

高層建築物の風によるねじれ振動

Torsional Motion of a Tall Building to Wind Loads

嶋田健司 *¹ 田村幸雄 *² 藤井邦雄 *³

Kenji SHIMADA Yukio TAMURA Kunio FUJII

若原敏裕 *¹ 佐武直紀 *³

Toshihiro WAKAHARA Naoki SATAKE

The lateral-torsional motion of a tall building is investigated. Because of the difficulties of measuring a generalized torsional moment considering real mode shapes, effects of torsional responses have been neglected in the estimation of vibration of tall buildings though it has a great effect on the estimation. Here some examples of torsional responses are shown, that are calculated deterministically using pressure data measured experimentally over 500 points simultaneously. The building is modeled as having three degrees of freedom in each level and mechanical coupling is introduced into the system.

1 まえがき

建物の高層化に伴い、特に居住性の観点から建物の風による揺れが問題になっている。高層建物の場合、建物の中心に構造的に強いコアが設けられるのに対し外周部がコア部分に比べ壁などの抵抗要素が少ない構造形態になっている場合が多い。そのためこのような建物ではねじれの固有周期が長くなることによりねじれの成分が応答に占める割合が大きくなりつつある。

高層建築物の風による振動の検討では多くの場合風洞実験が行われる。そこでは、静止建物模型に作用する風力を6分力計等により計測し、これによって得られる一般化風力を用い解析的に応答を求めたり、ロッキングモデルや弾性モデルなどの動的振動実験により直接応答を求める方法がとられる。しかし、ねじれ振動の評価を考えると、前者の場合、実際の建物のモードに即した形で一般化ねじれ風力を得ることが難しく、また後者の場合でも偏心などの構造特性を忠実に再現することが難しいことなどから従来ではねじれ振動を考慮せずに並進振動のみについて検討することが多い。

しかし、ねじれを考慮に入れた場合、建物外周部の応答加速度が増大することが示されている[1]ように、高層建物では居住性の評価に際してこれを無視しえなくなっている。現在この点に関して適切な評価方法の確立が望まれている。

並進・ねじれ連成振動そのものの発生メカニズムに関しては近年さまざまな研究がなされている[2,3,5]。しかし風によるねじれ振動に関しては、最近では外力間の相関性について報告された研究例[7,8]もあるが、多方向入力系としての扱いの煩雑さや従来の建物では影響が少なかったこともあ

1 清水建設(株)技術研究所 135 東京都江東区越中島3丁目4-17

2 東京工芸大学・教授・工博 243-02 神奈川県厚木市飯山1583 工学部建築学科

3 清水建設(株)技術研究所・工博

て解析や実験、実測の報告例が十分にあるとはいえない。そこで本論では風洞実験（風圧計測）により建物模型に作用する風圧を計測し、得られた結果をもとに応答計算により正方形断面を有する典型的な高層建物の風によるねじれ振動に関する基本的な性質の考察を試みた。

2 測定方法

風洞実験では見つけ幅 $B = 40m$ 、奥行き $D = 40m$ 、高さ $H = 200m$ の正方形断面を有する高層建物を想定した縮尺 $1/400$ のアクリル製模型を用いた。圧力測定点は1層につき周囲20点、高さ方向に25層の合計500点である。実験気流はカルマン型の変動スペクトルを有するべき指数 $1/4$ の境界層流である（図1）。実験風速は軒高相当で約 $16m/s$ である。圧力の時系列データはサンプリングタイム $\Delta t = 1.5(msec)$ 、サンプリング個数2048の波形を15波計測した。パワースペクトルの計算はMEMにより行った。

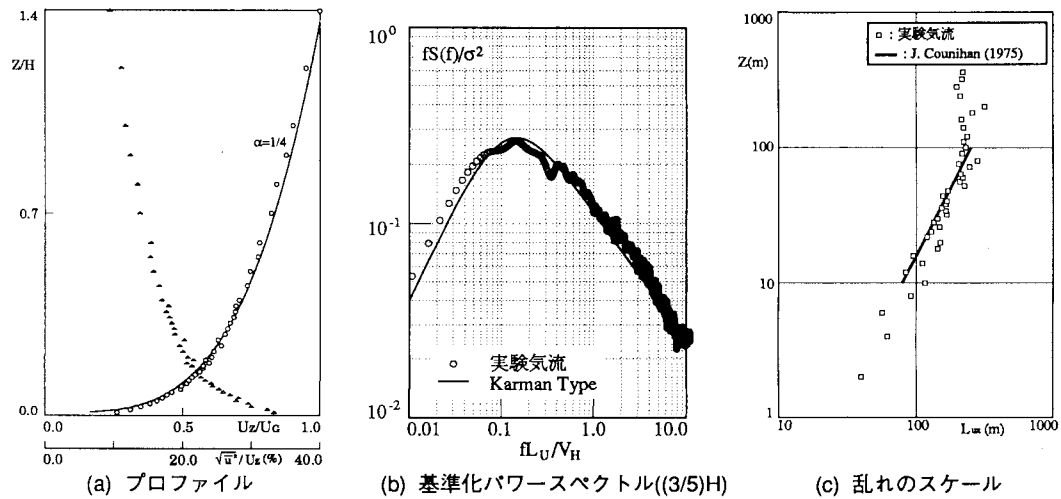


図1 実験気流

3 ねじれモーメントの性状

風向方向および風向直交方向外力についての研究は多いが、ねじれモーメントについての情報はあまり多くはない。以下、本論ではねじれモーメントについて若干の考察を行う。

3.1 ねじれモーメントのパワースペクトル

図2(a)～(c)は16層目 $((2/3)H$ 相当)の各測定点の風圧性状を示したものである。ねじれモーメントは各点に作用する風圧力の重心からの水平距離による重み付けによって構成される。計測されたねじれモーメントのパワースペクトル図2(d)は文献[6,19]等に見られるように2つのピークを有する。

