

# サイクルハウス構造計算書

MRB型

(積雪荷重：900 N/m<sup>2</sup> 吹上荷重：850 N/m<sup>2</sup>)

鋼鉄商事株式会社

2006.06.15.

# 目次

## §1 一般事項

- 1.1 建築場所
- 1.2 建築概要
- 1.3 設計方針
- 1.4 使用材料、材料の許容応力度
- 1.5 荷重及び外力
- 1.6 構造概要図

## §2 屋根パネル及び母屋の算定

- 2.1 屋根パネルの算定
- 2.2 母屋の算定

## §3 架構応力の算定

- 3.1 鉛直荷重時応力の算定
- 3.2 水平荷重時応力の算定

## §4 断面算定

- 4.1 梁、柱の断面算定

## §5 基礎の設計

- 5.1 基礎の算定(積雪時)

## §1 一般事項

### 1.1 建築場所

吹上げ風速圧 850 N/m<sup>2</sup> (ベターリビング基準)

【参考】 地表面粗区分 III Z<sub>b</sub>=5 Z<sub>G</sub>=450 α=0.20 Gf=2.5

$$E_r = 1.7 \left( \frac{Z_b}{Z_G} \right)^\alpha = 1.7 \times \left( \frac{5}{450} \right)^{0.2} = 0.69 \quad E = E_r^2 \cdot Gf = 0.69^2 \times 2.5 = 1.19$$

風速 V<sub>0</sub>=34 m/sec 地域

速度圧 q=0.6·E·V<sub>0</sub><sup>2</sup>=0.6×1.19×34<sup>2</sup>=825.4 N/m<sup>2</sup>

### 1.2 建築概要

		建物概要				仕上概要	
階	床面積	用途	構造種別	その他	屋根	鋼板 0.5t	
1		駐輪場	S造	軒高 2000m	床	土間コンクリート	
				最高高さ 2153m	壁	無し	

#### 1) 準拠基準、その他

- a) 建築基準法、同施行令及び日本建築学会の計算基準に準拠する。
- b) 参考図書等 構造マニュアル(理工図書)

#### 2) 応力解析法

- a) 鉛直荷重時 ・構造マニュアルによる
- b) 水平荷重時 ・構造マニュアルによる

#### 3) 構造計画概要

##### a) 架構計画

X方向 ・片持ち形式

Y方向 ・片持ち形式

##### b) 基礎計画

・独立基礎

##### c) 構造計算の方法

・許容応力度計算

・X、Y方向 ルート I

#### 1.4 使用材料、材料の許容応力度

##### 1) 使用コンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

			長期			短期		
採用	種類	Fc	圧縮	引張	剪断	圧縮	引張	剪断
○	普通コンクリート	18.0	6.0	0.60	0.60	12.0	0.90	0.90

##### 2) 異形鉄筋の許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

			長期			短期		
採用	種類	Fc	上端筋	その他		上端筋	その他	
○	異形鉄筋	18.0	6.0	0.60		12.0	0.90	

##### 3) 使用鉄筋及び鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

		長	期	短	期
採用	種類	引張・圧縮	剪断	引張・圧縮	剪断
○	SD295	195	195	295	295

##### 4) 使用鋼材及び鋼材の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

		長				短			
採用	種類	圧縮	引張	曲げ	剪断	圧縮	引張	曲げ	剪断
○	SS400								
○	SSC400	156.6	156.6	156.6	90.4	235	235	235	135.6
○	STK400								

注) 許容圧縮応力度、許容曲げ応力度は座屈を考慮する。

##### 5) 地盤の許容応力度

長期  $fe_L = 50 \text{ kN/m}^2$

短期  $fe_S = 100 \text{ kN/m}^2$

## 1.5 荷重及び外力

### 1) 固定荷重

屋根	鋼板 角波	t=0.5	$W_R=52.7 \text{ N/m}^2$
母屋	C-60×30×10×1.6	@725	$W_M=23.1 \text{ N/m}^2$
合計			$W_R+W_M=75.8\text{N/m}^2$

