

台風 0406 号による近江八幡市ホテルの屋根の被害

河井宏允・西村宏昭*

*財団法人 日本建築総合試験所

要 旨

2004 年には観測史上最多の 10 個の台風がわが国に上陸し、各地で多大な被害をもたらした。2004 年 6 月 21 日には、西日本に襲来した台風 0406 号の強風により滋賀県近江八幡市でホテルの屋根が飛散し、新幹線の架線に掛かって 7 時間にわたって新幹線の運行を停止する事故が発生した。飛散した屋根の重量は 7 トンもあり、甚大な二次災害を発生させる恐れもあった。本稿は、現地調査結果に基づいてこの被害の原因について述べたものである。

キーワード：台風、被害、屋根、飛散

1. はじめに

2004 年 6 月 21 日に西日本を襲来した台風 0406 号は 6 月 11 日の台風 0404 号に続いて、同年 2 度目の台風上陸となった。6 月までに 2 個の台風が上陸したのは、気象庁における 1951 年の統計開始以来 2 回目のことであった。台風 0406 号は 6 月 21 日四国に上陸後、瀬戸内海を通り、兵庫県に再上陸して、各地で高波、大雨、強風による被害が発生した。滋賀県内では、強風によって飛散したホテルの屋根が新幹線の架線に掛かり、7 時間にわたって不通にするなどの被害が発生した。本稿では、この飛散したホテルの屋根の被害原因について詳細に検討した。

2. 気象概要

台風 0406 号は 6 月 13 日カロリン諸島で発生し、16 日には中心気圧 915hPa、中心付近の最大風速は 50m/s に達した。台風は強い勢力を保ったまま 21 日 9 時半頃に高知県室戸市付近に上陸した。上陸時の中心気圧は 965hPa、中心付近の最大風速は 35m/s であった。台風は四国地方東部を縦断、瀬戸内海に抜けた後、13 時過ぎに兵庫県明石市付近に再上

陸した。その後近畿地方を北上し (Fig.1 参照)、15 時過ぎに若狭湾に抜けた後、日本海を北東に進み、22 日 3 時に津軽海峡の西の海上で温帯低気圧となった。高知県室戸岬で最大風速 43.7m/s (最大瞬間風速 57.1m/s)、彦根では最大瞬間風速 36.4 m/s (東南東, 12:52) などを観測した。

彦根地方気象台における台風通過時の最大風速は、東南東の風 16.2m/s(12:30)であった。Fig.2 に彦根地方気象台の 6 月 21 日の気象データを示す。14:00 に気圧が最小値を示し、台風が最も接近している。風向は台風接近前の南東から通

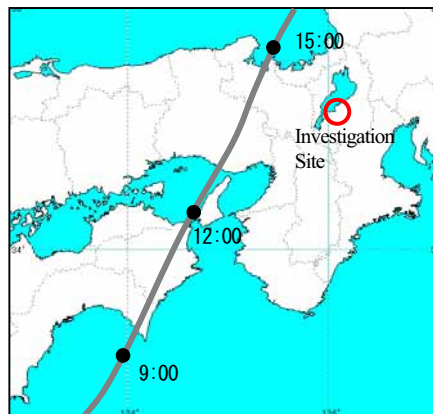


Fig.1 Track of T0406 and Investigation Site.

過後には南に変化しているが、大きな変化は見られない。なお、蒲生アメダス観測所における最大風速は12m/s(南東の風 13:00)であった。また、調査建物から南東の方向約5kmの位置に、東近江行政組合消防本部（八日市市東今崎、風速観測高さ30.7m）で、午後1時に平均風速24.4m/s及び、1時から2時の間に最大瞬間風速37.3m/sを記録している。

