

橋梁一車両連成系による道路橋の地震応答特性

亀田弘行¹・室野剛隆²・南荘淳³・佐々木伸幸⁴

¹フェロー 工博 京都大学防災研究所教授 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

²正会員 工修(財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

³正会員 工修 阪神高速道路公団 神戸第一建設部 (〒650-0041 兵庫県神戸市中央区新港町16-1)

⁴正会員 三菱重工業株式会社 広島研究所 (〒730-8642 広島県広島市江波沖町5-1)

都市高速道路高架橋における橋梁一車両連成系の動特性(主として橋軸直角方向振動)を実験的・解析的に明らかにするとともに、地震応答解析を行って橋脚や基礎の地震時変位・断面力が車両の存在によってどのような影響をうけるかを明らかにした。さらに、橋梁上に滞留する車両と橋梁の耐震設計との関連を検討した。実橋に実車両を載荷した状態での動的実験と車両の動特性に関する実験から、載荷車両の地震時挙動が非常に複雑であることを示し、橋梁-車両連成系の詳細なモデルを構築した。次に、得られた橋梁-車両連成系の地震応答解析により車両の存在が橋梁の変位応答や断面力応答に及ぼす影響を示し、実態交通のシミュレーションによる車両載荷から、定量的な目安を得た。以上の結果に基づき、現行道路橋設計方書・震度法で設計された橋梁を例にして、橋梁の設計地震荷重との関連について考察を加えた。

Key Words: bridge-vehicle system, earthquake response, highway bridges, seismic load

1. 緒論

現行の道路橋設計の耐震規定では、自動車荷重と地震荷重の組み合わせは考慮しないのが基本である。これは、地震荷重に影響を及ぼすほどの交通渋滞の状態と地震とが同時に生起する確率は小さいとの判断によると考えられる。震度法レベルの地震力は、橋梁の供用期間中に発生する確率が高い中規模程度の地震を想定しており、都市高速道路のように渋滞が慢性化するとともに、重量車の通行する都市内高架橋ではこのような判断が必ずしも妥当とは言えない。特別な橋梁では現行規定による活荷重の1/2を載荷した状態に対して耐震設計を行った例もあるが、これは便宜的な方法であり、橋梁一車両連成系の動的解析を十分に行った上で一般性のある評価法が導かれるべきであろう。しかもここで提起されている問題は、活荷重・死荷重比が小さい長大橋梁よりも、活荷重・死荷重比が大きい短スパンの通常規模の橋梁においてより重要であると考えられる。

以上のような観点から本研究では橋梁一車両連成系の動特性を実験的・解析的に明らかにするとともに、地震応答解析を行い、主として橋脚や基礎の断面力が車両の存在によってどのような影響を受けるかを明らかにし、車両の存在により橋梁の地震荷重が受ける影響ならびに耐震設計との関連を検討することを目的とする。

道路橋の耐震設計における載荷車両の扱い方を対象として、橋梁一車両連成系の動的解析を行った研究は、本研究に先だって、亀田らを中心として以下に示すような

研究が行われてきた。都市高速道路橋1スパンを20自由度線形モデルに、車両を倒立振子としてモデル化し、車両の積荷の重量、入力地震動の卓越周期、バンド幅、などを種々に変化させて地震応答解析を行った¹⁾。その結果、載荷車両の影響は橋軸直角方向の振動において問題となること、橋梁と車両が同位相で振動する場合と逆位相で振動する場合があり、前者では橋梁の振動は増幅され、後者では低減されることなど基本的な性質を解析的に明らかにした。

一方、上記のモデルの妥当性を実験的に検討するのを目的に、大阪環状線梅田入路での大型トラックを載荷した状態での振動実験を行った²⁾。その結果と解析モデルの比較により、橋梁上の車両の振動がそれまでのモデルで扱われていた倒立振子よりはるかに複雑であること、本研究の解析法から高架橋の耐震設計に直接役立つ結果を得るためには、車両のモデル化を入念に行う必要があること、などがわかってきた。このような観点から車両の力学的機構を詳細に調べ、それをモデル化することにより、新たな橋梁一車両連成系を構築した結果、実橋試験をよく説明し得る解析モデルが得られた³⁾。さらに11トン積長距離トラックに加え、ダンプトラックに関する振動実験を行って車両モデルのプロトタイプを増やすとともに、このように充実させた車両モデルにより、橋梁一車両連成系の周波数応答解析と地震応答解析を行って車両載荷時の橋梁の地震荷重の基本的特性を把握した⁴⁾。

以上の基礎的な検討に続き、本研究ではより実際に近い状態における橋梁一車両系の地震応答特性を把握する

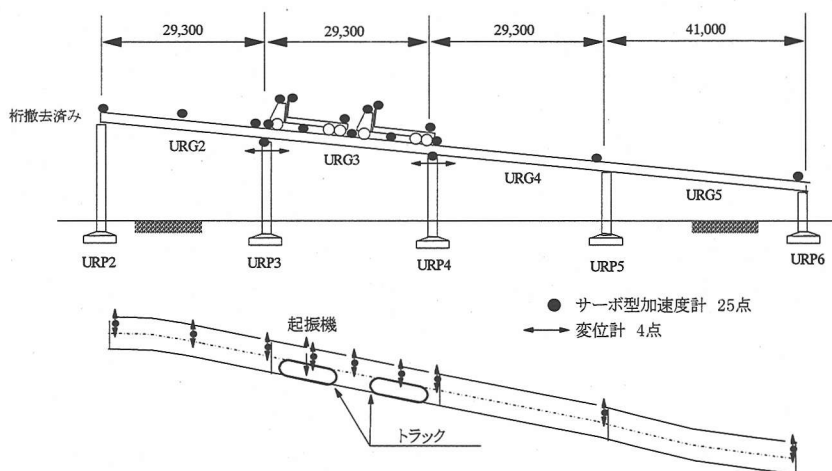


図-1 調査対象橋梁および実験概要

表-1 実験ケース

ケース番号	加振方向	車両（トラック）の状態
ケース1	橋軸直角方向	なし
ケース2		積載率 $r=0$
ケース3		積載率 $r=0.556^*$
ケース4		積載率 $r=1.05$
ケース5	橋軸方向	なし
ケース6		積載率 $r=1.05$

*車両周期=橋梁周期

ため、多スパン橋梁モデルに渋滞交通のシミュレーションにより発生させた自動車荷重列を載荷した場合の地震応答解析を行うとともに、橋脚が塑性領域に入った場合の検討も行った。また、これらの結果を基礎に、現行の橋梁の耐震設計体系のもとで、負載車両が設計地震荷重に及ぼす影響を検討した。

なお、本研究内容のほとんどは兵庫県南部地震(1995年)が発生する以前に行われたものである。兵庫県南部地震以降、地震動のレベルをレベル1とレベル2の2段階に設定した性能指向型の設計体系に移行しつつある⁹⁾。レベル1地震動と言われる中小地震に対しては目標とする性能が、「地震時に損傷を受けずに使用が可能である」とすれば、地震の発生確率から言っても、本研究で目的としている活荷重と地震荷重の組合せはレベル1地震において特に重要となる。このような観点から、本研究で明らかにされた橋梁-車両連成系の動特性や地震応答解析結果の考察は学術的意味をもつと考え、現段階において研究成果をとりまとめることにしたものである。

2. 橋梁-車両系の動特性に関する実験

(1) 実橋を用いた動的載荷実験

a) 実験方法

実験対象橋梁はJR大阪駅西側再開発事業の一環とし



写真-1 実験状況

て解体撤去された阪神高速道路の旧梅田入路である。図-1にその概要を示す。実験はこの入路が閉鎖後、本線と切り離された状態でを行った。入路の高架橋URG2～URG5はいずれも鋼単純合成I桁である。

これらの桁のうちURG3の桁を主な実験対象として、URG3桁上に電気・油圧サーボ方式の起振機（最大加振力3tonf）を設置し水平方向（橋軸直角方向および橋軸方向）に正弦波で加振した。

