

# 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

植松 康<sup>\*1</sup>  
高館 祐貴<sup>\*2</sup>  
ガウアン江梨<sup>\*3</sup>

## 梗 概

スポーツ施設やイベント会場など、片側あるいは両側の妻面が開放された膜構造建築物の構造骨組用風荷重を境界層乱流中での多点風圧測定結果に基づき検討した。このような建築物に作用する外圧および内圧の性状は、妻面の開放状態と風向によって大きく変化し、斜め方向の風を受けたとき、風上妻面に近い領域に大きな風力(外圧と内圧の差)が作用することが示された。次に、標準的な構造骨組を設定し、風圧データを用いた時刻歴応答解析結果に基づき、様々な妻面開放状態に対して最大の荷重効果(ここでは、風上柱頭の曲げモーメントに着目)を与える条件、すなわちフレーム位置と風向を明らかにした。それらの条件に対して、LRC法や条件付きサンプリング手法を用い、最大荷重効果を与える風力係数分布を求めた。更に、LRC法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

式典や展示会などイベント用仮設建築物として、あるいはフットサル等のスポーツ施設として、図1のような妻面開放型膜構造建築物がしばしば用いられる。膜構造では、一般に軽量であるため、設計上風荷重が支配的となることが多い。さらに妻面開放型の場合には、開放状態(片側開放あるいは両面開放など)や風向によって内圧(室内側の風圧)が大きく変化するため、閉鎖型より大きな風力(表面と裏面に作用する風圧の差)が壁面や屋根面に作用する場合がある。したがって、設計に当たっては、このような内圧の変化を適切に考慮し、風力係数を設定する必要がある。

建築基準法(建設省告示第1454号、1458号)には、閉鎖型建築物のほか、一面のみ開放された「開放型建築物」の風力係数が与えられているが、その数値の根拠は必ずしも明確ではない。また、両面開放型に対する規定はない。合理的な設計を行うためには、妻面の様々な開放状態に対して、それぞれに応じた適切な風荷重評価が求められる。そのためには、荷重効果を考慮した適切な風力係数の整備が必要である。

妻面開放型膜構造建築物は現実に設計・建設されているものの、風力の時間的・空間的相関性や動的荷重効果を考慮した風荷重評価に関する研究はこれまでほとんどなされていない。特定の形状に対して、平均風力係数分布を測定した例が散見される程度である。

本研究では、最も一般的な形状として切妻屋根を有する妻

面開放型骨組膜構造建築物を対象とし、境界層乱流中で表面(外側)および裏面(内側)に作用する風圧(それぞれ、「外圧」および「内圧」と呼ぶ)の多点同時測定を行い、荷重効果に基づいて構造骨組用風力係数の提案を行う。

構造骨組用風力係数を検討するに当たり、骨組は梁間方向ラーメン・桁行方向筋かい構造とし、柱脚はピンと仮定する。このような構造形式の場合、設計上最も重要な荷重効果は柱頭の曲げモーメントである。様々な妻面開放状態に対して、最大荷重効果を与える条件(フレーム位置と風向)を明らかにし、それらの条件に対して、風圧測定結果にLRC(Load Response Correlation)法<sup>1)</sup>並びに条件付きサンプリング手法を適用し、最大荷重効果に対応する等価静的風力係数分布を求める。さらに、それらの結果に基づき、ガスト影響係数法の枠組みで風荷重を評価するための風力係数を提案する。



図1 妻面開放型膜構造建築物の例(フットサルコート)

\*1 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 教授

\*2 東北大学工学部建築・社会環境工学科 学生

\*3 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 助教

## 2. 対象建築物と風洞実験方法

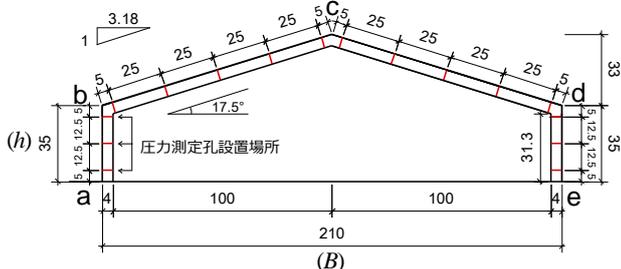
風洞実験の様子を図2に、模型の概要を図3に示す。本研究で想定した建築物の形状は、これまで我が国で建設された妻面開放型建築物(多くはイベントや改修工事現場で用いられる骨組膜構造の仮設建築物)を調査し、その結果より代表的な値として以下のように設定した。

スパン： $B=42\text{m}$ ，肩高さ： $h=7\text{m}$ ，屋根勾配： $\beta=17.5^\circ$

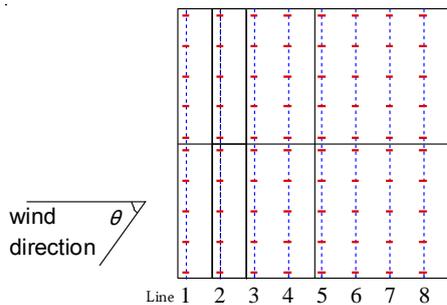
屋根平均高さ： $H=10.3\text{m}$ ，桁行長さ： $D=B=42\text{m}$



