

(125) 非対称2径間連続吊り床版橋(ツウタ橋)の振動実験

千葉県矢那川片倉ダム建設事務所

斎藤英貴

ドービー建設工業(株)

東京支店 設計部 正会員

山田和男

ドービー建設工業(株)

本社 技術センター 正会員

立神久雄

ドービー建設工業(株)

東京支店 設計部 正会員

○高木伸彰

1. はじめに

PC吊り床版橋は、吊り橋の塔を省略し、吊りケーブルと補剛桁が一体となってアンカーされた形式であり、現在までに国内で50橋程度が施工されている。吊り床版橋は、その構造の景観性、経済性、施工の簡便さなどの利点により、その建設が盛んになってきている。最大支間長は、150m近くに達しており、今後さらに長支間の150~200m級の建設も考えられている。また、多径間連続形式や上路形式もあり、用途の多様化の傾向にある。

しかし、吊り床版橋はその構造形式のゆえに非常にフレキシブルな構造であるために、歩行者による揺れや風による動的安定性が設計上の大きなポイントとなる。すなわち、吊り床版橋の動的特性を十分に把握する必要があるが、吊り床版橋の動的特性は、支間長やサグ、剛性などのパラメーターによる影響を受けるために、それらの因果関係は明確ではない。そこで、本試験では、非対称2径間連続吊り床版橋の振動特性(卓越振動数、減衰定数、振動モードなど)の確認および本橋のような数少ない構造形式の試験データの蓄積のために、多くの吊り床版橋に対して行ってきた統一した試験方法によって振動試験を行った。本橋の一般図を図-1に示す。

2. 固有振動解析

本橋の振動試験に先立ち、固有振動解析を行った。解析モデルとしては、全体モデル①と長径間部・短径間部を分けたモデル②の固有振動数の比較を行った。

2.1 解析モデル

解析モデルは、地覆も含めた床版剛性を評価するはり部材、ケーブル張力による幾何剛性を評価するケーブル部材、およびそれらを連結するダミー部材から構成されている。ケーブル部材は、ねじりおよび水平方向に及ぼす影響を考慮するために、各ケーブルの張力と床版中心からの距離より求めた2本のケーブル部材としてモデル化した。

質量は、集中質量(橋面荷重含む)と回転慣性モーメントとし、はり部材軸上にもみ配置した。ケーブル部材には、大変形理論に基づいた死荷重時サグ量より算出した張力を与えた。また、ダミー部材は高い剛性を持つはり部材とし、部材の支持条件は、全自由度剛結とした。

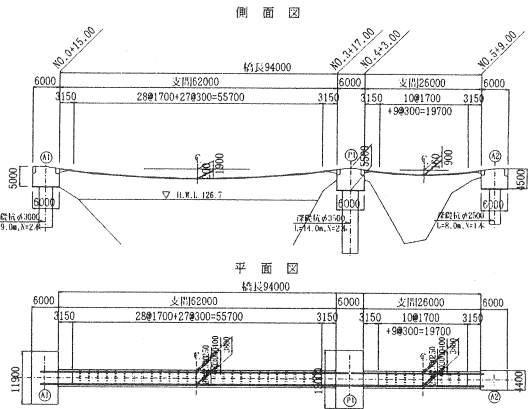


図-1 一般図

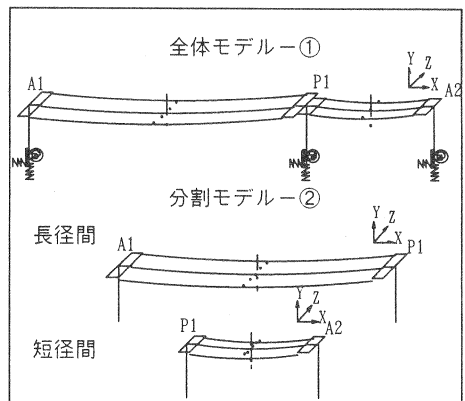


図-2 モデル図

地盤との支持条件は、モデル①は実橋と同様なバネ支点とし、モデル②は剛性を高くして固定としてみた。モデル図を図-2に示す。

2.2 解析結果

全体モデル①と分割モデル②との結果比較(表-1)より、全体モデルのほうが分割モデルに比べて高い振動数となった。更に、分割モデル②の支持条件を実橋モデルと同じバネ支点で解析を行った結果、支点を固定にした場合よりも固有振動数は、低い振動数となった。

