

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	耐震ブレースを併用した変形増幅機構に対するダンパー特性の与える影響
Title(English)	
著者(和文)	細谷佳雅, 後上和也, 石井正人, 佐藤大樹, 佐藤利昭, 北村春幸, 佐々木和彦, 岩崎雄一, 吉江慶祐
Authors(English)	Masato Ishii, Daiki Sato, Toshiaki Sato, Haruyuki Kitamura, Kazuhiko SASAKI, IWASAKI Yuichi, Keisuke Yoshie
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, , , pp. 545-548
Citation(English)	, , , pp. 545-548
発行日 / Pub. date	2016, 3

耐震ブレースを併用した変形増幅機構に対するダンパー特性の与える影響

構造—振動

正会員 ○ 細谷佳雅^{*1} 同 後上和也^{*1} 同 石井正人^{*2}
同 佐藤大樹^{*3} 同 佐藤利昭^{*1} 同 北村春幸^{*1}
同 佐々木和彦^{*4} 同 岩崎雄一^{*4} 同 吉江慶祐^{*2}

実効変形 粘性制振壁 時刻歴応答解析
鋼構造建物 立体部材モデル

1. はじめに

水平力により建物に生じる層間変形は、せん断変形と曲げ変形により構成される。一般の制振構造の場合、架構内に配置された制振部材は、せん断変形に対してのみ機能し、曲げ変形は制振性能を低下させる要因となる¹⁾。筆者らは、制振部材の設置梁にピン接合を設けることで、層間変形を上回る実効変形を確保する変形増幅機構を提案している²⁾。既報では、変形増幅機構をより有効に活用する手法として、制振壁設置箇所の両隣に耐震ブレースを配置した構造形式を提案し、応答解析を通してその有用性を確認してきた³⁾。

本研究は、提案している変形増幅機構に文献4)の制振性能評価手法を適用することで、簡易的に制振性能を評価することを目的としている。この評価手法では、粘性係数 C_d 算定式におけるダンパー速度の指数乗 α を 1.00 として検討しているが、筆者らは既報³⁾において α を 0.59 として検討している。文献4)に基づいて簡易的に制振性能を評価することを考えた場合、 α に 1.00 以外を用いると評価式が複雑化する。本報では、文献4)の制振性能評価手法を適用する準備段階として、時刻歴応答解析結果を用いた比較により粘性ダンパーの α の違いが耐震ブレースを併用した変形増幅機構の応答に与える影響を検討することを目的とする。

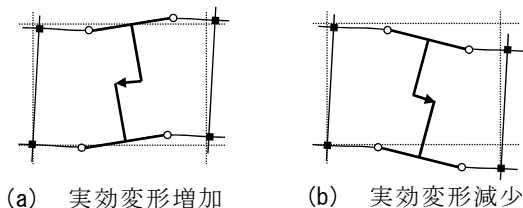


図1 柱の軸伸縮による変形

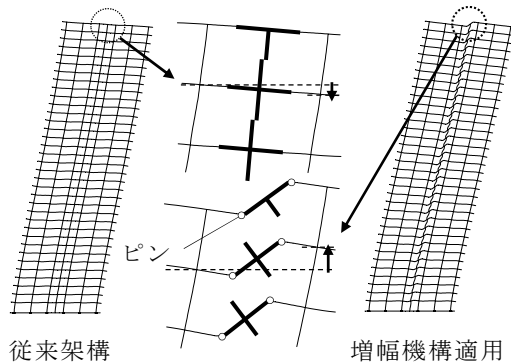


図2 静的加力時の変形図

2. 変形増幅機構概要

既報²⁾で提案している変形増幅機構は、ダンパーを設置する梁の左右にピン接合を設けることで、ピン間の梁を強制的に回転させ、実効変形の増幅を図る機構である。図1(a)に示す変形図のように、左側の柱の節点に対する右側の柱の節点が相対的に上方に移動することで、せん断変形と曲げ変形によりダンパーに生じる変形が同符号となり実効変形が増幅される。変形増幅機構を適用した架構は、図2に示す変形図のように、ダンパー設置スパンを境に架構が分離され、それぞれが別架構のように変形することで、図1(a)の変形状態となり、上記の実効変形の増幅効果が得られる。しかし、ダンパーに大きな抵抗力が発生した場合、図1(b)のように、右側の節点が相対的に下方に移動する変形が生じ、せん断変形と曲げ変形によるダンパー変形がそれぞれ逆符号となり相殺され、実効変形が減少する²⁾。

