高層建築物の風応答における風直角方向と捩れの固有振動数比の影響
に関する研究EFFECTS OF NATURAL FREQUENCY RATIO OF ACROSS-WIND TO TORSION
ON WIND-INDUCED RESPONSES OF A HIGH-RISE BUILDING片桐 純治*, 丸川 比佐夫**, 大熊 武司***, 藤井 邦雄****
Junji KATAGIRI, Hisao MARUKAWA, Takeshi OHKUMA
and Kunio FUJII

The effects of the natural frequency ratio n_θ/n_X of the across-wind to the torsional vibration on wind-induced responses of a high-rise building has been investigated in wind tunnel tests using a multi-degree-of-freedom aeroelastic model with a side-span ratio of 2 and an aspect ratio of 5. The across-wind response displacement increases steeply as the natural frequency of across-wind vibration close to that of torsional vibration. This phenomenon is caused by the increasing natural frequency component of torsional vibration in the across-wind direction. It is also inherent in motion-induced wind forces in the across-wind direction accompanied by the torsional vibration. However, n_θ/n_X has small effects on the aerodynamic damping ratios and the motion-induced wind forces in the across-wind direction. The difference in the wind response in the across-wind direction due to changing n_θ/n_X is generated by the difference in the magnification factor in the across-wind direction.

Keywords : *Natural Frequency Ratio, Multi-Degree-of-Freedom Aeroelastic Model, Aerodynamic Damping, Motion-Induced Wind Force*
固有振動数比, 多質点系空力弾性模型, 空力減衰, 振動依存風力

1. はじめに

建築物の高層化に伴い, 渦励振, 捩れフラッターなどの構造物の振動と周辺の流れとの相互作用によって生じる振動依存風力による空力不安定振動を考慮した耐風設計が必要となってきた。空力不安定振動を考慮した耐風設計は, 動的天秤などで測定された風力と強制振動実験より求めた振動依存風力を用いて解析的に建築物の風応答を求める方法¹⁾もしくは振動模型を用いた風洞実験により風応答を求める方法²⁾によらなければならない。特に, 振動模型実験によって捩れ振動の空力不安定振動を検討する場合, 捩れの自由度を有する多質点系空力弾性模型を用いる必要がある。

著者等は, これまで辺長比2, アスペクト比5の矩形平面を有する高層建物の風応答を対象に, 多質点系弾性模型を用いた風洞実験により密度比, 減衰定数および偏心の影響に関して検討を行ってきた^{3), 4)}。その結果, 辺長比2の高層建築物では, 捩れ振動の構造減衰定数が1%より小さい場合あるいは風直角方向振動と捩れ振動の構造的な連成を有する場合に無次元風速 $U_H/n_0\sqrt{A}$ (U_H : 模型頂部高さの平均風速, n_0 : 固有振動数, A : 断面積) が4付近の比較的低風速において風外力から推定される応答変位に比較して極めて大きな応答変位が生じる事を明らかにした。

この中で, 偏心等による構造的な連成を有さない場合にも, 風直

角方向と捩れの固有振動数が同程度である場合, 捩れ変位の急激な増加に伴って風直角方向の応答変位も急激に増加する現象が生じることを示した³⁾。固有振動数の接近によって風直角方向振動あるいは捩れ振動が増加する現象は, 大熊他⁵⁾の2次元模型を用いた風洞実験あるいは吉村他⁶⁾の3次元模型を用いた風洞実験からも示されている。また, 風直角方向と捩れの固有振動数に15%程度の差がある場合にも同様の現象が生じる事が河井⁷⁾の実験に示されている。これらの現象は, 風外力の測定結果からは予測し得ないものであり, 構造物の振動に伴って生じる振動依存風力によるものと考えられる。しかし, どのようなメカニズムによるものか詳細に検討されたものはない。

本研究は, 風直角方向と捩れの固有振動数比が建築物の風応答に与える影響に関して, 辺長比2, アスペクト比5の多質点系弾性模型による振動実験結果を基に検討を行う。本研究では, 上記現象の発生要因について明らかにするとともに, 建築物の振動によって生じる振動依存風力に対する固有振動数比の影響について検討する。

2. 実験方法概要

実験は, 測定部高さ2.0m, 幅3.1m, 測定部長さ16mの回流式境

* 俣風工学研究所 主任研究員
** 俣泉創建エンジニアリング構造システム研究室 室長
*** 神奈川大学建築学科 教授・工博
**** 俣風工学研究所 所長・工博

Chief Research Eng., Wind Engineering Institute Co., Ltd.
General Manager, R&D, Izumi Sohken Engineering Co., Ltd.
Prof., Dep. of Arch., Kanagawa University, Dr. Eng.
President, Wind Engineering Institute Co., Ltd., Dr. Eng.

