

ゴム支承を用いた 多脚固定形式PC連続桁橋の耐震性

SEISMIC CHARACTERISTICS OF PC CONTINUOUS GIRDER BRIDGE
MULTI-SUPPORTED BY REACTION DISPERSING RUBBERS

早川和利* ・高橋広幸** ・角本 周*** ・関口富夫**** ・岡本裕昭*****

By Kazutoshi HAYAKAWA, Hiroyuki TAKAHASHI, Meguru TSUNOMOTO, Tomio SEKIGUCHI and Hiroaki OKAMOTO

Today, multi-span continuous bridges are increasing in number, for improvement of serviceability, labor-saving of maintenance and better seismic characteristics. Recently, multi-support system by reaction dispersing rubber bearings has been developed for bridges with lower piers in height, compared with span length. It was applied to 5-span continuous girder section of the Yuragawa bridge. In adopting it, fatigue tests on the rubber bearings and dynamic response analysis were also conducted on the problems relating to the seismic characteristics. Oscillation tests were conducted to confirm the dynamic characteristics on a real bridge as well. This paper presents an outline of these studies.

Key Words: reaction dispersing, fatigue test, dynamic analysis, oscillation test

1. まえがき

近年、良好な走行性の確保および維持管理の省力化を目的として、橋梁を連続化、多径間化し伸縮装置を減らす事例が増加している。従来、橋梁を連続化する場合、上部工と下部工との接合には支承を無くし剛結する連続ラーメン形式または一支点を固定する連続桁形式が採用されている。しかしながら、連続ラーメン形式の場合、上部工の固定径間長に比較して橋脚高が低い場合や橋脚高が相違する場合などでは上部工の温度変化、クリープ・乾燥収縮等による伸縮により種々の問題が生じる。一方、一支点を固定する連続桁形式の場合、地震時において固定支承に過大な水平力が作用することから巨大な鋼製支承が必要であり、また、固定橋脚の断面が大きくなり美観上も好ましくない。以上の点から、最近、橋脚高が低い連続桁においてゴム支承を用いた多脚固定形式が採用される傾向にある^{1), 2)}。

ゴム支承を用いた多脚固定形式を採用することにより、常時においては上部工の温度変化、クリープ・乾燥収縮等による伸縮をゴム支承のせん断変形により吸収させ、部材断面力を低減できる。一方、地震時には、多脚固定により地震力が分散でき、かつ、固有周期が長周期化することにより橋脚断面力が低減される。また、橋脚高が異なる場合でも、ゴム支承の水平バネを調整することにより橋脚断面を均一化できる。

*	日本道路公団 建設第一部工務第一課	(〒100 東京都千代田区霞が関 3-3-2)
** 工修	日本道路公団 東京第一建設局小田原工事事務所	(〒250 小田原市蓮正寺 1000-1)
*** 工修	オリエンタル建設(株) 技術部	(〒102 東京都千代田区平河町 2-1-1)
****	オリエンタル建設(株) 大阪支店工事部工事チーム	(〒530 大阪市北区芝田 2-6-23)
***** 工修	鹿島建設(株) 住友・鹿島JV小田原港作業所	(〒250 小田原市早川197)

由良川橋の5径間連続桁部(図-1)には、前述の理由により、ゴム支承を用いた多脚固定形式を採用している。また、支承寸法を小さくするために、上部工のクリープ・乾燥収縮により生じる支承の変形の逆方向に予めそれに相当する変形を作用させるゴム支承(予備せん断型ゴム支承)を用いている。本橋では、この形式の採用に当たり、耐震性上の課題に関してゴム支承の疲労試験および全体系の動的応答解析により検討を行っている。また、橋梁完成後、振動実験を行い実橋レベルでの振動特性を確認している。本報告は、これら一連の検討に関するものである^{3),4)}。

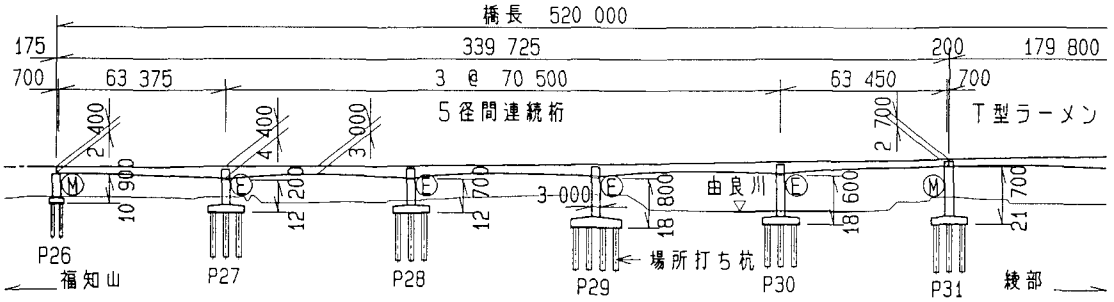


図-1 由良川橋5径間連続桁部一般図

2. 橋梁概要

2.1 橋梁概要

橋名：由良川橋
 路線名：近畿自動車道敦賀線
 位置：京都府福知山市～綾部市
 構造形式：PC5径間連続桁+PCT型ラーメン
 基礎形式：鉄筋コンクリート場所打杭

2.2 ゴム支承概要

5径間連続桁部では、端支点到スライド支承(すべりゴム支承)を、中間支点到ゴム支承を用いた。ゴム支承の仕様を以下に示す。

構造特性：リングプレートタイプ
 ゴム材質：加硫処理した天然ゴム
 許容支圧応力度： $\sigma_{c.} = 70.0 \text{ kgf/cm}^2$
 許容せん断ひずみ： $\gamma = 70\%$ (常時)
 $\gamma = 150\%$ (地震時)

静的せん断弾性係数： $G_0 = 13.5 \text{ kgf/cm}^2$

ゴム支承の形状を図-2に、諸元を表-1に示す。

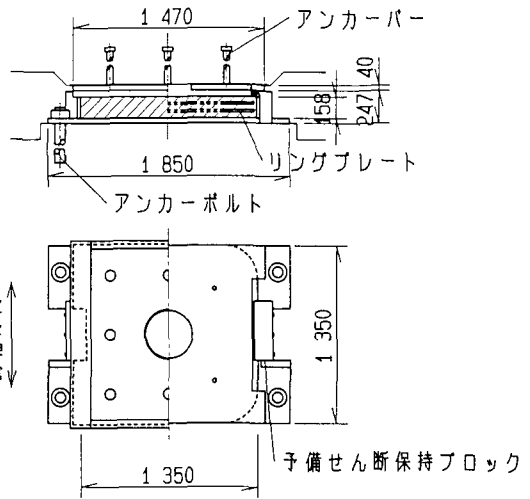


図-2 ゴム支承形状 (Ex. P29)

