

## ■ 仮橋設計計算書

## 目 次

1. 設計概要 .....	1
1-1 設計規準	
1-2 計画断面	
1-3 土 質	
2. 計算結果のまとめ .....	7
3. 覆工板の検討 .....	8
3-1 断面力の算出	
3-2 部材応力度に対する検討	
4. 主桁の検討 .....	10
4-1 断面力の算出	
4-2 部材応力度に対する検討	
4-3 たわみに対する検討	
5. 主桁受の検討 .....	12
5-1 断面力の算出	
5-2 部材応力度に対する検討	
5-3 たわみに対する検討	
6. 水平力の算出 .....	14
7. 支柱の検討 .....	15
7-1 断面力の算出	
7-2 部材応力度に対する検討	
7-3 支柱の根入長の検討	

1. 設計概要

1-1 設計規準 日本道路協会「道路土工仮設構造物工指針 平成11年3月」による。

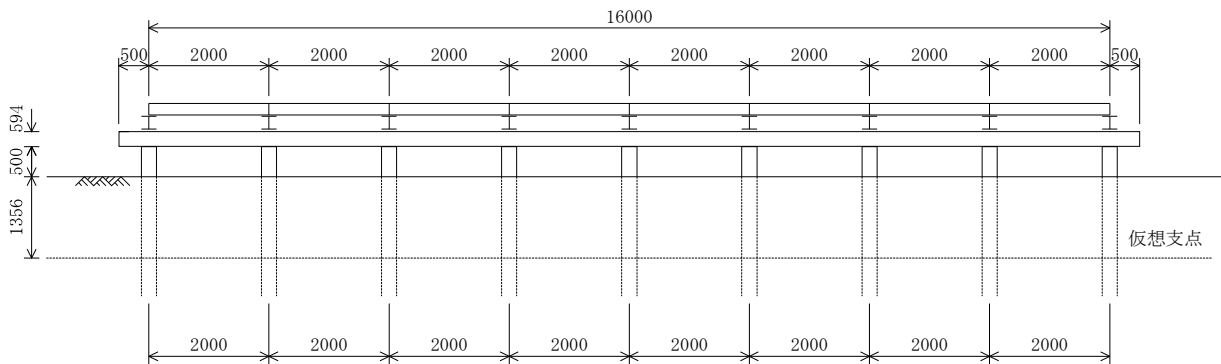
1-2 計画断面

部材表

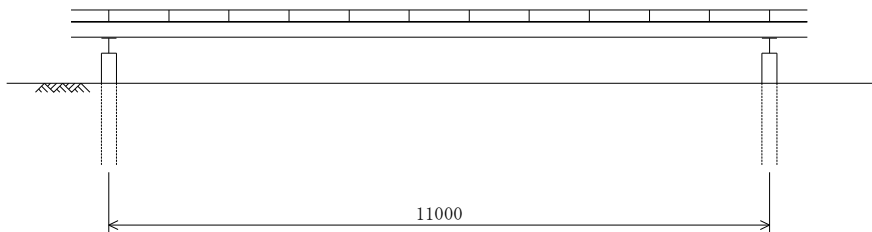
名 称	使 用 部 材	単 位 重 量	材 質
覆 工 板	鋼製覆工板	2.000 kN/m <sup>2</sup>	SM490
雑 荷 重	—————	5.200 kN/m <sup>2</sup>	
主 桁	H900X300X16X28	2.354 kN/m	SS400
主 桁 受	H594X302X14X23	1.668 kN/m	SS400
支 柱	H350X350X12X19	1.324 kN/m	SS400
水平ブレース	—————	————— kN/m	—————
垂直ブレース	—————	————— kN/m	—————
水平継材	—————	————— kN/m	—————
敷 桁	—————	————— kN/m	—————

(\*)は加工材を示す。

<断面図>

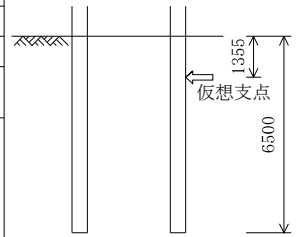


<側面図>



1-3 土質

深度 (m)	土質名	N値	$\alpha E_0$	横方向地盤 反力係数 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	一軸圧縮 強度 (kN/m <sup>2</sup> )	極 限 支持力 (kN/m <sup>2</sup> )
0							
1.000	砂質土	23.0	64400	117778	-----	-----	-----
2.700	粘性土	4.5	12600	19465	28.1	-----	-----
5							
9.000	砂質土	32.3	90440	171315	-----	-----	-----
10							
10.700	砂質土	29.6	82880	155583	-----	-----	-----
15							
16.000	砂質土	50.0	140000	277456	-----	-----	-----
20							



