

# 論文 鋼材ダンパーを柱軸方向に内蔵した高層 RC 造ピロティ架構の地震応答性状に関する研究

林 敬祐\*1・菅野 秀人\*2

**要旨**：極軟鋼を柱内部の芯筋等に内蔵させることによりエネルギー吸収能を向上させた，全体曲げ変形の卓越する鉄筋コンクリート造ピロティ架構について検討した。ダンパー量を適切に設定することで，頂部加速度や水平変形を低減できることが示された。同等のダンパー量では，ダンパー剛性の増加は水平変形と柱軸変形に影響し，ダンパー耐力を過度に高くしすぎると応答低減効果が下がる結果が得られた。

**キーワード**：ピロティ架構，鋼材ダンパー，地震応答，全体曲げ変形，軸変形

## 1. はじめに

本研究で対象とする2層以上に連層耐震壁を有し，建物の1階部分に壁を設けずオープンスペースとする鉄筋コンクリート（RC）造ピロティ架構は1995年の兵庫県南部地震による被害が甚大であった<sup>1)</sup>。現在の耐震設計法では，ピロティ構造は避けるべき構造として認識されている。しかし，ピロティ階の空間利用の有効性から，依然として社会の需要が高い傾向にある。さらに，2011年東北地方太平洋沖地震での津波被害事例から，津波荷重を受けにくくするためにはピロティ形式が有効との見解<sup>2)</sup>もある。2015年建築物の構造関係技術基準解説書<sup>3)</sup>において，ピロティ建築物で許容される崩壊形として，層崩壊と全体曲げ崩壊の設計法が示されている。全体曲げ崩壊は，層崩壊に比べ1層に過度な変形が集中することがなく軸方向変形の増大により，地震エネルギーを吸収することから，靱性に富み脆性的な崩壊に至らないため，良好な崩壊形式であると考えられる。しかし，実際に設計に用いられる事例が少なく，設計上の課題も多い。

既往の研究では，ピロティ架構の地震応答性状に関する研究<sup>4)</sup>や，制振ダンパーによる地震応答制御<sup>5)</sup>に関する研究がある。それらの知見として，ピロティ架構のうち全体曲げ挙動が卓越するものは靱性に富む地震応答性状を示すこと，ピロティ階への鋼材ダンパー設置による地震応答低減が示されている。このうち文献<sup>5)</sup>のように，ダンパーをピロティ階へ層間設置してしまうと空間制約してしまう懸念がある。

寺井ら<sup>6)</sup>は，極軟鋼をX型主筋として配筋したRC部材について，部材長さが耐力特性と地震エネルギー吸収能に与える影響について検討しており，部材長さが短い方がせん断耐力およびエネルギー吸収が大きくなること

を示唆した。この検討はRC部材の水平方向のみであり軸方向の挙動について言及されていない。また，極軟鋼は異形鉄筋であり，コンクリートとの付着も加味されている。また，家村ら<sup>7)</sup>は，RC造橋脚に関して，アンボンド高強度芯材を活用したRC構造を提案している。塑性ヒンジ区間内にアンボンド処理を施したPC鋼棒を内蔵し，二次勾配を有する荷重-変位関係を持たせ，地震最大応答を抑制し，残留変形も小さく抑えている。しかし，PC鋼棒は弾性範囲であり，エネルギー吸収能は従来のRC造と比べ，ほぼ変化しないと述べている。

そこで筆者らは，ピロティ空間の建築計画的な利便性確保して，全体曲げ変形が卓越する架構では大きな柱軸変形を生じることに着目し，アンボンド処理を施した極軟鋼を柱芯筋などの軸鉄筋として配筋することで，柱の大変形時のエネルギー吸収能力の向上を図ることを提案する。本報では，12階建てRC造ピロティ架構3体に対し，柱に内蔵した鋼材ダンパーによる応答低減の効果について検討する。

