

# アウトフレーム型連結制振構法におけるアウトフレーム及び 連結ダンパーの応答低減比マップを用いた設計法

## STIFFNESS-DAMPING DESIGN IN OUTER-FRAME TYPE CONNECTING SEISMIC RETROFITTING VIA RESPONSE REDUCTION CONTOUR MAP

辻 聖晃\*<sup>1</sup>, 中川大輔\*<sup>2</sup>, 吉富信太\*<sup>3</sup>, 竹脇 出\*<sup>4</sup>  
Masaaki TSUJI, Daisuke NAKAGAWA, Shinta YOSHITOMI  
and Izuru TAKEWAKI

The purpose of this paper is to propose a rational design approach to the seismic retrofitting of an existing building connected with an adjacent newly-built outer frame by viscous dampers. The mass and stiffness of the existing building together with the mass of the outer frame are given. Then the stiffness of the outer frame and the damping coefficient of the connecting dampers are found so that the requirements on the maximum interstory drift of the existing building are satisfied. By introducing a response reduction contour map in terms of the stiffness ratio  $\kappa$  and the connecting-damper damping ratio  $h^R$  of the rigidly supported model, an approximate but effective design procedure is proposed. It is concluded that the proposed approach is an effective method for designing the outer frame and the connecting dampers.

**Keywords:** Response control by connecting damper, Outer-frame type seismic retrofitting, Elastic-plastic response, Response spectrum method, Response reduction contour map, Equivalent linearization

連結制振, アウトフレーム型耐震補強, 弾塑性応答, 応答スペクトル法, 応答低減比マップ, 等価線形化

### 1. 序

連結制振構法については, 基本的制振特性の解明や最適ダンパー量の決定方法に関する多数の研究結果が蓄積されており<sup>1-10)</sup>, 実建物に対する適用例も存在する<sup>11, 12)</sup>.

本論文で対象とするアウトフレーム型連結制振構法は, 図1に示すように, 既存建物と, それに比べて極端に小さな質量を有する新設外部独立骨組架構(アウトフレーム)をオイルダンパーを用いて連結することにより, 既存建物の耐震性能を要求されるレベルまで引き上げることを特徴としている<sup>6, 7, 13-18)</sup>. このためアウトフレーム型連結制振構法は, (1) 建物と比べて極めて小さな質量のアウトフレームを建物と連結させるため, 質量が同程度の二つの構造物の建物を連結する場合とは基本的制振特性が大きく異なる, (2) アウトフレームは建物使用を前提としない新設付帯物であるため, 既存建物との連結前からの耐震性能の低下は問題とならない, (3) 居ながら補強が可能である, という特徴を有している.

田原らは, 2棟の弾性建物を履歴ダンパーで連結した連結制振構造について, 2棟の建物に対して無次元化した履歴ダンパーの降伏耐力及び弾性剛性をパラメーターとして選定し, それらに対して連結前後での最大応答変位比の等高線図を描き, 効果的なダンパーのパラメーターの範囲を特定している<sup>19)</sup>. 友澤らは, 既存不適格建物と隣接する新設構造物を連結した2棟連結制振系に対して, 既存建物が非線形化する場合においても連結制振効果が最大となるような新設建物

及び連結機構の諸特性をパラメトリックな解析により導き, 両棟の固有周期を軸とした等高線を用いてその有効性を示している<sup>20)</sup>. 楊らは, 2つの1質点系を接合ばねと接合ダンパーで連結した連結構造物に対して, 主構造物の伝達関数のピークを最小にする最適接合ばね剛性と最適ダンパー減衰係数の決定方法に関して定點理論<sup>21)</sup>に基づく理論を展開し, 質量比, 周波数比で定義される領域を3つに区分して各領域での最適値決定法を提案している<sup>9)</sup>. 伊藤らは, アウトフレーム型の連結制振構法に対して, 地震時最大層間変位の設計目標値を設定し, アウトフレームの剛体近似等を用いた逆問題型のアプローチにより, アウトフレーム剛性や連結ダンパーの減衰係数を決定する手法を提案している<sup>18, 22)</sup>.

本論文では, アウトフレーム型連結制振構法の耐震性能を, アウトフレームとの連結前後での建物の最大応答変位の比(応答低減比と称す)で評価し, 建物に対するアウトフレームの剛性比と連結ダンパー量を2軸とする応答低減比の等高線図(応答低減比マップ)を用いて, アウトフレーム剛性と連結ダンパー量を設計する手法を提案する. 本研究の特徴は, (1) アウトフレームの質量が建物に比べ小さいことを利用して, アウトフレームの質量を無視した1質点モデルに置き換え, 応答スペクトル法を用いて応答低減比マップを作成すること, (2) 応答低減比マップではアウトフレーム剛性や連結ダンパー量の変化に対する応答低減比の変動特性が明快となること, (3) 応答低減比マップを用いると所定の耐震性能を満たすためのアウト

\*1 京都大学工学研究科都市環境工学専攻 准教授・博士(工学)  
\*2 京都大学工学研究科都市環境工学専攻 大学院生  
\*3 京都大学工学研究科都市環境工学専攻 助教・博士(工学)  
\*4 京都大学工学研究科都市環境工学専攻 教授・工博

Assoc. Prof., Dept. of Urban and Environmental Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.  
Graduate Student, Dept. of Urban & Environ. Eng., Kyoto Univ.  
Assist. Prof., Dept. of Urban and Environmental Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.  
Prof., Dept. of Urban and Environmental Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

トフレーム剛性と連結ダンパー量の望ましい組み合わせが視覚的にも得られ、両者のバランスのとれた設計が容易となること、(4)等価線形化手法を用いて建物の弾塑性域応答を含めた解析を行う、という点である。ただし、想定する建物は最大でも10階建程度の中低層建物とする。

## 2. 簡易モデルを用いたアウトフレーム型連結制振の特性の解明

### 2.1. 主要パラメータの定義

建物、アウトフレームともに1質点に縮約してダンパーで連結した、図2左図のような2質点連結モデルを扱う。建物の質量と剛性を  $M_s$ ,  $K_s$ , アウトフレームの質量と剛性を  $m_{of}$ ,  $k_{of}$  で表し、連結ダンパーの減衰係数を  $c^I$  で表す。下式のように、建物に対するアウトフレームの質量比を  $\mu$ , 剛性比を  $\kappa$  で表すこととする。

$$\mu = \frac{m_{of}}{M_s}, \quad \kappa = \frac{k_{of}}{K_s} \quad (1a, b)$$

建物の規模によらず連結ダンパーの減衰性能(ダンパー量)を表すパラメータとして、建物をダンパーで剛体に連結したときに付加される減衰定数を採用し  $h^R$  で表す。 $h^R$  は以下の式で表される。

$$h^R = \frac{c^I}{2\sqrt{M_s K_s}} \quad (2)$$

### 2.2. 質量比を0としたモデル化

本構法においては建物に比べてアウトフレームの質量は小さく、 $m_{of} \ll M_s$  である。そこで、図2左図の2質点連結モデルにおいて、図2中央図に示すように  $\mu=0$  とすると、減衰係数  $c^I$  のダッシュポットと剛性  $k_{of}$  のばねとが直列に繋がれた Maxwell モデルと、剛性  $K_s$  のばねが並列に並ぶ全体として1質点のモデルとなる(図1右図)。これを Maxwell 型1質点モデルと呼ぶ。Appendix に、質量比  $\mu$  が小さい場合に  $\mu$  が連結系の振動特性に与える影響を示す。

この Maxwell 型1質点モデルに対して、図3左図のように系全体の変位  $x$ , 減衰係数  $c^I$  のダッシュポットの相対変位  $x_1$ , 剛性  $k_{of}$  のばねの相対変位  $x_2$  をそれぞれ  $X \cdot e^{i\omega t}$ ,  $X_1 \cdot e^{i\omega t}$ ,  $X_2 \cdot e^{i\omega t}$  で与える。ダッシュポットとばねの直列部分を等価な並列モデルに置き換え、図3右図に示すような、ダッシュポットとばねの並列モデルに変換する<sup>23)</sup>。このモデルを等価1質点 Kelvin-Voigt モデルと称す。 $\bar{C}_v$  及び  $K_v$  はこのモデルの等価減衰係数及び等価剛性である。

Maxwell 型1質点モデルにおける変位の適合条件式及び力の釣り合い式はそれぞれ以下のように書ける。

$$x = x_1 + x_2 \quad (3)$$

$$c^I \cdot \dot{x}_1 = k_{of} \cdot x_2 \quad (4)$$

Maxwell 型1質点モデルと等価1質点 Kelvin-Voigt モデルに生じる力の等価性条件は以下のように書ける。

$$K_s \cdot x + c^I \cdot \dot{x}_1 = K_v \cdot x + \bar{C}_v \cdot \dot{x} \quad (5)$$

(3), (4)式を(5)式に代入して整理すると以下の式を得る。

$$\left( K_s + \frac{k_{of} (c^I \omega)^2}{k_{of}^2 + (c^I \omega)^2} \right) \cdot x + \frac{k_{of}^2 c^I}{k_{of}^2 + (c^I \omega)^2} \cdot \dot{x} = K_v \cdot x + \bar{C}_v \cdot \dot{x} \quad (6)$$

上式が恒等的に成り立つとすると、以下の関係を得る。

$$\bar{C}_v = \frac{k_{of}^2 c^I}{k_{of}^2 + (c^I \omega)^2}, \quad K_v = K_s + \frac{k_{of} (c^I \omega)^2}{k_{of}^2 + (c^I \omega)^2} \quad (7a, b)$$