計測は、URG3桁を中心に桁、トラック、橋脚の応答をサーボ型加速度計により、また、沓のすべり状況のチェックのための変位計をそれぞれ図-1に示すよう設置した。

車両は後項(2)に述べる11トン積長距離トラック2台をURG3桁上に縦列駐車した。車両の振動特性を変化させるため積荷のコンクリートブロックの量を変化させた。積荷の量を表すパラメータは積載率 r で定義した。

$$r = \frac{(\text{積荷の重量})}{(\text{法定上の積載重量})} \quad (1)$$

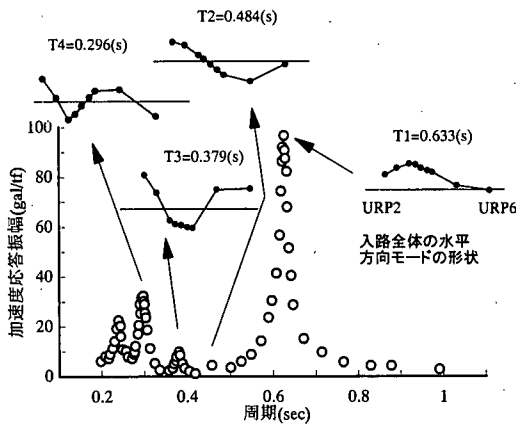


図-2 橋梁単独状態（ケース1）の共振曲線

表-2 試験車両の諸元

項目	長距離トラック	ダンプトラック
全長(m)	11.985	7.605
全高(m)	3.255	3.000
全幅(m)	2.490	2.480
車両重量(tonf)	8.3	9.1
積載量(tonf)	10.5	9.5
車軸	前輪1軸 後輪2軸	前輪1軸 後輪2軸

$r=0.0$ は空荷の状態を、 $r=1.0$ は法定上の満載状態を表す。実験のケースを表-1に示す。また実験概要を写真-1に示す。

b) 実験結果

まず、橋軸直角方向加振実験について述べる。

車両が無い橋梁単独状態（ケース1）の共振曲線を図-2に示す。図-2には周期0.633秒に入路全体が同位相で振動する1次モードの大きなピークがあり、短周期側に順次高次モードが現れている。これらモードに対し、以下では地震応答に関し最も重要であると考えられる1次モードを主体とした検討を行う。

次に車両を載せた状態の代表例として積載率 $r=1.05$ の場合の共振曲線を図-3に示す。図中には高架橋のピーク位置における桁と車両の振幅比と位相関係を示しているが、車両振幅が相当大きいため、車両部については図中に示す倍率で縮尺表示している。

車両が載ると橋梁単独系の1次モードのピークが2つに分かれており、長周期側（連成系1次）のピークでは車両が同位相で、また、短周期側（連成系2次）のピークでは車両が逆位相で振動している。また、2つのピーク位置における共振曲線の振幅は、橋梁単独系の場合より低下しており、車両が動的連成により制振効果を及ぼしたものと考えられる。

他の積載率に対する結果も同様の現象がみられたが、

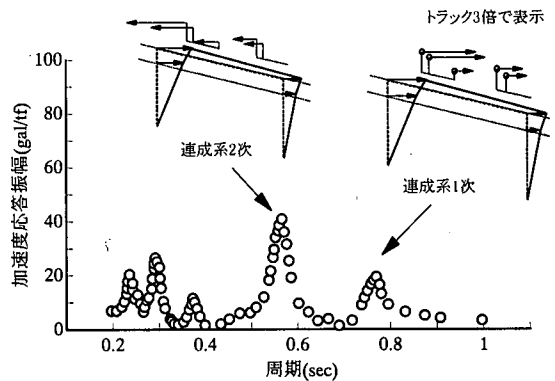


図-3 車両載荷時の共振曲線
(ケース4：橋軸直角方向， $r=1.05$)

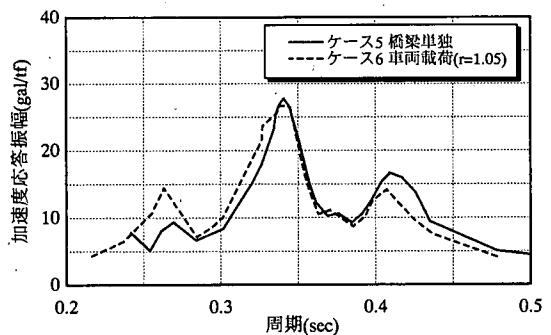


図-4 車両載荷時の共振曲線
(ケース6：橋軸方向， $r=1.05$)

これらについては次章で解析と対比し示す。

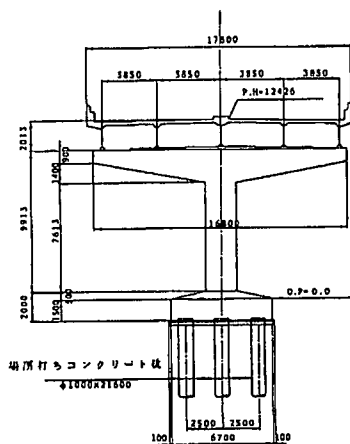
図-4に橋軸方向の結果を示す。車両の有・無を対比しているが、両者の差異は小さく、橋軸方向については車両の影響は小さいことがわかる。

(2) 車両の動特性実験

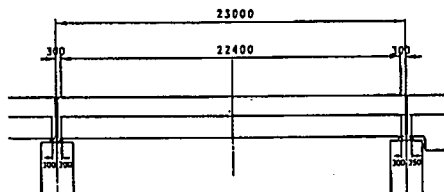
大型車両の代表的な2車種（表-2）について実車の加振実験を行い、車両モデル検討のために必要な車両の動特性を実測した¹⁰⁾。

実験は車両を地上に停車し、ローリング方向に人力加振を行い、主要なモードを誘起し、加振後の自由減衰波形から固有振動数、モード、減衰定数を計測した。積載率は前述のコンクリートブロックを用い、積載率 r をパラメータとして $r=0.0\sim 2.0$ の範囲で変化させた。

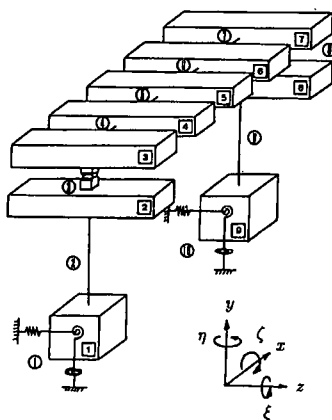
実験車両は表-2に示す長距離トラック（11トン積）およびダンプトラック（10トン積）で、この内長距離トラックは前項の実験で用いた車両と同一である。実験結果についてはお章でモデルとの関係で詳しく論ずる。



(a) 橋梁一般図 (橋軸直角方向)



(b) 橋梁一般図 (橋軸方向)



(c) 1 径間橋梁単独系モデル

図-5 橋梁の諸元と1 径間橋梁単独系の解析モデル

3. 橋梁-車両連成系のモデル化と基本動特性

(1) 橋梁-車両連成系のモデル化¹⁾

a) 橋梁モデル

2 章より、さらに一般的な議論をするために、図-5(a)(b)に示すような、活荷重・死荷重比が大きい通常規模の橋梁 (橋脚高さ15m程度の単柱式橋脚をもつスパン長約23mの4車線高架単純桁橋) をプロトタイプとしてモデル化した。橋梁1径間分のモデル図を図-5(c)に示す。9個の剛体 (回転慣性を持つ) と10個のエレメント (パネとダッシュポット) から構成されている。本研究では緒論

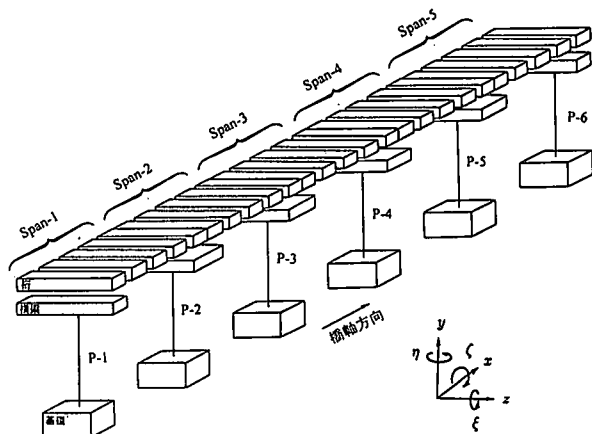
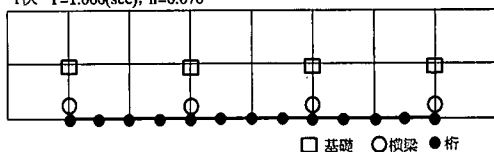
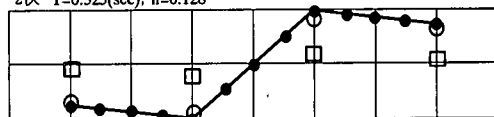


