

## 構造物内部に設置された完全弾塑性型履歴減衰装置の性能評価

THE PERFORMANCE EVALUATION OF  
ELASTOPLASTIC DAMPERS INSTALLED IN A BUILDING STRUCTURE

西村 功 \*

Isao NISHIMURA

This paper discusses a vibration control performance of inelastic damping devices installed in a building structure under a large earthquake. It is commonly believed that the plastic deformation due to material yielding has large energy dissipation capacity as well as large damping effect on the system response just like linear viscous dampers. This paper proposes a mathematical model that depends on the feedback control theory and modern control approach to verify the damping augmentation instead of an ordinary model commonly used in the civil engineering. The author discovered that we could expect as much damping augmentation from inelastic dampers as from ordinary linear viscous dampers, but the damping effect itself is far less than we expected from a classical dynamic model. Further discussion is definitely necessary until we make a reasonable engineering decision as to which model is better to describe the real dynamics of the structure.

**Keywords:** *Passive vibration control, Feedback Control, Earthquake Response, Damping, Nonlinear response vibration*

バッシブ制御、フィードバック制御、地震応答、減衰、非線形応答

## 1 序 論

本論文は建築構造物など一般的な構造物を対象として、その構造内部に設置された完全弾塑性型履歴特性を有する減衰装置について、その減衰効果を客観的に評価する方法について考察したものである。

制震構造の考え方が小堀鐸二によって提唱された後<sup>1)</sup>、能動型の振動制御装置と受動型の減衰装置と呼ばれる2種類の振動低減手法が、様々な角度から研究され実用化されてきた<sup>2)、3)、4)、5)</sup>。当初、能動型振動制御装置と受動型減衰装置は全く異なる研究対象として扱われてきた。特に、受動型減衰装置は耐震構造の延長線上で考えられてきたので、簡便な装置で大きな振動低減効果が得られると信じられ盛んに用いられた。例えば、油圧式の減衰装置などは、1990年代の初頭には高減衰装置と一般的に呼ばれており<sup>5)</sup>、大型の建築構造物にも数多く設置された。ところが、竣工後の振動実験による検証では事前の解析検討で期待されたほどの減衰効果が観測されることは少なかった。特に、対象とする建築構造物が巨大になればなるほど予測解析と実測結果が遊離し、観測される減衰効果は極めて少ないことが次第に知られるようになってきた<sup>7) 8) 9)</sup>。

このような状況に対し、著者は能動型振動制御系の理論展開を建築構造計画に応用し、線形の受動型減衰装置を単なる構造部材としてではなく、入力装置としてフィードバックを受け持つ駆動装置として解析モデルを構築する方法を示した<sup>12)</sup>。このモデル化によれば減衰装置と建物構造物間の相互作用を考慮することが可能で、構造系と減衰装置の動特性を個別に評価した上で全体系の振動解析モデルを客観的に構築することができる。

この解析検討の結果、大型の構造物に小型の減衰装置を設置することで得られる減衰効果は限定的である可能性が明らかとなり、実測による付加減衰効果が何故少なかったのか説明できるようになった。少なくとも線形減衰装置の性能に関する限り、解析モデルを作成する際の前提条件が微妙に異なると、その評価に大きな影響の生じることが明らかとなった。もしも、非線形の弾塑性減衰装置についても同様の議論が成り立つとするならば、現在、超高層建物に多用されている座屈拘束型ブレース構造等の性能評価<sup>14)</sup>や、各種の弾塑性減衰装置<sup>10) 11)</sup>にも再考の余地が生じる。

そこで、本論文ではフィードバックを考慮した振動解析モデルを用いて弾塑性減衰装置を数値解析し、その性能評価を試みる。まず、フィードバックを考慮した解析モデルによる弾塑性減衰装置と線形減衰装置の比較を行い、両者は同等の性能が発揮できることを定量的に示す。次に、伝統的な建築構造学で多用されてきた動力学モデルを用いて、弾塑性減衰装置の応答低減効果について考察する。伝統的解析モデルを用いたときの地震応答解析結果と、フィードバック解析モデルによる地震応答解析結果を比較し、両者の解析結果を比較検討する。以上が本論文の要旨である。

受動型制震構造の設計理論については、既に確立したものという認識が一般的であるが<sup>15)</sup>、解析モデルの作成方法に違いがあると、応答解析結果にも大きな違いが生じる。制震構造部材を有する建物の減衰性能を正しく評価するには、地震観測などの客観的なデータを蓄積し、解析モデルの妥当性や前提条件を丹念に検証していくことが、今後に残された重要な課題である。

## 2 弾塑性部材を含む骨組みのフィードバック制御解析モデル

本節では、文献12の方法に基づき、具体的な骨組みモデルを用いて、入出力関係が非線形である部材を建物構造に設置したときの、振動解析モデルの構成方法について述べる。まず、図1には装置設置前の骨組みモデルを示し、システムAと定義する。各階の水平変位を  $x_i (i=1,2,3,4)$  とし、減衰装置の変形を  $y_i (i=1,2,3)$  とする。各階に作用する水平力を  $f_i (i=1,2,3,4)$  とし、減衰装置からの制御力を  $u_i (i=1,2,3)$  とする。外力それぞれに単位荷重を作用させながら、順次骨組みの変位と制御装置の変位を計算し、内力である制御力  $u$  も同様に処理すると図1に示す各階の変位が計算できる。最後に、柔性マトリクスが式(1)で与えられる。ここでは、 $x$ 、 $f$ 、 $y$  と  $u$  はベクトル量である。

$$\begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_F & D_{FU} \\ D_{UF} & D_U \end{bmatrix} \begin{bmatrix} f \\ u \end{bmatrix} \quad (1)$$

式(1)の逆行列を求めることにより、剛性マトリクスが得られる。勿論、各階の変位を拘束することによって剛性マトリクスを先に求めて同様の結果が得られる。

$$\begin{bmatrix} f \\ u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_X & -K_{XY} \\ -K_{YX} & K_Y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix} \quad (2)$$