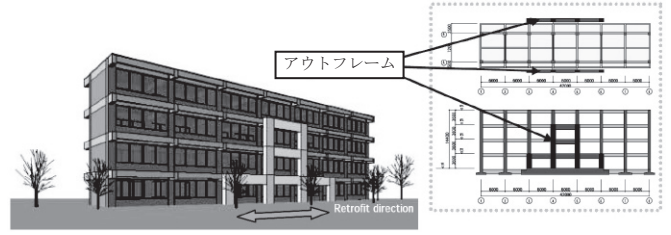


図1 アウトフレーム型連結制振構法の施工イメージ<sup>9)</sup>

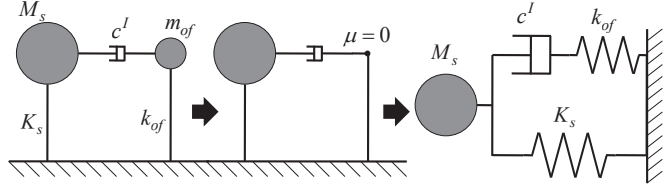


図2 2質点連結モデルの Maxwell 型1質点モデルへの変換

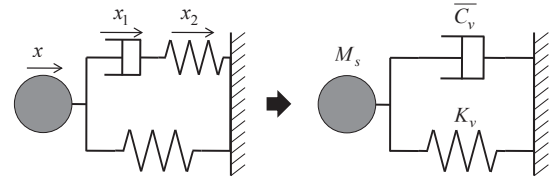


図3 等価1質点 Kelvin-Voigt モデルへの変換

等価1質点 Kelvin-Voigt モデルの固有円振動数を  $\omega_v$ , 建物単独時の固有円振動数を  $\omega_0$  とする。(7b)式の  $\omega$  を  $\omega_v$  に置き換えると、 $\omega_v$  は以下の関係式を満たす。

$$\omega_v = \sqrt{\frac{K_v}{M_s}} = \sqrt{\frac{K_s}{M_s} + \frac{k_{of} (c^I \omega_v)^2}{M_s \{k_{of}^2 + (c^I \omega_v)^2\}}} \quad (8)$$

(8)式は次のようにも表現できる。

$$\omega_v = \frac{\sqrt{2\beta}}{4h^R} \omega_0 \quad (9)$$

ただし、 $\beta$  は  $\kappa$  と  $h^R$  の関数として次式で定義される。

$$\beta = \sqrt{\alpha^2 + 16\kappa^2 (h^R)^2} - \alpha, \quad \alpha = \kappa^2 - 4(\kappa + 1)(h^R)^2 \quad (10a, b)$$

また、 $\bar{C}_v$  を  $\kappa$ ,  $h^R$  を用いて表すと(11)式となる。

$$\bar{C}_v = \frac{2k_{of}^2 h^R M_s \omega_0}{k_{of}^2 + (c^I \omega_v)^2} = \frac{4\kappa^2 h^R}{\beta + 2\kappa^2} M_s \omega_0 \quad (11)$$

従って、等価1質点 Kelvin-Voigt モデルの等価減衰定数  $\bar{h}_v$  は以下の式で表わされる。

$$\bar{h}_v = \frac{\bar{C}_v}{2\sqrt{M_s K_v}} = \frac{4\sqrt{2}(\kappa h^R)^2}{\sqrt{\beta(\beta + 2\kappa^2)}} \quad (12)$$

これより、 $\bar{h}_v$  は、 $\kappa$  と  $h^R$  のみで表されることになる。

### 2.3. アウトフレーム型連結制振の減衰定数に関する特性

(12)式で表わされる等価1質点 Kelvin-Voigt モデルの減衰定数  $\bar{h}_v$  について、 $h^R$  及び  $\kappa$  を横軸としてグラフ化したものを図4に示す。 $\bar{h}_v$  は  $h^R$  がある値のときに最大値をとり、 $h^R$  がそれ以上になると低下する。また、 $\bar{h}_v$  が最大値をとるときの  $h^R$  は  $\kappa$  が大きいほど大きい。伊藤らは、アウトフレームの剛性が与えられたときに、所定の減衰定数  $\bar{h}_v$  を得るのに必要となる  $h^R$  を逆問題的に算出するため、減衰定数  $\bar{h}_v$  を  $h^R$  の2次式で近似する方法を提案している<sup>22)</sup>。本論文ではこの

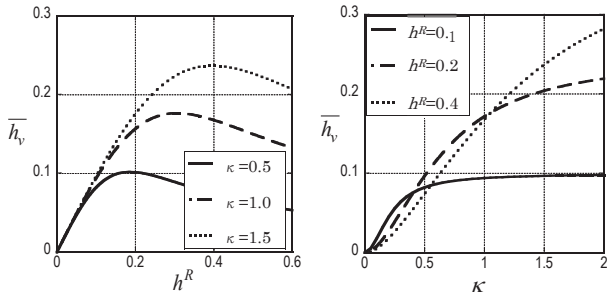


図4  $h^R$  及び  $\kappa$  に対する減衰定数  $\bar{h}_v$  の変動

ような2次関数近似ではなく、厳密な表現の(12)式を用いる。

$\kappa$  に対しては、 $\kappa$  が小さい範囲では  $h^R$  が大きい方が  $\bar{h}_v$  は小さい。また、 $\kappa$  がある程度以上になると  $\bar{h}_v$  の増加はほとんど望めなくなる。例えば  $h^R=0.1$  では、 $\kappa$  が1を超えるとほぼ一定値となる。すなわち、 $\kappa$  が1よりも大きければ、剛体とダンパーで連結したときと同等の減衰効果が期待できる。

#### 2.4. 建物の減衰を考慮した場合の等価1質点 Kelvin-Voigt モデル

建物の構造減衰として粘性減衰係数  $C_s$  (減衰定数  $h_s$ ) を考慮する。このときの等価1質点 Kelvin-Voigt モデルの等価減衰係数  $C_v$  は、建物の減衰を無視した場合の等価減衰係数  $\bar{C}_v$  に  $C_s$  を加えた値となる。従って、建物の減衰を考慮した場合の等価1質点 Kelvin-Voigt モデルの等価減衰定数を  $h_v$  とすると、以下のように表わされる。

$$h_v = \frac{C_v}{2\sqrt{M_s K_v}} = \frac{\bar{C}_v + C_s}{2M_s \omega_v} = \frac{\bar{C}_v}{2M_s \omega_v} + \frac{C_s}{2M_s \omega_v} \cdot 2h^R \sqrt{\frac{2}{\beta}} \quad (13)$$

(13)式は次のようにも表現できる。

$$h_v = \bar{h}_v + 2h_s h^R \sqrt{\frac{2}{\beta}} \quad (14)$$

右辺の第2項については、 $h_s$  に乗じられている係数部分が 0.8~1 程度でほとんど一定となるので、(14)式で表わされる  $h_v$  の性質は(12)式で表わされる  $\bar{h}_v$  とほぼ同様である ( $h_s$  のみ付加される)。

### 3. 設計用変位応答スペクトルと応答低減比

#### 3.1. 設計用変位応答スペクトルと設計用地震動

設計用地震動としては、Newmark と Hall による Design Spectrum<sup>24)</sup> を簡略化した変位応答スペクトル  $\bar{S}_D$  を考え、その減衰定数  $h=0.04$  に適合する模擬地震波 10 波 (以後 4%スペクトル適合波と称す) を用いる。(15)式は加速度一定領域、速度一定領域を表す。ここでは変位一定領域に入るモデルは扱わないので、変位一定領域は省略する。また、位相特性はランダムとする。

$$\bar{S}_D = \begin{cases} \ddot{u}_{g \max} \{3.21 - 0.68 \ln(100h)\} / \omega^2 \\ \dot{u}_{g \max} \{2.31 - 0.41 \ln(100h)\} / \omega \end{cases} \quad (15)$$

ここで  $\omega$  は固有円振動数を、 $h$  は減衰定数を表す。また、 $\ddot{u}_{g \max}$  及び  $\dot{u}_{g \max}$  はそれぞれ地震動の最大加速度、最大速度を表し、レベル1地震動に対する値として、それぞれ 201cm/s<sup>2</sup>、25cm/s の値を、レベル2地震動に対してはそれぞれ 402cm/s<sup>2</sup>、50cm/s の値を採用する。

等価1質点 Kelvin-Voigt モデルに対して応答スペクトル法を用いて解析した結果と、時刻歴応答解析による結果を比較する上で、より信頼性の高い結果を得るため、設計用変位応答スペクトルとしては、4%スペクトル適合波での時刻歴応答解析結果に一層精度よく適合するように、応答倍率を与える式の係数を修正した(16)式の  $S_D$  を用いる。

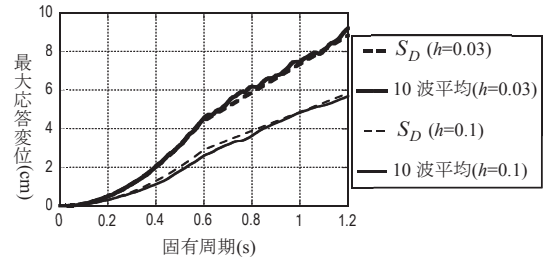


図5  $S_D$  と 4%スペクトル適合波 10 波平均 (レベル1地震動)