界層風洞で行った。実験模型および実験気流は文献3)に用いたものと同様である。実験模型は、図-1に示す辺長比2、アスペクト比5の6質点系空力弾性模型である。実験模型の密度は 200kg/m^3 とし、高さ方向に一様とした。実験模型の重心および剛心は平面中心と一致している。1次の振動モード形は直線モードに近似している。風直角方向と振れの固有振動数比 n_θ/n_X は振れの固有振動数を柱の位置を変えることによって1.32, 1.11 および0.94の3種類に変化させた。構造減衰定数の調整は、各質点間に粘弾性ゴム(3M VEM ISD111)を張る事によって0.3%~2%の間で行った。実験気流は、郊外風を想定した $\alpha=0.17$ の勾配流である。乱れ強さおよび乱れのスケールはそれぞれ模型頂部高さで7%および45cmである。模型の応答変位の測定は、渦電流式の非接触変位計を用いて行った。データサンプリング周期は3.36ms, データ個数18000個とした。固有振動数および構造減衰定数は自由振動実験より求めた。なお、本論文の図中に示した構造減衰定数は、各実験の開始時と終了時に得られた値の平均値である。

3. 実験結果

3.1 固有振動数比による応答性状の変化

図-2に風直角方向と振れの固有振動数比 n_θ/n_X による無次元変位

の標準偏差の変化を示す。図中の曲線は、動的天秤より得られた転倒モーメントおよび振りモーメントを用いてスペクトルモーダル解析により求めた応答推定値である。図-2の $n_\theta/n_X=1.32$ と0.96の結果は文献3)に掲載されているものと同様である。なお、 hs_X が0.8%以下の風直角方向変位において実験値が途中で途切れているものがあるが、これは振れ変位に発散的な増加が生じた為に測定を打ち切ったことによる。

風直角方向振動では、 n_θ/n_X が0.94の場合、振れ振動の増加に伴う風直角方向振動の急激な増加が見られ、実験値が推定値より大きくなる。一方、 n_θ/n_X が1.32の場合、実験風速の範囲では急激な応答変位の増加は示さず、実験値は推定値と同程度か小さい。 n_θ/n_X が1.11では、風直角方向振動には0.94の場合のような急激な応答変位の増加は見られないが、構造減衰定数 hs_X が1%より小さい場合、 $U_H/n_\theta\sqrt{A}=6$ 付近から実験値は推定値を上回る傾向を示す。

振れ振動は構造減衰定数 hs_θ が0.5~0.6%の場合を除き固有振動数比によらずほぼ同様の応答性状を示す。 hs が0.3%程度の非常に小さな場合、振れ応答変位は $U_H/n_\theta\sqrt{A}=4$ 付近から急激に増加する。 hs_θ が1%程度より大きい場合、 $U_H/n_\theta\sqrt{A}=8$ 付近までは実験

値と推定値はほぼ同様の値を示すが、この無次元風速以上では実験値が推定値を上回る。 hs_θ が0.5~0.6%では固有振動数比によって振れの応答性状は異なり、 n_θ/n_X が0.94の場合 $U_H/n_\theta\sqrt{A}=8$ 付近まで実験値が推定値とほぼ同様の値を示すのに対し、 n_θ/n_X が1.11の場合、 $U_H/n_\theta\sqrt{A}=5$ 付近から発散的な増加を示す。また、 n_θ/n_X が1.32の場合これらの中間的な応答性状となっている。

3.2 応答加速度のパワースペクトル密度および自己相関関数

図-3に応答変位のパワースペクトル密度に ω^4 を掛けて得られる応答加速度の無次元パワースペクトル密度を示す。なお、図中の矢印はパワースペクトル密度のピーク周波数を示し、実線および点線は後述する自己相関関数の近似結果から求めたパワースペクトル値を示す。応答加速度のパワースペクトル密度には、風直角方向および振れの固有振動数以外の周期的な振動成分は見られない。