## 2. 検討モデルの概要

本研究では，純ピロティ形式の12階建てのRC造集合住宅を想定とした。検討モデルは図-1に示すような1スパンの平面モデルでスパン長さの異なる3種類である。スパン長さはそれぞれ8m, 11m, 14mである。以後これらをそれぞれモデル08, モデル11, モデル14と呼ぶ。建物総高さは3モデルとも42.3mとした。また，地震動のスペクトル特性が3つのモデルの応答性状の違いに与える影響を小さくするため，3モデルの弾性1次固有周期が0.4sとなるように，各モデルの重量調整をした。基礎は柱脚固定を想定しており，全体曲げ変形による基礎の浮き上がりは考慮していない。表-1に柱の断面諸元

\*1 秋田県立大学大学院 システム科学技術研究科 建築環境システム学専攻 (学生会員)

\*2 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 准教授 博士 (工学) (正会員)

を示す。柱、壁は全層同一断面とし、連層耐震壁を2階以上に配置した。柱は後述の静的増分解析により、ダンパーを設置しない状態で保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回るように設計し、かつピロティ階の層崩壊よりも引張側柱の軸降伏が先行するように定めた。耐震壁は壁厚250mmとし、D13のダブル配筋とした。梁はピロティ階直上のみ300×900mmとし、その他は300×600mmの弾性部材として扱った。

図-2に数値解析モデルを示す。解析には構造システム社のSNAP ver.7を使用した。本研究では、鋼材ダンパーを柱軸方向に並設したことによる地震応答低減効果について検討する。柱断面内にアンボンド芯筋として内蔵する鋼材ダンパーは、柱部材に並設する軸方向の単軸バネとしてモデル化し、アンボンド区間はダンパー剛性として反映させる。すなわち、アンボンド区間と、柱の軸変形損傷位置との整合は考慮されていないことを付記する。柱・壁とも曲げ・軸挙動にはマルチスプリング(MSモデル)、せん断挙動にはバイリニア型の原点指向復元力

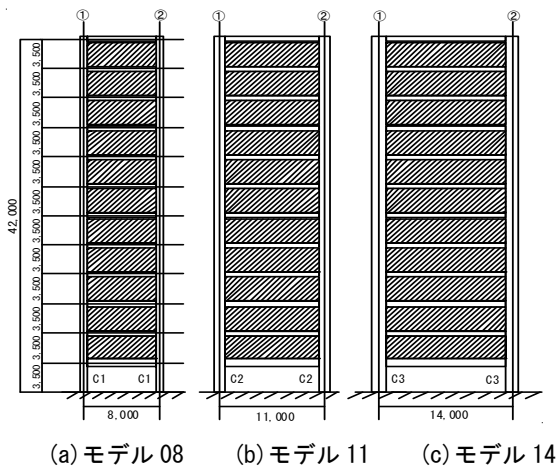


図-1 軸組図

表-1 柱の断面諸元

	C1	C2	C3
断面	900 × 900 (mm)	1100 × 1100 (mm)	1600 × 1600 (mm)
主筋	16-D35	24-D35	32-D38
帯筋	5-U12.6@100 5-U12.6@100	8-U12.6@100 6-U12.6@100	10-U12.6@100 7-U12.6@100

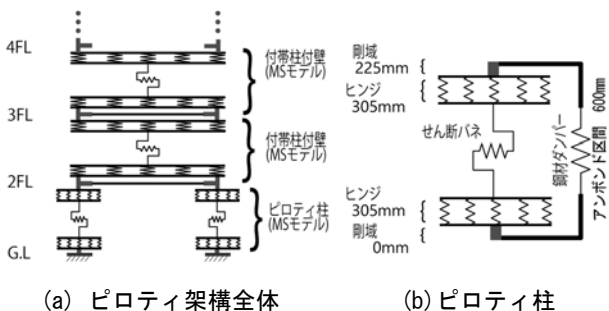


図-2 数値解析モデル

特性をもつ単軸バネを採用した。なお、せん断バネは、本検討では柱のせん断破壊は生じないため、実質的には弾性バネとして扱っている。主筋にはSD390、コンクリートには圧縮強度42N/mm<sup>2</sup>を用いた。