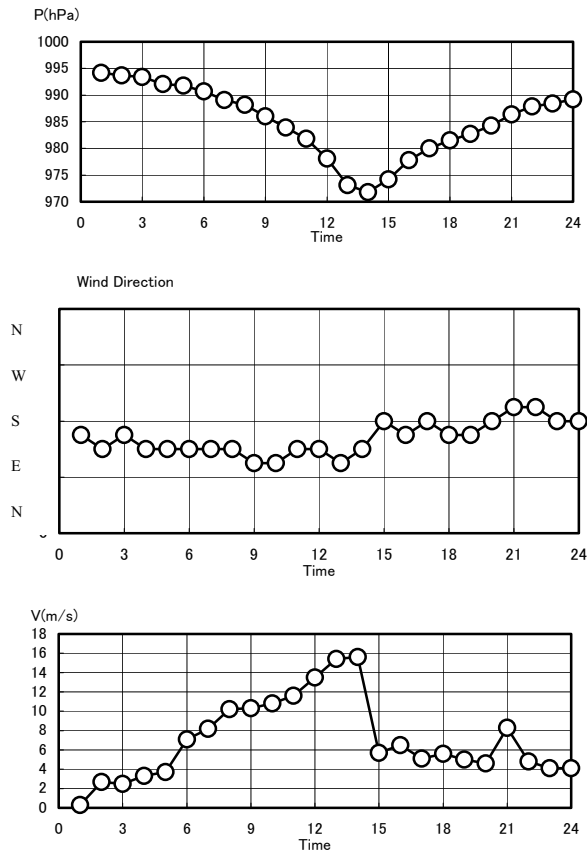


Fig.2 Meteorological Elements Observed at Hikone Meteorological Observatory, June 21, 2004.

3. 台風 0406 号による滋賀県の主な被害

6月21日13時10分頃、滋賀県近江八幡市西生来町、新幹線路線の南側に並走する国道8号線沿いにあるホテルの縦9m、横40mの金属製の屋根が台風0406号に伴う強風で吹き飛ばされ、約30m離れた新幹線の架線上に落下、架線全体を跨いだ状態になり、架線が切断されて、新幹線の運行が約7時間停止した（Photo 1）。

また、同日12時40分頃、台風通過時に調査建物から西に4kmの地点を走っているJR東海道本線の路線沿いの資材置場から板状物体が飛散し、走行中のJR下り線車両下部に衝突し、エアシステムの破損により走行不能となった。飛散した資材はウレタンフォームをアルミ板で挟んだ複合材料である(Photo 2)。資材置場ではこれらの資材が固定されておらず、風に対する措置が十分にされていなかったものと考えられる。また、調査建物から西に約3km離れた

た市内のショッピングセンターでは、歩行連絡橋の亚克力板製屋根（約3.8m×約10m）が飛散した(Photo 3)。その他、周辺には小学校の避雷針が折れたり、ポプラ並木が倒れるなどの被害があった。



Photo 1 Blown Roof of a hotel onto the JR track.



Photo 2 Scattered construction materials.



Photo 3 Blown away roofs on a pedestrian bridge.

4. ホテル屋根の飛散被害に関する考察

(1) 屋根飛散被害の状況

屋根が飛散したホテルは国道 8 号線沿いにあり、Fig.3 に示したように 2 つの建物が並んで建っている。ホテルの周辺は開けた田園地帯で、被害のあった建物の南東側（風上側）は約 500m にわたって水田が広がり風を遮る物はない。飛散した屋根は数ヶ月前に雨漏り防止と断熱の目的で既存の屋根の上に設置されたものである。Photo 4 は新幹線の線路からホテルの北東側の建物の正面を写したものである。写真の手前が国道 8 号線で、その右側に新幹線が併走している。飛散した屋根はこの建物の向こう側にある建物の屋根である。

Photo 1 に示したように、飛散した屋根は原形をほぼ保ったまま、建物から脱落した。このことは、屋根は比較的堅固であったが、既存屋根との留め付けが十分ではなかったことを示している。脱落した屋根は北西側の建物と国道 8 号線を飛び越えて、約 30m 飛び新幹線の架線に到達した。Photo 1 で屋根の端部に見える白い線が軒先の鼻隠しであることから、推測される屋根の飛散軌跡を Fig.3、Fig.4 に示す。ホテルの看板とその上に設置されたアンテナ（Photo 5 参照）を飛び越えていることになるが、その高さは 8m～10m で、屋根はほぼ鉛直上方に舞い上がったことになる。屋根が飛散した跡の状況を Photo 6 に示す。



Photo 4 Façade of the Investigation Building faced to Route 8.



Photo 5 Damaged roof (Right) and control building (left).



Photo 6 Inspection by police officers on the damaged roof.