振れ応答加速度のパワースペクトル密度の実験値には無次元風速および固有振動数比に関わらず振れの固有振動数のみにピークが見られる。風直角方向応答加速度のパワースペクトル密度は、無次元風速3付近では風直角方向の固有振動数におけるピークのみ明瞭で

図-3 応答加速度のパワースペクトル密度(図中の実線および点線は(1.1)式および(1.2)式による近似値を示す)

図-4 風直角方向応答加速度の自己相関関数(図中の実線は(1.1)式および(1.2)式による近似値を示す)

ある。しかし、振れの応答変位が大きな値を示す無次元風速における風直角方向応答加速度のパワースペクトル密度は、いずれの固有振動数比の場合も風直角方向の固有振動数における比較的緩やかなピークと振れの固有振動数における鋭いピークの2つのピークを有する。 n_{θ}/n_X が0.94および1.11の風直角方向応答加速度のパワースペクトル密度のピーク値は、振れの固有振動数成分が風直角方向の固有振動成分より大きな値を示す。同様の結果は、河井⁷⁾による勾配流中での振動実験からも示されている。

図4に風直角方向の応答加速度の自己相関関数を示す。応答加速度波形は、変位のフーリエスペクトルに $(i\omega)^2$ を掛けてフーリエ逆変換することによって求めた。その際、2次モード以上の高次成分を除去するため10Hz以上の振動数成分は1/1000倍した。 n_{θ}/n_X が0.94および1.11の場合、風直角方向加速度の自己相関関数はピートした波形となる。これは、パワースペクトル密度からも明らかなように、風直角方向と振れの固有振動数のピークが同程度のパワーを有する為である。一方、固有振動数比 n_{θ}/n_X が1.32の場合は、全体的には単調な減衰波形であるが、個々のピークには若干の上下が見られる。

先に述べたように、風直角方向および振れの応答加速度のパワースペクトル密度には、風直角方向の固有振動数と振れの固有振動数以外の周期的な振動成分が見られない。そこで、応答加速度の自己相関関数が風直角方向と振れの固有振動数の自由振動波形の和で表されると仮定して(1.1)式および(1.2)式で風直角方向応答加速度および振れ応答加速度の自己相関関数を近似した。

$$R_{\bar{X}}(\tau)/\sigma_{\bar{X}}^2 = \kappa_{XX} \exp(-2\pi n'_X h_X \tau) \cos(2\pi n'_X \tau) + \kappa_{X\theta} \exp(-2\pi n'_\theta h_\theta \tau) \cos(2\pi n'_\theta \tau) \quad (1.1)$$

$$R_{\theta}(\tau)/\sigma_{\theta}^2 = \kappa_{\theta X} \exp(-2\pi n'_X h_X \tau) \cos(2\pi n'_X \tau) + \kappa_{\theta\theta} \exp(-2\pi n'_\theta h_\theta \tau) \cos(2\pi n'_\theta \tau) \quad (1.2)$$

ここで、 $h_{X,\theta}$:等価減衰定数(構造減衰定数 h_s +空力減衰定数 h_a)、 $n'_{X,\theta}$:空力剛性が加味された見かけ上の固有振動数、 κ_{ij} :自己相関関数に占める風直角方向および振れ振動の固有振動数に対応する成分(以下、固有振動数成分と呼ぶ)の割合で最初の添え字 i は振動方向を、二番目の添え字 j は固有振動数成分を表す。なお、風直角方

向加速度の自己相関関数の近似((1.1)式)では κ_{XX} 、 $\kappa_{X\theta}$ 、 n'_X および h_X をパラメーターとし、振れ加速度の自己相関関数の近似((1.2)式)では $\kappa_{\theta X}$ 、 $\kappa_{\theta\theta}$ 、 n'_θ および h_θ をパラメーターとして、実験値との二乗誤差が最小となるように各パラメーターを決定した。

図-3および図-4には(1.1)式および(1.2)式による近似結果を曲線で示しているが、パワースペクトル密度、自己相関関数ともよく一致した結果が得られている。

図-5に風直角方向応答加速度における風直角方向の固有振動数成分および振れの固有振動数成分の割合 κ_{XX} 、 $\kappa_{X\theta}$ の固有振動数比による変化を示す。なお、振れ振動に占める風直角方向の固有振動数成分 $\kappa_{\theta X}$ は $U_H/n_\theta\sqrt{A}=10$ 以下では構造減衰定数および固有振動数比によらず1%以下であった。また、空力剛性による固有振動数の変化は本実験の範囲では2%以下と小さかった。

