

新名神高速道路 信楽川橋 (仮称) の計画・設計

八千代エンジニアリング(株) 正会員 ○池田 優雄
 西日本高速道路(株) 正会員 大城 壮司
 西日本高速道路(株) 茅原 周平
 八千代エンジニアリング(株) 正会員 横田 敏広

キーワード：異種混合桁構造，張出し架設，高強度材料

1. はじめに

新名神高速道路の信楽川橋 (仮称) は滋賀県の山岳部に位置し、国道および一級河川を横過する張出し架設工法によるPRC5径間連続ラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋である (上・下線)。特に下り線では最大支間長180m、隣接側径間長68.5mと支間バランスが悪く、従来計画では最大張出し長が100mを超えるなど主桁および波形鋼板の構造成立に課題があった。本稿では、側径間にコンクリートウェブ構造の採用、高強度材料の適用など、既往の適用支間長を超える波形鋼板ウェブ橋について、橋梁計画を中心に上部工基本設計および耐震設計の概要を報告するものである。

2. 橋梁概要

本橋の橋梁諸元を表-1に、主桁断面図および橋梁一般図を図-1、図-2に示す。本橋は暫定4車線供用であり、完成幅員に対する拡幅量は片側1.5m程度であるため、将来完成系はストラット構造によることで合理的な床版拡幅と暫定系の主桁断面の縮小を図っている。また、架橋地は山岳部に位置し、橋脚高が35mから97mまで変化する。橋梁形式は将来拡幅への対応と適用支間を考慮し、張出し架設によるPRC波形鋼板ウェブ箱桁構造を採用した。

表-1 信楽川橋 (仮称) 橋梁諸元

路線名	新名神高速道路 (近畿自動車道 名古屋神戸線)
橋名	信楽川橋 (仮称)
所在地	滋賀県大津市大石東町
道路規格	第1種第2級B規格 (暫定4車線), 第1種第1級A規格 (完成6車線)
構造形式	(上り線) PRC5径間連続ラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋 (下り線) PRC5径間連続ラーメン混合桁橋 (波形鋼板+箱桁)
橋長	(上り線) 608.6m, (下り線) 664.6m
支間割	(上り線) 84.5m+155.0m+150.0m+130.0m+84.5m (下り線) 86.5m+160.0m+165.0m+180.0m+68.5m (上り線) R=∞ ~ A=1000 ~ R=3000
平面線形	(下り線) A=1200 ~ R=2990.625 ~ R=3000
縦断勾配	i = 1.000%
横断勾配	(上り線) i = 2.500% ~ 4.000% (片勾配) (下り線) i = 1.217% ~ 4.000% (片勾配)
斜角	90° 00' 00"
設計荷重	B活荷重

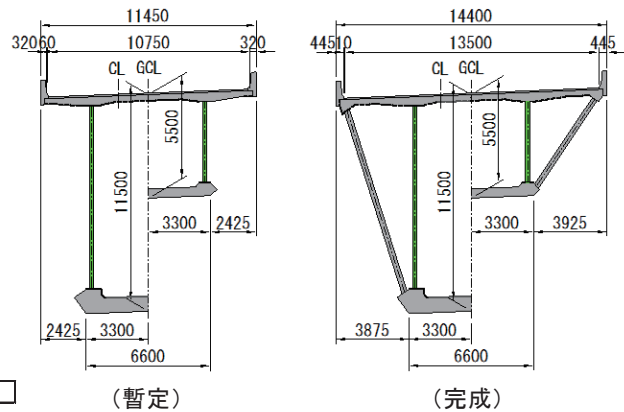


図-1 主桁断面図 (波形鋼板ウェブ最大桁高部)

