

新名神高速道路 安威川橋

— 長支間波形鋼板ウェブ箱桁橋の設計・施工と振動実験 —

内堀 裕之*1・増田 徹*2・笹尾 雄一*3・小林 邦行*4

新名神高速道路安威川橋は、茨木千提寺IC～高槻JCT・IC間に位置し、一級河川安威川、府道茨木亀岡線を跨ぐ箇所に建設された波形鋼板ウェブ箱桁橋である。構造形式は、上り線がPRC 8径間連続ラーメン混合桁橋（波形鋼板+ PRC 箱桁）、下り線がPRC 5径間連続ラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋である。上り線で179m、下り線で170mの最大支間長を有しており、これに伴い最大桁高は11.5mとなる。本橋は桁橋形式の波形鋼板ウェブ橋として支間長・桁高共に世界最大規模である。これまでの実績を超えるため、設計・施工を行うにあたっては、いくつかの懸念事項があげられた。設計においては、通常の桁高を想定した波形鋼板ウェブ橋に関する過去のさまざまな実験により確認された既往の設計手法が、桁高の高い本橋においても適用可能かという懸念があった。設計における懸念事項の検証として行った、非線形有限変形FEM解析や縮小モデルでのせん断耐力実験について報告を行うとともに、施工においては、ブロック長を6.4mとした急速施工法と施工上の工夫に関して報告する。

桁高が高い波形鋼板ウェブ橋はせん断変形が大きく、振動特性への影響が懸念された。本稿では、橋体完成後に検証のために行った振動実験についても報告する。

キーワード：波形鋼板ウェブ、急速施工、長支間、せん断座屈実験、振動実験

1. はじめに

新名神高速道路安威川橋は、茨木千提寺IC～高槻JCT・IC間に位置し、一級河川安威川、府道茨木亀岡線を跨ぐ箇所に建設された波形鋼板ウェブ箱桁橋である。構造形式は、上り線がPRC 8径間連続ラーメン混合桁橋（波形鋼板+ PRC 箱桁）、下り線がPRC 5径間連続ラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋である。上り線で179m、下り線で170mの最大支間長を有しており、これに伴い最大桁高は11.5mとなる。本橋は、桁橋形式の波形鋼板ウェブ橋として支間長・桁高共に世界最大規模である。波形鋼板ウェブの設計を行うにあたり、桁高の高い本橋において、通常の桁高を想定した実験により確認された既往の設計手法が適用可能かという懸念があった。そこで、非線形有限変形FEM解析と縮小モデルを用いたせん断耐力実験を行い、既往の設計手法の適用性を確認した。

工程短縮が求められた下り線P2橋脚の張出し施工にお

いて、ブロック長を6.4mとした新工法を開発し、急速施工を実現した。また、支間長が長く桁高が高いことにより、施工上の課題として上げ越し管理や部材の設置などが考えられた。橋体完成後には振動実験を実施し、桁高が高く長支間を有する波形鋼板ウェブ橋の振動特性を確認した。

