

足場計算システム

Ver4.11

出力例

足場計算書

(仮称) K T S ビル新築工事

建物正面：枠組足場開口部あり
東面：張出しブラケット足場
西面：単管一側ブラケット足場

川田テクノシステム株式会社

課長	工事長

検討概要書

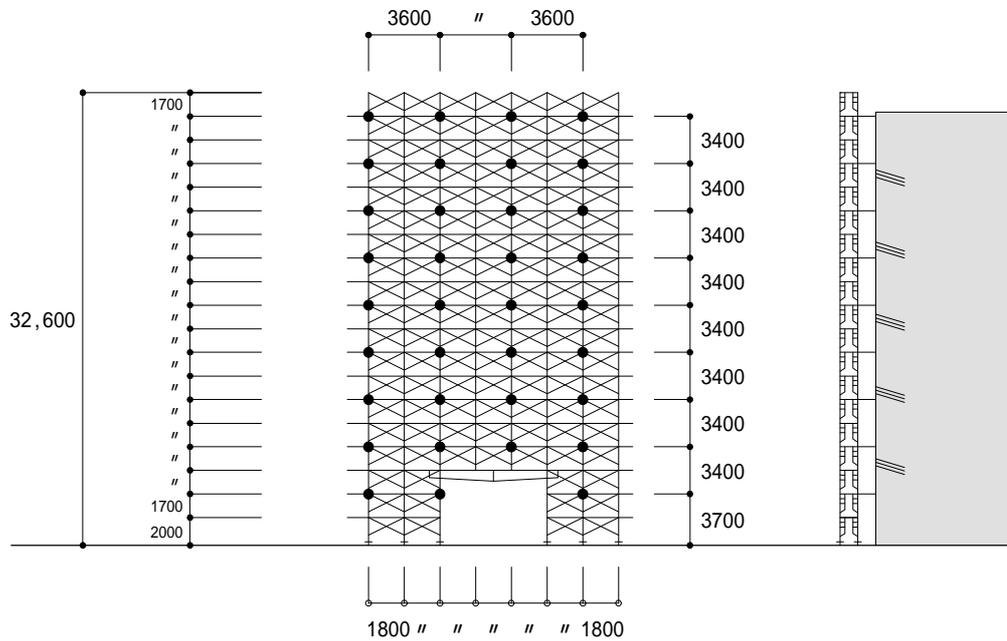
現場名	(仮称) K T S ビル新築工事
検討場所	建物正面：枠組足場開口部あり
	東面：張出しブラケット足場
	西面：単管一側ブラケット足場
建物概要	
枠組足場	
建物高さ	31.200 m
足場高さ	32.600 m
建枠段数	19 段
建枠寸法	建地間隔 = 1.800 m 布間隔 = 1.700 m
設計風速	18 m / s
単管一側ブラケット足場	
建物高さ	25.000 m
足場高さ	25.800 m
段数	15 段
足場寸法	建地間隔 = 1.800 m 布間隔 = 1.700 m
設計風速	18 m / s
建地補強	-
足場受ブラケット	
建物高さ	31.200 m
足場高さ	25.500 m
建枠段数	15 段
建枠寸法	建地間隔 = 1.800 m 布間隔 = 1.700 m
ブラケットスパン	5.400 m
鉄骨吊り足場	
躯体スパン	X方向 = 6.500 m Y方向 = 5.850 m
荷取り構台	
躯体スパン	X方向 = 6.500 m Y方向 = 5.850 m

検討結果概要

	使用部材	判定	計算値 / 許容値	曲げ (M)	せん断 (Q)	たわみ ()	ページ
枠組足場							
壁つなぎ	壁つなぎ専用金具	OK	1.00				4
建柱	TC-917 (900-1700)	OK	0.37				5
梁柱	SPL-54	OK	0.56				6
単管一側ブラケット足場							
壁つなぎ	壁つなぎ専用金具	OK	0.83				9
建地	単管 48.6x2.4 (STK500)	OK	0.75				10
ブラケット上足場板	足場板 25x240 (合板)			OK	OK	1.08	11
足場受ブラケット							
大引	H形鋼 200x200x8x12 (SS400)			OK	OK	0.87	14
ブラケット	H形鋼 300x300x10x15 (SS400)			OK	OK	0.05	16
鉄骨吊り足場							
吊りチェーン	ループ吊り	OK	0.83				22
足場板	足場板 25x240 (合板)			OK	OK	0.81	23
根太	角H ^レ イ ^レ 60x60 (STKR400)			OK	OK	0.38	24
大引	角H ^レ イ ^レ 60x60 (STKR400)			OK	OK	8.75	25
張出部	角H ^レ イ ^レ 60x60 (STKR400)			OK	OK	0.36	26
荷取り構台							
床板	足場板 28x240 (合板)			OK	OK	0.18	28
根太	角H ^レ イ ^レ 60x60 (STKR400)			OK	OK	0.80	29
大引	H形鋼 250x250x9x14 (SS400)			OK	OK	0.38	30
本設梁	H ^レ 11H 1200x800x15x12 (SS400)			OK	OK	0.01	31

枠組足場 強度計算書

1. 設計条件



足場概要

建物高さ	31.200 m
足場高さ	32.600 m
最下段の高さ	2.000 m
足場段数	19 段
建枠の設置間隔	1.800 m
建枠の高さ	1.700 m
建枠の巾	0.900 m

壁つなぎ

水平方向 2スパンごと
 垂直方向 2段目から 2段ごとに取り付ける

開口部

梁枠の材料	SPL-54
開口スパン	3スパン (5.400 m)
梁枠の設置高さ	3段 (5.400 m)

2. 壁つなぎの検討

(1) 設計条件

場所	: 東京都(23区内)
地表面粗度区分	: 一般市街地
近接高層建築物	: 無し
足場の高さ	: 31.000m
足場の長さ	: 25.000m
壁つなぎの設置間隔	縦: 2段ごとに配置 横: 2スパンごとに配置
落下物防護材	: 充実率 = 0.7のメッシュシート
壁つなぎ材料	: 壁つなぎ専用金具

(2) 設計用速度圧

基準風速 V_0	: 18 m/s
台風時割増係数 K_e	: 1.00
瞬間風速分布係数 S	: 1.36 (地上からの高さ $Z=25-30m$ 、地域区分=一般市街地)
近接高層建築物による影響 E_B	: 1.00

$$\begin{aligned} \text{設計風速 } V_z &= V_0 \times K_e \times S \times E_B \\ &= 18 \times 1.00 \times 1.36 \times 1.00 = 24.5 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\text{設計用速度圧 } q_z = \frac{1}{16} V_z^2 = \frac{1}{16} \times 24.5^2 = 37.5 \text{ kgf/m}^2 \quad (368 \text{ N/m}^2)$$

(3) 風力係数

シート, 柵, 防音バリの充実率	: 0.70
第2構面風力低減係数	: 0.30 (= 1 - 充実率)
基本風力係数 C_0	: 1.57
縦横比による形状補正係数 R	: 0.61 (高さ=31.000m、幅=25.000m)
足場設置位置による補正係数 F	: 1.22 (設置位置=B、 $F=1.0+0.31$)

$$\begin{aligned} \text{風力係数 } C &= (0.11 + 0.09 \times \quad + 0.945 \times C_0 \times R) \times F \\ &= (0.11 + 0.09 \times 0.30 + 0.945 \times 1.57 \times 0.61) \times 1.22 \\ &= 1.27 \end{aligned}$$

(4) 壁つなぎの検討

$$\text{壁つなぎ作用面積 } A = 3.600\text{m} \times 3.400\text{m} = 12.24 \text{ m}^2$$

$$\text{壁つなぎ許容耐力 } F = 450 \times 1.3 = 585 \text{ kgf} \quad (\text{風荷重を負担する部材のため } 30\% \text{ 割増しを考慮})$$

壁つなぎ1本にかかる荷重 R は

$$\begin{aligned} R &= q_z \cdot C \cdot A \\ &= 37.5 \text{ kgf/m}^2 \times 1.27 \times 12.24 \text{ m}^2 \\ &= 582.9 \text{ kgf} < F = 585 \text{ kgf} \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (5720 \text{ N}) \quad \quad (5740 \text{ N}) \end{aligned}$$

3. 建柱の検討

(1) 設計条件

建柱段数 19 段
建柱の許容圧縮力 $f = 5000 \text{ kg/柱}$

(2) 荷重計算

・ 固定荷重

建柱 [TC-917 (900-1700)]	15.900 kg	×	19段 × 1本	=	302.1 kg
布柱 [SYi-518]	23.000 kg	×	18段 × 1本	=	414.0 kg
筋かい [SXB-1618]	4.040 kg	×	19段 × 2本	=	153.5 kg
連結ピン [Mジョイント]	0.500 kg	×	18段 × 2本	=	18.0 kg
アームツク [ALB8]	0.800 kg	×	18段 × 2本	=	28.8 kg
階段 [KS-1718]	35.000 kg	×	3段 × 1本	=	105.0 kg
養生 [メツツシュシート]	0.460 kg/m ²	×	1.800m × 32.600m	=	27.0 kg

計 1048.4 kg
(10300 N)