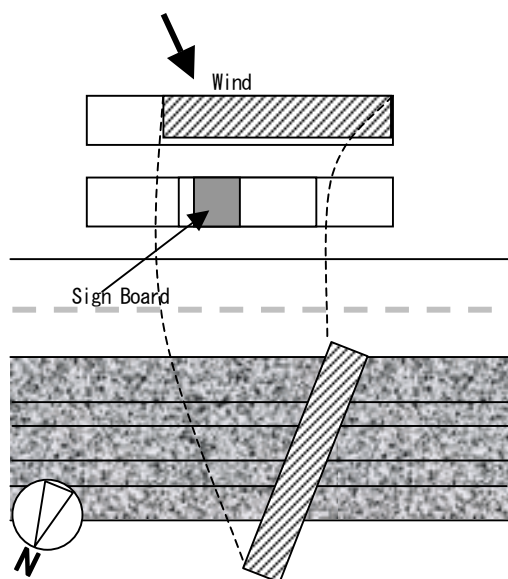


Fig. 3 Track of the blown roof.

(2) 飛散した屋根の施工状況

風で飛散した屋根は、幅 9m×長さ 41.3m の金属板の屋根で、屋根葺き材取り付け用の母屋と共に脱落していた。前述したように、飛散した屋根は既存屋根の上に施工されているが、既存の屋根自体は風による被害を受けていない。Fig.5 に示すように、既存屋の屋根は、リップ溝形鋼 (C-75×45×15×2.3) の上に木毛セメント板（厚さ 15mm）、アスファルト・ルーフィング、金属板（カラー鉄板、厚さ 0.5mm）瓦棒葺きで、その上にウレタンフォームを吹き付け（厚さ 20～25mm）、防水塗装で仕上げている。仕上げにウレタンフォームを吹き付ける構法は珍しいが、瓦棒の状態は錆、穴あき、変形がところどころに見られることから、ウレタンフォーム吹き付け自体は当建物建設後に瓦棒葺き屋根の改修として施工されたものと思われる。

風で飛散した屋根は約 5ヶ月前に、この既存の屋根の上に葺かれたものである。この種類の改修では、下地構造体

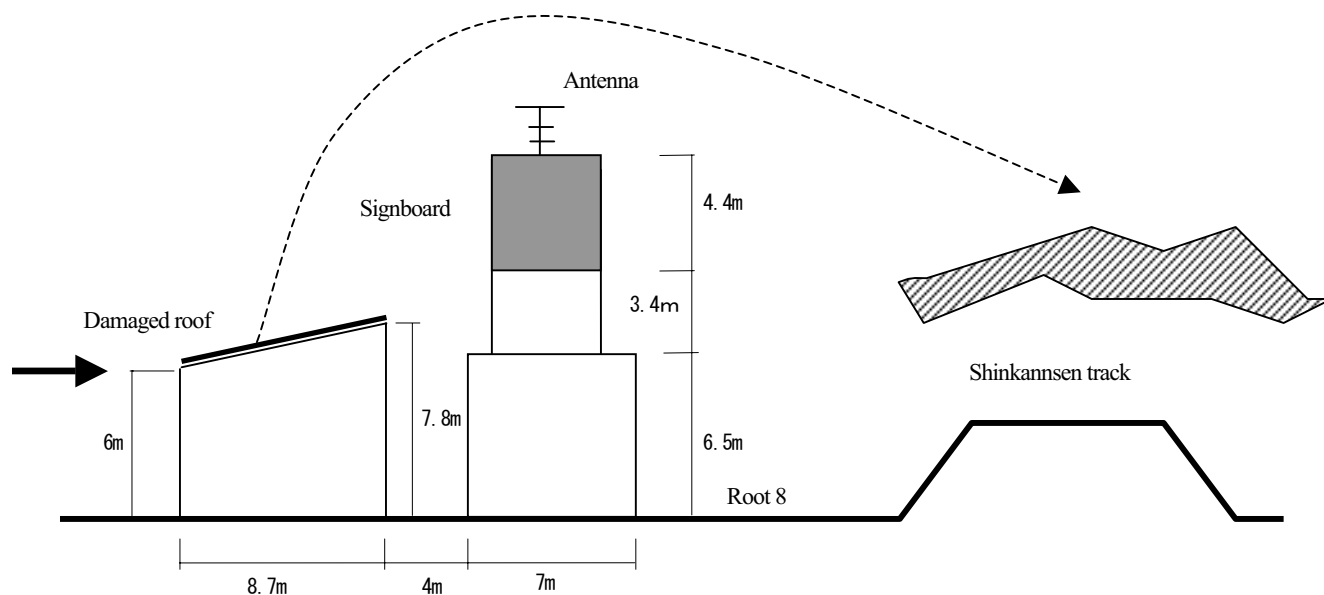


Fig. 4 Track of the roof in vertical section.

