強風時における五重塔の風応答性状に関する研究

WIND RESPONSE CHARACTERISTICS OF TRADITIONAL FIVE-STORY PAGODA
IN STRONG WIND

大熊 武司*, 片桐 純治**, 丸川 比佐夫***, 安井 八紀****

*Takeshi OHKUMA, Junji KATAGIRI, Hisao MARUKAWA
and Hachinori YASUI*

In this study, the characteristics of wind forces on a traditional five-story pagoda and the response of the pagoda induced by wind are investigated using wind tunnel tests and wind response analyses. The wind tunnel tests are carried out using pagodas with various configurations to determine the effect of these configurations under wind forces. The results obtained from the study are as follows.

1. Comparing along wind forces on a pagoda and on a prism with an aspect ratio of 4, the mean and fluctuating wind force coefficients on the pagoda are larger than those on the prism at most angles of attack. The component of vortex shedding from the pagoda accounts for small to all fluctuating power.
2. The structural dynamic characteristics of the pagoda are determined by making a series of review of literatures. The wind response of the pagoda with "sohrin" and "shinbashira" (center pillar) is 1.4 ~ 1.8 times that of a pagoda without them.

Keywords : *Traditional five-story pagoda, Wind tunnel test, Wind response analysis*

木造五重塔, 風洞実験, 風応答解析

1. はじめに

高層建築物の地震時あるいは台風時における挙動を知ること
は、災害による損傷を低減するうえで重要なことである。文化財
建造物である三重塔あるいは五重塔は、伝統木造建築物における
高層建築物であり、現代の高層建築物と同様に地震あるいは台風
による被害を受けやすい建築物と言える。

地震による五重塔の被害は大山他¹⁾等にまとめられており、そ
の多くが相輪付近における損傷であることが示されている。また、
五重塔の耐震性についてはこれまで常時微動計測などの結果に基
きさまざまな議論がなされており、新たに建てられる五重塔にお
いてその耐震性に関する詳細な検討がなされてきた。

一方、強風による構造的被害を受けた五重塔としては教王護国
寺および海住山寺等が歴史的記録に残されており、近年において
も室戸台風(1934年)による四天王寺五重塔の倒壊、9119号台風
(1991年)による最勝院五重塔および備中国分寺五重塔の被害が挙
げられる^{2~4)}。しかし、これまで五重塔に作用する風力特性に
ついては十分に把握されておらず、動的な風応答を考慮した五重
塔の耐風性に関する検討もほとんど無い。

本研究は、五重塔の強風時における風応答性状の把握を目的と
するものであり、風洞実験による風力測定およびこれを用いた風

応答解析を行なった。本研究で対象とした五重塔は、京都市伏見
区にある総高38m、塔身高さ25.4mの醍醐寺五重塔である。

風洞実験では、細部まで模型化した五重塔モデルを用いた風力
測定の他に、五重塔の風洞実験模型の簡略化を図るため、細部を
再現しない簡略模型を用いた測定も行い、細部の再現度合いによ
る風力性状の変化についても検討した。風応答解析では、既往の
文献に基づいて構造特性を求め、これを用いて解析を行っている。
ただし、本論文では研究の第一歩として塔身の構造特性を線
形かつせん断変形するものと仮定している。

2. 五重塔に作用する風力に関する風洞実験

2.1 実験概要

実験は、(株) 泉創建エンジニアリング所有の室内回流式エッ
フェル型風洞で行なった。測定部断面の幅2.2m、高さ1.8m、測定
部長さ20mである。

実験模型は、図1に示す縮尺1/75の市販の木製模型(イマイ)を
基壇上面を風洞床高さとして細部まで詳細に再現したもの(以下、
詳細模型)、壁および屋根を再現したもの(以下、簡易模型1)およ
び簡易模型1に降棟を加えたもの(以下、簡易模型2)の3種類と
した。相輪部分は相輪の有無による風力の差を求めるため、取り
外し可能なものとした。また、比較のため、四重の幅(4.5m)およ

本論文は文献14)~16)を修正・加筆したものである。

* 神奈川大学工学部建築学科 教授・工博
** ㈱泉創建エンジニアリング都市環境技術研究所
主席研究員・工博
*** ㈱泉創建エンジニアリング都市環境技術研究所
所長・工博
**** ㈱泉創建エンジニアリング都市環境技術研究所
主席研究員

Prof., Dept. of Arch., Faculty of Eng. Kanagawa Univ., Dr. Eng.
Chief Research Eng., Urban Env. Research Center, ISEC, Dr. Eng.

