矩形平面を持つ陸屋根の構造骨組用風荷重

DESIGN WIND LOADS FOR STRUCTURAL FRAMES OF RECTANGULAR FLAT ROOFS

植松 康 ——*1 茂木 剛 ——*2
上田 宏 ——*3

Yasushi UEMATSU ——*1 Tsuyoshi MOTOKI ——*2
Hiroshi UEDA ——*3

キーワード：
陸屋根, 動的応答, 設計用風荷重, 風圧係数, ガスト影響係数

Keywords:
Flat roof, Dynamic response, Design wind load, Pressure coefficient, Gust effect factor

The primary purpose of this study is to provide simple formulas for estimating the design wind loads for the structural frames of rectangular flat roofs considering the dynamic response to turbulent wind forces. Two types of structural systems are considered here; that is, (i) a series of simple beams arranged in parallel, and (ii) a structurally integrated type, which acts like an elastic plate, such as space truss. The characteristics of the first modal force are investigated, using a model of the pressure field on the roof. Based on the results, the gust effect factors for estimating the design wind loads are formulated as a function of the geometric and structural parameters of the roof and the turbulence intensity of approach flow. The formulas are verified by comparing the results on the load effects predicted by the formulas with those computed by using the experimental results for the modal force. The results of this study will be used for updating the specifications of roof wind loads in the *AIJ Recommendations for Loads on Buildings*.

1. はじめに

本研究の目的は, 矩形平面を持つ陸屋根(あるいは, それと同様の構造特性を有する屋根)を対象として, 簡便な構造骨組用風荷重算定式を提案することである。

現在, 日本建築学会・風荷重小委員会では, 建築物荷重指針¹⁾(以下, 「荷重指針」という)の改訂作業を行っている。現行指針では, 「6.4 構造骨組用屋根風荷重」に屋根骨組設計用の風荷重算定式が与えられているが, その対象は陸屋根を支持する構造梁に限定されている。また, 算定式は, 1990 年頃までの限られた風洞実験データより風圧場のモデルを作成し, それを用いた一連の応答解析結果に基づいて提案されたものであり, 基本的な考え方はガスト影響係数法に基づいている^{2)~3)}。空間構造の実設計において, 同様の考え方に基づき, 風圧係数は風洞実験によって求め, ガスト影響係数を荷重指針に基づいて設定している場合もある。

1993 年の荷重指針改訂以降, 屋根風荷重に関する研究がいくつか為された。例えば, 上田ら^{4)~7)}は陸屋根に作用する風圧の性状を詳細に調べ, そのモデル化を行った。また, 構造梁に作用する曲げモーメントやせん断力等の荷重効果に着目し, 気流のガストファクターの 2 乗を基本としたガスト影響係数算定方法を提案した。一方, Uematsu et al.^{8)~10)}は, 屋根の風応答においては 1 次モード成分が支配的であることに注目し, 1 次一般化風力に関する一連の風洞実験結果に基づき, ガスト影響係数の簡便な評価式を提案した。そこでは, 構造梁だけでなく, 立体トラスのように屋根全体が一体となって挙動するような構造形式も対象としている。

本研究では, 以上の研究成果を踏まえ, 新たな調査や系統的解析を行うことによって, 矩形平面を持つ陸屋根の構造骨組用風荷重について考察する。なお, 本報告は, 荷重指針改訂のための基礎データを提供するために行った作業の結果をまとめたものである。

2. 対象とする屋根構造

本研究では, 剛な構造物の上に架けられた屋根を対象とする。そのような屋根の構造形式としては, 単純梁を並べた「梁型」と立体トラスのような「構造一体型」(周辺単純支持の平板で近似)の 2 種類が想定される。本研究で使用する記号は図 1 に示すように定義する。「梁型」の場合, 梁の位置 y によって最大荷重効果を与える風向が異なり, 端部 ($0 \leq y/H \leq 1.5$) では風向 W1, 中央部 ($1.5 \leq y/H \leq B/H - 1.5$) では風向 W2 である⁸⁾。一方, 「構造一体型」の場合, 風向が長辺に直角な場合に荷重効果は最大となる⁹⁾。

