

# 橋梁用免震装置鉛プラグ入り積層ゴム支承 の最適特性値探索

林 亜紀夫<sup>1</sup>・成田 信之<sup>2</sup>・前田 研一<sup>3</sup>・岩崎 興治<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 パシフィックコンサルタンツ株式会社首席研究員 総合研究所 (〒206 東京都多摩市関戸 1-7-5)

<sup>2</sup>正会員 工博 東京都立大学教授 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢 1-1)

<sup>3</sup>正会員 工博 東京都立大学助教授 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢 1-1)

<sup>4</sup>東京都立大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒192-03 東京都八王子市南大沢 1-1)

免震による慣性力低減の効果を期待する設計においては、使用限界状態設計法に用いられる中小規模の地震動に対してだけでなく、終局限界状態設計法に用いられる大規模な地震動に対しても有効に働くことが要求される。本論文では、大きさと振動特性の異なる両地震動に対して同等に有効な免震特性値を探索するための実用的な計算方法、および最適値を探索する手法を提案する。さらに、一般的な橋梁下部構造が有する特性を、非免震時固有周期など4種類の指標値で表現し、地盤種毎に規定された入力地震動と指標値を組み合わせた9ケースについて最適値を探索した。免震装置としては、鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いるものとした。その結果、実務設計において特性値を選定する際に有用となる資料が得られた。

**Key Words:** seismic-isolation, earthquake protective design, optimization, ultimate limit state, serviceability limit state, lead rubber bearing

## 1. 緒言

橋梁の支承として免震装置を用い、免震設計を行う事例が増えつつある。免震設計の目的は、免震装置の柔軟性を利用して挙動を長周期化する効果と、履歴減衰などの減衰性能を付与する効果とを利用して地震時に発生する慣性力を低減することである<sup>1)</sup>。

道路橋示方書V耐震設計編<sup>2)</sup>には、震度法による設計と地震時保有水平耐力法による照査が規定されており、震度法では使用限界状態設計法に相当する地震動を、地震時保有水平耐力法では終局限界状態設計法に相当する地震動をそれぞれ規定している。これ以降は、前者をL1地震動、後者をL2地震動と呼ぶことにする。

免震設計の方法を定めたものとして、「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」<sup>3)</sup>があり、橋脚躯体だけでなく、支承である免震装置も、L1地震動とL2地震動の両方に耐えるように設計することが提案されている。

免震装置の特性値を選定する際に、L1地震動とL2地震動の両方に対して同等に有効な特性値を選定することができるならば、中小の地震動を繰返し経験することによって構造部材に蓄積される微少な

損傷を回避し、しかもまれに起こる巨大な地震動にもある程度の余裕をもって耐えることができるはずである。

井嶋等<sup>4)</sup>は、免震橋の構造系を等価線形化し、免震装置の等価減衰定数が最大となる場合を最適と考えて、設定した設計地震動に対して免震装置の最適特性値を選定する方法を提案している。

しかしながら、免震装置の多くは、非線形の復元力特性を有しているため、L1地震動とL2地震動の各々の設計地震動に対応して剛性や減衰定数の値が変化する。従って、どちらか一方の設計地震動に対して橋梁構造の固有周期と減衰定数が最適となるように免震装置の特性を選定したとしても、もう一方の設計地震動に対しては、必ずしも最適とならない<sup>5)</sup>。

本論文は、文献2)および3)に示される設計式を適用し、しかもL1地震動とL2地震動がそれぞれ橋梁構造に与える影響を同等に評価して、免震装置の最適特性値を選定する方法を提案するものである。

免震の効果は、免震装置の特性だけでなく下部構造の剛性や減衰などの特性によっても異なり、特定の下部構造を想定した最適化が一般的なものになり得ないことは明らかである。そこで、本論文では、

一般的な単柱式橋脚に関する試算を行った上で、下部構造の剛性に関する特性を非免震仮定による換算固有周期によって表現し、下部構造の高さおよび建設地点の地盤種との関係を求めて、橋脚の特性を一般化した指標値に整理した。さらに、免震設計に関わるその他の特性も同様に一般化した指標値に整理し、これらの指標値を組み合わせたケースごとに、免震特性値の最適化を行った。

また、下部構造部材の安全性の判定基準として、L1地震動による際には許容応力度法が、L2地震動による際には保有水平耐力の照査がそれぞれ適用され、設計地震動により判定の基準が異なっている。このため、本論文では、想定した下部構造がそれぞれの判定基準ごとに有している余裕を評価する関係式を提案した。さらに、最終的な結果は、免震設計の際の免震装置の最適な特性値探索を容易にするために、非免震仮定時の固有周期ごとに最適値の領域を図上に示すものとした。免震装置としては、鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いるものとした。

なお、免震設計を適用することによって利点が得られる場合とそうでない場合があると考えられるが、この点については、慣性力低減という視点から最適値が得られるか否かを調べ、免震の適用推奨範囲を提案するものとした。

## 2. 免震設計法と特性値の簡易計算法

免震の原理は、免震装置の柔軟性を利用して橋の固有周期を伸長し、免震装置の履歴減衰等の効果を利用して橋全体の減衰定数を向上させることによって、慣性力を低減することである。文献3)では、震度法の照査に用いる加速度応答スペクトル値  $S_1$  が式(1)のように、地震時保有水平耐力法の照査に用いる加速度応答スペクトル値  $S_2$  が式(2)のようにそれぞれ提案されており、本論文でもこれらを入力地震動として用いる。

$$S_1 = C_z \cdot C_i \cdot C_d \cdot S_{10} \quad (1)$$

$$S_2 = C_z \cdot C_i \cdot C_d \cdot S_{20} \quad (2)$$

ここに、 $C_z$  は地域別、 $C_i$  は重要度別の補正係数であり、 $C_d$  は、減衰定数を  $\mu$  として、式(3)によって求められる減衰定数別補正係数である<sup>3)</sup>。

$$C_d = \frac{1.5}{40\mu + 1} + 0.5 \quad (3)$$

$S_{10}$  は、図-1に示される震度法の照査に用いる入力地震動の標準加速度応答スペクトルであり、 $S_{20}$  は、図-2に示される地震時保有水平耐力法の照査