振動数が低い方のピークは風向直交方向外力のストローハル成分に近いものであり、側面からの寄与と僅かではあるが風下面上のC1およびC5より成り立っている。図2(e)には側面上風下側測定点(B4,B5,D1,D2)を取り去った場合のねじれモーメントを示すが、第2のピーク（図中矢印）は現れていない。したがって振動数が高い方のピークは側面上風下側の風圧変動によるものであることが分かる。しかしこのことは各点の重み付けが不均一であるという測定上の理由によるとも考えられなく

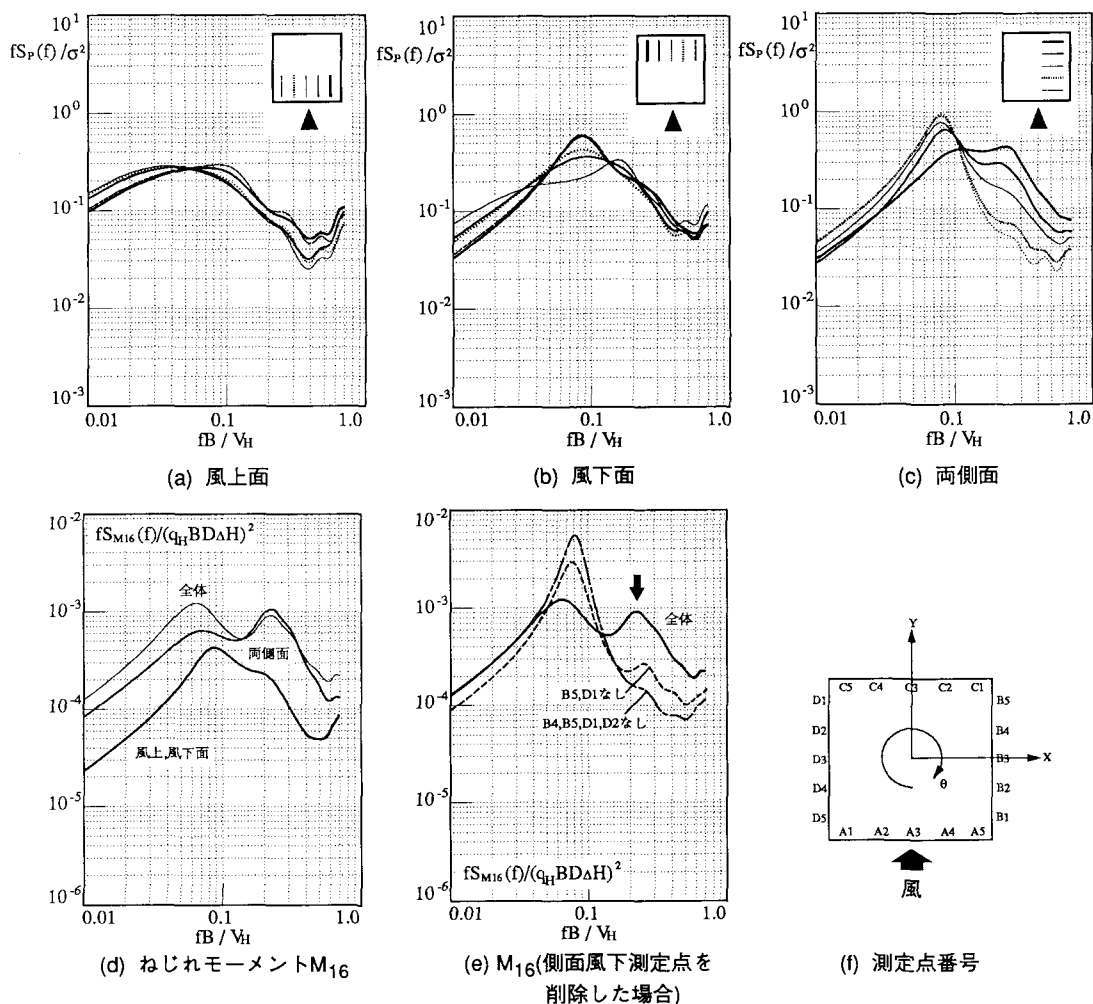


図2 16層目の各測定点の風圧変動およびねじれモーメントの基準化パワースペクトル

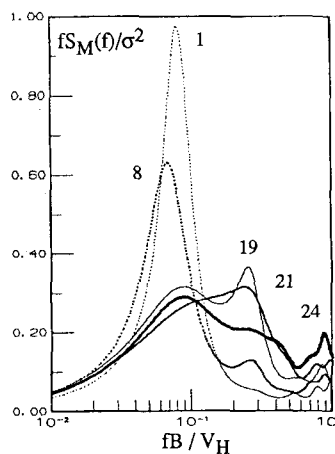


図3 ねじれモーメントのパワースペクトルの高さ方向の変化

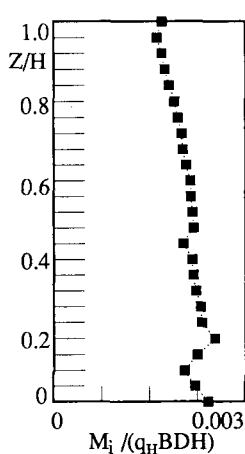


図4 各層のモーメントのrms値の高さ方向分布

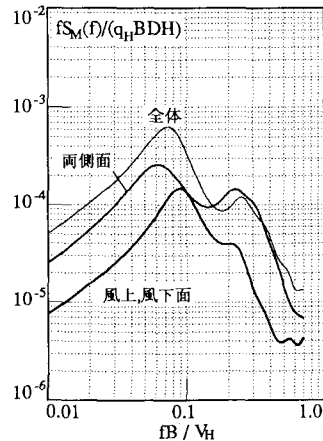


図5 M_z のパワースペクトル

もない。今後、各点の重み付けを考慮に入れた測定点配置によって測定する必要があると思われる。

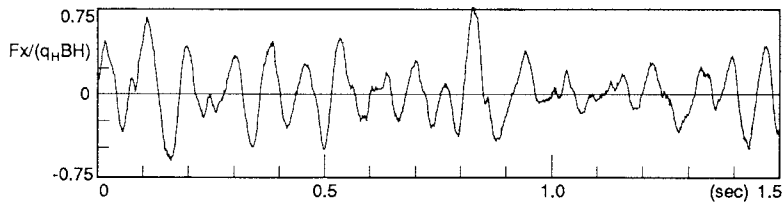
また図 2(d) では両側面からの寄与と風上および風下面からの寄与と比較している。ねじれモーメントは両側面からの寄与が占める割合が大きいことが分かる [6]。

