

隙間なし天井 設計例 1

ショッピングモール吹抜け空間

(5階建て S造)

設計手法：仕様ルート

目 次

1 隙間なし天井の耐震設計概要

1.1	建物概要	69
1.2	設計方針	70
1.3.1	チェックシート	70
1.3.2	推奨する天井と壁の納まり要領	72
1.4	使用材料と許容応力度	73

2 水平震度等の算定

2.1	水平震度の算定	74
2.2	天井質量の算定	74
2.3	天井の長さの算定	75

3 周辺壁等の設計例

3.1	共通の設計条件	75
3.2	部位 A (天井端部：内壁側)	76
3.3	部位 B (天井中間分割部)	77
3.4	部位 C (天井端部：外壁側)	79
3.5	部位 D (天井端部：内壁側)	83

1 隙間なし天井の耐震設計概要

1.1 建物概要

本設計例は、実在する建物の設計図書を基本に、周辺壁等との間に隙間のない特定天井（吊り天井）の耐震設計が成立するような架構を設計したものである。対象とした建物概要は以下による。

- ・ 建築場所 : 東京都内
- ・ 用 途 : 吹抜け空間を有するショッピングモール
- ・ 階 数 : 地下なし、地上 5 階、塔屋 1 階
- ・ 建物高さ : 22.2 m
- ・ 対象天井 : 平成 25 年国土交通省告示第 771 号第 3 第 3 項（平成 28 年国土交通省告示第 791 号により追加）に規定される構造方法による隙間なし天井に該当
4 階見上げ～最上階床下（4～5 階）の吹抜け空間に設置される天井
- ・ 天井面積 : $18\text{ m} \times 18\text{ m} \times 4 = 1,296\text{ m}^2$ （隙間なし天井部分） : 324 m^2 毎に分割 吹抜け部分の天井（天井高さ 6m 超）と周囲の部分の天井（天井高さ 6m 以下）は、同一開放空間の天井であっても、その境界部分で鋼材梁等を用いて天井を分割するため、天井高さが 6m を超える吹抜け部分のみを特定天井として取扱う。また、詳細納まりの関係で実際の天井面積は少し異なるが、計算条件は上記とする。
- ・ 天井高さ : 9.5 m（隙間なし天井部分：吹抜け部分のみ）
- ・ 天井吊り長さ : 1.35 m（隙間なし天井）
- ・ 柱スパン : $9\text{ m} \times 18\text{ m}$
- ・ 構造種別 : 鉄骨造

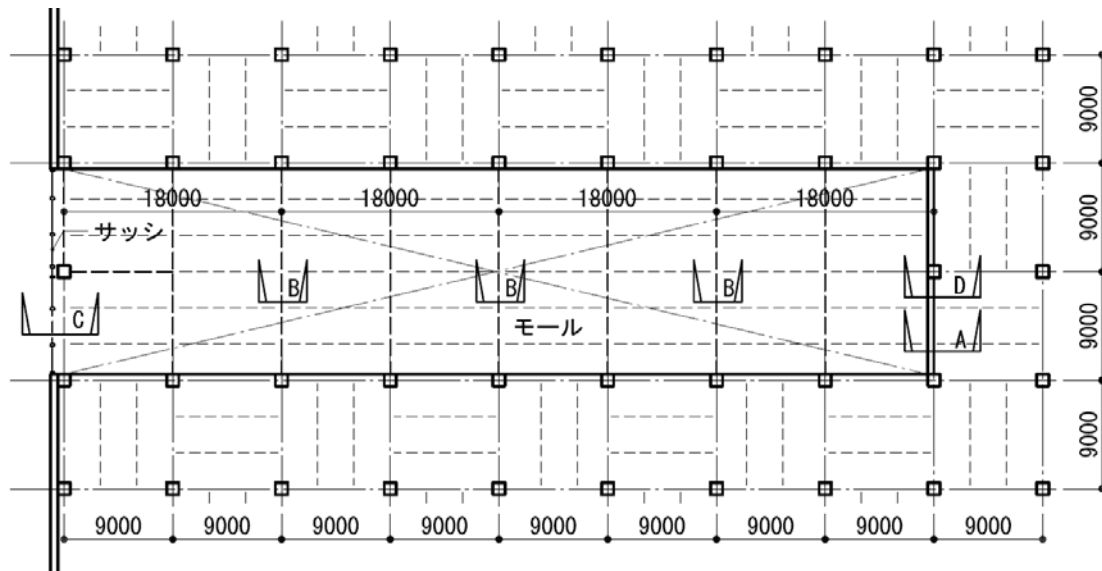


図 1.1 天井伏図と納まり検討部位（A～D）

1.2 設計方針

隙間なし天井は斜め部材を有しない吊り天井で、地震時に天井面に加わる外力を天井面構成部材および周辺の壁等を介して構造躯体に伝達する機構となっている。したがって、天井面および周辺の壁等は、外力に対して十分な剛性および強度を確保する必要があり、天井面の長さは実験等により確認された材料（せっこうボード等）を用いた規定値（最大 20 m）以下とされている。

これらの諸条件を鑑み、設計例 1 では 5 階建てのうち 4 階から 5 階にかけて吹抜け空間を有するショッピングモールを想定し、天井高さが 6 m を超え、かつ水平投影面積が 200 m² を超える部分について検討を行う。

対象とする隙間なし天井は（1-1 建物概要）に示すように全体で 1,296 m² とし、これを 18m×18m＝324 m² 毎に分割し、それぞれの天井端部の納まりを想定した 4 種類のパターン（部位 A～D）の設計を行う。これらの部位の納まり概要および検討内容の一覧を以下に示す。

表 1.1 納まり概要と検討内容

部位（図面番号）	納まり概要	検討内容
A（天井端部：内壁側） （参考図面番号） A-1、A-2	天井からの外力を、天井面と水平に（柱－柱）間に配置した鋼材（H形鋼横使い）により直接受け、柱へ伝達させる納まり。吹抜けに面して防火区画を設ける場合は、別途、耐火間仕切壁を設ける。	・天井外力受けH形鋼梁の断面検定 ・水平変形制限の確認
B（天井中間分割部） （参考図面番号） A-3、A-4	天井の長さを最大 18m とするため、吹抜け空間の中間部分に天井を分割する形で天井面と水平に配置した鋼材（H形鋼横使い）、および方杖鋼材を設置し、天井からの外力を直接受ける納まり。 これらの鋼材は、左右両側のどちらからでも天井外力を受けられるよう、方杖鋼材・吊り材は圧縮・引張材として使用する。	・天井外力受けH形鋼梁の断面検定 ・水平変形制限の確認 ・方杖鋼材の断面検定 ・方杖を含めた限界変形の確認 ・吊り材は余裕度が大きいいため検討省略
C（天井端部：外壁側） （参考図面番号） A-5、A-6	部位 A に類似しているが、外壁部分で多用されるブラインドボックスが天井面の開口に相当するため、天井からの外力をブラインドボックス際に設けた（H形鋼横使い）からのね出しプレートにより受け止め、H形鋼、方杖鋼材により構造躯体へ応力伝達させる納まり。	・H形鋼梁の断面検定 ・水平変形制限の確認 ・方杖鋼材の断面検定 ・方杖を含めた限界変形の確認 ・ねじれに対する各部材・仕口の断面算定
D（天井端部：内壁側） （参考図面番号） A-7、A-8	上記 A～C が天井からの外力を直接、鋼材で受けるものに対し、耐火間仕切壁の強化せっこうボードを間に介して、この間仕切壁の内部に設置した鋼材（口形鋼材およびH形鋼間柱）により、天井からの外力を受ける納まり。部位 A とは異なり、壁は防火区画を兼用する。	・天井外力受け口形鋼材の断面検定 ・水平変形制限の確認 ・H形鋼間柱の断面検定 ・壁を含めた限界変形の確認

