

妻面開放型骨組膜構造建築物の構造骨組用風力係数並びに外装材用ピーク風力係数

高舘 祐貴^{*1}
植松 康^{*2}
ガウ・アンス・江梨^{*3}

梗概

切妻屋根をもち、妻面の一方あるいは両方が開放された骨組膜構造建築物の構造骨組用風力係数並びに外装材用ピーク風力係数を、境界層乱流を用いた風洞実験結果に基づき提案した。様々な断面において外圧と内圧の同時測定を行い、両者の差から風力係数を算定した。構造骨組用風力係数は荷重効果に基づく「等価静的風力係数」として表される。平面フレーム解析を基本とし、柱脚を「ピン」あるいは「固定」と仮定し、荷重効果として基礎部の引き抜き力およびフレーム内のせん断力と最大曲げモーメントに着目した。全フレーム、全風向中、最大荷重効果を与える条件(フレーム位置と風向)を見出し、その条件に対してフレームに作用する等価静的風力係数分布を LRC(Load Response Correlation)法を用いて求め、それを単純なモデルで表した。一方、外装材用ピーク風力係数については、各測定点における全風向中の最大・最小ピーク風力係数の分布を求め、その結果に基づき、屋根や壁面をいくつかの領域に分け、領域ごとに正負の値を設定した。

1. はじめに

切妻屋根をもつ骨組膜構造建築物は、スポーツ施設のほか、イベント施設や建設工事現場の仮囲いなどの仮設建築物にもよく利用される。閉鎖型のほか、片側あるいは両側妻面が開放された形式もよく利用される。閉鎖型建築物については、建設省告示(1454 号、1458 号)や日本建築学会建築物荷重指針・同解説¹⁾(以下、「荷重指針」)に構造骨組用外圧係数並びに外装材用ピーク外圧係数が定められているが、開放型建築物についての風力係数は規定されていない。建設省告示には風上側あるいは風下側壁面が開放されている建築物の内圧係数が定められおり、閉鎖型建築物の外圧係数と組み合わせることで風力係数を推定することは可能であるが、そのような荷重評価法の妥当性を荷重効果の観点から検証した研究例はこれまで為されていない。さらに、両妻面が開放されている場合には、建築物内部にも流れが生じるため、内壁面に作用する風圧(以下、「内圧」)の分布や動的荷重効果は閉鎖型や片側開放型とは大きく異なる。また、外圧分布も影響を受けると考えられる。より合理的な風荷重の設定を行うためには、妻面の開放状態に応じて風力係数を適切に設定する必要がある。

筆者らは、既往の研究²⁾において、妻面開放型骨組膜構造建築物の構造骨組用風力係数を風洞実験に基づいて検討した。建物モデルはこれまで我が国に建設された類似建築物の形状や構造に基づき設定した。風洞実験では、風向を変化させながら、様々な断面内の外圧および内圧を多点同時測定した。フレームは梁間方向ラーメン、桁行方向軸組筋かい構造とし、構造

計算では平面フレーム解析を用いた。構造骨組用風力係数を評価するにあたっては、荷重効果としてフレーム内の最大曲げモーメントに着目し、柱脚の境界条件はピンと仮定した。この場合、最大曲げモーメントは風上柱頭に生じるため、荷重効果として風上柱頭の曲げモーメントに注目した。構造骨組用風力係数は、Kasperski³⁾が提案した LRC(Load Response Correlation)法に基づいて評価した。ここで得られる風力係数は、風力の動的荷重効果として準静的成分のみを考慮した(共振効果は無視できる)「等価静的風力係数」である。いずれの妻面開放状態においても、最大荷重効果は斜め方向から風が吹いた場合に、妻面よりやや内側に入ったフレームに生じることが示された。各妻面開放状態に対し、LRC 法により得られた風力係数分布に基づき、ガスト影響係数法の枠組みで設計用風荷重を評価する構造骨組用風力係数分布のモデルを提案した。

既往の研究²⁾では荷重効果として柱頭の曲げモーメントにのみ着目したが、本研究では基礎部の引き抜き力、フレーム内のせん断力についても検討を行う。さらに、既往の研究ではフレームの柱脚を「ピン」と仮定したが、実際の設計では完全に「ピン」とみなせることは少なく、「ピン」と「固定」の中間に位置する「弾性支持」であるのが一般的である。そこで、本研究では柱脚が「固定」の場合についても検討し、境界条件の影響を考察し、より妥当な構造骨組用風力係数モデルを提案する。また、各測定点の最大・最小ピーク風力係数分布に基づき、膜材やその定着部の設計に利用される外装材用ピーク風力係数を提案する。

*1 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 大学院生

*2 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 教授

*3 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 助教

2. 対象建物と風洞実験

2.1. 対象建物

本研究で対象とする建物は、既往の研究²⁾と同様、以下に示す形状を有する切妻屋根をもつ骨組膜構造建築物である。

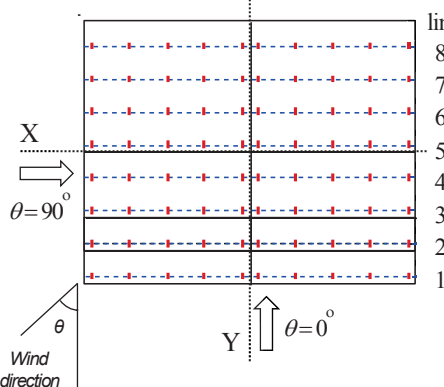
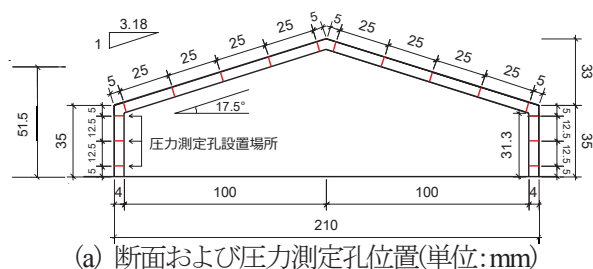
スパン： $B=42\text{m}$ ，肩高さ： $h=7\text{m}$ ，屋根勾配： $\beta=17.5^\circ$

