

---

---

ARCHITREND ZERO 木造構造計算

構造計算書 説明書

---

---

第 17 版 2019 年 07 月 24 日

福井コンピュータアーキテクト株式会社



## 目次

## 頁

■表紙	2	5. 各部の設計	56
■目次	3	5-1. 柱の設計	56
1. 一般事項	4	5-2. 梁の設計	59
1-1. 建設概要等	4	5-3. 垂木の設計	61
1-2. 設計方針	5	5-4. 母屋、棟木の設計	63
1-3. 仕様規定とチェックリスト	5	5-5. 根太の設計	64
1-4. 使用材料及び許容応力度	6	5-6. 断面応力図・検定比図	65
1-5. 仮定荷重	12	6. 接合部の設計	66
1-6. 柱壁伏図、断面図、床伏図	15	6-1. 柱脚柱頭の引張耐力の検討（N値計算法準拠）	66
1-7. 略軸組図	19	6-1. 柱脚柱頭の引張耐力の検討（詳細計算法）	68
1-8. 荷重分布図	19	6-2. 金物配置伏図	73
1-7. 計算ルートの算定（RC造）	20	6-3. 横架材接合部の引張耐力の検討	74
1-7. 計算ルートの算定（S造の場合）	21	6-3. 横架材接合部の引張耐力の検討（単純梁モデル）	76
2. 水平力に対する検定（令46条による壁量計算）	22	6-4. 梁受け金物の複合応力の検定	77
2-1. 有効耐力壁の配置と耐力の算定	22	7. 基礎の設計	78
2-2. 必要壁量の算定	23	7-1. 接地圧に対するフーチングの幅と配筋の検定（布基礎時）	79
2-3. 存在壁量の算定及び地震力・風圧力に対する検定	25	7-1. べた基礎の検定（べた基礎時）	83
3. 水平力に対する検定（許容応力度計算）	26	7-2. 偏心基礎のねじれの検定（布基礎時）	86
3-1. 地震力の算定	27	7-2. 基礎梁の断面と配筋の検定（べた基礎）	87
3-2. 風圧力の算定	32	7-3. 基礎梁の断面と配筋の検定（布基礎、べた基礎共通）	88
3-3. 鉛直構面の許容耐力と剛性の算定	35	7-4. アンカーボルトと土台の検定	96
3-4. 水平構面の許容耐力と剛性の算定	41	7-5. 転倒モーメントによる短期接地圧の検定	99
3-5. 偏心率とねじれ補正係数の算定	45	8. 層間変形角と剛性率の検討	104
3-6. 鉛直構面の負担水平力に対する検定	47	9. 屋根葺き材等の検討	106
3-7. 水平構面の負担水平力に対する検定	49	10. 性能評価書	107
3-7. 水平構面の負担水平力に対する検定（単純梁モデル）	51		
4. 軸力	53		
4-1. 軸力表	53		
4-2. 軸力図	54		
4-3. 耐力壁の許容耐力時の軸力	55		

# 構造計算書

2002年 10月

物件名	サンプル邸
建設場所	東京都
設計事務所	山田建築設計事務所
設計者	1級建築士 No.1234567 山田太郎

---

説明

---

## ■表紙

- ・タイトル： 「構造計算書」
- ・印刷年月： 計算書を作成した年月（システム年月）
- ・物件名： 物件情報の物件名
- ・建設場所： 物件情報の建設場所
- ・設計事務所： 物件情報の設計事務所
- ・設計者： 物件情報の設計者

目次

1. 一般事項	1-1	1
1-1 建物概要等	1-1	1
1-2 設計方針	1-2	2
1-3 仕様規定とチェックリスト	1-3	3
1-4 使用材料及び許容応力度	1-7	7
1-5 仮定荷重	1-13	13
1-6 柱壁伏図、断面図、床伏図	1-18	18
1-7 略軸組図	1-26	26
1-8 荷重分布図	1-36	36
2. 水平力に対する検定(令46条による壁量計算)	2-	1
2-1 有効耐力壁の配置と耐力の算定	2-	1
2-2 必要壁量の算定	2-4	4
2-3 存在壁量の算定及び地震力・風圧力に対する検定	2-5	5
3. 水平力に対する検定(許容応力度計算)	3-	1
3-1 地震力の算定	3-	1
3-2 風圧力の算定	3-10	10
3-3 鉛直構面の許容耐力と剛性の算定	3-17	17
3-4 水平構面の許容耐力と剛性の算定	3-35	35
3-5 偏心率とねじれ補正係数の算定	3-47	47
3-6 鉛直構面の負担水平力に対する検定	3-54	54
3-7 水平構面の負担水平力に対する検定	3-66	66
4. 軸力	4-	1
4-1 軸力表	4-	1
4-2 軸力図	4-31	31
4-3 耐力壁の許容耐力時の軸力	4-43	43
5. 各部の設計	5-	1
5-1 柱の設計	5-	1
5-2 梁の設計	5-12	12
5-3 垂木の設計	5-20	20
5-4 母屋・棟木の設計	5-22	22
5-5 根太の設計	5-33	33
5-6 断面応力図・検定比図	5-39	39
6. 接合部の設計	6-	1
6-1 柱脚柱頭の引張耐力の検討(N値計算法準拠)	6-	1
6-2 金物配置伏図	6-16	16
6-3 構築材接合部の引張耐力の検討	6-19	19
7. 基礎の設計	7-	1
7-1 べた基礎の検定	7-	2
7-2 基礎梁の断面と配筋の検定	7-10	10
7-3 アンカーボルトと土台の検定	7-35	35
7-4 転倒モーメントによる短期接地圧の検定	7-37	37
8. 層間変形角と剛性率の検討	8-	1

説明

■目次

項目	一括	(1)	(2)	(3)
1. 一般事項				
1-1 建物概要等	○	○	○	○
1-2 設計方針	○	○	○	○
1-3 仕様規定とチェックリスト	○	○	○	○
1-4 使用材料及び許容応力度	○	○	○	○
1-5 仮定荷重	○	○	○	○
1-6 柱壁伏図、断面図、床伏図	○	○	○	○
1-7 計算ルートの算定	●混構造	●混構造	●混構造	●混構造
1-7 略軸組図	○	○	○	○
1-8 荷重分布図	○	○	○	○
2. 水平力に対する検定(令46条による壁量計算)				
2-1 有効耐力壁の配置と耐力の算定	○	○	○	○
2-2 必要壁量の算定	○	○	○	○
2-3 存在壁量の算定及び地震力・風圧力に対する検定	○	○	○	○
3. 水平力に対する検定(許容応力度計算)				
3-1 地震力の算定	○	x	○	○
3-2 風圧力の算定	○	x	○	○
3-3 鉛直構面の許容耐力と剛性の算定	○	x	○	○
3-4 水平構面の許容耐力と剛性の算定	○	x	○	○
3-5 偏心率とねじれ補正係数の算定	○	x	○	○
3-6 鉛直構面の負担水平力に対する検定	○	x	○	○
3-7 水平構面の負担水平力に対する検定	○	x	○	○
4. 軸力				
4-1 軸力表	○	x	○	○
4-2 軸力図	○	x	○	○
4-3 耐力壁の許容耐力時の軸力	○	x	○	○
5. 各部の設計				
5-1 柱の設計	○	x	x	○
5-2 梁の設計	○	x	x	○
5-3 垂木の設計	○	x	x	○
5-4 母屋・棟木の設計	○	x	x	○
5-5 根太の設計	○	x	x	○
5-6 断面応力図・検定比図	○	x	x	○
6. 接合部の設計				
6-1 柱脚柱頭の引張耐力の検討	○	x	x	x
6-2 金物配置伏図	○	x	x	x
6-3 構築材接合部の引張耐力の検討	○	x	x	x
7. 基礎の設計				
7-1 接地圧に対するフーチングの幅と配筋の検定	○(布)	x	x	x
7-2 偏心基礎のねじれの検定	○(布)	x	x	x
7-3 基礎梁の断面と配筋の検定	○(布)	x	x	x
7-1 べた基礎の検定	○(べた)	x	x	x
7-2 基礎梁の断面と配筋の検定	○(べた)	x	x	x
7-4 アンカーボルトと土台の検定	○	x	x	x
7-5 転倒モーメントによる短期接地圧の検定	○	x	x	x
8. 層間変形角と剛性率の検討	○	x	x	x
9. 屋根葺き材等の検討	○	x	x	x

(1): 計算メニュー「壁量計算」の場合 (2): 同「壁量計算・許容応力度計算・軸力」の場合

(3): 同「壁量計算・許容応力度計算・軸力・各部の設計」の場合

※目次は「指針本計算例構成で出力する」がオンの場合に、項目の名称、出力順等が変わります。

※出力するものが無い場合、章や節の番号は詰まります。

※各項目の計算書にNGがある場合は、頁の後ろに「NG」表記がされます。

## 1. 一般事項

### 1-1 建物概要等

物件名 サンプル邸  
建設場所 東京都  
用途 専用住宅  
規模 木造3階建て

#### 構造

階	構造	軸組階高(mm)	床厚(mm)	階高(mm)	床面積(m <sup>2</sup> )
3階	木造	2800.0	30.0	2770.0	43.06
2階	木造	2800.0	30.0	2800.0	59.62
1階	木造	2830.0	60.0	2800.0	66.25
合計					168.93

土台せい 120.0 (mm)  
基礎高さ 400.0 (mm)  
軒高さ 8950.0 (mm)  
最高高さ 10220.0 (mm) 屋根勾配 5.00 (寸) 26.57 (度)

建設地 一般地域 垂直積雪量(h) 30.0 (cm) 地震地域係数(Z) 1.0  
基準風速(Vo) 34 (m/s) 地表面粗度区分 III

地盤種別 第2種  
許容地耐力 50.0 (kN/m<sup>2</sup>)  
地業 布基礎  
基礎の底部の深さ 300.0 (mm)

目標等級 耐震等級 3  
耐風等級 2

## 説明

## 1. 一般事項

### 1-1. 建設概要等

- 物件名： 物件情報の物件名
  - 建設場所： 物件情報の建設場所
  - 用途： 物件情報の用途
  - 規模： 物件情報の規模
  - 構造： 物件情報の階情報より
  - 軒高： 物件情報の階情報より軒高 (mm)  
梁天から梁天のまでの高さ
  - 床厚： 物件情報の階情報より床厚 (mm)
  - 階高： 物件情報の階情報より階高 (mm)  
床天から床天までの高さ
  - 床面積： 物件情報の階情報より床面積 (m<sup>2</sup>)
  - 追加床面積： 物件情報の階情報より追加床面積 (m<sup>2</sup>) 追加床面積はいずれかの階に値が入っていた場合のみ出力します。
  - 床面積合計： 物件情報の階情報より延床面積 (m<sup>2</sup>)
  - 土台せい、基礎高さ： 物件情報の土台せい、基礎高さ (mm)  
基礎パッキン厚： 物件情報の基礎パッキン厚 (mm)
  - 軒高さ(合計)： 物件情報の軒高さ合計 (mm) (9m以下) ※1  
各階の軒高+基礎高
  - 最高高さ： 物件情報の最高高さ (mm) (13m以下) ※1
  - 勾配： 物件情報の屋根勾配 (寸と度)
  - 建設地： 外力設定の建設地域 (一般地域又は多雪区域)
  - 垂直積雪量： 外力設定より (cm)
  - 地震地域係数Z： 外力設定より
  - 基準風速： 外力設定より (m/s)
  - 地表面粗度区分： 外力設定より
  - 地盤種別： 外力設定より
  - 許容地耐力： 物件情報の基礎より許容地耐力 (kN/m<sup>2</sup>)
  - 地業： 物件情報の地業より (布基礎又はべた基礎)
  - 基礎の底部の深さ： 物件情報の根入れ深さより
  - 目標等級： 耐震等級 構造計算条件Iより ※2  
耐風等級 構造計算条件Iより ※2  
耐積雪等級 構造計算条件Iより ※2
- ※1 超えた場合は警告メッセージが出ます。  
PH階は含みません。
- ※2 性能表示評価を行う場合のみ出ます。

1-2 設計方針

(1)構造上の特徴、構造計算方針

- 【参考文献】
 ・「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」 (財)日本住宅・木材技術センター
- 【構造計算ルート】
 ・X方向、Y方向ともルート1の構造計算を行う。

1-3 仕様規定と構造計算の検討必要項目チェックリスト

令第3章の仕様規定チェックリスト

「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017年版)」参照

基準法施行令第3章の木造の仕様規定		ただし書き等の適用の有無
木材 令第41条	■ 節、腐れ、接合の傾斜、丸身等による耐力上の欠点がないものとする	
土台及び基礎 令第42条	1項 ■ 最下階の柱の下部には土台を敷ける	<input type="checkbox"/> 柱脚を基礎に繋結 <input type="checkbox"/> 足固め平家建(軟弱地盤指定区域以外) <input type="checkbox"/> 柱と基礎を平28国交告第690号によるだば継ぎ等により接合
	2項 ■ 土台は基礎に繋結	<input type="checkbox"/> 50mm以下の平家建(軟弱地盤指定区域以外)
柱の小径 令第43条	1項 <input type="checkbox"/> 横架材間距離×表の数値以上(1/20~1/33)	■ 平成12年通告1349号の座屈の許容応力度計算
	2項 <input type="checkbox"/> 3階梁の1階柱 13.5cm以上	■ 平成12年通告1349号の座屈の許容応力度計算
	4項 ■ 柱断面の1/3以上のかき取りはない <input type="checkbox"/> 柱断面の1/3以上のかき取りは補強する	
	5項 <input type="checkbox"/> 2階梁以上の隅柱は、通し柱	
	■ 通し柱と同層以上の耐力を有する補強	
	6項 ■ 柱の有効細長比は、150以下	
はり等の横架材 令第44条	■ 中央部下側に耐力上支障のある欠込みなし	
筋かい 令第45条	1項 ■ 引筋筋かいは、厚さ1.5cm以上幅9cm以上の木材又は径9mm以上の鉄筋を使用	<input type="checkbox"/> 面材耐力壁等を使用
	2項 ■ 圧縮筋かいは、厚さ3cm以上で幅9cm以上の木材を使用	
	3項 ■ 筋節を、柱と横架材との仕口に接近して、ボルト、くさ等の金物で繋結(平成12年通告1460号第一号)	
	4項 ■ 欠込みをしない。ただし、筋かいをたすき掛けで、必要な補強を行なったときは可	
構造耐力上必要 な軸組等 令第46条	1項 ■ 下記の壁量計算をおこなう 表1(又は昭和56年通告1100号)に定める耐力壁の幅厚×壁数を乗じた存在壁量の和が、その階の床面積(小層裏に1/8以上の物置等を敷ける場合は平成12年通告1351号で面積加算)に表2の数値を乗じた地盤に対する必要壁量以上かつその階の床厚1.85mより上の見付面積に表3の数値を乗じた層に対する必要壁量以上となるよう、耐力壁を約4倍長く敷ける	令第46条2項 <input type="checkbox"/> 次に掲げる基準に適合し、昭和62年通告1898号に規定する集材材等(含水率20%以下の製材も可)を使用し、柱脚は、土台又は基礎に繋結し、昭和62年通告1899号に定める許容応力度計算、層間変形角の検討、及び、偏心率の検討をおこなう <input type="checkbox"/> 方づえ、接柱又は控壁
	3項 ■ 床組及び小屋ばり組に木板等を平28国交告代691号に従って打ち付け、小屋組に取れ止めを敷ける	■ 昭和62年通告1899号に定める許容応力度計算、層間変形角の検討、及び、偏心率の検討をおこなう
	4項 <input type="checkbox"/> 四分制法による約谷合い配置の検討(平成12年通告1552号)	■ 令第82条の6第2号ロに定める偏心率を計算し、0.9以下を確保
継手又は仕口 令第47条	1項 <input type="checkbox"/> 国土交通大臣が定める構造方法(平成12年通告1460号第二号に定める柱頭柱脚)	■ 構造耐力上主要な接合部は、令第82条1号から3号の許容応力度計算を行う <input type="checkbox"/> 柱頭柱脚はN値計算を行う
防蟻措置等 令第49条	1項 ■ ラスモルタル等の下地には、防水紙等を使用	
	2項 ■ 地面から1m以内の主要軸組には有効な防蟻防蟻措置を講ずる	

説明

1-2. 設計方針

(1)構造上の特徴、構造計算の方針

物件データの初期設定-設計方針のテキストを参照します。

1-3. 仕様規定とチェックリスト

物件データの初期設定-設計方針 チェックリスト(1)~(4)を参照します。

※構造計算で「チェックリストを出力する」 フラグがONの場合に出力します。

## 1-4. 使用材料及び許容応力度

物件データの初期設定-使用材料を参照します。

(1) 使用部材一覧

部材名	樹種	寸法(mm)	材料	等級
土台	ひのき	105×105(共通)	檜桧等級区分製材	E90
管柱1階	おうしゅうあかまつ	105×105(共通)	同一等級構成(積層4枚以上)集成材	E105-F345
	おうしゅうあかまつ	120×120	同一等級構成(積層4枚以上)集成材	E105-F345
管柱2階	おうしゅうあかまつ	105×105(共通)	同一等級構成(積層4枚以上)集成材	E105-F345
管柱3階	おうしゅうあかまつ	105×105(共通)	同一等級構成(積層4枚以上)集成材	E105-F345
梁2階	おうしゅうあかまつ	105×105(共通)	対称異等級構成集成材	E120-F330
	べいまつ	105×105	檜桧等級区分製材	E110
	おうしゅうあかまつ	105×150	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×180	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×240	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×270	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×330	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×360	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×390	対称異等級構成集成材	E120-F330
梁3階	おうしゅうあかまつ	105×105(共通)	対称異等級構成集成材	E120-F330
	べいまつ	105×105	檜桧等級区分製材	E110
	おうしゅうあかまつ	105×180	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×240	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×270	対称異等級構成集成材	E120-F330
小屋梁	おうしゅうあかまつ	105×150(共通)	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×105	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×180	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×210	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×240	対称異等級構成集成材	E120-F330
跳出梁	おうしゅうあかまつ	105×270(共通)	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×360	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×420	対称異等級構成集成材	E120-F330
小屋束	おうしゅうあかまつ	105×105(共通)	同一等級構成(積層4枚以上)集成材	E105-F345
大引	おうしゅうあかまつ	105×105(共通)	対称異等級構成集成材	E120-F330
母屋	べいまつ	105×105(共通)	檜桧等級区分製材	E110
棟木	べいまつ	105×120(共通)	檜桧等級区分製材	E110
垂木	すぎ	45×60 ㊦455(共通)	目視等級区分製材	甲種3級
間柱	すぎ	30×105	目視等級区分製材	甲種3級
筋かい	すぎ	45×90	目視等級区分製材	甲種3級
耐力壁	構造用合板	9mm		
増耐力壁	せつこうボード	12.5mm		

(1) 使用部材一覧

部材名	樹種	寸法(mm)	材料	等級

※同じ部材名が続く場合は空白、同じ材料が続く場合は「//」で表記します。  
 ※60行を超えた場合は末尾に\*を表示し、それ以上は表示されません。

### ・部材名

次の部材で実際に使用されているものを出力します。

出力順	部材	出力順	部材	出力順	部材
1	土台	11	跳出梁		
2	管柱-1階	12	床束		
3	管柱-2階	13	小屋束		
4	管柱-3階	14	大引		
5	通し柱	15	火打土台		
6	梁-2階	16	火打梁		
7	梁-3階	17	母屋		
8	小屋梁	18	棟木		
9	丸太梁	19	垂木		
10	補強梁	20	根太		

この後に追加使用部材を表示します。

### ・樹種

ユーザ設定した基準強度マスタを使用している場合、\*印が付きます。

### ・寸法(mm)

「幅×せい」を表記。共通部材の場合は“(共通)”を続けて表記します。



(2) 基準強度及び許容応力度

基準強度表

樹種	基準強度(N/mm <sup>2</sup> )					ヤング係数 (単位: ×10 <sup>9</sup> N/mm <sup>2</sup> )
	圧縮 Fc	引張り Ft	曲げ Fb	せん断 Fs	めり込み Fcv	
米松	22.20	17.70	28.20	2.40	9.00	9.800
桧	20.70	16.20	26.70	2.10	7.80	8.820
杉	17.70	13.50	22.20	1.80	6.00	6.860

許容応力度表

樹種	長期(N/mm <sup>2</sup> )					短期(N/mm <sup>2</sup> )				
	圧縮	引張	曲げ	せん断	めり 込み	圧縮	引張	曲げ	せん断	めり 込み
	$\frac{1.1F_c}{3}$	$\frac{1.1F_t}{3}$	$\frac{1.1F_b}{3}$	$\frac{1.1F_s}{3}$	$\frac{1.5F_{cv}}{3}$	$\frac{2F_c}{3}$	$\frac{2F_t}{3}$	$\frac{2F_b}{3}$	$\frac{2F_s}{3}$	$\frac{2F_{cv}}{3}$
米松	8.14	6.49	10.34	0.88	4.50	14.80	11.80	18.80	1.60	6.00
桧	7.59	5.94	9.79	0.77	3.90	13.80	10.80	17.80	1.40	5.20
杉	6.49	4.95	8.14	0.66	3.00	11.80	9.00	14.80	1.20	4.00

※めり込みの許容応力度は、「土台その他これに類する横架材」の許容応力度を表示

許容応力度表(積雪時)

樹種	長期(N/mm <sup>2</sup> )					短期(N/mm <sup>2</sup> )				
	圧縮	引張	曲げ	せん断	めり 込み	圧縮	引張	曲げ	せん断	めり 込み
	$\frac{1.43F_c}{3}$	$\frac{1.43F_t}{3}$	$\frac{1.43F_b}{3}$	$\frac{1.43F_s}{3}$	$\frac{1.5F_{cv}}{3}$	$\frac{1.6F_c}{3}$	$\frac{1.6F_t}{3}$	$\frac{1.6F_b}{3}$	$\frac{1.6F_s}{3}$	$\frac{2F_{cv}}{3}$
米松	10.58	8.44	13.44	1.14	4.50	11.84	9.44	15.04	1.28	6.00
桧	9.87	7.72	12.73	1.00	3.90	11.04	8.64	14.24	1.12	5.20
杉	8.44	6.44	10.58	0.86	3.00	9.44	7.20	11.84	0.96	4.00

※めり込みの許容応力度は、「土台その他これに類する横架材」の許容応力度を表示

説明

(2) 基準強度及び許容応力度

・木材の基準強度表

基準強度マスタの基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

圧縮 Fc、引張り Ft、曲材 Fb、せん断 Fs、めりこみ Fcv

基準強度マスタのヤング係数 E (×10<sup>9</sup>N/mm<sup>2</sup>)

・木材の許容応力度表

長期許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>) :  $F \times 1.1 / 3$

短期許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>) :  $F \times 2 / 3$

F : 圧縮、引張り、曲材、せん断それぞれの基準強度

・木材の許容応力度表(積雪時)

長期許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>) :  $F \times 1.1 \times 1.3 / 3$

短期許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>) :  $F \times 2 \times 0.8 / 3$

F : 圧縮、引張り、曲材、せん断それぞれの基準強度

めりこみの許容応力度

	長期	長期積雪時	短期	短期積雪時
土台その他 類する横架材	$\frac{1.5F_{cv}}{3}$	$\frac{1.5F_{cv}}{3}$	$\frac{2F_{cv}}{3}$	$\frac{2F_{cv}}{3}$

使用鉄筋及びコンクリート

鉄筋種類 (D10~D16)	SD295A
鉄筋種類 (D19以上)	SD345
コンクリート種類	Fc21

鉄筋、コンクリート、及びアンカーボルトの許容応力度表

材料	長期 (N/mm <sup>2</sup> )					短期 (N/mm <sup>2</sup> )				
	圧縮 rfc fc	引張 ft	せん断 wfc fs	付着fa		圧縮 rfc fc	引張 ft	せん断 wfc fs	付着fa	
				曲げ材 上げ	その他				曲げ材 上げ	その他
SD295A	195	195	195	1.40	2.10	295	295	295	2.10	3.15
SD345	215	215	195			345	345	345		
Fc21	7	-	0.7			14	-	1.05		
M12	-	156	-	-	-	-	235	8.620 (kN)	-	-
M16	-	156	-	-	-	-	235	15.330 (kN)	-	-

アンカーボルト 長期許容せん断力 (土台樹種: J2グループ)

(3) 許容地耐力

長期	50.0 (kN/m <sup>2</sup> )
短期	100.0 (kN/m <sup>2</sup> )

説明

・ 使用鉄筋及びコンクリート

鉄筋種類 (D10~D16): 初期設定「鉄筋種類 (D10~D16)」より。  
 鉄筋種類 (D19以上): 初期設定「鉄筋種類 (D19以上)」より。  
 コンクリート種類: 初期設定「コンクリートの種類」より。

・ 鉄筋、コンクリート及びアンカーボルトの許容応力度表

鉄筋: SD295A、SD345 を表記  
 基礎コンクリート: 初期設定「コンクリートの種類」で選択されたものを表記  
 アンカーボルト: 金物判定用設定で選択された樹種の M12, M16 を表記

※鉄筋の付着 fa

材料	付着 fa	長期 (N/mm <sup>2</sup> )		短期 (N/mm <sup>2</sup> )	
		曲げ材 上げ	その他	曲げ材 上げ	その他
F c15		1.00	1.50	1.50	2.25
F c18		1.20	1.80	1.80	2.70
F c21		1.40	2.10	2.10	3.15
F c24		1.54	2.31	2.31	3.47
F c27		1.62	2.43	2.43	3.65
F c30		1.70	2.55	2.55	3.83
F c33		1.78	2.67	2.67	4.01

(3) 許容地耐力

長期 (kN/mm<sup>2</sup>): 初期設定より  
 短期 (kN/mm<sup>2</sup>): 初期設定より

(4) 接合部の許容引張耐力

接合部の仕様	許容引張耐力
告示第1460号接合仕様による	
L字型かど金物くぎCN65×5本	3.38kN
T字型かど金物くぎCN65×5本	5.07kN
山形プレート金物くぎCN90×8本	5.88kN
羽子板ボルトΦ12mm、短冊金物	7.50kN
羽子板ボルトΦ12mm、スクリーナ釘	8.50kN
10 k N用引き寄せ金物	10.0kN
15 k N用引き寄せ金物	15.0kN
20 k N用引き寄せ金物	20.0kN
25 k N用引き寄せ金物	25.0kN
15 k N用引き寄せ金物×2枚	30.0kN

説明

(4) 接合部の許容引張耐力

接合部の仕様	許容引張耐力

接合部の仕様： 初期設定－設計方針の接合部仕様より（全角20文字）

許容引張耐力： 初期設定－設計方針の接合部仕様より（全角6文字）

※最大出力行 50行（45行／頁）

(5) 筋かい・面材倍率表

\*は使用していることを示す。

筋かい倍率表

番号	仕様	圧縮倍率	引張倍率
1	鉄筋φ9 ①三角座金 ナット締め ②鋼板筋え版 8×CN90 平打ち	0.00	2.00
2	木材 15×90 びんた伸ばし 5×N65 平打ち	1.00	1.00
3	木材 30×90 BP、又は同等以上	2.00	1.00
*4	木材 45×90 BP2、又は同等以上	2.50	1.50
5	木材 90×90 ボルトM12	5.00	1.00

耐力壁用面材倍率表

番号	工法または材料名称	倍率
1	木ずり	0.50
2	JAS構造用合板	2.50
3	パーテイクルボード	2.50
4	構造用パネル (OSB)	2.50
*5	石膏ボード	0.90
6	構造用石膏ボードA種	1.70
7	構造用石膏ボードB種	1.20
8	ハードボード	2.00
9	硬質木片セメント板	2.00
10	炭酸マグネシウム板	2.00
11	パネルセメント板	1.50
12	シーリングインシュレーションボード	1.00
13	ラスシート	1.00
14	閉縁	0.50

準耐力壁用面材倍率表

番号	工法または材料名称	倍率	釘低減係数
1	木ずり	0.50	1.0
2	JAS構造用合板	2.50	0.6
3	パーテイクルボード	2.50	0.6
4	構造用パネル (OSB)	2.50	0.6
*5	石膏ボード	0.90	0.6
6	構造用石膏ボードA種	1.70	0.6
7	構造用石膏ボードB種	1.20	0.6

説明

(5) 筋かい・面材倍率表

・筋かい倍率表

番号	仕様	圧縮倍率	引張倍率
----	----	------	------

番号： 通し番号 (最大 20)  
 計算に使用している場合には、番号の左 (欄外) に \* 印  
 仕様： 筋かい仕様  
 圧縮倍率： 圧縮倍率  
 引張倍率： 引張倍率

※初期設定「筋かい倍率設定」の内容が表記されます。

・耐力壁用面材倍率表

番号	工法または材料名称	倍率
----	-----------	----

番号： 通し番号 (最大 20)  
 計算に使用している場合には、番号の左 (欄外) に \* 印  
 工法または材料名称： 工法または材料名称  
 倍率： 面材倍率

※初期設定「面材倍率設定」の内容が表記されます。

・準耐力壁用面材倍率表

番号	工法または材料名称	倍率	釘低減係数
----	-----------	----	-------

番号： 通し番号 (最大 20)  
 計算に使用している場合には、番号の左 (欄外) に \* 印  
 工法または材料名称： 工法または材料名称  
 倍率： 面材倍率  
 釘低減係数： 釘低減係数

※初期設定「面材倍率設定」で準耐フラグが ON の行の内容を表記します。

(6) 水平構面の許容せん断耐力

\*は使用していることを示す。

F:面材張り床面、R:面材張り屋根面、H:火打水平構面  
 $\angle Q_a$ : 単位長さあたりの許容せん断耐力 (kN/m)

番号	水平構面の仕様	$\angle Q_a$
F1	構造用合板 12mm以上、樫太 $\phi$ 340 以下落し込み、N50 $\phi$ 150以下	3.92
F2	構造用合板 12mm以上、樫太 $\phi$ 340 以下半欠き、N50 $\phi$ 150以下	3.14
F3	構造用合板 12mm以上、樫太 $\phi$ 340 以下転ばし、N50 $\phi$ 150以下	1.96
F4	構造用合板 12mm以上、樫太 $\phi$ 500 以下落し込み、N50 $\phi$ 150以下	2.74
F5	構造用合板 12mm以上、樫太 $\phi$ 500 以下半欠き、N50 $\phi$ 150以下	2.20
F6	構造用合板 12mm以上、樫太 $\phi$ 500 以下転ばし、N50 $\phi$ 150以下	1.37
F7	構造用合板 24mm以上、梁・支材 $\phi$ 100mm以下底張り4周釘打ち、N75 $\phi$ 150以下	7.84
*F8	構造用合板 24mm以上、梁 $\phi$ 100mm以下底張り川の字釘打ち、N75 $\phi$ 150以下	3.53
F9	幅 180 杉板 12mm以上、樫太 $\phi$ 340 以下落し込み、N50 $\phi$ 150以下	0.76
F10	幅 180 杉板 12mm以上、樫太 $\phi$ 340 以下半欠き、N50 $\phi$ 150以下	0.71
F11	幅 180 杉板 12mm以上、樫太 $\phi$ 340 以下転ばし、N50 $\phi$ 150以下	0.59
F12	幅 180 杉板 12mm以上、樫太 $\phi$ 500 以下落し込み、N50 $\phi$ 150以下	0.51
F13	幅 180 杉板 12mm以上、樫太 $\phi$ 500 以下半欠き、N50 $\phi$ 150以下	0.47
F14	幅 180 杉板 12mm以上、樫太 $\phi$ 500 以下転ばし、N50 $\phi$ 150以下	0.39
F15	突出段差、取板・蹴込み板・側板が相互緊密なれ箱状、 $L_y/L_x \geq 0.8$	0.98
*R1	勾配30度以下、構造用合板3mm以上、N50 $\phi$ 150以下、垂木 $\phi$ 500以下転ばし	1.37
R2	勾配45度以下、構造用合板3mm以上、N50 $\phi$ 150以下、垂木 $\phi$ 500以下転ばし	0.98
R3	勾配30度以下、構造用合板3mm以上、N50 $\phi$ 150以下、垂木 $\phi$ 500以下転ばし、垂木同断面転び止め材	1.96
R4	勾配45度以下、構造用合板3mm以上、N50 $\phi$ 150以下、垂木 $\phi$ 500以下転ばし、垂木同断面転び止め材	1.37
R5	勾配30度以下、幅180杉板3mm以上、N50 $\phi$ 150以下、垂木 $\phi$ 500以下転ばし	0.39
R6	勾配45度以下、幅180杉板3mm以上、N50 $\phi$ 150以下、垂木 $\phi$ 500以下転ばし	0.20
H1	火打金物HE、平均負担面積 2.50㎡以下、梁せい 240以上	1.57
*H2	火打金物HE、平均負担面積 2.50㎡以下、梁せい 150以上	1.18
H3	火打金物HE、平均負担面積 2.50㎡以下、梁せい 105以上	0.98
H4	火打金物HE、平均負担面積 3.75㎡以下、梁せい 240以上	0.94
*H5	火打金物HE、平均負担面積 3.75㎡以下、梁せい 150以上	0.71
H6	火打金物HE、平均負担面積 3.75㎡以下、梁せい 105以上	0.59
H7	火打金物HE、平均負担面積 5.00㎡以下、梁せい 240以上	0.47
H8	火打金物HE、平均負担面積 5.00㎡以下、梁せい 150以上	0.35
H9	火打金物HE、平均負担面積 5.00㎡以下、梁せい 105以上	0.29
H10	木製火打 90×90、平均負担面積 2.50㎡以下、梁せい 240以上	1.57
H11	木製火打 90×90、平均負担面積 2.50㎡以下、梁せい 150以上	1.18
H12	木製火打 90×90、平均負担面積 2.50㎡以下、梁せい 105以上	0.98
H13	木製火打 90×90、平均負担面積 3.75㎡以下、梁せい 240以上	0.94
H14	木製火打 90×90、平均負担面積 3.75㎡以下、梁せい 150以上	0.71
H15	木製火打 90×90、平均負担面積 3.75㎡以下、梁せい 105以上	0.59
H16	木製火打 90×90、平均負担面積 5.00㎡以下、梁せい 240以上	0.47
H17	木製火打 90×90、平均負担面積 5.00㎡以下、梁せい 150以上	0.35
H18	木製火打 90×90、平均負担面積 5.00㎡以下、梁せい 105以上	0.29

説明

(6) 水平構面の許容せん断耐力

番号	水平構面の仕様	$\angle Q_a$
----	---------	--------------

番号: 構面記号+通し番号 (最大 90 : 各構面最大 30 行)  
 計算に使用している場合には、番号の左 (欄外) に \* 印  
 水平構面の仕様: 水平構面の仕様  
 $\angle Q_a$ : 単位長さあたりの許容せん断耐力 (kN/m)

※初期設定「水平構面床倍率設定」の内容を表記します。

1-5 仮定荷重

(1) 固定荷重

屋根一般

項目	単位荷重(N/m <sup>2</sup> )	
仕上げ、野地板	340	小計
垂木、母屋	100	440
小屋組		100
天井		100
	合計	640
	補正後(勾配考慮)	649

屋根軒先

項目	単位荷重(N/m <sup>2</sup> )	
仕上げ、野地板	340	小計
天井	100	440
	合計	440
	補正後(勾配考慮)	449

3階床

項目	単位荷重(N/m <sup>2</sup> )	
仕上げ	350	小計
床組	140	490
天井		100
	合計	690
	補正後	690

2階床

項目	単位荷重(N/m <sup>2</sup> )	
仕上げ	350	小計
床組	140	490
天井		100
	合計	690
	補正後	690

説明

1-5. 仮定荷重

(1) 固定荷重(初期設定「固定荷重」を参照します。)

外壁・内壁以外

項目	荷重(N/m <sup>2</sup> )	
	xxxx	小計
	xxxx	xxxx
		xxxx
		xxxx
		xxxx
	合計	xxxxx
	補正後(勾配考慮)	xxxxx

※「(勾配考慮)」が記述されるのは屋根一般と屋根軒先のみです。

外壁・内壁

項目	荷重(N/m <sup>2</sup> )	
		Xxxx
		Xxxx
		Xxxx
		Xxxx
		Xxxx
	合計	Xxxxx
	補正後	Xxxxx

固定荷重項目一覧

項目番号	荷重名称	項目番号	荷重名称
1	屋根一般	13	PH屋根一般
2	屋根軒先	14	PH屋根軒先
3	PH階床	15	屋根一般(1,2,3)
4	3階床	16	屋根軒先(1,2,3)
5	2階床		
6	1階床		
7	外壁(PH階,3階,2階,1階)		
8	内壁		
9	バルコニー(名称変更可)		
10	小屋裏収納(名称変更可)		
11	ベランダ(名称変更可)		
12	その他(名称変更可)		

## 説明

### (2) 積載荷重

階	床用 (N/m <sup>2</sup> )	梁柱基礎用 (N/m <sup>2</sup> )	地震用 (N/m <sup>2</sup> )
屋根	0	0	0
3階床	1800	1300	600
2階床	1800	1300	600
1階床	1800	1300	600
バルコニー	1800	1300	600

### (3) 積雪荷重

垂直積雪量	30.0 (cm)
単位荷重	20.0 (N/cm <sup>2</sup> )
屋根形状係数	0.88 (勾配 5.00 寸 26.57 度)
積雪荷重	
・短期[積雪時]	528.0 (N/m <sup>2</sup> )

屋根一般と屋根軒先の場合は補正後の値を自動計算します(※ [陸屋根] チェックが OFF の時)。

補正後の値 = 上 2 行の合計 /  $\cos \theta$  + 下 3 行の値

### (2) 積載荷重

初期設定「積載荷重」より

床用 (N/m<sup>2</sup>)、梁柱基礎用 (N/m<sup>2</sup>)、地震用 (N/m<sup>2</sup>)

混構造の場合、「1階床」は出力されません。

### (3) 積雪荷重

垂直積雪量 (cm) : 初期設定「垂直積雪量」より

単位荷重 (N/m<sup>2</sup>/cm) : 初期設定「単位荷重」より

屋根形状係数 : 初期設定「屋根形状係数」より

積雪荷重 (N/m<sup>2</sup>)

・一般地域

短期[積雪時] : 垂直積雪量 × 単位荷重 × 屋根形状係数

・多雪区域

長期[積雪時] : 垂直積雪量 × 単位荷重 × 屋根形状係数 ×  
耐積雪等級 × 長期組合せ係数 (0.70 以上)

短期[積雪時] : 垂直積雪量 × 単位荷重 × 屋根形状係数 ×  
耐積雪等級

短期[組合せ時] : 垂直積雪量 × 単位荷重 × 屋根形状係数 ×  
短期組合せ係数 (0.35 以上)

※屋根形状係数 初期設定 - 外力設定の「積雪」で設定された値

計算式 屋根形状係数  $\mu b = \sqrt{(\cos 1.5 \beta)}$

$\beta$  : 屋根勾配 (度)