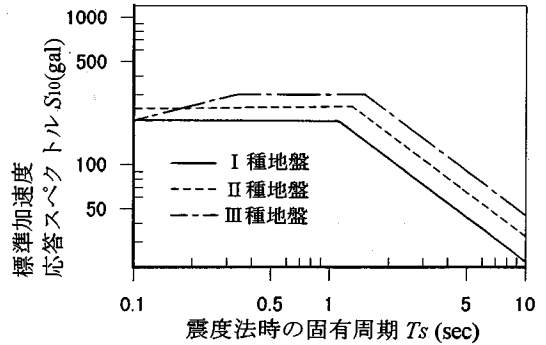


図-1 震度法の照査に用いる地震入力標準加速度応答スペクトル

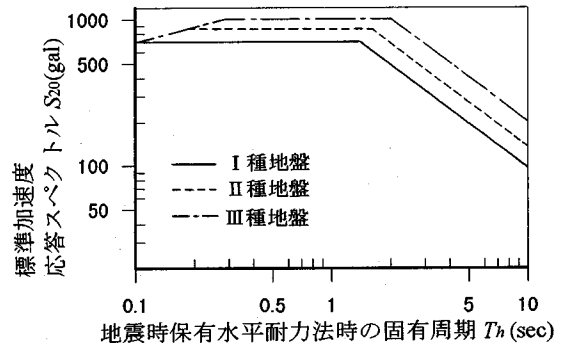


図-2 地震時保有水平耐力法の照査に用いる地震入力標準加速度応答スペクトル

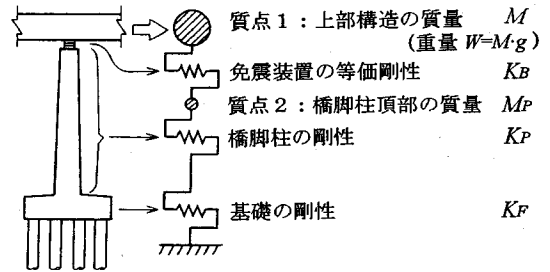


図-3 計算モデル

に用いる入力地震動の標準加速度応答スペクトルである<sup>3)</sup>。

文献3)では、免震設計の際に用いる計算モデルとして、多質点系モデルを用いること、多径間の橋梁をモデル化する際には橋脚の細部については簡素化することが述べられている。本論文では、上部構造の質量  $M$  と橋脚柱頂部の質量  $M_p$  に起因する慣性力が支配的であることを考え、図-3に示すように2質点2自由度のモデルを用いることとし、1次

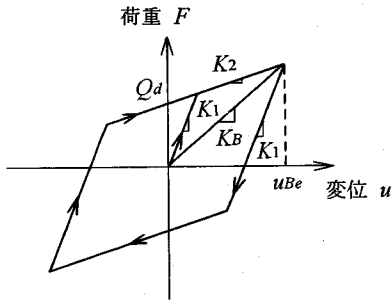


図-4 免震装置の復元力特性

のモードに起因する応答を求めることにした。橋脚柱頂部の質量  $M_P$  は、文献2)の規定を参考に、橋脚柱全体の質量の30%とした。免震装置の復元力特性を、図-4に示すようにバイリニア型にモデル化すると、式(4)、(5)によって等価剛性  $K_B$  が、式(6)によって等価減衰定数  $h_B$  がそれぞれ求められる<sup>3)</sup>。

$$K_B = \frac{Q_d}{u_{Be}} + K_2 \quad (4)$$

$$K_1 = 6.5K_2 \quad (5)$$

$$h_B = \frac{2Q_d \left( u_{Be} + \frac{Q_d}{K_2 - K_1} \right)}{\pi \cdot u_{Be} (Q_d + u_{Be} \cdot K_2)} \quad (6)$$

ここに、 $Q_d$  は降伏荷重で、図-4に示した免震装置の履歴曲線図の縦軸の切片であり、 $K_1$  は第1勾配剛性、 $K_2$  は第2勾配剛性である。 $u_{Be}$  は免震装置の有効変位であり、文献3)では応答の非定常性を考慮して、発生する変位  $u_B$  の70% (実効値) を用いることが薦められており、本論文でもそのようにする。変位  $u_B$  は、計算の最初の段階では未定であり、仮定値を用いて繰返し計算を行う必要がある。

2質点2自由度のモデルを用いた固有値解析により、橋全体の1次の固有周期  $T$  が求められ、式(7)により橋全体の減衰定数  $h$  が求められる。

$$h = \frac{h_B + \frac{h_P \cdot K_B}{K_P} + \frac{h_F \cdot K_B}{K_F}}{1 + \frac{K_B}{K_P} + \frac{K_B}{K_F}} \quad (7)$$

ここに、上式は、文献3)に示される式を参考に、1橋脚分をモデル化した場合について整理したものであり、 $K_P$ 、 $K_F$  は橋脚柱および基礎の等価剛性、 $h_P$ 、 $h_F$  は橋脚柱および基礎の等価減衰定数である。

固有周期  $T$  は、震度法による場合と地震時保有水平耐力法による場合で異なる値となるので、以降は、前者には添え字  $s$  を付けて  $T_s$ 、後者には添え

字  $h$  を付けて  $T_h$  と表記する。

橋脚柱の等価剛性  $K_P$  としては、震度法による場合には鉄筋コンクリートの全断面を有効とした剛性  $K_{Pe}$  を用い、地震時保有水平耐力法による場合には引張側鉄筋が降伏する時の剛性  $K_{Py}$  を用いる。基礎の等価剛性  $K_F$  としては、震度法による場合、地震時保有水平耐力法時による場合とも共通とし、文献2)に規定される方法によって求める。

ここで、以下のような順序で計算を進め、パラメトリックスタディを行うことを考える。

まず、地震時保有水平耐力法時の、橋全体の固有周期  $T_h$  を決定すると、橋脚柱および基礎の等価剛性  $K_P$ 、 $K_F$  は既知であることから、式(8)により免震装置の等価剛性  $K_B$  を求めることができる。この等価剛性  $K_B$  をより正確に求めるためには繰返し計算によらなければならないが、図-3に示したモデルの橋脚柱頂部の質量を省略した場合に得られる式(8)はほぼ良好な近似値を与える。

$$K_B = \frac{1}{\frac{1}{M} \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 - \frac{1}{K_{Py}} - \frac{1}{K_F}} \quad (8)$$

従って、 $Q_d$  が決定されれば、仮定値である有効変位  $u_{Be}$  に対して、式(4)、(5)の関係から免震装置の第2勾配剛性  $K_2$  および第1勾配剛性  $K_1$  が与えられる。式(6)により免震装置の等価減衰定数  $h_B$  が与えられ、橋脚柱および基礎の等価減衰定数  $h_P$ 、 $h_F$  が既知であれば、橋全体の減衰定数  $h$  が式(7)により求められることになる。さらに、式(2)によって与えられる加速度応答スペクトル値  $S_2$  を用いて、未定であった免震装置の変位  $u_B$  が式(9)により、質点1～質点2の相対変位として求められる。

その結果、先に仮定した  $u_B$  の値との間に差異がある場合には仮定値を入れ替えて、再度計算を行う。この繰返し計算は数回で収束し、十分な精度に達する。

$$u_B = S_2 \cdot \beta \cdot \left( \frac{T_h}{2\pi} \right)^2 \cdot (\phi_1 - \phi_2) \quad (9)$$

ここに、 $\beta$  は刺激係数、 $\phi_1$  および  $\phi_2$  には質点1および質点2のモードベクトル値である。

さらに、次のようにして免震装置に固有の特性を定め、その特性を有する免震装置を設置した場合の震度法による応答を求める。

先に地震時保有水平耐力法では、降伏荷重  $Q_d$  を定め、バイリニア型の復元力特性の第1勾配剛性  $K_1$ 、第2勾配剛性  $K_2$  を求めた。しかし、鉛プラグ入り積層ゴム支承は、バイリニア型の復元力特性を持ち、変位によって等価剛性と等価減衰定数が異なる

