

# 高速列車走行による鉄道連続桁の動的応答性状に関する研究

A Study on Dynamic Response of the Railway Continuous Girder by Running High-Speed Train

宇野匡和\*, 曾我部正道\*\*, 谷村幸裕\*\*\*, 金森真\*\*\*\*

Masakazu UNO, Masamichi SOGABE, Yukihiko TANIMURA, Makoto KANAMORI

\*工修, (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

\*\* 博(工), (財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 構造力学 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

\*\*\* 博(工), (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

\*\*\*\* 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町 6-50-1)

The dynamic response of railway bridges is a problem of the resonant response of girders that occurs because bridges are excited at a constant period by running trains. In general, it is called “the speed effect of multiple-axle moving loads.” In this study, numerical analysis was performed to examine 8 continuous bridges of various structural types with different span lengths. A revision of the railway design standard was proposed as a conclusion of this study, to cope with the speed-up of trains, based on the results of the above-mentioned numerical analysis.

*Key Words: railway bridge, frequency, impact factor, continuous girder*

キーワード: 鉄道橋梁, 固有振動数, 衝撃係数, 連続桁

## 1. はじめに

鉄道構造物の設計は, 安全性, 使用性, 耐疲労性, 耐久性, 復旧性, 耐震性など様々な観点からなされる必要があるが, 高速鉄道を実現しようとする場合, 列車走行に伴う構造物の動的応答の増大の検討が重要となってくる。

多数車両編成による列車は, 振動系である構造物を規則的な周期で加振する, いわゆる「起振機」のようなものであり, 列車の走行速度が増加して加振振動数が高架橋・橋梁の固有振動数に近づけば, 共振が発生し, 構造物への動的負荷が増大することとなる。この種の問題は, 「連行移動荷重による速度効果」と称され, 理論研究, 模型実験, 実橋測定などが過去に多くなされてきた<sup>1)~4)</sup>。

速度効果による桁の動的応答を対象とした設計体系としては, 速度パラメータを用いた手法が, 1983年制定の建造物設計標準(鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物)から取り入れられた。この手法は, 松浦<sup>1)</sup>による理論検討や, 欧州鉄道連合による統計分析<sup>2)</sup>, 石橋<sup>3)</sup>による実測の結果などをベースにまとめられたものである。ここでは共振を許容しない設計, 即ち桁の共振を避けるために, 桁の剛性(固有振動数)に下限値を設けるという手法がとられてきた。

1992年制定の鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)<sup>4)</sup>からは, 解説表を用いればある程度の共振を許容した設計を行えるように改訂された<sup>5)</sup>。しかし, 列車の高速化やPRC構造(異形鉄筋の併用により使用状態でひび割れ発生を許容したPC構造)による低剛性桁の普及などにより<sup>6)</sup>, 設計式

の適用対象外となる事例が大半となり, また現地測定においても従来を上回る多数の共振が報告された<sup>7)8)</sup>。特に桁の低剛性化により列車速度200km/h台においても共振が測定されるようになった点が特徴的であり, 非構造部材による設計以外の余裕度を考慮しても, 適切な対応が必要と考えられるようになった。

このような背景から, 2004年制定の鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物, 以下「04標準」と略す)<sup>9)</sup>では, 数値解析や現地測定の結果も踏まえ, 高速化に対応したコンクリート桁の動的応答に関する設計法としてノモグラムを用いた方法が提案された。

しかしながら, これらの設計手法は, いずれも単純桁に着目したものであり, 連続桁については数値解析による現象解明や設計法の確立は, ほとんどなされていないのが現状である。この背景としては, 連続桁が不静定構造であること, 高次モードの影響を受けること, 主桁断面諸元が橋軸方向に変化すること等から, 理論式による一般化が困難であったことが挙げられる。

以上のような背景から, 本研究では, 8つの代表的な連続桁橋梁を取り上げ, 実構造物の諸元を参考に下記の課題について検討することとした。

- (1)連続桁の動的応答(衝撃係数)に関する, 部材および断面力の種類, 振動モードの寄与, 速度依存性等の影響について, その基本的な性状を明らかにする。
- (2)各種連続桁の動的応答に関する速度依存性について明らかにする。
- (3)連続桁の動的応答に関する簡易な設計方法について検討する。

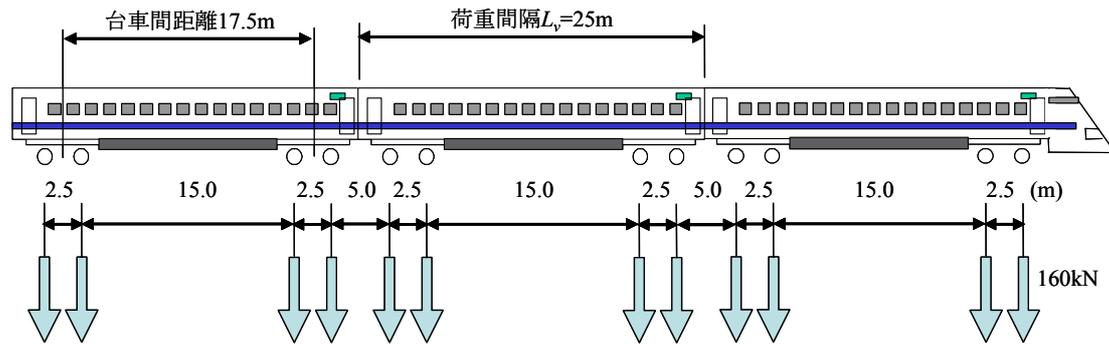


図-1 列車の解析モデル

表-1 対象橋梁と断面諸元

CASE	スパン長 $L_b$ (m)	無次元化スパン ( $L_b/L_v$ )	桁種別	断面諸元		
				ヤング係数 $E$ (kN/mm <sup>2</sup> )	断面2次モーメント $I$ (m <sup>4</sup> )	荷重 (kN/m)
1	66.2+85.0+66.2	2.65+3.40+2.65	PC箱形桁	31	6.170	441.83
2	44.3+60.0+44.3	1.77+2.40+1.77	PC箱形桁	31	9.861	364.17
3	43.1+72.0+43.1	1.72+2.88+1.72	PC箱形桁	31	20.834	418.33
4	28.9+34.0+28.9	1.16+1.36+1.16	鋼合成2主桁	200	0.554	335.78
5	31.0+38.0+31.0	1.24+1.52+1.24	鋼合成2主桁	200	0.831	394.03
6	44.3+60.0+60.0+44.3	1.77+2.40+2.40+1.77	PC箱形桁	31	9.861	364.17
7	43.1+72.0+72.0+43.1	1.72+2.88+2.88+1.72	PC箱形桁	31	20.837	418.33
8	31.0+38.0+38.0+31.0	1.24+1.52+1.52+1.24	鋼合成2主桁	200	0.813	394.03

※ 断面2次モーメントは中央径間の最小値を荷重は中央径間の平均値を示している。

## 2. 解析手法

数値解析には、車両を非振動の定荷重列とみなす、線路構造物の汎用構造解析プログラム DIARIST (Dynamic and Impact Analysis for Railway Structure) を用いた<sup>7)</sup>。この解析手法では車両は軸距と軸重で表されるため、車両と構造物との動的相互作用は考慮していない。以下に解析手法の概略を示す。

