

地震信頼性理論に基づく免震構造の最適設計について

中川 肇*

Optimum Design of Base Isolated Structure on the Basis of Seismic Reliability Theory

Hajime NAKAGAWA

ABSTRACT

This paper presents the optimum parameter analysis of the base isolated building 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 systems agree with the response demanded by the structural designer. The optimality of the parameter is discussed for the performance demanded coefficient and some random earthquake excitation models.

KEY WORDS: optimum design, seismic reliability, seismic safety, structural comfort,
long natural period earthquake excitation

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、継続時間の長く、低振動数成分を多い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、大津波によりインドネシアなどの東南アジア、東アフリカ諸国など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

プレートに沈み込みにより発生したプレート境界地震で、高さ約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ている。

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、過大地震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(以下、過大入力)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がかつて開発した最適化手法^{1)~3)}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. 非定常ランダム入力モデルの構築

2.1 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4),5)に示されており、ここでは、そ

*建築学科

の評価法は簡単に述べることにする。詳細は文献 4),5)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。本報では、金井 - 田治見モデル⁶⁾(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。

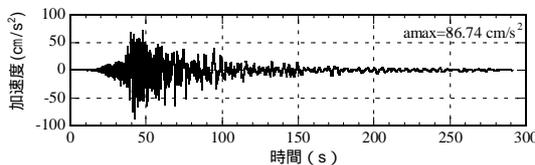
$$\bar{\lambda}_j(t) = \int_0^\infty \omega^j \frac{4h_g^2 \omega_g^2 \omega^2 + \omega_g^4}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4h_g^2 \omega_g^2 \omega^2} S_0 d\omega \quad (3)$$

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。

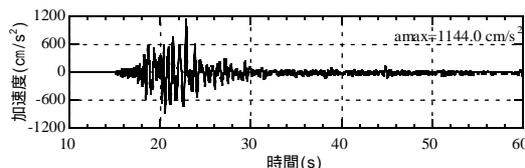
$$\sigma_f^2(t) = \frac{1}{\pi} \int_0^\infty S_f(\omega, t) d\omega = \frac{1}{\pi} \lambda_0 \quad (4)$$

2.2 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 1、2 は苫小牧市、小千谷市で観測された地震波形とそのフリーエスペクトルを示している。図 2 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 3 には、2.1 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。

