

免震部材の降伏を許容した
超高層免震建築物の耐風性能に関する研究

令和元年9月

扇谷匠己

目 次

第 1 章 序論	… 1
1.1 研究目的	… 1
1.2 本論文の構成と概要	… 5
第 2 章 免震建築物の耐風性能に関する既往の研究[※]	… 7
2.1 免震構造建築物の耐風性能に関する研究	… 7
2.2 弾塑性風応答に関する研究	… 9
2.3 高層・超高層免震建築物の耐風性能に関する研究	… 11
2.4 風向変化と風応答に関する研究	… 13
2.5 免震建築物の空力不安定振動に関する研究	… 15
2.6 耐震性能と耐風性能の相反関係に着目した研究	… 17
[※] 既往の研究については原文を尊重し、「」で囲われた図のタイトルは原文のままとしている。	
第 3 章 風向変化が風応答に与える影響に関する検討	… 21
3.1 はじめに	… 21
3.2 風向変化および風速変化を考慮した時刻歴風力波形の評価	… 22
3.2.1 時刻歴風力波形の評価方法の概要	… 22
3.2.2 風向変化および風速変化のモデル化	… 23
3.2.3 風洞実験による風力係数の評価	… 26
3.2.4 相似則に基づく風速変化の評価方法	… 28
3.2.5 時刻歴風力波形の評価	… 28
3.3 風向変化が風応答に及ぼす影響の検討	… 31
3.3.1 対象建築物と解析モデルの概要	… 31
3.3.2 時刻歴風応答解析結果および考察	… 33
i) 最大応答値の検討	… 34
ii) 捻れ応答の検討	… 37
iii) 免震層の荷重-変形関係の検討	… 39
3.4 おわりに	… 40
第 4 章 風直交方向を対象とした空力不安定振動の検討	… 41
4.1 はじめに	… 41
4.2 S-R.H システムの概要	… 42
4.3 S-R.H に適用する数値積分法	… 44
4.3.1 数値積分法の概要	… 44
4.3.2 数値実験による積分法の検証	… 48
i) 数値実験 1	… 48
ii) 数値実験 2	… 52
iii) 数値実験 3	… 53

4.4	S-R.Hによる空力不安定振動の検討	… 59
4.4.1	S-R.Hによる振動実験の概要	… 59
4.4.2	振動実験結果および考察	… 62
	i) 弾性挙動時のシミュレーション結果	… 62
	ii) 弾塑性挙動時のシミュレーション結果	… 66
	iii) エネルギー応答性状	… 72
4.5	おわりに	… 75
第5章	耐震性能と耐風性能の相反関係を評価可能な指標に関する一考察	… 77
5.1	はじめに	… 77
5.2	応答評価に用いる指標の概要	… 78
5.3	超過確率による応答評価	… 79
5.3.1	対象建築物と構造クライテリア	… 79
5.3.2	確率分布に基づく地震及び風外乱の時刻歴波形の作成	… 81
	i) 地震外乱の確率分布	… 81
	ii) 風外乱の確率分布	… 82
	iii) 地震外乱及び風外乱の時刻歴波形の作成方法	… 83
5.3.3	最大応答値の確率分布	… 83
5.3.4	超過確率による相反関係の検討	… 85
	i) 耐震性能と耐風性能の相関関係	… 85
	ii) クライテリア間の相関関係	… 86
5.4	超過確率による免震層の検討例	… 89
5.4.1	RC造モデルに対する検討結果	… 89
5.4.2	S造モデルに対する検討結果	… 90
5.4.3	全体的な傾向の分析	… 99
5.5	おわりに	… 99
第6章	結論	…101
	論文要旨（英語）	…106
	本研究に関する発表論文	…110
	謝辞	…111

第 1 章

序 論

1.1 研究目的

免震建築物は、阪神・淡路大震災において有効性が実証されたことを契機に増加した。現在では、戸建住宅のような低層建築物から、100 m を超える超高層建築物にまで免震構造が採用されている。一般的に免震建築物は、大地震時に高い耐震性能を発揮することが求められるため、耐震性能の向上を目的とした研究と比べ、耐風性能に関する研究は比較的少ない。

2012 年に日本免震構造協会（JSSI）から「免震建築物の耐風設計指針」^[1]（以下、JSSI 指針）が発刊された。JSSI 指針では、『「設計用風荷重が小さい」は「対風性能の評価を省略する」理由の一つではあるが全てにはならない。』と冒頭に記載されている。しかしながら、日本は世界でも有数の地震大国であるため、建築物は地震に対する安全性を確保することが常に求められてきた。そのため、「耐震」設計法では、極めて稀に起こる大地震時に、建築物が崩壊して人命が失われないことを目的として発展してきた。「耐震」設計法では、建築物の崩壊を防ぐために、大地震時には部材レベルでの降伏を許容している。すなわち部分的に「建築物が壊れる」ことを許容しており、大地震の発生時には、「人の安全」は確保するが、「資産の保全」までは担保していない。しかしながら近年では、資産価値の保全を求められることが多くなり、大地震時でも主要構造部材のみならず非構造部材に対しても損傷を出来るだけ少なくすることが求められるようになってきている。また、事業継続計画（BCP）を検討する上で、建築物の継続利用が必要不可欠となっており、「人の安全」のみならず「資産の保全」も要求性能として求められるようになってきている。

そこで、「免震構造」のように上部構造への地震の入力エネルギーを低減する構造形式が採用されるようになり、近年多くの採用事例がみられるようになってきた。免震構造には、以下のようなメリットがある。

- 資産の保全
- 設備等の機能の維持
- 構造躯体の小断面化による計画の自由度の増大
- 非構造部材の損傷低減
- 什器の転倒などにより生じる二次被害の防止

これらのメリットの一方で、免震ピットを設けることによるコストアップやクリアランスを大きくとる必要があるため比較的広い敷地が必要であるなどの制約もあり、開発当初は一般的に普及す

るまでには至らなかった。しかし、1995年の阪神・淡路大震災で、耐震構造の建築物は数多く損傷・倒壊し、人的被害が多数発生した。これに対して、免震構造の建築物は建築物本体のみならず、家具の転倒等の二次被害も少なく、その安全性・有効性が実証され、社会的な認知も高まってきた。Fig.1-1に示すように、文献[1-2]によると、1994年までの13年間で80物件程度であった免震建築物が、1995年の阪神・淡路大震災以後には飛躍的に増加している。このことから、阪神・淡路大震災が免震建築物を普及させたきっかけとなっていることは明白である。さらに、Fig.1-2に示すように日本免震構造協会の集計^[1-3]によると、1999年までと比べて2016年には約4倍に増加しており、現在でも免震構造を適用する建築物は増加している。

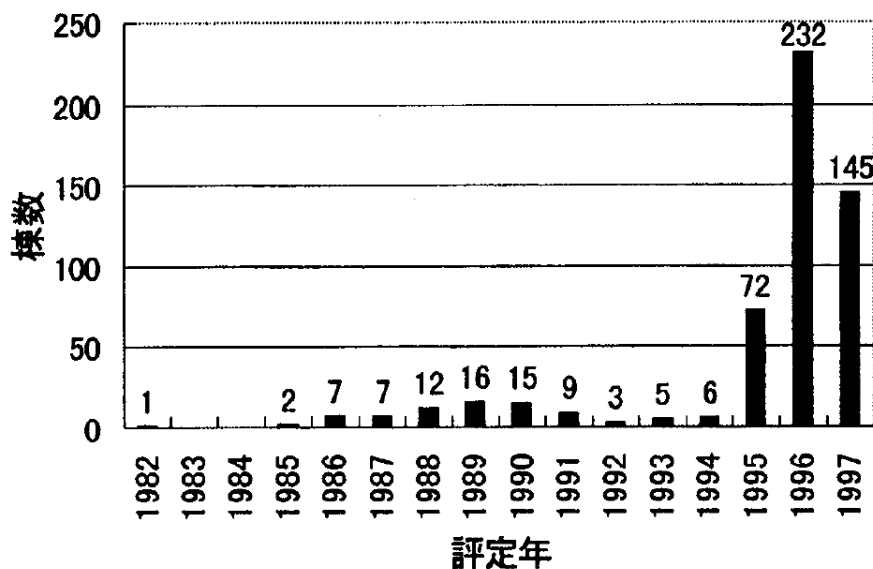


Fig. 1-1 「評定年別棟数」 [1-2]

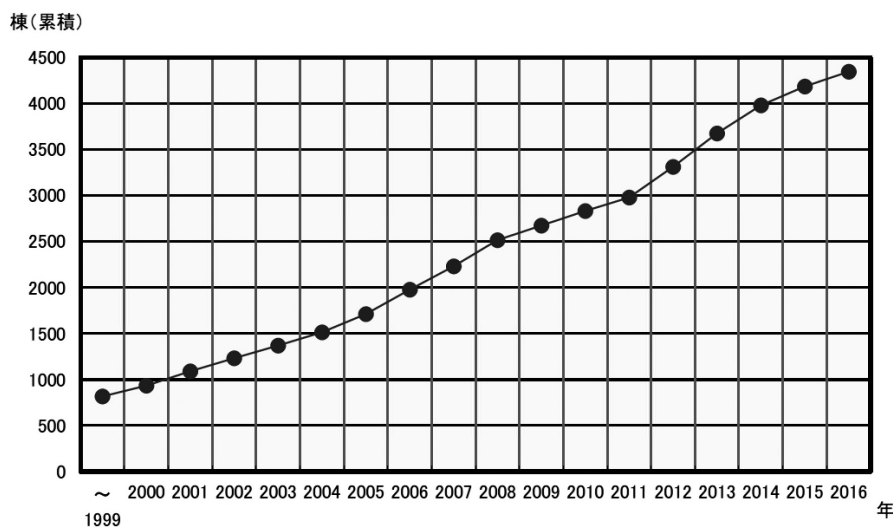


Fig. 1-2 「免震建築物計画推移棟数」 [1-3]

免震構造は、初期の段階では重要な設備を有する建築物や、防災拠点、病院、低層のマンションや戸建て住宅に対して採用されていた。その後の普及に伴い、徐々に多様な建築物にも採用されるようになり、現在では60mを超える超高層建築物に採用した超高層免震建築物が計画・施工されるようになってきている。さらには、100mを超えるような超高層建築物にも適用される事例も出てきている。一般的な免震構造として、免震層を建物最下層に設ける基礎免震構造と中間部に設ける中間階免震構造がある。その特徴は、免震層に水平剛性の極端に低い免震支承材（積層ゴム等）と、地震入力エネルギーを吸収し免震層の変形を抑制する免震部材（弾塑性ダンパー等）を設置することにより、地震時の上部構造への入力エネルギーを低減させることで耐震性能を向上させている点にある。基礎免震構造であれば上部構造と地盤との分離を図り、地震による上部構造への入力エネルギーを低減させている。基礎免震構造の場合、免震効果を十分に発揮するためには基礎固定時の上部構造の1次固有周に対して、免震周期を2~3倍程度^[1-5]とする必要がある。そのため、超高層建築物を効果的に免震化するためには免震周期を4~6秒と長周期化しなければならない。Fig.1-3はビルディングレター^[1-4]を参考に、実際に設計された免震建築物の基礎固定の弾性周期と免震周期を示したものである。Fig.1-3より、実物件の設計においても、基礎固定の弾性周期に比べて免震周期を2~3倍としているのがわかる。

免震周期を延ばすためには免震層のせん断力係数を小さくすることが考えられる^[1-5]。しかしながら、超高層免震建築物のように建物高さが高くなると風荷重が増大し、風荷重によるせん断力係数が大きくなるため、むやみにせん断力係数を小さくすることが出来なくなる。これは、超高層免震建築の場合には、耐震性能の向上という観点で設定される免震部材の降伏せん断力に対し風荷重が拮抗し、風荷重により免震部材が降伏してしまう恐れがあるためである。そのため、超高層免震建築物では、風荷重が地震荷重に比べて小さいとしても風荷重を無視して設計することが困難となる。

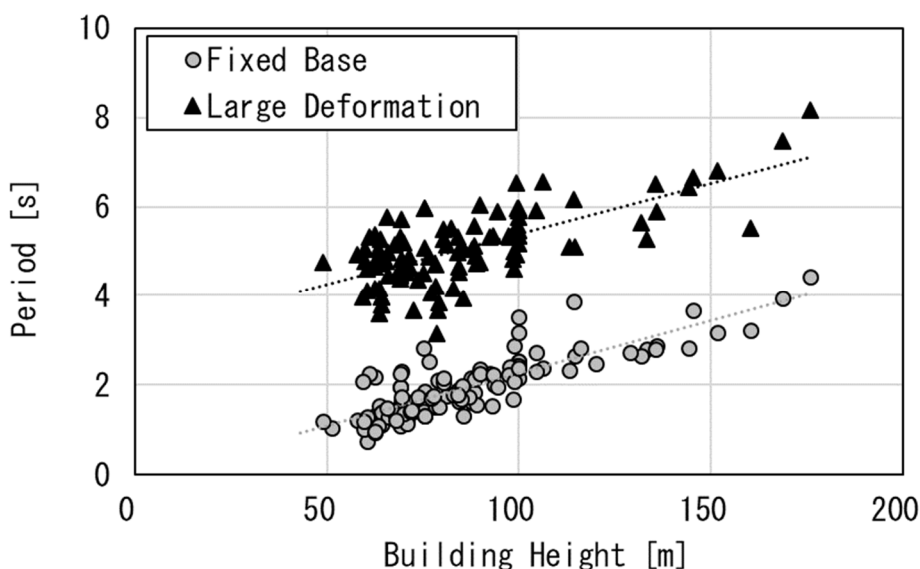


Fig. 1-3 Relationship Between Height and Period According to The Building Letters

これまで述べたように、超高層免震建築物を設計するうえで、建築物の高層化に伴って風荷重が増大することで風荷重を無視できなくなるという以外にも、慎重に耐風設計を行わなくてはならない理由がある。それは、風外乱と地震外乱では応答に与える影響に異なる特徴を有していることである。例えば、風外乱は台風に代表されるように継続時間が地震外乱に比べて長いこと、外力レベルが小さくても繰り返しによる部材の疲労損傷等が懸念される。また、平均風力といった静的成分によってクリープ変形が発生したり、渦の発生に起因する周期性の強い風直交方向振動や捻れ振動が生じたりする場合がある。さらに、地震荷重と風荷重との間に相反関係があることにも注意が必要となる。例えば、外乱の卓越する周期が、一般的に地震外乱は超高層建築物の固有周期より短い領域にあるのに対し、風外乱は長い領域にある。そのため、免震建築物のように固有周期が長い建築物は、地震の卓越周期から外れるため地震外乱による上部構造への入力エネルギーは低減する傾向にある。一方で、風外乱の卓越周期に近づいてしまうため、風外乱による入力エネルギーが増大してしまう恐れがある。このように、地震応答と風応答では異なる特徴があるため、単純に風荷重が地震荷重と比べて小さいと言うだけで、耐風性能について検討しなくて良いと言うことにはならない。そのため、超高層免震建築物については、風外力が免震層に与える影響について十分考慮した上で設計することが重要となる。また近年では、気候変動等の影響で勢力の強い台風が発生しており、今後、設計風速を上回る強風が発生する可能性がある。そのため、風荷重により免震部材が降伏してしまうことも想定して耐風性能を検討する必要がある。

以上のことを踏まえて本研究では、風荷重により免震部材が降伏した際の超高層免震建築物の耐風性能について検討することを目的とする。検討する耐風性能として、特に知見が不足しており、JSSI 指針内でも検討方法が明確に示されていない下記の 2 項目を対象とする。

- ① 風向変化が風応答に及ぼす影響
- ② 風直交方向の空力不安定振動

さらに、将来の展望としての位置付けで、耐震性能と耐風性能の相反関係を評価可能な新たな指標について考察する。新たな指標として、確率論に基づいた「超過確率」を用いることとし、超過確率による応答評価を試みる。

1.2 本論文の構成と概要

本論文は、序論と結論を含む全 6 章で構成されている。各章の概要を以下に示す。

第 1 章「序論」では、研究の背景として、地震大国である日本では、人命の保護が第一の目的として構造設計が行われてきたことや、現在の社会情勢に触れ、免震構造の有効性や超高層免震建築物の留意点、耐風性能を検討する必要性について述べ、本研究の目的および構成について示している。

第 2 章「免震建築物の耐風性能に関する既往の研究」では、低層から超高層に至る免震建築物の耐風安全性、建築物の弾塑性風応答、免震建築物の空力不安定振動、地震と風の相反性に関する既往の研究についてまとめ、本研究の位置付けを明確にしている。

第 3 章「風向変化が風応答に与える影響に関する検討」では、風向・風速変化を考慮した風力波形の作成方法について述べるとともに、作成した風力波形を用いた風応答解析結果について示している。一般的な風応答解析では風向や風速の変化は考慮せず、継続時間 10 分間の風力波形により風応答を評価している。しかしながら、強風の発生イベントの 1 つである台風では、時々刻々と風速や風向が変化し、作用時間も 4 時間程度と長時間となることがある。そこで、台風を模擬した時刻歴風力波形を作成する方法について示している。風向変化については実験時にターンテーブルを回転させることで再現し、風速変化は相似則の関係を利用して時間刻みを変えることで再現している。また、作成した風力波形を用いた時刻歴応答解析を実施し、従来の風外力（風向・風速一定、評価時間 10 分）を用いた時刻歴応答解析との比較結果について述べている。

第 4 章「風直交方向を対象とした空力不安定振動の検討」では、免震建築物を対象に、空力不安定振動の発生の有無をハイブリッド式実験法により検討した結果について示している。超高層免震建築物は、一般建築物に比べて固有周期が長いのが特徴の一つであり、免震部材が塑性化するとより一層長周期化する。そのため、一般建築物では空力不安定振動が発生しない規模の建築物でも免震構造を適用することで空力不安定振動が発生する可能性が高まる。空力不安定振動の発生は、建築物の倒壊にもつながる可能性があり、耐風設計において空力不安定振動を発生させないことは極めて重要となる。そこで、免震建築物の空力不安定振動の検討方法として、スウェイ・ロッキング振動を再現可能なシステム（以下、S-R.H）の概要を、システムに適用可能な数値積分法を含めて示している。また、S-R.H を用いて、超高層免震建築物の空力不安定振動について検討した結果について述べている。

第5章「耐震性能と耐風性能の相反関係を評価可能な指標に関する一考察」では、1章でも述べているような超高層免震建築物の耐震性能と耐風性能の相反関係に対して、将来の展望として位置付け、両性能を同一の条件下で評価可能な指標について考察している。指標として本研究では、確率論に基づいた「超過確率」を用いることとし、相反関係にある事象の応答評価を試みた。超過確率は、モンテカルロシミュレーションにより既知となる外力の確率分布から地震応答と風応答の確率分布を導出し、設定したクライテリアに対して算出している。

第6章「結論」では、各章の内容について改めてまとめるとともに、全体を通じて得られた知見について総括している。

参考文献

- [1-1] 一般社団法人日本免震構造協会：免震建築物の耐風設計指針，2012
- [1-2] 中村義嗣, 安田高明, 森田慶子, 高山峯夫: 性能評定シートに基づいた免震建物の特性分析, 日本建築学会研究報告 (九州支部, 構造系), 1999.3, pp.261-264
- [1-3] https://jssi.or.jp/menshin/m_info.html
- [1-4] 財団法人日本建築センター：ビルディングレター
- [1-5] 一般社団法人日本建築学会：免震構造設計指針，2013

第2章

免震建築物の耐風性能に関する既往の研究

2.1 免震構造建築物の耐風性能に関する研究

従来、免震建築物に対しては耐震性能の向上を目的として地震外乱を対象にした研究が数多く行われてきた。しかし、免震構造が普及するにしたがって前章に述べたような留意点、すなわち建物基部を柔軟にして、地震による上部構造への入力エネルギーを低減する構造が、地震と異なる特徴を有する風外乱に対しては不利になる場合があり、耐風性能の検討を必要とする事例も見られるようになってきた。

これらの問題に対して、海外では Novak^[2-1]ら、Solari^[2-2]らが、国内では吉川^[2-3]ら、大熊^{[2-4]-[2-8]}が検討を行っている。Novak らは、低層建物を対象として風洞実験により免震構造の耐風性能について調べている^[2-1]。Solari らは、外乱に対し、本来非線形挙動を示す免震構造を、2 質点の線形なモデルに置換し、スペクトルモーダル法によりその応答値を予測する手法を提案している^[2-2]。吉川らは、板状の集合住宅を想定し、中層規模でかつ辺長比が大きい建物に対して、風洞実験により風荷重を検討すると共にその風応答の検討を行っている。その結果、Fig.2-1.1, Fig.2-1.2 に示すようなスウェイ成分と最大応答加速度の関係において、 $a=0.2$ のモードで振動する場合に、風力係数と転倒モーメントの相関の影響を最も受けることを示している^[2-3]。大熊らは、Fig.2-2.1 に示す神奈川大学 23 号館（免震棟）を対象とした風洞実験^[2-4]を始めとして、居住性に関する検討^[2-5]、地震及び風応答の観測^{[2-6],[2-7]}、弾塑性応答解析による応答予測と観測記録の比較^[2-8]までを行っている。その結果、Fig.2-2.2 のように初期剛性を用いた解析結果と観測記録はよく対応しているが、設計時の剛性を用いた場合には、応答が過大に評価される傾向にあることが示されている^[2-8]。ただし、これらの研究ではすべて中層及び低層の免震建築物を対象としたものであり、風荷重がより大きくなる高層免震建築物は含まれていない。

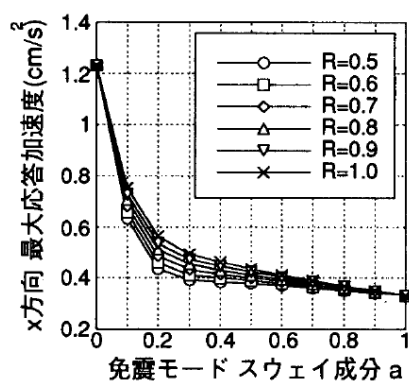


Fig. 2-1.1 「最大応答加速度(X方向)」 [2-3]

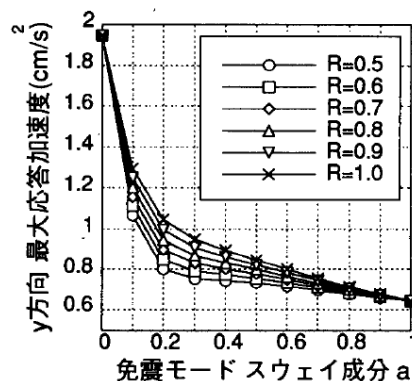


Fig. 2-1.2 「最大応答加速度(Y方向)」 [2-3]

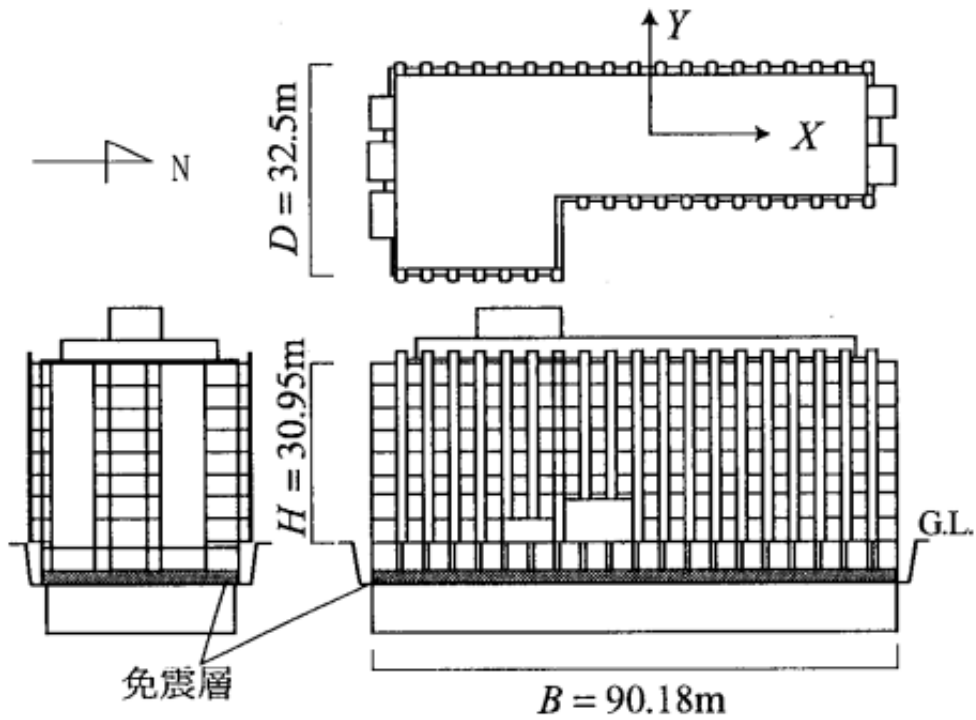


図1 対称建物

Fig. 2-2.1 Target Building [2-4]

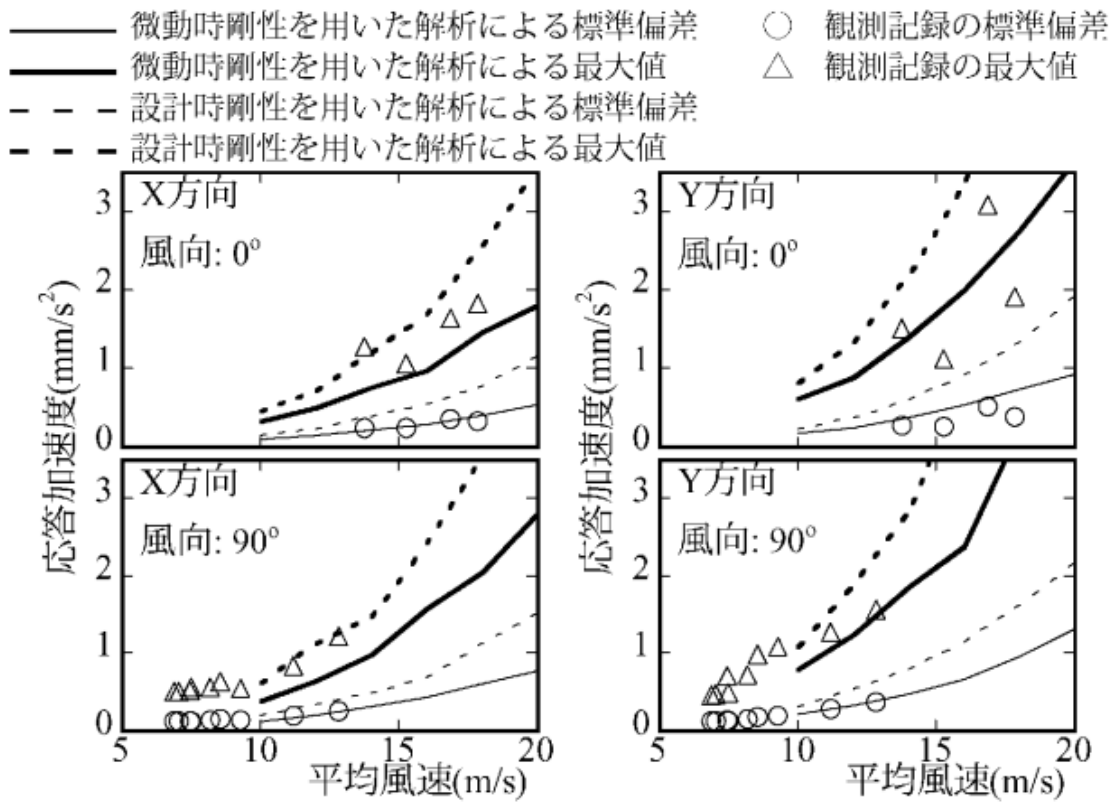


Fig. 2-2.2 「風応答記録との比較」 [2-8]

2.2 弾塑性風応答に関する研究

近年、建築物のさらなる高層化に伴い、設計上風荷重が無視できない建築物が建設されるようになった。そのため、従来どおり風荷重に対して構造部材を降伏させないように設計を行っていても、想定以上の風力に対して部材が降伏してしまう可能性も考えられる。そこで、風力により構造部材等が降伏した際の風応答性状を把握することが求められるようになり、高層建築物の弾塑性風応答性状に関する研究が行われるようになってきた。その代表的な研究として、風洞実験結果を用いて検討を行った近藤ら^[2-9]、田村ら^[2-10]の研究が、また解析的な方法で検討している辻田ら^{[2-11]~[2-14]}、吉江ら^{[2-15]~[2-17]}、小川ら^[2-18]の研究が挙げられる。近藤らは、再現期間 500 年の風に対して、建築物全体がほぼ弾性範囲内に収まることを確認していても、より大きな荷重に対して建築物の終局状態を考える場合、弾塑性挙動まで考慮した設計が許容されるものと考え、強風時の超高層建築物の弾塑性挙動を風洞実験で得られた風外力により検討している。その結果、弾塑性応答波形に関しても弾性応答波形と同様にピークの頻度分布を Rayleigh 分布によって予測できることを示している^[2-9]。田村らは、建築物の高層化による固有振動数の低下、及び履歴型ダンパーが降伏することによる構造物全体の固有振動数の低下により、建築物の設計風速が渦励振あるいは不安定振動の発振風速へ到達する可能性が増大するものと考え、弾塑性ダンパーを有する高層建築物を対象に検討を行った。その結果、Fig.2-3 に示すように自由振動法により弾性実験と弾塑性実験との応答性状を比較し、弾性実験 (M100/0) では風速 5 m/s を超えたあたりから急激な応答増加がみられるが、弾塑性実験 (M100/0 以外) では応答の増大が少ないかもしくは極端な応答の増大は見られず、履歴型ダンパーによる制振が効果的であることを示している^[2-10]。辻田らは、想定以上の風外力に対する挙動を把握するため、塑性化に伴う長周期化による応答の増大と履歴減衰による応答の低下に関する性状を把握することが必要と考えた。そこで、弾性応答予測における確率統計的手法に、エネルギー的な考察を加えながら弾塑性応答性状を明らかにし、予測法を提案している^{[2-11]~[2-14]}。吉江らは、風外力による弾塑性構造物へのエネルギー入力の仕組みについて、弾性振動系での風外力のパワースペクトル密度と振動系へのエネルギー入力の関係を履歴減衰系へ拡張し、その妥当性を検討している。さらに、エネルギーの釣合に基づく弾塑性構造物の応答予測手法を提案している^{[2-15]~[2-17]}。しかしこれらの研究は、各層にわたりほぼ均一にエネルギー吸収能力を有し、降伏後も振動モード形状があまり変化しないような構造モデルを一自由度系の振動モデルに置換した縮約モデルを対象としている。そのため、免震建築物のように、エネルギー吸収能力が免震層にのみに限られ、降伏後に振動モード形状が大きく変化するような建築物では、一自由度系の振動モデルに置換した縮約モデルでの検討には限界がある。そこで小川らは、この手法を超高層免震建築物のように免震層の塑性化の程度に応じて振動モード形状が著しく変化する建築物に適応するために、多質点系への適用を試みた。その結果、ゼロクロスピーク変位の確率密度関数の予測式が、共振成分に関して多質点系でも適応可能であると結論付けている^[2-18]。

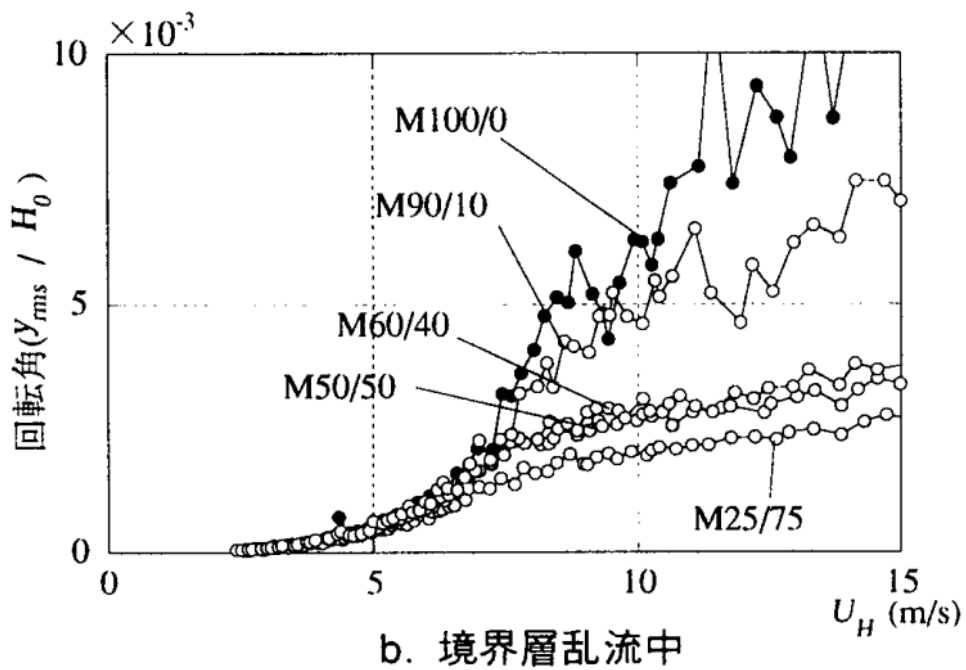
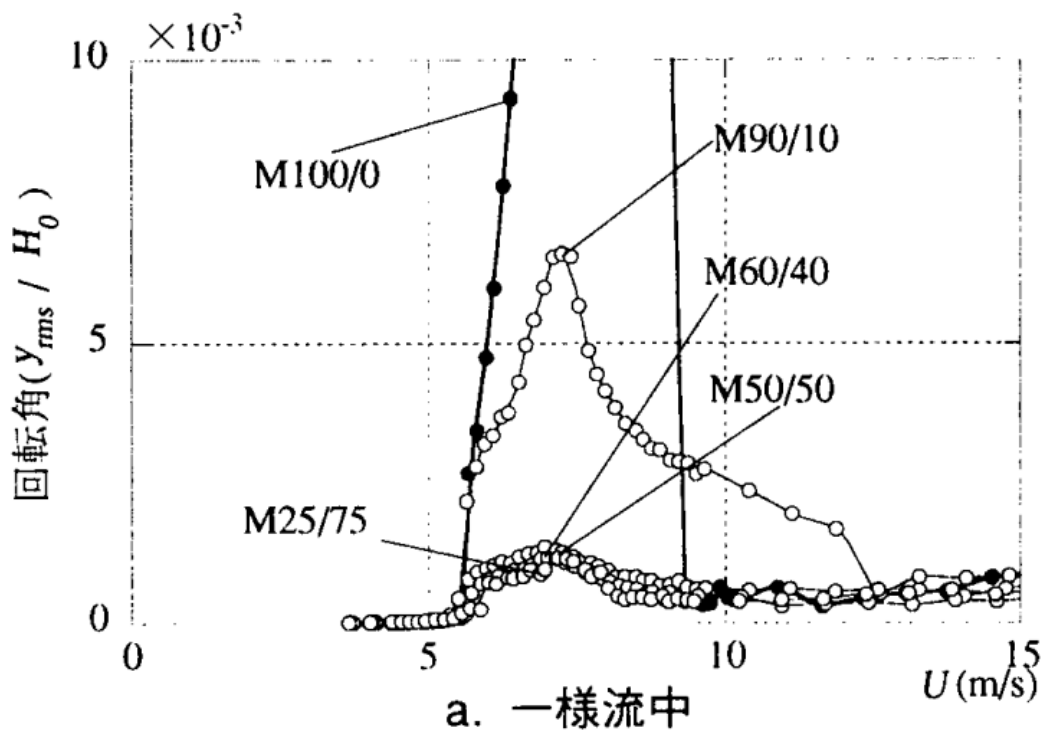


Fig. 2-3 「弾性・弾塑性各モデルの応答性状」 [2-10]

2.3 高層・超高層免震建築物の耐風性能に関する研究

高層・超高層免震建築物の耐風性能に着目した研究として、増田ら^[2-19]、鈴木ら^[2-20]、安井ら^[2-21]、片桐ら^[2-22]、^[2-23]の研究が挙げられる。増田らは、風洞実験により得られた風外力を用いた周波数応答解析により最大応答値の評価を行っている^[2-19]。しかし、解析に用いる免震層の復元力特性は、予備検討により想定した変形時の等価剛性を用いており、解析自体は線形解析となっている。鈴木らは、台風を想定した継続時間の長い風力波形から求めた応答値を用いて動的加力実験により免震部材の復元力特性の検討を行っている。その結果、Fig.2-4に示すように風応答の場合には地震応答用のスケルトンカーブとは異なることが確認され、積層ゴムの復元力特性が平均成分を持つ長時間の外力に対してはクリープ変形を起こすことが確認された^[2-20]。安井らは、部材のクリープ変形を考慮して高層免震建築物の風力特性の検討、クリープ変形の予測法の提案、風応答性状の検討を行った。また、Fig.2-5に示すように同時に与える風力成分（風方向、風直交方向、捩れ）が応答に与える影響について検討し、標準偏差については一方向のみで評価可能であるが、平均値については3方向の平均および変動風力を同時に与える必要があることを示している^[2-21]。片桐らは高層免震建築物の風応答解析のための縮約モデルを提案している。解析に用いている縮約モデルは、縮約した上部構造と縮約しない免震層の組み合わせとしている。その結果、上部構造の縮約質点数が増えるほど精度が良くなることを示すとともに、レインフロー法による基礎免震高層建築物の風応答性状についての検討も行っている。その結果、Fig.2-6に示すように周期1.5秒以上のせん断力振幅の確率密度がレイリー分布に一致すること、レインフロー法により求めた免震層変位振幅の標準偏差と変動中心変位の二乗和平均値が免震層変位の標準偏差とおおむね一致することを示している^[2-23]。

このように、免震建築物の高層化に伴い超高層免震建築物の耐風性能に関する研究が行われるようになってきた。これら多くの研究では、長時間作用する風外力に対して免震部材のクリープ変形や特性変化が応答値に影響することが報告されている。長時間の風外力を想定する場合、風速変化は考慮しているが、風向変化を考慮している研究は少ない。また、これらの研究では、免震部材が風荷重によって塑性化することも含めて解析を行っているが、一方で、風荷重によって免震部材が塑性化することは空力不安定振動が発生しやすくなる等の懸念事項もある。

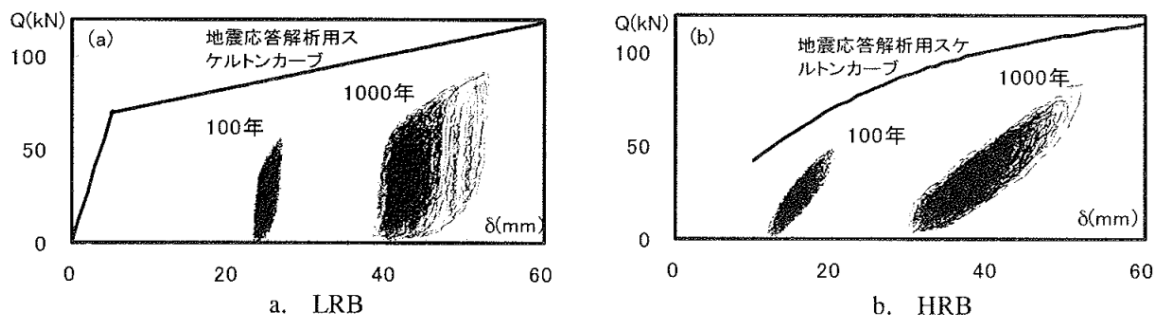


Fig.2-4 「Hysterisis Curves of Isolator near by Maximum Displacement」 [2-20]

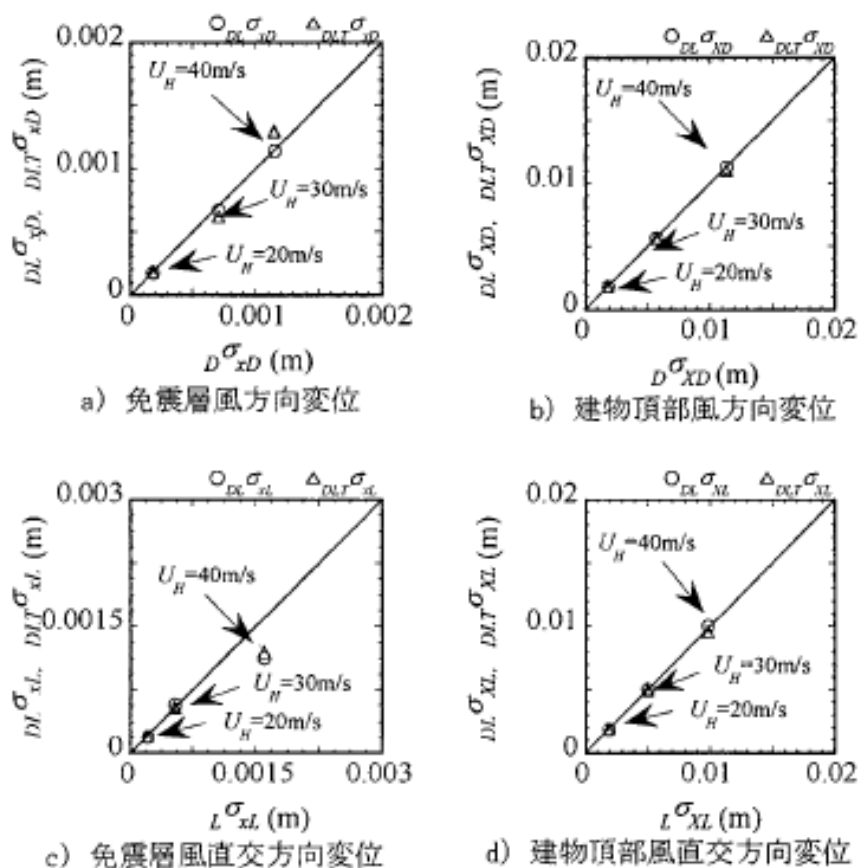


Fig. 2-5 「同時に与える風力の違いによる変位の標準偏差の相違(辺長比 D/B=1 の場合)」 [2-21]

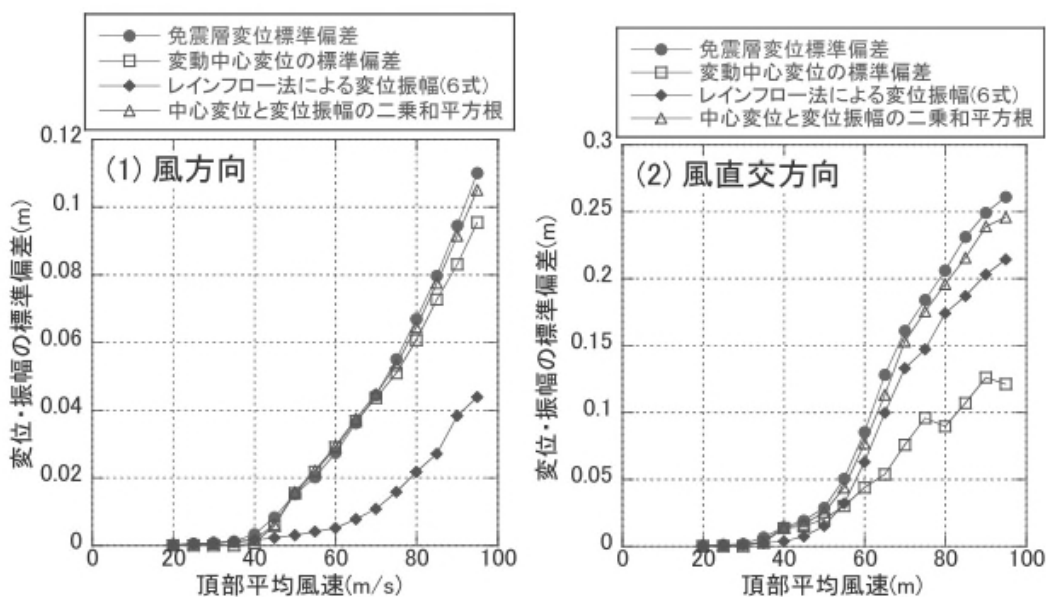


Fig. 2-6 「免震層の応答変位の標準偏差」 [2-23]

2.4 風向変化と風応答に関する研究

一般的な時刻歴風応答解析は、評価時間 10 分間の風力波形を用いて行っている。そのため、風向・風速の変化は考慮していない。しかしながら、強風イベントとして台風を考えた場合、台風の接近に伴い風速が上昇し、通過と共に下降する。また、時々刻々と風向が変化し、作用時間は 3~4 時間程度と長時間にわたる。

そこで鈴木らは台風を想定した Fig.2-7.1 のような風向・風速変化を考慮した風力時刻歴波形の作成方法を示し、Fig.2-7.2 に示すような風力波形を作成している。また、作成した風向変化を考慮した風力波形と風向変化を考慮しない場合との応答比較を行っている。その結果、Fig.2-7.3, Fig.2-7.4 に示すように最大応答値に差異は見られないが、免震層の吸収エネルギー量については風向変化を考慮した場合の方が小さくなることを示している^{[2-24]~[2-27]}。しかしながら、風力波形の作成方法として、風向毎に行った静止実験で得られた風圧データをつなぎ合わせることで風向変化を再現しているため、風向変化量が大きい部分において不自然な形状となるなどの懸念がある。また、風外力は継続時間が長いこともあり、鋼材ダンパー等の部材の疲労損傷も危惧される。そこで、馬橋らは、風向変化が疲労損傷度に与える影響について検討している。その結果、風向・風速を変化させた場合、最大平均風速となる 10 分間での免震ダンパーの疲労損傷度を考慮しただけでは、強風イベント全体での疲労損傷度は予測できないことを示している^[2-28]。これらの研究では、風向変化を考慮した風力波形を作成し検討している。しかしながら、静止実験結果をつなぎ合わせたり、置換したりして作成しているため連続的な風向変化を再現しているとは言い難い。

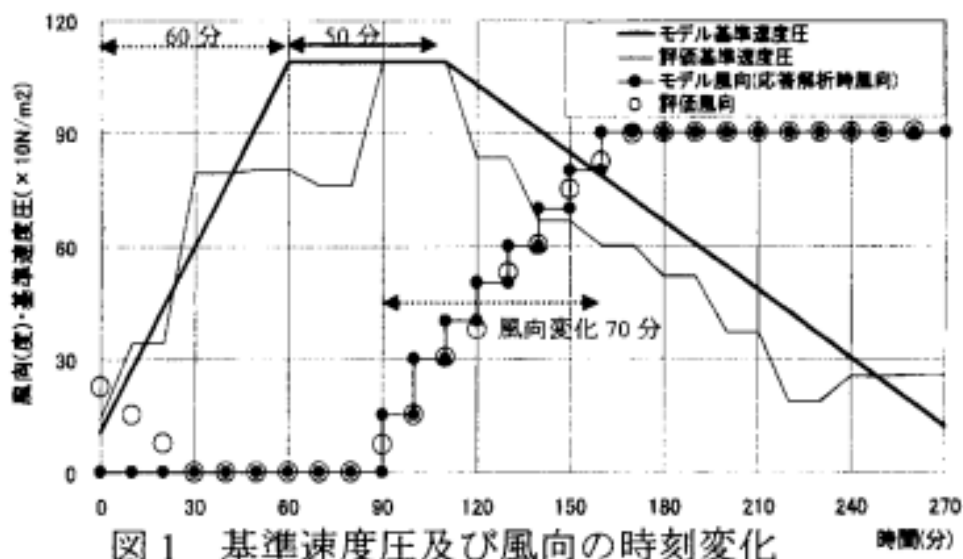


図1 基準速度圧及び風向の時刻変化

Fig. 2-7.1 「基準速度圧及び風向の時刻変化」 [2-26]

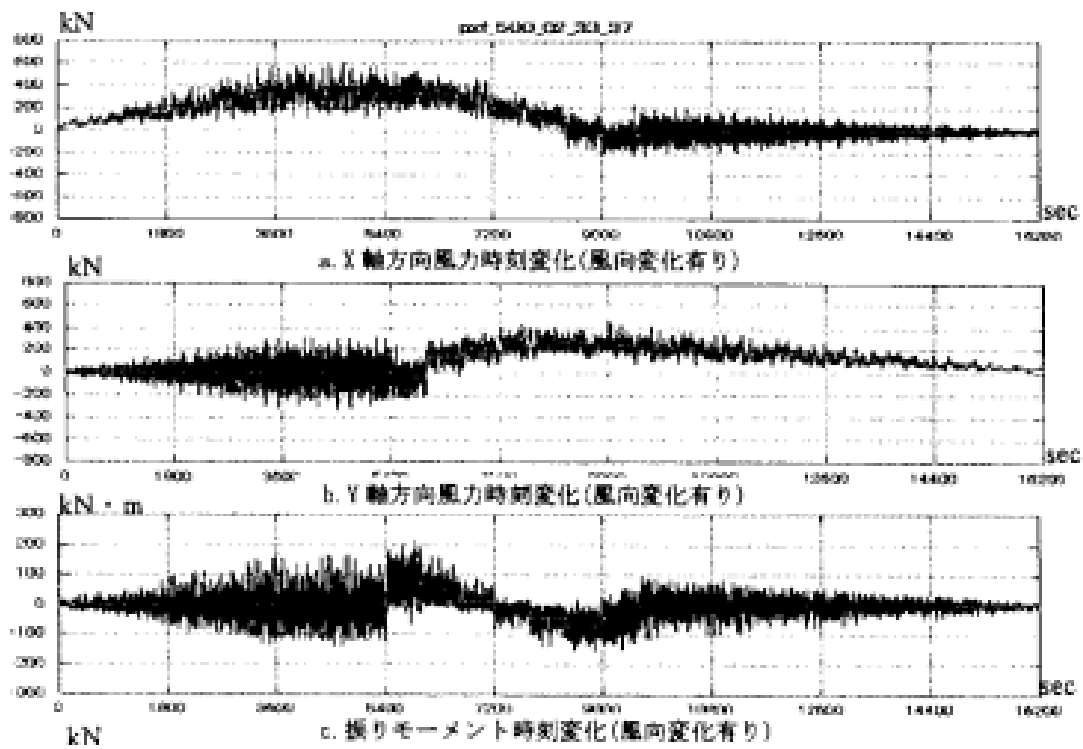


Fig. 2-7.2 「長時間 (4.5 時間) 風力波形例 (7 層)」 [2-26]

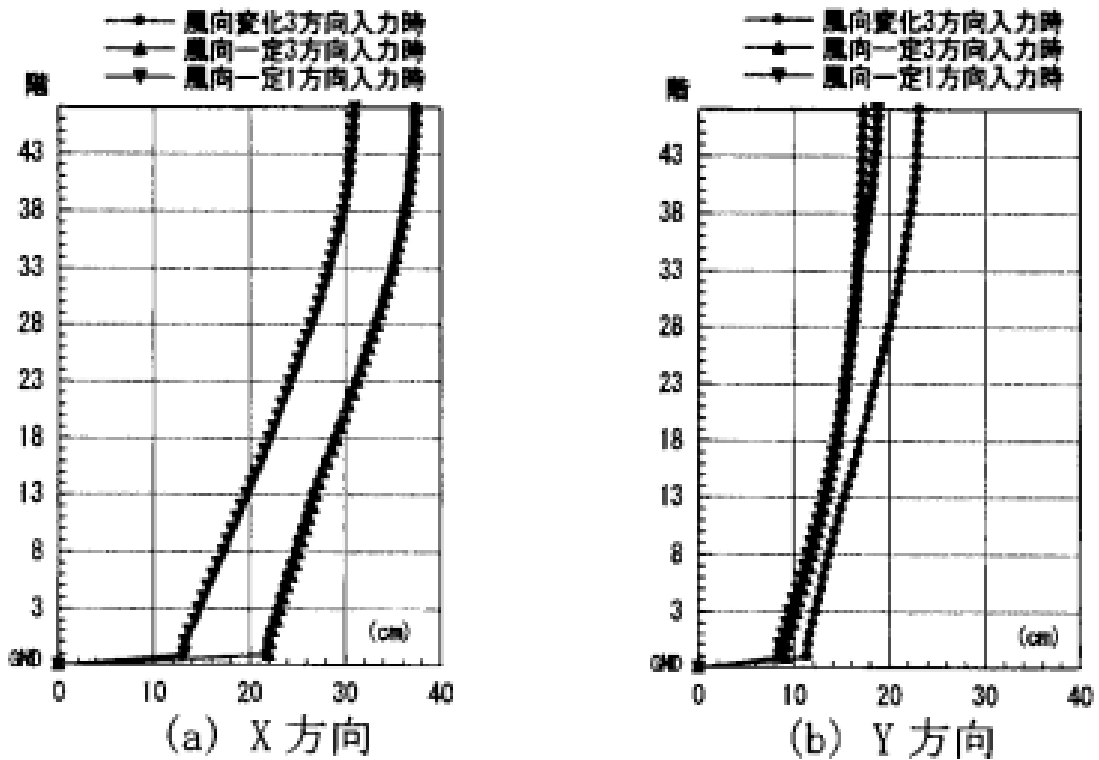


Fig. 2-7.3 「最大応答水平変位」 [2-27]