$\beta > 60$  度の場合は  $\mu b = 0$

※長期組合せ係数、短期組合せ係数は初期設定で設定された値

※積雪荷重 初期設定 - 外力設定の「積雪」で「屋根勾配による低減を行わない」としたときは、屋根形状係数は考慮しません。

説明

(4) 屋根及び床の設計荷重

(4) 屋根及び床の設計荷重

階	項目	固定荷重 (N/m <sup>2</sup> )	積載荷重 (N/m <sup>2</sup> )	積雪荷重 (N/m <sup>2</sup> )	合計 (N/m <sup>2</sup> )	
屋根一般	屋根用	長期用	390	0	0	390
		短期積雪用	390	0	528	918
	軸組用	長期用	687	0	0	687
		短期積雪用	687	0	528	1215
	地震用	687	0	0	687	
	屋根軒先	屋根用	長期用	390	0	0
短期積雪用			390	0	528	918
軸組用		長期用	537	0	0	537
		短期積雪用	537	0	528	1065
地震用		537	0	0	537	
3階床		床用	490	1800	0	2290
	軸組用	590	1300	0	1890	
	地震用	590	600	0	1190	
	床用	490	1800	0	2290	
2階床	床用	490	1800	0	2290	
	軸組用	590	1300	0	1890	
	地震用	590	600	0	1190	
	床用	490	1800	0	2290	
1階床	床用	490	1800	0	2290	
	軸組用	490	1300	0	1790	
	地震用	490	600	0	1090	
	床用	800	1800	0	2600	
バルコニー	軸組用	800	1300	0	2100	
	地震用	800	600	0	1400	

階	項目	固定荷重	積載荷重	積雪荷重	合計

初期設定「固定荷重」「積載荷重」参照

階： 屋根一般、屋根軒先、3階、2階、1階（木造の場合）、  
ユーザー設定領域1～4

項目： 一般地域の屋根一般、屋根軒先、屋外用のユーザー設定領域

屋根用 長期用  
屋根用 短期積雪用  
軸組用 長期用  
軸組用 短期積雪用  
地震用

多雪区域の屋根一般、屋根軒先、屋外用のユーザー設定領域

屋根用 長期用  
屋根用 短期積雪用  
屋根用 長期積雪用  
軸組用 長期用  
軸組用 短期積雪用  
軸組用 長期積雪用  
地震用

一般地域、多雪区域のその他

床用  
軸組用  
地震用

固定荷重 (N/m<sup>2</sup>) : 初期設定の固定荷重の補正後値 (屋根用・床用は上2行の合計値)

積載荷重 (N/m<sup>2</sup>) : 初期設定の当該積載荷重の値

積雪荷重 (N/m<sup>2</sup>) : (3) の積雪荷重

※ 固定荷重で「屋外」「陸屋根」がONの場合は屋根形状係数を考慮しません。

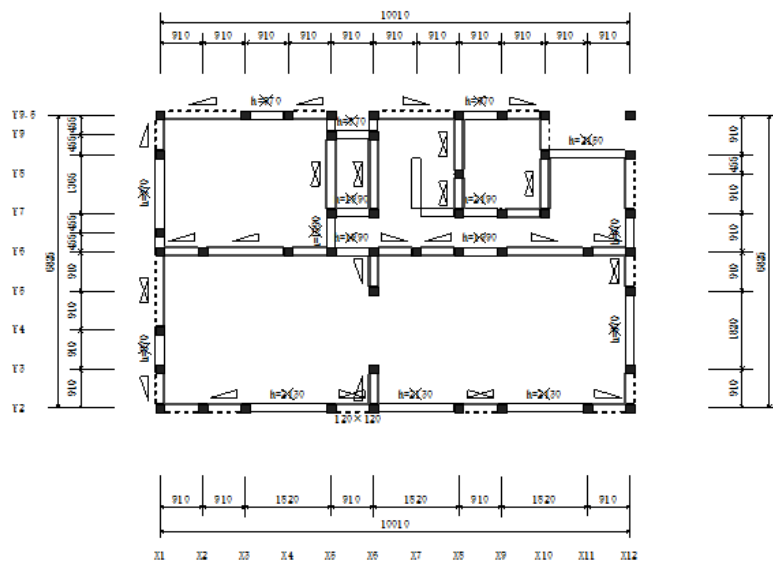
合計 (N/m<sup>2</sup>) : 固定荷重+積載荷重+積雪荷重



1-5 柱壁伏図、断面図、各種伏図

(1) 柱壁伏図

1階



共通部材

管柱1階 : 105×105 (mm) E105-F345

凡例:

■	管柱
●	筋かいダブル
△	筋かいシングル
—	面材
⋯	その他の内壁

凡例:

□	開口高 (h)
×	準耐力壁、腰壁等に該当せず

説明

1-6. 柱壁伏図、断面図、各種伏図

(1) 柱壁伏図

3階、2階、1階をレイヤごとに出力します

凡例 1

記号	部材
■	管柱
●	通し柱
△	筋かいダブル
△	筋かいシングル
—	面材

凡例 2

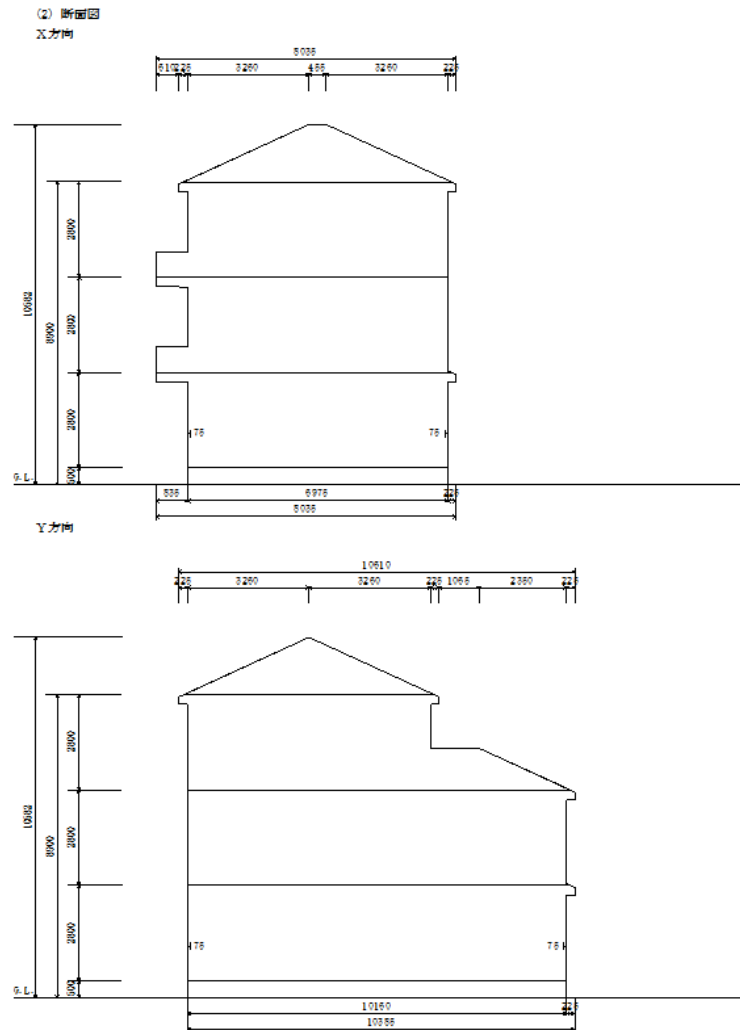
記号	開口高 (mm)
小	XXXX
中	XXXX
大	XXXX
戸	XXXX
×	準耐力壁等に該当せず

凡例 1 と凡例 2 を並べて書く。

凡例 2 の記号は、初期設定-構造計算条件Ⅱの開口部の記号。

凡例 2 の開口高は、初期設定-構造計算条件Ⅱの開口部の開口高。

- ・ 図中には他に寸法線、柱追加荷重を▽で表記します。
- ・ 個別の柱は、断面と樹種のうち共通部材と違うものを表記します。



## 説明

### (2) 断面図

#### X方向

断面形状 間取りよりX断面（建物を右から見た外観）

寸法線 単位mm

水平方向 屋根面X方向最大長、軒の出

X方向床最大長、X方向1階床長、X方向ベランダ長

垂直方向 1階床高さ、1階階高、2階階高、3階階高

軒高さ(合計)、最高高さ

#### Y方向

断面形状 間取りよりY断面（建物を下から見た外観）

寸法線 単位mm

水平方向 屋根面Y方向最大長、ケラバ

Y方向床最大長さ

垂直方向 1階床高さ、1階階高、2階階高、3階階高

軒高さ(合計)、最高高さ

説明

(3) 床伏図

1階床伏図～小屋伏図

番付範囲 建物全体の最大番付

縮尺 番付範囲および寸法線が表示されるように縮尺率を計算

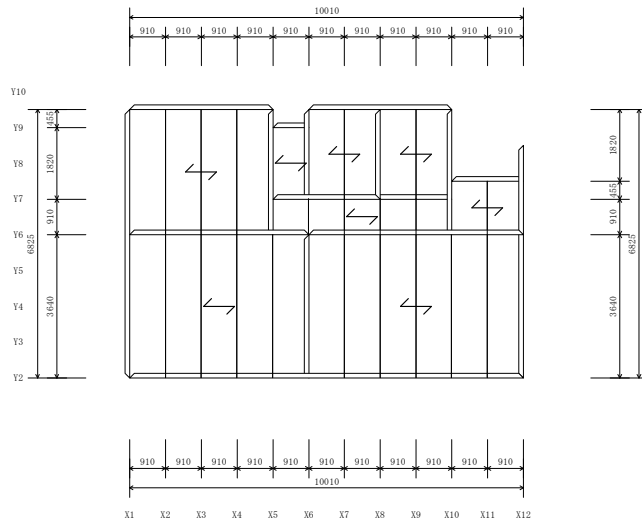
寸法線 土台、梁を対象

記号一覧

記号	部材	記号	部材
	丸太梁		小屋束
	ユーザー設定領域		勾配
		数値	勾配(寸)
		- - - - -	母屋
	火打	.....	屋根形状
	根太		

- ・図中には他に寸法線、屋根勾配を表記します。
- ・梁追加荷重がある場合、▽で表記します。
- ・個別の梁は、断面と材料のうち共通部材と違うものを表記します。
- ・用紙左下に『共通部材』として、その階の梁の断面寸法と材料を表記します。
- ・用紙右下に『伏図特記』として、各階別に入力してある伏図特記を表記します。
- ・初期設定で「根太表現をしない」とした場合、凡例の「根太」は「床荷重方向」となります。

(3) 床伏図  
1階床



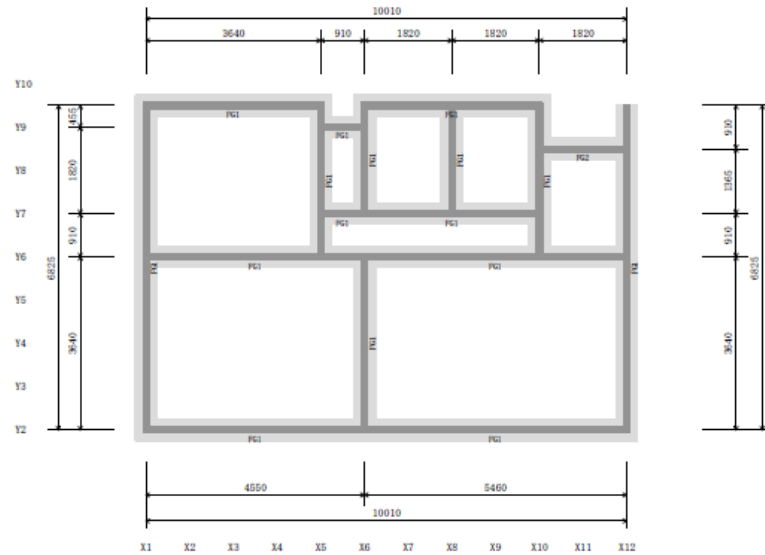
共通部材

土台：120×120 (mm) ヒバ

凡例：

	土台
	大引
	根太

(4) 基礎伏図



符号	タイプ	立上り幅	立上り高	上端主筋	下端主筋	スタップ筋	フチ幅	フチ厚	ベース筋
FG1	上型	120	700	2-D13	2-D13	1-D10@200	500	120	D10@200
FG2	上型	120	300	2-D13	2-D13	1-D10@200	500	120	D10@200

## 説明

### (4) 基礎伏図

#### 基礎伏図

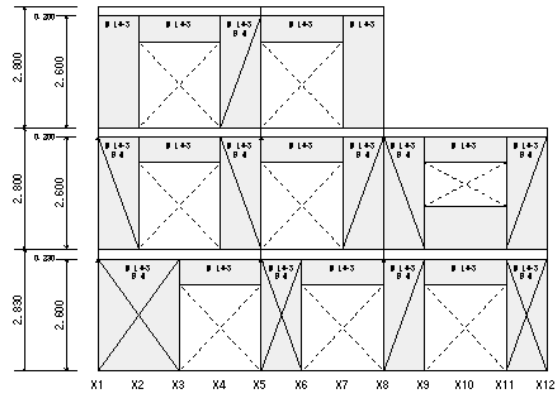
配置図および符号を表示します。

#### 基礎断面一覧

各符号の断面情報を表示します。

1-7 略軸組図

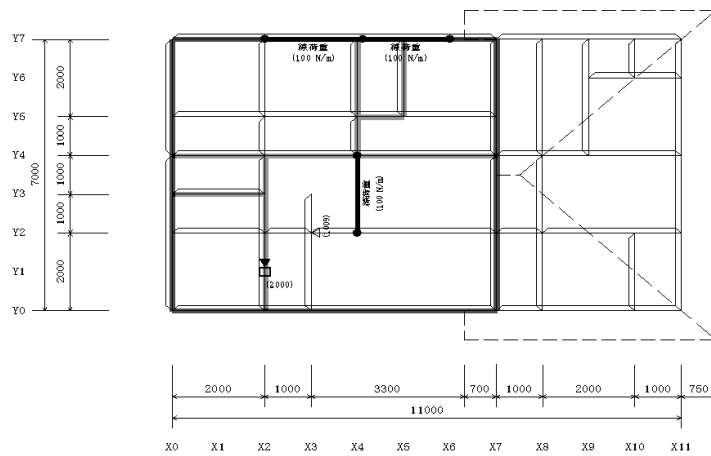
Y2通り



凡例:

W	: 面材仕様 外面 + 内面
B	: 筋かしの仕様

1-8 荷重分布図



1-7. 略軸組図

各通りの軸組図

面材仕様と筋かしの仕様の記号を表示します。

1-8. 荷重分布図

外壁、内壁、柱・梁追加荷重、線荷重を略伏図に表示します。

### 1-7 計算ルートの算定(RC造)

1階地震用重量	$\Sigma W_i = 504760$ (N)		
柱量・壁量			
X方向	$\Sigma A_w$	$\Sigma A_c$	$\Sigma 250A_w + \Sigma 70A_c > \Sigma W_i$
	9010	68800	7068500 > 504760
			よって ルート1
Y方向	$\Sigma A_w$	$\Sigma A_c$	$\Sigma 250A_w + \Sigma 70A_c > \Sigma W_i$
	6280	68800	6386000 > 504760
			よって ルート1
$\Sigma A_w$ : 計算する方向の壁の断面積の合計			
$\Sigma A_c$ : 柱の断面積の合計			

## 説明

### 1-7. 計算ルートの算定(RC造)

$\Sigma W_i$  : 1階地震用重量 (N)  
3章(1)で求める地震用算定重量の各階ごとにXY方向の重い方の総和+初期設定の1階部分重量の合計

X方向、Y方向別に柱量と壁量の和を求め、1階地震用重量と比較する。

$\Sigma A_w$  : 計算する方向の壁の断面積合計 (cm<sup>2</sup>)  
 $\Sigma A_c$  : 柱の断面積の合計 (cm<sup>2</sup>)

$\Sigma 250A_w + \Sigma 70A_c \geq \Sigma W_i$  の場合 OK  
NGの場合、警告メッセージを出力

※RC壁の始点または終点がRC柱とあたる場合は、RC柱の断面の半分をRC壁長さから引く

#### 1-7 計算ルートの算定(S造)

X方向 柱スパン Max = 2.730 (m) ≤ 6 (m) よって ルート I

Y方向 柱スパン Max = 2.730 (m) ≤ 6 (m) よって ルート I

---

#### 説明

---

#### 1-7. 計算ルートの算定 (S造の場合)

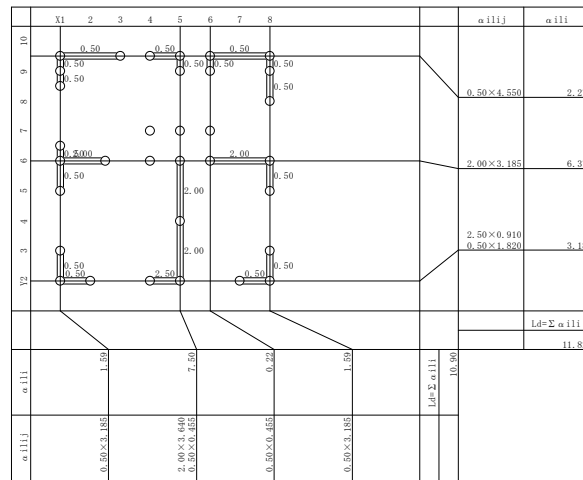
柱スパンMax : 鉄骨の長さ (m) (入力されたS梁のスパン)

Max ≤ 6 m の場合 OK  
NGの場合、警告メッセージを出力

2. 水平力に対する検定(令46条による壁量計算)

2-1 有効耐力壁の配置と耐力の算定

3階



2. 水平力に対する検定(令46条による壁量計算)

2-1. 有効耐力壁の配置と耐力の算定

耐力壁の設計

有効耐力壁の配置と耐力の算定

各階毎の水平方向、垂直方向に配置された壁の耐力を算定する  
斜めに配置された耐力壁は水平方向、垂直方向に耐力を振分ける  
3階～1階耐力算定表

番付範囲 建物全体の最大番付+1

記号一覧

記号	部材
—	耐力壁
数值	壁倍率
○	柱(管柱、通し柱)
—	引き出し線

$\alpha_{lij}(m)$  :  $\alpha_i \times lij$        $\alpha_i$  : 壁倍率、 $lij$  : 同一壁倍率の耐力壁長  
 $\alpha_{ili}(m)$  :  $\sum \alpha_{lij}$   
 $Ld$ (有効壁長) (m) :  $\sum \alpha_{ili}$

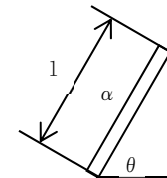
\*斜め耐力壁

壁倍率 $\alpha$ 、壁長 $l$ 、X軸との角度を $\theta$ とすると次のようにX、Y方向に振分けます。

X方向の $\alpha_{lij}(m)$  :  $\alpha \times l \times \cos \theta \times \cos \theta$

Y方向の $\alpha_{lij}(m)$  :  $\alpha \times l \times \sin \theta \times \sin \theta$

振分ける場合、耐力壁の中心に通りを発生させます。(X,Yとも)





2-2 必要壁量の算定

(1) 地震力に対する必要壁量

階	①床面積 (m <sup>2</sup> )	単位壁長 (m/m <sup>2</sup> )		必要壁量 (m) ①×②
		②軽い屋根		
3	43.06	0.18		7.75
2	59.62	0.34		20.27
1	66.25	0.46		30.48

2-2. 必要壁量の算定

(1) 地震力に対する必要壁長

階	①床面積	単位壁長 (mm <sup>2</sup> ) ②軽い屋根	必要壁長 ①×②	割り増し
3				
2				
1				

床面積 初期設定物件情報より床面積 (m<sup>2</sup>)

単位壁長 初期設定外力設定より屋根の重さ (m/m<sup>2</sup>)

階	軽い屋根 (一般地域)			重い屋根 (一般地域)		
	1階建	2階建	3階建	1階建	2階建	3階建
3			0.18			0.24
2		0.15	0.34		0.21	0.39
1	0.11	0.29	0.46	0.15	0.33	0.50

「積雪による地震力割増 (多雪区域)」を ON とした場合、積雪の程度に応じ割り増します。  
平成 13 年国土交通省告示第 1541 号 (枠組壁工法告示) を参考としています。

必要壁長 床面積×単位壁長 (m)。  
軟弱地盤の場合、1.5 倍します。

割り増し 初期設定の割り増し量(1.00~1.25)を乗じます。  
割り増し量が 1.00 の場合はこの欄は省かれます。

(2) 風圧力に対する必要壁量

X方向の壁長		階	各階見付面積 ①Aw (m <sup>2</sup> )	②ΣAw (m <sup>2</sup> )	必要壁量Lnw ②×0.50 (m)
	3	15.19	15.19	7.60	
	2	20.57	35.76	17.88	
	1	20.67	56.43	28.22	
Y方向の壁長		階	各階見付面積 ①Aw (m <sup>2</sup> )	②ΣAw (m <sup>2</sup> )	必要壁量Lnw ②×0.50 (m)
	3	14.81	14.81	7.41	
	2	26.29	41.10	20.55	
	1	28.13	69.23	34.62	

説明

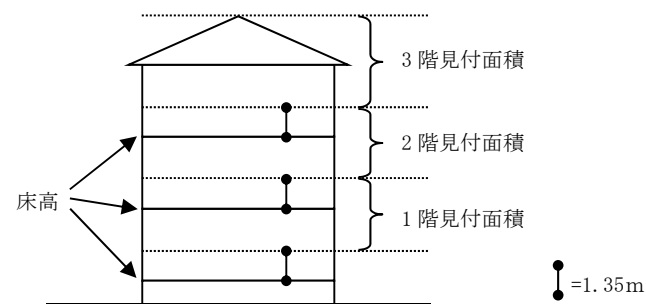
(2) 風圧力に対する必要壁長

・断面略図

・表

方向	階	各階見付面積 ①Aw (m <sup>2</sup> )	②ΣAw	必要壁量 Lnw (m) ②× [A]	割増し 倍
X	3	a	a		
	2	b	a+b		
	1	c	a+b+c		
Y	3	d	d		
	2	e	d+e		
	1	f	d+e+f		

各階見付面積Aw (m<sup>2</sup>) (※入力された見付面積を以下のように分ける)  
各階床高から1.35m上がった位置から上階の同高さまでの断面積  
(最上階は最高高さまで)



ΣAw (m<sup>2</sup>) : 上階ΣAwを加算  
 必要壁量 (m) : ΣAw×初期設定「風圧力に対する所要壁量」÷100 (小数3桁目を切上)  
 [A] : 初期設定「風圧力に対する所要壁量」÷100 (c mm<sup>2</sup>)  
 割増し : 初期設定「風圧力算定時の割増し」を乗じます。  
 1.00の場合は、この欄は省かれます。

説明

2-3. 存在壁量の算定及び地震力・風圧力に対する検定

令46条に定める所要壁長 Ln に対する有効壁長 Ld の比率

2-3 存在壁量の算定及び地震力・風圧力に対する検定

階	地震力に対して				風圧力に対して				判定	
	X方向		Y方向		X方向		Y方向			
	壁長	Ld/Ln	壁長	Ld/Ln	壁長	Ld/Ln	壁長	Ld/Ln		
3	Ld	11.82	1.52	10.90	1.40	11.82	1.55	10.90	1.47	OK
	Ln	7.75		7.75		7.60		7.41		
2	Ld	37.29	1.83	31.82	1.56	37.29	2.08	31.82	1.54	OK
	Ln	20.27		20.27		17.88		20.55		
1	Ld	50.50	1.65	57.30	1.87	50.50	1.78	57.30	1.65	OK
	Ln	30.48		30.48		28.22		34.62		

階	風圧力に対して				地震力に対して				判定
	X方向		Y方向		X方向		Y方向		
	壁長	Ld/Ln	壁長	Ld/Ln	壁長	Ld/Ln	壁長	Ld/Ln	
3	Ld	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	
	Ln	[b]	[b]	[c]	[c]	[c]	[c]	[c]	
2	Ld	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	
	Ln	[b]	[b]	[c]	[c]	[c]	[c]	[c]	
1	Ld	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	[a]	
	Ln	[b]	[b]	[c]	[c]	[c]	[c]	[c]	

[a] (m) : 「2-1. 有効耐力壁の配置と耐力の算定」で求めた壁長

[b] (m) : 「2-2. 必要壁量の算定(2) 風圧力に対する必要壁長」で求めた壁長

[c] (m) : 「2-2. 必要壁量の算定(1) 地震力に対する必要壁長」で求めた壁長

Ld/Ln : 実際の壁長を必要壁長で割った値(小数3桁目を切捨)

判定 : Ld/Ln < 1.0 の場合、NG

Ld/Ln ≥ 1.0 の場合、OK

※[初期設定-構造計算条件 I-令46条壁量計算]で、「壁量検定を対象外とする」が ON の場合は判定欄を省略。

説明

### 3. 水平力に対する検定（許容応力度計算）

#### 特記事項

3章以降は、斜めの耐力壁は検討対象外となります。

また、耐力壁位置は全て 0.5P 単位にまとめて処理を行います。

( $-0.25P \leq [0.5P \text{ 単位の位置}] < +0.25P$  で補正する)

3. 水平力に対する検定(許容応力度計算)

3-1 地震力の算定

(1) 地震用重量の算定  
( )内の数値は基礎用設計荷重を示す

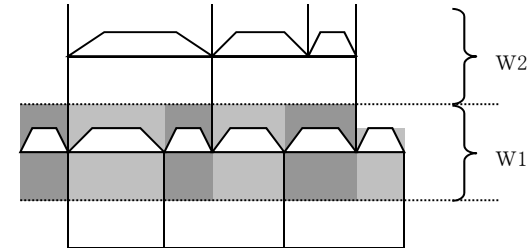
3階 X方向							
通りまたは区間	項目	単位重量 (N/m <sup>2</sup> )	面積 (m <sup>2</sup> )	W <sub>0</sub> (N)	W <sub>i</sub> (kN) ①	位置 (m) ②	重量一次モーメントGo ①×②
Y9.5	屋根軒先	537	3.312	1779	8.207	6.825	56.013
	3階外壁	850	7.562	6428			
Y9.5-Y7	屋根一般	687	14.077	9671	20.268	5.688	115.284
	屋根軒先	537	2.485	1334			
	3階外壁	850	8.822	7499			
	3階内壁	350	5.041	1764			
Y7	3階内壁	350	1.260	441	0.441	4.550	2.007
Y7-Y6	屋根一般	687	5.796	3982	6.570	4.095	26.904
	屋根軒先	537	0.828	445			
	3階外壁	850	2.521	2143			
Y6	3階内壁	350	6.302	2206	2.206	3.640	8.030
Y6-Y2	屋根一般	687	23.187	15929	28.042	1.820	51.036
	屋根軒先	537	3.312	1779			
	3階外壁	850	10.083	8570			
	3階内壁	350	5.041	1764			
Y2	屋根軒先	537	3.313	1779	9.278	0.000	0.000
	3階外壁	850	8.822	7499			
合計					75.012		259.274

説明

3-1. 地震力の算定

(1) 地震用重量の算定

各階・XY方向別に、耐力壁のある通り (=鉛直構面)の「通り重量」、鉛直構面で挟まれた区画の「区間重量」、各階の重量和の「各階重量」を表記します。通り方向の壁は階高で1/2して通り重量に加算し、通りと直行する壁は同様に1/2して区間重量に加算します。その他の荷重は区間別に区間重量に加算します。



・表(3階、2階、1階、F階別で、X・Y方向別) ※混構造の場合はF階を除きます

通りまたは区間	項目	単位重量 (N/m <sup>2</sup> )	面積 (m <sup>2</sup> )	W <sub>0</sub> (N)	W <sub>i</sub> (kN) ①	位置 (m) ②	重量一次モーメントGo ①×②
---------	----	--------------------------	----------------------	--------------------	--------------------------	-------------	--------------------

通りまたは区間： 「X1」などの通りまたは「X1～X3」などの区間  
 項目： 荷重名  
 単位重量(N/m<sup>2</sup>)： 単位重量(設計荷重地震用)  
 面積： 面積(m<sup>2</sup>)  
 W<sub>0</sub>(N)： 単位重量×長さまたは面積  
 W<sub>i</sub>(kN)： 通りまたは区間の荷重の合計  
 ΣW<sub>i</sub>(kN)： W<sub>i</sub>の総和  
 位置(m)： 建物最小位置からの実寸距離。通りの場合は通り位置。区間の場合は通りの平均値。  
 G<sub>0</sub>(kN・m)： 重量一次モーメント W<sub>i</sub>×位置

---

## 説明

---

区間重量は水平構面の負担水平力の算定および重心計算に用います。

### 仮定荷重

一般地域＝固定荷重＋積載荷重(地震用)

多雪区域＝固定荷重＋積載荷重(地震用)＋地震用積雪荷重(0.35S)

### 固定荷重

屋根一般＝屋根一般地震用設計荷重×屋根一般部分を真上から投影した面積

屋根軒先＝屋根軒先地震用設計荷重×屋根軒先部分を真上から投影した面積

※屋根の一般・軒先は、1階下の床領域線で区分します。

外壁　＝初期設定「固定荷重」外壁の荷重×壁の長さ×階高／2

内壁　＝初期設定「固定荷重」内壁の荷重×壁の長さ×階高／2

床　　＝各階床地震用設計荷重×床領域線から求めた床面積

(床領域線内に吹抜領域やユーザ領域が含まれている場合は、その部分の面積を除きます)

ユーザ領域＝各地震用設計荷重×ユーザ領域線から求めた面積(ユーザ領域は、バルコニー、小屋裏収納、ベランダ、その他)

妻壁　＝初期設定「固定荷重」外壁の荷重×妻壁の長さ×妻壁高

(妻壁高＝妻壁の区間部分の最高点と最低点の平均とします)

追加荷重＝梁や柱に入力している追加荷重

吹抜　＝荷重0として表記する

説明

(2) Ai 分布と各階地震力の算定および重心

(2) Ai 分布と各階地震力の算定および重心

$C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$   
 $Z = 1.0$   
 $R_t = 1.0$

$T = 0.03h = 0.03 \times (8.950 + 10.220) / 2 = 0.288$  秒  
 $A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_1}) \times 2T / (1 + 3T)$   
 (耐震等級 3 : 1.50倍)  $C_o = 0.2 \times 1.50 = 0.300$

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Co	Ci	eQi (kN)	ePi (kN)	C'i (ePi/Wi)
3	75,012	75,012	0.181	1.670	0.300	0.501	37,581	37,581	0.501
2	157,084	232,096	0.561	1.239	0.300	0.372	86,340	48,759	0.310
1	181,948	414,044	1.000	1.000	0.300	0.300	124,213	37,873	0.208

重心算定表

階	方向	Wi (kN)	ΣGo	重心Gi (m)
3	X	75,012	259,274	3.456
	Y	75,012	241,837	3.224
2	X	157,083	479,701	3.054
	Y	157,084	638,664	4.066
1	X	181,942	581,097	3.194
	Y	181,948	867,724	4.769

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Co	Ci	eQi (kN)	ePi (kN)	C'i
---	---------	----------	----	----	----	----	----------	----------	-----

Wi (kN) : 「(1) 地震用重量の算定」で求めた各階重量 (X, Yの大きい方)

ΣWi (kN) : その階と上階の重量和

αi : ΣWi / ΣWi (建物総重量)

T : 建物固有周期

$T = 0.03 \times (\text{軒高} + \text{最高高さの平均})$

Ai : 地震力せん断量係数の高さ方向分布値

$A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_1}) \times 2T / (1 + 3T)$

Co : 初期設定「標準せん断力係数」×耐震等級による倍率

Ci :  $Z \times R_t \times A_i \times C_o$

Z=初期設定「地震地域係数」

Rt=振動特性係数 (固有値 1.0)

eQi (kN) : ΣWi × Ci

※ 初期設定の [PH 階の地震力] で「局部震度による (Ci=1.0)」としたとき、PH 階は Ci=1.0 となります。

ePi (kN) : 最上階=eQi

その他=当階の eQi - 1 階上の eQi

C'i : 層水平力係数 ePi / Wi

αi, T, Ai, Ci, C'i, eQi...

重心算定表

階	方向	Wi (kN)	ΣGo	重心 Gi (m)
3	X			
	Y			
2	X			
	Y			
1	X			
	Y			

Wi (kN) : 各階重量

Go (kN・m) : 各階の重量一次モーメント和

Gi (m) : 各階の重心

## 説明

### ・混構造（RC造）の場合

1階部分重量が入力されている場合は別表に初期設定で入力したものを表記し、Wiの1階部分の重量は算定重量と1階部分重量とその合計を表示します。

1階 Wi      W1 > 2×W2 の場合、2×W2      ()内はW1

注記) Ai 分布について

住木センター「3階建混構造住宅の構造設計の手引き」(平成17年版)で、「Ai分布については、住木センター『3階建て混構造建築物の構造設計指針(案)同解説(平成元年3月)』を根拠とする』方針に変更されて、「1階Wiは、W1 > 2×W2の場合に2×W2とする」となりました。

(2) Ai分布と各階地震力の算定および重心

$$C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$$

$$Z = 1.0$$

$$R_t = 1.0$$

$$T = 0.03h = 0.03 \times (8.950 + 10.500) / 2 = 0.292 \text{ 秒}$$

$$A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_1}) \times 2T / (1 + 3T)$$

$$C_o = 0.200$$

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Co	Ci	eQi (kN)	ePi (kN)	C'i (ePi/Wi)
3	103,686	103,686	0.171	1.700	0.200	0.340	35,253	35,253	0.340
2	221,921	325,607	0.538	1.257	0.200	0.251	81,727	46,474	0.209
1	(179,153) (100,000)* 279,153	604,760	1.000	1.000	0.200	0.200	120,952	39,225	0.141

※

	名称	重量(kN)
1階部分重量	重量1	100,000
		0,000
		0,000
	合計	100,000

重心算定表

階	方向	Wi (kN)	ΣGo	重心Gi (m)
3	X	103,686	407,141	3.927
	Y	103,686	524,521	5.059
2	X	221,921	800,490	3.607
	Y	221,919	1308,104	5.895



説明

・混構造（S造）の場合

Ai 分布の表の右上

「1階S造部 Co=①×②=③」

ルート1の場合、①0.3×②耐震等級

それ以外の場合、初期設定①「標準せん断力係数」×②耐震等級

1階部分重量が入力されている場合は別表に初期設定で入力したものを表記し、Wiの1階部分の重量は算定重量と1階部分重量とその合計を表示します。

1階Coは、以下のように表記する。

ルート1の場合、0.3×耐震等級

それ以外の場合、初期設定「標準せん断力係数」×耐震等級

(2) Ai分布と各階地震力の算定および重心

$$C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$$

$$Z = 1.0$$

$$R_t = 1.0$$

$$T = 0.03h = 0.03 \times (6.150 + 8.080) / 2 = 0.213 \text{秒}$$

$$A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_1}) \times 2T / (1 + 3T)$$

$$\text{(耐震等級2 : 1.25倍)} C_o = 0.2 \times 1.25 = 0.250 \quad \text{1階S造部 } C_o = 0.3 \times 1.25 = 0.375$$

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Co	Ci	eQi (kN)	ePi (kN)	C'i (ePi/Wi)
2	56,888	56,888	0.292	1.405	0.250	0.351	19,968	19,968	0.351
1	(37,689) (100,000)* 137,689	194,577	1.000	1.000	0.375	0.375	72,966	52,998	0.385

※

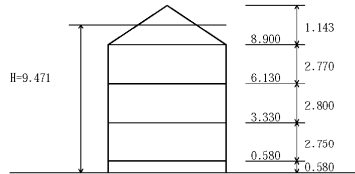
	名称	重量(kN)
1階部分重量	重量1	100,000
		0,000
		0,000
	合計	100,000

重心算定表

階	方向	Wi (kN)	ΣGo	重心Gi (m)
2	X	56,888	156,134	2.745
	Y	56,887	87,864	1.545

### 3-2 風圧力の算定

(1) 速度圧 $q$ の算定



$$H = (8.900 + 10.043) / 2 = 9.471 \text{ (m)}$$

$$V_0 = 30.0 \text{ (m/s)}$$

地表面粗度区分Ⅲより

$$Z_b = 5 \text{ (m)}$$

$$Z_g = 450 \text{ (m)}$$

$$\alpha = 0.20 \text{ (m)}$$

$$G_f = 2.50 \text{ (H} \leq 10 \text{より)}$$

H>Z<sub>b</sub>より

$$E_r = 1.7(H/Z_g)^{\alpha} = 0.785$$

$$E = E_r^2 \times G_f = 1.541$$

$$\text{速度圧 } q = 0.6 \times E \times V_0^2 = 832 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

各階風圧力の算定 (風力係数を考慮)

階	h (m)	q (N/m <sup>2</sup> )	風荷重					
			Z <sub>b</sub> (m)	α	H(m)	K <sub>z</sub>	C <sub>f</sub>	風荷重(N/m <sup>2</sup> )
屋根勾配面	9.471	832	5	0.20	9.471	1.000	0.513	427
屋根外壁	9.471	832	5	0.20	9.471	1.000	1.200	998
3階外壁	8.900	832	5	0.20	9.471	0.975	1.180	982
2階外壁	6.130	832	5	0.20	9.471	0.840	1.072	892
1階外壁	3.330	832	5	0.20	9.471	0.775	1.020	849

### 説明

### 3-2. 風圧力の算定

(1) 速度圧  $q$  の算定

H(m) : 風圧力を検討する部分の高さ  $H = (\text{最高高さ} + \text{軒高さ}) / 2$

PH階がある場合は、 $H = (\text{PH階軒高} + \text{見付最高高さ}) / 2$

$V_0$ (m/s) : 初期設定の基準風速

地表面粗度区分		I	II	III	IV
Z <sub>b</sub> (m)		5	5	5	10
Z <sub>g</sub> (m)		250	350	450	550
α		0.10	0.15	0.20	0.27
G <sub>f</sub>	H ≤ 10	2.0	2.2	2.5	3.1
	10 < H ≤ 40	直線補間した数値			
	40 < H	1.8	2.0	2.1	2.3

G<sub>f</sub> : ガスト影響係数

E<sub>r</sub> : 平均風速の高さ方向の分布を表す係数

H ≤ Z<sub>b</sub> の時、 $E_r = 1.7 \times (Z_b/Z_g)^{\alpha}$

H > Z<sub>b</sub> の時、 $E_r = 1.7 \times (H/Z_g)^{\alpha}$

E :  $E_r^2 \times G_f$

・速度圧(N/m<sup>2</sup>) [性能評価をしない場合]