2. 橋梁概要

図-1に橋梁一般図、図-2に断面図を示す。

【工事名】新名神高速道路 安威川橋（PC上部工）工事

【橋長】上り線：636.0m 下り線：545.5m

【支間長】上り線：50.4 + 120.0 + 179.0 + 99.5 + 3@50.0 + 33.9m

下り線：65.4 + 142.0 + 170.0 + 120.5 + 44.4m

【有効幅員】9.760m（暫定系）16.010m（完成系）

【縦断勾配】0.300%～1.900% ↘

【横断勾配】上り線：2.500%～3.027% ↙

下り線：2.500%～2.864% ↙



*1 Hiroyuki UCHIBORI

三井住友建設(株)
技術本部 構造技術部



*2 Toru MASUDA

三井住友建設(株)
土木本部 土木設計部



*3 Yuichi SASAO

三井住友建設(株)
大阪支店 土木部



*4 Kuniyuki KOBAYASHI

三井住友建設(株)
中部支店 土木部

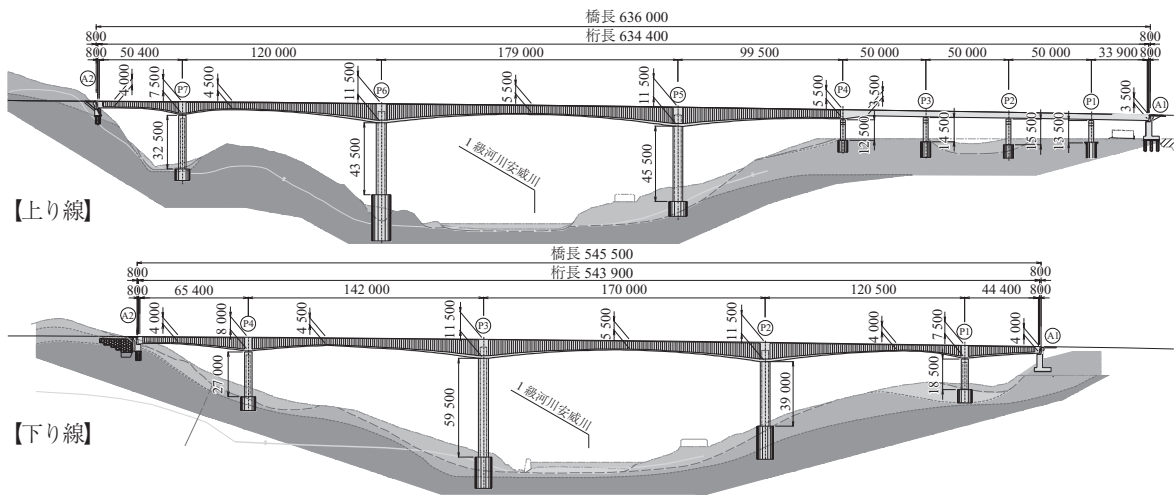


図 - 1 橋梁一般図

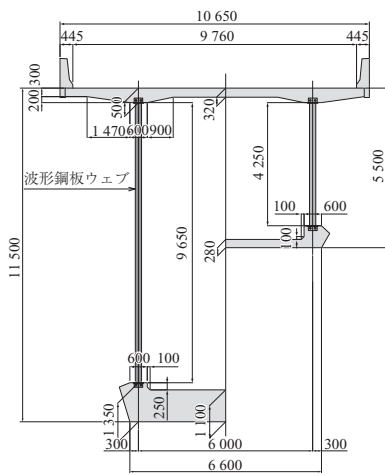


図 - 2 断面図

3. 設計

3.1 せん断に対する検討

(1) 波形鋼板ウェブの設計方法

波形鋼板ウェブ橋は、断面に生じるせん断力をすべて波形鋼板ウェブで負担するものとして、終局荷重時において局部座屈、全体座屈、連成座屈に対して安全となるように

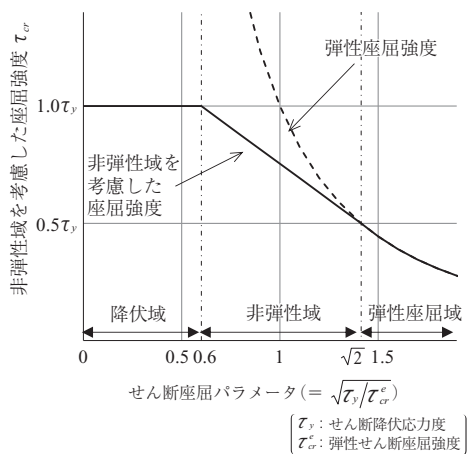


図 - 3 設計座屈強度

設計している。せん断座屈強度は弾性座屈強度とせん断降伏応力度およびそれらを結ぶ非弾性域によって規定されている (図 - 3)。この適用性は通常の桁高を模擬した実験により確認されている¹⁾。

本橋のように桁高の高い波形鋼板ウェブ橋の設計に対して、この設計手法が適用できるか、非線形有限変形 FEM 解析とせん断座屈実験にて確認した。

(2) 非線形有限変形 FEM 解析による検討²⁾

本橋の最大桁高 11.5 m 部分を対象として、非線形 FEM 解析にて座屈に対する安全性の検証を行った (図 - 4)。

柱頭部近傍の死荷重時の応力状態を再現するようモデル先端に荷重を載荷した後、モデルの先端に鉛直下向き荷重を波形鋼板ウェブが座屈するまで漸増荷重した。表 - 1 にせん断耐力の比較を示す。既往の設計方法では、連成座

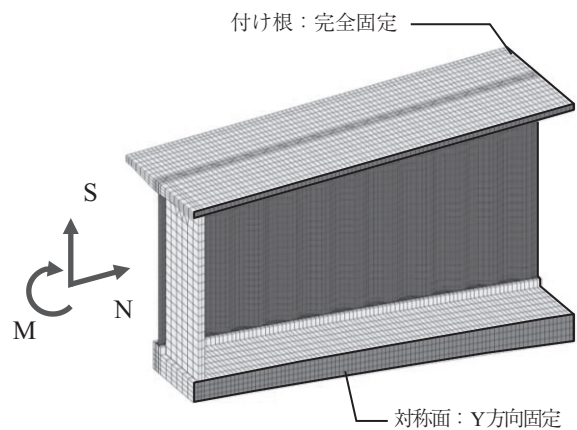


図 - 4 FEM 解析モデル

表 - 1 せん断耐力の比較

		せん断分担率 (%)	せん断耐力 (kN)	解析値との比率
FEM 解析値			82 034	1.00
設計値	連成座屈荷重	100.0	46 870	1.75
	せん断降伏荷重	84.8	79 793	1.03

屈に対して設計されることおよびコンクリート部材が負担するせん断力を耐力に考慮しないため、非線形FEM解析の最大荷重は設計上の耐力の1.75倍となった。せん断降伏荷重は、コンクリートのせん断分担率を考慮することで既往の設計方法を適用しても精度良く算出できることを確認した。

(3) 縮小モデルによる载荷実験³⁾

最大桁高断面を1/4に縮小した供試体に、設計荷重相当および終局荷重相当まで荷重載荷・除荷を行い、その後波形鋼板がせん断座屈するまで載荷した(写真-1, 2)。



写真-1 試験状況



写真-2 試験完了後

実験結果と解析結果の比較を図-5に示す。設計荷重相当(2600kN)および終局荷重相当(4060kN)載荷後に除荷したところ、残留たわみはほとんど見られなかった。解析は、非線形FEM解析とファイバー解析の2種類について行い、非線形FEM解析の挙動は実験値にほぼ一致した。ファイバー解析は、波形鋼板ウェブのせん断分担率を考慮したたわみを加算することで実験結果を良く再現した挙動となった。せん断耐力に関しても非線形FEM解析と実験結果はほぼ一致した。非弾性域を考慮した設計上の終局荷

