低摩擦型すべり支承と積層ゴム・ダンパーを組合せた免震構造の
エネルギーの釣合に基づく応答予測法ENERGY BALANCE-BASED SEISMIC RESPONSE PREDICTION METHODS FOR SEISMIC
ISOLATED BUILDINGS WITH RUBBER BEARINGS, DAMPERS AND
LOW FRICTION ELASTIC SLIDING BEARINGS千葉陽一*, 薩川恵一**, 北村春幸***, 小山慶樹*
Youichi CHIBA, Keiichi SATSUKAWA, Haruyuki KITAMURA
and Yoshiki KOYAMA

Recently, low friction elastic sliding bearings are installed seismic isolated buildings with rubber bearings and dampers. Low friction elastic sliding bearings enable the base isolation system with longer natural period than the buildings with rubber bearings and dampers. A method to predict the response of this type of structures based energy balance theory is introduced in this paper. Natural period should be estimated energy spectrum and maximum deformation in consideration of effect of energy absorption and residual deformation. A design methodology of seismic isolated buildings with low friction elastic sliding bearings, that is based an energy balance, is presented.

Keywords : *Seismic Isolated Building, Energy Balance, Seismic Response Prediction Methods, Low Friction Elastic Sliding Bearings*

免震構造, エネルギーの釣合, 地震応答予測, 低摩擦型すべり支承

1. はじめに

免震構造は免震層の水平剛性を上部構造に比べて小さくすることにより, 地震動による総入力エネルギーを免震層に集中させる損傷制御構造である。積層ゴムと履歴減衰型ダンパーで構成される免震構造では, エネルギーの釣合に基づく地震応答予測式からダンパー量の調整によるせん断力応答の低減効果が最大1/2程度であることが示されており, また免震構造の最大の利点である応答低減効果は建物周期を長周期化することにより, せん断応答の低減に帰せられることが明らかにされている¹⁾。さらに設計で採用される入力地震動レベル (例えばレベル2地震動) では, ダンパーが降伏状態にある大変形時の建物周期 (免震周期) を4秒以上にすると, 免震層の最大変位が25~35cmの範囲に納まり, 上部構造の応答せん断力係数を0.1程度にできることが示されている^{1),2)}。このような背景から免震周期を長周期化する傾向があり, 高面圧仕様あるいは低せん断弾性仕様の積層ゴムや, 大変位時に弾性剛性を持たないすべり支承や転がり支承と積層ゴムを併用することにより鉛直支持機構を形成し, 免震周期の長周期化を実現している。

免震周期を長周期化する方法として, 鉛直支持機構である積層ゴムと鉛直支持機構に加えて摩擦力を利用したエネルギー吸収機構を兼ね備えた高摩擦型弾性すべり支承の二つの免震部材で免震

層を構成するものがある。著者らは, このような免震構造に対してエネルギーの釣合に基づく地震応答予測式を提案している³⁾。この中で提案している予測式を用いて, 免震層が最小の応答せん断力を示す時の積層ゴムと弾性すべり支承の最適な割合を算出する手法を提示するとともに, 設計のプロセスを示した。減衰力を大きくするために弾性すべり支承を過度に投入すると, 積層ゴムの減少に伴って弾性剛性 (復元力) が不足して, 免震層のエネルギー吸収効率が低下することの危険性を提起している。また秋山は, せん断型多層骨組の一般形を弾性要素 (柔要素) と弾塑性要素 (剛要素) の混合構造である柔剛混合構造として捉え, 剛要素に完全弾塑性型と剛性劣化型 (Clough 型) の復元力特性を与えた地震応答解析を行い, 柔要素と剛要素の割合が応答性状に与える影響を検証している⁴⁾。柔要素と剛要素の負担せん断力比 r_q を用いて, エネルギー吸収効率の指標である剛要素の累積塑性変形倍率と最大塑性変形倍率の比 η/μ_m と残留変形 δ_r を評価している。そしてエネルギー吸収性能を向上させると同時に地震終了時の残留変形を小さく抑制するためには, 柔要素 (弾性要素) の確保が重要なことを示している。

本研究では, 積層ゴムと履歴減衰型ダンパーで構成される免震層に加えて, 専ら長周期化を図ることを目的とした低摩擦型すべり支承を併用した3つの免震部材で構成される免震構造を対象としてエ

* 東京理科大学 大学院生

** 東京理科大学理工学部建築学科 助手・博士(工学)

*** 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士(工学)

Graduate Student, Tokyo Univ. of Science

Research Assoc., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Engineering, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Engineering, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

エネルギーの釣合に基づく応答予測式を導出する。そして数値解析を行い、その数値解析結果から予測式の妥当性の検証を行う。また積層ゴム（柔要素）とダンパー（剛要素）の負担せん断力比 r_q を用いて、エネルギー吸収効率の指標である最大変形時におけるダンパーの等価履歴ループの繰返し数 n_1 と残留変形 δ_r を評価する。さらに、この予測式を用いて鉛直支持機構を構成する積層ゴムとすべり支承の最適な割合を求める関係図を提示して、入力エネルギーの速度換算値に応じたエネルギー吸収効率と少ない残留変形を保証する低摩擦型すべり支承の負担する鉛直軸力の割合を決定するとともに、免震周期の長周期化が可能な範囲について検証する。最後に本研究で対象とする免震構造の設計法について要約する。

