

# 複合形状を有する超高層ビルの耐風設計

—(仮)電通新社屋建設プロジェクトへの適用—

佐々木 晶 邦 川 口 彰 久  
 秋 山 猛 小 泉 達 也  
 (本社 設計11部) (本社 設計12部)

## Wind Resistant Design of a High-Rise Building with a Complex Shape

— Application to Dentsu New Head Office Project (Provisional) —

Akikuni Sasaki Akihisa Kawaguchi  
 Takeshi Akiyama Tatsuya Koizumi

### Abstract

This report describes: (1) Some significant results of wind tunnel tests carried out in accordance with a flowchart. (2) Establishment of a simplified wind resistant design method applied to the 210-m high Dentsu new head office project. Wind pressure and wind forces acting on a scale model were measured, and their characteristics, such as local negative pressure distribution and force coefficient, were investigated. Furthermore, unsteady aerodynamic forces were measured using a 4-mass aeroelastic model. There was no significant aeroelastic instability.

### 概 要

本報告は、電通新社屋建設プロジェクトに対応して複合形状建物の風荷重算定のために実施した、一連の風洞実験および耐風設計について報告するものである。風洞実験は、外壁に作用する風圧力や建物に作用する基部せん断力を測定し、周辺街区や実験風向の影響、壁面に作用する局部負圧や空気力特性を考察した。さらに、振動依存風力の影響を調べるため4質点モデルによる空力振動実験を実施し、空力不安定振動が発生しないことを確認した。設計風荷重は、任意の構面を想定した荷重の包絡楕円を提案し、制振部材の疲労設計を行った。

## 1. はじめに

### 1.1 背景

現在、汐留再開発地区に建設が進められている(仮)電通新社屋オフィス棟(最高高さ210m)は、直線と曲線とが組み合わされたブーメラン型形状を有する超高層ビルである。特徴的な建物形状を構成するCFT(鋼管コンクリート)柱とスーパーメガフレームからなる主要構造体は、架構が直交しておらず架構面毎に異なる角度を構成している。加えて、地震・強風時の応答を低減する目的で制振ダンパーおよび頂部制振装置の設置が計画された。このような建物では、設計外力としての風荷重特性を把握することが不可欠<sup>1), 2), 3)</sup>である。本研究では、複合形状建物の耐風設計を合理的に行うための風洞実験を実施して耐風性能の評価を行った結果を報告するものである。

### 1.2 耐風設計クライテリア

風・地震の外力に対する居住性と安全性を確保できる「高性能・高耐久ビル」を実現するため、Table1に示す目標値を定義した。耐風設計フローをFig.1に示す。

Table 1 耐風設計クライテリア  
 Wind Resistant Design Criterion

耐風設計のクライテリア			
レベル	居住性	レベル1	レベル2
入力	再現期間1年の風速	再現期間100年の風速	再現期間500年の風速
クライテリア	日本建築学会「建築物の揺動に関する居住性能評価指針」のランクⅡ	部材応力は短期許容応力度以下。層間変形角は1/200以下。	部材の一部の塑性化は許容。骨組は引弾性的に挙動する範囲内。

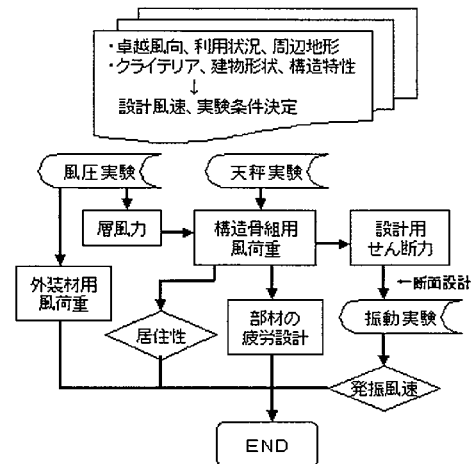


Fig. 1 耐風設計フロー

Flowchart of Wind Resistant Design

2. 風洞実験

2.1 事前調査

建設予定地の風の性状は、東京管区気象台の観測データにより把握した。1991~95年までの観測資料(日最大風速、観測高さ74.6m)による、季節別・年間および8m/s以上の強風の風向出現頻度をFig.2に示す。通年の最多風向はNNWとS、8m/s以上の強風についてみると最多風向はNNWである。風向出現頻度を把握することにより応答評価をより合理的なものとする事ができる。

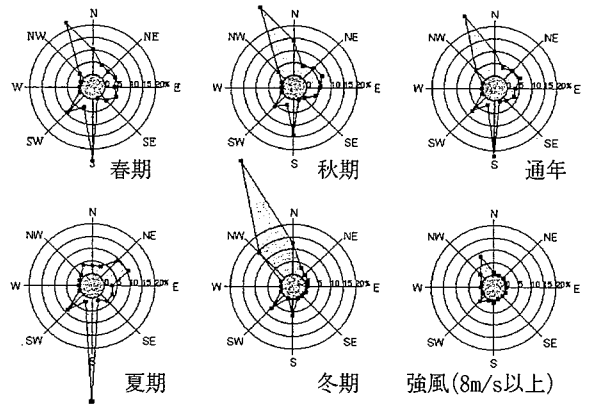


Fig.2 風向出現頻度

Appearance Frequency of wind directions

2.2 実験概要

実験気流は、荷重指針<sup>4)</sup>の地表面粗度区分Ⅲを再現し、気流と模型の縮尺を一致させた。模型軒高の実験風速Uは、風圧実験が14m/s、天秤実験が9m/sである。模型写真、実験条件、実験ケース写真をTable2に示す。実験ケースは、A街区単独がオフィス棟・商業棟およびDHC(地域冷暖房施設)、A+BC街区はこれにB・C街区の高層建物(それぞれ最高高さ221mおよび219m)を加えた状態である。

風圧力の計測は、模型壁面に設けた内径1mmの圧力測定孔(合計280点)に作用する圧力をビニールチューブを介して圧力変換器に導き、基準点の静圧との差圧から求めた。チュービングによる変動圧力の歪みは、計測後に周波数領域で補正した。さらに、1,000分の1秒間隔の時系列データに対し7個ずつの移動平均を行い、瞬間値の評価時間を150分の1秒(実時間1.0秒)とした。風圧係数Cpは、移動平均後の実時間10分相当データ4組のアンサンブル平均から計算した。測定点の位置をFig.3に示す。

空気力は、模型基部に作用するせん断力や転倒・ねじれモーメントを5分力天秤を用いて計測した。天秤のZ軸はオフィス棟の剛心と一致させた。Fig.3に風力軸を示す。

振動実験は、実験風速を設計風速(64.4m/s)の約2倍まで変化させて、空力不安定振動発生の可能性を検討した。1次モード(X, Y, θz)を実建物に合わせた4質点3自由度振動模型を用いた。実験風向は、天秤実験結果を参考にして4風向(60°, 115°, 220°, 310°)を設定した。転倒角の平均値や標準偏差は、時刻歴データ4096個(実時間10分間相当)4組のアンサンブル平均として算定した。

