

RC ラーメン高架橋の衝撃係数に関する解析的検討

渡辺 勉* 曾我部 正道*

Analytical Study on Impact Factor of Reinforced Concrete Rigid-Frame Viaduct

Tsutomu WATANABE Masamichi SOGABE

In this research, by carrying out the numerical analysis, we clarified that impact factors of a center slab and a cantilever slab were 0.20 and 0.48 respectively, the resonance speed must shift at about 45-60km/h when we considered the difference of the Young's modulus, and that the stiffness of the structure was evaluated greatly when we considered the stiffness of nonstructural element like concrete road beds. In addition, we clarified the predominant vibration mode shape and suggested the simple calculation method concerning the impact factors of rigid-frame viaducts.

キーワード：衝撃係数，ラーメン高架橋，共振，振動モード，数値解析

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、近年の列車の高速化に伴い、構造物の動的応答の増大に関する諸性能の確保が重要視されている。

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周波数が高架橋・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実施されてきた^{1)~4)}。

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及び無筋コンクリート構造物）から採り入れられた。この手法は、松浦³⁾による理論検討や、欧州鉄道連合による統計分析⁴⁾、石橋、長田⁵⁾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った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）^{6), 7)}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が行えるように改訂された。しかし、列車の高速化やPRC構造による低剛性桁の普及などにより⁸⁾、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

報告されるようになった²⁾。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）¹⁾では、数値解析や現地測定の結果を踏まえ、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、いずれも単純桁の全体1次モードに着目したものであり、鉄道構造物で最も一般的な構造形式であるビームスラブ式ラーメン高架橋については、数値解析による現象解明や設計法の確立とともに必ずしも十分なレベルとは言えない状況にある。この背景としては、ラーメン高架橋が、不静定構造であること、高次モードの影響を受けること、様々な部材から構成されていること、移動荷重下での応答であることなどから、理論式による一般化が困難であった点が挙げられる。

以上のような背景から、本研究では、新幹線の標準的なビームスラブ式ラーメン高架橋の構造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) 列車走行に伴うラーメン高架橋の動的応答に関する、部材の種類、非構造部材（路盤コンクリート）の剛性の寄与、速度依存性、モード寄与率などの影響について、数値解析により基本性状を明らかにする。
- (2) 列車走行に伴うラーメン高架橋の動的応答（衝撃係数）に関する簡易算定法を提案する。

* 鉄道力学研究部（構造力学）

特集：鉄道力学

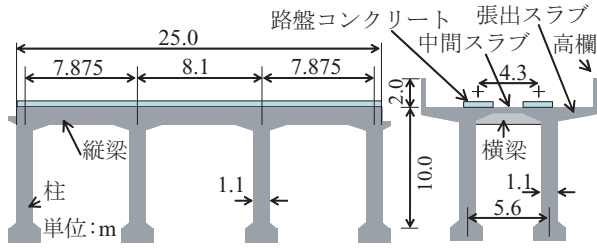


図1 RC ラーメン高架橋の全体一般図

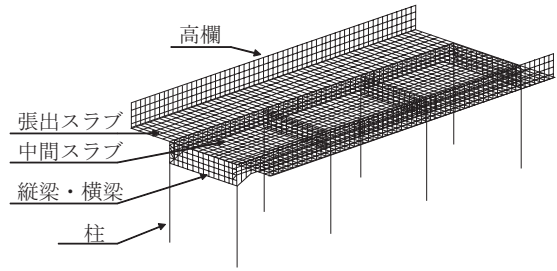


図2 RC ラーメン高架橋の力学モデル

2. 解析方法

数値解析には、鉄道総研開発の車両と鉄道構造物の動的相互作用解析プログラム DIASTARS (Dynamic Interaction Analysis for Shinkansen Train And Railway Structure) を用いた⁹⁾。

2.1 ラーメン高架橋の力学モデル

図1に解析対象構造物の一般図を示す。ブロック長25mの3径間RCラーメン高架橋であり、径間は7.9m + 8.1m + 7.9m、柱断面は1.1m × 1.1m、柱高さは10.0m、柱中心間隔は5.6m、中間スラブの厚さは0.25m、高欄高さは2m、縦梁断面は0.85m × 1.4m、横梁断面は0.85 × 1.3m、路盤コンクリートは2.5m × 0.25mである。

