

耐風設計関連

一般財団法人 日本建築総合試験所

(1) 構造骨組みの耐風設計

① 設計風速について

<GBRC 申し合わせ事項>

設計風速は建築基準法告示によって求められる値を下回らないものとする。

(関連条文：令 87 条第二項、平成 12 年建設省告示 1454 号、平成 12 年建設省告示 1461 号)

告示 1461 号第三号イ), ロ) の規定によって求められる設計風速と、建築物荷重指針・同解説 (以降、荷重指針) によって求められる設計風速では、基準となる風速の再現期間が異なるだけでなく、基礎となったデータおよび再現期間換算方法も異なっています。

したがって、設計風速は建築基準法告示によって求められる値を下回らないものとします。また、本規定は風直交方向およびねじり方向の風荷重を求める場合にも適用します。(別紙 1 参照)

② 風直交方向およびねじり方向の風荷重について

時刻歴応答解析建築物安全性能評価業務方法書では、高さが 100m 以上かつ高層部のアスペクト比 (高さ/短辺見付け幅) が 3 以上の建築物にあつては、風方向とともに、風直交方向およびねじり方向の振動を適切に考慮して風荷重に対する安全性を確認することとしています。これらの振動の評価については、風洞実験あるいは荷重指針に基づいて行うことを原則とします。

なお、風荷重と地震荷重の比較によって、風荷重による詳細検討が省略されるケースも少なくありませんが、両者の比較に際しては以下の点に注意してください。(別紙 2 参照)

- 1) 比較対象となる地震荷重のクライテリアが風荷重と同等もしくはより厳しいこと。
- 2) ねじり風荷重を適切に考慮していること。
- 3) 風荷重は風方向、風直交方向、ねじり方向が同時に作用するため、柱の 2 軸曲げを考慮した比較方法となっていること。

(2) 外装材の耐風設計

<GBRC 申し合わせ事項>

外装材の耐風設計には、告示第 1461 号第三号イ) の「 V_0 :基準風速」の 1.1 倍以上の風速を用いることを原則とする。

(関連条文：平成 12 年建設省告示第 1461 号)

強風による外装材の破損は当該建物の性能に大きく影響し、破損した外装材の飛散によって、他の建築物や人命被害への危険性も高くなります。したがって、外装材の耐風設計には、告示第 1461 号第三号イ) の「 V_0 :基準風速」の 1.1 倍以上の風速を用いることを原則とします。安全面の観点で超高層建築物以外の高さ 60m 以下の建築物においても同上とすることを原則とします。また、当該外装材の破損が構造物の崩壊等を招く恐れが大きいと予想される場合には、その設計用風速は告示第 1461 号第三号ロ) の規定に示されている値（「 V_0 :基準風速」の 1.25 倍の値）を使用することを推奨します。

なお、本適用について、設計者は建築主に対して本規定の十分な説明を行うこととし、本規定に拠らない場合は、設計者は「その理由、および建築主の了承」について、受付時の委員会または部会で説明し、議事録に残すこととします。

(3) その他の留意事項

・ 住宅性能評価の耐風等級について

告示第 1461 号第三号ロ) は令第 87 条に定める速度圧の 1.5625 倍（「 V_0 :基準風速」が 1.25 倍のため、速度圧は 1.25 の 2 乗で 1.5625 倍）での検討を求めています。住宅性能評価の耐風等級取得にあたっては極めて稀に発生する暴風による力を速度圧の 1.6 倍とした検討が必要になるためご注意ください。

【別紙1】

荷重指針により風荷重を算出する際の注意点



一般財団法人 日本建築総合試験所

概要



GBRC申し合わせ事項（耐風設計関連）において、設計風速は建築基準法告示から求めた値を下回らないものとしている。

特に、風による直交方向の振動およびねじれ振動を考慮する際に、建築物荷重指針・同解説（以下、荷重指針）を使用するケースが多いが、この場合にも本規定は適用されるため、注意する必要がある。

告示と荷重指針の比較



告示と荷重指針では、下記の通り風荷重の算出過程が異なる。（各記号の説明は省略）

告示	荷重指針（風方向荷重）	荷重指針（風直交方向荷重）
$W = q C_f$	$W_D = q_H C_D G_D A$	$W_L = 3 q_H C'_L A \frac{Z}{H} g_L \sqrt{1 + \phi_L^2 R_L}$
$q = 0.6 E V_0^2$	$q_H = 1/2 \rho U_H^2$	荷重指針（ねじり風荷重）
	$U_H = U_0 k_{RW} K_D K_S E_H$	$W_T = 1.8 q_H C'_T A B \frac{Z}{H} g_T \sqrt{1 + \phi_T^2 R_T}$
$E = E_r^2 G_f$	$E_H = E_r E_g$	