・ 積載荷重 = 400 kg × 2 層 = 800 kg (7850 N)

(3) 建柱の検討

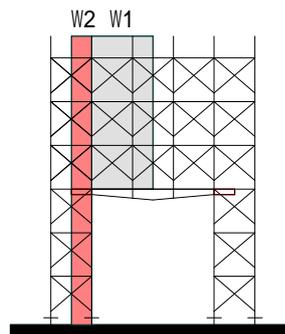
最下段の建柱に作用する荷重 (W)

$$\begin{aligned} W &= \text{固定荷重} + \text{積載荷重} \\ &= 1048.4 \text{ kg} + 800 \text{ kg} \\ &= 1848.4 \text{ kg} < f = 5000 \text{ kg} \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (18200 \text{ N}) \quad \quad (49100 \text{ N}) \end{aligned}$$

4. 梁枠を支える建枠の検討

(1) 設計条件

梁枠の材料	SPL-54
開口スパン	3スパン (5.400 m)
梁枠の設置高さ	3段 (5.400 m)
梁枠上の積載荷重	1000 kg
梁枠上の建枠段数	16段



(2) 梁枠上の荷重計算

・ 梁枠上の固定荷重

建 枠 [TC-917 (900-1700)]	15.900kg	× 16段 × 1本 × 2列 / 2	= 254.4 kg
布 枠 [SYi-518]	23.000kg	× 15段 × 1本 × 1.5スパン	= 517.5 kg
筋かい [SXB-1618]	4.040kg	× 16段 × 2本 × 1.5スパン	= 193.9 kg
連結ピン [Mジョイント]	0.500kg	× 15段 × 2本 × 2列 / 2	= 15.0 kg
アームック [ALB8]	0.800kg	× 15段 × 2本 × 2列 / 2	= 24.0 kg
階 段 [KS-1718]	35.000kg	× 3本 × 1.5スパン	= 157.5 kg
養 生 [メッツシュシート]	0.460kg/m ²	× 1.80m × 27.50m × 1.5スパン	= 34.2 kg

計 1196.5 kg

・ 梁枠上の荷重 = 固定荷重 + 積載荷重

$$(W1) = 1196.5 \text{ kg} + 1000 \text{ kg} / 2 = 1696.5 \text{ kg} \quad (16700 \text{ N})$$

(3) 梁枠を支える建枠の荷重計算

・ 固定荷重

建 枠 [TC-917 (900-1700)]	15.900 kg	× 19段 × 1本	= 302.1 kg
布 枠 [SYi-518]	23.000 kg	× 18段 × 1本 / 2	= 207.0 kg
筋かい [SXB-1618]	4.040 kg	× 19段 × 2本 / 2	= 76.8 kg
連結ピン [Mジョイント]	0.500 kg	× 18段 × 2本	= 18.0 kg
アームック [ALB8]	0.800 kg	× 18段 × 2本	= 28.8 kg
階 段 [KS-1718]	35.000 kg	× 3段 × 1本 / 2	= 52.5 kg
養 生 [メッツシュシート]	0.460 kg/m ²	× 1.800m × 32.600m / 2	= 13.5 kg

計 698.7 kg

・ 梁枠を支える建枠の荷重 = 固定荷重 + 積載荷重

$$(W2) = 698.7 \text{ kg} + 800 \text{ kg} / 2 = 1098.7 \text{ kg} \quad (10800 \text{ N})$$

(4) 梁枠を支える建枠の検討

$$\text{荷重合計} = \text{梁枠上の荷重}(W1) + \text{梁枠を支える建枠の荷重}(W2)$$

$$= 1696.5 \text{ kg} + 1098.7 \text{ kg}$$

$$= 2795.2 \text{ kg} < f = 5000 \text{ kg} \quad \underline{\text{OK}}$$

$$(27500 \text{ N}) \quad (49100 \text{ N})$$

5. ジャッキベースの検討

ジャッキベースの許容支持力 $f = 2800 \text{ kg}$ (ジャッキベースの繰り出し長さ=100mmにより)

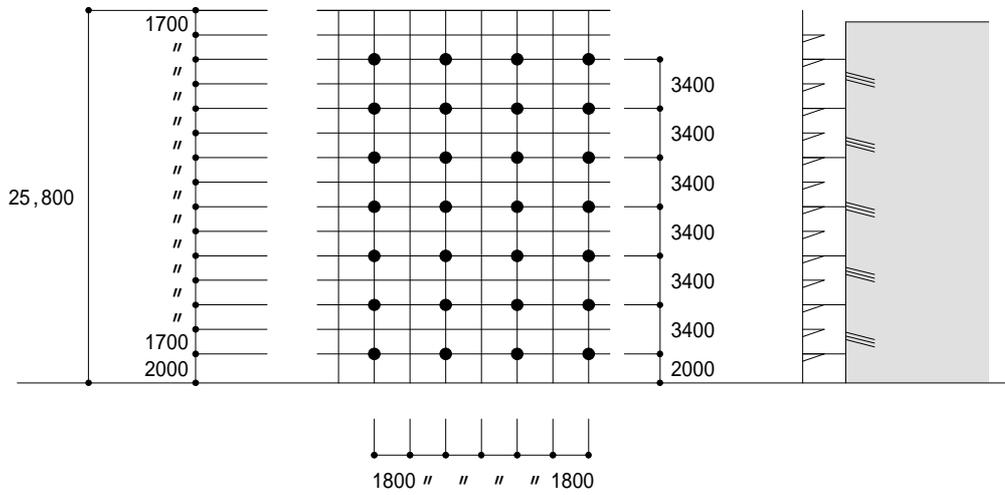
ジャッキベース 1 本にかかる鉛直力

$$N = 2795.2 \text{ kg} / 2 = 1397.6 \text{ kg} < f = 2800 \text{ kg} \quad \underline{\text{OK}}$$

$$(13800 \text{ N}) \quad (27500 \text{ N})$$

単管一側ブラケット 強度計算書

1. 設計条件



建物高さ		25.000 m
足場高さ		25.800 m
単管一側ブラケット足場	建地間隔	1.800 m
	布間隔	1.700 m
	最下段の高さ	2.000 m
	布の段数	15 段
足場板受ブラケット	ブラケットの張出し量	500 mm
	建地パイプの中心から 足場板中心までの離れ	250 mm
壁つなぎ	材料名称	壁つなぎ専用金具
	水平方向	2スパンごと
	垂直方向	1段目から 2段ごとに取り付ける

2. 荷重

(1) 固定荷重

建地最下段の軸力

建地パイプ [単管 48.6x2.4 (STK500)]	$2.730\text{kg/m} \times 25.800\text{m} \times 1\text{本}$	=	70.4 kg
布パイプ [単管 48.6x2.4 (STK500)]	$2.730\text{kg/m} \times 1.800\text{m} \times 15\text{段}$	=	73.7 kg
足場板 [足場板 25x240 (合板)]	$4.180\text{kg/m} \times 1.800\text{m} \times 14\text{段}$	=	105.3 kg
手摺パイプ [単管 48.6x2.3 (STK400)]	$2.630\text{kg/m} \times 1.800\text{m} \times 14\text{段}$	=	66.3 kg
足場板受ブラケット [SBK (300-500)]	$3.600\text{kg} \times 14\text{段}$	=	50.4 kg
養生 [メツツシュシート]	$0.460\text{kg/m}^2 \times 1.800\text{m} \times 25.800\text{m}$	=	21.4 kg
筋かい [単管 48.6x2.4 (STK400)]	$2.730\text{kg/m} \times 2.546\text{m} \times 1\text{段}$	=	7.0 kg
		計	394.5 kg (3870 N)

足場板受ブラケットの荷重

足場板受ブラケット [SBK (300-500)]		=	3.60 kg
足場板 [足場板 25x240 (合板)]	$4.180\text{kg/m} \times 1.800\text{m}$	=	7.52 kg
		計	11.12 kg (110 N)

(2) 積載荷重 (建地 1 本あたり)

100 kg (981 N)

2. 壁つなぎの検討

(1) 設計条件

場所	: 東京都(23区内)
地表面相度区分	: 一般市街地
近接高層建築物	: 無し
足場の高さ	: 25.000m
足場の長さ	: 18.500m
壁つなぎの設置間隔	縦: 2段ごとに配置 横: 2スパンごとに配置
落下物防護材	: 充実率 =0.7のメッシュシート
壁つなぎ材料	: 壁つなぎ専用金具

(2) 設計用速度圧

基準風速 V_0	: 18 m/s
台風時割増係数 K_e	: 1.00
瞬間風速分布係数 S	: 1.25 (地上からの高さ $Z=15-20m$ 、地域区分=一般市街地)
近接高層建築物による影響 E_B	: 1.00

$$\begin{aligned} \text{設計風速 } V_z &= V_0 \times K_e \times S \times E_B \\ &= 18 \times 1.00 \times 1.25 \times 1.00 = 22.5 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\text{設計用速度圧 } q_z = \frac{1}{16} V_z^2 = \frac{1}{16} \times 22.5^2 = 31.6 \text{ kgf/m}^2 \quad (310 \text{ N/m}^2)$$

