

論文 / 著書情報
Article / Book Information

| | |
|-------------------|--|
| 論題(和文) | 架構スパンの異なる既存超高層建物に対する長周期地震動を想定した制振補強の検討 |
| Title | |
| 著者(和文) | 加藤翼, 佐藤利昭, 佐藤大樹, 長江拓也, 北村春幸, 石井正人, 吉江慶祐 |
| Authors | Toshiaki Sato, Daiki Sato, Takuya Nagae, Haruyuki Kitamura, Masato ISHII, Keisuke Yoshie |
| 出典 / Citation | 日本建築学会大会学術講演梗概集, vol. B-2, , pp. 663-664 |
| Citation(English) | , vol. B-2, , pp. 663-664 |
| 発行日 / Pub. date | 2014, 9 |
| rights | 日本建築学会 |
| rights | 本文データは学協会の許諾に基づきCiNiiから複製したものである |
| relation | isVersionOf: http://ci.nii.ac.jp/naid/110009854578 |

架構スパンの異なる既存超高層建物に対する長周期地震動を想定した制振補強の検討

正会員○加藤 翼^{*1} 佐藤 利昭^{*1} 佐藤 大樹^{*2}
 長江 拓也^{*3} 北村 春幸^{*1} 石井 正人^{*4}
 吉江 慶祐^{*4}

超高層建物 長周期地震動 制振補強
 耐震性能 部材モデル 時刻歴応答解析

1. はじめに

今後発生する予想される海溝型巨大地震に備えた既存超高層建物の長周期地震動に対する耐震性能の再検証や耐震補強の検討は、近年、精力的に取り組まれている課題であり、これまで様々な視点から解析的・実験的検討が行われている。しかし、建物の架構スパン（柱間隔）に着目した検討は少ない。超高層建物の設計が始まった1960～1970年代頃には3.0～3.2mと特徴的な架構スパンが多く採用されていたこと¹⁾、架構スパンの長短による使用部材・部材耐力の違いが損傷の程度に影響することを勘案すると、架構スパンの違いという観点から検討を行うことは、既存超高層建物の耐震性能の評価や耐震補強案を提案する上で重要な資料になり得ると考える。

本報では、履歴減衰型ダンパーを用いて制振補強を施した架構スパンの異なる2つの解析モデルを対象に、静的増分解析および時刻歴応答解析を行い、その応答特性の違いや長周期地震動入力時における柱-梁接合部の累積損傷の違いを報告する。

2. 検討対象建物概要

検討用解析モデルは、地上52階の超高層鋼構造建物である。本報では、1970年代に竣工した超高層建物を想定して、長辺方向を3.2mスパンとした3.2mモデルと、比較対象として6.4mスパンを採用した6.4mモデルの2つのモデルを用いて比較検討を行う。平面形状は、両モデルともに各階同一である。使用部材断面を表1に、検討モデルの伏図・軸組図および制振ダンパーの設置箇所を図1にそれぞれ示す。解析は、剛床を仮定した立体部材モデルで行い、X方向のみを対象とし、構造減衰は $h=2\%$ の初期剛性比例型とする。両モデルは、主架構のみの状態で静的増分解析を行い、いずれかの部材が降伏モーメントに達した時のベースシア係数 C_b に1次固有周期 $f T_1$ を乗じた値 $C_b f T_1$ がともに0.30と同程度になるように設計している。なお、建物重量は、3.2mモデルが951043kN、6.4mモデルが924768kNである。履歴減衰型ダンパーには、降伏応力度 225N/mm^2 の座屈拘束ブレースを用い、復元力特性は完全弾塑性型である。ダンパーの降伏軸力は1250kN（第1層は階高が異なるため1500kNを使用）とし、各層のダンパーの降伏軸力は、 A_i 分布に基づく設計用層せん断力分布をもとに5段階（概ね10層毎）に低減した。ダンパーを設置したモデルの1次固有周期 T_1 は、3.2mモデルが5.21sec、6.4mモデルが5.45secである。

表1 部材断面表

| | | |
|-------------|----|-----------------------------------|
| 3.2m モデル | 柱 | □-500×500×19 ~ □-500×500×65 |
| | 大梁 | H-650×250×12×19 ~ H-650×250×12×22 |
| 6.4m モデル | 柱 | □-750×750×19 ~ □-750×750×65 |
| | 大梁 | H-700×250×14×25 ~ H-700×300×12×28 |

