

## 太陽電池アレイ支持物構造計算書

すさみ町3548.16KW

福建安泰新エネルギー科技有限公司

事務所：廈門市思明区環島東路1801号中航紫金広場A塔30階

工場：漳州市長泰県官山工業園

TEL: 86-592-5508286 FAX: 86-592-5508270

2021年5月14日

## 目次

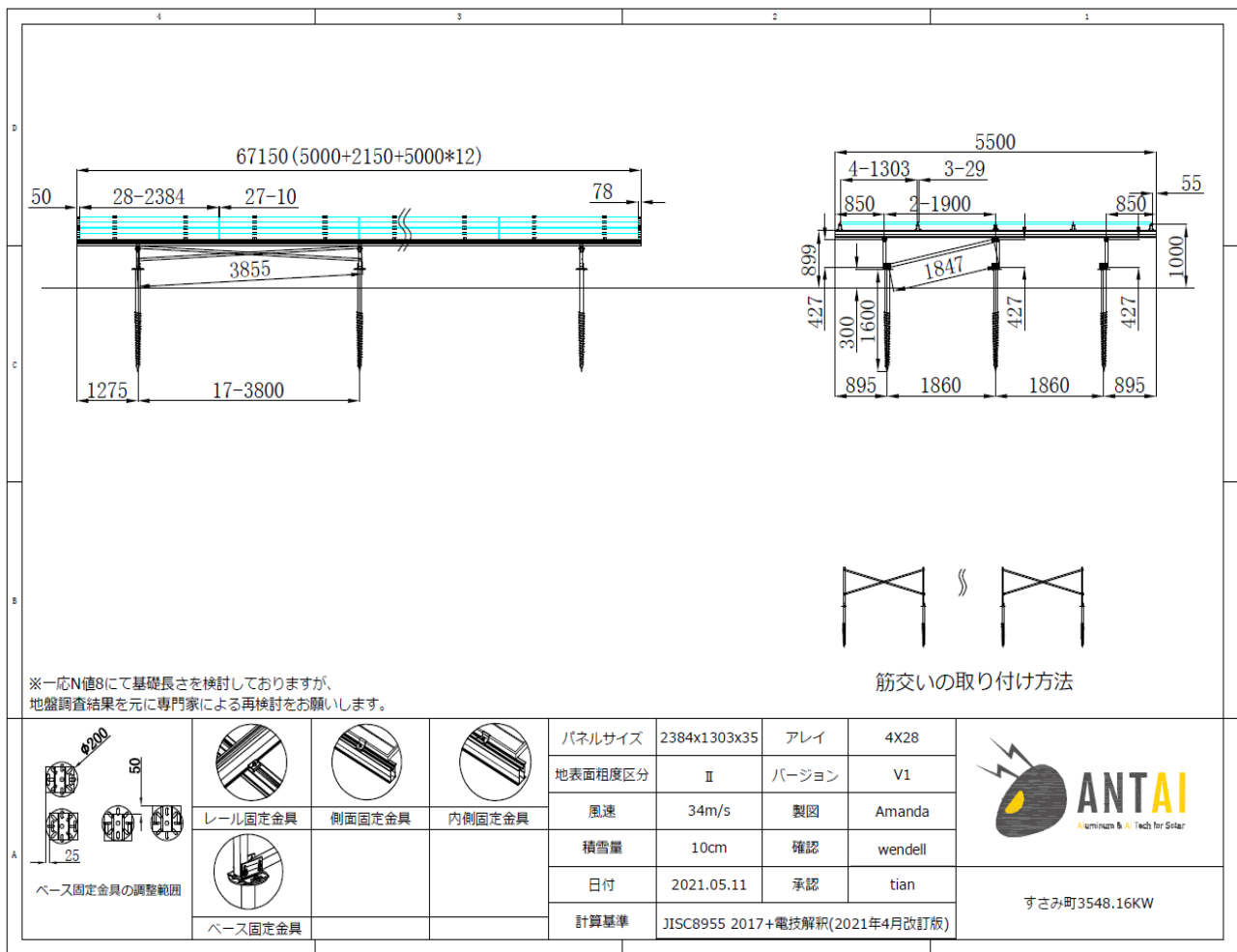
§ 1. 設計条件	1
§ 2. 架台図面	1
§ 3. 架台属性	2
§ 4. 部材の断面諸元	3
§ 5. 架構材料	6
5.1 使用材料及び機械性能の照査	6
5.2 腐食対策	8
5.3 使用材料の基準強度	8
§ 6. 許容応力度	9
6.1 横棧の許容応力度	9
6.2 縦棧許容応力度	11
6.3 前柱の許容応力度	12
6.4 中柱の許容応力度	13
6.5 後柱の許容応力度	14
6.6 斜材1の許容応力度	15
6.7 斜材2の許容応力度	16
§ 7. 設計荷重	17
7.1 想定荷重	17
7.2 固定荷重計算	17
7.3 風圧荷重計算	18
7.4 積雪荷重	21
7.5 設計用地震荷重	21
§ 8. 部材の応力計算	23
8.1 横棧	23
8.2 縦棧	28
8.3 柱材及び支点反力	32
8.4 ボルトの検討	37
8.5 押さえ金具の検討	38
§ 9. 部材検定結果のまとめ	39

§ 1. 設計条件

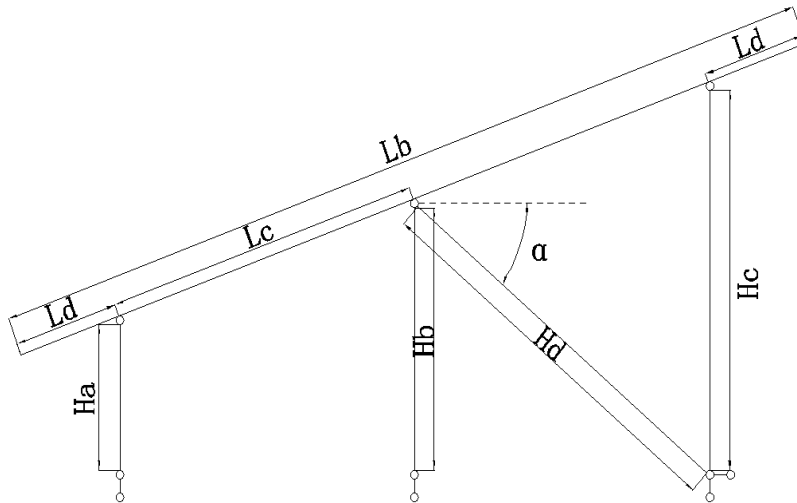
- |            |   |
|------------|---|
| (1)パネル規格   | 2384 × 1303 × 35 mm   |
| (2)パネル重量   | 25 kg   |
| (3)置き方     | 横置き   |
| (4)パネル枚数   | 4 × 28 = 112  |
| (5)設置角度θ   | 0 °   |
| (6)設計用基準風速 | 34 m/s  |
| (7)地上垂直積雪量 | 10 cm   |
| (8)地表面粗度区分 | II  |
| (9)最大高さ    | 1 m   |
| (10)設置場所   | 地上  |
| (11)準拠基準   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 太陽電池アレイ用支持物の設計用荷重方法 JIS C8955 2017</li> <li>・ 電気設備の技術基準の解釈の解説 (令和2年8月12日)</li> <li>・ アルミニウム建築構造設計規準・同解説 (平成28年3月)</li> <li>・ 地上設置型太陽光発電システムの設計ガイドライン (2019年版)</li> </ul> |

§ 2. 架台図面

下記図面のアレイは最も不利な条件となるので、このアレイのみ検討を行う。



## § 3. 架台属性



架台側面図

斜材1傾き	$\alpha =$	12	°		
横棧長さ	$L_a =$	67150	mm	横棧数量	$i =$ 5本
縦棧長さ	$L_b =$	5500	mm	縦棧数量	$j =$ 18本
横棧スパン	$L =$	3800	mm		
横棧片持ち	$L_s =$	1275	mm		
東西スパン数	$n =$	17			
縦棧支点間隔	$L_c =$	1900	mm		
縦棧片持ち	$L_d =$	850	mm		
前柱長さ	$H_a =$	427	mm	前柱数量	18本
中柱長さ	$H_b =$	427	mm	中柱数量	18本
後柱長さ	$H_c =$	427	mm	後柱数量	18本
斜材1長さ	$H_d =$	1847	mm	斜材1数量	18本
筋交い1長さ	$L_{a1} =$	-	mm	筋交い1数量	-
筋交い2長さ	$L_{a2} =$	3855	mm	筋交い2数量	4本

## § 4. 部材の断面諸元

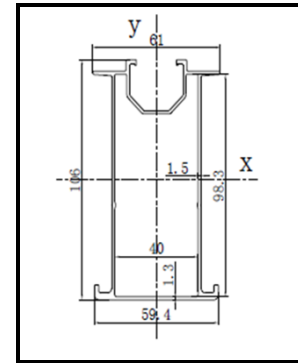
a) 横棧

CG-006

 材質: AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210$  N/mm<sup>2</sup>; E = 70000 N/mm<sup>2</sup>

断面幾何学パラメータ			
A(mm <sup>2</sup> )	575.36	I <sub>p</sub> (mm <sup>4</sup> )	1077196.42
I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	856320.56	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	220875.86
Z <sub>x上</sub> (mm <sup>3</sup> )	16079.58	Z <sub>y左</sub> (mm <sup>3</sup> )	7241.87
Z <sub>x下</sub> (mm <sup>3</sup> )	16235.15	Z <sub>y右</sub> (mm <sup>3</sup> )	7241.87

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00057536 \times 9.8 \\
 &= 15.28 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



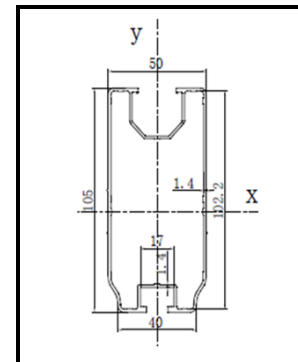
b) 縦棧

CG-003-1

 材質: AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210$  N/mm<sup>2</sup>; E = 70000 N/mm<sup>2</sup>

断面幾何学パラメータ			
A(mm <sup>2</sup> )	520.86	I <sub>p</sub> (mm <sup>4</sup> )	920304.26
I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	718939.54	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	201364.72
Z <sub>x上</sub> (mm <sup>3</sup> )	13803.96	Z <sub>y左</sub> (mm <sup>3</sup> )	7896.92
Z <sub>x下</sub> (mm <sup>3</sup> )	13585.29	Z <sub>y右</sub> (mm <sup>3</sup> )	7896.92

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00052086 \times 9.8 \\
 &= 13.83 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



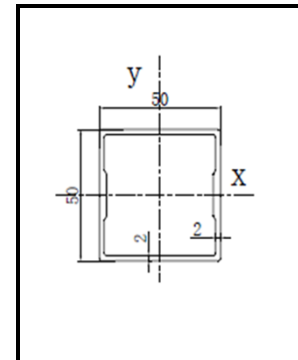
c) 前柱

CG-005

 材質: AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210$  N/mm<sup>2</sup>; E = 70000 N/mm<sup>2</sup>

断面幾何学パラメータ			
A(mm <sup>2</sup> )	418.62	I <sub>p</sub> (mm <sup>4</sup> )	313672.04
I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	148522.30	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	165149.74
Z <sub>x上</sub> (mm <sup>3</sup> )	5940.89	Z <sub>y左</sub> (mm <sup>3</sup> )	6605.99
Z <sub>x下</sub> (mm <sup>3</sup> )	5940.89	Z <sub>y右</sub> (mm <sup>3</sup> )	6605.99

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00041862 \times 9.8 \\
 &= 11.12 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



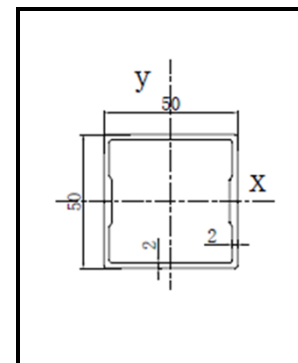
d) 中柱

CG-005

 材質: AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210$  N/mm<sup>2</sup>; E = 70000 N/mm<sup>2</sup>

断面幾何学パラメータ			
A(mm <sup>2</sup> )	418.62	I <sub>p</sub> (mm <sup>4</sup> )	313672.04
I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	148522.30	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	165149.74
Z <sub>x上</sub> (mm <sup>3</sup> )	5940.89	Z <sub>y左</sub> (mm <sup>3</sup> )	6605.99
Z <sub>x下</sub> (mm <sup>3</sup> )	5940.89	Z <sub>y右</sub> (mm <sup>3</sup> )	6605.99

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00041862 \times 9.8 \\
 &= 11.12 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



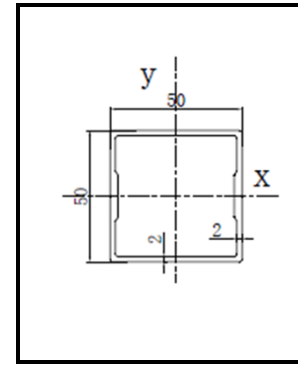
## e) 後柱

CG-005

 材質: AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210 \text{ N/mm}^2$ ;  $E = 70000 \text{ N/mm}^2$ 

断面幾何学パラメータ			
$A(\text{mm}^2)$	418.62	$I_p(\text{mm}^4)$	313672.04
$I_x(\text{mm}^4)$	148522.30	$I_y(\text{mm}^4)$	165149.74
$Z_{x\pm}(\text{mm}^3)$	5940.89	$Z_{y\pm}(\text{mm}^3)$	6605.99
$Z_{x\mp}(\text{mm}^3)$	5940.89	$Z_{y\mp}(\text{mm}^3)$	6605.99

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00041862 \times 9.8 \\
 &= 11.12 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



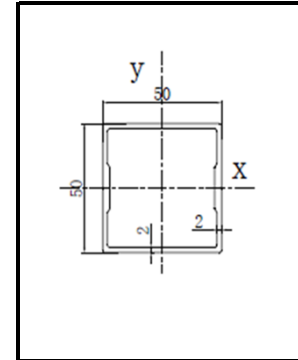
## f) 斜材1

CG-005

 材質: AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210 \text{ N/mm}^2$ ;  $E = 70000 \text{ N/mm}^2$ 

断面幾何学パラメータ			
$A(\text{mm}^2)$	418.62	$I_p(\text{mm}^4)$	313672.04
$I_x(\text{mm}^4)$	148522.30	$I_y(\text{mm}^4)$	165149.74
$Z_{x\pm}(\text{mm}^3)$	5940.89	$Z_{y\pm}(\text{mm}^3)$	6605.99
$Z_{x\mp}(\text{mm}^3)$	5940.89	$Z_{y\mp}(\text{mm}^3)$	6605.99

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00041862 \times 9.8 \\
 &= 11.12 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



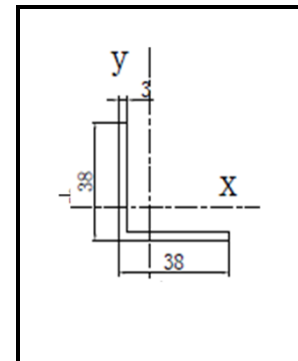
## g) 筋交い1

J38\*38\*3

 材質: AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210 \text{ N/mm}^2$ ;  $E = 70000 \text{ N/mm}^2$ 

断面幾何学パラメータ			
$A(\text{mm}^2)$	219.00	$I_p(\text{mm}^4)$	61071.24
$I_x(\text{mm}^4)$	30535.62	$I_y(\text{mm}^4)$	30535.62
$Z_{x\pm}(\text{mm}^3)$	1114.83	$Z_{y\pm}(\text{mm}^3)$	2878.12
$Z_{x\mp}(\text{mm}^3)$	2878.12	$Z_{y\mp}(\text{mm}^3)$	1114.83

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00021900 \times 9.8 \\
 &= 5.82 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



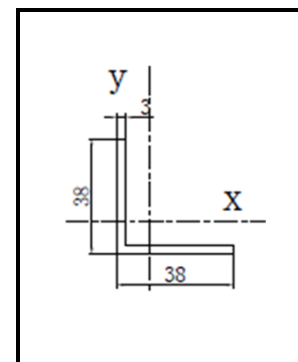
## h) 筋交い2

J38\*38\*3

 材質: AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210 \text{ N/mm}^2$ ;  $E = 70000 \text{ N/mm}^2$ 

断面幾何学パラメータ			
$A(\text{mm}^2)$	219.00	$I_p(\text{mm}^4)$	61071.24
$I_x(\text{mm}^4)$	30535.62	$I_y(\text{mm}^4)$	30535.62
$Z_{x\pm}(\text{mm}^3)$	1114.83	$Z_{y\pm}(\text{mm}^3)$	2878.12
$Z_{x\mp}(\text{mm}^3)$	2878.12	$Z_{y\mp}(\text{mm}^3)$	1114.83

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00021900 \times 9.8 \\
 &= 5.82
 \end{aligned}$$



## § 5. 架構材料

## 5.1 使用材料及び機械性能の照査

## 5.1.1 鋼材:Q235

杭の使用材料Q235Bは中華人民共和国国家基準（以下、「GB規格」という）のGB/T3274-2007で規定される材料である。下記通り、JIS規格との化学成分、機械的な性質を比較する。GB規格のQ235Bの引張り強さがJIS規格のSS400級より下回るが、日本国第三者機関の試験測定結果によりJISのSS400相当と考えられる。（Q235B材質の杭が使われた場合）

以下通り、中国GB規格と日本JIS規格の指針の抜粋を示す。（※中国GB規格の表は日本語に訳した内容。）

記号	数字記号 <sup>a</sup>	等級	酸素脱気方法	化学成分/% , ≤				
				C	Si	Mn	P	S
Q235	U12352	A	F,Z	0.22	0.35	1.4	0.045	0.05
	U12355	B		0.20 <sup>p</sup>				0.045
	U12358	C	Z	0.17			0.04	0.04
	U12359	D	TZ				0.035	0.035

記号	等級	降伏強度 <sup>a</sup> R <sub>eH</sub> / ( N/mm <sup>2</sup> ) , ≤			引張強度 <sup>b</sup> R <sub>m</sub> / ( N/mm <sup>2</sup> )	伸び率A/% , ≥		
		厚み (又は直径) /mm				厚み (又は直径) /mm		
		≤16	>16~40	>40~60		≤40	>40~60	>60~100
Q235	A	235	225	215	370~500	26	25	24
	B							
	C							
	D							

種類の記号	化学成分 <sup>(1)</sup> %				一般構造用圧延鋼材 ( SS )				
					機械的性質				
	C	Mn	P	S	降伏点又は耐力MPa				
					鋼材の厚さ <sup>(2)</sup> mm				
SS400	—	—	≤0.050	≤0.050	16以下	16を超え40以下	40を超え100以下	100を超えるもの	引張強さMPa
					≥235	≥235	≥215	≥205	

\* 鋼材の降伏強度は軽鋼構造設計施工指針・同解説（2002年第2版）による

種類の記号	化学成分%					降伏点又は耐力N/mm <sup>2</sup>	引張強さ N/mm <sup>2</sup>	伸び %
	C	Si	Mn	P	s			
SS400	-	-	-	≤0.050	≤0.050	235≤	400~510	26≤
Q235B	≤0.20	≤0.35	≤1.40	≤0.045	≤0.045	235≤	370-500	26≤

## 5.1.2 アルミニウム合金

GB規格とJIS規格及びアルミニウム建築構造設計指針の抜粋を下記に示す。

単位%

表5 A6N01-T6とAL6005-T6化学成分比較表		
合金番号	A6N01-T6 ( A6005C-T6 )	AL6005-T6
Si	0.4 - 0.9	0.6 - 0.9
Fe	≤0.35	0.35
Cu	≤0.35	0.1
Mn	≤0.50	0.1
Mg	0.40-0.8	0.40-0.60
Cr	≤0.3	0.1
Zn	≤0.25	0.1
v,Zr,Ni,Bなど	Mn+Cr≤0.50	-
Ti	≤0.10	0.1
その他 <sup>a</sup> ) 個々	≤0.05	0.05
合計	≤0.15	0.15
Al	残部	余量

表6 A6N01-T6とAL6005-T6機械的性能の比較		
合金番号	基準強度F ( N/mm <sup>2</sup> )	引張強度Fu ( N/mm <sup>2</sup> )
A6N01-T6 ( A6005C-T6 )	210	265
AL6005-T6空心型 材	215	255

## 5.1.3 ステンレスポルト

材質：SUS304 ( A2-70 ) 日本JIS B1054-1：2013規格に該当する。



### 5.2 腐食対策

- ・鋼材：溶融亜鉛メッキ処理 平均膜厚：80 $\mu$ m  
日本JIS H8641：2007（HDZ55仕様）に相当する（76 $\mu$ m以上）
- ・アルミニウム合金：陽極酸化アルマイト表面処理 平均膜厚10 $\mu$ m  
日本JIS H8601：1999（AA10仕様）に相当する（10 $\mu$ m以上）

### 5.3 使用材料の基準強度

表7 中国GB規格による材料の許容応力度

使用材料	規格	許容応力度（長期）N/mm <sup>2</sup>				許容応力度（短期）N/mm <sup>2</sup>			
		圧縮	せん断	曲げ	引張り	圧縮	せん断	曲げ	引張り
鋼材	Q235B	157	90	157	157	235	136	235	235
アルミニウム	AL6005-T6	143	83	143	143	215	124	215	215
ボルト	SUS304 (A2-70)	-	173	300	300	-	260	450	450

表8 日本JIS規格による材料の許容応力度

使用材料	規格	許容応力度（長期）N/mm <sup>2</sup>				許容応力度（短期）N/mm <sup>2</sup>			
		圧縮	せん断	曲げ	引張り	圧縮	せん断	曲げ	引張り
鋼材	SS400	157	90	157	157	235	136	235	235
アルミニウム	A6N01-T6	140	81	140	140	210	121	210	210
ボルト	SUS304 (A2-70)	-	173	300	300	-	260	450	450

## § 6. 許容応力度

長期に生ずる力に対する許容応力度を求める。短期の許容応力度は長期の1.5倍とする。

### 6.1 横長の許容応力度 CG-006

6.1.1、許容曲げ応力度（強軸）（アルミニウム建築構造設計基準・同解説による、以下同様）

#### ①横座屈に対する許容応力度

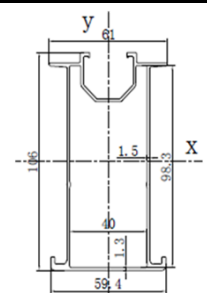
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(b\lambda/b\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$b\lambda$	:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(My/Me)}$
$b\lambda_e$	:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
$b\lambda_p$	:	塑性限界細長比 $=0.6+0.3(M_2/M_1)$
$M_2/M_1$	:	材両端あるいは横座屈剛端の曲げモーメント比、 $ M_2  \geq  M_1 $ かつ、 $M_2/M_1$ は複曲率曲げのときを正とする
$Me$	:	弾性横座屈モーメント(Nmm) $=C_b\sqrt{(\pi^2EI_yGJ/L_b^2)}$
$My$	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot Z_x$ (Nmm)
$Z_x$	:	x軸断面係数(mm <sup>3</sup> )
$EI_y$	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
$GJ$	:	サンブナンねじり剛性
$L_b$	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ = L
$C_b$	:	モーメント係数 $=1.75+1.05(M_2/M_1)+0.30(M_2/M_1)^2 \leq 2.3$
E	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
$I_y$	:	y軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
G	:	せん断弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )
J	:	サンブナンのねじり定数
L	:	部材長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
v	1.53
$b\lambda$	0.29
$b\lambda_e$	1.41
$b\lambda_p$	0.90
$M_2/M_1$	1
$Me$	40301978.65
$My$	3376712.51
$Z_x$	16079.58
$EI_y$	15461310354
$GJ$	29084303273
$L_b$	3800
$C_b$	2.30
E	70000
$I_y$	220875.86
G	27000
J	1077196.42
L	3800

$b\lambda$	0.29	横座屈
$b\lambda_e$	1.41	
$b\lambda_p$	0.90	
$b\lambda \leq b\lambda_p$	137.43	$f_b = \beta_2 F / v$
$b\lambda_p < b\lambda \leq b\lambda_e$	-	$f_b = \beta_2 (1.0 - 0.5(b\lambda - b\lambda_p) / (b\lambda_e - b\lambda_p)) F / v$
$b\lambda_e < b\lambda$	-	$f_b = F / b\lambda^2 / v$
$f_b$	137.43	

#### ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	ウェブ
d	98.30	
t	1.50	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{(F/E)}$	3.59	
$\Gamma_d \leq 3.29$	-	$f_b = F / 1.5$
$3.29 < \Gamma_d \leq 6.57$	133.87	$f_b = F - 0.101 * F * \Gamma_d$
$6.57 < \Gamma_d$	-	$f_b = 14.4 * F / \Gamma_d^2$
$f_b$	133.87	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_b$ :	133.87	
$sf_b$ :	200.80	