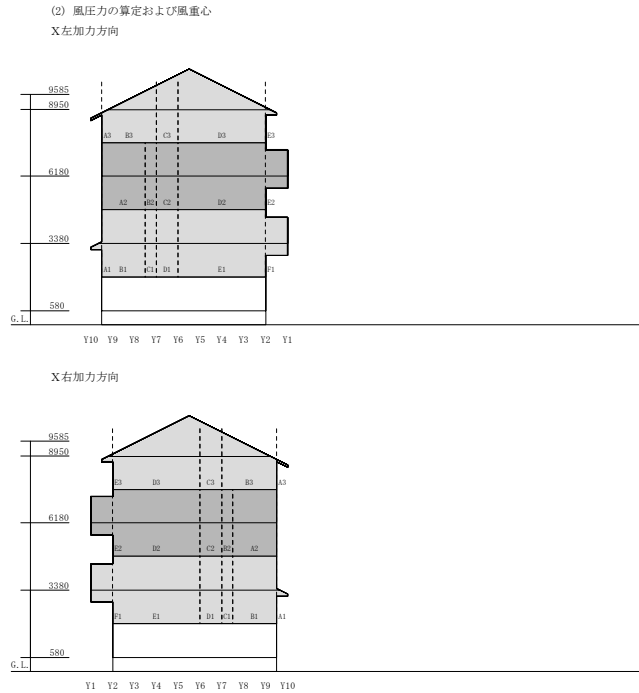
$$q : q = 0.6 \times E \times V_0^2 = \text{xxxx}$$

・速度圧(N/m<sup>2</sup>) [性能評価をする場合]

耐風等級 x : x. x 倍 (1.0~1.2)

$$q : q = 0.6 \times E \times V_0^2 \times \text{耐風等級の係数} = \text{xxxx}$$

説明



・表 (各階ごとの風荷重)

階	h (m)	q (N/m <sup>2</sup> )	風荷重				風荷重(N/m <sup>2</sup> )
			Zb(m)	$\alpha$	H(m)	Kz	

階： 屋根、3階外壁、2階外壁、1階外壁  
 算定高さ h： 屋根は(最高高さ+軒高さ)/2、3階外壁は軒高さ、2階外壁は3階床高さ、1階外壁は2階床高さとします。

q(N/m<sup>2</sup>)： 速度圧 q の算定で求めた速度圧

Zb(m)： 速度圧 q の算定を参照

$\alpha$ ： 速度圧 q の算定を参照

H(m)： (最高高さ+軒高さ) / 2

Kz(壁面)：  $H < Zb \dots Kz=1.0$   
 $H \geq Zb \text{ \& } Z \leq Zb \dots Kz=(Zb/H)^{2\alpha}$   
 $H \geq Zb \text{ \& } Z > Zb \dots Kz=(Z/H)^{2\alpha}$   
 (小数第4位を四捨五入)

Cf(壁面)：  $Cf=0.8 \times Kz + 0.4$

Cf(屋根面)：  $Cf=Cpe+0.5$

※Cpeは初期設定の屋根勾配を下の表から直線補間した値

勾配 $\theta$	Cpe
10度未満	0
10度	0
30度	0.2
45度	0.4
90度	0.8

風荷重(N/m<sup>2</sup>)： 風荷重=q×Cf

(2) 風圧力の算定および風重心

・図 (X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向の4面図)

マイナス方向は入力された見付面と対称形とします。

壁のある通りで1階～屋根までを短冊状に分割し、1階部分をA1, B1, C1...、2階部分をA2, B2, C2...、3階部分をA3, B3, C3...という区間名で表記します。

説明

・表（X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向の4表）

階	通り	記号	面積 (m <sup>2</sup> )	割増し (m <sup>2</sup> )	風荷重 (N/m <sup>2</sup> )	wQ (kN) ①	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	位置 (m) ②	風圧力一次 モーメント Go ①×②
---	----	----	-------------------------	--------------------------	----------------------------	-----------------	-------------	--------------	----------------	--------------------------

通り： 通りまたは区間  
 記号： 区間に割り当てた記号  
 面積(m<sup>2</sup>)： 各区間の面積  
 割増し(m<sup>2</sup>)： 割増し (1.00のときはこの欄は省かれます。)  
 風荷重(N/m<sup>2</sup>)： 屋根の場合は屋根用風荷重、その他の場合は当該壁用風荷重  
 wQ(kN)： wQ=風荷重×面積  
 wQi(kN)： 各階ごとのwQの和  
 ΣwQi(kN)： wQiの総和  
 位置(m)： 建物最小位置からの実寸距離。  
 通りの場合は通り位置。区間の場合は通りの平均値。  
 Go(kN・m)： 風圧力一次モーメント wQ×位置

・風重心算定表（最後に1つの表）

階	方向	wQi (kN)	ΣGo	風重心 Gi (m)
3	X左加力			
	X右加力			
	Y下加力			
	Y上加力			
2	X左加力			
	X右加力			
	Y下加力			
	Y上加力			
1	X左加力			
	X右加力			
	Y下加力			
	Y上加力			

wQi(kN)： 各階重量  
 Go(kN・m)： 各階の風圧力一次モーメント和  
 Gi(m)： 各階の風重心

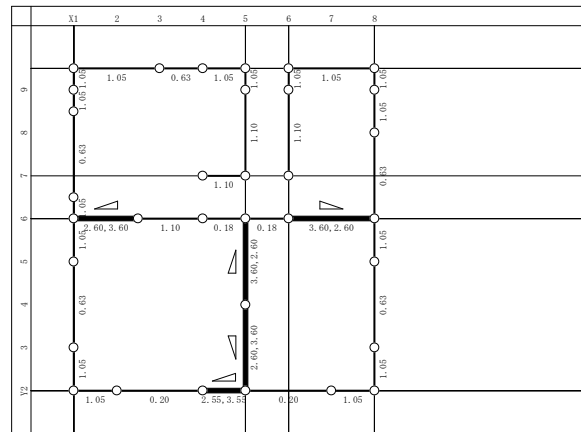
X左加力方向風圧力算定

階	通り	記号	面積 (m <sup>2</sup> )	風荷重 (N/m <sup>2</sup> )	wQ (kN) ①	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	位置 (m) ②	風圧力一次 モーメント Go ①×②
3	Y9.5	A3	0.046	985	0.045			6.825	0.307
	Y9.5-Y7	B3	1.021	1003	1.024			5.688	23.389
			3.135	985	3.088				
	Y7-Y6	C3	1.127	1003	1.130			4.095	9.709
			1.260	985	1.241				
	Y6-Y2	D3	3.575	1003	3.586			1.820	15.563
5.041			985	4.965					
Y2	E3	0.010	1003	0.010			0.000	0.000	
		0.087	985	0.086	15.175	15.175			48.968
2	Y9.5-Y7.5	A2	5.069	895	4.537			5.915	26.836
	Y7.5-Y7	E2	1.267	895	1.134			4.778	5.418
	Y7-Y6	C2	2.534	895	2.268			4.095	9.287
	Y6-Y2	D2	10.137	895	9.073			1.820	16.513
	Y2	E2	1.456	895	1.303			0.000	0.000
			0.087	895	0.086	18.315	33.490		
1	Y9.5	A1	0.098	850	0.083			6.825	0.566
	Y9.5-Y7.5	B1	5.096	850	4.332			5.915	25.624
	Y7.5-Y7	C1	1.274	850	1.083			4.778	5.175
	Y7-Y6	D1	2.548	850	2.166			4.095	8.870
	Y6-Y2	E1	10.192	850	8.663			1.820	15.767
	Y2	F1	1.456	850	1.238			0.000	0.000
					17.565	51.065			56.002

X右加力方向風圧力算定

階	通り	記号	面積 (m <sup>2</sup> )	風荷重 (N/m <sup>2</sup> )	wQ (kN) ①	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	位置 (m) ②	風圧力一次 モーメント Go ①×②
3	Y9.5	A3	0.046	985	0.045			6.825	0.307
	Y9.5-Y7	B3	1.021	1003	1.024			5.688	23.389
			3.135	985	3.088				
	Y7-Y6	C3	1.127	1003	1.130			4.095	9.709
			1.260	985	1.241				
	Y6-Y2	D3	3.575	1003	3.586			1.820	15.563
5.041			985	4.965					
Y2	E3	0.010	1003	0.010			0.000	0.000	
		0.087	985	0.086	15.175	15.175			48.968
2	Y9.5-Y7.5	A2	5.069	895	4.537			5.915	26.836
	Y7.5-Y7	E2	1.267	895	1.134			4.778	5.418
	Y7-Y6	C2	2.534	895	2.268			4.095	9.287
	Y6-Y2	D2	10.137	895	9.073			1.820	16.513
	Y2	E2	1.456	895	1.303			0.000	0.000
			0.087	895	0.086	18.315	33.490		
1	Y9.5	A1	0.098	850	0.083			6.825	0.566
	Y9.5-Y7.5	B1	5.096	850	4.332			5.915	25.624
	Y7.5-Y7	C1	1.274	850	1.083			4.778	5.175
	Y7-Y6	D1	2.548	850	2.166			4.095	8.870
	Y6-Y2	E1	10.192	850	8.663			1.820	15.767
	Y2	F1	1.456	850	1.238			0.000	0.000
					17.565	51.065			56.002

3-3 鉛直構面の許容耐力と剛性の算定  
 (1) 耐力壁配置図  
 3階



凡例:

	筋かゝ(シングル)
	筋かゝ(ダブル)
	柱
	耐力壁
	準耐力壁等

壁倍率

筋かゝ(シングル) : [X左加力、X右加力]または[Y下加力、Y上加力]  
 筋かゝ(ダブル) : 方向に関らず同じ  
 準耐力壁等 : 方向に関らず同じ

### 3-3. 鉛直構面の許容耐力と剛性の算定

・標準計算法によります。

(1) 耐力壁配置図(上階から3、2、1階の図)

耐力壁、準耐力壁の配置及び倍率を表記します。

説明

(2) 梁上に載る耐力壁等  
左加力、下加力方向

計算番号	階	位置	樹種	Fb (kN/cm <sup>2</sup> )	E (kN/cm <sup>2</sup> )	B (cm)	D (cm)	欠損低減		壁	長さ (cm)	壁倍率	P (kN)	横架材 天端間 高さH (m)	K (kN/m)
								Z	I						
1	2	Y7.5通り X1-X5	米松	2.820	980.0	12.0	33.0	0.90	0.90	壁a	182.0	0.49	1.748	2.800	93.640
										壁b	91.0	2.98	5.315	2.800	284.730
										壁c	91.0	0.00	0.000	0.000	0.000
										梁1					
										梁2					
2	2	XS通り Y7.5-Y9.5	米松	2.820	980.0	12.0	12.0	0.90	0.90	壁a	91.0	0.00	0.000	0.000	0.000
										壁b	91.0	0.49	0.874	2.800	46.820
										壁c					
										梁1					
										梁2					
3	2	XS通り Y2-Y6	米松	2.820	980.0	12.0	39.0	0.80	0.80	壁a	182.0	0.98	3.496	2.800	187.290
										壁b	182.0	0.98	3.496	2.800	187.290
										壁c					
										梁1					
										梁2					
4	2	XS通り Y2-Y6	米松	2.820	980.0	12.0	36.0	0.80	0.80	壁a	91.0	0.98	1.748	2.800	93.640
										壁b	273.0	0.00	0.000	0.000	0.000
										壁c					
										梁1					
										梁2					
5	3	Y6通り X1-X4	米松	2.820	980.0	12.0	27.0	0.90	0.90	壁a	136.5	1.98	5.297	2.800	283.770
										壁b	136.5	0.98	2.622	2.800	140.460
										壁c					
										梁1					
										梁2					
6	3	YS通り Y3-Y6	米松	2.820	980.0	12.0	27.0	0.80	0.80	壁a	182.0	0.60	2.340	2.800	114.640
										壁b	91.0	0.99	1.766	2.800	94.610
										壁c					
										梁1					
										梁2					

(2) 梁上に載る耐力壁等 (1階建ての場合は検討なし)

計算番号	階	位置	樹種	Fb (kN/cm <sup>2</sup> )	E (kN/cm <sup>2</sup> )
1	2	X1Y7.5-X5Y7.5	米松	2.820	980.0
		X1Y6-X1Y9.5	米松	2.820	980.0

B (cm)	D (cm)	欠損低減		壁	長さ (cm)	壁倍率	P (kN)	横架材 天端間 高さH (m)	K (kN/m)
		Z	I						
12.0	33.0	0.60	0.90	壁a	182.0	0.6	1.976	2.800	105.857
				壁b	91.0	3.6	6.435	2.800	344.732
				壁c	91.0	0.0	0.000	2.800	0.000
12.0	33.0	0.60	0.90	梁1	単純	182	182		
				梁2					

- 計算番号： 計算通し番号  
 階： 検討する梁、壁のある階  
 位置： 梁の位置  
 樹種： 梁の樹種  
 Fb (kN・cm<sup>2</sup>): 曲げ基準強度  
 E (kN・cm<sup>2</sup>): ヤング係数  
 B (cm): 梁幅  
 D (cm): 梁せい  
 欠損低減: 梁の断面係数Z欠損低減およびI欠損低減 (1.0-梁に設定されている欠損低減率/100)  
 壁: 壁 a ~ c  
 長さ (cm): 壁の長さ  
 壁倍率: 壁倍率  
 P (kN): 許容せん断耐力 (長さ×壁倍率×1.960)  
 横架材天端間高さ H (m):  
 1階は (軒高-土台共通材せい)、2階以上は軒高 (横架材天端)  
 K (kN/m): せん断剛性 (P×150) / H or (P×120) / H  
 ※初期設定-計算条件 (方針) の「◆鉛直構面剛性算定」による  
 2次梁: 2次梁 1 ~ 2  
 種類: 単純/片持  
 a (cm): 荷重位置から先端までの長さ  
 b (cm): 荷重位置から a と逆方向の先端までの長さ

(3) 梁上に載る耐力壁等の剛性低減  
左加力、下加力方向

計算番号	軸力 (kN)	梁モーメント (kN・cm)	種類	たわみ (cm)	有効せん断剛性 (kN/m)	梁上低減係数				
1 2階 Y7.5通り X1-X5	Na	-5.433	sMab	-499.408	1次梁	$\delta ab$ -0.077	Ka'	99.988	Ca	1.000(1.068)
	Nab	-13.665	sMbc	494.403		$\delta bc$ -0.006	Kb'	254.900	Cb	0.895
	Nbc	16.354	sM1		2次梁1	$\delta 1$	Kc'		Cc	
	Nc	5.433	sM2		2次梁2	$\delta 2$				
2 2階 X3通り Y7.5-Y9.5	Na	1.346	sMab	123.360	1次梁	$\delta ab$ 0.222	Ka'		Ca	
	Nab	-2.689	sMbc			$\delta bc$ 0.000	Kb'	34.278	Cb	0.732
	Nbc		sM1		2次梁1	$\delta 1$	Kc'		Cc	
	Nc	1.346	sM2		2次梁2	$\delta 2$				
3 2階 X6通り Y2-Y6	Na	-5.378	sMab	0.000	1次梁	$\delta ab$ 0.000	Ka'	187.286	Ca	1.000
	Nab	0.000	sMbc			$\delta bc$ 0.000	Kb'	187.286	Cb	1.000
	Nbc		sM1		2次梁1	$\delta 1$	Kc'		Cc	
	Nc	5.378	sM2		2次梁2	$\delta 2$				
4 2階 X8通り Y2-Y6	Na	-1.345	sMab	367.049	1次梁	$\delta ab$ 0.083	Ka'	82.373	Ca	0.880
	Nab	5.378	sMbc			$\delta bc$ 0.000	Kb'		Cb	
	Nbc		sM1		2次梁1	$\delta 1$	Kc'		Cc	
	Nc	1.345	sM2		2次梁2	$\delta 2$				
5 3階 Y6通り X1-X4	Na	-8.122	sMab	374.556	1次梁	$\delta ab$ 0.134	Ka'	247.346	Ca	0.872
	Nab	6.489	sMbc			$\delta bc$ 0.000	Kb'	164.720	Cb	1.000(1.173)
	Nbc		sM1		2次梁1	$\delta 1$	Kc'		Cc	
	Nc	8.122	sM2		2次梁2	$\delta 2$				
6 3階 X5通り Y3-Y6	Na	-4.006	sMab	-129.943	1次梁	$\delta ab$ -0.046	Ka'	119.160	Ca	1.000(1.039)
	Nab	-2.142	sMbc			$\delta bc$ 0.000	Kb'	87.939	Cb	0.929
	Nbc		sM1		2次梁1	$\delta 1$	Kc'		Cc	
	Nc	4.006	sM2		2次梁2	$\delta 2$				

説明

(3) 梁上に載る耐力壁等の剛性低減

計算番号	軸力 (kN)	梁モーメント (kN cm)	種類	
1	Na		sMab	1次梁
	Nab		sMbc	2次梁1
	Nbc		sM1	2次梁2
	Nc		sM2	

たわみ (cm)	有効せん断剛性 (kN/m)	梁上低減係数
$\delta ab$	Ka'	Ca
$\delta bc$	Kb'	Cb
$\delta 1$	Kc'	Cc
$\delta 2$		

計算番号：

軸力 (kN)：

梁モーメント (kN・cm)：

たわみ (cm)：

有効せん断剛性 (kN/m)：

梁上低減係数：

計算通し番号

各柱の軸力(各壁の許容せん断耐力の合計×高さ/各壁の長さの合計)

$sMab = a0/L \times \{(b0+c0) \times Nab + c0 \times Nbc\}$

$sMbc = c0/L \times \{a0 \times Nab + (a0+b0) \times Nbc\}$

$sM1 = a1 \times b1 \times Na / (a1+b1)$  (単純梁の場合)

$sM1 = a1 \times Na$  (片持梁の場合)

$sM2 = a2 \times b2 \times Nc / (a2+b2)$  (単純梁の場合)

$sM2 = a2 \times Nc$  (片持梁の場合)

1次梁および2次梁のたわみ (I欠損低減考慮)

各壁の下部横架材の曲げたわみを考慮した有効せん断剛性

梁上低減係数が1.00を超える場合は1.00

※2次梁の必要梁せいも1次梁と同様に計算します。

※たわみ以降の計算は必要梁せいではなく、梁せいDを使って計算します。

※1次梁の上にある壁の枚数と壁の無い部分の合計数が3以内の場合に計算します。

4つ以上の場合には本プログラムでは計算対象外とします。

---

説明

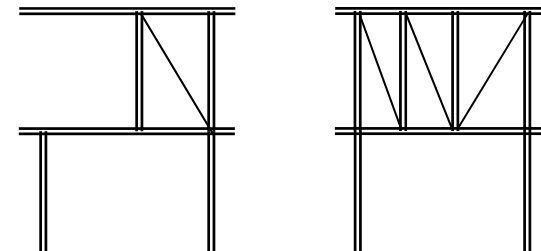
---

・ 梁上低減係数補足

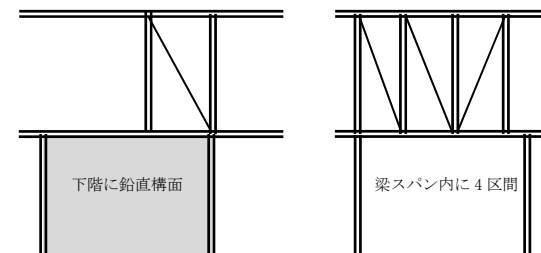
< 検討条件① >

2階以上の耐力壁要素において、耐力要素の両側の柱のうち少なくとも1本が下部横架材のスパンの中間部にあるもの。ただし、横架材のスパン内に耐力要素のある区間とない区間の合計が2～3のみ検討し、4区間以上ある場合は本プログラムでは検討しません。また、梁の下部全長に鉛直構面がある場合も対象外としています。

(検討可能例)



(検討対象外例)



※初期設定－計算条件（方針）  
「梁上低減計算－下階に壁がある場合を対象」  
の設定がONの場合は対象とします。

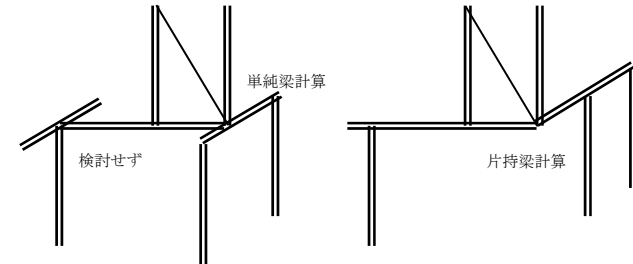


---

説明

---

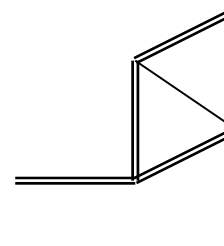
1次梁の先端に2次梁があっても、その下に柱がある場合は2次梁を検査しない。



<検査条件②>

2階以上の耐力壁要素において、オーバーハング上に位置するもの。ただし、横架材のスパンと同じ大きさの耐力壁要素が1つだけあり、端点の片方に支持がない場合を検査する。

(検査可能例)



説明

(4) 鉛直構面の剛性算定表

3階 X左加力方向

①壁倍率

②面材高さの合計/横架材の内法寸法

$$Pa (kN) = \alpha i \times li \times 1.960$$

③釘配列の低減係数

$$K (kN/m) = Pa \times 150 / H$$

通り	位置	壁種別	①	②	③	各倍率	梁上低減係数	壁倍率 $\alpha i$	長さ $li$ (m)	耐力 $Pa$ (kN)	横架材天端間高 $H$ (m)	剛性 $K$ (kN/m)	耐力 $\Sigma Pa$ (kN)	通り剛性 $Di$ (kN/m)	
Y2	X1-X2	耐力壁	0.90	0.92	0.60	0.49	0.99	0.99	0.910	1.766	2.800	94.607			
			0.50	1.00		0.50									
	X2-X4	腰壁等	0.90	0.15	0.60	0.08	0.19	0.19	1.820	0.678	2.800	36.321			
			0.50	0.23	1.00	0.11									
	X4-X5	耐力壁	3.00			3.00	3.99	3.99	0.910	7.117	2.800	381.268			
			0.90	0.92	0.60	0.49									
			0.50	1.00		0.50									
	X5-X7	腰壁等	0.90	0.15	0.60	0.08	0.19	0.19	1.820	0.678	2.800	36.321			
			0.50	0.23	1.00	0.11									
	X7-X8	耐力壁	0.90	0.92	0.60	0.49	0.99	0.99	0.910	1.766	2.800	94.607	12.005	643.124	
			0.50	1.00		0.50									
Y6	X1-X2.5	耐力壁	1.00			1.00	1.98	1.98	1.365	4.628	2.800	247.929			
			0.90	0.92	0.60	0.49									
			0.90	0.92	0.60	0.49									
	X2.5-X4	準耐力壁	0.90	0.92	0.60	0.49	0.98	0.98	1.365	2.622	2.800	140.464			
			0.90	0.92	0.60	0.49									
	X6-X8	耐力壁	2.00			2.00	2.98	2.98	1.820	10.630	2.800	569.464	17.880	957.857	
			0.90	0.92	0.60	0.49									
			0.90	0.92	0.60	0.49									
	Y7	X4-X5	準耐力壁	0.90	0.92	0.60	0.49	0.98	0.98	0.910	1.748	2.800	93.643	1.748	93.643
				0.90	0.92	0.60	0.49								
Y9.5	X1-X3	耐力壁	0.50	1.00		0.50	0.99	0.99	1.820	3.532	2.800	189.214			
			0.90	0.92	0.60	0.49									
	X3-X4	腰壁等	0.50	0.62	1.00	0.31	0.60	0.60	0.910	1.070	2.800	57.321			
			0.90	0.54	0.60	0.29									
	X4-X5	耐力壁	0.50	1.00		0.50	0.99	0.99	0.910	1.766	2.800	94.607			
			0.90	0.92	0.60	0.49									
	X6-X8	耐力壁	0.50	1.00		0.50	0.99	0.99	1.820	3.532	2.800	189.214	9.900	530.356	
			0.90	0.92	0.60	0.49									

(4) 鉛直構面の剛性算定表

(各階ごとに、X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向の4表)

通り	位置	壁種別	①	②	③	各倍率	倍率計 (耐力壁)	梁上低減係数	壁倍率 $\alpha i$
			長さ $li$	耐力 $Pa$ (kN)	横架材天端間高 $H$ (m)	剛性 $K$ (kN/m)	耐力 $\Sigma Pa$ (kN)	通り剛性 $Di$ (kN/m)	

通り：

壁のある通り

位置：

壁のある区間

壁種別：

「耐力壁」... 筋かいの入っている壁

「準耐力壁」... 面材のみで開口のない壁

「腰壁等」... 面材のみで開口のある壁

①：

耐力壁または面材の壁倍率

②：

面材の壁高さ/内法高

③：

面材の釘低減係数

各倍率：

①×②×③ (筋かいの場合は①の値をそのまま書く)

倍率計 (耐力壁)：

各倍率の合計値。( ) の中は耐力壁に該当するものの合計値。

梁上低減係数：

下部横架材の曲げの影響を受ける壁については、曲げの影響を含めた剛性を算定する。低減前の剛性と低減後の剛性の比を求める。記入のない場合は、1.0とする。

壁倍率  $\alpha i$ ：

倍率計×梁上低減係数

長さ  $li$  (m)：

壁長さ

耐力  $Pa$  (kN)：

$$\alpha i \times li \times 1960$$

横架材天端間高  $H$  (m)：

横架材天端間高さ

剛性  $K$  (kN/m)：

$$Pa \times 150 / H \quad \text{or} \quad Pa \times 120 / H$$

耐力  $\Sigma Pa$  (kN)：

$$\Sigma Pa$$

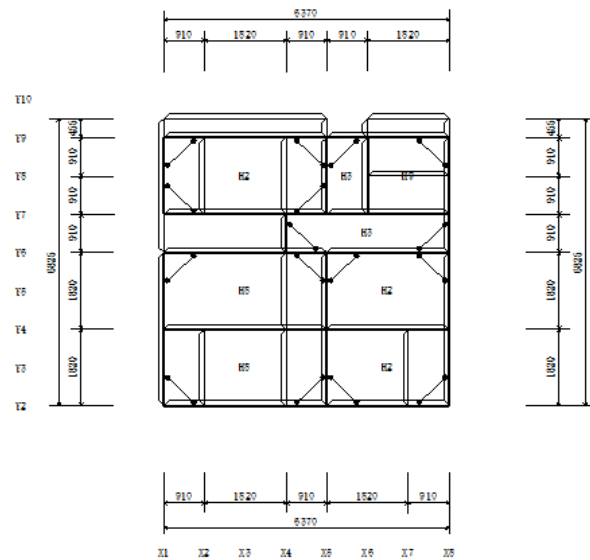
通り剛性  $Di$  (kN/m)：

$$\Sigma K$$

3-4 水平構面の許容耐力と剛性の算定

(1) 火打構面の検討

小窓等



凡例:



説明

3-4. 水平構面の許容耐力と剛性の算定

・標準計算法によります。

(1) 火打構面の検討

・図（上階から小屋、3、2階で、各X方向、Y方向の図）

階別に入力された火打構面の配置を表示します。  
構面記号(+番号)

説明

・火打構面の検討表

火打構面の検討

階	位置	火打構面番号	面積 (m <sup>2</sup> )	火打本数	平均負担面積 (m <sup>2</sup> )	許容負担面積 (m <sup>2</sup> )	判定	最小梁せい (mm)	必要梁せい (mm)	判定
小屋	X4Y9	H3	1.66	1	1.66	2.50	OK	120	105	OK
	X5Y9	H3	1.66	1	1.66	2.50	OK	120	105	OK
	X6Y9	H9	3.31	1	3.31	5.00	OK	120	105	OK
	X1Y7	H3	2.48	1	2.48	2.50	OK	120	105	OK
	X4Y7	H3	3.31	2	1.66	2.50	OK	120	105	OK
	X1Y6	H3	4.97	2	2.49	2.50	OK	120	105	OK
	X5Y6	H3	4.97	2	2.49	2.50	OK	120	105	OK
	X1Y4	H2	4.97	2	2.49	2.50	OK	150	150	OK
	X5Y4	H2	4.97	2	2.49	2.50	OK	150	150	OK
	3階	X8Y7	H8	16.56	4	4.14	5.00	OK	150	150
X1Y6		H7	16.56	4	4.14	5.00	OK	240	240	OK
X5Y6		H5	12.42	4	3.11	3.30	OK	150	150	OK
2階	X1Y9.5	H8	6.62	2	3.31	5.00	OK	150	150	OK
	X8Y9.5	H9	4.14	1	4.14	5.00	OK	120	105	OK
	X10Y9.5	H9	4.14	1	4.14	5.00	OK	120	105	OK
	X1Y6	H7	13.25	4	3.31	5.00	OK	300	240	OK
	X5Y6	H1	9.94	4	2.49	2.50	OK	240	240	OK
	X8Y6	H7	6.62	2	3.31	5.00	OK	300	240	OK
	X10Y6	H8	6.62	2	3.31	5.00	OK	150	150	OK

階	位置	火打構面番号	面積 (m <sup>2</sup> )	火打本数	平均負担面積 (m <sup>2</sup> )	許容負担面積 (m <sup>2</sup> )	判定	最小梁せい (mm)	必要梁せい (mm)	判定
---	----	--------	----------------------	------	--------------------------	--------------------------	----	------------	------------	----

- 階： 小屋、3階、2階の順に書く。  
 位置： 火打構面の開始位置  
 火打構面番号： 火打構面の種類  
 面積 (m<sup>2</sup>)： 火打構面の面積  
 火打本数： 火打構面内にある火打の本数  
 平均負担面積 (m<sup>2</sup>)： 面積 / 火打本数  
 許容負担面積 (m<sup>2</sup>)： 火打構面の種類に定義されている火打1本が負担できる面積

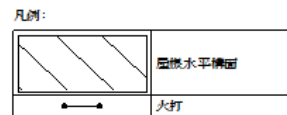
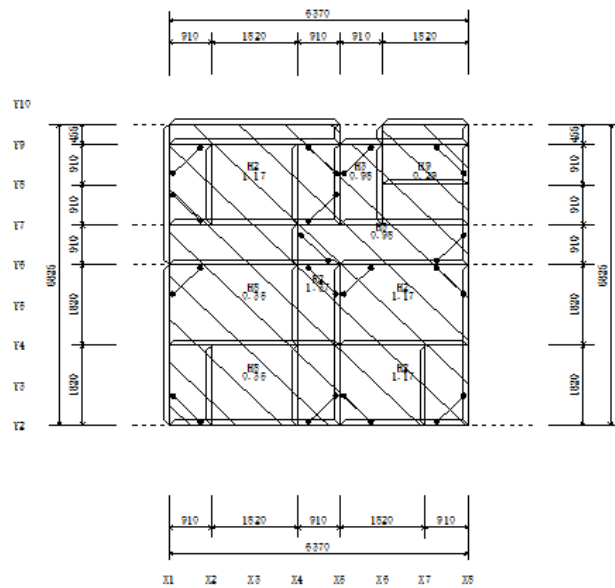
判定： 平均負担面積 ≤ 許容負担面積ならばOK。NGの場合、警告メッセージ。

- 最小梁せい (mm)： 火打が取り付く梁の中で最小の梁せい  
 必要梁せい (mm)： 火打構面の種類に定義されている必要梁せい

判定： 最小梁せい ≥ 必要梁せいならばOK。NGの場合、警告メッセージ。

- その他： 火打構面に適した火打が入っていない場合警告メッセージ。  
 火打構面の周りに梁が入っていない場合警告メッセージ。  
 火打構面の周りの梁に継手があった場合警告メッセージ。(ただし、構面外から延びてきている梁ならば警告対象外とします。)

(2) 水平構面の許容耐力の算定  
小屋階 X方向



説明

(2) 水平構面の許容耐力の算定

- 水平構面図と算定表（上階から小屋、3、2階で、各 X 方向、Y 方向）

- 水平構面図  
床水平構面は 屋根水平構面は の斜線で表し、構面番号と倍率を書く。  
火打構面は、枠のみで、構面番号と倍率を書く。  
点線により、構面を区切るライン（1階下の耐力壁通り）を記す。

- 床・屋根・火打を組合わせた単位構面の床倍率・許容せん断耐力表

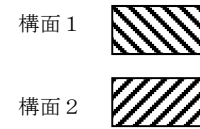
区間	構面 番号	構面 倍率	幅 (m)	Pa (kN)	$\Sigma Pa$ (kN)
----	----------	----------	----------	------------	---------------------

区間： 算定する区間  
 構面番号： 構面記号+番号  
 構面倍率： 構面の倍率  
 幅(m)： 算定長さ  
 Pa(kN)： 許容せん断耐力 構面倍率×算定長さ×1.960  
 $\Sigma Pa$ (kN)： Pa の区間合計

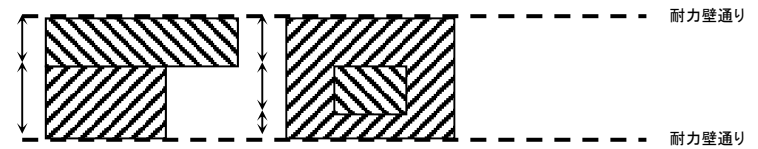
## 説明

### ※構面倍率算定方法

- 種類の違う構面が重なっている部分は倍率を加算する。
- 種類と同じ構面は以下のように計算する。



構面 1 の構面倍率 < 構面 2 の構面倍率 の時、



2つ以上の構面で構成されている場合は計算方向と平行な区分に分割し、各区分内ごとに計算された最小の構面倍率を採用します。

小屋 X方向 Pa (kN) = 構面倍率 × 奥行き × 1.960

区間	構面番号	構面倍率	奥行き (m)	Pa (kN)	ΣPa (kN)
Y9.5~Y7	R2	0.70	3.640	4.994	7.491
	R2	0.70	1.820	2.497	
Y7~Y6	R2	0.70	6.370	8.740	14.982
	H3	0.50	2.730	2.675	
	H3	0.50	3.640	3.567	
Y6~Y2	H3	0.50	2.730	2.675	14.090
	R2	0.70	6.370	8.740	
	H3	0.50	2.730	2.675	

説明

3-5 偏心率とねじれ補正係数の算定

3階 X左加力方向

通り または区間	位置 (m)	剛性 Di (N/m)	剛性一次 モーメント	剛心-位置 Y(m)	Di×Y²	ねじれ補正係数	
						地震用αe	風圧用αw
Y9.5	6.825	530356	3619680	3.440	6276021	1.023	1.008
Y9.5-Y7						1.016	1.006
Y7	4.550	90643	426076	1.165	127095	1.008	1.003
Y7-Y6						1.005	1.002
Y6	3.640	957857	3486599	0.255	62285	1.002	1.001
Y6-Y2						0.990	0.997
Y2	0.000	643124	0	-3.385	7369059	0.977	0.992
合計		① 2224980	② 7532355		③ 13834460		

地震用

剛心(②/①)	3.385
重心	3.463
偏心距離= 剛心-重心	0.078
ねじり剛性=③+Y上加力のΣDi×X²	25541595
弾力半径=√(ねじり剛性/①)	3.388
偏心率=偏心距離/弾力半径	0.023
偏心率判定 (偏心率≤0.30)	OK

風圧用

剛心(②/①)	3.385
重心	3.413
偏心距離= 剛心-重心	0.028
ねじり剛性=③+Y上加力のΣDi×X²	25541595
弾力半径=√(ねじり剛性/①)	3.388
偏心率=偏心距離/弾力半径	0.008
偏心率判定 (偏心率≤0.30)	OK

3階 X右加力方向

通り または区間	位置 (m)	剛性 Di (N/m)	剛性一次 モーメント	剛心-位置 Y(m)	Di×Y²	ねじれ補正係数	
						地震用αe	風圧用αw
Y9.5	6.825	530356	3619680	3.453	6323545	1.026	1.012
Y9.5-Y7						1.018	1.008
Y7	4.550	90643	426076	1.178	129947	1.009	1.004
Y7-Y6						1.006	1.003
Y6	3.640	848464	3088409	0.268	60940	1.002	1.001
Y6-Y2						0.989	0.995
Y2	0.000	643124	0	-3.372	7312567	0.975	0.989
合計		① 2115587	② 7134165		③ 13826999		

地震用

剛心(②/①)	3.372
重心	3.463
偏心距離= 剛心-重心	0.091
ねじり剛性=③+Y上加力のΣDi×X²	25534134
弾力半径=√(ねじり剛性/①)	3.474
偏心率=偏心距離/弾力半径	0.026
偏心率判定 (偏心率≤0.30)	OK

風圧用

剛心(②/①)	3.372
重心	3.413
偏心距離= 剛心-重心	0.041
ねじり剛性=③+Y上加力のΣDi×X²	25534134
弾力半径=√(ねじり剛性/①)	3.474
偏心率=偏心距離/弾力半径	0.012
偏心率判定 (偏心率≤0.30)	OK

3-5. 偏心率とねじれ補正係数の算定

剛性より剛心を求め、重心との偏心距離と弾力半径より偏心率を求めます。これが0.30(初期設定値)以下であることを確認し、ねじれ補正係数を求めます。

・表(各階、X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向ごとに以下の2つの表)

通り または区間	位置 (m)	剛性 Di (N/m)	剛性一次 モーメント	剛心-位置 Y(m)	Di×Y²	ねじれ補正係数	
						地震用αe	風圧用αw
x.x	x.xxx	整数	整数	x.xxx	整数	x.xxx	x.xxx
x.x ~ x.x							
x.x							
...	...	...	...	...	...	...	...
合計		① xxx	② xxx		③ xxx		

位置(m) : 建物最小位置からの実寸距離。通りの場合は通り位置。区間の場合は通りの平均値。

剛性 Di (N/m) : 3-3 で求めた剛性

剛性一次モーメント(N・m/m) : 位置×剛性

剛心-位置(m) : Y(X方向), X(Y方向)は、重心方向が正の数となる。

Di×Y², Di×X² : 剛性×(剛心からの距離)²

ねじれ補正αe : [通りの場合]

(風圧用はαw) α=1+(①×偏心距離)/ねじり剛性×Y

[区間の場合]

求める区間が、通り a-b (a>b)の場合

α[a-b]=(α[a]+α[b])/2

地震用 および 風圧用

剛心(②/①)	x.xxx
重心	x.xxx
偏心距離= 剛心-重心	x.xxx
ねじり剛性=③+Y下加力のΣ(Di×Y²) ※1	xxxxxxxx
弾力半径=√(ねじり剛性/①)	x.xxx
偏心率=偏心距離/弾力半径	x.xxx
偏心率判定 (偏心率≤0.30)	OK

※初期設定-計算条件I-層間変形角・剛性率・偏心率で「偏心率判定を風圧用も行う」のチェックがOFFの場合は風圧用の判定は行いません。

---

## 説明

---

剛心(m) :	剛性一次モーメントの合計②／剛性の合計①
重心(m) :	3-1, 3-2 で求めた地震用重心または風重心
偏心距離(m) :	(剛心－重心) の絶対値
ねじり剛性(N・m <sup>2</sup> /m) :	算定方向と別方向の $D_i \times Y^2$ (または $D_i \times X^2$ ) で小さい方の値を合算した値。※1 に加算したものを書く。
弾力半径(m) :	$\sqrt{\text{ねじり剛性} / \text{剛性の合計①}}$
偏心率:	偏心距離／弾力半径
偏心率の判定 :	偏心率 $\leq 0.30$ (初期設定の偏心率判定基準値) の場合 OK

