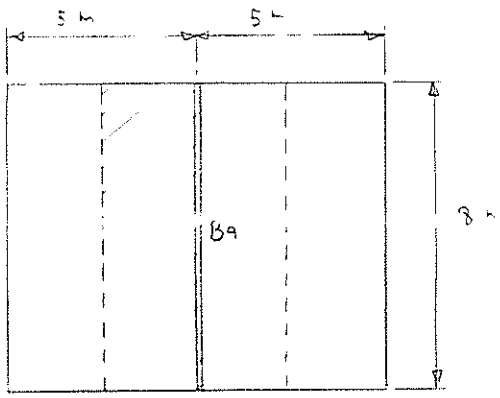
$= 5(50.06 \times 600^4)/384(2.1 \times 10^6 \times 28200)$

$= 1.426$ cm < 1.667 cm **OK**

∴ <u>เลือกใช้หน้าตัด W350×106</u>

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ออกแบบ Beam 9



กำหนดให้

- ให้ความหนาพื้นคอนกรีต = 10 cm
- น้ำหนักบรรทุกจร = 500 kg/cm^2
- น้ำหนักบรรทุกกำแพงอิฐมอญ = 240 kg/m^2

คำนวณ

น้ำหนักบรรทุกคงที่ : พื้น	(5)(0.1)(2400)	= 1200 kg/m
ประมาณน้ำหนักคาน		= 100 kg/m
น้ำหนักผนัง(สูง 5 เมตร)	(5)(240)	= 1200 kg/m
น้ำหนักบรรทุกจร	(5)(500)	= 2500 kg/m
รวมน้ำหนักแผ่คงที่ทั้งหมด		= 5000 kg/m

$M_{max} = (5.0 \times 8.0^2)/8 = 40$ t-m

$S_{reqd} = M/0.66F_y = (40 \times 100)/(0.66 \times 2.5) = 2424$ cm^3

ลองใช้หน้าตัด W400×168 ($d = 39.4$ cm, $b_f = 40.5$ cm, $t_w = 1.8$ cm, $t_f = 1.8$ cm, $I_x = 59700$ cm^4, $S_x = 3030$ cm^3)

จากตาราง ค.1 จะได้ $L_C = 5.16$ m, $L_U = 10.44$ m

จะเห็นว่า $L_C < L < L_U$ ∴ จะใช้ $F_b = 0.6F_y = 1500$ ksc

ตรวจสอบโมเมนต์ที่เกิดขึ้น :

Moment Maximum $= (50.68 \times 8^2)/8 = 40.54$ t-m

$F_b = M/S_x = (40.54 \times 100)(1000)/2850 = 1338.1$s ksc < 1500 ksc **OK**

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ตรวจสอบแรงเฉือน :

$V_{max} = 5.068 \times 4 = 20.27$ t

$F_v = V/dt_w = (20.27 \times 1000)/(39.4 \times 1.8) = 285.82$ ksc

$< 0.4F_y = 1000$ ksc

ตรวจสอบ Deflection :

Δ_{max} ที่ยอมให้เท่ากับ L/360 = 800/360 = 2.22 cm

Δ_{max} ที่เกิดขึ้นในหน้าตัดนี้ $= 5wl^4/384EI$

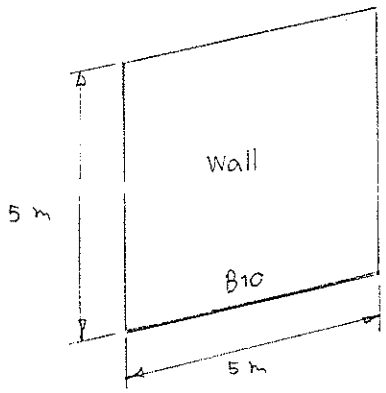
$= 5(50.68 \times 800^4)/384(2.1 \times 10^6 \times 59700)$

$= 2.16$ cm < 2.22 cm **OK**

∴ <u>เลือกใช้หน้าตัด W400×168</u>

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ออกแบบ Beam 10



คำนวณ

ประมาณน้ำหนักคาน = 100 kg/m

น้ำหนักผนัง(สูง 4 เมตร)(5)(240) = 1200 kg/m

รวมน้ำหนักแผ่คงที่ทั้งหมด = 1300 kg/m

$M_{max} = (1.3 \times 5.0^2)/8 = 4.0625$ t-m

$S_{reqd} = M/0.66F_y = (4.0625 \times 100)/(0.66 \times 2.5) = 246.21$ cm^3

ลองใช้หน้าตัด W200×49.9 ($d = 20.0$ cm, $b_f = 20.0$ cm, $t_w = 0.8$ cm, $t_f = 1.2$ cm.