(3) 風力係数

シート, ネット, 防音バリの充実率	: 0.70
基本風力係数 C_0	: 1.57
縦横比による形状補正係数 R	: 0.62 (高さ=25.000m、幅=18.500m)
足場設置位置による補正係数 F	: 1.22 (設置位置=B、 $F=1.0+0.31$)

$$\begin{aligned} \text{風力係数 } C &= (0.11 + 0.945 \times C_0 \times R) \times F \\ &= (0.11 + 0.945 \times 1.57 \times 0.62) \times 1.22 \\ &= 1.26 \end{aligned}$$

(4) 壁つなぎの検討

$$\text{壁つなぎ作用面積 } A = 3.600\text{m} \times 3.400\text{m} = 12.24 \text{ m}^2$$

$$\text{壁つなぎ許容耐力 } F = 450 \times 1.3 = 585 \text{ kgf} \quad (\text{風荷重を負担する部材のため } 30\% \text{ 割増しを考慮})$$

壁つなぎ1本にかかる荷重 R は

$$\begin{aligned} R &= q_z \cdot C \cdot A \\ &= 31.6 \text{ kgf/m}^2 \times 1.26 \times 12.24 \text{ m}^2 \\ &= 487.3 \text{ kgf} < F = 585 \text{ kgf} \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (4790 \text{ N}) \quad \quad (5740 \text{ N}) \end{aligned}$$

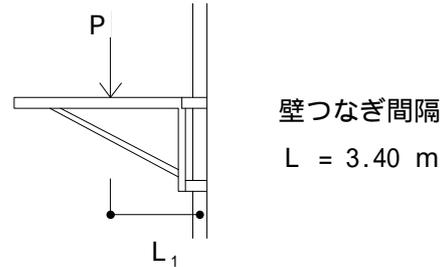
5. 建地の検討

単管パイプ 単管 48.6x2.4 (STK500) の断面性能
 断面積 $A = 3.483 \text{ cm}^2$ (348.3mm²)
 断面係数 $Z = 3.830 \text{ cm}^3$ (3830mm³)
 ヤング係数 $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (207000N/mm²)
 断面二次半径 $i = 1.64 \text{ cm}$ (16.4mm)

建地最下段での軸力 $N = \text{固定荷重} + \text{積載荷重} = 394.50 + 100 = 494.50 \text{ kg}$

ブラケット上の荷重 $P = \text{固定荷重} + \text{積載荷重} = 11.12 + 100 = 111.12 \text{ kg}$

建地から足場板中心までの離れ $L_1 = 0.250 \text{ m}$



ブラケットによる曲げモーメント (M_1)

$$M_1 = P \times L_1 = 111.12 \times 0.250 = 27.78 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M = M_1 = 27.78 \text{ kg} \cdot \text{m} = 2778 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (273 \text{ KN} \cdot \text{mm})$$

ここで (細長比) と (限界細長比) を比較すると

$$\begin{aligned} &= \frac{L \times 100}{i} = \frac{3.40 \times 100}{1.64} = 207 \\ &= \sqrt{\frac{E}{0.6F}} = 3.14 \times \sqrt{\frac{2100000}{0.6 \times 3300}} = 102 \end{aligned}$$

> より 許容圧縮応力度 f_c と 許容曲げ応力度 f_b は

$$\begin{aligned} f_c &= \frac{0.277F}{\left(\frac{\quad}{\quad}\right)^2} \times 1.25 = \frac{0.277 \times 3300}{(207 / 102)^2} \times 1.25 \\ &= 278 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{中期}) \end{aligned}$$

$$f_b = 2400 \times 1.25 = 3000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{中期})$$

$$\text{圧縮応力度} \quad c = \frac{N}{A} = \frac{494.50}{3.483} = 142.0 \text{ kg/cm}^2 \quad (14 \text{ N/mm}^2)$$

$$\text{曲げ応力度} \quad b = \frac{M}{Z} = \frac{2778}{3.830} = 725.3 \text{ kg/cm}^2 \quad (71.2 \text{ N/mm}^2)$$

以上より応力検定すると

$$\frac{c}{f_c} + \frac{b}{f_b} = \frac{142.0}{278} + \frac{725.3}{3000} = 0.511 + 0.242 = 0.753 < 1.0 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

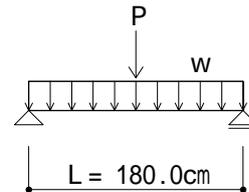
6. ブラケット上の足場板の検討

ブラケット上の足場板として 足場板 25x240 (合板) を使用する。

応力計算は単純支持 (等分布荷重 + 集中荷重) にて行う

断面性能	断面積	$A = 250.000 \text{ cm}^2$ (25000mm ²)
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	$I = 130.208 \text{ cm}^4$ (1302080mm ⁴)
	断面係数	$Z = 104.167 \text{ cm}^3$ (104167mm ³)
	ヤング係数	$E = 90000 \text{ kg/cm}^2$ (8830N/mm ²)
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	$f_b = 165 \text{ kg/cm}^2$ (長期)
	許容せん断応力度	$f_s = 10.5 \text{ kg/cm}^2$ (長期)

一枚の足場板の積載荷重を $P=100\text{kg}$ とし、
足場板の自重 $w=0.04\text{kg/cm}$ が作用すると仮定する。



(1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{P L}{4} + \frac{w L^2}{8} = \frac{100 \times 180.0}{4} + \frac{0.04 \times 180.0^2}{8}$$

$$= 4500.0 + 162.0 = 4662.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (458 \text{ KN} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{4662.0}{104.167} = 44.8 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 165 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(4.4 N/mm²) (16.2 N/mm²)

(2) せん断力の検討

$$Q = \frac{P}{2} + \frac{w L}{2} = \frac{100}{2} + \frac{0.04 \times 180.0}{2}$$

$$= 50.0 + 3.6 = 53.6 \text{ kg} \quad (526 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 53.6}{250.000} = 0.3 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 10.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(0.030 N/mm²) (1.03 N/mm²)

(3) たわみの検討

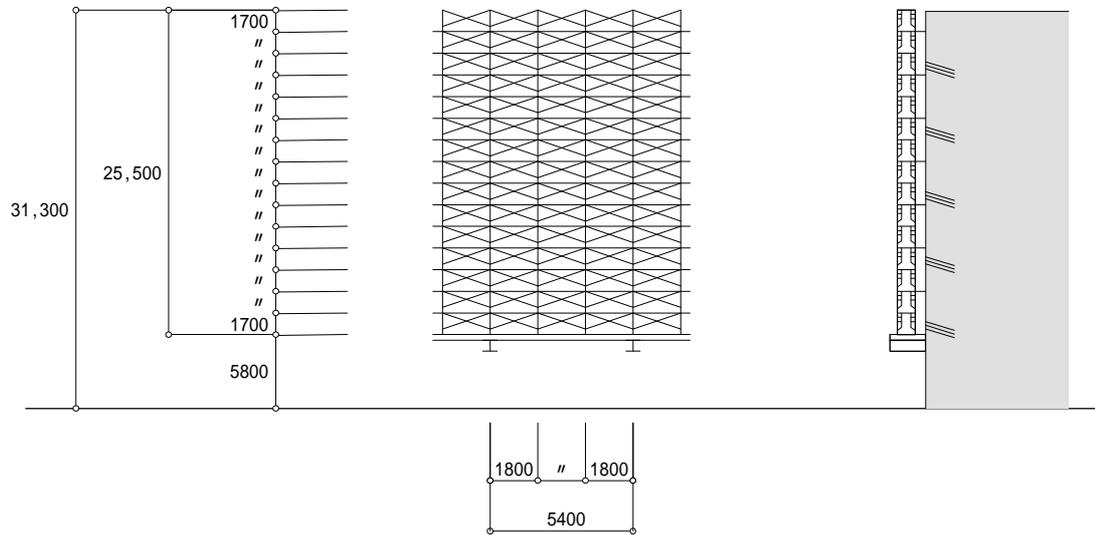
$$= \frac{P L^3}{48 E I} + \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{100 \times 180.0^3}{48 \times 90000 \times 130.208} + \frac{5 \times 0.04 \times 180.0^4}{384 \times 90000 \times 130.208}$$

$$= 1.037 + 0.047 = 1.084 \text{ cm}$$

(10.84 mm)

足場受ブラケット 強度計算書

1. 設計条件



建物高さ	31.200 m
足場高さ	25.500 m
足場受ブラケットまでの高さ	5.800 m
足場の段数	15 段
建枠の設置間隔	1.800 m
建枠の高さ	1.700 m
建枠の巾	0.900 m
大引本数	2 本
大引材料	H形鋼 200x200x8x12 (SS400)
足場受ブラケット材料	H形鋼 300x300x10x15 (SS400)

2. 荷重

(1) 建柱1スパンあたりの荷重 (N1)

建柱 [TC-917 (900-1700)]	15.900kg	×	15段 × 1本	=	238.5 kg
布柱 [SYi-518]	23.000kg	×	14段 × 1枚	=	322.0 kg
筋かい [SXB-1618]	4.040kg	×	15段 × 2本	=	121.2 kg
連結ピン [Mジョイント]	0.500kg	×	14段 × 2本	=	14.0 kg
アームック [ALB8]	0.800kg	×	14段 × 2枚	=	22.4 kg
階段 [KS-1718]	35.000kg	×	1段 × 1本	=	35.0 kg
養生 [メッシュシート]	0.460kg/m ²	×	25.500m × 1.800m	=	21.1 kg
				計	774.2 kg (7600 N)

