

# たてこみ簡易土留め工の設計 サンプルデータ

出力例

Sample\_6

掘削深さ 6.0m スライドレール (砂質土)

# 目次

1章 壁体の設計	1
1.1 外力の計算	1
1.1.1 検討条件	1
1.1.2 地盤条件	1
1.1.3 土圧計算	2
1.2 通常時	3
1.2.1 作用荷重	3
(1)設計土圧	3
(2)スライドレールの作用荷重	4
1.2.2 パネルの断面力	5
1.2.3 スライドレールの断面力	6
1.2.4 切ばり反力	8
1.3 応力度計算	9
1.3.1 パネル	9
(1)曲げ応力度	9
1.3.2 スライドレール	10
(1)断面性能	10
(2)設計断面力	10
(3)鋼材の許容曲げ応力度	10
(4)曲げ応力度	10
(5)せん断応力度	11
2章 支保工の計算	12
2.1 切ばり	12
2.1.1 設計条件	12
2.1.2 自重による曲げモーメント	12
2.1.3 軸方向許容圧縮応力度	12
2.1.4 応力度	13

# 1章 壁体の設計

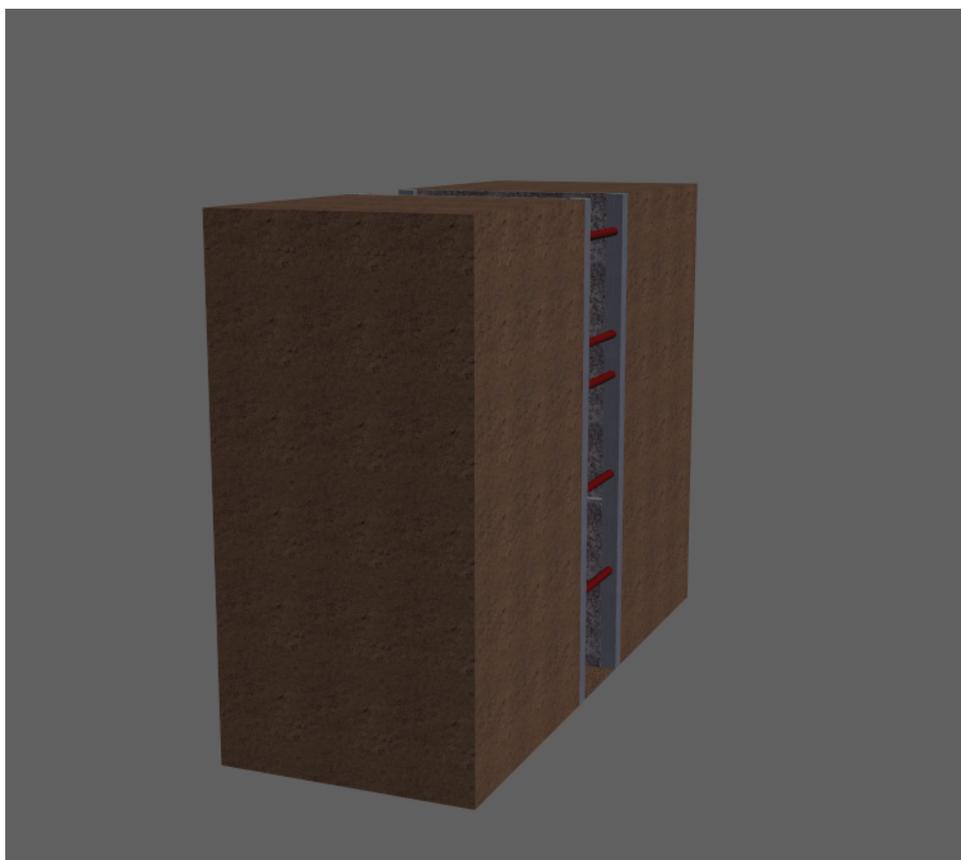
## 1.1 外力の計算

### 1.1.1 検討条件

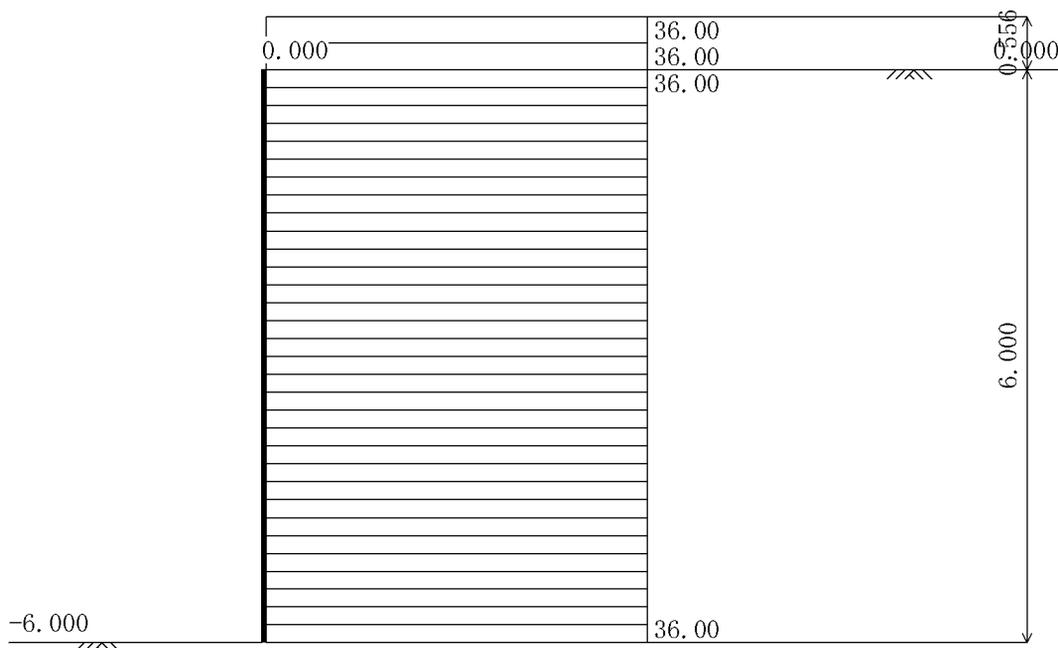
背面側地表面位置	G.L.(m)	0.000
掘削底面位置	G.L.(m)	-6.000
背面側上載荷重	q	kN/m <sup>2</sup> 10.00

### 1.1.2 地盤条件

No	標 高		地 盤 種 類	平均 N値	土の単位重量		内 部 摩 擦 角 (度)	粘 着 力		
	層 上 面 G.L.(m)	層 下 面 G.L.(m)			湿潤重量 (kN/m <sup>3</sup> )	水中重量 (kN/m <sup>3</sup> )		Co (kN/m <sup>2</sup> )	増 分 k (kN/m <sup>3</sup> )	基準標高 G.L.(m)
1	0.000	-6.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	30.0	0.0	0.0	0.000
2	-6.000	-8.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	30.0	0.0	0.0	0.000



1.1.3 土圧計算



(1) 計算係数

壁体天端位置	G.L.m	(G.L. 0.000)m
地表面位置	G.L.m	(G.L. 0.000)m
掘削底面位置	G.L.m	(G.L. -6.000)m
土の平均単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>	18.00
上載荷重分 q /	m	0.556(G.L. 0.556)m
掘削深さによる係数a	掘削深さ H Hによる係数a	m ----- 1.000
地質による係数b	地盤種類 地盤種別判定区間下面 地質による係数 b	----- m ----- 砂質土 6.000(G.L. -6.000)m 2.000
土圧強度 p = a · b ·	kN/m <sup>2</sup>	36.00

地盤種類判定区間下面 = 仮想支持点位置

(2) 掘削底面までの土の平均単位重量

No	層上面高 標 G.L.(m)	層下面高 標 G.L.(m)	層厚 Li (m)	土の 単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	土の 有効重量 , iLi (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	-6.000	6.000	18.0	108.00
			6.000		108.00

= · h / h = 18.00(kN/m<sup>3</sup>)