2.5 免震建築物の空力不安定振動に関する研究

免震建築物は長周期化することで高い耐震性能を発揮できる。しかしながら、固有周期の長周期化は、空力不安定振動が発生するリスクも高めるため、特に超高層免震建築物においては慎重に検討することが求められている。そこで、神田ら^{[2-29],[2-30]}、岡崎ら^[2-31]、片桐ら^[2-32]により、免震建築物の空力不安定振動に関する研究が行われている。神田らは、高層建築物の風応答性状の検討を目的に、実験的手法と解析的手法を組み合わせたハイブリッド振動法^[2-29]を提案し、その有効性の検討を行ってきた。この技術に改良を加え、Fig.2-8 に示すように荷重測定機構として多点同時測定可能な風圧センサーを採用した NHVT を開発^[2-29]し、空力振動の検討を行っている。岡崎らは、Fig.2-9 に示すような風洞実験模型にスウェイ振動とロッキング振動を再現できる機構を設けて空力不安定性について検討している。その結果、耐震状態と比べ免震状態では顕著な変位の増大が見られないことが確認されている^[2-31]。しかしながら、風洞内で直接模型を振動させているため、風力の評価が出来ないことや実験パラメータを容易に変更することが難しい等の課題もある。片桐らは、高層免震建築物の空力不安定振動を検討する場合、風方向、風直交方向、揺れの3方向の振動を考慮して検討すべきだとし、強制加振実験で得られた振動依存風力を用いて解析的に求める方法により検討している。その結果、Fig.2-10 に示すように建築物密度 185 kg/m^3 の場合、辺長比1の風直交方向振動の風速 60 m/s 付近及び辺長比2の揺れ振動の風速 70 m/s 付近において、振動依存風力による応答変位の増大あるいは空力不安定振動の生じる結果が示されている^[2-32]。しかしながら、解析に用いる風力波形を強制加振実験により評価しているが、免震建築物の特徴である弾性振動時と塑性振動時でモード形状が変化するようなモデルでの実験を行っていない等の課題もある。そのため、免震建築物の空力不安定振動を検討するためには、上部構造のロッキング振動のみならず免震層のスウェイ振動を再現した上で風力を評価する必要がある。

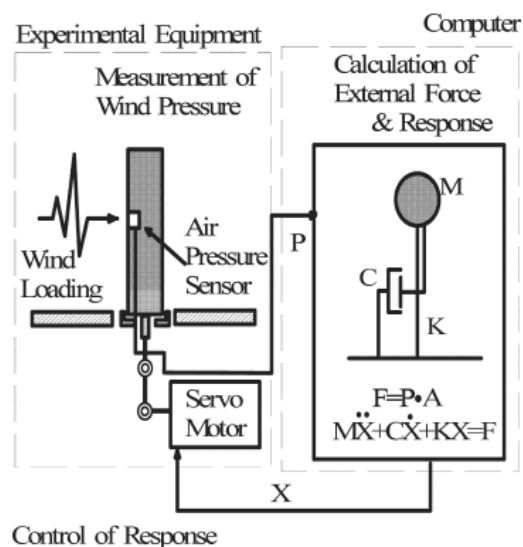


Fig. 2-8 「Concept of N. H. V. T.」 [2-30]

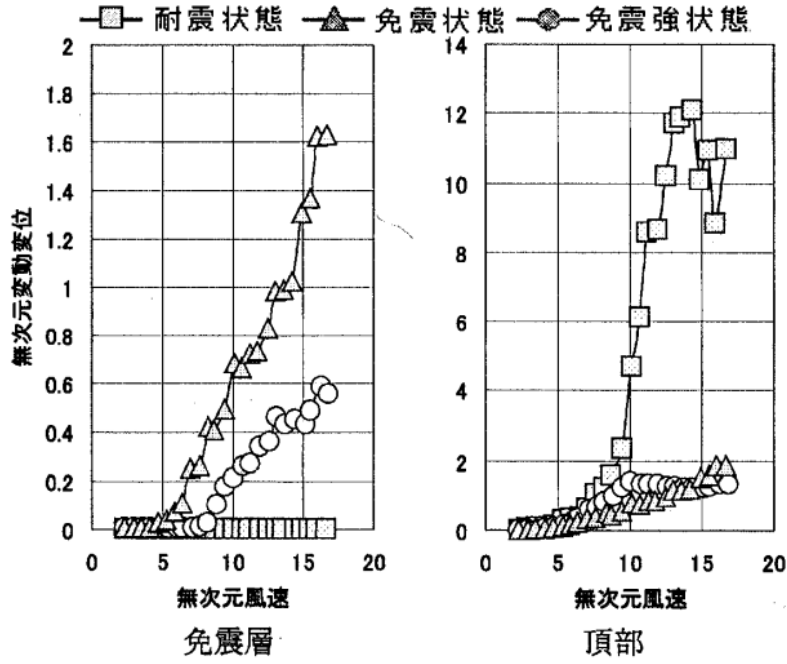


Fig. 2-9 「免震層および頂部の無次元変動変位」 [2-31]

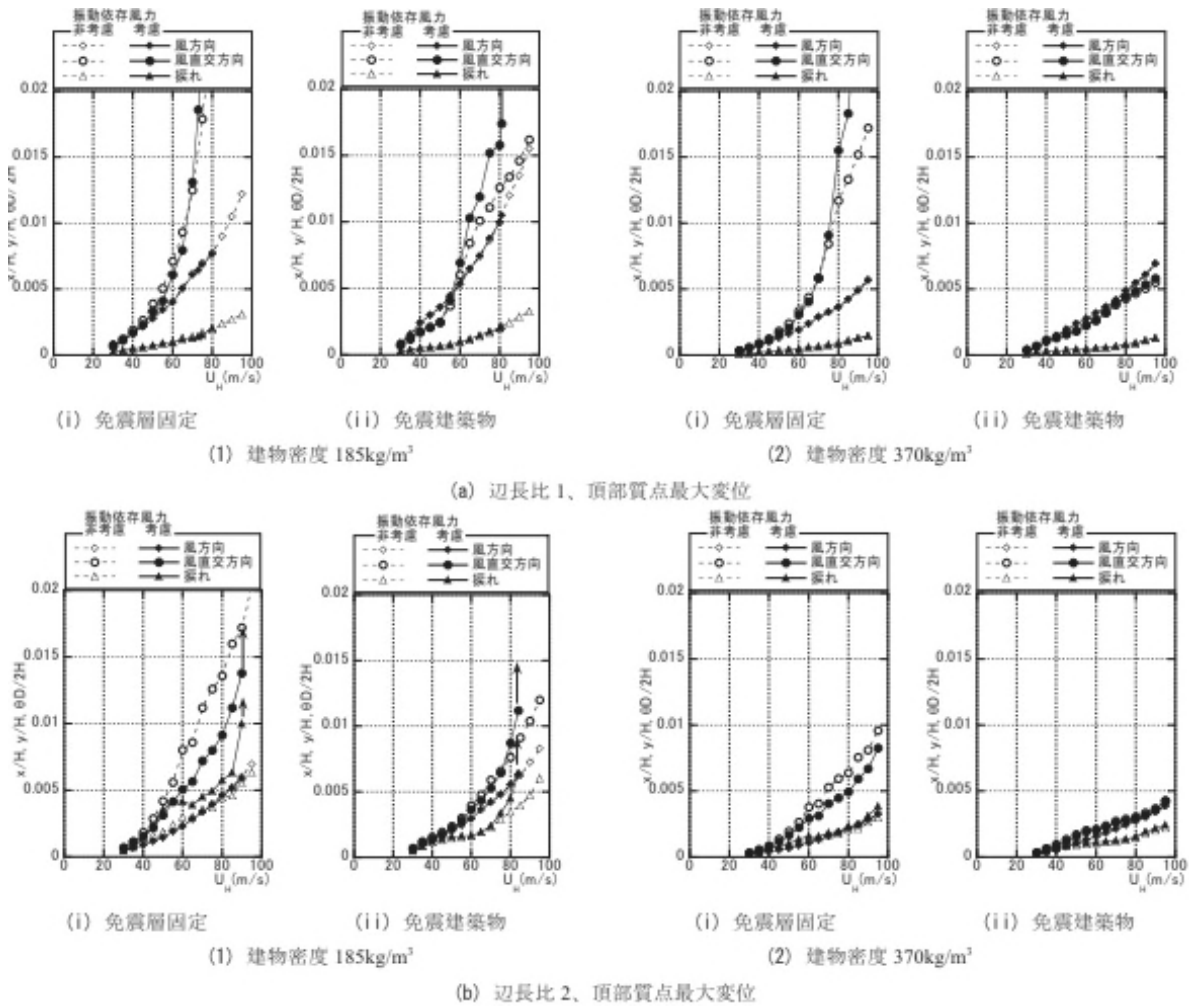


Fig. 2-10 「風応答解析結果」 [2-32]

2.6 耐震性能と耐風性能の相反関係に着目した研究

免震建築物は、初期の段階では耐震性能を十分に発揮するため地震荷重に対する検討が主に行われてきた。その後、超高層建築物に免震構造を適用した超高層免震建築物が計画・施工されてきたことを受けて、耐風性能に関する研究も行われるようになってきた。しかし、超高層免震建築物は耐震性能を向上させると耐風性能が低下し、耐風性能を向上させると耐震性能が低下するといった相反関係がある。そのため、地震荷重に対しても風荷重に対しても十分な性能を発揮する必要がある。

そこで、若原らは、地震荷重と風荷重を比較し、風荷重が地震荷重を上回る構造物の固有周期について研究を行っている^[2-33]。しかし、この研究では単純に高層建築物を対象とした地震と風の両荷重を比較しているに過ぎず設計にまでは踏み込んでいない。そこで、秋山らは耐震設計と耐風設計の相互作用についての研究を行っている^[2-34]。しかしこの研究では、地震応答と風応答を比較し、地震荷重をもとに耐震設計を行ったうえで、その構造安全性を風荷重により検討しているに過ぎず、地震及び風荷重のどちらも考慮した合理的な設計法を提案するには至っていない。この両研究は共に対象構造物が通常の高層建築物であった。

そこで免震建築物を対象として、耐震性能と耐風性能の相反性に着目した研究として、Vulcano^[2-35]、海老原ら^[2-36]の研究が挙げられる。Vulcano は免震建築物に対する地震応答と風応答を比較して、トレードオフ解析により最適な免震層の特性値の検討を行っている。しかし、この研究では中低層免震建築物を対象としている。また、海老原らは超高層免震建築物を対象に地震および風応答特性について実測記録をもとに検討している。その結果、Fig.2-11 に示すように風応答よりも地震応答のほうが大きくなることを示している^[2-36]。ただし、この研究では実測記録をもとに検討しているため、風応答による免震層の塑性化には至っていない。これらの研究では耐震性能と耐風性能の相反関係には着目しているが、それぞれを別々に評価しているため、相反関係を合理的に評価しているとは言い難い。

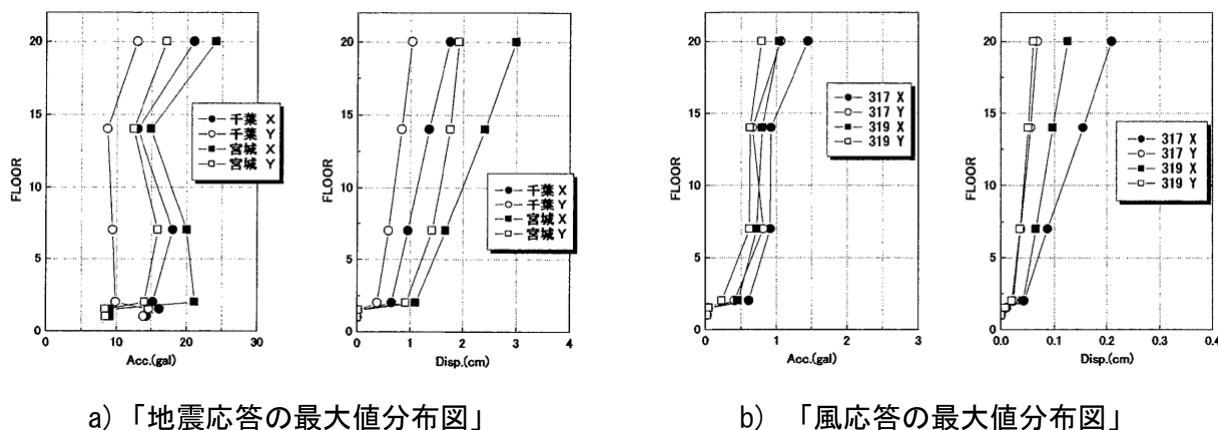


Fig. 2-11 Maximum Value Distribution Chart [2-36]

参考文献

- [2-1] Paul Henderson and Milos Novak : Wind Effects on Base Isolated Buildings, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1990, Vol.36, pp.559-569
- [2-2] Lagomarsino S., Pagnini L.C. and Solari G. : Dynamic Alongwind Response of Base-Isolated Buildings, ICWE, 1995
- [2-3] 吉川優, 浅見豊 : 中層板状建物の風力特性および免震建物特性を考慮した応答評価, 日本建築学会学術講演梗概集, 2000.9, pp.251-252
- [2-4] 伊藤純子, 大熊武司, 丸川比佐夫, 岡田創, 下村祥一, 軽部英生 : 神奈川大学 23 号館 (免震棟) の風応答性状に関する研究 (その 1 風力特性), 日本建築学会学術講演梗概集, 2001.9, pp.197-198
- [2-5] 軽部英生, 大熊武司, 丸川比佐夫, 片桐純治, 岡田創, 下村祥一, : 神奈川大学 23 号館 (免震棟) の風応答性状に関する研究 (その 2 再現期間 1 年風速時の応答加速度), 日本建築学会学術講演梗概集, 2001.9, pp.199-200
- [2-6] 下村祥一, 大熊武司, 安井八紀, 小賀伸一 : 神奈川大学 23 号館 (免震棟) の風応答性状に関する研究 (その 3 地震風応答観測概要および常時微動測定), 日本建築学会学術講演梗概集, 2002.8, pp.207-208
- [2-7] 小賀伸一, 大熊武司, 安井八紀, 下村祥一 : 神奈川大学 23 号館 (免震棟) の風応答性状に関する研究 (その 4 風応答観測結果), 日本建築学会学術講演梗概集, 2002.8, pp.209-210
- [2-8] 軽部英生, 大熊武司, 安井八紀, 下村祥一 : 神奈川大学 23 号館 (免震棟) の風応答性状に関する研究 (その 5 弾塑性応答解析による応答予測), 日本建築学会学術講演梗概集, 2002.8, pp.211-212
- [2-9] 近藤宏二, 大熊武司, 吉田正邦 : 超高層建物の風による弾塑性応答について, 日本建築学会学術講演梗概集, 1991.9, pp.29-30
- [2-10] 田村哲郎, 岡田玲, 和田章 : 境界層乱流中における弾塑性ダンパーを有する高層建築物の風直角方向応答挙動に関する風洞実験, 日本建築学会構造系論文集, 2001.9, pp.51-58
- [2-11] 辻田修, 早部安弘, 大熊武司, 和田章 : 弾塑性構造物の風応答性状ならびにその予測に関する研究, その 1 風直角方向振動の場合, 日本建築学会構造系論文集, 1996.3, 第 481 号, pp.9-16
- [2-12] 辻田修, 早部安弘, 大熊武司, 和田章 : 弾塑性構造物の風応答性状ならびにその予測に関する研究, その 2 風方向振動の場合, 日本建築学会構造系論文集, 1996.7, 第 485 号, pp.25-34
- [2-13] 辻田修, 丹波秀聡, 大熊武司, 和田章 : 弾塑性構造物の風応答性状ならびにその予測に関する研究, その 3 提案予測手法の風速変化に対する適用性, 日本建築学会構造系論文集, 1997.3, 第 493 号, pp.17-22
- [2-14] 辻田修, 早部安弘, 丹波秀聡, 大熊武司, 和田章 : 弾塑性構造物の風応答性状ならびにその予測に関する研究, その 4 多質点系モデルへの展開, 日本建築学会構造系論文集, 1997.9, 第 499 号, pp.39-45
- [2-15] 吉江慶祐, 北村春幸, 大熊武司 : 変動風力による弾塑性構造物への総エネルギー入力に関する

- る研究, 日本建築学会構造系論文集, 2003.10, 第 572 号, pp.31-38
- [2-16] 吉江慶祐, 北村春幸, 大熊武司: エネルギーの釣合に基づく変動風力を受ける弾塑性構造物の応答予測手法, 日本建築学会構造系論文集, 2005.3, 第 589 号, pp.59-66
- [2-17] 吉江慶祐, 北村春幸, 大熊武司: 広帯域性の変動風力を受ける弾塑性構造物の応答変位振幅の確率分布, 日本建築学会構造系論文集, 2006.6, 第 604 号, pp.37-46
- [2-18] 小川諒, 吉江慶祐, 佐藤大樹, 北村春幸: 超高層免震構造物の多質点風応答性状について, 日本建築学会学術講演梗概集, 2013.8, pp.555-556
- [2-19] 増田圭司, 中山昌尚, 三山剛史: 超高層免震建物の風応答評価, 第 16 回風工学シンポジウム論文集, 2000.12, pp.411-416
- [2-20] 鈴木雅靖, 上野薫, 竹中康雄, 吉川和秀, 鈴木重信: 高層免震建物の台風時における免震装置に関する動的加力実験, 第 16 回風工学シンポジウム論文集, 2000.12, pp.417-422
- [2-21] 安井八紀, 大熊武司, 丸川比佐夫: クリーブ変形を伴う免震建物の風応答性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 2007.9, pp.41-48
- [2-22] 片桐純治, 大熊武司, 安井八紀, 丸川比佐夫, 鶴見俊雄: 高層免震建築物の風応答解析のための縮約モデルに関する検討, 日本建築学会技術報告集, 2011.6, pp.461-466
- [2-23] 片桐純治, 大熊武司, 丸川比佐夫, 鶴見俊雄: レインフロー法による基礎免震高層建築物の免震層風応答性状の検討, 第 23 回風工学シンポジウム論文集, 2014, pp.307-312
- [2-24] 高層免震建築物の風応答時刻歴解析による検討, その 1 対象免震建物と風力波形評価, 日本建築学会学術講演梗概集, 2010.9, pp.277-278
- [2-25] 高層免震建築物の風応答時刻歴解析による検討, その 2 風応答解析結果とその分析, 日本建築学会学術講演梗概集, 2010.9, pp.279-280
- [2-26] 高層免震建築物の風応答時刻歴解析による検討, その 3 風向変化を伴う 3 風向風力時刻歴波形の作成, 日本建築学会学術講演梗概集, 2011.8, pp.613-614
- [2-27] 高層免震建築物の風応答時刻歴解析による検討, その 4 3 方向風力時刻歴応答解析とその分析, 日本建築学会学術講演梗概集, 2011.8, pp.615-616
- [2-28] 台風シミュレーションを用いた風応答解析による免震ダンパーの疲労損傷度評価—風向変化が疲労損傷度に与える影響—, 日本建築学会学術講演梗概集, 2018.9, pp.1035-1036
- [2-29] 神田亮, 丸田榮藏, 本間義教, 上田邦彦: ハイブリッド振動法による構造物の非定常空力振動シミュレーション, 第 13 回風工学シンポジウム, 1994, pp.335-340
- [2-30] 小泉達也, 矢作貴, 神田亮, 丸田榮藏: ニューハイブリッド空力振動法を適用した高層免震建物に作用する風外力及び応答の測定システムの開発, 日本建築学会技術報告集, 2006, 第 23 号, pp.71-76
- [2-31] 岡崎充隆, 谷口徹郎, 谷池義人: 超高層免震建物の風による振動性状に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集, 2007.8, pp.159-160
- [2-32] 片桐純治, 大熊武司, 丸川比佐夫, 安井八紀: 高層免震建築物の空力不安定振動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 2012.11, pp.1637-1644
- [2-33] 若原敏裕, 嶋田健司: 超高層建築物に対する風荷重と地震荷重の比較, 日本風工学会誌, 1991.4, 第 47 号

- [2-34] Hiroshi Akiyama : Interaction of seismic design and wind design in high-rise buildings, *Wind Effects on Buildings and Urban Environment*, 2004, ISWEI
- [2-35] Alfonso Vulcano : Comparative study of the earthquake and wind dynamic responses of base-isolated buildings, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1998, 74-76, pp.751-764
- [2-36] 海老原崇弘, 佐藤大樹, 大木洋司, 盛川仁, 山田哲, 坂田弘安, 山中浩明, 笠井和彦, 和田章, 北村春幸: 超高層免震建物の地震・風応答特性に関する研究, *関東支部研究報告集*, 2007, pp.173-176

第3章

風向変化が風応答に与える影響に関する検討

3.1 はじめに

免震建築物の耐風設計指針^[3-1]では、『風向を考慮した風荷重を評価する方法もあるが、免震建築物の風応答はまだ研究が十分とはいえない領域であること、免震部材の性能評価にかかわる知見・データが現段階では十分ではないことから風向特性を考慮した安全性の検討が可能なほど詳細な設計を行える環境にはまだ達していないと思われ、当面は評価時間内で風荷重は最不利風向で一定として取り扱うべきであろう。』との記載がある。これは、風向変化が風応答に及ぼす影響に関する研究事例が少なく十分な知見がないことを示唆している。一方で、風荷重に対して免震部材が弾塑性挙動する場合の検討方法についても記載されている。風荷重による免震部材の塑性化が想定される場合、塑性化の程度に応じてではあるが、風力波形を作成し、時刻歴風応答解析による残留変形や疲労損傷などの検討が求められている。一般的には、時刻歴風応答解析では評価時間を10分間（全体では20分程度）とした風力波形を用いて検討している。しかしながら、免震ゴム支承は風の平均成分によるクリープ現象や長時間の繰り返しなど、風荷重特有の部材の非線形性^{[3-2],[3-3]}が見られるため、評価時間が10分間程度の風力波形では部材の疲労損傷など十分に評価することができない項目もある。疲労損傷のような現象を検証するためには、継続時間が長い波形での検討が必要になる。日本では継続時間の長い強風イベントとして台風が考えられる。台風を想定した場合、長い継続時間の間に風速および風向が時々刻々と変化する。そのため、風速変化や風向変化を考慮した風力波形を用いて検討することが、より現実的である。しかしながら、風速変化に関する研究は見られるものの、風向変化に関する研究は比較的少ないのが現状である。

風速変化について、松井ら^[3-4]は、実観測記録をベースに台風モデルに基づくスケーリングを適用した台風時の風速を合成する方法を提案している。しかしながら、この研究では風速変化は再現しているものの、風向変化については考慮していない。風向変化を考慮した風力波形の評価に関しては、鈴木ら^[3-5]により、静止実験により風向毎に測定した風圧データをつなぎ合わせることで風向変化を再現し、時刻歴波形を作成する方法が提案されている。しかし、静止実験結果を用いているため、風向変化を連続的に再現しているとは言い難い。

そこで、本章では超高層免震建築物に対して、風向変化が風応答に与える影響について検討することを目的とする。また、検討に用いる風向変化を考慮した風力波形の評価方法についても述べる。一般的な風洞装置は、一定風向および一定風速下での実験しか出来ない。そのため、如何にして風向変化を考慮した風力波形を評価するかという点が本検討において最も重要となる。

3.2 風向変化および風速変化を考慮した時刻歴風力波形の評価

3.2.1 時刻歴風力波形の評価方法の概要

風向変化および風速変化を考慮した時刻歴風力波形を評価する手法について、評価手順を Fig.3-1 のフローチャートに示す。本手法では、風圧実験により得られた風圧データから風力係数を評価し、時刻歴風力波形を評価する。境界層風洞にて行う通常の風圧実験では、一定風向および一定風速下で実験を行うため、実験中に実験風速や風向が変化するような実験を行うことは難しい。そこで本手法では、風向変化については、風圧実験時に一定の速度でターンテーブルと同時に風圧模型を回転させることで相対的に風向変化を再現することとした。一方、風速変化は実験スケールから実スケールに変換する際に、相似則に基づいて風速変化に対応するように時間スケールで調整してデータを加工することで評価³⁻⁶⁾するものとした。

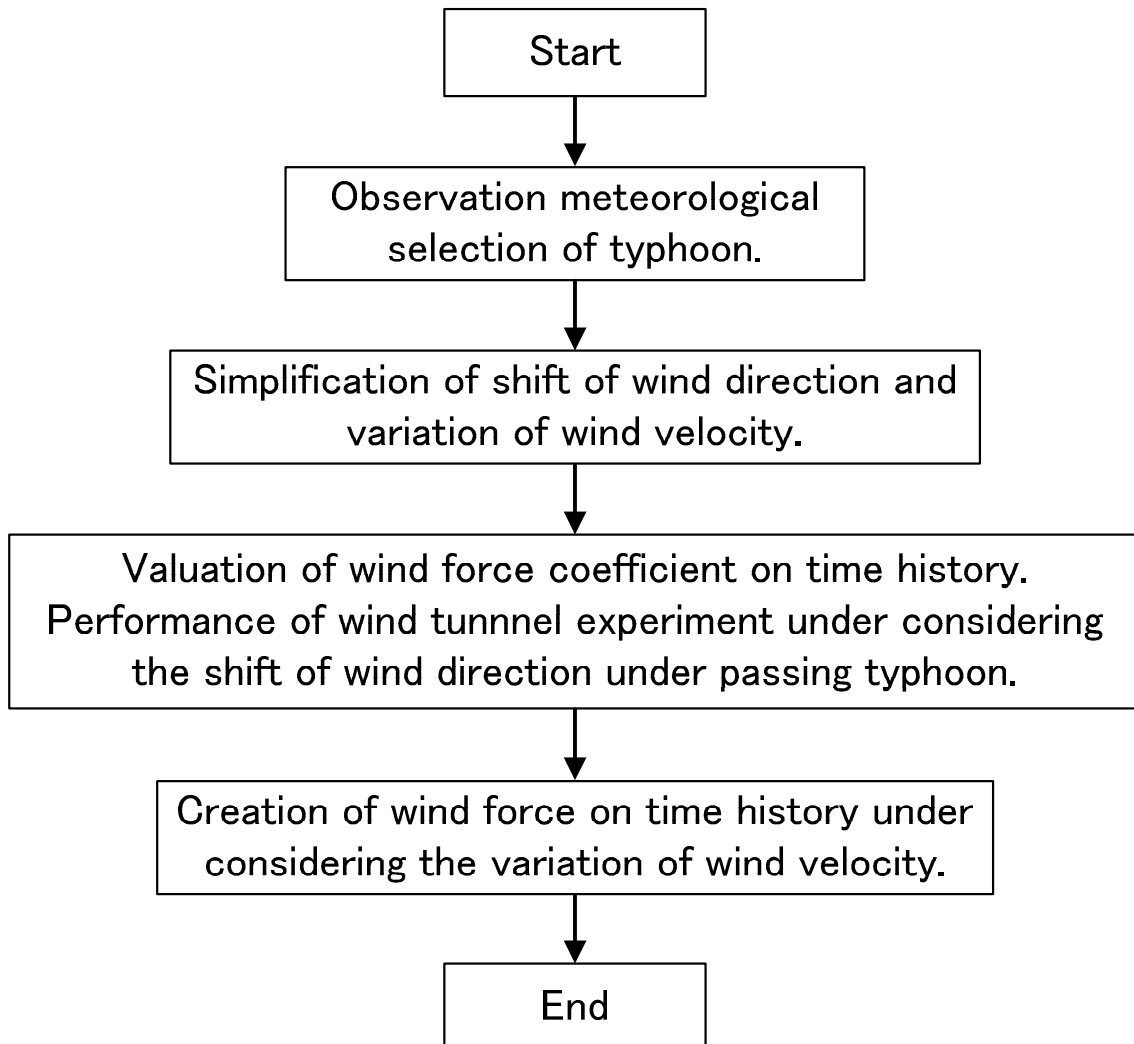


Fig.3-1 Flowchart of Creation of Wind Force on Time History

3.2.2 風向変化および風速変化のモデル化

継続時間の長い強風や風向変化および風速変化を伴う強風イベントとして、日本では台風が考えられる。台風の場合、接近とともに風速が上昇して通過とともに減少し、台風の位置に応じて平均風向も変化することになる。そこで、再現する風向変化および風速変化のモデルは、台風の気象観測記録を参考に設定する。参考にする台風と気象観測所は、通過するコースや台風のクラスによって風向変化や風速変化は様々である。本研究では、以下に示す①、②の条件に基づいて選定することとした。また、風向変化および風速変化は気象データを参考に③、④に示すようにモデル化した。

- ① 気象庁の定める台風クラスの中で「強い台風」以上の台風（クラス 5）
- ② 選定する観測所は、台風の通過経路により風向変化が異なるため、過去にクラス 5 以上の台風が中央、左側、右側を通過した記録を持つもの。
- ③ 風速の経時変化は、実観測記録 (Fig.3-3 中△) の内、対象とする時間内の最大風速が再現期間 500 年相当（極めて稀に発生する暴風）となるように基準化 (Fig.3-3 中◇) する。その後、Fig.3-3 中の実線のように最大風速の継続時間を十分に確保したうえで単純化する (Fig.3-3 中実線)。
- ④ 風向の経時変化は、実観測記録の風向変化 (Fig.3-3 中○) を Fig.3-3 中の破線のように単純化 (Fig.3-3 中破線) する。この際、③でモデル化した風速の経時変化モデルにおいて、風速変化をしている時間には風向は変化しないようにモデル化した。

上記に示した条件にあてはまる観測所として今回は福岡県の朝倉観測所を選定し、観測所の中央、左側、右側を通過する台風として台風 9612 号 (No. 9612)、台風 9918 号 (No. 9918)、台風 0418 号 (No. 0418) を選定した。Fig.3-2 に選定した観測所の位置と選定した台風の経路を示す。風力波形を作成するにあたり、継続時間については、観測地点に台風が最接近した時点の前 150 分、後 120 分、合計 270 分^[3-5]とした。選定した台風の気象観測記録とモデル化した風速と風向の経時変化を Fig.3-3 に示す。Fig.3-3.a, Fig.3-3.c については台風の接近とともに風速が増加し、通過した後は風速が下がる傾向となっているが、Fig.3-3.b については観測所の上空付近を通過しているため台風の通過中に一旦風速が下がる時間帯がみられる。これは、台風が目が通過したと考えられる。このように、一般的な台風モデルとしては Fig.3-3.a, Fig.3-3.c に示すような風向変化および風速変化のモデルが考えられるが、疲労損傷などを検討する場合、Fig.3-3.b のように風速が一旦小さくなった後に改めて風速が上がるようなモデルに対する検討も必要となる可能性がある。そのため、本研究では特性の異なる 3 つの台風の気象観測記録を参考にした風力波形の評価を試みる。ただし、本研究では風向変化および風速変化をモデル化する上で台風の観測記録を参考にしているが、細かい変化は考慮せず簡略化している。そのため、厳密には台風を模擬している訳ではない。しかし、風向変化が風応答に与える影響を検討する上では、比較的大きな風向変化を考慮することが重要であると考え、今回のモデル化の方法を採用した。

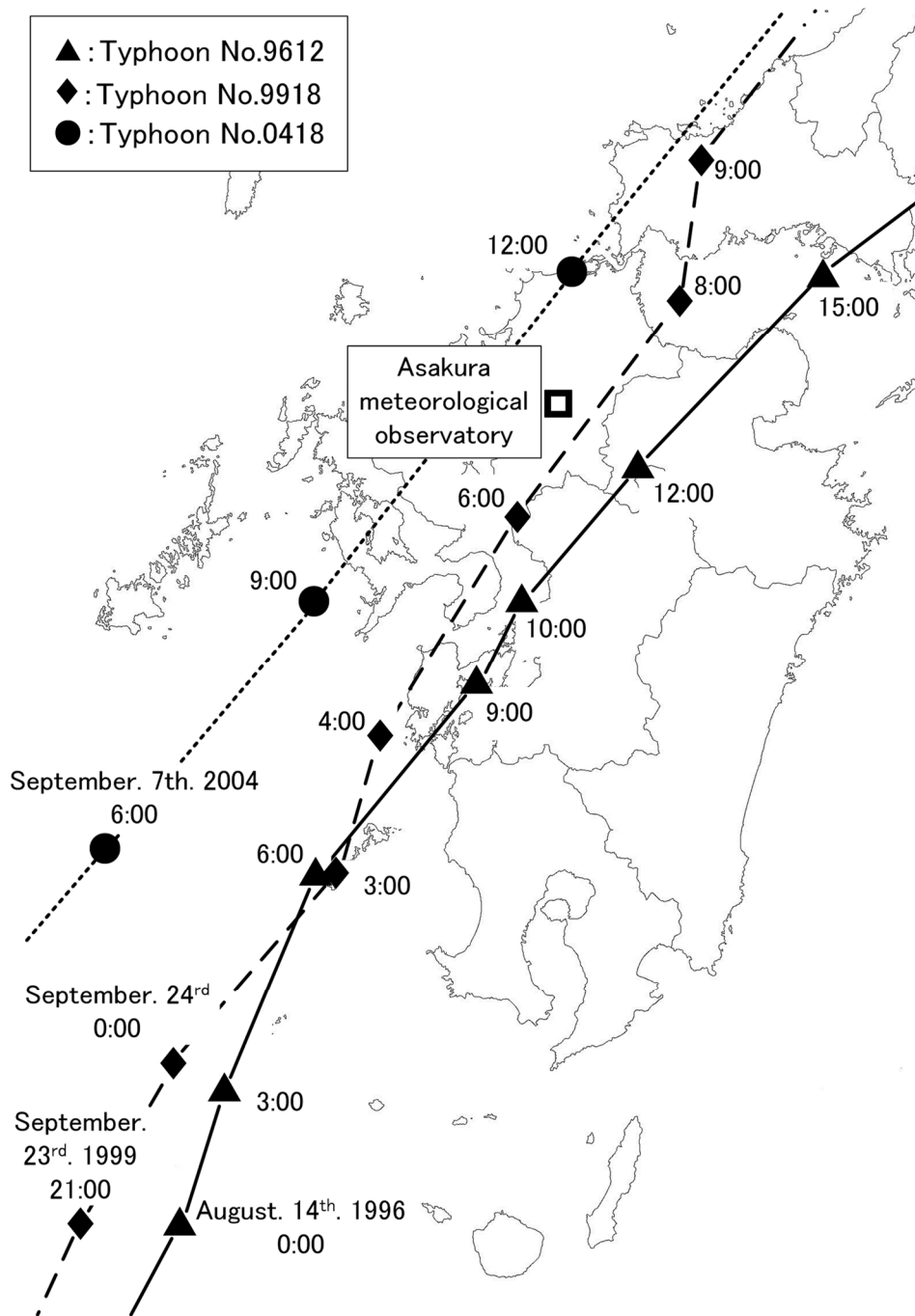
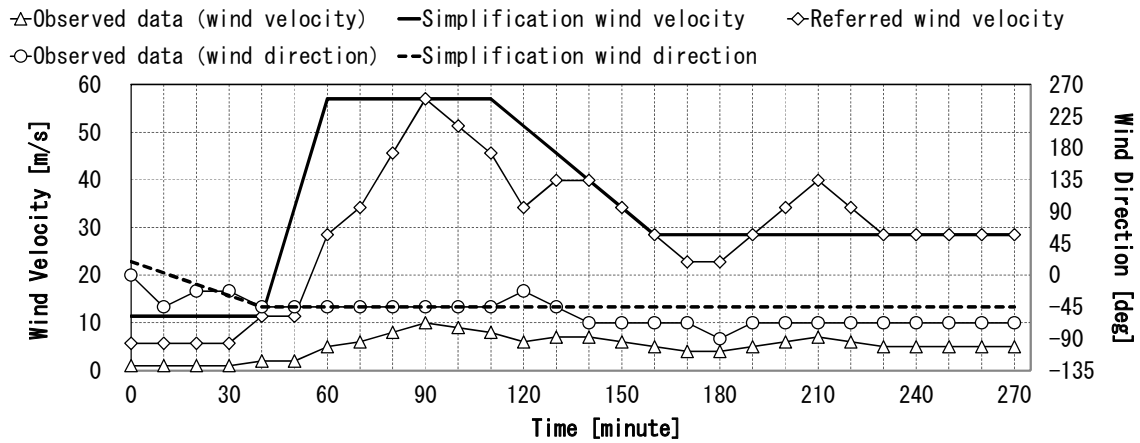
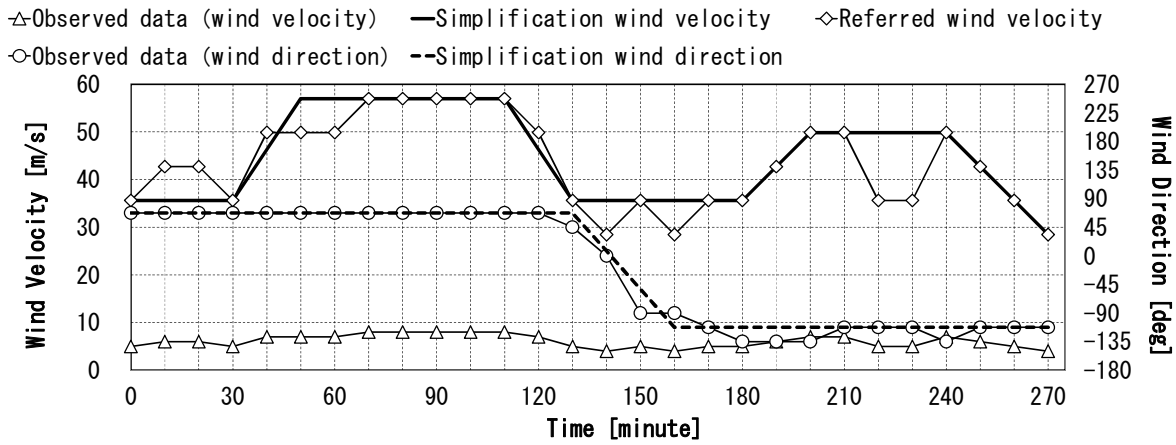


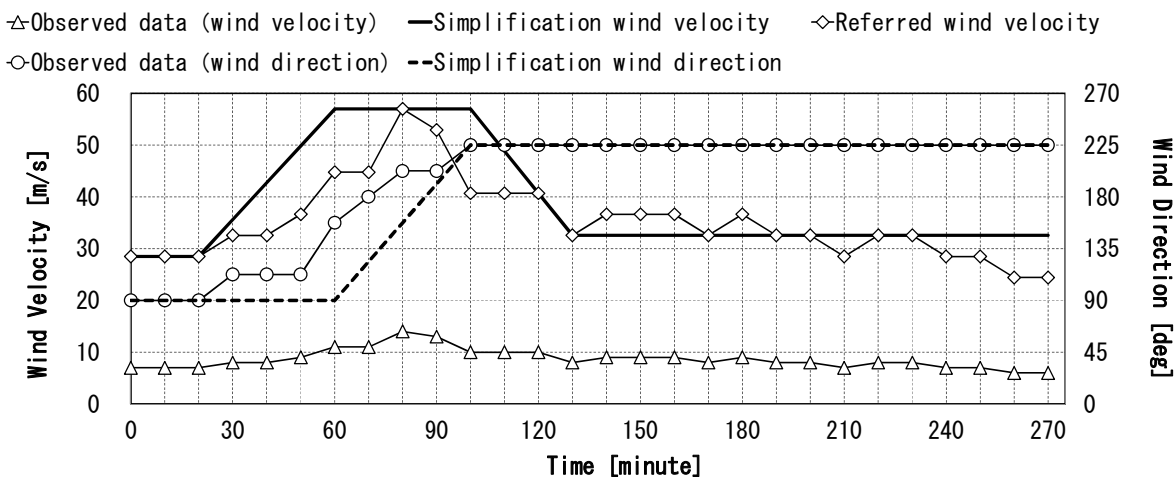
Fig.3-2 Selected Typhoon, Those Route and Location of The Asakura Meteorological Observatory



a) Typhoon No. 9612



b) Typhoon No. 9918



c) Typhoon No. 0418

Fig. 3-3 Change Over Time of Wind Velocity and Wind Direction

3.2.3 風洞実験による風力係数の評価

風洞実験は、日本大学生産工学部所有のエッフェル型境界層風洞にて行った。実験気流は地表面粗度区分Ⅱ相当の境界層乱流を縮尺 1/300 で再現した。対象建物は、幅 30×奥行 30×高さ 150 [m] とし、風圧模型は、100×100×500 [mm] とした。風圧模型には Fig.3-4 に示すよう風圧測定孔を 1 面に 50 点、全 4 面で合計 200 点設けた。実験風速は 10 m/s、サンプリング周波数は 400 Hz とし、計測を行った。風向変化はターンテーブルに模型を固定し、一定のスピードでターンテーブルを回転させることで再現している。風洞実験では、幾何学スケール (L'/L) と風速スケール (V'/V) および時間スケール (T'/T) の関係が式(3-1.a)に示す相似則を満足するように実験パラメータを設定している。そこで、風圧模型を回転させるスピードは、風向が変化する間は風速が一定となるようモデル化した (3.2.2 項) ため、式(3-1.b)によって回転に要する実験上での時間を実時間から定めた。各台風の実験緒元を Table 3-1 に示す。実時間での継続時間は全て 270 分としているが、それぞれ風速変化のモデルが異なるため、実験時間およびサンプリング数は異なる。

$$\frac{T'}{T} = \frac{V}{V'} \times \frac{L'}{L} \quad (3-1. a)$$

$$T' = \frac{V}{V'} \times \frac{L'}{L} \times T \quad (3-1. b)$$

ここで、 T , L , V は実現象での時間、建築物の高さ、設計風速を示す。また、 T' , L' , V' は実験時の時間、模型高さ、実験風速を示す。

風洞実験により得られた風圧データを用いて式(3-2)より X 軸、Y 軸方向の層風力係数、式(3-3)より捩れ方向の層風力係数を算定する。各軸の層風力係数は、向い合う面の差圧を測定孔毎に求め、負担面積をかけて算定した層風力を基準速度圧から得られる風力で除して算定する。また、捩れ方向については、差圧から得られる風力に重心位置からの距離を乗じて足し合わせ、各層の捩れモーメントを求めたものを基準速度圧に層の面積、代表幅を乗じて求めたモーメントで除して算定する。ここで、層風力係数は、風向が変化するため Fig.3-5 のように構造軸、捩れ方向に対して評価する。

$$C_{f_{x(y)j}}(t) = \frac{\sum_{k=1}^5 \{(P_k(t) - P'_k(t)) A_k\}}{\bar{q}_H(HB)} \quad (3-2)$$

$$C_{f_{mj}}(t) = \frac{\sum_{k=1}^{10} \{(P_k(t) - P'_k(t)) A_k \cdot l\}}{\bar{q}_H(HB) \cdot B} \quad (3-3)$$

ここで、 C_f は層風力係数、 x はX軸方向、 y はY軸方向、 m は捩れ方向、 $P(P')$ は速度圧(向い合う面) [Pa]、 l は重心位置からの距離 [m]、 H は模型高さ [m]、 B は代表幅 [m]、 A は負担面積 [m²]、 j は層数 (1~10層)、 k は層毎の各測定孔数(5点)、 \bar{q}_H は基準速度圧 [Pa]、 t は時刻 [s]を表す。

Table 3-1 Experimental Specifications of Each Typhoon

	Measured time [s]	Sampling number	Duration time of maximum wind velocity [min]
Typhoon No.9612	185.2	74080	50
Typhoon No.9918	242.9	97160	60
Typhoon No.0418	209.2	83680	40

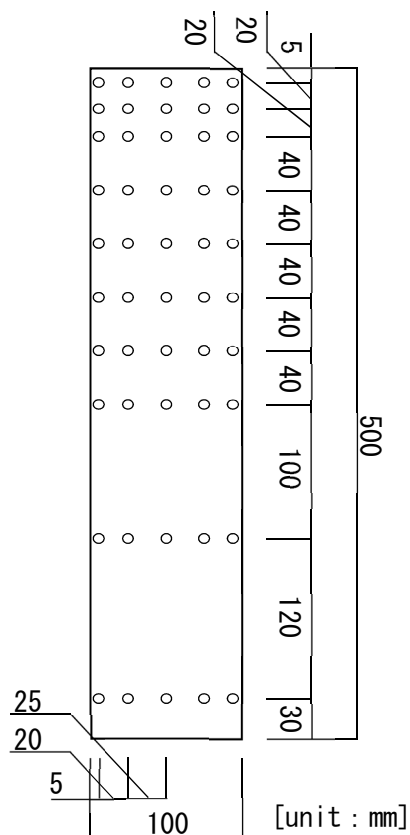


Fig.3-4 Arrangement of Wind Pressure Holes

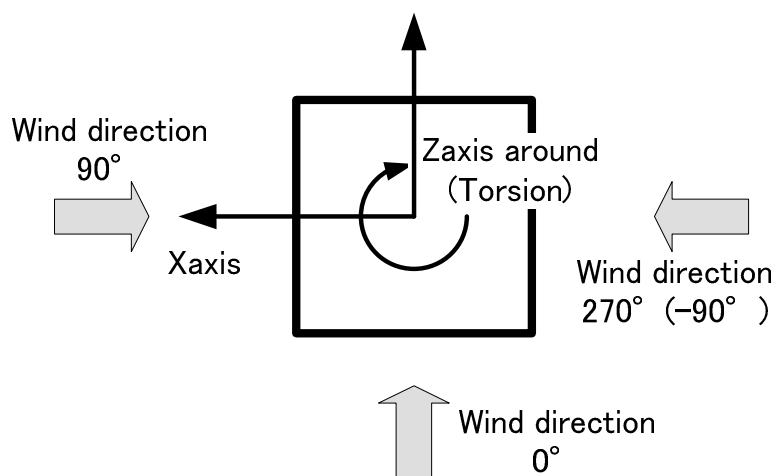


Fig.3-5 Definition of Axis and Wind Direction

3.2.4 相似則に基づく風速変化の評価方法

風速変化は、実験スケールから実スケールに変換する際に実時間刻みを変化させて評価することとした。実時間刻みは、風速変化に合わせて式(3-4)に基づいて時間スケールを変化させることで評価する。すなわち、平均風速 V が変化し、風速スケール (V'/V) が変化すると、時間スケール (T/T') も変化する。実験では計測するサンプリング周波数 (T') は 400 Hz と一定であるが、実時間での時間刻み (T) を変化させることで時間スケールを調整して、風速変化に対応している。そのため、実験ではすべて一定の時間刻みであるが、実スケールに変換すると風速変化に応じて実時間刻みは変化する。時刻歴風応答解析を行う際には、線形補完して一定の時間刻みとした。

$$T = \frac{V'}{V} \times \frac{L}{L'} \times T' \quad (3-4)$$

3.2.5 時刻歴風力波形の評価

得られた風力係数と平均風速から式(3-5)、式(3-6)により時刻歴風力波形を評価する。平均風速の変化に伴う時間スケールの変化により、台風モデル波形の時間刻みは一定とならないが、解析時には線形補間により一定になるように調節している。評価した風向変化および風速変化を考慮した風力波形の一例として、地表面高さ約 100 m 位置における、X 軸方向、Y 軸方向の風力波形、揺れ方向のモーメント波形を Fig.3-6、Fig.3-7、Fig.3-8 に示す。

$$F_{X(Y)}(t) = \frac{1}{2} \rho V_H^2(t) \cdot C_{f_{x(y)}}(t) \cdot A \quad (3-5)$$

$$F_M(t) = \frac{1}{2} \rho V_H^2(t) \cdot C_{f_m}(t) \cdot A \cdot B \quad (3-6)$$

ここで、 $F_{X(Y)}$ は X 軸 (Y 軸) 方向風力 [N]、 F_M は揺れモーメント [N・m]、 C_f は層風力係数、 V_H は設計風速 [m/s]、 A は層の負担面積 [m²]、 B は代表幅 [m]、 t は時刻 [s]、 ρ は空気密度 [kg/m³] を表す。

Fig.3-6、Fig.3-7、Fig.3-8 に示す台風モデル波形は、Fig.3-3 に示す平均風速の変化に伴って風力が増減し、風向変化することにより風力が正負に大きく変化しているのが確認できる。また、Fig.3-7 に示す台風 9918 号のように、観測点を台風の目が通過するようなモデルでは、風速が台風の接近により上昇し、最接近時には下降して通過後にまた上昇するといった現象が波形にも表れている。さらに、最大風速時に風向変化が起こる場合には、風向変化中に建築物が風向に対して正対（風向

0°, 90°など) する前後において、風力が正負に振れる現象が見られる。この現象は特に、台風 0418 号の X 軸方向風力波形における 87 分付近の風向が 180°になる前後に顕著に表れている。また、風向変化が起こっている時間帯に振れ方向の波形が大きく正負に変化しているのが確認できる。このように、本手法では選定した台風毎に設定した風向変化や風速変化が評価した波形に表れているため、風向変化および風速変化を考慮した風力波形の評価が可能であることを示した。