2. 解析モデルと解析パラメータ

本研究で対象とする積層ゴム・ダンパー及び低摩擦型すべり支承で構成される免震構造の諸元を設定するとともに、本研究で対象とする免震建物の解析モデルの概要を述べる。

本研究で対象とする解析モデルを図1に示す。解析モデルは5質点せん断振動系である。質量分布は各質点ともに等しく、剛性分布は非免震時において最上層と最下層の割合が1/2となる台形分布に設定する。なお、建物周期は非免震時において0.5秒とする。減衰は上部構造のみの一次固有円振動数 ω_1 に対して $h=2\%$ の内部粘性減衰（減衰力 $\{p\} = \sum_{j=1}^N (2h/\omega_1) [k_j] \{\dot{x}\}$ ）とする。またこのせん断系に免震層を挿入した場合には、第1層を剛性のみ変化させるとともに、減衰はないものと設定する。また上部構造は弾性と仮定し、免震層は各免震部材ごとに復元力を設定する。

積層ゴム、ダンパー及び低摩擦型すべり支承で構成される免震構造の諸元を設定する。各免震部材の復元力特性を図2に示す。積層ゴムの水平剛性を k_f 、負担する最大せん断力を $fQ_{\max}$ 、ダンパーの初期水平剛性を k_{s1} 、降伏耐力を s_1Q_y 、降伏変位を $s_1\delta_y$ とする。低摩擦型すべり支承は完全弾塑性型の復元力特性を示すことから、ダンパーと同様に初期水平剛性を k_{s2} 、摩擦力を降伏耐力 s_2Q_y 、すべり開始時の水平変位を $s_2\delta_y$ と定義する。また、免震層における全せん断力を Q 、最大水平変位を $\delta_{\max}$ とし、地震動入力終了後40秒経過時の水平変形を残留変形 δ_r と定義する。

建物全重量 Mg は、鉛直支持機構である積層ゴムと低摩擦型すべり支承で鉛直面圧を等しく支持され、低摩擦型すべり支承で支持する建物重量の割合を R とする。この時の低摩擦型すべり支承の降伏耐力 s_2Q_y は、摩擦係数 ζ を用いて次式で表される。

$$s_2Q_y = \zeta RMg \quad (1)$$

積層ゴムのせん断力係数 α_f 、ダンパーの降伏せん断力係数 α_{s1} と、低摩擦型すべり支承の降伏せん断力係数 α_{s2} を次式で定義する。

$$\alpha_f = \frac{fQ_{\max}}{Mg}, \quad \alpha_{s1} = \frac{s_1Q_y}{Mg}, \quad \alpha_{s2} = \frac{s_2Q_y}{Mg} = \zeta R \quad (2)$$

全て積層ゴムで支持した場合 ($R=0.0$) の免震層の水平剛性を $m k_f$ 、全て低摩擦型すべり支承で支持した場合 ($R=1.0$) の免震層の水平剛性を $m k_{s2}$ とし、式(3)に示すように $m k_f$ と k_{s1} の比率を $m r_{ks}$ 、 $m k_f$ と $m k_{s2}$ の比率 $m r_{kf}$ と定義する。

$$m r_{ks} = m k_f / k_{s1}, \quad m r_{kf} = m k_f / m k_{s2} \quad (3)$$

また、積層ゴムの水平剛性 k_f 、ダンパーの水平剛性 k_{s1} 、低摩擦型すべり支承の水平剛性 k_{s2} は、全て積層ゴムで支持した場合 ($R=$

図1 解析モデル

図2 積層ゴム、ダンパー、低摩擦型すべり支承の復元力特性

表1 解析パラメータ

免震周期 mT_f (sec)	2.0, 3.0, 4.0
摩擦係数 ζ	0.01, 0.05
積層ゴムとダンパーの剛性比 $m r_{ks}$	0.1, 0.2, 0.5
積層ゴムとすべり支承の剛性比 $m r_{kf}$	0.05, 0.10, 0.20, 0.50, 1.00
R	0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0
α_{s1}	0.00, 0.02, 0.04, 0.06, 0.10

0.0) の免震周期 mT_f を用いて次式のように表される。

$$k_f = (1-R) m k_f = \left(\frac{2\pi}{mT_f} \right)^2 \cdot M \cdot (1-R) \quad (4)$$

$$k_{s1} = \frac{m k_f}{m r_{ks}} = \left(\frac{2\pi}{mT_f} \right)^2 \cdot \frac{M}{m r_{ks}} \quad (5)$$

$$k_{s2} = R \cdot m k_{s2} = \left(\frac{2\pi}{mT_f} \right)^2 \cdot \frac{M}{m r_{kf}} \cdot R \quad (6)$$

$$mT_f = 2\pi \sqrt{\frac{M}{m k_f}}, \quad T_f = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_f}} \quad (7)$$

積層ゴムによる免震周期 T_f と mT_f は、式(4)、(7)より次式の関係で示される。

$$\frac{mT_f}{T_f} = \sqrt{\frac{k_f}{m k_f}} = \sqrt{1-R} \quad (8)$$

せん断系に入力する地震動は、レベル2に相当する長周期領域で $S_v=100\text{cm/s}$ ($h=5\%$) となる模擬地震動波形を用いる。基準法の解放工学的基盤の加速度応答スペクトル形状を持つ模擬波形で、採用した位相特性 HACHINOHE 1968 EW, SENDAI TH030 NS に対応し、今後それぞれを ART HACHI, ART TH030 と呼ぶ。各模擬波形の入力地震波継続時間を82秒、解析時間増分を0.01秒とする。なお残留変形を算出するため、それぞれの入力地震動に対して原波終了時から40秒程度の間を 0cm/sec^2 と入力している。

