

鉄道PCエクストラードズド橋の剛性評価

○鉄道総研 正 曾我部 正道 鉄道・運輸機構 正 下津 達也 鉄道総研 正 後藤 恵一
 鉄道・運輸機構 正 進藤 良則 鉄道総研 正 渡辺 勉 鉄道総研 正 松岡 弘大

1. 目的 PCエクストラードズド橋は、合理的で経済的な長大橋梁の構造形式として、近年、道路橋で多用されており、既に鉄道橋においてもスパン長 100m 程度のもので幾つか建設されている。このような鉄道長大橋梁の設計においては、車両の平滑な走行の観点から完成・営業時の実際のたわみ量を適切に予測しておくことが重要となる。しかしながら当該構造形式については、設計と測定たわみの差異を十分に検証した事例が少ない。以上のような背景から本研究では、検証データの蓄積を目的として、4 径間連続 PC エクストラードズド橋を対象に、数値解析により設計と実測たわみに関する差異の発生要因を分析することとした。

2. 検討方法 (1)解析方法 図-1 に 4 径間連続 PC エクストラードズド橋(橋長 428m, スパン長 85+128+128+85m)の形状寸法を示す。本橋梁は複線橋梁であり、主桁は 2 室箱形断面で主塔から 2 面吊りされおり、P1, P5 橋脚はすべり支承を用いた単純支持可動、P2, P4 橋脚はダンパ式ストッパを用いた単純支持可動、P3 橋脚はダンパ式ストッパを用いた単純支持固定となっている。

図-2 に橋梁及び軌道の解析モデルを示す。主桁、橋脚は全て梁要素でモデル化した。これらの剛性は何れも線形とした。斜材はトラス要素でモデル化した。斜材の定着位置までは剛な梁を設けて主桁と連結した。主桁、主塔、橋脚の接合部には、各部材ごとに適切な剛域を考慮した。車両走行は、車輪の走行面、即ちレール頭頂面の線路方向の曲率の影響を受けるため、本研究では、図中に示すように軌道構造についてもモデル化した。橋梁の減衰定数は 1.0%とした。総節点数は 4905、総要素数は 6889 となった。

図-3 に車両の解析モデルを示す。車両の解析モデルは、車体、台車、輪軸を剛体と仮定し、ばねとダンパで構成して構成した。実車では、各構成要素間に相対変位抑制のためのストッパが設けられている。このため、ばねはバイリニア型の非線形ばねとした。車両は軸重 111kN の 25m 車両 12 両編成とした。本研究では、車輪を一定勾配の円錐踏面と鉛直フランジで表した鉛直フランジモデルでモデル化した。鉛直方向には Hertz の接触ばねを、水平方向には線形クリープ則とレール小返りばねを用いて、車輪とレール間の相互作用力を算出した。

(2)測定方法 測定は、第 1 スパンにリング式変位計 OU-10CT(容量 20mm)を、P1, P2 に支点沈下計 CDP-10B を用い、動ひずみアンプ DA-37A, A/D 変換機 AL-1680AY を介してノートパソコンに収録した。サンプリング周波数は 200Hz とした。停車駅近くの橋梁であるため車両の通過速度は 80~90km/h であった。