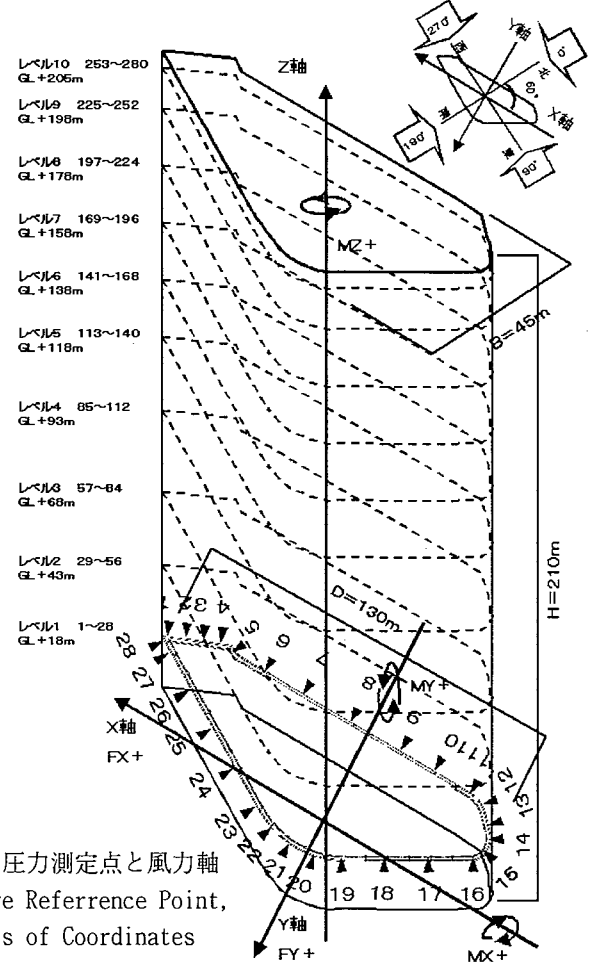


Fig.3 圧力測定点と風力軸  
Pressure Reference Point,  
The Axis of Coordinates

Table2 実験模型  
Specifications of the Experimental Model

	風圧実験	天秤実験	弾性模型実験	実験ケースの状況
模型縮尺	1:600		1:300	
設計風速	55.5m/s(再現期間100年)	55.5m/s(再現期間100年) 64.4m/s(再現期間500年) 28.2m/s(再現期間1年、居住性検討)	再現期間500年風速の約2倍 (=120m/s)まで	
模型写真				
実験条件	圧力測定点: 280点(オフィス棟外壁) 実験風向: 10°刻み、36風向 計測条件: 1kHz、20sec	実験模型: バルサ型 実験風向: 10°刻み、36風向 計測条件: 500Hz、30sec	実験模型: 4質点等価せん断型 実験風向: 4風向 計測条件: 200Hz、180sec	
実験ケース	A街区単独(オフィス棟、商業棟、DHC) A+BC街区(A街区単独+B、C街区)	A街区単独(オフィス棟、商業棟、DHC) A+BC街区(A街区単独+B、C街区)	オフィス棟単独	

### 2.3 風圧力特性

2.3.1 実験データ 風圧係数は、アンサンブル平均後の時系列に対し、模型軒高の速度圧で基準化を行い、得られた瞬間風圧係数 $C_{pi}$ から平均・変動・最大瞬間・最小瞬間風圧係数 $C_{pave}$ ,  $C_{prms}$ ,  $C_{pmax}$ ,  $C_{pmin}$ を算出した。

$$C_{pave} = \frac{\sum C_{pi}}{N} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$C_{prms} = \sqrt{\frac{\sum (C_{pi} - C_{pave})^2}{N}} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$C_{pmax} = \max\{C_{pi}\} \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$C_{pmin} = \min\{C_{pi}\} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 $N$ はデータ数、である。

2.3.2 風圧係数分布  $C_{pmin}$ の全風向最小値として定義される $C_{pmin,min}$ は、A+BC街区でオフィス棟の東西端部付近(レベル7)で絶対値の大きな値を示す(Fig.4参照)。 $C_{pave}$ の全風向最小値 $C_{pave,min}$ と $C_{pmin,min}$ は、上記位置で値が最小となる風向と比較するとA+BC街区がA街区単独よりさらに小さくなった。Fig.6に、Fig.4に示す測定点の圧力分布を示す。-2を下回る大きな瞬間負圧が見られ、平均負圧も大きい。Fig.5から、オフィス棟端部の測定点169,184では変動風圧力スペクトルの形状は高周波域が強く、A+BC街区ではさらに高周波側に移動する。

