

超高層建築の強震観測記録と地震応答解析

D1-08011 荒川 洋輔

1. はじめに

近年首都圏では大地震が起きる危険性が高まっていると言われており、首都圏に建つ超高層建築物の対策が急務となっている。その中でも、今後 30 年の間に 70% の確率で発生すると想定される M7 クラスの首都圏直下型地震による震源近傍の強震動や、今年発生率が 88% に上がった東海地震のような M8 クラスの海溝型巨大地震による長周期地震動に対する対策の必要性は高い。また、最近では構造的被害だけでなく、BCP（事業継続計画）などを始めとする建物の機能維持も求められるようになっている。

2010年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では過去に例がないほど大きな振幅レベルの波形が観測された。そこで本研究では、新宿副都心の一角に位置する超高層建築物である STEC 情報ビル（以下、オフィス棟と呼ぶ）を対象とし、これらの観測記録を前震・本震・余震に分けて、様々な振幅レベルでの超高層建築物の振動特性を把握する。また、これらの観測記録を入力地震波とし、オフィス棟立体モデルでの弾塑性地震応答解析を行い、振幅レベルの大きな地震波でも精度の高い解析結果を得ることができるモデルへと改善する。

2. 対象構造物概要

オフィス棟の建物概要²⁾を示す。表 1 に建物概要、表 2 に各部材寸法、図 1-1 に東側立面図、Y13・X10 通り軸組図、図 1-2 に基準階平面・伏図を示す。表 2 に示す部材寸法の位置は、図 1 の Y13、X10 通り軸組図の太線で示す部分をとっている。地上部は S 造のブレース付きラーメン構造となっており、東西端部に 9.6m 幅のブレース構造のコアを持つダブルコアの建物である。また、コアを結ぶ 22.4m の大スパン梁が 8 本配置されている。図 1 に示す通り、東西端部のコアの大きさが X 通り方向で異なるため、ブレースの配置が対称ではなく、偏心によるねじれの影響が懸念される。なお、ブレースは H 形鋼弱軸使いとなっている。

次に強震観測システムの概要について示す。図 1 立面図に強震観測センサーの設置階を、平面図に設置場所を示す。センサーはサーボ型加速度計であり、1989 年の竣工時以来強震観測を行っている。センサーはそれぞれ床梁に設置されており、NS 成分はねじれ振動が観測出来るよう東西端部の計 2 箇所に配置されている。

表 1： オフィス棟構造概要

建物名称	オフィス棟(STEC情報ビル)
建築場所	東京都新宿区西新宿
竣工年	1989年
基準階面積	1499㎡
階数	地上28階、地下6階、塔屋1階
アスペクト比	NS:3.96、EW:3.16
構造種別	地上:鉄骨造(ブレース付ラーメン架構)
	地下1~2階:鉄骨鉄筋コンクリート造
	地下3~6階:鉄筋コンクリート造

表 2-1： 柱寸法

階数	寸法
29	□-488-19
20	□-488-19
10	□-522-36
1	□-600-75

表 2-2： ブレース寸法

階数	寸法
30	H-1000×400×19×32
20	H-1000×400×19×28
10	H-1000×400×19×28
2	H-1000×400×19×28