(3) 主働土圧強度表

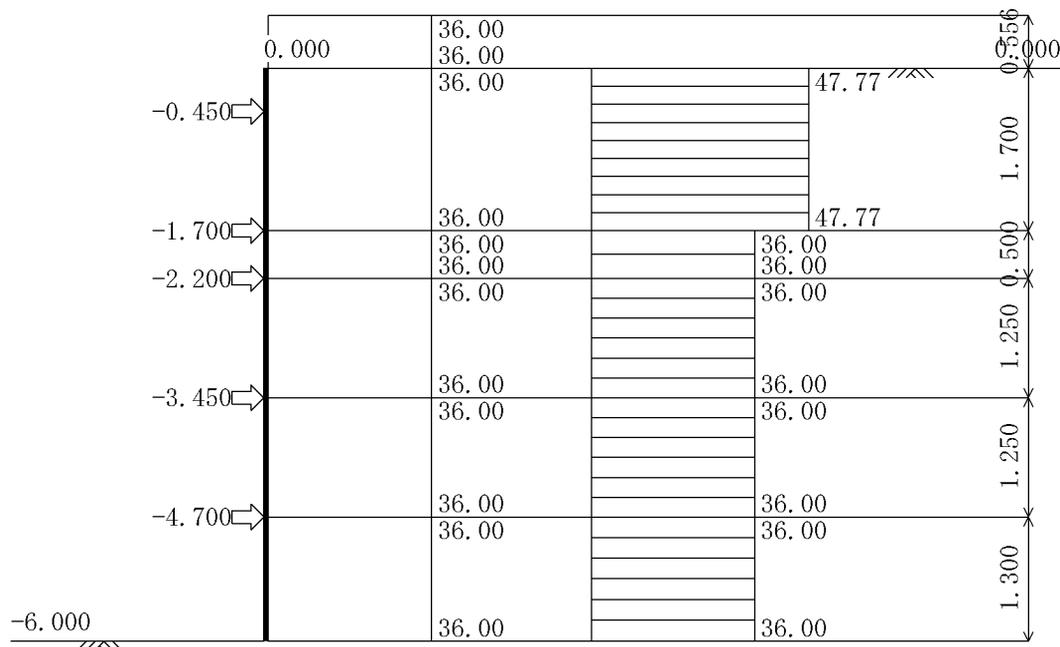
No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	主働 土圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>
1	0.556 0.000	0.556	36.00 36.00
2	0.000 -6.000	6.000	36.00 36.00

## 1.2 通常時

### 1.2.1 作用荷重

ケース名：通常時

下方分担法により切ばり位置の荷重分担範囲を設計区間とする。



#### (1) 設計土圧

各設計区間の平均土圧を設計土圧とする。

##### ・設計区間1

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	側圧強度 p kN/m²	水平力 P kN/m
1	0.556 0.000	0.556	36.00 36.00	20.02
2	0.000 -1.700	1.700	36.00 36.00	61.20
		2.256		81.22

設計区間高さ H = 1.700 (m)

設計土圧  $p_d = P / H = 47.77$  (kN/m²)

##### ・設計区間2

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	側圧強度 p kN/m²	水平力 P kN/m
1	-1.700 -2.200	0.500	36.00 36.00	18.00
		0.500		18.00

設計区間高さ H = 0.500 (m)

設計土圧  $p_d = P / H = 36.00$  (kN/m²)

・設計区間3

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 p kN/m <sup>2</sup>	水 平 力 P kN/m
1	-2.200 -3.450	1.250	36.00 36.00	45.00
		1.250		45.00

設計区間高さ H = 1.250 (m)

設計土圧  $p_d = P / H = 36.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

・設計区間4

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 p kN/m <sup>2</sup>	水 平 力 P kN/m
1	-3.450 -4.700	1.250	36.00 36.00	45.00
		1.250		45.00

設計区間高さ H = 1.250 (m)

設計土圧  $p_d = P / H = 36.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

・設計区間5

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 p kN/m <sup>2</sup>	水 平 力 P kN/m
1	-4.700 -6.000	1.300	36.00 36.00	46.80
		1.300		46.80