るだけでなく、文献3)の式(10)~(15)に示されるように、 $Q_d$ は一定値であるが、 $K_1$ および $K_2$ は免震装置の変位によって異なるので、先に求めた値をそのまま震度法で用いることはできない。

$$Q_d = A_P q_0 \quad (10)$$

$$K_1 = 6.5K_2 \quad (11)$$

$$K_2 = \frac{F - Q_d}{u_{Be}} \quad (12)$$

$$F = A_R G \gamma + A_P q \quad (13)$$

$$\gamma = \frac{u_{Be}}{\Sigma t_e} \quad (14)$$

$$q = -283.6 \gamma^2 + 183.8 \gamma + 85.0 \quad (15a)$$

$$(0 \leq \gamma \leq 0.5)$$

$$q = 28.3 \gamma^2 - 128.1 \gamma + 163.0 \quad (15b)$$

$$(0.5 < \gamma \leq 2.0)$$

$$q = 20 \quad (15c)$$

$$(2.0 < \gamma \leq 2.5)$$

ここに、 $F$ は免震装置の有効変位が $u_{Be}$ の時のせん断力、 $A_P$ 、 $A_R$ は鉛およびゴムの断面積、 $q_0$ は降伏荷重時の鉛のせん断応力度(85.0 kgf/cm<sup>2</sup>)、 $G$ はゴムのせん断弾性係数(10kgf/cm<sup>2</sup>と設定)であり、 $\gamma$ は免震装置の有効変位が $u_{Be}$ の時のゴムの純せん断ひずみ、 $q$ はその時の鉛プラグのせん断応力度(単位はkgf/cm<sup>2</sup>)、 $\Sigma t_e$ はゴムの総厚である。

免震装置の特性を特定して、震度法時の $K_1$ および $K_2$ を求めるためには、先に定めた $Q_d$ によって式(10)により $A_P$ が定められることから、それに加えて、ゴムの断面積 $A_R$ と、総厚 $\Sigma t_e$ を設定することが必要となる。

免震装置のせん断耐力はゴム層のせん断ひずみが支配的であることが、試計算の経験からわかっている。従って、地震時保有水平耐力法時の免震装置の発生変位 $u_B$ に対して、ゴムの純せん断ひずみが許容値の7割に相当する270%程度となるように、ゴムの総厚 $\Sigma t_e$ を設定すれば十分な耐力が得られるものとし、ここではそのようにゴムの総厚 $\Sigma t_e$ を設定する。

震度法による計算を始める最初の段階では、免震装置の変位 $u_B$ は未知であるから、同様に仮定値を用いる。 $K_1$ および $K_2$ は、有効変位 $u_{Be}$ の仮定値に対して、上述のように設定された免震装置に固有の値 $A_R$ 、 $\Sigma t_e$ と $Q_d$ を用いて式(11)~(15)によって求められる。免震装置の等価剛性 $K_B$ と等価減衰定数 $h_B$ は式(4)~(6)によって、橋全体の固有周期 $T_S$ は固有値解析によって、減衰定数 $h$ は式(7)によってそれぞれ求められ、式(1)により加速度応答スペクトル値 $S_1$ が与えられる。

式(16)から免震装置の変位 $u_B$ 、さらには有効変位 $u_{Be}$ を新たに求め、前に仮定した値に十分な精度で一致するまで繰り返し計算を行えばよい。

$$u_B = S_1 \cdot \beta \cdot \left( \frac{T_S}{2\pi} \right)^2 \cdot (\phi_1 - \phi_2) \quad (16)$$

### 3. 免震特性値の最適化手法

#### (1) 最適化の要件

免震設計の目的である慣性力の低減を評価する目的関数を、式(17)で表わされる $Z$ とする。 $Z$ は、式(18)によって求められるL1地震動に対する慣性力低減率 $Z_1$ 、および、式(19)によって求められるL2地震動に対する慣性力低減率 $Z_2$ の内の小さい方の値を表している。慣性力低減率は、設計の当初に仮定される下部構造の耐力から決定される加速度と免震を行って低減された加速度との比で与えられる。

$$Z = \min(Z_1, Z_2) \rightarrow \max \quad (17)$$

$$Z_1 = \left( 1 - \frac{A_h}{A_{ha}} \right) \quad (18)$$

$$Z_2 = \left( 1 - \frac{A_{hc}}{A_{hca}} \right) \quad (19)$$

$$A_h = S_1 \cdot \beta \cdot \phi_1 \quad (20)$$

$$A_{hc} = S_2 \cdot \beta \cdot \phi_1 \quad (21)$$

ここに、

$A_h$  : 免震設計を行った場合のL1地震動による上部構造加速度であり、式(20)により、質点1の加速度として求められる。

$A_{ha}$  : 非免震設計を行った場合の震度法による橋脚柱の応力度が許容応力度に一致する時の質点1の加速度

$A_{hc}$  : 免震設計を行った場合のL2地震動による上部構造加速度であり、式(21)により、質点1の加速度として求められる。

$A_{hca}$  : 震度法で決定した橋脚柱の有する地震時保有水平耐力が、地震時保有水平耐力法による等価水平震度と等価重量の積に一致する時の質点1の加速度

なお、本論文では入力地震動として文献3)に提案されている加速度応答スペクトル値 $S_1$ 、 $S_2$ を用いており、設計震度の記号 $k_h$ および $k_{hc}$ との混同を避けるために記号 $A_h$ 、 $A_{hc}$ を用いた。

$Z_1$ で評価する効果は橋脚柱が線形域に止まるの

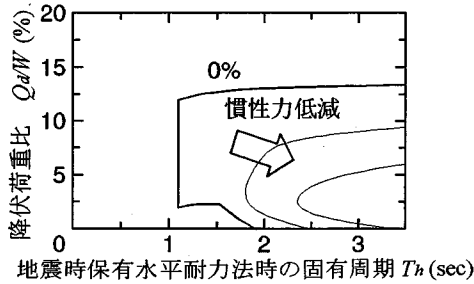


図-5 低減率  $Z_1$  の等高線図 (概念図)

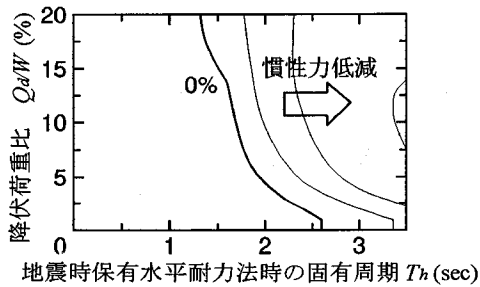


図-6 低減率  $Z_2$  の等高線図 (概念図)

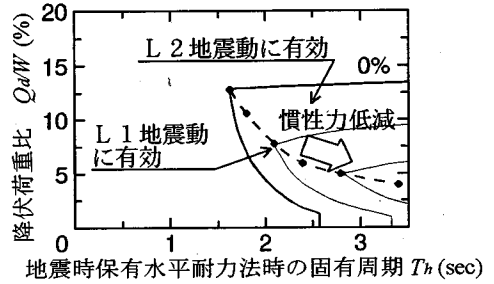


図-7 目的関数  $Z$  の等高線図 (概念図)

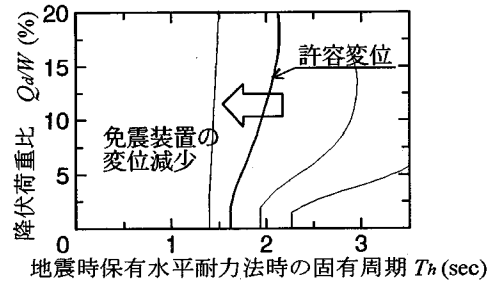


図-8 免震装置変位の等高線図 (概念図)

で、橋脚柱の応力度が評価の対象となるが、 $Z_2$ で評価する効果は、橋脚柱が非線形域に達するので橋脚柱の塑性変位が評価の対象となる。したがって、 $Z_1$ においては、上部構造の応答加速度が直接に評価の対象となり得るが、 $Z_2$ においても同じように加速度で評価を行うためには、分母となる  $A_{hca}$  に配慮が必要となる。