振動系を規定する解析パラメータを表1のように示す。全ての支

承が積層ゴムの場合の免震周期 mT_f を、2.0, 3.0, 4.0秒に設定する。低摩擦型すべり支承の摩擦係数 ζ は、0.01, 0.05とする。なおこの値は、現在一般に使用されているものの上下限値である。積層ゴムとダンパーの剛性比 $m\gamma_{ks}$ を0.1, 0.2, 0.5, 積層ゴムと低摩擦型すべり支承の剛性比 $m\gamma_{kf}$ を0.05~1.00, すべり支承で支持する割合 R を0.0~1.0, ダンパーの降伏せん断力係数 α_{s1} を0.00~0.10と設定する。

3. 免震部材のエネルギー配分

3.1 免震部材のエネルギー量の比較

低摩擦型すべり支承を組み込んだ免震構造の応答予測をエネルギーの釣合式に基づいて算出するにあたり、各免震部材の消費するエネルギー毎の入力エネルギーに占める割合について検討する。積層ゴムの弾性歪エネルギーを ${}_1W_e$, ダンパーの弾性歪エネルギーを ${}_1W_p$, 履歴減衰エネルギーを ${}_1W_d$ とする。そして低摩擦型すべり支承の弾性歪エネルギーを ${}_2W_e$, 履歴減衰エネルギーを ${}_2W_d$ とする。

$\alpha_{s1}=0.02, 0.04, 0.06, 0.10$, $m\gamma_{ks}=0.1$, $\zeta=0.01$, $m\gamma_{kf}=0.05$, 1.00の振動系について、 $R=0.0\sim 1.0$ まで変化させ、2つの模擬波形を用いて応答解析を行う。その応答解析結果より得られる各免震部材が消費するエネルギーを入力エネルギーで除したものと低摩擦型すべり支承の割合 R の関係を図3に示す。なおそれぞれのエネルギーは各応答解析結果での最大値を示している。図3(b)から、常に微小な値は ${}_1W_e$ 及び ${}_2W_e$ であり、これらの要素は、エネルギーの釣合式において無視できる。

3.2 等価繰返し数 n_1 の評価

免震構造のエネルギーの釣合に基づく応答予測式を導出するにあたって、弾塑性要素のエネルギー吸収効率である等価繰返し数 n_1 について検証する。

等価繰返し数 n_1 は、弾塑性要素が吸収する履歴減衰エネルギーを最大振幅時の1サイクルに描く履歴ループの何ループに相当するのかわを示した数値であり、最大塑性変形倍率 μ_m と累積塑性変形 δ_p 及び累積塑性変形倍率 η を用いて、秋山により次式で表されている⁴⁾。

$$n_1 = \eta / 4\mu_m = \delta_p / 4(\delta_{\max} - \delta_y) \quad (9)$$

${}_1W_e$ 及び ${}_2W_e$ は常に微小な値であるため、ダンパーの降伏変形 ${}_1\delta_y$ と低摩擦型すべり支承のすべり始める時の変形 ${}_2\delta_y$ がともに微小な値であり無視できる。また、免震層は一体として挙動するので、ダンパーと低摩擦型すべり支承の累積塑性変形 δ_p 及び最大水平変形 $\delta_{\max}$ はともに同じ値となる。このことから式(9)で示される等価繰返し数 n_1 は、ダンパーと低摩擦型すべり支承ともに同じ値を示す。

積層ゴムとダンパー・低摩擦型すべり支承の負担せん断力比 r_q は次式で表せる。

$$r_q = \frac{fQ_{\max}}{s_1Q_y + s_2Q_y} \quad (10)$$

秋山により、せん断型多層骨組みを対象とした構造種別において、等価繰返し数 n_1 はせん断力比 r_q との関係によって設計値を式(11)のように提示されている。

$$\left. \begin{array}{ll} r_q < 1.0 \text{ の時} & n_1 = 1.0 + r_q \\ r_q \geq 1.0 \text{ の時} & n_1 = 2.0 \end{array} \right\} \quad (11)$$

図3 免震部材のエネルギー量

本研究の対象とする免震構造においても、式(11)により等価繰返し数 n_1 を評価する。ここでは、 n_1 は式(9)を簡便化して後述する応答予測式に対応するように式(12)を用いて算出する。総入力エネルギーから最大水平変位発生時の積層ゴムの弾性歪エネルギーとの差を弾塑性要素が消費する履歴減衰エネルギーとし、その履歴減衰エネルギーをダンパーと低摩擦型すべり支承が最大水平変位発生時に描く等価履歴ループの面積で除した値とする。なお E , $fQ_{\max}$, $\delta_{\max}$ は、数値解析により得られた結果を用いる。

$$n_1 = \frac{2E - fQ_{\max} \cdot \delta_{\max}}{8s_1Q_y \cdot \delta_{\max} + 8s_2Q_y \cdot \delta_{\max}} \quad (12)$$

mT_f の違いにおける n_1 と r_q の関係を図4(a), (b), (c)に、 $m\gamma_{kf}$ の違いにおける n_1 と r_q の関係を図4(b), (d), (e)に示す。さらに、入力地震波の違いを図4(b), (f)に示す。シンボル記号で示された点は、 $R=0.0\sim 1.0$ の値を示し、 $r_q=0.0$ の点は、全ての支承が低摩擦型すべり支承の時 ($R=1.0$) を表している。図4より、 n_1 は大きなばらつきを示すものの、積層ゴムと低摩擦型すべり支承の剛性比 $m\gamma_{kf}$ 及び地震動波形の違いによらず、 n_1 と r_q は概ね正の相関関係にあり、太実線で示された式(11)は、応答解析結果の下限値を概ね包絡している。このことから、耐震構造の等価繰返し数 n_1 の評価式(11)は免震構造でも準用できる。図4(a), (b), (c)より、免震周期 mT_f が長くなると、 n_1 は小さくなる傾向を示す。低摩擦型すべり支承の割合 (R) の変化とともに、積層ゴムの割合 ($1-R$) も変化するため、 r_q は大きく変化するが、 $r_q \geq 1.0$ を満たす範囲で低摩擦型すべり支承の割合を増加させると、通常の免震構造のように $n_1=2.0$ を確保できる¹⁴⁾。

