

地震と風の両荷重を考慮した高層免震建物の 構造パラメータ推定に関する研究

～風方向を考慮した場合～

日大生産工(院) ○河上祐之

日大生産工 神田亮

長谷工コーポレーション 扇谷匠己

1. 序論

近年、建築技術の向上に伴い、免震装置を有する高層建物が建設されるようになってきた。高層免震建物は通常の高層建物よりも建物高さが低い場合においても地震荷重を風荷重が上回る可能性がある。ゆえに、地震荷重に加え風荷重も設計上考慮することがより求められる。

上記の両荷重を考慮するには、地震外乱と風外乱が構造物に与える挙動に相反する特性を有することに注意しなければならない。例えば、一般的に地震外乱は高層建物の固有周期よりも短周期側にパワーを有するのに対し、風外乱は長周期側にパワーを有する。そのため、建物の周期を伸ばすことで地震荷重は低減することが出来るが、風荷重は増大することとなる。

そこで、現行の免震建物の設計は、主に建物の規模に関らず風荷重に対しては免震部材を弾性範囲内に留めるように行っている。しかし、風荷重の増大が著しい場合には、風荷重が地震荷重を上回り地震荷重による免震層の降伏は設計上望めないことにもなりかねない。このような事態を打開するために、神田ら¹⁾は風荷重に対しても免震層の降伏を許容することを前提に風外乱に対する挙動に関する研究を実施してきた。

以上のことを踏まえて、本論文は、構造物に与える挙動に相反する特性を有するような地震と風の両外乱に対して、高層免震建物の最適構造パラメータを推定する手法を提案することを目的とし、また、その手法を用いた推定例を示す。ただし、免震建物

の評価に関しては応答の最大値のみならず累積損傷などを考慮することが望まれるが、今回の推定例では応答の最大値のみを評価することとする。

2. 提案手法

本推定法は構造パラメータに対するトレードオフ解析によりその最適値を求めようとする方法である。Fig.1に本推定法のフローチャートを示す。トレードオフ解析は構造物の損傷、または破壊に関する確率を用いて行う。今、構造物が損傷または破壊する事象を E_1, E_2, \dots, E_n とする。これらの事象が1つ以上発生する確率は以下ようになる。

$$P(E_1 \cup E_2 \cup \dots \cup E_n) \dots (1)$$

式(1)により求められる確率 $P(E_1 \cup E_2 \cup \dots \cup E_n)$ が最小となる構造パラメータを最適構造パラメータとする。

3. 推定例

以上に提案した手法を用いて最適構造パラメータの推定例を示す。

3.1. 手法の諸元

3.1.1. 超過確率

今回、トレードオフ解析は構造物のクライテリアに対する応答値の超過確率を用いて行う。今、地震外乱により応答値がクライテリアを超過する事象を E 、風方向外乱により応答値がクライテリアを超過する事象を W_D 、風直交方向外乱により応答値がクライテリアを超過する事象を W_L とする。各事象は独立であると仮定すると超過確率 $P(E \cup W_D \cup W_L)$ は以下ようになる。

$$P(E \cup W_D \cup W_L) = P(E) + P(W_D) + P(W_L) - P(E)P(W_D) - P(W_D)P(W_L) - P(W_L)P(E) + P(E)P(W_D)P(W_L) \dots (2)$$

Study on Structural Parameter Estimation for Base-Isolated High-rise Buildings in Considering the Earthquake Loading and the Wind Loading

-In the case of considering the response in the along wind-

Yuji KAWAKAMI, Makoto KANDA and Narumi OHGIYA

ここで、 $P(E)$ 、 $P(W_D)$ 、 $P(W_L)$ はそれぞれの事象 E 、 W_D 、 W_L に対する確率とし、式(2)により求められた超過確率 $P(E \cup W_D \cup W_L)$ が最小となる構造パラメータを最適構造パラメータとする。

3.1.2. モンテカルロシミュレーション

超過確率 $P(E \cup W_D \cup W_L)$ は $P(E)$ 、 $P(W_D)$ 、 $P(W_L)$ を各々算定し、式(2)により求めるのが合理的である。 $P(E)$ 、 $P(W_D)$ 、 $P(W_L)$ を求める方法は耐震、耐風工学の分野においていくつか提案されているが、今回はモンテカルロシミュレーション（以下、MCS）を適用する。

