地震信頼性解析に基づく非線形粘性ダンパーを有する 免震構造物の性能設計について

PERFORMANCE BASED DESIGN OF BASE ISOLATED BUILDING WITH NON-LINEAR VISCOUS DAMPER BASED ON SEISMIC RELIABILITY ANALYSIS

中川 肇*, 浅野 幸一郎**

Hajime NAKAGAWA and Koichiro ASANO

This paper presents the performance based parameter analysis of base isolated building with non-linear viscous damper under Tokachioki type (2003) and Niigata-ken Chuetsu type (2004) random earthquake excitations. From the three viewpoints of seismic reliability, preservation of seismic safety and improvement of structural comfort, the optimum parameter on the base isolation interface is determined in such a way that the responses of base isolated structural system with linked damper agree with the response demanded by the structural designer. The optimality of the parameter is discussed for the performance demanded coefficient, some random earthquake excitation models, the fundamental period of base isolated building and the non-stationary random response.

Keywords: *Performance based design, Seismic Reliability, Long natural period earthquake excitation, Seismic safety, Structural comfort, Optimum parameter*

性能設計, 地震信頼性, 長周期地震動, 耐震安全性, 居住性, 最適パラメータ

1. 序

1995年の兵庫県南部地震以後、M7クラスの巨大地震が日本各地、海外で発生している。2003年9月26日午前4時50分、釧路沖を震源とするM8.0の十勝沖地震が、2004年10月23日午後5時56分、新潟県中越地方を震源とするM6.8の新潟県中越地震が発生し、建築・土木構造物に甚大な被害を齎した。十勝沖地震はプレート境界地震で、苫小牧市は不整形な堆積盆地上に位置していたために、継続時間が長く、長周期成分を多く含む揺れを観測している。所謂、「長周期地震動」の存在が確認された。一方、新潟県中越地震での震源地付近は活褶曲と呼ばれる地形で、内陸活断層破壊で生じた地震で、兵庫県南部地震に比較的類似している。従って、日本は「地震活動期にある」と言っても過言ではない。

海外では、2004年12月26日午前9時58分（日本時間）、スマトラ島西方沖を震源とするM9.0のスマトラ沖地震が発生し、インドネシアなどの東南アジア、東アフリカ諸国の13カ国で死者16万人以上の被害を齎した。スマトラ沖地震はインド・オーストラリアプレートがユーラシアプレートの沈み込みにより発生したプレート境界地震で、高さ11mの巨大津波が発生し、時速720kmでインド洋を横断し、壊滅的な被害を齎したと推定される。

大地震時の構造物の損傷・被害軽減と倒壊回避を目指して、免震・制震構造の適用の必要性が益々増大している。しかし、免震構造が経験したことがない、過大な地震入力（以下、過大入力）に対する検討は既往の研究¹⁾²⁾で行われているが、過大入力或いは長周期地震動を受けた場合の免震構造物の挙動及び免震装置の過大変形を制御する方法について検討を加えることは現段階での重要な研究課題である。筆者は、既往の研究³⁾「ランダム地震入力を受ける連結制震ダンパーを有する2棟免震構造物の性能指定型設計」において、免震装置の過大変形を制御し、かつ上部構造物の加速度応答を構造設計者が指定する応答に留める性能指定型設計法を確率論的地震応答解析に基づき提案した。

本論では、まず、十勝沖地震時の苫小牧市（以下、Tomakomai型）と新潟県中越地震時の小千谷市（以下、Ojiya型）での観測波形を基に、非定常確率入力地震動モデルを構築する。次いで、過大入力は現今の免震構造評定で採用されている「極めて稀に発生する地震動」の1.25倍つまり、最大速度100cm/sと定義し、過大ランダム入力及び長周期型ランダム入力を受ける免震構造の最適設計法を筆者らがかつて開発した応答を規範とする最適化手法^{3)~5)}に加えて、地震信頼性理論に基づき開発する。本論の様に、地震信頼性解析をベース

* 明石工業高等専門学校建築学科 講師・博士(工学)

** 関西大学工学部建築学科 教授・工博

Lecturer, Dept. of Architecture, Akashi National College of Technology, Dr. Eng.
Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Kansai University, Dr. Eng.

