長周期地震動を受ける座屈拘束ブレース付超高層鋼構造骨組における 下層部変形集中現象

DEFORMATION CONCENTRATION TO LOWER STORIES IN HIGH-RISE STEEL BUCKLING-RESTRAINED BRACED FRAMES SUBJECT TO LONG-PERIOD EARTHQUAKE GROUND MOTIONS

荒木 慶一*, 金 紋 廷**, 西本 篤史***, 五十子 幸樹****, 上谷 宏二*****

Yoshikazu ARAKI, Moonjeong KIM, Atsushi NISHIMOTO,
Kohju IKAGO and Koji UETANI

We study the dynamic response of high-rise steel buckling-restrained braced frames (BRBFs). Three BRBFs designed using different design base shear are subjected to two types of artificial ground motions: One is the long-period ground motion with peak value of 250 cm/s around a dominant period of 3 sec in the velocity response spectrum, expected to take place at Sannomaru site in Nagoya City. The other type is the design ground motion with constant velocity response spectrum of 100 cm/s in the long-period range. For the former type of ground motion, deformation concentrated to lower stories when the ground motion was amplified more than 1.3 times in the BRBF with the highest design base shear. For the later type of ground motions, the deformation concentration was observed when they were amplified more than 1.5 times in the BRBFs with lowest and middle design base shear. Care should be taken when the natural period of a BRBF is smaller than a dominant period of the long-period ground motion even when the design base shear is high. It should be emphasized that the deformation concentration was not observed when the post-yield story stiffness was positive, or when the p-delta effect was neglected.

Keywords : high-rise steel building, p-delta effect, long-period ground motion, buckling-restrained braced frame

超高層鋼構造建物, PA 効果, 長周期地震動, 座屈拘束ブレース付骨組

1. 序

東海, 東南海, 南海地震などの海溝型巨大地震により, 東京, 名古屋, 大阪などの大都市において, 数秒以上の特定の長周期帯で従来設計の想定を大きく上回り継続時間が数分に及ぶ, 長周期長継続時間地震動 (以下, 長周期地震動と呼ぶ) が発生し, 超高層建物が多数の塑性変形を被る危険性が指摘されている¹⁾。また, 2011 年の東北地方太平洋沖地震では, 長周期地震動により超高層建物が長時間にわたって比較的大きな揺れを受けたことが報告されている²⁾。このような背景の下, 長周期地震動に対する超高層建物の耐震安全性確保が社会的要請となっている。

上谷と田川^{3,4)}は, 最大地動速度を 0.5 m/s に規準化した El Centro 1945 NS などのレベル 2 設計用地震動を係数倍した地震動を用いて, レベル 2 を超える過大入力を受ける超高層鋼構造骨組の終局挙動を検討した。その結果, 梁降伏型の崩壊形 (図 1(a)) を想定して設計された骨組でも, 下層部において弓型の変形モード (図 1(b)) が発生し (以下, 下層部変形集中現象と呼ぶ), 最終的に第一層柱脚以外の柱に塑性ヒンジが生じ, 想定より小さなレベルの地震動で倒壊に至る危険性を指摘した。

下層部変形集中現象は, 超高層建物が従来のレベル 2 設計用地震動を超える地震動を受ける場合に発生する危険性がある。しかし, これまでの研究^{3,4)}では長周期地震動は扱われていなかった。また, これらの研究に加え, 長周期地震動の下で下層部変形集中現象が発生する危険性を指摘した研究^{1,5)}でも, 1980 年代に多数建設された純ラーメン骨組のみを検討の対象としており, これまでに多数建設された実績を持つブレース付骨組の検討は行われていない。

図 1 (a)梁降伏型の崩壊形, (b)変形集中現象が発生した時の崩壊形

* 京都大学大学院工学研究科建築学専攻
准教授・博士(工学)

** 現代建設㈱ 課長・博士(工学)

*** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生

**** 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻
准教授・博士(工学)

***** 摂南大学工学部建築学科 教授・工博

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

Manager, Hyundai Engineering and Construction, Dr. Eng.

Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Building Science, Tohoku Univ., Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Setsunan Univ., Dr. Eng.

本論文では座屈拘束ブレース付超高層鋼構造骨組を対象として、PA効果を考慮できる部材レベルの骨組解析ソフトを用いて、想定長周期地震動に対する時刻歴応答解析を行う。本解析を通して、座屈拘束ブレース付骨組においても下層部変形集中現象が発生するかどうか、発生するとすればどのような場合かの二点を主眼に検討を行う。また、文献4)で提示された「層の塑性化後剛性（パイリニアモデルの第二分枝勾配やトリリニアモデルの第三分枝勾配に相当）を正とすることで、変形集中現象の発生を抑止できる」とする下層部変形集中現象抑止のための理論条件の妥当性についても検討を行う。

なお、本論文で座屈拘束ブレース付骨組を対象とする理由は、(1)圧縮側ブレースの座屈は生じないと仮定でき、設計や解析が容易であること、(2)一般に座屈拘束ブレース付骨組は純ラーメン骨組よりも耐震性が高く、下層部変形集中現象は起きない、もしくは起きにくいと考えられていること、(3)変形集中現象は剛性が低い超高層建物で発生し易いが、座屈拘束ブレース骨組ではダンパーのエネルギー吸収効率を高めるために骨組の剛性を意図的に低くする設計が行われる場合があることの三点にある。座屈拘束されていない通常のブレースを用いた超高層鋼構造骨組も多数存在し、これらの骨組ではブレース座屈に起因して下層部変形集中現象が発生し易くなる危険性があるが、その検討は今後の課題とする。