MCS はある確率変数に対する既知の確率分布から他の確率変数に対する未知の確率分布を求める方法である。本論文では、外乱の地動速度及び風速の年最大値分布を既知とし、対象とする構造物の応答値から応答の最大値分布を求める。一回のシミュレーションでは確率分布に従って発生させた確率変数の値を用いて地震及び風外乱を作成し、時刻歴応答解析により構造物の応答値を求める。これを繰り返し行い応答の最大値分布を作成する。作成された最大値分布から、設定したクライテリアに対する $P(E)$ 、 $P(W_D)$ 、 $P(W_L)$ を各々算定する。

3.2. 外乱モデル

本節では MCS に用いる外乱及び外乱の最大値分布モデルを示す。この場合の MCS では確率的に独立な外乱を複数作成する必要がある。

模擬地震波は1組の振幅スペクトルと位相スペクトルから作成された波形とする。振幅スペクトルは Clough-Penzien スペクトル²⁾、位相スペクトルは一様乱数とする。これらの振幅スペクトルと位相スペクトルを逆フーリエ変換して時刻歴上のデータとし、さらに包絡線関数を与え模擬地震波とする。そして各波形の速度成分の最大値が確率分布に従うものとし、定数倍をして最終的な模擬地震波とする。なお、複数発生させる波形を確率的に独立とさせるため相互相関がゼロの一様乱数を各位相スペクトルとする。

模擬風力波形は鉛直方向に相関性を持つ変動風圧波形より作成する。変動風圧波形は文献3の方法を参考に作成し、この際使用するパワースペクトル、

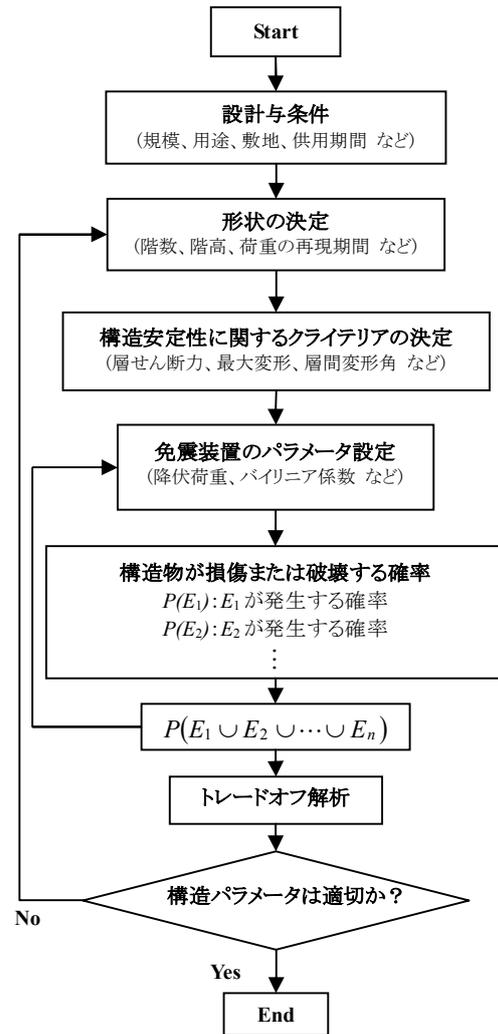


Fig.1 最適値推定のフローチャート

コヒーレンス、フェイズは文献4を参考に設定する。以上より得られた波形に文献4の風力係数から時刻歴波形の標準偏差を求め乗じ、また、平均値を求め加える。このときに用いる風速が確率分布に従うものとする。この波形にモデルの見付け面積を乗じて解析に用いる模擬風力波形とする。なお、文献3では変動の頻度分布が正規分布になるようにするため正規乱数を用いている。その正規乱数は相互相関がゼロのため、1つ1つの波形は確率的に独立となる。

外乱の最大値分布は対象とする構造物の供用期間を考慮し、 n 年最大値分布とする。 n 年最大値分布を作成する際は、年最大値分布の確率分布関数を設定し、その逆関数に発生させた乱数を代入して求めた確率変数の値を用いる。

地震外乱では工学基盤上での1つの地震波形の最

大速度値が年最大値分布に従うとする。今回の解析では年最大値分布は文献5の上下限値を有する極値分布とする。ここで求めた速度値が工学的基盤上での値であるため増幅率を乗じて最大速度値の確率分布とする。

風外乱では対象構造物に対する頂部風速が年最大値分布に従うとする。年最大値分布は文献6を参考に第I型極値分布とする。

3.3. 解析モデル

対象とする構造物は東京都某所に建つ免震装置を有する地上35階、建物高さ125m、幅・奥行き共に25mの構造物と仮定する。この構造物を36質点せん断バネマス系モデルに置換したものを振動系モデルとし、単位体積質量が異なる2つのモデルを作成する。モデル1はほぼ鉄筋コンクリート構造に近い単位体積質量が約 300 kg/m^3 とし、モデル2ではほぼ鉄骨構造に近い約 185 kg/m^3 とした。2つのモデルで免震層が弾性時の1次固有周期が2.33secとなるように各剛性を定め、質量分布は各質点において一様とする。上部構造は弾性体とし、免震装置の復元力特性はノーマルバイリニア型に置換する。また、減衰定数は0.02とする。