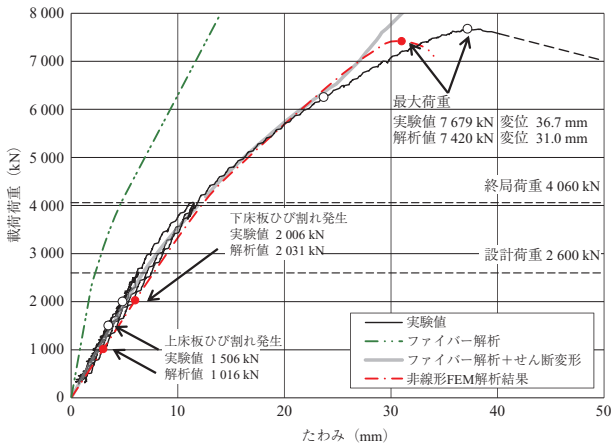


図-5 実験と解析の比較

重に対し、実験の座屈荷重は約1.89倍であり、既往の設計手法で十分に安全性を確保できていることを確認した。

載荷荷重と波形鋼板のせん断分担率の関係を図-6に示す。せん断分担率 β は、式(1)より算出すると73%となる。

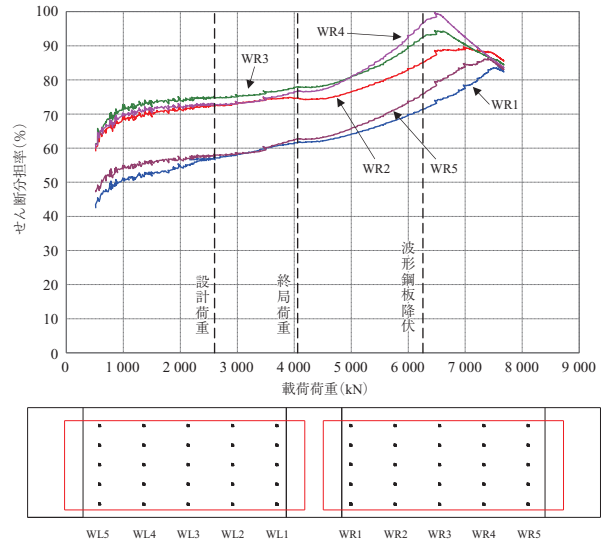


図-6 せん断分担率

$$\beta = \frac{Qh_s}{I} \quad (1)$$

Q : 断面1次モーメント

h_s : 波形鋼板ウェブ高

I : 断面2次モーメント

実験では、せん断分担率はせん断スパン中央付近の波形鋼板において終局荷重までは、70~80%で推移しており、算出値とほぼ一致している。波形鋼板降伏時では、下床版のコンクリートに上下面でひび割れが発生しており、コンクリートがせん断力を負担できなくなるため、波形鋼板ウェブに作用し、せん断分担率が徐々に増加している。上下床版厚に対して波形鋼板ウェブの高さが大きいため、一般的な桁高の波形鋼板ウェブ橋と比較してせん断分担率が大きく、波形鋼板ウェブが降伏ひずみに達したあたりで90%を超えるせん断分担率となった。

設計荷重時および終局荷重時の高さ方向の断面ひずみ分布を図-7に示す。載荷開始を初期値とし、上床版および

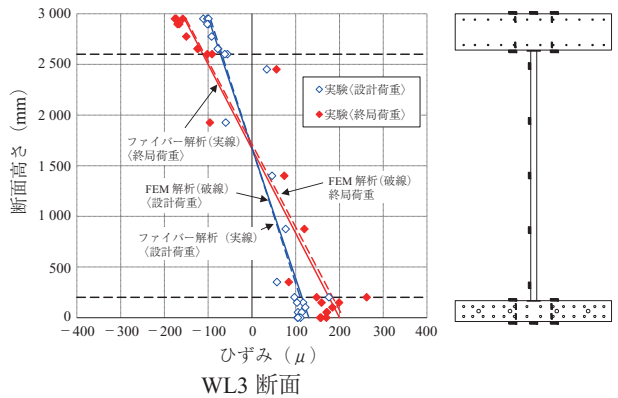


図-7 断面ひずみ分布

び下床版のコンクリート、鉄筋、波形鋼板の橋軸方向のひずみ変化を示している。設計荷重および終局荷重における高さ方向の断面ひずみ分布は、非線形 FEM 解析およびファイバー解析による計算値とほぼ一致し、平面保持が成立することが確認できた。

3.2 張出し架設鋼材について

本橋の張出し架設鋼材は 12S15.7 の高強度 PC 鋼材を使用している。本橋のように支間長が長くなると、張出し架設鋼材の配置が課題となる。張出し架設鋼材は経済性および維持管理性から上床版内に納めるように計画したが、通常強度 PC 鋼材 (12S15.2) では床版内にすべてのケーブルを配置することができなかった。そこで、高強度 PC 鋼材を使用し配置本数を低減した。また、高強度 PC 鋼材の使用に伴い、コンクリート圧縮強度を 40 N/mm² から 50 N/mm² に変更した。

3.3 中間隔壁の曲げ変形に対する検討

本橋は、長大支間であるため発生するせん断力が大きく、また、波形鋼板ウェブ高が高いためせん断変形が大きい。このため、せん断変形に起因する中間隔壁の S 字変形の発生が懸念され、弾性 FEM 解析にてその影響を確認した。

最大張出し箇所となる上り線 P5 張出し部をモデル化し、外ケーブル偏向部隔壁と中間隔壁のそれぞれを着目断面とした。載荷荷重は施工時・完成時のうちもっともせん断力が大きくなるケースで検討し、着目断面のせん断力と上下縁応力を設計値と同程度となるよう片持ち梁の先端に断面力を載荷した。解析の結果、隔壁が S 字形に変形し、隔壁の上縁および下縁に曲げ応力の発生がみられた。発生応力に対して補強鉄筋を配置した (図 - 8)。