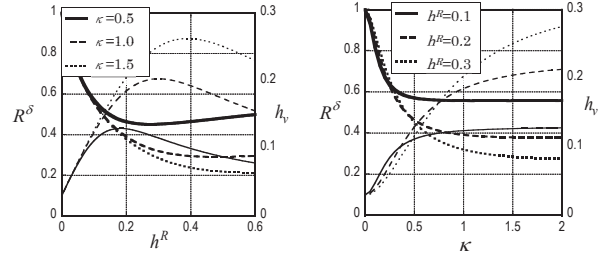


図6  $h^R$  及び  $\kappa$  に対する  $R^\delta$ ,  $h_v$  の変動 (太線:  $R^\delta$ , 細線:  $h_v$ )

$$S_D = \begin{cases} \ddot{u}_{g \max} \{3.30 - 0.74 \ln(100h)\} / \omega^2 \\ \dot{u}_{g \max} \{2.42 - 0.52 \ln(100h)\} / \omega \end{cases} \quad (16)$$

図5に、 $h$  が 0.03 及び 0.1 の場合について、レベル1地震動の  $S_D$  と 4%スペクトル適合波入力時の最大変位 (変位応答スペクトル) の平均値の対応を示す。

#### 3.2. 応答低減比の定義

本研究では、アウトフレーム型連結制振構法の耐震性能を、アウトフレームとの連結前後での建物の地震時最大応答変位の比 (応答低減比)  $R^\delta = \delta_{\max} / \bar{\delta}_{\max}$  で評価する。ここで  $\bar{\delta}_{\max}$  は建物単独時の地震時最大応答変位、 $\delta_{\max}$  はアウトフレームとの連結後での建物の地震時最大応答変位を表す。また多質点連結モデルにおいては、各層の最大層間変位に関する応答低減比  $R_i^\delta$  として(17b)式を用いる。

$$R^\delta = \delta_{\max} / \bar{\delta}_{\max}, \quad R_i^\delta = \delta_{\max i} / \bar{\delta}_{\max i} \quad (17a, b)$$

ただし  $\bar{\delta}_{\max i}$  は建物単独時の第  $i$  層の最大層間変位、 $\delta_{\max i}$  はアウトフレームとの連結後での建物の第  $i$  層の最大層間変位である。

### 4. 応答低減比マップを用いた応答低減効果の表現

#### 4.1. 応答スペクトルを用いた応答解析

本節ではレベル1地震動を用いる。建物単独時の固有周期  $T_0$  が 0.6s、構造減衰  $h_s$  が 0.03 の1質点モデルをアウトフレームと連結して応答スペクトル法により解析し、 $h^R$  及び  $\kappa$  に対する応答低減比  $R^\delta$  の変動をグラフにしたものが図6である。建物単独時の最大変位  $\bar{\delta}_{\max}$  は 4.43cm である。図6には、等価1質点 Kelvin-Voigt モデルの減衰定数  $h_v$  の変動も重ねて示しており、 $R^\delta$  と  $h_v$  の対応が理解できる。太線が  $R^\delta$  を、細線が  $h_v$  を表している。

図6左図から、 $h^R$  に対しては、 $h_v$  が最大値をとることに対応して  $R^\delta$  は最小値をとることがわかる。しかし、 $h_v$  が最大値をとる時と、 $R^\delta$  が最小値をとる時の  $h^R$  の値は一致していない。また図6右図からは、 $\kappa$  がある程度以上大きくなると  $h_v$  がほぼ一定になることに対応して、 $R^\delta$  もほぼ一定値となることがわかる。

図7左図は、 $\kappa$  と  $h^R$  を2軸とした応答低減比  $R^\delta$  についての等高線図であり、これを応答低減比マップと称す。この応答低減比マップ



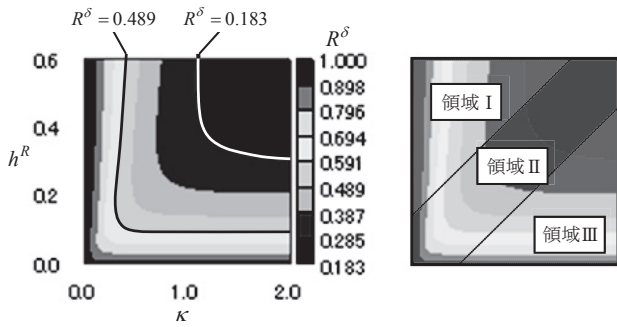


図7 応答低減比マップとその領域分け

は全体的に右上に行くほど  $R^\delta$  の値は小さく、アウトフレームと連結することによる応答低減効果が高いことを表している。応答低減比マップから、ある応答低減比  $R^\delta$  を得るために必要な  $\kappa$  と  $h^R$  の組み合わせは無数に存在することがわかる。また、ある  $R^\delta$  値を得るために必要となる最低限の  $\kappa$  と  $h^R$  が存在することも理解できる。

図6及び図7より、 $\kappa$ 、 $h^R$  の一方を過度に大きくしても一層の応答低減効果は得られないことがわかる。そこで、応答低減比マップを図7右図のように性質の違いによって3つの領域に分割する。領域Iでは、 $\kappa$  を固定したとき  $h^R$  を増大させても応答低減効果は上がらないかまたは低下する。つまり領域I内で得られる  $\kappa$  と  $h^R$  の組み合わせは  $h^R$  が過大な組み合わせと言える。逆に領域IIIでは、 $h^R$  を固定したとき、 $\kappa$  を増大させても応答低減効果は上がらず、領域IIIでの組み合わせは  $\kappa$  が過大な組み合わせとなる。従って、領域Iと領域IIIには含まれている領域IIでの  $\kappa$  と  $h^R$  の組み合わせが、同じ  $R^\delta$  を得る上での  $\kappa$  と  $h^R$  のバランスのとれた望ましい組み合わせであると言える。

このように、応答低減比マップを用いると、ある応答低減比を実現する上で望ましい  $\kappa$  と  $h^R$  の組み合わせを容易に見出すことができ、応答低減比  $R^\delta$  マップは本構法の設計において有効であるといえる。弾性範囲に限ればこの応答低減比マップは、建物単独時の固有周期  $T_0$  と減衰定数  $h_s$  が決まれば容易に作成可能である。

#### 4.2. 建物の固有周期、減衰定数による応答低減比マップの変動

建物の固有周期  $T_0$  が短い場合は、アウトフレームとの連結の有無に関わらず常に加速度一定領域にあり、応答低減比  $R^\delta$  は下式で表わされるため、応答低減比マップは  $T_0$  によって変化しない。

$$R^\delta = \frac{8(h^R)^2 \{3.30 - 0.74 \ln(100h_v)\}}{\beta \{3.30 - 0.74 \ln(100h_s)\}} \quad (18)$$

逆に、 $T_0$  が十分に長い場合は、アウトフレームとの連結の有無によらず速度一定領域にあり、応答低減比は(19)式で表わされるため、この場合も応答低減比マップは  $T_0$  によって変化しない。

$$R^\delta = \frac{4h^R \{2.42 - 0.52 \ln(100h_v)\}}{\sqrt{2}\beta \{2.42 - 0.52 \ln(100h_s)\}} \quad (19)$$

$T_0$  が両者の間の範囲では、応答低減比マップは、 $T_0$  が短いほど応答低減効果が全体として高い ( $R^\delta$  値が小さい) 等高線図となり、 $T_0$  が長いほど応答低減効果が全体として低い ( $R^\delta$  値が大きい) 等高線図となる。しかしながら、このような  $T_0$  の範囲においても、 $T_0$  に対する応答低減比マップの変動は全体的には小さい。 $T_0$  による応答低減比マップの変動は、 $h_s=0.03$  の場合は  $T_0$  が 0.7s 前後で最も大きくなるが、 $T_0$  が 0.6s の場合と 0.7s の場合の応答低減比マップを比較すると、

$R^\delta$  値の差は最大でも1割程度である。

建物の減衰定数  $h_s$  に対しては、 $h_s$  が小さいほど応答低減効果が高い ( $R^\delta$  値が小さい) 等高線図となり、 $h_s$  が大きいほど応答低減効果が低い ( $R^\delta$  値が大きい) 等高線図となる。しかしながら、 $h_s$  による応答低減比マップの変動は全体的に小さく、特に  $h_s$  が 0.03 以上ではその変動は極めて小さい。例えば  $T_0$  が 0.6s の場合、 $h_s$  が 0.03 の応答低減比マップと 0.04 の応答低減比マップを比較すると、 $R^\delta$  値の差は最大でも2%程度である。

### 5. 多質点連結モデルに対する時刻歴応答解析との比較による縮約モデルの精度検証

#### 5.1. 多質点連結モデル

建物とアウトフレームがともに多質点モデルである多質点連結モデルの  $\mu$ 、 $\kappa$  及び  $h^R$  は、建物及びアウトフレームをともに1次固有周期が等価な1質点モデルに置換したときの、2質点連結モデルにおける  $\mu$ 、 $\kappa$ 、 $h^R$  を指すものとする。

本研究で扱う多質点の例題モデルでは、アウトフレーム及び連結ダンパーに以下のような条件を設定している。

- ・質量比  $\mu$  は 0.05 とする
- ・アウトフレームと建物の層数は等しい
- ・アウトフレーム単独時の1次固有モードは直線形
- ・  $(m_i/m_1) = (M_i/M_1)$  とする
- ・各層の連結ダンパーの減衰係数は等しい

$\kappa$  と  $h^R$  を決定し、上記の条件を満たすようにアウトフレーム各層の質量と剛性、連結ダンパー量を逆問題的に計算する<sup>18)</sup>。 $m_i, M_i$  はそれぞれアウトフレーム、建物の第  $i$  層の質量である。時刻歴応答解析では4%スペクトル適合波10波に対する平均をとる。

#### 5.2. 等価1質点 Kelvin-Voigt モデルとの比較

4節で示した等価1質点 Kelvin-Voigt モデルに対する応答低減比マップと、多質点モデルに対する時刻歴応答解析から得られる各層の応答低減比  $R_i^\delta$  についての応答低減比マップを比較する。