にした免震構造の最適設計は既往の研究において全くなく、筆者らが一貫して論じている確率論的地震応答解析に新たな展望を与えるものと考えている。

2. 解析モデル

本論の地震入力モデルは、確率論的地震入力（以下、ランダム地震入力）を想定し、図1に示す基盤へのホワイトノイズ過程 $\ddot{w}$ に表層地盤の増幅特性を考慮し地震動の卓越振動数 ω_g 、形状係数 h_g で規定させる線形フィルターの通過過程で得られるノンホワイトランダム過程⁶⁾である。

構造物モデルは、本論では2種類を想定している。BISモデルは最下層に積層ゴムと鋼棒ダンパーを設置する免震層と上部構造として弾性剛性 $r_i k_i$ 、塑性剛性 $(1-r_i)k_i$ 及び粘性減衰係数 c_i で規定される弾塑性フレームを持つ免震構造物モデルであり、一方、BISNVモデルはBISモデルの免震層に非線形粘性ダンパー（以下、NVダンパー）を付加したモデルである。夫々のモデルの概念図を図1に示す。図中の m_i, u_i, c_i' は任意 i 層のフレームの質量、層間変位及びNVダンパーの粘性減衰係数で、 y_i はBi-linear型履歴特性を構成するクーロン素子の層間変位である。

図1 免震系モデル

現できる。

$$S_f(\omega, t) = \frac{1}{T_d} \left| \int_{t-\frac{T_d}{2}}^{t+\frac{T_d}{2}} f(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \right|^2 \quad (1)$$

ここで、 T_d は非定常スペクトル計算のウィンドウ幅であり、(1)式に対応する非定常スペクトルモーメントは、次式のように定義する。

$$\lambda_j(t) = \int_0^\infty \omega^j S_f(\omega, t) d\omega \quad (2)$$

ここで、 $j=0,1,2$ であり、地震入力モデルを非定常なパラメータをもつ1質点線形フィルターの出力過程とする。本論では、金井一田治見モデル⁷⁾（以下、KTモデル）を採用する。ランダム入力の非定常パラメータ ω_g, h_g は、(3)式に示すKTモデルによるスペクトルモーメント $\bar{\lambda}_j(t)$ が(2)式に等値することにより求める。

$$\bar{\lambda}_j(t) = \int_0^\infty \omega^j \frac{4h_g^2 \omega_g^2 \omega^2 + \omega_g^4}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4h_g^2 \omega_g^2 \omega^2} S_0 d\omega \quad (3)$$

また、地震入力の振幅包絡線関数 $\sigma_f(t)$ は次式のように与えられる。

$$\sigma_f^2(t) = \frac{1}{\pi} \int_0^\infty S_f(\omega, t) d\omega = \frac{1}{\pi} \lambda_0 \quad (4)$$

3.2 非定常ランダム入力モデルの数値計算例

本論では、Tomakomai型及びOjiya型の非定常ランダムパラメータを作成する。図2、3は苫小牧市、小千谷市で観測された地震波形とそのフーリエスペクトルを示している。図3より、十勝沖地震の卓越振動数は0.29Hzでやや長周期であるが、新潟県中越地震では1.44Hzであることが判る。図4には、3.1節を基に計算したTomakomai型、Ojiya型非定常ランダム入力モデルのパラメータが描かれている。

(a) 十勝沖地震苫小牧市 NS

(b) 新潟県中越地震小千谷市 NS

図2 観測記録

(a) 十勝沖地震 NS

(b) 新潟県中越地震 NS

図3 フーリエスペクトル

(a)図が無次元振幅包絡線関数 σ_f/σ_{fmax} 、(b)図が卓越振動数 ω_g 、(c)図がスペクトルの形状係数 h_g である。図3より、 σ_f は強震付近

3. 非定常ランダム入力モデルの構築

3.1 非定常ランダム入力のパラメータ評価

非定常ランダム入力モデルのパラメータ評価法は既往の文献⁶⁾に示されており、ここでは、その評価法は簡単に述べることにする。詳細は文献⁶⁾を参照されたい。

一般に地震入力波形 $f(\tau)$ の非定常スペクトルは次式のように表

を中心に単峰型を示し、 ω_g は Tomakomai 型の場合、単調減少するのに対し、Ojiya 型の場合 ω_g は 10~25rad/s を変動することが判る。また、形状係数 h_g の値は異なるが、類似した傾向を示している。

図4 非定常ランダム入力モデル

4. 解析手法

4.1 非線形粘性ダンパーの定式化⁴⁾と統計的等価線形化法⁸⁾

図5には、NV ダンパーの荷重・変形関係が描かれている。ここで、 $\dot{u}_1, \dot{u}_{cr}$ は夫々粘性ダンパーの速度応答、速度応答の閾値である。NV ダンパーの減衰力 F は、次式のように表現できる。

$$F = c' \phi(\dot{u}_1) \quad (5)$$

$$\phi(\dot{u}_1) = \begin{cases} \dot{u}_1 & : |\dot{u}_1| \leq \dot{u}_{cr} \\ \dot{u}_{cr} & : \dot{u}_1 > \dot{u}_{cr} \\ -\dot{u}_{cr} & : \dot{u}_1 < -\dot{u}_{cr} \end{cases} \quad (6)$$