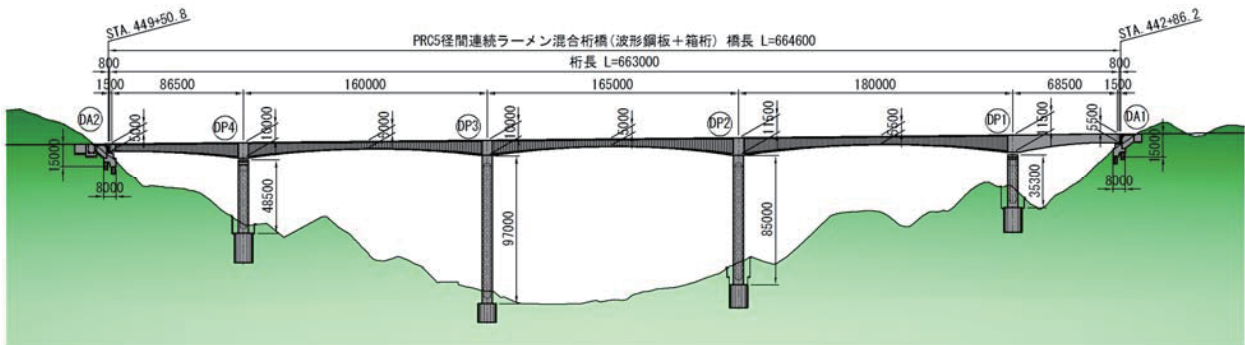


図-2 信楽川橋 (仮称) 下り線 橋梁一般図

橋台位置は、経済性より橋台高を最大高(15.0m)とし最も前出しした位置に計画した。また支間割りりは国道などの交差条件および既往の波形鋼板ウェブ橋の最大支間長実績(179m)を勘案して86.5m+160.0m+165.0m+180.0m+68.5mとした。その結果、第4径間と第5径間との支間長の比が1.00:0.38という極めてアンバランスなものとなっている。

3. 橋梁計画

3.1 アンバランスな支間割りりへの対応

橋梁全長を波形鋼板ウェブ構造とした場合には、張出し架設時にDP1橋脚で2ブロック程度の非対称張出し架設を実施しても、DP2橋脚からの張出し長が100m程度となり、架設時および構造完成系の構造成立が困難であった。また、支間バランスが悪いことから、DA1橋台で負反力が生じる状態であった。よって、第5径間をコンクリートウェブ構造とし、起点側の重量を重くすることで、DP1橋脚からのDP2側の張出し架設長を長くし、DP2橋脚からの張出し架設長を85m程度まで短縮した(図-3)。その結果、架設時および完成系におけるDP2橋脚支点部の設計断面力は28%程度低減し、主桁の構造を成立させるとともに、DA1橋台の負反力を解消することができた。

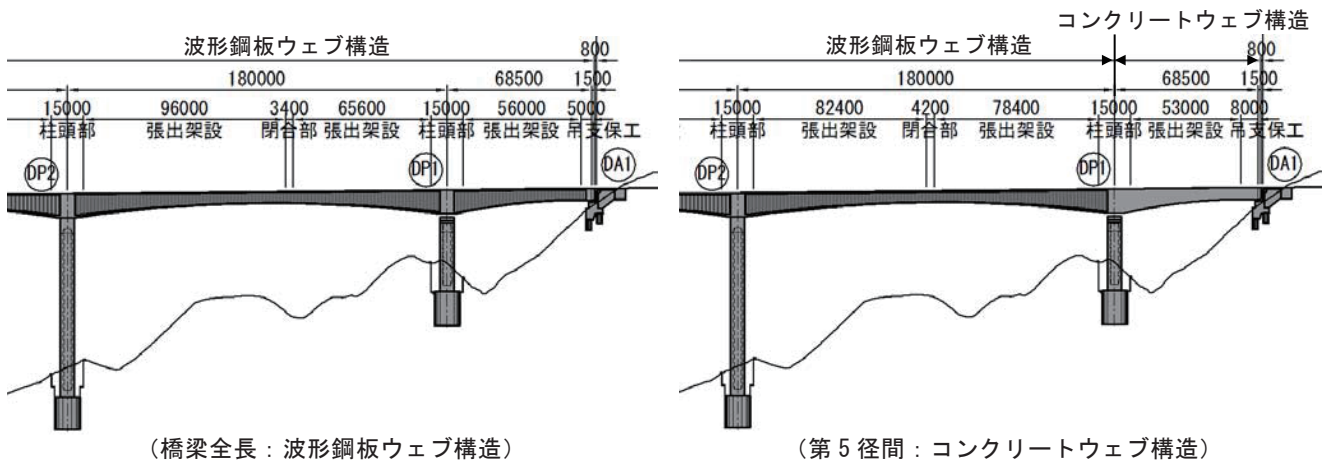


図-3 側径間コンクリートウェブ構造による張出し架設長の改善

3.2 耐震設計

上部工の支持構造については、支承数削減による維持管理性の向上を目的に、端部DP1, DP4低橋脚の剛結化を検討した。図-4に示す通り、橋脚高さを考慮し橋脚天端位置における下部工換算バネ値で比較した場合、DP2, DP3橋脚に対してDP4橋脚は7倍程度、DP1橋脚は16倍程度の剛性を有する。これらを剛結橋脚とした場合には、端部橋脚の不静定力の増加、地震時慣性力の増加により橋脚構造の成立が困難となったため、DP1, DP4橋脚には支承構造を採用した。