MSモデルを構成する鉄筋(主筋)バネとコンクリートバネの復元力特性を図-3、図-4に示す。鉄筋バネはバイリニアの骨格特性を有し、ひずみ硬化、繰返し载荷による剛性低下、除荷時の剛性低下は無視した簡易なモデルとした。コンクリートバネはトリリニアの骨格特性を有し、こちらも繰返し载荷による剛性低下、除荷時の剛性低下は無視した。コンクリートの最大強度時ひずみ度は0.2%とし、終局ひずみは20%と仮定して、それ以降は圧縮強度の1/10の耐力を維持するものとした。なお、圧縮強度以降の耐力低下(負剛性)については、剛性をゼロとして応答ひずみを求め、耐力低下を考慮した応力の差分を不釣り合い力として修正した。

鋼材ダンパーには低降伏点鋼 LY225 を用いた。図-5に鋼材ダンパーの復元力特性を示す。柱軸方向に設置する鋼材ダンパーは柱頭脚の節点間の単軸バネにより表現した。最大耐力を降伏耐力の1.5倍としたトリリニアモデルとし、ダンパー剛性とダンパー降伏耐力をパラメータとして、ダンパー仕様を検討した。

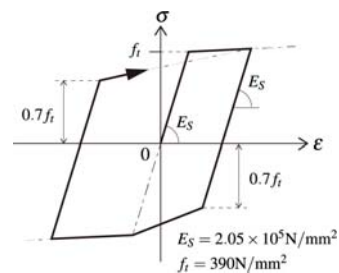


図-3 柱主筋 (SD390) の復元力特性

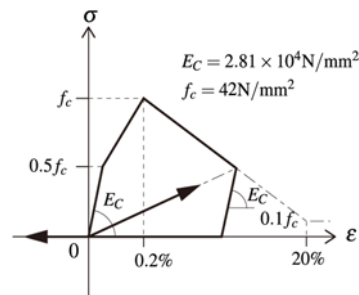


図-4 使用コンクリート (Fc42) の復元力特性

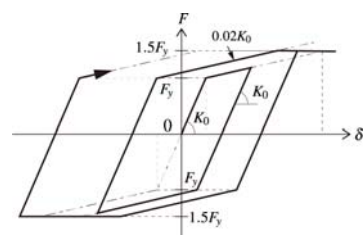
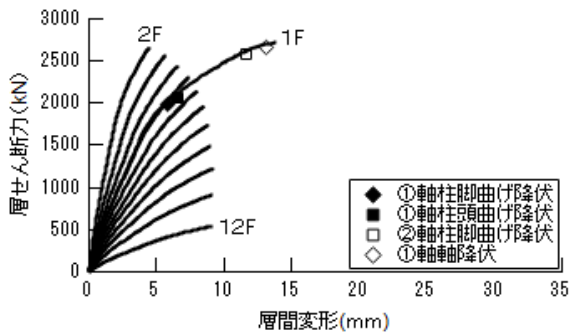


図-5 鋼材ダンパー (LY225) の復元力特性

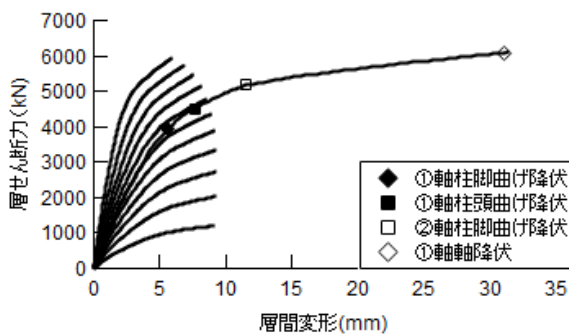
### 3. 静的増分解析によるフレームモデルの検討

静的増分解析は、外力分布として  $A_i$  分布を採用した。必要保有水平耐力 ( $C_0=1.0$ ,  $D_s=0.55$ ,  $R=1.0$ ,  $F_{es}=1.0$ ) に対する保有水平耐力の割合は、モデル 08 で 1.05, モデル 11 で 1.04, モデル 14 で 1.03 となった。いずれの架構も引張側柱 (①軸側) の軸降伏した時点を崩壊メカニズムと定めている。ただし、モデル 14 に関しては、変形量が大きい最大層間変形角 1/100 で解析を止めているが、層間変形角 1/76 で引張側柱の軸降伏を生じている。