$I_x = 4720$ cm^4, $S_x = 472$ cm^3)

จากตาราง ค.1 จะได้ $L_C = 2.55$ m, $L_U = 6.77$ m

จะเห็นว่า $L_C < L < L_U$ ∴ จะใช้ $F_b = 0.6F_y = 1500$ ksc

ตรวจสอบโมเมนต์ที่เกิดขึ้น :

Moment Maximum $= (1.2499 \times 5^2)/8 = 3.91$ t-m

$F_b = M/S_x = (3.91 \times 100)(1000)/472$

$= 827.53$ ksc < 1500 ksc **OK**

ตรวจสอบแรงเฉือน :

$V_{max} = 1.2499 \times 2.5 = 3.12$ t

$F_v = V/dt_w = (3.12 \times 1000)/(20 \times 0.8) = 195$ ksc

$< 0.4F_y = 1000$ ksc

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ตรวจสอบ Deflection :

Δ_{max} ที่ยอมให้เท่ากับ L/360 = 500/360 = 1.39 cm

Δ_{max} ที่เกิดขึ้นในหน้าตัดนี้ = $5wl^4/384EI$

= $5(12.499\times500^4)/384(2.1\times10^6\times4720)$

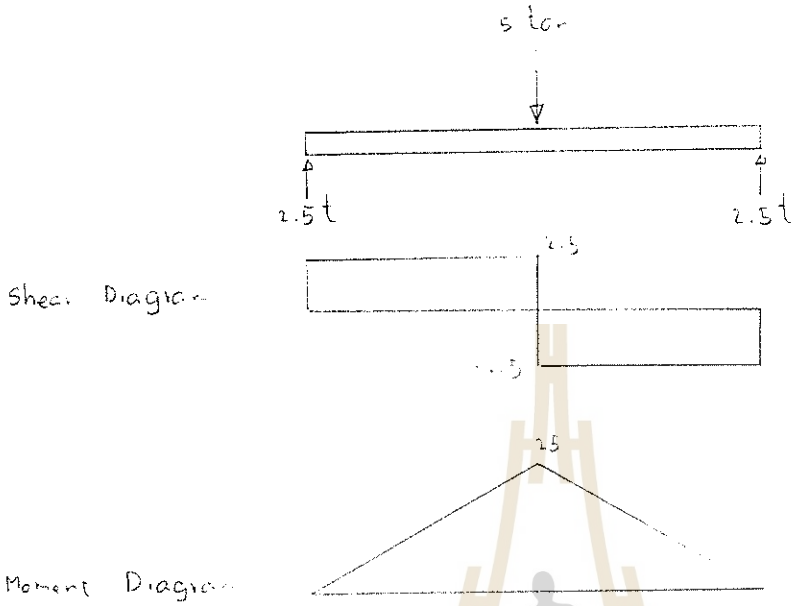
= 1.025 cm < 1.39 cm **OK**

∴ <u>เลือกใช้หน้าตัด W200×49.9</u> (S_x = 472 cm^3)

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

<u>การออกแบบ Crane Girder</u>

ออกแบบโดยให้มี Maximum Load = 5 ton เป็น Concentrated Live Load (C_b = 1.0)



สมมุติให้คานมีน้ำหนัก = 150 Kg/m

$\therefore$ $M_{max} = 25 + (0.15\times20^2)/8 = 37.5$ t-m

สมมุติให้ $F_b = 0.66F_y = (0.66)(2500) = 1650$ ksc

$\therefore$ $S_{reqd} = (32.5\times100)/1.65 = 1969.7$ cm^3

ลองใช้หน้าตัด W900×286 (d = 91.2 cm, b_f = 30.2 cm, t_w = 1.8 cm, t_f = 3.4 cm, A = 364.0 cm^2, I_x = 498000 cm^4, I_y = 15700 cm^4, r_x = 37 cm, r_y = 6.56 cm, S = 10900 cm^3)