### 2.1 列車モデル

図-1 に列車の解析モデルを示す。本研究では、標準的な新幹線車両を想定し、車両長  $L_v=25$ m、台車間距離 17.5m、軸距 2.5m の荷重列モデルを用いた。新幹線在来線直通型および保守用車両を除けば新幹線がこの軸配置となっている。軸重については、実車を参考に 160kN としたが、本解析は、線形問題であり評価を静的な応答で基準化するため、これは、便宜上定めたものである。車両は、16 両編成の定荷重列として、この列車モデルが定速走行するものとした。

実際の鉄道車両は、車体、台車、輪軸からなる振動系であるが、車両の振動系の影響、即ち車両と構造物の動的相互作用力による影響は、既往の研究<sup>7)</sup>によれば比較的限定的であり、また軌道狂いによる動的な応答の増加も簡易式により線形に考慮できると考えられることから<sup>7),10)</sup>、本研究では、定荷重列による検討を行なうこととした。

### 2.2 橋梁モデル

表-1 に解析対象橋梁とその平均的な断面諸元を示す。対象橋梁は、桁の無次元化スパン  $L_b/L_v$  ( $L_b$ :スパン長、 $L_v$ :車両長) を念頭におき、新幹線鉄道連続桁の諸元を参考とした。3 径間連続桁 5 橋と 4 径間連続桁 3 橋をモデル橋梁と想定し解析諸元を定めた。

図-2、図-3 に解析対象橋梁の例として、CASE 1 の 3 径間連続 PC 箱形桁と CASE 5 の 3 径間連続鋼合成 2 主桁の一般図を示す。図-4 に CASE 1 の 3 径間連続 PC 箱形桁の横断面図を示す。図-5 に CASE 5 の 3 径間連続鋼合成 2 主桁の横断面図を示す。軌道構造は、PC 箱形桁、鋼合成 2 主桁ともに 60kg レールとスラブ軌道である。

DIARIST では、任意の構造形式を有限要素により構造物をモデル化することができる。図-6 に 3 径間連続桁の解析モデルの例を示す。橋梁は梁要素でモデル化し、各スパンは 3 径間連続桁と 4 径間連続桁ともに 20 分割とした。この分割数は、後述する断面力毎のモード寄与率に基づき、当該モード形状を把握できるように定めたもので、分割数を 40 としても解析結果は、ほぼ同値となる。表-1 では、平均的な断面諸元を示したが、実際にはこれらの分割数に従い、離散的に断面諸元を入力している。

これらのモデル橋梁には、いずれもゴム支承が適用されているが、解析モデルでは単純支持とした。支承構造の単純化については、単純桁の実測等により単純支持としても良い精度が得られることを確認している<sup>7)</sup>。橋梁の減衰定数  $\xi$  は、単純桁における測定値を参考に 2% を用いることとした<sup>3),7)</sup>。この値には

支承の減衰効果もマクロに含まれている。橋梁の線形の動的問題では、減衰定数の影響が非常に重要となる。鉄道橋の測定事例では、スパン長  $L_b$  が増大するにつれて減衰定数が小さくなる傾向が得られているが、同一スパン、同一構造形式、同一支承形式であってもそのばらつきは大きい。また、同一構造物であっても振幅により異なる場合もある。減衰定数により、基本的な共振の法則性は変化しないが、動的応答の倍率自体は大きく変化するため、本研究と減衰定数の仮定が大きく異なる橋梁等では留意する必要がある。

### 2.3 数値解析法

数値解析法にはモード解析法を用いた。後述する断面力毎のモード寄与率の分析結果を踏まえ、考慮するモード次数は 20 次までとした。

### 2.4 評価方法

数値解析は、列車速度  $V$  を 60km/h~400km/h(10km/h 刻み)に設定した動的解析を実施した。解析結果は各部材のたわみまたは断面力ごとの衝撃係数で評価した。衝撃係数は、列車の走行により発生するたわみまたは断面力の動的応答の静的応答に対

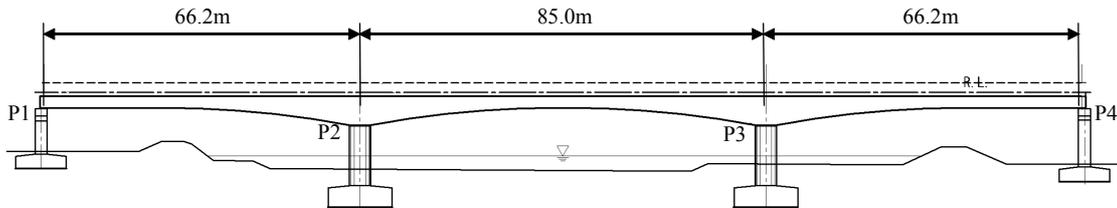


図-2 3径間連続PC箱形桁一般図(CASE 1)

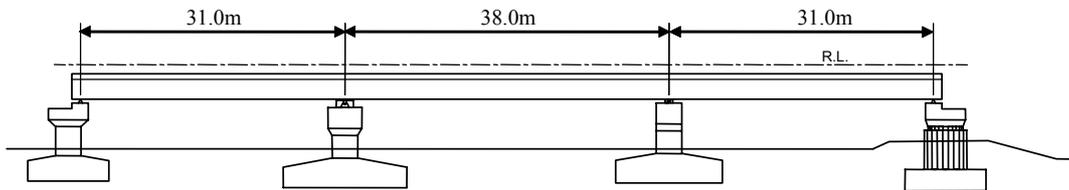


図-3 3径間連続鋼合成2主桁一般図(CASE 5)

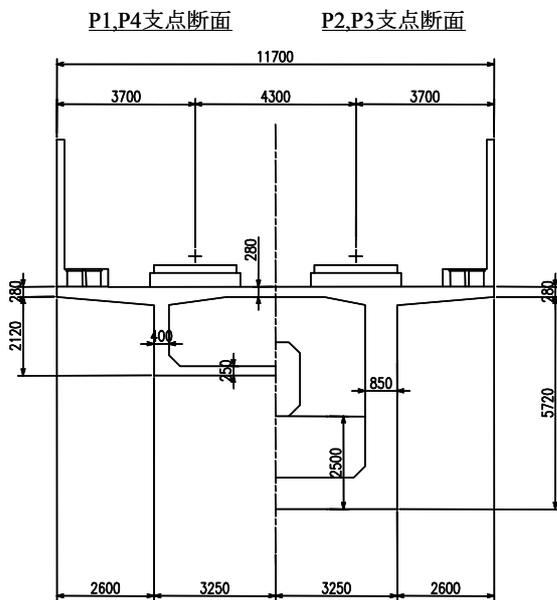


図-4 3径間連続PC箱形桁横断面図(CASE 1)

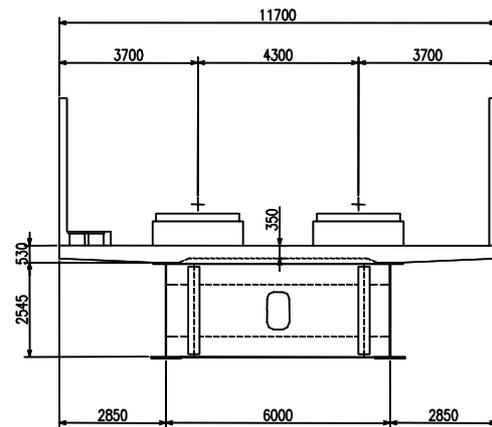


図-5 3径間連続鋼合成2主桁横断面図(CASE 5)

