

I - 285

高速鉄道用PC斜張橋の衝撃係数・列車走行性解析

鉄道総合技術研究所 正○曾我部正道

日本鉄道建設公団 正 金森 真

鉄道総合技術研究所 正 涌井 一

鉄道総合技術研究所 正 松本 信之

1. はじめに PC斜張橋を新幹線などの高速鉄道橋として適用する場合の課題としては、(1)高次の不静定構造に対する衝撃係数、(2)たわみや橋梁上での列車走行性、が挙げられる。

本研究では、これらの課題について、動的相互作用を考慮した数値解析により検討した。

2. 解析対象 図1に示すようなマルチケーブル形式のPC斜張橋を解析対象として用いた。この橋梁は新幹線列車の複線走行を想定しており、2本柱形式の1主塔による2面吊り構造となっている。

3. 衝撃係数 衝撃係数の検討では、構造物の解析モデルとして主桁・主塔を有限要素法のはり要素で、ケーブルをトラス要素で平面的にモデル化したものを用い、荷重には設計荷重であるP-16標準活荷重（12両編成）を集中荷重列としたものを用いて、モード解析法および直接積分法により解析を行った。

主桁の曲げモーメントを支配する振動モードを明らかにするために、1次の振動モード（図2(a)）のみを考慮した場合、1次と2次（図2(b)）の振動モードを考慮した場合、および直接積分法により解いた場合の3ケースの最大曲げモーメントの分布を比較した（図3）。これは、260km/h（設計最高速度）で単線載荷した場合の解析結果である。

これより、1次と2次の振動モードを考慮した主桁の曲げモーメントは、直接積分法による値に近い値が得られることが分かる。また、その中でも1次の振動モードの寄与が比較的大きいといえる。

正の最大曲げモーメントが生じる主桁のスパン3/4点での衝撃係数と列車速度の関係を図4に示す。衝撃係数は100km/hを超えると単調ではないが速度とともに増加していく傾向にある。

また、次に示す設計式¹⁾に、1次モードの固有振動数(0.51Hz)および主桁のスパン長(133.9m)を入力すると、その値は解析値を包絡できることが分かる（図4）。

設計式 $i = K_a \cdot \alpha$ …(1) ここに、 K_a ：係数 1.0 α ：速度パラメータ $= V / (7.2 n L_b)$

V ：速度(km/h) n ：部材の固有振動数(Hz) L_b ：スパン長(m)

その他の部材の衝撃係数（表1）についても式(1)による設計値は解析値をほぼ包絡できる。

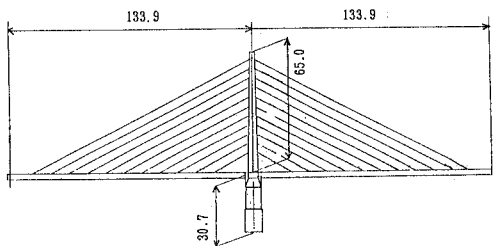


図1 橋梁一般図（単位m）

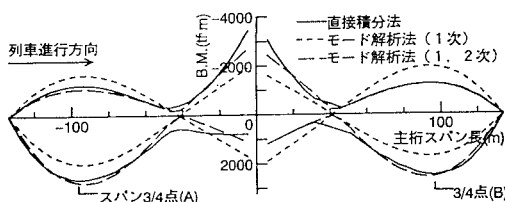


図3 主桁曲げモーメントにおける各振動モードの寄与 (260km/h単線載荷)

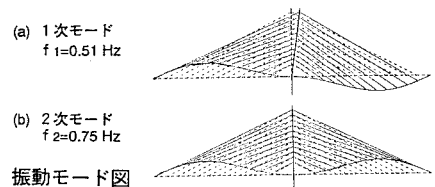


図2 振動モード図

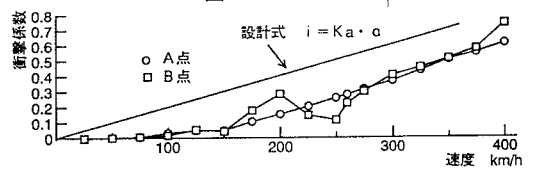


図4 曲げモーメントに対する衝撃係数 スパン3/4点

表1 260km/h走行時の衝撃係数（解析）

項目	主桁		主塔		斜材	
	桁端	スパン3/4	剛結部	剛結部	基礎	外側から7本目
曲げモーメント	—	0.281	0.196	0.454	0.474	—
せん断力	0.108	—	0.016	0.449	—	—
軸力	—	0.251	0.133	0.145	0.095	0.146