### 2) 床荷重一覧表 (N/m<sup>2</sup>)

	屋根板用			小梁用			梁、柱、基礎用			地震力用		
	D.L.	L.L	T.L	D.L	L.L	T.L	D.L	L.L	T.L	D.L	L.L	T.L
屋根	52.7	0	52.7	75.8	0	75.8	75.8	0	75.8	75.8	0	75.8

### 3) 積雪荷重

積雪量 単位過重 合計  
 $(45) \text{ cm} \times (20) \text{ N/m}^2/\text{cm} = (900) \text{ N/m}^2$   
 ・短期荷重として扱う

### 4) 風圧力

・吹上荷重  $850\text{N/m}^2$  (ベターリビング基準)

### 5) 地震力

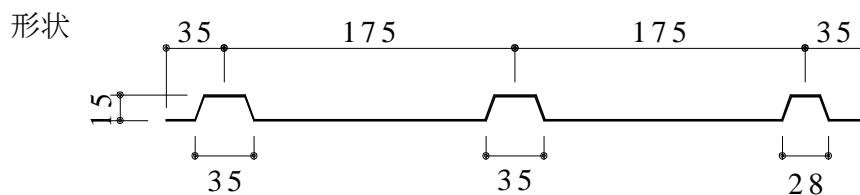
・地震係数  $Z = 1.0$   
 ・地盤種別 第2種とする  
 ・標準剪断力係数  $C_0 = 0.3$  とする



## § 2 屋根パネル及び母屋の算定

### 2.1 屋根パネルの算定

使用材 角リブ



板厚  $t=0.5\text{mm}$

断面二次モーメント  $I_R=2.094\text{cm}^4$

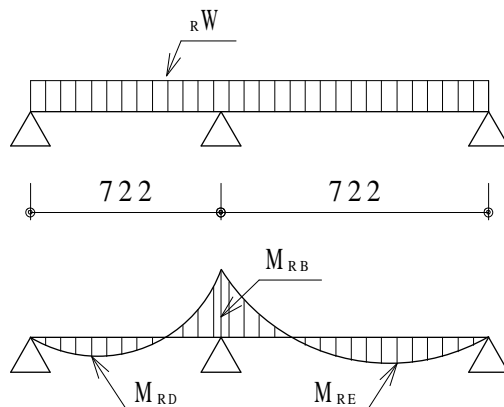
断面係数  $Z_R=1.840\text{cm}^3$

母屋ピッチ  $l_1 = 0.6\text{ m}$   $l_2 = 0.8\text{ m}$

固定荷重  $W_R=52.7\text{ N/m}^2$

積雪時により検討する。  $W_S=900\text{ N/m}^2$

二連続梁として計算する。(1m幅で検討する。)



$${}_R W = (W_R + W_S) \times 1\text{m} = (52.7\text{N/m}^2 + 900\text{N/m}^2) \times 1\text{m} = 952.7\text{N/m}$$

$$M_{RD} = \frac{9 \cdot {}_R W \cdot l_1^2}{128} = \frac{9 \times 952.7\text{N/m} \times (0.6\text{m})^2}{128} = 24.1\text{N}\cdot\text{m}$$

$$M_{RE} = \frac{9 \cdot {}_R W \cdot l_2^2}{128} = \frac{9 \times 952.7\text{N/m} \times (0.8\text{m})^2}{128} = 42.9\text{N}\cdot\text{m}$$

$$M_{RB} = \frac{{}_R W (l_1^3 + l_2^3)}{8(l_1 + l_2)} = \frac{952.7\text{N/m} \times ((0.6\text{m})^3 + (0.8\text{m})^3)}{8 \times (0.6\text{m} + 0.8\text{m})} = 61.9\text{N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度検定

$$\sigma_{Rb} = \frac{M_{RB}}{Z_R} = \frac{61.9\text{N}\cdot\text{m}}{1.84\text{cm}^3} = 3364\text{N/cm}^2$$

