

# 地上設置型太陽光発電システムの構造設計例

## -アルミニウム合金製架台-

「地上設置型太陽光発電システムの設計ガイドライン」に従って、下記3条件の設計例を示す。

### ①一般仕様

傾斜角度： 20°  
アレイ面の最低高さ： GL+1100mm  
地表面粗度区分： III  
設計用基準風速： 34m/s以下  
垂直積雪量： 50cm以下

### ②強風仕様

傾斜角度： 10°  
アレイ面の最低高さ： GL+1100mm  
地表面粗度区分： II  
設計用基準風速： 40m/s以下  
垂直積雪量： 30cm以下

### ③多雪仕様

傾斜角度： 30°  
アレイ面の最低高さ： GL+1900mm  
地表面粗度区分： III  
設計用基準風速： 30m/s以下  
垂直積雪量： 180cm以下

- ・設計例①に関しては詳しく計算手順を示すが、設計例②及び③について同じ手順で設計し、結果のみ提示する。
- ・基本的にはJIS規格の部材もしくは一般的に流通しているものを使用する。
- ・基礎形式は、直接基礎(連続基礎)とする。
- ・腐食については、一般的な環境で著しい腐食のない地域とする。

この成果物は、国立研究開発法人新エネルギー・産業技術総合開発機構（NEDO）の委託業務「太陽光発電システム効率向上・維持管理技術開発プロジェクト／太陽光発電システムの安全確保のための実証」事業の結果として得られたものです。



# 設計例①： 一般仕様（アレイ傾斜角度 20° ）

## 目次

1. 方針	① - 1
2. 設計条件	① - 1
3. 架台および基礎の仕様	① - 2
4. 設計荷重	① - 8
5. 許容応力度	① - 10
6. 断面性能	① - 16
7. 各フレームに作用する荷重の算出	① - 18
8. 応力解析	
8.1. 側面フレーム	① - 20
8.2. 正面フレーム	① - 36
8.3. 背面フレーム	① - 49
9. 断面検定	① - 65
10. 接合部の検討	① - 69
11. 基礎の検討	① - 73



## 1. 方針

本計算書は、次の方針に従って地上設置型太陽光発電システム及び基礎の構造計算を行う。

- 1) 地上設置型太陽光発電システム及び基礎は、長期及び短期荷重について許容応力度設計を行う。
- 2) 設計荷重は、「太陽電池アレイ用支持物の設計用荷重算出方法 JIS C 8955:2017」に倣い算出する。
- 3) 許容応力度は、「アルミニウム建築構造設計規準・同解説」、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」、「ステンレス建築構造設計規準・同解説」、「建築基礎構造設計指針」に倣い、算出する。
- 4) 応力は各フレームの各部材ごとに算出する。

## 2. 設計条件

### 1) 構造体

架台規模	:	太陽電池モジュール 4段 2列 配置	計 8 枚
アレイ面の傾斜角度	:	20.0 °	
アレイ面の最低高さ	:	GL+ 1100 mm	
太陽電池モジュールサイズ	:	2000 mm × 1000 mm	
太陽電池モジュール重量	:	28 kg/枚	

### 2) 積雪荷重

区域	:	一般地域
地上垂直積雪量	:	50 cm
雪の平均単位重量	:	20 N/m <sup>2</sup> ・cm

### 3) 風圧荷重

設計用基準風速	:	34 m/s
地表面粗度区分	:	III
アレイ面の地上平均高さ	:	GL+ 1.8 m (5m以下)
用途係数	:	1.00

### 4) 地震荷重

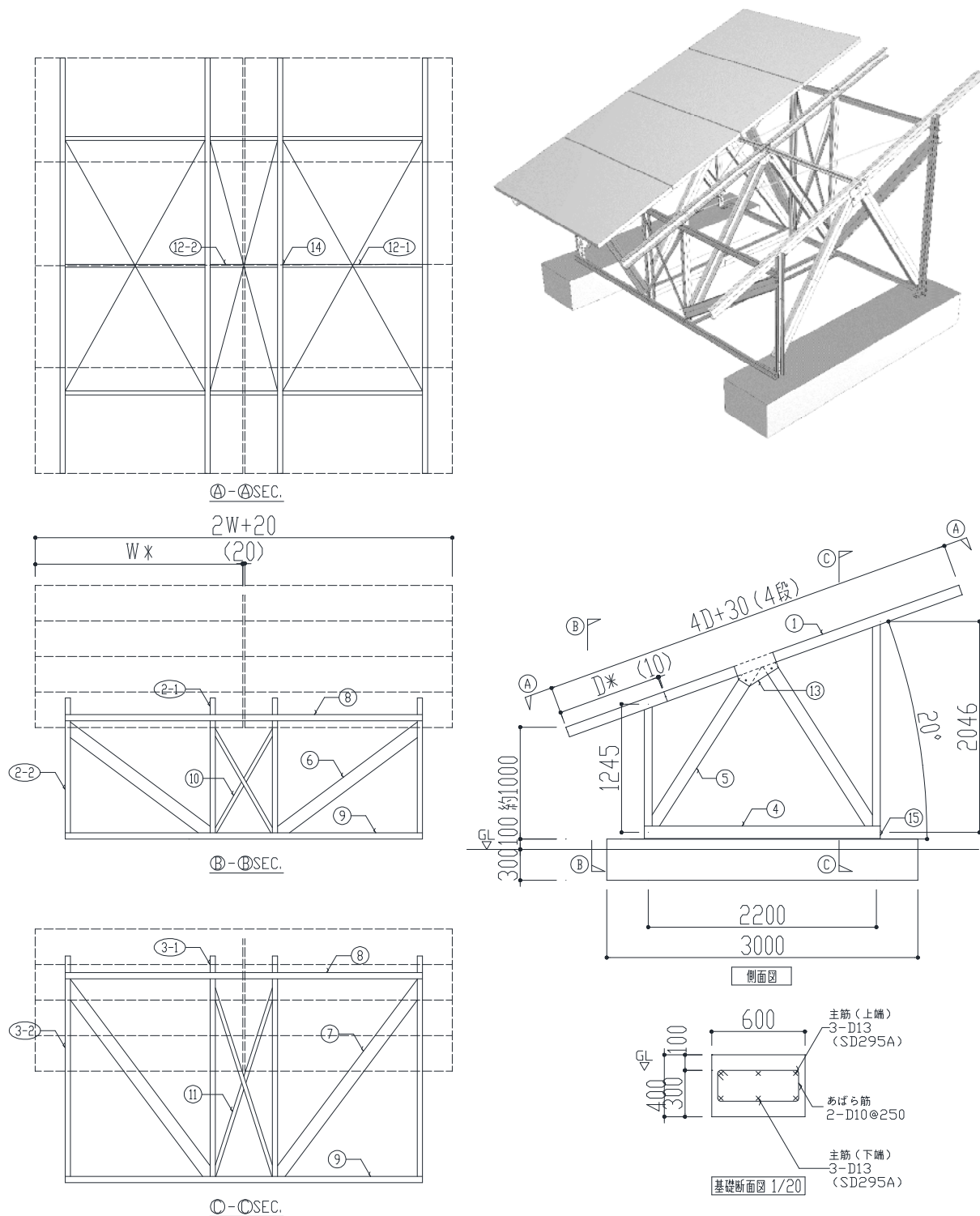
水平震度	:	0.3
用途係数	:	1.00

### 5) 基礎及び地盤

基礎	:	鉄筋コンクリート基礎
コンクリート強度F <sub>c</sub>	:	21
土質	:	粘性土
N値	:	3
長期許容支持力	:	20 KN/m <sup>2</sup>
地盤との摩擦係数	:	0.3 (ガイドラインP.85 表7-2より)

### 3. 架台および基礎の仕様

#### 3.1 架台および基礎の構造図



※○の数字は部材番号を示す。  
 ※太陽電池モジュールの長辺長さWは2000mm以下、  
 短辺長さDは1000mm以下、面積 $W \times D$ は $2\text{m}^2$ 以下とする。

### 3.2 使用部材

本設計例の架台に使われている部材を下記の表3.1及び表3.2に示す。

表3.1 支持架構の部材リスト

部材番号	部材名	断面	材質	表面処理	数量	備考
1	パネル受け	[-100×50×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	4	
2-1	支柱前(右)	[-75×50×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
2-2	支柱前(左)	[-75×50×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
3-1	支柱後(右)	[-75×50×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
3-2	支柱後(左)	[-75×50×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
4	つなぎ材	[-120×60×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
5	側面ブレース	[-120×60×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	8	
6	正面ブレース	[-120×60×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
7	背面ブレース	[-120×60×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
8	上弦材	[-60×40×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
9	下弦材	[-60×40×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
10	中央ブレース前	PL-38×3.5	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
11	中央ブレース後	PL-38×3.5	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
12-1	横材(端)	[-60×30×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
12-2	横材(中)	[-60×30×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	1	
13	つなぎプレート	PL-4.5	A6063-T5	陽極酸化被膜	4	
14	横材固定金具	L-75×45×4.5	A6063-T5	陽極酸化被膜	6	
15	支柱固定金具	L-125×75×12	A6063-T5	陽極酸化被膜	4	
16-1	ターンバックル(端)	M10	SS400	HDZ35相当	4	
16-2	ターンバックル(中)	M10	SS400	HDZ35相当	2	

表3.2 締結材リスト

接合箇所	ボルト	鋼材種	表面処理	数量	備考
架台接合	M12	A2-50		94	架台の全接合部に使用する
太陽電池モジュール固定	M6またはM8	A2-50		32	ボルトサイズはメーカー指定による
アンカーボルト	M16	SS400相当	HDZ-A種相当	4	

### 3.3 使用材料と許容応力度

表3.3 支持架構材

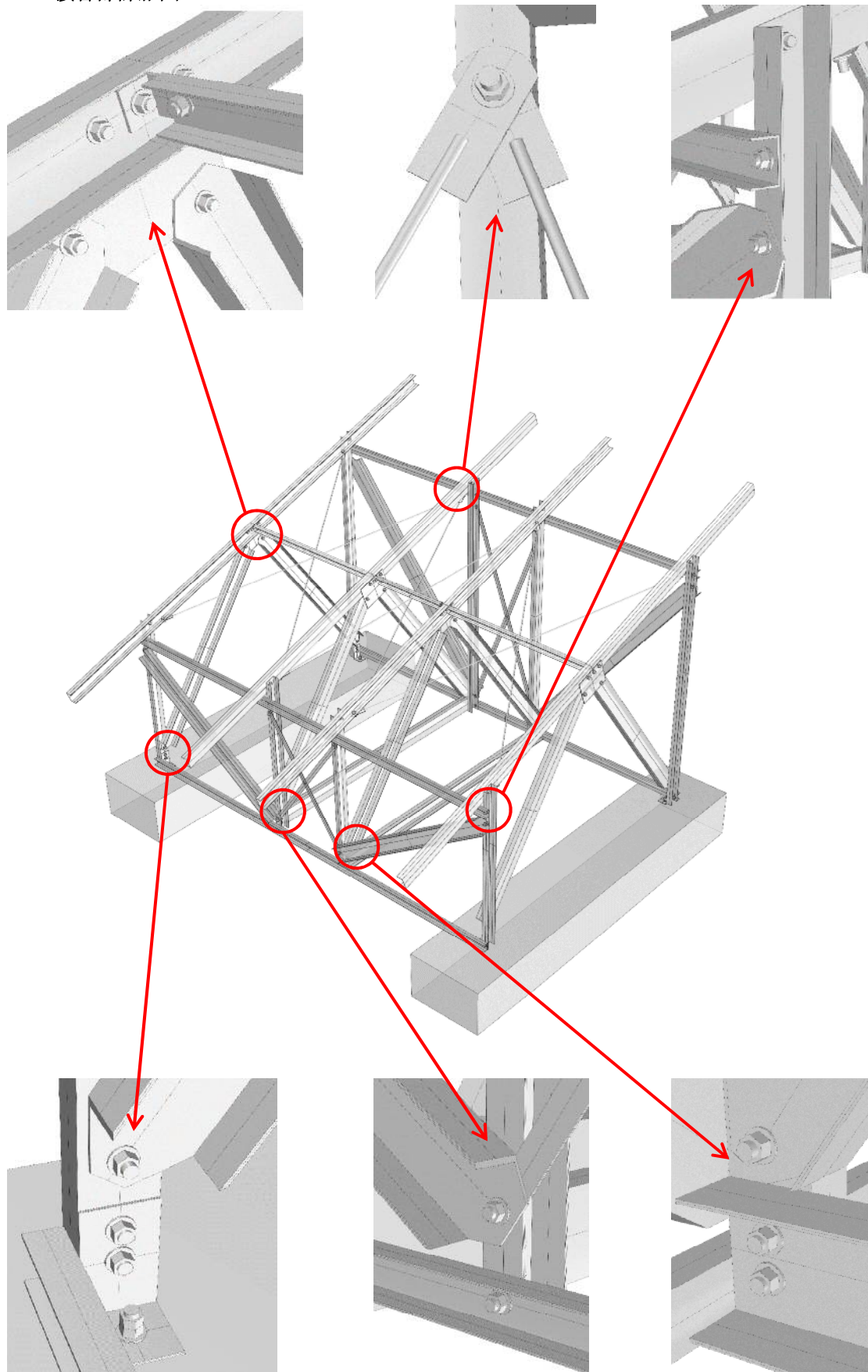
材料	F値	長期				備考
		圧縮	引張	曲げ	せん断	
A6063-T5 アルミニウム合金	110	73.3	73.3	73.3	42.3	形材
A6063-T5 アルミニウム合金	110	-	73.3	-	-	プレート材
SS400	235	-	156.7	-	-	ターンバックルブレース

- ・短期は長期の1.5倍とする。
- ・圧縮を受ける部材については座屈による低減を考慮する。

表3.4 締結材

材料	F値	長期				備考
		圧縮	引張	曲げ	せん断	
A2-50	210	-	105	-	60.6	ネジ部にせん断が作用する場合
SS400	240	-	160	-	92.4	強度区分4.6

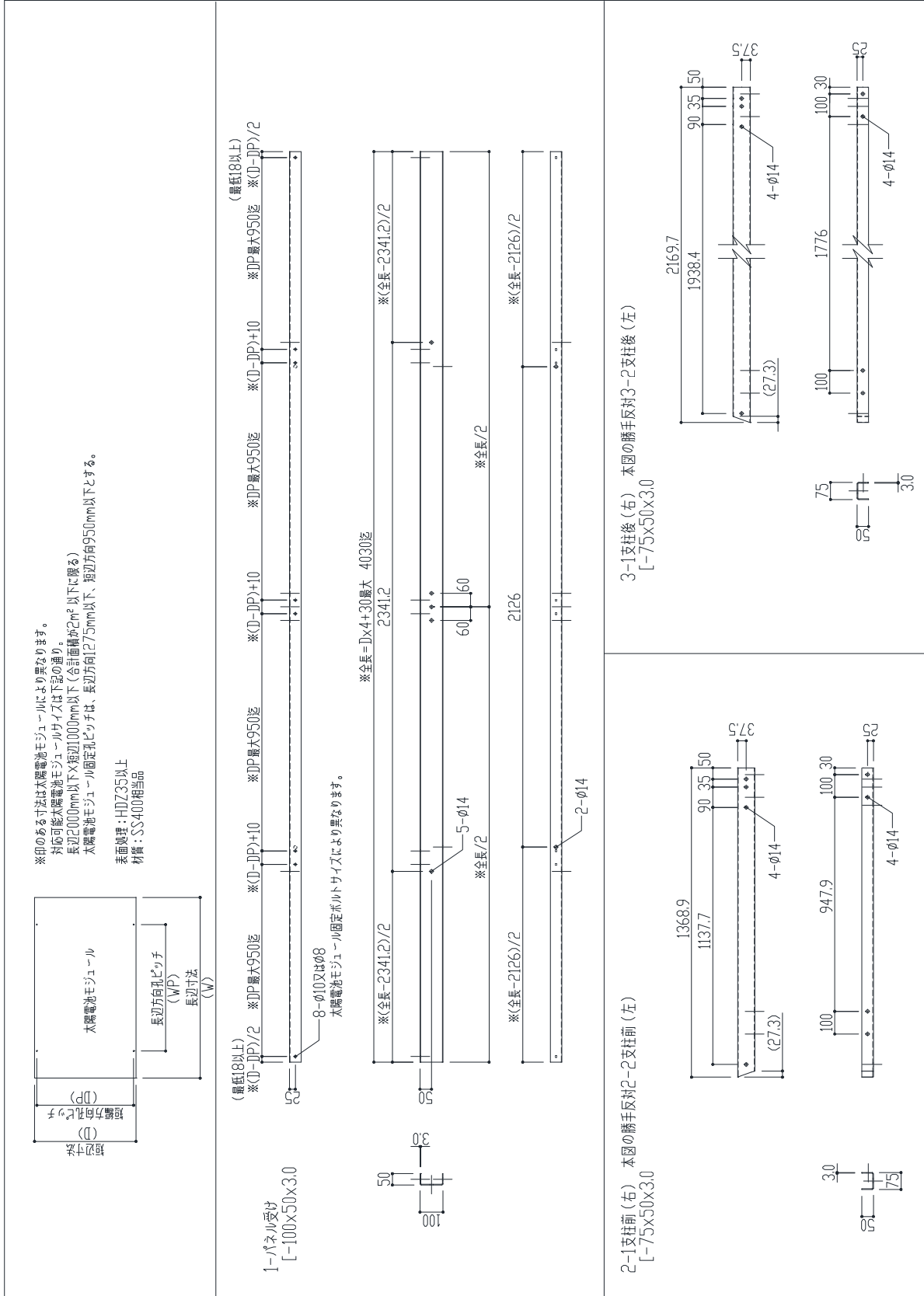
### 3.4 接合部詳細図



※X,Y軸に対して中心軸対称となるため、反対側の詳細図を省略する。

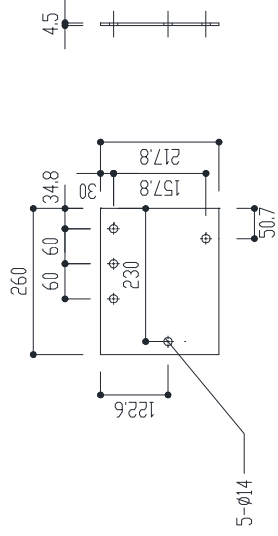


### 3.5 部品図

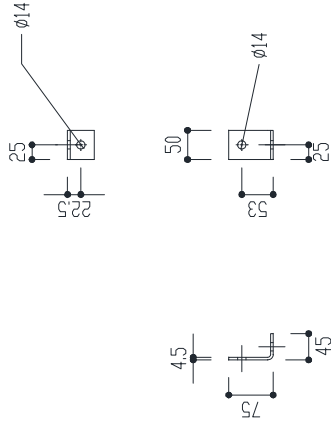


<p>4-つなぎ材 L-120×60×4.0</p>	<p>5-側面ブレース L-120×60×4.0</p>
<p>6-正面ブレース L-120×60×4.0</p>	<p>7-背面ブレース L-120×60×4.0</p>
<p>8,9-上弦材及び下弦材 L-60×40×3.0</p>	<p>10-中央ブレース前 PL-38×3.5</p>
<p>11-中央ブレース後 PL-38×3.5</p>	<p>12-1構材端部 L-60×30×3.0</p>
<p>12-2構材中央 L-60×30×3.0</p>	

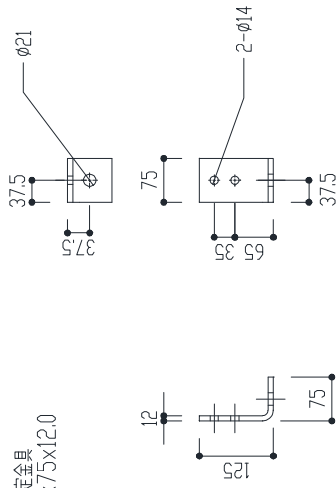
13-つなぎプレート  
PL-4.5



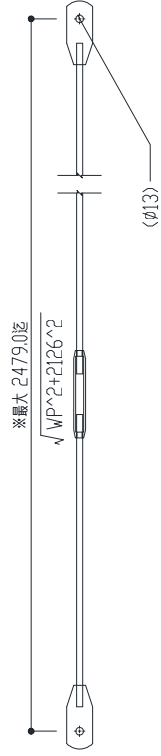
14-構材固定金具  
L-75x45x4.5



15-支柱固定金具  
L-125x75x12.0



16-1ターンバックル(端)  
M10



16-2ターンバックル(中)  
M10



## 4. 設計荷重

設計荷重の算出は、ガイドライン「4.設計荷重」に従う。  
以下、「太陽電池モジュール」は「モジュール」とする。

### 4.1 固定荷重

モジュール:	28	kg/枚							
モジュールサイズ:	2000	mm ×	1000	mm					
モジュール面積:	2.00	m <sup>2</sup>							
重力単位:	9.80665	m/s <sup>2</sup>							
単位重量:	$28 / 2 \times 9.80665 = 137.3 \text{ N/m}^2$								
架台重量:	パネル受け	単位重量:	1.57 kg/m	長さ:	4.030 m	部材数:	4 本	重量:	25.31 kg
	支柱前	単位重量:	1.37 kg/m	長さ:	1.245 m	部材数:	4 本	重量:	6.82 kg
	支柱後	単位重量:	1.37 kg/m	長さ:	2.046 m	部材数:	4 本	重量:	11.21 kg
	つなぎ材	単位重量:	2.51 kg/m	長さ:	2.200 m	部材数:	2 本	重量:	11.04 kg
	側面ブレース	単位重量:	2.51 kg/m	長さ:	1.979 m	部材数:	8 本	重量:	39.74 kg
	正面ブレース	単位重量:	2.51 kg/m	長さ:	1.855 m	部材数:	2 本	重量:	9.31 kg
	背面ブレース	単位重量:	2.51 kg/m	長さ:	2.465 m	部材数:	2 本	重量:	12.37 kg
	上弦材	単位重量:	1.09 kg/m	長さ:	3.395 m	部材数:	2 本	重量:	7.40 kg
	下弦材	単位重量:	1.09 kg/m	長さ:	3.395 m	部材数:	2 本	重量:	7.40 kg
	中央ブレース前	単位重量:	0.36 kg/m	長さ:	1.402 m	部材数:	2 本	重量:	1.01 kg
	中央ブレース後	単位重量:	0.36 kg/m	長さ:	2.145 m	部材数:	2 本	重量:	1.54 kg
	横材	単位重量:	0.92 kg/m	長さ:	3.395 m	部材数:	1 本	重量:	3.12 kg
	合計	136.27 kg	→	1336 N					
	単位面積当たり	$1336 / (4.03 \times 4.02) = 82.5 \text{ N/m}^2$							
固定荷重:	G =	$137.3 + 82.5 = 219.8 \text{ N/m}^2 \rightarrow 300 \text{ N/m}^2$ ※ターンバックル等は含むものとする。							

### 4.2. 積雪荷重

区域:	一般地域
地上垂直積雪量:	50 cm
雪の平均単位重量:	20 N/m <sup>2</sup> /cm
積雪荷重:	$S = 50 \times 20 = 1000 \text{ N/m}^2$

### 4.3. 地震荷重

水平震度:	0.3
用途係数:	1.00
地震荷重:	$K = 300 \times 0.3 \times 1.00 = 90.0 \text{ N/m}^2 \rightarrow 100 \text{ N/m}^2$

### 4.4. 風圧荷重

設計用基準風速:	$V_0 = 34 \text{ m/s}$
地表面粗度区分:	III
用途係数:	$I = 1.00$
アレイ面の傾斜角度:	20.0 ° (X方向)      0.0 ° (Y方向)
アレイ面の最高高さ:	2.478 m
アレイ面の最低高さ:	1.100 m
アレイ面の平均地上高さ:	$H = 1.789 \text{ m}$ (5m以下)
粗度区分による値:	$Z_b = 5 \text{ m}$ $Z_G = 450 \text{ m}$ $\alpha = 0.20$
平均風速の高さ方向分布係数:	$Er = 0.691$ $H \leq Z_b$ の場合 $Er = 1.7(Z_b/Z_G)^\alpha$ $H > Z_b$ の場合 $Er = 1.7(H/Z_G)^\alpha$
ガスト影響係数:	$Gf = 2.5$
速度圧計算係数:	$E = 1.194$ $E = Er^2 Gf$
速度圧:	$qp = 828 \text{ N/m}^2$ $qp = 0.6V_0^2 EI$

風力係数: X方向

$$Ca_{正} = 1.25 \quad \text{正圧}Ca = 0.35 + 0.055\theta - 0.0005\theta^2$$

$$Ca_{負} = -1.61 \quad \text{負圧}Ca = 0.85 + 0.048\theta - 0.0005\theta^2$$

$$Ca_{正} \times qp = W+ = 828 \times 1.25 \times 1.00 = 1035 \text{ N/m}^2 \rightarrow \mathbf{1100 \text{ N/m}^2}$$

$$Ca_{負} \times qp = W- = 828 \times -1.61 \times 1.00 = -1333 \text{ N/m}^2 \rightarrow \mathbf{-1400 \text{ N/m}^2}$$

風力係数: Y方向

$$Ca_{正} = 0.35 \quad \text{正圧}Ca = 0.35 + 0.055\theta - 0.0005\theta^2$$

$$Ca_{負} = -0.85 \quad \text{負圧}Ca = 0.85 + 0.048\theta - 0.0005\theta^2$$

$$Ca_{正} \times qp = W+ = 828 \times 0.35 \times 1.00 = 290 \text{ N/m}^2 \rightarrow \mathbf{300 \text{ N/m}^2}$$

$$Ca_{負} \times qp = W- = 828 \times -0.85 \times 1.00 = -704 \text{ N/m}^2 \rightarrow \mathbf{-800 \text{ N/m}^2}$$

#### 4.5 荷重の組合せ

表4.1 設計条件と荷重の組合せ

※G:固定荷重 S:積雪荷重 W:風圧荷重 K:地震荷重

荷重条件	荷重・外力について 想定する状態	荷重の組み合わせ	
		一般の地方	多雪区域
長期に生ずる力	常時	G	G + 0.7S
短期に生ずる力	積雪時	G + S	G + S
	暴風時	G + W	G + 0.35S + W
	地震時	G + K	G + 0.35S + K

表4.2 設計荷重(モジュール)

※算出方法は、4.1固定荷重～4.4風圧荷重を参照

固定荷重 G (N/m <sup>2</sup> )	積雪荷重 S (N/m <sup>2</sup> )	風圧荷重(正)		風圧荷重(負)		地震荷重 K (N/m <sup>2</sup> )
		WX+ (N/m <sup>2</sup> )	WY+ (N/m <sup>2</sup> )	WX- (N/m <sup>2</sup> )	WY- (N/m <sup>2</sup> )	
300	1000	1100	300	-1400	-800	100

表4.3 設計荷重(フレーム)

方向	長さ (m)	負担幅 (m)	固定荷重 G (N/m)	積雪荷重 S (N/m)	風圧荷重 (正) W+ (N/m)	風圧荷重 (負) W- (N/m)	地震荷重 K (N/m)
側面	4.030	2.01m / 2 = 1.005	302	1005	1106	-1407	101
正面	4.020	4.03m / 2 = 2.015	605	2015	605	-1612	202

表4.4 設計荷重(部材単体の風圧荷重)

部材の種類	形状	Cb	qp	受風幅 (mm)	風圧 荷重 (N/m)	採用値 (N/m)
			(N/m <sup>2</sup> )			
[-120×60×4.0	→ ]	2.10	828	120	209	<b>210</b>
	→ [	1.80	828	120	179	<b>180</b>
	→ L	1.40	828	60	70	<b>70</b>
[-100×50×3.0	→ ]	2.10	828	100	174	<b>180</b>
	→ [	1.80	828	100	149	<b>150</b>
	→ L	1.40	828	50	58	<b>60</b>
[-75×50×3.0	→ ]	2.10	828	75	130	<b>140</b>
	→ [	1.80	828	75	112	<b>120</b>
	→ L	1.40	828	50	58	<b>60</b>
[-60×40×3.0	→ ]	2.10	828	60	104	<b>110</b>
	→ [	1.80	828	60	89	<b>90</b>
	→ L	1.40	828	40	46	<b>50</b>
PL-38×3.5	→	2.00	828	38	63	<b>70</b>

## 5. 許容応力度

支持架構の各部材についての許容応力度算出結果を表5.1～表5.3に示す。  
 パネル受け(部材No.1:[-100×50×3.0])についての算出例を以下に示す。

・溝形断面

断面性能	
断面積	A = 5.82 cm <sup>2</sup>
断面二次モーメント	I <sub>x</sub> = 91.35 cm <sup>4</sup>
	I <sub>y</sub> = 14.32 cm <sup>4</sup>
断面係数	Z <sub>x</sub> = 18.27 cm <sup>3</sup>
	Z <sub>y</sub> = 3.93 cm <sup>3</sup>
ねじり定数	J = 0.17 cm <sup>4</sup>

材料定数	
降伏点強度	F = 110 N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数	E = 70,000 N/mm <sup>2</sup>
せん断弾性係数	G = 27,000 N/mm <sup>2</sup>

f<sub>t</sub> : 長期許容引張応力度 F/1.5

f<sub>c</sub> : 長期許容圧縮応力度

全体座屈に対する許容応力度と局部座屈に対する許容応力度の小さいほうとする。  
 全体座屈に対する許容応力度

cλ ≤ cλ<sub>p</sub>の場合 F/ν

cλ<sub>p</sub> < cλ ≤ cλ<sub>e</sub>の場合 (1 - 0.5(cλ - cλ<sub>p</sub>)/(cλ<sub>e</sub> - cλ<sub>p</sub>)) × F/ν

cλ<sub>e</sub> < cλの場合 1/cλ<sup>2</sup> × F/ν

局部座屈に対する許容応力度

① 1縁支持他縁自由の板突出部

Γb ≤ 0.438の場合 F/1.5

0.438 < Γb ≤ 0.876の場合 F - 0.760FΓb

0.876 < Γbの場合 0.256F/Γb<sup>2</sup>

② 2縁支持の板

Γd ≤ 1.34の場合 F/1.5

1.34 < Γd ≤ 2.69の場合 F - 0.248FΓd

2.69 < Γdの場合 2.41F/Γd<sup>2</sup>

f<sub>b</sub> : 長期許容曲げ応力度

全体座屈に対する許容応力度と局部座屈に対する許容応力度の小さいほうとする。  
 全体座屈に対する許容応力度

bλ ≤ bλ<sub>p</sub>の場合 F/ν

bλ<sub>p</sub> < bλ ≤ bλ<sub>e</sub>の場合 (1 - 0.5(bλ - bλ<sub>p</sub>)/(bλ<sub>e</sub> - bλ<sub>p</sub>)) × F/ν

bλ<sub>e</sub> < bλの場合 1/bλ<sup>2</sup> × F/ν

弱軸まわり、および横座屈を生じない断面の場合はf<sub>t</sub>(= F/1.5)とする。

局部座屈に対する許容応力度(強軸)

① はりのフランジプレート(1縁支持の板)

Γb ≤ 0.438の場合 F/1.5

0.438 < Γb ≤ 0.876の場合 F - 0.760FΓb

0.876 < Γbの場合 0.256F/Γb<sup>2</sup>

② はりのウェブプレート(2縁支持の板)

Γd ≤ 3.29の場合 F/1.5

3.29 < Γd ≤ 6.57の場合 F - 0.101FΓd

6.57 < Γdの場合 14.4F/Γd<sup>2</sup>

局部座屈に対する許容応力度(弱軸)

① はりのフランジプレート(2縁支持の板)

Γd ≤ 1.34の場合 F/1.5

1.34 < Γd ≤ 2.69の場合 F - 0.248FΓd

2.69 < Γdの場合 2.41F/Γd<sup>2</sup>

② はりのウェブプレート(1縁支持の板)

Γb ≤ 0.438の場合 F/1.5

0.438 < Γb ≤ 0.876の場合 F - 0.760FΓb

0.876 < Γbの場合 0.256F/Γb<sup>2</sup>

f<sub>s</sub> : 長期許容せん断応力度

Γd ≤ 0.885√κ<sub>s</sub>の場合 F/1.5√3

0.885√κ<sub>s</sub> < Γd ≤ 1.77√κ<sub>s</sub>の場合 0.577F - 0.218F/√κ<sub>s</sub> × Γd

1.77√κ<sub>s</sub> < Γdの場合 0.603κ<sub>s</sub>F/Γd<sup>2</sup>

ここで、

$\nu$ : 安全率 (許容圧縮応力度)	$3/2 + 2/3 \times (c\lambda / c\lambda e)^2$ かつ $\leq 2.17$
$c\lambda$ : 一般化有効細長比	$\sqrt{(N_y / N_e)}$
$c\lambda e$ : 弾性限界細長比	$1/\sqrt{0.5} = \sqrt{2}$
$c\lambda p$ : 塑性限界細長比	0.2
$N_y$ : 降伏限界耐力	$F \times A$
$N_e$ : 弾性曲げ座屈耐力	$\pi^2 E I_y / k \ell c^2$
$k \ell c$ : 曲げ座屈長さ	
$\Gamma b$ : 1縁支持他縁自由の換算幅厚比	$b/t \times \sqrt{(F/E)}$
$\Gamma d$ : 2縁支持板の換算幅厚比	$d/t \times \sqrt{(F/E)}$
$b, d$ : 1縁支持 および 2縁支持の板幅	
$\nu$ : 安全率 (許容曲げ応力度)	$3/2 + 2/3 \times (b\lambda / b\lambda e)^2$ かつ $\leq 2.17$
$b\lambda$ : 一般化有効細長比	$\sqrt{(M_y / M_e)}$
$b\lambda e$ : 弾性限界細長比	$1/\sqrt{0.5} = \sqrt{2}$
$b\lambda p$ : 塑性限界細長比	0.6 + 0.3(M2/M1) (中間モーメントが最大の場合は0.3とする)
$M_y$ : 降伏曲げモーメント	$F \times Z_x$
$M_e$ : 弾性横座屈モーメント	
H形断面材	$C_b \sqrt{(\pi^4 E I_y E C_w / k \ell b^4 + \pi^2 E I_y G J / \ell b^2)}$
その他の断面	$C_b \sqrt{(\pi^2 E I_y G J / \ell b^2)}$
$C_b$ : モーメント分布による補正係数	$1.75 + 1.05(M2/M1) + 0.3(M2/M1)^2$ ただし2.3以下 (中間モーメントが最大の場合は1.0とする)
$E I_y$ : 弱軸まわりの曲げ剛性	
$E C_w$ : 曲げねじり剛性	
$G J$ : サンプナンねじり剛性	
$k \ell b$ : 横座屈長さ	
$\ell b$ : 材長あるいは横座屈補剛間長さ	
$\kappa s$ : 純せん断が作用する場合の4縁支持の座屈係数	
$\beta \leq 1$ のとき	$5.4 / \beta^2 + 4$
$1 < \beta \leq 3$ のとき	$5.4 + 4 / \beta^2$
$3 < \beta$ のとき	5
$\beta$ : アスペクト比	長さ/幅

長期許容引張応力度  $f_t = F / 1.5 = 110 / 1.5 = 73.3 \text{ N/mm}^2$

曲げ座屈長さ  $k \ell c = 1171 \text{ mm}$

降伏限界耐力  $N_y = 64,020 \text{ N}$

弾性曲げ座屈耐力  $N_e = 72,148 \text{ N}$

一般化有効細長比  $c\lambda = 0.942$  ( $c\lambda p < c\lambda \leq c\lambda e$ )

座屈安全率  $\nu = 3/2 + 2/3 \times (c\lambda / c\lambda e)^2 = 3/2 + 2/3 \times (0.942/1.414)^2 = 1.796$

全体座屈に対する長期許容圧縮応力度  $f_c = (1 - 0.5(c\lambda - c\lambda p)/(c\lambda e - c\lambda p)) \times F / \nu$   
 $= (1 - 0.5 \times (0.942 - 0.2)/(1.414 - 0.2)) \times 110 / 1.796 = 42.5 \text{ N/mm}^2$

板厚  $t = 3.0 \text{ mm}$

1縁支持の板幅  $b = 50 \text{ mm}$

2縁支持の板幅  $d = 94 \text{ mm}$

1縁支持板の換算幅厚比  $\Gamma b = 0.661$  ( $0.438 < \Gamma b \leq 0.876$ )

局部座屈に対する長期許容圧縮応力度  $f_c = F - 0.760 F \Gamma b = 110 - 0.760 \times 110 \times 0.661 = 54.7 \text{ N/mm}^2$

2縁支持板の換算幅厚比  $\Gamma d = 1.242$  ( $\Gamma d \leq 1.34$ )

局部座屈に対する長期許容圧縮応力度  $f_c = F / 1.5 = 110 / 1.5 = 73.3 \text{ N/mm}^2$

以上より、長期許容圧縮応力度  $f_c = 42.5 \text{ N/mm}^2$

材長もしくは横座屈補剛間長さ $l_b =$	1171 mm	
横座屈長さ $k l_b =$	1171 mm	
モーメント分布による補正係数 $C_b =$	1.0	
降伏曲げモーメント $M_y =$	2,010 N・m	
弾性横座屈モーメント $M_e =$	1,820 N・m	
一般化有効細長比 $b \lambda =$	1.051	( $b \lambda_p < b \lambda \leq b \lambda_e$ )
座屈安全率 $\nu =$	$3/2 + 2/3 \times (b \lambda / b \lambda_e)^2 = 3/2 + 2/3 \times (1.051/1.414)^2 =$	1.868
全体座屈に対する長期許容曲げ応力度(強軸) $f_{bx} =$	$(1 - 0.5(b \lambda - b \lambda_p)/(b \lambda_e - b \lambda_p)) \times F / \nu$	
	$= (1 - 0.5 \times (1.012 - 0.3)/(1.414 - 0.3)) \times 110 / 1.868 =$	39.0 N/mm <sup>2</sup>
板厚 $t =$	3.0 mm	
フランジの板幅 $b =$	50 mm	
ウェブの板幅 $d =$	94 mm	
フランジの換算幅厚比 $\Gamma_b =$	0.661	( $0.438 < \Gamma_b \leq 0.876$ )
局部座屈に対する長期許容曲げ応力度 $f_b =$	$F - 0.760 F \Gamma_b = 110 - 0.760 \times 110 \times 0.661 =$	54.7 N/mm <sup>2</sup>
ウェブの換算幅厚比 $\Gamma_d =$	1.242	( $\Gamma_d \leq 3.29$ )
局部座屈に対する長期許容曲げ応力度 $f_b =$	$F / 1.5 = 110 / 1.5 =$	73.3 N/mm <sup>2</sup>
以上より、長期許容曲げ応力度(強軸) $f_{bx} =$		<b>39.0 N/mm<sup>2</sup></b>
全体座屈に対する長期許容曲げ応力度(弱軸) $f_{by} =$	$F / 1.5 = 110 / 1.5 =$	73.3 N/mm <sup>2</sup>
板厚 $t =$	3.0 mm	
フランジの板幅 $d =$	94 mm	
ウェブの板幅 $b =$	50 mm	
フランジの換算幅厚比 $\Gamma_d =$	1.242	( $\Gamma_b \leq 1.34$ )
局部座屈に対する長期許容曲げ応力度 $f_b =$	$F / 1.5 = 110 / 1.5 =$	73.3 N/mm <sup>2</sup>
ウェブの換算幅厚比 $\Gamma_b =$	0.661	( $0.438 < \Gamma_b \leq 0.876$ )
局部座屈に対する長期許容曲げ応力度 $f_b =$	$F - 0.760 F \Gamma_b = 110 - 0.760 \times 110 \times 0.661 =$	54.7 N/mm <sup>2</sup>
以上より、長期許容曲げ応力度(弱軸) $f_{by} =$		<b>54.7 N/mm<sup>2</sup></b>
ウェブ板長さ	1171 mm	
ウェブ板幅	94 mm	
アスペクト比 $\beta =$	12.5	
座屈係数 $\kappa_s =$	5	
ウェブの換算幅厚比 $\Gamma_d =$	1.242	( $\Gamma_d \leq 0.885 \sqrt{\kappa_s}$ )
長期許容せん断応力度 $f_s =$	$F / 1.5 \sqrt{3} = 110 / 1.5 \sqrt{3} =$	<b>42.3 N/mm<sup>2</sup></b>



・溝形断面

表5.1 溝形断面-1

部材番号		1	1	2-1, 2-2	3-1, 3-2	4	
部材		パネル受け (中央部)	パネル受け (片持ち部)	支柱前(右,左)	支柱後(右,左)	つなぎ材	
断面		[-100×50×3.0]	[-100×50×3.0]	[-75×50×3.0]	[-75×50×3.0]	[-120×60×4.0]	
降伏点強度	F (N/mm <sup>2</sup> )	110	110	110	110	110	
引張強度	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	145	145	145	145	145	
ヤング係数	E (N/mm <sup>2</sup> )	70,000	70,000	70,000	70,000	70,000	
せん断弾性係数	G (N/mm <sup>2</sup> )	27,000	27,000	27,000	27,000	27,000	
せい	H (mm)	100	100	75	75	120	
幅	B (mm)	50	50	50	50	60	
厚さ	t (mm)	3.0	3.0	3.0	3.0	4.0	
部材長さ	L (mm)	4,030	4,030	1,245	2,046	2,200	
曲げ座屈長さ	$k\ell_c$ (mm)	1,171	1,688	1,245	2,046	2,200	
横座屈補剛間長さ	$\ell_b$ (mm)	1,171	1,688	1,245	2,046	2,200	
軸部断面積	A (cm <sup>2</sup> )	<b>5.82</b>	<b>5.82</b>	<b>5.07</b>	<b>5.07</b>	<b>9.28</b>	
重心までの 距離	Cx (cm)	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	
	Cy (cm)	<b>1.36</b>	<b>1.36</b>	<b>1.54</b>	<b>1.54</b>	<b>1.65</b>	
断面二次 モーメント	Ix (cm <sup>4</sup> )	<b>91.35</b>	<b>91.35</b>	<b>47.12</b>	<b>47.12</b>	<b>208.37</b>	
	Iy (cm <sup>4</sup> )	<b>14.32</b>	<b>14.32</b>	<b>13.04</b>	<b>13.04</b>	<b>32.57</b>	
ねじり定数	J (cm <sup>4</sup> )	<b>0.17</b>	<b>0.17</b>	<b>0.15</b>	<b>0.15</b>	<b>0.49</b>	
断面係数	Zx (cm <sup>3</sup> )	<b>18.27</b>	<b>18.27</b>	<b>12.57</b>	<b>12.57</b>	<b>34.73</b>	
	Zy (cm <sup>3</sup> )	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.77</b>	<b>3.77</b>	<b>7.49</b>	
細長比	$\lambda$	74.7	107.6	77.6	127.6	117.4	
一般化有効細長比	$c\lambda$ (圧縮)	0.942	1.358	0.980	1.610	1.482	
換算幅厚比	$\Gamma b$ (一縁支持)	0.661	0.661	0.661	0.661	0.595	
	$\Gamma d$ (二縁支持)	1.242	1.242	0.912	0.912	1.110	
一般化有効細長比	$b\lambda$ (曲げ)	1.051	1.262	0.949	1.217	1.241	
換算幅厚比	$\Gamma b$ (フランジ)	0.661	0.661	0.661	0.661	0.595	
	$\Gamma d$ (ウェブ)	1.242	1.242	0.912	0.912	1.110	
モーメント分布に よる補正係数	Cb	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
せん断の換算幅厚比	$\Gamma d$ (ウェブ)	1.242	1.242	0.912	0.912	1.110	
アスペクト比	$\beta$	12.5	18.0	18.0	29.7	19.6	
座屈係数	$\kappa_s$	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	
許容引張応力度	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>73.3</b>	<b>73.3</b>	<b>73.3</b>	<b>73.3</b>	<b>73.3</b>	
許容圧縮応力度	全体座屈 $f_{c1}$	42.5	27.2	41.0	19.5	23.0	
	局部座屈 $f_{c2}$	54.7	54.7	54.7	54.7	60.2	
	局部座屈 $f_{c2}$	73.3	73.3	73.3	73.3	73.3	
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>42.5</b>	<b>27.2</b>	<b>41.0</b>	<b>19.5</b>	<b>23.0</b>	
許容曲げ応力度 (強軸)	全体座屈 $f_{bx1}$	39.0	30.7	43.3	32.4	31.5	
	局部座屈 $f_{bx2}$	54.7	54.7	54.7	54.7	60.2	
	局部座屈 $f_{bx2}$	73.3	73.3	73.3	73.3	73.3	
	$f_{bx}$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>39.0</b>	<b>30.7</b>	<b>43.3</b>	<b>32.4</b>	<b>31.5</b>	
許容曲げ応力度 (弱軸)	全体座屈 $f_{by1}$	73.3	73.3	73.3	73.3	73.3	
	局部座屈 $f_{by2}$	54.7	54.7	54.7	54.7	60.2	
	局部座屈 $f_{by2}$	73.3	73.3	73.3	73.3	73.3	
	$f_{by}$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>54.7</b>	<b>54.7</b>	<b>54.7</b>	<b>54.7</b>	<b>60.2</b>	
許容せん断応力度	$f_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>42.3</b>	<b>42.3</b>	<b>42.3</b>	<b>42.3</b>	<b>42.3</b>	

