

栗谷川橋の断面変形に対する設計法と載荷試験による検証

㈱富士ピー・エス 技術本部設計部 正会員 ○篠原 貴
 日本道路公団 中国支社 津山工事事務所 下村 勝敏
 日本道路公団 中国支社 津山工事事務所 西野 温
 ㈱富士ピー・エス 福岡支店工務部 正会員 桑原 安男

1. はじめに

栗谷川橋は、米子自動車道の4車線化工事の一環として4径間連続波形鋼板ウェブPC箱桁橋にて全外ケーブル方式の張出し架設工法により建設された。本橋の特徴として、橋梁区間の平面曲率が $R=700\text{m}$ であり、JH内での施工実績では最小の平面曲率であった。コンクリートウェブ橋に比べねじり剛性の小さい波形鋼板ウェブ橋を曲線橋へ対応した場合、断面変形の影響によるそり応力や付加ねじりモーメントの発生が大きくなることが予想された。ここでは、設計時点での断面形式の選定方針、断面変形に対する設計手法、裏打ちコンクリート区間の設定および実橋における載荷試験による検証結果について報告するものである。

2. 断面変形による影響

偏心荷重の分配を図-1に示す。コンクリートウェブの場合、ずり荷重による影響は、設計上無視できる範囲内と考えられているが、ねじり剛性が小さい波形鋼板ウェブの場合、ずり荷重は純ねじり荷重とそりねじり荷重に再分解され、断面内にひし形状の変形を発生させる。

既存の設計方法では、ねじり常数の算定は、道示に示された鋼薄肉閉断面はりの単純ねじり理論により算出された

式を上下のコンクリートフランジの影響を考慮した修正式により算出する。

断面変形に対する設計は、基本的に変形を小さく抑えるために対傾構や中間隔壁を多く配置するが、この解析方法としては、中間隔壁をバネ常数により評価したBEAMアナロジー（弾性支承上のはり）にずり荷重を載荷させ発生する断面力（そり応力、付加ねじりモーメント）に対して補強する解析手法が一般的である。

しかし、波形鋼板ウェブ橋の実績の中で全外ケーブル方式に対応した断面形式の中には、ねじり常数の算定式や中間隔壁の評価式では考慮されていない部材が存在し、その効果は適切に判定されていない。また、裏打ちコンクリートによる効果も同様である。

3. 断面形式の選定

断面形式の選定では、断面変形による付加応力（そり応力度・せん断応力度）に対しての優位性を確認するために、図-2に示す3タイプの断面形式に対

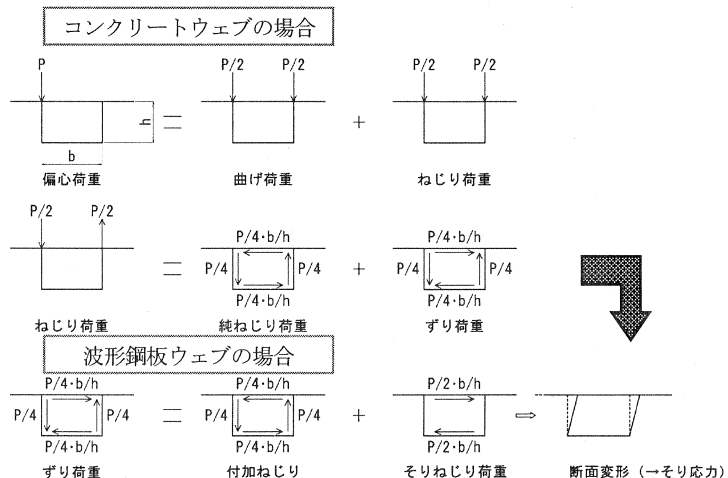


図-1 偏心荷重の分配

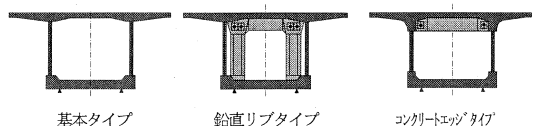


図-2 断面形式

し、表-1に示す隔壁間隔・桁高をパラメーターとした6ケースについてFEM解析を実施した。解析モデルは図-3に示す片持ち梁モデルとし、モデル先端に回転モーメント M_t （下床版において、コンクリートが負担できる平均せん断応力度発生相当）を載荷し、図中の検討位置に発生するそり応力度、せん断応力度に着目した。