に掛かる積載荷重を最小限に収めるために、改修の屋根を軽量にする配慮がなされる。つまり、既存の母屋や垂木が改修によって降伏しないように、軽い屋根を既存屋根の上に載せるのである。通常、既存屋根の余耐力の範囲で改修が計画される。

改修は次の手順でなされたと推定される。新しい母屋を既存屋根に固定するためにウレタンフォームを瓦棒に沿って部分的に撤去する。新しい母屋の位置（したがってウレタンフォームを削り取った位置）は瓦棒の 8 本ごとで、その間隔は約 3.3m である。新しい母屋には、リップ溝形鋼 (C-75×45×15×2.3) を用い、既存の屋根に固定する。母屋の上に同じ溝型鋼の垂木を約 50cm 間隔で固定し、その上に合板 (厚さ 9mm)、アスファルト・ルーフィングを釘で止めつけ、カラー鉄板を吊り子で固定する。改修屋根の断面の詳細を Fig.6 に示す。

飛散した屋根は、新しい母屋から上の構成材が一体とな

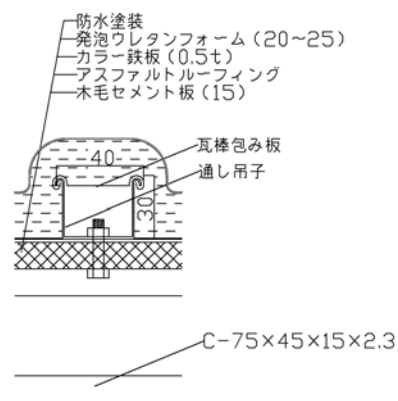


Fig.5 Detail of original roof.

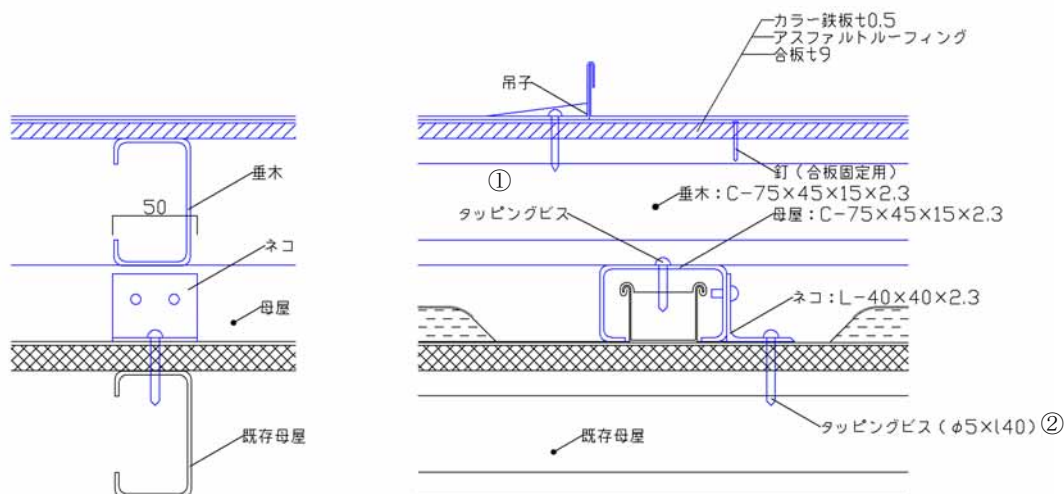


Fig.6 Detail of repaired roof.