ここで、図4(a), (c), (f)において式(11)を下回る場合は、 $m\gamma_{ks}=0.5$ の時であり、ダンパーのエネルギー吸収効率が低下している状態である。その一例として図5に、 $mT_f=4.0$ s, $m\gamma_{kf}=0.2$, $\zeta=0.01$, $\alpha_{s1}=0.10$, $R=0.2$ の時の $m\gamma_{ks}$ の違いによるダンパーの履歴曲線を示す。図5より、ダンパーの水平剛性 k_{s1} が積層ゴムの水平剛性 k_{kf} に近づくと、ダンパーは十分に塑性化されず弾性挙動を多く示すようになる。

4. エネルギーの釣合に基づく応答予測式の提案

免震構造のエネルギーの釣合式は、上部構造を剛体とみなし次式のように表される。ここで V_E は入力エネルギーの速度換算値とする。

$${}_f W_e + {}_{s1} W_e + {}_{s1} W_p + {}_{s2} W_e + {}_{s2} W_p = E = M V_E^2 / 2 \quad (13)$$

3.1章より、 ${}_{s1} W_e$, ${}_{s2} W_e$ は微小であるため無視すると、式(13)は次式のように簡略できる。

$${}_f W_e + {}_{s1} W_p + {}_{s2} W_p = M V_E^2 / 2 \quad (14)$$

従って、エネルギーの釣合式(14)から応答予測式を算出する。

$0.0 \leq R < 1.0$ の時、基準となる応答量として、無減衰時のせん断力係数 α_0 、免震層の水平変位 δ_0 を次式で定義する。

$$\alpha_0 = \frac{2\pi V_E}{T_f \cdot g}, \quad \delta_0 = \frac{T_f \cdot V_E}{2\pi} \quad (15)$$

積層ゴムの弾性歪エネルギー ${}_f W_e$ は、次式のように表せる。

$${}_f W_e = \frac{1}{2} {}_f Q_{\max} \cdot \delta_{\max} = \left(\frac{\alpha_f}{\alpha_0} \right)^2 \cdot \frac{M V_E^2}{2} \quad (16)$$

ダンパーの履歴減衰エネルギー ${}_{s1} W_p$ は次式のように表せる。なお、 ${}_{s1} W_e$ が微小であることから ${}_{s1} \delta_y \cong 0$ とする。

$$\begin{aligned} {}_{s1} W_p &= 4n_1 \cdot {}_{s1} Q_y \cdot (\delta_{\max} - {}_{s1} \delta_y) \\ &= 8n_1 \left(\frac{\alpha_f}{\alpha_0} \right) \left(\frac{\alpha_{s1}}{\alpha_0} \right) \cdot \frac{M V_E^2}{2} \end{aligned} \quad (17)$$

低摩擦型すべり支承の摩擦力による履歴減衰エネルギー ${}_{s2} W_p$ は次式で表せる。なお、 ${}_{s2} W_e$ が微小であることから ${}_{s2} \delta_y \cong 0$ とする。

$$\begin{aligned} {}_{s2} W_p &= 4n_1 \cdot {}_{s2} Q_y \cdot (\delta_{\max} - {}_{s2} \delta_y) \\ &= 8n_1 \left(\frac{\alpha_f}{\alpha_0} \right) \left(\frac{\alpha_{s2}}{\alpha_0} \right) \cdot \frac{M V_E^2}{2} \end{aligned} \quad (18)$$

式(14)に式(16), (17), (18)を代入すると、式(19)が求まる。

$$\left(\frac{\alpha_f}{\alpha_0} \right)^2 + 8n_1 \left(\frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2}}{\alpha_0} \right) \left(\frac{\alpha_f}{\alpha_0} \right) = 1 \quad (19)$$

式(19)より、積層ゴムのせん断力係数 α_f は次式のように求まる。

$$\frac{\alpha_f}{\alpha_0} = -4n_1 \left(\frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2}}{\alpha_0} \right) + \sqrt{16n_1^2 \left(\frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2}}{\alpha_0} \right)^2 + 1} \quad (20)$$

式(20)より、免震層の全せん断力係数 α_1 は次式のように求まる。

$$\begin{aligned} \frac{\alpha_1}{\alpha_0} &= \frac{\alpha_f}{\alpha_0} + \frac{\alpha_{s1}}{\alpha_0} + \frac{\alpha_{s2}}{\alpha_0} \\ &= -(4n_1 - 1) \left(\frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2}}{\alpha_0} \right) + \sqrt{16n_1^2 \left(\frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2}}{\alpha_0} \right)^2 + 1} \end{aligned} \quad (21)$$

免震層の最大水平変位 $\delta_{\max}$ は、 α_f を用いて次式のように表せる。

$$\delta_{\max} = \frac{{}_f Q_{\max}}{k_f} = \frac{\alpha_f g}{(1-R)} \left(\frac{m T_f}{2\pi} \right)^2 = \frac{\alpha_f \cdot \delta_0}{\alpha_0} \quad (22)$$

$$\frac{\delta_{\max}}{\delta_0} = \frac{\alpha_f}{\alpha_0} = -4n_1 \left(\frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2}}{\alpha_0} \right) + \sqrt{16n_1^2 \left(\frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2}}{\alpha_0} \right)^2 + 1} \quad (23)$$