## 6.1.1、許容曲げ応力度（弱軸）

## ①横座屈に対する許容応力度

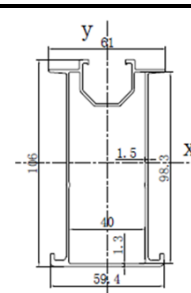
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(b\lambda/b\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$b\lambda$	:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(My/Me)}$
$b\lambda_e$	:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
$b\lambda_p$	:	塑性限界細長比 $=0.6+0.3(M_2/M_1)$
$M_2/M_1$	:	材両端あるいは横座屈剛端の曲げモーメント比、 $ M_1  \geq  M_2 $ かつ、 $M_2/M_1$ は複曲率曲げのときを正とする
Me	:	弾性横座屈モーメント(Nmm) $=C_b\sqrt{(\pi^2EI_xGJ/L_b^2)}$
My	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot Zy$ (Nmm)
Zy	:	y軸断面係数(mm <sup>3</sup> )
EIx	:	x軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
GJ	:	サンブナンねじり剛性
L <sub>b</sub>	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ =L
C <sub>b</sub>	:	モーメント係数 $=1.75+1.05(M_2/M_1)+0.30(M_2/M_1)^2 \leq 2.3$
E	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
I <sub>x</sub>	:	x軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
G	:	せん断弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )
J	:	サンブナンのねじり定数
L	:	部材長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
v	1.51
$b\lambda$	0.14
$b\lambda_e$	1.41
$b\lambda_p$	0.90
$M_2/M_1$	1
Me	79354292.56
My	1520791.97
Zy	7241.87
EIx	59942438878
GJ	29084303273
L <sub>b</sub>	3800
C <sub>b</sub>	2.30
E	70000
I <sub>x</sub>	856320.56
G	27000
J	1077196.42
L	3800

$b\lambda$	0.14	横座屈
$b\lambda_e$	1.41	
$b\lambda_p$	0.90	
$b\lambda \leq b\lambda_p$	139.40	$f_b = \beta_2 F / v$
$b\lambda_p < b\lambda \leq b\lambda_e$	-	$f_b = \beta_2 (1.0 - 0.5(b\lambda - b\lambda_p) / (b\lambda_e - b\lambda_p)) F / v$
$b\lambda_e < b\lambda$	-	$f_b = F / b\lambda^2 / v$
$f_b$	139.40	

## ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	ウェブ
d	40.00	
t	1.30	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{(F/E)}$	1.69	
$\Gamma_d \leq 3.29$	140	$f_b = F / 1.5$
$3.29 < \Gamma_d \leq 6.57$	-	$f_b = F - 0.101 * F * \Gamma_d$
$6.57 < \Gamma_d$	-	$f_b = 14.4 * F / \Gamma_d^2$
$f_b$	140.00	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_b$ :	139.40	
$sf_b$ :	209.10	

## 6.2 縦横の許容応力度

CG-003-1

## 6.2.1、許容曲げ応力度

(アルミニウム建築構造設計基準・同解説p41による)

## ①横座屈に対する許容応力度

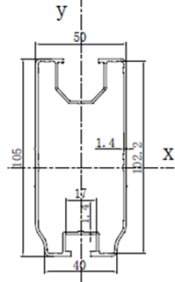
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
$v$	:	$=3/2+2/3(b\lambda/b\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$b\lambda$	:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(M_y/M_e)}$
$b\lambda_e$	:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{0.5\beta_2}$
$b\lambda_p$	:	塑性限界細長比 $=0.6+0.3(M_2/M_1)$
$M_2/M_1$	:	材両端あるいは横座屈剛端の曲げモーメント比、 $ M_1  \geq  M_2 $ かつ、 $M_2/M_1$ は複曲率曲げのときを正とする
$M_e$	:	弾性横座屈モーメント(Nmm) $=C_b\sqrt{(\pi^2 E I_y G J / L_b^2)}$
$M_y$	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot Z_x$ (Nmm)
$Z_x$	:	x軸断面係数(mm <sup>3</sup> )
$E I_y$	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
$G J$	:	サンブナンねじり剛性
$L_b$	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ=L
$C_b$	:	モーメント係数 $=1.75+1.05(M_2/M_1)+0.30(M_2/M_1)^2 \leq 2.3$
$E$	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
$I_y$	:	y軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
$G$	:	せん断弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )
$J$	:	サンブナンのねじり定数
$L$	:	部材長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
$v$	1.51
$b\lambda$	0.20
$b\lambda_e$	1.41
$b\lambda_p$	0.90
$M_2/M_1$	1
$M_e$	71136450.39
$M_y$	2898832.02
$Z_x$	13803.96
$E I_y$	14095530267
$G J$	24848215031
$L_b$	1900
$C_b$	2.30
$E$	70000
$I_y$	201364.72
$G$	27000
$J$	920304.2604
$L$	1900

$b\lambda$	0.20	横座屈
$b\lambda_e$	1.41	
$b\lambda_p$	0.90	
$b\lambda \leq b\lambda_p$	138.74	$f_b = \beta_2 F / v$
$b\lambda_p < b\lambda \leq b\lambda_e$	-	$f_b = \beta_2 (1.0 - 0.5(b\lambda - b\lambda_p) / (b\lambda_e - b\lambda_p)) F / v$
$b\lambda_e < b\lambda$	-	$f_b = F / b\lambda^2 / v$
$f_b$	138.74	

## ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	ウェブ
d	102.20	
t	1.40	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{(F/E)}$	4.00	
$\Gamma_d \leq 3.29$	-	$f_b = F / 1.5$
$3.29 < \Gamma_d \leq 6.57$	125.19	$f_b = F - 0.101 \cdot F \cdot \Gamma_d$
$6.57 < \Gamma_d$	-	$f_b = 14.4 \cdot F / \Gamma_d^2$
$f_b$	125.19	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_b$ :	125.19	
$sf_b$ :	187.79	

## 6.3 前柱の許容応力度

CG-005

## 6.3.1、許容曲げ応力度

## ①曲げ座屈に対する許容応力度

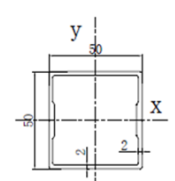
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(c\lambda/c\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$	:	一般化有効細長比= $\sqrt{N_y/N_e}$
$c\lambda_e$	:	弾性限界細長比= $1/\sqrt{0.5\beta_2}$
$c\lambda_p$	:	塑性限界細長比=0.2
$N_e$	:	弾性曲座屈耐力(N)= $\pi^2 E I_x / k L_c^2$ (N)
$N_y$	:	降伏曲げモーメント =F*A (N)
A	:	断面積(mm <sup>2</sup> )
$E I_y$	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
$k L_c$	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ = $L_c=L$
E	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
$I_y$	:	y軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
L	:	柱長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
v	1.55
$c\lambda$	0.37
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.20
$N_e$	625143.15
$N_y$	87910.24
A	418.62
$E I_y$	11560481723
$k L_c$	427
E	70000
$I_y$	165149.74
L	427

$c\lambda$	0.37	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / v$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	125.92	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p) / (c\lambda_e - c\lambda_p)) F / v$
$c\lambda_e < c\lambda$	-	$f_c = F / c\lambda^2 / v$
$f_c$	125.92	

## ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	2縁フランジ
b	50.00	
t	2.00	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{F/E}$	1.37	
$\Gamma_d \leq 1.34$	-	$f_c = F / 1.5$
$1.34 < \Gamma_d \leq 2.69$	138.69	$f_c = F - 0.248 * F * \Gamma_d$
$2.69 < \Gamma_d$	-	$f_c = 2.41 * F / \Gamma_d^2$
$f_c$	138.69	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_c$ :	125.92	
$s f_c$ :	188.88	

## 6.4 中柱の許容応力度

CG-005

## 6.4.1、許容曲げ応力度

## ①曲げ座屈に対する許容応力度

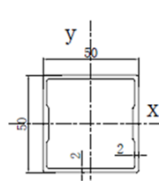
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(c\lambda/c\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$	:	一般化有効細長比= $\sqrt{(N_y/N_e)}$
$c\lambda_e$	:	弾性限界細長比= $1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
$c\lambda_p$	:	塑性限界細長比=0.2
$N_e$	:	弾性曲座屈耐力(N)= $\pi^2 E I_x / k L_c^2$ (N)
$N_y$	:	降伏曲げモーメント =F*A (N)
A	:	断面積(mm <sup>2</sup> )
$E I_y$	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
$k L_c$	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ = $L_c=L$
E	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
$I_y$	:	y軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
L	:	柱長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
v	1.55
$c\lambda$	0.37
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.20
$N_e$	625143.15
$N_y$	87910.24
A	418.62
$E I_y$	11560481723
$k L_c$	427
E	70000
$I_y$	165149.74
L	427

$c\lambda$	0.37	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / v$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	125.92	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p) / (c\lambda_e - c\lambda_p)) F / v$
$c\lambda_e < c\lambda$	-	$f_c = F / c\lambda^2 / v$
$f_c$	125.92	

## ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	2縁フランジ
b	50.00	
t	2.00	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{(F/E)}$	1.37	
$\Gamma_d \leq 1.34$	-	$f_c = F / 1.5$
$1.34 < \Gamma_d \leq 2.69$	138.69	$f_c = F - 0.248 * F * \Gamma_d$
$2.69 < \Gamma_d$	-	$f_c = 2.41 * F / \Gamma_d^2$
$f_c$	138.69	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_c$ :	125.92	
$s f_c$ :	188.88	

## 6.5 後柱の許容応力度

CG-005

## 6.5.1、許容曲げ応力度

## ①曲げ座屈に対する許容応力度

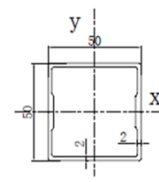
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(c\lambda/c\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$	:	一般化有効細長比= $\sqrt{N_y/N_e}$
$c\lambda_e$	:	弾性限界細長比= $1/\sqrt{0.5\beta_2}$
$c\lambda_p$	:	塑性限界細長比=0.2
$N_e$	:	弾性曲座屈耐力(N)= $\pi^2 E I_x / k L_c^2$ (N)
$N_y$	:	降伏曲げモーメント =F*A (N)
A	:	断面積(mm <sup>2</sup> )
$E I_y$	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
$k L_c$	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ = $L_c=L$
E	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
$I_y$	:	y軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
L	:	柱長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
v	1.55
$c\lambda$	0.37
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.2
$N_e$	625143.15
$N_y$	87910.24
A	418.6202
$E I_y$	11560481723
$k L_c$	427
E	70000
$I_y$	165149.74
L	427

$c\lambda$	0.37	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / v$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	125.92	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p) / (c\lambda_e - c\lambda_p)) F / v$
$c\lambda_e < c\lambda$	-	$f_c = F / c\lambda^2 / v$
$f_c$	125.92	

## ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	2縁フランジ
b	50.00	
t	2.00	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{F/E}$	1.37	
$\Gamma_d \leq 1.34$	-	$f_c = F / 1.5$
$1.34 < \Gamma_d \leq 2.69$	138.69	$f_c = F - 0.248 * F * \Gamma_d$
$2.69 < \Gamma_d$	-	$f_c = 2.41 * F / \Gamma_d^2$
$f_c$	138.69	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_c$ :	125.92	
$s f_c$ :	188.88	

## 6.6 斜材1の許容応力度 CG-005

## 6.6.1、許容曲げ応力度

## ①曲げ座屈に対する許容応力度

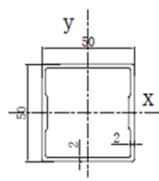
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(c\lambda/c\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$	:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(N_y/Ne)}$
$c\lambda_e$	:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
$c\lambda_p$	:	塑性限界細長比 $=0.2$
Ne	:	弾性曲座屈耐力(N) $=\pi^2 E I_{xx}/k L_c^2$ (N)
Ny	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot A$ (N)
A	:	断面積(mm <sup>2</sup> )
Ely	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
$k L_c$	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ $=L_c=L$
E	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
Iy	:	y軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
L	:	柱長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
v	2.17
$c\lambda$	1.62
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.20
Ne	33411.92
Ny	87910.24
A	418.62
Ely	11560481723
$k L_c$	1847
E	70000
Iy	165149.74
L	1847

$c\lambda$	1.62	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F/v$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	-	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p)/(c\lambda_e - c\lambda_p)) F/v$
$c\lambda_e < c\lambda$	36.78	$f_c = F/c\lambda^2/v$
$f_c$	36.78	

## ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	2縁フランジ
b	50.00	
t	2.00	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{(F/E)}$	1.37	
$\Gamma_d \leq 1.34$	-	$f_c = F/1.5$
$1.34 < \Gamma_d \leq 2.69$	138.69	$f_c = F - 0.248 \cdot F \cdot \Gamma_d$
$2.69 < \Gamma_d$	-	$f_c = 2.41 \cdot F / \Gamma_d^2$
$f_c$	138.69	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_c$ :	36.78	
$sf_c$ :	55.17	

上記より、以下一覧表にて各部材の許容応力度を示す。

部材	許容応力度 (長期) N/mm <sup>2</sup>					許容応力度 (短期) N/mm <sup>2</sup>				
	圧縮	剪断	曲げ (強軸)	曲げ (弱軸)	引張	圧縮	剪断	曲げ (強軸)	曲げ (弱軸)	引張
横棧	-	81	133.87	139.40	140	-	121	200.80	209.10	210
縦棧	-	81	125.19	-	140	-	121	187.79	-	210
前柱	125.92	81	-	-	140	188.9	121	-	-	210
中柱	125.92	81	-	-	140	188.9	121	-	-	210
後柱	125.92	81	-	-	140	188.9	121	-	-	210
斜材1	36.78	81	-	-	140	55.17	121	-	-	210



## § 7. 設計荷重

### 7.1 想定荷重

荷重条件及び荷重の組合せは、表 1 に示す 「一般の地方」 とする。

表 1-荷重条件及び荷重の組合せ

荷重条件		区分	
		一般の地方	多雪区域
長期	常時	G	G
	積雪時		G+0.7S
短期	積雪時	G+S	G+S
	暴風時	G+W	G+W
			G+0.35S+W
	地震時	G+K	G+0.35S+K

G：固定荷重 S：積雪荷重 W：風圧荷重 K：地震荷重

なお、多雪区域は、次に示す条件のいずれかに該当する区域とする。

- 簡条 7 c) のによる垂直積雪量が 1 m 以上の区域
- 積雪の初終間日数 ( 当該区域中の積雪部分の割合が 1/2 を超える状態が継続する期間の日数をいう。 ) の年平均値が 30 日以上

### 7.2 固定荷重計算

$$\begin{aligned}
 \text{モジュールの分布荷重} \quad Qg1 &= \text{単重} \times g / \text{面積} \\
 &= 25.00 \times 9.8 / (2.384 \times 1.303) \\
 &= 78.87 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{モジュールの重量} \quad G1 &= \text{単重} \times g \times \text{枚数} \\
 &= 25.00 \times 9.8 \times 112 \\
 &= 27440.00 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{横棧の線荷重} \quad Qg2 &= 15.28 \text{ N/m} \\
 \text{横棧の重量} \quad G2 &= Qg2 \times \text{横棧長さ} \times \text{本数} \\
 &= 15.28 \times 67.150 \times 5 \\
 &= 5130.41 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{縦棧の線荷重} \quad Qg3 &= 13.83 \text{ N/m} \\
 \text{縦棧の重量} \quad G3 &= Qg3 \times \text{縦棧長さ} \times \text{本数} \\
 &= 13.83 \times 5.500 \times 18 \\
 &= 1369.46 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{前柱の線荷重} \quad Qg4 &= 11.12 \text{ N/m} \\
 \text{前柱の重量} \quad G4 &= Qg4 \times \text{前柱長さ} \times \text{本数} \\
 &= 11.12 \times 0.427 \times 18 \\
 &= 85.45 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{中柱の線荷重} \quad Qg5 &= 11.12 \text{ N/m} \\
 \text{中柱の重量} \quad G5 &= Qg4 \times \text{中柱長さ} \times \text{本数} \\
 &= 11.12 \times 0.427 \times 18 \\
 &= 85.45 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{後柱の線荷重} \quad Qg6 &= 11.12 \text{ N/m} \\
 \text{後柱の重量} \quad G6 &= Qg6 \times \text{後柱長さ} \times \text{本数} \\
 &= 11.12 \times 0.427 \times 18 \\
 &= 85.45 \text{ N}
 \end{aligned}$$

斜材1の線荷重	$Qg7 = 11.12 \text{ N/m}$
斜材の重量	$G7 = Qg7 \times \text{斜材1長さ} \times \text{本数}$ $= 11.12 \times 1.847 \times 18$ $= 369.62 \text{ N}$
筋交い1の線荷重	$Qg8 = 5.82 \text{ N/m}$
筋交い1の重量	$G8 = Qg8 \times \text{筋交い長さ} \times \text{根数}$ $= 5.82 \times - \times -$ $= 0.00 \text{ N}$
筋交い2の線荷重	$Qg9 = 5.82 \text{ N/m}$
筋交い2の重量	$G9 = Qg9 \times \text{筋交い長さ} \times \text{根数}$ $= 5.82 \times 3.855 \times 4$ $= 89.69 \text{ N}$
部材総重量	$G = G1 + G2 + G3 + G4 + G5 + G6 + G7 + G8 + G9$ $= 27440 + 5130.41 + 1369.46$ $+ 85.45 + 85.45 +$ $85.45 + 369.62$ $+ 0.00 + 89.69$ $= 34656 \text{ N}$

※計算上の簡略化のため、金具類やボルト類の重量はここに考慮しない。

### 7.3 風圧荷重計算

#### 7.3.1 設計用風圧荷重

アレイに作用する設計用風圧荷重は、式(1)によって算出する。

$$Qw = C_a \times q_p \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

$Qw$ : アレイの設計用風圧荷重 (N・m-2)  
 $C_a$ : アレイ面の風力係数  
 $q_p$ : 設計用速度圧 (N・m-2)

#### 7.3.2 設計用速度圧

$$q_p = 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

$q_p$ : 設計用速度圧 (N・m-2)  
 $V_0$ : 設計用基準風速 (m・s-1)  
 $E$ : 環境係数  
 $I$ : 用途係数

##### a) 環境係数

環境係数は、式(3)によって算出する。

$$E = E_r^2 \times G_f \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

$E$ : 環境係数  
 $E_r$ : 式(4)又は式(5)によって算出する平均風速の高さ方向の分布を表す係数  
 $G_f$ : ガスト影響係数

( 地表面粗度区分係数  $\Pi \rightarrow 2.20$  )

地表面粗度区分	アレイ面の平均地上高 H ( m )		
	10以下の場合	10を超え40未満の場合	40以上の場合
	( 1 )	( 2 )	( 3 )
I	2	(1)及び(3)に掲げる数値を直線的に補間した数値	1.8
II	2.2		2.0
III	2.5		2.1
IV	3.1		2.3

$E_r$ は、Hが $Z_b$ 以下の場合には式(4)、Hが $Z_b$ を超える場合は式(5)によって算出する。

$$E_r = 1.7 \times \left[ \frac{Z_b}{Z_G} \right]^\alpha \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$E_r = 1.7 \times \left[ \frac{H}{Z_G} \right]^\alpha \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、

$Z_b$ 、 $Z_G$ 及び $\alpha$ ：地表面粗度区分に応じて表3に掲げる数値

H：アレイ面の平均地上高 ( m )

地表面粗度区分		$Z_b$ ( m )	$Z_G$ ( m )	$\alpha$
I	都市計画区域外にあって、極めて平坦で障害物がない区域	5	250	0.10
II	都市計画区域外にあって地表面粗度区分Iの区域以外の区域又は都市計画区域内にあって地表面粗度区分IVの区域以外の区域のうち、海岸線又は湖岸線(対岸までの距離が1500m以上のものに限る。以下同じ。)までの距離が500m以内の区域	5	350	0.15
III	地表面粗度区分I、II又はIV以外の区域	5	450	0.20
IV	都市計画区域内にあって、都市化が極めて著しいものとして特定行政庁が規則で定める区域	10	550	0.27

ここに、地表面粗度区分係数  $\Pi$  に応じて：

$$Z_b = 5, \quad Z_G = 350, \quad \alpha = 0.15$$

$$\text{従って } H = 1 < Z_b = 5 ;$$

$$E_r = 1.7 \left[ \frac{Z_b}{Z_G} \right]^\alpha = 0.90$$

$$E = E_r^2 \times G_f = 1.78$$

b) 用途係数

太陽光発電システムの用途	用途係数
極めて重要な太陽光発電システム	1.32
通常の太陽光発電システム	1

注記 通常の太陽光発電システムの風速の設計用再現期間を50年とし、これが用途係数の1.0に相当する。

ここは通常の太陽光発電システム用途係数の1.0をとる

7.3.3 風力係数

7.3.3.1 モジュール面の風力係数

モジュール面の風力係数は、風洞実験によって定める。ただし、表5に示す設置形態の場合は、近似式(6)~(7)によって算出するか又は当該表の注記に示す数値を使用してもよい。

地上設置（単独）順風（正圧）の場合、式(6)による。

$$C_a = 0.35 + 0.055\theta - 0.0005\theta^2 \quad \dots\dots\dots (6)$$

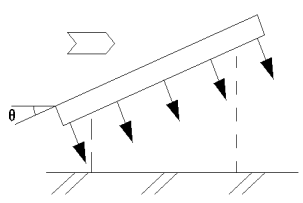
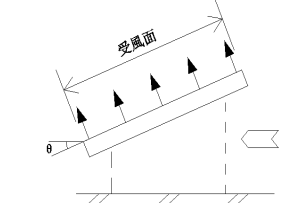
ただし、5度 ≤ θ ≤ 60度

地上設置（単独）逆風（負圧）の場合、式(7)による。

$$C_a = 0.85 + 0.048\theta - 0.0005\theta^2 \quad \dots\dots\dots (7)$$

ただし、5度 ≤ θ ≤ 60度

ここに、  
 θ : アレイ面の傾斜角度（度）  
 θ = 0 < 5  
 順風の場合 C<sub>a</sub> = 0.613  
 逆風の場合 C<sub>a</sub> = 1.078

設置形態	風力係数 (C <sub>a</sub> )		適用
	順風 (正圧)	逆風 (負圧)	
地上設置			図2に定義する中央部アレイでは、近似式の値を0.6倍して使用してもよい

7.3.4 風圧荷重

(順風場合)を風圧荷重Qw1と想定する

$$\begin{aligned} Qw1 &= C_a \times 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \\ &= 0.613 \times 0.6 \times 34^2 \times 1.78 \times 1.0 \\ &= 755.72 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

(逆風場合)を風圧荷重Qw2と想定する

$$\begin{aligned} Qw2 &= C_a \times 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \\ &= 1.078 \times 0.6 \times 34^2 \times 1.78 \times 1.0 \\ &= 1328.98 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

## 7.4 積雪荷重

設計用積雪荷重は、式(8)によって算出する。

$$Q_{ss} = C_s \times P \times Z_s \times \cos\theta \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、

- Q<sub>ss</sub> : 積雪荷重 (N・m<sup>-2</sup>)
- C<sub>s</sub> : 勾配係数
- P : 雪の平均単位荷重 (積雪1cm当たり N・m<sup>-2</sup>)
- Z<sub>s</sub> : 地上垂直積雪量 (cm)
- θ : アレイ面の傾斜角度 (度)

### a) 勾配係数

勾配係数C<sub>s</sub>は1.0とする。ただし、アレイ面の積雪の滑落を確実に保証できる場合には、式(9)又は式(10)によって算出することができる。

式(8)において、勾配係数C<sub>s</sub>は、式(11)によって算出する。

なお、屋根面における積雪量が不均等になるおそれのある場合は、その影響を考慮し積雪荷重を計算する。

$$C_s = \sqrt{[\cos(1.5\theta)]} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに、θ : アレイ面の傾斜角度 (度)

ただし、0 < θ ≤ 60

$$C_s = 0 \quad \dots\dots\dots (10)$$

ただし、θ > 60

ここに、β : 積雪面の勾配 (度) を 0 ° とする。

### b) 雪の平均単位荷重

式(8)において、雪の平均単位荷重(P)は、積雪1cmごとに1m<sup>2</sup>につき、一般の地方では20N以上、多雪地域では30N以上とする。

### c) 積雪量

アレイ面の設計用積雪量は地上における垂直積雪量(Z<sub>s</sub>)とし、式(16)によって計算した積雪量に当該区域における局所的地形要因による影響を考慮する。ただし、当該区域又はその近傍の区域の気象観測地点における、地上積雪深の観測資料に基づき、統計処理を行うなどの手法によって、当該区域における50年再現期待値を求めることができる場合には、当該手法によることことができる。

$$Z_s = a \times I_s + b \times r_s + g \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに、

- I<sub>s</sub> : 区域の標準的な標高 (m)
- r<sub>s</sub> : 区域の標準的な海率
- α, β及びγ : 区域に応じて定められる係数

本件の積雪量は、

Z<sub>s</sub> = 10 cm とする。

$$Q_{ss} = C_s \times P \times Z_s \times \cos\theta$$

$$= 1.0 \times 20 \times 10 \times \cos 0^\circ = 200 \text{ N/m}^2$$

## 7.5 設計用地震荷重

設計用地震荷重は、一般の地方では式(13)、多雪区域では式(14)によって算出する。

$$K_p = k_p \times G \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$K_p = k_p \times (G + 0.35S) \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに、

- K<sub>p</sub> : 設計用地震荷重 (N)
- k<sub>p</sub> : 設計用水平震度
- G : 固定荷重 (N)
- S : 積雪荷重 (N)

a) 設計用水平震度

モジュール及び支持物で構成する加構部分及び基礎部分の設計用水平震度は、式(15)によって算出する。ただし、建築物等に設置するアレイの場合は、式(16)によって算出する。

なお、建築物等に設置するアレイを緊結する場合、建築物の構造上主要な部分が、アレイから伝達されるち力に対して安全上支障のないことを確認する。

$$k_p = k_H \times Z \times I \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$k_p = k_H \times Z \quad \dots\dots\dots (16)$$

ここに、

$k_H$ :各部に生じる設計用水平震度

Z:地震地域係数(如表)

I:用途係数

適用箇条	地上設置	建築物等設置		
		耐震クラスS	耐震クラスA	耐震クラスB
架構部分	0.3以上	2.0以上	1.5以上	1.0以上
基礎部分	0.3以上	2.0以上	1.5以上	1.0以上
水平力に対して有効に土が抵抗できる土中にある基礎部分	0.1以上	-	-	-