図2にラーメン高架橋の力学モデルを示す。高欄、張出スラブ、中間スラブ、縦梁及び横梁はシェル要素、柱ははり要素とした。解析モデルのメッシュ刻みは0.4m程度である。基礎及び地盤はモデル化していない。総節点数は2847点、総要素数は2732要素である。列車は、スラブ上に定義された走行路上を走行するものとした。減衰定数 ξ は全てのモードで2%とした²⁾。

2.2 車両の力学モデル

図3に車両の力学モデルを示す。車体、台車及び輪軸を剛体質点と仮定し、それらをばねとダンパーでリンクした三次元の力学モデルで、1車両あたり31自由度を有する。列車は、この車両モデルを車端に設けたばねとダンパーで連結して構成する。今回の解析では、車両長25mの同一形式の車両16両編成として解析を行った。なお、車両の力学モデルの妥当性については、実橋における走行試験や実橋を模擬した車両試験台での試験により検証が行われている²⁾。

2.3 車輪とレール間の力学モデル

車輪とレール間の動的相互作用力は、両者の幾何形状と相対変位から接点及び接触角を求めて算出する。具体的には、鉛直方向の接触力はHertzの接触ばねで、水平方向の接触力は車輪フランジとレールが接触するまではクリープ力で、接触後はレール小返りばねで表現した。

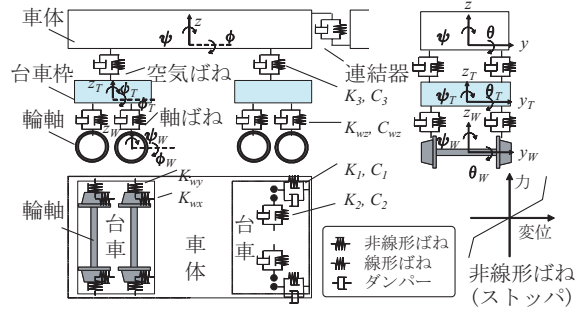


図3 車両の力学モデル

表1 解析ケース

CASE	非構造部材の剛性	ヤング係数 (kN/m ²)	列車速度 (km/h)
1	非考慮	2.65 × 10 ⁷	50 100 ~ 400
2	考慮	2.65 × 10 ⁷	
3	非考慮	3.98 × 10 ⁷	
4	非考慮	1.85 × 10 ⁷	

2.4 数値解析法

数値解析はモーダル法で行う。車輪及び構造物に関する運動方程式をモーダル変換し、モーダル座標系での運動方程式を、Newmarkの平均化速度法により時間増分 Δt 単位に解いていく。また、解析におけるモード次数は、100Hzまでの振動を再現できる次数を設定した。

2.5 解析ケース

表1に解析ケースを示す。CASE1を基本ケースとして設定した。解析パラメータとしては、固有振動測定に関する現地測定結果の実情を踏まえ²⁾、¹⁰⁾、非構造部材の剛性、ヤング係数、列車速度を設定した。ここで、路盤コンクリートなどの非構造部材については、実構造物の応答及び固有振動数に影響を与えることが知られている。このため、非構造部材(路盤コンクリート)の剛性の影響を考慮したモデルをCASE2として設定した。また、ヤング係数(路盤コンクリートも同値)については、骨材の種類や品質の程度及び地域によって大きく変動することが知られている。そこで、このばらつきの影響を考慮するため、基本ケースのヤング係数を1.5倍及び0.7倍にしたものをCASE3及びCASE4とした。

表2 固有値解析結果

振動形態 (1次振動モード)	固有振動数 (Hz)					
	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	計測結果	簡易算定法 (CASE1)
全体：線路方向	3	3	3	2	3	—
全体：線路直角方向	3	3	4	2	3	—
全体：ねじれ	9	9	11	7	—	—
張出スラブ (下り線)	9	14	11	7	11	11
中間スラブ	21	52	26	18	21	21
縦梁	21	29	26	18	30	30
横梁	35	58	42	29	45	40