1-4 設計荷重

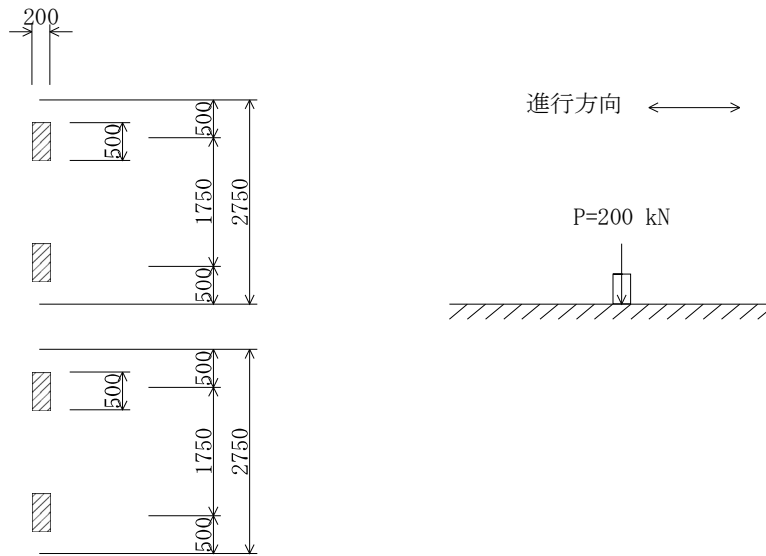
1) 固定荷重

名 称	使 用 部 材	単 位 重 量
覆 工 板	鋼製覆工板	2.000 kN/m <sup>2</sup>
雑 荷 重	_____	5.200 kN/m <sup>2</sup>
主 桁	H900X300X16X28	2.354 kN/m
主 桁 受	H594X302X14X23	1.668 kN/m
支 柱	H350X350X12X19	1.324 kN/m
水平ブレース	_____	_____ kN/m
垂直ブレース	_____	_____ kN/m
水 平 継 材	_____	_____ kN/m
敷 桁	_____	_____ kN/m

(\*)は加工材を示す。

2) 積載荷重(自動車・工所用特殊車輛)

1) B活荷重 (T荷重)



・進行直角方向に連行荷重(トラック荷重)を考慮する。

3) 衝撃荷重

衝撃効果をもつ積載荷重を支持する部材については、積載荷重の 30.00% (覆工板の検討は 40.00%) を割増荷重として計算を行う。

ただし、水平力算出時には、衝撃による割増を考慮しない。

## 1-5 許容応力度

### 1) 一般構造用鋼材

許容軸方向引張応力度

$$\sigma_{ta} = 140 \times 1.00 = 140 \text{ N/mm}^2$$

許容軸方向圧縮応力度

$$L/r \leq 18$$

$$\sigma_{ca} = 140 \times 1.00 = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$18 < L/r \leq 92$$

$$\sigma_{ca} = \{140 - 0.82(L/r - 18)\} \times 1.00 \text{ N/mm}^2$$

$$92 < L/r$$

$$\sigma_{ca} = \left\{ \frac{1200000}{6700 + (L/r)^2} \right\} \times 1.00 \text{ N/mm}^2$$

r : 断面二次半径

L : 座屈長さ

許容曲げ圧縮応力度

$$L/b \leq 4.5$$

$$\sigma_{ba} = 140 \times 1.00 = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$4.5 < L/b \leq 30$$

$$\sigma_{ba} = \{140 - 2.4(L/b - 4.5)\} \times 1.00 \text{ N/mm}^2$$

b : 圧縮フランジ幅 (cm)

L : フランジ固定間距離

許容曲げ引張応力度

$$\sigma_{ta} = 140 \times 1.00 = 140 \text{ N/mm}^2$$

許容せん断応力度

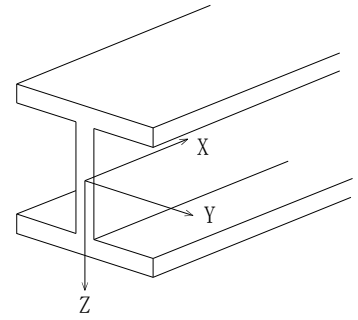
$$\tau_a = 80 \times 1.00 = 80 \text{ N/mm}^2$$

軸方向圧縮力と曲げモーメントを受ける部材

軸方向と曲げモーメントを同時に受ける部材は、次の各項により照査を行うものとする。

$$k1 = \frac{\sigma c}{\sigma caz} + \frac{\sigma bcy}{\sigma bagy(1-\sigma c/\sigma eay)} + \frac{\sigma bcz}{\sigma bao(1-\sigma c/\sigma eaz)} \leq 1$$

$$k2 = \sigma c + \frac{\sigma bcy}{(1-\sigma c/\sigma eay)} + \frac{\sigma bcz}{(1-\sigma c/\sigma eaz)} \leq \sigma cal$$