本報で対象とする構造形式は、変形増幅機構を設けたスパンの両隣に耐震ブレースを配することで、柱の軸伸縮による架構の全体曲げ変形を引き起こし、図1(a)の変形を誘発するものである。

3. 解析条件概要

3.1 検討対象建物概要

本報では、純ラーメンの架構に粘性制振壁を適用したV構造と変形増幅機構を適用してピン接合を設けたP構造、変形増幅機構を適用して粘性制振壁設置通りの両隣の通りの全層に耐震ブレースを配置したPB構造を対象とする。なお、粘性制振壁の設置箇所は全ての架構で同一とする。

検討対象建物は、全体曲げ変形が卓越しやすい超高層建物を想定し、地上35階、高さ141mの35層鋼構造建物とする。図3に軸組図・伏図と粘性制振壁、ピン接合および耐震ブレースの配置箇所を、表1に柱・梁の部材断面を、表2に各構造の1~3次の固有周期をそれぞれ示す。解析は、X方向を対象とし、剛床を仮定した立体部材モデルで行う。

変形増幅機構を導入した場合、粘性制振壁を設置する全層の梁にピン接合を設けるため、純ラーメンのV構造に比べて層剛性が低下する。本報では、低下した

層剛性を補うように耐震ブレースを設定する。耐震ブレースは、塑性化を認めない座屈拘束ブレースを採用した。断面積 5250mm^2 とし（第1層は階高が異なるため 5943mm^2 を採用）、各層のブレースの軸剛性 K_{bi} は、全層一様となるように分布した。設定した PB 構造は、図4に示す通り、V 構造と層剛性が概ね等しく、1次固有周期も共に 4.2 s 程度である。主架構は弾性とし、構造減衰は主架構のみの1次固有周期に対して2%の剛性比例型とする。

3.2 粘性制振壁概要

粘性制振壁は、剛域で表現された付帯梁から剛域を伸ばし、その先端に非線形ダッシュポットのみを設定することで解析モデルを設定した（図5）。粘性制振壁の粘性抵抗力は全層で一様とし、図6のように A_i 分布により粘性抵抗力を設定した場合と全層の粘性抵抗力の和が同等になるように定めた。

A_i 分布により粘性抵抗力の設定する場合、各層の粘性抵抗力 F_{di} は、第1層の粘性抵抗力 F_{d1} を基準として、 A_i 分布に基づく設計用層せん断力分布をもとに分布し、第1層の制振壁の粘性抵抗力 F_{d1} は、第1層の層せん断係数 α_{d1} を用いて式(1)より算出される。本報では α_{d1} をダンパー量と称する。

$$F_{d1} = \alpha_{d1} \sum_{i=1}^n m_i g \quad (1)$$

上式で、 n : 層数、 m_i : i 層の質量、 g : 重力加速度である。設計用粘性抵抗力 F_d から、式(2)の関係式を用いて粘性係数 C_d を算出する。

$$F_d = C_d V_d^\alpha \quad (2)$$

既報³⁾ではダンパー速度 $V_d = 0.15 \text{ m/s}$ を基準として粘性係数 C_d を設定している。そこで本報では、図7のように、 $V_d = 0.15 \text{ m/s}$ の粘性抵抗力が等しくなるように粘性係数 C_d を設定する。表3に、各ダンパー量の設計用粘性抵抗力 F_d と粘性係数 C_d をそれぞれ示す。