(2) 最下部の荷重 (N2)

ジャッキース [BB-35 (55-350)]	4.400kg	×	2個	=	8.8 kg
根がらみ [単管 48.6x2.3 (STK400)]	2.630kg/m	×	1.800m × 2本	=	9.5 kg
足場板 [足場板 25x240 (合板)]	4.180kg/m	×	1.800m × 2枚	=	15.0 kg
根太 [端太角 90x90 (松・梅 類)]	6.480kg/m	×	1.800m × 2本	=	23.3 kg
				計	56.6 kg (556 N)

(3) 積載荷重 (N3)

$$N3 = 400 \text{ kg} \times 2 \text{ 層} = 800 \text{ kg} \quad (7850 \text{ N})$$

(4) 大引の自重 (N4)

$$N4 = 49.9 \text{ kg/m} \quad (490 \text{ N/m})$$

3. 大引の検討

大引には、H形鋼（H形鋼 200x200x8x12 (SS400)）を2本使用する。

断面2次モーメント $I = 4720.000 \text{ cm}^4$ (47200000mm⁴)
 断面係数 $Z = 472.000 \text{ cm}^3$ (472000mm³)
 ヤング率 $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (207000N/mm²)
 許容せん断応力度 $f_s = 900 \text{ kg/cm}^2$ (長期)
 曲げ応力のための断面性能 $i = 5.5 \text{ cm}$ (55mm)

(1) 荷重

足場受ブラケット直上に載荷する建枠の荷重は、
 応力算出上、考慮しない

大引一本あたりに作用する荷重 P

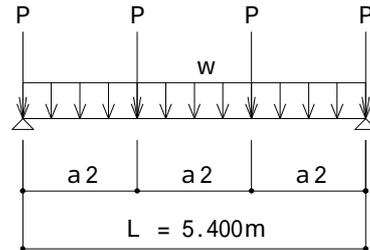
$$P = \frac{1}{\text{大引本数}} (N_1 + N_2 + N_3)$$

$$= \frac{1}{2} (774.20 + 56.60 + 800)$$

$$= 815.4 \text{ kg} \quad (8000 \text{ N})$$

大引の自重 w

$$w = 49.9 \text{ kg/m} = 0.499 \text{ kg/cm} \quad (0.49 \text{ N/mm})$$



(2) 曲げに対する検討

集中荷重による左端の反力 $R_a = 815.4 \text{ kg}$
 集中荷重による右端の反力 $R_b = 815.4 \text{ kg}$
 建枠設置間隔 $a_2 = 180.0 \text{ cm}$

$$M = a_2 \times R_b + \frac{1}{8} w L^2$$

$$= 180.0 \times 815.4 + \frac{1}{8} \times 0.499 \times 540^2$$

$$= 164960 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (16200 \text{ KN} \cdot \text{mm})$$

曲げ応力度 b は

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{164960}{472.0} = 349.5 \text{ kg/cm}^2$$

横座屈を考慮した許容曲げ応力度 f_b

$$= \sqrt{\frac{E}{0.6 F}} = \sqrt{\frac{2100000 \times 3.142^2}{0.6 \times 2400}} = 120$$

$$F_{b1} = (1 - 0.4 \frac{(Lb/i)^2}{c}) F_t = (1 - 0.4 \times \frac{(540/5.50)^2}{1.0 \times 120^2}) \times 1.6 = 1.172 \text{ t/cm}^2$$

$$F_{b2} = \frac{900}{(Lb \cdot h / Af)} = \frac{900}{(540 \times 20.0 / (20.0 \times 1.2))} = 2.000 \text{ t/cm}^2$$

許容曲げ応力度 f_b は、 F_{b1} 、 F_{b2} のうち大きい方の値かつ許容引張応力以下とする

$$f_b = 1.600 \text{ t/cm}^2 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{長期})$$

曲げ応力度 b と許容曲げ応力度 f_b とを比較すると

$$b = 349.5 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

$$(34.3 \text{ N/mm}^2) \quad (157 \text{ N/mm}^2)$$



(3) せん断に対する検討

$$\begin{aligned} Q &= Ra + \frac{1}{2} w L \\ &= 815.4 + \frac{1}{2} \times 0.499 \times 540 \\ &= 950.1 \text{ kg} \quad (9330 \text{ N}) \end{aligned}$$

せん断応力度 は

$$= \frac{Q}{h t} = \frac{950.1}{20.0 \times 0.80} = 59.4 \text{ kg/cm}^2$$

せん断応力度 と許容せん断応力度 f_s とを比較すると

$$= 59.4 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 900 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O K}}$$

(5.83 N/mm²) (88.3 N/mm²)

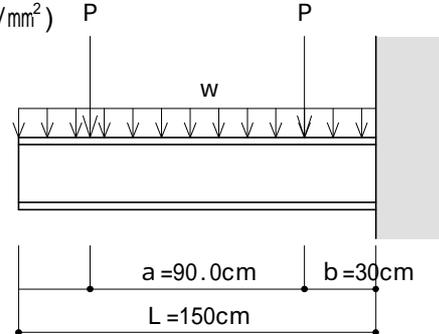
(4) たわみに対する検討

$$\begin{aligned} &= \frac{63 P L^3}{1000 E I} + \frac{5 w L^4}{384 E I} \\ &= \frac{63 \times 815.4 \times 540^3}{1000 \times 2100000 \times 4720} + \frac{5 \times 0.499 \times 540^4}{384 \times 2100000 \times 4720} \\ &= 0.816 + 0.056 \\ &= 0.872 \text{ cm} \\ &\quad (8.72 \text{ mm}) \end{aligned}$$

4. 足場受ブラケットの検討

ブラケット部材には、H形鋼 (H形鋼 300x300x10x15 (SS400)) を使用する。

許容せん断応力度 $f_s = 900 \text{ kg/cm}^2$ (長期)
 断面係数 $Z = 1360.0 \text{ cm}^3$ (1360000mm³)
 断面 2 次モーメント $I = 20400.000 \text{ cm}^4$ (204000000mm⁴)
 ヤング率 $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (207000N/mm²)
 曲げ応力のための断面性能 $i = 8.23 \text{ cm}$ (82.3mm)
 1 スパンあたりの建柱の本数 $P_n = 3$ 本
 ブラケットに載る大引の本数 $P_o = 2$ 本



(1) 荷重

ブラケット 1 本あたりにかかる集中荷重 P

$$P = \frac{1}{\text{建柱足の本数}} \{ (N_1 + N_2 + N_3) \times P_n + N_4 \times L \times P_o \}$$

$$= \frac{1}{2} \{ (774.2 + 56.6 + 800) \times 3 + 49.9 \times 5.400 \times 2 \}$$

$$= 2715.7 \text{ kg} \quad (26700 \text{ N})$$

ブラケットの自重

$$w = 94.0 \text{ kg/m} = 0.940 \text{ kg/cm} \quad (0.923 \text{ N/mm})$$

(2) 曲げに対する検討

$$M = (a + b)P + b \times P + \frac{1}{2}wL^2$$

$$= (90.0 + 30) \times 2715.7 + 30 \times 2715.7 + \frac{1}{2} \times 0.940 \times 150^2$$

$$= 417930 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (41000 \text{ KN} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{417930}{1360} = 307.3 \text{ kg/cm}^2$$

横座屈を考慮した許容曲げ応力度 f_b は

$$= \sqrt{\frac{E}{0.6F}} = \sqrt{\frac{2100000 \times 3.142^2}{0.6 \times 2400}} = 120$$

$$F_{b1} = (1 - 0.4 \frac{(Lb/i)^2}{c}) F_t = (1 - 0.4 \times \frac{(240.0/8.23)^2}{1.75 \times 120^2}) \times 1.6 = 1.578 \text{ t/cm}^2$$

$$F_{b2} = \frac{900}{(Lb \cdot h / Af)} = \frac{900}{(240.0 \times 30.0 / (30.0 \times 1.5))} = 5.625 \text{ t/cm}^2$$

許容曲げ応力度 f_b は、 F_{b1} 、 F_{b2} のうち大きい方の値 かつ 許容引張応力以下とする

$$f_b = 1.600 \text{ t/cm}^2 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{長期})$$

曲げ応力度 b と許容曲げ応力度 f_b とを比較すると

$$b = 307.3 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

$$(30.2 \text{ N/mm}^2) \qquad (157 \text{ N/mm}^2)$$

(3) せん断に対する検討

$$\begin{aligned} Q &= 2 \times P + w L \\ &= 2 \times 2715.7 + 0.940 \times 150 \\ &= 5572.4 \text{ kg (54700 N)} \end{aligned}$$

せん断応力度 は

$$= \frac{Q}{h t} = \frac{5572.4}{30.0 \times 1.00} = 185.7 \text{ kg/cm}^2$$

せん断応力度 と許容せん断応力度 f_s とを比較すると

$$\begin{aligned} &= 185.7 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 900 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (18.3 \text{ N/mm}^2) \quad \quad (88.3 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