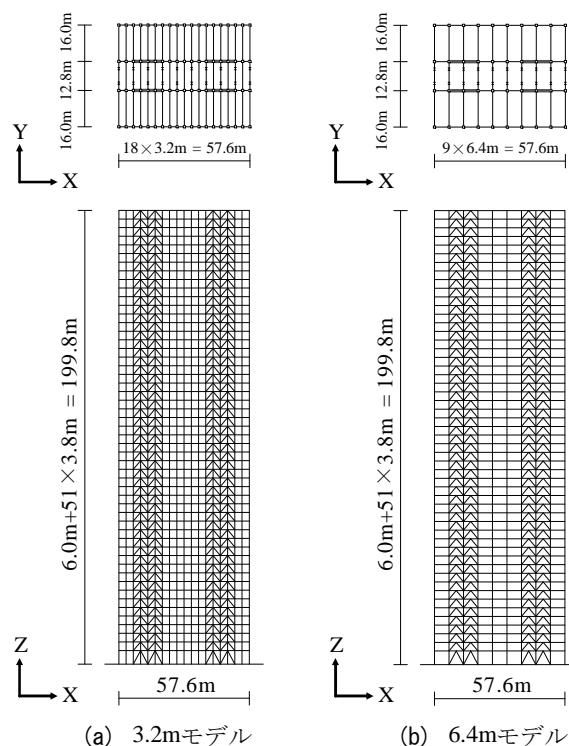


図1 伏図および軸組図

3. 静的増分解析による検討

静的増分解析を通して、両モデルの特性を把握する。はじめに、標準層せん断力係数 $C_0=0.3$ の設計用外力（地盤周期 $T_c=0.6$ 、地域係数 $Z=1.0$ ）を加えた時の各層の層間変形角 R およびダンパーの軸変形 δ を図2に示す。ここで、 δ はダンパー16基分の絶対変形を合わせた値である。図2(a)より、3.2mモデルは、6.4mモデルに比べ変形量が少ないことが確認できる。これは、3.2mモデルの主架構の剛性が、平均して20%程度大きいためであり、それに伴い、図2(b)のダンパーの変形量も3.2mモデルの方が小さく、6.4mモデルに比べてダンパーのエネルギー吸収効率が劣ることが予想される。ただし、ダンパーの変形量に差が生じるのは下層部のみであり、上層部では同程度の変形を示した。

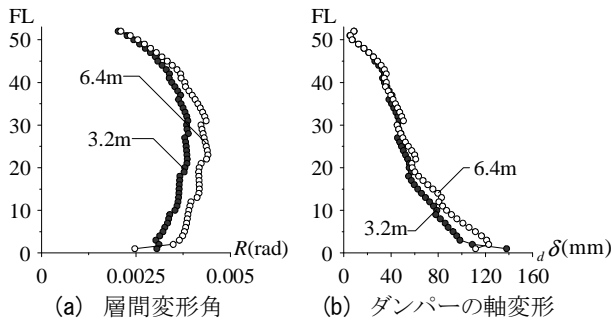


図2 設計用外力時の応答の高さ方向分布($C_0=0.3$)

続いて、両モデルの部材損傷の受けやすさを確認する。

図3に、静的増分解析より得られた代表層の層せん断力 Q と層間変形角 R の関係を示す。同図には、その層のいずれかの梁の最大塑性率 $G\mu_{max}$ が $1.0 \sim 4.0$ に達した点をそれぞれプロットで示している。図3(a), (b)より、3.2mモデルは、6.4mモデルに比べて、梁が各塑性域に達する変形量が小さい。特に $1/100\text{rad}$ の変形で、大きな変形の予想される下層部10~20層が3.2mモデルは、 $G\mu_{max} = 3.0$ を上回り、指針²⁾で提案されている柱-梁接合部の要求値 $G\mu_{max} = 4.0$ に近い応答を示すのに対して、6.4mモデルは、 $G\mu_{max} = 3.0$ 程度に抑えられていることが確認できる。これは、3.2mモデルは架構スパンが短く、スパンに対して梁せいが相対的に大きいため、6.4mモデルに比べて降伏時の変形量が小さいことが原因であると考えられる。

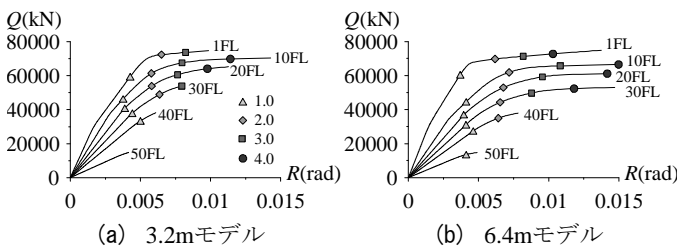


図3 スケルトンカーブと梁の最大塑性率

4. 時刻歴応答解析による検討

静的増分解析より確認された両モデルの傾向を、時刻歴応答解析を通して検証する。入力地震動は、JMA KOBE 1995 NS位相を用い、0.64秒以降の周期帯域の速度応答スペクトル S_V を 80cm/s に基準化した告示波 ART KOBE、そして長周期地震動として、東海・東南海・南海連動地震を想定した東京・新宿地区における模擬地震動 YY_KANTO1_FEM_sig³⁾ (以降、KANTO) を使用する。図4に入力地震動の速度応答スペクトル S_V ($h=5\%$)、エネルギースペクトル V_E ($h=10\%$) をそれぞれ示す。