表5.2 溝形断面-2

部材番号		5	6	7	8	9	12-1, 12-2
部材		側面ブレース	正面ブレース	背面ブレース	上弦材	下弦材	横材(端,中)
断面		[-120×60×4.0]	[-120×60×4.0]	[-120×60×4.0]	[-60×40×3.0]	[-60×40×3.0]	[-60×30×3.0]
降伏点強度	F (N/mm <sup>2</sup> )	110	110	110	110	110	110
引張強度	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	145	145	145	145	145	145
ヤング係数	E (N/mm <sup>2</sup> )	70,000	70,000	70,000	70,000	70,000	70,000
せん断弾性係数	G (N/mm <sup>2</sup> )	27,000	27,000	27,000	27,000	27,000	27,000
せい	H (mm)	120	120	120	60	60	60
幅	B (mm)	60	60	60	40	40	30
厚さ	t (mm)	4.0	4.0	4.0	3.0	3.0	3.0
部材長さ	L (mm)	1,979	1,855	2,465	3,395	3,395	3,395
曲げ座屈長さ	$k\ell_c$ (mm)	1,979	1,855	2,465	1,375	1,375	1,375
横座屈補剛間長さ	$\ell_b$ (mm)	1,979	1,855	2,465	1,375	1,375	1,375
軸部断面積	A (cm <sup>2</sup> )	<b>9.28</b>	<b>9.28</b>	<b>9.28</b>	<b>4.02</b>	<b>4.02</b>	<b>3.42</b>
重心までの距離	Cx (cm)	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
	Cy (cm)	<b>1.65</b>	<b>1.65</b>	<b>1.65</b>	<b>1.25</b>	<b>1.25</b>	<b>0.86</b>
断面二次モーメント	Ix (cm <sup>4</sup> )	<b>208.37</b>	<b>208.37</b>	<b>208.37</b>	<b>23.45</b>	<b>23.45</b>	<b>18.57</b>
	Iy (cm <sup>4</sup> )	<b>32.57</b>	<b>32.57</b>	<b>32.57</b>	<b>6.57</b>	<b>6.57</b>	<b>2.92</b>
ねじり定数	J (cm <sup>4</sup> )	<b>0.49</b>	<b>0.49</b>	<b>0.49</b>	<b>0.12</b>	<b>0.12</b>	<b>0.10</b>
断面係数	Zx (cm <sup>3</sup> )	<b>34.73</b>	<b>34.73</b>	<b>34.73</b>	<b>7.82</b>	<b>7.82</b>	<b>6.19</b>
	Zy (cm <sup>3</sup> )	<b>7.49</b>	<b>7.49</b>	<b>7.49</b>	<b>2.39</b>	<b>2.39</b>	<b>1.36</b>
細長比	$\lambda$	105.6	99.0	131.6	107.6	107.6	148.8
一般化有効細長比	$c\lambda$ (圧縮)	1.333	1.250	1.661	1.358	1.358	1.878
換算幅厚比	$\Gamma_b$ (一縁支持)	0.595	0.595	0.595	0.529	0.529	0.396
	$\Gamma_d$ (二縁支持)	1.110	1.110	1.110	0.714	0.714	0.714
一般化有効細長比	$b\lambda$ (曲げ)	1.177	1.140	1.314	0.988	0.988	1.126
換算幅厚比	$\Gamma_b$ (フランジ)	0.595	0.595	0.595	0.529	0.529	0.396
	$\Gamma_d$ (ウェブ)	1.110	1.110	1.110	0.714	0.714	0.714
モーメント分布による補正係数	Cb	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
せん断の換算幅厚比	$\Gamma_d$ (ウェブ)	1.110	1.110	1.110	0.714	0.714	0.714
アスペクト比	$\beta$	17.7	16.6	22.0	25.5	25.5	25.5
座屈係数	$\kappa_s$	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
許容引張応力度	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>73.3</b>	<b>73.3</b>	<b>73.3</b>	<b>73.3</b>	<b>73.3</b>	<b>73.3</b>
許容圧縮応力度	全体座屈 $f_{c1}$	28.0	30.8	18.3	27.2	27.2	14.3
	局部座屈 $f_{c2}$	60.2	60.2	60.2	65.7	65.7	73.3
	局部座屈 $f_{c2}$	73.3	73.3	73.3	73.3	73.3	73.3
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>28.0</b>	<b>30.8</b>	<b>18.3</b>	<b>27.2</b>	<b>27.2</b>	<b>14.3</b>
許容曲げ応力度	全体座屈 $f_{bx1}$	34.0	35.4	28.8	41.6	41.6	36.0
	局部座屈 $f_{bx2}$	60.2	60.2	60.2	65.7	65.7	73.3
	局部座屈 $f_{bx2}$	73.3	73.3	73.3	73.3	73.3	73.3
	$f_{bx}$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>34.0</b>	<b>35.4</b>	<b>28.8</b>	<b>41.6</b>	<b>41.6</b>	<b>36.0</b>
許容曲げ応力度	全体座屈 $f_{by1}$	73.3	73.3	73.3	73.3	73.3	73.3
	局部座屈 $f_{by2}$	60.2	60.2	60.2	65.7	65.7	73.3
	局部座屈 $f_{by2}$	73.3	73.3	73.3	73.3	73.3	73.3
	$f_{by}$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>60.2</b>	<b>60.2</b>	<b>60.2</b>	<b>65.7</b>	<b>65.7</b>	<b>73.3</b>
許容せん断応力度	$f_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>42.3</b>	<b>42.3</b>	<b>42.3</b>	<b>42.3</b>	<b>42.3</b>	<b>42.3</b>

・プレート

表5.3 プレート

部材番号		10	11			
部材		中央ブレース前	中央ブレース後			
断面		PL-38×3.5	PL-38×3.5			
降伏点強度	F (N/mm <sup>2</sup> )	110	110			
引張強度	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	145	145			
ヤング係数	E (N/mm <sup>2</sup> )	70,000	70,000			
せん断弾性係数	G (N/mm <sup>2</sup> )	27,000	27,000			
幅	B (mm)	38	38			
厚さ	t (mm)	3.5	3.5			
部材長さ	L (mm)	1402	2145			
曲げ座屈長さ	$k\ell_c$ (mm)	1402	2145			
横座屈補剛間長さ	$\ell_b$ (mm)	1402	2145			
軸部断面積	A (cm <sup>2</sup> )	<b>1.33</b>	<b>1.33</b>			
重心までの距離	Cx (cm)	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>			
	Cy (cm)	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>			
断面二次モーメント	Ix (cm <sup>4</sup> )	<b>1.60</b>	<b>1.60</b>			
	Iy (cm <sup>4</sup> )	<b>0.01</b>	<b>0.01</b>			
ねじり定数	J (cm <sup>4</sup> )	<b>0.05</b>	<b>0.05</b>			
断面係数	Zx (cm <sup>3</sup> )	<b>0.08</b>	<b>0.08</b>			
	Zy (cm <sup>3</sup> )	<b>0.01</b>	<b>0.01</b>			
断面二次半径	ix (cm)	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>			
	iy (cm)	<b>0.10</b>	<b>0.10</b>			
許容引張応力度	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>73.3</b>	<b>73.3</b>			

## 6. 断面性能

支持架構の各部材についての断面性能算出結果を表6.1～表6.3に示す。  
 パネル受け(部材No.1:[-100×50×3.0])についての算出例を以下に示す。

断面欠損(ボルト孔欠損、突出脚部の無効長さの欠損)による有効断面積

ボルト孔欠損断面積の計算

$$Sa1 = n \times sd \times t = 1 \times 14 \times 3.0 = 42.0 \text{ mm}^2$$

突出脚部の無効長さの欠損断面積の計算

「突出脚部の無効長さ」  
 (溝形の場合)

断面	材軸方向のボルト本数nh				
	1	2	3	4	5以上
溝形鋼	h-t	0.7h	0.4h	0.25h	0.2h

h: 突出脚部長 50 mm

t: 厚さ 3 mm

nh: ボルト本数 1 本

突出脚部の無効長さ  $h - t = 50 - 3 = 47 \text{ mm}$

$$Sa2 = (h - t) \times t \times 2 = 47 \times 3 \times 2 = 282 \text{ mm}^2$$

合計

$$Sa = Sa1 + Sa2 = 42 + 282 = 324 \text{ mm}^2$$

表6.1 溝形断面-1

部材番号		1	1	2-1, 2-2	3-1, 3-2	4	
部材		パネル受け (中央部)	パネル受け (片持ち部)	支柱前(右,左)	支柱後(右,左)	つなぎ材	
断面		[-100×50×3.0]	[-100×50×3.0]	[-75×50×3.0]	[-75×50×3.0]	[-120×60×4.0]	
せい	H (mm)	100	100	75	75	120	
幅	B (mm)	50	50	50	50	60	
厚さ	t (mm)	3.0	3.0	3.0	3.0	4.0	
接合部	ボルト	1-M12	1-M12	1-M12	1-M12	1-M12	
ボルト	n 行数	1	1	1	1	1	
	m 列数	1	1	1	1	1	
孔径	sd (mm)	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	
軸部断面積	A (cm <sup>2</sup> )	5.82	5.82	5.07	5.07	9.28	
欠損断面積	Sa (cm <sup>2</sup> )	3.24	3.24	3.24	3.24	5.04	
重心までの 距離	Cx (cm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Cy (cm)	1.36	1.36	1.54	1.54	1.65	
断面二次 モーメント	Ix (cm <sup>4</sup> )	91.35	91.35	47.12	47.12	208.37	
	Iy (cm <sup>4</sup> )	14.32	14.32	13.04	13.04	32.57	
ねじり定数	J (cm <sup>4</sup> )	0.17	0.17	0.15	0.15	0.49	
断面係数	Zx (cm <sup>3</sup> )	18.27	18.27	12.57	12.57	34.73	
	Zy (cm <sup>3</sup> )	3.93	3.93	3.77	3.77	7.49	
断面二次 半径	ix (cm)	3.96	3.96	3.05	3.05	4.74	
	iy (cm)	1.57	1.57	1.60	1.60	1.87	
断面欠損による 有効断面積	As (cm <sup>2</sup> )	2.58	2.58	1.83	1.83	4.24	
ウェブ断面積	Aw (cm <sup>2</sup> )	3.00	3.00	2.25	2.25	4.80	
フランジ断面積	Af (cm <sup>2</sup> )	3.00	3.00	3.00	3.00	4.80	

表6.2 溝形断面-2

部材番号		5	6	7	8	9	12-1, 12-2
部材		側面ブレース	正面ブレース	背面ブレース	上弦材	下弦材	横材(端,中)
断面		$[-120 \times 60 \times 4.0]$	$[-120 \times 60 \times 4.0]$	$[-120 \times 60 \times 4.0]$	$[-60 \times 40 \times 3.0]$	$[-60 \times 40 \times 3.0]$	$[-60 \times 30 \times 3.0]$
せい	H (mm)	120	120	120	60	60	60
幅	B (mm)	60	60	60	40	40	30
厚さ	t (mm)	4.0	4.0	4.0	3.0	3.0	3.0
接合部	ボルト	1-M12	1-M12	1-M12	1-M12	1-M12	1-M12
ボルト	n 行数	1	1	1	1	1	1
	m 列数	1	1	1	1	1	1
孔径	sd (mm)	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0
軸部断面積	A (cm <sup>2</sup> )	9.28	9.28	9.28	4.02	4.02	3.42
欠損断面積	Sa (cm <sup>2</sup> )	5.04	5.04	5.04	2.64	2.64	2.04
重心までの距離	Cx (cm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Cy (cm)	1.65	1.65	1.65	1.25	1.25	0.86
断面二次モーメント	Ix (cm <sup>4</sup> )	208.37	208.37	208.37	23.45	23.45	18.57
	Iy (cm <sup>4</sup> )	32.57	32.57	32.57	6.57	6.57	2.92
ねじり定数	J (cm <sup>4</sup> )	0.49	0.49	0.49	0.12	0.12	0.10
断面係数	Zx (cm <sup>3</sup> )	34.73	34.73	34.73	7.82	7.82	6.19
	Zy (cm <sup>3</sup> )	7.49	7.49	7.49	2.39	2.39	1.36
断面二次半径	ix (cm)	4.74	4.74	4.74	2.42	2.42	2.33
	iy (cm)	1.87	1.87	1.87	1.28	1.28	0.92
断面欠損による有効断面積	As (cm <sup>2</sup> )	4.24	4.24	4.24	1.38	1.38	1.38
ウェブ断面積	Aw (cm <sup>2</sup> )	4.80	4.80	4.80	1.80	1.80	1.80
フランジ断面積	Af (cm <sup>2</sup> )	4.80	4.80	4.80	2.40	2.40	1.80

表6.3 プレート断面

部材番号		10	11			
部材		中央ブレース前	中央ブレース後			
断面		PL-38×3.5	PL-38×3.5			
幅	B (mm)	38	38			
厚さ	t (mm)	3.5	3.5			
接合部	ボルト	1-M12	1-M12			
ボルト	n 行数	1	1			
	m 列数	1	1			
孔径	sd (mm)	14.0	14.0			
軸部断面積	A (cm <sup>2</sup> )	1.33	1.33			
欠損断面積	Sa (cm <sup>2</sup> )	0.49	0.49			
重心までの距離	Cx (cm)	0.00	0.00			
	Cy (cm)	0.00	0.00			
断面二次モーメント	Ix (cm <sup>4</sup> )	1.60	1.60			
	Iy (cm <sup>4</sup> )	0.01	0.01			
ねじり定数	J (cm <sup>4</sup> )	0.05	0.05			
断面係数	Zx (cm <sup>3</sup> )	0.84	0.84			
	Zy (cm <sup>3</sup> )	0.08	0.08			
断面二次半径	ix (cm)	1.10	1.10			
	iy (cm)	0.10	0.10			
断面欠損による有効断面積	As (cm <sup>2</sup> )	0.84	0.84			

## 7.各フレームに作用する荷重の算出

各フレームの節点に作用する荷重は、表4.2に示す単位面積あたりの荷重に各節点の負担面積を乗じて求める。

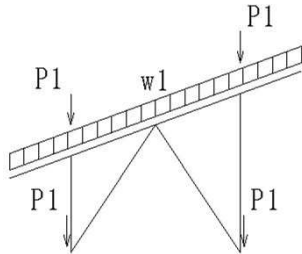
$$P = \text{単位面積あたりの荷重(N/m}^2) \times \text{負担面積(m}^2)$$

各フレームの部材に作用する荷重は、表4.2に示す単位面積あたりの荷重に各部材の負担幅を乗じて求める。

$$w = \text{単位面積あたりの荷重(N/m}^2) \times \text{負担幅(m)}$$

### 7.1 側面フレーム

#### a) 固定・積雪荷重



固定荷重

$$w1 = 300 \times 2.01/2 = 302 \text{ N/m}$$

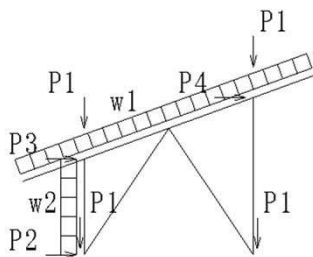
$$P1 = 300 \times 2.01/2 \times 4.03/4 = 304 \text{ N}$$

積雪荷重

$$w1 = 1000 \times 2.01/2 = 1005 \text{ N/m}$$

$$P1 = 1000 \times 2.01/2 \times 3.787/4 = 951 \text{ N}$$

#### b) 風圧荷重(正)



$$w1 = 1100 \times 2.01/2 = 1106 \text{ N/m}$$

$$w2 = 60 \text{ N/m}$$

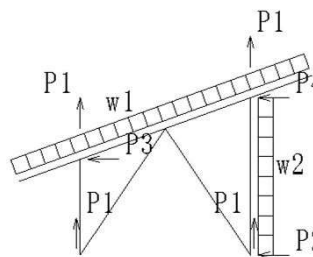
$$P1 = 1100 \times 2.01/2 \times 3.787/4 = 1047 \text{ N}$$

$$P2 = 110 \times (1.375+0.645/2) + 210 \times \sqrt{(1.375^2+1.2452^2)}/2 + 70 \times \sqrt{(0.645^2+1.2452^2)} = 480 \text{ N}$$

$$P3 = 1100 \times 2.01/2 \times (2.3347-0.9564)/2 + 110 \times (1.375+0.645/2) + 210 \times \sqrt{(1.375^2+1.2452^2)}/2 + 70 \times \sqrt{(0.645^2+1.2452^2)} = 1242 \text{ N}$$

$$P4 = 1100 \times 2.01/2 \times (2.3347-0.9564)/2 = 762 \text{ N}$$

#### c) 風圧荷重(負)



$$w1 = -1400 \times 2.01/2 = -1407 \text{ N/m}$$

$$w2 = -60 \text{ N/m}$$

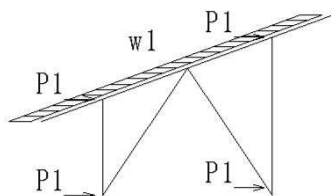
$$P1 = -1400 \times 2.01/2 \times 3.787/4 = -1332 \text{ N}$$

$$P2 = -110 \times (1.375+0.645/2) - 210 \times \sqrt{(1.375^2+2.046^2)}/2 - 70 \times \sqrt{(0.645^2+2.046^2)} = -596 \text{ N}$$

$$P3 = -1400 \times 2.01/2 \times (2.3347-0.9564)/2 = -970 \text{ N}$$

$$P4 = -1400 \times 2.01/2 \times (2.3347-0.9564)/2 - 110 \times (1.375+0.645/2) - 210 \times \sqrt{(1.375^2+2.046^2)}/2 - 70 \times \sqrt{(0.645^2+2.046^2)} = -1565 \text{ N}$$

#### d) 地震荷重(正負)



$$w1 = 100 \times (2.01 / 2) = 101 \text{ N/m}$$

$$P1 = 100 \times (2.01 / 2) \times (4.03 / 4) = 102 \text{ N}$$

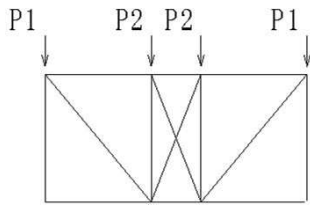
部材単体にかかる風圧荷重

※表4.4 設計荷重(部材単体の風圧荷重)参照

W = 支柱前	60 N/m	(風圧荷重 正)
W = 支柱後	60 N/m	(風圧荷重 負)
W = 正面ブレース	210 N/m	(風圧荷重 正)
W = 背面ブレース	210 N/m	(風圧荷重 負)
W = 上下弦材(前)	110 N/m	(風圧荷重 正)
W = 上下弦材(後)	110 N/m	(風圧荷重 負)

## 7.2 正面(背面)フレーム

### a) 固定・積雪荷重



#### 固定荷重

$$P1 = 300 \times 2.0/2 \times 4.03/2 = 605 \text{ N}$$

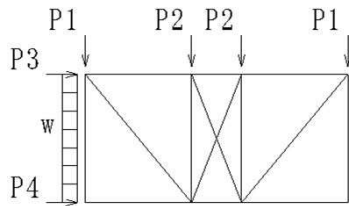
$$P2 = 300 \times (1.375/2 + 0.645/2) \times 4.03/2 = 611 \text{ N}$$

#### 積雪荷重

$$P1 = 1000 \times 2.0/2 \times (0.7935 + 1.100) = 1894 \text{ N}$$

$$P2 = 1000 \times (1.375/2 + 0.645/2) \times (0.7935 + 1.100) = 1912 \text{ N}$$

### b) 風圧荷重(正)



$$w = 140 \text{ N/m}$$

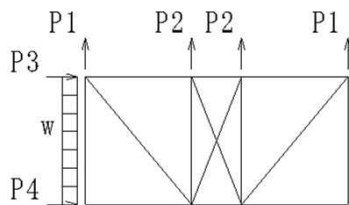
$$P1 = 300 \times 2.0/2 \times (0.7935 + 1.100) = 568 \text{ N}$$

$$P2 = 300 \times (1.375/2 + 0.645/2) \times (0.7935 + 1.100) = 574 \text{ N}$$

$$P3 = 150 \times 4.03/2 + 180 \times \sqrt{(1.6456^2 + 1.100^2)}/2 = 480 \text{ N}$$

$$P4 = 210 \times 1.100 + 180 \times \sqrt{(1.6456^2 + 1.100^2)}/2 = 409 \text{ N}$$

### c) 風圧荷重(負)



$$w = 140 \text{ N/m}$$

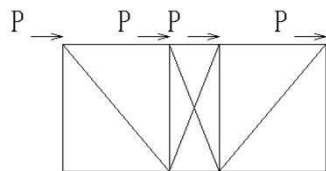
$$P1 = -800 \times 2.0/2 \times (0.7935 + 1.100) = -1515 \text{ N}$$

$$P2 = -800 \times (1.375/2 + 0.645/2) \times (0.7935 + 1.100) = -1530 \text{ N}$$

$$P3 = 150 \times 4.03/2 + 180 \times \sqrt{(1.6456^2 + 1.100^2)}/2 = 480 \text{ N}$$

$$P4 = 210 \times 1.100 + 180 \times \sqrt{(1.6456^2 + 1.100^2)}/2 = 409 \text{ N}$$

### d) 地震荷重(正負)



$$P = 100 \times 4.02 \times (4.03/2)/4 = 203 \text{ N}$$

#### 部材単体にかかる風圧荷重

※表4.4 設計荷重(単体部材の風圧荷重)参照

W = パネル受け	150 N/m	(風圧荷重 正負)
W = 支柱前	140 N/m	(風圧荷重 正負)
W = 支柱後	140 N/m	(風圧荷重 正負)
W = つなぎ材	210 N/m	(風圧荷重 正負)
W = 側面ブレース	180 N/m	(風圧荷重 正負)

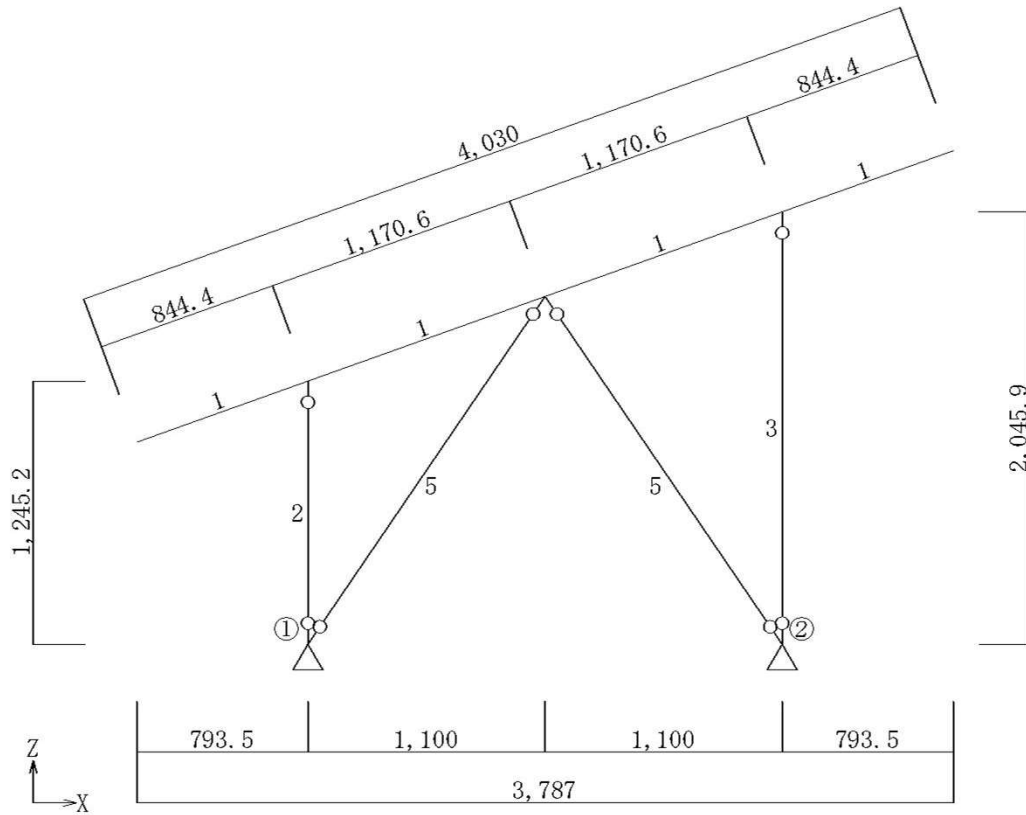
上記で算出した荷重にて各フレームの応力を算出する。

## 8.応力解析

各フレームに生じる応力解析、その結果およびまとめを以下に示す。

### 8.1 側面フレーム

#### 8.1.1 解析モデル



※ ○印はピン接合を示す。

①,②： 支点番号

1～5： 部材番号

1:パネル受け

2:支柱前

3:支柱後

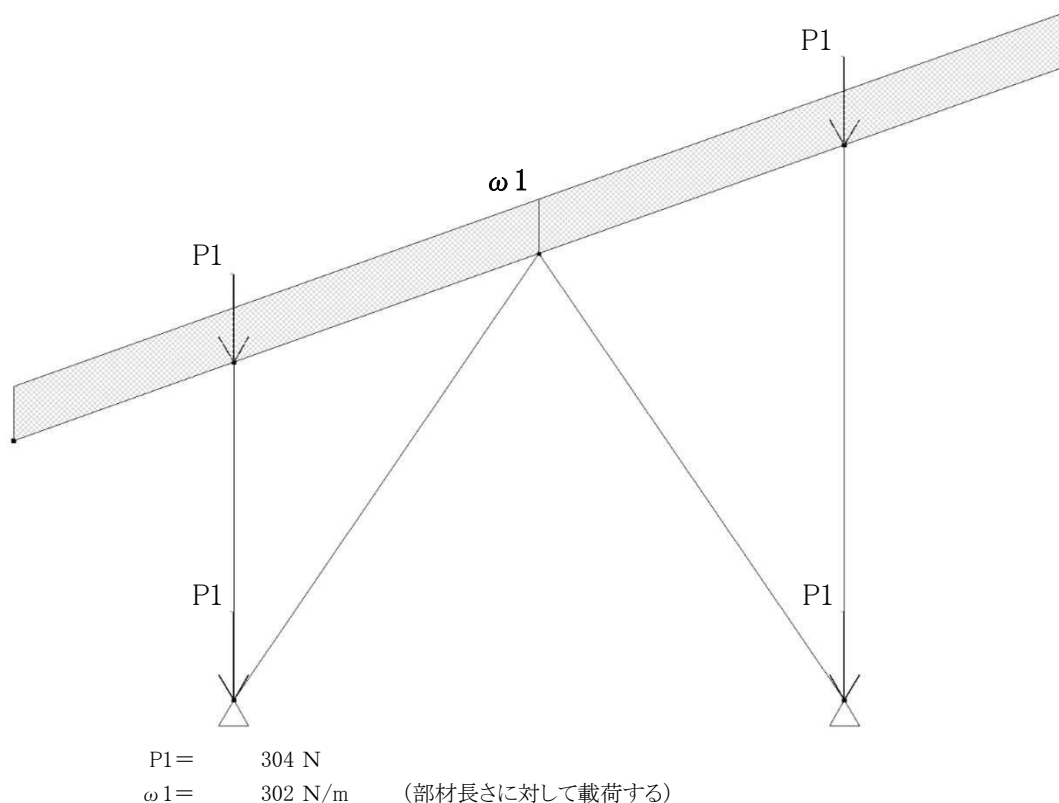
5:側面ブレース

- ・応力解析は、汎用の骨組解析プログラムを採用し行った。
- ・パネル受け材は通し材とし、支柱前後、側面ブレースの端部はピンとする。
- ・境界条件は、柱脚部でピン支持とする。
- ・パネル受け材に作用する屋根荷重は、等分布荷重として与える。
- ・中央フレームに作用する荷重は、伝達荷重を集中荷重として与える。
- ・フレームに直接作用する風荷重は等分布荷重として与える。
- ・フレームに直接作用する風荷重は風上側最前面のフレームのみに作用するものとする。

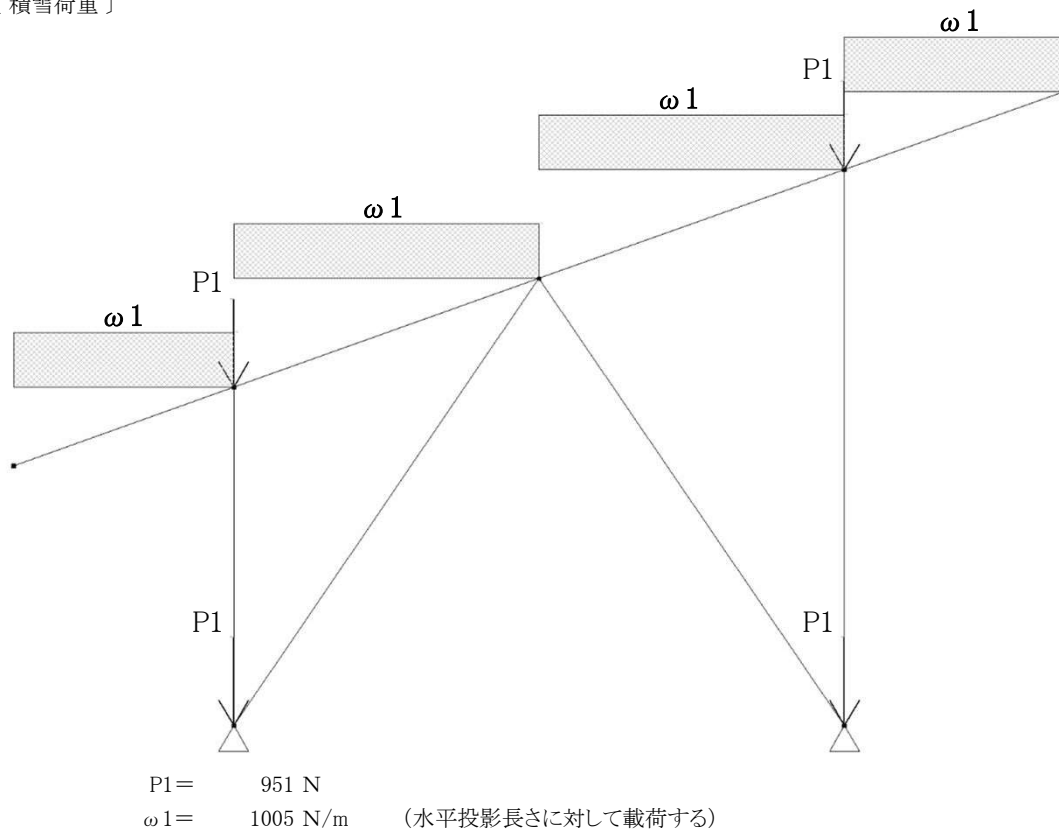


### 8.1.2 荷重条件図

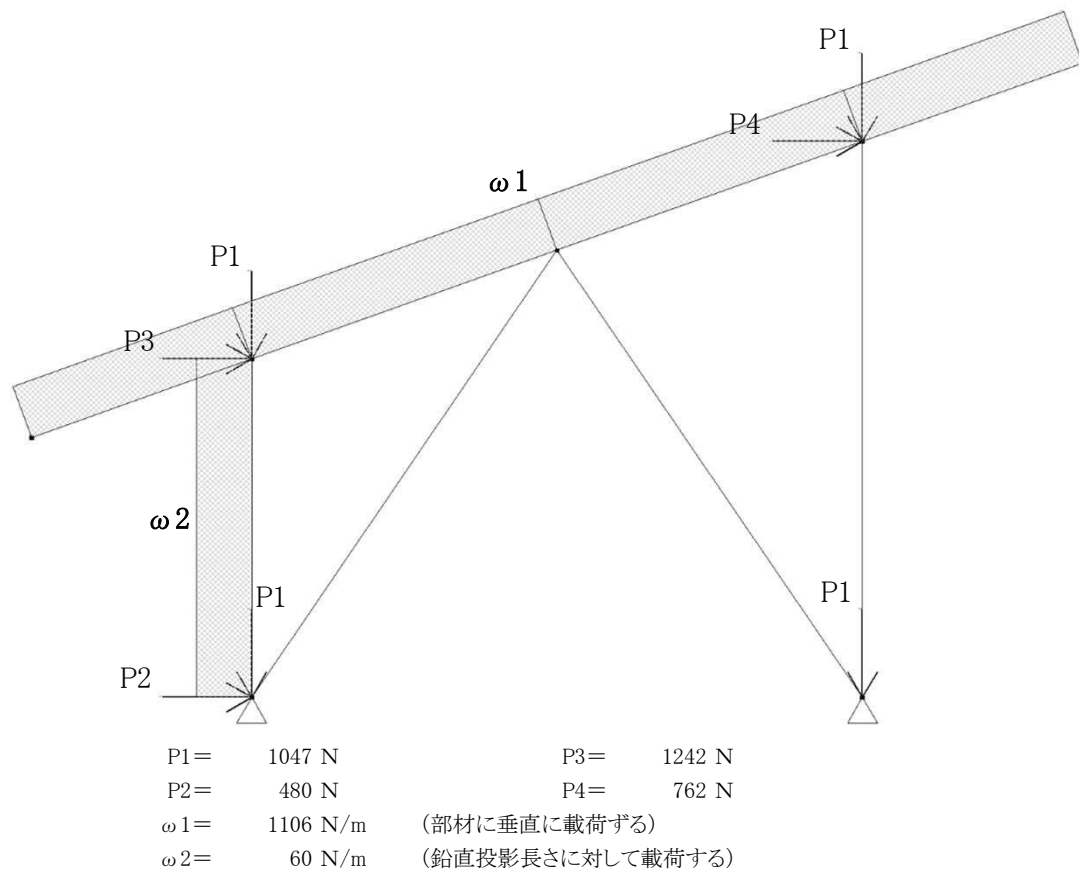
荷重値の計算は、「7.1 側面フレーム」を参照  
〔固定荷重〕



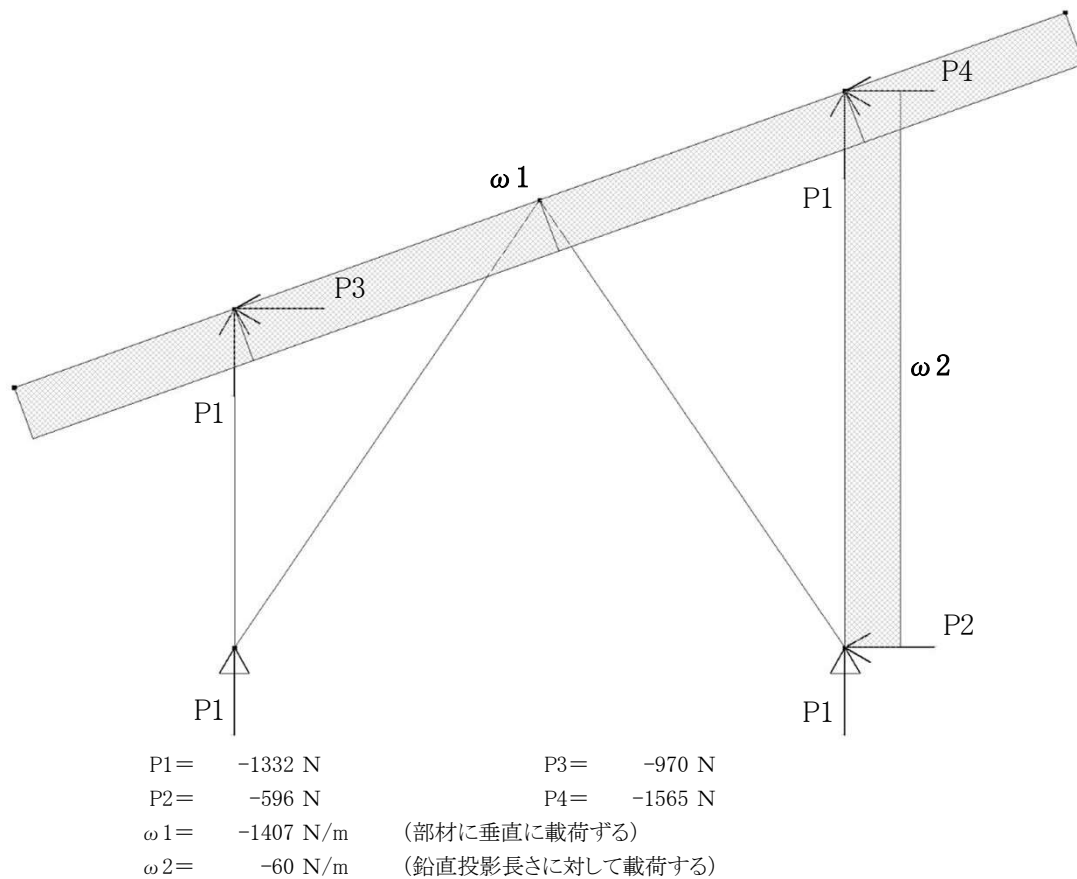
〔積雪荷重〕



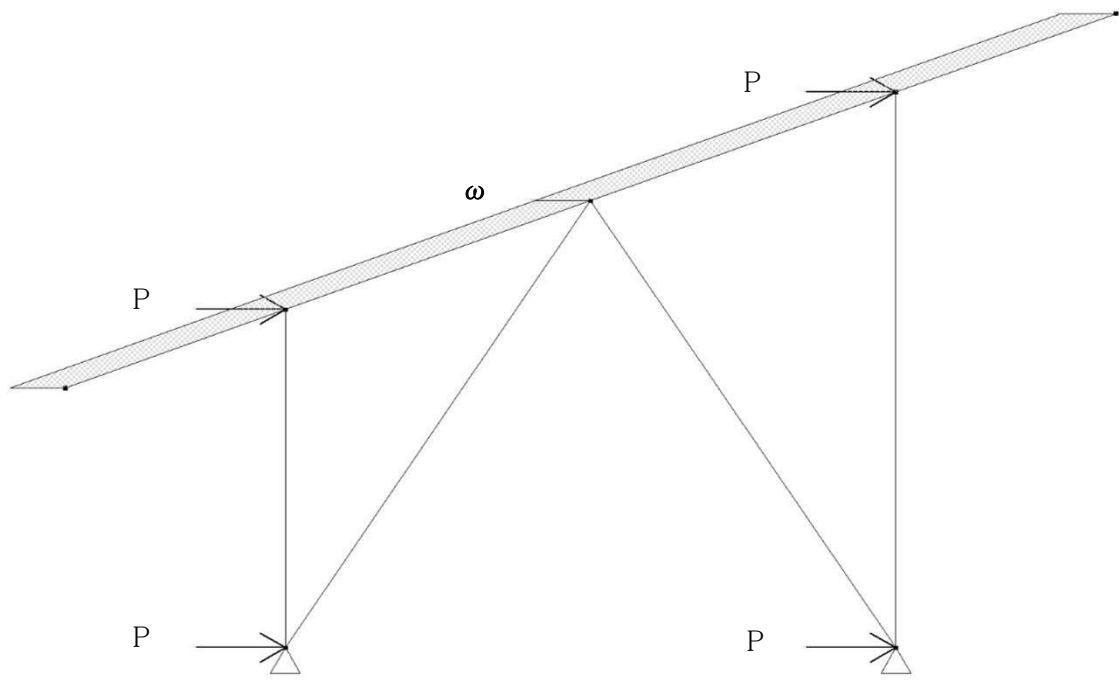
〔風荷重（正圧+X方向）〕



〔風荷重（負圧-X方向）〕

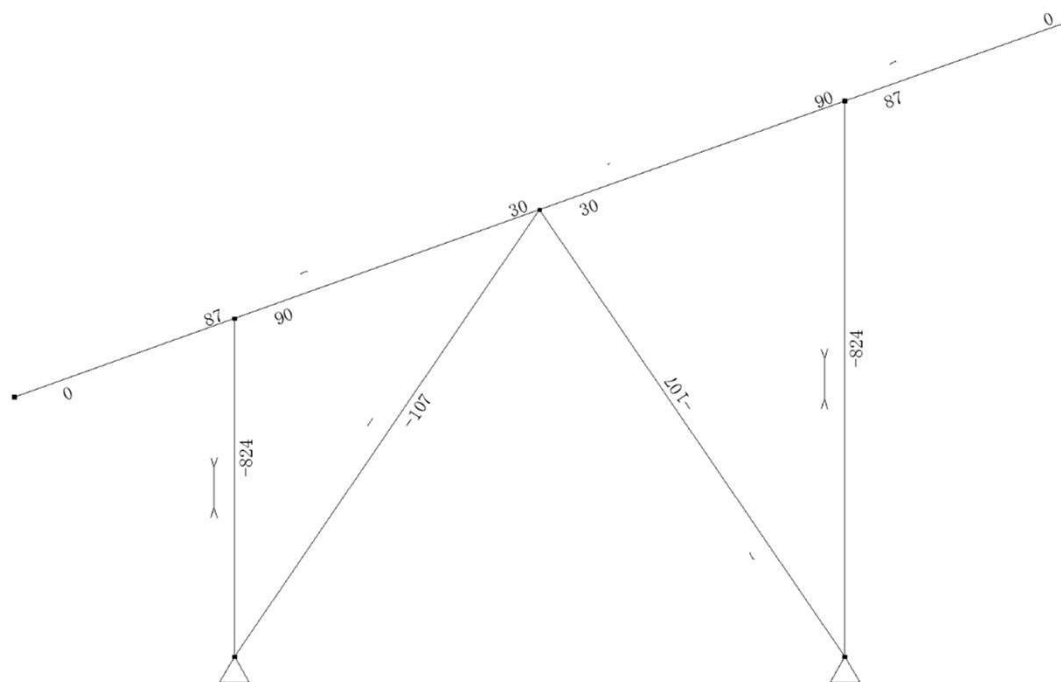


[ 地震荷重 (+X方向) ]