2. 検討骨組

2.1 概要

本論文では図2の20層3スパン超高層鋼構造座屈拘束ブレース付骨組を扱う。図2(a)の立面図に示すように座屈拘束ブレースを全層に設置する。骨組の対称性を考慮して、図2(b)の平面図の灰色で囲ったA1、A2、A3の3構面を図3に示すように並べ、それぞれの構面を剛棒でピン接合した(剛床を仮定した)擬似立体骨組解析モデルとしてモ

図2 対象骨組：(a) 立面図、(b) 平面図

図3 擬似立体骨組解析モデル

デル化し、平面骨組を対象とする非線形解析ソフトCLAP⁹⁾を用いて、部材レベルの骨組モデルの静的増分解析と時刻歴応答解析を行う。解析では材料非線形のみならず、幾何非線形効果も考慮する。

座屈拘束ブレース付骨組の設計では、座屈拘束ブレースを大きく変形させることで効率的にエネルギーを吸収させるため、主体骨組（座屈ブレースを除いた柱と梁のみの骨組）の剛性を意図的に低くすることがある⁷⁾。本論文では主体骨組の剛性を低くするため、標準せん断力係数 $C_0=0.20, 0.25, 0.30$ （超高層純ラーメン骨組では $C_0=0.30$ が平均値¹⁾）の3種類の値を用いて主体骨組を設計する。以下では $C_0=0.20, 0.25, 0.30$ で設計した骨組を、それぞれ、Model A, Model B, Model Cと呼ぶ。それぞれのModelの設計を付録Aに示す。なお、2.2節で後述するように、座屈拘束ブレースは時刻歴応答解析結果に基づき別途設計するため、上記の標準せん断力係数の値は主体骨組の設計のみで用いることに注意を要する。

超高層建物の耐震性を把握するのに、建物高さ H と建物の1次固有周期 T の関係を参考にすることが多い^{1,8)}。Model A, B, Cの H はいずれも81mで、 T はそれぞれ3.1, 2.9, 2.6秒である。図4は日本建築センターのビルディングレターに掲載された建設年が1995年以降の鋼構造超高層鋼構造建物と、Model A, B, Cにおける、 H と T の関係を示す。■は右から順にModel A, B, Cを表し、灰色の点は実建物を表す。ほとんどの実建物は $T=0.025H$ の線を中心として $T=0.025H+1$ と $T=0.025H-1$ の線間に位置しており、Model A～Cはこれらの点線内に収まっている。また参考として、座屈拘束ブレース付骨組のブレース量の目安となるブレースのせん断力分担率を図5に示す。

2.2 設計条件⁷⁻⁹⁾

- 主体骨組の設計条件：標準せん断力係数 C_0 はModel A, B, Cで0.20, 0.25, 0.30とする。近似 A_i 分布 $A_i = \sqrt{W_i/W}$ (W_i は第 i 層より上部の重量、 W は建物の全重量)を用い、地域係数を $Z=1.0$ とし、固有値解析から求めた精算一次固有周期 T に対して（第2種地盤を仮定）振動特性係数 R_t を求める。Model A, B, Cの主体骨組の T は3.7秒、3.3秒、2.8秒であり、これらに対応する R_t の値は0.26, 0.29, 0.34である。このように算定した地震荷重に対して最大層間変形角が1/200以下となるように主体骨組を設計する。
- 座屈拘束ブレースの設計条件：座屈拘束ブレース付骨組として時刻歴応答解析を行い、以下の条件を満たすように座屈拘束ブレースを設計する。(1)告示の稀に起こる地震動に対して最大層間変形

図4 建物高さ H と固有周期 T の関係

図5 座屈拘束ブレースのせん断力負担率

角 $< 1/200$ 。(2)告示の極稀に起こる地震動に対して最大層間変形角 $< 1/100$, かつ, 第1層柱脚と梁端以外に塑性ヒンジが発生しない。

- **床荷重**: 単位面積当り床荷重を 8 kN/m^2 とする。
- **断面形状と鋼材**: 柱は箱形断面, 梁はH形断面とする。柱と梁は全ての部材でFAランクの 490 N/mm^2 級鋼材を用いる。座屈拘束ブレースの心材には 225 N/mm^2 級低降点鋼を用いる。
- **柱梁耐力比**: 柱梁耐力比を内柱では $1.5 \sim 2.0$, 外柱ではその2倍とする。柱梁耐力比の算定においては, 長期荷重による柱軸力を考慮して曲げ耐力を低減する。

