# (31) 千代川橋(波形鋼板ウェブ橋)の設計 について

猪川 充1・井置 聡2・堤 忠彦3

<sup>1</sup>正会員 (株)富士ピー・エス 技術本部 (〒105-0004 東京都港区新橋四丁目24-8第二東洋海事ビル) E-mail:ino@fujips.co.jp

<sup>2</sup>正会員 日本道路公団 中国支社 建設事業部 (〒730-0017 広島県広島市中区鉄砲町7-18) E-mail:satoshi.ioki@jhnet.go.jp

<sup>3</sup>正会員 (株)富士ピー・エス 技術本部 (〒105-0004 東京都港区新橋四丁目24-8第二東洋海事ビル) E-mail:tsutsumi@fujips.co.jp.

千代川橋は、1級河川千代川および国道53号を跨ぐ2径間連続波形鋼板ウェブPC箱桁橋である.本橋の支 間長は115.25mであり、2径間の桁橋形式波形鋼板ウェブ橋としては最大規模である.また、その架設方法 には固定式支保工を用いた場所打ち施工を採用している.

本橋の設計においては、これらの特徴に起因する検討課題がいくつか挙げられ、諸検討を行った上で適切な部材形状・主ケーブル配置の決定および各部位の設計を実施した.また、多数の外ケーブルを定着する端支点横桁については、定着性能に着目した形状決定を行うとともに、その補強に補強鋼板を用いることで所定の性能を有する部材とした.

# *Key Words* : corrugated steelweb bridge,long span, all-staging method, cross girder on the abutment, performance of anhor

### 1. はじめに

千代川橋は、姫路〜鳥取間を結ぶ鳥取自動車道の用瀬 P.A(仮称)〜河原 I.C(仮称)間に位置し、1 級河川千代川 および国道 53 号を跨ぐ橋梁である.橋梁位置図を図-1 に示す.本橋には、主桁自重の軽減および施工の省力化 が可能な波形鋼板ウェブ橋を採用しており、その支間長 115.25m は 2 径間の桁橋形式波形鋼板ウェブ橋としては 最大規模である.また、施工時の河川の制約条件は、出 水期に河川内に資機材を設置できないというものであっ たため、架設方法に片持ち張出し架設工法を採用した場 合、出水期に大規模な荷役設備が必要となる.よって、 本工事では渇水期に集中して施工でき、かつ経済性に優 れた固定式支保工を用いた場所打ち施工を採用した.

本橋の設計においては、その規模や施工方法に適応し た部材形状や主ケーブル配置を適切に選定し、かつ多量 な主ケーブル量を定着する端支点横桁等に所定の性能を 確保することが課題として挙げられた.

本稿では、本橋の特徴に起因するこれらの設計および 検討において、主方向の設計、端支点横桁の設計等につ いて報告する.



図-1 橋梁位置図

#### 2. 橋梁概要

#### (1)基本条件と主桁形状

橋梁一般図を図-2,図-3に,基本条件を表-1に示す. 発注時の架設方法は片持ち張出し架設工法であり,固定 式支保工を用いた場所打ち施工を採用するにあたって,



図-2 橋梁一般図(側面)



図-3 橋梁一般図(断面)

施工方法に適応した主桁形状の検討を行った.

片持ち張出し架設工法で計画されていた当初設計では、 卓越する中間支点部の負曲げモーメントに抵抗するため、 下床版厚 1.6m、主版幅 7.0m としていた.支間中央部は そこに発生する正曲げモーメントが比較的少ないため、 橋台部の桁高は 3.5m であった.

橋 梁 名	千代川橋		
路 線 名	鳥取自動車道		
道路区分	第1種第3級B規格		
構造形式	PC2径間連続波形鋼板ウェブ箱桁橋		
橋長	233.500m		
支 間	2@115.250m		
有効幅員	9.500m(全幅員10.300m)		
活 荷 重	B活荷重		
平面線形	R=2700~4000m		
縦断勾配	0. 526%		
横断勾配	2.500%		
斜 角	$75^{\circ}$ 00' 00"		
舖 装	アスファルト舗装 t=100mm		

表-1 基本条件

これに対して、固定式支保工を用いた場所打ち工法を 用いて架設を行った場合、支間中央部の正曲げモーメン トは卓越し、中間支点部の負曲げモーメントは減少する. このため、本設計では橋台部の桁高を3.5mから4.5mに 増加させ、中間支点部については下床版厚を1.6mから 1.2mに薄く、主版幅を7.0mから6.5mに狭くすることで、 より最適で経済的な主桁形状とした.また、この変更に より主桁重量は約10%減少した.