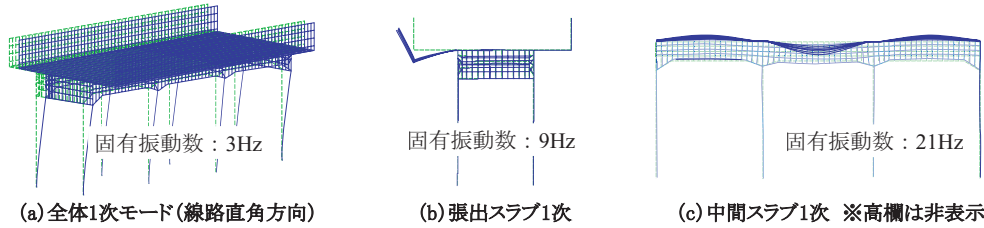


図4 振動モード (CASE1)

3. 解析結果

3.1 固有値解析結果

表2及び図4に主要な振動形態と固有振動数を示す。表2には、部材振動性状の簡易同定法¹⁰⁾による計測結果についても示す。またCASE1に関しては、簡易算定法による値を示したが、これについては第4章で述べる。

表2より、設計での強度発現と実際との差異及び設計で考慮する構造部材と実際との差異による固有振動数のばらつきを把握することができる。全体振動モードに関しては、CASE1、CASE2及び計測結果で同じ固有振動数(3Hz)であるが、CASE3及びCASE4については、ヤング係数の影響で柱の剛性が変わったため、固有振動数が1Hz程度増加あるいは減少した。中間スラブに関しては、非構造部材の剛性を考慮すると部材の固有振動数がCASE1の21HzからCASE2の52Hzとなった。また、ヤング係数が増減すると、CASE1に比べて、CASE3では26Hzに増加、CASE4では18Hzに減少した。

計測結果とCASE1を比較すると、中間スラブは概ね一致している(両方とも21Hz)が、張出スラブ(計測11Hz、解析9Hz)、縦梁(計測30Hz、解析21Hz)及び横梁(計測45Hz、解析35Hz)は計測結果に比べて解析の固有振動数が小さくなった。

計測結果とCASE2を比較すると、縦梁では概ね一致している(計測30Hz、解析29Hz)が、張出スラブ(計測11Hz、解析14Hz)、中間スラブ(計測21Hz、解析52Hz)及び横梁(計測45Hz、解析58Hz)は計測結果に比べて解析の固有振動数が大きくなった。このように、非構造部材の剛性を考慮することは、中間スラブでは剛性を大きく評価することがわかる。また、縦梁では、図1からもわかるように縦梁のほぼ直上に路盤コンクリートがある。したがって、路盤コンクリートの剛性を考慮するこ

とにより、実構造物の状態に近づき、縦梁では計測結果とほぼ同じ固有振動数となったと考えられる。張出スラブ及び横梁は、実構造物はCASE1とCASE2の中間の値となった。以降の解析結果では、紙面の都合上、張出スラブと中間スラブを中心に述べる。

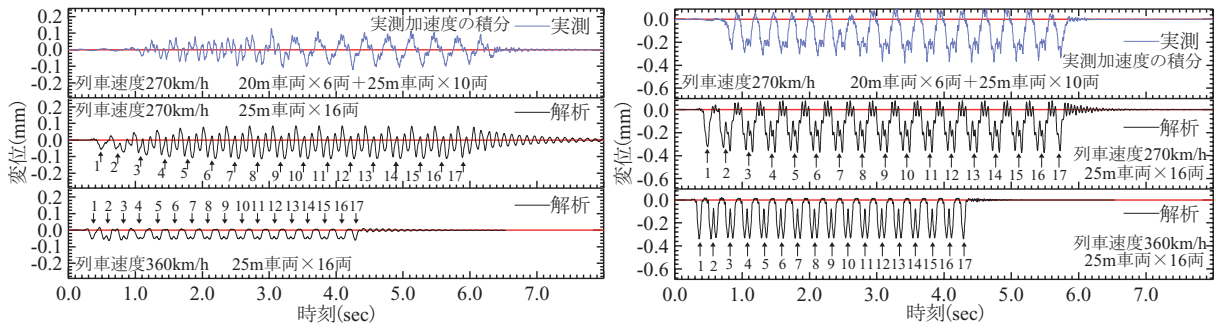
3.2 時刻歴応答解析結果

図5に列車走行時の時刻歴応答波形の例として、CASE1における中間スラブ中央及び張出スラブ先端の変位応答波形をそれぞれ示す。併せて、列車走行時の加速度の実測記録を積分することにより求めた、中間スラブ及び張出スラブの鉛直変位の時刻歴波形を示す。なお、加速度を積分することによって生じる波形の基線ずれ等は、波形を見て適宜判断した。