設計風速は告示に基づくと、基準風速 V_0 に平均風速の高さ方向の分布を表す係数の基準高さ H における値 $E_r(H)$ を乗じて下記の通り求められる。

$$U_H(\text{稀}) = E_r(H) \cdot V_0$$

また、極めて稀に発生する暴風時の風速は、稀に発生する暴風時の1.25倍として、下記の通り求められる。

$$U_H(\text{極稀}) = E_r(H) \cdot 1.25 V_0$$

告示と荷重指針の比較



■ 告示	■ 荷重指針
Z_b : 5	Z_b : 10
Z_G : 450	Z_G : 450
α : 0.2	α : 0.2
E_r : 1.305097	E_r : 1.305097
G_f : 2.1	E_g : 1.0
E : 3.576882	k_{RW} : 0.948773 ($t_R=50$)
	1.119436 ($t_R=500$)
	K_D : 1.0
	K_S : 1.0
	U_0 : 34
V_0 : 34	U_{500} : 38
$1.25V_0$: 42.5	λ_U : 1.117647
$V_0 \cdot E_r$: 44.3733	稀時の U_H : 42.1002
$1.25V_0 \cdot E_r$: 55.4666	極稀時の U_H : 49.673
稀時の q : 2480.925	
極稀時の q : 3876.446	
稀時の q/G_f : 1181.39	稀時の q_H : 1081.18
極稀時の q/G_f : 1845.93	極稀時の q_H : 1505.12

左に示すように、荷重指針において再現期間換算係数 k_{RW} を稀時50年、極稀時500年として算定すると、求められる設計風速 U_H は告示による値を下回る場合がある。



荷重指針によって求められる設計風速 U_H を割り増し、下記を満たす値を用いて風圧力に対する安全性を確認する必要がある。

$E_r(H)$: 平均風速の高さ方向の分布を表す係数の基準高さ H における値

■ 稀時の検討

$$U_H \geq E_r(H) \cdot V_0$$

■ 極稀時の検討

$$U_H \geq E_r(H) \cdot 1.25 V_0$$

※検討対象：大阪市（基本風速 $U_0=34\text{m/s}$ 、地表面粗度区分Ⅲ）、地上120m

【別紙2】 超高層建築物の地震荷重と風荷重の比較について



一般財団法人 日本建築総合試験所

概要



本資料はGBRC申し合わせ事項（耐風設計関連）の補足資料として、風荷重と地震荷重の比較によって、風荷重による詳細検討を省略する場合の注意点についてまとめたものである。

本資料で紹介する内容は比較的簡易な方法の一例であり、設計者が状況に応じて、別途適切な方法で検討を行うことを妨げるものではない。

超高層建築物の耐風設計について



超高層建築物の耐風設計について、告示平成12年第1461号および業務方法書には以下のように記載がある。

☑ 告示 平成12年建告第1461号

三 建築物に作用する風圧力について（中略）水平面内での**風向と直交する方向**および**ねじれ方向**の建築物の振動（中略）を適切に考慮すること。

☑ 時刻歴応答解析建築物構造安全性能評価業務方法書〈業務方法書〉

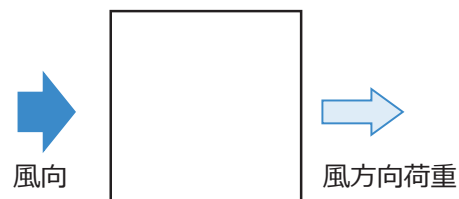
高さ100m以上かつ高層部のアスペクト比が3以上の建築物にあっては、**風方向とともに、風直交方向およびねじれ方向**の振動を適切に考慮して風荷重に対する安全性を確認すること。

超高層建築物の耐風設計について

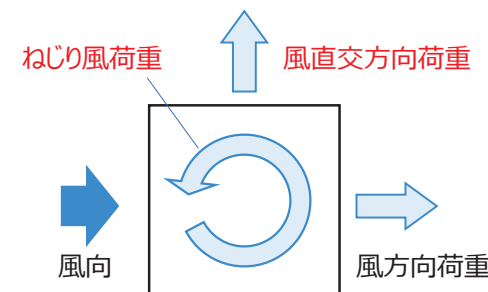


業務方法書により、「高さ100m以上かつ高層部のアスペクト比が3以上」の条件を満たす場合には、風方向荷重に加えて、風直交方向荷重およびねじり風荷重を考慮する必要がある。