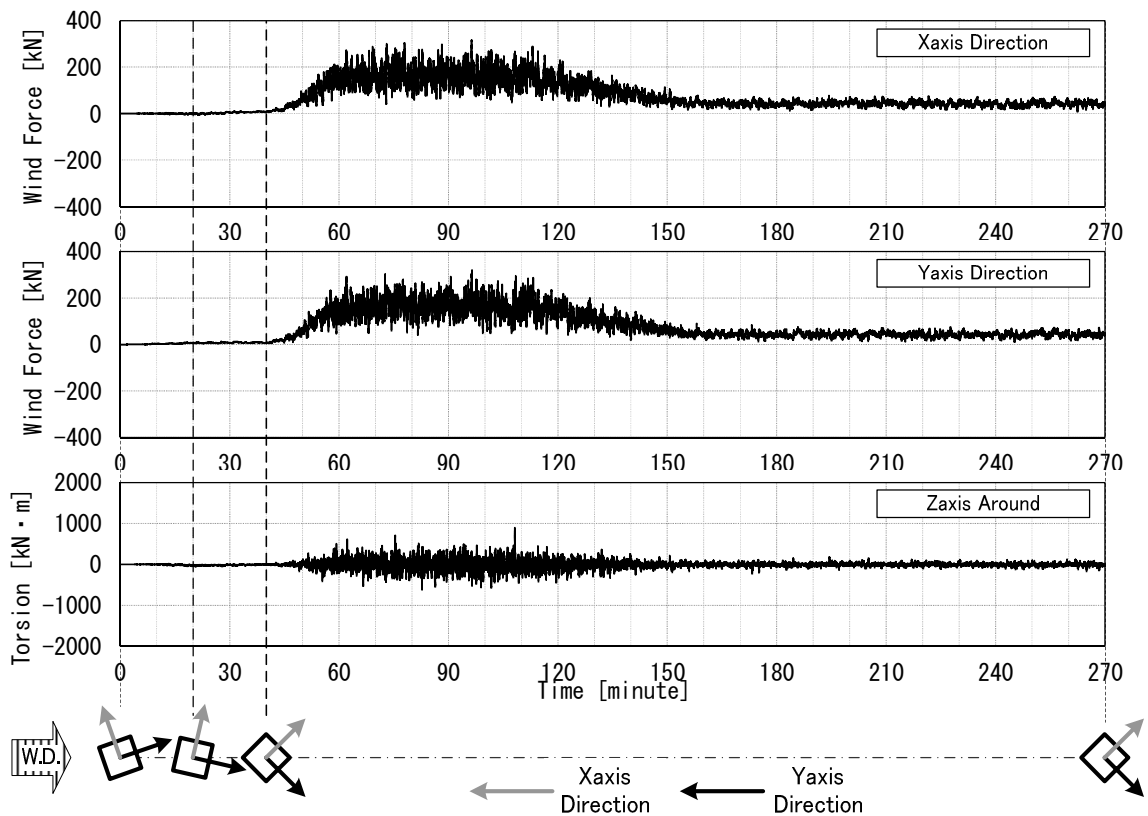


Fig. 3-6 Time History of Typhoon No. 9612

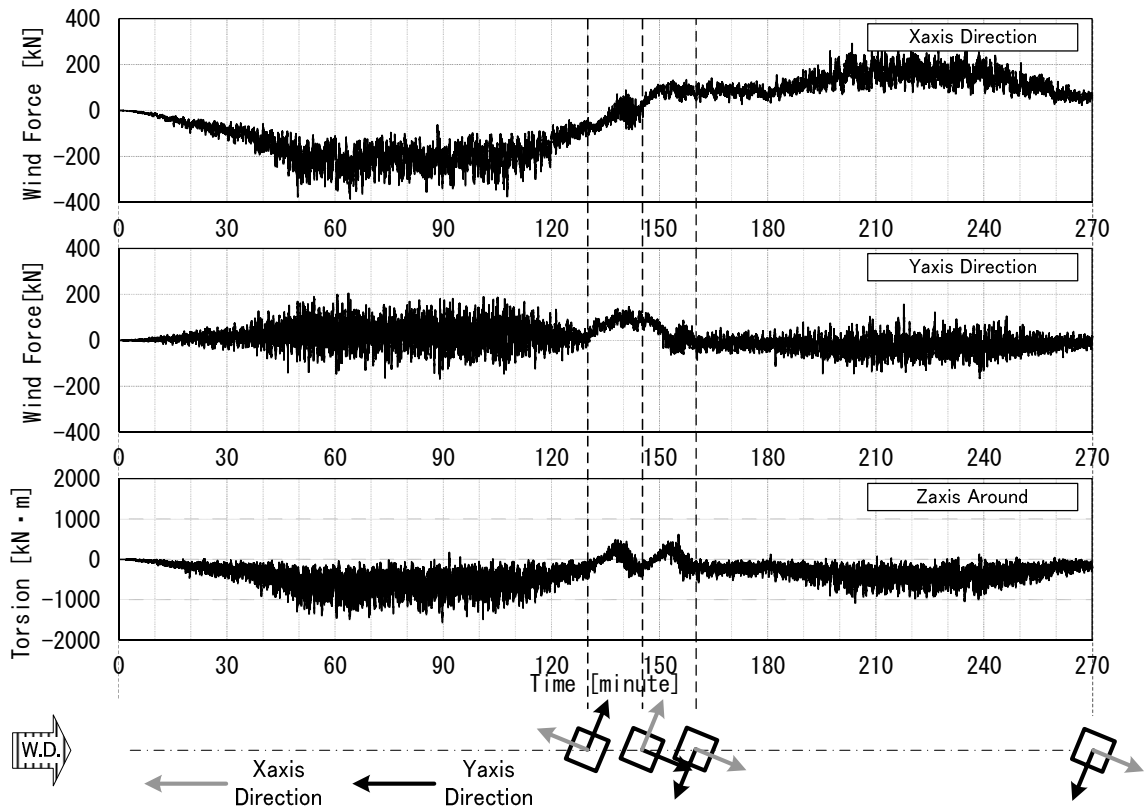


Fig. 3-7 Time History of Typhoon No. 9918

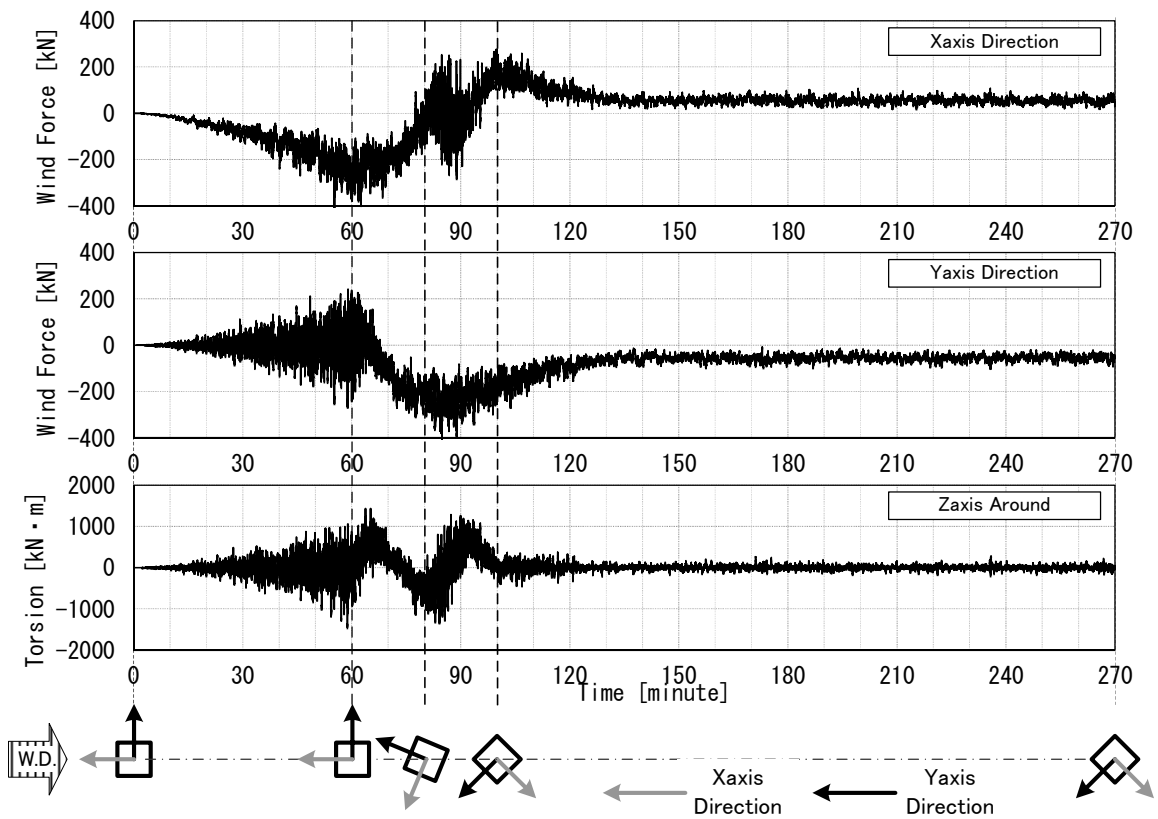


Fig. 3-8 Time History of Typhoon No. 0418

3.3 風向変化が風応答に及ぼす影響の検討

3.3.1 対象建築物と解析モデルの概要

本解析で対象とする建築物は、Fig.3-9 に示すような建築物高さ 150 m、42 階建てを想定したアスペクト比 5 の RC 造純ラーメン架構の超高層免震建築物とし、構造諸元を Table 3-2 に示す。階高は 1, 2 階を 5 m、3~42 階を 3.5 m とした。解析モデルは立体フレームモデルとし、柱はファイバー要素、梁はビーム要素とし、梁部材の復元力特性は剛性逓減型 **Tri-Linear** モデル（武田モデル： $\gamma=0.4$ ）とした。また、地震荷重に対して、柱・梁の主要部材が許容応力度内に収まるように解析モデルを設定した。免震層は、Fig.3-10 に示すように免震部材として鉛プラグ挿入型積層ゴム（以下、**LRB**）を中心に天然ゴム系積層ゴム（以下、**NRB**）、弾性すべり支承（以下、**S-RB**）を平面的に配置した。各部材の復元力特性は、**LRB** は修正バイリニア、**S-RB** はノーマルバイリニア、**NRB** は線形ばねとして評価し、水平 2 方向の外乱入力の影響を考慮するために **MSS** モデルとした。この対象建築物の免震層は、降伏せん断力係数が 0.02 となるように部材を設定した。Table 3-2 に構造諸元を示す。今回設定した降伏せん断力係数は、地震時に十分な耐震性能が得られるように設定している。上部構造の粘性減衰は風外力を対象としていることから粘性減衰定数を免震層固定時の 1 次モードに対して 1% とする初期剛性比例型^[3-7]を仮定し、免震層の粘性減衰定数は、一般的に地震応答解析時に用いられるモデルと同様に 0% とした^[3-8]。風外力は、各層の中心（剛心）位置に作用するように X 軸方向、Y 軸方向の並進二方向と捩れモーメントの 3 方向入力とした。

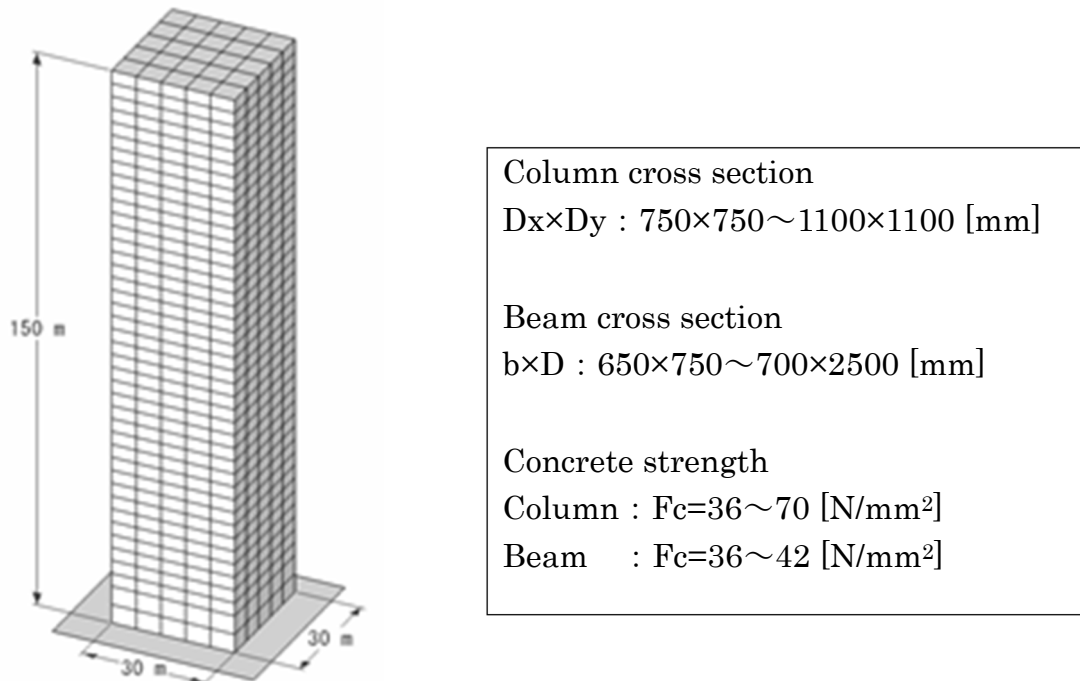
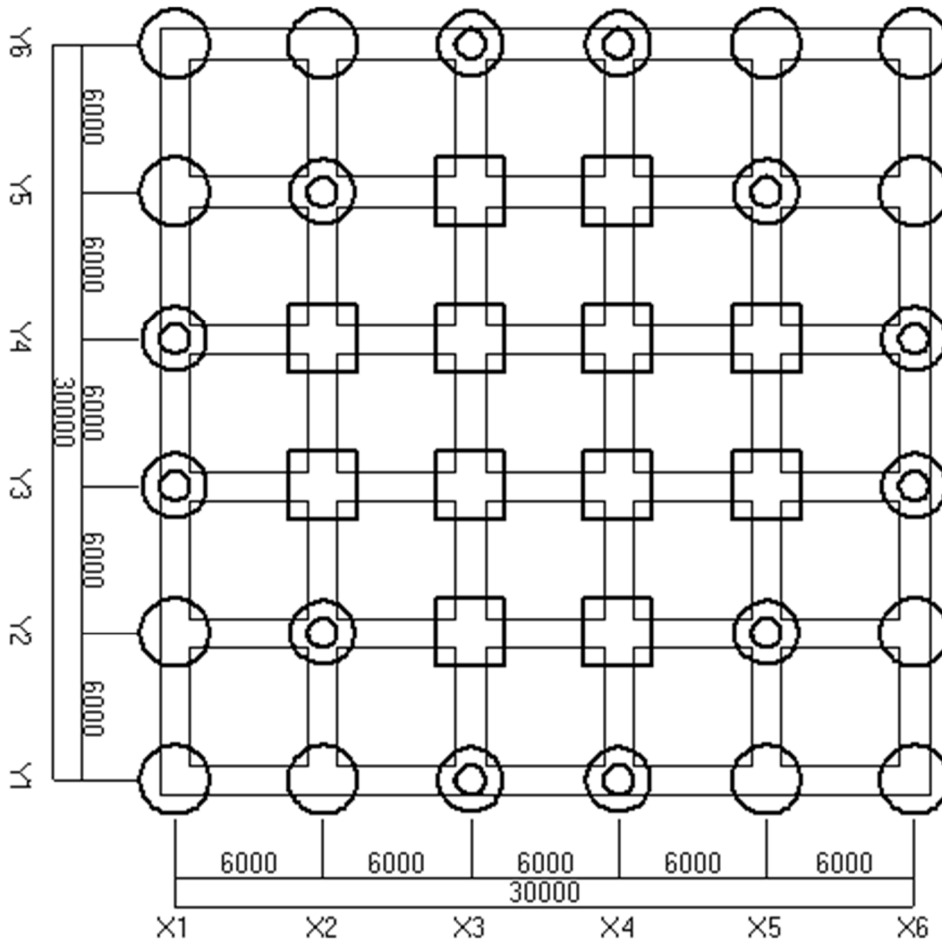


Fig. 3-9 Target Building

Table 3-2 Structural Various Factors

Unit volume mass [kg/m ³]	430
Building height [m] (Model [mm])	150 (500)
Width · Depth [m] (Model [mm])	30 (100)
Elastic 1st Natural period [s] (Foundation fixed)	3.13
Equivalent natural period [s] (Shear strain 200%)	5.42



【Symbol】 ○ : NRB-1400, □ : S-RB-1400, ⊙ : LRB-1400,

NRB : Natural rubber bearing, S-RB : Elastic sliding bearing, LRB : Lead Rubber Bearing

※The numbers indicate the size of the device. [mm]

Fig. 3-10 Element Layout of The Seismic Isolation Layer [unit : mm]

3.3.2 時刻歴風応答解析結果および考察

本節では、風向変化が風応答に及ぼす影響を検討するため、風向変化を考慮した風力波形を用いて時刻歴風応答解析を行った。解析結果として、観測地点の左側，中央，右側を通過した台風を参考に評価した3つの風力波形による風応答解析結果を示すとともに、比較対象として従来から用いられている評価時間10分間の風力波形による風応答解析の結果も併せて示す。この10分間の風力波形は、静止風圧実験結果を基に、極めて稀に発生する風に相当する再現期間500年相当に基準化した波形（以下、レベル2相当波形）とする。Fig.3-11にレベル2相当波形の地表面高さ約100m位置での波形を示す。尚、この波形は静止風圧実験の結果を用いており風向は変化させておらず、常に風向0°として実験を行っている。そのため、X軸方向は風直交方向、Y軸方向は風方向となっている。また、レベル2相当波形は、継続時間20分の波形を作成し、そのうち初めの10分間を余弦（正弦）波に基づく重み関数により0から始まるように加工しており、最大応答値の評価は後半の10分間を対象としている。

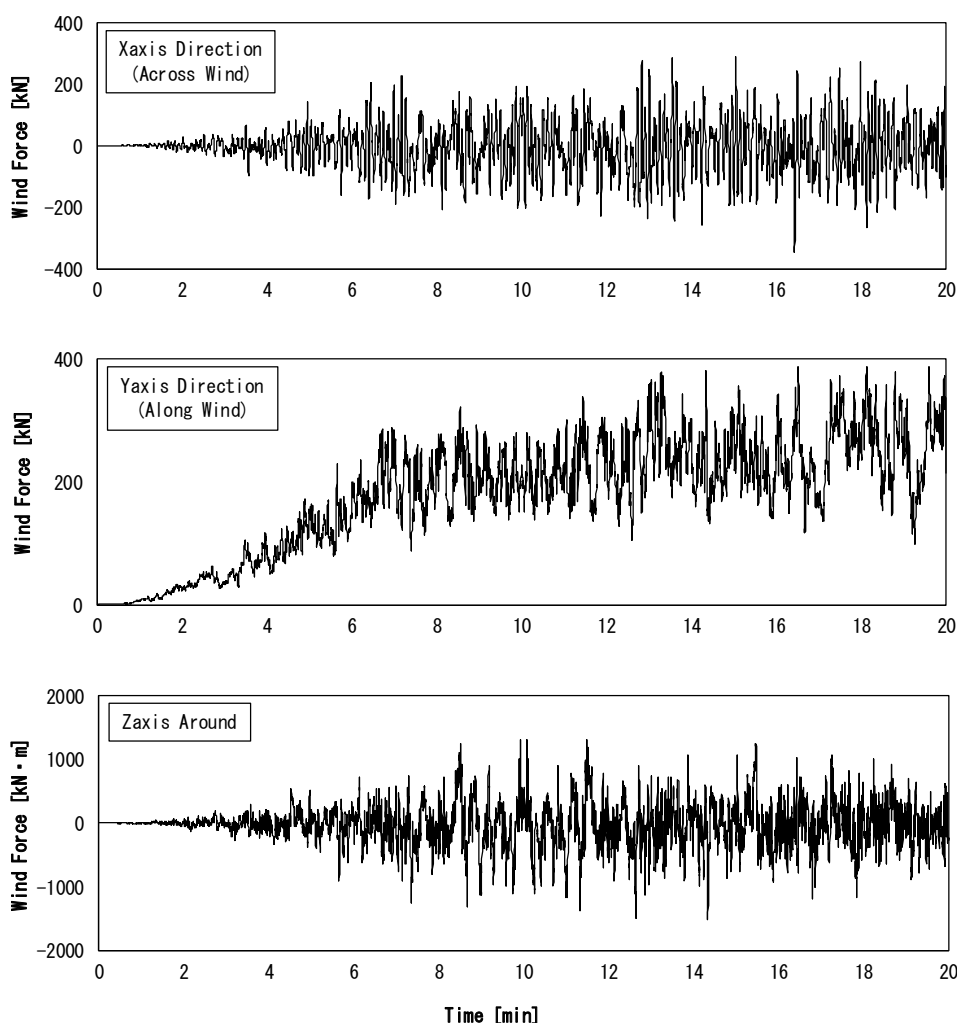


Fig. 3-11 Level 2 Wave

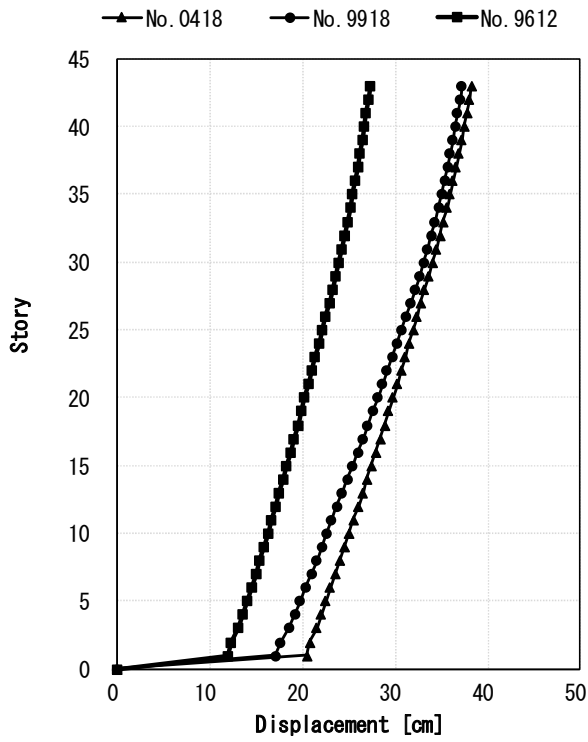
i) 最大応答値の検討

3つの台風モデル波形による解析結果として、Fig.3-12に最大応答変位、Fig.3-13に最大応答加速度を示し、レベル2相当波形による解析結果としてFig.3-14に最大応答変位を示す。尚、これらの解析結果は、各層の重心位置での最大値となっており、左側にX軸方向、右側にY軸方向の最大応答値を示している。また、Table 3-3には、免震層の最大変位とその発生時刻について示している。

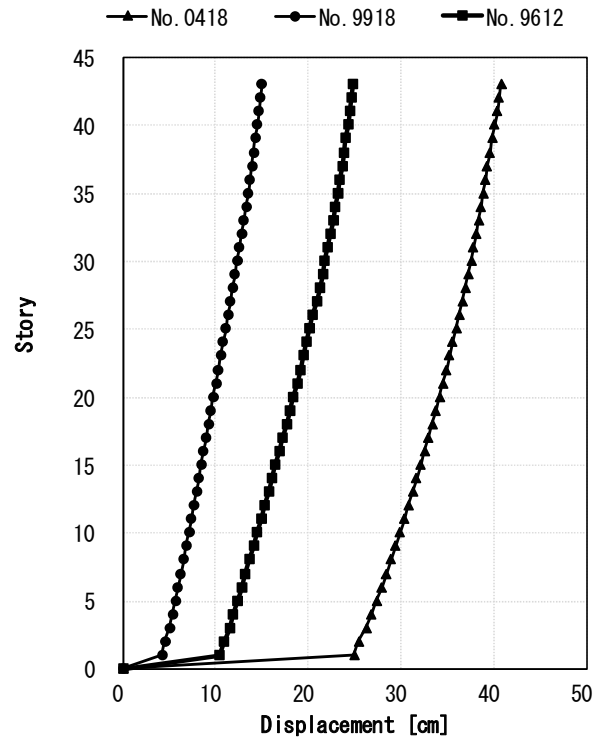
Fig.3-12, Fig.3-13では、最大応答変位と最大応答加速度のどちらにおいても台風0418号波形を用いた場合の応答が最大となる。これは、最大風速時の風向が関係しており、Table 3-3に示すように、最大風速時に風向約90°(X軸方向)および風向約180°(Y軸方向)と建築物に対して正対する風向となることで、大きな風力が作用したためだと考えられる。特に本研究では正方形平面を有するタワー型のモデルを対象としたため、建築物に対して正対する風向で風力が大きくなる傾向となった。また、Fig.3-14に示すレベル2相当波形のY軸方向最大変位と台風0418号のY軸方向最大変位がほぼ同程度となっている。これは、Table 3-3に示すように、最大変位がほぼ各波形の最大風速となる時刻(Fig.3-3)に発生しており、台風0418号については、最大風速となる時刻に風向180°を通過することで、一時的にレベル2相当波形と同じ条件の風向・風速になるためだと考えられる。

Table 3-3 Maximum Response Displacement of Seismic Isolation Layer and Occurrence Time

	X axis direction			Y axis direction		
	Max dis. [cm]	Time [min]	Wind rose [degree]	Max dis. [cm]	Time [min]	Wind rose [degree]
Typhoon No.9612	12.5	111.8	315	10.3	114.5	315
Typhoon No.9918	19.8	64.2	67.5	7.6	64.0	67.5
Typhoon No.0418	20.7	60.8	92.7	24.7	88.9	187.5

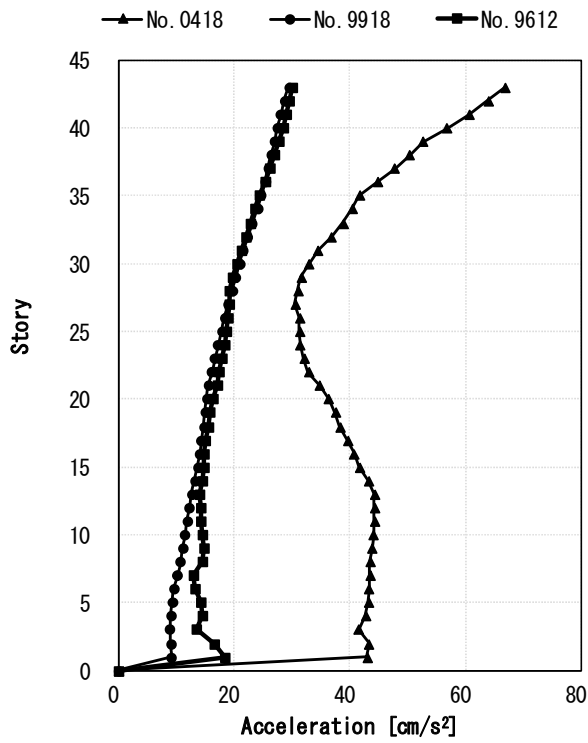


a) X Axis Direction

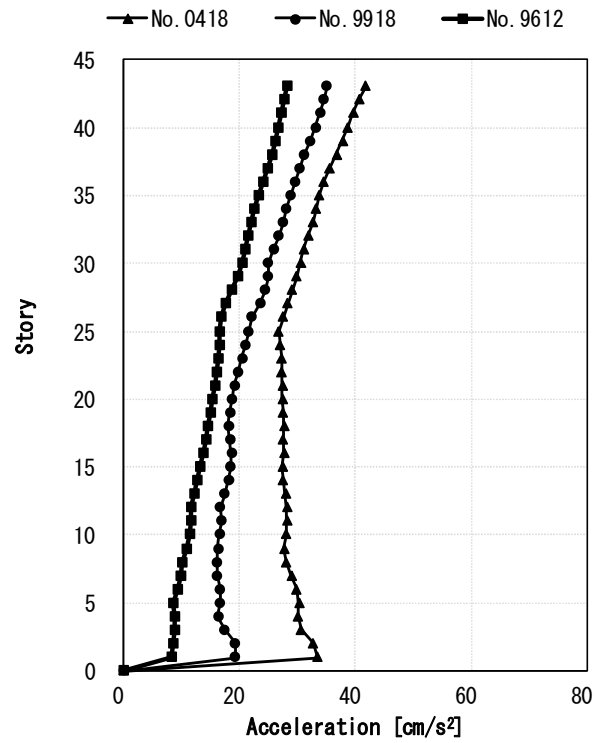


b) Y Axis Direction

Fig. 3-12 Maximum Response Displacement of Three Typhoons

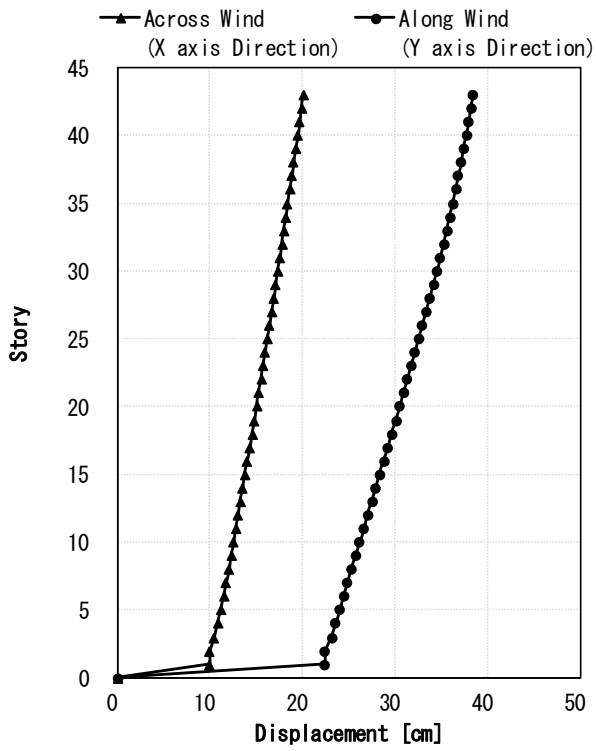


a) X Axis Direction

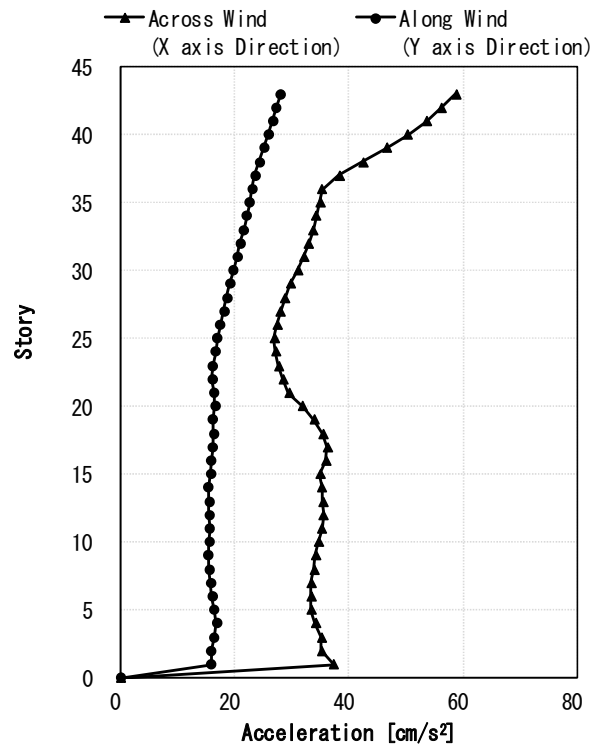


b) Y Axis Direction

Fig. 3-13 Maximum Response Acceleration of Three Typhoons



a) Displacement



b) Acceleration

Fig. 3-14 Maximum Response of Level 2 Wave

ii) 揺れ応答の検討

次に、風外力による揺れ挙動について検討する。揺れ応答については、重心位置での最大応答値 (Center) に加え X1, Y1 通りの隅角部① (Corner 1) と X6, Y6 通りの隅角部② (Corner 2) の最大応答値について示すものとし、Fig.3-15, Fig.3-16, Fig.3-17 に各台風波形による最大応答変位を示す。解析結果から、重心位置と隅角部①, 隅角部②の応答値がほぼ同程度であれば、揺れ応答が小さいものと考えられる。Fig.3-15 に示す、台風 9612 号波形の場合、重心位置と各隅角部での最大応答がほぼ同程度になっていることから、揺れ成分の風力の影響はあまりみられない。しかしながら、Fig.3-16, Fig.3-17 に示す台風 9918 号波形、台風 0418 号波形を用いた場合には重心位置と各隅角部の応答に差異がみられ、Fig.3-16 の台風 9918 号波形の X 軸方向については、特に顕著な傾向となっている。これは、揺れの風力の影響を強く受けているものと考えられる。このように、Fig.3-6～Fig.3-8 の中で、風向変化が大きく変化している台風モデルを用いた場合に揺れ応答が大きくなる傾向が確認できた。また、高さ方向の剛性に強弱があるような超高層免震建築物や立体的に不整形な建築物など風力の揺れ成分の影響を大きく受ける建築物の場合には風向変化および風速変化を考慮した風力波形を用いることが望ましいと考えられる。

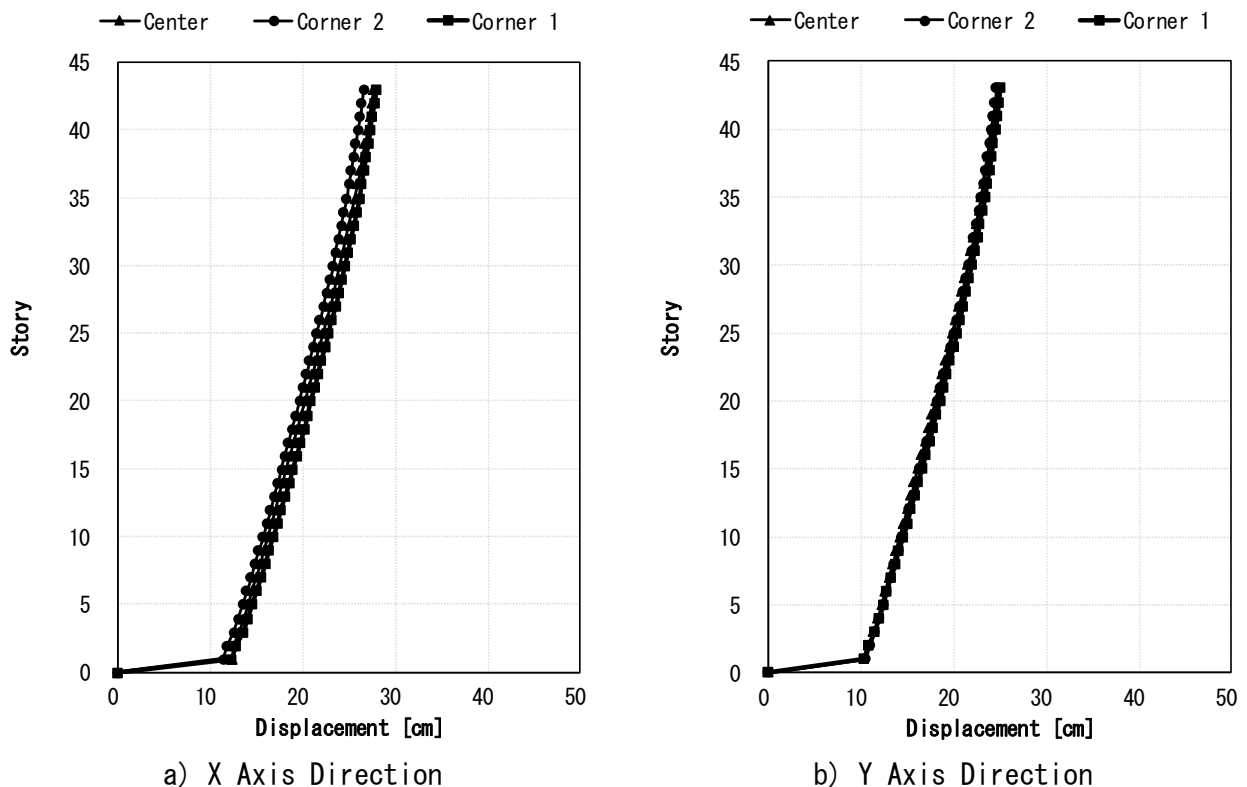
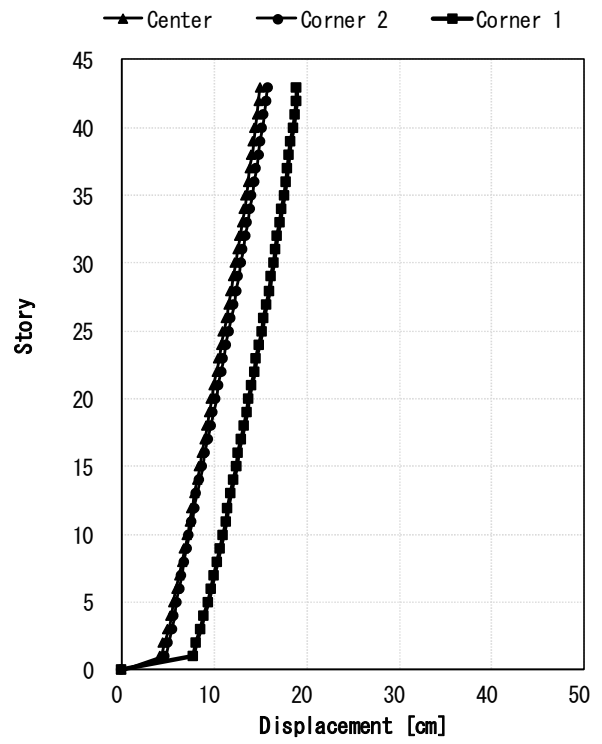
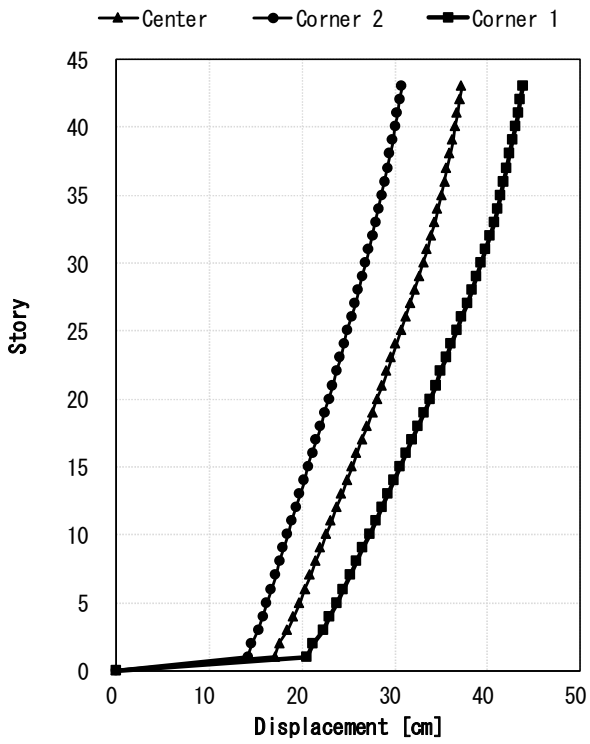


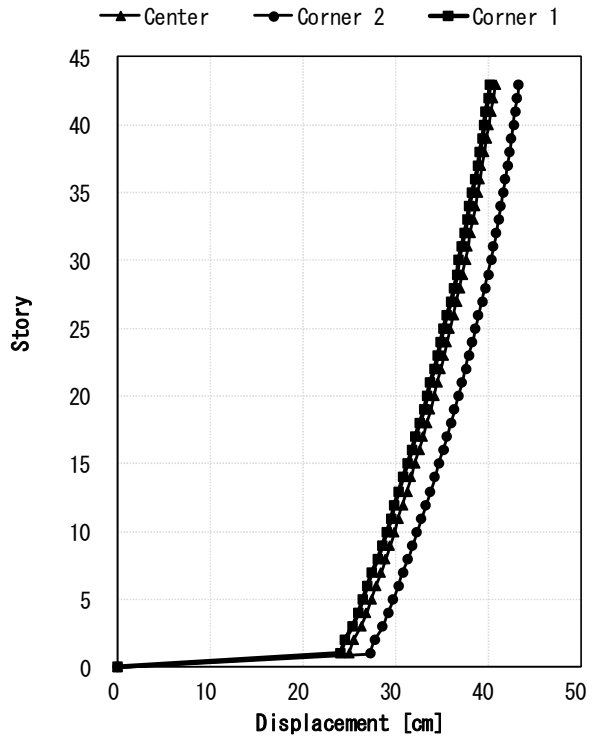
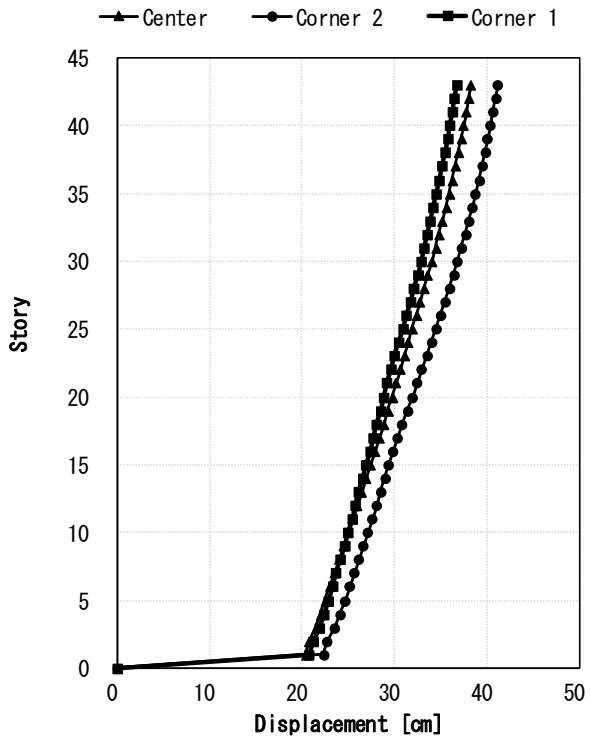
Fig. 3-15 Maximum Response Displacement of No. 9612



a) X Axis Direction

b) Y Axis Direction

Fig. 3-16 Maximum Response Displacement of No. 9918



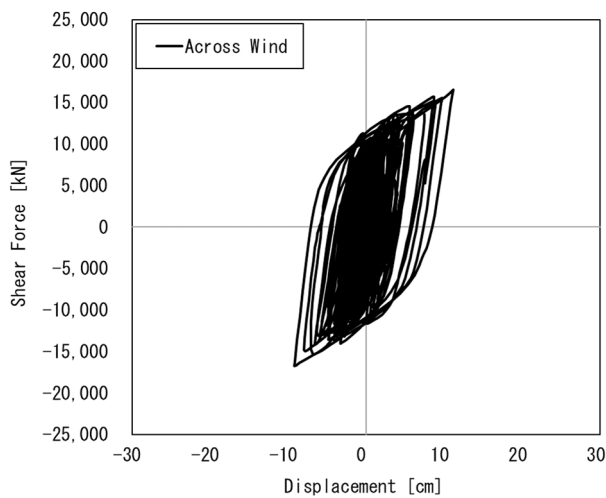
a) X Axis Direction

b) Y Axis Direction

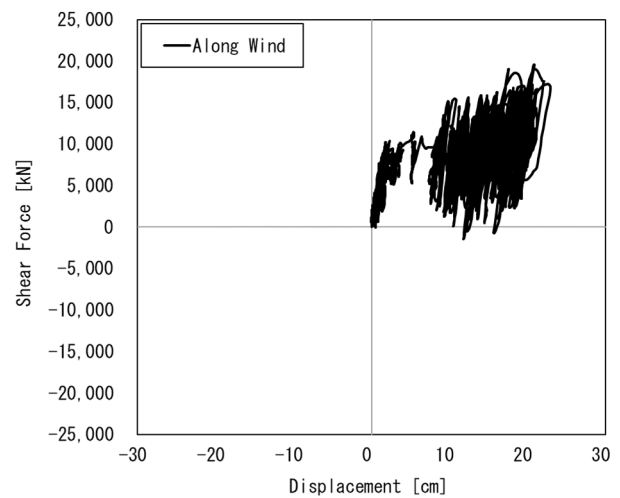
Fig. 3-17 Maximum Response Displacement of No. 0418

iii) 免震層の荷重-変形関係の検討

Fig.3-18 にはレベル 2 相当波形, Fig.3-19 には台風 0418 号波形による解析結果として, 免震層における荷重-変形関係を示す。これらの結果より, 台風波形では, Y 軸方向のみならず, 作用する風向に応じて X 軸方向にも平均成分の影響がみられる。このように, 台風波形の解析では, 風向が変化していることから, 1 つの方向で変動成分による変形と平均成分による変形の両方の特徴がみられる事が確認できた。また, 今回検討したモデルでは風方向振動の方が風直交方向振動より大きくなるため, 最大応答変位は風方向振動時に生じている。これらの結果から, 応答変位の最大値は, 風向変化の影響を受けず, 最大風力の影響が大きいことが確認できた。

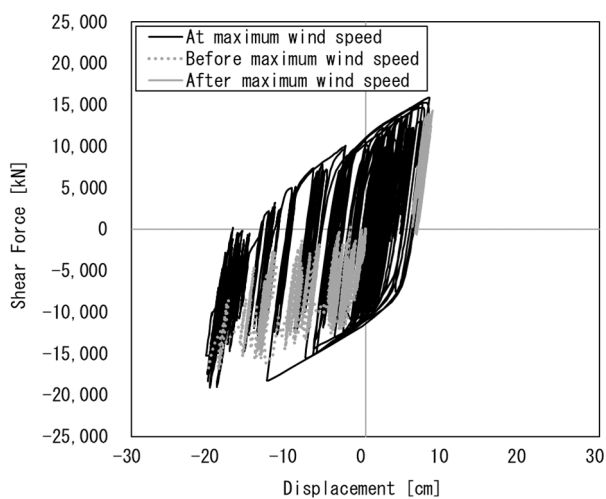


a) X Axis Direction

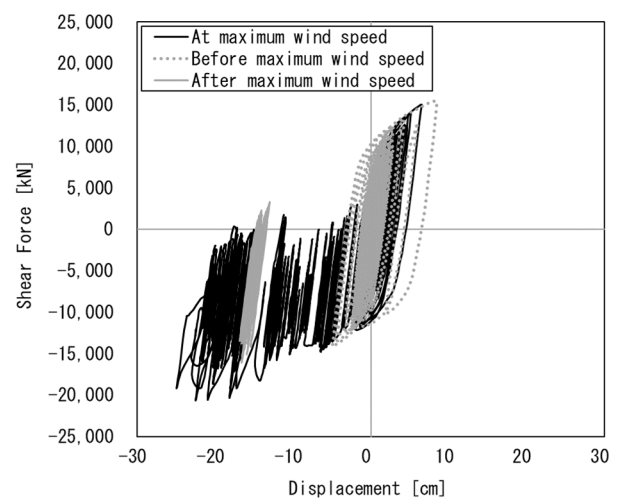


b) Y Axis Direction

Fig. 3-18 Load-Displacement Relationship of Seismic Isolation Layer by Level 2 Wave



a) X Axis Direction



b) Y Axis Direction

Fig. 3-19 Load-Displacement Relationship of Seismic Isolation Layer by No. 0418

3.4 おわりに

本章では、超高層免震建築物に対して、風向変化が風応答に与える影響について時刻歴風応答解析により検討することを目的に、風洞実験により風向変化および風速変化を考慮した風力波形の評価方法を示すとともに、その風力波形を用いた超高層免震建築物の時刻歴風応答解析結果について示した。その結果、以下のような知見を得た。

- 1) 風向変化および風速変化を線形にモデル化したケースでは、風圧実験時に模型を回転させることで風向変化を再現し、時間スケールの数値処理により風速変化を評価することで風向変化および風速変化を考慮した風力波形の評価方法について示した。
- 2) 継続時間の短い風力波形と風向・風速変化を考慮した長時間の風力波形では、風向と風速の条件が同じであれば、風向変化が水平方向の最大応答変位を著しく増減させる要因とはならないことが確認できた。
- 3) 揺れ応答は、各風向変化の台風モデルにより差異がみられた。そのため、揺れ応答を検討するための波形は、風向変化のモデル化が重要となる。
- 4) 部材の疲労損傷等、小振幅時の応答も考慮する必要がある場合を除いて、最大応答値については、従来から行われている継続時間 10 分間の風力波形により検討を行うことで評価できることを示した。

参考文献

- [3-1] 一般社団法人日本免震構造協会：免震建築物の耐風設計指針，2012.9
- [3-2] 竹中康雄，飯塚真巨，鈴木雅靖，吉川和秀，山田和彦：鉛プラグ型積層ゴムを考慮した高層免震建築物の風応答簡易評価法，日本建築学会構造系論文集，2002.11，第 561 号，pp.89-94
- [3-3] 安井八紀，大熊武司，丸川比佐夫：クリープ変形を伴う免震建築物の風応答性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，2007.9，第 619 号，pp.41-48
- [3-4] 松井正宏，大熊武司，田村幸雄：経験的風況特性を用いた仮想台風による風速時刻歴の生成方法，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)，2009.8，pp.115-116
- [3-5] 鈴木雅靖，竹中康雄，近藤明洋，飯場正紀，大熊武司，松井正宏：高層免震建築物の風応答時刻歴解析による検討(その 3 風向変化を伴う 3 方向風力時刻歴波形の作成)，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，2011.8，pp.613-614
- [3-6] 辻田修，丹羽秀聡，大熊武司，和田章：弾塑性構造物の風応答性状ならびにその予測に関する研究-その 3 提案予測手法の風速変化に対する適用性，日本建築学会構造系論文集 (493)，1997，pp.17-22
- [3-7] 一般社団法人日本建築学会：建築物の減衰，2000
- [3-8] 一般社団法人日本建築学会：免震構造設計指針，2013

第4章

風直交方向を対象とした空力不安定振動の検討

4.1 はじめに

超高層免震建築物の設計において、風荷重により免震部材が降伏する場合、降伏に伴う長周期化により空力不安定振動の発生するリスクが高まる点に注意が必要である。免震建築物の耐風設計指針（以下、JSSI 指針）においても、『免震建築物は、・・・＜中略＞・・・、空力不安定振動など同規模の一般建築物では通常は特段の配慮が必要ない事項についても慎重に設計を行う必要がある。』と記述されているものの、検討方法等についての詳細は記載されていない。しかし、空力不安定振動の発生は建築物の崩壊を招く恐れのある事象であり、超高層免震建築物の耐風設計において、空力不安定振動を発生させないことは大変重要となる。

免震部材が降伏すると建築物の固有周期は、弾性時の固有周期に対して数倍にもなる。空力不安定振動が発生する風速は建築物の形状と固有周期に依存する。そのため、弾性振動時の共振風速が例えば 100 m/s を超えていても、免震化して長周期化することで、共振風速が 60 m/s 以下となる可能性がある。このように、空力不安定振動が発生する風速が設計風速以下となる場合も考えられる。この問題について、実験的アプローチとして、岡崎らは超高層免震建築物を対象として、免震層の弾塑性変形をモデル化した振動装置を開発し、風洞実験により応答性状および振動模型に作用する変動風力の変化を評価することを試みている。結果として、免震状態では応答の増大がみられないことが報告されている^[4-1]。しかし、復元力特性や構造減衰をパラメトリックに検討できていないことや、風力の評価が出来ないなどの課題もある。また、解析的アプローチとして、片桐らは高層免震建築物の空力不安定振動を検討する場合、風方向、風直交方向、振れの 3 方向の振動を考慮して検討するべきとし、強制加振実験で得られた振動依存風力を用いて解析的に求める方法により検討している。その結果、建物密度 185 kg/m³ の場合、辺長比 1 の風直交方向振動の風速 60 m/s 付近及び辺長比 2 の振れ振動の風速 70 m/s 付近において、振動依存風力による応答変位の増大あるいは空力不安定振動の生じる結果が示されている^[4-2]。しかし、この解析では強制振動実験により評価した振動依存風力を含む風力波形を用いているが、強制振動実験時に免震層の変形に応じて振動モードが変化するようなモデルを想定しておらず、免震建築物特有の振動を再現した実験を行っていない等の課題もある。そこで、文献[4-3]では、ニューハイブリッド空力振動法^[4-4]（以下、NHAT）を応用して、スウェイ振動とロッキング振動（以下、スウェイを S、ロッキングを R）を有するシステム（以下、S-R.H）を開発し、高層免震建築物の風による応答性状を把握することを試みている。NHAT および S-R.H は実験手法と解析手法を組み合わせたハイブリッド型のシステムであるため、実験および解析的手法の有する特長を併せ持っている。実験的手法の特長として、実験気流を用いて模型に

作用する風圧力を直接計測可能であるため、建築物が不安定振動時であっても、建築物に作用する空気力を応答との相互作用を含んで計測が可能である。さらに、解析的手法の特長として、振動モデルの設定の自由度が高いこと、各構造パラメータの設定が容易であること、エネルギー評価等の詳細な解析的検討が可能であることなどが挙げられる。これらの特長を併せ持つ S-R.H は、高層免震建築物のような弾性振動時と弾塑性振動時で振動モードが異なるような応答性状を示す建築物を検証する上で極めて有効性が高いと考えられる。

そこで本章では、高層免震建築物を対象に風直交方向振動の空力不安定振動について検討することを目的とする。検討には S-R.H システムを用いるものとし、S-R.H に適用可能な数値積分法の詳細も含めてシステムの概要についても示す。本検討では、S-R.H が空力不安定振動を再現可能なシステムであることを弾性シミュレーションにより確認し、長周期化する弾塑性挙動時に空力不安定振動が発生するか否かを弾塑性シミュレーションにより検討する。

4.2 S-R.H システムの概要

S-R.H の制御概念図を Fig.4-1 に示す。S-R.H では、任意の高層免震建築物をコンピュータ内で多質点系の振動モデルに置換し、逐次積分法を用いて応答解析を行う。また、風外力は風洞実験装置内に設置した縮尺模型壁面の風圧センサーにより測定された値を用いる。このとき、逐次積分法にて算出された建築物の応答値を強制加振機により縮尺模型に再現しながら風圧力の測定を行う。このように、コンピュータ解析と、強制加振機を用いた風圧測定実験を組み合わせることで、建築物の応答と気流との相互作用を含んだ風圧力が計測可能となる。コンピュータ内の多質点系振動モデルは、数値的に設定されるため、実験上で再現するモデルより自由に設定可能となる。したがって、高層免震建築物のような基部に減衰効果が集中する場合や、免震層の塑性化に伴う一般化質量の変化についても対応可能である。

S-R.H では、非定常空気力を評価する際に、応答値にしたがって風圧測定用模型を加振することが含まれる。しかし、装置の複雑化には限界があるため、多くのモードを再現した複雑な加振を行うことは難しい。これに対し、高層免震建物の風応答では、免震層の水平変形と上部構造の転倒が支配的であり、非定常空気力に影響を及ぼす応答成分もほぼこれら二つと考えられる。したがって、免震層の水平変形と上部構造の転倒のみを再現することで、評価される非定常空気力の精度は確保できると考えられる。よって、本システムでは、加振によって再現するモードをこの二つに限ることとした。ここで注意しなければならないことは、本システムでは、応答計算で考慮するモードと非定常空気力を評価する際の風圧模型の加振モードが、一致しなくてもシミュレーションは実施可能であるという点である。これは、S-R.H が、非定常空気力と応答の評価を別々に行うという特殊な方法であるためである。具体的には、非定常空気力については、文献[4-5]に示されるように、以前から剛な実験模型を用いて評価されている。そのため、1次の振動モードを再現することで十分評価可能と

なる。一方、応答については、適用する数値積分に対して精度と安定条件を満足するようなモード次数までを計算して評価している。このように実験での評価と解析での評価を別々に行っているため、必ずしも両者のモード次数が一致する必要はない。