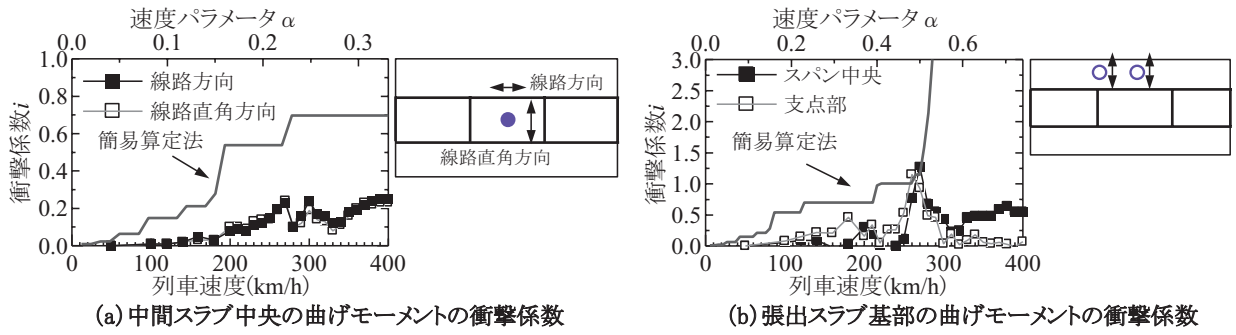
解析結果に着目すると、いずれの波形も連結器を挟む2台車により最大応答(図中番号2~16が2台車分に該当、番号1は先頭車両の前台車のみ、番号17は最後尾車両の後台車のみを示す)を生じていることがわかる。図5の張出スラブ及び中間スラブの270km/hでは、共振増幅傾向を読み取ることができ、変位振幅が正負両側に漸増して両振り挙動となっている。一方360km/hでは、片振りの変位振幅で静的な応答に近い挙動となっている。

解析の変位波形と加速度の実測記録から求めた変位波形を比較すると、変位の最大値はほぼ同程度であることがわかる。しかし、波形を見ると、解析の方が滑らかで、実測は細かな微振動が混ざった波形となっている。これは、実構造物ではレールなどの軌道構造及び路盤コンクリートなどの非構造部材が存在し、数値解析モデルの拘束状態が実際とは異なること、実構造物の減衰定数が数値解析の値と異なることなどに起因するものと考えられる。なお、測定地点に列車が進入してきたときの波形を比べると位相がずれているが、これは、実際の走行列車

特集：鉄道力学



(a) 張出スラブ先端の時刻歴波形 (b) 中間スラブ中央の時刻歴波形
 図5 張出スラブ先端及び中間スラブ中央の鉛直変位の時刻歴波形 (CASE1)



(a) 中間スラブ中央の曲げモーメントの衝撃係数 (b) 張出スラブ基部の曲げモーメントの衝撃係数
 図6 列車速度が各部材の曲げモーメントの衝撃係数に及ぼす影響 (CASE1)

