

高速鉄道における橋桁の動的挙動に関する研究

A STUDY OF DYNAMIC BEHAVIOR OF BRIDGE GIRDERS
FOR HIGH SPEED RAILWAY

松浦 章夫*
By Akio MATSUURA

1. まえがき

車両の走行による鉄道橋の動的挙動は、鉄道橋の設計上解決すべき基本的な問題である。しかし、その現象がきわめて複雑であるため、従来必ずしも十分に解明されていなかったといえない。最近の200 km/hを超す高速鉄道の橋梁においては、設計、保守の合理化の点から、この現象の解明が必須なものとされている。

橋梁の車両走行に対する動的応答に関しては、Zimmermann, Timoshenko以来、多くの研究者による研究があるが、特に鉄道橋においては、蒸気機関車のハンマーブローの影響を主として論じた Inglis¹⁾ の研究が著名なものとしてあげられる。わが国では、種々の形式の車両、橋梁における実測結果ならびに従来の研究結果を基礎とした大地の研究が代表的なものである²⁾。大地の研究では、走行速度100 km/h前後の在来鉄道の短支間橋梁を対象とし、橋桁の設計時に考慮すべき衝撃率を、移動荷重、車輪の偏心などによる周期力、車両の振動による荷重の3要因に分割し、それぞれの貢献度が示されている。

しかし、その後に行われた新幹線橋梁の試験では、ある種の短支間コンクリート桁で、予想以上の大きな動的応答が測定された³⁾。この現象は、200 km/h前後の高速走行時にあらわれたもので、長編成列車の軸配置に起因するものと推定されたが、その工学的重要性にもかかわらず、従来十分に研究されなかった。

本報告では、高速鉄道に対し、走行車両と橋桁との動的相互作用に関する運動方程式を導き、実在の橋梁に対応するパラメーターを用いて解析し、これを東海道および山陽新幹線における試験、模型試験の結果とあわせて検討し、新幹線のような長編成列車の高速走行に対する橋桁の応答の基本的特性を導き、設計に際して考慮すべ

き衝撃率とそれに関連する所要剛性について考察する。

2. 理論解析

(1) 理論値の誘導

新幹線においては、動力学的に同一の振動特性を有する車両により編成された、いわゆる電車列車が使用されている。それで、本報告では、図-1に示すようなモデルをとることとする。ここで、まず車両のモデルは新幹線車両の形式である2軸ボギー車両とし、各部の記号ならびに運動座標を図-2、表-1のように定める。本図

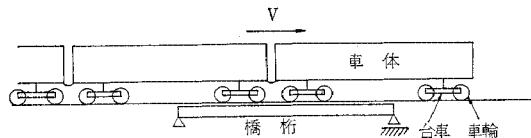


図-1 列車と橋桁

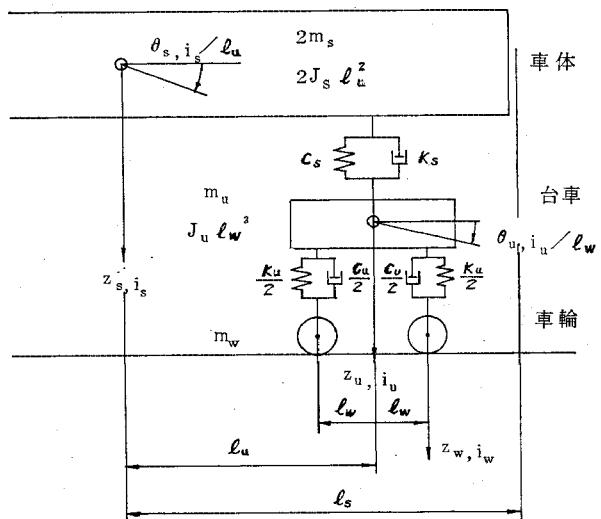


図-2 高速車両モデル

表-1 2 軸ボギー車各部の記号と座標

m_s : 車体質量/1 台車	v : 車両走行速度
m_u : 台車質量/1 台車	n_s : 車両連結数
m_w : 車輪軸質量*/1 台車	i_s : 車両番号
J_s : 車体慣性モーメント/(2 l_u^2)	n_u : 全台車番号
J_u : 台車慣性モーメント/ l_u^2	i_u : 台車番号
k_s : まくらばね定数/1 台車	n_w : 車輪軸数
k_u : 軸ばね定数/1 台車	i_w : 車輪軸番号
c_s : まくらばね減衰係数/1 台車	z_{s,i_s} : 車体重心下方向変位
c_u : 軸ばね減衰係数/1 台車	z_{u,i_u} : 台車重心下方向変位
l_s : 連結中心間距離/2	θ_{s,i_s} : 車体重心回転角× l_u
l_u : 台車中心間距離/2	θ_{u,i_u} : 台車重心回転角× l_w
l_w : 台車内車輪軸間距離/2	z_{w,i_w} : 車輪軸下方向変位

* (ばね下質量)

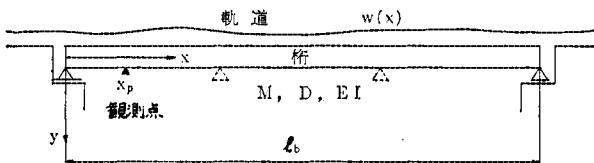


図-3 橋桁モデル

には、半車両分のみを示したが、解析は任意車両が連結された場合について進める。なお、車両はその中心に対して前後対称とする。

次に、橋桁のモデルは、図-3 に示すように単純支持桁または連続桁とする。ここで、桁の支間を l_b とし、その特性が長さ方向に一様であるものとし、単位長さ当たりの質量を M 、減衰係数を D 、曲げ剛性を EI とする。桁の左支点を原点、右方向を正とした x 座標を定め、これに対して軌道の高低狂いによる軌道面形状を $w(x)$ 、さらに時間を t として桁のたわみを $y(x, t)$ と表わす。

桁のたわみ $y(x, t)$ は、考慮する振動次数を n_b として、 t のみに依存する基準関数 f_{i_b} と、 x のみに依存する正規モード関数 h_{i_b} との積の和、

$$y(x, t) = \sum_{i_b=1}^{n_b} f_{i_b} h_{i_b} \quad (1)$$

で表わされるものとする。ただし、 h_{i_b} は桁の境界条件を満足する直交関数系であり、 i_b は桁の振動次数である。

図-2, 3 に示したモデルにおいて、 i_w 番目の車輪の走行軌跡 z_{w,i_w} は、その位置

$$x_{i_w} = vt - s_{i_w} \quad (2)$$

における桁のたわみ $y_{i_w} = y(x_{i_w}, t)$ と、その位置での軌道面変位 $w_{i_w} = w(x_{i_w})$ との和として、

$$z_{w,i_w} = y_{i_w} + w_{i_w} \quad (3)$$

により求められる。ここで、式(2)における s_{i_w} は、列車に対してある定めた位置から i_w 番目の車輪軸までの距離であり、式(3)においては、車輪と軌道面とは常に密着しているものと仮定した。

次に、まくらばねの変位 q_{s,i_s} 、および軸ばねの相対変位 q_{u,i_u} を車両各要素の変位により表わすと、

$$q_{s,i_s} = z_{s,i_s} - (-1)^{i_s} \theta_{s,i_s} - z_{u,i_u} \quad (4-a)$$

$$q_{u,i_u} = z_{u,i_u} - (-1)^{i_u} \theta_{u,i_u} - z_{w,i_w} \quad (4-b)$$

となる。ここで、独立変数 t の表示は省略した。

これらの記号を用いて、車両および桁を通じた全体の系に対する運動エネルギー T 、消散エネルギー F 、ポテンシャルエネルギー V ならびに一般力 Q_{i_b} を計算するところの通りとなる。

$$\begin{aligned} T &= \frac{M}{2} \int_0^{l_b} \left(\frac{\partial y}{\partial t} \right)^2 dx + m_s \sum_{i_s=1}^{n_s} \dot{z}_{s,i_s}^2 + J_s \sum_{i_s=1}^{n_s} \dot{\theta}_{s,i_s}^2 \\ &\quad + \frac{m_u}{2} \sum_{i_u=1}^{n_u} \dot{z}_{u,i_u}^2 + \frac{J_u}{2} \sum_{i_u=1}^{n_u} \dot{\theta}_{u,i_u}^2 \\ &\quad + \frac{m_w}{4} \sum_{i_w=1}^{n_w} \dot{z}_{w,i_w}^2 \end{aligned} \quad (5-a)$$

$$\begin{aligned} F &= \frac{D}{2} \int_0^{l_b} \left(\frac{\partial y}{\partial t} \right)^2 dx + \frac{c_s}{2} \sum_{i_u=1}^{n_u} \dot{q}_{s,i_u}^2 \\ &\quad + \frac{c_u}{4} \sum_{i_w=1}^{n_w} \dot{q}_{u,i_w}^2 \end{aligned} \quad (5-b)$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{EI}{2} \int_0^{l_b} \left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right)^2 dx + \frac{k_s}{2} \sum_{i_u=1}^{n_u} q_{s,i_u}^2 \\ &\quad + \frac{k_u}{4} \sum_{i_w=1}^{n_w} q_{u,i_w}^2 \end{aligned} \quad (5-c)$$

$$Q_{i_b} = \sum_{i_w=1}^{n_w} P_{i_w} h_{i_b, i_w} \quad (5-d)$$

ここで、 \cdot は t に関する微分を示し、 P_{i_w} は動軸重で、

$$P_{i_w} = P_s + \frac{c_u}{2} \dot{q}_{u,i_w} + \frac{k_u}{2} q_{u,i_w} - \frac{m_w}{2} \ddot{z}_{w,i_w} \quad (6)$$

