LRC 法に基づく円弧型骨組膜構造独立上屋の構造骨組用風荷重に関する検討

丁 威^{*1} 植松 康^{*2}

本研究では、円弧型骨組膜構造独立上屋の構造骨組用風荷重を風洞実験に基づき検討した。まず、屋根に作用する風圧・風力分布の特性を把握した。次に、標準的な構造骨組を設定し、平面フレーム解析を行い、最大荷重効果(ここでは最大曲げモーメントと軸力に着目)を与える条件(風向)を見出した。その条件に対して、LRC(Load Response Correlation)法を用い、最大荷重効果を与える等価静的風力係数分布を求めた。最後に、その結果に基づき、構造骨組設計用風力係数モデルを提案した。

1. はじめに

円弧型骨組膜構造独立上屋はイベント会場やスポーツ施設 など、公共空間で広く利用されている(図1参照)。このよう な構造では、一般に軽量であるため風荷重が設計上重要とな ることが多い。しかし、建設省告示や日本建築学会「建築物 荷重指針」¹⁰(以下、「荷重指針」と呼ぶ)には円弧型独立上屋(開 放型建築物)の構造骨組用風力係数は示されていない。実務で は円弧屋根をもつ閉鎖型建築物の外圧係数を基に設計荷重を 評価することも多いようである。しかし、独立上屋の場合に は壁がないので、屋根上下面に作用する風圧(したがって、両 者の差で与えらえる風力)の分布や変動特性は閉鎖型建築物 とは大きく異なるため、そのような評価方法は合理的ではな い。より合理的な荷重評価を行うためには、開放状態に応じ た適切な風力係数を設定する必要がある。

風力係数は風洞実験によって評価するのが望ましいが、独 立上屋の場合、屋根上下面の風圧を同時に測定する必要があ ること、壁がないため多くの導圧管を風洞床下まで導くこと が困難であること等の理由により、風洞実験模型の製作が困 難である。これまで風洞実験がほとんど為されていない理由 はここにある。既往の研究を見ると、Nataliniら²⁰はライズ・ スパン比 0.2、平面辺長比 W/B = 2,4 の模型を用いて平均風力 係数分布を求めているが、動的荷重効果については検討して いない。山村ら³⁰はライズ・スパン比 f/B = 0.1~0.4、平面辺 長比 W/B = 1 の模型を用いて屋根全体の揚力係数や空力モー メント係数を測定した。変動風圧も測定しているが、模型製 作上測定点は中心線と端部に沿った2 ライン上に限られてい る。また、気流の乱れがやや小さく、実験条件も限定的であ る。文ら⁴⁰は f/B = 0.1~0.4、W/B = 1~3 の模型を用いて風洞 実験を行い、f/B や W/B が風圧特性に及ぼす影響を検討した が、模型製作上の制限で風圧測定は山村ら³と同様、屋根端 部と中央に位置する2ライン上に限られている。風洞実験結 果をベンチマークとして、LES (Large Eddy Simulation)を用い た数値流体解析(CFD)も行い、屋根全体の風圧分布や風圧の 変動特性を把握しているが、限られたライズ・スパン比と風 向角しか検討していない。

本研究における風洞実験模型は山村ら 3や文ら 4と同様で あるが,荷重効果に基づいて設計用風力係数を考察するため, 風圧測定点数は彼らのものより多い。風圧・風力の分布を詳 細に把握するためには圧力測定孔を屋根全面にわたって多数 配置するのが望ましい。しかし、模型製作上それほど多くの 圧力測定孔を設けることはできないため、ここでは屋根の1/2 領域に着目した。本研究で対象とする建築物は、図2に示す ような4本の柱で支えられた円弧型独立上屋である。図3に 示すように, 屋根の 1/2 領域(領域 1,2)に作用する風力はすべ てその領域内のフレーム(フレーム 1, 2)によって基礎に伝達 されるものと考え、領域1内の風圧・風力分布をより詳細に 把握するため, 屋根の 1/2 領域(領域 1)に圧力測定孔を配置 した。本研究ではfB = 0.1の円弧型独立上屋を対象とし、境 界層乱流を用いた風洞実験を行う。実際の円弧型骨組膜構造 の独立上屋、例えばイベント会場、スポーツ施設、駅舎、カ ーポートなどでは、ライズ・スパン比fB=0.1~0.2のものが 多い。そこで、本研究では研究の第一ステップとして fB=0.1 に着目する。