筆者らは, 解析モデルの設定に先立ち, 既存の空間構造の構造特性について文献調査と設計者へのアンケート調査を行った。図 2 は 1 次モードに対する固有振動数 f_1 (鉄骨造のみ) および減衰定数 (臨界減衰比) ζ_1 の実測値をスパンに対してプロットしたものである (一部, 文献 11) より引用)。図 2(a) 中の実線および破線は, 「梁型」および「構造一体型」(ただし, 正方形平面) に対して, 自重による最大撓み $\delta_{\max}$ がスパンの $1/300$ となるように屋根の曲げ剛性を設定したときの結果であり, 実測値の下限に概ね相当している。また, 減衰定数 ζ_1 については, 図 2(b) に示すように, スパンの増大に伴って増大する傾向を示す。鉄骨骨組の場合, 風による動的応答が設

*1 東北大学未来科学技術共同研究センター 教授・工博
(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉10)

*2 榊佐藤総合計画 修士(工学)
(研究当時: 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 大学院生)

*3 千葉工業大学工学部建築学科 助教授・工博

*1 Prof., New Industry Creation Hatchery Center, Tohoku Univ., Dr. Eng.

*2 AXS Satow INC., M. Eng.
(Formerly Graduate Student, Tohoku University)

*3 Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Chiba Institute of Technology, Dr. Eng.

図1 記号の定義

図2 実測結果による既存の空間構造の1次固有振動数 f_1 と減衰定数 ζ_1

計上重要となるスパン 50~60m 以上の屋根に着目すると、ほぼ $\zeta_1 > 0.02$ となっていることが注目される。そこで、本研究では、屋根(梁)の曲げ剛性は $\delta_{\max}$ がスパン(「構造一体型」の場合、 B と L のうち短い方)の $1/300$ となるように、また、 $\zeta_1 = 0.02$ と設定する。

図3 平均風圧係数 C_p の ξ 方向分布 図4 RMS 変動風圧係数 C_p' の ξ 方向分布

3. 風圧場のモデル

1 壁面に正対する風向を想定し、風方向および風直交方向の座標軸を ξ および η とする(図1の x および y とは定義が異なることに注意)。ここでは、主として上田ら^{4)~7)}による一連の風洞実験結果に基づき、屋根面上の風圧力の特性をモデル化する。

平均風圧係数 C_p および RMS 変動風圧係数 C_p' (いずれも、屋根高さ(基準高さ) H での速度圧 q_H で定義)の分布は、 η 方向の変化が小さいため、近似的に次式で表すことができる。

$$C_p(\xi), C_p'(\xi) = \alpha + \beta \exp\left(-\frac{\gamma}{\xi/H}\right) \quad (1.a)$$

$$\alpha = a_0 I_{uH}^{a_1}, \quad \beta = b_0 I_{uH}^{b_1}, \quad \gamma = c_0 I_{uH}^{c_1} \quad (1.b)$$

ここに、 I_{uH} は高さ H における気流の乱れ強さであり、定数 $a_0, a_1, b_0, b_1, c_0, c_1$ は以下の通りである。

$$C_p: a_0 = -0.36, a_1 = 0.50, b_0 = 0.47, b_1 = 0.37, c_0 = 4.2, c_1 = -0.57$$

$$C_p': a_0 = 0.0076, a_1 = 1.36, b_0 = -0.01, b_1 = 1.24, c_0 = 24, c_1 = -1.07$$