1.3.1 チェックシート

仕様ルートを満足するよう、与条件に対し設計した内容をまとめたものを次ページ（表 1.2）に示す。
（部位 A～D 共通）

表 1.2 チェックシート（部位 A～D 共通）

隙間なし特定天井		与条件	設計	計算書 ページ	図面 番号
1	天井の種類	斜め部材を設けない吊り天井であり、地震時に天井面に加わる外力を、天井面構成部材および周囲の壁等を介して、構造躯体に伝達する形態であること	斜め部材がなく、天井に加わる外力を周辺壁等に伝達する形態	-	
2	天井の設置場所	居室、廊下その他、人が日常的に立ち入る場所であること	ショッピングモール	69	
3	天井の規模	高さが6mを超える天井の部分であること	高さ9.5m	69	
		水平投影面積が200m ² を超える部分を含むこと、また、天井面の長さがその許容耐力に応じた最大値 L_{max} （最大20m）以下であること	面積1,296m ² （324m ² 毎に分割） X方向長さ18.0m < L_{max} 18.8m Y方向長さ18.0m < L_{max} 18.8m	69,75	
4	天井の質量	天井面構成部材等の単位面積質量（天井面1m ² あたりの質量）が2kgを超え20kg以下であること	下地鋼材 : 3.5 kg/m ²		
			石膏ボード9.5mm(1枚) : 6.5 kg/m ² 照明器具等 : 2.0 kg/m ² 合計 : 12kg/m ²	74	
5	方向別適用基準	検討する方向ごとに異なる基準を適用していないこと（X方向、Y方向がいずれも上記1の種類に当てはまること）	両方向とも隙間なし天井の形態	69	
判断	隙間なし特定天井の判断	上記の5つの与条件に対し、いずれにも当てはまること	上記5つのいずれにも当てはまるため、隙間なし特定天井の規定を適用すべきと判断する		
6	天井材の緊結	天井材は、ボルト接合、ねじ接合その他これらに類する接合法により相互に緊結すること（定められた試験方法により性能が確認されたクリップを使用し、天井板と野縁のビスは公共標準仕様の仕様と同等以上であること）	性能が確認されたクリップ（耐風圧クリップ相当の緊結度合を持つクリップ）を用いて下地鋼材相互を緊結し、天井板と野縁間のビスは公共標準仕様の仕様と同一で設置	-	
7	支持構造部の仕様	天井吊り材の支持構造部は十分な剛性および強度を有するものとし、吊り材は建築物の構造耐力上主要な部分に緊結すること	天井吊り材は全て上部の躯体（梁または床）に緊結	-	
8	吊り材の規格	JIS A6517-2010に定める吊りボルトの規定に適合するもの、又はこれと同等以上の引張強度を有するものを用いること	JIS規格品吊りボルトを使用	-	
9	天井面の段差等と斜め部材	天井面構成部材に天井面の段差その他の、地震時に有害な応力集中が生じるおそれのある部分を設けないこと、かつ、天井内に斜め部材を設けないこと	段差なし、また、斜め材は使用していない	-	
10	天井面の開口	天井面に開口を設ける場合は、地震時に有害な応力集中が生じないように、釣り合いよく配置すること	照明器具およびスプリンクラー等（幅開口率20%未満）を釣り合いよく配置	75	
11	天井板	天井板は、JIS A6901-2014に定める厚さ9.5mmせっこうボード(GB-R)またはこれと同等以上の剛性および強度を有すること（野縁が密な化粧せっこうボードを含む）	厚さ9.5mmの化粧せっこうボード(GB-D)を使用	74	
12	天井面構成部材の規格	天井面構成部材は、JIS A6517-2010に定める天井下地材の規定に適合するもの、又はこれと同等以上の剛性および強度を有するものを用いること	JIS規格品を使用	-	
13	吊り材の緊結と配置	吊り材は埋込みインサートを用いた接合、ボルト接合およびこれらに類する接合法により構造耐力上主要な部分に緊結し、天井面構成部材を鉛直方向に支持し、かつ天井面の面積が1m ² あたり1本以上として、釣り合いよく配置すること	吊り材は、性能が確認できるインサートを用いて上部の床に緊結し、1m ² あたり1本以上設置している	-	
14	壁隙端部の吊ボルトからのはね出し長さ	はね出し長さは150mm以下を原則とし、最大300mm程度以下とする	はね出し長さ最大250mm（部位C）	-	
15	天井面の形状	天井面は水平であること	天井面は水平	-	
16	吊り長さ	吊り長さは1.5m以下を原則とし、補剛材等を用いた場合は最大3.0m以下とする、また、短い吊り材に関しては有害な応力集中が生じないよう、層間変位による強制変位よりも当該吊り材の許容変位の方が大きいこと	吊り長さは全て1.35m以下で、短い吊り材は無し	69	
17	天井周囲の壁等	天井面の周囲には、壁等を天井面の端部との間に隙間が生じないように設けること（ただし、施工誤差程度の隙間は許容）	壁または鋼材を、天井面の端部と平行に隙間がないよう配置する（施工誤差は許容）	72,76,77,79,83	
18	天井周囲の壁等の地震時変形制限および損傷防止	水平方向の地震力を加えたときの天井周囲の壁等の変形は、水平材のδが1/500以下かつ2cm以下、さらに、壁も含めた限界変位 Δlim 以下とし、また、各部材は短期許容応力度以内であること	水平材の変形は1/500以下かつ2cm以下、さらに、限界変位3cm以下、また、各部材は短期許容応力度以内	76,77,78,79,81,83,84,85	
19	固定された設備等（柱を含む）とのクリアランス	固定された設備等との間には5cm（柱の場合は2.5cm）以上の隙間を設けること	当該天井内に固定された設備および柱は無し	-	
20	天井面の設置場所	屋外に面しない天井であること	屋内仕様	-	
耐久性関連規定		与条件	設計		
天井の耐久性（令第36条第1項、令第39条第4項）		天井で特に腐食、腐朽その他劣化の恐れのあるものは、腐食、腐朽その他の劣化を生じにくい材料又は有効なさび止め、腐食その他の有効な劣化防止のための措置をした材料とする	腐食、腐朽その他劣化の恐れがない天井とする		