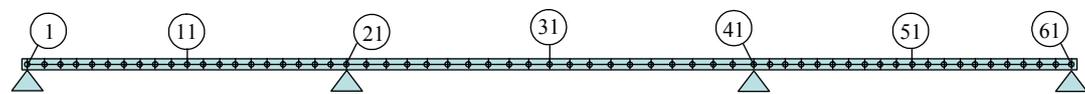


図-6 解析モデル(3径間連続桁)

する増加分の割合で、式(1)のように定義される<sup>9)</sup>。

$$i = \frac{S_d}{S_s} - 1 \quad (1)$$

ここに、 $i$ は設計衝撃係数、 $S_d$ は動的な断面力またはたわみの最大値、 $S_s$ は静的なたわみまたは断面力の最大値である。設計衝撃係数 $i$ は、速度効果の衝撃係数 $i_a$ と車両動揺の衝撃係数 $i_c$ で表されるが、本研究では速度効果の衝撃係数 $i_a$ にのみ着目して検討を行った。

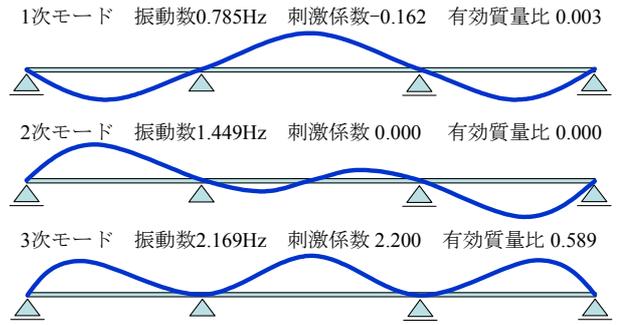


図-7 3径間連続PC箱形桁の振動モード図

表-2 固有値解析結果

モード次数	固有周期 $T(\text{sec})$	固有振動数 $n(\text{Hz})$	刺激係数	有効質量比	モード次数	固有周期 $T(\text{sec})$	固有振動数 $n(\text{Hz})$	刺激係数	有効質量比
1	1.274	0.785	-0.162	0.003	6	0.204	4.903	0.000	0.000
2	0.690	1.449	0.000	0.000	7	0.173	5.784	-0.354	0.015
3	0.461	2.169	2.200	0.589	8	0.125	7.982	0.000	0.000
4	0.282	3.541	0.000	0.000	9	0.099	10.063	-1.114	0.151
5	0.217	4.602	-0.399	0.019	10	0.093	10.714	0.000	0.000

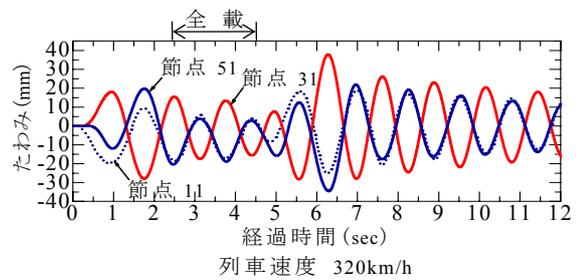
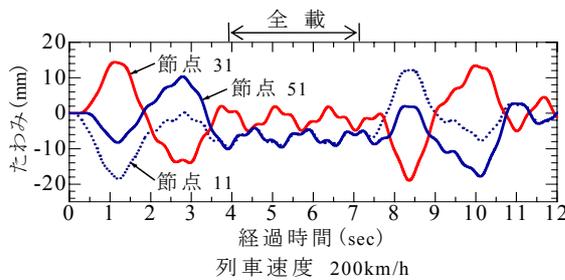


図-8 各径間中央のたわみの時刻歴波形 (CASE 1 66.2m+85.0m+66.2m, PC箱形桁)

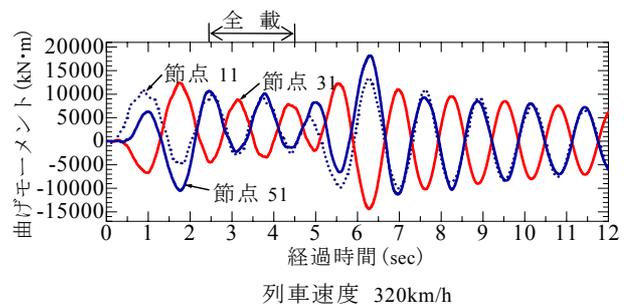
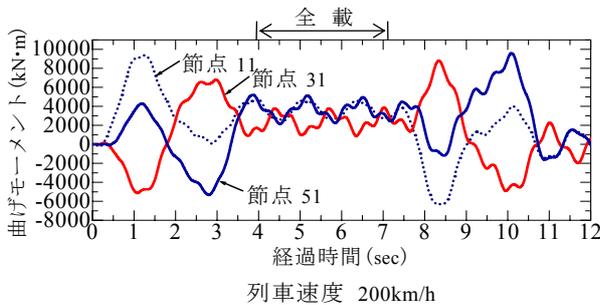


図-9 各径間中央の曲げモーメントの時刻歴波形 (CASE 1 66.2m+85.0m+66.2m, PC箱形桁)

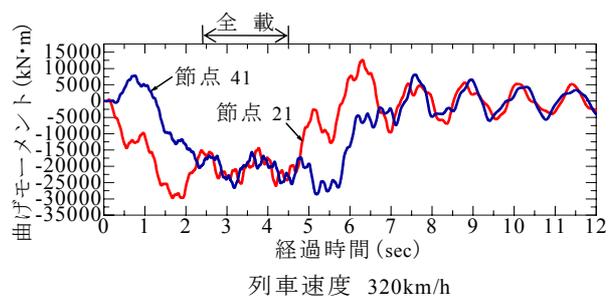
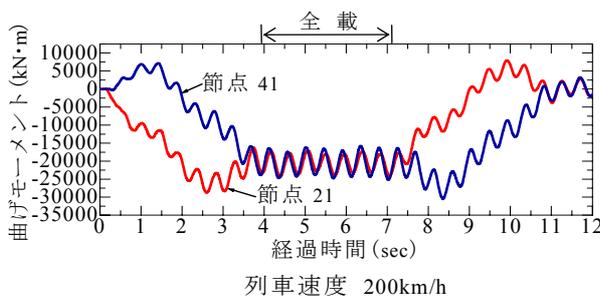


図-10 中間支点部の曲げモーメントの時刻歴波形 (CASE 1 66.2m+85.0m+66.2m, PC箱形桁)

### 3. 連続桁の動的応答に関する基本性状

連続桁の動的応答に関する基本性状を明らかにするために、CASE 1 の 3 径間連続 PC 箱形桁(入口側径間スパン 66.2m, 中央径間スパン 85.0m, 出口側径間スパン 66.2m)を対象として以下に解析結果を詳述する。