**注記** 耐震クラスの設定は、太陽光は、発電設備の地震又は地震後の用途を考慮して、建築主又は設計者が設定する

b) 用途係数

太陽光発電システムの用途	
極めて重要な太陽光発電システム	1.5
通常の太陽光発電システム	1

まとめると

$$k_p = 0.3 \times 1.0 \times 1.0 = 0.3$$

$$K_p = k_p \times G$$

$$= 0.3 \times 34656$$

$$= 10396.66 \text{ N}$$

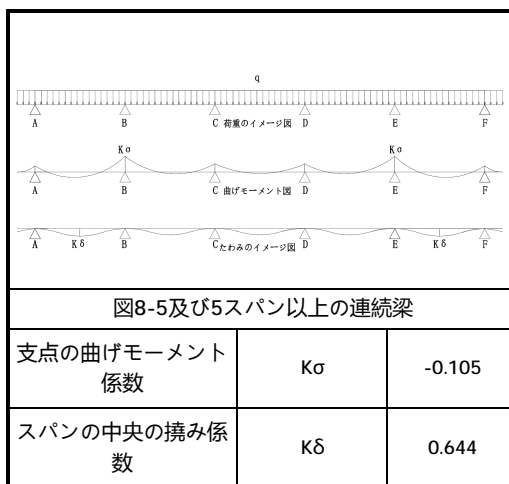
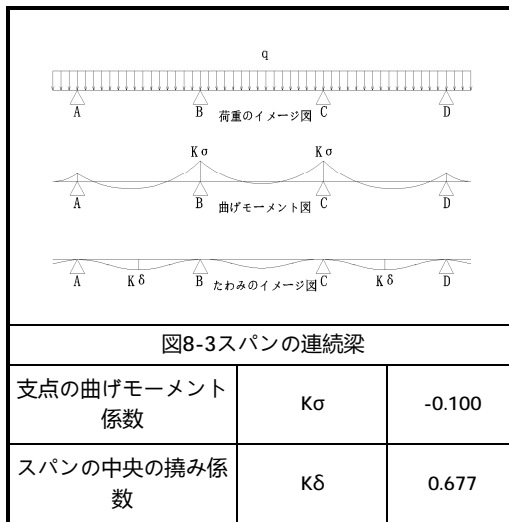
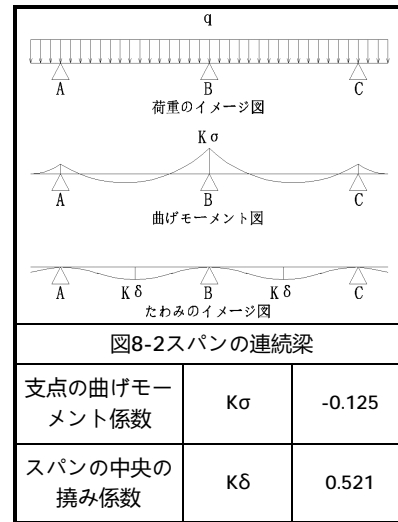
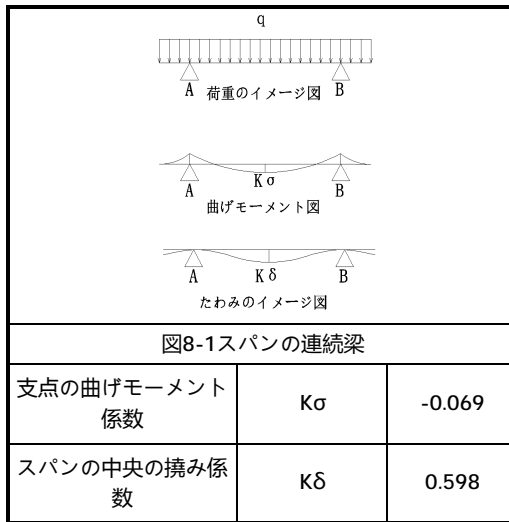
$$Q_k = K_p / S$$

$$= 10396.66 / (4 \times 28 \times 2.384 \times 1.303)$$

$$= 29.88 \text{ N/m}^2$$

## § 8. 部材の応力計算

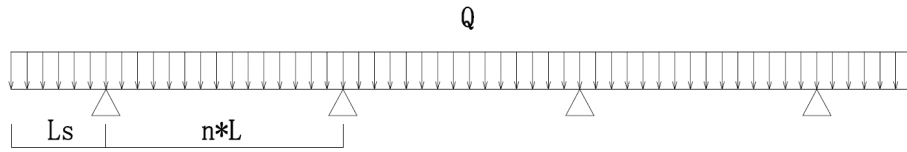
以下の表に示す係数は連続梁において均等スパンのたわみ係数である。



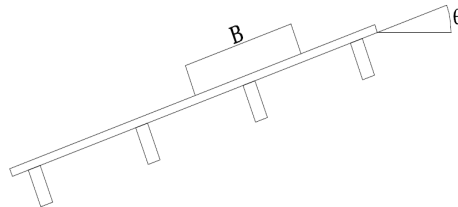
\*図8-1～8-5は「建筑结构静力计算手册（第二版）中国建筑工业出版社」という中国の力学資料である。この表に基づいて部材のたわみ計算を行う。

## 8.1 横棧

横棧は連続はり（17スパン、はねだし）の構造である。



横棧にかかる荷重のモデル図



横棧1本の荷重負担モデル図

スパン	L=	3.800	m
片持ち	Ls=	1.275	m
スパン数	n=	17	
傾き角度	θ=	0	°
横棧の荷重負担幅	B=	1.303	m

### 8.1.1 荷重計算

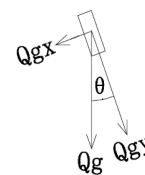
固定荷重及び積雪荷重を検討する時に、横棧の応力が x 軸、y 軸方向に分散する。

風圧荷重の場合、横棧は y 軸方向に応力しか発生しない。

#### a) 固定荷重

固定荷重の場合、x 軸、y 軸方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_g &= Q_{g1} \times B + Q_{g2} \\
 &= 78.87 \times 1.303 + 15.3 \\
 &= 118.05 \quad \text{N/m} \\
 Q_{gx} &= Q_g \times \sin \theta \\
 &= 118.05 \times \sin 0^\circ \\
 &= 0.00 \quad \text{N/m} \\
 Q_{gy} &= Q_g \times \cos \theta \\
 &= 118.05 \times \cos 0^\circ \\
 &= 118.05 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$

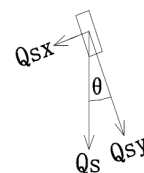


固定荷重の分解図

#### b) 積雪荷重

積雪荷重の場合、x 軸、y 軸方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_s &= Q_{ss} \times B \\
 &= 200.00 \times 1.303 \\
 &= 260.60 \quad \text{N/m} \\
 Q_{sx} &= Q_s \times \sin \theta \\
 &= 260.60 \times \sin 0^\circ \\
 &= 0.00 \quad \text{N/m} \\
 Q_{sy} &= Q_s \times \cos \theta \\
 &= 260.60 \times \cos 0^\circ \\
 &= 260.60 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$



積雪荷重の分解図



## c)風圧荷重

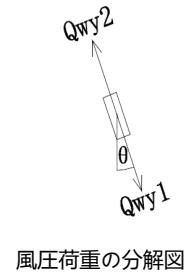
風圧荷重は y 軸方向に作用する。

順風時

$$\begin{aligned}
 Q_{wy1} &= Q_{w1} \times B \\
 &= 755.72 \times 1.303 \\
 &= 984.70 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

逆風時

$$\begin{aligned}
 Q_{wy2} &= -Q_{w2} \times B \\
 &= -1329.0 \times 1.303 \\
 &= -1731.66 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



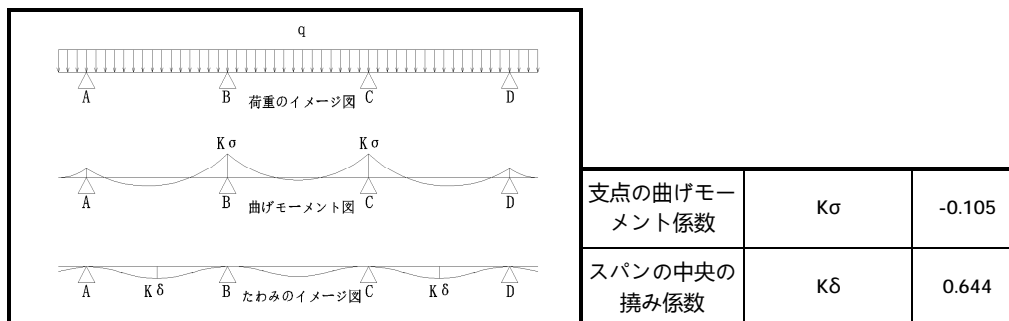
## 8.1.2 荷重の組み合わせ

横栈の荷重組み合わせ一覧表

荷重分類		X軸方向Qx(N/m)	Y軸方向Qy(N/m)
固定荷重G		0.00	118.05
積雪荷重S		0.00	260.60
順風荷重W1		0	984.70
逆風荷重W2		0	-1731.66
長期	G	0.00	118.05
短期	G+S	0.00	378.65
	G+W1	0.00	1102.75
	G+W2	0.00	-1613.61

## 8.1.3 応力、たわみの検討

横栈は連続はり ( 17スパン、はねだし ) の構造である。



## a)支点Bの応力計算

$$\sigma_x = K\sigma \cdot Q_x \cdot L^2 / Z_y$$

 ※σ<sub>x</sub> : 部材X軸方向の最大曲げ応力

 ※σ<sub>y</sub> : 部材Y軸方向の最大曲げ応力

$$\sigma_y = K\sigma \cdot Q_y \cdot L^2 / Z_x$$

※τ : 部材の最大せん断応力

※Kσ : 支点の曲げモーメント

$$\tau = \sqrt{(Q_x^2 + Q_y^2)} \cdot L / 2A$$

$$K\sigma = -0.105$$

 ※Q<sub>x</sub> : X軸方向の荷重

 ※Q<sub>y</sub> : Y軸方向の荷重

※A : 断面積

$$A = 575.36 \text{ mm}^2$$

※L : スパン

$$L = 3800 \text{ mm}$$

 ※Z<sub>x</sub> : 断面係数 ( 部材断面諸元をご参照 )

$$Z_x = 16079.58 \text{ mm}^3$$

※Zy : 断面係数 ( 部材断面諸元をご参照 )

$$Z_y = 7241.87 \text{ mm}^3$$

支点Bの応力計算					
荷重の組み合わせ	Qx(N/m)	Qy(N/m)	$s_x = \frac{Ks \times Qx \times L^2}{Z_y} (N/mm^2)$	$s_y = \frac{Ks \times Qy \times L^2}{Z_x} (N/mm^2)$	$t = \frac{\sqrt{Qx^2 + Qy^2} \times L}{2 \times A} (N/mm^2)$
G	0.00	118.05	0.00	-11.13	0.39
G+S	0.00	378.65	0.00	-35.70	1.25
G+W1	0.00	1102.75	0.00	-103.98	3.64
G+W2	0.00	-1613.61	0.00	152.15	5.33

b) 支点Aの応力計算

$$\sigma_x = Q_y \times L_s^2 / 2Z_x$$

※ $\sigma_x$  : 部材X軸方向の最大曲げ応力

※ $\sigma_y$  : 部材Y軸方向の最大曲げ応力

$$\sigma_y = Q_x \times L_s^2 / 2Z_y$$

※  $\tau$  : 部材の最大せん断応力

$$\tau = \sqrt{(Q_x^2 + Q_y^2)} \times L_s / A$$

※Qx : X軸方向の荷重

※Qy : Y軸方向の荷重

※A : 断面積

$$A = 575.36 \text{ mm}^2$$

※Ls : 片持ち長さ

$$L_s = 1275 \text{ mm}$$

※Zx : 断面係数 ( 部材断面諸元をご参照 )

$$Z_x = 16079.58 \text{ mm}^3$$

※Zy : 断面係数 ( 部材断面諸元をご参照 )

$$Z_y = 7241.87 \text{ mm}^3$$

支点Aの応力計算					
荷重の組み合わせ	Qx(N/m)	Qy(N/m)	$s_x = \frac{Qx \times L_s^2}{2 \times Z_y} (N/mm^2)$	$s_y = \frac{Qy \times L_s^2}{2 \times Z_x} (N/mm^2)$	$t = \frac{\sqrt{Qx^2 + Qy^2} \times L_s}{A} (N/mm^2)$
G	0.00	118.05	0.00	-5.97	0.26
G+S	0.00	378.65	0.00	-19.14	0.84
G+W1	0.00	1102.75	0.00	-55.74	2.44
G+W2	0.00	-1613.61	0.00	81.57	3.58

c) 横棧許容応力度の判定

支点B応力計算及び判定									
荷重の組み合わせ	支点B ( N/mm <sup>2</sup> )			許容応力度 ( N/mm <sup>2</sup> )			安全率		判定
	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\tau$	F $\sigma_x$	F $\sigma_y$	F $\tau$	$1 / (\frac{s_x}{F_{s_x}} + \frac{s_y}{F_{s_y}})$	$\frac{Ft}{t}$	
G	0.00	-11.13	0.39	139.40	133.87	81.00	1203%	20778%	OK
G+S	0.00	-35.70	1.25	209.10	200.80	121.00	562%	9677%	OK
G+W1	0.00	-103.98	3.64				193%	3323%	OK
G+W2	0.00	152.15	5.33				132%	2271%	OK

支点A応力計算及び判定									
荷重の組み合わせ	支点A ( N/mm <sup>2</sup> )			許容応力度			安全率		判定
	σ <sub>x</sub>	σ <sub>y</sub>	τ	Fσ <sub>x</sub>	( N/mm	Fτ	1/( $\frac{s_x}{Fs_x} + \frac{s_y}{Fs_y}$ )	$\frac{Ft}{t}$	
G	0.00	-5.97	0.26	139.40	133.87	81.00	2243%	30964%	OK
G+S	0.00	-19.14	0.84	209.10	200.80	121.00	1049%	14420%	OK
G+W1	0.00	-55.74	2.44				360%	4952%	OK
G+W2	0.00	81.57	3.58				246%	3384%	OK

## d) A Bの梁の最大たわみ計算

$$\delta_x = K\delta * Q_x * L^4 / (100 * E * I_x)$$

 ※δ<sub>x</sub> : 部材X軸方向の最大たわみ

 ※δ<sub>y</sub> : 部材Y軸方向の最大たわみ

$$\delta_y = K\delta * Q_y * L^4 / (100 * E * I_x)$$

※Kδ : スパン中点のたわみ

$$K\delta = 0.644$$

 ※Q<sub>x</sub> : X軸方向の荷重

 ※Q<sub>y</sub> : Y軸方向の荷重

※L : スパン

$$L = 3800 \text{ mm}$$

 ※I<sub>x</sub> : 断面二次モーメント ( 部材断面諸元をご参照 )

$$I_x = 856320.56 \text{ mm}^4$$

 ※I<sub>y</sub> : 断面二次モーメント ( 部材断面諸元をご参照 )

$$I_y = 220875.86 \text{ mm}^4$$

※E : ヤング係数

$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

A Bの梁のたわみ計算及び判定							
荷重の組み合わせ	Q <sub>x</sub> (N/m)	Q <sub>y</sub> (N/m)	$d_x = \frac{Kd \times Q_x \times L^4}{100 \times E \times I_x} \text{ (mm)}$	$d_y = \frac{Kd \times Q_y \times L^4}{100 \times E \times I_x} \text{ (mm)}$	$d = \sqrt{d_x^2 + d_y^2} \text{ (mm)}$	$d / L \leq$	判定
G	0.00	118.05	0.00	2.64	2.64	1/1437	OK
G+S	0.00	378.65	0.00	8.48	8.48	1/448	OK
G+W1	0.00	1102.75	0.00	24.70	24.70	1/154	OK
G+W2	0.00	-1613.61	0.00	-36.15	36.15	1/105	OK

## e) 片持ちのたわみ計算

$$\delta_x = Q_x * L_s^4 / (8 * E * I_x)$$

 ※δ<sub>x</sub> : 部材X軸方向の最大たわみ

 ※δ<sub>y</sub> : 部材Y軸方向の最大たわみ

$$\delta_y = Q_y * L_s^4 / (8 * E * I_x)$$

 ※Q<sub>x</sub> : X軸方向の荷重

 ※Q<sub>y</sub> : Y軸方向の荷重

 ※L<sub>s</sub> : 片持ちの長さ

$$L_s = 1275 \text{ mm}$$

 ※I<sub>x</sub> : 断面係数 ( 部材断面諸元をご参照 )

$$I_x = 856320.56 \text{ mm}^4$$

 ※I<sub>y</sub> : 断面係数 ( 部材断面諸元をご参照 )

$$I_y = 220875.86 \text{ mm}^4$$

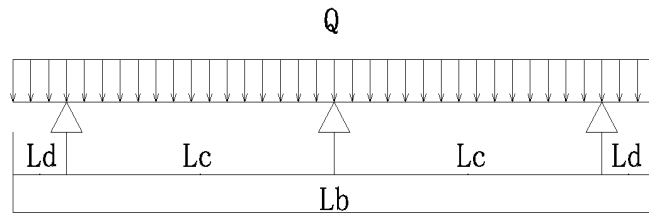
※E : ヤング係数

$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

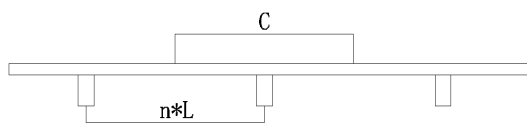
片持ち梁のたわみ計算及び判定							
荷重の組み合わせ	Qx(N/m)	Qy(N/m)	$d_x = \frac{Q_x \times L_s^4}{8 \times E \times I_y} (mm)$	$d_y = \frac{Q_y \times L_s^4}{8 \times E \times I_x} (mm)$	$d = \sqrt{d_x^2 + d_y^2} (mm)$	$d / L_s \leq 1/100$	判定
G	0.00	118.05	0.00	0.65	0.65	1/1960	OK
G+S	0.00	378.65	0.00	2.09	2.09	1/611	OK
G+W1	0.00	1102.75	0.00	6.08	6.08	1/210	OK
G+W2	0.00	-1613.61	0.00	-8.89	8.89	1/143	OK

## 8.2 縦棧

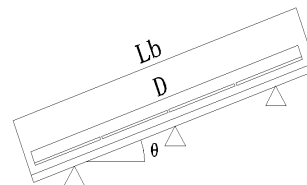
縦棧は連続はり（2スパン、はねだし）の構造である。



縦棧荷重負担モデル図



縦棧の荷重負担長さ



縦棧の荷重負担幅

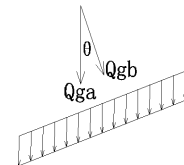
縦棧の長さ	Lb=	5.500	m
縦棧支点間隔	Lc=	1.900	m
縦棧片持ち	Ld=	0.850	m
傾き角度	θ=	0	°
縦棧の荷重負担長さ	C=	3.800	m
縦棧の荷重負担幅	D=	5.212	m

### 8.2.1 荷重計算

#### a) 固定荷重

固定荷重が縦棧方向に沿って分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_{ga} &= [ ( Q_{g1} \times C \times D ) + Q_{g2} \times C \times i + Q_{g3} \times L_b ] / L_b \\
 &= [ ( 78.87 \times 3.80 \times 5.212 ) + 15.280 \times 3.80 \times 5 + 13.83 \times 5.500 ] / 5.500 \\
 &= 350.63 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



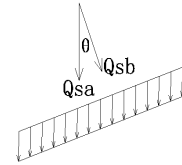
固定荷重の分解モデル図

$$\begin{aligned}
 Q_{gb} &= Q_{ga} \times \cos \theta \\
 &= 350.63 \times \cos 0^\circ \\
 &= 350.63 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

**b)積雪荷重**

積雪荷重が縦横方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_{sa} &= (Q_{ss} \times C \times D) / L_b \\
 &= (200.00 \times 3.800 \times 5.212) / 5.500 \\
 &= 720.20 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



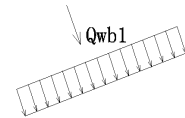
積雪荷重の分解モデル図

$$\begin{aligned}
 Q_{sb} &= Q_{sa} \times \text{COS}\theta \\
 &= 720.20 \times \text{COS } 0^\circ \\
 &= 720.20 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

**c)風圧荷重**

順風時：

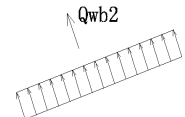
$$\begin{aligned}
 Q_{wb1} &= (Q_{w1} \times C \times D) / L_b \\
 &= (755.72 \times 3.800 \times 5.212) / 5.500 \\
 &= 2721.36 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



風圧（順風）荷重のモデル図

逆風時：

$$\begin{aligned}
 Q_{wb2} &= -(Q_{w2} \times C \times D) / L_b \\
 &= -(1328.98 \times 3.800 \times 5.212) / 5.500 \\
 &= -4785.69 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



風圧（逆風）荷重のモデル図

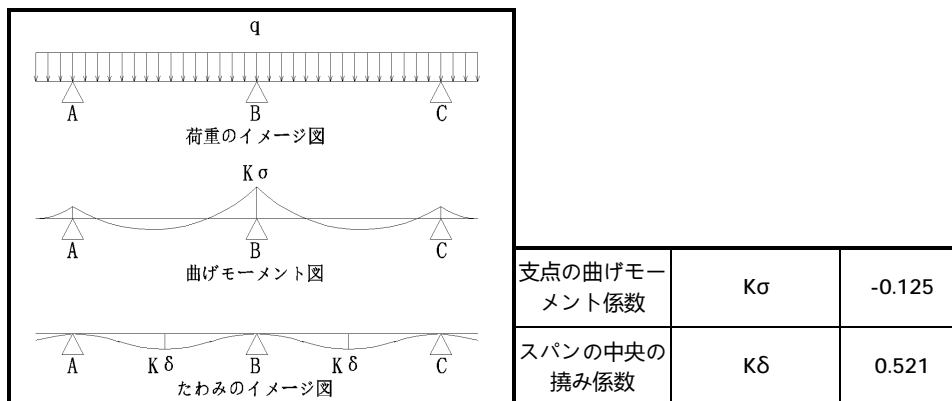
**8.2.2 荷重の組み合わせ**

荷重の組み合わせ表

荷重分類		法線方向Qb(N/m)
固定荷重G		350.63
積雪荷重S		720.20
風圧荷重（順風）W1		2721.36
風圧荷重（逆風）W2		-4785.69
長期	G	350.63
短期	G+S	1070.84
	G+W1	3071.99
	G+W2	-4435.05

**8.2.3 応力、たわみの検討**

縦横は連続はり（2スパン、はねだし）の構造である。



## a) 支点Bの応力計算

$$\sigma = K\sigma \times Qb \times Lc^2 / Zx$$

$$\tau = Qb \times Lc / 2 / A$$

 ※ $\sigma$  : 部材の最大曲げ応力

 ※ $\tau$  : 部材の最大せん断応力

 ※ $K\sigma$  : 支点の曲げモーメント

$$K\sigma = -0.125$$

 ※ $Qb$  : 法線方向の荷重

 ※ $A$  : 断面積

$$A = 520.86 \text{ mm}^2$$

 ※ $Lc$  : スパン

$$Lc = 1900 \text{ mm}$$

 ※ $Ld$  : 片持ち長さ

$$Ld = 850 \text{ mm}$$

 ※ $Zx$  : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zx = 13803.96 \text{ mm}^3$$

支点Bの応力計算			
荷重の組み合わせ	$Qb(N/m)$	$s = \frac{Ks \times Qb \times Lc^2}{Zx} (N/mm^2)$	$t = \frac{Qb \times Lc}{2 \times A} (N/mm^2)$
G	350.63	-11.46	0.64
G+S	1070.84	-35.01	1.95
G+W1	3071.99	-100.42	5.60
G+W2	-4435.05	144.98	-8.09

## b) 支点Aの応力計算

$$\sigma = Qb \times Ld^2 / 2 / Zx$$

$$\tau = Qb \times Ld / A$$

 ※ $\sigma$  : 部材の最大曲げ応力

 ※ $\tau$  : 部材の最大せん断応力

 ※ $Qb$  : 法線方向の荷重

 ※ $A$  : 断面積

$$A = 520.86 \text{ mm}^2$$

 ※ $Lc$  : スパン

$$Lc = 1900 \text{ mm}$$

 ※ $Ld$  : 片持ち長さ

$$Ld = 850 \text{ mm}$$

 ※ $Zx$  : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zx = 13803.96 \text{ mm}^3$$

支点Aの応力計算			
荷重の組み合わせ	$Qb(N/m)$	$s = \frac{Qb \times Ld^2}{2 \times Zx} (N/mm^2)$	$t = \frac{Qb \times Ld}{A} (N/mm^2)$
G	350.63	-9.18	0.57
G+S	1070.84	-28.02	1.75
G+W1	3071.99	-80.39	5.01
G+W2	-4435.05	116.07	-7.24

## c) 縦横許容応力度の判定

支点B応力計算及び判定							
荷重の組み合わせ	支点B		許容応力		安全率		判定
	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{Fs}{s}$	$\frac{Ft}{t}$	
G	-11.46	0.64	125.19	81.00	1092%	12666%	OK
G+S	-35.01	1.95	187.79	121.50	536%	6221%	OK
G+W1	-100.42	5.60			187%	2168%	OK
G+W2	144.98	-8.09			130%	1502%	OK

支点A応力計算及び判定							
荷重の組み合わせ	支点A		許容応力		安全率		判定
	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{Fs}{s}$	$\frac{Ft}{t}$	
G	-9.18	0.57	125.19	81.00	1364%	14156%	OK
G+S	-28.02	1.75	187.79	121.50	670%	6953%	OK
G+W1	-80.39	5.01			234%	2424%	OK
G+W2	116.07	-7.24			162%	1679%	OK