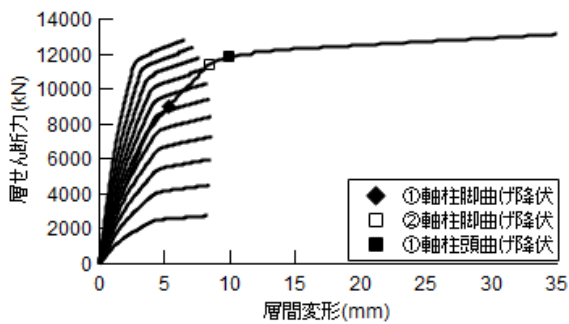
図-6 にダンパーなしでの層せん断力-層間変形関係と塑性ヒンジの発生時期を示す。モデル 08 では、ピロティ層の変形に対する上層の変形の比が、他のモデルより大きく、全体曲げ変形が卓越していることがわかる。モデル 11 では、上層の層間変形量に対してピロティ階の層間変形のみが非常に大きく全体曲げ変形がモデル 08 よりも小さく、モデル 14 では、引張側柱脚に塑性ヒンジが



(a) モデル 08



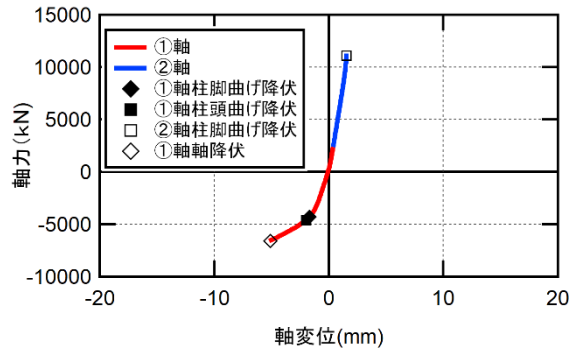
(b) モデル 11



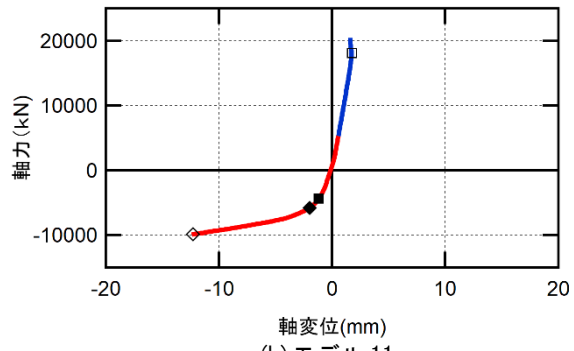
(c) モデル 14

図-6 層せん断力-層間変形関

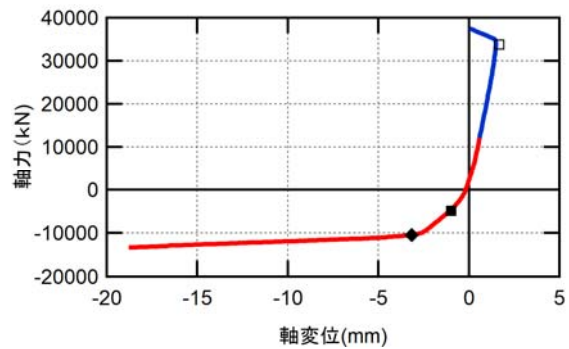
生じた後、圧縮側柱脚と引張側柱頭がほぼ同時期に降伏している。その影響で、ピロティ階直上の2階の床回転角によって生じる、上階の見かけ上の層間変位も増大することから、上層階の見かけ上の剛性が低下している。なお、全てのモデルで上層階の連層耐震壁は降伏していないことを確認している。図-7にはピロティ柱の軸力-軸変形関係を示す。解析終了時の軸変形はモデル 08, 11, 14 でそれぞれ 4.6mm, 11.6mm, 18.2mm となっており、水平変形 (13.9mm, 31.4mm, 35.3mm) の約 1/3.0, 1/2.7, 1/1.9 倍となっている。モデル 08 が水平変形に対する軸変形の割合が1番小さい。また、頂部相対変位のうち全体曲げ変形によるものは、モデル 08 で約 62%, モデル 11, 14 で約 22%であり、モデル 08 の全体曲げ変形成分が大きいことが確認された。ここで全体曲げ変形成分は、各層の回転角に、各階高を乗ずることで算出している。