解析に用いる外乱及び外乱の最大値分布は3章に述べた外乱及び外乱の最大値分布モデルを用いる。外乱の最大値分布は対象とする構造物の供用期間を考慮して今回は50年最大値分布とする。

模擬地震波のサンプリング間隔は0.01sec、サンプリング数は5100、継続時間は51secとする。地震波の継続時間は久田式⁷⁾、包絡線関数はOhsakiモデル⁷⁾を用いる。また、年最大値分布の設定の際に用いたパラメータをTable1に、50年最大値分布とその累積分布関数をFig.2にそれぞれ示す。増幅率は簡便のため硬質地盤の平均的な増幅率2.5倍⁸⁾を用いる。

模擬風力波形のサンプリング間隔は0.01sec、サンプリング数は81916、継続時間は約820secとし、最後の600secを評価対象とする。今回の解析では粗度区分はIIとする。また、年最大値分布の設定の際に用いたパラメータをTable2に、50年最大値分布とその累積分布関数をFig.3にそれぞれ示す。

Table 1 地震外乱の年最大値分布のパラメータ

ω	U	κ
40	130	1.40

Table 2 風速の年最大値分布のパラメータ (頂部)

平均値(m/sec)	標準偏差(m/sec)	変動係数
52.1	4.76	0.09

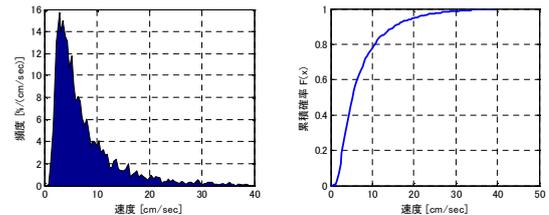


Fig.2 地動速度の50年最大値分布と累積分布関数(工学的基盤上)

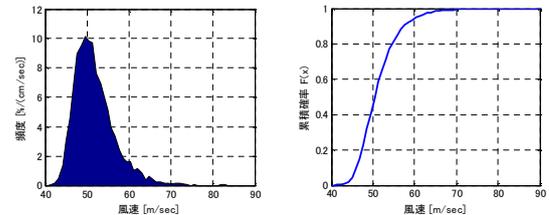


Fig.3 頂部風速の50年最大値分布と累積分布関数

3.4. 解析パラメータ

トレードオフ解析に用いるパラメータは、バイリニア係数(α)と降伏荷重比(β)とし、それぞれ $\alpha=0.01 \sim 0.15$ までの0.02刻みで8パターン、 $\beta=0.2 \sim 1.8$ までの0.2刻みで9パターンとする。さらに現行の設計に対応させたレベル2相当の風荷重による降伏を許容しない β についても解析を行う。ここで、バイリニア係数(α)とは第一剛性と第二剛性の比とし、降伏荷重比(β)とは文献9を参考に第二種地盤におけるベースシア係数と免震層変位の関係より定めた基準降伏荷重と解析に用いる降伏荷重(Q_y)との比とする。基準降伏荷重は降伏せん断力係数が約0.04となる降伏荷重とし、モデル1は9360kN、モデル2は5760kNとなる。基準降伏荷重を求める際のパラメータをモデル1、モデル2ともに、設計変位を40cm、設計ベースシア係数を0.2と設定する。MCSではシミュレーション回数を5000回とする。

3.5. クライテリア

構造物のクライテリアは基準降伏荷重の設定の際

に用いた条件をもとに設定する。よって各クライテリアは免震層の変位を 40cm、ベースシア係数を 0.2、上部構造の最大層間変形角は 1/300rad とする。

3.6. 解析結果

本章では前章に述べた解析を行い、両モデルに対して推定した最適構造パラメータの結果を示す。Fig.4,5 に MCS を行い、式(2)に従って求めた超過確率をそれぞれ示す。Fig.4 よりモデル 1 の最適パラメータは超過確率が最小となる $\alpha=0.13$, $\beta=1.6$ 、Fig.5 よりモデル 2 の最適パラメータは超過確率が最小となる $\alpha=0.09$, $\beta=1.0$ と推定できる。また、Table3 に本推定法で推定した最適値の超過確率とレベル 2 相当の風荷重による降伏を許容しない場合（モデル 1: $\beta=2.1$, モデル 2: $\beta=3.3$ ）の超過確率との比較を示す。Table3 より風荷重による免震層の降伏を許容する場合のほうが許容しない場合よりも超過確率が低くなることからわかる。そのため、風荷重による降伏を許容してパラメータを設定するほうがより合理的であると考えられる。このように超過確率は目標性能等の設計と条件により異なってくると考えられるため適切に設定することが重要である。