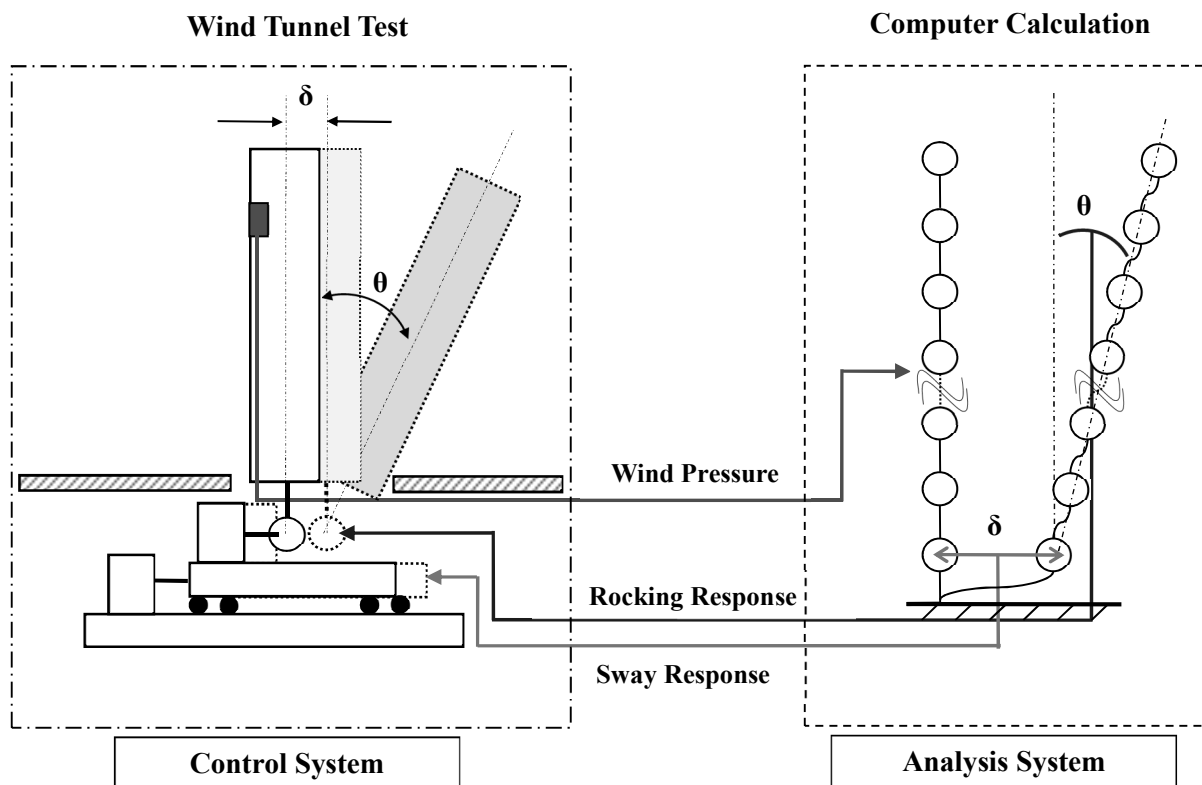


Fig. 4-1 S-R. H System

4.3 S-R.Hに適用する数値積分法

S-R.Hでは、実験装置を制御し、外力データを取り込みながら離散化された時間上で step-by-step の数値積分を行うため、適用する数値積分法は様々な制約を受ける。そこで本節では、S-R.Hに適用する数値積分法の基本的な考え方について整理するとともに、数値実験によりその有用性を検討する。

4.3.1 数値積分法の概要

本項では、S-R.Hに適用する数値積分法が受ける制約について整理し、基本式の誘導、S-R.Hに適用した場合のアルゴリズム等について述べる。まず、S-R.Hにおいて数値積分を実施する際には以下の制約を満たす必要がある。

- ① 実験システムの性能限界により、積分時間刻み Δt をむやみに小さく出来ない。この制約により、解の安定性、精度の確保が難しくなる場合がある。
- ② リアルタイムの高速制御にシステムを追従させるため、収束計算等の繰り返し計算を含まないことが望ましい。
- ③ 建築物の耐震性や耐風性は弾塑性挙動により確保されることもあるため、塑性化や除荷及び再載荷等の急激な応力変化に対しても精度良く追跡できなければならない。

S-R.Hに適用する数値積分法は制約②、③を考慮し、次ステップの応答が陽的に求められる陽な Newmark β 法^[4-6]を基本とする。また、建築物の地震や風外乱に対する応答は低次のモードが卓越することが知られている。この事実を踏まえモーダルアナリシスを適用し、限られたモードのみで応答値を求める。これは計算量の低減はもとより、解の安定性を容易に確保することを目的としている。すなわち、全体の応答にはほとんど含まれないが、安定条件が厳しい高次モードの成分は計算に含まない。従って、計算しない高次モードは安定条件から除外されたため、条件①も満足されることになる。以上より、S-R.Hに適用する積分法として、陽な方法を基本とし、従来の手法^[4-7]に新しいパラメータを導入して精度の向上を図り、モード削除法を適用した手法 (Modal-Explicit Integration Technique) を用いるものとする。以下、Modal-Explicit Integration Technique を MET と称する。しかし、モーダルアナリシスが非線形な系には適用できないことが問題となる。この問題に対して MET は、非線形な復元力を常に一定の仮想剛性に寄与する成分と不釣り合い力の成分に分離することで解決している。すなわち、仮想剛性を有する振動系に本来の外力に不釣り合い力を付加した見かけ上の外力が作用する現象と見なすことで、モーダルアナリシスが実施可能となる。これにより、S-R.Hシステムにおける制約を受けても非線形挙動を追跡できる手法となる。

次に、前述の考え方に基づいてこの積分法の定式化を行なう。一般に、外力 f を受け、復元力が非線形な挙動を示す場合の多自由度振動系の運動方程式は式(4-1)のように表される。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + r = f \quad (4-1)$$

ここに、 m は質量、 c は減衰マトリクス、 \ddot{x} は加速度ベクトル、 \dot{x} は速度ベクトル、 r は復元力ベクトル、 f は外力ベクトルを表す。この積分法では前述したように非線形な振動系に対してもモーダルアナリシスを実施するため、復元力ベクトル r を仮想剛性 k^I と不釣り合い力 r^u より式(4-2)のように表されるものとする。

$$r = k^I x - r^u \quad (4-2)$$

上式を式(4-1)に代入し、左辺の r^u を右辺に移項すると式(4-3)が得られる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + k^I x = f + r^u \quad (4-3)$$

上式は、線形な剛性 k^I を有する系が外力 $f + r^u$ を受ける現象を表すものと見なせる。よって、質量 m と仮想剛性 k^I によって定められた一般化座標に対し、式(4-3)の各項を分解し、各々独立した方程式を導く。

通常積分法と同様、METにおいても式(4-1)で解を求めるための積分計算は時間を離散化して実施するが、METではこの行程を一般化座標系上で行なう。ただし、S-R.Hにおいて外力の測定は実験行程を含むため、一般化座標系上で求めることができない。また、複雑な復元力モデルでは一般化座標系上で復元力値を算定することが更に複雑となる。したがって、外力の測定および復元力を算定する前後に各物理量の座標変換を行なう。一般化座標系上の変位応答 X を物理座標系上の変位ベクトル x に変換する式を式(4-4)に示す。

$$x = \sum_{k=1}^m \phi_k^I X_k^I \quad (4-4)$$

ここに、上付添え字 I は仮想剛性 k^I により定めた一般化座標系に関する値、下付添え字 k はモード次数、 ϕ はモードベクトルを表す。また、添え字 m は最高次のモード次数を表す。また、一般化座標系上の変位応答 X は物理座標系上の変位ベクトル x から式(4-5)によって変換される。

$$X_k^I = \frac{\phi_k^{I,T} m x}{\phi_k^{I,T} m \phi_k^I} \quad (4-5)$$

ここに、上付き添え字 T は転置を表す。さらに、陽な Newmark β 法において、一般化座標系上における変位応答と速度応答及び加速度応答は物理座標系上と同様に式(4-6)～式(4-8)により求められる。

$$X_{i+1}^I = X_i^I + \dot{X}_i^I \Delta t + 1/2 \ddot{X}_i^I \Delta t^2 \quad (4-6)$$

$$\dot{X}_{i+1}^I = \dot{X}_i^I + 1/2(\ddot{X}_i^I + \ddot{X}_{i+1}^I)\Delta t \quad (4-7)$$

$$\ddot{X}_{i+1}^I = -M^{I,-1}C^I \dot{X}_{i+1}^I - M^{I,-1}R_{i+1}^I - M^{I,-1}F_{i+1}^I \quad (4-8)$$

ここで、下付添え字 i は離散化された時刻歴上のステップ数を表す。また、 M は一般化質量、 K は一般化剛性、 C は一般化減衰、 F は一般化座標系における外力を表す。式(4-3)～(4-8)を Fig.4-2 に示すフローに従って計算を行えば、非線形な挙動を示す復元力に対する応答値が求められる。

一般に振動系の各モード応答は互いに独立であることから、応答値に対して支配的なモードのみを計算し、その他は削除することが可能である。この考え方に基づき、振動数が高く安定条件確保には厳しいが全応答に対して支配的でない高次モードは計算しない。これにより、数値積分法全体では緩やかな安定条件で精度について満足できる解が得られることが予想できる。この操作は、式(4-4)において $m = m'$ (m' は応答に対して支配的な最高次のモード次数) とし、式(4-5)～(4-8)の k は $1 \sim m'$ に対し、計算すれば不要な高次モードを削除したことになる。

また、本章で対象とする振動系モデルは、復元力特性がせん断型のばねのような単純なものとしてモデル化している。よって、等価線形化法の考え方により、等価剛性を目安に仮想剛性を定めている。等価剛性とは、履歴を描く復元力特性において、原点と最大値を通る線形な剛性を意味する。一般化座標をこの剛性を参考に定めれば、最も自然な形式で固有ベクトルが定められ、少ないモード応答の重ね合わせで精度の良い応答値を得ることができる。以上より、MET は①～③の制約下においても、安定した解が得られる可能性が示された。次項以降では数値実験を実施して解の精度について検証する。

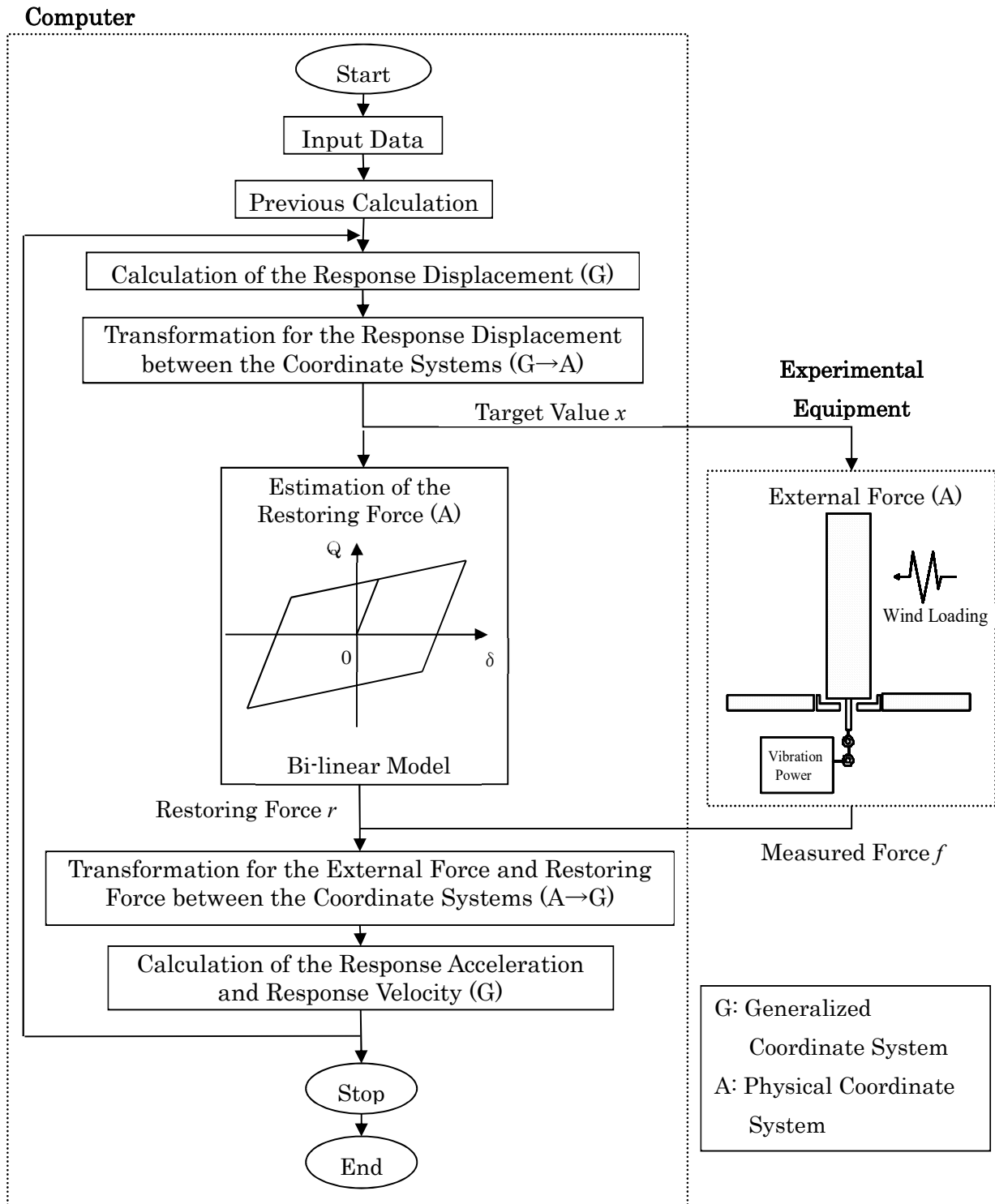


Fig. 4-2 Concept of Applying MET to Hybrid Vibration

4.3.2 数値実験による積分法の検証

本項では S-R.H への適用に先立ち、コンピュータを用いた数値実験により、MET の精度について検討する。数値実験は弾塑性挙動を示す高層建築物の縮約モデルを用いた数値実験 1 および数値実験 2 と高層免震建築物を想定したモデルを用いる数値実験 3 を実施する。

i) 数値実験 1

数値実験 1 で用いるモデルは最上層の剛性を極端に硬くし、高い振動数のモードを含むようにしたせん断 5 質点系モデルである。そのため、条件付安定の数値積分法を用いる場合、応答値に支配的なモード応答の精度を確保するためではなく、応答値にはほぼ含まれないモードの安定性を確保するために積分時間刻みを小さくしなければならない。数値実験 1 では、まず建築物の中間層 (2, 3 層) が Fig.4-3 に示すようなバイリニア型の復元力特性を有する場合を想定する。Fig.4-4 に振動系モデルとその各質量 m 、バネ定数 k 、固有円振動数 ω を示す。バイリニア型復元力特性の各パラメータは、2 層および 3 層の初期剛性が 8×10^4 kN/m および 6×10^4 kN/m、初期剛性と第二剛性の比 (バイリニア係数) はどちらの層も 0.07、降伏変位はどちらの層も 0.02 m とする。等価剛性 k^e は後述されている基準解の応答値から、履歴曲線上の最大応答変位の座標と原点を直線で結んだ傾きとする。よって、2 層および 3 層の k^e を 3.3×10^4 kN/m および 1.9×10^4 kN/m とする。さらに、固有ベクトルを作成する目安とする仮想剛性 k' は $k'/k^e = 0.05, 0.5, 1.0, 2.0, 10$ となるように定めた。

解析に用いる減衰は仮想剛性に対して直交性を有するように定めた。各モードにおける減衰定数は 0.01 とした。使用する外力は振動系の 2 次の固有円振動数まで一定のパワーを有し、それ以降は全くパワーのない振幅モデルを想定し、位相は一様乱数とした。これらのモデルに基づいて、各周波数成分の正弦波の振幅と位相を定め、それらを各時刻において重ね合わせることによって、時刻歴外力を求めた。各質点に作用する外力の相関性は 0 とした。このような外力により得られる応答値は 2 次モード以下が支配的になることが予測される。

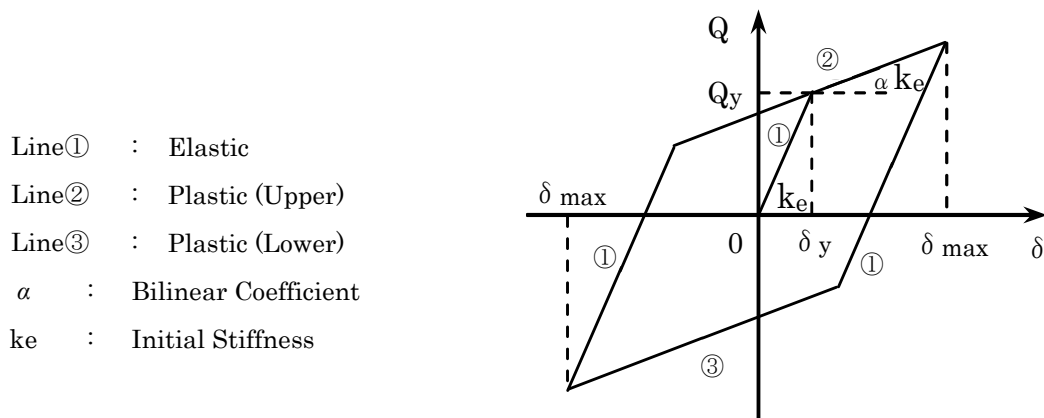


Fig. 4-3 Hysteretic Model

MET で求めた解は陽な Newmark β 法で求めた解，すなわち，MET の全モードを考慮した解（基準解）と比較し，その精度を検証する。陽な Newmark β 法は線形加速度法よりも数値積分の精度は劣るが，次ステップの解を求めるために剛性を必要としないため，非線形な復元力に対しても次ステップの値を精度よく定めることができる。さらにこの手法は積分時間刻みを十分細かくすれば線形加速度法と同等な精度を得ることも知られている^[4-6]。陽な Newmark β 法の積分時間刻み Δt_N は $\omega_m \Delta t_N < 2$ かつ $\omega_m' \Delta t_N < 0.5$ を満足するよう $\Delta t_N = 0.001$ 秒と設定した。MET の積分時間刻み Δt_M は， $\omega_m' \Delta t_M < 0.5$ のみ満足するよう $\Delta t_M = 0.01$ 秒と設定した。よって数値実験 1 では， $\omega_5 \Delta t_M = 15.267$ となり，2 つの積分時間刻みの関係は， $\Delta t_N \times 10 = \Delta t_M$ となる。なお，ステップ数は陽な Newmark β 法で解を求める際は，40960 であるのに対し，MET では，積分時間刻みが Δt_N の 10 倍であるため，ステップ数は 1/10 の 4096 となる。このように MET では，時間刻みを大きくできるため，コンピュータの計算量が通常の陽な Newmark β 法よりかなり少なくなる。また，解析を行うにあたり支配的なモードの最高次数，すなわち重ね合わせるモード次数は 4 次モードとする。

上記のような条件で行った解析結果として，Fig.4-5 に $k'/k^a = 0.05$ の場合を，Fig.4-6 に $k'/k^a = 1$ の場合を示す。これらの解析結果は，解析モデルの質点 2, 3 における応答加速度，変位の時刻歴と履歴曲線である。図より，MET の解は基準解と一致していることが確認できる（2 つの線が重なって 1 つの線に見える）。よって，数値実験 1 により，一部が塑性化するようなモデルに対して，MET が安定して精度の良い解が得られることが確認できた。

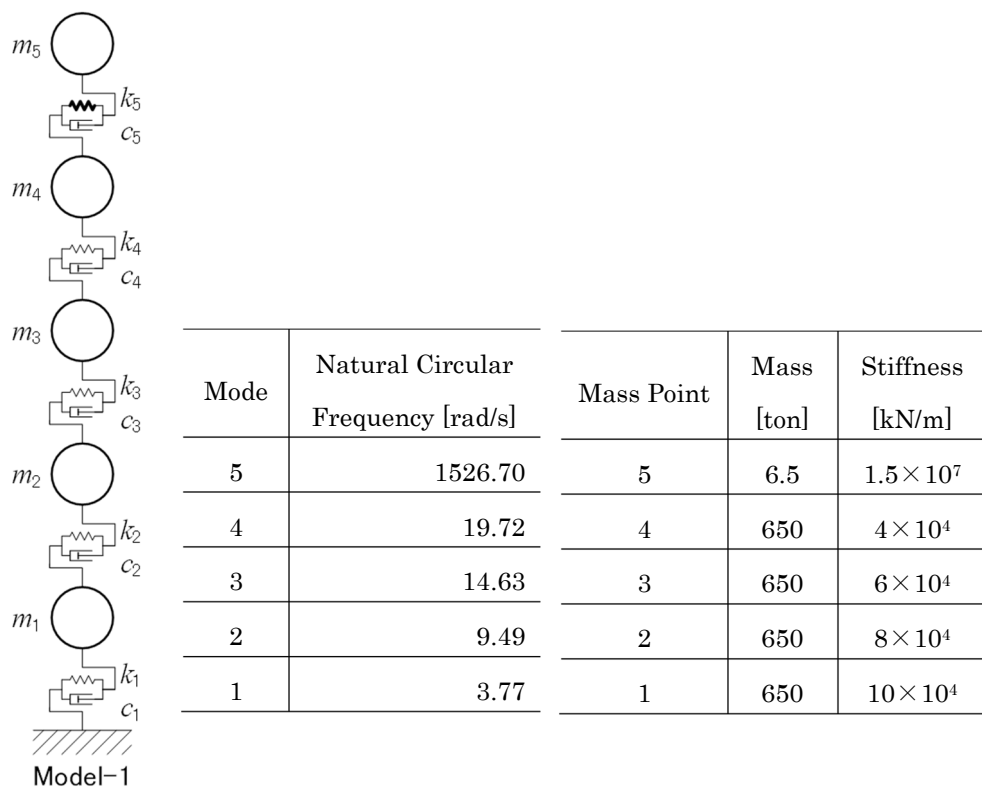
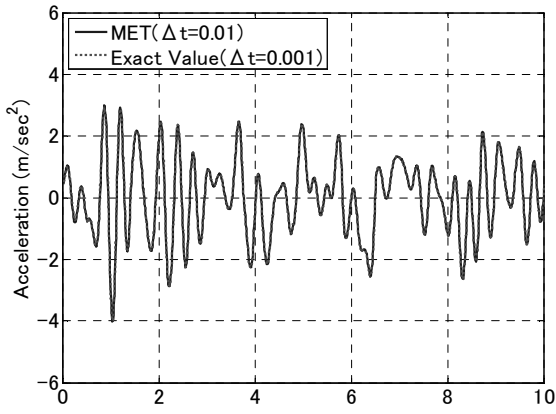
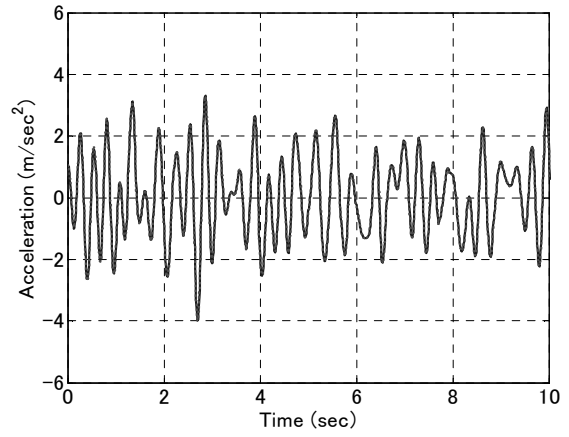


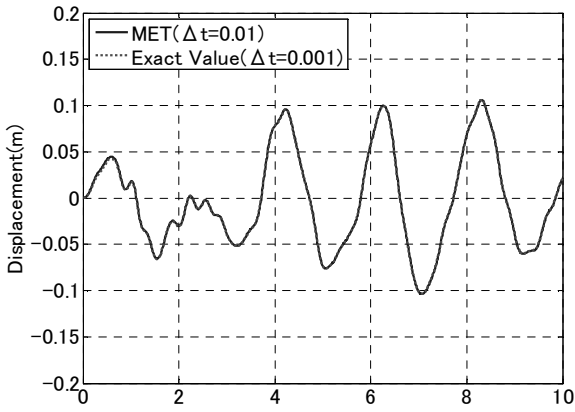
Fig. 4-4 Analysis Model



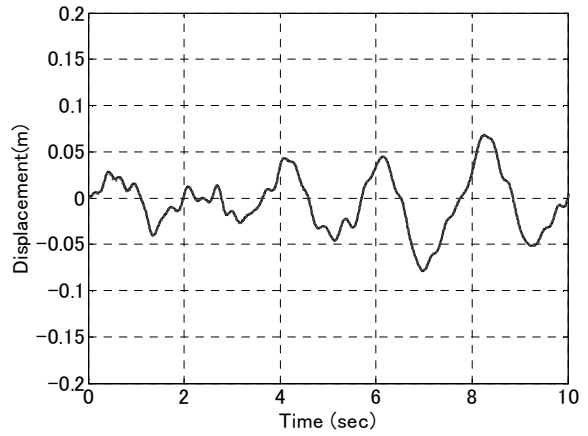
1) Acceleration



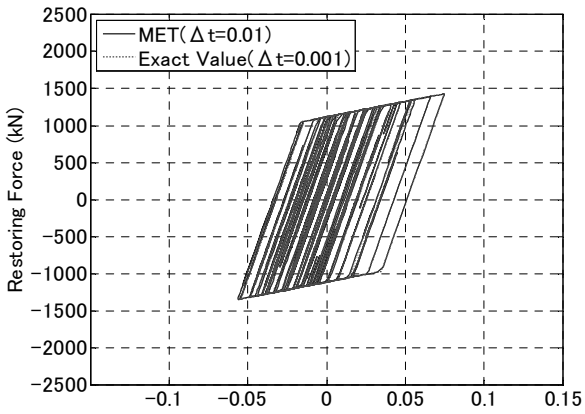
1) Acceleration



2) Displacement

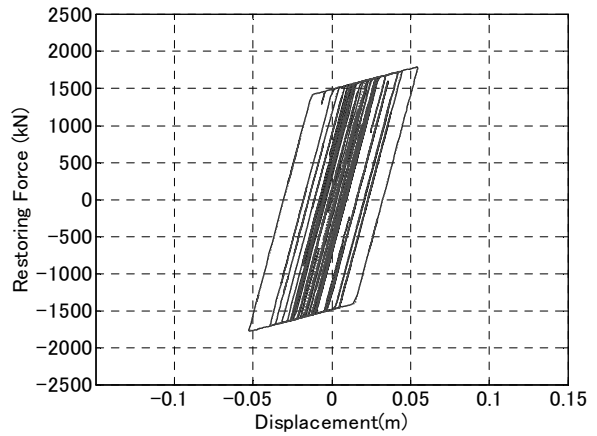


2) Displacement



3) Hysteretic Curve

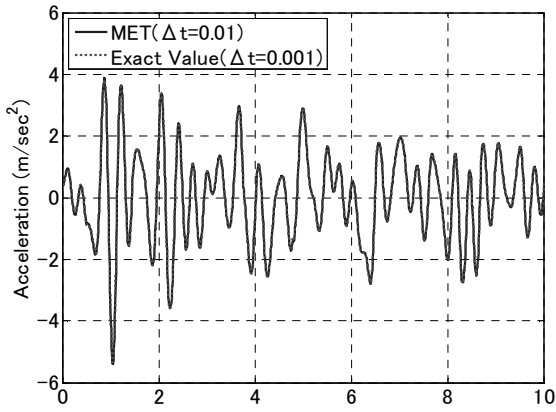
a) Mass Point 3



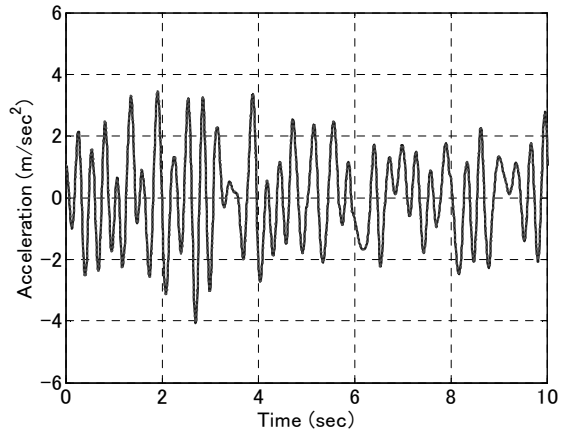
3) Hysteretic Curve

b) Mass Point 2

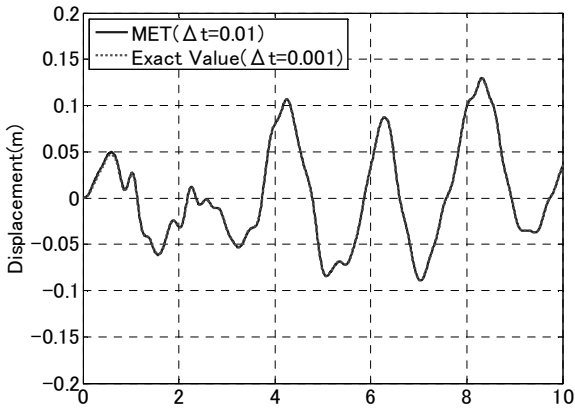
Fig. 4-5 Response Values in Time History and Hysteretic Curves ($k^l/k^a = 0.05$)



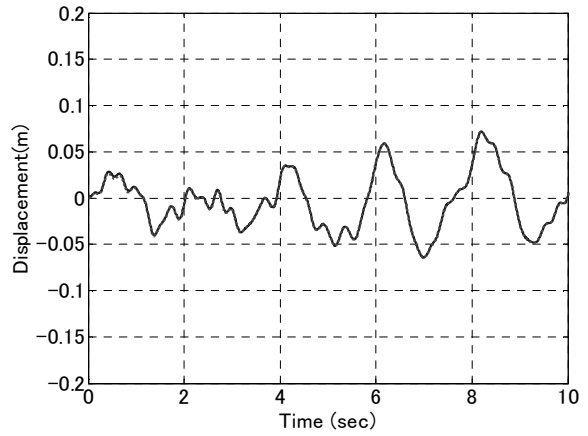
1) Acceleration



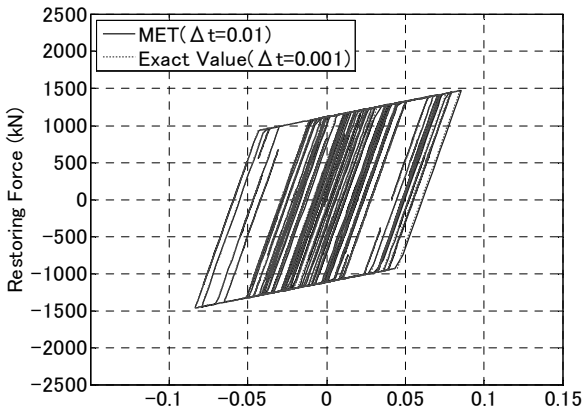
1) Acceleration



2) Displacement

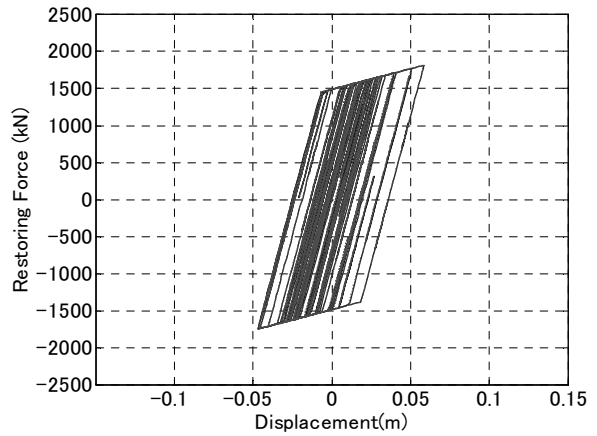


2) Displacement



3) Hysteretic Curve

a) Mass Point 3



3) Hysteretic Curve

b) Mass Point 2

Fig. 4-6 Response Values in Time History and Hysteretic Curves ($k^1/k^a = 1$)

ii) 数値実験 2

数値実験 2 では、極端に剛性を高くした層を除くすべての層が塑性化するモデルを対象に MET の精度を検証する。数値実験 2 の解析諸元は、復元力特性以外は数値実験 1 の解析諸元と同様とする。復元力特性は、すべての層でバイリニア型とする。バイリニア型復元力特性の各パラメータは、1～4 層の初期剛性が 10×10^4 , 8×10^4 , 6×10^4 , 4×10^4 [kN/m], バイリニア係数が各層 0.07, 降伏変位が各層 0.02 m とする。等価剛性 k^a は数値実験 1 と同様の方法で求め、1～4 層の k^a を 3.8×10^4 , 2.6×10^4 , 1.7×10^4 , 0.95×10^4 [kN/m] とする。また、 k^l/k^a は 1.0, 10 とする。

上記のような条件で解析を行った結果を Fig.4-7 に示す。これらの図は、質点 4 の応答加速度の時刻歴と履歴曲線である。解析結果より、MET の解は基準解と一致していることが確認できる。よって、数値実験 2 により、全層が塑性化するようなモデルに対して、MET が安定して精度の良い解が得られることが確認できた。

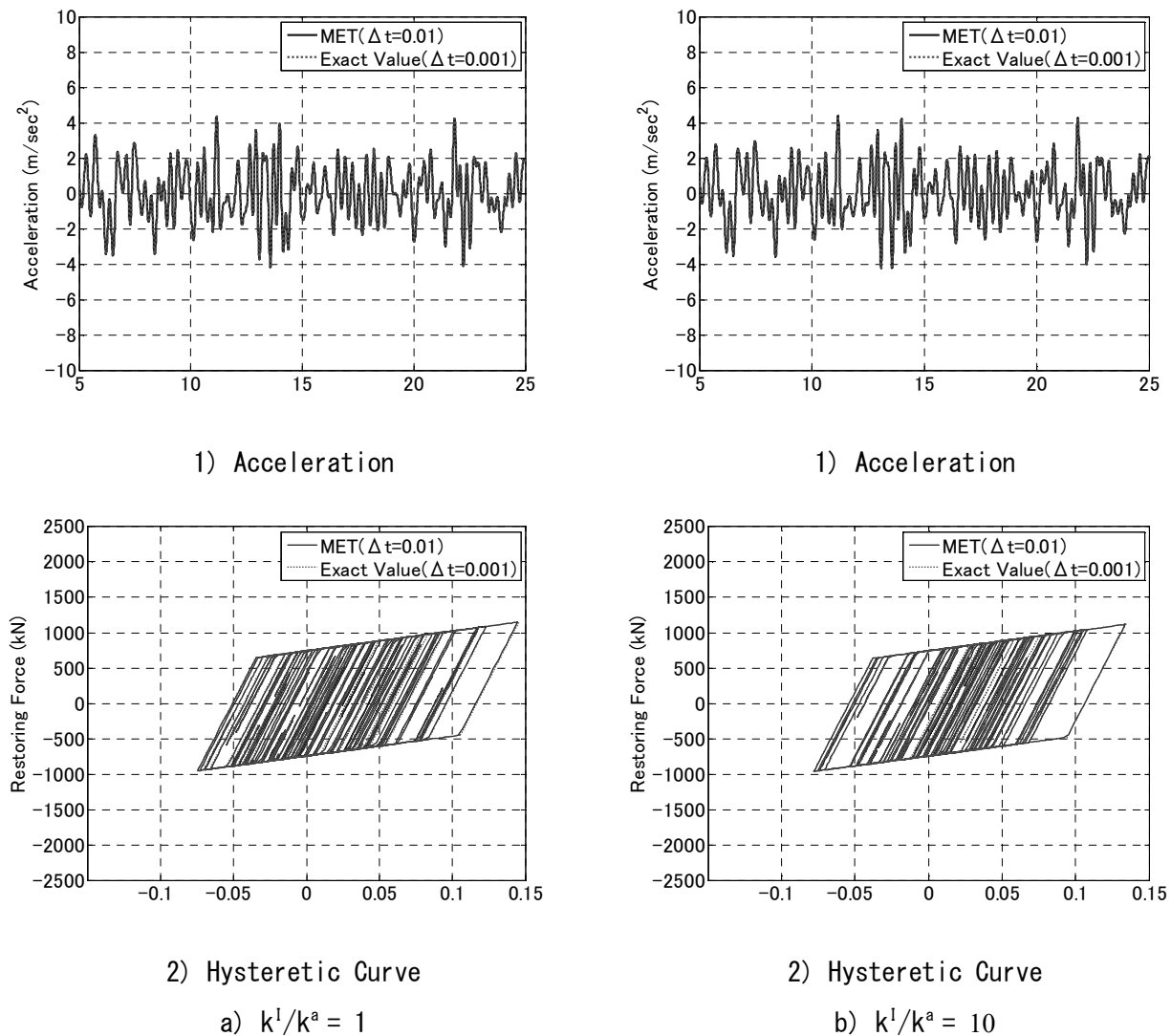
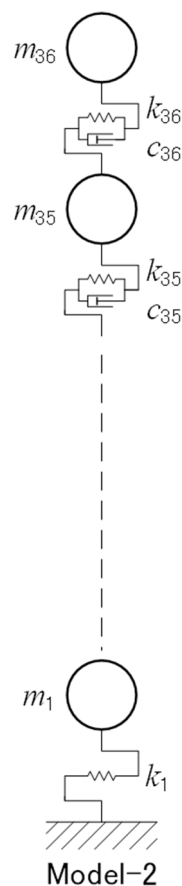


Fig. 4-7 Response Values in Time History and Hysteretic Curves [Mass Point 1]

iii) 数値実験 3

数値実験 3 では、最下層を免震層とする高層免震建物を想定し、一部のみが塑性化する多質点系モデルを対象に MET の精度を検証する。解析モデルは、Fig.4-8 に示す 36 質点のせん断ばねマスモデル (Model-2) とした。各質点の質量は一律に 650 ton とし、剛性は高さ方向に比例的に変化するよう分布させた。なお、2 層の剛性は 4.5×10^6 kN/m、36 層の剛性は 1.5×10^6 kN/m とした。また、免震層の復元力特性はバイリニア型とした。等価剛性 k^a は、数値実験 1 と同様に定め、 $k^a = 9.7 \times 10^4$ kN/m とした。重ね合わせる最高次のモード数は、3~15 とした。また、 k'/k^a は 0.05, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 5.0, 10 とした。

Table 4-1 に重ね合わせるモード次数と k'/k^a の関係による解の精度について良, 限界, 不良の三つに分類したものを示す。Table 4-1 の Mode 15 は 15 次モードまでを重ね合わせたことを意味している。良, 限界, 不良の代表的な結果を Fig.4-9~Fig.4-11 に示す。Fig.4-9~Fig.4-11 は振動系モデルにおける質点 1 の応答加速度, 変位の時刻歴, 履歴曲線である。解析結果より, MET では $k'/k^a \leq 2$ の条件下では, ほぼ 5 次モードまで重ね合わせれば, MET の積分時間刻みを陽な Newmark β 法の積分時間刻みの 10 倍 としても, 十分に精度の良い解が得られることが確認できた。よって, MET により, 時間刻みを大きく出来ると共に少ないモード次数の重ね合わせで十分な精度を得られることから計算時間が大幅に短縮できることが確認できた。



Mode	Natural Circular Frequency [rad/s]
5	23.34
4	17.90
3	12.55
2	7.40
1	2.69

Fig. 4-8 Analytical Model

次に、任意に定める k^l と解の精度について考察する。Table 4-1 に示したように $k^l / k^a \leq 2$ であれば、5次モードまでの重ね合わせで十分な精度の解は得られる。しかし、 $k^l / k^a = 10$ では15次モードまで重ね合わせても良好な精度の解は得られない。 k^l / k^a の値により、解の精度が異なる理由について検討するため、Fig.4-12 に10, 20, 30次モードの時刻歴応答を示す。Fig.4-12 より、 $k^l > k^a$ では、高次のモード応答が大きくなるため、低次モードのみの重ね合わせで応答を評価したい場合には不適切となる。これに対し、 $k^l < k^a$ とすると高次のモード応答は小さくなり、 $k^l \doteq k^a$ で r^a が刺激するモードは低い成分のみとなる。よって、 k^l を設定する際は、 $k^l < k^a$ の範囲とし、できるだけ $k^l \doteq k^a$ となるように設定すると低次モードのみの重ね合わせで精度が確保できる。以上より、数値実験3により、METが免震建築物を想定したモデルに対しても有効であることが確認できた。

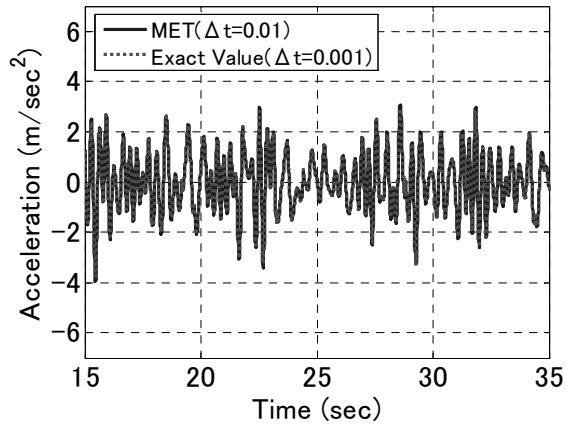
Table 4-1 Accuracy of Solution

a) Displacement (○ : Good, △ : Limit, × : Bad)

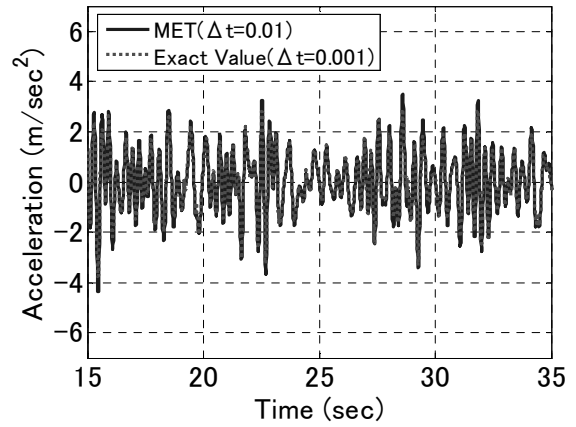
		k^l / k^a						
		0.05	0.5	1	2	3	5	10
Maximum Mode Number of Superposition	Mode 15	○	○	○	○	○	○	×
	Mode 14	○	○	○	○	○	△	×
	Mode 13	○	○	○	○	○	×	×
	Mode 12	○	○	○	○	○	×	×
	Mode 11	○	○	○	○	○	×	×
	Mode 10	○	○	○	○	○	×	×
	Mode 9	○	○	○	○	○	×	×
	Mode 8	○	○	○	○	○	×	×
	Mode 7	○	○	○	○	△	×	×
	Mode 6	○	○	○	○	×	×	×
	Mode 5	△	○	○	○	×	×	×
	Mode 4	×	△	△	△	×	×	×
Mode 3	×	×	×	×	×	×	×	

b) Accelation (○ : Good, △ : Limit, × : Bad)

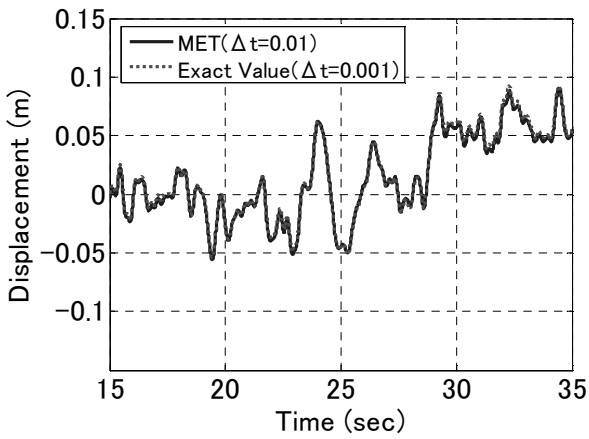
		k^l / k^a						
		0.05	0.5	1	2	3	5	10
Maximum Mode Number of Superposition	Mode 15	○	○	○	○	○	○	×
	Mode 14	○	○	○	○	○	○	×
	Mode 13	○	○	○	○	○	○	×
	Mode 12	○	○	○	○	○	○	×
	Mode 11	○	○	○	○	○	○	×
	Mode 10	○	○	○	○	○	○	×
	Mode 9	○	○	○	○	○	○	×
	Mode 8	○	○	○	○	○	○	×
	Mode 7	○	○	○	○	○	×	×
	Mode 6	○	○	○	○	○	×	×
	Mode 5	○	○	○	○	○	×	×
	Mode 4	×	×	×	×	×	×	×
Mode 3	×	×	×	×	×	×	×	



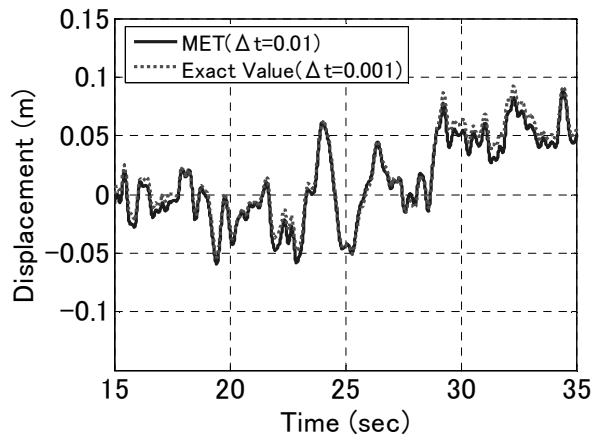
1) Acceleration



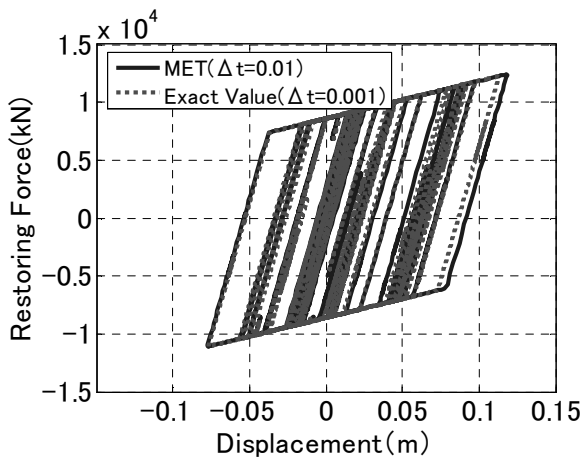
1) Acceleration



2) Displacement

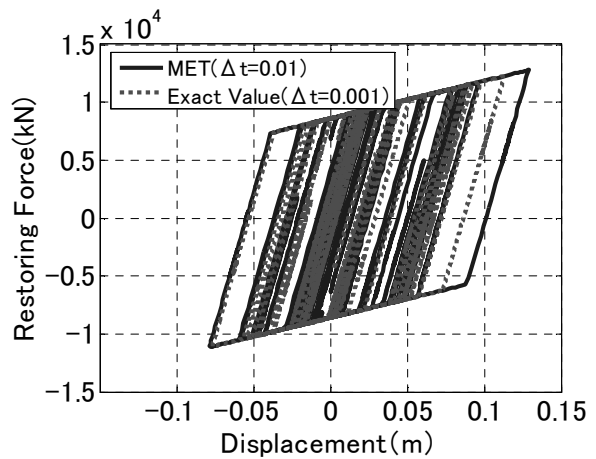


2) Displacement



3) Hysteretic Curve

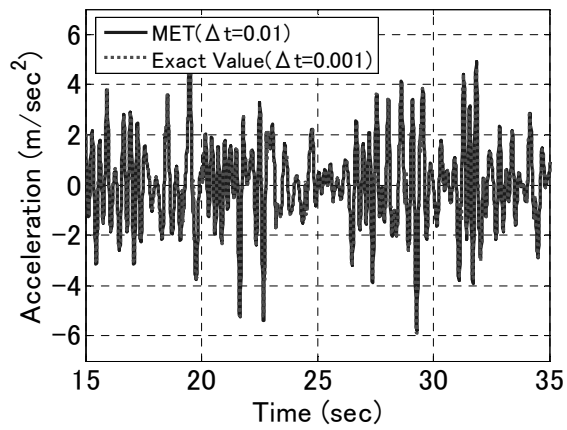
a) Mode 10



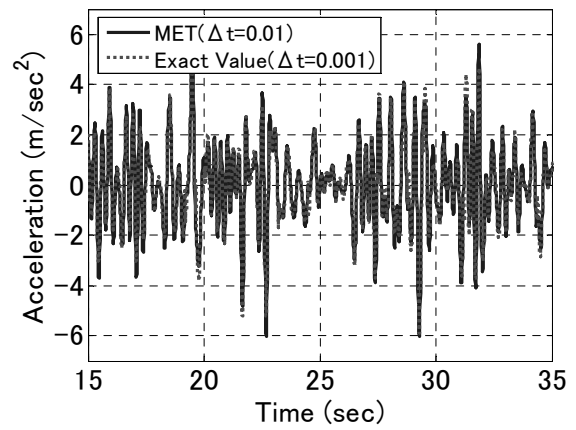
3) Hysteretic Curve

b) Mode 5

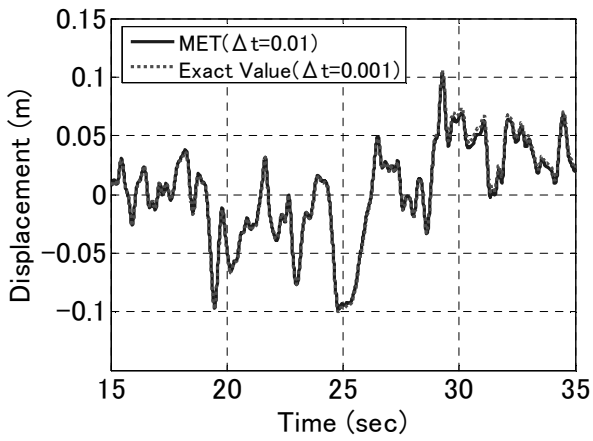
Fig. 4-9 Response Values in Time History and Hysteretic Curves [$k'/k^a = 0.05$]



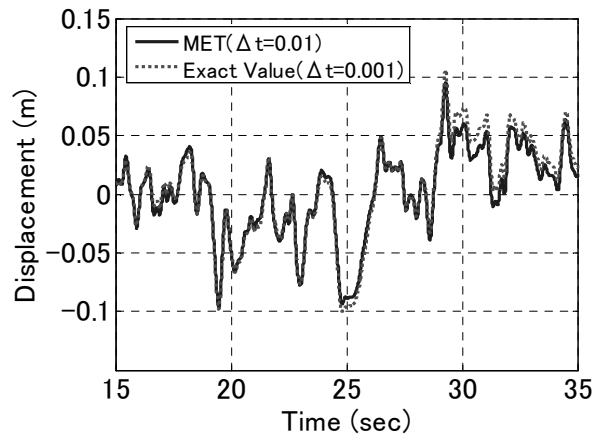
1) Acceleration



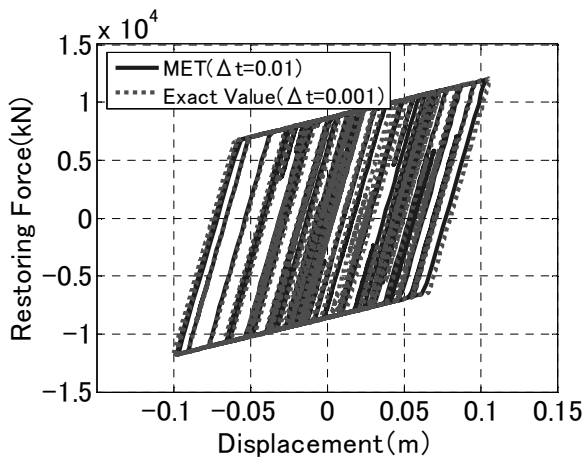
1) Acceleration



2) Displacement

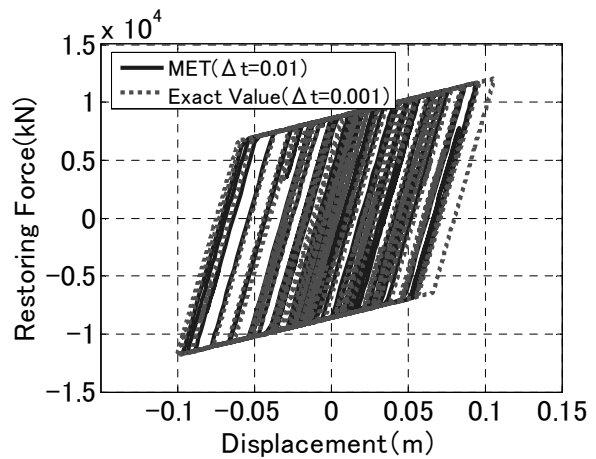


2) Displacement



3) Hysteretic Curve

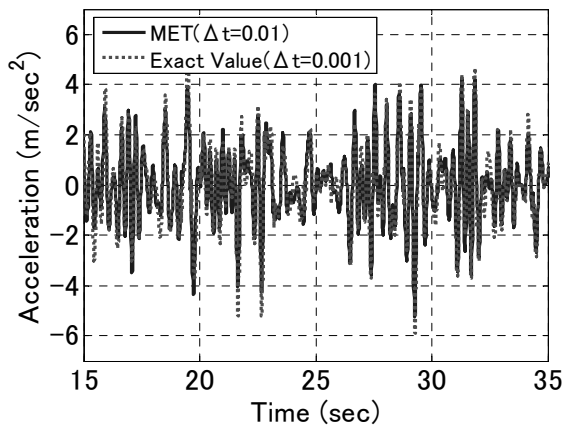
a) Mode 10



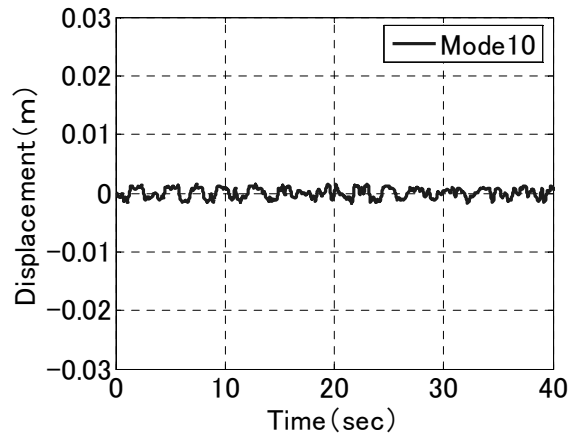
3) Hysteretic Curve

b) Mode 5

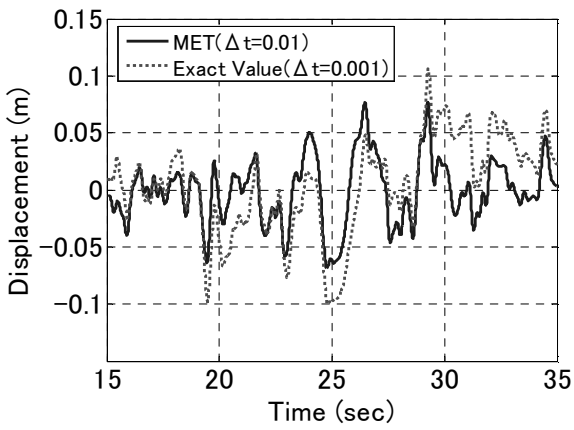
Fig. 4-10 Response Values in Time History and Hysteretic Curves [$k^l/k^a = 1$]