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

構造骨組はこれまでに建てられてきたいくつかの妻面開放型骨組膜構造物の実例を参考にし、柱と梁がいずれも H 型鋼(294×200×8×12)の山形ラーメンの平面フレーム構造(フレーム間隔 d は 3.5m)とする。また、構造解析における柱脚部の境界条件はピンあるいは固定と仮定する。

2.2. 風洞実験方法

風洞実験は、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： $1.4\text{m}^{\text{W}} \times 1.0\text{m}^{\text{H}} \times 6.5\text{m}^{\text{L}}$)で行った。実験模型は、前節に示した対象建物を幾何学的縮尺率 $\lambda_L = 1/200$ で作製した剛模型である。模型形状と圧力測定孔位置を図 1 に示す。開放型の場合、外側および内側の風圧(外圧および内圧)を同時に測定する必要があるため、模型は厚さ 4mm のサンドイッチ構造になっている。1 ライン上の測定点数は 16 点(両側で 32 点)である。風向 θ は、図 1(b)のように定義し、 $0^\circ \sim 180^\circ$ の範囲を 15° ピッチで変化させた。妻面の開放状態は、図 2 に示す 3 ケースである。Model3 の場合、 $\theta = 0^\circ$ は風が開放された妻



(b) 圧力測定ラインおよび風向
(+は圧力測定孔位置を表す)

図 1 風洞実験模型概要

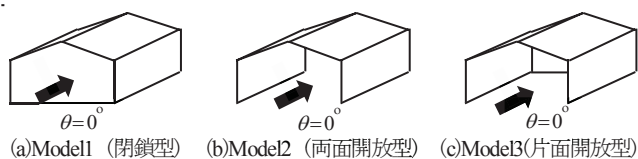


図 2 妻面の開放状態

面に向かう方向(風下妻面が閉鎖している状態)を表している。

実験気流は、平均風速のプロファイルを表すべき指数 α が約 0.21 の境界層乱流である。実験風速は、屋根平均高さ H で $U_H \approx 8\text{m/s}$ であり、その高さでの乱れの強さは $I_u \approx 0.18$ である。風速の縮尺率を $\lambda_U = 1/4$ と仮定すると、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。同一条件下で 10 回測定を行い、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。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。風圧係数は面を押す方向を正とし、風力係数は外圧係数と内圧係数の差によって表現した。したがって、風力係数の符号は外圧係数と同様である。

3. 風洞実験

3.1. 注目する荷重効果

植松ら⁴⁾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に構造上最もクリティカルとなる応力を荷重効果として着目すれば良いとしている。これはこのような構造物の応答評価において共振成分を考慮せず、準静的に取り扱うことが可能であるためである。そこで、本研究で対象としている構造物に平均風力を作用させて構造解析を行うことで最も重要な荷重効果を選択する。速度圧を q_H 、各圧力測定孔 j に単位荷重を作用させた時の応答を表す影響係数を α_j 、圧力測定孔 j での風圧係数を $C_{p,j}(\theta)$ 、その荷重負担面積を A_j とすると、荷重効果 $R(t)$ は次式で与えられる。

$$R(t) = q_H \sum_{j=1}^{16} \alpha_j C_{p,j}(\theta) A_j \quad (1)$$

なお、外圧と内圧の差で与えられる風力を考える場合は、風圧係数 C_p の代わりに風力係数 C_f を用いればよい。

ここでは荷重効果として曲げモーメント、せん断力、軸力の 3 つの応力に着目する。各開放状態に対して、平均風力係数(閉鎖型では内圧係数を 0 と仮定する)を作用させた時、柱脚がピンあるいは固定の場合、構造上最もクリティカルな応力は表 1 のようである。なお、ここでの軸力の引張は柱の引抜き力に対応する応力を表している。

表 1 構造上最もクリティカルとなる応力

荷重効果	柱脚ピン	柱脚固定
曲げモーメント	柱頭部	柱脚部
せん断力	柱脚部	柱脚部
軸力	風上柱(引張)	風上柱(引張)

3.2. 最大荷重効果をもたらす風向・フレームについて

ここでは、図 1 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)、式(1)を用いて表 1 に示した応力に対する荷重効果の最大ピーク値を求めた。柱脚がピンおよび固定の場合について、代表的なフレームにおける荷重効果の最大ピーク値の風向による変化を図 3(軸力 N)、図 4(せん断力 Q)、図 5(曲げモーメント M)に示す。これらの図に示す荷重効果は屋根平均高さ H 、スパン B 、フレーム間隔 d を用いて以下の式(2a)～(2c)を用いて無次元化されている。

$$N^* = \frac{N}{q_H H d} \quad (2a)$$

$$Q^* = \frac{Q}{q_H H d} \quad (2b)$$

$$M^* = \frac{M}{q_H H B d} \quad (2c)$$

なお、1 フレーム目は妻面内のフレームとみなし、荷重負担幅を $d/2$ としている。また、Model1(閉鎖型)については内圧係数を 0 と仮定し、外圧係数を風力係数としている。

荷重効果に着目すると、柱軸力(図 3)に関しては、妻面に正対する風向、あるいはやや斜めからの風向の場合に引抜き力が大きくなる。いずれの妻面開放状態でも妻面に正対する風向 $\theta = 0^\circ$ の場合に柱の引抜き力の最大ピーク値がもたらされた。これは、流れの剥離に伴って屋根面風上端部に大きな負圧が作用するためと考えられる。せん断力(図 4)や曲げモーメント(図 5)に

関しては、建設省告示や荷重指針で風圧分布が定められている妻面や桁行面に正対する風向 $\theta = 0^\circ$ や 90° では最大値を示さず、斜めからの風向で最大となっている。また、せん断力と曲げモーメントのいずれも同じ風向・フレームで最大値を示す。いずれの開放状態でも風上端部に近いフレームほど最大荷重効果が大きくなっている。

妻面の開放状態に着目すると、両面開放型では風が建物の内部にも流れるため、どの荷重効果においても閉鎖型、片面開放型と比較してその値が低減されている。片面開放型の場合、風向 $0^\circ < \theta < 90^\circ$ の時は風上側妻面が開放され、内圧が正となるため、閉鎖型や両面開放型と比較して風上妻面から遠いフレームでも最大荷重効果が大きくなる。一方、 $90^\circ < \theta < 180^\circ$ の時は風下妻面が開放されるため、閉鎖型に類似した傾向を示す。