以上の結果から、次の連立方程式が得られる。

$$\begin{cases} f = Kx + Hu \\ y = Tx + Lu \end{cases} \quad (3)$$

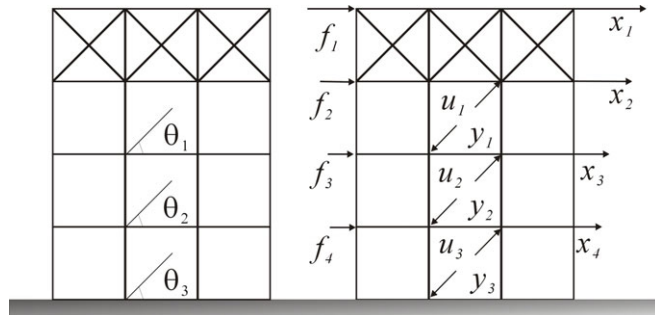
ここで、

$$\begin{aligned} K &= D_F^{-1} & H &= -D_F^{-1} D_{FU} \\ T &= K_Y^{-1} K_{YX} & L &= K_Y^{-1} \end{aligned} \quad (4)$$

従って、減衰装置が設置される前の構造系に地震外乱が作用すると、運動方程式は下式で与えられる。

$$M\ddot{x} + Kx + Hu = -M\{1\}\ddot{x}_G \quad (5)$$

ここで、 $M$  は質量マトリクスである。式(4)を参照して、式(5)を書き換えると次式を得る。



システムA (1次角振動数  $\omega_0$ ) 入出力の相互関係

図1 装置接続前の構造系と装置設置位置における入出力関係

$$\begin{cases} \dot{z} = Az + Bu + Df \\ y = Cz + Lu \end{cases} \quad (6)$$

$$y = Cz + Lu \quad (7)$$

ここで、次の置換を行った。

$$z = \begin{bmatrix} x \\ \dot{x} \end{bmatrix} \quad \dot{z} = \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \ddot{x} \end{bmatrix} \quad f = \ddot{x}_G \quad (8)$$

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & 0 \end{bmatrix} \quad B = \begin{bmatrix} 0 \\ -M^{-1}H \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$C = [T \ 0] \quad D = \begin{bmatrix} 0 \\ -\{1\} \end{bmatrix} \quad (10)$$

以上の構造系ダイナミクスをブロックダイアグラムで示すと図2を得る。これがここで定義したシステムAの動特性を表している。

次に、弾塑性減衰装置 ( $i=1$ ) の荷重-変形曲線を図3に模式的に示す。このとき、弾塑性減衰装置を駆動装置と考えたときの入出力関係は次式で与えられる。装置をシステムA側から見ると制御力は反力となっているので、ネガティブフィードバックとなる。

$$u_1 = -k_{n,1}y_1 - b_{n,1} \quad (11)$$

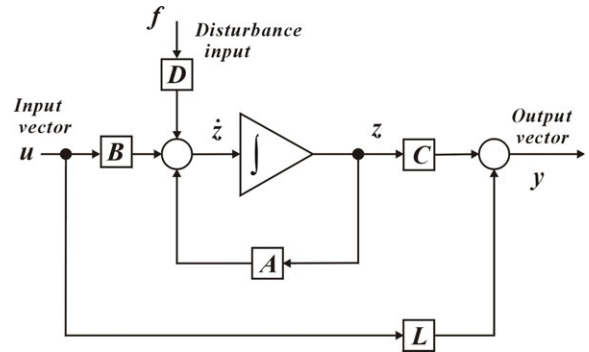


図2 システムAのブロックダイアグラム

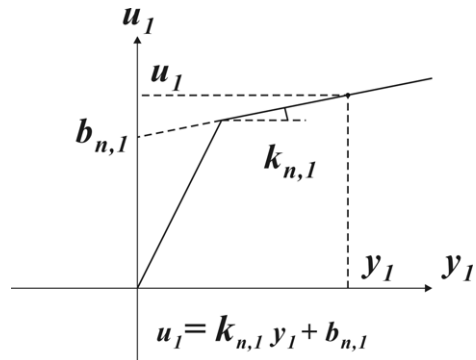


図3 弾塑性減衰装置の入出力特性

従って、3 台分の弾塑性減衰装置の入出力関係は次式で表される。

$$\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} k_{n,1} & 0 & 0 \\ 0 & k_{n,2} & 0 \\ 0 & 0 & k_{n,3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} b_{n,1} \\ b_{n,2} \\ b_{n,3} \end{bmatrix} \quad (12)$$

ここで、次の置き換えをすると式(12)は、式(14)となる。

$$K_N = \begin{bmatrix} k_{n,1} & 0 & 0 \\ 0 & k_{n,2} & 0 \\ 0 & 0 & k_{n,3} \end{bmatrix} \quad b_N = \begin{bmatrix} b_{n,1} \\ b_{n,2} \\ b_{n,3} \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$u = -K_N y - b_N \quad (14)$$

これらの関係を、元の構造系（システム A）にフィードバック系として組み込めば、全体のシステムを構築することができる。具体的には、式(14)を式(6)と(7)に代入すると、次式を得る。

$$\dot{z} = \left[ A - B(I + K_N L)^{-1} K_N C \right] z - B b_N + D f \quad (15)$$

時刻歴応答解析を行う際には、判定条件により式(15)の内容は時々刻々変化することになる。以後、式(15)のモデルをフィードバック解析モデルと呼ぶ。

### 3 弾塑性部材を含む骨組みの古典的解析モデル

弾塑性減衰装置からの反力を直接制御力としてモデルを構築することは、既往研究でも普通に行われてきた。その際、式(5)における質量マトリクス  $M$  と剛性マトリクス  $K$  に特段の変化は無い。しかし、 $H$  マトリクスを算定する際には、変形の影響を無視して次式で与えることが多い。

$$H = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ -\cos \theta_1 & 0 & 0 \\ \cos \theta_1 & -\cos \theta_2 & 0 \\ 0 & \cos \theta_2 & -\cos \theta_3 \end{bmatrix} \quad (16)$$