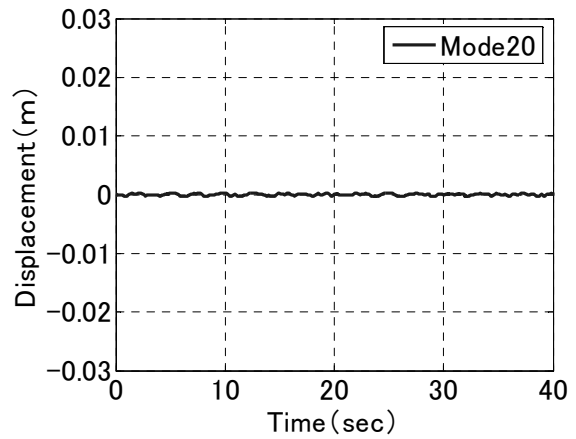
1) Acceleration



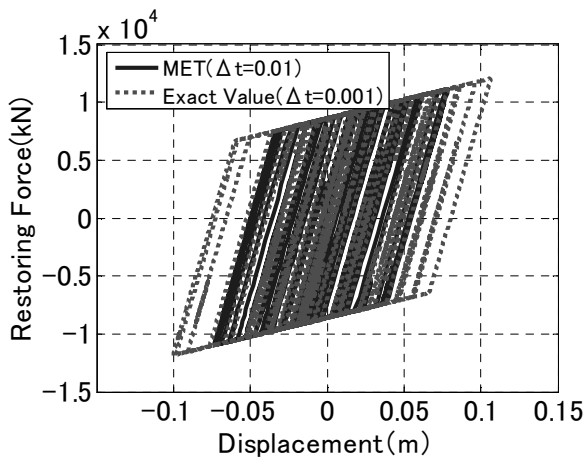
1) Mode 10



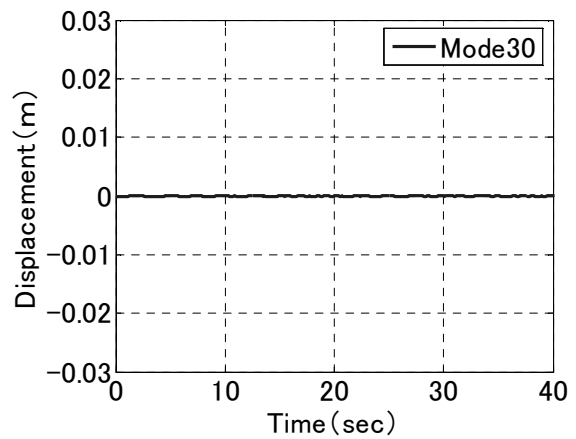
2) Displacement



2) Mode 20



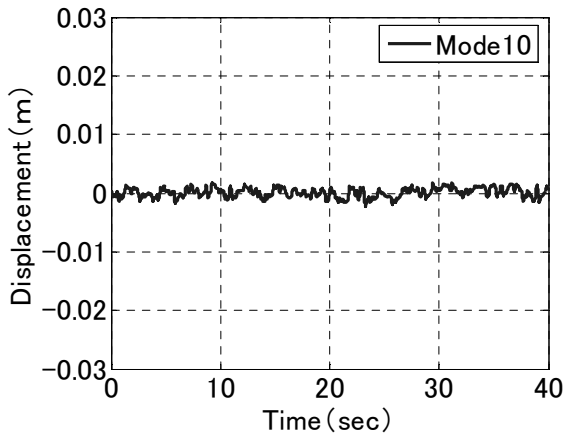
3) Hysteretic Curve



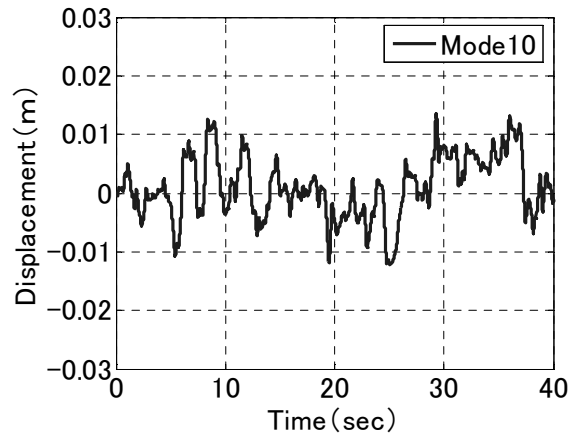
3) Mode 30

Fig. 4-11 Response Values in Time History and Hysteretic Curves
 $[k^1/k^a = 10, \text{ Mode } 15]$

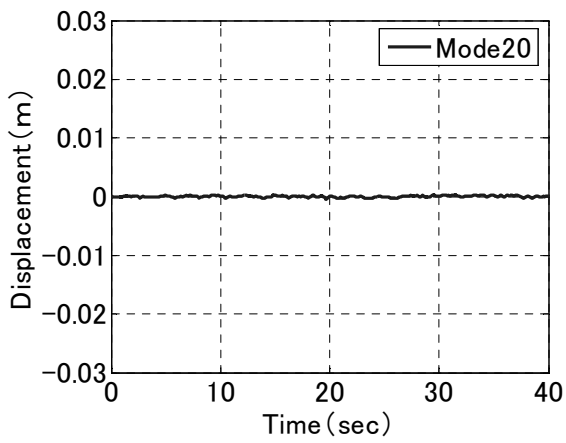
Fig. 4-12.1 Response Values in Time History
 $[k^1/k^a = 0.05]$



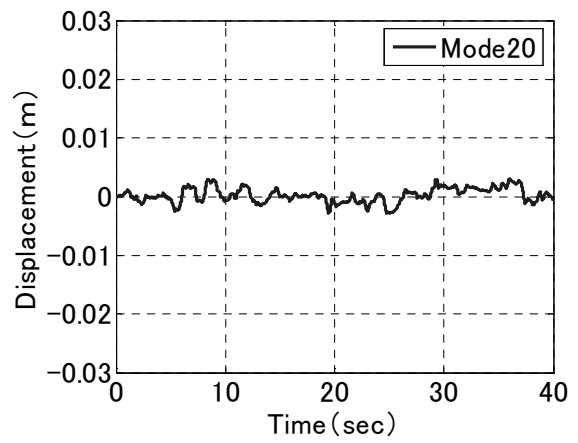
1) Mode 10



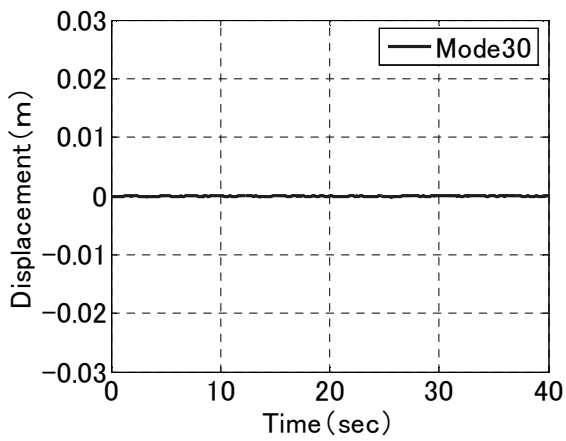
1) Mode 10



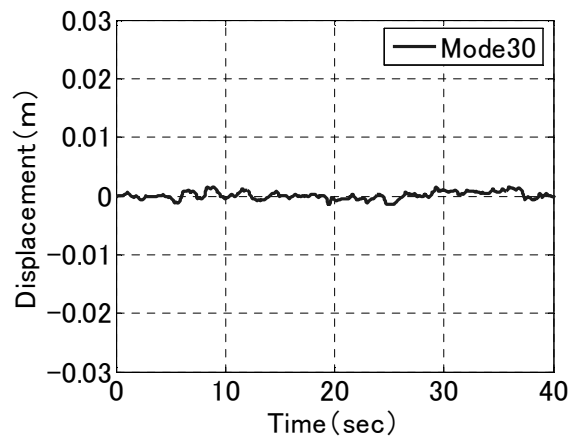
2) Mode 10



2) Mode 10



3) Mode 30



3) Mode 30

Fig. 4-12.2 Response Values in Time History
[$k^l/k^a = 1$]

Fig. 4-12.3 Response Values in Time History
[$k^l/k^a = 10$]

4.4 S-R.Hによる空力不安定振動の検討

本節では、前節で示した数値積分法を適用した S-R.H システムを用いて、超高層免震建築物の空力不安定振動について検討を行った結果について示す。

4.4.1 S-R.Hによる振動実験の概要

本節で対象とする建築物の諸元を Table 4-2 に示す。建築物は RC 造（以下、RC-model）および S 造（以下、S-model）を想定し、高さ $H=125\text{ m}$ 、幅 B 及び奥行き $D=25\text{ m}$ の塔状比 5 とした。上部構造はすべて同じ単位面積当たりの質量とし、免震層を含めた総重量は RC-model で $2.29 \times 10^5\text{ kN}$ 、S-model で $1.53 \times 10^5\text{ kN}$ とした。上部構造の剛性は、RC-model の 1 層で $4.5 \times 10^6\text{ kN/m}$ 、最上階で $1.5 \times 10^6\text{ kN/m}$ とし、S-model の 1 層で $1.51 \times 10^6\text{ kN/m}$ 、最上階で $4.12 \times 10^5\text{ kN/m}$ とした。その他の各階については直線補間した値を用いた。上部構造は弾性とし、免震層のみ弾塑性とした。免震層を弾性としたときの 1 次固有周期は、RC-model で 2.34 秒、S-model で 2.70 秒となった。対象建築物の解析モデルは、Fig.4-13 に示すように免震層を有するせん断型多質点系モデルとした。Fig.4-14 に免震層の剛性が弾性時のモードベクトルを示す。

実験パラメータは、Table 4-3 に示すように上部構造の内部粘性減衰定数、免震層の降伏荷重 Q_y 、初期剛性と塑性剛性の比であるバイリニア係数 α とする。上部構造の内部粘性減衰定数は一般的な値の 2.0% に加え、0.5% と不利な条件での検討も行う。免震層の降伏荷重は、弾性挙動時の実風速 60 m/s における免震層の最大せん断力を Q_{y60} とし、同様に実風速 70 m/s 時の最大せん断力を Q_{y70} とした。また、減衰機構は仮想剛性に対して定められたモードに直交性を有するものとした。

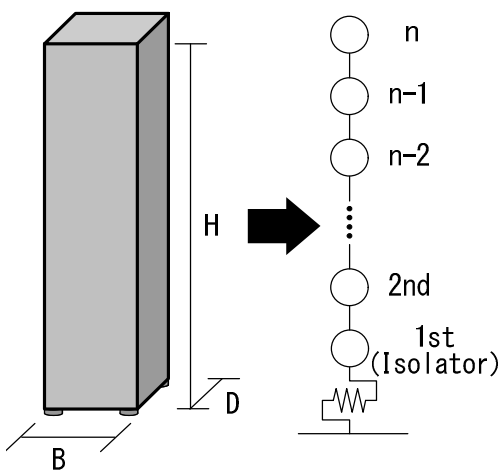
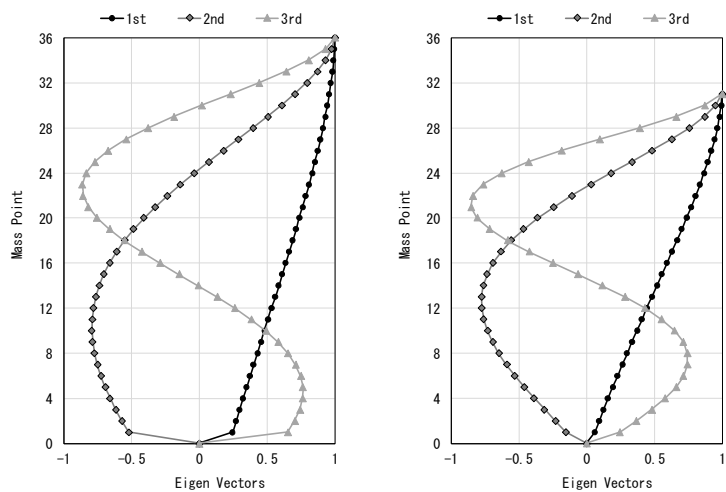


Fig. 4-13 Given Structure and Analytical Model



a) RC-model

b) S-model

Fig. 4-14 Eigen Vectors in Elastic Range

Table 4-2 Target Building Various Elements

	RC-model	S-model
Height (H) [m]	125	
Width (B) ,Depth (D) [m]	25	
Weight per Unit Volume [kg/m ³]	300	200
Elasticity Stiffness of Base Isolation [kN/m]	4.63×10 ⁵	8.07×10 ⁵
1st Period of this Building [s]	2.34	2.70

Table 4-3 Experimental Parameters

	RC-model	S-model
Yield Load [kN]	Q _{y60} : 3790, Q _{y70} : 5440	Q _{y60} : 2950
Bilinear Coef.	0.01, 0.07, 0.10, 0.15	0.07, 0.10
Damping Ratio [%]	0.5, 2.0	2

S-R.H システムの加振装置を Fig.4-15 に、風洞実験装置内に設置する実験模型の形状と測定孔位置を Fig.4-16 に示す。風圧測定点は、片面一層に 5 点ずつを 6 層に配置、両面で合計 60 点とする。免震層の復元力モデルは、Fig.4-17 に示すようなバイリニア型に置換した。相似則は、模型の幾何学スケールを 1/250、風速スケールを 1/20、時間スケールは 1/12.5 とした。実験のサンプリング時間は 1/500 秒とし、1 回の計測時間は実時間換算で 10 分間に相当する 40 秒とした。応答は、最初の 10 秒間を取り除いた 30 秒間分を対象とし、3 回のアンサンブル平均により評価した。実験気流は Fig.4-18 に示すような空力不安定振動が発生し易い一様流に相当する流れとした。実験風速は模型頂部で 2.5～7.0 m/s の範囲とした。

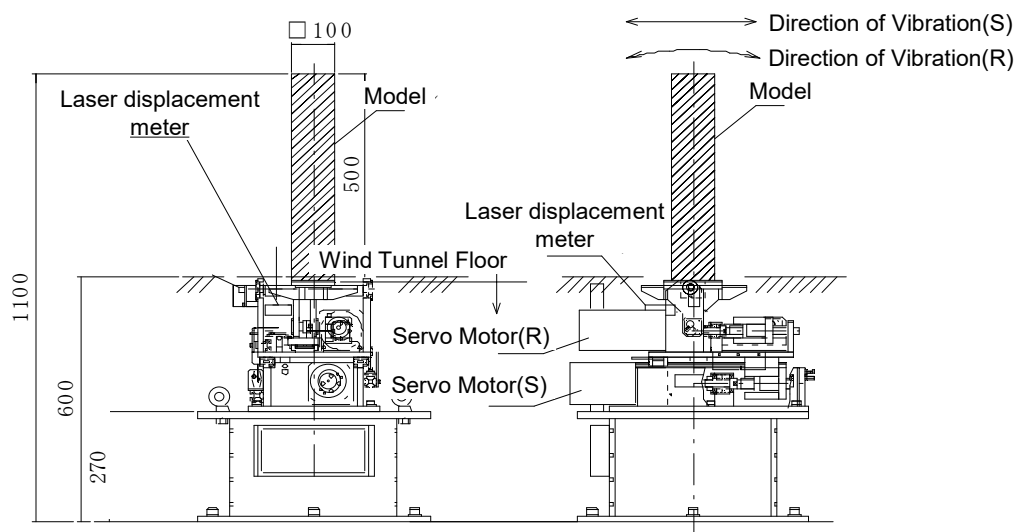


Fig. 4-15 Detail of Vibration

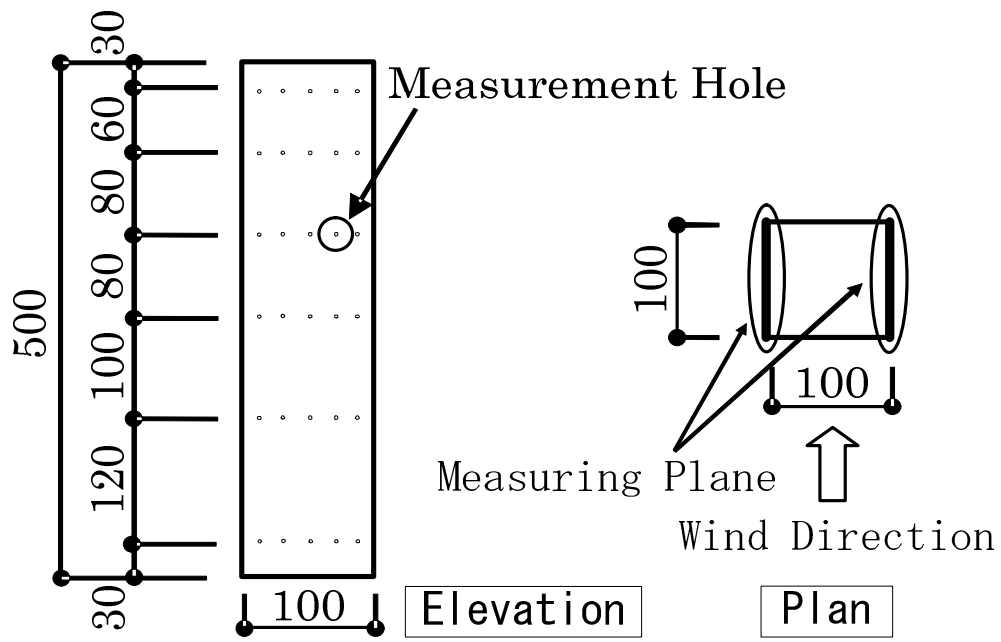


Fig. 4-16 Arrangement of Air Pressure Holes (Unit : mm)

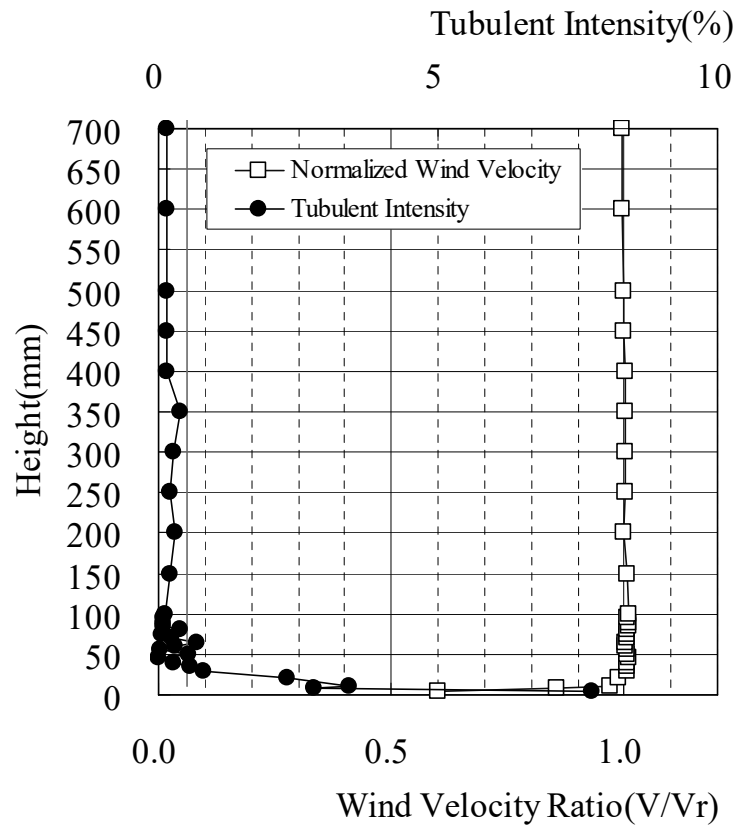


Fig. 4-17 Profile of Uniform Flow

4.4.2 振動実験結果および考察

i) 弾性挙動時のシミュレーション結果

免震層が弾性挙動を示す場合のシミュレーション（以下、弾性シミュレーション）を行い、S-R.Hシステムが空力不安定振動を評価可能であるか確認する。Fig.4-18 に RC-model モデルにおける $h=0.5\%$ の免震層の時刻歴応答変位を示す。変位波形から分かるように、風速 90 m/s で次第に応答が増大していき、風速 100 m/s では著しい応答の増大が確認できた。次に、各風速での最大応答値を示した応答曲線を Fig.4-19, Fig.4-20, Fig.4-21 に示す。応答曲線は無次元風速とロッキング成分である最大変位角（以下：R成分）、スウェイ成分である免震層変位（以下：S成分）の関係を示しており、比較として静止模型による風圧実験に基づき応答解析を行った結果（以下、Static）も記載している。ここで、無次元風速は、風速 U を固有振動数 n と代表幅 B で除したもので、風による建物挙動は周期と形状に依存することが多いため、一般的に無次元風速で整理される。

弾性挙動時は、どのケースにおいても無次元風速 $U/(nB)=9.0\sim 9.5$ 辺りから急激に応答値が増加しているのが確認できる。この傾向は、RC-model ならびに S-model のどちらにおいても同様な傾向となった。特に、減衰定数 0.5%の結果では、実験装置の限界まで変形し計測不能となるほど応答が増大した。これらの結果から、S-R.H が空力不安定振動を評価可能であることが確認できた。

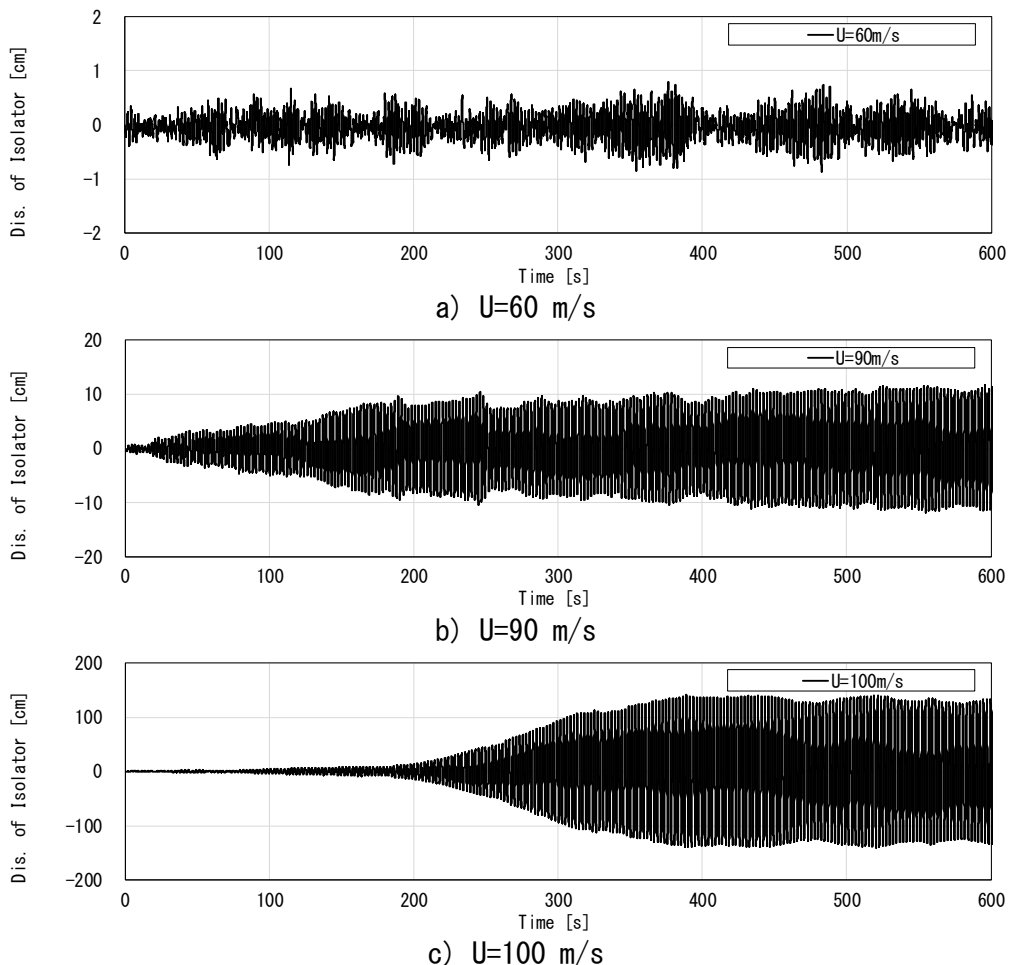
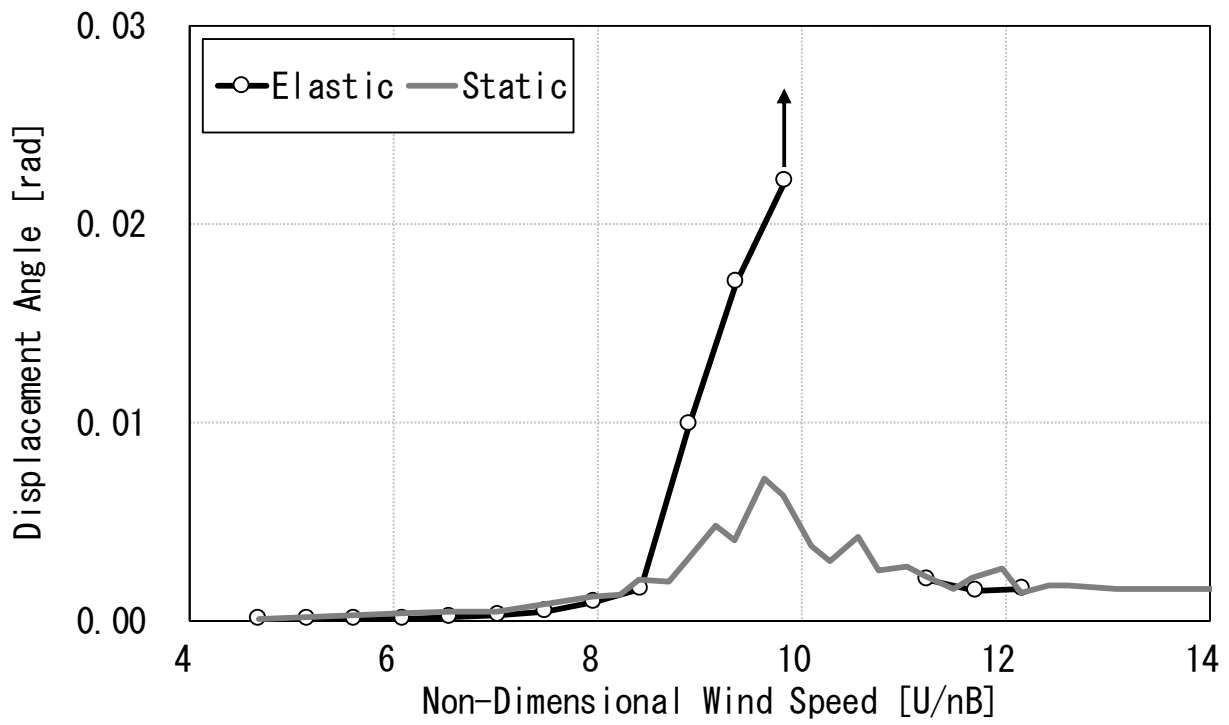
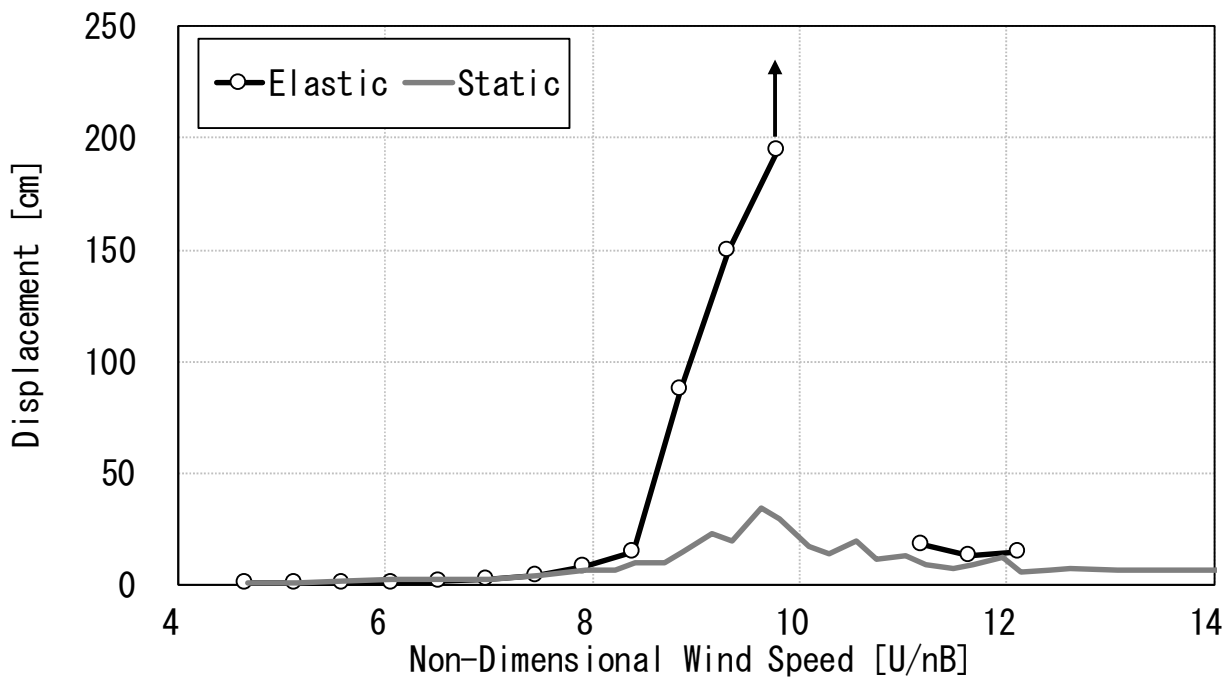


Fig.4-18 Time History Displacement Waveform of Seismic Isolation Layer [RC-model, $h=0.5\%$]

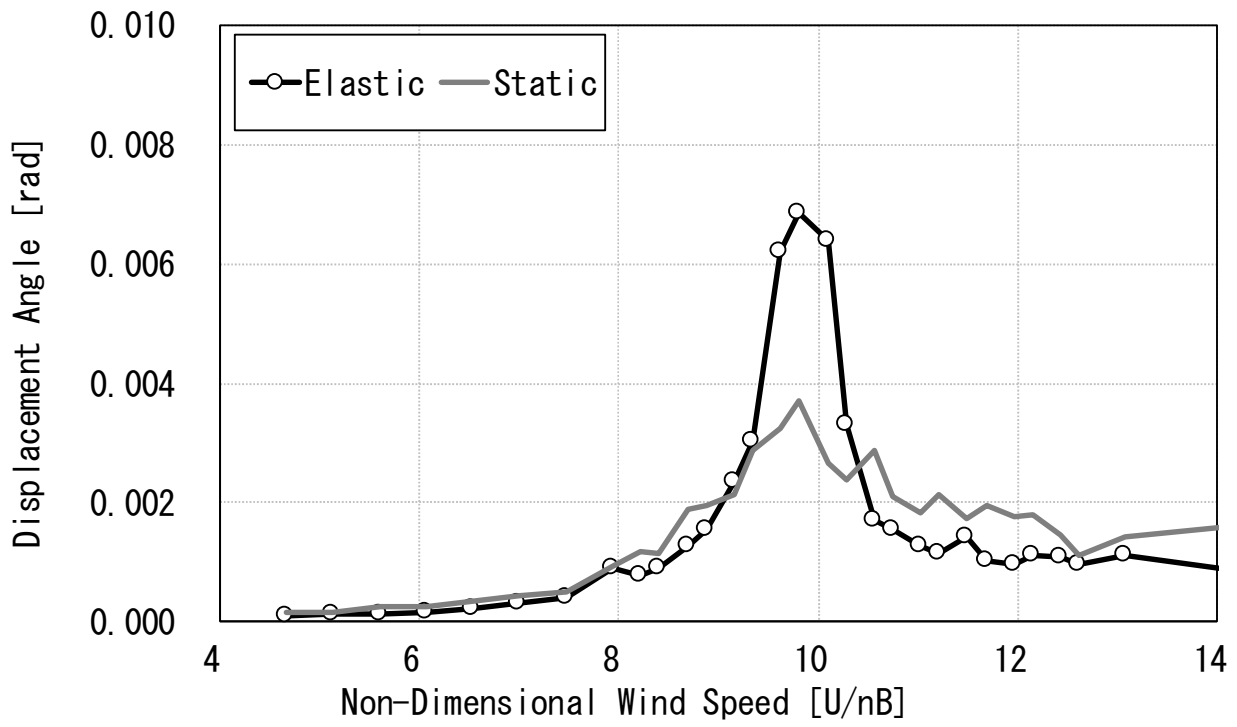


a) Rocking

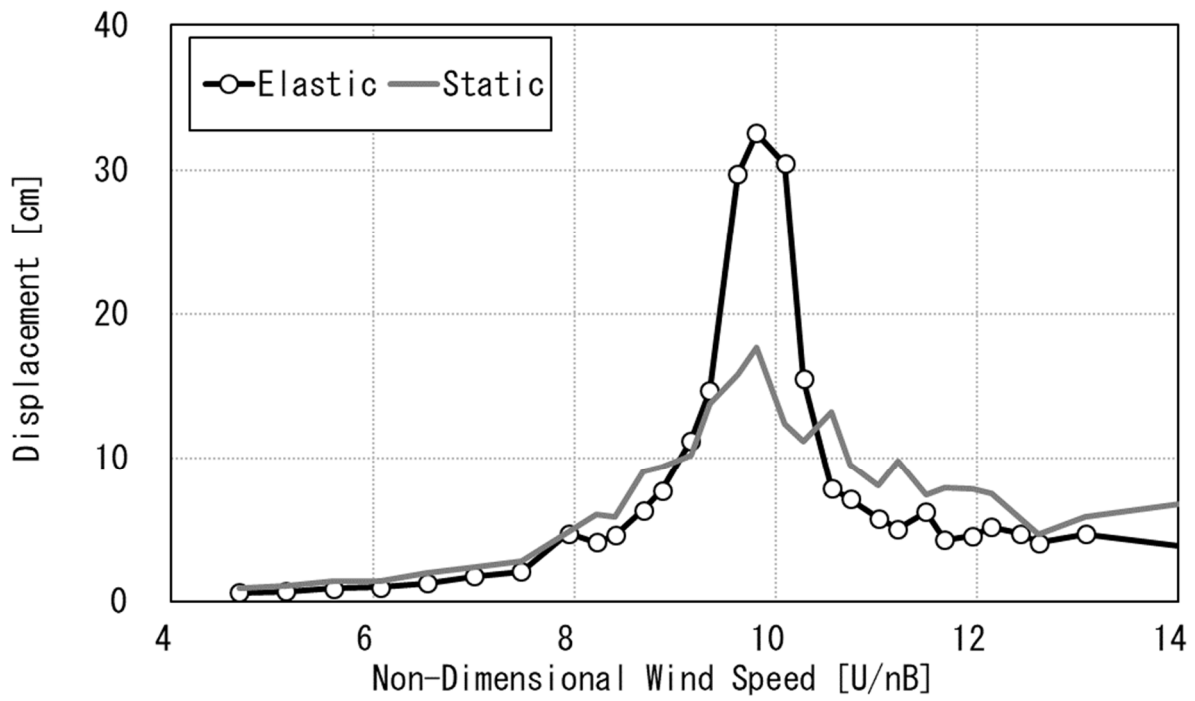


b) Sway

Fig. 4-19 Max Response Curve of Static and Elastic [RC-model, $h=0.5\%$]

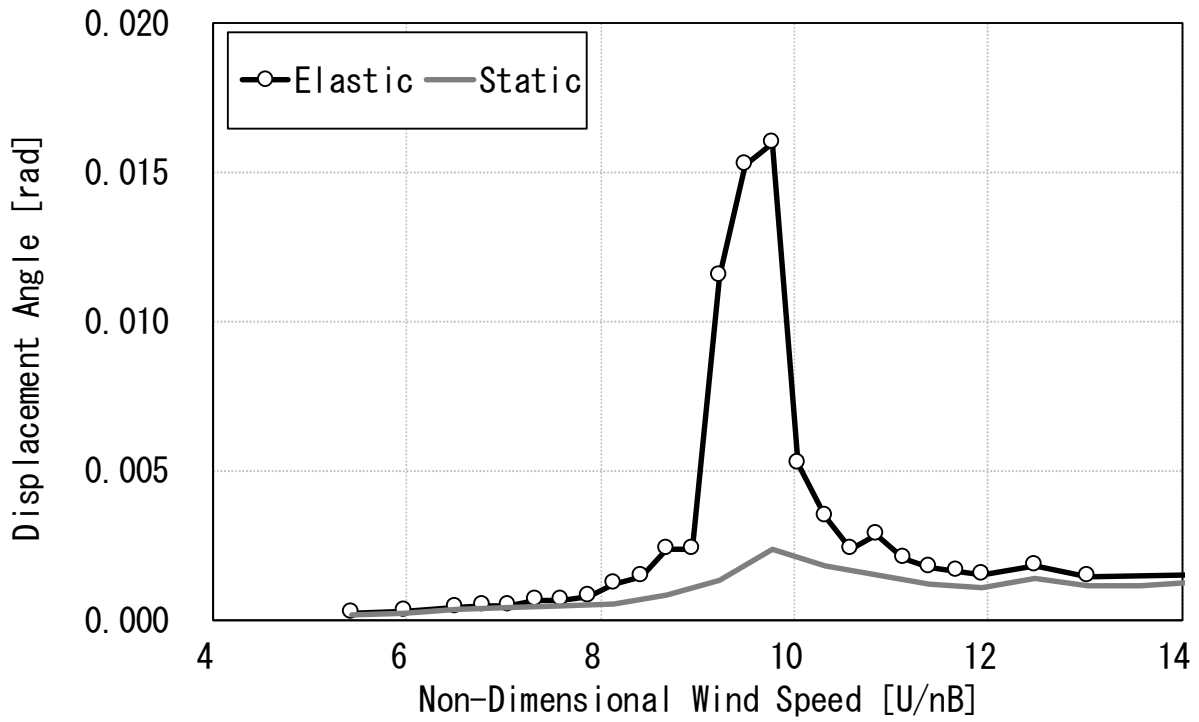


a) Rocking

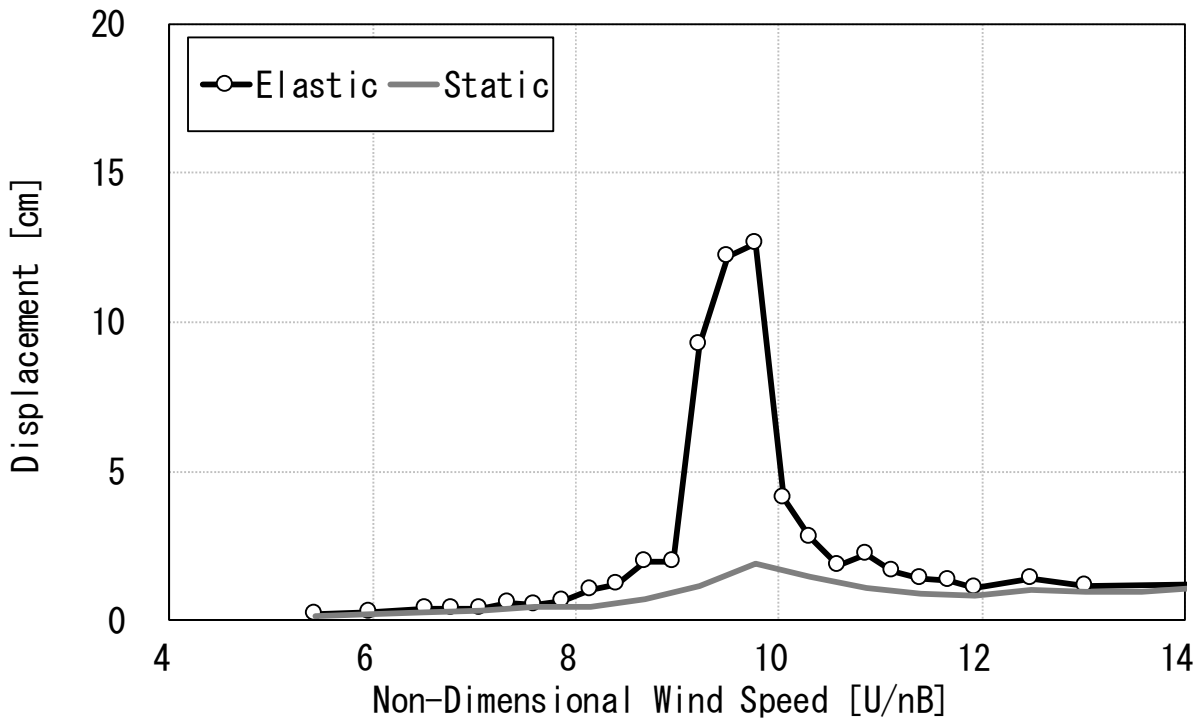


b) Sway

Fig. 4-20 Max Response Curve of Static and Elastic [RC-model, $h=2.0\%$]



a) Rocking



b) Sway

Fig. 4-21 Max Response Curve of Static and Elastic [S-model, h=2.0%]

ii) 弾塑性挙動時のシミュレーション結果

弾性シミュレーションでは無次元風速 9.0 付近から応答の増大が確認できた。そこで、Fig.4-22 に無次元共振風速を 9.0 とした際の共振風速と固有周期の関係を示す。RC-model の場合、免震部材が弾性時の固有周期が 2.3 秒であるため、共振風速は 96 m/s となる。しかし、塑性化して 4 秒を超えると理論上では風速 56 m/s 程度で空力不安定振動が発生することになる。そこで、超高層免震建築物を対象に、免震層が降伏し、弾塑性挙動するシミュレーション（以下、弾塑性シミュレーション）を行い、弾性応答時に確認された空力不安定振動の発生の有無を検討した。

弾塑性シミュレーション結果を以下に示す。RC-model のシミュレーション結果として、Fig.4-23 に Qy60 の $h=0.5\%$ 、Fig.4-24 に Qy70 の $h=0.5\%$ における実風速と R 成分、S 成分の応答曲線を示す。同様に、Fig.4-25 に Qy60 の $h=2.0\%$ 、Fig.4-26 に Qy70 の $h=2.0\%$ の応答曲線を示す。また、S-model のシミュレーション結果として、Fig.4-27 に Qy60 の $h=2.0\%$ の応答曲線を示す。どの条件においても、弾性挙動時に見られたように、無次元風速 9.0 付近から応答が著しく増大する傾向は弾塑性挙動時には見られず、空力不安定振動が発生していないことが確認できた。また、各シミュレーション結果からは、RC-model と S-model では応答性状の傾向に差異は見られず、降伏荷重による応答性状の差異も見られなかった。ただし、塑性化後の剛性については、初期剛性の 1% とした場合 ($\alpha=0.01$)、降伏後に免震層変位が大きくなる傾向がみられた。反対に、ロッキングについては、降伏後の剛性が高いほうが上部構造の応答が大きくなる傾向となった。このような傾向について、S-R.H では、時刻歴応答解析を実施しているため、応答変位を S 成分と R 成分に分離評価可能である。そこで、S-model の結果を参考に、S 成分と R 成分の割合について検討する。Fig.4-29 に R 成分の最大変位角を頂部高さ位置での変位に換算し、S 成分との割合を算定した応答変位比 (S 成分/R 成分) を示す。Fig.4-28 より、無次元風速 9.0 に近づくと、S 成分の割合が徐々に大きくなっているのが確認できる。特に $\alpha=0.01$ に関しては最大で約 6 割が S 成分となった。これは、免震層が降伏し S 成分が大きくなることで、R 成分の振動が抑制されたと考えられる。以上より、超高層免震建築物の耐風性能として、免震層が降伏して長周期化しても空力不安定振動は発生しないことが確認できた。

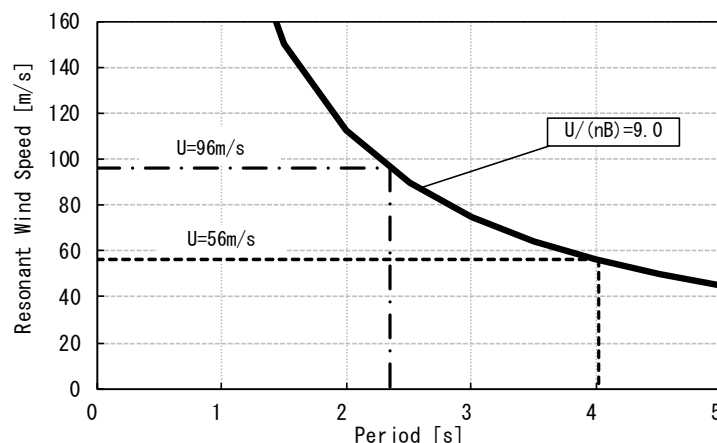
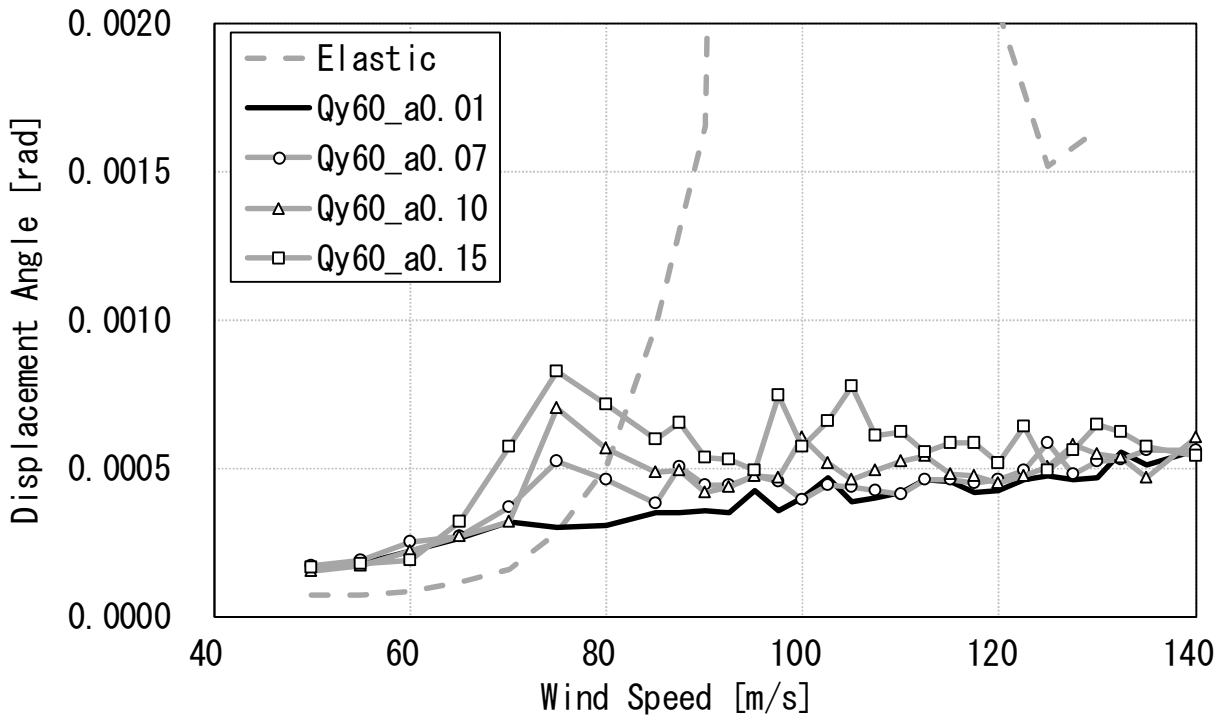
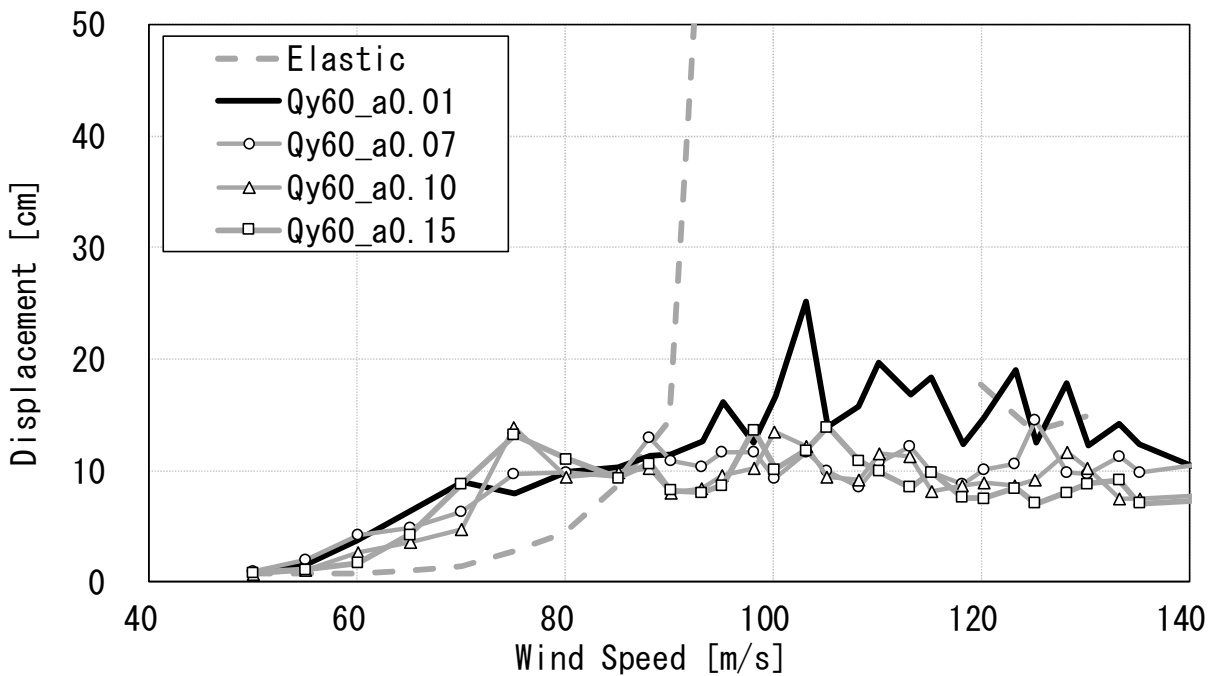