表-1 解析パラメーター

	断面タイプ	隔壁	桁高
CASE1	基本タイプ	なし	3.0m
CASE2	鉛直リブ	鉛直9.6m	
CASE3	コナートエッジ	水平4.8m	
CASE4	基本タイプ	なし	6.0m
CASE5	鉛直リブ	鉛直9.6m	
CASE6	コナートエッジ	水平4.8m	

※鉛直9.6m：鉛直リブ間隔9.6m、水平4.8m：水平リブ間隔4.8m

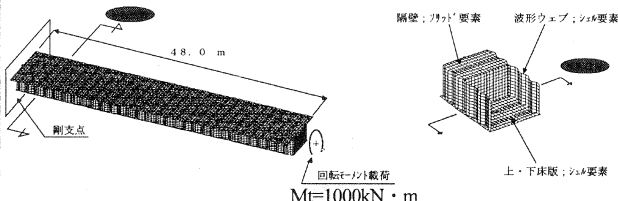


図-3 解析モデル図

解析結果を図-4、図-5に示す。桁高3.0mではコンクリートエッジタイプがそり応力度・せん断応力度に対して優位性があり、桁高が6.0mになると鉛直リブタイプに優位性が確認された。

本橋の桁高は、2次放物線形状で3.0m～6.0mの範囲で変化するため、この結果を決定根拠とするには不十分である。よって最終的な決定根拠としては、2タイプの全橋当りの重量比較により、波形橋のメリットである軽量化がより発揮される鉛直リブタイプを採用することとした。

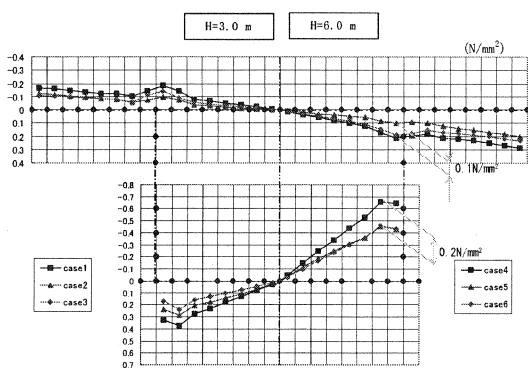


図-4 そり応力度の比較

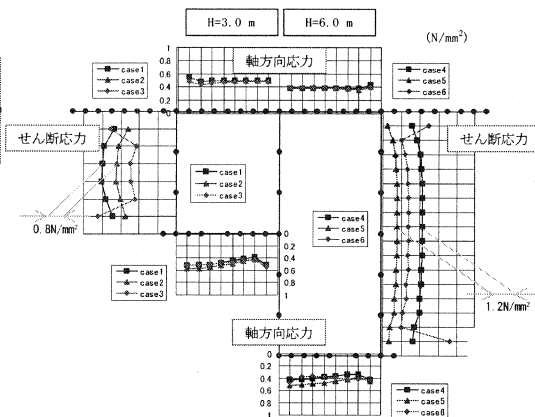


図-5 せん断応力度の比較

4. 裏打ちコンクリート設置区間の検討

波形鋼板ウェブ橋の支点部付近に裏打ちコンクリートを設ける主な目的としては、波形鋼板ウェブの座屈防止、ねじり剛性の向上および支点付近の剛性急変による局部応力の抑制が考えられる。