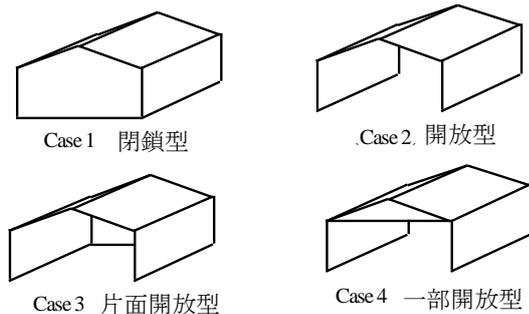
図2 風洞内に設置された実験模型



(a)断面および圧力測定孔位置(単位: mm)



(b)圧力測定ライン(→は圧力測定孔位置)



(c)妻面開放状態

図3 風洞実験模型

模型は縮尺率 $\lambda_L=1/200$ で作製した剛模型である。図3(a)に模型断面を示す。模型は厚さ4mmのサンドイッチ構造になっており、同一断面内の表裏同位置に圧力測定孔(0.5mm $\phi$ )がそれぞれ16点設けられている(合計32点)。圧力測定位置は、図3(b)に示す8ライン(Line 1~8)である。妻面の開放状態は、図3(c)に示す4ケース(Case 1~4)である。風向 $\theta$ は図3(b)に示すように定義し、 $0^\circ\sim 180^\circ$ の範囲を $15^\circ$ ピッチで変化させた。 $\theta=0^\circ$ は桁行面に平行な風向であるが、Case 3では風上側妻面が開放されている。

風圧測定は東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻のエッフェル型境界層風洞(測定部:  $1.4\text{m}^W\times 1.0\text{m}^H\times 6.5\text{m}^L$ )で行った。実験気流は、日本建築学会・建築物荷重指針<sup>2)</sup>の地表面粗度区分IIIに概ね相当するべき指数 $\alpha=0.21$ の境界層乱流である。高さ $z=50\text{mm}$ (模型の屋根平均高さ $H$ にほぼ相当)における乱れの強さは $I_H\approx 0.18$ である。実験風速は、屋根平均高さ $H$ で $U_H\approx 8\text{m/s}$ である。いま、強風イベントに対して風速の縮尺率を $\lambda_v=1/4$ と仮定すると、幾何学的縮尺率 $\lambda_L=1/200$ より、時間の縮尺率は $\lambda_T=1/50$ となる。

各圧力測定孔は銅パイプおよびビニールチューブ(長さ約1m)を介して圧力変換器に接続されている。測定はラインごとに行い、32点に作用する風圧をサンプリング周波数500Hzで12秒間(実スケールで10分)、全点同時測定した。使用した導圧管による変動風圧の歪みは、予め測定された計測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。実験結果にはばらつきがあるため、同一条件下で10回測定を行った。風圧・風力並びにそれらを用いて計算される荷重効果の統計量は、いずれも10回の測定・計算結果のアンサンブル平均で評価する。なお、風圧係数および風力係数は、いずれも屋根平均高さ $H$ での接近流の速度圧 $q_H$ で基準化されている。また、風圧係数(外圧係数、内圧係数)はいずれも面を押し方向を正とし、風力係数は外圧係数と内圧係数の差で定義する。したがって、風力係数の向きは外圧係数と同じである。

## 3. LRC法による荷重評価法

空間的にも時間的にも不規則に変動する風圧(風力)を受ける構造物の設計用荷重を合理的に評価する方法としてKasperski<sup>1)</sup>がLRC(Load Response Correlation)法を提案した。この方法は、構造物の剛性が比較的高く、変動風圧(風力)による共振効果を見逃せる場合、着目する荷重効果(部材の応力など)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荷重分布を与えるものである。この方法を用いて風荷重評価を行うためには、構造骨組を設定し、どの荷重効果に着目するかを予め定める必要がある。本研究では、図1に示した建築物など、いくつかの実例を参考にして、柱と梁はいずれもH形鋼(294 $\times$ 200 $\times$ 8 $\times$ 12)とし、柱脚はピンと仮定する。構造解析には平面フレーム解析を用いる。

LRC法を用いて荷重評価を行う場合、注目する荷重効果を適切に設定しなければ風荷重を正しく評価できない。植

松ら<sup>3)</sup>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純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く、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。そこで、本研究で対象としている構造物に対して平均風力に対する構造解析を行ったところ、風上柱頭の曲げモーメントがクリティカルとなることが示された。そこで、以下では荷重効果としてこの曲げモーメントに着目する。