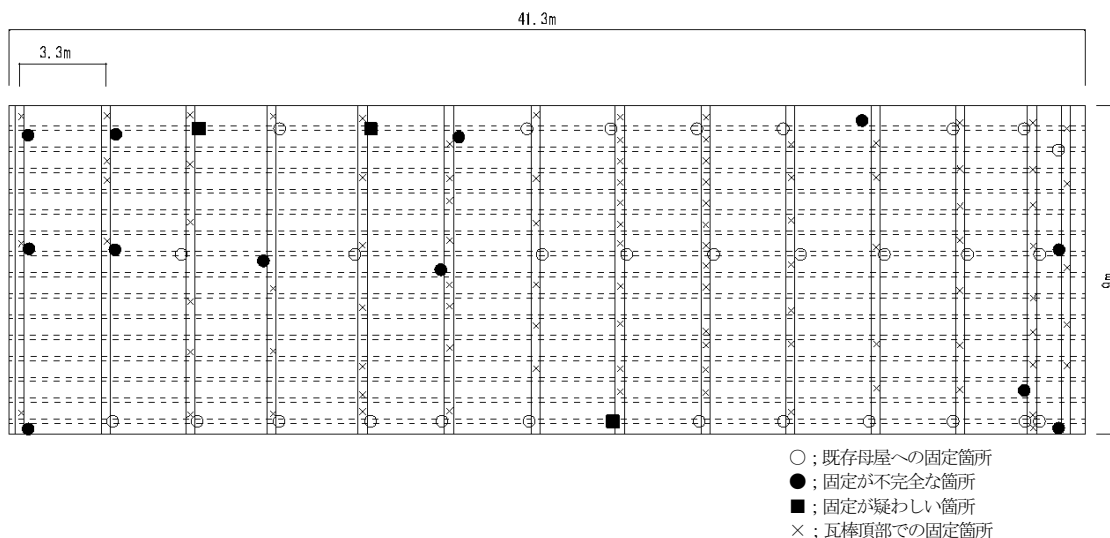


Fig.7 Screws on the repaired roof.

って脱落していたので、新しい母屋と既存屋根との固定方法及びその強度が注目される。新しい母屋は、Fig.6に示すように、ウレタンフォームを削り取って現れた瓦棒を跨ぐように溝形鋼（長さ9m）を伏せ、流れ方向に3箇所約4.5mの間隔で、「ネコ」と呼ばれる長さ5cmの山形鋼（L-40×40×2.3）とタッピングビス（直径5mm、長さ5cm）で固定されていた。また、母屋の中央部では約1.5mの間隔で同じタッピングビスを用いて既存の屋根の瓦棒の頂部に母屋が止められていた。したがって、風による屋根の浮き上がり力に抵抗する要素は、新しい屋根の重量及びネコを介した3本のビスと瓦棒へのビスによる止め付けということになる。

飛散した屋根跡におけるビスによる固定箇所の調査結果を Fig.7 に示す。瓦棒に固定されたタッピングビス①は89本がランダムに施工されていた。ただし瓦棒はPhoto 7に示すように、かなり腐食が進んでおり、この状態では強度は期待できないと思われる。ネコとタッピングビスを用いて既存の母屋に固定した場合はある程度の引き抜き強度は期待できるが、後述するように屋根の浮き上がりを防



Photo 7 Remained roof surface.

ぐほど充分ではない。飛散した屋根の一部を Photos 8, 9 に示す。これらの写真のように、多くのネコは屋根とともに飛散しているが、ネコは屋根の大きさに対して不釣り合いなほど小さいという印象を受ける。

ネコを介した固定箇所は各母屋にほぼ3本ずつ計43本であるが、ビスが既存母屋の位置とずれており、固定が不完全な箇所が12箇所発見されている（Fig.7中、●固定が不完全な箇所）。また3個のネコが既存屋根上に残されていた（Photo 10）。この残されたネコと新しい母屋を固定するビスは見付かっておらず、そのビス穴に損傷の形跡は認



Photo 8 Blown roof and shackle



Photo 9 Blown roof and shackle

められないことから、ネコと新しい母屋を固定するためのビスはせん断破壊したのではなく、母屋に固定されていなかったものと判断される (Fig.7 中、■固定が疑わしい箇所)。その結果、屋根先端の中央付近でネコが残っていた母屋の両側の固定されたネコの間隔は約 6.6m になり、風による浮き上がり力に対する抵抗力はさらに小さいものになると考えられる。ネコで固定されていなかったと考えられる母屋の隣の母屋に作用する風力は、固定されていた母屋に作用する浮き上がり力の約 1.5 倍に増加する。また、軒先の風による変形は他の軒先に比べて大きくなり、結果的に浮き上がった屋根の下部に風が入り込み易い状態が生じていたと考えられる。

風による屋根の浮き上がり力に抵抗するもう一つの要素としての屋根重量を積算すると、総重量約 7tonw, 単位面積当たり 19kgw という結果を得た。屋根の重量としては非常に軽いが、前述したように、既存の屋根に付加される屋根は軽くする必要がある事情を反映しているものと思われる。