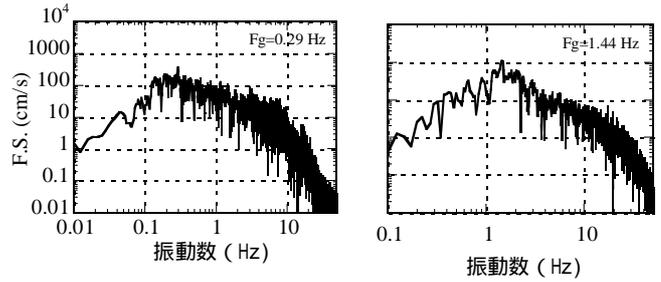


(a) 十勝沖地震苫小牧市 NS



(b) 新潟県中越地震小千谷市 NS

図 1 観測記録

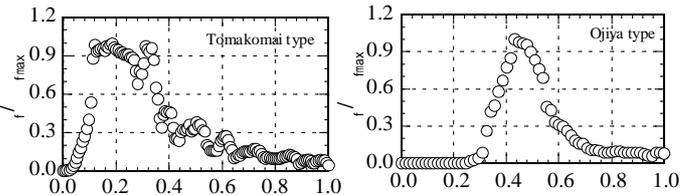


(a) 十勝沖地震 NS

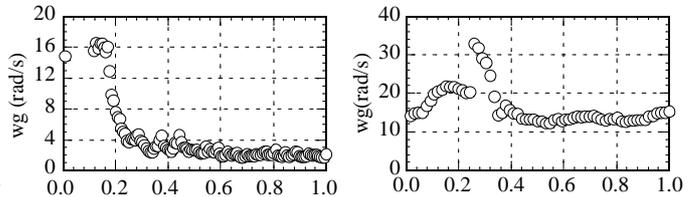
(b) 新潟県中越地震 NS

図 2 フリーエスペクトル

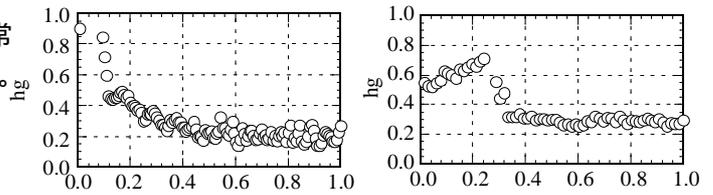
(a)図が無次元振幅包絡線関数 $\sigma_f / \sigma_{f \max}$ 、(b)図が卓越振動数 ω_g 、(c)図がスペクトルの形状係数 h_g である。図 3 より、 σ_f は強震付近を中心に単峰型を示し、 ω_g は Tomakomai 型の場合、単調減少するのに対し、Ojiya 型の場合 ω_g は 10 ~ 25rad/s を変動することが判る。また、形状係数 h_g の値は異なるが、類似した傾向を示している。



(a) 無次元振幅包絡線関数



(b) 卓越振動数



(c) 形状係数

図 3 非定常ランダム入力モデル

3. 解析手法

3.1 基礎免震系の運動方程式の誘導

上部構造物の復元力特性を Bi-linear 型、免震層は図 4 に示す積層ゴムと鋼棒ダンパーで構成される Bi-linear 型とし、それらの復元力特性に等価線形化⁷⁾されたランダム入力を受ける基礎免震系(以下、免震系)の運動方程式は次式のように与えられる。

$$\{\ddot{u}\} + (\tilde{c} + \tilde{k}'[c_1])\{\dot{u}\} + \tilde{k}\{u\} + \tilde{k}'[c_2]\{y\} = -\{1'\} f \quad (5)$$

$$\{y\} \cong [c_3]\{\dot{u}\} + [c_4]\{y\} \quad (6)$$

$$f = \ddot{z} + \dot{w}; \ddot{z} + 2h_g \omega_g \dot{z} + \omega_g^2 z = -\ddot{w} \quad (7)$$

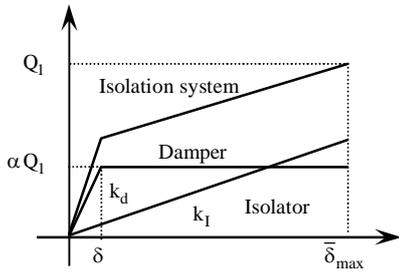


図4 免震層の荷重・変形関係

ここで、 $\{u\}, \{y\}$ は層間変位及び Bi-linear 型復元力特性を表すクーロン素子の層間変位ベクトルで、 \tilde{c} , \tilde{k} , \tilde{k}' は免震系の粘性減衰、剛性及び Bi-linear 型復元力特性を規定する剛性に関するマトリクスで、 $[c_1] \sim [c_4]$ は等価線形化係数に関するマトリクスである。 \ddot{w}, f は夫々構造物の基盤に入力されるホワイトノイズ及び 2.1 節で述べた線形フィルターの通過過程で得られるノンホワイトノイズである。

状態変数として、 $\{U\}^T = \{\{u\}, \{\dot{u}\}, \{y\}, z, \dot{z}\}^T$ を選ぶと、(5)~(7)式の運動方程式は次の 1 階常微分方程式で書換えられる。

$$\dot{U}_j = \sum_{i=1}^{\tilde{n}} a_{ji} u_i + b_j \ddot{w} \quad (8)$$

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。

(8)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。

$$\left. \begin{aligned} \dot{m}_{ij} &= \sum_{l=1}^{\tilde{n}} (a_{il} m_{lj} + a_{jl} m_{li}); i, j = 1 \sim \tilde{n} \\ m_{\tilde{n}\tilde{n}} &= (\sigma_f^2 - 4h_g \omega_g^3 m_{\tilde{n}-1\tilde{n}} - \omega_g^4 m_{\tilde{n}-1\tilde{n}-1}) / 4h_g^2 \omega_g^2 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

