

# 論文 粘弾性ダンパーの耐震補強への応用について

曾田五月也\*<sup>1</sup>、高橋雄司\*<sup>2</sup>

要旨：先の1995年兵庫県南部地震では震度7に相当する強い地震動が各地で記録され、そのような強い地震入力に対する特有な応答として既存不適格とされる中層RC造建築物を中心に層破壊が多く認められた。本研究ではこのような形式の崩壊を示す可能性の高い建築物に粘弾性ダンパーを挿入すると、速度に比例して履歴を伴う抵抗力を発揮するため特定層への損傷集中が防止され、また、構造物への地震入力も大きくは増えないので杭・基礎の応力負担を低く抑えられるなど耐震性改善の手法として優れていることを示す。

キーワード：1995年兵庫県南部地震、層崩壊、粘弾性ダンパー、耐震補強

## 1. はじめに

従来からの一般的な耐震補強工事では、既設のラーメンの梁柱断面を増大させたり耐震壁を増設するなどにより耐力を増加させる手法が採られて来ている。この場合に、剛性も増加することが建築物への地震入力を増加させる可能性があり、また、柱が降伏する場合には余程耐力を上げないと激震に際して特定層への変形集中を防ぐことが困難である。さらに、杭・基礎の応力負担の増加も避けられない等の難点を伴う。本研究では、はじめに直列せん断モデルを用いた解析により粘弾性ダンパーが変形の低減と損傷の各層均等化を可能とすることを示し、次いで、平面架構モデルを用いた解析により柱・基礎・杭構造の軸力負担をそれほど大きく増大させないことを示す。

## 2. 直列せん断モデルによる解析

### 2.1 構造モデル

解析に用いる直列せん断形10質点モデルの力学特性を表1に示す。このモデルでは現行の耐震設計法で用いるAi分布により各階の耐力を定め、剛性は耐力に比例するとして1次固有周期が0.5秒になるように決めた。モデル各層の復元力特性は図1のD-Tri形とする。耐力 $Q_{y2}$ は $C_0=1.0$ 、 $R_T=1.0$ 、 $F_{es}=1.0$ 、 $D_s=0.3$ として決まる必要保有水平耐力に等しい。各層の $Q_{y2}$ に対応する変形はいずれも0.98cmである。建築物固有の減衰は瞬間剛性比例型で $h_1=2\%$ とする。このモデルをAiモデルと称する。このAiモデルに対して、耐力を $D_s=0.4, 0.5, \dots$ と増加させるとともに剛性を1.5倍したものをAi'モデルと称する。また、設計・施工の制約等による構造特性の分布のばらつきを便宜的に考慮して、Aiモデル各層の剛性および耐力に平均値が1.0、標準偏差が1/30の正規乱数を乗じて得られるモデルのうち、その地震応答解析による損傷の集中が顕著となるものの一例として選んだものをAi''モデルとする(表3)。

### 2.2 粘弾性ダンパーとその力学モデル

粘弾性ダンパー(VED: Visco-Elastic Damper)は既に筆者らとその力学特性のモデル化、振動台実験による制振効果の確認等を報告したものと同じである[1, 2]。図2のように粘弾性体が平行な2枚の鋼板に挟まれており、鋼板の平行移動により粘弾性体にせん断変形が強制されると繰り返し変形に対しては図3のような楕円状の履歴を描く。ダンパーのこのような力学特性は図4のように三要素モデルを用いてモデル化する事ができる。各層に配置するダンパーの適正量については既往の検討[3]の結果を考慮して、Ai分布より求まる設計用せん断力分布に比例するものとした(表2)。

\*1 早稲田大学教授 建築学科、工博(正会員)