(a) モデル 08



(b) モデル 11



(c) モデル 14

図-7 ピロティ柱軸力-軸変形関係

#### 4. 鋼材ダンパーによる地震応答低減の検討

##### 4.1. ダンパー量の決定

時刻歴応答解析によりダンパー有無での地震応答を比較した。入力地震波は EL Centro NS 観測波 0~15 秒とし、入力倍率は最大地動速度が 50cm/s となるようにした。数値積分には Newmark $\beta$  法( $\beta=0.25$ )を用いた。粘性減衰はレーリー減衰( $h=3\%$ )とした。

柱軸方向にダンパーを内蔵させる目的は、まず軸剛性の増大により、全体曲げ変形に起因する柱軸変形を適度に抑えることである。さらには、早期に降伏させることで、履歴エネルギー吸収能を付加し、全体の応答を抑えることである。しかし、ダンパー剛性、降伏耐力を過度に大きくすると、頂部加速度応答が増大する懸念がある。そこで必要ダンパー量を決定するため、表-2 に示す各 10 ケースを検討した。鋼材ダンパーの設計パラメータである剛性  $k_d$  と降伏耐力  $F_y$  は、ダンパーのヤング係数 ( $2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ) と長さ (本検討ではアンボンド区間 600mm) を一定とすると、断面積  $a_d$  で一義的に定義される。CASE1~8 はこの  $a_d$  をパラメータとしている。CASE9 は

ダンパー耐力を CASE1~8 で最も応答低減の効果のあった CASE4 と等しくして、ダンパー剛性のみを倍増したものである。CASE 10 は、同様に、ダンパー剛性を CASE4 と等しくしてダンパー耐力のみを倍増したものである。

ダンパー付加による応答への影響として、ピロティ層の最大層間変形と、最上階の最大加速度、ピロティ層の最大層せん断力、ピロティ柱の最大軸変形に着目し、ダンパーなしの場合との比率をそれぞれ最大応答低減率  $R_d, R_a, R_Q, R_v$  として表すこととする。

図-8 には、全 CASE の最大応答低減率を示す。なお、全体曲げ変形の影響により 1~3 層の柱軸変形が上層と比べ大きいこと、また、ピロティ層のみにダンパーを設置した場合、直上階への応答が急増してしまったことを加味し、鋼材ダンパーは 3 層まで設置し、全て同じ仕様のものとした。全てのモデルで、ダンパー量が増加するとピロティ層の層間変形と柱軸変形は漸減傾向を示すが、一定以上のダンパー量となるとその傾向は頭打ちとなる。また、最上階の最大加速度はダンパーによる応答低減効果は見られるものの、その傾向は一様ではない。ピロテ

表-2 ダンパー量の検討 ( $p_d$  は柱全断面積に対する  $a_d$  の割合)

(a) モデル 08					(b) モデル 11					(c) モデル 14				
CASE	$a_d$ (mm <sup>2</sup> )	$p_d$ (%)	$k_d$ (kN/mm)	$F_y$ (kN)	CASE	$a_d$ (mm <sup>2</sup> )	$p_d$ (%)	$k_d$ (kN/mm)	$F_y$ (kN)	CASE	$a_d$ (mm <sup>2</sup> )	$p_d$ (%)	$k_d$ (kN/mm)	$F_y$ (kN)
1	1500	0.19	513	338	1	2000	0.17	683	450	1	4000	0.16	1367	900
2	3000	0.37	1025	675	2	4000	0.33	1367	900	2	12000	0.47	4100	2700
3	6000	0.74	2050	1350	3	8000	0.66	2733	1800	3	20000	0.78	6833	4500
4	16000	1.98	5467	3600	4	24000	1.98	8200	5400	4	32000	1.25	10933	7200
5	28000	3.46	9567	6300	5	42000	3.47	14350	9450	5	40000	1.56	13667	9000
6	40000	4.94	13667	9000	6	82000	6.78	28017	18450	6	70000	2.73	23917	15750
7	52000	6.42	17767	11700	7	102000	8.43	34850	22950	7	150000	5.86	51250	33750
8	81000	10.00	27675	18225	8	122000	10.08	41683	27450	8	250000	9.77	85417	56250
9	—	—	10933	3600	9	—	—	16400	5400	9	—	—	21867	7200
10	—	—	5467	7200	10	—	—	8200	10800	10	—	—	10933	14400