ここで、 $\phi(\dot{u}_1)$ はダッシュポット要素の速度に関する非線形関数を表す。(6)式を単位階段関数 $s(\cdot)$ で表現すると次式となる。

$$\phi(\dot{u}_1) = \dot{u}_1 \{s(\dot{u}_1 + \dot{u}_{cr}) - s(\dot{u}_1 - \dot{u}_{cr})\} + \dot{u}_{cr} \{s(\dot{u}_1 - \dot{u}_{cr}) - s(-\dot{u}_1 - \dot{u}_{cr})\} \quad (7)$$

図5 NVダンパーの荷重・変形関係

(7)式に $\dot{u}_1$ の分布の正規性を前提とする統計的等価線形化法を適

用すれば次式のように表現できる。

$$\phi(\dot{u}_1) \cong c_d \dot{u}_1 \quad ; \quad c_d = E \left[\frac{\partial \phi}{\partial \dot{u}_1} \right] = \text{erf} \left(\frac{\dot{u}_{cr}}{\sqrt{2} \sigma_{\dot{u}_1}} \right) \quad (8)$$

ここで、 $c_d, \sigma_{\dot{u}_1}$ は夫々ダンパーの等価線形化係数、速度応答の r.m.s. 値である。

4.2 免震系モデルの基礎運動方程式の誘導

ランダム地震入力を受ける BIS モデルの任意 i 層及び免震層の運動方程式は、図1を参考にすると次式のように与えられる。

i 層：

$$\left. \begin{aligned} m_i(\ddot{u}_i + \dots + \ddot{u}_1) + c_i \dot{u}_i - c_{i+1} \dot{u}_{i+1} + r_i k_i u_i - r_{i+1} k_{i+1} u_{i+1} \\ + (1-r_i) k_i g_{li} - (1-r_{i+1}) k_{i+1} g_{li+1} = -m_i f \\ \dot{y}_i = g_{2i} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

免震層：

$$\left. \begin{aligned} m_0 \ddot{u}_0 - c_2 \dot{u}_2 + r_1 k_1 u_1 - r_2 k_2 u_2 + (1-r_1) k_1 g_{11} - (1-r_2) k_2 g_{12} \\ = -m_0 f \\ \dot{y}_1 = g_{21} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

$$f = \ddot{z} + \ddot{w} \quad ; \quad \ddot{z} + 2h_g \omega_g \dot{z} + \omega_g^2 z = -\ddot{w} \quad (11)$$

一方、BISNV モデルの運動方程式について、任意 i 層のそれは(9)式と同じであり、免震層は次式のように表現できる。

$$\left. \begin{aligned} m_0 \ddot{u}_0 + c_1 \phi(\dot{u}_1) - c_2 \dot{u}_2 + r_1 k_1 u_1 - r_2 k_2 u_2 + (1-r_1) k_1 g_{11} \\ - (1-r_2) k_2 g_{12} = -m_0 f \\ \dot{y}_1 = g_{21} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

(9),(10)及び(12)式を一般的なマトリクス形式で表現すると次式となる。

BIS モデル：

$$\left\{ \begin{aligned} \ddot{u} + [\tilde{c}] \dot{u} + [\tilde{k}] u + [\tilde{k}'] g_1 &= -\{1'\} f \\ \dot{y} &= \{g_2\} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

BISNV モデル：

$$\left\{ \begin{aligned} \ddot{u} + [\tilde{c}] \dot{u} + [\tilde{k}] u + [\tilde{k}'] g_1 + [\tilde{c}'] \phi &= -\{1'\} f \\ \dot{y} &= \{g_2\} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

ここで、 $\{u\}, \{y\}$ は免震系の層間変位及びクーロン素子の層間変位ベクトルで、 $[\tilde{c}] = [J]^{-1} [m]^{-1} [c]$, $[\tilde{k}] = [J]^{-1} [m]^{-1} [k]$ は系の粘性減衰、剛性に関するマトリクスで、 $[J]^{-1}$ は層間座標系に変換する逆マトリクスである。 $[\tilde{k}']$ は Bi-linear 型履歴特性を示す塑性剛性に関するマトリクスで、 $[\tilde{c}'] \{\phi\}$ は夫々 NV ダンパーの粘性減衰係数に関するマトリクスと非線形関数ベクトルである。また、 $\{g_1\}, \{g_2\}$ は免震層及びフレームの Bi-linear 型履歴要素を構成するクーロン素子の変位と速度に関する非線形関数ベクトル、 $\{1'\}$ は最下段エレメントのみが 1、その他は 0 のベクトルで、 $f, z, \ddot{w}$ は夫々構造物への地震入力、表層地盤の相対変位、基盤へ入力されるホワイトノイズである。

それらの非線形関数 $\{g_1\}, \{g_2\}$ の分布の正規性を前提とする統計的等価線形化法を適用すれば、次式のように線形近似される。

$$\left\{ \begin{aligned} \{g_1\} &\cong [c_1] \dot{u} + [c_2] \{y\} \\ \{g_2\} &\cong [c_3] \dot{u} + [c_4] \{y\} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