\*2 早稲田大学大学院生 建築学科

表1 基準モデル (Aiモデル) の力学特性

Story	$m_i$ [ton.s <sup>2</sup> /cm]	$k_{1i}$	$k_{2i}$ [ton/cm]	$k_{3i}$	$Q_{y1i}$ [ton]	$Q_{y2i}$
10	1.0	1994.0	$k_{17}/4$	$k_{17}/1000$	$Q_{y2}/3$	646.0
9	↑	3252.0	↑	↑	↑	1067.0
8	↑	4393.0	↑	↑	↑	1420.0
7	↑	5278.0	↑	↑	↑	1731.0
6	↑	6118.0	↑	↑	↑	2007.0
5	↑	6863.0	↑	↑	↑	2251.0
4	↑	7517.0	↑	↑	↑	2466.0
3	↑	8082.0	↑	↑	↑	2651.0
2	↑	8560.0	↑	↑	↑	2807.0
1	↑	8964.0	↑	↑	↑	2940.0

表2 3要素モデルの力学特性

Story	$m_d$ [ton.s <sup>2</sup> /cm]	$kd_{1i}$ [ton/cm]	$Cd_{1i}$	$Cd_{2i}$
10	0.001	53.20	19.67	3.187
9	↑	86.88	32.12	5.207
8	↑	115.5	43.70	6.722
7	↑	140.7	52.03	8.435
6	↑	162.7	60.15	9.750
5	↑	183.3	67.57	11.02
4	↑	200.1	73.96	11.99
3	↑	216.3	79.99	12.97
2	↑	227.8	84.21	13.65
1	↑	239.0	88.42	14.33

表3 Ai''モデルの力学特性

Story	$m_i$ [ton.s <sup>2</sup> /cm]	$k_{1i}$	$k_{2i}$ [ton/cm]	$k_{3i}$	$Q_{y1i}$ [ton]	$Q_{y2i}$
10	1.0	1969.0	$k_{17}/4$	$k_{17}/1000$	$Q_{y2}/3$	646.6
9	↑	3354.0	↑	↑	↑	1100.0
8	↑	4435.0	↑	↑	↑	1434.0
7	↑	4810.0	↑	↑	↑	1578.0
6	↑	6918.0	↑	↑	↑	2075.0
5	↑	6921.0	↑	↑	↑	2227.0
4	↑	7745.0	↑	↑	↑	2540.0
3	↑	8462.0	↑	↑	↑	2775.0
2	↑	8775.0	↑	↑	↑	2878.0
1	↑	8579.0	↑	↑	↑	2814.0

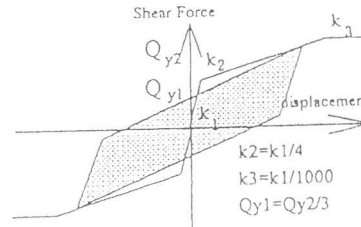


図1 D-tri 形復元力特性

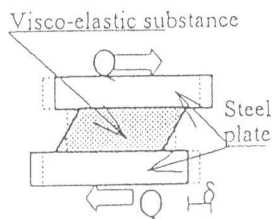


図2 VEDの基本機構



図3 VEDの履歴ループ

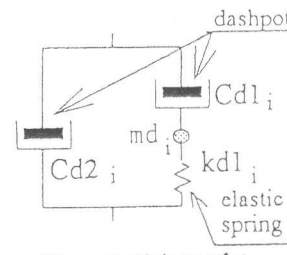


図4 3要素モデル

### 2.3 入力地震動

1995年兵庫県南部地震の際に気象庁神戸海洋気象台において記録された加速度記録の水平成分のうちNS成分の記録40秒間を用いる(図5)。最大加速度は818 cm/s<sup>2</sup>である。

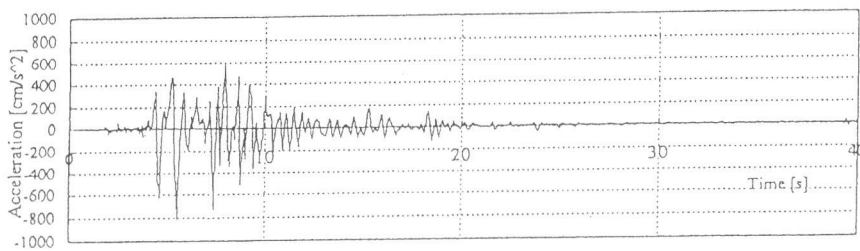


図5 1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録波(NS成分)