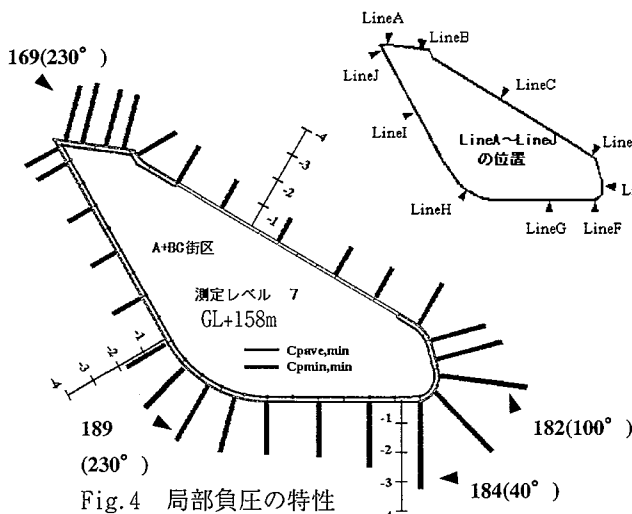


Fig.4 局部負圧の特性

#### Characteristics of Local Pressure

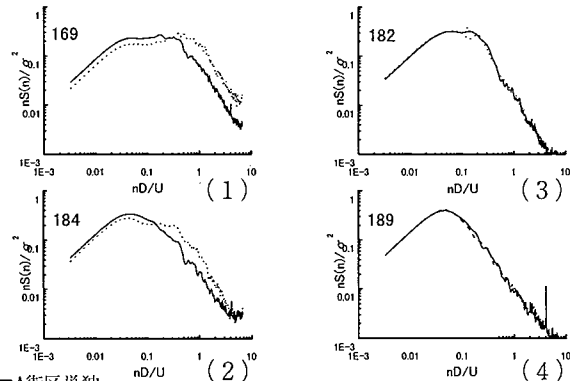


Fig.5 局部負圧とパワースペクトルの関係  
Relations Between Local Pressure and Power Spectrum

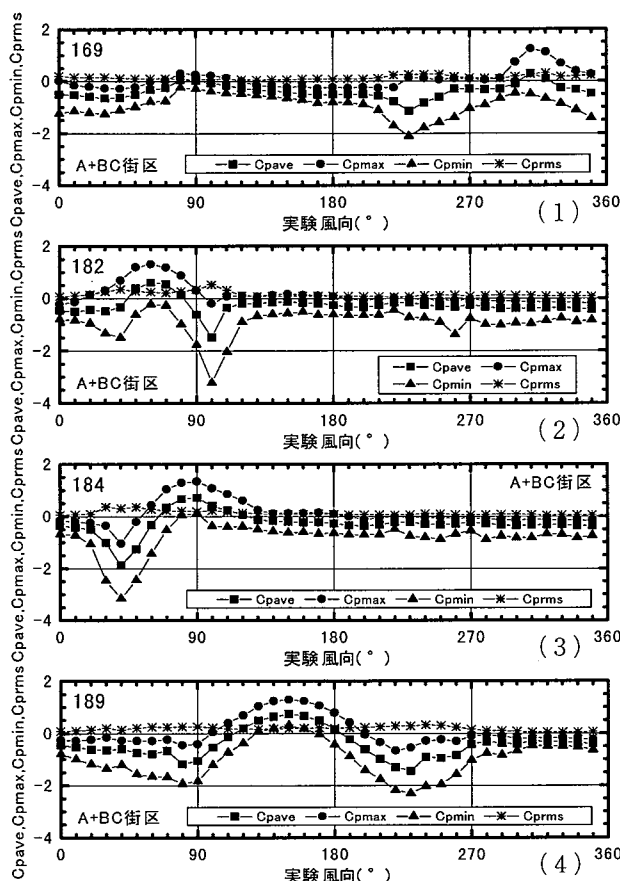


Fig.6 風圧係数の風向分布

#### Distribution of Cp

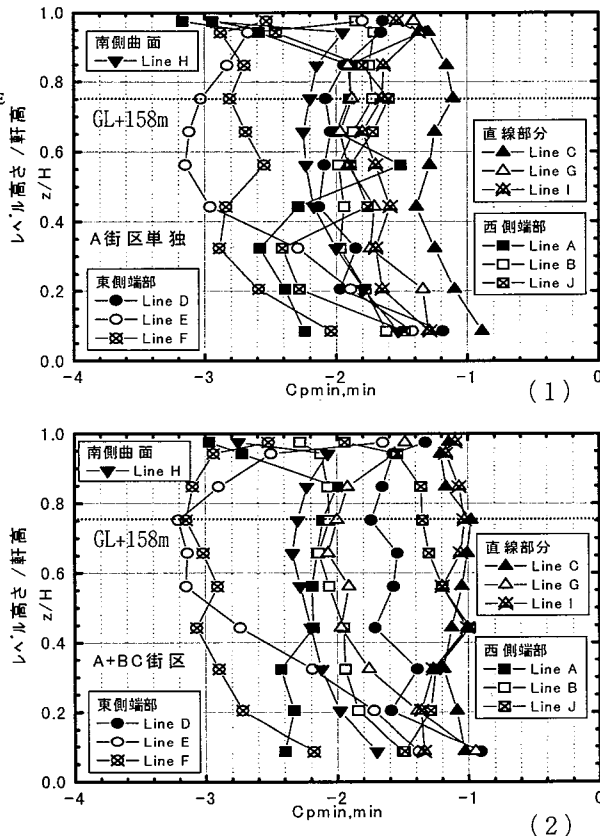


Fig.7  $C_{pmin,min}$ の高さ方向分布  
 $C_{pmin,min}$  Along with Measuring Level

しかし、変動風圧スペクトルに鋭いピークは見られず、スペクトル強さも増加しない。以上から、曲壁面における負圧増加の原因は、剥離渦によるものではなく壁面近傍を流れる気流速度の増加によるものと推測される。

Fig.7は、 $C_{pmin,min}$ の鉛直分布を示したものである。測定点の縦列をLine A~Jとした。壁面が直線を構成するLine C,Iでは、分布は鉛直方向にはほぼ一定で絶対値は2以上となる。西側端部のLine Bについても、 $z/H$ が0.4以上では同様の傾向である。これに対し、東側端部のLine E,Fではレベル5~7で-3前後の極めて強い負圧を示し、それよりも上層ないし下層では負圧が急激に回復していることがFig.7(2)から分かる。また、A+BC街区はA街区単独と比べて直線部分のLine C,G,Iの負圧は回復するが、東側端部付近のLine E,F(レベル5~7)の負圧はより顕著となる。これは、他街区が建設されることにより街区全体の影響を受けて、街区の端部にオフィス棟が位置する風向時に壁面近傍の風速が増加したためと思われる。

2.3.3 楕円形状建物の場合 楕円形状建物(高さ144m, 軸比:2.6)で測定された風圧分布をFigs.8,9に示す。壁面で最小負圧が観測されるGL+93m( $z/H=0.65$ )での風圧分布を見ると、-5を下回る極めて強い局部負圧が長軸端部付近のLine a~cに発生している。Line d~gも曲面を構成しているが、負圧の値はLine a~cに対し大きく回復している。このような傾向はオフィス棟東側端部と南側壁面の関係と同様の傾向であり、強い局部負圧は、壁面の高さと壁面の曲率に関係していることが窺える。

2.3.4 荷重指針との関係 Fig.10に、 $C_{pmin,min}$ および $C_{pmax,max}$ の全測定点についての一覧を示す。図の横軸は、28点毎に一つの測定レベルを構成している。縦軸は絶対値で表示した。図中にある記号付き線群は、荷重指針にある円形の平面をもつ建築物の外圧係数 $C_{pe}$ と外圧のガスト影響係数 $G_{pe}$ を計算してその積を示したものである。円形平面の算出法を採用した根拠は、オフィス棟の $C_{pmin,min}$ の鉛直分布が高さ方向に勾配をもっていることが判明したためである。計算に際し、外壁面は滑らかであると仮定し、建築物の外径を130m(Fig.3にあるDを採用)、45m(Fig.3にあるBを採用)とした。オフィス棟東側端部付近の $C_{pmin,min}$ の値は特に大きい。建築物外径を45mとした場合にはおおむね指針式で算出した $C_{pe} \cdot G_{pe}$ の範囲内に収まっていることが分かる。参考に、指針にある長方形平面で高さ45m以上の高層建物に採用されている $C_{pe} \cdot G_{pe}$ の負側の絶対最大値3.08を図中に示した。

2.3.5 外装材用風荷重 オフィス棟の任意の測定点の外装材設計用風荷重は、図中の実線と点線を比較して大きい風力係数を採用し、これに建物高さの速度圧を乗じて算出した。外装材用風荷重は、オフィス棟東側端部付近で最も大きな値となり、A+BC街区の場合およそ4.90~6.18kN/m<sup>2</sup>、A街区単独ではおよそ4.61~5.98kN/m<sup>2</sup>となり、A+BC街区の方が大きい。一方、他の壁面については、外装材用風荷重の値は同じ程度か、A+BC街区がA街区単独より小さい。

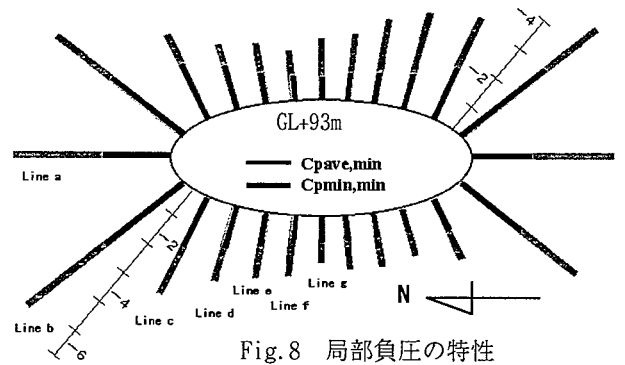


Fig.8 局部負圧の特性  
Characteristics of Local Pressure

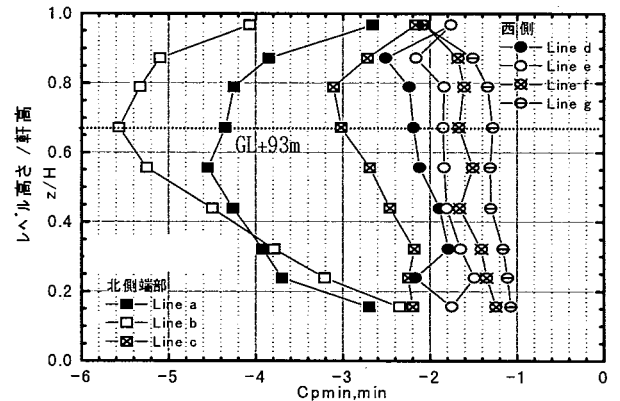


Fig.9  $C_{pmin,min}$ の高さ方向分布

$C_{pmin,min}$  Along with Measuring Level

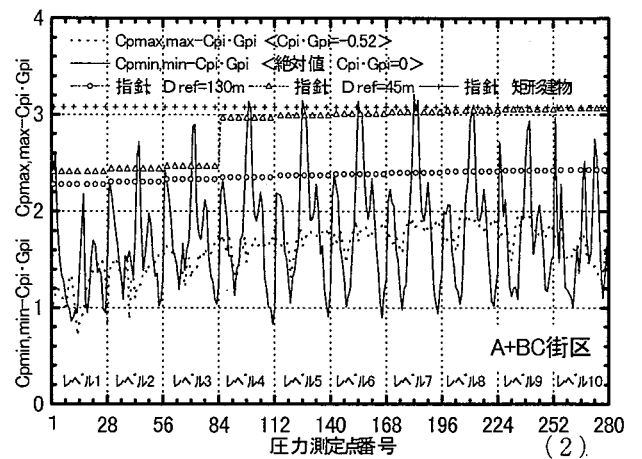
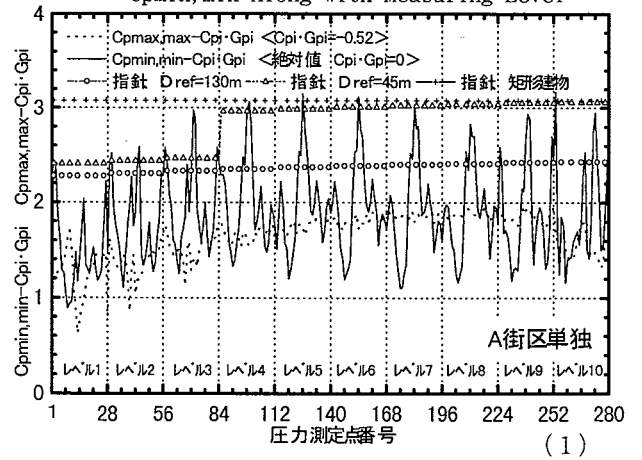


