低層切妻鉄骨造建築物の構造骨組用外圧係数の荷重効果に基づく検討

DISCUSSION OF DESIGN WIND PRESSURE COEFFICIENTS FOR THE MAIN WIND FORCE RESISTING SYSTEMS OF GABLE-ROOFED LOW-RISE STEEL BUILDINGS BASED ON LOAD EFFECTS

郡司誠矢 ——— *1 植松 康 ——— *2
佐藤公亮 ——— *3

Seiya GUNJI ——— *1 Yasushi UEMATSU — *2
Kosuke SATO ——— *3

キーワード：

低層鉄骨造建築物, 切妻屋根, 構造骨組用外圧係数, 風洞実験, 荷重効果

Keywords:

Low-rise steel building, Gable roof, Wind pressure coefficient for the main wind force resisting system, Wind tunnel test, Load effect

The present paper discusses the wind pressure coefficients for the main wind force resisting systems of low-rise gable-roofed steel buildings, based on a wind tunnel experiment and a two-dimensional frame analysis. Focus is on the bending moments involved in the members as the load effect. The most critical condition occurs on the windward frame in a diagonal wind. The largest bending moment was compared with that predicted from the wind pressure coefficients specified in the Japanese building standards. Finally, more reasonable wind pressure coefficients for designing these structures are proposed based on the LRC method.

1. はじめに

鉄骨造は優れた耐震性や工期の短さから, 単純な間取りで大きいスパンを有する平屋の工場等に頻繁に用いられる。このような建築物は軽量であるため, 設計上風荷重が支配的になることが多い¹⁾。

切妻屋根をもつ閉鎖型建築物の構造骨組用外圧係数は日本建築学会「建築物荷重指針・同解説²⁾」(以下, 「荷重指針」と呼ぶ)や平成12年建設省告示第1454号に与えられている。荷重指針や建設省告示では, 建物に対して図1のような領域分けを行い, それぞれの領域に対して構造骨組用外圧係数を規定している。なお, 図には桁行面あるいは妻面に正対する風向のみが示されているが, 規定値は正対風向 $\pm 45^\circ$ の範囲の風向幅が考慮されている³⁾。すなわち, 柱や

梁の荷重負担領域に対する面平均外圧係数の時間平均値を求め, 各風向幅に含まれる全風向と屋根勾配に対してプロットし, それらを包絡するような折れ線で構造骨組用外圧係数を与えたものである³⁾。したがって, 各領域の値が同じ風向に対する値とは限らない。また, これらの値は荷重効果(部材応力など風力による応答)の最大値に基づくものではなく, その妥当性は必ずしも検証されていない。

本研究では切妻屋根をもつ低層鉄骨造建築物を対象とし, 風洞実験と平面フレーム解析を用いて, 構造骨組用外圧係数を荷重効果の観点から考察する。併せて, 荷重指針等の規定の妥当性を検討する。

2. 風洞実験

2.1 対象建築物と実験模型

本研究の対象は切妻屋根をもつ平屋の低層鉄骨造建築物であり, 骨組は最も一般的な梁間方向山形ラーメン・桁行方向筋交い構造とする。このような構造は倉庫や工場によく用いられる。それらの一般的な寸法を参考に, 本研究の対象建築物を図2に示すように設定する。すなわち, スパン(B), 桁行長さ(D)およびフレーム間隔(d)をそれぞれ12m, 24mおよび6m(固定)とし, 屋根平均高さ(H)は4.5~9.0m, 屋根勾配(θ)は0°, 10°, 20°, 30°の4種類を想定する。骨組部材に用いられる鋼材はJIS規格のH形鋼とする。

本研究で対象とする構造形式の場合, 構造計算においては一般に平面フレーム解析が用いられる。そこで, 本研究では様々なフレーム位置における風圧分布に着目する。

風洞実験で用いる模型は図2に示した建築物を幾何学的縮尺率 $\lambda_L = 1/100$ で作製したものである。図3に模型の展開図と断面図を示す。

図1 荷重指針による構造骨組用外圧係数の規定(領域分け)

¹⁾ 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 大学院生
(〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-11-1215)

²⁾ 国立高等専門学校機構秋田工業高等専門学校 校長・工博

³⁾ 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 助教・博士(工学)

¹⁾ Graduate Student, Dept. of Architecture and Building Science, Graduate School of Engineering, Tohoku Univ.