本研究では、まず風洞実験により、円弧型独立上屋に作用 する風圧・風力の特性を把握する。次に、荷重効果に基づき 構造骨組用風力係数について考察する。構造骨組は梁間方向 ラーメン構造とし、柱脚は固定と仮定する。荷重効果として は、基礎部の引き抜き力と最大曲げモーメントに着目する。

*1 独立行政法人国立高等専門学校機構 秋田工業高等専門学校 講師

^{*2} 独立行政法人国立高等専門学校機構 秋田工業高等専門学校 校長

まず全風向中,最大の荷重効果を与える条件(風向)を明らか にし,次にその条件に対して,風圧測定結果を用いて LRC 法に基づき最大荷重効果を与える等価静的風力係数分布を求 める。最後に,その結果に基づき,ガスト影響係数法の枠組 みで設計用風荷重を評価するための構造骨組設計用風力係数 のモデルを提案する。



図1 円弧型骨組膜構造独立上屋の例(沖縄県黒島港) (引用:太陽工業株式会社「膜・建築・空間」)

2. 対象建築物と風洞実験

2.1 対象建築物

本研究では、既往の研究^{2)~5)}を参考に、スパンB = 16.6m、 桁行長さL = 16.6mの円弧型骨組膜構造の独立上屋を想定する(図2参照)。前述したように、実際の円弧型骨組膜構造の 独立上屋では、ライズ・スパン比 $fB = 0.1 \sim 0.2$ のものが多い が、ここではfB = 0.1のみを扱う。屋根平均高さHは既往の 研究と同様約8mとする。

構造骨組は、図3のように柱・梁フレームで支えられ、梁 間方向ラーメン構造とする。柱脚は固定と仮定する(図4参 照)。柱・梁部材はいずれも鋼材のSN400とし、その断面寸 法は、風荷重に対して一般的な許容応力度設計を行って決定 した。その際、風荷重は建設省告示第1454号に基づき、基準 風速 V_0 = 36m/s、地表面粗度区分IIIと仮定して算定した。屋 根平均高さ*H*における設計風速は U_H =28.6m/s である。また、 ガスト影響係数は G_f =2.5 である。風力係数 C_f としては本研 究の風洞実験で得られた平均風力係数を用いた。すなわち、 単位面積当りの風荷重は、速度E q_H (=1/2 ρU_H^2 ; ρ は空気密度)、 風力係数 C_f 、ガスト影響係数 G_f の積で与えられる。構造解析 の結果より、柱は角形鋼管 300×300×12、梁は H 型鋼 H300×200×8×12 と定められた。



図3 想定構造骨組のフレーム の荷重負担領域



図4フレームの構造

2.2 風洞実験模型

風洞実験は、東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 所有のエッフェル型境界層風洞(測定部 1.4m^W×1.0m^H×6.5m^L) を用いて行った(図5参照)。



図5 風洞実験の様子

風洞実験模型は図2に示した対象建築物を幾何学的縮尺率 λ₁=1/100 で作製したものである。スパンB および桁行長さL はいずれも 166.7mm, 屋根の厚さは 4mm である。本研究で はフレームの荷重効果に基づいて構造骨組用風力係数を検討 するが,図3に示した各フレーム(1,2)はそれぞれ屋根の1/2 領域(領域1,2)に作用する風力を負担するものと仮定する。 そこで, 圧力測定孔(0.6mm φ)を領域1内に図6に示すよう に配置した。屋根に作用する風力(屋根上下面の風圧の差)を 測定するためには、上下面同位置に圧力測定孔を設ける必要 があるが,屋根厚さ4mmでそれを実現するのは困難である。 そこで、下面における風圧の空間的変化が比較的小さいこと を考慮し、下面の圧力測定孔を図 6 に示した位置より 2mm ずれた位置に設置した。圧力測定孔に作用する風圧は、内径 0.6mm・外径 1mm の銅パイプ(ターンテーブル下の位置まで) と内径1mmのビニールチューブを介して圧力変換器(風工学 研究所, MAPS-02)に導き測定した。柱は7×7mmの正方形断 面のもの6本(片側3本)である。これは想定した構造モデル の柱を模型化したものではなく,計40本の導圧管を通すため の最低限の寸法と数である。本研究では屋根面に作用する風 力に着目しているが、屋根面風圧に及ぼす柱の影響は小さい と考えられる。後に示すように、影響があると考えられる下 面圧の分布にも柱の影響は見られない。