## d) A Bの梁の最大たわみ計算

$$\delta = K\delta * Qb * Lc^4 / (100 * E * Ix)$$

 ※ $\delta$  : 部材法線方向の最大たわみ

 ※ $Qb$  : 法線方向の荷重

 ※ $Lc$  : スパン

$$Lc = 1900 \text{ mm}$$

 ※ $Ld$  : 片持ち長さ

$$Ld = 850 \text{ mm}$$

 ※ $Ix$  : 断面二次モーメント (部材断面諸元をご参照)

$$Ix = 718939.54 \text{ mm}^4$$

 ※ $E$  : ヤング係数

$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

A Bの梁のたわみ計算及び判定				
荷重の組み合わせ	$Qb$ (N/m)	$d = \frac{Kd \times Qb \times Lc^4}{100 \times E \times Ix}$ (mm)	$d / Lc \leq$	判定
G	350.63	0.47	1/4016	OK
G+S	1070.84	1.44	1/1315	OK
G+W1	3071.99	4.14	1/458	OK
G+W2	-4435.05	-5.98	1/318	OK

## e) 片持ちの最大たわみ計算

$$\delta = Qb * Ld^4 / (8 * E * Ix)$$

 ※ $\delta$  : 部材法線方向の最大たわみ

 ※ $Qb$  : 法線方向の荷重

 ※ $Ld$  : 片持ち長さ

$$Ld = 850 \text{ mm}$$

 ※ $Ix$  : 断面二次モーメント (部材断面諸元をご参照)

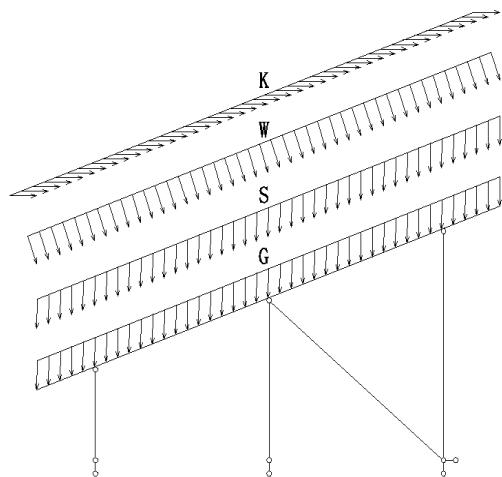
$$Ix = 718939.54 \text{ mm}^4$$

 ※ $E$  : ヤング係数

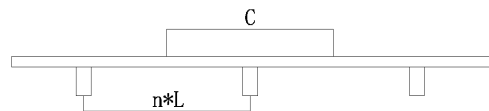
$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

片持ち梁のたわみ計算及び判定表				
荷重の組み合わせ	Qb(N/m)	$d = \frac{Qb \times Ld^4}{8 \times E \times Ix} (mm)$	$d / Ld \leq$ 1/100	判定
G	350.63	0.45	1/1870	OK
G+S	1070.84	1.39	1/612	OK
G+W1	3071.99	3.98	1/213	OK
G+W2	-4435.05	-5.75	1/148	OK

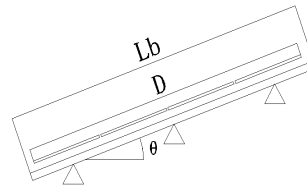
### 8.3 材材及び支点反力



架台の荷重負担モデル図



縦長の荷重負担長さ



縦長の荷重負担幅

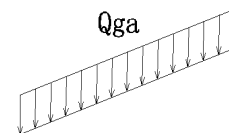
縦長長さ	Lb=	5.500	m
縦長の荷重負担長さ	C=	3.800	m
縦長の荷重負担幅	D=	5.212	m

#### 8.3.1 荷重計算

##### a) 固定荷重

固定荷重：

$$\begin{aligned}
 Qga &= [ ( Qg1 \times C \times D ) + Qg2 \times C \times i + Qg3 \times Lb ] / Lb \\
 &= [ ( 78.87 \times 3.80 \times 5.212 ) + 15.280 \times 3.800 \times 5 + 13.83 \times 5.500 ] / 5.500 \\
 &= 350.63 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

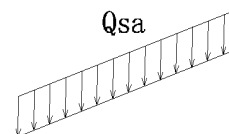


固定荷重モデル図

##### b) 積雪荷重

積雪荷重：

$$\begin{aligned}
 Qsa &= ( Qss \times C \times D ) / Lb \\
 &= ( 200.00 \times 3.800 \times 5.212 ) / 5.500 \\
 &= 720.20 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



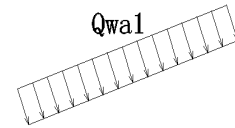
積雪荷重モデル図



c) 風圧荷重

順風時:

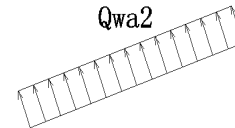
$$\begin{aligned}
 Q_{wa1} &= (Q_{w1} \times C \times D) / L_b \\
 &= (755.72 \times 3.800 \times 5.212) / 5.500 \\
 &= 2721.36 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



順風時風圧荷重モデル図

逆風時:

$$\begin{aligned}
 Q_{wa2} &= -(Q_{w2} \times C \times D) / L_b \\
 &= -(1328.98 \times 3.800 \times 5.212) / 5.500 \\
 &= -4785.69 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

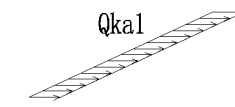


逆風時風圧荷重モデル図

d) 地震荷重

(南) 地震荷重:

$$\begin{aligned}
 Q_{ka1} &= (Q_k \times C \times D) / L_b \\
 &= (29.88 \times 3.800 \times 5.212) / 5.500 \\
 &= 107.61 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



(南) 地震荷重モデル図

(北) 地震荷重:

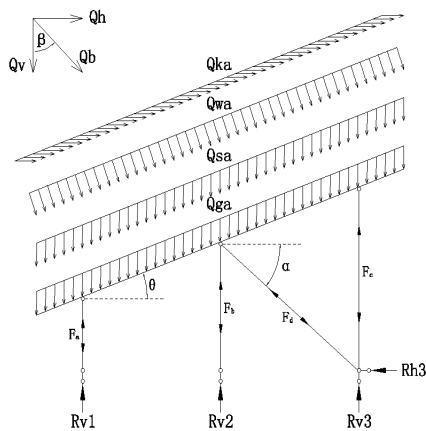
$$\begin{aligned}
 Q_{ka2} &= -(Q_k \times C \times D) / L_b \\
 &= -(29.88 \times 3.800 \times 5.212) / 5.500 \\
 &= -107.61 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



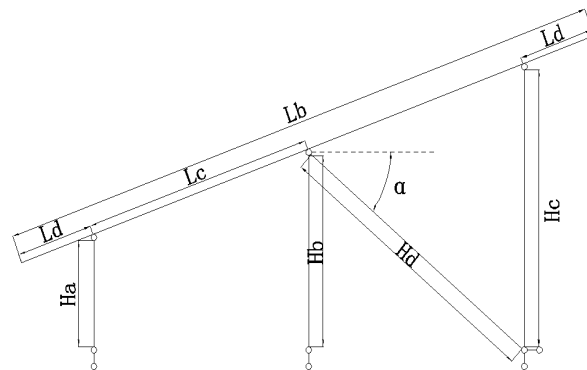
(北) 地震荷重モデル図

8.3.2 軸力、支点反力及び許容応力度の検討

a) 柱材、斜材の軸力及び支点反力計算



柱材・斜材の荷重モデル図



検討モデル図

※Qga : 固定荷重

※Qsa : 積雪荷重

※Qwa : 風圧荷重

※Qka : 地震荷重

※Qb : 荷重

※Qv : 鉛直方向の荷重

※Qh : 水平方向の荷重

※Fa : 前柱軸力

※Fb : 中柱軸力

※Fc : 後柱軸力

※Fd : 斜材1軸力

※Rv1 : 前杭の垂直反力

※Rv2 : 中杭の垂直反力

※Rv3 : 後杭の垂直反力

※Rh3 : 後杭の水平反力

※α : 斜材1と水平線のはさみ角度

α = 12.00 °

※β : 荷重と鉛直線のはさみ角度

※θ : 縦椽と水平線のはさみ角度

θ = 0.00 °

※Lb : 縦椽長さ

Lb = 5.500 m

※Ha : 前柱長さ

Ha = 0.427 m

※Hb : 中柱長さ

Hb = 0.427 m

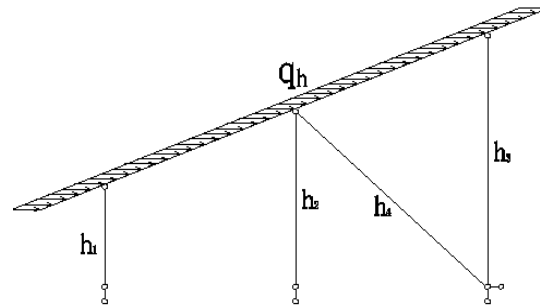
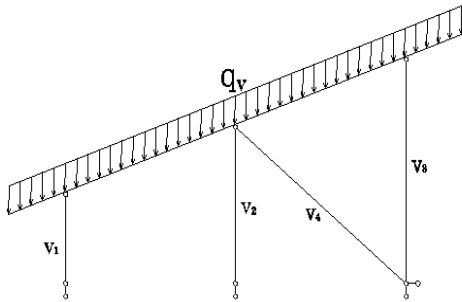
※Hc : 後柱長さ

Hc = 0.427 m

※Hd : 斜材1長さ

Hd = 1.847 m

※Structural Mechanics Solverというソフトを使い、杭、斜材と柱材の応力を分析する。1N/mの鉛直荷重 $q_v$ と水平荷重 $q_h$ を計算モデルに入力して、縦桟に起こる圧縮、剪断、曲げ応力をそれぞれ鉛直内力係数 $v_n$ と水平内力係数 $h_n$ を表にまとめる。



単位鉛直線荷重 $q_v$ を加える

※ $q_v$  : 単位鉛直線荷重

$$q_v = 1.00 \text{ N/m}$$

※ $v_1$  : 前柱単位鉛直の軸力係数

※ $v_2$  : 中柱単位鉛直の軸力係数

※ $v_3$  : 後柱単位鉛直の軸力係数

※ $v_4$  : 斜材1単位鉛直の軸力係数

単位水平線荷重 $q_h$ を加える

※ $q_h$  : 単位水平線荷重

$$q_h = 1.00 \text{ N/m}$$

※ $h_1$  : 前柱単位水平線の軸力係数

※ $h_2$  : 中柱単位水平線の軸力係数

※ $h_3$  : 後柱単位水平線の軸力係数

※ $h_4$  : 斜材1単位水平線の軸力係数

内力係数表 (ソフトウェア計算結果)								
鉛直荷重	$v_1$	-1.826	$v_2$	-1.805	$v_3$	-1.868	$v_4$	0.000
水平荷重	$h_1$	-0.026	$h_2$	1.145	$h_3$	0.028	$h_4$	-5.618

荷重の鉛直及び水平分量計算				
荷重分類	$Q_a(\text{N/m})$	$\beta(^{\circ})$	$Q_v = Q_a \times \cos b(\text{N/m})$	$Q_h = Q_a \times \sin b(\text{N/m})$
固定荷重G	350.63	0.00	350.63	0.00
積雪荷重S	720.20	0.00	720.20	0.00
(順風)風圧荷重W1	2721.36	0.00	2721.36	0.00
(逆風)風圧荷重W2	-4785.69	0.00	-4785.69	0.00
(南)地震荷重K1	107.61	90.00	0.00	107.61
(北)地震荷重K2	-107.61	90.00	0.00	-107.61

鉛直荷重に起こす柱材の軸力計算				
荷重分類	$F_{a_v} = Q_v \times v_1(\text{N})$	$F_{b_v} = Q_v \times v_2(\text{N})$	$F_{c_v} = Q_v \times v_3(\text{N})$	$F_{d_v} = Q_v \times v_4(\text{N})$
固定荷重G	-640	-633	-655	0
積雪荷重S	-1315	-1300	-1345	0
(順風)風圧荷重W1	-4969	-4912	-5084	0
(逆風)風圧荷重W2	8739	8638	8940	0
(南)地震荷重K1	0	0	0	0
(北)地震荷重K2	0	0	0	0

水平荷重に起こす柱材の軸力計算				
荷重分類	$Fa_h = Qh \times h_1 (N)$	$Fb_h = Qh \times h_2 (N)$	$Fc_h = Qh \times h_3 (N)$	$Fd_h = Qh \times h_4 (N)$
固定荷重G	0	0	0	0
積雪荷重S	0	0	0	0
(順風)風圧荷重W1	0	0	0	0
(逆風)風圧荷重W2	0	0	0	0
(南)地震荷重K1	-3	123	3	-605
(北)地震荷重K2	3	-123	-3	605

柱材・斜材の軸力計算 (圧縮を「-」で示す)					
荷重分類	$Fa = Fa_v + Fa_h (N)$	$Fb = Fb_v + Fb_h (N)$	$Fc = Fc_v + Fc_h (N)$	$Fd = Fd_v + Fd_h (N)$	
固定荷重G	-640	-633	-655	0	
積雪荷重S	-1315	-1300	-1345	0	
(順風)風圧荷重W1	-4969	-4912	-5084	0	
(逆風)風圧荷重W2	8739	8638	8940	0	
(南)地震荷重K1	-3	123	3	-605	
(北)地震荷重K2	3	-123	-3	605	
長期	G	-640	-633	-655	0
短期	G+S	-1955	-1933	-2000	0
	G+W1	-5609	-5545	-5738	0
	G+W2	8098	8005	8285	0
	G+K1	-643	-510	-652	-605
	G+K2	-637	-756	-658	605
長期の最大軸力	引張力	-	-	-	-
	圧縮力	-640	-633	-655	-
短期の最大軸力	引張力	8098	8005	8285	605
	圧縮力	-5609	-5545	-5738	-605

支点反力の計算 (反力方向の上向きを「-」で示す)					
荷重分類	$Rv_1 = Fa (N)$	$Rv_2 = Fb (N)$	$Rv_3 = Fc + Fd \times \sin a (N)$	$Rh_3 = Fd \times \cos a (N)$	
固定荷重G	-640	-633	-655	0	
積雪荷重S	-1315	-1300	-1345	0	
(順風)風圧荷重W1	-4969	-4912	-5084	0	
(逆風)風圧荷重W2	8739	8638	8940	0	
(南)地震荷重K1	-3	123	-123	-591	
(北)地震荷重K2	3	-123	123	591	
長期	G	-640	-633	-655	0
短期	G+S	-1955	-1933	-2000	0
	G+W1	-5609	-5545	-5738	0
	G+W2	8098	8005	8285	0
	G+K1	-643	-510	-778	-591
	G+K2	-637	-756	-532	591
最大の支点反力	押し込み	-5738	水平	591	
	引き抜き	8285		591	

## b)柱材・斜材の許容応力判定

前柱の許容応力の判定							
		前柱			許容応力	安全率	判定
		Fa ( N )	面積S ( mm <sup>2</sup> )	$\sigma=F/S$ ( N/mm <sup>2</sup> )	F $\sigma$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{FS}{s}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-640		1.53	125.92	8233%	OK
短期	引張力	8098		19.35	210.00	1086%	OK
	圧縮力	-5609		13.40	188.88	1410%	OK

中柱の許容応力の判定							
		中柱			許容応力	安全率	判定
		Fb ( N )	面積S ( mm <sup>2</sup> )	$\sigma=F/S$ ( N/mm <sup>2</sup> )	F $\sigma$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{FS}{s}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-632.90		1.51	125.92	8329%	OK
短期	引張力	8005.27		19.12	210.00	1098%	OK
	圧縮力	-5544.95		13.25	188.88	1426%	OK

後柱の許容応力の判定							
		後柱			許容応力	安全率	判定
		Fc ( N )	面積S ( mm <sup>2</sup> )	$\sigma=F/S$ ( N/mm <sup>2</sup> )	F $\sigma$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{FS}{s}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-654.99		1.56	125.92	8048%	OK
短期	引張力	8284.68		19.79	210.00	1061%	OK
	圧縮力	-5738.49		13.71	188.88	1378%	OK

斜材1の許容応力の判定							
		斜材1			許容応力	安全率	判定
		Fd ( N )	面積S ( mm <sup>2</sup> )	$\sigma=F/S$ ( N/mm <sup>2</sup> )	F $\sigma$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{FS}{s}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-		-	36.78	-	-
短期	引張力	604.55		1.44	210.00	14541%	OK
	圧縮力	-604.55		1.44	55.17	3820%	OK


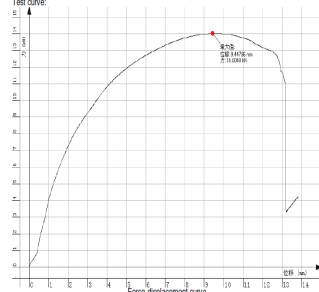

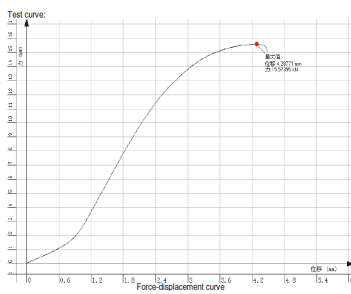

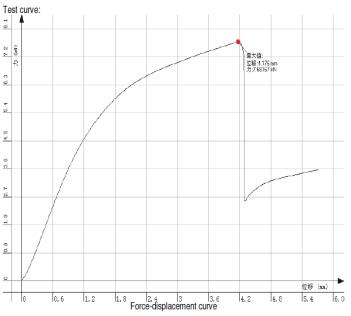
## 8.4 ボルトの検討

架台に使われるボルトは中国GB規格のSUS304であり、日本JIS規格のA2-70に相当する。

各ボルトにかかる荷重					
ボルト仕様	取付箇所	荷重計算			F(N)
M8	押さえ金具 ( 端部、中間 ) 横棧固定金具	引張	短期	$F_{c_{M8}} = \frac{(Q_{wy2} - Q_{gy}) \times L}{2} (N)$	3066
		剪断		-	-
M10	柱材、斜材、筋交い端部	引張	長期	-	-
		剪断		$F_{t_{M10}} = \text{MAX}(F_a, F_b, F_c)(N)$	655
		引張	短期	-	-
		剪断		$F_{t_{M10}} = \text{MAX}(F_a, F_b, F_c)(N)$	8285
M14	ベース金具と基礎の結合部	引張	長期	$F_{c_{M14}} = \frac{\text{MAX}(R_{v1}, R_{v2})}{2} (N)$	4142
		剪断		$F_{t_{M14}} = \frac{\text{MAX}(R_h)}{2} (N)$	296

各ボルト許容応力の判定										
	ボルト仕様	断面積S (mm <sup>2</sup> )	引張力(MAX) F <sub>c</sub> (N)	せん断力(MAX) F <sub>t</sub> (N)	$s = \frac{F_c}{S} (N/mm^2)$	$t = \frac{F_t}{2 \times S} (N/mm^2)$	許容応力		安全率	判定
							F <sub>σ</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	F <sub>τ</sub> (N/mm <sup>2</sup> )		
長期	M10	58.00	-	655	-	5.65	300.00	173.00	3064%	OK
短期	M8	36.60	3066	-	83.77	-	450.00	260.00	537%	OK
	M10	58.00	-	8285	-	71.42			364%	OK
	M14	115.00	4142	296	36.02	1.29			1249%	OK

## 8.5 押さえ金具の検討

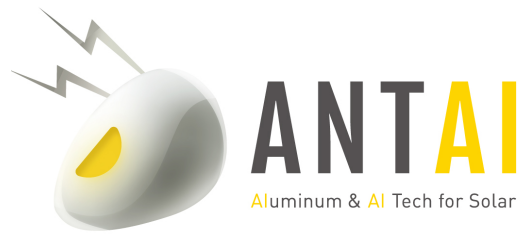
押さえ金具種類	取付箇所		荷重計算		F(N)				
横棧固定金具	横棧と縦棧の接続部		引張	短期	$F_c = \frac{(Qwy^2 - Qgy) \times L}{2} (N)$	3066			
	SGSテスト 試験により			Test Result: <table border="1"> <tr> <td>Test item</td> <td>Maximum force(kN)</td> </tr> <tr> <td>Pull test</td> <td>14.00</td> </tr> </table>		Test item	Maximum force(kN)	Pull test	14.00
		Test item	Maximum force(kN)						
	Pull test	14.00							
									
実験の極限值は	14000N	安全側に考慮し、実験最大値の0.8倍を計算する		F'(N)	11200				
安全率	$\frac{F'}{F}$	365%	判定	OK					
中間押さえ金具	パネルの中間		引張	短期	$F_c = \frac{(Qw^2 - Qg \times \cos q) \times a \times b}{2} (N)$	1206			
	SGSテスト 試験により			Test Result: <table border="1"> <tr> <td>Test item</td> <td>Maximum force(kN)</td> </tr> <tr> <td>Pull test</td> <td>15.57</td> </tr> </table>		Test item	Maximum force(kN)	Pull test	15.57
		Test item	Maximum force(kN)						
	Pull test	15.57							
									
実験の極限值は	15570N	安全側に考慮し、実験最大値の0.8倍を計算する		F'(N)	12456				
安全率	$\frac{F'}{F}$	1032%	判定	OK					
端部押さえ金具	パネルの端部		引張	短期	$F_c = \frac{(Qw^2 - Qg \times \cos q) \times a \times b}{4} (N)$	603			
	SGSテスト 試験により			Test Result: <table border="1"> <tr> <td>Test item</td> <td>Maximum force(kN)</td> </tr> <tr> <td>Pull test</td> <td>7.68</td> </tr> </table>		Test item	Maximum force(kN)	Pull test	7.68
		Test item	Maximum force(kN)						
	Pull test	7.68							
									
実験の極限值は	7680N	安全側に考慮し、実験最大値の0.8倍を計算する		F'(N)	6144				
安全率	$\frac{F'}{F}$	1018%	判定	OK					

## § 9. 部材検定結果のまとめ

部材	品番	材質	安全率	最大たわみ	判定
横棧	CG-006	AL6005-T6	132%	1/105	OK
縦棧	CG-003-1	AL6005-T6	130%	1/148	OK
前柱	CG-005	AL6005-T6	1086%	-	OK
中柱	CG-005	AL6005-T6	1098%	-	OK
後柱	CG-005	AL6005-T6	1061%	-	OK
斜材1	CG-005	AL6005-T6	3820%	-	OK
ボルト	M8	SUS304	537%	-	OK
	M10	SUS304	364%	-	OK
	M14	SUS304	1249%	-	OK
横棧固定金具	TYN-65	AL6005-T6	365%	-	OK
中間押さえ金具	TYN-39	AL6005-T6	1032%	-	OK
端部押さえ金具	TYN-89	AL6005-T6	1018%	-	OK







## 太陽電池アレイ支持物構造計算書

すさみ町3548.16KW

福建安泰新エネルギー科技有限公司

事務所：廈門市思明区環島東路1801号中航紫金広場A塔30階

工場：漳州市長泰県官山工業園

TEL: 86-592-5508286 FAX: 86-592-5508270

2021年5月14日

## 目次

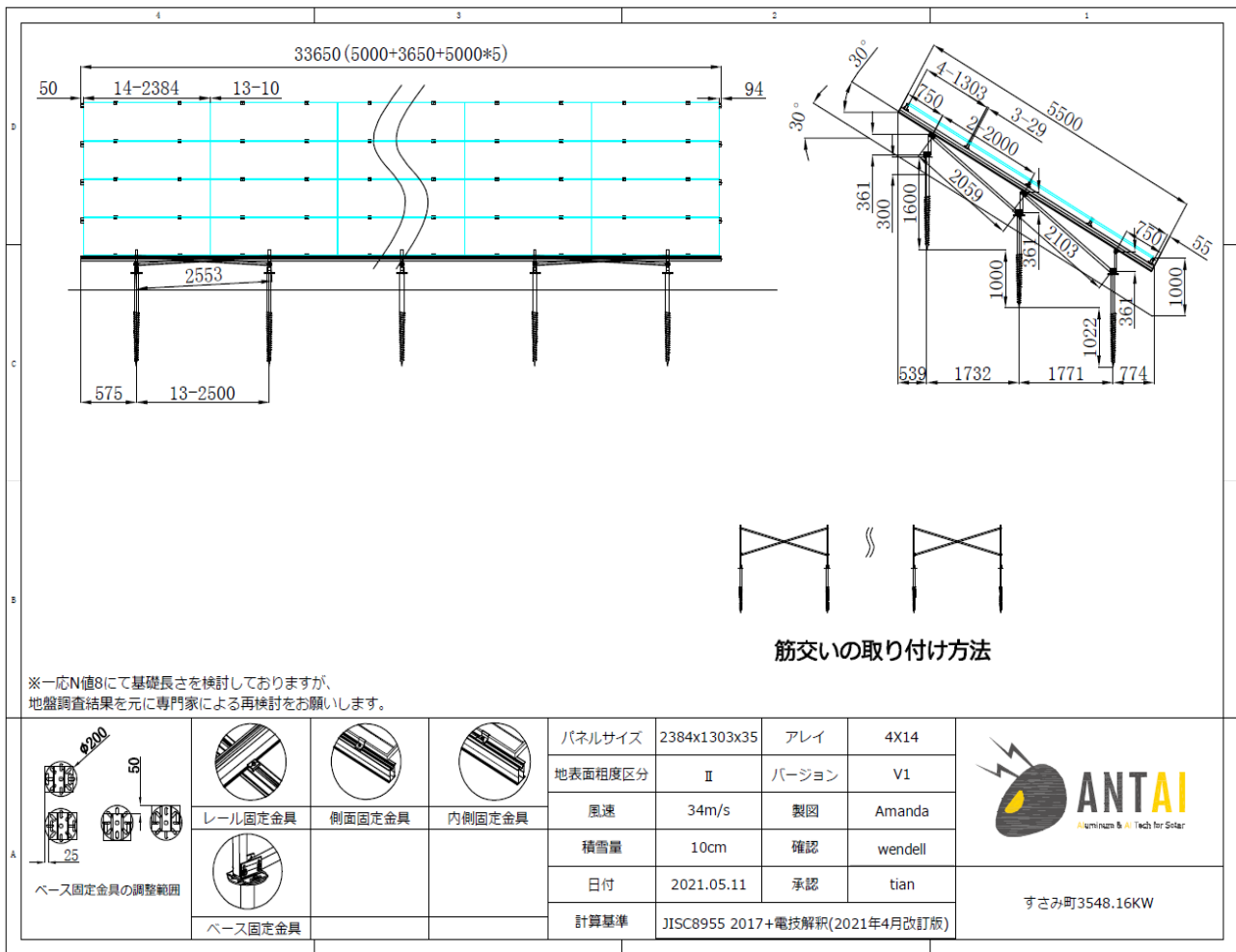
§ 1. 設計条件	1
§ 2. 架台図面	1
§ 3. 架台属性	2
§ 4. 部材の断面諸元	3
§ 5. 架構材料	6
5.1 使用材料及び機械性能の照査	6
5.2 腐食対策	8
5.3 使用材料の基準強度	8
§ 6. 許容応力度	9
6.1 横棧の許容応力度	9
6.2 縦棧許容応力度	11
6.3 前柱の許容応力度	12
6.4 中柱の許容応力度	13
6.5 後柱の許容応力度	14
6.6 斜材1の許容応力度	15
6.7 斜材2の許容応力度	16
§ 7. 設計荷重	17
7.1 想定荷重	17
7.2 固定荷重計算	17
7.3 風圧荷重計算	18
7.4 積雪荷重	21
7.5 設計用地震荷重	21
§ 8. 部材の応力計算	23
8.1 横棧	23
8.2 縦棧	28
8.3 柱材及び支点反力	32
8.4 ボルトの検討	37
8.5 押さえ金具の検討	38
§ 9. 部材検定結果のまとめ	39