4. まとめ にて振動試験内容・結果と固有振動解析の解析結果を比較し、全体モデルと分割モデルとの固有振動数の妥当性の確認を行うものとする。また、図-3に全体モデル①での1 mode~3 mode, 5 modeの解析モード図を示す。

表-1 解析結果比較 (Hz)

	解析値(全体モデル①)		解析値(分割モデル②(別構造))	
	長径間	短径間	長径間	短径間
1 mode	1.205 逆対称1次		0.991 逆対称1次	
2 mode	1.644 対称1次		1.394 対称1次	
3 mode	2.299 対称2次		1.982 対称2次	
4 mode	2.770 水平1次		2.237 水平1次	
5 mode	2.910 逆対称2次		2.489 逆対称2次	
6 mode	4.058 対称3次			2.494 対称1次
7 mode	4.149 ねじれ対称		3.013 ねじれ対称	
8 mode		4.233 対称1次		
9 mode		4.636 逆対称1次	3.466 対称3次	
10 mode	5.324 逆対称3次			3.194 逆対称1次
11 mode	6.600 ねじれ逆対称			3.498 ねじれ
12 mode	6.830 対称4次		4.532 逆対称3次	

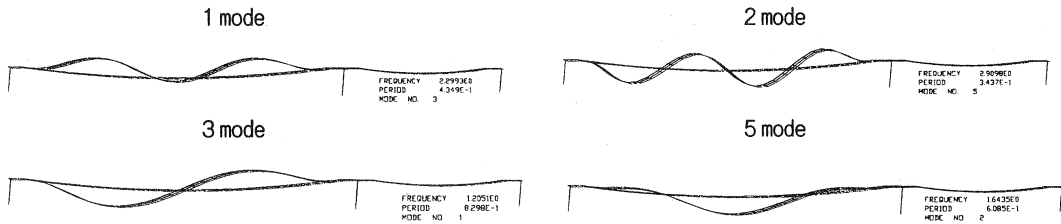


図-3 解析モード図

3. 振動試験

3.1 測点配置と測定計器

本橋では、まず測点の位置を決定し、サーボ型速度計(東京測振(株)製・VSE-15, 計測周波数0.1~70Hz, 最大測点数10点)を各測点に配置した後に必要なコード類を配線して、増幅アンプに接続し、データレコーダーに試験波形を記録した。卓越振動数や振動モードは、その場でFFTによるスペクトル解析を行って求めた。測定現場での計測器の配置図を図-4に示す。試験では衝撃加振試験, 定点加振試験, 共振歩行(走行)試験を行った。試験内容は次項に示す。

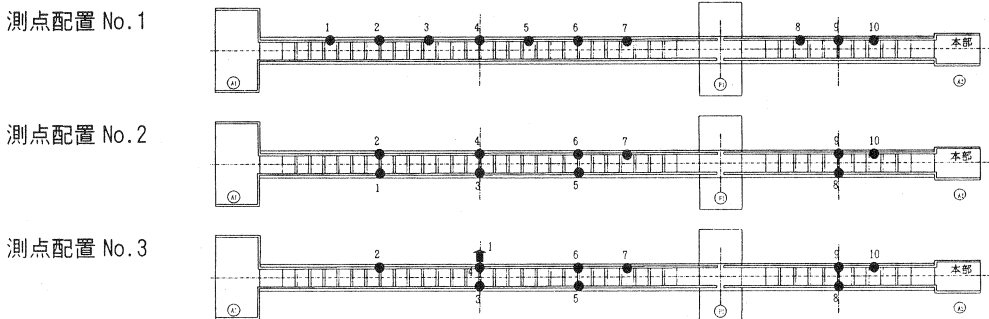


図-4 測点配置図

3.2 衝撃加振試験

吊床版橋は、橋全体の質量が小さいために、人間の飛び降りによる衝撃力によって各卓越振動数を把握することができる。よって、2人が椅子(高さ約40cm)から同時に飛び降りる衝撃加振試験(写真-1参照)を行った。また水平方向の衝撃加振は、地覆部分あるいは高欄の柱部分に横から水平方向に飛び移ることで衝撃力を与えた。そして、得られた速度応答波形に対してFFTによるスペクトル解析をその場で即座に行ない、卓越する振動数、振動モードを求めた。長径間1/2場所で衝撃加振した時の長径間1/2での振動速度応答波形とそのスペクトルを図-5に示す。

