日本建築学会構造系論文集 第74巻 第639号, 803-812, 2009年5月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 74 No. 639, 803-812, May, 2009

速度依存型ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測

SEISMIC RESPONSE PREDICTION FOR STEEL BUILDINGS WITH VELOCITY-DEPENDENT DAMPERS BASED ON EQUIVALENT LINEARIZATION TECHNIQUE

石井正人*, 和田　章**
Masato ISHII and Akira WADA

A general method is proposed to predict seismic peak responses of steel structures with velocity-dependent dampers subjected to earthquakes based on equivalent linearization technique by means of static pushover analysis with three dimensional frame models. Damper elements installed in static analysis frame models are represented by combination of simple nonlinear elastic springs and equivalent viscous damping coefficients both obtained by a series of stationary vibration on analyses for various amplitude. This method is effective for any kinds and types of construction of dampers. Time history response analyses were conducted to ensure accuracy of this method.

Keywords: *Velocity-dependent dampers, Response control, Equivalent linearization technique, Equivalent damping coefficient, Response reduction factor, Seismic response analysis*
速度依存型ダンパー，制振，等価線形化法，等価減衰定数，応答低減係数，地震応答解析

1．序論

速度に依存して力を発揮する速度依存型制振ダンパーは小変形から大変形に至る幅広い領域で減衰効果を発揮するため，近年多くの建物に適用されている。制振構造における主架構と速度依存型制振ダンパーの設計において，複数の設計用入力地震動に対して時刻歴解析結果を行い，設計クライテリアを満たすことを確認しているが，ダンパーによる応答低減効果などの包括的な理解を得ることは難しい。一方，静的解析に基づく等価線形化法[1]は等価周期，等価減衰定数，応答低減係数を指標として体系的，包括的な理解を助ける有用な方法であるが，ダンパーが速度に依存して力を発揮するためにその適用には工夫が必要になる。

筆者らは，静的骨組解析によって固有1次モードを予測することが制振構造における等価線形化法の基本であると考え，限界耐力計算と同様の方法で等価1自由度縮約[2]を行なう検証法について検討してきた[3),注1)]。これらの検討では，等価1自由度縮約の結果を非定常状態である地震動に対して適用するために，各ステップにおいて固有1次モードの定常状態を想定して求めた減衰定数と代表変位S_dの関係を，S_dについて積分平均して等価減衰定数を計算するという方法を用いている。この方法は笠井らが鋼材ダンパーの設計法において用いている Newmark-Rosenblueth の方法[4,5]を等価1自由度系に拡張したものである。このような考え方に基づいたより合理的な等価線形化法の適用のためには，静的解析により制振構造の固有1次モードをより正確に捉えることが重要となる。そのためには，各種の非線形性や依存性を有するダンパーの定常状態の履歴を正確に表すとともに，ダンパーが架構内に設置される影響を適切に考慮できるモデル化や評価方法を用いることが重要となる。

本論文では，速度依存型制振ダンパーを主架構内に設置する影響を考慮するための工夫を施した静的解析の方法と等価線形化法の適用方法を提案し，制振構造の定常状態における固有1次モード性状，および非定常状態である地震動入力時の応答性状について予測法の精度検証を行なうことを目的とする。提案する手法では，ダンパーの定常状態の履歴は，動的力学モデルに履歴が安定するまで sin 波形の変位を与えて直接計算する方法を取る。この手続きはダンパーが任意の非線形性を有する多種多様なダンパーに対してもその力学モデルが明らかになっていれば適用が可能で，各種依存特性を表す近似式などは不要である。演算時間についても現在のコンピューターの処理能力の高さにより問題は生じない。

ダンパーが架構内に設置される影響に着目した制振構造の固有モードや減衰定数については西村の研究[6]があり，ダンパーと主架構の力のやり取りを考慮できる解析モデルを用いる必要性が指摘さ

* ㈱日建設計構造設計室　主査・工修　Senior Structural Engineer, Structural Engineering Dept., Nikken Sekkei Ltd., M. Eng.
** 東京工業大学建築物理研究センター　教授・工博　Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

れており，ダンパーサイズを大きくしてもその負担力に見合う架構の抵抗剛性が小さい場合にはその減衰効果は頭打ちになることなどが報告されている。一方，ダンパーは様々な非線形を有するため，その挙動を正確に捉えるためには，石丸ら [7] が示しているように，複素固有値解析が可能な非比例減衰系や複素減衰系に置換するための工夫が必要である。以上は複素固有値解析に基づく評価法であるが，これに対して本論文の方法はあくまでも静的解析に基づく等価線形化法であり，各階変形の位相差について評価することは難しいので，制振構造の 1 次固有モードにおいて各階変形の位相差が少ないことが適用の前提条件である。時刻歴解析や複素固有値解析を行わずに前提条件を満たすか否かを正確には判断することは難しいが，ダンパーサイズが極端に大きい場合やある層に集中的に設置される場合などは適用範囲外であると考えられる。

本論文では，笠井らの用語の定義に倣ってダンパーとその主架構への取付部材を合わせて「付加系」[8] と呼び，付加系が架構に及ぼす力とその結果生じる付加系変形の関係を表す剛性として新たに「架構抵抗剛性 K_v」を定義する。動的挙動の中では架構抵抗剛性が付加系に対して直列に作用することで系の位相変化をもたらし，付加系の見かけの剛性や減衰は変化するので，この影響を静的解析の中で近似的に考慮することがより合理的であると考える。この系を「仮想動的付加系」と定義する。静的解析の各ステップでこの系の定常状態を評価する。また，静的解析に組み込む付加系を「静的付加系要素」と呼び，要素の設定時にもこの影響を考慮する。筆者らは，速度の指数乗に比例して力を発揮する粘性ダンパーをブレース型に設置した鋼構造建物の等価線形化法について報告[注 1)]を予定しているが，この報告では粘性ダンパーをブレース型に設置する場合に限定し，架構抵抗剛性を無視していること，付加系特性に近似式やバイリニア近似を用いていることから，本論文の手法の方がより汎用的，合理的な方法であると位置づけられる。

本論文では，2 章において提案手法を示し，3 章では 14 階建て鋼構造建物に各種ダンパーを設置した場合について提案手法を適用し，定常状態による固有 1 次モードや，非定常状態である地震動入力時の検証結果を示す。また，ダンパー種別や設置方法に対する架構抵抗剛性の影響についても検討を加える。検討に用いるダンパーは実用頻度の高いものを網羅し，付加系が柱梁接合部付近に接続されるブレース型の粘性・オイル・粘弾性ダンパー，大梁上に設置される壁型の粘性ダンパー(粘性制振壁)とする。

2．静的骨組解析に基づく等価線形化法

2.1　提案手法における仮定条件と適用範囲

提案手法の適用に当たり，仮定条件と適用範囲を以下に列挙する。

1)ダンパー(付加系)の動的力学モデルが確立されていること。

2)付加系の動的力学モデルに作用する定常波の振動数と振幅が定まれば一意に定常状態が決定できること。

3)ダンパーサイズが極端に大きくない，あるいは特定層に集中的に設置されることがないなど，制振構造の 1 次固有モードにおいて各階変形に大きな位相差を生じないような制振構造であること。

4)各階剛床と仮定し，付加系が接続する主架構の節点の水平自由度の力の釣り合いは，付加系を含めて振動方程式上で取られ，Ai 分布形状の外力分布が支配すること。

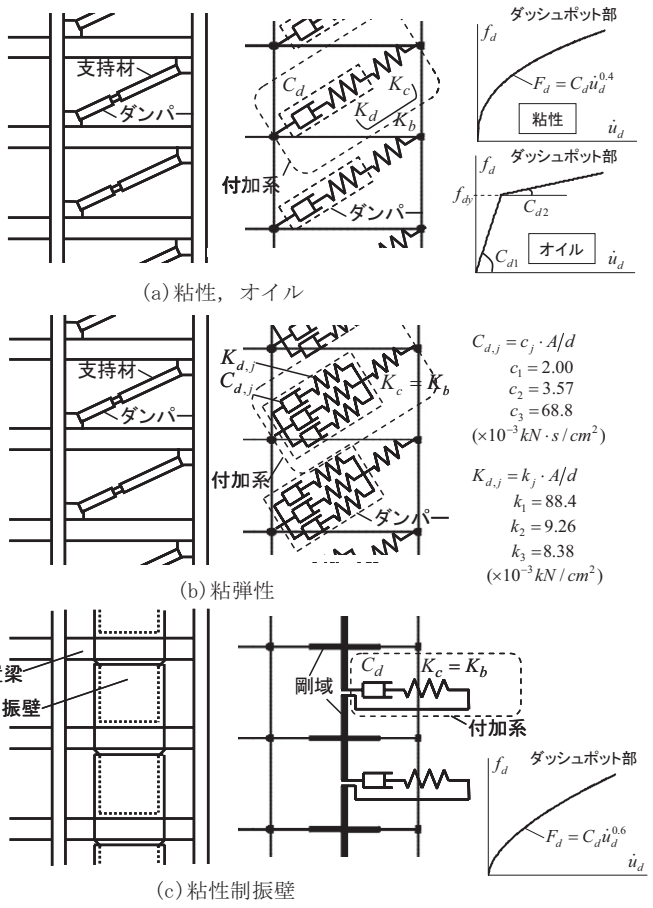


図1　ダンパー設置図，動的力学モデル図

5)若干の主架構の塑性化は許容するが，主架構を弾性としてあらかじめ計算した架構抵抗剛性 K_v に多大な変化をもたらすような塑性化を起こさないこと。

6)平面的に大きなねじれ変形が生じないこと。

以下に等価線形化法の適用手順に従って節を構成し，説明を行う。

2.2　主架構および付加系のモデル化

図 1 に本論文で検討対象とするブレース型(粘性・オイル・粘弾性ダンパー)，壁型(粘性制振壁)のダンパーの設置図および動的力学モデル図を示す。モデル図に示すように，破線で示す付加系部とそれ以外の主架構部を区別する。