#### 3.1 振動モード解析

図-7、表-2 に CASE 1 の 3 径間連続 PC 箱形桁の固有振動モードを示す。本橋梁の主要な固有振動数は、1 次が固有振動数 0.785Hz, 2 次が固有振動数 1.449Hz, そして、3 次が固有振動数 2.169Hz であった。

#### 3.2 時刻歴波形

図-8 に CASE 1 の 3 径間連続 PC 箱形桁のたわみの時刻歴波形を各径間の中央の節点 11, 31, 51 について示す。列車速度 200 km/h では 11.1 秒, 列車速度 320 km/h では 6.9 秒で橋梁を通過している。列車速度 200 km/h, 320km/h 共に, 列車が橋梁に進入した初期は, 側径間スパン中央の節点 11(入口側)と節点 51(出口側)で応答値に差異が見られるが, 橋梁の全長に列車が載荷されると両者の応答値は同程度の値を示すようになり, 中央径間の節点 31 と逆位相の振動を示す。この振動形態から 1 次モードが支配的であることが推察される。列車速度 320km/h における振動数は, 0.78Hz で 1 次モードと一致している。また, 列車速度 200km/h における節点 51 の波形には 3 次モードと推定される 2.2Hz の成分が含まれていることが分かる。

図-9 に各径間中央の節点 11, 31, 51 の曲げモーメントの時

刻歴波形を示す。曲げモーメントについてもたわみと同様の傾向を示している。

図-10 に支点部の節点 21, 41 の曲げモーメントの時刻歴波形を示す。列車速度 200 km/h は, スパン中央のたわみや曲げに比較して周波数の高い波形成分が含まれている。連結器を挟む 2 台車 4 軸を 1 荷重とみなすと列車速度 200km/h では, 2.2Hz で橋梁を加振することとなる(次節, 式(2)参照)。この振動数が 3 次の固有振動数と一致し共振条件となっていると考えられる。

図-11 に支点部の節点 1, 21, 41 のせん断力の時刻歴波形を示す。せん断力についても支点部曲げモーメントと同様の傾向を示している。

#### 3.3 衝撃係数

衝撃係数  $i_a$  の値は, 支配的な振動モードの固有振動数と無次元化スパン  $L_b/L_v$  に依存することが知られている<sup>7)9)11)</sup>。図-12 に CASE 1 (66.2m+85.0m+66.2m, PC 箱形桁)の列車速度と衝撃係数  $i_a$  の関係を示す。(a)たわみ, (b)正曲げモーメント, (c)負曲げモーメント, (d)せん断力について着目した各節点の列車速度ごとの衝撃係数  $i_a$  を算定した。

連行移動荷重による共振ピークは, 列車速度  $V$  が式(2)となる場合に生じる。

$$V = f \cdot L_v \quad (2)$$

ここに,  $f$  は橋梁の基本固有振動数,  $L_v$  は車両長である。1 次, 2 次, 3 次の固有振動数は, それぞれ 0.785Hz, 1.449Hz, 1.169Hz であり, 式(2)による 1 次, 2 次, 3 次の共振ピークは計算上で

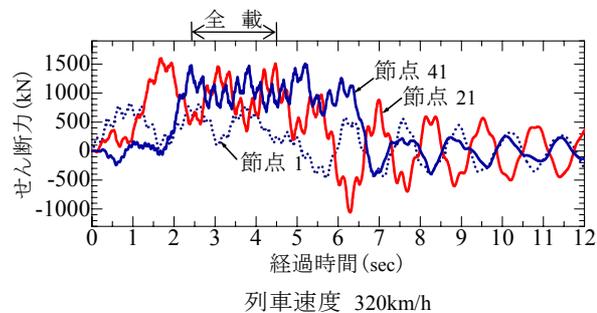
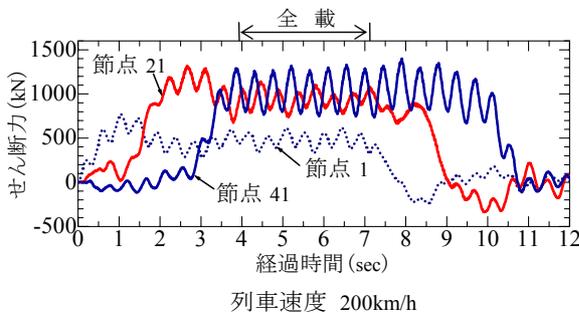
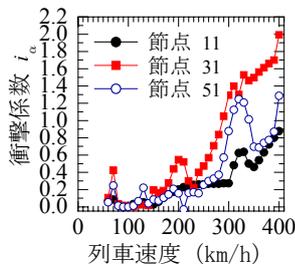
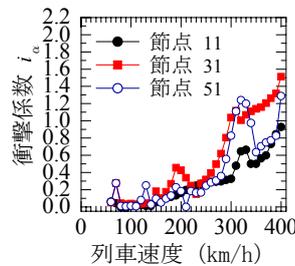


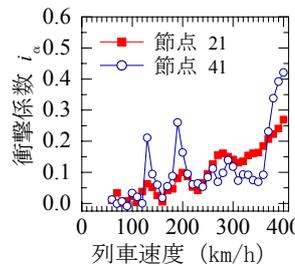
図-11 各支点部のせん断力の時刻歴波形 (CASE 1 66.2m+85.0m+66.2m, PC 箱形桁)



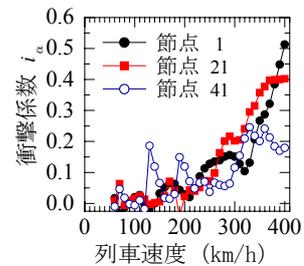
(a)たわみ



(b)正曲げモーメント



(c)負曲げモーメント



(d)せん断力

図-12 列車速度と衝撃係数の関係 (CASE 1 66.2m+85.0m+66.2m, PC 箱形桁)

は、71, 130, 195km/hとなる。図中において70, 130, 190km/hで生じているのが共振ピークである。

また、長スパン橋梁や連続桁の場合、スパンが全載となる加振振動数も重要となる。スパン全載による共振ピークは、列車速度  $V$  が式(3)となる場合に生じる。

$$V = f \cdot 2L_b \quad (3)$$

図中で320km/hにみられるピークがそれであるが、側径間の純スパンより若干短い値で共振に至っていることが分かる。なお、式(3)は、式(4)に示す速度パラメータ  $\alpha$  が1.0となる場合に相当する。

$$\alpha = \frac{V}{2f \cdot L_b} \quad (4)$$

図-13に列車速度260km/hの場合の各断面に対するたわみおよび断面力に対するモード寄与率を示す<sup>12)</sup>。各スパン中央のたわみに対しては、1次モードの寄与率が高いことが分かる。各スパン中央の正曲げモーメントに対してのモードの寄与率は、たわみと同様の傾向を示している。一方、支点部の負曲げモーメントに対しては、3次モードの寄与率が高いが、これはモード形状からして当然の結果と言える。せん断力に対しては、端部支点部の節点1では、1次モードの寄与率が高く、中間部支点部の節点21、節点41では、3次モードの寄与率が高い。スパン中央のたわみおよび曲げモーメントに比べ、モード寄与率は分散している。