図6 圧力測定孔配置

2.3 実験気流

実験気流はスパイヤーおよびラフネスブロックで生成した 境界層乱流である。図7に模型がない状態での模型中心位置 における平均風速Uzおよび乱れの強さIuのプロファイルを示 す。平均風速のプロファイルを表す「べき指数」αは約0.27, 屋根平均高さH(80mm)における乱れの強さIuHは約0.2であ る。αおよびIuHの値は、それぞれ荷重指針における地表面粗 度区分IVおよびIIIに対する規定値に近い。

模型平均高さ H での風洞気流の乱れのスケール(積分スケール) L_{xm} は約0.18m であり,幾何学的縮尺率を1/100 とした とき実風の値に比べてかなり小さい。しかし,Tieleman 6^{0,7} によれば,低層建築物に作用する風圧に及ぼすべき指数 α と 乱れのスケール L_x の影響は比較的小さく,乱れの強さ I_{uH} の 影響が大きい。また,風洞気流の乱れのスケール L_{xm} の値が 自然風に対する目標値 L_x (模型の縮尺率を用いて計算される 値)の0.2 倍程度より大きく,かつ,模型の代表寸法 L_B (ここ では屋根平均高さ H)の2 倍程度以上であれば,風洞実験は概 ね妥当な結果を与えることが示された。本研究において,屋 根平均高さでの L_x は荷重指針より約58m と計算され,縮尺 率 1/100 の場合約0.58m(その0.2 倍は0.12m)となる。また, 模型の代表寸法の2 倍は $L_B = 0.16m$ である。したがって,風 洞気流の L_{xm} は上記の条件を満たしている。



図7 実験気流のプロファイル

2.4 風圧測定

2.1 節に示したように,屋根平均高さ *H* における設計風速 は 28.6m/s である。風洞実験での風速は $U_H = 9$ m/s とした。し たがって,風洞実験における風速の縮尺率は $\lambda_V = 1/3.18$ とな る。幾何学的縮尺率が $\lambda_L = 1/100$ であるから,時間の縮尺率は $\lambda_T = \lambda_L/\lambda_V = 1/31.4$ と計算される。

屋根上下面に設置された圧力測定孔(40 点)に作用する風 圧をサンプリング周波数 500Hz で全点同時測定した。1回の サンプリング時間は 19.1 秒(フルスケール換算で 10分)であ るが,ばらつきを考慮し,同一条件下で 18回測定した。実験 で使用したチュービングによる変動風圧の歪みは、予め測定 されたチュービングシステムの周波数応答関数を用い周波数 領域で補正した。実験風向 θは、図 2 に示すように定義し、 模型の対称性を考慮して 0~ 180°の範囲を 15° ピッチで変化 させた(13 風向)。

風圧係数 C_p は式(1)のように定義される。ここに、 q_H は屋 根平均高さ H での速度圧、pは模型の屋根面に作用する風圧、 p_s は風洞内静圧である。屋根上面および下面の風圧係数をそ れぞれ C_p および C_{pb} で表す。風圧係数の符号は面を押す方向 を正とする。屋根面に作用する単位面積当たりの風力は上下 面の風圧の差で与えられるので、 q_H で基準化した風力係数 C_f は式(2)のように表される。したがって、 C_f の符号は C_p と 同じである。最大・最小ピーク風力係数など、風圧・風力係 数の各種統計値は 18 セットの結果のアンサンブル平均で評 価する。

$$C_p = \frac{p - p_s}{q_H} \tag{1}$$

$$C_f = C_{pt} - C_{pb} \tag{2}$$

3. 平均風圧·風力係数分布

屋根まわりの流れと屋根に作用する風圧・風力との基本的 な関係を把握するため、まず平均風圧・風力係数分布に着目 する。図8は、風向 θ -0°のときの平均風圧・風力係数分布(コ ンター図)を示す。平均風力係数 C_{f_mean} の分布に着目すると (図8(c))、風上側端部近傍では負値を示すが、それ以降の領 域ではほぼゼロとなっている。これは、上面の風圧と下面の 風圧が相殺されることによる。

