

(133) 免震道路橋における下部構造の簡易設定手法

清水建設(株) ○出羽克之 鹿島建設(株) 日紫岐剛啓  
 五洋建設(株) 田村 保 (株)熊谷組 細田信道  
 (株)奥村組 高橋一成 (株)竹中工務店 杉本三千雄

1. はじめに

免震道路橋は各下部構造頂部に設置される免震装置により上部構造を支持する多点支持形式の連続橋である。免震装置の地震時剛性は低いため、従来の多点固定形式の連続橋に比較して、橋梁の応答に対する1次振動モードの寄与率が高く、免震橋梁の地震時挙動が単純化されることが期待できる。一方、免震装置の剛性と減衰量は免震装置に生じる相対変位に対して非線形性を示すため、免震装置が下部構造上に設置される橋梁においては、下部構造を含めて何回もの反復設計が必要となり、設計者にとって煩雑となる。したがって、設計の最初の段階において下部構造の初期寸法を適切に設定することにより反復設計を少なくすることが合理的な設計法であると考えられる。本報告では、下部構造の耐震設計という観点からは、免震橋梁に簡易な計算手法を適用しうることを示し、通常の橋梁を設計する感覚で比較的容易に下部構造の初期寸法を設定する方法について提案する。

2. 簡易計算手法に関する検討

(1) 検討方法 図1(a)に示すように、I種地盤上の橋脚長が異なる3タイプ〔表1〕の下部構造(直接基礎)で支持され、鉛プラグ入り積層ゴム支承を有する3径間連続PC桁橋を対象とする。対象橋梁を骨組構造でモデル化し、応答スペクトル法を用いて検討した。

表1 構造ケース

構造ケース	L1	L2
ケース 1	15 m	15 m
ケース 2	7.5 m	7.5 m
ケース 3	15 m	7.5 m

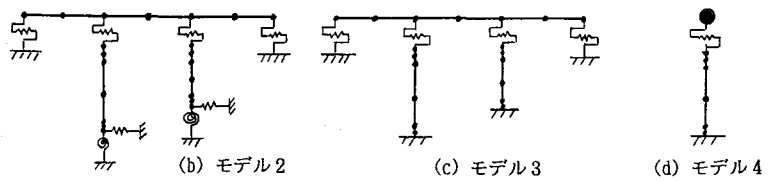
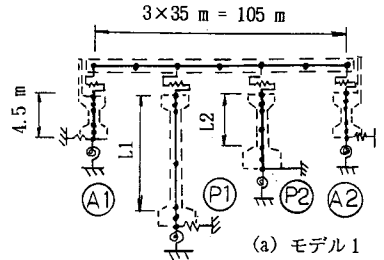


図1 振動特性の検討に用いた計算モデル

入力地震動の標準加速度応答スペクトルは図2に示すように道路橋示方書における保有水平耐力照査に用いる設計水平震度に対応するものである。

(2) 計算モデルの比較検討 図1に示す簡素化の異なる4つの計算モデルを設定し、最大応答値の比較を行った。〔モデル1〕を基本モデルとし、〔モデル2〕は橋台の剛性および質量を、〔モデル3〕はさらに橋脚の基礎地盤変位を無視したモデルであり、〔モデル4〕は単独橋脚だけを取り出したモデルである。

図3にケース1における最大応答加速度、免震装置最大相対変位およびケース1、ケース2におけるP1橋脚基部の最大曲げモーメントを示す。他のケースにおいても同様な傾向が表れている。

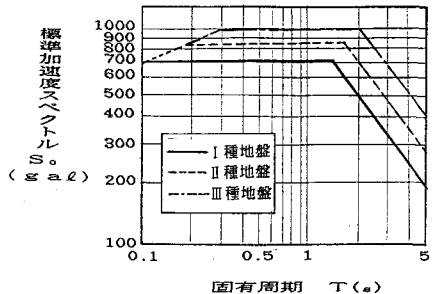


図2 入力地震動の応答スペクトル

モデル1とモデル2では加速度、変位、曲げモーメントともほぼ等しいことから、橋脚に比較して剛性の高い橋台の変形が橋梁の応答に及ぼす影響は小さいと考えられる。モデル3とモデル1の比較では、橋脚頂部の加速度がかなり相違しているものの、地盤変形を無視したモデル3を用いても上部構造の加速度、免震装置の相対変位、下部構造の曲げモーメントをかなりの精度で推定しうるということがわかる。したがって、橋台の

剛性が高く、上部構造の慣性力が卓越する一般的な形式の I 種地盤上の免震橋梁に対して、簡易設計という立場からは橋台および地盤変形の影響を無視しても差し支えないと考えられる。

