

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	間柱型の鋼材ダンパーを有する中低層鋼構造建物の地震応答性状
Title(English)	
著者(和文)	八戸孝聡, 佐藤大樹, 松田頼征, 北村春幸, 松井征生, 付慧鑫, 宮川和明, 戸張涼太, 植木卓也, 村上行夫
Authors(English)	Daiki Sato, Yoriyuki MATSUDA, Haruyuki Kitamura, Kazuaki Miyagawa, Ryota TOBARI, Takuya Ueki, Yukio MURAKAMI
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, , , pp. 445-448
Citation(English)	, , , pp. 445-448
発行日 / Pub. date	2017, 3

間柱型の鋼材ダンパーを有する中低層鋼構造建物の地震応答性状

構造一振動	準会員	○八戸孝聡 ^{*1}	正会員	佐藤大樹 ^{*2}	同	松田頼征 ^{*1}
	正会員	北村春幸 ^{*1}	同	松井征生 ^{*1}	同	付慧鑫 ^{*1}
	正会員	宮川和明 ^{*3}	同	戸張涼太 ^{*3}	同	植木卓也 ^{*4}
鋼構造建物 制振構造 間柱型ダンパー	正会員	村上行夫 ^{*4}				

1. はじめに

近年、東北地方太平洋沖地震など想定する地震動レベルの増大や首都直下地震、東海・東南海・南海地震といった巨大地震の発生が懸念される中、物資運搬の要となる物流倉庫は地震後も継続して事業を行うことが求められている。事業継続のニーズに応えるため、物流倉庫の地震対策は急務となり、近年は物流倉庫に制振構造を導入する事例が増加している。制振装置の中でも、間柱型制振装置は平面計画を損なわないため、広い空間を効率的に使用する事が求められる物流倉庫に適切であると考えられる。しかし、間柱型制振装置は大梁などの周辺架構の影響を受けやすく、個々の構造物に応じた制振部材の選定・配置が必要である。

本報では基礎研究として、鋼構造中低層建物に間柱型鋼材ダンパーを用いた場合、建物の耐震安全性を評価する上で重要な指標である層間変形角等の応答性状を把握し、ダンパーの設置条件について検討する。具体的には、間柱型鋼材ダンパー（以降鋼材ダンパーと呼ぶ）の低降伏点鋼板厚と各層あたりのダンパー設置数を変数とし、最適な組み合わせを把握する。その後、支持部材剛性を変数とし、検討対象のモデルにおけるダンパー設置数、剛性等について検討した結果を述べる。

2. 検討対象モデルの概要

検討対象モデルの主架構は、物流倉庫を想定した平面：67.2m×41.6m、階高：7.5mの地上4階建ての鋼構造建物である。図1には基準階伏図と検討に用いる長辺方向のダンパー設置構面の軸組図を示す。同図(a)~(e)には、各層あたりの鋼材ダンパー設置数をそれぞれ4基、8基、12基、16基、20基とした場合の鋼材ダンパー配置を示す。

柱は基準強度が700 N/mm²のものを使用し、部材は□-400×400×22~28を採用する。梁はSN490材を使用し、部材は長辺方向に、H-700×300×14×22、短辺方向にH-700×250×14×28を採用する。検討対象モデルの主架構のみの1次固有周期 f_1T_1 は3.06 sで、建物重量 W が140022 kNである。