2.3 解析条件

- 幾何非線形効果 (PA 効果) は, 幾何剛性行列と移動座標系を用いることで考慮する。柱軸力の変動に伴う幾何非線形効果の変動を精確に扱う。材料非線形効果は, 部材両端に配置した一般化塑性ヒンジにより考慮する。
- 剛床を仮定し, 横座屈, 局部座屈, 破断は無視する。
- スラブとの合成効果を考慮するため, 梁の曲げ剛性を2倍にする。耐力の増加は考慮しない。
- 弾性係数 $E = 205000 \text{ N/mm}^2$, せん断弾性係数 $G = 80000 \text{ N/mm}^2$ とする。柱と梁の降伏応力を $\sigma_y = 325 \times 1.1 = 357.5 \text{ N/mm}^2$ とし, 座屈拘束ブレースの降伏応力を $\sigma_y = 225 \text{ N/mm}^2$ とする。
- 梁と柱に逆対称曲げを与えた時のモーメント-回転角関係の第二分枝勾配比 α を 0.01 とする。座屈拘束ブレースの軸方向力-軸ひずみ関係の第二分枝勾配比を 0.01 とする。
- 剛域部と長さ L , 降伏応力 σ_y , 断面積 A , ヤング係数 E の部材から構成されるモデルを想定し, 解析上のブレース全体を長さ l , 等価ヤング係数を $E' = (l/L) \times E$ (断面積 A は不変) として算出する。

3. 静的増分解析

3.1 解析条件

各モデルの復元力特性を把握するため, 静的増分解析を実施する。水平荷重分布として近似 A_1 分布を用いる。最上階梁左端節点の水平変位が 1.8 m に達するまで 2000 ステップの増分解析を行う。PA 効果は無視する場合と考慮する場合の両方について解析を行う。

3.2 解析結果

図6に解析結果を示す。図6で Q_i は第 i 層の層せん断力, W は建物全重量である。また, 表1に主体骨組設計時の一次設計用標準セ

図6 各層の復元力特性

表1 静的増分解析結果の代表値

モデル	C_0	C_u	$h^{(NPD)} (\%)$	$h^{(PD)} (\%)$	$q (\%)$
Model A	0.20	0.133	1.57	-2.02	3.46
Model B	0.25	0.154	1.66	-1.59	3.15
Model C	0.30	0.189	1.42	-0.82	2.21

ん断力係数 C_0 , 座屈拘束ブレースを含む骨組全体の終局ベースシア係数 C_u , PA 効果は無視する場合と考慮する場合の層の復元力特性の二次勾配比 $h^{(NPD)}$ と $h^{(PD)}$, 安定係数 q を示す。 q は PA 効果による層剛性の低下の目安を表わす指標であり, ユーロコードではこの値が 0.1 以下の場合には2次的 (PA) 効果を考慮する必要はなく, $0.1 \sim 0.2$ の場合は近似的に考慮する必要があり, 0.3 を超えてはならないことが定められている¹⁰⁾。 C_u は層間変形角が $1/75$ に達した時のベースシア係数として定義する。 $h^{(NPD)}$ は初期剛性 $K_E^{(NPD)}$ と層間変形角が $1/50$ の時の接線剛性 $K_T^{(NPD)}$ を用いて式(1)で定義する。 $h^{(PD)}$ も同様に定義する。 q は式(2)で定義する。図6と表1より, 全 Model で PA 効果を考慮すると塑性化後剛性が負となる。

$$h^{(NPD)} = \frac{K_T^{(NPD)}}{K_E^{(NPD)}}, \quad h^{(PD)} = \frac{K_T^{(PD)}}{K_E^{(PD)}} \quad (1)$$

$$q = \frac{K_T^{(NPD)} - K_T^{(PD)}}{K_E^{(NPD)}} \quad (2)$$

4. 時刻歴応答解析

4.1 解析条件

ここでは特定の長周期帯で従来設計の想定を大きく上回る長周期

地震動として、名古屋市三の丸地区で想定されている C-SAN EW^{1,11)} に対する検討を行う。また比較のため、長周期領域で一定の速度応答スペクトル値を持つ BCJ L2¹²⁾, ART-HACHI^{13,14)}, ART-TOMA^{13,14)} に対する検討を行う。図 7 に減衰比 5% の場合、C-SAN EW の速度応答スペクトル S_v と、BCJ L2, ART-HACHI, ART-TOMA の速度応答スペクトル S_v を示す。ART-HACHI は 1968 年十勝沖地震の Hachinohe EW の位相特性を用いて作成されており、ART-TOMA は 2003 年十勝沖地震の Tomakomai NS の位相特性を用いて作成されている。

Model A, B, C の固有周期はそれぞれ 3.1, 2.9, 2.6 秒であり、これらを図 7 の灰色の縦線で示す。Model A と B の固有周期は、C-SAN EW の速度応答スペクトルがピークとなる周期に近い値である。一方、Model C の固有周期は C-SAN EW の速度応答スペクトルのピークの周期よりもかなり小さい。

建物が崩壊に至る過程で、 $P\Delta$ 効果の考慮の有無による時刻歴応答解析結果の差異がどのように現れるかを調べるため、各地震動に倍率 Φ をかけて時刻歴応答解析を行う。このような解析は Incremental Dynamic Analysis と呼ばれる¹⁵⁾。C-SAN EW とその他の地震動では建物の応答レベルが大きく異なることを踏まえ¹³⁾、C-SAN EW では Φ が 0.5, 1.0, 1.5 の 3 ケース、その他では Φ が 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 の 4 ケースについて解析を行う。なお、全てのケースで解析の時間刻みは 0.001s とする。