モデルとしては表1に示すような5層建物を用いる。 $M_i, K_i, H_i$  はそれぞれ第  $i$  層の質量、剛性、階高であり、建物の構造減衰は  $h_s=0.03$

表1 5層建物モデルの諸元

| 層                          | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    |
|----------------------------|------|------|------|------|------|
| $M_i$ ( $\times 10^3$ kg)  | 415  | 409  | 379  | 384  | 372  |
| $K_i$ ( $\times 10^6$ N/m) | 517  | 496  | 407  | 310  | 186  |
| $H_i$ (m)                  | 2.96 | 2.65 | 2.65 | 2.65 | 2.85 |

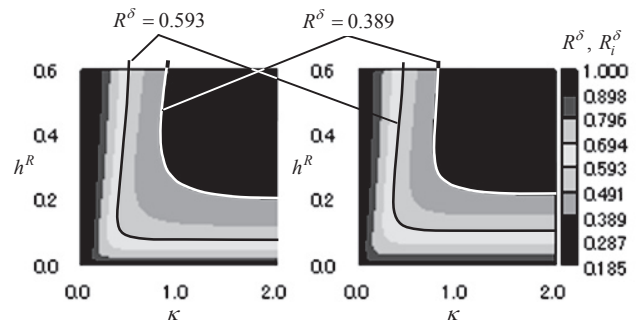


図8 応答低減比マップの比較

(左：多質点モデル第1層 右：等価1質点 Kelvin-Voigt モデル)

とする。この5層建物モデルを等価な1質点モデルに縮約し、応答スペクトル法を用いて作成した応答低減比マップを図8右図に示す。図8左図には、多質点モデルに対する時刻歴応答解析から得られる各層の応答低減比  $R_i^\delta$  についての応答低減比マップの一例として、第1層の応答低減比マップを示している。

図8左図も、図8右図の応答低減比マップと同様の形状であり、両図は定性的には類似している。定量的には、 $\kappa$  と  $h^R$  がともに大きい範囲（等高線図上で右上部）や、 $\kappa$  が非常に小さい範囲では両図の差が大きくなっている。後者の差については、等価1質点 Kelvin-Voigt モデルが質量比  $\mu$  を 0 と近似しているのに対し、多質点連結モデルでは  $\mu=0.05$  としており、 $\kappa$  が非常に小さい場合には建物とアウトフレームの固有周期が接近し、応答低減効果が低くなるが一因であると考えられる。しかし、全体的には両図の差はそれほど大きくない。

従って、等価1質点 Kelvin-Voigt モデルに対して応答スペクトル法を適用し作成される応答低減比マップを用いることにより、アウトフレームとの連結による多質点モデルの各層応答低減効果を予測できると考えられる。次節で応答低減比マップを用いた本構法の簡易設計法を提案する。

## 6. アウトフレーム型連結制振の簡易設計法と設計例題

### 6.1. 応答低減比マップを用いた簡易設計法

等価1質点 Kelvin-Voigt モデルに応答スペクトル法を適用し作成される応答低減比マップを用いた、アウトフレーム型連結制振の簡易設計法を提案する。建物の固有周期  $T_0$  及び減衰定数  $h_s$  に対する応答低減比マップの変動はその周辺では小さいため、予めいくつかの  $T_0$ ,  $h_s$  について等高線図のデータベースを作成し、対象とする建物モデルの1次固有周期と減衰定数に最も近いものを用いる。

- ①多質点建物単独モデルの時刻歴応答解析を行い、建物単独時の各層の最大層間変位  $\delta_{\max i}$  を得る。
- ②設計目標を定める。
- ③データベースの中から、建物の1次固有周期及び減衰定数に対応した応答低減比マップを選択する。
- ④設計目標を満足するために必要となる各層の応答低減比の中で最も小さい値を目標  $R^\delta$  値とする。
- ⑤応答低減比マップを用いて、④で定めた  $R^\delta$  値程度となる  $\kappa$  と  $h^R$  の組み合わせを決定する。ただし  $\kappa$  と  $h^R$  の組み合わせは、 $R^\delta$  等高線図の領域IIから得るのが望ましい。
- ⑥アウトフレームの1次モード形状と、ダンパー減衰係数の分布形状を指定すれば、逆問題型定式化<sup>22)</sup>により、⑤で決めた  $\kappa$  と  $h^R$  を有するようなアウトフレームの剛性分布と連結ダンパーの減衰係数分布を容易に決定できる。このようなアウトフレームと建物とを連結ダンパーで連結した多質点連結モデルについて時刻歴応答解析を行い、各層の応答低減比  $R_i^\delta$  の値が④で定めた目標となる  $R^\delta$  値を下回り②の設計目標を満足しているかを確認する。設計目標を満足していなければ手順④に戻り、より小さな値を目標とする  $R^\delta$  値を設定し、以降の手順を繰り返す。

### 6.2. 設計例題

#### [例題 1-1 : 5 層建物]

建物の諸元を表2に示す。文献25)に示された鉄骨造5層建物を参

表2 例題 1-1 : 5 層建物モデルの諸元及び解析結果

| 層                              | 1     | 2     | 3     | 4     | 5     |
|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $M_i (\times 10^3 \text{kg})$  | 137   | 128   | 130   | 142   | 128   |
| $K_i (\times 10^6 \text{N/m})$ | 90.5  | 89    | 97    | 93.8  | 90.0  |
| $r_\delta (\text{rad})$        | 1/139 | 1/150 | 1/195 | 1/253 | 1/470 |
| 必要 $R_i^\delta$                | 0.70  | 0.75  | 0.97  | 1.27  | 2.35  |

表3 例題 1-2 : 9 層建物モデルの諸元及び解析結果

| 層                              | 1     | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8     | 9     |
|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $M_i (\times 10^3 \text{kg})$  | 675   | 667   | 667   | 667   | 667   | 667   | 667   | 667   | 935   |
| $K_i (\times 10^6 \text{N/m})$ | 847   | 650   | 648   | 556   | 522   | 493   | 411   | 391   | 368   |
| $r_\delta (\text{rad})$        | 1/208 | 1/165 | 1/175 | 1/162 | 1/168 | 1/177 | 1/173 | 1/213 | 1/320 |
| 必要 $R_i^\delta$                | 1.04  | 0.83  | 0.87  | 0.81  | 0.84  | 0.89  | 0.87  | 1.07  | 1.60  |

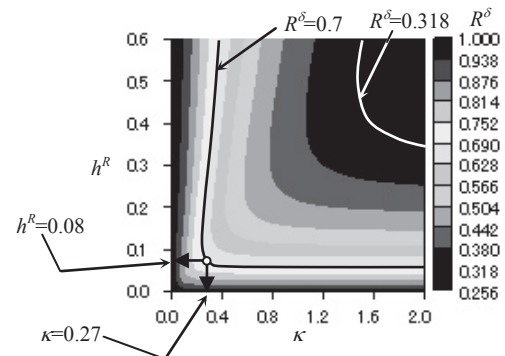


図9 例題 1-1 の応答低減比マップ ( $T_0, h_s$ )=(0.84s, 0.02)

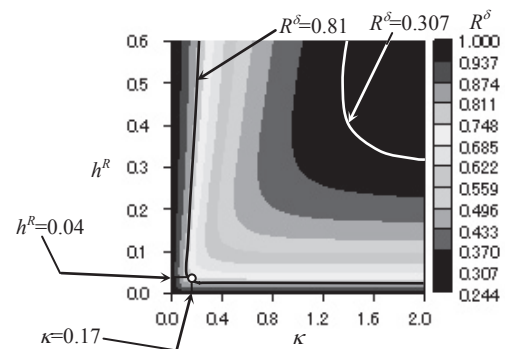


図10 例題 1-2 の応答低減比マップ ( $T_0, h_s$ )=(1.33s, 0.02)

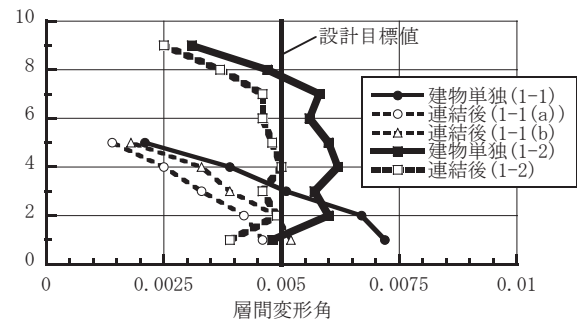


図11 連結前後における最大層間変形角 (例題 1-1, 1-2)

考に設定した。階高は各層 3.6m とした。  $h_s$  は 0.02 とし、  $T_0$  は 0.84s である。建物単独時の各層の地震時最大層間変形角  $r_\delta$  を図 11 に細実線で示す。下層部で耐震性能が不足した建物である。

設計目標を「レベル 1 設計用地震動に対する最大層間変形角を 1/200 以下にする」とする。これを満足するために必要な各層の応答低減比で最小の値は第 1 層の 0.70 である。この例題モデルに対する応答低減比マップとしては図 9 に示す  $(T_0, h_s) = (0.84s, 0.02)$  のものを用いる。この応答低減比マップから  $R^\delta = 0.70$  程度になる  $\kappa$  と  $h^R$  の組み合わせとして、ここでは  $(\kappa, h^R) = (0.27, 0.08)$  を選択する。この  $\kappa$  及び  $h^R$  となるように、(a)5 層アウトフレーム及び連結ダンパー、(b)3 層アウトフレーム及び連結ダンパー、を決定した。ただし、アウトフレームの 1 次モード形状は逆三角形分布とし、連結ダンパーの減衰係数は各層一様とした。連結後の多質点モデルに対する時刻歴応答解析結果を図 11 に細点線で示す。全層をアウトフレームと連結した(a)は設計目標を満足しているものの、下 3 層のみを連結した(b)は最下層で目標値を超えている。このような場合には、6.1 節の⑥の最後に示した手法により、設計目標を満たすアウトフレーム及び連結ダンパーを決定することが可能である。