図 1(a)に示すように，ブレース型のオイルダンパーと粘性ダンパーは，シリンダー状の製品を想定し，ダンパーの内部剛性 K_d と支持材剛性 K_c を考慮した Maxwell モデルでモデル化する。ダッシュポット部については，粘性ダンパーは速度の 0.4 乗(α=0.4)に比例して力を発揮し，オイルダンパーはリリーフ機構を有し，速度と力の関係は速度の 1.0 乗(α=1.0)に比例したバイリニア形状(C_{d2}/C_{d1}=0.07)となるものとする。ブレース型の粘弾性ダンパーは，粘弾性体の厚さ $d$cm，総面積 Acm^2 として支持材を含めて振動数依存性が考慮できる一般化 Maxwell モデル [8,9] でモデル化する(図 1(b))。粘性制振壁については梁上の鋼板が設置されている部分およびその中央から階高の半分まで剛域を伸ばし，階中央部の剛域端同士を付加系で繋ぎ，鋼板の変形は弾性ばね K_c として考慮し，箱状の鋼板内に注入されている粘性体とともに Maxwell モデルでモデル化する(図 1(c))。制振壁の粘性体は速度の 0.6 乗(α=0.6)に比例して力を発揮するものとする。

2.3　架構抵抗剛性の計算

架構抵抗剛性は，各節点の水平方向の自由度を拘束し，弾性主架構モデルの付加系接続位置に荷重を加えることにより計算する。図2(a),(b)にブレース型ダンパーを設置する場合について，静的解析で付加系接続位置に与える荷重f_aと得られる変形u_aの概念図をそれぞれ示す。荷重は各付加系が負担すると想定される力の概算値とする。荷重を概算値として良い理由は3.2節に示す。その荷重f_aを変形u_aで割って弾性ばね剛性を計算し，その値を「架構抵抗剛性K_v」とする。図2(c),(d)は同様に粘性制振壁の場合について示したものである。なお，水平方向の自由度を拘束する理由は2.1節4)の仮定により節点の水平挙動が局所的な付加系力に左右されないとするためであり，また，主架構を弾性として計算するため2.1節5)の適用範囲がある。

2.4　静的付加系要素の設定

図3に付加系と仮想動的付加系の概念図を示す。付加系の動的力学モデルに対して架構抵抗剛性を直列に配置した系を仮想動的付加系とし，その力と変形をf_a^*, u_a^*とする。図4はある仮想動的付加系の定常状態の計算過程を示すものであり，振幅をu_a^*のsin波形変位を与えて数値積分を行い，力と変形の関係を描いたものである。その履歴性状は1周期目の途中には概ね定常状態に落着いているが，本論文では余裕を見て3周期目を定常状態の解とする。

図5(a)に示すように，仮想動的付加系の変形振幅を漸増させながら前述のように定常状態を計算し，変形最大時の点を結ぶ等価剛性曲線を求める。次に図5(b)に示すように(1)式にしたがって等価剛性曲線の変形から架構抵抗剛性の変形を差し引く形で修正を加え，静的付加系要素の力と変形の関係を求める。これは架構抵抗剛性を付加系の直列要素として考慮し，その結果生じる位相差について動的に考慮してから静的要素にフィードバックするプロセスである。

なお，静的付加系要素は，静的解析モデル作成時に設定する必要があることから，本論文では作成時に与えるsin波の振動数は近似的に主架構のみの1次固有振動数とする。静的解析における付加系の変形範囲を考慮し，静的付加系要素u_a=0～6cmの範囲で10折れ点のポリリニアモデルとする。比較のため，K_vを無視して付加系の定常状態から静的付加系要素を作成する場合(u_a= u_a^*の場合)についても検討する。この場合，以降の手続きについても同様である。

$$u_a = u_a^* - f_a^* / K_V \tag{1}$$

2.5　骨組モデルの静的弾塑性解析結果の等価1自由度系縮約

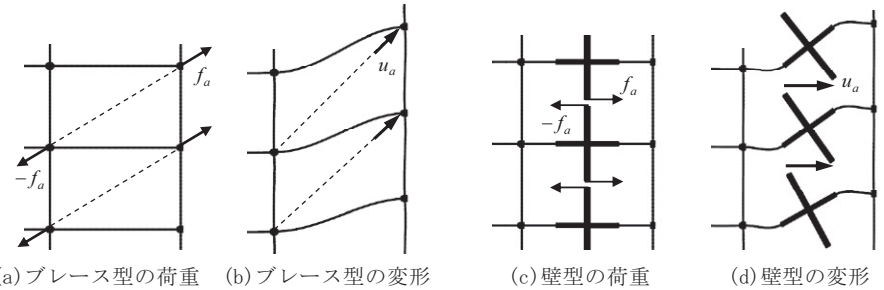
静的解析結果に基づく等価1自由度系への縮約は限界耐力計算法と同様の方法[2)]で行う。2.4節で示した静的付加系要素を組み込んだ骨組モデルを作成し，Ai分布荷重により静的荷重増分解析を行なう。(2)式により静的荷重増分解析における各ステップの節点変位と水平力を用いて等価1自由度系への縮約を行い，代表変位S_d，加速度S_a，等価周期T_{eq}，等価質量M_{eq}を計算する。

$$S_d = \frac{\sum_i m_i\delta_i^2}{\sum_i m_i\delta_i},\ S_a = \frac{\sum_i P_i\delta_i}{\sum_i m_i\delta_i},\ T_{eq} = 2\pi\sqrt{\frac{S_d}{S_a}},\ M_{eq} = \frac{\left(\sum_i m_i\delta_i\right)^2}{\sum_i m_i\delta_i^2} \tag{2a-d}$$

ここに　m_i：i階の質量，　δ_i：i階の変位，　P_i：i階の水平力

T_{eq}：等価周期，　M_{eq}：等価質量

平均減衰法を適用するにあたり，各変位振幅の定常状態における減衰定数h_cをS_dの関数と見なし，図6，(3)式に示すように，各荷重増分解析ステップにおいて離散的に得られるiステップの定常状態における減衰定数$h_{c,\,i}$値を当該nステップの$S_{d,\,n}$まで台形積分し当該$S_{d,\,n}$で割ることにより平均化して等価減衰定数$h_{eq,\,n}$を計算する。この方法は異種のダンパーが混在する場合にも適用可能である。(3b)式中のW_i, $E_{d,i}$, $E_{m,j}$はそれぞれiステップにおける全ポテンシャルエネルギー，全付加系の定常状態履歴面積，全柱梁塑性化部材の定常状態履歴面積である。$E_{d,i}$は各ステップにおける仮想動的付加系の履歴面積の集計値((3c)式)で，$e_{dk,i}$は各付加系の定常状態履歴面積，R_kは付加系の種類毎の非定常応答特性を反映した低減係数[10)]である。$E_{d,i}$の計算方法は2.6節で述べる。3章に示す解析例では，柱梁部材の弾塑性性状をMS(Multi-Spring)モデルにより表現するモデル化を行なっており，(3b)式の$E_{m,i}$は柱梁塑性化部材の定常状態履歴面積は全ての部材のMSの塑性履歴エネルギーを集計することによって計算する。また，(3a)式を(4)式のように各項を分離してそれぞれ積分平均した形で示すと，各項はそれぞれ構造減衰，付加系による



(a)ブレース型の荷重　(b)ブレース型の変形　(c)壁型の荷重　(d)壁型の変形

図2　架構抵抗剛性の計算

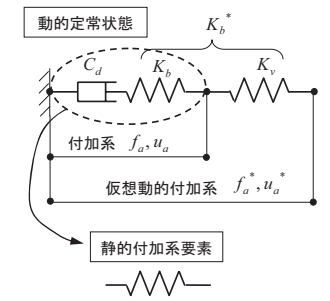


図3　(動的)付加系と仮想動的付加系

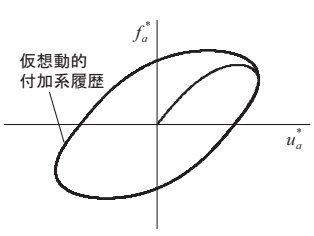
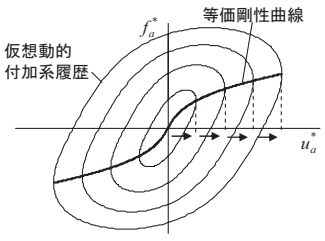
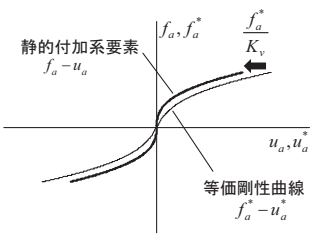