²⁾ President, National Institute of Technology (KOSEN), Akita College, Dr. Eng.

³⁾ Assistant Prof., Dept. of Architecture and Building Science, Tohoku Univ., Dr. Eng.

圧力測定孔(1mm ϕ)は Line 1～3 上に設けられている。屋根平均高さ H は、模型を風洞床下に沈み込ませることで $H=45\sim90$ mm の範囲で4段階に変化させることができる(15mm ピッチ)。したがって、1 ライン上の圧力測定孔の数は H に応じて 12～20 点となる。

図2 対象とする建築物(実スケール)

(a) 展開図

(b) 断面図

図3 風洞実験模型

2.2 実験概要

実験気流は、平均風速のプロファイルを表す「べき指数」 $\alpha = 0.27$ 、屋根平均高さ H (45mm～90mm) における乱れの強さ $I_{uH} = 0.19\sim0.22$ を有する境界層乱流である。いま、離島や一部の地域を除き、ほぼ日本全土を網羅できる値として基本風速を $U_0 = 35$ m/s とし、地表面粗度区分をⅢと仮定すると、 $H < Z_0$ (Z_0 は地表面粗度区分ごとに定められた値) であることより、 H にかかわらず屋根平均高さ H での設計風速は $U_H = 24.3$ m/s と計算される²⁾。実験風速は模型の屋根平均高さによって変化させ、風速の縮尺率が $\lambda_v = 1/4$ となるように設定する。

この場合、時間縮尺率は $\lambda_t = 1/25$ となる。圧力測定孔に作用する外圧はサンプリング周波数 500 Hz で全点同時サンプリングされる。チュービングによる変動風圧の歪みは、計測システムの周波数応答特性を用い、周波数領域で補正する。1 回の測定時間は実スケールで 10 分とし、各実験条件に対して 6 回ずつ測定を行う。風圧や荷重効果の統計量は 6 回の測定・計算結果のアンサンブル平均で評価する。実験風向 θ は図 2 に示すように定義し、 $\theta = 0\sim180^\circ$ の範囲 (15° ピッチ) で変化させる。建物の対称性を考慮し、 $\theta = 0\sim90^\circ$ に対する Line 4 および 5 上のデータは、 $\theta = 180\sim90^\circ$ に対する Line 2 および 1 上のデータで置き換えることで求める。実験によって測定される風圧(外圧) p は次式のように無次元化され、外圧係数 C_p で表される。

$$C_p = \frac{p - p_s}{q_H} \quad (1)$$

ここに、 p_s は風洞内静圧を、 q_H は高さ H における速度圧を表す。

2.3 平均外圧係数と変動外圧係数の分布

建築物に作用する外圧の基本的特性を把握するため、まず平均外圧係数分布 $\bar{C}_p$ を求めた。例として、 $\beta = 10^\circ$ 、 $\theta = 45^\circ$ の場合について、屋根平均高さごとの結果を図 4 に示す。なお、これらの図は展開図であり、桁行面と屋根面上の分布を表している。

図4 平均外圧係数分布の屋根平均高さによる変化 ($\beta = 10^\circ$ 、 $\theta = 45^\circ$)