1.3.2 推奨する天井と壁の納まり要領

前述のチェックシート 17（天井周囲の壁等）の規定を満足させるために推奨する納まりは、天井面構成部材のうち、チェックシート 10 に示すせつこうボード等により天井外力を伝達させる（下記○印、×印は不適）とし、設計例 1 では四角囲いの納まりを用いる。

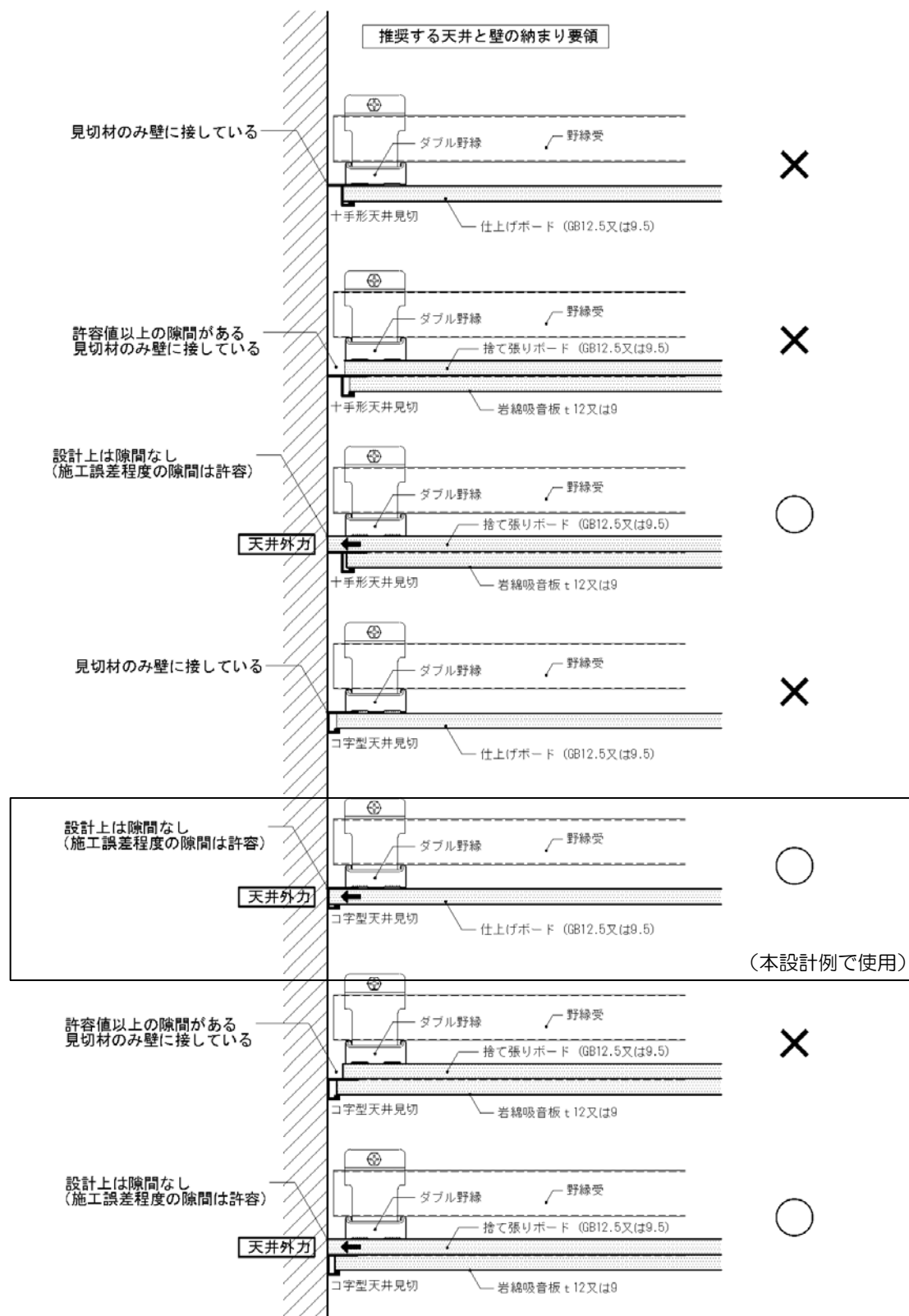


図 1.2 推奨納まり要領（上記○印）

1.4 使用材料と許容応力度

鋼材、高力ボルト、天井下地・壁下地鋼材の許容応力度等を表 1.3 に示す。なお、本設計例において許容応力度設計を行うための基準強度は、JIS による「降伏点」の値を用いることとするが、SGCC 及び SGHC 材には、JIS にて降伏点の参考値しか記載がないため、その参考値を記載する。

表 1.3 使用材料と許容応力度・許容耐力

(1) 鋼材

部材	使用材料	基準強度 (N/mm ²)	長期許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)		備考
			圧縮 引張 曲げ	せん断	圧縮 引張 曲げ	せん断	
鋼材	SS400	235	156	90	235	135	T ≤ 40

(2) 高力ボルト

材質	呼び径	長期許容せん断力(kN)		短期許容せん断力(kN)
		1 面	2 面	
F10T	M16	29.6	59.1	長期×1.5

(3) 天井下地・壁下地材鋼材

部材	使用材料	基準強度 (N/mm ²)	長期許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)		備考
			圧縮 引張 曲げ	せん断	圧縮 引張 曲げ	せん断	
天井下地	SGCC	(205)	136	78	205	118	JIS G 3302
壁下地	SGHC						

() 内の値は、JIS における降伏点の参考値を示す。

2 水平震度等の算定

2.1 水平震度の算定

検討に用いる水平震度は、平成 25 年国土交通省告示第 771 号第 3 第 3 項（平成 28 年国土交通省告示第 791 号により追加）に規定される水平震度 k を用いる。

k : 設計用水平震度

	天井を設ける階	水平震度
(一)	$0.3(2N+1)$ を超えない整数に 1 を加えた階から最上階までの階	$3.0r$
(二)	(一) 及び (二) 以外の階	$1.7r$
(三)	$0.11(2N+1)$ を超えない整数の階から最下階までの階	0.7
この表において N 及び r は、それぞれ次の数値を表すものとする。 N 地上部分の階数 r 次に定める式によって計算した値 $r = \min \left[\frac{1 + 0.125(N - 1)}{1.5}, 1.0 \right]$		

上記表にて、本設計例では $N=5$ 、 $r=1.0$

- (一) $0.3(2N+1)=0.3 \times (2 \times 5 + 1) = 3.3$ を超えない整数 3 に 1 を加えた階から最上階
→ 地上 4 階、5 階
- (二) (一) または (三) 以外の階
→ 地上 2 階、3 階
- (三) $0.11(2N+1)=0.11 \times (2 \times 5 + 1) = 1.2$ を超えない整数 1 の階から最下階までの階
→ 地上 1 階のみ

本設計例にて対象とする隙間なし天井は、最上階床下にある天井であるため (一) の「水平震度 $k=3.0$ 」を採用する。

2.2 天井質量の算定

(1) 天井面の諸条件

- ・天井面積 : $18 \text{ m} \times 18 \text{ m} \times 4 = 1,296 \text{ m}^2$ (隙間なし天井部分) $> 200 \text{ m}^2$
- ・天井高さ : 9.5 m (隙間なし天井部分) $> 6.0 \text{ m}$
- ・天井吊り長さ : 1.35 m (隙間なし天井) $\leq 1.5 \text{ m}$
- ・柱スパン : $9 \text{ m} \times 18 \text{ m}$
- ・単位面積当たりの質量

下地鋼材 (CC-19 CW19 交互 - @227.5)	3.5 kg/m^2
化粧せっこうボード (GB-D) $t = 9.5 \text{ mm}$ (1 枚)	6.5 kg/m^2
照明器具等	2.0 kg/m^2

合計 $\Sigma = 12 \text{ kg/m}^2 \leq 20 \text{ kg/m}^2$ O.K.