3.3 入力地震動概要

入力地震動は、擬似速度応答スペクトル $S_{pv} = 0.8 \text{ m/s}$ ($h = 5\%$) を目標応答スペクトルとする模擬波 ART HACHI（位相特性：Hachinohe 1968EW）を用いる。図8に入力地震動の擬似速度応答スペクトル ($h = 5\%$) と、エネルギースペクトル ($h = 10\%$) を示す。

表3 各ダンパー量における設計用粘性抵抗力と粘性係数

ダンパー量	設計用粘性抵抗力	粘性係数 ($\alpha = 1.00$)	粘性係数 ($\alpha = 0.59$)
α_{d1}	F_d [kN]	C_d [kN/(m/s)]	C_d [kN/(m/s)]
0.005	649.62	4330.82	1989.61
0.010	1299.25	8661.63	3979.21
0.015	1948.87	12992.45	5968.82
0.020	2598.49	17323.27	7958.43
0.025	3248.11	21654.09	9948.03
0.030	3897.74	25984.90	11937.64
0.035	4547.36	30315.72	13927.25
0.040	5196.98	34646.54	15916.86

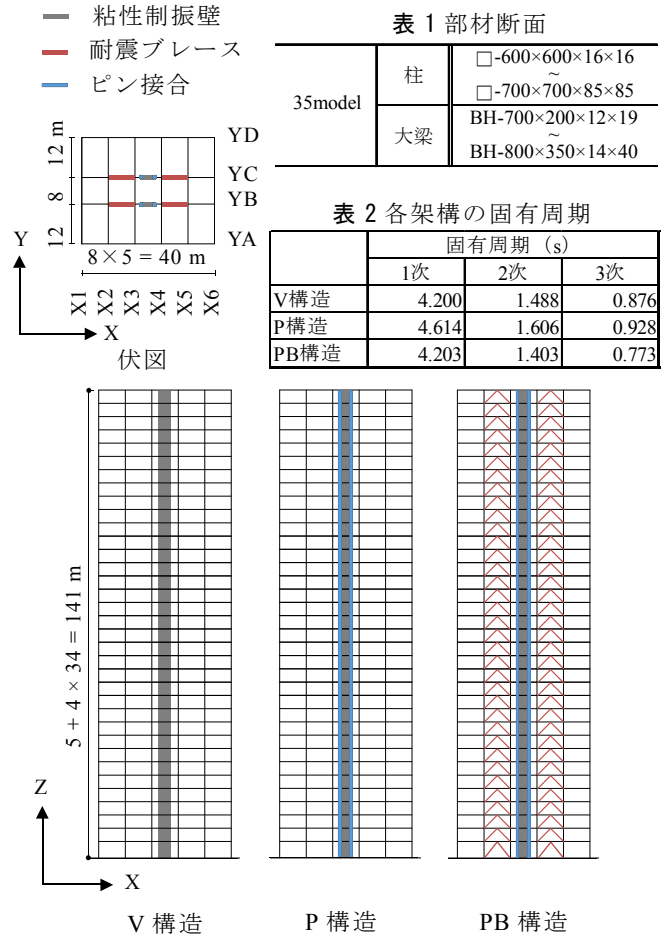


図3 検討建物概要

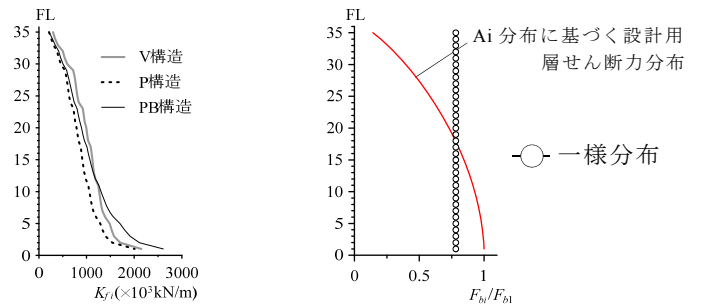


図4 各架構の層剛性 図6 粘性制振壁の粘性抵抗力の分布

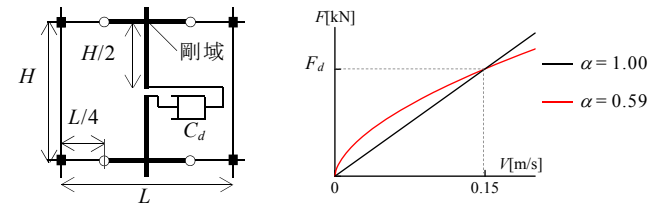


図5 制振壁のモデル概要 図7 制振壁の力-速度関係

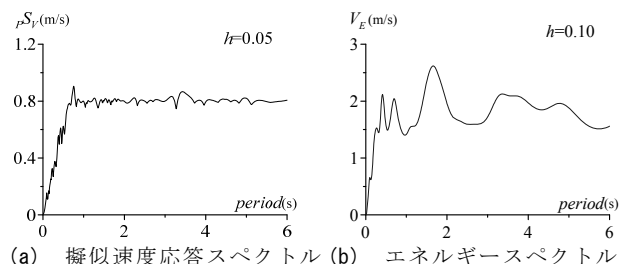


図8 入力地震動のスペクトル

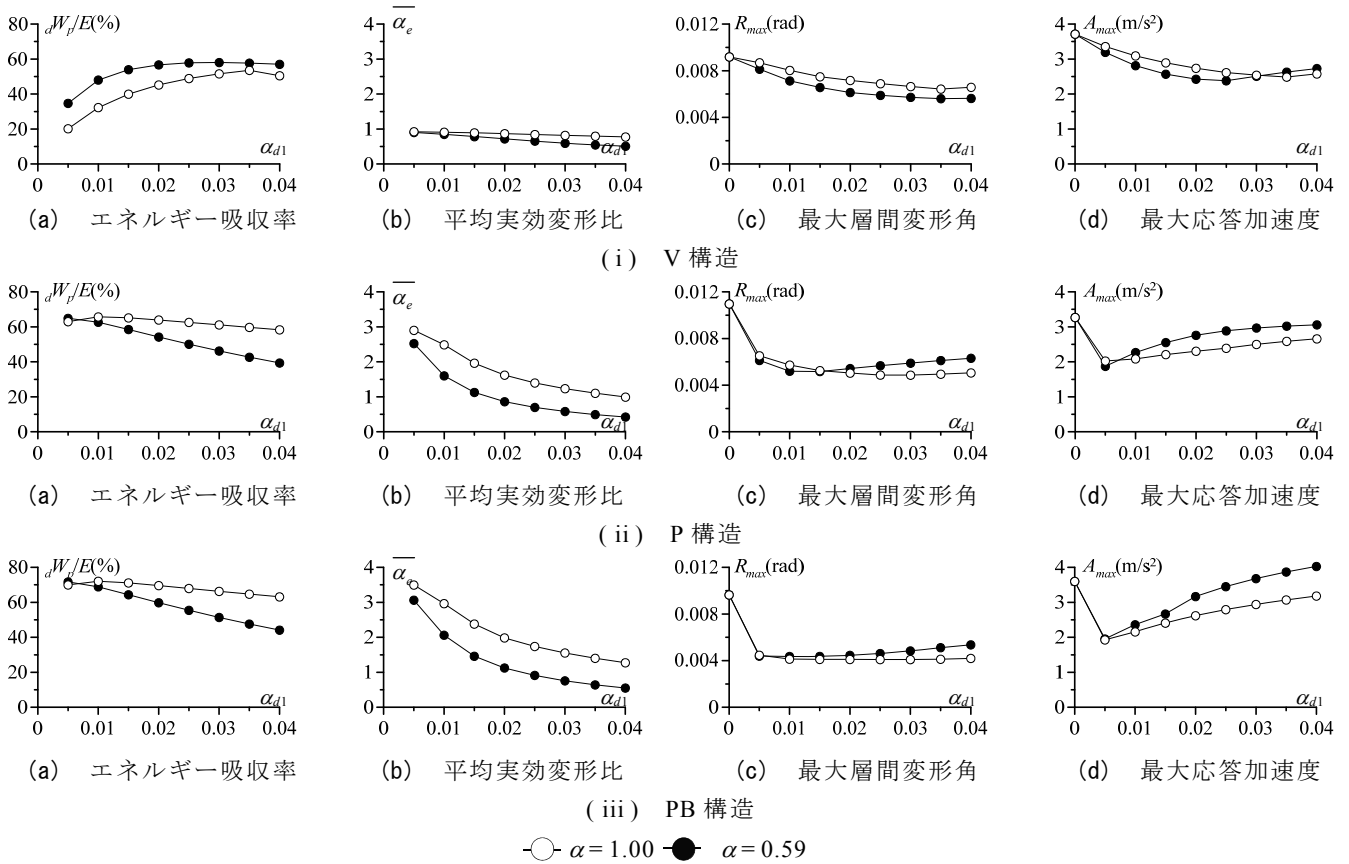


図9 各構造におけるダンパー量ごとの比較

4. 時刻歴応答解析結果に基づく応答評価

図9にダンパー量 α_{d1} と入力エネルギー E に対する制振壁のエネルギー吸収量 dW_p の割合（エネルギー吸収率） dW_p/E 、実効変形比の全層の平均値 $\bar{\alpha}_e$ 、層間変形角および応答加速度的全層の最大値 R_{max} 、 A_{max} の関係を、式(2)のダンパー速度の指数乗 $\alpha=1.00$ と $\alpha=0.59$ で比較して示す。ここで実効変形比とは、最大層間変形に対するダンパーの最大変形の割合である。

エネルギー吸収率 dW_p/E に着目すると、V構造ではダンパー量の増加に伴って α に関わらず増加しており、P構造、PB構造ではダンパー量の増加に伴って α に関わらず減少している。これは、P構造、PB構造におけるダンパー量の増加に伴う実効変形比の減少が、V構造よりも大きくなるためと考えられる。

平均実効変形比 $\bar{\alpha}_e$ に着目すると、 α に関わらずダンパー量の増加に伴い減少しているが、 $\alpha=0.59$ における減少量のほうが大きくなっている。層間変形角 R_{max} に着目すると、P構造、PB構造では、 α に関わらず特定のダンパー量で応答値の低減が頭打ちとなり、それ以上のダンパー量では増大しており、 $\alpha=0.59$ のほうが頭打ちとなるダンパー量が小さくなっている。これらのことから、速度の指数乗数が α に関わらずダンパー量の変化に伴う応答性状の変化は同様の傾向を示しているが、 $\alpha=0.59$ のほうがダンパー量の変化に伴う応答結果の変化が大きくなっている。これは、 $\alpha=1.00$ と比