$\theta = 0\sim45^\circ$ の範囲では、風上妻面側の屋根面に大きな負の外圧係数が広い範囲に分布し、屋根勾配が小さいとき、屋根平均高さ H の増大に伴い負圧の大きさが増大する傾向が見られる。なお、紙面の都合上結果は示さないが、屋根勾配が大きいたまには、負圧の大きさは H によらずいづれも近い値を示した。また、 $\theta = 30\sim45^\circ$ の場合、風下側屋根面の棟近傍領域に非常に大きな負圧が作用している。これは円錐渦の発生によるものと考えられる。

次に、 $\beta = 20^\circ$ 、 $H = 7.5$ m の場合について RMS 変動外圧係数(外圧係数の標準偏差) C_p' の分布を図 5 に示す。 $\theta = 0^\circ$ の場合、屋根面、桁行面いずれにおいても妻面に近い領域で、 $\theta = 90^\circ$ の場合、風上屋根端部領域で、 C_p' は大きな値を示す。一方、斜めの風向に着目すると、屋根勾配にかかわらず風上屋根隅角部や棟周辺で大きな値を示した。これは屋根風上端部における流れの剥離によるものと考えられる。

以上示した結果は既往の研究⁴⁾と概ね合致している。

図5 RMS 変動外圧係数分布の風向による変化 ($\beta = 20^\circ$ 、 $H = 7.5$ m)

3. 荷重指針における外圧係数規定値の妥当性検証

3.1 解析モデル

荷重効果の観点から風荷重を評価するには、対象構造物(不静定構造物の場合には部材断面も)を設定する必要がある。本研究の対象は2.1に示した梁間方向山形ラーメン・桁行方向筋交い構造であり、柱脚として「ピン」および「固定」の2種類を想定する。また、部材断面はフレーム位置によらず一定とし、応力的に最も厳しいフレーム、風向に対して設計されるものとする。応力解析には平面フレーム解析を用いる。この場合、筋交い等桁行方向部材の拘束効果は考慮されない。構造計算は汎用有限要素法解析ソフトウェアABAQUS6.14-5によることとし、図2に示した圧力測定点と軒先および棟を節点とする有限要素モデルを用いる。したがって、節点数は屋根勾配や平均屋根高さによって異なる。

部材はSN400B(基準強度 $F=235\text{ N/mm}^2$)で、柱、梁同一断面とする。固定荷重は外装材等も含めて 1500 N/m^2 とし、風荷重は荷重指針に従い、2.2に示した設計風速に対して算定する。固定荷重および風荷重に対して短期許容応力度計算を行い、文献5)に記載されている部材の中から断面積最小のものを選定した。このようにして選定された部材断面および断面性能を表1に示す。

表1 部材断面表

(a)柱脚固定

高さ $H(\text{m})$	寸法 $H \times B \times t_1 \times t_2$ (mm)	断面積 A (mm^2)	単位質量 (kg/m)	断面2次 モーメント (mm^4)	断面係数 Z (mm^3)
4.5	350×175×7×11	6.29×10^3	49.4	1.35×10^8	7.71×10^5
6.0	350×175×7×11	6.29×10^3	49.4	1.35×10^8	7.71×10^5
7.5	350×175×7×11	6.29×10^3	49.4	1.35×10^8	7.71×10^5
9.0	300×200×8×12	7.11×10^3	55.8	1.11×10^8	7.56×10^5

(b)柱脚ピン

高さ $H(\text{m})$	寸法 $H \times B \times t_1 \times t_2$ (mm)	断面積 A (mm^2)	単位質量 (kg/m)	断面2次 モーメント (mm^4)	断面係数 Z (mm^3)
4.5	350×250×9×14	9.95×10^3	78.1	2.12×10^8	1.25×10^6
6.0	400×200×8×13	8.34×10^3	65.4	2.35×10^8	1.17×10^6
7.5	300×200×8×12	7.11×10^3	55.8	1.11×10^8	7.56×10^5
9.0	350×175×7×11	6.29×10^3	49.4	1.35×10^8	7.71×10^5