表 2(a)～(c)に最大荷重効果をもたらす風向・フレーム番号、並びに、応答の最大ピーク値と平均値の比で与えられるガスト影響係数 G_f を示す。両面開放型のフレーム 1(Frame1)では $\theta = 0^\circ$ の時、外圧と内圧が相殺されて応答の平均値が小さくなるため、ガスト影響係数が非常に大きな値を示す。閉鎖型では $G_f = 2.22 \sim 2.50$ であり、建設省告示第 1454 号で定められている地表面粗度区分 III に対する $G_f = 2.5$ に近い値となっている。これは、準定常仮定が成り立つと仮定すると、風速のピークファクター $g_v \approx 3$ に相当する($G_f = (1 + g_v \cdot I_w)^2 = 2.37$)。片面開放型の G_f が他のケースに比べて大きいのは、内圧の動的荷重効果が大きくなったことによるものと考えられる。

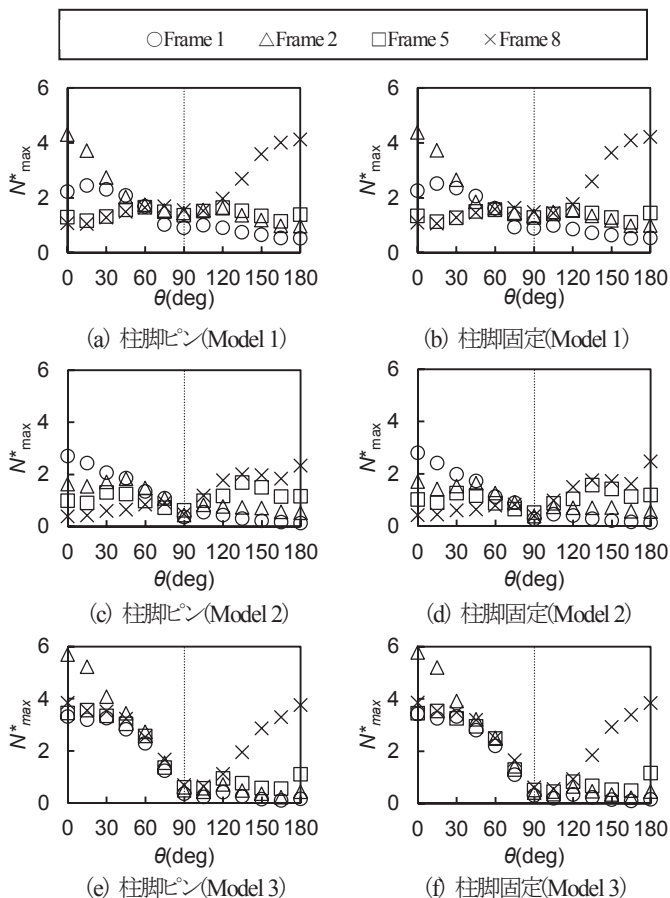


図 3 柱軸力

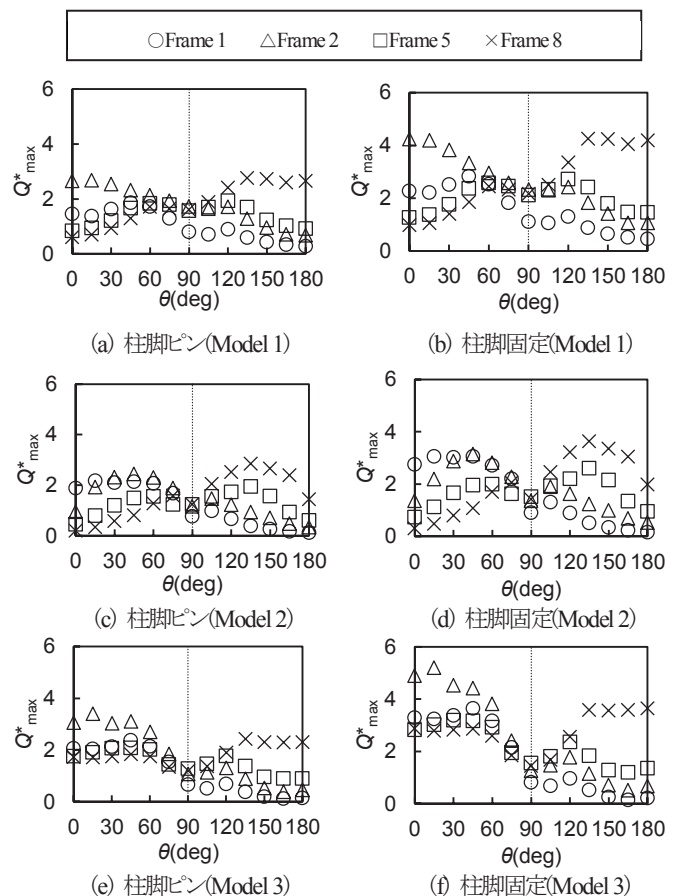


図 4 せん断力

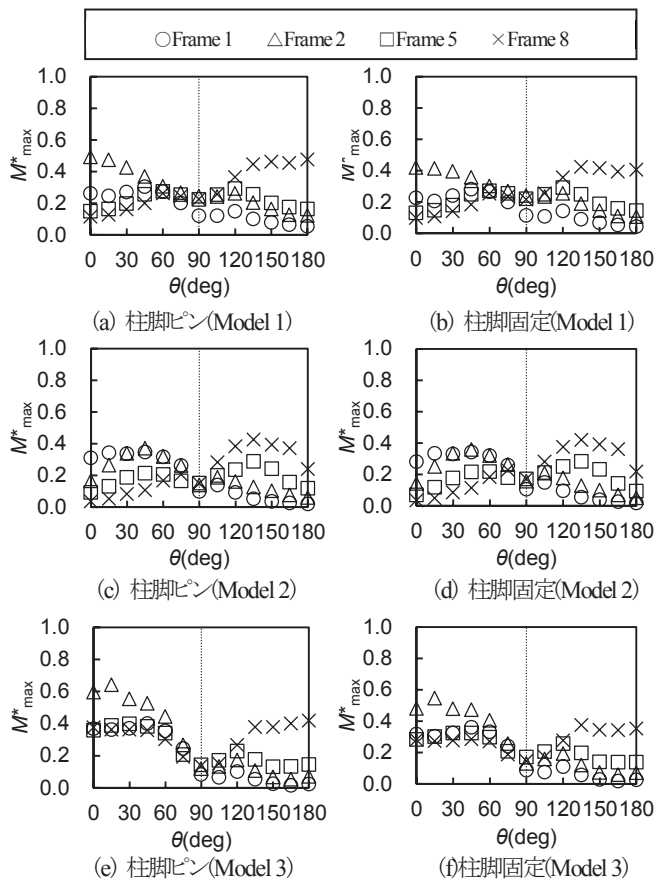


図 5 曲げモーメント

表 2 最大荷重効果をもたらす風向・フレーム

Model	(a)柱軸力					
	フレーム	風向	G_f	フレーム	風向	G_f
閉鎖型	2	0°	2.46	2	0°	2.50
両面開放型	1	0°	8.90	1	0°	8.90
片面開放型	2	0°	2.67	2	0°	2.70

Model	(b)せん断力					
	フレーム	風向	G_f	フレーム	風向	G_f
閉鎖型	8	165°	2.25	8	135°	2.33
両面開放型	8	135°	2.17	8	135°	2.34
片面開放型	2	15°	2.74	2	15°	2.76

Model	(c)曲げモーメント					
	フレーム	風向	G_f	フレーム	風向	G_f
閉鎖型	8	165°	2.22	8	135°	2.25
両面開放型	8	135°	2.52	8	135°	2.43
片面開放型	2	15°	2.85	2	15°	2.93

4. 風力係数分布

4.1. 最大荷重効果をもたらす風力係数分布

表 2 に示した風向およびフレームに対して、各妻面の開放状態に応じた風力係数分布を定める。ここでは空間的にも時間的にも不規則に変動する風力に対して風荷重を合理的に評価する方法として Kasperski が提案した LRC (Load Response Correlation) 法³⁾を用いる。この手法は構造物の剛性が比較的高く、変動風力による共振効果を無視することができる場合、着目する荷重効果と風力の相関を考慮し、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評価するものである。LRC 法による等価静的風力係数分布は次式で与えられる。