速度圧を  $q_H$ 、圧力測定点  $j$  での風圧係数(外圧係数あるいは内圧係数)を  $C_{pj}(t)$  とし、荷重負担面積を  $A_j$ 、影響係数(点  $j$  に単位の力をかけたときの柱頭での曲げモーメントの値)を  $\alpha_j$  とすれば、外圧あるいは内圧による曲げモーメントは次式で与えられる。

$$M(t) = q_H \sum_{j=1}^{16} \alpha_j C_{pj}(t) A_j \quad (1)$$

ここで、各圧力測定孔の荷重負担領域内では変動風圧は完全相関にあると仮定している。外圧あるいは内圧の代わりに、両者の差で与えられる風力を考える場合には、上式において風圧係数  $C_p$  の代わりに風力係数  $C_f$  を用いばよい。

LRC 法によれば、最大荷重効果を与える風圧係数  $C_{p\_LRC}$  (外圧係数または内圧係数)は次式で与えられる。

$$C_{p\_LRC} = \bar{C}_p + g_r C_p' \rho_p \quad (2)$$

ここで、 $\bar{C}_p$  = 平均風圧係数、 $g_r$  = 荷重効果のピークファクター、 $\rho_p$  = 風圧と荷重効果の相関係数。上式は外圧と内圧をそれぞれ分けて扱った場合であるが、風力を考える場合には風圧係数の代わりに風力係数を用いばよい。

#### 4. 平均風圧係数分布

まず、妻面の開放状態が風圧分布に及ぼす影響について流れ場との関係で考察する。本研究では構造骨組用風力係数を対象としているので、平均風圧係数に着目する。

Case 1~3 について、代表的な風向に対し、屋根面および桁行面上の平均外圧係数分布を図 4 にコンター図で示す。風向  $\theta$  が  $45^\circ$  程度までの範囲では、Case 1 (閉鎖型) と Case 2 (両面完全開放型) で平均外圧係数分布に差が見られるが (Case 4 の場合も同じ)、 $\theta > 45^\circ$  では両者に大きな差はなくなる。風上妻面のみが開放されている Case 3 と Case 1 を比較すると、いずれの風向についても概ね同じ平均外圧係数分布を与えている。これは、風下妻面が閉鎖されているため、建物内部の空気が淀み、風上妻面がある場合と同じ効果をもたらすためである。Case 1 で  $\theta = 0^\circ$  のとき、風上端にごく近い領域で大きな負圧を示すのは、模型の厚さが 4mm であるため、局所的に流れの剥離・再付着が生じたことに

よる。 $\theta = 15^\circ$  のときにも同様の現象が見られるが、 $\theta$  の増大とともに、このような大きな負圧の生じる領域はなくなる。

Case 2~4 について、屋根面および桁行面上の平均内圧係数分布を図 5 に示す。Case 2 で  $\theta = 0^\circ$  のとき、平均内圧係数分布は平均外圧係数分布と似た分布を示す。したがって、外圧と内圧が互いに相殺するので実質的に作用する風力は小さくなる。一方、 $\theta \approx 45^\circ$  のときには、風上妻面に近い領域に着目すると、風上側壁面や屋根面には負の内圧が作用し、風下側壁面や屋根面には正の内圧が作用する。この場合、内圧と外圧の作用方向が同一であるから、大きな風力が作用することになる。Case 4 でも類似の傾向を示す。Case 3 で  $\theta = 0^\circ$  のとき、風上妻面が開放されているため、平均内圧係数はほぼ一様な正值を示す。 $\theta$  の増大に伴い、負側にシフトし、 $\theta > 45^\circ$  では負圧が作用するようになる。 $\theta = 90^\circ$  になると、Case 2 や 4 の結果と大きな差はなくなる。

これらの結果より、いずれのケースでも、斜め方向から風が吹いた場合に、風上側妻面に近いフレームに比較的大きな非対称の風力分布が作用し、荷重効果(風上柱頭の曲げモーメント)が最大になると考えられる。

#### 5. 荷重効果

ここでは、図 3(b) に示した圧力測定ライン上にフレームがあると仮定し(以下、フレーム番号をライン番号で表す)、荷重効果として(1)式で与えられる風上柱頭の曲げモーメントに注目する。なお、 $M(t)$  は次式により無次元化される。

$$M^*(t) = \frac{M(t)}{q_H H B d} \quad (3)$$

ここに、 $d$  はフレーム間隔であり、各フレームの荷重負担幅となる。ただし、ライン 1 については、妻面内のフレームとみなし、荷重負担幅は  $d/2$  とする。