◆ 通常の建築物



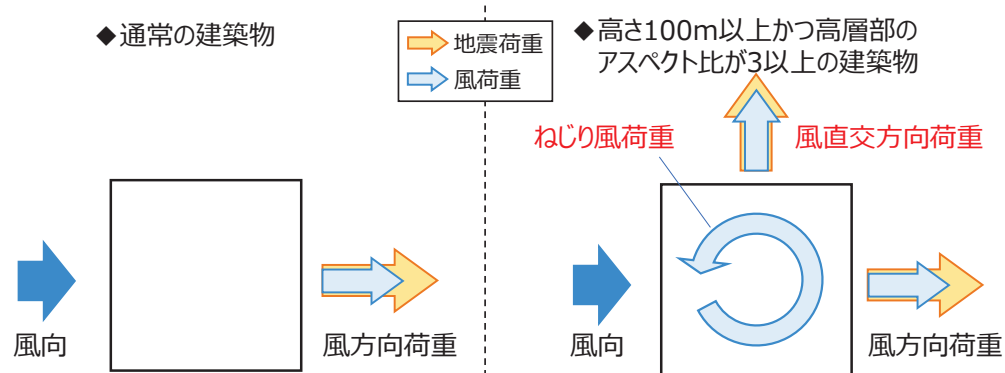
◆ 高さ100m以上かつ高層部のアスペクト比が3以上の建築物



超高層建築物の耐風設計について



地震荷重との比較によって風荷重による詳細検討を省略する場合には、ねじり風荷重の影響および風荷重の2方向入力を適切に考慮する必要がある。



超高層建築物の耐風設計について



地震荷重との比較によって風荷重の検討を省略する場合、以下の点に注意が必要である。

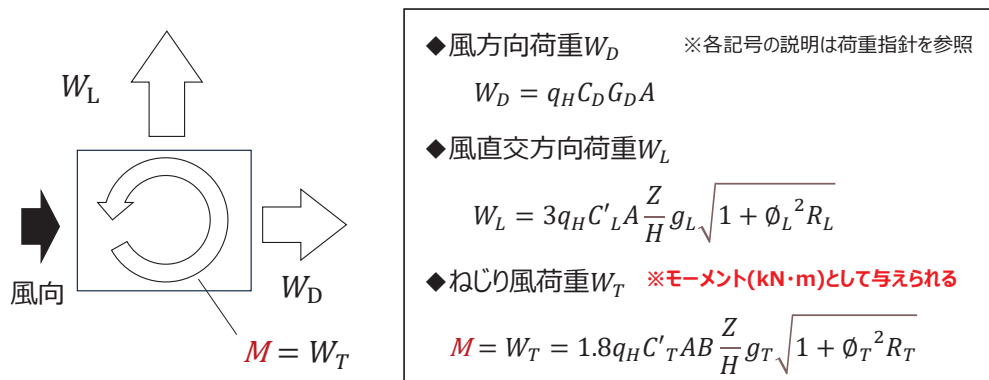
- 1 比較対象となる地震荷重のクライテリアが風荷重と同等もしくはより厳しいこと。
- 2 ねじり風荷重を適切に考慮していること。
- 3 風荷重は風方向、風直交方向およびねじれ方向が同時に作用するため、柱の2軸曲げを考慮していること。

➡ 上記の2および3を満足する観点から、**風荷重の詳細検討を省略できるかどうかの判別を簡易に行う方法について**考察する。

荷重指針による風荷重の組合せ



荷重指針では、ある向きから風が吹いた時の風方向荷重 W_D 、風直交方向荷重 W_L 、ねじり風荷重 W_T が以下のように定義されている。



荷重指針による風荷重の組合せ



荷重指針では、以下の風荷重の組み合わせの表が与えられており、相関係数を乗じて風荷重の同時性を考慮することになる。(次スライドに図示)

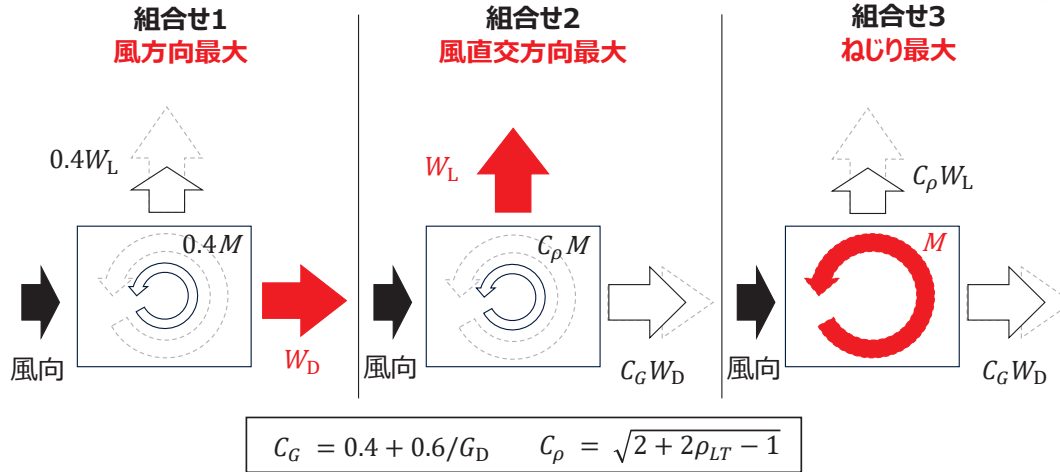
表 風荷重の組合せ

組合せ	風方向 組合せ荷重	風直交方向 組合せ荷重	ねじり 組合せ荷重
1	W_D	$0.4W_L$	$0.4M$
2	$W_D(0.4 + 0.6/G_D)$	W_L	$(\sqrt{2 + 2\rho_{LT}} - 1)M$
3	$W_D(0.4 + 0.6/G_D)$	$(\sqrt{2 + 2\rho_{LT}} - 1)W_L$	M