モード寄与率については、他の橋梁についても同様な傾向であった。設計実務においては、低速の共振ピークも包絡するように衝撃係数  $i_a$  を定めており速度パラメータ  $\alpha$  が大きくなると衝撃係数  $i_a$  も大きくなる手法が用いられている。よって、連続桁の衝撃係数  $i_a$  の評価は、最も固有振動数の低い(速度パラメータ  $\alpha$  が大きくなる)1次の振動モードをベースとすれば安全側であると言える。

図-7に示した刺激係数や有効質量から速度パラメータを算出する際の固有振動数を抽出する手法が用いられた例もあるが、刺激係数は、その定義からして、一般に橋梁全体の同位相同方

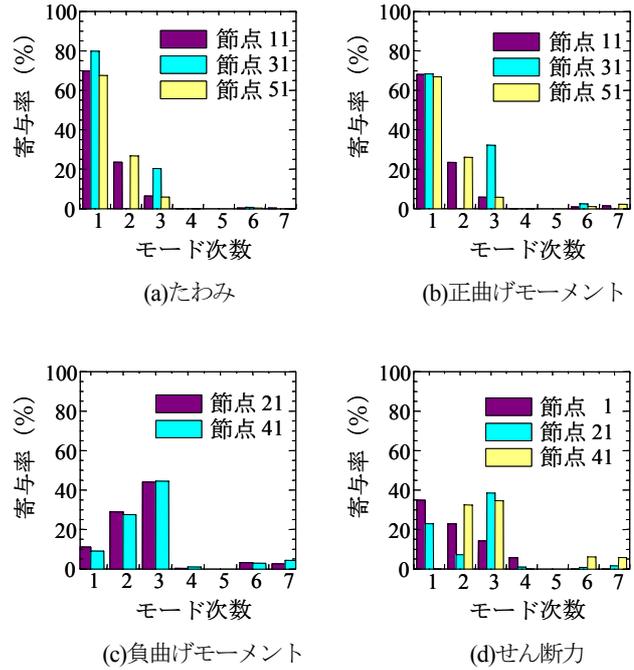


図-13 各断面に対するモード寄与率

向加振の評価に用いられるべきものであり、列車による移動荷重加振の支配振動モードの評価には著しく不適当である。つまり、刺激係数を用いて橋梁の支配振動モードの評価を行おうとするとかなり危険側の検討結果となることが分かる。

#### 4. 各種連続桁の動的応答

CASE 1 との場合と同様に、(a)たわみ、(b)正曲げモーメント、(c)負曲げモーメント、(d)せん断について着目した各節点の列車速度ごとの衝撃係数  $i_a$  を算定した。表-3に固有値解析結果と共振速度を示す。

図-14にCASE 2(44.3m+60.0m+44.3m, PC箱形桁)の列車速度と衝撃係数  $i_a$  の関係を示す。連行移動荷重による共振ピークは図中において、170, 300, 380km/hであり式(2)より求まる共振速度にはほぼ等しい。

表-3 固有値解析結果と共振速度

CASE	固有振動数(Hz)			連行荷重による共振速度(km/h) 式(2)			全載による共振速度(km/h) 式(3)		数値解析による共振速度(km/h)			
	振動モード			振動モード			側径間 中央径間					
	1次	2次	3次	1次	2次	3次						
1	0.785	1.449	2.169	71	130	195	374	480	70	130	190	320
2	1.891	3.193	4.174	170	287	376	603	817	170	300	380	
3	1.995	3.818	5.110	180	344	460	619	1034	180	340		
4	3.023	4.328	5.475	272	390	493	629	740	270	390		
5	3.025	4.513	5.664	272	406	510	675	828	270			
6	1.674	2.451	3.517	151	221	317	534	723	150	230	320	390
7	1.717	2.669	4.163	154	240	375	533	890	150	240	370	
8	2.805	3.774	4.961	252	340	446	626	767	250	340		

図-15 に CASE 3 (43.1m+72.0m+43.1m, PC 箱形桁)の列車速度と衝撃係数  $i_a$  の関係を示す。連行移動荷重による共振ピークは図中において、180, 340km/h であり式(2)より求まる共振速度にほぼ等しい。

図-16 に CASE 4 (28.9m+34.0m+28.9m, 鋼合成 2 主桁 PC 箱形桁)の列車速度と衝撃係数  $i_a$  の関係を示す。連行移動荷重による

共振ピークは図中において、270, 390km/h であり式(2)より求まる共振速度にほぼ等しい。

図-17 に CASE 5 (31.0m+38.0m+31.0m, 鋼合成 2 主桁)の列車速度と衝撃係数  $i_a$  の関係を示す。連行移動荷重による共振ピークは図中において、270km/h で生じている。

図-18 に CASE 6 (44.3m+60.0m+60.0m+44.3m, PC 箱形桁) の

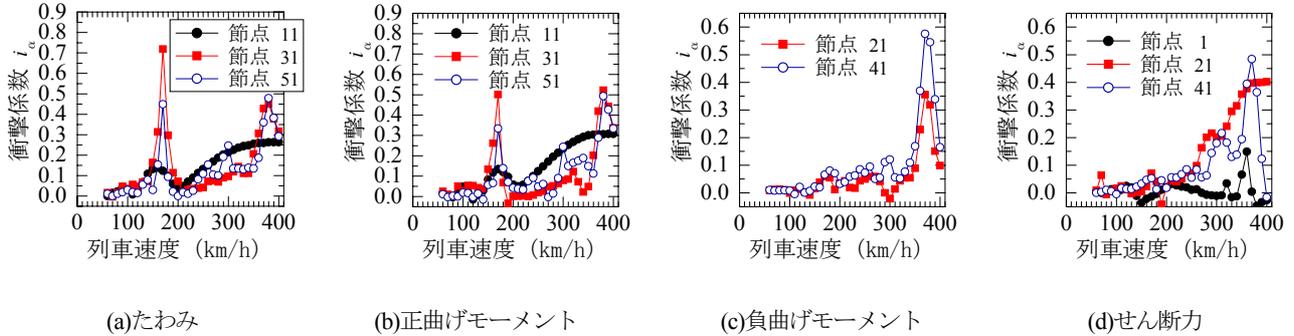


図-14 列車速度と衝撃係数の関係 (CASE 2 44.3m+60.0m+44.3m, PC 箱形桁)

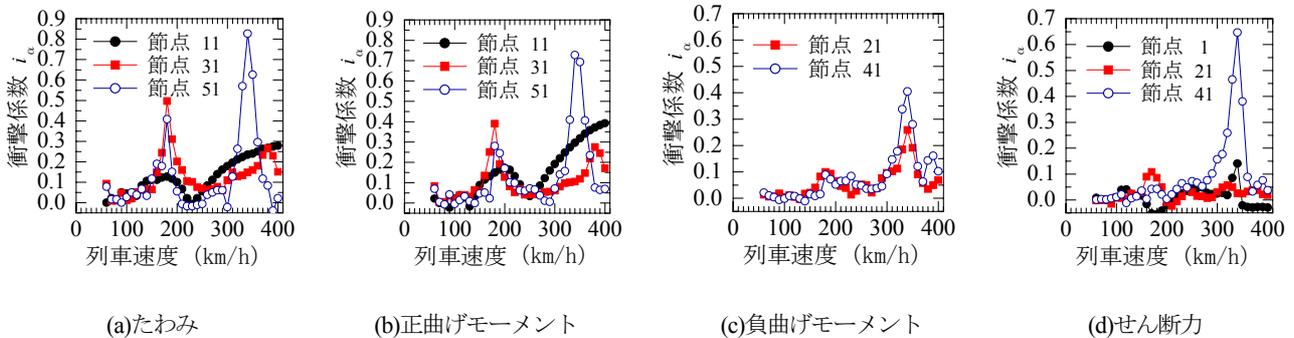


図-15 列車速度と衝撃係数の関係 (CASE 3 43.1m+72.0m+43.1m, PC 箱形桁)