文献2)では、エネルギー一定則を適用して、弾性解である設計水平震度  $k_{hc}$  を弾塑性性を考慮した等価水平震度  $k_{he}$  に置き換え、橋脚柱の地震時保有水平耐力  $P_a$  と比較する方法を規定している。本論文でもこの考え方に従い、橋脚柱の有する地震時保有水平耐力  $P_a$  が、等価水平震度  $k_{he}$  と等価重量の積に一致する時の等価水平震度  $k_{he}$  に、弾性解を弾塑性解に置き換えるための補正係数の逆数を乗じて設計水平震度  $k_{hc}$  に置き換え、この値に相当する加速度を分母となる  $A_{hca}$  に適用する。設計式の適用については、次々節の式(28)～(31)に詳しく述べる。

免震装置の特性を特定し、しかもある程度普遍的に適用が可能な形で指し示す指標値として、固有周期  $T_h$  と降伏荷重比  $Q_a/W$  を選ぶ。ここに、固有周期  $T_h$  は地震時保有水平耐力法による固有周期であり、降伏荷重比  $Q_a/W$  は図-4に示した降伏荷重  $Q_a$  を上部構造重量  $W$  で除した値である。

固有周期  $T_h$  を横軸に、降伏荷重比  $Q_a/W$  を縦軸にとり、 $Z_1$  および  $Z_2$  の等高線を描くと、図-5および図-6に概念図として示したものが得られる。

図-5と図-6の等高線を見比べて値の低い方を選び、等高線を描くと、式(17)で定義した慣性力の低減を評価する目的関数  $Z$  が図-7に実線の等高線として示したように得られる。

図-7では、等高線の稜線を破線で示しており、この曲線状でL1地震動に対する低減率  $Z_1$  とL2地震動に対する低減率  $Z_2$  が等しくなる。これを目的関数  $Z$  の最適曲線と呼ぶことにする。

目的関数  $Z$  の最適曲線より上方に位置する領域では、L2地震動に対する低減率  $Z_2$  がL1地震動に対する低減率  $Z_1$  を上回る。従って、この領域を選定する場合には、中小規模の地震動よりも大地震に焦点を合わせた設定となり、破線より下方の領域では、その逆となる。大規模地震時における橋梁の終局耐力に関わるのはL2地震動に対する低減率であり、低減率  $Z_2$  のみに着目するとする考え方もあり得る。しかし、中小規模の地震は比較的頻繁に起こり、その際に橋脚部分に損傷を蓄積して橋の耐震性を損なうと考え、ここでは慣性力低減の効果についてL1地震動に対する値とL2地震動に対する値を均等に評価する場合を最適とした。

図-7に見られるように、固有周期  $T_h$  が長い程、つまり右方へ行くに従って慣性力の低減を評価する目的関数  $Z$  の値が大きくなるが、単純にその値が大きい等高線の稜線を求めるだけでは実用的な最適値を得ることができない。固有周期  $T_h$  が長くなると、図-8に概念図を示すように免震装置の変位も

大きくなり、免震装置そのものの設計や橋梁構造の各部に必要な寸法の余裕を考えた際に次のような不都合が生じるからである。変位が過大である場合には、免震装置ゴム部分の局部せん断ひずみを許容値以内に収めるために必要となる巾が、鉛直荷重を支えるために本来必要な巾に比較して大きくなる。また、支承座面を確保すること、および、隣接する桁と桁の遊間や、床版端部にある伸縮装置の遊間の設定にも配慮が必要である。

このように、免震装置の変位許容値は個々の橋梁に特有の事情によるものであるが、これらを勘案して許容変位を図-8中の太線のように定めるならば、この太線より左方のみが検討の対象となる。従って、免震特性値の最適値を求めるには、先ず許容変位を定め、図-8の免震装置変位の等高線図から該当する曲線を選び、この等高線の上に図-7の目的関数Zの最適曲線を重ねる必要がある。その結果、最適値は、許容変位を示す等高線と目的関数Zの最適曲線の交点として得られる。

## (2) 構造条件の一般化とその指標値

式(1)～(16)で表わされる免震の効果は免震装置の特性だけでなく、橋脚柱や基礎など下部構造の特性によっても異なるので、最適特性値の探索を行うにあたっては、下部構造の特性を設定する必要がある。そこで、一般的な橋梁下部構造が有する特性を一般化した指標値で表現することを考え、次のような代表的な下部構造の指標値を用いて最適化を行う。

### a) 非免震仮定時の固有周期

下部構造の指標値の中で最も影響の大きいものは、下部構造を全体として見た時の等価剛性である。ここでは、下部構造の剛性を表現する指標値として、式(22)から得られる非免震仮定時の固有周期  $T_N$  を用いる。

$$T_N = 2\pi \sqrt{\frac{M + M_p}{K_N}} \quad (22)$$

$$K_N = \frac{1}{\frac{1}{K_{pe}} + \frac{1}{K_f}} \quad (23)$$

ここに、

$T_N$  : 非免震仮定時の固有周期

$M$  : 上部構造の質量

$M_p$  : 橋脚柱頂部の質量

$K_N$  : 下部構造の剛性(震度法時)

指標値  $T_N$  は、図-3に示したモデルの免震装置の部分に固定支承に置き換えた場合の固有周期に相当

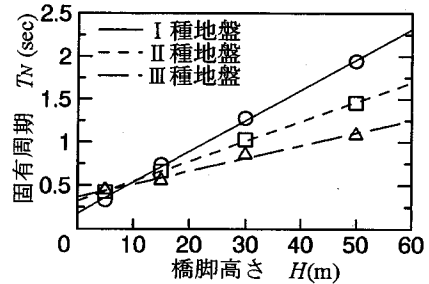


図-9 橋脚高さ指標値  $T_N$  の関係

し、橋脚柱および基礎の剛性と上部構造および橋脚柱頂部の質量との比を表現するものである。下部構造の形式と高さおよび地盤種が共通であれば、共通の値を適用することができる。そこで、指標値  $T_N$  がどの程度の値になるかを知るために次のような検討を行った。

免震設計を適用することによる利点が多いと考えられる一般的な橋梁の下部構造形式として鉄筋コンクリート単柱張り出し形式を選び、高さは5m・15m・30m・50mの4種類として、文献2)の規定に従って試設計を行った。

橋脚柱断面を決定する際には、使用する鉄筋の材質や断面の縦横比が支配的な要因となり、弾性・弾塑性にわたる特性を決定するが、試設計では次のような制限を原則として設けた。先ず、鉄筋としてSD345、直径最大32mmを用いることとし、震動法による鉄筋の応力度が許容応力度の80%～100%となるように決定した。断面の縦横比は次のような手順で決定した。橋脚柱の断面決定に際しては橋軸方向の挙動が支配的となると考え、柱断面の巾となる橋軸直角方向の寸法を3.5mに固定し、厚みとなる橋軸方向の寸法を決定した。基礎構造は、I種地盤では直接基礎、II種、III種地盤では鉄筋コンクリート現場打杭基礎とした。