(4) たわみに対する検討

$$\begin{aligned} &= \frac{w L^4}{8 E I} + \frac{P}{6 E I} \{ (a + b)^2 \times (3L - a - b) + b^2 \times (3L - b) \} \\ &= \frac{0.940 \times 150^4}{8 \times 2100000 \times 20400} + \frac{2715.7}{6 \times 2100000 \times 20400} \\ &\quad \times \{ (90.0 + 30)^2 \times (3 \times 150 - 90.0 - 30) + 30^2 \times (3 \times 150 - 30) \} \\ &= 0.0014 + 0.054 \\ &= 0.055 \text{ cm} \\ &\quad (0.55 \text{ mm}) \end{aligned}$$

5 . ベースプレート溶接部の検討

フランジ面溶接長さ $L 1 = 28.0 \text{ cm}$
 フランジ面のど厚 $a 1 = 1.0 \text{ cm}$
 ウェブ面溶接長さ $L 2 = 24.0 \text{ cm}$
 ウェブ面のど厚 $a 2 = 1.0 \text{ cm}$

溶接部の許容応力度

完全溶け込み溶接 $f s = 800 \text{ kg/cm}^2$
 突合わせ溶接 $f s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

(1) 曲げに対する検討

フランジを突合わせ溶接にて接合する。

$$M = 417930 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad (41000 \text{ KN}\cdot\text{mm})$$

$$Z = \frac{L 1}{6(h + 2 \times a 1)} \times \{(h + 2 \times a 1)^3 - h^3\}$$

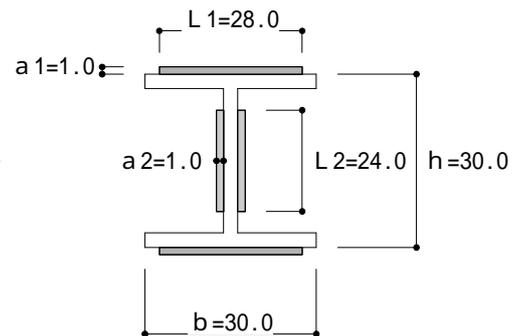
$$= \frac{28.0}{6 \times (30.0 + 2 \times 1.0)} \times \{(30.0 + 2 \times 1.0)^3 - 30.0^3\}$$

$$= 841.2 \text{ kg/cm}^3$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{417930}{841.2}$$

$$= 496.8 \text{ kg/cm}^2 < f s = 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

$$(48.8 \text{ N/mm}^2) \quad (138 \text{ N/mm}^2)$$



(2) せん断に対する検討

ウェブを完全溶け込み溶接にて接合する。

$$Q = 5572.4 \text{ kg} \quad (54700 \text{ N})$$

$$A = 2 \times a 2 \times L 2$$

$$= 2 \times 24.0 \times 1.0$$

$$= 48.0 \text{ cm}^2$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{5572.4}{48.0} = 116.1 \text{ kg/cm}^2 < f s = 800 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

$$(11.4 \text{ N/mm}^2) \quad (78.5 \text{ N/mm}^2)$$

(3) 複合応力に対する検討

$$MQ = \sqrt{b^2 + \quad^2}$$

$$= \sqrt{496.8^2 + 116.1^2}$$

$$= 510.2 \text{ kg/cm}^2 < f s = 800 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

$$(50.1 \text{ N/mm}^2) \quad (78.5 \text{ N/mm}^2)$$

6. アンカーボルトの検討

アンカーボルトには、(M 2 0) を使用し 引張側 4本、圧縮側 2本配置する

$$\begin{aligned} \text{せん断力} & Q = 5572.4 \text{ kg (54700 N)} \\ \text{断面積} & A = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (314mm}^2\text{)} \\ \text{許容せん断応力度} & f_s = 900 \text{ kg/cm}^2 \text{ (長期)} \\ \text{許容引張応力度} & f_t = 1200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (長期)} \end{aligned}$$

(1) せん断に対する検討

アンカーボルト 1本あたりに生じるせん断力 Q_1 は、

$$Q_1 = \frac{Q}{4\text{本} + 2\text{本}} = \frac{5572.4}{6} = 928.7 \text{ kg (9120 N)}$$

せん断応力度 は

$$= \frac{Q_1}{A} = \frac{928.7}{3.14} = 295.8 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 900 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(29.1 N/mm²) (88.3 N/mm²)

(2) せん断を同時に受ける引張力に対する検討

アンカーボルト 1本あたりに生じる引張力 T_1 は、 (j : 応力中心間距離)

$$T_1 = \frac{M}{j \times \text{引張側ボルト本数}} = \frac{417930}{(22.5 + 30.0 \times 2/3) \times 4} = 2458.4 \text{ kg (24200 N)}$$

せん断を同時に受けるボルトの許容引張応力度 f_{ts} は、

$$\begin{aligned} f_{ts} &= 1.4 f_t - 1.6 \quad (\text{但し、} f_{ts} > f_t) \\ &= 1.4 \times 1200 - 1.6 \times 295.8 = 1206.7 \text{ kg/cm}^2 > f_t = 1200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

引張力とせん断力を同時に受けるボルトの応力度 t_s は、

$$t_s = \frac{T_1}{A} = \frac{2458.4}{3.14} = 782.9 \text{ kg/cm}^2 < f_{ts} = 1200 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(76.9 N/mm²) (118 N/mm²)

(3) アンカーボルトの埋め込み長さの検討

アンカーボルトの周長 = 6.44 cm

許容付着応力度 $f_a = 9.0 \text{ kg/cm}^2$ (長期)

必要埋め込み長さ (L) は、次式から求める () 内はフックを付けた場合の長さ

$$L = \frac{T_1}{f_a \times \text{周長}} = \frac{2458.4}{9.0 \times 6.44} = 42.4 \text{ cm} \quad \left(L = \frac{2}{3} \times 42.4 = 28.3 \text{ cm} \right)$$

余裕をみてアンカーボルトの長さを 45.0 cm とする

7. コンクリートの圧縮応力度の検討

躯体コンクリートは、設計基準強度 $F_c = 270\text{kgf/cm}^2$ (27N/mm^2) を使用する。
コンクリートの許容圧縮応力度は、

$$f_c = \frac{1}{3} \times F_c \times 1.5$$
$$= \frac{1}{3} \times 270 \times 1.5 = 135 \text{ kgf/cm}^2 \quad (13.3 \text{ N/mm}^2)$$

最大圧縮応力度 は、釣り合い式から求めると、

$$M = C \cdot j = \frac{1}{2} \times \quad \times \frac{h}{2} \times b \times j \quad \text{より}$$

ここで M : 張出しブラケットにかかる曲げモーメント

: 最大圧縮応力度

h : ベースプレートの高さ

b : ベースプレートの幅

j : 応力中心間距離 (アンカーボルトの検討より)

$$= \frac{4 \cdot M}{b \cdot h \cdot j}$$

$$= \frac{4 \times 417930}{50.0 \times 60.0 \times 42.50}$$

$$= 13.1 \text{ kg/cm}^2 < f_c = 135 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(1.29 N/mm^2) (13.3 N/mm^2)

8. ベースプレートの検討

ベースプレートの厚さは、25mmを使用する。

ベースプレートの許容曲げ応力度 f_b は、

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{1}{1.3} \times F_c \times 1.25 \\ &= \frac{1}{1.3} \times 2400 \times 1.25 = 2308 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{中期}) \end{aligned}$$

(1) 引張側ベースプレートの検討

引張側ベースプレートは、アンカーボルトに生じる引張力が作用する片持梁として検討する
引張側アンカーボルト1本に生じる引張力 $T_1 = 2458.4 \text{ kg}$ (アンカーボルトの検討より)

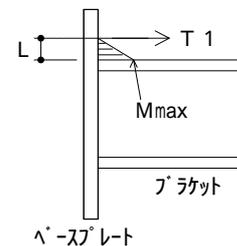
曲げモーメント M は、

$$\begin{aligned} M &= T_1 \times L \\ &= 2458.4 \text{ kg} \times 7.5 \text{ cm} = 18438.0 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad (1810 \text{ KN}\cdot\text{mm}) \end{aligned}$$

断面係数 Z は、

$$Z = \frac{b t^2}{6} = \frac{10.0 \times 2.5^2}{6} = 10.42 \text{ cm}^3$$

ここで b : 引張側のボルト間隔
 t : ベースプレートの厚さ



曲げ応力度 は、

$$\begin{aligned} \frac{M}{Z} &= \frac{18438.0}{10.42} = 1769.5 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 2308 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (174 \text{ N/mm}^2) \qquad \qquad \qquad (227 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

(2) 圧縮側ベースプレートの検討

圧縮側ベースプレートは、変分布荷重が作用する片持梁として検討する
(検討は単位幅 1cm あたりについて行う)

H形鋼フランジ面からベースプレート端部までの距離 $L = 15.0 \text{ cm}$

ベースプレートにかかる最大圧縮応力 $2 = 13.1 \text{ kg/cm}$ (コンクリート圧縮応力度の検討より)