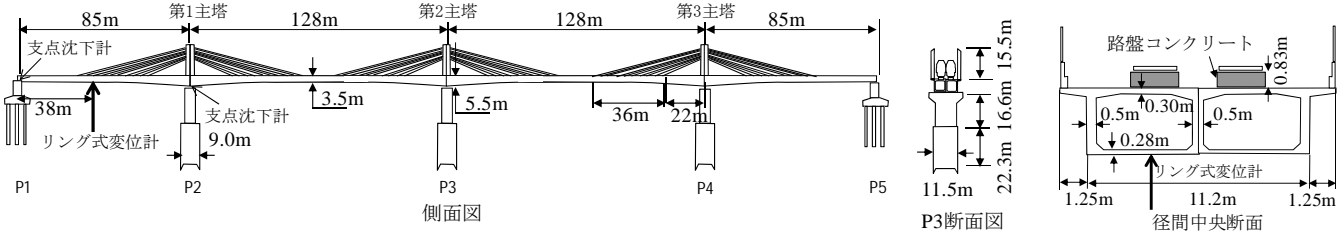


図-1 解析対象橋梁の形状寸法

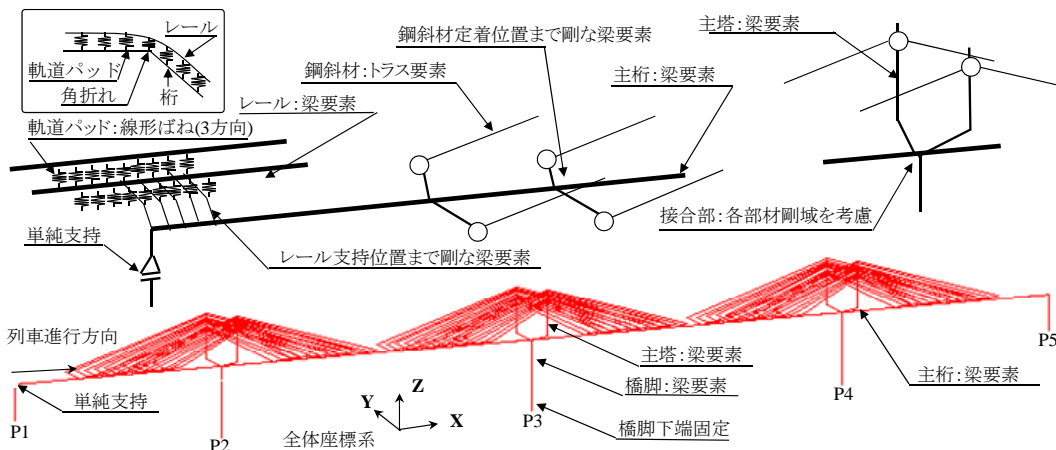


図-2 橋梁及び軌道の解析モデル

設計条件	
列車荷重	P-16
軌道構造	スラブ軌道
線路本数	複線
主桁	
呼び強度	40N/mm ²
断面2次	23.1~159m ⁴
主塔	
呼び強度	30N/mm ²
断面2次	5.4~7.7m ⁴
橋脚	
呼び強度	27N/mm ²
断面2次	13.5m ⁴ (P1,P5) 145.6m ⁴ (P2-P4)
斜材	
材質	SWPR7BL
種類	27S15.2B 10段
付加死荷重等	
分布荷重	185kN/m
集中荷重	16515kN

キーワード 列車走行性, PC エクストラードズド橋, 動的相互作用解析, 剛性評価, 固有振動数, 減衰定数
 連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 (公財)鉄道総合技術研究所 総務部人事

TEL 042-573-7290

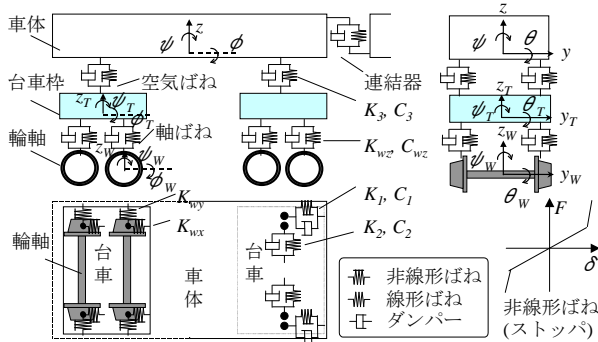
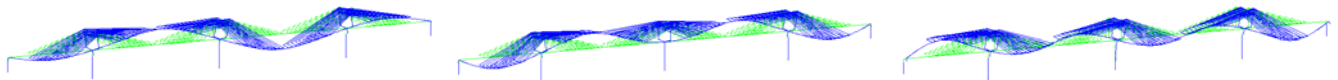


図-3 車両の解析モデル

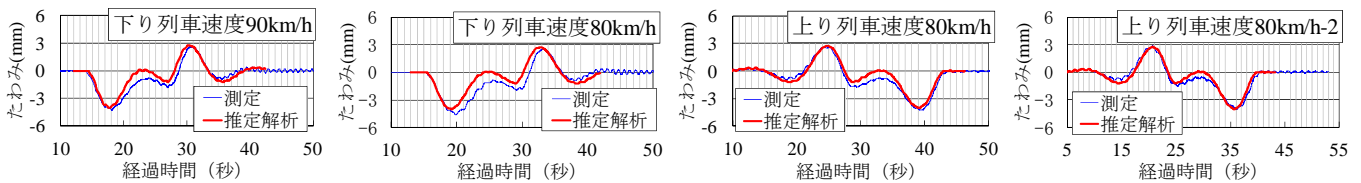
表-1 1次固有振動数による換算剛性倍率とその要因推定

	弾性係数 (kN/mm ²)		断面2次モーメント (m ⁴)		固有振動数 (Hz)	剛性倍率	
	主桁	主塔	主桁	主塔		合計	個別
設計剛性	31	28	23.1	7.7	0.50	1.00	1.00
コンクリート強度 (ヤング係数)	35	31	23.1	7.7	0.53	1.12	1.12
+ 路盤コンクリート剛性	35	31	33.0	7.7	0.63	1.59	1.41
+ P2,P4支点 線路方向拘束	35	31	33.0	7.7	0.70	1.96	1.23
+ 鋼材を考慮	35	31	34.5	9.0	0.72	2.04	1.04
推定剛性 (測定値から推定)					0.78	2.43	1.19