各ケースについて、それぞれの風向に対して測定された各ライン上の風圧の時刻歴  $C_{pj}(t)$  を用い、(1)式により  $M(t)$  の時刻歴を計算し、実スケール 10 分間での最大ピーク値  $M_{\max}$  を求めた。無次元最大曲げモーメント  $M_{\max}^*$  ( $M_{\max}$  を(3)式の  $M(t)$  に代入して得られる値) と風向  $\theta$  の関係を図 6 に示す。なお、Case 1 (閉鎖型) では内圧係数を直接評価できないので 0 (すなわち、風力係数=外圧係数) において計算した。図 6 によれば、建築基準法で想定しているような、桁行面に正対する風向 ( $\theta = 90^\circ$ ) ではなく、斜め方向から風が吹く場合の風上妻面に近いフレームで最大荷重効果が発生していることが分る。これは、斜め方向から風が吹くとき、流れの剥離によって風下側屋根面端部に円錐状の渦が形成され、大きな負圧が作用するためと考えられる。各ケースについて、最も大きな  $M_{\max}^*$  を与える条件(フレーム番号と風向)を表 1 にまとめた。同表には、 $M(t)$  の最大値と平均値の比で定義されるガスト影響係数  $G_f$  もあわせて示した。 $G_f = 2.3 \sim 2.9$  であり、建設省告示第 1454 号に定められた表面粗度区分 III に対する値(2.5)に近い値となっている。

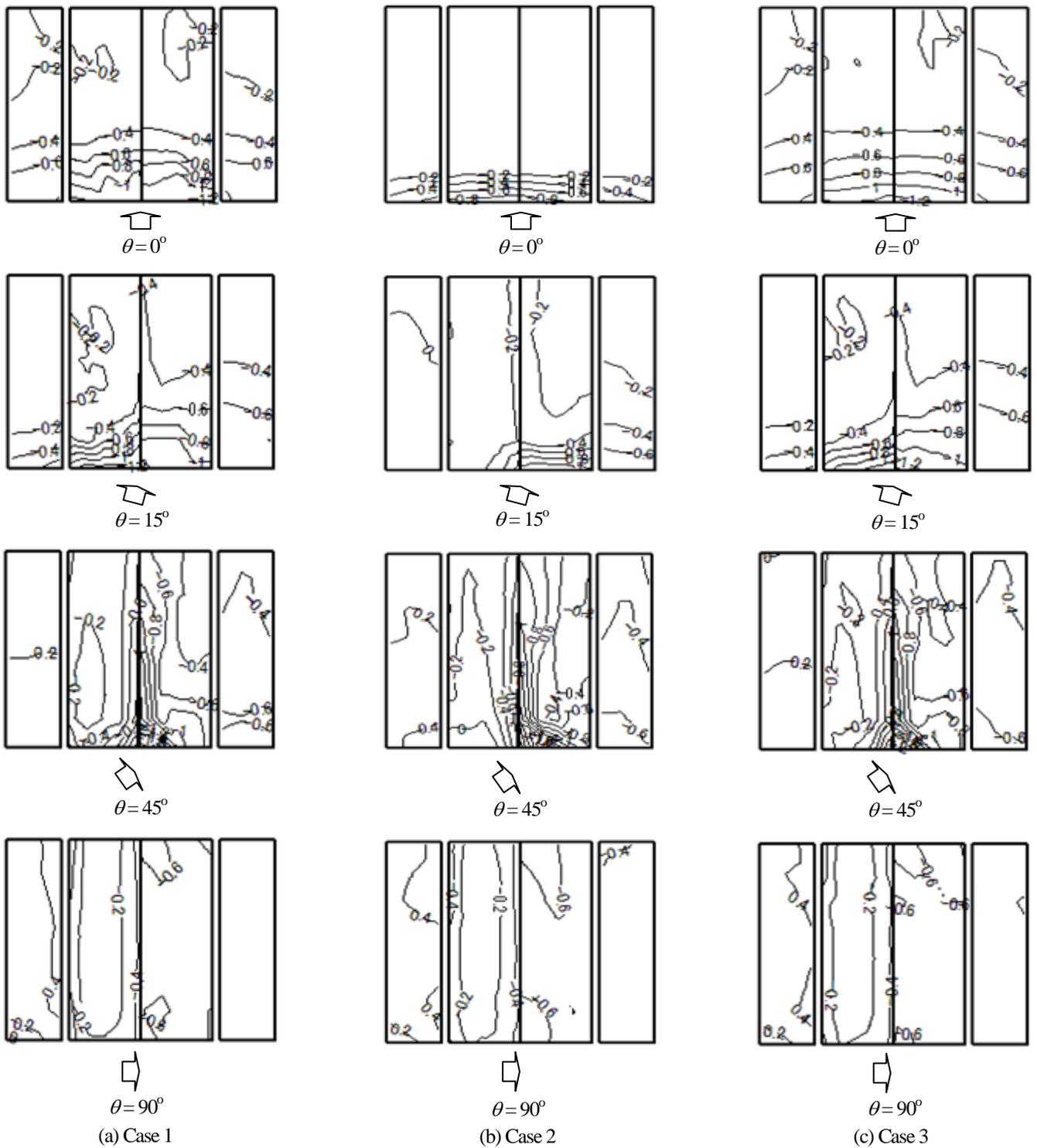


図4 平均外圧係数分布

表1 最大荷重効果を与える条件とガスト影響係数

Case	フレーム	風向 $\theta(^{\circ})$	$G_f$
1	8	165	2.4
2	8	135	2.4
3	2	15	2.9
4	1	45	2.3