G_D : 風方向荷重のガスト影響係数

ρ_{LT} : 風直交方向振動とねじれ振動の相関係数

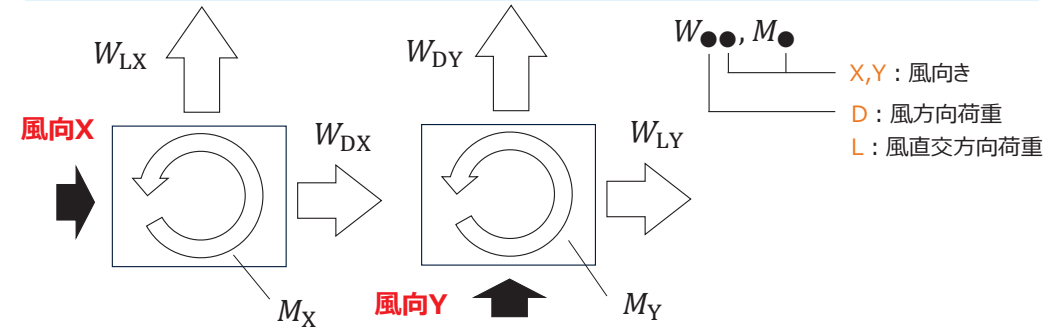
荷重指針による風荷重の組合せ



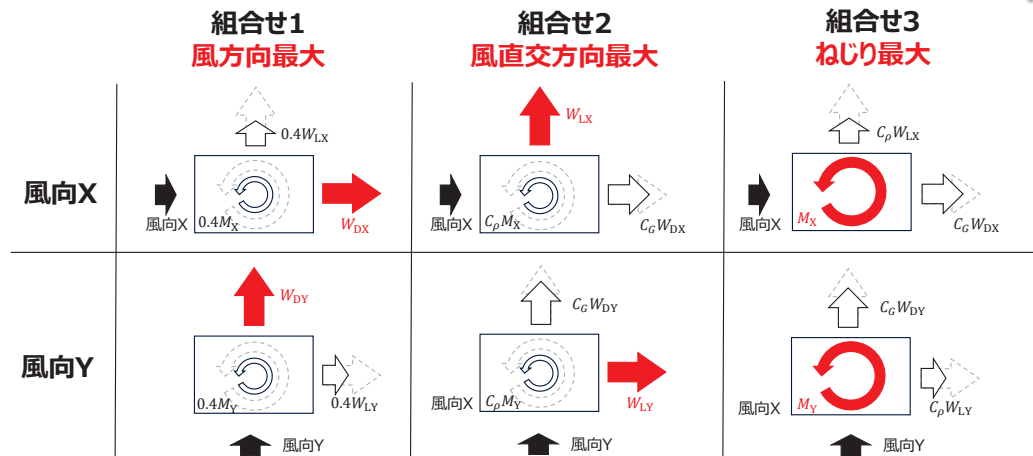
荷重指針による風荷重の組合せ



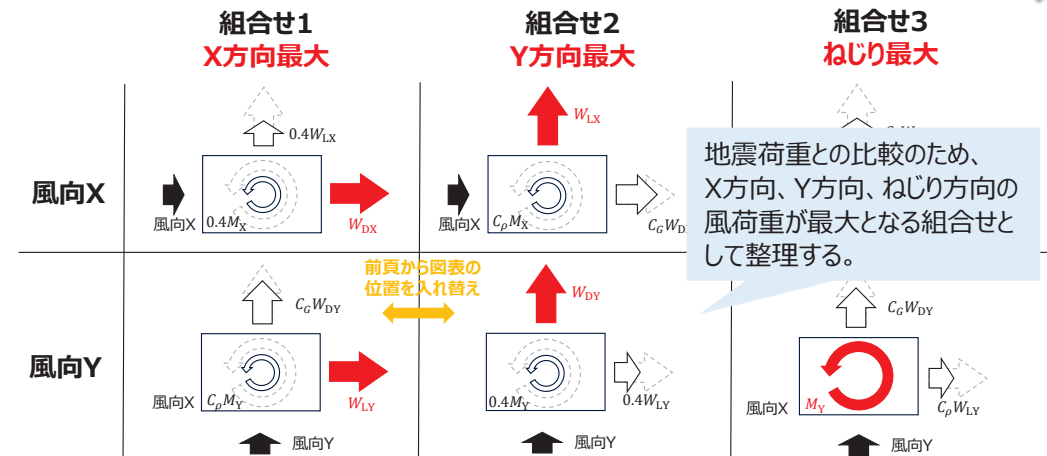
荷重指針6.1.2節、算定方針(9)では、「風荷重は、原則としてA6.1.2項に定める風向別の設計風速に基づいて算定する。」と記載がある。ここでは影響の大きいケースとして、構面に正対する風向で各方向の最大風荷重が発生するものと想定し、風向X、風向Yの場合について検討する。