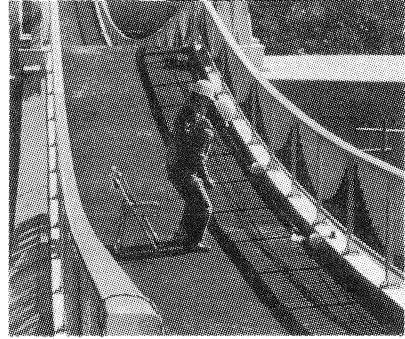


写真-1 衝撃加振試験 (鉛直)

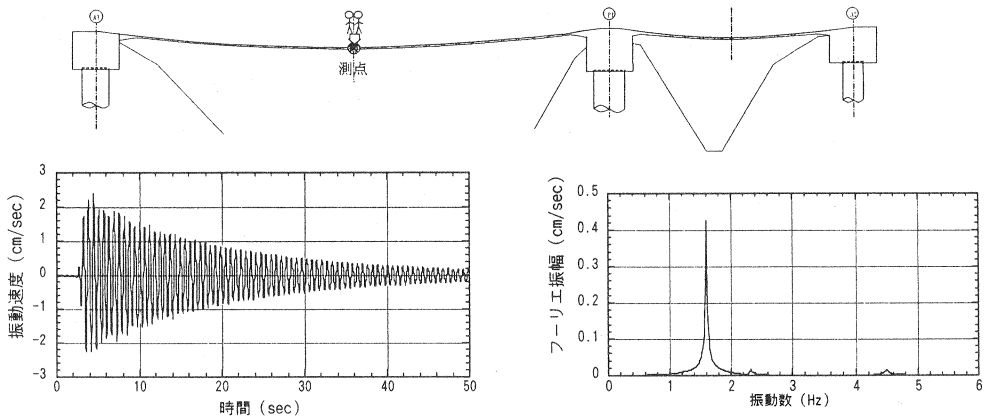


図-5 振動速度応答波形とスペクトル図

3.3 定点加振試験

吊床版橋の各卓越振動数の減衰定数を求めるために定点加振試験を行なった。衝撃加振により得られた速度応答波形から求めた振動モードのモードの腹となる地点において、その卓越振動数前後のピッチ音を聞きながら、2人がその場でそのピッチ音に合わせて屈伸やジャンプを行い、その振動モードだけが、少なくとも目視で動きが確認できる程度まで励起してから加振を止め、自由振動させ減衰定数を求めた(写真-2参照)。

減衰定数は、波形から直接読みとる方法によって求めているが、多数の振動数が励起したときは、フィルター処理により求めた。なお、衝撃加振試験の波形から減衰定数を求めることもできるが、定点加振によって得られる応答波形に比べて振幅が小さいために、十分な振幅範囲での減衰定数を求めることとした。

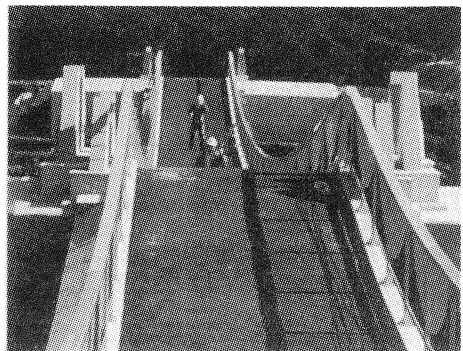


写真-2 定点加振試験

表-2に、衝撃加振試験により明らかになった本橋の卓越振動数と、定点加振、歩行・走行試験により得られた減衰定数を合わせて示す。振動振幅は、定点加振によるものの方が大きかったことから、振動振幅が大きいほど減衰定数が大きい傾向にあるといえる。また、図-7に定点加振により求めた振動モード図を

示す。この図の縦軸は、各測点で観測した振動速度値に対して、最大値を観測した測点で正規化した振幅比で表している。この振動モード図より判断すると、長径間での振動が短径間部に伝播して、長径間と短径間が多少連成しているように見える。しかし、本橋はP1橋脚の剛性が大きく、PCケーブルが単径間で架設されていることから、単径間が2連の形式からなる振動モード形状に近いといえる。逆対称1次の振動数(1.245Hz)に共振させるために2人が長径間1/4、3/4場所で定点加振した時の長径間3/4での振動速度応答波形とそのスペクトルを図-6に示す。