4.2 解析結果

4.2.1 最大変形と残留変形

C-SAN EW に対する各層の最大層間変形角と残留層間変形角の比較を図 8 と図 9 に示す。図 10 は第 1 層から第 20 層までの最大層間変形角と残留層間変形角の最大値を横軸に、地震動レベルを表す Φ を縦軸にとったグラフを示す。図 11～13 は、ART-HACHI に対する時刻歴応答解析結果を、C-SAN EW に対する応答の図 8～図 10 と同様にプロットしたグラフである。C-SAN EW に対する応答に関する主な観察結果を以下にまとめる。

- 1) $P\Delta$ 効果の考慮の有無による応答の差異：図 10 より、 $P\Delta$ 効果を無視した場合の結果では、最大層間変形角の最大応答値は Φ と線形関係で増加しており、残留変形角の最大値はほぼ 0 のままである。一方、 $P\Delta$ 効果を考慮した場合の結果では、最大応答値と Φ は必ずしも線形関係とはならなかった。
- 2) モデルによる応答の差異：終局耐力、弾性剛性、塑性化後剛性の全てが一番高い値を持ち、最も耐震安全性が高いと予測された Model C において、 $\Phi=1.5$ かつ $P\Delta$ 効果を考慮した場合に、下層部への変形集中が観察された（図 8, 図 9）。
- 3) 柱の塑性化： $P\Delta$ 効果を考慮した場合、 $\Phi=1.5$ とすると第 1 層柱脚以外の柱にもわずかに塑性ヒンジが形成されたが、柱降伏型の崩壊機構が形成されることはなかった。その他の場合は第 1 層柱脚以外の柱に塑性ヒンジは形成されなかった。

ART-HACHI に対する応答に関する主な観察結果は以下の通りである。参考のため、座屈拘束ブレースの有無や投入量が応答に及ぼす影響を検討した結果を付録 B に示す。なお、BCJ-L2 と ART-TOMA に対する応答に関する主な観察結果は ART-HACHI に対する応答とほぼ同様であるため¹⁶⁾、本論文では割愛する。

- 1) $P\Delta$ 効果の考慮の有無による応答の差異：図 13 より、 $P\Delta$ 効果を

無視した場合、最大層間変形角の最大応答値は Φ と線形に近い関係で増加しており、残留変形角の最大応答値はほぼ 0 のままである。一方、 $P\Delta$ 効果を考慮した場合、最大応答値と Φ は線形関係とはならず、 Φ の増加に伴い残留変形も大きく増加した。

- 2) モデルによる応答の差異：終局耐力、弾性剛性、塑性化後剛性が低い Model A と Model B において、図 11 と図 12 の $\Phi \geq 1.5$ かつ $P\Delta$ 効果を考慮した場合に、下層部への変形集中が観察された。一方、Model C では下層部への変形集中は観察されなかった。
- 3) 柱の塑性化： $P\Delta$ 効果を考慮した場合、 $\Phi \geq 1.5$ とすると第 1 層柱脚以外の柱にもわずかに塑性ヒンジが形成されたが、柱降伏型の崩壊機構が形成されることはなかった。その他の場合は第 1 層柱脚以外の柱に塑性ヒンジは形成されなかった。

図 7 速度応答スペクトル S_v (減衰比 5%)

図 8 C-SAN EW に対する各層の最大層間変形角

図 9 C-SAN EW に対する各層の残留層間変形角

図 11 ART-HACHI に対する各層の最大層間変形角

図 10 C-SAN EW に対する最大及び残留層間変形角の最大値の比較

図 12 ART-HACHI に対する各層の残留層間変形角

図 13 ART-HACHI に対する最大及び残留層間変形角の最大値の比較

図 14 C-SAN EW に対する Model C の応答の最大値

4.2.2 下層部変形集中現象の詳細

本節では、長周期地震動の下で下層部変形集中現象がどのように発生するかを示すため、下層部への変形集中が観察された Model C を取り上げ、詳細な解析例を示す。

まず、入力倍率 Φ を増加させる間隔を細かくして解析を行った結果を図 14 に示す。これら結果から、PA 効果を考慮しない場合には、 Φ を 1～1.5 まで増加させても最大層間変形角と最大残留層間変形角の変化はどちらもわずかなのであるのに対し、PA 効果を考慮した場合、 Φ を増加させた時に応答が非常に大きくなるのがわかる。

次に C-SAN EW の $\Phi=1.5$ の場合の Model C の解析結果を図 15～18 に示す。図 15 の黒色の細線は柱の 5 秒間隔の実変形を、灰色の太線は解析終了後の残留変形を示す。図 16 の実線は第 5 層の層間変形角と層せん断力の関係を示す。図 17 は振動時に骨組が経験した塑性ヒンジの分布とその塑性率を表す。図中の記号 $\circ$, $\bullet$, $\odot$ はそれぞれ塑性率が 1-2, 2-4, 4-7, 7 以上であることを示す。ただし、ブレースに関しては降伏していれば塑性率にかかわらず $\circ$ の記号を付してい