#### (2) 使用材料

表-2 に使用材料を示す. コンクリートの設計基準強 度は、卓越する曲げ圧縮応力度への対応および外ケーブ ルの集中定着への安全性確保を目的として 50N/mm<sup>2</sup>とし た.外ケーブルには透明シースタイプを採用し、緊張完 了後には PC グラウトにて防錆を行った.床版横締め鋼 材には 1S21.8 と 1S28.6 を使い分けているが、前者は標 準部、後者は中間支点部、外ケーブル定着部周辺等の付 加応力度が作用する部位に使用した.波形鋼板には終局 荷重作用時のせん断座屈照査により SM490YB を使用した.

#### (3) 架設方法

施工時における河川制約条件は、6月1日から10月 20日までの出水期は河川区域内に施工資機材を一切設 置できないというものである.このような条件を加味し、 架設方法には固定式支保工を用いた場所打ち工法を採用 している.ただし、渇水期という限られた時間内で橋体

<b>表─2</b> 使用材料					
上部工	$50 \text{ N/mm}^2$				
下部工	$30 \text{ N/mm}^2$				
	SD345, SD390, SD490				
主ケーブル(外)	19S15.2(SWPR7BL)				
主ケーブル(内)	12S15.2(SWPR7BL)				
古版構築みたでも	1S21.8 (SWPR19L)				
小小八八百和 (2)/ / //	1S28.6 (SWPR19L)				
横桁横締めケーブル	1S28.6 (SWPR19L)				
	SM490YB				
	表-2 使用材:   上部工 下部工   主ケーブ*ル(外) 主ケーブ*ル(内)   床版横締めケーブ*ル 横桁横締めケーブ*ル				

**表-2** 使用材料



図-4 施工ステップ

を完成するためには、主桁を分割して施工する必要があ る. そこで、ここでは3分割した施工区間のうち2施工 区間を2回の渇水期で施工した.

施工ステップとしては、図-4 に示すように第1 渇水 期で P1 橋脚部約 70m (1 次施工部)を施工し、片持ち張 出し状態で第1出水期を迎える. 第1出水期~第2渇水 期にかけて橋台部(2次施工部)および支間中央部(3 次施工部)を施工し,橋体完成とした.

## 主方向の設計

#### (1) 設計方針

主方向の構造は PC 構造とし、許容値等は道路橋示方 書・同解析に準拠した.また、中間支点部付近の波形鋼 板ウェブ内側に断面急変の緩和、せん断座屈に対するフ

表-3 主ケーブル配置本数

ケーフ゛	本数	ケーブル種別	
連続外ケーブル	22	19S15.2	
中間定着外ケーブル	橋台側隔壁定着	8	同上
	橋脚側隔壁定着	6	同上
内ケーフ゛ル	6	12S15.2	

ェールセーフを目的として設置された裏打ちコンクリー トについては、安全側の設計とするため裏打ちコンクリ ートを抵抗断面に考慮する場合と考慮しない場合の両方 について設計を実施し、いずれも満足するようにした.

#### (2) 解析方法

断面力の算出を行う解析には、微少変位理論を用いた 2次元の骨組み解析を用いた. ただし、本橋は橋台部に 斜角 75°を有するため、ねじりモーメントや支承反力 の算出には3次元骨組み解析を実施した.

#### (3) 主ケーブル配置

主ケーブル配置図を図-5に、主ケーブル配置本数を 表-3に示す. 主ケーブル配置は、まず中間支点上で必要 なケーブル本数を算出し、そのうち支間中央部で必要な ケーブルを端支点横桁に定着する連続ケーブルとした. 連続ケーブル以外のケーブルは、径間中間部に定着する こととなり、1次施工部に設けた中間定着隔壁に定着し た. また、本橋の施工ステップでは、1次施工完了時に 主桁が自立する必要があるため、そこで必要な外ケーブ ル8本と内ケーブル6本は1次施工時に緊張し、その配置 は外ケーブル8本を橋台側中間定着隔壁に、内ケーブル6 本を2箇所の隔壁に分けて配置した.また、このケーブ ル以外で構造系完成時に必要な外ケーブル6本について は、橋脚側中間定着隔壁に定着し、構造系完成後に緊張 することとした. なお、本橋では内外ケーブル併用構造 を採用したが、これは主ケーブル配置上の制約のためで ある.

### (4) 曲げに関する検討

#### a) 設計荷重作用時

図-6に死荷重時における曲げモーメント図を示す.図 には対比として片持ち張出し架設工法で施工された場合 の曲げモーメントも示す. これによれば、中間支点上の 負曲げモーメントは,固定式支保工による場所打ち施工





図-6 曲げモーメント図

に変更した場合およそ40%減少しており,対照的に支間 中央部の正曲げモーメントはおよそ80%増加している. この断面力の変化が,先に述べた部材形状および主ケー ブル配置の大きな要因であるといえる.