設計区間高さ H = 1.300 (m)

設計土圧  $p_d = P / H = 36.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

(2)スライドレールの作用荷重

各設計区間のスライドレールに作用する荷重を下式より計算する。

$$W_s = p_d \cdot B_x$$

ここに、

$W_s$ :スライドレールの作用荷重(kN/m)

$p_d$ :設計土圧(kN/m<sup>2</sup>)

$B_x$ :スライドレール間隔(m)  $B_x=3.000$ (m)

区間 No.	範 囲		区間長 $l_s$ m	設計土圧 $p_d$ kN/m <sup>2</sup>	作用荷重 $W_s$ kN/m
	上 面 G.L. (m)	下 面 G.L. (m)			
1	-3.450	-4.700	1.250	36.00	108.00
2	-4.700	-6.000	1.300	36.00	108.00

### 1.2.2 パネルの断面力

#### (1)設計区間の曲げモーメント

$$M = \frac{p_d \cdot L_p^2}{8}$$

ここに、

M :最大曲げモーメント(kN.m/m)

$p_d$ :設計土圧(kN/m<sup>2</sup>)

$L_p$ :パネル設計スパン(m)

$$L_p = B_x - 2 \cdot d = 3.000 - 2 \times 0.050 = 2.900(m)$$

ここに、

$B_x$ :スライドレール間隔(m)

d :スライドレール中心から支点までの距離(m)

設計 区間 No.	範 囲		設計土圧 $p_d$ kN/m <sup>2</sup>	モーメント M kN.m/m
	上 面 G.L. (m)	下 面 G.L. (m)		
1	0.000	-1.700	47.77	50.22
2	-1.700	-2.200	36.00	37.84
3	-2.200	-3.450	36.00	37.84
4	-3.450	-4.700	36.00	37.84
5	-4.700	-6.000	36.00	37.85

#### (2)パネルの最大曲げモーメント

各段パネルについて、受けている曲げモーメントの最大値を採用する。

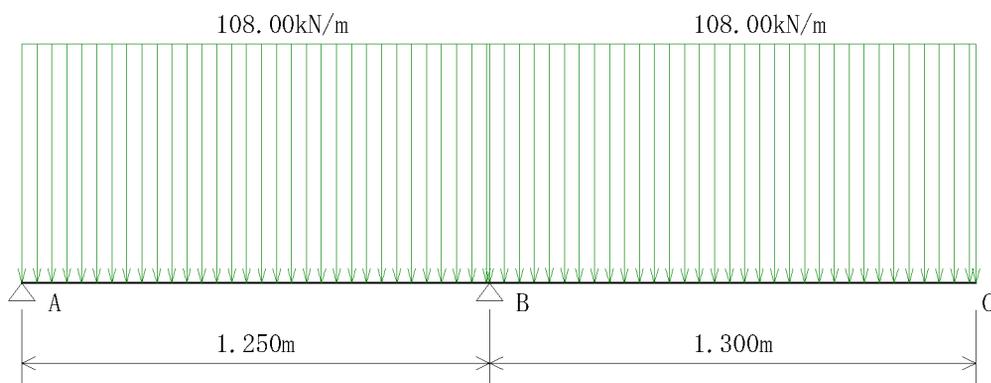
段 No.	上 端 G.L. (m)	下 端 G.L. (m)	モーメント M kN.m/m
1	0.000	-2.000	50.22
2	-2.000	-4.000	37.84
3	-4.000	-6.000	37.85

### 1.2.3 スライドレールの断面力

スライドレールは片持梁ABCで設計し、B点の曲げ応力度とせん断応力度で検討する。

#### (1)作用荷重

載荷方式：下方分担法で計算したままで載荷する



区間	範囲		スパン長 $L_s$ m	作用荷重 $W_s$ kN/m
	始点 G.L. (m)	終点 G.L. (m)		
AB	-3.450	-4.700	1.250	108.00
BC	-4.700	-6.000	1.300	108.00