減衰は、主架構の1次固有周期 f_1T_1 に対して減衰定数 $h=2\%$ となる初期剛性比例型の減衰を主架構のみに与える。

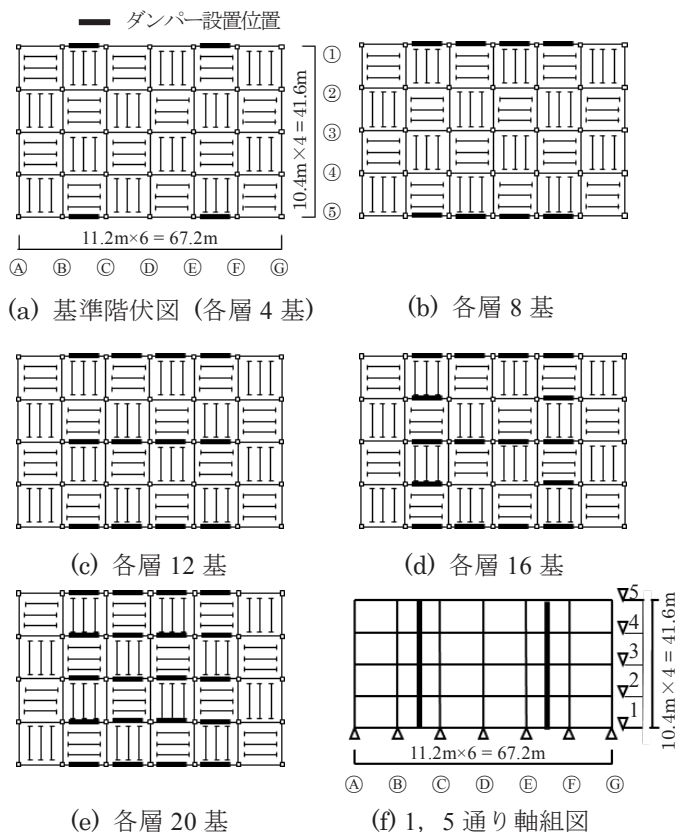


図1 基準階伏図と軸組図

3. 鋼材ダンパーの概要およびモデル化

鋼材ダンパーは、図2(a)に示すように、H形鋼（降伏応力 $\sigma_y = 325 \text{ N/mm}^2$ ）部材中央のウェブ部分に、低降伏点鋼（降伏応力 $\sigma_y = 225 \text{ N/mm}^2$ ）の板を設置したものとす。H形鋼の断面は外法一定 H-600×300×16×32、低降伏点鋼の板の高さは600mm、板厚は4~16mmの範囲で調整する。鋼材ダンパーの低降伏点鋼部分をダンパー部、大梁からダンパー部までの部材を支持部材と呼ぶ。モデル化は図2(b)に示すようにダンパー部と支持部材による、2つのせん断ばねの直列ばねとし、大梁から直列ばねまでは剛とする。ダンパーの降伏せん断力 ${}_dF_y$ 、初期剛性 ${}_dK_1$ 、2次剛性 ${}_dK_2$ は次式で求める。

$${}_dF_y = {}_dA_s \cdot \frac{{}_d\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (1a)$$

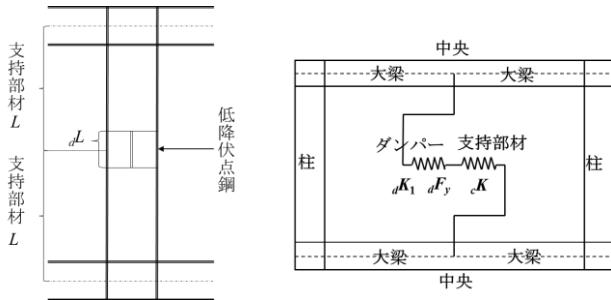
$${}_dK_1 = \frac{G \cdot {}_dA_s}{{}_dL}, \quad {}_dK_2 = \alpha \cdot {}_dK_1 \quad (1b, 1c)$$

ここで、 ${}_dA_s$: ダンパーのせん断断面積、 ${}_d\sigma_y$: ダンパーの降伏応力度(=225N/mm²)、 G : せん断弾性係数、 ${}_dL$: ダンパー部の高さ、 α : 2次剛性比(=0.025)である。

鋼材モデルにおけるダンパー量は次式で算出する。

$${}_d\alpha_y = {}_dF_y \cdot {}_dN_1 / W \quad (2)$$

ここで、 ${}_dN_1$: 第1層ダンパー本数、 W : 建物重量である。



(a) ダンパー構成 (b) モデル化

図2 鋼材ダンパー

4. 支持部材のモデル化

支持部材をせん断ばねに置換するにあたり、図3に示すような片持ち梁のせん断方向の剛性より算出した。

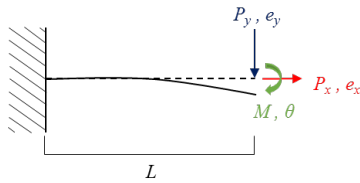


図3 片持ち梁の変形

支持部材の等価せん断剛性 ${}_cK$ は、大梁の部材心からダンパーまでのH形鋼の一端を固定端、もう一端を自由端とした曲げせん断棒の剛性マトリクスを水平方向に縮合することで評価した。剛性マトリクスは、式(3a)、(3b)を用いた。

$$\begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA_w}{L} & & \\ & \frac{1}{1+2\gamma} \frac{12EI}{L^3} & \frac{1}{1+2\gamma} \frac{-6EI}{L^2} \\ & \frac{1}{1+2\gamma} \frac{-6EI}{L^2} & \frac{1+\gamma/2}{1+2\gamma} \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e_x \\ e_y \\ \theta \end{Bmatrix} \quad (3a)$$

$$\gamma = \frac{6EI\kappa}{GAL^2} \quad (3b)$$

ここで、 P_x : 軸力、 P_y : せん断力、 M : 曲げモーメント、 E : ヤング係数、 A_w : 支持部材ウェブ断面積、 I : 支持部材の断面二次モーメント、 L : 支持部材の長さ、 e_x : 軸方向の変位、 e_y : せん断方向の変位、 θ : 回転角、 κ : 形状係数(=1.2)である。