Fig.10 荷重指針との比較

Comparison with AIJ Recommendations

2.4 空気力特性

2.4.1 空気力係数 測定した空気力 $F_x, F_y, M_x, M_y, M_z$ は、以下に示す方法で無次元化した。

$$C_{F_x} = \frac{F_x}{0.5\rho U_H^2 A} \dots\dots\dots (5)$$

$$C_{F_y} = \frac{F_y}{0.5\rho U_H^2 A} \dots\dots\dots (6)$$

$$C_{M_x} = \frac{M_x}{0.5\rho U_H^2 AH} \dots\dots\dots (7)$$

$$C_{M_y} = \frac{M_y}{0.5\rho U_H^2 AH} \dots\dots\dots (8)$$

$$C_{M_z} = \frac{M_z}{0.5\rho U_H^2 AD} \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 $\rho$ は空気密度( $N \cdot s^2/m^4$ )、 $U_H$ は基準風速(m/s)、 $A=H \times D(m^2)$ 、である。

2.4.2 平均空気力特性 天秤実験と風圧実験の結果からそれぞれ計算した空気力係数の特性をFig. 11に示す。風圧実験結果は、白抜き記号で示した。比較すると、両者の値は概ね一致している。オフィス棟のような複合形状を有する建物についても、風圧実験結果から算出した空気力がほぼ同じであることが分かった。

Y軸方向の平均空気力係数について、実験風向の影響を考察する。A街区単独ではオフィス棟の長辺方向と風向が一致する $80^\circ$  および $250^\circ$  付近で平均空気力係数は0となり、風向がおよそ $160^\circ$  付近と $270^\circ$  以上で絶対値の大きな値( $C_{F_y}=0.84 \sim 0.92$ ,  $C_{M_x}=0.43 \sim 0.48$ )を示している。 $C_{F_y}$ および $C_{M_x}$ が $C_{F_x}$ ,  $C_{M_y}$ と比べて大きな値となる理由は、Y軸がオフィス棟の短辺方向と一致しているため長辺方向を見付とする大きな風力を受けるためである。A+BC街区では、北西の方角に位置するBC街区高層棟の影響を受けて $270 \sim 350^\circ$  の風向角で係数値が小さくなっている。

$C_{M_z}$ は、A街区単独の場合について見ると、 $30^\circ, 80^\circ, 230^\circ, 280^\circ$  の実験風向で値が大きくなる。これらの風向は、いずれもオフィス棟X軸に対し $10^\circ \sim 40^\circ$  の傾きを有する。風圧実験では、上記の風向に対応してオフィス棟壁面の負圧が極めて強くなっていた。また、楕円形状の建物に関する天秤実験<sup>5)</sup>においても長軸に対し $25^\circ$  の風向でねじれ応答が最大値を示すことが示されていた。

2.4.3 変動空気力特性 変動空気力のパワースペクトルをFig. 12に示す。図中に示す2本の縦線は、左側からそれぞれ再現期間100年、500年に対応した無次元周波数である。A+BC街区でスペクトルのピークと設計風速が一致する状況が見られ、風向 $240^\circ$  において傾向が著しい。これらは、BC街区が建設されたことによる影響を受けて、高周波域のピークが強くなったためと考えられる。A街区単独ではこのようなスペクトルピークと設計風速の一致は見られないが、Fig. 12(1)から季節風程度の短い再現期間での居住性悪化が懸念される。また、BC街区が建設された状況で $240^\circ$  のような風向では、設定した風速の再現期間中にY軸方向ないしねじれの応答が問題となることが予測される。

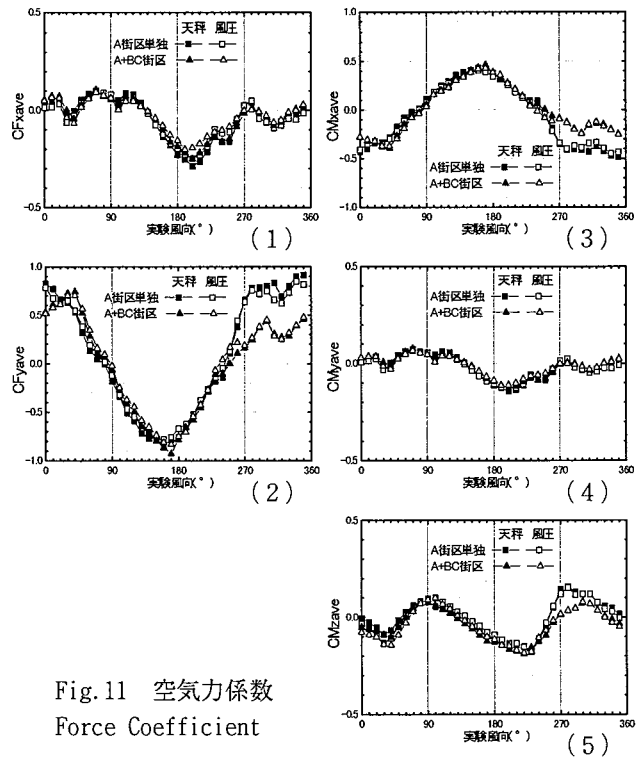


Fig.11 空気力係数 Force Coefficient

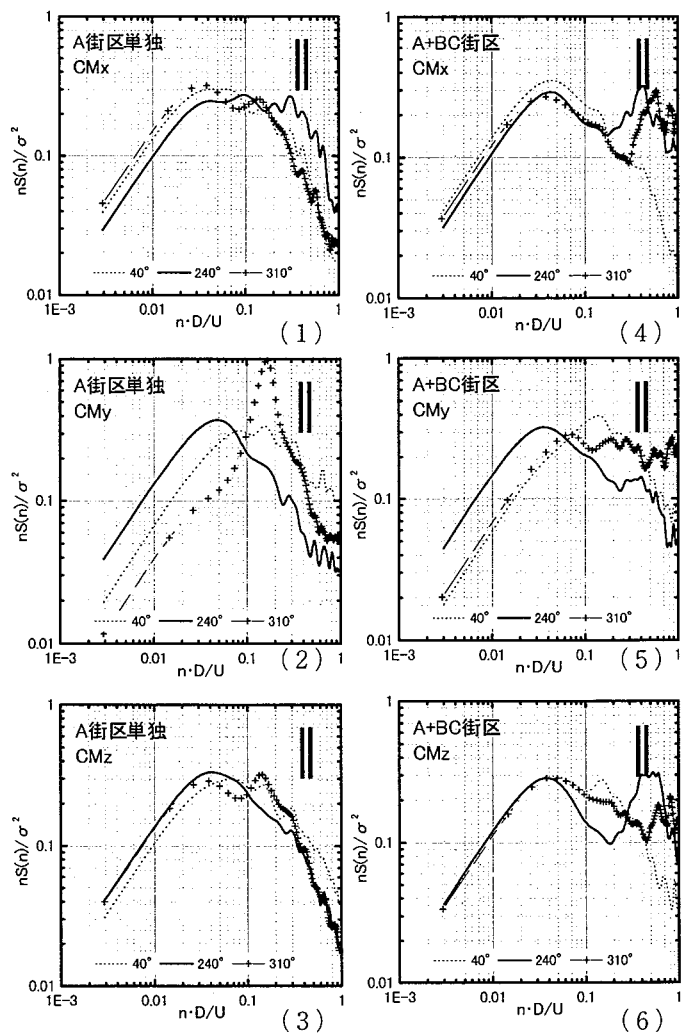


Fig.12 変動空気力スペクトル Power Spectrum of Wind Force

2.4.4 応答特性 質点*i*での並進運動により生じる加速度  $\ddot{x}_i$  および  $\ddot{y}_i$ , 質点*i*の剛心からの水平距離*L*(m)におけるねじれ振動により生じる加速度  $\ddot{\theta}_i$  は, それぞれ次式により求められる。

$$\ddot{x}_i = g_x (2\pi \cdot n_{x0})^2 [\sigma_{Mx2} \cdot \mu_{xi} \cdot Z_N / \{(2\pi \cdot n_{x0})^2 m_x^* \cdot Z_N^2\}] \dots (10)$$

$$\ddot{y}_i = g_y (2\pi \cdot n_{y0})^2 [\sigma_{My2} \cdot \mu_{yi} \cdot Z_N / \{(2\pi \cdot n_{y0})^2 m_y^* \cdot Z_N^2\}] \dots (11)$$

$$\ddot{\theta}_i = g_T (2\pi \cdot n_{T0})^2 [\sigma_{MT2} \cdot \mu_{Ti} \cdot L \cdot Z_N / \{(2\pi \cdot n_{T0})^2 I_T\}] \dots (12)$$