表-2 卓越振動数と減衰定数

(a) 長径間

振動モード	卓越振動数(Hz)		測定点	減衰定数
	解析値	実験値		
たわみ逆対称1次	1.205	1.245	① 3/4	0.00570
			① 1/4	0.00553
			② 3/4	0.00547
たわみ対称1次	1.644	1.640	② 1/4	0.00522
			① 1/2	0.00788
			② 1/2	0.00775
たわみ対称2次	2.299	2.370	③ 1/2	0.00839
			① 1/2	0.00604
			② 1/2	0.00525
たわみ逆対称2次	2.910	3.220	① 3/4	0.00712
			① 1/4	0.00868
			② 3/4	0.00855
			② 1/4	0.00799
			③ 3/4	0.00859
			③ 1/4	0.00847
			① 3/4	0.00697
			① 1/4	0.00694
			② 3/4	0.00688
② 1/4	0.00741			
水平1次	2.770	2.860	① 1/2	0.00612

(b) 短径間

振動モード	卓越振動数(Hz)	
	解析値	実験値
たわみ対称1次	4.233	4.150
たわみ逆対称1次	4.636	4.736
たわみ対称2次	8.334	8.984

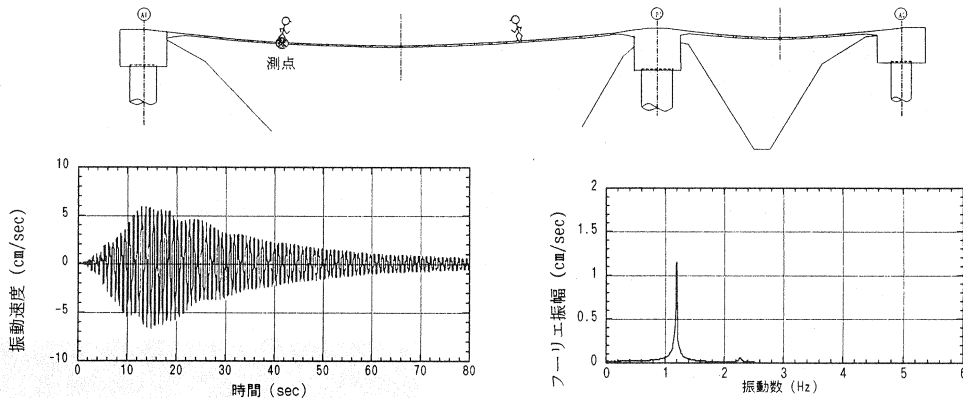


図-6 振動速度応答波形とスペクトル図

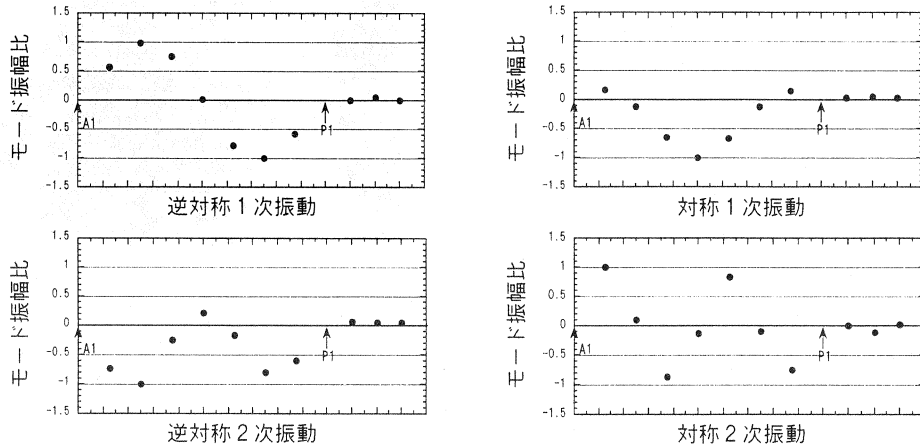


図-7 振動モード図

3.4 共振歩行・走行試験

吊床版橋においては、低い振動数に多くの卓越振動数が存在し、それらのいくつかは歩行者の歩調範囲にあるため、歩行・走行時においてどの程度振動するのか把握する必要がある。そこで、歩行者が共振歩行（走行）したときの振動使用性を検討するため、共振歩行・走行試験を行った。試験では、衝撃加振試験により求めた卓越振動数前後のピッチ音を聞きながら2人ができるだけ歩調を合わせて歩行（走行試験は単独で走行）した。試験状況を写真-3に示す。逆対称2次振動に共振させるために1人が共振走行（3.220Hz）したときの長径間3/8での振動速度応答波形とそのスペクトルを図-8に示す。