図4　定常状態の計算



(a)等価剛性曲線の算出



(b)静的付加系要素の算出

図5　静的付加系要素の算出過程

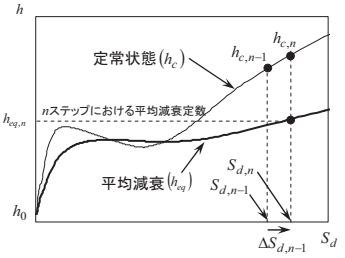


図6　減衰定数の平均化

減衰，主架構の履歴減衰の寄与分として表現できる。

$$h_{eq,n}=\frac{1}{S_{d,n}}\int_0^{S_{d,n}} h_c dS_d \cong \frac{1}{S_{d,n}}\sum_{i=2}^{n}\frac{1}{2}\left(h_{c,i-1}+h_{c,i}\right)\cdot\Delta S_{d,i-1} \quad (3a)$$

ここに $h_{c,i}=h_{F0}+\frac{E_{d,i}}{4\pi W_i}+\frac{E_{m,i}}{4\pi W_i}$，$h_{F0}=0.02$ (3b)

$$E_{d,i}=\sum_k R_k\cdot e_{dk,i} \quad (3c)$$

$$h_{eq,n}\cong h_{F0}+\frac{1}{S_{d,n}}\sum_{i=2}^{n}\frac{1}{2}\left(\frac{E_{d,i-1}}{4\pi W_{i-1}}+\frac{E_{d,i}}{4\pi W_i}\right)\cdot\Delta S_{d,i-1}$$
$$+\frac{1}{S_{d,n}}\sum_{i=2}^{n}\frac{1}{2}\left(\frac{E_{m,i-1}}{4\pi W_{i-1}}+\frac{E_{m,i}}{4\pi W_i}\right)\cdot\Delta S_{d,i-1} \quad (4)$$

2.6 各ステップにおける付加系定常状態履歴面積の計算

静的解析の各ステップにおいて，図 7 に示すように，(5)式に従って付加系の変位 u_a から仮想動的付加系変位 u_a^*とその定常状態を計算し，その履歴面積 e_d を求める。この履歴面積を(3c)式に代入し，付加系の定常状態における等価減衰定数を計算する。なお，付加系最大力は応答予測点における付加系変位から同様に仮想動的付加系履歴を計算し，その最大力とする。

$$u_a^*=u_a+f_a/K_r \quad (5)$$

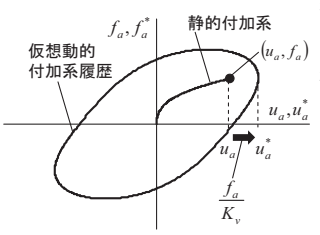


図7 付加系履歴面積・最大力の計算

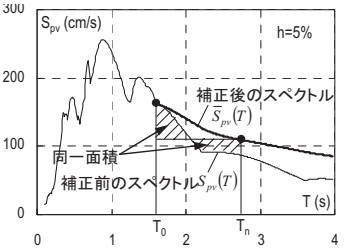


図8 スペクトルの補正

2.7 応答スペクトルによる応答予測点の計算

基準となる応答スペクトルに対する応答低減係数の計算には(6)式の笠井式[4,5]を用いる。なお，(6)式中の係数 β は文献 4,5)では α と表現されているが，ダンパーにおける速度の指数乗の係数 α と区別するために β とすることを断っておく。D_h 式中の係数 β=25 は多数の観測地震動ついて，β=75 は BCJ-L2 などの人工地震動ついて誤差が少なくなるように定められた値であるが，係数 β を変更することによって特定の地震動に整合させることができる特徴がある。本論文では基準となる応答スペクトルは減衰定数 h_0=0.05 の変位応答スペクトルとし，β=25 および 75 の場合について検討する。

$$D_h(h_{eq})=\sqrt{(1+\beta h_0)/(1+\beta h_{eq})} \qquad \beta=25,75 \quad (6)$$

応答予測点の計算に先立って，図 8 に示すように h_0=0.05 の基準となる擬似速度応答スペクトルについて初期剛性時の周期 T_0 から当該周期 T_n まで平均化[4]し，変動周期の影響を予め反映したスペクトルを用いて応答変位の予測を行なう。

$$\bar{S}_{pv}(T_n)=\frac{1}{T_n-T_0}\int_{T_0}^{T_n} S_{pv}(T)dT \quad (7)$$

2.8 応答予測点における最大層せん断力の計算

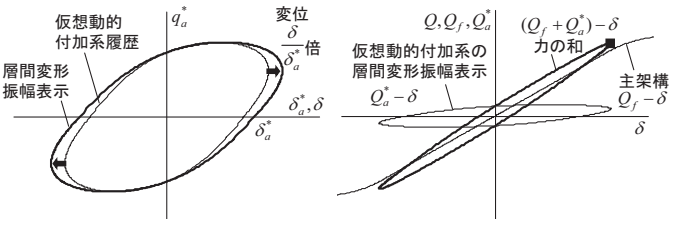
本節では説明のために i, k の添え字を用いて，i 層 k 番目付加系の変形，力，方向余弦を $u_{a,ik}, f_{a,ik}, cos\theta_{ik}$，変形と力の水平成分をそれぞれ $\delta_{a,ik}, q_{a,ik}$ とする。i 層の層間変形を δ_i，主架構，付加系の層せん断力をそれぞれ $Q_{f,i}, Q_{a,i}$ とするとそれらの関係は(8)～(10)式で表せる。仮想動的付加系の変数については右肩に* をつけて同様に表す。

それぞれの付加系の応答予測点における変形から 2.6 節に示す方法で仮想動的付加系の定常状態を計算し，図 9(a)に示すように仮想動的付加系履歴の力と変形の水平成分の関係(q_a^*-δ_a^* 関係)の変形に倍率 $\delta_i/\delta_{a,i}^*$をかけて定常状態履歴を層間変形振幅に揃えた表示とする。次に図 9(b)に示すように当該階の全ての付加系の層間変形振幅表示された定常状態履歴の和(Q_a^*-δ 関係)を求めて，これに主架構のみの層せん断力を加える。その結果求まる履歴((Q_f+Q_a^*)-δ 関係)を追跡し，力の最大値を最大層せん断力とする。

$$\delta_{a,ik}=u_{a,ik}/\cos\theta_{ik},\quad \delta^*_{a,ik}=u^*_{a,ik}/\cos\theta_{ik} \quad (8)$$

$$q_{a,ik}=f_{a,ik}\cos\theta_{ik}\ ,\ q^*_{a,ik}=f^*_{a,ik}\cos\theta_{ik} \quad (9)$$

$$Q_{a,i}=\sum_k q_{a,ik}\ ,\ Q^*_{a,i}=\sum_k q^*_{a,ik} \quad (10)$$



(a) 仮想動的付加系履歴の層間変形振幅表示　(b) 主架構と付加系の層せん断力和の最大値の計算

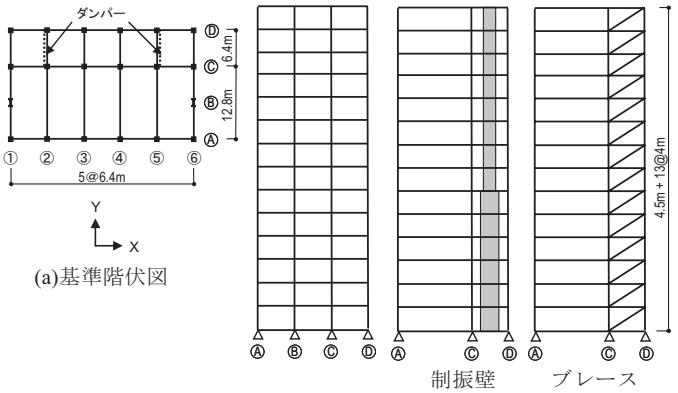
図9 最大層せん断力の計算

3．例題建物への提案法の適用と精度検証

3.1 建物モデル

図 10 の伏図，軸組図に示す地上 14 階建ての鉄骨造建物に各種ダンパーを設置した制振構造の Y 方向について検討を行う。部材構成は，柱 450－500mm 角の箱型断面，梁は成 500－700mm の H 形断面とする。単位面積あたりの各階床重量は，屋上階を 10 kN/m^2，それ以外の階を 7.5kN/m^2 とする。主架構のみのモデルの Y 方向の弾性 1 次固有周期はブレース型で約 2.0 秒，壁型で約 1.9 秒である。

軸組図に示すように粘性(速度の指数乗の係数 α=0.4)・オイル・粘弾性ダンパーをそれぞれブレース型に各階 2 箇所ずつ設置する場合，同様に粘性制振壁(α=0.6)を設置する場合について検討する。表 1 に各種ダンパーによる付加系の諸元を示す。表中の諸元は図 1 の動的解析モデル図の表記に対応する。静的弾塑性解析，時刻歴応答解析ともに各部材をモデル化した立体骨組モデルで解析を行なう。各階剛床仮定を設け，1 階床位置で X,Y,Z 変位を固定する。時刻歴解析における構造減衰は主架構のみの 1 次固有周期に対する初期剛性比例型(h_{F0}=2%)として設定する。