3.2 ねじれモーメントの高さ方向変化

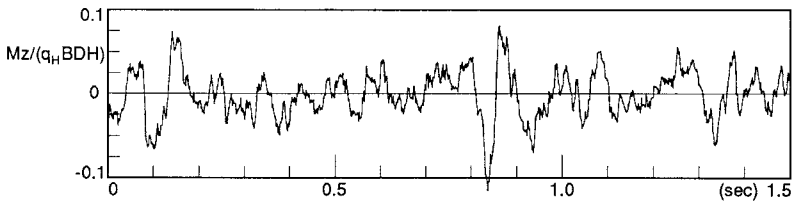
図 3 は層ごとのねじれモーメントを高さ方向の変化について示したものである。変動の性状が高さ方向に大きく変化している様子が見られる。風向直交方向成分の場合と同様に低い層ほどピークが顕著である [11]。図 4 は層ごとのねじれモーメントの rms 値を高さ方向の変化について示したものであり、下層ほど変動が大きいことが分かる。これらのことより、ねじれモーメントは下層にいくほど狭帯域な変動で、かつ変動の大きさも大きくなっているといえる。

3.3 コヒーレンスおよびフェイズ

図 6 は風向直交方向外力 $F_x = \sum_{k=1}^{25} F_{xk}$ とねじれモーメント $M_z = \sum_{k=1}^{25} M_k$ の波形を示したものである。風向直交方向成分 F_x は主にストローハル数成分で変動しているが、ねじれモーメント M_z もおよそこれに近い振動数成分で変動している。

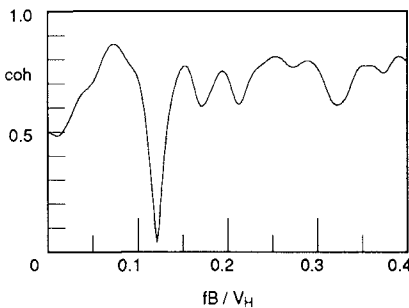


(a) 風向直交方向外力 F_x

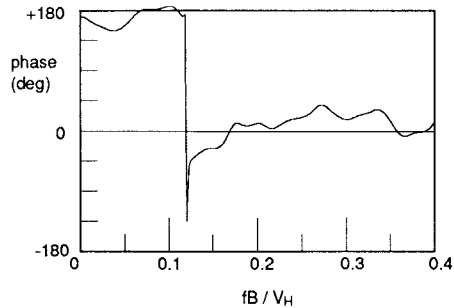


(a) ねじれモーメント M_z

図6 外力の波形



(a) コヒーレンス



(b) フェイズ

図7 風向直交方向外力 F_x とねじれモーメント M_z のコヒーレンスとフェイズ

図7は風向直交方向成分 F_x とねじれモーメント M_z のコヒーレンスおよびフェイズについて示したものである[7,8,10]。コヒーレンスの値が著しく低下する無次元振動数 $fB/V_H = 0.12$ を境にフェイズは大きく変化している。この振動数を境にこれより低い振動数成分は逆相であるのに対し高い方の振動数成分は同相で変動している。これらの結果より並進とねじれの合成によって振動応答(例えば建物外周部の応答)を評価する場合、特に建物の並進の固有周期とねじれの固有周期が等しいかまたは非常に近いとき、風向直交方向成分とねじれ成分間の相関性を考慮する必要があることが分かる[8]。

4 ねじれ振動の性状

4.1 解析方法

外力が地震のような場合、建物に偏心があると並進・ねじれ連成振動が生じる。建物が風を受ける場合、建物壁面上の風圧分布は時々刻々変化する。そのためこのアンバランスによって偏心がない場合でも常時建物には変動するモーメントが作用しねじれ振動が生じやすい状態が形成されていると考えられる。風による高層建物の並進・ねじれ連成振動については確率統計的手法によって既にいくつかの研究がなされている[4,8,13,14,18,20]が、以下本論では応答の挙動をより直感的に把握するために時間領域上での解析によりねじれ振動の挙動を考察する。

剛性偏心を有する高層建物として次に示すような特別な場合を考える。すなわち(1)各層の重心は断面の図心上に同一線上に位置する。(2)各層の剛性は同一線上に位置する。(3)各層の回転半径、剛性比ならびに弾力半径比は等しいものとする(図9)。以上の仮定により2軸剛性偏心建物が x, y および回転の各方向に外力を受ける場合の並進・ねじれ連成運動方程式は、重心を原点とした座標系で重心周りのつりあいを考えることにより次式のように表される[13,22,23]。

$$\begin{bmatrix} [m] & 0 & 0 \\ 0 & [m] & 0 \\ 0 & 0 & [m] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{x\} \\ \{y\} \\ \{z\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_x] & 0 & e'_y[K_x] \\ 0 & \alpha[K_x] & -\alpha e'_x[K_x] \\ e'_y[K_x] & -\alpha e'_x[K_x] & c[K_x] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{x\} \\ \{y\} \\ \{z\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_x\} \\ \{F_y\} \\ \{M/i\} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$\{x\} = {}^t\{x_{25}, x_{24}, \dots, x_1\} \quad F_x = {}^t\{F_{x25}, F_{x24}, \dots, F_{x1}\} \quad (2)$$

$$\{y\} = {}^t\{y_{25}, y_{24}, \dots, y_1\} \quad F_y = {}^t\{F_{y25}, F_{y24}, \dots, F_{y1}\} \quad (3)$$

$$\{z\} = {}^t\{z_{25}, z_{24}, \dots, z_1\} \quad M = {}^t\{M_{25}, M_{24}, \dots, M_1\} \quad (4)$$

$$[m] = \begin{bmatrix} m_{25} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_{24} & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_1 \end{bmatrix}, \quad [K_x] = \begin{bmatrix} k_{25} & -k_{25} & \dots & 0 \\ -k_{25} & k_{25} + k_{24} & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & k_2 + k_1 \end{bmatrix} \quad (5)$$