本橋の設計では、断面変形の影響によるそり応力、せん断応力および局部応力に着目し、裏打ちコンクリートの設置区間を適切に判定する目的で、表-2に示す解析パラメーター

表-2 解析パラメーター

	平面形状	裏打ちコンクリート
case1		6,000 3,000 柱頭部 1BL 裏打ちコンクリートなし
case2		6,000 3,000 柱頭部 1BL 裏打ちコンクリートなし
case3		6,000 3,000 柱頭部 1BL 柱頭部 (12.0m)
case4		6,000 3,000 柱頭部 1BL 柱頭部 + 1BL (18.0m)

により、図-7に示すFEM解析モデルのP2-P3間を抽出した両端固定の1スパンモデルによるFEM解析を行った。載荷荷重は道示に示されたp1、p2活荷重を用い、p1荷重はスパン中央10m区間、p2荷重はスパン全体に主載荷部を構造中心位置に載荷した。

図-6にウェブ上縁側での橋軸方向応力度分布を示す。裏打ちコンクリートの設置は、支点付近での軸方向応力の低減に効果的であることがいえる。また、裏打ちコンクリートの施工区間長の違いにより、曲げ作用による軸方向応力(活荷重のみ)と合成され、局部的に突出した応力が発生するケースがある。この局部応力の発生を小さく抑えるため、CASE4(柱頭部+張出し1BL:約9m程度)の裏打ち区間が適切であると判断した。

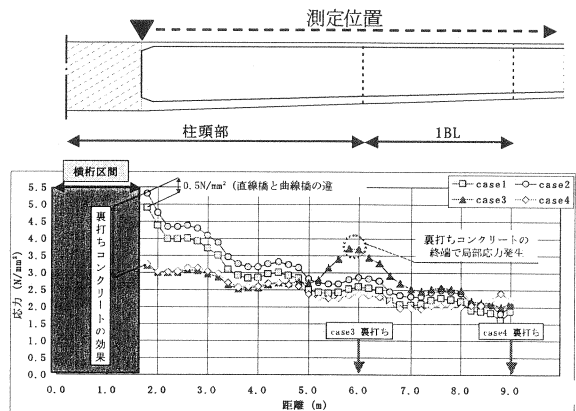


図-6 ウェブ上縁側での橋軸方向応力度分布

5. 許容応力度に対する余裕量の仮定

主桁の設計では、図-7に示す最大スパン部に着目したFEM解析モデル(曲線考慮)により検討した。載荷荷重は道示に示されたp1、p2活荷重を用い、曲線の外側に主載荷荷重を載荷した偏載荷状態とした。また、橋軸方向の載荷位置は、曲げモーメントおよびせん断力に着目しそれぞれ最大となる区間に載荷した。

このモデルにより算出した結果と曲線を考慮した立体骨組モデルにより算出した応力値を比較検討した。この比較値には曲げ作用による影響が含まれているが、付加ねじりやそり応力の影響のみを抽出することは難しい。ただし、最大設計荷重状態を再現した上で、曲げ作用の影響も含めて主桁設計に用いる許容応力度に考慮することにより主桁の安全性は確保できると考えられる。