จากตาราง ค.1

หน้าตัด W900×286 มีค่า L_C = 3.85 m, L_U = 6.35 m

$A = A_f+(A_w/b) = (30.2\times3.4)+(1/6)[(91.2-2(3.4))\times1.8] = 128$ cm^2

$r_T = \sqrt{(0.5I_y)/A} = \sqrt{[(0.5\times15700)/128]} = 7.83$ cm

$L/r_T = (20\times100)/7.83 = 255.4 > \sqrt{[(3585\times10^4)C_b/F_y]} = 119.7$

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

คำนวณหน่วยแรงที่ยอมให้

$F_b = (1195\times10^4\times C_b)/(L/r_T)^2 = (1195\times10^4\times1.0)/(255.1)^2 = 183.2$ ksc

$F_b = (84.36\times10^4\times C_b)/(L_d/A_f) = (84.36\times10^4\times1.0)/[(20)(100)(91)/(30.2\times3.4)]$

$= 473.93$ ksc **(Control)**

ตรวจสอบโมเมนต์ที่เกิดขึ้น

Moment Maximum $= 25+(0.286\times20^2)/8 = 39.3$ t-m

$F_b = M/S_x = (39.3\times100)/10900 = 0.361$ t/cm^2 $<$ 473.93 ksc **OK**

$S = M/F_b = (39.3\times100)/473.93 = 8292.36$ cm^3 $<$ 10500 cm^3 **OK**

ตรวจสอบแรงเฉือน

$h/t_w = (91.2-2(3.4))/1.8 = 46.88 < 3179/\sqrt{F_y} = 3179\sqrt{2500} = 63.58$

$V_{max} = 2.5+0.5(0.286)(20) = 5.36$ t

$f_r = V/dt_w = (5.36\times10)/(91.2\times1.8)$

$= 32.65$ ksc $< 0.4F_y = 1000$ ksc **OK**

ตรวจสอบ Deflection

Δ_{max} ที่ยอมให้ $= L/360 = 2000/360 = 5.55$ cm

$\Delta_{max} = (PL^3/48EI_x) + (5wL^4/384EI_x)$

$= [(50)(20\times100)^3]/[48(2.1\times10^6)(498000)]+$

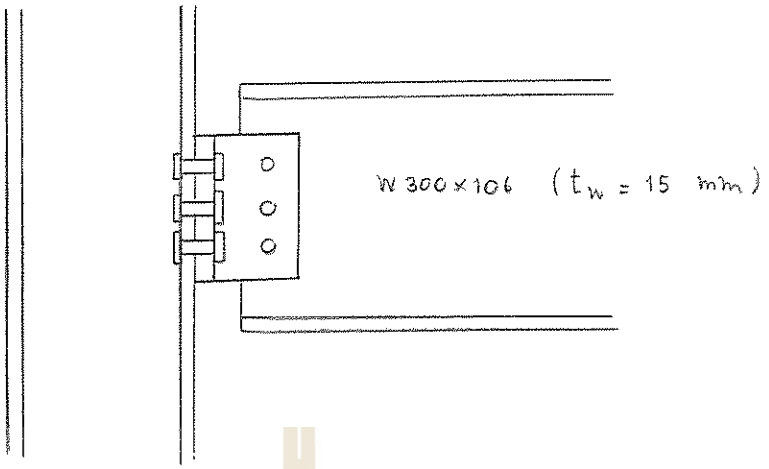
$[5(2.86)(20\times100)^4]/[384(2.1\times10^6)(198000)]$

$= 1.366$ cm $<$ 5.55 cm **OK**

∴ <u>เลือกใช้หน้าตัด W900×286</u>

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

<u>การออกแบบจุดต่อระหว่างคาน (B1 ถึง B9) กับเสา</u>



<u>ข้อมูล</u> - แรงปฏิกิริยาที่ปลาย R เท่ากับ 17.47 ton

- ใช้สลักเกลียวแถวละ 3 ตัว (A325-N)
- เหล็กฉากหนา 8 มม
- ความยาว L เท่ากับ 22 cm
- สลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม รูเจาะมาตรฐาน 21 มม

กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียว

จากตารางที่ II-A สลักเกลียวจะรับน้ำหนักได้ 25.3 ton > 17.47 ton **OK**

กำลังรับแรงเกือนของเหล็กฉ าก

จากตารางที่ II-C สำหรับสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม 3 ตัวต่อแถวเท่ากับ

30.1 ton > 17.47 ton **OK**

กำลังแบกทานของสลักเกลียว

จากตารางที่ I-E สำหรับสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม หนึ่งตัวค่ากำลังแบกทานที่ความหนา 1 cm เท่ากับ 9.12 ตัน เมื่อมีสลักเกลียว 2 ตัวรับเอวคานหนา 15 มม