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

$$[A]\{M\} = \{B\}\sigma_f^2 \quad (10)$$

3.2 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⁸⁾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 $R_i(t)$ つまり地震信頼性 $R_i(T_d)$ は次式のように与えられる。ここで、この場合の閾値 \tilde{u} は積層ゴムのせん断歪が 300% つまり性能保障限界値とする。

$$R_i(T_d) = \exp\left\{-\int_0^{T_d} h_{f_i} dt\right\} \quad (11)$$

ここで、 h_{f_i} は初通過破壊率関数で、次式のように与えられる。

$$\begin{aligned} h_{f_i} &= \frac{\sqrt{1 - s_{u_i \dot{u}_i}^2} \sigma_{\dot{u}_i}}{\pi \sigma_{u_i}} \exp\left(-\frac{\rho^2 \tilde{u}^2}{2(1 - s_{u_i \dot{u}_i}^2) \sigma_{u_i}^2}\right) \\ &+ \frac{s_{u_i \dot{u}_i} \rho \tilde{u} \sigma_{\dot{u}_i}}{\sqrt{2\pi} \sigma_{u_i}^2} \exp\left(-\frac{\rho^2 \tilde{u}^2}{2\sigma_{u_i}^2}\right) \operatorname{erf}\left(-\frac{s_{u_i \dot{u}_i} \rho \tilde{u}}{\sqrt{2(1 - s_{u_i \dot{u}_i}^2)} \sigma_{u_i}}\right) \end{aligned} \quad (12)$$

特に、定常確率過程の場合、 $s_{u_i \dot{u}_i} = 0$ となり、(12)式は次式となる。

$$h_{f_i} = \frac{\sigma_{\dot{u}_i}}{\pi \sigma_{u_i}} \exp\left(-\frac{\rho^2 \tilde{u}^2}{2\sigma_{u_i}^2}\right) \quad (13)$$

(13)式を(11)式に代入すると最終的に地震信頼性 $R_i(T_d)$ は次式となる。

$$R_i(T_d) \cong \exp\left\{-\frac{T_d \sigma_{\dot{u}_i}}{\pi \sigma_{u_i}} \exp\left(-\frac{\rho^2 \tilde{u}^2}{2\sigma_{u_i}^2}\right)\right\} \quad (14)$$

免震系全体の地震信頼性 $R(T_d)$ を(14)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。

3.3 免震系の性能指定型最適パラメータの評価

100cm/s 入力時の免震層の応答を性能保障限界値 \tilde{u} に耐震安全性に関する性能要求係数 ρ を乗じた応答に一致させる或いは、免震層の絶対加速度応答を最小にする免震層の最適降伏耐力を推定するために、次式のような 2 種類の目的関数を定義する。

$$J_s = \left(\frac{u_{1\max}}{\rho \tilde{u}} - 1\right)^2; u_{1\max} = \sigma_{u_1} \sqrt{2 \log_e \left(\frac{T_d \sigma_{\dot{u}_1}}{\pi \sigma_{u_1}}\right)} \quad (15)$$

$$J_c = \ddot{u}_{1\max} + f \quad (16)$$

ここで、 $u_{1\max}, \sigma_{u_1}, \sigma_{\dot{u}_1}$ は夫々、(10)式から求まる免震

層の最大変位、層間変位、速度応答の r.m.s. 値である。

4. 解析パラメータ

4.1 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^{4),5)}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

	σ_f (cm/s ²)	ω_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

4.2 構造物モデル

構造物モデルは 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。免震系の上部構造物は、表 2 に示す 10 質点系モデルで、1 次固有周期 T_1 は 1.0 秒とし、1 次減衰定数 h_1 は 2% の初期剛性比例型とする。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。免震層は、図 4 に示した積層ゴムと鋼棒ダンパーで構成され、復元力特性は Bi-linear 型を示すが、本論では、免震層はオイルダンパーなどの粘性減衰は全くなく、履歴減衰のみとする。免震系モデルの 1 次固有周期は 4.0 秒とし、鋼棒ダンパーの初期剛性、降伏強度は夫々積層ゴム¹の剛性 k_1 の 10 倍、免震層上部の構造物重量の 1 ~ 25% とする。免震層の閾値 $\bar{\sigma}$ は積層ゴムの全層厚を 20.3cm と仮定し、せん断歪 300% となる 60.9cm 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