図-6 1 径間橋梁単独系の解析モデル

1次 $T=1.066(\text{sec})$, $h=0.070$



2次 $T=0.325(\text{sec})$, $h=0.128$



3次 $T=0.292(\text{sec})$, $h=0.153$

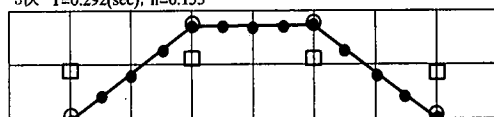


図-7 3 径間橋梁における橋梁単独系の振動モードの例
(図中 T は固有周期, h はモード減衰定数を示す)

で述べたように橋梁モデルを弾性系とした場合と弾塑性系とした場合を扱う。弾性モデルでは橋脚の曲げ剛性として鉄筋の降伏点における割線剛性を用いる。弾塑性モデルではコンクリートのひび割れ点をスケルトンカーブの第1折曲がり点、鉄筋の降伏点を第2折曲がり点とした。高架橋を多径間にわたってモデル化するためには、この1径間モデルを橋軸方向に延長し、図-6のようにモデル化した。このモデルは橋軸直角方向振動モデルであり、上下方向の振動は考えないので、各剛体には3個の自由度 (図-6の z 方向並進, ζ , η 方向回転) があり、拘束条件を加味すると、 m 径間橋梁モデルの自由度は $14+8(m-1)$ となる。

1 例として3 径間の橋梁モデルを用いて固有値解析を行った結果得られた主要な低次の振動モードの固有周期、減衰定数、モードを図-7に示す。このモード図は橋梁を上から見たものである。大きく分けて、(i) 全径間が同位

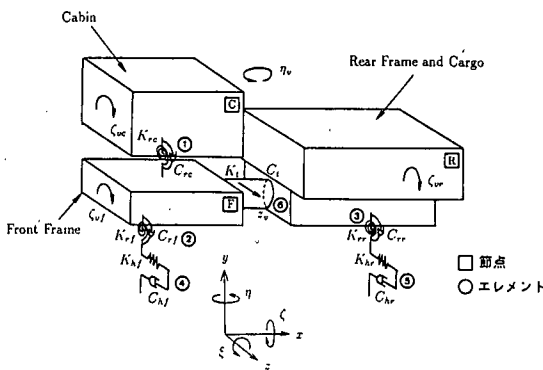


図-8 5自由度系の車両モデル

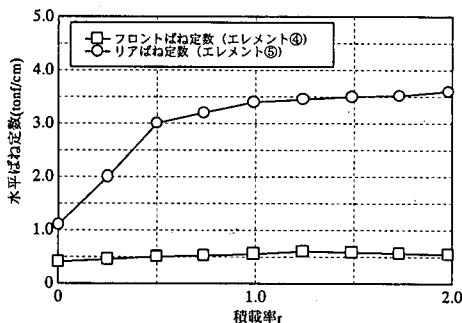


図-9 積載率 r とタイヤの水平バネ定数の関係

相で一体となって振動するモード（例えば1次モード etc）と(ii)各径間の桁が水平面内で回転するモード（例えば2次モード etc），に分類できる。前者のモード(i)では各橋脚毎の刺激係数（複素数）の位相差もなく，同位相入力を考えたときには最も励起されやすい。特に1次モードは橋脚の曲げが卓越しており，地震時には最も重要なモードの1つである。後者のモード(ii)は水平面内で相対回転角が生じ，隣接径間の拘束が大きく，位相差入力のときに卓越するモードである。なお，本研究では橋梁と車両の減衰特性が大きく異なっており，両者の特性を評価できるように複素固有値解析の方法¹²⁾によった。

b) 大型貨物車両モデル

実車の振動実験に基づいて11トン積長距離大型トラックと10トン積大型ダンプトラックを図-8のような5自由度系モデルに置換した。このモデルは，実車に存在する様々な動的機構を取り入れたもので，3個の節点（剛体）と5個のエレメントから構成されている。節点Cはキャビン，Fはフロントフレーム，Rはリアフレームと荷台を示す。エレメント①はキャビン独立懸架ばね，

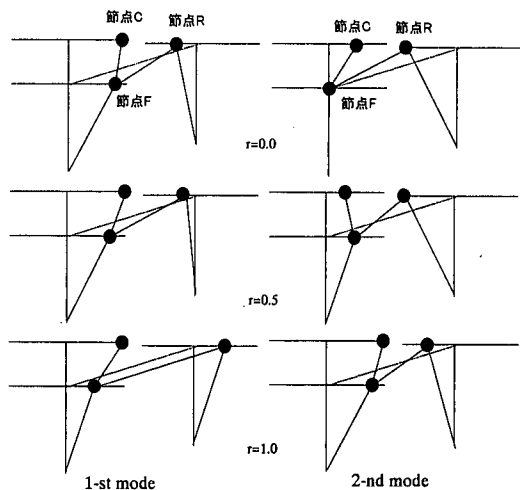


図-10 車両モデル(11トン積トラック)の振動モード

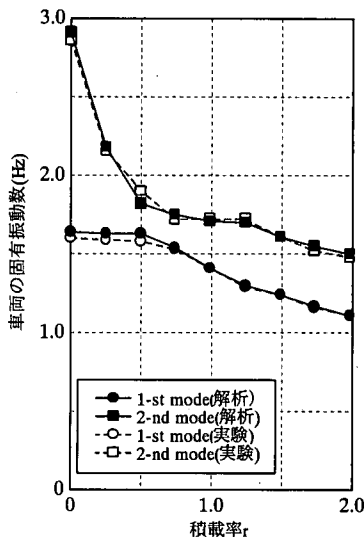
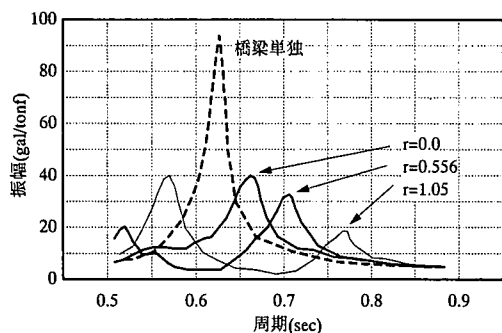
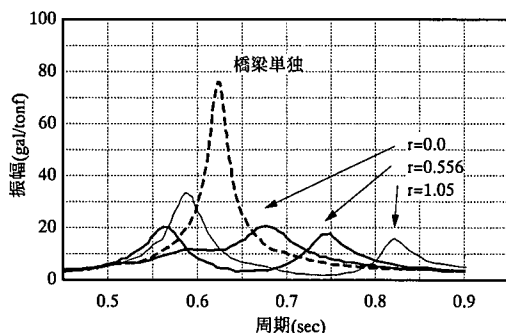


図-11 積載率 r と11トン積トラックの1次および2次固有振動数との関係（実験値と解析値の比較）

②・③はそれぞれフロントとリアのサスペンションとダンパー，④・⑤はそれぞれフロントとリアのタイヤ，⑥はフレームのねじれを表す。車両モデルの各部の諸元は基本的には実車のデータに基づいて算出するが，④・⑤だけは適切なデータが得られず，実車の振動実験結果にあうようにばね定数を決定した。こうして得られた④・⑤のばね定数を図-9に示す。フロントのばね④については積荷の影響は少なく，ほぼ一定である。リアのばね⑤は積荷とともにばねが堅くなることわかる。車両モデルの減衰については，解析と実験の1次モードの減衰定数が一致するような剛性比例減衰とした。なお，車両モデルの諸元を付録に示す。



(a)実験結果



(b)解析結果

図-12 橋梁-車両連成系の共振曲線の実験結果と解析結果の比較

図-10は5自由度系車両モデルを用いたときの振動モードで、図-11は積載率と車両の固有振動数の関係を示したものである。なお、図中には本文2.(2)で行った実車の振動実験の結果も示してある。この車両モデルの振動モード、固有振動数といった動特性が実車のそれとよく一致していることが確認できた。ローリング方向には2つの主要なモードがある。振動数の大小関係で1次、2次と呼んでいるが、本来その動特性としては、(i) r が小さい範囲の2次と r が大きい範囲の1次、(ii) r が小さい範囲の1次と r が大きい範囲の2次、は同一の振動として捉えるべきものである。前者のモード(i)は車両の後部の振動が支配的なモードである。車両後部の荷台が振動し、積荷の影響を直接受けるため、積載率の増加と共に固有振動数が低下し、 $r=0.0 \rightarrow 2.0$ の増加に対し固有振動数 $f=3.0 \rightarrow 1.0(\text{Hz})$ の範囲で低下する。後者のモード(ii)は車両の前部の振動が支配的で、前後部が逆位相で動くモードである。後部荷台の動きは小さいので積荷の影響が小さく、積載率の変化に対しても固有振動数の変化は小さく、 $f=1.5 \sim 2.0(\text{Hz})$ 程度である。その結果、両者の固有振動数の大小関係が積載率 $r=0.6$ 前後で入れ替わっている。