表 2-3： 大梁

階数	寸法
30	H-600×300×12×16
20	H-600×300×12×16
10	H-600×300×12×16
2	H-600×300×12×16

表 2-4： 大スパン梁

階数	寸法
29	H-300×300×16×22
20	H-300×300×16×19
10	H-300×250×9×16
1	H-300×250×9×12



図 1-1： 左) 東側立面図 右) 軸組図

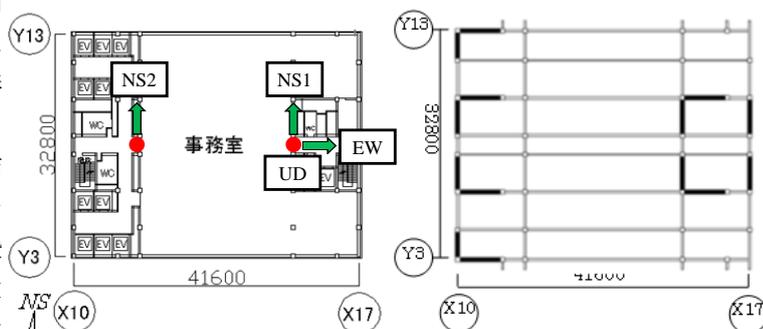


図 1-2： 左) 基準階平面図 右) 基準階伏図

3. 強震記録による振動特性の評価

オフィス棟 28 階で観測された強震記録を用いて建物の振動特性の評価を行う。使用する強震記録は前記した強震観測システムによって観測されたものを用いる。表 3 に 2007 年～2010 年までに観測された代表的な地震波詳細、図 2 に 2007 年～2010 年までに観測された記録の NS 方向速度波形と対応するフーリエスペクトル、表 4 に今回発生した東北地方太平洋沖地震の前震・本震・余震の代表的なものの詳細、図 3 に前震・本震・余震における NS 方向速度波形と対応するフーリエスペクトルを示す。なお、上記に示した観測波形は紙面の都合上、それぞれについて代表的な 5 つの観測波形を載せてある。本報告では上記のものを含む、2007 年～2010 年までに観測された 37 波形と今回の前震・本震・余震 850 波形の計 887 波形を使用する。

表 3： 2007～2010 年までの主な観測地震波

地震名称	表示名称	発生時刻	震源深さ	マグニチュード
茨城県沖の地震	同	2008年5月8日1時45分	51km	M7.0
岩手県内陸南部	同	2008年6月14日8時43分	8km	M7.2
福島県沖の地震	同	2008年7月19日11時39分	32km	M6.9
東海道南方沖の地震	同	2009年8月9日19時55分	333km	M6.8
駿河湾の地震	同	2009年8月11日5時07分	23km	M6.5

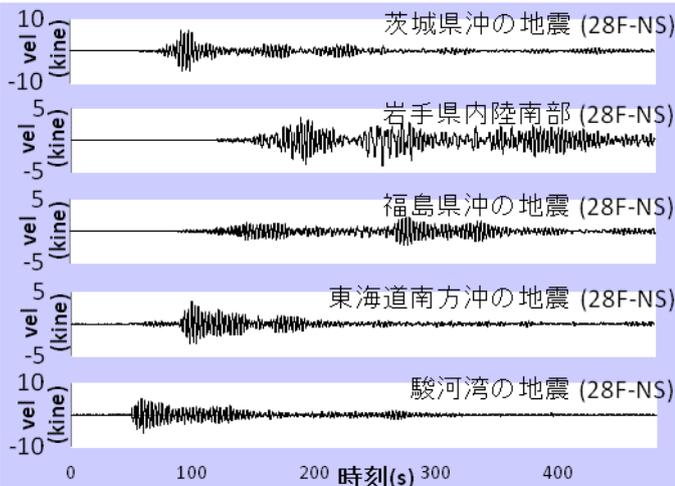


図 2-1： 2007～2010 年までに観測された主な速度波形

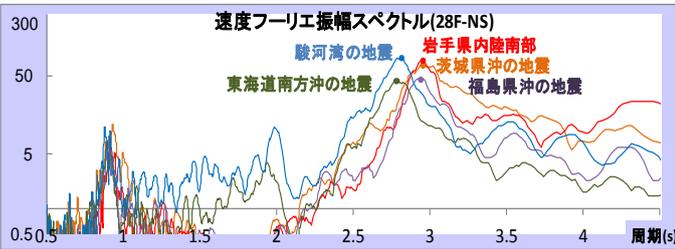


図 2-2 速度フーリエスペクトル (2007～2010)

表 4： 東北地方太平洋沖地震の前震・本震・余震

地震名称	表示名称	発生時刻	震源深さ	マグニチュード
三陸沖地震	前震	3月9日11時45分	8km	M7.3
東北地方太平洋沖地震	本震	3月11日14時46分	24km	M9.0
三陸沖地震	余震1506	3月11日15時06分	10km	M7.0
茨城県沖地震	余震1515	3月11日15時15分	80km	M7.4
茨城県沖地震	余震1557	3月11日15時57分	20km	M6.1