Director, Urban Env. Research Center, ISEC, Dr. Eng.

Chief Research Eng., Urban Env. Research Center, ISEC

び平均屋根高さ(24m)と同じ幅・高さを有する正方形角柱の風力測定も行なった。

実験気流は、図2に示すように模型の相輪高さ38m相当付近までの平均風速および乱れ強さの分布が荷重指針⁵⁾の地表面粗度区分Ⅲに近似した気流を用いた。乱れのスケールは指針値と比較し約1/3程度である。実験風向は1壁面に正対する風向を0°とし、0°～45°まで5°間隔の10風向とした。実験風速は、塔身高において平均風力測定時約6m/s、変動風力測定時約2.5m/sとした。

風力測定のサンプリング間隔および測定データ個数は平均風速測定時135Hz、8192個、変動風力測定時50Hz、16384個とし、1風向について4回の測定を行なった。パワースペクトル密度はFFT法を用いて求めた。変動風力の標準偏差は10Hz以下のパワースペクトル密度を積分して求めた。

2.2 実験結果

(a) 五重塔詳細模型に作用する風力特性

図3に(1)式より求めた詳細模型と角柱の平均転倒モーメント

(a) 詳細模型

(b) 簡易模型2

図1 実験模型

(a) 平均転倒モーメント係数

係数 $\bar{C}_M$ および変動転倒モーメント係数 C'_M の比較を示す。図3には比較のため角柱における測定結果も示した。

$$\bar{C}_M = \bar{M} / q_H D H^2 \quad C'_M = \sigma_M / q_H D H^2 \quad (1)$$

ここで、 $\bar{M}$: 平均転倒モーメント、 σ_M : 変動転倒モーメントの標準偏差、 H : 平均屋根高さ(以下、代表高さ)、 D : 五重塔模型の場合は醍醐寺の修理工事報告書⁶⁾を参考に風向0°の塔身の水平方向投影面積を代表高さで除したもので詳細模型は9.0m、簡易模型1は7.4m、簡易模型2は7.7mであり、角柱模型の場合は風向0°の模型幅4.5mである、 q_H : 代表高さの速度圧である。以下、風力係数の添え字 D および S は風方向の風力成分および風直角方向の風力成分を表す。

詳細模型の $\bar{C}_{MD}$ は、風向0°付近において最も小さく、風向角が増加するに従って緩やかに増加する。 $\bar{C}_{MS}$ は、風向30°前後において0.05程度の値を示すが、他の風向ではほぼ0である。

詳細模型と角柱の $\bar{C}_M$ を比較すると、 $\bar{C}_{MD}$ の風向による変化の定性的傾向は詳細模型と角柱では同様であるが、詳細模型の $\bar{C}_{MD}$ は角柱に比べ3割程度大きい。 $\bar{C}_{MS}$ は、角柱の風向10°前後において負値が生じるのに対して詳細模型では生じない。

詳細模型の C'_{MD} は風向0°付近において最小値を示し、風向角の増加に従って増加する。 C'_{MS} は風向による大きな変化は見られず0.11～0.13程度の値を示す。

図2 実験気流

(b) 変動転倒モーメント係数

図3 詳細模型と角柱の風力係数の比較

詳細模型と角柱の C'_M を比較すると、両者の C'_{MD} は風向 0° 付近において同程度の値を示すが、風向角が 10° 以上では五重塔における C'_{MD} が大きい。 C'_{MS} は風向 0° 付近において角柱に比べ詳細模型は7割程度の値であり、風向 30° 以上において両者は同程度の値となる。