表-1 ゴム支承諸元

橋脚	支承数	支承寸法 (mm)	層厚 × 層数		有効ゴム厚 (mm)	最大設計反力 (tf)	常時最大変形 (mm)
			ゴム	リングプレート			
P 27	2	1450 x 1450 x 284	42 x 2	16 x 1	100	1303.7	16.1
P 28	2	1450 x 1450 x 189	42 x 2	16 x 1	100	1330.1	2.2
P 29	2	1350 x 1350 x 247	42 x 3	16 x 2	158	1219.1	11.7
P 30	2	1350 x 1350 x 277	50 x 3	19 x 2	188	1225.8	25.7

3. ゴム支承の疲労試験

従来、ゴム支承においては、圧縮変形に対して疲労試験によりその耐久性が確認されている⁸⁾。一方、本橋のようにゴム支承により常時および地震時の水平力を負担する場合にはせん断変形に対する

耐久性が問題となるが、

せん断変形に関する疲労試験はほとんど実施されておらず耐久性の確認は十分ではない。

よって、この耐久性の確認のために、表-2に示す疲労試験を実施した。試験条件は、ゴム支承の設計許容値より設定した。ただし、実橋に用いるゴム支承が最大反力約 1 300 tf の大型支承であること

から、疲労試験は反力 100 tf 規模の模型支承を用いて行った。模型支承はゴム支承としての形状係数の相似性を勘案してその形状を決定した(図-3)。

常時を想定した疲労試験の結果として、各疲労試験における水平バネ定数の変化を図-4に、疲労試験前後のゴム材料物理特性値を表-3に示す。なお、水平バネ定数の測定は、各繰返し回数毎に 15 および 80 kgf/cm² の圧縮応力状態で行った。水平バネ定数は疲労試験中において最大 10 % 程度の変化率を示しているものの、変化傾向が一定ではないことから水平バネ定数に与える疲労の影響は少ないものと考えられる。

また、ゴム支承の外観異常は発生せず、疲労試験後の物理特性もほとんど変化していないことから、常時の使用条件ではせん断変形に関する疲労に対しても十分な安全性を有しているものと考えられる。

地震時を想定した疲労試験においても、繰返し回数 442回

までではゴム支承に約 30°C 温度上昇が生じたものの破壊には至らず(試験装置の都合上この繰返し回数

表-2 実施疲労試験

試験種類	圧縮応力度 (kgf/cm ²)	せん断変形率 (%)	繰返し回数 (回)	繰返し速度 (Hz)
常時圧縮疲労試験	15 ~ 80	70 (一定)	2,000,000	2.00
常時せん断疲労試験	80 (一定)	± 70	20,000	0.03
地震時せん断疲労試験	80 (一定)	± 150	-	0.30

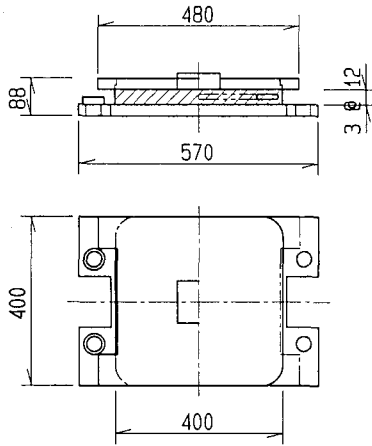
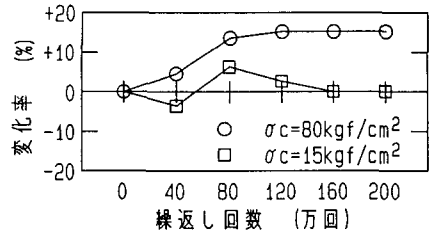
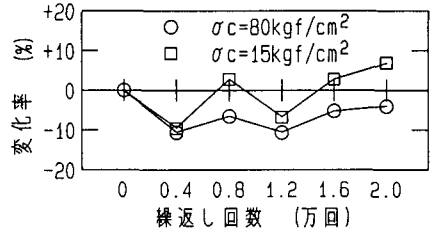


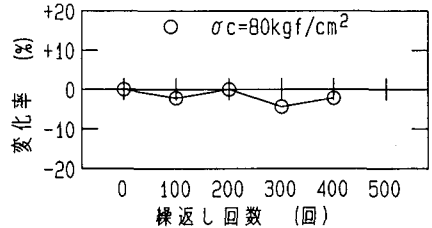
図-3 模型支承



(a) 常時圧縮疲労試験



(b) 常時せん断疲労試験



(c) 地震時せん断疲労試験

図-4 水平バネ定数の変化

表-3 ゴム材料の物理特性値

項目	規格値	試験前	試験後	
			常時圧縮疲労	常時せん断疲労
硬さ	60 ± 5	64	61	61
引張強度 (kgf/cm ²)	250 以上	300	307	312
伸び (%)	400 以上	520	520	510
静的せん断弾性率 (kgf/cm ²)	10.5 ± 1.0 13.5 ± 1.3	13.2	12.2	12.5
接着力 (kgf/cm ²)	7.0	17.5	18.9	19.7

で試験終了)、また、水平バネ定数の変化率もわずかなものであった(図-4)。実際の地震時においては変形の繰り返し回数が少ないことから、ゴム支承に特に問題は生じないものと考えられる。

4. 動的応答解析

4.1 解析概要

ゴム支承を用いた多脚固定形式は上部工と下部工とを剛性の低いゴム支承にて結合していることから、地震に対しては他の形式に比べてフレキシブルかつ複雑に応答すると考えられ、耐震性の検討においては振動特性を十分考慮する必要がある。ここでは、地震時において断面がクリティカルとなる橋脚下端の地震時断面力に影響を与える主要な振動モードを把握する