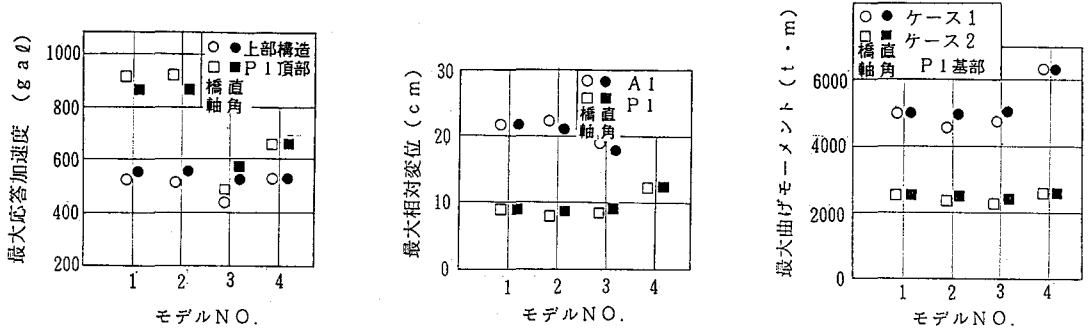


図3 計算モデルの相違による最大応答値の比較

(3) 高次振動モードの影響

図4に、図1(a)のモデル1を用いた場合における、構造ケース1～構造ケース3の橋軸方向ならびに橋軸直角方向について、1次振動モードのみを考慮した応答スペクトル法 (Single-Mode Method) と高次振動までを考慮した応答スペクトル法 (Multiple-Mode Method) により計算した最大応答値の相関を示す。

図4(a)には上部構造、各下部構造頂部・基部の最大応答加速度が、図4(b)には各免震装置に生じる最大相対変位が、図4(c)には各下部構造頂部・基部の最大曲げモーメントがプロットされている。

加速度の相関図において、Single-Mode MethodとMultiple-Mode Methodによる応答値の相関は高く高次モード

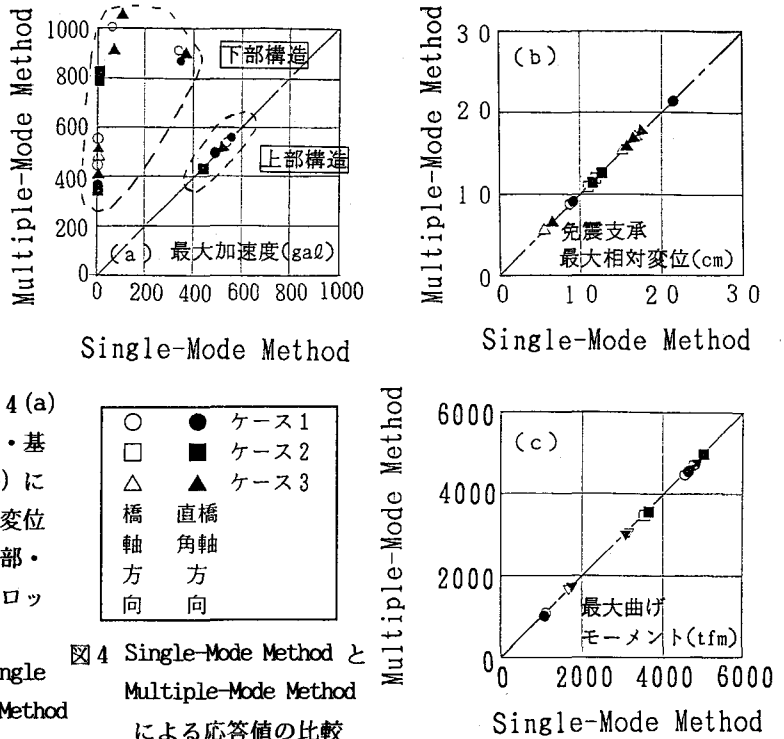


図4 Single-Mode Method と Multiple-Mode Method による応答値の比較

の影響は小さいが、下部構造では高次モードの影響が主であることがわかる。しかし、免震装置の動的特性に関わる免震装置相対変位、および下部構造設計に必要となる曲げモーメントについては、両手法による相関は高く高次モードの寄与はほとんど無いと考えられる。