### 2.4 解析結果および考察

#### 2.4.1 Aiモデルの弾性応答

図6(a)はダンパー無し、図6(b)は粘弾性ダンパー付きそれぞれのモデルの最大変形の分布である。弾性であるのでいずれの場合にも各層の変形はほぼ均等である。付加した粘弾性ダンパーの量は僅かであり、それを設置したことにより減衰定数はみかけで $\eta_1=3.5\%$ 程度に増加している。

#### 2.4.2 Aiモデルの弾塑性応答

図7(a)はAiモデルのダンパー無し弾塑性応答の各層最大変形の分布である。1層および7~9層に変形が集中している。これに対して、粘弾性ダンパーを設置したモデルでは図7(b)のように1方向への偏りが僅かに認められるものの各層の変形はほぼ一様化されている。

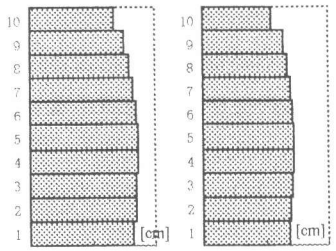


図6 弾性 Ai モデルの層間変形

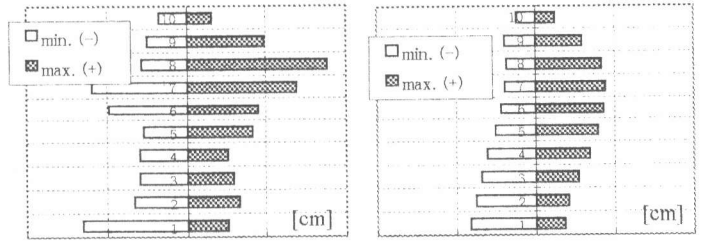


図7 弾塑性 Ai モデルの層間変形

### 2.4.3 Ai'モデルの弾塑性応答

図8は耐力・剛性を増加させた Ai'モデルの弾塑性応答である。Ds の値を大きくしても図7(a)に比べて、7~9層の最大変形は減少するものの、1層では却って変形が大きくなり損傷の一樣化も達成されない。つまり、この程度に耐力・剛性をアップしても、最大級の地震の作用に対して損傷集中により建築物が崩壊する危険性を減らすことは出来ないと言わざるを得ないことになる。

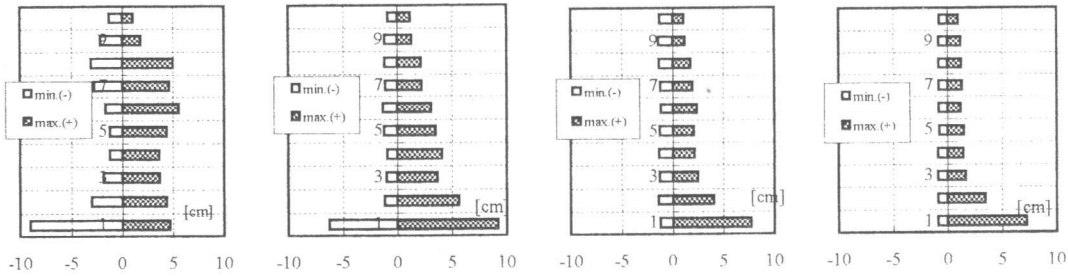


図8 通常の補強モデル(Ai'モデル)の層間変形応答

### 2.4.4 Ai''モデルの弾塑性応答

図9(a)は Ai''モデルのダンパー無しの弾塑性応答である。同モデルは1層と7層の剛性・耐力が Aiモデルより低いため、それらの層に変形が極端に集中しており7層での崩壊は必至である。しかし、このように極端な損傷集中が予測される建築物であっても、Aiモデルに設置したものと全く同じ量の粘弾性ダンパーを設置することにより図10(b)のように特定層への変形集中が良く抑制されるので、建築物の崩壊を免れる可能性は高いであろう。