図3と図4に上式(実線)と Uematsu et al.¹²⁾による実験結果($\circ, \triangle$ 等)との比較を示す。いずれも同様の傾向を示すが、値はやや異なっている。この違いは実験で用いた気流での乱れのスケール L_{ux} の違いによるものと考えられる(L_{ux}/H の値は、上田ら 6.8~10 に対し、Uematsu et al. 1.9~2.8)。但し、ガスト影響係数の評価には、 C_p や C_p' の値そのものではなく、両者の比が重要であり、この比はいずれの実験でもほぼ同じであるので、ここでは(1)式を用いることとした。

変動風圧のパワースペクトル密度 $S_p(f)$ は、気流の乱れに起因する成分 $S_i(f)$ と前縁での流れの剥離に起因する成分 $S_v(f)$ の線形和として次のように表せる。

$$S_p(f) = \kappa \cdot \lambda |x(f)|^2 S_i(f) + (1 - \kappa) S_v(f) \quad (2.a)$$

$$\frac{S_i(f)}{\sigma_p^2} = \frac{4fL_{ux}}{U_H} \left[1 + 70.8 \left(\frac{fL_{ux}}{U_H} \right)^2 \right]^{-5/6} \quad (2.b)$$

$$\frac{S_v(f)}{\sigma_p^2} = \frac{3.6fH}{U_H} \left[1 + 13 \left(\frac{fH}{U_H} \right)^2 \right]^{-1.5} \quad (2.c)$$

$$|x(f)|^2 = \left[1 + 100 \left(\frac{fH}{U_H} \right)^2 \right]^{-0.7} \quad (2.d)$$

$$\lambda = \left[\frac{1}{\sigma_p^2} \int_0^\infty S_i(f) |x(f)|^2 df \right]^{-1} \quad (2.e)$$

ここに、 U_H, L_{ux} = 高さ H における風速、乱れのスケール; σ_p = 変動風圧の標準偏差; κ は $S_i(f)$ の寄与率であり次式で近似できる。

$$\kappa = \left(\frac{0.8 - \kappa_3}{9} \right) \left(\frac{\xi}{H} \right)^2 + \left(\frac{2\kappa_3 - 1.6}{3} \right) \left(\frac{\xi}{H} \right) + 0.8; \text{ for } 0 \leq \frac{\xi}{H} \leq 3 \quad (3.a)$$

$$\kappa = \kappa_3 + 0.0442 \left(\frac{\xi}{H} - 3 \right); \text{ for } 3 < \frac{\xi}{H} \quad (3.b)$$

ただし、 κ_3 は $\xi/H=3$ のときの値であり、

$$\kappa_3 = \exp\left(0.129 I_{wH} \frac{L_{wH}}{H}\right) - 1 \quad (3.c)$$

ここで、 $S_p(f)$ も η 方向には不変と仮定している。また、(3)式は上田のモデル⁷⁾を簡略化したものである。図5に実験結果(○, △等)とモデル式(実線)の比較を示す。図6は、(2), (3)式で表される $S_p(f)$ の ξ/H による変化を示す。これより、 ξ/H によって無次元パワースペクトル密度の形状が大きく変化するの分かる。図中の太い実線は、現行の指針式を導くのに仮定した無次元パワースペクトル密度(ξ/H によらず一定)¹⁾⁻³⁾を示しているが、本研究でのモデル式に比べて高振動数領域でのパワーがかなり高い。

屋根面上の2点 $P_1(\xi_1, \eta_1)$ および $P_2(\xi_2, \eta_2)$ における変動風圧のクロススペクトル密度 $S_{p12}(f)$ は、次式で近似できる。

$$S_{p12}(f) = \sqrt{S_{p1}(f)S_{p2}(f)} \exp\left(-k_\xi \frac{f|\Delta\xi|}{U_H}\right) \cos \frac{2\pi f \Delta\xi}{U_c} \exp\left(-k_\eta \frac{f|\Delta\eta|}{U_H}\right) \quad (4)$$