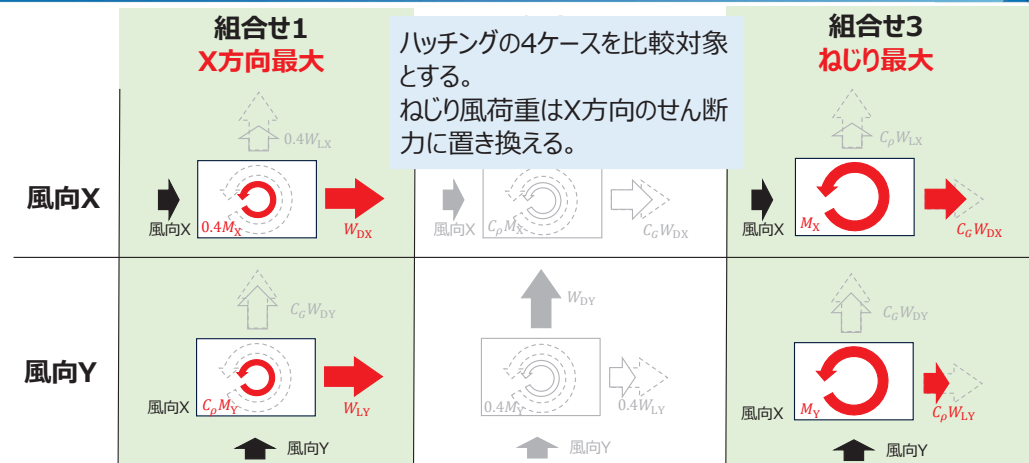
荷重指針による風荷重の組合せ



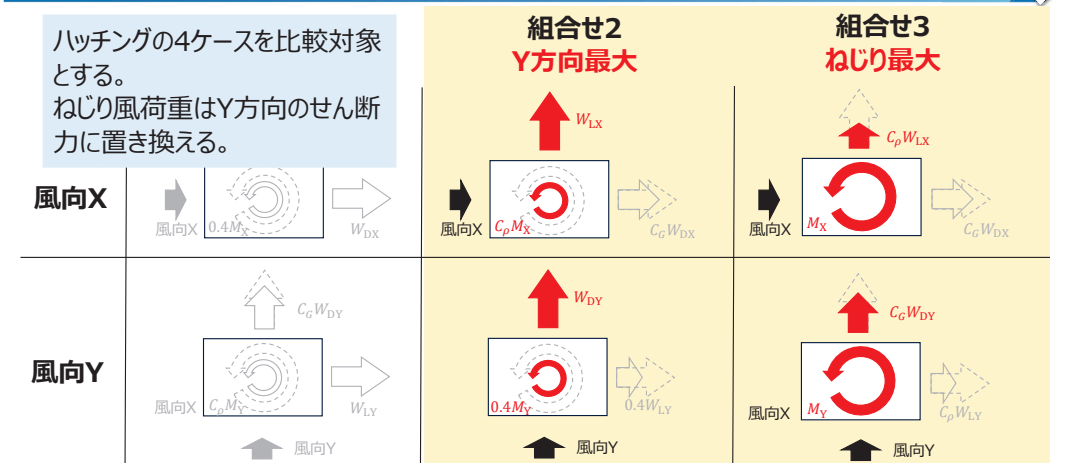
荷重指針による風荷重の組合せ



X方向地震荷重と比較する風荷重の組合せ



Y方向地震荷重と比較する風荷重の組合せ



地震荷重と風荷重の比較

地震荷重は剛心と重心との偏心距離によるねじれ成分をもつが、一般にはそれほど大きくない。一方で風荷重は風外力としてねじれ成分が作用するため、風荷重と地震荷重の比較において、ねじれ風荷重を適切に考慮する必要がある。

本資料では比較的簡易な方法の例として、ねじれによる変形増分に注目し、各架構の剛性を弾性せん断ばねに置き換えた場合の等価なせん断力を算定する。これをX方向およびY方向の風荷重に加えた仮想の層せん断力（以下、等価な層せん断力）を算定し、地震層せん断力と比較することで風荷重の影響を検討する。（P.16,17）