図4に風向 0° および 45° における詳細模型と角柱の変動転倒モーメントのパワースペクトル密度の比較を示す。

詳細模型の変動転倒モーメントのパワースペクトル密度は、風方向転倒モーメントの場合には角柱と類似したスペクトル形状である。風直角方向転倒モーメントの場合、風向 0° では角柱に比べピークは明瞭ではなく渦成分の占める割合が小さいが風向 45° では五重塔と角柱の風直角方向転倒モーメントのパワースペクトル密度は類似したスペクトル形状である。また、風直角方向転倒モーメントの無次元ピーク周波数は、詳細模型および角柱とも無次元周波数0.1付近にピークを有している。風方向転倒モーメント

のパワースペクトル密度の無次元ピーク周波数は詳細模型と角柱で異なっているが、これは風方向の変動風力が角柱と詳細模型とも主に風の乱れに起因するためスペクトルピークはほぼ同じ周波数にあるが、図4では横軸をそれぞれの代表幅(角柱4.5m相当、詳細模型9m相当)で基準化しているためである。

(b) 五重塔模型の再現化による風力特性の変化

図5に詳細模型、簡易模型1(壁および屋根を模型化したもの)および簡易模型2(簡易模型1に降棟を付加したもの)の $\bar{C}_M$ および C'_M の比較を示す。

$\bar{C}_{MD}$ は、模型の再現度合によらず、風向角による変化の定性的傾向は同様であり、風向角が増加するに従って緩やかに増加する。 $\bar{C}_{MD}$ の値は詳細模型と簡易模型2では同程度の値であり、簡易模型1ではこれらと比べてやや小さくなっている。 $\bar{C}_{MS}$ はいずれのケースにおいても小さな値であり、差異は少ない。

(a) 風向 0°

(b) 風向 45°

図4 詳細模型と角柱に作用する変動転倒モーメントのパワースペクトル密度の比較

(a) 平均転倒モーメント係数

(b) 変動転倒モーメント係数

図5 詳細模型と簡易模型の風力係数の比較

(a) 風向 0°

(b) 風向 45°

図6 詳細模型と簡易模型に作用する変動転倒モーメントのパワースペクトル密度の比較

C'_{MD} および C'_{MS} は、模型の再現度合によらず風向角による変化の定性的傾向は同様である。また、これらの値は風方向、風直角方向成分とも詳細模型が最も大きく簡易模型1が最も小さい。

図6に風向0°における詳細模型、簡易模型1および簡易模型2の変動転倒モーメントのパワースペクトル密度の比較を示す。

風方向転倒モーメントの場合、模型の再現度合によらず類似したスペクトル形状である。

風直角方向転倒モーメントの場合、いずれのケースにおいても変動転倒モーメントのパワースペクトル密度には無次元周波数0.1付近にピークがある。風向0°の風直角方向転倒モーメントの場合、詳細模型と簡易模型2で風直角方向風力のパワースペクトル密度はほぼ同様の値が示されているが、簡易模型1ではピーク周波数より低周波数領域においてパワースペクトル密度の値は小さい。風向45°の風直角方向転倒モーメントでは模型の再現化による差異は小さい。

以上の結果より、五重塔に作用する風力では斗組・高欄等の細部の再現化による風力の変化は小さく、屋根、壁および降棟を再現した実験模型を用いることで五重塔に作用する風力特性を概ね捉えることが出来るものと考えられる。

(c) 相輪に作用する風力特性

相輪の平均風力係数 $\bar{C}_{D,S}$ は、詳細模型において相輪有りの状態で測定した $\bar{C}_{D,S}$ より相輪無し状態で測定した $\bar{C}_{D,S}$ を差し引くことによって求めた。変動風力係数 $C'_{D,S}$ は両者のパワースペクトル密度の差を積分することによって求めた。