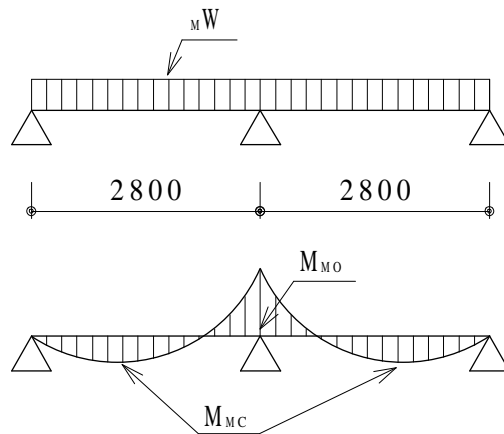
$$\frac{\sigma_{Rb}}{f_b} = \frac{3364\text{N/cm}^2}{23500\text{N/cm}^2} = 0.143 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

## 2.2 母屋の算定

使用材	軽量形鋼
形状	C-60×30×10×1.6
断面二次モーメント	$I_M=11.6 \text{ cm}^4$
断面係数	$Z_M=3.88 \text{ cm}^3$
スパン	$l_M=2.8 \text{ m}$
固定荷重	$W_M=23.1 \text{ N/m}^2$

積雪時により検討する。

二連続梁として計算する。



$${}_M W = (W_R + W_M + W_S) \times \frac{l_1 + l_2}{2} = (52.7 \text{ N/m}^2 + 23.1 \text{ N/m}^2 + 900 \text{ N/m}^2) \times \frac{0.6 \text{ m} + 0.8 \text{ m}}{2} = 683.06 \text{ N/m}$$

$$M_{MO} = \frac{1}{8} \cdot {}_M W \cdot l_M^2 = \frac{1}{8} \times 683.06 \text{ N/m} \times (2.8 \text{ m})^2 = 669.40 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$M_{MC} = \frac{9}{128} \cdot {}_M W \cdot l_M^2 = \frac{9}{128} \times 683.06 \text{ N/m} \times (2.8 \text{ m})^2 = 376.54 \text{ N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度検定

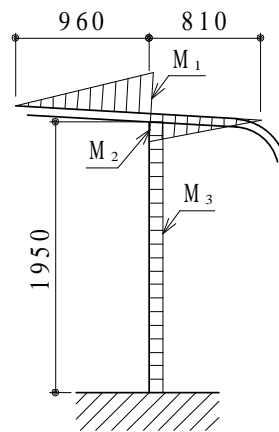
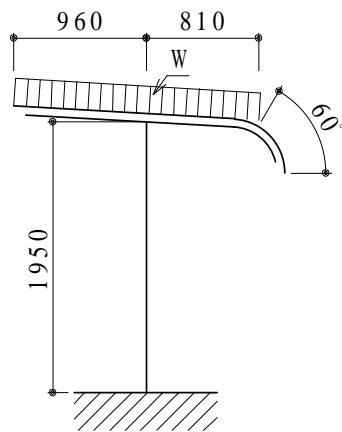
$$\sigma_{Mb} = \frac{M_{MO}}{Z_M} = \frac{669.40 \text{ N}\cdot\text{m}}{3.88 \text{ cm}^3} = 17253 \text{ N/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{Mb}}{f_b} = \frac{17253 \text{ N/cm}^2}{23500 \text{ N/cm}^2} = 0.734 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$



### §3 架構応力の算定

#### 3.1 鉛直荷重時応力の算定



$$l_1 = 0.96 \text{ m}$$

$$l_2 = 0.81 \text{ m}$$

R屋根部の60度以下は落雪するとし考慮しない。

スパン		$L_S = 2.8 \text{ m}$
固定荷重	屋根	$W_R = 52.7 \text{ N/m}^2$
	母屋	$W_M = 23.1 \text{ N/m}^2$
	梁	$W_H = 49.8 \text{ N/m}$
積雪荷重		$W_S = 900 \text{ N/m}^2$

#### a) 長期応力(固定荷重時)

固定荷重

$${}_L W = (W_R + W_M) \cdot L_S + W_H = (52.7 \text{ N/m}^2 + 23.1 \text{ N/m}^2) \times 2.8 \text{ m} + 49.8 \text{ N/m} = 262.0 \text{ N/m}$$