変形  $x$  が微小であれば式(16)は式(4)と等しくなるので、次式と等しい。

$$H = -D_F^{-1} D_{FD} \quad (17)$$

さらに、伝統的な建築工学の地震応答解析では、ブレースの変形は層間の変形から直接計算できると仮定しているため、式(18)で与えることが普通である。通常、マトリクス  $T$  はブレースに生じる反力の影響を考慮することなく、ブレースの取り付け角度のみを考えて決定することが多い。このとき、 $T$  は式(19)で与えられる。

$$y = T x \quad (18)$$

$$T = \begin{bmatrix} 0 & \cos \theta_1 & -\cos \theta_1 & 0 \\ 0 & 0 & \cos \theta_2 & -\cos \theta_2 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \theta_3 \end{bmatrix} \quad (19)$$

一般的には、減衰装置からの反力が微小であれば、マトリクス  $T$  は式(20)と等しい。

$$T = K_Y^{-1} K_{YX} \quad (20)$$

さらに、弾塑性減衰装置の復元力特性は式(14)で与えられるので、減衰装置の特性には、フィードバックを考慮したモデルと既往研究で多用される解析モデルとの違いは無い。以上の結果を式(5)に代入し、反力を直接制御力として元の構造系（システム A）に組み込むと、あたかもフィードバック系と同じように、状態空間でのモデルを作ることができる。結果は次式となる。

$$\dot{z} = \left[ A - B K_N C \right] z - B b_N + D f \quad (21)$$

以後、式(21)のモデルを古典的解析モデルと呼ぶ。フィードバック解析モデルと古典的モデルとの違いは、式(15)と式(21)の違いに集約される。マトリクス  $L$  を考慮することがフィードバック解析モデルの本質である。では、この違いは、解析結果にどの程度の違いを生じるのであろうか。次節では、この点を考察する。

### 4 弾塑性減衰装置による付加減衰率の上界値

もしも、弾塑性減衰装置が弾性限界に留まったとすると、フィードバック系はどのように表現できるのであろうか。このとき、制御力は次式で表現でき、式(6)と(7)に代入すると、装置接続剛性を求めることができる。ただし、装置の内部剛性  $K_N$  の要素は、各弾塑性減衰装置の初期剛性とする。

$$u = -K_N y \quad (22)$$

このとき、装置接続剛性  $K_D$  は式(24)で与えられ、全体系のブロックダイアグラムを示せば図4となり、これをシステムBと定義する。システムBの動特性は、式(23)、(24)で表せる<sup>12)</sup>。

$$\begin{cases} M \ddot{x} + (K + K_D) x = -M \{1\} \ddot{x}_G & (23) \\ K_D = K D_{FU} [I + K_Y K_N^{-1}]^{-1} K_{YX} & (24) \end{cases}$$

$K_D$  の物理的な意味は式(23)を見れば明らかのように、減衰装置の内部剛性  $K_N$  で接続したときの建物全体剛性の増大と考えられる。一方、古典的解析モデルで考えると、次式を得る。

$$\begin{cases} M \ddot{x} + (K + K_D) x = -M \{1\} \ddot{x}_G & (25) \\ K_D = H K_N T & (26) \end{cases}$$

式(24)と式(26)の違いが、フィードバック解析モデルと古典的解析モデルの違いを示している。式(24)では、ブレースの軸剛性

$K_N$  を無限に大きくしても、建物剛性の増大  $K_D$  には上界値が存在することがわかる。

一方、式(26)では  $K_N$  を増大させると、 $K_D$  は比例的に増大する。しかし、常識的に考えれば、局所的な剛性を幾ら増大させたとしても、建物全体の剛性を際限なく増大させることはできないはずである。フィードバックを考慮したモデルではこの点を明確に表現できるのに対し、古典的解析モデルでは局所的な剛性と全体的な剛性の違いを区別することが不可能である。

ところで、線形減衰装置の場合には、装置接続剛性と期待できる減衰率の間には対応関係があり、それは式(27)で与えられる<sup>12)</sup>。

$$\eta_{eq} = \frac{\beta}{2 + \beta} \sqrt{\frac{1}{2(2 + \beta)}} \quad (27)$$

ここで、

$$\beta = \frac{\omega_\infty^2 - \omega_o^2}{\omega_o^2} \quad (28)$$

$\omega_o$  : システム A の 1 次角振動数

$\omega_\infty$  : システム B の 1 次角振動数

この結果は、線形の減衰装置については様々な地震動に対する応答スペクトルの一致や多自由度系の振動解析結果によって、既に明らかとなっている<sup>12)13)</sup>。また、変位応答の最大値を最小にする意味で、最適な減衰係数が設定されたときには、全体系の 1 次角振動数は、ほぼ式(29)で評価できる。

$$\omega_{eq} = \sqrt{\frac{\omega_o^2 + \omega_\infty^2}{2}} \quad (29)$$

もしも、地震外乱の大小に応じて降伏耐力の最適値が存在するならば、そのときの等価な固有角振動数は式(29)の近傍に存在することが予想される。また、最適な降伏耐力を減衰係数と同じ意味で定義すれば、その値はパラメータスタディによって見つけ出すことは容易であり、かつ、具体的な地震外乱によって様々に変化することも簡単に予想できる。従って、最適な降伏耐力を求めることを、これ以上議論する必要は認められない。ただし、線形の減衰装

置の場合には、最適な減衰係数が常に存在し、付加減衰率は確実に実現することができたが、式(27)と等価な減衰率を実現できる最適降伏耐力が常に存在するかどうかは、まだ明らかではない。この点については、次節で数値解析的に検証する。

$$M\ddot{x} + (K + K_D)x = 0 \quad (30)$$

次節では、弾塑性減衰装置の場合でも、式(30)による実固有値解析を行い、装置の初期剛性  $k_n$  (内部剛性) で緊結した状態における 1 次角振動数  $\omega_\infty$  を求め、その後、式(28)によって 1 次モードに対する建物剛性の増大率  $\beta$ 、式(27)によって 1 次モードに対する減衰率  $\eta_{eq}$  を、それぞれ評価する。次に、降伏耐力をパラメータとした地震応答解析を行い、Maxwell 型線形減衰装置を持つ同じ全体系の地震応答解析結果と比較することで最適降伏耐力の存在を確認する。