図7に相輪の風力係数の風向による変化を示す。相輪の $\bar{C}_{D,S}$

図7 相輪の風力係数

図8 相輪の変動風力のパワースペクトル密度(風向0°)

は、風方向成分の場合、風向によって0.1～0.15の範囲でばらついており、風直角方向成分の場合、風向によらずほぼ0である。 $C'_{D,S}$ は、風方向成分および風直角方向成分とも風向によらず概ね一定値であり、それぞれ0.15程度および0.08程度の値である。

図8に相輪の変動風力のパワースペクトル密度を示す。相輪の風力のスペクトル形状は風方向風力成分では風の乱れに起因するスペクトル形状である。風直角方向風力のパワースペクトル密度は無次元周波数0.1以上の高周波数領域の割合が大きいスペクトル形状である。

3. 風応答解析に用いる五重塔の構造特性の検討

五重塔の構造特性に関しては主に常時微動計測および自由振動計測によって検討されている。本研究の風応答解析に用いる構造特性もこれらの既往の研究^{7)～12)}を参考に決定した。なお、本研究では風洞実験の対象とした醍醐寺五重塔と同じ本瓦葺、心柱が礎石上に置かれた状況の五重塔を対象を限定して1次固有周期、1次振動モードおよび減衰定数等について整理した。

3.1 微動時の動特性

図9に1次固有振動数の塔身高による変化を示す。1次固有振動数は、対象を限定した場合においても山辺他⁷⁾および大場他⁸⁾の提案する塔身高の0.05倍に概ね比例している。

図10に醍醐寺と条件の一致する興福寺および法観寺の1次の振動モードを示す。なお、図10の高さおよびモードは五重斗組上部の梁位置の値で基準化されている。1次の振動モードは、興福寺および法観寺とも同様の形状であり、図10に示した指数分布で概ね近似することができる。

図11に減衰定数と塔身高の関係を示す。減衰定数は、塔身高によらず1%～6%の間でばらついており、平均的には2%程度である。

3.2 質量

塔身の質量は、修理報告書等に示されている部材を積算して求める必要があるが、これには膨大な労力を要する。そこで本研究では簡略的な方法として、以下の方法により各重の質量を求めた。

まず、五重の質量を大野他¹⁰⁾が提案する瓦葺の仏堂平面積から質量を求める(2)式を適用して求め、続いてこの五重の質量に内田他¹¹⁾による法隆寺五重塔の五重と各重の質量の比率を乗じて各重の質量を求めた。

$$Y = \alpha X + \beta \quad (2)$$

ここで、 Y : 総質量(ton)、 X : 平面積(m^2)、 α, β : 係数および定数で本瓦葺の場合 $X \leq 75m^2$ ではそれぞれ0.2および40である。

相輪金物質量は修理報告書⁶⁾における測定値を用いることとし、心柱質量は円錐台として修理報告書より求めた体積に比重0.5を乗じて算出した。表1にこのようにして得られた各重の塔身、心柱および相輪の質量を示す。塔身部分の総質量は334tonであり、総質量を塔身高さ25.4mおよび代表幅9.0m(壁面に正対する方向からの見付面積を塔身高さで除した値)の二乗で除して得ら

れる密度は 163kg/m^3 である。

3.3 大振幅時の動特性

大場他⁸⁾による最大 7mm までの人力加振による自由振動計測では、変形が大きくなると固有周期が長くなる結果が示されており、西塔他¹²⁾の実大組物模型による構造実験においても同様の傾向が示されている。

変位によって振動モードが変化しないと仮定すれば、自由振動時の荷重は慣性力、すなわち「変形角／固有周期²」に比例する。図 12 は、この仮定に基づいて文献 8, 12) より求めた変形角 φ と「変形角／固有周期²」の関係を示したものである。図中に示した破線は微動時の剛性 ($\varphi=0$ の時の接線)、実線は変形角 1/200 付近における割線剛性であり、大場他⁸⁾および西塔他¹²⁾の測定結果はほぼこれらの間にある。

