

# 阪神高速道路における設計活荷重と 衝撃荷重の考え方

工務部 設計課 江 見 晋  
同 部 同 課 北 沢 正 彦  
同 部 同 課 堀 江 佳 平

## 要 約

本報告は技報第4号「実態荷重のモデル化とシミュレーションによる応答解析」に引き続いて行ったものである。今回は主桁応答に支配的な載荷状態として渋滞時に着目して検討を行った。今回は走行車両による衝撃効果を考慮し、衝撃荷重と静荷重（車両配列）の組合せの観点から走行モードの違いを把握、耐用期間内での主桁の最大応答を与える走行モード及びその値を明確にする事を目的にシミュレーション解析を行った。

まず衝撃係数について橋梁と車両の相互の動的応答解析により走行状況、路面の凹凸、車重、走行速度等の影響を調査し、両者の固有振動数比によりモデル設定を行った。そして阪神高速道路の実交通流を実測データより3つの走行モード①走行（衝撃含む）（日中、夜間）、②通常渋滞、③突発渋滞に分類し、各々について期間50年の応答シミュレーションを行った。

その結果、概して短支間（60m以下）においては1車線、4車線ともに走行時の応答値の方が渋滞時よりも大きくなる傾向が見られた。また得られた主桁の最大応答値から1車線の場合についての設計活荷重と設計衝撃荷重に対応すべき考え方を示した。

## 1. はじめに

阪神高速道路公団では、昭和56年より設計荷重委員会を設け、阪神高速道路での活荷重の実態調査を行った。そしてこの結果を基にシミュレーション手法を用いて、耐用期間50年を想定した橋梁の最大応答を求め、これを対比させる事によって現行設計活荷重の妥当性の検証を行ってきた。これらの成果概要は既に第3<sup>1)</sup>、4号<sup>2)</sup>で報告したとおりであり、本報告はこれらに引き続き行うものである。

既往の検討結果によれば活荷重による主桁の最

大応答は支間長にかかわらず着目点上に超重量トレーラー（70～80トンクラス）が載荷された状態で生じ、また応答に対する寄与もこれに一台が卓越し、前後の渋滞車両の影響は小さい事がわかった。

しかしながらこの結果は、渋滞時が主桁に対してクリティカルな載荷状態であるという前提の下にシミュレーションを行って得られたものであり、走行モードの違いによる影響、特に走行車両による衝撃効果については考慮しなかった。この為、前回の結果は最大応答の全ての可能性をカバーしているとは言い難い。特に前述のように超荷重量

車の影響が卓越する状況下では走行時の衝撃効果の大きき次第によっては渋滞時よりも走行時の方が主桁に対してよりクリティカルな載荷状態となる可能性もある。

本報告はある耐用期間での主桁の最大応答を与える走行モードを活荷重（車両配列）と衝撃効果の組合せの観点から明確にする事を目的に行ったものである。

具体的には、①衝撃係数について、動的応答計算手法を用いてそのパラメーター特性を明確にし、走行時に組合せるべきモデル設定を行うとともに、②阪神高速道路での一般的な走行モード（走行、渋滞）を分離、モデル化し、各々の走行モードでの耐用期間50年での主桁の最大応答をシミュレーションによって求め比較した。

## 2. 動的応答計算による主桁の衝撃係数の算定

### 2-1 一般

現行道示では衝撃係数は橋梁支間長のてい減関数として鋼、コンクリート橋ごとに比較的簡易な形で規定されている<sup>3)</sup>。しかしながら本来、走行

車両による衝撃効果は橋梁型式と剛性、路面の不整、車両特性と走行速度、橋梁と車両の振動特性の相関等、多くの要因が複雑に影響する現象と考えられ走行時の主桁応答をより正確に得る為には、衝撃係数に対するこれらの因子の影響を把握する必要がある。ここでは動的応答計算モデルによりパラメーター解析を行い、影響の大きな因子を抽出し、衝撃係数のモデル化を行った。

### 2-2 解析方法（シミュレーションモデル）

解析モデルは建設省土木研究所で開発されたものを用いた（図-1）。これは橋梁、車両、路面凹凸をモデル化し車両-橋梁の達成系の動的な応答を時系列で求めるもので、着目点は活荷重の曲げが最大となる支間中央を考えた。

#### 2-2-1 橋梁のモデル化

橋梁モデルは、荷重分配を無視した一本の棒部材を仮定した。橋梁型式はRC床版鋼I桁とし、4車線の公団標準設計の曲げ剛性と単位重量を $\frac{1}{2}$ 倍したものを2車線分として考え、これらを支間長（40, 60, 80m）に比例させたものを用いた。

#### 2-2-2 車両のモデル化

車両については応答の絶対値が大きくなるタンデム軸を持つ大型トラックまたは大型ダンプを対象としこれを3質点4自由度系の車両モデル（タンデム軸は一つにまとめて考えた。）で表した（図-1）。車両は20~50トンの4種類を考えた。ばね定数、粘性減衰定数は車重にかかわらず一定<sup>4)</sup>とした。

#### 2-2-3 路面凹凸のモデル化

阪神高速・大阪守口線で実測された路面凹凸スペクトルは次式で示されるパワースペクトルで近似し、シミュレーションより路面凹凸波形を発生させた。

$$S(\Omega) = a \cdot \Omega^{-b} \dots\dots\dots (1)$$

ここで  $S(\Omega)$  : 路面凹凸パワースペクトル ( $\text{cm}^2/\text{c} / \text{m}$ )