と表わされる。 P_s は静軸重で、

$$P_s = \frac{1}{2} (m_s + m_u + m_w) g \quad (7)$$

である。ここで、 g は重力加速度である。

これらのエネルギー、一般力をラグランジエの運動方程式に代入して整理すると、次の運動方程式が得られる。

$$2m_s \ddot{z}_{s,i_s} + c_s (\dot{q}_{s,2i_s-1} + \dot{q}_{s,2i_s}) + k_s (q_{s,2i_s-1} + q_{s,2i_s}) = 0 \quad (8-a)$$

$$2J_s \ddot{\theta}_{s,i_s} + c_s (\dot{q}_{s,2i_s-1} - \dot{q}_{s,2i_s}) + k_s (q_{s,2i_s-1} - q_{s,2i_s}) = 0 \quad (8-b)$$

$$2m_u \ddot{z}_{u,i_u} + c_u (\dot{q}_{u,2i_u-1} + \dot{q}_{u,2i_u}) + k_u (q_{u,2i_u-1} + q_{u,2i_u}) - 2C_s q_{s,i_u} = 0 \quad (8-c)$$

$$2J_u \ddot{\theta}_{u,i_u} + c_u (\dot{q}_{u,2i_u-1} - \dot{q}_{u,2i_u}) + k_u (q_{u,2i_u-1} - q_{u,2i_u}) = 0 \quad (8-d)$$

$$m_{b,i_b} \ddot{f}_{i_b} + c_{b,i_b} \dot{f}_{i_b} + k_{b,i_b} f_{i_b} = \sum_{i_w=1}^{n_w} P_{i_w} h_{i_b, i_w} \quad (8-e)$$

ここで、 m_{b,i_b} 、 c_{b,i_b} 、 k_{b,i_b} はそれぞれ桁の等価質量、等価減衰係数、等価ばね係数であり、次のように表わされる。

$$k_{b,i_b} = EI \int_0^{l_b} \frac{d^2 h_{i_b}}{dx^2} dx \quad \dots \dots \dots \quad (9.c)$$

式(8)は、時変パラメーターを有する2階の連立微分方程式であり、その方程式の数は $\{2(n_s+n_u)+n_b\}$ となる。この方程式を解くことにより、以下の理論値を求めることができる。

i_s 番目の車両の車体上下振動加速度,

(l_p : 車体中心からの位置)

i_w 番目の軸重の軸重減少率,

$x=x_p$ における桁のたわみ y_p ならびに曲げモーメント M_p は

$x=x_p$ における柄の衝撃率 I は、 $x=x_p$ における静的たわみ $y_{s,p}$ ならびに静的曲げモーメント $M_{s,p}$ に対して、

$$I = \frac{y_p}{y_{s,p}} \quad \text{または} \quad I = \frac{M_p}{M_{s,p}} \dots \dots \dots (13)$$

と表わすことができる。

(2) パラメーターの実在範囲

本報告において対象とする新幹線車両の諸元は、表一
2に示す通りである。以上の諸元は、車両の乗心地、走
行安全性などを考慮した動的設計から定められたもの
で、今後ともこれらの値が大幅に変更されることはない
ものとされている。

橋桁の諸元は、使用材料、設計荷重、支間、道床の種類などによって異なり、これらすべての条件を含む一般的な関係を得るのは困難である。そこで、ここではさしあたり現存する新幹線の橋桁における実測データに基づいて具体的なパラメーターを求め、それを用いることとする。

東海道、山陽新幹線の現場試験において得られた橋桁の基本固有振動数 f_b を図-4 に、減衰定数 ζ_b を図-5 に示す。これらは、いずれも桁支間中央の曲げ応力あ

いはたわみにおける実測残留波形を読み取ることにより求めたものである。ここでいう残留波形とは、列車が橋桁を高速で通過した直後に見られる自由振動波形である。図-4に示されるように、桁の基本固有振動数 f_b は支間 l_b に対して整理するとかなりのばらつきを有するが、ここでは、コンクリート桁および合成桁では $f_b = 105/l_b$ Hz、鋼桁では $f_b = 175/l_b$ Hz を代表値とする。なお、支間 60, 70 m の場合は 3 径間連続トラスの例を示したものであるが、このような場合の f_b は、上記の代表値よりも大である。減衰定数 ζ_b については、図-5に見られるように、RC 桁では PC 桁ならびに鋼桁に比較して全体に大きい傾向にある。しかし、支間 9 m の RC 桁の場合を除けば、 ζ_b は 0.02~0.06 の範囲にあるものといえよう。したがって、ここでは、減衰が小さい桁では $\zeta_b=0.02$ 、大きい桁では $\zeta_b=0.05$ を代表値

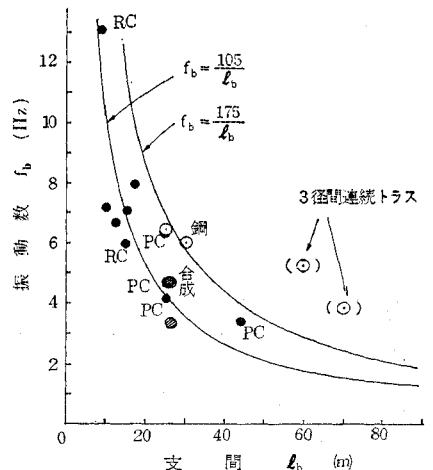


図-4 橋桁基本固有振動数実測値

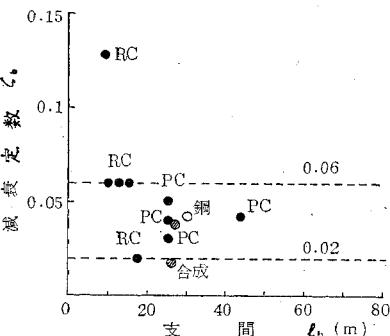


図-5 橋桁減衰定数実測値

表-2 新幹線車両の諸元

m_s, J_s (kg·sec ² /cm)	m_u, J_u (kg·sec ² /cm)	m_w (kg·sec ² /cm)	k_s (kg/cm)	k_u (kg/cm)	c_s (kg·sec/cm)	c_u (kg·sec/cm)	l_s (m)	l_u (m)	l_w (m)
18.37	5.03	4.83	904	5 190	44.2	80	12.5	8.75	1.25

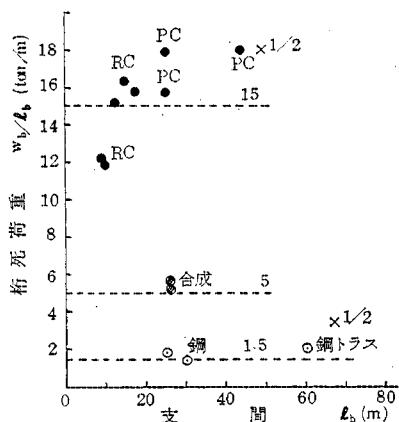
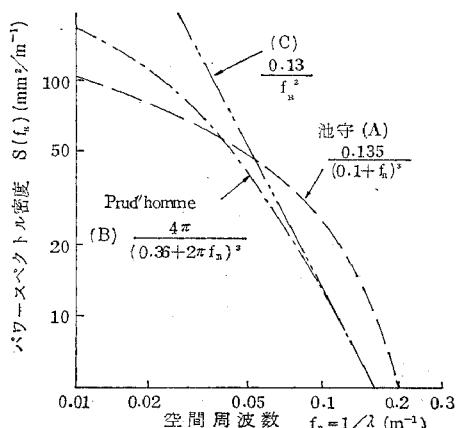


図-6 橋桁死荷重実在値

とする。

次に、橋桁上の軌道などの重量を含めた桁の死荷重を図-6に示す。この図から、桁の単位長さ当たりの重量は、コンクリート桁では 15 t/m 、合成桁では 5 t/m 、鋼桁では 1.5 t/m 前後であり、これらの値を代表値とする。なお、複線桁の場合には、単線分としてその $1/2$ をあげてある。

新幹線における軌道の高低狂いについては、そのスペクトルが、現在のところ十分正確に得られていないので、現在得られている日本国鉄の狭軌線の実測結果と、外国での実測結果例を参考とし、さらに新幹線車両の車体上下振動加速度の実測値を加味して著者が推定した。図-7には、日本国鉄の池守らの求めた狭軌線のスペクトル (A)，フランス国鉄の Prud'homme の求めたスペクトル (B) ならびに著者の推定したスペクトル (C) を示す。このスペクトル (C) は、空間周波数の小さい領域では (B) よりも大となっているが、空間周波数の大きい領域では同値とした。