$$C_{pe} = \bar{C}_p + g_r C_p' \rho_p \quad (3)$$

ここで、 $\bar{C}_p$ は平均風圧係数、 C_p' は RMS 変動風圧係数、 g_r は応答(荷重効果)のピークファクター、 ρ_p は応答と荷重の相関係数を表している。応答のピークファクターは時刻歴解析により得られた荷重効果の最大ピーク値からその平均値を減じ、標準偏差で除すことにより得た。なお、式(3)を風力係数分布に適用する場合は風圧係数 C_{pe} を風力係数 C_f と読み替えればよい。

それぞれの荷重効果に着目したとき、「LRC 法」による風力係数分布($C_{f,LRC}$)と風洞実験から得られた風圧の時刻歴データから最大荷重効果をもたらす瞬間的な風力係数分布を求める「条件付きサンプリング」により得られる風力係数分布($C_{f,cond}$)、さらに平均風力係数 $C_{f,Mean}$ とガスト影響係数 G_f の積(一般的な「ガスト影響係数法」)で与えられる風力係数分布($C_{f,Gust}$)を比較した結果を図 6(柱軸力)、図 7(せん断力)、図 8(曲げモーメント)に示す。ここでも、Model1(閉鎖型)では内圧を 0 とし外圧係数を風力係数としている。なお、グラフの縦軸は風力係数 C_f (閉鎖型では外圧係数=風力係数)を表し、横軸 s は風上柱脚部を原点($s=0$)としたフレームに沿った座標を表し、風下柱脚部での値 s_{max} で基準化されている。

いずれの場合も、 $C_{f,LRC}$ と $C_{f,cond}$ の分布は全体的によく一致している。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に評価するものであり、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」の結果の平均値を近似的に表しているものと解釈できる。なお、ここで見られる $C_{f,LRC}$ と $C_{f,cond}$ の分布の差異は、条件付きサンプリングでは 10 個のデータのアンサンブル平均で評価しているため、限られたデータからの推定に起因する誤差によるものと考えられる。荷重効果として柱軸力(引抜き力)に着目すると、3 種類の方法で得られた風力係数分布がほぼ同様の傾向を示している。これは、風向が妻面に正対する場合に最大荷重効果が与えられ、荷重効果の変動が風速変動にほぼ追従する準定常的な性状を示すことを表している。一方、曲げモーメントに関して着目するとガスト影響係数法は荷重を大きめに評価している。これは曲げモーメントが風力係数の空間的分布に敏感であることによると考えられる。

以上の結果より、本研究では荷重評価としてより合理的であるとえられる LRC 法による等価静的風力係数分布をもとに設計用の風力係数を提案する。

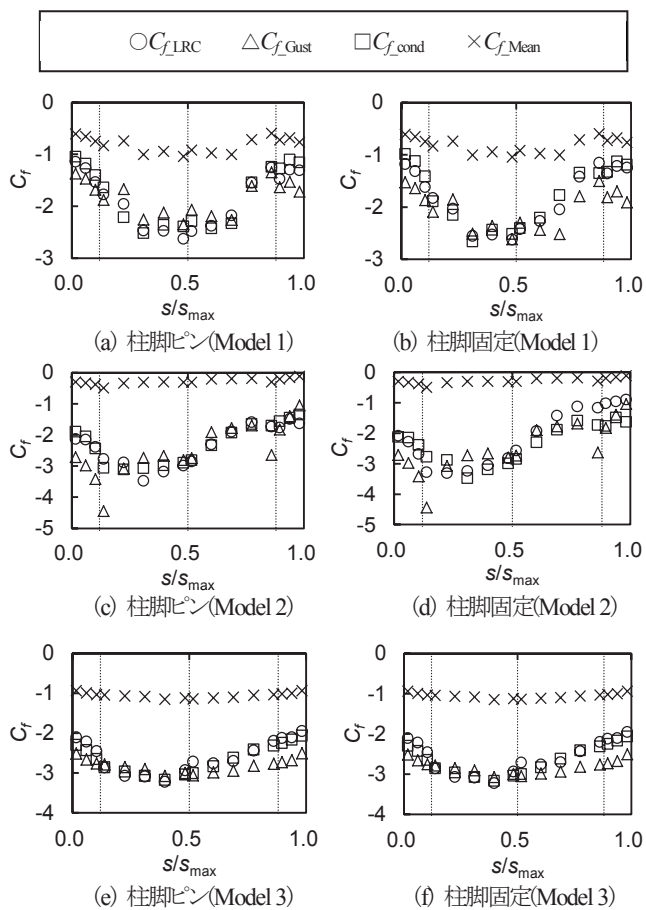


図 6 等価静的風力係数分布(柱軸力)