$\Omega$  : 路面凹凸の空間周波数

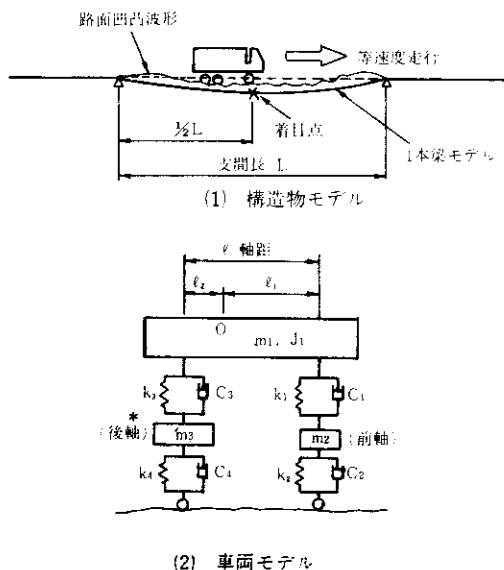


図-1 動的応答計算モデル

(c / m)

$$a = 1.784 \times 10^{-4}, b = 2.4$$

図-2にモデル化した路面凹凸スペクトルを示す(スペクトルA)。ISOの評価基準と対比して比較的良い路面状態といえる。なお、路面凹凸の良否が衝撃係数に与える影響を調べる為にさらに良好なスペクトルB, Cを作成した。

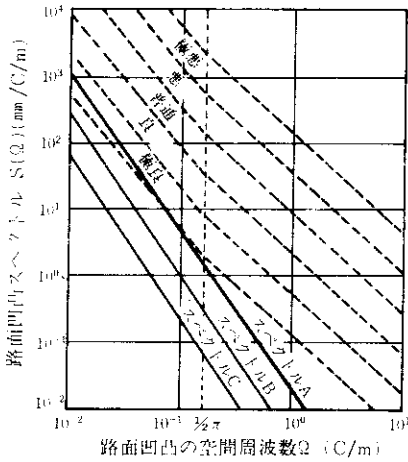


図-2 路面凹凸スペクトルモデル(A)

#### 2-2-4 衝撃係数の定義

動的応答と同時に静的载荷時の応答についても計算を行い、両者の最大応答の比より衝撃係数を次式で定義した。

$$i = \frac{\text{動的応答の最大値} - \text{静的载荷時の最大応答}}{\text{静的载荷時の最大応答}}$$

なお、応答量としては曲げとたわみに着目した。

#### 2-2-5 モデルの検証(実測値と解析値の対比)

土木研究所では、設計値と実測値を対比し、モデルの検証を行っている(図-3)。いずれも計算値の方が多少大きくなっているが、実測データが少ない事や計算上のばらつきもあり、計算値の妥当性の判定や修正値を提示するまでには至っていない。しかしながら全体的にはよく対比していると考えられ、実測値 $\div$ 計算値と仮定した。

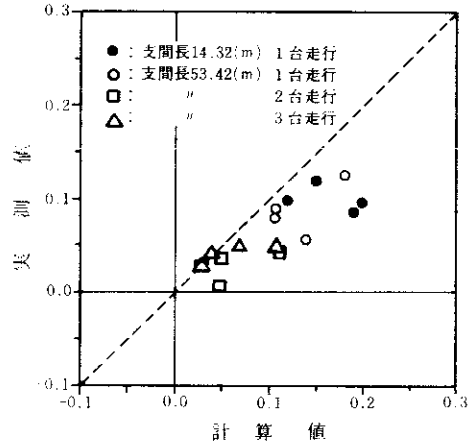


図-3 衝撃係数の実測値と計算値の対比<sup>9)</sup>

### 2-3 パラメーター解析の結果

まず単独走行の場合について支間長、路面凹凸、車重、走行速度の各パラメーターの変化に対する衝撃係数への影響度を調べた。次に連行走行(複数車走行)についても試算した。連行車両の車頭間隔については車両の大きさ、走行速度の相互の影響が考えられるが、ここでは走行速度70km/h、車重10~20ton、車頭間隔を20mに固定して考えた。

#### 2-3-1 単独走行の場合

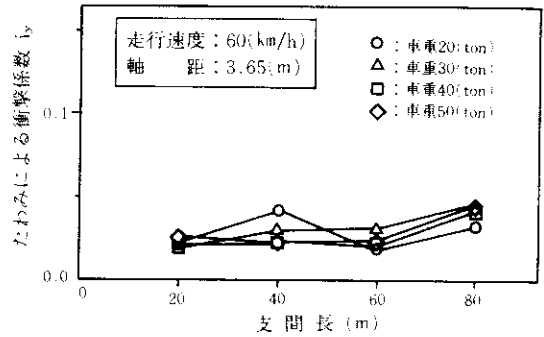
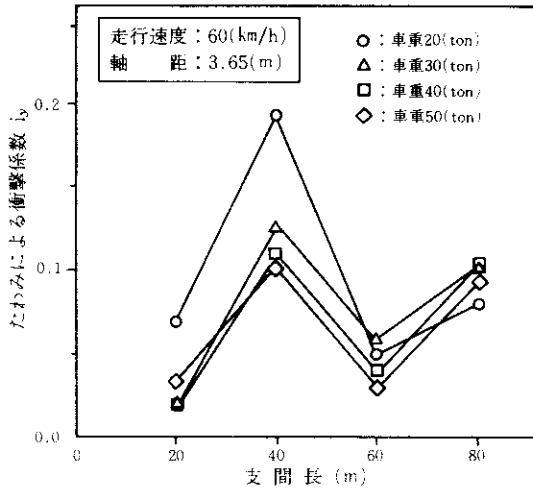
(1) 路面凹凸スペクトルの影響(図-4)