$\sigma c$  : 照査する断面に作用する軸方向力による圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma bcy, \sigma bcz$ : それぞれ強軸および弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma caz$ : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
ただし、 $b' \leq 12.8 t'$  とする。

$\sigma bagy$ : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
で次のとおりとする。

$$L/b \leq 4.5 \text{ のとき: } 140 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$4.5 < L/b \leq 30 \text{ のとき: } \{140 - 2.4(L/b - 4.5)\} \times 1.00 \quad (\text{N/mm}^2)$$

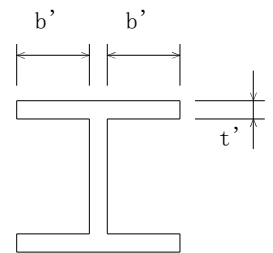
ただし、 $2Ac \geq Aw$  とする。

$b$  : 圧縮フランジ幅 (cm)

$L$  : 圧縮フランジの固定間距離 (cm)

$Ac$ : 圧縮フランジの総断面積 (cm<sup>2</sup>)

$Aw$ : 腹板の総断面積 (cm<sup>2</sup>)



$\sigma bao$  : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値で、  
140 (N/mm<sup>2</sup>) とする。

$\sigma cal$  : 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度で、  
140 (N/mm<sup>2</sup>) とする。

$\sigma eay, \sigma eaz$ : それぞれ強軸および弱軸まわりのオイラー座屈応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma eay = 1,200,000 / (L / r_y)^2$$

$$\sigma eaz = 1,200,000 / (L / r_z)^2$$

$L$  : 有効座屈長 (cm)

$r_y, r_z$ : それぞれ強軸および弱軸まわりの断面二次半径 (cm)

2) 覆工板

許容曲げ応力度  $\sigma_{ba} = 185 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 105 \text{ N/mm}^2$

2. 計算結果のまとめ

2-1 覆工板

使用部材： 鋼製覆工板（メトロデッキ） -OK-

Mmax (kN・m)	Smax (kN)	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ba}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )
29.89	71.44	86	68	185	105

2-2 主桁

使用部材： H900X300X16X28 -OK-

Mmax (kN・m)	Smax (kN)	$\delta_{max}$ (m)	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ba}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )
961.42	349.61	0.007	107	26	115	80

2-3 主桁受

使用部材： H594X302X14X23 -OK-

Mmax (kN・m)	Smax (kN)	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ba}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )
0.83	351.28	1	46	135	80

2-4 支柱

使用部材： H350X350X12X19 -OK- (根入長  $L_d = 6.500$  m)  
(全長  $L = 7.000$  m)

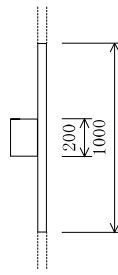
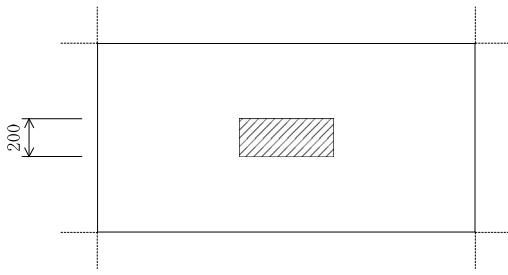
Mmax (kN・m)	Nmax (kN)	$\sigma_{bcz}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$K_1$	$K_2$
4.37	355.40	6	21	0.191	26.3

R (kN)	$R_a$ (kN)
362.21	406.27

### 3. 覆工板の検討

#### 3-1 断面力の算出

##### 1) B活荷重 (T荷重) (覆工板長手方向に対して直交)



##### <固定荷重>

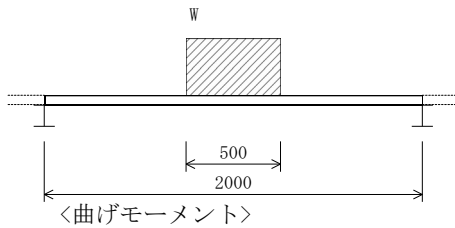
覆工板等の単位重量 7.20 kN/m<sup>2</sup>  
 応力分担率  $\alpha = 0.200 / 1.000$   
 $= 0.200$   
 単位荷重  $Wd = 7.20$  kN/m

##### <積載荷重>

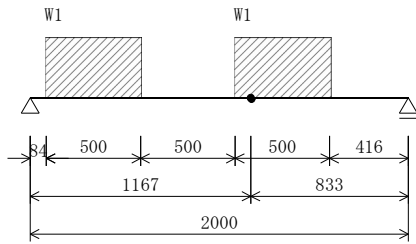
T荷重  $P = 100.00$  kN  
 応力分担率  $\beta = 0.400$   
 単位荷重  $W = 200.00$  kN/m