4. まとめ

以上、本推定法を用いて高層免震建物における免震装置の最適構造パラメータを推定した。その結果、次のような知見を得た。

- 1) 構造物に与える挙動に相反する特性を有する地震及び風外乱に対して高層免震建物の構造パラメータを推定できる方法を提案した。
- 2) 本推定法を用いることで設定したクライテリアに対する最適構造パラメータを推定することが出来る可能性を示した。
- 3) 風荷重による免震部材の降伏を許容することで、許容しない場合に比べ、より超過確率を小さくすることが出来た。
- 4) 超過確率は目標性能等の設計と条件により異なると考えられるため適切に設定することが必要である。

参考文献

- 1) 神田ら: 免震装置を有する超高層建物の風応答に関する研究(その1~その6), 日本建築学会梗概集, 2003~2006
- 2) Clough, Penzien, : Dynamics of Structures, McGRAW-HILL International Edition, 1986

Table 3 レベル 2 の風による降伏を許容しない場合との比較

モデル1		
パラメータ	$\alpha=0.13, \beta=1.6$	$\alpha=0.09, \beta=2.1$
超過確率(%)	0.140	0.540
モデル2		
パラメータ	$\alpha=0.09, \beta=1.0$	$\alpha=0.01, \beta=3.3$
超過確率(%)	0.340	10.7

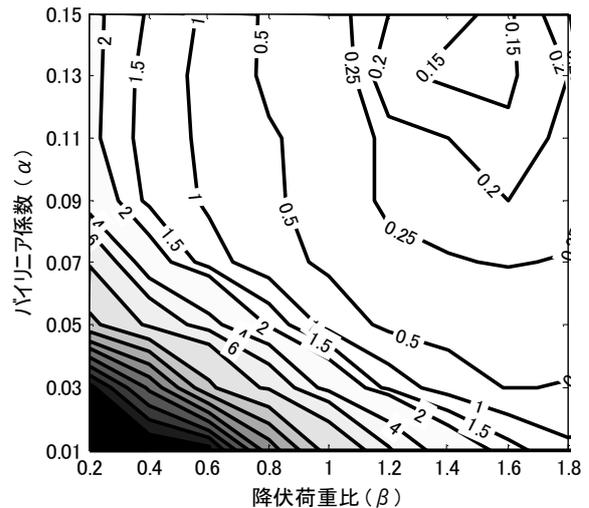


Fig.4 トレードオフ解析結果 (モデル 1)

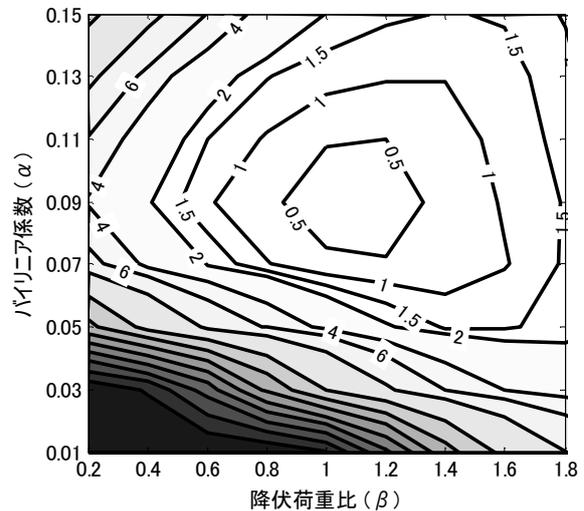


Fig.5 トレードオフ解析結果 (モデル 2)

- 3) 岩谷祥美, 任意のパワースペクトルとクロススペクトルをもつ多次元の風速変動のシミュレーション, 日本風工学研究会誌, 第11号, 昭和57年1月
- 4) 田村ら, 基本角柱模型の層風力に関する研究, 1996.2
- 5) Jun Kanda: A New Extreme Value Distribution with Lower and Upper Limits for Earthquake Motions Wind Speeds, Proc. 31st Japan National Congress for Applied Mechanics, 1981, pp.351-360
- 6) 日本建築学会, 建築物荷重指針・同解説 (2004), 2004.9
- 7) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994.5.
- 8) 日本建築学会: 地震荷重—地震動の予測と建築物の応答, 1992
- 9) 日本免震構造協会: 免震構造入門, 1995