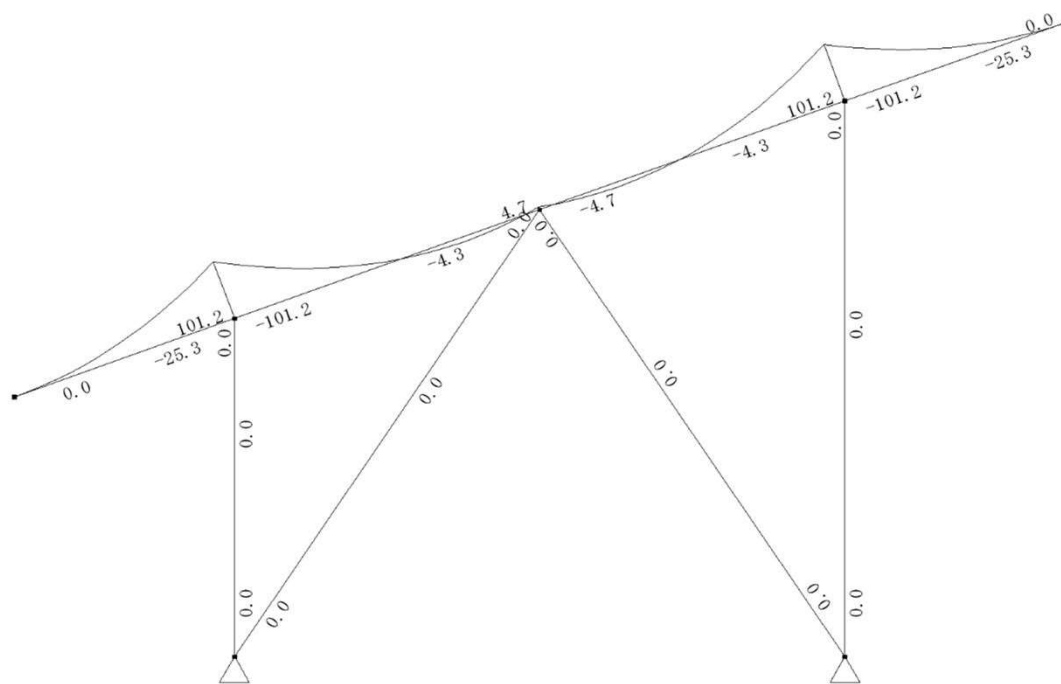


$P = 102 \text{ N}$   
 $\omega = 101 \text{ N/m}$  (部材長さに対して載荷する)

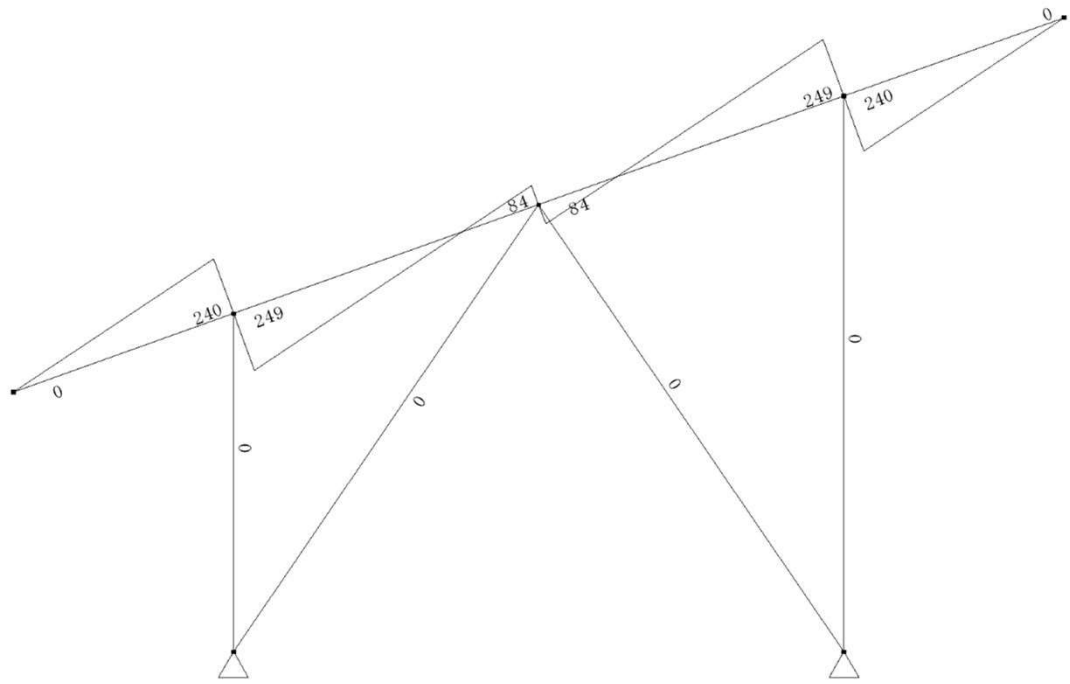
8.1.3 解析結果  
固定荷重時



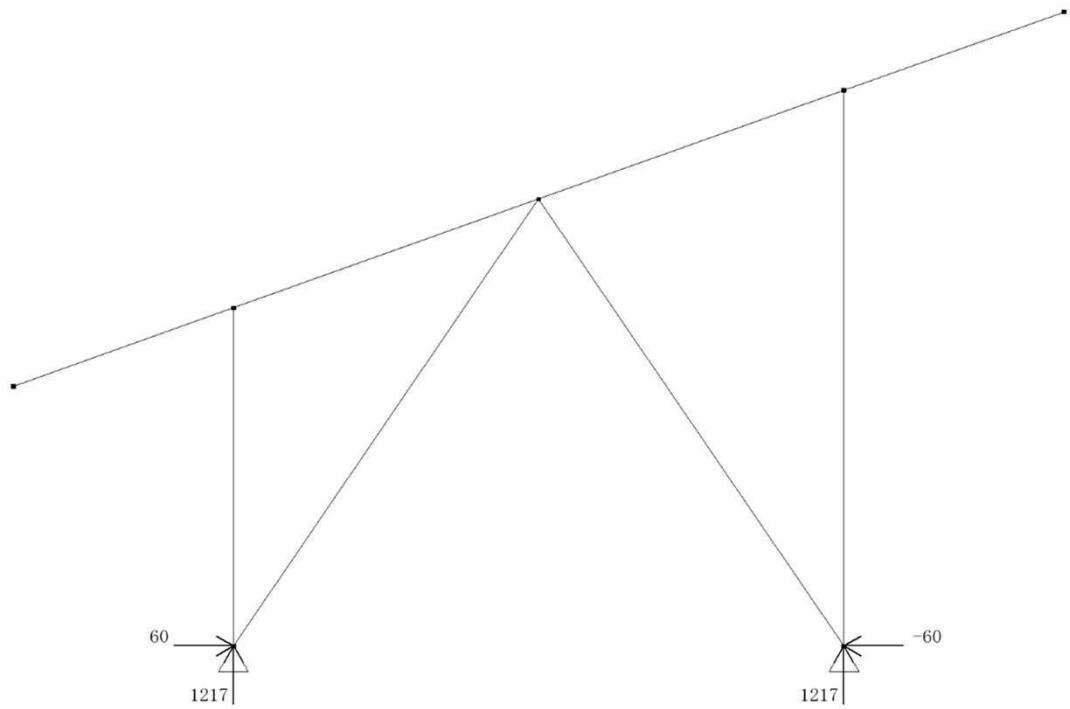
軸力分布図 (単位:N)



曲げモーメント分布図 (単位:N・m)

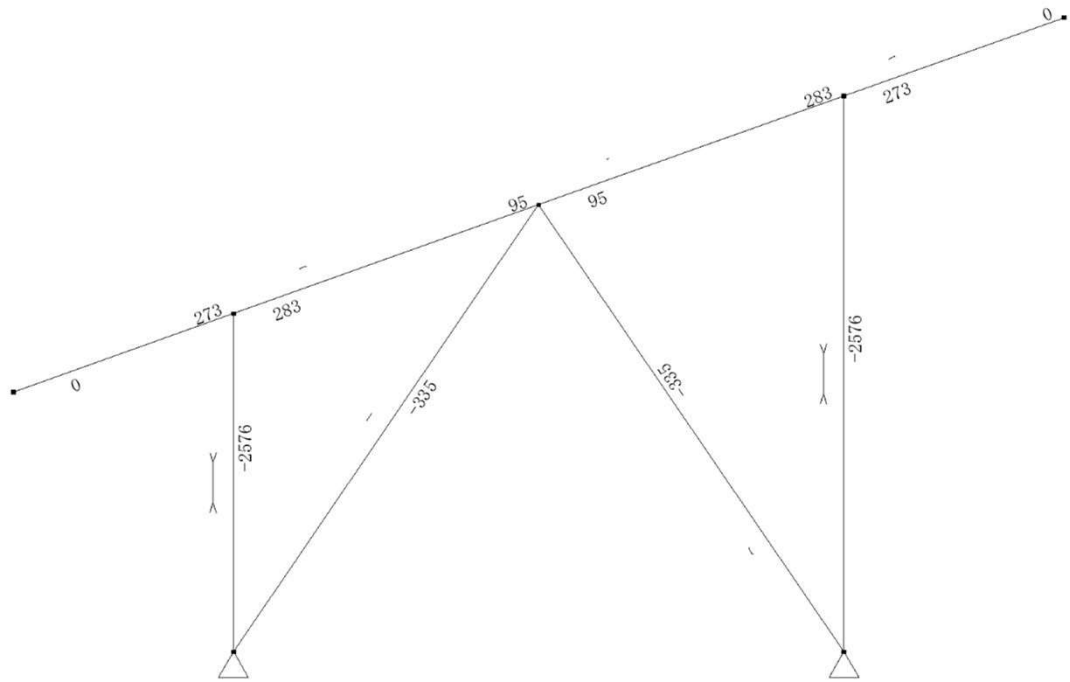


せん断力分布図 (単位:N)

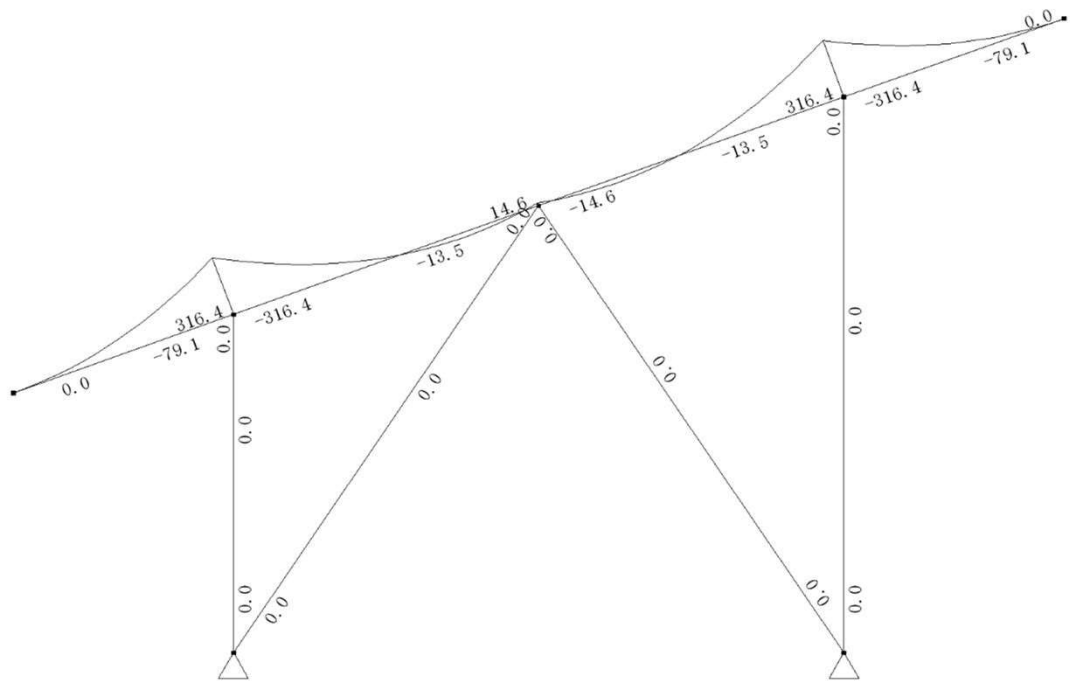


支点反力図 (単位:N)

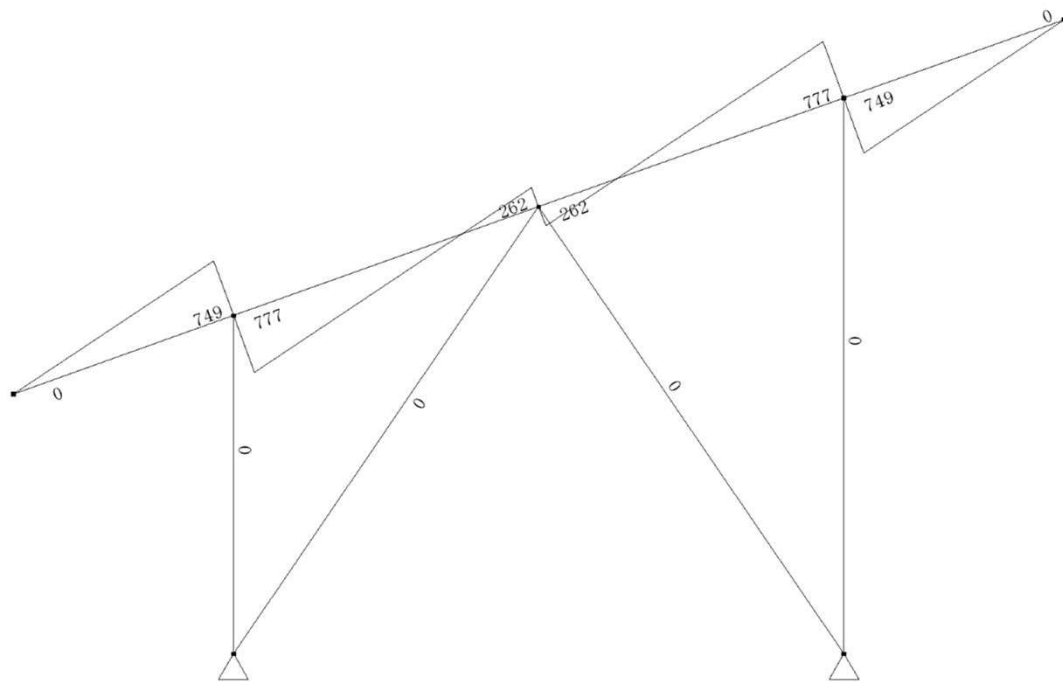
積雪荷重時



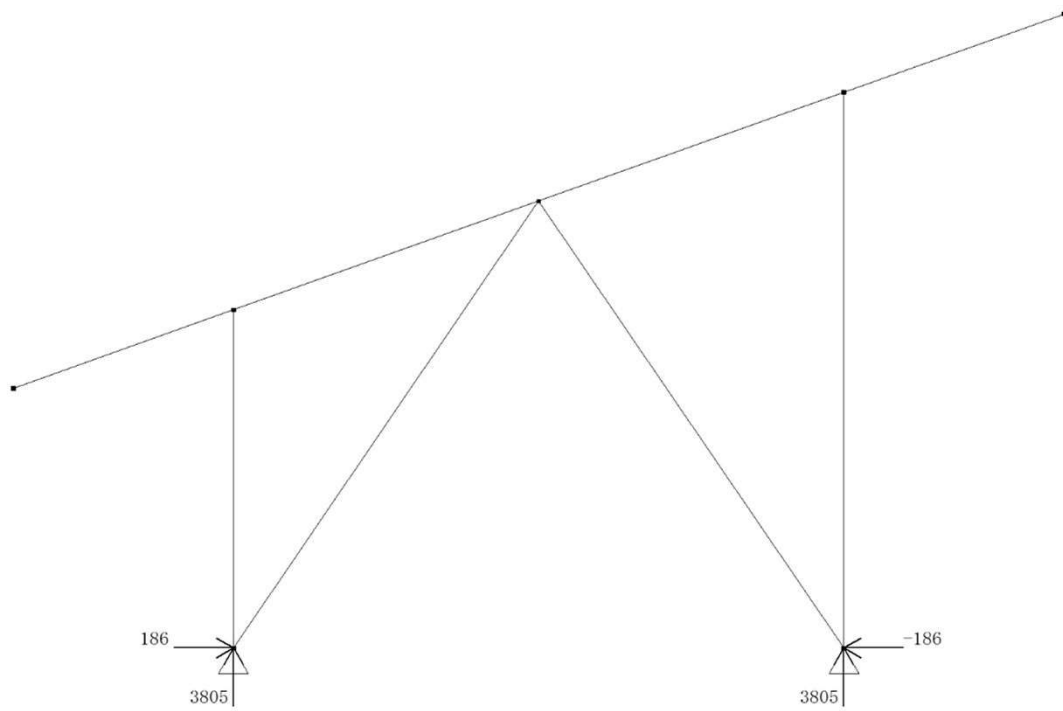
軸力分布図 (単位:N)



曲げモーメント分布図 (単位:N・m)

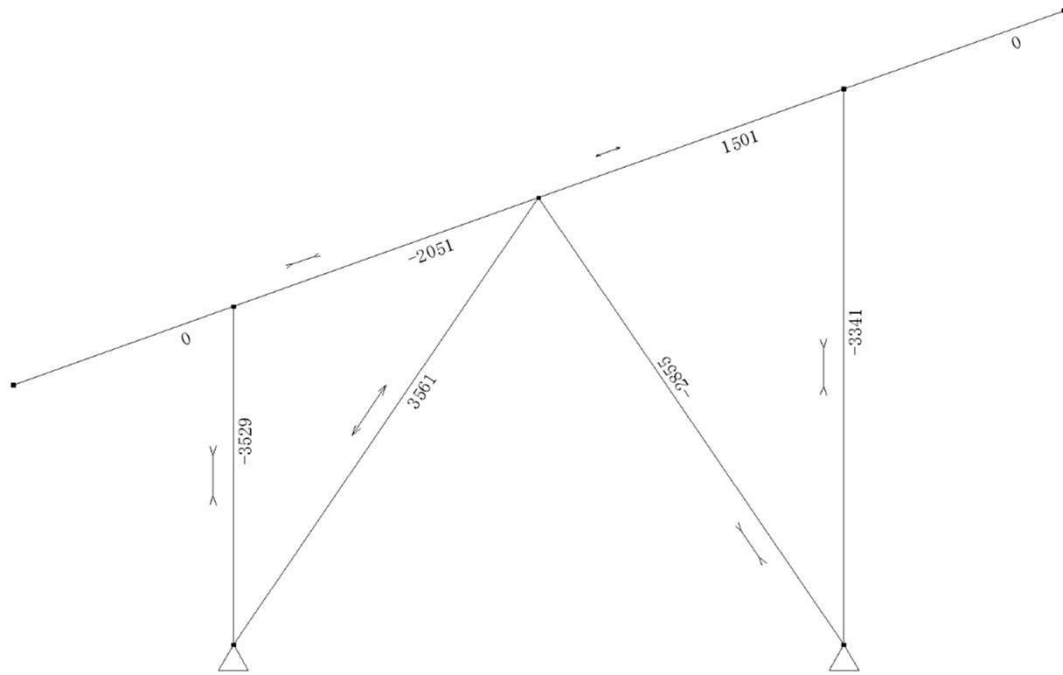


せん断力分布図 (単位:N)

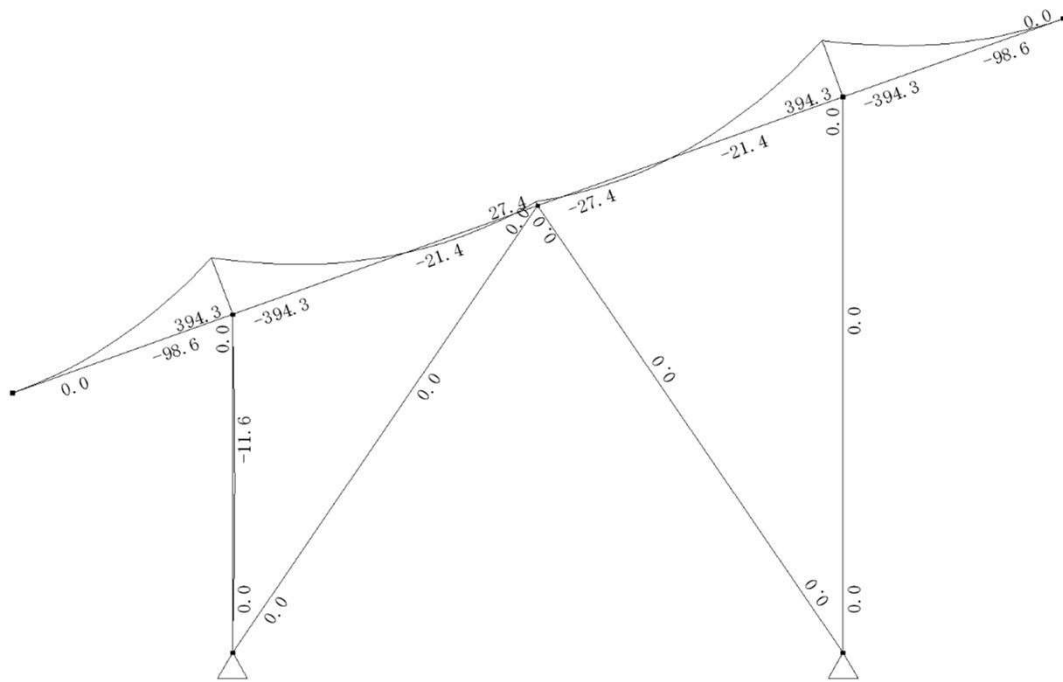


支点反力図 (単位:N)

風荷重(正圧+X方向)時

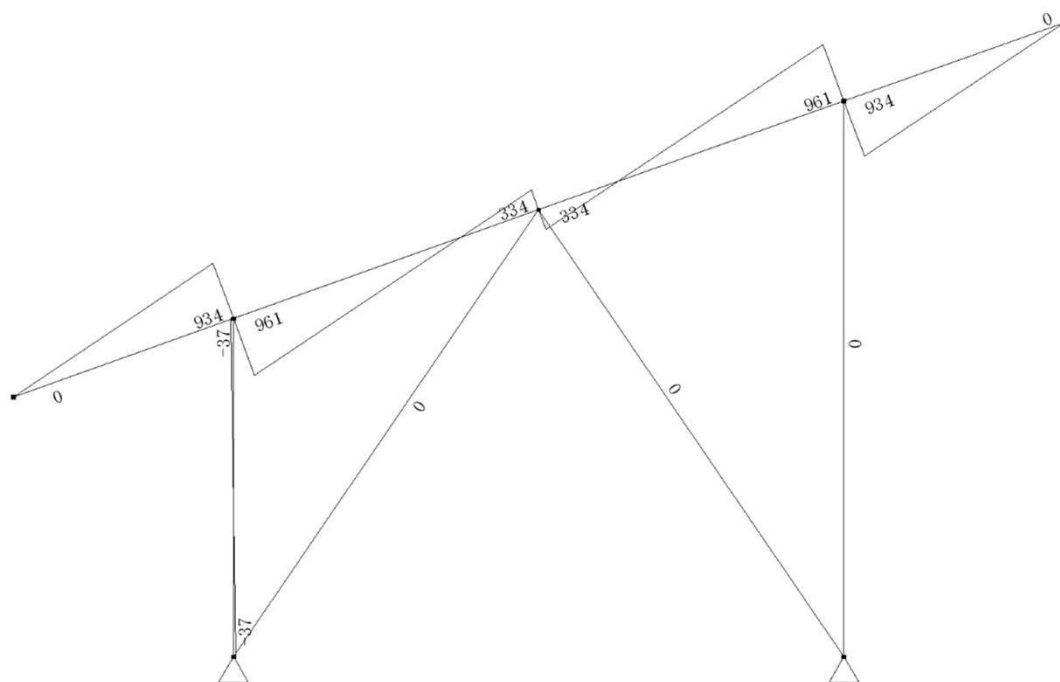


軸力分布図 (単位:N)

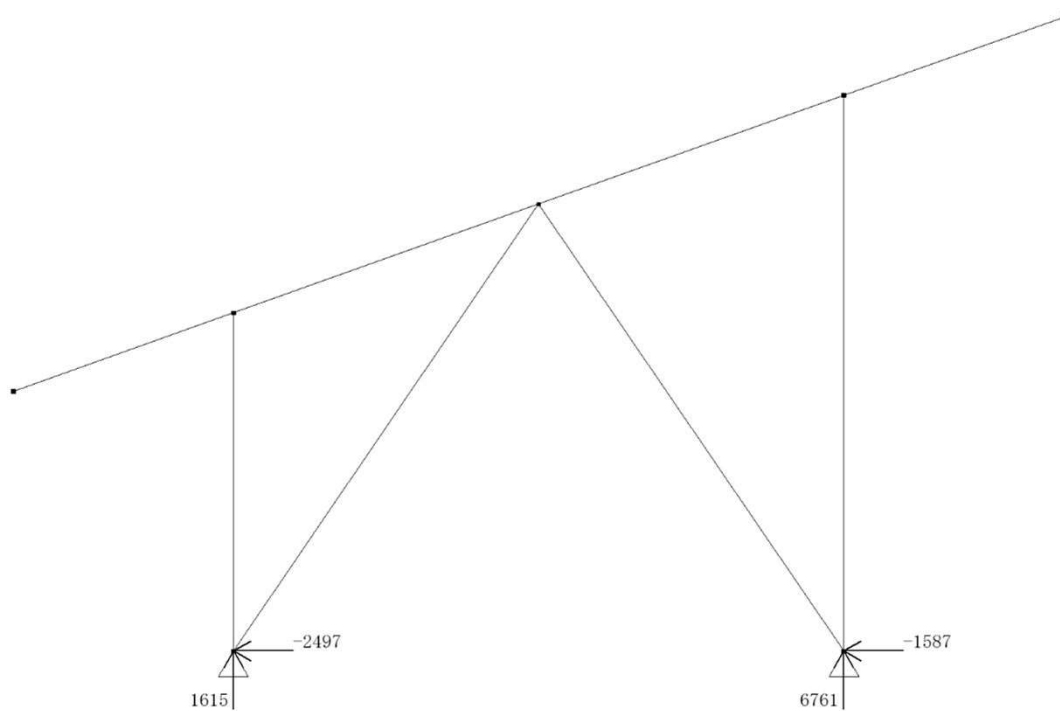


曲げモーメント分布図 (単位:N・m)



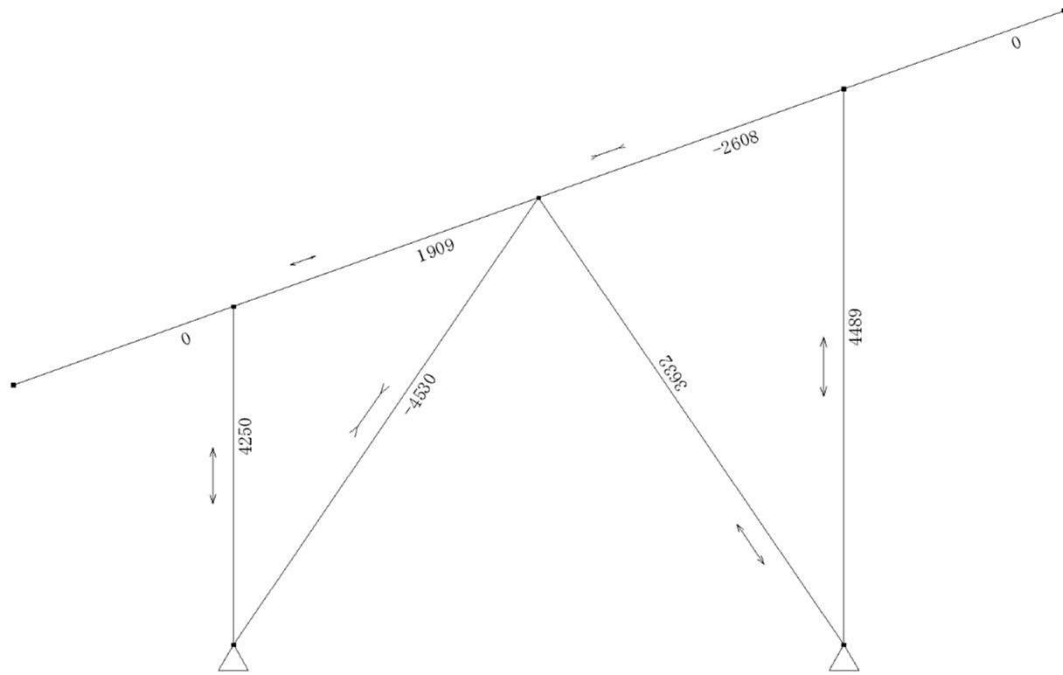


せん断力分布図 (単位:N)

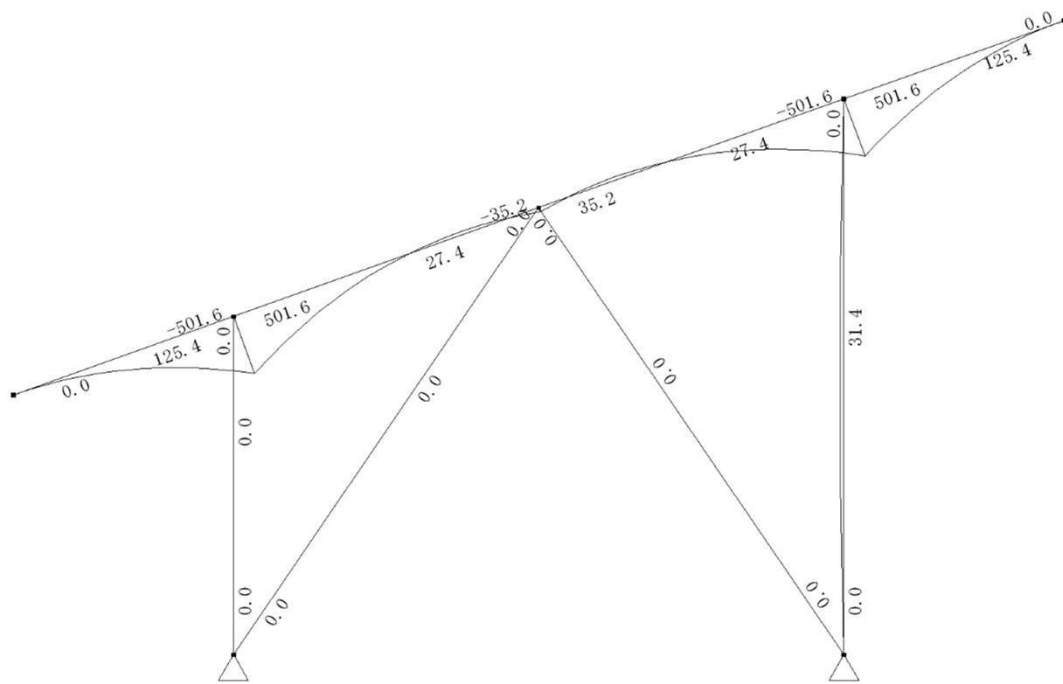


支点反力図 (単位:N)

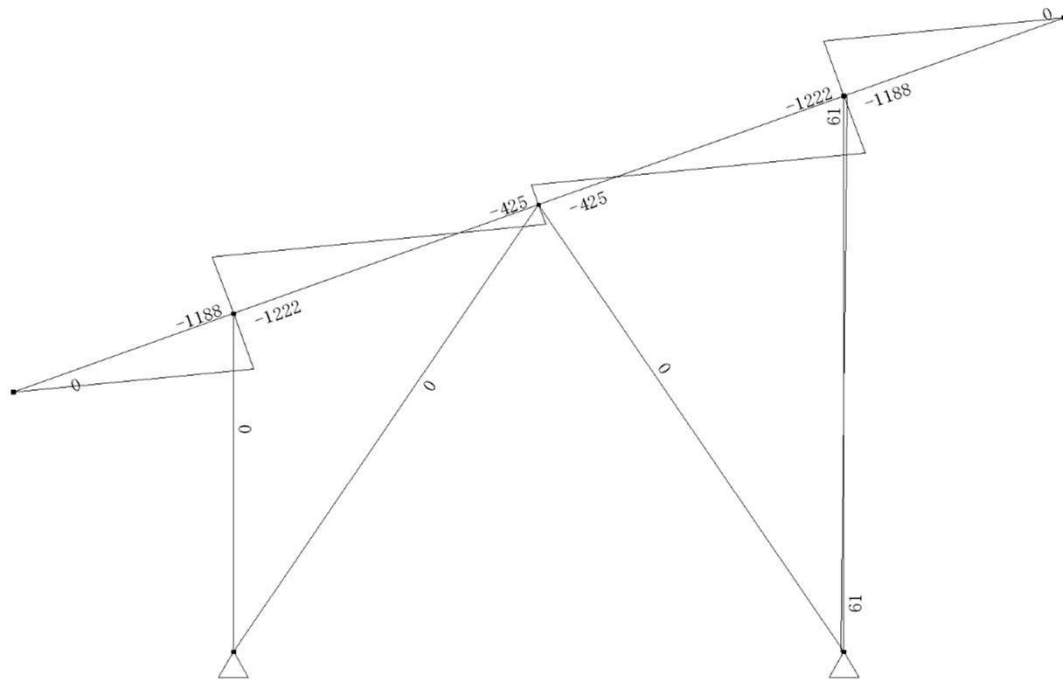
風荷重(負圧-X方向)時



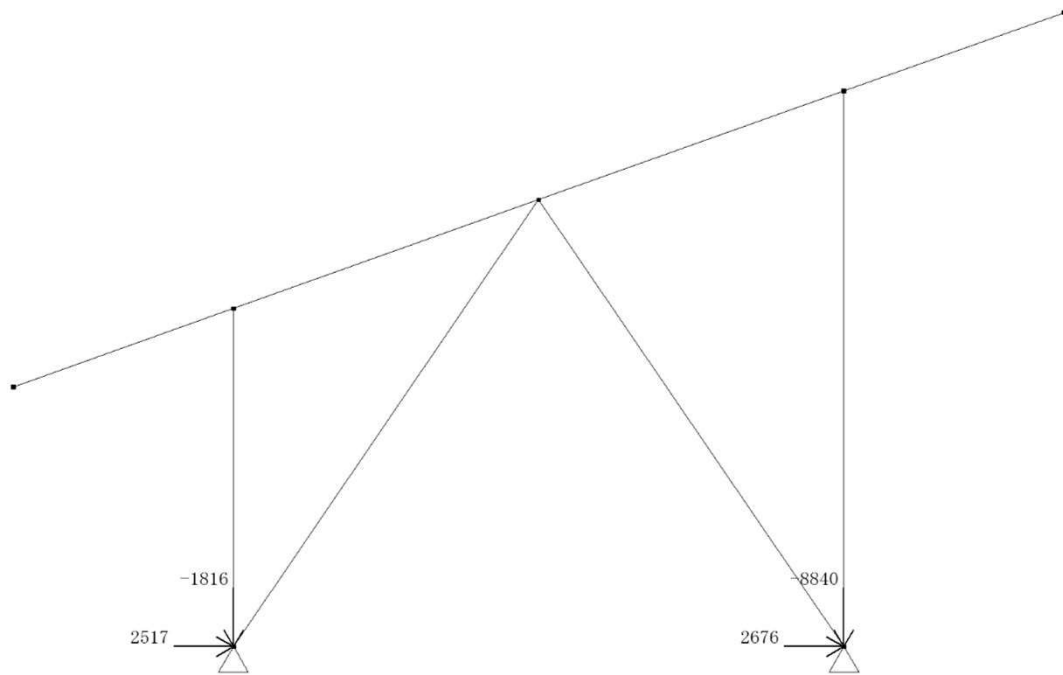
軸力分布図 (単位:N)



曲げモーメント分布図 (単位:N・m)

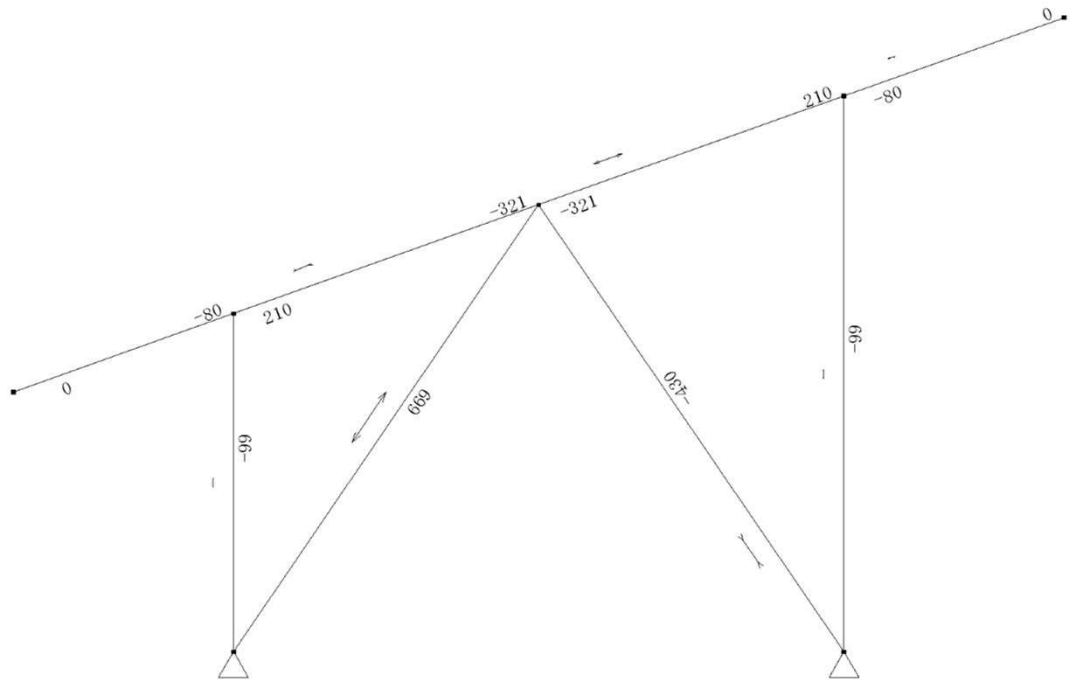


せん断力分布図 (単位:N)

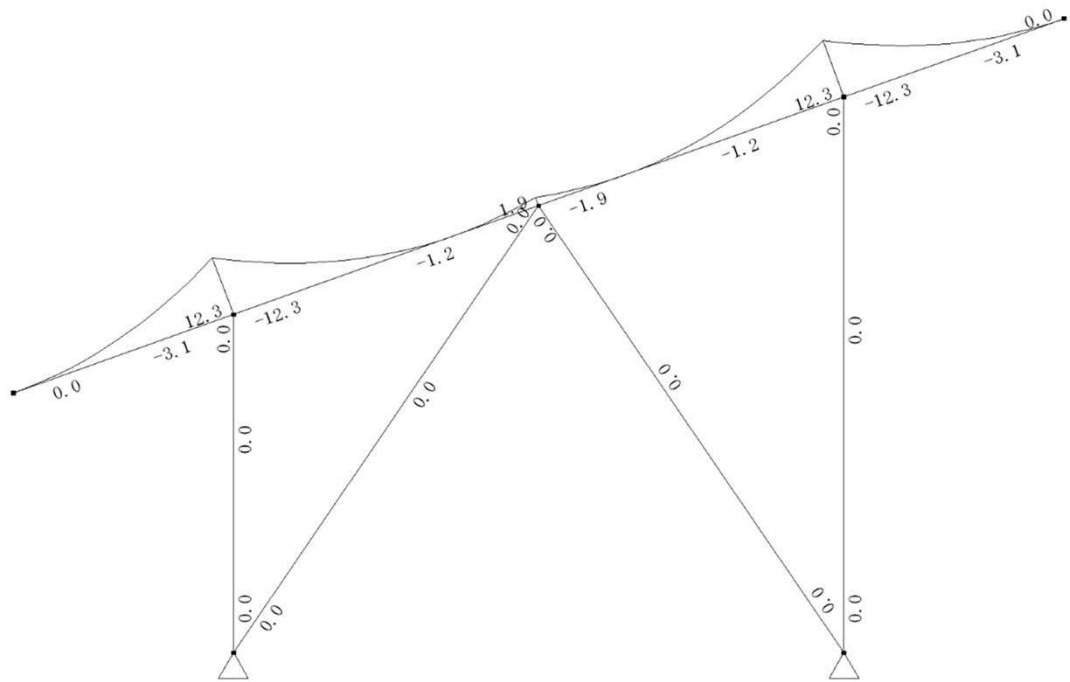


支点反力図 (単位:N)