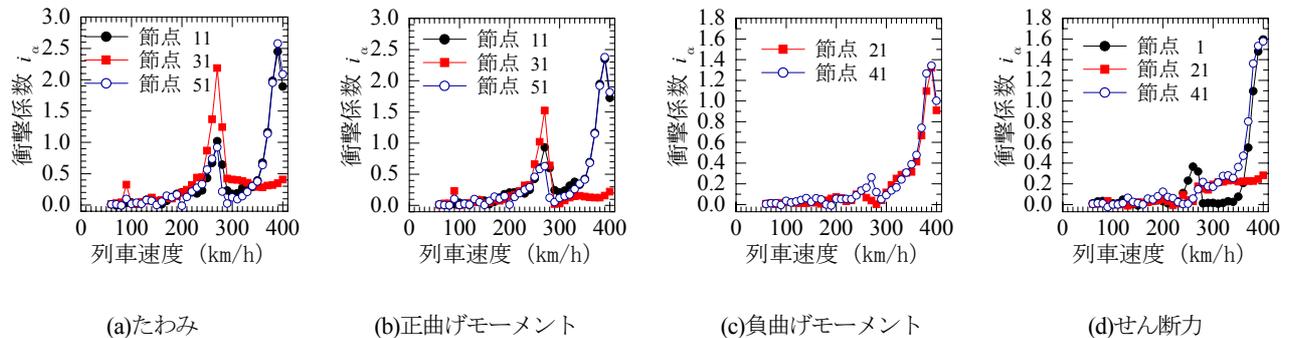


図-16 列車速度と衝撃係数の関係 (CASE 4 28.9m+34.0m+28.9m, 鋼合成 2 主桁)

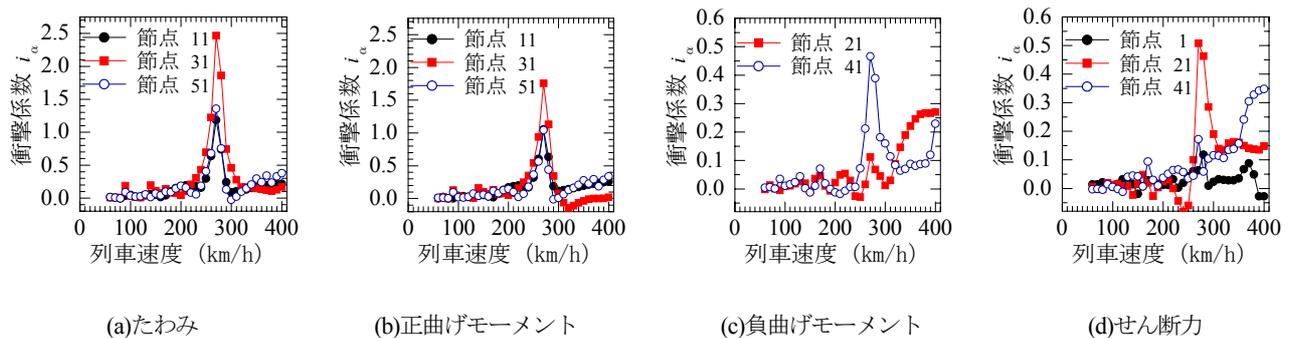


図-17 列車速度と衝撃係数の関係 (CASE 5 31.0m+38.0m+31.0m, 鋼合成 2 主桁)

列車速度と衝撃係数  $i_a$  の関係を示す。連行移動荷重による共振ピークは図中において、150, 230, 320km/h であり式(2)より求まる共振速度にはほぼ等しい。さらに図中において 380km/h で共振ピークが生じている。式(3)によるスパン全載に伴う共振ピークは、計算上 530km/h 付近である。一方、4 次の固有振動数は 4.086Hz で、共振ピークは計算上では、368km/h である。このピークは4 次の共振ピークであると考えられる。

図-19 に CASE 7 (43.1m+72.0m+72.0m+43.1m, PC 箱形桁)の列車速度と衝撃係数  $i_a$  の関係を示す。連行移動荷重による共振ピークは図中において、150, 240, 370km/h であり式(2)より求まる共振速度にはほぼ等しい。

図-20 に CASE 8 (31.0m+38.0m+38.0m+31.0m, 鋼合成2主桁)の列車速度と衝撃係数の関係を示す。連行移動荷重による共振ピークは図中において、250, 340km/h であり式(2)より求まる共振速度にはほぼ等しい。

スパン全載に伴う共振ピークは、CASE 2 から CASE 8 では、

解析を行った列車速度の範囲では生じていない。

以上のように、数値解析による各種連続桁の動的応答による衝撃係数は、単純桁に関する既往の研究と同様に車両長から定まる加振振動数に対応した共振速度において、ピークを生じる。また、高速域では側径間等が全載となる加振振動数による共振ピークも生じると考えられる。

## 5. 簡易計算方法の検討

### 5.1 簡易計算方法の提案

連続桁の衝撃係数を検討する場合には、動的応答解析等により求めるのが最も精度が高く効率的であるが、一方で、簡易な計算方法に対するニーズも高く、適切な設計法を提案していく必要があると考えられる。

現行の鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)<sup>9)</sup>では、単純桁の衝撃係数を、式(4)に示した速度パラメータ  $\alpha$ 、

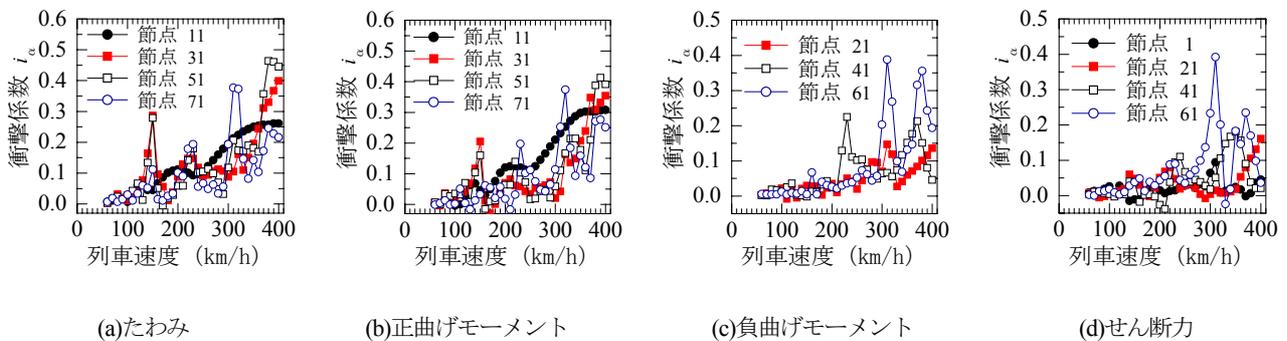


図-18 列車速度と衝撃係数の関係 (CASE 6 44.3m+60.0m+60.0m+44.3m, PC 箱形桁)