## 6. 等価静的風力係数

各ケースについて、表1に示された条件に対して、LRC法を用いて最大荷重効果に対応する等価静的風力係数  $C_{f,LRC}$  の分布を求めた。また、条件付きサンプリングにより、 $M(t)$ が最大ピーク値をとるときの瞬間的な風力係数  $C_{f,cond}$  の分布も求めた(10回の測定結果のアンサンブル平均)。なお、Case 1については、内圧係数を0としている。図7は、 $C_{f,LRC}$ 並びに  $C_{f,cond}$  の分布を示す。比較のため、平均風力係

数  $C_{f,mean}$  並びに  $G_f \cdot C_{f,mean}$  (一般的なガスト影響係数法で評価される等価静的風力係数) の分布もあわせて示した。なお、図は展開図であり、横軸の  $S$  は、風上柱脚を原点とし、フレームに沿った座標であり、最大値  $S_{max}$  で基準化されている。図中の a~d は、図 3(a) に示すように、フレーム上の点を表している。

いずれのケースにおいても、 $C_{f,LRC}$  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与えるよ

うな瞬間的な風力係数分布の期待値を確率・統計的手法で推定するものであるから、 $C_{f,cond}$  のアンサンブル平均とほぼ一致するのは当然の結果ともいえる。一方、 $G_f \cdot C_{f,mean}$  の分布は  $C_{f,LRC}$  や  $C_{f,cond}$  の分布とはやや異なっており、全体的に風力係数を大きめに評価している。

Case 1 (閉鎖型) の場合には、建設省告示第 1454 号や建築物荷重指針<sup>2)</sup> に構造骨組用風力係数が与えられているが、それらは図 7(a) に示された分布とはかなり異なっている。

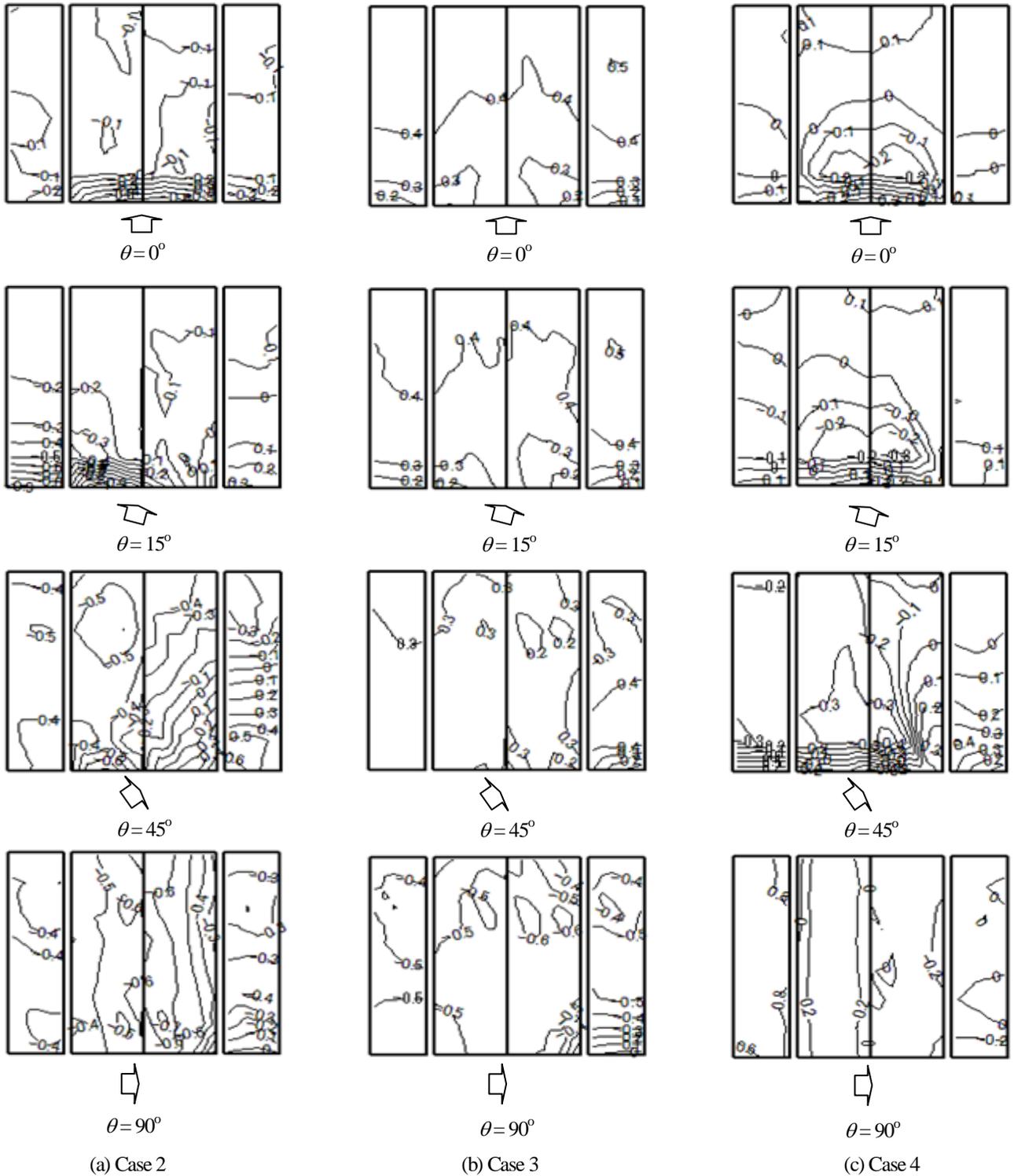
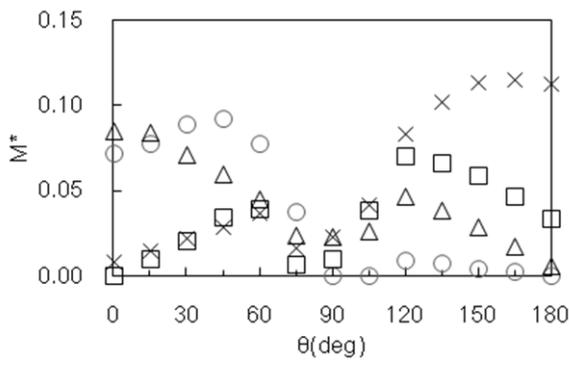
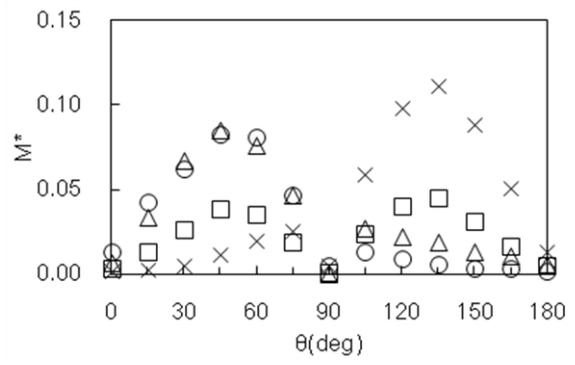