3.2 注目する荷重効果

風荷重評価で注目すべき荷重効果に関して、植松ら⁶⁾は中小規模の低層鉄骨造建築物の場合、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を選択すればよいとしている。これに基づき検討した結果、柱脚固定の場合柱脚の曲げモーメントに、柱脚ピンの場合柱頭の曲げモーメントに注目する。対象建築物は剛性が比較的高く、変動風圧による共振効果は無視できるものとする。さらに内圧は0と仮定する。この場合、風力係数は外圧係数に一致し、着目する曲げモーメント $M(t)$ は次式で与えられる。

$$M(t) = q_H \sum_{j=1}^n \alpha_j C_{p,j} A_j \quad (2)$$

ここに、 n はフレーム内の全圧力測定点数、 j は圧力測定点番号、 A_j は節点 j の荷重負担面積、 α_j は影響係数(圧力測定点 j に単位力の力をかけたとき、着目点に作用する曲げモーメントの値)を表す。また、 $M(t)$ は式(3)のように無次元化され、 $M^*(t)$ で表される。

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

ここに、 d は荷重負担幅(フレーム間隔)を表す。いま、図3に示したLine 1~5にフレームがあると仮定し、風洞実験から得られた風圧係数の時刻歴を用いて各フレームの $M^*(t)$ を計算し、その最大ピーク値 $M^*_{\max}$ を求めた。柱脚固定、屋根勾配 $\beta=0^\circ$ の場合について、結果を図6に示す(フレーム番号をライン番号で表している)。これは各フレームにおける $M^*_{\max}$ の値を風向 θ に対してプロットしたものである。また、図7は、柱脚固定、 $H=7.5\text{m}$ の場合について、屋根勾配 β の影響を見たものである。なお、柱脚がピンの場合も同様の傾向を示した。

図6 荷重効果のピーク値(柱脚固定, 屋根勾配 0°)

図7 荷重効果のピーク値(柱脚固定, 屋根平均高さ 7.5m)

図6, 7より、 $H=7.5\text{m}$ の場合、屋根勾配が小さくなるにつれて $M^*_{\max}$ が大きくなる傾向が見られる。この理由として、屋根勾配が大きい場合には、屋根面に生じる剥離流による負圧の影響が小さくなるのに対し、屋根勾配が小さい場合には、風上屋根面と風下屋根面の両方に比較的大きな負圧が作用するためと考えられる。また、屋根勾配の小さいときには、 H の増大に伴って $M^*_{\max}$ も増大する傾向が見られる。一方、屋根勾配が大きいときには H による大きな差は見られない。また、ほとんどの条件下で、最大の $M^*_{\max}$ を示したのは風上側のFrame 2であった。中でも $\theta=45^\circ \sim 75^\circ$ の範囲で最大荷重効果がもたらされることが多い。これは風上側のフレームには分布

が非対称で大きな負圧が作用するためと考えられる。以上の結果より、斜めからの風向による最大荷重効果を考慮した設計用外圧係数の検討の必要性が伺える。

3.3 ガスト影響係数

前述したように、荷重指針に規定された構造骨組用外圧係数は平均外圧係数に基づいて定められており、変動風圧の動的荷重効果はガスト影響係数で考慮されている。一方、本研究で算出する外圧係数は荷重効果の最大ピーク値を与えるものである。したがって、両者を直接比較するには、本研究で算出された外圧係数をガスト影響係数 G_f で除した値とする必要がある。ここに、ガスト影響係数 G_f も荷重効果に基づいて定められなければならない。すなわち、 G_f は次式に示すように、最大荷重効果 $M_{\max}$ と平均荷重効果 $\bar{M}$ の比で与えられる。図 8, 9 は、いくつかのケースについて、各フレームの全風向に対する G_f と $M^*_{\max}$ の関係をプロットしたものである。

$$G_f = \frac{M_{\max}}{\bar{M}} \quad (4)$$

(a) 屋根勾配 0° (b) 屋根勾配 20°

図 8 ガスト影響係数(柱脚固定・屋根平均高さ 6.0m)