Photo 10 Remained shackle

5. 飛散した屋根の風荷重及び飛散風速の推定

飛散した屋根の風荷重を求めるには、屋根を構造体と考えるか、外装材と考えるかによって異なる。通常、屋根全体の風荷重は構造体として設計されるが、この飛散した屋根の場合は柱や梁に固定されていないことから、外装材と考えることもできる。一般に、外装材の設計風荷重は局部的に作用する比較的強い風圧に耐えるように設計されるため、単位面積あたりの風荷重は構造骨組用風荷重に対して大きくなる。これに対して構造骨組用風荷重は大きい面積で平均化されるため、単位面積あたりの風荷重は外装材用風荷重に比べて小さい。

ここでは、まず既存屋根に要求される風荷重について述べ、次に屋根全体としての力の釣り合いから飛散した風速を推定し、さらに局所的な風荷重を考慮した場合の飛散風速を推定する。

(1) 計算の共通事項と仮定

計算に用いる共通事項と記号の定義を以下に示す。

- 屋根の全面積 $A=9.0\text{m} \times 41.3\text{m}=371.7\text{m}^2$ 。
- 屋根の平均高さ $H=6.9\text{m}$ 。
- 屋根の軒高さ $H'=6\text{m}$ 。
- 屋根の勾配 $\theta=9$ 度。
- 改修屋根の全重量 $m_r=7$ tonw。
- ネコを介して既存屋根の母屋に固定されたビスの引き抜き強度 $f_1=3.42\text{kN}$ 。 f_1 は実験で求め、タッピングビス (5mm $\phi \times 50\text{mm}$) を厚さ 2.3mm の鋼板に 2.8mm ϕ の下穴を開けて、ねじ込んだビスを載荷速度 2mm/min で引っ張ったときの最大荷重である。
- 瓦棒に固定されたビスの引き抜き強度 $f_2=1.00\text{kN}$ 。 f_2 は、タッピングビス (5mm $\phi \times 50\text{mm}$) を厚さ 0.5mm の鋼板に直接ねじ込んだビスを載荷速度 2mm/min で引っ張ったときの最大荷重とした。

注: f_1 及び f_2 は実際の屋根に用いられている材料を想定して求めた実験値である。現実のビスの引き抜き強度は、瓦棒に見られた腐食等により、この実験値よりも小さいと考えられる。つまりこれらの値はタッピングビスに期待できる引き抜き強度の最大値に相当すると考えられる。

- ネコを介して固定されたビスの数 $n_1=44$ 。ただし、既存屋根の母屋に達していないビスの数 12 本、及びネコが屋根上に残っており固定されていなかったと考えられるビスの数 3 本を除いた数は $n_1'=29$ 。
- 瓦棒に固定されたビスの数 $n_2=89$ 。
- 当該建物に吹いた風は、東近江行政組合消防本部 (八日市市東今崎 5-33, 風速観測高さ 30.7m) で午後 1 時に観測された平均風速 24.4m/s, また午後 1 時から 2 時の間に観測された最大瞬間風速 37.3m/s とし、風が屋根に対して垂直に吹いたとする。

(2) 既存屋根の設計風荷重

既存屋根の設計風荷重を建築基準法に基づいて、以下のように求める。

建築基準法施行令第 87 条に速度圧が式(1)で与えられている。

$$q=0.6EV_0^2 \quad (1)$$

ここで、 q は速度圧である。

V_0 は基準風速で、地域によって定められており、建設省告示第 1454 号では滋賀県近江八幡市では $V_0=34\text{m/s}$ である。 E は建設地点周辺の地表面粗度と建物高さによって決まる係数で、式(2)で表される。

$$E=E_r^2 G_f \quad (2)$$

ここで、 E_r は平均風速の高さ方向の分布を表す係数で、式(3)で表される。

$$E_r = 1.7 \left(\frac{H}{Z_G} \right)^\alpha \quad (3)$$

ここで、 H は屋根の平均高さ(m)、 Z_G と α は地表面粗度区分に応じて決まる係数である。

同告示により、当該建物の地表面粗度区分をⅢとすると、 $Z_G=450\text{m}$ 、 $\alpha=0.20$ であり、屋根の平均高さは $H=6.9\text{m}$ を代入すると、 $E_r=1.7 \times (6.9/450)^{0.20}=0.737$ となる。したがって、屋根平均高さでの設計風速は $V_0 E_r=25\text{m/s}$ となる。

式(2)の G_f はガストファクターで、同告示から $G_f=2.5$ となる。これらより、 $E=1.36$ 、 $q=942\text{N/m}^2$ が得られる。