図 15 C-SAN EW に対する Model C の柱の実変形

図 16 C-SAN EW に対する Model C の第 5 層復元力特性

図 17 C-SAN EW に対する Model C の経験塑性ヒンジ分布
(a): PA 効果無視, (b): PA 効果考慮

図 18 C-SAN EW に対する Model C の第 5, 10, 15 層の層間変形角の時刻歴応答

る。なお、塑性率 μ は最大回転角 $\theta_{\max}$ と降伏回転角 θ_y を用いて $\mu=\theta_{\max}/\theta_y$ により求める。図17から、本解析では柱降伏型の崩壊メカニズムは形成されていないことが見て取れる。図18は第5, 10, 15層の層間変形角の時刻歴応答である。これらの図から、PA効果を考慮した場合に塑性化後剛性が負となる下層部に变形が集中し、時間の進行とともにこれらの変形が一方に累積したことが観察される。図18から、大きな塑性変形が多数回生じる長周期かつ長継続時間の地震動の下では、下層部において変形が一方に累積して非常に大きな変形と残留変形につながる危険性が高いことがわかる。

4.2.3 塑性化後剛性の影響

前節までは梁と柱のモーメント-回転角関係の第二分枝勾配比の値として、超高層建物の設計における推奨値⁹⁾の0.01を採用して検討を行った。しかし、床スラブとの合成効果などのため、第二分枝勾配比の値を精確に定めることは難しい⁵⁾。また、これとは別にUetani and Tagawa⁴⁾は塑性化後剛性を正とすることで、下層部への変形集中と一方への変形累積の両方を抑止できることを指摘している。そこで本節では、柱と梁のモーメント-回転角関係と柱のモーメント-回転角関係の第二分枝勾配比 a の値のみをパラメトリックに変更した解析を行い、塑性化後剛性の影響を検討するとともに、本論文の解析骨組及び解析条件におけるUetani and Tagawa⁴⁾の指摘の妥当性を検討する。なお、座屈拘束ブレースの軸変形に対するひずみ硬化係数は安定しているため、値を0.01で固定して検討を行う。

第二分枝勾配比 a の値を $a=0.02$ と $a=0.03$ に変更した時のそれぞれについて、3章と同様の静的増分解析を行った結果を表2に示す。表2において、 $h^{(NPD)}$ 、 $h^{(PD)}$ はPA効果を無視する場合と考慮する場合の第1層の復元力特性の二次勾配比、 q は安定係数である。表2よりModel Cの $a=0.03$ の場合のみ、塑性化後剛性が正となることがわかる。

$\Phi=1.5$ のC-SAN EWに対して、 a の値を0.02と0.03に変更した時のModel Cの解析結果を図19と図20に示す。図19は骨組の柱の5秒間隔の実変形を黒色の細線で、残留変形を灰色の太線でプロットした図

であり、図20は第5層の層間変形角と層せん断力の関係をプロットした図である。これらの図から、 $a=0.03$ で塑性化後剛性が正となる場合、下層部への変形集中と一方への変形の累積が発生しないことが観察される。

4.3 考察

- PA 効果を考慮した時刻歴応答解析の重要性：PA 効果を無視した場合の時刻歴応答解析の結果では、最大層間変形角の最大応答値は地震動のレベル Φ とほぼ線形関係で増加しており、残留変形角の最大応答値はほぼ 0 のままであった。一方、PA 効果を考慮した場合の時刻歴応答解析の結果では、最大応答値と Φ は必ずしも線形関係でなく、また、大きな残留変形が生じる場合があった。このように PA 効果の考慮の有無で解析結果が大きく異なるため、長周期地震動に対する超高層建物の耐震安全性を評価する際に、PA 効果を考慮した時刻歴応答解析を実施することは非常に重要であるといえる。
- 設計用ベースシア係数の影響：主体骨組の設計用ベースシア係数を大きくするにつれて、座屈拘束ブレースを含む骨組全体の終局耐力、弾性剛性、塑性化後剛性の値はいずれも高くなる。そのため、一般に設計用ベースシア係数の値が最も高いModel Cの耐震安全性が最も高いと予測される。告示波のように長周期領域において一定の速度応答スペクトル S_v の値を持つ地震動に対しては、Model AとModel Bでは1.5倍以上に増幅すると下層部変形集中現象が発生したのに対し、Model Cでは2倍まで増幅し

表 2 静的応答解析各値 (Model C)

Model	$a=0.02$			$a=0.03$		
	$h^{(NPD)}$ (%)	$h^{(PD)}$ (%)	q (%)	$h^{(NPD)}$ (%)	$h^{(PD)}$ (%)	q (%)
A	2.54	-1.38	3.82	3.51	-0.70	4.17
B	2.63	-0.79	3.37	3.62	-1.59	3.65
C	2.42	-0.58	2.47	3.42	0.83	2.62

図 19 C-SAN EW に対する Model C の柱の実変形($a=0.02, 0.03$)

図 20 C-SAN EW に対する Model C の第 5 層復元力特性
($a=0.02, 0.03$)