風向 θ = 45°~60°のように斜め方向から風が吹くと,風力 係数は風上領域で大きな正の値(下向き)を示している(図 9, 10(c))。これは流れの剥離によって屋根下面に大きな負圧が 発生するためである。また,端部(けらば)に沿った領域で大 きな負の値(上向き)を示している(図 9,10 (c))。これは屋根端 部での流れの剥離によって屋根面上に円錐渦が生成され屋根 上面に大きな負圧が発生したためと考えられる。

図11は、風向 θ =90°のときの平均風圧・風力係数分布を示 す。屋根上面の平均風圧係数 $C_{pr,mean}$ の分布に着目すると(図 11(a))、風上側端部には正圧が作用するが、それ以降のほと



んどの領域には負圧が作用している。最大負圧は屋根頂部付 近で発生する。これは流れの増速効果によるものである。下 面の平均風圧係数 *Cpb* mean の分布に着目すると(図 11(b)),風 上側端部には負圧が作用するが、スパンの 1/2 より下流側で はほぼゼロとなっている。下面では風上側端部で流れが剥離 した後、0.4*B* あたりで再付着していると考えられる。等平均 風力係数線(図 11(c))は風向にほぼ直角になっており、桁行方 向の変化は小さい。風力係数は風上側端部で正の値(下向き), 風下領域で負の値(上向き)を示し、絶対値が最大となるのは 負値で屋根頂部付近に生じている。

図 12 は、文ら⁴による円弧型独立上屋 (fB=0.1, L/B=1) の平均風力係数分布に関する CFD の結果である。なお、本研 究と文らの研究では風向の定義が異なっているので注意され たい。図 12(a)は本実験での風向 θ =90°(図 11)に、図 12(b)は 本実験での風向 θ =45°(図 9)に対応する。それぞれ対応する 結果同士を比較すると、両者はよく対応していることが分る。 これより、屋根全体の風圧・風力係数分布を把握するには CFD は有効なツールになると考えられる。



(a) 風向 0°(1/2 領域のみ表示)

(b) 風向 45°

図 12 平均風力係数 Cfmean 分布(f/B = 0.1, L/B =1)

4. LRC 法による風荷重評価

本研究では、荷重評価に Kasperski⁸が提案した LRC(Load Response Correlation)法を用いる。この方法は空間的・時間的 に不規則に変動する風圧(風力)を受ける構造物の設計用風荷 重を確率論に基づき評価する方法で、構造物の剛性が比較的 高く、変動風圧(風力)による共振効果を無視できる場合、着 目する荷重効果と風圧(風力)との相関を考慮し、荷重効果の 最大ピーク値の期待値を再現できる等価静的風力係数を与え る。この LRC 法によれば最大荷重効果を与える等価静的風 圧係数 $C_{p,LRC}$ は次式で与えられる。

$$C_{p_LRC} = C_p + g_r C_p \rho_{rp} \tag{3}$$

ここに、 \overline{C}_{p} = 平均風圧係数、 C_{p} = 風圧係数の標準偏差、 g_{r} = 荷重効果のピークファクター、 ρ_{p} = 風圧と荷重効果の相関係数である。式(3)を風力係数に適用する場合には風圧係数 C_{p} の代わりに風力係数 C_{f} を用いる。

4.1 着目する荷重効果

LRC 法で荷重評価を行う場合, 注目する荷重効果を適切に 設定する必要がある。植松⁹らは、中小規模の低層構造物の 場合、平均風力を作用させたとき構造上最もクリティカルと なる応力に着目すればよいとしている。これは、そのような 構造物の場合、応答評価において近似的に準定常的な取り扱 いが可能であることによる。すなわち、固有振動数が風速変 動の卓越周波数に比べて高い場合には動的応答に及ぼす共振 効果は小さいので準静的成分のみを考えればよいからである。 本研究では、図3に示したように、屋根は2つのフレームに よって支えられおり、屋根の 1/2 領域に作用する風力をそれ ぞれのフレームが負担すると仮定している。そこで、まず風 洞実験で得られた平均風力係数分布を用いて計算される平均 荷重を屋根に作用させて構造解析(二次元フレーム解析)を行 い、最も重要な荷重効果を選択することとした。このとき、 風力係数は図6に示した風洞実験模型における桁行方向の圧 力測定ライン上の4点の負担面積を重みとした重み付き平均 風力係数である。フレームに作用する風荷重は図4のように 5 点に作用する集中荷重で与えた。そして、風向角 0~180° の解析の結果により、風上柱脚曲げモーメント M(t)と風下柱 の軸力(引張力)N(t)が構造設計上クリティカルとなることが 示された。そこで、ここでは荷重効果として M(t)および N(t) に着目する。なお、N(t)は基礎の引き抜き力に関連する。