振り返って、フィードバック解析モデルの装置接続剛性  $K_D$  と、古典的解析モデルの装置接続剛性  $K_D$  の違いを考えてみると、両者の違いが減衰性能の違いに大きく影響していることが分かる。古典的モデルでは内部剛性  $K_N$  を増大させると式(28)で与えられる  $\beta$  の値を大きく増大させることが可能であるのに対し、フィードバック解析モデルでは、式(28)の値は内部剛性をどれほど増大させても上界値が存在する。この結果、古典的解析モデルでは、式(27)から算定される減衰率を、初期剛性に依って増大させることが可能であるのに対し、フィードバック解析モデルでは減衰効果に一定の限界が存在する。

式(27)と式(28)を用いた減衰性能の評価手法は、文献 12, 13 に示されているように Maxwell モデルを基本としたものである。従って、たとえブレース剛性を考慮した Maxwell モデルを用いた弾塑性減衰装置の解析モデルであったとしても、フィードバックを考慮しない解析モデルの場合には、極めて大きな減衰性能を達成できるのである。つまり、弾塑性減衰装置周辺の接続剛性を Maxwell モデルでモデル化し、反力を制御力で置換しただけでは、減衰装置の性能を過大評価することになる。古典的解析モデルとフィードバック解析モデルの本質的な違いは、システム B (図 4) におけるマトリクス  $L$  を考慮したか否かに依存している。

## 5 数値解析による検討(フィードバック解析モデルの場合)

### 5.1 10 層 3スパン平面フレームによる例題 1

高さ 40m、3 スパンの鋼構造柱梁骨組み (図 5) の中央部分のスパンに同一のブレースを介して、減衰装置 10 台を設置するものと仮定し、減衰効果を検討した。柱梁の断面性能を図 5 に併記した。剛性と柔性マトリクスは式(1)、(2)から算定することができる。各階の重量を 100ton と仮定し、前節の方法により固有値解析を行う。完全弾塑性型の減衰装置はブレースの交点と各階スラブの間に配置する。

線形の減衰装置の場合には、装置内部剛性 (オイルダンパなどの軸剛性) の値が減衰付与効果に与える影響を考慮し、フィードバック解析モデルを用いてその影響を評価することができる。弾塑性減衰装置の場合にも、装置の初期剛性が性能に与える影響を考慮しなければならない。特に、弾塑性減衰装置は線形の減衰装置と異なり塑性化の進展により反力が低下するため性能が劣化するのではないかと危惧されるので線形減衰装置以上にこの点の考察が重要となる。

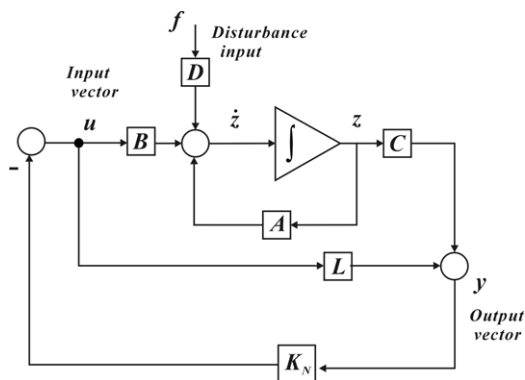


図 4 システム B (弾塑性減衰装置の初期剛性で緊結した系)

式(23), (24)に式(13)を代入し、第1層から第10層の弾塑性減衰装置の初期剛性  $k_{n,1}$  から  $k_{n,10}$  に同じ値を設定し、1次固有振動数の変化を調べたものが図6である。初期剛性  $k_n$  が1000KN/mmを超えるとシステムBの1次固有振動数  $\omega_\infty$  は殆ど変化しないことが分かる(図6参照)。この結果からは、ある程度の剛性があれば塑性化の有無に関わらず、エネルギー吸収性能に大きな違いは生じないことが分かる。従って、弾塑性減衰装置に必要な初期剛性は500KN/mm程度であれば(この例題の場合には)、弾塑性減衰装置の塑性化に伴う反力の減少は少なく、性能劣化は生じないことが推定できる。

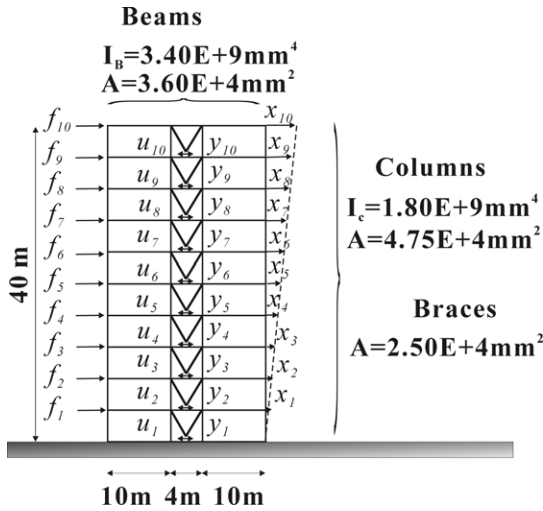


図5 10層建築構造物の力学モデル

以上の考察に基づき、弾塑性減衰装置の初期剛性  $k_{n,1} \sim k_{n,10}$  を500KN/mmとした完全弾塑性型履歴特性を有する減衰装置の降伏耐力をパラメータとした地震応答解析を行うこととする。また、比較のために内部剛性を同じく500KN/mmとしたMaxwell型線形減衰装置についての最適値を求める。減衰装置の減衰係数(図6参照)  $c_d$  がゼロの場合の振動数  $\omega_o$  (システムA)ならびに、 $c_d$  が  $\infty$  の場合の角振動数  $\omega_\infty$  (システムB)はそれぞれ、下式となる。

$$\omega_o = 4.71rad/sec \quad \omega_\infty = 5.68rad/sec \quad (31)$$

式(29)から最適減衰係数を設定したときの全体系の1次角振動数  $\omega_{eq}$  が求まる。

$$\omega_{eq} = 5.22rad/sec \quad (32)$$

従って、最適等価ばね定数  $k_{opt}$  は図6を参照して、次の値となる。文献10を参照して、Maxwell型減衰装置の最適減衰係数  $c_{opt}$  は、式(34)で与えられる。

$$k_{opt} = 55.0KN/mm \quad (33)$$

$$c_{opt} = \frac{2k_{opt}}{\omega_o} \quad (34)$$

最終的に最適減衰係数  $c_{opt}$  は23.4 KN sec/mmとなる。このとき付加減衰率  $\eta_{eq}$  は式(27)より8.4%となる。もしも、全体系の変位応答を、最適に調整されたMaxwell型線形減衰装置を持つ全体形の変位応答と同じレベルまで低減することができれば、完全弾塑性型の減衰装置の性能限界は、線形減衰措置の性能限界を以て定義することが可能となる。図7には両モデルの関係を模式的に示した。