式(21), (23)は弾塑性要素の量を変数として α_1 と $\delta_{\max}$ の予測値を求めているので、文献1)で提案されている剛要素をダンパーのみとした通常の免震構造の予測式と類似したものとなっている。なお、低摩擦型すべり支承がない場合 ($R=0.0$) では、式(2)より $\alpha_{s2}=0.0$ となることから通常の免震構造の応答予測式と一致したものとなっている。

式(19)に式(22)を代入し、 $\alpha_{s1} + \alpha_{s2}$ と $\delta_{\max}$ の関係を求めると次式のようにになる。

図4 n_1 と r_q の関係

図5 ダンパーの履歴曲線

$(\alpha_{s1} + \alpha_{s2})/\alpha_0 \leq 1/\sqrt{17}$ — $\alpha_1/\alpha_0 (n_1 = 2.0)$ - - - $\alpha_f/\alpha_0 (n_1 = 2.0)$
 $(\alpha_{s1} + \alpha_{s2})/\alpha_0 > 1/\sqrt{17}$ — $\alpha_1/\alpha_0 (n_1 = 1 + r_q)$ - - - $\alpha_f/\alpha_0 (n_1 = 1 + r_q)$ — $\alpha_1/\alpha_0 (n_1 = 2.0)$ - - - $\alpha_f/\alpha_0 (n_1 = 2.0)$
- - - $(\alpha_{s1} + \alpha_{s2})/\alpha_0$ ART HACHI ■ $m r_{ks} = 0.1$ ● $m r_{ks} = 0.2$ ART TH030 □ $m r_{ks} = 0.1$ ○ $m r_{ks} = 0.2$

(a) $mT_f = 2.0s, \zeta = 0.01$ (b) $mT_f = 3.0s, \zeta = 0.01$ (c) $mT_f = 4.0s, \zeta = 0.01$ 図6 α_1/α_0 と $(\alpha_{s1} + \alpha_{s2})/\alpha_0$ の関係

$\delta_{\max}/\delta_0 < 1/\sqrt{17}$ — $\alpha_1/\alpha_0 (n_1 = 1 + r_q)$ - - - $(\alpha_{s1} + \alpha_{s2})/\alpha_0 (n_1 = 1 + r_q)$
— $\alpha_1/\alpha_0 (n_1 = 2.0)$ - - - $(\alpha_{s1} + \alpha_{s2})/\alpha_0 (n_1 = 2.0)$
 $\delta_{\max}/\delta_0 \geq 1/\sqrt{17}$ — $\alpha_1/\alpha_0 (n_1 = 2.0)$ - - - $(\alpha_{s1} + \alpha_{s2})/\alpha_0 (n_1 = 2.0)$
- - - α_f/α_0 ART HACHI ■ $m r_{ks} = 0.1$ ● $m r_{ks} = 0.2$ ART TH030 □ $m r_{ks} = 0.1$ ○ $m r_{ks} = 0.2$

(a) $mT_f = 2.0s, \zeta = 0.01$ (b) $mT_f = 3.0s, \zeta = 0.01$ (c) $mT_f = 4.0s, \zeta = 0.01$ 図7 α_1/α_0 と $\delta_{\max}/\delta_0$ の関係

$$\frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2}}{\alpha_0} = \frac{1}{8n_1} \left\{ \left(\frac{\delta_0}{\delta_{\max}} \right) - \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_0} \right) \right\} \quad (24)$$

また、式(24)を式(21)に代入すると、 α_1 と $\delta_{\max}$ の関係が次式のように求まる。

$$\frac{\alpha_1}{\alpha_0} = \frac{1}{8n_1} \left\{ \left(\frac{\delta_0}{\delta_{\max}} \right) + (8n_1 - 1) \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_0} \right) \right\} \quad (25)$$

式(25)は、通常の免震構造における α_1 と $\delta_{\max}$ の関係と一致することから²⁾、 α_1 の最小値 $\alpha_{1\min}$ を求めると次式で表せる。

$$\delta_{\max}(\alpha_{1\min}) = \frac{\delta_0}{\sqrt{15}} \quad (26)$$

$$\alpha_{1\min} = \frac{\sqrt{15}}{8} \cdot \alpha_0 \quad (27)$$

$$\alpha_f(\alpha_{1\min}) = \frac{\alpha_0}{\sqrt{15}}, \quad (\alpha_{s1} + \alpha_{s2})(\alpha_{1\min}) = \frac{7\alpha_0}{8\sqrt{15}} \quad (28)$$

式(10)、(28)より、弾性要素と弾塑性要素のせん断力比 r_q が8/7時に α_1 は最小値となる。なお今後本研究では、簡便な値を用いて指標を提示するために α_1 が最小値となる時のせん断力比 r_q は1.0として

扱う。式(27)から求める $\alpha_{1\min}$ と後述する式(32)から求まる $\alpha_1(r_q=1.0)$ を比較すると、 $\alpha_1(r_q=1.0)$ のほうがわずかに大きき安全側の値である。

なお $R=1.0$ の時、鉛直荷重は低摩擦型すべり支承のみで支持している場合には、免震層は耐震構造の応答予測式を適用すれば良い⁴⁾。

5. 数値解析に基づく検証

5.1 応答予測式の検証

本研究で提案している応答予測式により時刻歴応答解析から得られる解析結果の評価を行い、応答予測式(21)、(25)の妥当性を検証する。なお応答予測式(21)、(25)を決定するために必要な等価繰返し数 n_1 は式(11)から算出している。