スペクトルA(守口線)の場合には、特に支間長40mにおいて衝撃が大きく出ている。スペクトルCでは値が小さく、その傾向は見られない。

(2) 支間長および車重の影響(スペクトルA、図-4, 5)

支間長40mで20tonの場合の衝撃係数が大きく、車重の増加に伴い減少する傾向が見られた。他のケースではさほど大きい値にはなっていない。

また図-5はスペクトルAからの50ヶの凹凸波形による平均値と標準偏差を表示しており、これらは支間長が40mから80mと長くなるにつれて小さくなっている。



(1) 路面凹凸スペクトルA

(2) 路面凹凸スペクトルC

図-4 路面凹凸スペクトルの違いによる衝撃係数の比較

(3) 走行速度の影響 (図-6)

いずれの支間長の場合においても速度の増加に伴い衝撃係数が増加する傾向が見られた。中でも支間長40mの場合顕著になる。

2-3-2 連行走行の場合

上記(2)のケースと同じく支間長40mと80mにおいてスペクトルAからの50ヶの路面凹凸波形を入力し、連行走行の場合について平均値と標準偏差を求めた。

たわみによる衝撃係数(平均値)の場合、連行

走行と単独走行ではほぼ同程度の値となる。

曲げモーメントによる衝撃係数は連行走行の場合、値が小さく、前後の車重が同じになるとたわみによる値と同程度となる。(図-7)

2-4 主桁に対する衝撃係数の評価

2-4-1 橋梁と車の固有振動数比から見た衝撃係数

パラメーター解析の結果、20トン車で支間長40mの時、衝撃係数にピークが見られ、しかもその

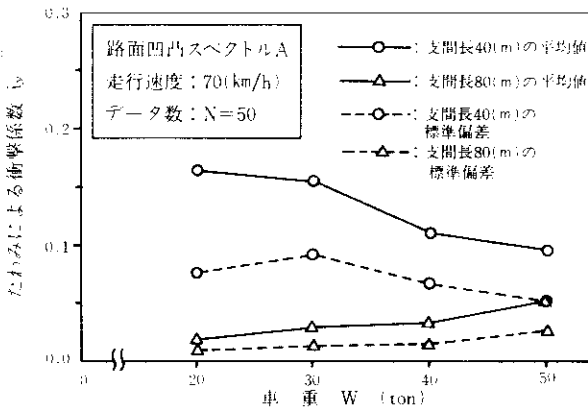


図-5 車重の変化に対する衝撃係数の比較

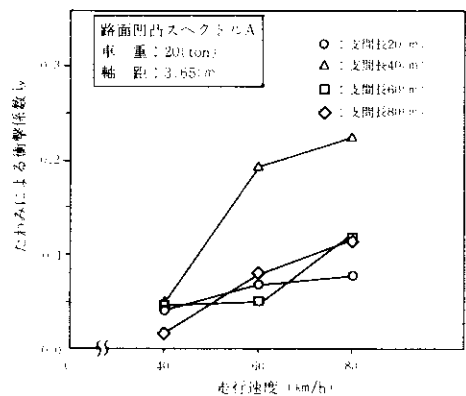


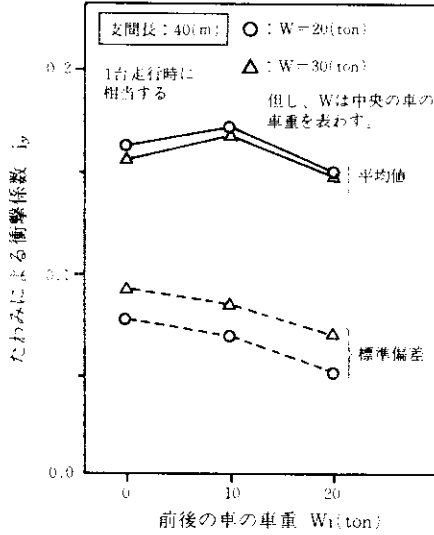
図-6 走行速度変化に対する衝撃係数の比較

ピークは車重によって変化している (図-4)。これは橋梁と車両の共振現象と解釈される。そこで両者の固有一次振動数の比に着目し、計算結果を整理した。固有振動対比  $\gamma$  は次式のように設定した。

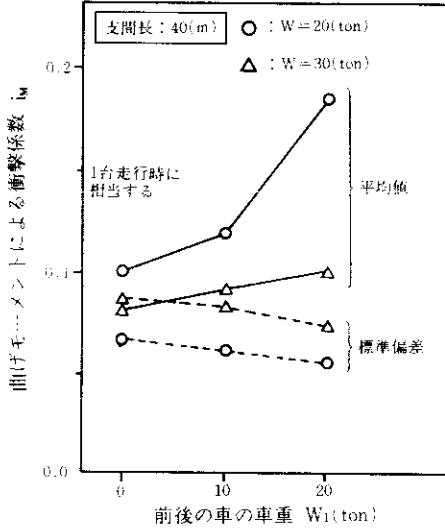
$$r = \frac{f_t}{f_s} = \frac{0.14 L}{\sqrt{W - 2.9}}$$