H形鋼フランジ面での圧縮応力 $1 = 6.55 \text{ kg/cm}$

$$\begin{aligned} M &= \frac{1}{2} 1 L^2 + \frac{1}{3} (2 - 1) L^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 6.55 \times 15.0^2 + \frac{1}{3} (13.1 - 6.55) \times 15.0^2 \\ &= 1228.1 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad (121 \text{ KN}\cdot\text{mm}) \end{aligned}$$

断面係数 Z は、単位幅 ($b=1\text{cm}$) あたりの断面係数を求める

$$Z = \frac{b t^2}{6} = \frac{1 \times 2.5^2}{6} = 1.04 \text{ cm}^3$$

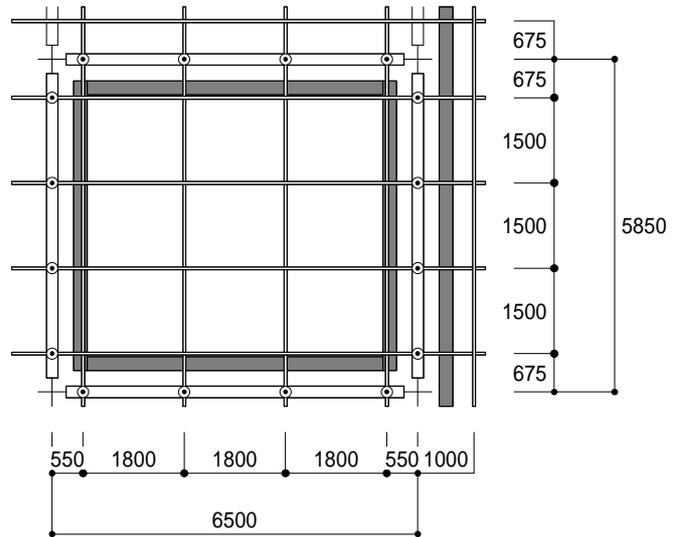
曲げ応力度 は、

$$\begin{aligned} \frac{M}{Z} &= \frac{1228.1}{1.04} = 1180.9 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 2308 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (116 \text{ N/mm}^2) \qquad \qquad \qquad (227 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

鉄骨吊り足場 強度計算書

1. 設計条件

X方向スパン	6.500 m
Y方向スパン	5.850 m
大引間隔	1.800 m
根太間隔	1.500 m
支点から足場板 中心までの離れ	0.500 m
張出し長さ	1.000 m



2. 荷重計算

大引 1 本当りに載荷される固定荷重を算出し、積載荷重として 1 スパン当り作業員 2 人を想定する。
張出し部の荷重より中央部の荷重が大きいため、中央部での吊りチェーンの検討を行う

(1) 固定荷重

足場板 [足場板 25x240 (合板)]	$16.741 \text{ kg/m} \times 1.800\text{m} \times 1\text{枚} \times 2 =$	60.3 kg
根太パイプ [角パイプ 60x60 (STKR400)]	$4.060 \text{ kg/m} \times 1.800\text{m} \times 4\text{本} =$	29.2 kg
大引パイプ [角パイプ 60x60 (STKR400)]	$4.060 \text{ kg/m} \times 5.850\text{m} \times 1\text{本} =$	23.8 kg
水平ネット [ラッセルネット]	$0.320 \text{ kg/m}^2 \times 5.850\text{m} \times 1.800\text{m} =$	3.4 kg
	計	116.7 kg (1150 N)

(2) 積載荷重

作業員	$80 \text{ kg} \times 2\text{人} =$	160 kg
ボルト類	$40 \text{ kg} \times 2 =$	80 kg
	計	240 kg (2360 N)

3. 吊チェーンの検討

吊りチェーンを使用し、ループ吊りとする (許容引張力 $f = 430 \text{ kg}$)

$$\text{引張力 } T = \text{固定荷重} + \text{積載荷重} = 356.7 \text{ kg} < f = 430 \text{ kg} \quad \underline{\text{OK}}$$

(3500 N) (4220 N)

4. 足場板の検討

足場板として 足場板 25x240 (合板) を使用し

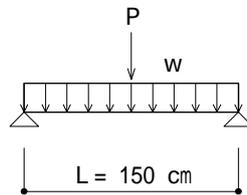
応力計算は、単純支持(等分布荷重)にて行う。

断面性能	断面積	$A = 250.000 \text{ cm}^2$ (25000mm ²)
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	$I = 130.208 \text{ cm}^4$ (1302080mm ⁴)
	断面係数	$Z = 104.167 \text{ cm}^3$ (104167mm ³)
	ヤング係数	$E = 90000 \text{ kg/cm}^2$ (8830N/mm ²)
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	$f_b = 165 \text{ kg/cm}^2$ (長期)
	許容せん断応力度	$f_s = 10.5 \text{ kg/cm}^2$ (長期)

スパン中央に 80 kg の作業員が 40 kg のボルト類を持って立つとする

集中荷重 $P = 80 + 40 = 120 \text{ kg}$ (1180 N)

足場板の自重 $w = 0.1674 \text{ kg/cm}$ (0.165 N/mm)



(1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{P L}{4} + \frac{w L^2}{8} = \frac{120 \times 150}{4} + \frac{0.1674 \times 150^2}{8} = 4970.8 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (488 \text{ KN} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{4970.8}{104.17} = 47.7 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 165 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(4.68 N/mm²) (16.2 N/mm²)

(2) せん断力の検討

$$Q = \frac{P}{2} + \frac{w L}{2} = \frac{120}{2} + \frac{0.1674 \times 150}{2} = 72.6 \text{ kg} \quad (713 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 72.6}{250.00} = 0.4 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 10.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(0.040 N/mm²) (1.03 N/mm²)

(3) たわみの検討

$$= \frac{P L^3}{48 E I} + \frac{5 w L^4}{384 E I}$$

$$= \frac{120 \times 150^3}{48 \times 90000 \times 130.208} + \frac{5 \times 0.1674 \times 150^4}{384 \times 90000 \times 130.208}$$

$$= 0.720 + 0.094 = 0.814 \text{ cm}$$

(8.14 mm)

5. 根太の検討

根太として 角 \square イ \square 60x60 (STKR400) を使用し

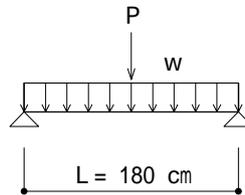
応力計算は、単純支持(等分布荷重)にて行う。

断面性能	断面積	$A = 2.760 \text{ cm}^2$ (276mm ²)
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	$I = 28.300 \text{ cm}^4$ (283000mm ⁴)
	断面係数	$Z = 9.440 \text{ cm}^3$ (9440mm ³)
	ヤング係数	$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (207000N/mm ²)
	形状係数	= 1.0
	許容曲げ応力度	$f_b = 1600 \text{ kg/cm}^2$ (長期)
	許容せん断応力度	$f_s = 900.0 \text{ kg/cm}^2$ (長期)

スパン中央に 80 kg の作業員が 40 kg のボルト類を持って立つとする

作業員 ボルト類 足場板
 集中荷重 $P = 80 + 40 + 16.741\text{kg/m} \times 1.800\text{m} \times 1 \times 2 = 180.3 \text{ kg}$ (1770 N)

根太の自重 $w = 0.04060 \text{ kg/cm}$ (0.04 N/mm)



(1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{P L}{4} + \frac{w L^2}{8} = \frac{180.3 \times 180}{4} + \frac{0.04060 \times 180^2}{8} = 8277.9 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad (813 \text{ KN}\cdot\text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{8277.9}{9.44} = 876.9 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(86.1 N/mm²) (157 N/mm²)

(2) せん断力の検討

$$Q = \frac{P}{2} + \frac{w L}{2} = \frac{180.3}{2} + \frac{0.04060 \times 180}{2} = 93.9 \text{ kg} \quad (922 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.0 \times 93.9}{2.760} = 34.0 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 900 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(3.34 N/mm²) (88.3 N/mm²)

(3) たわみの検討

$$= \frac{P L^3}{48 E I} + \frac{5 w L^4}{384 E I}$$

$$= \frac{180.3 \times 180^3}{48 \times 2100000 \times 28.300} + \frac{5 \times 0.04060 \times 180^4}{384 \times 2100000 \times 28.300}$$

$$= 0.369 + 0.009 = 0.378 \text{ cm}$$

(3.78 mm)

6. 大引の検討

大引として 角 \square イ \square 60x60 (STKR400) を使用し

応力計算は、単純支持(等分布荷重)にて行う。

断面性能	断面積	$A = 2.760 \text{ cm}^2$ (276mm ²)
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	$I = 28.300 \text{ cm}^4$ (283000mm ⁴)
	断面係数	$Z = 9.440 \text{ cm}^3$ (9440mm ³)
	ヤング係数	$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (207000N/mm ²)
	形状係数	= 1.0
	許容曲げ応力度	$f_b = 1600 \text{ kg/cm}^2$ (長期)
	許容せん断応力度	$f_s = 900.0 \text{ kg/cm}^2$ (長期)