よって、応力値の比較結果により曲げ応力度とせん断応力度の許容値に対して下記の余裕量を見込む設計とした。

- ① 曲げ応力度の許容値 → 1.0 N/mm²
- ② せん断応力度の許容値 → 10%

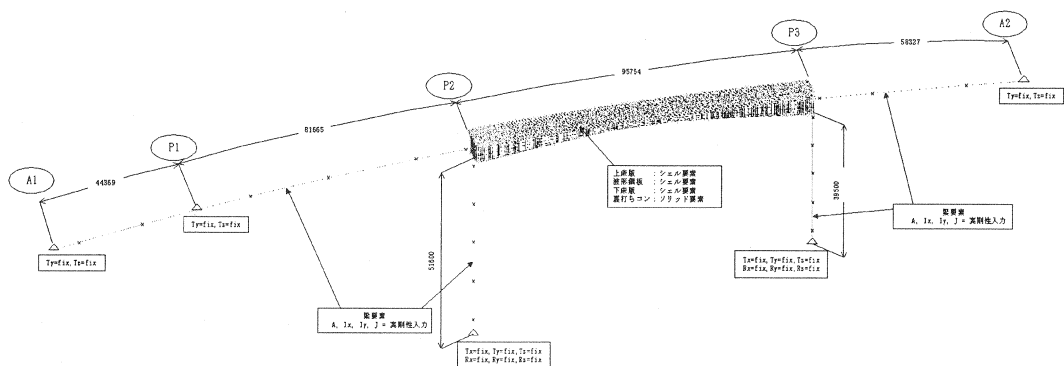
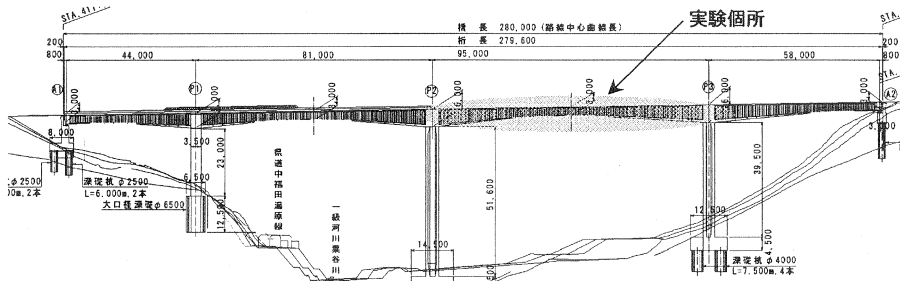


図-7 FEM解析モデル

6. 荷重試験による設計方針の検証

(1) 試験概要

実験は橋体工完成時点での静的荷重試験とし、荷重荷重には、10 t ダンプ車（砕石満載：総重量約20 t）を10台使用した。試験位置は、活荷重作用時にせん断力が最大となる最大支間部のP2～P3区間部とした。



図－8 試験箇所

(2) 荷重

荷重ケースは表－3に示す4ケースとした。

Case-1、Case-4は、設計で想定している曲げ応力、せん断応力の絶対値比較を行うための荷重ケースであり、橋梁の安全性確認とモデルの妥当性を確認するものである。

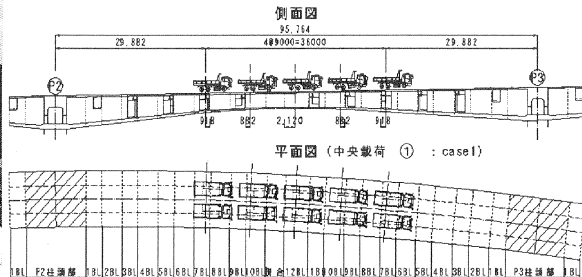
Case-2、Case-3は、せん断応力、そり応力について、裏打ちコンクリートおよび断面形式（鉛直リブタイプ）の効果を確認する荷重ケースである。

表－3 荷重ケース

	荷重方法	荷重位置	ダンプ
Case-1	中央①	支間中央	10台
Case-2	中央②		5台
Case-3	偏		5台
Case-4	中央①	支点付近	10台



図－9 試験状況（偏載荷）



図－10 荷重要領

(3) 試験結果

以下に示す解析値は、図－7に示す最大スパン部に着目したFEM解析モデル（曲線考慮）に表－3に示す荷重ケースの荷重を再現して得られた値である。

① 鉛直たわみ

支間中央での鉛直たわみ値を比較した結果、表－4に示す通りで、-7 %～+3 %の差で推移した。これは、計測誤差や隣接する供用2車線部の振動の影響を考えると、解析が実橋の曲げ剛性を再現しているものと考えられる。

表－4 たわみの比較

	(mm)		
	計測値 ①	解析値 ②	比率 ①/②
Case-1	-18.5	-18.9	98%
Case-2	-9.5	-9.2	103%
Case-3	-8.9	-9.4	95%
Case-4	-11.4	-12.2	93%