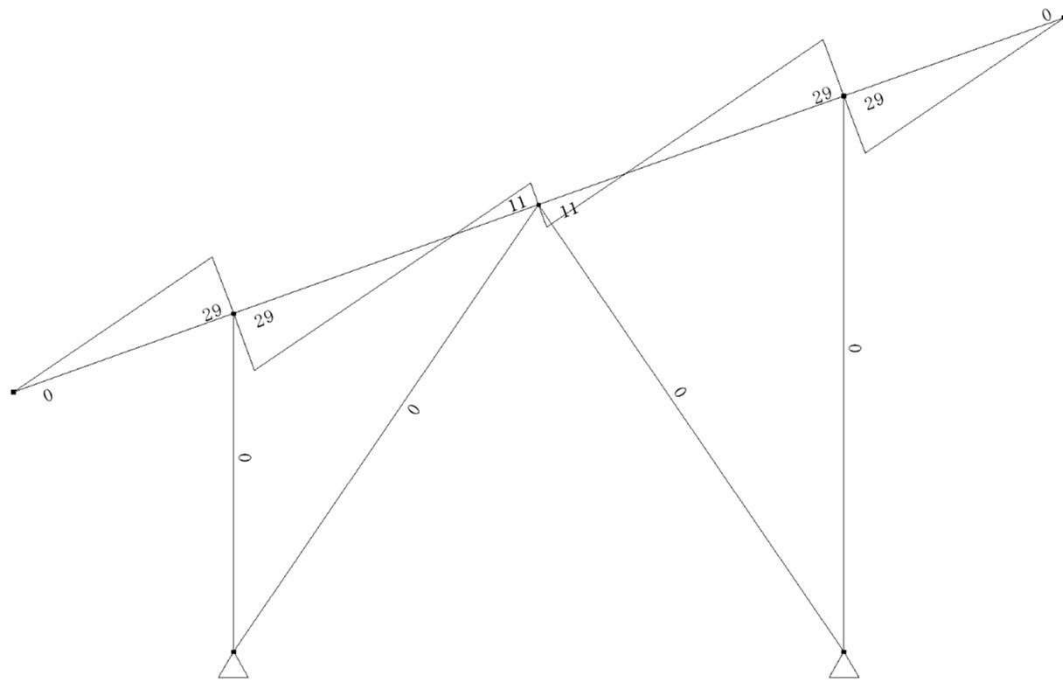
地震荷重(+X方向)時



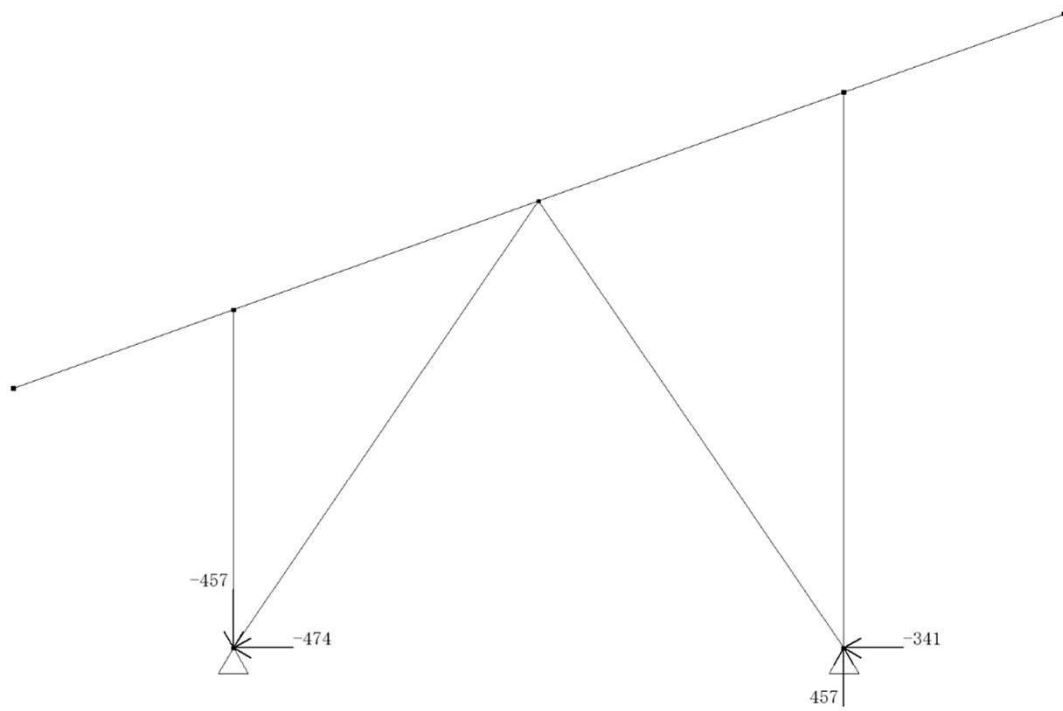
軸力分布図 (単位:N)



曲げモーメント分布図 (単位:N・m)

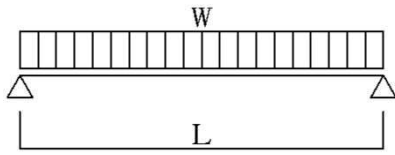


せん断力分布図 (単位:N)



支点反力図 (単位:N)

#### 8.1.4 正面・背面フレームの風荷重個材曲げ



正面ブレース (風圧荷重 正)

風圧荷重  $W = 210 \text{ N/m}$   
 支点間距離  $L = 1.855 \text{ m}$

$M = 210 \times 1.855^2 / 8 = 90.3 \text{ N}\cdot\text{m} \rightarrow 90300 \text{ N}\cdot\text{mm}$   
 $Q = 210 \times 1.855 / 2 = 194.8 \text{ N}$

背面ブレース (風圧荷重 負)

風圧荷重  $W = 210 \text{ N/m}$   
 支点間距離  $L = 2.465 \text{ m}$

$M = 210 \times 2.465^2 / 8 = 159.5 \text{ N}\cdot\text{m} \rightarrow 159500 \text{ N}\cdot\text{mm}$   
 $Q = 210 \times 2.465 / 2 = 258.8 \text{ N}$

正面上下弦材 (風圧荷重 正)

風圧荷重  $W = 110 \text{ N/m}$   
 支点間距離  $L = 1.375 \text{ m}$

$M = 110 \times 1.375^2 / 8 = 26.0 \text{ N}\cdot\text{m} \rightarrow 26000 \text{ N}\cdot\text{mm}$   
 $Q = 110 \times 1.375 / 2 = 75.6 \text{ N}$

背面上下弦材 (風圧荷重 負)

風圧荷重  $W = 110 \text{ N/m}$   
 支点間距離  $L = 1.375 \text{ m}$

$M = 110 \times 1.375^2 / 8 = 26.0 \text{ N}\cdot\text{m} \rightarrow 26000 \text{ N}\cdot\text{mm}$   
 $Q = 110 \times 1.375 / 2 = 75.6 \text{ N}$

### 8.1.5 応力まとめ

表8.1.1 側面フレーム支持架構の応力一覧

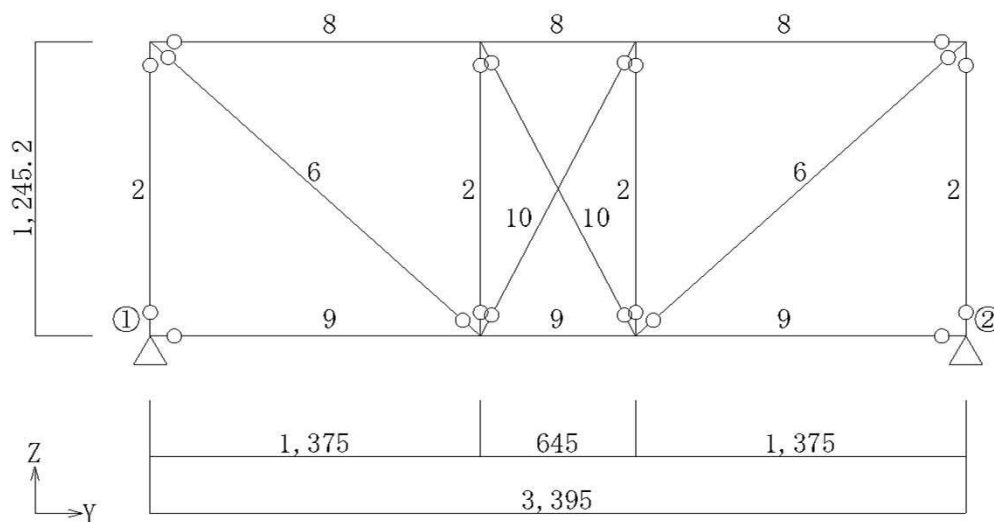
部材番号	部材	断面	応力の種類	固定荷重 (N, N・mm)	積雪荷重 (N, N・mm)	風圧荷重 (X)		地震荷重 (N, N・mm)
						(正) (N, N・mm)	(負) (N, N・mm)	
1	パネル受け (中央部)	[-100×50×3.0	軸力(圧縮)	-90	-283	-2051	-2608	-321
			軸力(引張)	90	283	1501	1909	321
			曲げ(強軸)	101200	316400	394300	501600	12300
			せん断力(Web)	249	777	961	1222	29
1	パネル受け (片持ち部)	[-100×50×3.0	軸力(圧縮)	-87	-273			-80
			軸力(引張)	87	273			80
			曲げ(強軸)	101200	316400	394300	501600	12300
			せん断力(Web)	240	749	934	1188	29
2-1	支柱前(右)	[-75×50×3.0	軸力(圧縮)	-824	-2576	-3529		-99
			軸力(引張)				4250	
			曲げ(強軸)			11600		
			せん断力(Web)			37		
3-1	支柱後(右)	[-75×50×3.0	軸力(圧縮)	-824	-2576	-3341		-99
			軸力(引張)				4489	
			曲げ(強軸)				31400	
			せん断力(Web)				61	
5	側面ブレース	[-120×60×4.0	軸力(圧縮)	-107	-335	-2855	-4530	-430
			軸力(引張)			3561	3632	669
			曲げ(強軸)					
			せん断力(Web)					
6	正面ブレース	[-120×60×4.0	曲げ(強軸)					
			曲げ(弱軸)			90300		
			せん断力(Web)					
			せん断力(FLG)			195		
7	背面ブレース	[-120×60×4.0	曲げ(強軸)					
			曲げ(弱軸)				159500	
			せん断力(Web)					
			せん断力(FLG)				259	
8,9	上弦材 下弦材	[-60×40×3.0	曲げ(強軸)					
			曲げ(弱軸)			26000	26000	
			せん断力(Web)					
			せん断力(FLG)			76	76	

表8.1.2 側面フレームの反力一覧

位置	固定荷重 (N)	積雪荷重 (N)	風圧荷重		地震荷重 (N)
			(正) (N)	(負) (N)	
R <sub>Z1</sub>	1217	3805	1615	-1816	-457
R <sub>Z2</sub>	1217	3805	6761	-8840	457
R <sub>X1</sub>	60	186	-2497	2517	-474
R <sub>X2</sub>	-60	-186	-1587	2676	-341

## 8.2 正面フレーム

### 8.2.1 解析モデル



※ ○印はピン接合を示す。

①,②： 支点番号

2～10： 部材番号

2: 支柱前

6: 正面ブレース

8: 上弦材

9: 下弦材

10: 中央ブレース前

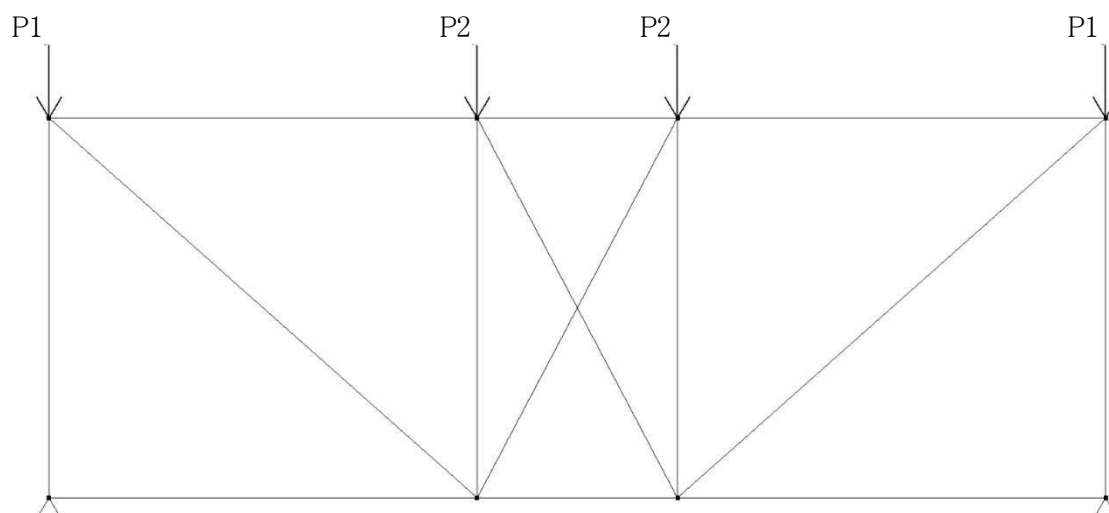
- ・応力解析は、汎用の骨組解析プログラムを採用し行った。
- ・中央ブレース前は、圧縮を負担しない部材なので、引張力のみを負担する材として解析する。
- ・上下弦材は通し材とし、支柱前、正面ブレース、中央ブレース前の端部はピンとする。
- ・境界条件は、柱脚部でピン支持とする。
- ・パネル受け材に作用する屋根荷重は、側面フレームおよび中央フレームと正面フレームの交点に節点荷重として与える。
- ・フレームに直接作用する風荷重は等分布荷重として与える。
- ・フレームに直接作用する風荷重は風上側最前面のフレームのみに作用するものとする。



### 8.2.2 荷重条件図

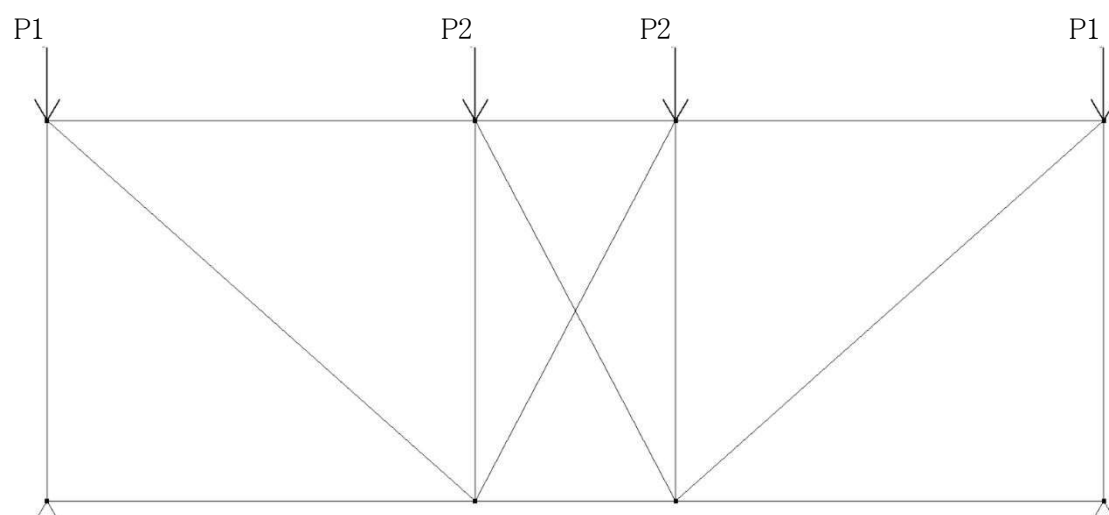
荷重値の計算は、「7.2 正面(背面)フレーム」を参照

〔固定荷重〕



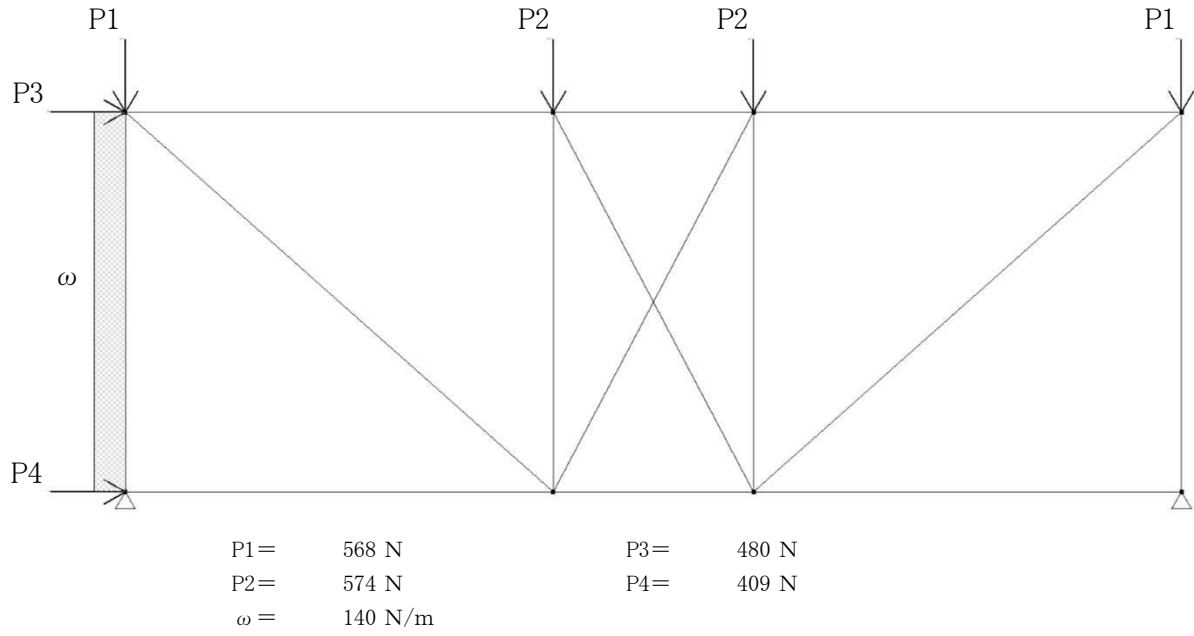
$$\begin{aligned} P1 &= 605 \text{ N} \\ P2 &= 611 \text{ N} \end{aligned}$$

〔積雪荷重〕

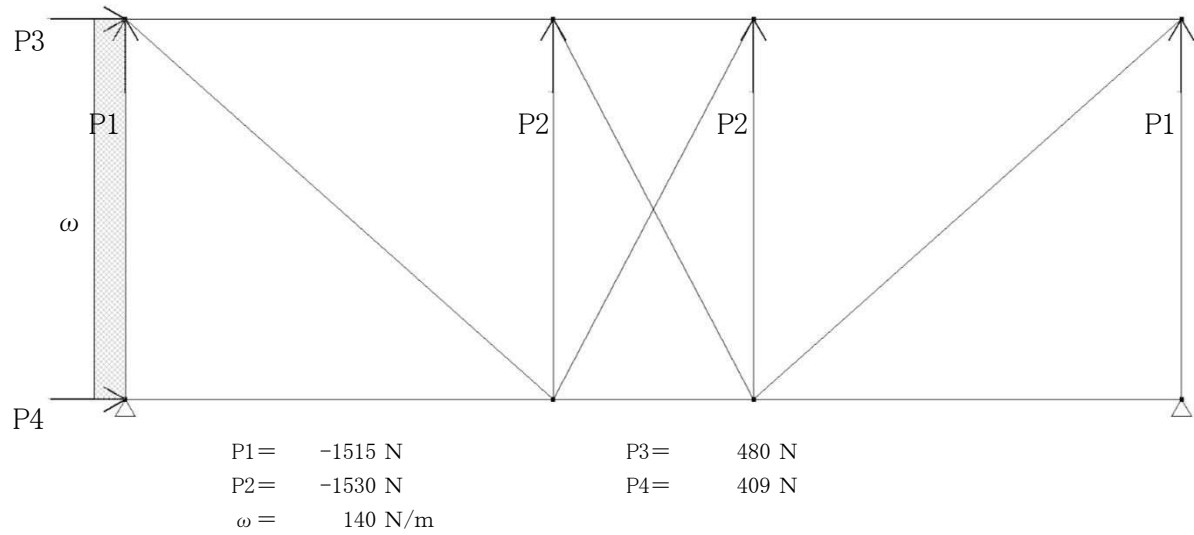


$$\begin{aligned} P1 &= 1894 \text{ N} \\ P2 &= 1912 \text{ N} \end{aligned}$$

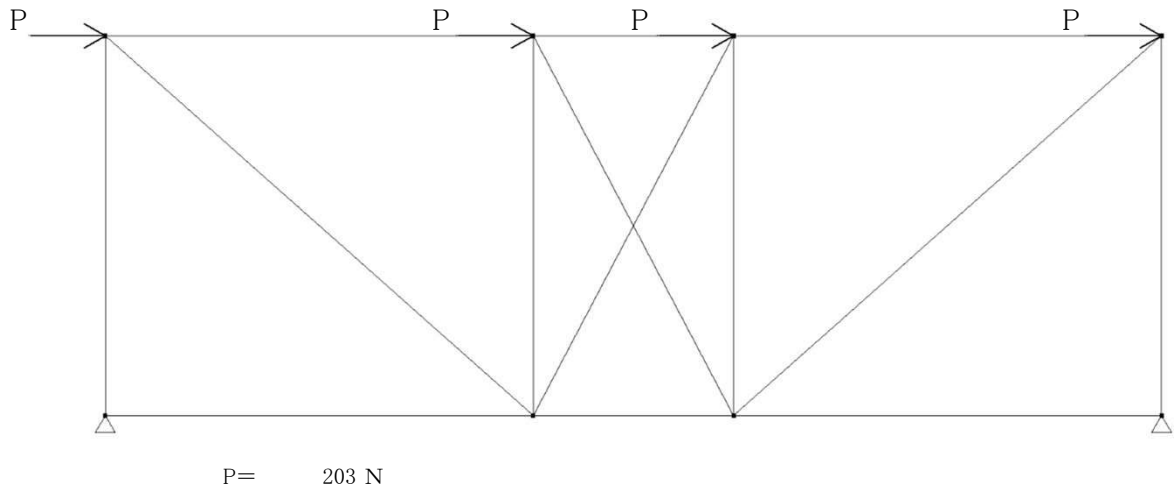
〔風荷重 (正圧\_+Y方向)〕



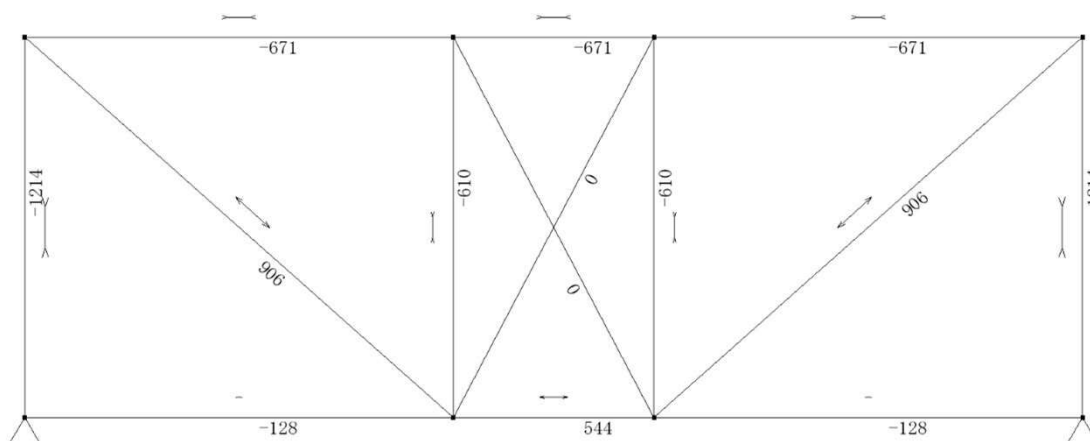
〔風荷重 (正圧\_+Y方向)〕



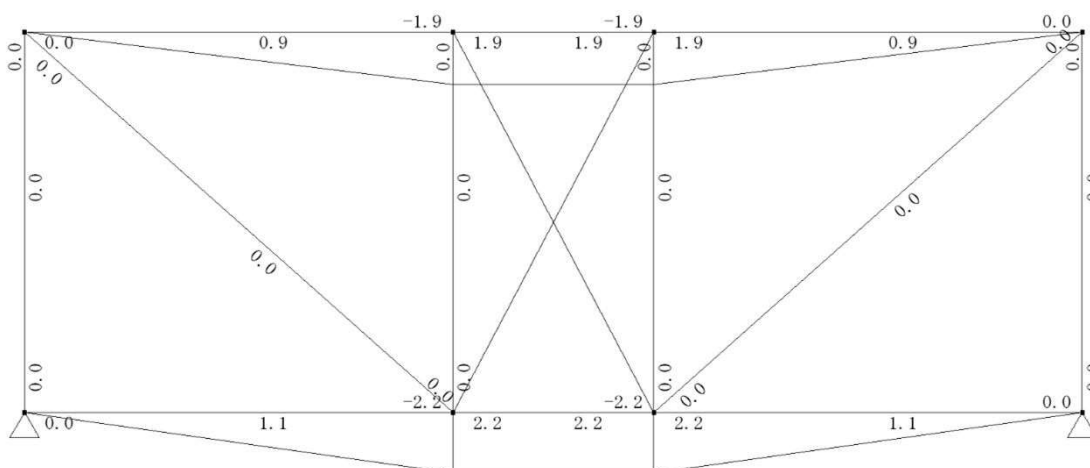
[ 地震荷重 (+Y方向) ]



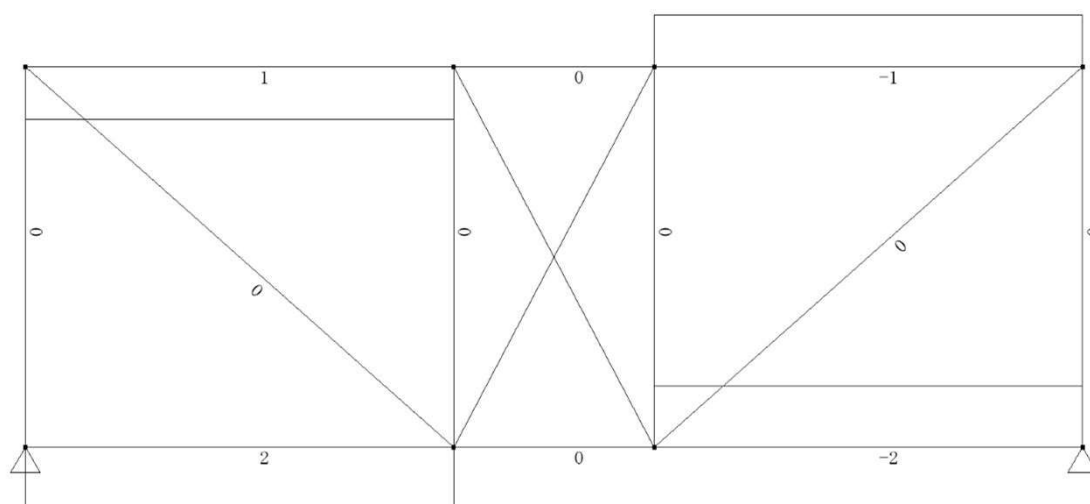
8.2.3 解析結果  
固定荷重時



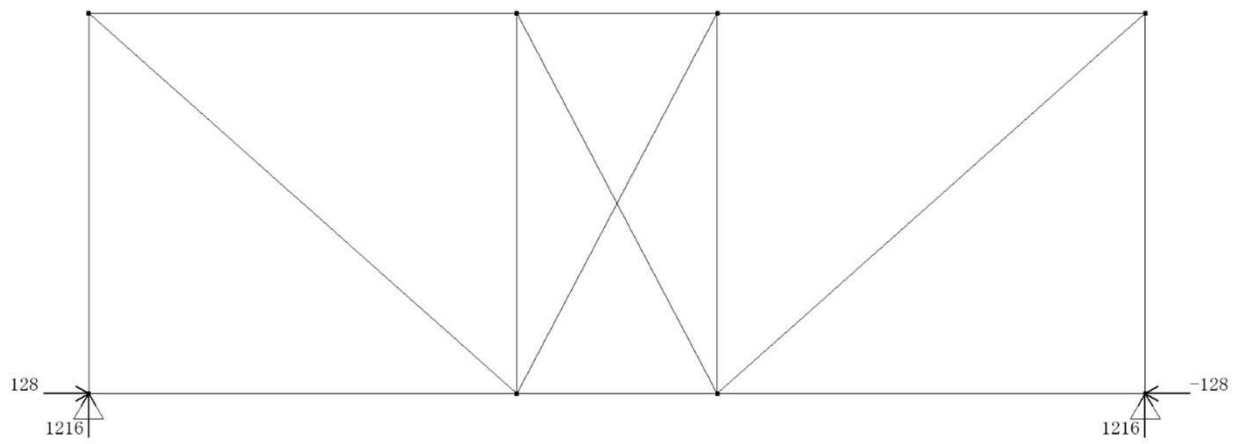
軸力分布図 (単位:N)



曲げモーメント分布図 (単位:N・m)

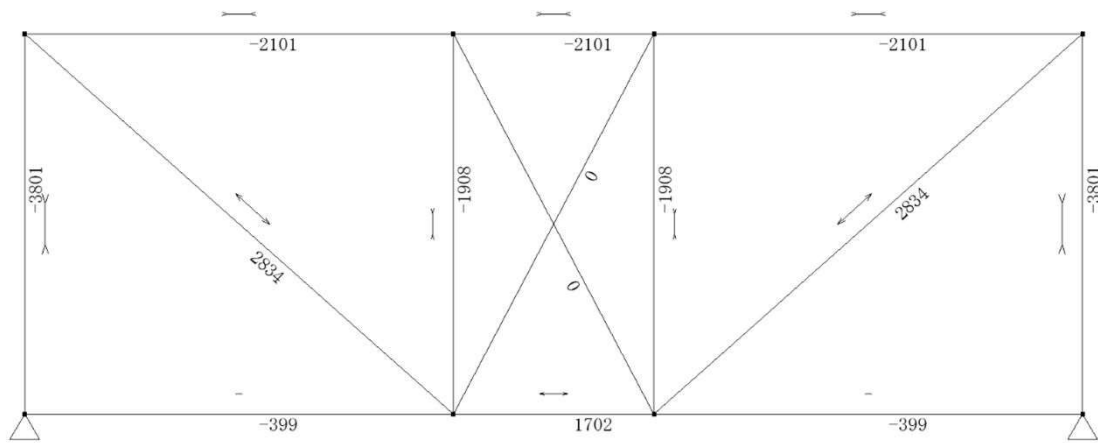


せん断力分布図 (単位:N)

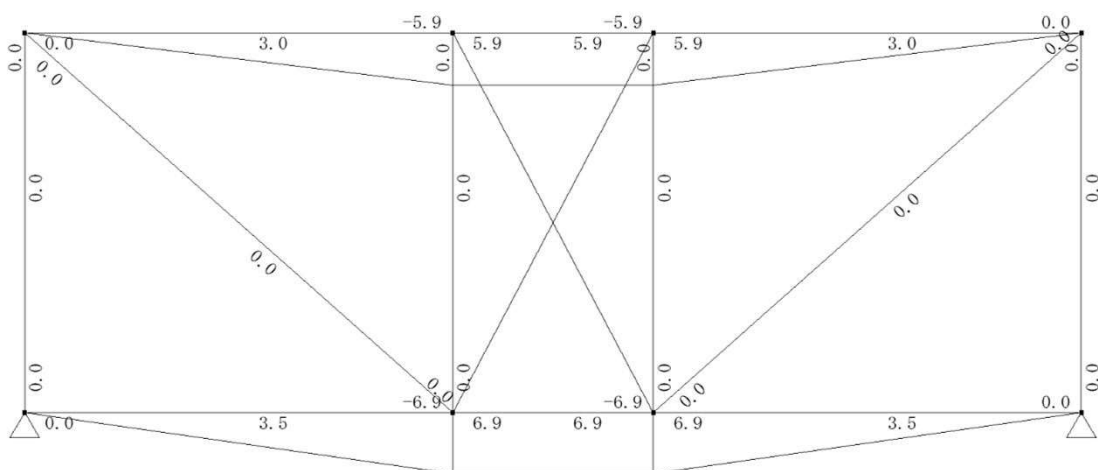


支点反力図 (単位:N)

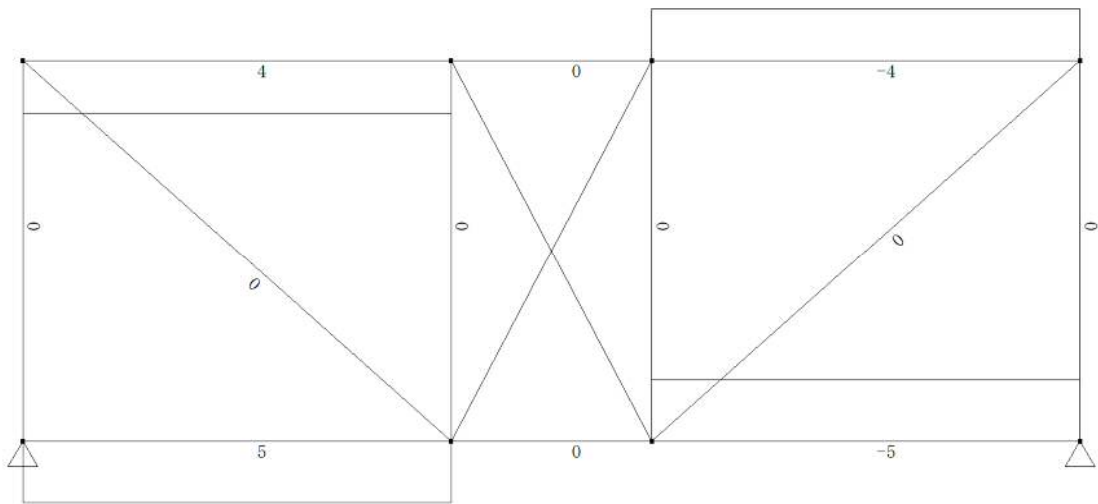
積雪荷重時



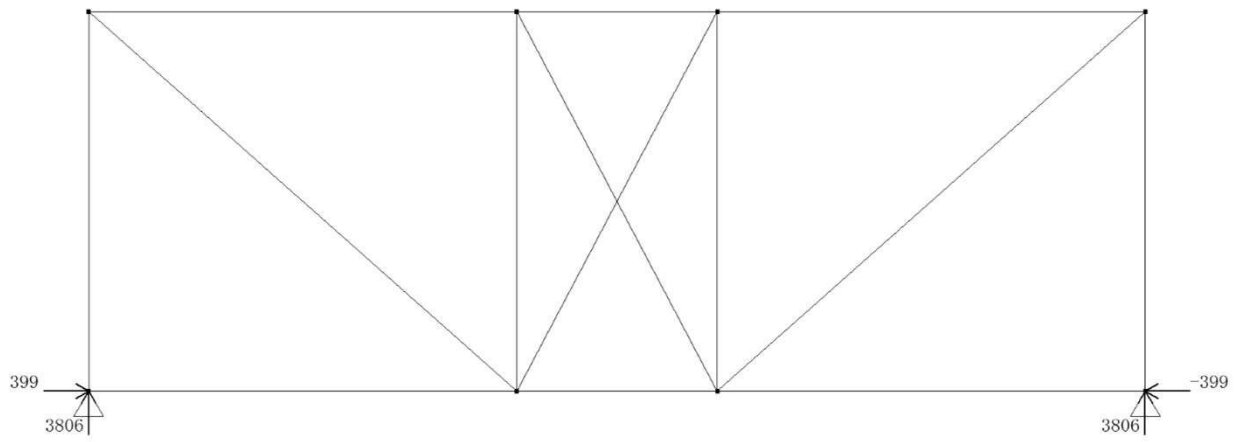
軸力分布図 (単位:N)



曲げモーメント分布図 (単位:N・m)

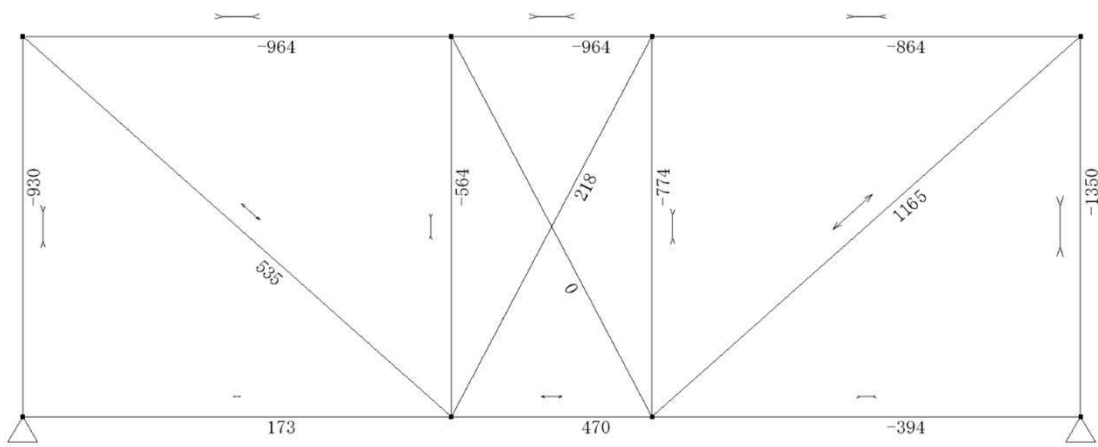


せん断力分布図 (単位:N)

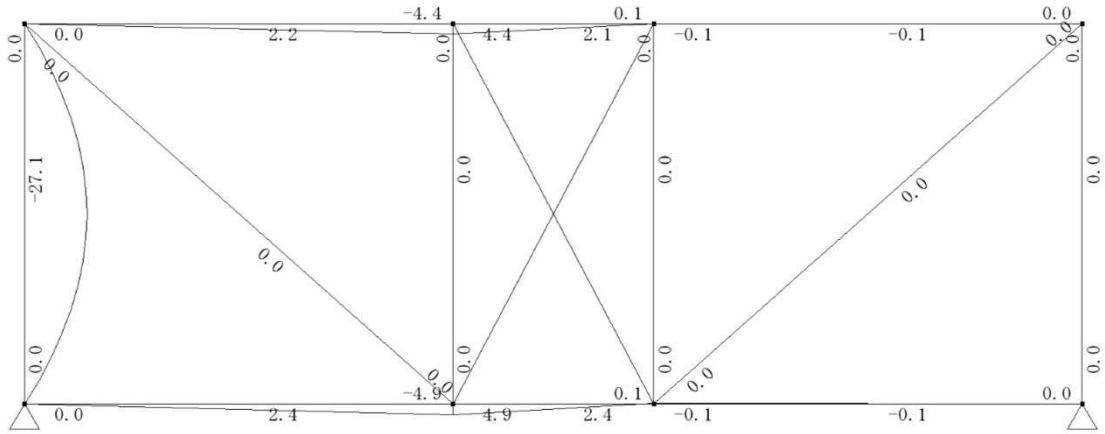


支点反力图 (単位:N)

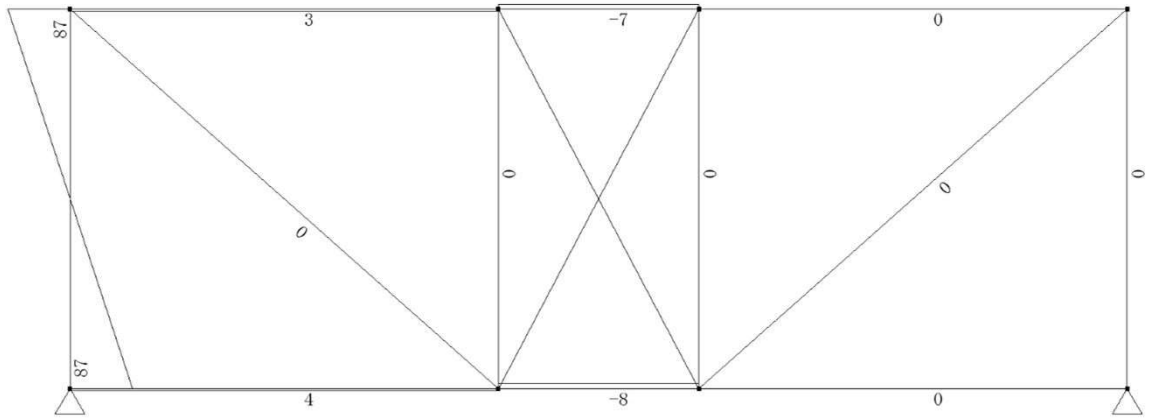
風荷重(正圧+Y方向)時



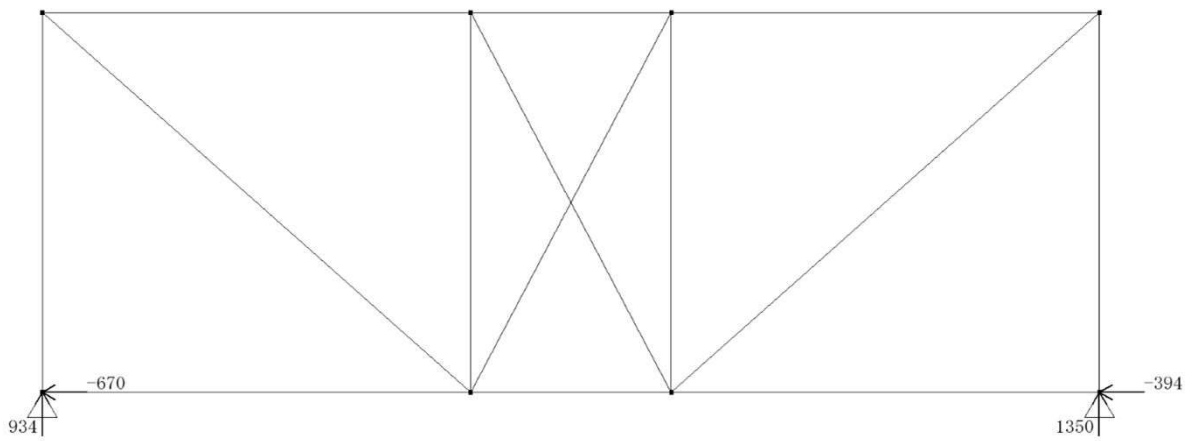
軸力分布図 (単位:N)



曲げモーメント分布図 (単位:N・m)

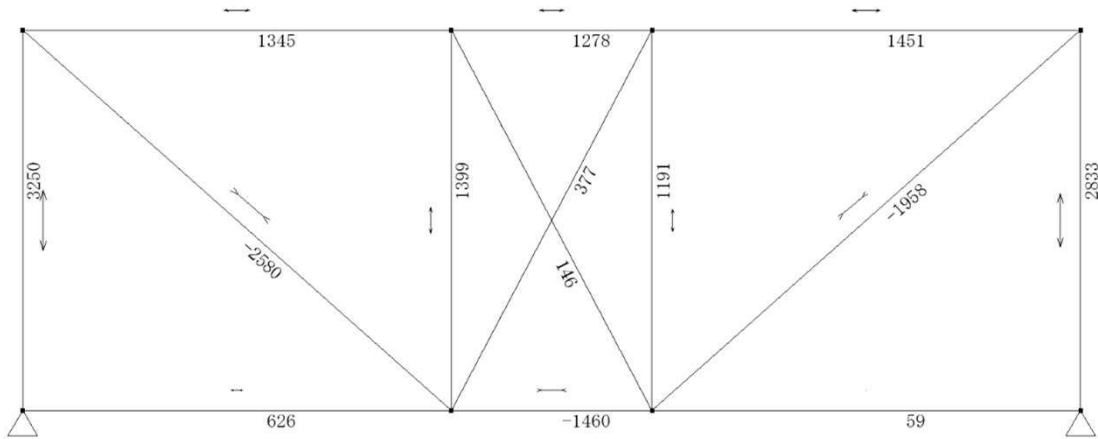


せん断力分布図 (単位:N)