Fig. 4-22 Relationship Between Period and Resonant Wind Velocity

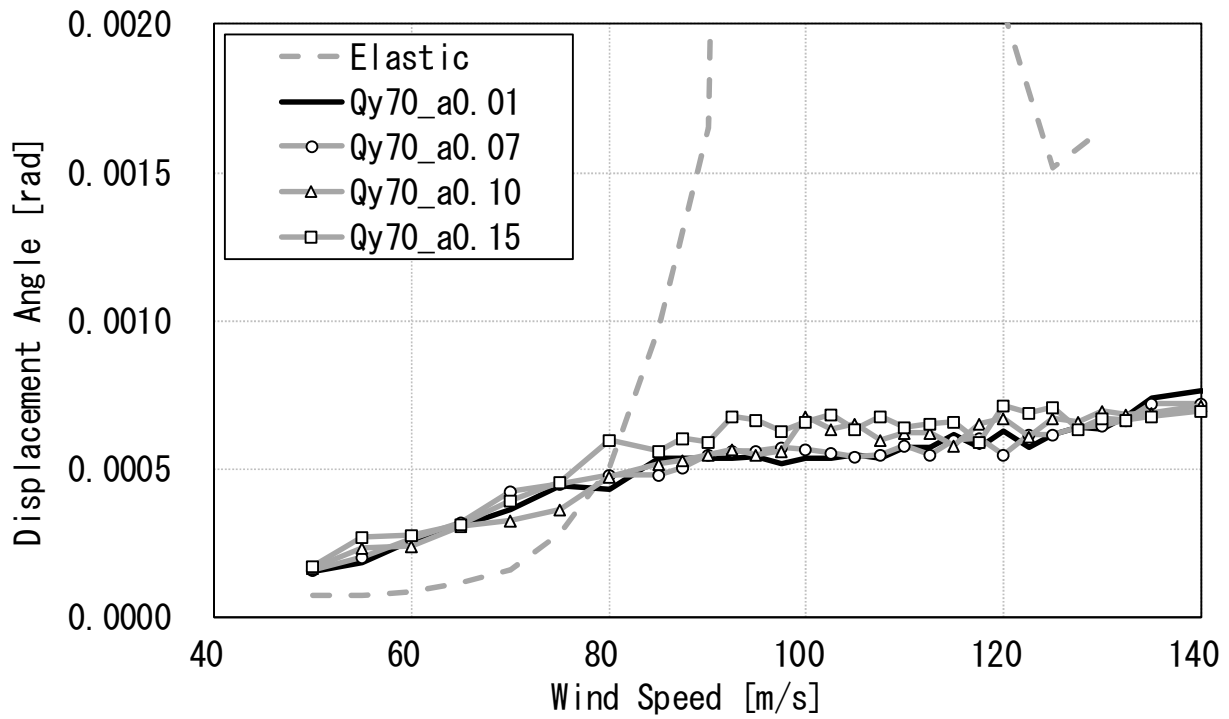


a) Rocking

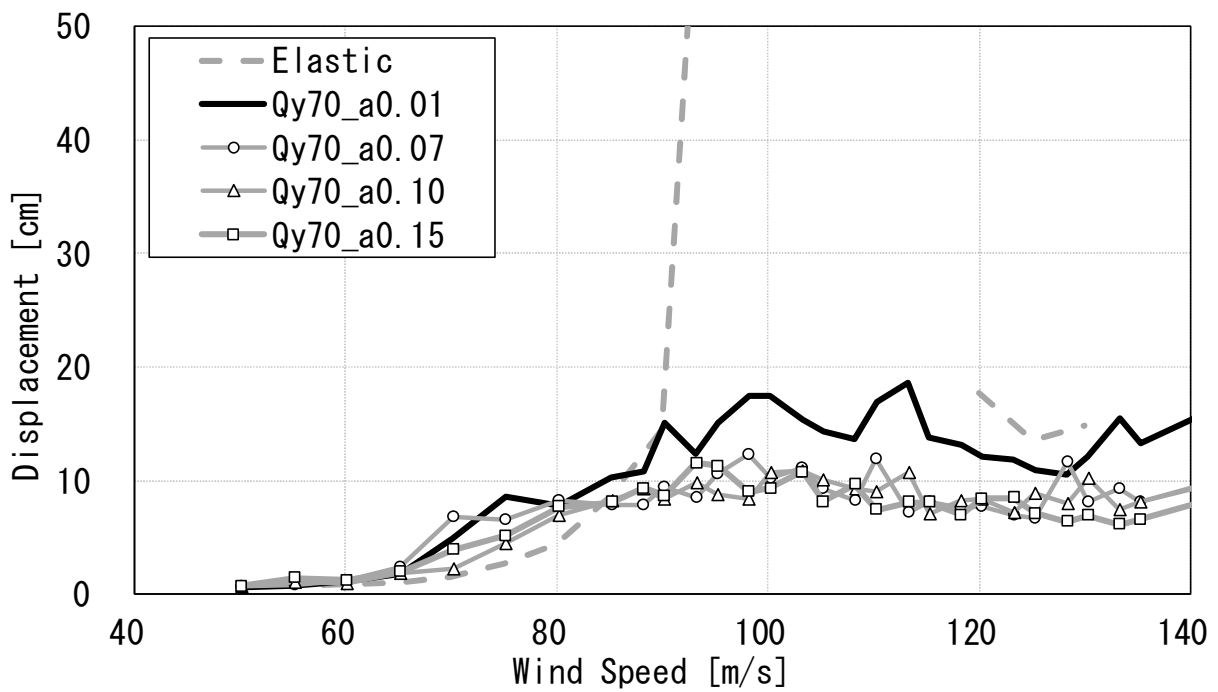


b) Sway

Fig. 4-23 Max Response Curve of Elastic and Elasto-Plastic [RC-model, $h=0.5\%$, Qy60]

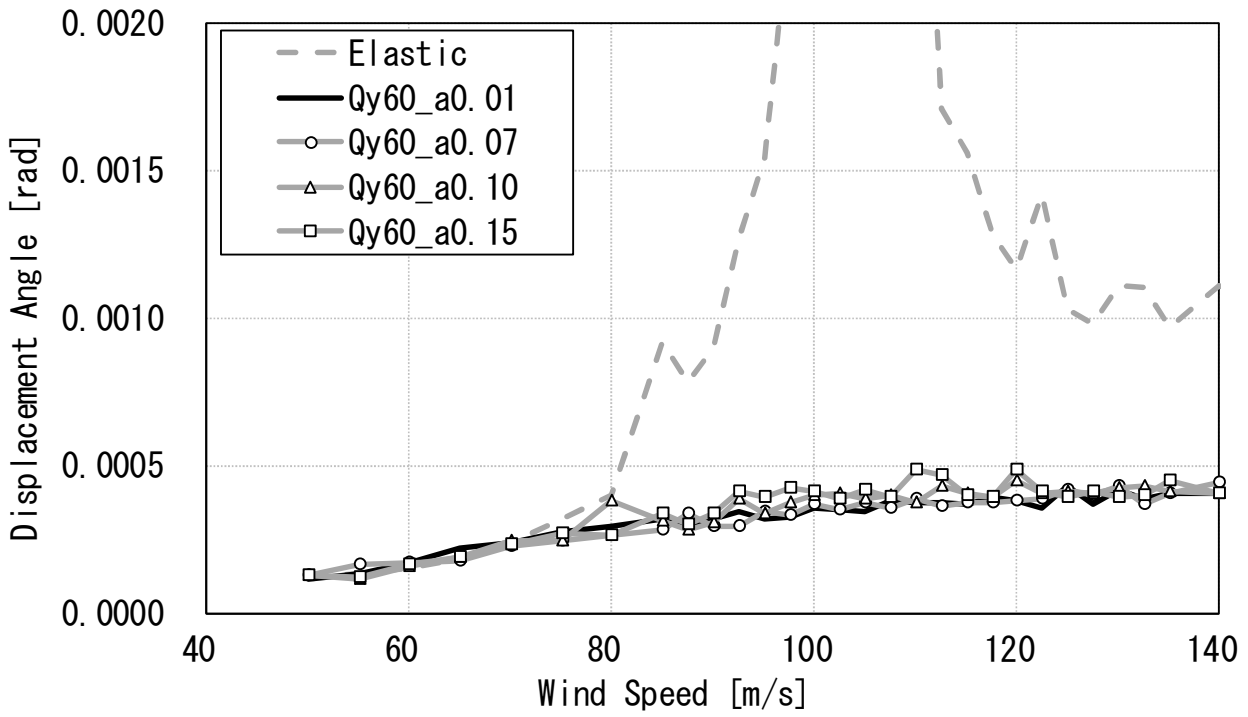


a) Rocking

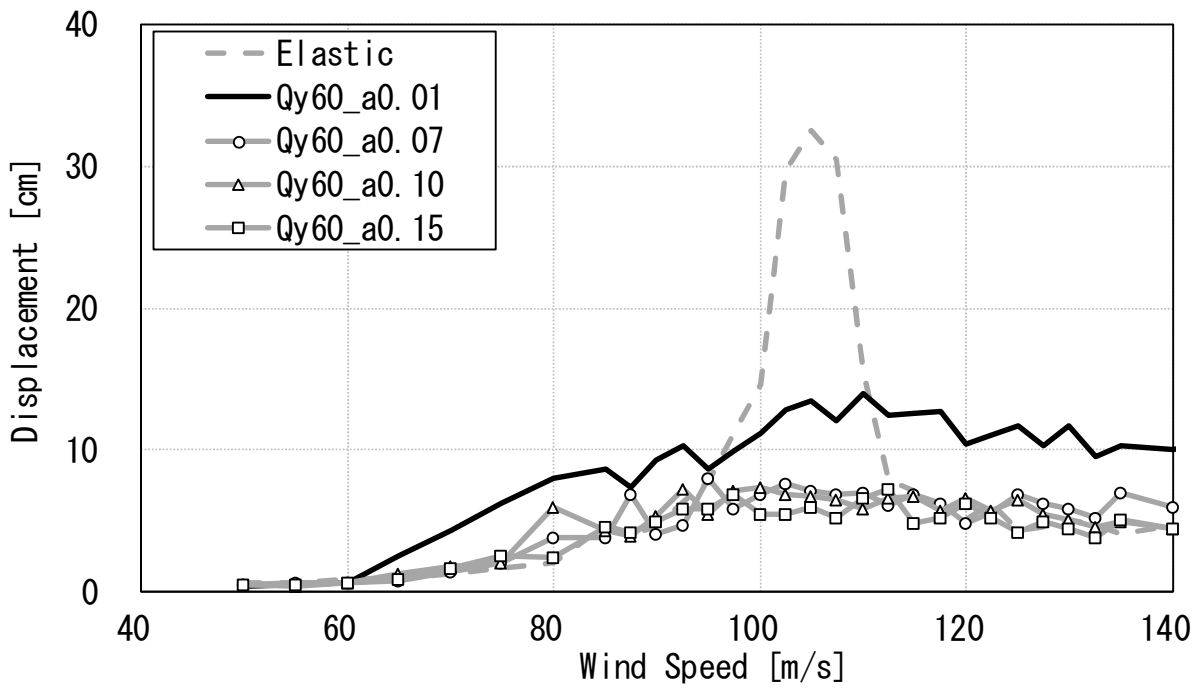


b) Sway

Fig. 4-24 Max Response Curve of Elastic and Elasto-Plastic [RC-model, $h=0.5\%$, Qy70]

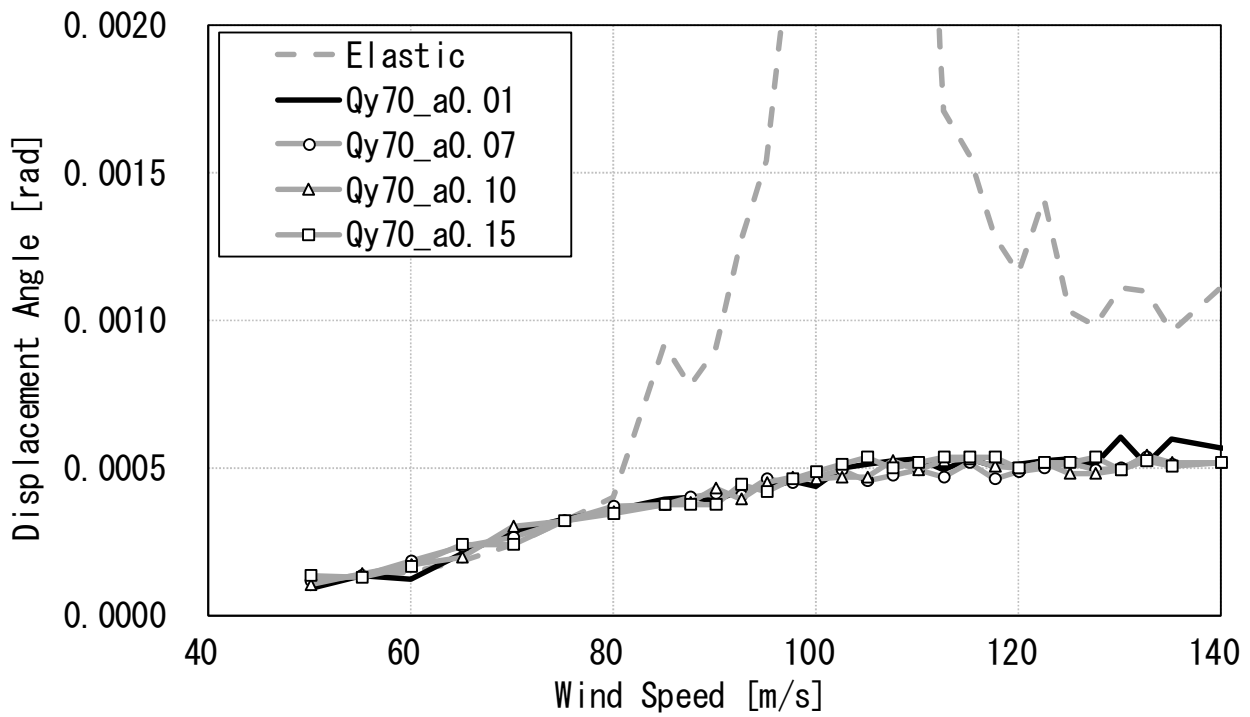


a) Rocking

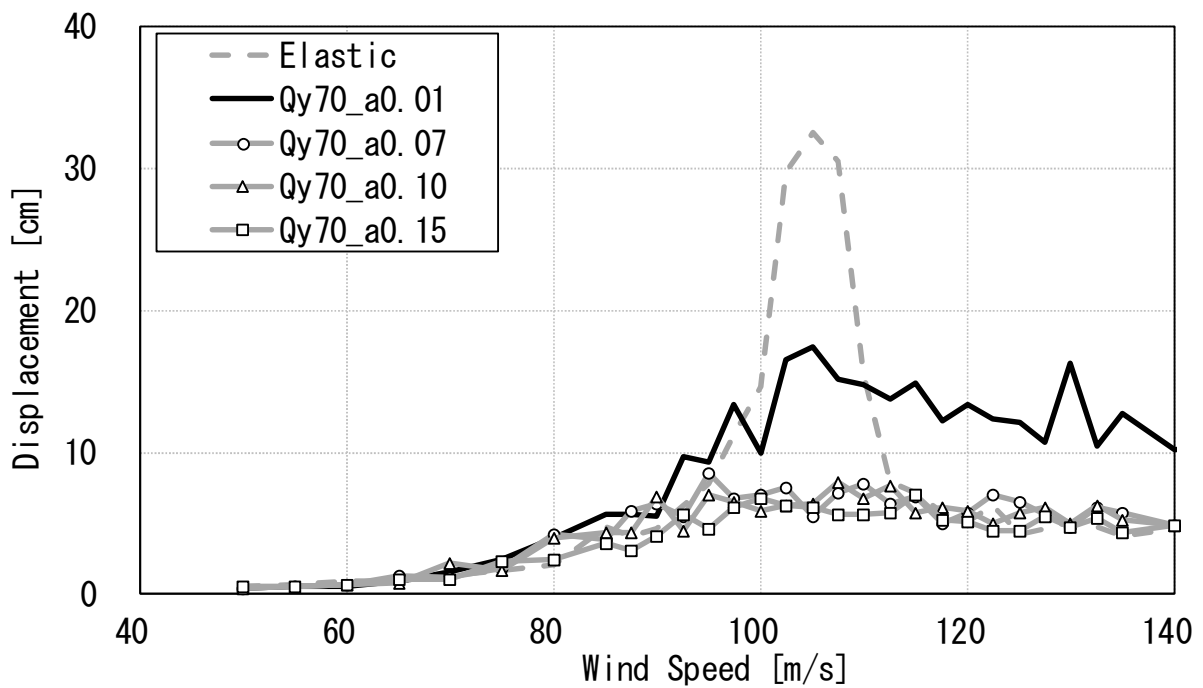


b) Sway

Fig. 4-25 Max Response Curve of Elastic and Elasto-Plastic [RC-model, h2.0%, Qy60]

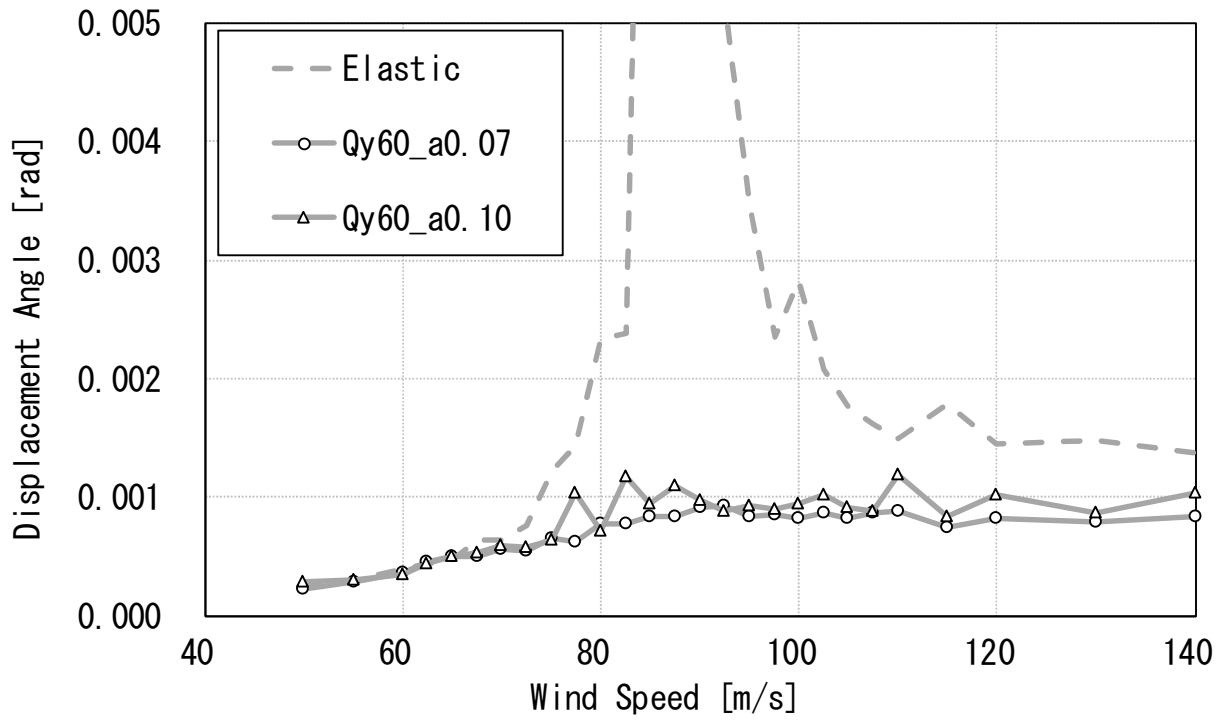


a) Rocking

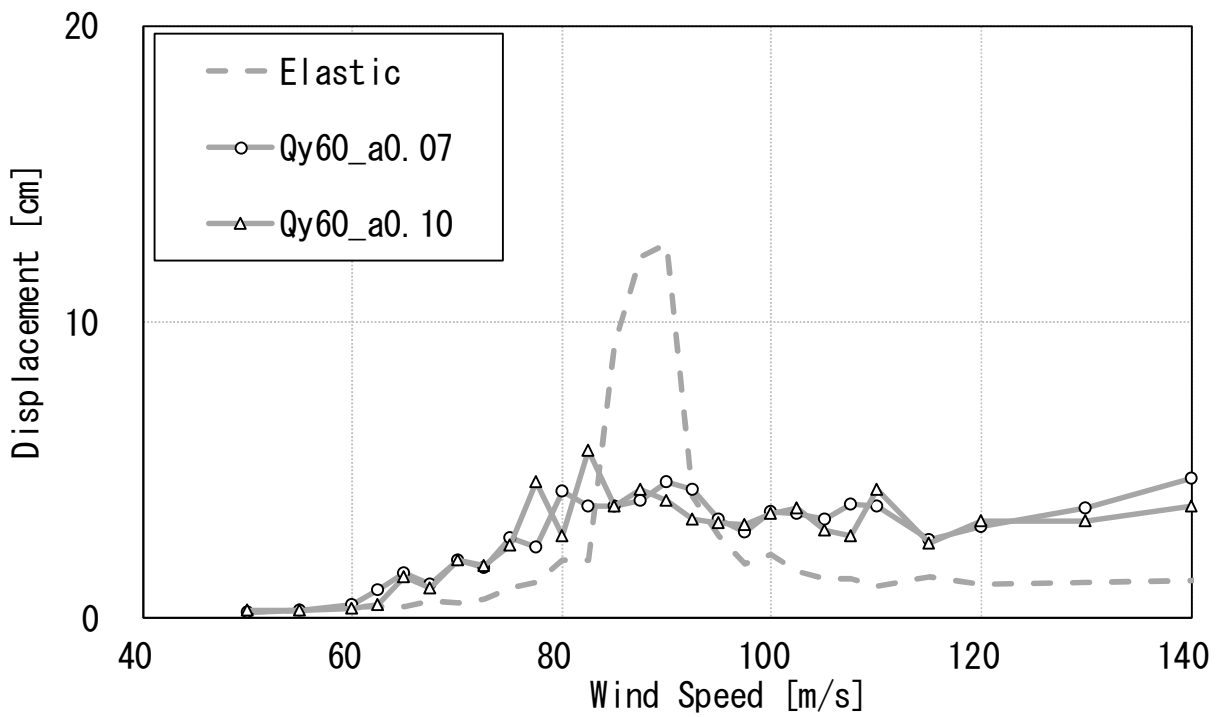


b) Sway

Fig. 4-26 Max Response Curve of Elastic and Elasto-Plastic [RC-model, $h=2.0\%$, Qy70]



a) Rocking



b) Sway

Fig.4-27 Max Response Curve of Elastic and Elasto-Plastic [RC-model, $h=2.0\%$, Qy70]

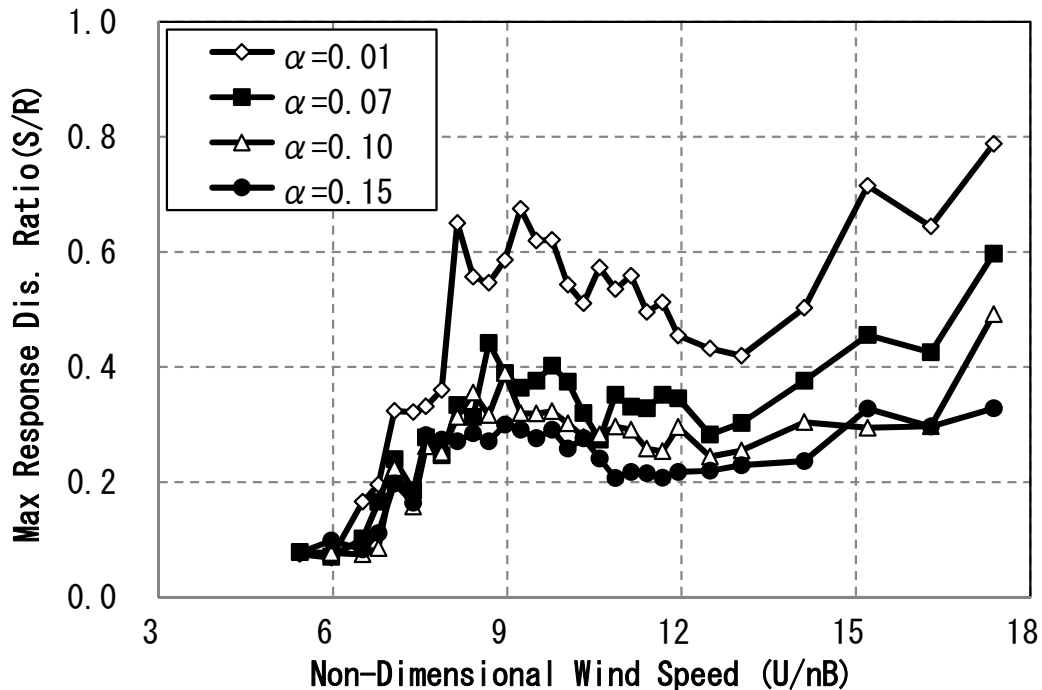


Fig. 4-28 Max Response Disp. Ratio(S/R) [S-model, h=2.0%, Qy60]

iii) エネルギー応答性状

これまでの検討で、弾塑性挙動時には空力不安定振動が生じないことが確認された。そこで、弾塑性挙動時に空力不安定振動が生じない要因について、累積エネルギーによる検討を行った。弾性挙動時に空力不安定振動により応答が増大した無次元風速 9.5 のときの振動系全体のエネルギーの釣り合いから、各応答エネルギーを算定した。

S-model を対象に、運動、履歴、減衰、入力各累積エネルギーを時刻歴上に示したものを Fig.4-29, Fig.4-30 に示す。また、免震層の荷重-変形関係を Fig.4-31, Fig.4-32 に示す。なお、算定したエネルギーはいずれも単位質量当りのエネルギーを示したものである。Fig.4-29, Fig.4-31 は弾性挙動時、Fig.4-30, Fig.4-32 は弾塑性挙動時であり、降伏荷重は Qy60、バイリニア係数 α は 0.07、減衰定数 h は 2.0% である。Fig.4-29, Fig.4-31 より、弾性挙動時は累積入力エネルギーに対し粘性減衰による消散エネルギーがほぼ同様な割合で増加しており、入力エネルギーのほとんどが粘性減衰により消費されていることがわかる。それに対し、Fig.4-30, Fig.4-32 に示す弾塑性応答時は入力エネルギーの約半分が免震層の履歴減衰エネルギーにより消費されていることがわかる。また、弾性応答時の累積入力エネルギーは 600 秒の時点で約 170 N・m/kg であるのに対して弾塑性応答時の累積入力エネルギーは 600 秒の時点で約 0.9 N・m/kg となっており、その差は歴然となっている。

これらより、弾塑性応答時に不安定振動による共振現象が発生しない要因は、免震層の降伏に伴

い履歴減衰エネルギーが生じること、そして周期変動に伴い、入力エネルギーが低減されることであると考えられる。このように S-R.H は、風洞実験を実施しているにもかかわらず、時刻歴応答解析を行っているため累積エネルギーによる詳細な検討が可能なシステムとなっている。

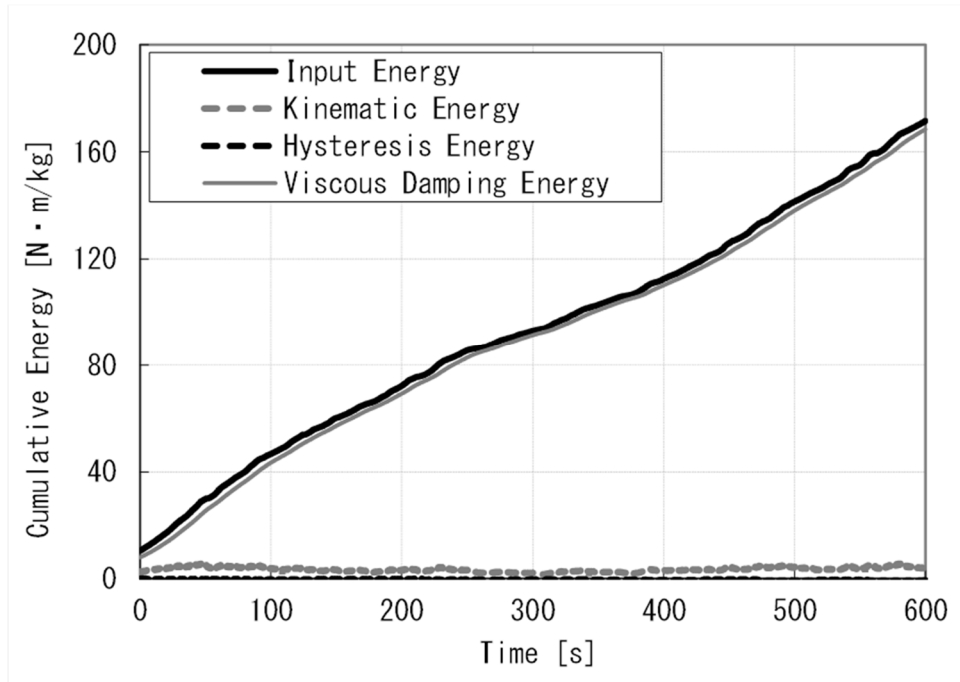


Fig. 4-29 The Accumulation Energy at Elastic

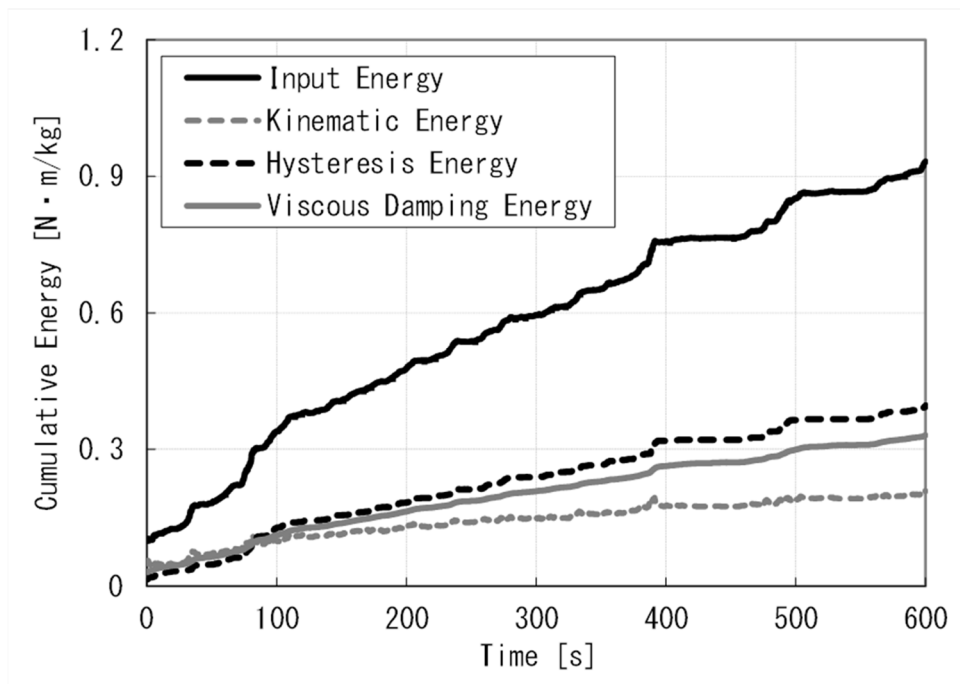


Fig. 4-30 The Accumulation Energy at Elasto-Plastic

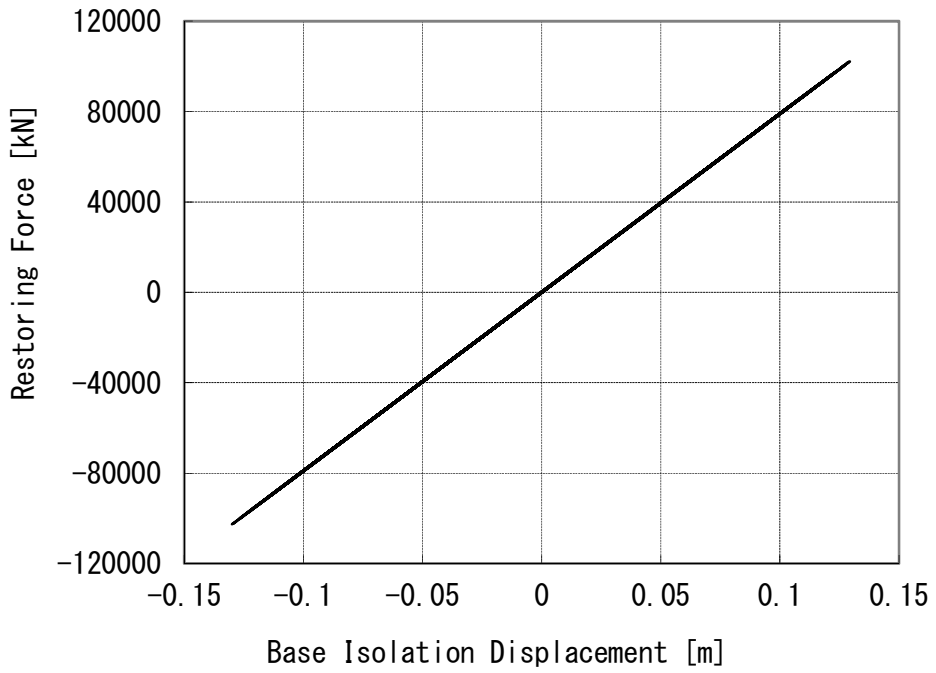


Fig. 4-31 Hysteresis Curve (Elastic)

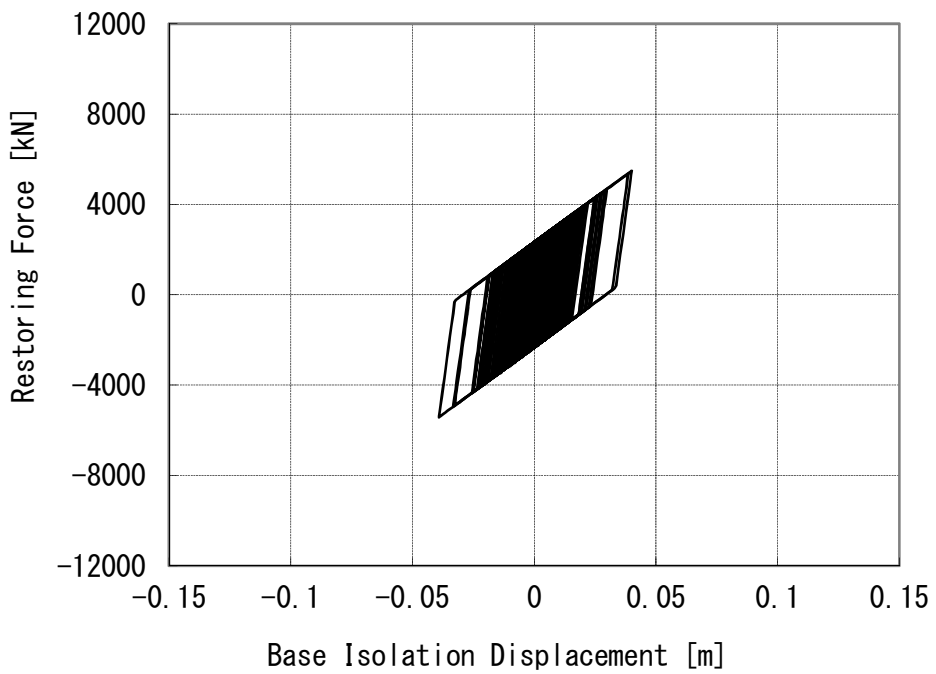


Fig. 4-32 Hysteresis Curve (Elasto-Plastic)

4.5 おわりに

本章では、超高層免震建築物の空力不安定振動を検討することを目的に、スウェイモードとロッキングモードを再現可能な S-R.H システムの概要を述べるとともに、S-R.H を用いた空力不安定振動の検討結果について示した。また、S-R.H に適用するための数値積分法 (MET) の検証を行い、複数層塑性化するモデルや高層免震建物を想定したモデルに対する数値実験を行いその精度の検証を行った。その結果、以下のような知見を得た。

- 1) 数値実験より、MET が 1 層並びに複数層が非線形挙動するようなモデルに対しても、 Δt を大きく設定することが可能で、精度の良い解も得られることを示した。また、重ね合わせるモード次数が低く、 Δt を大きく設定しても安定性の確保ができ、精度の良い解が得られる k^l/k^a の条件について整理した。
- 2) S-R.H を用いて空力不安定振動を再現できたことで、本システムが建築物に作用する空気力と応答との相互作用を含む複雑な現象を再現可能であることを示した。
- 3) 本実験の範囲内において、弾性応答時には空力不安定振動が発生するモデルにおいても、免震部材を降伏させた弾塑性時では空力不安定振動が発生しないことが確認できた。また、本実験は一様流で行われており、自然風の中で発生する同様な現象については安全側の検討となる。
- 4) 空力不安定振動が生じなかった理由として、免震層の降伏に伴う固有周期の変動により入力エネルギーの増加が抑制されたこと、履歴減衰により入力エネルギーが消費されていることが要因であると考えられる。

参考文献

- [4-1] 岡崎充隆, 谷口徹郎, 谷池義人: 超高層免震建物の風による振動性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2007.8, pp.159-160
- [4-2] 片桐純治, 大熊武司, 丸川比佐夫, 安井八紀: 高層免震建築物の空力不安定振動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 2012.11, P.1637-1644
- [4-3] 小泉達也, 矢作貴, 神田亮, 丸田榮藏: ニューハイブリッド空力振動法を適用した高層免震建物に作用する風外力及び応答の測定システムの開発, 日本建築学会技術報告集, 2006.6, 第23号, pp.71-76
- [4-4] 西将志, 神田亮, 渡辺亨, 渡辺昌宏, 田中秀和: 空気流体振動現象を対象としたリアルタイムハイブリッド式実験法とその応用, 日本機械学会論文集, 2011.7, 77巻, 第779号, pp.2756-2770
- [4-5] 石崎潑雄, 谷池義人: 風向直角方向に振動する角柱の空力不安定性について, 日本建築学会構造系論文集, 1981.8, pp.11-20
- [4-6] Newmark N.M. : A Method of Computation for Structural Dynamics, ASCE. Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol.85, No. EM3, 1959, pp.67-94
- [4-7] A. Blakeborough, M. S. Williams, A. P. Darby and D. M. Williams : The development of real-time substructuretesting, The Royal Society, 2001, pp.1869-1891

第5章

耐震性能と耐風性能の相反関係を評価可能な

指標に関する一考察

5.1 はじめに

3章並びに4章における耐風性能の検討において、直ちに風荷重による免震部材の塑性化を許容して設計が可能となるわけではない。しかしながら、風荷重に対する研究がさらに進展することで将来的には弾塑性挙動を許容した設計も可能となるであろう。風荷重による免震部材の降伏を許容することができれば、地震応答と風応答を同じクライテリアで評価することも可能となる。また、1章でも述べたように耐震性能と耐風性能には相反関係があるが、耐震性能と耐風性能を同じ指標で評価できれば相反関係を考慮したトレードオフ解析も可能となるであろう。

地震応答と風応答を同じ土俵で評価するには、地震外乱と風外乱が多くの特徴点を有し、そのいくつかは建築物の耐震性能と耐風性能の相反関係の要因となることに注意しなければならない。例えば、地動加速度のような地震外乱は1~2秒と比較的短周期に成分が卓越するのに対し、風外乱は数秒~数十秒と広帯域にパワーを有する。そのため、地震外乱の卓越周期から建築物の固有周期を遠ざけ、耐震性能を向上させようとする、建築物の固有周期は風外乱の卓越周期に近づき、耐風性能が低下する恐れがある。多くの建築物では風荷重に比べて地震荷重がかなり上回るが、高層化した建築物では、風荷重の増大により両荷重が拮抗^[5-1]することもあり、その相反関係がより顕著なものとなってくる。その代表的な建築物として、超高層免震建築物が挙げられる。超高層免震建築物では風荷重の増大および構造形式上の特徴により、両性能の相反性が顕著に表れる場合がある。

現行の設計法では、再現期間や荷重の物理的特性等を考慮し、設計用の地震荷重および風荷重を求め^{[5-2],[5-3]}、各々の性能が確保されているかを確認している。また、これらの設計用荷重が妥当であるかについての検討も行われている^{[5-4],[5-5]}。基本的には、地震荷重と風荷重はそれぞれ別々に設定された再現期間で荷重を算定し、別々のクライテリアに対して安全性を確保している。風荷重が地震荷重に比べて十分小さい建築物であれば、現行の設計法でも十分な安全性が確保できる。しかし、超高層免震建築物のように、風荷重を無視できない建築物に対しては、耐震性能と耐風性能を別々に評価すると設計値が安全ではあるものの過剰な設計をしてしまう場合もある。

そこで本章では、耐震性能と耐風性能の相反関係を評価可能な指標に関して、確率的な視点から応答を評価する指標について考察する。具体的には、確率論的な考え方^{例えば[5-6],[5-7],[5-8],[5-9]}に基づいて、超過確率を評価指標として応答を評価する。

5.2 応答評価に用いる指標の概要

耐震性能と耐風性能の相反関係を評価可能な指標について概要を示す。地震応答と風応答を同じ土俵で評価するという観点から、確率論に基づいた評価指標として超過確率を用いるものとする。

今、ある建築物に対して、地震外乱による最大応答がクライテリアを超過する事象を E^e 、風外乱による最大応答がクライテリアを超過する事象を E^w とすると、その超過確率は、式(5-1)のように E^e と E^w の和事象の確率となる。

$$P(E^e \cup E^w) = P(E^e) + P(E^w) - P(E^e E^w) \quad (5-1)$$

ただし、

$$E^i = E_{CL_1}^i \cup E_{CL_2}^i \cup \dots \cup E_{CL_j}^i \cup \dots \cup E_{CL_n}^i \quad (5-2)$$

ここで、上付き添え字 i は外乱を表し、 e は地震外乱、 w は風外乱を表す。また、下付き添え字 $CL_1 \sim n$ はクライテリアの種類を表す。また、 $P(\)$ は()内の事象に対する確率を表す。それぞれの事象 E^e と E^w は独立であると仮定できるため、式(5-1)は式(5-3)となる。

$$P(E^e \cup E^w) = P(E^e) + P(E^w) - P(E^e)P(E^w) \quad (5-3)$$

このように、超過確率 $P(E^e \cup E^w)$ は $P(E^e)$ 、 $P(E^w)$ を各々算定することが出来れば、最終的に式(5-3)により求められることになる。本章では、この超過確率を応答評価の指標として用いるものとする。すなわち超過確率の大小により建築物の性能を評価することを試みる。

5.3 超過確率による応答評価

本節では、超過確率を用いた応答評価事例を示すとともに、超過確率を用いることの有効性について検討する。超過確率を算定するためには、応答の確率分布が必要になる。本研究では、応答の確率分布をモンテカルロシミュレーション（以下、MCS）により求めるものとする。

5.3.1 対象建築物と構造クライテリア

対象建築物は都内某所に建つ、高さ(H)125 m、幅(B)・奥行き(D)共に25 mで基礎部に鉛プラグ挿入型積層ゴム（以下、LRB）を有する超高層免震建築物とする。この建築物の上部構造は鉄筋コンクリート造および鉄骨造の2種類を想定する。鉄筋コンクリート造とした建築物（以下、RC-model）では単位体積質量約300 kg/m³、総重量約2.29×10⁵ kNとし、鉄骨造とした建築物（以下、S-model）では単位体積質量約200 kg/m³、総重量約1.53×10⁵ kNとする。免震層が弾性時の1次固有周期はRC-modelでは2.33秒、S-modelでは2.84秒となる。設計条件として、硬質地盤上に建つものとし、建築物周辺の粗度区分はⅡ、耐用年数は50年とする。また、時刻歴応答解析を行う際の振動モデルは、Fig.5-1に示すように対象建築物をせん断バネマスモデルに置換し、上部構造は弾性とする。免震層は、LRBを想定して、Fig.5-2に示すようなバイリニア型の復元力特性に置換する。免震層のパラメータは、初期剛性と第二剛性の比をバイリニア係数 α とし、 $\alpha=0.01\sim0.15$ までの0.02刻みで8パターンとした。また、文献[5-17]を参考に地震荷重のみを考慮して定めた降伏荷重（以下、基準降伏荷重 Q_{ys} ）と解析に用いる降伏荷重 Q_y との比を降伏荷重比 β として、 $\beta=0.2\sim1.8$ までの0.2刻みで9パターンとした。基準降伏荷重は、RC-modelでは9.36×10³ kN、S-modelでは6.14×10³ kNと設定した。文献[5-10]、文献[5-11]では地震外乱に対する免震層の復元力特性と風外乱に対する復元力特性はかなり異なる場合があることが示されている。ただし本研究では、風外乱は風直交方向のみを対象とし、両外乱に対する復元力特性は同様であるという単純なケースを取り扱うものとする。

構造設計クライテリアは、地震および風外乱に対して、免震層の最大変位(D)、上部構造の1階部分の最大層せん断力係数(C)、上部構造の最大層間変形角(R)とする。よって、前章における式(5-2)は式(5-4)となる。

$$E^i = E_D^i \cup E_C^i \cup E_R^i \quad (5-4)$$

各クライテリアの値は、免震層の最大変位に対してD=40 cm, 50 cm, 60 cm、一階部分の最大層せん断力に対してシア係数でC=0.08, 0.10, 0.12、上部構造の最大層間変形角に対してR=1/300 rad, 1/250 rad, 1/200 radとそれぞれ3パターン設定する。

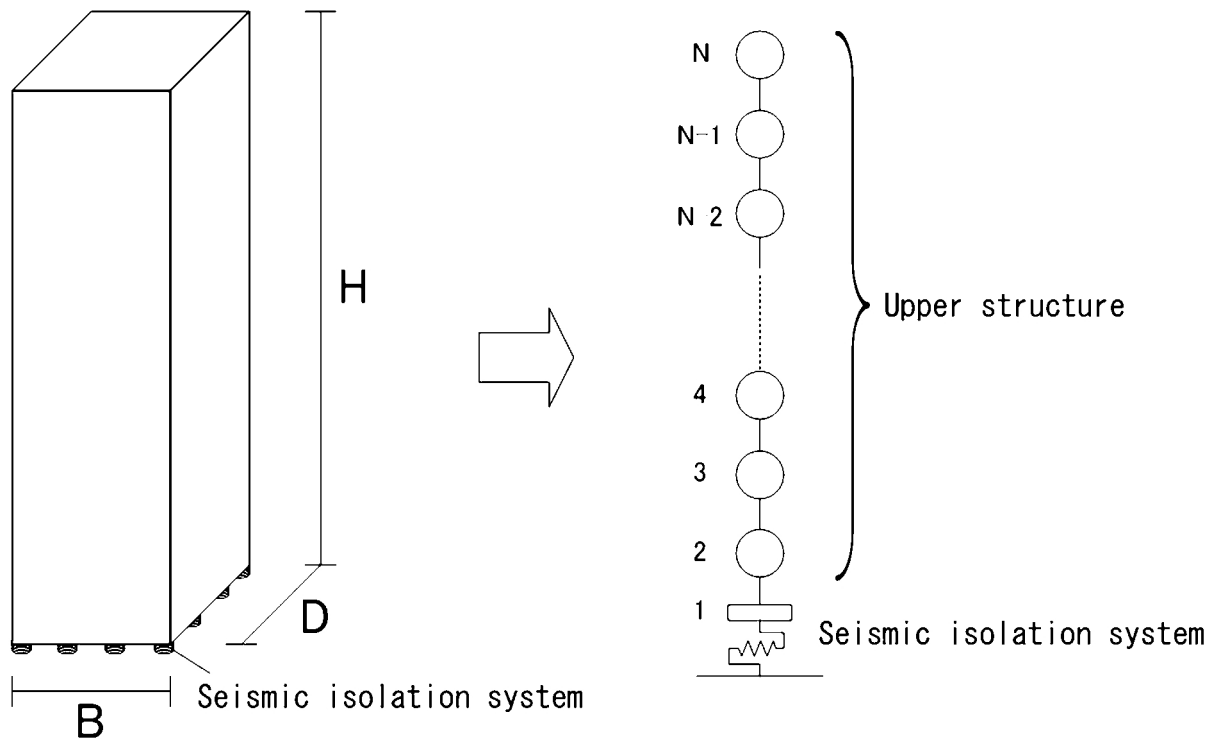


Fig.5-1 Building model and vibration model

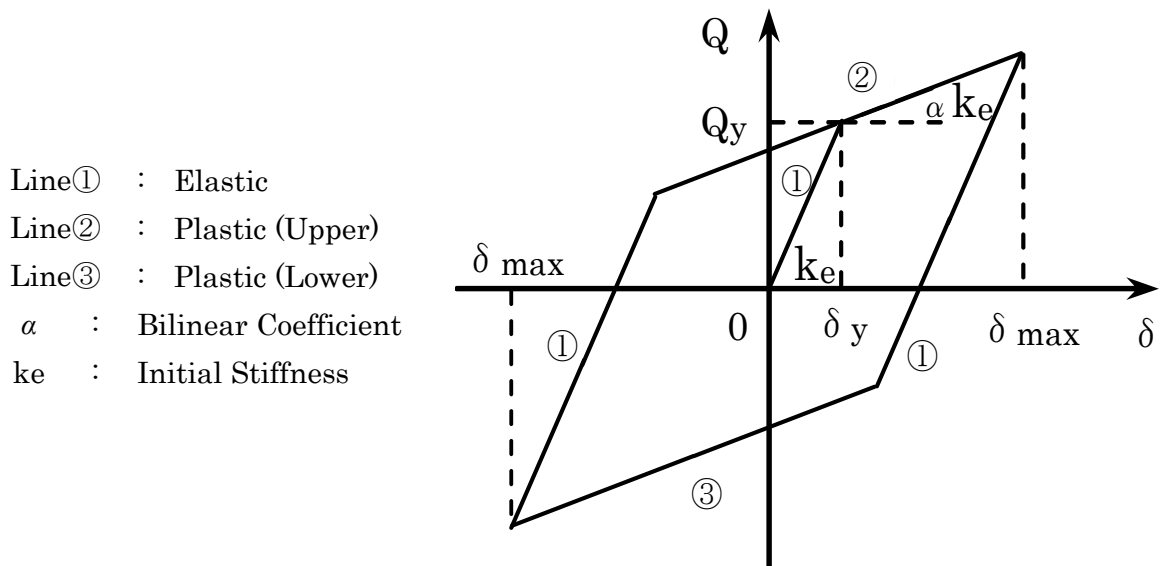


Fig.5-2 Hysteretic Model of Seismic isolation layer

5.3.2 確率分布に基づく地震及び風外乱の時刻歴波形の作成

MCSにおいて、時刻歴応答解析に用いる外乱は、波形1つ1つが確率的に独立であるように作成する必要がある。また、MCSで用いる外乱のn年最大値分布は対象建築物の耐用年数を考慮し、50年最大値分布とする。50年最大値分布は、年最大値分布の逆関数をもとに作成する。

i) 地震外乱の確率分布

地震外乱は工学的基盤上で発生する地震の最大地動速度が年最大値分布に従うものとする。年最大値分布は最大地動速度が頭打ちになる傾向を考慮して、式(5-5)に示す文献[5-12]の上下限値を有する経験的な極値分布とする。また、求めた地動速度は工学的基盤上での値であるため地盤増幅率を乗じて地表面最大地動速度の値とする。

$$F(x) = \exp \left[- \left(\frac{\omega - x}{U \cdot x} \right)^\kappa \right] \quad (5-5)$$

年最大値分布は地震の統計データよりパラメータを設定することが望ましい。しかし、本研究では簡易的に近年の大地震を考慮して上限値 ω を設定し、その他のパラメータはレベル1, 2の再現期間に合うよう設定した。設定に用いたパラメータをTable 5-1に、50年最大値分布をFig.5-3に示す。地盤増幅率は簡便のため硬質地盤の平均的な地盤増幅率2.5倍^[5-13]を用いる。