(a) 屋根勾配 0° (b) 屋根勾配 20°

図 9 ガスト影響係数(柱脚固定, 屋根平均高さ 7.5m)

$M^*_{\max}$ が小さい場合には $\bar{M}$ も小さいため、 G_f は大きな値となるが、設計上重要となるような荷重効果の大きい場合には概ね $G_f = 2.3 \sim 2.6$ の範囲に収斂している。なお、これらの関係には屋根勾配による大きな影響は見られなかった。いま、準定常仮定が成り立つとすれば、 G_f は近似的に次式で表すことができる。

$$G_f \approx G_v^2 = (1 + g_v I_{uh})^2 \quad (5)$$

ここに、 G_v および g_v は、それぞれ気流のガストファクターおよびピークファクターを表す。図 8, 9 より、それぞれの模型に対して、実験気流の I_{uh} の値と曲げモーメントに基づく G_f の値を(5)式に代入すると、 $g_v = 2.2 \sim 3.0$ (平均的には 2.6 程度) と計算される。したがって、準定常仮定が成立し、ピークファクター g_v が気流の乱れ I_{uh} に

依存しないと仮定すれば、本実験で用いた実験気流と異なる乱れの強さを有する気流については、安全側の設定として $g_v = 3.0$ とおき、気流の I_{uh} を(5)式に代入することで G_f を推定することができる。

3.4 条件付きサンプリングによる外圧係数分布と荷重指針の比較

前述のように、荷重指針に規定された各壁面及び屋根面の外圧係数値は必ずしも同一風向に対するものではなく、最大荷重効果を適切に表すものかどうか不明である。そこで、条件付きサンプリングにより最大荷重効果を与える瞬間的な外圧係数 $C_{p,cond}$ の分布と比較することでその妥当性を検討する。比較に当たっては、 $C_{p,cond}$ を(4)式で求めたガスト影響係数 G_f で除した値と、荷重指針で与えられる外圧係数 $C_{p,guide}$ を用いる。また、風向はそれぞれのフレームについて最大荷重効果を与えるものに注目する。

本研究では荷重効果として曲げモーメントに着目しているので、棟に対して非対称な外圧分布によって大きな曲げモーメントが生じる風向 W2 (図 1 参照) に着目する。一例として、屋根勾配 $\beta = 10^\circ$ に対する結果を図 10 に示す。横軸の S は風上柱脚を原点としたフレームに沿った座標であり、フレーム全長 $S_{\max}$ で基準化されている。

(a) 柱脚固定, $H=6.0\text{m}$, Frame 2 (b) 柱脚ピン, $H=7.5\text{m}$, Frame 2
(c) 柱脚固定, $H=6.0\text{m}$, Frame 3 (d) 柱脚ピン, $H=7.5\text{m}$, Frame 3
図 10 条件付きサンプリングの結果と荷重指針値の比較 ($\beta=10^\circ$)

図 10 より、中央の Frame 3 と中央から外れた Frame 2 の両フレームにおいて外圧係数の分布形状は類似しているが、屋根面及び風下壁面の負圧の大きさは、荷重指針値の方が大きく、その分布も最大荷重効果を与える実際の外圧分布とは異なる。これは、正対風向 $\pm 45^\circ$ の風向幅における面平均外圧係数の時間平均値を包絡するように荷重指針値が定められており、現実的な外圧分布を表していないことによる結果と考えられる。

4. 最大荷重効果に基づく構造骨組用外圧係数の提案

4.1 構造骨組用風力係数の定め方

本章では、まず 3.2 に示した方法により、屋根平均高さ、屋根勾配、柱脚条件の各組合せについて、全フレーム、全風向中最大荷重効果をもたらす風向を特定するとともに、最大荷重効果に及ぼす各パラメータの影響を明らかにする。次に、文献 6) より条件付きサンプリングと LRC (Load Response Correlation) 法⁷⁾による外圧係数分布は概ね一致することが示されているため、ここでは特定された条件に対して LRC 法を適用し、動的風力による最大荷重効果と同じ大きさの荷重効果を与える等価静的外圧係数分布を求める。最後に、