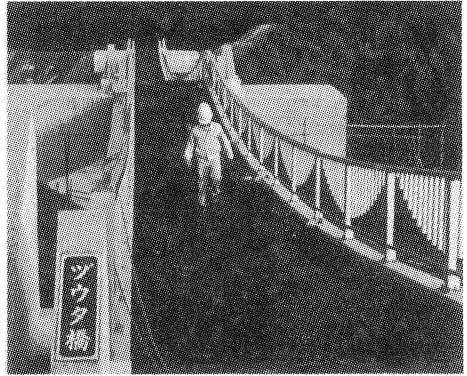


写真-3 共振歩行

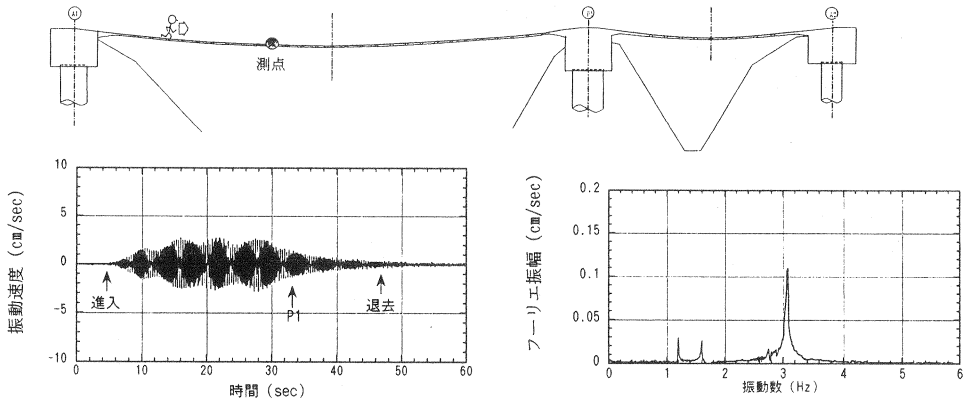


図-8 振動速度応答波形とスペクトル図

4. まとめ

4.1 実験値と固有振動解析の比較

固有振動解析結果の表-1と振動試験結果の表-2を比べてみると、全体モデル①の方が試験結果と近い値となり固有値解析の妥当性の確認が得られた。また、全体モデル①の固有振動数が、分割モデル②に比べて高い値となった事で、長径間と短径間で連成されていると判断できた。

今後、本橋のような非対称2径間連続吊り床版橋の多種多様なモデル解析を行い、データの蓄積をするつもりである。

4.2 支間長と振動数・減衰との関係

実測した吊床版橋の振動特性について考察する。まず、支間長と減衰定数の関係について図-9に示す。比較のため、今まで行ってきた試験データもプロットする。支間長の大きい吊床版橋の減衰定数は、0.1~0.6%程度になり、支間長が小さいものでは0.5~1.5%程度になっている。本橋は、上述した図-7の4つの振動モードに対して減衰定数をプロットしているが、0.5~1.0%程度になっている。次に、吊床版橋の支間長と低次の振動数の関係をたわみ振動(図-10)と面外振動(図-11)につい