ここでは  $f_t$  は車両モデルの後軸バネ上振動数、 $f_s$  は橋梁モデルの曲げ一次振動数であり、簡略的に支間長  $L$  と車重  $W$  の関数として表わした (図-8)。

図-9 はスペクトル A からの 50 ケのサンプル波形を用いた場合の結果を  $\gamma$  で整理したものである。

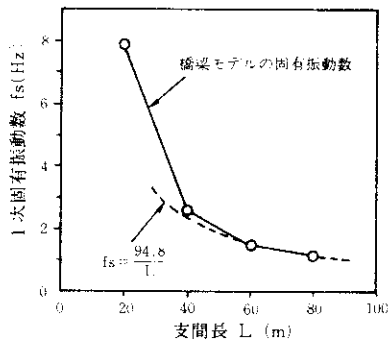


(1) たわみに着目した場合

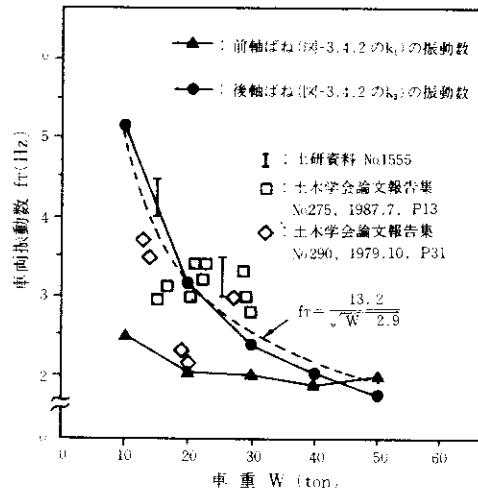


(2) 曲げモーメントに着目した場合

図-7 連行走行の場合の衝撃係数の比較



(1) 橋梁モデル



(2) 車両モデル

図-8 モデルの固有振動数

平均値、標準偏差ともに $\gamma \approx 1$ 付近でピークとなり共振による影響が大きい事がわかる。

### 2-4-2 衝撃係数のモデル化

衝撃係数の平均値が $\gamma \approx 1$ でピークとなるよう共振曲線式<sup>3)</sup>にならって近似し、路面凹凸波形50ケによるばらつきを正規分布にあてはめてモデルを設定した(図-10)。

プロットした点は単独走行の場合のたわみに着目したものである。これは連行走行時の曲げモーメントに着目した値とほぼ同程度であることや計算ケース数が比較的多かったことによる。また分布の上限として $\mu + 4\sigma$ を考えた。

## 3. 主桁の活荷重応答シミュレーション

### 3-1 一般

主桁の活荷重応答を計算する場合、特にシミュレーションによって耐用期間内の最大応答を求める場合においては、走行モードによって載荷台数や衝撃効果が異なるため、まず走行モードの特性を明確に設定する必要がある。

本検討では阪神高速道路の交通流に関する実測データに基づき、①通常走行、②通常渋滞、③突発渋滞の3つの走行モードに分類しモデル化を行った。

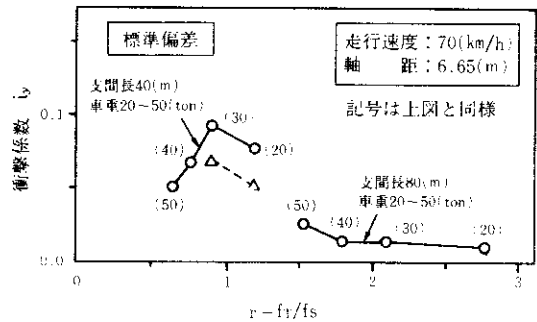
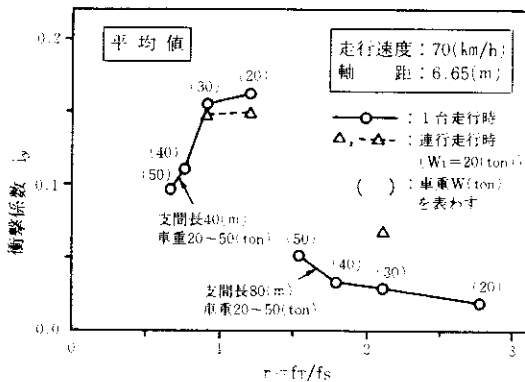


図-9 固有振動数比 $r$ で整理した衝撃係数 (たわみに着目した場合)

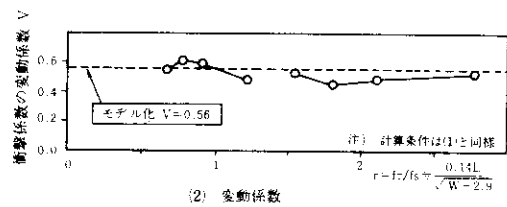
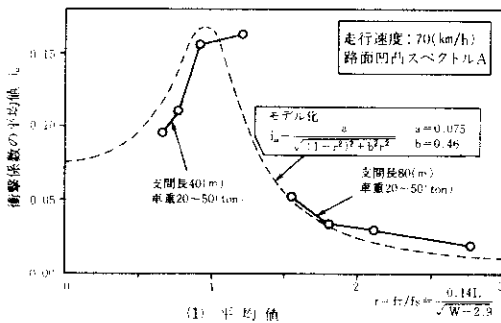


図-10 衝撃係数のモデル

そして各々の走行モードに対して耐用期間50年分のシミュレーションを行い最大応答値を求め、これらを比較する事により、主桁活荷重応答に支配的な走行モードを抽出した。なお、走行車両による衝撃効果は通常走行時のみ付随すると割り切って考え、2章の検討結果を用いた。