ここに、 $S_{pi}(f)$ は点 P_i における変動風圧のパワースペクトル密度($i=1, 2$)； $\Delta\xi = \xi_2 - \xi_1$ ； $\Delta\eta = \eta_2 - \eta_1$ ； $U_c (= \varphi U_H)$ は変動風圧の流下速度である。(4)式に含まれる3つの定数 k_ξ 、 k_η 、 φ は、 P_1 および P_2 の位置に依存するが、ここでは、上田⁷⁾による風洞実験結果に基づき、平均的な値として $k_\xi = 8$ 、 $k_\eta = 10$ 、 $\varphi = 0.6$ とおいた。なお、Marukawa et al.²⁾は、当時の限られたデータに基づき、 $k_\xi = 3$ 、 $k_\eta = 8$ 、 $\varphi = 0.55$ と仮定した。この場合、設計荷重をやや過大評価する。

屋根の風応答は、本来外圧と内圧の差で与えられる風力で決まる。しかし、内圧性状は建物壁面に存在する隙間や開孔の大きさや位置によって複雑に変化するため、外圧と内圧を併せて扱うことは、問題を非常に複雑にする。本報告では現行指針での外圧と内圧のピーク値の差をもって設計用風力とするという考えに則り、外圧のみに着目する。

4. 1次一般化変位に基づくガスト影響係数

「構造一体型」の j 次一般化風力係数 $C_{Fj}(t)$ は次式で定義される。

$$C_{Fj}(t) = \int_0^L \int_0^B C_p(x, y, t) \cdot \phi_j(x, y) dx dy / \int_0^L \int_0^B \phi_j^2(x, y) dx dy \quad (5)$$

ここに、 $C_p(x, y, t)$ は点 (x, y) 、時刻 t における風圧係数； $\phi_j(x, y)$ はモード形を表す。「梁型」の場合、本研究では、簡単のため、梁に

沿うライン上の風圧分布のみを考えるものとする。この場合、「ガスト影響係数はいくらか過大評価される(梁の荷重負担幅に依存)。

図7は、風方向の梁(中央部、風向W2)について、一般化風力係数の平均値 $\bar{C}_{Fj}$ および標準偏差 C_{Fj}' を示す(計算条件は $L/H=4$ 、 $I_{wH}=0.19$)。高次モード($j \geq 2$)の一般化風力係数は1次モードの値に対して有意な大きさ(1/3~1/4程度)になる。しかし、固有振動数は j^2 (従って、剛性は j^4)に比例するため、変位や応力度といった荷重効果に着目すると、高次モードの影響は小さく、1次モード成分が卓越するようになると言える。紙面の都合上結果は割愛するが、風直交方向の梁および「構造一体型」に関してもほぼ同様であった。従って、一般に陸屋根における最大荷重効果は、1次一般化変位に基づくガスト影響係数 G_f で評価できると言える。すなわち、設計荷重は近似的に平均風圧と G_f の積で評価できると考えられる。そこで、以下においては1次モードのみに着目する。

不規則振動理論によれば、1次一般化変位に基づくガスト影響係数は近似的に次式で表せる。

$$G_f = 1 + g \cdot r_F \cdot R = 1 + g \cdot r_F \left(1 + \frac{\pi}{4\zeta_1} \frac{f_1 S_{F1}(f_1)}{\sigma_{F1}^2}\right)^{1/2} \quad (6)$$

ここに、 g はピークファクター； $S_{F1}(f)$ および σ_{F1} は1次一般化風力 $F_1(t)$ のパワースペクトル密度および標準偏差； r_F は $C_{Fj}(t)$ の標準偏差と平均値の比 $C_{Fj}'/\bar{C}_{Fj}$ (以後、「一般化風力係数比」と呼ぶ)； R は共振応答倍率を表している。上式から明らかなように、 r_F と1次一般化風力の無次元パワースペクトル密度 $f S_{F1}(f)/\sigma_{F1}^2$ が定式化できれば、 G_f を容易に算定できる。