(2) 地震時に天井面に加わる外力

天井面長さ 18 m 、水平震度 $k=3.0$ 、単位面積重量 118 N/m^2 ($= 12 \text{ kg/m}^2 \times G$) であるため
天井面から周辺壁等に加わる外力は単位幅当たり $P = 118 \times 18 \times 3.0 = 6,372 \text{ N/m}$

2.3 天井の長さの算定

天井面の長さは、平成 25 年国土交通省告示第 771 号第 3 第 3 項（平成 28 年国土交通省告示第 791 号により追加）に規定される構造方法による最大値

$L_{\max}$ （最大 20 m）以下とする。

$$L_{\max} = P_a / (kw)$$

ここで、

$$P_a = P_{cr} \times R_{HL} \times R_o / 1.5$$

P_{cr} （天井面の単位幅当たりの損傷耐力） = 10 (kN/m)：せっこうボード $t=9.5$ mm

R_{HL} （吊り長さに応じた低減係数） = 1.0：吊り長さ 1.35m < 試験時吊り長さ 1.5 m

R_o （天井に設ける開口率に応じた低減率） = 1.0：柱周り、照明器具等による幅開口率 20%未満

$$k=3.0 \text{、} w=0.118 \text{ kN/m}^2$$

したがって

$$L_{\max} = P_a / (kw) = 10 \times 1.0 \times 1.0 / 1.5 / (3.0 \times 0.118) = 18.8 \text{ m} > (\text{天井面長さ}) 18 \text{ m} \text{ O.K.}$$

3 周辺壁等の設計例

3.1 共通の設計条件

同一の建物で 4 種類の納まりパターン（部位 A～D）を示すが、共通の設計条件は以下とする。

- ・天井面の長さや質量、水平震度：長さ 18 m、質量 12 kg/m²、 $k=3.0$
- ・周辺壁の質量と地震時の設計用水平震度：質量 50 kg/m²（下地鋼材含む）、 $k=0.5$
- ・建物の階高： $H=5.5$ m
- ・地震時に天井面に生じる外力は、天井せっこうボードを介して周辺壁等（設計例 A～C においては鋼材に直接、設計例 D においては耐火間仕切壁の強化せっこうボードを間に介して裏面の鋼材）に応力伝達できる納まりとする（1.3.2 参照）。
- ・水平方向の地震力を加えたときの天井周囲の壁等の変形は、天井面（水平材）で 1/500 以下かつ 2 cm 以下、限界変位 $\Delta_{lim}=3$ cm 以下とし、各部材は短期許容応力度以内とする。
- ・その他、平成 25 年国土交通省告示第 771 号第 3 第 3 項（平成 28 年国土交通省告示第 791 号により追加）に規定される構造方法の諸条件を満足。

3.2 部位 A (天井端部：内壁側)：納まり参考図面は A-1、A-2 に示す。

天井受け梁の耐力計算

天井受け梁 : H-400x200x8x13 (SS400) 横使い (@3.0m 毎に吊り材を設置)

断面二次モーメント : $I_x = 235,000,000 \text{ mm}^4$ 、 $I_y = 17,400,000 \text{ mm}^4$

断面係数 : $Z_x = 1,170,000 \text{ mm}^3$ 、 $Z_y = 174,000 \text{ mm}^3$ 、断面二次半径 : $i_b = 52.9 \text{ mm}$

基準強度 : $F = 235 \text{ N/mm}^2$ 、限界細長比 : $\lambda = 1500/\sqrt{(F/1.5)} = 119.8$

梁自重 : $w = 65.4 \text{ kg/m} \times 1.2 = 78.5 \text{ kg/m} = 769 \text{ N/m}$
(ランナー受けプレート等の重量を考慮するため、梁自重を 1.2 倍する)

ヤング係数 : $E = 205,000 \text{ N/mm}^2$

(断面算定)

長期荷重時

スパン : $L = 9.0 \text{ m}$ の両端支持による 3 連梁の曲げモーメント $L_b = 3.0 \text{ m}$

作用荷重は天井受け梁より上部の高さ $H = 1.5 \text{ m}$ の壁自重と梁自重を考慮する。

$$w = 50 \times 1.5 \times 9.8 + 769 = 1,504 \text{ N/m}$$

$$M_L = 1/10 \times w \times L_b^2 = 1,353.6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

長期許容曲げ応力度：弱軸 $f_b = 235/1.5 = 156.7 \text{ N/mm}^2$

$$M_L/Z_y/f_b = 1,353.6 \times 1,000/174,000/156.7 = 0.05 < 1.0 \text{ O.K.}$$

$$\begin{aligned} \delta_L &= 5 \times w \times L_b^4 / (384 \times E \times I_y) \quad (\text{※3 連梁ではなく単純梁公式にて評価}) \\ &= 5 \times 1,504/1,000 \times 3,000^4 / (384 \times 205,000 \times 17,400,000) \\ &= 0.44 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$L_b/\delta_L = 6,818 > 250 \quad (\text{平 12 建告第 1459 号}) \quad \text{O.K.}$$

短期荷重時 (地震時)

作用荷重は天井荷重及び階高の 1/2 の長さの壁荷重を考慮する。 $L = 9.0 \text{ m}$

天井荷重 $w_1 = 6,372 \text{ N/m}$

壁荷重 $w_2 = 50 \times 5.5/2 \times 0.5 \times 9.8 = 674 \text{ N/m}$

$$w = 6,372 + 674 = 7,046 \text{ N/m}$$

$$M_E = 1/8 \times w \times L^2 = 71,341 \text{ N} \cdot \text{m}$$

短期許容曲げ応力度：

細長比 : $\lambda_b = L_b/i_b = 56.7$

強軸 f_b は、 $\{2/3 - 4/15 \times \lambda_b^2 / (C \times A^2)\} \times F \times 1.5$

または $89,000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$ のうち大きい数値より

強軸 $f_b = 235 \text{ N/mm}^2$ 、弱軸 $f_b = 235 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{aligned} &M_L/Z_y/f_b + M_E/Z_x/f_b \\ &= 1,353.6 \times 1,000/174,000/235 + 71,341 \times 1,000/1,170,000/235 \\ &= 0.29 < 1.0 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_E &= 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x) \\ &= 5 \times 7,046/1,000 \times 9,000^4 / (384 \times 205,000 \times 235,000,000) \\ &= 12.5 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$L/\delta_E = 720 > 500 \quad \text{O.K.}$$