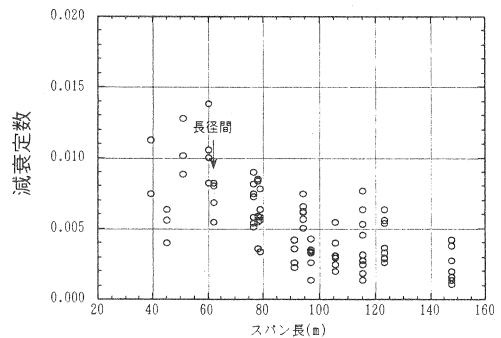


図-9 減衰定数-スパンの関係

て示す。一般的にたわみ振動の場合、桁橋形式ではまず対称モードが現れ、次に逆対称モードとなるが、吊床版橋ではサグの影響などからほとんどの吊床版橋においては、それが逆転し、逆対称モードの後に対称モードとなっている。本橋の場合、長径間部では、上述したサグおよび張力の影響により、逆対称モードの後に対称モードが出現している。しかし、短径間部においては、それらの傾向が逆転し、桁橋の振動モードに近い傾向を示していた。図-10 を見てもわかるように、スパン長 30m を境にしてそれらの傾向が見られる。

面外振動については、水平方向が卓越する振動モードとねじれが卓越する振動モードがあるが、サグがあるためそれぞれ連成する。サグや幅員が各橋梁により大きく異なり、それらが面外振動に対して影響しているものと考えられるが、本橋の短径間および長径間ともに他の吊床版橋と同様な傾向を示している。

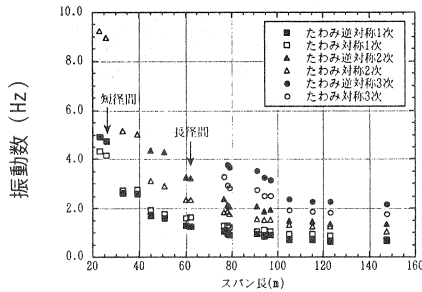


図-10 たわみ振動の振動数-スパンの関係

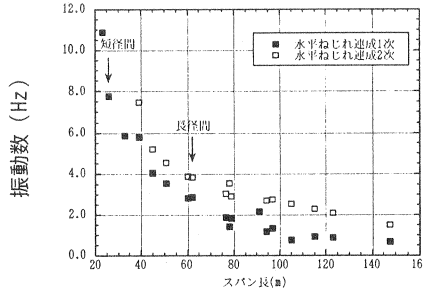


図-11 水平振動の振動数-スパンの関係

4.3 吊床版橋の振動使用性

吊床版橋はサグの影響などから、現在ではほとんど歩道橋として架設されている。また、吊床版橋は桁橋の歩道橋などに比べて、比較的橋全体の質量が小さく、フレキシブルな構造であるため振動使用性の検討をする必要がある。そこで、本研究で実測した吊床版橋の共振歩行・走行時の最大速度値と歩行者の振動に対する心理的な影響から見た振動じよ限度の提案値との関係について図-12 に示す。

この図から、吊床版橋においては、BS, Ontario code および Wheeler・Kajikawa の提案値を越えるものが多い。支間長が大きいものでは最大速度値が比較的小さくなっている。その理由は、支間長が大きくなると全体の質量が大きくなり、しかも歩調に共振する振動モードは節が多い高次モードが卓越するようになったためと考えられる。本橋での歩行・走行試験では、BS と Wheeler・Kajikawa の間程度となっており、他の吊床版橋と比較しても大きい振動振幅とはなっていないかった。

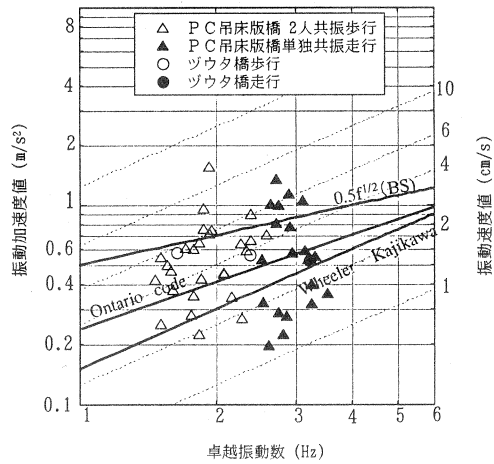


図-12 振動使用性

謝辞) 本試験に御協力して頂いた金沢大学大学院の梶川教授及び深田助手、学生の方々にこの場を借りて感謝の意を表します。

参考文献

1) 梶川康夫, 深田幸史, 吉川裕晃: 単径間PC吊床版歩道橋の振動使用性

構造工学論文集, Vol.44A, pp.811-817, 1998.3

2) 角本 周, 梶川康夫: PC吊床版橋の減衰定数の評価と振動使用性照査における影響

土木学会論文集, No.612/1-46, pp.337-348, 1999.1