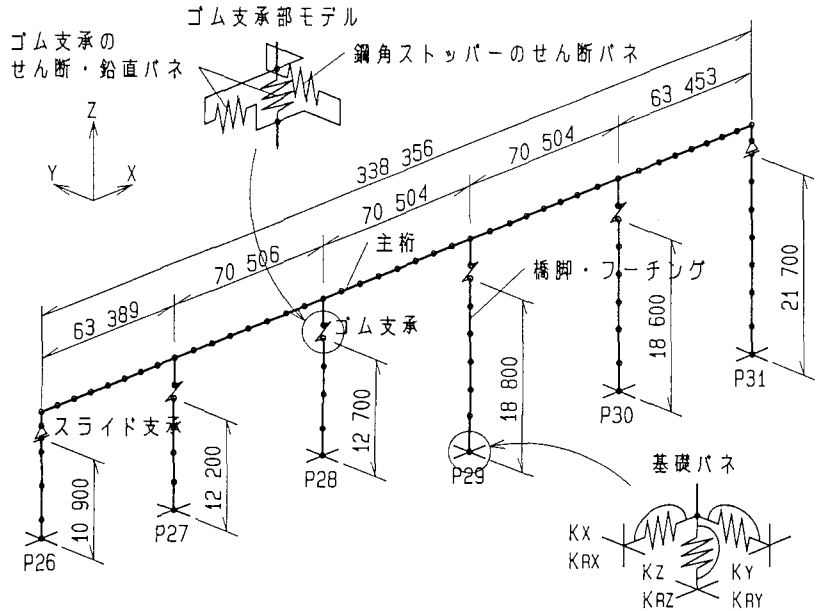


図-5 解析モデル

ものとする。また、ゴム支承の水平バネ定数のばらつきが橋脚断面力に与える影響も検討するものとする。

解析モデルを図-5に示す。モデルは3次元骨組構造とし、主桁、ゴム・スライド支承、橋脚・フーチングおよび基礎バネからなる。また、平面線形および縦断勾配は無視し、橋脚の斜角を考慮するものとする。

動的応答解析における入力地震としては、基盤入力加速度を250 galとした2種地盤の平均応答スペクトル(図-6)⁹⁾およびこの応答スペクトルに適合する非定常性を考慮した模擬地震波を用いた。解析において、減衰定数は5%とした。

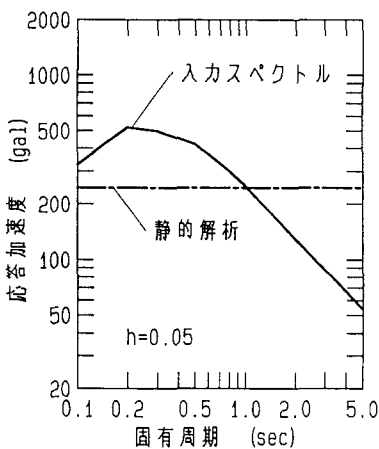


図-6 応答スペクトル

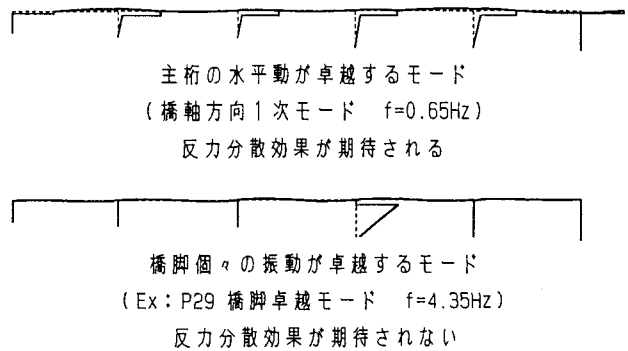


図-7 橋脚下端断面力に影響を与える主要な振動モード

4.2 解析結果

固有振動解析結果として、主桁の水平動が卓越するモード(以下、橋軸方向1次振動モード)、および橋脚個々の振動が卓越するモードを図-7に示す。また、固有振動解析より得られた全振動モードに対して応答スペクトルを用いて応答解析(RMS法)した結果、および震度法($K_h = 0.25$)による静的解析結果を表-4に示す。同様に、橋軸

方向1次振動モードおよび橋脚個々の振動が卓越する振動モード各々のみに対して応答解析した結果と、これらを自乗平均(RMS)した結果を表-4に付記する。

橋軸方向1次振動モードおよび橋脚個々の振動が卓越する振動モードによる断面力を自乗平均した結果は、全振動モードを考慮した場合の断面力とはほぼ一致する。このことから、橋脚下端の断面力に影響を与える主要な振動モードとしては、橋軸方向1次振動モードおよび橋脚個々の振動が卓越する振動モードの2種類を考慮すれば良いと考えられる。動的応答解析結果と静的解析結果を比較すると、静的解析結果においては各橋脚の断面力は10%程度しか差がないのに対し動的応答解析結果では40%程度の差が生じている。これは、ゴム支承の水平バネ定数の調整を静的解析による断面力に基づいて行ったため、橋脚個々の振動が卓越する振動モードによる断面力の差が影響したものと考えられる。また、これにより、2種類の振動モードのうちゴム支承による反力分散効果が期待できるのは、橋軸方向1次振動モードと考えられる。

本橋はゴム支承の水平バネを調整することにより高さの異なる橋脚の断面力を均一化している。従って、設計においては水平バネ定数の設定が重要となるが、これには製造時のばらつきに加え経年変化等によるバネ定数の変化をも考慮する必要がある。表-5に想定されるバネ定数の変化要因および各要因に対する変化率を示す⁷⁾。これより、設

表-4 橋脚下端曲げモーメント

項目		P 27	P 28	P 29	P 30
応答スペクトル法 (全振動モードRMS)		8216 (1.00)	9196 (1.12)	11751 (1.43)	9964 (1.21)
応答スペクトル法	橋軸方向1次振動モード M_1	7504 (1.00)	8376 (1.12)	7270 (0.97)	6386 (0.85)
	橋脚振動卓越振動モード M_2	3158 (1.00)	3375 (1.07)	9095 (2.88)	7461 (2.36)
	$\sqrt{(M_1^2 + M_2^2)}$	8141 (1.00)	9030 (1.11)	11644 (1.43)	9821 (1.21)
震度法 ($K_h = 0.25$)		16000 (1.00)	16500 (1.03)	16000 (1.00)	15000 (0.94)

単位: tf・m、()内はP 27橋脚下端曲げモーメントに対する比

表-5 水平バネ定数の変化要因および変化率

項目	上限値	下限値
製品ばらつき	+ 10 %	- 10 %
クリープ	+ 0 %	- 15 %
疲労劣化	+ 5 %	- 5 %
温度変化	+ 5 %	- 5 %
Σ	+ 20 %	- 35 %