ここで、 $[c_1] \sim [c_4]$ は等価線形化係数に関するマトリクスで、その係数は文献 8) を参照されたい。

(8)、(15)式を夫々(13)、(14)式に代入すると、BIS、BISNV モデルの運動方程式は最終的に次式となる。

BIS モデル：

$$\{\ddot{u}\} + [\tilde{c}] + [\tilde{k}] \{\dot{u}\} + [\tilde{k}] \{u\} + [\tilde{k}] \{c_2\} \{y\} = -\{1\} f \quad (16)$$

BISNV モデル：

$$\{\ddot{u}\} + [\tilde{c}] + [\tilde{k}] \{\dot{u}\} + [\tilde{k}] \{u\} + [\tilde{k}] \{c_2\} \{y\} = -\{1\} f \quad (17)$$

ここで、 $[c_2]$ は NV ダンパーの等価線形化係数に関するマトリクスで、最下層は c_d 、その他は全て 0 の要素を示す。

状態変数として、 $\{U\}^T = \{\{u\}, \{\dot{u}\}, \{y\}, z, \dot{z}\}^T$ を選ぶと、(11)、(15)及び(16)、(17)式の各運動方程式は次の 1 階常微分方程式で書換えられる。

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \{U\} &= [a] \{U\} + \{b\} \ddot{w} \\ \Leftrightarrow \dot{U}_j &= \sum_{i=1}^{\tilde{n}} a_{ji} U_i + b_j \ddot{w} \end{aligned} \quad (18)$$

ここで、 $\tilde{n}(=3n+2)$ は系の運動を規定するのに必要な状態変数の数の最大値、 n は質点数、 a_{ji}, b_j は夫々、系の剛性、粘性減衰及び地震入力の卓越振動数 ω_g 、スペクトルの形状係数 h_g により規定される係数ならびに地震入力強度に関する係数である。

(18)式より、 $E[\cdot]$ を平均演算子として、系の統計的 2 次モーメント応答 $E[U_i U_j] = m_{ij}$ は、非定常確率過程の場合、次の常微分方程式の解として与えられる。

$$\begin{aligned} \dot{m}_{ij} &= \sum_{l=1}^{\tilde{n}} (a_{il} m_{lj} + a_{jl} m_{li}); i, j = 1 \sim \tilde{n}-1, j = i \sim \tilde{n} \\ : m_{\tilde{n}\tilde{n}} &= \left(\sigma_f^2 - 4h_g \omega_g^3 m_{\tilde{n}-1\tilde{n}} - \omega_g^4 m_{\tilde{n}-1\tilde{n}-1} \right) / 4h_g^2 \omega_g^2 \end{aligned} \quad (19)$$

また、定常確率過程の場合、 $\dot{m}_{ij} = 0$ となり、 $m_{ij} = M_j$ ($j=1 \sim N$) と表記すると、最終的に次式の連立方程式の解⁹⁾として与えられる。

$$[A] \{M\} = \{B\} \sigma_f^2 \quad (20)$$

ここで、2 次モーメント応答 M の助変数 $J = (i-1)(\tilde{n}-i/2)$ 、 $N = (\tilde{n}-1)(\tilde{n}+2)/2$ である。

4.3 免震系の地震信頼性評価

構造物が地震入力を受けたとき、その継続時間 T_d 間で、変位応答が動的不安定を意味する閾値を超過する確率を破壊確率、これに対応して閾値に達しない確率を残存確率、つまり地震信頼性と定義できる。この評価法は、浅野が既報¹⁰⁾で開発しており、本論もこれに準拠し、ここでは簡単に述べることにする。

地震の開始後継続時間 T_d 間において、免震層が閾値 $\rho \tilde{u}$ を超えない残存確率 $R_1(t)$ つまり地震信頼性 $R_1(T_d)$ は次式のように与えられる。

$$R_1(T_d) = \exp \left\{ - \int_0^{T_d} h_{f_1} dt \right\} \quad (21)$$

ここで、 h_{f_1} は初通過破壊率関数で、次式のように与えられる。

$$\begin{aligned} h_{f_1} &= \frac{\sqrt{1-s_{u_1}^2} \sigma_{\dot{u}_1}}{\pi \sigma_{u_1}} \exp \left(- \frac{\rho^2 \tilde{u}^2}{2(1-s_{u_1}^2) \sigma_{u_1}^2} \right) \\ &+ \frac{s_{u_1} \rho \tilde{u} \sigma_{\dot{u}_1}}{\sqrt{2\pi} \sigma_{u_1}^2} \exp \left(- \frac{\rho^2 \tilde{u}^2}{2\sigma_{u_1}^2} \right) \operatorname{erf} \left(- \frac{s_{u_1} \rho \tilde{u}}{\sqrt{2(1-s_{u_1}^2)} \sigma_{u_1}} \right) \end{aligned} \quad (22)$$