建物の挙動は, 変動する風荷重に対して常に線形の関係にあることを前提とした。従って, X, Y軸方向の転倒角  $\theta_x$ ,  $\theta_y$  は以下のように計算できる。

$$\theta_x = \frac{X}{H_N} = \frac{M_y}{(2\pi \cdot n_{x0})^2 m_x^* \cdot Z_N^2} \dots (13)$$

$$\theta_y = \frac{Y}{H_N} = \frac{M_x}{(2\pi \cdot n_{y0})^2 m_y^* \cdot Z_N^2} \dots (14)$$

ここで,  $H_N$ は最上部質点高さ(m),  $m_x^*$ はX軸方向一般化質量( $N \cdot s^2/m$ ),  $m_y^*$ はY軸方向一般化質量( $N \cdot s^2/m$ ),  $I_T$ は回転慣性モーメント( $N \cdot m \cdot s^2$ ),  $n_{x0}$ はX軸方向1次固有振動数(Hz),  $n_{y0}$ はY軸方向1次固有振動数(Hz),  $n_{T0}$ はねじれ1次固有振動数(Hz),  $\mu_x$ はX軸方向振動モード,  $\mu_y$ はY軸方向振動モード,  $\mu_T$ はねじれ振動モード, である。計算にあたり, Table3の動特性を採用した。

オフィス棟48階(GL+200m), 剛心からの水平距離55.0m(東端位置)での並進運動及びねじれ振動により生じる加速度を計算した。結果をFig. 13に示す。図中には, 居住性能評価指針・同解説<sup>6)</sup>にある居住性の評価尺度のレベルH-4(事務所系建築物の許容限度)からレベルH-1(住居系建築物のより望ましい基準の上限)に相当する加速度を点線で示した。ここでは, 減衰の付加による居住性の改善について検討した。A+BC街区では, 実験風向が240°および310°の時にねじれ加速度が極めて大きい。ただし, 2.1で述べた風向出現頻度を考慮して風速を設定すると, X, Y方向およびねじれの減衰定数をそれぞれ2.5%, 9.5%, 5.5%にすることでランクⅢ以下を達成できることを予測した。この条件を満たすために, 頂部に制振装置を設置することを提案した。

オフィス棟東側端部位置(剛心からの水平距離55.0m)の転倒角を計算した。A+BC街区の結果をFig. 14に示す。グラフは転倒角のX, Y軸方向最大値を実験風向についてプロットし, Y軸方向については両振幅を実線で記した。いずれの実験ケースでも, 風向に関わらず建物短辺方向であるY軸方向の応答がX軸方向の応答を大きく上回り, 風向240°で最大となる。

Fig. 15に, 風向240°におけるオフィス棟剛心位置(中心)および東側端部位置の転倒角リサージュの例を示す。応答の両振幅は, 剛心で6.04( $\times 1/1000$ rad), 端部で17.96( $\times 1/1000$ rad)である。風圧実験では, 風向230°でオフィス棟西側端部北側壁面および南側曲壁面の風圧力が増加することからオフィス棟南北両側に同一の風向で発生する変動風圧力が, 風応答を増大させたものと考えられる。

Table3 オフィス棟の動特性

Specifications			
	X	Y	Z
1次固有周期(sec)	5.0	5.5	5.2
慣性モーメント( $t \cdot sec^2 \cdot m$ )	2.55E+08	2.14E+08	3.85E+06
減衰	居住性検討(%)	1.0	
	構造骨組検討(%)	2.0	
	制振装置検討(%)	5.0	

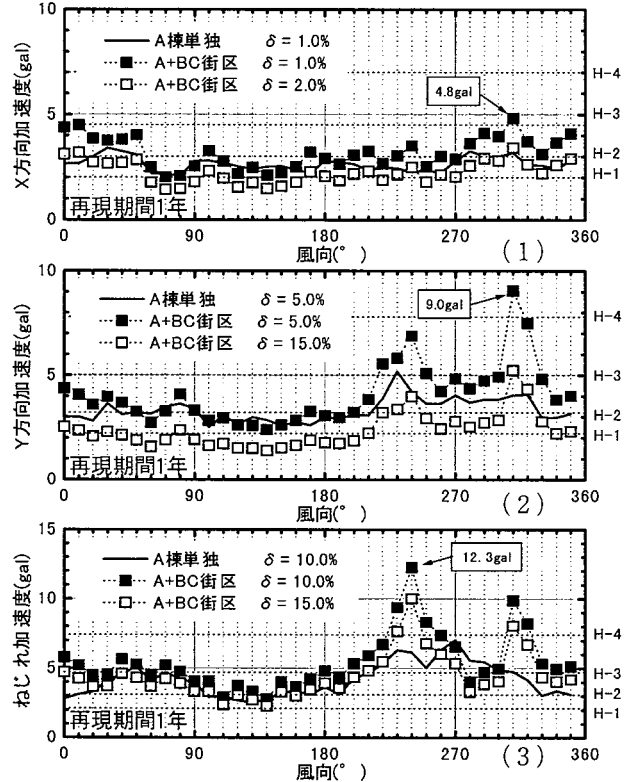


Fig. 13 応答加速度の風向変化

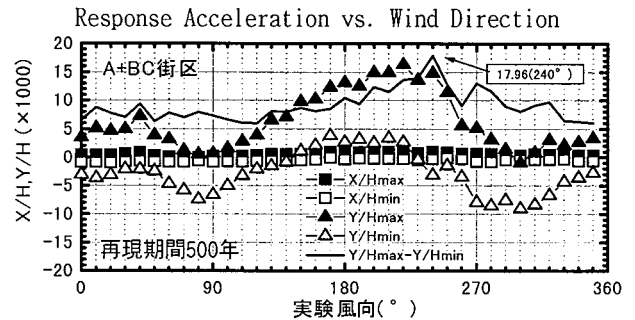


Fig. 14 最大転倒角の風向変化

Response Amplitude vs. Wind Direction

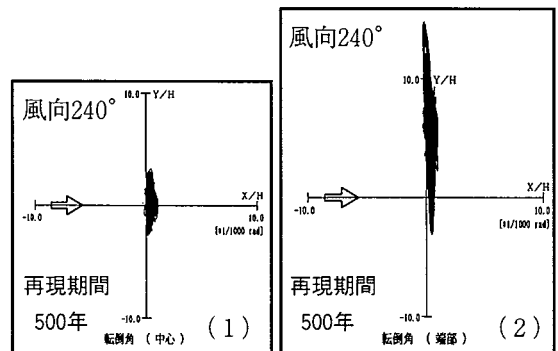


Fig. 15 転倒角のリサージュ

Lissajous Figures of Response

### 2.5 多層空力振動実験

天秤実験結果より、渦励振が風速60~70m/sの範囲で発生することが推定された。加えて、ねじれ応答の影響を把握する必要が生じたため、多層空力振動実験を実施した。振動実験は、建物がメガストラクチャーを有する架構であることから剛性分布が滑らかではないので、多層の振動模型とした。振動模型は縮尺1/300の4質点3自由度系である。振動実験は、建物単独とし建物形状に依存する空力応答特性を調べた。また、本実験と天秤実験とを比較する事により空力不安定性の影響を調査した。