計時におけるゴム支承の水平バネの設定には最大30%程度のばらつきを考慮する必要があると考えられる。図-8にゴム支承の水平バネ定数のばらつきをパラメータとして応答スペクトルに適合した地震波により応答解析した結果を示す。水平バネ定数のばらつきに関しては、単一支点の水平バネ定数のみが変化した場合の方が全支点が変化した場合に比べて橋脚下端の断面力の変化は大きく、最大で20%程度増加する結果となった。

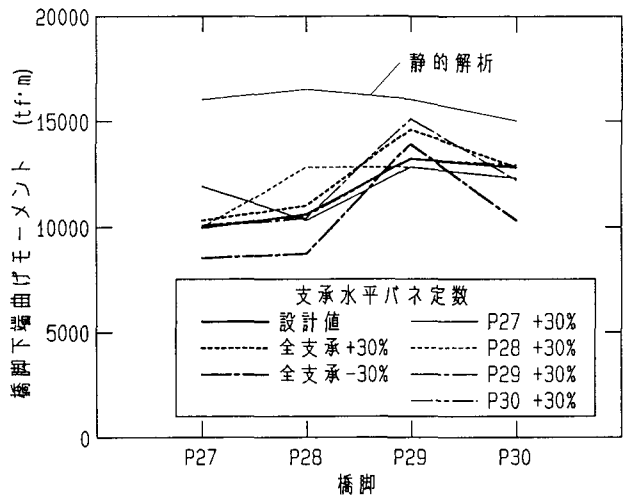


図-8 水平バネ定数のばらつきの影響

図-8にゴム支承の水平バネ定数のばらつきをパラメータとして応答スペクトルに適合した地震波により応答解析した結果を示す。水平バネ定数のばらつきに関しては、単一支点の水平バネ定数のみが変化した場合の方が全支点が変化した場合に比べて橋脚下端の断面力の変化は大きく、最大で20%程度増加する結果となった。

5. 経済性

ゴム支承を用いた多脚固定形式と一点を固定した連続桁形式との経済性を比較した結果を表-6に示す。

ゴム支承を用いた多脚固定形式の場合、地震時における上部工の慣性力が各橋脚に分散されるため下部工費が低減されることから、全体工費で約

12% 経済的となっている。したがって、本橋のように固定径間長に比較して橋脚高が低い場合には経済性においても良好な形式と考えられる。

表-6 経済性比較

形式	工費 (百万円)			合計
	上部工	下部工	支承	
一点を固定した連続桁形式	625	513	56	1194 (1.12)
ゴム支承を用いた 多脚固定形式	625	399	70	1094 (1.02)
	625	385	58	1068 (1.00)

6. 振動実験

6.1 実験概要

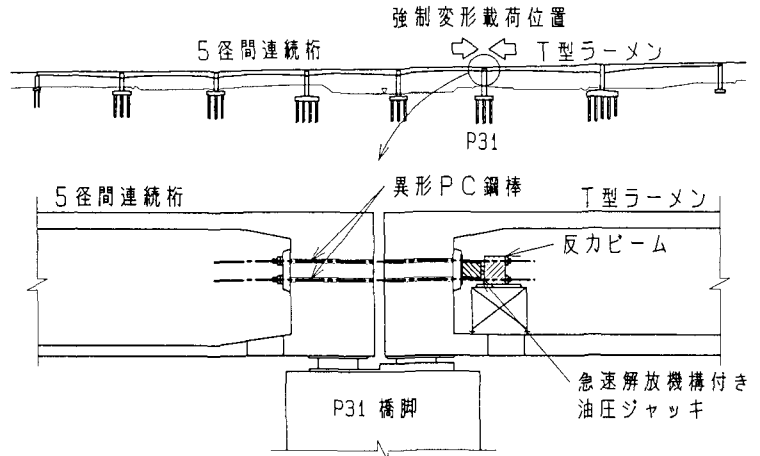
本橋では、耐震設計においてゴム支承の水平バネ定数の調整による地震時慣性力の各橋脚への分散効果を加味して行っており、さらには動的応答解析によりその反力分散効果を確認している。しかしながら、この形式の橋梁は従来震害経験がなく、強震観測、振動実験等による動的特性の把握も十分でないのが実情である^{8)・9)}。このことから、ゴム支承の持つ反力分散効果の実橋レベルでの確認、動的特性の把握を目的として振動実験を行った。動的応答解析において検討された結果より、橋脚下端の断面面に影響を与える主要な振動モードのうちゴム支承の反力分散効果が期待されるのは橋軸方向1次振動モードであることから、実験対象とする振動モードは橋軸方向1次振動モードとした。

加振方法としては、実験対象の振動モードが1つのみであり、また、その振動数が長周期(0.7 Hz程度)で比較的単純な振動モード形であることから、強制変形を与えた後これを解放して自由振動させる方法を用いるものとした¹⁰⁾。強制変形は、実験対象の振動モードより、図-9に示すように急速解放機構付きの油圧ジャッキ(揚量180tf、4台)を5径間連続桁とT型ラーメン間に設置し、T型ラーメンに反力を取り与えるものとした¹¹⁾。

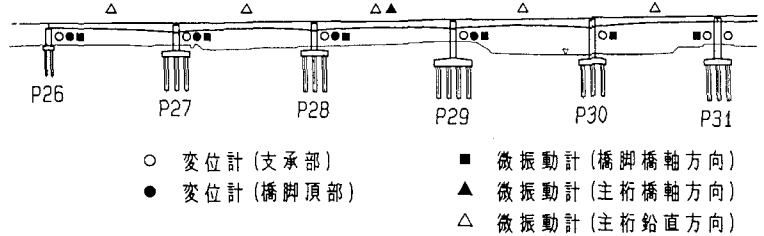
実験は、実験目的に対して以下の2種類を設定した。

- ①静的荷重実験：ゴム支承、橋脚・基礎剛性の確認。反力分散効果の確認
- ②自由振動実験：振動特性(固有振動数、固有振動モード、減衰定数)。振動時のゴム支承の挙動。

計測器の配置を図-9に示す。



(a) 加振方法概要



(b) 計測概要

図-9 振動実験概要

6. 2 シミュレーション解析

設計モデルの妥当性の検討および実験結果の評価のため、シミュレーション解析を行った。モデルは動的応答解析と同様に3次元骨組構造としたが、実験時の状況（暫定2車線施工）を踏まえて、主桁は下り線片連のみをモデル化した。