5. ガスト影響係数のモデル化

5.1 一般化風力係数比

「梁型」に関する結果の例を図8に示す。なお、風向W1の場合、梁の位置は $y/H=0.5$ とした(以下、基本的にはこの位置を仮定)。また、既往の風洞実験結果⁸⁾と比較するため、乱れの強さ I_{wH} は0.10および0.19とした。図より、本解析結果は風洞実験結果に概ね一致しているの分かる。なお、境界条件の影響を調べるため、本研究での基本的な仮定としての「単純支持」のほか「固定支持」についても同様の計算を行った。その結果、両者には大きな違いはなく、 r_F に及ぼす境界条件の影響は小さいことが明らかになった。図中の実線および破線は、Uematsu et al.^{8), 9)}による実験公式((7)式)であるが、実験結果および本解析結果に概ね対応している。

図5 寄与率 κ の ξ/H による変化

図6 変動風圧のパワースペクトル密度 $S_p(f)$

図7 一般化風力の平均値と標準偏差

$$r_F = L_B K_I \exp\left(-\gamma \frac{L}{H}\right) \quad (7.a)$$

$$L_B = l_0 + l_1 \left(\frac{L}{H}\right)^2 \quad (7.b)$$

$$K_I = \kappa_0 + \kappa_1 I_{uH}^2 \quad (7.c)$$

上式において L/H がある限界値 $(L/H)_\alpha$ より大きい場合、 $L/H = (L/H)_\alpha$ とする。上式中の係数は表 1 に示す通りである。風向 W1 の場合、 $L/H > 6$ での r_F の変化は小さいと考えられるので、安全側の設定として $(L/H)_\alpha = 6$ とおいた。 γ はいわゆる「規模効果」に関連している。(4)式において $k_\xi < k_\eta$ にも拘らず、風向 W2 に対する γ の値の方が大きいのは、変動風圧の流下現象に起因していると考えられる。

上田⁹⁾は、共振効果の無視できる剛な梁を対象とし、曲げモーメントやせん断力の時刻歴応答に基づいてガスト影響係数 G_F を求め、 G_F に及ぼす規模効果を検討した。図 9 は、 G_F に及ぼす L/H の影響について、(6)、(7)式から計算される結果 ($g=4$, $R=1$ と仮定) と上田による実験公式の結果 (○, △等) を比較したものである。実験データのばらつきを考えれば、両者はよく対応していると言えよう。

表 1 r_F の実験公式(7)に含まれる係数

風向	γ	$(L/H)_\alpha$	κ_0	κ_1	l_0	l_1
W1	0.10	6	0.15	5.0	0.95	0.3
W2	0.15	4	0.20	3.5	1.0	0

次に、「構造一体型」に関する結果の例を図 10 に示す。これは、奥行きを $L/H=4$ に固定し、幅を $B/H=2\sim 8$ の範囲で変化させたものである (図 1 の風向 W2 に相当)。解析結果と実験結果⁹⁾を比較すると、 $B \geq L$ ($B/H \geq 4$) の場合両者はよく一致しているが、 $B < L$ ($B/H < 4$) では B/H の減少に伴い両者の差が広がっている。これは、本解析では風圧場の統計的特性が風直交方向には変化しないと仮定しているのに対して、実際には側面からの流れの巻き込み等、3 次元効果が影響するためと考えられる。すなわち、3 次元効果によって、 r_F 式の分母である平均風力 $|\bar{C}_{F1}|$ が減少し、一方分子である変動風力 C_{F1}' が增大することによる結果である (図 11 参照)。