2.5.1 相似条件 動的作用を検証する場合には、無次元周波数 $n \cdot D/U$ と質量比 $M/\rho H^3$ および減衰定数を一致させる必要がある。ここで、Mは一般化質量である。

2.5.2 実験模型諸元 振動実験を行う上で実建物と模型の動特性を合わせることが重要となる。実験模型のモデル化は次の条件で行った。1)メガトラスで区切られたゾーンを1つの質点とみなした4層模型とする。2)等価せん断型の振動モデルを想定する。3)X, Yおよび $\theta z$ 方向の1次固有振動数比とモード形を解析モデルに合わせる。4) X, Y方向の1次構造減衰定数を合わせる。

2.5.3 模型の構成 振動模型の構成をFig. 16, Photo1に示す。振動模型は層間変形角1/50まで計測可能とした。外装材にはカーボンファイバーを用い実建物と重量比を合わせた。剛性要素には板ばね(超ジュラルミンA2024, A7075)をX, Y,  $\theta z$ 独立に使用した。固有周期調整はこの板ばねの形状・厚さを調整することにより行った。減衰要素は粘性材(住友3M:VED-1SD111)を使用し、模型基部に固定された片持柱と模型頂部との間に設けた。

2.5.4 計測項目 実験での計測項目は、各層の板ばねにひずみゲージを貼付し層の力に換算した。応答加速度は、建物頂部位置に2軸加速度計を短辺方向の両端に設けX, Y方向およびねじれの加速度の計測を行い、頂部の加速度とした。

2.5.5 振動特性 振動模型の周期特性を確認する為に、加振テーブルを用いてスイープ加振を行い伝達関数を計算した。伝達関数をFig. 17に、相似条件の検証結果をTable 4に示す。

Table 4 相似条件の検証結果  
Result of Modelling Parameters

・ 模型	X方向1次:8.0Hz, Y方向1次:7.1Hz, ねじれ1次:7.4Hz (振動数比 X:Y:ねじれ=1:0.89:0.93)
・ 実建物	X方向1次:0.2Hz, Y方向1次:0.18Hz, ねじれ1次:0.19Hz (振動数比 X:Y:ねじれ=1:0.90:0.95)

模型と実建物の振動数比は概ね同じなので、振動実験で建物の応答特性を再現できると判断する。

2.5.6 実験風向 振動実験の実験風向は、天秤実験結果を参考に、変動成分の大きくなる風向(60, 220°)と最大値、平均成分が大きくなる風向(115, 310°)を対象とした。220°は渦励振発生の可能性が高い風向である。

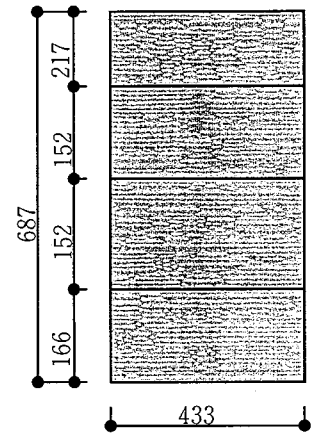


Fig. 16 振動模型の構成  
Specifications of  
Vibration Model

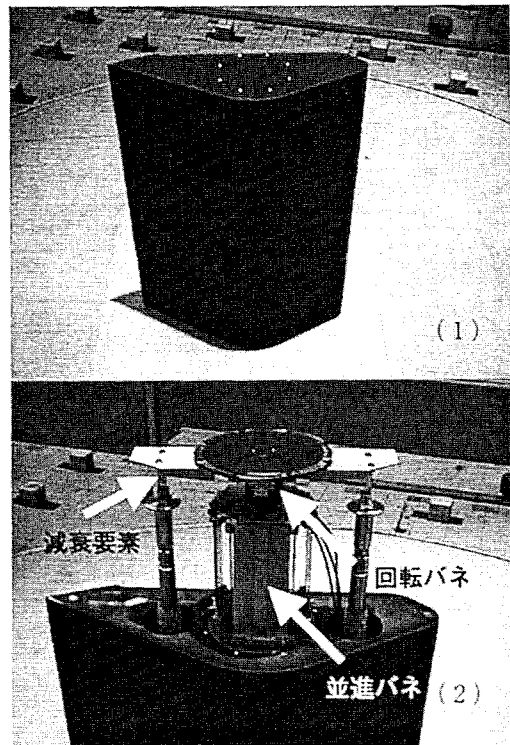


Photo1 振動模型写真  
Photograph of Vibration Model

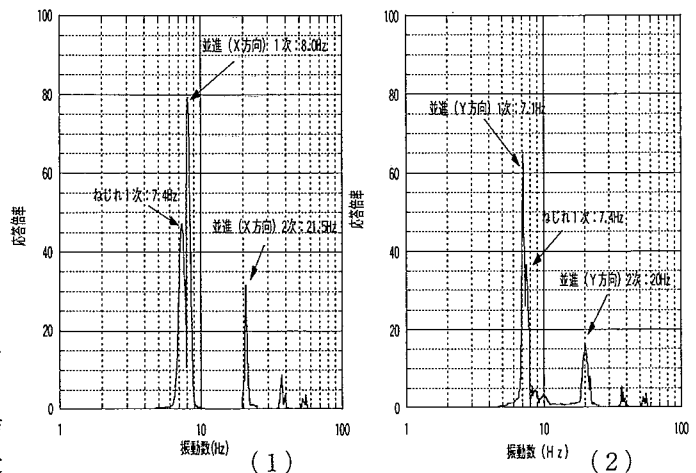


Fig. 17 伝達関数  
Admittance Function

2.5.7 固有モード 強制加振により得られた各層の振幅比より固有ベクトルを推定した。結果を49質点曲げせん断型解析モデルと共にFig.18に示す。また、固有ベクトルの推定はh=2%時とh=5%時の両方について、模型頂部位置で基準化して行った。解析モデルは減衰2%時と5%時とで大差がなかった為、2%時の結果を引用した。

2.5.8 減衰定数 減衰定数h=2%の場合とh=5%(制振ダンパー想定)の場合と2種類の減衰定数を想定し、粘性材の量を調整した。減衰定数の確認は自由振動波形より行った。自由減衰波形をFig.19に示す。

2.5.9 実験結果 振動実験結果と天秤実験結果(それぞれ粗度区分Ⅳ, h=2%, 5%の場合)の風速と頂部転倒角(標準偏差)の関係をFig.20に示す。風向220°・310° 両方のケース共、設計風速の2倍近くまで顕著な発振振動等は見られなかった。また振動実験結果と天秤実験結果を比較すると、両者の応答は概ね一致している。

2.5.10 空力不安定振動に対する余裕度 振動実験により実風速120m/sまでは空力不安定振動に対する安全性が確認された。各方向毎の空力不安定振動に対する頂部風速の余裕度を算定した結果をTable5に示す。

Table5 頂部風速に対する検証

Examination of Design Wind Speed			
X方向	120/60.8=1.97	> 1.05	OK
Y方向	120/64.1=1.87	> 1.05	OK
ねじれ	120/76.1=1.58	> 1.05	OK

以上から、今回実験を行った風速範囲では空力不安定振動は確認されず、今回設定したいずれの風向に対しても設計風速に対して1.5~2.0倍の十分な余裕があることが確認された。振動実験の応答は、天秤実験と比べると風速増加に対して勾配が緩やかであることがFig.20から分かる。つまり、オフィス棟には正の空力減衰が作用していることが推測されるので、空力不安定振動の発生はないと判断した。