5. 数値解析例

5.1 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)	Q (kN)	(cm)
3919.2	356.3	13467.7	3.78

表 4 固有値解析結果 単位: s

1 次	4.000
2 次	0.575
3 次	0.308
4 次	0.213
5 次	0.164

5.2 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、免震系の地震信頼性 (以下、SR) の低下の影響を検討する。図 5 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 3.2 節の(14)式の地震信頼性 SR が描かれている。図 5 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ことを示唆している。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。

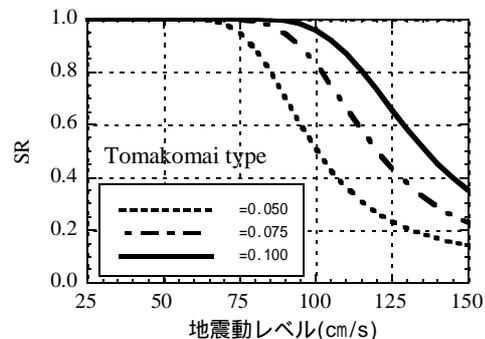


図 5 入力地震動レベルに対する地震信頼性

5.3 免震層の性能指定型最適パラメータの推定

免震層の最適パラメータは3.2、3.3節に示した地震信頼性SR及び2種類の目的関数 J_s, J_c の極値問題として求めている。図6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、性能要求係数 $\rho = 0.8 \sim 1.0$ (せん断歪240~300%に対応)とした場合のSR及び(12),(13)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 であり、地震信頼性解析に基づく鋼棒ダンパーの最適パラメータは、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。図中に示す性能要求