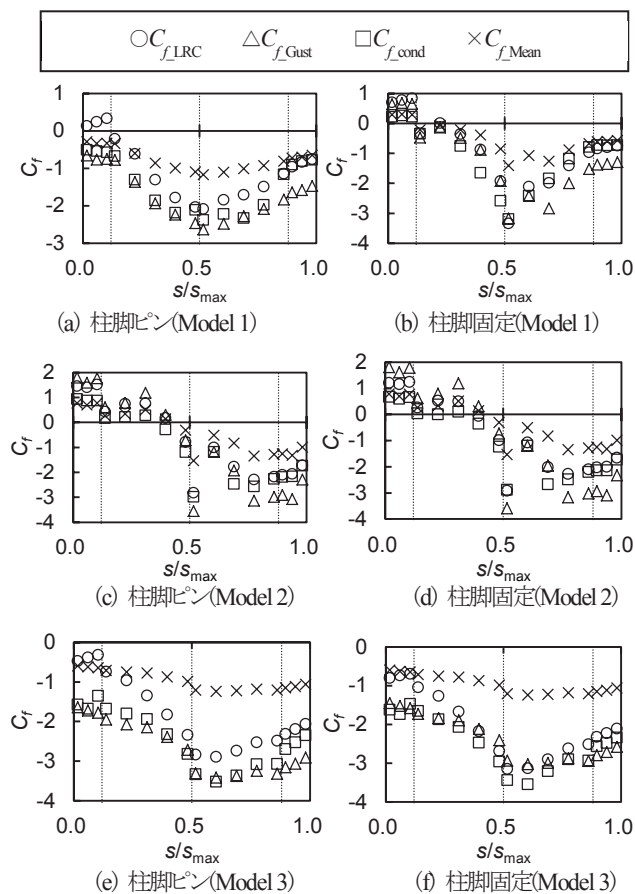


図 7 等価静的風力係数分布(せん断力)

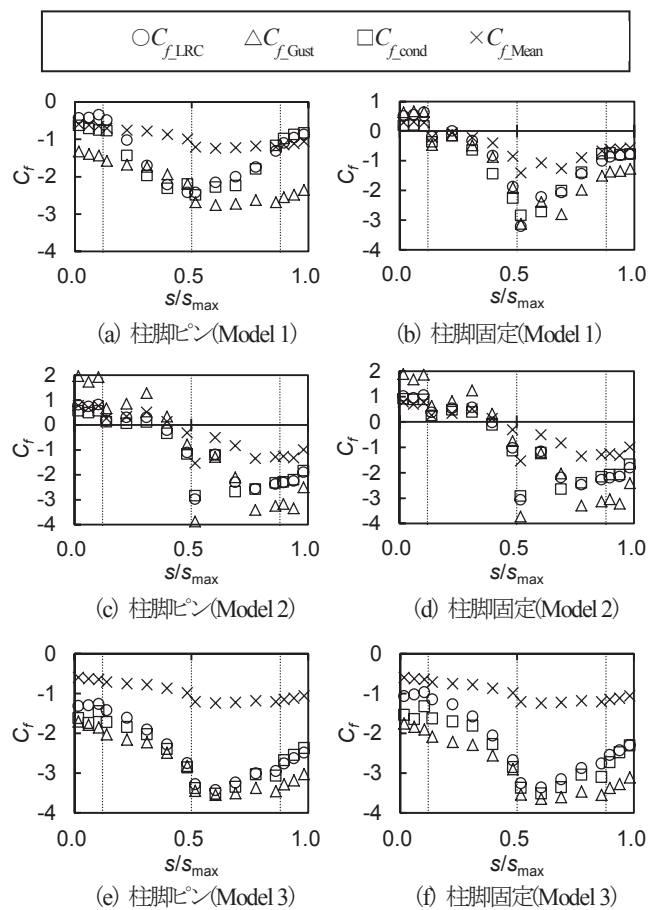


図 8 等価静的風力係数分布(曲げモーメント)

4.2. 荷重効果の比較

荷重効果としてせん断力 Q と曲げモーメント M に着目し、LRC法による風力係数分布から計算される荷重効果の比較を行った。結果を表 3 に示す。ここで、荷重効果として曲げモーメントに着目した場合の等価静的風力係数を C_{fM} 、荷重効果としてせん断力に着目した場合の等価静的風力係数を C_{fQ} とし、

$M_{\max_M}$: C_{fM} を作用させた時の M の最大ピーク値

$M_{\max_Q}$: C_{fQ} を作用させたときの M の最大ピーク値

$Q_{\max_M}$: C_{fM} を作用させた時の Q の最大ピーク値

$Q_{\max_Q}$: C_{fQ} を作用させた時の Q の最大ピーク値

を計算した。表 3 によれば、いずれの場合も荷重効果として曲げモーメントに着目して得られた風力係数分布の方が大きな荷重効果を与えるので、フレームの応力を検討する際には曲げモーメントに着目した風力係数分布を用いればよい。一方、基礎の設計は引抜き力に基づいて行われるので、荷重効果として引抜き力に着目するのが合理的である。