速度圧を q_{H} , M(t)および N(t)に対する影響係数 (点 j に単位 の力をかけたときの M(t)および N(t)の値) を a_j および β_j , 圧力 測定点 j での風力係数を C_j (t), 荷重負担面積を A_j とすると, M(t)および N(t)は次式で与えられる。

$$M(t) = q_H \sum_{j=1}^{5} \alpha_j C_{jj}(t) A_j$$
(4)

$$N(t) = q_H \sum_{j=1}^{5} \beta_j C_{jj}(t) A_j$$
(5)

この M(t)および N(t)は以下のように無次元化され、それぞれ $M^*(t)$ および $N^*(t)$ と表される。

$$M^{*}(t) = \frac{M(t)}{q_{H} \cdot B^{2} \cdot L/2}$$
(6)

$$N^{*}(t) = \frac{N(t)}{q_{H} \cdot B \cdot L/2}$$
(7)

4.2 最大荷重効果をもたらす条件

Ì

各風向角に対して測定された風力係数時刻歴 $C_{fj}(t)$ を用いて、式(4)、(5)によりM(t)、N(t)の時刻歴を計算し、実スケール10分間での最大ピーク値 M_{max} 、 N_{max} を求めた。次に式(6)、(7)より無次元最大曲げモーメント M^*_{max} と無次元軸力 N^*_{max} を計算した。図13は M^*_{max} と N^*_{max} の風向 θ による変化を示す。これより、建設省告示第1454号で想定しているような、桁行面に正対する風向(θ = 90°)ではなく、いくらか斜めの方向か

ら風が吹く場合に最大荷重効果が発生することが分かる。これは、斜め方向から風が吹くと、風下側屋根面端部で流れの剥離が生じて屋根の上に円錐渦が形成され、その渦によって大きな負圧が屋根上面に作用するためと考えられる(図 10(a)参照)。この風向に対して、*M(t)*および*N(t)*の最大ピーク値と平均値の比で定義されるガスト影響係数*G*_fを求めると、表1のようになる。準定常仮定によれば、*G*_fは近似的に気流のガストファクター*G*_vの2乗で与えられる。すなわち、

$$G_f \approx G_v^2 = (1 + g_v \cdot I_H)^2 \tag{8}$$

ここに、 g_v は気流のピークファクターである。本実験気流の $I_H \approx 0.2$ と表1の G_f を上式に代入して g_v を求めると、N(t)およびM(t)に対して、それぞれ $g_v \approx 2.2$ および2.4 と計算される。これらの値は Uematsu and Yamamura¹⁰の結果と概ね一致している。



(b) 最大無次元軸力

図 13 最大無次元曲げモーメントと軸力の風向による変化

表 1	最大荷重効果を与える条件とガス	ト影響係数
20.1		I T/ E /// 3A

荷重効果	風向	$G_{\!f}$
М	60°	2.2
Ν	60°	2.1

5. 構造骨組用風力係数

5.1 等価静的風力係数

最大荷重効果を与える風向 $\theta = 60^\circ$ について、①LRC 法に よって与えられる等価静的風力係数分布(C_{fLRC})、②条件付き サンプリング、すなわち式(4)および(5)で与えられる荷重効果 の時刻歴を用いて荷重効果が最大ピーク値となった瞬間の風 カ係数分布($C_{f_{cond}}$)、③ガスト影響係数法、すなわち平均風力 係数 $C_{f_{mean}}$ とガスト影響係数 G_{f} の積で与えられる風力係数分 布($C_{f_{gust}}$)を求めた。図14および15は、柱軸力Nおよび曲げ モーメントMに基づくそれらの結果を比較したものである。 横軸のsは風上側端部からラインに沿った距離を表し、最大 値 s_{max} で基準化されている。いずれの場合においても、 $C_{f_{LRC}}$ と $C_{f_{cond}}$ の分布は概ね一致している。これは、LRC 法が最大 荷重効果をもたらす風力係数分布を確率・統計的手法で推定 するものであり、最大荷重効果をもたらす瞬間的な風力係数 分布を与える「条件付きサンプリング」の結果の平均値(18 回の測定結果のアンサンブル平均)に概ね対応するからであ る。また、ガスト影響係数法による結果も概ね一致しており、 本研究で対象としたfB = 0.1の場合には平均風力係数を用い たガスト影響係数法も有効であるといえる。