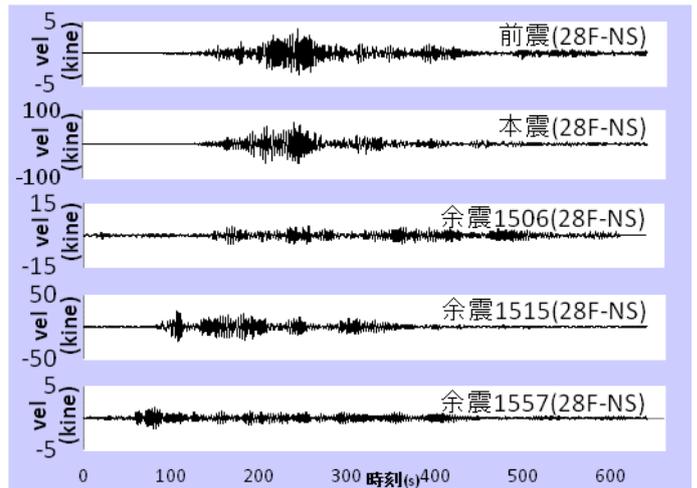


図 3-1： 東北地方太平洋沖地震の主な速度波形

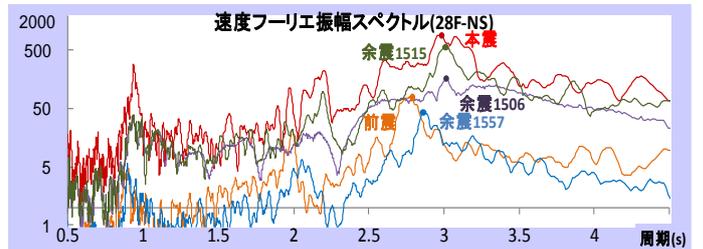


図 3-2 速度フーリエスペクトル(東北地方太平洋沖地震)

図 4 に NS 方向の最大速度振幅と周期の関係を示す。図には縦軸に各観測波形の卓越周期、横軸に最大速度振幅を示す。図中の点を本震発生前後で分け、それぞれについて近似曲線を引くと、1 次・2 次・ねじれモードのどのモードであっても最大速度振幅の値が大きくなるにつれ、大きな周期の値をとることが分かる。表 5 に示す周期の伸び率を見ると、本震発生前後共に、1 次モードで約 0.3 秒、2 次モードで約 0.1 秒、ねじれモードで約 0.2 秒の伸びが確認できる。このことから周期は振幅の大きさに比例するという依存性が認められる。また、本震発生前より本震発生後の近似曲線の方が、どの振幅レベルであっても大きな周期の値を取ることが分かる。このことから、本震発生後に全体的に周期が伸びていることが確認できる。このことは図 5 に示す周期の移り変わりからも良く分かる。図 5 は縦軸に NS 1 次モードの卓越周期、横軸に発生日時をとっており、本震発生前後で約 0.2 秒の周期の伸びが見て取れる。この結果は 2 次・ねじれモードでも同様に確認できる。