กำลังแบกทานทั้งหมด = (3)(9.12)(1.5) = 41.04 ton > 17.47 ton **OK**

กำลังแบกทานของเหล็กฉาก

จากตารางที่ I-F สลักเกลียวตัวบน ซึ่งมีระยะขอบ 3.5 cm จากขอบบน จะสามารถต้านทานแรงได้ 7.6 ton ถ้ารับแรงแบกทานบนความหนา 1 cm อย่างไรก็ตามแรงแบกทาน เกิดบนพื้นที่ 2 x 0.8 บนความหนาเหล็กฉากทั้งสองหน้าตัด

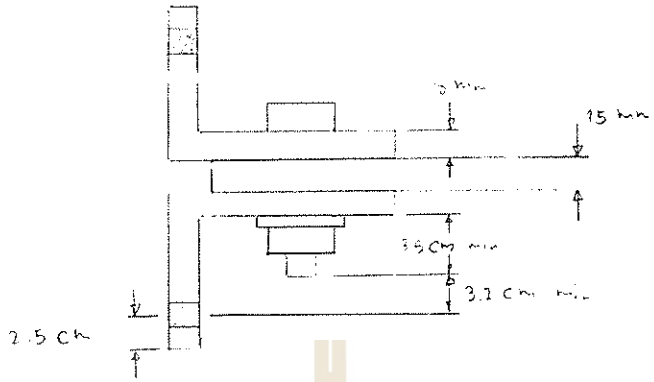
สลักเกลียวตัวบนรับแรง (1)(7.6)(2 x 0.8) = 12.16 ton

สลักเกลียวอีก 1 รับแรง (2)(9.12)(2 x 0.8) = 27.36 ton

รวมแรงทั้งหมดที่รับโดยสลักเกลียว = 39.52 ton > 17.47 ton **OK**

<u>เลือกความยาวของขาเหล็กฉาก</u>

จากตาราง ง.20 สลักเกลียวขนาด 19 มม $H_2 = 3.5$ cm , $C_2 = 3.2$ cm



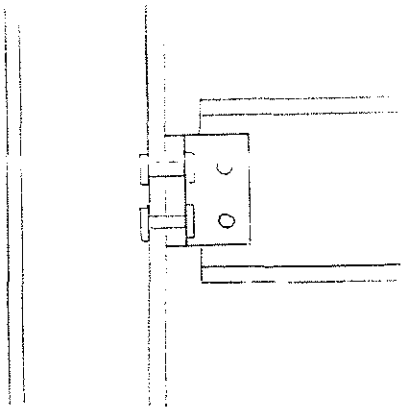
∴ ความยาวขาที่รวมระยะขอบ 3.5 cm จะได้

$0.8 + 3.5 + 3.2 + 2.5 = 10$ cm [ใช้ 10 cm]

∴ <u>ใช้เหล็กฉาก 2L 10 x 10 x 0.8 x 15 cm</u>

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

การออกแบบจุดต่อระหว่างคาน B10 กับ C2



ข้อมูล

- แรงปฏิกิริยาที่ปลาย, R = 3.12 t
- ใช้สลักเกลียวแถวละ 2 ตัว (A325-N)
- เหล็กฉากหนา 8 มม
- ความยาว L เท่ากับ 14 cm
- สลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม รูเจาะมาตรฐาน 21 มม

กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียว

จากตาราง II-A สลักเกลียวจะรับน้ำหนักได้ 16.8 t > 3.12 t **OK**

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กฉาก

จากตาราง II-C สำหรับสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม 2 ตัวต่อแถว เท่ากับ 18.8 t > 3.12 t **OK**

กำลังแบกทานของสลักเกลียว

จากตาราง I-E สำหรับสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม หนึ่งค่า ค่ากำลังแบกทานที่ความหนา 1 มม เท่ากับ 9.12 t เมื่อมีสลักเกลียว 2 ตัวรับเอวคานหนา 8 มม