ここに、 $z = \theta \cdot i$, $e'_x = e_x/i$, $e'_y = e_y/i$: x, y 方向偏心比, $i = \sqrt{I/m} = B/\sqrt{6}$: 回転半径, m, I : 各層質量および慣性モーメント, $j = \sqrt{K_\theta/K_x}$: 弾力半径, K_x, K_θ : 各層水平剛性および剛心周りねじれ剛性, $j' = j/i$: 弾力半径比, $\alpha = 1$: x 方向に対する剛性比 $[K_y] = \alpha[K_x]$ 、 $c = \alpha e_x'^2 + e_y'^2 + j'^2$ である。想定した建物は均等質量分布(建物密度: 150 kg/m^3)、偏心がない場合の並進1次固有周期: $T_1 = 5.0(\text{sec})$ 、1次の x 方向並進モードを逆三角形線形モードとした各層3自由度25層のせん断型ねじれ系である。各層の剛性は次式(6)により定めた[23]。

$$k_i = \frac{2\pi^2 N(N+1)}{T_1^2} m \quad (N: \text{層数}) \quad (6)$$

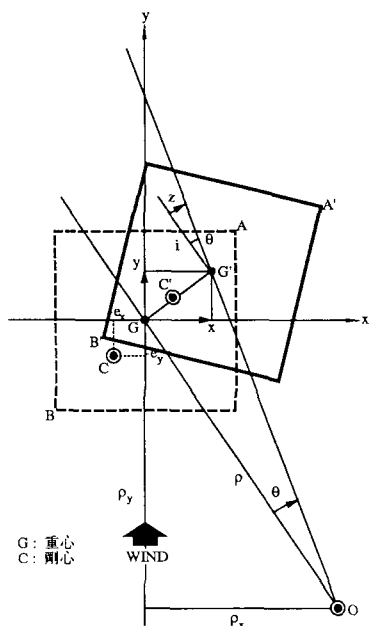


図8 解析モデル

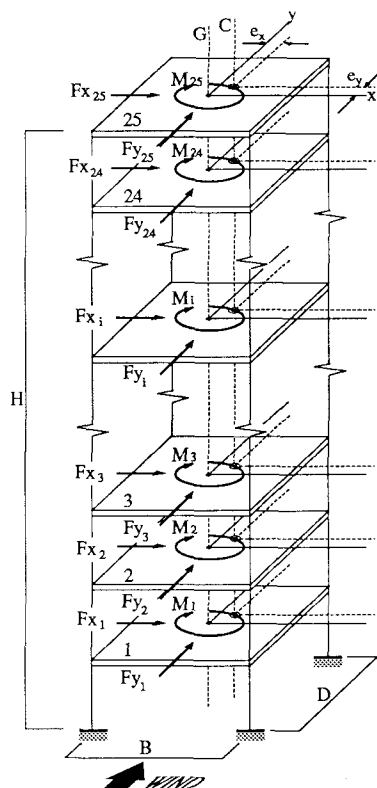


図9 解析モデル

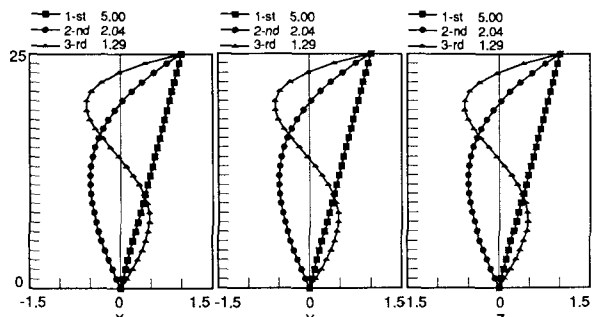


図10 固有値解析結果 ($e'_x=e'_y=0, j'=1.0$)

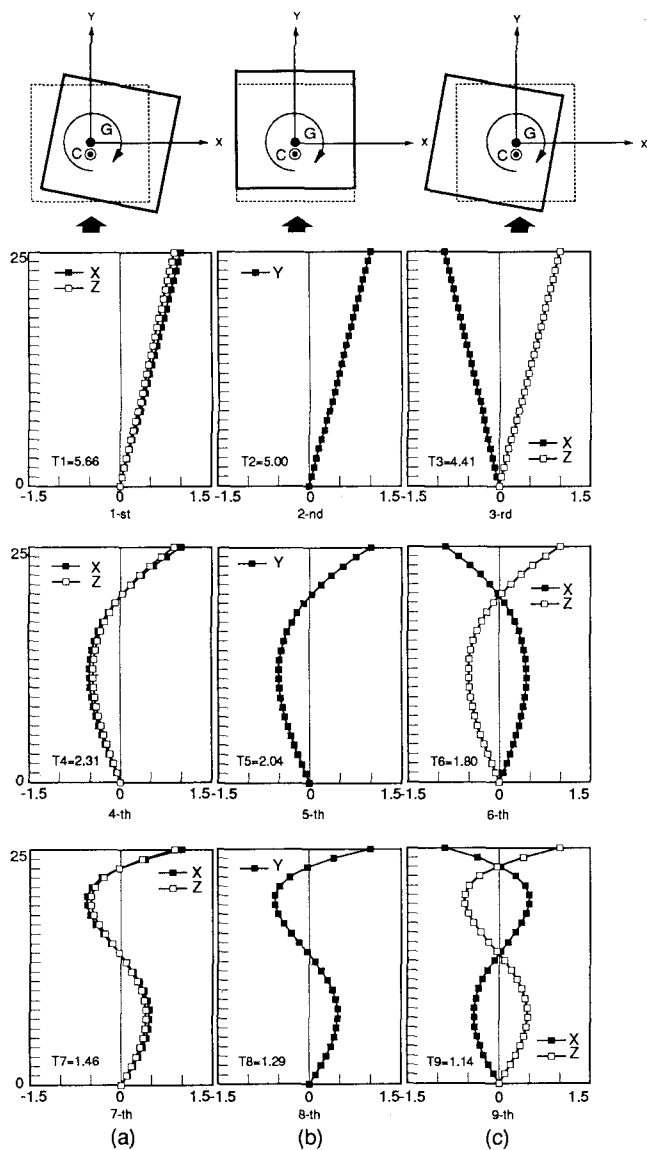


図11 固有値解析結果 ($e'_x=0, e'_y=-0.25, j'=1.0$)