地震応答解析では、El Centro(NS)地震波を原波入力した。図8~10には、完全弾塑性型減衰装置の降伏耐力を変化させたときの最上層における変位応答の時刻歴を示した。図11~13には、Maxwell型減衰装置の減衰係数を変化させたときの最上層における変位応答の時刻歴を示した。両者はほぼ対応しており、減衰係数が小さくなることと小さい降伏耐力を持つことは等価である。また、減衰係数が大きくなることと大きい降伏耐力を持つことも等価である。地震外乱が一度決定すれば、それに応じた最適降伏耐力が存在し、そのときの建物全体系の変位応答は、最適減衰係数を有するMaxwell型減衰装置とほぼ等価である。

以上のように、完全弾塑性型減衰装置によって建物に付与できる減衰率の上界値は、初期剛性と等しい内部剛性を有する線形減衰装置の最適解で限界付けることができる。また、最適な降伏耐力は地震の規模に応じて決まるので、初期剛性とは独立して決定できる。このことは、Maxwell型線形減衰装置の最適減衰係数が、必要な内部剛性とは独立して決定できることと事情が似通っている。

また、図14~15には各々の解析ケースに応じた、地震継続時間中における全体系への地震エネルギーの総入力量を時刻歴で示した。縦軸は、入力エネルギーEを全重量Wで除して、単位重量当たりの仕事量を距離の単位で表した。完全弾塑性型履歴減衰装置を持つシステムの場合、最適降伏耐力が設定されたからといって、総入力エネ

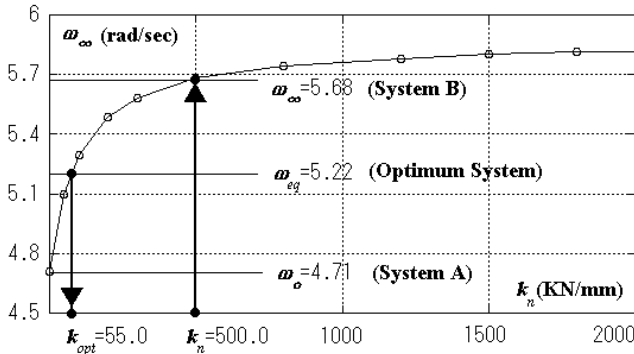


図6 減衰装置内部剛性  $k_n$  の変化と1次固有角振動数の変化

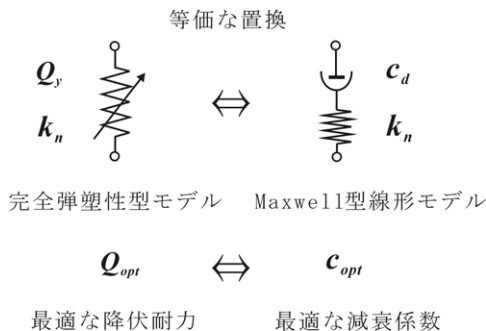


図7 完全弾塑性型減衰装置と等価なMaxwell型減衰装置

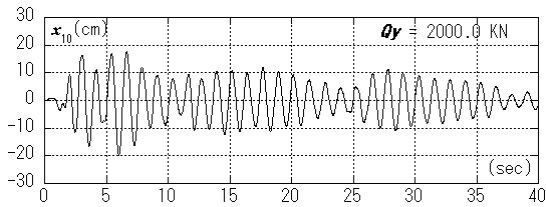


図 8 CASE1:降伏耐力 2000kN、初期剛性 500kN/mm

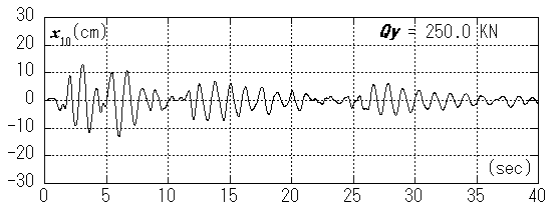


図 9 CASE2:降伏耐力 250kN、初期剛性 500kN/mm

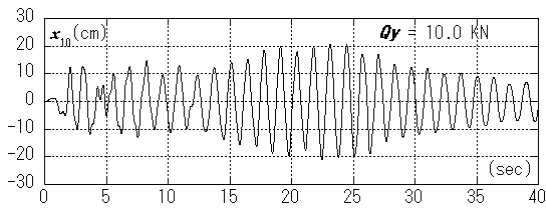


図 10 CASE3:降伏耐力 10kN、初期剛性 500kN/mm  
完全弾塑性型履歴減衰装置の建物最上層変位応答 ( $x_{10}$ )

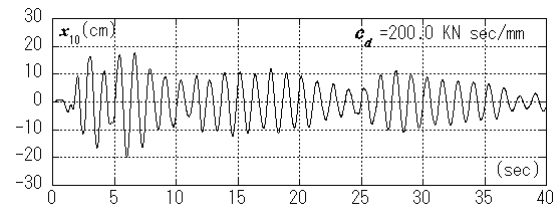


図 11 CASE4:減衰係数 200 kN s/mm、内部剛性 500kN/mm

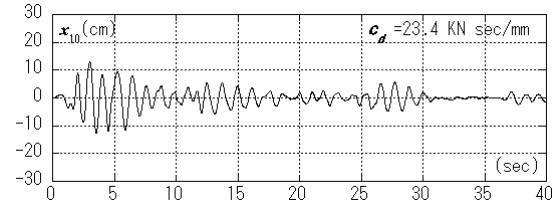


図 12 CASE5:減衰係数 23.4 kN s/mm、内部剛性 500kN/mm

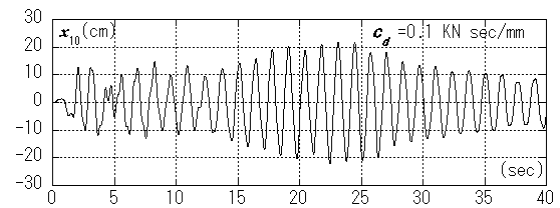


図 13 CASE6:減衰係数 0.10 kN s/mm、内部剛性 500kN/mm  
等価な Maxwell 型線形減衰装置の建物最上層変位応答 ( $x_{10}$ )