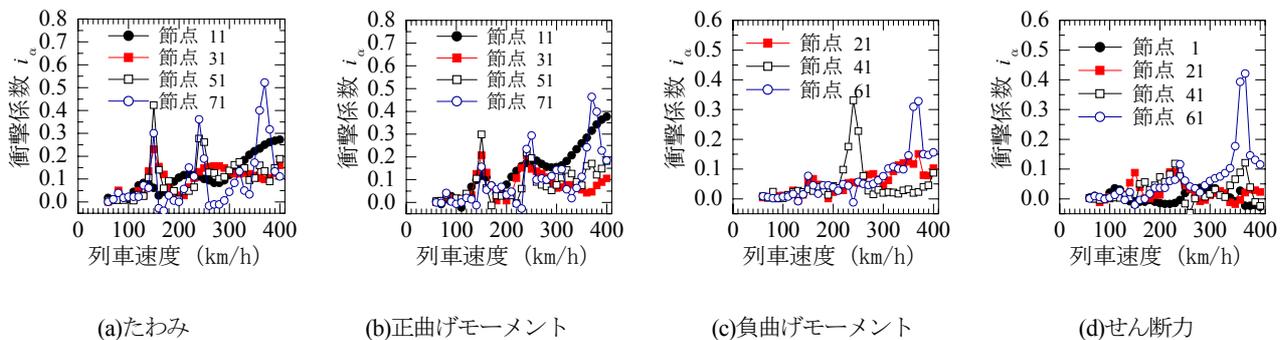


図-19 列車速度と衝撃係数の関係 (CASE 7 43.1m+72.0m+72.0m+43.1m, PC 箱形桁)

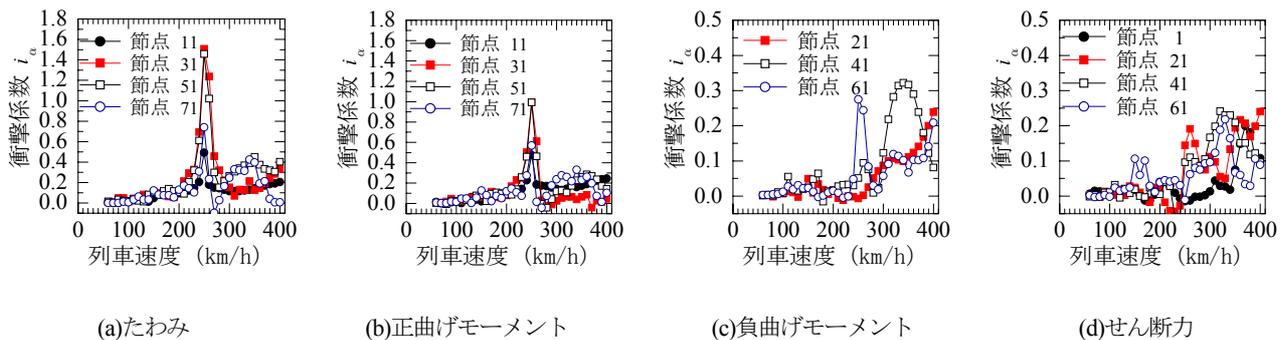


図-20 列車速度と衝撃係数の関係 (CASE 8 31.0m+38.0m+38.0m+31.0m, 鋼合成2主桁)

および無次元化スパン  $L_b/L_v$  とから求める手法を用いている。具体的には、図-21 に示すような数値解析による共振曲線に基づき図-22 に示す無次元化したノモグラムを作成し衝撃係数を算出する方法を用いている。

この単純梁の衝撃係数算定方法を拡張する形で連続桁の衝撃係数の簡易計算方法について検討することとした。速度パラメータを算出する際の固有振動数は、単純梁の式を用いて計算し、安全側に各径間の中で最も低い値を用いることを基本とした。

列車速度については、3, 4 章の数値解析結果に示したように比較的精度よく予測できていることから、単純桁同様に速度パラメータを用いて無次元化することとした。また速度パラメータにおいて用いる桁の固有振動数は、共振ピークの発生状況から考えて、1 次モードのものを用いれば安全側であると考えられる。

図-23、表-4 に無次元化スパン  $L_b/L_v$  と簡易計算用無次元化スパンを示す。無次元化スパン  $L_b/L_v$  については、側径間と中央径間のバランスもあり、限られた解析範囲では明確な傾向を見出せなかった。そこで、安全側に衝撃係数を包絡できるように、スパンを区分して近傍の最も共振の大きくなる無次元化スパン  $L_b/L_v$  を用いることとした。また、スパン  $L_b$  は安全側となるように、最も小さなものを用いることを基本とした。

## 5.2 簡易計算方法の検証

列車速度を 260km/h として簡易計算法の検証を行った。速度パラメータを算定する際の固有振動数は、3 径間連続桁と 4 径間連続桁ともに中央径間を単純梁として計算した場合が小さな値となった。固有振動数を算定する際の PC 箱形桁は線路方向で断面諸元が大きく変化するが、安全側の判断として簡易計算時には当該スパンの最小値を用いた。またスパン  $L_b$  については側径間の値を用いることとし、使用するノモグラムを表-4 により選定して、衝撃係数を求めた。

表-5 および図-24 に今回対象とした橋梁の数値解析による衝撃係数と簡易計算方法で算出した衝撃係数をまとめて示す。数値解析の側径間と中央径間の衝撃係数は、列車速度 60km/h ~ 260km/h の間で最大となる値を抽出している。図から、簡易計算による衝撃係数は数値解析の結果を包絡していることが分かる。ただし、Case 4, Case 5 および Case 8 ではかなり安全側の評価となっている。これは、35m 以下のスパンが含まれているためである。衝撃係数が 1.5 より大きくなり不経済な設計となる場合には、別途数値解析を行ない動的解析により衝撃係数を算定するのがよいと考えられる。

## 6. まとめ

列車走行による鉄道連続桁の動的応答(衝撃係数)を、実構造物の諸元に基づく 8 種類の連続桁に関する数値解析により検討し、その基本性状を明らかにするとともに、衝撃係数の簡易計算方法を提案した。