### 3-2 走行モードの設定

オキュパンシー、車種別混入率等の1日の時間変化の実測データ<sup>7)</sup>から阪神高速道路の走行モードを①走行(日中、深夜)と②通常渋滞に分離しモデル化を行った。また大型車の混入率の高い夜間に事故や工事等によって突発渋滞が起こるケースについても考慮した(表-1)。渋滞モードの諸元は既報告<sup>10)</sup>の通りである。走行時の車間距離は $V \geq 45 \text{ km/h}$ の場合の追従走行<sup>7)</sup>によるものであり阪神高速の5分間平均走行速度データよりも小さい値となる。深夜走行については車間距離が大きく、単独走行と仮定した。また前述の通り衝撃荷重は通常走行の場合にのみ付随すると考え、2章で設定した走行速度 $70 \text{ km/h}$ の場合の支間長と車重との関係から与えられる衝撃係数をシミュレーションで発生させた載荷車両ごとに求め入力した。

### 3-3 シミュレーションモデル

各走行モードごとの耐用期間50年の主桁最大応答をモンテカルロシミュレーションを用いて求めた。活荷重モデルは前回報告<sup>2)6)</sup>のものを用い、車重を集中荷重(線荷重)として載荷した。橋梁

モデルは支間長40, 60, 80mの単純桁を考え、支間中央の曲げモーメントに着目した。幅員方向は1車線と4車線の2ケースを考えた。1車線の場合、荷重の横分配は無視して、橋梁全体を1本の棒モデルに置換して解析したが、4車線の場合は標準設計を参考に荷重分配を考え外側主桁に着目した。

荷重載荷の方法は図-11に示すように常に着目点(支間中央)上に車重 $W$ 、トン以上の積載トレーラーを載荷させる事にした。着目点以外には、全車種(10種類)の中から各々の混入率に基づいて発生させた車両を載荷させた。これは前回シミュレーションにおいて主桁の最大応答は常に着目点に重量車(トレーラー類)が載荷された状態で生起しており、さらに長い期間50年間の最大応答を

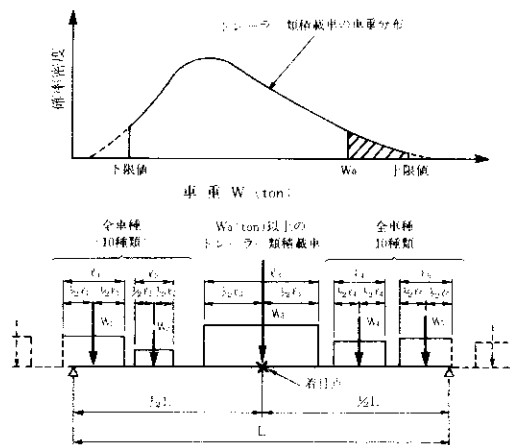


図-11 荷重載荷の方法

表-1 走行モードのモデル比

パラメーター 走行モード	着目点に載荷する車両(トレーラー類積載車)		車間距離				衝撃係数	
	車種混入率 (%)	車重 分布形 $W_0(\text{ton})$	車長の分布 分布形	平均値 (m)	標準偏差 (m)			
通常渋滞	1.74	LOG 50.0	尼崎のモデル	LOG	8.05	3.93	0	
突発渋滞	5.22	LOG 13.7	尼崎のモデル	LOG	2.71	1.49	0	
通常走行	日中	1.74	LOG 55.0	尼崎のモデル	*1	*1	*1	図-10に示すモデルを用いた。or 0
	夜間	5.22			LOG	19.40		

\*1) 文献7)を用いて算出した。分布形は仮定した。

注) LOG: 対数正規分布

考える際にも着目点上にはトレーラー積載車が載っているとの仮定に基づいたものである。これによりシミュレーション回数を前回に比べて大幅に低減する事ができた。

なお、着目点以外にもトレーラー積載車が載荷される場合（連行する場合）も考慮している。

### 3-4 解析結果

#### 3-4-1 1車線の場合の最大応答と走行モード

期間50年のシミュレーションを支間長、走行モード別に100回行い、その結果を極値Ⅰ型分布にあてはめた（2乗推定誤差 $E < 0.05$ ）。そしてこれより得た回帰直線を用いて期間50年の10%超過確率値を確定的に求め、現行設計荷重 $L-20$ の比で表わした。その結果は図-12および次に示すとおりである。

○静的効果のみで比較した場合、最大曲げモーメントはどの支間長でも渋滞時の方が大きな値となる。

○走行時に衝撃効果を考慮すれば支間長40~60m付近で走行時の方が渋滞時よりも大きくなり、支間長80mで同程度となる。

#### 3-4-2 最大応答を与える載荷状態

各走行モードで、期間50年最大曲げモーメントが発生した載荷状態を図-13に示す。

短支間(40m)の通常走行の場合を除いて、いずれもトレーラー車が連行した状態となっている。

次に着目点に載荷される車重ならびに、その車重による応答の全応答に対する比率（寄与率と以下呼ぶ）を走行モード別に図-14に示す。

これらは100回のシミュレーション結果の上位1, 5, 10, 15位の値をプロットしたものである。

着目点重量は、通常、突発渋滞時において長支間(80m)の場合に多少ばらつきがあるが、ほぼ70トン付近の車両が載荷されている。通常走行の場合にはばらつきは小さく、荷重モデル設定の際の上限値(80トン)付近の車両が発生している。