構造骨組用風荷重は施行令第 87 条第 1 項に従って、式(4)で計算される。

$$W_f = q \cdot C_f \quad (4)$$

ここで、 W_f は構造骨組用風荷重(N/m^2)、 q は上で求めた速度圧(N/m^2)、 C_f は風力係数である。風力係数は告示第 1454 号第 2 項に、式(5)で定められている。

$$C_f = C_{pe} - C_{pi} \quad (5)$$

ここで、 C_{pe} は外圧係数で、片流れ屋根では、屋根の勾配を $\theta=9$ 度として、 $C_{pe}=-1.0$ と求めることができる。内圧係数 C_{pi} は外圧係数が負の値のときには 0 とできる。

以上より、屋根の構造骨組用風荷重は、 $W_f=942 \times (-1.0-0) = -942 \text{ N/m}^2$ となる。つまり、建築基準法によれば、屋根は 942 N/m^2 以上の上向き（負）の風荷重に耐えられるように設計しなければならない。

(3) 改修屋根の飛散風速の推定（屋根全体の力の釣り合いを考えた場合）

屋根全体の力の釣り合いを次式とする。

$$W = m_r g \cos \theta + n_1 f_1 + n_2 f_2 \quad (6)$$

ここで、 W は屋根全体に作用する風荷重で、 $W=CAq'$ 。

屋根の平均高さにおける速度圧 q' は飛散平均風速を $\bar{V}_s$ と

して、 $q' = 0.6 \cdot G_f \cdot \bar{V}_s^2$ で表すことができる。 C は風力係数で、建設省告示第 1454 号から、屋根勾配 $\theta=9$ 度として、 $C=-1.0$ とする。以上より、飛散風速は、

$$\bar{V}_s = \sqrt{\frac{m_r g \cdot \cos \theta + n_1 f_1 + n_2 f_2}{0.6 C A \cdot G_f}} = 23.5\text{m/s}$$

となる。建築基準法では 10 分間平均風速を荷重算定の基礎としており、瞬間風速は求まらない。タワーや超高層建築物のような風に敏感な建物でない建物の場合、一般に瞬間風速を次式で推測することができる。

$$\hat{V}_s \approx \sqrt{G_f} \cdot \bar{V}_s$$

これを用いて、屋根が飛散したときの瞬間風速を推測する

と、 $\hat{V}_s=37.1\text{m/s}$ となる。

この推定値は当該改修屋根が意図とおりに強度を発した場合の値である。

しかし、上で述べたように、ビスのいくつかは引き抜き強度を期待できないので、実質的に $n_1'=29$ とし、さらに瓦棒上に固定したビスの引き抜き強度もその半数程度は腐食等を考慮して強度が期待できないと考えると、

$$\bar{V}_s = \sqrt{\frac{m_r g \cdot \cos \theta + n_1' f_1 + n_2 / 2 \cdot f_2}{0.6 C A \cdot G_f}} = 19.5\text{m/s} \text{程度である}$$

と考えられる。この場合の瞬間風速の推定値は、

$$\hat{V}_s \approx \sqrt{G_f} \cdot \bar{V}_s = 30.8\text{m/s} \text{である。}$$

これら 2 つの飛散平均風速の推定値は、平成 12 年建設省告示第 1454 号に規定する当地方の基準風速に基づいた当該屋根平均高さでの設計風速 25m/s と、八日市市消防本部で観測されたほぼ同時刻の値 24.4m/s に基づいた当該屋根平均高さでの平均風速換算値 18.0m/s に近い。

なお、式(6)の右辺を屋根の面積で除した値は、当構法で期待される（タッピングビスが実験値の強度を有するとして）最大の風荷重で、 827N/m^2 であり、建築基準法による設計荷重 942N/m^2 より小さい。

(4) 改修屋根の飛散風速の推定（屋根局部の力の釣り合いを考えた場合）

項(3)では、屋根全体に作用する力の釣り合いから屋根の飛散風速を推定したが、本節では、軒先付近の局部風圧と固定強度の釣り合いから屋根の飛散風速を推定する。

屋根材が強風を受けて飛散するのは、屋根の軒先、ケラバあるいは棟などの特に風圧が強い部分で屋根の一部が浮き上がり、部分的な破損・脱落によって屋根がさらに風を受けるように変形して、屋根全体の破損に至る例が多く、より現実的であると考えられる。