表-2に、本橋のL1地震時における固有周期および設計水平震度について、DP4橋脚の支持構造(剛結/支承)の比較結果を示す。DP1橋脚に加えてDP4橋脚も支承構造としたことで、特に、橋軸方向については長周期化により、設計水平震度が低減したことが分かる。なお全ての橋脚において、高強度材料としてコンクリートは $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ 、主鉄筋にSD490を採用して断面を縮小し、さらなる長周期化を図っている。

図-5に、最も橋脚高の低いDP1橋脚のみを支承構造、DP2~DP4橋脚を剛結構造とした場合にL2地震時の各橋脚基部に発生する最大応答曲げモーメントを示す。これより、橋脚3基を剛結構造とした場合においても、橋脚高の差により、DP4橋脚にはDP3橋脚の3倍程度の応答値が作用していることが分かる。

図-6に、DP1, DP4橋脚を支承構造とした場合にL2地震時の各橋脚基部に発生する最大応答曲げモーメントを示す。これより、支承構造とした低橋脚と、剛構造とした高橋脚の地震時の応答値に大差がないことがわかる。本橋のような、長大橋梁において1橋脚の負担を過度に上げることなく、橋梁全体の耐震性をバランス良く保つことができ、耐震性に優れる構造であると考えられる。

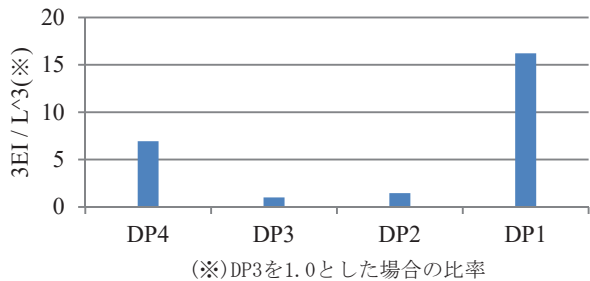


図-4 橋脚天端の水平力に対する換算バネ値

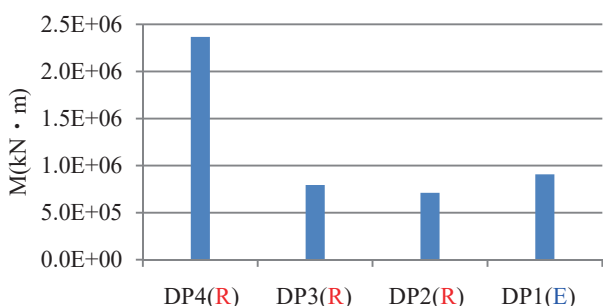


図-5 DP4 剛構造での柱基部の最大応答曲げモーメント (L2 地震時)

表-2 固有周期および設計水平震度 (L1 地震時)

		DP4剛構造 M+R+R+R+E+M	DP4支承構造 M+E+R+R+E+M
固有周期 (s)	橋軸	1.96	3.91
	直角	4.54	5.57
設計水平震度	橋軸	0.14	0.11
	直角	0.10	0.10

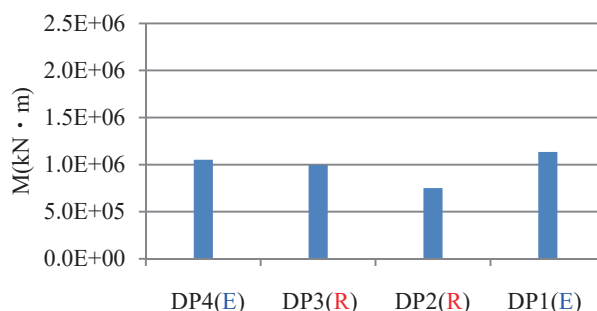
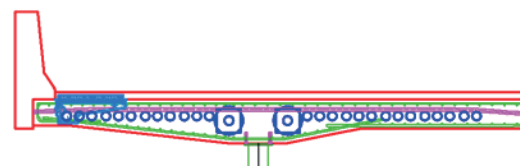


図-6 DP4 支承構造での柱基部の最大応答曲げモーメント (L2 地震時)

3. 3 高強度PC鋼材の採用

本橋の張出し架設長は最大82.4mと長く、張出し架設鋼材を従来強度 (SWPR7BL 12S15.2mm) とした場合には56本の張出し架設鋼材が必要となり床版内での配置は困難となる。また、外ケーブル併用の張出し架設とした場合には、外ケーブルの定着突起を要するため、上部工重量の増加、架設日数の増加が懸念された。このため、張出し架設鋼材には高強度PC鋼材 (SWPR7HT 12S15.7mm) を使用し、床版配置ケーブルのみの張出し架設を可能にした (図-7)。

※12S15.2mm (鋼材必要本数 : 56 本, 配置不可能)