#### (2)A点における反力

$$\begin{aligned}
 R_A &= \frac{W_{s1} \cdot L_{s1}^2 - W_{s2} \cdot L_{s2}^2}{2 \cdot L_{s1}} \\
 &= \frac{108.00 \times 1.250^2 - 108.00 \times 1.300^2}{2 \times 1.250} \\
 &= -5.51 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここに、

$R_A$  : A点における反力 (kN)

$W_{s1}$  : AB間の作用荷重 (kN/m)

$W_{s2}$  : BC間の作用荷重 (kN/m)

$L_{s1}$  : AB間スパン長 (m)

$L_{s2}$  : BC間スパン長 (m)

## (3)最大せん断力

$$\begin{aligned}
 Q_{BA} &= \frac{-(W_{s1} \cdot L_{s1}^2 + W_{s2} \cdot L_{s2}^2)}{2 \cdot L_{s1}} \\
 &= \frac{-(108.00 \times 1.250^2 + 108.00 \times 1.300^2)}{2 \times 1.250} \\
 &= -140.51 \text{ (kN)} \\
 Q_{BC} &= W_{s2} \cdot L_{s2} \\
 &= 108.00 \times 1.300 \\
 &= 140.40 \text{ (kN)} \\
 Q &= \text{Max}(|Q_{BA}|, |Q_{BC}|) \\
 &= \text{Max}(140.51, 140.40) \\
 &= 140.51 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここに、

$Q_{BA}$ : AB間によるB点のせん断力 (kN)

$Q_{BC}$ : BC間によるB点のせん断力 (kN)

$Q$ : 最大せん断力 (kN)

## (4)最大曲げモーメント

最大曲げモーメントはB点の位置に発生する。

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{W_{s2} \cdot L_{s2}^2}{2} \\
 &= \frac{108.00 \times 1.300^2}{2} \\
 &= 91.26 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

### 1.2.4 切ばり反力

解析方法：下方分担法

切ばり反力を下式により計算する。

$$N = p_d \cdot l_s \cdot B_x$$

ここに

N : 切ばり反力 (kN)

$p_d$  : 設計土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$l_s$  : 切ばりの土圧分担範囲長 (m)

$B_x$  : スライドレール間隔 (m)  $B_x=3.000$  (m)

段 No.	設置位置 G.L. (m)	分 担 範 囲			設計土圧 $p_d$ kN/m <sup>2</sup>	切ばり反力 N kN
		上 面 G.L. (m)	下 面 G.L. (m)	長さ $l_s$ (m)		
1	-0.450	0.000	-1.700	1.700	47.77	243.65
2	-1.700	-1.700	-2.200	0.500	36.00	54.00
3	-2.200	-2.200	-3.450	1.250	36.00	135.00
4	-3.450	-3.450	-4.700	1.250	36.00	135.00
5	-4.700	-4.700	-6.000	1.300	36.00	140.40

### 1.3 応力度計算

#### 1.3.1 パネル

##### (1) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

ここに、

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_a$  : 許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

M : 最大曲げモーメント

Z : 断面係数

段 No.	モーメント M × 10 <sup>6</sup> (N・mm/m)	断面係数 Z × 10 <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> /m)	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 a N/mm <sup>2</sup>	判 定
1	50.22	255.00	197.0	210.0	
2	37.84	255.00	148.4	210.0	
3	37.85	390.00	97.0	210.0	

1.3.2 スライドレール

曲げ応力度とせん断応力度がともに許容応力度の45.0%を超える場合は、合成応力度の検討をする。

(1) 断面性能

材質：SS400

断面諸元	単位	数値
フランジ厚さ tf	cm	1.90
ウェブ厚さ tw	cm	2.55
フランジ幅 b	cm	20.40
ウェブ幅 h	cm	36.80
断面二次モーメント I	× 10 <sup>4</sup> (mm <sup>4</sup> )	31170

(2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

検討ケース	モーメント M × 10 <sup>6</sup> (N.mm)	せん断力 Q × 10 <sup>3</sup> (N)
通常時	91.26	140.51