กำลังรับแรงแบกทานทั้งหมด = 3(7.3) = 21.9 t > 3.12 t **OK**

กำลังแบกทานของเหล็กฉาก

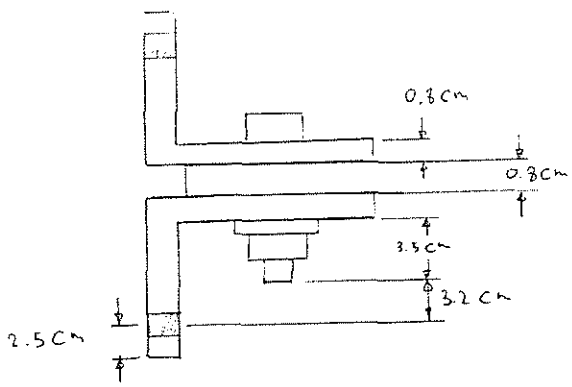
จากตาราง I-F สลักเกลียวตัวบนซึ่งมีระยะขอบ 3 cm จากขอบบน จะสามารถต้านทานแรงได้ 6.0 ตัน ถ้ารับแรงแบกทานความหนา 1 cm อย่างไรก็ตาม แรงแบกทานเกิดบนพื้นที่ 2x0.8 cm^2 บนความหนาเหล็กฉากทั้งสองหน้าตัด

สลักเกลียวตัวบนรับแรง (1)(6.0)(2x0.8) = 9.6 t

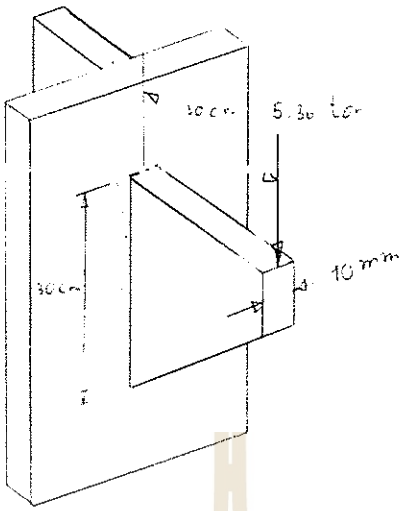
สลักเกลียวอีก 1 ตัวรับแรง (2)(6.0)(2x0.8) = 19.2 t

รวมแรงทั้งหมดที่รับโดยสลักเกลียว = 28.8 t > 3.12 t **OK**

∴ ใช้เหล็กฉาก 2L12x12x0.8x14 cm



<u>การออกแบบหูช้าง</u>



มีแรงกระทำต่อหูช้าง = 5.36 ton

หูช้างและเสาทำจากเหล็ก A36 เชื่อมต่อด้วยลวดเชื่อม E70

สมมุติแผ่นเหล็กหนา 10 มม หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ = 0.6(2500) = 1500 ksc

∴ แผ่นเหล็กต้องมีความยาวอย่างน้อย

$$L = \sqrt{6M/tF_t} = \sqrt{[(6\times5.36\times30)/(1\times1.5)]} = 25.36 \text{ cm}$$

จึงเลือกแผ่นเหล็กขนาด 30×1.0 cm

- หน่วยแรงเฉือนบนรอยเชื่อม P = 5.36(1000)/(2×30) = 89.33 kg/cm
- หน่วยแรงดึงมากที่สุดในรอยเชื่อมขนาด 8 มม

$$P_m = [5.36(1000)(30)(30)(30/2)]/[(1.6\times30^3)/12] = 670 \text{ kg/cm}$$

- หน่วยแรงลัพธ์ของแรงเฉือนและแรงดึง

$$R = \sqrt{89.33+870} = 675.93 \text{ kg/cm}$$

กำลังรับรอยเชื่อม E70 ขนาด 8 มม = 830 kg/cm

ขนาดรอยเชื่อมที่ต้องการ 675.93/830 = 0.814 cm

∴ ใช้รอยเชื่อมขนาด 10cm

∴ P_m ใหม่ = $5.36(1000)(30)(30/2)/[2(30^3)/1.2]$ = 2536 kg/cm

∴ R ใหม่ = 543.4 kg/cm

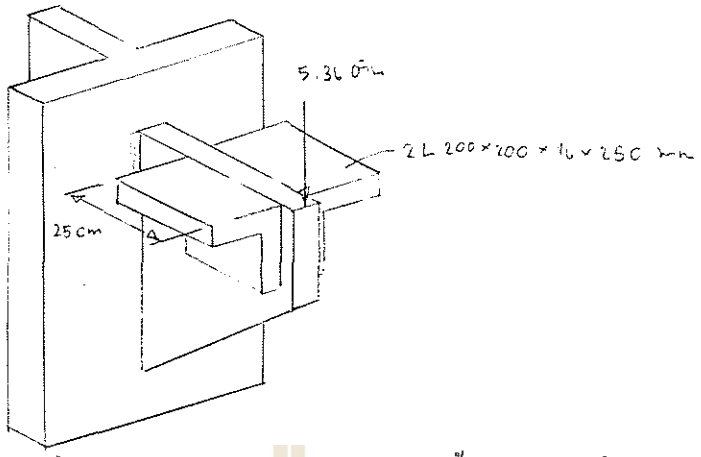
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ตรวจสอบ :

- หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ $F_v = 0.4F_y = 1000$ ksc
- หน่วยแรงเฉือน $f_v = 5.36(1000)/(1\times30) = 178.67 < 1000$ ksc **OK**
- หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ $= 0.60F_y = 1500$ ksc
- หน่วยแรงดัด $f = 5.36(1000)(30)/[(1\times30^2)/6] = 1072 < 1500$ **OK**

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

<u>การออกแบบเหล็กฉากรองรับด้านข้างหูช้าง</u>



เนื่องจาก Crane Girder ที่ใช้เป็นหน้าตัด W 900 x 286 ดังนั้นเหล็กฉากที่ใช้รองรับ Crane Girder ที่หูช้างนี้ควรใช้ 2L 200x200x16x250

การออกแบบรอยเชื่อม

ขนาดใหญ่สุดของรอยเชื่อม = $t_w - 2 = 16-2 = 14$ มม.

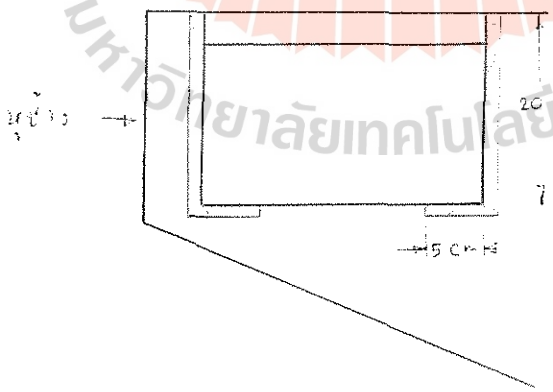
ขนาดเล็กสุดของรอยเชื่อม = 6 มม.

เพราะฉะนั้นใช้ขนาดรอยเชื่อม 6 มม.

กำลังรอยเชื่อมขนาด 6 มม. = 620 kg/cm

ความยาวรอยเชื่อมที่ต้องการ = [5.36(1000)/2]/620 = 4.32 cm.

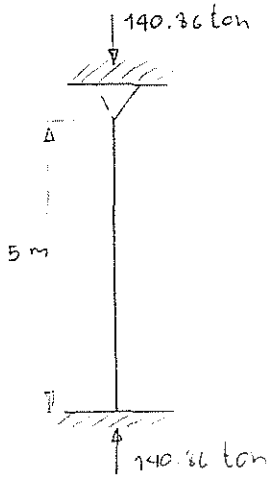
แต่เพื่อความปลอดภัยและความสวยงามจึงใช้การเชื่อมแบบพอก ด้วยลวดเชื่อม E70 ลักษณะรูป



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

การออกแบบเสาชั้นล่าง

ออกแบบเสาชั้นล่าง(ต้นใน) C1



ข้อมูล

สมมุติให้น้ำหนักเสาด้านบน	(9)(100) = 900 กก.
น้ำหนักจาก B2 2ข้าง	(2)(17.47) = 34.94 ตัน
น้ำหนักจาก B3	= 14.298 ตัน
น้ำหนักจาก B4	= 19.23 ตัน
น้ำหนักจาก B7 2ข้าง	(2)(19.87) = 36.2 ตัน
น้ำหนักจาก B8	= 15.02 ตัน
น้ำหนักจาก B9	= 20.27 ตัน
รวมน้ำหนักทั้งหมด	= 140.86 ตัน

สมมุติ KL/r = 50

F_a = 1281 kg/cm จากตาราง ข1

A_{reqd} = 140.86/1.281 = 109.96

ลองหน้าตัด W300x106 (A=134.8 cm^2, r_y = 7.57 cm)

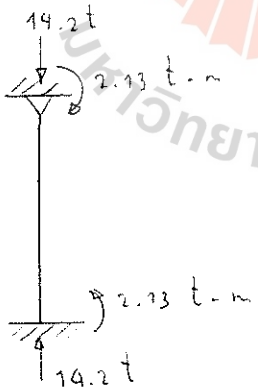
KL/r = 500/7.57 = 66

F_a = 1179 ksc

P = (1.179)(134.8) = 158.93 ตัน > 140.86 ตัน **OK**

C1 เลือกหน้าตัด W300x106

เสาต้นนอก (C2)