### ※算定順序

1. 耐力壁通りごとの位置と剛性より剛性一次モーメントを計算。
2. 階、方向別に剛性と剛性一次モーメントの合計を求める。
3. 剛心を計算する。
4. 剛性に(剛心－位置)を2乗したものを掛け、合計を求める。
5. 偏心距離(剛心－重心)、ねじり剛性、弾力半径、偏心率を求める。
6. 通りごとのねじれ補正を求める。
7. 区間ごとのねじれ補正を求める。



3-6 鉛直構面の負担水平力に対する検定

3階 X左加力方向

eQi = 27.553 (kN) 偏心率 0.023  
wQi = 29.102 (kN)

通り	許容耐力 ΣPa (kN)	剛性 Di (kN/m)	地震力				風圧力			
			割増 係数 Ce	水平力 Qe (kN)	Qe/ΣPa	判定 <1.0	割増 係数 Cw	水平力 Qw (kN)	Qw/ΣPa	判定 <1.0
Y9.5	9.900	530.356	1.023	6.719	0.678	OK	1.008	6.992	0.706	OK
Y7	1.748	93.643	1.008	1.169	0.668	OK	1.003	1.228	0.702	OK
Y6	17.880	957.857	1.002	11.885	0.664	OK	1.001	12.541	0.701	OK
Y2	12.005	643.124	1.000	7.964	0.663	OK	1.000	8.412	0.700	OK
合計	41.533	2224.980		27.737	0.667	OK		29.173	0.702	OK

3階 X右加力方向

eQi = 27.553 (kN) 偏心率 0.026  
wQi = 29.102 (kN)

通り	許容耐力 ΣPa (kN)	剛性 Di (kN/m)	地震力				風圧力			
			割増 係数 Ce	水平力 Qe (kN)	Qe/ΣPa	判定 <1.0	割増 係数 Cw	水平力 Qw (kN)	Qw/ΣPa	判定 <1.0
Y9.5	9.900	530.356	1.026	7.087	0.715	OK	1.012	7.383	0.745	OK
Y7	1.748	93.643	1.009	1.291	0.704	OK	1.004	1.299	0.739	OK
Y6	15.838	848.464	1.002	11.072	0.699	OK	1.001	11.683	0.737	OK
Y2	12.005	643.124	1.000	8.376	0.697	OK	1.000	8.847	0.736	OK
合計	39.491	2115.587		27.766	0.703	OK		29.206	0.739	OK

鉛直構面の水平荷重時の応力検定表

方向	階	加力方向	必要耐力(kN)		許容せん断耐力 Qa (kN)	充足率	
			地震力 Qe	風圧力 Qw		地震力	風圧力
			X	3	左→	20.389	10.168
	3	右←	20.389	10.168	33.861	1.66	3.33
	2	左→	42.336	24.111	45.124	1.06	1.87
	2	右←	42.336	24.111	46.603	1.10	1.93
	1	左→	56.140	36.257	62.631	1.11	1.72
	1	右←	56.140	36.257	58.172	1.03	1.60
Y	3	下↓	20.389	15.493	45.650	2.23	2.94
	3	上↑	20.389	11.593	41.888	2.05	3.61
	2	下↑	42.336	30.558	49.208	1.16	1.61
	2	上↓	42.336	26.658	48.157	1.13	1.80
	1	下↓	56.140	44.848	72.930	1.29	1.62
	1	上↑	56.140	40.948	74.714	1.33	1.82

説明

3-6. 鉛直構面の負担水平力に対する検定

鉛直構面の負担水平力の算定および検定

・表 (各階、X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向ごと)

eQi = x.xxx (kN) 偏心率 x.xxx (≤0.15)  
wQi = x.xxx (kN)

通り	許容耐力 ΣPa (kN)	剛性 Di (kN/m)	地震力				風圧力			
			割増し 係数 Ce	水平力 Qe (kN)	Qe/ ΣPa	判 定	割増し 係数 Cw	水平力 Qw (kN)	Qw/ ΣPa	判 定
x.x	x.xxx	xx.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	X	x.xxx	x.xxx	x.xxx	X
合計	xx.xxx	xxx.xxx		xx.xxx	x.xxx	X		xx.xxx	x.xxx	X

許容耐力(kN) : 3-3で求めた許容耐力の単位を(kN)に変えたもの。

剛性(kN/m) : 同じく剛性の単位を(kN)に変えたもの。

割増し係数C : 3-5で求めたねじれ補正α。

※ 初期設定「偏心率≤0.15の場合、割増係数 Ce=1.0 とする (※1.0≤Ce)」の設定あり

※ 初期設定「風圧力検定時も割増しを行う」の設定あり

水平力(kN) :  $Q_x = xQi \times \alpha_x \times Di / \Sigma Di$

比率 :  $Q_x / \Sigma Pa$

判定 :  $Q_x / \Sigma Pa < 1.0$  または  $Q_x=0$  かつ  $\Sigma Pa=0$  ならばOK。  
それ以外はワーニング。

eQi (kN) : 3-1 (2) より。

wQi (kN) : 3-2 (2) より。

鉛直構面の水平荷重時の応力検定表

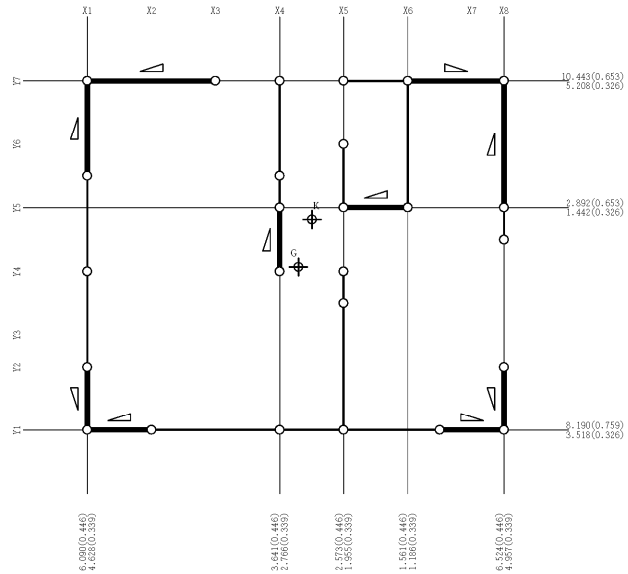
各階の検定表

充足率 : 地震力 Qa/Qe

風圧力 Qa/Qw

鉛直構面の水平荷重時の応力図および検定比図

3階 X左加力方向  
Y下加力方向



凡例:

地震力 kN (検定比)	G: 重心
風圧力 kN (検定比)	K: 剛心

検定比=水平荷重/許容せん断力

鉛直構面の水平荷重時の応力図および検定比図

各階の鉛直構面図で、耐力壁線ごとに地震力、風圧力および検定比を作図します。

3-7 水平構面の負担水平力に対する検定

(1) 水平構面の地震時のせん断力に対する検定

3階 X左加力方向

せん断力係数  $C'_{i=0.335}$  偏心率  $0.105(\leq 0.15)$

通り または 区間	Ce	Qeij (kN)	重量 (kN)	Pij wij-i, j (kN)	ΣPa (kN)	Qi (kN)	Qi /ΣPa	判定 <1.0
Y9.5	1.000	10.116	8.212	2.751				
上端	1.000		20.621	6.908	5.351	7.365	1.376	NG
下端						0.457	0.085	OK
Y7	1.000	0.613	0.491	0.164				
上端	1.000		6.617	2.217	9.810	0.906	0.092	OK
下端						-1.311	0.134	OK
Y6	1.000	7.179	2.468	0.823				
上端	1.000		28.439	9.527	10.738	5.045	0.470	OK
下端						-4.482	0.417	OK
Y2	1.000	7.601	9.308	3.118				

3階 X右加力方向

せん断力係数  $C'_{i=0.335}$  偏心率  $0.080(\leq 0.15)$

通り または 区間	Ce	Qeij (kN)	重量 (kN)	Pij wij-i, j (kN)	ΣPa (kN)	Qi (kN)	Qi /ΣPa	判定 <1.0
Y9.5	1.000	10.175	8.212	2.751				
上端	1.000		20.621	6.908	5.351	7.424	1.387	NG
下端						0.516	0.096	OK
Y7	1.000	0.617	0.491	0.164				
上端	1.000		6.617	2.217	9.810	0.969	0.099	OK
下端						-1.248	0.127	OK
Y6	1.000	6.444	2.468	0.823				
上端	1.000		28.439	9.527	10.738	4.379	0.407	OK
下端						-5.154	0.480	OK
Y2	1.000	8.274	9.308	3.118				

3-7. 水平構面の負担水平力に対する検定

- 初期設定—計算条件(方針)—◆水平力による水平構面の検定が
- 許容せん断耐力の検討を行う(連続梁モデル)のとき、以下の検定を行う。

(1) 水平構面の地震時のせん断力に対する検定

- 表(各階、X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向)

せん断力係数  $C'_{i=x.xxx}$

通り または 区間	Ce	Qeij (kN)	重量 (kN)	Pij Wij-1, j (kN)	ΣPa (kN)	Qi (kN)	Qi/ ΣPa	判定 <1.0
x, x	x. xxx	①xx. xxx	xx. xxx	②xx. xxx				
上端	x. xxx		xx. xxx	③xx. xxx	xx. xxx	④xx. xxx	x. xxx	OK
下端						⑤xx. xxx	x. xxx	OK
x, x								
...								

通りまたは区間: X方向...Y通りの大きい方から

Y方向...X通りの小さい方から

区間は上端と下端(または左端と右端)に分け、それぞれを構成する構面のΣPaとQiを比較する。

Ce: 3-5.で求めたねじれ補正係数α(1.0以下のときは1.000とする)  
 ※初期設定「偏心率≤0.15の場合、割増係数Ce=1.0とする(※1.0≤Ce)」の設定あり

Qeij(kN): 3-6.で求めたQe

重量(kN): 3-1.で求めた通り重量・区間重量

Pij(kN): 通り集中荷重 重量×C'i×αe+上階のQeij

Wij-1, j(kN): 区間分布水平力の和 重量×C'i×αe

ΣPa(kN): 3-4.(2)で求めた水平構面の許容せん断耐力

Qi(kN): 地震時せん断力 ④=①-②, ⑤=④-③  
 (次の区間の上端は、④=⑤+①-②)

比率: 区間の上端と下端の検討 Qi/ΣPa

判定: Qi/ΣPa<1.000

説明

(2) 水平構面の風圧時のせん断力に対する検定

・表（各階、X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向）

(2) 水平構面の風圧時のせん断力に対する検定  
3階 X左加力方向

通り または 区間	Cw	Qwji (kN)	区間 風圧力 wQ (kN)	Pij wij-1, j (kN)	ΣPa (kN)	Qi (kN)	Qi /ΣPa	判定 <1.0
Y9.5	1.000	6.018	0.046	0.046				
上端	1.000		4.112	4.112	5.351	5.973	1.116	NG
下端						1.861	0.348	OK
Y7	1.000	0.365	0.000	0.000				
上端	1.000		2.371	2.371	9.810	2.228	0.227	OK
下端						-0.146	0.016	OK
Y6	1.009	4.309	0.000	0.000				
上端	1.096		8.651	8.651	10.738	4.164	0.388	OK
下端						-5.199	0.484	OK
Y2	1.180	6.336	0.096	0.113				

3階 X右加力方向

通り または 区間	Cw	Qwji (kN)	区間 風圧力 wQ (kN)	Pij wij-1, j (kN)	ΣPa (kN)	Qi (kN)	Qi /ΣPa	判定 <1.0
Y9.5	1.000	6.063	0.046	0.046				
上端	1.000		4.112	4.112	5.351	6.008	1.123	NG
下端						1.896	0.364	OK
Y7	1.000	0.367	0.000	0.000				
上端	1.000		2.371	2.371	9.810	2.263	0.231	OK
下端						-0.108	0.011	OK
Y6	1.000	3.833	0.000	0.000				
上端	1.000		8.651	8.651	10.738	3.725	0.347	OK
下端						-4.826	0.449	OK
Y2	1.000	4.922	0.096	0.096				

通り または 区間	Cw	Qwji (kN)	区間 風圧力 wQ (kN)	Pij Wij-1, j (kN)	ΣPa (kN)	Qi (kN)	Qi/ ΣPa	判定
X. X	x. xxx	①xx. xxx	xx. xxx	②xx. xxx				
上端	x. xxx		xx. xxx	③xx. xxx	xx. xxx	④xx. xxx	x. xxx	OK
下端						⑤xx. xxx	x. xxx	OK
X. X								
...								

通りまたは区間： X方向...Y通りの大きい方から  
Y方向...X通りの小さい方から  
区間は上端と下端（または左端と右端）に分け、それぞれを構成する構面のΣPaとQiを比較する。

Cw： 3-5. で求めた ねじれ補正係数α（1.0以下のときは1.000とする）  
※ 初期設定「偏心率≤0.15の場合、割増係数Ce=1.0とする（※1.0≤Ce）」の設定あり  
※ 初期設定「風圧力検定時も割増しを行う」の設定による

Qwji(kN)： 3-6. で求めた Qw  
区間風圧力 wQ(kN)： 3-2. で求めた wQ  
Pij(kN)： 通り集中荷重 wQ×αw+上階のQeij  
Wij-1, j(kN)： 区間分布水平力の和 wQ×αw  
ΣPa(kN)： 3-4. (2)で求めた 水平構面の許容せん断耐力  
Qi(kN)： 風圧力せん断力 ④=①-②， ⑤=④-③  
（次の区間の上端は、④=⑤+①-②）  
比率： 区間の上端と下端の検討 Qi/ΣPa

判定： Qi/ΣPa<1.000

3-7 水平構面の地震力、風圧力に対する検定

単純梁モデルにて検定を行う。

有効耐力壁線の判定

許容せん断耐力  $P_a \geq$  (線上の水平構面の奥行き[m]  $\times 0.6 \times 1.96$ [kN/m]) かつ 7kN以上

地震時水平せん断耐力の検定

短期許容せん断耐力  $\angle Q_a \cdot h \geq QE = 0.24 \cdot \alpha \cdot h \cdot 1$

想定事項:  $\angle W = 1.6$  kN/m<sup>2</sup>  $C_i = 0.3$ より  $WE = 0.3 \times \angle W \times h = 0.48h$  [kN/m]

風圧時水平せん断耐力の検定

短期許容せん断耐力  $\angle Q_a \cdot h \geq Q_w = 1.7 \cdot \alpha \cdot 1$

想定事項:  $q = 1.05$  kN/m<sup>2</sup>  $C_f = 1.2$   $h = 2.7$  mより  $W_w = q \cdot C_f \cdot h = 3.4$  [kN/m]

$\angle Q_a$ : 水平構面の単位長さあたりの許容せん断耐力 [kN/m]

$\alpha$ : 当該水平構面の中間に上階耐力壁線がある場合は1.6、その他は1.0

$h$ : 水平構面の奥行き

$1$ : 下階の有効耐力線の間隔

3階 X方向

有効耐力壁線判定表

通り	壁線の奥行 [m]	許容せん断耐力 左加力 Pa [kN] 右加力 Pa [kN]	① 奥行き $\times 1.96$ $\times 0.6$ [kN]	判定1 Pa $\geq$ ①	判定2 Pa $\geq 7$ [kN]	有効耐力壁線判定 (有効◎ 壁線○)
Y9.5	6.370	9.900 9.900	7.491 7.491	○	○	◎
Y7	6.370	1.748 1.748	7.491 7.491	×	×	×
Y9	6.370	18.362 17.096	7.491 7.491	○	○	◎
Y2	6.370	12.005 12.005	7.491 7.491	○	○	◎

3-7. 水平構面の負担水平力に対する検定 (単純梁モデル)

- 初期設定—計算条件 (方針) —◆水平力による水平構面の検定が  
●簡易チェックを行う (単純梁モデル) のとき、以下の検定を行う。

有効耐力壁線の判定

許容せん断耐力  $P_a \geq$  (線上の水平構面の奥行き [m]  $\times 0.6 \times 1.96$  [kN/m]) かつ 7kN以上

地震時水平せん断耐力の検定

短期許容せん断耐力  $\angle Q_a \cdot h \geq QE = 0.24 \cdot \alpha \cdot h \cdot 1$

想定事項:  $\angle W = 1.6$  kN/m<sup>2</sup>  $C_i = 0.3$ より  $WE = 0.3 \times \angle W \times h = 0.48h$  [kN/m]

風圧時水平せん断耐力の検定

短期許容せん断耐力  $\angle Q_a \cdot h \geq Q_w = 1.7 \cdot \alpha \cdot 1$

想定事項:  $q = 1.05$  kN/m<sup>2</sup>  $C_f = 1.2$   $h = 2.7$  mより  $W_w = q \cdot C_f \cdot h = 3.4$  [kN/m]

$\angle Q_a$ : 水平構面の単位長さあたりの許容せん断耐力 [kN/m]

$\alpha$ : 当該水平構面の中間に上階耐力壁線がある場合は1.6、その他は1.0

$h$ : 水平構面の奥行き

$1$ : 下階の有効耐力線の間隔

有効耐力壁線判定表

通り	壁線の奥行 [m]	許容せん断耐力 左加力 Pa [kN] 右加力 Pa [kN]	① 奥行き $\times 1.96$ $\times 0.6$ [kN]	判定1 Pa $\geq$ ①	判定2 Pa $\geq 7$	有効耐力壁線判定 (有効◎ 壁線○)
X.X	XX.XXX	XX.XXX XX.XXX	XX.XXX XX.XXX	○	○	◎
X.X	XX.XXX	XX.XXX XX.XXX	XX.XXX XX.XXX	×	○	○

壁線の奥行 (m): 水平構面の奥行

Pa (kN): 壁線の許容せん断耐力 3-6 で求めた Pa

①: 壁線の奥行き  $\times 1.96 \times 0.6$

判定1: Pa  $\geq$  ① ならば OK

判定2: Pa  $\geq 7$  [kN] ならば OK

有効耐力壁判定: 判定1「○」かつ判定2「○」のとき「◎」(有効耐力壁線)

区間∠Qaの算定

(\*)有効耐力壁線区間 最小値

区間	水平構面	∠Qa	奥行[m]	Pa	ΣPa	奥行h[m]	平均∠Qa
Y9.5-Y7	R2	1.37	3.640	4.987	*7.480	5.460	1.37
	R2	1.37	1.820	2.493			
Y7-Y6	R2	1.37	6.370	8.727	13.877	6.370	2.18
	H6	0.58	2.730	1.583			
	H3	0.98	3.640	3.567			
Y6-Y2	R2	1.37	6.370	8.727	13.195	6.370	2.07
	H8	0.35	3.640	1.274			
	H2	1.17	2.730	3.194			

上部水平構面の地震力、風圧力に対する検定表

有効耐力壁区間	スパン l [m]	奥行 h [m]	α	∠Qa [kN/m]	∠Qah	① QE = 0.24αhl	∠Qah ≧① 判定	② Qw = 1.7αl	∠Qah ≧② 判定
Y9.5-Y6	3.185	5.460	1.0	1.37	7.480	4.174	OK	5.415	OK
Y6-Y2	3.640	6.370	1.0	2.07	13.186	5.565	OK	6.188	OK

説明

区間∠Qaの算定

区間	水平構面	∠Qa	奥行 [m]	Pa	ΣPa	奥行h[m]	平均∠Qa
x. x-x. x	FX	x. xx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xx
	RX	x. xx	x. xxx	x. xxx			
	HX	x. xx	x. xxx	x. xxx			

- 区間： 算定する区間  
 水平構面： 入力されている水平構面の構面記号（+番号）  
 ∠Qa： 単位長さあたりの許容せん断耐力∠Qa=水平構面の床倍率×1.96  
 奥行： 水平構面の奥行き  
 Pa： 許容せん断耐力 Pa=∠Qa×奥行  
 ΣPa： 区間における Pa の合計  
 奥行 h： 水平構面の奥行きの合計  
 ※ 有効耐力壁区間に複数構面区画がある場合、最小の許容せん断耐力となる区間を示す。  
 平均∠Qa： 平均∠Qa=ΣPa/奥行 h

上部水平構面の地震力、風圧力に対する検定表

有効耐力壁区間	スパン l [m]	奥行 h [m]	α	∠Qa [kN/m]	∠Qah	① QE = 0.24αhl	∠Qah ≧① 判定	② Qw = 1.7αl	∠Qah ≧② 判定
x. x-x. x	x. xxx	x. xxx	x. x	x. xx	x. xxx	x. xxx	OK	x. xxx	OK

- 有効耐力壁区間： 算定する区間  
 スパン l： 水平構面のスパン  
 ただし、外壁線が有効耐力壁線でない場合は、その外壁線から有効耐力壁線までの間隔を2倍した値をlにする。  
 奥行 h： 水平構面の奥行き  
 ∠Qa： 単位長さあたりの許容せん断耐力∠Qa=水平構面の床倍率×1.96  
 α： α=1.6 : 当該水平構面の中間に上階耐力壁線がある場合  
 α=1.0 : その他  
 ①： QE=0.24αhl  
 ∠Qah ≧①判定： ∠Qah ≧① ならば OK  
 ②： Qw=1.7αl  
 ∠Qah ≧②判定： ∠Qah ≧② ならば OK

説明

## 4. 軸力

### 4-1. 軸力表

- 一般地域の場合、長期常時軸力、短期積雪軸力、引張耐力検討用軸力
- 多雪区域の場合、長期常時軸力、短期積雪軸力、長期積雪軸力、引張耐力検討用軸力

位置	階	項目	単位荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	面積 (m <sup>2</sup> )	Po (kN)	P (kN)	ΣP (kN)
XxYy	x	項目1	x.xxx	x.xxx	x.xxx		
		項目2 (複数あり)	x.xxx	x.xxx × x.xxx			
	X	項目1	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx

位置： 柱のある通り (例：X4Y9.5)  
 階： 柱のある階 (高い順に)  
 項目： 設計荷重または固定荷重項目および上階からの荷重  
 「屋根」… 屋根一般、屋根軒先  
 「外壁」… 妻壁、3階外壁、2階外壁、1階外壁  
 「内壁」… 3階内壁、2階内壁、1階内壁  
 「n階床」… 3階床、2階床  
 「小屋裏収納」… ユーザー領域 (名称変更可)  
 「バルコニー」… ユーザー領域 (名称変更可)  
 「ベランダ」… ユーザー領域 (名称変更可)  
 「その他」… ユーザー領域 (名称変更可)  
 「梁 XxYx」… 梁からの伝達荷重および追加荷重  
 「柱 XxYx」… 柱からの伝達荷重および追加荷重  
 「束 XxYx」… 束からの伝達荷重

単位荷重 (kN/m<sup>2</sup>) : 引張耐力検討用では地震用の積載荷重を採用します。  
 面積 (m<sup>2</sup>) : その柱の分担する各項目の荷重の算定式および面積 (m<sup>2</sup>)  
 Po (kN) : 各項目の軸力  
 P (kN) : その階における ΣPo  
 ΣP (kN) : その位置における全ての階の ΣP

## 4. 軸力

### 4-1 軸力表

(1) 長期常時軸力

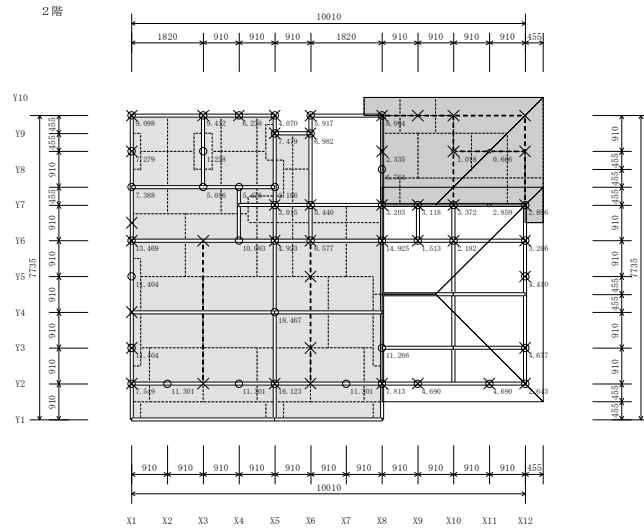
符号	階	項目	単位荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	面積 (m <sup>2</sup> )	Po (kN)	P (kN)	ΣP (kN)	
X1Y2	3	屋根一般	0.687	0.208	0.143	2.619	2.619	
		屋根軒先	0.537	0.622	0.334			
		外壁	0.850	0.910×2.770×0.500	1.071			
		外壁	0.850	0.910×2.770×0.500	1.071			
	2	外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083	4.930	7.549	
		外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083			
		3階床	1.890	0.311	0.588			
		バルコニー 梁X1Y1	2.100	0.311	0.653			
	1	外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083	12.293	19.842	
		外壁	0.850	1.820×2.800×0.500	2.166			
		2階床	1.890	0.414	0.782			
		バルコニー 梁X1Y1 柱X2Y2	2.100	0.518	1.088			
X1Y3	3	屋根一般	0.687	0.621	0.427	4.828	4.828	
		屋根軒先	0.537	0.621	0.333			
		外壁	0.850	1.820×2.770×0.500	2.143			
		外壁	0.850	0.910×2.770×0.500	1.071			
	2	外壁	0.850	1.820×2.800×0.500	2.166	6.576	11.404	
		外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083			
		3階床	1.890	0.311	0.588			
		梁X1Y4	1.890	5.477×0.500	2.739			
	1	外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083	3.731	15.135	
		2階床	1.890	0.828	1.565			
	X1Y4	1	外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083	11.298	11.298
			外壁	0.850	1.820×2.800×0.500	2.166		
2階床			1.890	1.242	2.347			
柱X1Y5			1.890	11.404×0.500	5.702			
X1Y5	3	屋根一般	0.687	0.621	0.427	4.828	4.828	
		屋根軒先	0.537	0.621	0.333			
		外壁	0.850	1.820×2.770×0.500	2.143			
		外壁	0.850	0.910×2.770×0.500	1.071			
	2	外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083	6.576	11.404	
		外壁	0.850	1.820×2.800×0.500	2.166			
		3階床	1.890	0.311	0.588			
		梁X1Y4	1.890	5.477×0.500	2.739			
	X1Y6	3	屋根一般	0.687	0.311	0.214	3.029	3.029
			屋根軒先	0.537	0.311	0.167		
			外壁	0.850	0.910×2.770×0.500	1.071		
			外壁	0.850	0.455×2.770×0.500	0.536		
内壁			0.350	1.365×2.770×0.500	0.662			
束X2Y6			1.138	0.333	0.379			

## 4-2. 軸力図

- ・一般地域の場合、長期常時軸力図、短期積雪軸力図、引張耐力検討用軸力図
- ・多雪区域の場合、長期常時軸力図、短期積雪軸力図、長期積雪軸力図、引張耐力検討用軸力図

出力項目

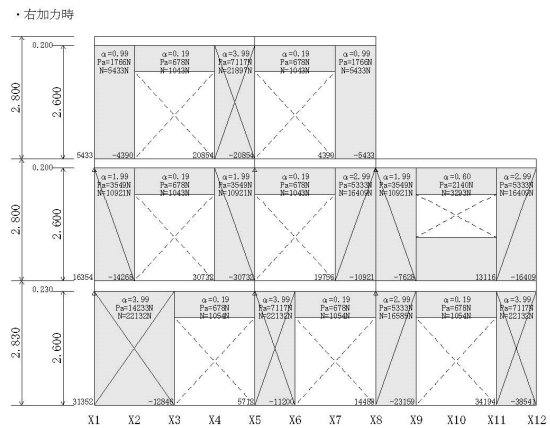
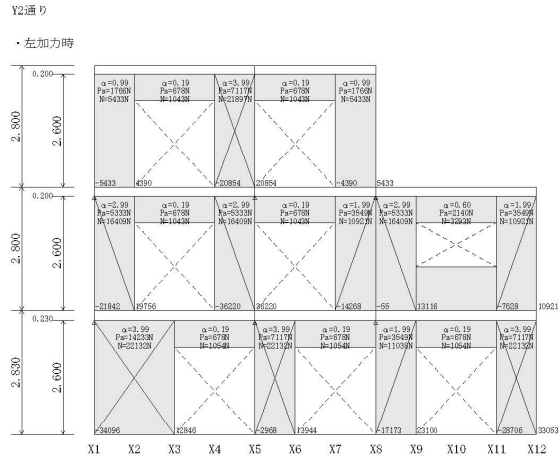
○	当階柱
×	下階柱
◦	小屋束
---	当階梁
=	上階梁
細かな点線	軸力負担領域
濃い網掛け	屋根領域
薄い網掛け	根太領域
数値	軸力





説明

4-3 耐力壁の許容耐力時の軸力



4-3. 耐力壁の許容耐力時の軸力

- ・各図通りごとに、X左加力時とX右加力時を1枚に、Y下加力時とY上加力時を1枚にそれぞれ書く。

出力項目

- ・梁、柱、筋かい (実線斜め)、開口部 (点線クロス)
- ・梁に直交する梁を△で表記
- ・壁倍率、壁の許容せん断耐力、軸力
- ・柱の下部に許容せん断時の付加軸力

計算補足

- ・柱が上下に通っていない場合、上階柱軸力を下階柱へ距離の比で振分けます。

## 5. 各部の設計

### 5-1 柱の設計

○2F XIY5 105.0 (mm)×105.0 (mm) 杉  
 $A=11025$  (mm<sup>2</sup>)  $Z=192938$  (mm<sup>3</sup>)  $I=10129219$  (mm<sup>4</sup>)  $i=30.311$  (mm)  $1k=2800$  (mm)  $\lambda=92.376$   
 $F_c=17.70$  (N/mm<sup>2</sup>)  $F_b=22.20$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $30 < \lambda \leq 100$ より  $F_k=(1.3-0.01\lambda) \times F_c=6.66$  (N/mm<sup>2</sup>)

[長期]

$LN=11404$  (N)  
 $LNa=1.1 \times F_k/3 \times A=26923$  (N)  
 $LN/LNa=11404/26923=0.42 \leq 1.0$  ----- OK  
 りり込みに対して  
 相手材 梁 米松  $F_e=9.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $A_e=A-A_o=11025-2450=8575$  (mm<sup>2</sup>)  
 $Na=1.1 \times F_e/3 \times A_e=28298$  (N)  
 $LN/Na=11404/28298=0.40 \leq 1.0$  ----- OK

[短期積雪時]

$sNa=12716$  (N)  
 $ssNa=1.6 \times F_k/3 \times A=39161$  (N)  
 $sNa/ssNa=12716/39161=0.32 \leq 1.0$  ----- OK  
 りり込みに対して  
 相手材 梁 米松  $F_e=9.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $A_e=A-A_o=11025-2450=8575$  (mm<sup>2</sup>)  
 $ssN=1.6 \times F_e/3 \times A_e=41160$  (N)  
 $sNa/ssN=12716/41160=0.31 \leq 1.0$  ----- OK

[水平力作用時]

$eN=11404+3058-372=14090$  (N)  
 $sNa=2 \times F_k/3 \times A=48951$  (N)  
 $eN/sNa=14090/48951=0.29 \leq 1.0$  ----- OK  
 りり込みに対して  
 相手材 梁 米松  $F_e=9.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $A_e=A-A_o=11025-2450=8575$  (mm<sup>2</sup>)  
 $sN=2 \times F_e/3 \times A_e=51450$  (N)  
 $eN/sN=14090/51450=0.27 \leq 1.0$  ----- OK

[短期風圧時]

$wN=10172$  (N)  
 $w=q \times (0.8Kz+0.2) \times \text{負担幅}=1288 \times (0.8 \times 0.839+0.2) \times 1.365=1532$  (N/m)  
 $sFk=2 \times F_k/3=4.44$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $sFb=2 \times F_b/3=14.80$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 柱が受ける曲げモーメントの最大値は  
 $Ms=1/8 \times w \times 1k^2=1/8 \times 1532 \times 2.800^2=1501$  (N・m)  
 $wN/(A \times sFk) + Ms/(Z \times sFb)=10172/(11025 \times 4.44) + 1501000/(192938 \times 14.80)$   
 $=0.21+0.53=0.74 \leq 1.0$  ----- OK

## 説明

## 5. 各部の設計

### 5-1. 柱の設計

- 入力されている全ての柱について検定を行います。
- 初期設定の構造計算出力条件で、一覧出力とした場合、全部材を一覧表出力します。  
 詳細出力は、「詳細計算書出力=する」となっている柱が対象となります。
- りり込みの検討：初期設定の計算条件でりり込みの検討OFFの部材（土台、梁）、検討荷重時以外の場合は省略します。  
 通し柱となっている場合は検討しません。柱の下に複数の梁がある場合は許容応力度が最小の横架材で検討します。
- 風圧力による曲げの検討：床領域上の柱が対象となります。検定方向に耐力壁が連続している場合は検討を省きます。

[長期]

長期軸力に対して柱の算定、りり込み相手材による柱の算定

階、番付： 検討する柱の階属性と符号

LN (N)： 長期軸力（4-1を参照）

断面 (cm)： 材幅  $b$  × 材せい  $h$

座屈長さ  $1k$  (cm)： 材長（入力値）

断面積  $A$  (cm<sup>2</sup>)：  $b \times h$

断面二次モーメント  $I$  (cm<sup>4</sup>)：  $I = b h^3 / 12$  ※  $b \neq h$  の場合は小さい方を  $h$ （弱軸）

最小断面二次半径  $i$  (cm)：  $\sqrt{I/A}$

材料： 材料名称（基準強度マスタより）

有効細長比  $\lambda$ ：  $1k/i$

$Fk$  (N/cm<sup>2</sup>)： 座屈基準強度

$\lambda \leq 30$   $Fk = F_c$  (圧縮基準強度)

$30 \leq \lambda < 100$   $Fk = (1.3 - 0.01\lambda) \times F_c$

$\lambda \geq 100$   $Fk = 0.3 \times F_c / (\lambda / 100)^2$

許容耐力  $LN_a$  (N)：  $A \times 1.1/3 \times Fk$

$LN < LN_a$  の検討：  $LN/LNa > 1.0$  の場合、警告メッセージ

長期りり込みに対して

相手材： 柱下部の部材の部材名と材料名

有効断面積  $A_e$  (cm<sup>2</sup>)：  $A - A_o$   $A_o = \text{ほぞ幅} \times \text{ほぞせい}$

りり込み許容耐力  $Na$  (N)：  $A_e \times \text{りり込み許容応力度}$

$LN < Na$  の検討：  $LN/Na > 1.0$  の場合、警告メッセージ

## 説明

### [短期積雪時]

階、番付： 検討する柱の階属性と符号  
sNs(N)： 短期積雪軸力（4-1を参照）  
断面(cm)： 材幅b×材せいh  
座屈長さlk(cm)： 材長（入力値）  
断面積A(cm<sup>2</sup>)： b×h  
断面二次モーメントI(cm<sup>4</sup>)：  $I = b h^3 / 12$   
最小断面二次半径i(cm)：  $\sqrt{I / A}$   
材料： 材料名称(基準強度マスタより)  
有効細長比λ： lk/i  
Fk(N/cm<sup>2</sup>)： 座屈基準強度  
λ ≤ 30 Fk = Fc (圧縮基準強度)  
30 ≤ λ < 100 Fk = (1.3 - 0.01λ) × Fc  
λ ≥ 100 Fk = 0.3 × Fc / (λ / 100)<sup>2</sup>  
許容耐力 ssNa(N)： A × 2/3 × 0.8 × Fk  
短期軸力 sNs(N)： sNs  
sNs < ssNa の検討： sNs/ssNa > 1.0 の場合、警告メッセージ

短期めり込みに対して ※検討対象となっているときのみ  
相手材： 柱下部の部材の部材名と材料名  
有効断面積Ae(cm<sup>2</sup>)： A - Ao Ao = ほぼ幅×ほぼせい  
めり込み許容耐力 ssN(N)： Ae×めり込み許容応力度  
sNs < ssN の検討： sNs/ssN > 1.0 の場合、警告メッセージ

### [長期積雪時]（多雪区域の場合）

LN<sub>s</sub>(N)： 長期積雪軸力（4-1を参照）  
LsNa(N)： 水平力による軸力 A×1.3×1.1/3×Fk  
LN<sub>s</sub> < LsNa の検討： LN<sub>s</sub>/LsNa > 1.0 の場合、警告メッセージ

## 説明

### [短期風圧時]

外周部（床領域線）に接する柱を対象とします。

階、番付： 検討する柱の階属性と符号

LN (N)： 長期軸力（4-1を参照）

断面 (cm)： 材幅  $b$  × 材せい  $h$

座屈長さ  $l_k$  (cm)： 材長（入力値）

断面積  $A$  (cm<sup>2</sup>)：  $b \times h$

断面二次モーメント  $I$  (cm<sup>4</sup>)：  $I = b h^3 / 12$

最小断面二次半径  $i$  (cm)：  $\sqrt{I / A}$

材料： 材料名称（基準強度マスタより）

有効細長比  $\lambda$ ：  $l_k / i$

Fk (N/cm<sup>2</sup>)： 座屈基準強度

$\lambda \leq 30$  Fk = Fc（圧縮基準強度）

$30 \leq \lambda < 100$  Fk = (1.3 - 0.01 $\lambda$ ) × Fc

$\lambda \geq 100$  Fk = 0.3 × Fc / ( $\lambda / 100$ )<sup>2</sup>

w (N/m)：  $0.6 E V_o^2 \times C_i \times A_{wi}$

$0.6 E V_o^2$ ： 速度圧

$C_i$ ： 0.8kz + 0.2

$A_{wi}$ ： 分担幅（柱と同一床廻線上にある近い柱との距離 / 2）

短期曲げモーメント  $M_s$  (N·cm)：  $1/8 \times w \times l_k^2$

断面係数  $Z$  (cm<sup>3</sup>)：  $b \times h^2 / 6$

短期座屈許容応力度  $s f k$  (N/cm<sup>2</sup>)：  $2/3 \times Fk$

短期曲げ許容応力度  $s f b$  (N/cm<sup>2</sup>)：  $2/3 \times Fb$

曲げ応力度の検討：  $LN / (s f k \times A) + M_s / (s f b \times Z) > 1.0$

の場合、警告メッセージ

### [水平力作用時]

sN (N)： LN + eN

LN (N)： 長期軸力（多雪区域の場合は、短期組合せ時軸力）

eN (N)： 上階からの耐力壁の許容耐力時の軸力に反曲点高比に相当する係数を乗じた値

短期座屈許容応力度  $s f k$  (N/cm<sup>2</sup>)：  $2/3 \times Fk$

sNa (N)：  $s f k \times A$

判定：  $sN / sNa > 1.0$  の場合、警告メッセージ

説明

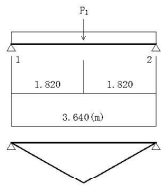
5-2. 梁の設計

- 全ての梁について以下の検討を行います。
- 初期設定の構造計算出力条件で、一覧出力とした場合、全部材を一覧表出力します。詳細出力は、「詳細計算書出力=する」となっている梁のみとなります。
- 各支点間を単純梁とみなして計算します。
- 鉛直荷重に対して長期、短期積雪、長期積雪（多雪区域のみ）に分けて検討します。梁上耐力壁がある場合は、水平加力時に対する検討を行います。
- 負担幅は、分解梁の midpoint から相手材をサーチして求めています。