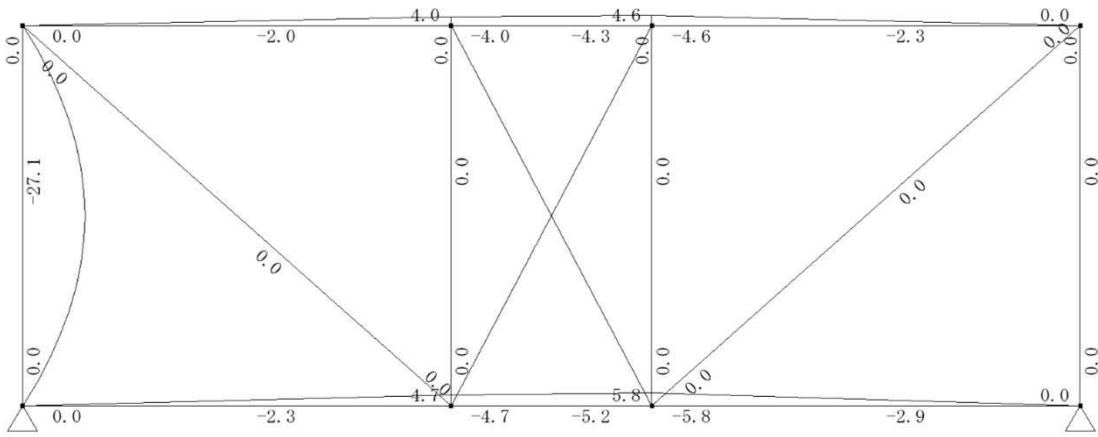


支点反力図 (単位:N)

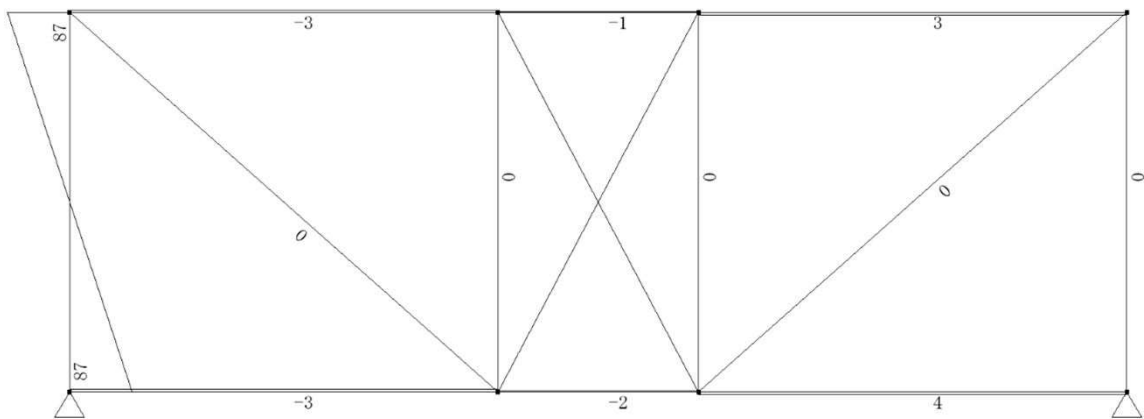
風荷重(負圧\_-Y方向)時



軸力分布図 (単位:N)

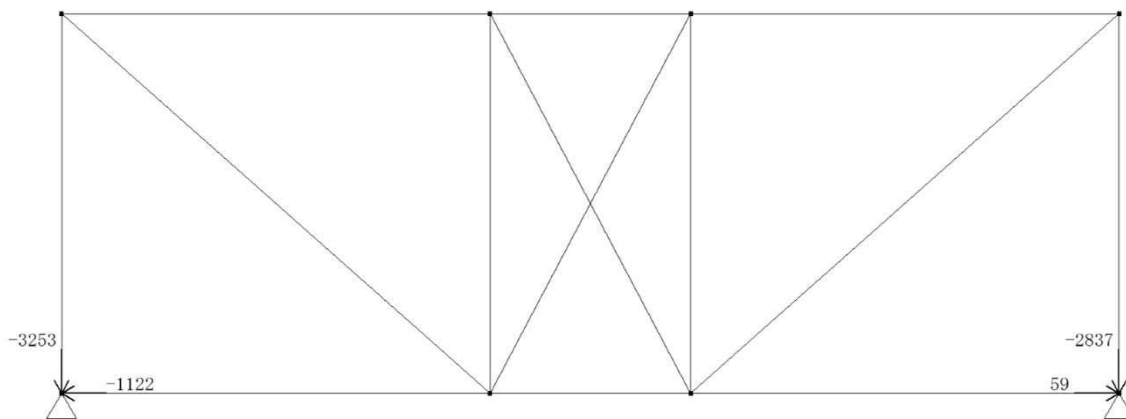


曲げモーメント分布図 (単位:N·m)



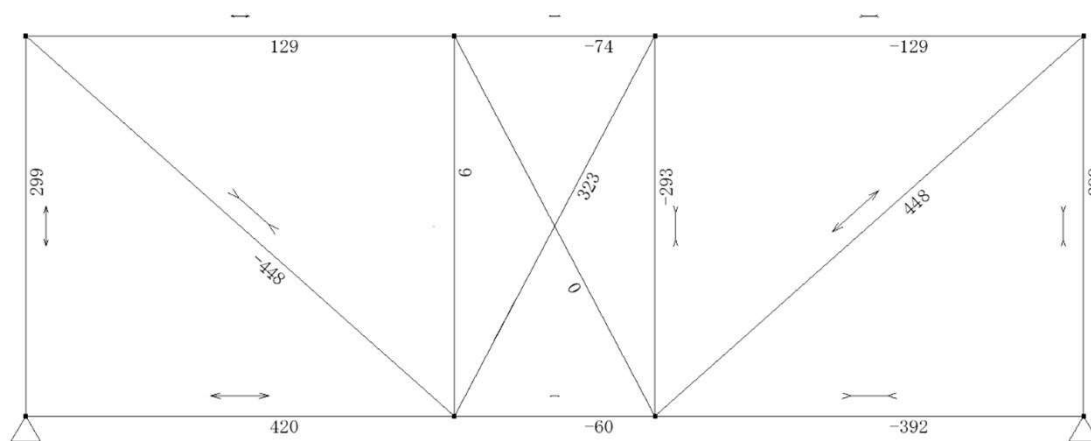
せん断力分布図 (単位:N)



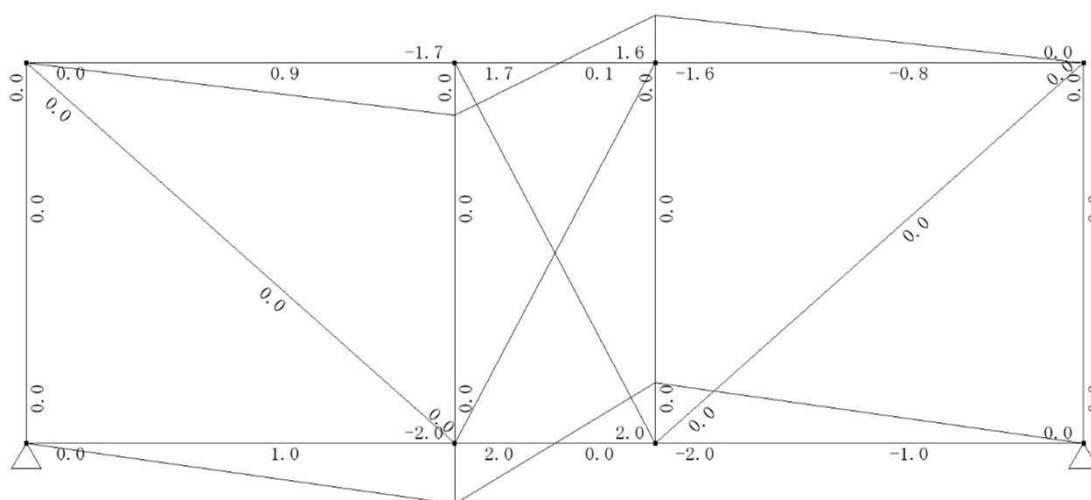


支点反力图 (単位:N)

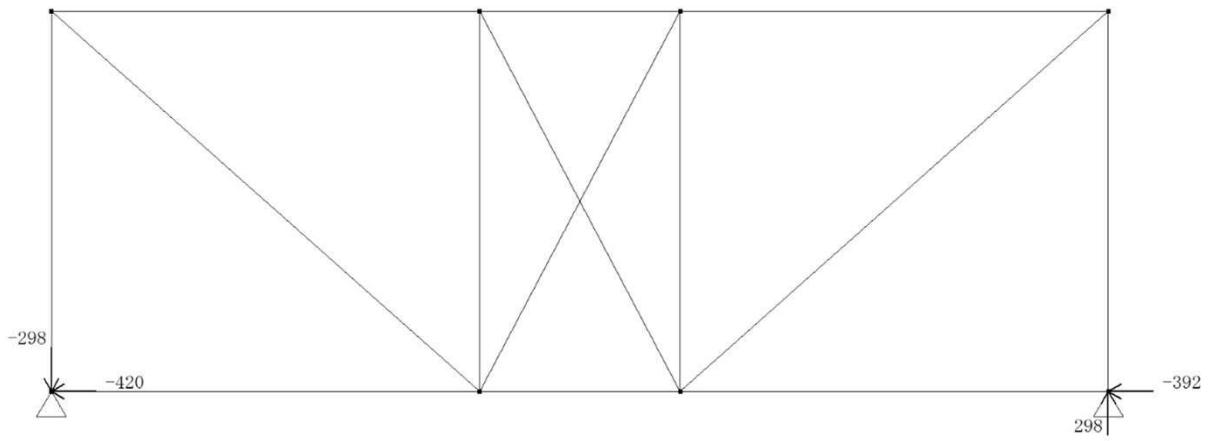
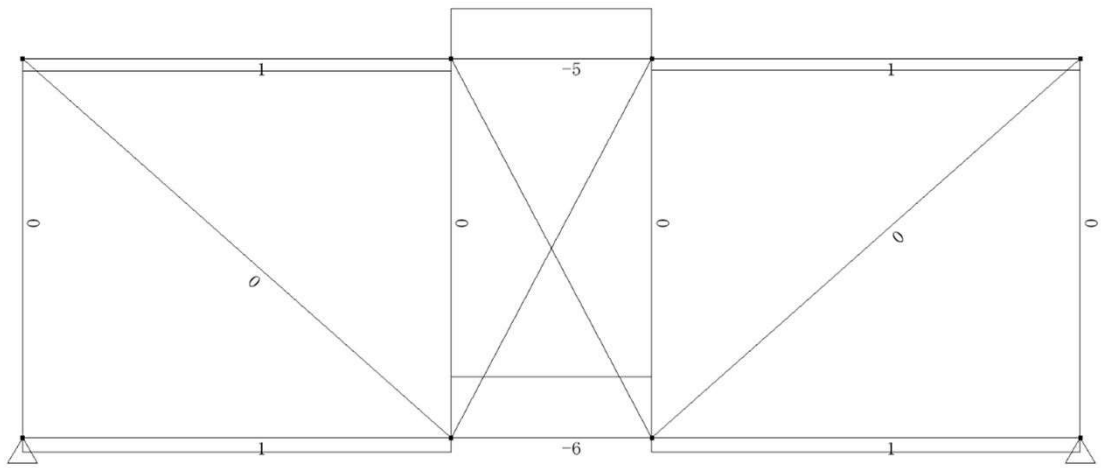
地震荷重(+Y方向)時



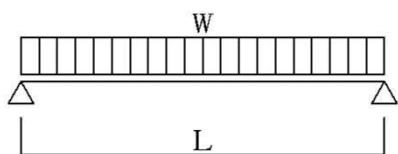
軸力分布図 (単位:N)



曲げモーメント分布図 (単位:N·m)



### 8.2.4 側面フレームの風荷重個材曲げ



パネル受け 中央部	(風圧荷重 正負)			
風圧荷重W =	150 N/m	$M = 150 \times 1.171^2 / 8 =$	25.7 N・m →	25700 N・mm
支点間距離L =	1.171 m	$Q = 150 \times 1.171 / 2 =$	87.8 N	
パネル受け 片持ち部	(風圧荷重 正負)			
風圧荷重W =	150 N/m	$M = 150 \times 0.844^2 / 2 =$	53.4 N・m →	53400 N・mm
支点間距離L =	0.844 m	$Q = 150 \times 0.844 =$	126.6 N	
つなぎ材	(風圧荷重 正負)			
風圧荷重W =	210 N/m	$M = 210 \times 2.200^2 / 8 =$	127.1 N・m →	127100 N・mm
支点間距離L =	2.200 m	$Q = 210 \times 2.200 / 2 =$	231.0 N	
側面ブレース	(風圧荷重 正負)			
風圧荷重W =	180 N/m	$M = 180 \times 1.979^2 / 8 =$	88.1 N・m →	88100 N・mm
支点間距離L =	1.979 m	$Q = 180 \times 1.979 / 2 =$	178.1 N	

## 8.2.5 応力まとめ

表8.2.1 正面フレーム支持架構の応力一覧

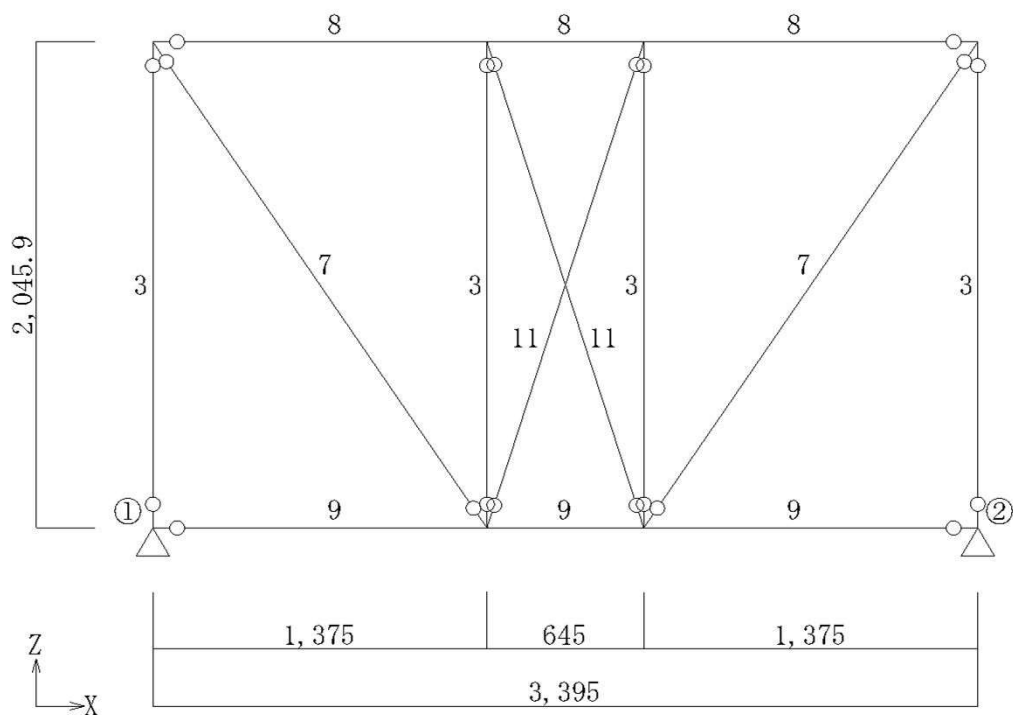
部材番号	部材	断面	応力の種類	固定荷重 (N, N・mm)	積雪荷重 (N, N・mm)	風圧荷重(Y)		地震荷重 (N, N・mm)
						(正) (N, N・mm)	(負) (N, N・mm)	
1	パネル受け (中央部)	[-100×50×3.0	曲げ(強軸)					
			曲げ(弱軸)			25700	25700	
			せん断力(Web)					
			せん断力(FLG)			88	88	
1	パネル受け (片持ち部)	[-100×50×3.0	曲げ(強軸)					
			曲げ(弱軸)			53400	53400	
			せん断力(Web)					
			せん断力(FLG)			127	127	
2-1 2-2	支柱前(右) 支柱前(左)	[-75×50×3.0	軸力(圧縮)	-1214	-3801	-1350		-299
			軸力(引張)				3250	299
			曲げ(弱軸)			27100	27100	
			せん断力(FLG)			87	87	
4	つなぎ材	[-120×60×4.0	曲げ(強軸)					
			曲げ(弱軸)			127100	127100	
			せん断力(Web)					
			せん断力(FLG)			231	231	
5	側面ブレース	[-120×60×4.0	曲げ(強軸)					
			曲げ(弱軸)			88100	88100	
			せん断力(Web)					
			せん断力(FLG)			178	178	
6	正面ブレース	[-120×60×4.0	軸力(圧縮)				-2580	-448
			軸力(引張)	906	2834	1165		448
			曲げ(強軸)					
			せん断力(Web)					
8	上弦材	[-60×40×3.0	軸力(圧縮)	-671	-2101	-964		-129
			軸力(引張)				1451	129
			曲げ(強軸)	1900	5900	4400	4600	1700
			せん断力(Web)	1	4	7	3	5
9	下弦材	[-60×40×3.0	軸力(圧縮)	-127	-399	-394	-1460	-392
			軸力(引張)	544	1702	470	626	420
			曲げ(強軸)	2200	6900	4900	5800	2000
			せん断力(Web)	2	5	8	4	6
10	中央ブレース前	PL-38×3.5	軸力			218	377	323

表8.2.2 正面フレームの反力一覧

位置	固定荷重 (N)	積雪荷重 (N)	風圧荷重		地震荷重 (N)
			(正) (N)	(負) (N)	
R <sub>Z1</sub>	1216	3806	934	-3253	-298
R <sub>Z2</sub>	1216	3806	1350	-2837	298
R <sub>Y1</sub>	128	399	-670	-1122	-420
R <sub>Y2</sub>	-128	-399	-394	59	-392

### 8.3 背面フレーム

#### 8.3.1 解析モデル



※ ○印はピン接合を示す。

①,②： 支点番号

3～11： 部材番号

3: 支柱後

7: 背面ブレース

8: 上弦材

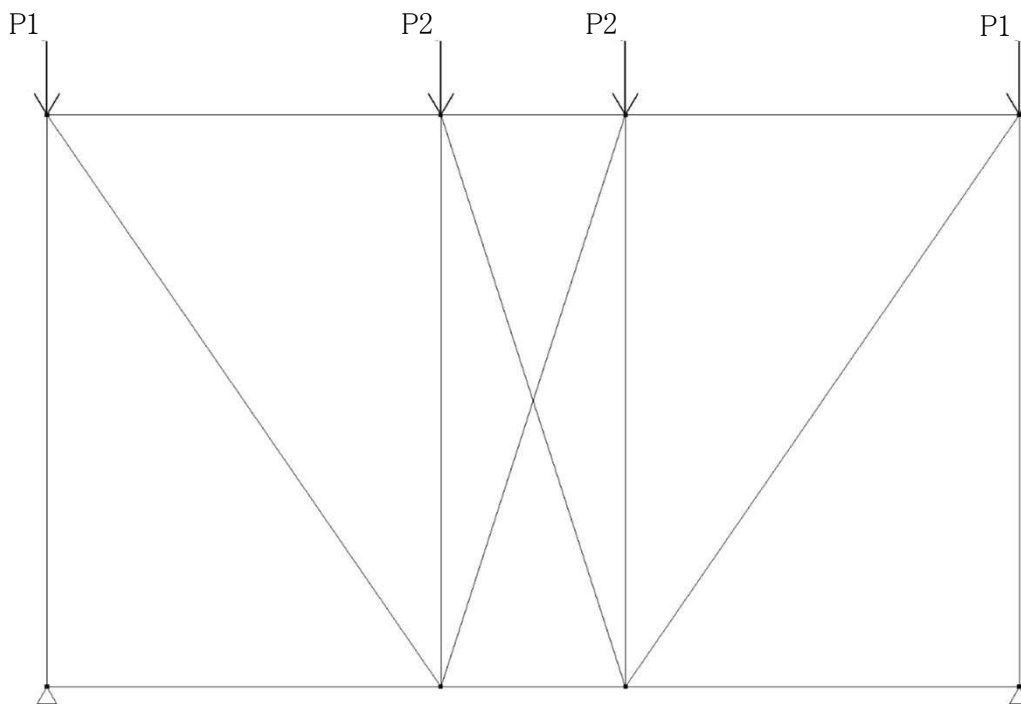
9: 下弦材

11: 中央ブレース後

- ・応力解析は、汎用の骨組解析プログラムを採用し行った。
- ・中央ブレース後は、圧縮を負担しない部材なので、引張力のみを負担する材として解析する。
- ・上下弦材は通し材とし、支柱後、背面ブレース、中央ブレース後の端部はピンとする。
- ・境界条件は、柱脚部でピン支持とする。
- ・パネル受け材に作用する屋根荷重は、側面フレームおよび中央フレームと背面フレームの交点に節点荷重として与える。
- ・フレームに直接作用する風荷重は等分布荷重として与える。
- ・フレームに直接作用する風荷重は風上側最前面のフレームのみに作用するものとする。

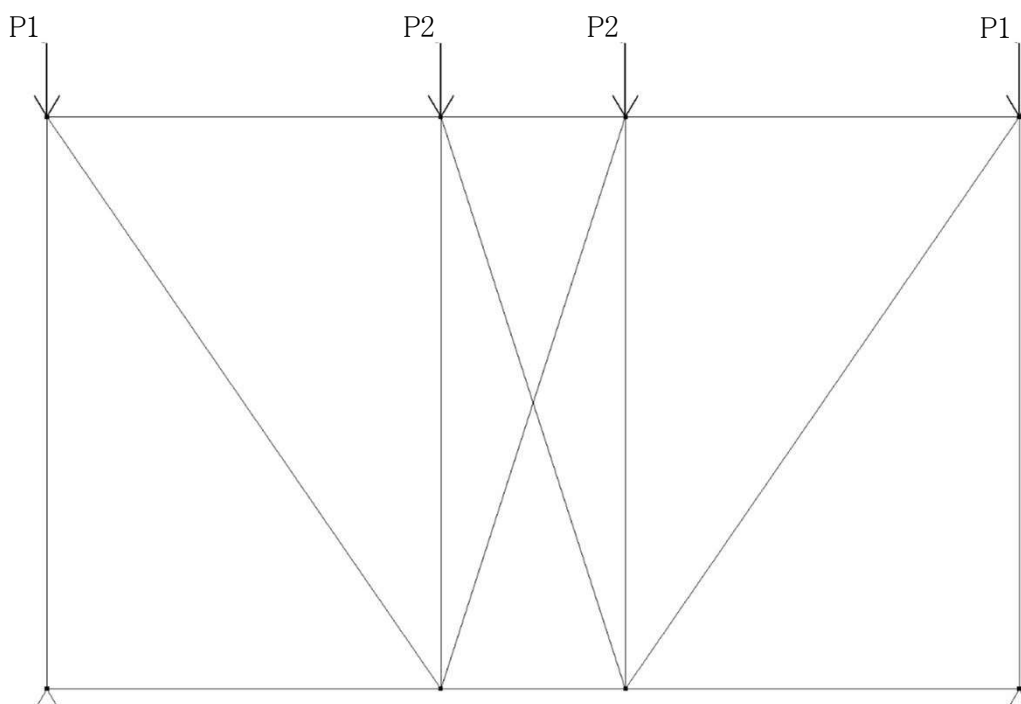
### 8.3.2 荷重条件図

荷重値の計算は、「7.2 正面(背面)フレーム」を参照  
〔固定荷重〕



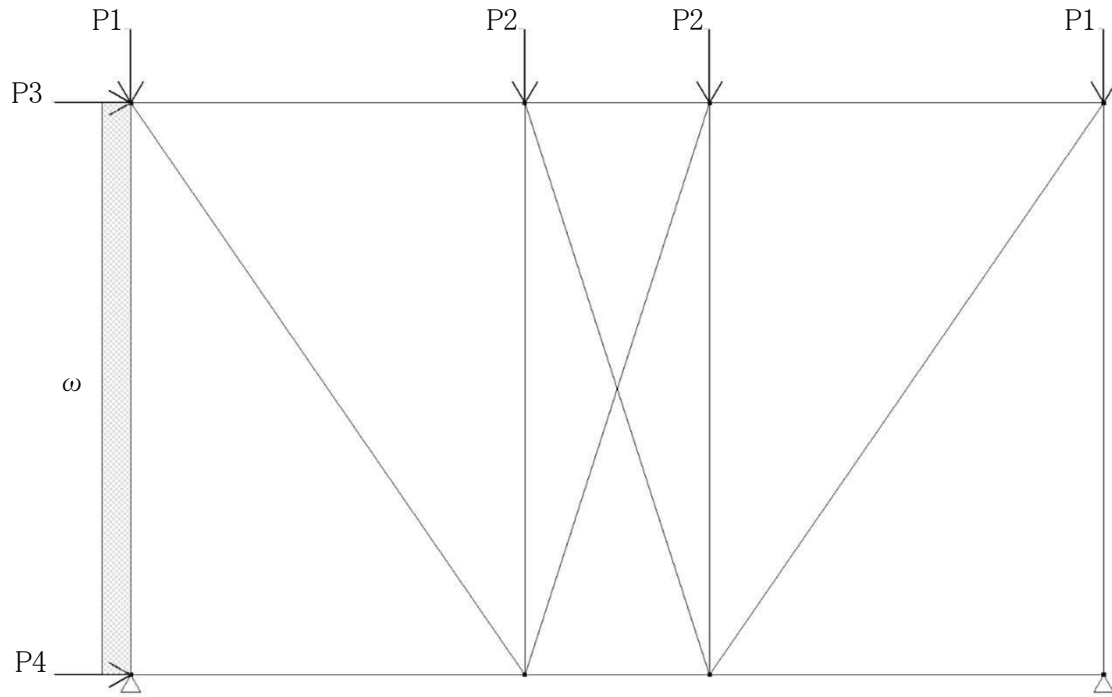
P1 = 605 N  
P2 = 611 N

〔積雪荷重〕



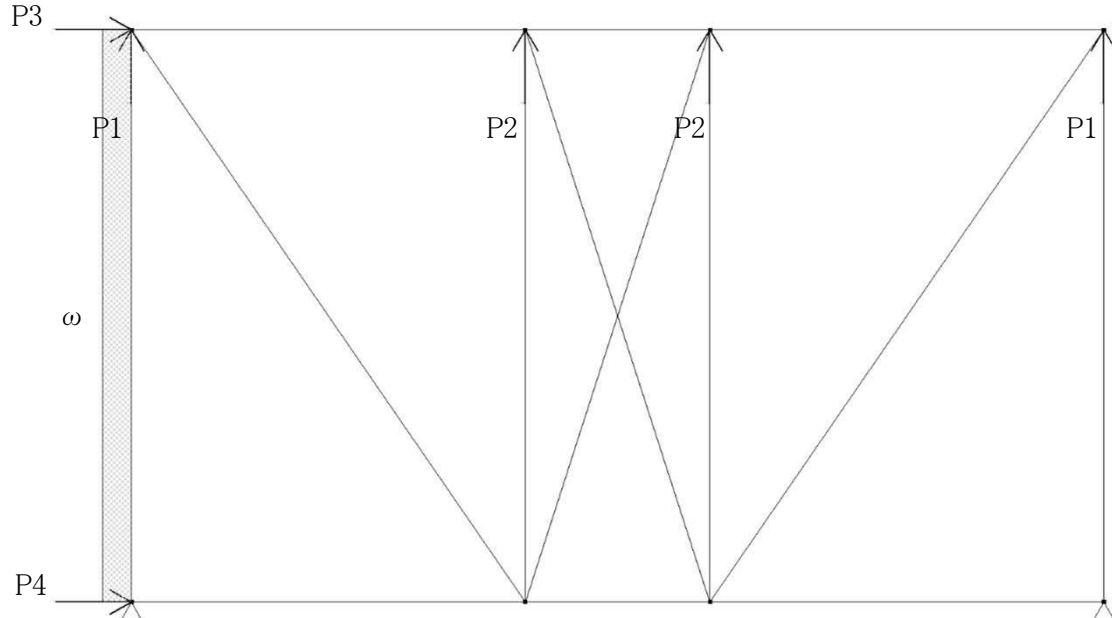
P1 = 1894 N  
P2 = 1912 N

〔風荷重（正圧\_+Y方向）〕



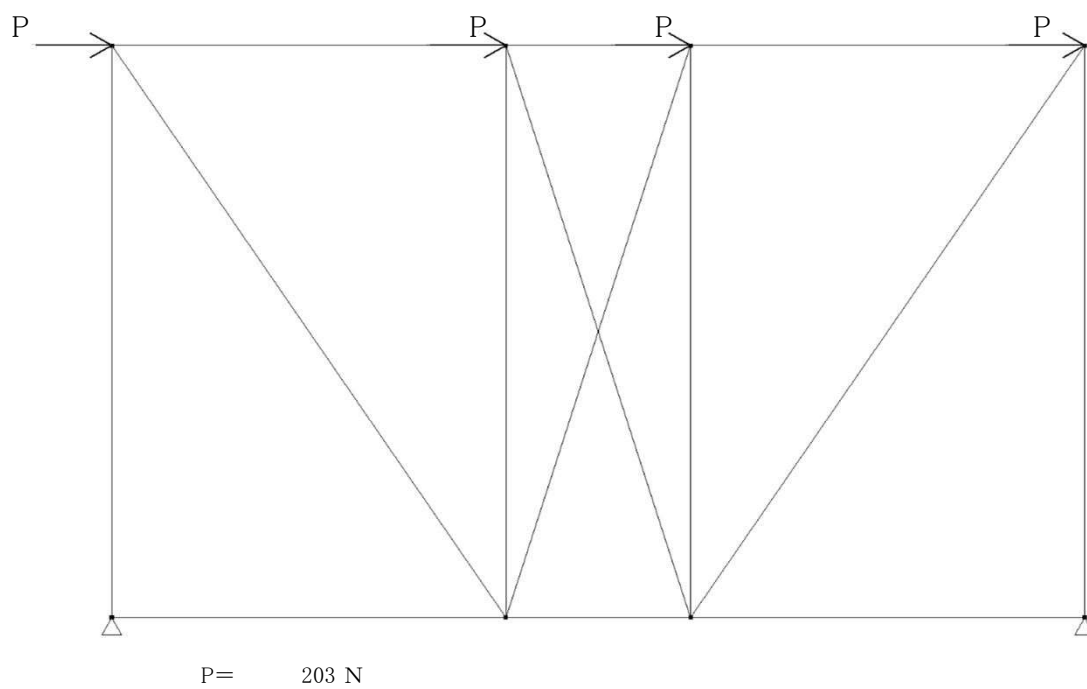
P1 =	568 N	P3 =	480 N
P2 =	574 N	P4 =	409 N
ω =	140 N/m		

〔風荷重（正圧\_+Y方向）〕



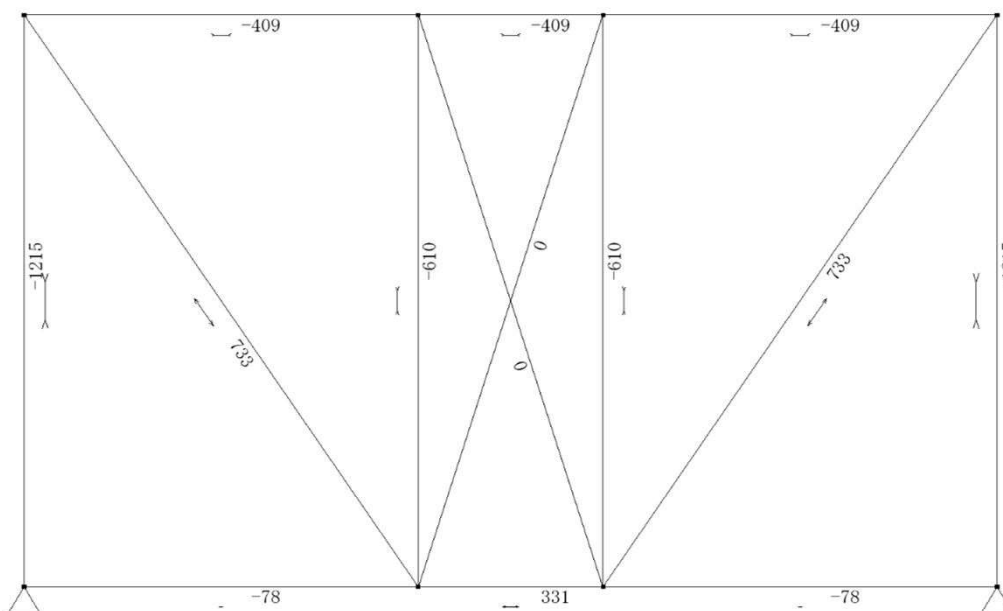
P1 =	-1515 N	P3 =	480 N
P2 =	-1530 N	P4 =	409 N
ω =	140 N/m		

[ 地震荷重 (+Y方向) ]

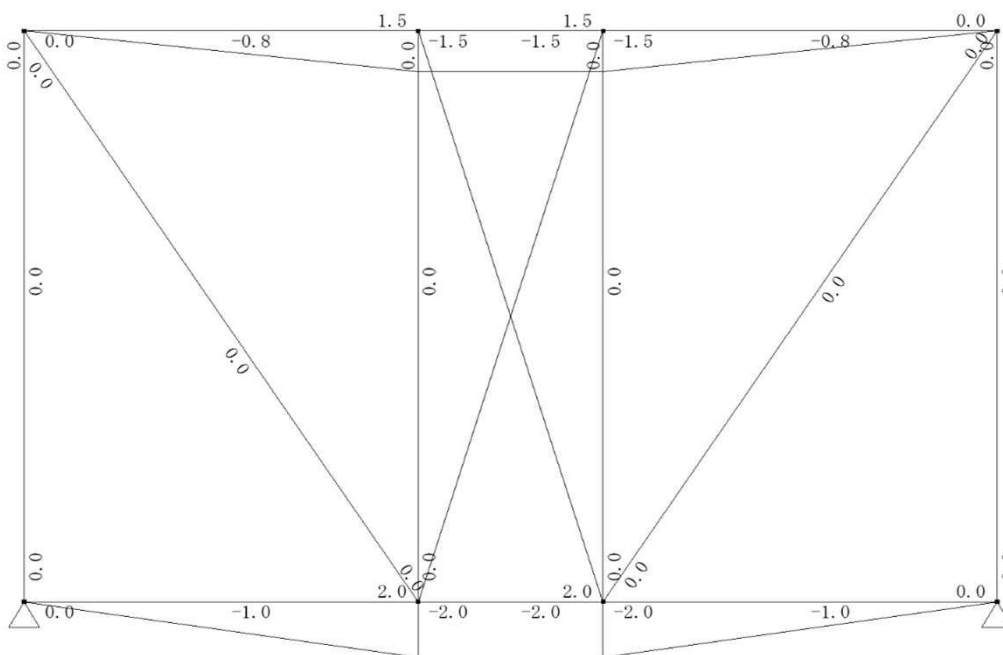




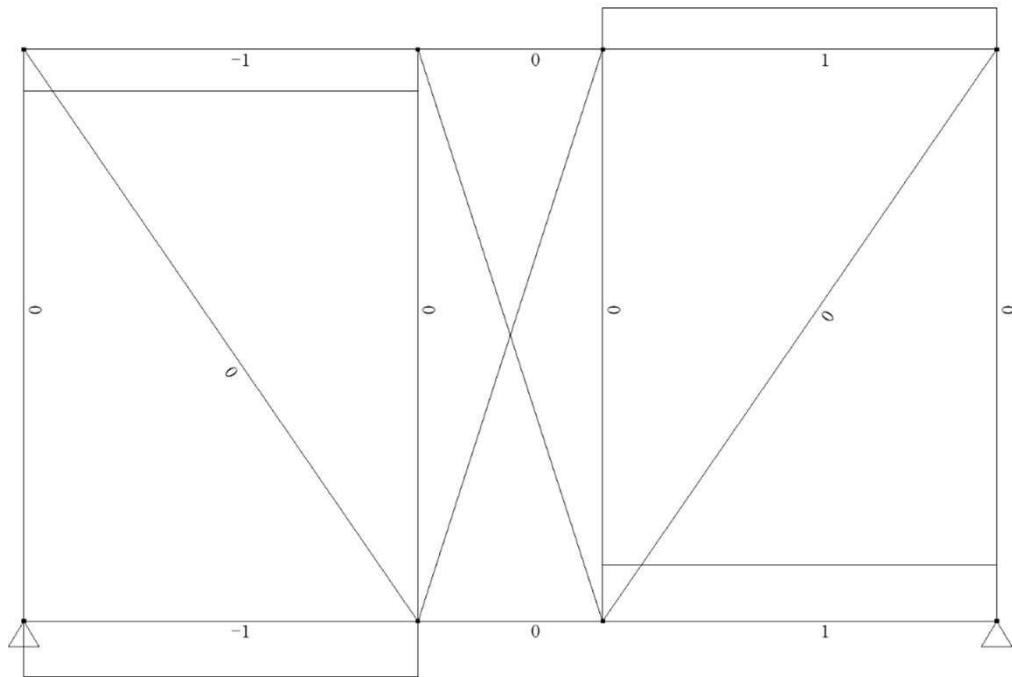
8.3.3 解析結果  
固定荷重時



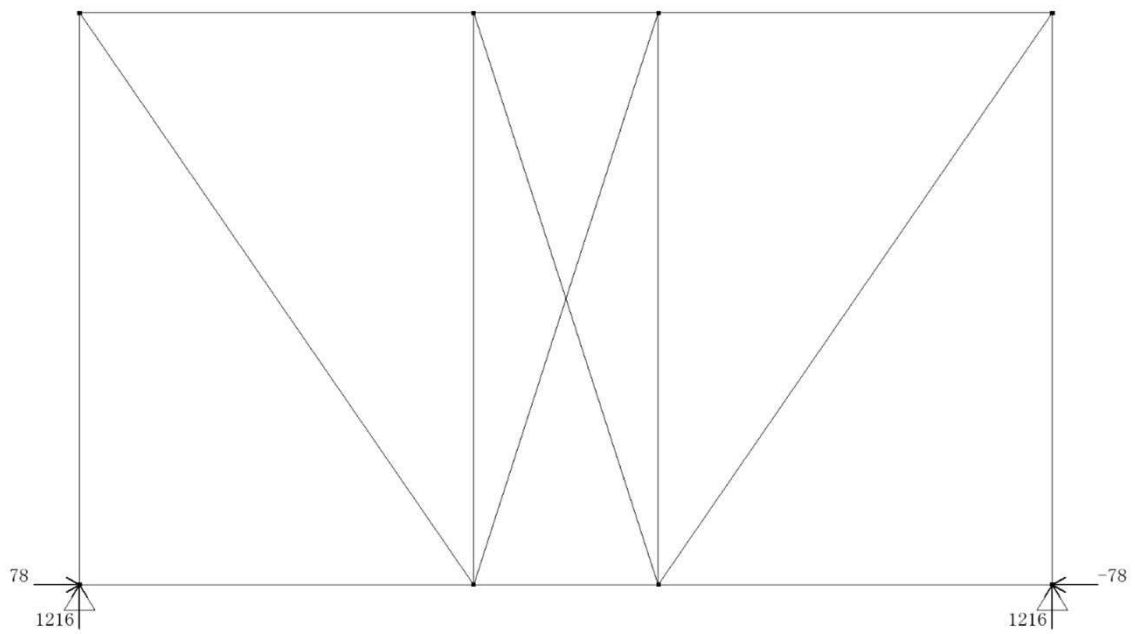
軸力分布図 (単位:N)



曲げモーメント分布図 (単位:N·m)

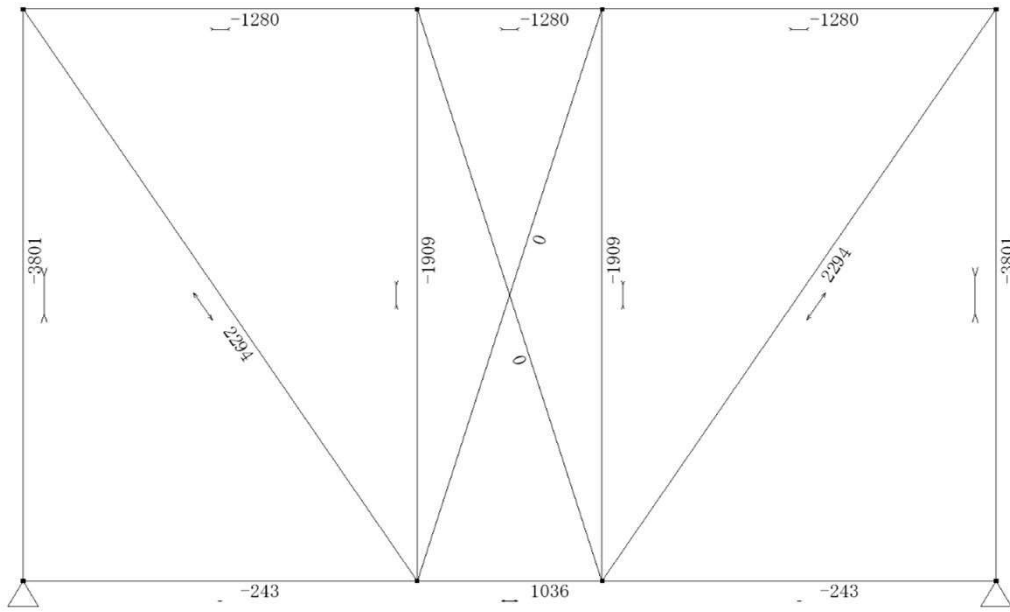


せん断力分布図 (単位:N)

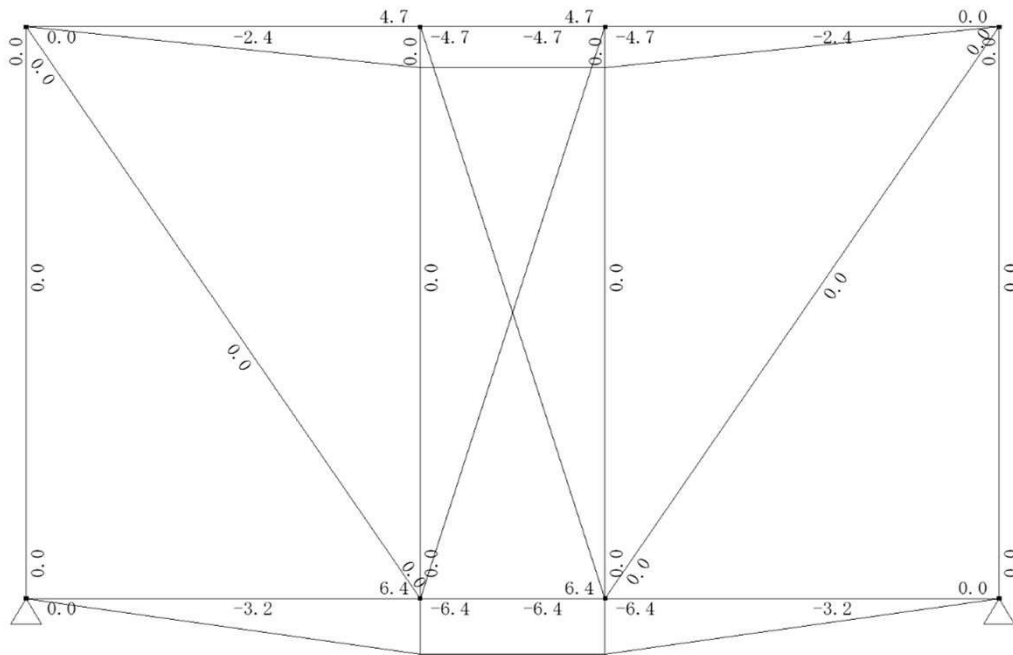


支点反力図 (単位:N)