② 軸方向応力度

表-5に中央載荷と偏載荷による支点付近の上床版構造中心位置の軸方向応力度を示す。値のオーダーが小さいため比率としては大きい、差としては、各ケースともに解析値が計測値より約0.2N/mm²程度大きくなる傾向が見られ、この結果から、設定した解析モデルは実橋の挙動を安全側で再現できていることが確認できた。

図-11には、偏載荷した時 (Case-5) の支点付近断面で上床版に発生した軸方向応力度を示した。偏載荷によりねじりモーメントが発生するが、支点部の上下床版の軸方向応力度は、解析値と概ね一致していることがわかる。

 表-5 軸方向応力度の比較 (N/mm²)

	計測値 ①	解析値 ②	比率 ①/②	差 ①-②
Case-1	1.0	1.1	91%	-0.1
Case-2	0.4	0.6	67%	-0.2
Case-3	0.5	0.6	83%	-0.1
Case-4	0.7	0.9	78%	-0.2

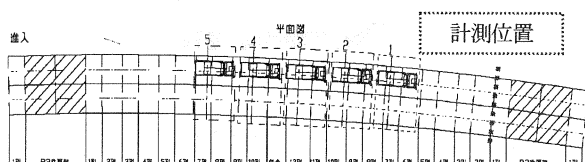
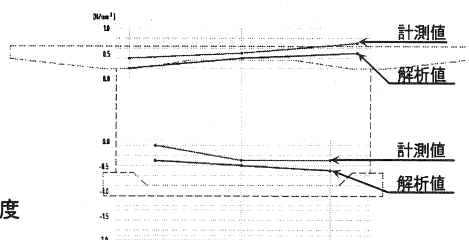


図-11 偏載荷による軸方向応力度



③ 波形鋼板ウェブのせん断応力度

図-12、図-13に中央載荷と偏載荷による波形鋼板ウェブのせん断応力度を示す。中央載荷と比べ偏載荷によるせん断応力度は、載荷側のウェブに大きく発生した。これは、ねじりモーメントにより載荷側ウェブのせん断応力度の分担が大きくなり、反対側のウェブが減少したためと考えられる。このケースにおいても解析値と概ね一致しており、解析の妥当性が確認できた。

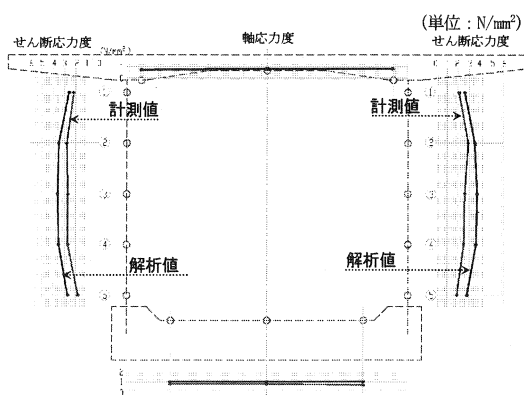


図-12 せん断応力度 (中央載荷)

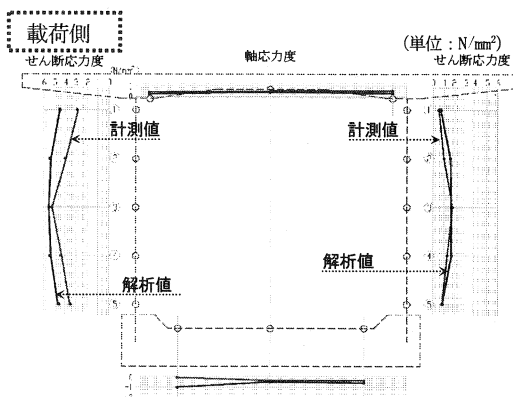


図-13 せん断応力度 (偏載荷)

④ まとめ

計測結果と解析結果を比較した結果、計測値とFEM解析値は概ね一致することが解った。このことから、今回設計に用いたFEM解析は、実現象を適切に評価出来たと考えられる。