一方寄与率については通常、突発渋滞の場合、支間長40mで約0.8、支間長80mで約0.6となっ

た。残りの値(1.0, 寄与率)が前後の車両によ

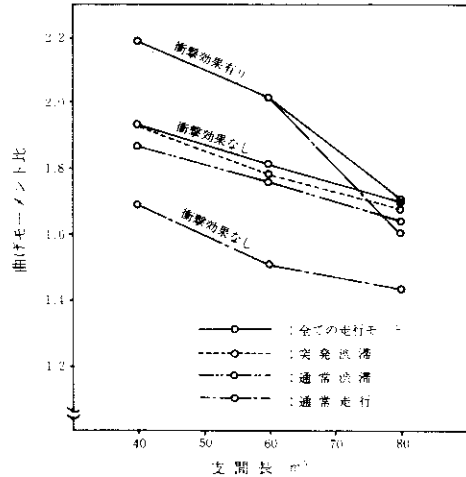


図-12 期間50年最大曲げモーメント比の10%超過確率値の走行モード別比較（1車線）

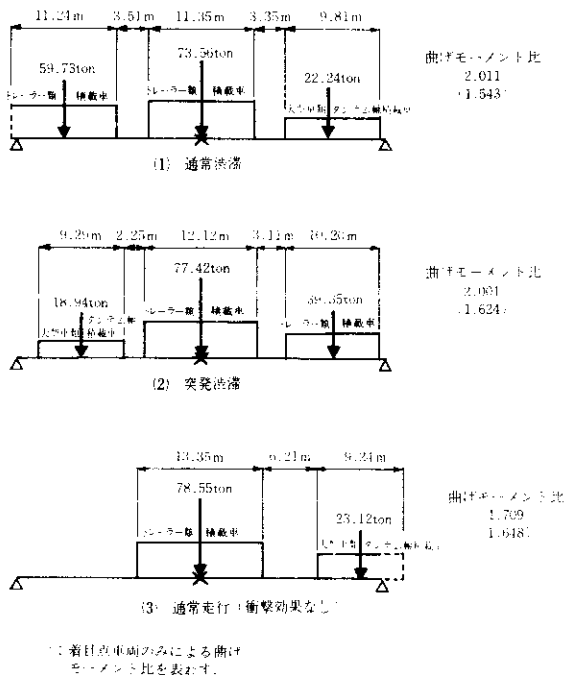


図-13 期間50年最大曲げモーメントの発生した荷重状態（順位1位、支間長40m）



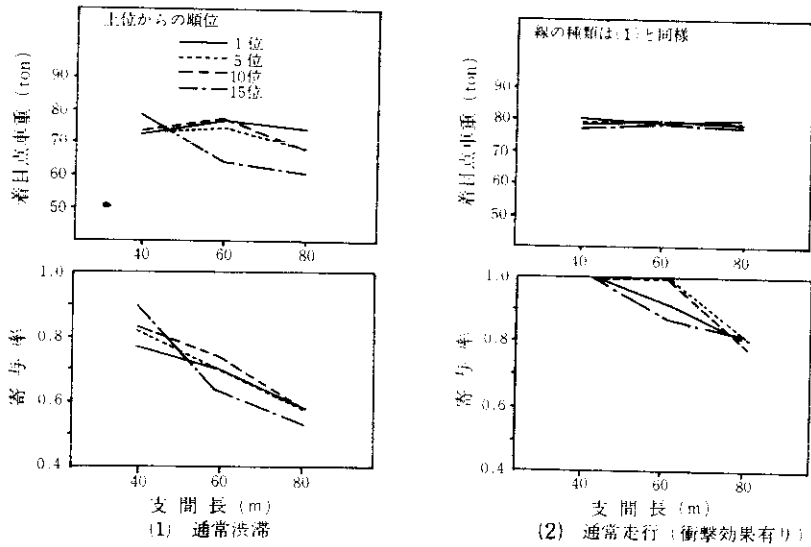


図-14 期間50年最大曲げモーメントが発生したときの着目点上の車重とその寄与率

る影響を表わしており、当然の事ながら長支間になる程大きくなっている。通常走行の場合は、渋滞時以上の寄与率は高く、特に支間長40mでは、1.0となり着目点上の1台で決定されていることがわかる。

以上のことから1車線の場合に支間40~60mで通常走行時(衝撃含む)の方が最大応答値が渋滞時より大きくなり、80mで同程度となる理由として、

- ① 走行時の通行台数が渋滞時より上回っており、それに対応して着目点上に発生する最大車重も1割強程、走行時の方が大きくなる。
- ② 支間40, 60mでは走行時の衝撃が桁応答に与える影響(衝撃考慮と非考慮の場合の走行時の最大応答の比とする)の方が渋滞時における前後の車両(渋滞列)の影響を上回っており、逆に支間80mでは渋滞の影響が卓越する事が考えられる。