その結果、橋脚高さ  $H$  (単位はm) と指標値  $T_N$  の間には、図-9に示すように、地盤種が同じであればほぼ線形の関係が見られ、指標値  $T_N$  の推定式は式(24)のようにまとめられることが判った。地盤種別がI種、II種、III種と柔軟になる程、固有周期  $T_N$  が短くなる傾向が見られるが、このことは構造の基礎をばねとしてモデル化し、地盤の変形を含まないモデル化を行っていることによる。また、柔軟な地盤ほど設計震度が大きく規定されているため、構造そのものは剛性の高い構造となる。

$$T_N = 0.187 + 3.56 \cdot 10^{-2} \cdot H \quad (\text{I種地盤}) \quad (24a)$$

$$T_N = 0.325 + 2.29 \cdot 10^{-2} \cdot H \quad (\text{II種地盤}) \quad (24b)$$

$$T_N = 0.372 + 1.47 \cdot 10^{-2} \cdot H \quad (\text{III種地盤}) \quad (24c)$$

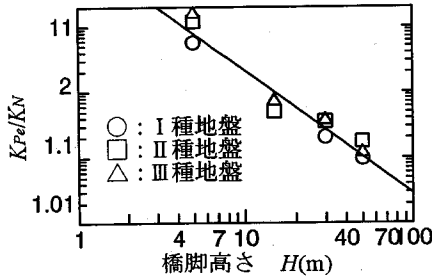


図-10 橋脚高さとは指標値  $K_{Pe}/K_N$  の関係

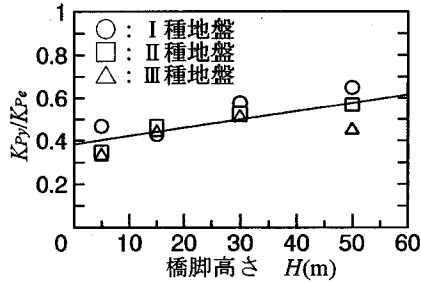


図-11 橋脚高さとは指標値  $K_{Py}/K_{Pe}$  の関係

#### b) 下部構造の剛性比率

下部構造の剛性の内訳として、橋脚柱の剛性  $K_{Pe}$  が全体の剛性  $K_N$  の内で占める配分比率を表現する指標値を  $K_{Pe}/K_N$  とし、先に行った試設計結果から橋脚高さ  $H$  と指標値  $K_{Pe}/K_N$  の関係を示すと図-10が得られる。この図から指標値  $K_{Pe}/K_N$  の推定式は、地盤種別に関係なく式(25)のようにまとめられる。

$$\frac{K_{Pe}}{K_N} = 1 + 162 \cdot H^{-1.870} \quad (25)$$

#### c) L1地震動とL2地震動に対する剛性比率

指標値  $T_N$  および  $K_{Pe}/K_N$  から L1 地震動の計算に用いる橋脚柱剛性  $K_{Pe}$  が得られる。L2 地震動の計算に用いる橋脚柱剛性  $K_{Py}$  を求めるための指標値を  $K_{Py}/K_{Pe}$  とし、橋脚高さ  $H$  と指標値  $K_{Py}/K_{Pe}$  の関係を示すものが図-11である。

この図から指標値  $K_{Py}/K_{Pe}$  の推定式は、地盤種別に関係なく式(26)のようにまとめられる。

$$\frac{K_{Py}}{K_{Pe}} = 0.384 + 3.90 \cdot 10^{-3} \cdot H \quad (26)$$

#### d) 橋脚柱頂部の質量比

橋脚柱の質量を求めるための指標値を  $M_p/M$  とし、橋脚高さ  $H$  と指標値  $M_p/M$  の関係を示すと図-12が得られる。この図から、指標値  $M_p/M$  の推定式は、地盤種別に式(27)のようにまとめられる。

$$\frac{M_p}{M} = 1.446 \cdot 10^{-3} \cdot H^{1.626} \quad (\text{I 種地盤}) \quad (27a)$$

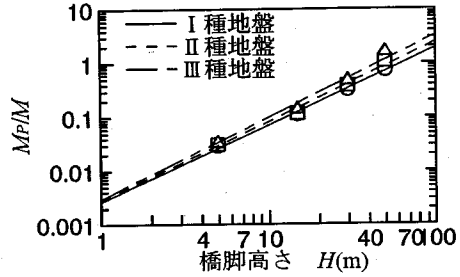


図-12 橋脚高さとは指標値  $M_p/M$  の関係

$$\frac{M_p}{M} = 1.527 \cdot 10^{-3} \cdot H^{1.671} \quad (\text{II 種地盤}) \quad (27b)$$

$$\frac{M_p}{M} = 1.638 \cdot 10^{-3} \cdot H^{1.719} \quad (\text{III 種地盤}) \quad (27c)$$

#### (3) 下部構造耐力の評価

式(18)では、L1地震動が橋梁構造に与える影響を評価する目的で、震度法による許容応力度法に基づく下部構造耐力から決定される上部構造の加速度  $A_{ha}$  を基準値とした。そこで、免震装置を用いないで固定支承と仮定した時の固有周期  $T_N$  を式(24)により、加速度応答スペクトル値  $S_1$  を式(1)により求め、この値を  $A_{ha}$  として用いる。

式(19)では、L2地震動が橋梁構造に与える影響を同等に評価する目的で、地震時保有水平耐力法による下部構造耐力から決定される上部構造の加速度の許容値  $A_{hca}$  を基準値とした。従って、先に震度法による下部構造耐力から求められる加速度が  $A_{ha}$  となると考えた下部構造が、地震時保有水平耐力法による場合にはどのような値の  $A_{hca}$  を有することになるかを見積もる必要がある。

そこで、 $A_{hca}$  を推定するために次のような検討を行った。まず、文献2)に規定されている式(28)~(30)において、等価水平震度  $k_{he}$  と等価重量の積が、地震時保有水平耐力  $P_a$  に等しくなるとし、式(28)~(30)の内の  $k_{he}$  を  $P_a/(M+M_p)/G$  に、 $k_{hc}$  を  $A_{hca}/G$  に置き換えて整理すると式(31)が得られる。

$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2 \mu - 1}} \quad (28)$$

$$\mu = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} \quad (29)$$

$$P_a = P_y + \frac{P_u - P_y}{\alpha} \quad (30)$$

ここに、

$k_{he}$  : 地震時保有水平耐力法の照査に用いる等価水平震度

$k_{hc}$  : 地震時保有水平耐力法の照査に用いる設計水平震度

表 -1 最適値探索に用いた各指標値

$T_N$ (sec)	地盤種	$H$ (m)	$Kpc/K_N$	$Kpy/K_N$	$Mp/M$	$Aha$ (× g)	$Ahca$ (× g)
0.54	I種	10	3.22	0.42	0.06	0.155	0.455
	II種	10	3.46	0.42	0.06	0.193	0.575
	III種	11	2.70	0.43	0.11	0.236	0.752
0.78	I種	17	1.84	0.45	0.14	0.165	0.484
	II種	20	1.61	0.46	0.23	0.212	0.648
	III種	28	1.32	0.49	0.50	0.269	0.920
1.03	I種	24	1.44	0.48	0.25	0.175	0.513
	II種	31	1.27	0.50	0.47	0.227	0.710
	III種	45	1.13	0.56	1.13	0.286	1.022