ข้อมูล (น้ำหนักที่ถ่ายลงเสา)

-น้ำหนักเสาด้านบน (5)(100)	500 kg
-น้ำหนักจาก Truss	2083 kg
-น้ำหนักจาก B10 2 ด้าน	2(3.12) ตัน
-น้ำหนักจาก Crane girder	5.36 ตัน

-น้ำหนักรวมทั้งหมด 14.183 ตัน (ใช้ 14.2 ตัน)

พิจารณาแรงลมที่ความสูงน้อยกว่า 10 ม. หน่วยแรงลม 50 kg/m^2

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

พิจารณาโมเมนต์

-โมเมนต์ที่เกิดจากหูช้าง = (0.3)(5.36) = 1.62 ตัน-เมตร

-โมเมนต์ที่เกิดจากแรงลม = $WL^2/12$ = (50x5)(5x5)/12 =0.521 ตัน-เมตร

-รวมโมเมนต์ทั้งหมด = 0.521 + 1.61= 2.13 ตัน-เมตร

ขนาดเสาเลือกค่า m = 8.5 และ U=5

P_{eff}= 14.2+2.13(8.5) = 32.505 ตัน

เลือกหน้าตัด W250x64.4 (A=82.06 cm^2,S_x=720 cm^3,S_y = 233 cm^3,r_x=10.3 cm,r_y = 5.98 cm L_c=3.21 m,L_u= 6.41 m

f_a = 14.2(1000)/82.06 = 173.04 ksc

K_xL_x/r_x = 500/10.3 = 48.54

K_yL_y/r_y = 500/5.98 = 83.61 **(control)**

F_a = 1051.73 ksc

f_a/F_a = 170.04/1051.73 = 0.165 > 0.15

ดังนั้นใช้สมการ (10.6) และ(10.7)

f_{bx} = 2.13(1000)(100)/720 = 295.83 ksc

F_{bx} = $0.6F_y$ ที่กลางช่วงความยาว = 1500ksc เนื่องจาก L_c<Lunbraced < L_u

และ F_{bx} = $0.66F_y$ = 1650 ksc ที่ปลาย

F_{ex} = $(12x3.14^2x2.1x10^6)/(23x48.54^2)$ = 4588.88 ksc

$C_{mx}/(1-f_a/F_{ex})$ = 0.85/(1-170.04/4588.88) = 0.88 < 1.0 Use 1.0

แทนในสมการ (10.6) และ(10.7)

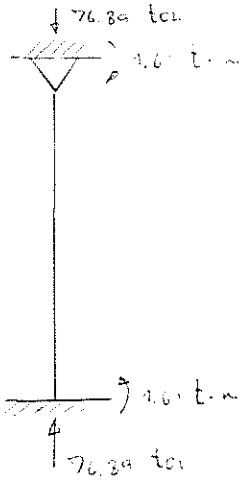
(170.04/1051.73)+(1x295.83/1500) = 0.36 < 1 **OK**

(10.04/1500)+(295.83/1650) = 0.63 < 1 **OK**

<u>ดังนั้นใช้หน้าตัด W 250 x 64.4</u>

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ออกแบบเสาชั้นล่าง (C3)



ข้อมูล

สมมุติให้น้ำหนักเสาด้านบน	(9)(100) = 900 กก.
แรงปฏิกริยาจาก Truss	= 2083 กก.
แรงปฏิกริยาจาก Frame	= 4298 กก.
น้ำหนักจาก B1 2ข้าง	(2)(17.47) = 34.94 ตัน
น้ำหนักจาก B3	= 14.298 ตัน
น้ำหนักจาก Crane girder	= 5.36 ตัน
น้ำหนักจาก B8	= 15.02 ตัน
รวมน้ำหนักทั้งหมด	= 76.89 ตัน

พิจารณาโมเมนต์ = (0.3)(5.36) = 1.61 ตัน

จากตารางเลือกค่า m = 8.5 และ U=3

P_{eff}= 76.89+1.61(8.5) = 90.575 ตัน

เลือกหน้าตัด W300x84.5 (A= 107.7 cm^2,S_x= 1150 cm^3,S_y = 365 cm^3,r_x=12.5 cm,r_y = 7.16 cm