図-7 軌道の高低狂いパワー
スペクトル

3. 解析結果

(1) 計算例

車両と橋桁の動的相互作用を考慮した上記の理論解析に従って、電子計算機によるシミュレーションプログラムを作成した。このプログラムは、軌道の高低狂い波形ならびに桁の正規モード関数をサブルーチンで与え、式(8)の運動方程式をルンゲ・クッタ・ギル法により解く方法を用い、式(10)～(13)に示した諸量を出力する。

計算例として、 210 km/h ならびに 320 km/h の走行速度を有する列車が、支間 10 m のコンクリート単純支持桁に載荷する場合の車両の軸重減少率および桁支間中央のたわみ波形を図-8に示す。なお、 320 km/h の現用速度を超える条件は、これにより発生する現象を検討する意味でとりあげたものであり、また走行列車は新幹線車両4両で編成され、車両および桁の初期値はすべてゼロとした。桁の諸元は図-4～6を参照にして、 $f_b = 10.5 \text{ Hz}$ 、 $c_b = 0.02$ 、桁重量を 150 t とした。

図-8に示した桁の動的たわみについて見ると、速度 210 km/h の場合には、車両の台車が桁を通過する際に生じる静的なたわみのまわりを定的に振動するが、速度 320 km/h の場合には、その振幅は列車の進行に従って漸増している。衝撃率で見ると、 210 km/h の場合は最大で 1.15 であるが、 320 km/h の場合には最初に 1.47 であったのが、最後の台車が桁を通過し終るときには 2.50 と約 1.7 倍に増大している。

次に、軸重減少率について見ると、速度 210 km/h の場合は1両目車両の第1軸 σ_1 と4両目車両の第1軸 σ_{13} とはほぼ同値であり、最大軸重減少率も 0.015 と小さいが、速度 320 km/h の場合には、 σ_1 で最大 0.03 である

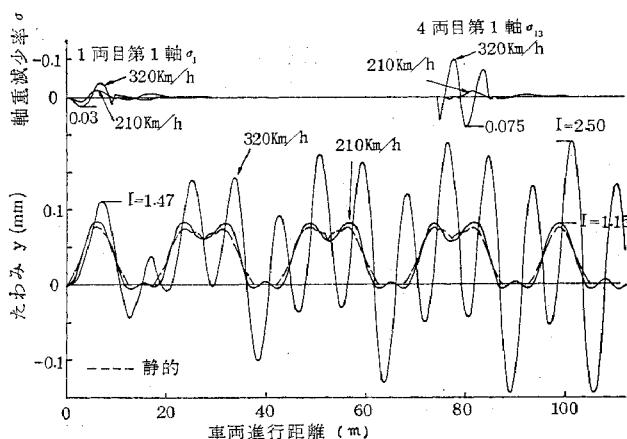


図-8 シミュレーション波形例

のが、 σ_{13} では最大 0.075 となり、2.5 倍の増大率を示している。

このシミュレーション例のように、橋桁の特性によって、列車走行速度の増加にともない、桁のたわみ振動ならびに車両の走行安全性に直接に関係する軸重減少率が大きくなる場合がある。この計算例は支間 10 m のコンクリート桁に対するものであるが、次に列車走行によるこのような現象の一般的な傾向と、これに関連する要因に関して検討する。

(2) 荷重列による橋桁の応答に関する解析

新幹線のように同形の車両で編成された列車の走行は、橋桁に対して規則的な軸配置による荷重列の通過を意味する。この荷重列に対する桁の応答については、前述の車両と橋桁の動的相互作用を考慮したシミュレーションプログラムを用いて計算を行えば、各要素の影響に關しても厳密な検討が可能であるが、一般的な特性をとらえるためには膨大な量の計算を必要とする。そこで、ここではこのような特性を大域的に調べるために、軸重の変動部分を無視した静軸重から成る定荷重列が、列車の走行速度で移動する際の桁の動的応答を解析する。

式(8-e)の右辺に含まれる動軸重 P_{iw} を静軸重 P_s に置きかえることにより、定荷重列走行に対する桁の運動方程式を、次のように表わすことができる。

$$m_b, i_b \ddot{f}_{ib} + c_b, i_b \dot{f}_{ib} + k_b, i_b f_{ib} = P_s \varphi_{s,ib} \quad \dots \dots \dots (14)$$

ここで、 $\varphi_{s,ib}$ は次の式で表わされる。

$$\varphi_{s,ib} = \sum_{i_w=1}^{n_w} h_{ib,i_w} \quad \dots \dots \dots (15)$$

$\varphi_{s,ib}$ は、桁の基準モード h_{ib} と、荷重列の軸間隔ならびに走行速度によって決まる無次元量であり、図-9に例示したように、過渡区間を除いた定常区間ににおける $\varphi_{s,ib}$ の最大周期は、1 車両通過時間に等しい $2l_s/v$ となる。振幅係数 $A_{i_a,ib}$ と位相係数 t_p に対して、定常区間 $\varphi_{s,ib}$ は次のようにフーリエ級数で表わすことができる。

$$\varphi_{s,ib} = \sum_{i_a=0}^{n_a} A_{i_a,ib} \cos \left\{ 2\pi i_a \frac{v}{2l_s} (t - t_p) \right\} \quad \dots \dots \dots (16)$$

ここで、橋桁と車両の相互作用を考慮したシミュレーションによる解析によれば、単純支持桁の場合、第1次振動モードが大部分のエネルギーを占めていたので、以

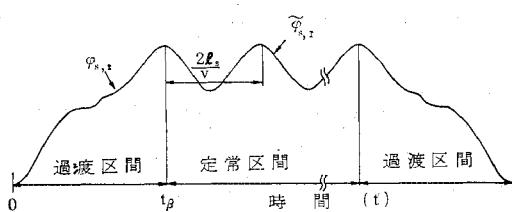


図-9 $\varphi_{s,1}$ 波形例 (支間 30 m)

下ではこれについてのみ解析を進める。この場合、 $n_b = 1$ 、 $0 \leq x \leq l_b$ で $h_1 = \sin(\pi x/l_b)$ 、 $x < 0$ あるいは $x > l_b$ で $h_1 = 0$ である。なお、長支間 ($l_b > 50 \sim 60$ m) に関しては、高次の振動モードが結果に及ぼす影響を無視し得ない場合も考えられるが、現在のところこれに対する橋桁諸元、実測データが正確に得られていないので、本報告ではその特性の短支間との連続性を明らかにする意味で、この場合にも第1次振動モードのみを考慮した解析を適用する。列車長が十分に大きく、 $t=0$ において $x_1 = -s_1 = l_s - l_u$ とし、定常区間の始まる時間 t_p を

$$t_p = \frac{l_b}{2v} + \frac{2l_s}{v} \left[\frac{l_b}{2l_s} + 1 \right] \quad \dots \dots \dots (17)$$

とすれば、式(16)から $A_{i_a,1}$ を求めることができる。このようにして求めた振幅係数の、無変動成分 $A_{0,1}$ に対する割合 $A_{i_a,1}/A_{0,1}$ を支間に對して計算したものを見図-10に示した。この図に見られるように、荷重列の基本的な入力特性である係数 $A_{i_a,1}/A_{0,1}$ は、全体的には支間の増加に従って減少し、その傾向は i_a の増加に従って顕著となる。

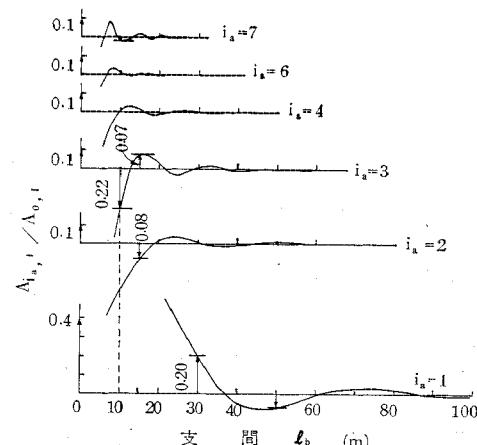


図-10 $\varphi_{s,1}$ 定常区間ににおける周波数成分

この荷重列載荷による解析では、車両の質量などの影響は考慮されていない。これに関しては、従来から桁の質量を車両の等価質量の割合だけ増加して、桁の見かけの固有振動数を求める方法があったが^{1), 3)}、新幹線の橋桁に対しては、これらの影響がどの程度であるかを明らかにするために、式(8)に基づいて桁の等価パラメータの変化について検討する。この場合、車両の1台車分を1単位と考え ($l_w=0$)、車両の走行速度をゼロとし、車両の移動とともにパラメーターの変化を求める。

注1) 式(17)右辺第1項は、荷重列が半支間長進む時間、同第2項は、荷重列が車両長の整数倍進む時間に相当する。ここで、車両長の整数倍とは、その長さが支間長よりも大きい最小の長さをいい、[] はその中の数値を越えない最大の整数を意味する。

i_u 番目の 1 台車当りの軸重 \bar{P}_{i_u} は式 (6) および式 (8-e) より、

$$\bar{P}_{i_u} = 2P_s + c_s \dot{q}_{s,i_u} + k_s q_{s,i_u} - m_u \ddot{z}_{u,i_u} - m_w \ddot{z}_{w,i_u} \quad \dots \dots \dots (18)$$