3.3 部位 B (天井中間分割部) : 納まり参考図面は A-3、A-4 に示す。

(1) 天井受け梁の耐力計算

天井受け梁 : H-150x75x5x7 (SS400) 横使い (@3.0m 毎に分割し吊り材を設置)

断面二次モーメント : $I_x=6,660,000 \text{ mm}^4$ 、 $I_y=495,000 \text{ mm}^4$

断面係数 : $Z_x=88,800 \text{ mm}^3$ 、 $Z_y=13,200 \text{ mm}^3$ 、断面二次半径 : $i_b=19.6 \text{ mm}$

基準強度 : $F=235 \text{ N/mm}^2$ 、限界細長比 : $\lambda=119.8$

梁自重 : $w=14.0 \text{ kg/m} \times 1.2=16.8 \text{ kg/m}=165 \text{ N/m}$

(仕口等の重量を考慮するため、梁自重を 1.2 倍する)

ヤング係数 : $E=205,000 \text{ N/mm}^2$

(断面算定)

長期荷重時

スパン : $L=3.0\text{m}$ の両端支持による曲げモーメント (単純梁)

作用荷重は梁自重を考慮する。

$w=165 \text{ N/m}$

$M_L=1/8 \times w \times L^2=185.6 \text{ N} \cdot \text{m}$

長期許容曲げ応力度 : 弱軸 $f_b=235/1.5=156.7 \text{ N/mm}^2$

$M_L/Z_y/f_b=185.6 \times 1,000/13,200/156.7=0.09 < 1.0 \text{ O.K.}$

$\delta_L=5 \times w \times L^4/(384 \times E \times I_y)$

$=5 \times 165/1,000 \times 3,000^4/(384 \times 205,000 \times 495,000)$

$=1.71 \text{ mm}$

$L/\delta_L=1,754 > 250$ (平 12 建告第 1459 号) O.K.

短期荷重時 (地震時)

作用荷重は天井荷重を考慮する。

天井荷重 $w=6,372 \text{ N/m}$

$M_E=1/8 \times w \times L^2=7,169 \text{ N} \cdot \text{m}$

短期許容曲げ応力度 :

細長比 : $\lambda_b=L/i_b=153.1$

強軸 f_b は、 $\{2/3 - 4/15 \times \lambda_b^2/(C \times A^2)\} \times F \times 1.5$

または $89,000/(L \times h/A_f) \times 1.5$ のうち大きい数値より

強軸 $f_b=156 \text{ N/mm}^2$ 、弱軸 $f_b=235 \text{ N/mm}^2$

$M_L/Z_y/f_b + M_E/Z_x/f_b$

$=185.6 \times 1,000/13,200/235 + 7,169 \times 1,000/88,800/156$

$=0.58 < 1.0 \text{ O.K.}$

$\delta_E=5 \times w \times L^4/(384 \times E \times I_x)$

$=5 \times 6,372/1,000 \times 3,000^4/(384 \times 205,000 \times 6,660,000)$

$=4.92 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \text{ O.K.}$

$L/\delta_E=610 > 500 \text{ O.K.}$

(2) 方杖の耐力計算：方杖が圧縮になる方向にて検討を行う。

方杖 : 2L-65x65x6 (SS400)

断面積 : $A=752.7 \text{ mm}^2$ (1 本分)

断面二次モーメント : $I=294,000 \text{ mm}^4$ (1 本分)

断面二次半径 : $i=19.8 \text{ mm}$ (1 本分)

方杖自重 : $w=5.91\text{kg/m} \times 2 \times 1.2 = 14.2\text{kg/m} = 139 \text{ N/m}$ (2 本分)

(仕口等の重量を考慮するため、方杖自重を 1.2 倍する)

斜め部材長さ : $L_b=(1,350-450)/0.707=1,273 \text{ mm}$

水平面に対する方杖のなす角度 : $\theta=45^\circ$ ($\cos\theta=0.707$)

細長比 : $\lambda_b=1,273/19.8=64.3$

基準強度 : $F=235 \text{ N/mm}^2$ 、限界細長比 : $\lambda=119.8 > \lambda_b$

ヤング係数 : $E=205,000 \text{ N/mm}^2$

(方杖の座屈耐力)

短期許容圧縮応力度

$$f_c = [\{1 - 2/5 \times (\lambda_b/\lambda)^2\} / \{3/2 + 2/3 \times (\lambda_b/\lambda)^2\}] \times F \times 1.5 \\ = 184.3 \text{ N/mm}^2$$

座屈耐力 (2 本分) : $N_a = 184.3 \times 752.7 \times 2 = 277,445 \text{ N}$

(地震荷重による検討)

方杖ピッチ : 3.0 m

地震荷重は天井荷重、天井受け梁自重及び方杖自重を考慮する。

$$Q_E = (6,372 + 165 \times 3.0 + 139 \times 1.273) \times 3.0 \\ = 21,132 \text{ N}$$

よって、方杖に作用する軸力(圧縮力)は、

$$N_e = 21,132 / 0.707 = 29,890 \text{ N}$$

$$N_e/N_a = 0.11 < 1.0 \quad \text{O.K.}$$

(地震時における Δ_{lim} の検討)

方杖の軸変形の水平成分

$$\delta = N_e / (A \times E / L_b) \times 0.707 = 29,890 / (752.7 \times 2 \times 205,000 / 1,273) \times 0.707 = 0.09 \text{ mm}$$

天井受け梁と方杖 (水平成分) の変形量の合計

$$\Delta = 4.92 + 0.09 = 5.01 \text{ mm} < \Delta_{lim} = 30 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

3.4 部位 C (天井端部：外壁側)：納まり参考図面は A-5、A-6 に示す。

(1) 天井受け梁の耐力計算

天井受け梁 : H-400x200x8x13 (SS400) 横使い (@3.0m 毎に吊り材を設置)
断面二次モーメント : $I_x=235,000,000 \text{ mm}^4$ 、 $I_y=17,400,000 \text{ mm}^4$
断面係数 : $Z_x=1,170,000 \text{ mm}^3$ 、 $Z_y=174,000 \text{ mm}^3$
断面二次半径 : $i_b=52.9 \text{ mm}$
基準強度 : $F=235 \text{ N/mm}^2$ 、限界細長比 : $\lambda=119.8$
梁自重 : $w=65.4 \text{ kg/m} \times 1.2=78.5 \text{ kg/m}=769 \text{ N/m}$
(仕口等の重量を考慮するため、梁自重を 1.2 倍する)
ヤング係数 : $E=205,000 \text{ N/mm}^2$

(断面算定)