n_{θ}/n_X が1.32の場合、風直角方向振動における $\kappa_{X\theta}$ は κ_{XX} に比べ小さい。一方、 n_{θ}/n_X が0.94の場合、全ての構造減衰定数において $\kappa_{X\theta}$ が風速の増加に伴い増加し、 $\kappa_{X\theta}$ と κ_{XX} がほぼ同程度の値を示す。 n_{θ}/n_X が1.11の場合は、振れの応答変位に発散的な増加の見える $h_{s\theta}$ が0.6%以下において $\kappa_{X\theta}$ の増加が見られるが、 $h_{s\theta}$ が1%以上の場合には $\kappa_{X\theta}$ の割合は小さい。したがって、固有振動数が接近した時に生じる風直角方向振動の急激な応答変位の増加は、主として風直角方向振動における振れの固有振動数成分 $\kappa_{X\theta}$ の増加によるものである。

4. 考察

本項では自己相関関数の近似結果を基に、まず、建築物の風応答性状に大きく影響する空力減衰定数の固有振動数比による変化に関して検討する。続いて、風直角方向応答変位の急激な増加の主な要因である振れの固有振動数成分 $\kappa_{X\theta}$ に関して考察する。

4.1 空力減衰定数

図-6に自己相関関数の近似結果から得られた等価減衰定数(h_s+h_a)から無風時の自由振動実験より求めた構造減衰定数 h_s を差し引いて求めた空力減衰定数 h_a を示す。図-6には大熊⁸⁾による3次元模型を用いた強制加振実験の結果から求めた空力減衰定数 h_a も示した。なお、文献⁸⁾の強加振実験は、本研究と同様のアスペクト比および辺長比を有する模型を用いて $\alpha=1/4$ の勾配流中で2H/

図-5 風直角方向振動における風直角方向および振れの固有振動数成分の割合

3および2H/5高さの振動依存層風力が測定されている。ここでは、2H/3高さでの振動依存層風力が高さ方向に一樣に作用すると仮定して(2.1)式および(2.2)式によって空力減衰定数 ha を求めた。

$$ha_x = -\frac{C_{Li}}{x_0/H} \frac{3}{16\pi^2} \frac{\rho_a}{\rho_b} \left(\frac{U_H}{n_x \sqrt{BD}} \right)^2 \frac{D}{2H} \quad (2.1)$$

$$ha_\theta = -\frac{C_{Mi}}{\theta_0} \frac{3}{16\pi^2} \frac{\rho_a}{\rho_b} \left(\frac{U_H}{n_\theta \sqrt{BD}} \right)^2 \frac{D^2}{2j^2} \quad (2.2)$$

ここで、 C_{Li} 、 C_{Mi} ：強制加振実験より得られた2H/3高さにおける振動依存層揚力係数および振動依存層振りモーメント係数、 x_0 、 θ_0 ：模型頂部での変位片振幅、 H 、 B 、 D ：それぞれ模型の高さ、見附幅および奥行き、 $j = \sqrt{I/m}$ （回転半径、 I ：慣性モーメント、 m ：質量）、 ρ_b ：建物密度（ $=M/3BDH$ 、 M ：風直角方向振動の一般化質量）、 ρ_a ：空気密度である。

風直角方向、振れとも hs が1%を超える場合、空力減衰定数 ha はばらつくが、 hs が1%未満の結果と一致した傾向を示している。

風直角方向振動の空力減衰定数 ha_x は、無次元風速4付近で-0.4%程度の極小値を示し、風速とともに単調に増加する。振り振動の ha_θ は、無次元風速3付近で+0.5%程度の極大値を示し、無次元風速4付近から負減衰となる。振れの応答変位に発散的な増加が見られる $hs_\theta < 0.5\%$ の場合、 ha_θ は hs_θ とほぼ同様の値まで減少し、等価減衰定数($hs_\theta + ha_\theta$)はほぼ0になる。 $hs_\theta > 0.5\%$ では、 ha_θ はさらに減少し、無次元風速5～8では-0.5%程度の一定値を示し、無次元風速8を超える風速付近から再び減少する。