式 (1) は非減衰運動方程式であるが、解析にあたっては 1 次の減衰定数を 1% とした剛性比例型の減衰により各次の減衰定数を定めた。また応答計算は 9 次まで考慮した時刻歴モード重畳法によった。

図 10 には無偏心の場合、図 11 には 1 軸剛性偏心の場合の固有値解析結果を示す。 y 軸上の 1 軸偏心の場合、独立な並進 y の他に、並進 x とねじれ z のモードが互いに同相の系列 (同図 (a)) と逆相の系列 (同図 (c)) とが存在する。

以下、応答計算結果を弾力半径比 j' および偏心比 e'_x, e'_y について考察する。 j' は偏心がない場合にねじれと並進の固有振動数の比 f_θ/f_x となる。 j' については、その値を文献 [24] を参考に通常の建物の場合として 1.2 を、高層化に伴いねじれ易くなった場合として 1.0, 0.8 を用いた。隅角部における応答変位の風向方向成分および風向直交方向成分は回転の 1 次変換と並進の合同変換で次式 (7) により求めた。また応答加速度はこれを 2 階微分することにより式 (8) により求めた。

$$\begin{Bmatrix} x(t) \\ y(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta \\ -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_0 \\ Y_0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} x_G(t) \\ y_G(t) \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} X_0 \\ Y_0 \end{Bmatrix} \quad (7)$$

$$\begin{Bmatrix} \ddot{x}(t) \\ \ddot{y}(t) \end{Bmatrix} = \frac{d^2\theta}{dt^2} \begin{bmatrix} \sin\theta & -\cos\theta \\ \cos\theta & \sin\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_0 \\ Y_0 \end{Bmatrix} + \left(\frac{d\theta}{dt}\right)^2 \begin{bmatrix} -\cos\theta & -\sin\theta \\ \sin\theta & -\cos\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_0 \\ Y_0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \ddot{x}_G(t) \\ \ddot{y}_G(t) \end{Bmatrix} \quad (8)$$

ここに (X_0, Y_0) は注目している点の初期座標 (静止状態)、 $x_G(t), y_G(t), \theta(t)$ は重心位置での応答変位である。以下、本文中で A 端は建物最上層の風下側隅角部、B 端は風上側隅角部を表している。

4.2 弾力半径比の変化による応答性状のちがい

図 12(a) ~ (c) は最上層の応答変位を軒高風速 $V_H = 40\text{m/s}$ のときの偏心がない場合について示したものである。ねじれと並進の固有振動数の比である弾力半径比が $j' = 1.0$ のとき風下 A 端における応答変位の rms 値は、重心の rms 値に比べて x 方向成分で 1.3 倍、 y 方向成分で約 1.4 倍となっている。

$j' = 0.8, 1.2$ の場合、すなわちねじれの固有周期が並進の固有周期より長いまたは短い場合、A 端の応答と B 端の応答に違いはほとんどないのに対し、 $j' = 1.0$ の場合、風下 A 端の方が風上 B 端よりも応答変位が大きい。これは 3.3 で見たように、風向直交方向外力とねじれモーメントが建物の 1 次固有振動数に相当する振動数において同相で変動しているためである。

$j' = 0.8$ の場合、ねじれの影響がかなり大きく見られる。このときの固有値は表 1 のようになりねじれ成分が 1 次となっている。したがって減衰が剛性比例型であるために実際より相対的にねじれの影響がやや強調されていると思われる。しかしこれらの結果より一般的に、高層化に伴う弾力半径比の低下は、応答変位中におけるねじれの影響を増大する傾向があることが分かる。

表 1: 固有周期、減衰定数

弾力半径比 j'	次数	固有周期 $T_j(\text{sec})$	方向	各次減衰定数 h_j
0.8	1	6.26	z	0.010
	2	5.00	x	0.013
	3	5.00	y	0.013
1.0	1	5.00	z	0.010
	2	5.00	x	0.010
	3	5.00	y	0.010
1.2	1	5.00	z	0.010
	2	5.00	x	0.010
	3	4.17	y	0.012

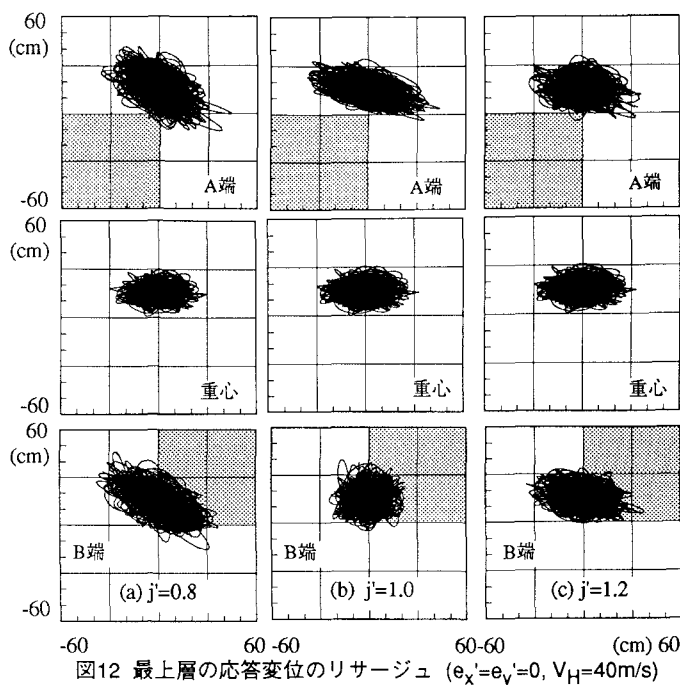


図12 最上層の応答変位のリサージュ ($e_x'=e_y'=0$, $V_H=40\text{m/s}$)