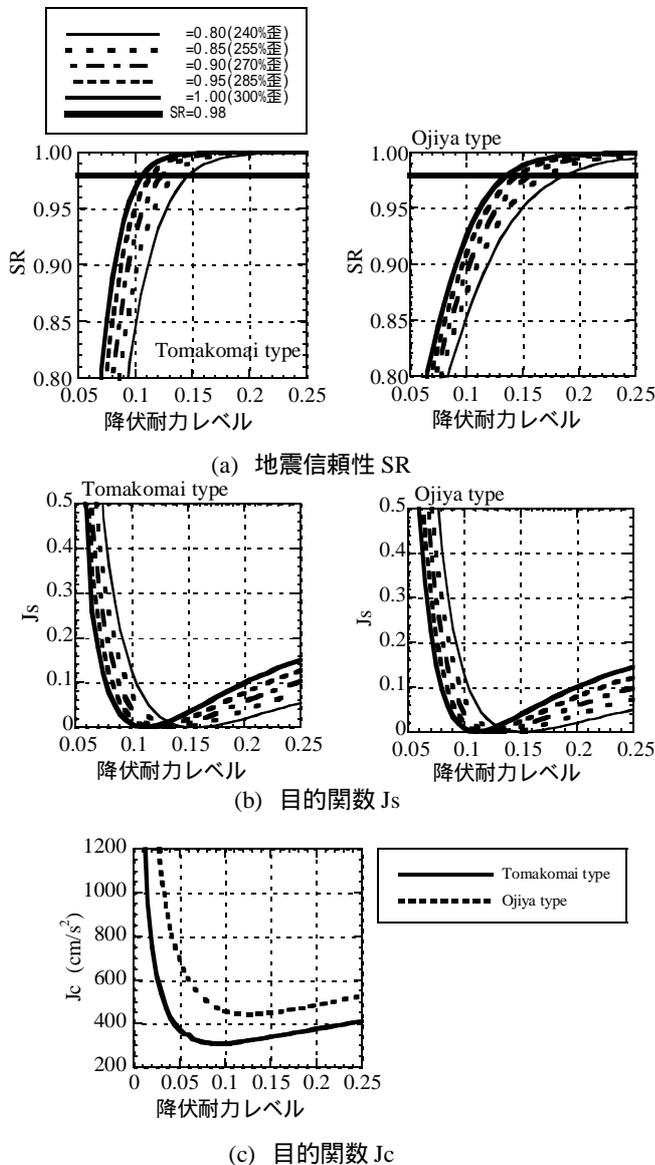


図6 免震層の降伏耐力レベルに対する地震信頼性・目的関数

係数 $\rho = 1.0$ が積層ゴムのせん断歪300%を示し、 $\rho = 0.8$ が240%を意味する。(a)図より、地震信頼性SRは、 α 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、最適降伏耐力レベル α_{opt} は大きくなるが判る。また、 α が0.08以下になるとSRは急激に低下することが判る。これは、免震層の応答が指定した閾値 \bar{u} を著しく超過し免震層が不安定な状況に陥る可能性を示唆している。(b)図より、目的関数 J_s は、 α の変動に対して鋭敏であり、 J_s を最小にする最適降伏耐力レベル α_{opt} が存在し、 ρ が大きくなるにつれては小さくなるが判る。しかし、最適パラメータは入力地震動の差異はあまり見られない。(c)図より、 J_c は性能要求係数 ρ に無関係であるために、 J_c を最小にする α_{opt} は存在するが、2種類のランダム入力では、その最適値は若干異なる値を示している。夫々の指標での最適降伏耐力レベル α_{opt} の結果を表5-1,5-2に示す。以上の結果より、地震信頼性SR及び目的関数 J_s による免震層の最適降伏耐力レベル α_{opt} は、ほぼ同じ値となる。

表5-1 免震層の最適降伏耐力レベル(Tomakomai型)

ρ	SR	J_s	J_c
0.80	0.145	0.155	0.090
0.85	0.135	0.140	
0.90	0.125	0.130	
0.95	0.115	0.120	
1.00	0.105	0.110	

表5-2 免震層の最適降伏耐力レベル(Ojiya型)

ρ	SR	J_s	J_c
0.80	0.175	0.150	0.125
0.85	0.160	0.140	
0.90	0.145	0.125	
0.95	0.135	0.120	
1.00	0.130	0.110	

5.4 入力地震動特性の差異が免震層の最適降伏耐力レベルに及ぼす影響

本節では、入力地震動特性の差異が免震層の最適降伏耐力レベル α_{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7には、地震信頼性SR及び目的関数 J_s に基づき得られた最適降伏耐力レベル α_{opt} が性能要求係数 ρ に対して描かれており、 J_c に対しては各ランダム入力モデルに対して描かれている。図7より、SRの場合、Ojiya型入力に対する最適パラメータ α_{opt} は他のランダム入力よりも全体的には大きくなるが判る。しかし、Ojiya

型入力以外の地震動では、最適パラメータの差異はあまり見られない。一方、 J_s の場合、Tomakomai 型と Ojiya 型の 2 ケースが El Centro 型などの標準波より、性能要求係数すべてに対し大きくなることが判る。 J_c の場合、各ランダム入力での最適パラメータには若干の差異は生じるが、免震構造を設計する際に及ぼす影響はあまりない。