図6に mT_f の違いによる免震層の応答せん断力係数 α_1/α_0 と剛要素のせん断力係数 $(\alpha_{s1} + \alpha_{s2})/\alpha_0$ の関係を示し、さらに、図7に mT_f の違いによる α_1/α_0 と免震層の最大水平変位 $\delta_{\max}/\delta_0$ の関係を示す。二つの図中に示す太実線、太破線、太一点鎖線はそれぞれ

α_1/α_0 , α_f/α_0 , $(\alpha_{s1}+\alpha_{s2})/\alpha_0$ を表している。また、応答予測式の等価繰返し数 n_1 を算出するのに式(11)を用いずに、 $r_q < 1.0$ の範囲 (図6では $(\alpha_{s1}+\alpha_{s2})/\alpha_0 > 1/\sqrt{17}$, 図7では $\delta_{\max}/\delta_0 < 1/\sqrt{17}$) で、すべて $n_1=2.0$ として算出した α_1/α_0 , α_f/α_0 , $(\alpha_{s1}+\alpha_{s2})/\alpha_0$ をそれぞれ細実線、細破線、細一点鎖線で表している。図6, 7より、予測式は概ね解析結果の上限値を包絡する値である。 $r_q < 1.0$ の範囲で、細実線 ($n_1=2.0$) で示された α_1/α_0 の予測値に比べ応答値の方が上回るが、太実線 ($n_1=1+r_q$) で示された予測値の方が安全側に評価できることを示している。

5.2 残留変形 δ_r の検証

残留変形 δ_r は、地震終了時における建築物の修復の難易度を支配する値である。文献4)は、柔剛混合構造において剛要素の復元力特性を完全弾塑性型とした場合の残留変形 δ_r をせん断力比 r_q を用いて評価し、 r_q の増大によって残留変形 δ_r が抑制されることを示している。免震構造では低摩擦型すべり支承を挿入する量が増すに従い、積層ゴムの負担せん断力が減少しせん断力比 r_q が小さくなる。つまり低摩擦型すべり支承の量を増やし過ぎると残留変形 δ_r が大きくなる可能性がある。そこで本研究は、せん断力比 r_q を用いて残留変形 δ_r を評価し、低摩擦型すべり支承の設置量の上限値を求める。

文献4)より、残留変形倍率 $\Delta\eta$ と最大塑性変形倍率 μ_m の比率は次のように表せる。

$$\frac{\Delta\eta}{\mu_m} = \frac{\delta_r}{\delta_{\max} - \delta_y} \quad (29)$$

ここで、 $\Delta\eta = \delta_r/\delta_y$, $\mu_m = (\delta_{\max} - \delta_y)/\delta_y$

ダンパーの降伏変形 $s_1\delta_y$ と低摩擦型すべり支承のすべり始める時の変形 $s_2\delta_y$ がともに微小な値であるため、式(29)より残留変形 δ_r を最大水平変位 $\delta_{\max}$ との比率で評価する。

秋山により、多質点せん断振動系において、残留変形 δ_r を最大塑性変形倍率と残留変形倍率の比率で表し、せん断力比 r_q で評価している。本研究では、最大水平変位 $\delta_{\max}$ と残留変形 δ_r の比率とする。多質点せん断振動系において提示されている上限値は、次のように表される。

$$\left. \begin{array}{l} r_q < 0.5 \text{ の時 } \delta_r/\delta_{\max} = 1/(1+3r_q) \\ r_q \geq 0.5 \text{ の時 } \delta_r/\delta_{\max} = 0.4 \end{array} \right\} \quad (30)$$

式(30)で表される δ_r は上限値を規定しており、平均的な値として概ね半分程度を想定している⁴⁾。

mT_f の違いによる δ_r と r_q の関係を図8(a), (b), (c)に、 $m r_{kf}$ の違いによる δ_r と r_q の関係を図8(b), (d), (e)に示す。さらに、入力地震波の違いによる δ_r と r_q の関係を図8(b), (f)に示す。図8から r_q の増加に伴い、最大水平変位 $\delta_{\max}$ に対する残留変形 δ_r の割合が減少するものの、 r_q が一定以上になると $\delta_r/\delta_{\max}$ は収束する傾向にある。また太実線で示している式(30)は、解析値の上限値を概ね包絡している。なお、 $\delta_r/\delta_{\max}$ に対する免震周期 mT_f , 剛性比 $m r_{kf}$ の影響はみられない。耐震構造の残留変形 δ_r の評価式として提示されている式(30)は免震構造でも準用できる。残留変形 δ_r を抑えるための低摩擦型すべり支承の上限値は、最大水平変位 $\delta_{\max}$ に対する残留変形 δ_r の比率が0.4に抑えられている $r_q \geq 0.5$ の範囲である。

図8 $\delta_r/\delta_{\max}$ と r_q の関係

6. 低摩擦型すべり支承を組合せた免震構造の可能性

本研究で対象とする低摩擦型すべり支承を組合せた免震構造が安定した応答性状を維持するために要求される諸元を応答予測式から導出した。これらの結果から、設計目標を定める関係図を提示する。そして低摩擦型すべり支承を組合せた免震構造の免震周期 T_f の長周期化が可能な範囲について検証を行う。

式(2), (10)より、 $r_q=1.0$ の時の免震層の全せん断力係数 α_1 ($r_q=1.0$) と積層ゴム、ダンパー及び低摩擦型すべり支承のせん断力係数 α_f , α_{s1} , α_{s2} の関係は次式で表される。

$$\alpha_1 (r_q=1.0) = 2\alpha_f = 2(\alpha_{s1} + \alpha_{s2}). \quad (31)$$

式(11), (15), (21), (31)より、 $r_q=1.0$ の時の免震層の全せん断力係数 α_1 ($r_q=1.0$) は V_E , T_f を用いて次式で表される。

$$\alpha_1 (r_q=1.0) = \frac{2}{\sqrt{17}} \cdot \frac{2\pi V_E}{T_f g} = \frac{2}{\sqrt{17}} \alpha_0 \quad (32)$$