4. 五重塔の風応答性状

3 章で検討した五重塔の構造特性を用いて風応答性状について検討を行う。ただし、3 章で得られた情報は限られた情報であり、非線形な特性のモデルを構築するのに十分ではない。そこで、本論文では研究の第一歩として 3 章の検討で得られた動的構造特性を有する線形モデルを用いて、塔身の剛性の違い、心柱・相輪のモデル化の違いによる風応答性状について検討した。

なお、前述のように実験気流の有する乱れの特性は、荷重指針

と比較して乱れ強さは同程度であり、乱れのスケールは 1/3 程度である。そのため、実験で得られた変動風力の風方向成分は荷重指針における気流中より得られるものと比較して固有振動数付近におけるパワースペクトル密度の値が大きめに評価されていると考えられる^{注 1)}。ただし、本論文の風応答解析は五重塔の風応答変位算定が目的ではなく、解析モデルの違いによる風応答性状の違いの検討を主な目的としていることより、まずは風方向風力特性に関する補正は行わず実験値を用いた解析を行い、最後に風方向の風力特性の違いについて応答変位の差異について検討する。

4.1 風応答解析モデル

解析モデルは図 13 に示すように、塔身および心柱部分は各重の斗組上部レベルに、相輪部分は塔身最上部、九輪中央および水煙

表 1 各部の質量および塔身剛性

部位	高さ (m)	質量 (ton)			剛性 (N/m)
		塔身	心柱	相輪金物	
水煙	34.3	-	0.5	0.4	-
九輪	30.2	-	2.3	2.0	-
	25.5	-	0.3	-	-
五重	21.4	44.1	0.9	1.6	5.1×10^6
四重	17.5	53.7	0.6	-	1.0×10^7
三重	13.5	64.3	0.6	-	1.4×10^7
二重	9.3	75.8	0.8	-	1.9×10^7
初重	4.9	96.5	0.9	-	2.5×10^7

図 9 塔身高と微動時 1 次固有周期の関係

図 11 塔身高と微動時減衰定数の関係

図 10 微動時の振動モード

図 12 変形角による剛性の変化

表2 解析モデルの固有周期

	微動時						変形角1/200時剛性					
	塔身のみ			塔身+心柱・相輪			塔身のみ			塔身+心柱・相輪		
次数	1次	2次	3次	1次	2次	3次	1次	2次	3次	1次	2次	3次
固有周期(秒)	1.3	0.6	0.4	1.5	1.2	0.6	1.7	0.8	0.5	1.8	1.3	0.8

中央に質点を設けた。解析モデルは、塔身はせん断モデル、心柱は梁要素とした。醍醐寺五重塔では、修理報告書⁶⁾の図から露盤部分において塔身と心柱が接していると考え、解析モデルでは五重の質点で塔身と心柱の変位が一致しその他の部位では塔身と心柱が接しないものと仮定した。また、心柱の柱脚は、醍醐寺五重塔が礎石上に置かれた状況であることを考慮しピン支持と仮定した。

解析モデルは図13に示すように塔身と心柱・相輪を考慮した場合(以下、心柱・相輪有)と塔身のみの場合(以下、心柱・相輪無)の2ケースについて行なった。塔身のみの解析モデルでは、心柱の質量は同じレベルの塔身の質点に、相輪の質量は塔身五重の質点に加えた。塔身の剛性はせん断変形を仮定し、3章に示した振動モード、質量および微動時の固有周期より求めた。なお、変形による塔身の剛性変化を考慮し、図12に示す微動時の剛性とした場合と、1/200変形角が生じた時の剛性(微動時の60%)とした場合について解析した。心柱の剛性は、質点間中央の心柱部材断面により与え、変形による剛性変化は考慮していない。

表2に微動時および1/200変形時の剛性を有する場合の1～3次の固有周期を、図14に心柱・相輪有の場合の振動モードを示す。心柱・相輪を考慮した解析モデルの振動は、1次および3次が塔身主体、2次が心柱主体の振動である。剛性による振動モードの違いは、塔身では2次モードにおいて最も大きく、心柱では1次および2次モードにおいて大きい。減衰定数は塔身および心柱とも2%とした。