特に、定常確率過程の場合、 $s_{u_1} = 0$ となり、(22)式は次式となる。

$$h_{f_1} = \frac{\sigma_{\dot{u}_1}}{\pi \sigma_{u_1}} \exp \left(- \frac{\rho^2 \tilde{u}^2}{2\sigma_{u_1}^2} \right) \quad (23)$$

(23)式を(21)式に代入すると最終的に地震信頼性 $R_1(T_d)$ は次式と

なる。

$$R_1(T_d) \equiv \exp \left\{ - \frac{T_d \sigma_{\dot{u}_1}}{\pi \sigma_{u_1}} \exp \left(- \frac{\rho^2 \tilde{u}^2}{2\sigma_{u_1}^2} \right) \right\} \quad (24)$$

免震系全体の地震信頼性 $R(T_d)$ を(24)式を各層の信頼性の総和として表現することは可能である。しかし、過大入力時の上部構造物の最大変位応答が一部、塑性域に入る可能性はあるが、殆どの場合、既往の解析例で弾性域以内であることは明らかである。従って、本論では、免震層に関する地震信頼性に限定している。

4.4 免震系の性能指定型最適パラメータの評価

100cm/s 入力時の BISNV モデルでの免震層の応答を BIS モデルのそれに耐震安全性と居住性に関する性能要求係数 ρ を乗じた応答に一致させる NV ダンパーの最適パラメータを推定するために、次式のような 2 種類の目的関数を定義する。

$$J_s = (\sigma_{u_1} / \rho \sigma_{\tilde{u}_1} - 1)^2 \quad (25)$$

$$J_c = (\sigma_{\alpha_1} / \rho \sigma_{\tilde{\alpha}_1} - 1)^2 \quad (26)$$

ここで、 $\sigma_{u_1}, \sigma_{\alpha_1}, \sigma_{\tilde{u}_1}, \sigma_{\tilde{\alpha}_1}$ は夫々 100cm/s 入力時の BISNV モデルでの任意 i 層の層間変位応答と絶対加速度応答の r.m.s 値と、BIS モデルのそれらである。また、 ρ は耐震安全性及び居住性に関する性能要求係数である。(25)、(26)式の各応答の r.m.s 値は、(20)式の 2 次モーメント応答により求める。

5. 解析パラメータ

5.1 地震入力モデル

表 1 は十勝沖地震 NS 成分、新潟県中越地震 NS、神戸地震 NS 成分、El Centro 地震 NS 成分、Taft 地震 EW 成分及び八戸地震 NS 成分の最大速度を 100 cm/s とし、その強震部分を基に計算したランダム入力の非定常パラメータ⁶⁾の平均値を示している。2003 年十勝沖地震は「やや長周期」成分を含んだ地震動で、継続時間が非常に長い、最大加速度は大きくないのが特徴である。本論では、免震系の最適設計を検討する上で入力地震動の最大速度を一定にしている。この点については今後十分な議論が必要であると考えている。

表 1 ランダム地震入力モデル

	$\sigma_f (cm/s^2)$	$\omega_g (rad/s)$	h_g
Tomakomai 型	266.5/3	2.94	0.323
Ojiya 型	1173.6/3	16.24	0.400
Kobe 型	906.0/3	12.90	0.300
El Centro 型	1022.0/3	17.00	0.470
Taft 型	992.0/3	13.13	0.680
Hachinohe 型	660.0/3	7.78	0.850

5.2 構造物モデル

構造物モデルは夫々、11 質点免震系モデルを想定し、免震系モデルに関する標準パラメータを次のように設定する。

①上部構造物は、表 2 に示す 10 質点系モデルで、1 次固有周期 T_1 は 1.0 秒、1 次減衰定数 h_1 は 2% の初期剛性比例型、Bi-linear 型履歴特性の第 2 分枝勾配は $r_i = r'_i = 0.1$ とする。階高、質量は夫々 400(cm)、12.5(kN · s²/cm) で各層一様とする。弾性剛性分布は耐震規準に基づき、各層の層間変位応答分布が一様になる様に決定した。②各モデルの免震層は、図 6 に示すような積層ゴムと鋼棒ダンパーで構成さ

れ、復元力特性は Bi-linear 型を示す。免震系の 1 次固有周期は 4.0 秒とし、鋼棒ダンパーの初期剛性 k_d 、降伏強度 αQ_1 は夫々積層ゴムの剛性 k_I の 10 倍、免震層上部の構造物重量の 1~25% とする。③ NV ダンパーの粘性減衰係数 c' は 8~800 (kN・s/cm) とし、速度応答の閾値 $\dot{u}_{cr}$ は 10cm/s とする。