最大モーメント

$${}_L M_1 = \frac{{}_L W \cdot l_1^2}{2} = \frac{262 \text{ N/m} \times (0.96 \text{ m})^2}{2} = 120.7 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$${}_L M_2 = \frac{{}_L W \cdot l_2^2}{2} = \frac{262 \text{ N/m} \times (0.81 \text{ m})^2}{2} = 85.9 \text{ N}\cdot\text{m}$$

柱軸力

$${}_L N = (l_1 + l_2) \cdot {}_L W = (0.96 \text{ m} + 0.81 \text{ m}) \times 262 \text{ N/m} = 463.7 \text{ N}$$

#### b) 短期応力(積雪荷重時)

固定荷重+積雪荷重

$${}_S W = (W_R + W_M + W_S) \cdot L_S + W_H = (52.7 \text{ N/m}^2 + 23.1 \text{ N/m}^2 + 900 \text{ N/m}^2) \times 2.8 \text{ m} + 49.8 \text{ N/m} = 2782.0 \text{ N/m}$$

最大モーメント

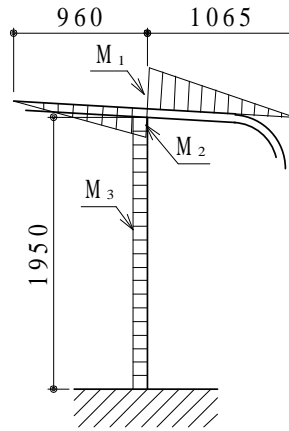
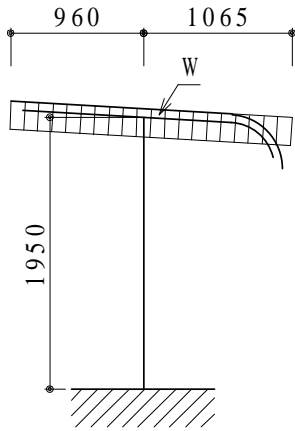
$${}_S M_1 = \frac{{}_S W \cdot l_1^2}{2} = \frac{2782 \text{ N/m} \times (0.96 \text{ m})^2}{2} = 1281.9 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$${}_S M_2 = \frac{{}_S W \cdot l_2^2}{2} = \frac{2782 \text{ N/m} \times (0.81 \text{ m})^2}{2} = 912.6 \text{ N}\cdot\text{m}$$

柱軸力

$${}_sN=(l_1+l_2) \cdot {}_sW=(0.96\text{m}+0.81\text{m}) \times 2782\text{N/m}=4924.1\text{N}$$

c) 短期応力(吹上げ時)



$$l_3 = 1.065 \text{ m}$$

吹上げ荷重  $W_w = 850 \text{ N/m}^2$  とする。(ベターリビング基準)

固定荷重-吹上げ荷重

$$\begin{aligned} {}_wW &= (W_R + W_M - W_w) \cdot L_S + W_H \\ &= (52.7\text{N/m}^2 + 23.1\text{N/m}^2 - 850\text{N/m}^2) \times 2.8\text{m} + 49.8\text{N/m} = -2118.0\text{N/m} \end{aligned}$$

最大モーメント

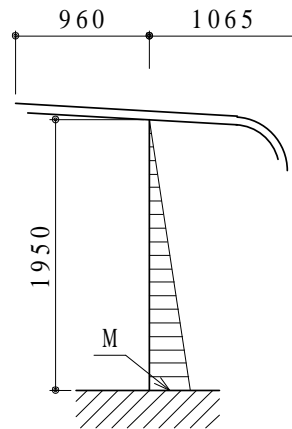
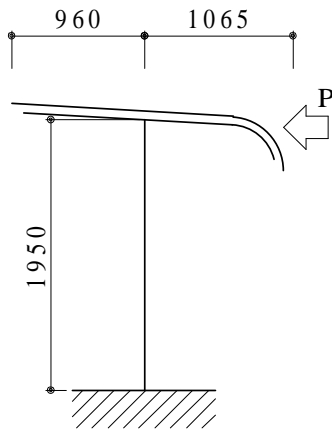
$${}_wM_1 = \frac{{}_wW \cdot l_1^2}{2} = \frac{(-2118.0)\text{N/m} \times (0.96\text{m})^2}{2} = -976.0\text{N} \cdot \text{m}$$

$${}_wM_2 = \frac{{}_wW \cdot l_3^2}{2} = \frac{(-2118.0)\text{N/m} \times (1.065\text{m})^2}{2} = -1201.1\text{N} \cdot \text{m}$$