集中荷重 P

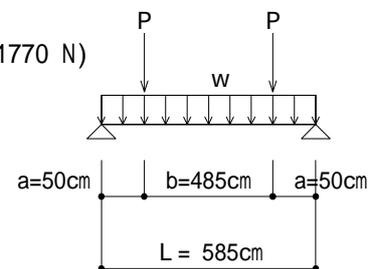
大引 1 本あたり 80 kg の作業員が 2 人乗ると

$$P = 80 + 40 + 16.741 \text{ kg/m} \times 1.800 \text{ m} \times 1 \times 2 = 180.3 \text{ kg} \quad (1770 \text{ N})$$

等分布荷重 w

$$\begin{aligned} \text{大引方向} & 4.060 \text{ kg/m} \times 5.850 \text{ m} \times 1 \text{ 本} = 23.8 \text{ kg} \\ \text{根太方向} & 4.060 \text{ kg/m} \times 1.800 \text{ m} \times 4 \text{ 本} = 29.2 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{計} & 53.0 \text{ kg} \\ & (520 \text{ N}) \end{aligned}$$



$$w = \frac{53.0 \text{ kg}}{585 \text{ cm}} = 0.0906 \text{ kg/cm} \quad (0.089 \text{ N/mm})$$

(1) 曲げモーメントの検討

$$M = Pa + \frac{wL^2}{8} = 180.3 \times 50 + \frac{0.0906 \times 585^2}{8} = 12890.7 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (1270 \text{ KN} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{12890.7}{9.44} = 1365.5 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(134 N/mm²) (157 N/mm²)

(2) せん断力の検討

$$Q = P + \frac{wL}{2} = 180.3 + \frac{0.0906 \times 585}{2} = 206.8 \text{ kg} \quad (2030 \text{ N})$$

$$\frac{Q}{A} = \frac{1.0 \times 206.8}{2.760} = 74.9 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 900 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(7.35 N/mm²) (88.3 N/mm²)

(3) たわみの検討

$$\begin{aligned} &= \frac{PL^3}{48EI} \left\{ \left(\frac{b}{L} \right)^3 - 3 \times \left(\frac{b}{L} \right)^2 + 2 \right\} + \frac{5wL^4}{384EI} \\ &= \frac{180 \times 585^3}{48 \times 2100000 \times 28.300} \left\{ \left(\frac{485}{585} \right)^3 - 3 \times \left(\frac{485}{585} \right)^2 + 2 \right\} + \frac{5 \times 0.0906 \times 585^4}{384 \times 2100000 \times 28.300} \\ &= 6.426 + 2.325 = 8.751 \text{ cm} \\ & \quad (87.51 \text{ mm}) \end{aligned}$$

7. 張り出し部の検討

大引として 角 I° 60x60 (STKR400) を使用する。

断面性能	断面積	$A = 2.760 \text{ cm}^2$ (276mm ²)
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	$I = 28.300 \text{ cm}^4$ (283000mm ⁴)
	断面係数	$Z = 9.440 \text{ cm}^3$ (9440mm ³)
	ヤング係数	$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (207000N/mm ²)
	形状係数	= 1.0
	許容曲げ応力度	$f_b = 1600 \text{ kg/cm}^2$ (長期)
	許容せん断応力度	$f_s = 900.0 \text{ kg/cm}^2$ (長期)

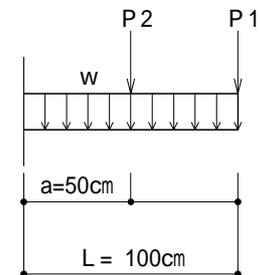
大引の自重 $w = 0.0406 \text{ kg/cm}$

集中荷重 (P 1)

手摺	2.525 kg	×	1本	=	2.5 kg		
手摺柱	0.320 kg	×	1本	=	0.3 kg		
根太	2.730 kg/m	×	1.800m	×	1本	=	4.9 kg
			計		7.7 kg		
					(75.6 N)		

集中荷重 (P 2)

作業員	80 kg	=	80.0 kg						
ボルト類	40 kg	=	40.0 kg						
足場板	16.741 kg/m	×	1.800m	×	1枚	×	2	=	60.3 kg
水平ネット	0.320 kg/m ²	×	1.000m	×	1.800m	=	0.6 kg		
			計		180.9 kg				
					(1780 N)				



(1) 曲げモーメントの検討

$$M = P1 \cdot L + P2 \cdot a + \frac{w L^2}{2}$$

$$= 7.7 \times 100 + 180.9 \times 50 + \frac{0.0406 \times 100^2}{2} = 10018.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (983 \text{ KN} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{10018.0}{9.44} = 1061.2 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(105 N/mm²) (157 N/mm²)

(2) せん断力の検討

$$Q = P1 + P2 + w L = 7.7 + 180.9 + 0.0406 \times 100 = 192.7 \text{ kg} \quad (1900 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.0 \times 192.7}{2.760} = 69.8 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 900 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(6.85 N/mm²) (88.3 N/mm²)

(3) たわみの検討

$$= \frac{P1 L^3}{3 E I} + \frac{P2 a^3}{3 E I} \left(1 + \frac{3b}{2a} \right)$$

$$= \frac{7.7 \times 100^3}{3 \times 2100000 \times 28.30} + \frac{180.9 \times 50^3}{3 \times 2100000 \times 28.30} \times \left(1 + \frac{3 \times 50}{2 \times 50} \right)$$

$$= 0.043 + 0.317 = 0.360 \text{ cm}$$

(3.60 mm)

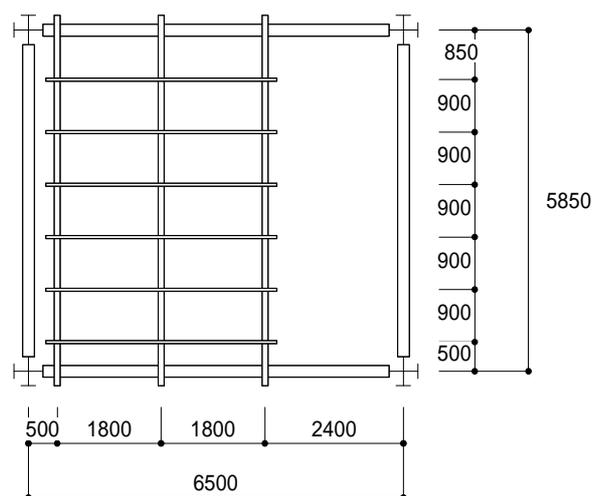
荷取り構台 強度計算書

1. 設計条件

本設梁方向 6.500 m
 大引方向 5.850 m
 大引間隔 1.800 m
 根太間隔 0.900 m
 構台面積 16.2 m²

使用部材・検討結果

部位	使用部材	配置間隔	曲げ	せん断	たわみ	ページ
床板	足場板 28x240 (合板)		OK	OK	0.18	28
根太	角パイプ 60x60 (STKR400)	0.900 m	OK	OK	0.80	29
大引	H形鋼 250x250x9x14 (SS400)	1.800 m	OK	OK	0.38	30
本設梁	ヒールH 1200x800x15x12 (SS400)	6.500 m	OK	OK	0.01	31



2. 設計荷重

積載荷重 5.00 t (49.1 kN)
 衝撃による積載荷重の割増し 1.1倍を見込む

 床板の自重 4.68 kg/m² (46 N/m²)
 根太の自重 4.06 kg/m (39.9 N/m)
 大引の自重 72.40 kg/m (711 N/m)
 本設梁の自重 289.40 kg/m (2840 N/m)

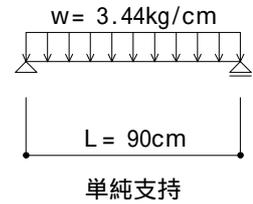
3. 床板の検討

床板部材には 足場板 28x240 (合板) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

根太間隔を, 0.900mとする (L = 90cm)

断面性能	断面積	A = 280.000 cm ² (28000mm ²)
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 182.933 cm ⁴ (1829330mm ⁴)
	断面係数	Z = 130.667 cm ³ (130667mm ³)
	ヤング係数	E = 90000 kg/cm ² (8830N/mm ²)
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f b = 165 kg/cm ² (長期)
	許容せん断応力度	f s = 10.5 kg/cm ² (長期)



$$\begin{aligned} \text{荷重 } w &= \frac{5000\text{kg} \times 1.10}{16.2\text{m}^2} + 4.68 \text{ kg/m}^2 \\ &= 344.2 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 344.2 \text{ kg/m} = 3.44 \text{ kg/cm} \quad (3.38 \text{ N/mm}) \end{aligned}$$

(1) 曲げモーメントの検討

$$\begin{aligned} M &= \frac{w L^2}{8} = \frac{3.44 \times 90^2}{8} = 3483.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (342 \text{ KN} \cdot \text{mm}) \\ b &= \frac{M}{Z} = \frac{3483.0}{130.667} = 26.7 \text{ kg/cm}^2 < f b = 165 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (2.62 \text{ N/mm}^2) \quad \quad \quad (16.2 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

(2) せん断力の検討

$$\begin{aligned} Q &= \frac{w L}{2} = \frac{3.44 \times 90}{2} = 154.8 \text{ kg} \quad (1520 \text{ N}) \\ &= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 154.8}{280.000} = 0.8 \text{ kg/cm}^2 < f s = 10.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (0.079 \text{ N/mm}^2) \quad \quad \quad (1.03 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