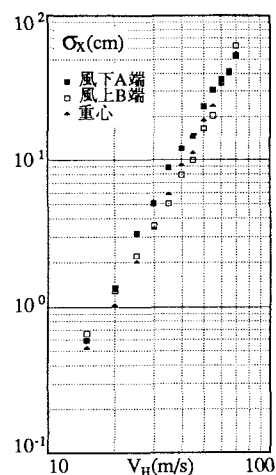


図13 最上層の応答変位 ($e_x'=e_y'=0$, $j'=1.0$)

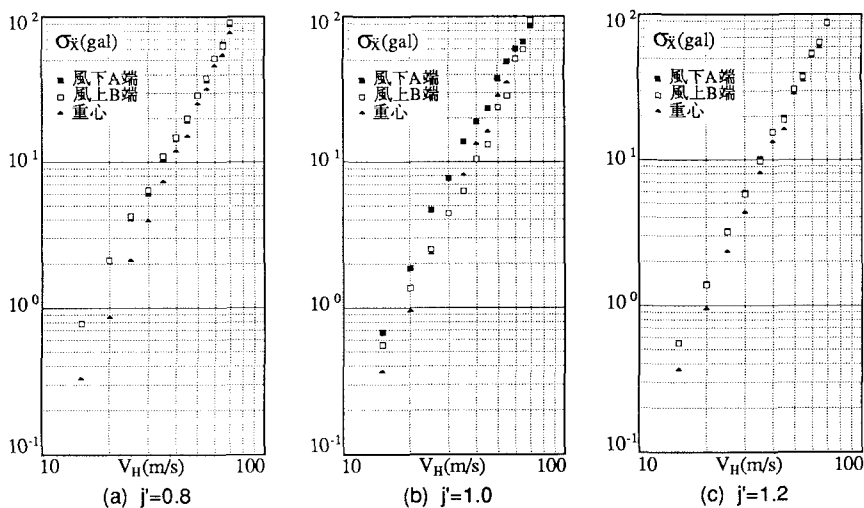


図14 最上層の応答加速度 ($e_x'=e_y'=0$)

図13は最上層の応答変位の軒高風速 V_H に対する変化を示したものである。ねじれの影響により風下A端の応答が重心位置の応答に比べ大きい。しかし重心位置の応答に対する各隅角部の応答の比は一定ではない。また、3.3で示したような風直交方向外力とねじれモーメントのコヒーレンスおよびフェイズが大きく変わることにより、この無次元振動数に相当する風速付近(無次元振動数 $fB/V_H = 0.12$ 、軒高風速 $V_H \simeq 67\text{m/s}$)を境に応答の性状も変わっていることが分かる。

図14(a)～(c)は最上層の応答加速度の弾力半径比による違いを示したものである。 $j' = 0.8, 1.2$ では隅角部に応答の差は見られない。

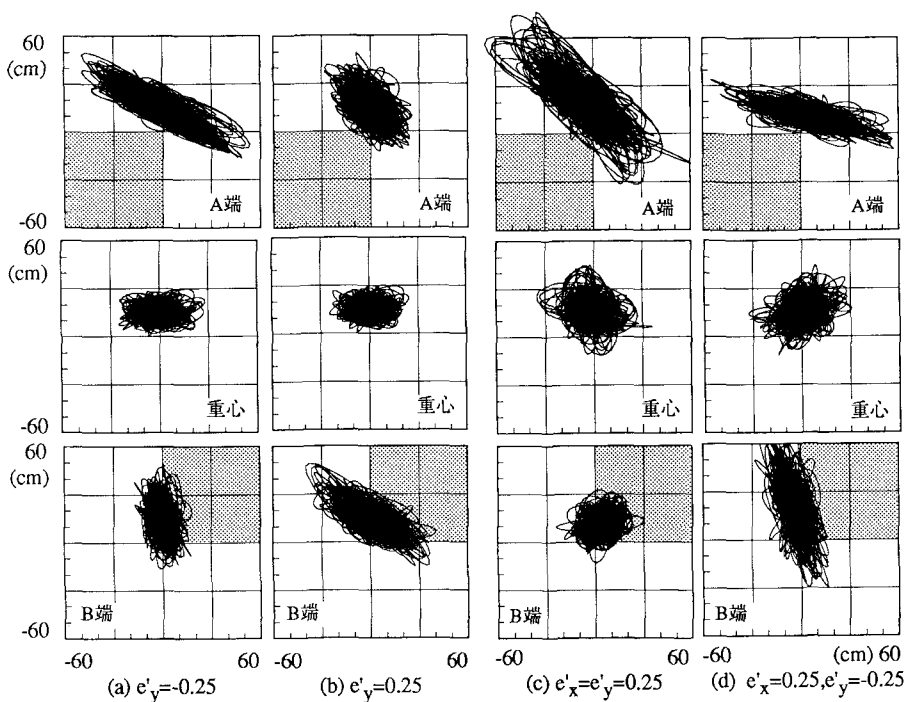


図15 最上層の応答変位のリサージュ ($j'=1.0, V_H=40\text{m/s}$)