となる。ここで、 $\ddot{z}_{w,i_u} = (\ddot{z}_{w,2i_u} + \ddot{z}_{w,2i_u-1})/2$ である。

さらに、 $l_w=0$ から $\bar{h}_{i_u} = (h_{1,2i_u-1} + h_{1,2i_u})/2$ 、桁の動的変位 $y_{i_u} = \bar{h}_{i_u} f$ に対して $z_{u,i_u} = \bar{z}_{w,i_u} = y_{i_u}$ 、桁の静的変位 $y_{s,i_u} = 2P_s/k_b \sum_{i_u=1}^{n_u} \bar{h}_{i_u}^2$ に対して $q_{s,i_u} = y_{s,i_u} - z_{u,i_u}$ とおくこととし注²⁾、式 (18) を用いて式 (8-e) の右辺を書きなおすと、

$$\begin{aligned} \sum_{i_u=1}^{n_u} P_{i_w} \bar{h}_{i_w} &= \sum_{i_u=1}^{n_u} \bar{P}_{i_u} \bar{h}_{i_u} = 2P_s \sum_{i_u=1}^{n_u} \bar{h}_{i_u} - c_s \sum_{i_u=1}^{n_u} \bar{h}_{i_u}^2 f \\ &- k_s \sum_{i_u=1}^{n_u} \bar{h}_{i_u}^2 f + (m_u + m_w) \sum_{i_u=1}^{n_u} \bar{h}_{i_u}^2 f' \\ &+ 2P_s \frac{k_s}{k_b} \sum_{i_u=1}^{n_u} \bar{h}_{i_u}^2 \sum_{i_u=1}^{n_u} \bar{h}_{i_u} \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (19)$$

となる。ここで、 $\bar{h}_{i_u} = \ddot{h}_{i_u} = 0$ とし、サフィックス i_b の表示を省略した。式 (19) を式 (8-e) の左辺と等しくおくことにより、パラメーターの変化を考慮した桁の運動方程式が得られる。これにより、車両の載荷による桁の見かけの基本固有振動数 $f_{b,v}$ および見かけの減衰定数 $\zeta_{b,v}$ を求めると、

$$\left. \begin{aligned} f_{b,v} &= \sqrt{\frac{1+k_s/k_b S}{1+(m_u+m_w)/m_b S}} f_b \\ \zeta_{b,v} &= \sqrt{\frac{1+c_s/c_b S}{1+(m_u+m_w)/m_b S} (1+k_s/k_b S)} \zeta_b \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (20)$$

となる。ここで、 $f_b = \sqrt{k_b/m_b}/(2\pi)$ 、 $\zeta_b = c_b/(2\sqrt{m_b k_b})$ であり、 $S = \sum_{i_u=1}^{n_u} \bar{h}_{i_u}^2 = \sum_{i_u=1}^{n_u} \varepsilon_{i_u} \sin(\pi x_{i_u}/l_b)$ とした。また、 $\sqrt{1-\zeta_b^2} = \sqrt{1-\zeta_{b,v}^2} = 1$ ($\zeta_b, \zeta_{b,v} \ll 1$) とした。

以上の解析結果に基づいて、コンクリート桁における減衰定数の車両進行に従った変化の様子を図-11 に示した。これによれば、減衰定数は無載荷の時に比べやや高目の値を中心に変動し、その変動の割合は支間 30 m の方が支間 10 m の場合に比べて小さい。このようにパラメーターが、車両の進行に従って変動することは明ら

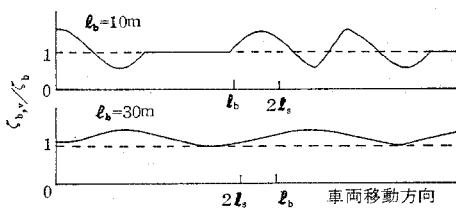


図-11 時変パラメーターの例 (コンクリート桁)

注 2) 桁の基本固有振動数が車両の第 2 次固有振動数よりも大きな場合は、 $m_u=0$ とし、 c_s, k_s にはそれぞれ c_u, k_u を合成した値を用いる。

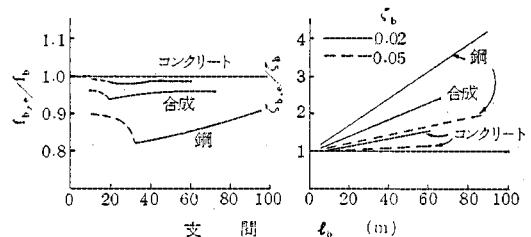


図-12 等価パラメーター

かであるが、さしあたり、その変化による影響を見るために、これらの変動の平均を用いる。すなわち、式(20)の S を、

$$S_e = \frac{1}{l_s} \int_0^{l_b} \sin \frac{\pi x}{l_b} dx = \frac{l_b}{2l_s} \quad \dots \dots \dots (21)$$

におきかえ、 $f_{b,v}$ を $f_{b,e}$ で、 $\zeta_{b,v}$ を $\zeta_{b,e}$ で近似することとし、これを計算した結果を 図-12 に示す。

この図に見られるように、鋼桁では $f_{b,e}, \zeta_{b,e}$ ともにそれぞれ f_b, ζ_b に対する変化の割合が大きく、コンクリート桁では小さい。また、 $\zeta_{b,e}$ では支間の増加に従ってその増加率も大となっている。従来の研究においては、鋼桁の固有振動数の低下に対する考察が主であったが、新幹線の長支間の桁では、このように減衰定数の増加傾向もあることが明らかにされた。

(3) 橋桁の衝撃率に及ぼす列車軸距の影響

以上の荷重列による橋桁の応答の解析結果に基づき、桁の衝撃率を計算した結果を 図-13 に示す。計算は、支間 10, 15, 30 m のコンクリート桁、支間 50 m の鋼桁に 4 両編成あるいはそれと同等の 16 軸の列車が走行載荷する場合について行った。また、この計算における条件としては、軌道の高低狂いは無い ($w(x)=0$) ものとし、すべての初期値をゼロとした。図-13 には、この計算の精度を明らかにするため車両と橋桁の動的相互作用を考慮したシミュレーションの結果を ◎印で併記した。この図の実線はパラメーターの変化を考慮しない場合、破線は考慮した場合である。

この図に示した桁の衝撃率について見ると、いずれの場合も全体的に速度の増加にともなって増大するが、これらの速度に対する応答曲線は、それぞれの場合で特有の形状を有している。また、荷重列による結果、特にパラメーター変化を考慮した場合は、シミュレーションの結果とよく合致している。このように、傾向的な検討を行う際には、複雑で多くの時間を必要とするシミュレーションによらず、荷重列による解析でも桁の衝撃率の特性をかなり正確に求めることができる。

これらの速度に対する衝撃率の変化の様子をさらに詳細に検討するために、次に曲線に含まれるピークについて考察する。支間 10 m のコンクリート桁では、速度

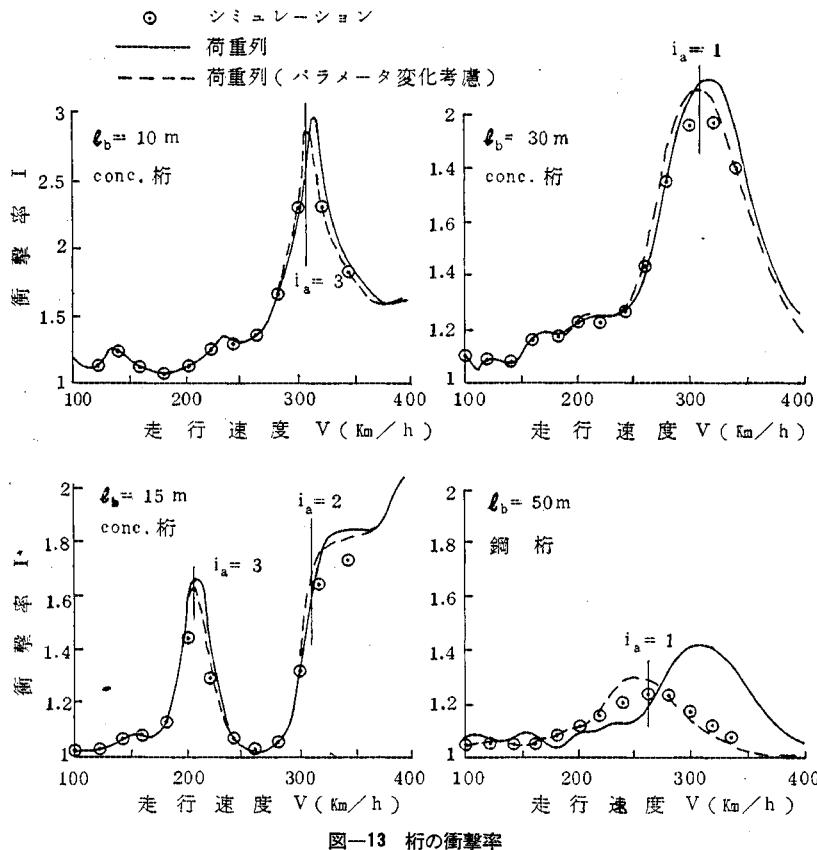


図-13 桁の衝撃率

135 km/h 付近に小さなピークが、速度 320 km/h 付近には大きなピークが見られる。これらのピークを生じる速度は、桁の基本振動の 1 周期 0.0952 秒間 ($f_b=10.5$ Hz) に、車両がそれぞれ 3.57 m および 8.5 m の距離を進むことを意味する。これらの距離は、この計算で用いた新幹線車両の車両長 25.0 m の約 1/7 および約 1/3 である。一方、式 (16) より明らかなように、

$$f_b = i_a \frac{v}{2l_s} \left(i_a = \frac{2l_s}{v/f_b} = \frac{\text{車両長}}{\text{桁振動の1周期間に車両が進行する距離}} \right) \quad \dots \dots \dots \quad (22)$$