解析の対象項目としては以下のものを設定した。

- ① 橋脚および基礎バネの剛性
- ② ゴム支承のバネ定数。ゴム支承による反力分散効果
- ③ 橋軸方向1次振動モードの振動特性

上記検討項目に対するシミュレーション解析におけるパラメータを表-7に示す。各解析ケースにおけるパラメータの組合せを表-7に付記する。なお、設計において想定したパラメータの組合せは、Case Aである（以下、設計モデル値）。

6. 3 静的载荷実験結果

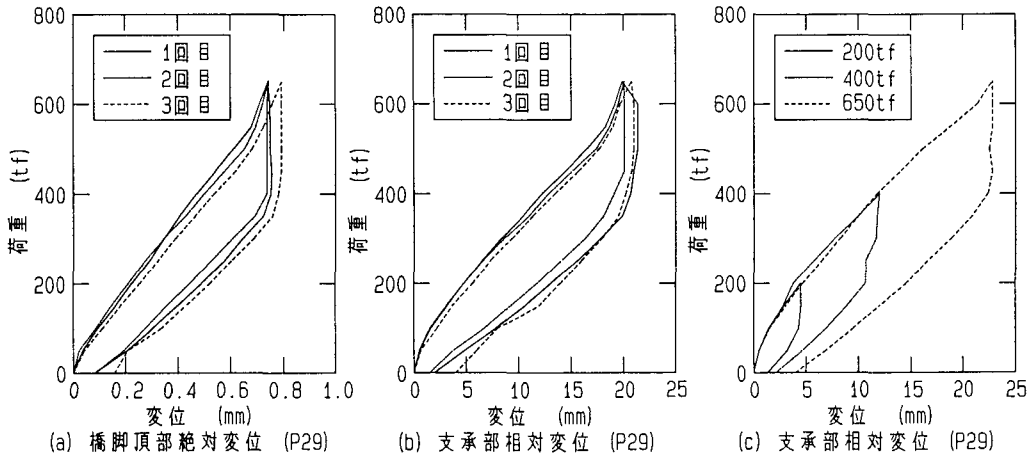


図-10 静的载荷実験結果

実験結果として、载荷に伴うP29橋脚における橋脚頂部の変位および支承部の相対変位を図-10に示す。橋脚頂部の変位（図-10(a)）は、载荷時においては荷重の増加に伴いほぼ線形的に増加している。また、除荷時においては、最初に荷重除荷に対して変位減少がほとんど生じない部分があり、その後ほぼ線形的に変位が減少する。支承部の相対変位（図-10(b)）は、载荷時では荷重の増加に伴って荷重増分に対する変位増分量が徐々に増加する非線形性を示す。一方、除荷時では、最初に荷重除荷に対して変位減少の小さい

表-7 解析パラメータおよび解析ケース

解析パラメータ	ケース	解析ケース								
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
基礎のバネ定数	常時に対する値		○			○				
	地震時に対する値	○			○					
	実験時変位量に対する値			○			○	○	○	○
橋脚・フーチング側面の地盤バネ定数	考慮しない	○	○	○						
	常時に対する値					○				
	地震時に対する値				○					
ゴム支承の橋軸方向バネ定数	設計値	○	○	○	○	○	○		○	
	実験時変位量に対する検査試験値								○	○
	スライド支承の橋軸方向バネ定数	○	○	○	○	○	○			
	ゴム支承として算定した値								○	○

部分があり、その後ほぼ線形的に変位が減少する傾向にある。最大荷重を変化させた場合においても（図-10(c)）、荷重-相対変位関係は相似な特性を有している。

支承部の荷重に対する相対変位増分は、載荷時と除荷時とにおいて異なる特性を示す結果となった。ゴム支承に関する疲労試験結果によると水平バネ特性は弾性的であり載荷、除荷に関わらず同一のバネ定数を有していることから、載荷時の非線形性には鋼角ストッパー、スライド支承等で生じる摩擦の影響が寄与しているものと考えられる。一般に、摩擦が生じる構造においては、荷重-変位関係は図-11に示すような特徴を有す。初期載荷時の荷重-変位関係は、摩擦の影響を受けることから見かけのバネ定数がゴム支承のバネ定数に比べて大きい値を示す。一方、除荷時および再載荷時においては、ゴム支承のバネ定数に基づく荷重-変位関係を示す。よって、今回の静的載荷実験においても、単位強制力に対する橋脚頂部変位量および支承部相対変位量としては除荷時に得られた値を実験値とする。図-12、13に、単位強制力に対する橋脚頂部変位量および支承部相対変位量の実験値およびシミュレーション解析値を示す。

単位強制力に対する橋脚頂部変位量の設計モデル値 Case A は、実験値に比べて 2 ~ 4 倍程度大きくなっている。同様に、基礎バネに常時に対するバネ定数を用いた場合 Case B においても同程度の差が生じており、橋脚および基礎バネの剛性は設計で想定される程度の剛性に比べて大きい結果となった。

道路橋示方書⁶⁾では、基礎バネおよび側面の地盤バネの算定において、水平方向地盤反力係数を算定する際の基準変位量を基礎幅の 1%としている。一方、今回の実験においては橋脚頂部変位量でも最大で約 0.8 mm であり、基礎部分の変位量は道路橋示方書における基準変位量の 1/1 000 ~ 1/10 000 程度と考えられる。一般に、水平方向地盤反力係数と変位量の関係は次式で表される¹²⁾。

$$k = k_0 \cdot y^{-1/2}$$

(1)

ここに、 k : 水平方向地盤反力係数、 k_0 : 基準変位量に対する水平方向地盤反力係数、 y : 変位量。式(1)