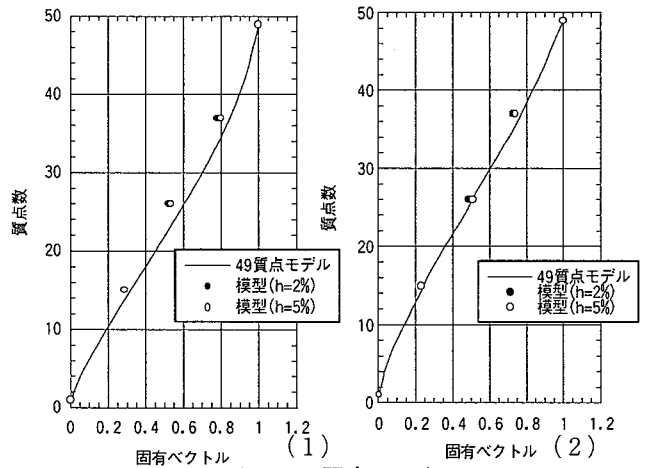


Fig.18 固有モード

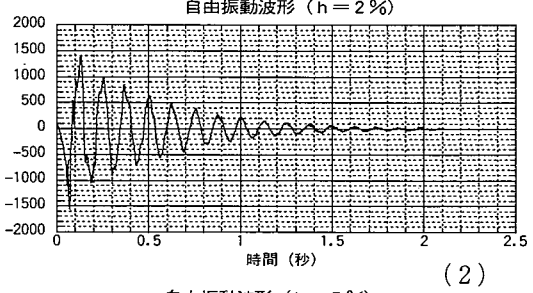
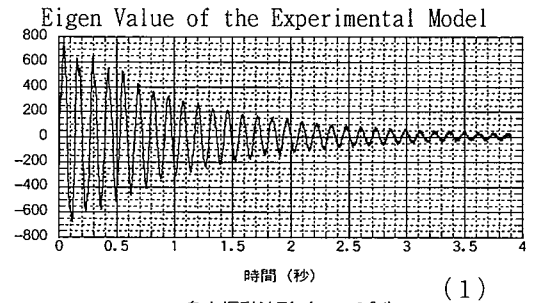


Fig.19 自由減衰試験結果  
Result of Free Damping Test

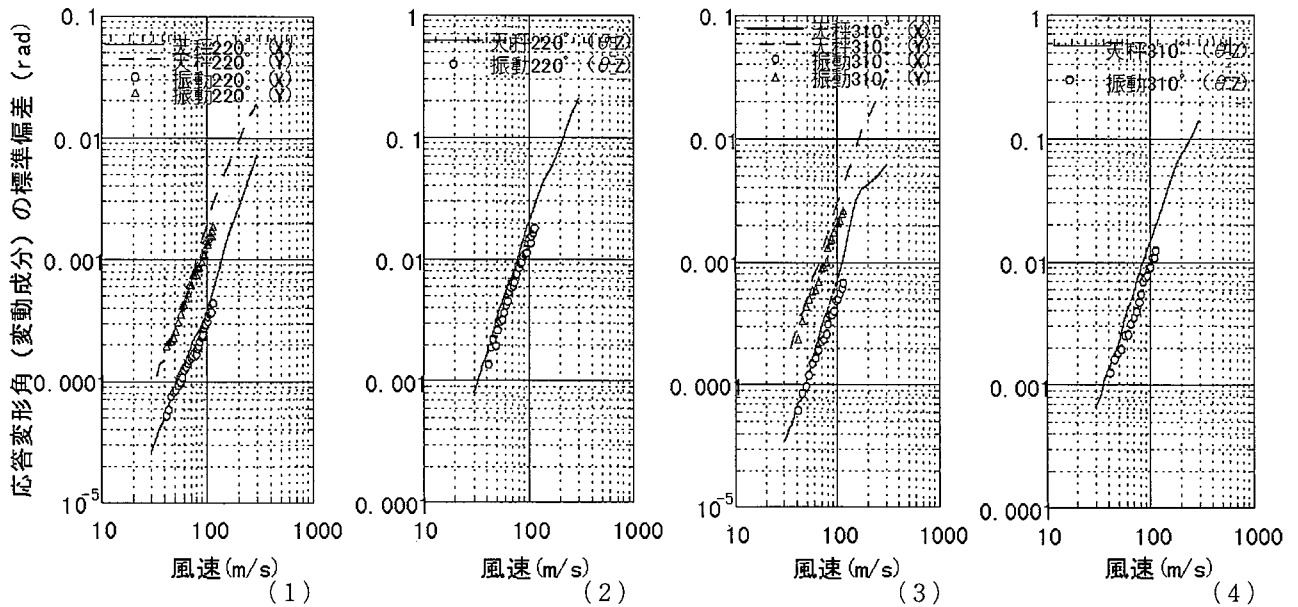


Fig.20 振動実験と天秤実験の比較  
Comparison with Vibration Test and Wind Force Test



### 3. 耐風設計

#### 3.1 設計用風荷重の設定

超高層建築物の耐風設計における設計風荷重は、風と建物の動的作用で生じる最大変形に見合った変形を静的載荷により発生させるための水平荷重として定義されるものである。そこで、本件のオフィス棟の構造骨組用設計風荷重を次のように設定した。

##### 1) 風荷重の組み合わせ

天秤実験で評価した直交する2軸(X, Y方向)の動的効果を考慮した風応答から、構造骨組の向きにあわせて荷重の組み合わせを以下のように考慮することとした。

$$\text{設計風荷重} = (\text{検討方向}^2 + \text{検討直角方向}^2)^{1/2}$$

- ・検討方向: 最大値 (= 平均値 + g × 標準偏差)
  - ・検討直角方向: 平均値 + 応答の標準偏差
  - ・検討方向: 主構造骨組の方向(30°, 60°, 300°, 330°)
- ここで、g: ピークファクターである。

##### 2) 設計風荷重の設定

オフィス棟は、通常の建物のように架構が直交しておらず架構面毎に異なる角度を構成している。したがって、風軸と建物軸が一致しないので、天秤実験の結果を各構面軸毎に換算する必要がある。そこで、風向毎に算出される風荷重を包括する設計風荷重として、最も大きくなるY方向を長軸、最も小さくなるX方向を短軸とする、楕円分布を想定した。このようにして求めた設計風荷重のうち、建物基部に作用する水平せん断力を、Fig. 21に示す。設計用風荷重レベル2のX方向最大荷重は6238t, Y方向最大荷重は11063tである。

##### 3) ねじれの影響

天秤実験の結果、オフィス棟は風向240°の場合に大きくねじれることが予測された。そこで、時刻歴応答解析により求めたねじれの影響を水平荷重に変換した。結果をリサーチとしてFig. 21に併記する。ねじれの影響を回転剛性に対するX, Y各方向の寄与率として評価すると、X, Y方向の並進方向成分の増分は、最大で約7%であった。設定した風荷重の分布は妥当であると判断し、ねじれの影響を考慮して設計用せん断力を割り増した。

#### 3.2 制振部材の疲労検討

オフィス棟のY方向に対しては制振を目的として鋼材ダンパーを使用している。そこで、制振部材の疲労寿命について検討を行った。検討の手順と結果を以下に示す。

1) 風荷重レベル2に対して最も塑性率の大きくなる部材を特定した。ただし、平均成分を含んだ場合の最大値と変動成分の最大値を比較し、クリティカルとなるダンパーを検討対象とした。

今回の場合、ダンパー材はほとんど降伏しなかったことやレベル2時の歪レベルが高いことから、弾性疲労に対する検討を行った。すなわち、レベル2風荷重に対してリンク材のひずみレベルを降伏歪  $\epsilon_y$  と仮定し、検討する弾性歪レベルを  $0.5\epsilon_y$  と設定した。

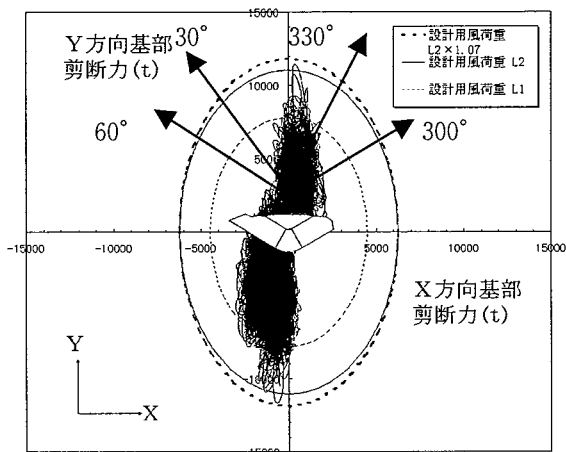


Fig. 21 オフィス棟の設計用風荷重  
Design Wind Loads for Dentsu Head Office Bld.