3. 下部構造の簡易設定手法

(1) 基本仮定 本報告で提案する設定手法は、道路橋示方書における震度法に対応する設計に適用するものとし、以下に示す基本仮定に基づいている。

- ① 上部構造の構造形式・形状およびスパン割りが決定されている。
- ② 下部構造断面は地震時で決定される。

③ 上部構造の振動モードは1次振動モードが卓越し、下部構造の地震時断面力に対しても1次モードが支配的である。また、地盤変形の影響は小さい。

④ 上部構造は遊動円木的に振動し、橋脚頂部との相対変位は免震支承が受け持つ。

仮定①②は道路橋に対しては多くの場合に適用しうる。また、仮定③④は2.の検討結果に基づく。

(2) 設定フロー

提案手法のフローを図5に示す。

i) 固有周期および設計変位の仮定

仮定③④より、免震橋梁を図6に示すようにモデル化することができる。橋の固有周期 $T$ と設計変位 $U$ は、それぞれ式(1)(2)で求められる。また、各橋脚毎に地震時水平反力 $R_i$ 、免震装置と橋脚の剛性 $K_i$  および設計変位 $U$ との間に式(3)が成立する。これらの関係式を用いて目標とする固有周期から設計変位を仮定する。

$$T = 2\pi \frac{W}{G \cdot \Sigma K_i} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$U = (T/2\pi)^2 \cdot G \cdot K_h \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$R_i = U \cdot K_i = W_i \cdot K_h \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $W$  : 上部構造総重量、 $G$  : 重力加速度

$W_i$  :  $i$  橋脚に作用する上部構造鉛直反力

$K_h$  : 道路橋示方書設計水平震度

ii) 橋脚下端断面力の算出 橋脚の断面寸法の設定、等価剛性の計算に用いる橋脚下端の曲げモーメント $M_i$ を次式により近似する。

$$M_i = R_i \cdot l_i \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 $l_i$  :  $i$  橋脚の橋脚長

iii) 【免震装置+橋脚】の等価剛性の計算

免震装置と橋脚の等価剛性 $K_i$

を式(5)で計算する。

$$K_i = M_i / (U \cdot l_i) = R_i / U \quad \dots\dots\dots (5)$$

iv) 橋脚の断面寸法および鉄筋量の算出

橋脚下端の断面力を考慮して橋脚の断面寸法を設定し、鉄筋量を算定する。鉄筋量が最小鉄筋量および最大鉄筋量の規定を満足するかを照査する。

v) 各橋脚の等価剛性 設定された橋脚の断面寸法を基にして、各橋脚の等価剛性 $K_{Pi}$ を式(6)で求める。  $K_{Pi} = 3 \cdot E_i \cdot I_i / l_i^3 \quad \dots\dots\dots (6)$

ここで、 $E_i$ 、 $I_i$  はそれぞれ  $i$  橋脚のヤング係数、断面2次モーメントである。

vi) 免震装置の等価剛性 1橋脚に着目すれば、各々の橋脚は図7に示すように直列バネの1質点1自由度系にモデル化することができる。したがって、免震装置の等価剛性 $K_{Bi}$ は式(7)で表される。

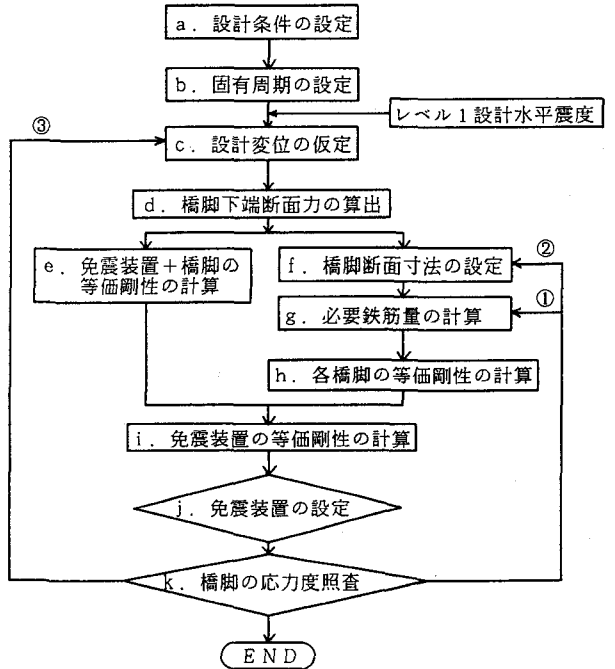


図5 下部構造設定フロー

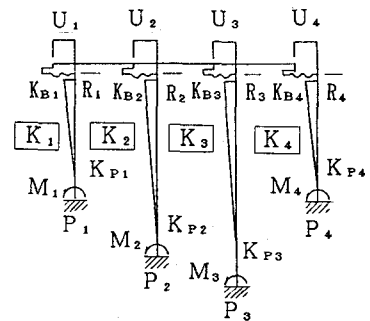


図6 免震橋梁の地震時挙動のモデル化

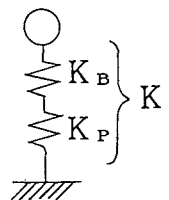


図7 免震装置と橋脚のモデル化

$$K_{Bi} = (K_{Pi} \cdot K_i) / (K_{Pi} - K_i) \quad \dots\dots\dots (7)$$

vii) 免震装置の選定 vi) で算出された免震装置の等価剛性を得るために必要な免震装置の降伏荷重 $Q$ と2次剛性 $K_2$ の組合わせを近似式(8)により算出する。  $Q = U (K_B - K_2)$   $\dots\dots\dots (8)$