なお、車両を倒立振子でモデル化した場合²³⁾には、積載率 r とともに車両モデルの振動数が低下する性質を有しており、2つのモードのうち車両後部が大きく振動す

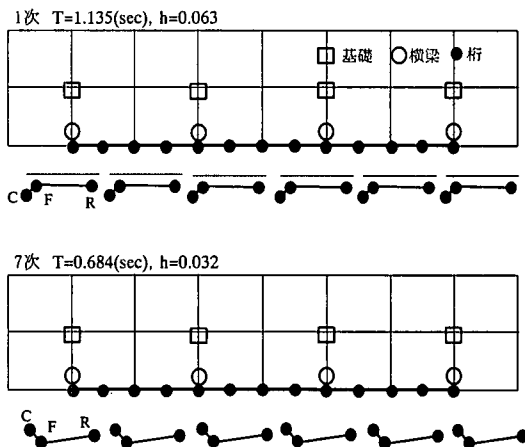


図-13 橋梁-車両連成系の振動モードの例

(3径間橋梁に積載率 $r=1.0$ の車両を規則的に6台配置した場合)

るモードのみを評価していたと言える。

c) 実験結果と解析結果によるモデルの検証

解析モデルの検証をするために、前述a)の橋梁モデルの諸元を第2章の実験橋梁に合わせて定め、これとb)の車両モデルを組合わせて連成系を構成し、共振曲線の解析結果と実験結果とを比較したのが図-12である。

車両を倒立振子としてモデル化した場合、荷台に積荷がある状態($r=0.556, 1.05$)では実験結果と解析結果がよく一致していた。しかし、 $r=0.0$ の場合に実験結果では橋梁-車両連成系の共振曲線のピークの方が橋梁単独系のそれを下回っていたのに対し、解析結果では橋梁-車両連成系のピークが橋梁単独系のそれを上回るという大きな違いが生じていた¹⁴⁾。一方、図-8の5自由度系車両モデルを用いた結果、載荷車両の制振効果が現れて橋梁-車両連成系の共振曲線のピークの方が常に橋梁単独系を下回っており、定性的な傾向は実験結果とよく一致した。倒立振子モデルでは評価できない積荷が少ない状態での車両の振動による影響(車両前部が大きく振動し、橋梁の振動エネルギーを吸収)を、5自由度系車両モデルでは忠実に再現できたためである。ただ、図-12でも依然としてピーク位置の周期で最大1割程度の違いがあるが、これは橋梁-車両連成系の応答が車両のばね剛性に非常に敏感であることが別途行った解析から確かめられており、その影響がでたためと考えられる。両者のピーク位置を合致するように車両モデルの剛性の数値を決定するのは可能だが、本研究では動特性の物理的意味を明確にすることを主眼に置き、そのような操作は避けた。

(2) 橋梁-車両連成系の基本動特性

a) 固有値解析結果

積載率 $r=1.0$ の車両モデル6台を3径間橋梁モデルに規則的に配置したときの橋梁-車両連成系で特に重要なモー

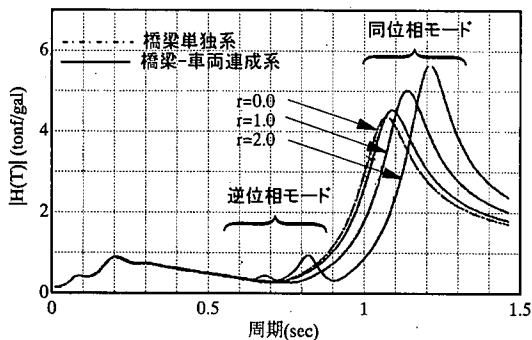


図-14 プロトタイプ橋梁における基礎底面せん断力の周波数応答関数

ドを図-13に示す。両モードとも橋梁自体はどちらも1次モードで振動しているが、車両との位相関係で2つに分かれる。橋梁-車両連成系1次モードは橋梁と車両が同位相で振動しており、7次モードは逆位相で振動している。本研究では前者を「同位相モード」、後者を「逆位相モード」と呼ぶ。同位相モードでは車両は橋梁の応答を増幅させる可能性を有し、逆位相モードでは低減させる可能性を持つ。

b) 周波数応答解析結果

次に橋梁-車両連成系の周波数応答特性について検討する。橋梁モデルとして、プロトタイプと橋脚高さを低くしたものの2タイプについて考察する。一例として図-14と図-15に基礎底面せん断力の周波数応答関数を示す。一点鎖線は橋梁単独系、実線が橋梁-車両連成系の応答関数である。

プロトタイプ橋梁（図-14）では長周期側のピークが同位相モードに同調するもので、短周期側のものが逆位相モードに同調するものである。積載率が大きくなるとともに同位相モードのピークはその高さを大きくしながら長周期側へと移行する。逆位相モードのピークは積載率とともに大きくなるものの、ピーク値そのものは小さく、エネルギーが同位相モードのみに集中される。その結果、橋梁-車両連成系の周波数応答関数のピークは常に橋梁単独系を上回っている。これは、プロトタイプ橋梁の基本固有周期が1.08秒で、車両のそれよりも長周期であり、車両に比べて橋梁が柔らかい場合に相当しており、車両が載荷されたことによる桁の重量増加による影響が卓越しているためである。

一方、橋脚高さを低くし、橋梁の基本固有周期が0.69秒とした場合（図-15）について検討する。これは橋梁の基本固有周期が車両のそれとほぼ等しい場合に相当する。この場合には、逆位相モードの成長が著しく、積載率が大きくなると橋梁単独系のピーク付近まできて収束する。このように周波数応答関数のピークが明確に2つに分かれ、車両の動的な効果が発揮され、エネルギーが

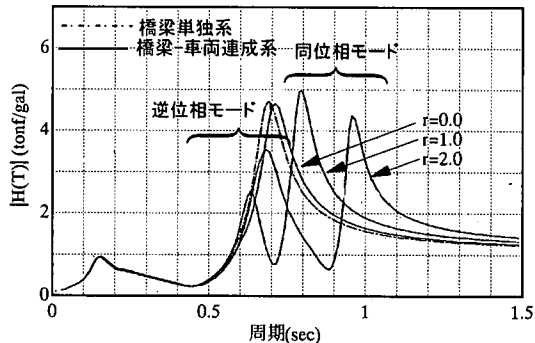


図-15 橋脚高さが低いタイプの橋梁の基礎底面せん断力の周波数応答関数

分散されることで応答が低減されることもあることが分かる。

2章で示した実験橋梁はたまたま後者（図-15）に近い基本周期の橋梁であったわけで、実際には前者のケースも十分有り得る。実験結果だけで車両の影響を評価するのは危険である。このように橋梁と車両の基本周期の相対的な大小関係が橋梁の応答を増加させたり低減させたりする支配的な要因の1つであることがわかる。

4. 橋梁-車両連成系の地震応答特性

(1) 橋梁-車両連成系の弾性地震応答特性

周波数のバンド幅（広帯域、狭帯域）と卓越周期（ $T_g=0.2\sim 1.5$ 秒）が異なる2群の模擬地震波を検討に用いた。その1例を図-16に示す。図中には加速度波形、フーリエ振幅スペクトルが描いてある。これらの模擬地震波を入力とし、卓越周期、バンド幅、および車両の積載率を様々に変化させて橋梁-車両連成系の弾性地震応答解析（応答計算法は複素モーダル解析の手法を用い、積分はルンゲクッタ・ギル法）を行った。

ここでは3径間橋梁モデルに車両を6台規則的に配置した結果の中から、特に特徴的であった時刻歴応答波形を図-17に示す。図(a)は車両を $r=1.0$ 、入力を卓越周期 $T_g=1.18(\text{sec})$ の狭帯域の地震波とした場合、図(b)は車両を $r=2.0$ 、入力を $T_g=0.78(\text{sec})$ の狭帯域の地震波とした場合である。図(a)では、系が約1.1秒で振動しており、同位相モードが中心に励起されていることがわかる。この結果、車両によって橋梁の応答が増幅されている。一方、図(b)は約0.7秒で振動しており、橋梁と車両が逆位相に近い関係で振動することで、車両が載荷されても橋梁の応答はほとんど増幅されていないことが分かる。