### § 1. 設計条件

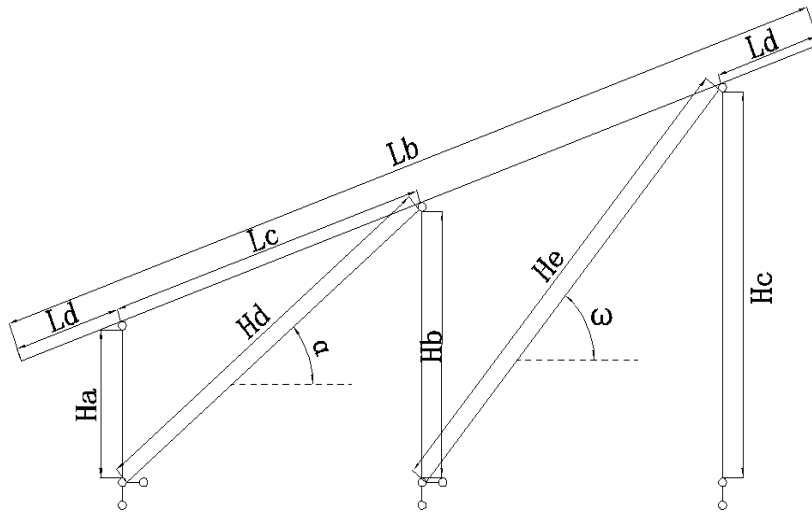
- |            |  |
|------------|--|
| (1)パネル規格   | 2384 × 1303 × 35 mm  |
| (2)パネル重量   | 25 kg  |
| (3)置き方     | 横置き  |
| (4)パネル枚数   | 4 × 14 = 56  |
| (5)設置角度θ   | 30 °   |
| (6)設計用基準風速 | 34 m/s   |
| (7)地上垂直積雪量 | 10 cm  |
| (8)地表面粗度区分 | II   |
| (9)最大高さ    | 1 m  |
| (10)設置場所   | 地上   |
| (11)準拠基準   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 太陽電池アレイ用支持物の設計用荷重方法 JIS C8955 2017</li> <li>・ 電気設備の技術基準の解釈の解説（令和2年8月12日）</li> <li>・ アルミニウム建築構造設計規準・同解説（平成28年3月）</li> <li>・ 地上設置型太陽光発電システムの設計ガイドライン（2019年版）</li> </ul> |

### § 2. 架台図面

下記図面のアレイは最も不利な条件となるので、このアレイのみ検討を行う。



## § 3. 架台属性



架台側面図

斜材1傾き	$\alpha =$	37	°		
斜材2傾き	$\omega =$	38	°		
横棧長さ	$L_a =$	33650	mm	横棧数量	$i =$ 5本
縦棧長さ	$L_b =$	5500	mm	縦棧数量	$j =$ 14本
横棧スパン	$L =$	2500	mm		
横棧片持ち	$L_s =$	575	mm		
東西スパン数	$n =$	13			
縦棧支点間隔	$L_c =$	2000	mm		
縦棧片持ち	$L_d =$	750	mm		
前柱長さ	$H_a =$	361	mm	前柱数量	14本
中柱長さ	$H_b =$	361	mm	中柱数量	14本
後柱長さ	$H_c =$	361	mm	後柱数量	14本
斜材1長さ	$H_d =$	2103	mm	斜材1数量	14本
斜材2長さ	$H_e =$	2059	mm	斜材2数量	14本
筋交い1長さ	$L_{a1} =$	-	mm	筋交い1数量	-
筋交い2長さ	$L_{a2} =$	2553	mm	筋交い2数量	4本

## § 4. 部材の断面諸元

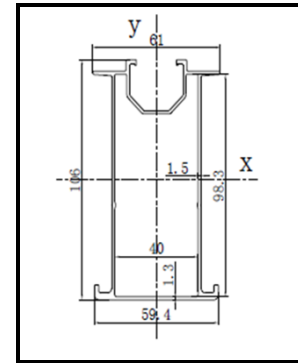
a) 横棧

CG-006

 材質: AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210$  N/mm<sup>2</sup>; E = 70000 N/mm<sup>2</sup>

断面幾何学パラメータ			
A(mm <sup>2</sup> )	575.36	I <sub>p</sub> (mm <sup>4</sup> )	1077196.42
I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	856320.56	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	220875.86
Z <sub>x上</sub> (mm <sup>3</sup> )	16079.58	Z <sub>y左</sub> (mm <sup>3</sup> )	7241.87
Z <sub>x下</sub> (mm <sup>3</sup> )	16235.15	Z <sub>y右</sub> (mm <sup>3</sup> )	7241.87

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00057536 \times 9.8 \\
 &= 15.28 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



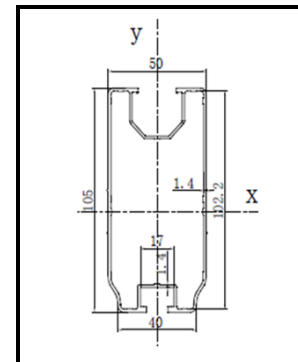
b) 縦棧

CG-003-1

 材質: AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210$  N/mm<sup>2</sup>; E = 70000 N/mm<sup>2</sup>

断面幾何学パラメータ			
A(mm <sup>2</sup> )	520.86	I <sub>p</sub> (mm <sup>4</sup> )	920304.26
I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	718939.54	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	201364.72
Z <sub>x上</sub> (mm <sup>3</sup> )	13803.96	Z <sub>y左</sub> (mm <sup>3</sup> )	7896.92
Z <sub>x下</sub> (mm <sup>3</sup> )	13585.29	Z <sub>y右</sub> (mm <sup>3</sup> )	7896.92

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00052086 \times 9.8 \\
 &= 13.83 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



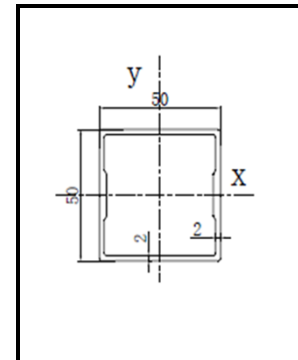
c) 前柱

CG-005

 材質: AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210$  N/mm<sup>2</sup>; E = 70000 N/mm<sup>2</sup>

断面幾何学パラメータ			
A(mm <sup>2</sup> )	418.62	I <sub>p</sub> (mm <sup>4</sup> )	313672.04
I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	148522.30	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	165149.74
Z <sub>x上</sub> (mm <sup>3</sup> )	5940.89	Z <sub>y左</sub> (mm <sup>3</sup> )	6605.99
Z <sub>x下</sub> (mm <sup>3</sup> )	5940.89	Z <sub>y右</sub> (mm <sup>3</sup> )	6605.99

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00041862 \times 9.8 \\
 &= 11.12 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



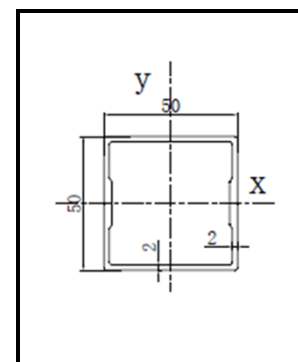
d) 中柱

CG-005

 材質: AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210$  N/mm<sup>2</sup>; E = 70000 N/mm<sup>2</sup>

断面幾何学パラメータ			
A(mm <sup>2</sup> )	418.62	I <sub>p</sub> (mm <sup>4</sup> )	313672.04
I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	148522.30	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	165149.74
Z <sub>x上</sub> (mm <sup>3</sup> )	5940.89	Z <sub>y左</sub> (mm <sup>3</sup> )	6605.99
Z <sub>x下</sub> (mm <sup>3</sup> )	5940.89	Z <sub>y右</sub> (mm <sup>3</sup> )	6605.99

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00041862 \times 9.8 \\
 &= 11.12 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



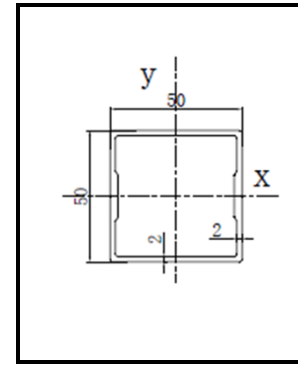
## e) 後柱

CG-005

 材質：AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210 \text{ N/mm}^2$ ;  $E = 70000 \text{ N/mm}^2$ 

断面幾何学パラメータ			
$A(\text{mm}^2)$	418.62	$I_p(\text{mm}^4)$	313672.04
$I_x(\text{mm}^4)$	148522.30	$I_y(\text{mm}^4)$	165149.74
$Z_{x\perp}(\text{mm}^3)$	5940.89	$Z_{y\text{左}}(\text{mm}^3)$	6605.99
$Z_{x\text{下}}(\text{mm}^3)$	5940.89	$Z_{y\text{右}}(\text{mm}^3)$	6605.99

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00041862 \times 9.8 \\
 &= 11.12 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



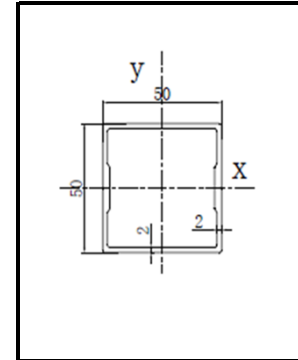
## f) 斜材1

CG-005

 材質：AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210 \text{ N/mm}^2$ ;  $E = 70000 \text{ N/mm}^2$ 

断面幾何学パラメータ			
$A(\text{mm}^2)$	418.62	$I_p(\text{mm}^4)$	313672.04
$I_x(\text{mm}^4)$	148522.30	$I_y(\text{mm}^4)$	165149.74
$Z_{x\perp}(\text{mm}^3)$	5940.89	$Z_{y\text{左}}(\text{mm}^3)$	6605.99
$Z_{x\text{下}}(\text{mm}^3)$	5940.89	$Z_{y\text{右}}(\text{mm}^3)$	6605.99

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00041862 \times 9.8 \\
 &= 11.12 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



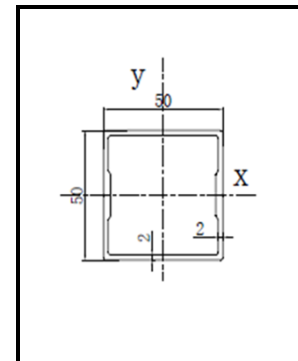
## g) 斜材2

CG-005

 材質：AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210 \text{ N/mm}^2$ ;  $E = 70000 \text{ N/mm}^2$ 

断面幾何学パラメータ			
$A(\text{mm}^2)$	418.62	$I_p(\text{mm}^4)$	313672.04
$I_x(\text{mm}^4)$	148522.30	$I_y(\text{mm}^4)$	165149.74
$Z_{x\perp}(\text{mm}^3)$	5940.89	$Z_{y\text{左}}(\text{mm}^3)$	6605.99
$Z_{x\text{下}}(\text{mm}^3)$	5940.89	$Z_{y\text{右}}(\text{mm}^3)$	6605.99

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00041862 \times 9.8 \\
 &= 11.12 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



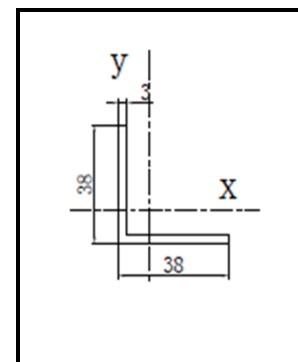
## h) 筋交い1

J38\*38\*3

 材質：AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210 \text{ N/mm}^2$ ;  $E = 70000 \text{ N/mm}^2$ 

断面幾何学パラメータ			
$A(\text{mm}^2)$	219.00	$I_p(\text{mm}^4)$	61071.24
$I_x(\text{mm}^4)$	30535.62	$I_y(\text{mm}^4)$	30535.62
$Z_{x\perp}(\text{mm}^3)$	1114.83	$Z_{y\text{左}}(\text{mm}^3)$	2878.12
$Z_{x\text{下}}(\text{mm}^3)$	2878.12	$Z_{y\text{右}}(\text{mm}^3)$	1114.83

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00021900 \times 9.8 \\
 &= 5.82 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

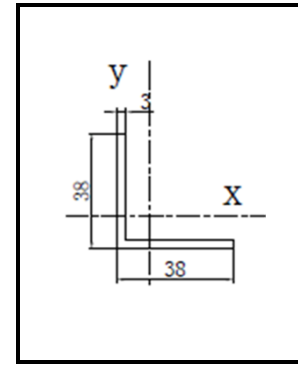


i) 筋交い2 J38\*38\*3

 材質：AL6005-T6 ;  $\sigma_s = 210$  N/mm<sup>2</sup>;  $E = 70000$  N/mm<sup>2</sup>

断面幾何学パラメータ			
A(mm <sup>2</sup> )	219.00	I <sub>p</sub> (mm <sup>4</sup> )	61071.24
I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	30535.62	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	30535.62
Z <sub>x上</sub> (mm <sup>3</sup> )	1114.83	Z <sub>y左</sub> (mm <sup>3</sup> )	2878.12
Z <sub>x下</sub> (mm <sup>3</sup> )	2878.12	Z <sub>y右</sub> (mm <sup>3</sup> )	1114.83

$$\begin{aligned}
 \text{メートル重量} &= \text{比重 } \rho \text{ ( kg/m}^3 \text{ )} \quad \times \quad \text{部材の断面積A ( m}^2 \text{ )} \quad \times \quad \text{g ( N/kg )} \\
 &= 2710 \quad \quad \quad 0.00021900 \quad \quad \times \quad 9.8 \\
 &= 5.82
 \end{aligned}$$



## § 5. 架構材料

## 5.1 使用材料及び機械性能の照査

## 5.1.1 鋼材:Q235

杭の使用材料Q235Bは中華人民共和国国家基準（以下、「GB規格」という）のGB/T3274-2007で規定される材料である。下記通り、JIS規格との化学成分、機械的な性質を比較する。GB規格のQ235Bの引張り強さがJIS規格のSS400級より下回るが、日本国第三者機関の試験測定結果によりJISのSS400相当と考えられる。（Q235B材質の杭が使われた場合）

以下通り、中国GB規格と日本JIS規格の指針の抜粋を示す。（※中国GB規格の表は日本語に訳した内容。）

記号	数字記号 <sup>a</sup>	等級	酸素脱気方法	化学成分/% , ≤				
				C	Si	Mn	P	S
Q235	U12352	A	F,Z	0.22	0.35	1.4	0.045	0.05
	U12355	B		0.20 <sup>p</sup>				0.045
	U12358	C	Z	0.17			0.04	0.04
	U12359	D	TZ				0.035	0.035

記号	等級	降伏強度 <sup>a</sup> R <sub>eH</sub> / ( N/mm <sup>2</sup> ) , ≤			引張強度 <sup>b</sup> R <sub>m</sub> / ( N/mm <sup>2</sup> )	伸び率A/% , ≥		
		厚み (又は直径) /mm				厚み (又は直径) /mm		
		≤16	>16~40	>40~60		≤40	>40~60	>60~100
Q235	A	235	225	215	370~500	26	25	24
	B							
	C							
	D							

種類の記号	化学成分 <sup>(1)</sup> %				一般構造用圧延鋼材 ( SS )				
					機械的性質				
	C	Mn	P	S	降伏点又は耐力MPa				
					鋼材の厚さ <sup>(2)</sup> mm				
SS400	—	—	≤0.050	≤0.050	16以下	16を超え40以下	40を超え100以下	100を超えるもの	引張強さMPa
					≥235	≥235	≥215	≥205	

\* 鋼材の降伏強度は軽鋼構造設計施工指針・同解説（2002年第2版）による

種類の記号	化学成分%					降伏点又は耐力N/mm <sup>2</sup>	引張強さ N/mm <sup>2</sup>	伸び %
	C	Si	Mn	P	s			
SS400	-	-	-	≤0.050	≤0.050	235≤	400~510	26≤
Q235B	≤0.20	≤0.35	≤1.40	≤0.045	≤0.045	235≤	370-500	26≤



## 5.1.2 アルミニウム合金

GB規格とJIS規格及びアルミニウム建築構造設計指針の抜粋を下記に示す。

単位%

表5 A6N01-T6とAL6005-T6化学成分比較表		
合金番号	A6N01-T6 ( A6005C-T6 )	AL6005-T6
Si	0.4 - 0.9	0.6 - 0.9
Fe	≤0.35	0.35
Cu	≤0.35	0.1
Mn	≤0.50	0.1
Mg	0.40-0.8	0.40-0.60
Cr	≤0.3	0.1
Zn	≤0.25	0.1
v,Zr,Ni,Bなど	Mn+Cr≤0.50	-
Ti	≤0.10	0.1
その他 <sup>a</sup> ) 個々	≤0.05	0.05
合計	≤0.15	0.15
Al	残部	余量

表6 A6N01-T6とAL6005-T6機械的性能の比較		
合金番号	基準強度F ( N/mm <sup>2</sup> )	引張強度Fu ( N/mm <sup>2</sup> )
A6N01-T6 ( A6005C-T6 )	210	265
AL6005-T6空心型 材	215	255

## 5.1.3 ステンレスボルト

材質：SUS304 ( A2-70 ) 日本JIS B1054-1：2013規格に該当する。

### 5.2 腐食対策

- ・鋼材：溶融亜鉛メッキ処理 平均膜厚：80 $\mu$ m  
日本JIS H8641：2007（HDZ55仕様）に相当する（76 $\mu$ m以上）
- ・アルミニウム合金：陽極酸化アルマイト表面処理 平均膜厚10 $\mu$ m  
日本JIS H8601：1999（AA10仕様）に相当する（10 $\mu$ m以上）

### 5.3 使用材料の基準強度

表7 中国GB規格による材料の許容応力度

使用材料	規格	許容応力度（長期）N/mm <sup>2</sup>				許容応力度（短期）N/mm <sup>2</sup>			
		圧縮	せん断	曲げ	引張り	圧縮	せん断	曲げ	引張り
鋼材	Q235B	157	90	157	157	235	136	235	235
アルミニウム	AL6005-T6	143	83	143	143	215	124	215	215
ボルト	SUS304 (A2-70)	-	173	300	300	-	260	450	450

表8 日本JIS規格による材料の許容応力度

使用材料	規格	許容応力度（長期）N/mm <sup>2</sup>				許容応力度（短期）N/mm <sup>2</sup>			
		圧縮	せん断	曲げ	引張り	圧縮	せん断	曲げ	引張り
鋼材	SS400	157	90	157	157	235	136	235	235
アルミニウム	A6N01-T6	140	81	140	140	210	121	210	210
ボルト	SUS304 (A2-70)	-	173	300	300	-	260	450	450

## § 6. 許容応力度

長期に生ずる力に対する許容応力度を求める。短期の許容応力度は長期の1.5倍とする。

## 6.1 横長の許容応力度 CG-006

6.1.1、許容曲げ応力度（強軸）（アルミニウム建築構造設計基準・同解説による、以下同様）

## ①横座屈に対する許容応力度

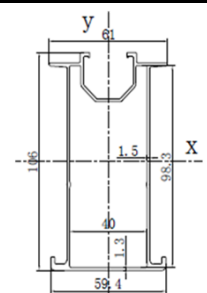
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(b\lambda/b\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$b\lambda$	:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(My/Me)}$
$b\lambda_e$	:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
$b\lambda_p$	:	塑性限界細長比 $=0.6+0.3(M_2/M_1)$
$M_2/M_1$	:	材両端あるいは横座屈剛端の曲げモーメント比、 $ M_2  \geq  M_1 $ かつ、 $M_2/M_1$ は複曲率曲げのときを正とする
$Me$	:	弾性横座屈モーメント(Nmm) $=C_b\sqrt{(\pi^2EI_yGJ/L_b^2)}$
$My$	:	降伏曲げモーメント $=F*Zx$ (Nmm)
$Zx$	:	x軸断面係数(mm <sup>3</sup> )
$EI_y$	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
$GJ$	:	サンブナンねじり剛性
$L_b$	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ = L
$C_b$	:	モーメント係数 $=1.75+1.05(M_2/M_1)+0.30(M_2/M_1)^2 \leq 2.3$
E	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
$I_y$	:	y軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
G	:	せん断弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )
J	:	サンブナンのねじり定数
L	:	部材長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
v	1.52
$b\lambda$	0.23
$b\lambda_e$	1.41
$b\lambda_p$	0.90
$M_2/M_1$	1
$Me$	61259007.55
$My$	3376712.51
$Zx$	16079.58
$EI_y$	15461310354
$GJ$	29084303273
$L_b$	2500
$C_b$	2.30
E	70000
$I_y$	220875.86
G	27000
J	1077196.42
L	2500

$b\lambda$	0.23	横座屈
$b\lambda_e$	1.41	
$b\lambda_p$	0.90	
$b\lambda \leq b\lambda_p$	138.30	$f_b = \beta_2 F / v$
$b\lambda_p < b\lambda \leq b\lambda_e$	-	$f_b = \beta_2 (1.0 - 0.5(b\lambda - b\lambda_p) / (b\lambda_e - b\lambda_p)) F / v$
$b\lambda_e < b\lambda$	-	$f_b = F / b\lambda^2 / v$
$f_b$	138.30	

## ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	ウェブ
d	98.30	
t	1.50	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{(F/E)}$	3.59	
$\Gamma_d \leq 3.29$	-	$f_b = F / 1.5$
$3.29 < \Gamma_d \leq 6.57$	133.87	$f_b = F - 0.101 * F * \Gamma_d$
$6.57 < \Gamma_d$	-	$f_b = 14.4 * F / \Gamma_d^2$
$f_b$	133.87	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_b$ :	133.87	
$sf_b$ :	200.80	

## 6.1.1、許容曲げ応力度（弱軸）

## ①横座屈に対する許容応力度

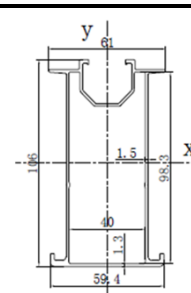
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(b\lambda/b\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$b\lambda$	:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(My/Me)}$
$b\lambda_e$	:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
$b\lambda_p$	:	塑性限界細長比 $=0.6+0.3(M_2/M_1)$
$M_2/M_1$	:	材両端あるいは横座屈剛端の曲げモーメント比、 $ M_1  \geq  M_2 $ かつ、 $M_2/M_1$ は複曲率曲げのときを正とする
Me	:	弾性横座屈モーメント(Nmm) $=C_b\sqrt{(\pi^2EI_xGJ/L_b^2)}$
My	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot Zy$ (Nmm)
Zy	:	y軸断面係数(mm <sup>3</sup> )
EIx	:	x軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
GJ	:	サンブナンねじり剛性
L <sub>b</sub>	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ =L
C <sub>b</sub>	:	モーメント係数 $=1.75+1.05(M_2/M_1)+0.30(M_2/M_1)^2 \leq 2.3$
E	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
I <sub>x</sub>	:	x軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
G	:	せん断弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )
J	:	サンブナンのねじり定数
L	:	部材長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
v	1.50
$b\lambda$	0.11
$b\lambda_e$	1.41
$b\lambda_p$	0.90
$M_2/M_1$	1
Me	120618524.7
My	1520791.97
Zy	7241.87
EIx	59942438878
GJ	29084303273
L <sub>b</sub>	2500
C <sub>b</sub>	2.30
E	70000
I <sub>x</sub>	856320.56
G	27000
J	1077196.42
L	2500