以下に支持部材の等価せん断剛性 ${}_cK$ の導出手順を示す。

式(4)は、せん断力 Q' を作用させた時のせん断方向の変位 δ_y と回転角 θ の関係を表す。式(4)を Q' について解くと、 Q' の式である式(5)が求まり、 ${}_cK$ は式(6)と導出される。

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ Q' \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & & \\ & \frac{1}{1+2\gamma} \frac{12EI}{L^3} & \frac{1}{1+2\gamma} \frac{-6EI}{L^2} \\ & \frac{1}{1+2\gamma} \frac{-6EI}{L^2} & \frac{1+\gamma/2}{1+2\gamma} \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e_x \\ e_y \\ \theta \end{Bmatrix} \quad (4)$$

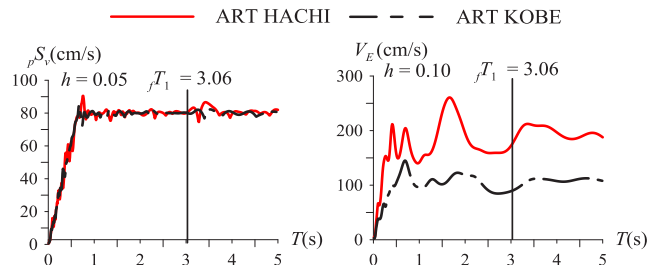
$$Q' = \frac{6EI}{(2+\gamma)L^3} \cdot \delta_y = {}_cK \cdot 2\delta_y \quad (5)$$

$${}_cK = \frac{3EI}{(2+\gamma)L^3} \quad (6)$$

5. 時刻歴応答解析

5.1 解析用入力地震動の概要

解析用入力地震動は、1968年十勝沖地震のHACHINOHE EW成分と1995年兵庫県南部地震のJMA KOBE NS成分を位相特性に用い、コーナー周期0.64s以降で擬似速度応答スペクトル ${}_pS_v$ ($h=5\%$)が80cm/sで一定となる告示波を使用する。それぞれART HACHI, ART KOBEと呼ぶ。擬似速度応答スペクトル($h=5\%$)とエネルギースペクトル($h=10\%$)を図4に示す。



(a) 擬似速度応答スペクトル (b) エネルギースペクトル

図4 解析用入力地震動

5.2 鋼材ダンパーの低降伏点鋼板厚、各層あたりの設置数を変数とした場合

本節では、低降伏点鋼板厚が異なる4通り(4mm, 8mm, 12mm, 16mm)で、ダンパーの設置数が異なる5通り(各層4基, 8基, 12基, 16基, 20基)の計20通りを対象とするが、このうち鋼材ダンパーが降伏する前に、大梁が降伏してしまうパターンは除き、表1に示す計16通りで検討を行う。支持部材の剛性は9.82kN/mmである。図5, 6には、ダンパー量 ${}_d\alpha_y$ の変化による、2層の最大層間変形角 R_{max} 、実効変形比、ダンパーと主架構のエネルギー吸収率の変化を入力地震動毎に示す。ダンパー量 ${}_d\alpha_y$ は、表1に示すように板厚と設置数により値が定まる。

図5(a), 6(a)より、最大層間変形角 R_{max} は、各層あたりのダンパー設置数の増加に伴い小さくなる。これは、ダ

ンパーの設置数が増え、建物の1次固有周期が短くなるためと考えられる。また、1基あたりの低降伏点鋼板厚を変化させると、板厚が薄くなるに従って R_{max} が小さくなることを確認できる。これは、図2(b)に示すようにダンパー部と支持部材は直列ばねであり、板厚が薄くダンパー部の剛性が小さい場合、支持部材の変形に対するダンパー部の変形が大きくなり、ダンパーの実効変形比が大きくなるためと考えられる。