が成立するときに、荷重列による共振が生じることを考慮すると、これらのピークはそれぞれ $i_a=7$, $i_a=3$ の場合であることがいえる。すなわち、この現象は軸距の載荷周期に関係する共振の影響であることが推定される。

図-13 に示した他の桁の衝撃率についても 同様の説明が可能である。すなわち、支間 15 m の桁においてピークの生じている速度 210 km/h は $i_a=3$ 、支間 30 m の桁における速度 315 km/h は $i_a=1$ 、支間 50 m の桁における速度 260 km/h は $i_a=1$ に相当することが同様に確かめられる。なお、支間 50 m の鋼桁の基本固有振動数については、車両の載荷による桁のパラメーターの変化を考慮した $f_{b,e} \approx 0.83 f_b$ を用いる必要がある。

このように、高速鉄道の橋桁においては速度の増加に従って列車の載荷による衝撃率が全体的に増大するが、列車軸距と桁の基本固有振動数との特有な関係が鋭いピークを発生させる重要な原因となることが認められる。また、図-13におけるピークの発生入力次数 i_a が異なる理由については、図-10に示された列車荷重列の桁に対する入力特性を検討することにより説明される。すなわち、荷重入力特性において、大きな変動成分の有する条件である支間 10 m では $i_a=3, 7$ 、支間 15 m では $i_a=2, 3$ 、支間 30 m, 50 m では $i_a=1$ の場合のように、図-13 のピークの発生条件とが一致することが認められるのである。

ここで、車両走行に対する桁の動的応答の主要な特性を含む無次元パラメーターと、それらの関係について示しておく。

$$\alpha = \frac{v}{2 f_b l_b} : \text{速度パラメーター}$$

$\beta = \frac{l_s}{l_b}$: 軸距パラメーター

$\alpha = \frac{\beta}{i_a}$: 式 (22) で示された荷重列共振条件

なお、車両載荷による桁のパラメーター変化を考慮した場合の、等価速度パラメーターを $\alpha_e = v/(2 f_{b,e} l_b)$ と表わし、これに相当する共振条件は $\alpha_e = \beta/i_a$ のように表示される。

荷重列に対する桁の共振条件 $\alpha = \beta/i_a$ における衝撃率を、支間に対して表わしたもののが 図-14 に示す。この図に示されるように、衝撃率は一定の i_a に対しては、支間の増加に従って減少しながら極大値と極小値とが交互に生じ、 i_a が大きいほどその変動周期が減少し、全体に短支間側に移行する。また、破線で示した $\alpha > 1/3$ の領域では、支間の減少に従って急激に増大している。これらの傾向は、図-10 に示した列車荷重の入力特性と一致するものであるが、特に $\alpha > 1/3$ の領域に関しては、この入力特性に加えて、図-15 に示す 1 集中荷重の桁通過後に生じる残留たわみが、 $\alpha > 1/3$ において急激な増大傾向を呈することが、さらに応答を大きくしているものといえる。

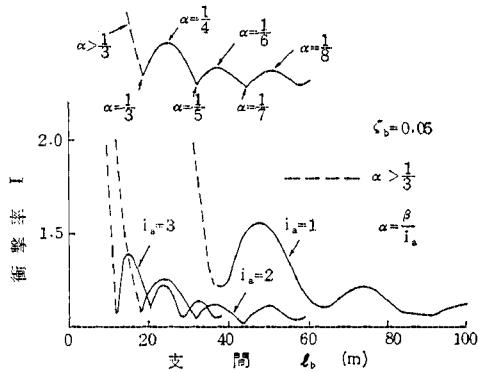
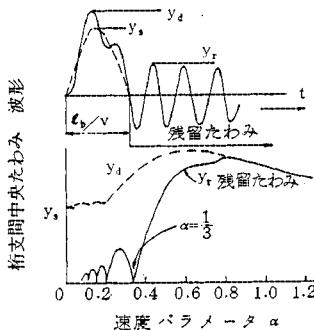


図-14 共振時の衝撃率

図-15 1 集中荷重の高速移動に伴う桁の
残留たわみ

(4) 橋桁の衝撃率に及ぼすその他の影響

高速鉄道における軌道の高低狂いが、列車の走行に対する桁の応答にどのような影響を及ぼすかを見るために、図-7 に示した軌道の高低狂いパワースペクトル密度から軌道面変位のサンプル波形を発生させ、シミュレーションを行った一例を 図-16 に示す。ここでは、支間 30 m の鋼桁を例にとり、桁の振動次数を 3 次までとした。また、車両の連結数は 2 両、走行速度は 210 km/h である。パワースペクトル密度から軌道面変位のサンプル波形を発生した方法は、概略以下によった。

高低狂いのパワースペクトル (C) $S(f_R) = 0.13/f_R^2$ を、等間隔の空間周波数 $f_{Rd} = 0.005 \text{ } 1/m$ に分割し、線スペクトル $\bar{S}(f_{Rk})$ で近似する。 f_{Rk} に対して軌道面形状 $w(x)$ はフーリエ級数を用いて、

$$w(x) = \sum_{k=1}^n \{a_k \cos(2\pi f_{Rk}x) + b_k \sin(2\pi f_{Rk}x)\} \quad \dots \quad (23)$$

と近似される。ここで、係数 a_k , b_k の分布は線スペクトルから求められる標準偏差 $\sigma_d = \sqrt{\bar{S}(f_{Rk})} \cdot 2\pi f_{Rd}$ を有する正規分布であるものとして求める。

図-16 のように、軌道に高低狂いを考慮したシミュレーションでは、たわみ波形は比較的なめらかであるが、

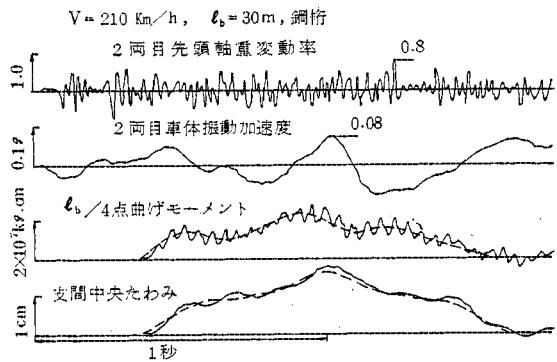
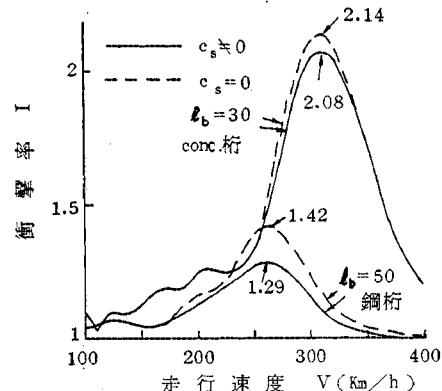
図-16 軌道の高低狂いを考慮した場合の
シミュレーション例

図-17 車両ばねの減衰が桁衝撃率に及ぼす影響

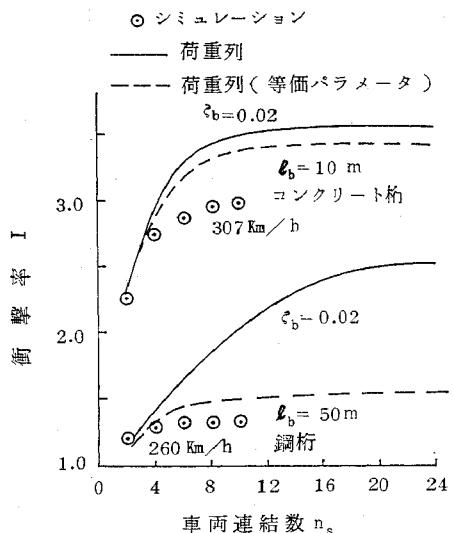


図-18 車両の連結数が桁の衝撃率に及ぼす影響

曲げモーメント波形には、周波数の高い振動が生じている。1/4 点の曲げモーメントには、明らかに桁の第2次振動が表われている。

次に、車両のばね減衰の影響を見るために、支間 30 m

のコンクリート桁、支間 50 m の鋼桁に対して、 $f_{b,e}$, $\zeta_{b,e}$ をそのまま用いた場合と、 $\zeta_{b,e}$ に含まれる c_s をゼロとした場合の 2 条件における荷重列に対する計算例を図-17 に示す。この図から明らかのように、車両のばね減衰はとくに荷重列による共振速度周辺において桁の衝撃率を低下させる効果を有する。