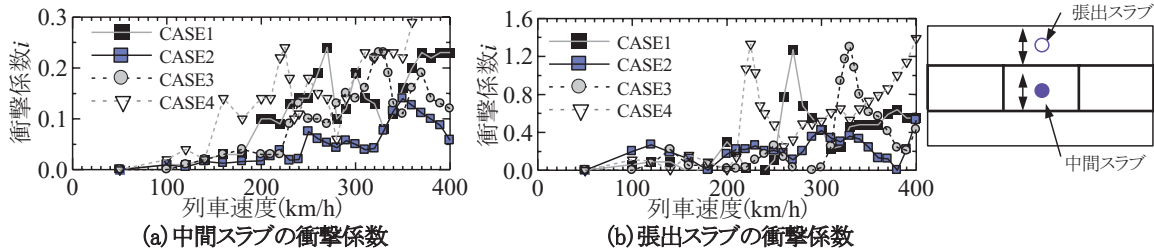


図7 各部材の曲げモーメントの衝撃係数の各ケースの比較

の軸配置間隔が異なるためである。

ここで、図5の時刻歴波形の残留振動より減衰定数 δ を求めた。張出スラブ及び中間スラブは複数の振動モードが連成して振動しているが、張出スラブについては、1次固有振動数に相当する9Hzに着目し、残留波形の全振幅から対数減衰率の平均値を求め、減衰定数を算出した。また、中間スラブについても、同様に1次固有振動数の21Hzに着目した。以上の手順で求められた実測減衰定数は、張出スラブでは2.4%程度、中間スラブでは3.2%程度であった。ラーメン高架橋の部材レベルでの減衰定数を求めた事例は、筆者らの知る限りなく、貴重な測定結果であると考えられる。

3.3 衝撃係数算定結果

図6に列車速度が各部材の曲げモーメントの衝撃係数に及ぼす影響をそれぞれ示す。衝撃係数は動的応答の静的応答に対する増加割合である。構造物の設計では、列車荷重に式(1)で定義される衝撃係数を乗じることにより、動的応答を静的応答に置換するのが一般的である¹⁾。

$$i = \frac{S_d - S_s}{S_s} \tag{1}$$

ここに、 i は衝撃係数、 S_d は動的なたわみ及び断面応力の最大値、 S_s は静的なたわみ及び断面応力の最大値である。なお、静的な値としては列車速度50km/hの応答を用いた。図中には簡易算定法と速度パラメータを併記しているがこれについては後述する。

図6より、中間スラブは列車速度270km/h、300km/h付近で、張出スラブは列車速度270km/hで共振ピークが生じていることがわかる。

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。

$$V = f \cdot L_v \tag{2}$$

ここに、 f は固有振動数、 L_v は車両長である。また、この1/2速度、1/3速度、1/n速度 (n は整数) においても1次固有振動モードに対する2次共振、3次共振、 n 次共振が生じる。この中で、張出スラブ (固有振動数は9Hz) の共振速度は、810、405、270km/hとなり、3次共振であると推定される。中間スラブ (固有振動数は21Hz) の共

振速度は、1890, 945, 630, 472.5, 378, 315, 270km/hとなり、7次共振であると推定される。ここで、図5の時刻歴波形を見ると、連結器を挟む2台車が1回通過する間に張出スラブでは3回応答し、中間スラブでは7回応答しており、当該次数の共振応答であることを確認することができる。また、中間スラブの300km/hに見られるピークは、モード次数23次の中間スラブ24Hzの振動モード(後述する)から、式(2)の f に24Hz、 L_v に25mを代入することにより説明できるピークである。その他の部材のピークについては、説明が困難である。これについては、断面力が複数のモードに支配されるために、共振増幅が分散されるためであると考えられる。このため、明確なピークも現れにくくなっている¹¹⁾。ここで、 L_v には車両両端だけでなく、軸距間隔(2.5m)や台車間隔(7.5m, 17.5m)も考えられるが、それらの値と式(2)から求められる共振ピークを確認した結果、図6の共振ピークを説明できるものは見当たらなかった。

曲げモーメントの衝撃係数を例にとると、各部材によって異なる。列車速度270km/hで評価した場合、張出スラブ、中間スラブの衝撃係数はそれぞれ1.27, 0.24となる。また、列車速度360km/hで評価した場合、張出スラブ、中間スラブの衝撃係数はそれぞれ0.48, 0.20となる。

図7に各ケースでの高架橋各部材の曲げモーメントの衝撃係数を、中間スラブ及び張出スラブを例としてそれぞれ示す。中間スラブについては、CASE1で270km/hにピークが見られるが、CASE3では325km/h、CASE4では225km/hにピークがシフトしており、ヤング係数の違いによる固有振動数の変化によるものであると説明できる。張出スラブについても同様に、CASE1で270km/hにピークが見られるが、CASE3では330km/h、CASE4では225km/hにピークがシフトしている。一方、CASE2については、非構造部材の剛性を考慮することによる固有振動数の増加から、今回解析対象とした列車速度の範囲ではピークが見られなくなった。