柱軸力

$${}_wN = (l_1 + l_3) \cdot {}_wW = (0.96\text{m} + 1.065\text{m}) \times (-2118.0)\text{N/m} = -4289\text{N}$$

d) 短期応力(地震時)



屋根奥行

$$D = 2.025 \text{ m}$$

柱高さ

$$h = 1.95 \text{ m}$$

屋根高さ	$H = 2.153 \text{ m}$
梁全長	$d = 2 \times 0.875 = 1.75 \text{ m}$
地震係数	$Z = 1.0$
標準せん断力係数	$Co = 0.3$
鉄骨割合係数	$\alpha = 1.0$
荷重負担割合係数	$\alpha_i = 1.0$

地盤種別は、第2種とする。

$$T = H(0.02 + 0.01\alpha) = 2.153\text{m} \times (0.02 + 0.01 \times 1) = 0.065\text{m} < T_c = 0.6$$

よって  $R_t = 1$

$$A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1m + 3T} = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{1}} - 1 \right) \times \frac{2 \times 0.065\text{m}}{1\text{m} + 3 \times 0.065\text{m}} = 1$$

地震層せん断力係数

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot Co = 1.0 \times 1.0 \times 1 \times 0.3 = 0.3$$

1) 上下時

長期固定荷重時と同じ

2) 水平時

$$P = ((W_R + W_M) D \cdot L_s) C_i + W_H \left( d + \frac{h}{2} \right) C_i$$

$$= ((52.7\text{N/m}^2 + 23.1\text{N/m}^2) \times 2.025\text{m} \times 2.8\text{m}) \times 0.3 + 49.8\text{N/m} \times \left( 1.75\text{m} + \frac{1.95\text{m}}{2} \right) \times 0.3 = 169.6\text{N}$$

$${}_K M = P \cdot H = 169.6\text{N} \times 2.153\text{m} = 365.1\text{N} \cdot \text{m}$$

$${}_K N = P = 169.6\text{N}$$

$${}_K Q = P = 169.6\text{N}$$

## § 4 断面算定

### 4.1 梁、柱の断面算定

積雪時にて検討する。

使用材	一般構造用炭素鋼鋼管 <SKT> (SS400)
形状	φ76.3×2.8t
断面二次モーメント	$I_p = 43.7 \text{ cm}^4$
断面係数	$Z_p = 11.5 \text{ cm}^3$
断面二次半径	$i_p = 2.60 \text{ cm}$
断面積	$A_p = 6.465 \text{ cm}^2$
鋼材基準強度	$F = 235 \text{ N/mm}^2$
限界細長比	$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6F}} = \sqrt{\frac{3.14^2 \times (2.05 \times 10^7) \text{ N/cm}^2}{0.6 \times 235 \text{ N/mm}^2}} = 119.7$

$$l_k = 2 \cdot h = 2 \times 1.95 \text{ m} = 3.9 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i_p} = \frac{3.9 \text{ m}}{2.6 \text{ cm}} = 150.0 > \Lambda = 119.7$$

$${}_L f_c = \frac{18F}{65 \left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2} = \frac{18 \times 235 \text{ N/mm}^2}{65 \times \left( \frac{150.0}{119.7} \right)^2} = 4144.1 \text{ N/cm}^2$$

$${}_L f_b = \frac{F}{1.5} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1.5} = 15666.7 \text{ N/cm}^2$$

梁部材の応力度検定(モーメントにて検討)

$$\sigma_b = \frac{{}_s M_1}{Z_p} = \frac{1281.9 \text{ N} \cdot \text{m}}{11.5 \text{ cm}^3} = 11147.0 \text{ N/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{{}_L f_b} = \frac{11147.0 \text{ N/cm}^2}{1.5 \times 15666.7 \text{ N/cm}^2} = 0.474 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