##### <衝撃係数>

$i = 0.400$



注) 覆工板を構成しているH形鋼の幅を0.200mとする。  
 注) 輪荷重の応力率は、メーカーカタログ値を引用しております。

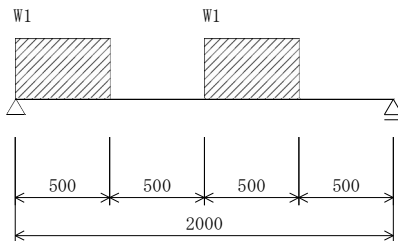


$$M = \alpha \cdot Md + \beta (ML + Mi)$$

$$= 0.200 \times 3.60 + 0.400 \times (52.08 + 20.83)$$

$$= 29.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

##### <せん断力>



$$S = \alpha \cdot Sd + \beta (SL + Si)$$

$$= 0.200 \times 7.20 + 0.400 \times (125.00 + 50.00)$$

$$= 71.44 \text{ kN}$$

### 3-2 部材応力度に対する検討

使用部材：鋼製覆工板(メトロデッキ) (材質：SM490)

単位重量	W =2.00	kN/m <sup>2</sup>
断面係数	Z <sub>x</sub> = 347.0×10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>
せん断有効断面積	A <sub>e</sub> =1056	mm <sup>2</sup>

<曲げ応力度の照査>

最大曲げモーメント …… B活荷重 (T荷重)

$$M_{\max} = 29.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} \\ &= 86 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 185 \text{ N/mm}^2 \quad \text{-OK-}\end{aligned}$$

<せん断応力度の照査>

最大せん断力 …………… B活荷重 (T荷重)

$$S_{\max} = 71.44 \text{ kN}$$

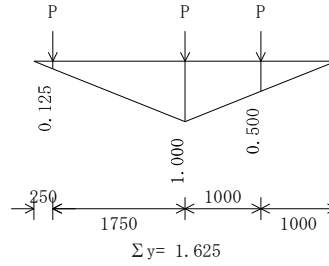
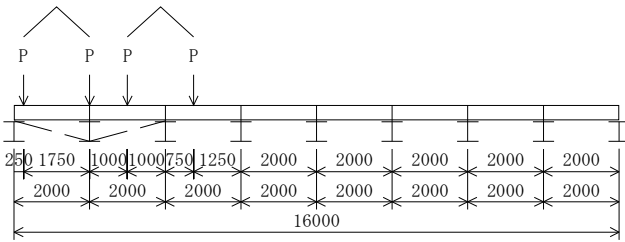
せん断応力度

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{S_{\max}}{A_e} \\ &= 68 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 105 \text{ N/mm}^2 \quad \text{-OK-}\end{aligned}$$

#### 4. 主桁の検討

##### 4-1 断面力の算出

##### 1) B活荷重 (T荷重) (主桁軸方向に対して平行)



##### <固定荷重>

- ・覆工板等の単位重量 7.200 kN/m<sup>2</sup>
- ・主桁の単位重量 2.354 kN/m

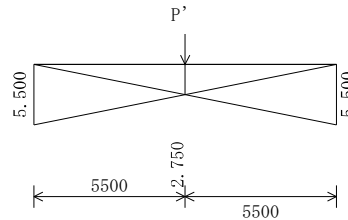
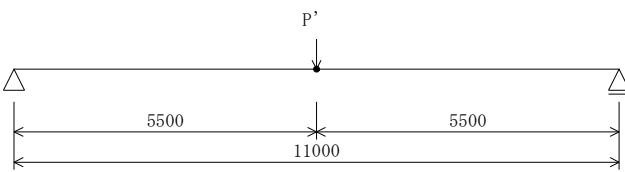
##### <積載荷重>

・P = 100.000 kN

##### <衝撃係数>

・i = 0.300

##### <曲げモーメント>



曲げモーメント算出位置 xx= 5.500 m

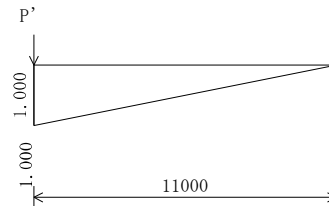
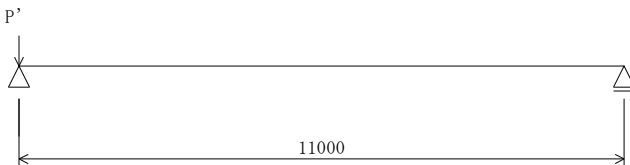
$$P' = P \cdot \Sigma y = 162.500 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M &= M_d + k \cdot ML + k \cdot Mi \\ &= 253.40 + 544.63 + 163.39 \\ &= 961.42 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

連行荷重を考慮した係数  $k=11.000/32+7/8=1.219$

$$\begin{aligned} M_d &= 1/8 \times 16.754 \times 11.000^2 \\ M_i &= ML \times i \end{aligned}$$