4. 列車走行性 走行性の検討では、構造物をはり要素・トラス要素による立体骨組とし、列車は各車両23自由度を有し、非線形バネを含むバネ・マス系車両モデル(12車両編成)を用いて、モード解析法を非線形問題に適用した方法²⁾により解析を行った。

列車走行性は、通常、走行安全性と乗心地の両面から検討される。ここでは、走行安全性については輪重減少率(負の輪重変動率)により、乗心地については客室に生じる鉛直方向加速度により評価した。

列車が260km/hで走行した場合、車両の応答値が最大となるのは9両目であった。図6に9両目の第2車軸の鉛直変位を、図7に9両目の第2車軸・左車輪の輪重変動率を、図8に9両目の前車心ざら位置での客室の鉛直方向加速度を示す。(図5参照)

図6～8を比較すると、輪重変動率と車体加速度の絶対最大値は、進出側スパン端部に生じる角折れ部で生じていることが分かる。他の車両についても同様の傾向が見られることから、列車走行性の支配的な要因は、橋梁端部の角折れであるといえる。

図7と8を比較すると、2つの振動波形はほぼ相似形であることが分かる。車体質量に車体加速度の最大値を掛けて輪重変動率を求めると11.0%となり、解析値10.3%にかなり近い値が得られる。従って輪重変動は車体の振動により生じており、台車および車軸の振動による影響は極めて小さいといえる。

また、両波形の最大値付近での振動数は1.0Hz前後であり、車体上下動の固有振動数と一致している。

これらの解析値と従来から用いられてきた制限値・基準値とを比較した場合、輪重減少率は、制限値であるA限度(28.1%以内)を満足しており、乗心地も、基準値であるJane wayの乗心地係数1.5(1.0Hzの振動に対しては 2.94m/s^2 以内)を満たしている。

将来の速度向上を考慮した場合、速度の増加とともに主桁の変形が大きくなり、車両の応答も大きくなることが予想される。しかしながら主桁の応答は車両振動の影響が小さいために軸重にほぼ比例して生じ、その結果、車両の応答も概ね軸重に比例した現象となるため、高速化を目的とした軽量化車両を用いることにより設計速度を超える高速領域でも十分な走行性を確保できると考えられる。

5. まとめ (1) 斜張橋の各部材毎に衝撃係数を算定し、断面力を支配する振動モードを明らかにした。(2) 斜張橋上の列車走行性を支配する要因が橋梁の端部に生じる角折れであることを明らかにし、走行安全性、乗心地ともに制限値・基準値を満たすことを確認した。

参考文献 [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、1992.11. [2] 涌井一、松本信之、田辺誠：鉄道車両と構造物の動的相互作用解析法に関する研究—力学モデルと実用解析法—、鉄道総研報告、第7巻、第4号、pp.11～20、1993.4.

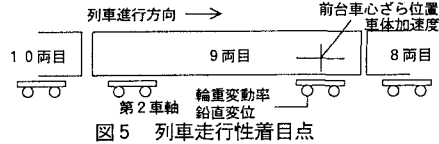


図5 列車走行性着目点

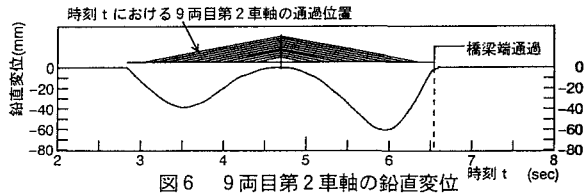


図6 9両目第2車軸の鉛直変位

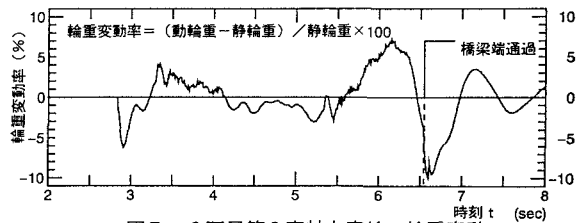


図7 9両目第2車軸左車輪の輪重変動

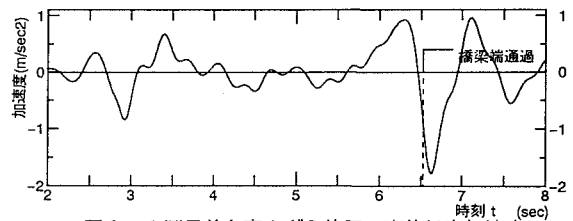


図8 9両目前車心ざら位置の車体鉛直加速度