3.4 モード寄与率算定結果

図8に、中間スラブ及び張出スラブについて、CASE1における列車速度270km/hの5次モード毎のモード寄与率とそれらを累積したモード寄与率を示す。最大解析モード次数は85次で、85次における累積モード寄与率を1とした。また、図9に、各部材の全体振動に対して支配的となった振動モードを示す。

中間スラブでは、16次～20次及び21次～25次の振動モードが全体振動に占める割合が大きいことがわかる。それぞれに対応する振動モードを見ると、19次では中間スラブの中央が腹になるたわみ1次の振動モード、21次では同じくたわみ1次振動モード、23次でも同じくたわみ1次の振動モードであった。このように、近接し

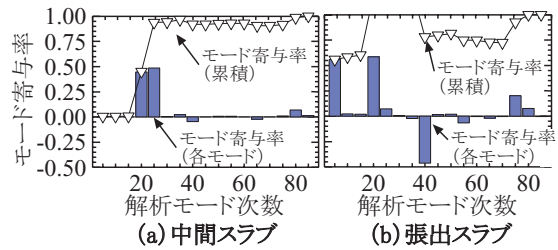


図8 各部材のモード寄与率 (CASE1)

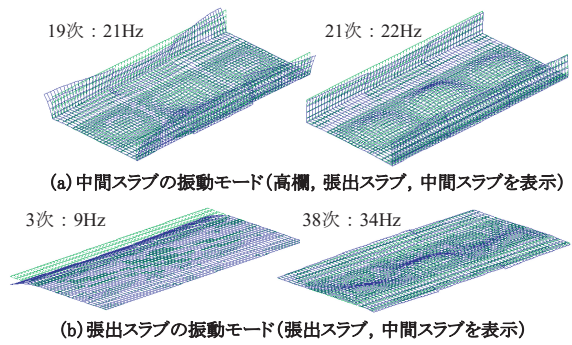


図9 各部材の振動モード (CASE1)

た次数で同じような振動モードが現れた。これらの違いは、中央径間と端径間で逆位相か同位相か、また連成している高欄の振動モードである。

張出スラブでは、1次～5次及び16次～20次の振動モードが全体振動に占める割合が大きいことがわかる。また、35次～40次のモード寄与率は負の値となっており、85次までの全体振動に対して、位相のずれ等で全体の振動を打ち消す振動モードである。それぞれに対応する振動モードを見ると、3次では張出スラブ全体が片持ち梁のように鉛直方向に変形するたわみ1次の振動モード、19次では中間スラブのたわみ1次モードと連成して、目地で区切られた中間の張出スラブの対称1次の振動モードであった。また、モード寄与率が負の値となっていたモード次数では、38次では中間スラブの線路直角方向2次たわみモードと連成して、張出スラブの逆対称1次の振動モードであった。

4. 衝撃係数の簡易算定法の検討

4.1 衝撃係数の簡易算定法

ラーメン高架橋の衝撃係数は、動的応答解析等により求めるのが最も精度が高く、効率的であると考えられるが、一方で、簡易計算法に対するニーズも高い。そこで、単純梁の衝撃係数算定法を拡張する形で、ラーメン高架橋の衝撃係数の簡易算定法について検討することとした。

衝撃係数は、列車速度 V 、橋梁固有振動数 f 、スパン長 L_b 、車両両長 L_v とから求めることができるが、'04標準では、衝撃係数を式(3)に示す無次元化速度パラメータ α 、及び無次元化スパン L_b/L_v とから求める手法を用いている。

$$\alpha = \frac{V}{2f \cdot L_b} \quad (3)$$

特集：鉄道力学

まず、固有振動数の算定に関しては、単純支持梁、固定支持梁、片持梁、及びスラブの固有振動数算定式をベースにした、筆者らが提案した推定法を用いた¹⁰⁾。次に、部材のスパン長 L_b のとり方は、ラーメン構造では単純桁と比べて構造が複雑となるため、図2に示す解析モデルに単位荷重を載荷したときの各部材の曲げモーメントに関する影響線により決定することとした。図10に各部材の影響線を示す。着目位置は中央スパンとした(横梁は柱2の位置)。各部材とも柱軸線間スパン長よりも基線長さが大きくなっていることがわかる。したがって、部材のスパン長 L_b は、柱軸線間スパン長とすればよいが、中間スラブ及び張出スラブについては、共振しやすい低い固有振動数となる傾向にあるため、安全側の判断として、柱軸線間縦梁スパン長の80%とすることを提案した。