図-18は入力地震動と積載率の影響を総合的に把握するため、最大応答増減率の値を濃淡で示したコンター図である。ここに最大応答増減率とは、

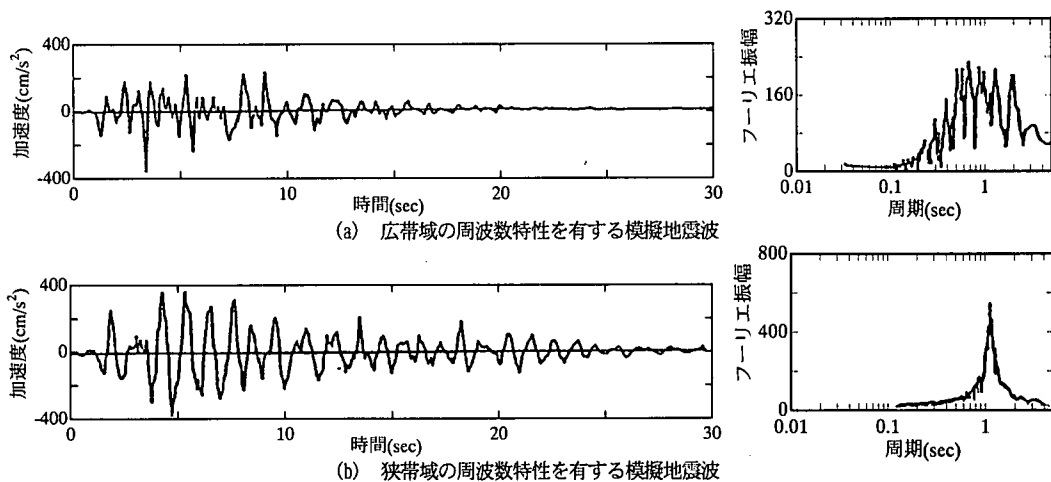
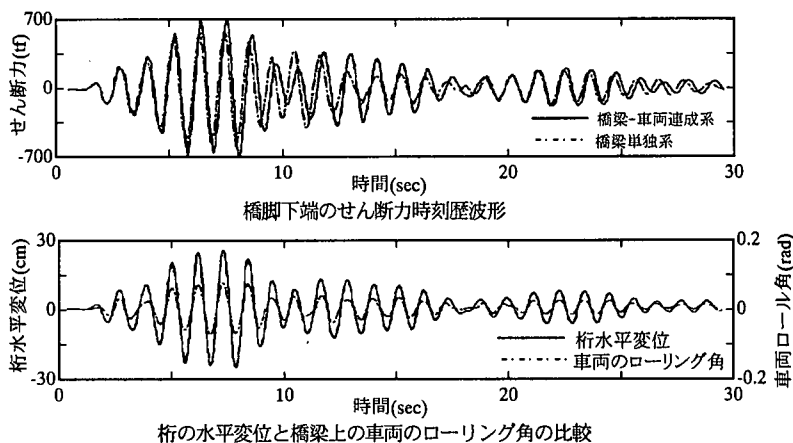
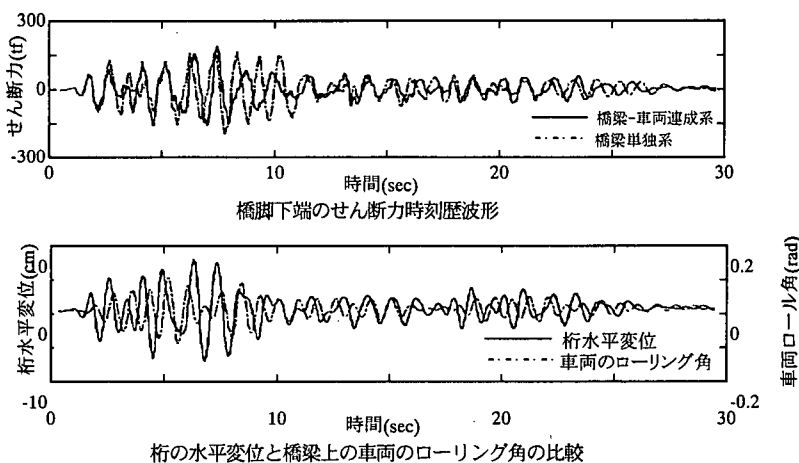


図-16 解析に用いた模擬地震波の時刻歴波形とフーリエ振幅スペクトルの例



(a) 橋梁と車両が同位相で振動している例 (積載率 $r=1.0$ に $T_g=1.18$ (s)の狭帯域地震波を入力した場合)



(b) 橋梁と車両が逆位相で振動している例 (積載率 $r=2.0$ に $T_g=0.78$ (s)の狭帯域地震波を入力した場合)

図-17 橋梁-車両連成系の時刻歴応答波形の例
(3径間橋梁に車両を6台規則的に配置したケース)

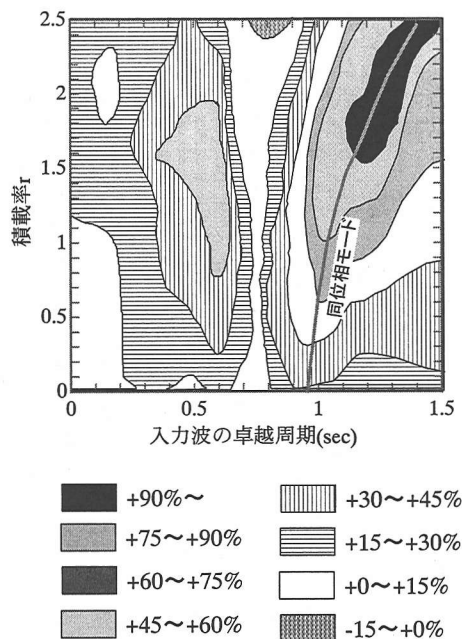
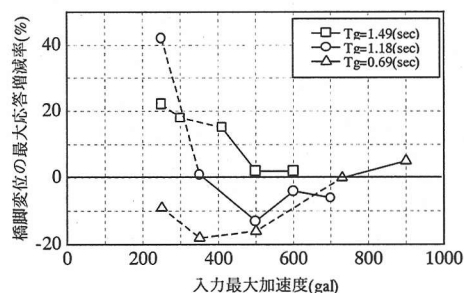


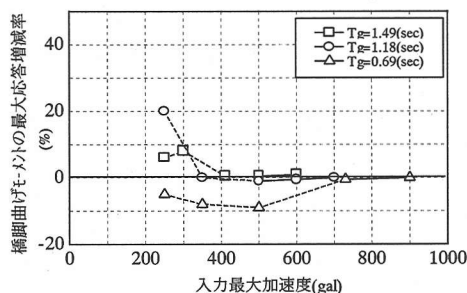
図-18 車両による橋梁の応答値の最大増減率
コンター図 (狭帯域地震波を入力した場合)

$$(\text{最大増減率}) = \frac{(\text{橋梁-車両連成系の最大応答値})}{(\text{橋梁単独系の最大応答値})} - 1$$

(2) で定義される値である。この値が正ならば車両によって橋梁の応答が増幅されることを、負なら低減されることを示す。横軸に入力波の卓越周期、縦軸に車両の積載率をとっている。また図中には積載率による同位相モードの固有周期の変化も示している(横軸を固有周期と読み替える)。なお、入力波は狭帯域地震波を与えた場合である。この場合、入力波の卓越周期によって単一のモードが励起されやすいので、卓越周期によって応答特性が大きく変化し、等高線の間隔が狭く、全体に縦縞模様となっている。また同位相モードの線に沿って応答が増幅されている。この傾向は積載率が大きくなればなるほど顕著である。一方、広帯域入力の場合のコンター図は紙面の都合上省略するが、この場合には同時に多数のモードが励起され、お互いに干渉しあう。その結果、等高線が全体的に横縞になり、入力波の卓越周期による依存性が小さくなる。以上のように、入力波のバンド幅、卓越周期、車両の積載率などによって、車両が橋梁の応答に与える影響が大きく異なることがわかる。特に1次モードが単独に励起される場合があるという意味で、狭帯域な周期特性を持つ地震動にさらされると車両によって著しく応答が増幅される可能性がある。



(a) 橋脚変位の最大応答増減率



(b) 橋脚下端の曲げモーメントの最大応答増減率

図-19 入力最大加速度と最大応答増減率の関係

(2) 橋梁-車両連成系の非弾性地震応答特性

橋梁の応答が塑性領域に入ったときの車両の影響を検討する。橋脚に剛性劣化型トリリニアの履歴特性¹³⁾を仮定した場合の橋梁-車両連成系の非弾性地震応答解析を行った。なお、車両については弾性として扱った。応答計算法には増分法を用い、運動方程式の積分には Newmark- β 法を用いた。標準時間刻みは0.002秒とし、ある時間ステップ中に履歴曲線が移行する場合には、この変化に追従するようにステップを刻み直した。