でも下層部変形集中現象は発生しなかった。そのため、長周期領域において一定の速度応答スペクトル S_v の値を持つ地震動に対して、上記の予測は妥当であったといえる。一方、特定の周期帯において高い S_v 値を持つ長周期地震動に対しては、この予測は必ずしも成立しなかった。この要因は必ずしも明確でないが、座屈拘束ブレースの塑性化により見かけ上の固有周期が伸び、伸びた後の見かけ上の固有周期が長周期地震動の卓越周期に近くなり、大きな塑性変形が多数回発生して下層部変形集中につながったと考えられる。

- **塑性化後剛性の影響**：座屈拘束ブレースの軸方向力-軸ひずみ関係における塑性化後剛性の値は、実験などから明確に求めることができる場合が多いが、梁の曲げモーメント-回転角関係における塑性化後剛性は床スラブとの合成効果などのため明確に求めることが難しい。そこで、座屈拘束ブレースの軸方向力-軸ひずみ関係における第二分枝勾配比 a の値は 0.01 に固定したままで、梁のモーメント-回転角関係の第二分枝勾配比 a の値をこれまでの 0.01 に加えて、0.02 と 0.03 に設定した場合について解析を行った。その結果、Model C の $a=0.03$ の場合でのみ層の塑性化後剛性が正となり、この場合には下層部への変形中

や変形の一方方向への累積は観察されなかった。これより、座屈拘束ブレース付超高層骨組においても、(1)層の塑性化後剛性のわずかな変化が応答に大きな影響を持ち得ることと、(2) Uetani and Tagawa³⁾の下層部変形集中現象と一方方向への変形累積の抑止条件は妥当であることが確認できた。なお付録 C に、(長周期成分において速度応答スペクトル値が一定である) ART-HACHI に対する Model A の応答においても、Uetani and Tagawa⁴⁾の指摘が妥当であることを示す解析結果を提示している。

- **柱の塑性化の影響**：極稀に発生する地震動に対して第 1 層柱脚以外の柱が弾性になるように設計した梁降伏型の骨組でも、下層部変形集中現象が発生し、大きな残留変形が発生し得ることを確認した。また、第 1 層柱脚以外の柱で塑性ヒンジが形成されない場合や、塑性ヒンジが形成されても柱降伏型の崩壊形を形成しない場合でも、下層部変形集中現象が発生することを確認した。通常、柱梁耐力比を高めることで柱の塑性化を回避すれば骨組の耐震安全性が高まるが、柱梁耐力比の向上は下層部変形集中現象の発生の抑制に有効ではない。これは、下層部変形集中現象が座屈に類する不安定現象であり、強度よりも剛性、特に塑性化後剛性に支配されていることが主たる原因である。

5. 結論

1990 年代後半から多数建設されるようになった座屈拘束ブレース付超高層骨組を対象として、PA 効果を考慮した場合と無視した場合の部材レベルの非線形時刻歴応答解析を行い、下層部変形集中現象の発生条件に関する検討を行った。その結果、以下の知見を得た。

- (1) 耐震性が高いとされる座屈拘束ブレース付鋼構造超高層骨組においても、名古屋市三の丸地区で想定される長周期地震動を 1.3 倍程度に増幅すると、下層部変形集中現象が発生し 0.01 を超える残留層間変形角に至る危険性があることを示した。また、PA 効果を無視した時刻歴応答解析では、下層部変形集中現象の発生を見逃してしまうことを改めて示した。
- (2) 一般に、設計用ベースシア係数の値を高くすることに伴い耐震安全性は高くなると予測される。長周期領域において一定の応答速度スペクトル値を持つ地震動を係数倍した解析において、この予測は妥当であった。一方、特定の周期帯において非常に高い応答スペクトル値を持つ長周期地震動を係数倍した解析においては、この予測は必ずしも成立しなかった。これは、座屈拘束ブレースの塑性化により見かけ上の固有周期が伸び、長周期地震動の卓越周期に近接したためと考えられる。
- (3) PA 効果を考慮した層の塑性化後剛性を正にすることで下層部変形集中現象の発生を抑止できるとする Uetani and Tagawa⁷⁾の条件が、本論文の解析の範囲で妥当であることを確認した。
- (4) 柱梁耐力比を高くすることは、下層部変形集中現象の発生の抑止に有効ではない。これは、下層部変形集中現象が座屈に類する不安定現象であり、強度よりも剛性、特に塑性化後剛性に支配されていることが主たる原因である。

今回の検討では、採用した地震動も限定されており、通常的设计レベルの地震動の下では下層部変形集中現象は発生しなかったが、あまり余裕度が高いとは言えない結果が得られた。従って設計的な観点からは、長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の耐震性を検

討する場合、PA 効果を考慮した時刻歴応答解析を行い下層部変形集中現象が発生するかを調べることが重要である。その結果、変形集中現象が発生することが分かっても設計入力レベルに対する余裕度が高い事が確認出来れば良いが、そうで無い場合は設計の見直しを検討し、長周期地震動を受ける時に想定される変形の範囲内で、PA 効果を考慮した層の塑性化後剛性が常に正となるよう設計を行う¹⁷⁾などの配慮が重要になる。このような配慮は特に、(a)座屈拘束ブレースに効率的にエネルギーを吸収させるため主体骨組の剛性を意図的に低くする設計を行う場合や、(b)長周期地震動の卓越周期より短い固有周期を持つ建物の設計を行う場合に重要になる。