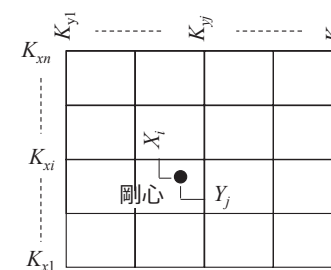
また、上記の比較に際し、柱の2軸曲げの影響を考慮するため、地震層せん断力としては45度方向地震層せん断力のX方向およびY方向分力を用いる。（P.18）

ねじり風荷重の考慮（X方向の算定例）

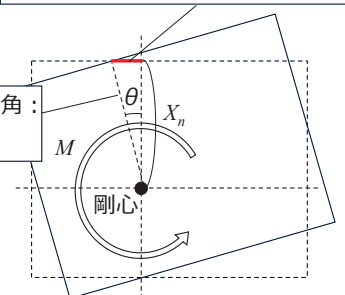
X方向の風荷重を W_x とし、これにねじり風荷重を考慮した場合の \bar{Q}_{WX} を求める。

$$\text{ねじり剛性: } K_T = \Sigma(K_{xi} \cdot X_i^2) + \Sigma(K_{yj} \cdot Y_j^2)$$

$$\text{最外縁架構の変形: } \delta_{xn} = M / K_T \cdot X_n$$



$$\text{ねじり風荷重による回転角: } \theta = M / K_T$$



$$\bar{Q}_{WX} = W_x + M / K_T \cdot X_n \cdot \Sigma K_{xi}$$

ねじり風荷重の考慮（X方向の算定例）

ねじり風荷重を考慮するための算定式を以下に示す。

$$K_T = \Sigma(K_{xi} \cdot X_i^2) + \Sigma(K_{yj} \cdot Y_j^2)$$

$$\delta_{xn} = M / K_T \cdot X_n$$

$$\bar{Q}_{WX} = W_X + \delta_{xn} \cdot \Sigma K_{xi} = W_X + M / K_T \cdot X_n \cdot \Sigma K_{xi}$$

K_{xi} : X方向*i*通り架構の剛性

M : ねじり風荷重

K_{yj} : Y方向*j*通り架構の剛性

W_X : X方向風荷重

X_i : 剛心からX方向*i*通り架構までの距離

δ_{xn} : n 通り架構の変形

Y_j : 剛心からY方向*j*通り架構までの距離

\bar{Q}_{WX} : X方向最外縁架構にねじれ風荷重を考慮した変形を与える等価な層せん断力

45度方向地震荷重との比較

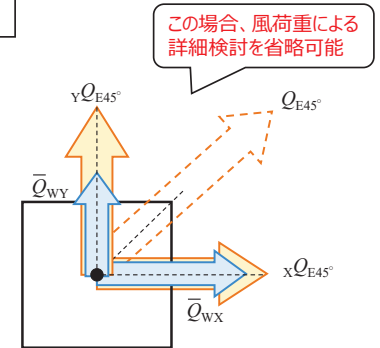
下式を満足する場合、風荷重の詳細検討を省略できるものとする。

$$\bar{Q}_{WX} / X Q_{E45^\circ} \leq 1.0 \quad \text{かつ} \quad \bar{Q}_{WY} / Y Q_{E45^\circ} \leq 1.0$$

\bar{Q}_{WX} : X方向最外縁架構にねじれ風荷重を考慮した変形を与える等価な層せん断力

\bar{Q}_{WY} : Y方向最外縁架構にねじれ風荷重を考慮した変形を与える等価な層せん断力

$X Q_{E45^\circ}, Y Q_{E45^\circ}$: 45度方向地震層せん断力 Q_{E45° のX方向およびY方向分力 ($= Q_{E45^\circ} / \sqrt{2}$)



適用例

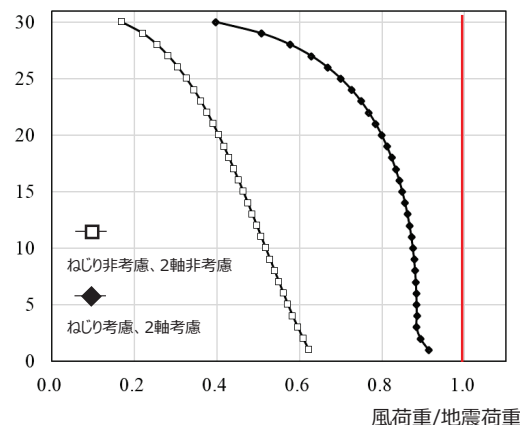
<検討対象（荷重指針 付6.1より）>

- ・建築物用途 事務所
- ・構造種別 鉄骨造
- ・建築物密度 180kg/m³
- ・1次固有振動数 X, Y 方向 0.30Hz
ねじれ 0.40Hz
- ・1次減衰定数 各方向共 0.01
- ・基本風速 U_0 34m/s・地表面粗度区分IV
- ・設計用再現期間 構造骨組用500年