軒先に近いネコを介して固定された 1 本のビスが負担する面積を考える。隣り合うビス間の距離を 3.3m 、軒先から流れ方向のビスまでの半分の距離を 2.6m とすると、負担面積は $a=3.3 \times 2.6=8.58\text{m}^2$ である。この面積の屋根の重量は、 $7000 \times 8.58 \div 371.7=162\text{kgw}$ である。また、瓦棒上に固定されたビスの数は 3 本とする。

建設省告示第 1458 号表 3 から、片流れ屋根のピーク外圧係数は Fig.8 のようになる。スパン中ほどの軒先のピーク外圧係数を用いて飛散風速を推定すると、

$$\bar{V}_s = \sqrt{\frac{m_r g \cdot \cos \theta + f_1 + 3 f_2}{0.6 (3.2 \times 0.9 \times 3.3 + 2.5 \times 1.7 \times 3.3) \cdot G_f}} = 15.0\text{m/s}$$

となる。

ネコが屋根に残っていた部分については、ビスによる固

定がなされていなかったと推測されるが、風荷重を負担するのはその隣のビスであるから、負担面積が 1.5 倍に大きくなる。この場合、瓦棒上のビスの数も 1.5 倍になるとして、飛散風速を求めると、

$$\bar{V}_s = \sqrt{\frac{1.5 \times m_r g \cdot \cos \theta + f_1 + 1.5 \times 3 f_2}{0.6(3.2 \times 0.9 \times 3.3 + 2.5 \times 1.7 \times 3.3) \times 1.5 \cdot G_f}} = 13.5$$

m/s と計算される。

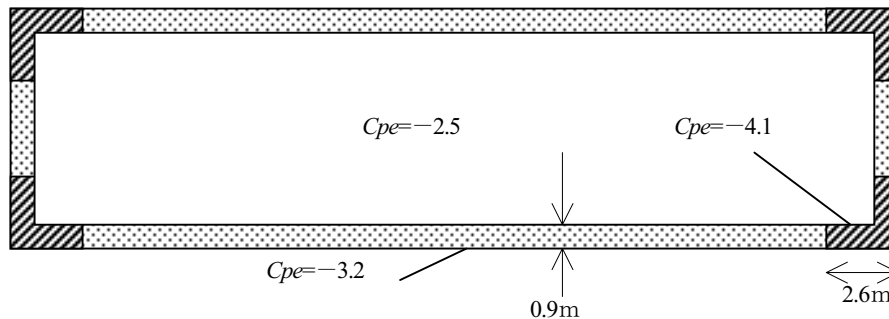


Fig.8 Design wind force coefficient for cladding on roof

4. まとめ

台風 0406 号による近江八幡市付近の強風災害について調査を行い、特に被害が顕著であった新幹線架線に損傷を与えたホテル屋根の飛散被害について詳細に述べた。

改修されたホテル屋根の飛散風速を力の釣り合いから推定した。その結果、改修に際して、当初意図されたとおりに固定強度が発揮されたとすると、建築基準法に規定された構造骨組み用風荷重から推定される飛散平均風速は平均風速 23.5m/s であるが、飛散時のビス等の状況から考

えると 20m/s 程度であると考えられる。また、建築基準法に規定された外装材用風荷重から推定される飛散平均風速は上記の値の約 6 割の 13.5m/s 程度となった。これらの飛散平均風速の推定値はいずれも建築基準法で定められた設計風速 25m/s よりも小さい。なお、飛散平均風速の推定には、健全なビスの強度試験に基づいた引き抜き強度を用いており、飛散時の状態から考えると、実際のビスの強度は試験値よりも小さいと推定され、現実の飛散風速は上記の値よりも更に小さいのではないかとと思われる。

Damage to a roof on a hotel at Shiga prefecture caused by Typhoon 0406

Hiromasa KAWAI, Hiroaki NISHIMURA*

*General Building Research Corporation of Japan

Synopsis

Typhoon 0406 attacked Kinki area, Japan, in June 21, 2004. A covered metal roof on a hotel was blown off from the roof by severe wind, and flew to neighboring JR Shinkansen railway track. The roof had the size of 9m by 41m and the weight of 7 ton. JR Shinkansen railway service was suspended during 7 hours. The scattering wind is estimated about 13.5m/s to 20m/s that is less than the design wind speed.

Keywords: Typhoon, Damage, Roof, Scatter