#### [例題 1-2 : 9 層建物]

建物の諸元を表 3 に示す。文献 26) に示された鉄骨造 9 層建物を参考に設定した。階高は各層 3.2m とした。  $h_s$  は 0.02 とし、  $T_0$  は 1.33s である。建物単独時の各層の地震時最大層間変形角  $r_\delta$  を図 11 に太実線で示す。中間層部で耐震性能が不足した建物である。

設計目標は例題 1 と同様に「レベル 1 設計用地震動に対する最大層間変形角を 1/200 以下にする」とする。設計目標を満足するため各層に求められる応答低減比の中で最小の値は第 4 層の 0.81 である。この例題モデルに対する応答低減比マップとしては図 10 に示す  $(T_0, h_s) = (1.33s, 0.02)$  のものを用いる。この図から  $R^\delta = 0.81$  程度となる  $\kappa$  と  $h^R$  の組み合わせとして  $(\kappa, h^R) = (0.17, 0.04)$  を選択する。この  $\kappa$  及び  $h^R$  となるように 9 層アウトフレーム及び連結ダンパーを決定した。ただし、アウトフレームの 1 次モード形状は逆三角形分布とし、連結ダンパーの減衰係数は各層一様とした。連結後の多質点モデルに対する時刻歴応答解析結果を図 11 に太点線で示す。この結果は設計目標を満たしている。

### 7. 建物が弾塑性復元力特性を有する場合の取り扱い

#### 7.1. 建物モデルの復元力特性

建物モデルが図 12 に示すようなノーマルバイリニア型の復元力特性を有する場合について検討する。本節の主眼は、弾塑性モデルに対しても本論文で提案する方法が適用できることを提示することにあ

るため、このような簡略化された復元力特性を用いている。初期剛性、2 次剛性をそれぞれ  $K_s$ 、  $K_{s2}$  とし、初期剛性に対する 2 次剛性の比を  $r_k$  で定義する。また、図 12 において  $\delta_b$  は折れ点の変位である。アウトフレームについては剛性  $k_{of}$  で弾性とする。

弾塑性モデルにおける応答低減比  $R^\delta$  は、図 12 のように建物単独時の弾性剛性  $K_s$  を用いた弾性解析による地震時最大変位  $\tilde{\delta}_{max}$  に対する、アウトフレームとの連結後の建物の地震時最大変位  $\delta_{max}$  の比  $\delta_{max}/\tilde{\delta}_{max}$  とする。

#### 7.2. 弾塑性復元力特性の等価線形化

本研究では  $\delta_{max} \geq \delta_b$  において、以下の式で表わされる実効変位  $\delta_{ef}$  を用いた等価線形化<sup>25)</sup>を行うことにより弾塑性モデルを扱う。

$$\delta_{ef} = \delta_b + (\delta_{max} - \delta_b) \cdot \gamma \quad (20)$$

ここで  $\gamma$  は実効率であり、本論文では 0.1 を採用する。等価線形化された建物モデルの等価剛性を  $K_{eq}$  とすると、  $K_{eq}$  は実効変位  $\delta_{ef}$  に対する割線剛性として(21)式で表わされる。また、この等価線形化建物モデルの固有円振動数を  $\omega_{eq}$  とすると、  $\omega_{eq}$  は(22)式で表わされる。ただし  $\omega_0$  は弾性時の固有円振動数である。

$$K_{eq} = \frac{\delta_{ef} \cdot r_k + (1 - r_k) \delta_b}{\delta_{ef}} K_s \quad (\delta_{max} \geq \delta_b) \quad (21)$$

$$\omega_{eq} = \sqrt{\frac{K_{eq}}{M_s}} = \sqrt{\frac{\delta_{ef} \cdot r_k + (1 - r_k) \delta_b}{\delta_{ef}}} \omega_0 \quad (22)$$

地震時に建物は固有円振動数  $\omega_{eq}$  及び振幅  $\delta_{ef}$  で定常振動するとみなし、振幅  $\delta_{ef}$  の履歴ループによって消費されるエネルギー(図 12 右図)と等価粘性減衰による消費エネルギーを等置することにより、等価粘性減衰係数  $C_{eq}$  が(23)式のように求められる。このとき建物の、構造減衰  $h_s$  を含めた全体の減衰定数  $h_{eq}$  は(24)式ようになる。

$$C_{eq} = \frac{4\delta_b(\delta_{ef} - \delta_b)(1 - r_k)}{\pi\omega_{eq} \cdot \delta_{ef}^2} K_s \quad (\delta_{max} \geq \delta_b) \quad (23)$$

$$h_{eq} = \frac{C_{eq}}{2\sqrt{M_s K_{eq}}} + h_s = \frac{2\delta_b(\delta_{ef} - \delta_b)(1 - r_k)}{\pi\delta_{ef} \{ \delta_{ef} \cdot r_k + (1 - r_k) \delta_b \}} + h_s \quad (24)$$

#### 7.3. 弾塑性建物モデルを用いた等価 1 質点 Kelvin-Voigt モデル

弾性モデルを扱った 2 節と同様の方法により、弾塑性の建物モデルを用いて 2 質点連結モデルを等価 1 質点 Kelvin-Voigt モデルに置換する。ここで弾塑性建物モデルに対する剛性比と連結ダンパー量を表すパラメータとして、  $\tilde{\kappa}$ 、  $\tilde{h}^R$  を(25)式、(26)式により定義する。

$$\tilde{\kappa} = \frac{k_{of}}{K_{eq}} = \frac{\delta_{ef}}{\delta_{ef} \cdot r_k + (1 - r_k) \delta_b} \kappa \quad (25)$$

$$\tilde{h}^R = \frac{c^I}{2\sqrt{M_s K_{eq}}} = \sqrt{\frac{\delta_{ef}}{\delta_{ef} \cdot r_k + (1 - r_k) \delta_b}} h^R \quad (26)$$

弾塑性建物モデルを用いた場合の等価 1 質点 Kelvin-Voigt モデルの固有円振動数  $\tilde{\omega}_v$  及び減衰定数  $\tilde{h}_v$  は、(9)式で表わされる  $\omega_v$  及び(14)式で表わされる  $h_v$  において、  $\kappa$ 、  $h^R$ 、  $\omega_0$ 、  $h_s$  をそれぞれ  $\tilde{\kappa}$ 、  $\tilde{h}^R$ 、  $\omega_{eq}$ 、  $h_{eq}$  に置き換えて求めることができる。尚、  $\tilde{\beta}$  は(10a,b)式内の  $\kappa$ 、  $h^R$  を、それぞれ  $\tilde{\kappa}$ 、  $\tilde{h}^R$  に置き換えたものである。

$$\tilde{\omega}_v = \frac{\sqrt{2\tilde{\beta}}}{4\tilde{h}^R} \omega_{eq} \quad (27)$$

$$\tilde{h}_v = \frac{4\sqrt{2}(\tilde{\kappa}\tilde{h}^R)^2}{\sqrt{\tilde{\beta}}(\tilde{\beta} + 2\tilde{\kappa}^2)} + 2h_{eq}\tilde{h}^R\sqrt{\frac{2}{\tilde{\beta}}} \quad (28)$$

(23)式の  $C_{eq}$  を計算する際の固有円振動数としては  $\tilde{\omega}_v$  を用いる方

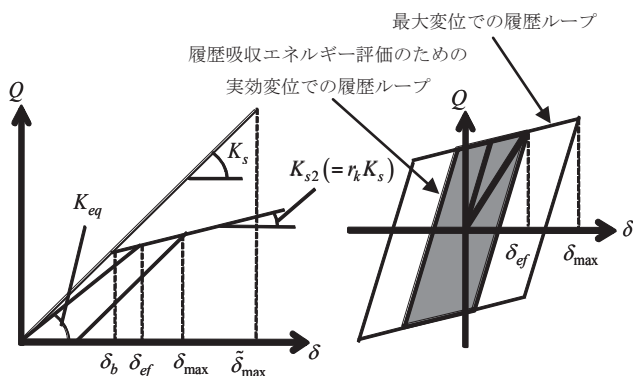


図 12 バイリニア型弾塑性復元力特性の等価線形化



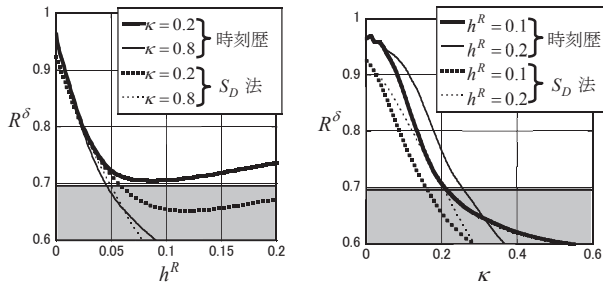


図 13  $R^\delta$  の比較 ( $T_0=0.2s$ ,  $r_k=0.5$ ,  $\delta_b=0.7cm$ )

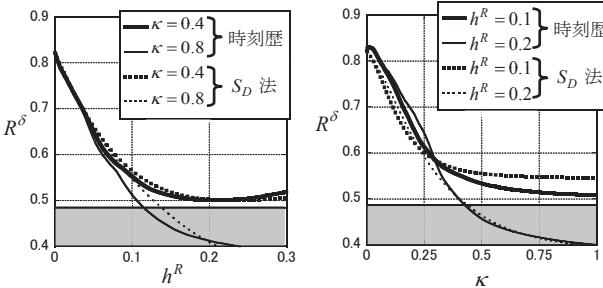


図 14  $R^\delta$  の比較 ( $T_0=0.35s$ ,  $r_k=0.2$ ,  $\delta_b=1.5cm$ )