4.2 風応答解析方法

塔身および相輪部分に入力する風力は、丸川他¹³⁾の提案するモンテカルロ法による方法を用いて実験より得られた風力のパワースペクトル密度に基づき作成した。

解析を行なった平均風速は、塔身高さにおいて荷重指針⁵⁾の地表面粗度区分Ⅲにおける再現期間100年にほぼ相当する35m/sとした。風向は壁面に正対する風向0°とした。

図13 解析モデル

図14 振動モード(心柱・相輪有の場合)

図15 最大応答変位

風応答解析は、時刻歴解析によって行なった。解析時の時間間隔は1次固有周期の約1/40、解析時間は立上り部分を含め13分とした。解析では、13分間の解析を5回を行い、後半の10分間における平均値、標準偏差および最大値5個のアンサンブル平均値を求めた。

4.3 風応答解析結果および考察

図15に各質点における最大変位の解析結果を示す。

いずれの剛性を用いた場合も塔身部分の変形に比べ、相輪部分の変形は著しく大きい。剛性による応答変位の差を見ると、塔身部分の最大変位は変形角1/200時の剛性を用いた結果が微動時のものより大きいが、相輪部分の最大変位は塔身の剛性によらず同程度である。

図16に応答変位のパワースペクトル密度の一例として、心柱・相輪有の塔身五重質点における結果を示す。

風方向応答変位のパワースペクトル密度および風直角方向応答変位のパワースペクトル密度とも心柱を主体とする2次モード成分が塔身部分にも見られる。

表3に塔身五重における平均変位、最大変位、ピークファクターおよびガスト影響係数を示す。

心柱・相輪の有無による差を見ると、最大変位は微動時・変形角1/200時のいずれの剛性を用いた場合も心柱・相輪有の結果が心柱・相輪無の場合に比べ1.4～1.8倍程度大きい。一方、風方向の平均変位は心柱・相輪を考慮することによる増加は7%程度であり、動的風応答における心柱・相輪の影響が大きい事が分かる。

心柱・相輪有の場合について微動時と変形角1/200時の剛性を用いた結果を比較すると、平均値および最大値とも微動時の剛性の場合に比べ、変形角1/200時の剛性を用いた結果が1.6～1.8倍程度大きい。

以上の結果より、五重塔の風応答を求める場合、心柱・相輪の評価および剛性の評価が極めて重要であると考えられる。

なお、表3に示す風方向のガスト影響係数の値が心柱・相輪無しの場合2.8～3.0、心柱・相輪有りの場合3.6～3.8と通常の高層建築物と比較して大きめの値となっている。これは、五重塔の固有周期が通常の高層建築物に比べ長いことおよび先に示したように風洞実験より測定された風方向風力の固有振動数付近におけるパワースペクトル密度が大きく評価されていることによると考えられる^{注1)}。

因みに、風方向風力成分のパワースペクトル密度のピーク周波数が実験値の1/3であるとして、心柱・相輪無しの場合についてスペクトル解析法^{注2)}によりガスト影響係数を略算すると、微動時剛性および変形角1/200時剛性ではそれぞれ2.2および2.3であり(実験値を用いた場合それぞれ2.7および2.9)、通常の超高層建築物のガスト影響係数と同程度の値となる。

5. 結論

強風時における五重塔の風応答性状に関して、風洞実験による

表3 塔身五重質点の風応答解析結果(塔身高さ平均風速35m/s)

剛性		微動時剛性		変形角1/200時剛性	
心柱・相輪の有無		有	無	有	無
風方向変位	平均変位(m)	0.047	0.044	0.078	0.073
	最大変位(m)	0.170	0.124	0.303	0.218
	最大転倒角	1/141	1/194	1/79	1/110
	ピークファクター	3.51	3.67	3.54	3.29
	ガスト影響係数	3.62	2.82	3.89	2.99
風直角方向変位	平均変位(m)	0.00	0.00	0.00	0.00
	最大変位(m)	0.163	0.092	0.257	0.183
	最大転倒角	1/147	1/261	1/93	1/131
	ピークファクター	3.82	3.60	3.60	3.47