長期荷重時

スパン : $L=9.0 \text{ m}$ の両端支持による 3 連梁の曲げモーメント $L_b=3.0 \text{ m}$

作用荷重は、ブラインドボックス、天井受け金物及び梁自重を考慮する。

$$w=200+143+769=1,112 \text{ N/m}$$

$$M_L=1/10 \times w \times L_b^2=1,000.8 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\text{長期許容曲げ応力度：弱軸 } f_b=235/1.5=156.7 \text{ N/mm}^2$$

$$M_L/Z_y/f_b=1,000.8 \times 1,000/174,000/156.7=0.04 < 1.0 \text{ O.K.}$$

$$\delta_L=5 \times w \times L_b^4/(384 \times E \times I_y) \quad (\text{※3 連梁ではなく単純梁公式にて評価})$$

$$=5 \times 1,112/1,000 \times 3,000^4/(384 \times 205,000 \times 17,400,000)$$

$$= 0.33 \text{ mm}$$

$$L_b/\delta_L=9,091 > 250 \quad (\text{平 12 建告第 1459 号}) \text{ O.K.}$$

短期荷重時：水平方向

作用荷重は天井荷重を考慮する。

$$\text{天井荷重 } w=6,372 \text{ N/m}$$

$$M_E=1/8 \times w \times L^2=64,516.5 \text{ N} \cdot \text{m}$$

短期許容曲げ応力度：

$$\text{細長比：} \lambda_b=L_b/i_b=56.7$$

$$\text{強軸 } sfb \text{ は、} \{ 2/3 - 4/15 \times \lambda_b^2/(C \times A^2) \} \times F \times 1.5$$

$$\text{または } 89,000/(L_b \times h/A_f) \times 1.5 \quad \text{のうち大きい数値より}$$

$$\text{強軸 } sfb=235 \text{ N/mm}^2、\text{弱軸 } sfb=235 \text{ N/mm}^2$$

$$M_L/Z_y/sfb + M_E/Z_x/sfb$$

$$=1,000.8 \times 1,000/174,000/235 + 64,516.5 \times 1,000/1,170,000/235$$

$$=0.26 < 1.0 \text{ O.K.}$$

$$\delta_E=5 \times w \times L^4/(384 \times E \times I_x)$$

$$=5 \times 6,372/1,000 \times 9,000^4/(384 \times 205,000 \times 235,000,000)$$

$$= 11.3 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \text{ O.K.}$$

$$L/\delta_E=796 > 500 \text{ O.K.}$$

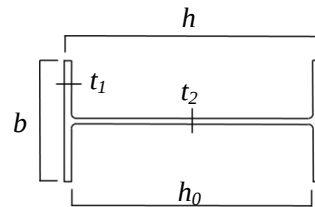
短期荷重時：ねじり

後述する(2)および(3)を踏まえ、天井受け梁のねじりは、方杖部分を固定端と見なして検討を行う。また、天井受け梁端部（柱との仕口）は方杖部分と同様に、ねじりに対して抵抗できるよう梁のフランジを柱に固定する納まり（ボルトまたは溶接接合：この設計例では詳細検討省略）とする。

天井荷重 $w=6,372 \text{ N/m}$

天井面と天井受け梁(図心)の偏心距離： $e=280 \text{ mm}$

天井受け梁のスパン： $L_b=3.0 \text{ m}$



ねじり定数

$$: J_T = (2b \times t_1^3 + h_0 \times t_2^3) / 3 = (2 \times 200 \times 13^3 + (400 - 13 \times 2) \times 8^3) / 3 = 356,763 \text{ mm}^4$$

梁端部のねじりモーメント

$$: M_T = 6,372 \times 0.28 \times 3.0 / 2 = 2,676 \text{ N} \cdot \text{m}$$

そりねじりによってフランジに生じる最大曲げモーメント

$$: M_{\max} = M_T \times L_b / 2 / ((h_0 + h) / 2) = 2,676 \times 3.0 / 2 / 0.387 = 10,372 \text{ N} \cdot \text{m}$$

ねじりによるフランジせん断応力度

$$: \tau_{T1} = M_T \times t_1 / J_T = 2,676 \times 1,000 \times 13 / 356,763 = 97.5 \text{ N/mm}^2$$

ねじりによるウェブせん断応力度

$$: \tau_{T2} = M_T \times t_2 / J_T = 2,676 \times 1,000 \times 8 / 356,763 = 60.0 \text{ N/mm}^2$$

フランジに生じる応力は

$$\text{鉛直} : \sigma_v = M_l / Z_y = 1,000.8 \times 1,000 / 174,000 = 5.75 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{ねじり} : \sigma_T = 2 \times M_{\max} / Z_y = 2 \times 10,372 \times 1,000 / 174,000 = 119.2 \text{ N/mm}^2$$

組合せ応力による検定

$$\sqrt{(\sigma_v + \sigma_T)^2 + 3\tau_{T1}^2} = \sqrt{(5.75 + 119.2)^2 + 3 \times 97.5^2} = 210 < f_t = 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

ウェブに生じる応力は

$$Q_w = 6,372 \times 3.0 / 2 = 9,558 \text{ N}$$

$$\text{ねじり} : \tau_w = 9,558 / (8 \times 374) = 3.2 \text{ N/mm}^2$$

組合せ応力による検定

$$\tau = \tau_w + \tau_{T2} = 3.2 + 60.0 = 63.2 < f_s = 135 \text{ N/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

ねじりによる水平変形 δ_E は、変形制限に対して十分余裕があるため検討を省略する。

※ねじり応力算定式は、「建築構造問題快答集 2 P122 問 25」（建築技術）S55.9 より引用

簡易式のため検討用応力を大きく評価することから、別途、詳細解析等で適切に評価しても良い。

(2) 方杖の耐力計算：方杖が引張になる方向にて検討を行う。

方杖 : 2L-65x65x6 (SS400)

断面積 : $A=752.7 \text{ mm}^2$ (1 本分)

断面二次モーメント : $I=294,000 \text{ mm}^4$ (1 本分)

断面二次半径 : $i=19.8 \text{ mm}$ (1 本分)

方杖自重 : $w=5.91 \text{ kg/m} \times 2 \times 1.2 = 14.2 \text{ kg/m} = 139 \text{ N/m}$ (2 本分) : 自重の 1.2 倍

斜め部材長さ : $L_b=620/0.707=877 \text{ mm}$

水平面に対する方杖のなす角度 : $\theta=45^\circ$ ($\cos\theta=0.707$)

基準強度 : $F=235 \text{ N/mm}^2$

ヤング係数 : $E=205,000 \text{ N/mm}^2$

(方杖の引張耐力)

引張耐力 (2 本分) : $N_g = 235 \times 752.7 \times 2 = 353,769 \text{ N}$

(地震荷重による検討)

地震荷重は天井荷重、ブラインドボックス、天井受け金物、天井受け梁自重及び方杖自重を考慮する。
また、ブラインドボックス設置に伴い、天井面と天井受け梁との距離が発生するため、ねじりによる軸力を考慮する。

方杖ピッチ : 3.0 m

水平面に対する方杖の長さ : $L=620 \text{ mm}$

天井面と天井受け梁(図心)の偏心距離 : $e=280 \text{ mm}$

天井荷重による地震荷重

$Q_{E1}=6,372 \times 3.0=19,116 \text{ N}$

ブラインドボックス、天井受け金物、天井受け梁自重及び方杖自重による地震荷重

$Q_{E2}=(1,112 \times 3.0 + 139 \times 0.877) \times 3.0 = 10,374 \text{ N}$

よって、方杖に作用する軸力(引張力)は、

$N_e=(Q_{E1} \times 900 + Q_{E2} \times 620) / 620 / 0.707 = (19,116 \times 900 + 10,374 \times 620) / 620 / 0.707$
 $=53,922 \text{ N}$

