

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

RATIONAL INVERSE APPROACH TO STIFFNESS-DAMPING DESIGN OF OUTER-FRAME TYPE SEISMIC RETROFITTING

伊藤 宰*, 辻 聖晃**, 吉富信太***, 竹脇 出****

*Tsukasa ITO, Masaaki TSUJI, Shinta YOSHITOMI
and Izuru TAKEWAKI*

The purpose of this paper is to propose a rational inverse problem 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 and on the retrofitting possibility by the outer frame are satisfied. By introducing an approximate but effective relation of an overall damping ratio $h^{(1)}$ with a connecting-damper damping ratio h^R of the rigidly supported model, a repetitive procedure required in the previous paper has been removed. 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, Inverse problem,
Response spectrum method, Fixed-point theory

連結制振, アウトフレーム型耐震補強, 逆問題, 応答スペクトル法, 定点理論

1. 序

建物の耐震性能の向上を図る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成果が蓄積されており¹⁻⁹⁾, 実建物に対する適用例も存在する^{10, 11)}.

本論文で対象とするアウトフレーム型の連結制振による耐震補強構法は, 既存建物と, それに比べて極端に小さい質量を有する新設外部独立骨組架構(アウトフレーム)をオイルダンパーで連結することで, 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^{6, 7, 12-17)}. このため, アウトフレーム型の連結制振による耐震補強構法は, (1) 質量が同程度の二つの建造物の建物を連結する場合とは基本的制振特性が格段に異なる, (2) アウトフレームは建物の耐震補強のために新たに設置される付帯物であるため, 既存建物との連結前よりも耐震性能が落ちることは差し支えないという特徴を有している.

これまでの連結制振に関する研究の多くは, 2 棟の建物を連結機構により連結する場合の, 連結する建物間の最適固有周期比や, 連結機構の最適特性を明らかにすることを主目的としている. これに対して, 本論文の目的は, 対象となる既存建物に所定の耐震性能を実現するための, アウトフレームの剛性を考慮に入れた連結ダンパーの減衰係数の設計法を提案することである.

前報¹⁷⁾の方法では, ダンパー減衰係数の初期設計段階において, アウトフレームを剛体と近似していたため, アウトフレーム剛性が十分に大きくない場合には, 目標とする設計を得るまでに数回程度の繰り返しが必要であった. 本論文で提案する手法を用いることにより, 繰り返し計算を行うことなく, 一層精度よく所定の目標を満

たす連結ダンパーの減衰容量が設計可能である. また, 設計早期の段階で種々の剛性比(既存建物に対するアウトフレームの剛性の比)に対する既存建物の応答低減の限界を求めることができ, 設計目標値の適切な設定が可能となる. さらに, 設計目標を満足するために必要な剛性比を求めることも可能となる.

本論文では, 提案する手法を前報と同様の逆問題型の設計法(逆問題型の設計法については例えば 18, 19))の中で位置づけることを目標として, 5 層程度以下の中低層建物を対象とし, 設計用変位応答スペクトルを用いて既存建物の応答を評価し, 設計目標を満足する連結ダンパーの減衰係数を設計する方法を提案する.

これまでに提案されている連結制振に関する理論的研究の代表的なものとして, 定点理論²⁰⁾を用いたものが存在する^{3-5, 9)}. 定点理論により厳密に扱うことのできるモデルは基本的に構造減衰を有しないモデルに限定されるため, 既存建物及びアウトフレームの構造減衰を考慮することができないが, 連結モデルの1次減衰定数-アウトフレーム剛体仮定時の付加減衰定数曲線を用いる本手法は, 等価剛性と等価減衰係数の値を変えることにより, 既存建物の構造減衰を考慮した設計法を構築することができる.

蔭山³⁻⁵⁾らは, 2 棟の建造物をダンパーのみ, もしくはばねとダンパーを併用して連結し, 両棟の耐震性能の向上を目的として, 上述の定点理論を用いた研究を展開している. ダンパーのみで2棟の建造物を連結するときの構造モデルとしては, 連結制振の理想系である双方の系の定点の伝達率の高さが等しくなるモデル(質量比と剛性比が反比例の関係となるモデル)を主に扱っており, その質量比と剛性比による制約を緩和するために, 連結ばねとダンパーを併用

* 竹中工務店
(元)京都大学 大学院生・修士(工学)

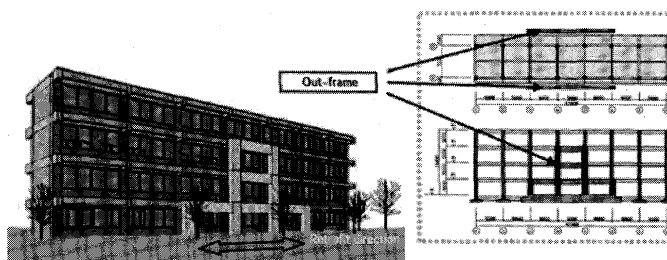
** 京都大学工学研究科都市環境工学専攻
准教授・博士(工学)

*** 京都大学工学研究科都市環境工学専攻 助教・博士(工学)

**** 京都大学工学研究科都市環境工学専攻 教授・工博

Takenaka Corp.
(Formerly Grad. Student of Kyoto Univ.)
Assoc. Prof., Dept. of Urban and Environmental Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

Assist. Prof., Dept. of Urban and Environmental Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.
Prof., Dept. of Urban and Environmental Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

図1 アウトフレーム連結制振構法⁶⁾

したモデルを扱っている。一方、アウトフレーム連結制振構法は、既存建物とアウトフレームをダンパーのみで連結することにより既存建物の耐震補強を行うため、アウトフレームについては十分な剛性が確保されていればよく¹¹⁾、耐震性能が(許容される範囲以内で)低下することは問題ではない。そのため、本構法で扱うモデルは蔭山らのモデルとは異なる。

2. アウトフレーム連結制振構法の概要

本構法は、図1に示すように、既存建物の外周に、既存建物とは独立して十分な強度と剛性を有する骨組架構を新設し、これと既存建物を履歴ダンパーやオイルダンパーなどで連結することにより構成される^{6,7)}。

本構法の特徴は以下のようにまとめられる。(1)既存躯体への工事はアウトフレームとの連結部分に限定され建物内部の作業が発生しないため、内部設備などの工事に伴う移転を必要としない。(2)ブレースの設置や開口閉鎖を伴わないため、現建物の外観や使い勝手を変化させることがない。(3)一般的な耐震補強構法と同等もしくは低いコストで実施できる。(4)動力学に基づくダンパー配置計画を行うため、信頼性の高い耐震性能向上効果が得られる。

3. 設計用地震動

設計用地震動は、設計用変位応答スペクトルにより定義するものとし、設計用変位応答スペクトルに適合するように作成した10波の模擬地震動を、本研究で提案する設計法の妥当性を検証するための模擬地震動群として採用する。本研究で用いる設計用変位応答スペクトル S_D は、NewmarkとHallによるDesign Spectrum²¹⁾を簡略化したもので、加速度一定領域、速度一定領域、変位一定領域のそれぞれについて以下の式で定義される。

$$S_D = \begin{cases} \ddot{u}_{g\max} \{3.21 - 0.68 \ln(100h)\} / \omega^2 \\ \dot{u}_{g\max} \{2.31 - 0.41 \ln(100h)\} / \omega \\ u_{g\max} \{1.82 - 0.27 \ln(100h)\} \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 ω は固有円振動数、 h は減衰定数を表す。また $\ddot{u}_{g\max}$ 、 $\dot{u}_{g\max}$ 及び $u_{g\max}$ は、地震動の最大加速度、最大速度、最大変位を表す。本論文では、レベル1地震動に対応する値として、それぞれ201(cm/s^2)、25(cm/s)及び18.75(cm)の値を採用する。また、レベル2地震動に対応する値として、これらをそれぞれ2倍にした値を採用する。図2に、いくつかの減衰定数に対応するレベル1の設計用変位応答スペクトルを、図3には設計用変位応答スペクトルに適合するように作成した模擬地震動の加速度波形の一例を示す。尚、位相特性は一様ランダムとした。また、図2には、10波の模擬地震動に対する平均応答スペクトルも併せて示す。

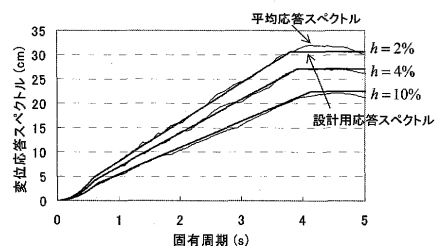


図2 レベル1地震動に対する設計用変位応答スペクトル

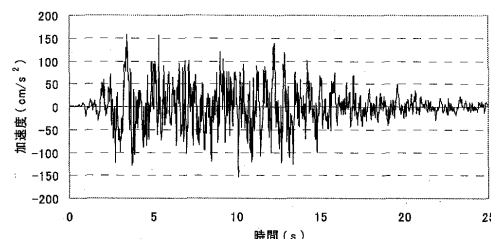


図3 模擬地震動の加速度波形の一例

尚、本研究における設計問題とその解法は、固有周期に関して単調に増加する設計用変位応答スペクトル(例えば工学的基盤面上での告示スペクトル)を用いることを前提として展開されており、固有周期に関して非単調に増減する変位応答スペクトルを設計用変位応答スペクトルとして用いる場合には、直接的には適用できない。このような場合には、著者らが提案する方法²²⁾と組み合わせることにより対応が可能である。

4. アウトフレーム剛性の影響を考慮した連結モデル減衰定数の簡易評価法

4.1 既存建物の構造減衰を考慮しない場合の連結モデル減衰定数簡易評価法

4.1.1 質量比が連結モデルの減衰に及ぼす影響の検討

既存建物とアウトフレームを、1次振動成分におけるベースシェアーの等価性条件から各々1自由度せん断質点系にモデル化し、それらをオイルダンパーで連結した図4のようなモデルを考える。以下では、このモデルを2自由度連結モデルと呼ぶ。オイルダンパーは一般に、オイルダンパー単体の剛性と取付け部材の剛性を考慮して、2つのばねとダッシュポットを直列につないだモデルで表現されることが多い。1層の既存建物とアウトフレームからなる本モデルでは、この2つのばねの剛性をアウトフレームの剛性に含めて考えることが可能であるため、以降の定式化においてはオイルダンパーをダッシュポットのみでモデル化することとした。

既存建物の質量を M 、剛性を K 、アウトフレームの質量を m 、剛性を k 、連結ダンパーの減衰係数を c^l で表す。アウトフレームを剛体と仮定したときに既存建物に付加される減衰定数を $h^R (=c^l/(2\sqrt{MK}))$ 、剛性比を $\kappa (=k/K)$ 、質量比を $\mu (=m/M)$ とすると、既存建物の非減衰固有円振動数 $\omega_s = \sqrt{K/M}$ で無次元化した2自由度連結モデルの複素固有値 $\lambda = \lambda_R + i\lambda_I$ の独立なパラメータは h^R 、 κ 、 μ の3つの無次元量となる。

2自由度連結モデルの複素固有値解析による1次減衰定数を $h^{(1)}$ とすると、 $h^{(1)}$ は ω_s で無次元化した1次の複素固有値 $\lambda^{(1)}$ のみを用いて $-\lambda_R^{(1)}/|\lambda^{(1)}|$ と表されるため、 $h^{(1)}$ も3つのパラメータ h^R 、 κ 、 μ のみで表現される。剛性比 κ を1とし、質量比 μ をパラメータとした

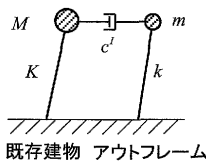


図4 2自由度連結モデル

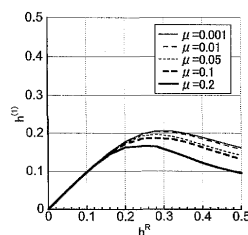


図5 質量比 μ の変動に伴う $h^{(1)}-h^R$ 曲線の変動 ($\kappa=1$)

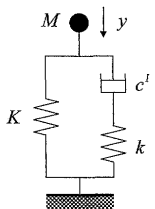


図6 1自由度 Maxwell モデル

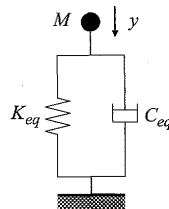


図7 1自由度 Voigt モデル

ときの $h^{(1)}-h^R$ 曲線を図5に示す。ただし、既往の研究¹²⁾より、剛性比が1~2程度以上であれば、応答低減効果は概ね一定になるという性質が得られているため、ここでは $\kappa=1$ の例を示す。また、図5より、剛性比 κ が1のときは、 μ が0.1以下であればアウトフレームの質量変化の影響は小さいことがわかる。アウトフレーム連結制振構法の特徴の一つは、既存建物とアウトフレームの質量が極端に異なることであるため、この性質を有効利用することが考えられる。

4.1.2 等価1自由度モデルの $h^{(1)}-h^R$ 曲線の定式化

前節の結果より、現実的な剛性比では質量比の影響が小さいことが示された。一般的にはアウトフレームは既存建物と比べて質量が極めて小さいことを考慮し、アウトフレームの質量を無視した等価な1自由度モデルについて、前節同様に $h^{(1)}-h^R$ 曲線を導出する。まず、アウトフレームの質量を無視した図6に示すモデルを、1自由度 Maxwell モデルと呼ぶ。図6のモデルの1次減衰定数(特定の振動数で評価したもの)を $h^{(1)}$ とし、さらに取り扱いの簡便化のために、1自由度 Maxwell モデルを図7の1自由度 Voigt モデルに置換する。1自由度 Maxwell モデルの両端の相対変形を $y=a\cos\omega t$ とすると、等価剛性 K_{eq} 、等価減衰係数 C_{eq} は、振動数の関数として次のように求めることができる。ただし、 $\tau=c^I/k$ とする。

$$K_{eq}(\omega)=K+c^I\frac{\tau\omega^2}{\tau^2\omega^2+1}=K+k\frac{\tau^2\omega^2}{\tau^2\omega^2+1} \quad (2)$$

$$C_{eq}(\omega)=\frac{c^I}{\tau^2\omega^2+1} \quad (3)$$

アウトフレームを剛体と仮定したときに既存建物に付加される減衰定数 h^R は、次のように表すことができる。

$$h^R=\frac{c^I}{2\sqrt{MK}} \quad (4)$$

$h^{(1)}$ を h^R で表現するために、図7のモデルの固有円振動数 ω_{eq} を利用する。このとき、 K_{eq} は次式で表現できる。

$$K_{eq}=M\omega_{eq}^2 \quad (5)$$

また $\omega=\omega_{eq}$ のとき、(2)式より K_{eq} は次のようにも表すことができる。

$$K_{eq}(\omega_{eq})=K+k\frac{\tau^2\omega_{eq}^2}{\tau^2\omega_{eq}^2+1} \quad (6)$$

(5)式と(6)式を等置して ω_{eq} について解くと、 ω_{eq} は次式となる。

$$\omega_{eq}=\omega_S\sqrt{\frac{-\{\kappa^2-(1+\kappa)4h_R^2\}+\sqrt{\{\kappa^2-(1+\kappa)4h_R^2\}^2+16\kappa^2h_R^2}}{8h_R^2}} \quad (7)$$

$h^{(1)}$ は $K_{eq}(\omega_{eq})$ 、 $C_{eq}(\omega_{eq})$ を用いて、 $h^{(1)}=C_{eq}(\omega_{eq})/(2\sqrt{MK_{eq}(\omega_{eq})})$ と表されるので、 $h^{(1)}-h^R$ 曲線は次式で表すことができる。

$$h^{(1)}=\frac{h^R}{\sqrt{\left[\frac{2(\omega_{eq}/\omega_S)(h^R/\kappa)}{2}\right]^2+1}\left[\frac{2(\omega_{eq}/\omega_S)(h^R/\kappa)}{2}(\kappa+1)+1\right]} \quad (8)$$

(7)式より、 ω_{eq}/ω_S は κ 、 h_R のみの関数であることが分かる。従って、(8)式の右辺も、 κ および h_R のみの関数となる。

(8)式の右辺を $f(h^R)$ として $f'(h^R)=0$ を解くと、 $h^{(1)}$ が極大となるときの h^R と $h^{(1)}$ の極大値はそれぞれ、次の h_p^R 、 $h_p^{(1)}$ として求まる。

$$h_p^R=\frac{1}{2\sqrt{2}}\left(\frac{\kappa}{\kappa+1}\right)\sqrt{\kappa+2} \quad (9)$$

$$h_p^{(1)}=\frac{\kappa}{4\sqrt{\kappa+1}} \quad (10)$$

(9)式の h_p^R を超えて h^R を増やすと逆に $h^{(1)}$ は低下するため、(9)式以下の h^R の範囲が実質上は意味がある。この範囲の減衰効果を簡易的に評価するために、(8)式を、原点を通り、(9)、(10)式で表される点を頂点とする上向き凸の(11)式の2次関数で近似する。

$$h^{(1)}=-\frac{2(\kappa+1)^{1.5}}{\kappa(\kappa+2)}(h^R)^2+\sqrt{\frac{2(\kappa+1)}{\kappa+2}}h^R \quad (11)$$

(11)式より、与えられた $h^{(1)}$ に対応する h^R を求めることができる。

4.2 定点理論および複素固有値解析との関係

4.2.1 定点理論との関係

前節の定式化を定点理論と比較することは有意義であるため、まず定点理論の概要を述べる。定点理論から最適な連結ダンパーの減衰係数(既存建物の絶対応答倍率の最大値を最小化する連結ダンパーの減衰係数)を求めるために、まず4.1節と同様に、図6の1自由度 Maxwell モデルを図7の1自由度 Voigt モデルに置換し、質点 M の絶対応答倍率を求める。絶対応答倍率曲線は連結ダンパーの減衰係数によらず定点を通ることから、絶対応答倍率曲線のピークが定点と一致するときに最大応答が最小となる。ピークの円振動数を求めるために絶対応答倍率を円振動数に関して微分したものを0と等置した式に、別途求めた定点の円振動数 ω_p を代入して c^I について解くと、最適な連結ダンパーの減衰係数 c_p^I は次のように表される。

$$c_p^I=\sqrt{\frac{MK}{2}}\left(\frac{\kappa}{\kappa+1}\right)\sqrt{\kappa+2} \quad (12)$$

(12)式の c_p^I を(4)式の c^I に代入して求められる h^R は、(9)式の h_p^R と一致する。つまり、 $h^{(1)}-h^R$ 曲線から得られる連結ダンパーの最適減衰係数($h^{(1)}$ を最大化する連結ダンパーの減衰係数)と定点理論から得られる最適減衰係数は同一であることがわかる。

定点理論は制振対象の非減衰性を前提として成立するため構造減衰を考慮することができないが、本手法では、等価剛性 K_{eq} と等価減衰係数 C_{eq} の値を変えることで対応することができるため、構造減衰を考慮した設計法が構築可能である。

4.2.2 複素固有値解析との関係

本手法では、モデルの両端に $y=a\cos\omega t$ という強制相対変位が与えられたときに、1自由度 Maxwell モデルと1自由度 Voigt モデルが等価となるように等価剛性 K_{eq} と等価減衰係数 C_{eq} を決定した。しかし、 $h^{(1)}-h^R$ 曲線を求める際には、1自由度 Voigt モデルの固有円振動数 ω_{eq} を用いて $K_{eq}(\omega_{eq})$ 、 $C_{eq}(\omega_{eq})$ を決定したために、図6の

1 自由度 Maxwell モデルを複素固有値解析して得られる $h^{(1)}-h^R$ 曲線と、(8)式の $h^{(1)}-h^R$ 曲線には誤差が生じる。

図 8 に、 $\kappa=1$ のときの Maxwell モデル（微小質量 $\mu=0.001$ を仮定）を複素固有値解析して得られる $h^{(1)}-h^R$ 曲線と(8)式の $h^{(1)}-h^R$ 曲線を示す。(7),(8)式の導出時に述べたように、 κ を決めれば、 $h^{(1)}$ は h^R のみの関数となる。 $h^{(1)}$ のピーク値は異なっているが、 $h^{(1)}$ がピークとなるときの h^R の値はほぼ等しいといえる。

4.3 既存建物の構造減衰を考慮する場合の連結モデル減衰定数簡易評価式

本節では図 4 の 2 自由度連結モデルが構造減衰を有する場合を扱う。既存建物の構造減衰定数とアウトフレームの構造減衰定数をそれぞれ h_S , h_{OF} とし、構造減衰係数をそれぞれ c_S , c_{OF} と表す。4.1 節と同様に、2 自由度連結モデルのアウトフレームの質量を無視した図 9 のモデルについて考える。

これまでの研究で、アウトフレームの構造減衰 c_{OF} の変化が既存建物の応答に及ぼす影響は小さいという、アウトフレーム連結制振構法特有の性質が明らかになっている¹²⁾。この性質に基づき、本節では $c_{OF}=0$ として、アウトフレームの構造減衰の影響を無視し、既存建物の構造減衰のみを考慮した定式化を行う。

4.1 節とほぼ同様に、図 9 のモデルを図 7 のような等価 Voigt モデルに置換すると、等価剛性 K_{eq} 、等価減衰係数 C_{eq} 、Voigt モデルの固有円振動数 ω_{eq} は次のように表される。

$$K_{eq}(\omega) = K + \frac{k(c^I \omega)^2}{k^2 + c^{I2} \omega^2} \quad (13)$$

$$C_{eq}(\omega) = c_S + \frac{k^2}{k^2 + c^{I2} \omega^2} c^I \quad (14)$$

$$\omega_{eq} = \sqrt{\frac{-X + \sqrt{X^2 + 4MKk^2 c^{I2}}}{2Mc^{I2}}} \quad (15)$$

$$\text{ここで、} \quad X = Mk^2 - Kc^{I2} - kc^{I2} \quad (16)$$

$h^{(1)}$ は $K_{eq}(\omega_{eq})$, $C_{eq}(\omega_{eq})$ を用いて、 $h^{(1)} = C_{eq}(\omega_{eq}) / (2\sqrt{MK_{eq}(\omega_{eq})})$ と表されるので、 $h^{(1)}-h^R$ 曲線は次式で表すことができる。

$$h^{(1)} = \frac{C_{eq}(\omega_{eq})}{2\sqrt{MK_{eq}(\omega_{eq})}} = \frac{c_S + \frac{k^2}{k^2 + c^{I2} \omega_{eq}^2} c^I}{2\sqrt{M \left(K + \frac{k(c^I \omega_{eq})^2}{k^2 + c^{I2} \omega_{eq}^2} \right)}} \quad (17)$$

連結ダンパーの減衰係数 c^I 、既存建物の構造減衰係数 c_S は次のように表すことができる。

$$c^I = 2\sqrt{MK}h^R, \quad c_S = 2\sqrt{MK}h_S \quad (18a,b)$$

(18a,b)を(17)式に代入すると次式が得られる。

$$h^{(1)} = \frac{h^R}{\sqrt{\left[\left\{ 2(\omega_{eq}/\omega_S)(h^R/\kappa) \right\}^2 + 1 \right] \left[\left\{ 2(\omega_{eq}/\omega_S)(h^R/\kappa) \right\}^2 (\kappa+1) + 1 \right]}} + h_S \sqrt{\frac{\left\{ 2(\omega_{eq}/\omega_S)h^R \right\}^2 + \kappa^2}{\left\{ 2(\omega_{eq}/\omega_S)h^R \right\}^2 (\kappa+1) + \kappa^2}} \quad (19)$$

(19)式の第 1 項は、(8)式で示されている構造減衰を考慮しない場合の $h^{(1)}-h^R$ 関係を表している。

(19)式の第 1 項、第 2 項、両項の和（構造減衰を考慮したときの $h^{(1)}-h^R$ 曲線）を図 10 に示す。第 2 項が漸減するため、 $h^{(1)}$ がピークとなるときの h^R の値は、構造減衰を考慮しない場合と構造減衰を考慮した場合とでは少し異なる。同じ理由で、構造減衰を考慮した

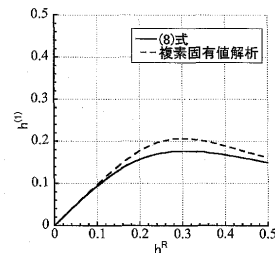


図 8 複素固有値解析と(8)式から得られる $h^{(1)}-h^R$ 曲線 ($\kappa=1$)

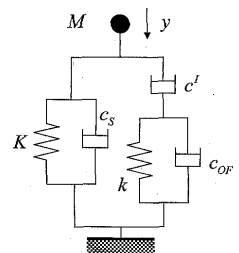


図 9 構造減衰を有するモデル

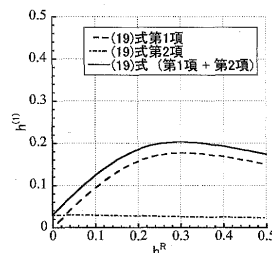


図 10 構造減衰を考慮したときの $h^{(1)}-h^R$ 曲線 ($\kappa=1$)

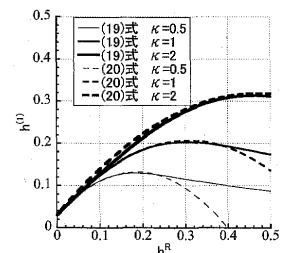


図 11 剛性比 κ の変動に伴う $h^{(1)}-h^R$ 曲線の変動

場合の $h^{(1)}$ のピーク値は、構造減衰を無視した場合の $h^{(1)}$ のピーク値に既存建物の構造減衰定数 h_S を加えた値より少し小さい。しかし、第 2 項が漸減することによる影響は小さいと考えられるので ($\kappa=1$ で 10%程度)、構造減衰を考慮した場合の $h^{(1)}-h^R$ 曲線の近似曲線の式を、構造減衰を考慮しない場合の近似曲線である(11)式を用いて次のように表す。

$$h^{(1)} = -\frac{2(\kappa+1)^{1.5}}{\kappa(\kappa+2)} (h^R)^2 + \sqrt{\frac{2(\kappa+1)}{\kappa+2}} h^R + h_S \quad (20)$$

このとき曲線の頂点は $(\{\sqrt{\kappa+2}/(2\sqrt{2})\}, \{\kappa/(\kappa+1)\}, \{\kappa/(4\sqrt{\kappa+1})\} + h_S)$ である。図 11 に、(19), (20)式を用いて描いた $h^{(1)}-h^R$ 曲線の例を示す。(20)式は剛性比 κ の影響を適切に表現できていることがわかる。

5. 連結ダンパーの減衰係数の設計法

5.1 対象モデルと設計問題

対象とする構造物は、図 12 に示すような、 N^S 層の既存建物および N^{OF} 層のアウトフレームをオイルダンパーで連結した構造物とし、それぞれ、多自由度せん断質点系にモデル化する。以下ではこのモデルを多自由度連結モデルと呼ぶ。既存建物の第 i 層の質量を $\bar{M}_i$ 、アウトフレームの第 i 層の質量を $\bar{m}_i$ 、既存建物の第 i 層の剛性を $\bar{K}_i$ 、アウトフレームの第 i 層の剛性を k_i^* 、連結ダンパーの第 i 層の減衰係数を c_i^I で表す。設計用地震動に対する既存建物単独時の第 i 層の地震時最大層間変位応答を ${}_m\delta_{Si}$ で表し（左下添字の m は multi を表す）、アウトフレームと既存建物をダンパーで連結したときの既存建物の第 i 層の地震時最大層間変位応答を ${}_m\delta_{Si}^c$ 、アウトフレームの第 i 層の地震時最大層間変位応答を ${}_m\delta_{OFi}^c$ で表す（図 12）。尚、右上添字の c は connected を表す。また、 $(\quad)$ は、設計問題における指定量を表し、右上添字の $*$ は、設計問題において、設計者が定める条件を満足する範囲で任意に設定することが可能な量を表す。

上記の多自由度連結モデルに対し、以下の設計問題を考える。

問題 DD(Damping Design of outer-frame type seismic retrofitting): 既存建物の各層の質量、剛性、階高、アウトフレームの各層の質量、剛性、階高が与えられたとき、レベル 2 設計用地震動に対して以下

の式を満足するように，連結ダンパーの減衰係数を決定せよ．

$${}_m\delta_{S\max}^c = {}_m\bar{\delta}_S^c \quad (21)$$

ここで ${}_m\delta_S^c$ は既存建物とアウトフレームをダンパーで連結したときの既存建物の地震時最大層間変位応答の設計目標値である。また ${}_m\delta_{\max}^c$ は全層の地震時最大層間変位応答 ${}_m\delta_{Si}^c$ ($i=1, \dots, N^S$) の中で最大となる値を表す。特に断らない限り以下では、 ${}_m\delta_{\max}^c$ を単に最大層間変位と呼ぶ。連結ダンパーの各層の減衰係数ベクトル $\{c^I\} = \{c_1^I, \dots, c_{N_{OF}}^I\}^T$ は、基準減衰係数ベクトル $\{\bar{C}\} = \{\bar{C}_1, \dots, \bar{C}_{N_{OF}}\}^T$ および係数 α を用いて次式で表わされるとする。

$$\{c^I\} = \alpha \{\bar{C}\} \quad (22)$$

ここでは、問題の基本特性を明らかにすることを目的として、レベル2地震動に対しても弾性応答をするものとする。弾塑性応答を許容する場合の取り扱い¹⁷⁾に述べられている。

5.2 逆問題型アプローチによる解法

問題 DD に対して逆問題型アプローチによる解法を構成する。前報¹⁷⁾とは異なり、 $h^{(1)}-h^R$ 曲線を用いることにより適切な剛性を有するアウトフレームを予め設計できるため、前報のような繰り返し計算を必要としない。その手順は次の通りである。

[Step 1] 設計条件の設定

問題 DD の非設計変数を設定する。

[Step 1-1] 既存建物の設計目標値の設定

まず，連結後の既存建物の最大層間変位に対する設計目標値 ${}_m\bar{\delta}_S^c$ を設定する．次に，既存建物を 1 次固有周期が等価な 1 自由度系に置換する．ただし，既存建物の等価質量 $\hat{M}$ ，等価剛性 $\hat{K}$ ，等価高さ $\hat{H}_S$ は 1 次固有モードから計算されるものとする．等価 1 自由度に置換した既存建物の設計目標値 ${}_s\bar{\delta}_S^c$ （左下添字の s は single を表す）を，設計用変位応答スペクトルで評価した 1 自由度置換既存建物単独モデルの応答 ${}_s\delta_S$ と，多自由度既存建物の目標応答低減率 ${}_m\bar{\delta}_S^c / {}_m\delta_{S\max}$ （ ${}_m\delta_{S\max} = \max_i {}_m\delta_{Si}$ ）を用いて次のように表す．

$${}_s\bar{\delta}_S^c = {}_s\delta_S ({}_m\bar{\delta}_S^c / {}_m\delta_{S\max}) \quad (23)$$

(23)

[Step 1-2] アウトフレームの剛性の設定

設計用変位応答スペクトルを用いて評価した 1 自由度置換既存建物単独モデルの応答 ${}_s\delta_S$ が、Step 1-1 で得られた設計目標 ${}_s\delta_S^*$ を満足するためにアウトフレームに必要な剛性比を(20)式を用いて求める。すなわち、設計用変位応答スペクトルを用いると、 ${}_s\delta_S = {}_s\delta_S^*$ となるために既存建物に必要な減衰定数 h が求められる。また、図 10 の曲線の頂点 ((20)式の直下に記載) は剛性比 κ の増加とともに増加する性質があるため (図 11 参照)、アウトフレームに最低限必要な剛性比 κ は、次の補強可能性条件式を解くことにより得られる。

$$\kappa/(4\sqrt{\kappa+1})+h_{\Sigma}=h \quad (24)$$

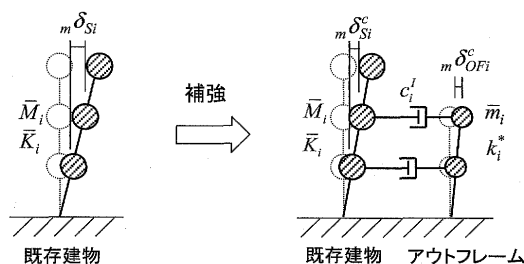


図 12 アウトフレーム型連結制振構法による耐震補強の概念図

既存建物と同様に、アウトフレームを1次固有周期が等価な1自由度系に置換する。また、等価1自由度系の既存建物とアウトフレームを、等価高さ $\hat{H}_S$ 、 $\hat{H}_{OF}$ の低い方の高さ（通常 $\hat{H}_{OF}$ ）で連結したモデルを2質点3自由度連結モデルと呼ぶ（図13）。図13の場合、既存建物の中間点に質量は存在しないが変位自由度の存在するモデルとなる。このモデルの詳細は前報¹⁷⁾に記載済みである。

[Step 2] 2 質点 3 自由度連結モデルに対する設計問題

2質点3自由度連結モデルに対して次のような設計問題を考える.

問題 DD1：既存建物の質量，剛性，階高，アウトフレームの質量，剛性，階高が与えられたとき，レベル 2 設計用地震動に対して以下の式を満足するように，連結ダンパーの減衰係数を決定せよ。

$${}_{\circ}\delta_{\circ}^c = {}_{\circ}\bar{\delta}_{\circ}^c \quad (25)$$

2 質点 3 自由度連結モデルを、既存建物とアウトフレームの高さの違いを考慮した等価な 2 自由度連結モデル (図 4) として扱う。まず (20) 式に (24) 式で求めた必要剛性比以上の任意の κ と、 $h^{(1)} = h$ (既存建物の 1 次固有周期 T_s のときに $S_D = \bar{S}_s$ となる減衰定数) を代入すると、 h^R が求められる。さらに、既存建物とアウトフレームの等価高さの違いによる影響を考慮すると、連結ダンパーの減衰係数 δ^I は (26) 式のように表される。ここでは、オイルダンパーによる連結の場合、既存建物側のモード形状に対する影響は小さいと考えられるため、既存建物側の 1 次モードを直線形として近似した。

$$\hat{c}^I = 2\hat{M}\omega_s^{(1)}\hbar^R \left(\hat{H}_s / \hat{H}_{OF} \right)^2 \quad (26)$$

ここで $\omega_s^{(1)}$ は、既存建物単独での非減衰 1 次固有円振動数を表す。
また、 $\hat{H}_S \leq \hat{H}_{OF}$ のとき $\hat{H}_S / \hat{H}_{OF} = 1$ とする。

[Step 3] 多自由度連結モデルに対する設計問題

多自由度連結モデルの連結ダンパーの減衰係数を決定するために、以下のような設計問題を考える。

問題DDII: 2質点3自由度連結モデルと多自由度連結モデルの h^R が等しくなるように, 連結ダンパーの減衰係数 c_l^i を決定せよ.

各層の連結ダンパーの減衰係数の比 $\{\bar{c}_i\}$ としては、例えば、各層等分布のものが考えられる。

多自由度連結モデルに対して，減衰行列の非減衰固有モードに関する非連成近似を用いると， h^R は次式で表される，

$$h^R = \frac{1}{2\omega_j^{(1)}} \left\{ \sum_{j=1}^{N^I} c_j^I (u_{Sj}^{(1)})^2 / \sum_{j=1}^{N^S} M_j (u_{Sj}^{(1)})^2 \right\} \quad (27)$$

ここで $u_{sj}^{(l)}$ は、既存建物単独での非減衰 1 次固有ベクトルの第 j 成分を表す。また、 N^I は既存建物層数 N^S とアウトフレーム層数 N^{OF} のうち少ない方の数（通常 N^{OF} ）を表す。

(22)式より, $\sum_{j=1}^{N'} c_j^I (u_{sj}^{(I)})^2 = \alpha \sum_{j=1}^{N'} \bar{c}_j (u_{sj}^{(I)})^2$ と書けるので, (27)式より α は次式で表される.

$$\alpha = 2\omega_S^{(1)} h^R \sum_{j=1}^{N^S} M_j (u_{Sj}^{(1)})^2 / \sum_{j=1}^{N^I} \bar{C}_j (u_{Sj}^{(1)})^2 \quad (28)$$

連結ダンパーの各層の減衰係数は $\{c_i^I\} = \alpha \{\bar{C}_i\}$ から求められる.

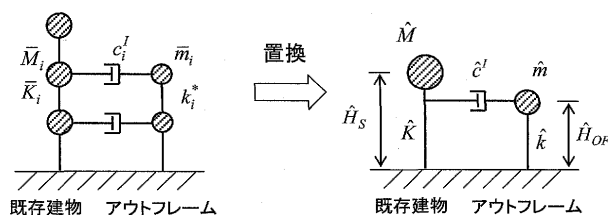


図 13 2 質点 3 自由度連結モデルへの置換

[Step 4] 設計解の修正と検証

時刻歴応答解析により、Step 3 で得られた連結ダンパーを有する多自由度連結モデルの応答が、設計目標を満足することを検証する。ただし、既存建物の1次モードを直線形とする近似が成立しない場合や高次モードの影響が無視できない場合などは、応答スペクトル法による予測精度が低下するので、時刻歴応答解析によって評価した応答が設計目標値を満足するように、5.3.2 節に述べる方法により、あらかじめ設計目標値を修正する。

5.3 数値例題

本節では、提案手法の妥当性とその適用範囲を明らかにするために、図14の3種類のモデルを扱う。

5.3.1 例題 A (既存建物とアウトフレームの層数が同じで連結ダンパーが各層等分布の場合)

既存建物、アウトフレームとも5層のRC造で、連結ダンパーを各層均等に配置する場合の数値例題を示す。

[Step 1] 設計条件の設定

[Step 1-1] 既存建物の設計目標値の設定

既存建物の諸元を表1に示す。既存建物の1次固有周期は $T_s = 0.656$ (s) である。既存建物単独モデルに対する時刻歴応答解析結果を表1に示す。入力波は設計用変位応答スペクトル適合模擬地震動群(レベル2)であり、表中の「最大層間変位」とは、模擬地震動10波のそれぞれに対する最大層間変位の平均値を意味している。ここでは、既存建物の構造減衰はひび割れを考慮して3%とした。

多自由度連結モデルの既存建物の最大層間変位に関する設計目標値は ${}_m\delta_S^c = 1.4$ (cm) とする。等価な1自由度モデルに置換した既存建物の層間変位に対する設計目標値 ${}_s\delta_S^c$ を以下のように設定する。

既存建物については、等価質量 $\hat{M} = 1590$ (ton)、等価剛性 $\hat{K} = 146000$ (kN/m)、等価高さ $\hat{H}_s = 1000$ (cm) となる。ただし、ここでは略算のため、既存建物の1次モードを直線形として与えている。この1自由度置換既存建物単独モデルの変位応答を設計用変位応答スペクトルにより評価すると、 ${}_s\delta_S^c = 9.71$ (cm) となる。多自由度既存建物の設計目標値 ${}_m\delta_S^c$ と連結前の既存建物の応答解析結果 ${}_m\delta_{S\max}$ の関係から、既存建物の等価1自由度モデルとしての設計目標値 ${}_s\delta_S^c$ を次のように設定する。

$${}_s\delta_S^c = {}_s\delta_S^c \cdot \frac{{}_m\delta_S^c}{{}_m\delta_{S\max}} = 9.71 \cdot \frac{1.4}{2.58} = 5.27 \text{ (cm)}$$

[Step 1-2] アウトフレームの剛性の設定

アウトフレームの各層の剛性を設定する。まず、(20)式を用いて、多自由度連結モデルの既存建物側の最大層間変位 ${}_m\delta_{S\max}^c$ が Step 1-1 で得られた ${}_s\delta_S^c$ の条件を満足するためにアウトフレームに必要な剛性比を求める。 ${}_s\delta_S^c = 5.27$ (cm) であるため、設計用変位応答スペクトルを用いると、既存建物に必要な減衰定数は $h = 0.19$ となることがわかる。0.19の減衰定数を実現するためにアウトフレームに最低限必要な剛性比は、(24)式より次の式を解くことにより得られる。

$$\kappa / (4\sqrt{\kappa+1}) + h_s = 0.19 \quad (29)$$

(29)式を解くと $\kappa = 0.88$ となり、 ${}_m\delta_{S\max}^c \leq {}_s\delta_S^c$ を満足するためにはアウトフレームの剛性比は最低でも0.88必要であることがわかる。

アウトフレームの各層の剛性は(単独時に1次モードを直線形であるとする)、等価剛性 $\hat{k}$ が既存建物の等価剛性 $\hat{K}$ の0.88、1.5、

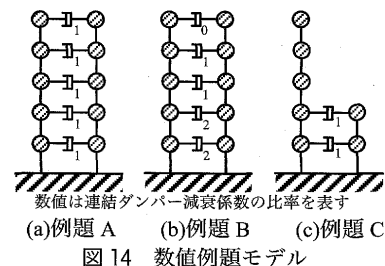


図14 数値例題モデル

表1 既存建物の諸元と時刻歴応答解析結果 (例題 A)

層	質量($\times 10^3$ kg)	弾性剛性(kN/m)	階高(m)	最大層間変位($\times 10^{-2}$ m)
1	415	517000	2.975	2.58
2	409	496000	2.65	2.45
3	379	407000	2.65	2.52
4	384	310000	2.65	2.48
5	372	186000	2.85	2.33

表2 アウトフレームの諸元 (例題 A)

層	質量($\times 10^3$ kg)	弾性剛性(kN/m)		
		$\kappa=0.88$	$\kappa=1.5$	$\kappa=2.0$
1	39	469000	799000	1070000
2	39	437000	746000	998000
3	39	375000	639000	855000
4	39	281000	479000	641000
5	39	156000	266000	356000

表3 1自由度系に置換したアウトフレームの諸元 (例題 A)

等価質量($\times 10^3$ kg)	等価高さ(m)	等価剛性(kN/m)		
		$\kappa=0.88$	$\kappa=1.5$	$\kappa=2.0$
159	10.11	128000	216000	291000

2.0倍となるように与えた3つのケースを考える。アウトフレームの質量はアウトフレームの等価質量 $\hat{m}$ が既存建物の等価質量 $\hat{M}$ の10%となるように与える。尚、この値は、4層既存建物への実適用例¹¹⁾での値(質量比7%)ならびに質量比が制振効果に対してほとんど影響を与えないという本構法の特性¹²⁾に基づいて、本構法における質量比の基本値として設定したものである。また、アウトフレームの構造減衰は弾性範囲を想定して既存建物より小さい1%とする。アウトフレームの諸元を表2に示す。

既存建物と同様にアウトフレームを1自由度系に置換する。等価質量、等価剛性、等価高さを表3に示す。ただし、 κ の異なる3つのモデルの1自由度系のアウトフレームの固有周期は、それぞれ対応する多自由度系の1次固有周期と同じとする。

[Step 2] 2質点3自由度連結モデルに対する設計問題

2質点3自由度連結モデルに対して次のような設計問題を考える。

問題 DD1a: 既存建物の質量、剛性、階高、アウトフレームの質量、剛性、階高が与えられたとき、レベル2設計用地震動に対して以下の式を満足するように、連結ダンパーの減衰係数を決定せよ。

$${}_s\delta_S^c = {}_s\delta_S^c \quad (30)$$

剛性比の異なる3つのモデルに対する設計解を求める。

(i) $\kappa = 0.88$ のとき

(20)式で表される $h^{(1)} - h^R$ 曲線の近似曲線に $\kappa = 0.88$ 、 $h^{(1)} = 0.19$ ($T_s = 0.656$ (s) のときに $S_D = 5.27$ (cm) となる減衰定数) を代入して得た $h^R = 0.28$ より、連結ダンパーの減衰係数 c^I は次のようになる。

$$c^I = 2\hat{M}\omega_s^{(1)}h^R = 8520 \text{ (kNs/m)}$$

(ii) $\kappa = 1.5$ のとき

(i)と同様に(20)式に $\kappa = 1.5$ 、 $h^{(1)} = 0.19$ を代入して、 $h^R = 0.17$ を

得る。従って、連結ダンパーの減衰係数 $\hat{c}^I$ は次のようになる。

$$\hat{c}^I = 2\hat{M}\omega_S^{(1)}h^R = 5200 \text{ (kNs/m)}$$

(iii) $\kappa=2.0$ のとき

(i)と同様に(20)式に $\kappa=2.0$ 、 $h^{(1)}=0.19$ を代入し、 $h^R=0.157$ を得る。従って、連結ダンパーの減衰係数 $\hat{c}^I$ は次のようになる。

$$\hat{c}^I = 2\hat{M}\omega_S^{(1)}h^R = 4780 \text{ (kNs/m)}$$

[Step 3] 多自由度連結モデルに対する設計問題

問題DD II a:2 質点3自由度連結モデルと多自由度連結モデルの h^R が等しくなるように、連結ダンパーの減衰係数 c_i^I を決定せよ。ただし、連結ダンパーの減衰係数は各層等分布 ($\bar{C}_i=1$ for all i) とする。

剛性比の異なる3つのモデルに対する設計解は次のように求まる。

(i) $\kappa=0.88$ のとき

(28)式より α は次のように表される。

$$\alpha = 2\omega_S^{(1)}h^R \sum_{j=1}^5 M_j (u_{Sj}^{(1)})^2 / \sum_{j=1}^5 C_j (u_{Sj}^{(1)})^2 = 2040 \text{ (kNs/m)}$$

従って、各層の連結ダンパーの減衰係数 c_i^I は 2040 (kNs/m) となる。

(ii) $\kappa=1.5$ のとき

(i)と同様に、 $\alpha=1240$ (kNs/m)、 $c_i^I=1240$ (kNs/m) となる。

(iii) $\kappa=2$ のとき

(i)と同様に、 $\alpha=1140$ (kNs/m)、 $c_i^I=1140$ (kNs/m) となる。

[Step 4] 設計解の検証

上記の方法で決定された c_i^I を有する多自由度連結モデルに対して時刻歴応答解析を行う。入力波は設計用変位応答スペクトル適合模擬地震動(レベル2)とする。時刻歴応答解析結果を図15に示す。既存建物の最大層間変位の設計目標値は 1.4(cm)である。 κ が小さいほど精度が低下しているが、誤差は許容範囲であるといえる。

5.3.2 例題 B (既存建物とアウトフレームの層数が同じで連結ダンパーが各層等分布でない場合)

既存建物、アウトフレームとも5層のRC造で、連結ダンパーの配置が各層均等でない場合の数値例題を示す。既存構造物とアウトフレームの諸元および入力地震動は例題Aと同じとする。構造減衰は、既存建物で3%、アウトフレームで1%とする。既存建物の1次固有周期は $T_S=0.656$ (s)、等価質量の質量比は10%、ダンパー配置を決める係数ベクトルを、 $\{\bar{C}\}=\{2,2,1,1,0\}^T$ とする。

[Step 1] 設計条件の設定

[Step 1-1],[Step 1-2]とも、例題Aと同様の設定とする。すなわち、多自由度連結モデルの既存建物の最大層間変位に対する設計目標値を $m\bar{\delta}_S^c=1.4$ (cm)とし、既存建物の等価1自由度モデルの設計目標値を $s\bar{\delta}_S^c=5.27$ (cm)と設定する。応答スペクトルによる既存建物の等価1自由度モデルの最大層間変位が、固有周期 $T_S=0.656$ (s)において $s\bar{\delta}_S^c=5.27$ (cm)となるときの減衰定数として、既存建物に必要な減衰定数 $h=0.19$ が得られる。この減衰定数を実現するための必要剛性比 $\kappa=0.88$ ((29)式)以上の剛性比として、本例題では、 $\kappa=0.88, 1.5, 2.0$ とする。各々の κ に対応するアウトフレームの多自由度系の諸元を表2に、等価1自由度系の諸元を表3に示す。

[Step 2] 2質点3自由度連結モデルの連結ダンパー減衰係数の設計

2質点3自由度連結モデルの連結ダンパーの減衰定数を決定する。

剛性比の異なる3つのモデルについて、 κ および $h^{(1)}=0.19$ を $h^{(1)}-h^R$ 曲線の近似曲線(20)式に代入して得られた h^R を以下に示す。

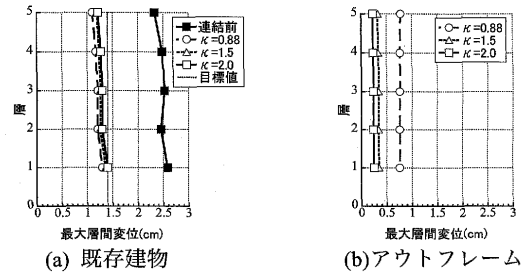


図15 設計解の時刻歴応答解析結果 (例題A)

(i) $\kappa=0.88$ のとき : $h^R=0.28$

(ii) $\kappa=1.5$ のとき : $h^R=0.17$

(iii) $\kappa=2.0$ のとき : $h^R=0.157$

[Step 3] 多自由度連結モデルの連結ダンパー減衰係数の設計

多自由度連結モデルの h^R が、Step2で求めた2質点3自由度連結モデルの h^R と等しくなるように、多自由度連結モデルの連結ダンパーの減衰係数 c_i^I を決定する。ただし、連結ダンパーの減衰係数分布は $\{\bar{C}\}=\{2,2,1,1,0\}^T$ とする。得られた α および設計解 $c_i^I=\alpha\bar{C}_i$ は、次のようになる。

(i) $\kappa=0.88$ のとき : $\alpha=3200$, $c_1^I, c_2^I=6400$, $c_3^I, c_4^I=3200$ (kNs/m)

(ii) $\kappa=1.5$ のとき : $\alpha=1950$, $c_1^I, c_2^I=3900$, $c_3^I, c_4^I=1950$ (kNs/m)

(iii) $\kappa=2$ のとき : $\alpha=1790$, $c_1^I, c_2^I=3580$, $c_3^I, c_4^I=1790$ (kNs/m)

[Step 4] 設計解の修正と検証

本例題のように、連結ダンパー分布が均等でない場合や、上層部が連結されていない場合などは、既存建物側の変形モードが本設計法で仮定している直線形とは異なることや、高次モードの影響が大きくなることが予測され、本手法の等価1自由度モデルを用いた最大応答評価の精度低下が考えられる。以下では、応答スペクトル法による最大応答評価値を用いて、応答予測の誤差を吸収する手法について説明する。本手法は、前報¹⁷⁾で展開した設計変更手法と類似しているが、時刻歴応答解析を伴わない点で異なる。

多自由度連結モデルについて複素固有値解析を行い、得られた第 s 次固有モードを $\mathbf{u}^{(s)}=\{\mathbf{u}_S^{(s)T}, \mathbf{u}_{OF}^{(s)T}\}^T$ とする。ここで $\mathbf{u}_S^{(s)}$ 、 $\mathbf{u}_{OF}^{(s)}$ はそれぞれ、 $\mathbf{u}^{(s)}$ のうち、既存建物およびアウトフレームに対応する成分 $u_{Si}^{(s)}$ および $u_{OFi}^{(s)}$ で構成されるベクトルである。次式の応答スペクトル法で評価した既存建物の第 i 層の最大層間変位を $m\bar{\delta}_{Si}^c$ とする。

$$m\bar{\delta}_{Si}^c = \sqrt{\sum_{k=1}^{N^{\text{mode}}} \left| \frac{\mathbf{u}^{(k)T} \mathbf{M} \mathbf{1}}{\mathbf{u}^{(k)T} \mathbf{M} \mathbf{u}^{(k)}} (u_{Si}^{(k)} - u_{Si-1}^{(k)}) S_D(T, h) \right|^2} \quad (31)$$

ここで、 N^{mode} 、 $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{1}$ は、それぞれ、考慮する次数、全体系の質量マトリクスおよび、全成分が1のベクトルである。尚、本論の例題ではSRSS法で十分な精度が得られたが、拡張CQC法²³⁾などを適用することも可能である。(31)式で評価される全層の最大層間変位 $m\bar{\delta}_{Si}^c$ 中の最大値を $m\bar{\delta}_{S\max}^c$ とし、 $m\bar{\delta}_{S\max}^c$ が設計目標値 $m\bar{\delta}_S^c$ を上回る場合は、次式により、仮の設計目標値 $m\bar{\delta}_S^c$ を設定する。

$$m\bar{\delta}_S^c = m\bar{\delta}_{S\max}^c \frac{m\bar{\delta}_S^c}{m\bar{\delta}_{S\max}^c} \quad (32)$$

図16に、Step3で得られた多自由度モデルの設計解について、応答スペクトル法で評価した最大層間変位を示す。以下の解の修正において、時刻歴応答解析は用いないが、比較のため図16に時刻歴応答解析結果も示す。本例題では、剛性比がそれほど大きくなく、高次モードの影響が予測されるため、応答スペクトルによる最大層間

変位評価に際して3次モードまで考慮する。図16より、応答スペクトル法および時刻歴応答解析の結果はよく対応していることが分かる。 $\kappa=0.88, 1.5$ の場合は最大層間変位が設計目標値を上回るため、応答スペクトル法に基づいて(32)式により再設定した仮の目標値を図16に示す。

$\kappa=0.88, 1.5$ のケースについて、多自由度連結モデルに対する仮の設計目標値 $\bar{\delta}_S^c$ 、等価1自由度モデルに対する仮の設計目標値、仮の設計目標値を実現するために必要な h^R 、および h^R を実現するために最低限必要な剛性比 κ をそれぞれ表4に示す。表4より、剛性比 $\kappa=0.88$ のときは、設計目標値の変更に伴い、(29)式より求まる必要剛性比が1.53となるため、 $\kappa=0.88$ では設計不可能となる。従って、修正は $\kappa=1.5$ のケースについてのみ実行し、得られた修正解と $\kappa=2.0$ のケースに対する設計解を表5に示す。また、両設計解に対する、多自由度連結モデルの時刻歴応答解析によって評価した最大層間変位を図17に示す。両者はよく対応しており、制約条件をほぼ満足していることが分かる。

5.3.3 例題 C (既存建物とアウトフレームの層数が異なり連結ダンパーが各層均等な場合)

前報¹⁷⁾の例題で用いた、既存建物、アウトフレームともRC造で、既存建物が5層、アウトフレームが2層の場合の数値例題を示す。既存建物諸元及び入力波は例題Aと同じであり(既存建物の1次固有周期は $T_S=0.656$ (s))、構造減衰は既存建物で3%、アウトフレームで1%とし、等価質量の質量比は10%とする。ダンパー配置を決める係数ベクトルを、 $\{\bar{C}\}=\{1,1\}^T$ とする。

[Step 1] 設計条件の設定

多自由度連結モデルの既存建物の最大層間変位に対する設計目標値は $\bar{\delta}_S^c=1.6$ (cm)とする¹⁷⁾。多自由度系の設計目標値 $\bar{\delta}_S^c$ と実際の応答解析結果 $\delta_{S\max}^c$ の関係から、既存建物の等価1自由度モデルとしての設計目標値 δ_S^c を次のように設定する。

$$\delta_S^c = \delta_{S\max}^c \cdot \bar{\delta}_S^c / \delta_{S\max}^c = 9.71 \times 1.6 / 2.58 = 6.02 \text{ (cm)}$$

設計用変位応答スペクトルに対して、上記の応答目標値 $\delta_S^c=6.02$ (cm)を満足するために必要な減衰定数は $h^{(1)}=0.149$ となる。0.149の減衰定数を実現するためにアウトフレームに最低限必要な剛性比は、(24)式より $\kappa=0.60$ となる。これを上回る κ として、ここでは $\kappa=2.0, 4.0, 6.0, 8.0, 10.0$ の5つのケースを扱う。各 κ に対応したアウトフレーム剛性を表6に示す。

[Step 2, Step 3] 2質点3自由度連結モデルおよび多自由度連結モデルの連結ダンパー減衰係数の設計

剛性比の異なる5つのモデルについて連結ダンパーの減衰係数を求める。各々の κ と $h^{(1)}=0.149$ を(20)式に代入して得られた h^R 、および h^R が2質点3自由度連結モデルと多自由度モデルで同じになるように決定した連結ダンパー減衰係数を以下に示す。

- (i) $\kappa=2.0$ のとき : $h^R=0.110$, $c_l^I=8800$ (kNs/m)
- (ii) $\kappa=4.0$ のとき : $h^R=0.099$, $c_l^I=7944$ (kNs/m)
- (iii) $\kappa=6.0$ のとき : $h^R=0.095$, $c_l^I=7620$ (kNs/m)
- (iv) $\kappa=8.0$ のとき : $h^R=0.093$, $c_l^I=7445$ (kNs/m)
- (v) $\kappa=10.0$ のとき : $h^R=0.092$, $c_l^I=7333$ (kNs/m)

[Step 4] 設計解の修正と検証

既存建物とアウトフレームの層数の違いは、連結ダンパーの減衰係数を評価する(26)式において、それぞれの等価高さの違いとして

表4 設計の修正過程 (例題 B)

	$\kappa=0.88$	$\kappa=1.5$
最大層間変位の仮の設計目標値(cm)	多質点モデル 1.13 1質点モデル 4.25	1.36 5.08
必要減衰定数 h^R	0.27	0.204
必要剛性比	1.53(>0.88)	0.98(<1.5)

表5 修正後の設計解および最大層間変位 (例題 B)

	$\kappa=1.5$	$\kappa=2.0$
連結ダンパー減衰係数(kNs/m)	1.2階 3.4階	4390 1790
多質点モデルの最大層間変位(cm)	応答スペクトル法 時刻歴応答解析	1.46 1.38 1.45 1.42

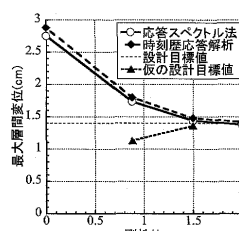
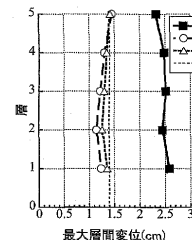


図16 応答スペクトル法による仮の設計目標値の設定 (例題 B)



(a) 既存建物 (b) アウトフレーム

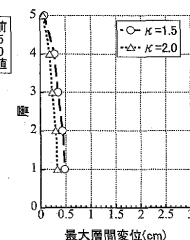


図17 修正後の設計解の時刻歴応答解析結果 (例題 B)

反映されるが、(26)式においては直線モードを仮定しているのに対し、本例題のように下層側だけを補強し、上層部の応答が相対的に大きくなる場合は最大応答予測の精度低下が予想される。そこで、例題Bで示した、応答の予測誤差を吸収する手法を適用する。

図18に、Step3で各剛性比 κ に対応して得られた多自由度連結モデルの設計解について、応答スペクトル法により評価した最大層間変位を示す。本例題は剛性比が大きいため、応答スペクトル法による応答評価の際に1次モードのみを用いた。図18より、いずれの κ においても最大応答が設計目標値を上回るため、(32)式に基づいて設定した仮の設計目標値を図18に示す。

仮の設計目標値 $\bar{\delta}_S^c$ 、仮の設計目標値を実現するために必要な h^R 、および h^R を実現するために最低限必要な剛性比 κ を表7に示す。各剛性比 κ に対して得られた設計解の連結ダンパー減衰係数を表7に示す。各設計解に対して応答スペクトル法および時刻歴応答解析で求めた最大層間変位を図19に示す。図19より、応答スペクトル法による最大層間変位は、剛性比が6~10の場合、概ね目標値と一致していることがわかる。また、時刻歴応答解析による最大層間変位は、応答スペクトル法による最大層間変位よりもやや大きくなっているもののよく対応しており、剛性比が8,10の場合、概ね目標値と一致しているといえる。剛性比が2~4の範囲では、設計変更前後で最大層間変位がほとんど変わらないか逆に増加している場合もあり、設計目標値が設計可能な範囲を超えていると考えられる。表7より、剛性比が大きいくほど、同じ最大層間変位を実現するために必要な連結ダンパーの減衰係数は小さくて済むことがわかる。各剛性比 κ に対する設計解を有するモデルの既存建物およびアウトフレームの時刻歴応答解析結果を図20に示す。小さい剛性比であっても、連結した下層部の応答は低減できることがわかる。一方、上層の非連結層の応答は剛性比を大きくしなければ低減できないことがわかる。

表6 アウトフレームの諸元 (例題C)

層	質量($\times 10^3$ kg)	層剛性(kN/m)				
		$K=2$	$K=4$	$K=6$	$K=8$	$K=10$
1	88	485000	970000	1460000	1940000	2430000
2	88	323000	647000	970000	1290000	1620000

表7 設計の修正過程 (例題C)

		$K=2$	$K=4$	$K=6$	$K=8$	$K=10$
最大層間変位の仮設計目標値(cm)	多質点モデル	1.25	1.38	1.4	1.4	1.4
	1質点モデル	4.71	5.16	5.27	5.27	5.27
必要減衰定数 h^R		0.23	0.197	0.191	0.191	0.191
必要剛性比		1.18	0.93	0.88	0.88	0.88
連結ダンパー減衰係数(kNs/m)		16800	11500	10500	10300	10100

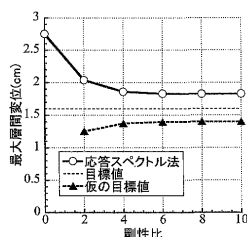


図18 応答スペクトル法による仮の設計目標値の設定 (例題C)

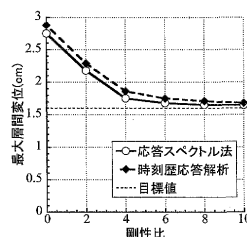
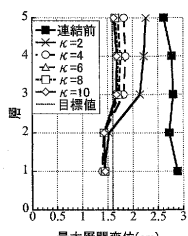
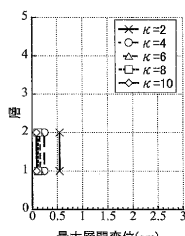


図19 修正後の設計解の最大層間変位 (例題C)



(a) 既存建物



(b) アウトフレーム

図20 修正後の設計解の時刻歴応答解析結果 (例題C)

6. 結論

- 中低層のアウトフレーム連結制振耐震補強を対象として、1自由度 Maxwell モデルを1自由度 Voigt モデルに置換することにより求めた「連結モデルの1次減衰定数-アウトフレーム剛体仮定時の付加減衰定数曲線 ($h^{(1)}-h^R$ 曲線)」について、アウトフレーム剛性を適切に考慮した近似関数を提案した。この関数を用いることにより、連結ダンパーの減衰係数を求める設計問題に対し、補強可能性条件(24式)を満たすアウトフレーム剛性を考慮した上で繰り返し計算を伴わない逆問題型設計が可能となった。
- $h^{(1)}-h^R$ 曲線において $h^{(1)}$ を極大にするダンパー減衰係数は、定点理論から得られる最適ダンパー減衰係数と一致することを示した。また、複素固有値解析から求められる $h^{(1)}$ の極大値と $h^{(1)}-h^R$ 曲線から求められる $h^{(1)}$ の極大値は大きく異なるが、 $h^{(1)}$ が極大となるときの h^R は、ほぼ等しいことを明らかにした。
- 定点理論は制振対象の非減衰性を前提として成立するため、厳密には構造減衰を考慮することができないが、 $h^{(1)}-h^R$ 曲線を用いる本手法は、等価剛性 K_{eq} と等価減衰係数 C_{eq} の値を変えることで、既存建物の構造減衰を考慮した設計法が構築できる。
- 既存建物(5層)とアウトフレームの層数が異なる場合や、連結ダンパー分布が各層均等な場合および不均等な場合について、提案した逆問題型設計法の妥当性を示した。特に、設計目標値の修正法を導入することにより、既存建物とアウトフレームの層数が異なる場合や、補強可能性条件(24式)から得られる必要剛性比を

上回る範囲でアウトフレーム剛性を任意に設定した場合などにも対応できることを示した。ただし、既存建物とアウトフレームの層数に顕著な差がある場合は、所定の応答低減を得るためには、(24式)の補強可能性条件から予測される必要剛性比と比べて、かなり大きな剛性比を与える必要がある。

参考文献

- 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
- Luco, J. Enrique and De Barros, F. C. P., Optimal Damping Between Two Adjacent Elastic Structures, *Earthquake Engrg. Struct. Dyn.*, 27(7), pp.649-659, 1998.7
- 蔭山 満, 安井 誠, 背戸一登: 連結制振の基本モデルにおける連結パ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, No.529, pp.97-104, 2000.3
- 蔭山 満, 安井 誠, 背戸一登: 多モード連結制振を対象とした連結パ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, No.538, pp.79-86, 2000.12
- 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
- 辻 聖晃, 竹脇 出, 高橋宏治, 榎原健一: アウトフレームを用いた連結制震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
- 高橋宏治, 榎原健一, 辻 聖晃, 竹脇 出: アウトフレームを用いた連結制震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
- 竹脇 出, 辻 聖晃: 連結制震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, No.616, pp.81-87, 2007.6
- 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の誘導, 日本建築学会構造系論文集, No.617, pp.71-76, 2007.7
- Kobori, T., Yamada, T. and Takenaka, T., 'Effect of Dynamic Tuned Connection on Reduction of Seismic Response -Application to Adjacent Office Building-', *Proc. 9WCEE, Tokyo-Kyoto, Japan, V.*, pp.773-778, 1988
- 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, No.682, pp.54, 2006.11
- 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, No.612, pp.55-62, 2007.2
- 片岡隆彦, 山本博之, 黒木安男, 榎原健一: 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
- 高橋宏治, 太田崇士, 太田 寛, 榎原健一: 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
- 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
- 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
- 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, No.627, pp.725-732, 2008.5
- Nakamura, Tsuneyoshi and Yamane, T., Optimum design and earthquake-response constrained design of elastic shear buildings, *Earthquake Engrg. Struct. Dyn.*, 14(5), 797-815, 1986.9
- 竹脇 出: 建築構造物の混合逆問題型設計法 -システムの合理化とロバスト性, 建築雑誌, 120(1536), pp.42-45, 2005.8
- Den Hartog, J. P., *Mechanical Vibrations*, 4th ed., McGraw-Hill, 1956
- Newmark, N. M. and Hall, W. J.: *Earthquake Spectrum and Design*, EERI, 1982
- 辻 聖晃, 永野康行, 岡本達雄, 上谷宏二: 非単調変位応答スペクトル適合設計用地震動に対する性能指定設計法, 日本建築学会構造系論文集, No.555, pp.193-199, 2002.5
- Yang, J.N. et al., A Response Spectrum Approach for Seismic Analysis of Nonclassically Damped Structure, *Eng. Structures*, 12(3), pp.173-184, 1990

(2008年5月7日原稿受理, 2008年10月28日採用決定)