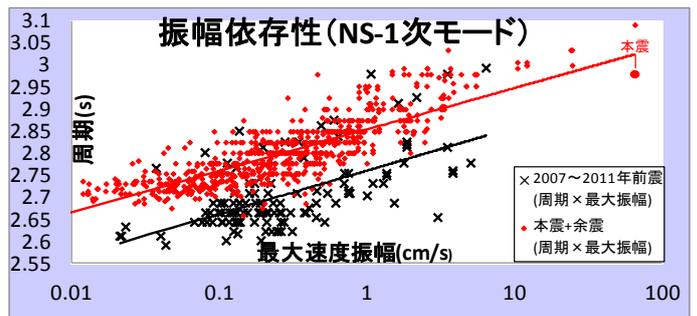


図 4-1： 振幅依存性 NS-1 次モード

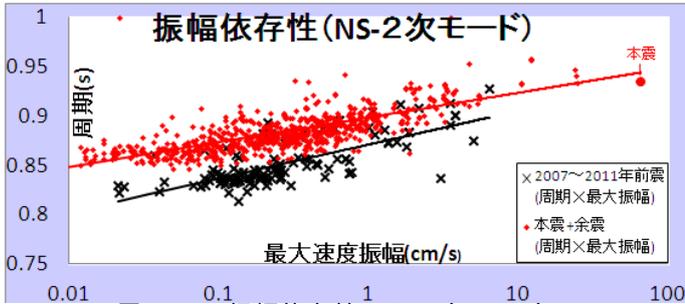


図 4-2： 振幅依存性 NS-2 次モード

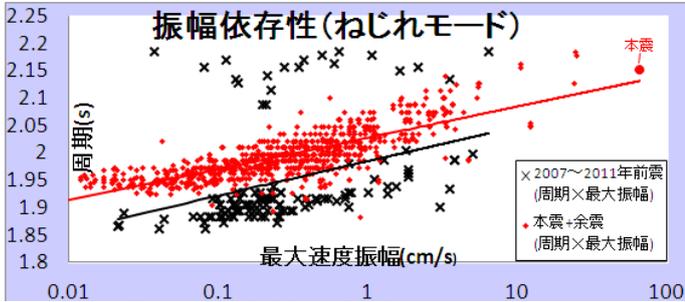


図 4-3： 振幅依存性 ねじれモード



図 5： 周期の移り変わり NS-1 次モード

表 5： 周期の伸び率

		下限	上限	伸び(s)	伸び率(%)
NS	1次(本震前)	2.58	2.80	0.23	8.74%
	1次(本震後)	2.68	3.05	0.38	14.02%
	2次(本震前)	0.80	0.90	0.10	12.50%
	2次(本震後)	0.85	0.95	0.10	11.76%
EW	1次(本震前)	2.70	2.90	0.20	7.41%
	1次(本震後)	2.88	3.20	0.33	11.30%
	2次(本震前)	0.85	0.90	0.05	5.88%
	2次(本震後)	0.90	0.98	0.08	8.33%
ねじれ	ねじれ(本震前)	1.85	2.00	0.15	8.11%
	ねじれ(本震後)	1.90	2.15	0.25	13.16%

4. 既存のモデルでの地震応答解析

4.1 モデル概要

使用するモデルは、既往の研究³⁾で妥当性が確認されているモデルを使用する。仮定条件および解析条件を以下に示す。

- ・柱脚の支持条件は固定と仮定
- ・各階の床は剛床と仮定
- ・パネルゾーンは剛域と仮定
- ・梁は材端パネモデルとし全ての部材を合成梁と評価し正負で異なる全塑性モーメントを算出
- ・ブレースの材長が節点間距離となっているが実際の材長等を考慮した軸力剛性に補正
- ・ブレースは座屈を考慮した柴田-若林の履歴特性⁴⁾を使用し、座屈荷重および座屈後安定耐力は学会基準⁵⁾および指針⁶⁾より算出
- ・並進 1 次及び 2 次に減衰定数 1% のレーリー減衰
- ・NS 成分・EW 成分・UD 成分の 3 方向同時入力

4.2 入力地震波

図 6 に前震・本震・余震それぞれの NS 方向入力地震波を示す。なお、前震・本震・余震は表 4 に表記したものとし、余震に関しては余震 1515 を使用する。

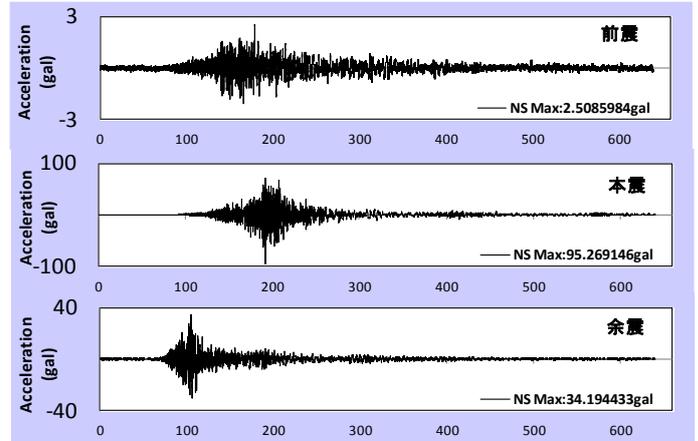


図 6： NS 方向入力地震波 (上から 前震・本震・余震)

4.3 地震応答解析結果

図 7・図 8 に前震・本震・余震それぞれについての時刻歴速度応答波形と各階の速度最大値を観測記録と解析結果で比較したものを示す。図から分かるように前震・本震・余震どの解析結果も観測記録と比較し、あまり一致していないことが分かる。比較的観測記録と合っていた前震であっても NS 方向の各階最大値や波形に誤差が生じ、精度の高い解析結果とは言い難い。このことから既存のモデルの再検討が必要である。