得られた外圧係数を各壁面，屋根面ごとに空間平均し，それをガスト影響係数で除して設計用外圧係数とする。

4. 2 最大荷重効果をもたらす風向・フレーム

屋根勾配 $\beta=10^\circ$ の場合について，各条件下で最大荷重効果を与えるフレーム，風向およびガスト影響係数を表2に示す。なお，これらの結果は同一条件で得られた6個の値のアンサンブル平均値である。ほとんどの場合，斜め方向からの風向のときFrame 2に最大荷重効果がもたらされることが分かる。これは，斜め方向から風が吹いたとき，棟に対して非対称性の強い外圧分布が風上側のフレームに大きな曲げモーメントを発生させるためである。なお，このような性状は，他の屋根勾配においても共通して見られた。

表2 最大荷重効果をもたらす風向・フレーム

屋根勾配	高さ	柱脚ピン			柱脚固定		
		Frame	風向	G_f	Frame	風向	G_f
10°	4.5 m	2	60°	2.44	2	60°	2.86
	6.0 m	2	60°	2.41	2	75°	3.04
	7.5 m	2	60°	2.22	2	60°	2.68
	9.0 m	2	60°	2.04	2	75°	2.71

4. 3 最大荷重効果に基づく荷重指針との比較

荷重指針では妻面および桁行面に正対する2風向(W1およびW2)に対して構造骨組用外圧係数が規定されている。荷重効果として曲げモーメントに着目した場合，風向W2の方が設計上クリティカルとなるので，ここでは風向W2に対する規定値から計算される最大曲げモーメント(指針値)と風圧の時刻歴データを用いて計算される値(実験値)の比較を行う。屋根勾配 $\beta=10^\circ$ および 30° に対する結果を図11に示す。図中，「実験値」は $\theta=0\sim90^\circ$ の範囲の全風向，全フレームに対する最大値 M_{cr}^* を G_f で除した値である。「指針値」は， G_f を考慮せず，外圧係数だけを使って計算したものである。

(a) 屋根勾配 10°

(b) 屋根勾配 30°

図11 Frame 2における最大荷重効果と荷重指針の比較

$\beta=10^\circ$ の場合，「実験値」に比べて「指針値」の方が1.7倍ほど大きい値を示すこともあり，全体的に過大評価となっている。その原因は，前述の通り，荷重指針値は様々なフレーム，風向に対する平均外圧係数値を包含するように設定されているためと考えられる。一方， $\beta=30^\circ$ の場合，「指針値」の方が「実験値」より小さくなっている。これは，最大荷重効果をもたらす実際の風圧場が荷重指針で想定している風圧場とは異なっているためと考えられる。また， M_{cr}^* の大きさに着目すると，屋根勾配が大きくなるにつれて小さくなる傾向が見られる。これは屋根勾配の増加に伴い屋根面に生じる剥離流による負圧の影響が小さくなるためと考えられる。

4. 4 LRC法を用いた等価静的外圧係数分布の評価

4.2で得た最大荷重効果をもたらすフレーム・風向に対しLRC法を用いて，着目する荷重効果(ここでは，柱脚あるいは柱頭の曲げモーメント)と各点に作用する風圧との相関関係を考慮し，最大荷重効果をもたらす等価静的外圧係数 C_{p_LRC} の分布を求める。なお， C_{p_LRC} は式(6)のように与えられる⁷⁾。

$$C_{p_LRC} = \bar{C}_p + g_r C'_p \rho_p \tag{6}$$

ここに， $\bar{C}_p$ は平均外圧係数， g_r は荷重効果のピークファクター， C'_p はRMS変動外圧係数， ρ_p は外圧と荷重効果の相関係数である。