これまでの超高層鋼構造建物の設計において、PA 効果を考慮することの重要性はあまり高くはなかった。しかし近年の鋼材の高強度化や、設計で考慮すべき地震動のレベル増大と長周期化により、超高層鋼構造建物の設計が変形で決まることが多くなっている。このような状況の下で、今後、PA 効果を適切に考慮した超高層鋼構造建物の設計の重要性は、ますます高くなっていくと考えられる。

謝辞

本研究に関して科学研究費基盤研究(B) No. 23360245 の補助を受けた。本研究で用いた模擬地震動 C-SAN EW は国土交通省中部地方整備局から、ART-HACHI と ART-TOMA は東京理科大学の北村春幸先生から提供を受けた。解析ソフト CLAP は大阪大学の多田元英先生から提供を受けた。本論文の解析では元京都大学大学院生の濱田征彦君と岡山慎之介君の協力を得た。ここに記して謝意を表する。

付録 A

本論文の解析モデルの部材断面は以下の通りである。

表 A.1 内側構面外柱 C1 断面リスト(mm)

GR	FL	Model A	Model B	Model C
7	19 - 20	400 x 25	450 x 22	500 x 22
6	16 - 18	400 x 25	450 x 25	500 x 28
5	13 - 15	450 x 25	500 x 22	550 x 22
4	10 - 12	450 x 25	500 x 25	550 x 28
3	7 - 9	450 x 28	500 x 28	550 x 28
2	4 - 6	450 x 32	500 x 32	550 x 32
1	1 - 3	450 x 36	500 x 32	550 x 32

表 A.2 内側構面内柱 C2 断面リスト(mm)

GR	FL	Model A	Model B	Model C
7	19 - 20	400 x 25	450 x 22	500 x 22
6	16 - 18	400 x 25	450 x 25	500 x 28
5	13 - 15	450 x 25	500 x 25	550 x 22
4	10 - 12	450 x 28	500 x 28	550 x 28
3	7 - 9	450 x 32	500 x 32	550 x 32
2	4 - 6	450 x 36	500 x 36	550 x 36
1	1 - 3	450 x 40	500 x 36	550 x 36

表 A.3 外側構面外柱 C3 断面リスト(mm)

GR	FL	Model A	Model B	Model C
7	19 - 20	400 x 25	450 x 22	500 x 22
6	16 - 18	400 x 25	450 x 25	500 x 25
5	13 - 15	450 x 22	500 x 22	550 x 22
4	10 - 12	450 x 25	500 x 25	550 x 25
3	7 - 9	450 x 28	500 x 28	550 x 28
2	4 - 6	450 x 32	500 x 28	550 x 28
1	1 - 3	450 x 32	500 x 28	550 x 28

表 A.4 外側構面外柱 C4 断面リスト(mm)

GR	FL	Model A	Model B	Model C
7	19 - 20	400 x 25	450 x 22	500 x 22
6	16 - 18	400 x 25	450 x 25	500 x 25
5	13 - 15	450 x 22	500 x 22	550 x 22
4	10 - 12	450 x 25	500 x 25	550 x 28
3	7 - 9	450 x 28	500 x 28	550 x 28
2	4 - 6	450 x 32	500 x 32	550 x 32
1	1 - 3	450 x 36	500 x 36	550 x 36

表 A.5 梁断面リスト(mm)

GR	FL	Model A	Model B	Model C
7	20 - R	500x200x12x25	550x250x12x22	550x250x12x28
6	17 - 19	500x200x12x25	550x250x12x25	550x250x12x28
5	14 - 16	600x200x12x22	600x250x12x25	650x300x12x22
4	11 - 13	600x200x12x28	600x250x12x28	650x300x12x28
3	8 - 10	600x250x12x25	600x300x12x28	700x300x12x25
2	5 - 7	600x250x12x28	600x300x12x28	750x300x12x25
1	2 - 4	600x250x12x28	600x300x12x28	750x300x12x25

表 A.6 ブレース断面リスト (mm)

GR	FL	制振部材断面積(mm ²)			ブレース 長さ l	制振部材 長さ L
		A	B	C		
8	20	1,100	1,100	1,100	6,248	4,100
7	17 - 19	1,100	1,100	1,100	6,248	4,100
6	14 - 16	2,200	1,100	1,100	6,248	4,100
5	11 - 13	3,300	2,500	1,100	6,248	4,100
4	8 - 10	2,750	3,125	1,100	6,248	4,100
3	5 - 7	2,500	1,825	1,100	6,248	4,100
2	2 - 4	2,750	1,100	2,200	6,248	4,100
1	1	1,625	1,100	2,500	6,931	4,600

付録 B

座屈拘束ブレースの投入量と応答の関係を検討するため、ブレースの降伏応力を解析変数として ART-HACHI に対する Incremental Dynamic Analysis を行った。 β が 0.001, 0.5, 1 の 3 通りの場合についての結果を図 B.1 と B.2 に示す。なお $\beta=0.001$ の場合は、座屈拘束ブレースのない耐震構造の応答に対応する。図 B.1 は PA 効果を見捨てた場合の入力地震動の増幅倍率 Φ と最大層間変形角の最大値 $\theta_{\max}$ の関係を示す。図 B.2 は PA 効果を考慮した場合の結果である。図 B.1 と B.2 からの観察結果は以下の通りである。