較して $\alpha=0.59$ のほうが、同一ダンパー量における粘性抵抗力が大きくなるためであると考えられる。

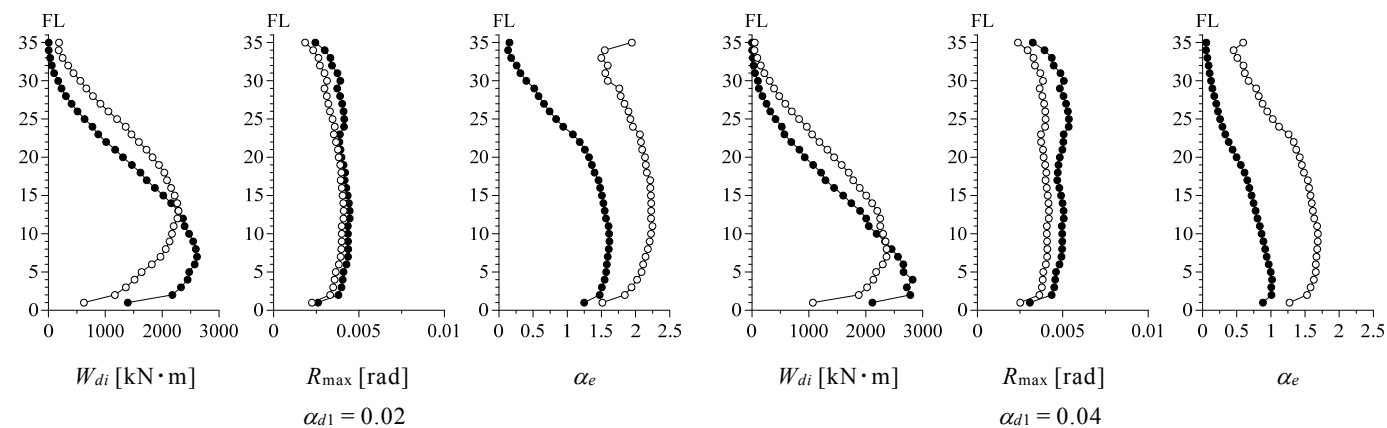
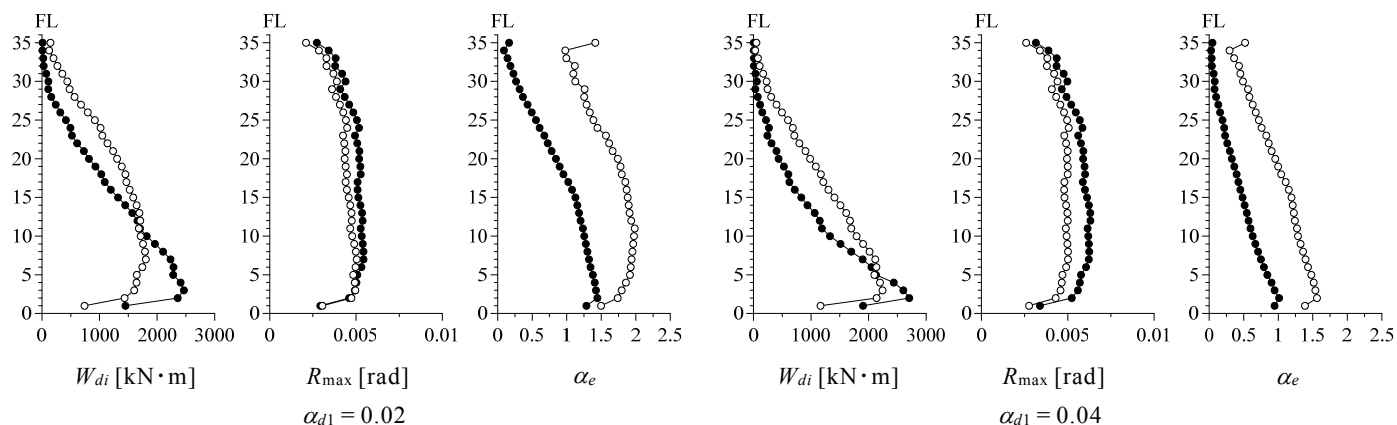
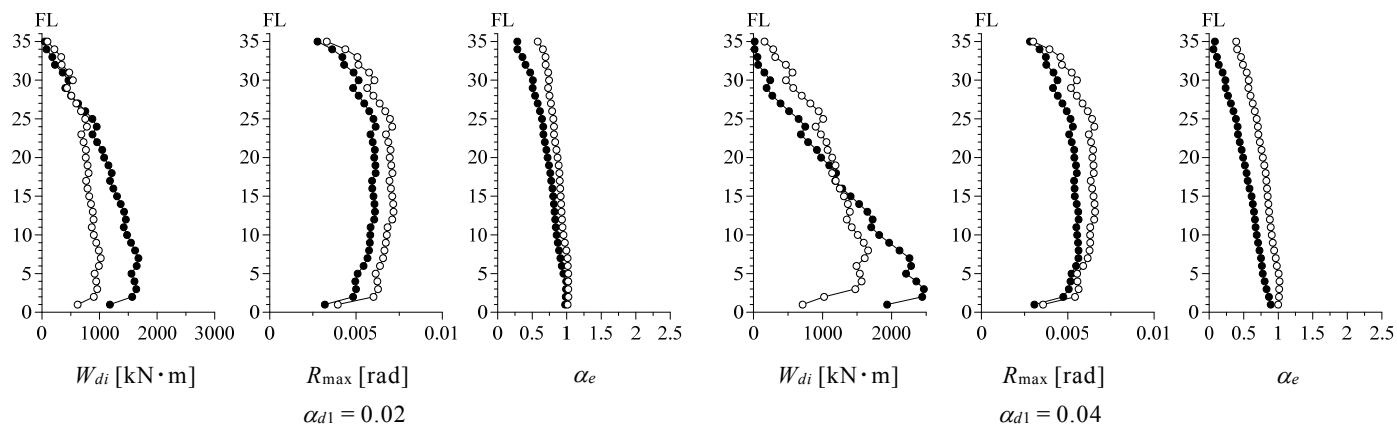
図10に各層の制振壁のエネルギー吸収量 W_{di} 、最大層間変形角 R_{max} 、実効変形比 α_e の高さ方向分布を示す。ここでは、ダンパー量 $\alpha_{d1} = 0.02, 0.04$ の2パターンについて示す。