(a)基準階伏図　(b)①⑥通り軸組図　(c)②⑤通り軸組図

図 10 建物モデル図

表 1 各種ダンパーによる付加系の諸元

階	サイズ	粘性				粘性制振壁		オイル					粘弾性	
		C_d $kN(s/cm)^{0.4}$	K_d kN/cm	K_c kN/cm	K_b kN/cm	C_d $kN(s/cm)^{0.6}$	$K_c=K_b$ kN/cm	C_{d1} $kN(s/cm)$	F_{dy} kN	K_d kN/cm	K_c kN/cm	K_b kN/cm	A/d cm	$K_c=K_b$ kN/cm
10−14	1000kN級	222	4000	4100	2025	202	28440	263	875	2363	4100	1499	30000	6458
7−9	1500kN級	332	6000	6150	3037	303	42660	394	1313	3544	6150	2248	45000	9225
1−6	2000kN級	443	8000	8200	4049	404	56880	525	1750	4725	8200	2998	60000	11480

3.2 架構抵抗剛性の算出

2.3 節の方法に従い，図 2 に示すように主架構のみのモデルの付加系接続位置に表 2, 図 11 に示す 4 つのケースの荷重分布与えてそれぞれ架構抵抗剛性を計算し，結果を比較する。Case3,4 は粘性ダンパーについての時刻歴解析結果を用いる。図 12 は Case2 における変形図(変形倍率 150 倍)で，図 12(a)にブレース型，図 12(b)に制振壁について示す。比較のため剛床仮定の下に節点の水平変位を自由とする場合の変形も示す。本検討モデルでは特にブレース型において水平変位を自由とする場合に大きな水平変位が生じ，節点水平変位拘束の有無による架構抵抗剛性の計算値の違いが大きくなる。

図 13 に各階付加系の架構抵抗剛性の計算結果を示す。当然のことながら架構抵抗剛性 K_v の値は付加系接続位置に与える荷重値により異なるので，一意に定めることはできないが，各ケースの剛性値に大きな違いはなく，荷重分布に敏感でない比較的安定した値となることが分かる。節点の鉛直方向変形に対する剛性が支配的なブレース型に対して，壁型の場合には全層に渡って梁の変形も考慮されるので剛性値が小さい。実務における運用を考えると，時刻歴解析結果などを参照することなく略算的に決められる Case2 のような方法が望まれる。以後の検討では，Case2 のダンパー最大力の概算値により計算される K_v を用いて検討を進める。

図 14 に等価支持材剛性 K_b に対する K_v の比を示す。後述の検討結果と合わせて考察する。

3.3 制振構造骨組の定常状態解析による検証

各種制振構造に周期特性を 1.60 秒から 2.18 秒まで 0.02 秒刻みで変化させながら sin 波の加速度入力による時刻歴応答解析を繰り返し，各ケースで変形振幅が安定したループを定常状態とする。sin 波の加速度振幅は 4 つのレベルを設定し，最大変形振幅時には主架構が塑性化領域に達するレベルとする。図 15 は，横軸に入力 sin 波の周期，縦軸に(2a)式から計算した定常状態における S_d の最大値をプロットして，各加速度振幅レベル(図中 A_0)毎に線で結んだものである。図中の黒丸で示す解析ケースの定常状態解を各加速度振幅レベルにおける共振状態と考え，この定常状態を制振構造の固有 1 次モードの正解値として静的解析結果と比較する。

図16に各種ダンパーを設置した場合の4つの加速度レベルの固有 1 次モードにおける 7 階の付加系の力と変形の履歴を示す。2 本の曲線は，静的解析における静的付加系要素の力と変形の関係を示したものであり，太実線は静的付加系要素作成にあたって K_v を考慮した

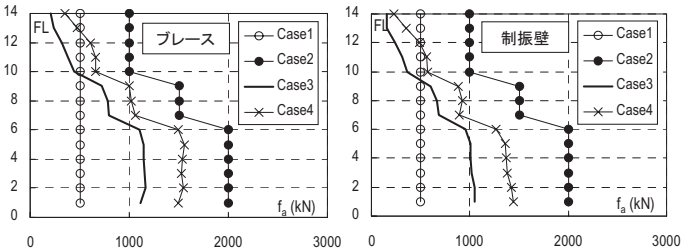
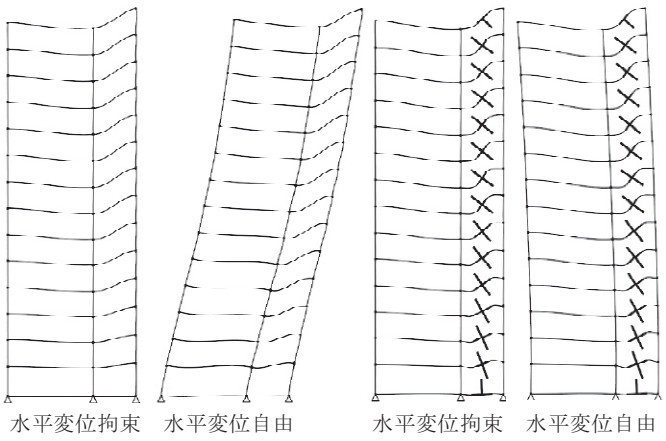


図11 付加系に与える荷重分布



(a) ブレース　(b) 制振壁

図12 Case2における変形図

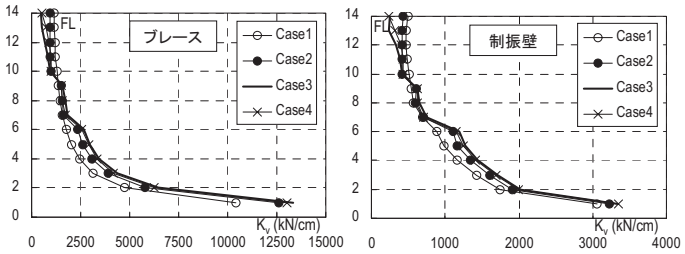


図13 架構抵抗剛性の計算値

表2 架構抵抗剛性検討用荷重

荷重ケース	付加系荷重faの与え方
Case1	500kN均一
Case2	ダンパー最大力の概算値 （表1のkN級の値）
Case3	定常状態解析第2レベル共振時 付加系最大負担力
Case4	告示波（TohokuUniv.NS）×1.0 地震動入力時の付加系最大負担力