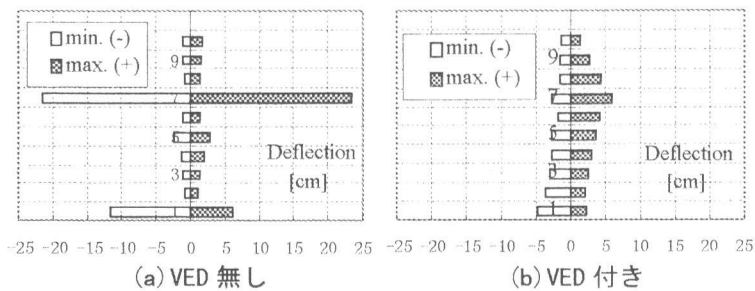


図9 Ai''モデルの層間変形

### 2.4.5 せん断力分布

図10(a)~(d)は Aiモデル、Ai'モデル(Ds=0.4)、ダンパー付き Aiモデル、ダンパー付き Ai''モデルそれぞれの地震応答による各層せん断力の分布を比較したものである。Ai'モデル(Ds=0.4)、ダンパー付き

Aiモデル、さらにダンパー付きAi'モデルの3モデルでは補強によりほぼ同等にせん断力応答が増加しており、周辺骨組が負担する応力への影響はほぼ同程度と言える。しかるに、上記の図7(b)、8(a)、9(b)で比較される通りに応答の低減効果には大きな違いがあり、粘弾性ダンパーを適用することによる耐震安全性改善の効率が通常の耐震補強よりも良いと認める事が出来る。Ai'モデルの地震応答による各層のせん断力分布に関して、白い部分は骨組の分担であり当然ばらつきがあるが、骨組の耐力の低い層では網掛けを施してある粘弾性ダンパーの抵抗力がそれを良く補っており、トータルではダンパー付きAiモデルとほぼ等しい滑らかな分布となっている。

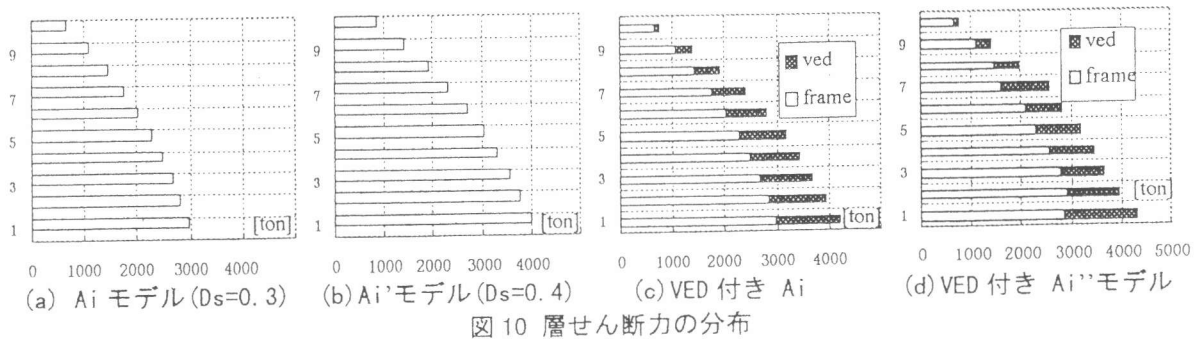


図10 層せん断力の分布

### 3. 平面架構モデルによる解析

#### 3.1 基準モデル

解析に用いたモデルの基準は文献[4]の中でUビルとして試設計された建物の長手方向の純ラーメン構面のみを取り出したものである。当設計例では耐震壁も併用しているのでラーメンのみではやや耐力不足（一層の $D_s$ 値は0.3弱程度）になるのでここではXブレースで補強する場合と、粘弾性ダンパーで補強する場合とに分けて、主に柱軸力に着目して比較する。取り出した純ラーメンの立面を図11に示す。解析はDRAIN2DX[5]によった。静的に水平力を加えた場合の弾性変形から各層の水平剛性を評価すると表4となる。同表には各層の質量も示してある。この質量は文献[4]とは独立に決めた値であり、せん断モデルとして求めた純ラーメンの1次固有周期は0.81秒である。柱梁部材は図12のように層分割しているがそれぞれの要素の応力度一ひずみ関係は図13(a)、(b)に示すとおりとした。Ai分布に従って静的水平力を加えた場合に発生するヒンジの位置を図11に●印で示してある。