<検討のための仮定>

- ・階高4mの30階建て
- ・ペーシア係数 $C_B = 0.1$ とした A_f 分布によって地震荷重を設定

※正方形の平面のため、X方向とY方向は同様の結果となる。



まとめ

本資料では、風荷重の組合せ方法、ねじり風荷重を考慮したうえで地震荷重との比較を行い、風荷重による詳細検討を省略する方法について検討を行った。以下にまとめを示す。

- ・概ね算出済みの値を使用することで、ねじり風荷重の影響を簡便に考慮することが可能である。
- ・ねじり風荷重の影響および風荷重の2方向入力を考慮した場合には、地震荷重に対する風荷重の比率はより大きくなる。

RC 床の面内せん断力の移行の保証関連

一般財団法人 日本建築総合試験所

構造物の水平荷重時解析において、剛床仮定は簡略化のための仮定条件となっています。この仮定は、地震力が水平力分担要素に伝達されるまでの経路において水平面内の有意な変形が生じないことを前提としています。したがって、水平力分担要素がバランスよく配置された整形な平面形状で、剛床仮定の下で算出した床の面内せん断力の移行が保証されるような場合は、剛床仮定の適用に問題はないと言えますが、偏心が大きい場合や細長い平面で水平力分担要素が集中配置される場合、吹き抜けなどの大きな開口を有する平面や、その他、L 字形、T 字形、H 字形などの特殊な平面形状では剛床仮定は不適となる場合があります。そのような構造物では、部分的に（場合によっては全面的に）剛床仮定を解除して、梁の軸剛性や床スラブの面内せん断剛性を考慮した水平荷重時解析を行って、地震力が梁の軸方向力や床スラブの面内せん断力を介して水平力分担要素に伝達されることを保証する必要があります。

RC 床の面内せん断力の移行を保証するために、床せん断力がせん断ひび割れ強度以内であることを確認するという考え方があります^{文献 1)}。この考え方に倣って、床せん断力がせん断ひび割れ強度以下であることを確認することを、RC 床の面内せん断力の移行を保証する条件とします。ただし、検討結果については床組の構成、耐震要素の配置など建物の特徴に応じて判断するものとし、設計方針との整合を取る（例えば、免震建築物をレベル 2 で短期許容応力度設計するような場合、スラブのせん断耐力検討も同様に短期許容応力度設計とし整合させる）必要があります。

＜GBRC 申し合わせ事項＞

床のせん断平均応力 τ_D は移行せん断力 Q_D をスラブ厚 t ×RC 梁芯間距離 ℓ で除したものとする。

・主架構が許容応力度設計時

床のせん断平均応力 τ_D は RC 規準のコンクリートの短期せん断許容応力度 f_s 以内

$$\tau_D \leq f_s = \frac{F_c}{20} \quad \text{かつ} \quad 1.5 \times \left(0.49 + \frac{F_c}{100} \right) \text{以下} \quad \cdots \textcircled{1}$$

・主架構が終局設計時

$$F_c \leq 30 \text{N/mm}^2 \quad \tau_D \leq 0.1 \times F_c \quad \cdots \textcircled{2}$$

$$F_c > 30 \text{N/mm}^2 \quad \tau_D \leq 0.55 \times \sqrt{F_c} \quad \cdots \textcircled{3}$$

但し、移行せん断力 Q_D は Q_{WSU} 以下とする。

$$Q_D \leq Q_{WSU} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Q_D} + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad \cdots \textcircled{4}$$

t_e : スラブ厚 (I 形断面を長さ ℓ と断面積が等しい等価長方形断面に置き換えた時の幅。ただしスラブ厚の 1.5 倍以下とする)

j : 応力中心距離 (スラブの有効長さに 7/8 を乗じて計算した値)

なお、他の適切な方法で評価される場合は、その評価方法によるものとする。

主架構を許容応力度設計とする時は、①式によってコンクリートの短期せん断許容応力度以下であることを確認することとしています。

主架構を終局設計とする時は、②式または③式により確認します。

②式は耐震壁のせん断剛性は平均せん断応力度がコンクリートの引張強度 $\sigma_T = 0.1 \times \sigma_B$ を超えなければ初期弾性剛性で見なせるとの報告^{参考文献 2)}があり、当該報告の実験データにおいてコンクリート強度は 250 kg/cm^2 程度以下であることから、 F_c が 30 N/mm^2 以下という条件での設定としています。