※12S15.7mm (鋼材必要本数 : 46 本)

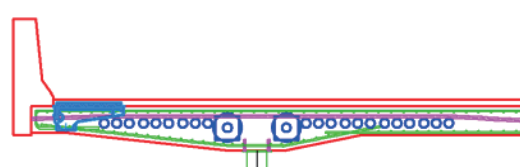


図-7 従来強度および高強度 PC 鋼材での必要本数

3. 4 波型鋼板ウェブの検討

本橋は、既往実績を超える波形鋼板ウェブ箱桁橋となることから、以下の設計方針と構造性を確認することで、波形鋼板ウェブ橋の適用性を確認した。

(1) 波形鋼板の板厚

本橋の波形鋼板はSM490Y材とSM570材とを経済性比較を行い経済的となる材質をブロック毎に選定するものとした。せん断力の小さい支間中央部ではSM490Y材を使用し、せん断力の大きくなる支点部にはSM570材を使用した。また、座屈照査ではSM570材を用いた場合、SM490材よりもせん断座屈パラメータが大きくなる傾向にある。非弾性域を考慮して板厚を設定しているため、座屈パラメータλsを1.0以下となるようにした結果、波型ウェブ高の高い柱頭部近傍においては、SM490Y材を採用した。

(2) 設計せん断力

本橋は、張出し長が既往の実績を超えるため、波形鋼板ウェブおよび接合部構造については既往の類似橋梁の成果との設計せん断力の比較を行い、既往の類似橋梁と同等であることを確認した。

表-3 接合部設計せん断力

橋梁名	鉛直方向 せん断力S (kN/m)	水平方向 せん断力Hv (kN/m)	備考
信楽川橋(下り線)	31,832	2,959	中央支間180m/桁高11.5m
実績-A	29,727	2,790	中央支間179m/桁高11.5m
実績-B	23,872	2,830	中央支間164m/桁高 9.5m, 3室箱桁

上床版接合部構造は一般的な波形鋼板ウェブ橋同様、Twin-PBL接合とした。ただし下床版接合部構造は、斜張橋やエクストラドーズド橋などに適用されるS-PBL接合+スタッド接合を採用した。これは表-3に示すように既往の実績橋よりも水平方向せん断力が大きく作用するため、埋込み接合では構造成立しなかったためである。

4. 設計総括

4. 1 設計結果概要

非線形動的解析については、主桁の曲げ耐力確保および波形鋼板の座屈照査に懸念があったが、主鉄筋の一部にSD490を必要としたものの、波形鋼板、PC鋼材に対して大きな鋼材量の増加や高強度材料の必要性も無く耐震性を確保することができている。これは最大支間部の桁高を5.5m~11.5m、桁高支間比で1/33~1/16と比較的高くした効果であり、張出し架設も上床版内ケーブルのみで対応できたことから、妥当な桁高設定であったと考えられる。

4. 2 詳細設計に向けた課題と最大適用支間

長支間化に対しては、変形の増大に伴う付加曲げ応力の発生、実績を超える波形鋼板のせん断座屈挙動の確認、架設時の上げ越管理や閉合時の桁変形などのさらなる課題が挙げられる。これらの実験やFEM解析を要する項目に関して、基本設計では適切な桁高設定や裏打ちコンクリート、横桁配置などで構造的配慮を実施しているが、詳細設計ではさらなる安全性の検証が必要となる。上記の想定課題に加えて、本橋のPC鋼材配置本数や波形鋼板の寸法などを踏まえると、本橋の様な180m級の支間長に対しては、エクストラドーズド橋の方が構造的・施工性などで合理的であると考えられる。しかし上下線分離構造であり、将来の床版拡幅を考慮すると、暫定系でのエクストラドーズド橋の採用は困難であった。従来箱桁形式の採用にあたっては、本橋が波形鋼板ウェブ橋の最大適用支間に近いと推定される。

5. おわりに

完成すれば世界最大支間の波形鋼板ウェブ箱桁橋となる本橋の設計に際し、波形鋼板ウェブ橋の計画と上部工基本設計成果を中心に報告した。本報告が今後、同様な橋梁の設計の役に立てば幸いである。最後に、本稿の作成にあたり、PC橋の新技术・新工法に取り組んできた諸先輩方々に深く感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 横田・佐溝・橋・上杉 新名神高速道路 安威川橋の計画と設計, プレストレストコンクリート工学会, 第23回シンポジウム論文集 2014, 10
- 2) 横田・畔柳・矢田・上杉 新東名高速道路 豊田巴川橋の計画と設計, プレストレストコンクリート技術協会, 第18回シンポジウム論文集 2009, 10