免震装置の制作可能な性能および形状寸法等を考慮して、降伏荷重と2次剛性の組合わせを選定する。等価剛性を満足する免震装置の制作が不可能な場合には、橋脚の断面寸法を再設定する。断面寸法の変更ができない場合には、設計変位の設定を再度実施する。

viii) 橋脚の応力度照査 以上の検討により設定された橋脚の初期寸法を用いて、橋脚の慣性力を考慮した断面力で橋脚下端の応力度照査を行う。応力度の照査が満足しない場合には、鉄筋量、橋脚断面寸法、設計変位を再度見直す。

(3) 適用例 図8に示すようなI種地盤上の3径間連続PC合成桁橋(上部構造重量:2,884 tf)を対象とする。橋梁の1次固有周期1.10秒を目標とすると、対応する設計水平震度は0.2であり、設計変位は6cmと仮定される。提案手法に基づいて、橋脚の初期寸法および免震装置の仕様を図9に示すように設定した。

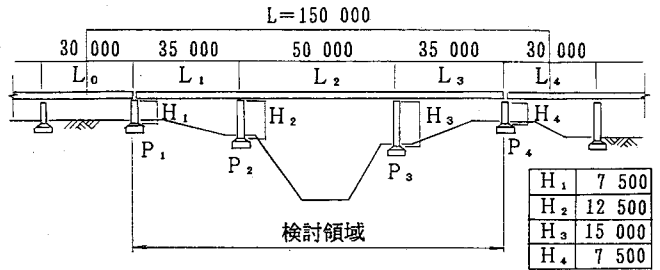


図8 検討対象免震橋梁

表2は、簡易設定法により算定された上部構造変位と橋脚基部の曲げモーメントを、設定された免震橋梁を図1のような多質点系骨組構造にモデル化し、免震装置の剛性の非線形性を考慮するために震度法による反復計算により免震装置の相対変位を収束させた場合と比較したものである。簡易法による変位および曲げモーメントは詳細法に対して±10%程度の値を示しており、初期形状の設定に対して本提案手法が有効であると考えられる。

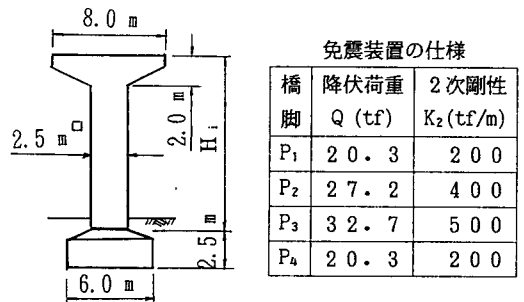


図9 橋脚形状と免震装置の仕様

4. おわりに

応答スペクトル法を用いてI種地盤上の免震橋梁の振動特性を検討した結果、

- ① 一般的に剛性が高く、慣性力も小さい橋台が橋梁全体の地震時挙動に与える影響および地盤変形の影響は小さい。
- ② 免震橋梁では一次振動モードが支配的であり、高次振動モードが橋梁の変位分布ならびに下部構造の断面力に与える影響は小さい。

ことを把握した。さらに、検討結果に基づいて、橋梁の免震設計の初期段階において簡易に下部構造形状の設定と免震装置の選定を行う方法を提案した。

今後は、試設計を通じて構造形式の異なる橋梁、II種地盤および保有水平耐力照査レベルの設計等に対する本手法の適用性をより明確にする必要がある。なお、本報告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」の一環として行われたものである。

参考文献 ・ (財)国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案)，平成元年3月

表2 簡易法と詳細法による比較

		簡易法	詳細法
固有周期(SEC)		1.10	1.04
上部構造変位(cm)		6.00	5.45
橋脚基部	P <sub>1</sub> 橋脚	1091	901
	P <sub>2</sub> 橋脚	2318	2100
モーメント (tfm)	P <sub>3</sub> 橋脚	2788	3101
	P <sub>4</sub> 橋脚	1091	901