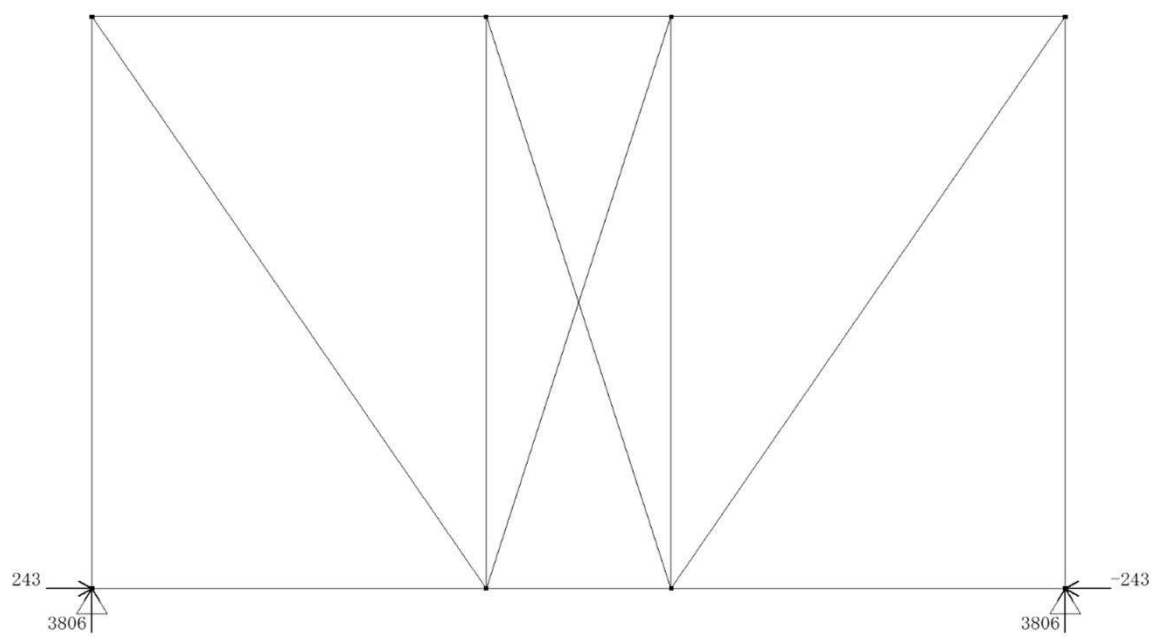
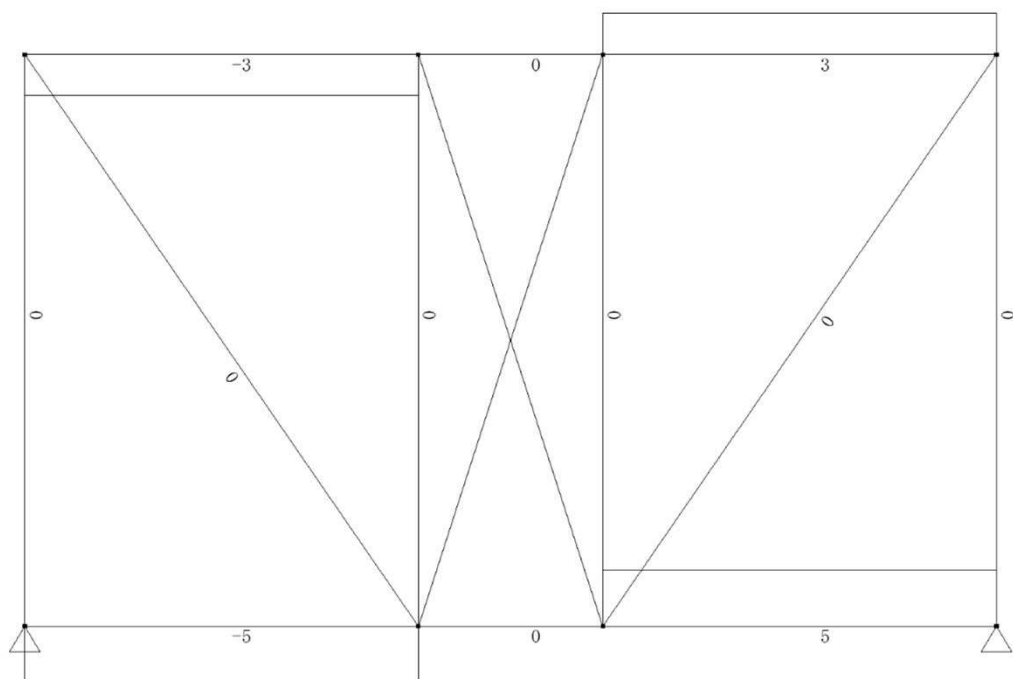
積雪荷重時



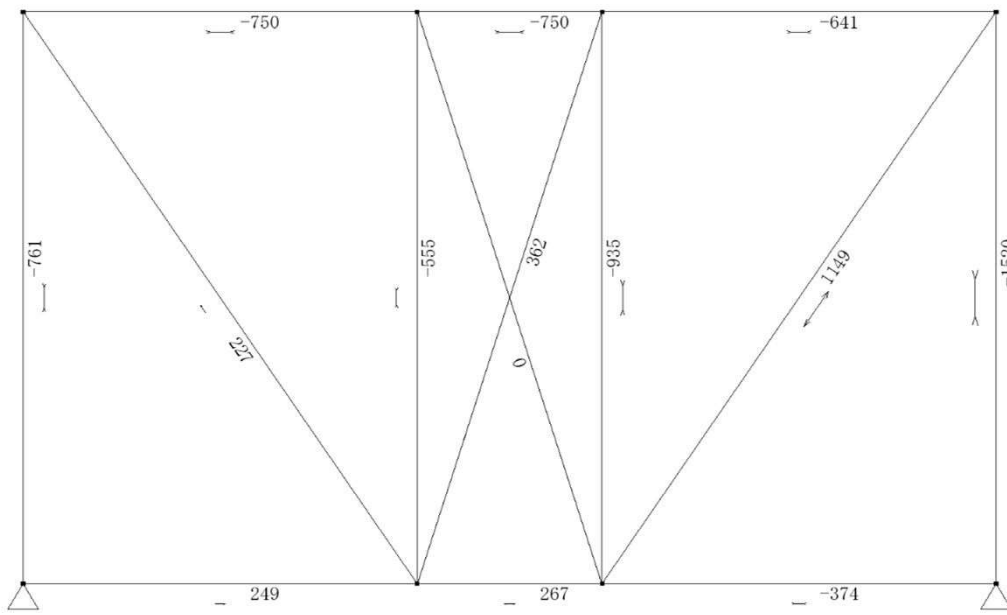
軸力分布図 (単位:N)



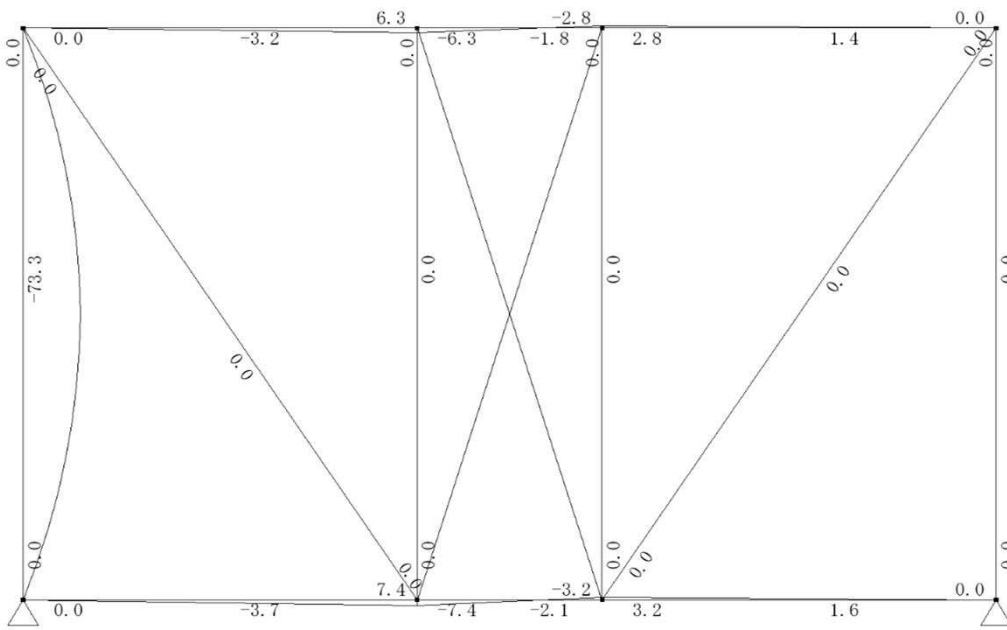
曲げモーメント分布図 (単位:N·m)



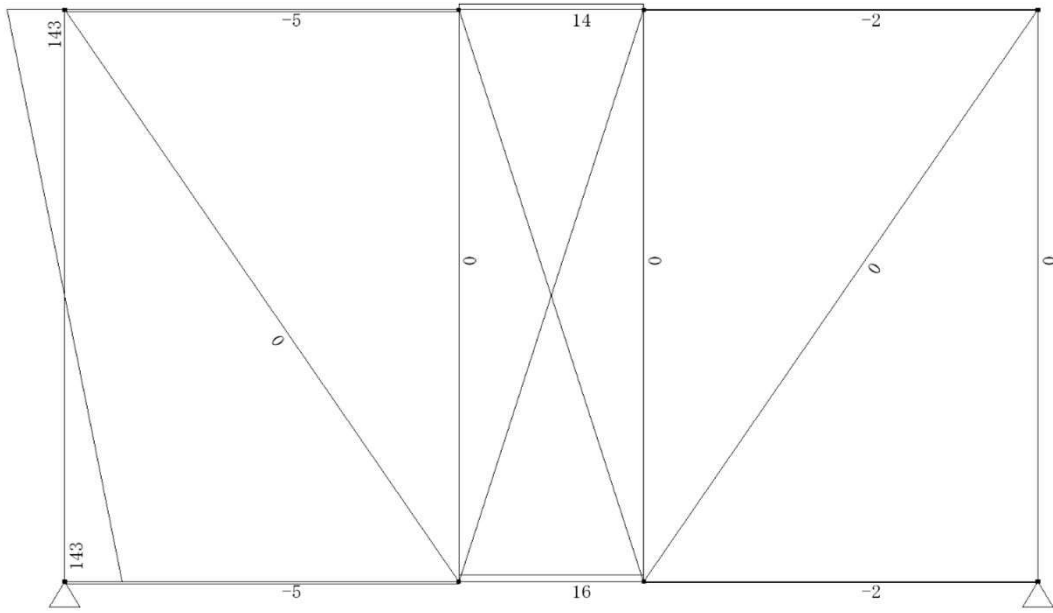
風荷重(正圧+Y方向)時



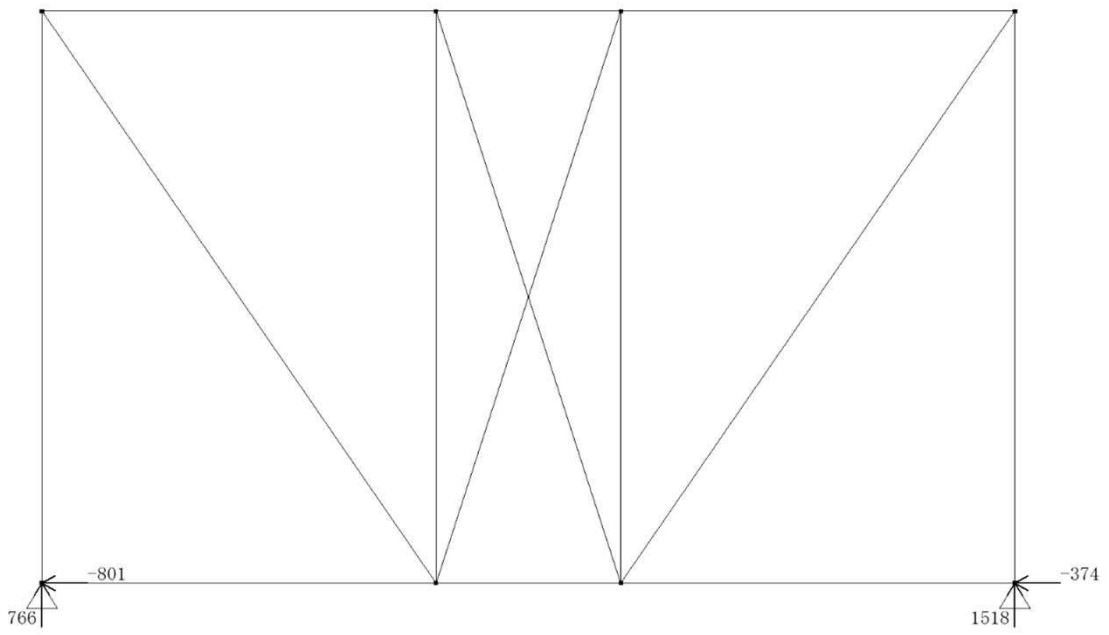
軸力分布図 (単位:N)



曲げモーメント分布図 (単位:N·m)

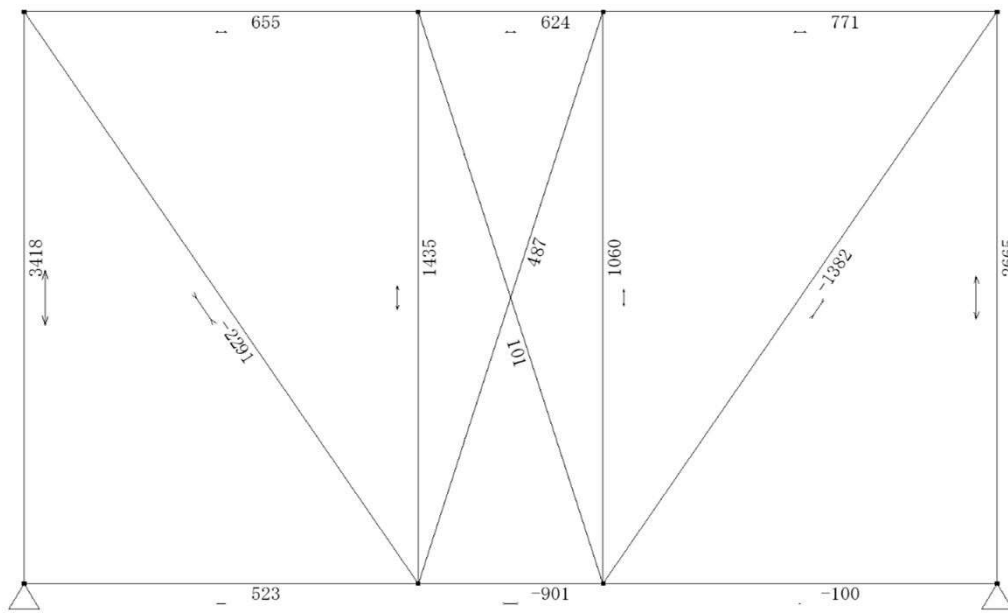


せん断力分布図 (単位:N)

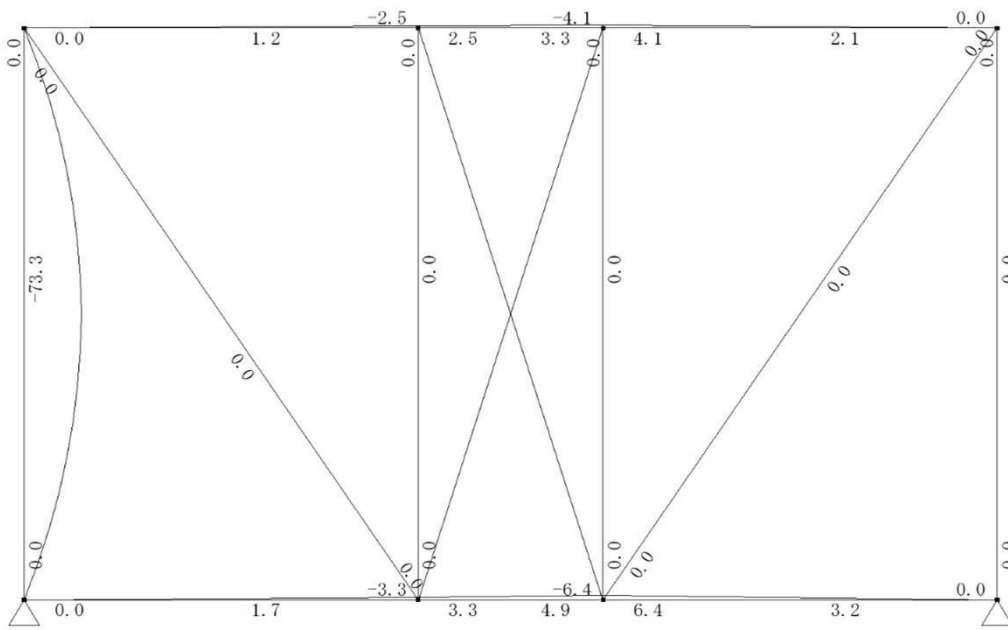


支点反力図 (単位:N)

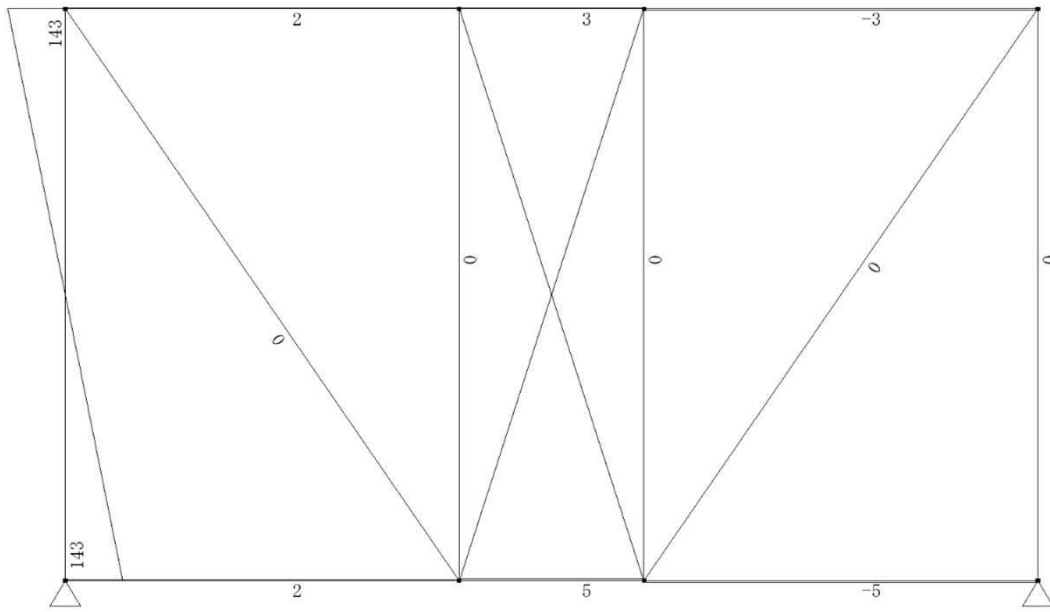
風荷重(負圧+Y方向)時



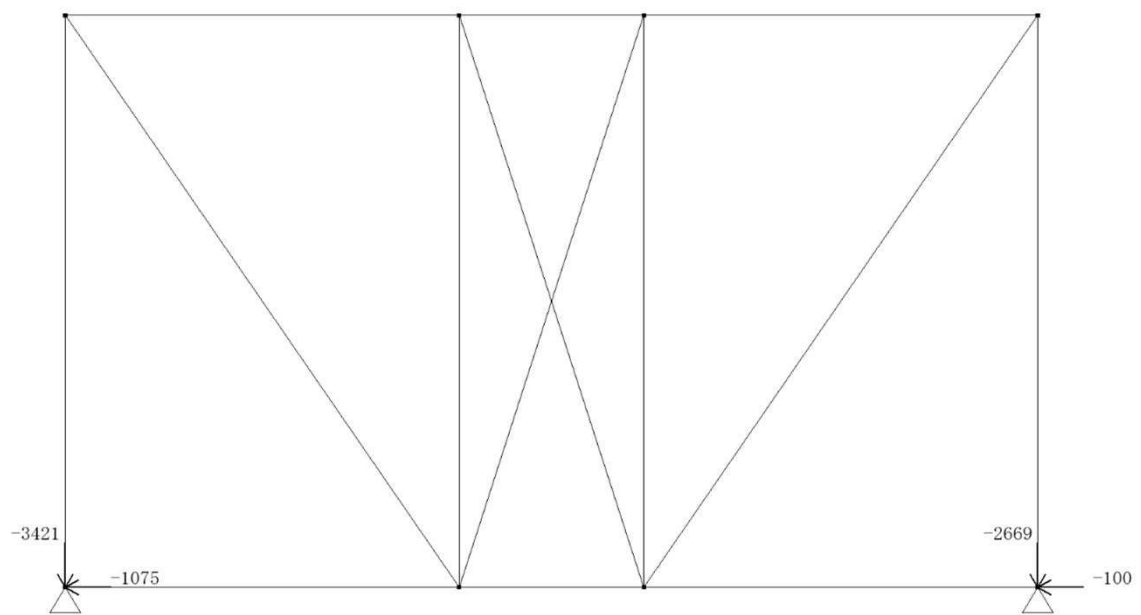
軸力分布図 (単位:N)



曲げモーメント分布図 (単位:N·m)



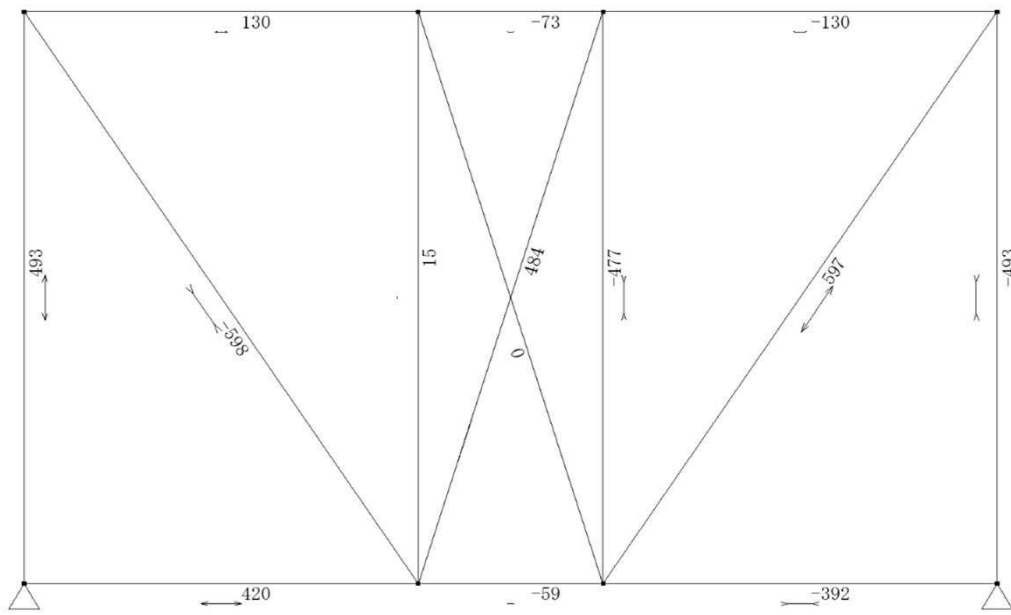
せん断力分布図（単位:N）



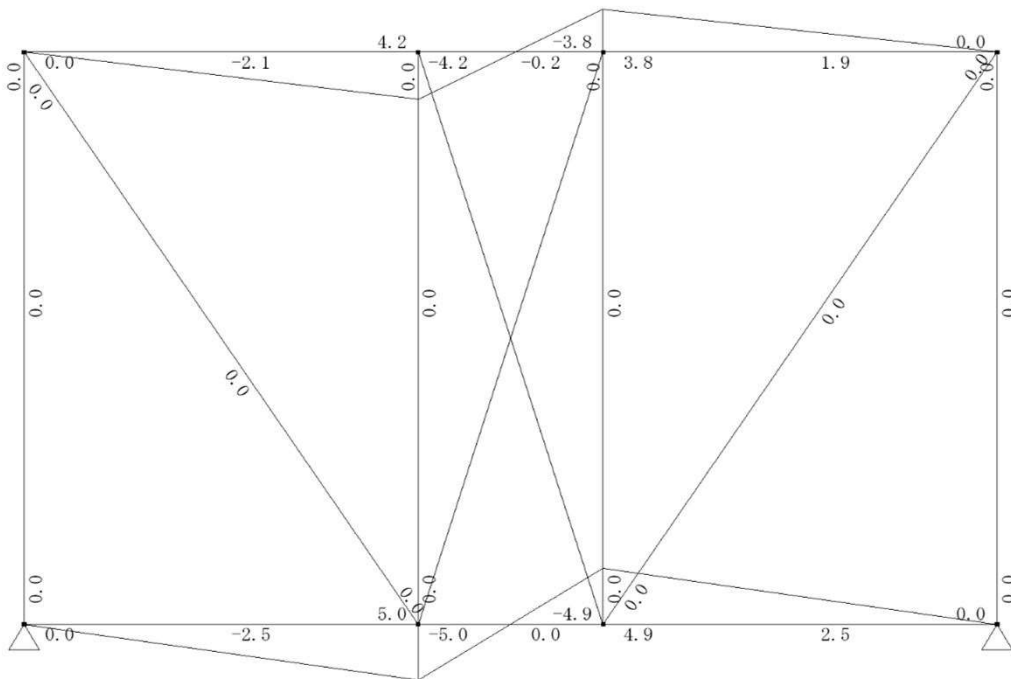
支点反力図（単位:N）



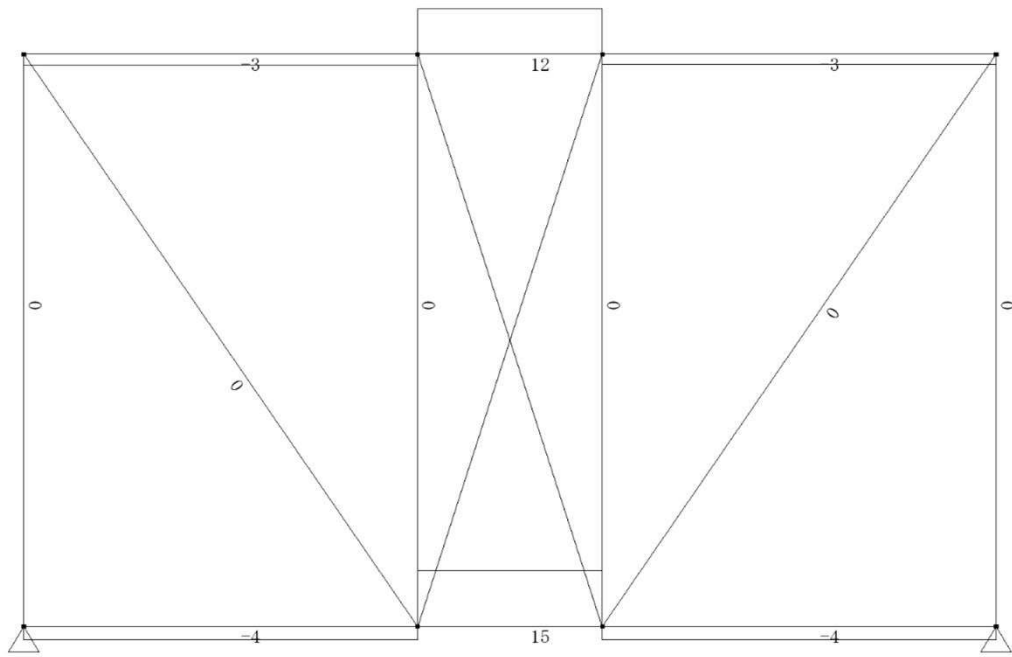
地震荷重(+Y方向)時



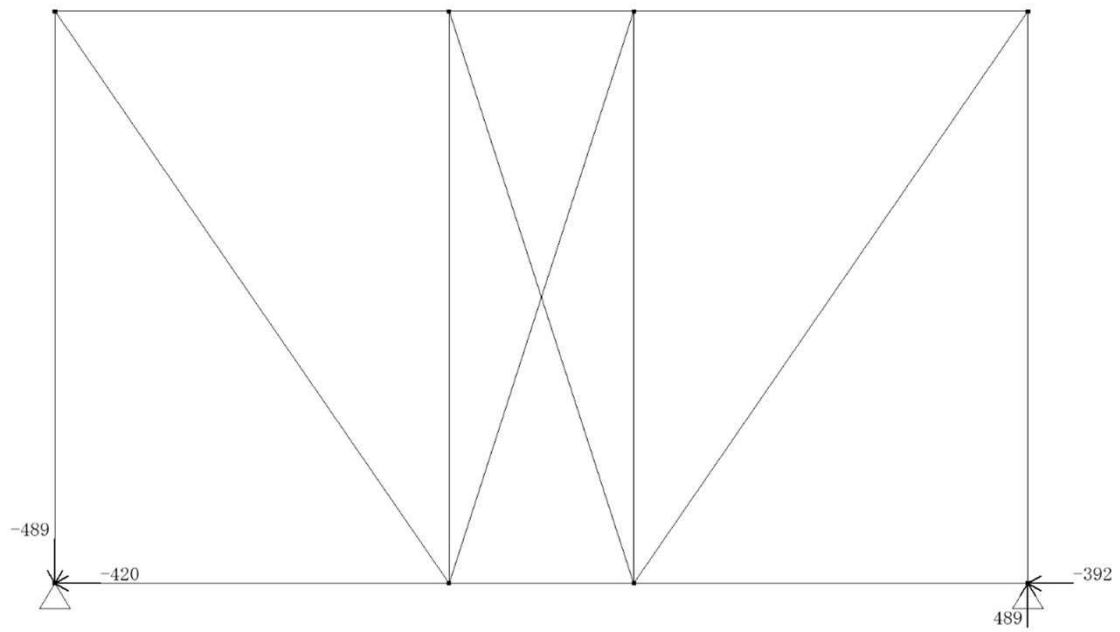
軸力分布図 (単位:N)



曲げモーメント分布図 (単位:N・m)

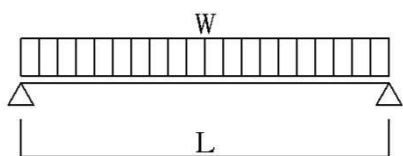


せん断力分布図 (単位:N)



支点反力図 (単位:N)

### 8.3.4 側面フレームの風荷重個材曲げ



パネル受け 中央部	(風圧荷重 正負)			
風圧荷重W =	150 N/m	$M = 150 \times 1.171^2 / 8 =$	25.7 N·m →	25700 N·mm
支点間距離L =	1.171 m	$Q = 150 \times 1.171 / 2 =$	87.8 N	
パネル受け 片持ち部	(風圧荷重 正負)			
風圧荷重W =	150 N/m	$M = 150 \times 0.844^2 / 2 =$	53.4 N·m →	53400 N·mm
支点間距離L =	0.844 m	$Q = 150 \times 0.844 =$	126.6 N	
支柱後	(風圧荷重 正負)			
風圧荷重W =	140 N/m	$M = 140 \times 2.046^2 / 8 =$	73.3 N·m →	73300 N·mm
支点間距離L =	2.046 m	$Q = 140 \times 2.046 / 2 =$	143.2 N	
つなぎ材	(風圧荷重 正負)			
風圧荷重W =	210 N/m	$M = 210 \times 2.200^2 / 8 =$	127.1 N·m →	127100 N·mm
支点間距離L =	2.200 m	$Q = 210 \times 2.200 / 2 =$	231.0 N	
側面ブレース	(風圧荷重 正負)			
風圧荷重W =	180 N/m	$M = 180 \times 1.979^2 / 8 =$	88.1 N·m →	88100 N·mm
支点間距離L =	1.979 m	$Q = 180 \times 1.979 / 2 =$	178.1 N	

### 8.3.5 応力まとめ

表8.3.1 背面フレーム支持架構の応力一覧

部材番号	部材	断面	応力の種類	固定荷重 (N, N・mm)	積雪荷重 (N, N・mm)	風圧荷重(Y)		地震荷重 (N, N・mm)
						(正) (N, N・mm)	(負) (N, N・mm)	
1	パネル受け (中央部)	[-100×50×3.0	曲げ(強軸)					
			曲げ(弱軸)			25700	25700	
			せん断力(Web)					
			せん断力(FLG)			88	88	
1	パネル受け (片持ち部)	[-100×50×3.0	曲げ(強軸)					
			曲げ(弱軸)			53400	53400	
			せん断力(Web)					
			せん断力(FLG)			127	127	
3-1 3-2	支柱後(右) 支柱後(左)	[-75×50×3.0	軸力(圧縮)	-1215	-3801	-1520		-493
			軸力(引張)				3418	493
			曲げ(弱軸)			73300	73300	
			せん断力(FLG)			143	143	
4	つなぎ材	[-120×60×4.0	曲げ(強軸)					
			曲げ(弱軸)			127100	127100	
			せん断力(Web)					
			せん断力(FLG)			231	231	
5	側面ブレース	[-120×60×4.0	曲げ(強軸)					
			曲げ(弱軸)			88100	88100	
			せん断力(Web)					
			せん断力(FLG)			178	178	
7	背面ブレース	[-120×60×4.0	軸力(圧縮)				-2291	-598
			軸力(引張)	733	2294	1149		597
			曲げ(強軸)					
			せん断力(Web)					
8	上弦材	[-60×40×3.0	軸力(圧縮)	-409	-1280	-750		-130
			軸力(引張)				771	130
			曲げ(強軸)	1500	4700	6300	4100	4200
			せん断力(Web)	1	3	14	3	12
9	下弦材	[-60×40×3.0	軸力(圧縮)	-78	-243	-374	-901	-392
			軸力(引張)	331	1036	267	523	420
			曲げ(強軸)	2000	6400	7400	6400	5000
			せん断力(Web)	1	5	16	5	15
11	中央ブレース後	PL-38×2.3	軸力			362	487	484

表8.3.2 背面フレームの反力一覧

位置	固定荷重 (N)	積雪荷重 (N)	風圧荷重		地震荷重 (N)
			(正) (N)	(負) (N)	
R <sub>Z1</sub>	1216	3806	766	-3421	-489
R <sub>Z2</sub>	1216	3806	1518	-2669	489
R <sub>Y1</sub>	78	243	-801	-1075	-392
R <sub>Y2</sub>	-78	-243	-374	-100	-420

## 9. 断面検定(許容応力度設計)

### 9.1 断面性能と許容応力度のまとめ

次節に示す断面検定に必要な諸量をまとめる。(「5.許容応力度」および「6.断面性能」を参照) ターンバックル及び横材の検討は省略する。

表9.1 使用部材の断面性能と許容応力度の一覧

部材番号	部材	断面	断面性能						許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )										
			断面積 A (cm <sup>2</sup> )	引張有効 断面積 As (cm <sup>2</sup> )	圧縮有効 断面積 Ah (cm <sup>2</sup> )	ウェブ 断面積 Aw (cm <sup>2</sup> )	フランジ 断面積 Af (cm <sup>2</sup> )	断面係数		長期					短期				
								Zx	Zy	引張 ft	圧縮 fc	せん断 fs	曲げ fbx	曲げ fby	引張 sft	圧縮 sfc	せん断 sfs	曲げ sfbx	曲げ sfby
								(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )										
1	パネル受け(中央部)	[-100×50×3.0]	5.82	2.58	5.82	3.00	3.00	18.27	3.93	73.3	42.5	42.3	39.0	54.7	110.0	63.8	63.5	58.5	82.1
1	パネル受け(片持ち部)	[-100×50×3.0]	5.82	2.58	5.82	3.00	3.00	18.27	3.93	73.3	27.2	42.3	30.7	54.7	110.0	40.8	63.5	46.1	82.1
2-1 2-2	支柱前(右) 支柱前(左)	[-75×50×3.0]	5.07	1.83	5.07	2.25	3.00	12.57	3.77	73.3	41.0	42.3	43.3	54.7	110.0	61.5	63.5	65.0	82.1
3-1 3-2	支柱後(右) 支柱後(左)	[-75×50×3.0]	5.07	1.83	5.07	2.25	3.00	12.57	3.77	73.3	19.5	42.3	32.4	54.7	110.0	29.3	63.5	48.6	82.1
4	つなぎ材	[-120×60×4.0]	9.28	4.24	9.28	4.80	4.80	34.73	7.49	73.3	23.0	42.3	31.5	60.2	110.0	34.5	63.5	47.3	90.3
5	側面ブレース	[-120×60×4.0]	9.28	4.24	9.28	4.80	4.80	34.73	7.49	73.3	28.0	42.3	34.0	60.2	110.0	42.0	63.5	51.0	90.3
6	正面ブレース	[-120×60×4.0]	9.28	4.24	9.28	4.80	4.80	34.73	7.49	73.3	30.8	42.3	35.4	60.2	110.0	46.2	63.5	53.1	90.3
7	背面ブレース	[-120×60×4.0]	9.28	4.24	9.28	4.80	4.80	34.73	7.49	73.3	18.3	42.3	28.8	60.2	110.0	27.5	63.5	43.2	90.3
8	上弦材	[-60×40×3.0]	4.02	1.38	4.02	1.80	2.40	7.82	2.39	73.3	27.2	42.3	41.6	65.7	110.0	40.8	63.5	62.4	98.6
9	下弦材	[-60×40×3.0]	4.02	1.38	4.02	1.80	2.40	7.82	2.39	73.3	27.2	42.3	41.6	65.7	110.0	40.8	63.5	62.4	98.6
10	中央ブレース前	PL-38×3.5	1.33	0.84	1.33	-	-	0.84	0.08	73.3	-	-	-	-	110.0	-	-	-	-
11	中央ブレース後	PL-38×3.5	1.33	0.84	1.33	-	-	0.84	0.08	73.3	-	-	-	-	110.0	-	-	-	-

### 9.2 断面検定

#### 9.2.1 断面検定の計算手順例

次にパネル受け(No.1)の断面検定の計算手順を示す。

長期	圧縮	Nc = 90.0 N	応力度 $\sigma_c = Nc / Ah = 90.0 / 582 = 0.2$ N/mm <sup>2</sup>	検定比 = $\sigma_c / fc = 0.2 / 42.5 = 0.00 < 1.0$ <b>OK</b>
	引張	Nt = 90.0 N	応力度 $\sigma_t = Nt / As = 90.0 / 258 = 0.3$ N/mm <sup>2</sup>	検定比 = $\sigma_t / ft = 0.3 / 73.3 = 0.00 < 1.0$ <b>OK</b>
	せん断	Qy = 249.0 N	応力度 $\tau = Qy / Aw = 249.0 / 300 = 0.8$ N/mm <sup>2</sup>	検定比 = $\tau / fs = 0.8 / 42.3 = 0.02 < 1.0$ <b>OK</b>
	曲げモーメント	Mx = 101200 N・mm	応力度 $\sigma_b = M / Zx = 101200 / 18270 = 5.5$ N/mm <sup>2</sup>	検定比 = $\sigma_b / fbx = 5.5 / 39 = 0.14 < 1.0$ <b>OK</b>
	組合せ	Mx = 0		軸力検定比 + 曲げモーメント検定比 = $0.00 + 0.14 = 0.15 < 1.0$ <b>OK</b>
短期	圧縮	Nc = 2698.0 N	応力度 $\sigma_c = Nc / Ah = 2,698.0 / 582 = 4.6$ N/mm <sup>2</sup>	検定比 = $\sigma_c / sfc = 4.6 / 63.8 = 0.07 < 1.0$ <b>OK</b>
	引張	Nt = 1999.0 N	応力度 $\sigma_t = Nt / As = 1,999.0 / 258 = 7.7$ N/mm <sup>2</sup>	検定比 = $\sigma_t / sft = 7.7 / 110.0 = 0.07 < 1.0$ <b>OK</b>
	せん断	Qy = 1471.0 N	応力度 $\tau = Qy / Aw = 1471.0 / 300 = 4.9$ N/mm <sup>2</sup>	検定比 = $\tau / sfs = 4.9 / 63.5 = 0.08 < 1.0$ <b>OK</b>
	曲げモーメント	Mx = 602800 N・mm	応力度 $\sigma_b = M / Zx = 602800 / 18270 = 33.0$ N/mm <sup>2</sup>	検定比 = $\sigma_b / sfbx = 33.0 / 58.5 = 0.56 < 1.0$ <b>OK</b>
	組合せ	My = 25700 N・mm	応力度 $\sigma_b = M / Zx = 25700 / 3930 = 6.5$ N/mm <sup>2</sup>	検定比 = $\sigma_b / sfbx = 6.5 / 82.1 = 0.08 < 1.0$ <b>OK</b>
	組合せ			軸力検定比 + 曲げモーメント検定比 = $0.07 + 0.56 = 0.64 < 1.0$ <b>OK</b>