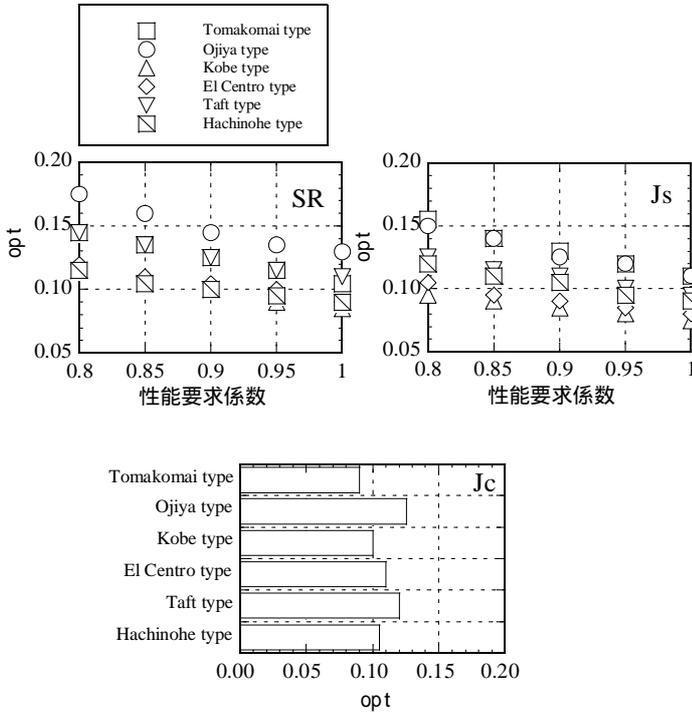


図 7 入力地震動特性の差異に対する免震層の最適降伏耐力レベル

5.5 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、5.3 節で得られた地震信頼性を規範とする免震層の最適降伏強度レベルをもつ免震構造モデルに対して、Tomakomai 型非定常ランダム応答解析を実施する。図 8 は、表 5-1 に示した性能要求係数 $\rho = 1.0$ の場合の最適降伏強度レベル $\alpha_{opt} = 0.105$ を標準値として、その 50, 75, 100, 125, 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。ここで、(a)、(b) 図が夫々層間変位、加速度応答である。(a) 図より、鋼棒ダンパーの降伏強度が増加するほど、層間変位は減少するが、(b) 図より、加速度応答は、標準値の 50% を除き、降伏強度が増加するにつれて、主要動及び 100 秒以降の長周期成分が出現する時間領域で

若干であるが増加する傾向にあることが判る。しかし、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によるものと推察される。

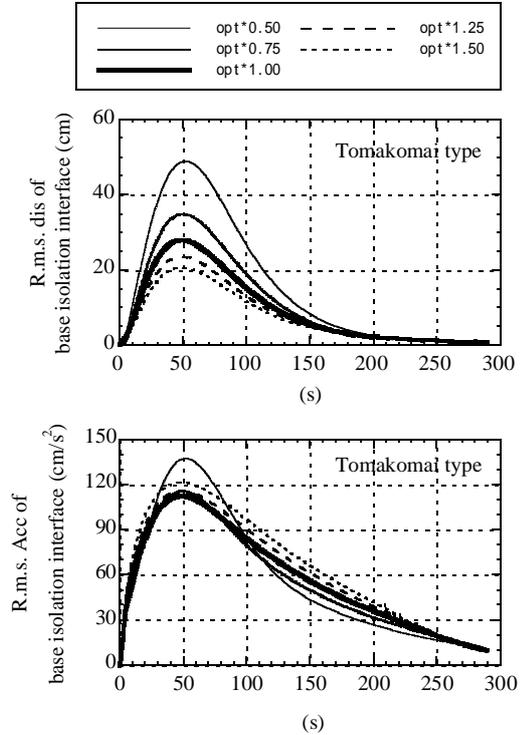


図 8 非定常応答解析結果

6. 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) 鋼棒ダンパーの降伏耐力レベルを 0.075 とした場合、入力地震動レベルが 95cm/s 以内では、免震系の地震信頼性 SR は 1.0 を保つが、100cm/s を超えると SR は急激に低下し、150cm/s の入力では、SR は 0.25 となる。
- (2) 免震層の最適降伏耐力レベル α_{opt} は、3 種類の最適化指標 SR, J_s, J_c 及び性能要求係数 ρ に対して最適値が存在し、その最適値は夫々若干異なる。
- (3) 地震信頼性 SR 及び変位応答の最小化 J_s を規範とする免震系の最適パラメータは、ほぼ同じ値

となり、地震信頼性解析に基づく免震系の最適設計法は適用可能である。

- (4) 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。
- (5) 長周期地震動を受ける免震構造物において、共振現象による応答が増幅することはない。

なお、本論では、免震層の構成要素である鋼棒ダンパーの最適パラメータの推定に限定し論じたが、過大な地震入力を受ける場合の免震層の最大変形量を制御するために有効な非線形粘性ダンパーの検討については、稿を改めて論じたいと思う。

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) 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）
- 2) 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）
- 3) 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) 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）
- 5) 浅野幸一郎：地震入力パラメータの変動を考慮した構造物の動的応答、日本建築学会構造系論文報告集、第400号、pp.123～130（1989）
- 6) 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）
- 7) 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（1981）
- 8) 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）