##### <せん断力>



$$P' = P \cdot \Sigma y = 162.500 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} S &= S_d + k \cdot SL + k \cdot Si \\ &= 92.15 + 198.05 + 59.41 \\ &= 349.61 \text{ kN} \end{aligned}$$

連行荷重を考慮した係数  $k=11.000/32+7/8=1.219$

$$\begin{aligned} S_d &= 1/2 \times 16.754 \times 11.000 \\ S_i &= SL \times i \end{aligned}$$

4-2 部材応力度に対する検討

使用部材：H900X300X16X28

単位重量	W = 2.354	kN/m
フランジ固定間距離	Lk = 4.500	m
圧縮フランジ幅	b = 30.00	cm
断面係数	Z <sub>x</sub> = 8990.0 × 10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>
せん断有効断面積	A <sub>w</sub> = 13504	mm <sup>2</sup> (ウェブの断面積)
断面二次モーメント	I <sub>x</sub> = 404000 × 10 <sup>-8</sup>	m <sup>4</sup>
弾性係数	E = 2.00 × 10 <sup>8</sup>	kN/m <sup>2</sup>

<曲げ応力度の照査>

最大曲げモーメント …… B活荷重 (T荷重)

$$M_{\max} = 961.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} \\ &= 107 \text{ N/mm}^2 \leq \begin{array}{l} \sigma_{ba} = 115 \text{ N/mm}^2 \quad \text{-OK-} \\ \sigma_{ba} = \{140 - 2.4 (Lk/b - 4.5)\} \times 1.00 \end{array} \end{aligned}$$

<せん断応力度の照査>

最大せん断力 …… B活荷重 (T荷重)

$$S_{\max} = 349.61 \text{ kN}$$

せん断応力度

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S_{\max}}{A_w} \\ &= 26 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2 \quad \text{-OK-} \end{aligned}$$

4-3 たわみに対する検討

<たわみの照査>

4-3 たわみに対する検討

(固定荷重、衝撃荷重による影響は除く)

$$M_{\max 1} = 544.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

たわみ

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= \frac{P_0 \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_x} = \frac{M_{\max 1} \cdot L^2}{12 \cdot E \cdot I_x} \\ &= 0.007 \end{aligned}$$

[参考]

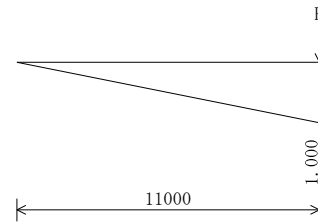
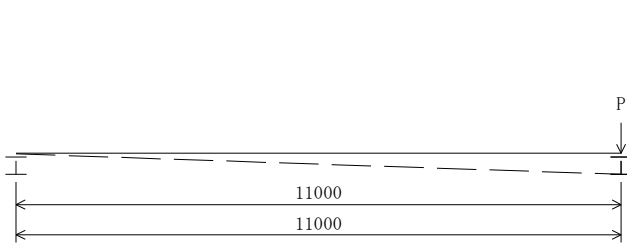
許容たわみ量

$$\begin{aligned} \delta_a &= L/500 \quad (L=11.000 \text{ m}) \\ &= 0.022 \text{ m} \text{ または } 0.025 \text{ m} \text{ 以内とする。} \end{aligned}$$

## 5. 主桁受の検討

### 5-1 断面力の算出

#### 1) B活荷重 (T荷重) (主桁軸方向に対して平行)



#### <固定荷重>

- ・覆工板等の単位重量 7.200 kN/m<sup>2</sup>
- ・主桁の単位重量 2.354 kN/m
- ・桁受の単位重量 1.668 kN/m

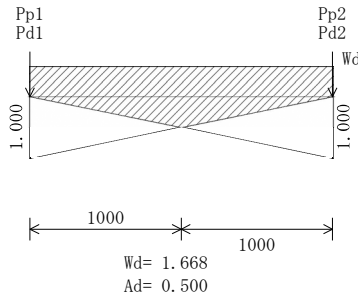
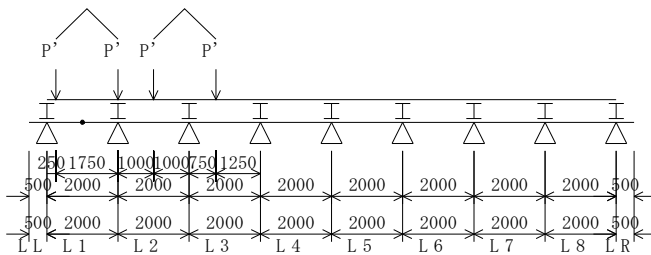
#### <積載荷重>