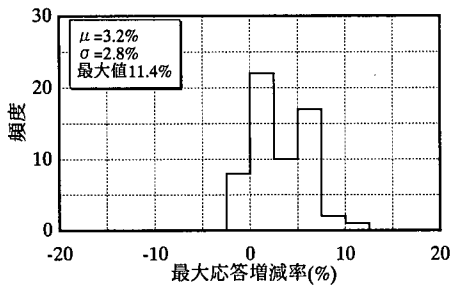
入力については前節(1)で述べた模擬地震波の加速度のみを単純に数倍したものをを用いた。図-19は、3つの異なる卓越周期を持つ入力に対して、入力最大加速度と最大応答増減率との関係を示したものである。(a)は橋脚変位、(b)は橋脚下端曲げモーメントの最大応答増減率である。塑性率が1を越えるまでは点線で、1を越えた後は実線で表現している。変位の最大応答増減率(図(a))では、塑性率 μ が1を越えると最大応答増減率の値が正から負($T_g=1.18, 1.49(s)$)、もしくは負から正へ($T_g=0.69(s)$)と逆転する。塑性率 $\mu=1$ を境にして車両による効果が逆転していることがわかる。これは橋脚の剛性劣化に伴う振動周期の変化に起因するものであることが別途行った等価剛性(最大応答点と原点を結んだ割線剛性)を用いた解析よりわかった。つまり剛性劣化により、同位相モードと逆位相モードの周期が変化し、卓越周期との相

表-3 渋滞のモデル化

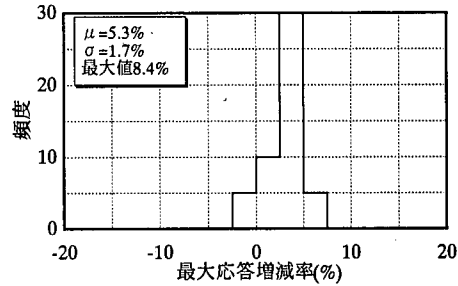
	平均速度 (km/h)	車間距離		大型車混入率
		平均値	分散	
通常渋滞	10	8.05	3.93	20%
突発渋滞	2	3.66	1.92	40%

表-4 解析ケースの一覧

	狭帯域		広帯域
	Tg=1.18	Tg=0.9s	Tg=1.18
通常渋滞+通常走行	CaseA	CaseB	CaseC
突発渋滞+通常走行	CaseD	CaseE	CaseF
通常渋滞+通常渋滞	CaseG	-	-



(a) ケースA



(b) ケースB

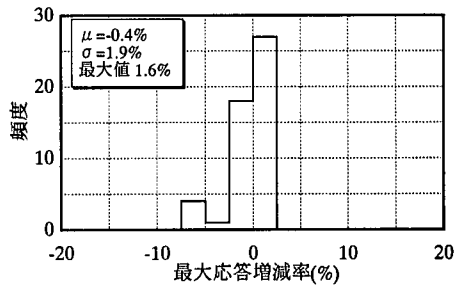
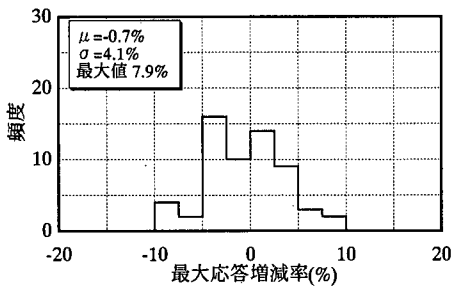


図-20 実交通荷重に基づいた橋梁-車両連成系の地震応答解析により得られた最大応答増減率の頻度分布図

対的な関係により両モードの貢献（励起）の度合いが変化するためである。 $\mu < 1$ の弾性域では卓越周期の違いによって応答増減率の値が-20~+40%と大きくばらつくのに対して、塑性化すると-10~+10%の範囲に収まる。つまり橋脚が塑性化すると、増幅効果にしる低減効果にしる、車両の影響が弾性域に比べると小さくなる。そこで、弾性系で減衰定数を徐々に大きくして解析したところ、同様の傾向が得られた。このことから、これらの特性は履歴減衰によって、系の減衰効果が大きくなることの影響であると考えられる。

一方、曲げモーメントでは塑性率が1を越えると最大応答増減率の値は0%に収束する。これは車両の影響がなくなったためではなく、 $M \sim \phi$ 関係でモーメントMが頭打ちにされているためである。断面力よりもむしろ変形において検討することが必要となってくることを示唆している。

(3) 実交通荷重に基づいた橋梁-車両連成系の地震応答特性

以上の解析では、規則的に車両モデルを橋梁モデル上に配置してきた。ここではより現実に近い状況での解析

を目的に、車両列を実交通荷重に基づいてシミュレートしたものを用いた。渋滞のモデル化にあたっては、阪神高速道路で詳細で大がかりな交通荷重の調査が行われており¹⁹⁾、この結果は本研究の目的に対しても利用価値が高く、これらの資料を参考にした。渋滞を通常渋滞と突発渋滞の2つに分けた¹⁹⁾。通常渋滞とは、主として日中に交通量の増加に伴って発生する渋滞であり、乗用車が多く大型車が少ないという特徴を持つ。一方、突発渋滞とは事故や工事などによって発生する渋滞で、車両の平均速度は通常渋滞よりも低い。また、夜間に発生する事も多く、その場合には大型車の混入率が高くなる特徴を持つ。ここではこれらの渋滞をそれぞれ表-3のようにモデル化した。

シミュレーションの手順は、車種別車重分布、車長分布、および速度別車間距離分布¹⁹⁾に基づき、モンテカルロ法を用いて車両の種類、配列、重量を決定し車両列を発生させる。これを橋梁モデルに配置する。ただし、本研究では大型車のみの影響を考慮し、それ以外の車両については車間距離を規定するだけ（重量無視）に用いた。こうして得られた橋梁-車両連成系について弾性地震応答解析を行い、各橋脚、径間ごとの断面力や変位の最大応答増減率を算出した。この手順を繰り返し行い、最大

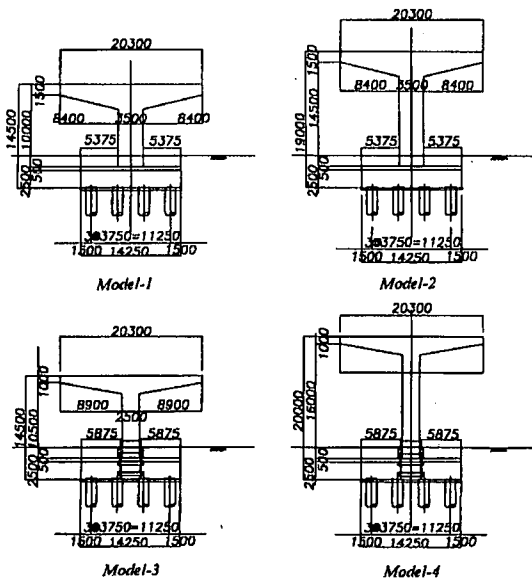


図-21 対象橋梁一般図

応答増減率の頻度分布図を作成した。解析ケースについては、表-4に示した7つのケースについて行った。

特徴的な結果を図-20(a)(b)に示す。両者とも片車線のみ通常渋滞が発生している状態である。ケースAは車両によって応答が増幅される可能性が高い場合である。ケースBは車両によって応答が低減される可能性が高い場合である。なお、大型車の混入率が多い突発渋滞を想定したケース（ケースD、E）では、さらに車両の影響が顕著に現れる。よって、ケースDはケースAに比べて頻度分布が+側（増幅効果）に、ケースEはケースBに比べて-側（低減効果）にそれぞれシフトしていた。また、ケースGでは2車線とも通常渋滞のため、最も車両の影響は顕著に生じていた。しかし、いずれのケースでも、様々な積載率の車両が各径間にわたってランダムに分布するので、各径間の応答が平均化される傾向にある。その結果、図-18のように車両によって著しく応答が増幅されることはなく、-20～+20%の範囲に収まっている。増加した場合でも概ね2割程度の増加で済むことになる。

5. 耐震設計法との関連

前節までの検討で、橋梁の固有周期によっては、載荷車両を考慮することによって、橋脚や基礎の断面力に、車両を考慮しない場合に比較して最大2割程度増加する可能性があることが分かった。そこで本章では、現行道路橋示方書の震度法により設計された断面について活荷重を考慮した動的解析により照査及び要因分析を行い、その影響を検討した。