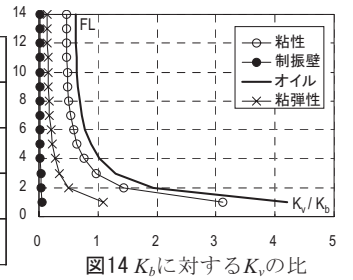


図14 K_bに対するK_vの比

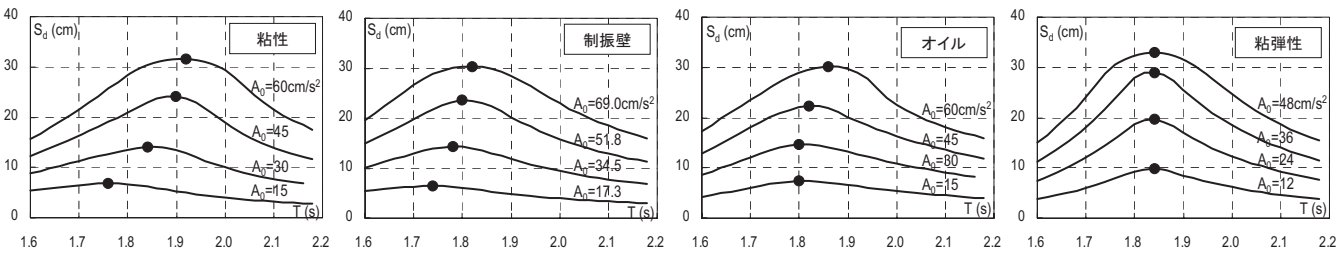


図15 定常状態におけるS_dの最大値

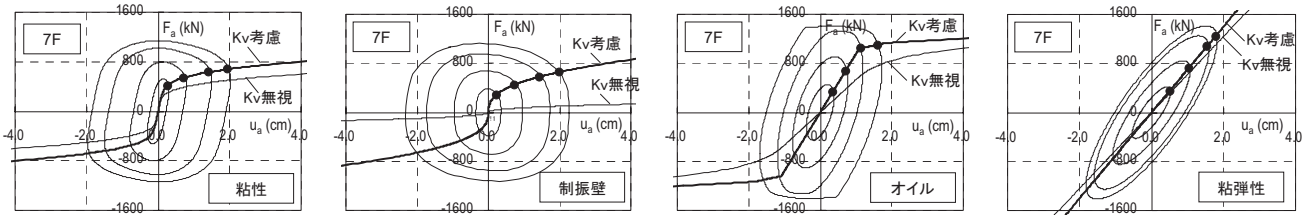


図16 付加系の力と変形の関係

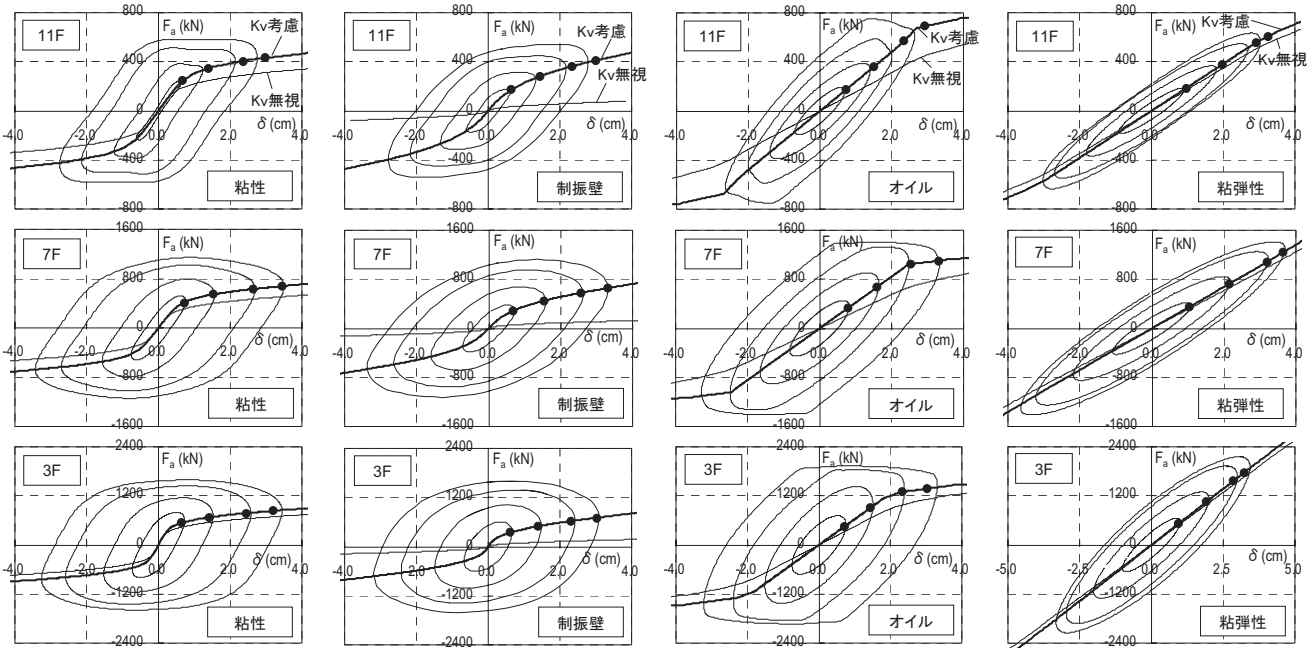


図17 付加系の力と層間変形の関係

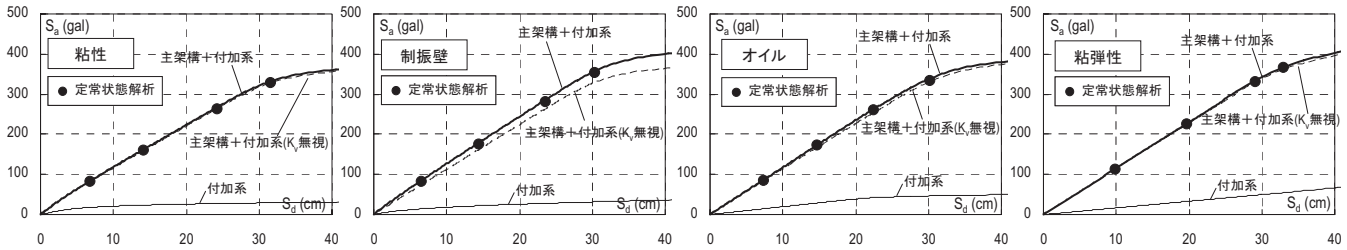


図18 S_a-S_d 関係

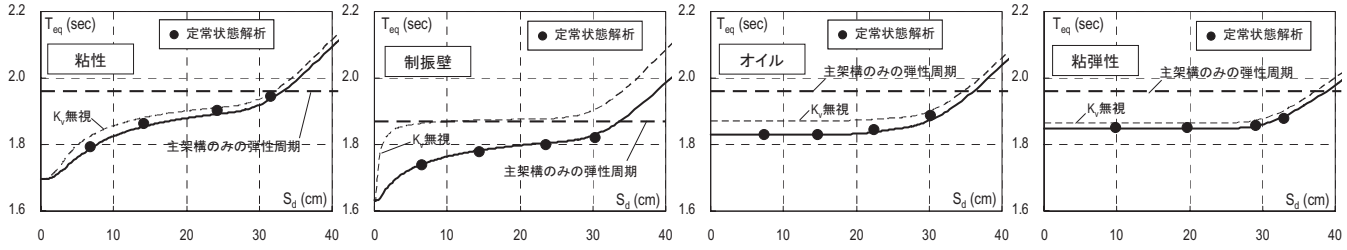


図19 T_{eq}-S_d 関係

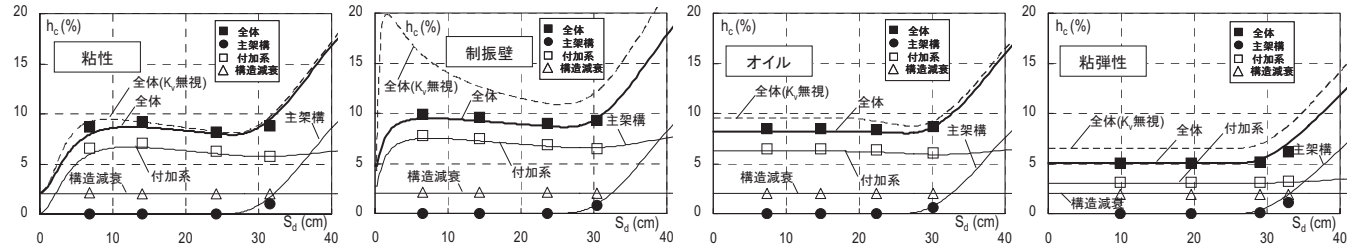


図20 h_c-S_d 関係

場合，細実線は無視した場合である。K_vを無視した場合は付加系の等価剛性そのものを表すが，K_v を考慮した場合は直列ばね剛性 K_v の影響で位相差が生じて等価剛性が大きく評価されている。両者の差は特に粘弾性の場合に小さく，粘性制振壁の場合に大きい。図中の黒丸は静的解析において，S_dが 4 ケースの固有 1 次モード解と一致する時の付加系における値をプロットしたものであり，各種付加系において概ね履歴曲線上に位置することが分かる。

図 17 は同様に各種付加系について 3,7,11 階の付加系の力と層間変形の関係を示す。履歴形状の面積などに物理的な意味はないが，K_v を考慮した静的付加系要素の太実線の曲線は固有 1 次モード履歴における層間変形振幅が概ね最大の地点を通過しており，設定した静的付加系要素により等価剛性を適切に表現できていることが分かる。K_v を無視した細実線との差は制振壁では各階で大きく，その他の付加系の場合には上層ほど差が大きくなっている。

図 18,19 はそれぞれ(2)式による各制振構造の S_a-S_d関係，T_{eq}-S_d関係である。曲線は静的解析結果，黒丸は 4 ケースの解析結果による固有 1 次モード解を示す。また，破線は架構抵抗剛性 K_vを無視した場合である。粘性ダンパー，制振壁の場合には変形レベルにより等価周期の変化が大きいが，いずれの結果も K_vを考慮した場合には解析値と整合する傾向にある。ブレース型の場合には両者の剛性評価に大きな違いはないが，制振壁では K_vの影響が大きい。

図 20 は(3b)式で表される各制振構造の定常状態における等価減衰定数 h_c と S_dの関係である。減衰定数は各ステップにおける(3b)式の右辺の 3 項の各値と合計値 h_c 値を示す。K_vを無視した場合は合計値のみを示す。いずれの結果も K_vを考慮した方が解析値(黒丸)と整合する傾向にある。ブレース型の粘性，オイルの場合には両者に大きな違いはないが，減衰定数が小さい粘弾性では違いが大きい。また，制振壁の場合には両者の違いは著しく，特に小変形域で大きい。

以上の検討により定性的な傾向として，付加系における K_b に対する K_v の比(図 14)が小さいほど，架構抵抗剛性の考慮の有無による剛性・減衰評価の違いが大きくなる。ブレース型ダンパーの場合には架構抵抗剛性の考慮の有無による剛性・減衰評価の違いは比較的少ないが，粘性制振壁の場合には特に両者の違いが大きいので，架構抵抗剛性を考慮した検証方法を採用する必要がある。