Table 5-1 Parameters of maximum value distribution for earthquake excitation

ω	U	κ
40	130	1.40

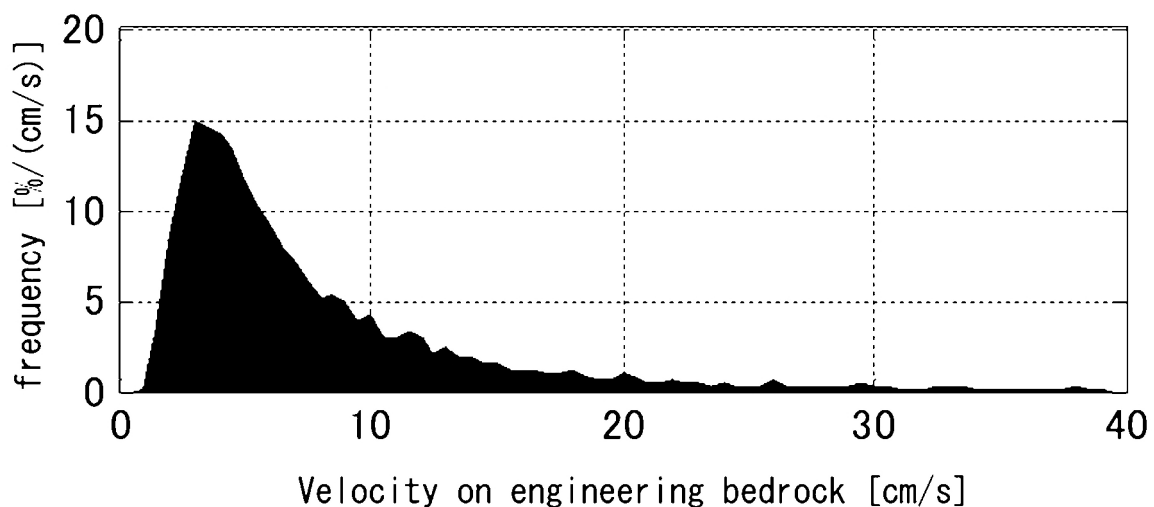


Fig.5-3 Ground velocity distribution of 50 years maximum values (Engineering bedrock)

ii) 風外乱の確率分布

風外乱は、対象建築物における頂部平均風速が年最大値分布に従うものとする。年最大値分布は式(5-6)に示す第 I 型極値分布（ワイブル分布）とする。

$$F(x) = e^{-e^{-a(x-b)}} \tag{5-6}$$

$$\text{ただし, } a = \frac{\pi}{\sigma_{Xn}\sqrt{6}}, \quad b = \mu_{Xn} - \frac{\gamma}{a} - \frac{1}{a}\ln(n)$$

ここで、 μ_{Xn} は n 年最大値の平均値、 σ_{Xn} は n 年最大値の標準偏差、 γ はオイラー定数 (≈ 0.577215) とする。年最大値分布のパラメータは再現期間 100 年の基本風速を 36 m/s, 再現期間 500 年の風速を 40 m/s として文献[5-3]を参考に設定する。設定の際に用いたパラメータを Table 5-2 に、50 年最大値分布を Fig.5-4 に示す。

Table 5-2 Parameters of maximum value distribution for wind excitation

mean [m/s]	standard deviation [m/s]	variation coefficient
52.1	4.76	0.09

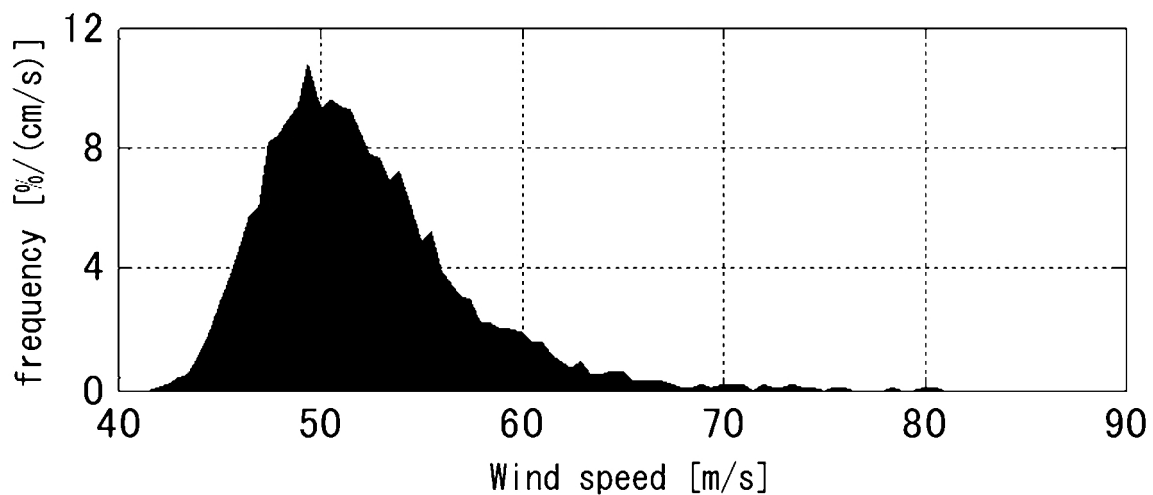


Fig. 5-4 Wind speed of 50 years maximum values (Top of the building)

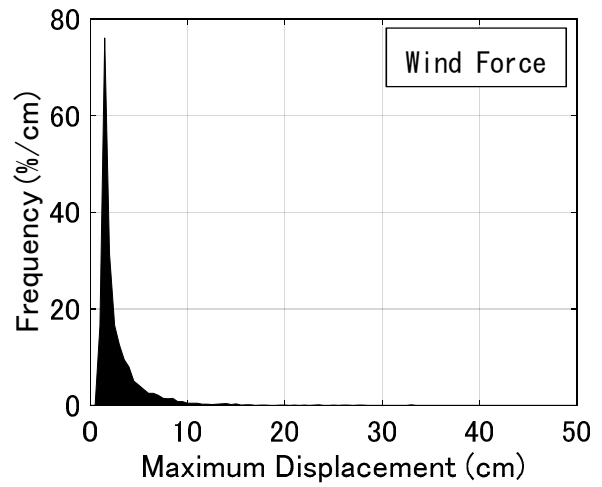
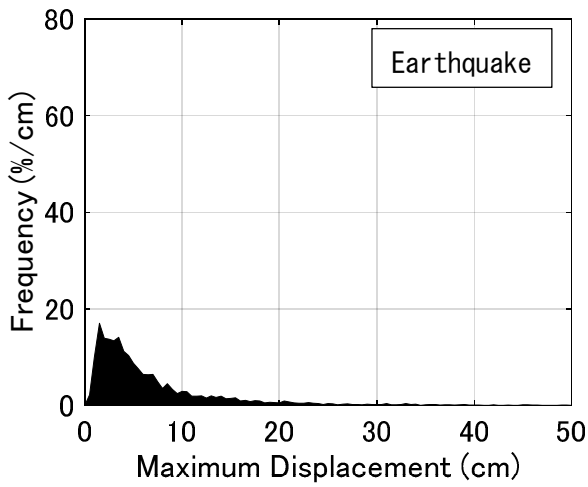
iii) 地震外乱及び風外乱の時刻歴波形の作成方法

地震外乱の時刻歴波形は 1 組の振幅スペクトルと位相スペクトルから作成される模擬地震波（加速度波形）とする。振幅スペクトルは Clough-Penzien スペクトル^[5-14]，位相スペクトルは一様乱数とし，各乱数は確率的に独立であるものとする。これらを逆フーリエ変換し，さらに包絡線関数を与える。包絡線関数は Ohsaki モデル^[5-15]を，地震波の継続時間は久田式^[5-18]を用いる。

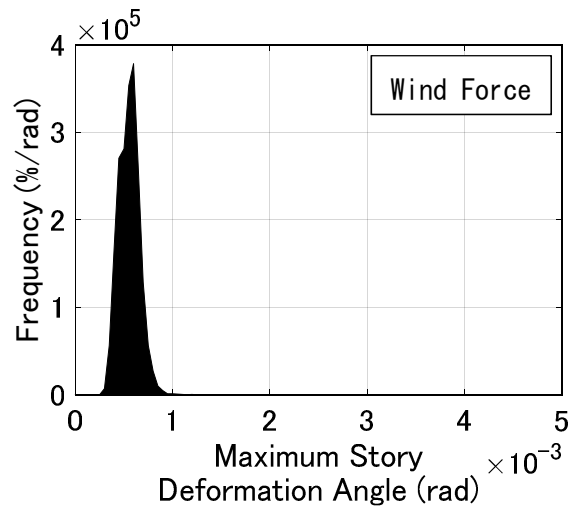
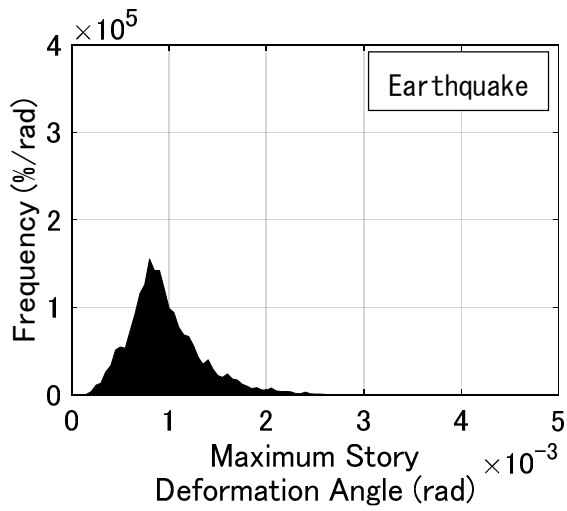
風外乱の時刻歴波形は変動風圧場をパワースペクトル密度，コヒーレンス，フェイズによって定め^{注 1)}，多次元自己回帰式^[5-16]によって発生させる模擬風力波形とする。その波形の標準偏差および平均値は，資料-注 1) の風力係数より求める。なお，多次元自己回帰式では相互相関がゼロの正規乱数を用いているため，各波形は確率的に独立となる。

5.3.3 最大応答値の確率分布

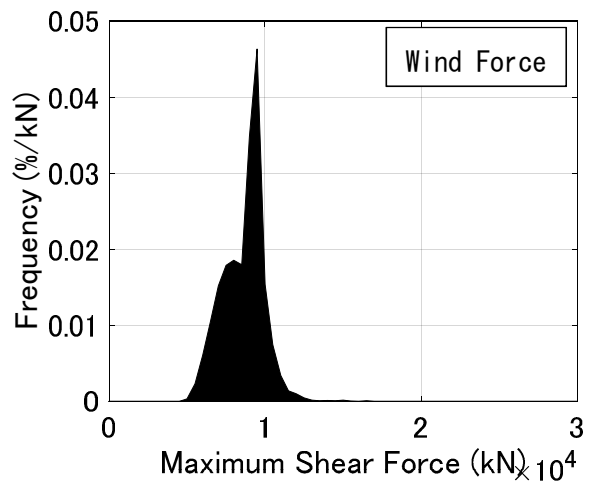
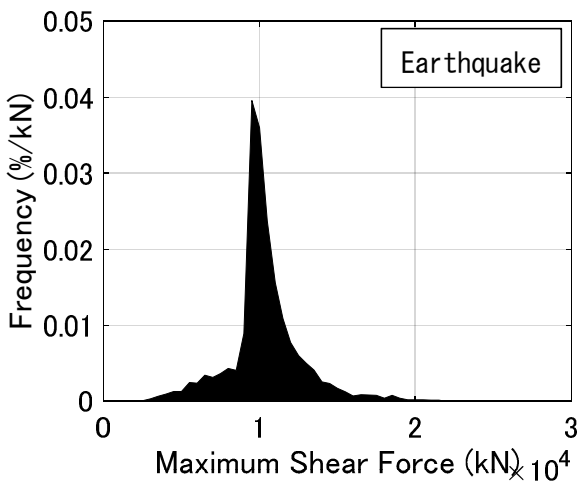
応答の確率分布はモンテカルロシミュレーション（以下，MCS）により算定する。MCS は，ある確率変数に対する既知の確率分布から他の確率変数に対する未知の確率分布を求めることができる。本研究では地震，および風外乱に関する地動速度および風速の年最大値分布を既知の確率分布とし，対象とする建築物の応答値から各応答の最大値分布を求める。1 回のシミュレーションでは，既知の確率分布に従って発生させた確率変数の値を用いて地震および風外乱を作成し，時刻歴応答解析により建築物の応答値を求める。時刻歴応答解析に用いる数値積分法は，振動モデルに非線形性を有する復元力特性を含んでいることを踏まえ，陽な Newmark β 法を用いるものとする。外乱の時刻歴波形は，模擬地震波でサンプリング間隔 0.01 秒，サンプリング数 5100，継続時間 51 秒とし，模擬風力波形ではサンプリング間隔 0.01 秒，サンプリング数 81916 として作成する。風外乱については継続時間約 13.5 分の内，後半 10 分間を評価対象とする。これを繰り返し行い応答の最大値分布を作成する。繰り返し回数は 5000 回とした。Fig.5-5 に確率分布の一例として，RC-model の $\alpha=0.05$ ， $\beta=1.0$ における免震層の最大変位分布（Fig.5-5.a），上部構造の層間変形角分布（Fig.5-5.b），ベースシア係数分布（Fig.5-5.c）を示す。Fig.5-5 より，地震応答と風応答では全く異なる傾向の確率分布となる事が確認できる。この確率分布を用いて，設定したクライテリアを超える確率を超過確率 $P(E^e)$ ， $P(E^w)$ として算定する。



a) Displacement



b) Story Deformation Angle



c) Shear Force

Fig.5-5 Probability distribution of maximum response value [RC-model, $\alpha = 0.05$, $\beta = 1.0$]

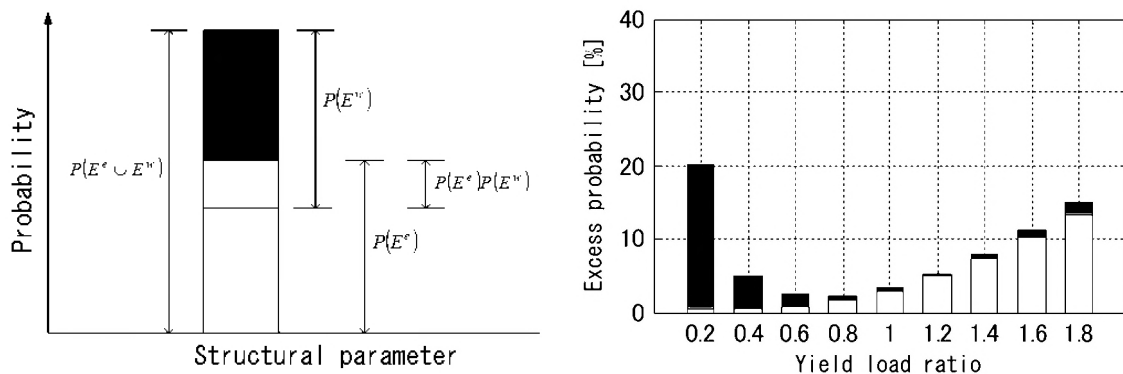
5.3.4 超過確率による相反関係の検討

本項では超過確率の算定結果を示すとともに、耐震性能と耐風性能の相反関係や構造クライテリア間における相反関係について検討を行う。

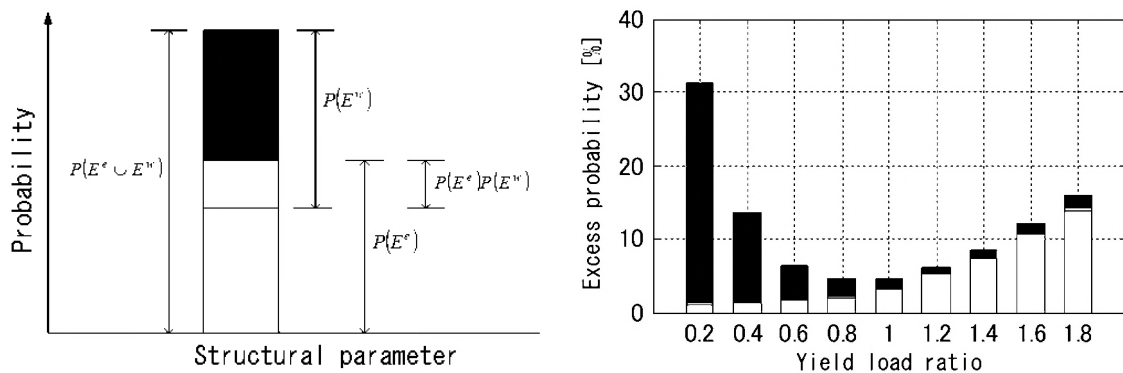
i) 耐震性能と耐風性能の相関関係

耐震性能と耐風性能について検討を行う。Fig.5-6, Fig.5-7 に S-model における超過確率 $P(E^e \cup E^w)$ を示す。Fig.5-6 はバイリニア係数が $\alpha=0.07$, $\alpha=0.09$ の各降伏荷重比 β に対する超過確率を示している。また、Fig.5-7 は降伏荷重比が $\beta=0.8$, $\beta=1.0$ の各バイリニア係数 α に対する超過確率を示している。Fig.5-6, Fig.5-7 の超過確率は、クライテリア $D=50\text{ cm}$, $R=1/300\text{ rad}$, $C=0.10$ に対して求めた。なお、各図の左側には超過確率の凡例を示す。

Fig.5-6 より、降伏荷重比 β が小さい場合、風外乱による超過確率 $P(E^w)$ は大きく、地震外乱による超過確率 $P(E^e)$ は小さい傾向にある。また、降伏荷重比 β の増加に伴い、超過確率 $P(E^w)$ は減少するのに対し、超過確率 $P(E^e)$ は増加する相反関係が確認できる。しかし、Fig.5-7 より、バイリニア係数 α が増加すると、 $P(E^w)$ と $P(E^e)$ の両者が増加する傾向となり、相反関係とはならなかった。これらの結果より、耐震性能と耐風性能の相反関係は降伏荷重比 β の影響を大きく受ける傾向があることが確認できた。

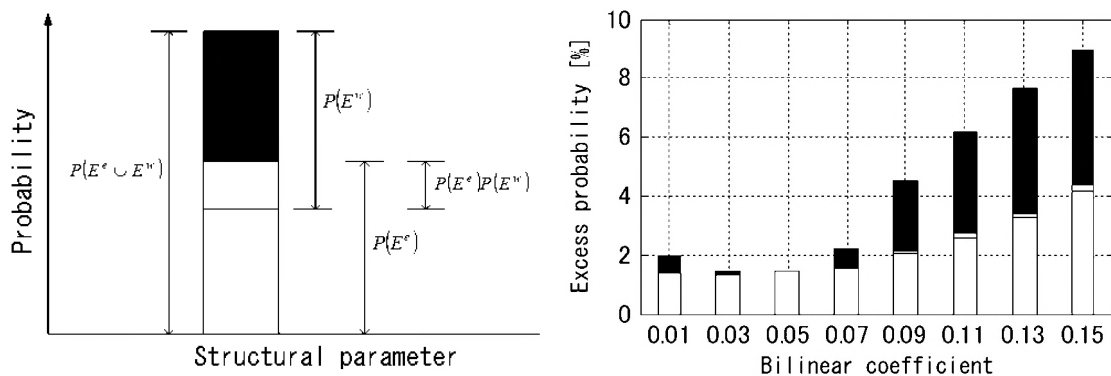


a) Bilinear coefficient $\alpha=0.07$

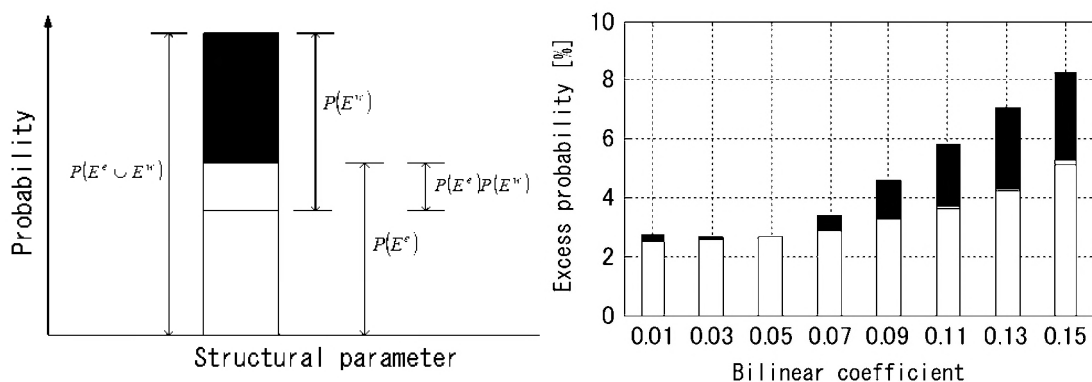


b) Bilinear coefficient $\alpha=0.09$

Fig. 5-6 Excess probability in S-model $P(E^e \cup E^w)$ [Horizontal axis β]



a) Yield Load Ratio $\beta=0.8$



b) Yield Load Ratio $\beta=1.0$

Fig. 5-7 Excess probability in S-model $P(E^e \cup E^w)$ [Horizontal axis α]

ii) クライテリア間の相関関係

それぞれのクライテリアに対する超過確率により、クライテリア間の相関関係について検討する。Fig.5-8, Fig.5-9には、それぞれのクライテリアに対する超過確率 ($P(E_D)$, $P(E_R)$, $P(E_C)$) を示している。各クライテリアは $D=50$ cm, $R=1/300$ rad, $C=0.10$ である。なお、各図の左側には超過確率の凡例を示している。

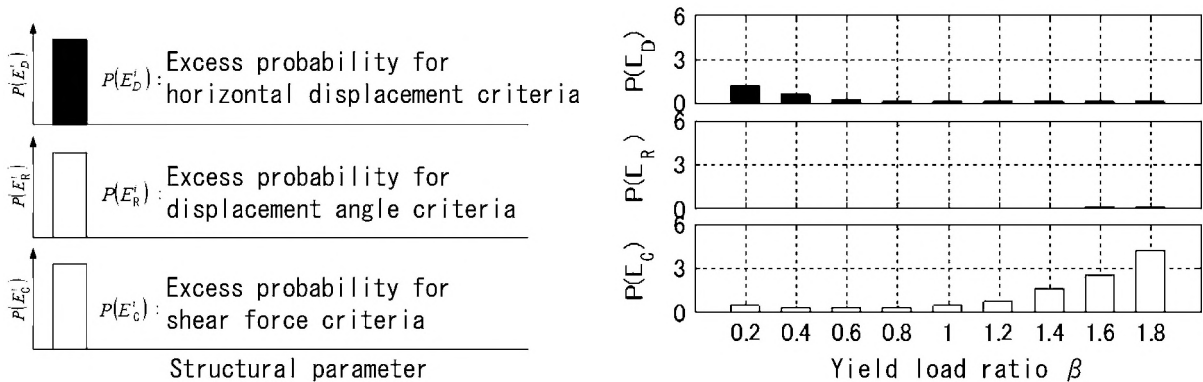
Fig.5-8には、鉄筋コンクリート造とした建築物を想定した RC-model の地震外乱、風外乱に対する超過確率を示す。地震外乱に対する超過確率を示した Fig.5-8.a では、降伏荷重比 β の増加に伴い、免震層の水平変形に対する超過確率 $P(E_D^e)$ は減少しているのに対して、一階部分の最大層せん断力係数に対する超過確率 $P(E_C^e)$ は増加している。一方で、風外乱に対する超過確率を示した Fig.5-8.b では、降伏荷重比 β を変化させても $P(E_D^w)$ 以外の超過確率はほぼ 0 となった。これらの結果から、地震外乱に対しては、降伏荷重比 β を要因として免震層の水平変形と一階部分の最大層せん断力の間に、相反関係があることが確認できた。

Fig.5-9には、鉄骨造を想定した S-model のそれぞれ地震外乱、風外乱に対する超過確率を示す。

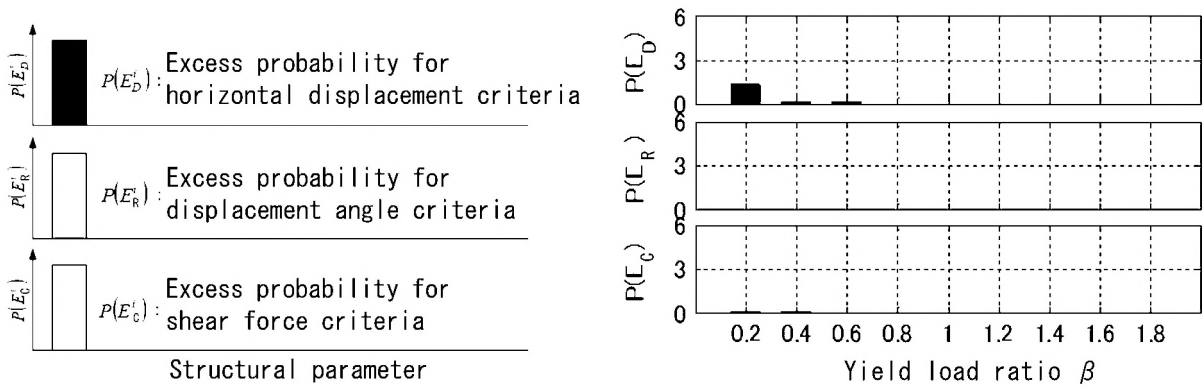
地震外乱に対する超過確率を示した Fig.5-9.a では、バイリニア係数 α の増加に伴い、 $P(E_R^e)$ 、 $P(E_C^e)$ は増加するものの、 $P(E_D^e)$ はほぼ変化していない。しかし、Fig.5-9.b では、バイリニア係数 α の変化に対して免震層の水平変形に対する超過確率 $P(E_D^w)$ は減少し、一階部分の最大層せん断力係数に対する超過確率 $P(E_C^w)$ は増加している。これらの結果から、風外乱に対しては、バイリニア係数 α を要因として免震層の水平変形と一階部分の最大層せん断力の間、相反関係があることが確認できた。

以上より、上部構造の応答と免震層の応答には相反関係があるが、その理由は次のようなことであると考えられる。それは、免震層の変形が大きく、履歴減衰が大きいと入力されたエネルギーの大半が免震層で消費され、上部構造では消費されず、上部構造の応答も増大されない。一方で、免震層の変形が小さく、履歴減衰が小さいと入力されたエネルギーを免震層でわずかしこ消費できず、上部構造でその大半が消費され、上部構造の応答が増大する。なお、上部構造の応答と免震層の応答の相反関係が顕著に表れているのは、地震外乱に対しては RC-model、風外乱に対しては S-model である。これは、各モデルの単位体積質量が異なるため、地震外乱および風外乱の物理的特性から生じる建築物に対する入力レベルの違いによると考えられる。

よって、耐震性能と耐風性能の評価に超過確率を用いることで、両性能の相反関係や、異なる応答の相反関係を適切に評価可能であることを示した。

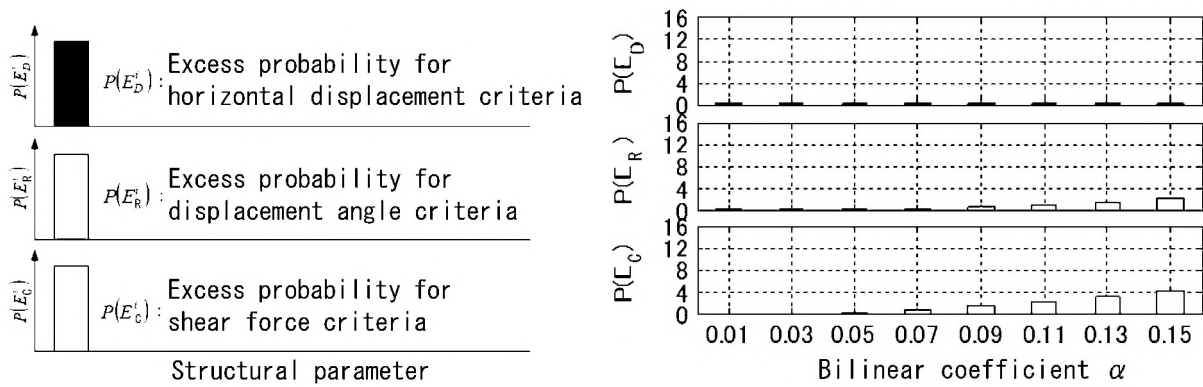


a) $P(E_D^e)$, $P(E_R^e)$, $P(E_C^e)$ [%] (Earthquake)

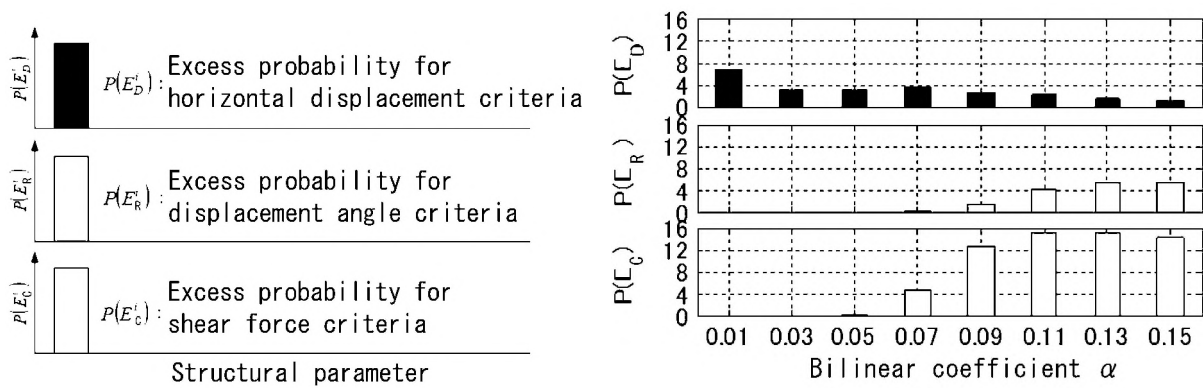


b) $P(E_D^w)$, $P(E_R^w)$, $P(E_C^w)$ [%] (Wind Force)

Fig.5-8 Excess probability for each criterion [RC-model, $\alpha=0.07$]



a) $P(E_D^e), P(E_R^e), P(E_C^e)$ [%] (Earthquake)



b) $P(E_D^w), P(E_R^w), P(E_C^w)$ [%] (Wind Force)

Fig. 5-9 Excess probability for each criterion [S-model, $\beta=0.4$]

5.4 超過確率による免震層の検討例

本節では、超高層免震建築物のような耐震性能と耐風性能の相反性が顕著に表れる建築物の応答を評価する方法として、超過確率を用いることの有効性を改めて示すため、超過確率による免震層の設計例について示す。本章では、超過確率が最小となるパラメータを設計値としている。

免震層の特性を決定づけるパラメータとして、降伏荷重比 β およびバイリニア係数 α に着目して、それぞれを変化させながら超過確率 $P(E^e \cup E^w)$, $P(E^e)$, $P(E^w)$ を算定した。その結果を Fig.5-10～Fig.5-17 に示す。また、Table 5-3～Table 5-6 に超過確率が最小となる各パラメータ（設計値）を示す。各図は、対象建築物に対して設定したクライテリアに対する超過確率を示したものである。地震外乱のみに対する超過確率を $P(E^e)$, 風外乱のみに対する超過確率を $P(E^w)$, 地震外乱もしくは風外乱に対する超過確率を $P(E^e \cup E^w)$ として、対象建築物の耐用年数中に起こりうる地震外乱及び風外乱に対する超過確率で表されている。

5.4.1 RC 造モデルに対する検討結果

RC-model に対して超過確率を算定した結果を Fig.5-10～Fig.5-13 に示す。Fig.5-10, Fig.5-11 より、水平変形のクライテリア D を大きくすることで、 $P(E^e)$ の分布はあまり変化しないが、 $P(E^w)$ の分布では、 $\beta=0.2$, $\alpha=0.01\sim 0.09$ で超過確率が小さくなった。これは、降伏荷重比が小さく、バイリニア係数も小さい領域では、特に風外乱による免震層の水平変形が大きくなったため、クライテリア D の値によって超過確率が大きく変化したためであると考えられる。また、Fig.5-12, Fig.5-13 より、一階柱の層せん断力係数のクライテリア C を大きくすることで、全体的に超過確率が小さくなるのが分かる。特に $P(E^e)$ では、 $\beta=1.6$, 1.8 の場合に超過確率が極端に小さくなり、 $P(E^w)$ では $\beta=0.2$, $\alpha=0.09\sim 0.15$ 付近で超過確率が小さくなった。これは、 $\beta=1.6$, 1.8 のような降伏荷重比が大きい場合、免震層の変形が抑えられ、一階柱の層せん断力係数が大きくなっているため、クライテリア S の値が大きくなることで超過確率が小さくなったと考えられる。また、Table 5-3, Table 5-4 に示すように、クライテリア D, C を大きくすると、超過確率の最小値は小さくなり、それに伴い推定値も変化する。クライテリア D を大きくした場合には、推定値はバイリニア係数 α , 降伏荷重比 β のどちらも小さくなるのに対し、クライテリア S を大きくした場合、バイリニア係数 α , 降伏荷重比 β のどちらも大きくなる傾向となった。これは、水平変形に対するクライテリアが大きくなる（緩和される）ということは、免震層の変形量が大きくなるのが許容されるため、バイリニア係数 α と降伏荷重比 β を小さくした設計が可能になることを示している。また、一階柱のせん断力係数のクライテリアを大きくすると、上部構造の応答を許容することになるため、バイリニア係数 α と降伏荷重比 β を大きくして免震層でのエネルギー吸収を小さくした設計が可能となる。

5.4.2 S造モデルに対する検討結果

S-model に対して超過確率を算定した結果を Fig.5-14～Fig.5-17 に示す。Fig.5-14, Fig.5-15 より、水平変形のクライテリア D を大きくすることで、 $P(E^e)$ の分布はあまり変化しないが、 $P(E^w)$ の分布では、 $\beta=0.2$, $\alpha=0.02\sim 0.09$ 付近で超過確率が小さくなった。これはモデル1と同様な理由によると考えられる。また、Fig.5-16, Fig.5-17 より、上部構造の変形角のクライテリア R を大きくすると $P(E^e)$ の分布の $\beta=1.2\sim 1.8$, $\alpha=0.01\sim 0.09$ 付近で超過確率が小さくなった。そのため、 $P(E^e \cup E^w)$ の分布においても $\beta=1.2\sim 1.8$, $\alpha=0.02\sim 0.09$ 付近で超過確率が小さくなった。また、Table 5-5, Table 5-6 において、クライテリア D, R が大きくなると、超過確率の最小値は小さくなり、推定値が変化した。クライテリア D を大きくした場合、バイリニア係数 α , 降伏荷重比 β の推定値はどちらも小さくなるのに対し、クライテリア R を大きくした場合、バイリニア係数 α は小さくなるが、降伏荷重比 β は大きくなる傾向となった。これは、RC-model と同様であるが、S-model の場合は、免震層の水平変形と上部構造の変形角のクライテリアを変化させると超過確率も変化する結果となった。

Table5-3 Structural parameter at minimum excess probability [RC-model, C=0.1, R=1/300 rad]

Criteria D [cm]	$P(E^e \cup E^w)$ [%]	Bi-linear coefficient α	Yield load ratio β
40	0.30	0.05	1.2
50	0.08	0.03	1.2
60	0.00	0.03	1.0

Table5-4 Structural parameter at minimum excess probability [RC-model, D=50 cm, R=1/300 rad]

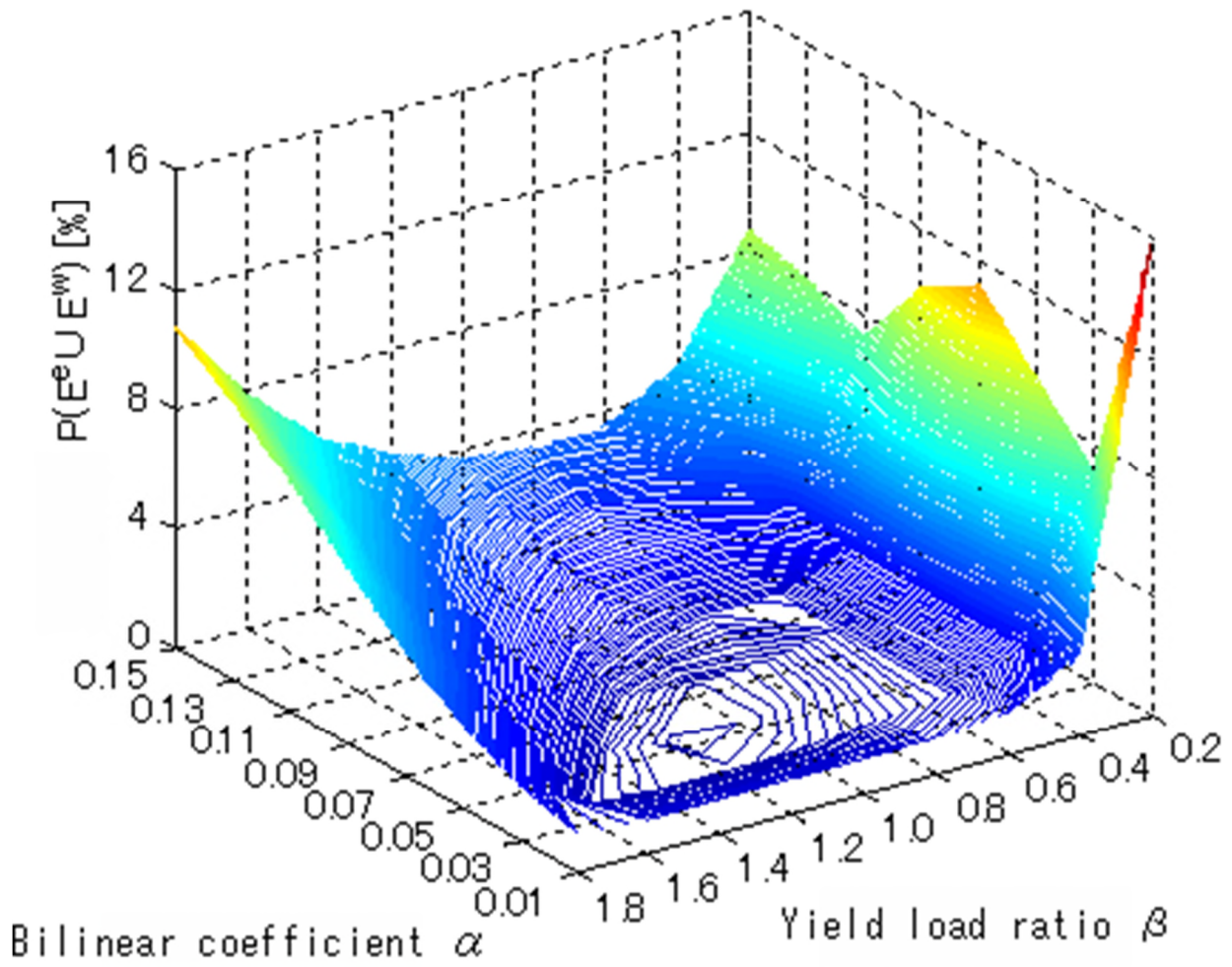
Criteria C	$P(E^e \cup E^w)$ [%]	Bi-linear coefficient α	Yield load ratio β
0.08	0.12	0.03	0.8
0.10	0.08	0.03	1.2
0.12	0.06	0.05	1.4

Table5-5 Structural parameter at minimum excess probability [S-model, C=0.1, R=1/300 rad]

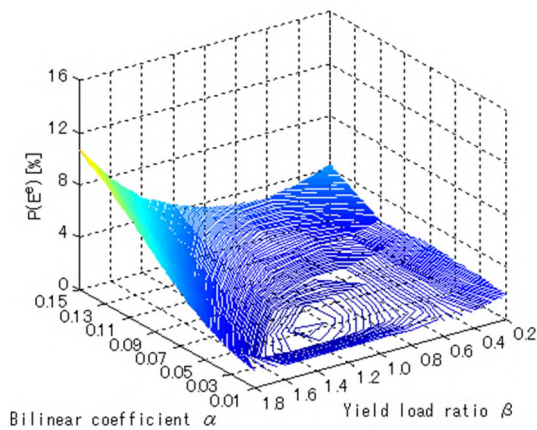
Criteria D [cm]	$P(E^e \cup E^w)$ [%]	Bi-linear coefficient α	Yield load ratio β
40	2.01	0.05	0.8
50	0.88	0.05	0.6
60	0.40	0.03	0.6

Table5-6 Structural parameter at minimum excess probability [S-model, D=50 cm, C=0.1]

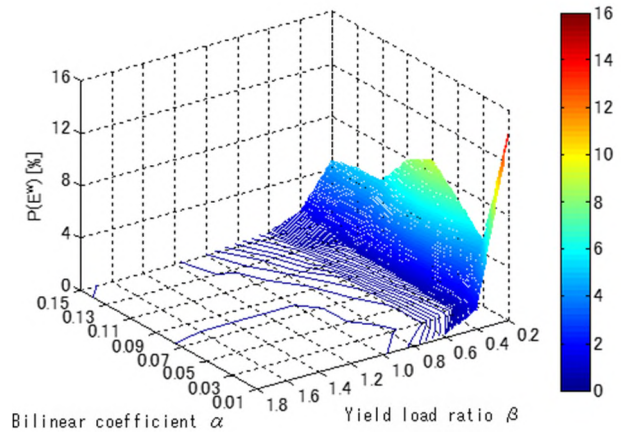
Criteria R [rad]	$P(E^e \cup E^w)$ [%]	Bi-linear coefficient α	Yield load ratio β
1/300	0.88	0.05	0.6
1/250	0.32	0.03	0.8
1/200	0.12	0.03	0.8



a) $P(E^e U E^w)$

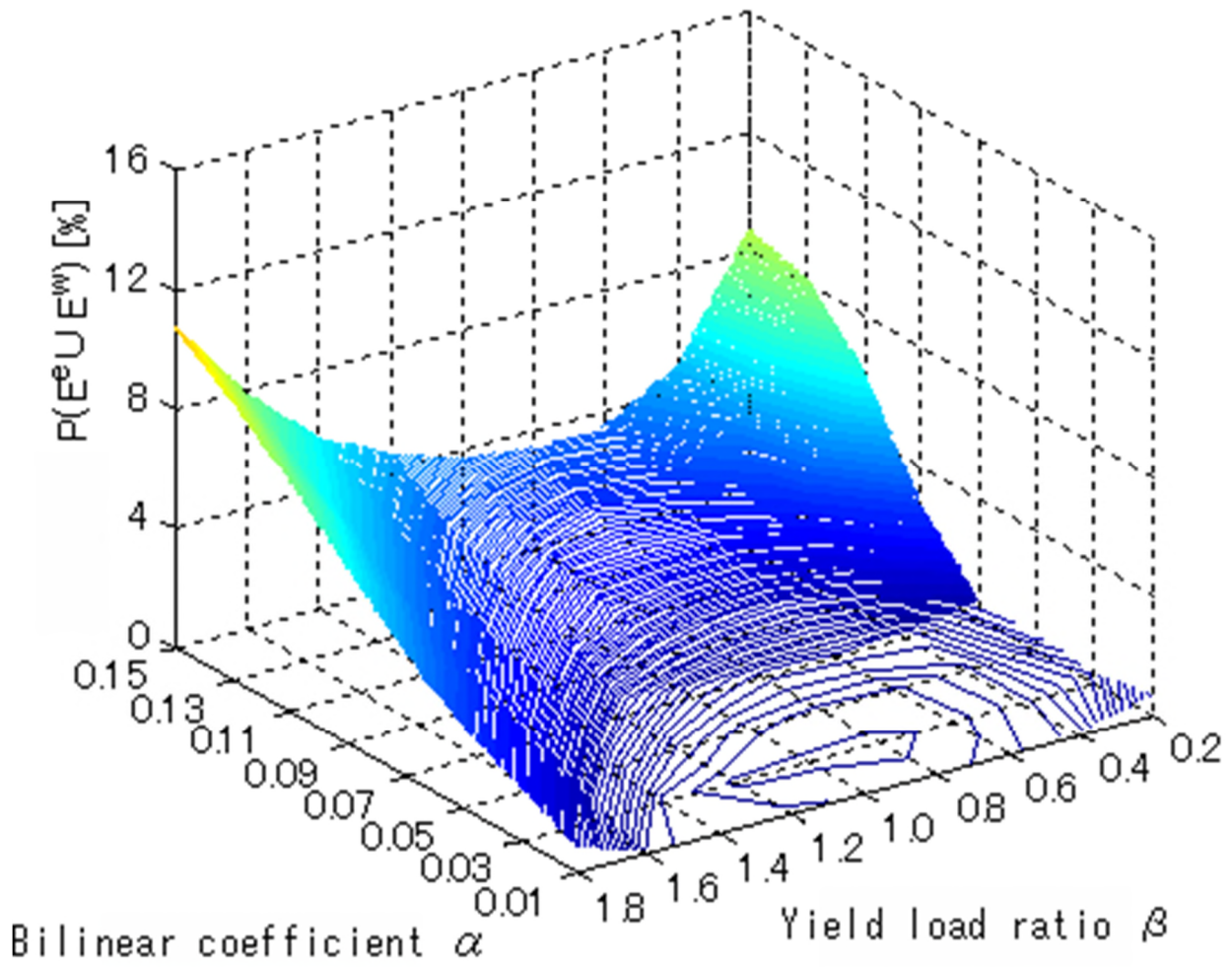


b) $P(E^e)$

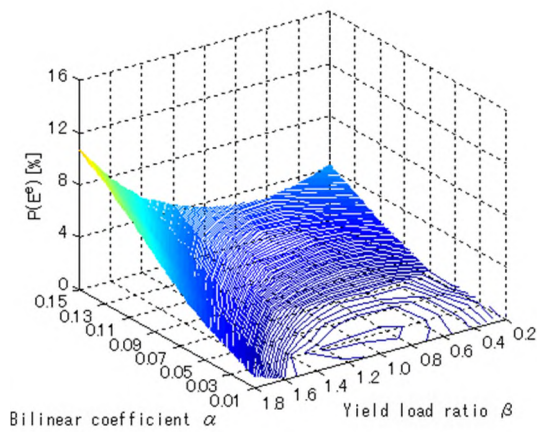


c) $P(E^w)$

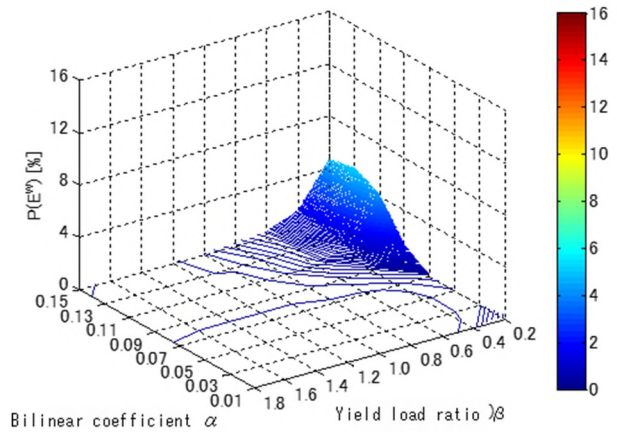
Fig. 5-10 Excess Probability of RC-model [D=40 cm, C=0.1, R=1/300 rad]



a) $P(E^e U E^w)$

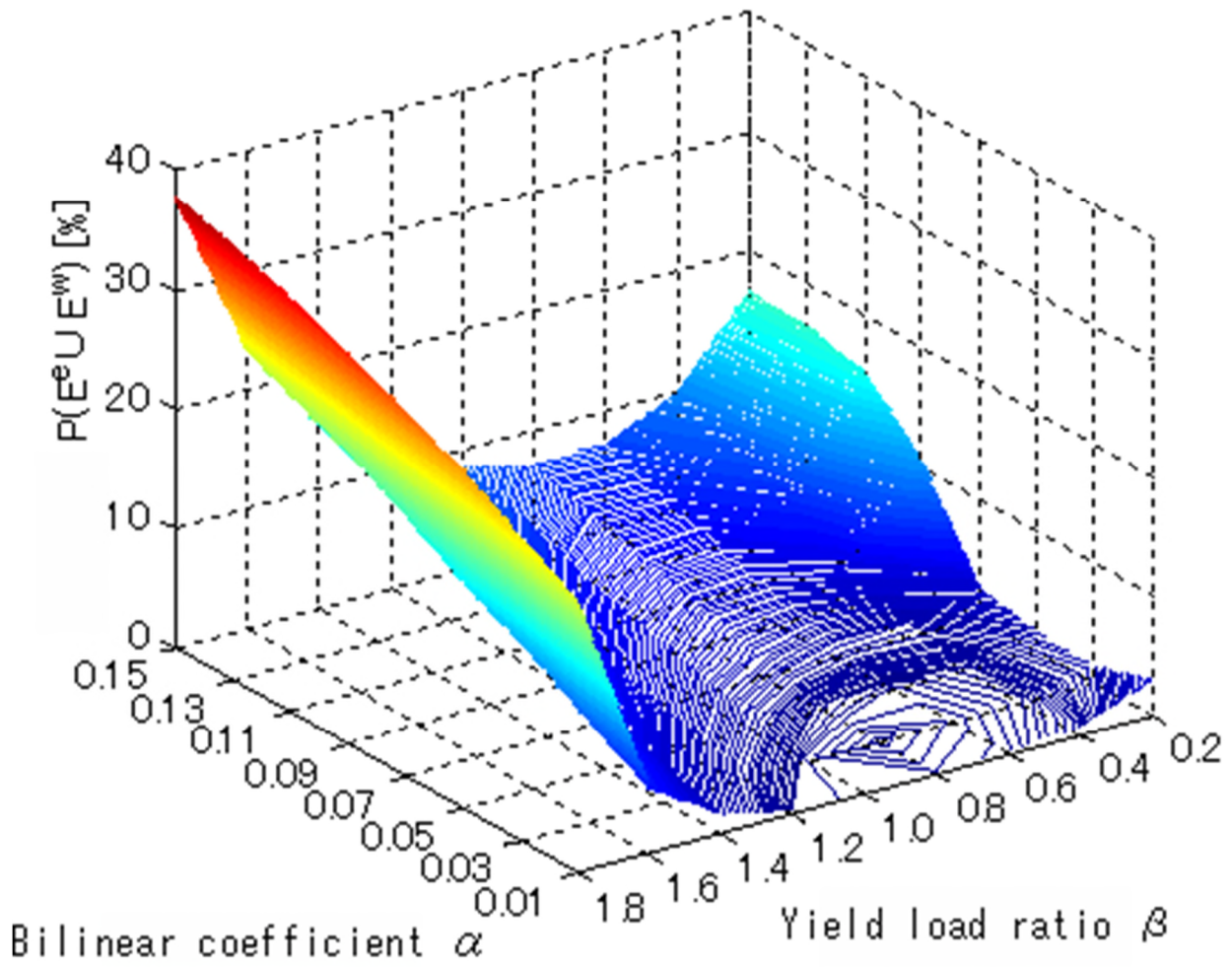


b) $P(E^e)$

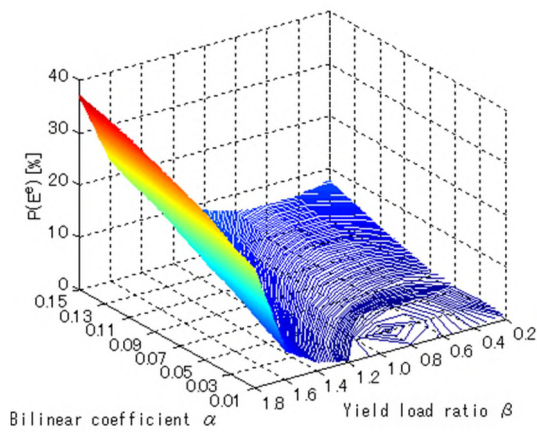


c) $P(E^w)$

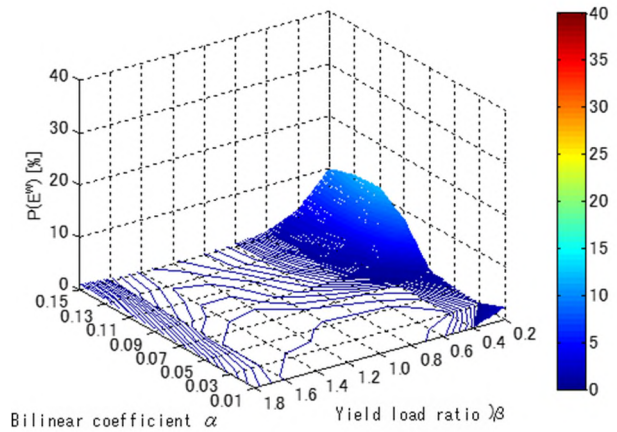
Fig. 5-11 Excess Probability of RC-model [D=60 cm, C=0.1, R=1/300 rad]