(3) たわみの検討

$$\begin{aligned} &= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 3.44 \times 90^4}{384 \times 90000 \times 182.933} = 0.179 \text{ cm} \\ &\quad (1.79 \text{ mm}) \end{aligned}$$

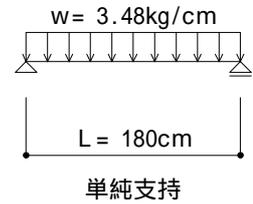
4. 根太の検討

根太部材には 角 ℓ ℓ ° 60x60 (STKR400) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

大引間隔を, 1.800mとする (L = 180cm)

断面性能	断面積	A = 2.760 cm ² (276mm ²)
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 28.300 cm ⁴ (283000mm ⁴)
	断面係数	Z = 9.440 cm ³ (9440mm ³)
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm ² (207000N/mm ²)
	形状係数	= 1.0
	許容曲げ応力度	f b = 1600 kg/cm ² (長期)
	許容せん断応力度	f s = 900.0 kg/cm ² (長期)



$$\begin{aligned} \text{荷重 } w &= 344.2 \text{ kg/m} + 4.06 \text{ kg/m} \\ &= 348.3 \text{ kg/m} = 3.48 \text{ kg/cm} \quad (3.42 \text{ N/mm}) \end{aligned}$$

(1) 曲げモーメントの検討

$$\begin{aligned} M &= \frac{w L^2}{8} = \frac{3.48 \times 180^2}{8} = 14094.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (1390 \text{ KN} \cdot \text{mm}) \\ b &= \frac{M}{Z} = \frac{14094.0}{9.440} = 1493.0 \text{ kg/cm}^2 < f b = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ &\quad (147 \text{ N/mm}^2) \qquad \qquad \qquad (157 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

(2) せん断力の検討

$$\begin{aligned} Q &= \frac{w L}{2} = \frac{3.48 \times 180}{2} = 313.2 \text{ kg} \quad (3080 \text{ N}) \\ &= \frac{Q}{A} = \frac{1.0 \times 313.2}{2.760} = 113.5 \text{ kg/cm}^2 < f s = 900 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ &\quad (11.2 \text{ N/mm}^2) \qquad \qquad \qquad (88.3 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

(3) たわみの検討

$$\begin{aligned} &= \frac{5w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 3.48 \times 180^4}{384 \times 2100000 \times 28.300} = 0.800 \text{ cm} \\ &\quad (8.00 \text{ mm}) \end{aligned}$$

5. 大引の検討

大引部材には H形鋼 250x250x9x14 (SS400) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

大引スパンを、5.850mとする (L = 5.850m)

断面性能

(1 m幅当り) 断面 2 次モーメント I = 10800.0 cm⁴ (108000000mm⁴)
 断面係数 Z = 867.0 cm³ (867000mm³)
 ヤング係数 E = 2100000 kg/cm² (207000N/mm²)
 許容曲げ応力度 f b = 1600 kg/cm² (長期)
 許容せん断応力度 f s = 900 kg/cm² (長期)

荷重載荷範囲 a = 4.500 m

固定荷重 W1 = 72.40 kg/m (711 KN/mm)

積載荷重 W2 = 344.2 kg/m² × 大引間隔 × 根太の外々間隔 + 根太の重量
 = 344.2 kg/m² × 1.800m × 4.500m
 + 4.06 kg/m × 1.800m × 6本 = 2831.9 kg (27800 N)



(1) 曲げモーメントの検討

$$\text{固定荷重 } M1 = \frac{W1 L^2}{8} = \frac{72.40 \times 5.850^2}{8} = 309.7 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{積載荷重 } M2 = \frac{W2 (2 \cdot L - a)}{8} = \frac{2831.9 \times (2 \times 5.850 - 4.500)}{8} = 2548.7 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M = M1 + M2 = 309.7 + 2548.7 = 2858.4 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad (28100 \text{ KN} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{2858.4 \times 100}{867.0} = 329.7 \text{ kg/cm}^2 < f b = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O K}}$$

(32.4 N/mm²) (157 N/mm²)

(2) せん断力の検討

$$\text{固定荷重 } Q1 = \frac{W1 L}{2} = \frac{72.40 \times 5.850}{2} = 211.8 \text{ kg}$$

$$\text{積載荷重 } Q2 = \frac{W2 (L - a/2)}{L} = \frac{2831.9 \times (5.850 - 2.250)}{5.850} = 1742.7 \text{ kg}$$

$$Q = Q1 + Q2 = 211.8 + 1742.7 = 1954.5 \text{ kg} \quad (19200 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{t h} = \frac{1954.5}{0.90 \times 25.0} = 86.9 \text{ kg/cm}^2 < f s = 900 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O K}}$$

(8.53 N/mm²) (88.3 N/mm²)

(3) たわみの検討

たわみは全スパンに等分布荷重がかかるものと仮定する

固定荷重 W1 = 72.40 kg/m = 0.72 kg/cm (0.711 N/mm)

積載荷重 W2 = 2831.9 kg / 大引スパン
 = 2831.9 kg / 585.0 cm = 4.84 kg/cm (4.75 N/mm)

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times (0.72 + 4.84) \times 585^4}{384 \times 2100000 \times 10800} = 0.375 \text{ cm} \\ (3.75 \text{ mm})$$

6. 本設梁の検討

本設梁部材には H 1200x800x15x12 (SS400) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう。

本設梁スパンを、6.500mとする (L = 6.500m)

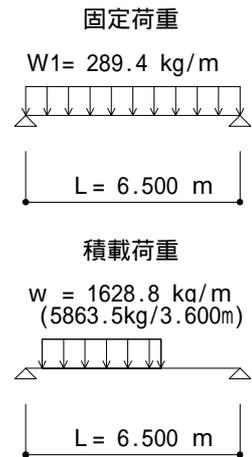
断面性能	断面 2 次モーメント	I = 880766.0 cm ⁴ (8807660000mm ⁴)
(1 m 幅当り)	断面係数	Z = 14679.4 cm ³ (14679400mm ³)
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm ² (207000N/mm ²)
	許容曲げ応力度	f b = 1571 kg/cm ² (長期)
	許容せん断応力度	f s = 900 kg/cm ² (長期)

荷重範囲 a = 3.600 m

固定荷重 W1 = 289.40 kg/m (2840 KN/mm)

積載荷重 大引の最大せん断力を積載荷重として計算する

$$W2 = Q \times \text{大引本数} = 1954.5 \text{ kg} \times 3 \text{ 本} \\ = 5863.5 \text{ kg} \quad (57600 \text{ N})$$



(1) 曲げモーメントの検討

$$\text{固定荷重} \quad M1 = \frac{W1 L^2}{8} = \frac{289.40 \times 6.50^2}{8} = 1528.4 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{積載荷重} \quad M2 = \frac{W2 (2 \cdot L - a)}{8} = \frac{5863.5 \times (2 \times 6.500 - 3.600)}{8} = 6889.6 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M = M1 + M2 = 1528.4 + 6889.6 = 8418.0 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad (82600 \text{ KN} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{8418.0 \times 100}{14679.4} = 57.3 \text{ kg/cm}^2 < f b = 1571 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(5.63 N/mm²) (155 N/mm²)

(2) せん断力の検討

$$\text{固定荷重} \quad Q1 = \frac{W1 L}{2} = \frac{289.40 \times 6.500}{2} = 940.6 \text{ kg}$$

$$\text{積載荷重} \quad Q2 = \frac{W2 (L - a / 2)}{L} = \frac{5863.5 \times (6.500 - 1.800)}{6.500} = 4239.8 \text{ kg}$$

$$Q = Q1 + Q2 = 940.6 + 4239.8 = 5180.4 \text{ kg} \quad (50900 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{t h} = \frac{5180.4}{1.50 \times 120.0} = 28.8 \text{ kg/cm}^2 < f s = 900 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(2.83 N/mm²) (88.3 N/mm²)

(3) たわみの検討

たわみは全スパンに等分布荷重がかかるものと仮定する

固定荷重 W1 = 289.40 kg/m = 2.89 kg/cm (2.84 N/mm)

積載荷重 W2 = 5863.5 kg / 本設梁スパン
= 5863.5 kg / 650.0 cm = 9.02 kg/cm (8.85 N/mm)

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times (2.89 + 9.02) \times 650^4}{384 \times 2100000 \times 880766} = 0.015 \text{ cm} \\ (0.15 \text{ mm})$$

- ・本書の内容の一部または全部を、無断で転載及び複写することは禁止されています。
- ・本書の内容については、将来予告なしに変更することがあります。
- ・本システムを使用したことによる貴社の損害について、当社はその責任を負いかねますのでご了承下さい。
- ・本書の内容について、不明な点、誤り、お気付きのことがありましたら、当社までご連絡下さいますようお願いいたします。

土木・建築システム SUCCES

足場システム for Windows

出力例

2000年 7月 1日 初版発行

編集・発行

KS 川田テクノシステム株式会社
KAWADA TECHNOSYSTEM CO.,LTD.

〒116-0014 東京都荒川区東日暮里 5 - 51 - 11

お問い合わせ

本製品に関してのお問い合わせは、

K T S インフォメーションセンター まで

FAX 03 - 3803 - 8611