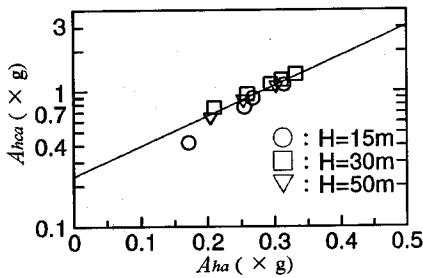


図 -13  $Ahca$  と  $Aha$  の関係

- $\mu$  : 許容塑性率
- $\alpha$  : 安全係数 (1.5 をとる)
- $\delta_u$  : 橋脚の終局水平変位
- $\delta_y$  : 橋脚の降伏水平変位
- $P_u$  : 橋脚の終局水平耐力
- $P_y$  : 橋脚の降伏水平耐力
- $P_a$  : 地震時保有水平耐力

$$Ahca = \frac{P_a}{M+Mp} \sqrt{2\mu - 1} \quad (31)$$

前節と同様の試算を行って  $Aha$  と  $Ahca$  を求め、これらの関係を対比すると、図 -13 および式 (32) に示すようになる。

$$Ahca = \exp(-1.75+6.20Aha) \quad (32)$$

$Ahca$  は、橋脚柱の弾塑性特性を考慮した上でその塑性率から求められる耐力であり、鉄筋比、せん断支間比などとも関連があるが、ここでは橋脚柱の平均的な特性のみを表現することにし、式 (32) のようにまとめた。

$Ahca$  は、先に求めた  $Aha$  を式 (32) に適用して求められることになる。

#### 4. 最適値探索

一般的な橋梁にとって、免震特性値  $T_h$  と  $Q_d/W$

をどの程度の値とするのが最適であるかを検討するために、表 -1 に示す 9 種類の試算ケースを設定して、図 -7 に概念を示した目的関数  $Z$  と、図 -8 に概念を示した免震装置変位  $u_B$  の等高線を求める。

下部構造の特性である各指標値を求める際には橋脚の高さとの関係を求めたが、最適値探索を行う際には、むしろ下部構造の剛性を表現する指標値  $T_N$  の方が普遍性があると考えられるので、これ以降の検討結果を分類する際には  $T_N$  を用いる。

式 (7) に適用する橋脚柱の等価減衰定数  $h_p$  は 5%、基礎の等価減衰定数  $h_f$  は 15% をそれぞれ用いた。L2 地震動に対しては下部構造が非線形域に達する範囲の応答を評価するが、エネルギー一定則を適用するので、最初に弾性解を求める段階では下部構造を線形域と仮定した計算をするものとし、このような設定をした。

固有周期  $T_h$  を横軸に、降伏荷重比  $Q_d/W$  を縦軸とする図上に、式 (17) によって求めた慣性力の低減を評価する目的関数  $Z$  の等高線を実線で、目的関数  $Z$  の最適曲線を破線で描いたものを図 -14 に示す。

この図では、L1 地震動に対する慣性力低減の程度と L2 地震動に対する慣性力低減の程度が等しくなる時の固有周期  $T_h$  と降伏荷重比  $Q_d/W$  の組み合わせを、最適曲線上に読みとることができる。

図 -15 には、免震装置の変位の等高線を実線で描き、図 -14 に破線で示した目的関数  $Z$  の最適曲線を重ねて示す。この図では、慣性力低減の程度と免震装置の変位を比較しながら特性値の選定をすることができる。すなわち、免震装置の変位の許容値に相当する実線と最適曲線に相当する破線の交点が免震特性値の最適値となる。

図 -14 と図 -15 には、次のような傾向が見られる。

- (1) 図 -14 で、目的関数  $Z$  の最適曲線上の降伏荷重比  $Q_d/W$  の値と入力地震動の地盤種の間を見ると、I 種地盤より II 種地盤さらに III 種地盤の順に、最適となる降伏荷重比  $Q_d/W$  の値が大き



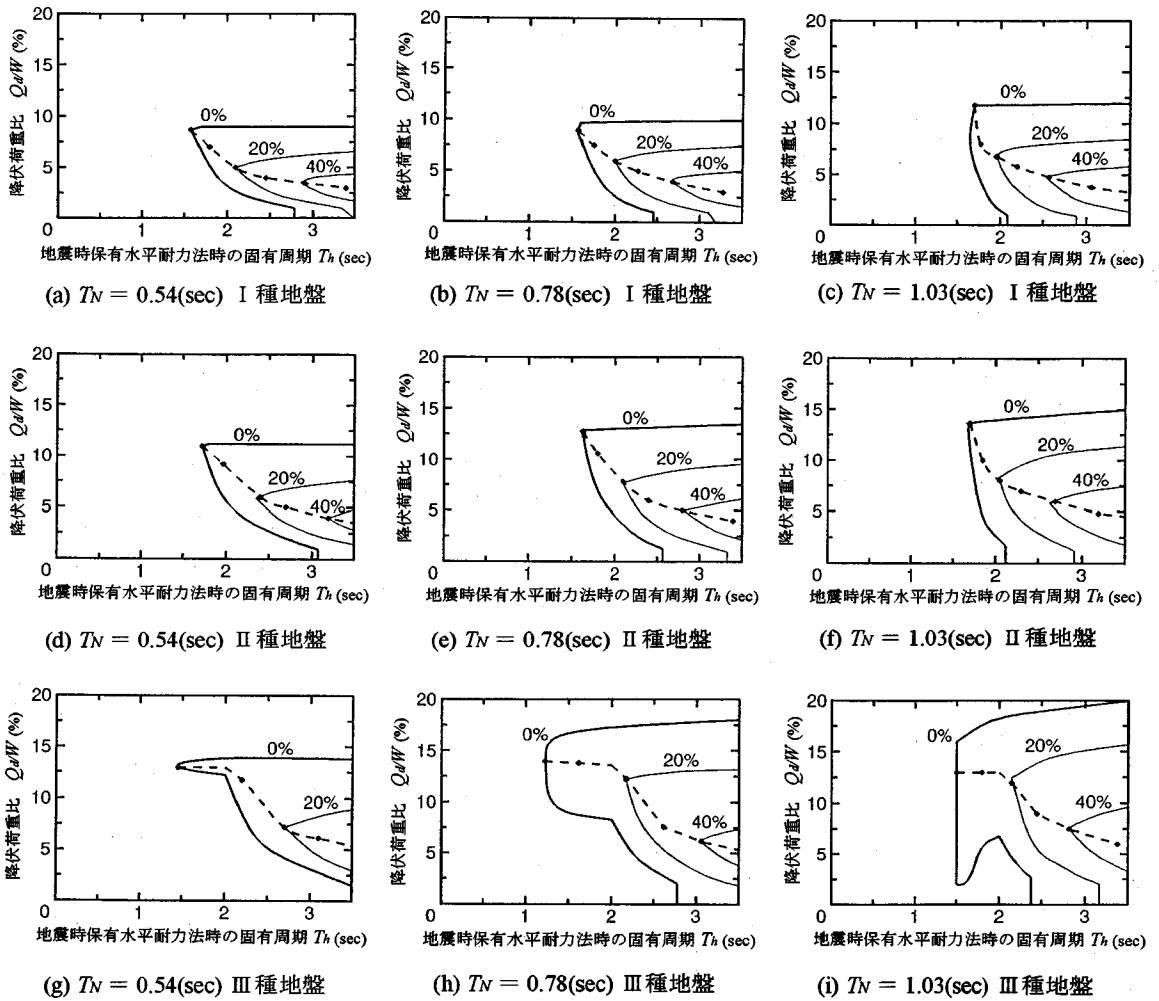


図-14 目的関数  $Z$  の等高線図

くなる。このことは、図-1および図-2に見られるように入力地震動の応答スペクトル強度がこの順序であることから了解される。

- (2) 図-14で、目的関数  $Z$  の最適曲線上の  $Z$  の値と、横軸の固有周期  $T_h$  の関係を見ると、図-14(g)を除いて、どのケースもほぼ同じ傾向を示している。図-14(g)は、III種地盤の入力地震動を用いたケースであって、応答スペクトル強度が最も大きく、下部構造剛性が比較的高いケースである。このケースでは、橋全体の固有周期を所定の値まで伸長するために免震装置の等価剛性が相当柔軟に設定されなければならないので、結果として履歴曲線が扁平となり、等価減衰定数が低くなるため、慣性力低減が得にくいことが原因と考えられる。