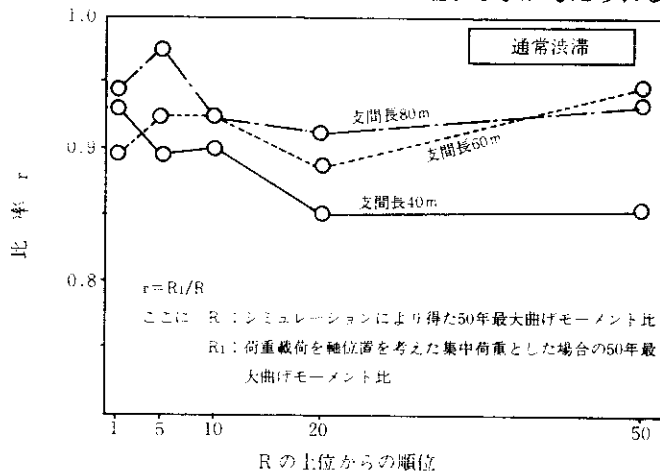


図-15 軸重荷重モデルと車重荷重モデルによる差違

### 3-4-3 軸重載荷による影響

図-15は上記で得た荷重載荷状態に対して個々の車重の載荷方法を集中荷重から軸重に分けて載荷するよう変化させた時の最大応答値の比を示したものである。

車重を軸重に分けて載荷する事により1割程度応答値が低減し、その傾向は支間が短くなるにつれて大きくなる。

### 3-4-4 4車線の場合の最大応答と走行モード

4車線道路の場合には一車線の場合と異なり、幅員方向（特に上下方向）に異なる走行モードの組み合わせを考慮する必要があるが、ここでは通常走行と突発渋滞の2ケースについて次のように

設定した（図-16）。

通常走行；外側車線を車両が衝撃を伴って走行する。他の追越車線と対向車線は走行車は無し

突発渋滞；片側車線が渋滞する。対向車線は走行無し

シミュレーションは1車線ごとに独立に載荷車を発生させた。

同様に50年間の10%超過確率値を求め、設計曲げモーメントの比で示した。

得られた計算結果から表-2に示す。対比のため一車線の結果も示している。4車線の場合は約0.9~1.2程度であり1車線の場合程、過酷な状況とはならない。

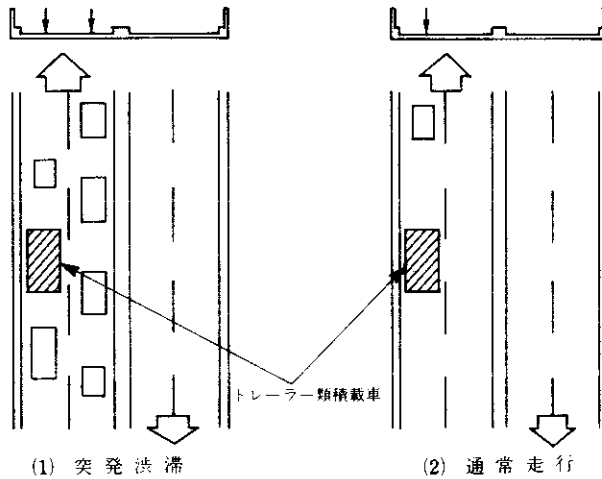


図-16 4車線の荷重載荷状態

表-2 1車線と4車線の場合の最大曲げモーメント比の比較

走行モード	支間長(m)	期間50年最大曲げモーメント比の10%超過確率値		
		1車線(①)	4車線(②)	比(②/①)
突発渋滞	40	1.925	1.186	0.62
	80	1.672	1.084	0.65
通常走行	40	2.192	1.241	0.57
	60	2.012	1.139	0.57
	80	1.599	0.905	0.57

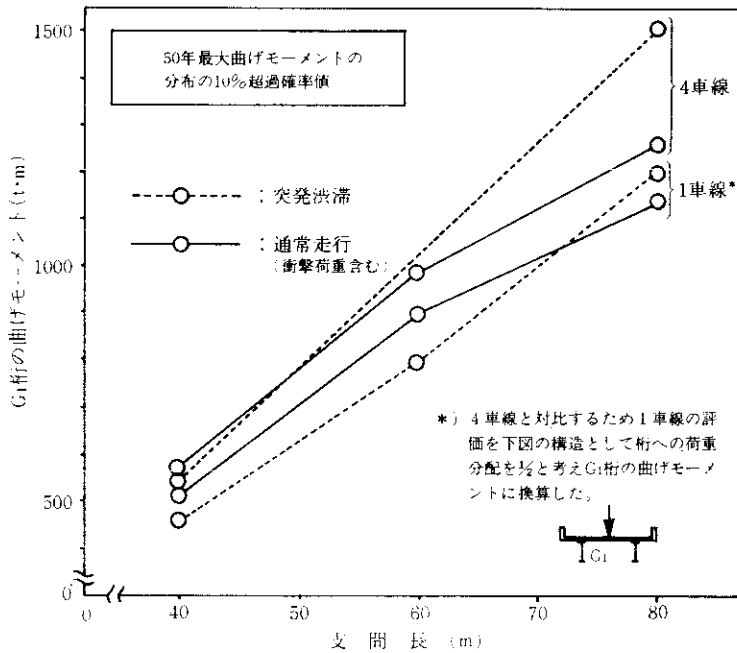


図-17 支間長と曲げモーメントとの関係

また渋滞と走行時を比較すると図-17に示すように4車線を考えた場合には支間長60mまでの範囲では同程度となっているが、支間長80mになれば明らかに渋滞時の方が卓越している。