### 9.2.2 断面検定結果

9.2.1の計算例と同様に支持架構各部材の断面検定を行った結果を表9.2に示す。

表9.2 断面検定結果一覧表

部材番号	部材	断面	応力の種類		短期応力										断面検定									
					長期応力		暴風時				地震時				採用値		長期			短期				
					常時	積雪時	<WX正>	<WX負>	<WY正>	<WY負>	<KX正>	<KX負>	<KY正>	<KY負>	応力	ケース	応力度	検定比	判定	応力度	検定比	判定		
1	パネル受け(中央部)	[-100×50×3.0	圧縮	Nc	(N)	90	283	2051	2608			321	321			2698	G+WX負	0.2	0.00	OK	4.6	0.07	OK	
			引張	Nt	(N)	90	283	1501	1909			321	321			1999	G+WX負	0.3	0.00	OK	7.7	0.07	OK	
			せん断(Web)	Qy	(N)	249	777	961	1222			29	29			1471	G+WX負	0.8	0.02	OK	4.9	0.08	OK	
			せん断(FLG)	Qx	(N)					88	88					88	G+WY正	0.0	0.00	OK	0.3	0.00	OK	
			曲げ(強軸)	Mx	(N・mm)	101200	316400	394300	501600			12300	12300			602800	G+WX負	5.5	0.14	OK	33.0	0.56	OK	
			曲げ(弱軸)	My	(N・mm)					25700	25700					25700	G+WY正	0.0	0.00	OK	6.5	0.08	OK	
			組合せ	軸力+曲げ															0.15	OK		0.64	OK	
1	パネル受け(片持ち部)	[-100×50×3.0	圧縮	Nc	(N)	87	273					80	80			360	G+S	0.1	0.01	OK	0.6	0.02	OK	
			引張	Nt	(N)	87	273					80	80			360	G+S	0.3	0.00	OK	1.4	0.01	OK	
			せん断(Web)	Qy	(N)	240	749	934	1188			29	29			1428	G+WX負	0.8	0.02	OK	4.8	0.08	OK	
			せん断(FLG)	Qx	(N)					127	127					127	G+WY正	0.0	0.00	OK	0.4	0.01	OK	
			曲げ(強軸)	Mx	(N・mm)	101200	316400	394300	501600			12300	12300			602800	G+WX負	5.5	0.18	OK	33.0	0.72	OK	
			曲げ(弱軸)	My	(N・mm)					53400	53400					53400	G+WY正	0.0	0.00	OK	13.6	0.17	OK	
			組合せ	軸力+曲げ															0.19	OK		0.73	OK	
2-1 2-2	支柱前(右) 支柱前(左)	[-75×50×3.0	圧縮	Nc	(N)	1214	3801	3529		1350		99		299	299	5015	G+S	2.4	0.06	OK	9.9	0.16	OK	
			引張	Nt	(N)				4250		3250		99	299	299	4250	G+WX負	0.0	0.00	OK	23.2	0.21	OK	
			せん断(Web)	Qy	(N)			37		87	87					87	G+WY正	0.0	0.00	OK	0.4	0.01	OK	
			せん断(FLG)	Qx	(N)														0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK
			曲げ(強軸)	Mx	(N・mm)				11600							11600	G+WX正	0.0	0.00	OK	0.9	0.01	OK	
			曲げ(弱軸)	My	(N・mm)					27100	27100					27100	G+WY正	0.0	0.00	OK	7.2	0.09	OK	
3-1 3-2	支柱後(右) 支柱後(左)	[-75×50×3.0	圧縮	Nc	(N)	1215	3801	3341		1520		99		493	493	5016	G+S	2.4	0.12	OK	9.9	0.34	OK	
			引張	Nt	(N)				4489		3418		99	493	493	4489	G+WX負	0.0	0.00	OK	24.5	0.22	OK	
			せん断(Web)	Qy	(N)				61							61	G+WX負	0.0	0.00	OK	0.3	0.00	OK	
			せん断(FLG)	Qx	(N)					143	143					143	G+WY正	0.0	0.00	OK	0.5	0.01	OK	
			曲げ(強軸)	Mx	(N・mm)				31400							31400	G+WX負	0.0	0.00	OK	2.5	0.05	OK	
			曲げ(弱軸)	My	(N・mm)					73300	73300					73300	G+WY正	0.0	0.00	OK	19.4	0.24	OK	
組合せ	軸力+曲げ															0.12	OK		0.63	OK				

部材番号	部材	断面	応力の種類		長期応力										短期応力						断面検定							
					常時		積雪時		暴風時				地震時				採用値		長期			短期						
					<G>	<S>	<WX正>	<WX負>	<WY正>	<WY負>	<KX正>	<KX負>	<KY正>	<KY負>	応力	ケース	応力度	検定比	判定	応力度	検定比	判定						
4	つなぎ材	[-120×60×4.0	圧縮	Nc	(N)																	0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK	
			引張	Nt	(N)																		0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK
			せん断(Web)	Qy	(N)																		0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK
			せん断(FLG)	Qx	(N)					231	231					231	G+WY正						0.0	0.00	OK	0.5	0.01	OK
			曲げ(強軸)	Mx	(N・mm)																		0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK
			曲げ(弱軸)	My	(N・mm)					127100	127100					127100	G+WY正						0.0	0.00	OK	17.0	0.19	OK
			組合せ	軸力+曲げ																				0.00	OK		0.19	OK
5	側面ブレース	[-120×60×4.0	圧縮	Nc	(N)	107	335	2855	4530			430	669		4637	G+WX負	0.1	0.00	OK	5.0	0.12	OK						
			引張	Nt	(N)			3561	3632			669	430		3632	G+WX負	0.0	0.00	OK	8.6	0.08	OK						
			せん断(Web)	Qy	(N)																		0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK
			せん断(FLG)	Qx	(N)					178	178				178	G+WY正						0.0	0.00	OK	0.4	0.01	OK	
			曲げ(強軸)	Mx	(N・mm)																	0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK	
			曲げ(弱軸)	My	(N・mm)					88100	88100				88100	G+WY正						0.0	0.00	OK	11.8	0.13	OK	
			組合せ	軸力+曲げ																				0.00	OK		0.25	OK
6	正面ブレース	[-120×60×4.0	圧縮	Nc	(N)						2580		448	448	2580	G+WY負	0.0	0.00	OK	2.8	0.06	OK						
			引張	Nt	(N)	906	2834			1165				448	448	3740	G+S	2.1	0.03	OK	8.8	0.08	OK					
			せん断(Web)	Qy	(N)																	0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK	
			せん断(FLG)	Qx	(N)			195							195	G+WX正						0.0	0.00	OK	0.4	0.01	OK	
			曲げ(強軸)	Mx	(N・mm)																	0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK	
			曲げ(弱軸)	My	(N・mm)			90300							90300	G+WX正						0.0	0.00	OK	12.1	0.13	OK	
			組合せ	軸力+曲げ																				0.03	OK		0.21	OK
7	背面ブレース	[-120×60×4.0	圧縮	Nc	(N)						2291		598	597	1558	G+WY負	0.0	0.00	OK	1.7	0.06	OK						
			引張	Nt	(N)	733	2294			1149				597	598	3027	G+S	1.7	0.02	OK	7.1	0.06	OK					
			せん断(Web)	Qy	(N)																	0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK	
			せん断(FLG)	Qx	(N)				259						259	G+WX負						0.0	0.00	OK	0.5	0.01	OK	
			曲げ(強軸)	Mx	(N・mm)																	0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK	
			曲げ(弱軸)	My	(N・mm)					159500					159500	G+WX負						0.0	0.00	OK	21.3	0.24	OK	
			組合せ	軸力+曲げ																				0.02	OK		0.30	OK

部材番号	部材	断面	応力の種類		長期応力										短期応力						断面検定					
					長期応力		短期応力						地震時		採用値		長期			短期						
					常時	積雪時	暴風時			地震時			応力	ケース	応力度	検定比	判定	応力度	検定比	判定						
<G>	<S>	<WX正>	<WX負>	<WY正>	<WY負>	<KX正>	<KX負>	<KY正>	<KY負>																	
8	上弦材	[-60×40×3.0	圧縮	Nc	(N)	671	2101			964			130	130	2772	G+S	1.7	0.06	OK	6.9	0.17	OK				
			引張	Nt	(N)					1451			130	130	780	G+WY負	0.0	0.00	OK	5.7	0.05	OK				
			せん断(Web)	Qy	(N)													0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK			
			せん断(FLG)	Qx	(N)			76	76							76	G+WX正	0.0	0.00	OK	0.3	0.00	OK			
			曲げ(強軸)	Mx	(N・mm)													0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK			
			曲げ(弱軸)	My	(N・mm)			26000	26000							26000	G+WX正	0.0	0.00	OK	10.9	0.11	OK			
			組合せ	軸力+曲げ															0.06	OK		0.28	OK			
9	下弦材	[-60×40×3.0	圧縮	Nc	(N)	127	399			394	1460			392	420	1043	G+WY負	0.3	0.01	OK	2.6	0.06	OK			
			引張	Nt	(N)	544	1702			470	626			420	392	2119	G+S	3.9	0.05	OK	15.4	0.14	OK			
			せん断(Web)	Qy	(N)	2	5			16	5			15	15	18	G+WY正	0.0	0.00	OK	0.1	0.00	OK			
			せん断(FLG)	Qx	(N)			76	76							76	G+WX正	0.0	0.00	OK	0.3	0.00	OK			
			曲げ(強軸)	Mx	(N・mm)	2200	6900			7400	6400			5000	5000	9600	G+WY正	0.3	0.01	OK	1.2	0.02	OK			
			曲げ(弱軸)	My	(N・mm)			26000	26000							26000	G+WX正	0.0	0.00	OK	10.9	0.11	OK			
			組合せ	軸力+曲げ															0.06	OK		0.25	OK			
10	中央ブレース前	PL-38×3.5	引張	Nt	(N)				218	377			323	323	377	G+WY負	0.0	0.00	OK	4.5	0.04	OK				
11	中央ブレース後	PL-38×3.5	引張	Nt	(N)				362	487			484	484	487	G+WY負	0.0	0.00	OK	5.8	0.05	OK				



## 10.接合部の検討

各応力が締結部の許容耐力以下となっていること確認する。  
 なお、接合部の強度はガイドライン6.11により、1.5の安全率を見込むものとする。

### 10.1 ボルトの検討

#### 10.1.1 ボルトの許容耐力

各支持部材の締結部ボルトの許容耐力を表10.1に示す。

せん断力に対する許容耐力

$$R_s = \min(R_{s1}, R_{s2})$$

$$R_{s1} = m \times A_f \times f_s$$

m: せん断面の数

A<sub>f</sub>: ボルトの軸断面積

f<sub>s</sub>: ボルトの許容せん断応力度

$$R_{s2} = d \times t \times f_l$$

d: ボルトの公称軸径

t: 接合される材の板厚

f<sub>l</sub>: 接合される材の許容支圧応力度

引張力に対する許容耐力

$$R_t = A_f \times f_t$$

f<sub>t</sub>: ボルトの許容引張応力度

表10.1 ボルトの許容耐力

No.	使用部位	使用ボルト	材種	ボルトの諸元					許容応力度			許容耐力					
				ボルト 本数 n	せん断 面数 m	軸 断面積 A <sub>f</sub> (mm <sup>2</sup> )	公称 軸径 d (mm)	板厚 t (mm)	せん断 f <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	支圧 f <sub>l</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	引張 f <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	長期			短期		
												せん断			引張 R <sub>t</sub> (N)	せん断 sR <sub>s</sub> (N)	引張 sR <sub>t</sub> (N)
												R <sub>s1</sub> (N)	R <sub>s2</sub> (N)	R <sub>s</sub> (N)			
1	パネル受け	1 - M8	A2-50	1	1	50.3	8	3.0	60.6	121	105	3048	2904	2904	5282	4356	7922
2	支柱前	1 - M12	A2-50	1	1	113.0	12	3.0	60.6	121	105	6848	4356	4356	11865	6534	17798
3	支柱後	1 - M12	A2-50	1	1	113.0	12	3.0	60.6	121	105	6848	4356	4356	11865	6534	17798
4	つなぎ材	1 - M12	A2-50	1	1	113.0	12	4.0	60.6	121	105	6848	5808	5808	11865	8712	17798
5	側面ブレース	1 - M12	A2-50	1	1	113.0	12	4.0	60.6	121	105	6848	5808	5808	11865	8712	17798
6	正面ブレース	1 - M12	A2-50	1	1	113.0	12	4.0	60.6	121	105	6848	5808	5808	11865	8712	17798
7	背面ブレース	1 - M12	A2-50	1	1	113.0	12	4.0	60.6	121	105	6848	5808	5808	11865	8712	17798
8	上弦材	1 - M12	A2-50	1	1	113.0	12	3.0	60.6	121	105	6848	4356	4356	11865	6534	17798
9	下弦材	1 - M12	A2-50	1	1	113.0	12	3.0	60.6	121	105	6848	4356	4356	11865	6534	17798
10	中央ブレース前	1 - M12	A2-50	1	1	113.0	12	3.5	60.6	121	105	6848	5082	5082	11865	7623	17798
11	中央ブレース後	1 - M12	A2-50	1	1	113.0	12	3.5	60.6	121	105	6848	5082	5082	11865	7623	17798

以下にパネル受け締結部の検定例を示す。

長期	せん断力	検定比 = Q / R <sub>s</sub> = 0 / 2904 =	0.000	< 0.67	OK	(安全率1.5を考慮)
短期	引張力	検定比 = N <sub>t</sub> / sR <sub>t</sub> = 700 / 7922 =	0.088	< 0.67	OK	
	せん断力	検定比 = Q / sR <sub>s</sub> = (0 + 0) / 4356 =	0.000	< 0.67	OK	

### 10.1.2 ボルトの検定結果

締結部ボルトの検定結果を表10.2に示す。

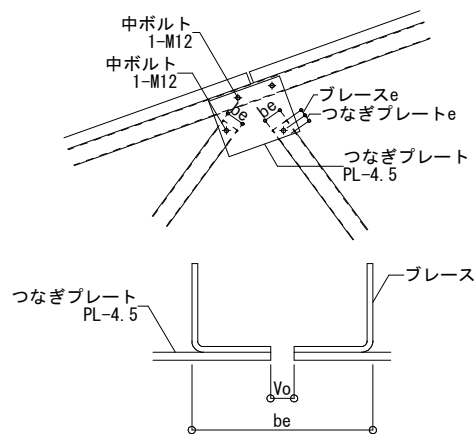
表10.2 締結部ボルトの検定結果

※引張は風圧時<WX負>の加力時を算出

No.	使用部位	使用ボルト	せん断力										引張力				検定比			判定
			長期応力		短期応力								短期応力				せん断		引張	
			常時	積雪時	暴風時				地震時X		地震時Y		負担幅 (mm)	負担長さ (mm)	荷重 (N/m <sup>2</sup> )	引張 (N)	長期	短期	短期	
			<G> (N)	<S> (N)	<WX正> (N)	<WX負> (N)	<WY正> (N)	<WY負> (N)	<KX正> (N)	<KX負> (N)	<KY正> (N)	<KY負> (N)								
1	パネル受け	1-M8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1000	500	-1400	-700.0	0.000	0.000	0.088	OK
2	支柱前	1-M12	1214.0	3801.0	3566.0	4250.0	1437.0	3337.0	99.0	99.0	299.0	299.0	-	-	-	-	0.279	0.768	-	OK
3	支柱後	1-M12	1215.0	3801.0	3341.0	4550.0	1520.0	3418.0	99.0	99.0	493.0	493.0	-	-	-	-	0.279	0.768	-	OK
4	つなぎ材	1-M12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-	-	0.000	0.000	-	OK
5	側面ブレース	1-M12	107.0	335.0	3561.0	4530.0	0.0	0.0	669.0	669.0	0.0	0.0	-	-	-	-	0.018	0.508	-	OK
6	正面ブレース	1-M12	906.0	2834.0	0.0	0.0	1165.0	2580.0	0.0	0.0	448.0	448.0	-	-	-	-	0.156	0.429	-	OK
7	背面ブレース	1-M12	733.0	2294.0	0.0	0.0	1149.0	2291.0	0.0	0.0	598.0	598.0	-	-	-	-	0.126	0.347	-	OK
8	上弦材	1-M12	671.0	2101.0	0.0	0.0	964.0	1451.0	0.0	0.0	130.0	130.0	-	-	-	-	0.154	0.424	-	OK
9	下弦材	1-M12	546.0	1707.0	0.0	0.0	486.0	1465.0	0.0	0.0	435.0	435.0	-	-	-	-	0.125	0.345	-	OK
10	中央ブレース前	1-M12	0.0	0.0	0.0	0.0	218.0	377.0	0.0	0.0	323.0	323.0	-	-	-	-	0.000	0.049	-	OK
11	中央ブレース後	1-M12	0.0	0.0	0.0	0.0	362.0	487.0	0.0	0.0	484.0	484.0	-	-	-	-	0.000	0.064	-	OK

### 10.2 つなぎプレートの検討

つなぎプレートのボルトによる欠損を考慮した検討を行う。



つなぎプレート PL-4.5

プレート厚さ t 4.5 mm

有効幅 be 120.0 mm (ブレース幅とする)

ボルト 1-M12

ボルト孔径 Vo 14.0 mm

有効断面積 Ae = (be - Vo) × t = 477 mm<sup>2</sup>

作用軸力 長期 NL 107.0 N ←表10.2 側面ブレースせん断力

作用軸力 短期 Ns 4637.0 N ←表10.2 側面ブレースせん断力(G + WX負)

長期許容応力度 ft 73.3 N/mm<sup>2</sup>

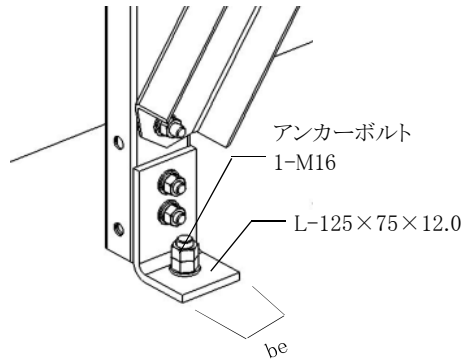
許容耐力 TL = Ae × ft = 34964 N > NL ……OK

短期許容応力度 sf 110 N/mm<sup>2</sup>

許容耐力 TS = Ae × sf = 52470 N > Ns ……OK

端空きeについてはつなぎプレート、ブレース共にボルト径の2.5倍以上を確保する(アルミニウム建築構造設計規準・同解説 P.73)。

### 10.3 柱脚の検討



#### 支柱固定金具の検討

支柱固定金具	L-125×75×12.0
厚さ t	12.0 mm
有効幅 be	70.0 mm
有効長 Le	75.0 mm
アンカーボルト	1-M16
ボルト孔径 Vo	21.0 mm

有効断面積  $Aey = (be - Vo) \times t = (70 - 21) \times 12 = 588 \text{ mm}^2$   
 有効断面積  $Aex = (Le - Vo) \times t = (75 - 21) \times 12 = 648 \text{ mm}^2$

作用せん断力 長期 $QLy$	128.0 N	←表8.2.2 正面フレームの反力一覧
作用せん断力 短期 $Qsy$	994.0 N	←表8.2.2 正面フレームの反力一覧 (長期+風吹上)
作用せん断力 長期 $QLx$	60.0 N	←表8.1.2 側面フレームの反力一覧
作用せん断力 短期 $Qsx$	2736.0 N	←表8.1.2 側面フレームの反力一覧 (長期+風吹上)

長期許容応力度 $ft$	73.3 N/mm <sup>2</sup>	許容耐力 $TL = Aey \times ft = 43100 \text{ N} > QLy$	・・・OK
短期許容応力度 $sf$	110 N/mm <sup>2</sup>	許容耐力 $TS = Aey \times sf = 64680 \text{ N} > Qsy$	・・・OK
長期許容応力度 $ft$	73.3 N/mm <sup>2</sup>	許容耐力 $TL = Aex \times ft = 47498 \text{ N} > QLx$	・・・OK
短期許容応力度 $sf$	110 N/mm <sup>2</sup>	許容耐力 $TS = Aex \times sf = 71280 \text{ N} > Qsx$	・・・OK

支柱固定金具の許容曲げ応力度 ※引張力は短期時のみ生じるため、短期の検討を行う。

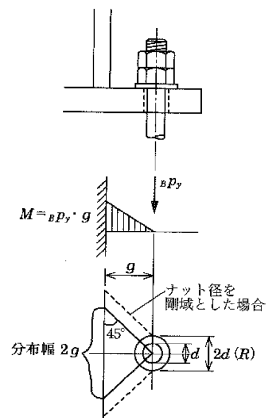
短期  $sfb = F / 1.3 \times 1.5 = 110 / 1.3 \times 1.5 = 127 \text{ N/mm}^2$

アンカーボルト距離 g	35 mm	
引張力 $bPy$	7623 N	←表8.1.2, 表8.2.2, 表8.3.2 フレーム鉛直反力(引張)
支柱固定金具の曲げモーメント Mb	$bPy \times g = 7623 \times 35 = 266805 \text{ N}\cdot\text{mm}$	

分布幅  $2g + 2d = 35 \times 2 + 16 \times 2 = 102 \text{ mm} \rightarrow 70.0 \text{ mm}$

断面係数  $Zb = 2g \times t^2 / 6 = 70 \times 12.0^2 / 6 = 1680 \text{ mm}^3$

検定  $Mb / Zb = 266805 / 1680 = 159 \text{ N/mm}^2 < sfb$  ・・・OK



アンカーボルトの検討

応力	引張	長期	0.0 N	←表8.1.2, 表8.2.2, 表8.3.2 フレーム鉛直反力(引張)
		短期	7623.0 N	←表8.1.2, 表8.2.2, 表8.3.2 フレーム鉛直反力(引張)
	せん断	長期	128.0 N	←表8.1.2, 表8.2.2, 表8.3.2 フレーム鉛直反力(せん断)
		短期	994.0 N	←表8.1.2, 表8.2.2, 表8.3.2 フレーム鉛直反力(せん断)

許容耐力 ねじ部有効断面積  $A_e = 157 \text{ mm}^2$

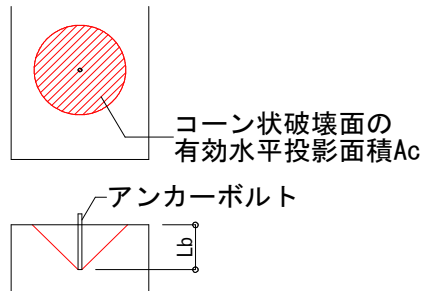
引張	長期	$P_b = A_e \times F / 1.5 =$	25120 N	検定比 = $0.0 / 25120 =$	0.00 < 1.0	OK
	短期	$P_{ba} = A_e \times F =$	37680 N	検定比 = $7623 / 37680 =$	0.20 < 1.0	OK
せん断	長期	$Q_b = A_e \times F / \sqrt{3} / 1.5 =$	14503 N	検定比 = $128 / 14503 =$	0.01 < 1.0	OK
	短期	$Q_{ba} = A_e \times F / \sqrt{3} =$	21755 N	検定比 = $994 / 21755 =$	0.05 < 1.0	OK

せん断を同時に受ける場合の許容引張応力度

長期  $f_{ts} = 1.4f_{to} - 1.6\tau = 1.4 \times 160 - 1.6 \times (128 / 157) = 222 \rightarrow 160 \text{ N/mm}^2$

短期  $f_{ts} = 1.4f_{to} - 1.6\tau = 1.4 \times 240 - 1.6 \times (994 / 157) = 325 \rightarrow 240 \text{ N/mm}^2$

組合せ	長期	$P_b = A_e \times f_{ts} =$	25120 N	検定比 = $0.0 / 25120 =$	0.00 < 1.0	OK
	短期	$P_b = A_e \times f_{ts} =$	37680 N	検定比 = $7623 / 37680 =$	0.20 < 1.0	OK



アンカーボルトの定着の検討

アンカーボルトの埋め込み長さ  $L_b = 200 \text{ mm}$

コーン状破壊面の有効水平投影面積  $A_c = \pi \times d^2 / 4 = 3.14 \times (200 \times 2)^2 / 4 = 125664 \text{ mm}^2$

定着によるアンカーボルトの引張耐力  $T_p = 0.31 \times \phi \times \sqrt{F_c} \times A_c$   
 $= 0.31 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 125664$   
 $= 107111 \text{ N} > 7623 \text{ N} \dots \text{OK}$

アンカーボルトの付着の検討

許容付着応力度  $f_h = \min(6 \times F_c / 100, 1.35) = 1.26 \text{ N/mm}^2$  (短期は2倍)

アンカーボルトの周長  $\phi = 50.3 \text{ mm}$

長期 必要埋め込み長さ  $L_b' = NtL / f_h / \phi = 0.0 \text{ mm} < 200 \text{ mm} \dots \text{OK}$

短期 必要埋め込み長さ  $L_b' = NtS / f_h / \phi = 120.3 \text{ mm} < 200 \text{ mm} \dots \text{OK}$

# 11.基礎の検討

## 11.1 基礎の諸元

### a)基礎断面

基礎長さ(X方向) L	3000 mm
支柱間長さ(X方向) L2	2200 mm
基礎幅(Y方向) B	600 mm
基礎せい(Z方向) H	400 mm
根入れ深さ Df	300 mm
コンクリート強度 Fc	21 N/mm <sup>2</sup>

コンクリートのせん断許容応力度fs 長期 fsL= 21/30 = 0.7 N/mm<sup>2</sup>  
 (短期は長期の2倍) 短期 fsS= 0.7×2 = 1.4 N/mm<sup>2</sup>

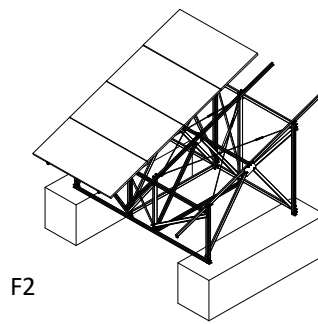
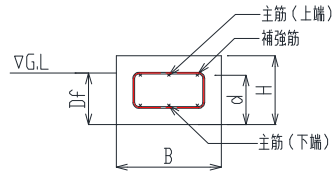
基礎重量Wf 17.28 kN

### b)基礎配筋

主筋(上端)	3-D13(SD295A)
主筋(下端)	3-D13(SD295A)
補強筋	2-D10@250
主筋断面積(1本あたり) at	127 mm <sup>2</sup>
主筋全断面積 Σat	381 mm <sup>2</sup>
有効せい d	300 mm

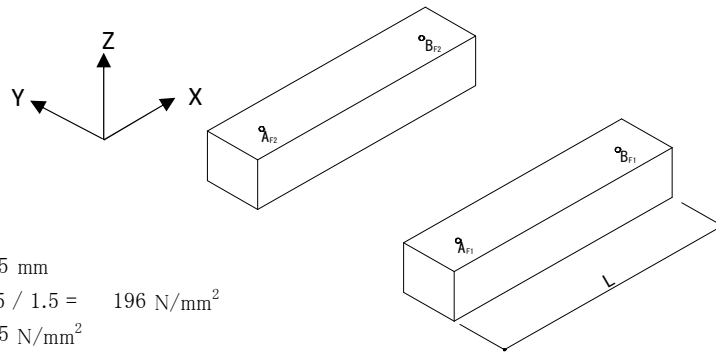
応力中心間距離 j = 7 / 8 × d = 262.5 mm

鉄筋の引張許容応力度ft 長期 ftL = 295 / 1.5 = 196 N/mm<sup>2</sup>  
 (長期は短期の1/1.5) 短期 ftS = 295 N/mm<sup>2</sup>



F2

F1



## 11.2 各支点反力

各支点に作用する反力を下表に示す。(各反力は「8.応力算出」より引用)

表11.1 支点反力一覧

位置	反力の種類	長期 常時 <G>	短期						採用値				
			積雪時 <S>	暴風時 <WX正>	暴風時 <WX負>	暴風時 <WY正>	暴風時 <WY負>	地震時 <KX正>	地震時 <KY正>	反力	ケース		
A <sub>F1</sub> A <sub>F2</sub>	鉛直 (N)	1217	3806	1615			1350		298	457	5023	G+W	
	浮上り (N)					1816			3253	457	2036	G+W	
	水平	X方向 (N)	60	186	-2497	2517				-474		2577	G+W
		Y方向 (N)	128	399			670	1122			420	1250	G+K
B <sub>F1</sub> B <sub>F2</sub>	鉛直 (N)	1217	3806	6761			1518		489	489	7978	G+W	
	浮上り (N)					8840			3421	489	7623	G+W	
	水平	X方向 (N)	-60	-186	-1587	2676				-341		2616	G+W
		Y方向 (N)	78	243			801	1075			420	1153	G+K

以下の各検討においては上表の採用値を用いる。

## 11.3 鉛直力に対する検討

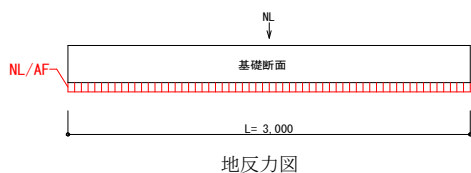
鉛直力を基礎底面積で除した地反力が地盤許容支持力以下となっていることを確認する。

### a)地盤許容支持力の算出

長期許容支持力qaL	20 kN/m <sup>2</sup>
短期許容支持力qaS	40 kN/m <sup>2</sup> (短期は長期の2倍)
基礎底面積AF	3 × 0.6 = 1.80 m <sup>2</sup>

### b)地盤支持力の検討

#### (1)長期の検討



$$NL + Wf = 1.217 + 1.217 + 17.28 = 19.7 \text{ kN}$$

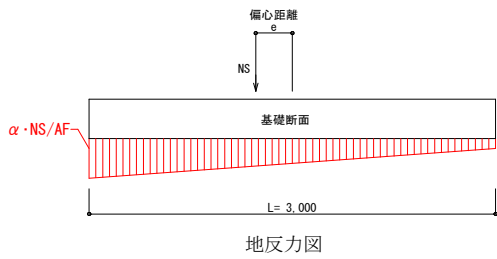
$$\text{地反力} = (NL + Wf) / AF = 11.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{検定比} = 11.0 / 20.0 = 0.550 < 1.0 \text{ ...OK}$$

(qaL)

(2)短期の検討

< X方向 >



$$NS = RS + Wf = -0.599 - 7.623 + 17.28 = 9.058 \text{ kN}$$

$$QS = | 2.577 + 2.616 | = 5.193 \text{ kN}$$

(短期風圧荷重<WX負>時)

鉛直方向の反力による曲げモーメント  $MF_N$

$$MF_N = (AF1 + BF1) \times L2 / 2 = (0.599 + 7.623) \times 2.2 / 2 = 9.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

水平方向の反力による曲げモーメント  $MF_Q$

$$MF_Q = QS \times H = 5.193 \times 0.4 = 2.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

基礎に作用する曲げモーメント MF

$$MF = MF_N + MF_Q = 9.04 + 2.08 = 11.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

偏心距離

$$e = MF / NS = 11.12 / 9.058 = 1.228 \text{ m}$$

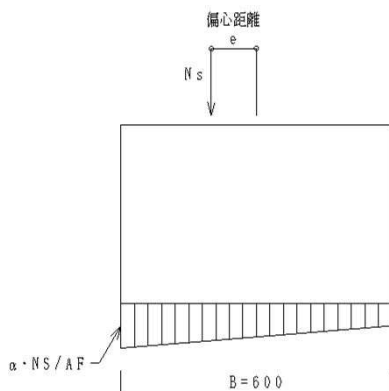
$$e/L > 1/6 \text{ より } \alpha = 2 / \{ 3 \times (1/2 - e/L) \} = 7.353$$

$$\text{地反力(MAX)} = \alpha \times NS / AF = 37 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{検定比} = 37.0 / 40.0 = 0.925 < 1.0 \text{ OK}$$

(qaS)

< Y方向 >



$$NS = RS + Wf = -2.036 - 2.204 + 17.28 = 13.04 \text{ kN}$$

$$QS = | 1.25 + 1.153 | = 2.403 \text{ kN}$$

(短期風圧荷重<WY負>時)

基礎に作用する曲げモーメント MF

$$MF = QS \times H = 2.403 \times 0.4 = 0.9612 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

偏心距離

$$e = MF / NS = 0.9612 / 13.04 = 0.074 \text{ m}$$

$$e/L < 1/6 \text{ より } \alpha = 1 + 6 \times (e/L) = 1.74$$

$$\text{地反力(MAX)} = \alpha \times NS / AF = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

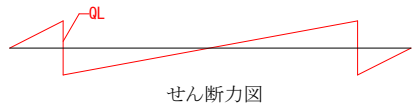
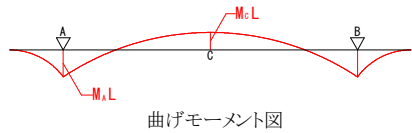
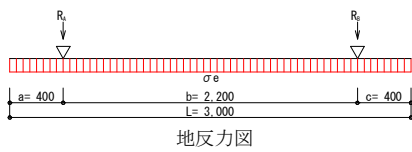
$$\text{検定比} = 12.6 / 40.0 = 0.315 < 1.0 \text{ OK}$$

(qaS)

c)基礎配筋の検討

基礎は連続基礎となっており、梁と仮定して検討する。

(1)長期の検討



$$\text{単位長さ当りの地反力 } \sigma_eL = (NL + Wf) / L = 19.714 / 3 = 6.6 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{A点の地反力による反力 } R_{AL} &= (\sigma_eL (a + b)^2 - \sigma_eL \times c^2) / (2 \times b) \\ &= (6.6 \times (0.4 + 2.2)^2 - 6.6 \times 0.4^2) / (2 \times 2.2) \\ &= 9.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{B点の地反力による反力 } R_{BL} &= (\sigma_eL (c + b)^2 - \sigma_eL \times a^2) / (2 \times b) \\ &= (6.6 \times (0.4 + 2.2)^2 - 6.6 \times 0.4^2) / (2 \times 2.2) \\ &= 9.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{A点の曲げモーメント } M_{AL} &= \sigma_eL \times a^2 / 2 \\ &= 6.6 \times 0.4^2 / 2 \\ &= 0.528 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{C点の曲げモーメント } M_{CL} &= R_{AL} \times (b / 2) - \sigma_eL / 2 (a + (b / 2))^2 \\ &= 9.9 \times (2.2 / 2) - 6.6 / 2 \times (0.4 + (2.2 / 2))^2 \\ &= 3.465 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

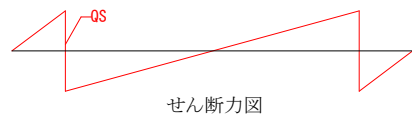
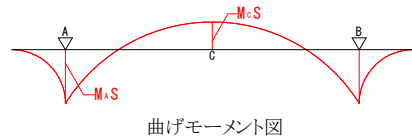
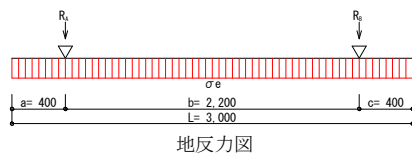
$$\begin{aligned} \text{応力による必要鉄筋(主筋)量} &= M_{L\max} / (f_t \times j) \\ &= 3.465 \times 1000000 / (196 \times 262.5) \\ &= 67.35 \text{ mm}^2 < \Sigma a_t = 381 \text{ mm}^2 \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断力 } Q_L &= R_{AL} - \sigma_eL \times a \\ &= 9.9 - 6.6 \times 0.4 \\ &= 7.26 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{コンクリートのせん断耐力} &= f_sL \times B \times j \\ &= 0.7 \times 600 \times 262.5 / 1000 \\ &= 110.25 \text{ kN} > Q_L = 7.26 \text{ kN} \text{ OK} \end{aligned}$$

(2)短期の検討

※地反力は偏心を考慮するため、台形状となるが下図のように最大の等分布荷重として検討する。  
 ※地反力は最大となる風圧荷重(正圧)時の荷重を用いて検討する。



$$\begin{aligned} \text{単位長さ当りの地反力 } \sigma_eS &= \alpha \times (NS + Wf) / L = 7.353 \times 9.058 / 3 \\ &= 22.2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{A点の地反力による反力 } R_{AS} &= (\sigma_eS (a + b)^2 - \sigma_eS \times c^2) / (2 \times b) \\ &= (22.2 \times (0.4 + 2.2)^2 - 22.2 \times 0.4^2) / (2 \times 2.2) \\ &= 33.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{B点の地反力による反力 } R_{BS} &= (\sigma_eS (c + b)^2 - \sigma_eS \times a^2) / (2 \times b) \\ &= (22.2 \times (0.4 + 2.2)^2 - 22.2 \times 0.4^2) / (2 \times 2.2) \\ &= 33.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{A点の曲げモーメント } M_{AS} &= \sigma_eS \times a^2 / 2 \\ &= 22.2 \times 0.4^2 / 2 \\ &= 1.776 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{C点の曲げモーメント } M_{CS} &= R_{AS} \times (b / 2) - \sigma_eS / 2 (a + (b / 2))^2 \\ &= 33.3 \times (2.2 / 2) - 22.2 / 2 \times (0.4 + (2.2 / 2))^2 \\ &= 11.655 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{応力による必要鉄筋(主筋)量} &= M_{S\max} / (f_t \times j) \\ &= 11.655 \times 1000000 / (295 \times 262.5) \\ &= 150.51 \text{ mm}^2 < \Sigma a_t = 381 \text{ mm}^2 \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断力 } Q_S &= R_{AS} - \sigma_eS \times a \\ &= 33.3 - 22.2 \times 0.4 \\ &= 24.42 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{コンクリートのせん断耐力} &= f_sS \times B \times j \\ &= 1.4 \times 600 \times 262.5 / 1000 \\ &= 220.5 \text{ kN} > Q_S = 24.42 \text{ kN} \text{ OK} \end{aligned}$$

### 11.4 浮上りに対する検討

浮上りが基礎自重を含む鉛直力以下となっていることを確認する。ただし、安全率は1.5とする。  
また、浮上りは風圧荷重(負)のみ生じるため、短期の検討のみ行う。

a)浮上り抵抗力の算出

$$\begin{aligned} \text{コンクリート単位体積重量 } \gamma_c &= 24 \text{ kN/m}^3 \\ \text{長期反力 } N_L &= 1.217 + 1.217 = 2.434 \text{ kN} \\ \text{基礎重量 } W_f &= \gamma_c \cdot L \cdot B \cdot H = 24 \times 3 \times 0.6 \times 0.4 = 17.28 \text{ N} \\ \text{浮上り抵抗力 } R_u &= N_L + W_f = 2.434 + 17.28 = 19.714 \text{ kN} \end{aligned}$$

b)検定

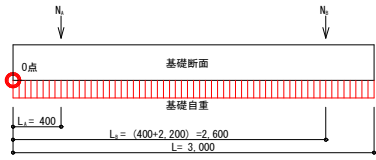
$$\begin{aligned} \text{浮上り } T &= (-2.036) + (-7.623) = 9.659 \text{ kN} \\ \text{検定: } 9.659 \text{ N} &< R_u = 19.714 / 1.5 = 13.14 \text{ kN OK} \\ &(\text{安全率}) \end{aligned}$$

### 11.5 転倒に対する検討

下図の0点に作用する応力による曲げモーメントが長期支点反力及び基礎自重による曲げモーメント以下となっていることを確認する。  
ただし、安全率は1.5とする。また、転倒は風圧荷重(負)および地震荷重のみ生じるため、短期の検討のみ行う。

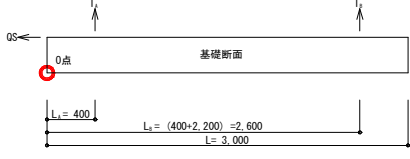
#### 11.5.1 側面フレーム(X)

a)転倒抵抗力の算出



$$\begin{aligned} \text{長期支点反力による抵抗モーメント } M_{Rn} &= N_A L_A + N_B L_B \\ &= 1.217 \times 0.4 + 1.217 \times 2.6 = 3.651 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{基礎自重による抵抗モーメント } M_{Rf} &= W_f \times L / 2 \\ &= 17.28 \times 3 / 2 = 25.92 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{転倒抵抗モーメント } M_{Re} &= M_{Rn} + M_{Rf} \\ &= 3.651 + 25.92 = 29.571 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

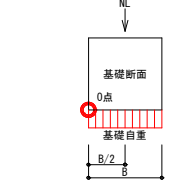
b)検定



$$\begin{aligned} \text{浮上りによる転倒モーメント } M_u &= T_A \times L_A + T_B \times L_B \\ &= (-3.253) \times 0.4 + (-3.421) \times 2.6 = -10.1958 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{水平力による転倒モーメント } M_q &= \sum QS \times H \\ &= -(2.577 + 2.616) \times 0.4 = -2.0772 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{転倒モーメント } M_e &= M_u + M_q \\ &= (-10.1958) + (-2.0772) = -12.273 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{検定: } 12 \text{ kN}\cdot\text{m} &< M_{Re} = 29.571 / 1.5 = 19.714 \text{ kN}\cdot\text{m OK} \\ &(\text{安全率}) \end{aligned}$$

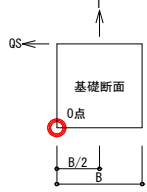
#### 11.5.2 正面フレーム(Y)

a)転倒抵抗力の算出



$$\begin{aligned} \text{長期支点反力による抵抗モーメント } M_{Rn} &= N_L \times B / 2 \\ &= 2.434 \times 0.6 / 2 = 0.7302 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{基礎自重による抵抗モーメント } M_{Rf} &= W_f \times B / 2 \\ &= 17.28 \times 0.6 / 2 = 5.184 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{転倒抵抗モーメント } M_{Re} &= M_{Rn} + M_{Rf} \\ &= 0.7302 + 5.184 = 5.9142 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

b)検定



$$\begin{aligned} \text{浮上りによる転倒モーメント } M_u &= T \times B / 2 \\ &= \{(-3.253) + (-3.421)\} \times 0.6 / 2 = -2.0022 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{水平力による転倒モーメント } M_q &= \sum QS \times H \\ &= -(1.25 + 1.153) \times 0.4 = -0.9612 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{転倒モーメント } M_e &= M_u + M_q \\ &= (-2.0022) + (-0.9612) = -2.9634 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{検定: } -2.9634 \text{ kN}\cdot\text{m} &< M_{Re} = 5.9142 / 1.5 = 3.9428 \text{ kN}\cdot\text{m OK} \\ &(\text{安全率}) \end{aligned}$$



## 11.6 滑動に対する検討

水平方向に作用する外力が基礎底面の摩擦と受働土圧の合計以下となっていることを確認する。ただし、安全率は1.5とする。  
また、滑動は風圧荷重および地震荷重のみ生じるため、短期の検討のみ行う。

### 11.6.1 側面フレーム(X)

a)滑動抵抗力の算出

$$\text{基礎重量を含む短期鉛直力 } NS = NL + W_f - T = 2.434 + 17.28 - (1.816 + 8.84) = 9.06 \text{ kN}$$

$$\text{基礎底面と地盤の摩擦係数 } \mu = 0.3$$

$$\text{重量による摩擦抵抗力 } R_m = NS \times \mu = 9.06 \times 0.3 = 2.718 \text{ kN}$$

$$\text{支持地盤の粘着力 } c = 12.5 \text{ N} / 2 = 12.5 \times 3 / 2 = 18.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{内部摩擦角 } \phi = 0^\circ$$

$$\text{支持力係数 } N_c = 5.1$$

$$\text{粘着力による摩擦抵抗力 } R_c = c \cdot N_c \cdot LF \cdot BF = 18.75 \times 5.1 \times 3 \times 0.6 = 172 \text{ kN}$$

$$\text{基礎底面の摩擦抵抗力 } R_f = \min(R_m, R_c) / 1.5 = \min(2.718, 172) / 1.5 = 1.812 \text{ kN}$$

$$\text{受働土圧係数 } K_p = \tan^2(45^\circ + \phi / 2) = \tan^2(45 + 0 / 2) = 1$$

$$\text{土の単位重量 } \gamma_e = 16 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{受働土圧 } \sigma_a = K_p \times \gamma_e \times D_f + 2 \times c \sqrt{K_p} \quad \text{これを } D_f \text{ で積分する:}$$

$$P_p = \int_0^{D_f} (K_p \times \gamma_e \times D_f + 2 \times c \sqrt{K_p}) = K_p \times \gamma_e \times D_f^2 / 2 + 2 \times c \sqrt{K_p} \times D_f$$

$$= 1.0 \times 16 \times 0.3^2 / 2 + 2 \times 18.75 \times \sqrt{1.0} \times 0.300 = 12 \text{ kN/m}$$

$$\text{根入れ部の抵抗 } R_k = P_p \times B = 12 \times 0.6 = 7.2 \text{ kN}$$

$$\text{滑動抵抗力 } R_{as} = R_m + R_k = 2.718 + 7.2 = 9.918 \text{ N}$$

b)検定

$$\text{水平力 } QS = 5.193 \text{ kN} < R_{as} = 9.918 / 1.5 = 6.612 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

(安全率)