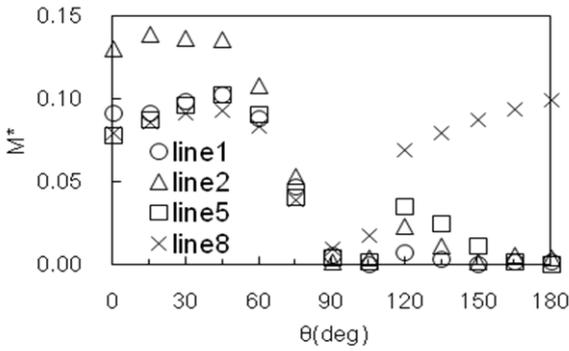
図 5 平均内圧係数分布



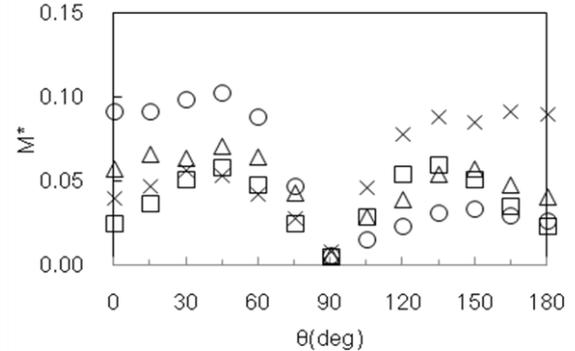
(a) Case 1



(b) Case 2

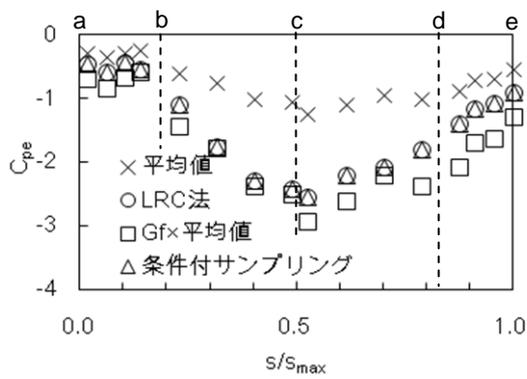


(c) Case 3

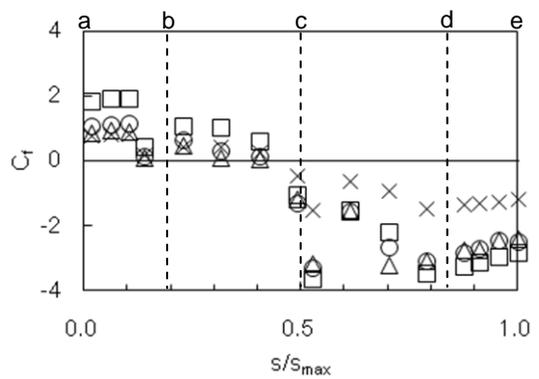


(d) Case 4

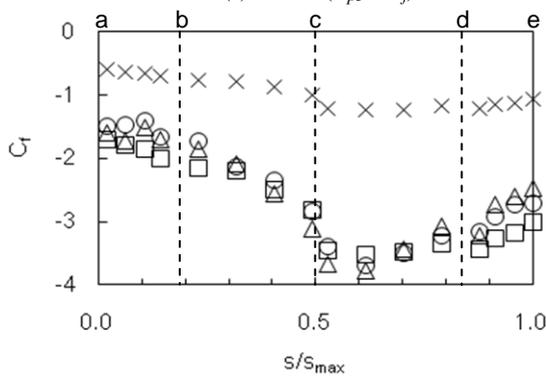
図6 最大無次元曲げモーメントの風向による変化



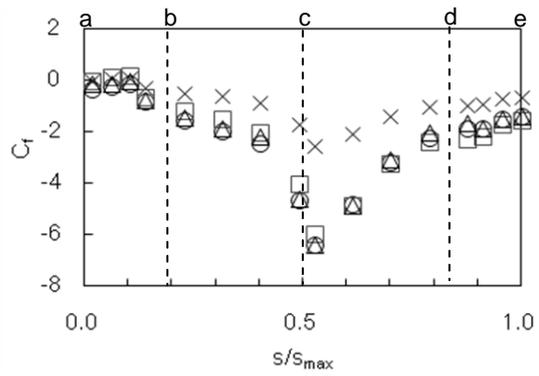
(a) Case 1 ( $C_{pe} = C_f$ )



(b) Case 2



(c) Case 3



(d) Case 4

図7 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

建設省告示等では、桁行面や妻面に概ね正対する風向を想定しているのに対し、本研究での結果は、斜め方向からの風を受けたとき、風上端部に近いフレームに最大荷重効果が生じているからである。建設省告示等の風力係数については、荷重効果の観点からの検討や見直しが必要と考えられる。

Case 2でも斜め方向の風のときに最大荷重効果が生じているが、この場合には内圧の影響が大きいため、風上側壁面および屋根面には正の風力が作用し、風下側屋根面および壁面には負の風力が作用する。Case 3では、風上側妻面が開放されているため、妻面にほぼ正対する風向で正の大きな内圧が作用し、これが大きな荷重効果を生じさせる原因となっている。その結果、 $C_{fLRC}$ は全体として大きな負値を示す。Case 4の場合は、Case 1とCase 2の中間的な分布となっている。

図7は、最大荷重効果が生じるフレームに作用する風圧分布に基づいて計算されたものであるが、他のフレーム(特に中央部のフレーム)に作用する荷重効果はこの荷重分布から計算される値より小さくなるので、それらのフレームに対しては応答を過大評価することになる。しかし、現実の設計においては、荷重の大きさに応じてフレーム断面を変更することはほとんどないと考えられるので、全てのフレームが図7に示された $C_{fLRC}$ 分布に基づいて設計されることになると考えられる。