図5(b), 6(b)より、実効変形比は各層あたりのダンパー設置数の増加による大きな変化は見られないが、低降伏点鋼板厚を厚くするに従い減少している。

図5(c), 5(d)と6(c), 6(d)より、鋼材ダンパーのエネルギー吸収率 W_d/E は、板厚4mmでは設置数の増加に従い大きくなるのがわかる。板厚8~12mmの場合、ART HACHI入力時はダンパー設置数の増加に従い、 W_d/E は減少している。一方で、ART KOBE入力時はダンパー設置数が12基または16基のときに W_d/E は頭打ちとなっている。主架構のエネルギー W_f/E 吸収率は、ダンパー設置数の増加および低降伏点鋼板厚を厚くするに従い、減少している。

以上より、検討に用いた16通りでは、低降伏点鋼板厚4mm、各層のダンパー設置数20基の場合が、最大層間変形角 R_{max} が小さく、実効変形比が比較的大きい。また、ダンパー量を大きくする場合、板厚を厚くする場合に比べ、設置数を増やす場合の方が有効である。

表1 各組み合わせのダンパー量 $d\alpha_y$ と1次固有周期 T_1

		各層あたりのダンパー設置数					
		4基	8基	12基	16基	20基	
板厚	4(mm)	$d\alpha_y$	0.008	0.016	0.024	0.032	0.040
		T_1 (s)	2.63	2.37	2.18	2.02	1.90
	8(mm)	$d\alpha_y$	0.016	0.032	0.048	0.064	0.080
		T_1 (s)	2.63	2.37	2.17	2.01	1.89
	12(mm)	$d\alpha_y$	0.024	0.048	0.072	0.096	×
		T_1 (s)	2.63	2.36	2.17	2.01	
	16(mm)	$d\alpha_y$	0.032	0.064	×	×	×
		T_1 (s)	2.63	2.36			

■ : 検討対象 × : 検討対象外

5.3 支持部材剛性を変数とする場合

本節では各層あたりの低降伏点鋼板厚が4mm、鋼材ダンパー設置数が20基の組み合わせを用いて、支持部材の剛性を変化させた場合の応答性状を比較し、最大層間変形角が小さくなる支持部材剛性について検討する。支持部材の剛性は5.2節の検討に用いた9.82kN/mmをベースと

表2 支持部材剛性 K と1次固有周期 T_1

	1倍	2倍	4倍	8倍	16倍	24倍	32倍
支持部材剛性 K (kN/mm)	9.82	19.64	39.28	78.56	157.12	235.68	314.24
1次固有周期 T_1 (s)	1.90	1.52	1.19	0.92	0.74	0.66	0.61

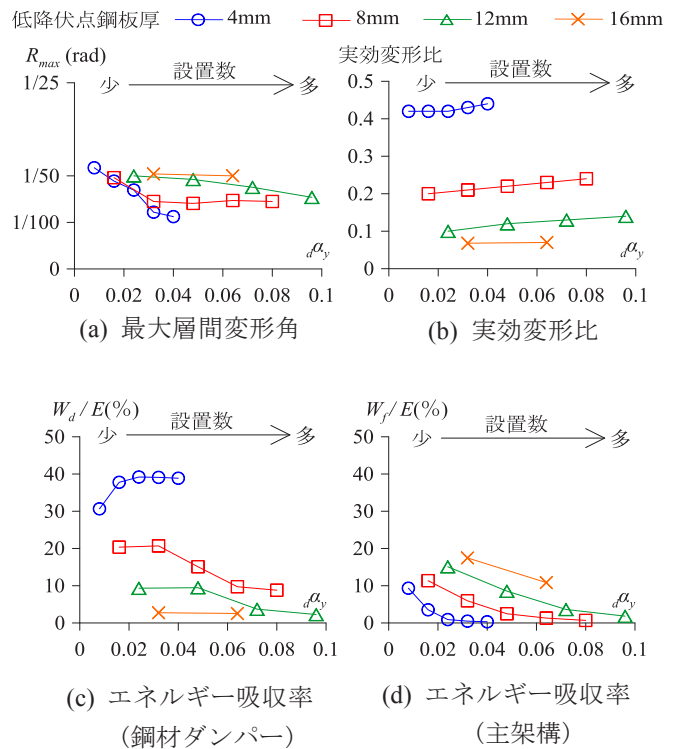


図5 板厚とダンパー設置数を変数とした解析結果 (支持部材剛性一定, ART HACHI)