階、番付： 検討する梁の階属性と符号、耐風梁・床小梁の場合は部位名も表示  
 図： 荷重図、梁（実線）、集中荷重 (P1, ..., Pn)、等分布荷重  
 曲げモーメント図および曲げモーメント、検定比

- A (mm 2): 断面積  $b \times h$
- Ae (mm 2): 端部仕口の有効断面積  $Ae = (b' \times d') \times d' / d$
- Z (cm 3): 断面係数  $b \times h^2 / 6 \times$  欠損低減
- I (mm 4): 断面二次モーメント  $b \times h^3 / 12 \times$  欠損低減
- E (N/mm 2): ヤング率
- Fb (N/mm 2): 曲げ基準強度
- Fs (N/mm 2): せん断基準強度
- l (m): 梁の長さ
- 仕口金物: 端部仕口に接合部金物をを用いた場合のみ
- x Pn (N): 集中荷重 (長期常時 LPn=長期常時軸力より、短期積雪 ss Pn=短期積雪軸力より、長期積雪 sLPn=長期積雪軸力より)
- w (N/m): 等分布荷重 (長期常時、短期積雪、長期積雪)
- w' (N/m): たわみ検討用等分布荷重 (長期常時、短期積雪、長期積雪)  
 ※たわみ検定の積載荷重は地震用を採用しています。
- P (N): 各荷重点位置の集中荷重
- R (N): 支点反力 (集中荷重時)
- M (N・m): 等分布荷重  $w \times l^2 / 8$   
 集中荷重 各荷重点位置の曲げモーメント
- Q (N): 等分布荷重  $1/2 \times w \times l$   
 集中荷重  $Q1=R1$ 、 $Q2=R2$

○ 2F X5通り Y2-Y6  
 120.0 (mm) × 390.0 (mm) 米松



長期 短期積雪  
 W=20950 (N/m) 23621  
 σ/Fb=0.83 0.65

A = 120.0 × 390.0 = 46800 (mm<sup>2</sup>)  
 1端 Ae = 102.0 × 295.0 × 295.0 / 390.0 = 22760 (mm<sup>2</sup>) 大入り蟻掛  
 2端 Ae = A = 46800 (mm<sup>2</sup>)  
 Ze = 0.80 × 3042000 = 2433600 (mm<sup>3</sup>)  
 Ie = 0.80 × 593190000 = 474552000 (mm<sup>4</sup>)  
 E = 9.800 × 10<sup>9</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 Fb = 28.20 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Fs = 2.40 (N/mm<sup>2</sup>)  
 L = 3.640 (m)

荷重点	位置L (m)	P (N)	R (N)	M (N・m)	P' (N)	δ (mm)
支点1	0.000	-	-9163	0	-	-
P1	1.820	18326	-	16677	18326	3.960
支点2	3.640	-	-9163	0	-	-
計		18326	-18326	Mmax 16677		3.960

w = 1890 × 1.365 = 2580 (N/m) w' = 1190 × 1.365 = 1624 (N/m) 2階床

M = 1/8 × (wL<sup>2</sup>) + Mmax = 4273 + 16677 = 20950 (N・m)

1端 Q = 1/2 × (wL) + 9163 = 4696 + 9163 = 13859 (N) 2端 Q = 1/2 × (wL) + 9163 = 4696 + 9163 = 13859 (N)

f<sub>b</sub> = 1.1 × F<sub>b</sub> / 3 = 10.34 (N/mm<sup>2</sup>) f<sub>s</sub> = 1.1 × F<sub>s</sub> / 3 = 0.88 (N/mm<sup>2</sup>)

σ / F<sub>b</sub> = (M / Ze) / F<sub>b</sub> = 8.61 / 10.34 = 0.83 ≤ 1.0 --- OK

1端 τ / f<sub>s</sub> = (1.5 × Q / Ae) / f<sub>s</sub> = 0.91 / 0.88 = 1.03 > 1.0 --- NG 2端 τ / f<sub>s</sub> = (1.5 × Q / Ae) / f<sub>s</sub> = 0.44 / 0.88 = 0.50 ≤ 1.0 --- OK

δ = 5 / 384 × (w' L<sup>4</sup>) / (E × I<sub>e</sub>) + 3.960 = 0.799 + 3.960 = 4.759 (mm)

δ = 4.759 × 2.0 = 9.518 (L / 382) ≤ L / 300 = 12.133 (mm) か > 9.518 ≤ 20.0 (mm) --- OK

[短期積雪時]

荷重点	位置L (m)	P (N)	R (N)	M (N・m)	P' (N)	δ (mm)
支点1	0.000	-	-10631	0	-	-
P1	1.820	21263	-	19348	21263	4.594
支点2	3.640	-	-10632	0	-	-
計		21263	-21263	Mmax 19348		4.594

w = 1890 × 1.365 = 2580 (N/m) w' = 1190 × 1.365 = 1624 (N/m) 2階床

M = 1/8 × (wL<sup>2</sup>) + Mmax = 4273 + 19348 = 23621 (N・m)

1端 Q = 1/2 × (wL) + 10631 = 4696 + 10631 = 15327 (N) 2端 Q = 1/2 × (wL) + 10632 = 4696 + 10632 = 15328 (N)

f<sub>b</sub> = 1.6 × F<sub>b</sub> / 3 = 15.04 (N/mm<sup>2</sup>) f<sub>s</sub> = 1.6 × F<sub>s</sub> / 3 = 1.28 (N/mm<sup>2</sup>)

σ / F<sub>b</sub> = (M / Ze) / F<sub>b</sub> = 9.71 / 15.04 = 0.65 ≤ 1.0 --- OK

1端 τ / f<sub>s</sub> = (1.5 × Q / Ae) / f<sub>s</sub> = 1.01 / 1.28 = 0.79 ≤ 1.0 --- OK 2端 τ / f<sub>s</sub> = (1.5 × Q / Ae) / f<sub>s</sub> = 0.49 / 1.28 = 0.38 ≤ 1.0 --- OK

δ = 5 / 384 × (w' L<sup>4</sup>) / (E × I<sub>e</sub>) + 4.594 = 0.799 + 4.594 = 5.393 (L / 675) ≤ L / 225 = 16.178 (mm) か > 5.393 ≤ 20.0 (mm) --- OK

---

## 説明

---

$\sigma$  (N/mm<sup>2</sup>) :  $M/Z$   
 $\tau$  (N/mm<sup>2</sup>) :  $Q \times 1.5/A$   
 $\delta$  (mm) : 等分布荷重  $(5 \times w \times l^4)/(384 \times E \times I)$   
集中荷重 中央たわみの和  $P \times a \times (3 \times l^2 - 4 \times a^2)/(48 \times E \times I)$

$f_b$  (N/mm<sup>2</sup>) : 長期常時  $1.1/3 \times F_b$   
短期積雪  $2/3 \times 0.8 \times F_b$   
長期積雪  $1.1/3 \times 1.3 \times F_b$

$f_s$  (N/mm<sup>2</sup>) : 長期常時  $1.1/3 \times F_s$   
短期積雪  $2/3 \times 0.8 \times F_s$   
長期積雪  $1.1/3 \times 1.3 \times F_s$

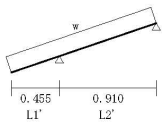
変形増大係数 : 初期設定値

検定 :  $\sigma / f_b < 1.0$   
 $\tau / f_s < 1.0$   
 $\delta \times$  変形増大係数  $< 1$  / たわみ許容値 かつ 許容たわみ量

たわみ量の検定は、初期設定—計算条件（方針）の [たわみ量検討用  
数値設定] の [たわみ量 (mm) の検討を行う] が ON のときに行う。

5-3 垂木の設計

○軒先 小屋 X1Y9.5~X1Y2  
45.0 (mm)×90.0 (mm)@455.0 (mm) 杉



A=4050 (mm<sup>2</sup>) Z=60750 (mm<sup>3</sup>) I=2733750 (mm<sup>4</sup>)  
 屋根勾配 5.00 寸 (26.57 度) cos θ = 0.89  
 Fb=22.20 (N/mm<sup>2</sup>) Fs=1.80 (N/mm<sup>2</sup>) E=6,860×10<sup>3</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 Fsys=1.15 L1=L1'/cos θ = 0.511 (m) L2=L2'/cos θ = 1.022 (m)  
 Wg=390 (N/m<sup>2</sup>)  
 sWs=528 (N/mm<sup>2</sup>)  
 q=1074 (N/m<sup>2</sup>) Cpe=0.42 Kz=0.973  
 Ww1=q×(Cpe+0.8Kz)=1287 (N/m<sup>2</sup>) 軒先部  
 Ww2=q×Cpe=451 (N/m<sup>2</sup>)

[長期]

w=(Wg×cos θ)×0.455=157.9 (N/m)  
 M=1/2×(w×L<sup>2</sup>)=20.62 (N・m)  
 Q=w×L=80.7 (N)  
 fb=1.1×Fb/3×Fsys=9.36 (N/mm<sup>2</sup>)  
 fs=1.1×Fs/3=0.66 (N/mm<sup>2</sup>)  
 σ/fb=(M/Z)/fb=0.34/9.36=0.04≤1.0 ----- OK  
 τ/fs=(1.5×Q/A)/fs=0.03/0.66=0.05≤1.0 ----- OK  
 δ=1/8×(w×L<sup>3</sup>)/(E×I)=0.072≤L/200=2.555 (mm) かゝ 0.072≤20.0 (mm) ----- OK

[短期積雪時]

w=(Wg×cos θ + sWs×cos<sup>2</sup> θ)×0.455=348.2 (N/m)  
 M=1/2×(w×L<sup>2</sup>)=45.46 (N・m)  
 Q=w×L=177.9 (N)  
 fb=1.6×Fb/3×Fsys=13.62 (N/mm<sup>2</sup>)  
 fs=1.6×Fs/3=0.96 (N/mm<sup>2</sup>)  
 σ/fb=(M/Z)/fb=0.75/13.62=0.06≤1.0 ----- OK  
 τ/fs=(1.5×Q/A)/fs=0.07/0.96=0.07≤1.0 ----- OK  
 δ=1/8×(w×L<sup>3</sup>)/(E×I)=0.159≤L/150=3.407 (mm) かゝ 0.159≤20.0 (mm) ----- OK

[短期風圧時]

w=(Wg×cos θ - Ww1)×0.455=-427.7 (N/m)  
 M=1/2×(w×L<sup>2</sup>)=55.84 (N・m)  
 Q=w×L=218.6 (N)  
 fb=2×Fb/3×Fsys=17.02 (N/mm<sup>2</sup>)  
 fs=2×Fs/3=1.20 (N/mm<sup>2</sup>)  
 σ/fb=(M/Z)/fb=0.92/17.02=0.05≤1.0 ----- OK  
 τ/fs=(1.5×Q/A)/fs=0.08/1.20=0.07≤1.0 ----- OK

[垂木-軒桁接合部の引き抜きに対する検定]

引抜力 T=(Ww1-Wg×cos θ)×0.455×0.511(1+0.455/(2×0.910))+ (Ww2-Wg×cos θ)×0.455×1.022/2  
 =(1287-390×0.89)×0.455×0.511(1+0.455/(2×0.910))+(451-390×0.89)×0.455×1.022/2  
 =273.2+(24.2) = 297.4 (N)  
 ひねり金物ST-12 (釘4-ZN40) 許容短期耐力 1620 (N)  
 検定比 297.4/1620 = 0.18 ≤ 1.0 OK

[垂木-母屋接合部の引き抜きに対する検定]

引抜力 Tm=(Ww2-Wg×cos θ)×0.455×1.022 = (451-390×0.89)×0.455×1.022 = 48.3  
 くきN90打ち (1本) 許容短期耐力 190 (N)  
 検定比 48.3/190 = 0.25 ≤ 1.0 OK

5-3. 垂木の設計

- ・算定する屋根領域内で垂木が最大スパンのものについて算定します。
- ・「計算書出力=する」の場合に、計算書を出します。

階、番付、材料： 検討する材の階属性と符号、材料名称  
 図： 軒先用または一般用（どちらも固定図）  
 断面、ピッチ： 材幅×材せい(mm)@ピッチ(mm)  
 断面性能など： 断面積A (mm)、断面係数Z (mm<sup>3</sup>)、断面二次モーメント I (mm<sup>4</sup>)

屋根勾配、  
 曲げ基準強度 Fb (N/mm<sup>2</sup>)、せん断基準強度 Fs (N/mm<sup>2</sup>)、  
 ヤング率 E (N/mm<sup>2</sup>)、  
 計算数値設定の垂木システム係数 Fsys、Fb'=Fsys×Fb (N/mm<sup>2</sup>)  
 負担幅 l mm、  
 スパン L mm=算定スパン/cos θ

風圧関連： 速度圧 q (N/m<sup>2</sup>)、風力係数 Cpe  
 風圧力 Ww = q × (Cpe+0.8Kz) × 負担幅 (軒先のみ)  
 ※吹き上げ時の検定

固定荷重(N/m)： Wg = (固定荷重の小合計+積載荷重) × 負担幅  
 短期積雪荷重(N/m)： sWs = (単位積雪荷重×垂直積雪量×屋根形状係数) × 負担幅  
 長期積雪荷重(N/m)： LWs = (単位積雪荷重×垂直積雪量×屋根形状係数×長期組合せ係数) × 負担幅 (多雪区域のみ)

[長期、短期積雪、長期積雪(多雪区域のみ)]

荷重 W (N/m)： Wg (長期)、Wg+sWs (短期積雪)、Wg+LWs (長期積雪)

計算： Q=WL (軒先) または WL/2 (一般) (N)  
 M=WL<sup>2</sup>/2 (軒先) または WL<sup>2</sup>/8 (一般) (N・m)  
 fb=1.6×Fb'/3 (N/mm<sup>2</sup>)  
 fs=許容応力度表より (N/mm<sup>2</sup>)

σ=M/Z (N/mm<sup>2</sup>)

τ=1.5×Q/A (N/mm<sup>2</sup>)

δ=WL<sup>4</sup>/(8EI) (軒先) または 5WL<sup>4</sup>/(384EI) (一般) (mm)

検定： σ/fb < 1.0

τ/fs < 1.0

δ < L/垂木たわみ許容値

「垂木接合部の引き抜きに対する検定」は初期設定-追加使用部材で、「垂木接合金物の検討を行う」がオンの場合に行う

---

## 説明

---

### [短期風圧時]

荷重 W(N/m) :  $W_g - W_w$  の絶対値  
計算 :  $Q = WL$  (N)  
 $M = WL^2/2$  (N・m)  
 $f_b = 2.0 \times F_b' / 3$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $f_s =$ 許容応力度表より (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma = M/Z$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau = 1.5 \times Q/A$  (N/mm<sup>2</sup>)  
検定 :  $\sigma / f_b < 1.0$   
 $\tau / f_s < 1.0$

### [垂木-軒桁接合部の引き抜きに対する検定]

※初期設定-追加使用部材の「垂木接合金物の検討を行う」が ON のときに

引抜き力 T :  $T = (Ww_1 - Wg \times \cos\theta) \times p \times a / \cos\theta (1 + a/2lm) + (Ww_2 - Wg \times \cos\theta) \times p \times lm / 2\cos\theta$   
計算 : 風圧力  $Ww = q \times (Cpe + 0.8Kz) \times$  負担幅 (軒先のみ)  
 $p$  : 垂木ピッチ  
 $a$  : 軒の出  
 $\theta$  : 屋根勾配  
 $lm$  : 軒桁から次の母屋までの水平距離  
使用金物 : 初期設定-追加使用部材の「垂木-軒桁接合部」の使用金物  
許容短期耐力 : 初期設定-追加使用部材の「垂木-軒桁接合部」の短期許容引張耐力  
検定比 :  $T /$ 許容短期耐力  $\leq 1.0$

### [垂木-母屋接合部の引き抜きに対する検定]

※初期設定-追加使用部材の「垂木接合金物の検討を行う」が ON のときに

引抜き力  $T_m$  :  $T_m = (Ww_2 - Wg \times \cos\theta) \times p \times lm_1 / \cos\theta$  (負の値のときは「※引抜きなし」と表示する)  
計算 : 風圧力  $Ww_2 = q \times Cpe$   
 $lm_1$  : 軒桁から次の母屋までの水平距離  
使用金物 : 初期設定-追加使用部材の「垂木-母屋接合部」の使用金物  
許容短期耐力 : 初期設定-追加使用部材の「垂木-母屋接合部」の短期許容引張耐力  
検定比 :  $T_m /$ 許容短期耐力  $\leq 1.0$



## 説明

### 5-4. 母屋、棟木の設計

- 母屋、棟木について以下の検討を行います。  
「計算書出力=する」となっているものは計算書として出力します。
- 算定する1本の部材を同一階の接する小屋束の位置を支持点とします。
- 両端が小屋束で支持されている部分は一般部、妻壁から突出した片側が小屋束に支持されている部分はけらば部として計算します。
- 母屋・棟木の支持両端が屋根領域内に含まれないものは算定対象外とします。
- 算定する1本の部材で同一スパンかつ同一負担幅のものについては算定を省略します。

階、番付、材料：	検討する材の階属性と符号、材料名称
図：	固定図
断面：	材幅×材せい(mm)
断面性能など：	断面積A(mm <sup>2</sup> )、断面係数Z(mm <sup>3</sup> )、断面二次モーメントI(mm <sup>4</sup> )、曲げ基準強度Fb(N/mm <sup>2</sup> )、せん断基準強度Fs(N/mm <sup>2</sup> )、ヤング率E(N/mm <sup>2</sup> )、負担幅lmm、算定スパンLmm
固定荷重(N/m)：	Wg=(固定荷重+積載荷重)×負担幅
短期積雪荷重(N/m)：	sWs=(単位積雪荷重×垂直積雪量×屋根形状係数)×負担幅
長期積雪荷重(N/m)：	LWs=(単位積雪荷重×垂直積雪量×屋根形状係数×長期組合せ係数)×負担幅 (多雪区域のみ)

[長期、短期積雪、長期積雪(多雪区域のみ)]

荷重W(N/m)： Wg(長期)、Wg+sWs(短期積雪)、Wg+LWs(長期積雪)

計算：

$$Q = WL/2 \quad (N)$$

$$M = WL^2/8 \quad (N \cdot m)$$

fb=許容応力度表より曲げ (N/mm<sup>2</sup>)  
 fs=許容応力度表よりせん断 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma = M/Z \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 1.5 \times Q/A \quad (N/mm^2)$$

$$\delta = 5WL^4/(384EI) \quad (mm)$$

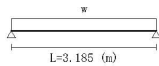
検定：

$$\sigma / fb < 1.0$$

$$\tau / fs < 1.0$$

$$\delta < L/\text{母屋・棟木たわみ許容値}$$

○母屋 小屋 X5通り Y6-Y9.5  
105.0 (mm)×105.0 (mm) 杉



A=11025 (mm<sup>2</sup>) Z=192938 (mm<sup>3</sup>) I=10129219 (mm<sup>4</sup>)  
 屋根勾配 5.00 寸(26.57 度) cos θ=0.89  
 Fb=22.20 (N/mm<sup>2</sup>) Fs=1.80 (N/mm<sup>2</sup>) E=6.860×10<sup>8</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 L=3.185 (m)  
 Wg=390 (N/m<sup>2</sup>)  
 sWs=528 (N/m<sup>2</sup>)

[長期]

w=(Wg/cos θ)×0.683=299.3 (N/m)  
 M=1/8×(w×L<sup>2</sup>)=379.52 (N·m)  
 Q=1/2×(w×L)=476.6 (N)  
 fb=1.1×Fb/3=8.14 (N/mm<sup>2</sup>)  
 fs=1.1×Fs/3=0.66 (N/mm<sup>2</sup>)  
 σ/fb=(M/Z)/fb=1.97/8.14=0.24≤1.0 ----- OK  
 τ/fs=(1.5×Q/A)/fs=0.06/0.66=0.09≤1.0 ----- OK  
 δ=5/384×(w×L<sup>4</sup>)/(E×I)=5.772≤L/200=15.925 (mm) かつ 5.772≤20.0 (mm) ----- OK

[短期積雪時]

w=(Wg/cos θ+sWs)×0.683=659.9 (N/m)  
 M=1/8×(w×L<sup>2</sup>)=836.77 (N·m)  
 Q=1/2×(w×L)=1050.9 (N)  
 fb=1.6×Fb/3=11.84 (N/mm<sup>2</sup>)  
 fs=1.6×Fs/3=0.96 (N/mm<sup>2</sup>)  
 σ/fb=(M/Z)/fb=4.34/11.84=0.37≤1.0 ----- OK  
 τ/fs=(1.5×Q/A)/fs=0.14/0.96=0.15≤1.0 ----- OK  
 δ=5/384×(w×L<sup>4</sup>)/(E×I)=12.725≤L/150=21.233 (mm) かつ 12.725≤20.0 (mm) ----- OK

## 5-5. 根太の設計

- 根太について以下の検討を行います。  
「計算書出力=する」の場合は、計算書に出力します。
- 荷重がユーザ設定領域で屋外となっている場合には、積雪時の検討も行います。

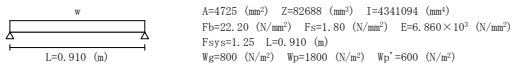
階、番付、材料：	検討する材の階属性と符号、材料名称
図：	固定図
断面、ピッチ：	材幅×材せい(mm)
断面性能など：	断面積A(mm <sup>2</sup> )、断面係数Z(mm <sup>3</sup> )、断面二次モーメントI(mm <sup>4</sup> )、曲げ基準強度Fb(N/mm <sup>2</sup> )、せん断基準強度Fs(N/mm <sup>2</sup> )、ヤング率E(N/mm <sup>2</sup> )、計算数値設定の根太システム係数Fsys Fb'=Fsys×Fb(N/mm <sup>2</sup> ) 負担幅lmm、算定スパンLmm
固定荷重(N/m)：	Wg=(固定荷重+積載荷重)×負担幅

[長期]

荷重 W(N/m)：	Wg (長期)
計算：	Q=WL/2 (N) M=WL <sup>2</sup> /8 (N・m) fb=1.1×Fb' / 3 (N/mm <sup>2</sup> ) fs=1.1×Fs / 3 (N/mm <sup>2</sup> ) σ=M/Z (N/mm <sup>2</sup> ) τ=1.5×Q/A (N/mm <sup>2</sup> ) δ=5W' L <sup>4</sup> / (384EI) (mm)
検定：	σ / fb < 1.0 τ / fs < 1.0 δ < L / 根太たわみ許容値

### 5-5 根太の設計

○3F XIV1~X5V2  
45.0 (mm) × 105.0 (mm) @ 455.0 (mm) 杉

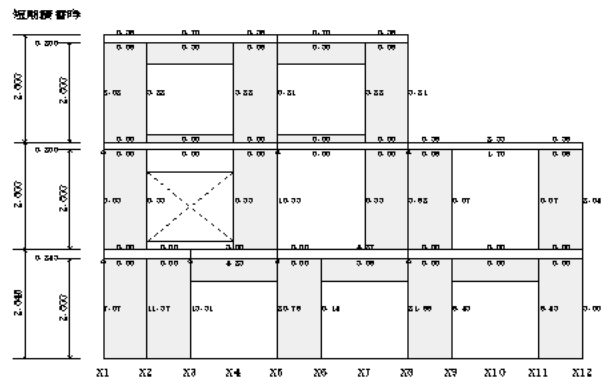
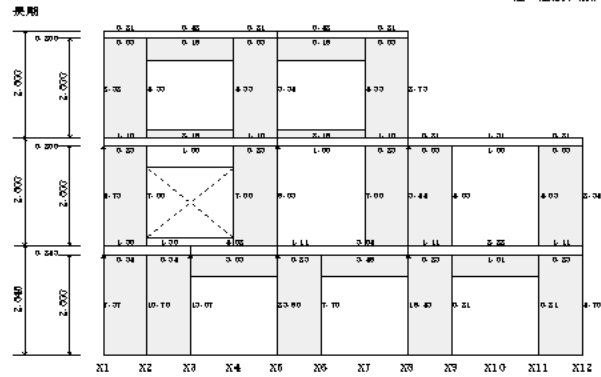


[長期]

w=(Wg+Wp)×0.455=1183.0 (N/m)  
w'=(Wg+Wp')×0.455=637.0 (N/m)  
M=1/8×(w×L<sup>2</sup>)=122.46 (N・m)  
Q=1/2×(w×L)=538.3 (N)  
fb=1.1×Fb/3×Fsys=10.18 (N/mm<sup>2</sup>)  
fs=1.1×Fs/3=0.66 (N/mm<sup>2</sup>)  
σ/Fb=(M/Z)/fb=1.48/10.18=0.15 ≤ 1.0 ----- OK  
τ/fs=(1.5×Q/A)/fs=0.01/0.66=0.02 ≤ 1.0 ----- OK  
δ=5/384×(w'×L<sup>4</sup>)/(E×I)×2.0=0.382 ≤ L/300=3.033 (mm) ----- OK

5-6 断面応力図・検定比図  
鉛直荷重時 応力図

凡例  
 上段：歪せん断力 (kN)  
 下段：歪モーメント (kNm)  
 柱：柱軸力 (kN)



## 5-6. 断面応力図・検定比図

- ・構造計算ダイアログの「断面応力図・検定比図を出力する」がONのときに計算書に出力します。
- ・略軸組図に、鉛直荷重時の柱・梁の応力および検定比を表示します。

梁：最大曲げモーメント、最大せん断力 およびそれらに対する検定比  
 柱：柱軸力 およびそれらに対する検定比

荷重ケース

- 長期、長期積雪時（多雪区域のみ）
- 短期積雪時

※短期水平荷重時の応力図および検定比図は、「3-6. 鉛直構面の負担水平力に対する検定」に添付しています。

6-6 柱脚柱頭の引張耐力の検討(N値計算法準拠)

(1) 壁に接する柱の必要引張耐力

3階 X方向

通り	柱 座標	加力 方向	△Qail ×Hi	△Qair ×Hi	Bi		Ti		上階 より	Nw (kN)	T (kN)		
					柱頭	柱脚	柱頭	柱脚			柱頭	柱脚	
Y2	X1	左から	0.000	16.244	0.5	0.8	8.122	12.995	0.000	2.570	5.552	10.425	
		右から	0.000	16.244	0.5	0.8	-8.122	-12.995	0.000	2.570	-10.692	-15.565	
	X2	左から	16.244	0.000	0.5	0.5	-8.122	-8.122	0.000	4.435	-12.557	-12.557	
		右から	16.244	0.000	0.5	0.5	8.122	8.122	0.000	4.435	3.687	3.687	
	X4	左から	0.000	16.244	0.5	0.5	8.122	8.122	0.000	4.435	3.687	3.687	
		右から	0.000	16.244	0.5	0.5	-8.122	-8.122	0.000	4.435	-12.557	-12.557	
	X5	左から	16.244	0.000	0.5	0.5	-8.122	-8.122	0.000	5.327	-13.449	-13.449	
		右から	16.244	0.000	0.5	0.5	8.122	8.122	0.000	5.327	2.795	2.795	
	X7	左から	0.000	16.244	0.5	0.5	8.122	8.122	0.000	4.435	3.687	3.687	
		右から	0.000	16.244	0.5	0.5	-8.122	-8.122	0.000	4.435	-12.557	-12.557	
	X8	左から	16.244	0.000	0.5	0.8	-8.122	-12.995	0.000	2.772	-10.894	-15.767	
		右から	16.244	0.000	0.5	0.8	8.122	12.995	0.000	2.772	5.350	10.223	
Y6	X1	左から	0.000	5.049	0.5	0.5	2.525	2.525	0.000	2.451	0.074	0.074	
		右から	0.000	5.049	0.5	0.5	-2.525	-2.525	0.000	2.451	-4.976	-4.976	
	X2	左から	5.049	5.049	0.5	0.5	0.000	0.000	0.000	3.098	-3.098	-3.098	
		右から	5.049	5.049	0.5	0.5	0.000	0.000	0.000	3.098	-3.098	-3.098	
	X4	左から	5.049	0.000	0.5	0.5	-2.525	-2.525	0.000	3.153	-5.678	-5.678	
		右から	5.049	0.000	0.5	0.5	2.525	2.525	0.000	3.153	-0.628	-0.628	
	X6	左から	0.000	5.049	0.5	0.5	2.525	2.525	0.000	3.009	-0.484	-0.484	
		右から	0.000	5.049	0.5	0.5	-2.525	-2.525	0.000	3.009	-5.534	-5.534	
	X8	左から	5.049	0.000	0.5	0.5	-2.525	-2.525	0.000	5.932	-8.457	-8.457	
		右から	5.049	0.000	0.5	0.5	2.525	2.525	0.000	5.932	-3.407	-3.407	
	Y9.5	X1	左から	0.000	16.244	0.5	0.8	8.122	12.995	0.000	4.178	3.944	8.817
			右から	0.000	16.244	0.5	0.8	-8.122	-12.995	0.000	4.178	-12.300	-17.173
X3		左から	16.244	0.000	0.5	0.5	-8.122	-8.122	0.000	5.005	-13.127	-13.127	
		右から	16.244	0.000	0.5	0.5	8.122	8.122	0.000	5.005	3.117	3.117	
X4		左から	0.000	16.244	0.5	0.5	8.122	8.122	0.000	2.672	5.450	5.450	
		右から	0.000	16.244	0.5	0.5	-8.122	-8.122	0.000	2.672	-10.794	-10.794	
X5		左から	16.244	0.000	0.5	0.8	-8.122	-12.995	0.000	2.053	-10.175	-15.048	
		右から	16.244	0.000	0.5	0.8	8.122	12.995	0.000	2.053	6.069	10.942	
X6		左から	0.000	16.244	0.5	0.8	8.122	12.995	0.000	2.053	6.069	10.942	
		右から	0.000	16.244	0.5	0.8	-8.122	-12.995	0.000	2.053	-10.175	-15.048	
X8		左から	16.244	0.000	0.5	0.8	-8.122	-12.995	0.000	3.357	-11.479	-16.352	
		右から	16.244	0.000	0.5	0.8	8.122	12.995	0.000	3.357	4.765	9.638	

説明

6. 接合部の設計

6-1. 柱脚柱頭の引張耐力の検討 (N値計算法準拠)

- ・初期設定-計算条件(方針) - 「◆柱脚柱頭接合部の必要引張力計算法」にて
- N値計算法準拠 のとき、N値計算法に準拠した計算法(標準計算法)で検討します。

(1) 壁に接する柱の必要引張耐力

通り	柱 座標	加力 方向	△Qail × Hi	△Qair × Hi	Bi	Ni (kN )	上階 より	Nw (kN )	N (kN )
X	X	X	X.XXX	X.XXX	X.X	X.XXX	X.XXX	X.XXX	X.XXX
		X	X.XXX	X.XXX	X.X	X.XXX	X.XXX	X.XXX	X.XXX

$TNk = Ni + \text{上階の } Ni - Nk$

$Ni = (\Delta Qair \times Hi - \Delta Qail \times Hi) \times Bi$  X方向: 左から加力時、Y方向: 下から加力時

$Ni = (\Delta Qail \times Hi - \Delta Qair \times Hi) \times Bi$  X方向: 右から加力時、Y方向: 上から加力時

Bi: 周囲部材による押え効果 出隅柱柱脚 0.8 それ以外 0.5

Nw: 鉛直荷重による押さえ込み力

(2) 柱脚柱頭接合部の引張耐力の検討

3階

位置	柱頭 柱脚	方向	必要引張 耐力(kN)	最大引張 耐力(kN)	金物	許容耐力 (kN)	検定比
X1Y9.5	柱頭	X	9.898	9.898	HDB-10	10.00	0.99
		Y					
	柱脚	X	9.898	9.898	HDB-10	10.00	0.99
		Y					
X3Y9.5	柱頭	X	1.046	1.046			
		Y					
	柱脚	X	1.046	1.046			
		Y					
X4Y9.5	柱頭	X	2.317	2.317	L字型かど金物	3.38	0.69
		Y					
	柱脚	X	2.317	2.317	L字型かど金物	3.38	0.69
		Y					
X5Y9.5	柱頭	X	11.156	11.156	HDB-15	15.00	0.74
		Y					
	柱脚	X	11.156	11.156	HDB-15	15.00	0.74
		Y					
X6Y9.5	柱頭	X	9.886	9.886	HDB-10	10.00	0.99
		Y					
	柱脚	X	9.886	9.886	HDB-10	10.00	0.99
		Y					
X3Y9.5	柱頭	X	9.898	9.898	HDB-10	10.00	0.99
		Y					
	柱脚	X	9.898	9.898	HDB-10	10.00	0.99
		Y					
X5Y9	柱頭	X		-1.568			
		Y	-1.568				
	柱脚	X		-1.568			
		Y	-1.568				
X6Y9	柱頭	X		-1.138			
		Y	-1.138				
	柱脚	X		-1.138			
		Y	-1.138				
X8Y9	柱頭	X		5.964	羽子板ボルト、短冊金物	7.50	0.80
		Y	5.964				
	柱脚	X		5.964	羽子板ボルト、短冊金物	7.50	0.80
		Y	5.964				
X8Y8	柱頭	X		0.401			
		Y	0.401				
	柱脚	X		0.401			
		Y	0.401				
X4Y7	柱頭	X		0.189			
		Y	0.189				
	柱脚	X		0.189			
		Y	0.189				
X5Y7	柱頭	X	1.215	1.215	L字型かど金物	3.38	0.36
		Y	1.215				
	柱脚	X	1.215	1.215	L字型かど金物	3.38	0.36
		Y	1.215				

検定比：最大引張耐力/許容耐力

説明

(2) 柱脚柱頭接合部の引張耐力の検討

位置	柱脚 柱頭	方向	必要引張 耐力(kN)	最大引張 耐力(kN)	金物	許容耐力 (kN)
Xx. xYx. x	柱頭	X	XX. XXX	XX. XXX	XXXXXXXX	XX. XX
		Y	XX. XXX			
	柱脚	X	XX. XXX	XX. XXX	XXXXXXXX	XX. XX
		Y	XX. XXX			

- 位置： 金物が入る柱の位置  
 方向： 金物が入る方向  
 必要引張耐力(kN)： (1)で求めた必要引張耐力(ない場合は空白)  
 最大引張耐力(kN)： 上記X方向とY方向で大きな方  
 金物： 金物判定用設定テーブルより選択された金物(選定計算)  
 柱属性にセットされた金物(検定計算)  
 許容耐力(kN)： 上記許容耐力  
 検定比： 最大引張耐力/許容耐力

※選定計算、検定計算  
 初期設定－計算条件(方針)－◆柱脚柱頭接合部の検討

※金物判定用設定  
 初期設定－計算条件(方針)－金物判定用設定

6. 接合部の設計

6-1 柱脚柱頭の引張耐力の検討

(1) 応力中心高さ算定表

3階 X左加力方向

通り	Qeij (kN)	上階	通り	qij (kN)	分配比	q'ij (kN)	h (cm)	q'ij×h	ΣM (kN・cm)	Hu (cm)
Y9.5	8.508								0.000	0.0
Y7	1.654								0.000	0.0
Y6	18.588								0.000	0.0
Y2	8.838								0.000	0.0

3階 X右加力方向

通り	Qeij (kN)	上階	通り	qij (kN)	分配比	q'ij (kN)	h (cm)	q'ij×h	ΣM (kN・cm)	Hu (cm)
Y9.5	9.070								0.000	0.0
Y7	1.704								0.000	0.0
Y6	16.696								0.000	0.0
Y2	10.123								0.000	0.0

3階 Y下加力方向

通り	Qeij (kN)	上階	通り	qij (kN)	分配比	q'ij (kN)	h (cm)	q'ij×h	ΣM (kN・cm)	Hu (cm)
X1	8.693								0.000	0.0
X5	18.742								0.000	0.0
X6	3.269								0.000	0.0
X8	6.876								0.000	0.0

3階 Y上加力方向

通り	Qeij (kN)	上階	通り	qij (kN)	分配比	q'ij (kN)	h (cm)	q'ij×h	ΣM (kN・cm)	Hu (cm)
X1	8.693								0.000	0.0
X5	18.742								0.000	0.0
X6	3.269								0.000	0.0
X8	6.876								0.000	0.0

6-1. 柱脚柱頭の引張耐力の検討 (詳細計算法)

- ・初期設定—計算条件 (方針) —「◆柱脚柱頭接合部の必要引張力計算法」にて
- 詳細計算法 のとき、「許容応力度設計 (2001年版)」の詳細計算法で検討します。

(1) 壁に接する柱の必要引張耐力

(3、2、1階の順に、X方向、Y方向に分ける)

通り	Qeij (kN)	上階	通り	qij (kN)	分配比	q'ij (kN)	h (cm)	q'ij×h	ΣM (kN・cm)	Hu (cm)
x	x. xxx	x	x	x. xxx	x. xx	x. xxx	x. x	x. xxx		
									x. xxx	x. x

- 通り : 鉛直構面のある通り
- Qeij (kN) : 3-6 で求めた Qeij
- 上階 : 上階より力の伝達のある場合に階を表示
- 通り : 上階通り
- qij (kN) : 上階 qij
- 分配比 : 上記の通りが直上でなかった場合の距離による分配比
- q'ij (kN) : qij×分配比
- h (cm) : 階高。
- q'ij×h (kN・cm) : q'ij×h
- ΣM (kN・cm) : 上階からの q'ij×h の合計
- Hu (cm) : 応力中心高さ ΣM/Qeij

(2) 梁ゾーン重量および重心算定表

3階 X方向

梁番号	通り	位置	重量 (kN)	重量小計 (kN)	中心位置 (cm)	重心 Xw (cm)
1	Y9.5	X1	3.196	5.077	91.0	
		X3	1.881			
		X3	1.881	3.135	227.5	
		X4	1.254			
		X4	1.254	318.5		
		X5	1.956			
		計	11.422		192.4	
2	Y9.5	X6	3.210	6.406	91.0	
		X8	3.196			
			計	6.406	91.0	
3	Y7	X4	1.216	1.216	136.5	
		X4	1.216	1.878	318.5	
		X5	0.662			
			計	3.094	247.0	
4	Y6	X1	3.029	4.355	68.3	
		X2.5	1.326			
		X2.5	1.326	2.226	204.8	
		X4	0.900			
		X4	0.900	318.5		
		X5	0.841			
		計	8.322	157.2		
5	Y6	X5	0.841	1.922	45.5	
		X6	1.081			
		X6	1.081	6.863	182.0	
		X8	5.782			
		計	8.785	152.1		
6	Y2	X1	2.619	4.820	45.5	
		X2	2.201			
		X2	2.201	4.402	182.0	
		X4	2.201			
		X4	2.201	318.5		
		X5	2.642			
		計	14.065	182.2		
7	Y2	X5	2.642	4.843	91.0	
		X7	2.201			
		X7	2.201	227.5		
		X8	2.872			
		計	9.916	160.8		

## 説明

(2) 梁ゾーン重量および重心算定表

梁番号	通り	位置	重量 (kN)	重量小計 (kN)	中心位置 (cm)	重心 Xw (cm)
X	XXX	XX	x. xxx	x. xxx	xxx. x	
		XX	x. xxx			
		XX	x. xxx	x. xxx	xxx. x	
		XX	x. xxx			
				計	xx. xxx	