### 3-5 主桁に対する等価衝撃係数の算定

通常走行時による衝撃効果を考慮した活荷重シミュレーションを考慮しない活荷重シミュレーション

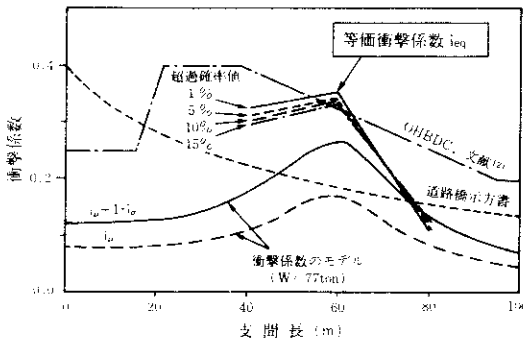


図-18 等価衝撃係数の計算結果

ンによる50年間の最大曲げ応答の比より、両者の応答が等価になるような衝撃係数を次式で定義し

た。

$$ieq = \frac{M_L + i_{10\%} + M_{L10\%}}{M_{L10\%}}$$

ここで、 $ieq$ ；等価衝撃係数、 $M_L + i_{10\%}$ ；衝撃効果を考えた期間50年の10%超過確率値、 $M_{L10\%}$ ；活荷重のみの場合の期間50年の10%超過確率値、

図-18に得られた $ieq$ を示す。支間長40mで約0.3、60mで約0.35、80mで約0.12となった。これと車重77トンとした場合の動的応答計算による衝撃効果 $i_d$ はピーク支間長が一致しており、衝撃効果でも最大車重の影響が大きい事がわかる。期間50年を考えると等価衝撃係数 $ieq$ は結果的に77トン車の動的効果 $i_d$ の $\mu + 2\sigma$ 程度となった。

### 4. まとめと設計荷重に関する考察

検討の結果、以下の事項が明らかになった。

- ① 衝撃効果は路面凹凸によって誘起される橋梁と車両の共振現象と考えられ、路面凹凸、支間長車重による影響が大きい。

- ② 1車線の場合の渋滞時と走行時（衝撃を含む）の期間50年の最大曲げ応答について比較したところ、支間長80m以下では走行時の方が支配的となった。したがって支間長80m以上の橋梁では渋滞時が支配的となると考えられる。ここでは1車線の走行時に対応する衝撃効果の一つ表示法として、等価衝撃係数の概念を示した。また、各走行モード共に支間長の増加に伴って、最大曲げ応答値は減少しており、設計活荷重を支間長の低減関数として規定できるかと思われる。
- ③ 4車線の場合には1車線とは逆に渋滞時の方が支配的となったが、40～60mの短支間長では衝撃効果のとり方によっては走行時が卓越する可能性のある結果となった。また応答値はいずれの走行モードにおいても現行設計値程度となり、1車線と比べて、幅員方向についても低減の余地があると考えられる。
- ④ また前回の報告と同じく、超重量車（積載トレーラー70～80トン）の影響が大きい事がわかった。特に短支間ではほぼこれ1台によって最大応答が支配される結果となった。

図-19は道示の設計し荷重の表示法に準じて線荷重をタンデム軸重和の上限50トンで固定し、一車線の場合の最大応答（50年10%超過確率値）と等しくなるような等分布荷重を示したものであり、 $L=20$ の2倍程度の値となっている。

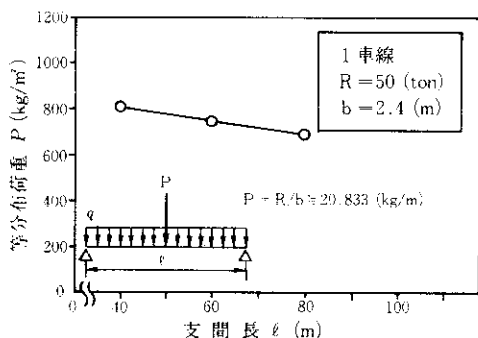


図-19 実態荷重による最大応答を考慮した設計荷重の例

## 5. 今後の課題

概ね60m以下の橋梁であれば衝撃効果のとり方により支配的な走行モードが逆転する場合もあり、衝撃効果の評価が大きなファクターとなる。本検討では動的応答解析を用いて衝撃効果を評価したが、今後の課題としてより多くの実測データを収集し、同解析法の妥当性を検証していく事、これにより、より詳細に正確に衝撃効果を評価していく事が重要である。さらにこれらの後に多車線道路の場合についての幅員方向の走行モードの変化を考慮した活荷重応答シミュレーションを実施する事が望まれる。また本検討では渋滞時 ( $V \leq 30$  km/h) の衝撃効果は考慮しなかったが、これについても確認する必要がある。

## おわりに

本調査研究を遂行するにあたっては、当公団の委託で阪神高速道路技術センター内に設けられた「設計荷重委員会（HDL委員会）」（委員長：小西一郎京大名誉教授）および「同作業部会」（主査：亀田弘行京大教授）の各委員の方々に熱心な討議、指導をいただき、ここに深く謝意を表する次第である。

## 参考文献

- 1) 江見、中島、石崎；活荷重実態調査報告 阪神高速道路管理技術センター 技報第3号 昭和58年
- 2) 江見、中島、山内；実態活荷重のモデル化とシミュレーションによる応答解析、阪神高速道路管理技術センター、技報第4号
- 3) 道路橋示方書・同解説 I 共通編；（社）日本道路協会
- 4) 土木研究所報告第2285号、「橋梁の設計動荷重に関する試験調査報告書」昭和60年12月
- 5) 小坪清真；土木振動学、森北出版 昭和53年2月

- 6) 阪神道路公団；設計荷重（HDL）委員会報告書 昭和59年3月
- 7) 越、岩崎、他；「渋滞時の交通流現象に関する研究」土木学会論文報告書 306号 昭和56年2月 その他、本報告の詳細について
- 8) 阪神高速道路公団；設計荷重（HDL）委員会報告書 昭和61年12月 がある。