表 3 せん断力と曲げモーメントの比

		柱脚ピン	柱脚固定
Model1 (閉鎖型)	$Q_{\max_Q}/Q_{\max_M}$	0.95	0.98
	$M_{\max_M}/M_{\max_Q}$	1.12	1.01
Model2 (両面開放型)	$Q_{\max_Q}/Q_{\max_M}$	0.97	0.98
	$M_{\max_M}/M_{\max_Q}$	1.13	1.05
Model3 (片面開放型)	$Q_{\max_Q}/Q_{\max_M}$	0.94	0.99
	$M_{\max_M}/M_{\max_Q}$	1.14	1.04

次に荷重効果として引抜き力 N と曲げモーメント M に着目し、柱脚ピンあるいは固定の場合について、LRC 法により得られた風力係数分布を用いて荷重効果を計算し、境界条件の影響を検討した。柱脚ピンとして得られる風力係数分布を C_{f_PIN} 、柱脚固定として得られる風力係数分布を C_{f_FIX} と表し、

N_{PIN_FIX} : C_{f_FIX} を柱脚ピンのフレームに作用させた時の N
 N_{FIX_PIN} : C_{f_PIN} を柱脚固定のフレームに作用させた時の N
 N_{PIN_PIN} : C_{f_PIN} を柱脚ピンのフレームに作用させた時の N
 N_{FIX_FIX} : C_{f_FIX} を柱脚固定のフレームに作用させた時の N
 M_{PIN_FIX} : C_{f_FIX} を柱脚ピンのフレームに作用させた時の M
 M_{FIX_PIN} : C_{f_PIN} を柱脚固定のフレームに作用させた時の M
 M_{PIN_PIN} : C_{f_PIN} を柱脚ピンのフレームに作用させた時の M
 M_{FIX_FIX} : C_{f_FIX} を柱脚固定のフレームに作用させた時の M

を計算し、それぞれを比較した(表 4)。これによれば軸力においては C_{f_FIX} 、曲げモーメントにおいては C_{f_PIN} で荷重効果を過小評価する。解析上、柱脚をピンあるいは固定と仮定することが多いが、実際には両者の中間である弾性支持であるのが一般的である。したがって、基礎部の引抜き力に対する設計に関しては柱脚ピンと仮定して得られた風力係数分布(C_{f_PIN})を用い、フレームの曲げモーメントに対する設計においては柱脚固定と仮定して得られた風力係数分布(C_{f_FIX})を用いることで安全側に評価することが可能である。

表 4 境界条件の相違による荷重効果の比

N_{PIN_FIX}/N_{PIN_PIN}	0.95~0.99	M_{PIN_FIX}/M_{PIN_PIN}	1.04~1.21
N_{FIX_PIN}/N_{FIX_FIX}	1.01~1.03	M_{FIX_PIN}/M_{FIX_FIX}	0.81~0.95

4.3. 構造骨組用風力係数

図 6~8 に示した LRC 法による風力係数(C_{f_LRC})の分布をそのまま設計で用いるのは煩雑であるため、構造骨組用風力係数は基標準と同様、図 9 に示すように風上壁面(C_{f_WU})、風上屋根面(C_{f_RU})、風下屋根面(C_{f_RL})および風下壁面(C_{f_RW})のそれぞれの領域ごとに一定値で与えることとした。さらに従来のガスト影響係数法の枠組みで評価できるように、各領域で面平均した風力係数分布を各荷重効果に基づくガスト影響係数によって除した値を計算した。結果を表 5 に示す。これは最大荷重効果を与える「等価静的風力係数」である。

しかし、 C_{f_LRC} 分布を各領域に対して面平均して得られる風力(合力)は必ずしもその領域の重心を通る訳ではないので、それらを用いて荷重効果を計算した場合、この結果は C_{f_LRC} 分布を直接用いて計算した値とは必ずしも一致しない。そこで、各ケースについて C_{f_LRC} の風力係数分布から直接計算した荷重効果と、各領域の面平均値が一様に分布していると仮定して計算した荷重効果の比を表 6 に示す。これによれば、面平均値をそのまま用いると、一般に荷重効果を過小評価する傾向が見られる。実際の最大荷重効果を再現するためには、表 5 に示した風力係数値に、上述した着目すべき荷重効果に対応する表 6 中の値を乗じたものを構造骨組用風力係数とすればよい。例えば、フレームの設計用としては、柱脚固定の場合の曲げモーメントに対する比を用いればよい。このようにして得られた構造骨組用風力係数を表 7 に示す。これらの値に気流の乱れの影響を示すガスト影響係数を乗じることで設計用の風荷重を算定できる。

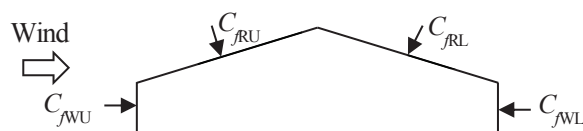


図 9 構造骨組用風力係数

表 5 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)

(a)基礎部の設計時

柱脚ピン				
Model	C_{f_WU} (C_{pe_WU})	C_{f_RU} (C_{pe_RU})	C_{f_RL} (C_{pe_RL})	C_{f_WL} (C_{pe_WL})
閉鎖型	-0.53	-0.93	-0.81	-0.55
両面開放型	-0.24	-0.34	-0.23	-0.16
片面開放型	-0.90	-1.12	-1.02	-0.85
柱脚固定				
Model	C_{f_WU} (C_{pe_WU})	C_{f_RU} (C_{pe_RU})	C_{f_RL} (C_{pe_RL})	C_{f_WL} (C_{pe_WL})
閉鎖型	-0.55	-0.93	-0.75	-0.51
両面開放型	-0.26	-0.36	-0.18	-0.11
片面開放型	-0.91	-1.13	-0.98	-0.80

(b)フレーム部の設計時

柱脚ピン				
Model	C_{f_WU} (C_{pe_WU})	C_{f_RU} (C_{pe_RU})	C_{f_RL} (C_{pe_RL})	C_{f_WL} (C_{pe_WL})
閉鎖型	-0.28	-0.84	-1.03	-0.57
両面開放型	0.50	0.04	-1.15	-1.12
片面開放型	-0.52	-0.77	-1.36	-1.01
柱脚固定				
Model	C_{f_WU} (C_{pe_WU})	C_{f_RU} (C_{pe_RU})	C_{f_RL} (C_{pe_RL})	C_{f_WL} (C_{pe_WL})
閉鎖型	0.30	-0.40	-1.29	-0.61
両面開放型	0.57	0.13	-1.05	-1.02
片面開放型	-0.41	-0.67	-1.20	-0.95