4.2 衝撃係数の簡易算定法と解析結果の比較

表2に前節で算出したCASE1に対する固有振動数を、図6に前節で提案した衝撃係数をそれぞれ示した。提案した簡易算定法は、固有振動数については有限要素法による解析結果や実測結果を概ね安全側に包含(固有振動数を同程度か低く算定)していることがわかる。また、衝撃係数については有限要素法による解析結果を概ね安全側に算定していることがわかる。

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめて示す。

- (1) 部材の種類により衝撃係数が異なる。例えば、列車速度270km/hで評価した場合、張出スラブ、中間スラブの衝撃係数はそれぞれ1.27, 0.24であった。これは部材を支配する振動モードに依存していると考えられているが、中間スラブは1次固有振動モードに対する7次共振、張出スラブは1次固有振動モードに対する3次共振が支配的であった。縦梁及び横梁については、支配振動モードを明確に説明するのは困難であった。
- (2) 中間スラブ及び張出スラブの鉛直変位の時刻歴波形について実測と解析(CASE1)を比較すると、解析の方が波形に明瞭な凹凸が見られる。実測より部材の減衰定数を求めると、中間スラブで3.2%、張出スラブで2.4%であった。
- (3) ヤング係数をパラメータとすると、共振速度のピークが変化することがわかった。共振速度の変化に換算すると、ヤング係数1.5倍で55~60km/h程度の差、ヤング係数0.7倍で45km/h程度の差であった。
- (4) 非構造部材の剛性を考慮すると、例えば中間スラブでは、考慮しないケースに比べて固有振動数が約2.5倍(21Hz→52Hz)に増加することがわかった。
- (5) 各部材のモード寄与率から、全体振動に対して支配

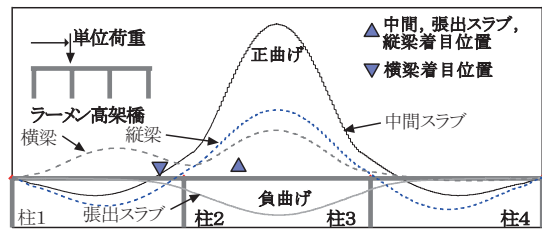


図10 単位荷重載荷時の各部材の影響線

的となる振動モードがあることがわかった。例えば、中間スラブではたわみ1次の振動モードが支配的であり、張出スラブではたわみ1次の振動モードに加えて、中間スラブのたわみ1次モードと連成した張出スラブの対称1次の振動モードの寄与率も大きいことがわかった。

- (6) 単純梁の衝撃係数算定法を拡張し、ラーメン高架橋の衝撃係数に関する簡易算定法を提案した。部材のスパン長 L_b は、安全側の評価となるように、中間スラブ及び張出スラブについては柱軸線間縦梁スパン長の80%とした。

文献

- 1) 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，2004
- 2) 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
- 3) 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
- 4) ORE：Question D23, Determination of dynamic forces in bridges, Report No.15, 1966.
- 5) 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
- 6) 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
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 涌井一，松本信之，松浦章夫，田辺誠：鉄道車両と線路構造物との連成応答解析法に関する研究，土木学会論文集，No.513/I-31, pp.129-138, 1995
- 10) 原田和洋，杉崎光一，貝戸清之，曾我部正道：鉄道橋の動的応答における部材振動性状の簡易同定法，コンクリート工学年次論文集，Vol.30, No.3, 2008
- 11) 曾我部正道，松本信之，金森真，涌井一：PCエクストラード橋の衝撃係数・列車走行性解析とその可視化，鉄道力学論文集，Vol.10, pp.25-30, 2006