梁番号： 通し番号  
 通り： 梁のある通り  
 位置： 梁下の柱位置  
 重量(kN)： カウンターウェイト  
 重量小計(kN)： 梁を柱で分割した単位での重量小計  
 中心位置(cm)： 梁を柱で分割した単位での梁の中心位置(梁の端点基準)  
 計(kN)： 梁のカウンターウェイト計  
 重心(cm)：  $\Sigma(\text{重量小計} \times \text{中心位置}) / \text{計}$

カウンターウェイト： 柱の軸力(引抜き検討用軸力)  
 端部の柱が梁の継手位置にある軸力は1/2とします。

(3) 梁別接合部の許容耐力の算定表

3階 X方向															
梁番号	通り	左からHu (cm)	右からHu (cm)	柱数	壁数	座標柱1	座標柱n	梁ゾーン重量 (kN)	L <sub>wL</sub> (cm)	L <sub>wR</sub> (cm)	左からΣQa (kN)	右からΣQa (kN)	α	β	γ
1	Y9.5	0.0	0.0	4	3	X1	X5	11.422	192.4	171.6	6.743	6.743	819	637	57967
2	Y9.5	0.0	0.0	2	1	X6	X8	6.406	91.0	91.0	3.744	3.744	182	182	0
3	Y7	0.0	0.0	2	1	X4	X5	3.094	247.0	117.0	1.960	1.960	637	91	24843
4	Y6	0.0	0.0	4	3	X1	X5	8.322	157.2	206.8	8.546	9.565	774	683	55897
5	Y6	0.0	0.0	3	2	X5	X8	8.785	152.1	120.9	13.152	9.585	364	455	16562
6	Y2	0.0	0.0	4	3	X1	X5	14.065	182.2	181.8	7.135	8.919	728	728	49686
7	Y2	0.0	0.0	3	2	X5	X8	9.916	160.8	112.2	2.588	2.588	455	364	16562

3階 Y方向															
梁番号	通り	下からHu (cm)	上からHu (cm)	柱数	壁数	座標柱1	座標柱n	梁ゾーン重量 (kN)	L <sub>wL</sub> (cm)	L <sub>wR</sub> (cm)	下からΣQa (kN)	上からΣQa (kN)	α	β	γ
1	X1	0.0	0.0	4	3	Y2	Y6	13.790	171.1	192.9	6.018	6.018	728	728	49686
2	X1	0.0	0.0	5	4	Y6	Y9.5	14.455	182.9	135.6	5.077	5.077	865	728	45546
3	X5	0.0	0.0	3	2	Y2	Y6	12.695	156.2	207.8	22.109	22.109	546	546	33124
4	X5	0.0	0.0	2	1	Y7	Y9	3.378	91.0	91.0	3.920	3.920	182	182	0
5	X5	0.0	0.0	2	1	Y9	Y9.5	4.011	22.8	22.7	0.941	0.941	46	46	0
6	X6	0.0	0.0	2	1	Y7	Y9	3.137	91.0	91.0	3.920	3.920	182	182	0
7	X6	0.0	0.0	2	1	Y9	Y9.5	5.052	22.8	22.7	0.941	0.941	46	46	0
8	X8	0.0	0.0	4	3	Y2	Y6	13.063	174.7	189.3	5.861	5.861	728	728	49686
9	X8	0.0	0.0	3	2	Y6	Y9	8.401	144.8	128.2	4.136	4.136	455	364	16562
10	X8	0.0	0.0	2	1	Y9	Y9.5	4.304	22.8	22.7	0.941	0.941	46	46	0

## 説明

(3) 梁別接合部の許容耐力の算定表

梁番号	通り	左からHu (cm)	右からHu (cm)	柱数	壁数	座標柱1	座標柱n	梁ゾーン重量 W (kN)	L <sub>wL</sub> (cm)	L <sub>wR</sub> (cm)	左からΣQa (kN)	右からΣQa (kN)	α	β	γ
X	X	X	X	X	X	X	X	X, XXX	X, X	X, X	X, XXX	X, XXX	X	X	X

梁番号： 通し番号  
 通り： 梁のある通り  
 左(下)からHu (cm)： (1)で求めたHu  
 右(上)からHu (cm)： (1)で求めたHu  
 柱数： 梁の下にある柱の本数  
 壁数： 梁の下にある鉛直構面数  
 座標柱1： 最初の柱の位置  
 座標柱n： 最後の柱の位置  
 梁ゾーン重量(kN)： 梁の負担する軸力の和。(2)で求めた値。  
 重心 L<sub>wL</sub>(cm)： 梁の左端からの重心の位置。  
 重心 L<sub>wR</sub>(cm)： 梁の右端からの重心の位置。  
 左(下)からΣQa (kN)： 梁の下にある壁の、左加力時の許容せん断耐力の和  
 右(上)からΣQa (kN)： 梁の下にある壁の、右加力時の許容せん断耐力の和  
 α (cm)： 各柱の左からの距離の合計  
 β (cm)： 各柱の右からの距離の合計  
 γ (cm 2)： 各柱の (左からの距離×右からの距離) の合計



説明

(4) 柱脚柱頭の必要引張耐力の算定表

3階 X方向

梁番号	通り	柱座標	Ll (cm)	Lr (cm)	左から加力		右から加力		必要引張耐力	
					Td (kN)	Tu (kN)	Td (kN)	Tu (kN)	Td (kN)	Tu (kN)
					1	Y9.5	X1	0.0	364.0	2.234
		X3	182.0	182.0	-3.756	-1.458	-1.532	-3.830	-1.532	-1.458
		X4	273.0	91.0	-2.438	-4.767	-3.148	-0.819	-2.438	-0.819
		X5	364.0	0.0	-7.462	-1.733	1.578	-4.151	1.578	-1.733
2	Y9.5	X6	0.0	182.0	2.495	-3.203	-8.901	-3.203	2.495	-3.203
		X8	182.0	0.0	-8.901	-3.203	2.495	-3.203	2.495	-3.203
3	Y7	X4	273.0	91.0	1.988	-3.978	-23.870	-17.904	1.988	-3.978
		X5	364.0	0.0	-5.082	0.884	-25.639	-31.605	-5.082	0.884
4	Y6	X1	0.0	364.0	5.533	-5.206	-11.698	1.109	5.533	1.109
		X2.5	136.5	227.5	-3.805	0.968	0.699	-6.142	0.699	0.968
		X4	273.0	91.0	-5.505	-0.495	2.357	-2.653	2.357	-0.495
		X5	364.0	0.0	-4.532	-3.576	2.045	1.089	-0.415	-0.415
5	Y6	X5	0.0	273.0	4.117	3.161	-8.601	-7.645	-0.415	-0.415
		X6	91.0	182.0	8.005	-10.578	-11.584	1.570	8.005	1.570
		X8	273.0	0.0	-20.908	-1.369	8.283	-5.827	8.283	-1.369
6	Y2	X1	0.0	364.0	1.526	-4.203	-9.089	-3.360	1.526	-3.360
		X2	91.0	273.0	-4.754	-0.100	-2.544	-7.198	-2.544	-0.100
		X4	273.0	91.0	1.778	-10.988	-11.260	6.937	1.778	6.937
		X5	364.0	0.0	-12.615	1.226	8.828	-10.443	5.089	-0.855
7	Y2	X5	0.0	273.0	-1.006	-2.081	-3.739	-2.664	5.089	-0.855
		X7	182.0	91.0	-1.331	-5.985	-5.684	-1.030	-1.331	-1.030
		X8	273.0	0.0	-7.579	-1.850	-0.570	-6.299	-0.570	-1.850

(4) 柱脚柱頭の必要引張耐力の算定表

梁番号	通り	座標	Ll (cm)	Lr (cm)	左から加力		右から加力		必要引張耐力	
					Td (kN)	Tu (kN)	Td (kN)	Tu (kN)	Td (kN)	Tu (kN)
x	x	x	x.x	x.x	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx

- 梁番号 : 梁番号  
 通り : 梁のある通り  
 座標 : 柱のある位置 (通り)  
 Ll (cm) : 梁に対する左からの距離  
 Lr (cm) : 梁に対する右からの距離  
 左から加力 Td (kN) : 下記公式①より算出した柱脚の必要引張耐力  
 左から加力 Tu (kN) : 下記公式②より算出した柱頭の必要引張耐力  
 右から加力 Td (kN) : 下記公式①より算出した柱脚の必要引張耐力  
 右から加力 Tu (kN) : 下記公式②より算出した柱頭の必要引張耐力  
 必要引張耐力 Td (kN) : 左から加力時の Td, Tu および右から加力時の Td, Tu と筋かいの方向より判断した柱脚の必要引張耐力 (下記参照)  
 必要引張耐力 Tu (kN) : 左から加力時の Td, Tu および右から加力時の Td, Tu と筋かいの方向より判断した柱頭の必要引張耐力 (下記参照)

公式①

$$Tdi = (Qai-1 \times H) / (2Li-i) - (Qai \times H) / (2Li) - [ W \times \{ Lwl \times \beta - \gamma - Lir(\beta - n \times Lwr) \} + \Sigma Qa(H/2 + \Sigma H) \times (\beta - n \times Lir) ] / (\alpha \times \beta - n \times \gamma)$$

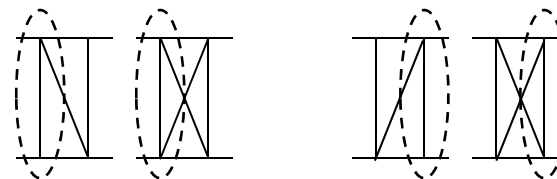
公式②

$$Tui = Tdi - (Qai-1 \times H) / (Li-i) - (Qai \times H) / (Li)$$

必要引張耐力の判断

必要引張耐力は、左加力時と右加力時の大きい方を採用する。ただし、圧縮筋かいの上端に接する柱 (以下のような場合) には、柱脚柱頭とも Tdi と Tui の大きい方を採用する。

- ・ 左から加力時の
- ・ 右から加力時の



(5) 柱脚柱頭接合部の引張耐力の検討

3階

位置	柱頭 柱脚	方向	必要引張 耐力(kN)	最大引張 耐力(kN)	金物	許容耐力 (kN)	検定比
X1Y9.5	柱頭	X	-1.217	-1.217			
		Y	-1.552				
	柱脚	X	2.295	2.295	L字型かど金物	3.38	0.68
		Y	0.954				
X3Y9.5	柱頭	X	-1.451	-1.451			
		Y					
	柱脚	X	-1.526	-1.526			
		Y					
X4Y9.5	柱頭	X	-0.815	-0.815			
		Y					
	柱脚	X	-2.460	-2.460			
		Y					
X5Y9.5	柱頭	X	-1.733	-1.733			
		Y	-1.957				
	柱脚	X	1.624	3.722	I字型かど金物	5.07	0.73
		Y	3.722				
X6Y9.5	柱頭	X	-3.203	-2.473			
		Y	-2.473				
	柱脚	X	2.560	3.217	L字型かど金物	3.38	0.95
		Y	3.217				
X8Y9.5	柱頭	X	-3.203	-2.102			
		Y	-2.102				
	柱脚	X	2.560	3.580	I字型かど金物	5.07	0.71
		Y	3.580				
X1Y9	柱頭	X		-2.621			
		Y	-2.621				
	柱脚	X		-2.621			
		Y	-2.621				
X5Y9	柱頭	X		-3.637			
		Y	-3.637				
	柱脚	X		-3.360			
		Y	-3.360				
X6Y9	柱頭	X		-4.678			
		Y	-4.678				
	柱脚	X		-4.401			
		Y	-4.401				
X8Y9	柱頭	X		-3.720			
		Y	-3.720				
	柱脚	X		-3.723			
		Y	-3.723				

検定比：最大引張耐力/許容耐力

説明

(5) 柱脚柱頭接合部の引張耐力の検討

位置	柱脚 柱頭	方向	必要引張 耐力(kN)	最大引張 耐力(kN)	金物	許容耐力 (kN)
Xx. xYx. x	柱頭	X	XX. XXX	XX. XXX	XXXXXXXX	XX. XX
		Y	XX. XXX			
	柱脚	X	XX. XXX	XX. XXX	XXXXXXXX	XX. XX
		Y	XX. XXX			

- 位置： 金物が入る柱の位置
- 方向： 金物が入る方向
- 必要引張耐力(kN)： (4)で求めた必要引張耐力(ない場合は空白)
- 最大引張耐力(kN)： 上記X方向とY方向で大きな方
- 金物： 金物判定用設定テーブルより選択された金物(選定計算)  
柱属性にセットされた金物(検定計算)
- 許容耐力(kN)： 上記許容耐力
- 検定比： 最大引張耐力/許容耐力

※選定計算、検定計算  
初期設定－計算条件(方針)－◆柱脚柱頭接合部の検討

※金物判定用設定  
初期設定－計算条件(方針)－金物判定用設定  
選定計算のときに参照

説明

6-2. 金物配置伏図

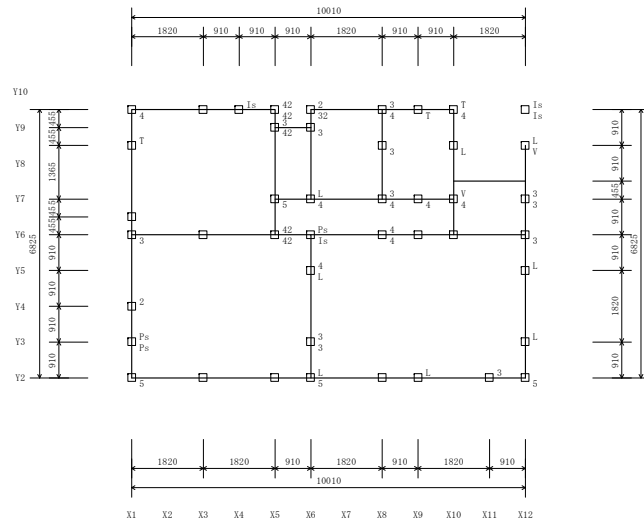
・図（上階から3、2、1階の平面図）

横架材および柱の配置図

金物の記号表記 柱の右上：柱頭金物、右下：柱脚金物

※記号は、初期設定－計算条件（方針）－金物判定用設定を参照します。

6-2 金物配置伏図  
1階



凡例:

□	管柱
A	: 柱頭金物
B	: 柱脚金物

金物記号の凡例:

L	L字型かど金物
T	T字型かど金物
V	山形プレート
Is	羽子板ボルト+短冊金物
Ps	羽子板ボルト+スクリーン釘
2	HDB-10
3	HDB-15
4	HDB-20
5	HDB-25
32	2-HDB-15
42	2-HDB-20
52	2-HDB-25
99	50kN超

6-3 横架材接合部の引張耐力の検定

(1) 地震時のせん断力に対する引張力

3階 X左加力方向

通り または 区間	せん断力 kN	位置 m	モーメント kN・m	補正後 モーメント kN・m	スパン m	奥行き m	接合部 引張力T kN
Y9.5		0.000	0.000	0.000			
上端	2.698				2.275	5.460	0.246
下端	-4.484						
Y7		2.275	-2.032	-1.343			
上端	-3.482				0.910	6.370	0.818
下端	-5.623						
Y6		3.185	-6.175	-5.210			
上端	5.700				3.640	6.370	0.818
下端	-3.442						
Y2		6.825	-2.065	0.000			
全長	補正係数	6.825	-0.303				

(2) 風圧時のせん断力に対する引張力

3階 X左加力方向

通り または 区間	せん断力 kN	位置 m	モーメント kN・m	補正後 モーメント kN・m	スパン m	奥行き m	接合部 引張力T kN
Y9.5		0.000	0.000	0.000			
上端	6.020				2.275	5.460	0.595
下端	-3.378						
Y7		2.275	3.005	3.251			
上端	-2.107				0.910	6.370	0.510
下端	-5.967						
Y6		3.185	-0.623	-0.279			
上端	7.487				3.640	6.370	0.044
下端	-7.550						
Y2		6.825	-0.738	0.000			
全長	補正係数	6.825	-0.108				

説明

6-3. 横架材接合部の引張耐力の検討

- ・初期設定—計算条件（方針）—◆水平力による水平構面の検定が
- 許容せん断耐力の検討を行う（連続梁モデル）のとき、以下の検定を行う。

(1) 地震時のせん断力に対する引張力

・表（各階、X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向）

通り または 区間	せん断力 kN	位置 m	モーメン ト kN・m	補正後モ ーメント kN・m	スパン m	奥行き m	接合部 引張力 kN
X, X		X, XXX	X, XXX	X, XXX			
上端	X, XXX				X, XXX	X, XXX	X, XXX
下端	X, XXX						
X, X		X, XXX	X, XXX	X, XXX			
全長	補正值	X, XXX	X, XXX				

Qi (kN) : 3-7. 水平構面の地震時のせん断力の検定で求めた地震時せん断力

位置 (m) : 通り位置

モーメント (kN・m) : 通り位置のモーメント

補正係数 : ねじりモーメント補正用係数 ねじりモーメント ÷ 全長

補正後モーメント (kN・m) : モーメント - ねじり補正 (補正係数 x 位置)

スパン (m) : 区間距離

奥行き (m) : 水平構面長

接合部引張力 T (kN) : 区間接合部引張力 補正後モーメント ÷ 奥行き

(2) 風圧時のせん断力に対する引張力

Qi (kN) : 3-7. 水平構面の風圧時のせん断力の検定で求めた風圧時せん断力  
他は地震時に同様。

(3) 横架材接合部引張耐力の検定

X方向

階	区間	スパンl (m)	奥行きh (m)	T <sub>E</sub> (kN)	T <sub>W</sub> (kN)	接合部 仕様例	T <sub>a</sub> (kN)	検定比 T/T <sub>a</sub>
3階	Y9.5-Y7	2.275	5.460	0.25	0.71	A	7.50	0.09
	Y7-Y6	0.910	6.370	0.82	0.61	A	7.50	0.11
	Y6-Y2	3.640	6.370	0.82	0.10	A	7.50	0.11
2階	Y9.5-Y7.5	1.820	3.640	0.60	0.18	A	7.50	0.08
	Y7.5-Y7	0.455	4.550	0.48	0.22	A	7.50	0.06
	Y7-Y6	0.910	10.010	0.51	0.86	A	7.50	0.11
	Y6-Y2	3.640	10.010	0.51	0.86	A	7.50	0.11
1階	Y9.5-Y7.5	1.820	7.280	1.35	1.58	A	7.50	0.21
	Y7.5-Y7	0.455	8.190	1.20	1.41	A	7.50	0.19
	Y7-Y6	0.910	10.010	0.84	1.04	A	7.50	0.14
	Y6-Y2	3.640	10.010	0.32	0.14	A	7.50	0.04

△：羽子板ボルト又は埋冊金物(7.5kN以下)

説明

(3) 横架材接合部引張耐力の検定

表 (X方向、Y方向別)

階	区間	スパンl (m)	奥行きh (m)	T <sub>E</sub> (kN)	T <sub>W</sub> (kN)	接合部 仕様例	T <sub>a</sub> (kN)	検定比 T/T <sub>a</sub>
n階	x.x-x.x	x.xxx	x.xxx	x.xx	x.xx		x.xx	x.xx

階： 算定階

区間： 耐力壁区間および耐力壁区間外部

スパンl (m)： 区間のスパン

奥行きh (m)： 区間の奥行き (最小値)

T<sub>E</sub> (kN)： 地震時の引張力

T<sub>W</sub> (kN)： 風圧時の引張力

接合部仕様例： 初期設定－計算条件 (方針) の「金物判定用設定」にある「横架材接合部の設定」から選択された仕様

max(T<sub>E</sub>, T<sub>W</sub>)の値より大きい許容耐力の仕様が設定されます。

T<sub>a</sub> (kN)： 接合部仕様例の許容引張耐力

検定比： T=max(T<sub>E</sub>, T<sub>W</sub>)、検定比=T/T<sub>a</sub>

6-3 横架材接合部の引張耐力の検定

$T = M/h = W \cdot l^2 / 8h$   
 地震時  $WE = 0.48h$   $TE = 0.06l^2 [kN]$   
 風圧時  $Ww = 3.4$   $Tw = 0.425l^2/h [kN]$

X方向

階	区間	スパン1 (m)	奥行きh (m)	TE (kN)	Tw (kN)	接合部仕様例	Ta (kN)	検定比 T/Ta
3階	Y9.5-Y6	3.185	5.460	0.61	0.79	A	7.50	0.11
	Y6-Y2	3.640	6.370	0.80	0.89	A	7.50	0.12
2階	Y9.5-Y7	2.275	3.640	0.31	0.61	A	7.50	0.08
	Y7-Y6	0.910	10.010	0.05	0.04	A	7.50	0.01
1階	Y6-Y2	3.640	10.010	0.80	0.57	A	7.50	0.11
	Y9.5-Y6	3.185	7.280	0.61	0.60	A	7.50	0.08
	Y6-Y2	3.640	10.010	0.80	0.57	A	7.50	0.11

A: 羽子板ボルト又は短冊金物(7.5kN以下)

Y方向

階	区間	スパン1 (m)	奥行きh (m)	TE (kN)	Tw (kN)	接合部仕様例	Ta (kN)	検定比 T/Ta
3階	X1-X5	3.640	6.825	0.80	0.83	A	7.50	0.11
	X5-X8	2.730	6.825	0.45	0.47	A	7.50	0.06
2階	X1-X4	2.730	7.735	0.45	0.41	A	7.50	0.06
	X4-X5	0.910	7.735	0.05	0.05	A	7.50	0.01
	X5-X6	0.910	7.280	0.05	0.05	A	7.50	0.01
	X6-X8	1.820	5.460	0.20	0.26	A	7.50	0.03
	X8-X12	3.640	4.550	0.80	1.24	A	7.50	0.17
1階	X1-X5	3.640	7.735	0.80	0.73	A	7.50	0.11
	X5-X6	0.910	7.280	0.05	0.05	A	7.50	0.01
	X6-X8	1.820	5.460	0.20	0.26	A	7.50	0.03
	X8-X10	1.820	6.825	0.20	0.21	A	7.50	0.03
	X10-X12	1.820	6.825	0.20	0.21	A	7.50	0.03

A: 羽子板ボルト又は短冊金物(7.5kN以下)

説明

6-3. 横架材接合部の引張耐力の検討(単純梁モデル)

- 初期設定-計算条件(方針) - ◆水平力による水平構面の検定が  
●簡易チェックを行う(単純梁モデル)のとき、以下の検定を行う。
- 方向別に、各階の耐力壁区間および耐力壁区間外部についてそれぞれ求める。

算出式

$T = M/h = w \cdot l^2 / 8h$   
 地震時  $WE = 0.48h$   $TE = 0.06 l^2 (kN)$   
 風圧時  $Ww = 3.4$   $Tw = 0.425 l^2 / h (kN)$

- 表(X方向、Y方向別)

階	区間	スパン1 (m)	奥行きh (m)	TE (kN)	Tw (kN)	接合部仕様例	Ta (kN)	検定比 T/Ta
n階	x. x-x. x	x. xxx	x. xxx	x. xx	x. xx		x. xx	x. xx

- 階: 算定階  
 区間: 耐力壁区間および耐力壁区間外部  
 スパン1 (m): 区間のスパン  
 奥行き h (m): 区間の奥行き(最小値)  
 TE (kN): 地震時の引張力  
 Tw (kN): 風圧時の引張力  
 接合部仕様例: 初期設定-計算条件(方針)の「金物判定用設定」にある「横架材接合部の設定」から選択された仕様  
 $\max(T_E, T_W)$ の値より大きい許容耐力の仕様が設定されます。  
 Ta (kN): 接合部仕様例の許容引張耐力  
 検定比:  $T = \max(T_E, T_W)$ 、検定比 =  $T/Ta$

6-4 梁受け金物の複合応力の検定

(せん断力と引張力の伝達が独立でない外周部横架材端部接合部)

小品階 判定  $(Q/Qa)^n + (T/Ta)^n \leq 1$  (n=1) にて検定

通り	位置	使用金物	短期許容耐力 Qa (kN) Ta (kN)	せん断力 Q (kN)	引張力 T (kN)	① Q/Qa	② T/Ta	① <sup>n</sup> +② <sup>n</sup>	判定
X0	Y0	*ER-135	10.72 12.10	0.32	1.74	0.03	0.14	0.17	OK
	Y4	*ER-135	10.72 12.10	0.32	1.74	0.03	0.14	0.17	OK
X0	Y4	*ER-135	10.72 12.10	1.27	1.74	0.12	0.14	0.26	OK
	Y5	*ER-135	10.72 12.10	0.32	1.74	0.03	0.14	0.17	OK
X5	Y0	*ER-135	10.72 12.10	1.55	1.74	0.14	0.14	0.28	OK
	Y5	*ER-135	10.72 12.10	0.32	1.74	0.03	0.14	0.17	OK
X5	Y5	*ER-135	10.72 12.10	0.32	1.74	0.03	0.14	0.17	OK
	Y5	*ER-135	10.72 12.10	0.92	1.74	0.09	0.14	0.23	OK
Y0	X0	*ER-135	10.72 12.10	0.32	0.49	0.03	0.04	0.07	OK
	X4	*ER-135	10.72 12.10	0.32	0.49	0.03	0.04	0.07	OK
Y0	X4	*ER-135	10.72 12.10	0.32	0.49	0.03	0.04	0.07	OK
	X5	*ER-135	10.72 12.10	0.32	0.49	0.03	0.04	0.07	OK
Y5	X0	*ER-135	10.72 12.10	0.80	0.49	0.07	0.04	0.11	OK
	X4	*ER-135	10.72 12.10	0.43	0.49	0.04	0.04	0.08	OK
Y5	X4	*ER-135	10.72 12.10	0.32	0.49	0.03	0.04	0.07	OK
	X5	*ER-135	10.72 12.10	0.64	0.49	0.06	0.04	0.10	OK

\*は入力者設定金物です。

2階 判定  $(Q/Qa)^n + (T/Ta)^n \leq 1$  (n=1) にて検定

通り	位置	使用金物	短期許容耐力 Qa (kN) Ta (kN)	せん断力 Q (kN)	引張力 T (kN)	① Q/Qa	② T/Ta	① <sup>n</sup> +② <sup>n</sup>	判定
X0	Y0	*ER-135	10.72 12.10	3.81	1.76	0.36	0.15	0.51	OK
	Y4	*ER-135	10.72 12.10	3.81	1.76	0.36	0.15	0.51	OK
X0	Y4	*ER-135	10.72 12.10	2.19	2.05	0.20	0.17	0.37	OK
	Y5	*ER-135	10.72 12.10	1.22	2.42	0.11	0.20	0.31	OK
X5	Y-	*ER-135	15.63 13.50	3.85	2.05	0.25	0.15	0.40	OK
	Y5	*ER-135	10.72 12.10	1.22	2.05	0.11	0.17	0.28	OK
X5	Y5	*ER-135	10.72 12.10	1.22	2.42	0.11	0.20	0.31	OK
	Y5	*ER-135	10.72 12.10	1.45	1.63	0.14	0.13	0.27	OK
Y0	X0	*ER-135	10.72 12.10	1.45	0.89	0.14	0.07	0.21	OK
	X4	*ER-135	10.72 12.10	1.92	0.92	0.18	0.08	0.26	OK
Y0	X5	*ER-135	10.72 12.10	1.92	0.92	0.18	0.08	0.26	OK
	X2.5	*ER-135	15.63 13.50	2.22	0.89	0.14	0.07	0.21	OK
Y5	X5	*ER-135	15.63 13.50	1.45	0.92	0.09	0.07	0.16	OK

\*は入力者設定金物です。

説明

6-4. 梁受け金物の複合応力の検定

- 初期設定-計算条件(方針)-◆横架材接合部の検定で「梁受け金物の場合に複合応力を検討する」がオンのとき、以下の検定を行う。
- 外周部横架材端部接合部について求める。

検定式

$$(Q/Qa)^n + (T/Ta)^n \leq 1$$

Qa: 横架材接合部の短期許容せん断耐力 (kN)

Q: 鉛直荷重による横架材接合部の負担せん断耐力 (kN)

Ta: 横架材接合部の短期許容引張耐力 (kN)

T: 横架材接合部の引張力 (kN)

n: 接合形式によって決まる階乗の指数。

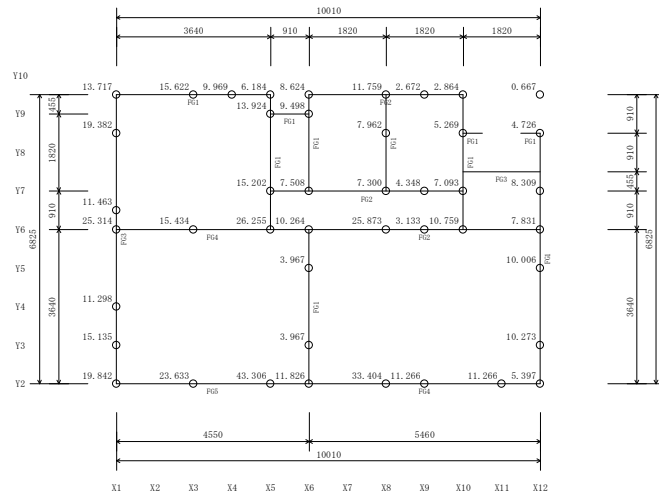
ここでは n = 1 にて検討する。

表 (階別)

通り	位置	使用金物	短期許容耐力 Qa (kN) Ta (kN)	せん断力 Q (kN)	引張力 T (kN)	① (Q/Qa)	② (T/Ta)	① <sup>n</sup> +② <sup>n</sup>	判定
			x.xx x.xx	x.xx	x.xx	x.xx	x.xx	x.xx	
			x.xx x.xx	x.xx	x.xx	x.xx	x.xx	x.xx	

- 通り: 外周部通り
- 位置: 梁端部位置
- 使用金物: 梁端部-仕口金物で設定した金物
- 短期許容耐力: 上記金物の金物マスタで登録済の許容耐力
- ①Q/Qa: せん断力に対する検定比
- ②T/Ta: 引張力に対する検定比
- ①<sup>n</sup>+②<sup>n</sup>: 複合応力の検定比
- 判定: 複合応力の検定比が1以下の場合 OK

7. 基礎の設計



地耐力 :  $f_e = 50.0$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 根入深さ :  $D_f = 0.30$  (m)  
 有効地耐力 :  $f_e' = 50.0 - 20.0 \times 0.30 = 44.0$  (kN/m<sup>2</sup>)

凡例:

○	柱軸力 (kN)
—	布基礎T型

7. 基礎の設計

・基礎略伏図および軸力（布基礎）

地耐力  $f_e$  (kN/m<sup>2</sup>) : 初期設定「地盤」を参照します。  
 根入深さ  $D_f$  (m) : 初期設定「根入深さ」を参照します。  
 有効地耐力  $f_e'$  (kN/m<sup>2</sup>) :  $f_e - 20.0 \times D_f$

[図中表記]

基礎線種 : T型基礎 実線  
 L型基礎 点線  
 BOX型基礎 一点鎖線

柱の位置 : ○印

軸力 (kN) : 柱の長期軸力  
 一般地域 = 長期常時軸力  
 多雪区域 = 長期積雪時軸力

基礎梁記号 : 形状の異なる基礎に自動連番 F G n

・基礎略伏図および軸力（べた基礎）

地耐力  $f_e$  (kN/m<sup>2</sup>) : 初期設定「地盤」参照  
 底盤厚さ  $d$  (m) : 初期設定「べた基礎底盤厚」  
 有効地耐力  $f_e'$  (kN/m<sup>2</sup>) :  $f_e - 24.0 \times d$

[図中表記]

基礎線種 : 地中梁 実線

柱の位置 : ○印

軸力 : 柱の長期軸力 (kN)

基礎梁記号 : 形状の異なる地中梁に自動連番 F G n

べた基礎記号 : 形状の異なるべた基礎に自動連番 F S n

床領域外部の片持ちべた基礎には F C S n



説明

7-1 接地圧に対するフーチングの幅と配筋の検定

(1) 接地圧の検定

No	位置	軸力	W1	W2	立上り幅	荷重合計 (kN/m)	フーチング 幅B (m)	接地圧 $\sigma_e$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_e/fe'$	判定 <1.0
		(kN)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(m)					
		基礎梁長さ (m)	幅 (m)	幅 (m)	立上り高 (m)					
1	Y9.5通り X1-X5	45.492	0.000	1.790	0.120	14.464	0.600	24.107	0.548	OK
		3.640	0.000	0.455	0.400					
		12.498	0.000	0.814	1.152					
2	Y9.5通り X6-X10	25.919	0.000	1.790	0.120	9.087	0.600	15.145	0.344	OK
		3.640	0.000	0.455	0.400					
		7.121	0.000	0.814	1.152					
3	Y7.5通り X10-X12	0.000	0.000	1.790	0.120	1.966	0.600	3.277	0.074	OK
		1.820	0.000	0.455	0.400					
		0.000	0.000	0.814	1.152					
4	Y7通り X5-X10	41.451	1.790	1.790	0.120	11.890	0.600	19.817	0.450	OK
		4.550	0.455	0.455	0.400					
		9.110	0.814	0.814	1.152					
5	Y6通り X1-X12	124.863	1.790	1.790	0.120	15.254	0.600	25.423	0.578	OK
		10.010	0.455	0.455	0.400					
		12.474	0.814	0.814	1.152					
6	Y2通り X1-X12	159.940	1.790	0.000	0.120	17.944	0.600	29.907	0.680	OK
		10.010	0.455	0.000	0.400					
		15.978	0.814	0.000	1.152					
7	X1通り Y2-Y9.5	116.151	0.000	1.790	0.120	18.984	0.600	31.640	0.719	OK
		6.825	0.000	0.455	0.400					
		17.018	0.000	0.814	1.152					
8	X5通り Y6-Y9.5	61.565	1.790	1.790	0.120	22.110	0.600	36.850	0.838	OK
		3.185	0.455	0.455	0.400					
		19.330	0.814	0.814	1.152					
9	X6通り Y2-Y6	30.024	1.790	1.790	0.120	11.028	0.600	18.380	0.418	OK
		3.640	0.455	0.455	0.400					
		8.248	0.814	0.814	1.152					
10	X6通り Y7-Y9.5	25.630	1.790	1.790	0.120	14.046	0.600	23.410	0.532	OK
		2.275	0.455	0.455	0.400					
		11.266	0.814	0.814	1.152					
11	X8通り Y7-Y9.5	27.021	1.790	1.790	0.120	14.657	0.600	24.428	0.555	OK
		2.275	0.455	0.455	0.400					
		11.877	0.814	0.814	1.152					
12	X10通り Y6-Y9.5	25.985	1.790	1.790	0.120	10.939	0.600	18.232	0.414	OK
		3.185	0.455	0.455	0.400					
		8.159	0.814	0.814	1.152					
13	X12通り Y2-Y8.5	46.542	1.790	0.000	0.120	9.834	0.600	16.390	0.373	OK
		5.915	0.455	0.000	0.400					
		7.868	0.814	0.000	1.152					

7-1. 接地圧に対するフーチングの幅と配筋の検定（布基礎時）

布基礎の検定を行います。  
一続きの基礎の設定が全て「計算書出力=しない」の場合、計算書出力しません。

(1) 接地圧の検定

算定対象はT、L、Box型。

算定スパンの結合条件

- ①基礎形状、基礎立上り部、フーチング幅Bが同じもの
- ②フーチング厚d、ベース筋種類、ベース筋ピッチが同じもの

No	位置	軸力 (kN)	W1 (kN/m <sup>2</sup> )	W2 (kN/m <sup>2</sup> )	立上り 幅 (m)	荷重合計 (kN/m <sup>2</sup> )	フーチング 幅B (m)	接地圧 $\sigma_e$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_e/fe'$	判定 <1.0
X	XX-XX	X.XXX	X.XXX	X.XXX	X.XXX	XX.XXX	X.XXX	X.XXX	X.XXX	XX

No : 検討基礎梁の通し番号

軸力(kN) : 長期常時(一般地域)または長期積雪(多雪区域)軸力合計  
端部で複数の基礎にかかる個所の軸力は1/2負担とします。

基礎梁長さ(m) : 基礎梁の芯~芯長さ

等分布荷重(kN/m) : 軸力/基礎梁長さ

W1(kN/m<sup>2</sup>) : 基礎梁左側にある根太領域(1階軸組用)またはユーザ領域の  
なかで荷重が最大のもの(部分的にある場合でも全長に考慮)

幅(m) : 上記があれば基本ピッチの1/2を負担幅とします。

w1(kN/m) : W1×幅

W2(kN/m<sup>2</sup>) : 基礎梁右側にある根太領域(1階軸組用)またはユーザ領域の  
なかで荷重が最大のもの(部分的にある場合でも全長に考慮)

幅(m) : 上記があれば基本ピッチの1/2を負担幅とします。

w2(kN/m) : W2×幅

立上り幅(m) : T,L型はb。Box型はB。

立上り高(m) : T,L型はD-df。Box型はd>dfの場合d-df、d≤dfの場合0。

※基本ピッチ 初期設定グリッドの基本ピッチを参照します。

※立上り幅、高の、各記号は基礎断面図(プロパティ-詳細)を参照して下さい。

---

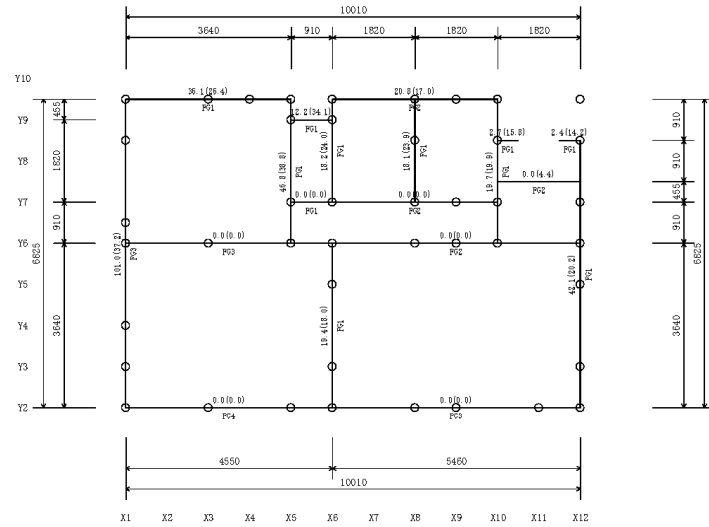
## 説明

---

荷重 (kN/m) :	立上り幅×立上り高×コンクリート単位荷重 (24kN/m <sup>3</sup> )
荷重合計 (kN/m) :	軸力による等分布荷重+w1+w2+基礎立上り荷重 *軸力による等分布荷重+w1+w2 (基礎梁算定用) 構造計算条件 I で基礎梁算定接地圧に「基礎立上り荷重を含む」 が OFF の場合。
フーチング幅 B (m) :	基礎フーチング幅
接地圧 $\sigma_e$ (kN/m <sup>2</sup> ) :	荷重合計/B
$\sigma_e / f_e'$ :	比率
判定 :	比率が 1.00 未満なら OK