7. 曲線橋への波形鋼板ウェブの適用について

今回の設計および実橋載荷試験結果により、今後の曲線橋において波形鋼板ウェブの設計上の対策案を下記に示す。なお、平面曲線はR=700mまでの範囲とする。

（1）ねじり剛性の補強

① 断面形式による断面変形の抑制

鉛直リブタイプとコンクリートエッジタイプによる効果は、桁高3.0m～6.0mの範囲ではほぼ同等であることが確認されたので、いずれかの形式を採用することで断面変形に対する対処となる。

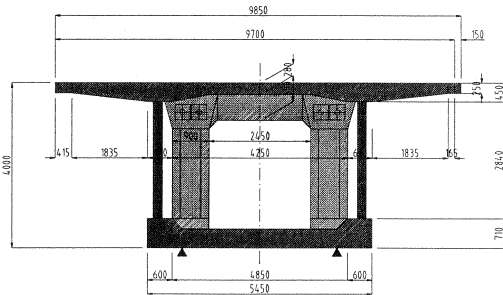


図-14 鉛直リブタイプ

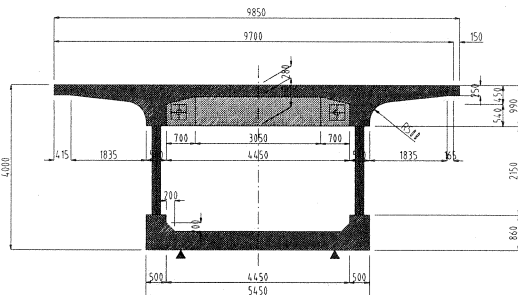


図-15 コンクリートエッジタイプ

② 裏打ちコンクリートによる断面変形およびそり変形の抑制

裏打ちコンクリートによりウェブの曲げ剛性・軸剛性を向上させ、支点部付近のそり応力を低減できる。

（2）付加応力に対する設計

梁理論による設計に対して、上下床版軸方向応力度には活荷重により発生する応力度の20%程度を考慮（1.0 N/mm²の活荷重比率）することにより十分安全側である。ただし、（1）の補強を行うことを原則とする。

8. まとめ

本橋は、平面線形R=700m区間に計画される波形橋であり、ねじり剛性が小さいことによるそり応力や付加ねじりモーメントの過大な発生が懸念されたが、架設ケーブル定着位置に鉛直リブを配置した断面形式や支点部付近の裏打ちコンクリートを設置することにより、上下床版部のそり応力、付加ねじりによるウェブのせん断応力の発生を小さく抑えることができた。

また、そり応力および付加ねじりモーメントに対する設計法として、主桁の曲げ応力度の許容値に対して $\sigma=1.0$ N/mm²、波形鋼板ウェブのせん断応力度に対して10%程度の余裕量を見込む方針とした。この余裕量は、FEM解析により仮定したものであるが、実橋による載荷試験結果との照合により、安全側であることは十分確認できた。

【参考文献】

- 1) 依田・生田：波形鋼板ウェブを用いた合成PC箱桁のねじり特性について、土木学会、構造工学論文集、Vol.39A,pp.1251～1258,1993.3
- 2) 依田・生田：波形鋼板ウェブを用いた合成PC箱桁のねじりと断面変形、土木学会、構造工学論文集、Vol.40A,pp.1381～1388,1994.3
- 3) 上平・立神・本田・園田：波形鋼板を有するPC箱桁橋のせん断及びねじり特性に関する研究、プレストレストコンクリート、Vol.40,No.3,pp.16～25,1998.6
- 4) 上平・新谷・蛭名・園田：波形鋼板ウェブPC箱桁のねじり挙動と隔壁間隔の関係について、プレストレストコンクリート、Vol.41,No.1,pp.38～42,1999.1
- 5) 新井・原田・神山・奥山：勝手川橋（全外ケーブルを用いた波形鋼板ウェブPC橋）の設計・施工、第11回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、複合構造（1）、2001.11