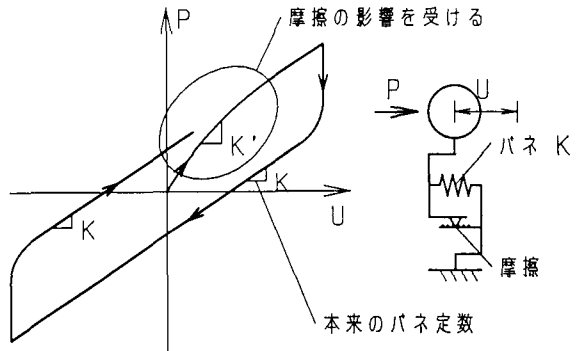


図-11 摩擦が生じる構造の荷重-変位関係

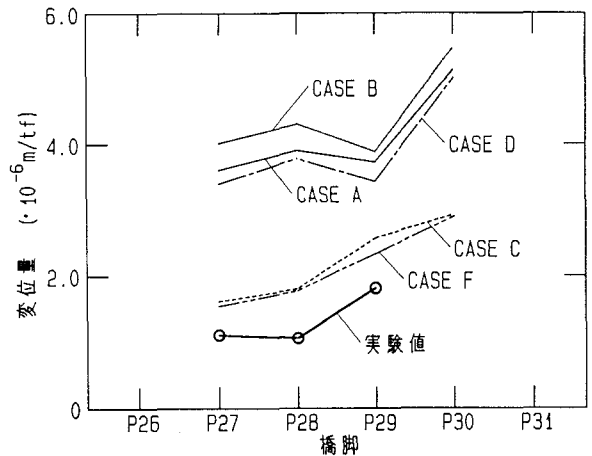


図-12 単位強制力当りの橋脚頂部変位量

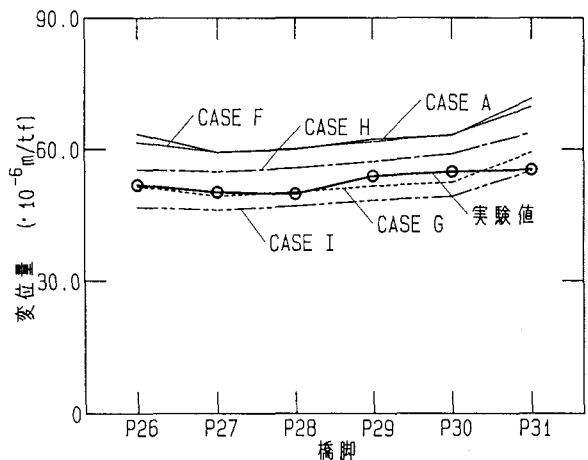


図-13 単位強制力当りの支承部相対変位量

を適用すると、実験時の水平方向地盤反力係数は常時に対する値の 50 ~ 100 倍となるが、変位量が基準変位量に比べて非常に小さい場合式(1)の適用性には不明な点があり¹³⁾、ここでは実験時の水平方向地盤反力係数として常時に対する値を仮に10倍して解析に用いるものとした。この、実験時の変位量に対する基礎のバネ定数を用いた場合 Case C では、解析値は実験値の 1.2 ~ 1.7 倍となっている。この点から推定すると、単位強制力に対する変位量の設計モデル値が実験値に比べて大きいのは、実験時の基礎実験時の基礎部分の変位量が設計において想定している基準変位量に比べてかなり小さいことが主因であると考えられる。

単位強制力に対する支承部相対変位量の設計モデル値 Case A は、15 ~ 30 % 程度実験値に比べて大きくなっている。基礎パネを変化させた場合 Case B、C においても支承部の相対変位量にほとんど変化はない。これは、基礎パネの剛性が支承部の剛性に比べてかなり大きいので、これらの変化が支承部相対変形にほとんど影響を与えないためと考えられる。

実橋に用いたゴム支承の水平バネ定数は、実橋に用いたゴム支承の検査試験（以下、検査試験。図-14）によると、変形量の小さい範囲において設計値より幾分か大きい傾向にある。実験における支承部の相対変位量（20 mm 程度）に対するゴム支承の検査試験から得られた水平バネ定数を用いて解析した場合（Case G）において、単位強制力に対する相対変位量の解析値は実験値と良く一致する。

ゴム支承の検査試験によると、設計レベルの地震時に対する最大変位量（100 ~ 150 mm）においては、水平バネ定数はほぼ設計値と同等の値となっていることから、設計レベルの地震時においては設計で想定された割合で反力分散が行われると考えられる。

6. 4 自由振動実験結果

実験結果として、P29 橋脚における支承部相対変位波形および橋脚頂部変位波形を図-15に示す。支承部相対変位波形および橋脚頂部変位波形とも、強制変位解放後、単一の波が急速に減衰している。

支承部相対変位波形より求めた振幅と固有振動数および減衰定数の関係を図-16、17に示す。

固有振動数は10 mm 程度の振幅においては約 0.9 Hz であるが、振幅が小さくなるにつれ徐々に振動数が高くなり、微小振幅においては約 1.4 Hz（約 1.6倍）となっている。減衰定数は、振幅の大きい領域では 10 ~ 20 % と比較

的大きい値を示しているが、これ以降は 3 ~ 6 % と通常耐震設計で用いられる程度の値を示している。このように橋軸方向1次振動モードは、固有振動数、減衰定数とも振幅依存性を示す結果となった。

橋軸方向1次の固有振動数の設計モデル値 Case A（0.69 Hz）は、10 mm 程度の振幅における実験値（0.9 Hz）に比べて 20 % 程度小さい結果となった。同様に、基礎パネに実験時の変位量に対して設定したバネ定数を用いた場合 Case C（0.70 Hz）においても同程度小さい結果となっており、基礎パネのバネ定数は橋軸方向1次の固有振動数にほとんど影響を与えないと考えられる。これは、静的載荷実験結果でのゴム支承部相対変位に関する検討と同様の結果となっており、橋軸方向1次振動モードに関しては主桁-支承

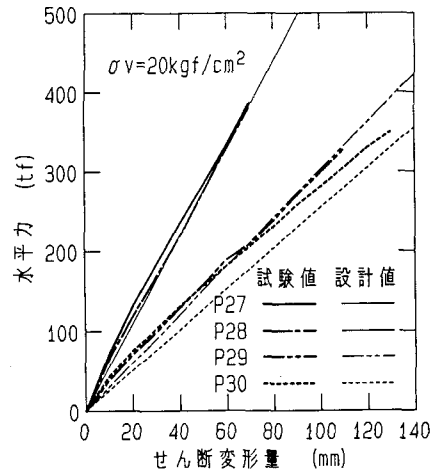
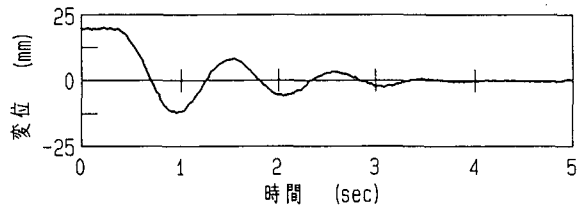
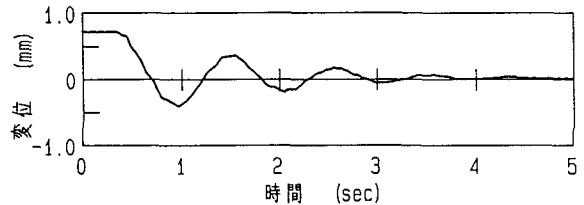