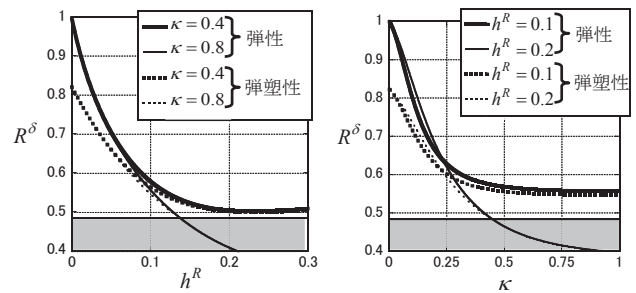


図 15 建物が弾性の場合と弾塑性の場合との  $R^\delta$  の比較

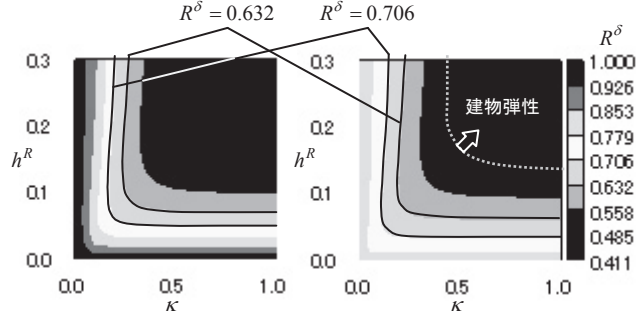


図 16 応答低減比マップ (左図: 建物弾性 右図: 建物弾塑性)

法もあるが、 $\tilde{\omega}_v$  と  $\omega_{eq}$  の差は基本的に小さく、 $\omega_{eq}$  を用いる方が簡易な計算となるため、本論文では  $C_{eq}$  の計算には  $\omega_{eq}$  を用いる。数値例題でも、 $\tilde{\omega}_v$  と  $\omega_{eq}$  を用いた場合での  $h_{eq}$  の相対的な差は 1~2% 程度であった。

#### 7.4. 等価線形化法を用いた応答評価の妥当性の検証

上記の等価 1 質点 Kelvin-Voigt モデルに対して、(16)式で表わされる  $S_D$  を用いた応答スペクトル法 ( $S_D$  法と呼ぶ) によって算出した  $R^\delta$  と、2 質点連結モデルの時刻歴応答解析 (時刻歴と呼ぶ) による  $R^\delta$  を比較する。ただし、本節ではレベル 2 地震動を扱い、 $S_D$  のレベル 2 地震動に対する  $\ddot{u}_{g\max}$  及び  $\dot{u}_{g\max}$  の値としてそれぞれ  $402cm/s^2$ ,  $50cm/s$  を用いる。また、2 質点連結モデルにおける建物に対するアウトフレームの質量比  $\mu$  は 0.025 とし、入力地震動はレベル 2 の 4% スペクトル適合波とする。

2 種類の建物モデルに対する上記の比較を図 13 及び図 14 に示す。図 13 が建物モデルとして建物単独時の初期固有周期  $T_0=0.2s$ ,  $r_k=0.5$ ,  $\delta_b=0.7cm$  のモデルを用いた場合であり、図 14 が  $T_0=0.35s$ ,  $r_k=0.2$ ,  $\delta_b=1.5cm$  のモデルを用いた場合である。左図が  $h^R$  に対する  $R^\delta$  の変動を、右図が  $\kappa$  に対する  $R^\delta$  の変動を示している。いずれのグラフにおいても、建物が弾性範囲におさまっている部分には影を付している。また、実線が 2 質点連結モデルの時刻歴応答解析による結果を、点線が等価 1 質点 Kelvin-Voigt モデルの応答スペクトル法による結果を表す。

両建物モデルとも、 $S_D$  法による結果は時刻歴解析による  $R^\delta$  と近い値となっており、差は最大でも 1 割程度である。図 13 と図 14 において (特に図 13 で顕著)、グラフ左端での実線の  $R^\delta$  値は左図より右図の方が大きくなっている。これは、2 質点連結モデルでは、建物質量に対するアウトフレームの質量の比が 0.025 となるよう与えており、 $\kappa$  が非常に小さい範囲では建物とアウトフレームの固有周期が接近し応答が増大するためであると思われる。

複数の建物モデルに対する比較から、以下のことが明らかとなった。 $T_0$  が非常に短い場合には、塑性率が大きく (2 程度以上)、かつ  $r_k$  が

0~0.1 の範囲で小さい場合は両者の結果があまり適合しないことが多い。特に  $r_k$  の影響が大きく、短周期や塑性率が大きくなるモデルであっても  $r_k$  が 0.5 程度あれば両解析結果はよく適合する傾向にある。

#### 7.5. 弾性モデルとの比較

図 15 に、図 14 で用いたモデル ( $T_0=0.35s$ ,  $r_k=0.2$ ,  $\delta_b=1.5cm$ ) に対して応答スペクトル法により評価した応答低減比と、建物が弾性モデルの場合の応答低減比を示す。グラフ中で影を付している部分は、弾塑性モデルにおいて建物が弾性を保つ範囲である。建物の塑性率が小さい場合 (つまり  $R^\delta$  値がグラフ中において影を付した部分に近い場合) は、建物が弾性である場合の結果とほとんど差がない。 $\kappa$  や  $h^R$  が小さく、建物の塑性率が大きくなると、弾塑性モデルでの  $R^\delta$  は弾性モデルでの  $R^\delta$  よりかなり小さな値となる。ただし、 $\kappa$  または  $h^R$  が 0 (グラフ左端) における  $R^\delta$  値が弾塑性モデルでは 1 を下回っていることからわかるように、この建物モデルは塑性化して応答が低下するモデルであり、これを考慮すると、アウトフレームとの連結による実質の応答低減効果は弾性モデルの場合と同程度と考えられる。

図 16 は同モデルにおける応答低減比マップである。左図が弾性モデルの場合で、右図が弾塑性モデルの場合である。図 16 右図において点線より右上部分は建物が弾性を保つ範囲であり、図 16 左図の応答低減比マップと一致する。

図 16 では、図中に例として示している  $R^\delta=0.632$  及び  $R^\delta=0.706$  の線から理解できるように、等高線の間隔は右図の方がわずかに広がっており、両図にやや差が見られる。しかし、弾塑性モデルに対する応答低減比マップも、弾性モデルに対する応答低減比マップと同様の形状をしており、図 7 と同様に 3 つの領域に分けることが可能である。つまり、建物が弾塑性復元力特性を有する場合でも、アウトフレーム型連結制振による応答低減効果に関しては、建物が弾性モデルの場合と定性的には変わらないことがわかる。

### 8. 現実的なモデルの応答低減比マップを用いた検討例

表4に示す建物4層、アウトフレーム3層のモデル(例1)と、表5に示す建物5層、アウトフレーム4層のモデル(例2)について検討する。両者とも鉄筋コンクリート造である。表中の $r_b$ は折れ点変位 $\delta_b$ 時の層間変形角を表す。尚、ここではひびわれ点を折れ点として扱い、設計変位では鉄筋の降伏点には達していない。

多層建物モデルの1質点へのモデル化については、1質点モデルの $r_k$ 及び $r_b$ を多層建物モデル各層の $r_k$ 、 $r_b$ の平均値とする。また、アウトフレームは弾性とする。本例題の目的は、応答低減比マップを用いてアウトフレーム連結制振システムを設計することではなく、応答低減比マップを用いることによりどのような特性を有するのかを容易に検証することができることを示すことにあるため、建物とアウトフレームの等価高さの違いについては考慮しない。なお、建物とアウトフレームの等価高さが異なる場合の、より精度の高い取り扱い、文献22)で提示している。

本節では、7節で示した弾塑性モデルを用いた場合の応答低減比マップを用いて検討を行う。

#### 8.1. 例題2-1: 建物4層-アウトフレーム3層モデル

桁行方向6スパン、梁間方向2スパンの鉄筋コンクリート造既存建物に対して実施工された例である<sup>12), 26)</sup>。建物の初期1次固有周期は0.287s、構造減衰 $h_s$ は0.03である。アウトフレームは、平面2スパンの鉄筋コンクリート造であり、建物の桁行方向と平行に一基設置されている。アウトフレームの断面サイズは、柱が1,200mm×1,000mm、梁が800mm×1,200mmである。連結ダンパーは、300kN級のオイルダンパーを、桁行方向に効くよう、各層4基、合計12基設置し、層減衰係数は1~3層とも $111.4 \times 10^5 \text{Ns/m}$ である。アウトフレームの基礎は建物基礎と連結されており、また支持層まで900mm径の杭を打っているため、アウトフレーム基礎の回転剛性は極めて高いと考えられる。加えて、アウトフレームのアスペクト比は1程度のため、アウトフレーム基礎部の回転は考慮しない。

2質点連結モデルに縮約すると、質量比 $\mu=0.0223$ 、剛性比 $\kappa=0.651$ 、連結ダンパー量 $h^R=0.193$ となる。応答低減比マップ上では図17の丸点で示され、図7での領域分けにおける領域II内に位置し、 $\kappa$ と $h^R$ のバランスのとれた設計となっている。

#### 8.2. 例題2-2: 建物5層-アウトフレーム4層モデル

桁行方向9スパン、梁間方向1スパンの、典型的な既存不適格集合住宅への施工を考慮して試設計された例である。アウトフレームは、1スパン×1スパンの鉄筋コンクリート造耐震壁付きラーメンであり、建物の桁行方向の軸線上に2基設置されている。建物の初期1次固有周期は0.198s、構造減衰 $h_s$ は0.03である。連結ダンパーは、500kN級のオイルダンパーを、桁行方向に効くよう、各層4基、合計16基設置し、層減衰係数は1~4層とも $200 \times 10^5 \text{Ns/m}$ である。

2質点連結モデルに縮約すると、質量比 $\mu=0.168$ 、剛性比 $\kappa=3.58$ 、連結ダンパー量 $h^R=0.510$ となり、 $\kappa$ の値がかなり大きく、応答低減比マップ上では領域IIIとなる。ただしこの設計例では、アウトフレームのアスペクト比は2程度で、加えて基礎は建物の基礎とは独立しており、アウトフレーム基礎部の回転の影響を無視できないと考えられる。従って、アウトフレーム基礎の回転を考慮すれば見かけの剛性比は低下する。

#### 8.3. アウトフレーム基礎部の回転を考慮した場合

表4 建物及びアウトフレーム諸元(例題2-1)

|         | 層                              | 1      | 2      | 3      | 4      |
|---------|--------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 建物      | $M (\times 10^3 \text{kg})$    | 700    | 700    | 700    | 700    |
|         | $K (\times 10^6 \text{N/m})$   | 2700   | 3420   | 2420   | 1960   |
|         | $K_2 (\times 10^6 \text{N/m})$ | 348    | 354    | 319    | 286    |
|         | $r_k$                          | 0.129  | 0.104  | 0.132  | 0.146  |
|         | $r_b \text{ (rad)}$            | 1/2770 | 1/3390 | 1/2433 | 1/3040 |
| アウトフレーム | $m (\times 10^3 \text{kg})$    | 22     | 20     | 20     | —      |
|         | $k (\times 10^6 \text{N/m})$   | 1520   | 1420   | 1140   | —      |

表5 建物及びアウトフレーム諸元(例題2-2)

|    | 層                              | 1                           | 2      | 3      | 4      | 5      |
|----|--------------------------------|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 建物 | $M (\times 10^3 \text{kg})$    | 415                         | 409    | 379    | 384    | 372    |
|    | $K (\times 10^6 \text{N/m})$   | 5740                        | 4330   | 4470   | 4360   | 3290   |
|    | $K_2 (\times 10^6 \text{N/m})$ | 498                         | 370    | 326    | 323    | 421    |
|    | $r_k$                          | 0.0868                      | 0.0855 | 0.0728 | 0.0741 | 0.128  |
|    | $r_b \text{ (rad)}$            | 1/6024                      | 1/5181 | 1/6098 | 1/6410 | 1/7246 |
|    | アウトフレーム                        | $m (\times 10^3 \text{kg})$ | 103    | 82     | 74     | 50     |
|    | $k (\times 10^6 \text{N/m})$   | 10900                       | 15700  | 11100  | 6770   | —      |

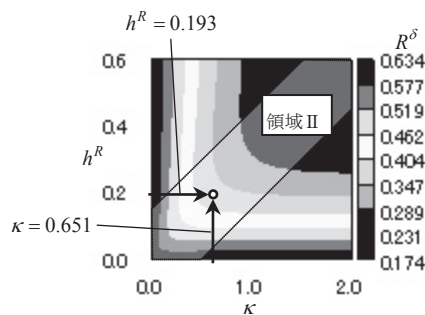


図17 例題2-1の応答低減比マップ

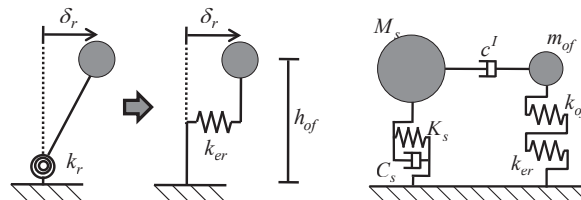


図18 回転ばねの水平ばねへの置換 図19 基礎回転を考慮したモデル

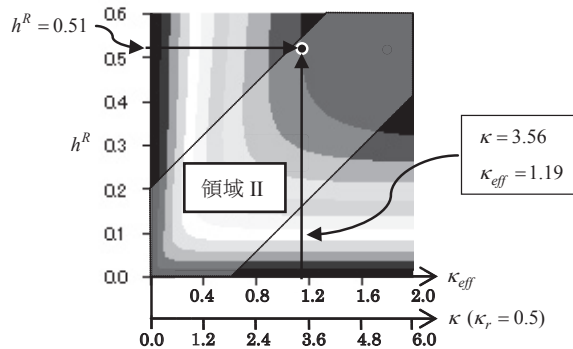


図20  $\kappa_{eff}$ と $h^R$ を2軸とした応答低減比マップ(例題2-2)

2質点連結モデルのアウトフレーム脚部に回転剛性 $k_r$ の回転ばねを考える。この回転ばねを図18に示すように等価な水平ばねに置き換える。この等価な水平ばねの剛性 $k_{er}$ は、アウトフレームの高さが $h_{of}$ のとき(29)式で表わされる。



$$k_{er} = k_r / h_{of}^2 \quad (29)$$

ここで、アウトフレーム基礎部の回転剛性の大きさを表すパラメーターとして、アウトフレーム剛性  $k_{of}$  に対する  $k_{er}$  の比  $\kappa_r$  を定義する。

$$\kappa_r = k_{er} / k_{of} \quad (30)$$

回転ばねを等価な水平ばねに置き換えると、アウトフレームは剛性  $k_{of}$  と  $k_{er}$  の直列ばねとなる (図 19)。両者の剛性を纏めたものを  $K_{of}$  とすると、 $K_{of}$  は基礎部の回転を考慮したことにより低下した見かけの (実質的な) アウトフレーム剛性を表す。そこで、建物の剛性  $K_s$  に対する  $K_{of}$  の剛性比を  $\kappa_{eff}$  で定義し実効剛性比と称す。 $\kappa_{eff}$  は  $\kappa_r$  と  $\kappa (= k_{of} / K_s)$  を用いて(31)式で表わされる。

$$\kappa_{eff} = \frac{K_{of}}{K_s} = \frac{\kappa_r}{1 + \kappa_r} \kappa \quad (31)$$

応答低減比マップにおいては、前節まで  $\kappa$  軸としていたものが  $\kappa_{eff}$  軸となる。このとき  $\kappa$  は(31)式を変形し(32)式で表わされるので、同じ応答低減比マップ上では図 20 に示すように、 $\kappa_{eff}$  の軸を変換することにより表すことができる。図 20 では  $\kappa_r$  が 0.5 の場合の  $\kappa$  軸を示している。

$$\kappa = \left( 1 + \frac{1}{\kappa_r} \right) \kappa_{eff} \quad (32)$$

例題 2-2 のモデルではアウトフレーム基礎部の回転を無視した場合、 $h^R = 0.510$ 、 $\kappa = 3.58$  であり、これは応答低減比マップ上では剛性比が過大な領域Ⅲに位置する。アウトフレームが建物の両側に設置されており、アウトフレームの基礎を、平面 2 方向に 1 スパンずつ (補強方向のスパン長が 6m) で杭長 10m の杭基礎とする。杭周辺部の摩擦等を無視して杭の鉛直剛性のみを考え、基礎の回転剛性を略算すると  $\kappa_r$  はおよそ 0.5 となる。このとき実効剛性比  $\kappa_{eff}$  は 1.19 であり、応答低減比マップ上では図 20 の丸点で表わされ領域Ⅱとなる。

しかしながら、基礎の回転剛性を正確に評価することは難しく、実効剛性比  $\kappa_{eff}$  を 1 点に定めることは容易ではない。そのため、アウトフレーム基礎部の回転の影響が大きい場合には、領域Ⅱと領域Ⅲの境界付近となるように設計することが望ましい。この範囲は、 $\kappa_{eff}$  の値がある程度前後しても応答低減効果にあまり影響を及ぼさない範囲である。

## 9. 結論

アウトフレーム型連結制振構法の応答低減比マップを用いた設計法に関して、以下の成果を得た。

- (1) アウトフレーム型連結制振では、連結ダンパーによる付加減衰定数  $h^R$  を固定した場合、建物に対するアウトフレームの剛性比  $\kappa$  をある程度以上大きくしても応答低減効果の向上は望めない。逆に  $\kappa$  を固定した場合も、 $h^R$  をある程度以上大きくすると応答低減効果の向上は望めず、さらに  $h^R$  を大きくすると応答低減効果は低下する。
- (2) 建物に対するアウトフレームの質量比を 0 と近似した 1 質点モデルに対して応答スペクトル法を適用し、 $h^R$  及び  $\kappa$  に対する応答低減比  $R^0$  の等高線図 (応答低減比マップ) を新たに提案した。この応答低減比マップは、同じ応答低減効果を得る上でのバランスのとれた  $h^R$  と  $\kappa$  の組み合わせを視覚的に捉えることを可能とし、本構法のアウトフレーム剛性及び連結ダンパー量の設計において有用な役割を果たし得ることを示した。また数値例題によ

りその妥当性を確認した。

- (3) ノーマルバイリニア型の弾塑性復元力特性を有する建物モデルに対するアウトフレーム型連結制振構法について、初期剛性に対する 2 次剛性の比が 0.5 程度以上の場合や、塑性率が 2 程度以下となるような場合は、等価線形化法を用いることにより比較的精度の高い応答評価が可能となる。
- (4) 弾塑性モデルに対する応答低減比マップも、弾性モデルに対する応答低減比マップと同様の形状となる。すなわち、弾塑性モデルについても、アウトフレームとの連結による応答低減効果は弾性モデルの場合と定性的には変わらない。
- (5) アウトフレームの基礎部の回転剛性が十分に高くない場合、基礎の回転剛性を考慮した実質的な剛性比は名目上の剛性比である  $\kappa$  に比べて小さくなる。また、基礎部の回転剛性を正確に評価することは難しいため、剛性比  $\kappa$  には比較的大きな安全率を設定することが望ましい。