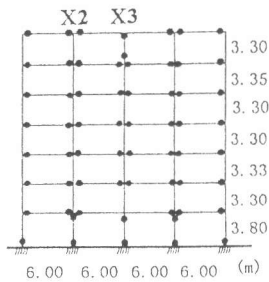


図11 RC平面ラーメン(● 塑性ヒンジ)    図12 RC部材断面の分割

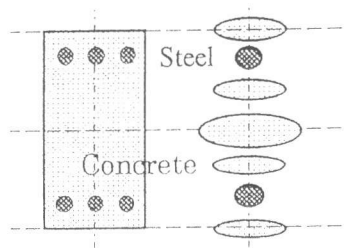
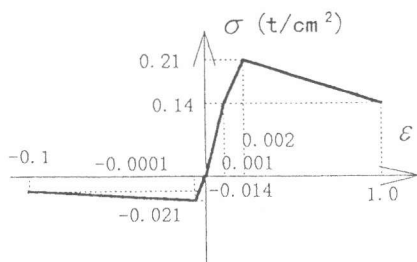
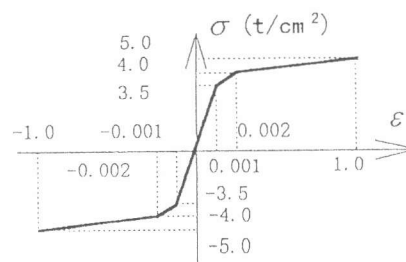


表4 せん断モデルの  
力学特性

Story	$K_i$ [t/cm]	$m_i$ [L S <sup>2</sup> /cm]
7	134.0	0.1612
6	131.0	0.1020
5	179.0	0.1083
4	187.0	0.1102
3	201.0	0.1102
2	217.0	0.1176
1	130.0	0.1523



(a) コンクリート ( $F_c=210 \text{ kg/cm}^2$ )



(b) 鉄筋 (SD345)

図13 コンクリートおよび鉄筋の応力度一ひずみ関係

### 3.2 補強モデル

#### 3.2.1 耐震ブレースによる補強モデル

ここでは図 14 のように X 字状に鋼管（全層とも□-350×16）をブレースとして設置する。鋼材は SS400 として復元力特性は図 15 とする。また、X2、X3 通りの 1 階の柱下には図 16 の復元力特性を有する境界バネを設けてある。本モデルの弾性一次固有周期は約 0.51 秒、一層の  $D_5$  値は 0.7 程度となる。

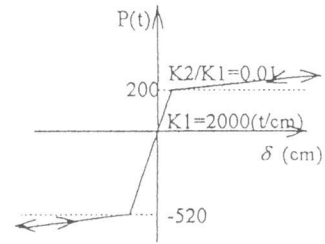
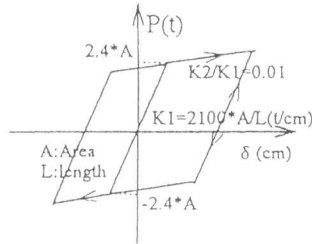
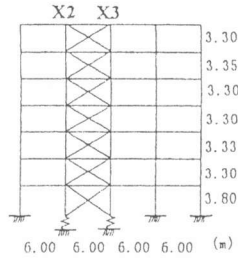


図 14 X ブレース付き RC ラーメン 図 15 ブレース材の復元力特性 図 16 基礎の鉛直ばね

#### 3.2.2 粘弾性ダンパーによる補強モデル

ここでは図 17 のように片ブレースとしてダンパーを設置した例を示す。他に K ブレース、X ブレースとした場合にも結果は大差ないことを確認してある。別の検討[3]によればダンパー取り付け用の装置の水平剛性が設置する階の総水平剛性の 3~5 倍あればその剛性の影響を無視できることを確認してあり、本解析での取り付け部材はその条件を満たしている。粘弾性ダンパーはせん断モデルによる解析と同じく 3 要素モデルを用いるが、各要素の容量は表 5 のように決めた。なお、表中の  $A/d$  の値はダンパー材のせん断面積と厚さの比である。本解析で想定している粘弾性体は最大ひずみ 200~250%まではほぼ線形の安定した性質を保持する事が出来ることを確認してある。