$b\lambda$	0.11	横座屈
$b\lambda_e$	1.41	
$b\lambda_p$	0.90	
$b\lambda \leq b\lambda_p$	139.61	$f_b = \beta_2 F / v$
$b\lambda_p < b\lambda \leq b\lambda_e$	-	$f_b = \beta_2 (1.0 - 0.5(b\lambda - b\lambda_p) / (b\lambda_e - b\lambda_p)) F / v$
$b\lambda_e < b\lambda$	-	$f_b = F / b\lambda^2 / v$
$f_b$	139.61	

## ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	ウェブ
d	40.00	
t	1.30	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{(F/E)}$	1.69	
$\Gamma_d \leq 3.29$	140	$f_b = F / 1.5$
$3.29 < \Gamma_d \leq 6.57$	-	$f_b = F - 0.101 * F * \Gamma_d$
$6.57 < \Gamma_d$	-	$f_b = 14.4 * F / \Gamma_d^2$
$f_b$	140.00	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_b$ :	139.61	
$sf_b$ :	209.41	

## 6.2 縦横の許容応力度

CG-003-1

## 6.2.1、許容曲げ応力度

(アルミニウム建築構造設計基準・同解説p41による)

## ①横座屈に対する許容応力度

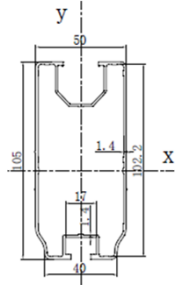
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
$\nu$	:	$=3/2+2/3(b\lambda/b\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$b\lambda$	:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(M_y/M_e)}$
$b\lambda_e$	:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{0.5\beta_2}$
$b\lambda_p$	:	塑性限界細長比 $=0.6+0.3(M_2/M_1)$
$M_2/M_1$	:	材両端あるいは横座屈剛端の曲げモーメント比、 $ M_1  \geq  M_2 $ かつ、 $M_2/M_1$ は複曲率曲げのときを正とする
$M_e$	:	弾性横座屈モーメント(Nmm) $=C_b\sqrt{(\pi^2 E I_y G J / L_b^2)}$
$M_y$	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot Z_x$ (Nmm)
$Z_x$	:	x軸断面係数(mm <sup>3</sup> )
$E I_y$	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
$G J$	:	サンブナンねじり剛性
$L_b$	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ=L
$C_b$	:	モーメント係数 $=1.75+1.05(M_2/M_1)+0.30(M_2/M_1)^2 \leq 2.3$
E	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
$I_y$	:	y軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
G	:	せん断弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )
J	:	サンブナンのねじり定数
L	:	部材長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
$\nu$	1.51
$b\lambda$	0.21
$b\lambda_e$	1.41
$b\lambda_p$	0.90
$M_2/M_1$	1
$M_e$	67579627.87
$M_y$	2898832.02
$Z_x$	13803.96
$E I_y$	14095530267
$G J$	24848215031
$L_b$	2000
$C_b$	2.30
E	70000
$I_y$	201364.72
G	27000
J	920304.2604
L	2000

$b\lambda$	0.21	横座屈
$b\lambda_e$	1.41	
$b\lambda_p$	0.90	
$b\lambda \leq b\lambda_p$	138.67	$f_b = \beta_2 F / \nu$
$b\lambda_p < b\lambda \leq b\lambda_e$	-	$f_b = \beta_2 (1.0 - 0.5(b\lambda - b\lambda_p) / (b\lambda_e - b\lambda_p)) F / \nu$
$b\lambda_e < b\lambda$	-	$f_b = F / b\lambda^2 / \nu$
$f_b$	138.67	

## ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	ウェブ
d	102.20	
t	1.40	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{(F/E)}$	4.00	
$\Gamma_d \leq 3.29$	-	$f_b = F / 1.5$
$3.29 < \Gamma_d \leq 6.57$	125.19	$f_b = F - 0.101 \cdot F \cdot \Gamma_d$
$6.57 < \Gamma_d$	-	$f_b = 14.4 \cdot F / \Gamma_d^2$
$f_b$	125.19	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_b$ :	125.19	
$sf_b$ :	187.79	

## 6.3 前柱の許容応力度

CG-005

## 6.3.1、許容曲げ応力度

## ①曲げ座屈に対する許容応力度

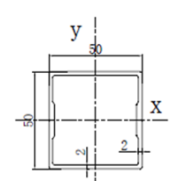
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(c\lambda/c\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$	:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(N_y/N_e)}$
$c\lambda_e$	:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
$c\lambda_p$	:	塑性限界細長比 $=0.2$
$N_e$	:	弾性曲座屈耐力(N) $=\pi^2 E I_x / k L_c^2$ (N)
$N_y$	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot A$ (N)
A	:	断面積(mm <sup>2</sup> )
$E I_y$	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
$k L_c$	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ $=L_c=L$
E	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
$I_y$	:	y軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
L	:	柱長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
v	1.53
$c\lambda$	0.32
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.20
$N_e$	874622.86
$N_y$	87910.24
A	418.62
$E I_y$	11560481723
$k L_c$	361
E	70000
$I_y$	165149.74
L	361

$c\lambda$	0.32	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / v$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	130.30	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p) / (c\lambda_e - c\lambda_p)) F / v$
$c\lambda_e < c\lambda$	-	$f_c = F / c\lambda^2 / v$
$f_c$	130.30	

## ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	2縁フランジ
b	50.00	
t	2.00	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{(F/E)}$	1.37	
$\Gamma_d \leq 1.34$	-	$f_c = F / 1.5$
$1.34 < \Gamma_d \leq 2.69$	138.69	$f_c = F - 0.248 * F * \Gamma_d$
$2.69 < \Gamma_d$	-	$f_c = 2.41 * F / \Gamma_d^2$
$f_c$	138.69	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_c$ :	130.30	
$s f_c$ :	195.45	

## 6.4 中柱の許容応力度

CG-005

## 6.4.1、許容曲げ応力度

## ①曲げ座屈に対する許容応力度

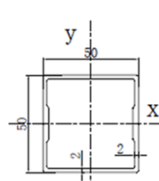
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(c\lambda/c\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$	:	一般化有効細長比= $\sqrt{N_y/N_e}$
$c\lambda_e$	:	弾性限界細長比= $1/\sqrt{0.5\beta_2}$
$c\lambda_p$	:	塑性限界細長比=0.2
$N_e$	:	弾性曲座屈耐力(N)= $\pi^2 E I_x / k L_c^2$ (N)
$N_y$	:	降伏曲げモーメント =F*A (N)
A	:	断面積(mm <sup>2</sup> )
$E I_y$	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
$k L_c$	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ = $L_c=L$
E	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
$I_y$	:	y軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
L	:	柱長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
v	1.53
$c\lambda$	0.32
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.20
$N_e$	874622.86
$N_y$	87910.24
A	418.62
$E I_y$	11560481723
$k L_c$	361
E	70000
$I_y$	165149.74
L	361

$c\lambda$	0.32	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / v$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	130.30	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p) / (c\lambda_e - c\lambda_p)) F / v$
$c\lambda_e < c\lambda$	-	$f_c = F / c\lambda^2 / v$
$f_c$	130.30	

## ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	2縁フランジ
b	50.00	
t	2.00	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{F/E}$	1.37	
$\Gamma_d \leq 1.34$	-	$f_c = F / 1.5$
$1.34 < \Gamma_d \leq 2.69$	138.69	$f_c = F - 0.248 * F * \Gamma_d$
$2.69 < \Gamma_d$	-	$f_c = 2.41 * F / \Gamma_d^2$
$f_c$	138.69	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_c$ :	130.30	
$s f_c$ :	195.45	

## 6.5 後柱の許容応力度

CG-005

## 6.5.1、許容曲げ応力度

## ①曲げ座屈に対する許容応力度

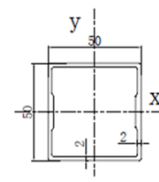
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(c\lambda/c\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$	:	一般化有効細長比= $\sqrt{N_y/N_e}$
$c\lambda_e$	:	弾性限界細長比= $1/\sqrt{0.5\beta_2}$
$c\lambda_p$	:	塑性限界細長比=0.2
$N_e$	:	弾性曲座屈耐力(N)= $\pi^2 E I_{xx} / k L_c^2$ (N)
$N_y$	:	降伏曲げモーメント =F*A (N)
A	:	断面積(mm <sup>2</sup> )
$E I_y$	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
$k L_c$	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ = $L_c=L$
E	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
$I_y$	:	y軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
L	:	柱長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
v	1.53
$c\lambda$	0.32
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.2
$N_e$	874622.86
$N_y$	87910.24
A	418.6202
$E I_y$	11560481723
$k L_c$	361
E	70000
$I_y$	165149.74
L	361

$c\lambda$	0.32	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / v$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	130.30	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p) / (c\lambda_e - c\lambda_p)) F / v$
$c\lambda_e < c\lambda$	-	$f_c = F / c\lambda^2 / v$
$f_c$	130.30	

## ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	2縁フランジ
b	50.00	
t	2.00	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{F/E}$	1.37	
$\Gamma_d \leq 1.34$	-	$f_c = F / 1.5$
$1.34 < \Gamma_d \leq 2.69$	138.69	$f_c = F - 0.248 * F * \Gamma_d$
$2.69 < \Gamma_d$	-	$f_c = 2.41 * F / \Gamma_d^2$
$f_c$	138.69	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_c$ :	130.30	
$s f_c$ :	195.45	



## 6.6 斜材1の許容応力度 CG-005

## 6.6.1、許容曲げ応力度

## ①曲げ座屈に対する許容応力度

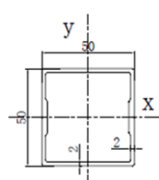
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(c\lambda/c\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$	:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(N_y/Ne)}$
$c\lambda_e$	:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
$c\lambda_p$	:	塑性限界細長比 $=0.2$
Ne	:	弾性曲座屈耐力(N) $=\pi^2 E I_x / k L_c^2$ (N)
Ny	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot A$ (N)
A	:	断面積(mm <sup>2</sup> )
Ely	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
$kL_c$	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ $=L_c=L$
E	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
Iy	:	y軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
L	:	柱長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
v	2.17
$c\lambda$	1.85
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.20
Ne	25772.51
Ny	87910.24
A	418.62
Ely	11560481723
$kL_c$	2103
E	70000
Iy	165149.74
L	2103

$c\lambda$	1.85	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / v$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	-	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p) / (c\lambda_e - c\lambda_p)) F / v$
$c\lambda_e < c\lambda$	28.37	$f_c = F / c\lambda^2 / v$
$f_c$	28.37	

## ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	2縁フランジ
b	50.00	
t	2.00	
$\Gamma_d = d / t \sqrt{(F/E)}$	1.37	
$\Gamma_d \leq 1.34$	-	$f_c = F / 1.5$
$1.34 < \Gamma_d \leq 2.69$	138.69	$f_c = F - 0.248 * F * \Gamma_d$
$2.69 < \Gamma_d$	-	$f_c = 2.41 * F / \Gamma_d^2$
$f_c$	138.69	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_c$ :	28.37	
$sf_c$ :	42.56	

## 6.7 斜材2の許容応力度

CG-005

## 6.7.1、許容曲げ応力度

## ①曲げ座屈に対する許容応力度

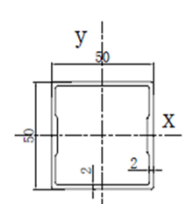
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm <sup>2</sup> )
$\beta_2$	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(c\lambda/c\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$	:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(N_y/Ne)}$
$c\lambda_e$	:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
$c\lambda_p$	:	塑性限界細長比 $=0.2$
Ne	:	弾性曲座屈耐力(N) $=\pi^2 E I_{xx}/k L_c^2$ (N)
Ny	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot A$ (N)
A	:	断面積(mm <sup>2</sup> )
Ely	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm <sup>2</sup> )
$k L_c$	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ $=L_c=L$
E	:	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
Iy	:	y軸断面の二次係数(mm <sup>4</sup> )
L	:	柱長(mm)

F	210
$\beta_2$	1.00
v	2.17
$c\lambda$	1.81
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.2
Ne	26885.77
Ny	87910.24
A	418.6202
Ely	11560481723
$k L_c$	2059
E	70000
Iy	165149.7389
L	2059

$c\lambda$	1.81	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F/v$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	-	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p)/(c\lambda_e - c\lambda_p)) F/v$
$c\lambda_e < c\lambda$	29.60	$f_c = F/c\lambda^2/v$
$f_c$	29.60	

## ②局部座屈に対する許容応力度

F	210	2縁フランジ
b	50.00	
t	2.00	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{(F/E)}$	1.37	
$\Gamma_d \leq 1.34$	-	$f_c = F/1.5$
$1.34 < \Gamma_d \leq 2.69$	138.69	$f_c = F - 0.248 \cdot F \cdot \Gamma_d$
$2.69 < \Gamma_d$	-	$f_c = 2.41 \cdot F / \Gamma_d^2$
$f_c$	138.69	

断面図		
以上より許容応力度は		
$f_c$ :	29.60	
$sf_c$ :	44.39	

上記より、以下一覧表にて各部材の許容応力度を示す。

部材	許容応力度 (長期) N/mm <sup>2</sup>					許容応力度 (短期) N/mm <sup>2</sup>				
	圧縮	剪断	曲げ (強軸)	曲げ (弱軸)	引張	圧縮	剪断	曲げ (強軸)	曲げ (弱軸)	引張
横棧	-	81	133.87	139.61	140	-	121	200.80	209.41	210
縦棧	-	81	125.19	-	140	-	121	187.79	-	210
前柱	130.30	81	-	-	140	195.5	121	-	-	210
中柱	130.30	81	-	-	140	195.5	121	-	-	210
後柱	130.30	81	-	-	140	195.5	121	-	-	210
斜材1	28.37	81	-	-	140	42.56	121	-	-	210
斜材2	29.60	81	-	-	140	44.39	121	-	-	210

## § 7. 設計荷重

### 7.1 想定荷重

荷重条件及び荷重の組合せは、表 1 に示す 「一般の地方」 とする。

表 1-荷重条件及び荷重の組合せ

荷重条件		区分	
		一般の地方	多雪区域
長期	常時	G	G
	積雪時		G+0.7S
短期	積雪時	G+S	G+S
	暴風時	G+W	G+W
			G+0.35S+W
	地震時	G+K	G+0.35S+K

G：固定荷重 S：積雪荷重 W：風圧荷重 K：地震荷重

なお、多雪区域は、次に示す条件のいずれかに該当する区域とする。

- 箇条 7 c) のによる垂直積雪量が 1 m 以上の区域
- 積雪の初終間日数 ( 当該区域中の積雪部分の割合が 1/2 を超える状態が継続する期間の日数をいう。 ) の年平均値が 30 日以上

### 7.2 固定荷重計算

$$\begin{aligned}
 \text{モジュールの分布荷重} \quad Qg1 &= \text{単重} \times g / \text{面積} \\
 &= 25.00 \times 9.8 / (2.384 \times 1.303) \\
 &= 78.87 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{モジュールの重量} \quad G1 &= \text{単重} \times g \times \text{枚数} \\
 &= 25.00 \times 9.8 \times 56 \\
 &= 13720.00 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{横棧の線荷重} \quad Qg2 = 15.28 \text{ N/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{横棧の重量} \quad G2 &= Qg2 \times \text{横棧長さ} \times \text{本数} \\
 &= 15.28 \times 33.650 \times 5 \\
 &= 2570.94 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{縦棧の線荷重} \quad Qg3 = 13.83 \text{ N/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{縦棧の重量} \quad G3 &= Qg3 \times \text{縦棧長さ} \times \text{本数} \\
 &= 13.83 \times 5.500 \times 14 \\
 &= 1065.14 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{前柱の線荷重} \quad Qg4 = 11.12 \text{ N/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{前柱の重量} \quad G4 &= Qg4 \times \text{前柱長さ} \times \text{本数} \\
 &= 11.12 \times 0.361 \times 14 \\
 &= 56.19 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{中柱の線荷重} \quad Qg5 = 11.12 \text{ N/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{中柱の重量} \quad G5 &= Qg4 \times \text{中柱長さ} \times \text{本数} \\
 &= 11.12 \times 0.361 \times 14 \\
 &= 56.19 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{後柱の線荷重} \quad Qg6 = 11.12 \text{ N/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{後柱の重量} \quad G6 &= Qg6 \times \text{後柱長さ} \times \text{本数} \\
 &= 11.12 \times 0.361 \times 14 \\
 &= 56.19 \text{ N}
 \end{aligned}$$

斜材1の線荷重	$Qg7 = 11.12 \text{ N/m}$				
斜材の重量	$G7 = Qg7 \times \text{斜材1長さ} \times \text{本数}$				
	$= 11.12 \times 2.103 \times 14$				
	$= 327.33 \text{ N}$				
斜材2の線荷重	$Qg8 = 418.62 \text{ N/m}$				
斜材の重量	$G8 = Qg8 \times \text{斜材2長さ} \times \text{本数}$				
	$= 11.12 \times 2.059 \times 14$				
	$= 320.48 \text{ N}$				
筋交い1の線荷重	$Qg9 = 5.82 \text{ N/m}$				
筋交い1の重量	$G9 = Qg9 \times \text{筋交い長さ} \times \text{根数}$				
	$= 5.82 \times - \times -$				
	$= 0.00 \text{ N}$				
筋交い2の線荷重	$Qg10 = 5.82 \text{ N/m}$				
筋交い2の重量	$G10 = Qg10 \times \text{筋交い長さ} \times \text{根数}$				
	$= 5.82 \times 2.553 \times 4$				
	$= 59.41 \text{ N}$				
部材総重量	$G = G1 + G2 + G3 + G4 + G5 + G6 + G7 + G8 + G9 + G10$				
	$= 13720 + 2570.94 + 1065.14$				
	$+ 56.19 + 56.19 +$				
	$56.19 + 327.33 + 320.48$				
	$+ 0.00 + 59.41$				
	$= 18232 \text{ N}$				

※計算上の簡略化のため、金具類やボルト類の重量はここに考慮しない。

### 7.3 風圧荷重計算

#### 7.3.1 設計用風圧荷重

アレイに作用する設計用風圧荷重は、式(1)によって算出する。

$$Qw = C_a \times q_p \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

$Qw$ : アレイの設計用風圧荷重 (N・m-2)

$C_a$ : アレイ面の風力係数

$q_p$ : 設計用速度圧 (N・m-2)

#### 7.3.2 設計用速度圧

$$q_p = 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

$q_p$ : 設計用速度圧 (N・m-2)

$V_0$ : 設計用基準風速 (m・s-1)

$E$ : 環境係数

$I$ : 用途係数

##### a) 環境係数

環境係数は、式(3)によって算出する。

$$E = E_r^2 \times G_f \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

$E$ : 環境係数

$E_r$ : 式(4)又は式(5)によって算出する平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$G_f$ : ガスト影響係数

( 地表面粗度区分係数  $\Pi \rightarrow 2.20$  )

地表面粗度区分	アレイ面の平均地上高 H ( m )		
	10以下の場合	10を超え40未満の場合	40以上の場合
	( 1 )	( 2 )	( 3 )
I	2	(1)及び(3)に掲げる数値を直線的に補間した数値	1.8
II	2.2		2.0
III	2.5		2.1
IV	3.1		2.3

$E_r$ は、Hが $Z_b$ 以下の場合には式(4)、Hが $Z_b$ を超える場合には式(5)によって算出する。

$$E_r = 1.7 \times \left[ \frac{Z_b}{Z_G} \right]^\alpha \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$E_r = 1.7 \times \left[ \frac{H}{Z_G} \right]^\alpha \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、

$Z_b$ 、 $Z_G$ 及び $\alpha$ ：地表面粗度区分に応じて表3に掲げる数値

H：アレイ面の平均地上高 ( m )

表3- $Z_b$ 、 $Z_G$ 及び $\alpha$				
地表面粗度区分		$Z_b$ ( m )	$Z_G$ ( m )	$\alpha$
I	都市計画区域外にあって、極めて平坦で障害物がない区域	5	250	0.10
II	都市計画区域外にあって地表面粗度区分Iの区域以外の区域又は都市計画区域内にあって地表面粗度区分IVの区域以外の区域のうち、海岸線又は湖岸線(対岸までの距離が1500m以上のものに限る。以下同じ。)までの距離が500m以内の区域	5	350	0.15
III	地表面粗度区分I、II又はIV以外の区域	5	450	0.20
IV	都市計画区域内にあって、都市化が極めて著しいものとして特定行政庁が規則で定める区域	10	550	0.27

ここに、地表面粗度区分係数  $\Pi$  に応じて:

$$Z_b = 5, \quad Z_G = 350, \quad \alpha = 0.15$$

$$\text{従って } H = 1 < Z_b = 5 ;$$

$$E_r = 1.7 \left[ \frac{Z_b}{Z_G} \right]^\alpha = 0.90$$

$$E = E_r^2 \times G_f = 1.78$$

#### b) 用途係数

太陽光発電システムの用途	用途係数
極めて重要な太陽光発電システム	1.32
通常の太陽光発電システム	1

注記 通常の太陽光発電システムの風速の設計用再現期間を50年とし、これが用途係数の1.0に相当する。

ここは通常の太陽光発電システム用途係数の1.0をとる

### 7.3.3 風力係数

#### 7.3.3.1 モジュール面の風力係数

モジュール面の風力係数は、風洞実験によって定める。ただし、表5に示す設置形態の場合は、近似式(6)~(7)によって算出するか又は当該表の注記に示す数値を使用してもよい。

地上設置（単独）順風（正圧）の場合、式(6)による。

$$C_a = 0.35 + 0.055\theta - 0.0005\theta^2 \quad \dots\dots\dots (6)$$

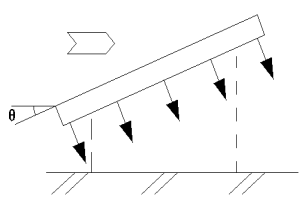
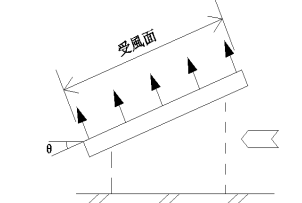
ただし、5度 ≤ θ ≤ 60度

地上設置（単独）逆風（負圧）の場合、式(7)による。

$$C_a = 0.85 + 0.048\theta - 0.0005\theta^2 \quad \dots\dots\dots (7)$$

ただし、5度 ≤ θ ≤ 60度

ここに、  
 θ : アレイ面の傾斜角度（度）  
 θ = 30                      >= 5  
 順風の場合 C<sub>a</sub> = 0.35 + 0.055 × 30 - 0.0005 × 30<sup>2</sup> = 1.55  
 逆風の場合 C<sub>a</sub> = 0.85 + 0.048 × 30 - 0.0005 × 30<sup>2</sup> = 1.84

設置形態	風力係数 (C <sub>a</sub> )		適用
	順風 (正圧)	逆風 (負圧)	
地上設置			図2に定義する中央部アレイでは、近似式の値を0.6倍して使用してもよい

7.3.4 風圧荷重

(順風場合)を風圧荷重Qw1と想定する

$$\begin{aligned} Qw1 &= C_a \times 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \\ &= 1.55 \times 0.6 \times 34^2 \times 1.78 \times 1.0 \\ &= 1910.87 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

(逆風場合)を風圧荷重Qw2と想定する

$$\begin{aligned} Qw2 &= C_a \times 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \\ &= 1.84 \times 0.6 \times 34^2 \times 1.78 \times 1.0 \\ &= 2268.39 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

## 7.4 積雪荷重

設計用積雪荷重は、式(8)によって算出する。

$$Q_{ss} = C_s \times P \times Z_s \times \cos \theta \quad \dots \dots \dots (8)$$

ここに、

- Q<sub>ss</sub> : 積雪荷重 ( N・m<sup>-2</sup> )
- C<sub>s</sub> : 勾配係数
- P : 雪の平均単位荷重 ( 積雪1cm当たり N・m<sup>-2</sup> )
- Z<sub>s</sub> : 地上垂直積雪量 ( cm )
- θ : アレイ面の傾斜角度 ( 度 )

### a) 勾配係数

勾配係数C<sub>s</sub>は1.0とする。ただし、アレイ面の積雪の滑落を確実に保証できる場合には、式(9)又は式(10)によって算出することができる。

式(8)において、勾配係数C<sub>s</sub>は、式(11)によって算出する。

なお、屋根面における積雪量が不均等になるおそれのある場合は、その影響を考慮し積雪荷重を計算する。

$$C_s = \sqrt{[\cos (1.5\theta)]} \quad \dots \dots \dots (9)$$

ここに、θ : アレイ面の傾斜角度 ( 度 )

ただし、0 < θ ≤ 60

$$C_s = 0 \quad \dots \dots \dots (10)$$

ただし、θ > 60

ここに、β : 積雪面の勾配 ( 度 ) を 30 ° とする。

### b) 雪の平均単位荷重

式(8)において、雪の平均単位荷重(P)は、積雪1cmごとに1m<sup>2</sup>につき、一般の地方では20N以上、多雪地域では30N以上とする。

### c) 積雪量

アレイ面の設計用積雪量は地上における垂直積雪量(Z<sub>s</sub>)とし、式(16)によって計算した積雪量に当該区域における局所的地形要因による影響を考慮する。ただし、当該区域又はその近傍の区域の気象観測地点における、地上積雪深の観測資料に基づき、統計処理を行うなどの手法によって、当該区域における50年再現期待値を求めることができる場合には、当該手法によることことができる。

$$Z_s = a \times I_s + b \times r_s + g \quad \dots \dots \dots (12)$$

ここに、

- I<sub>s</sub> : 区域の標準的な標高 ( m )
- r<sub>s</sub> : 区域の標準的な海率
- α, β及びγ : 区域に応じて定められる係数