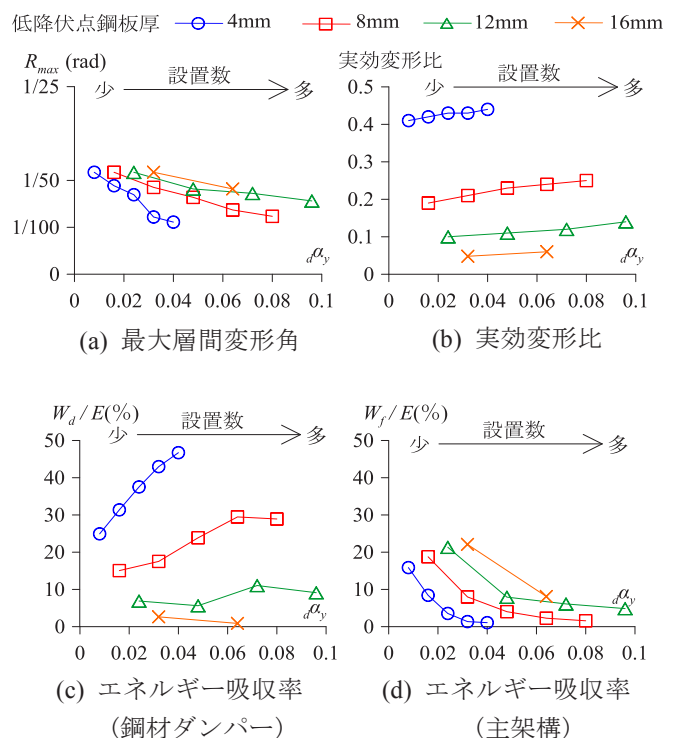


図6 板厚とダンパー設置数を変数とした解析結果 (支持部材剛性一定, ART KOBE)

し、1倍、2倍、4倍、8倍、16倍、24倍、32倍とした場合の7通りを設定する。表2には、それぞれの支持部材剛性 K とモデルの1次固有周期 T_1 を示す。また、各場合でダンパー部初期剛性を282.29kN/mm、2次剛性を7.06kN/mm、降伏耐力を279.5kN、ダンパー量を0.040とする。図7、8には、ダンパー量 $d\alpha_{y1}$ の変化による2層の最大層間変形角 R_{max} 、実効変形比、ダンパーと主架構のエネルギー吸収率の変化を示す。

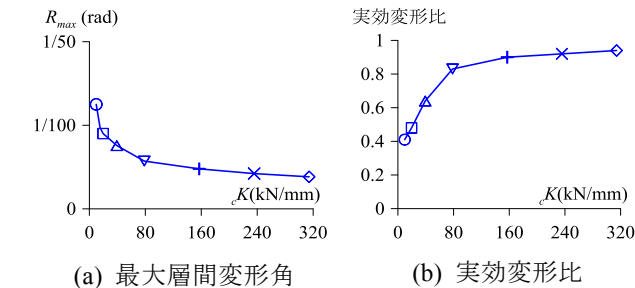
図7(a)、8(a)より、支持部材剛性の増加に伴い、最大層間変形角

間変形角 R_{max} は小さくなる。また、 R_{max} は支持部材剛性を8倍とした場合までは急激に減少し、それ以降では緩やかに減少している。これより、支持部材剛性は8倍とするのが最も効率的と考えられる。

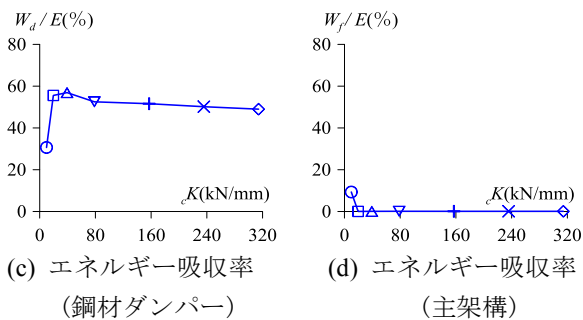
図7(b)、8(b)より、実効変形比は支持部材剛性の増加に伴い大きくなる。特に、ART HACHI入力時は支持部材剛性8倍まで、ART KOBE入力時は2倍まで急激に大きくなり、この間の支持部材剛性とするのが良いと考えられる。

図7(c)、7(d)と8(c)、8(d)より、鋼材ダンパーのエネルギー吸収率 W_d/E は、支持部材剛性が4倍で最大値をとり、それ以降は変化が少ない。主架構のエネルギー吸収率 W_r/E は、支持部材剛性が1倍では15%程度だが、それ以降はほぼ0%に近い値をとっている。