・P = 100.000 kN

#### <衝撃係数>

・i = 0.300

#### <曲げモーメント>



n	Pp (kN)	Pd (kN)	yd, y
1	87.500	52.547	0.000
2	162.500	92.147	0.000

曲げモーメント算出位置(左端主桁位置より)  $xx = 1.000$  m

$$P' = \sum (P_n \cdot y_n) = 100.000 \text{ kN}$$

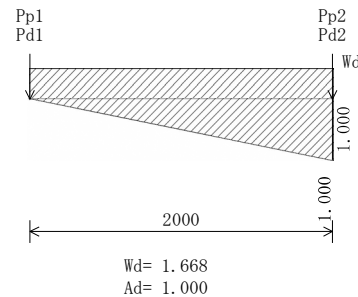
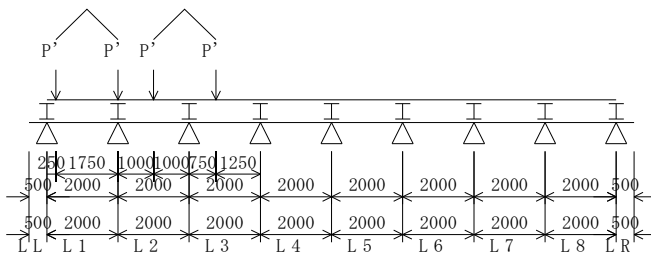
$L_1$ で曲げモーメントを算出する。  
 $M = M_d + k \cdot M_L + k \cdot M_i$   
 $= 0.83 + 0.00 + 0.00$   
 $= 0.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$

連行荷重を考慮した係数  $k = 11.000/32+7/8 = 1.219$

$M_d = \sum P_{dn} \cdot y_{dn} + w_d \cdot A_d$

$M_L = \sum P_{pn} \cdot y_n$      $M_i = M_L \times i$

#### <せん断力>



n	Pp (kN)	Pd (kN)	yd, y
1	87.500	52.547	0.000
2	162.500	92.147	1.000

$$P' = \sum (P_n \cdot y_n) = 100.000 \text{ kN}$$

$L_1$ でせん断力を算出する。  
 $S = S_d + k \cdot S_L + k \cdot S_i$   
 $= 93.82 + 198.05 + 59.41$   
 $= 351.28 \text{ kN}$

連行荷重を考慮した係数  $k = 11.000/32+7/8 = 1.219$

$S_d = \sum P_{dn} \cdot y_{dn} + w_d \cdot A_d$

$S_L = \sum P_{pn} \cdot y_n$      $S_i = S_L \times i$

5-2 部材応力度に対する検討

使用部材：H594X302X14X23

単位重量	W = 1.668	kN/m
フランジ固定間距離	Lk = 2.000	m
圧縮フランジ幅	b = 30.20	cm
断面係数	Z <sub>x</sub> = 4500.0 × 10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>
せん断有効断面積	A <sub>w</sub> = 7672	mm <sup>2</sup> (ウェブの断面積)
断面二次モーメント	I <sub>x</sub> = 134000 × 10 <sup>-8</sup>	m <sup>4</sup>
弾性係数	E = 2.00 × 10 <sup>8</sup>	kN/m <sup>2</sup>

<曲げ応力度の照査>

最大曲げモーメント …… B活荷重 (T荷重)

$$M_{\max} = 0.83 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} \\ &= 1 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 135 \text{ N/mm}^2 \quad \text{-OK-} \\ &\quad \sigma_{ba} = \{140 - 2.4 (Lk/b - 4.5)\} \times 1.00 \end{aligned}$$

<せん断応力度の照査>

最大せん断力 …… B活荷重 (T荷重)

$$S_{\max} = 351.28 \text{ kN}$$

せん断応力度

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S_{\max}}{A_w} \\ &= 46 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2 \quad \text{-OK-} \end{aligned}$$

5-3 たわみに対する検討

<たわみの照査>

最大曲げモーメント (固定荷重、衝撃荷重による影響は除く)

$$M_{\max} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

たわみ

$$\delta_{\max} = \frac{5M_{\max} \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I_x} = 0.000 \text{ m}$$

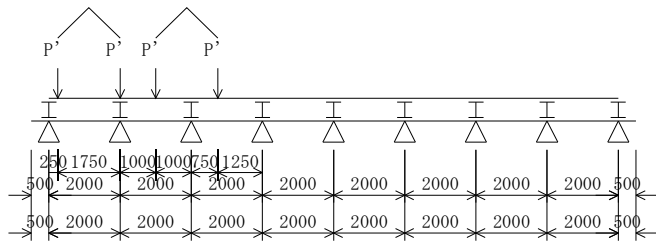
[参考]

許容たわみ量

$$\begin{aligned} \delta_a &= L/500 \quad (L = 2.000 \text{ m}) \\ &= 0.004 \text{ m} \text{ または } 0.025 \text{ m} \text{ 以内とする。} \end{aligned}$$