表 2 上部構造物

階	層剛性(kN/cm)
10	6785.2
9	10819.7
8	14177.5
7	17055.7
6	19529.9
5	21641.3
4	23411.4
3	24855.9
2	25985.7
1	26807.6

図 6 免震層の荷重・変形関係

6. 数値解析例

6.1 免震層の設計

本論では、免震系モデルの 1 次固有周期を 4.0 秒になるように固有値解析を実施し、収束計算により積層ゴムの剛性を決定する。その結果を表 3、4 に示す。一例として鋼棒ダンパーの降伏強度レベル及び初期剛性比は夫々 $\alpha = 0.10, \beta = 10$ である。

表 3 免震層の設計

初期剛性 (kN/cm)	2 次剛性 (kN/cm)	αQ (kN)	δ (cm)
3919.2	356.3	13467.7	3.78

表 4 固有値解析結果 単位: s

次数	固有周期 (s)
1 次	4.000
2 次	0.575
3 次	0.308
4 次	0.213
5 次	0.164

6.2 免震系の地震信頼性評価

本節では、入力地震動レベルに対し、BIS モデルの地震信頼性 (以下、SR) の低下の影響を検討する。図 7 には、入力地震動を Tomakomai 型ランダム入力とし、入力地震動レベルを 5~150cm/s まで 5cm/s 刻みに変動させ、免震層の降伏耐力レベル $\alpha = 0.05, 0.075, 0.1$ とした場合の 4.3 節の (24) 式の地震信頼性 SR が描かれている。

図 7 入力地震動レベルに対する地震信頼性

図 7 より、地震信頼性 SR は降伏耐力レベル α の選択により異なるが、 $\alpha = 0.05$ の場合、70cm/s を超えると SR は 1.0 以下になり急激に低下することが判る。これは、免震層の最大変形量が閾値を超えて、不安定な状況に陥る可能性があると言える。同様に、 $\alpha = 0.075, 0.1$ の場合、夫々 85、95cm/s で閾値を超過していることが判る。しかし、免震層の降伏耐力が増加するにつれて、履歴減衰効果で免震層の変形を低減することができ、閾値を超過する地震動レベルが右側に移行したものと考えられる。

6.3 免震層の性能指定型最適パラメータの推定

1) 地震信頼性解析に基づく鋼棒ダンパーの最適降伏耐力レベルの評価

図 8 には、入力地震動を Tomakomai 型、Ojiya 型ランダム入力とし、鋼棒ダンパーの降伏耐力レベル $\alpha = 0.01 \sim 0.25$ まで 0.01 刻みに変動させ、BIS モデルの SR が描かれている。ここで、(24) 式中の性能要求係数 ρ 、免震層の閾値 $\dot{u}$ は夫々 1.0、積層ゴムの性能保障限界値 (せん断歪 300%) の 60.9cm とする。図 8 より、鋼棒ダンパーの降伏耐力が増加するにつれて、SR は非線形的に増加し、1.0 に漸近していくことが判る。つまり、免震層の閾値を超える確率が低下し、安全を意味する。2 種類のランダム入力で SR=0.98 を満足する最適解は、夫々 0.105、0.13 である。これは、免震構造を設計する際、上部構造物重量の 10% を示しているの、現実的に非常に困難と言えよう。以上の結果より、次項以降、鋼棒ダンパーの降伏耐力は免震構造の実施設計で使用される範囲とし、その不足分を NV ダンパーの粘性減衰に期待し、その最適パラメータを推定する。

図 8 鋼棒ダンパーの降伏耐力レベルに対する地震信頼性

2) NV ダンパーの最適粘性減衰係数の評価

図 9 には、入力地震動を Tomakomai 型、Ojiya 型ランダム入力とし、鋼棒ダンパーの降伏耐力レベル $\alpha = 0.075$ 、NV ダンパーの粘性減衰係数 $c' = 8.0 \sim 800$ (kN・s/cm) まで 8(kN・s/cm) 刻みに変動させ、性能要求係数 $\rho = 0.6 \sim 0.8$ (せん断歪 240~320% 程度に対応) とした場合の SR 及び (25)、(26) 式の 2 種類の目的関数 J_s, J_c が描かれている。ここで、(a) 図が SR、(b) 図が J_s 、(c) 図が J_c である。本論では、地震信頼性解析に基づく NV ダンパーの最適粘性減衰係数 c'_{opt} は、免震構造の現実性を考慮して、SR=0.98 となる点を最適解として定義する。(a) 図より、地震信頼性 SR は、 c' の変動に対して非線形的に増加し、SR=1.0 に漸近していくことが判る。性能要求係数 ρ が小さくなるにつれて、最適粘性減衰係数 c'_{opt} は大きくなることが判る。(b) 図より、目的関数 J_s は、 c' の変動に対して鋭敏であり、 J_s を最小にする最適粘性減衰係数 c'_{opt} が存在し、 ρ が大きくなるにつれては小さくなることが判る。しかし、最適パラメータは Tomakomai 型