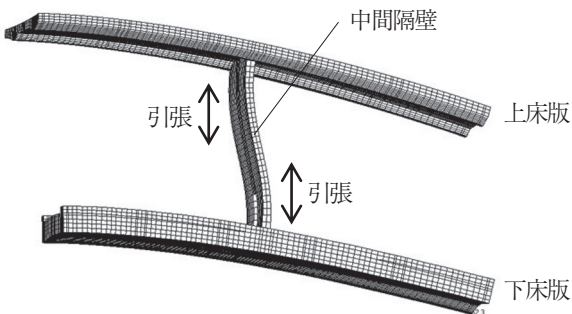


図 - 8 変形図

4. 張出し架設工法について

4.1 工法の採用について⁴⁾

本橋の波形鋼板ウェブ区間は、全体工程の関係からブロック長を 4.8 m 一律とした急速施工法とブロック長を 6.4 m とした急速施工法の 2 種類の張出し架設工法によって施工を行った。架設工法ごとのブロック割りを図 - 9 に示す。ブロック長を一律 4.8 m とする工法を本橋における標準工法として採用し、ブロック数を削減して工程短縮を狙った。これにより、従来工法の 20 BL に対して 16 BL へブロック数を削減できた。さらに、工程上クリティカルとなる下り線 P2 張出しにおいてはさらなる工程短縮を狙い、ブロック長を 6.4 m とする新工法を採用した。その結果、1 張出

しあたり 20 BL から 12 BL へ大幅なブロック数の削減が可能となった。

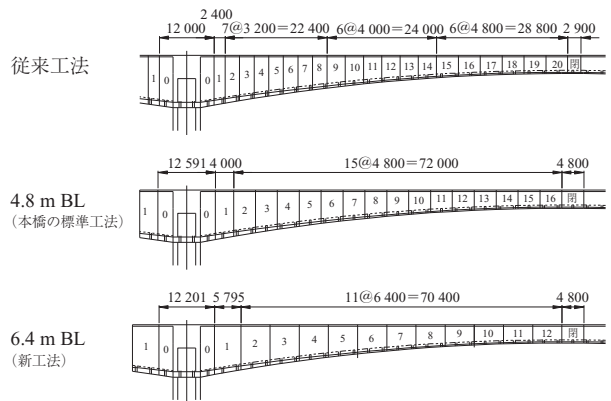


図 - 9 張出し部のブロック割り (下り線 P2 で比較)

4.2 4.8 m ブロックでの急速施工方法 (標準工法)

本工法は、東九州自動車道菱田川橋の施工において初めて採用された架設工法であり、次の 2 つの特徴がある (図 - 10)。

- ① コンクリートウェブ PC 箱桁橋の張出し架設で使用する一般型移動作業車の施工が可能
- ② 下床版コンクリートの重量を波形鋼板が支持するため、施工ブロック長を長くすることが可能

本工法では、下床版コンクリートは波形鋼板に設置しているブラケットから支持されるが、ブラケットの設置位置は形状保持材とブラケット材を考慮した FEM 解析によって検討した。下床版から比較的高い位置にブラケットを設置した方が局部応力が小さくなる傾向であったが、施工性を考慮して下フランジから 1.5 m の位置に決定した。ブラケットは波形鋼板ウェブをボルト接合するボルト孔に取り付けた。

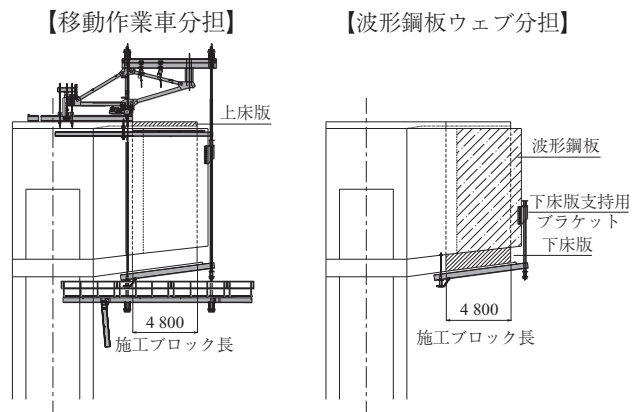


図 - 10 標準工法 (4.8 m BL) の概要

4.3 6.4 m ブロックでの急速施工方法 (新工法)³⁾

新工法の概要を図 - 11 に示す。

新工法では、移動作業車は、先行架設した波形鋼板に前方の支柱が載り、後方の支柱は既設のコンクリート上に載せる。移動作業車の直下でブロック長 6.4 m の上下床版コンクリートを打設して張出し架設を進めるため、移動作業

車に打設時の転倒モーメントが作用しない。本工法は、本橋で初めて採用される工法である。作業車の構造が簡素化されるため作業車の大型化が図れ、ブロック長を6.4 mまで伸ばすことができ、ブロック数の削減に寄与している。

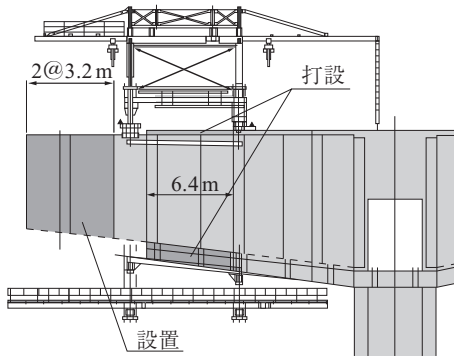


図 - 11 新工法 (6.4 m BL) の概要

一方、新工法ではブロック数が少ないため、張出し架設鋼材 (12S15.7) の定着本数が1ウェブあたり中間床版側に2本必要となる箇所がある (図 - 12)。そのため、中間床版の断面形状を変更した。