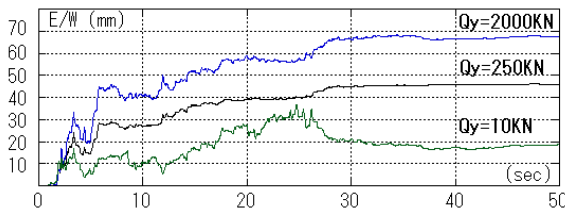


図 14 完全弾塑性減衰装置の場合 (Case1~3)

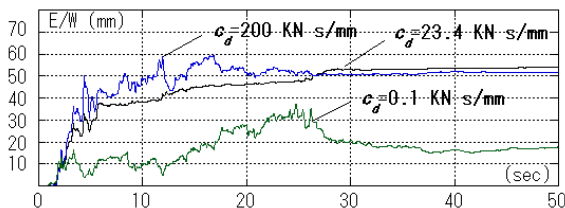


図 15 Maxwell 型線形減衰装置の場合 (Case4~6)  
全体系への総入力エネルギー応答の比較

ルギーが減少するわけではないことが理解できる。同じように、線形減衰装置の場合にも全体系への地震による総エネルギー入力を時刻歴解析した値を示した。これらの解析結果からは、全体系の変位応答の大小と、総入力エネルギー量の大小は無関係であることが分かる。

従来、制震装置の変形と建物の変形とが独立した変数としてモデル化されていた例は、動吸振器と棟間に設置された減衰装置の 2 つだけである。この 2 例はパッシブの制震装置でありながら、P-Q 点理論<sup>17)</sup>という広く知られた手法によって減衰係数の最適化を行うことが可能であったため、振動制御効果を比較的確正に求めること

が行われてきた。P-Q 点理論から推定すれば、降伏耐力が地震外乱に比較して高すぎる場合は、減衰係数が大きすぎる場合に対応し、このため、付加減衰効果は限られたものになる。同様に降伏耐力が地震外乱に比較して低すぎる場合は、減衰係数が小さすぎる場合に対応する。この観点に立てば、次のような推定を行うことが出来る。付与できる減衰率の上界は弾塑性減衰装置の初期剛性で限界付けられる。一方、最適な降伏耐力は地震の規模によって異なる。しかし、部材の降伏耐力と剛性は一般的には比例関係があるので、目標とする地震規模の入力に対して弾塑性減衰装置を調整することは、かなり困難であることが分かる。また、局所的な剛性  $K_N$  を増大させて性能を向上させようとする、部材を小さくすることが必要になるが、これでは体積が減少するので損傷エネルギーの総量に対して減衰装置が破断する可能性がある。このように、剛性、耐力、変形能力、ならびにエネルギー吸収能力の 4 要素に対する条件を、目標とする地震規模に対して満足させることは、高度な判断を要する設計行為であると言わざるを得ない。

## 5.2 2 層 4 スパン平面フレームの間柱に設置した例題 2

文献 12 では、図 16 に示す 2 層 4 スパンの平面フレームを例題として Maxwell 型線形減衰装置の応答低減効果について考察した。本節でも図 16 のモデルを用いて解析し、弾塑性減衰装置と Maxwell 型減衰装置の等価置換が可能であることを検証する (図 7)。フィードバックを考慮した解析モデルに Maxwell 型減衰装置を間柱に設置した場合の解析は文献 12 に示したが、図 17 に再掲する。同じモデルで弾塑性減衰装置を設置した場合の解析結果を図 18 に示す。地震外力は El Centro (NS) 341gal を入力し、最上層の変位応答値を示した。両者は、ほぼ一致し同等の効果のあることが分かる。

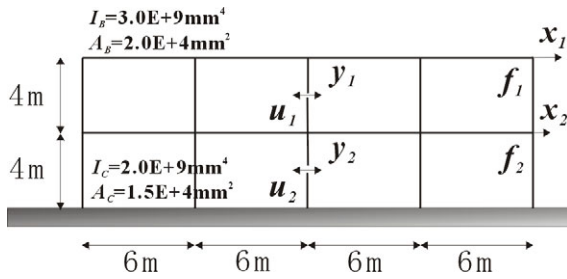


図 16 2 層 4 スパン間柱モデル

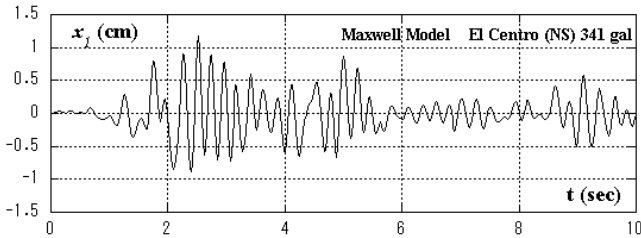


図 17 最適 Maxwell 型減衰装置を設定した場合の最上層変位応答  
内部剛性：100KN/mm 減衰係数 1.67 KN sec/mm

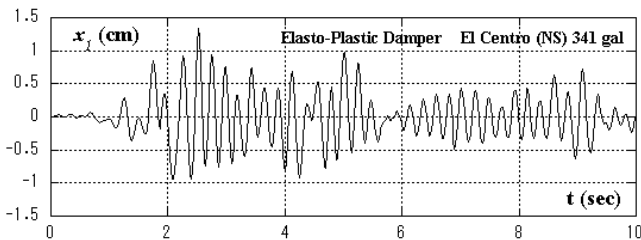


図 18 完全弾塑性型減衰装置を設定した場合の最上層変位応答  
初期剛性：100KN/mm 降伏耐力：70 KN

このとき、弾塑性減衰装置の最適な降伏耐力は 70KN 程度であり、等価な Maxwell モデルから推定すれば、付加減衰率  $\eta_{eq}$  は 5.6%、等価角振動数  $\omega_{eq}$  は 26.8 rad/sec となる。