説明

(2) 基礎反力図



凡例:

- $W(\sigma_e)$
- W : 負担する鉛直荷重 (kN)
- $\sigma_e$  : 接地圧 (kN/m<sup>2</sup>)

(2) 基礎反力図

• 基礎反力図 (布基礎)

[図中表記]

- 基礎線種 : T型基礎 実線
- L型基礎 点線
- BOX型基礎 一点鎖線

柱の位置 :

○印 負担する鉛直荷重 W (接地圧  $\sigma_e$ )

基礎梁記号 : 形状の異なる基礎に自動連番 F G n

• 基礎反力図 (べた基礎)

[図中表記]

- 基礎線種 : 地中梁 実線

柱の位置 :

○印 負担する鉛直荷重 W (接地圧  $\sigma_e$ )

基礎梁記号 : 形状の異なる地中梁に自動連番 F G n

べた基礎記号 : 形状の異なるべた基礎に自動連番 F S n  
床領域外部の片持ちべた基礎には F C S n

説明

(3) ベース筋の検定

根元 $M=1/2 \times \sigma_e \times L^2$  L:フーチング跳出長さ  
 $a' = at \times 1000/p$  at:鉄筋断面積, p:ベース筋ピッチ  
 $lMa = at' \times lft \times j$

No	基礎形状	フーチング幅B (m)	立上り幅b (m)	L (m)	根元 M (N・m/m)	フーチング厚d (mm)	j (mm)	鉄筋径	ピッチ p (mm)	lMa (N・mm)	M/lMa	判定 <1.0
1	T	0.600	0.120	0.240	694.282	120.0	43.8	D13	200.0	5423.535	0.128	OK
2	T	0.600	0.120	0.240	436.176	120.0	43.8	D13	200.0	5423.535	0.080	OK
3	T	0.600	0.120	0.240	94.378	120.0	43.8	D13	200.0	5423.535	0.017	OK
4	T	0.600	0.120	0.240	570.730	120.0	43.8	D13	200.0	5423.535	0.105	OK
5	T	0.600	0.120	0.240	732.182	120.0	43.8	D13	200.0	5423.535	0.135	OK
6	T	0.600	0.120	0.240	861.322	120.0	43.8	D13	200.0	5423.535	0.159	OK
7	T	0.600	0.120	0.240	911.232	120.0	43.8	D13	200.0	5423.535	0.168	OK
8	T	0.600	0.120	0.240	1061.280	120.0	43.8	D13	200.0	5423.535	0.196	OK
9	T	0.600	0.120	0.240	529.344	120.0	43.8	D13	200.0	5423.535	0.098	OK
10	T	0.600	0.120	0.240	674.208	120.0	43.8	D13	200.0	5423.535	0.124	OK
11	T	0.600	0.120	0.240	703.526	120.0	43.8	D13	200.0	5423.535	0.130	OK
12	T	0.600	0.120	0.240	525.082	120.0	43.8	D13	200.0	5423.535	0.097	OK
13	T	0.600	0.120	0.240	472.032	120.0	43.8	D13	200.0	5423.535	0.087	OK

(3) ベース筋の検定

算定対象はT, L型。  
 算定スパンの結合条件は接地圧の検定と同じです。

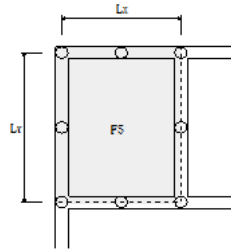
No	基礎形状	フーチング幅 B (m)	立上り幅 b (m)	L (m)	根元 M (N・mm)	フーチング厚 d (mm)	j (mm)	鉄筋径
x	X	x. xxx	x. xxx	x. xxx	xx. xxx	xxx. x	xxx. x	Dxx

ピッチ p (mm)	lMa (N・mm)	M/lMa	判定 <1.0
xxx. x	xxx. xxx	x. xxx	XX

- No : 通し番号(接地圧の検定に対応)
- 基礎形状 : T, L, Box (Box の場合は、以下空白)
- フーチング幅 B(m) : 基礎フーチング幅
- 立上り幅 b(m) : 基礎立上り幅
- L(m) : フーチング跳出長さ T型=(B-b)/2, L型=B-b
- 根元 M(N・mm) : フーチング根元に生じる曲げモーメント
- フーチング厚 d(mm) : フーチング厚
- j(mm) :  $7/8 \times (d - \text{布基礎属性の「ベース筋重心距離」})$
- 鉄筋径 : 鉄筋種類
- ピッチ(mm) : ベース筋のピッチ
- lMa (N・mm) : 1m あたりの許容曲げモーメント  
 $lMa = at \times lft \times j \times 1000/p$
- M/lMa : 比率
- 判定 : 比率が 1.00 未満なら OK

7-1 ベタ基礎の検定

(1) 接地圧の検定



均し荷重 =  $\frac{\text{軸力} + \text{基礎立上り重量}}{Lx \times Ly}$   
 接地圧 = 均し荷重 + 床荷重  
 Lx = 短辺長さ  
 Ly = 長辺長さ  
 ※立上り自重 (GLより上) = 基礎梁幅 × 基礎高 × 基礎梁長 × 24  
 ※境界線は1/2とします。  
 ※立上り幅は最大値を表記しています。

基礎立上り=0.400 (m) fe'=46.4 (kN/m<sup>2</sup>)

No	位置	Lx (m)	Ly (m)	面積 (m <sup>2</sup> )	軸力 (kN)	立上り幅 (m)	立上り (kN)	均し荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	床荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	接地圧 σe (kN/m <sup>2</sup> )	σe/fe'	判定 <1.0
1	X0Y0-X4Y4	3.640	3.640	13.250	89.224	0.180	16.726	7.921	1.740	9.661	0.208	OK
2	X4Y0-X5Y5	3.640	4.860	16.962	104.136	0.180	17.691	7.386	1.740	9.096	0.196	OK
3	X0Y4-X4Y6	1.820	3.640	6.628	81.215	0.180	9.173	9.115	1.740	10.855	0.234	OK
4	X4Y5-X5Y5	2.730	3.640	9.937	57.696	0.180	16.965	7.323	1.740	9.063	0.195	OK
5	X0Y6-X4Y8	1.820	3.640	6.628	41.817	0.180	10.311	7.999	1.740	9.639	0.208	OK
6	X2.5Y8-X5Y9.5	1.365	2.185	2.953	14.187	0.180	6.096	6.799	1.740	8.339	0.184	OK
7	X5Y8-X5Y10	1.000	1.820	1.820	9.747	0.180	4.960	7.886	1.740	9.326	0.201	OK
8	X6Y8-X5Y10	1.820	1.820	3.312	18.154	0.180	6.851	7.770	1.740	9.510	0.205	OK
9	X2.5Y9.5-X5Y11	1.365	2.185	2.953	14.908	0.180	7.669	7.869	1.740	9.309	0.201	OK
10	X5Y10-X5Y12	1.000	1.820	1.820	13.136	0.180	6.435	10.204	1.740	11.944	0.257	OK
11	X6Y10-X5Y12	1.820	1.820	3.312	18.049	0.180	7.982	6.915	1.740	8.655	0.187	OK

説明

7-1. ベタ基礎の検定 (べた基礎時)

(1) 接地圧の検定

No	位置	Lx (m)	Ly (m)	面積 (m <sup>2</sup> )	軸力 (kN)	立上り幅 (m)	立上り (kN)
x	X-X	x.xxx	x.xxx	xx.xxx	xx.xxx	x.xxx	xx.xxx

基礎立上り=x.xxx (m) fe'=xx.x (kN/m<sup>2</sup>)

均し荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	床荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	接地圧 σe (kN/m <sup>2</sup> )	σe/fe'	判定 <1.0
xx.xxx	x.xxx	xx.xxx	x.xxx	XX

基礎立上り (m) : 初期設定の「基礎高」  
 No : 検討番号  
 位置 : 検定位置  
 Lx (m) : 短辺長さ ※矩形以外の場合は空欄になります。  
 Ly (m) : 長辺長さ ※矩形以外の場合は空欄になります。  
 面積 (m<sup>2</sup>) : Lx×Ly ※矩形以外の場合は領域面積。  
 軸力 (kN) : スラブ周辺およびスラブ内の軸力の合計値。ただし、複数のスラブにかかる軸力は1/2とします。  
 立上り幅 (m) : 検討スラブの回りで一番幅の広いものを表示しています。  
 立上り (kN) : 立上り幅×初期設定値の基礎立上り高さ×基礎長×24.0。ただし、複数のスラブにかかる立上りは1/2とします。(4辺を別々に求めて合算する)  
 均し荷重 (kN/m<sup>2</sup>) : 単位面積 (Lx×Ly) あたりの軸力と立上がり重量  
 床荷重 (kN/m<sup>2</sup>) : 床荷重 (長期軸組用) ユーザ領域は一部であればその中で一番重い荷重を採用します。  
 接地圧 σe (kN/m<sup>2</sup>) : 均し荷重+床荷重  
 σe/fe' : 比率  
 判定 : 比率<1.00ならば OK

## 説明

### ○ FS2(5) X0Y6-X4Y6 (2隣辺ピン端) ダブル配筋

断面寸法	$d = 150.0$ (mm)
	$jw = 7/8 \times (d-50.0) = 37.5$ (mm)
	$je = 7/8 \times (d-70.0) = 70.0$ (mm)
	$Lx = 1.520$ (m) $Lr = 3.640$ (m)
接地圧	$\sigma_e = 9.639$ (kN/m <sup>2</sup> )
	$\sigma_{ex} = 9.639 \times 3.640^4 / (1.520^4 + 3.640^4) = 9.072$ (kN/m <sup>2</sup> )
曲げモーメント	$Mx1 = 1/8 \times \sigma_{ex} \times Lx^2$ (端部) = 3.756 (kN・m/m)
	$Mx2 = 1/18 \times \sigma_{ex} \times Lx^2$ (中央部) = 1.669 (kN・m/m)
	$Mr1 = 1/12 \times \sigma_e \times Lr^2$ (端部) = 2.661 (kN・m/m)
	$Mr2 = 1/36 \times \sigma_e \times Lr^2$ (中央部) = 0.887 (kN・m/m)
配筋量	短辺at上 = $Mx1 / (f_t \times jw) = 3.756 / (0.195 \times 70.0 / 10^3)$
	= 275.2 (mm <sup>2</sup> ) → D13@200(635.0 mm <sup>2</sup> ) ----- OK(0.43)
	短辺at上 = $Mx2 / (f_t \times jw) = 1.669 / (0.195 \times 70.0 / 10^3)$
	= 97.8 (mm <sup>2</sup> ) → D13@200(635.0 mm <sup>2</sup> ) ----- OK(0.15)
	長辺at上 = $Mr1 / (f_t \times je) = 2.661 / (0.195 \times 70.0 / 10^3)$
	= 194.9 (mm <sup>2</sup> ) → D13@200(635.0 mm <sup>2</sup> ) ----- OK(0.31)
	長辺at上 = $Mr2 / (f_t \times je) = 0.887 / (0.195 \times 70.0 / 10^3)$
	= 52.0 (mm <sup>2</sup> ) → D13@200(635.0 mm <sup>2</sup> ) ----- OK(0.05)

### ○ FS2(5) X2.5Y9-X5Y9.5 (1辺ピン端) ダブル配筋

断面寸法	$d = 150.0$ (mm)
	$jw = 7/8 \times (d-50.0) = 37.5$ (mm)
	$je = 7/8 \times (d-70.0) = 70.0$ (mm)
	$Lx = 1.365$ (m) $Lr = 2.155$ (m)
接地圧	$\sigma_e = 8.639$ (kN/m <sup>2</sup> )
	$\sigma_{ex} = 8.639 \times 2.155^4 / (1.365^4 + 2.155^4) = 7.410$ (kN/m <sup>2</sup> )
曲げモーメント	$Mx1 = 1/9 \times \sigma_{ex} \times Lx^2$ (端部) = 1.534 (kN・m/m)
	$Mx2 = 1/18 \times \sigma_{ex} \times Lx^2$ (中央部) = 0.767 (kN・m/m)
	$Mr1 = 1/14 \times \sigma_e \times Lr^2$ (端部) = 1.136 (kN・m/m)
	$Mr2 = 1/36 \times \sigma_e \times Lr^2$ (中央部) = 0.442 (kN・m/m)
配筋量	短辺at上 = $Mx1 / (f_t \times jw) = 1.534 / (0.195 \times 70.0 / 10^3)$
	= 112.4 (mm <sup>2</sup> ) → D13@200(635.0 mm <sup>2</sup> ) ----- OK(0.18)
	短辺at上 = $Mx2 / (f_t \times jw) = 0.767 / (0.195 \times 70.0 / 10^3)$
	= 45.0 (mm <sup>2</sup> ) → D13@200(635.0 mm <sup>2</sup> ) ----- OK(0.07)
	長辺at上 = $Mr1 / (f_t \times je) = 1.136 / (0.195 \times 70.0 / 10^3)$
	= 83.2 (mm <sup>2</sup> ) → D13@200(635.0 mm <sup>2</sup> ) ----- OK(0.13)
	長辺at上 = $Mr2 / (f_t \times je) = 0.442 / (0.195 \times 70.0 / 10^3)$
	= 25.9 (mm <sup>2</sup> ) → D13@200(635.0 mm <sup>2</sup> ) ----- OK(0.04)

## (2) スラブ筋の検定

矩形（正方形、長方形）のべた基礎を検討に検定を行います。

建物の内部（床領域線内）は基礎梁で固定支持とします。

建物の外周上（床領域線上）がある辺はピン支持とします。

片持ち（跳出し部）の判定は建物の外周部（床領域線）に接して床領域外部のものとしてします。

スラブの接している基礎の状況に応じて以下のような場合分けを行います。

- ・ 4 辺固定
- ・ 3 辺固定 1 辺ピン
- ・ 2 隣辺固定 2 隣辺ピン
- ・ 短辺 2 辺固定 長辺 2 辺ピン
- ・ 短辺 2 辺ピン 長辺 2 辺固定
- ・ 4 辺ピン
- ・ 片持ち（跳出し）

3 辺ピンの場合は 中央部は 4 辺ピン端、固定端モーメントは 2 隣辺ピン端として計算します。

断面寸法 d

初期設定の構造計算条件で、スラブ厚検定を行うとした場合は、 $d \geq Lx/30$  の検定を行う。

設計用接地圧  $\sigma_e$

「(1)接地圧の検討」の接地圧  $\sigma_e$  (均し荷重+床荷重)

初期設定の構造計算条件で、スラブ検定用接地圧に 1 階床荷重を含まないとした場合は設計用接地圧  $\sigma_e$  = 均し荷重

---

説明

---

曲げモーメント :

$\sigma_e = \text{接地圧 (kN/m}^2\text{)}$   
 $\sigma_{ex} = Ly^4 / (Lx^4 + Ly^4) \times \sigma_e \text{ (kN/m}^2\text{)}$   
 [ 4 辺固定 ]  
 $Mx1 = 1/12 \times \sigma_{ex} \times Lx^2 \text{ (端部) (kN)}$   
 $Mx2 = 1/18 \times \sigma_{ex} \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$   
 $My1 = 1/24 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (端部) (kN)}$   
 $My2 = 1/36 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$   
 [ 1 辺ピン端 (外周部) ]  
 $Mx1 = 1/9 \times \sigma_{ex} \times Lx^2 \text{ (端部) (kN)}$   
 $Mx2 = 1/18 \times \sigma_{ex} \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$   
 $My1 = 1/14 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (端部) (kN)}$   
 $My2 = 1/36 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$   
 [ 2 隣辺ピン端 (外周部) ]  
 $Mx1 = 1/8 \times \sigma_{ex} \times Lx^2 \text{ (端部) (kN)}$   
 $Mx2 = 1/18 \times \sigma_{ex} \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$   
 $My1 = 1/12 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (端部) (kN)}$   
 $My2 = 1/36 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$   
 [ 4 辺ピン端 (外周部)、短辺 2 辺ピン長辺 2 辺固定 ]  
 $Mx1 = 0 \text{ (端部) (kN)}$   
 $Mx2 = 1/8 \times \sigma_{ex} \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$   
 $My1 = 0 \text{ (端部) (kN)}$   
 $My2 = 1/27 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$   
 [ 短辺 2 辺固定長辺 2 辺ピン ]  
 $Mx1 = 1/12 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (端部) (kN)}$   
 $Mx2 = 1/24 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$   
 $My1 = 0 \text{ (端部) (kN)}$   
 $My2 = 0 \text{ (中央部) (kN)}$   
 [ 片持ち (跳出時) ]  
 $M = 1/2 \times \sigma_e \times ( B - b/2 )^2 \text{ (kN)}$

配筋量判定 : 必要配筋量  $a_t \leq$  配筋量の場合 OK

せん断力判定 :  $Q = \sigma_e \times ( B - b / 2 )$   
 (片持ち時) せん断応力度  $\tau = Q / j < \tau_{fs}$  の場合 OK  
 鉄筋周長  $\phi = Q / \tau_{fa} \times j <$  周長(mm/m)の場合 OK

7-2 偏心布基礎のねじりモーメントに対する検定

○ 普通 6-9 FG5 (L型)

ねじりモーメント

$$e=(B-b)/2=(0.600-0.180)/2=0.210 \text{ (m)}$$

$$M_e=1/2 \times \sigma_e \times B \times e \times L=1/2 \times 17.668 \times 0.600 \times 0.210 \times 2.730=3.039 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

長期許容ねじりモーメント

$$LMea=1.15/3 \cdot b^2 \cdot D \cdot Lfs$$

$$=1.15/3 \times 180 \times 180 \times 0.700 \times 0.6 \times 10^3 = 5.216 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

ねじりモーメントとせん断力の複合応力に対する検定

$$M_e/LMea=3.039/5.216=0.583$$

$$LQ/LQa=0.061$$

$$(M_e/LMea)^2 + (LQ_e/LQa)^2 = 0.344 \leq 1.0 \text{ --- OK}$$

ねじりモーメントによる直交基礎梁主筋の検定

$$M_{e左} + M_{e右} \leq \text{直交}LMa$$

$M_{e左}$ 、 $M_{e右}$ ：直交基礎梁の左右にとりつく偏心布基礎のねじりモーメント

直交 $LMa$ ：直交基礎梁の上端筋の許容長期曲げモーメント

通り	直交梁通り	ねじりモーメント		直交 $LMa$	検定比 ( $\Sigma M_e/LMa$ )	判定
		$M_{e左}$ (kN·m)	$M_{e右}$ (kN·m)			
ろ	2	4.582		28.173	0.163	OK
	6	3.039	4.582	28.173	0.271	OK
	9		3.039	28.173	0.106	OK

説明

7-2. 偏心基礎のねじりモーメントに対する検定（布基礎時）

算定対象はL型。

算定スパンは7-1で求めたスパンを直交基礎で分割（芯～芯）したものとします。  
外周部（1階床領域線とか床領域外）の偏心基礎を計算対象とします。

・ねじりモーメント

$$e=1/2 \times (B-b) \text{ (m)} \quad \text{： 偏心距離}$$

$$M_e=1/2 \times \sigma_e \times B \times e \times L \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$\sigma_e$ ：布基礎の接地圧[kN/m<sup>2</sup>]

B：布基礎底盤の幅[m]

L：両端支点となる直交基礎梁間の距離[m]

・長期許容ねじりモーメント

$$LMea=1.15/3 \times b^2 \times D \times Lfs \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

b：基礎梁部分の幅[mm]

D：基礎梁部分のせい[m]

Lfs：コンクリートの長期許容せん断応力度[N/mm<sup>2</sup>]

・ねじりモーメントとせん断の複合応力に対する検定

$M_e/LMea$ ：ねじりモーメント検定比

$LQ/LQa$ ：せん断力検定比

$(M_e/LMea)^2 + (LQ_e/LQa)^2$ ：複合応力による検定  $\leq 1.0$  ならばOK

・ねじりモーメントによる直交基礎梁主筋の検定

$$M_{e左} + M_{e右} \leq LMa \text{ 直}$$

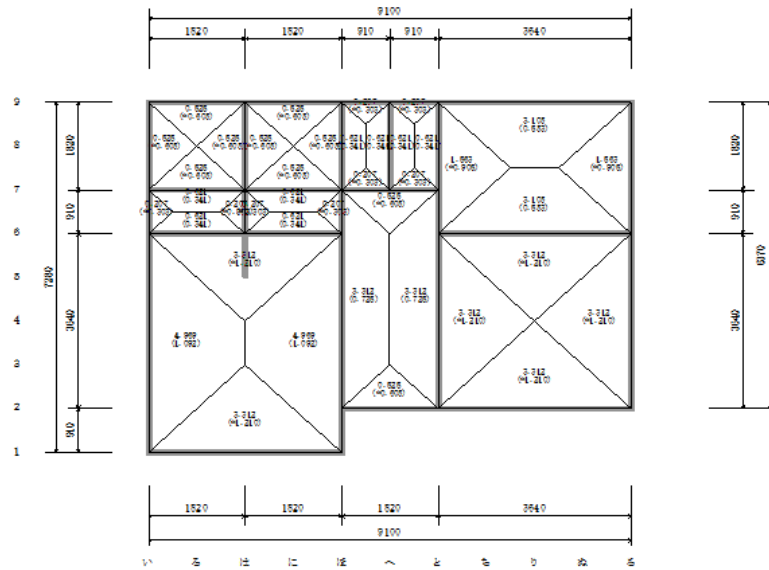
$M_{e左}$ 、 $M_{e右}$ ：直交基礎梁の左右にとりつく偏心布基礎のねじりモーメント

$LMa \text{ 直}$ ：直交基礎梁の上端筋の許容長期曲げモーメント



7-2 基礎梁の断面と配筋の検定

(1) 基礎梁負担図



上段：基礎梁負担面積 (m<sup>2</sup>)  
 下段：基礎梁負担幅 (m)  
 基礎梁負担幅 = 負担面積 ÷ 長さ (m)  
 \*：三角形状負担幅割増し × 1.33

7-2. 基礎梁の断面と配筋の検定 (べた基礎)

(1) 基礎梁負担図

初期設定—構造計算条件 I—基礎梁のべた基礎負担幅  
 「亀甲分割より算定 (矩形領域)」がオンの場合に出力されます。  
 亀甲分割されるのは矩形領域の場合のみとなります。

基礎梁負担面積 (m<sup>2</sup>) : 矩形のべた基礎区画を亀甲分割した基礎梁各辺の負担面積

基礎梁負担幅 (m) : 矩形のべた基礎区画各辺の基礎梁負担幅

$$\text{基礎梁負担幅} = \text{負担面積} \div \text{辺の長さ}$$

三角形状負担幅割増し : 亀甲分割で三角分布となる場合の負担幅割増し

設定値で割増します。(中央部、両端部共通)

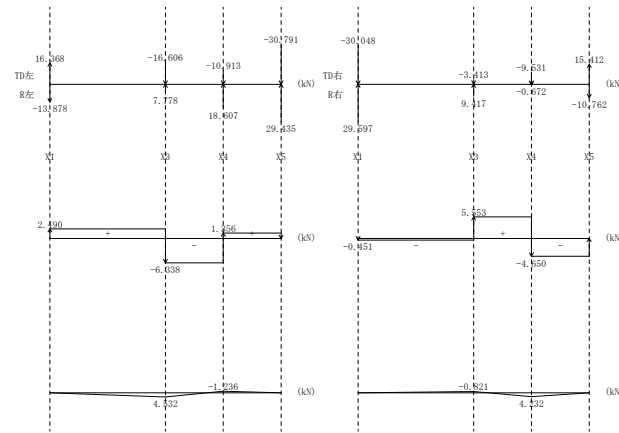
「亀甲分割より算定 (矩形領域)」がオフの場合、  
 基礎梁負担幅 = 短辺長さ Lx の 1/2

説明

7-3 基礎梁の断面と配筋の検定

X方向 Y9.5通り X1-X5  
[水平荷重時 左加力]

[水平荷重時 右加力]



応力の算定 (水平荷重時)

柱	座標	位置 (m)	水平荷重時 左加力				水平荷重時 右加力			
			Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN・m)	Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN・m)
1	X1	0.000	16.368	-13.878	2.490	0.000	-30.048	29.597	-0.451	0.000
2	X3	1.820	-16.606	7.778	-6.338	4.532	-3.413	9.417	5.553	-0.821
3	X4	2.730	-10.913	18.607	1.356	-1.236	-9.531	-0.672	-4.650	4.232
4	X5	3.640	-30.791	29.435	0.000	0.000	15.412	-10.762	0.000	0.000
計		8.190	-41.942	41.942			-27.580	27.580		

7-3. 基礎梁の断面と配筋の検定 (布基礎、べた基礎共通)

① 初期設定—計算条件 (方針) の水平荷重時応力の算定モデルを「柱直下支点連続梁」としたとき (ATZVer4.1 までと同じ算定モデル)

・地中梁について各加力方向別に検討します。

算定対象：布基礎 T, L, B o x 型および地中梁  
算定スパン：柱間 (基礎形状および基礎に関する設定項目の値が同じとする。)

- 通り番付： 検討する基礎の位置  
図： 算定スパンで図を記す。  
図 1：短期軸力、反力図 (加力方向別)  
図 2：短期 Q 図 (加力方向別)  
図 3：短期 M 図 (加力方向別)

・応力の算定 (水平荷重時)

柱	座標	位置 (m)	水平荷重時 左加力				水平荷重時 右加力			
			Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN・m)	Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN・m)
x	XX	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	
計		xx.xxx	xx.xxx	xx.xxx			xx.xxx	xx.xxx		

- 水平荷重時： X方向の場合左・右加力、Y方向の場合下・上加力。  
柱： 基礎梁上にある柱の通り番号  
座標： 柱の通り位置  
位置(m)： 柱の実座標  
Td(kN)： 必要引張耐力の算定表 6-1 より  
R(kN)： 接点反力 Tdと位置より計算  
Qe(kN)： せん断力 Td+R+1つ前の Qe  
Mwf(kN)： 曲げモーメント (フェイスモーメント)  
1つ前の Qe×1つ前との間隔+1つ前の Mwf

説明

応力の算定 (短期)

柱間	短期 下加力			短期 上加力		
	M <sub>sp</sub> +M <sub>sf</sub> (kN・m)		Q <sub>u</sub> +1.5Q <sub>s</sub>	M <sub>sp</sub> +M <sub>sf</sub> (kN・m)		Q <sub>u</sub> +1.5Q <sub>s</sub>
	左側	右側	(kN)	左側	右側	(kN)
Y1-Y4	13.150	3.241	41.214	13.150	20.728	39.678
Y4-Y5	-8.721	-12.914	14.747	8.766	12.359	13.757
Y5-Y7	-9.144	4.968	27.970	16.129	4.968	25.553

許容耐力の算定(1)

主筋重心上:50.0 (mm) 主筋重心下:70.0 (mm)

柱間	基礎 高さ (mm)	上端主筋			下端主筋				
		鉄筋	断面積 (mm <sup>2</sup> )	j (mm)	μMa (kN・m)	鉄筋	断面積 (mm <sup>2</sup> )	j (mm)	μMa (kN・m)
Y1-Y4	500.0	2-D13	254	393.8	19.505	2-D13	254	376.3	18.638
Y4-Y5	500.0	2-D13	254	393.8	19.505	2-D13	254	376.3	18.638
Y5-Y7	500.0	2-D13	254	393.8	19.505	2-D13	254	376.3	18.638

許容耐力の算定(2)

Fc18 Lfs=0.600 (N/mm<sup>2</sup>) sfs=0.900 (N/mm<sup>2</sup>) 端部フック 有り

柱間	幅b (mm)	スターループ筋				せん断長期		せん断短期	
		鉄筋	断面積 (mm <sup>2</sup> )	ピッチ (mm)	Pw	α	μQa (kN)	α	μQa (kN)
Y1-Y4	150.0	1-D10	71	200.0	0.00237	2.00	69.752	1.81	94.900
Y4-Y5	150.0	1-D10	71	200.0	0.00237	2.00	69.752	1.20	64.064
Y5-Y7	150.0	1-D10	71	200.0	0.00237	2.00	69.752	1.64	81.387

判定

柱間	長期			短期 下加力			短期 上加力			判定
	M <sub>sp</sub> / 上端μMa	M <sub>sp</sub> / 下端μMa	Q <sub>u</sub> /Q <sub>s</sub>	M <sub>sp</sub> +M <sub>sf</sub> /1.5μMa		Q <sub>u</sub> +1.5Q <sub>s</sub> /sQa	M <sub>sp</sub> +M <sub>sf</sub> /1.5μMa		Q <sub>u</sub> +1.5Q <sub>s</sub> /sQa	
				左側	右側		左側	右側		
Y1-Y4	1.011	0.706	0.497	0.470	0.116	0.434	0.470	0.741	0.418	NG
Y4-Y5	0.091	0.064	0.112	0.298	0.441	0.230	0.314	0.442	0.216	OK
Y5-Y7	0.361	0.266	0.234	0.313	0.177	0.344	0.577	0.177	0.314	OK

・ 応力の算定 (長期)

柱間	柱間 長さ (m)	長期				
		σe (kN/m <sup>2</sup> )	B (m)	M中 (kN・m)	M端 (kN・m)	Q <sub>u</sub> (kN)
XX-XX	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx

柱間 : 算定区間  
 柱間長さ(m) : 柱間の長さ  
 σe(kN/m<sup>2</sup>) : 接地圧  
 B(m) : 検討幅  
 M中(kN・m) : 中央部長期曲げモーメント 1/8×σe×B×柱間長さ<sup>2</sup>  
 M端(kN・m) : 端部長期曲げモーメント 1/12×σe×B×柱間長さ<sup>2</sup>  
 Q<sub>u</sub>(kN) : 長期せん断力 1/2×σe×B×柱間長さ

[布基礎の場合]

σeは接地圧の検定で求めたもの。  
 Bはフーチング幅。

[べた基礎の場合]

σeは左右に接するべた基礎検定用接地圧を均したもの。  
 検定用接地圧σe: 初期設定の構造計算条件で1階床荷重を含まない設定が可能。

Bは基礎梁のべた基礎負担幅。

---

説明

---

・応力の算定（短期）

柱間	短期 左加力			短期 右加力		
	M <sub>端</sub> +M <sub>水f</sub> (kN)		Q <sub>L</sub> +1.5Q <sub>e</sub> (kN)	M <sub>端</sub> +M <sub>水f</sub> (kN)		Q <sub>L</sub> +1.5Q <sub>e</sub> (kN)
	左側	右側		左側	右側	
XX-XX	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx

短期： X方向の場合左・右加力、Y方向の場合下・上加力。  
 柱間： 算定区間  
 M<sub>端</sub>+M<sub>水f</sub> (kN)： 端部長期曲げモーメント+水平荷重時曲げモーメント  
 Q<sub>L</sub>+n Q<sub>e</sub> (kN)： 長期せん断力+n×水平荷重時せん断力  
 nは初期設定－計算条件（方針）で設定  
 左側： 原点に近い側  
 右側： 原点から遠い側

説明

・許容耐力の算定（１）

柱間	基礎 高さ (mm)	上端主筋				下端主筋			
		鉄筋	断面積 (mm <sup>2</sup> )	j (mm)	<sub>1</sub> Ma (kN・m)	鉄筋	断面積 (mm <sup>2</sup> )	j (mm)	<sub>1</sub> Ma (kN・m)
X-X	xx. xx	X-DXX	xxx	xxx. x	xx. xxx	X-DXX	xxx	xxx. x	xx. xxx

主筋重心上 : x. x (cm) 主筋重心下 : x. x (cm)

- 主筋重心上、下 (cm) : 初期設定の主筋重心  
 基礎高さ (mm) : 基礎の高さ D  
 鉄筋 : 主筋の鉄筋本数と鉄筋種類  
 断面積 (mm<sup>2</sup>) : 主筋の断面積  
 上端主筋 j (mm) :  $7/8 \times (\text{基礎の高さ} - \text{主筋重心上})$   
 上端主筋 <sub>1</sub>Ma (kN・m) : 断面積  $\times$  長期許容引張応力度  $\times$  上端 j  
 下端主筋 j (mm) :  $7/8 \times (\text{基礎の高さ} - \text{主筋重心下})$   
 下端主筋 <sub>1</sub>Ma (kN・m) : 断面積  $\times$  長期許容引張応力度  $\times$  下端 j

説明

・許容耐力の算定（２）

柱間	幅 b (mm)	スターラップ筋				せん断長期		せん断短期	
		鉄筋	断面積 (mm <sup>2</sup> )	ピッチ (mm)	Pw	α	iQa (kN)	α	sQa (kN)
X-X		X-DXX	xxx	xxx. x	x. xxxxx	x. xx	xx. xxx	x. xx	xx. xxx

コンクリート

柱間：	検討する柱間
幅 b (mm)：	基礎の幅
スターラップ筋鉄筋：	スターラップ筋の鉄筋本数と鉄筋種類
スターラップ筋断面積 (mm <sup>2</sup> )：	スターラップ筋の断面積
スターラップ筋ピッチ (mm)：	スターラップ筋のピッチ
スターラップ筋 Pw：	スターラップ筋比 スターラップ筋断面積 / (立上り幅 b × スターラップ筋ピッチ)
せん断長期 α：	長期せん断 α 値 ただし 0.002 ≤ Pw ≤ 0.012 一覧表の Pw は補正前の値 $\alpha = 4 / (M_{\text{長端}} / (Q_L \times d) + 1)$ d=基礎高さ-主筋重心 ただし 1.0 ≤ α ≤ 2.0
せん断長期 iQa (kN)：	長期せん断
せん断短期 α：	短期せん断 α 値 $\alpha = 4 / ((M_{\text{長端}} - M_{\text{水戸}}) / ((Q_L + Q_e) \times d) + 1)$ d=基礎高さ-主筋重心 ただし 1.0 ≤ α ≤ 2.0
せん断短期 sQa (kN)：	短期せん断

説明

・判定

柱間	長期			短期 左加力				短期 右加力			判定 <1.0
	M <sub>中</sub> / 上端 <sub>l</sub> Ma	M <sub>端</sub> / 下端 <sub>l</sub> Ma	Q <sub>l</sub> / <sub>l</sub> Qa	M <sub>端</sub> +M <sub>水f</sub> /1.5Ma		Q <sub>l</sub> +1.5Qe /sQa	M <sub>端</sub> +M <sub>水f</sub> /1.5Ma		Q <sub>l</sub> +1.5Qe /sQa		
				左側	右側		左側	右側			
XX-XX	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	XX	

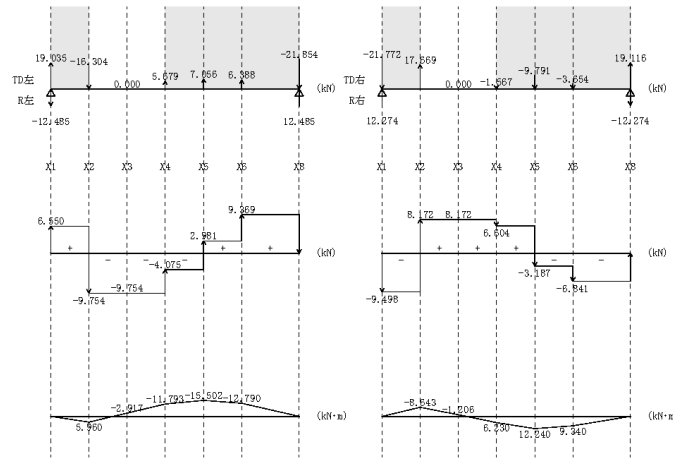
柱間： 検討する柱間  
 M<sub>中</sub>/<sub>上端</sub><sub>l</sub>Ma： 比率  
 M<sub>端</sub>/<sub>下</sub><sub>l</sub>Ma： 比率  
 Q<sub>l</sub>/<sub>l</sub>Qa： 比率  
 M<sub>端</sub>+M<sub>水f</sub>左側/1.5<sub>l</sub>Ma： 比率  
 M<sub>端</sub>+M<sub>水f</sub>右側/1.5<sub>l</sub>Ma： 比率  
 Q<sub>l</sub>+1.5Qe左側/sMa： 比率  
 Q<sub>l</sub>+1.5Qe右側/sMa： 比率  
 判定： 上記比率が全て1.00未満ならば OK

説明

7-3 基礎梁の断面と配筋の検定

X方向 Y7通り X1-X8  
[水平荷重時 左加力]

[水平荷重時 右加力]



応力の算定 (水平荷重時) 反曲点高比 0.60

柱	座標	位置 (m)	水平荷重時 左加力				水平荷重時 右加力			
			Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN·m)	Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN·m)
1	X1	0.000	19.035	-12.485	6.560	0.000	-21.772	12.274	-9.498	0.000
2	X2	0.910	-16.304		-9.754	5.960	17.669		8.172	-8.643
3	X3	1.820	0.000		-9.754	-2.917	0.000		8.172	-1.206
4	X4	2.730	5.679		-4.075	-11.793	-1.567		6.604	6.230
5	X5	3.640	7.056		2.981	-15.502	-9.791		-3.187	12.240
6	X6	4.550	6.388		9.369	-12.790	-3.654		-6.841	9.340
7	X8	5.915	-21.854	12.485	0.000	0.000	19.116	-12.274	0.000	0.000
計			0.000	0.000			0.001	0.000		

- ② 初期設定-計算条件 (方針) の水平荷重時応力の算定モデルを「両端支点連続梁」としたとき
- 基礎梁上に複数の耐力壁を有する連続梁モデルによる。
  - 基礎梁の両端の直交基礎梁に支点のあるモデルとする。

通り番付: 検討する基礎の位置  
図: 算定スパンで図を記す。  
図1: 短期軸力、反力図 (加力方向別)  
図2: 短期Q図 (加力方向別)  
図3: 短期M図 (加力方向別)

・応力の算定 (水平荷重時)

柱	座標	位置 (m)	水平荷重時 左加力				水平荷重時 右加力			
			Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN·m)	Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN·m)
x	XX	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx
計		xx. xxx	xx. xxx	xx. xxx			xx. xxx	xx. xxx	x. xxx	x. xxx

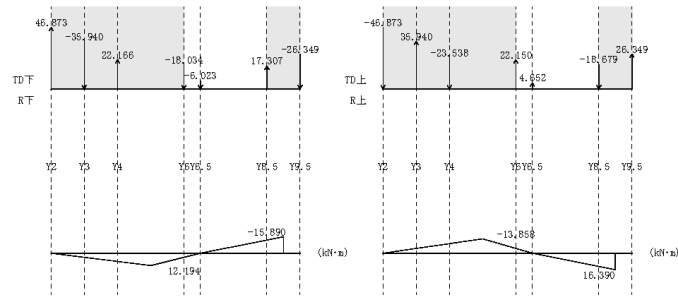
反曲点高比: 初期設定-計算条件 (方針) の「反曲点高比B」  
水平荷重時: X方向の場合左・右加力、Y方向の場合下・上加力。  
柱: 基礎梁上にある柱の通り番号  
座標: 柱の通り位置  
位置 (m): 柱の実座標  
Td (kN): 4-3の耐力壁の許容耐力時の軸力×反曲点高比  
R (kN): 基礎梁両端支点反力  $No = \Sigma M/L$   
 $\Sigma M = \Sigma (Td \cdot l)$   
Qe (kN): せん断力 Td+R+1つ前の Qe  
Mwf (kN): 曲げモーメント (フェイスモーメント)  
1つ前の Qe×1つ前との間隔+1つ前の Mwf