3. 4 等価線形化法による代表変位の応答低減効果の把握

本例題建物における制振ダンパーによる応答低減効果について等価線形化法により包括的に理解するために，代表変位 S_dの応答低減効果に着目して考察する。図 21 は(3a)式あるいは(4)式に従って図 20 の定常状態における h_c-S_d関係を S_dについて積分平均を行い，非定常状態における h_{eq}-S_d 関係としたものである。図には(4)式の各項および全体の合計値について示す。なお， (3c)式の非定常応答特性を反映した低減係数は，R=1.0(粘性,制振壁)，0.8(オイル)，0.9(弾塑性)とする。この理由は 3.6 節で述べる。以後の応答予測には図 21 に示す h_{eq}-S_d 関係を用いる。

図 22 に告示波 1.0 倍入力時の弾性主架構(h_{eq}=0.02)およびダンパー設置ケースの S_d の応答予測値について，対応する等価減衰定数の変位応答スペクトルともに例示する。いずれの場合も固有周期の短周期化による応答低減効果に比べて，等価減衰定数の増加による応答低減効果の方が大きいことが分かる。

このような弾性主架構に対する制振構造による変位応答低減効果について，変形レベルとの関係を考える。弾性主架構に対する制振構造の応答低減率 R_dは，主架構弾性周期を T_f，制振構造の等価周期を T_{eq}，等価減衰定数を h_{eq} として，擬似速度応答スペクトル一定領域では減衰による低減率の比と固有周期の比の積として(11)式の

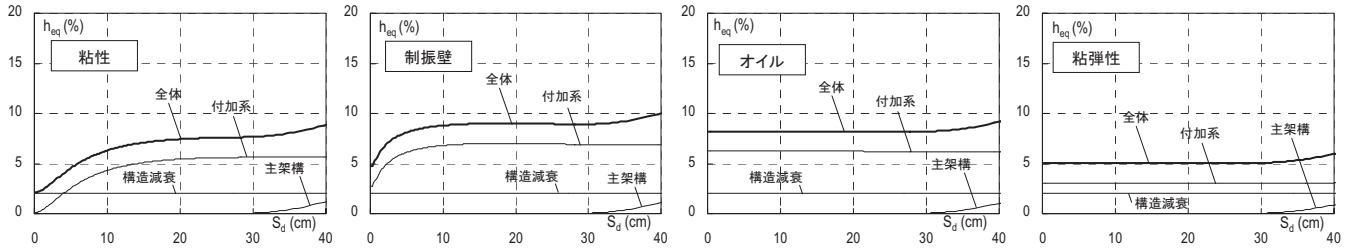


図21 $h_{eq}-S_d$ 関係

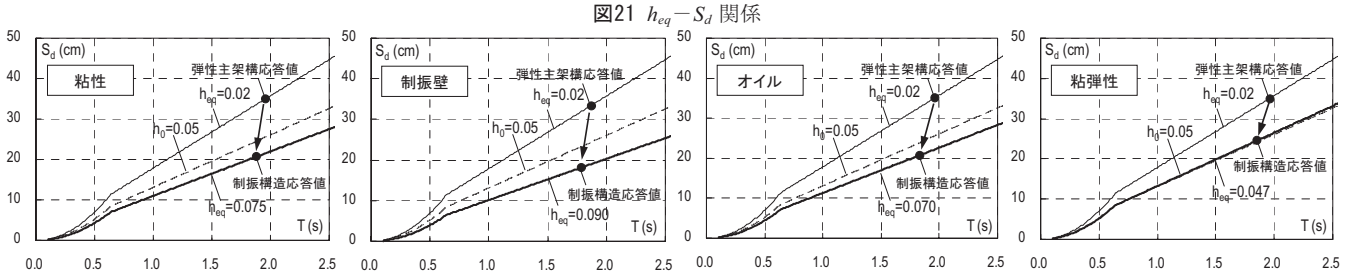


図22 等価線形化法によるS_d の応答予測(告示波1.0倍入力時)

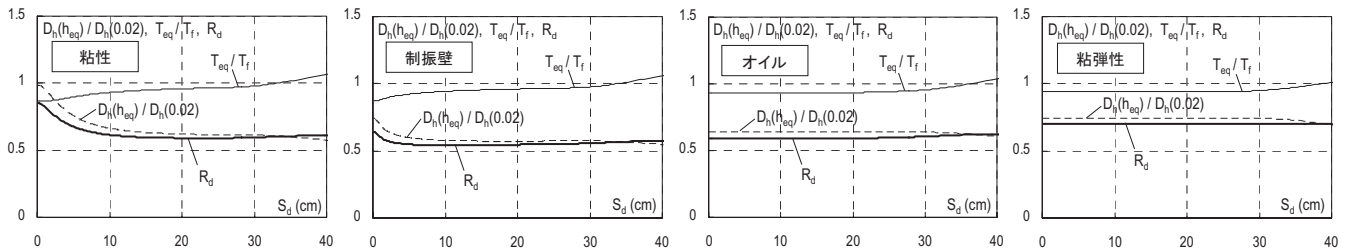


図23 R_d-S_d 関係(擬似速度応答スペクトル一定領域)

ように，擬似加速度スペクトル一定領域では(12)式のように表せる。T_{eq}, h_{eq} はそれぞれ図 19,21 に示すように各解析ステップの S_d について計算されているので，R_d を S_d と関連付けて示すことができる。

$$R_d\left(h_{eq},T_{eq}\right)=D_h\left(h_{eq}\right)/D_h\left(0.02\right)\times T_{eq}/T_f \qquad (11)$$

$$R_d\left(h_{eq},T_{eq}\right)=D_h\left(h_{eq}\right)/D_h\left(0.02\right)\times\left(T_{eq}/T_f\right)^2 \qquad (12)$$

図 23 に本例題建物の告示波応答の領域である擬似速度応答スペクトル一定領域について，固有周期の変動効果 T_{eq}/T_f, 等価減衰定数の増加による効果 $D_h(h_{eq})/D_h$ (0.02)，および(11)式によるこれらの積 R_d の値と S_d の関係をそれぞれ示す。ここでは，D_h 式において β=75 とする。粘性ダンパーにおける S_d の小さい領域では等価減衰定数が小さく固有周期の変動効果が大きいが，それ以外の領域では固有周期の変動の影響に比べて等価減衰定数の増加による低減効果の影響の方が大きく，各ダンパーとも R_d は概ね 0.6 前後の一定値となる。各ダンパーとも S_d =30cm 以降の領域では，主架構の塑性化による長周期化の影響と減衰増加の影響とが相殺して R_d は概ね一定値を保つ傾向がある。

3.5 入力地震動

表 3 に検討に用いる入力地震動の諸元を示す。表中に示す継続時間は，地震動加速度の自乗累積値の時刻歴における全累積値の 5%に達する時刻から 95%に達する時刻までの時間である。入力地震動は，工学的基盤における告示波 8 波と観測波 2 波とする。告示波は，EL Centro NS 波, Taft EW 波, Hachinohe EW 波, Tohoku Univ. NS 波, JMA-Kobe NS 波, JR-Takatori EW 波の観測地震動のフーリエ位相を用い，応答スペクトルが告示スペクトルと合うように収斂計算によりフーリエ振幅を調整して作成した 6 波 [11]，および包絡関数を位相差分分布で表現し，位相を乱数で与えて作成した 2 波 [12] とする。観測波は最大速度 50cm/s に規準化した ELCentro NS 波，JMA-Kobe NS 波の 2 波とする。また，告示波については変形レベルによる等価減衰定数の変化について検討するために，各入力波について入力レベルを 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 倍の 4 通りに変化させる。図 24(a)に告示波のターゲットスペクトル(太線)，および告示波全波について，図 24(b)に観測波について擬似速度応答スペクトルを示す。なお，告示波に対する等価線形化法では作成した個々の地震動の応答スペクトルを用いるのではなく，告示ターゲットスペクトルを用いることとする。

3.6 地震動入力に対する時刻歴解析による検証

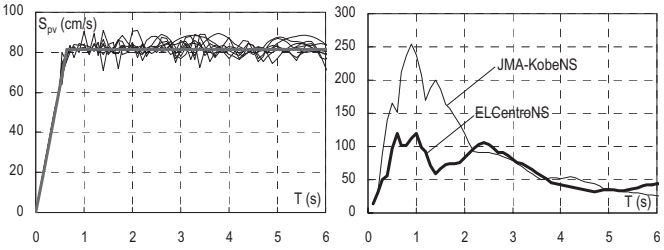
図 25 に(6)式による Dh 式の β をそれぞれ 25,75 としたときの代表変位について，時刻歴解析による最大応答値 $S_{d,dyna}$ に対する等価線形化法による予測値 $S_{d,static}$ の比を取り縦軸に示す。告示波については，8 波の平均値を丸印，その分布を実線で示す。オイル，粘弾性については(3c)式で R=1.0 の場合に加えて，非定常応答の減衰効果低減に関する既往の研究 [10] に基づき，R=0.8(オイル)，0.9(弾塑性)とする検討も行なう。図中 R=1.0 を白丸，R=0.8, 0.9 を黒丸で表す。オイル，粘弾性について非定常応答の減衰効果低減を考慮すると，各制振構造について破線の楕円で示すように，告示波では β=75，観測波では β=25 において予測精度が高く，文献 4,5)の結果とも整合している。この知見に従って，オイル，粘弾性における 3.4 節および以後の検討はそれぞれ R=0.8, 0.9 とする。