表 6 荷重効果の比

妻面の開放状態	柱脚の境界条件	引抜き力	曲げモーメント
Model1 (閉鎖型)	ピン	1.01	1.16
	固定	1.01	1.25
Model2 (両面開放型)	ピン	1.03	1.06
	固定	1.04	1.10
Model3 (片面開放型)	ピン	1.01	1.06
	固定	1.01	1.11

表 7 設計時に用いる構造骨組用風力係数

基礎の設計				
Model	C_{f_WU} (C_{pe_WU})	C_{f_RU} (C_{pe_RU})	C_{f_RL} (C_{pe_RL})	C_{f_WL} (C_{pe_WL})
閉鎖型	-0.54	-0.94	-0.82	-0.56
両面開放型	-0.25	-0.35	-0.24	-0.16
片面開放型	-0.91	-1.13	-1.03	-0.86
フレームの設計				
Model	C_{f_WU} (C_{pe_WU})	C_{f_RU} (C_{pe_RU})	C_{f_RL} (C_{pe_RL})	C_{f_WL} (C_{pe_WL})
閉鎖型	0.38	-0.50	-1.61	-0.76
両面開放型	0.63	0.14	-1.16	-1.12
片面開放型	-0.46	-0.74	-1.33	-1.05

5. 外装材用ピーク風力係数

風洞実験で得られた風力係数データの時刻歴から各測定点におけるピーク風力係数を求めた。ピーク風力係数の評価時間(平均化時間)は 0.2sec である。妻面の各開放状態に対し、全風向中の最大・最小ピーク風力係数の分布を図 10 に示す。なお、これらの図は壁面および屋根面を展開して表している。また、片面開放型(Model3)では、図の上側が閉鎖妻面、下側が開放妻面である。

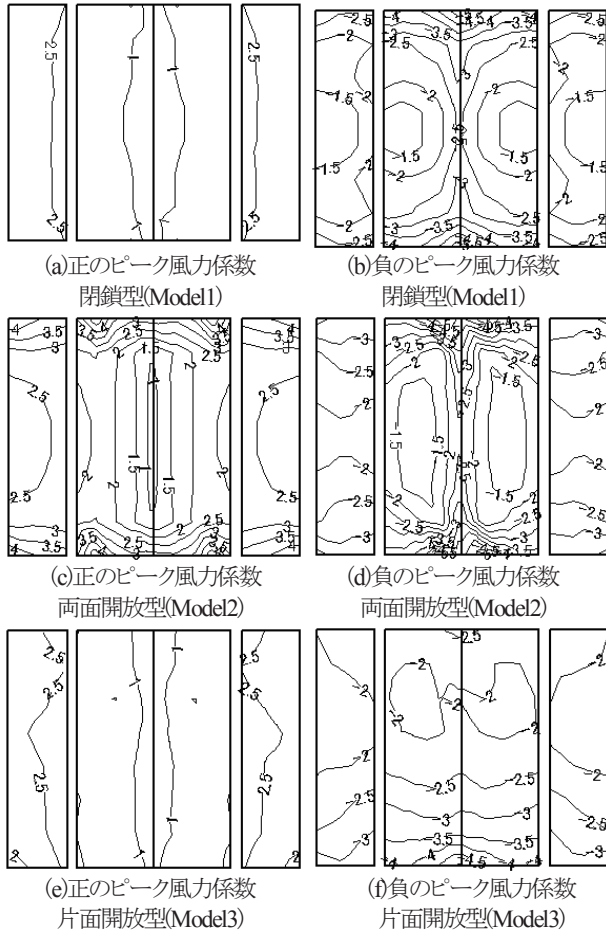


図 10 最大最小ピーク風力係数分布

正のピーク風力係数を比較すると、閉鎖型および片面開放型では壁面および屋根面ともにほぼ一定値となっている。これは、最大ピーク値が桁行面にほぼ正対する風向で生じているためと考えられる。一方、両面開放型では端部と中央部でピーク値が大きく異なっている。これは、端部では斜めからの風向で壁面や屋根面に正の外圧がかかる時に剥離流による大きな負の内圧が生じ、瞬間的に風力係数が大きくなるためと考えられる。

負のピーク風力係数を比較すると、両面開放型では閉鎖型や片面開放型と比較して妻面に近い領域で大きな負圧が生じている。これは、外圧の剥離に伴う負のピーク外圧に対して妻面に近い領域の正の内圧が負の風力を上乗せするように働いたためと考えられる。中央部についてはピーク風力が低減されている領域が大きい。これは、妻面が開放されることにより、外側のみ流れていた風が内側にも流れるようになったことによる外圧

の低減効果によるものと考えられる。

片面開放型では閉鎖型や両面開放型と異なり、ピーク風力係数分布が図 11 に示されている X 軸(中央断面)について非対称になっている。これは建物形状が他のモデルと異なり、X 軸については対称ではないためである。風下妻面が閉鎖されていることにより、内圧が正となるため、閉鎖型および両面開放型と比較して開放妻面側(図の下側)では負の風力が広範囲に及んでいる。一方、閉鎖妻面側(図の上側)の壁面および屋根面の風力は閉鎖型と比べて低減されている。片側妻面が開放されている影響と考えられるが、これについては、ピーク値を与える時の 3 次元的な風力分布(特に内圧分布)に基づく検討が必要である。

外装材用ピーク風力係数は現行の建設省告示や荷重指針準じてモデル化するのが望ましい。荷重指針では屋根面や壁面を領域分けし、ピーク外圧係数を与えている。本論文ではピーク風力係数を直接評価しているが、領域分けは荷重指針¹⁾に準じて行った。正のピーク風力係数および負のピーク風力係数に対する領域分けは図 11 に示すようである。各領域における値を外装材用ピーク風力係数として表 8(a), (b) に示す。なお、外装材用ピーク風力係数は、図 10 に示すコンター図に基づき、1m×1m の正方形領域を各領域内で少しずつ移動させながら面平均し、領域内での最大値・最小値に基づいて与えた。