以上より、検討した7通りの中では、支持部材剛性を8倍とした場合で、最大層間変形角と実効変形比の値が頭打ちとなることが確認できた。



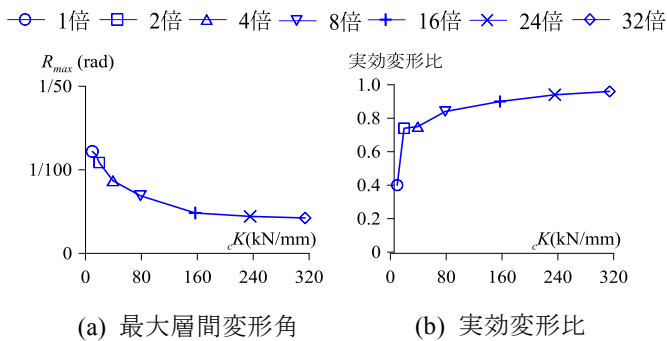
(a) 最大層間変形角 (b) 実効変形比



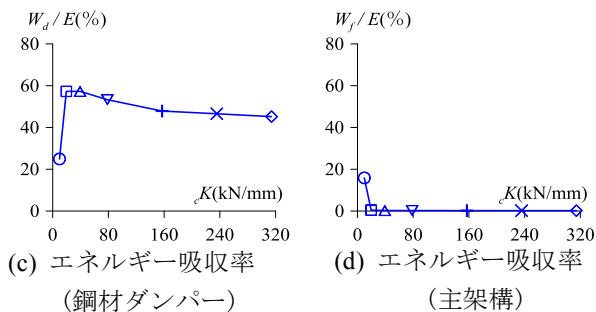
(c) エネルギー吸収率 (鋼材ダンパー) (d) エネルギー吸収率 (主架構)

図7 支持部材剛性を変数とした解析結果

(板厚4mm, ダンパー設置数20基, ART HACHI)



(a) 最大層間変形角 (b) 実効変形比



(c) エネルギー吸収率 (鋼材ダンパー) (d) エネルギー吸収率 (主架構)

図8 支持部材剛性を変数とした解析結果

(板厚4mm, ダンパー設置数20基, ART KOBE)

6. まとめ

本報では間柱型鋼材ダンパーを用いた鋼構造中低層建物に対して時刻歴応答解析を行い、ダンパー部の低降伏点鋼板厚とダンパー設置数、支持部材剛性に着目し応答結果をまとめた。限られた範囲での検討だが、以下に得られた知見を示す。

- 1) 鋼材ダンパー設置数の増加に伴い、モデルの1次固有周期が短くなるので、最大層間変形角は小さくなる。
- 2) 鋼材ダンパーの低降伏点鋼板厚が薄くなるに従い、実効変形比が大きくなり、最大層間変形角は小さくなる。
- 3) 鋼材ダンパーの低降伏点鋼板厚または設置数を変化させ、ダンパー量を大きくする場合、板厚を厚くすることに比べ、設置数を増やすことの方が、最大層間変形角は小さく、実効変形比は大きくなり、有効である。
- 4) 鋼材ダンパーの支持部材剛性の増加に従い、実効変形比は大きくなり、最大層間変形角は小さくなる。しかし、支持部材剛性8倍で値が頭打ちとなるので、支持部材剛性を8倍とするのが最も効率的である。

謝辞

本研究は、JFE スチール株式会社、JFE シビル株式会社、東京工業大学佐藤研究室、東京理科大学北村研究室による共同研究の成果を一部用いたものです。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 松井征生, 渡辺泰成, 戸張涼太, 佐藤利昭, 北村春幸, 佐藤大樹, 宮川和明, 植木卓也, 村上行夫: 間柱型履歴ダンパーのモデル化が建物応答に与える影響その1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.761-766, 2015.9
 - 2) 松井征生, 佐藤大樹, 佐藤利昭, 北村春幸, 宮川和明, 植木卓也, 村上行夫, 戸張涼太: 間柱型の鋼材および粘弾性の制振部材を有する10層鋼構造建物の地震応答性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.167-168, 2016.9
 - 3) 日本免震構造協会: 設計者のための免震・制震構造ハンドブック, 朝倉書店, 2014.7
- *1 東京理科大学 *2 東京工業大学 *3 JFE シビル株式会社
*4 JFE スチール株式会社