以上述べてきた荷重列が桁に及ぼす影響に関する解析では、車両の連結数を 4 両としてきたが、編成車両の両数による桁の衝撃率の変化の程度を明らかにするために、図-18 に車両の連結数に対する衝撃率を示した。この計算では、支間 10 m のコンクリート桁では $i_a=3$ 、支間 50 m の鋼桁では $i_a=1$ に相当する走行速度を用いた。この結果によれば、 $\zeta_b=0.02$ と桁の減衰が小さい場合でも車両編成を 8 両程度まで考慮しておけば、共振速度における桁の応答は一定値に達するものといえる。

なお、図-18 の鋼桁において、破線が実線のように急激な増大を呈さないのは、図-12 に示したように、等価パラメーター $\zeta_{b,e}$ が ζ_b の約 3 倍にも増加することが主たる原因である。

4. 模型線路ならびに新幹線における試験

(1) 模型線路による試験

以上の理論解析の結果を検証するために、鉄道技術研究所構内に設置された模型装置を用いて、車両走行による桁の動的応答に関する模型試験を行った。以下にその概要を述べる。本模型装置は、実物に対して長さ 1/5、時間 $1/\sqrt{5}$ 、質量 $1/125$ 、速度 $1/\sqrt{5}$ 、振動数 $\sqrt{5}/1$ の縮尺で設計した。模型桁は、延長約 250 m の模型軌道の中間部に設置し、実物における支間 10 m の鉄筋コンクリート桁を想定してその支間を 2 m とし、動特性について相似性をもてるようにした。模型軌道設置後の模型桁の基本固有振動数は $f_b=19.5 \text{ Hz}$ 、減衰定数は $\zeta_b=0.018$ である。模型車両の諸元は表-3 に示す通りであり、上下運動に対して、第 1 次固有振動数は 2.6 Hz、第 2 次は 14.6 Hz である。

測定項目は、車両においては光電スイッチによる走行速度ならびに位置検出、加速度計による車体上下振動加速度であり、桁においては、支間中央のたわみ、同曲げモーメント、支間 1/4 点ならびに 3/4 点の曲げモーメントである。また、走行中の車両の振動加速度は、小型

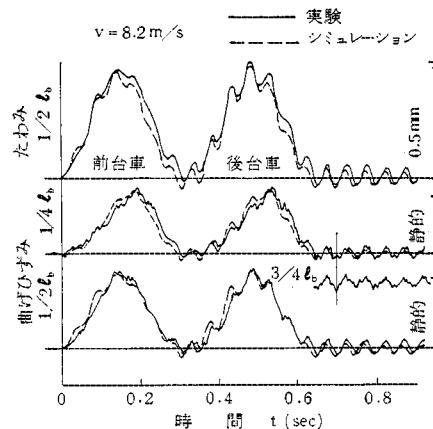


図-18 模型実験とそのシミュレーション波形例

FM テレメーターにより地上の記録機に送信した。車両の走行速度は 0.5~10.0 m/s である。

図-19 に、本模型試験結果の一例として、軌道に人工的な高低狂いを設けない直線軌道の場合で、車両走行速度 8.2 m/s における桁のたわみならびに曲げモーメントの実測波形とシミュレーション波形を図示した。両波形をたわみにおいて比較すれば、前台車通過に対する後台車通過時における振幅の増大傾向、車両が桁を通過した後に生じる残留波形の存在など、20 Hz 程度の基本波形に関して、互いによい一致を示していることが認められる。また、曲げモーメントについても、試験波形では周波数の大きい細かな波形が見られるが、基本振動波形など全体的な波形形状に関してはよい一致を示している。この高周波に関しては、残留波形において 1/4 点と 3/4 点とが逆位相の関係であり、しかも基本固有振動数の約 4 倍の振動数を有していることから、模型桁の第 2 次振動であることが推定される。

以上のような測定結果およびシミュレーション結果から得られた桁の衝撃率を、速度に対してあらわれたものを図-20 に示した。この図に示されるように、全体に

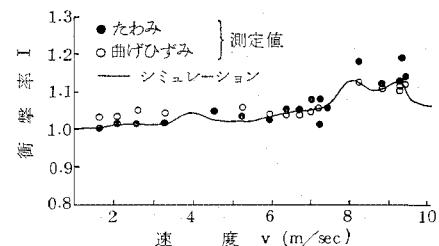


図-20 模型実験とシミュレーションとの比較

表-3 模型試験で用いたボギー車の諸元

m_s, J_s (kg·sec ² /cm)	m_u, J_u (kg·sec ² /cm)	m_w (kg·sec ² /cm)	k_s (kg/cm)	k_u (kg/cm)	c_s (kg·sec/cm)	c_u (kg·sec/cm)	l_s (m)	l_u (m)	l_w (m)
0.0846	0.0118	0.0148	38.8	58.8	0.99	1.00	2.0	0.14	0.2

速度の増加に従って衝撃率の増大する傾向が試験結果ならびにシミュレーション結果に見られる。シミュレーションにおける速度 4 m/s および 8 m/s 付近に生じたピークは、本模型車両の最小軸距 0.4 m の通過時間に対し、19.5 Hz の基本固有振動において前者で 2 波、後者で 1 波分の時間と一致するために生じたもので、速度 9 m/s 付近のピークは前車と後車との間隔 2.8 m の通過時間と基本固有振動 6 波分の時間との一致により生じたものである。また、試験結果とシミュレーション結果は、速度 8, 9 m/s のピークを含めて傾向的にはよく合致しているといえよう。

次に、図-21 には軌道に人工的な高低狂いを設けて、桁に進入する際の車両に上下振動を与えた場合の、桁の衝撃率を図示した。この図において、 \times 印は車体振動加速度の測定波形から推定した車両振動の初期値を用いて計算したシミュレーション結果であり、 \triangle 印は桁支間中央を通過する瞬間の車体振動加速度を測定波形から求めたものである。

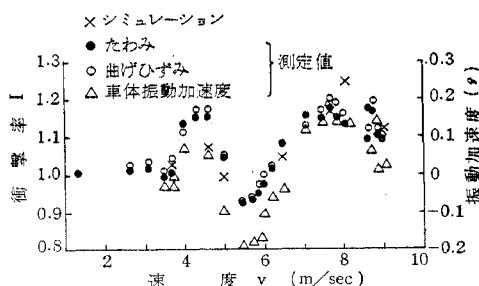


図-21 模型実験における衝撃率と車体振動加速度

この結果によれば、桁の衝撃率は速度に対する変動が大きいが、全体的には速度の増加に対して増大する傾向を有しており、また、シミュレーション結果は試験結果をよく説明しているものといえる。車両が振動しながら桁に進入する際には、このように速度によって衝撃率が非常に異なる結果が得られたが、これは \triangle 印の大小関係と符合していることから、このような場合には車体の振動の影響をかなり直接的に受けるものといえる。

(2) 新幹線における試験

本報告における理論解析は、以上の模型による試験によって妥当性が確認されたが、次に新幹線における橋桁の実験結果との対応について述べる。これらの橋梁の名称と主な諸元を表-4 にあげた。図-22～25 には、支間中央のたわみあるいは曲げ応力の実験衝撃率を、列車走行速度に対して図示する。これらの図には、表-4 に示した橋諸元を用いた理論解析値として、8両編成の列車に対するシミュレーション結果ならびに荷重数 16 軸で求めた荷重列による計算結果を併記した。この荷重列

による計算には、車両載荷を考慮した桁の等価パラメータ $f_{b,e}(\alpha_e)$, $\zeta_{b,e}$ を用いた。

図-22 の第1二子架道橋、図-23 の第2明姫架道橋の場合は、150 km/h 付近の速度領域において、実測値は理論値よりもやや小さく、100 km/h ならびに 200 km/h 付近では、実測値に 10% 程度のばらつきがあるが、両者は比較的よい一致を示している。

図-24 に示した若宮架道橋の実験値における 200 km/h 付近の急激な増大傾向は、理論値によてもよく説明できる。この条件は、等価速度パラメータ $\alpha_e=0.409$

表-4 新幹線における試験橋梁の主な諸元

橋梁名	形式	支間 l_b (m)	基本固有 振動数 f_b (Hz)	減衰定数 ζ_b	死荷重 W_b (ton)
第1二子架道橋	RCスラブ桁	9.0	13.9	0.13	111.6
若宮架道橋	RCスラブ桁	10.0	7.2	0.06	99.8
第2明姫架道橋	合 成 桁	26.0	4.73	0.017	136.6
水門川橋梁	上路プレート ガーダー	30.0	6.0	0.024	39.8