- (3) 図-15で、免震装置の変位の等高線と、入力地震動の地盤種の関係を見ると、I種地盤よりII種地盤さらにIII種地盤の順に、免震装置の変位が大きく、特に図の右方、固有周期  $T_h$  の長い部分でその傾向が顕著である。
- (4) 文献3)では、免震時の固有周期が非免震時の固有周期の2倍程度以上となるように薦められているが、図-14で、非免震時の固有周期  $T_N$  と慣性力低減の程度を表現する  $Z$  の値が0%以上となる範囲を参照すると、文献3)の指摘が妥当であったことがわかる。
- (5) 免震装置の変位をどの程度まで許容できるかは、前述したように個々の橋梁に特有の事情によるので、その数値を一概に決めることはできないが、例えば免震装置の変位として40cmを許容

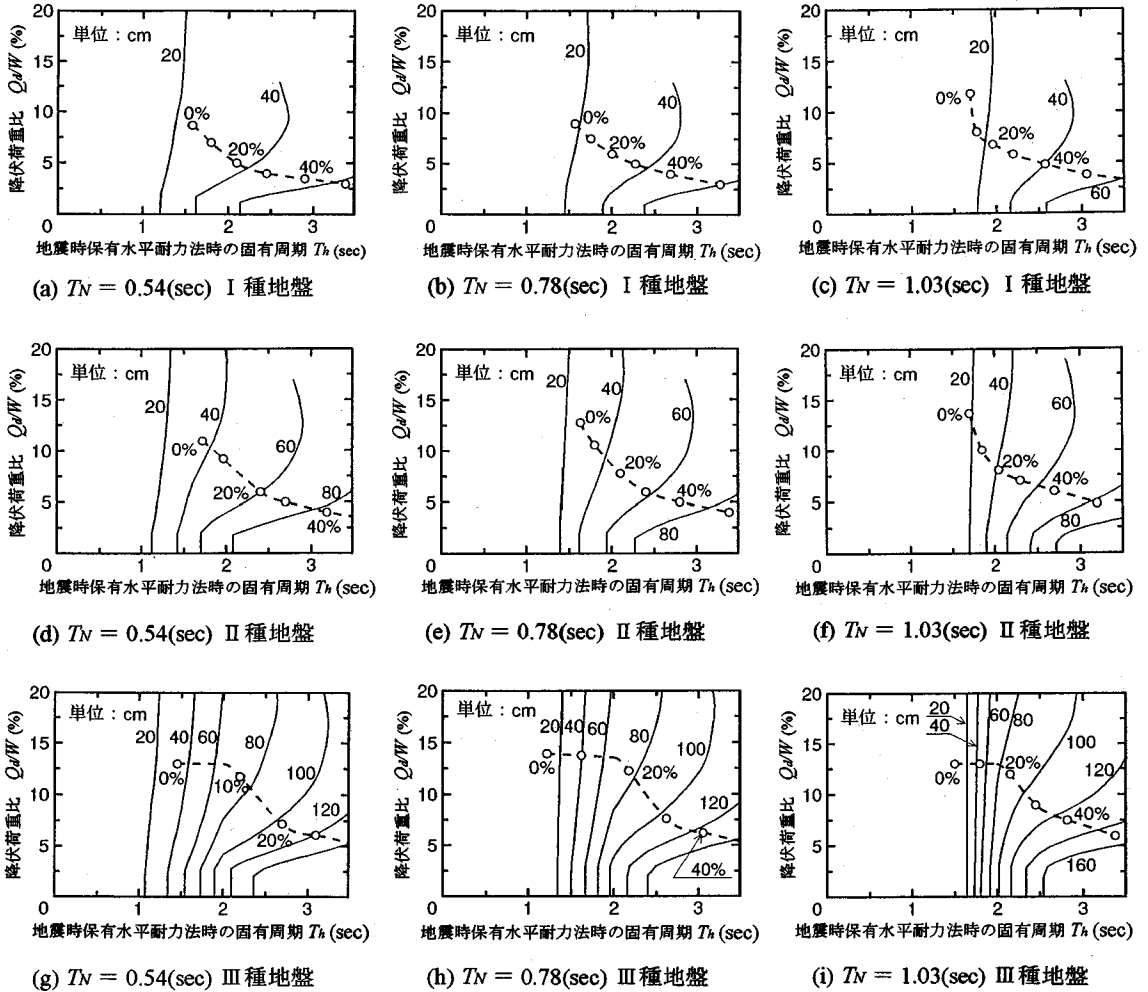


図-15 免震装置変位  $u_B$  の等高線図と目的関数  $Z$  の最適曲線

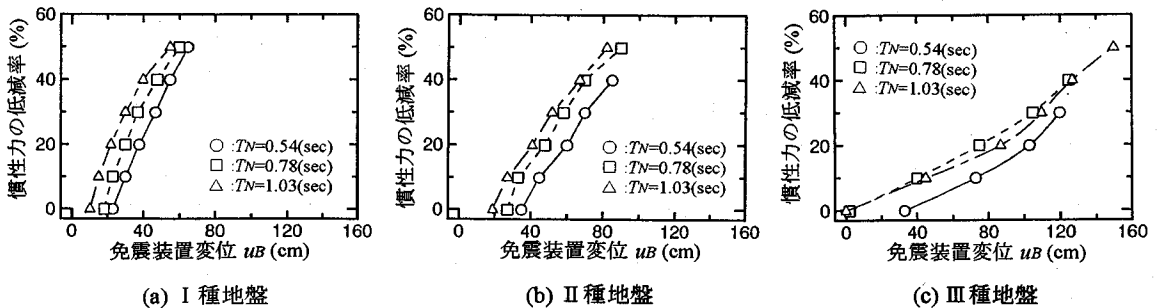


図-16 慣性力の低減率と免震装置変位  $u_B$  の関係

するならば、(d)(g)(i) 以外は 10% 以上の慣性力の低減率が得られており、I 種地盤の入力地震動に対応する (a)(b)(c) では、20% 以上の低減率が得られている。免震装置の変位として 50cm を許容できるならば (d)(i) も 10% 以上の

低減率が得られることになる。免震装置の変位が 40cm ~ 50cm 程度であれば、通常の規模の橋梁に十分適用することができ、免震装置の寸法も過大なものにならない。

図-15 で、等高線と最適曲線の交点における、慣

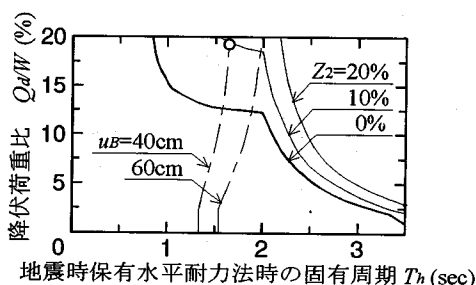


図-17 L2地震動に対する効果に重点を置いた選定の例  
( $T_N = 0.54(\text{sec})$  III種地盤のケース)