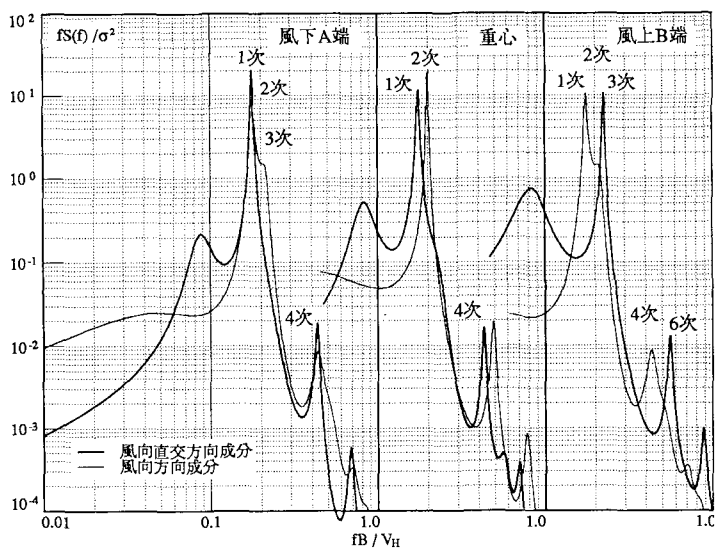


図16 最上層の応答変位のパワースペクトル
($e'_x=0, e'_y=-0.25, j'=1.0, V_H=40\text{m/s}$)

4.3 偏心比の変化による応答性状のちがい

図 15(a) ~ (d) は最上層の応答変位を軒高風速 $V_H = 40\text{m/s}$ のとき $j' = 1.0$ の場合について示したものである。一般的に剛心から遠い方の隅角部の応答が大きく、風上側への偏心では風下 A 端が (同図 (a))、風下側への偏心では風上 B 端の応答変位が大きい (同図 (b))。また同じ偏心距離でも風

下側への偏心に比べて風上側への偏心の方が端部の応答変位は大きい。図 16 は $e'_y = -0.25$ の場合の応答変位の基準化パワースペクトルを示したものである。風向方向成分は A 端、B 端ともに 2 次 (y 方向並進 1 次) よりも 1 次のねじれによる風向方向成分 (図 11) が支配的である。風向直交方向は A 端では 1 次が、B 端では 3 次がそれぞれ支配的である。

偏心が応答に与える影響を調べるために図 17 に示すように重心を中心として建物見つけ幅の $\pm 10\%$ の範囲において剛心の位置を変えて最上層の隅角部および重心の応答変位を考察した [13]。図 18 には下式 (9) によって示される応答の rms 値の比率を示した。

$$\text{隅角部について: } \frac{\sigma_{x,y(max)}}{\sigma_{G,x,y}(e'_x=e'_y=0)}, \quad \text{重心について: } \frac{\sigma_{G,x,y}}{\sigma_{G,x,y}(e'_x=e'_y=0)} \quad (9)$$

重心の x 方向成分はあまり大きな変化は見られないが、 y 方向成分は風上、風下側に斜めに偏心したときに応答の増大が見られる。特に風上側 45 度方向では 1.47 倍の増大を示している。隅角部の x 方向成分は風上側偏心のとき応答の増大が大きく、風上側へ建物見つけ幅の約 6% 程度のところで極大値を示す。 y 方向成分でも風上側への偏心のとき応答が大きく、 x 方向と同様に建物見つけ幅の約 6% 風上側に極大値を示している。図 19 には図 14 の特に y 軸に沿った値を示す。

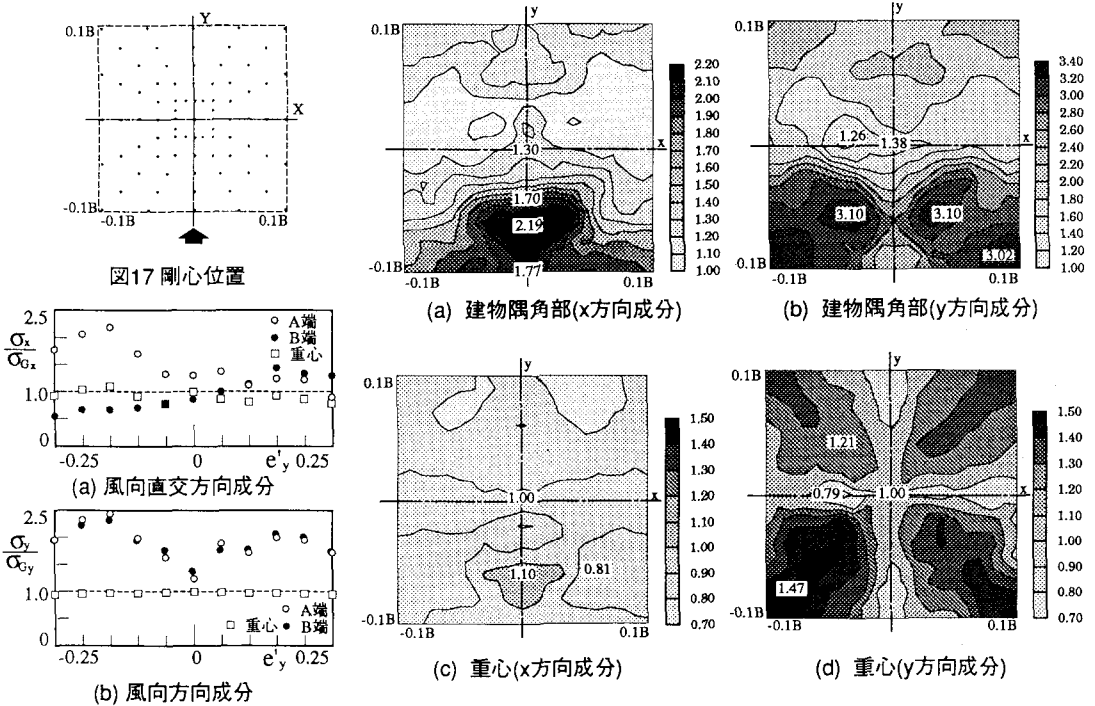


図 19 応答変位の rms 値の比率
($VH=40\text{m/s}$, $e'_x=0$, $j=1.0$)