### 7-3 基礎梁の断面と配筋の検定

Y方向 X1通り Y2-Y9.5  
[水平荷重時 下加力]

[水平荷重時 上加力]



応力の算定 (水平荷重時) 反曲点高比 0.50

柱間	長さ (m)	水平荷重時 下加力					水平荷重時 上加力				
		1Td (kN)	rTd (kN)	M水 (kN-m)	Qe (kN)	rM水 (kN-m)	1Td (kN)	rTd (kN)	M水 (kN-m)	Qe (kN)	rM水 (kN-m)
Y2-Y3	0.910	46.873	-36.940	37.680			-46.873	36.940	-37.680		
Y3-Y4	0.910	-36.940	22.166	-26.438			36.940	-23.538	27.062		
Y4-Y6	1.820	22.166	-18.034	36.582			-23.538	22.150	-41.676		
Y6-Y8.5	0.455			26.800	12.194	0.000			-30.459	-13.868	0.000
Y8.5-Y9.5	1.820			8.731	0.000	16.890			-9.005	0.000	-16.390
Y9.5-Y9.5	0.910	17.307	-26.349	19.883			-18.679	26.349	-20.487		

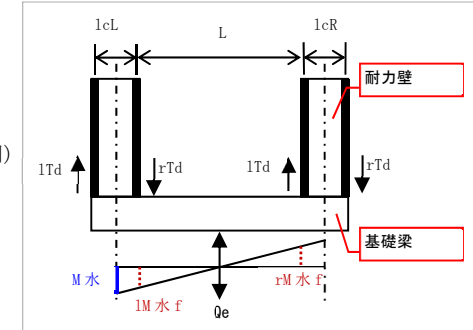
応力の算定 (長期)

柱間	柱間 長さ (m)	長期				
		$\sigma_e$ (kN/m <sup>2</sup> )	B (m)	M <sub>0</sub> (kN-m)	M <sub>0</sub> (kN-m)	Q <sub>L</sub> (kN)
Y2-Y3	0.910	37.249	0.450	1.735	1.157	7.627
Y3-Y4	0.910	37.249	0.450	1.735	1.157	7.627
Y4-Y6	1.820	37.249	0.450	6.940	4.627	15.253
Y6-Y8.5	0.455	37.249	0.450	0.434	0.289	3.813
Y8.5-Y9.5	1.820	37.249	0.450	6.940	4.627	15.253
Y9.5-Y9.5	0.910	37.249	0.450	1.735	1.157	7.627

### 説明

③ 初期設定-計算条件 (方針) の水平荷重時応力の算定モデルを「単純梁」としたとき

通り番付： 検討する基礎の位置  
図： 算定スパンで図を記す。  
図1： 短期軸力、反力図 (加力方向別)  
図2： 短期Q図 (加力方向別)  
図3： 短期M図 (加力方向別)



・ 応力の算定 (水平荷重時)

柱間	柱間 長さ (m)	水平荷重時 左加力					
		1Td (kN)	rTd (kN)	M水 (kNm)	Qe (kN)	lM水f (kNm)	rM水f (kNm)
X1-X3	1.820	49.491	-8.819	53.062			
X3-X5	1.820				23.441	31.730	10.946
X5-X6	0.910	22.760	-24708	21.598			

※右加力方向の場合も左加力時と同様の計算となります。

反曲点高比： 初期設定-計算条件 (方針) の「反曲点高比 B」

柱間： 耐力壁のところは、 $|X_n - X_m|$  と表記

開口があるところ (算定する単純梁) は、 $X_n - X_m$  と表記

長さ： 柱間の長さ

1Td (kN)： 壁脚部軸力 (左) = 4-3 の耐力壁の許容耐力時軸力 (左) × 反曲点高比

rTd (kN)： 壁脚部軸力 (右) = 4-3 の耐力壁の許容耐力時軸力 (右) × 反曲点高比

M水 (kN)： 曲げモーメント

Qe (kN)： せん断力

lM水f (kN)： 曲げモーメント (フェイスマーメント) (左側)

rM水f (kN)： 曲げモーメント (フェイスマーメント) (右側)

### 7-4 アンカーボルトと土台の検定

コンクリート基礎立上り幅 120にて算定

Fc18

M12 : d = 12 (mm) Ae = 84.8 (mm<sup>2</sup>) sfa = 1.4 (N/mm<sup>2</sup>) sft = 235 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートとの付着耐力

$$T1 = \pi \cdot d \cdot l \cdot sfa = 3.14 \times 12 \times 1 \times 1.4 = 52.75 \times 1 \text{ (N)}$$

ボルト鋼材の引張耐力

$$T2 = Ae \cdot sft = 84.8 \times 235.0 = 19928.0 \text{ (N)}$$

短期許容コーン破壊耐力

$$T3 = 0.6 \times Ac \times \sqrt{9.8Fc/100} \text{ (N)}$$

$$Ac = 120 \times (120 + \sqrt{1^2 - 60^2}) \text{ (mm}^2\text{)}$$

M16 : d = 16 (mm) Ae = 157.0 (mm<sup>2</sup>) sfa = 1.4 (N/mm<sup>2</sup>) sft = 235 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートとの付着耐力

$$T1 = \pi \cdot d \cdot l \cdot sfa = 3.14 \times 16 \times 1 \times 1.4 = 70.33 \times 1 \text{ (N)}$$

ボルト鋼材の引張耐力

$$T2 = Ae \cdot sft = 157.0 \times 235.0 = 36895.0 \text{ (N)}$$

短期許容コーン破壊耐力

$$T3 = 0.6 \times Ac \times \sqrt{9.8Fc/100} \text{ (N)}$$

$$Ac = 120 \times (120 + \sqrt{1^2 - 60^2}) \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$Ta = \min(T1, T2, T3)$$

位置	施工	径	埋込長 (mm)	T1	T2	T3	Ta (N)
X6Y6	土台付け	M12	250	13187	19928	34683	13187

#### (2) アンカーボルトの引張耐力の検定

位置	施工	径	T (N)	取付距離 (mm)	Tn (N)	Ta (N)	Tn/Ta	判定
X6Y6	土台付け	M12	16057	150	8028	13187	0.608	OK
		M12		150	8028	13187	0.608	OK

#### (3) アンカーボルトの座金のめり込み耐力の検定

位置	T (N)	取付距離 (mm)	Tn (N)	座金の仕様	めり込み耐力 (N)	検定比	判定
X6Y6	16057	150	8028	厚さ6.0mm、60mm角	14400	0.558	OK
		150	8028		14400	0.558	OK

#### (4) 土台の曲げ耐力の検定

土台 120.0 (mm) × 120.0 (mm) 松 (共通)

曲げ Fb = 28.20 (N/mm<sup>2</sup>)

sfb = 2.0 × Fb / 3 = 18.80 (N/mm<sup>2</sup>)

Z = (120.0 - d) × 120.0<sup>2</sup> / 6 (mm<sup>3</sup>) dはボルト穴径(ボルト径+2mm)

位置	取付箇所	方向	径	Z	T (N)	取付距離 (mm)		M (N・mm)	σb (N/mm <sup>2</sup> )	σb/sfb	判定
						L1	L2				
X6Y6	一般部	X	M12	254400	16057	150	150	1204275	4.733	0.251	OK

## 説明

### 7-4. アンカーボルトと土台の検定

- 初期設定—計算条件(方針)の「アンカーボルトのせん断力の検定を行う」がONの場合、以下の検定を行う。(1)～(4)は引抜検定データの入力があった場合のみに出力。

#### (1) アンカーボルトの短期許容引張耐力の算定

土台情報： コンクリート基礎立上り幅 120にて算定

コンクリート種類： 初期設定の「コンクリート種類」(Fc18)

M12 情報：

M12 : d = 12 (mm) Ae = 84.8 (mm<sup>2</sup>) sfa = 1.4 (N/mm<sup>2</sup>) sft = 235 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートとの付着耐力 T1 = π · d · l · sfa

ボルト鋼材の引張耐力 T2 = Ae · sft

短期許容コーン破壊耐力 T3 = 0.6 × Ac × √(9.8Fc/100)

$$Ac = 120 \times (120 + \sqrt{1^2 - 60^2})$$

M16 情報：

M16 : d = 16 (mm) Ae = 157 (mm<sup>2</sup>) sfa = 1.4 (N/mm<sup>2</sup>) sft = 235 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートとの付着耐力 T1 = π · d · l · sfa

ボルト鋼材の引張耐力 T2 = Ae · sft

短期許容コーン破壊耐力 T3 = 0.6 × Ac × √(9.8Fc/100)

$$Ac = 120 \times (120 + \sqrt{1^2 - 60^2})$$

Ta (N) : min(T1, T2, T3) を計算する。

#### (2) アンカーボルトの引張耐力の検定

- 負担引抜力 Tn が (1) で求めた Ta より小さければ OK

#### (3) アンカーボルトの座金のめり込み耐力の検定 ※土台付けのみ

- 負担引抜力 Tn が座金の仕様に応じた短期許容めり込み耐力より小さければ OK

#### (4) 土台の曲げ耐力の検定 ※土台付けのみ

M(一般部) = T × L1 × L2 / (L1 + L2) (N・mm)

M(隅角部) = T × L (N・mm)

曲げ Fb

sfb = 2.0 × Fb / 3

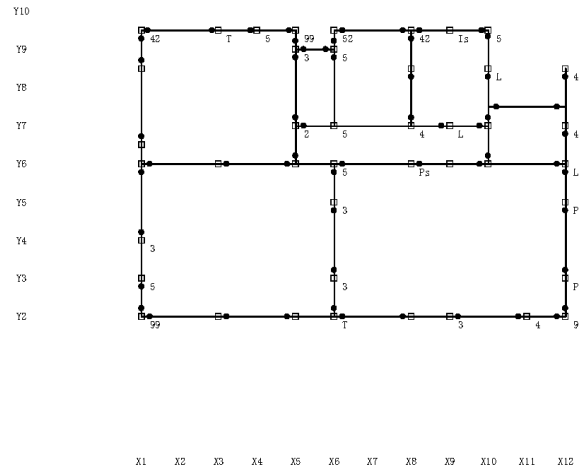
Z = (材幅 - d) × せい<sup>2</sup> / 6 d : ボルト穴径 (ボルト径 + 2 mm)

σb = M / Z

σb / sfb < 1.0 ならば OK

## 説明

- (4) アンカーボルトのせん断耐力の検定  
 ・アンカーボルト配置図



凡例

—	土台
●	M12

金物記号の凡例

L	L字置かど金物
T	T字置かど金物
Y	山形プレート
Is	羽子板ボルト、廻冊金物
Ps	羽子板ボルト+スクリュー釘
2	HDB-10
3	HDB-15
4	HDB-20
5	HDB-25
32	2-HDB-15
42	2-HDB-20
52	2-HDB-25
99	50kNを超えています

- (5) アンカーボルトのせん断耐力の検定

- ・図（土台とアンカーボルト）

出力項目

- ・土台
- ・単独に配置したアンカーボルト



- ・番付け

アンカーボルト1本あたりの短期許容せん断力 (土台樹種: J1グループ)

M12 : 9.180 (kN)

M16 : 16.320 (kN)

X方向

通り	本数		アンカーボルト $\Sigma pQa$ (kN)	壁		検定比 ( $\Sigma$ 壁 $Qa / \Sigma pQa$ )		判定 検定比 < 1.0
	M12	M16		$\Sigma Qa_{\text{上}}$ (kN)	$\Sigma Qa_{\text{下}}$ (kN)	左加力	右加力	
Y9.5	2	6	116.280	53.080	53.080	0.456	0.456	OK
Y7	5	0	45.900	1.641	1.641	0.036	0.036	OK
Y6	5	2	78.540	43.306	43.306	0.551	0.551	OK
Y2	4	6	134.640	47.800	47.800	0.355	0.355	OK

Y方向

通り	本数		アンカーボルト $\Sigma pQa$ (kN)	壁		検定比 ( $\Sigma$ 壁 $Qa / \Sigma pQa$ )		判定 検定比 < 1.0
	M12	M16		$\Sigma Qa_{\text{上}}$ (kN)	$\Sigma Qa_{\text{下}}$ (kN)	下加力	上加力	
X1	1	6	107.100	42.521	42.521	0.397	0.397	OK
X5	2	2	51.000	17.551	17.551	0.344	0.344	OK
X6	4	3	85.680	27.967	27.967	0.326	0.326	OK
X8	0	3	48.960	21.938	21.938	0.448	0.448	OK
X10	2	1	34.680	18.442	18.442	0.532	0.532	OK
X12	2	4	83.640	25.612	25.612	0.306	0.306	OK

## 説明

- アンカーボルトのせん断力の検討

〇〇〇方向

通り	本数		アンカーボルト $\Sigma pQa$ (N)	壁		検定比 ( $\Sigma$ 壁 $Qa / \Sigma pQa$ )		判定 $\Sigma pQa$ (N) > 壁 $\Sigma Qa$
	M12	M16		$\Sigma Qa$ 左 (N)	$\Sigma Qa$ 右 (N)	左加力	右加力	

通り : 耐力壁のある通り

本数 M12 : アンカーボルト M12 の本数

本数 M16 : アンカーボルト M16 の本数

$\Sigma pQa$  (N) : 本数 M12 × M12 許容せん断耐力 + 本数 M16 × M16 許容せん断耐力

$\Sigma Qa$  左 (N) : 壁の許容せん断耐力 (Y 方向は  $\Sigma Qa$  下)

$\Sigma Qa$  右 (N) : 壁の許容せん断耐力 (Y 方向は  $\Sigma Qa$  上)

検定比 : 壁  $\Sigma Qa$  の大きい方とアンカーボルト  $\Sigma pQa$  の比

判定 :  $\Sigma pQa > \max(\Sigma Qa \text{ 左}, \Sigma Qa \text{ 右})$  ならば OK

### 7-5 転倒モーメントによる短期接地圧の検定

転倒モーメントによる短期接地圧の検定

■ 検討省略条件のチェック

建物の搭状比

X方向:  $H_{max}/L_x = 10.220 / 10.010 = 1.021 \leq 2.5$  OK

Y方向:  $H_{max}/L_y = 10.220 / 6.825 = 1.497 \leq 2.5$  OK

地盤の長期許容応力度  $q_a = 50.0 \text{ kN} \geq 30.0 \text{ kN}$  OK

以上より、短期の転倒に対する短期接地圧の検定を省略する。

### 7-5. 転倒モーメントによる短期接地圧の検定

- 初期設定—計算条件（方針）の「転倒モーメントの検討」の「検討を行う」がONの場合、以下を検討します。

転倒モーメントによる短期接地圧の検討

■ 検討省略条件のチェック

- 初期設定—計算条件（方針）の「転倒モーメントの検討」の「省略条件を検討する」がONの場合、以下の検討省略条件をチェックします。

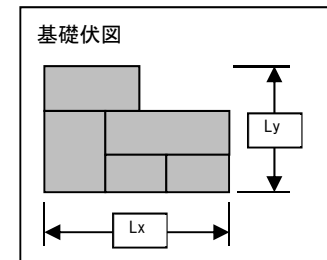
建物の搭状比

X方向:  $H_{max}/L_x = \leq 2.5$  OK（またはNG）①

Y方向:  $H_{max}/L_y = \leq 2.5$  OK（またはNG）②

地盤の長期許容応力度  $q_a = \text{〇〇} \text{ kN} \geq 30.0 \text{ kN}$  OK（またはNG）③

- Hmax: 初期設定—物件情報の「最高高さ」
- Lx: X方向幅（基礎伏図の最大幅）
- Ly: Y方向幅（基礎伏図の最大幅）
- qa: 初期設定—物件情報の「許容地耐力」



上記①②③がすべてOKの場合

以上より、短期の転倒に対する短期接地圧の検定を省略する。

それ以外の場合

以上より、短期の転倒に対する短期接地圧の検定を行う。

転倒モーメントによる短期接地圧の検討

■転倒モーメントΣMの算定

地震力による転倒モーメント

各階の階高 3階(H3) 2.770 (m) 2階(H2) 2.800 (m) 1階(H1) 2.756 (m)

地盤面から1階床までの高さ (H0) 0.574 (m)

地盤面から基礎底盤までの深さ (Df) 0.300 (m)

各階の地震時層せん断力 3階(eQ3) 20.260 (kN) 2階(eQ2) 21.370 (kN) 1階(eQ1) 13.934 (kN)

$$\begin{aligned} \Sigma M_e &= eQ3 \times H3 + eQ2 \times H2 + eQ1 \times (H1 + H0 + Df) \\ &= 20.260 \times 2.770 + 21.370 \times 2.800 + 13.934 \times (2.756 + 0.574 + 0.300) = 166.537 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

各階の風圧時層せん断力 X方向

X方向 (←左加力) 3階(wQ3) 10.064 (kN) 2階(wQ2) 13.866 (kN) 1階(wQ1) = 12.159 (kN)

X方向 (→右加力) 3階(wQ3) 10.064 (kN) 2階(wQ2) 13.866 (kN) 1階(wQ1) = 12.159 (kN)

$$\Sigma M_{wx} = wQ3 \times H3 + wQ2 \times H2 + wQ1 \times (H1 + H0 + Df)$$

$$\Sigma M_{wx} (\rightarrow) = 10.064 \times 2.770 + 13.866 \times 2.800 + 12.159 \times (2.756 + 0.574 + 0.300) = 110.839 \text{ (kN)}$$

$$\Sigma M_{wx} (\leftarrow) = 10.064 \times 2.770 + 13.866 \times 2.800 + 12.159 \times (2.756 + 0.574 + 0.300) = 110.839 \text{ (kN)}$$

$$\Sigma M_{wx} = 110.839 \text{ (kN)}$$

各階の風圧時層せん断力 Y方向

Y方向 (↑下加力) 3階(wQ3) 15.376 (kN) 2階(wQ2) 15.084 (kN) 1階(wQ1) = 14.304 (kN)

Y方向 (↓上加力) 3階(wQ3) 15.376 (kN) 2階(wQ2) 15.084 (kN) 1階(wQ1) = 14.304 (kN)

$$\Sigma M_{wy} = wQ3 \times H3 + wQ2 \times H2 + wQ1 \times (H1 + H0 + Df)$$

$$\Sigma M_{wy} (\uparrow) = 15.376 \times 2.770 + 15.084 \times 2.800 + 14.304 \times (2.756 + 0.574 + 0.300) = 136.750 \text{ (kN)}$$

$$\Sigma M_{wy} (\downarrow) = 15.376 \times 2.770 + 15.084 \times 2.800 + 14.304 \times (2.756 + 0.574 + 0.300) = 136.750 \text{ (kN)}$$

$$\Sigma M_{wy} = 136.750 \text{ (kN)}$$

転倒モーメントΣM

$$X \text{方向 } \Sigma M_x = \max(\Sigma M_e, \Sigma M_{wx}) = 166.537 \text{ (kN)}$$

$$Y \text{方向 } \Sigma M_y = \max(\Sigma M_e, \Sigma M_{wy}) = 166.537 \text{ (kN)}$$

説明

- ・検討省略条件の判定にNGがあった場合、以下を計算します。
- ・または、初期設定-計算条件(方針)の「転倒モーメントの検討」の「省略条件を検討する」がOFFの場合、以下を計算します。

■転倒モーメントΣMの算定

地震力による転倒モーメント

各階の階高 (H3, H2, H1) : 初期設定の各階の「階高」  
 地盤面から1階床までの高さ (H0) : 初期設定の「基礎高」+「1階床厚」  
 地盤面から基礎底盤までの深さ (Df) : 初期設定の「根入れ深さ」

各階の地震時層せん断力 (eQ3, eQ2, eQ1) : 3-1 (2) で求めた各階の eQi

$$\Sigma M_e = eQ3 \times H3 + eQ2 \times H2 + eQ1 \times (H1 + H0 + Df)$$

風圧力による転倒モーメント

各階の風圧時層せん断力 (wQ3, wQ2, wQ1) : 3-1 (2) で求めた各階の ΣwQi

$$\Sigma M_{wx} = wQ3 \times H3 + wQ2 \times H2 + wQ1 \times (H1 + H0 + Df)$$

ΣMwx (→) : X方向(左加力方向)の転倒モーメント

ΣMwx (←) : X方向(右加力方向)の転倒モーメント

Y方向(↑下加力・↓上加力) : 3-1 (2) で求めた各階の ΣwQi

$$\Sigma M_{wy} = wQ3 \times H3 + wQ2 \times H2 + wQ1 \times (H1 + H0 + Df)$$

ΣMwy (↑) : Y方向(下加力方向)の転倒モーメント

ΣMwy (↓) : Y方向(上加力方向)の転倒モーメント

転倒モーメントΣM

$$X \text{方向 } \Sigma M_x = \max(\Sigma M_e, \Sigma M_{wx})$$

$$Y \text{方向 } \Sigma M_y = \max(\Sigma M_e, \Sigma M_{wy})$$



説明

■建築物総重量ΣWの算定（べた基礎の場合）

■建築物重量ΣWの算定

WB:基礎の重量の算定

No	符号	位置	長さ (m)	立上り幅 (m)	立上り高 (m)	重量 (kN)
1	FG1	Y7通り X1-X8	5.915	0.150	0.550	11.712
2	FG2	Y6通り X1-X3	1.820	0.150	0.350	2.293
3	FG2	Y6通り X4-X8	3.185	0.150	0.350	4.013
4	FG2	Y4通り X1-X6	4.550	0.150	0.350	5.733
5	FG2	Y3通り X6-X8	1.365	0.150	0.350	1.720
6	FG1	Y1通り X1-X6	4.771	0.150	0.550	9.446
7	FG3	Y1通り X6-X7.5	0.924	0.150	0.504	1.677
8	FG1	Y1通り X7.5-X8	0.221	0.150	0.550	0.437
9	FG1	X1通り Y1-Y7	5.005	0.150	0.550	9.910
10	FG2	X3通り Y4-Y7	2.730	0.150	0.350	3.440
11	FG2	X4通り Y1-Y7	5.005	0.150	0.350	6.306
12	FG2	X5通り Y5-Y7	1.820	0.150	0.350	2.293
13	FG2	X6通り Y1-Y7	5.005	0.150	0.350	6.306
14	FG1	X8通り Y1-Y7	5.005	0.150	0.550	9.910
合計						75.196

べた基礎の重量の算定

No	符号	位置	Lx (m)	Ly (m)	面積 (㎡)	厚さ (m)	重量 (kN)
1	FS1	X1Y1-X4Y4	2.275	2.730	6.211	0.150	22.360
2	FS1	X4Y1-X6Y4	1.820	2.275	4.141	0.150	14.908
3	FS1	X6Y1-X8Y3	1.365	1.365	1.863	0.150	6.707
4	FS1	X6Y3-X8Y5	1.365	1.820	2.484	0.150	8.942
5	FS1	X1Y4-X3Y5	0.910	1.820	1.656	0.150	5.962
6	FS1	X3Y4-X4Y7	0.910	2.730	2.484	0.150	8.942
7	FS1	X4Y4-X6Y5	0.910	1.820	1.656	0.150	5.962
8	FS1	X1Y5-X3Y7	1.820	1.820	3.312	0.150	11.923
9	FS1	X4Y5-X5Y7	0.910	1.820	1.656	0.150	5.962
10	FS1	X5Y5-X6Y7	0.910	1.820	1.656	0.150	5.962
11	FS1	X6Y5-X8Y7	1.365	1.820	2.484	0.150	8.942
合計							106.572

ΣW1:地震算定用の1階上半分より上部重量 = 277.822 (kN)

ΣW0:地震算定用の1階下半分の重量 = 68.723 (kN)

WB:基礎の重量 = 75.196 + 106.572 = 181.768 (kN)

ΣW = ΣW1 + ΣW0 + WB = 528.313 (kN)

WB:基礎の重量の算定（基礎梁立上り）

No	符号	位置	長さ (m)	立上り幅 (m)	立上り高 (m)	重量 (kN)
1	FG1	X1 通り Y1-4	5.915	0.150	0.550	11.712
合計						75.196

立上り幅: 基礎梁ダイアログの「立上り幅 b」

立上り高: 基礎梁ダイアログの「立上り高 D」 - べた基礎の厚さ d

重量 WB = Σ (基礎長さ × 立上り高 × 立上り上幅 × RC 比重)

RC 比重: 24

べた基礎の重量の算定

No	符号	位置	Lx (m)	Ly (m)	面積 (㎡)	厚さ (m)	重量 (kN)
1	FG1	X1 通り Y1-4	2.275	2.730	6.211	0.150	22.360
合計							106.572

Lx: 短辺方向の長さ

Ly: 長辺方向の長さ

面積: Lx × Ly

厚さ: べた基礎ダイアログの「厚さ d」

重量 WB = Σ (基礎スラブ面積 × スラブ厚さ × RC 比重)

ΣW1:地震算定用の1階上半分より上部の重量

ΣW0:地震算定用の1階下半分の重量

WB:基礎の重量 (基礎の重量とべた基礎の重量の合計値)

建物総重量: ΣW = ΣW1 + ΣW0 + WB



X方向の検定

偏心距離

$$e = (\Sigma M / \Sigma W) + L_0$$

L<sub>0</sub>: 基礎底盤面の図心とΣWの重心との偏心距離 0.810 m  
 L<sub>x</sub>: 10.010 m    L<sub>x</sub> / 2 : 5.005 m

$$e = (555.145 / 744.629) + 0.810 = 1.556 < 5.005 \text{ OK}$$

核半径:  $r = L_x / 6$

$$e \leq r \text{ の場合: } \alpha e = 1 + 6e / L_x$$

$$\alpha e = 1 + 6 \times 1.556 / 10.010 = 1.932$$

短期接地圧

$$s\sigma e = \alpha e \times \Sigma W / AB$$

AB: 基礎底盤面積 66.248 m<sup>2</sup>

$$s\sigma e = 1.932 \times 744.629 / 66.248 = 21.716$$

検定比

$$s\sigma e / sqa = 21.716 / 100.0 = 0.217 \leq 1.0 \text{ OK}$$

Y方向の検定

偏心距離

$$e = (\Sigma M / \Sigma W) + L_0$$

L<sub>0</sub>: 基礎底盤面の図心とΣWの重心との偏心距離 0.216 m  
 L<sub>y</sub>: 6.825 m    L<sub>y</sub> / 2 : 3.413 m

$$e = (555.145 / 744.629) + 0.216 = 0.962 < 3.413 \text{ OK}$$

核半径:  $r = L_y / 6$

$$e \leq r \text{ の場合: } \alpha e = 1 + 6e / L_y$$

$$\alpha e = 1 + 6 \times 0.962 / 6.825 = 1.846$$

短期接地圧

$$s\sigma e = \alpha e \times \Sigma W / AB$$

AB: 基礎底盤面積 66.248 m<sup>2</sup>

$$s\sigma e = 1.846 \times 744.629 / 66.248 = 20.749$$

検定比

$$s\sigma e / sqa = 20.749 / 100.0 = 0.207 \leq 1.0 \text{ OK}$$

説明

・ X方向の検討

偏心距離

$$e = (\Sigma M / \Sigma W) + L_0$$

L<sub>0</sub>: 基礎底盤面の図心とΣWの重心との偏心距離

$$e_x = (\Sigma M / \Sigma W) + L_0 < L_x / 2 \text{ OK} \quad \text{※NGの場合は警告メッセージ}$$

核半径:  $r = L_x / 6$

$$e \leq r \text{ の場合: } \alpha e = 1 + 6e / L_x$$

$$e > r \text{ の場合: } \alpha e = 2 / 3 (1/2 - e / L_x)$$

短期接地圧

$$s\sigma e = \alpha e \times \Sigma W / AB$$

AB: 基礎底盤面積 (=1階床面積 (1階床荷重領域面積) とする)

検定比

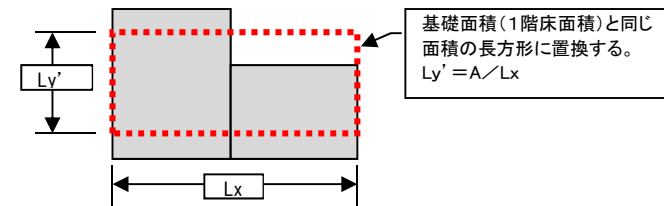
$$s\sigma e / sqa \leq 1.0 \text{ OK} \quad \text{※NGの場合はメッセージを出す。}$$

Sqa: 短期許容地耐力    初期設定の値

・布基礎については、外周の基礎立ち上がりで囲まれたべた基礎とみなして計算する。

等面積長方形置換

・長方形以外の底盤形状の場合は、計算しようとする方向の最大幅をL<sub>x</sub>として取り、底盤面積が等しくなるような長方形に置換して計算する。



・ Y方向の検討

以下、X方向の式において、L<sub>x</sub>をL<sub>y</sub>にして同様な検討にする。

## 8. 層間変形角と剛性率の検討

### (1) 層間変形角の確認

3階 X左加力方向

偏心率 0.023  $\delta = Q_e / D_i$

通り	割増係数 Ce	水平力 Qe (kN)	剛性 Di (kN/m)	$\delta$ (cm)	h (cm)	$\delta/h$	判定 $\leq 1/150$
Y9.5	1.023	6.719	530.356	1.27	277.0	1/219	OK
Y7	1.008	1.169	93.643	1.25	277.0	1/222	OK
Y6	1.002	11.885	957.857	1.24	277.0	1/223	OK
Y2	1.000	7.964	643.124	1.24	277.0	1/224	OK

3階 X右加力方向

偏心率 0.026  $\delta = Q_e / D_i$

通り	割増係数 Ce	水平力 Qe (kN)	剛性 Di (kN/m)	$\delta$ (cm)	h (cm)	$\delta/h$	判定 $\leq 1/150$
Y9.5	1.026	7.087	530.356	1.34	277.0	1/207	OK
Y7	1.009	1.231	93.643	1.31	277.0	1/211	OK
Y6	1.002	11.072	848.464	1.30	277.0	1/212	OK
Y2	1.000	8.376	643.124	1.30	277.0	1/213	OK

3階 Y下加力方向

偏心率 0.100  $\delta = Q_e / D_i$

通り	割増係数 Ce	水平力 Qe (kN)	剛性 Di (kN/m)	$\delta$ (cm)	h (cm)	$\delta/h$	判定 $\leq 1/150$
X1	1.111	6.778	560.412	1.21	277.0	1/229	OK
X5	1.000	12.871	1182.429	1.09	277.0	1/255	OK
X6	1.000	2.554	234.590	1.09	277.0	1/254	OK
X8	1.000	6.028	553.715	1.09	277.0	1/254	OK

3階 Y上加力方向

偏心率 0.100  $\delta = Q_e / D_i$

通り	割増係数 Ce	水平力 Qe (kN)	剛性 Di (kN/m)	$\delta$ (cm)	h (cm)	$\delta/h$	判定 $\leq 1/150$
X1	1.111	6.778	560.412	1.21	277.0	1/229	OK
X5	1.000	12.871	1182.429	1.09	277.0	1/255	OK
X6	1.000	2.554	234.590	1.09	277.0	1/254	OK
X8	1.000	6.028	553.715	1.09	277.0	1/254	OK

## 説明

## 8. 層間変形角と剛性率の検討

- ・初期設定－構造計算条件 I の「層間変形角・剛性率・偏心率」の「層間変形角の検討」「剛性率の検討」が ON の場合に検討します。
- ・「準耐火建築物」「ルート 2」が ON の場合も同様。

### (1) 層間変形角の確認

n階 X左加力方向

偏心率 x.xxx  $\delta = Q_e / D_i$

通り	割増係数 Ce	水平力 Qe (kN)	剛性 Di (kN/m)	$\delta$ (cm)	h (cm)	$\delta/h$	判定 $\leq 1/120$
Y9.5	1.000	x. xxx	xxx. xxx	xxx. x	x. xx	1/xxx	OK
Y6	1.022	x. xxx	xxx. xxx	xxx. x	x. xx	1/xxx	OK
Y2	1.177	x. xxx	xxx. xxx	xxx. x	x. xx	1/xxx	OK

割増係数 Ce: 3-6 の割増係数 Ce

水平力 Qe: 3-6 の水平力 Qe

剛性 Di: 3-6 の水平力剛性 Di

h: 各階の階高

$\delta$ :  $\delta = Q_e / D_i$

判定: 初期設定の層間変形角判定基準値

(2) 剛性率の確認

$$\delta = Q_i / \Sigma D_i$$

$$r_s = h / \delta$$

$$R_s = r_s / \text{平均}r_s$$

方向	階	Qi (kN)	ΣDi (kN/m)	δ (cm)	h (cm)	rs	rs≥150	平均rs	Rs	Rs≥0.60
X左加力	3	27.553	2224.980	1.24	277.0	223	OK	201	1.10	OK
	2	59.675	4044.641	1.48	280.0	189	OK		0.94	OK
	1	84.710	5799.807	1.46	280.0	191	OK		0.95	OK
X右加力	3	27.553	2115.587	1.30	277.0	213	OK	198	1.07	OK
	2	59.675	4158.266	1.44	280.0	194	OK		0.97	OK
	1	84.710	5705.353	1.48	280.0	189	OK		0.95	OK
Y下加力	3	27.553	2531.146	1.09	277.0	254	OK	221	1.14	OK
	2	59.675	4293.056	1.39	280.0	201	OK		0.90	OK
	1	84.710	6389.735	1.33	280.0	210	OK		0.95	OK
Y上加力	3	27.553	2531.146	1.09	277.0	254	OK	220	1.15	OK
	2	59.675	4293.109	1.39	280.0	201	OK		0.91	OK
	1	84.710	6295.230	1.35	280.0	207	OK		0.94	OK

説明

(2) 剛性率の確認

・表

方向	階	Qi (kN)	ΣDi (kN/m)	δ (cm)	h (cm)	rs	rs≥120	平均rs	Rs	Rs≥0.60	
X左加力	3	x.xxx	x.xxx	x.x	x.xx	x	OK	x	x.xx	OK	
	2						NG				NG
	1										
X右加力	3										
	2										
	1										
Y下加力	3										
	2										
	1										
Y上加力	3										
	2										
	1										

層間変形角

$$\delta \text{ (cm)} : \quad Q_i / \Sigma D_i \quad \begin{array}{l} Q_i : \text{水平力} \\ \Sigma D_i : \text{許容応力} \end{array}$$

$$r_s : \quad h / \delta \quad h : \text{各階階高}$$

剛性率

$$R_s : \quad r_s / \text{平均}r_s$$

判定：  $R_s \geq 0.60$ （初期設定の剛性率判定基準値）ならばOK。  
NGの場合は警告メッセージ。

- ・混構造 1階RC、S造の場合  
1階の計算は行いません。

## 9. 屋根葺き材等の検討

屋根葺き材に加わる風圧力W

風速 $V_0=30$ (m/s)、地表面粗度区分Ⅲ

3-2(1)速度圧の算定より  $E_r = 0.785$

平均速度圧  $q = 0.6 \times E_r^2 \times V_0^2 = 0.6 \times 0.785^2 \times 30^2 = 332.761$  (N/m<sup>2</sup>)

ピーク風力係数  $C_f = -3.2$

$W = q \times C_f = 332.761 \times -3.2 = -1064.8$  N/m<sup>2</sup> (上向きに 1064.8 N/m<sup>2</sup>)

屋根葺き材の短期許容引き上げ荷重

スレート葺き(30枚/坪、釘2本留め工法)

短期許容引き上げ荷重  $W_a = 2646.0$  N/m<sup>2</sup>

検定比  $W/W_a = 1064.8 \div 2646.0 = 0.40 < 1.0$  OK

## 説明

## 9. 屋根葺き材等の検討

- ・初期設定一追加使用部材の「屋根葺き材等の検討を行う」がONの場合に検討します。

屋根葺き材に加わる風圧力W

Er :	3-2(1)速度圧の算定より求めた Er
平均速度圧 q	$q = 0.6 \times E_r^2 \times V_0^2$
ピーク風圧力係数 Cf :	初期設定一追加使用部材の「ピーク風力係数」
風圧力 W :	$W = q \times C_f$

屋根葺き材の短期許容引き上げ荷重

葺き材名称 :	初期設定一追加使用部材の「屋根葺き材等名称」
短期許容引き上げ荷重 $W_a$ :	初期設定一追加使用部材の「短期許容引き上げ荷重」
検定比 $W/W_a$ :	$W/W_a < 1.0$ OK

性能評価書

サンプル邸	作成日	2002/10/02
用途 専用住宅	1階床高さ	0.580 (m)
規模 木造3階建て	軒高さ	8.950 (m)
地業 布基礎	最高高さ	10.220 (m)

【構造の安定に関すること】 評価方法基準は許容応力度計算（ルート1）による

性能表示事項	評価基準	等級	適用倍率
耐震等級 (構造躯体の倒壊等防止)	地震により生じる力に対する構造躯体の倒壊のしにくさ	等級3	1.50倍
耐震等級 (構造躯体の損傷防止)	地震により生じる力に対する構造躯体の損傷の受けにくさ		
耐風等級 (構造躯体の倒壊防止及び損傷防止)	風により生じる力に対する構造躯体の倒壊のしにくさ及び構造躯体の損傷の受けにくさ	等級2	1.20倍
耐積雪等級 (構造躯体の倒壊防止及び損傷防止) ※該当区域外	屋根の積雪により生じる力に対する構造躯体の倒壊のしにくさ及び構造躯体の損傷の受けにくさ		

偏心率の検討

方向 加力方向	X方向		Y方向		偏心率 ( $Re \leq 0.30$ )
	左加力	右加力	下加力	上加力	
3階	0.054	0.006	0.131	0.131	OK
2階	0.120	0.166	0.035	0.033	OK
1階	0.045	0.015	0.058	0.056	OK

説明

10. 性能評価書

- ・初期設定－構造計算条件 I の「性能表示評価を行う」が ON の場合に、性能評価書を出力できます。

物件名： 物件情報の物件名  
 用途： 物件情報の用途  
 規模： 物件情報の規模  
 地業： 物件情報の地業より（布基礎又はべた基礎）  
 作成日： 帳票を出力した日付  
 1階床高さ： 物件情報の基礎高さ+1階床厚（m）  
 軒高さ： 物件情報の軒高さ合計（m）  
 最高高さ： 物件情報の最高高さ（m）

【構造の安定に関すること】

耐震等級一等級： 耐震等級数  
 耐震等級一適用倍率： 耐震等級倍率  
 耐風等級一等級： 耐風等級数  
 耐風等級一適用倍率： 耐風等級倍率  
 耐積雪等級： 一般地域の場合、「該当区域外」  
 多雪区域の場合、耐積雪等級数と耐積雪等級倍率

【偏心率の検討】

- ・3－5章で求めた偏心率  
4方向の偏心率が全て初期設定の偏心率判定基準値以下のときに OK とします。