エネルギー吸収量 W_{di} に着目すると、 $\alpha=1.00$ と比較して $\alpha=0.59$ のほうが上層で小さく、下層で大きくなっている。層間変形角 R_{max} に着目すると、 $\alpha=0.59$ 、 $\alpha=1.00$ 共に近い応答性状を示している。実効変形比 α_e に着目すると、実効変形比はダンパー量を問わず $\alpha=0.59$ のほうが小さくなっている。これは、 $\alpha=1.00$ と比較して $\alpha=0.59$ のほうが、同一ダンパー量における粘性抵抗力が大きくなるためである。

5. まとめ

本報では、文献4)の手法を用いた制振性能評価を簡易化する初期段階として、時刻歴応答解析結果を用いて α の違いが耐震ブレースを併用した変形増幅機構の応答に与える影響を検討した。

- ・ α に関わらず、全ての構造でダンパー量の変化に伴う応答性状の変化が同様の傾向を示している。
- ・ $\alpha=1.00$ と比較して $\alpha=0.59$ のほうが、同一ダンパー量における粘性抵抗力が大きくなるため、 $\alpha=0.59$ のほうがダンパー量の変化に伴う応答の変化が大きくなっている。



○ $\alpha = 1.00$ ● $\alpha = 0.59$

図 10 各構造における高さ方向の比較

謝辞

本研究は、日建設計、オイレス工業、東京理科大学北村研究室、東京工業大学佐藤研究室による共同研究の成果の一部を用いたものです。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- (1) 日本建築構造技術者協会：応答制御構造設計法，彰国社，2000. 12
- (2) 戸張涼太，石井正人，佐藤利昭，北村春幸，吉江慶祐，宮崎充，佐々木和彦，岩崎雄一：変形増幅機構を有する粘性制振壁を設置した制振システムの提案，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 706 号，1741-1750，2014.12

- (3) 細谷佳雅，加藤翼，後上和也，石井正人，佐藤利昭，佐藤大樹，北村春幸，佐々木和彦，岩崎雄一，吉江慶祐：変形増幅機構と耐震ブレースを併用した制振構造システムの応答評価，日本建築学会関東支部研究報告，2015.3
- (4) 渡辺重仁，添田幸平，佐藤大樹，北村春幸，石井正人，吉江慶祐，宮崎充，佐々木和彦，岩崎雄一：粘性制振壁の配置位置及び設置タイプを考慮した超高層建物の性能評価，日本建築学会技術報告集 第 19 巻 第 42 号，pp.425-430，2013.6
- (5) パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第 2 版，(社) 日本免震構造協会 (JSSI)，2005.9

*1 東京理科大学 *2 (株) 日建設計 *3 東京工業大学 *4 オイレス工業 (株)