図-14 ゴム支承検査試験結果



(a) 支承部相対変位波形 (P29)



(b) 橋脚頂部変位波形 (P29)

図-15 自由振動波形

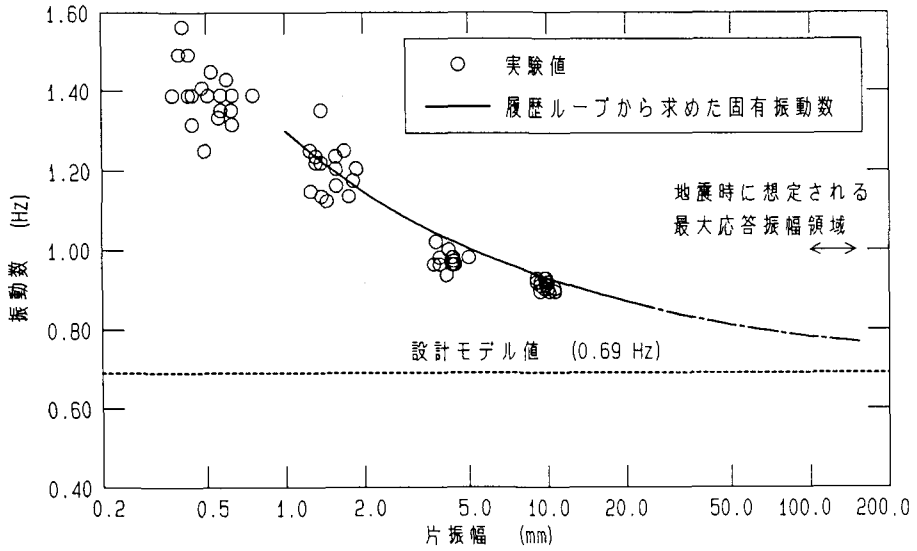


図-16 振幅-固有振動数関係

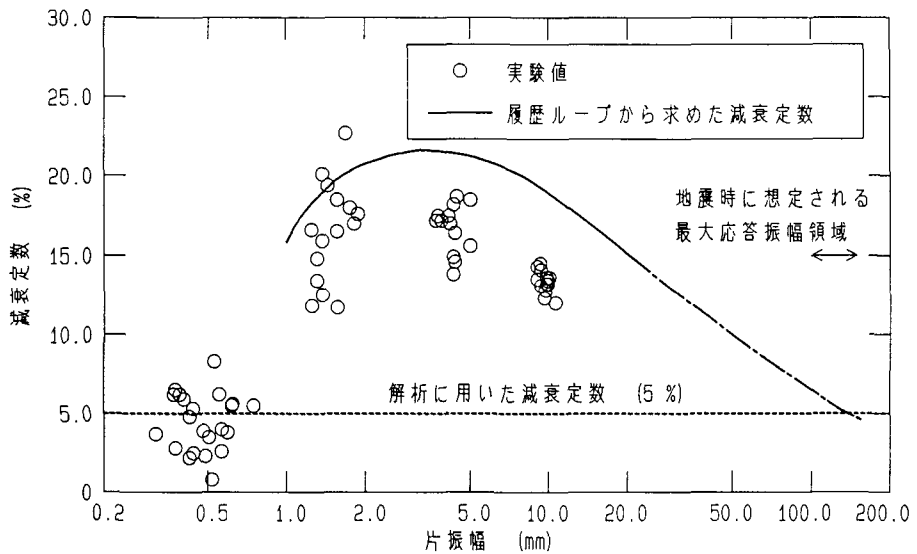


図-17 振幅-減衰定数関係

系を主体に検討すれば良いと考えられる。静的載荷実験結果においては、ゴム支承の水平バネ定数にゴム支承の検査試験から得られた値を用いた場合、支承部相対変位量は実験値と解析値とで良く一致している。しかしながら、この水平バネ定数を用いて固有振動解析した場合 Case G (0.76 Hz) においても、実験値は解析値に比べて 15 % 程度小さくなっている。橋軸方向 1 次振動モードは支承部の橋軸方向変形が主体となるモードであることから、振動時においては静的変形時の 30 % 程度バネ定数が大きくなっていることとなる。さらに、微小振幅時においては、固有振動数の実験値は解析値に比べて 2 倍程度大きく、バネ定数では 4 倍も大きくなっていることとなる。

図-18に、静的載荷実験結果に基づいて想定したP29 橋脚における支承部相対変位の載荷履歴ループを示す。橋軸方向 1 次振動モードに関しては、主桁-支承系を主体に検討すれば良いと考えられることから、こ

の履歴ループはP29 橋脚位置で着目した主桁全体の変位履歴を示したものと考えられる。よって、ここでは主桁を支承部バネで支持した1自由度系の振動モデルを想定して検討するものとする。

図-19に示すような1自由度系の荷重-変位関係が図中に記した履歴ループを示す場合、固有振動数および減衰定数は式(2) および(3)で表される。

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\left(\frac{K_{eq}}{M} \right)} \quad (2)$$

$$h = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (3)$$

ここに、 f : 固有振動数、 K_{eq} : 等価バネ定数、 M : 質量、 h : 減衰定数、 W : 振動エネルギー、 ΔW : 吸収エネルギー。図-18に示す載荷履歴ループに式(2) および(3)を適用し、各振幅に対して算定した固有振動数および減衰定数を、図-16、17に付記する。算定された振幅と固有振動数の関係は良く一致し、また、振幅と減衰定数の関係は比較的良く一致する。