また、式(8), (32)より α_1 ($r_q=1.0$) と R の関係は、 V_E , mT_f を用いて次式で表される。

$$\alpha_1(r_q=1.0) = 2\sqrt{\frac{1-R}{17}} \cdot \frac{2\pi V_E}{mT_f g} \quad (33)$$

式(15), (22), (31), (32)より $\delta_{\max}$ を用いて T_f と V_E の関係は次式のように求まる。

$$V_E = \sqrt{17} \cdot \frac{2\pi \delta_{\max}(r_q=1.0)}{T_f} \quad (34)$$

式(32)より $\alpha_1(r_q=1.0)$ を用いて T_f と V_E の関係が次式で表せる。

$$V_E = \frac{\sqrt{17} \cdot g \cdot \alpha_1(r_q=1.0)}{4\pi} \cdot T_f \quad (35)$$

さらに、式(8), (32), (34)より、 $\delta_{\max}$ を用いて $\alpha_1(r_q=1.0)$ と R の関係は次式で表せる。

$$\alpha_1(r_q=1.0) = \frac{2}{g} \cdot \left(\frac{2\pi}{mT_f} \right)^2 \cdot (1-R) \cdot \delta_{\max}(r_q=1.0) \quad (36)$$

式(34)より、 $r_q \geq 1.0$ を満たす免震周期 T_f の範囲は設計用入力地震動レベル V_E と目標最大水平変位 $\delta_{\max}$ を用いて次式で表せる。

$$T_f \leq \sqrt{17} \frac{2\pi}{V_E} \delta_{\max} \quad (37)$$

式(34), (35)から得られる設計用入力地震動レベル V_E に応じた免震周期 T_f との関係は免震層の全せん断力係数 $\alpha_1(r_q=1.0)$ 及び最大水平変位 $\delta_{\max}(r_q=1.0)$ を用いて図9に示す。図中の細実線は全せん断力係数 α_1 を $\alpha_1(r_q=1.0) = 0.05 \sim 0.40$ の範囲で示し、太実線は最大水平変位 $\delta_{\max}$ を $\delta_{\max} = 20 \sim 80 \text{ cm}$ の範囲で示す。設計する際に入力地震動レベル V_E と最大水平変位 $\delta_{\max}$ を設定し、その時の免震周期 T_f と免震層の全せん断力係数 α_1 の値が求められる。例えば、

図9 $r_q=1.0$ となる時の T_f と V_E の関係

図中の●印で示す $V_E = 200 \text{ cm/s}$ 、目標最大水平変位 $\delta_{\max} = 40 \text{ cm}$ と設定する場合には、免震周期 T_f 、免震層の全せん断力係数 α_1 は、それぞれ 5.18 s 、 0.12 となる。この T_f の値は、エネルギー吸収効率を低下させず、少ない残留変形 δ_r を保証する免震周期の限界値を示している。

設計用入力地震動レベル V_E と目標最大水平変位 $\delta_{\max}(r_q=1.0)$ 及びダンパーの降伏せん断力係数 $\alpha_{s1}(r_q=1.0)$ を用いて $\alpha_1(r_q=1.0)$ と R の関係を mT_f 毎に図10に示す。なお図中に V_E のレベルを太実線、 $\delta_{\max}(r_q=1.0)$ を細実線、 $\alpha_{s1}(r_q=1.0)$ を破線、 T_f を点線で表す。なお、 $r_q=1.0$ を条件としているため $R=1.0$ は存在せず、図中◇印で表す。図9から免震周期 T_f の上限値が決定されると、式

図10 $\alpha_1(r_q=1.0)$ と R 関係

(8)を用いて全ての鉛直力を積層ゴムで支持した場合の免震周期 ${}_mT_f$ に応じた低摩擦型すべり支承の割合 R とダンパー量(α_{s1})が求まり、この時に示す値が低摩擦型すべり支承の設置限界量となる。例えば、図9と同様の条件 $V_E=200\text{cm/sec}$ 、 $\delta_{\max}=40\text{cm}$ で設定する場合では、図9より免震周期 T_f が5.18sになることから、図10(b)のように ${}_mT_f=3.0\text{s}$ 、 $\zeta=0.01$ とすると、 $R=0.66$ 、 $\alpha_{s1}(r_q=1.0)=0.054$ と求まる。しかし図10より得られる低摩擦型すべり支承の割合 R は設置限界量である。設計入力地震動レベル以上の地震動が免震層に入力された場合、設計の際に設定した最大水平変位以上の変位が生じ、その結果上部構造に影響を及ぼす恐れがある。網掛けは、 $V_E=200\text{cm/sec}$ 以上で $\delta_{\max}=40\text{cm}$ 以下の範囲を示す。この図から明らかなように、●印で表した R の上限値より下回るような○印の R で設定すれば、 α_1 は増加するものの、 $\delta_{\max}$ は V_E が増大しても確保できる。

7. 低摩擦型すべり支承を組み込んだ免震構造の設計法の要約

免震構造の設計は、積層ゴムとダンパーから構成される免震層で基本的な構造計画を立案し、積極的に免震周期を長周期化したい場合、柱軸力が小さいために積層ゴムの性能が十分発揮できない場合に低摩擦型すべり支承が適用される。低摩擦型すべり支承は摩擦力が小さいために直ちにすべり状態となるので、弾性要素(柔要素)の水平剛性は積層ゴムのみの水平剛性で与えて免震周期 T_f を算定する。また低摩擦型すべり支承の履歴減衰エネルギーが無視できないため、ダンパーとともに弾塑性要素に含ませる。そして積極的に低摩擦型すべり支承を組み込んで免震周期を長くした場合には、積層ゴムを減らした影響により免震構造が安定した応答性状を維持できるのか重要となる。なお、低摩擦型すべり支承のすべり状態時の振れ振動や、個々のすべり支承の摩擦力の変動による振れ振動は、別途解決されているものとする。また、上部構造が剛体とみなせる(超高層免震は適用不可)ものとする。