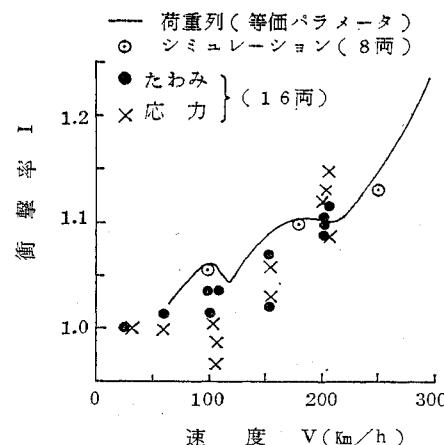


図-22 第1二子架道橋実験値と理論値

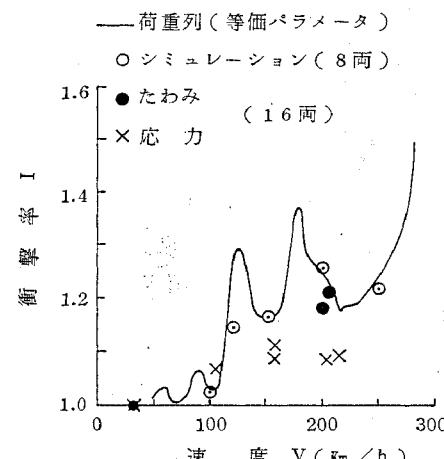


図-23 第2明姫架道橋実験値と理論値

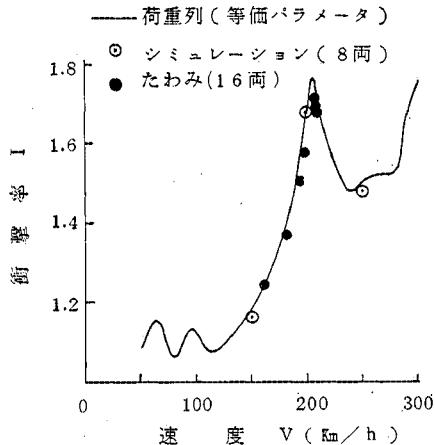


図-24 若宮架道橋実測値と理論値

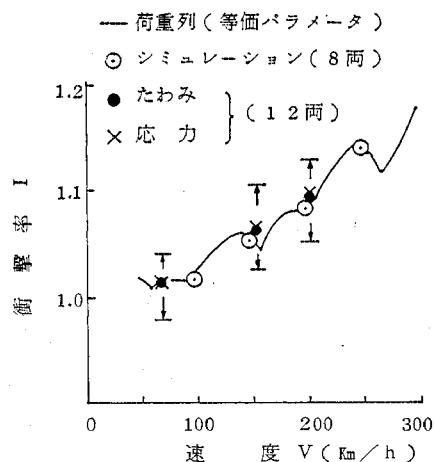


図-25 水門川橋梁実測値と理論値

(206 km/h), 軸距パラメーター $\beta = 1.25$ から, $i_a = \beta/\alpha_e = 3.06 = 3$ が成立する場合で、図-10 に示した $\phi_{s,1}$ に含まれる周期成分において、支間 10 m の場合 $i_a = 3$ の有する成分が $A_{s,1}/A_{0,1} = 0.22$ と、その周辺の条件に比べて大であることによっても説明される。このピークは、図-13 の代表的な桁諸元に対して求めた衝撃率において走行速度 310 km/h 付近に見られたものと、現象的には同一のものである。図-25 に示した水門川橋梁においては、全体にピークの発生状況などは明確ではないが、 $\pm 4\%$ 程度のばらつきのある実測値の平均値は、理論値とよく合致していることが認められる。

以上のように、新幹線橋桁の実測衝撃率は全般的に列車の走行速度の増加に従って増大し、同一速度においてもばらつきを有するが、特定な場合には速度に対してピークを生じ、大きな衝撃率が発生することがある。これらの現象は、本文で誘導したシミュレーションならびに荷重列による解析により理屈的に説明することができる。

なお、以上に示した新幹線橋桁の実測衝撃率は、記録にあらわれた動的増加分を直接に読み取って得られたものである。

5. 設計衝撃率に対する考察

新幹線橋梁で現在用いられている設計衝撃率は、在来狭軌線と同一のものである。この在来線の設計衝撃率は、重量が大きくしかも不つり合い動輪を有する蒸気機関車を主たる対象として定められたものである。しかし、以上述べてきたように、200 km/h を超す長編成高速列車が走行する橋桁の動的応答については、列車の荷重列の影響が大きく、在来線橋桁の動的応答とはその衝撃発生の主たる要因が異なる。

以下において、標準的な諸元を有する桁に関して、まず軌道の高低狂いを無視した場合の衝撃率を支間に對して求め、次に現用設計式との対比を行つたために、軌道狂いの効果の全体に対する割合を検討し、新幹線における橋桁の設計に際し考慮すべき衝撃率について考察する。

図-14 に示した共振時 ($\alpha_e = \beta/i_a$) における桁の衝撃率の支間に對する特性を参考に、ピークの生じる支間に對して 2. (1) で述べた車両と橋桁の動的相互作用を考慮したシミュレーションを行つた。

図-26 には、シミュレーション結果のうち、コンクリート桁に対するものを示す。この際の計算条件としては、速度 252 km/h ($f_b = 105/l_b$, $\alpha_e \leq 1/3$) までの $\alpha_e = \beta/i_a$ ($i_a = 1, 2, 3, 4$) をとり、車両連結数 8 両、初期値をすべてゼロとした。この図に示されるように、桁の衝撃率は支間の増加ならびに減衰定数の増加に従って減少し、 $\zeta_b = 0.02$ に対して $I = (1.5 - l_b/222)$, $\zeta_b = 0.05$ に対して $I = (1.35 - l_b/317)$ によって近似することができる。しかし、ここにおいて、 $\alpha_e \geq 1/5$ の場合には、 $l_b \geq 70$ m では $\zeta_b = 0.02$ に対して $I = 1.18$, $\zeta_b = 0.05$ に対して $I = 1.13$, $40 \leq l_b \leq 60$ m では、 $\zeta_b = 0.02$ に対して $I = 1.7 - (l_b - 49.5)^2/236$, $\zeta_b = 0.05$ に対して $I = 1.5 - (l_b - 49.5)^2/337$ によって近似される。

鋼桁に対しても同様のシミュレーションを行つたが、コンクリート桁に比較して全体に衝撃率は小さく、桁の

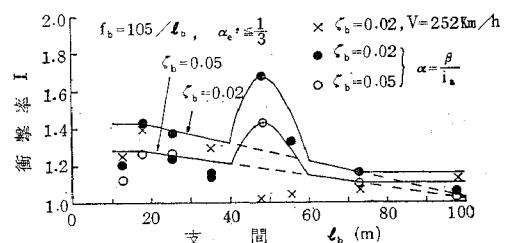


図-26 シミュレーションによる衝撃率 (コンクリート桁)

支間ならびに減衰による差異はわずかである。その値は、 $\zeta_b=0.02$ に対して $I \leq 1.27$, $\zeta_b=0.05$ に対して $I \leq 1.20$ であり、支間 10~20 m ならびに 40~50 m の区間では大きく、30~40 m の区間では小さい。

以上に示した衝撃率には、軌道の高低狂いの影響を含めず、しかも桁については標準的な諸元を基準にして求めたものである。桁の諸元がこれらと異なる場合には、上記と同様にシミュレーションによる計算を行えばよいが、概略的には等価パラメーター α_e , $\zeta_{b,e}$ を用いた荷重列による桁の応答から、その特性を知ることができる。たとえば、上記において $\alpha_e \leq 1/5$ という条件は、 $f_b = 105/l_b$ と仮定したので $V \leq 151 \text{ km/h}$ に相当するが、この条件は、 $f_{b,e} = 180/l_b$ であれば $V \leq 260 \text{ km/h}$ に相当するものと考えることができる。

次に、軌道面の狂いが、原因で生じる車体の振動の影響について触れる。軌道高低狂いの管理が、車体上下振動加速度において Janeway の乗心地係数 1 を限度値として行われていることを考慮して、この限度値の振動加速度が定的に存在する際の桁応答の増加率 I_s を求めた。この際の条件としては、荷重は静軸重成分とその ±20% の振幅で車両の第 1 次固有振動数に相当する 1.05 Hz の振動数を有する変動成分とを加えた変動荷重とし、1 列車内のすべての荷重は、軌道に対して同一の位相で変動するものとした。

桁に進入する瞬間の位相を変化させ、その最大値を支間に對して求めた結果の一例を 図-27 に示す。この図に見られるように、標準的なコンクリート桁に対しては、支間 50 m 以下における I_s は 1.2 程度である。一方、支間 50 m 以上における I_s は漸増するが、これは長支間においても短支間における実データを代表値とした $f_b = 105/l_b$ を用いたことによるもので、これよりも固有振動数が大きい場合を考慮して $f_b = 150/l_b$ とすれば、図-27 の破線で示した増加率程度にとどまる。鋼桁に対しても同様の計算を行ったが、 I_s はコンクリート桁と同程度であり、 $I_s \leq 1.20$ である。