(5.1) 節の例題 1 では、性能を担保できる初期剛性は 500KN/mm 必要であったが、本例題では 100KN/mm で十分であることが文献 12 で示されている。一方、最適な降伏耐力は、70KN 前後である。このように、建物規模や固有周期に応じて、弾塑性減衰装置に必要とされる初期剛性と降伏耐力の比率は変化するので、建物の規模と固有周期によって弾塑性減衰装置の基本的な要求性能は異なる。この結果が事実であれば、弾塑性減衰装置に必要な性能は建物ごとに異なるので、その度に減衰装置を開発しなければならないことを意味している。

また、本節で調べた 2 例の数値解析例題からは、「弾塑性減衰装置には性能を担保するのに必要な最低限の初期剛性（戻り剛性）が存在し、この値は建物の規模と固有周期によって決まる。」「減衰装置の性能を十分に引き出すためには、設計で想定した地震規模に応じた最適な降伏耐力があり、初期剛性の値とは無関係である。」という 2 つの結果が得られる。この結果は、弾塑性減衰装置を設置した建物の減衰効果と弾塑性減衰装置の塑性率とは直接的な関係があるとする既往研究の結果と矛盾する。

この矛盾が生じた理由は次のように説明することが出来る。フィードバックを考慮した解析モデルでは、弾塑性減衰装置の変形と建

物の層間変位は比例しない。実際、弾塑性減衰装置の変形が増大すると、建物の応答は減少する。ところが、古典的解析モデルでは層間変位とブレースの変形は比例すると考えており、式(18)を仮定する。このことは、既に述べたように図 4 のシステム B で、マトリクス L を無視することに等しい。結局、古典的解析モデルでは、層間の変形とブレースの変形は比例関係にあるため、層間の塑性率と弾塑性部材の塑性率の間には直接的な関係が構築される。そのため、部材の塑性率と建物の応答低減効果にも直接的な関係式を見出すことが可能となる<sup>16)</sup>。

それでは、古典的解析モデルによる弾塑性減衰装置の応答低減効果とフィードバック解析モデルによる地震応答解析結果では、どの程度の違いが生じるのであろうか。次節では、例題 1 の建物構造を用いて、この点を考察する。

## 6 数値解析検討(古典的解析モデル)

本節では、古典的解析モデルによる数値解析を行い前節の結果と比較検討する。例題 1 のモデルについて考えると、式(15)の代わりに式(21)を用いることになる。ここでは、前節にならない弾塑性減衰装置の初期剛性  $k_{n,1}$  から  $k_{n,10}$  に全て同じ値を設定し、降伏耐力を変化させて建物応答が最も小さくなる最適降伏耐力を求めた。

初期剛性を全ての装置で 500KN/mm とした結果を図 19~21 に示す。外乱は、El Centro (NS) 地震波の原波を入力した。最適な降伏耐力は 800KN 前後であり（図 20 Case 8）、フィードバック制御による振動解析モデル（図 9 Case 2）よりも変位応答低減効果が大きい。一方、降伏耐力が小さい場合には、局所的な応答変位と全体系の応答変位との相互作用が少なくなるので、フィードバック解析モデルと古典的解析モデルによる違いは少ない。従って、図 10 CASE 3 の解析結果と図 21 Case 9 の解析結果は殆ど同じである。

また、古典的解析モデルでは最適な降伏耐力が大幅に上昇し 800KN 前後で応答変位が最小となる。しかも、古典的解析モデルの場合は、フィードバックを考慮したモデルと異なり、初期剛性  $k_{n,i} (i=1,10)$  を増大させることで、制御効果をさらに大きくすることができる。実際、初期剛性を全て 5000KN/mm とした場合の解析結果を図 22~24 に示す。降伏耐力を変化させて応答低減効果を見ると最適な降伏耐力は、さらに大きな値を示す。古典的振動解析モデルでは弾塑性減衰装置の性能を過大に評価することになるが、その理由は第 4 節で考察したように減衰効果が過大評価されるからである。

以上のように、解析モデルの作成方法の違いによって、建物構造の地震応答結果には重大な相違が生じる。実際の建物構造物に地震外力が作用するとき、局所的な変形と全体変形の相互作用を考慮した解析モデルが現象を正確に捉えているのか、それとも古典的解析モデルの方が現象をより正確に記述できるのか、この問題に答えることは重要な課題である。建物構造を設計する際には、解析モデルを作らなければならない。当然、そこには様々な前提条件があり、仮定が含まれる。どのような前提条件を設定し、どのような解析モデルを用いて建物構造を設計するかは構造設計者の手に委ねられており、これは設計行為における判断の問題である。しかし、本論文で扱っている問題は、純粋に力学の問題である。解析モデルの選択によって、建物の耐震性能評価の結果が大きく変化するという現状は、社会的観点からも放置することのできない重要な問題である。