これまで柱脚の境界条件として「固定」と「ピン」の2種類を想定したが，実際の柱脚は両者の中間的挙動を示す。したがって，構造骨組用外圧係数を提案するに当たっては，より安全側の結果を与えるものを採用することとする。そこで，「柱脚固定」に対する外圧係数 C_{p_FIXED} と「柱脚ピン」に対する外圧係数分布 C_{p_PIN} を，それぞれ境界条件「固定」と「ピン」のフレームに作用させたときの最大荷重効果を計算し，4つの値を比較した。その結果，いずれの境界条件においても C_{p_PIN} を作用させたときの方が大きな最大荷重効果を示した。すなわち，「柱脚ピン」の場合の方が構造上安全側の結果を与えることより，本研究で構造用骨組外圧係数を提案するに当たっては，「柱脚ピン」に対する外圧係数を用いることとする。

4. 5 最大荷重効果に基づく構造骨組用外圧係数

式(6)より得た等価静的外圧係数 C_{p_LRC} の分布を風上壁面，風上屋根面，風下屋根面，風下壁面の4領域に分轄し，各領域に対する面平均値を求める。さらに，現行の設計基準ではガスト影響係数法が一般に用いられていることを考慮し，同様の枠組で設計荷重を評価できるよう，式(7)により構造骨組設計用外圧係数 C_p^* を設定する。

$$C_p^* = \frac{C_{p_ave}}{G_f} \tag{7}$$

ここに， C_{p_ave} は C_{p_LRC} の各領域での面平均値， G_f は3.3で求めたガスト影響係数である。

さらに，曲げモーメントについては，各領域の平均値の大きさだけでなく，その作用位置も影響するので，上で求めた面平均値は必ずしも安全側の結果を与えるとは限らない。そこで，外圧係数分布が荷重効果に及ぼす影響を考慮するため，実際の等価静的外圧係数分布 C_{p_LRC} から直接求めた荷重効果と，面平均された設計用外圧係数 C_p^* から求めた荷重効果の比を計算し，その値を補正値として(7)式に乗ずることで構造骨組用外圧係数 C_p とする。なお，補正係数が1以下となるケースもあったが，そのまま補正値として用いた。

表 3 に屋根勾配と屋根平均高さに対する構造骨組用外圧係数 C_p^* の値を示す。また、提案する C_p より求めた荷重効果 M_{cf}^* と時刻歴データによる最大荷重効果 M_{cr}^* の比較を図 12 に示す。

表 3 構造骨組用外圧係数

屋根 勾配	高さ	風上壁 C_{pWU}	風上屋根 C_{pRU}	風下屋根 C_{pRL}	風下壁面 C_{pWL}
0°	4.5m	0.43	-0.31	-0.31	-0.24
	6.0m	0.51	-0.37	-0.37	-0.28
	7.5m	0.61	-0.42	-0.42	-0.34
	9.0m	0.64	-0.46	-0.46	-0.33
10°	4.5m	0.52	-0.38	-0.29	-0.17
	6.0m	0.55	-0.40	-0.26	-0.19
	7.5m	0.60	-0.63	-0.42	-0.35
	9.0m	0.62	-0.68	-0.44	-0.36
20°	4.5m	0.44	-0.08	-0.70	-0.22
	6.0m	0.51	-0.09	-0.66	-0.25
	7.5m	0.55	-0.15	-0.63	-0.28
	9.0m	0.57	-0.18	-0.61	-0.31
30°	4.5m	0.35	0.08	-1.15	-0.25
	6.0m	0.37	0.13	-0.83	-0.27
	7.5m	0.22	0.01	-0.76	-0.30
	9.0m	0.24	0.00	-0.77	-0.34