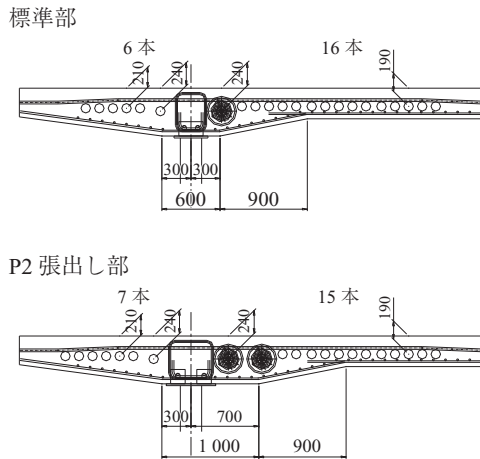


図 - 12 中間床版の断面形状

また、床版に高強度PC鋼材を集中的に配置するため、この部分の切り出しモデルによるFEM解析および確認実験 (写真 - 3) を行った。表面の応力の確認および定着部前面に発生する引張力に対して鉄筋で補強を行った。

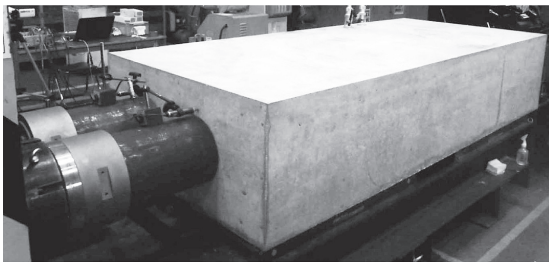


写真 - 3 高強度PC鋼材集中配置補強確認実験状況

波形鋼板ウェブのフランジについては、移動作業車の前輪をフランジ上に載せるため、フランジにレールとしての

機能を持たせるとともに、移動作業車の荷重やコンクリート打設時の荷重に抵抗できるようフランジ寸法を決定した。コンクリート打設時にフランジの自由突出部に移動作業車のジャッキ反力が作用するため、上フランジの下側に鋼板で補強を行い架設時の安全性を確保した (写真 - 4)。

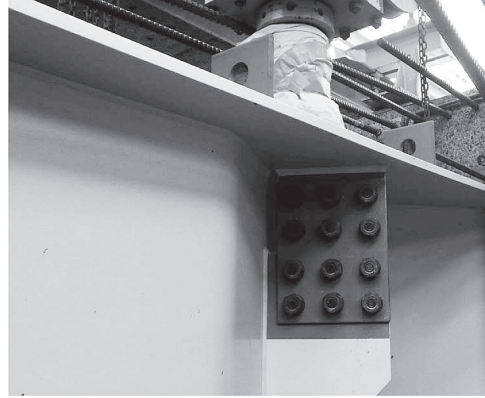


写真 - 4 フランジ補強プレート写真

4.4 施工サイクル

本橋の張出し架設における本橋の標準工法 (4.8 m BL工法) と新工法 (6.4 m BL工法) のサイクル工程を図 - 13 に示す。1サイクルに要する施工日数は標準工法では実働10.5日、新工法では12日であった。

その結果、下り線P2橋脚の張出し架設では、実働で約25日の工程短縮となった。

工程	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
新工法	移動作業車移動											
	波形鋼板架設											
	下床版型枠組立て											
	下床版鉄筋・PC組立て											
	上床版型枠組立て											
	上床版鉄筋・PC組立て・緊張											
コンクリート打設・養生												
標準工法	移動作業車移動											
	波形鋼板架設											
	下床版型枠組立て											
	下床版鉄筋・PC組立て											
	上床版型枠組立て											
	上床版鉄筋・PC組立て・緊張											
コンクリート打設・養生												

図 - 13 サイクル工程比較

5. 施 工

5.1 波形鋼板ウェブの設置

波形鋼板ウェブの最大高さ9.6 mに対して、移動作業車内の作業空間は橋面から4 m程度のため、上フランジのみを吊り上げる方法では波形鋼板ウェブを設置できない。そのため、後方上側2箇所と前方の下側の計3箇所を吊り下げ、それぞれの吊長さを調整しながら波形鋼板ウェブを回転させるようにして所定の位置に設置する方法を採用した (写真 - 5)。

5.2 上げ越し管理・橋軸方向の長さ管理

波形鋼板ウェブの接合にはボルト接合を採用した。支承をポストスライドするため、波形鋼板の製作時において、橋軸方向の長さについてはポストスライド量を考慮した。

通常の波形鋼板ウェブ橋では、各ブロックにおいてボル

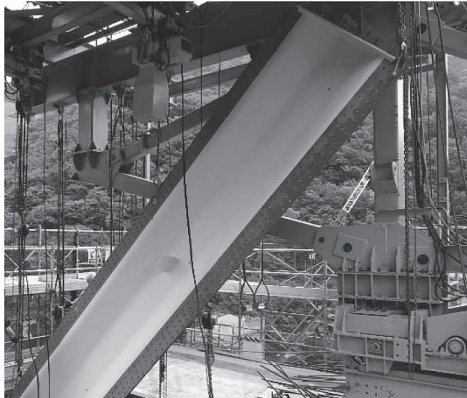


写真 - 5 波形鋼板ウェブ設置状況

トの拡大孔の余裕を利用して先端の高さの微調整を行っているが、本橋では桁高が大きいため、拡大孔の余裕量では十分調整できない可能性があった。

また、支間長が長い波形鋼板の接合箇所が多いことにより誤差が累積し、閉合パネルのみで大きな調整をしなければならない可能性があった。

そこで、本橋では図 - 14 に示すように 6 BL を目安に調整ブロックを設け、架設時に現場測量を反映して孔開けと切断を行えるように計画した。その結果、長支間長の箇所においても長さ方向にも高さ方向にも調整が可能であり、上げ越し管理において、確実に規格値を満足することができた (図 - 15)。