### 3.3 解析結果および考察

#### 3.3.1 層間変形について

入力地震動は全て 1995 年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台における加速度記録の NS 成分である (図 5)。図 18 は弾性せん断モデルにより剛性比例型粘性減衰定数( $h_1$ )を変化させて解析した結果である。図 19 は平面架構モデル ( $h_1=0.0$ )に VED を設置してその容量を表 5 のように変化させて弾性応答計算した結果である。 $A/d=8000$  がほぼ  $h_1=10\%$  に相当する量であることが分かる。この時の一次固有周期はダンパーの等価剛性によりやや短くなり約 0.76 秒となる。図 20 に (a) ラーメンのみの場合、(b) ブレースによる補強をした場合、(c) 粘弾性ダンパーによる補強をした場合のそれぞれの弾塑性応答による層間変形を示す。この時の架構のみの減衰は剛性比例型で  $h_1=2\%$  とする。無補強では変形が 1 層に集中するが、ブレース補強によって各層の変形がほぼ均等化される。これに対して、粘弾性ダンパー補強によっても 1 層への変形集中が良く抑えられ、各層変形の分布は図 18、19 の弾性応答による変形分布にほぼ等しいものとなる傾向があり、上層ではブレース補強の場合よりも変形が小さくなる。

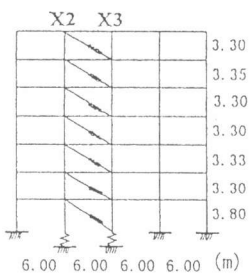


図 17 VED 付き平面 ラーメン (—: VED)

表 5 各層 VED の 力学特性 (\*A/d)

Story	K [t/cm]	$C_1$ [t s/cm]	$C_2$ [t s/cm]
7	0.0014	0.0011	0.00017
6	0.0020	0.0016	0.00025
5	0.0026	0.0020	0.00031
4	0.0030	0.0024	0.00037
3	0.0034	0.0027	0.00042
2	0.0038	0.0030	0.00049
1	0.0042	0.0033	0.00051