本件の積雪量は、

Z<sub>s</sub> = 10 cm とする。

$$Q_{ss} = C_s \times P \times Z_s \times \cos \theta$$

$$= 1.0 \times 20 \times 10 \times \cos 30^\circ = 173 \text{ N/m}^2$$

## 7.5 設計用地震荷重

設計用地震荷重は、一般の地方では式(13)、多雪区域では式(14)によって算出する。

$$K_p = k_p \times G \quad \dots \dots \dots (13)$$

$$K_p = k_p \times (G + 0.35S) \quad \dots \dots \dots (14)$$

ここに、

- K<sub>p</sub> : 設計用地震荷重 ( N )
- k<sub>p</sub> : 設計用水平震度
- G : 固定荷重 ( N )
- S : 積雪荷重 ( N )

a) 設計用水平震度

モジュール及び支持物で構成する加構部分及び基礎部分の設計用水平震度は、式(15)によって算出する。ただし、建築物等に設置するアレイの場合は、式(16)によって算出する。

なお、建築物等に設置するアレイを緊結する場合、建築物の構造上主要な部分が、アレイから伝達されるち力に対して安全上支障のないことを確認する。

$$k_p = k_H \times Z \times I \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$k_p = k_H \times Z \quad \dots\dots\dots (16)$$

ここに、

$k_H$ :各部に生じる設計用水平震度

Z:地震地域係数(如表)

I:用途係数

適用箇条	地上設置	建築物等設置		
		耐震クラスS	耐震クラスA	耐震クラスB
架構部分	0.3以上	2.0以上	1.5以上	1.0以上
基礎部分	0.3以上	2.0以上	1.5以上	1.0以上
水平力に対して有効に土が抵抗できる土中にある基礎部分	0.1以上	-	-	-

**注記** 耐震クラスの設定は、太陽光は、発電設備の地震又は地震後の用途を考慮して、建築主又は設計者が設定する

b) 用途係数

太陽光発電システムの用途	
極めて重要な太陽光発電システム	1.5
通常の太陽光発電システム	1

まとめると

$$k_p = 0.3 \times 1.0 \times 1.0 = 0.3$$

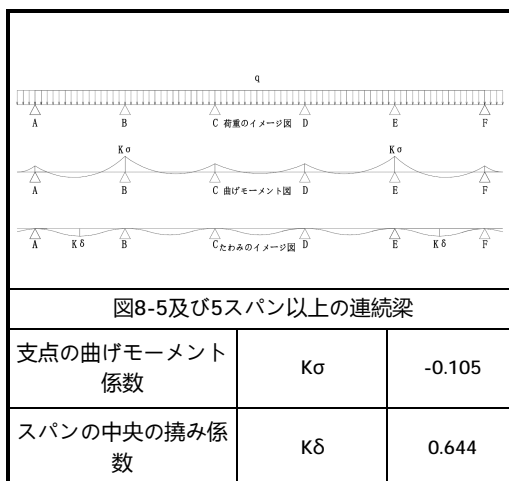
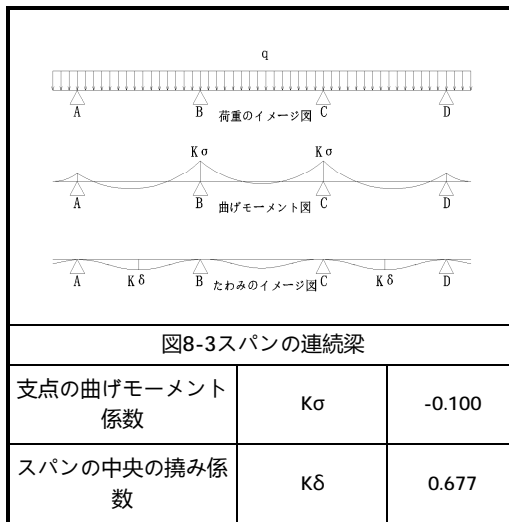
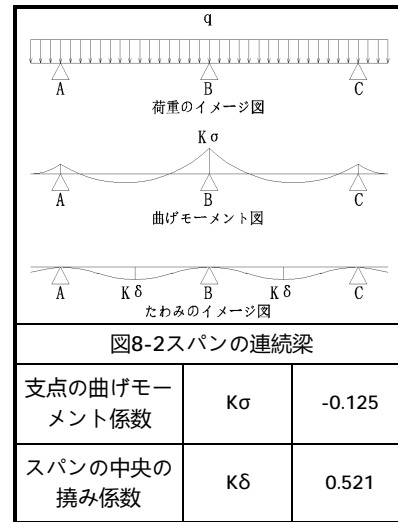
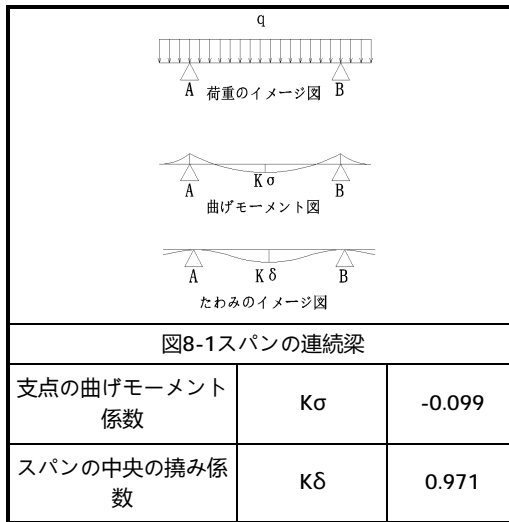
$$K_p = k_p \times G = 0.3 \times 18232 = 5469.56 \text{ N}$$

$$Q_k = K_p / S = 5469.56 / (4 \times 14 \times 2.384 \times 1.303) = 31.44 \text{ N/m}^2$$



## § 8. 部材の応力計算

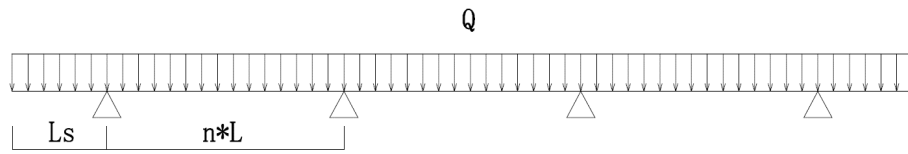
以下の表に示す係数は連続梁において均等スパンのたわみ係数である。



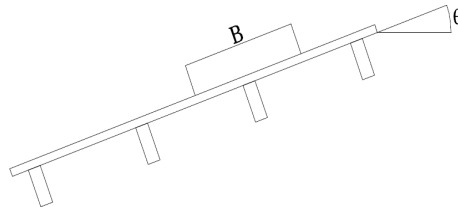
\*図8-1～8-5は「建筑结构静力计算手册（第二版）中国建筑工业出版社」という中国の力学資料である。この表に基づいて部材のたわみ計算を行う。

## 8.1 横棧

横棧は連続はり（13スパン、はねだし）の構造である。



横棧にかかる荷重のモデル図



横棧1本の荷重負担モデル図

スパン	L=	2.500	m
片持ち	Ls=	0.575	m
スパン数	n=	13	
傾き角度	θ=	30	°
横棧の荷重負担幅	B=	1.303	m

### 8.1.1 荷重計算

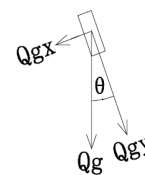
固定荷重及び積雪荷重を検討する時に、横棧の応力が x 軸、y 軸方向に分散する。

風圧荷重の場合、横棧は y 軸方向に応力しか発生しない。

#### a) 固定荷重

固定荷重の場合、x 軸、y 軸方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_g &= Q_{g1} \times B + Q_{g2} \\
 &= 78.87 \times 1.303 + 15.3 \\
 &= 118.05 \quad \text{N/m} \\
 Q_{gx} &= Q_g \times \sin\theta \\
 &= 118.05 \times \sin 30^\circ \\
 &= 59.02 \quad \text{N/m} \\
 Q_{gy} &= Q_g \times \cos\theta \\
 &= 118.05 \times \cos 30^\circ \\
 &= 102.23 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$

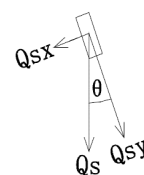


固定荷重の分解図

#### b) 積雪荷重

積雪荷重の場合、x 軸、y 軸方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_s &= Q_{ss} \times B \\
 &= 173.21 \times 1.303 \\
 &= 225.69 \quad \text{N/m} \\
 Q_{sx} &= Q_s \times \sin\theta \\
 &= 225.69 \times \sin 30^\circ \\
 &= 112.84 \quad \text{N/m} \\
 Q_{sy} &= Q_s \times \cos\theta \\
 &= 225.69 \times \cos 30^\circ \\
 &= 195.45 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$



積雪荷重の分解図

## c) 風圧荷重

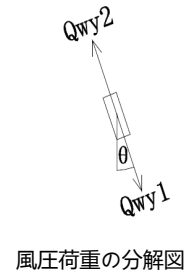
風圧荷重は y 軸方向に作用する。

順風時

$$\begin{aligned}
 Q_{wy1} &= Q_{w1} \times B \\
 &= 1910.87 \times 1.303 \\
 &= 2489.87 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

逆風時

$$\begin{aligned}
 Q_{wy2} &= -Q_{w2} \times B \\
 &= -2268.4 \times 1.303 \\
 &= -2955.71 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



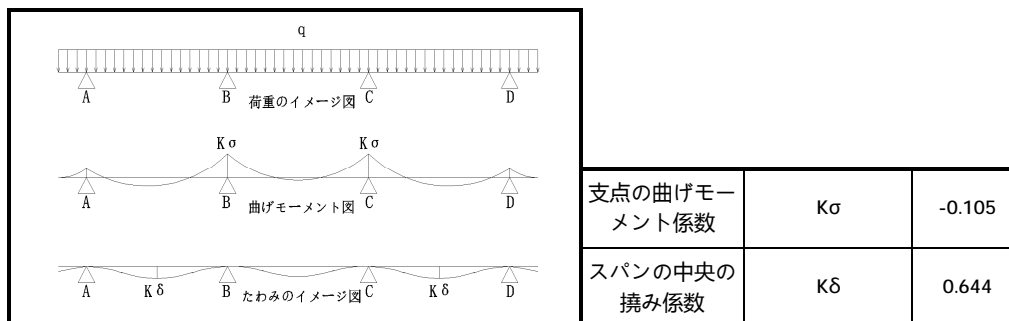
## 8.1.2 荷重の組み合わせ

横栈の荷重組み合わせ一覧表

荷重分類		X軸方向Qx(N/m)	Y軸方向Qy(N/m)
固定荷重G		59.02	102.23
積雪荷重S		112.84	195.45
順風荷重W1		0	2489.87
逆風荷重W2		0	-2955.71
長期	G	59.02	102.23
短期	G+S	171.87	297.68
	G+W1	59.02	2592.10
	G+W2	59.02	-2853.48

## 8.1.3 応力、たわみの検討

横栈は連続はり ( 13スパン、はねだし ) の構造である。



## a) 支点Bの応力計算

$$\sigma_x = K\sigma \cdot Q_x \cdot L^2 / Z_y$$

 ※σ<sub>x</sub> : 部材X軸方向の最大曲げ応力

$$\sigma_y = K\sigma \cdot Q_y \cdot L^2 / Z_x$$

 ※σ<sub>y</sub> : 部材Y軸方向の最大曲げ応力

$$\tau = \sqrt{(Q_x^2 + Q_y^2)} \cdot L / 2A$$

※τ : 部材の最大せん断応力

※Kσ : 支点の曲げモーメント

$$K\sigma = -0.105$$

 ※Q<sub>x</sub> : X軸方向の荷重

 ※Q<sub>y</sub> : Y軸方向の荷重

※A : 断面積

$$A = 575.36 \text{ mm}^2$$

※L : スパン

$$L = 2500 \text{ mm}$$

 ※Z<sub>x</sub> : 断面係数 ( 部材断面諸元をご参照 )

$$Z_x = 16079.58 \text{ mm}^3$$

※Zy : 断面係数 ( 部材断面諸元をご参照 )

$$Z_y = 7241.87 \text{ mm}^3$$

支点Bの応力計算					
荷重の組み合わせ	Qx(N/m)	Qy(N/m)	$s_x = \frac{Ks \times Q_x \times L^2}{Z_y} (N/mm^2)$	$s_y = \frac{Ks \times Q_y \times L^2}{Z_x} (N/mm^2)$	$t = \frac{\sqrt{Q_x^2 + Q_y^2} \times L}{2 \times A} (N/mm^2)$
G	59.02	102.23	-5.35	-4.17	0.26
G+S	171.87	297.68	-15.57	-12.15	0.75
G+W1	59.02	2592.10	-5.35	-105.79	5.63
G+W2	59.02	-2853.48	-5.35	116.46	6.20

b) 支点Aの応力計算

$$\sigma_x = Q_y \times L_s^2 / 2Z_x$$

※ $\sigma_x$  : 部材X軸方向の最大曲げ応力

※ $\sigma_y$  : 部材Y軸方向の最大曲げ応力

$$\sigma_y = Q_x \times L_s^2 / 2Z_y$$

※  $\tau$  : 部材の最大せん断応力

$$\tau = \sqrt{(Q_x^2 + Q_y^2)} \times L_s / A$$

※Qx : X軸方向の荷重

※Qy : Y軸方向の荷重

※A : 断面積

$$A = 575.36 \text{ mm}^2$$

※Ls : 片持ち長さ

$$L_s = 575 \text{ mm}$$

※Zx : 断面係数 ( 部材断面諸元をご参照 )

$$Z_x = 16079.58 \text{ mm}^3$$

※Zy : 断面係数 ( 部材断面諸元をご参照 )

$$Z_y = 7241.87 \text{ mm}^3$$

支点Aの応力計算					
荷重の組み合わせ	Qx(N/m)	Qy(N/m)	$s_x = \frac{Q_x \times L_s^2}{2 \times Z_y} (N/mm^2)$	$s_y = \frac{Q_y \times L_s^2}{2 \times Z_x} (N/mm^2)$	$t = \frac{\sqrt{Q_x^2 + Q_y^2} \times L_s}{A} (N/mm^2)$
G	59.02	102.23	-1.35	-1.05	0.12
G+S	171.87	297.68	-3.92	-3.06	0.34
G+W1	59.02	2592.10	-1.35	-26.65	2.59
G+W2	59.02	-2853.48	-1.35	29.34	2.85

c) 横棧許容応力度の判定

支点B応力計算及び判定									
荷重の組み合わせ	支点B ( N/mm <sup>2</sup> )			許容応力度 ( N/mm <sup>2</sup> )			安全率		判定
	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\tau$	F <sub>ox</sub>	F <sub>oy</sub>	F <sub>τ</sub>	$1 / (\frac{s_x}{F_{s_x}} + \frac{s_y}{F_{s_y}})$	$\frac{Ft}{t}$	
G	-5.35	-4.17	0.26	139.61	133.87	81.00	1439%	31583%	OK
G+S	-15.57	-12.15	0.75	209.41	200.80	121.00	741%	16203%	OK
G+W1	-5.35	-105.79	5.63				181%	2148%	OK
G+W2	-5.35	116.46	6.20				165%	1951%	OK

支点A応力計算及び判定									
荷重の組み合わせ	支点A ( N/mm <sup>2</sup> )			許容応力度			安全率		判定
	σ <sub>x</sub>	σ <sub>y</sub>	τ	Fσ <sub>x</sub>	( N/mm	Fτ	1/( $\frac{s_x}{Fs_x} + \frac{s_y}{Fs_y}$ )	$\frac{Ft}{t}$	
G	-1.35	-1.05	0.12	139.61	133.87	81.00	5713%	68659%	OK
G+S	-3.92	-3.06	0.34	209.41	200.80	121.00	2943%	35224%	OK
G+W1	-1.35	-26.65	2.59				719%	4670%	OK
G+W2	-1.35	29.34	2.85				656%	4242%	OK

## d) A Bの梁の最大たわみ計算

$$\delta_x = K\delta * Q_x * L^4 / (100 * E * I_x)$$

 ※δ<sub>x</sub> : 部材X軸方向の最大たわみ

 ※δ<sub>y</sub> : 部材Y軸方向の最大たわみ

$$\delta_y = K\delta * Q_y * L^4 / (100 * E * I_x)$$

※Kδ : スパン中点のたわみ

$$K\delta = 0.644$$

 ※Q<sub>x</sub> : X軸方向の荷重

 ※Q<sub>y</sub> : Y軸方向の荷重

※L : スパン

$$L = 2500 \text{ mm}$$

 ※I<sub>x</sub> : 断面二次モーメント ( 部材断面諸元をご参照 )

$$I_x = 856320.56 \text{ mm}^4$$

 ※I<sub>y</sub> : 断面二次モーメント ( 部材断面諸元をご参照 )

$$I_y = 220875.86 \text{ mm}^4$$

※E : ヤング係数

$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

A Bの梁のたわみ計算及び判定							
荷重の組み合わせ	Q <sub>x</sub> (N/m)	Q <sub>y</sub> (N/m)	$d_x = \frac{Kd \times Q_x \times L^4}{100 \times E \times I_x} (mm)$	$d_y = \frac{Kd \times Q_y \times L^4}{100 \times E \times I_x} (mm)$	$d = \sqrt{d_x^2 + d_y^2} (mm)$	$d / L \leq$	判定
G	59.02	102.23	0.96	0.43	1.05	1/2377	OK
G+S	171.87	297.68	2.80	1.25	3.06	1/816	OK
G+W1	59.02	2592.10	0.96	10.88	10.92	1/229	OK
G+W2	59.02	-2853.48	0.96	-11.98	12.01	1/208	OK

## e) 片持ちのたわみ計算

$$\delta_x = Q_x * L_s^4 / (8 * E * I_x)$$

 ※δ<sub>x</sub> : 部材X軸方向の最大たわみ

 ※δ<sub>y</sub> : 部材Y軸方向の最大たわみ

$$\delta_y = Q_y * L_s^4 / (8 * E * I_x)$$

 ※Q<sub>x</sub> : X軸方向の荷重

 ※Q<sub>y</sub> : Y軸方向の荷重

 ※L<sub>s</sub> : 片持ちの長さ

$$L_s = 575 \text{ mm}$$

 ※I<sub>x</sub> : 断面係数 ( 部材断面諸元をご参照 )

$$I_x = 856320.56 \text{ mm}^4$$

 ※I<sub>y</sub> : 断面係数 ( 部材断面諸元をご参照 )

$$I_y = 220875.86 \text{ mm}^4$$

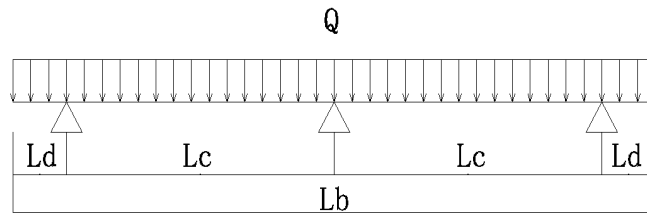
※E : ヤング係数

$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

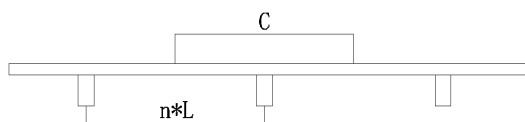
片持ち梁のたわみ計算及び判定							
荷重の組み合わせ	Qx(N/m)	Qy(N/m)	$d_x = \frac{Q_x \times L_s^4}{8 \times E \times I_y} (mm)$	$d_y = \frac{Q_y \times L_s^4}{8 \times E \times I_x} (mm)$	$d = \sqrt{d_x^2 + d_y^2} (mm)$	$d / L_s \leq 1/100$	判定
G	59.02	102.23	0.05	0.02	0.06	1/10064	OK
G+S	171.87	297.68	0.15	0.07	0.17	1/3456	OK
G+W1	59.02	2592.10	0.05	0.59	0.59	1/969	OK
G+W2	59.02	-2853.48	0.05	-0.65	0.65	1/881	OK

## 8.2 縦棧

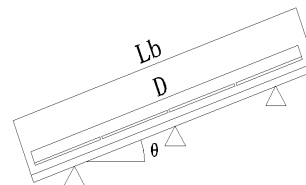
縦棧は連続はり（2スパン、はねだし）の構造である。



縦棧荷重負担モデル図



縦棧の荷重負担長さ



縦棧の荷重負担幅

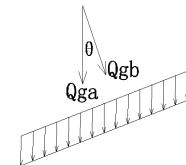
縦棧の長さ	Lb=	5.500	m
縦棧支点間隔	Lc=	2.000	m
縦棧片持ち	Ld=	0.750	m
傾き角度	θ=	30	°
縦棧の荷重負担長さ	C=	2.500	m
縦棧の荷重負担幅	D=	5.212	m

### 8.2.1 荷重計算

#### a) 固定荷重

固定荷重が縦棧方向に沿って分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_{ga} &= [ ( Q_{g1} \times C \times D ) + Q_{g2} \times C \times i + Q_{g3} \times L_b ] / L_b \\
 &= [ ( 78.87 \times 2.50 \times 5.212 ) + 15.280 \times 2.50 \times 5 + 13.83 \times 5.500 ] / 5.500 \\
 &= 235.41 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



固定荷重の分解モデル図

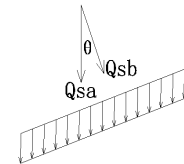
$$\begin{aligned}
 Q_{gb} &= Q_{ga} \times \cos \theta \\
 &= 235.41 \times \cos 30^\circ \\
 &= 203.87 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

**b)積雪荷重**

積雪荷重が縦横方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_{sa} &= (Q_{ss} \times C \times D) / L_b \\
 &= (173.21 \times 2.500 \times 5.212) / 5.500 \\
 &= 410.34 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{sb} &= Q_{sa} \times \cos\theta \\
 &= 410.34 \times \cos 30^\circ \\
 &= 355.36 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

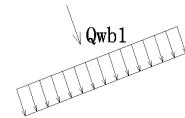


積雪荷重の分解モデル図

**c)風圧荷重**

順風時：

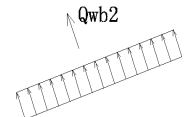
$$\begin{aligned}
 Q_{wb1} &= (Q_{w1} \times C \times D) / L_b \\
 &= (1910.87 \times 2.500 \times 5.212) / 5.500 \\
 &= 4527.03 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



風圧（順風）荷重のモデル図

逆風時：

$$\begin{aligned}
 Q_{wb2} &= -(Q_{w2} \times C \times D) / L_b \\
 &= -(2268.39 \times 2.500 \times 5.212) / 5.500 \\
 &= -5374.03 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



風圧（逆風）荷重のモデル図

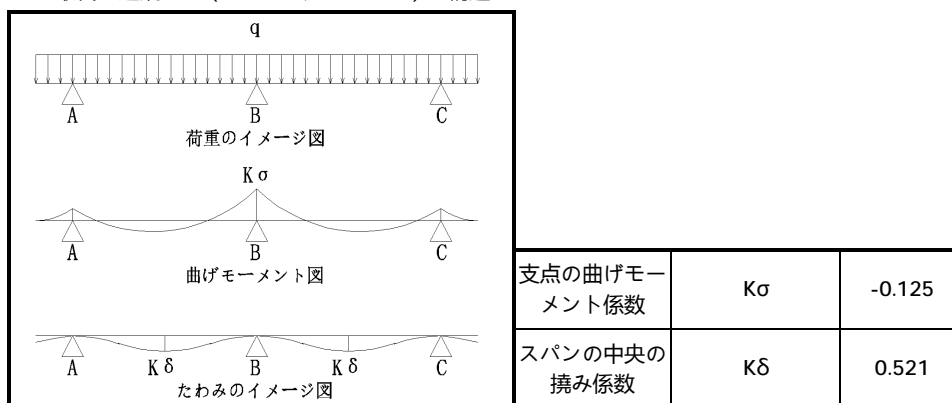
**8.2.2 荷重の組み合わせ**

荷重の組み合わせ表

荷重分類		法線方向Qb(N/m)
固定荷重G		203.87
積雪荷重S		355.36
風圧荷重（順風）W1		4527.03
風圧荷重（逆風）W2		-5374.03
長期	G	203.87
短期	G+S	559.24
	G+W1	4730.91
	G+W2	-5170.15

**8.2.3 応力、たわみの検討**

縦横は連続はり（2スパン、はねだし）の構造である。



## a) 支点Bの応力計算

$$\sigma = K\sigma \times Qb \times Lc^2 / Zx$$

$$\tau = Qb \times Lc / 2 / A$$

 ※ $\sigma$  : 部材の最大曲げ応力

 ※ $\tau$  : 部材の最大せん断応力

 ※ $K\sigma$  : 支点の曲げモーメント

$$K\sigma = -0.125$$

 ※ $Qb$  : 法線方向の荷重

 ※ $A$  : 断面積

$$A = 520.86 \text{ mm}^2$$

 ※ $Lc$  : スパン

$$Lc = 2000 \text{ mm}$$

 ※ $Ld$  : 片持ち長さ

$$Ld = 750 \text{ mm}$$

 ※ $Zx$  : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zx = 13803.96 \text{ mm}^3$$

支点Bの応力計算			
荷重の組み合わせ	Qb(N/m)	$s = \frac{Ks \times Qb \times Lc^2}{Zx} (N / mm^2)$	$t = \frac{Qb \times Lc}{2 \times A} (N / mm^2)$
G	203.87	-7.38	0.39
G+S	559.24	-20.26	1.07
G+W1	4730.91	-171.36	9.08
G+W2	-5170.15	187.27	-9.93