と Ojiya 型ランダム入力では若干異なる。(c)図より、 J_c は c' の変動に対して極めて鈍感で、図 7 の結果から判るように、鋼棒ダンパーの履歴減衰効果でかなり加速度応答を低減しているために、NV ダンパーの粘性減衰を付加しても、 J_s ほどの明確な極値が存在しない。夫々の指標での最適粘性減衰係数の結果を表 5-1、5-2 に示す。以上の結果より、SR 及び J_s による最適粘性減衰係数 c'_{opt} はほぼ同じ値となる。

図 9 NV ダンパーの粘性減衰係数に対する地震信頼性・目的関数

表 5-1 NV ダンパーの最適粘性減衰係数 (Tomakomai 型)

ρ	SR	J_s	J_c
0.60	440	464	672
0.65	368	392	672
0.70	296	320	672
0.75	232	256	672
0.80	168	200	672

表 5-2 NV ダンパーの最適粘性減衰係数 (Ojiya 型)

ρ	SR	J_s	J_c
0.60	584	656	528
0.65	472	536	528
0.70	376	432	528
0.75	296	344	528
0.80	216	264	528

単位: $\text{kN} \cdot \text{s/cm}$

6.4 入力地震動特性の差異が NV ダンパーの最適粘性減衰係数に及ぼす影響

本節では、入力地震動特性の差異が NV の最適粘性減衰係数 c'_{opt} に対して、どの程度影響するかを検討する。入力地震動モデルは、Tomakomai、Ojiya 型に加えて、Kobe 型、El Centro 型、Taft 型、Hachinohe 型ランダム入力とする。図 10 には、地震信頼性 SR 及び目的関数 J_s 、 J_c に基づき得られた最適粘性減衰係数 c'_{opt} が性能要求係数 ρ に対して描かれている。図 10 より、SR 及び J_s の場合、Tomakomai 型入力に対する最適パラメータ c'_{opt} は他のランダム入力のそれと若干異なることが判る。一方、 J_c の場合、各ランダム入力での最適パラメータは異なることが判る。これは、図 8(c) に示したように、目的関数の変動が極めて鈍感であるためと推察される。

図 10 入力地震動の差異に対する NV ダンパーの最適粘性減衰係数

6.5 NV ダンパーの最適粘性減衰係数が入力地震動レベルに及ぼす影響

本節では、6.3 節 2) 項で得られた NV ダンパーの最適粘性減衰係数 c'_{opt} が入力地震動レベルに対して、どのような影響を及ぼすかを地震信頼性 SR 及び免震層の最大変位応答の観点から検討する。

図 11 には、免震層の降伏耐力レベル $\alpha = 0.075$ 、ランダム入力モデルを Tomakomai 型、表 5.1 に示した SR を規範にした性能要求係数 $\rho = 0.6$ に対する最適粘性減衰係数 $c'_{opt} = 440 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}$ とし、入力地震動レベルを 25~150 cm/s まで 5 cm/s 刻みに変動させた場合の地震信頼性 SR 及び免震層の最大変位応答 u_{1max} が描かれている。

図 11 入力地震動レベルに対する地震信頼性及び免震層の最大変位応答

図 11 より、ダンパーを付加しない BIS モデルでは、入力地震動レベルが増加すると、90cm/s 付近から SR が急激に低下するのに対し、BISNV モデルでは、115cm/s 付近まで SR は 1.0 であり、それ以後、ゆるやかに低下することが判る。これは、免震層の最大変位応答図が示すように、積層ゴムの性能保障限界値つまり、300%歪を超える地震動レベルが夫々のモデルで異なり、最適なダンパーを付加することで、115cm/s 付近まで 300%歪を超えることはない。すなわち、本論で開発した地震信頼性を規範とする免震系の最適設計法において、安全のレベルが低下することは免震層に過大な変形を生じさせることを意味し、免震系の不安定挙動、危険度を明確に表現できる。

6.6 免震系の 1 次固有周期の変動が NV ダンパーの最適粘性減衰係数に及ぼす影響

本節では、免震系の 1 次固有周期の変動が NV の最適粘性減衰係数 c'_{opt} に対して、どの程度影響するかを検討する。入力地震動モデルは、Tomakomai 型ランダム入力とする。図 12 には、免震層の降伏耐力レベルを $\alpha = 0.075$ 、1 次固有周期が 3、4、5 秒に対し、地震信頼性 SR に基づき得られた最適粘性減衰係数 c'_{opt} が性能要求係数 ρ に対して描かれている。図 12 より、固有周期の変動に対し、性能要求係数全体に亘り、最適粘性減衰係数は異なることが判る。