図 10 中には次式で表される実験公式も併せて示している。

$$r_F = \left\{ K_I + 0.0039 \left(\frac{L}{H} \right)^2 \right\} \exp\left(-0.10 \frac{B}{H}\right) \quad (8.a)$$

$$K_I = 0.09 + 3.8 I_{uH}^2 \quad (8.b)$$

ここで、 $L/H < 4$ のとき $L/H=4$ 、 $B/H > 6$ のとき $B/H=6$ とする。この式は、Uematsu et al.⁹⁾が先に提案した実験公式と同形ではあるが、本解析結果を踏まえて係数をいくらか変更したものである。(8.a)式を見ると、 L/H が増大すると r_F も増大するという、規模効果に矛盾する結果となっているが、これは前述したように流れの 3 次元性に起因していると考えられる。現実問題としては、風向が長辺に直角の場合に最大の荷重効果が生じるので、(8)式は $B \geq L$ として適用すべきである。そのような条件下では、(8)式の結果は実験および本解析の結果ともよく一致している。

(a) 風直交方向の梁(端部, 風向 W1)

(b) 風方向の梁(中央部, 風向 W2)

図 8 構造梁に対する r_F と L/H の関係

図 9 剛な構造梁のガスト影響係数に及ぼす規模効果

図 10 「構造一体型」に対する r_F と B/H の関係 ($I_{uH} = 0.25$, $L/H = 4$)

(a) $B/H = 6$, $L/H = 3$

(b) $B/H = 3$, $L/H = 6$

図 11 風砂法による屋根表面流れの可視化 ($H = 5\text{cm}$)

図 12 1次一般化風力の無次元パワースペクトル密度 $fS_{F1}(f)/\sigma_{F1}^2$ 図 13 共振応答率 R

5.2 パワースペクトル密度

「梁型」および「構造一体型」に対する1次一般化風力 $F_1(t)$ の無次元パワースペクトル密度を図12に示す。「梁型」については、現行の指針式を得るのに仮定した変動風圧のクロススペクトル密度¹⁾ -³⁾を用いて計算した結果も併せて示してある。本解析結果と比べると荷重指針の $fS_{F1}(f)/\sigma_{F1}^2$ は、高振動数領域でのパワーが高い。これは、図6に示した $fS_p(f)/\sigma_p^2$ の相違に加えて、(4)式中の k_e および k_η の値を小さく仮定したためである。図2からも分かるように、実際の構造物の無次元固有振動数 f_1H/U_H は0.7程度より大きくなる(例えば、 $H=30\text{m}$, $U_H=40\text{m/s}$ を想定してみる)。そのような f_1H/U_H に着目すると、 L/H の影響は一般に小さい。また、図には示していないが、 I_{uH} が增大すると高振動数側にいくらかシフトする(同様の性状は風洞実験でも観測されている⁸⁾⁻¹⁰⁾)。いま、 $f_1H/U_H > 0.7$ なる範囲に着目すると、 $fS_{F1}(f)/\sigma_{F1}^2$ は近似的に次式で表せる。

$$\frac{fS_{F1}(f)}{\sigma_{F1}^2} = A \left(\frac{fH}{U_H} \right)^{-\beta} \quad (9)$$

係数 A および β の値は構造形式や気流性状によって異なるが、本研究では表2のように設定した。図12中の太い実線は(9)式で与えられる関係である。解析結果よりいくらか上側に設定されているのは、荷重指針で想定している I_{uH} の幅を考慮し、全体をほぼ包絡するように係数を設定したためである。

1次一般化風力の無次元パワースペクトル密度を用いて共振応答倍率 R を計算した結果を図13に示す。一般に、 R の値は f_1H/U_H の増大に伴って減少し、 $f_1H/U_H > 1$ では概ね1.1以下になっており、この範囲では変動風力の共振効果が比較的小さいと言える。

表2 $fS_{F1}(f)/\sigma_{F1}^2$ の実験公式(9)に含まれる係数の値

係数	梁型・風向 W1	梁型・風向 W2	構造一体型
A	0.015	0.006	0.001
β	3.0	3.0	3.5

6. 風圧係数のモデル化

ガスト影響係数の定式化に加え、風圧係数 C_p の z 方向分布をモデル化することによって荷重算定方法を簡略化できる。本研究では図14に示すような階段状の分布でモデル化し、各領域内で C_p が一定 (C_{p1} および C_{p2}) とし、空間平均した値とする。