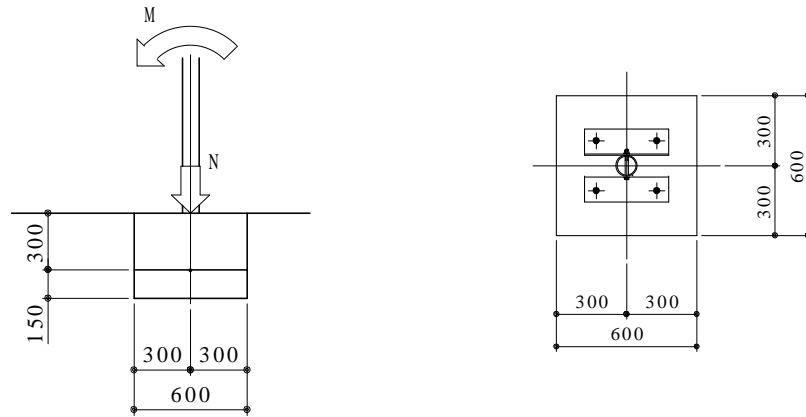
柱部材の応力度検定

$$\sigma_b = \frac{{}_s M_1 - {}_s M_2}{Z_p} = \frac{1281.9 \text{ N} \cdot \text{m} - 912.6 \text{ N} \cdot \text{m}}{11.5 \text{ cm}^3} = 3211.3 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{{}_s N}{A_p} = \frac{4924.1 \text{ N}}{6.465 \text{ cm}^2} = 761.7 \text{ N/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{{}_L f_b} + \frac{\sigma_c}{{}_L f_c} = \frac{3211.3 \text{ N/cm}^2}{1.5 \times 15666.7 \text{ N/cm}^2} + \frac{761.7 \text{ N/cm}^2}{1.5 \times 4144.1 \text{ N/cm}^2} = 0.259 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

## § 5 基礎の設計



### 5.1 基礎の算定 (積雪時)

最大応力となる短期応力(積雪時)にて検討する。

$$\text{最大モーメント} \quad {}_sM = {}_sM_1 - {}_sM_2 = 1281.9\text{N}\cdot\text{m} - 912.6\text{N}\cdot\text{m} = 369.3\text{N}\cdot\text{m}$$

$$\text{最大軸力} \quad {}_sN = 4924.1\text{N}$$

基礎の寸法

$$\text{基礎奥行} \quad B_D = 0.6\text{m}$$

$$\text{基礎幅} \quad B_W = 0.6\text{m}$$

$$\text{基礎深さ} \quad B_H = 0.15\text{m} \quad \text{ガゼット部深さ} \quad G_H = 0.3\text{m}$$

$$\text{基礎底面積} \quad A_B = B_D \cdot B_W = 0.6\text{m} \times 0.6\text{m} = 0.36\text{m}^2$$

基礎自重

$${}_F N = C_1 \cdot A_B \cdot (B_H + G_H) = 23\text{kN/m}^3 \times 0.36\text{m}^2 \times (0.15\text{m} + 0.3\text{m}) = 3.726\text{kN}$$

$$C = {}_sN + {}_F N = 4924.1\text{N} + 3.726\text{kN} = 8650\text{N}$$

$$e = \frac{{}_sM}{C} = \frac{369.3\text{N}\cdot\text{m}}{8650\text{N}} = 0.043\text{m} < \frac{B_D}{6} = \frac{0.6\text{m}}{6} = 0.100\text{m}$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = \frac{C \left( 1 + \frac{6e}{B_D} \right)}{A_B} = \frac{8650\text{N} \times \left( 1 + \frac{6 \times 0.043\text{m}}{0.6\text{m}} \right)}{0.36\text{m}^2} = 34.4\text{kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{\text{MAX}}}{f_{e_s}} = \frac{34.4\text{kN/m}^2}{100\text{kN/m}^2} = 0.344 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$