(a)屋根勾配 10°

(b)屋根勾配 30°

図 12 構造骨組用外圧係数と時刻歴データによる最大荷重効果

図 12 より、提案した構造骨組用外圧係数 C_p より計算される M_{cf}^* は、「柱脚ピン」の場合、外圧係数の時刻歴から求まる M_{cr}^* によく一致している。これは C_p の定め方から判断して当然の結果ともいえる。一方、「柱脚固定」の場合、図 12(b)では M_{cf}^* と M_{cr}^* は概ね等しいが、図 12(a)では $M_{cf}^* > M_{cr}^*$ となっている。これは、4.4 より「柱脚ピン」に対して定められた C_p を「柱脚固定」のフレームに用いたためであ

る。いずれの柱脚条件に対しても提案した C_p は安全側の結果を与えることより、これを設計用に用いることは妥当であるといえる。

表 3 によれば、屋根勾配が比較的小さい場合、風上壁面では正の外圧係数を示し、その他の屋根面や風下壁面では負の外圧係数を示している。しかし、屋根勾配が大きくなると、風上屋根端部での流れの剥離が発生せず、風上屋根面では正の外圧係数となっている。このとき、棟位置で流れの剥離が生じるため、風下屋根面の外圧係数は比較的大きな負値となっている。これらは風洞実験による外圧係数分布の傾向とよく対応している。

以上より、表 3 に示した構造骨組用外圧係数と(5)式で与えられるガスト影響係数(安全側の設定として $g_r = 3.0$ とする)を用いることで最大荷重効果を考慮した現実的な設計が可能となる。

5. 結論

本研究では、工場や倉庫などに広く用いられる低層切妻鉄骨造建築物を対象とし、まず風洞実験により作用する風圧の性状を把握した。次に、構造形式が梁間方向ラーメン・桁行方向筋交い構造と仮定し、準静的平面フレーム解析を用いてフレームに作用する最大荷重効果を調べた。なお、荷重効果としては曲げモーメントに着目し、最大荷重効果に及ぼす屋根平均高さ、屋根勾配、フレーム位置、柱脚条件、並びに風向の影響を検討した。その結果、最大荷重効果は、一般に斜めの風向のとき風上側のフレームにもたらされることが分かった。その最大荷重効果を荷重指針に定められた外圧係数の規定値より求めた値と比較すると、屋根勾配が小さい場合には荷重指針による値の方が大きく、荷重指針値は風荷重を過大評価すること、一方、屋根勾配が大きい場合には逆に荷重指針値は風荷重を過小評価することが明らかになった。そこで、先に明らかにした最もクリティカルな条件(フレーム位置と風向)について、LRC 法を用いて最大荷重効果を与える準静的外圧係数分布を求め、それに基づき簡便な構造骨組用外圧係数モデルを提案した。あわせて、準定常仮定に基づくガスト影響係数の算定式を示した。提案された外圧係数とガスト影響係数を用いることで、気流の乱れの動的荷重効果を適切に考慮した設計用風荷重を算定することが可能である。

参考文献

- 1) 日本建築センター：風による最近の建物被害をイメージして耐風設計及び耐風性能検証法の先端技術を学ぼう！(BCJ 技術セミナー資料)，2019。
- 2) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説(2015)，2015。
- 3) 日本建築学会：建築物荷重指針を活かす設計資料 2—建築物の風応答・風荷重評価／CFD 適用ガイド，2017。
- 4) 神田亮，丸田栄蔵：陸屋根，切り妻屋根を有する低層建築物の設計用風圧係数に関する研究(平均風圧係数と風向)，日本建築学会大会学術講演概要集，構造 I，pp.119-120，1992。
- 5) 日本鋼構造協会：JSSC 低層一方向ラーメン・多方向ブレースシステム設計仕様書・同解説，2012。
- 6) 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。
- 7) M. Kasperski: Extreme wind load distributions for linear and non-linear design, Engineering Structures, Vol.14, No.1, pp.27-34, 1992。

[2019 年 10 月 1 日原稿受理 2019 年 12 月 19 日採用決定]