### 11.6.2 正面フレーム(Y)

a)滑動抵抗力の算出

$$\text{基礎重量を含む短期鉛直力 } NS = NL + W_f - T = 2.434 + 17.28 - (3.253 + 3.421) = 13.04 \text{ kN}$$

$$\text{基礎底面と地盤の摩擦係数 } \mu = 0.3$$

$$\text{重量による摩擦抵抗力 } R_m = NS \times \mu = 13.04 \times 0.3 = 3.912 \text{ kN}$$

$$\text{支持地盤の粘着力 } c = 12.5 \text{ N} / 2 = 12.5 \times 3 / 2 = 18.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{内部摩擦角 } \phi = 0^\circ$$

$$\text{支持力係数 } N_c = 5.1$$

$$\text{粘着力による摩擦抵抗力 } R_c = c \cdot N_c \cdot LF \cdot BF = 18.75 \times 5.1 \times 3 \times 0.6 = 172 \text{ kN}$$

$$\text{基礎底面の摩擦抵抗力 } R_f = \min(R_m, R_c) / 1.5 = \min(3.912, 172) / 1.5 = 2.608 \text{ kN}$$

$$\text{受働土圧係数 } K_p = \tan^2(45^\circ + \phi / 2) = \tan^2(45 + 0 / 2) = 1.0$$

$$\text{土の単位重量 } \gamma_e = 16 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{受働土圧 } \sigma_a = K_p \times \gamma_e \times D_f + 2 \times c \sqrt{K_p} \quad \text{これを } D_f \text{ で積分する:}$$

$$P_p = \int_0^{D_f} (K_p \times \gamma_e \times D_f + 2 \times c \sqrt{K_p}) = K_p \times \gamma_e \times D_f^2 / 2 + 2 \times c \sqrt{K_p} \cdot D_f$$

$$= 1.0 \times 16 \times 0.3^2 / 2 + 2 \times 18.75 \times \sqrt{1.0} \times 0.3 = 12.0 \text{ kN/m}$$

$$\text{根入れ部の抵抗 } R_k = P_p \times L = 12 \times 3 = 36 \text{ kN}$$

$$\text{滑動抵抗力 } R_{as} = R_m + R_k = 3.912 + 36 = 39.912 \text{ kN}$$

b)検定

$$\text{水平力 } QS = 2.403 \text{ kN} < R_{as} = 39.912 / 1.5 = 26.608 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

(安全率)



## 設計例②： 強風仕様（アレイ傾斜角度 10° ）

### 目次

- |               |       |
|---------------|-------|
| 1. 設計条件       | ② - 1 |
| 2. 架台および基礎の仕様 | ② - 2 |



設計例②は、設計例①と同じ方針・計算方法を用い以下の条件にて算定する。

## 1. 設計条件

### 1) 構造体

架台規模	:	太陽電池モジュール 4段 2列 配置	計 8 枚
アレイ面の傾斜角度	:	10.0 °	
アレイ面の最低高さ	:	GL+ 1100 mm	
太陽電池モジュールサイズ	:	2000 mm × 1000 mm	
太陽電池モジュール重量	:	28 kg/枚	

### 2) 積雪荷重

区域	:	一般地域
地上垂直積雪量	:	30 cm
雪の平均単位重量	:	20 N/m <sup>2</sup> ・cm

### 3) 風圧荷重

設計用基準風速	:	40 m/s
地表面粗度区分	:	II
アレイ面の地上平均高さ	:	GL+ 1.5 m (5m以下)
用途係数	:	1.00

### 4) 地震荷重

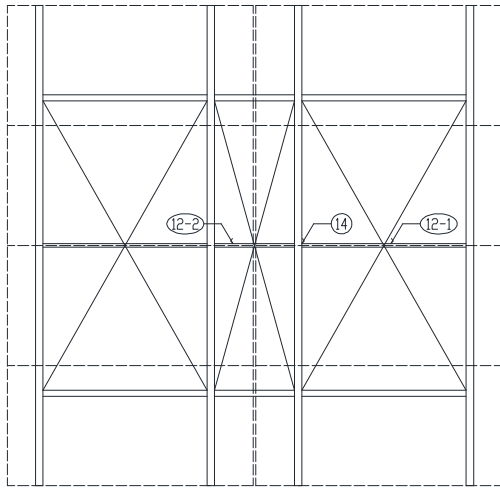
水平震度	:	0.3
用途係数	:	1.00

### 5) 基礎及び地盤

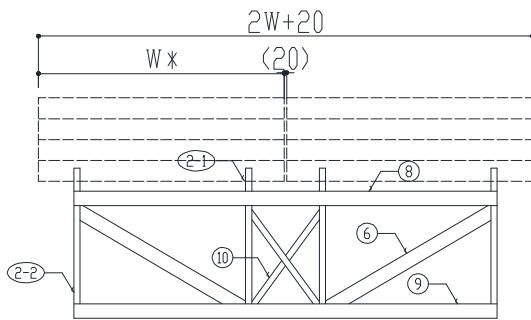
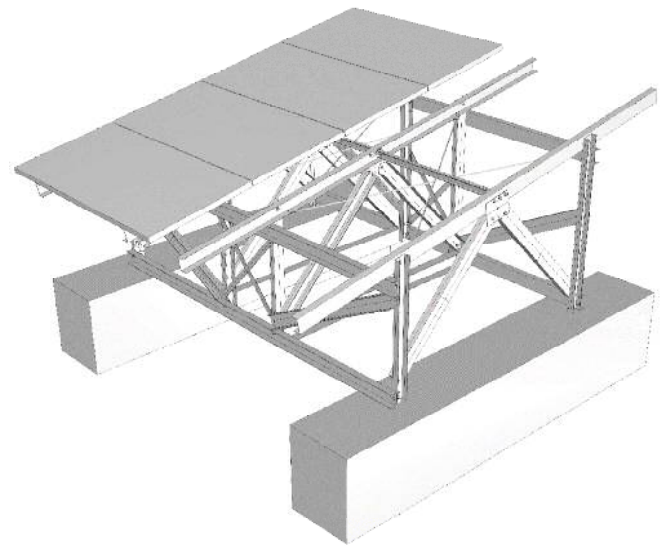
基礎	:	鉄筋コンクリート基礎
コンクリート強度F <sub>c</sub>	:	21
土質	:	粘性土
N値	:	3
長期許容支持力	:	20 KN/m <sup>2</sup>
地盤との摩擦係数	:	0.3 (ガイドラインP.85 表7-2より)

## 2. 架台および基礎の仕様

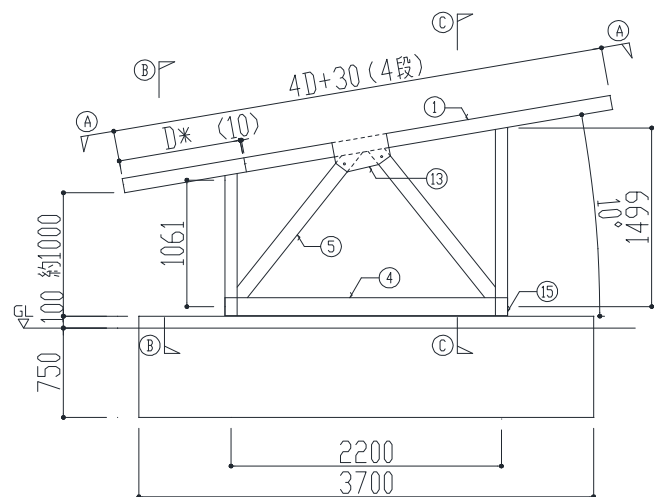
### 2.1 架台および基礎の構造図



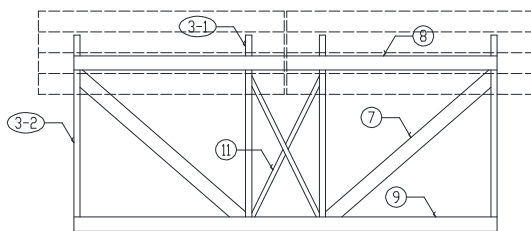
Ⓐ-ⒶSEC.



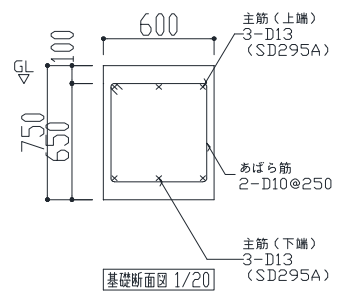
Ⓑ-ⒷSEC.



側面図



Ⓒ-ⒸSEC.



基礎断面図 1/20

※○の数字は部材番号を示す。

※太陽電池モジュールの長辺長さWは2000mm以下、短辺長さDは1000mm以下、面積 $W \times D$ は $2\text{m}^2$ 以下とする。

## 2.2 使用部材

本設計例の架台に使われている部材を下記の表3.1及び表3.2に示す。

表2.1 支持架構の部材リスト

部材番号	部材名	断面	材質	表面処理	数量	備考
1	パネル受け	[-120×60×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	4	
2-1	支柱前(右)	[-100×50×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
2-2	支柱前(左)	[-100×50×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
3-1	支柱後(右)	[-100×50×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
3-2	支柱後(左)	[-100×50×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
4	つなぎ材	[-150×75×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
5	側面ブレース	[-120×60×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	8	
6	正面ブレース	[-120×60×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
7	背面ブレース	[-120×60×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
8	上弦材	[-120×60×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
9	下弦材	[-120×60×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
10	中央ブレース前	PL-50×3.5	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
11	中央ブレース後	PL-50×3.5	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
12-1	横材(端)	[-60×30×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
12-2	横材(中)	[-60×30×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	1	
13	つなぎプレート	PL-4.5	A6063-T5	陽極酸化被膜	4	
14	横材固定金具	L-75×45×4.5	A6063-T5	陽極酸化被膜	6	
15	支柱固定金具	L-165×75×14	A6063-T5	陽極酸化被膜	4	
16-1	ターンバックル(端)	M10	SS400	HDZ35相当	4	
16-2	ターンバックル(中)	M10	SS400	HDZ35相当	2	

表2.2 締結材リスト

接合箇所	ボルト	鋼材種	表面処理	数量	備考
架台接合	M16	A2-50		94	架台の全接合部に使用する
太陽電池モジュール固定	M6またはM8	A2-50		32	ボルトサイズはメーカー指定による
アンカーボルト	M16	SS400相当	HDZ-A種相当	4	

## 2.3 使用材料と許容応力度

表2.3 支持架構材

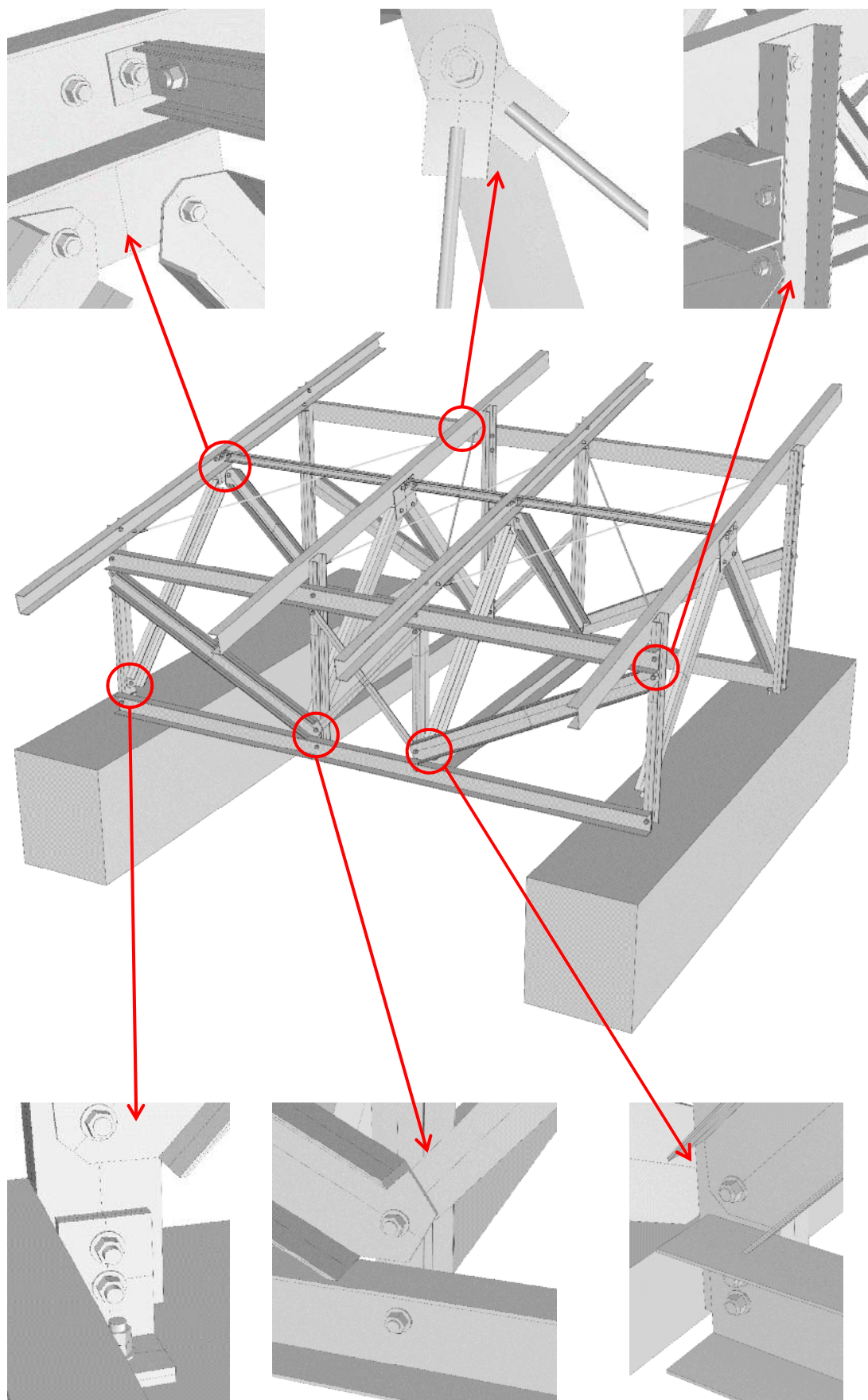
材料	F値	長期				備考
		圧縮	引張	曲げ	せん断	
A6063-T5 アルミニウム合金	110	73.3	73.3	73.3	42.3	形材
A6063-T5 アルミニウム合金	110	-	73.3	-	-	プレート材
SS400	235	-	156.7	-	-	ターンバックルブレース

- ・短期は長期の1.5倍とする
- ・圧縮を受ける部材については座屈による低減を考慮する。

表2.4 締結材

材料	F値	長期				備考
		圧縮	引張	曲げ	せん断	
A2-50	210	-	105	-	60.6	ネジ部にせん断が作用する場合
SS400	240	-	160	-	92.4	強度区分4.6

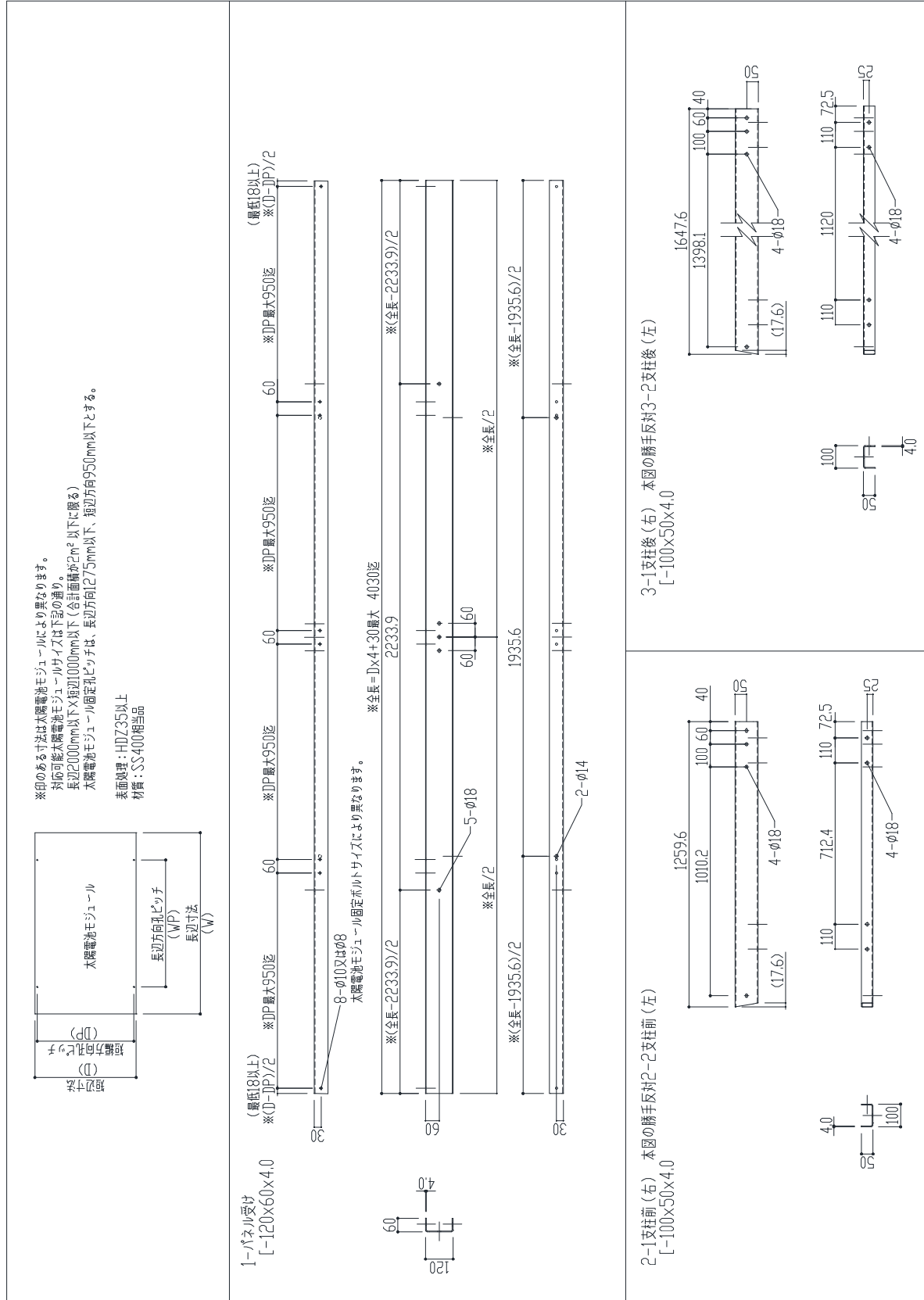
## 2.4 接合部詳細図



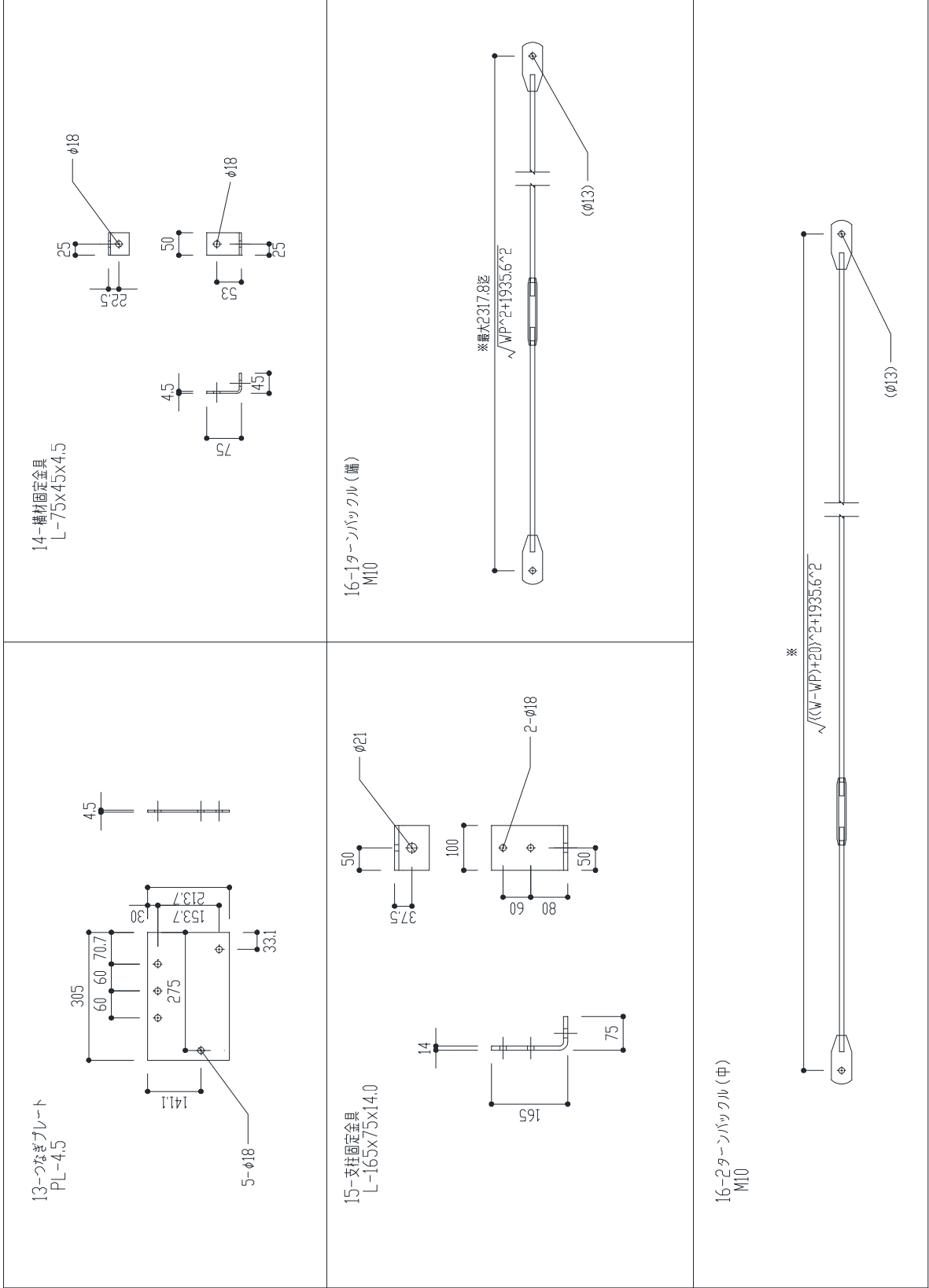
※X,Y軸に対して中心軸対称となるため、反対側の詳細図を省略する。



## 2.5 部品図



<p>4-つなぎ材 [-150×75×4.0]</p>	<p>5-側面ブレース [-120×60×4.0]</p>
<p>6-正面ブレース [-120×60×4.0]</p>	<p>7-背面ブレース [-120×60×4.0]</p>
<p>8,9-上弦材及び下弦材 [-120×60×4.0]</p>	<p>10-中央ブレース前 PL-50×3.5</p>
<p>11-中央ブレース後 PL-50×3.5</p>	<p>12-1構材端部 [-60×30×3.0]</p>
<p>12-2構材中央 [-60×30×3.0]</p>	<p>12-2構材中央 [-60×30×3.0]</p>





# 設計例③： 多雪仕様（アレイ傾斜角度 30° ）

## 目次

- |               |       |
|---------------|-------|
| 1. 設計条件       | ③ - 1 |
| 2. 架台および基礎の仕様 | ③ - 2 |



設計例③は、設計例①と同じ方針・計算方法を用い以下の条件にて算定する。

## 1. 設計条件

### 1) 構造体

架台規模	:	太陽電池モジュール 4段 2列 配置	計 8 枚
アレイ面の傾斜角度	:	30.0 °	
アレイ面の最低高さ	:	GL+ 1900 mm	
太陽電池モジュールサイズ	:	2000 mm × 1000 mm	
太陽電池モジュール重量	:	28 kg/枚	

### 2) 積雪荷重

区域	:	多雪区域
地上垂直積雪量	:	180 cm
雪の平均単位重量	:	30 N/m <sup>2</sup> ・cm

### 3) 風圧荷重

設計用基準風速	:	30 m/s
地表面粗度区分	:	III
アレイ面の地上平均高さ	:	GL+ 2.9 m (5m以下)
用途係数	:	1.00

### 4) 地震荷重

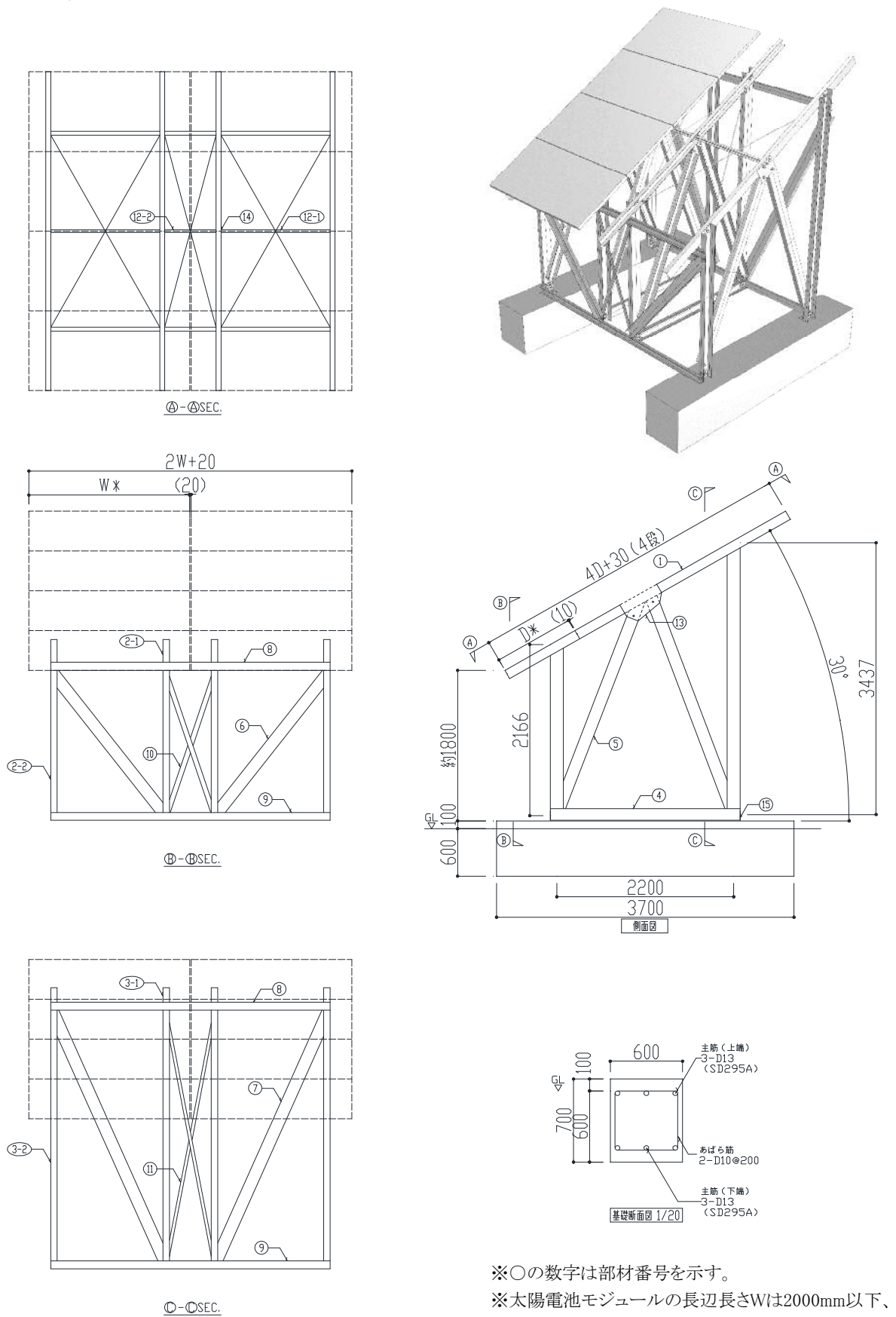
水平震度	:	0.3
用途係数	:	1.00

### 5) 基礎及び地盤

基礎	:	鉄筋コンクリート基礎
コンクリート強度F <sub>c</sub>	:	21
土質	:	粘性土
N値	:	3
長期許容支持力	:	20 KN/m <sup>2</sup>
地盤との摩擦係数	:	0.3 (ガイドラインP.85 表7-2より)

## 2. 架台および基礎の仕様

### 2.1 架台および基礎の構造図



※○の数字は部材番号を示す。

※太陽電池モジュールの長辺長さWは2000mm以下、  
短辺長さDは1000mm以下、面積W×Dは2m<sup>2</sup>以下とする。



## 2.2 使用部材

本設計例の架台に使われている部材を下記の表3.1及び表3.2に示す。

表2.1 支持架構の部材リスト

部材番号	部材名	断面	材質	表面処理	数量	備考
1	パネル受け	[-120×60×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	4	
2-1	支柱前(右)	[-160×80×6.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
2-2	支柱前(左)	[-160×80×6.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
3-1	支柱後(右)	[-160×80×6.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
3-2	支柱後(左)	[-160×80×6.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
4	つなぎ材	[-150×60×4.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
5	側面ブレース	[-150×75×6.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	8	
6	正面ブレース	[-150×60×6.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
7	背面ブレース	[-150×75×6.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
8	上弦材	[-100×50×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
9	下弦材	[-100×50×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
10	中央ブレース前	PL-60×3.5	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
11	中央ブレース後	PL-60×3.5	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
12-1	横材(端)	[-60×30×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	2	
12-2	横材(中)	[-60×30×3.0	A6063-T5	陽極酸化被膜	1	
13	つなぎプレート	PL-4.5	A6063-T5	陽極酸化被膜	4	
14	横材固定金具	L-75×45×4.5	A6063-T5	陽極酸化被膜	6	
15	支柱固定金具	L-165×75×15	A6063-T5	陽極酸化被膜	4	
16-1	ターンバックル(端)	M10	SS400	HDZ35相当	4	
16-2	ターンバックル(中)	M10	SS400	HDZ35相当	2	

表2.2 締結材リスト

接合箇所	ボルト	鋼材種	表面処理	数量	備考
架台接合	M20	A2-50		94	架台の全接合部に使用する
太陽電池モジュール固定	M6またはM8	A2-50		32	ボルトサイズはメーカー指定による
アンカーボルト	M16	SS400相当	HDZ-A種相当	4	

## 2.3 使用材料と許容応力度

表2.3 支持架構材

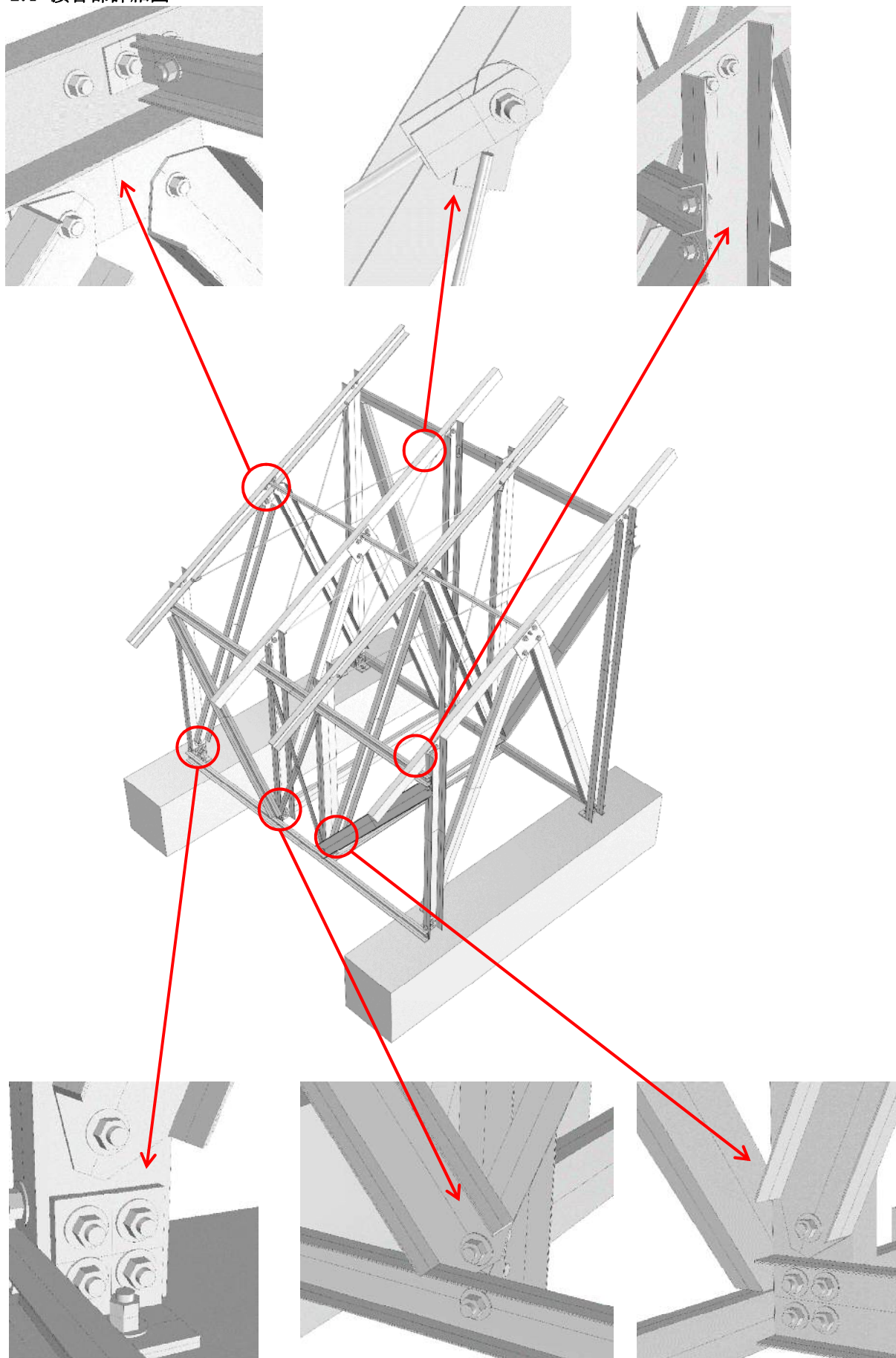
材料	F値	長期				備考
		圧縮	引張	曲げ	せん断	
A6063-T5 アルミニウム合金	110	73.3	73.3	73.3	42.3	形材
A6063-T5 アルミニウム合金	110	-	73.3	-	-	プレート材
SS400	235	-	156.7	-	-	ターンバックルブレース

- ・短期は長期の1.5倍とする。
- ・圧縮を受ける部材については座屈による低減を考慮する。

表2.4 締結材

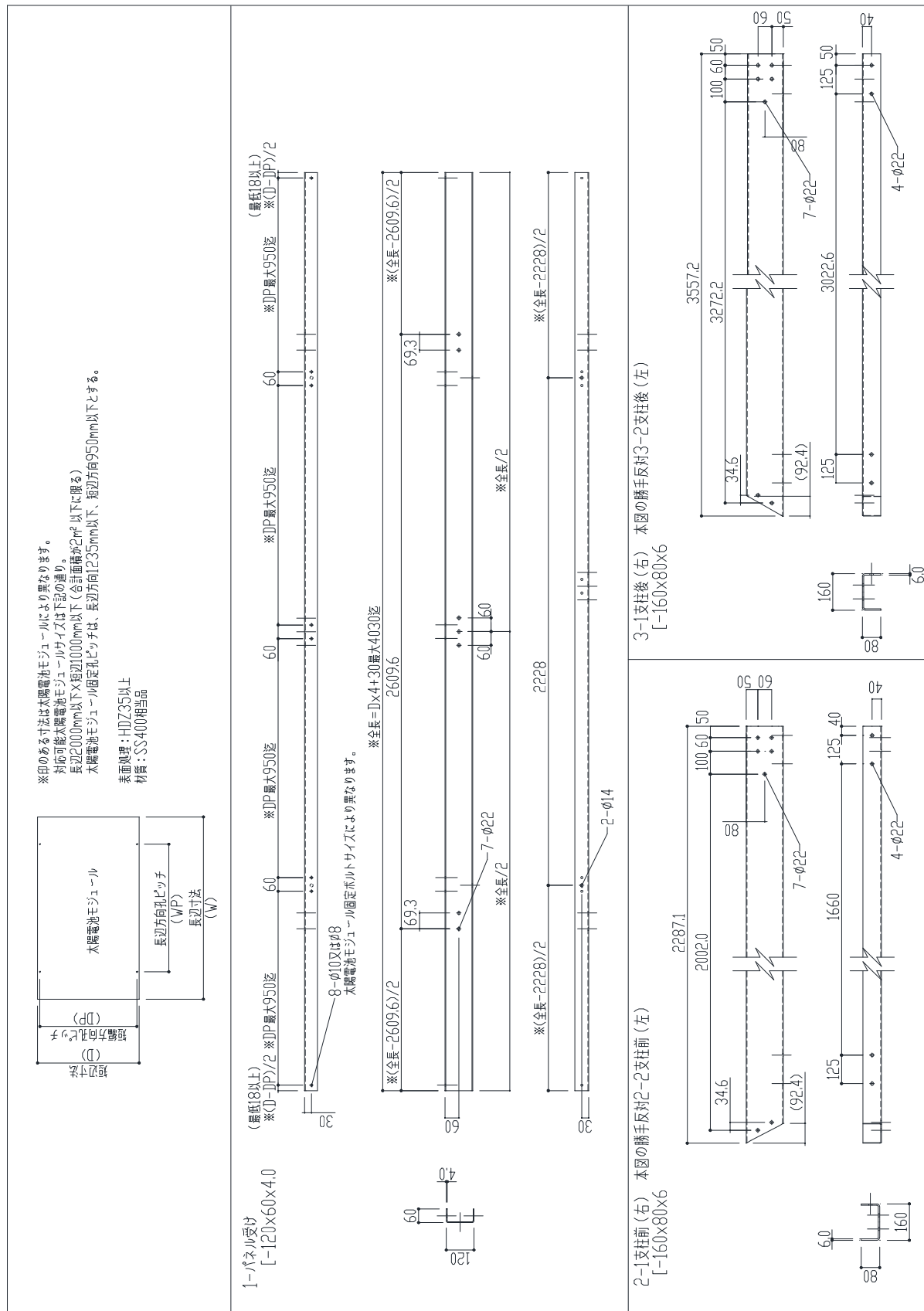
材料	F値	長期				備考
		圧縮	引張	曲げ	せん断	
A2-50	210	-	105	-	60.6	ネジ部にせん断が作用する場合
SS400	240	-	160	-	92.4	強度区分4.6

## 2.4 接合部詳細図

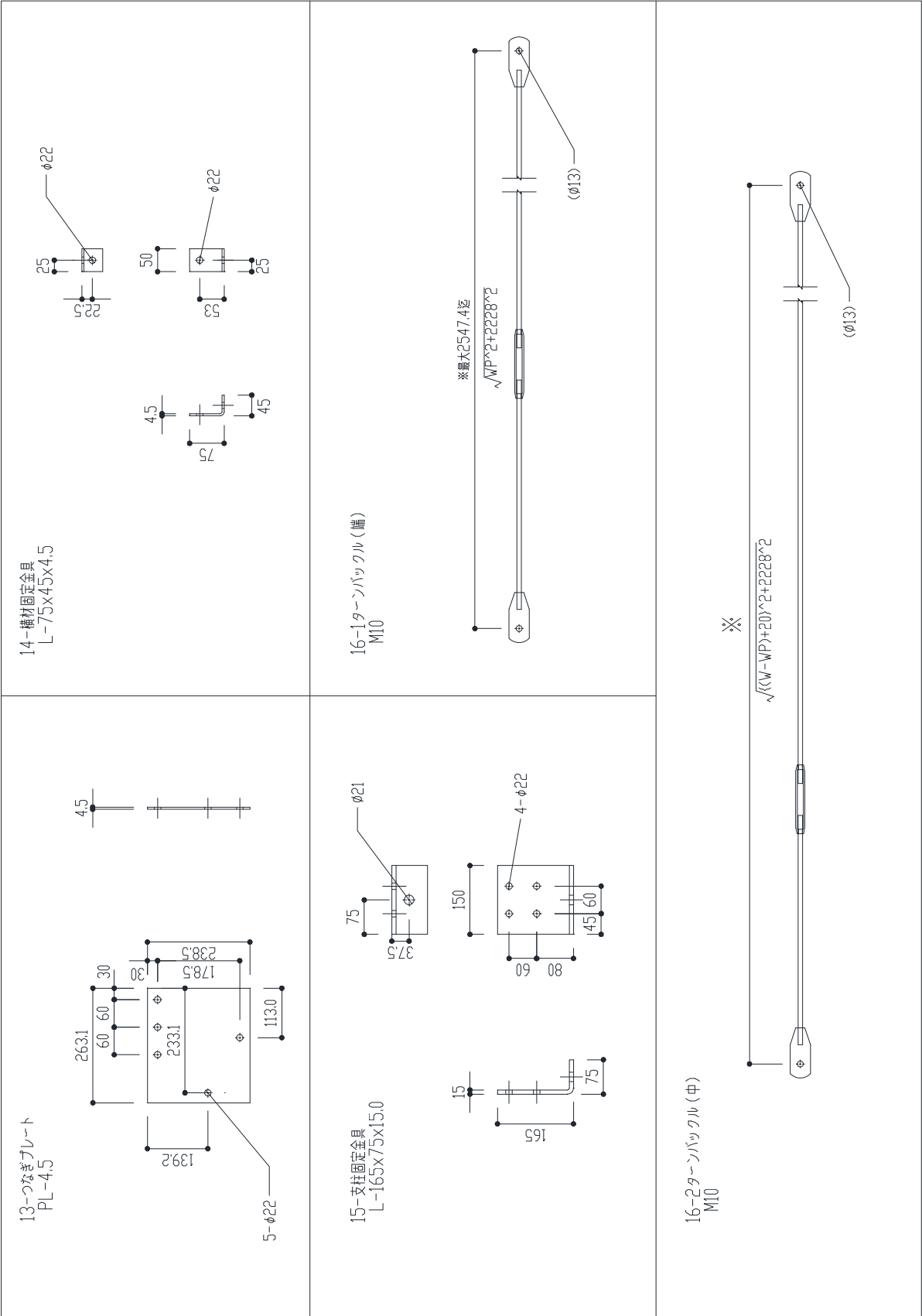


※X,Y軸に対して中心軸対称となるため、反対側の詳細図を省略する。

## 2.5 部品図



<p>4-つなぎ材 L-150x60x4.0</p>	<p>5-側面ブレース L-150x75x6.0</p>
<p>6-正面ブレース L-150x60x6.0</p>	<p>7-背面ブレース L-150x75x6.0</p>
<p>8,9-上弦材及び下弦材 L-100x50x3.0</p>	<p>10-中央ブレース前 PL-60x3.5</p>
<p>11-中央ブレース後 PL-60x3.5</p>	<p>12-1構材端部 L-60x30x3.0</p> <p>12-2構材中央 L-60x30x3.0</p>







この技術資料は、国立研究開発法人新エネルギー・産業技術総合開発機構（NEDO）の委託業務「太陽光発電システム効率向上・維持管理技術開発プロジェクト／太陽光発電システムの安全確保のための実証」事業において奥地建産株式会社・一般社団法人太陽光発電協会が作成した成果物です。