$N_e/N_g=0.15 < 1.0 \text{ O.K.}$

(地震時における Δ_{lim} の検討)

方杖の軸変形の水平成分

$\delta=N_e/(A \times E / L_b) \times 0.707 = 53,922 / (752.7 \times 2 \times 205,000 / 877) \times 0.707 = 0.11 \text{ mm}$

天井受け梁と方杖 (水平成分) の変形量の合計

$\Delta=11.3+0.11=11.41 \text{ mm} < \Delta_{lim}=30 \text{ mm O.K.}$

(3) 水平梁と方杖の仕口耐力計算

吊り材下部仕口のボルト：(F10T) 2-M16 (1 面せん断)

方杖下部仕口のボルト：(F10T) 2-M16 (2 面せん断)

ボルト 1 本の短期許容せん断力

$${}_sR = 29.6 \times 1.5 = 44.4 \text{ kN (1 面せん断：吊り材)} \quad {}_sR = 59.1 \times 1.5 = 88.7 \text{ kN (2 面せん断：方杖)}$$

(天井受け梁仕口の地震時ねじり検討)：長期は検討用応力が小さいため、検討省略。

天井面と天井受け梁(図心)の偏心距離： $e = 280 \text{ mm}$

吊り材下部仕口のボルトと天井受け梁(図心)の距離： $e_1 = 150 \text{ mm}$

方杖下部仕口のボルト (2 本の中心) と天井受け梁(図心)の距離： $e_2 = 200 \text{ mm}$

天井受け梁(図心まわり)偏心曲げモーメント

$${}_sM_T = Q_{E1} \times 0.28 = 19.116 \times 0.28 = 5.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

上記 ${}_sM_T$ を吊り材下部仕口のボルト、および方杖下部仕口のボルトでねじりに抵抗させる。

ボルト 1 本あたりに生じる水平せん断力

$$Q_b = M_T / (2 \times e_1 + 2 \times e_2)$$

$$= 5.35 \times 1000 / (2 \times 150 + 2 \times 200)$$

$$= 7.6 \text{ kN} < {}_sR (44.4 \text{ および } 88.7) \quad \text{O.K.}$$

したがって、天井受け梁と方杖の仕口に生じるねじりに関しては、ボルトで抵抗できる。

(吊り材および方杖仕口ボルトの検討)：長期は検討用応力が小さいため、検討省略。

吊り材下部のボルトに生じるせん断力

鉛直方向：長期（下向き：吊り材引張）+地震時（上向き：吊り材圧縮）

$$= ((1,112 \times 3.0) - (53,922 \times 0.707)) / 1000 = -34.8 \text{ kN}$$

水平方向：地震時ねじり抵抗分(横向き) $= 2 \times Q_b = 2 \times 7.6 = 15.2 \text{ kN}$

$$\text{鉛直方向および水平方向の合力：} \sqrt{(34.8^2 + 15.2^2)} = 38.0 \text{ kN}$$

したがって、ボルト 1 本あたりのせん断力 $= 38.0 / 2 = 19.0 \text{ kN} < {}_sR = 44.4 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$

方杖下部のボルトに生じるせん断力

$$\text{鉛直方向：地震時(下向き)} = 53,922 / 1000 \times 0.707 = 38.1 \text{ kN}$$

$$\text{水平方向：地震時(横向き)+地震時ねじり抵抗分(横向き)} = 38.1 + 2 \times 7.6 = 53.3 \text{ kN}$$

$$\text{鉛直方向および水平方向の合力：} \sqrt{(38.1^2 + 53.3^2)} = 65.5 \text{ kN}$$

したがって、ボルト 1 本あたりのせん断力 $= 65.5 / 2 = 32.8 \text{ kN} < {}_sR = 88.7 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$

3.5 部位 D (天井端部：内壁側)：納まり参考図面は A-7、A-8 に示す。

(1) 天井受け梁の耐力計算

天井受け梁 : □-150x75x4.5 (STKR400) : 横使い (@1.365m 毎に分割)

断面二次モーメント : $I_x = 5,390,000 \text{ mm}^4$ 、 $I_y = 1,830,000 \text{ mm}^4$

断面係数 : $Z_x = 71,900 \text{ mm}^3$ 、 $Z_y = 48,700 \text{ mm}^3$

基準強度 : $F = 235 \text{ N/mm}^2$

梁自重 : $w = 14.9 \text{ kg/m} \times 1.2 = 17.9 \text{ kg/m} = 175 \text{ N/m}$

(ランナー受けプレート等の重量を考慮するため、梁自重を 1.2 倍する)

る)

ヤング係数 : $E = 205,000 \text{ N/mm}^2$

(断面算定)

長期荷重時

スパン : $L = 1.365 \text{ m}$ の両端支持による曲げモーメント

作用荷重は天井受け梁より上部の高さ $H = 1.5 \text{ m}$ の壁自重と梁自重を考慮する。

$$w = 50 \times 1.5 \times 9.8 + 175 = 910 \text{ N/m}$$

$$M_L = 1/8 \times w \times L^2 = 211.9 \text{ N} \cdot \text{m}$$

長期許容曲げ応力度：弱軸 $f_b = 235/1.5 = 156.7 \text{ N/mm}^2$

$$M_L/Z_y/f_b = 211.9 \times 1,000/48,700/156.7 = 0.03 < 1.0 \text{ O.K.}$$

$$\delta_L = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_y)$$

$$= 5 \times 910/1,000 \times 1,365^4 / (384 \times 205,000 \times 1,830,000)$$

$$= 0.11 \text{ mm}$$

$$L/\delta_L = 12,409 > 250 \text{ (平 12 建告第 1459 号) O.K.}$$

短期荷重時 (地震時)

作用荷重は天井荷重及び階高の 1/2 の長さの壁荷重を考慮する。

天井荷重 $w_1 = 6,372 \text{ N/m}$

壁荷重 $w_2 = 50 \times 5.35/2 \times 0.5 \times 9.8 = 655 \text{ N/m}$

$$w = 6,372 + 655 = 7,027 \text{ N/m}$$

$$M_E = 1/8 \times w \times L^2 = 1,636.6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

短期許容曲げ応力度：

強軸 $f_b = 235 \text{ N/mm}^2$ 、弱軸 $f_b = 235 \text{ N/mm}^2$

$$M_L/Z_y/f_b + M_E/Z_x/f_b$$

$$= 211.9 \times 1,000/48,700/235 + 1,636.6 \times 1,000/71,900/235$$

$$= 0.12 < 1.0 \text{ O.K.}$$

$$\delta_E = 5 \times w \times L^4 / (384 \times E \times I_x)$$

$$= 5 \times 7,027/1,000 \times 1,365^4 / (384 \times 205,000 \times 5,390,000)$$

$$= 0.29 \text{ mm} < 20 \text{ mm O.K.}$$

$$L/\delta_E = 4,707 > 500 \text{ O.K.}$$

(2) 間柱の耐力計算 (一般部)