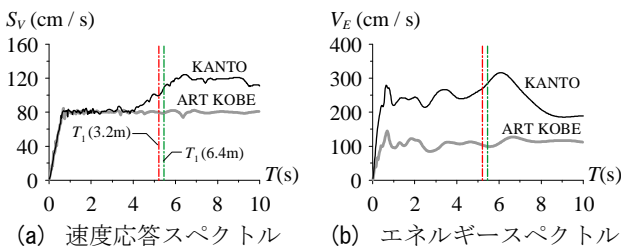


図4 入力地震動スペクトル

評価項目は、層間変形角 R 、入力エネルギー E に対する各層のダンパーのエネルギー吸収量 dW_i の割合 dW_i/E 、梁の塑性率 $G\mu$ 、梁の累積塑性変形倍率 $G\eta$ の最大値とし、解析結果の高さ方向分布を図5に示す。図5(a)より、3.2mモデルは6.4mモデルに比べ変形が小さい。また、両モデルともにART KOBEに対しては、十分に変形を抑えられているが、KANTOの入力により、 $1/100\text{rad}$ を上回る変形を示した。図5(b)より、静的増分解析の結果同様、3.2mモデルのダンパーのエネルギー吸収率は、6.4mモデルに比べて劣っている。ただしその差は小さく、全層分のダンパーのエネルギー吸収率を比較すると、10%程度の差であった。図5(c)より、3.2mモデルの方が、変形は小さいにもかかわらず、梁の塑性率では上回っていることが確認できる。また、図5(d)より、長周期地震動入力時の両モデルの梁の損傷の程度の違いは、累積値により顕著に表れると言える。ただし、図示する最大応答値は、ダンパー設置箇所に隣接する境界梁部分の応答値であり、その他の梁には目立った損傷は見られなかった。

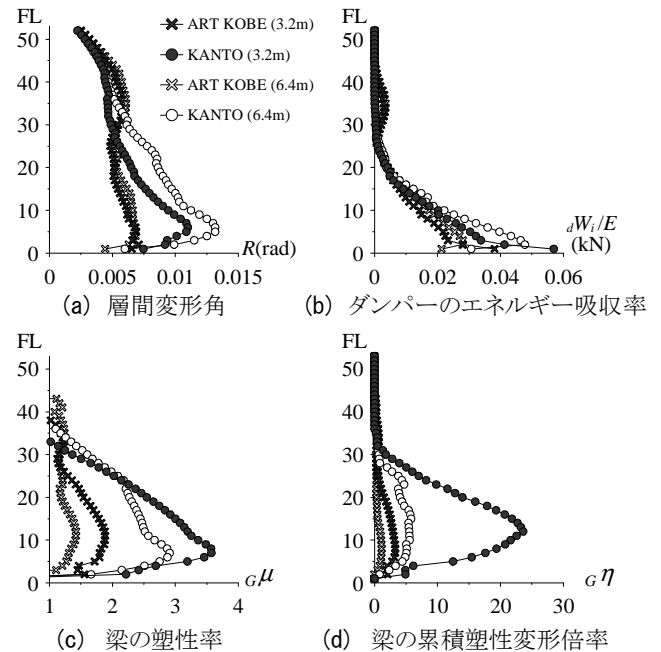


図5 時刻歴応答解析結果の高さ方向分布

5. まとめ

制振補強を施した架構スパンの異なる2つの解析モデルを用いて検討を行った結果、変形量の差に比べて、制振ダンパーのエネルギー吸収能力の差は小さいが、梁の損傷の程度は大きく異なり、特に周辺部材の累積損傷に配慮したダンパー設計の必要性が示唆された。

謝辞

本研究成果は、防災科学技術研究所と東京理科大学の共同研究の一部です。

参考文献

- 1) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，2007.12
- 2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2012.3
- 3) 日本建築学会長周期地震動WG：長周期地震動に対する公開研究会，対象とする巨大地震動と地域，2011.3

*1 東京理科大学

*2 東京工業大学

*1 Tokyo Univ. of Science

*2 Tokyo Inst. of Technology

*3 防災科学技術研究所

*4 ㈱日建設計

*3 NIED

*4 NIKKEN SEKKEI Ltd.