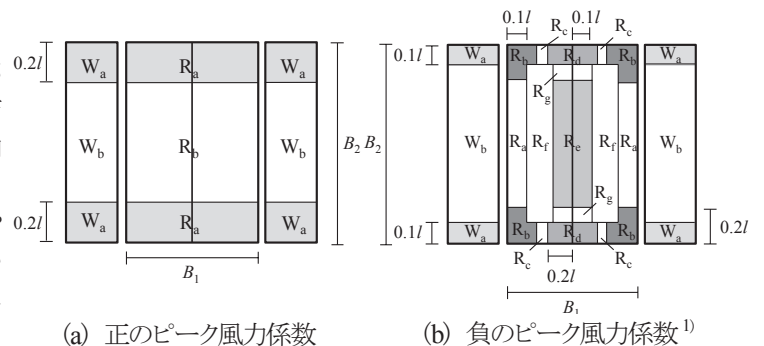
荷重指針で規定されている閉鎖型建築物のピーク外圧係数と本実験で得られた閉鎖型のピーク外圧係数について表 8(a), (b) より比較を行う。まず屋根面の正のピーク外圧係数を見ると、本実験値は荷重指針値と比較して大きな値となっている。荷重指針では屋根面における正のピーク外圧係数 $\hat{C}_{pe}$ は次式で与えられている。

$$\hat{C}_{pe} = C_{pe}(1 + 7I_H) \quad (4)$$

$$C_{pe} = 0.014(\theta - 15) \quad (5)$$

ここで、 C_{pe} は正の外圧係数、 I_H は屋根平均高さ H における乱れ強さ、 θ は屋根勾配を表す。本研究で対象としている建築物の屋根勾配が $\theta = 17.5^\circ$ であることから、(5)式より正の外圧係数 C_{pe} が 0.035 と非常に小さい値となるため、正のピーク外圧係数が小さくなる。指針の見直しが必要と思われる。一方、壁面の値は荷重指針値よりやや大きい。

次に、負のピーク外圧係数について見ると、こちらは本実験値と荷重指針値は比較的良好に対応している。



$$l = \max(B_1, B_2, 4H) \quad H: \text{屋根平均高さ}$$

図 11 ピーク風力係数の領域分け

表 8 外装材用ピーク風力係数

(a) 正のピーク風力係数

	W_a	W_b	R_a	R_b
Model 1	2.5	2.5	1.2	1.2
Model 2	4.0	2.8	4.0	2.2
Model 3	2.5	2.5	1.2	1.2
AIJ(2004)	2.0	2.0	0.1	0.1

(b) 負のピーク風力係数

	W_a	W_b	R_a	R_b	R_c	R_d	R_e	R_f	R_g
Model 1	-2.5	-2.2	-2.4	-3.8	-3.7	-4.8	-3.2	-2.7	-3.5
Model 2	-3.2	-2.7	-3.2	-3.5	-4.0	-5.5	-3.0	-1.8	-3.5
Model 3	-3.2	-2.7	-3.2	-4.0	-4.0	-4.6	-3.0	-3.3	-3.5
AIJ(2004)	-3.0	-2.4	-2.7	-3.8	-3.2	-4.9	-3.0	-2.5	-3.8

6. おわりに

本研究では切妻屋根を有する妻面開放型骨組膜構造物を対象とし、風洞実験結果に基づき、構造骨組用風力係数および外装材用ピーク風力係数を提案した。

構造骨組用風力係数については、既往の論文²⁾と一部重複する部分はあるが、柱脚の境界条件としてピンおよび固定の2種類について検討し、さらに荷重効果として曲げモーメントだけでなく柱軸力(引抜き力)やせん断力にも注目した。それらの結果に基づき、フレームおよび基礎部の設計に用いる等価静的風力係数分布を提案した。

外装材用ピーク風力係数については、風力係数の最大・最小

ピーク値を風洞実験の時刻歴データから直接評価し、荷重指針に準じて屋根および壁面を領域分けし、各領域における全風向中の最大・最小ピーク値に基づき、正および負のピーク風力係数を提案した。

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、感謝の意を表する。

[参考文献]

1. 日本建築学会:建築物荷重指針・同解説, 2004.
2. 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, 膜構造論文集 No.27, pp.15-22, 2013.
3. M. Kasperski.: Extreme wind load distributions for linear and non-linear design, *Engineering Structures*, Vol. 14, No. 1, pp. 27-34, 1992.
4. 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.
5. Y. Uematsu, T. Stathopoulos, E.Iizumi: Wind loads on free-standing canopy roofs: Part2 overall wind forces, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 96, pp. 1029-1042, 2008.

Wind loads on the main resisting systems and cladding of open-type framed membrane structures

Yuki Takadate^{*1}

Yasushi Uematsu^{*2}

Eri Gavanski^{*3}

SYNOPSIS

Wind force coefficients for designing the main wind force resisting system and cladding of a framed membrane structure of open type are proposed on the basis of a wind tunnel experiment. Two cases of gable-wall opening are investigated; only one gable wall is open in a case, while both gable walls are open in the other case. Closed-type model is also tested for the comparative purpose. For discussing the wind force coefficients for the main wind force resisting system, two column-base conditions, i.e., pinned and clamped, are considered. As for the structural load effect, focus is on the bending moment at windward knee for the pinned base frame and that at the windward base for the fixed base frame. First, the critical condition providing the maximum load effect among all frames and wind directions is detected from the structural analysis of load effects using the time history of wind force coefficients. Then, the LRC (Load Response Correlation) method is employed for evaluating the equivalent static wind force coefficients under this condition. Based on the results, a model of design wind force coefficient is proposed. Finally, the peak wind force coefficients for cladding design are specified based on the distributions of the maximum and minimum peak wind force coefficients regardless of wind direction. The roof and wall are divided into several zones and the positive and negative wind force coefficients are specified for each zone.

^{*1} Graduate Student, Department of Architecture and Building Science, Graduate School of Engineering, Tohoku University

^{*2} Professor, Department of Architecture and Building Science, Graduate School of Engineering, Tohoku University

^{*3} Assistant Professor, Department of Architecture and Building Science, Graduate School of Engineering, Tohoku University