領域Ⅰ内の C_p 分布は、剥離せん断層の性状と強く関連するため、乱れの強さ I_{uH} の影響を強く受ける。一方、領域Ⅱ内の分布は、 I_{uH} の影響をあまり受けず、風上端からの距離とともに徐々に低下する傾向を示す。従って、空間平均して得られる C_{p2} に対する支配的なパラメータは L/H と考えることができる。そこで、風圧係数分布に関する既往の風洞実験結果^{4), 7), 12)-15)}より C_{p1} および C_{p2} を計算し、それぞれ、 I_{uH} および L/H の関数としてプロットしたものが図15および図16である。実験データのばらつきは大きい、 $|C_{p1}|$ は I_{uH} の増大に伴って増大する。一方、 $|C_{p2}|$ は L/H の増大に伴って減少する傾向を示す。図中の実線は次式で与えられる実験公式である。

$$-C_{p1} = 1.6 - \exp(-6.0 I_{uH}) \quad (10.a)$$

$$-C_{p2} = 0.4 + 0.5 \exp\left(-0.3 \frac{L}{H}\right) \quad (10.b)$$

但し、(10.a)式では実験データの範囲を考え、 $I_{uH} \leq 0.3$ とする。

図 14 風圧係数分布のモデル化

図 15 C_{p1} と l_{uH} の関係 図 16 C_{p2} と L/H の関係

7. 荷重算定式の妥当性

上で得られたガスト影響係数と風圧係数分布のモデル式の妥当性を確認するため、構造梁(単位幅)を対象として、モデル式から計算される曲げモーメントの最大値 $M_{\max}^{(1)}$ と 3. に示した風圧場のモデルを使って計算される曲げモーメントの最大値 $M_{\max}^{(2)}$ を比較した。検討したケースは、 $l_{uH} = 0.1 \sim 0.3$ (3 種類)、 $L/H = 2 \sim 6$ (5 種類)、 $f_1 H/U_H = 0.6 \sim 1.5$ (4 種類) の 60 ケースである。風向 W1(端部)について、 $M_{\max}^{(1)}$ と $M_{\max}^{(2)}$ の比 R_{12} をヒストグラムで表した結果を図 17(a) に示す。全ケースに対する平均値 $\bar{R}_{12}$ および標準偏差 σ_{R12} は以下のようであった。

風向 W1(端部) : $\bar{R}_{12} = 1.01$, $\sigma_{R12} = 0.110$ (変動係数 0.109)

風向 W2(中央部) : $\bar{R}_{12} = 1.03$, $\sigma_{R12} = 0.109$ (変動係数 0.105)

次に、 $l_{uH} = 0.15, 0.25$ (2 種類)、 $L/H = 2 \sim 6$ (5 種類)、 $f_1 H/U_H = 0.6 \sim 1.5$ (4 種類) の 40 ケースについて、 C_p 分布と G_f に関する上田⁸⁾の実験公式を用いて計算される結果 $M_{\max}^{(3)}$ と $M_{\max}^{(1)}$ との比較を行った。図 17(b)は、風向 W1(端部)について、 $M_{\max}^{(1)}$ と $M_{\max}^{(3)}$ の比 R_{13} のヒストグラムである。全ケースに対する平均値 $\bar{R}_{13}$ および標準偏差 σ_{R13} は以下のようであった。

風向 W1(端部) : $\bar{R}_{13} = 1.00$, $\sigma_{R13} = 0.090$ (変動係数 0.090)

風向 W2(中央部) : $\bar{R}_{13} = 1.04$, $\sigma_{R13} = 0.039$ (変動係数 0.037)

これらの結果より、本研究で提案したモデルは概ね妥当であると言える。

(a) 風圧モデルから計算される結果との比較 (b) 上田の実験公式による結果との比較
図 17 最大曲げモーメントに対する結果の比較：風直交方向の梁(端部，風向 W1)