しかし、図7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、図3(a)に示すa~b(風上壁面)、b~c(風上屋根面)、c~d(風下屋根面)、およびd~e(風下壁面)、それぞれの領域ごとに一定値( $C_{fWU}$ ,  $C_{fRU}$ ,  $C_{fRL}$ ,  $C_{fWL}$ )を与える方が好ましい(図8参照)。そこで、そのようなモデルを提案するため、まず各領域に対して $C_{fLRC}$ 分布を面平均した。しかし、それらを用いて荷重効果を計算すると、 $C_{fLRC}$ 分布を直接用いて計算した値には必ずしも一致しない。実際、 $C_{fLRC}$ 分布から計算される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の比は以下のものであった。

Case 1 : 1.16, Case 2 : 1.05, Case 3 : 1.06, Case 4 : 1.27  
つまり、面平均値を用いると荷重効果を過小評価する結果となる。それに対し、 $C_{fLRC}$ の面平均値にこれらの比を乗じることで最大荷重効果を再現することができる。

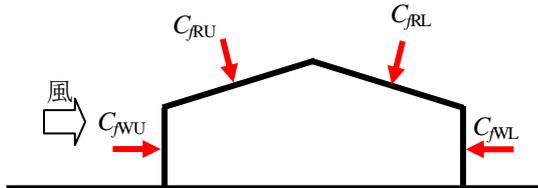


図8 構造骨組用風力係数

上記で得られた風力係数分布は、本実験で用いた気流(地表面粗度区分Ⅲにほぼ相当)に対する結果であり、乱れの効

果が風力係数の中に含まれている。従来、風荷重評価にはガスト影響係数法がよく用いられるが、この方法では、設計荷重は風力係数とガスト影響係数の積に基づいて計算される。風力係数としては、便宜的に平均風力係数が用いられることも多いが、図7の結果はそれが必ずしも適切ではないことを示している。最大荷重効果を再現できるような値でなければならない。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。そこで、本研究ではガスト影響係数法という従来の枠組みで風荷重が評価できるよう、上述の風力係数を表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として提案する。結果を表2に示す。乱れの強さが異なる気流については、準定常仮定に基づき、ガスト影響係数を乱れの強さの関数として評価することができる<sup>4)</sup>。あるいは、表1に示したガスト影響係数が、建設省告示第1454号の規定値に概ね対応していることより、建築物荷重指針<sup>2)</sup>に基づいて評価することも可能であろう。