③式は $F_c > 30 \text{ N/mm}^2$ に対してせん断ひび割れ強度の各種既往の設計式^{参考文献 3) 4)}における引張強度はコンクリート圧縮強度の平方根に比例するとの考え方にならい $\sqrt{\sigma_B}$ で評価し、 $\sigma_B = 30 \text{ N/mm}^2$ において $\sigma_T = 0.1 \times \sigma_B$ が同じ値を与えるように $\alpha \sqrt{\sigma_B} = 0.1 \sigma_B$ として $\alpha = 0.55$ を導き、 $\sigma_T = 0.55 \sqrt{\sigma_B}$ と設定したものです。図-1 で参考文献 3) によるコンクリートの引張強度 $\sigma_T = 0.33 \sqrt{\sigma_B}$ 、参考文献 4) によるコンクリートの引張強度（割裂強度） $\sigma_T = 0.291 \times \sigma_B^{0.637}$ も含んだ引張強度比較を示します。

②式、③式は、スラブのせん断ひび割れ強度を大き目に評価する可能性があるため、④式によって、荒川 min 式以下であることも条件としています。荒川 min 式以下であることを求めることは、ひび割れ以降の終局強度に関する条件であり、RC 床の面内せん断力の移行を保証する条件として本来必要はありません。しかし、ひび割れ強度はばらつきが大きいこと、また壁の実験から導かれた設計式を床に適用するという点も考慮して、最低限の強度を確保するために本規定を加えています。これにより、想定以下の荷重でひび割れが発生した場合も、直後に終局強度を超えるような事態を避けることが可能であると考えます。また、表-1 は某高層 RC 建物の床を例に σ_B を変化させて比較した一覧で、荒川 min 式の方が $\sigma_T = 0.55 \sqrt{\sigma_B}$ より小さな耐力となっていることを示しています。

床スラブがハーフ PCa 工法やボイドスラブなどの合成床版である場合は、床面のせん断力の移行には現場打コンクリート部分のみを有効とを考えます。また、床面のせん断力の移行にスラブ筋を算入する場合は、現場打コンクリート内のスラブ筋で周囲の大梁に JASS5 の規定以上の長さで定着された上端筋のみを対象とします。

なお、参考にした強度評価式は、周囲に柱梁を有する耐震壁の実験結果をもとに導かれたものであるため、鉄骨梁に支持された床スラブのように周囲の拘束が期待できない場合には、床スラブのせん断平均応力度をコンクリートの引張強度 $\sigma_T = 0.33 \sqrt{\sigma_B}$ 以下に抑えるなどの配慮が必要です。その場合は④式の適用は不要です。

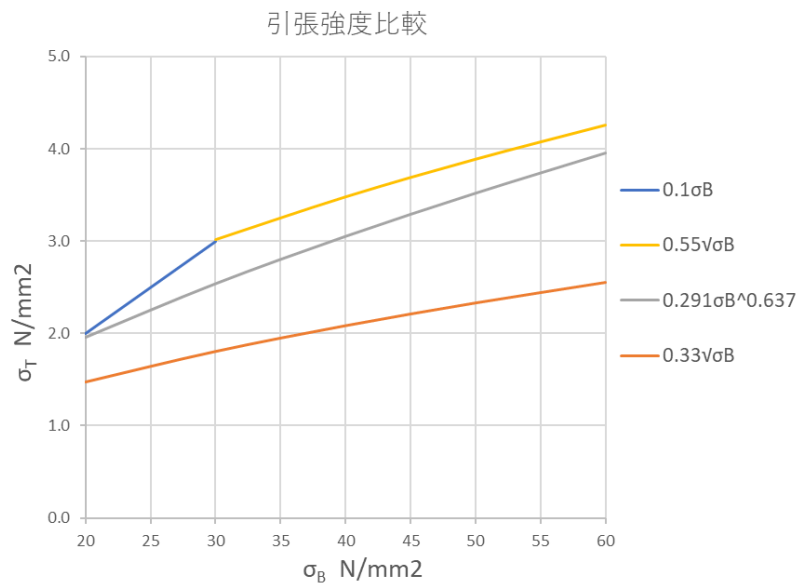


表-1 某高層 RC 建物でのせん断耐力の比較

検討部位	σ_B (N/mm ²)	$0.1 \sigma_B A_s$ (kN)	$0.55\sqrt{\sigma_B} A_s$ (kN)	荒川min式 (kN)	荒川min式中 第1項 ※コンクリート負担分 (kN)
Y4	30	28,320	28,438	18,560	13,043
	40	37,760	32,837	21,277	15,761
	50	47,200	36,713	23,994	18,478
Y3	30	24,360	24,461	16,857	11,934
	40	32,480	28,245	19,344	14,420
	50	40,600	31,579	21,830	16,907

文献・参考文献

- 1) 一例：「構造計算適合性判定 指摘事例集」大阪府、OKBC、GBRC、BCJ 2023. 9
- 2) 「鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説」日本建築学会 1 章 8 条 3 2018. 12
- 3) 「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」日本建築学会 1997. 7
- 4) 「高強度コンクリートの技術の現状」日本建築学会 2009. 10