最大転倒角は最大変位を代表高さ(24m)で除したものである。

図16 応答変位のパワースペクトル密度(五重, 心柱・相輪有)

風力測定およびこれを用いた風応答解析を行った。本研究で得られた結果をまとめると以下の通りである。

1. 五重塔に作用する風力は、正方形角柱に作用するものと比べ、風方向風力成分では平均風力係数および風向10°以上の変動風力係数が大きく、風直角方向風力成分では風向0°の場合、渦成分の割合が小さいことが明らかとなった。
2. 細部の再現化の異なる風洞実験模型を用いた測定結果より、五重塔に作用する風力では斗組・高欄等の細部の再現化による風力の変化は小さく、屋根、壁および降棟を再現した風洞実験模型を用いることで五重塔に作用する風力特性を概ね捉えることが出来るものと考えられる。
3. 風洞実験結果および既往の文献調査より求めた構造特性を用いて風応答解析を行った。その結果、相輪・心柱を考慮した解析結果は、これらを考慮しない場合と比較し、変動変位において1.4～1.8倍程度大きな結果が得られた。

木構造を対象とした既往の研究によれば、木構造の建築物では大変形時において非線形な構造特性を有することより、今後大変形時における五重塔の動的構造特性の把握およびこれを考慮した検討が必要と考えられる。

謝辞

本研究の着手においては、松井建設株式会社 山田晴二郎氏(当時、神奈川大学大学院生)の文献収集によるところが大きい。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 大山, 藤田, 伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究, その1 歴史的な地震による被災状況, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造Ⅲ, pp249-250, 2002.8
- 2) 太田, 日本建築史基礎資料集成 11 塔婆Ⅱ, 中央公論美術出版社, 1984
- 3) 山田, 青木, 大熊, 文化財建造物の台風災害および其の防災に関する研究-GISを用いたデータベースの構築-, 文化財保存修復学会大会要旨集, pp148-149, 2001.6
- 4) 嶋田, 松井, 吉田, 田村, 五重塔の風災害, 日本風工学会誌 96号, pp7-20, 2003.3
- 5) 日本建築学会, 建築物荷重指針・同解説, 1993
- 6) 京都府教育庁文化財保護課, 国宝建造物醍醐寺五重塔修理工事報告書, 1960
- 7) 山辺, 金井, 五重塔の耐震性能に関する研究, 日本大学生産工学部報告, 第21巻第2号, pp91-110, 1988.12
- 8) 大場, 木下, 木造多層塔の振動特性, 日本建築学会構造系論文集, 第559号, pp47-54, 2002.9
- 9) 木下, 大場, 興福寺五重塔の振動特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 構造Ⅱ, pp1077-1078, 2000.9
- 10) 大野他, 文化財建造物の重量計算について, 重要文化財(建造物)耐震診断指針 参考資料集, 2000
- 11) 内田, 河合, 前川, 伝統的木造建築物の振動特性その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造Ⅲ, pp171-172, 1996.9
- 12) 西塔, 前野, 須田, 鈴木, 伝統木造軸組の実大振動実験その20, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造Ⅲ, pp239-240, 2002.8
- 13) 丸川, 大熊, 丹羽, 寺本, 北村, 吉江, 動的天秤データを利用した高層建築物の時刻歴風力シミュレーションに関する研究, 第12回風工学シンポジウム, pp207-212, 1992
- 14) 山田, 大熊, 片桐, 丸川, 五重塔に作用する風力特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 構造Ⅰ, pp177-178, 2003.9
- 15) 片桐, 大熊, 山田, 安井, 丸川, 強風時における五重塔の風応答特性に関する研究 その1. 構造特性に関する検討および風力特性概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 構造Ⅲ, pp461-462, 2003.9
- 16) 安井, 大熊, 小林, 片桐, 丸川, 強風時における五重塔の風応答特性に関する研究 その2. 風応答解析結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 構造Ⅲ, pp463-464, 2003.9