図 14 平均風力係数と様々な方法で評価された等価静的風力係 数の分布(柱軸力に着目)



図 15 平均風力係数と様々な方法で評価された等価静的風力係 数の分布(曲げモーメントに着目)

5.2 構造骨組用風力係数

図14,15に示された*C*_{fLRC}分布をそのまま設計で用いるの は煩雑であるから、構造骨組設計用風力係数としては、基規 準と同様、領域を分けて領域ごとに一定値を与える方が好ま しい。そこで、建設省告示や荷重指針に示されている円弧屋 根をもつ閉鎖型建築物の外圧係数の規定を参考に、屋根を図 16に示すR_a(風上部), R_b(中央部), R_c(風下部)の3領域に分割 し、各領域に対して C_{fLRC} の面平均値(C_{fU} , C_{fM} , C_{fL})を求 めた。結果を表2に示す。この面平均値を各領域に一定値と して与えた場合と実際の C_{fLRC} 分布を用いて計算した荷重効 果の値は必ずしも一致しない。そこで、 C_{fLRC} の風力係数分 布から直接計算した荷重効果と各領域の面平均値を用いて計 算した荷重効果(M, N)の比を求めたところ、M については 0.931, Nについては 0.963 であった。つまり、面平均値(C_{fU} , C_{fM} , C_{fL})は荷重効果をいくらか大きめに評価する結果(設計 上安全側の評価)となる。



図 16 平均風力係数の領域分け

表2 最大荷重効果を与える等価静的風力係数 (各領域の面平均値)

着目する荷重効果	C_{f_U}	C_{f_M}	$C_{\underline{f}\underline{L}}$
柱軸力	0.74	-1.11	-0.85
曲げモーメント	1.23	-1.05	-0.83

基規準での風荷重評価方法としては簡便なガスト影響係数 法がよく用いられる。その場合,設計用風荷重(単位面積当た り)は風力係数とガスト影響係数の積で与えられる。気流の乱 れの効果はガスト影響係数で評価され,乱れが大きいほど大 きなガスト影響係数が用いられる。一方,表2に示した風力 係数には乱れの効果が含まれている。そこで,従来のガスト 影響係数法の枠組みで設計用風荷重が評価できるように,表 2の風力係数分布を表1に示した荷重効果に基づくガスト影 響係数で除した値を構造骨組用風力係数(C_{LU} , C_{LM} , C_{fL}) として提案する。結果を表3に示す。基礎の設計の場合には 風下側柱軸力(引張力)N に着目した構造骨組用風力係数を, フレームの応力を検討する場合には風上側曲げモーメントM に着目した構造骨組用風力係数を用いればよい。ガスト影響 係数 G_{f} は式(8)を用いることで,近似的にではあるが,任意の 気流に対して算定できる。

表3構造骨組用風力係数の提案

注目する荷重効果	$C^*_{f_U}$	$\operatorname{C}^*_{f_M}$	$C_{f\underline{L}}^{*}$
風下側柱軸力 N	0.35	-0.53	-0.41
風上側曲げモーメント M	0.56	-0.48	-0.38
閉鎖型円弧屋根の外圧係数	-1.27	-1.0	-0.5

6. おわりに

本研究では、円弧型骨組膜構造の独立上屋を対象とし、剛 模型を用いた風洞実験を行った。その結果に基づき、まず、 円弧型独立上屋に作用する風圧・風力の特性を把握した。風 が斜め方向から吹くと、風力は風上領域大きな正の値(下向 き)と風下領域に大きな負の値(上向き)を示した。

次に、LRC 法を用い、最大荷重効果を与える等価静的風力 係数分布を求めた。ここでは、荷重効果として基礎部の引き 抜き力と最大柱脚曲げモーメントに着目した。この風力係数 の分布は条件付きサンプリングの結果と概ね一致している。