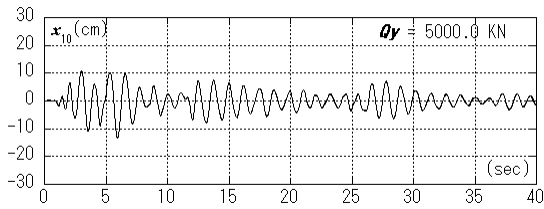


図 19 CASE7:降伏耐力 5000kN、初期剛性 500kN/mm

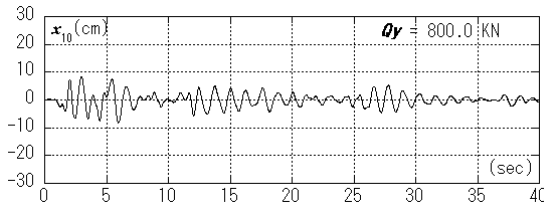


図 20 CASE8:降伏耐力 800kN、初期剛性 500kN/mm

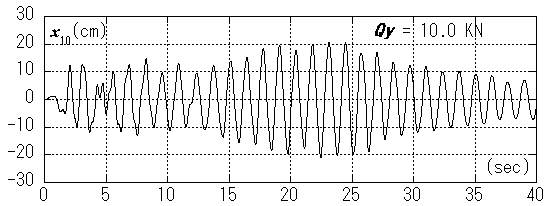


図 21 CASE9:降伏耐力 10kN、初期剛性 500kN/mm

完全弾塑性型履歴減衰装置の建物 10 層変位応答 ( $x_{10}$ )  
古典的解析モデルによる完全弾塑性減衰装置の変位応答

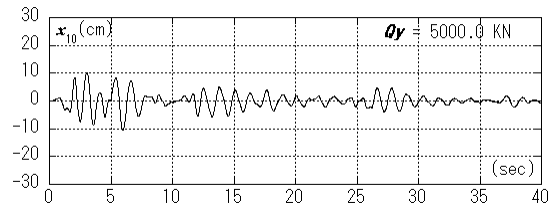


図 22 CASE10:降伏耐力 5000kN、初期剛性 5000kN/mm

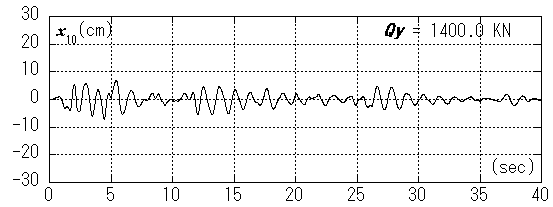


図 23 CASE11:降伏耐力 1400kN、初期剛性 5000kN/mm

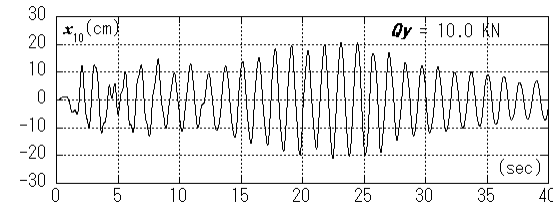


図 24 CASE12:降伏耐力 10kN、初期剛性 5000kN/mm

完全弾塑性型履歴減衰装置の建物 10 層変位応答 ( $x_{10}$ )  
古典的解析モデルによる完全弾塑性減衰装置の変位応答

## 7 結 語

能動型振動制御理論を応用したフィードバック解析モデルにより、弾塑性減衰装置を有する建物構造の地震応答を解析すると振動低減効果は線形減衰装置と同等であり、建物規模が大きくなると減衰効果は限定的であることが分かる。特に、「部材の塑性率と建物全体系に与える減衰率は無関係である。」ことがフィードバック解析モデルによる結果である。

一方、古典的解析モデルでは建物応答変位と減衰装置の変形は比例関係にあるため、塑性率と振動低減効果は対応関係にあるとされ、建物規模とは無関係に高い応答低減効果を期待することができる。両者の結果は相反するものであり、いずれが実情に即した解析モデルであるかは、建物構造物の中地震時における振動観測などを広範囲に実施し、客観的なデータの蓄積による科学的な判断を待たなければならない。

然しながら、古典的解析モデルに基づく設計指針は既に刊行されており<sup>15)</sup>、実務レベルでの弾塑性型減衰装置は広範囲に利用されているのが現状である。従来型の設計手法によると減衰効果を過大評価する危険性がある点に注意し、受動型減衰装置の使用に際しては慎重な設計を望むものである。今後、この問題は社会的に大きな影響を与えかねないと著者は危惧しており、感情的な議論を排し、客観的な事実に基づく学問的な検証を急ぐ必要がある。

## 参考文献

- 1) 小堀鐸二、他：ダイナミックインテリジェントビルの試み—可変剛性を有する D. I. B.、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 B-I、pp. 839~841、1986
- 2) Kobori, T. : Seismic-response-controlled Structure with Active Mass Driver System (Part I) Design, Earthquake Engineering & Structure Dynamics, Vol. 20, No. 2, pp. 133-149, 1991
- 3) 小堀鐸二、他：可変剛性機構を有する実大鉄骨骨組の動的加力実験、構造工学論文集、Vol. 37B, pp. 317-328, 1991
- 4) 山田俊一、小堀鐸二、他：弾塑性型ジョイント・ダンパに関する研究 (その 1) ~ (その 4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1988 年
- 5) 小堀鐸二、他：高減衰構造による制震に関する研究、構造工学論文集、Vol. 38B, pp. 223-233, 1992
- 6) 畑田朋彦、栗野治彦、倉田成人、他：高減衰構造の研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 I、Vol. B, pp. 1007-1012, 1992
- 7) 石原和男、鈴木良秋、他：高減衰オイルダンパによる高層建物の制震、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II, pp. 851-856, 1996
- 8) 浅野清昭、伊藤嘉朗、他：粘弾性体を利用した制振構法に関する研究 (その 7 適用建築物の強制振動実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 I、Vol. B, pp. 631-632, 1993
- 9) 西山正三、可児長英、他：減衰増幅装置を用いた構造物の応答制御に関する研究 (その 3、実施適用建物の振動実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 651-652, 1993
- 10) 福元敏之、小堀鐸二、石井孝二、山田俊一、前田祥三：ハニカム開口を有する鋼板ダンパーに関する研究 (その 1 : 静的加力実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 643~644, 1989
- 11) 三山剛史、田中清、平澤光春：極低降伏点鋼を用いた制振構造に関する研究 (その 1~2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 I, Vol. B, pp. 593~196, 1993
- 12) 西村功：建物構造物内部に設置した減衰装置の性能評価、日本建築学会構造系論文集、第 579 号、pp. 23~30, 2004. 5
- 13) 西村功：非定常不規則外乱下における能動型ブレースのエネルギー吸収応答、日本建築学会構造系論文集、第 567 号、pp. 55~62, 2003. 5
- 14) 加藤貴志、岩田 衛、和田 章：損傷制御構造における座屈拘束ブレースの性能評価、日本建築学会構造系論文集、第 552 号、pp. 101~107, 2002. 2
- 15) パッシブ制振構造設計・施工マニュアル、日本免震構造協会、2005. 9
- 16) 笠井和彦、伊藤浩資：弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調節による制震構造の応答制御手法、日本建築学会構造系論文集、第 595 号、pp. 45~52, 2005. 9
- 17) Den Hartog, J. P. : *Mechanical Vibrations*, 4<sup>th</sup> edn, McGraw-Hill, New York, 1956