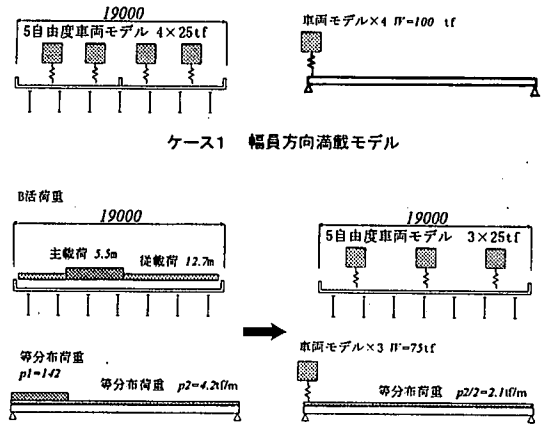


図-22 荷重モデル

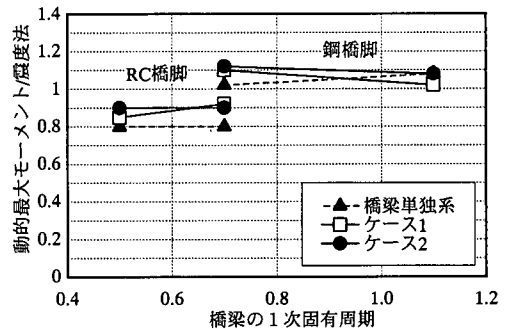


図-23 震度法による設計値との比較

対象橋梁としては、上部工は支間40m、幅員19mの鋼I桁とし、下部工は固有周期の影響を見るため、橋脚高さを変化させた4タイプのT型RC単柱橋脚および鋼製単柱橋脚とした。一般図を図-21に示す。解析に用いる減衰はひずみエネルギー比例型減衰とし、各構造部材の減衰定数は道路橋示方書に示される最小値を用いている。

検討対象とする車両モデルとしては、幅員方向に満載したケースと道路構造令におけるB活荷重の1/2を想定したケースの2ケースとした。まずケース1として橋脚上の幅員方向に、総重量25トンの大型車を想定して3章で示した積載率 $r=1.5$ の11トン積み長距離大型トラックを4台配置した。次にケース2としてB活荷重の1/2を念頭に置き、大型車の連行状態を想定した等分布荷重 p_1 を25トン車両モデル3台に置き換え、周囲の一般車両を想定した p_2 については、その挙動が不明のため死荷重として評価した。荷重のモデルを図-22に示す。また時刻歴応答解析に用いる地震波は、道路橋示方書に示される動的解析用スペクトル（Ⅲ種地盤）適合地震波とし、橋軸直角方向に入力した。

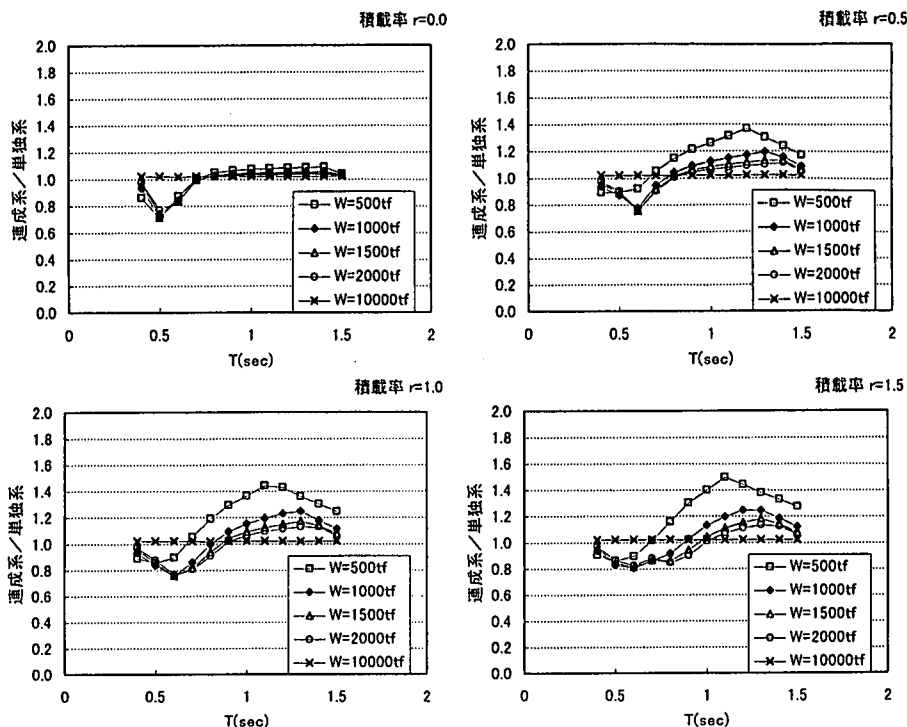


図-24 応答増幅率の感度分析結果

橋脚下端曲げモーメントに着目し、震度法と各荷重モデルに対する動的解析の比を図-23に示す。橋梁単独のケースについて震度法と動的解析値を比較すると、RC橋脚については実構造物における減衰の評価が静的解析（5%相当）より大きくなることから最大応答値が8割程度となっているのに対し、鋼製橋脚では震度法を若干上回っている。これに対し、車両を載荷したケース1、ケース2とも、おおむね震度法による設計値の1割増し程度となっている。

次に橋梁-車両連成系の応答特性は、橋梁の固有周期、車両の固有周期(積載率)、死活荷重比に支配されることから、阪神高速道路の実構造物の諸元を想定して、応答増幅率の感度分析を行った。積載率が0.0、0.5、1.0、1.5の各ケースについて、橋梁の固有周期 T を0.4から1.5秒、上部工重量 W を支間20m程度のプレテン桁を想定した500tfから支間70m程度の鋼箱桁を想定した2,000tfまで4段階に変化させ、比較のため死荷重の卓越する10,000tfについても解析した。その結果、図-24に示すように、橋梁の固有周期が短周期側では抑制する方向に、長周期側では増幅する方向に働くが、 $W=500\text{tf}$ の場合を除き概ねその値は $\pm 20\%$ の範囲であった。なお $W=500\text{tf}$ のケースで大きな応答を示しているが、プレテン桁を想定しているため、実橋ではスパンが短くかつ橋脚高さが低いものに採用されることが多いことから0.7秒以下の短周期のものがほとんどであり、問題ない

と考えられる。また、さらに長周期側では、橋梁-車両の連成効果は減少し1.0に漸近する傾向が伺えた。

6. 結論

(1) 車両を載荷した実橋の振動実験を行い、車両が橋梁の振動に与える影響を実験的に明らかにした。その結果、実車には様々な動的機構が存在し、連成系の振動は載荷車両から複雑な影響を受けることがわかった。さらに、車両自体の動特性についても詳細な実車振動実験を行った。

(2) 実験を基に、より広範囲なパラメータ領域での検討を行うために、実車の複雑な振動特性を反映できるように5自由度系の車両モデルを作成した。これにより、橋軸直角方向（すなわち、車両直角方向）の振動では(i)車両後部の振動が支配的で積載率とともに固有振動数が大きく低下するモードと(ii)車両前部の振動が支配的で、積載率によらず固有振動数がほぼ一定のモードの2つが存在すること、および、両者のモードの固有振動数の大小関係は積載率 $r=0.6$ 付近で入れ替わることを明らかにした。

(3) 上記の車両モデルを多径間橋梁モデルに載荷する橋梁-車両連成系を構築し、複素固有値解析、周波数応答

解析と地震応答解析を行った。その結果、(i)橋梁-車両系の主要な橋軸直角方向振動モードは、橋梁と車両の同位相モードと逆位相モードに分離されること、(ii)橋梁の固有周期 T_b と車両の固有周期 T_v の兼合いが連成系の振動に大きな影響を与えること、つまり、 $T_b > T_v$ のときは車両による増幅効果が現れ、 $T_b < T_v$ のときは低減効果が現れること、(iii)橋梁と車両の振動の位相関係と、車両による橋梁の応答への影響を調べ、両者が同位相のときは応答は増幅され、逆位相のときは低減されることを確かめた。

(4) 実態交通荷重に基づくシミュレーションから得られる車両列を用いて、上記車両モデルを多径間橋梁モデルに配置し、地震応答解析を行った。その結果、各径間が異なる荷重状態にあり、それぞれの径間の応答が平均化されて、規則的に車両を配置したときほど車両の影響は顕著ではないことを明らかにした。また、その定量的評価結果を示した。