## b) 支点Aの応力計算

$$\sigma = Qb \times Ld^2 / 2 / Zx$$

$$\tau = Qb \times Ld / A$$

 ※ $\sigma$  : 部材の最大曲げ応力

 ※ $\tau$  : 部材の最大せん断応力

 ※ $Qb$  : 法線方向の荷重

 ※ $A$  : 断面積

$$A = 520.86 \text{ mm}^2$$

 ※ $Lc$  : スパン

$$Lc = 2000 \text{ mm}$$

 ※ $Ld$  : 片持ち長さ

$$Ld = 750 \text{ mm}$$

 ※ $Zx$  : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zx = 13803.96 \text{ mm}^3$$

支点Aの応力計算			
荷重の組み合わせ	Qb(N/m)	$s = \frac{Qb \times Ld^2}{2 \times Zx} (N / mm^2)$	$t = \frac{Qb \times Ld}{A} (N / mm^2)$
G	203.87	-4.15	0.29
G+S	559.24	-11.39	0.81
G+W1	4730.91	-96.39	6.81
G+W2	-5170.15	105.34	-7.44



## c) 縦横許容応力度の判定

支点B応力計算及び判定							
荷重の組み合わせ	支点B		許容応力		安全率		判定
	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{Fs}{s}$	$\frac{Ft}{t}$	
G	-7.38	0.39	125.19	81.00	1695%	20694%	OK
G+S	-20.26	1.07	187.79	121.00	927%	11270%	OK
G+W1	-171.36	9.08			110%	1332%	OK
G+W2	187.27	-9.93			100%	1219%	OK

支点A応力計算及び判定							
荷重の組み合わせ	支点A		許容応力		安全率		判定
	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{Fs}{s}$	$\frac{Ft}{t}$	
G	-4.15	0.29	125.19	81.00	3014%	27592%	OK
G+S	-11.39	0.81	187.79	121.00	1648%	15026%	OK
G+W1	-96.39	6.81			195%	1776%	OK
G+W2	105.34	-7.44			178%	1625%	OK

## d) A Bの梁の最大たわみ計算

$$\delta = K\delta * Qb * Lc^4 / (100 * E * Ix)$$

 ※ $\delta$  : 部材法線方向の最大たわみ

 ※ $Qb$  : 法線方向の荷重

 ※ $Lc$  : スパン

$$Lc = 2000 \text{ mm}$$

 ※ $Ld$  : 片持ち長さ

$$Ld = 750 \text{ mm}$$

 ※ $Ix$  : 断面二次モーメント (部材断面諸元をご参照)

$$Ix = 718939.54 \text{ mm}^4$$

 ※ $E$  : ヤング係数

$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

A Bの梁のたわみ計算及び判定				
荷重の組み合わせ	$Qb$ (N/m)	$d = \frac{Kd \times Qb \times Lc^4}{100 \times E \times Ix}$ (mm)	$d / Lc \leq$	判定
G	203.87	0.34	1/5922	OK
G+S	559.24	0.93	1/2159	OK
G+W1	4730.91	7.84	1/255	OK
G+W2	-5170.15	-8.56	1/234	OK

## e) 片持ちの最大たわみ計算

$$\delta = Qb * Ld^4 / (8 * E * Ix)$$

 ※ $\delta$  : 部材法線方向の最大たわみ

 ※ $Qb$  : 法線方向の荷重

 ※ $Ld$  : 片持ち長さ

$$Ld = 750 \text{ mm}$$

 ※ $Ix$  : 断面二次モーメント (部材断面諸元をご参照)

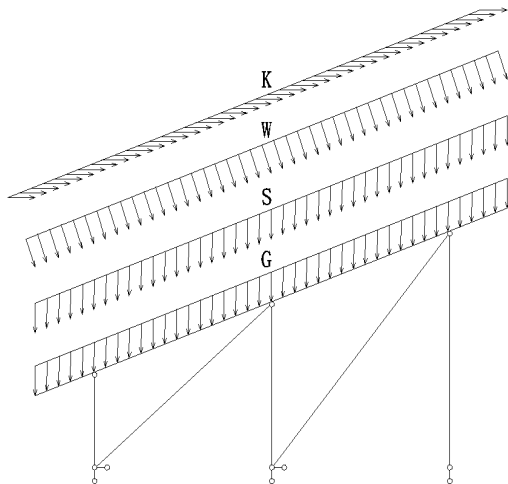
$$Ix = 718939.54 \text{ mm}^4$$

 ※ $E$  : ヤング係数

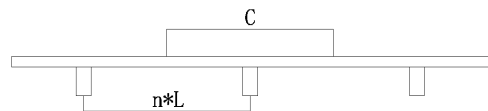
$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

片持ち梁のたわみ計算及び判定表				
荷重の組み合わせ	Qb(N/m)	$d = \frac{Qb \times Ld^4}{8 \times E \times Ix} (mm)$	$d / Ld \leq$ 1/100	判定
G	203.87	0.16	1/4681	OK
G+S	559.24	0.44	1/1706	OK
G+W1	4730.91	3.72	1/202	OK
G+W2	-5170.15	-4.06	1/185	OK

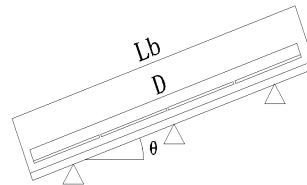
### 8.3 柱材及び支点反力



架台の荷重負担モデル図



縦長の荷重負担長さ



縦長の荷重負担幅

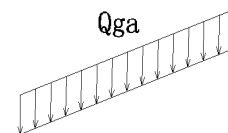
縦長長さ	Lb=	5.500	m
縦長の荷重負担長さ	C=	2.500	m
縦長の荷重負担幅	D=	5.212	m

#### 8.3.1 荷重計算

##### a) 固定荷重

固定荷重：

$$\begin{aligned}
 Qga &= [ ( Qg1 \times C \times D ) + Qg2 \times C \times i + Qg3 \times Lb ] / Lb \\
 &= [ ( 78.87 \times 2.500 \times 5.212 ) + 15.280 \times 2.500 \times 5 + 13.83 \times 5.500 ] / 5.500 \\
 &= 235.41 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

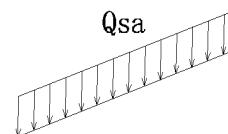


固定荷重モデル図

##### b) 積雪荷重

積雪荷重：

$$\begin{aligned}
 Qsa &= ( Qss \times C \times D ) / Lb \\
 &= ( 173.21 \times 2.500 \times 5.212 ) / 5.500 \\
 &= 410.34 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

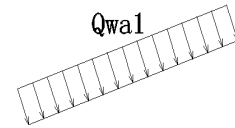


積雪荷重モデル図

c) 風圧荷重

順風時 :

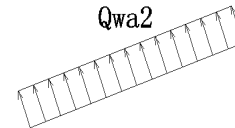
$$\begin{aligned} Q_{wa1} &= (Q_{w1} \times C \times D) / L_b \\ &= (1910.87 \times 2.500 \times 5.212) / 5.500 \\ &= 4527.03 \text{ N/m} \end{aligned}$$



順風時風圧荷重モデル図

逆風時 :

$$\begin{aligned} Q_{wa2} &= -(Q_{w2} \times C \times D) / L_b \\ &= -(2268.39 \times 2.500 \times 5.212) / 5.500 \\ &= -5374.03 \text{ N/m} \end{aligned}$$

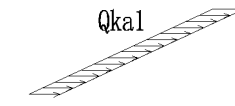


逆風時風圧荷重モデル図

d) 地震荷重

(南) 地震荷重 :

$$\begin{aligned} Q_{ka1} &= (Q_k \times C \times D) / L_b \\ &= (31.44 \times 2.500 \times 5.212) / 5.500 \\ &= 74.49 \text{ N/m} \end{aligned}$$



(南) 地震荷重モデル図

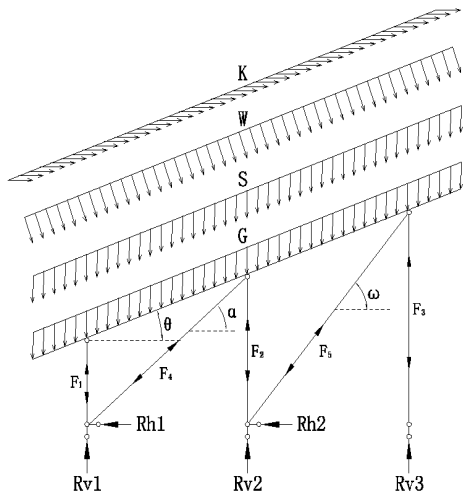
(北) 地震荷重 :

$$\begin{aligned} Q_{ka2} &= -(Q_k \times C \times D) / L_b \\ &= -(31.44 \times 2.500 \times 5.212) / 5.500 \\ &= -74.49 \text{ N/m} \end{aligned}$$



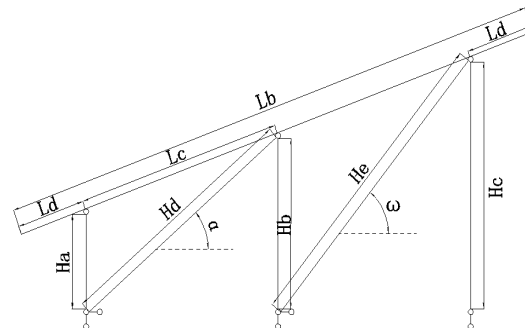
(北) 地震荷重モデル図

8.3.2 軸力、支点反力及び許容応力度の検討



柱材・斜材の荷重モデル図

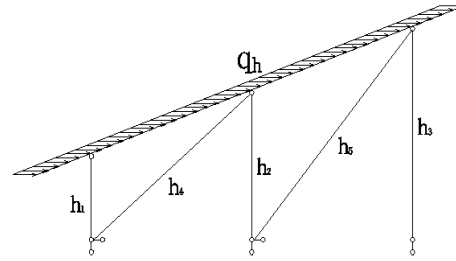
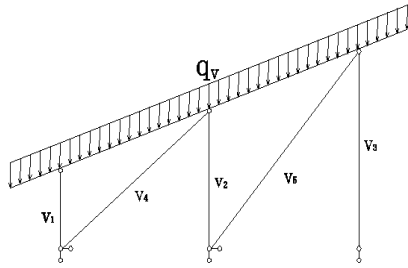
- |               |                    |
|---------------|--------------------|
| ※Qga : 固定荷重   | ※Rv1 : 前杭の垂直反力     |
| ※Qsa : 積雪荷重   | ※Rh1 : 前杭の水平反力     |
| ※Qwa : 風圧荷重   | ※Rv2 : 中杭の垂直反力     |
| ※Qka : 地震荷重   | ※Rh2 : 中杭の水平反力     |
| ※Qb : 荷重      | ※Rv3 : 後杭の垂直反力     |
| ※Qv : 鉛直方向の荷重 | ※α : 斜材1と水平線のはさみ角度 |
| ※Qh : 水平方向の荷重 | α = 37.00 °        |
| ※Fa : 前柱軸力    | ※ω : 斜材2と水平線のはさみ角度 |
| ※Fb : 中柱軸力    | ω = 38.00 °        |
| ※Fc : 後柱軸力    | ※β : 荷重と鉛直線のはさみ角度  |
| ※Fd : 斜材1軸力   | ※θ : 縦椽と水平線のはさみ角度  |
| ※Fe : 斜材2軸力   | θ = 30.00 °        |



検討モデル図

- |              |
|--------------|
| ※Lb : 縦椽長さ   |
| Lb = 5.500 m |
| ※Ha : 前柱長さ   |
| Ha = 0.361 m |
| ※Hb : 中柱長さ   |
| Hb = 0.361 m |
| ※Hc : 後柱長さ   |
| Hc = 0.361 m |
| ※Hd : 斜材1長さ  |
| Hd = 2.103 m |
| ※He : 斜材2長さ  |
| He = 2.059 m |

※Structural Mechanics Solverというソフトを使い、杭、斜材と柱材の応力を分析する。1N/mの鉛直荷重 $q_v$ と水平荷重 $q_h$ を計算モデルに入力して、縦桟に起こる圧縮、剪断、曲げ応力をそれぞれ鉛直内力係数 $v_n$ と水平内力係数 $h_n$ を表にまとめる。



単位鉛直線荷重 $q_v$ を加える

※ $q_v$  : 単位鉛直線荷重

$q_v = 1.00 \text{ N/m}$

※ $v_1$  : 前柱単位鉛直の軸力係数

※ $v_2$  : 中柱単位鉛直の軸力係数

※ $v_3$  : 後柱単位鉛直の軸力係数

※ $v_4$  : 斜材1単位鉛直の軸力係数

※ $v_5$  : 斜材2単位鉛直の軸力係数

単位水平線荷重 $q_h$ を加える

※ $q_h$  : 単位水平線荷重

$q_h = 1.00 \text{ N/m}$

※ $h_1$  : 前柱単位水平線の軸力係数

※ $h_2$  : 中柱単位水平線の軸力係数

※ $h_3$  : 後柱単位水平線の軸力係数

※ $h_4$  : 斜材1単位水平線の軸力係数

※ $h_5$  : 斜材2単位水平線の軸力係数

内力係数表 (ソフトウェア計算結果)										
鉛直荷重	$v_1$	-1.724	$v_2$	-2.140	$v_3$	-1.634	$v_4$	0.037	$v_5$	-0.0369
水平荷重	$h_1$	-1.002	$h_2$	-1.826	$h_3$	-1.399	$h_4$	3.739	$h_5$	3.197

荷重の鉛直及び水平分量計算				
荷重分類	$Qa(N/m)$	$\beta (^{\circ})$	$Q_v = Qa \times \cos b (N/m)$	$Q_h = Qa \times \sin b (N/m)$
固定荷重G	235.41	0.00	235.41	0.00
積雪荷重S	410.34	0.00	410.34	0.00
(順風)風圧荷重W1	4527.03	30.00	3920.53	2263.52
(逆風)風圧荷重W2	-5374.03	30.00	-4654.04	-2687.01
(南)地震荷重K1	74.49	90.00	0.00	74.49
(北)地震荷重K2	-74.49	90.00	0.00	-74.49

鉛直荷重に起こす柱材の軸力計算					
荷重分類	$Fa_v = Q_v \times v_1 (N)$	$Fb_v = Q_v \times v_2 (N)$	$Fc_v = Q_v \times v_3 (N)$	$Fd_v = Q_v \times v_4 (N)$	$Fe_v = Q_v \times v_5 (N)$
固定荷重G	-406	-504	-385	9	-9
積雪荷重S	-707	-878	-670	15	-15
(順風)風圧荷重W1	-6759	-8390	-6406	145	-145
(逆風)風圧荷重W2	8024	9960	7605	-172	172
(南)地震荷重K1	0	0	0	0	0
(北)地震荷重K2	0	0	0	0	0

水平荷重に起こす柱材の軸力計算					
荷重分類	$Fa_h = Qh \times h_1 (N)$	$Fb_h = Qh \times h_2 (N)$	$Fc_h = Qh \times h_3 (N)$	$Fd_h = Qh \times h_4 (N)$	$Fe_h = Qh \times h_5 (N)$
固定荷重G	0	0	0	0	0
積雪荷重S	0	0	0	0	0
(順風)風圧荷重W1	-2268	-4133	-3167	8463	7236
(逆風)風圧荷重W2	2692	4906	3759	-10047	-8590
(南)地震荷重K1	-75	-136	-104	279	238
(北)地震荷重K2	75	136	104	-279	-238

柱材・斜材の軸力計算 (圧縮を「-」で示す)						
荷重分類	$Fa = Fa_v + Fa_h (N)$	$Fb = Fb_v + Fb_h (N)$	$Fc = Fc_v + Fc_h (N)$	$Fd = Fd_v + Fd_h (N)$	$Fe = Fe_v + Fe_h (N)$	
固定荷重G	-406	-504	-385	9	-9	
積雪荷重S	-707	-878	-670	15	-15	
(順風)風圧荷重W1	-9027	-12523	-9573	8608	7092	
(逆風)風圧荷重W2	10716	14866	11364	-10218	-8419	
(南)地震荷重K1	-75	-136	-104	279	238	
(北)地震荷重K2	75	136	104	-279	-238	
長期	G	-406	-504	-385	9	-9
短期	G+S	-1113	-1382	-1055	24	-24
	G+W1	-9433	-13027	-9957	8617	7083
	G+W2	10310	14362	10979	-10210	-8427
	G+K1	-480	-640	-489	287	229
	G+K2	-331	-368	-280	-270	-247
長期の最大軸力	引張力	-	-	-	9	-
	圧縮力	-406	-504	-385	-	-9
短期の最大軸力	引張力	10310	14362	10979	8617	7083
	圧縮力	-9433	-13027	-9957	-10210	-8427

支点反力の計算 (反力方向の上向きを「-」で示す)						
荷重分類	$Rv_1 = Fa + Fd \times \sin a (N)$	$Rv_2 = Fb + Fe \times \sin w (N)$	$Rv_3 = Fc (N)$	$Rh_1 = Fd \times \cos a (N)$	$Rh_2 = Fe \times \cos w (N)$	
固定荷重G	-401	-509	-385	7	-7	
積雪荷重S	-698	-887	-670	12	-12	
(順風)風圧荷重W1	-3847	-8157	-9573	6875	5588	
(逆風)風圧荷重W2	4566	9683	11364	-8161	-6634	
(南)地震荷重K1	93	11	-104	222	188	
(北)地震荷重K2	-93	-11	104	-222	-188	
長期	G	-401	-509	-385	7	-7
短期	G+S	-1099	-1397	-1055	19	-19
	G+W1	-4247	-8666	-9957	6882	5582
	G+W2	4166	9174	10979	-8154	-6641
	G+K1	-308	-499	-489	229	181
	G+K2	-494	-520	-280	-215	-195
最大の支点反力	押し込み	-9957	水平	6882		
	引き抜き	10979		-8154		

## b)柱材・斜材の許容応力判定

前柱の許容応力の判定							
		前柱			許容応力	安全率	判定
		Fa ( N )	面積S ( mm <sup>2</sup> )	$\sigma=F/S$ ( N/mm <sup>2</sup> )	F $\sigma$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{Fs}{s}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-406		0.97	130.30	13440%	OK
短期	引張力	10310		24.63	210.00	853%	OK
	圧縮力	-9433		22.53	195.45	867%	OK

中柱の許容応力の判定							
		中柱			許容応力	安全率	判定
		Fb ( N )	面積S ( mm <sup>2</sup> )	$\sigma=F/S$ ( N/mm <sup>2</sup> )	F $\sigma$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{Fs}{s}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-503.78		1.20	130.30	10827%	OK
短期	引張力	14362.35		34.31	210.00	612%	OK
	圧縮力	-13026.89		31.12	195.45	628%	OK

後柱の許容応力の判定							
		後柱			許容応力	安全率	判定
		Fc ( N )	面積S ( mm <sup>2</sup> )	$\sigma=F/S$ ( N/mm <sup>2</sup> )	F $\sigma$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{Fs}{s}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-384.66		0.92	130.30	14180%	OK
短期	引張力	10979.17		26.23	210.00	801%	OK
	圧縮力	-9957.46		23.79	195.45	822%	OK

斜材1の許容応力の判定							
		斜材1			許容応力	安全率	判定
		Fd ( N )	面積S ( mm <sup>2</sup> )	$\sigma=F/S$ ( N/mm <sup>2</sup> )	F $\sigma$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{Fs}{s}$	
長期	引張力	8.69	418.62	0.02	140.00	674670%	OK
	圧縮力	-		-	28.37	-	-
短期	引張力	8616.64		20.58	210.00	1020%	OK
	圧縮力	-10209.79		24.39	42.56	174%	OK

斜材2の許容応力の判定							
		斜材2			許容応力	安全率	判定
		Fe ( N )	面積S ( mm <sup>2</sup> )	$\sigma=F/S$ ( N/mm <sup>2</sup> )	F $\sigma$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{Fs}{s}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-8.69		0.02	29.60	142628%	OK
短期	引張力	7083.11		16.92	210.00	1241%	OK
	圧縮力	-8427.33		20.13	44.39	221%	OK


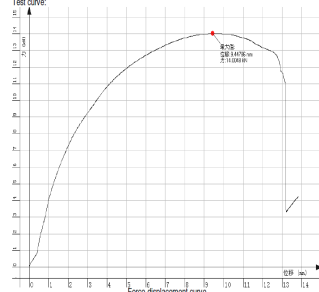

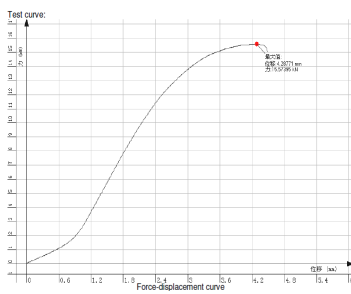

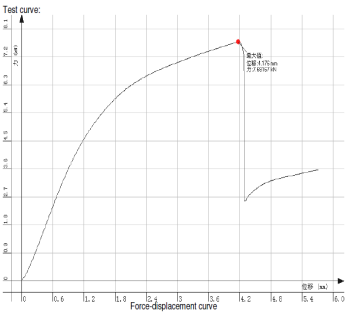
## 8.4 ボルトの検討

架台に使われるボルトは中国GB規格のSUS304であり、日本JIS規格のA2-70に相当する。

各ボルトにかかる荷重					
ボルト仕様	取付箇所	荷重計算			F(N)
M8	押さえ金具 ( 端部、中間 ) 横棧固定金具	引張	短期	$F_{C_{M8}} = \frac{(Qwy2 - Qgy) \times L}{2} (N)$	3567
		剪断		-	-
M10	柱材、斜材、筋交い端部	引張	長期	-	-
		剪断		$F_{t_{M10}} = MAX (Fa, Fb, Fc) (N)$	504
		引張	短期	-	-
		剪断		$F_{t_{M10}} = MAX (Fa, Fb, Fc) (N)$	14362
M14	ベース金具と基礎の結合部	引張	長期	$F_{C_{M14}} = \frac{MAX (Rv1, Rv2)}{2} (N)$	5490
		剪断		$F_{t_{M14}} = \frac{MAX (Rh)}{2} (N)$	3441

各ボルト許容応力の判定										
	ボルト仕様	断面積S ( mm <sup>2</sup> )	引張力(MAX) Fc ( N )	せん断力 (MAX) Ft ( N )	$s = \frac{Fc}{S} (N / mm^2)$	$t = \frac{Ft}{2 \times S} (N / mm^2)$	許容応力		安全率	判定
							Fσ ( N/mm <sup>2</sup> )	Fτ ( N/mm <sup>2</sup> )		
長期	M10	58.00	-	504	-	4.34	300.00	173.00	3983%	OK
短期	M8	36.60	3567	-	97.45	-	450.00	260.00	462%	OK
	M10	58.00	-	14362	-	123.81			210%	OK
	M14	115.00	5490	3441	47.74	14.96			943%	OK

## 8.5 押さえ金具の検討

押さえ金具種類	取付箇所		荷重計算		F(N)				
横棧固定金具	横棧と縦棧の接続部		引張	短期	$F_c = \frac{(Qwy^2 - Qgy) \times L}{2} (N)$	3567			
	SGSテスト 試験により			Test Result: <table border="1"> <tr> <td>Test item</td> <td>Maximum force(kN)</td> </tr> <tr> <td>Pull test</td> <td>14.00</td> </tr> </table>		Test item	Maximum force(kN)	Pull test	14.00
		Test item	Maximum force(kN)						
	Pull test	14.00							
		Photo 3: After the test							
実験の極限值は	14000N	安全側に考慮し、実験最大値の0.8倍を計算する		F'(N)	11200				
安全率	$\frac{F'}{F}$	314%	判定		OK				
中間押さえ金具	パネルの中間		引張	短期	$F_c = \frac{(Qw^2 - Qg \times \cos q) \times a \times b}{2} (N)$	2162			
	SGSテスト 試験により			Test Result: <table border="1"> <tr> <td>Test item</td> <td>Maximum force(kN)</td> </tr> <tr> <td>Pull test</td> <td>15.57</td> </tr> </table>		Test item	Maximum force(kN)	Pull test	15.57
		Test item	Maximum force(kN)						
	Pull test	15.57							
		Photo 2: Fix method							
実験の極限值は	15570N	安全側に考慮し、実験最大値の0.8倍を計算する		F'(N)	12456				
安全率	$\frac{F'}{F}$	576%	判定		OK				
端部押さえ金具	パネルの端部		引張	短期	$F_c = \frac{(Qw^2 - Qg \times \cos q) \times a \times b}{4} (N)$	1081			
	SGSテスト 試験により			Test Result: <table border="1"> <tr> <td>Test item</td> <td>Maximum force(kN)</td> </tr> <tr> <td>Pull test</td> <td>7.68</td> </tr> </table>		Test item	Maximum force(kN)	Pull test	7.68
		Test item	Maximum force(kN)						
	Pull test	7.68							
		Photo 2: Fix method							
実験の極限值は	7680N	安全側に考慮し、実験最大値の0.8倍を計算する		F'(N)	6144				
安全率	$\frac{F'}{F}$	568%	判定		OK				



**§ 9. 部材検定結果のまとめ**

部材	品番	材質	安全率	最大たわみ	判定
横棧	CG-006	AL6005-T6	165%	1/208	OK
縦棧	CG-003-1	AL6005-T6	100%	1/185	OK
前柱	CG-005	AL6005-T6	853%	-	OK
中柱	CG-005	AL6005-T6	612%	-	OK
後柱	CG-005	AL6005-T6	801%	-	OK
斜材1	CG-005	AL6005-T6	174%	-	OK
斜材2	CG-005	AL6005-T6	221%	-	OK
ボルト	M8	SUS304	462%	-	OK
	M10	SUS304	210%	-	OK
	M14	SUS304	943%	-	OK
横棧固定金具	TYN-65	AL6005-T6	314%	-	OK
中間押さえ金具	TYN-39	AL6005-T6	576%	-	OK
端部押さえ金具	TYN-89	AL6005-T6	568%	-	OK