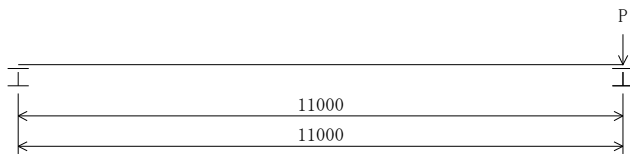
6. 水平力の算出

1) B活荷重 (T荷重)



<積載荷重>

•P = 100.000 kN



積載荷重の 10%が水平力として作用する。(1パンの場合は右支点反力)

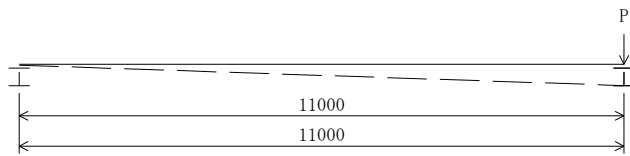
$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= 400.00 \times 1.219 \times 0.10 \\ &= 48.75 \text{ kN} \end{aligned}$$

よって、1構面に作用する水平力は

$$H = 48.75 / 1 = 48.75 \text{ kN}$$

## 7. 支柱の検討

### 7-1 断面力の算出

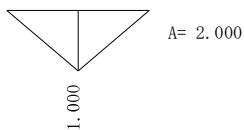
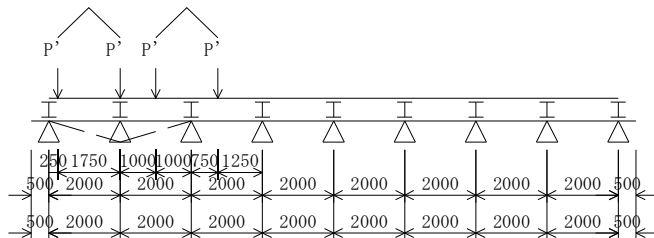


#### <固定荷重>

・覆工板等の単位重量	7.200	kN/m <sup>2</sup>
・主桁の単位重量	2.354	kN/m
・主桁受の単位重量	1.668	kN/m

#### <積載荷重>

・P=	100.000	kN/m
-----	---------	------



#### <固定荷重による荷重>

覆工板、主桁による応力

$$Nd1 = \sum (Pn' \cdot yn) = 92.15 \text{ kN}$$

$$Pn' = (\text{覆工板等の単位重量} \times \text{主桁の分担幅} + \text{主桁の単位重量}) \times \text{支間}1/2$$

主桁受による応力

$$Nd2 = 1.668 \times 2.000 = 3.34 \text{ kN}$$

ブレース、水平継材による応力

$$Nd3 = 0.00 \text{ kN}$$

その他の鉛直力

$$Nd4 = 0.00 \text{ kN}$$

#### <積載荷重による応力>

連行荷重を考慮した係数

$$k = 1.219$$

$$NL = 211.25 \times 1.219 = 257.461 \text{ kN} \quad (\text{衝撃荷重を含む})$$

<合計鉛直力>

$$N = Nd1 + Nd2 + Nd3 + Nd4 + NL + Ns + P'$$

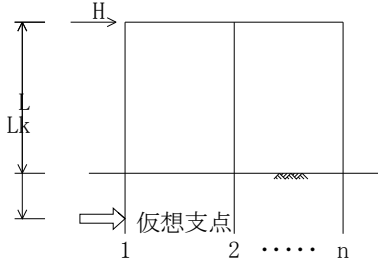
$$= 355.40 \text{ kN}$$

(Ns:支柱自重= 2.46 kN L= 1.856 m)

<水平力による曲げモーメント>

$$M = \frac{H'}{2\beta} \sqrt{\{(1+2\beta L)^2 + 1\}} \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta L}\right) + P' \cdot e$$

$$= 4.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



杭頭変位

$$\delta = \frac{(1 + \beta L)^3 + 1/2}{3EI \beta^3} \cdot H'$$

$$= 0.001 \text{ m}$$

$$H' : H/n$$

$$Lk = 1/\beta$$

H : 1構面に作用する水平力 48.75 (kN)  
 n : 1構面の支柱本数 9

$$\beta = \sqrt[4]{\{ (Kh \cdot b) / (4E \cdot I) \}} = 0.7375 \text{ m}^{-1}$$

L : 最下段水平継材から  
 地盤面までの距離 0.500 (m)

Kh = 91962 kN/m<sup>3</sup>  
 khは根切り底から1/βの範囲の平均値

$$b = 0.350 \text{ m}$$

$$E = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

$$I = 13600 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

<偏心力>

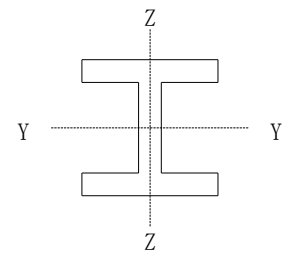
$$\text{偏心力 } P' = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{偏心距離 } e = 0.000 \text{ m}$$