風直角方向振動の空力減衰定数 ha_x は、固有振動数比 n_θ/n_x が0.94の無次元風速6以上の時に他の固有振動数比と比べ多少差が見

られる他は、固有振動数比による大きな差は見られない。 n_θ/n_x が0.94の場合、他の固有振動数比の場合と比べ無次元風速6以上では ha_x が小さ目の値を示すが、 ha_x は負値にはならない。振れ振動の ha_θ にも固有振動数比による大きな差は見られないが、無次元風速5～8の時の値が固有振動数比によって若干異なっている。このため図-2における振れ変位の固有振動数比による応答性状の差が $hs_\theta = 0.5 \sim 0.6\%$ の時に生じているものと思われる。

応答加速度波形から求めた空力減衰定数と強制振動実験結果より求めた空力減衰定数を比較すると、値そのものは異なるが両者はよく一致した傾向を示している。したがって、固有振動数の接近が風直角方向および振れ方向の空力減衰定数に与える影響は小さい。

4.2 振れ振動に伴う風直角方向振動依存風力

応答加速度の自己相関関数の近似パラメーターのうち、風直角方向振動における振れの固有振動数成分の割合 $\kappa_{x\theta}$ が振れ振動に伴う

(c) 文献8)の強制加振実験結果より求めた空力減衰定数

図-6 空力減衰定数

風直角方向の振動依存風力, すなわち振動依存風力の連成項によるものであり, かつ, 振れ振動に伴う風直角方向の振動依存風力による応答が外力によるものと同様にランダム振動における強制振動解として扱えると仮定して, 振れ振動に伴う風直角方向の振動依存風力係数を(3.1)式および(3.2)式により求めた。

$$\frac{C'_{L\theta}}{\sigma_{\theta\theta}} \left(\frac{U_H}{n'_\theta \sqrt{A}} \right)^2 = \frac{\sigma_{L\theta}}{\sigma_{\theta\theta} q_H D H} \left(\frac{U_H}{n'_\theta \sqrt{A}} \right)^2 \quad (3.1)$$

$$= \frac{\sigma_{\ddot{X}} \sqrt{|\kappa_{X\theta}|}}{D \sigma_{\ddot{\theta}} \sqrt{|\kappa_{\theta\theta}|}} \frac{8\pi^2}{3} \frac{\rho_b}{\rho_a} \left(\frac{n'_X}{n'_\theta} \right)^2 \frac{1}{\sqrt{\chi(n'_\theta/n'_X)}}$$

$$\chi(n'_\theta/n'_X) = \frac{1}{\left\{ 1 - (n'_\theta/n'_X)^2 \right\}^2 + 4h_X^2 (n'_\theta/n'_X)^2} \quad (3.2)$$

ここで, $\sigma_{L\theta}$: 振れ振動に伴う風直角方向振動依存風力の標準偏差, h_X : 風直角方向の等価減衰定数, q_H : 模型高さの速度圧である。

また, 先の仮定より, 振れ振動に伴う風直角方向の振動依存風力と振れ振動の位相差 $\varphi_{L\theta}$ は, 風直角方向応答加速度と振れ応答加速度の相互相関関数より(4.1)式および(4.2)式によって求められる。なお, (4.1)式による近似では, n'_θ および n'_X は(1.1)式および(1.2)式による自己相関関数の近似結果から得られた値を用いた。

$$R_{\ddot{X}\ddot{\theta}}(\tau) = \overline{\ddot{X}(t+\tau)\ddot{\theta}(t)}$$

$$= A_\theta \exp(-2\pi n'_\theta h_\theta \tau) \cos(2\pi n'_\theta \tau + \varphi_\theta)$$

$$+ A_X \exp(-2\pi n'_X h_X \tau) \cos(2\pi n'_X \tau + \varphi_X) \quad (4.1)$$

$$\varphi_{L\theta} = \varphi_\theta + \tan^{-1} \frac{2h_X n'_\theta / n'_X}{1 - (n'_\theta / n'_X)^2} \quad (4.2)$$

ここで, A_θ , A_X : 初期振幅, φ_θ , φ_X : 位相差である。

図-7に風直角方向応答加速度と振れ応答加速度の相互相関関数および近似結果の一例を示す。相互相関関数の近似結果は自己相関関数と同様により近似が得られた。

図-8に振れ振動に伴う風直角方向振動依存風力係数および位相差の推定結果を示す。なお, 振動依存風力係数および位相差の推定には(3.2)式および(4.2)式で用いた応答関数が振れの固有振動数における値を用いている事を考慮し, 振れ振動の等価減衰定数 ($hs_\theta + ha_\theta$) が1%未満のものを用いた。振動依存風力係数は, 無次元風速の二乗を掛けたものを表示している。図-8には大熊他⁸⁾の強制加振実験における2H/3高さでの測定結果も併記した。