(3) 鋼材の許容曲げ応力度

$$\frac{L}{b} \leq 4.5 : \sigma_a = 210$$

$$4.5 < \frac{L}{b} \leq 30 : \sigma_a = \left[ 140 - 2.4 \left( \frac{L}{b} - 4.5 \right) \right] \times 1.5$$

ここに、

a: 許容曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

L : フランジ固定点間距離(cm)

b : 圧縮フランジ幅(cm)

検討ケース	L (cm)	b (cm)	L/b	a (N/mm <sup>2</sup> )
通常時	130.0	20.4	6.4	203.3

(4) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{I} \times \frac{h}{2} \leq \sigma_a$$

ここに、

: 曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

a: 許容曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

M : 最大曲げモーメント(N.mm)

I : 断面二次モーメント(mm<sup>4</sup>)

h : ウェブ幅(mm)

検討ケース	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 a N/mm <sup>2</sup>	判定
通常時	53.9	203.3	

(5)せん断応力度

$$\tau = \frac{Q}{I} \times \left[ \frac{h^2}{8} + \left( \frac{b \cdot h}{2} \times \frac{tf}{tw} \right) \right] \leq \tau a$$

ここに、

- : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- a: 許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- Q : 最大せん断力 (N)
- I : 断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)
- h : ウェブ幅 (mm)
- b : フランジ幅 (mm)
- tf : フランジ厚さ (mm)
- tw : ウェブ厚さ (mm)

検討ケース	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 a N/mm <sup>2</sup>	判定
通常時	20.2	120.0	

## 2章 支保工の計算

### 2.1 切ばり

#### 2.1.1 設計条件

##### (1)切ばり反力

段 No.	反力 (kN)
1	243.65
2	54.00
3	135.00
4	135.00
5	140.40

##### (2)断面性能

材質 SS400

断面諸元	単位	数値
断面積 A	$\times 10^2$ (mm <sup>2</sup> )	28.10
断面係数 Z	$\times 10^3$ (mm <sup>3</sup> )	85.30
断面二次半径 r	(cm)	4.36
単位長自重 W <sub>j</sub>	$\times 10^{-3}$ (kN/m)	430.0
(B-2)の2	(m)	0.500

掘削幅 B = 1.600(m)

座屈長 L = B - 2 = 1.600 - 0.500 = 1.100(m)

##### 2.1.2 自重による曲げモーメント

$$M = \frac{W_j \cdot L^2}{8}$$

$$= \frac{0.430 \times 1.100^2}{8} = 0.065 \text{ (kN.m)}$$

ここに、

M : 許容曲げ応力度 (kN.m)

W<sub>j</sub> : 単位長自重 (kN/m)

L : 座屈長 (m)

##### 2.1.3 軸方向許容圧縮応力度

$$\frac{L}{r} \leq 18 \quad : \quad \sigma_a = 210$$

$$18 < \frac{L}{r} \leq 92 : \quad \sigma_a = \left[ 140 - 0.82 \left( \frac{L}{r} - 18 \right) \right] \times 1.5$$

$$92 < \frac{L}{r} \quad : \quad \sigma_a = \frac{1200000}{6700 + (L/r)^2} \times 1.5$$

ここに、

a : 軸方向許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

L : 座屈長 (cm)

r : 断面二次半径 (cm)

L (cm)	r (cm)	L/r	a (N/mm <sup>2</sup> )
110.00	4.36	25.23	201.1

### 2.1.4 応力度

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

ここに、

$\sigma$  : 曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_a$ : 軸方向許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

N : 軸力 (切ばり反力)

A : 断面積

M : 自重による曲げモーメント

Z : 断面係数

段 No.	軸力 N × 10 <sup>3</sup> (N)	断面積 A × 10 <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	モーメント M × 10 <sup>6</sup> (N.mm)	断面係数 Z × 10 <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> )	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 a N/mm <sup>2</sup>	判定
1	243.65	28.10	0.065	85.30	87.5	201.1	
2	54.00	28.10	0.065	85.30	20.0	201.1	
3	135.00	28.10	0.065	85.30	48.8	201.1	
4	135.00	28.10	0.065	85.30	48.8	201.1	
5	140.40	28.10	0.065	85.30	50.7	201.1	