(5) 橋梁-車両連成系の弾塑性応答解析を行い、車両の影響は断面力よりもむしろ変形に対して明瞭であり、塑性率の増加とともに車両の増幅効果と低減効果の現れ方が変化してくる。また、橋脚が弾性的の場合に比べて、車両の影響は相対的に小さくなる傾向にあった。これら塑性領域での橋梁・車両間の動的相互作用の様子は剛性劣化の影響と履歴減衰の効果として説明できることが分かった。

(6) 現行道路橋示方書の震度法により設計された断面について、橋梁-車両連成系の動的解析により照査および感度分析を行った。その結果、車両による動的な影響は2割程度までであることが示された。

以上、車両が橋梁の地震応答に与える影響について定性的・定量的に検討した。兵庫県南部地震を契機として、供用期間中に希に起こるような大地震に対して、地震時保有水平耐力法などで構造物の塑性化を許した設計法が採用されるようになり、震度法の意味づけが問い直されている中で、供用期間中に発生する確率の高い地震動に対して、構造物の健全性を損なわない範囲に保つことは、道路管理上からも重要な意味を持つ安全照査規範であると考えられる。今後、限界状態設計法のように設計法が高度化していくこと、また、レベル2地震のような大地震よりも、レベル1地震のような地震力に対して橋脚が線形にある場合の方が橋梁と車両の動的相互作用の影響が顕著であったことを考えると、使用限界状態の観点から、本研究で扱ったような橋梁と車両の動的相互作用の影響という問題は、より重要となってくると考えら

れる。

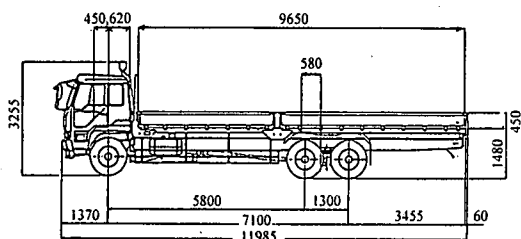
謝辞：本研究の実施にあたり、財団法人阪神高速道路管理技術センターから多大のご支援を得た。また、建設技術研究所(株)の友永氏には第5章の解析にご協力を得た。関係各位に厚く御礼申し上げる。

付録 車両モデルの諸定数(11トン積トラック)について
解析に用いた車両モデルの諸元を積載率 $r=0.0$ および $r=1.0$ の場合について付表-1に示す。また、対象としたトラックの側面図を付図-1に示す。

付表-1 解析に用いた車両モデルの諸元

項目	記号	単位	数値
節点F質量(フロントフレーム)	Mf	t	1.15
質点R質量(777L・M・荷台)	Mr	t	4.14
			15.48
節点C質量(キャビン)	Mc	t	0.54
質点F重心高さ	Hf	cm	60.0
質点R重心高さ	Hr	cm	90.9
			169.4
節点C～節点F重心間高さ	Hc	cm	125.0
車両重心～前軸間距離	L1	cm	331.4
			581.8
車両重心～後軸間距離	L2	cm	378.4
			128.2
車両重心～節点F重心間距離	Lfg	cm	298.0
			548.4
車両重心～節点R重心間距離	Lrg	cm	135.4
			63.4
車両重心～節点C重心間距離	Lcg	cm	403.4
			653.8
フロント回転バネ定数	Krf	tofcu/rad	4784.8
リア回転バネ定数	Krr	tofcu/rad	19170.0
			43396.8
キャビン回転バネ定数	Krc	tofcu/rad	1973.0
フロント水平バネ定数	Khf	tofcu/cm	0.405
			0.550
リア水平バネ定数	Khr	tofcu/cm	1.10
			3.40
シャーシねじり剛性	Kt	tofcu/rad	9860.0
節点Fローリング慣性モーメント	Jdf	t ² cm ²	2.52 [*] 10 ³
			2.51 [*] 10 ⁴
節点Rローリング慣性モーメント	Jdr	t ² cm ²	2.91 [*] 10 ³
			2.91 [*] 10 ⁴
節点Cローリング慣性モーメント	Jxc	t ² cm ²	5.73 [*] 10 ³
			5.73 [*] 10 ⁴
節点Fヨーイング慣性モーメント(車両重心軸まわり)	Jyr	t ² cm ²	1.08 [*] 10 ³
			3.52 [*] 10 ³
節点Rヨーイング慣性モーメント	Jyr	t ² cm ²	5.25 [*] 10 ³
			7.83 [*] 10 ³
節点Cヨーイング慣性モーメント	Jyc	t ² cm ²	9.38 [*] 10 ³
			2.37 [*] 10 ⁴

注) 数値が2段ある場合は、上段が $r=0.0$ 、下段が $r=1.0$



付図-1 11トン積長距離トラック側面図

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，pp.13-14, 1996.12.
- 2) 亀田弘行，北 啓之，盛川 仁：載荷車両の動的効果を考慮した道路橋の地震応答特性，京都大学防災研究所年報，第32号，B-2，1989.4
- 3) 亀田弘行，北 啓之，盛川 仁：載荷車両の動的効果を考慮した道路橋の地震荷重，構造工学論文集，Vol.36A，1990.3.
- 4) Sugiyama, I., Kameda, H., Sasaki, N., and Kawakita, S. : Dynamic Structure-Vehicle interaction of Highway Bridges and its Implication to Seismic Design, Proc.of 6th U.S.-Japan Bridge Engineering Work-shop, pp.379-392, 1990.8.
- 5) 加賀山泰一，亀田弘行，佐々木伸幸：車両載荷状態での道路橋の水平振動実験，第45回土木学会講演概要集，pp.1278-1279, 1990.9.
- 6) 足立幸郎，亀田弘行，林 秀侃，佐々木伸幸，室野剛隆：道路橋の水平振動に及ぼす積載車両の影響，第46回

土木学会講演概要集，pp.858-859, 1991.9.

- 7) 亀田弘行，室野剛隆，鈴木 歳，佐々木伸幸：耐震解析のための橋梁-車両連成系のモデル化とその動特性，第21回地震工学研究発表会講演概要集，pp.569-572, 1991.7.
- 8) Kameda, H., Muroño, Y., Maekawa, Y., and Sasaki, N. : Dynamic structure-vehicle interaction for seismic load evaluation of highway bridges, Proc.of 10th WCEE, pp.4861-4866, 1992.
- 9) 耐震基準等基本問題検討会議，第2次提言.
- 10) 室野剛隆，亀田弘行，南 莊 淳，渡辺泰介：大型車両が道路橋の地震応答に与える影響に関する研究，第47回土木学会講演概要集，pp.1342-1343, 1992.9.
- 11) 室野剛隆：多径間橋梁-車両連成系の地震応答特性と耐震設計への影響評価，京都大学修士論文，1993.2.
- 12) W. C. Hurty, and M. F. Rubinstein : Dynamics of Structures, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1964.
- 13) 深田泰夫：鉄筋コンクリート建造物の復元力特性に関する研究（その1），日本建築学会関東支部学術研究発表会梗概集，pp.121-124, 1969.11.
- 14) 阪神高速道路公団，(財) 防災研究協会：橋梁-載荷車両連成系の地震応答と高架橋の耐震設計への影響に関する研究（その2）報告書，付属資料「車両振動特性実験結果」，pp.75-109, 1992.3.
- 15) 阪神高速道路公団，阪神高速道路管理技術センター：第2編 活荷重分科会報告（別冊-1）阪神高速道路における活荷重実態調査と荷重評価のための解析，1984.3.

(1998. 8.14受付)

EARTHQUAKE RESPONSE OF HIGHWAY BRIDGES UNDER BRIDGE-VEHICLE SYSTEM

Hiroyuki KAMEDA, Yoshitaka MURONO, Atsushi NANJOU and Nobuyuki SASAKI

The effect of vehicle loading on the seismic load of highway bridges is discussed. Dynamic structure-vehicle interaction of highway bridges is discussed. The effect of vehicle loading on displacement or force at bridge pier or foundation is obtained. Then the influence of heavy vehicles to seismic design of highway bridges is discussed.

The realistic model is developed by comparison with full-scale vibration test. On this basis, frequency response and earthquake response of bridges loaded with heavy trucks are obtained, and their implication to the seismic load of bridge structures is discussed. Structure-vehicle model based on actual traffic congestion, reasonable evaluation of effect of the dynamic structure-vehicle interaction is obtained. Then their implication to the seismic load of bridge structures is discussed.