図 26,27 にそれぞれ，各制振構造の告示波における各階の最大層間変形，最大層せん断力を示す。実線が応答解析値で図中の白四角，黒四角はそれぞれ β=25,75 における予測値を示す。実線は 4 つの入力レベル毎の時刻歴応答値の平均値で，破線は平均値に標準偏差を加えたものである。β=75 において，制振壁の 0.5 倍から 1.5 倍入力時に予測値が若干小さくなるが，各制振構造において予測精度は高いことが分かる。この結果は等価 1 自由度系における結果とも整合している。

図 28,29 にそれぞれ，各制振構造の観測波における各階の最大層間変形，最大層せん断を示す。図の表記は図 26 と同様である。ElCentroNS 波の場合には比較的予測精度が高く，β による比較では β=75 の場合に比べて β=25 の方がより予測精度が高いことが分かる。

表 3 入力地震動の諸元

入力地震動		最大加速度(cm/s²)	最大速度(cm/s)	時間刻み(s)	入力時間(s)	継続時間(s)
告示波	EL Centro 1940 (NS)　位相	309	48	0.02	60	35
	Taft 1952 (EW)　位相	357	54	0.02	60	40
	Tohoku Univ. 1978 (NS)位相	292	53	0.02	60	30
	JMA-Kobe 1995 (NS)　位相	294	59	0.02	60	30
	JR-Takatori 1995(EW)　位相	322	62	0.02	60	14
	Hachinohe 1968 (EW)　位相	356	53	0.02	120	79
	ランダム位相-1	393	49	0.01	120	73
	ランダム位相-2	351	54	0.01	120	94
観測波	EL Centro 1940 (NS)	511	50	0.02	50	24
	JMA-Kobe 1995 (NS)	818	91	0.02	50	8



(a) 告示波　　(b) 観測波

図 24 入力地震動の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

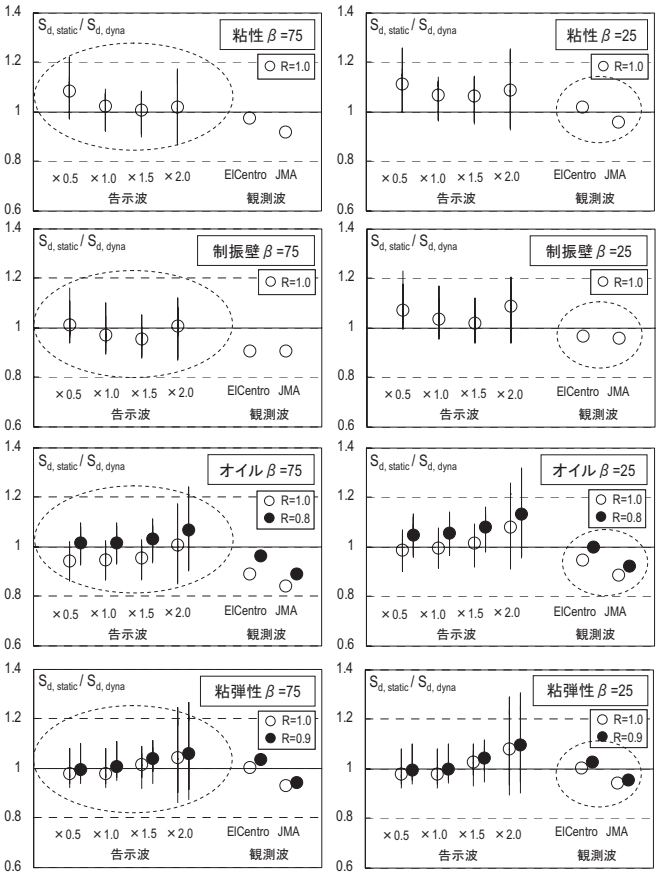


図 25 S_d の予測精度(静的解析予測値/時刻歴解析値)

一方，JMA-KobeNS 波の場合には応答値は高次モードの影響を受けており，静的解析により変形分布を予測できていない。

図 30 に告示波について，2.8 節に示す方法で計算した各制振構造の付加系最大負担せん断力を示す。図の表記は図 26 と同様である。

入力レベルの上昇に伴い比例的にせん断力が増加する粘弾性に対して，オイルはリリーフ機構により頭打ちとなり，粘性と制振壁の比較では速度の指数乗の係数値が大きい制振壁の方が増加傾向にあるなど，各種ダンパーの特徴が見られ比較的予測精度は高いが，予測

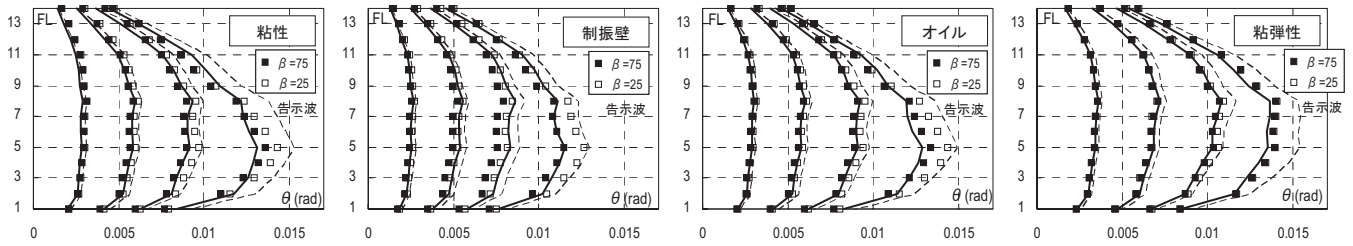


図 26 最大層間変形角の比較(告示波)

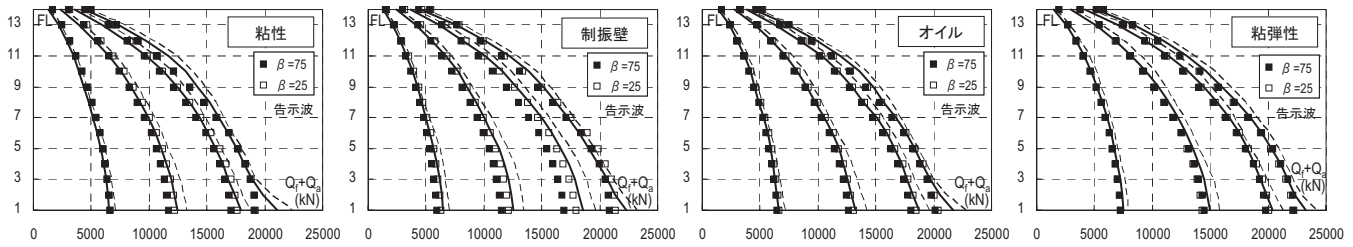


図 27 最大層せん断力の比較(告示波)

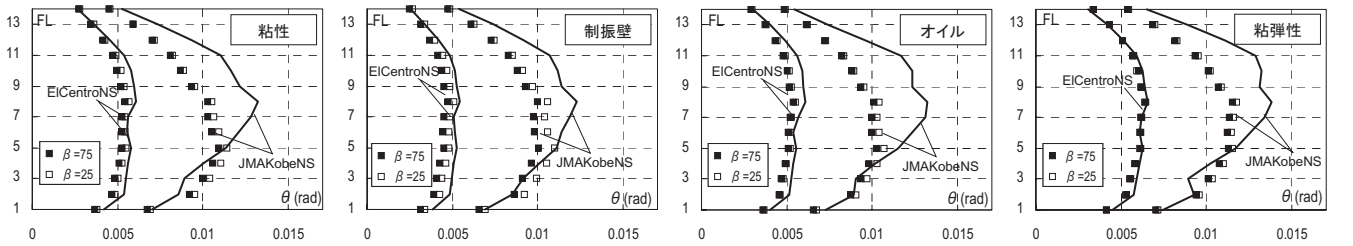


図 28 最大層間変形角の比較(観測波)

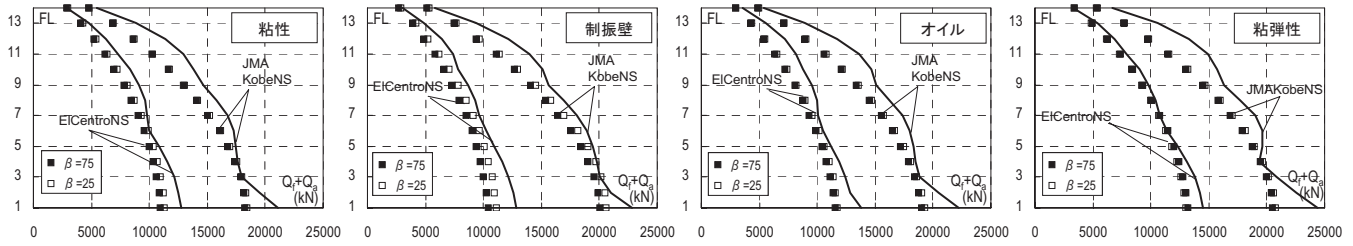


図 29 最大層せん断力の比較(観測波)