性力の低減率と免震装置の変位  $u_B$  を読みとってまとめたものを、参考として図-16に示す。

この図からは、免震装置の変位をどの程度許容すれば、所要の慣性力低減を得られるかを読みとることができる。

実際の設計の際には、以下のように免震装置の設計を行う。まず、図-15をもとに固有周期  $T_h$  と降伏荷重比  $Q_a/W$  の最適値を選定する。例えば、図-15(e)に実線で示される免震装置の変位 40cm の実線と、破線で示される慣性力の低減率の交点を見ると、慣性力の低減率は約 15% であり、横軸の読みから  $T_h$  は 1.9sec、縦軸の読みから  $Q_a/W$  は 9% という最適特性値の組み合わせが得られる。

次に、選定した  $T_h$  を式(8)に代入することで免震装置の等価剛性  $K_B$  が得られ、 $Q_a/W$  に上部構造重量  $W$  を乗じて  $Q_a$  とした後、式(4)、(5)および式(10)～(15)を用いて免震装置の寸法を求めることになる。

先に特殊な傾向を示した (g) のケースでは、10% の慣性力の低減を得るために 70cm 強の変位を許容する必要があるため、免震装置の寸法は比較的大きくならざるを得ないが、慣性力の低減や、各橋脚への分散などの利点が免震装置の寸法の増大に較べて大きい場合には、適用の可能性がある。また、3章で述べた最適化の要件を緩和するなら、中小規模の地震に対して特に免震の効果を求めず、L2地震動に対する効果のみに着目して、特性値を選定するという判断もあり得る。この点を確認するために、(g) のケースについて低減率  $Z_2$  の等高線と免震装置の変位  $u_B$  の等高線を重ねて描き、図-17に示した。この図から、 $Q_a/W$  を 19%、 $T_h$  を 1.7sec とした場合に、 $Z_2=10\%$  が得られ、 $u_B$  は 40cm となることわかる。

なお本論文では、免震装置の変位を求める際に、簡単のため下部構造の塑性化による剛性低下の影響を無視したが、このことによって免震装置の変位は

大きめに算出される傾向がある<sup>6)</sup>。この点を考えると、図-15の結果は免震装置の設計上からは幾分厳しい評価となっている。非線形の動的解析などの詳細な検討計算を行って変位を求める場合には、図-15で変位が幾分過大とされる免震特性値であっても適用可能となる場合があると考えられる。また、比較的大規模の橋梁で、支承座面や桁間、伸縮装置の遊間に余裕がある場合には、比較的大きな変位でも許容される場合が考えられる。

図-14、図-15および図-16は、ごく一般的な単柱式橋脚を想定して作成したものであるから、非免震仮定時の固有周期  $T_N$  が共通の橋梁であればこれらの図を参考にして免震特性値  $T_h$  と  $Q_a/W$  を選定することができる。図-14、図-15および図-16においては地盤種ごとに3種類の  $T_N$  のケースを示しているが、中間の  $T_N$  については各図を参考に補間して読みとることができる。ただし、特殊なケースとして、橋脚柱の断面寸法に余裕があつて鉄筋比が小さい場合や、断面の縦横比が大きい壁式橋脚の場合など橋脚柱の水平力～変位関係が本論文の仮定と異なる場合には、最適特性値の領域も異なった傾向を示すと考えられる。この場合には、本論文で提案する式の内、下部構造耐力の評価を与える式(32)を変更した上で目的関数  $Z$  の等高線図を描き直すことが必要である。

## 5. 結論

本論文では、橋梁に免震設計を適用する際に用いる特性値の最適値を探索する方法を提案した。この探索方法の特徴と概要を示すと次の通りである。

- 免震特性値を、固有周期  $T_h$  と降伏荷重比  $Q_a/W$  で表現し、これらを縦横軸にとった図上に最適値を示した。
- 免震による慣性力低減の効果については、L1地震動とL2地震動の両方に対して同等に働く場合を最適と考え、図上に最適曲線を示した。
- 最適値は、上記の最適曲線と、免震装置の変位を示す図を重ね合わせることによって求めるものとした。
- この方法による結果を、実務の設計の際に参照することを考え、非免震仮定時の固有周期  $T_N$  の値3種類と、地盤種ごとに規定される入力地震動3種類を組み合わせた9ケースに分けて検討し、それぞれのケースについて最適値の領域を示した。

特性値探索の結果を要約すると、次の通りである。

- (1) L1地震動とL2地震動の両方に対して、同等に慣性力低減の効果のある免震特性値を選定することが可能である。
- (2) 非免震仮定時の固有周期  $T_N$  の値3種類について描いた最適曲線図および免震装置の変位図は、橋脚の剛性が異なることによる影響を表現しており、それらの中間の値のケースについては補間が可能である。
- (3) I種地盤とII種地盤の一部では免震装置の変位として40cmを許容することによって20%以上の慣性力低減を、免震装置の変位として50cmを許容することによればIII種地盤の特殊なケースを除く全ての地盤種で10%以上の慣性力低減を得ることができる。なお、免震装置の変位が40cm～50cm程度であれば、通常の規模の橋梁に十分適用することができ、免震装置の寸法も過大なものにならない。
- (4) 入力地震動として用いる応答スペクトル値が大きいIII種地盤で、しかも下部構造剛性の高い特殊なケースでは、10%の慣性力の低減を得るために70cm強の変位を許容する必要がある。ただし、L1地震動に対しては慣性力低減を期待せずに設計し、L2地震動のみに対する効果を期待して設計すれば、許容変位40cmで10%の低減率が得られる。

**謝辞** : この研究は建設省土木研究所と民間28社との官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発」を端緒とし、免震構造がさらに広く適用されることを目的とするものであります。御指導を賜った東京工業大学川島一彦教授に対して深甚なる感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 川島一彦: 免震設計技術の発展と今後の展望, 土木学会論文集, No.398/I-10, pp.1-12, 1988.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1990.
- 3) 建設省土木研究所他28社: 建設省「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」, 1992.
- 4) 井嶋克志, 後藤茂夫, 和田忠治: パイリニア型免震支承の合理的特性値の決定と実設計, 土木学会論文集, No.465/I-23, pp.117-126, 1993.
- 5) 林亜紀夫, 北川常夫, 成田信之, 前田研一: 橋梁免震装置の特性値探索手法, 第9回日本地震工学シンポジウム, No.299, pp.1789-1794, 1994.
- 6) 林亜紀夫, 成田信之, 前田研一: 大地震時における免震橋梁の下部構造塑性化評価手法, 第9回日本地震工学シンポジウム, No.313, pp.1873-1878, 1994.

(1995. 12. 8受付)

## OPTIMIZING THE DESIGN CHARACTERISTICS OF SEISMIC-ISOLATION DEVICE (LEAD RUBBER BEARING) FOR BRIDGES

Akio HAYASHI, Nobuyuki NARITA, Ken-ichi MAEDA and Koji IWASAKI

A seismic-isolation bridge must be effective for both medium sized earthquakes, which may be applied to the serviceability limit state design method, and extremely large earthquakes, which may be applied to the ultimate limit state design.

In this paper, the authors propose a practical design method that optimizes the characteristics of seismic-isolation device (Lead Rubber Bearing) for both types of earthquake. A design chart which can be applied to every bridge is offered. The domain of seismic-isolation characteristics that create a reasonable reduction of inertia force is then obtained.