L_c=3.85 m,L_u= 6.95 m

f_a = 76.89(1000)/107.7 = 713.93 ksc

K_xL_x/r_x = 500/12.5 = 40

K_yL_y/r_y = 500/7.16 = 69.83 **(control)**

F_a = 1152.19 ksc

f_a/F_a = 0.62 > 0.15

ดังนั้นใช้สมการ (10.6) และ(10.7)

f_{bx} = 1.61(1000)(100)/1150 = 140 ksc

F_{bx} = 0.6F_y ที่กลางช่วงความยาว = 1500ksc เนื่องจาก L_c<Lunbraced < L_u

และ F_{bx} = 0.66F_y = 1650 ksc ที่ปลาย

F_{ex} = $(12x3.14^2x2.1x10^6)/(23x40^2)$ = 6758.5 ksc

$C_{mx}/(1-f_a/F_{ex})$ = 0.85/(1-713.93/6758.5) = 0.95 < 1.0 Use 1.0

แทนในสมการ (10.6) และ(10.7)

(713.93/1152.19)+(1x140/1500) = 0.71 < 1 **OK**

(713.93/1500)+(140/1650) = 0.56 < 1 **OK**

ดังนั้นใช้หน้าตัด W 300x84.5

ออกแบบเสาที่มุมอาคาร (C4)

ข้อมูล (น้ำหนักที่ถ่ายลงเสา)

- สมมุติน้ำหนักเสาด้านบน	5(100)	= 500	กก.
- รับน้ำหนักจาก Truss		= 2.083	ตัน
- น้ำหนักจาก B_{10}		= 3.12	ตัน
- น้ำหนักจาก Crane Girder		= 5.36	ตัน
- รวมน้ำหนักทั้งหมด		= 11.063	ตัน (ใช้ 11.1 ตัน)

พิจารณาแรงลมที่ความสูงน้อย 10 ม หน่วยแรงลม 50 kg/m^2

พิจารณาโมเมนต์ รอบแกน y

- โมเมนต์ที่เกิดจากหูช้าง = (0.3)(5.36) = 1.62 t-m
- โมเมนต์ที่เกิดจากแรงลม = $wl^2/12$ = (50x5)(5x5)/12
  = 0.521 t-m

รวมโมเมนต์ทั้งหมด = 1.62 + 0.521 = 2.13 t-m

พิจารณารอบแกน x

- โมเมนต์ที่เกิดจากแรงลม = $wl^2/12$ = (50x5)(5x5)/12
  = 0.521 t-m

P = 11.063 t, M_x = 0.521 t-m, M_y = 2.13 t-m

จากตารางเลือกค่า m เท่ากับ 8.5 และค่า U = 3

P_{eff} = 11.063 + (0.521)(8.5)+(2.13)(8.5)(3) = 69.81 ตัน

ลองหน้าตัด 250 x 64.4 (A = 82.02 cm^2,S_x=720 cm^3, S_y = 233 cm^3, r_x = 10.3 cm, r_y = 5.98 cm, L_c = 3.21m, L_u = 6.41m)

f_a = 11.063(1000)/82.06 = 134.82 ksc

K_xL_x/r_x = 500/10.3 = 48.54

K_yL_y/r_y = 500/5.98 = 83.61 **(control)**

F_a = 1051.73 ksc

f_a/F_a = 134.82/1051.73 = 0.128 <0.15

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ใช้สมการ $f_a/F_a + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} \leq 1.0$ _____(1)

$f_{bx} = 0.521(1000)(100)/720 = 72.36$ ksc

$f_{by} = 2.13(1000)(100)/233 = 914.16$ ksc

$F_{bx} = 0.66F_y = 1650$ ksc

$F_{by} = 0.66F_y = 1650$ ksc

$C_{mx} = C_{my} = 0.85$

$F_{ex'} = [12\pi^2(2.1x10^6)] /[23(48.54)^2] = 4589.58$ ksc

$F_{ey'} = [12\pi^2(2.1x10^6)] /[23(83.61)^2] = 1546.88$ ksc

$C_{mx} / (1-f_a/F_{ex'}) = 0.85/(1-134.82/4589.58) = 0.87 < 1$ Use 1.0

$C_{my} / ((1-f_a/F_{ey'}) = 0.85/(1-134.82/1546.88) = 0.93 < 1$ Use 1.0

แทนในสมการ (1)

$(134.82/1051.73) + (72.36/1650) + (914.16/1650) = 0.72 < 1.0$ **OK**

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี