免震部材の多様化に対応した免震建物の設計用地震荷重分布

VERTICAL DISTRIBUTION OF SEISMIC DESIGN LOAD FOR
SEISMICALLY ISOLATED BUILDINGS CORRESPONDING
TO DIVERSITY OF SEISMIC ISOLATION DEVICES

小林正人*, 谷崎 豪**, 松田 紳吾**

Masahito KOBAYASHI, Gou TANIZAKI and Shingo MATSUDA

This paper proposes a vertical distribution of seismic design load of seismically isolated buildings corresponding to diversity of seismic isolation devices such as hysteretic dampers and/or velocity-dependent dampers. This proposed method is obtained from the relationship between response amplification caused by higher-mode responses and key parameters such as Isolation ratio I and Non-linearity factor NL which evaluate structural characteristics of seismically isolated buildings. This response amplification is explained by non-linearity modal analysis with free-free vibration mode. In addition, it is confirmed that this proposed method adapts to various model of seismically isolated buildings.

Keywords : Seismic isolation, Seismic design load, Shear force coefficient, Isolation ratio,

Non-linearity factor, Equivalent viscous damping factor

免震, 設計用地震荷重, せん断力係数, 免震係数, 非線形係数, 等価粘性減衰定数

1. はじめに

兵庫県南部地震（1995年）以降、免震建物は地震発生下での有効性が広く認知され、都市部を中心に建設数は急速に増加してきており、日本は世界的に見ても最も免震建物の普及が進んでいる状況にあるといえる¹⁾。また、東北地方太平洋沖地震（2011年）では、数多くの免震建物の地震観測記録が得られ、その高い応答低減効果が実証されている²⁾³⁾。今後、免震技術はより一般化し、普及段階から定着段階へ移行するものと予想される。

免震技術の研究開発に関しては、近年の免震部材の多様化が特筆すべき点として挙げられる。従来の積層ゴム支承に加え、高い荷重支持能力と各種の摩擦抵抗を有するすべり支承および転がり支承、各種金属材料の塑性履歴や摩擦機構を利用した履歴系ダンパー、多種の速度依存性を有する流体系ダンパー、粘弾性ダンパーなどが実用化されており⁴⁾、これらの組合せにより構成される免震システムもまた著しく多様化してきている。

このような免震建物の普及および免震部材の開発を背景に、免震建物の適正な普及促進を期して、2000年に免震建築物に関する技術的基準である建設省告示2009号（以下、免震告示とする）が制定されている。これにより免震告示の適用範囲内であれば時刻歴解析によらない構造計算が認められている⁵⁾。一方で、免震告示の問題点も指摘されており、特に設計用地震荷重分布（せん断力係数分布）の計算方法が地震応答を過小評価することが懸念されている⁶⁾。

免震建物の設計用地震荷重については、これまで国内外を含め多くの提案^{7)~9)}などがなされているが、海外では建物高さに応じた地震荷重 F_i の増幅を逆三角形分布で表現した次式が代表的である¹⁰⁾。

$$F_i = Q_{iso} \cdot \frac{w_i \cdot h_i}{\sum (w_i \cdot h_i)} \quad (1)$$

ここに、 Q_{iso} ：免震層のせん断力、 w_i ：第 i 層の重量、 h_i ：基礎から第 i 層までの高さ

(1)式は免震層のせん断力 Q_{iso} をベースシヤとして免震層のシステム構成に関係なく建物の重量分布により一律に地震荷重分布を定める簡便な形式となっている。

一方、日本国内では、弾性支承材の水平剛性が十分小さい場合には、弾性支承材の負担せん断力係数は上部構造で増幅せず、上部構造の応答増幅は専らダンパーに支配されるという知見に基づいた設計用せん断力係数分布 α_i が免震構造設計指針（以下、免震指針とする）で提案されている¹¹⁾。

$$\alpha_i = \alpha_f + a_i \cdot \bar{\alpha}_i \cdot \alpha_s \quad (2)$$

(2)式は、弾性支承材のせん断力係数 α_f は高さ方向に一定とし、ダンパーの負担せん断力係数 α_s に最適降伏せん断力係数 $\bar{\alpha}_i$ （または A_i 分布）と係数 a_i により高さ方向へ増幅を与える構成となっている。係数 a_i は上部構造最下層の剛性とダンパーの弾性剛性の比 b_i に基づいて(3)式で定まる値 $\bar{a}$ から(4)式で与えられる。 N は上部構造の層数である。

* 明治大学理工学部建築学科 准教授・博士(工学)

** 明治大学大学院理工学研究科建築学専攻 博士前期課程

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, School of Science and Technology, Meiji Univ., Dr. Eng.
Dept. of Architecture, Graduate School of Science and Technology, Meiji Univ.

$$\begin{cases} \bar{a} = 3.1238 - 0.1238b_s & 1 \leq b_s < 10 \\ \bar{a} = 2.0127 - 0.0127b_s & 10 \leq b_s < 80 \\ \bar{a} = 1.0 & 80 \leq b_s \end{cases} \quad (3)$$

$$a_i = \left(\frac{\bar{a} - 1}{N - 1} \right) i + \frac{N - \bar{a}}{N - 1} \quad (4)$$

免震告示では、流体系ダンパーにも対応した(5)式で建物各階の設計用せん断力係数分布 C_{ri} を与えている。

$$C_{ri} = \gamma \cdot \frac{Q_{iso}}{M \cdot g} \cdot \frac{A_i(Q_h + Q_v) + Q_e}{Q_h + Q_v + Q_e} \quad (5)$$

ここに、 M ：上部構造の総質量、 g ：重力加速度

γ ：免震部材の力学特性のばらつき等の影響を考慮する係数

Q_e, Q_h, Q_v ：それぞれ、支承材、履歴系ダンパー、流体系ダンパーが免震層の基準変位時に負担するせん断力

A_i ：建築基準法の基準せん断力係数分布（ A_i 分布）

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_{wi}}} - \alpha_{wi} \right) \cdot \frac{2T}{1 + 3T} \quad (6)$$

ここに、 α_{wi} ：最上階から i 階までの重量と全重量の比、

T ：上部構造基礎固定時の 1 次固有周期

(5)式は、ダンパーによるせん断力係数の増幅を A_i 分布のみによって表現しており、(2)式の増幅係数 a_i を省略したことが地震応答の過小評価に繋がっている。高い立ち上がり剛性を有する摩擦抵抗型支承材や履歴系ダンパーを使用した場合、上部構造の固有周期が長く剛構造とはみなせない場合などでは、総じて高次モード応答が励起される傾向にあるため¹²⁾、(5)式が地震応答を過小評価する傾向はより強まる。このような課題に対して、高次振動の発生メカニズムに関する分析¹³⁾や新たな設計用せん断力係数分布の提案が行われている¹⁴⁾¹⁵⁾。しかしながら、これらの提案は履歴系の免震部材を対象としており、速度依存性を有する流体系ダンパーまたは流体系ダンパーと履歴系ダンパーの併用などに関する十分な検討は行われていないため、免震システムの多様化には必ずしも対応していない。

本研究では、免震建物の最大応答分布を支配する構造パラメータが、Skinner¹²⁾らが定義する免震係数 I ^{注1)} と非線形係数 NL ^{注1)} の 2 つの構造特性指標に集約できるという知見に基づいて、履歴系と流体系の免震部材によるせん断力係数の増幅作用をこの 2 つの構造特性指標によって評価し、免震部材の多様化に対応するより合理的な免震建物の設計用地震荷重分布（せん断力係数分布）を提案する。また、免震建物のせん断力係数分布について、両端自由振動モードを用いた非線形モーダルアナリシスによる各次モードの影響分析を行い、提案する設計用地震荷重分布の特性評価を行う。さらに、構造特性の各種変動因子による影響評価ならびに実建物を想定した解析モデルにより提案する設計用地震荷重分布の適用性の検証を行う。

2. 免震係数 I と非線形係数 NL によるせん断力係数分布の評価

履歴系免震部材の履歴特性評価の基本となる Normal Bi-linear 型復元力特性を対象として、免震層と上部構造の構造特性の関係が、せん断力係数の高さ方向分布に及ぼす影響を評価する。

2.1 地震応答解析

解析モデルは免震を施さない建物モデルを設定し、その最下層を

免震層とした免震モデルを設定する。建物モデルは、せん断力係数分布への高次モード応答の影響を十分に評価するために 10 質点系せん断モデルとする。質量は各層 1,000ton とし、剛性分布は最下層に対して最上層の値が 1/2 となる台形分布とする。免震モデルは、免震層以外は質量、剛性とも建物モデルと同様とし、図 1 に示すように最下層（免震層）の剛性を変化させたものとする。また、免震層を除く上部構造（9 質点）は弾性とし、上部構造を基礎固定としたときの 1 次固有周期 T_0 に対して、減衰定数 2% の剛性比例型減衰を与える。免震層は弾性支承材に支持されるものとし、その水平剛性 K_{b2} （免震層の 2 次剛性に相当）は免震周期 T_{b2} （ $=2\pi\sqrt{M/K_{b2}}$ ）が 4.0sec となるように設定する。ダンパーは完全弾塑性型の履歴特性を有する履歴系ダンパーとし、初期剛性は解析パラメータとして設定するダンパーの降伏変位 δ_v および負担せん断力係数 α_s から定める。以上の解析モデルを基本モデルとして検討を行う。基本モデルの諸元を表 1 に示す。

入力地震動は告示適合波とする。ターゲットスペクトルには地盤増幅係数 G_s を告示の簡略法を用いて第 I 種地盤、第 II 種地盤および一律に $G_s=1.23$ とした加速度応答スペクトルを用いた。位相特性は、乱數位相を 3 パターンと elcentro (1940) NS 位相、八戸 (1968) EW 位相および JMA 神戸 (1995) NS 位相とした。図 2 に加速度応答スペクトルを示す。

基本モデルの最大応答せん断力係数を図 3 に示す。ダンパーの負担せん断力係数 α_s の増加に伴って、せん断力係数が高さ方向へ大きく増幅することが確認できる。また、この傾向は上部構造の周期 T_0 が長くなると顕著になり、図 4 に示す層せん断力では、4 層以上の中間階に特に影響することが確認できる。

2.2 応答増幅の評価

履歴系ダンパーのみを使用する場合には、せん断力係数分布は(2)式および(5)式の形式をまとめて、次式で表すこととする。

$$\alpha_i = \alpha_f + \beta_i \cdot A_i \cdot \alpha_s \quad (7)$$

ここで、 β_i はダンパーによる応答増幅の A_i 分布に対する割り増しを与える係数（以下、増幅率 β_i とする）である。 $\beta_i=1$ のとき(7)式は免震告示に相当し、 β_i が(3)式および(4)式で与えられる場合には、免震指針の評価方法となる。(7)式の構成を図 5 に示す。

せん断力係数分布を(7)式で表現すれば、せん断力係数の応答増幅は、増幅率 β_i を評価することで捉えることができる。そこで(7)式を β_i について解いた(8)式に、地震応答解析により得られる応答値を代入することで、 β_i の分布について分析する。

$$\beta_i = \frac{\alpha_i - \alpha_f}{A_i \cdot \alpha_s} \quad (8)$$

β_i の分布を図 6 に示す。ただし、 A_i の算定には上部構造の 1 次固有周期 T_0 を用いた。多くのケースで β_i は 1 を超えており、高さ方向への応答増幅の表現には、 A_i 分布のみでは不十分であることが確認できる。また β_i は上層でその傾向が弱まるものの、全体として高さ方向に直線的な分布を示す。免震指針では(4)式のとおおり、直線分布として評価しており、図 6 からその構成が概ね妥当であることが確認できる。本論でも、 β_i を免震指針と同様に直線分布を採用して(9)式により評価する。このとき $\bar{\beta}$ は直線に近似した β_i 分布の最上層の値であり、 β_i 分布の傾きの程度を表す。この $\bar{\beta}$ を免震係数 I と非線形係数 NL の 2 つの構造特性指標で評価し、従来の免震告示お

図1 基本モデル

表1 基本モデルの諸元	
建物モデル	
質点数	10質点
質量分布	各層1000ton
剛性分布	最下層に対して最上層が1/2となる台形分布
復元力特性	弾性(剛性比例減衰2%)
免震部材の履歴特性	アイソレータ：弾性，ダンパー：完全弾塑性型
免震周期	4.0sec
解析パラメータ	
ダンパーの負担せん断力係数 α_s	0.01から0.10まで0.01刻み
ダンパーの降伏変位 δ_f (cm)	0.1, 1.0, 3.0
基礎固定時の上部構造周期 T_0 (sec)	0.2, 0.24, 0.28, 0.32, 0.36, 0.4, 0.5, 0.6, 0.8, 1.2, 1.6
地盤増幅係数 G_s	一律に $G_s=1.23$, 第Ⅰ種地盤, 第Ⅱ種地盤
位相特性	乱数, elcentro-NS, 八戸-EW, JMA神戸-NS

図2 加速度スペクトル (G_s : 第Ⅱ種地盤)

図3 基本モデルの最大応答せん断力係数(G_s : 第Ⅱ種地盤,降伏変位 1.0cm)

図4 最大応答せん断力

図6 増幅率 β_i (G_s : 第Ⅱ種地盤,降伏変位 1.0cm)

図5 α_i の構成

よび免震指針に対してより合理的なせん断力係数分布を提案する。

$$\beta_i = \left(\frac{\bar{\beta} - 1}{N - 1} \right) i + \frac{N - \bar{\beta}}{N - 1} \quad (9)$$

免震係数 I と非線形係数 NL は、図7に示す免震層全体の履歴特性に対してそれぞれ(10)式、(11)式で定義される。ただし、 T_{b1} は免震層の1次剛性 K_{b1} に対する固有周期 ($=2\pi\sqrt{M/K_{b1}}$) であり、(11)式の記号の定義は図中に示す。

$$I = T_{b1}/T_0 \quad (10)$$

免震係数 I は建物と免震層の隔絶度を表す指標であり、免震建物の最大応答分布を支配する第1の構造特性指標である。

図7 免震層の履歴特性

図8 $\bar{\beta}$ の近似方法

$$NL = \frac{P_1}{P_2} = \frac{A_b}{4\delta_b Q_b} = \frac{\pi}{2} h_{eq} \quad (11)$$

非線形係数 NL は、免震層の履歴特性の非線形性の程度を表す指標であり、第2の構造特性指標である。図7に示すとおり、最大応答点と原点を結ぶ割線から最大応答点に外接する長方形までの垂線の最大距離 P_2 と履歴曲線までの垂線の最大距離 P_1 の比として定義される。また、外接長方形の面積に対するBi-linear型履歴曲線の平行四辺形の面積 A_b の比で表せることから、等価粘性減衰定数 h_{eq} に置換えることができる。以下、非線形係数 NL は一般性を重視して、等価粘性減衰定数 h_{eq} に置換えて検討を行う。

2.3 $\bar{\beta}$ の定量化

図6に示した β_i 分布を最小二乗法により直線に近似したときに得られる最上層の値を $\bar{\beta}$ とする。ただし、近似する直線の第1層の値は1となるように設定する。図8に近似方法の模式図を示す。

図9に等価粘性減衰定数 h_{eq} ごとに分類した $\bar{\beta}$ と免震係数 I の関係を示す。 $\bar{\beta}$ の値は基本モデルの時刻歴解析の結果より求めている。また、図中の菱形プロットは、免震係数 I を0から0.8の幅をとり、0.4ずつ移動させた区間における移動平均値 $\bar{\beta}_{MI}$ を示したものである。免震係数 I が0から1.5程度の範囲では、 $\bar{\beta}$ は3付近に大きく

ばらつきながら分布している。 I がそれ以上の範囲になると、 $\bar{\beta}$ は I の増加とともに減少していく傾向にあり、ばらつきも小さくなる。

この $\bar{\beta}$ と免震係数 I の関係を(12)式により定量化する。式中の s 、 t は $1.5 < I$ の範囲で $\bar{\beta}$ の値を(12)式に最小二乗近似したときに得られる値、 u は $0 < I \leq 1.5$ の範囲で $\bar{\beta}$ を単純平均した値である。

$$\bar{\beta} = \frac{s}{I^2} + t \quad (\text{ただし, } \bar{\beta} = u \text{ を上限値とする}) \quad (12)$$

次に s, t および u の値と等価粘性減衰定数 h_{eq} の関係を図10に示す。これに基づいて回帰分析を行い、それぞれの値と h_{eq} の関係を(13)式～(15)式で表す。なお、式中の h_{eq} の値はパーセント表示としたものである。

$$s = 0.26h_{eq} + 0.29 \quad (\text{ただし, } s = 5.0 \text{ を上限値とする}) \quad (13)$$

$$t = 0.60 \quad (14)$$

$$u = 0.09h_{eq} + 1.28 \quad (\text{ただし, } u = 3.0 \text{ を上限値とする}) \quad (15)$$

図9の実線は(13)式～(15)式を用いた(12)式を示しているが、これは区間移動平均値 $\bar{\beta}_{Ma}$ とよく対応しており、(12)式が基本モデルの平均的な $\bar{\beta}$ の値を与えることが確認できる。以降、増幅率 β_i の算出に用いる(9)式および(12)式～(15)式を β_i 評価式とする。

2.4 ばらつき補正係数 v

β_i 評価式は時刻歴解析により $\bar{\beta}$ の値を求め、その分布の平均的な値を評価するように設定した。しかし、 $\bar{\beta}$ の分布は、解析パラメータに設定したダンパーの構造特性および入力地震動の位相特性に対して大きくばらつく傾向がある。そこで $\bar{\beta}$ のばらつきを補正する係数 v （以下、ばらつき補正係数とする）を導入する。ばらつき補正係数 v には、 $\bar{\beta}$ の標準偏差 σ に対し、 $\bar{\beta}_{Ma} + 1\sigma$ に相当する $v_{1\sigma}$ と、 $\bar{\beta}_{Ma} + 2\sigma$ に相当する $v_{2\sigma}$ を設定する。移動平均値を求める際に用いた免震係数 I の各区間における、 $\bar{\beta}$ の変動係数 CV を図11に示す。等価粘性減衰定数 h_{eq} が10%～30%のデータに基づき、免震係数 I に対して変動係数を次式で与える。

図9 $\bar{\beta}$ と免震係数 I の関係

図10 s, t, u と h_{eq} の関係

図11 CV と免震係数 I の関係

図12 せん断力係数の時刻歴解析結果と予測値の対応(基本モデル)

$$\begin{cases} \underline{CV} = 0.25 & (0 \leq I < 3) \\ \underline{CV} = -0.06I + 0.43 & (3 \leq I < 6) \\ \underline{CV} = 0.07 & (6 \leq I) \end{cases} \quad (16)$$

(16)式で求まる変動係数を用いて増幅率 $\bar{\beta}$ に乘ずるばらつき補正係数 $v_{1\sigma}, v_{2\sigma}$ を(17)式および(18)式とする。

$$v_{1\sigma} = (1 + \underline{CV}) \quad (17)$$

$$v_{2\sigma} = (1 + 2\underline{CV}) \quad (18)$$

図 12 に β_i 評価式を用いて(7)式から算出したせん断力係数(予測値)と、時刻歴解析によるせん断力係数(時刻歴)との比較を示す。ばらつき補正係数を用いない場合には、予測値は概ね平均的な評価を与えることが確認できる。また、ばらつき補正係数 $v_{2\sigma}$ を考慮した場合には、予測値のほとんどが時刻歴解析の結果を上回る安全側の評価を与えていることが確認できる。

3. 流体系ダンパーに対する β_i 評価式の適用性

β_i 評価式は Bi-linear 型の履歴特性を有する履歴系免震部材に対して定めたものである。ここでは、流体系ダンパーに対する β_i 評価式の適用性について検討する。

3.1 流体系ダンパーのみを使用した場合

弾性支承材と流体系ダンパーのみで構成される免震建物モデル(以下、流体系モデルとする)を設定し地震応答解析を行う。流体系モデルの上部構造および弾性支承材の設定は基本モデルと同様とし、流体系ダンパーは表 2 に示すものを設定する。流体系ダンパーの減衰係数は線形と非線形(Bi-linear 型)を設定し、図 13 に示すように減衰低減率 γ により 2 次減衰係数を与える。入力地震動は基本モデルに用いた告示適合波の中から、第 II 種地盤に適合する乱数位相の 3 波を使用する。流体系モデルの最大応答せん断力係数を図 14~図 16 に示す。図 14 は線形の流体系ダンパーを用いた場合であり、上部構造の固有周期 T_0 を変化させて示したものである。

表 2 流体系ダンパー諸元

初期減衰定数 h	10%, 20%, 30%, 40%
減衰低減率 γ	1.0(線形), 0.333, 0.152, 0.068
リリーフ荷重 Q_r	980, 1960, 2940, 3920 (kN)
リリーフ速度 V_r	32(cm/sec)

図 13 減衰低減率 γ

図 14 流体系モデルのせん断力係数分布(上部構造周期 T_0 の影響)

図 15 流体系モデルのせん断力係数分布(減衰定数 h の影響)

上部構造の周期 T_0 が短い場合にはせん断力係数は高さ方向にほとんど増幅していないが、 T_0 が 1.6sec と長くなると免震層に対して最上層の値が 3 割程度増幅している。図 15 は増幅の大きい $T_0 = 1.6\text{sec}$ のケースにおいて、ダンパーの減衰定数 h を変化させて示したものである。減衰定数 h の増加に伴ってせん断力係数はやや増加する傾向が確認できる。図 16 は初期減衰定数 h を 40% として、減衰低減率 γ を変化させた結果を示しているが、せん断力係数分布に大きな変化はなく、減衰係数の非線形性の影響が小さいことが確認できる。流体系モデルに対しても基本モデルと同様に、流体系ダンパーが負担するせん断力 Q_v に増幅率 β を導入すれば、せん断力係数 α_i は(19)式の形式で表現できる。なお、(9)式および(12)式~(15)式の適用に際し、流体系モデルでは免震層の剛性は弾性支承材の剛性のみで定まるため、免震係数 I は、 $I = T_{b2}/T_0$ によって算定する。また、等価粘性減衰定数 h_{eq} は免震告示の方法により算出する⁵⁾。流体系モデルの増幅率 β_i の評価方法の模式図を図 17 に示す。

図 17 流体系ダンパーに対する増幅率 β_i

(19)式により算定したせん断力係数分布を図 14~図 16 に実線で示す。ただし、(19)式中の各免震部材の負担せん断力は地震応答解析の 3 波の入力に対する応答の平均値を用いている。(19)式はいずれのケースにおいても時刻歴解析の結果とよく対応しており、(9)式および(12)式~(15)式を用いた増幅率 β_i は、流体系ダンパーに対しても適用できることが確認できる。

3.2 流体系と履歴系のダンパーを併用した場合

流体系と履歴系のダンパーを併用したモデル(以下、併用モデル)において同様の検討を行う。併用モデルは流体系モデルにおける流体系ダンパーの負担せん断力 α_v に対し、履歴系ダンパーの負担せん断力係数 α_s をダンパー全体の負担せん断力係数が 0.07 となるように調節して加える。図 18 に併用モデルの最大応答せん断力係数を

図 16 流体系モデルのせん断力係数分布(減衰低減率 γ の影響)

図 18 併用モデルのせん断力係数分布

図 19 履歴系および流体系ダンパーを併用する場合の増幅率 β_i

示す。上部構造の固有周期 T_0 が 1.6sec であり減衰低減率 $\gamma=0.068$ の非線形流体系ダンパーに履歴系ダンパー（降伏変位 1.0cm）を併用した場合の結果である。履歴系ダンパーの負担割合の増加が、せん断力係数の顕著な増幅を招くことが確認できる。

流体系と履歴系のダンパーを併用した場合には、図 19 に示すように履歴系ダンパーに対する増幅率 $h\beta_i$ ($=\bar{\beta}(h, h_{eq}, I)$) と流体系ダンパーに対する増幅率 $v\beta_i$ ($=\bar{\beta}(v, h_{eq}, I)$) をそれぞれ別々に与えて次式のようにせん断力係数分布を評価する。

$$\alpha_i = \frac{Q_{iso}}{M \cdot g} \cdot \frac{A_i(h\beta_i \cdot Q_{hi} + v\beta_i \cdot Q_{vi}) + Q_c}{Q_{hi} + Q_{vi} + Q_c} \quad (20)$$

(20)式により計算したせん断力係数分布を図 18 に実線で示す。式中の各免震部材の負担せん断力は時刻歴解析による応答値の平均を用いている。(20)式は流体系ダンパーと履歴系ダンパーのせん断力の負担割合に応じた応答増幅の変化をよく捉えており、(9)式および(12)式～(15)式を用いた増幅率 β_i は、流体系と履歴系のダンパーを併用した場合にも適用できることが確認できる。

流体系モデルおよび併用モデルに対して行った時刻歴解析の結果と(19)式、(20)式による予測値の比較を図 20 に示す。予測値は、線形、非線形の流体系ダンパーおよび履歴系ダンパーとの併用に対して、概ね平均的な評価を与えており、(9)式および(12)式～(15)式を用いた増幅率 β_i は流体系と履歴系のダンパーの両方に適用できることが確認できる。

4. 非線形モーダルアナリシスによる各次モードの影響分析

免震建物の上部構造の応答増幅には高次モード応答が強く影響していることが指摘されている¹¹⁾¹²⁾¹³⁾¹⁵⁾。ここでは、Skinner らの非線形モーダルアナリシスの手法¹²⁾を用いて、せん断力係数分布の応答増幅に及ぼす高次モード応答の影響度を把握し、免震係数 I に対する増幅率 β_i の変動のメカニズムおよび提案式の特性を分析する。

4.1 両端自由振動モードによる非線形モーダルアナリシス

両端自由振動モードは、免震層の剛性をゼロとした場合に得られる振動モードであり、免震建物の振動特性を適切に表現する。上部構造 N 質点の免震建物について、免震層の剛性をゼロとした剛性行列 $\mathbf{K}_{FF}$ 、質量行列 $\mathbf{M}$ とすれば両端自由振動モードに対する s 次 ($s \leq N$) の固有ベクトル ${}_s\mathbf{u}_{FF}$ と固有振動数 ω_{FF} は(21)式となる。

$$\mathbf{K}_{FF} \cdot {}_s\mathbf{u}_{FF} = {}_s\omega_{FF}^2 \cdot \mathbf{M} \cdot {}_s\mathbf{u}_{FF} \quad (21)$$

図 21 に基礎固定時ならびに両端自由時のモードベクトル (${}_s\mathbf{u}_{FF}^T \cdot \mathbf{M} \cdot {}_s\mathbf{u}_{FF} = 1$ に基準化) と固有周期を示す。

免震層の抵抗力 F_b 、地動加速度 $\ddot{y}_g$ とすると、相対変位ベクトル $\mathbf{y}$

図 20 時刻歴解析(10層)と予測値の対応

図 21 基本モードベクトル

についての振動方程式は(22)式となる。

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}} + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{y}} + \mathbf{K}_{FF} \cdot \mathbf{y} + (\mathbf{0}_{n-1} \quad F_b)^T = -\mathbf{M} \cdot \mathbf{1} \cdot \ddot{y}_g \quad (22)$$

ここに、 $\mathbf{C}$: 減衰行列、 $\mathbf{0}_n$: n 次のゼロベクトル

$\mathbf{1}$: 要素が全て 1 の列ベクトル

(22)式を固有ベクトル ${}_s\mathbf{u}_{FF}$ を用いて展開すると(23)式となる。減衰項の振動モード間での連成は小さいためここでは無視している。

$${}_s\ddot{\mathbf{y}} + 2{}_s h \cdot {}_s\omega_{FF} \cdot \dot{\mathbf{y}} + {}_s\omega_{FF}^2 \cdot \mathbf{y} + \frac{{}_s\mathbf{u}_{FF} \cdot {}_s\mathbf{u}_{FF,1} \cdot F_b}{{}_s\mathbf{u}_{FF}^T \cdot \mathbf{M} \cdot {}_s\mathbf{u}_{FF}} = -{}_s\Gamma_{FF} \cdot {}_s\mathbf{u}_{FF} \cdot \ddot{y}_g \quad (23)$$

ここに、 ${}_s h$: s 次の減衰定数、 ${}_s\Gamma_{FF}$: s 次の刺激係数

${}_s\mathbf{u}_{FF,1}$: s 次固有ベクトルの上部構造第 1 層の成分

(23)式は、1 次振動モード ($s=1$) の場合では、固有振動数 ${}_1\omega_{FF}=0$ 、刺激関数 ${}_1\Gamma_{FF} \cdot \mathbf{1} \cdot \mathbf{u}_{FF} = \mathbf{1}$ となることから次式となる。

$${}_1\ddot{\mathbf{y}} + \mathbf{1} \cdot \ddot{y}_g = -\mathbf{1} \cdot F_b / m_T \quad (24)$$

ここに、 m_T : 建物全質量

一方、高次振動モード ($s \geq 2$) の場合では、 ${}_s\Gamma_{FF} = 0$ となることから次式となる。

$${}_s\ddot{\mathbf{y}} + 2{}_s h \cdot {}_s\omega_{FF} \cdot \dot{\mathbf{y}} + {}_s\omega_{FF}^2 \cdot \mathbf{y} = -\frac{{}_s\mathbf{u}_{FF} \cdot {}_s\mathbf{u}_{FF,1} \cdot F_b}{{}_s\mathbf{u}_{FF}^T \cdot \mathbf{M} \cdot {}_s\mathbf{u}_{FF}} \quad (25)$$

(24)、(25)式より、両端自由振動モードによって展開されるモード応答は、免震層の抵抗力 F_b による加振によって生じることになる。免震層の抵抗力 F_b の時刻歴には、入力地震動ならびに免震部材の特性が反映されるため、これを分析することで各次モード応答の影響度を評価することができる。ここで、 F_b/m_T に対する相対加速度応答スペクトル ${}_1S_{a(rel)}(T, s, h)$ を用いて、高次モード ($s \geq 2$) の相対加速度応答の最大値 ${}_s\ddot{y}_{max}$ を求めると、(24)式と(25)式の関係から次式となる。

$${}_s\ddot{y}_{max} = \frac{{}_s\mathbf{u}_{FF} \cdot {}_s\mathbf{u}_{FF,1}}{{}_s\mathbf{u}_{FF}^T \cdot \mathbf{M} \cdot {}_s\mathbf{u}_{FF}} \cdot m_T \cdot {}_1S_{a(rel)}(T, s, h) \quad (26)$$

この応答加速度に基づいて、各次振動モードの最大せん断力係数を定める。1 次モード応答は地動加速度を含め(27)式とし、高次モード応答は相対加速度によるものとして(28)式で定義する。SRSS により最大値を近似的に表現すると(29)式となる。

$${}_1\alpha_i = \sum_{j=1}^N m_i (\ddot{y}_i + \ddot{y}_g) / \sum_{j=1}^N m_i \cdot g = F_b / m_i g \quad (s=1) \quad (27)$$

$${}_s\alpha_i = \sum_{j=1}^N m_i \cdot \ddot{y}_{\max j} / \sum_{j=1}^N m_i \cdot g \quad (s \geq 2) \quad (28)$$

$$\alpha_{i(SRSS)} = \sqrt{\sum_{s=1}^N {}_s\alpha_i^2} \quad (29)$$

4.2 せん断力係数分布と各次振動モードの関係

基本モデルに対し、(24)式～(29)式を用いて各次振動モードのせん断力係数および SRSS を用いた最大応答せん断力係数分布 $\alpha_{i(SRSS)}$ を算出する。解析モデルの諸元は表 3 のとおりであり、設定するダンパーは流体系と履歴系の 2 ケースである。

表 3 解析モデルとパラメータ

上部構造(10質点)	質量:各層1000ton, 周期:0.2sec~1.6sec(0.05sec刻み)	
免震層 (免震周期4.0sec)	(a) 流体系ダンパー	線形減衰, 減衰定数20%
	(b) 履歴系ダンパー	負担せん断力係数 $\alpha_s=0.04$ 降伏変位 1.0cm
入力地震動	乱数位相の告示波, 地盤増幅係数Gs:第II種地盤	

図 22 には、 F_b/m_i に対する相対加速度応答スペクトル ${}_1S_{a(rel)}(T_s, h)$ を示す。流体系、履歴系どちらのダンパーを用いた場合も相対加速度応答スペクトルは免震周期にあたる 4.0sec でピークを示す。また、図 21 に示す両端自由振動モードの固有周期にあたる短周期帯域では、流体系に比べ履歴系の応答値が数倍程度大きくなるのがわかる。この応答の差は高次モード応答へ直接的に影響するため、せん断力係数分布に及ぼす履歴系ダンパーの影響の大きさが確認できる。

図 23 に時刻歴解析によるせん断力係数分布と $\alpha_{i(SRSS)}$ (5 次モードまで考慮) の比較を示す。また、本論の増幅率 β_i を考慮した提案式(20)式および免震告示(5)式による予測値も併せて示す。時刻歴解析

図 22 免震層の相対加速度応答スペクトル($h=5\%$)

図 23 各次振動モードのせん断力係数分布($T_0=1.6\text{sec}$)

図 24 せん断力係数 α_{10} と免震係数 I の関係

による値と $\alpha_{i(SRSS)}$ は良好に対応しており、これは(27)式、(28)式を用いて評価した各次振動モード応答が、応答の特性を効果的に捉えていることを示している。流体系ダンパーに対し、履歴系ダンパーでは最大応答に対する高次モード応答の寄与度が高く、応答値およびその分布に強く影響していることが確認できる。また、いずれのケースでも増幅率 β_i を考慮した提案式は、時刻歴解析の結果とよく対応していることがわかる。

図 24 に、せん断力係数の最上層の値 α_{10} と免震係数 I の関係を示す。流体系ダンパーの場合には、免震告示でも全体的に応答値を包絡しているが、提案式は免震係数 I の減少に伴って増加する高次モード応答の影響をよく表現していることがわかる。一方で、履歴系ダンパーの場合には、 I が 3 程度より小さい範囲で高次モード応答の影響が特に強くなる傾向が確認できる。免震告示ではこの範囲において地震応答を過小評価しており、提案式の免震係数 I に対する増幅率 β_i の導入が、高次モード応答に起因するせん断力係数分布の増幅を適切に表現していることが確認できる。また同時に、免震係数 I に対する高次モード応答の増加の傾向と、図 9 および図 11 に示した β のばらつきの傾向はよく対応していることから、このばらつきは高次モード応答に起因していることがわかる。ばらつき補正係数 v を免震係数 I に対して与えることの妥当性が確認される。

5. 設計用地震荷重分布の適用性の検証

5.1 各種変動因子による影響評価

β_i 評価式は、告示適合波に対する基本モデルの時刻歴解析結果に基づいて定めたものである。ここでは、基本モデルの上部構造の質点数 N 、免震周期 T_{h2} 、さらに入力地震動を変動因子とした地震応答解析を行い、この条件下での β_i 評価式の適用性を検証する。表 4 に変動因子の諸量を示す。上部構造の質点数 N または免震周期 T_{h2} を変更したモデルに対しては、Gs が第 I 種地盤相当のものを除いた告示適合波 6 波を入力する。また、入力地震動変更モデルに入力する観測波では、最大速度を 50kine に基準化したものを用いた。ただし、苫小牧 (2003) NS 波および予測地震動である C-SAN-EW

表 4 基本モデル及び変更パラメータ

(i) 質点数変更モデル		(ii) 免震周期変更モデル	
変更前	変更後	変更前	変更後
10質点	2, 5, 15質点	4.0sec	3.0sec, 5.0sec
(iii) 入力地震動変更モデル			
変更前		変更後	
告示適合波 18波 (位相特性 6種類)		標準型: elcentro-NS, 八戸-NS, taft-EW 直下型: JMA神戸-NS, JMA川口(2004)-EW (地盤増幅係数 3種類)	
		長周期: 苫小牧-NS, C-SAN-EW	

波¹⁶⁾は原波を用いた。

変動因子を変化させたモデルについて、(9)式および(12)式～(15)式による β_1 評価式によって算出した最上層のせん断力係数(予測値)と、時刻歴解析によるせん断力係数(時刻歴)との比較を図25に示す。ただし、質点数を変更した場合には、建物高さに対応する固有周期(2質点系:0.20s, 0.24s, 0.28s, 5質点系:0.32s, 0.36s, 0.40s, 15質点系:0.80s, 1.20s, 1.60s)に限定して示している。

多くのケースでは、基本モデルと同様、予測値は概ね平均的な値を示しているが、質点数変更モデルの15質点のケースならびに入力地震動変更のケース、特に長周期地震動(苫小牧-NS, C-SAN-EW)において予測値が時刻歴解析を大きく上回ることが確認される。しかし、予測値が時刻歴解析結果を上回るケースは、安全側の評価をもたらすため、設計用せん断力係数という観点からは許容されと考えられる。これらの結果から、上部構造の質点数、免震周期、入力地震動の変化に対しても、提案式は基本モデルと同等または安全側の評価を与えるため、その適用性が確認される。

5.2 実建物モデルに対する適用性

免震建物の設計例¹⁷⁾を参考に解析モデルを設定し、本論で提案する設計用せん断力係数分布の適用性を確認する。対象モデルは、第II種地盤上に建つ地上14階、塔屋1階建てのRC造建物(X方向:純

ラーメン構造、Y方向:連層耐震壁構造)である。免震層には支承材として天然ゴム系積層ゴム、減衰材として鉛ダンパーと鋼材ダンパーを併用したcase1と、鉛ダンパーをオイルダンパーに置換えたcase2を検討する。上部構造は14質点等価せん断系とし各層の復元力特性は弾性とする。上部構造基礎固定時の1次周期に対して2%の剛性比例型減衰を与える。表5に解析モデルの諸元を示す。免震部材の特性は代表的な免震部材の諸元¹⁸⁾から選択した。

入力地震動は基本モデルの解析に用いた目標スペクトルを工学的基盤に設定し、表6に示す敷地地盤による増幅を1次元波動伝播理論(SHAKE)¹⁹⁾によって評価した告示適合波を使用する。位相特性は乱数位相およびelcentro-NS位相、八戸-NS位相、JMA神戸-NS位相とする。図26に入力地震動の加速度スペクトルを示す。また、観測波についてもelcentro-NS波、八戸-NS波、taft-EW波の3波(50kineに基準化)を入力する。

X方向とY方向それぞれのせん断力係数の解析結果と(20)式により評価したせん断力係数分布を図27に示す。なお、Tri-linear型となる免震層の履歴特性は、付録に示す等価則を用いてBi-linear型に置換して検討を行っている。また、ばらつきの考慮をする場合には、 hI および I に対して定める変動係数 CV をそれぞれ算定し、 $h\beta_1$ および β_1 の補正を行っている。ここでは、比較をとして免震告示(5)

図25 せん断力係数(最上層)の時刻歴解析結果と予測値の対応

表5 解析モデル諸元

上部構造			免震層				
階	重量 W_i (kN)	弾性剛性 K_{ui} ($\times 10^3$ kN/m)		積層ゴムアイソレータ			
		X方向(桁行)	Y方向(梁間)	外径(mm)	600φ	800φ	900φ total
14	5575	547.3	851.4	初期剛性	1.09	1.43	1.59 18.53
13	5331	792.7	1610.9	初期剛性	1.09	1.43	1.59 18.53
12	5302	920.9	2236.3	初期剛性	1.09	1.43	1.59 18.53
11	5328	1048.9	2794.8	初期剛性	1.09	1.43	1.59 18.53
10	5429	1166.2	3264.8	初期剛性	1.09	1.43	1.59 18.53
9	5488	1277.9	3784.4	初期剛性	1.09	1.43	1.59 18.53
8	5529	1341.1	4322.4	初期剛性	1.09	1.43	1.59 18.53
7	5517	1468.4	4906.9	初期剛性	1.09	1.43	1.59 18.53
6	5593	1603.8	5544.2	初期剛性	1.09	1.43	1.59 18.53
5	5629	1770.3	6456.2	初期剛性	1.09	1.43	1.59 18.53
4	5629	1901.7	7809.9	初期剛性	1.09	1.43	1.59 18.53
3	5684	2135.9	9937.5	初期剛性	1.09	1.43	1.59 18.53
2	5779	2500.6	13482.2	初期剛性	1.09	1.43	1.59 18.53
1	5803	3635.7	18940.3	初期剛性	1.09	1.43	1.59 18.53
周期			免震層				
上部構造周期 T_0 (sec)	X方向	Y方向	積層ゴムアイソレータ				鋼材U型ダンパー
			外径(mm)	600φ	800φ	900φ total	
免震周期 T_{b2} (sec)	4.44	4.32	外径(mm)	600φ	800φ	900φ total	total
			個数	3	4	6	13
			初期剛性	1.09	1.43	1.59	18.53
			初期剛性	1.09	1.43	1.59	18.53
			2次剛性	0		0.114	0.114
			降伏変位 δy (mm)	7.3		27.9	27.9
			オイルダンパー				鋼材U型ダンパー
			最大減衰力 Q_r (kN)	1000			ダンパー本数 8
			1次減衰係数 C_1	15			初期剛性 8.3
			2次減衰係数 C_2	0.18			2次剛性 0.114
			リリーフ速度 V_r (mm/sec)	60			降伏変位 δy (mm) 27.9

表6 地盤モデル

深度(m)	土質区分	N値	せん断波速度(m/sec)	密度(t/m3)
1.0	埋土	1	68.8	1.43
2.0	砂礫	60	159.0	1.84
4.0	砂礫	60	194.6	1.94
5.0	細砂	18	165.6	1.94
6.0		21	176.3	1.94
7.0		15	171.6	1.94
8.0		34	202.7	1.94
9.0	シルト	12	173.7	1.94
10.0		8	165.5	1.84
11.0	細砂	8	158.2	1.73
12.0		6	153.2	1.63
13.0		16	196.3	1.94
14.0		11	186.8	1.94
15.0	砂礫	9	183.0	1.84
17.0		19	213.2	1.94
18.0		60	262.5	1.94

図26 加速度応答スペクトル

図 27 14 層モデルのせん断力係数分布

式も示している。なお、(20)式および(5)式に用いる免震部材の負担せん断力の各値は告示波に対する応答値の最大値を用いている。Y 方向では上部構造の剛性が高いため、せん断力係数の高さ方向増幅は小さく、(20)式と免震告示はともに応答解析の結果とよい対応を示している。一方で、X 方向においては応答解析の結果は高さ方向に大きく増幅しており、免震告示は応答値を過小評価するが、提案式は応答の増幅を適切に捉えることができています。

これらの結果から、実建物で想定される免震部材の組合せに対して、本論文の提案式が十分に適用可能であることが示され、また適正なせん断力係数分布を与えることが確認された。

6. まとめ

本論では、免震部材の多様化に対応する免震建物の設計用地震荷重分布（せん断力係数分布）を提案した。結論を以下にまとめる。

- Bi-linear 型履歴系ダンパーを使用した免震建物の時刻歴解析の結果から、免震係数 I および非線形係数 NL （等価粘性減衰定数 h_{eq} ）に基づいた増幅率 β を提案した。さらにせん断力係数のばらつきを評価するための補正係数 ν を提案した。
- 流体系ダンパーを使用した場合においても、増幅率 β が適用可能であることを示し、履歴系および流体系のダンパーを併用した場合に対しても増幅率 β の導入が有効であることを示した。
- せん断力係数分布に対する高次モード応答の影響度を、両端自由振動モードによる非線形モーダルアナリシスにより分析した。また、増幅率 β が高次モード応答によるせん断力係数の増幅およびばらつきを適切に評価していることを確認した。
- 構造特性の各種変動因子による影響評価ならびに実建物を想定した解析モデルにより、提案式の適用性を確認した。

なお、提案式の適用性の検証においては、免震部材の負担せん断力そのものは時刻歴解析の結果を用いている。実際に、本論の提案式が用いられる場合には、免震部材の負担せん断力は、等価線形化法⁹⁾やエネルギー法¹⁰⁾に基づいて算定されることが想定される。今後は、これらの応答予測との関係も含めて、設計用地震荷重分布の検討を行う必要がある。

謝辞

本研究は科学研究費補助金若手研究(B)No.22760426(免震部材と地震動の多様性を考慮した免震建物の応答構造と設計用地震荷重に

関する研究、代表者：小林正人）によった。また、防災科学技術研究所、気象業務支援センターおよび国土交通省中部地方整備局より強震記録の提供を受けた。数値解析の一部は内野雄元君（現 明治大学大学院）の卒業論文の成果である。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 2010 年度免震制振建物データ集積結果, MENSIN, No.73, pp.29-33, 2011.8
- 日本免震構造協会, 日本建築構造技術者協会: 東北地方太平洋沖地震に対する応答制御建築物調査(中間報告), 2011.9
- 平成 23 年東北地方太平洋沖地震による建築物被害第一次調査 宮城県・山形県における免震建築物の状況(速報), <http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/20110311/pdf/20110311saigai-013.pdf>, (参照 2012-01-09)
- 日本免震構造協会:免震部材標準品リスト 2009, 2009.10
- 国土交通省住宅局指導課など編:免震建築物の技術基準解説及び計算例とその解説, 2001.5
- 高山峯夫, 森田慶子: 免震建築告示における上部構造のせん断力係数に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.473-474, 2002.8
- Takim Andriano and Athol J. Carr : REDUCTION AND DISTRIBUTION OF LATERAL SEISMIC INERTIA FORCES ON BASE ISOLATED MULTISTOREY STRUCTURES, Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.24, No.3, pp.225-237,1991
- D. G. Lee, J. M. Hong and J. Kim : Vertical distribution of equivalent static loads for base isolated building structures, Engineering Structures, Vol. 23, pp.1293-1306, 2001
- Kelby York and Keri L. Ryan : Distribution of Lateral Forces in Base-Isolated Buildings Considering Isolation System Nonlinearity, Journal of Earthquake Engineering, Vol.12, pp.1185-1204, 2008
- ASCE Standards ASCE/SEI 7-10, : Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2010
- 日本建築学会: 免震構造設計指針, 第 3 版, 2001.9
- R. I. Skinner, W. H. Robinson and G. H. McVerry : An Introduction to Seismic Isolation, Wiley, 1993 (監訳 川島一彦, 北川良和: 免震設計入門, 鹿島出版会, 1996)
- 石原直, 田村和夫, 飯場正紀: 履歴系免震建築物の自由振動解析, 第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.542-549, 2010.11
- 大澤龍彦, 北村佳久, 菊地優, 井上圭一, 上田正生: 免震建物の設計用せん断力係数分布に関する一考察, 日本建築学会北海道支部研究報告集, No.77, pp181-184, 2004.7
- 西村拓也, 田村和夫, 猿田正明, 森川和彦, 飯場正紀: 免震建築物の層せ

せん断力係数の評価に関する研究 その1, その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.231-234, 2010.9

- 16) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性, 2007.12
- 17) 高山峯夫 他：改訂版 4 秒免震への道 免震構造設計マニュアル,2007.2
- 18) 日本建築学会関東支部：免震・制振構造の設計 学びやすい構造設計, 2007.1
- 19) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, pp.51-80, 2006.2

注

注 1) 免震係数および非線形係数は, 文献 12) に示されている Isolation ratio , Non-linearity factor の訳語である。

付録 履歴系ダンパーの適用範囲の拡張

履歴系ダンパーを用いた免震建物において, 免震層の履歴特性が Normal Bi-linear 型とならない場合に, 履歴特性を等価な履歴面積を有する Bi-linear 型 (以下, 等価 Bi-linear 型) に置換する方法を以下に示す。

- 1.最大振幅 δ_{max} 時の接線剛性 k_t を等価 Bi-linear 型の二次剛性 $k_{2(Bi)}$ とする。
- 2.最大振幅 δ_{max} 時の等価粘性減衰定数 h_{eq} が等しくなるように等価 Bi-linear 型の初期剛性 $k_{1(Bi)}$ を定める。

付図 1 等価 Bi-linear 置換

付表 1 免震層の諸量

Tri-linear型モデル				Ramberg-Osgood型モデル			
Tri-linear型		等価Bi-linear型		R-O型		等価Bi-linear型	
$\delta y1$	$as1$	$\delta y2$	$as2$	$\delta y(Bi)$	$as(Bi)$	$\delta y2$	$as2$
0.1cm	0.005	1.0cm	0.045	0.9cm	0.05	—	20cm
0.1cm	0.005	3.0cm	0.045	2.7cm	0.05		
1.0cm	0.02	3.0cm	0.03	2.2cm	0.05		
1.0cm	0.03	3.0cm	0.02	1.8cm	0.05		

例として Tri-linear 型と, Ramberg-Osgood 型 (以下, R-O 型) の履歴曲線を等価 Bi-linear 型に置換する模式図を付図 1 に示す。

この方法により Tri-linear 型および R-O 型の履歴特性を等価 Bi-linear 型に置換することがせん断力係数の評価に与える影響を確認する。ここでは, Tri-linear 型および R-O 型の履歴特性をもつ 10 質点系免震建物モデルを設定し地震応答解析を行う。付表 1 に免震層に設定する履歴特性の諸量を示す。上部構造の設定は基本モデルと同様とし, T_b は 0.2sec~1.6sec とした。入力地震動は基本モデルに用いた乱数位相の告示波から, G_s が第 II 種地盤のものを使用する。

履歴特性の置換前後において, (7)式を用いて第 10 層のせん断力係数分布 α_{10} (予測値) をそれぞれ算出し, 応答解析によるせん断力係数分布の応答値 α_{10} (時刻歴) と比較した結果を付図 2 に示す。ただし, 置換前の履歴特性における免震係数 I の評価は, Tri-linear 型では初期剛性を用い, R-O 型では原点における接線剛性を用いた。置換前の履歴特性では, 予測値は時刻歴応答値と比べかなり安全側に評価している。一方, 置換後の結果は安全側の評価であるが適切な評価に近づいており, 特に R-O 型ではその傾向は顕著である。

以上から, Tri-linear 型および R-O 型の履歴特性を持つ免震建物は, その履歴特性を等価 Bi-linear 型に置換することで, やや安全側ではあるが基本モデルと同程度にせん断力係数分布を評価することができる。

付図 2 等価 Bi-linear 置換によるせん断力係数の評価

(2012年 1 月10日原稿受理, 2012年 3 月16日採用決定)