図 18 最上層の応答変位の rms 値の偏心による増加比率
($j=1.0$, $V_H=40\text{m/s}$)

5 まとめ

風洞実験 (風圧測定) を行い、 $B:D:H=1:1:5$ の建物モデルに作用する風圧力を計測した。これらのデータをもとにねじれモーメントの性状を考察するとともに、 $B:D:H=40\text{m}:40\text{m}:200\text{m}$ の高層建物について応答計算を行い風によるねじれ連成振動の性状を弾力半径比および偏心比をパラメータにして考察した。そして以下のような結果を得た。

1. ねじれモーメントのパワースペクトルの性状は高さ方向に大きく変化している。
2. ねじれモーメントのパワースペクトルの振動数が高い方のピークは、側面上風下側の風圧変動が支配的である。
3. 風向直交方向外力とねじれモーメントの変動成分は無次元振動数 fB/V_H が約 0.12 より低い領域では逆相で、これより高い領域では同相で変動している。
4. 建物の高層化に伴う弾力半径比の低下は、応答変位中におけるねじれの影響を増大する傾向がある。
5. 特に $j' = 1.0$ の場合（ねじれと並進の固有周期が等しいとき）、応答の評価にあたっては風向直交方向成分とねじれ成分の相関性を考慮に入れる必要がある。
6. 建物隅角部の応答変位は剛心の風上側への偏心のとき大きい。

時間領域あるいは振動数領域のいずれにしても風による並進・ねじれ連成振動の解析では、問題を相関を有する複数外力が作用する多方向入力系として取扱う必要がある。今後はこの点を鑑みた、外力の各成分間の相関性やこれを考慮した解析についての研究が望まれる。

最後に、ここで用いた外力は静止モデルに作用する風圧力であるため、応答がある程度以上大きくなると適用できなくなると考えられる。特に以上に見たようにねじれによって局部的に大きな応答が生じる可能性がある場合その適用には十分検討を加える必要があると思われる。今後ねじれに対しても、ねじれの自由度を持つ多自由度空力弾性モデル等による風洞実験により、このような空気力の適用限界についての研究が望まれるところである。

参考文献

- [1] 金子、田村、「ねじれを考慮した高層建物の風応答解析」、日本建築学会大会講概集、1989,10,2066
- [2] 永井、「三自由度ねじれ並進連成自由振動の性質」、日本建築学会大会講概集、1987,10,2352
- [3] 坂本、曲、服部、「並進-ねじれ連成振動における特異な振動について」、構造工学論文集、1990,3
- [4] 坂本、曲、河野、鶴飼、「高層建築骨組の風による並進-ねじれ連成振動」、日本建築学会東海支部研究報告、1990,2
- [5] Kan, Chopra, "ELASTIC EARTHQUAKE ANALYSIS OF TORSIONALLY COUPLED MULTISTOREY BUILDINGS", EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, Vol.5,1977, pp.395 ~ 412
- [6] Isyumov, "Wind Induced Torque on Square and Rectangular Building Shapes", J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 13, 1983
- [7] Reinhold, "Distribution and Correlation of Dynamic Wind Load", ASCE, Vol109, No.6, EM, 1983,12
- [8] Tallin, Ellingwood, "Wind Induced Lateral-Torsional Motion of Buildings", ASCE, ST, Vol111, No10, 1985
- [9] Islam, Ellingwood, Corotis, "Dynamic Response of Tall Buildings to Stochastic Wind Load", ASCE, Vol.116, No.11, 1990
- [10] 催、神田、「動的風荷重成分間の相互相関特性」、日本風工学会誌、1989, No.41, pp37 ~ 38
- [11] 嶋田、田村、藤井他、「高層建築物の風外力に対する時刻歴応答解析」、日本建築学会大会講概集、1988,10,2073
- [12] 嶋田、田村、藤井、「高層建築物の断面形状による応答の比較」、日本風工学会誌、1989, No.41, pp77 ~ 78
- [13] Kareem, "Lateral-Torsional Motion of Tall Buildings to Wind Loads", ASCE, ST, Vol111, No.11, 1985
- [14] Foutch, Safak, "Torsional Vibration of Along-Wind Excited Structures", ASCE, EM2, Vol107, 1981
- [15] 大熊、金谷、「高層建築物の風によるねじり振動に関する研究・その1」、日本建築学会論文報告集、第248号、昭和51年10月
- [16] 大熊、金谷、「高層建築物の風によるねじり振動に関する研究・その2」、日本建築学会論文報告集、第249号、昭和51年10月

和 51 年 11 月

- [17] 大熊、金谷、「高層建築物の風によるねじり振動に関する研究・その 3」、日本建築学会論文報告集、第 269 号、昭和 53 年 7 月
- [18] 大熊、丸川、草野、「偏心のある箱型高層建築物の風による振動の予測に関する研究」、日本建築学会大会講概集、1987,10,2738
- [19] 大熊、丸川、草野、「高層建築物の風によるねじり振動の予測方法に関する研究」、第 9 回風工学シンポジウム論文集、1986,pp.145 ~ 150
- [20] 片桐、中村、大熊他、「高層建物の並進-ねじれ連成風応答解析に関する研究」、第 11 回風工学シンポジウム論文集、1990,12,pp.227 ~ 232
- [21] 丸川、大熊、百村、「高層建築物の風直角方向およびねじれ方向の応答加速度の予測に関する研究」、第 11 回風工学シンポジウム論文集、1990,12,pp.215 ~ 220
- [22] 志賀、「構造物の振動」、共立出版、1981
- [23] 柴田、「最新耐震構造解析」、森北出版
- [24] 「地震荷重-その現状と将来の展望」、日本建築学会、p253
- [25] Patrickson,Friedmann,"Deterministic Torsional Building Response to Wind",ASCE,ST12,Vol105,1979
- [26] Yang,Lin,Samali,,"Coupled Motion of Wind-Loaded Multi-Story Building",ASCE,EM6,Vol107,12,1981

(1991 年 1 月 28 日受付)