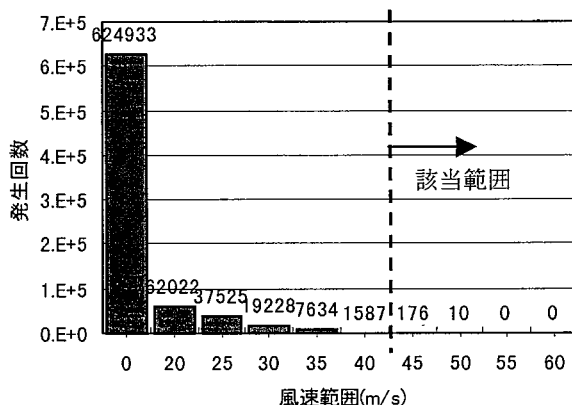


Fig. 22 強風の発生頻度グラフ  
Frequency of strong wind

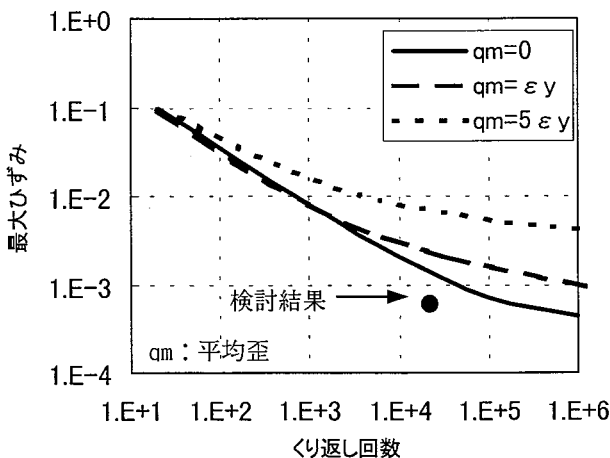


Fig. 23 疲労設計曲線  
Fatigue Design Curve

2) 強風の累積作用時間については、台風シミュレーション<sup>8)</sup>を適用した。10000年間における強風発生頻度を予測すると、Fig.22.となる。制振部材が想定弾性時歪レベルとなる頂部風速 $U=47\text{m/s}$ を超える強風発生回数は186回、継続時間186回 $\times$ 10分 $\approx$ 約1860分と予測される。

3) 超高層建物の風励起振動は1次振動が卓越するので、累積作用時間から1次振動の繰返し回数を計算する。1次固有周期を5秒とすると、繰返し回数は1860分 $\times$ 60秒 $\div$ 5秒 $\approx$ 22320回となる。

4) 鋼材ダンパー部材が破断に至るまでの繰返しサイクル数を疲労設計曲線等から求め、予測した繰返し回数に対して疲労照査を行なう。疲労設計曲線<sup>9)</sup>をFig. 23に示す。なお、疲労設計曲線は、使用材料、降伏強度及び降伏形式(曲げ・せん断・軸降伏など)、平均成分の有無により異なるので、対象とするダンパーの材質や応力状態に対応した曲線を用いる必要がある。

Fig. 23に $0.5\epsilon_y$ 時の繰返し回数をプロットした。応力に平均歪を含まない、振動成分だけの最も厳しい場合( $q_m=0$ )に対しても、十分に余裕のある結果となっており、弾性疲労に関して十分安全であると判断された。

#### 4. まとめ

電通新社屋建設プロジェクトに対応して、複合形状建物の耐風設計を合理的に行うための風洞実験を実施して、耐風性能の評価と設計用風荷重を設定した。以下に、本研究で得られた知見を記す。

- 1) 曲壁面における負圧増加の原因は、剥離渦によるものではなく壁面近傍を流れる気流速度の増加によるものと推測される。このような状況は、隣接する他街区に高層建物が建設されることによりさらに顕著になる。
- 2) 楕円形状をした高層建物では、壁面に強い局部負圧が発生していた。本件のオフィス棟東側端部においても同様の傾向が見られる。強い局部負圧の発生は、壁面の高さや壁面の曲率に関係していることが推測された。
- 3) 外装材用設計風荷重はオフィス棟東側端部付近で最も大きな値となり、学会指針の100年再現期間設計風速に対してA+BC街区でおおよそ $4.90\sim 6.18\text{kN/m}^2$ 、A街区単独の場合にはおおよそ $4.61\sim 5.98\text{kN/m}^2$ である。
- 4) 変動空気力のパワースペクトルは、A+BC街区でスペクトルのピークと設計風速が一致する状況が見られ、特に風向 $240^\circ$ においてこの傾向が著しい。これらは、BC街区に同規模の超高層建物が建設されたことによる影響を受けているものと考えられる。このような風向時には、再現期間中に渦振動などの振動が発生することが予測される。
- 5) 減衰付加による居住性改善を検討した。A+BC街区では、実験風向が $240^\circ$ および $310^\circ$ のねじれによる加速度が極めて大きかったが、風向出現頻度を考慮するとX、Y方向およびねじれの減衰定数をそれぞれ2.5%、9.5%、5.5%に設定すると、ランクⅢ以下を達成できると予測されたの

で、頂部に制振装置を設置することを提案した。

6) オフィス棟剛心位置および東側端部位置の転倒角を計算した結果、いずれの実験ケースでも風向に関わらず建物短辺方向であるY軸方向の応答がX軸方向の応答を大きく上回り、風向 $240^\circ$ で最大となった。オフィス棟南北両側に同一の風向で発生する風圧力が、風応答を増大させたものと考えられる。

7) 多層空力弾性模型を用いて空力不安定振動の有無を検証した。今回実験を行った風速範囲では、空力不安定振動はみられず、いずれの風向においても設計風速に対して1.5~2.0倍の十分な余裕があることが確認された。したがって、空力安全性は確保されたと判断している。

8) 構造骨組用設計風荷重の評価では、最も設計風荷重が大きくなるY方向を長軸とし、最も小さくなるX方向を短軸とする楕円分布を想定した。また、設定した風荷重分布の妥当性を検証するために、時刻歴応答解析を行い楕円分布に収まっていることを確認した。ねじれによる荷重の割増は最大で約7%であった。

9) 制振部材である鋼材ダンパーが風荷重レベル2に対して一部降伏すると判定されたので、制振部材の疲労寿命について検討を行い、弾性疲労に関して十分余裕のあることを確認した。

#### 謝辞

本調査の機会を提供いただいた(株)電通新社屋建設推進室盛和春部長および大林組電通新社屋建設プロジェクト室の関係者の方々、実験材料を提供いただいた住友スリーエム株式会社に感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 山本他：超高層ビル群の耐風性に関する評価，大林組技術研究所報，No.52，pp13~20，(1996)
- 2) 川口他：楕円形状をした高層ビルの空力特性，日本風工学会，pp127~128，(1995)
- 3) 小泉，川口：連立する超高層建物に作用する風力の特性，大林組技術研究所報，No.57，pp33~38，(1998)
- 4) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，1993
- 5) 佐々木，川口：超高層構造物の風応答基本特性，大林組技術研究所報，No.60，pp127~130，(2000)
- 6) 日本建築学会：建築物の振動に関する居住性能評価指針・同解説，(1991)
- 7) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，(1993)
- 8) 藤井他：台風の確率モデルによる強風のシミュレーション，日本風工学会誌，第28号，pp1~12，(1986)
- 9) 吉田正邦他：制震用鋼板ダンパーの風応答による疲労損傷の評価，鋼構造論文集，pp103~118，(1994)