間柱 : H-148x100x6x9 (SS400)
断面積 : $A=2,635 \text{ mm}^2$
断面二次モーメント : $I_x=10,000,000 \text{ mm}^4$ 、断面係数 : $Z_x=135,000 \text{ mm}^3$
断面二次半径 : $i_x=61.7 \text{ mm}$ 、 $i_y=23.9 \text{ mm}$ 、 $i_b=27.1 \text{ mm}$
基準強度 : $F=235 \text{ N/mm}^2$ 、限界細長比 : $\lambda=119.8$
間柱自重 : $w=20.7 \text{ kg/m}=203 \text{ N/m}$ 、ヤング係数 : $E=205,000 \text{ N/mm}^2$

(断面算定)

長期荷重時

受け側の壁の負担幅 : $B=1.365 \text{ m}$

高さ : $H=l_{kx}=5.35 \text{ m}$

天井受け梁高さ : $H_1=l_{ky}=L_b=4.0 \text{ m}$ 、 $H_2=5.35-4.0=1.35 \text{ m}$

作用荷重は負担幅分の壁重量、間柱自重及び天井受け梁自重を考慮する。

$$N_L=50 \times 1.365 \times 5.35 \times 9.8 + 203 \times 5.35 + 175 \times 1.365 = 4,903 \text{ N}$$

長期許容圧縮応力度 :

$$\text{強軸方向の細長比} : \lambda_x=l_{kx}/i_x=86.7$$

$$\text{弱軸方向の細長比} : \lambda_y=l_{ky}/i_y=167.4$$

$$\text{よって細長比} \lambda=167.4 > \lambda$$

$$f_c=18/65/(\lambda/\lambda)^2 \times F=33.3 \text{ N/mm}^2$$

$$N_L/A/f_c=0.06 < 1.0 \text{ O.K.}$$

短期荷重時 (地震時)

高さ $H_1=4.0 \text{ m}$ に作用する天井荷重による集中荷重及び負担幅 $B=1.365 \text{ m}$ の壁自重による等分布荷重を考慮する。

$$\text{天井荷重 } P=6,372 \times 1.365=8,698 \text{ N}$$

$$\text{壁荷重 } w=50 \times 1.365 \times 0.5 \times 9.8=334.4 \text{ N/m}$$

短期許容曲げ応力度 :

$$\text{細長比} : \lambda_b=L_b/i_b=4,000/27.1=147.6$$

$$\text{強軸 } f_b \text{ は、} \{ 2/3 - 4/15 \times \lambda_b^2 / (C \times \lambda^2) \} \times F \times 1.5$$

または $89,000 / (L_b \times h / A_f) \times 1.5$ のうち大きい数値より

$$\text{強軸 } f_b=203.0 \text{ N/mm}^2$$

$$M_E=H_1 \times H_2 / H \times P + w \times H_2 / 2 \times (H - H_2) = 9,682.2 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$N_L/A/f_c + M_E/Z_x/f_b=0.39 < 1.0 \text{ O.K.}$$

地震時の天井面位置における変形量

$$\delta=P \times H_1^2 \times H_2^2 / (3 \times E \times I_x \times H)$$

$$+ w \times H_2 / (24 \times E \times I_x) \times (H^3 - 2 \times H \times H_2^2 + H_2^3) = 8.96 \text{ mm}$$

天井受け梁と間柱の変形量の合計

$$\Delta=0.29+8.96=9.25 \text{ mm} < \Delta_{\text{lim}}=30 \text{ mm} \text{ O.K.}$$

(3) 間柱の耐力計算（最端部）

間柱 : H-150x75x5x7 (SS400)
断面積 : $A=1,785 \text{ mm}^2$
断面二次モーメント : $I_x=6,660,000 \text{ mm}^4$ 、断面係数 : $Z_x=88,800 \text{ mm}^3$
断面二次半径 : $i_x=61.1 \text{ mm}$ 、 $i_y=16.6 \text{ mm}$ 、 $i_b=19.6 \text{ mm}$
基準強度 : $F=235 \text{ N/mm}^2$ 、限界細長比 : $\lambda=119.8$
間柱自重 : $w=14.0 \text{ kg/m}=137 \text{ N/m}$ 、ヤング係数 : $E=205,000 \text{ N/mm}^2$

(断面算定)

長期荷重時

受け側の壁の負担幅 : $B=1.365/2=0.6825 \text{ m}$

高さ : $H=l_{kx}=5.35 \text{ m}$

天井受け梁高さ : $H_1=l_{ky}=L_b=4.0 \text{ m}$

$H_2=5.35-4.0=1.35 \text{ m}$

作用荷重は負担幅分の壁重量、間柱自重及び天井受け梁自重を考慮する。

$N_L=50 \times 0.6825 \times 5.35 \times 9.8 + 137 \times 5.35 + 175 \times 0.6825 = 2,642 \text{ N}$

長期許容圧縮応力度 :

強軸方向の細長比 : $\lambda_x=l_{kx}/i_x=87.6$

弱軸方向の細長比 : $\lambda_y=l_{ky}/i_y=241.0$ (※間柱のため令 56 条の柱 $\lambda \leq 200$ は満足させない)

よって細長比 $\lambda=241.0 > \lambda$

$f_c=18/65/\{(\lambda/\lambda)^2\} \times F=16.1 \text{ N/mm}^2$

$N_L/A/f_c=0.09 < 1.0$ O.K.

短期荷重時（地震時）

高さ $H_1=4.0 \text{ m}$ に作用する天井荷重による集中荷重及び負担幅 $B=0.6825 \text{ m}$ の

壁自重による等分布荷重を考慮する。

天井荷重 $P=6,372 \times 0.6825=4,349 \text{ N}$

壁荷重 $w=50 \times 0.6825 \times 0.5 \times 9.8=167.2 \text{ N/m}$

短期許容曲げ応力 :

細長比 : $\lambda_b=L_b/i_b=204.1$

強軸 f_b は、 $\{2/3-4/15 \times \lambda_b^2/(C \times \lambda^2)\} \times F \times 1.5$

または $89,000/(L_b \times h/A_f) \times 1.5$ のうち大きい数値より

強軸 $f_b=116.8 \text{ N/mm}^2$

$M_E=H_1 \times H_2/H \times P + w \times H_2/2 \times (H-H_2)=4,841.1 \text{ N} \cdot \text{m}$

$N_L/A/f_c + M_E/Z_x/f_b=0.53 < 1.0$ O.K.

地震時の天井面位置における変形量

$\delta=P \times H_1^2 \times H_2^2/(3 \times E \times I_x \times H)$

$+w \times H_2/(24 \times E \times I_x) \times (H^3-2 \times H \times H_2^2+H_2^3)=6.72 \text{ mm}$

天井受け梁と間柱の変形量の合計

$\Delta=0.29+6.72=7.01 \text{ mm} < \Delta_{lim}=30 \text{ mm}$ O.K.