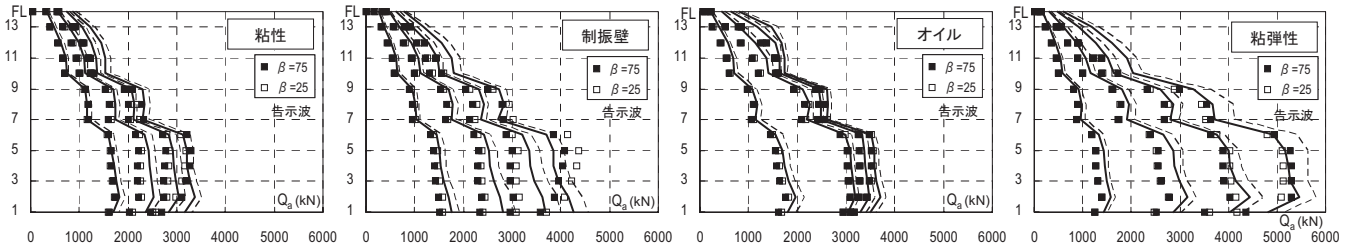


図 30 付加系最大負担せん断力の比較(告示波)

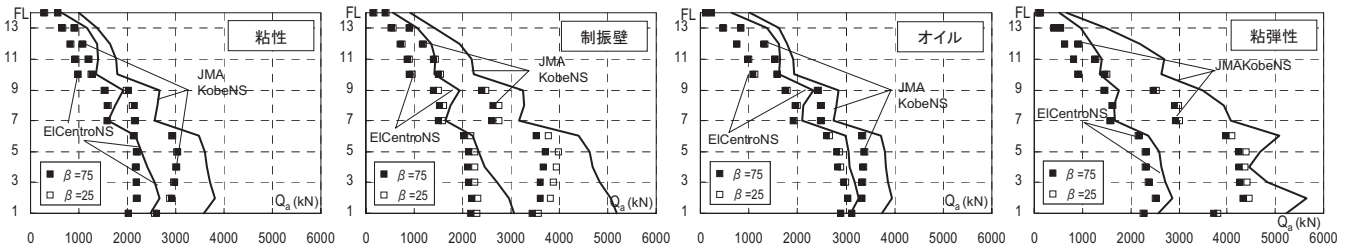


図 31 付加系最大負担せん断力の比較(観測波)

値は下層と上層において過小評価の傾向にある。

図 31 に観測波について付加系最大負担せん断力を示す。告示波に比べて予測値と応答値の違いが大きく，特に上層の違いが大きい。この理由を調べるために，図 32 に JMA-Kobe 波入力時における 3 階の制振壁の付加系履歴，図 33 に付加系に作用する速度および変形に応答予測値における固有円振動数を乗じた擬似速度の時刻歴を示す。図 34 に制振壁と粘弾性の各階の擬似速度の最大値に対する最大速度の比を示す。告示波については全ケースの平均値である。図 32 によれば予測値と応答値の付加系最大変位は概ね等しいが，最大力に差が生じている。これは図 33 に示すように静的解析から予測される擬似速度と応答速度に差が生じているためである。図 34 によれば，付加系の応答速度は高次モードの影響を受けており，最上層部では予測値に対して 4 倍程度大きくなる。主架構の設計では，検討用の付加系最大荷重にこの影響を見込んで適切に割り増す必要がある。

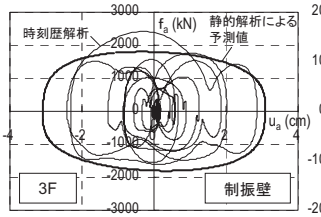


図 32 付加系履歴形状の比較

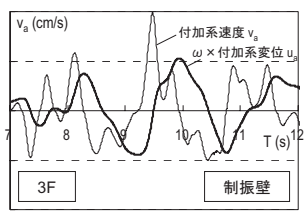


図 33 付加系速度・擬似速度時刻歴

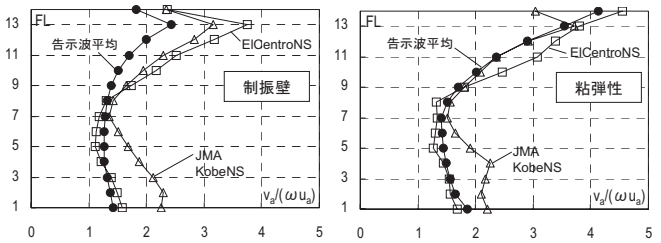


図 34 付加系の擬似速度に対する最大応答速度の比

4．結論

本論文では，速度依存型ダンパーを設置した制振構造について，架構抵抗剛性を付与した付加系(仮想動的付加系)における定常状態をダンパーの動的力学モデルから直接計算し，静的解析モデルに組み込む静的付加系要素の設定および静的解析の各ステップにおける付加系履歴の導出を行なう汎用的な等価線形化手法による応答予測法を示し，各種ダンパーをブレース型，壁型に設置した 14 階建ての鋼構造建物に適用して検討を行なった。以下に検討結果を要約する。

1) ダンパーの動的力学モデルが明らかであれば，本手法に基づいて，静的付加系要素を組み込んだ静的解析により精度良く固有 1 次モードにおける等価剛性と等価減衰定数を予測することが可能である。本手法はダンパーの各種非線形や依存性，設置形式による制約がなく，コンピューターによる計算を前提とした汎用的で合理的な手法である。

2) 付加系の等価支持材剛性に対する架構抵抗剛性の比が小さいほど架構抵抗剛性が本手法による予測結果に与える影響は大きい。特に大梁上に設置される粘性制振壁の場合にはこの影響が大きく，架構抵抗剛性を無視し得ないため，本手法は有効である。

3)本手法にしたがって静的解析の各ステップにおいて定常状態を仮定して計算した等価 1 自由度縮約系の減衰定数と代表変位 S_d の関係を S_d について積分平均することにより，非定常応答としての等価減衰定数を評価し，応答低減係数に笠井式を用いた等価線形化法により，高次モードが極端に卓越する場合を除けば，速度依存型制振構造の精度の良い応答予測が可能である。この時，文献 10)によるオイル・粘弾性ダンパーにおける非定常低減係数を適用することで予測精度がより向上する。

4)等価線形化法により，等価 1 自由度縮約系における等価周期，等価減衰定数を各静的解析ステップにおける代表変位の関係として整理して表すことで，ダンパー付加による応答低減効果を固有周期の変動効果と減衰効果に分けて変位レベルに応じて包括的に把握することができる。本例題建物の告示波応答の領域である擬似速度応答スペクトル一定領域におけるダンパー付加による変位の応答低減効果については，粘性ダンパーを設置した変形の小さい領域を除けば，固有周期の短周期化による影響は小さく等価減衰定数の増加による影響が大きいことが分かる。

5)付加系の速度応答は変形に比べて高次モードの影響を受け易いため，付加系に作用する最大力の予測において，変形の予測値とその時の等価周期から計算される擬似速度による評価は過小評価となる。主架構検討用の付加系最大荷重はこの影響を見込んで適切に割り増す必要がある。

参考文献

1) 柴田明徳：最新 耐震構造解析，森北出版，1981. 6
2) 倉本洋，勅使川原正臣，小鹿紀英，五十田博：多層建築物の等価 1 自由度系縮約法と地震応答予測精度，日本建築学会構造系論文集，NO. 546，pp. 79-85，2001. 8
3) 石井正人，和田章：履歴型ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測，日本建築学会構造系論文集，NO. 632，pp. 1735-1743，2008. 10
4) 笠井和彦，伊藤浩資，渡辺厚：等価線形化手法による一質点系弾塑性構造の最大応答予測法，日本建築学会構造系論文集，NO. 571，pp. 53-62，2003. 9
5) 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振構造の応答制御手法，日本建築学会構造系論文集，NO. 595，pp. 45-55，2005. 9
6) 西村功：構造物内部に設置された減衰装置の性能評価，日本建築学会構造系論文集，NO. 579，pp. 23-30，2004. 5
7) 石丸辰治，江原栄次，石垣秀典，森川和彦：パッシブ型制震構造物の等価線形化による応答解析法，日本建築学会構造系論文集，NO. 542，pp. 91-98，2001. 4
8) 日本免震構造協会（JSSI）：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル，第 1 版 2003. 10，第 2 版 2005. 9
9) 高橋雄司，曽田五月也：一般化マックスウェルモデルにより模擬される粘弾性ダンパーを有する構造物の応答解析方法，日本建築学会構造系論文集，NO. 511，pp. 85-91，1998. 9
10) 笠井和彦，大熊潔：振動数に依存する制振構造の等価周期・等価減衰の評価法とその精度―弾性架構と粘弾性ダンパーやオイルダンパーをもつ一質点構造における全体減衰系への置換法―，日本建築学会構造系論文集，NO. 580，pp51-59，2004. 6
11) 山根尚志，北村春幸，村上勝英，寺本隆幸：観測地震動の位相特性を用いた設計用人工地震動について(その 1，2)，日本建築学会大会(中国)学術講演梗概集 B 分冊，pp. 287-290，1990. 10
12) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1994. 4

注

注 1)「石井正人，和田章：速度の指数乗に比例して力を発揮する粘性ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測」というタイトルの論文として 2009 年 1 月の日本建築学会構造系論文集 NO. 635 に掲載予定となっている。

(2008年12月10日原稿受理，2009年 2 月10日採用決定)