7-2 部材応力度に対する検討

使用部材 : H350X350X12X19

単位重量	W =	1.324	kN/m
断面係数	Z <sub>z</sub> =	776 × 10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>
断面積	A =	17190	mm <sup>2</sup>
断面二次モーメント	I <sub>z</sub> =	13600 × 10 <sup>-8</sup>	m <sup>4</sup>
断面二次半径	i <sub>z</sub> =	8.89	cm
弾性係数	E =	2.00 × 10 <sup>8</sup>	kN/m <sup>2</sup>
支柱幅	b =	35.00	cm <sup>2</sup>
座屈長さ	L <sub>c</sub> =	185.6	cm
フランジ固定間距離	L <sub>b</sub> =	185.6	cm



最大曲げモーメント …… B活荷重 (T荷重)

$$M_{\max} = 4.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{bcz} &= \frac{M_{\max}}{Z_z} \\ &= 6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

最大圧縮力 …………… B活荷重 (T荷重)

$$N_{\max} = 355.40 \text{ kN}$$

圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{N_{\max}}{A} \\ &= 21 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{bao} = 140 \times 1.00 = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eaz} = 1200000 / (L_c / i_z)^2 = 2753 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{caz} = \{ 140 - 0.82 (L_c / i_z - 18) \} \times 1.00 = 138 \text{ N/mm}^2$$

$$K_1 = \frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao} (1 - \sigma_c / \sigma_{eaz})} = 0.191 \leq 1 \quad \text{-OK-}$$

$$K_2 = \sigma_c + \frac{\sigma_{bcz}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eaz})} = 26.3 \leq \sigma_{cal} = 140 \text{ N/mm}^2 \quad \text{-OK-}$$

7-3 支柱の根入長の検討

根入長  $L_d = 6.500 \text{ m}$   
 $\geq 2.50 / \beta = 2.50 / 0.7375 = 3.390 \text{ -OK-}$   
 全長  $L = 0.500 + 6.500 = 7.000 \text{ m}$

<支持力の照査>

鉛直力

$N_{\max} = N_{d1} + N_{d2} + N_{d3} + N_{d4} + N_L + N_s + P'$   
 $= 362.21 \text{ kN}$   
 (Ns:支柱自重= 9.27 kN L= 7.000 m)

許容支持力

$R_a = \frac{1}{3} \times \{200 \cdot \alpha \cdot N \cdot A_p + U \cdot \beta \cdot (10 \cdot N_c \cdot L_c + 2 \cdot N_s \cdot L_s)\}$   
 $= 406.27 \text{ kN}$  (有効根入長を地盤面以深とする)

支柱先端地盤のN値  $N = (N_1 + N_2) / 2 \leq 40$   $N = 32.30$   
 $N_1$ : 支柱先端位置のN値  $\leq 50$   $N_1 = 32.30$   
 $N_2$ : 支柱先端から上方へ2mの範囲における平均N値  $N_2 = 32.30$

支柱の先端面積  $A_p = 0.123 \text{ m}^2$   
 支柱先端までの粘性土層のN値の平均値  $N_c = 2.81$   

$$N_c = \frac{N_{c1} \cdot L_{c1} + \dots + N_{cn} \cdot L_{cn}}{\sum L_c}$$
 (2 < Ncn ≤ 15)

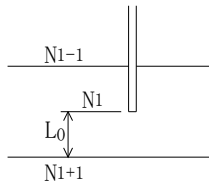
粘性土層中の支柱長さ  $L_c = 1.700 \text{ m}$   
 支柱先端までの砂質土層のN値の平均値  $N_s = 30.36$   

$$N_s = \frac{N_{s1} \cdot L_{s1} + \dots + N_{sn} \cdot L_{sn}}{\sum L_s}$$
 (2 < Nsn ≤ 50)

砂質土層中の支柱長さ  $L_s = 4.800 \text{ m}$   
 支柱の周長  $U = 1.400 \text{ m}$   
 施工条件による先端支持力度の係数  $\alpha = 1.0$   
 施工条件による周面摩擦力度の係数  $\beta = 0.9$

$N_{\max} = 362.21 \text{ kN} \leq R_a = 406.27 \text{ kN}$  -OK-

<支柱先端位置のN値の処理方法>



$L_0 < 2.000 \text{ m}$  且つ  $N_{1+1} < N_1$  のとき、  
 $N_{1+1}$  を先端地盤のN値として処理する。

施工方法		$\alpha$	$\beta$
打撃工法		1.0	1.0
振動工法		1.0	0.9
圧入工法		1.0	1.0
プレ・リッジ工法	砂充填	0.0	0.5
	打撃・振動・圧入による先端処理	1.0	1.0

No.	1	2	3	合計
Ncn	----	2.8	----	----
Lcn	----	1.700	----	1.700
Nsn	23.0	----	32.3	----
Lsn	1.000	----	3.800	4.800