注1)

本研究で用いた気流は, 図2に示すように荷重指針値と比較した場合, 相輪高さ以下の乱れ強さはほぼ同じであり, 乱れのスケール(風速のパワースペクトル密度のピーク周波数にほぼ比例する)は荷重指針値の約1/3程度となっている。風方向の変動風力は, 図4および図6に示した風方向転倒モーメントのパワースペクトル密度の形状が変動風速のパワースペクトル密度の形状と類似したものであることより, 主として気流の乱れに起因している。したがって, 荷重指針に従った気流中における風方向風力のパワースペクトル密度のピーク周波数は, 注図1に示すように本

実験値の約1/3の周波数にピークを有しており, 固有振動数におけるスペクトル値は本実験値より小さめであると考えられる。

注2)

以下, スペクトル解析法によるガスト影響係数の略算方法について示す。風応答のガスト影響係数 G は(注1)式により定義される。

$$G = 1 + g \frac{\sigma_X}{\bar{X}} \quad (\text{注1})$$

ここで, g : ピークファクターで狭帯域ランダム振動の場合3.5程度, $\bar{X}$: 平均変位, σ_X : 変動変位の標準偏差である。

平均変位 $\bar{X}$ は平均転倒モーメント $\bar{M}_D$ を用いて(注2)式より求められる。ただし, 構造物の振動モードは直線モードとする。

$$\bar{X} = \frac{\bar{M}_D}{\omega_0^2 \tilde{m} H} = \frac{q_H D H \bar{C}_{MD}}{\omega_0^2 \tilde{m}} \quad (\text{注2})$$

ここで, $\bar{M}_D$: 平均転倒モーメント, q_H : 速度圧, D : 代表幅, H : 代表高さ, ω_0 : 固有角振動数($=2\pi n_0$), n_0 : 固有振動数, $\tilde{m}$: 一般化質量である。

変動変位の標準偏差は, 非共振成分 σ_{XB} と共振成分 σ_{XR} に分けられ, それぞれ変動転倒モーメントの標準偏差 σ_{MD} およびパワースペクトル密度 $S_{MD}(n)$ を用いて(注3)式より求められる⁵⁾。

$$\begin{aligned} \sigma_X &= \sqrt{\sigma_{XB}^2 + \sigma_{XR}^2} \\ &= \sqrt{\frac{\sigma_{MD}^2}{(\omega_0^2 \tilde{m} H)^2} + \frac{\sigma_{MD}^2}{(\omega_0^2 \tilde{m} H)^2} \left[\frac{\pi}{4\eta} \frac{n_0 S_{MD}(n_0)}{\sigma_{MD}^2} \right]} \\ &= \frac{\sigma_{MD}}{\omega_0^2 \tilde{m} H} \sqrt{1 + \frac{\pi}{4\eta} \frac{n_0 S_{MD}(n_0)}{\sigma_{MD}^2}} \\ &= \frac{q_H D H \bar{C}_{MD}}{\omega_0^2 \tilde{m}} \sqrt{1 + \frac{\pi}{4\eta} \frac{n_0 S_{MD}(n_0)}{\sigma_{MD}^2}} \end{aligned} \quad (\text{注3})$$

ここで, n : 周波数, η : 減衰定数である

(注2)式および(注3)式を(注1)式に代入して整理すると, ガスト影響係数の略算式として(注4)式が得られる。

$$G = 1 + g \frac{\bar{C}_{MD}}{\bar{C}_{MD}} \sqrt{1 + \frac{\pi}{4\eta} \frac{n_0 S_{MD}(n_0)}{\sigma_{MD}^2}} \quad (\text{注4})$$

注図1 気流の違いによる風方向転倒モーメントのパワースペクトル密度の変化

(2003年11月17日原稿受理, 2004年4月22日採用決定)