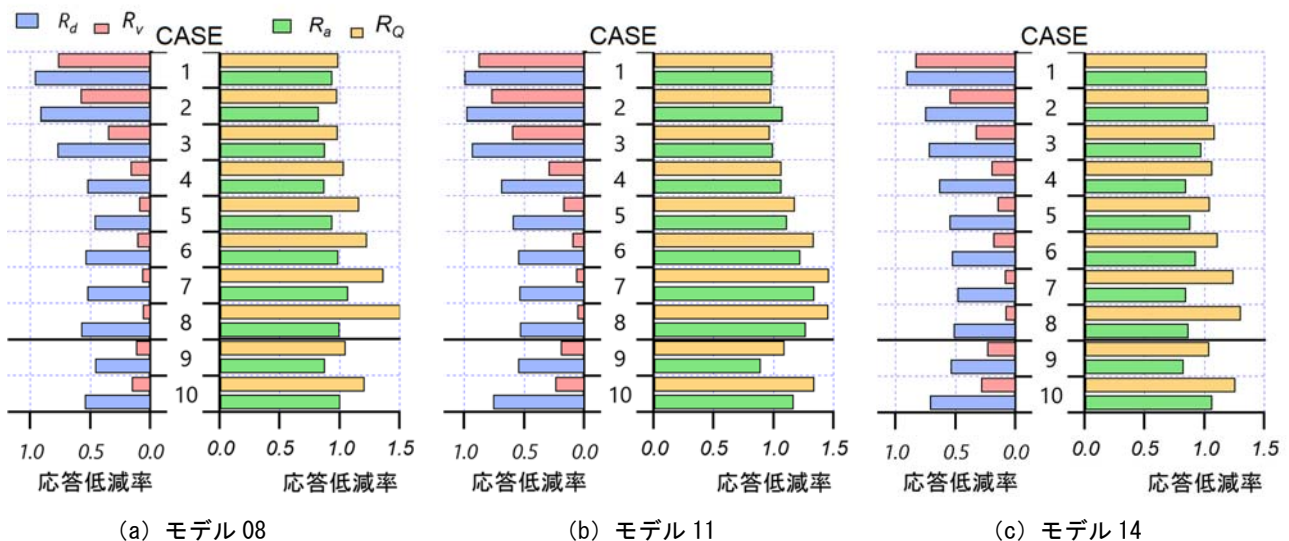


図-8 最大応答低減率



イ層の最大層せん断力については、ダンパー量の増加によりやや増大傾向を示している。本研究では、ピロティ層の層間変形と柱軸変形に着目してダンパー量を決定し、その際、頂部絶対加速度と1層の層せん断力がダンパーなしの場合と比べて過度に大きくないことを確認した。これより、必要ダンパー量として全てのモデルでCASE4を採用した。CASE9では、ダンパー剛性が倍増したことでCASE4と比べ、ピロティ柱の軸変形、ピロティ層の層間変形がやや減少するが、頂部加速度やピロティ層の層せん断力はモデル11を除きほぼ違いがなかった。CASE10では、ダンパー耐力を倍増したことでCASE4と比べ、頂部加速度、ピロティ層の層間変形、ピロティ層の層せん断力が増加する傾向が見られ、軸変形はあまり違いがなかった。このことから、ダンパー剛性は軸変形と層間変形に影響し、ダンパー耐力は過度に大きくなると応答低減の効果が下がってしまうことが示唆された。