最後に、従来用いられるガスト影響係数法の枠組みで風荷 重評価ができるような構造骨組設計用風力係数モデルを提案 した。具体的には、屋根を風上領域、中間領域、風下領域に 分割し、フレームおよび基礎部の設計に用いる風力係数を各 領域に対して一定値として与えた。ここで得られた風力係数 分布は、閉鎖型円弧屋根の外圧係数とは大きく異なっている。 したがって、円弧型独立上屋に対して円弧屋根を有する閉鎖 型建築物の外圧係数を用いることはできない。開放状態に応 じて適切に風力係数を設定する必要がある。本研究はf/B=0.1, L/B=1 という限られた条件に対するものであるが、円弧型独 立上屋の耐風設計(風荷重評価)に対して有用な知見を与える ものと考えられる。結果をより一般化するためには広範囲の f/B および L/B に対する検討が必要であり、今後の検討課題と する。

[謝辞]

本研究で用いた風洞実験データは、一般社団法人日本エク ステリア工業会より提供頂いたものである。風洞実験は元東 北大学大学院生郡司誠矢氏および山家哲生氏によって行われ た。また、本研究の一部は(財)能村膜構造技術振興財団の令 和3年度助成金によるものである。

参考文献

- 1) 日本建築学会:建築物荷重指針・同解説, 2015
- 2) M.B. Natalini, C. Morel, B. Natalini: Mean loads on vaulted canopy roofs, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.119, pp.102-113, 2013
- 3) 山村朗丸,高舘祐貴,植松康:曲面屋根を有する独立上屋の設計 用風荷重に関する研究:その1 円弧屋根の場合,膜構造論文集, 第31号, pp.11-24,2017
- 4) 文礼志, 植松康: 円弧型独立上屋に作用する風圧の時間的・空間 的変動特性に関する研究, 膜構造研究論文集, 第 33 号, pp. 39-52, 2019
- 5) 植松康,高館祐貴,ガヴァンスキ江梨:妻面開放型骨組膜構造建 築物の設計用風荷重に関する実験的研究,膜構造研究論文集,第 27号,pp.15-22,2013
- 6) H.W. Tieleman, R.E. Akins, P.R. Sparks : A comparison of wind—tunnel and full-scale wind pressure measurements on low-rise structures, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 8, pp.3-19, 1981
- 7) H.W. Tieleman, M.R. Hajj, T.A. Reinhold : Wind tunnel simulation

requirements to assess wind loads on low-rise buildings, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol 74–76, pp.675-685, 1998

- M. Kasperski,: Extreme wind load distributions for linear and non-linear design, Engineering Structures, Vol.14, No.1, pp. 27-34, 1992.
- 9) 植松 康, 織茂俊泰, 渡部俊一郎, 北村周治, 岩谷 賢: 翼型に似

た断面形状を持つ鉄骨ハウスの設計用風荷重,第18回風工学シン ポジウム論文集, pp.347-352, 2004.

 Y. Uematsu, R. Yamamura: Wind loads for designing the main wind force resisting systems of cylindrical free-standing canopy roofs, Technical Transactions, Civil Engineering, Vol.116, No. 7, pp.125-143, 2019.

WIND FORCE COEFFICIENTS FOR DESIGNING CYLINDRICAL FREE ROOF COMPOSED OF FRAMEWORK MEMBRANE STRUCTURE

Wei Ding ^{*1} Yasushi Uematsu^{*2}

Summary

In this study, wind tunnel experiments were carried out to investigate the wind force coefficients for designing the main wind force resisting system of a cylindrical free roof composed of framework membrane structure. Pressures at many points on both the top and bottom surfaces of a rigid roof model with a rise/span ratio of 0.1 and a side ratio of 1 were measured simultaneously in a turbulent boundary layer. Based on the results obtained, the characteristics of wind pressures and forces acting on the cylindrical free roof were investigated. Then, the critical condition providing the maximum load effect was determined according the results of structural frame analysis. Focus was on the bending moment at the windward column top and the axial force induced in the leeward column as the load effects. The LRC method proposed by Kasperski was employed for evaluating the equivalent static wind force coefficients providing the maximum load effects. Finally, a model of design wind force coefficients to be used in the framework of conventional gust effect factor approach was proposed.

*1 Lecturer, National Institute of Technology (KOSEN), Akita College

*2 President, National Institute of Technology (KOSEN), Akita College