次に、以上に述べた車体の振動を含めない、輪重変動の影響であるが、図-7 に示した軌道の高低狂いパワー

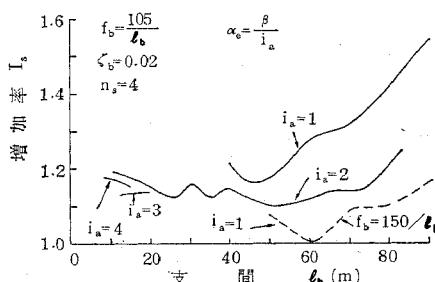


図-27 車体振動による桁応答増加率

スペクトルから求まる車体振動の影響領域である 2 Hz 以下の成分を除いた変動荷重が、支間中央に停止して載荷する際の桁の定常ランダム応答を計算し、軌道高低狂いの最大量から推定して、その極値分布の 90% に対する応答を求め、さらに短支間では狭帯域応答であることを考慮して、進行する荷重に対する応答を共振時の成長過程と考えて、安全側に近似した増加割合 I_w を求めた。この結果、 $\zeta_b=0.02$ に対してコンクリート桁においては、 $I_w=1+1/l_b$ 、鋼桁においては $I_w=1+3.33/l_b$ ($l_b \leq 17 \text{ m}$ では $I_w=1.2$) となった。

このような、軌道に高低狂いが存在する場合の走行列車に対する桁の応答に関しては、さらに詳細な検討が必要であるが、本報告では上で求めた I_s と I_w の 2 乗平均を計算することにより、一応の目安を得るにとどめる。

すなわち、軌道の高低狂いを考慮した桁の衝撃率を、

$$I = I_k \{ \sqrt{(I_s - 1)^2 + (I_w - 1)^2} + 1 \} \quad \dots \dots \dots (24)$$

と表わす。ここで、 I_k は軌道狂いを考慮しない場合の衝撃率である。

コンクリート桁に対して、以上の要因を考慮した理論的な衝撃率と、現行の設計衝撃式とを 図-28 に示した。ただし、40 m $\leq l_b \leq 60 \text{ m}$ における荷重列の効果に対する増大と、 $l_b \geq 50 \text{ m}$ における車体振動に対する増大については、これらの支間は $\alpha_e \leq 1/5$ 、その他の支間は $\alpha_e \leq 1/3$ を満足するように設計されることを前提として、表示を省略した。この図に示されたように、ここで求めた衝撃率は、現行設計式よりも全体に大であるが、軌道狂いの影響に関しては考えられる最も不利な条件で計算したので、これらの結果はかなり安全側にあるものといえよう。このことから、 $\zeta_b=0.05$ の場合の軌道狂いによる影響を、上で得られた値の 1/2 と考えれば、得られる結果は現行の設計衝撃式と同程度となる。

次に、列車の通過に際して、現行の衝撃式を大幅に超えるような荷重列による共振現象を避けることが重要で、これは等価速度パラメーター α_e のとるべき範囲で定めることができる。図-29 は、これを実際の設計の利用を考慮して、橋桁の所要基本固有振動数であらわしたものである。この図には、実橋桁のデータも併記したが、若宮架道橋の場合は限度値をかなり下まわっている

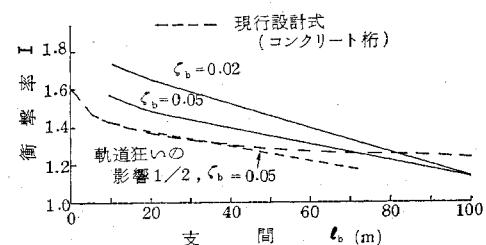


図-28 衝撃率の理論値と設計式

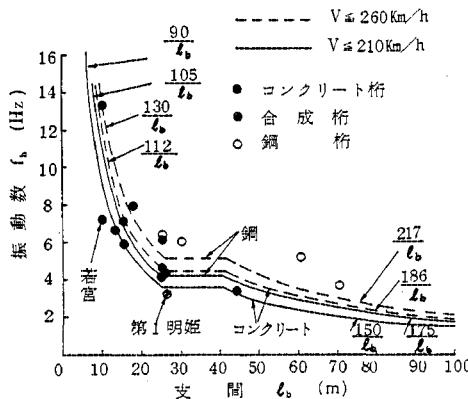


図-29 橋桁基本固有振動数下限値

こと、最高速度 260 km/h の場合には、さらに二、三の橋桁が限度値を下まわること、鋼桁ではいずれも限度値を十分に満足することなどがわかる。

6. まとめ

本報告では、高速列車と橋桁の動的相互作用を求める運動方程式を導き、新幹線の車両および橋桁の実在の諸量を用いてこれを数値的に解き、模型試験ならびに実橋における実測結果とあわせて、高速鉄道における列車の走行に対する橋桁の動的応答の特性を検討した。その要点をまとめると次の通りである。

(1) 新幹線のような高速鉄道においては、列車の走行載荷による橋桁の動的応答の要因として、列車の有する規則的な軸配置により生じる桁との共振現象が顕著なものとしてあげられる。

(2) 列車の規則的な軸配置による桁との共振現象は、概略速度パラメーター α (車両走行速度/($2 \times$ 桁支間 \times 桁基本固有振動数)) と、軸距パラメーター β (半車両長/支間)との関係が、 $\alpha = \beta/i_a$ ($i_a=1, 2, 3 \dots$) を満足する条件で生じる。

(3) $\alpha = \beta/i_a$ において生じる共振時の桁応答の動的増大率は、定荷重列の基本的な入力振幅 $A_{i_a, b}$ および桁の減衰比 ζ_b に依存する。 $A_{i_a, b}$ の無変動成分 $A_{0, b}$ に対する割合は支間によって異なるが、全体的には支間が短いほど大となり、したがって桁の衝撃率も長支間よりも短支間において大となる。

(4) 車両の質量、ばね定数および減衰定数は、桁の応答に影響を及ぼすが、パラメーター $\alpha(f_b)$ 、 ζ_b の代りに、等価パラメーター $\alpha_e(f_{b, e})$ 、 $\zeta_{b, e}$ を導入することによって、これらの影響のかなりの部分を考慮することができます。 $f_{b, e}/f_b$ および $\zeta_{b, e}/\zeta_b$ は、鋼桁においては比較的大であるが、コンクリート桁では 1 に近い。特に長支間の鋼桁では車両の減衰定数が桁の衝撃率を低下さ

せる。

(5) 本報告における理論計算結果は、1/5 模型線路ならびに新幹線の実測結果をよく説明する。特に、固有振動数の小さい短支間の鉄筋コンクリート桁で実測された大きな衝撃率が、列車の規則的な軸配置による共振現象であることが理論的に解明された。

(6) 新幹線のような高速鉄道における橋桁の曲げ剛性は、その基本固有振動数において 図-29 に示す下限値よりも大であることが望ましい。この下限値は、列車走行によって桁が共振を起こすことによる疲労、あるいは大きなひび割れの発生などを防ぐ意味で考えたものであるが、桁高制限などでこの限度値を確保できない場合には、本報告で誘導した計算法により、その衝撃率を求めることができる。なお、橋桁の基本固有振動数の算定にあたっては、コンクリートのヤング率のとり方、ひび割れおよび桁断面の曲げ剛性に及ぼす他の影響などを考慮する必要がある。

7. あとがき

本研究では、高速車両の走行による橋桁の動的応答を鉛直方向に限定し、実際の橋桁に対する考察も単純支持桁のみに限定した。これは、鉛直方向の現象が橋桁の設計に対して最も基本的な問題であり、単純支持桁が各種の橋梁の基本をなすものであると考えたことによる。連続桁に対しては、すでに本報告で誘導した理論式を利用した例もあるが³⁾、ラーメン高架橋などを含め、さらにその特性を明らかにする研究も必要となろう。

最後に、本研究を進めるにあたり、ご指導いただいた鉄道技術研究所 伊藤文人 元主任研究員（現都立大学教授）、佐藤吉彦主任研究員、早稲田大学 平嶋政治教授、堀井健一郎教授に対し深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) Inglis, C.E. : A Mathematical Treatise on Vibrations in Railway Bridges, Cambridge University Press, 1934.
- 2) R.K. : Dynamic Response of Beams Traversed by Two-Axle Load, Proc. ASCE, No. EM 5 1960.
- 3) 大地羊三：鉄道橋の衝撃係数、鉄道技術研究報告、No. 370, 10, 1963.
- 4) 松浦章夫：車両走行による鉄道橋の動的応答の基本式、鉄道技術研究報告 No. 691, 7, 1969.
- 5) 伊藤文人・青戸 章：若宮RCスラブ橋応力測定結果、鉄道技術研究所速報 No. 70-94, 6, 1970.
- 6) 橋本香一：鋼鉄道橋の応力および衝撃に関する研究、鉄道技術研究報告、No. 713, 6, 1970.
- 7) ORE, UIC : Determination of dynamic force in bridges, Question D 23, 1957~1970.
- 8) 松浦章夫：高速鉄道における車両とガイドウェイ構造物の動的相互作用、鉄道技術研究報告 No. 870, 10, 1973.

(1976.6.30・受付)