8. おわりに

1993 年の荷重指針改訂により、構造骨組用屋根風荷重の算定式が導入され、空間構造の耐風設計に寄与してきた。一方、改訂以降も算定式の簡略化と合理化、さらに適用範囲の拡大を図るため、上田

ら^{4)~7)}および Uematsu et al.^{8)~10), 12)}による一連の研究が、それぞれ独自に進められてきた。今般、荷重指針の再改訂作業の一環として、筆者らは既往の研究成果を総合的に考察し、様々な観点から設計荷重について検討した。本報告は、そのうちの矩形平面を持つ陸屋根の構造骨組用風荷重に関する結果をまとめたものであり、荷重指針改訂のバックデータを提供する。

本研究を進めるに当たり、日本建築学会・風荷重小委員会・応答 WG および屋根 SWG の委員各位より貴重なご意見を頂いた。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，1993.6
- 2) H. Marukawa, Y. Uematsu, Y. Tamura, O. Nakamura and H. Ueda: Design wind load on a flat long-span roof, Proc. 4th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Vol. 3, pp. 1619-1624, 1993.9
- 3) Y. Tamura, H. Kawai, Y. Uematsu, H. Marukawa, K. Fujii, Y. Taniike: Wind load and wind-induced response estimations in the Recommendations for Loads on Buildings, AIJ 1993, Engineering Structures, Vol. 18, No. 6, pp. 399-411, 1996
- 4) 上田 宏，田村幸雄，藤井邦雄：陸屋根の平均風圧性状に対する気流の乱れの影響（陸屋根の風圧性状に関する研究：その 1），日本建築学会構造系論文集，第 425 号，pp. 91-99, 1991
- 5) 上田 宏，田村幸雄，藤井邦雄：陸屋根の変動風圧性状に対する気流の乱れの影響（陸屋根の風圧性状に関する研究：その 2），日本建築学会構造系論文集，第 447 号，pp. 17-30, 1993
- 6) 上田 宏，田村幸雄：陸屋根構造梁の等価設計用風圧係数，日本建築学会構造系論文集，第 464 号，pp. 59-69, 1994
- 7) 上田 宏：変動風圧による荷重効果を考慮した陸屋根構造梁の風荷重に関する研究，日本大学博士学位論文，1993.12
- 8) Y. Uematsu, M. Yamada and A. Karasu: Design wind loads for structural frames of flat long-span roofs: gust loading factor for the beams supporting roofs, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn., Vol. 66, pp. 35-50, 1997
- 9) Y. Uematsu, M. Yamada and A. Karasu: Design wind loads for structural frames of flat long-span roofs: gust loading factor for a structurally integrated type, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn., Vol. 66, pp. 155-168, 1997
- 10) Y. Uematsu, M. Yamada: Wind-induced dynamic response and its load estimation for structural frames of circular flat roofs with long spans, Wind & Structures, Vol. 5, No. 1, pp. 49-60, 2002
- 11) 立道郁生：空間構造の地震応答制御に関する研究，法政大学博士学位論文，2001.3
- 12) Y. Uematsu, M. Yamada, A. Sasaki: Wind-induced dynamic response and resultant load estimation for a flat long-span roof, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn., Vol. 54, pp. 155-166, 1996
- 13) T. Mori: On the dynamic wind forces on a flat roof, Trans. of A.I.J., No. 206, pp. 9-16, 1973
- 14) T. Mori: On dynamic response of a flat long-span roof to action of wind, Trans. of A.I.J., No. 241, pp. 91-100, 1976
- 15) 松本武雄：二種類の流れの中の大スパン陸屋根膜面の振動性状について，第 9 回風工学シンポジウム論文集，pp. 151-156, 1986

[2002年10月15日原稿受理 2003年 2 月25日採用決定]