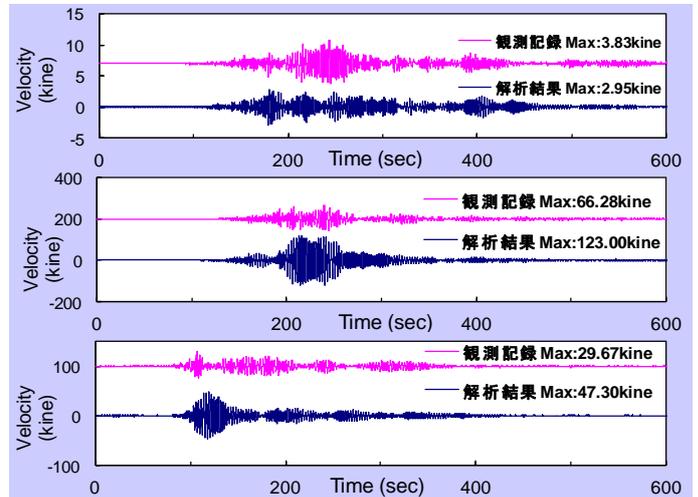


図 7： 28 階 NS 速度応答波形比較 上から前・本・余震

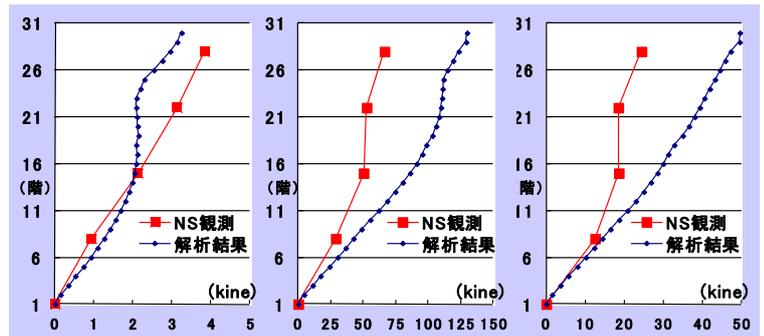


図 8： 各階速度最大値比較 左から前震・本震・余震

5. 立体モデルの改善検討

5. 1 改善案の提案

表 6 に各周期の比較を示す。表より観測の卓越周期とモデルの固有周期が異なることで解析結果に誤差が生じているものとする。このことから既存の立体モデルでは周期特性が過小に評価されているということが分かる。

そこで本研究では柱梁接合部（パネルゾーン）の検討を行う。既往の研究では、パネルゾーンは剛域と仮定されているが、実際のパネルゾーンは多少の力を負担し、せん断変形をするため、パネルゾーンを剛域と仮定するのは正確ではないと言える。そこでパネルゾーンを剛域とするのではなく、剛性を考慮することによって立体モデルの剛性を下げ固有周期を伸ばし、観測記録の卓越周期に近づけることで解析結果の精度を高める。

5. 2 パネルゾーンの検討

パネルゾーンの剛性を考慮することとする。剛性の算出は以下の(5-1)式を用いて SNAP 上で自動生成⁴⁾する。

$$\left. \begin{aligned} K_{yp} &= K_{xp} = GV \\ V &= B_x * B_y * D_z \end{aligned} \right\} \quad (5-1)$$

V：体積 G：せん断弾性係数 K：剛性

表 6 に既存モデルとパネルゾーンの剛性を考慮したモデルの固有周期比較を示す。表より、モデル改善後の固有周期の方が改善前よりわずかに伸びていることが確認できるが、本震の卓越周期ほど伸びていないことが分かる。

表 6：各周期の比較

	NS1次	NS2次	EW1次	EW2次	ねじれ
前震卓越周期	2.76	0.90	2.87	0.91	1.99
本震卓越周期	2.98	0.93	3.18	0.98	2.15
既存のモデル	2.65	0.88	2.72	0.89	1.92
仕口剛性考慮モデル	2.70	0.90	2.87	0.93	1.98

5. 3 改善モデルでの地震応答解析

改善モデルを用いて地震応答解析を行う。入力地震波は 4 章同様、図 6 に示すものを用いる。図 9 に時刻歴速度応答波形、図 10 に各階の速度最大値を示す。図より前震に関しては良い結果が得られたが、本震・余震に関しては改善前同様、精度の高い結果は得られなかった。