(1)連続桁の衝撃係数は、部材や断面力の種類により異なる傾向を示す。スパン中央のたわみおよび曲げモーメントについて

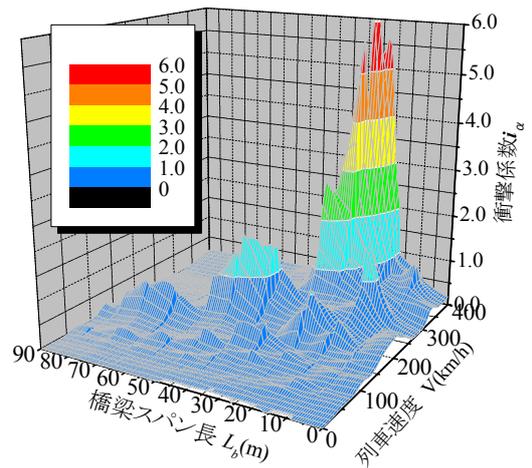


図-21 列車速度  $V$  と橋梁スパン長  $L_b$  が衝撃係数  $i_\alpha$  に及ぼす影響

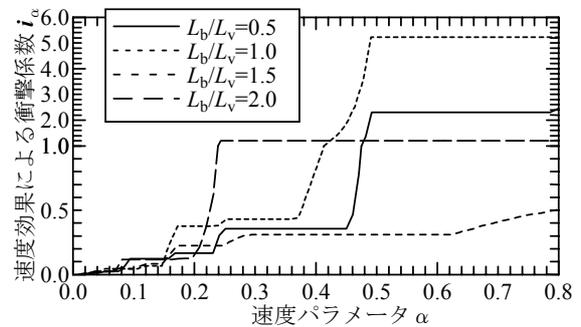


図-22 設計で用いる速度効果による衝撃係数の例

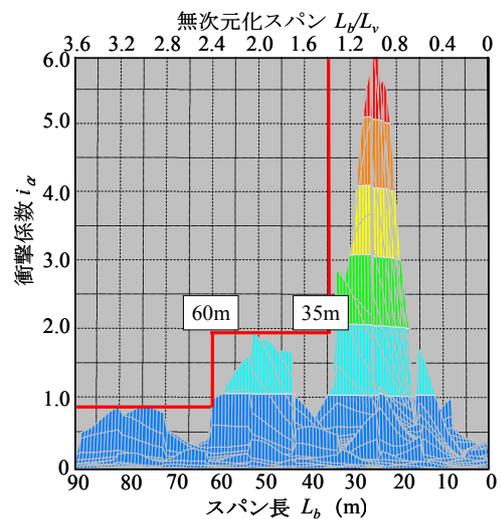


図-23 橋梁スパン長  $L_b$  と衝撃係数  $i_\alpha$  の関係

表-4 簡易計算用無次元化スパン

無次元化スパン $L_b/L_v$	簡易計算用無次元化スパン
$0 < L_b/L_v < 1.4$	1.0
$1.4 \leq L_b/L_v < 2.4$	2.0
$2.4 \leq L_b/L_v$	3.0

表-5 数値解析と簡易計算結果

CASE	スパン (m)	桁種別	数値解析			簡易計算		
			固有振動数 (Hz)	衝撃係数 $i_\alpha$		固有振動数	速度パラメータ $\alpha$	衝撃係数 $i_\alpha$
				側径間	中央径間			
1	66.2+85.0+66.2	PC箱桁	0.785	0.299	0.569	0.520	0.93	0.577
2	44.3+60.0+44.3	PC箱桁	1.891	0.449	0.719	1.330	0.55	1.210
3	43.1+72.0+43.1	PC箱桁	1.995	0.408	0.497	1.310	0.56	1.210
4	28.9+34.0+28.9	鋼合成2主桁	3.023	0.736	1.370	2.530	0.57	6.364
5	31.0+38.0+31.0	鋼合成2主桁	3.025	0.678	1.222	2.450	0.59	6.364
6	44.3+60.0+60.0+44.3	PC箱桁	1.674	0.197	0.287	1.330	0.55	1.210
7	43.1+72.0+72.0+43.1	PC箱桁	1.717	0.361	0.423	1.310	0.56	1.210
8	31.0+38.0+38.0+31.0	鋼合成2主桁	2.805	0.740	1.507	2.450	0.59	6.364

は、1 次の振動モードの寄与が高い。支点部の負の曲げモーメントについては、全スパンが同方向に変形する振動モードが支配的となる。支点部のせん断力については、振動モードの寄与率が分散する傾向となっている。

- (2)連続桁の衝撃係数は、車両長から定まる加振振動数に対応した共振速度において、ピークを生じる。また、高速域では側径間等が全載となる加振振動数による共振ピークも生じると考えられる。
- (3)速度パラメータ  $\alpha$  と無次元化スパン  $L_b/L_v$  を安全側に算定することにより、現行設計標準の単純梁のノモグラムを用いて連続桁の衝撃係数を評価することができる。

参考文献

- 1) 松浦章夫：高速鉄道における橋桁の動的応答に関する研究，鉄道技術研究報告，No.1074, 1978.
- 2) ORE：Question D23, Determination of dynamic forces in bridges, Report No.15, 1966.
- 3) 石橋忠良，長田晴道：コンクリート橋の衝撃係数（新幹線），構造物設計資料，No.68, pp.3-7, 1981.
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説－コンクリート構造物，丸善，1992.
- 5) 涌井一，松本信之，渡辺忠朋：コンクリート鉄道橋の設計衝撃係数，鉄道総研報告，Vol.2, No.9, pp.16-23, 1988.
- 6) 宮崎修輔，北川隆，金森真：北陸新幹線 PRC 桁の設計，プレストレストコンクリート，Vol.34, No.6, pp.51-58, 1992.
- 7) 曾我部正道，松本信之，藤野陽三，涌井一，金森真，宮本雅章：共振領域におけるコンクリート鉄道橋の動的設計法に関する研究，土木学会論文集，No.724/ I -62, pp.83-102, 2003.
- 8) 曾我部正道，四十九勇治，松本信之，山崎幹男，梶川徹，青木成生：超高速鉄道橋梁の動的応答に関する研究，鉄道技術連合シンポジウム論文集，pp.75-78, 1998.
- 9) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説－コンクリート構造物一，丸善，2004.
- 10) 曾我部正道，松本信之，涌井一，金森真，榎本隆美：PC 斜張橋(北陸新幹線第2千曲川橋梁)の衝撃係数・列車走行性に関する研究，構造工学論文集，Vol.44A, pp.1333-1340, 1998.
- 11) Iguchi, M. and Hara, H.: A Resonance-Eliminated Design of Simply Supported Beam for a guideway of a High Speed Maglev System, Proceeding of International Conference on Maglev Transport '85, pp.217-224, 1985.
- 12) 曾我部正道，松本信之，田辺誠，藤野陽三，涌井一，上野眞：超伝導磁気浮上式車両とガイドウェイ構造物との動的相互作用に関する応答予測と振動低減，土木学会論文集，No.731/ I -63, pp.119-134, 2003.

(2006年9月11日受付)

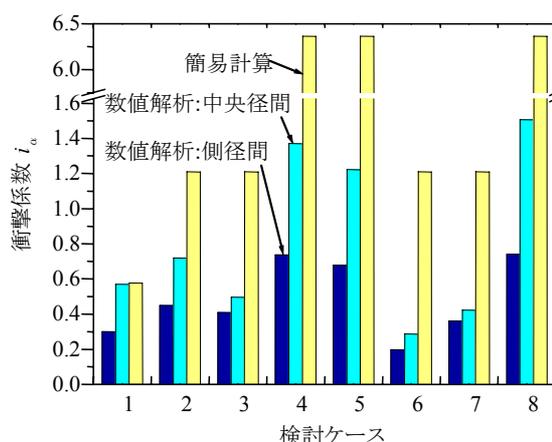


図-24 数値解析と簡易計算の衝撃係数  $i_\alpha$  の比較