## 謝辞

本研究では(株)鴻池組から有用なデータを提供いただいた。ここに記して謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 井川望, 山田祐司, 横山浩明, 橋英三郎: 2 棟連結による制振システムに関する研究, アクティブ制震 (振) シンポジウム論文集, pp.333-340, 1992.3
- 2) Luco, J. Enrique and De Barros, F. C. P.: Optimal Damping Between Two Adjacent Elastic Structures, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 27(7), pp.649-659, 1998.7
- 3) 蔭山満, 安井謙, 背戸一登: 連結制振の基本モデルにおける連結バネとダンパーの最適解の誘導, 日本建築学会構造系論文集, 第 529 号, pp.97-104, 2000.3
- 4) 蔭山満, 安井謙, 背戸一登: 多モード連結制振を対象とした連結バネとダンパーの最適配置に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 538 号, pp.79-86, 2000.12
- 5) 蔭山満: 定点理論による連結制振を対象としたパッシブ系の多モード最適制振の設計法に関する研究, 日本大学学位論文, 2005.
- 6) 辻聖晃, 竹脇出, 高橋宏治, 櫻原健一: アウトフレームを用いた連結制振構法による耐震補強 (その 1: 基本耐震補強特性), 日本地震工学会大会講演梗概集, pp.392-393, 2005.11
- 7) 高橋宏治, 櫻原健一, 辻聖晃, 竹脇出: アウトフレームを用いた連結制振構法による耐震補強 (その 2: 試設計例), 日本地震工学会大会講演梗概集, pp.394-395, 2005.11
- 8) 竹脇出, 辻聖晃: 連結制振ダンパーを有する構造物群へ入力される地震エネルギーの基本特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 616 号, pp.81-87, 2007.6
- 9) 楊貴君, 岩崎良二, 高田毅士: 連結構造物における定点理論に基づく質量比一周波数比空間の領域分類と最適パラメーターの誘導, 日本建築学会構造系論文集, 第 617 号, pp.71-76, 2007.7
- 10) 林篤, 大迫勝彦, 和田章, 高梨晃一: 連結制振構法を適用した線路上空建築物のエネルギーによる応答特性評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 635 号, pp.55-63, 2009.1
- 11) Kobori, T., Yamada, T. and Takenaka, T.: Effect of Dynamic Tuned Connection on Reduction of Seismic Response -Application to Adjacent Office Building-, *Proc. 9th World Conf. Earthquake Engng.*, Tokyo-Kyoto, Japan, V, pp.773-778, 1988
- 12) 連結制振工法を共同住宅の耐震改修工事へ適用, 建築技術, 121(1553), pp.54, 2006.11
- 13) 辻聖晃, 竹脇出: 外付けフレームとのダンパー連結による低層既存建物の耐震補強構法, 日本建築学会構造系論文集, 第 612 号, pp.55-62, 2007.2

- 14) 片岡隆広, 山本博之, 黒木安男, 樫原健一: アウトフレーム連結制振構法による耐震補強, その1 構法概要及び試設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.615-616, 2006.9
- 15) 高橋宏治, 太田崇士, 太田 寛, 樫原健一: アウトフレーム連結制振構法による耐震補強, その2 基本特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.617-618, 2006.9
- 16) 岩佐裕一, 藤井睦, 竹脇出, 辻 聖晃: アウトフレーム連結制振構法による耐震補強, その3 縮小モデルによる振動実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.619-620, 2006.9
- 17) 井川望, 関谷英一, 竹脇出, 辻聖晃: アウトフレーム連結制振構法による耐震補強, その4 振動実験結果の数値シミュレーション, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.621-622, 2006.9
- 18) 伊藤 幸, 辻聖晃, 吉富信太, 竹脇出: アウトフレーム連結制振構法による既存建物耐震補強の逆問題型アプローチ, 日本建築学会構造系論文集, 第627号, pp.725-732, 2008.5
- 19) 田原健一, 山崎真司, 見波進: 履歴ダンパーを用いた連結制振構造の地震応答低減効果, 日本建築学会構造系論文集, 第621号, pp.49-56, 2007.11
- 20) 友澤裕介, 岩崎良二, 高田毅士: 制振効果を最大化する連結特性の特定, 日本建築学会構造系論文集, 第631号, pp.1529-1534, 2008.9
- 21) Den Hartog, J. P., *Mechanical Vibrations*, 4th ed., McGraw-Hill, 1956
- 22) 伊藤幸, 辻聖晃, 吉富信太, 竹脇出: アウトフレーム連結制振耐震補強のための連結ダンパーの合理的決定法, 日本建築学会構造系論文集, 第636号, pp.273-281, 2009.2
- 23) 曾田五月也, 和田純一, 平田裕一, 山中久幸: 繰返加力実験に基づく粘弾性ダンパーの力学モデルの構築, 日本建築学会構造系論文集, 第457号, pp.29-36, 1994.3
- 24) Newmark, N. M. and Hall, W. J., *Earthquake Spectrum and Design*, EERI, 1982
- 25) 村田義男編: 鋼構造の耐震設計, オーム社, 1984
- 26) 加藤勉: 鉄骨構造の耐震設計, 丸善, 1983
- 27) 長岡佳代子, 辻聖晃: 弾塑性多層剪断型構造物の地震時層間変位指定設計, 平成7年度日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.329-332, 1995.6
- 28) 片岡隆広, 太田崇士, 黒木安男: アウトフレーム連結制振構法による耐震補強 (その2), 鴻池組技術研究報告 2007, pp.25-28, 2007

#### Appendix 質量比が小さい場合の質量比の影響

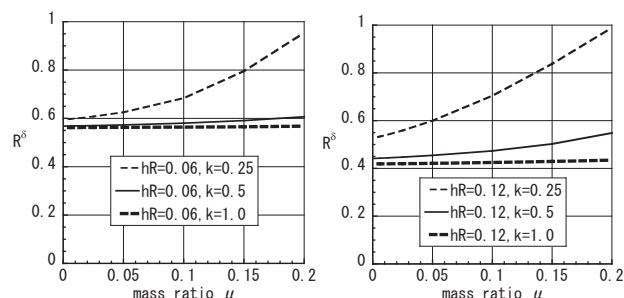
建物とアウトフレームの質量比をゼロとする本論文における仮定の妥当性を示すため、質量比が小さい場合に質量比が連結系の動特性に与える影響の一例を示す。解析モデルの諸元は以下のとおりである。

- ・建物, アウトフレームとも弾性1質点系とする。
- ・建物の1次固有周期は0.5s, 建物単独の減衰定数は2%とする。
- ・アウトフレーム単独の減衰定数は0%とする。
- ・入力地震動は, 3.1節で述べた4%スペクトル適合波10波およびJMA-Kobe 1995 NSを用いる。
- ・連結ダンパーは  $h^R$  (剛体連結時の減衰定数) が6%, 12%の2ケース, 建物とアウトフレームの剛性比  $\kappa$  は, 0.25, 0.5, 1.0の3ケース, の合計6ケースについて解析を実施する。

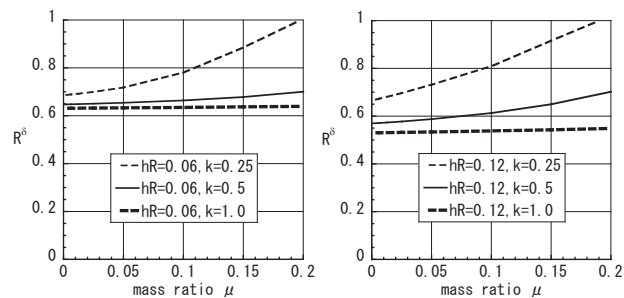
上記の解析モデルに対して, 建物とアウトフレームの質量比  $\mu$  を, 0.001~0.2に変化させ, 応答低減比の変化を描いたものを図A1および図A2に示す。なお, 4%スペクトル適合波を入力地震動とする場合には, 各波に対する応答低減比の平均値を示す。

図より, 以下のことが観察される。

- ・  $h^R$  と  $\kappa$  とを固定したときには, 質量比  $\mu$  が大きくなるほど, 建物の最大変位は大きくなる。
- ・  $h^R$  が大きいほど, また,  $\kappa$  が小さいほど, 質量比が建物の最大変位に与える影響は大きい。
- ・  $\mu$  が0.05以下であり, 応答低減比マップで領域IIないしは領域IIIに相当する  $h^R$  と  $\kappa$  の組み合わせが選ばれていれば, 質量比をゼロと近似しても, 実用上は十分な精度(誤差5%以下)で, 建物の最大変位の評価は可能である。



図A1 4%スペクトル適合波に対する応答低減比の変化



図A2 JMA-Kobe 1995 NSに対する応答低減比の変化

逆にいえば, 剛性比が適正値より少なかったり, ダンパー量が過大であったりする場合 ( $h^R$  が0.12,  $\kappa$  が0.25の組み合わせの場合がこれに相当する) には, 質量比をゼロとする近似は, 有意に危険側(仮定を用いない場合よりも小さめ)の応答評価となる可能性がある。

すなわち, 「質量比をゼロとする」とする仮定は, 建物の応答を危険側に評価するものの, 剛性比とダンパー量の組み合わせが適正な領域では, 実用上は十分な精度での評価が可能であるといつてよい。

(2009年6月10日原稿受理, 2009年11月13日採用決定)