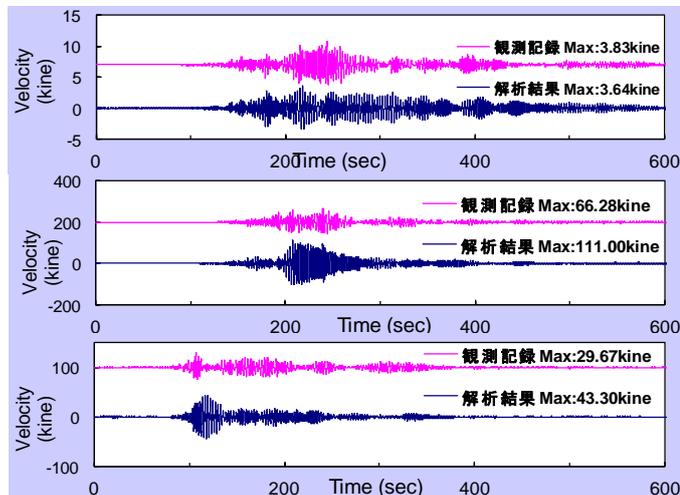


図 9：28 階 NS 速度応答波形比較 上から前・本・余震

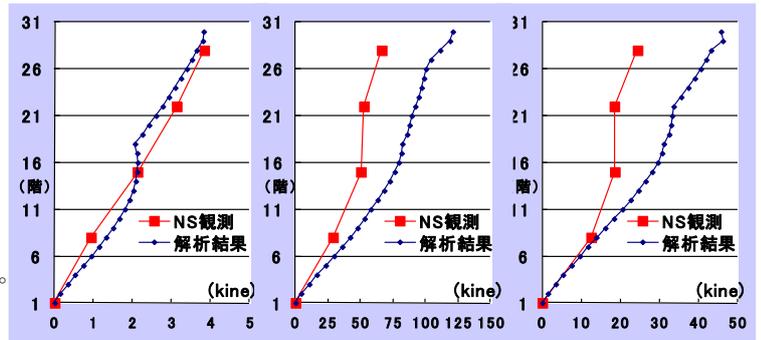


図 10：各階速度最大値比較 左から前震・本震・余震

図 11・図 12 に解析結果に大きな誤差が生じた本震での層間変形角と塑性分布を示す。図 12 よりモデル改善前後とも解析では NS 方向で多くの塑性が見られたが、実際はこのような塑性は発生しないことから解析で NS 方向に誤差が生じたのはこのことが原因の 1 つであると考えられる。また図 11 を見ると NS 方向であってもほとんどの階で 1/200 以上の値とはなっていないことから、塑性の発生した原因はモデル自体の剛性の評価が高すぎることにあると思われる。

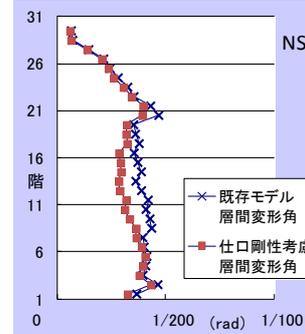


図 11：左 本震時 各階層間変形角 NS 方向

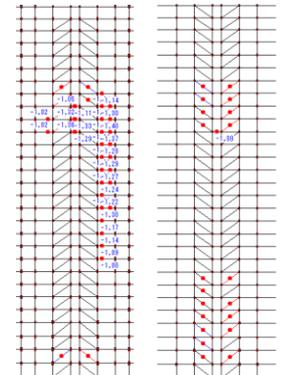


図 12：右 本震時 塑性分布図 左 X15 右 X17 通り(NS)

6. まとめ

観測記録よりオフィス棟の振動特性を調べた。これより周期の振幅依存性が 1 次・2 次・ねじれモードのそれぞれで顕著に確認できた。また、本震後の周期が全体的に伸びていることが確認できた。

さらに既存モデルで前・本・余震の解析を行ったところ、結果に大きな誤差が生じた。そこでパネルゾーンの剛性を考慮したモデルを作成し、同様に解析を行ったところ、前震に関しては妥当な解析結果が得られたが、本震・余震では既存の立体モデル同様、良い解析結果が得られなかった。これらの結果に誤差が生じる原因は観測された卓越周期とモデルの固有周期が異なるためであると思われる。そのため今後は、モデルの剛性を見直し正確に評価することで、より精度の高い解析結果を得られるモデルへの改善を行う。

参考文献

- 1) 久田嘉章、近藤龍也、広澤雅也：工学院大学新宿校舎の地震防災に関する研究（最終報告）、工学院大学総合研究所年報、第 3 号、1996 年
- 2) 日本設計事務所株式会社：KDN 街区（仮称）再開発計画（構造概要書）
- 3) 藤波昭秀：首都圏に建つ超高層建築の制震補強に関する研究 2010 年度工学院大学卒業論文
- 4) 株式会社構造システム：SNAP Ver.4 テクニカルマニュアル
- 5) 日本建築学会編：鋼構造設計基準、日本建築学会
- 6) 日本建築学会編：鋼構造限界状態設計指針・同解説、日本建築学会