振れ振動に伴う風直角方向の振動依存風力係数は固有振動数比によらずほぼ同様の値を示す。位相差は, n_θ/n_X が1.32の時, 無次元風速4付近において他の固有振動数比の場合と比べ多少差があるがほぼ同様の傾向を示している。無次元風速4付近における固有振動数比による差は, n_θ/n_X が0.94および1.11の時に風直角方向振動に伴って生じる振動依存振りモーメントを考慮していないためと思われる。振動依存風力係数は, 無次元風速4付近で極小値を示し, 無次元風速4以上の風速では, 風速のほぼ3乗に比例して増加する。位相差は, 無次元風速4付近で $-\pi$ 付近から $+\pi/2$ まで急激に変化し, 無次元風速5以上の風速では緩やかな変化を示す。

応答加速度から求めた振動依存風力と強制加振実験結果を比較す

図-7 応答加速度の相互相関関数の一例
(図中の実線は(4.1)式による近似結果)

(a) 振動依存風力係数

(b) 位相差

(c) 文献8)の強制加振実験結果より求めた
振動依存風力 ($\theta_0 D/2H=0.25\%$)

図-8 振れ振動に伴う風直角方向振動依存風力

ると、振動依存風力係数および位相差とも同様の傾向を示しており、先の仮定の妥当性が示された。また、空力減衰定数と同様に、固有振動数比が振れ振動に伴う風直角方向の振動依存風力に与える影響は小さい。したがって、固有振動数比による風直角方向の風応答性状の差は(3.2)式で示される風直角方向の応答倍率の固有振動数比による差によって生じる。また、これらの結果から、振動依存風力の連成項が支配的となる風応答の振動形は、風直角方向と振れ振動が(4.2)式から得られる位相差 φ_0 を有する事が分かる。すなわち、風上側もしくは風下側のどちらを大きく振る振動形となるかは、振動依存風力の位相差と応答倍率の位相差によって決定される。

5. 結論

辺長比2の高層建築物では、風直角方向と振れの固有振動数が接近した場合に風直角方向の応答変位に急激な増加が生じる。これは、風直角方向振動における振れの固有振動数成分の増加によるものであり、振れ振動に伴って生じる風直角方向の振動依存風力、いわゆる振動依存風力の連成項に起因する。しかし、風直角方向と振れの固有振動数比 n_0/n_x が空力減衰定数あるいは振れ振動に伴う風直角方向の振動依存風力係数および位相差に与える影響は小さく、 n_0/n_x による風直角方向の風応答性状の差違は、振れの固有振動数における応答倍率の差によって生じる。また、振動依存風力の連成項による応答は、風直角方向と振れの固有振動数に数%の差を有する場合には、外力による風応答と同様に強制振動として扱うことが可能である。

参考文献

- 1) 例えば、大熊武司、丸川比佐夫、鶴見俊雄、山本学：高層建築物の空力不安定振動の予測、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)1993年9月、pp1127-1128
- 2) 例えば、Isyumov, N., The Aeroelastic Modeling of Tall Buildings, International Workshop on Wind Tunnel Modeling for Civil Engineering Applications, Cambridge University Press 1983, pp373-407
- 3) 丸川比佐夫、片桐純治、勝村章、藤井邦雄：多質点系弾性模型の開発と高層建築物の風応答評価についての検討、日本建築学会構造系論文集第484号、pp39-48
- 4) 片桐純治、丸川比佐夫、勝村章、藤井邦雄：偏心を有する高層建築物の風応答に関する実験的研究、第14回風工学シンポジウム(1996)、pp443-448
- 5) 大熊武司、木村充幸、伊藤純子、宮澤浩史：矩形断面構造物の曲げ振れ空力不安定振動に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、1996年9月、pp245-246
- 6) 吉村直樹、丸川比佐夫、大熊武司、高橋尚二：高層建築物の風による並進・振れ振動実験、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)1994年9月、pp223-224
- 7) 河井宏允：高層建築物の渦励振、ギャロッピング、フラッター、第12回風工学シンポジウム(1992)、pp267-272
- 8) 大熊武司、片桐純治、丸川比佐夫、宮澤浩史、片岡里美：高層建築物に作用する振動依存風力特性に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)1997年9月、pp187-190

(1997年7月8日原稿受理、1997年12月3日採用決定)