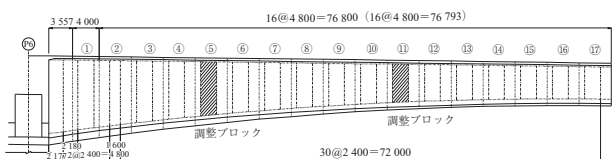


図 - 14 波形鋼板ウェブの調整ブロック

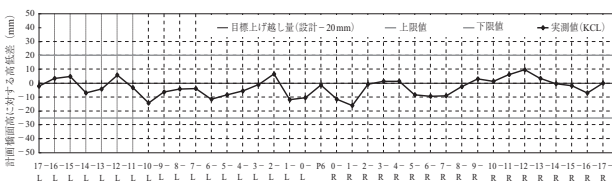


図 - 15 張出し架設時高さ管理グラフ

5.3 張出し施工における中央閉合

波形鋼板ウェブ閉合パネルは製作から搬入までに最短で 1 ヶ月程度の時間を要する。そのため、2 BL の施工を残した状態で製作寸法を確定する必要があった。寸法確定後、残り 2 BL の施工での変位が生じるため、波形鋼板ウェブの閉合パネルの両側のウェブは現場での孔開け加工とした。

本橋は支間長が長く、橋脚高さも P5 橋脚 (45.5 m)、P6 橋脚 (43.5 m) と高橋脚であるためたわみ量が大きく、閉合時における両張出し部のクリープ・乾燥収縮量の差や温度変化に起因するたわみ量の差の影響が懸念された。図 - 16 に上り線 P6 17 BL 張出し先端 (支点から 88 m) の変位と気温の変動を示す。張出し先端ブロックの変位は、上床版の温度変化により発生していると考えられる。また閉

合部の角折れを防止し、温度変化およびコンクリート打設時の曲げ応力によって閉合部のフランジが座屈しないよう、上・下床版にセッティングビームを設置した。セッティングビームは両主桁先端部に緊結して主桁との一体化を図った (写真 - 6)。閉合ブロックの波形鋼板連結前日から当日までと中央閉合コンクリート打設の前日から当日まで上床版上面に散水を行い、上下床版コンクリートの温度差による影響をできるだけ低減させた。

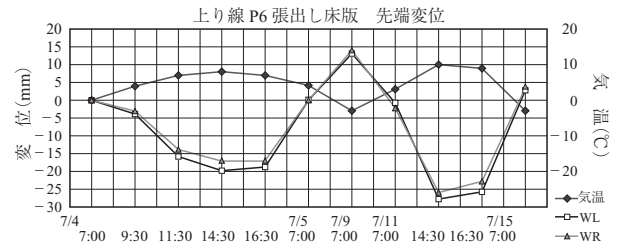


図 - 16 張出し床版高さ 日変位



写真 - 6 セッティングビーム設置状況

6. 振動実験による動的特性の確認

これまで波形鋼板ウェブの振動特性の把握を目的とした振動実験は行われており、波形鋼板のせん断変形の有無による固有振動数の差異は低次では小さいことが分かっている⁵⁾。そこで、桁高が高くせん断分担率が高い本橋のような橋梁の振動特性を把握することは重要であると考え、振動実験を実施した。

6.1 実験概要

本橋の固有振動数および減衰定数などの振動特性を把握するため、車両踏台落下法および車両急停止法による加振を行い、橋面に設置した加速度計で振動計測を行った。車両はラフテレーンクレーン (車両重量 38.9 t) を使用した。最大支間となる上り線の P6 - P5 径間に着目し、面内曲げ、ねじり、橋軸方向曲げ振動モードを励起させるように载荷した。振動計測は、サーボ型加速度計 (1 軸) を橋面上に設置し、径間部は鉛直方向の加速度を計測し、橋脚上は鉛

表 - 2 加振ケース

ケース	载荷位置	加振方法
1	L/2	落下 H=200 mm
2	L/4	落下 H=200 mm
3	L/2 (下流側偏心)	落下 H=200 mm
4	P6 橋脚上	急停止

直方向と橋軸方向の加速度を計測した。計測は、100 Hz でサンプリングし、30 Hz のローパスフィルタ処理を行った。加振ケースを表 - 2 に、加振位置と計測位置を図 - 17 に示す。

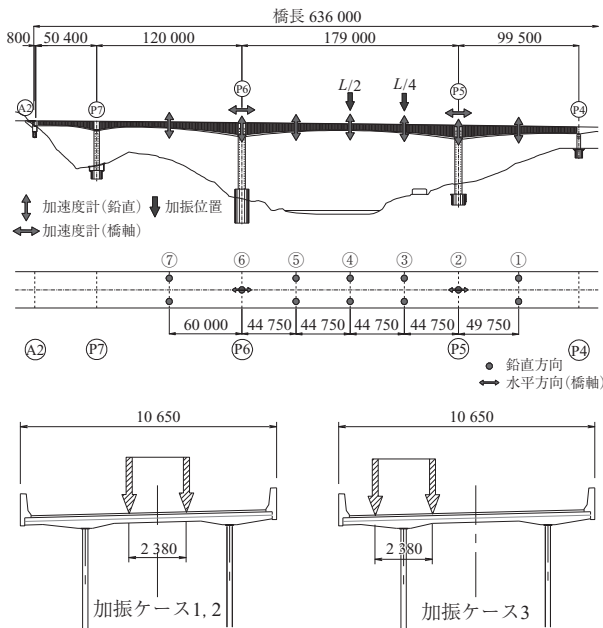


図 - 17 振動実験の加振位置と計測位置

6.2 固有値解析

(1) 解析モデル

固有値解析には、図 - 18 に示すように梁要素を用いた 3 次元骨組みモデルとした。曲げ剛性と断面積には壁高欄を考慮し、舗装は重量のみを考慮した。また、加振による支承の変形は微小のため、工場であらかじめ行われたせん断剛性試験の微小変形時の結果から支承のバネ値を設定して解析を行った。