これらの条件のもとに導かれたエネルギーの釣合に基づく応答予測式から、低摩擦型すべり支承を適用する免震構造の免震部材に関わる設計法を以下のように要約できる。

- 1) 免震構造として安定した応答性状を表す指標として等価繰返し数 n_1 と残留変形 δ_r に着目し、秋山により耐震構造で提案された n_1 および δ_r と負担せん断力比 r_q との関係式⁴⁾が本研究で対象としている免震構造にも適用できることを示した。等価繰返し数 $n_1 \geq 2.0$ を確保するためには、積層ゴムに免震層のせん断力の半分以上($r_q \geq 1.0$)を負担させ、また残留変形 $\delta_r/\delta_{\max} \leq 0.4$ を確保するためには $r_q \geq 0.5$ を提示する。
- 2) $r_q=1.0$ の時の限界免震周期 T_f とその時の最大水平変位 $\delta_{\max}$ の関係図(図9)、免震層の全せん断力係数 α_1 (最大水平変位 $\delta_{\max}$ と免震周期 T_f を含む)と安定した応答を維持するための低摩擦型すべり支承の限界設置量の関係図(図10)を提示する。設計入力地震動レベル V_E と目標最大水平変位 $\delta_{\max}$ に応じて免震周期 T_f の上限及び低摩擦型すべり支承の限界量 R が定まる。
- 3) 積層ゴムとダンパーに低摩擦型すべり支承を組合せた免震構造

のエネルギーの釣合に基づく応答予測式²⁾、²⁵⁾では、せん断力比 r_q を関数とする n_1 を導入する。この応答予測式は、数値解析による応答値をほぼ包絡する安全側の評価をしている。またすべり支承が無い状態 $R=0.0$ では、積層ゴムとダンパーからなる通常の免震構造の応答予測式と一致している。この応答予測式を用いて、設計の目安を付ける概略設計を行うことを考える。

- 4) 図9を用いて、設計用地震動レベル V_E と目標最大水平変位 $\delta_{\max}$ に応じた免震層の全せん断力係数 α_1 を設定し、免震周期 T_f を求める(例えば図9中●印)。面圧を描えるように、柱軸力をもとに積層ゴムを選定する。全て積層ゴムの時の免震周期 ${}_mT_f$ を算定する。図9より求めた免震層の全せん断力係数 α_1 と目標最大水平変位 $\delta_{\max}$ から図10を用いて、負担せん断力比 $r_q=1.0$ を満たす低摩擦型すべり支承の設置限界量を求める(例えば図10中●印)。さらに、設計用地震動レベルを上回る地震動に対する余裕を確保するために、低摩擦型すべり支承の設置限界量を下回る $R(r_q=1.0)$ を目標値として設定する(例えば図10中○印)。図10の V_E 曲線上の目標 $R(r_q=1.0)$ 値より、目標全せん断力係数 α_1 を定め、それに応じた免震周期 T_f 、 $\alpha_{s1}(r_q=1.0)$ を定める。設定した低摩擦型すべり支承の割合 R になるように、平面的なバランスを考えながら、積層ゴムを低摩擦型すべり支承に置き換える。その際、免震層の目標水平変位から決めた積層ゴムの最小径を下回るものを優先的に置き換える。
- 5) 設計用地震動レベル V_E と免震周期 T_f から無減衰時の応答せん断力係数 α_0 を求める。エネルギーの釣合に基づく応答予測式²⁾、²⁵⁾を用いて、免震層の応答せん断力係数 α_1 と最大水平変位 $\delta_{\max}$ が求まる。
- 6) ダンパーの選定にあたって、水平剛性 k_{s1} は、積層ゴムの水平剛性 $m_k f$ に対して大きいほうが望ましい。 k_{s1} が小さいと十分な柔要素の量が確保されていても、ダンパーの履歴塑性エネルギーは小さくなり、等価繰返し数 n_1 を低下させる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：免震構造設計指針第3版，2001.9
- 2) 北村春幸：性能設計のための建築振動解析入門，彰国社，2002.9
- 3) 北村春幸，千葉陽一：積層ゴムと弾性すべり支承を組合せた免震構造のエネルギーの釣合に基づく応答予測法，日本建築学会構造系論文集，第562号，pp.37-44，2002.12
- 4) 秋山 宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，技報堂出版，1999.11
- 5) 小山慶樹，千葉陽一，北村春幸：低摩擦型すべり支承と積層ゴム・ダンパーを組合せた免震構造のエネルギーの釣合に基づく応答評価(その1，2)，日本建築学会学術講演梗概集(中部)，B-2，pp.449-452，2003.9
- 6) 秋山 宏：第1層エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答予測，日本建築学会構造系論文集，第400号，pp.77-87，1989.6
- 7) 高橋 誠，秋山 宏：地震時における多層骨組の最大変形とエネルギー応答，日本建築学会構造系論文集，第515号，pp.59-66，1998.1
- 8) 秋山 宏，高橋 誠：地震時における柔剛混合せん断型多層骨組の残留変形，日本建築学会学術講演梗概集(九州)，B-2，pp.397-398，1998.9

(2003年6月10日原稿受理，2003年10月27日採用決定)