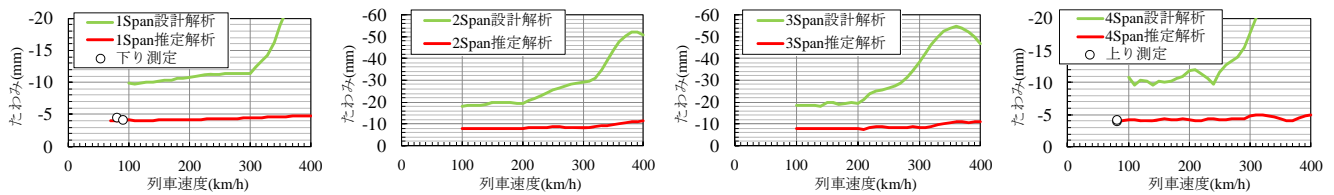
(a) 逆対称1次 設計0.50Hz 推定0.78Hz (b) 対称1次 設計0.78Hz 推定1.20Hz (c) 逆対称2次 設計0.78Hz 推定1.43Hz

図-4 設計剛性及び推定剛性に基づく振動モード解析結果



(a)下り列車速度 90km/h (b)下り列車速度 80km/h (c)上り列車速度 80km/h (d)上り列車速度 80km/h-2

図-5 時刻歴波形の例



(a) 第1スパン (b) 第2スパン (c) 第3スパン (d) 第4スパン

図-6 列車速度と構造物の応答の関係

3. 検討結果 (1)固有振動数 表-1 に 1 次固有振動数による換算剛性倍率とその要因推定の結果を示す。図-4 に設計剛性及び推定剛性に基づく振動モードの解析結果を示す。残留変位の FFT より求められる固有振動数は 0.78Hz, 換算された剛性倍率は 2.4 倍である。数値解析により設計と測定とで剛性に差が生じた要因を分析すると、コンクリート強度の実態を踏まえたヤング係数の割増²⁾の影響が 1.1 倍、路盤コンクリート (図-1 参照) 等の非構造物材の影響が 1.4 倍、P2, P4 のダンパ式ストッパの支点拘束の影響が 1.2 倍、PC 鋼材・鉄筋の影響が 1.04 倍と推定される。P2, P4 橋脚はダンパ式ストッパを用いた単純支持可動であるが載荷速度を考慮すると実態は固定に近いと推定される。その他の要因としては測定誤差等が考えられるが、本検討では、測定データが限られているため現象説明には限界がある。なお残留波形の FFT 形状より求めた減衰定数は 0.88% であった。

(2)時刻歴波形 図-5 に時刻歴波形の例を示す。たわみの測定結果と推定剛性を用いた解析結果とは良く一致しており、列車速度が低いことから静的な剛性や解析モデルの仮定が概ね妥当であることが分かる。

(3)列車速度と構造物の応答 図-6 に列車速度と構造物の応答の関係を示す。設計剛性による数値解析では列車速度 200km/h 以上で動的な応答が増し、300km/h 以上で大きな共振が生じる結果となっている。一方、推定解析による数値解析では、固有振動数の向上に伴う共振ピークのシフトにより高速域まで共振は発生していないことが分かる。

4. まとめ 測定事例の少ない 4 径間連続鉄道 PC エクストラドーズド橋について検討を行った。①設計剛性と測定剛性で差異が生じる要因は、路盤コンクリートの影響が最も大きいと推定される。②測定結果と推定剛性を用いたたわみの解析結果は概ね一致した。③実橋では共振ピークのシフトにより共振は生じないと推定される。

参考文献 1) Masamichi SOGABE, Tsutomu WATANABE, Keiichi GOTO, Munemasa TOKUNAGA, Makoto KANAMORI and Shinichi TAMAI : Performance Verification for Railway Extradosed Bridges by Dynamic Interaction Analysis, Eurodyn 2014 2) 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.