図 12 免震系の 1 次固有周期に対する NV ダンパーの最適粘性減衰係数

6.6 免震層の最適パラメータが地震動の非定常性に及ぼす影響

一般に、長周期地震動に対して、超高層建築物が主要動以降の長周期成分に共振し、長時間の揺れを経験すると言われている。しかし、免震構造物に対しても同様な傾向を示すか、本節で検証する。ここでは、6.3 節で得られた地震信頼性を規範とする最適粘性減衰ダンパーを有する BISNV モデルに対して、Tomakomai 型非定常ランダム応答解析を実施する。図 13 は、図 9 に示した性能要求係数 $\rho = 0.6$

図 13 非定常応答解析結果

の場合の最適粘性減衰係数 $c'_{opt} = 440 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}$ を標準値として、その 25, 75, 100, 150% を与えた場合の免震層の層間変位、絶対加速度応答の r.m.s 値の時刻歴が描かれている。図 13 より、粘性減衰係数が増加するほど、層間変位は減少するが、加速度応答は、粘性減衰量の変動に対してあまり変化しないことが判る。また、長周期地震動による共振現象は見られない。これは、免震構造物の場合、時々刻々と固有周期が変動することと、鋼棒ダンパーの履歴減衰効果及び NV ダンパーの粘性減衰効果によるものと推察される。

7. 結語

本論では、十勝沖地震(2003)、新潟県中越地震(2004)の非定常ランダム入力モデルを作成し、過大入力を受ける基礎免震系の確率論的 2 次モーメント応答に基づく最適設計法を応答の最小化を規範とする最適化手法に加えて、地震信頼性理論を規範する最適化手法を開発した。本論の解析結果から免震系の最適設計について軽々に結論を述べることはできないが、それらが示す工学的知見を述べる。

- (1) 非線形粘性ダンパーの最適粘性減衰係数 c'_{opt} は、地震信頼性 SR 及び耐震安全性に関する目的関数 J_s において、性能要求係数 $\rho = 0.6 \sim 0.8$ の変動に対し、概ね $600 \sim 200 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}$ となるが、居住性に関する目的関数 J_c では異なる。
- (2) 最適非線形粘性ダンパーを有する免震構造物では、入力地震動レベルが 100 cm/s 以内であれば、地震信頼性 SR は 1.0 を保つが、 100 cm/s 以上になると SR は急激に低下し、 150 cm/s で SR は 0.55 となる。
- (3) 本論の様な地震動のランダム性を考慮した確率論的地震応答解析に基づく免震層の最適パラメータを推定する限り、入力地震動特性がその最適パラメータに及ぼす影響は少ない。

謝辞

本論で採用しました十勝沖地震苫小牧市及び新潟県中越地震小千谷市での観測記録は、独立行政法人防災科学技術研究所 (K-NET, KiK-net) より使用させて頂きました。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) Hall, J.F., et al.: Near-Source ground Motion and its Effects on Flexible Buildings, Earthquake Spectra, Vol.11, No.4, pp.569~605
- 2) 中安誠明、中島正愛: 過大地震下における免震建物の応答と損傷、日本建築学会近畿支部研究報告集、第 43 号・構造系、pp.205~208、2003.6
- 3) 中川肇: ランダム地震入力を受ける連結制震ダンパーを有する 2 棟免震構造物の性能指定型設計について、日本建築学会構造系論文集、第 585 号、pp.63~69、2004.11
- 4) 中川肇、浅野幸一郎: Maxwell 型非線形粘性ダンパーを有する構造物の最適地震応答制御について、日本建築学会構造系論文集、第 542 号、pp.83~89、2001.4
- 5) 中川肇、浅野幸一郎: Poly-linear 型履歴ダンパーを用いた多層構造物の最適地震応答制御について ~Poly-linear 型履歴ダンパーの最適剛性分布の評価~、日本建築学会構造系論文集、第 530 号、pp.45~51、2000.4
- 6) Lai, S.P.: Statistical characterization of strong ground motions using power spectral density function, Bulletin of Seismological Society of America, Vol.72, No.1, pp.259~274, 1982.2
- 7) Tajimi, H.: A Statistical Method of Determining the Maximum Response of a Building Structure during an Earthquake, Proc. of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol.II, pp.781~797, 1960
- 8) 浅野幸一郎: 履歴系の統計的等価線形化法、日本建築学会構造系論文報告集、第 335 号、pp.10~14、1984.1
- 9) 浅野幸一郎、津田憲昭: 弾性構造物の最適地震信頼性設計、日本建築学会構造系論文報告集、第 431 号、pp.33~36、1992.1
- 10) 金子修平、松田敏、浅野幸一郎: 上町断層系想定地震動モデルによる大阪市域を対象とした建築構造物の地震信頼性解析、日本建築学会構造系論文集、第 530 号、pp.29~36、2000.4

(2005年5月6日原稿受理、2005年11月16日採用決定)