- (1) ダンパー量の影響 : Model A と Model B では、設計時に対象としていた $\Phi=1.0$ の地震動に対しては、座屈拘束ブレースの投入量を増加させることで変形が抑えられており、履歴ダンパーの効果が表れていることが観察できる。一方、Model A と Model B の $\Phi \geq 1.5$ の場合ではダンパーの効果は明確でなく、Model C ではダンパーの効果があまり見られない結果となった。
- (2) 骨組の耐力と剛性の影響 : Model A, B, C の順で骨組の耐力、弾性剛性、塑性化後剛性は高くなる。図 B.2 より、骨組の耐力、弾性剛性、塑性化後剛性が低い方が、耐震構造か制振構造かによらず下層部変形集中現象が発生し易いことが観察できる。

付録 C

柱と梁のモーメント-回転角関係の第二分枝勾配比 a の値をパラメータとして、1.5 倍に増幅した ART-HACHI 波に対する Model A の解析を行った結果を図 C.1 に示す。図 C.1(a)は PA 効果を考慮した場合の各二次分枝勾配比 a に対する残留変形を示し、左から順に $a=0.01, 0.02, \dots, 0.07$ を示す。図 C.1(b)は静的増分解析から得られた各値と第二分枝勾配比 a の関係を示す。各記号の定義は 4.2.3 の表 2 と同じである。これらの図から、(1)第二分枝勾配比 $a \geq 0.05$

図 B.1 ART-HACHI に対する最大及び残留層間変形角の最大値の比較 (PA 効果無視, パラメータ: プレースの降伏応力)

図 B.2 ART-HACHI に対する最大及び残留層間変形角の最大値の比較 (PA 効果考慮, パラメータ: プレースの降伏応力)

図 C.1 ART-HACHI($\Phi=1.5$)に対する Model A の第二分枝勾配比 a と 残留層間変形角, 静的解析結果との関係

とすると PA 効果を考慮に入れた場合の塑性化後剛性が正となり, 下層部変形集中現象が抑制されていることと, (2)下層部変形集中現象の発生の有無に関して, 塑性化後剛性が支配的なパラメータであることの二点が観察できる。なお, ART-HACHI の場合は PA 効果を考慮しなくても残留変形が発生するため, $a=0.07$ の場合でも若干の残留変形が発生する結果となっている。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 長周期地震動と建物の耐震性, 2007
- 2) 国土技術政策総合研究所, 建築研究所: 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震被害調査報告, 2012
- 3) 上谷宏二, 田川浩: 梁降伏型平面骨組の動的崩壊過程における変形集中現象, 日本建築学会構造系論文集, 第 483 号, pp. 51-60, 1996.5
- 4) K Uetani, H Tagawa: Criteria for suppression of deformation concentration of building frames under severe earthquakes, *Engineering Structures*, Vol. 20, Nos. 4-6, pp. 372-383, 1998
- 5) 金紋廷, 荒木慶一, 山川誠, 田川浩, 五十子幸樹: 極大地震動に対する純ラーメン超高層鋼構造骨組の動的応答に及ぼす P- Δ 効果の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 644 号, pp. 1861-1868, 2009.10
- 6) 小川厚治, 多田元英: 柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発, 第 17 回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集, pp. 79-84, 1994
- 7) 日本免震構造協会: バッション制振構造設計・施工マニュアル, 2005
- 8) 市村隆太, 福島東陽, 寺本隆幸: 鋼構造超高層建物の設計用パラメータに関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 305-306, 1999
- 9) 日本建築センター: 評定・評価をふまえた高層建物の構造設計実務, 2002
- 10) 石山祐二: 5.3 ユーロコードの地震荷重, 地震荷重一性能設計への展望, 日本建築学会, 2008.
- 11) 国土交通省中部地方整備局ほかコンソーシアム: 名古屋市三の丸地区における地域特性を考慮した耐震改修のための基盤地震動の作成 (概要版), 2004
- 12) 建設省建築研究所, 日本建築センター: 設計用入力地震動作成手法技術指針 (案), 1992
- 13) 北村春幸, 馬谷原伴恵, 川崎恵: 時刻歴応答解析結果をもとにエネルギーの釣合に基づく耐震設計法を適用した建築物の耐震性評価法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 632 号, pp. 1755-1763, 2008.10
- 14) 栗林晃司, 佐藤大樹, 北村春幸, 山口路夫, 西本晃治: 実効変形を考慮した履歴減衰型制振部材を有する鋼構造建物のエネルギーの釣合に基づく応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第 661 号, pp. 543-552, 2011.3
- 15) D Vamvatsikos, CA Cornell: Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 491-514, 2002
- 16) 金紋廷: 長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の応答に及ぼす P- Δ 効果の影響に関する解析的研究, 京都大学博士論文, 2010
- 17) 荒木慶一, 金紋廷, 濱田征彦, 木村寛之: 高強度鋼間柱を用いた塑性化後層剛性制御による過大残留変形の抑制, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 17 巻, 第 65 号, pp. 63-70, 2010

(2012年9月5日原稿受理, 2013年1月10日採用決定)