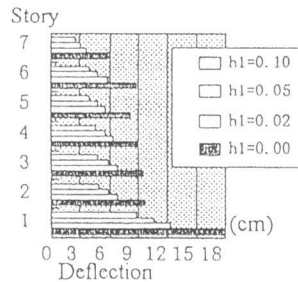


図 18 せん断モデルの弾性層間変形

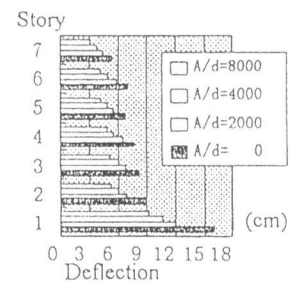


図 19 平面フレームモデルの弾性層間変形

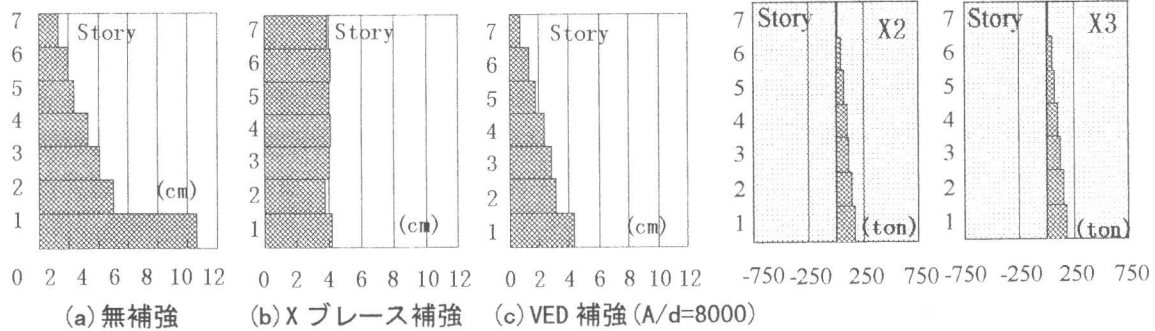


図 20 平面フレームモデルの弾塑性層間変形

図 21 長期荷重のみによる柱軸力

### 3.3.2 柱軸力について

図 21 は長期荷重のみが作用する場合の X2、X3 通りの柱軸力、図 22(a)~(c)はラーメンのみの場合、ブレースによる補強をした場合、粘弾性ダンパーによる補強をした場合のそれぞれの地震応答による最大柱軸力である。ブレースによる補強では長期軸力の 4~5 倍の圧縮力と、さらにかなり大きな引き抜き力も発生する。これに対して粘弾性ダンパーによる補強では X ブレース補強の場合と比べて大幅に圧縮、引張力の増加を抑えることが出来る。なお 1 層の最大層せん断力は、無補強、ブレース補強、ダンパー補強それぞれの場合に 414t、667t、490t となる。

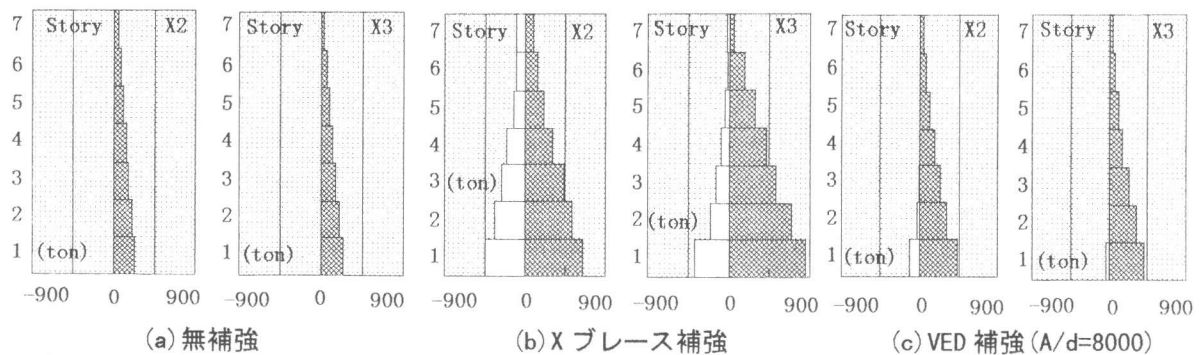


図 22 鉛直力と地震力とが同時に作用する場合の柱軸力

## 4 結び

せん断モデルによる解析では、粘弾性ダンパーを利用する耐震補強法が、既存骨組みの応力負担を過大にすることなく変形を抑え、各層への損傷の分布を一様化するのに有効であることが判明した。このことは、粘弾性ダンパーが変形、速度の大きさに比例して履歴減衰を伴う抵抗力を増す性質があるためであり、粘弾性ダンパーによる耐震補強は、実構造物の力学特性の分布の不確定性に起因する弱点を補うという優れた特性があることになる。なお、単に変形に比例して抵抗力を増す弾性バネを設置するのでは減衰効果が無いため、このような効果を期待する事はできないのは言うまでもない。平面架構モデルによる解析でも変形を抑制する効果が確認されると同時に、応答せん断力の増加が抑えられることにより柱軸力、さらに基礎・杭の軸力増加も抑えられることも明らかになった。以上より既存不適格建築物の耐震安全性改善手法として粘弾性体ダンパーが積極的に活用されることを望む次第である。

参考文献：[1] 曾田・吉田、「粘弾性ダンパーの力学性状に関する実験的研究」、建築学会大会梗概集、1993.9 [2] 曾田・山岸ほか、「粘弾性ダンパーを設置した制振構造モデルの振動台実験」、日本地震工学シンポジウム、1994.12 [3] 江森・曾田ほか、「粘弾性ダンパーの効果的な設置法に関する研究」、建築学会大会梗概集、1995.8 [4] 梅村 魁編著、「鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編)」、技報堂 [5] DRAIN-2DX, DRAIN-3DX and DRAIN-BUILDING:Base Program Design Documentation, Department of Civil Engineering, UCB, 1993