#### 4.2 最大応答値に関する比較と検討

最大地動速度 50cm/s 入力時について、ダンパーなしと採用したダンパー量 (CASE4) での最大応答値の比較を行った。図-9には各階の最大応答値分布の比較を示す。絶対加速度の分布をみると、モデル08, 11では、各階の最大応答値は、ダンパー量の有無ではほぼ違いが見られないが、モデル14では上層部を除いて、ダンパー付加により最大応答値が大きく低減されていることがわかる。層間変形の分布をみると、どのモデルでも全ての層においてダンパーによる最大応答の低減が確認できる。特にスパンが短く、塔状比の大きいモデル08ではその傾向が顕著である。層せん断力に関しては、全てのモデルでダンパー付加により架構の保有水平耐力が増加することから、下層部分で最大層せん断力の増大が見られた。

図-10にモデル08のピロティ層の層せん断力-層間変形関係を示す。ダンパーなし (図-10(a)) では大きな履歴ループを描いており、大変形によりピロティ柱が

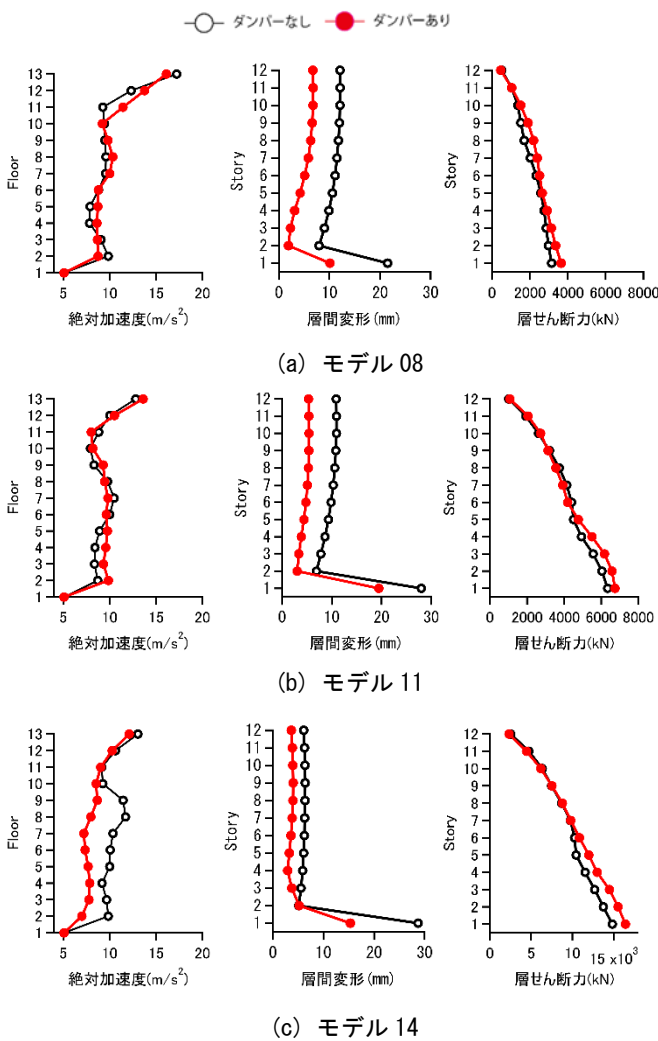
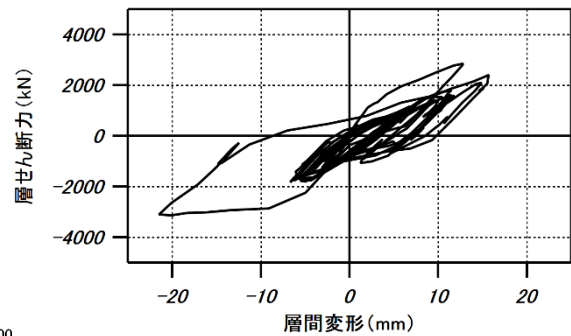
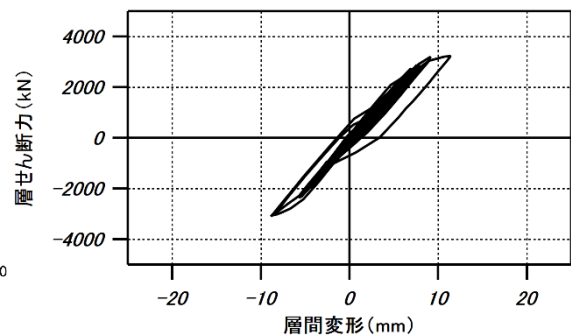