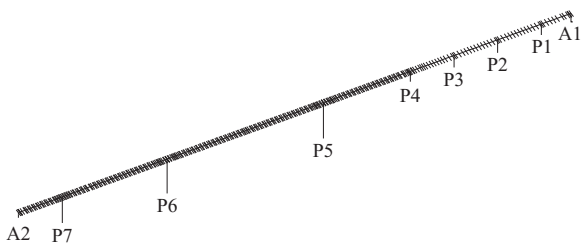


図 - 18 固有値解析モデル

(2) 解析結果

せん断変形の影響を把握するため、主桁のせん断剛性を式(2)から求め⁶⁾、せん断変形を考慮した解析を行った。表 - 3 に固有値解析結果、図 - 19 に振動モード図を示す。

$$G \cdot A = \frac{h}{(1 - \beta) \times \frac{h_c}{G_c \cdot A_c} + \beta \frac{h_s}{G_s \cdot A_s}} \quad (2)$$

ただし、 h_c : せん断力を負担するコンクリート部の高さ

h_s : 波形鋼板高さ

h : 桁高 (= $h_c + h_s$)

β : 波形鋼板のせん断分担率

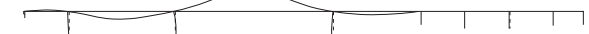
G_c, G_s : コンクリート, 鋼のせん断弾性係数

A_c, A_s : コンクリート, 波形鋼板の断面積

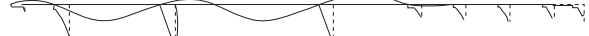
表 - 3 固有値解析結果

	せん断変形考慮	せん断変形無視
	振動数 (Hz)	振動数 (Hz)
対称 1 次	1.118	1.223
橋軸 1 次	1.294	1.322
逆対称 1 次	1.757	2.302
逆対称 2 次	2.281	2.657
逆対称 3 次	2.764	3.359
ねじり	3.860	3.860

<対称 1 次> 固有振動数 : 1.118 Hz



<橋軸 1 次> 固有振動数 : 1.294 Hz



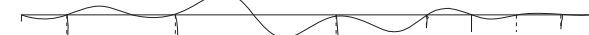
<逆対称 1 次> 固有振動数 : 1.757 Hz



<逆対称 2 次> 固有振動数 : 2.281 Hz



<逆対称 3 次> 固有振動数 : 2.764 Hz



<ねじり> 固有振動数 : 3.860 Hz

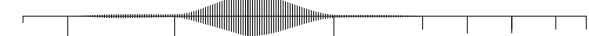


図 - 19 振動モード図

6.3 解析値と実験値の比較

各載荷ケースの計測値はスペクトル解析にて、固有振動数とモード形状を算出した。減衰については、自由振動波形から対数減衰率を算出した。表 - 4 に実験と解析の固有振動数比較を示す。固有振動数は、せん断変形を考慮した解析値と良く一致した。

各振動モードに対して計測から得られた振動モードを図 - 20 に示す。実験値と解析値はきわめて良く一致しており、モデル化の妥当性が確認できた。

表 - 4 実験および解析結果

	固有振動数 (Hz)			減衰定数
	実験値	解析値		
		せん断変形考慮	せん断変形無視	実験値
対称 1 次	1.172	1.118	1.223	0.0055
橋軸 1 次	1.367	1.294	1.322	0.0046
逆対称 1 次	1.831	1.757	2.302	0.0041
逆対称 2 次	2.344	2.281	2.657	
逆対称 3 次	2.930	2.764	3.359	
ねじり	3.735	3.860	3.860	0.0052