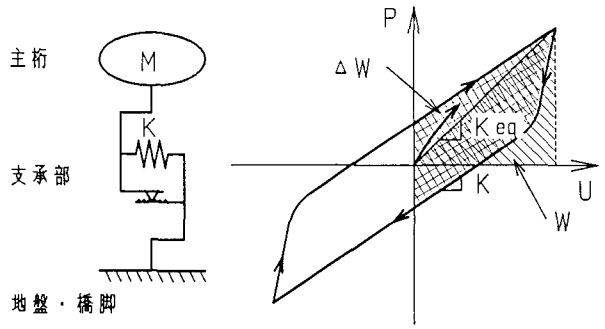


図-19 1自由度系振動モデル

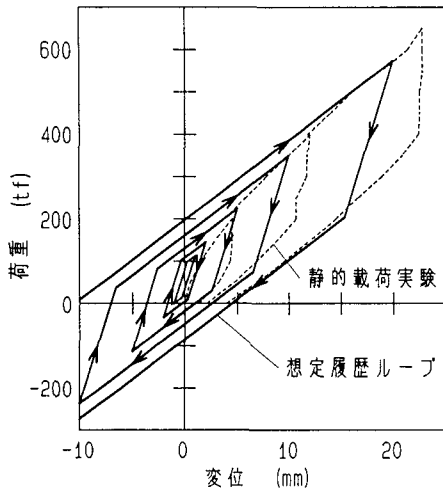


図-18 静的載荷実験結果に基づいて想定した履歴ループ

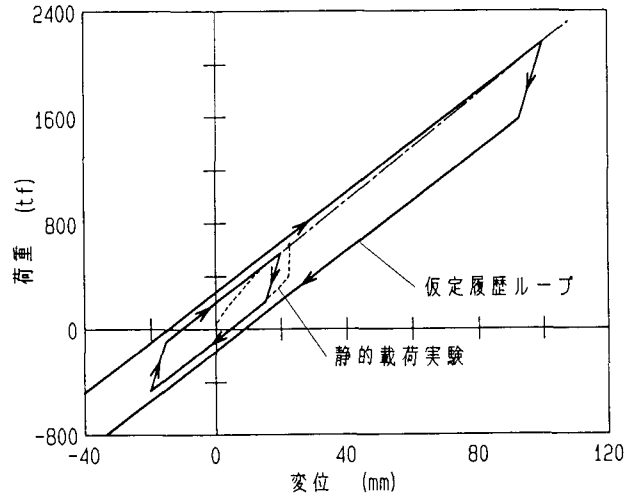


図-20 地震時の応答振幅領域に対して仮定した履歴ループ

地震時において想定された最大応答振幅は 100 ~ 150 mmである。この振幅領域における主桁-支承系の履歴特性は今回の静的載荷実験では得られていないが、ゴム支承の疲労試験および検査試験によるとゴム支承の水平バネ特性はこの振幅領域まで弾性的であることから、付加的な要因がない限り履歴特性は静的載荷実験で得られた振幅 20 mmまでの履歴特性が相似拡大されたものとなると考えられる(図-20)。このように仮定すると、この振幅領域では仮定された履歴ループの特性より等価バネ定数が設計バネ定数に近づくことから、固有振動数は設計モデル値にほぼ近い値になると考えられる。一方、減衰定数は、仮定した履歴ループによると振幅が大きくなるとエネルギー吸収比 $\Delta W/W$ が小さくなることから、地震時において想定された最大応答振幅領域では 5%程度の減衰定数が見込まれる。

7. 結論

ゴム支承を用いた多脚固定形式の耐震性上の課題に関して行った一連の検討結果を以下にまとめる。

- 1) ゴム支承の疲労試験より、常時の使用条件においてはせん断変形に関する疲労に対しても十分な耐久性を有していることが確認された。また、地震時においても特に問題は生じないものと考えられる。
- 2) 動的応答解析によると、橋脚下端の地震時断面力は、主桁の水平動が卓越する振動モードおよび橋脚個々の振動が卓越する振動モード各々の断面力より算定できる。
- 3) ゴム支承を用いた多脚固定形式は、経済性においても良好な形式と考えられる。
- 4) 静的載荷実験結果と解析結果を比較すると、支承部相対変位に関しては良く一致する結果となった。これより、設計におけるモデル化手法の妥当性が確認され、また、設計レベルの地震時には設計で想定している反力分散効果が期待できると考えられる。
- 5) 橋軸方向1次振動モードの固有振動数は振幅依存性があり、また設計モデル値に比べても大きなものとなった。しかしながら、静的載荷実験の結果に基づいて想定した主桁-支承系の履歴ループより推定すると、実験値と推定値は良く一致する。また、設計レベルの地震時に想定される最大応答振幅付近では、固有振動数は設計モデル値と同等の値になると考えられる。
- 6) 橋軸方向1次振動モードの減衰定数に関しても静的載荷実験の結果に基づいて想定した主桁-支承系の履歴ループより推定すると、実験値と解析値は比較的良く一致する。また、設計レベルの地震時に想定される最大応答振幅付近では、設計において設定された減衰定数程度の減衰を示すと考えられる。

参考文献

- 1) 檜山・鈴木・久保・池田：石狩川橋の設計・施工、橋梁と基礎、Vol.25、No.11、pp. 2-11、1991.
- 2) 松野・吉田・村岡：国分隼人道路清水川橋の設計・施工、橋梁、Vol.26、No. 3、pp.32-41、1990.
- 3) 酒井・関口・村尾：ゴム支承による多脚固定方式のPC連続箱桁橋の設計について、橋梁、Vol.26、No.5、pp.21-26、1990
- 4) K.Hayakawa, H.Takahashi, T.Sekiguchi and M.Tsunomoto: Seismic Characteristics of Prestressed Concrete Continuous Box Girder Bridge Multi-Supported by Reaction Dispersing Rubbers、Proc. of 8th U.S.-Japan Bridge Engineering Workshop、pp.297-311、1992.
- 5) 日本道路協会：道路橋支承便覧、1991.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、1980.
- 7) 阪神高速道路公団：設計基準第2部 構造物設計基準（橋梁編）、1985.
- 8) 川島・長島・坂入：弾性固定方式を採用した5径間連続橋の地震応答特性、橋梁と基礎、Vol.26、No. 3、pp.33-40、1992.
- 9) 安松・鳥野・北川・麻生・堤：ゴム支承を有するPC4径間連続橋（清水川橋）の振動特性と水平反力分散、構造工学論文集、Vol.39A、pp.1221-1230、1993.
- 10) 加藤・島田：橋梁の現地振動実験法、土木学会誌、Vol.66、No. 2、pp.38-42、1981.
- 11) 小川・三田：関越自動車道片品川橋の振動試験、橋梁と基礎、Vol.21、No. 7、pp. 5-12、1987.
- 12) I.Yoshida and R.Yoshinaka : A Method to Estimate Modulus of Horizontal Subgrade Reaction for a Pile、Soils and Foundations、Vol.12、No. 3、1972.
- 13) 井上・吉岡・前田：連続ラーメン橋における水平ばねの評価、土と基礎、Vol.36、No.12、pp.25-30、1988.

(1993年 9月16日受付)