a) $P(E^e U E^w)$

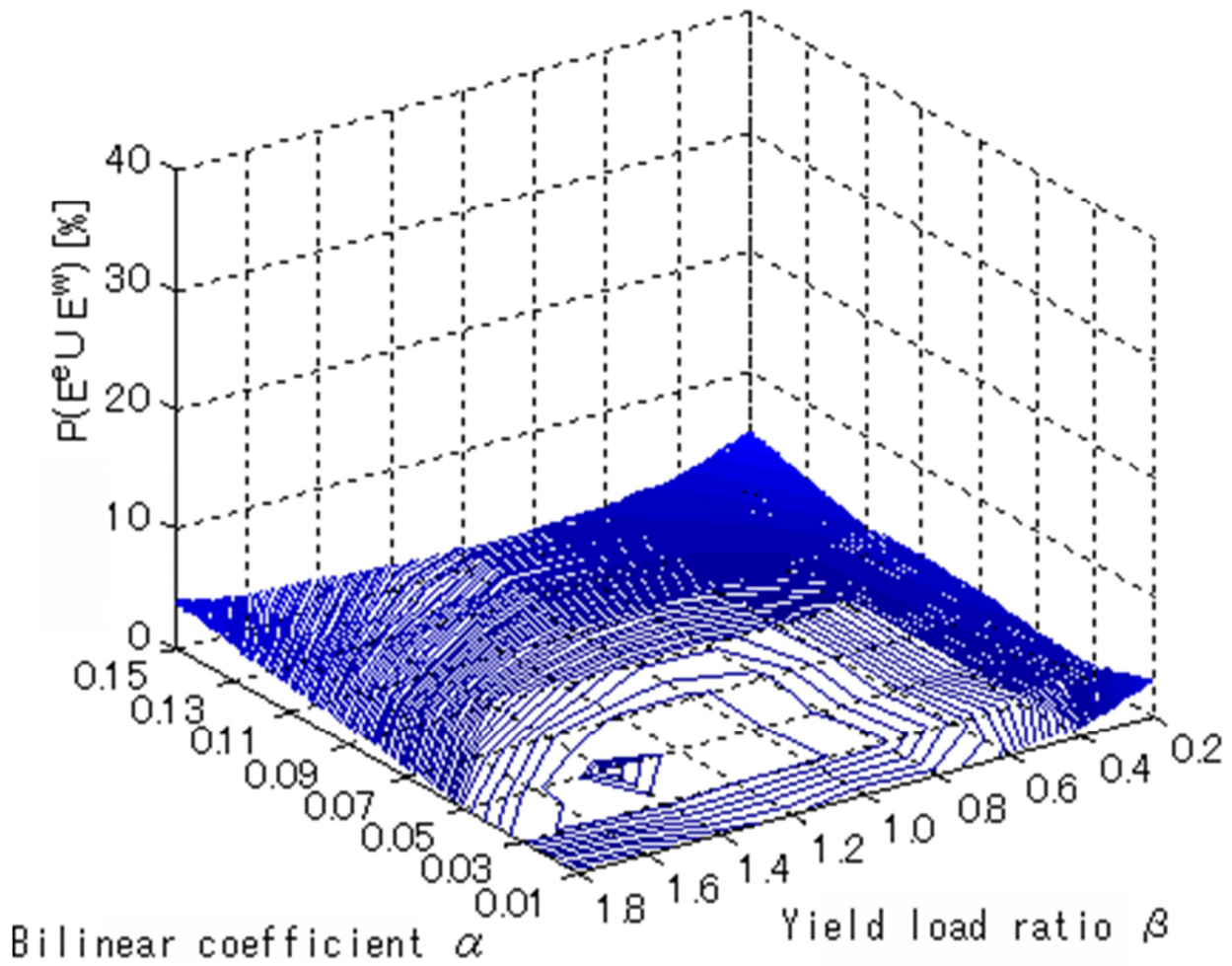


b) $P(E^e)$

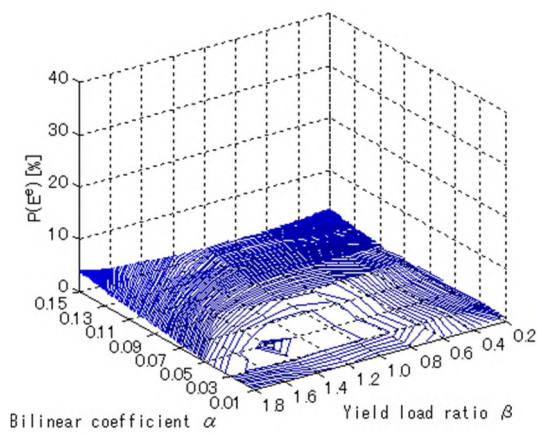


c) $P(E^w)$

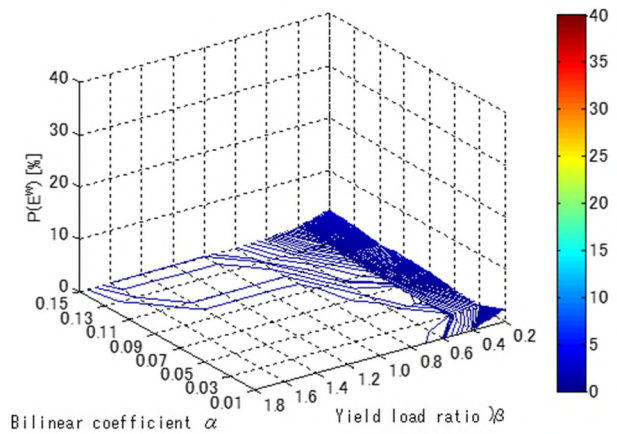
Fig.5-12 Excess Probability of RC-model [D=50 cm, C=0.08, R=1/300 rad]



a) $P(E^e U E^w)$

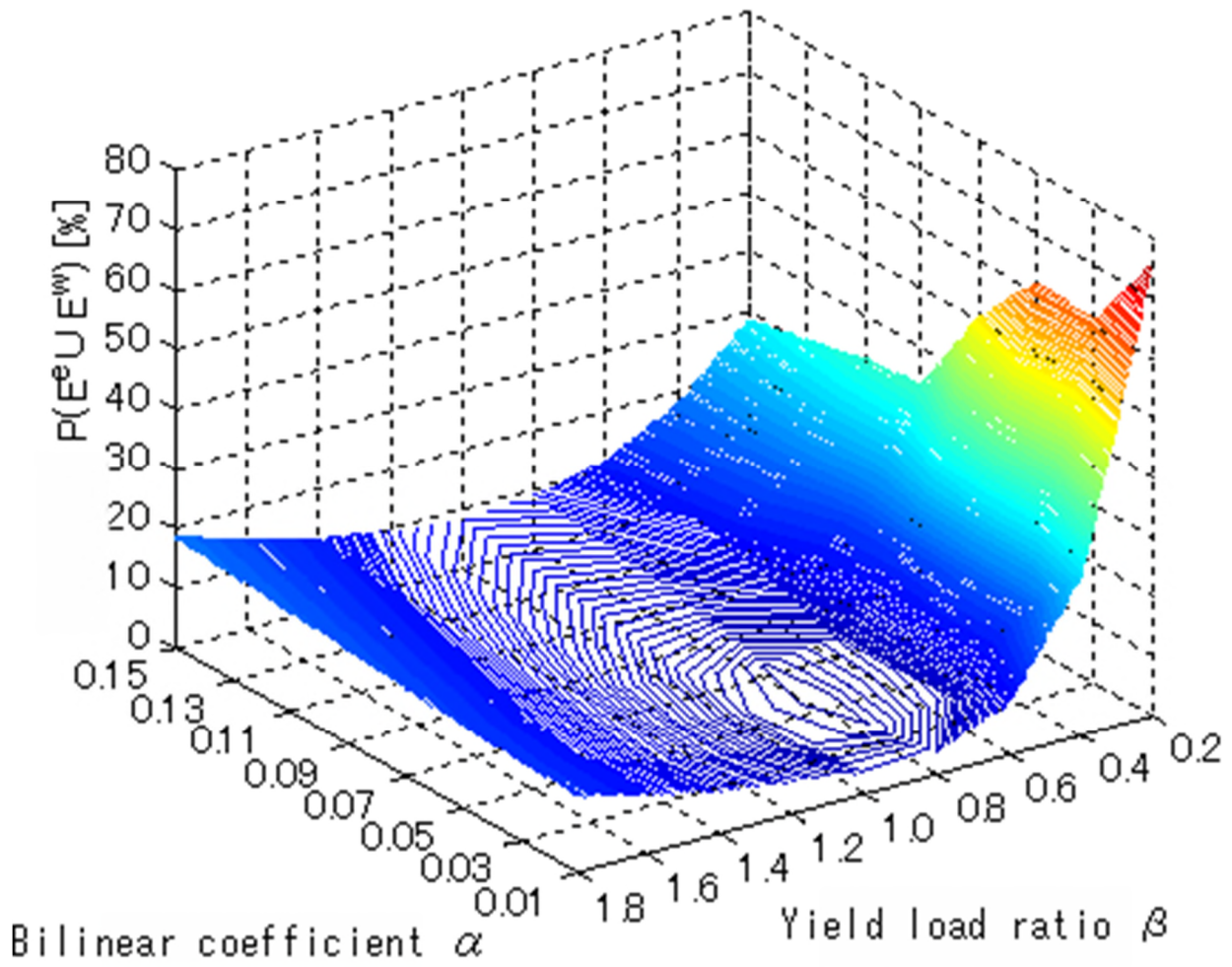


b) $P(E^e)$

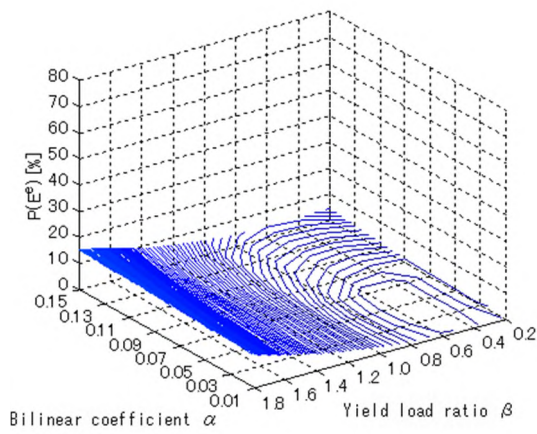


c) $P(E^w)$

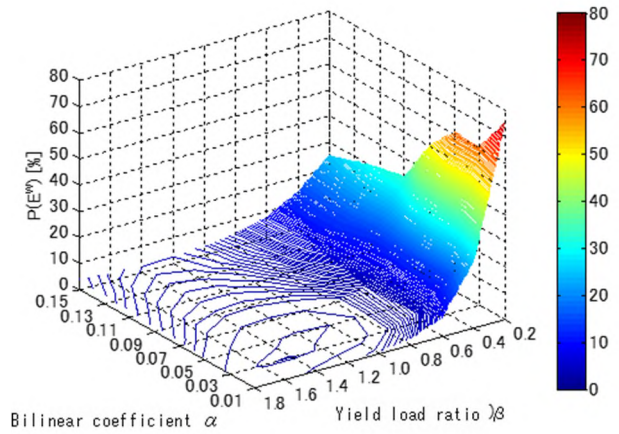
Fig. 5-13 Excess Probability of RC-model [D=50 cm, C=0.12, R=1/300 rad]



a) $P(E^e U E^w)$

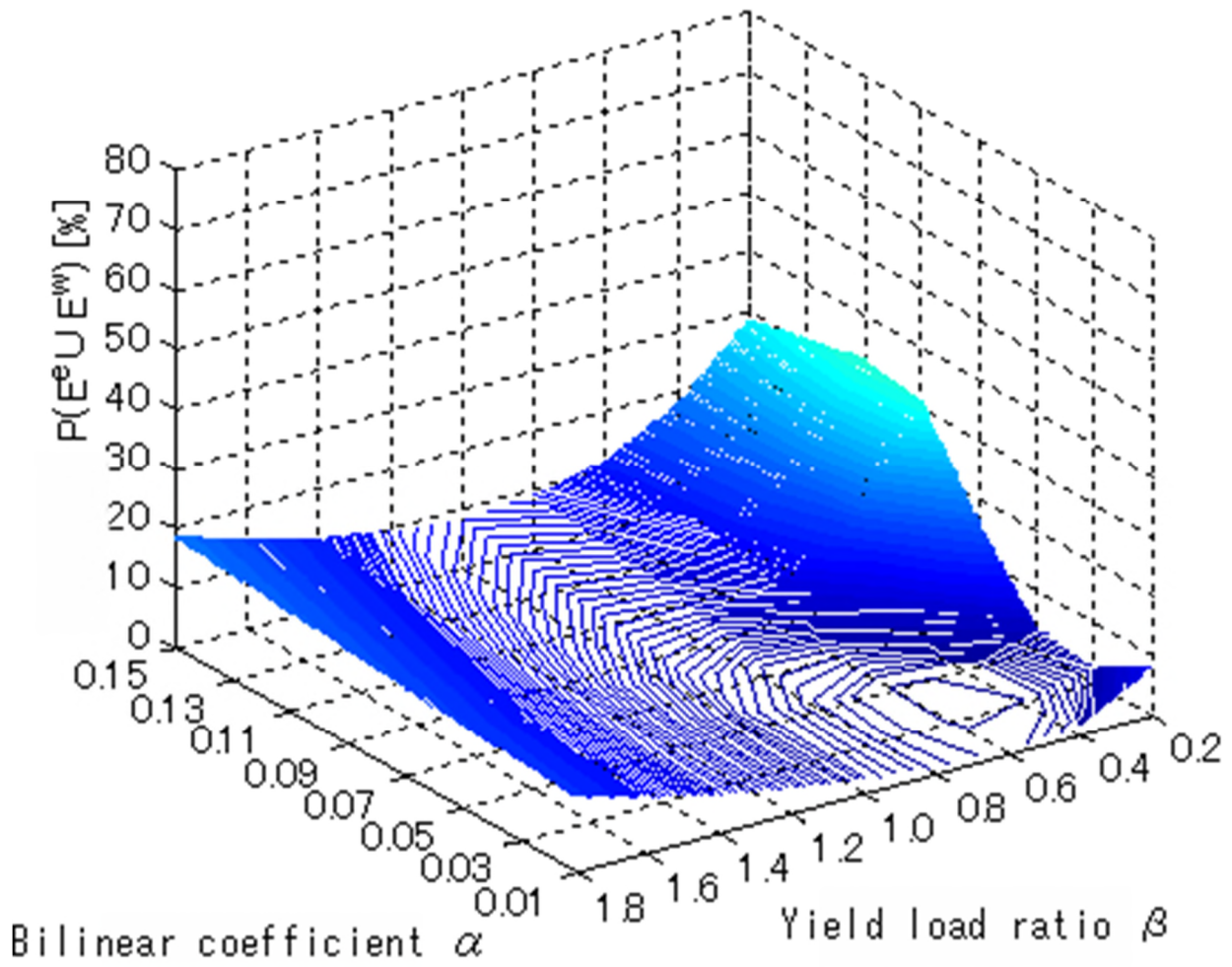


b) $P(E^e)$

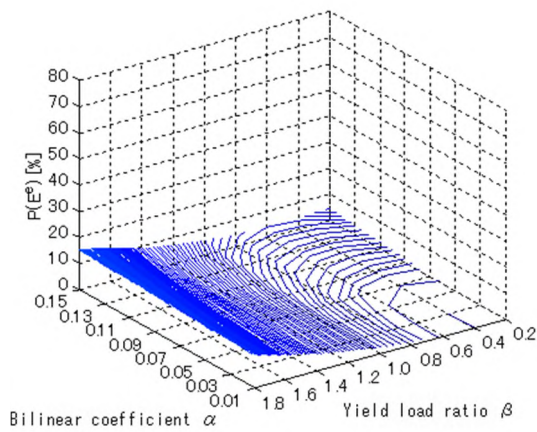


c) $P(E^w)$

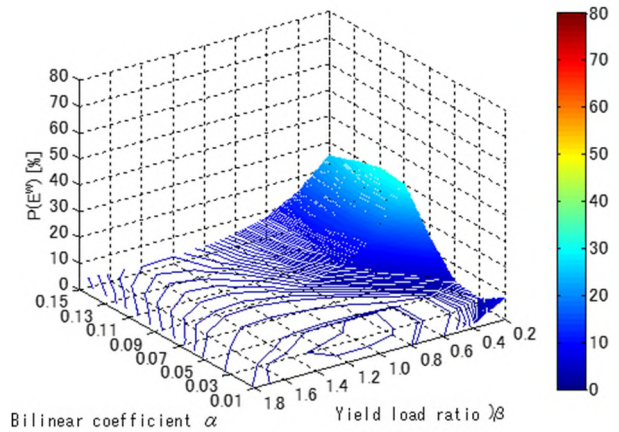
Fig.5-14 Excess Probability of S-model [D=40 cm, C=0.1, R=1/300 rad]



a) $P(E^e U E^w)$

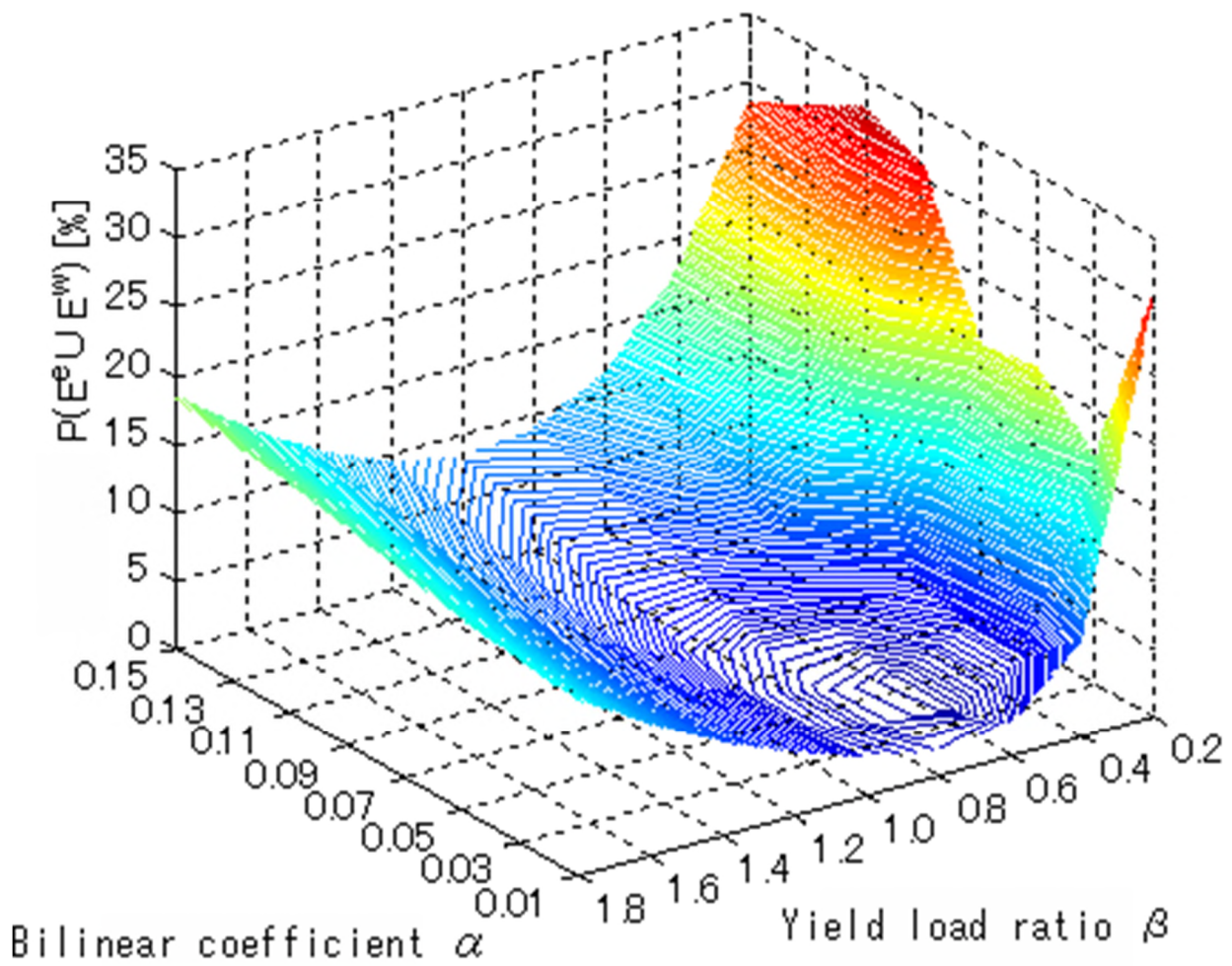


b) $P(E^e)$

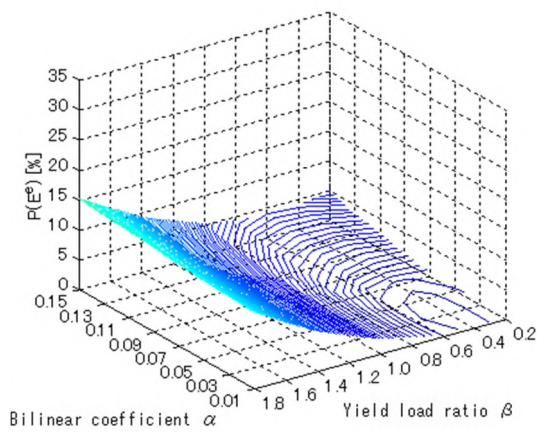


c) $P(E^w)$

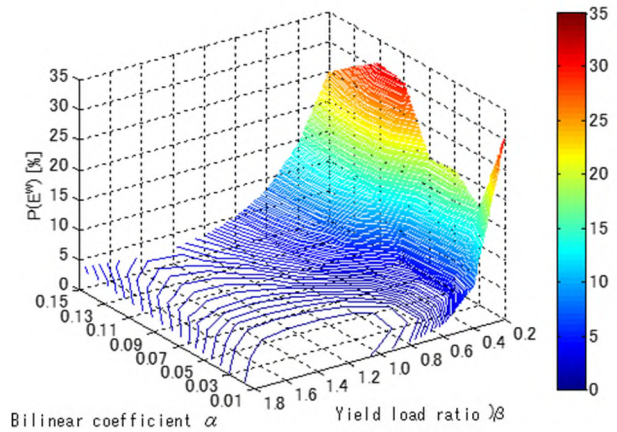
Fig.5-15 Excess Probability of S-model [D=60 cm, C=0.1, R=1/300 rad]



a) $P(E^e U E^w)$

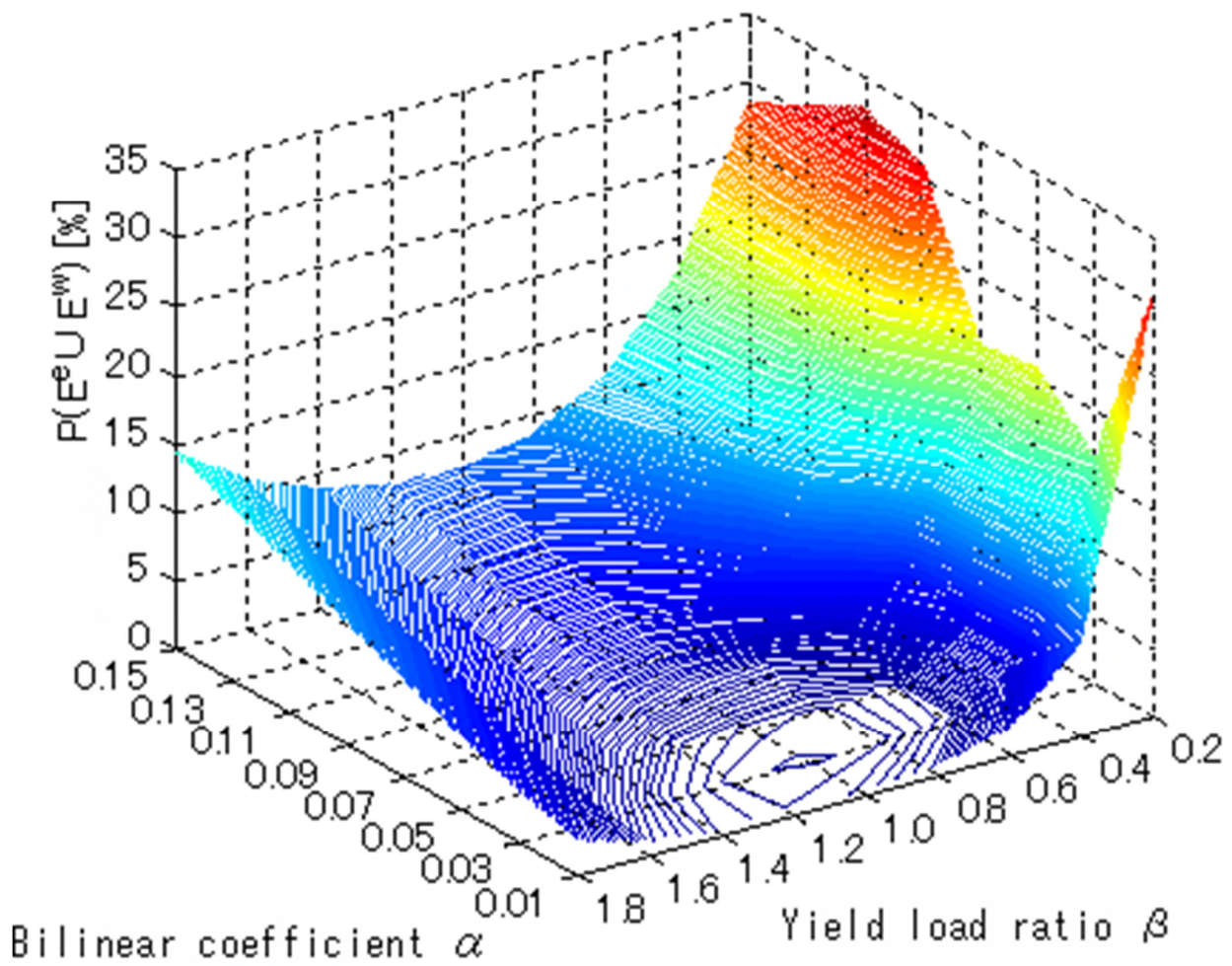


b) $P(E^e)$

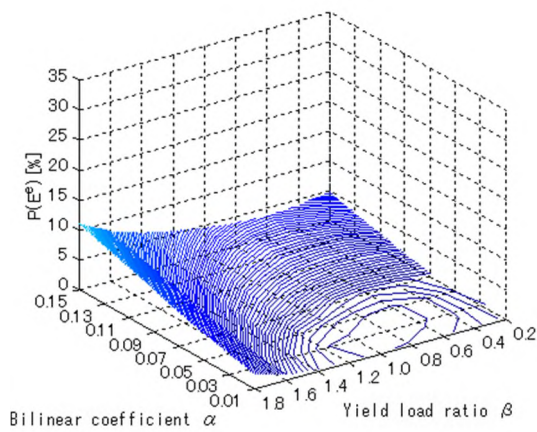


c) $P(E^w)$

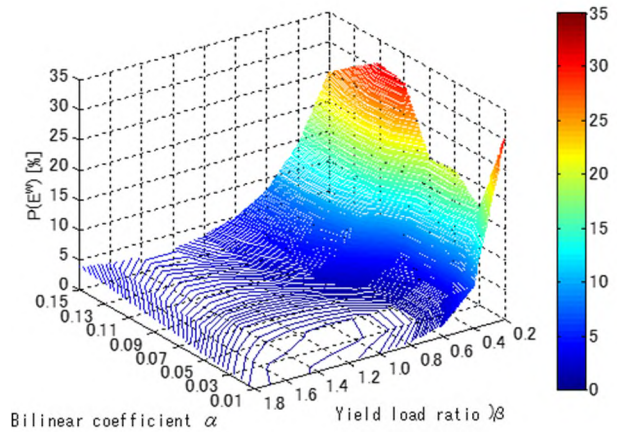
Fig. 5-16 Excess Probability of S-model [D=50 cm, C=0.10, R=1/300 rad]



a) $P(E^e U E^w)$



b) $P(E^e)$



c) $P(E^w)$

Fig. 5-17 Excess Probability of S-model [D=50 cm, C=0.10, R=1/200 rad]

5.4.3 全体的な傾向の分析

全体的な傾向として Fig.5-10～Fig.5-17 より、降伏荷重比 β に対して、耐震性能と耐風性能の相反関係がみられた。特に、S-model では顕著に相反関係がみられ、降伏荷重比が小さくなると風外乱に対する超過確率が大きくなり、降伏荷重比が大きくなると地震外乱に対する超過確率が大きくなった。バイリニア係数 α に対しては、ほとんどのケースにおいて 0.03～0.05 で超過確率が低くなった。

また、RC-model では、 $P(E^e \cup E^w)$ と $P(E^e)$ の分布が類似しており、 $P(E^e)$ の極値付近の分布と $P(E^e \cup E^w)$ の極値付近の分布がほぼ同様であることから、RC-model では風外乱よりも地震外乱が免震層の設計において支配的であると考えられる。一方、S-model では、 $P(E^e \cup E^w)$ の分布に、 $P(E^e)$ の分布と $P(E^w)$ の分布のそれぞれの特徴がみられる。このようにそれぞれの特徴がみられるモデルについては、免震層の設計を行う上で両荷重を考慮する必要があることがわかる。

このように、超過確率を用いて地震外乱と風外乱の応答を同一の指標で評価することで、耐震性能と耐風性能のどちらも考慮した検討が可能となることを示した。

5.5 おわりに

本章では、耐震性能と耐風性能の相反関係を評価可能な指標に関する一考察として、確率的な観点から超過確率という指標を用いた応答評価について示すとともに、超過確率を用いた免震層の設計例についても示した。その結果、次のような知見を得た。

- 1) 耐震性能と耐風性能の相反性を考慮した応答評価を行うためには、両性能を同一の尺度で評価することが重要であり、その指標として超過確率を用いることの有効性について考察した。
- 2) 超過確率により応答を評価することで、耐震性能と耐風性能の間に、一方の性能を向上させると、もう一方の性能が低下する相反関係があることが明確に示せた。また、この相反関係の程度は降伏荷重による影響を大きく受けることが確認できた。
- 3) 免震層の変形と一階部分のせん断力のように建築物の応答に関しても相反関係を確認できた。
- 4) 超過確率を用いることで、設定したクライテリアに対して、免震層の設計を行える可能性を示せた。

参考文献

- [5-1] 建築技術 - 特集 基本から学ぶ「風」のすべて -, 2000.7, No.605
- [5-2] 渡部丹ら：高層建築物構造評定用の風荷重の調査研究作業委員会報告書，日本建築センター，1991.3.18
- [5-3] 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説（2004），2004.9
- [5-4] 日本建築学会関東支部構造部会荷重・振動 WG：第 1 回公開研究会 地震と風を共通の土俵で考える—全体フレームワークと要素技術—，日本建築学会関東支部，1995.2.28
- [5-5] 日本建築学会関東支部構造専門研究委員会：第 2 回公開研究会 性能評価における地震荷重と風荷重，日本建築学会関東支部，1999.3.9
- [5-6] 星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，1986.5
- [5-7] 神田順：限界状態設計法のすすめ，株式会社建築技術，1993.6
- [5-8] 柴田明德：確率的手法による構造安全性の解析，森北出版株式会社，2005.8
- [5-9] 高田毅士ほか：ヴィジュアル版建築入門 9 建築と工学，彰国社，2003.11, pp.160-169
- [5-10] 竹中康雄，飯塚真巨，鈴木雅靖，吉川和秀，山田和彦：鉛プラグ型積層ゴムのクリープ性を考慮した高層免震建物の風応答簡易評価法，日本建築学会構造系論文集，2002.11, 第 561 号, pp.89-94
- [5-11] 安井八紀，大熊武司，丸川比佐夫：クリープ変形を伴う免震建築物の風応答性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，2007.09, 第 619 号, pp.41-48
- [5-12] 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
- [5-13] 日本建築学会：地震荷重-地震動の予測と建築物の応答，1992
- [5-14] Clough, Penzien : Dynamics of Structures, MCGRAW-HILL International Edition, 1986
- [5-15] 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
- [5-16] 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，1982.1, 第 11 号
- [5-17] 日本免震構造協会：免震構造入門，1995

注 1) 田村幸雄ら：基本角柱模型の層風力に関する研究，1996.2

第6章

結 論

免震建築物は、高い耐震性能を有しており大地震時においては、人命はもとより、構造躯体の損傷や二次部材の損傷を最小限に抑えることができる構造となっている。そのため、今日では100mを超えるような超高層建築物に免震構造を適用する超高層免震建築物が設計・施工されるようになってきた。免震効果を十分に発揮するためには基礎固定時の上部構造の1次固有周期に対して、免震周期を2～3倍程度とする必要がある。そのため、超高層建築物を効果的に免震化するためには免震周期を4～6秒と長周期化しなければならない。長周期化するためには免震層のせん断力係数を小さくする必要がある。しかしながら、建物高さが高くなるにつれて風荷重は増大する。すなわち、耐震性能を向上させるためには免震層のせん断力係数を小さくする必要があるが、耐風性能を向上させるためにはせん断力係数を大きくする必要がある。このように超高層免震建築物では、風による建物挙動に十分配慮したうえで設計を行う必要があり、耐風性能をいかに確保するかが重要となる。

そこで、本研究では、超高層免震建築物を対象として、風荷重により免震部材が降伏し、弾塑性挙動下における耐風性能について検討することを目的とし、時刻歴風応答解析やハイブリッド式実験法による検討を行った。検討する耐風性能として、特に知見が不足しており、『免震建築物の耐風設計指針』でも検討方法が明確に示されていない下記の2項目を対象とした。

- ① 風向変化が風応答に及ぼす影響
- ② 風直交方向の空力不安定振動

さらに、将来の展望としての位置付けで、耐震性能と耐風性能の相反関係を評価可能な新たな指標について、確率的な視点から「超過確率」を用いた応答評価について考察した。本研究を通じて得られた知見を下記に示す。

第1章「序論」では、研究の背景として、地震大国である日本では、人命の保護が第一の目的として構造設計が行われてきたことや、現在の社会情勢に触れ、免震構造の有効性や超高層建築物へ採用することの留意点について述べた。特に、超高層免震建築物の免震効果を十分に発揮させるために免震層のせん断力係数を小さくしなくてはならないが、建物高さが高くなるにつれて風荷重によるせん断力係数が大きくなることで設計を難しくさせている点について述べている。そのため、本研究の目的として、超高層免震建築物を対象としているにもかかわらず耐風性能に関する検討を行う意義について述べた。

第2章「免震建築物の耐風性能に関する既往の研究」では、低層から超高層に至る免震建築物の耐風安全性、建築物の弾塑性風応答、免震建築物の空力不安定振動、地震と風の相反性に関する既往の研究について取りまとめ、本研究の位置付けを明確にした。

第3章「風向変化が風応答に与える影響に関する検討」では、風向変化が風応答に与える影響について検討することを目的とし、風向変化および風速変化を考慮した風力波形の作成方法について述べるとともに、作成した風力波形を用いた時刻歴風応答解析により検討した結果について示した。

通常、風応答解析では風向や風速の変化は考慮せず、継続時間10分間の風力波形により風応答を評価している。しかしながら、強風の発生イベントとして多くを占める台風では、時々刻々と風速や風向が変化し、作用時間も4時間程度と長時間となることがある。そこで、風向変化および風速変化を考慮した風力波形の作成方法を示すと共に、時刻歴風応答解析により風向変化が風応答に与える影響について検討した。一般的な風洞装置は、一定の風向から一定の風速で気流を発生させる実験しかできない。そこで、本研究では風向変化を風圧実験時に風圧模型を固定したターンテーブルを回転させることで相対的に再現した。また、風速変化は相似則を利用して、実験スケールから実スケールに変換する際の実時間刻みを風速変化に応じて変化させることで再現した。作成した風向変化を考慮した風力波形を用いた風応答解析を実施し、一般的な風力波形（風向および風速一定、継続時間10分）を用いた風応答解析結果との比較を行った。その結果、応答の最大値は風力の最大値と最大風力が作用する際の風向が重要であり、風向変化が最大応答値を著しく増減させる要因にはならないことを確認した。そのため、本研究で対象としたタワー形状の超高層免震建築物においては、部材の疲労損傷等、小振幅時の応答も考慮する必要がある場合を除いて、最大応答値については、風向変化を考慮しない風力波形で評価できることを示した。

第4章「風直交方向を対象とした空力不安定振動の検討」では、超高層免震建築物の空力不安定振動について検討することを目的とし、空力不安定振動の検討に有効なシステムについて詳細を述べるとともに、空力不安定振動の発生の有無について検討した結果を示した。

空力不安定振動は、建築物の形状と固有周期に依存して発生し、応答が発散してしまう現象である。そのため、建築物に大きな損傷を与える可能性があり、耐風設計において空力不安定振動を発生させないことは極めて重要となる。特に、超高層免震建築物は、一般建築物に比べて固有周期が長く、免震部材が塑性化するとさらに長周期化するため、一般建築物では空力不安定振動が発生しない規模であっても空力不安定振動が発生するリスクが高まってしまう。

免震建築物の空力不安定振動を検討するには、建築物に作用する空気力と応答との相互作用を再現する必要がある。そこで、風洞実験と数値解析を組み合わせたハイブリッド式実験法による検討を試みた。ハイブリッド式実験法として、免震建築物の主要な振動モードである免震層の水平変形と上部構造のロッキング振動を再現可能なシステム（以下、S-R.H）を提案した。このシステムの特長は、風圧力の計測と応答解析、さらには模型の加振をリアルタイムに行うことで、建築物に作用す

る空気力と応答との相互作用を再現している。しかしながら、システムに適用する数値積分法は様々な制約を受ける。そのため、リアルタイムシステムに適用するための数値積分法が受ける制約を明確にするとともに、S-R.Hへ適用可能な数値積分法について示した。また、S-R.Hを用いて超高層免震建築物の空力不安定振動について検討を行った。

その結果、免震層が弾性挙動するモデルでは無次元風速 9.0 程度から応答が極端に大きくなる不安定振動が発生したのに対して、弾塑性挙動するモデルでは応答が極端に大きくなる現象はみられなかった。この要因として、弾性振動と塑性振動が繰り返されることによる周期変動が入力エネルギーの増大を抑制していることや、塑性化することで免震層の履歴減衰が入力エネルギーの多くを消費することで上部構造の応答を低減させていることを挙げた。これらのことから、今回対象とした超高層免震建築物では、免震部材を塑性化させて長周期化しても風直交方向の空力不安定振動は発生しないことを確認した。

第5章「耐震性能と耐風性能の相反関係を評価可能な指標に関する一考察」では、1章でも述べているような超高層免震建築物の耐震性能と耐風性能の相反関係に対して、両性能を同一の条件下で評価可能な指標について考察している。指標の1つとして本研究では、確率的な視点から「超過確率」を用いることとし、相反関係にある事象の応答評価を試みた。

超過確率を指標とするためには、最大応答値の確率分布を推定する必要がある。そこで、本研究ではモンテカルロシミュレーションにより既知の確率分布から最大応答値の確率分布を推定した。既知の確率分布は、地震外力を作成する際の地動速度、風外力を作成する際の頂部風速で、同じレベルでの検討を行うためそれぞれ 50 年最大値分布とした。50 年最大値分布に基づき外力を作成し時刻歴応答解析を繰り返し行うことで、最大応答値の確率分布を推定した。最大応答値の確率分布を複数のパラメータに対して推定して、設定したクライテリアを超過する確率を求めた。

その結果、免震層の降伏荷重を小さく設定した場合、地震による超過確率（以下、 $P(E_E)$ ）は減少するが、風による超過確率（以下、 $P(E_W)$ ）は増大する結果となった。反対に降伏荷重を大きく設定すると $P(E_E)$ は増大し $P(E_W)$ は減少した。超過確率が小さいことが高性能であると考えると、耐震性能と耐風性能の間に相関関係があることが明確になり、超過確率が地震及び風に対する性能を評価可能であることが示せた。

本論文を通じて、超高層免震建築物を対象に、風荷重により免震部材が降伏した際の耐風性能について、非線形風応答解析により応答性状について検討するとともに、ハイブリッド式実験により空力不安定振動の検討を行った。また、将来の展望として、耐震性能と耐風性能を同一の指標により評価する方法についても示した。ただし、本研究で対象としている建物形状が正方形断面のタワー形状のみである点や、風直交方向に対してのみ空力不安定振動を検討した点等、限定的な条件下での検討であったことは今後の課題であると言える。また免震建築物において、繰り返しによる疲労損傷の問題に関しても今後の重要な課題となるであろう。このように、超高層免震建築物の耐風性能

に関しては、本研究をもってすべてを網羅できているとは言えず、さらなる研究が必要な分野であるといえる。しかしながら、本研究により超高層免震建築物を設計する上で、現時点で検討方法が明確に示されておらず、知見が不足している事項に対する一定の結論を得ることができ、有益な知見が示せたものと考えている。

Study on Wind Resistant Performance of High-Rise Base-Isolated Buildings That Allow Yielding of Seismic Isolation Devices

Abstract

In the present paper, we investigate the wind resistance performance of a high-rise building with seismic isolation devices that yield due to the wind load.

The number of seismic isolation structures increased after the effectiveness of these structures was demonstrated by the Hanshin-Awaji Great Earthquake. At present, seismic isolation structures are used for buildings from low-rise buildings, such as detached houses, to super high-rise buildings exceeding 100 m. In general, seismic isolation structures are required to exhibit high seismic performance during large earthquakes. As such, numerous studies have examined improving seismic performance, whereas there are relatively few studies on wind performance. In Japan, which is located in one of the world's most seismically active regions, buildings have long been required to be secure against earthquakes. In the seismic design method, yielding at the member level is allowed in order to prevent the collapse of a building in the event of a large earthquake. In other words, the building is allowed to partially "break", and in the event of a large earthquake, "human safety" is ensured, whereas "assets preservation" is not guaranteed. However, in recent years, maintenance of asset value has been in increasing demand, and, even during major earthquakes, it has become necessary to minimize damage not only to main structural members but also to non-structural members. In addition, continuous use of buildings has become indispensable in considering business continuity plans (BCP), and not only "human safety" but also "maintenance of assets" are required.

As a general seismic isolation structure, there is a base seismic isolation structure in which the seismic isolation layer is provided at the bottom of the building and an intermediate floor seismic isolation structure in which the seismic isolation layer is provided in the middle. The feature is that the seismic performance is improved by making the seismic isolation layer flexible and reducing the input energy above the seismic isolation layer. If the structure is a basic seismic isolation structure, the upper structure is separated from the ground in order to reduce the energy input to the upper structure due to the earthquake. In the case of a base seismic isolation structure, it is necessary to make the seismic isolation period approximately two to three times the primary natural period when the foundation is fixed in order to sufficiently exhibit the seismic isolation effect. Therefore, the seismic isolation cycle must be lengthened to 4 to 6 seconds in order to effectively make a high-rise building seismically isolated. In order to increase the

seismic isolation period, it is necessary to reduce the shear force coefficient of the seismic isolation layer by reducing the yield shear force of the seismic isolation devices. However, as the height of the building increases, as in the case of a high-rise building, the wind load increases and the shear force coefficient due to the wind load increases.

Furthermore, the “Guidelines for the Wind-resistant Design of Seismically Base-isolated Buildings” published by the Japan Seismic Isolation Structure Association (JSSI) in 2012 stated that “The design wind load is small” One of the reasons for "Omit the evaluation of wind performance", but not all. Is described. This indicates that the influence of wind disturbance on the response to the seismic disturbance differs from that of seismic disturbance.

For example, since a wind disturbance has a longer duration than a seismic disturbance, as represented by a typhoon, even if the load level is small, fatigue damage to the member due to repetition may occur. In addition, attention must be paid to the conflicting relationship between seismic loads and wind loads. For example, the predominant period of the disturbance is generally in the region where the seismic disturbance is shorter than the natural period of the skyscraper, whereas a wind disturbance is in the longer region. Therefore, buildings with long natural periods, such as high-rise buildings and base-isolated buildings, tend to have smaller seismic loads because they fall outside the predominant period of the earthquake. On the other hand, there is a possibility that the wind load will increase due to approaching the prevailing period of the wind disturbance. As described above, it is necessary to consider not only the seismic load but also the wind load in the design of a high-rise building. In recent years, strong typhoons have been generated due to the effects of climate change and the like, and strong winds exceeding the design wind speed may be generated in the future.

The purpose of the present study is to examine the wind resistance of a high-rise base-isolated building when the seismic isolation device yields due to the wind load. The following wind resistance items are examined herein: ①Effect of wind direction change on wind response, and ②Aerodynamic instable vibration in the across wind direction.

In addition, as a future perspective, we discuss response evaluation using "excess probability" from a probabilistic viewpoint as a new index that can be used to evaluate the reciprocal relationship between seismic performance and wind resistance performance. In the present paper, the above contents are organized and summarized in Chapters 1 to 6, as described below.

In Japan, which is located in one of the world's most seismically active regions, the protection of human life has been the primary purpose of structural design. In Chapter 1, the points to be considered and the necessity of examining wind resistance are described, and the purpose and configuration of the present study are introduced.

Chapter 2 describes the history of base-isolated structures, the wind resistance safety of base-isolated buildings ranging from low-rise to high-rise, and the elastoplastic wind response of buildings. Previous studies on the aerodynamic instable vibration of seismic isolation buildings and the reciprocity of earthquake and wind are summarized.

Chapter 3 describes a method of creating a wind waveform considering wind direction and wind speed change and shows the results of wind response analysis using the created wind waveform. In general wind response analysis, the wind response is evaluated using a 10-minute duration wind waveform without considering changes in wind direction or wind speed. However, in a typhoon, which is a strong wind event, the wind speed and direction change moment by moment, and the action time may be as long as approximately 4 hours. Therefore, a method of creating a time history wind waveform simulating a typhoon is shown. The change in wind direction is reproduced by rotating a turntable during the experiment, and the change in wind speed is reproduced by changing the time interval using the similarity relation. In addition, time history response analysis using the created wind waveform is performed, and the results of comparison with the time history response analysis using the conventional external wind force (constant wind direction and wind speed, evaluation time 10 minutes) are described. As a result, it was confirmed that the change in wind direction did not increase the maximum response.

Chapter 4 presents the results of a study on the presence or absence of aerodynamic instable vibration of a base-isolated building using a hybrid experimental method. One feature of super-high-rise seismic isolation buildings is that the natural period is longer than that of ordinary buildings. As a result, the possibility of aerodynamic instable vibration increases by applying the seismic isolation structure even in buildings where general aerodynamic instable vibration do not occur in general buildings. The generation of aerodynamic instable vibration may lead to the collapse of buildings, and it is extremely important not to generate aerodynamic instable vibration in wind resistant design. Therefore, a system that can reproduce sway and rocking responses (hereinafter referred to as S-R.H), including numerical integration methods applicable to the system, is presented as a method for studying the aerodynamic instable vibration of base-isolated buildings. In addition, in order to show the effectiveness of S-R.H, the results of studying the aerodynamic instable vibration of a high-rise base-isolated building are described. As a result, it was shown that S-R.H can reproduce aerodynamic instable vibration. Furthermore, it was confirmed that aerodynamic instable vibration do not occur even if the seismic isolation devices are plasticized and prolonged in period for the high-rise seismic isolation building considered in the present study.

In Chapter 5, the future reciprocal relationship between the seismic performance and the wind resistance of a high-rise seismic isolation building, as described in Chapter 1, is discussed. This is positioned as an outlook, and an index that can be used to evaluate both performances under the same conditions is discussed. In the present study, we used "excess probability" from a probabilistic point of view and tried to evaluate the response of reciprocal events. The excess probability is calculated for the set criteria by deriving the probability distribution of the seismic response and the wind response from the probability distribution of the external force as determined by Monte Carlo simulation. As a result, it was shown that the reciprocal relationship between seismic performance and wind resistance can be evaluated using the index of excess probability. In addition, the effectiveness of the index was demonstrated by presenting a design example of the seismic isolation layer based on the excess probability.

In Chapter 6, the main results of each chapter are summarized, and the findings obtained throughout the present paper are described. The results of an examination of the wind resistance of a high-rise base-isolated building when the seismic isolation device yields due to the wind load are shown. We focused on the effects of a change in wind direction on response and the occurrence of aerodynamic instable vibration as events with very few research cases. As a result, a concrete examination method and examination results were shown. In the present study, we were able to conclude, under limited conditions, that the seismic isolation devices had certain elasticity under elasto-plastic behavior. Moreover, in the future, it may be possible to evaluate reciprocity using "excess probability" from a probabilistic point of view as an index to evaluate reciprocal events, such as seismic performance and wind resistance. It was shown that.

本研究に関する発表論文

<3章>

- 1) 扇谷匠己, 神田亮, 山下忠道, 梁川幸盛, 佐藤大樹, 原田浩之, 中村遼太郎: 台風通過時に高層免震建築物に作用する風外乱の作成とその応答に関する研究, 2013.3, 構造工学論文集, Vol.59B, pp.427-433

<4章>

- 2) 神田亮, 扇谷匠己, 矢作貴, 丸田榮藏: ハイブリッド振動法の制御アルゴリズムに関する研究—無条件安定と等価な陽的積分法, 2005.6, 日本大学生産工学部研究報告 A 理工系, pp.41-55
- 3) 扇谷匠己, 谷脇紗和, 神田亮, 丸田榮藏: ハイブリッド空力振動法に適用する無条件安定と等価な陽的積分法—多自由度系弾塑性挙動に対する検討, 2008.5, 日本風工学会論文集, 33 巻 1 号, pp.1-15
- 4) Narumi Ougiya, Makoto Kanda : A New Approach for Simulating Aerodynamic Vibration of Structures in a Wind Tunnel and its Application, 2008.7, 7th European Conference on Structural Dynamics EURODYN2008
- 5) 扇谷匠己, 神田亮: ハイブリッド式実験法を用いた高層免震建築物の空力安定性に関する研究, 2019.3, 構造工学論文集, Vol.65B, pp.91-96

<5章>

- 6) 河上祐之, 扇谷匠己, 神田亮: 確率的アプローチによる高層免震建築物の構造パラメータ推定に関する研究, 2008.12, 風工学シンポジウム論文集, 20 巻
- 7) 河上祐之, 扇谷匠己, 神田亮: 確率的アプローチによる高層免震建物の構造パラメータ推定に関する研究—地震外乱および風直交方向外乱に対する応答評価, 2008.12, 日本大学生産工学部研究報告 A 理工系, pp.1-11
- 8) 扇谷匠己, 神田亮, 河上祐之, 丸田榮藏: 確率論に基づいた高層免震建築物の構造パラメータ推定に関する研究—地震外乱および風直交方向外乱に対する検討, 2010.12, 日本建築学会構造系論文集, 75 巻 658 号, pp.2105-2113

謝 辞

本論文は、筆者が日本大学大学院生産工学研究科建築工学専攻博士前期課程に在籍時から今日に至るまでに行った一連の研究成果を取り纏めたものです。

本論文をまとめるにあたり、日本大学大学院生産工学研究科神田亮教授には、本研究の全てに渡り、多大なるご指導ならびにご鞭撻を頂戴致しました。神田先生には、研究者の心構えや研究の進め方等、研究者として歩み始める第一歩として大変多くのご指導を賜りました。筆者が今日まで研究者として歩んでこれた礎となっており、心より感謝申し上げます。

本論文の審査に貴重なお時間を割いてご精読いただいた日本大学大学院理工学研究科・北嶋圭二教授、福井剛教授、秦一平教授、日本大学名誉教授・安達洋博士に深く感謝致します。北嶋先生には学生時代を含め、実務者の視点から建築構造に関する多くのご教授を賜りましたことに深く感謝致します。北嶋先生の講義を受講したことが研究者を目指す一つのきっかけとなりました。福井先生、秦先生、安達先生には、本論文がより良いものとなるような大変貴重なご助言およびご指導を賜りましたことに感謝致します。

本論文に関する査読付き論文の執筆にあたり、丸田榮藏博士、ダイナミックコントロールデザインオフィス・山下忠道博士、株式会社構造計画研究所・梁川幸盛博士、東京工業大学未来産業技術研究所・佐藤大樹准教授、三井住友建設株式会社・原田浩之博士には、大変貴重なご意見を頂戴しましたことに感謝申し上げます。

神田研究室の先輩である矢作貴氏、同期である名波航氏、磯野由佳氏、谷脇紗和氏、後輩である河上祐之氏、柴川佳史氏、土屋敬宣氏、細尾敦氏、中村遼太郎氏には、建築力学ならびに風工学を学ぶ上で多くの刺激を頂きました。特に、同期の皆様と切磋琢磨しながら博士前期課程を過ごせたことは大変貴重な経験であり、大切な思い出となっております。

本論文の執筆にあたり、株式会社長谷工コーポレーションの皆様にご心より感謝申し上げます。特に、技術推進部門の鶴田高士常務執行役員ならびに中岡章郎所長、太田雄介室長、岡崎充隆室長、平田延明チーフには業務と並行して論文を執筆する上で、多くのご指導、ご配慮を頂きましたことに感謝致します。また、魚住正志氏、横川英夫氏、常松豪氏には多くのご配慮を頂き感謝致します。

風工学や免制震構造の分野において、研究会や委員会を通じて多くの方々と接する機会が得られました。多くの方々と接することで、幅広い経験や知識、情報を得ることができ、研究に対する考え方や見聞を広げることができました。心より感謝申し上げます。

最後に、本論文を執筆するにあたり、長きにわたり温かなご支援を頂きました家族ならびに親戚一同に対し、改めてここに感謝の意を表します。

2020年3月 扇谷 匠己