構造物の減衰は、多くの研究がなされているがさまざまな要因があり複雑なため未解明な部分が多い。減衰定数は振動モードによって振幅依存性が変化するため、過去に実

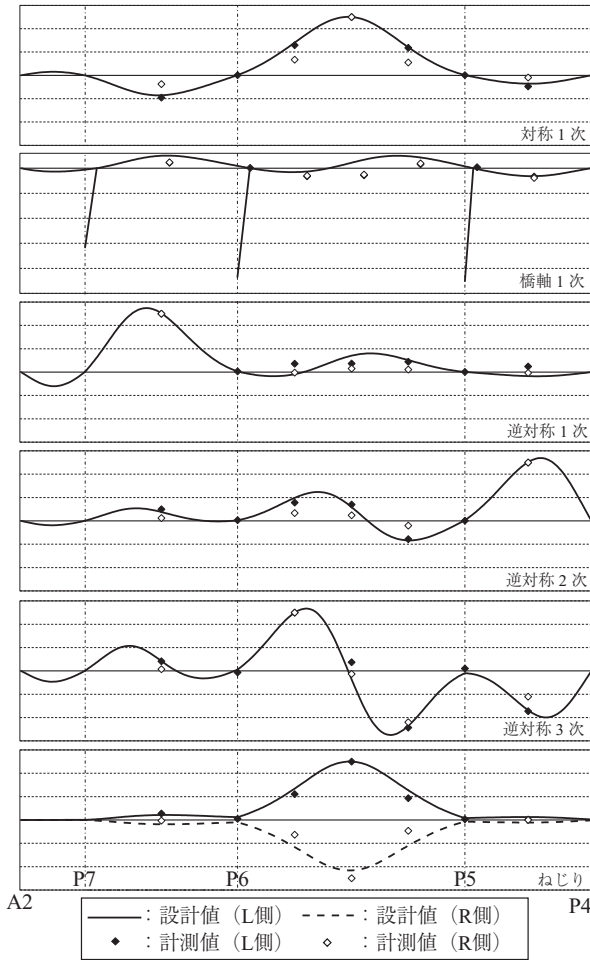


図 - 20 計測された振動モード形状

施された振動実験に対して比較を行った。その結果、本橋の減衰定数は既存の橋梁と同程度であった。図 - 21 に減衰定数の比較を示す。

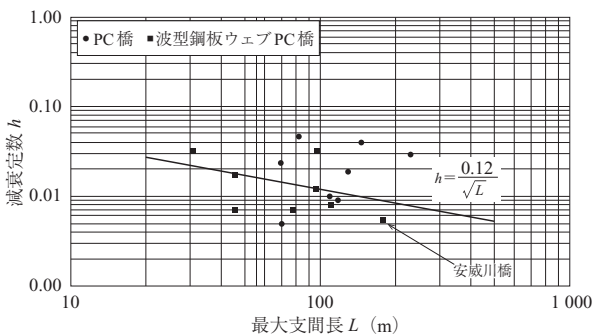


図 - 21 減衰定数の比較

6.4 橋軸直角方向の振動計測

加速度計として3軸のMEMS加速度センサーを使用し、3次元でのモード形状の把握を同時に行った。振幅が大きい場合には、サーボ型と同程度の計測性能であった(図 - 22)。

加振 Case 3 の計測結果からスペクトル解析を行ったところ、橋軸直角方向にモード形状が卓越した場合の振動モード形状を確認することができた(図 - 23)。固有振動数についても、設計値 0.557 Hz に対して、実測が 0.550 Hz

となり、非常に良く一致した。

今後は、MEMS センサーの活用も有用であると考えられる。

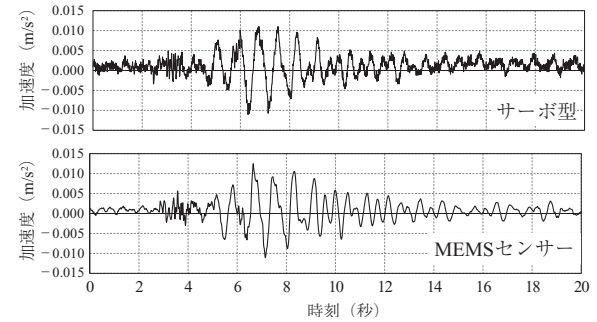


図 - 22 サーボ型とMEMSセンサーの計測波形

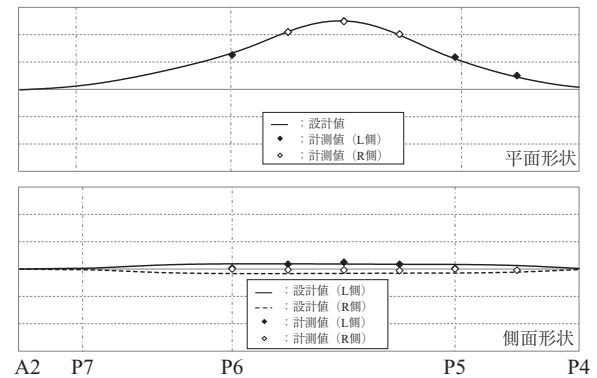


図 - 23 固有振動モード (橋軸直角方向卓越)

7. おわりに

本稿では高桁高・長支間となる波形鋼板ウェブ橋の設計・施工のために各種検討を行うとともに、新たに開発した急速施工法を採用し、無事に竣工を迎えることができた。本報告が同種工事を設計・施工する上での参考となれば幸いである。

最後に本工事の計画・実施にあたり、ご指導いただいた関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 山口恒太, 山口隆裕, 池田尚治: 波形鋼板をウェブに用いた複合プレストレストコンクリート桁の力学的挙動に関する研究, コンクリート工学論文集, 第8巻, 第1号, 1997.1
- 橋 豊, 高橋 章, 内堀裕之, 永元直樹: 桁高の高い波形鋼板ウェブ箱桁橋のせん断耐力に対する検討, 土木学会, 第69回年次学術講演会, 2014.9
- 内堀裕之, 高橋 章, 橋 豊, 山中康司: 桁高の高い波形鋼板ウェブ橋のせん断座屈耐力の検証, 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
- 増田 徹, 高橋 章, 妹尾 佳, 山中康司: 世界最大支間長を有する波形鋼板ウェブ箱桁橋の設計 - 安威川橋 -, プレストレストコンクリート工学会, 第24回シンポジウム論文集, 2015.10
- 角谷 務, 青木圭一, 山野辺慎一, 吉川 卓, 立神久雄: 波形鋼板ウェブ橋の振動特性 その2 - 振動解析 -, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.3, 2003.5
- 佐川信之, 岡澤祐三, 白武繁行, 益子博志: 波形鋼板ウェブエクストラードロード橋の施工と振動実験 - 日見夢大橋 -, プレストレストコンクリート, Vol.46, No.5, 2004.9

【2017年12月27日受付】