図-9 最大応答値分布の比較

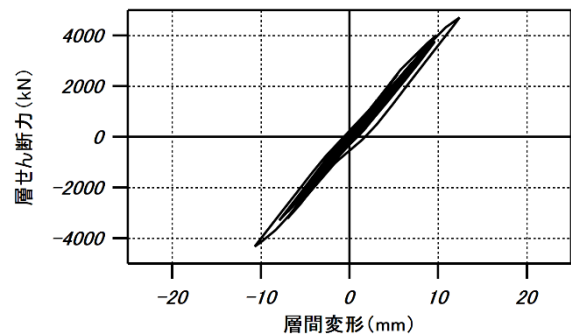
(左から絶対加速度, 層間変形, 層せん断力)



(a) ダンパーなし



(b) CASE4



(c) CASE8

図-10 モデル08の層せん断力-層間変形関係

損傷していることが推察される。一方で、必要ダンパー量を設置した CASE4 (図-10 (b)) では、層間変形はダンパーなしより約半分に抑えられており、履歴ループは細くなっている。これより、柱そのものの損傷が抑えられていることがうかがえる。層せん断力はダンパーなしと比べ違いはなかった。ダンパー量を過度に大きくした CASE8 (図-10 (c)) では、さらに履歴ループが細くなっており、層せん断力が増大していることから架構の損傷はほとんどないことがうかがえる。このことから、ダンパーを適度に軸方向に配置することで水平応答も抑制し、ピロティ柱の損傷を軽減させることができる。

## 5. まとめ

本研究では、RC 造ピロティ架構 3 体(モデル 08, 11, 14) について、鋼材ダンパーを柱軸方向に内蔵した際の地震時応答性状を、ダンパーなしの場合と比較して検討し、以下の知見を得た。

- ・柱軸方向にダンパーを設置することにより、頂部絶対加速度、ピロティ層の層間変形、ピロティ柱の軸変形の最大応答値を低減することが可能である。ピロティ層の層せん断力に関しては、ダンパー量の増加により大きくなる。
- ・ダンパー耐力を過度に高くしすぎると、ピロティ層の層せん断力や頂部絶対加速度、ピロティ層の層間変形が増大する傾向にある。
- ・ダンパー剛性の違いによってはピロティ柱の軸変形とピロティ層の層間変形への影響は見られるが、頂部絶対加速度やピロティ層の層せん断力に違いは見られない。

## 謝辞

本研究の一部は JSPS 科研費(16K06580)の助成を受けています。ここに付記し謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-1 鉄筋コンクリート造建築物. pp.53-54, 1997.7
- 2) 日本建築学会東北支部：2011 年東日本大震災災害調査報告, pp.164-167, 2013.5
- 3) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, pp.296-297, pp.730-748, 2015.6
- 4) 寺本尚史, 前田康次, 泉澤喬, 西田哲也, 小林淳：崩壊形式の異なる高層 RC 造ピロティ架構の地震時挙動に関する研究, 日本建築学会東北支部研究報告集. 構造系 (73), pp.99-102, 2010.6.19
- 5) 榛葉亮太, 菅野秀人, 西田哲也, 小林淳：鉄筋コンクリート造建物を対象とした履歴性状に着目した地震応答推定手法に関する検討, 構造工学論文集. B 58B, pp.67-72, 2012.3.25
- 6) 寺井雅和, 南宏一：低降伏点鋼を X 配筋した RC 部材による耐震性能評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No2, pp.157-162, 2009.7
- 7) 家村浩和, 高橋良和, 曾我部直樹：アンボンド芯材を活用した高耐震性能 RC 構造の開発, 土木学会論文集, No.710/I-60, pp.283-296, 2002.7