表2 構造骨組用外圧係数(Case 1)と風力係数(Case 2~4)

Case	$C_{fWU}$ ( $C_{peWU}$ )	$C_{fRU}$ ( $C_{peRU}$ )	$C_{fRL}$ ( $C_{peRL}$ )	$C_{fWL}$ ( $C_{peWL}$ )
1	-0.28	-0.84	-1.03	-0.57
2	0.50	0.04	-1.15	-1.12
3	-0.52	-0.77	-1.36	-1.01
4	-0.66	-0.97	-1.72	-1.27

## 5 おわりに

本研究では、剛模型を用いた風洞実験結果に基づき、妻面開放型骨組膜構造建築物の構造骨組用風力係数について検討した。閉鎖型のほか、妻面の解放状態として3種類を想定し(全4ケース)、様々なフレーム位置および風向について、外圧と内圧の同時測定を行った。ただし、閉鎖型の場合は外圧のみである(内圧係数を0と仮定した)。

構造骨組用風力係数を評価するに当り、フレームは柱脚ピンの山形ラーメンとし、設計上最も重要な荷重効果として風上柱頭の曲げモーメントに着目した。各ケースについて、この曲げモーメントが最大となる条件、すなわち、フレーム位置と風向を明らかにした。一般には、斜め方向から風が吹いたとき、風上端部に近いフレームに最も大きな荷重効果が生じる。

各ケースについて、最大荷重効果を再現する風力係数分布をLRC法を用いて求めた。この風力係数の分布は、条件付きサンプリングの結果(最大荷重効果を与える瞬間の風力係数分布)とよく対応しているが、平均風力係数分布とはやや異なるものである。

最後に、LRC法で得られた等価静的風力係数分布に基づき、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用風力係数のモデルを提案した。このモデルでは、風上壁面、風上屋根面、風下屋根面、風下壁面に対して、それぞれ一定の風力係数が与えられている。

本研究では柱脚をピンと仮定したが、実際の設計では固定に近い状態のものもある。そのように異なる境界条件の骨組に対しても本研究で提案した風力係数が適用できるかどうかを検討する必要がある。また、構造骨組用だけでなく外装材用ピーク風力係数についても検討する必要がある。これらについては、今後引き続き検討する予定である。

## 謝 辞

本研究は(財)能村膜構造技術振興財団の平成 24 年度助成金によるものである。ここに記し、感謝の意を表す。

## [参考文献]

1. M. Kasperski: Extreme wind load distributions for linear and non-linear design, *Engineering Structures*, Vol. 14, No. 1, pp. 27-34, 1992.
2. 日本建築学会:建築物荷重指針・同解説, 2014.
3. 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
4. Y. Uematsu, T. Stathopoulos, E. Iizumi: Wind loads on free-standing canopy roofs: Part 2 overall wind forces, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 96, pp. 1029-1042, 2008.

---

## Design wind loads for frame-type membrane structures with various gable-end configurations

Yasushi Uematsu<sup>1)</sup>  
Yuki Takadate<sup>2)</sup>  
Eri Gavanski<sup>3)</sup>

### SYNOPSIS

Wind force coefficients for designing frame-type membrane structures are investigated based on a wind tunnel experiment, in which the effect of gable-end condition on the wind force coefficients is discussed on the basis of the load effect. Four different gable-end conditions are tested. Simultaneous pressure measurements at many points both on the external and internal surfaces of a rigid model are made in a turbulent boundary layer. In the present paper, focus is on the wind force coefficients for the main wind force resisting systems, or the structural frames. The results of wind tunnel experiment indicate that the wind pressure distribution is strongly dependent on the gable-end condition as well as on the wind direction. In general, oblique winds generate larger wind loads on the frame located near the windward gable end. When discussing the wind force coefficients, focus is on the bending moment at the windward knee as the load effect, assuming that a planar structural frame analysis is carried out in the structural design. The LRC method proposed by Kasperski and a conditional sampling technique are employed for evaluating the design wind force coefficients, providing equivalent static wind loads. Based on the results for the most critical condition, a simple model of design wind force coefficient is proposed, which can be used in the frame of conventional gust effect factor approach.

---

<sup>\*1</sup> Professor, Department of Architecture and Building Science, Graduate School of Engineering, Tohoku University

<sup>\*2</sup> Undergraduate Student, Department of Civil Engineering and Architecture, School of Engineering, Tohoku University

<sup>\*3</sup> Assistant Professor, Department of Architecture and Building Science, Graduate School of Engineering, Tohoku University