図-7に各荷重状態における曲げ応力度図を示す.許容応力度は、道路橋示方書・同解説IIIに準拠した.曲げ応力度上クリティカルとなっている位置は、1次施工完了時および設計荷重作用時(Mmin)の中間支点部上縁および設計荷重作用時(max)の支間中央部上縁である.

#### b) 終局荷重作用時

外ケーブルは終局荷重作用時において,主桁の変位に 外ケーブルの変位が追随しない,つまりコンクリートの ひずみと外ケーブルのひずみが一致しないため,平面保 持の仮定が成立しない.このため,外ケーブルは引張抵 抗材として内ケーブルと同様の取り扱いが出来ず,別途 その張力増加量を算定する必要がある.この値の算定に 関しては簡易式<sup>n</sup>が提案されているが,ここでは本橋の 特異性を考慮して解析により算定することとした.

この解析には、材料非線形と幾何学的非線形を考慮した静的複合非線形解析を用い、ファイバーモデルを用いたフレーム解析とした。曲げによる破壊の判定は、コンクリートの圧縮ひずみが3500μに達した時とし、各材料特性は道路橋示方書・同解説IIIに準拠した。活荷重の載荷ケースは2ケースとし、曲げモーメントが絶対値で最大となる中間支点上と支間中央付近の断面に対して最も不利となる載荷ケースを採用した。

解析により算定された外ケーブルの増加張力を表-4に 示す.値は70~140N/mm<sup>2</sup>を示し、定着間距離が長くな るほど、増加張力は小さくなる傾向を示した.これは、 外ケーブルが長いほど外ケーブルと主桁の鉛直変位の差 が大きくなるためと考えられる.

この増加張力を用いて実施した曲げ破壊安全度の照査 では、鉄筋径D25、配置間隔125mm、鉄筋種別SD345と



表-4 外ケーブルの増加張力

ケーブル名		配置位置	定着間 距離(m)	增加張力 (N/mm <sup>2</sup> )
連続外ケーブル	2径間連続	A1~A2	232.260	70
	たすき掛け	A1~P1 orP1~A2	119.630	100
中間定着 外ケーブル	橋台側隔壁 定着	P1中心	68.800	120
	橋脚側隔壁 定着	P1中心	37.200	140

31 - 4

した場合においても、曲げ破壊安全度を満足しない結果 となった.よって、ここでは曲げ破壊安全度を満足しな い中間支点上および支間中央部付近に対して高強度鉄筋 を配置した.使用した鉄筋は中間支点上上縁にSD490、 支間中央部付近下縁にSD390である.

## (5) せん断に関する検討

せん断に関する検討では、主桁に作用する全せん断力 を波形鋼板ウェブで受け持つと仮定した.照査項目は、 波形鋼板ウェブのせん断応力度と終局荷重作用時におけ る座屈である.座屈の照査は非弾性の影響を考慮し、局 部座屈、全体座屈、連成座屈に対して行った.検討の結 果、波形鋼板ウェブの厚さは9~22mmとなった.

### 4. 床版と波形鋼板ウェブの接合部の設計

床版と波形鋼板ウェブの接合にはアングルジベルを用 いた. 概要図を図-8に示す. アングルジベルはドール橋









図-8 アングルジベル概要図

以降数多くの波形鋼板ウェブ橋で採用されている接合形 式であり,橋軸方向の水平せん断力に対してアングルが 抵抗し,横方向の曲げモーメントに対しては貫通鉄筋と U字鉄筋が抵抗する構造である.

検討の結果,アングルジベルの配置間隔はすべて 250mmとなった.これはアングルジベルの配置間隔に対 して横方向の曲げモーメントの影響が支配的なためであ る.

### 5. 波形鋼板ウェブどうしの継手部の設計

波形鋼板ウェブどうしの継手には、高力ボルト継手を 用いた摩擦接合を用いた.これは、本橋が冬季の天候条 件が厳しい中短期間に工事を完了する必要があること、 固定式支保工を用いた場所打ち施工であり一括して波形 鋼板を架設するため、架設時の高さ調整が必要ないこと 等を勘案して決定した.継手部には、トルシア型ボルト SIOTを2列から3列配置した.ただし、A2橋台側の径間 の国道上については、万が一の第3者被害や国道からの 景観性を考慮し、重ねすみ肉溶接を採用した.

#### 6. 端支点横桁の設計

端支点横桁には22本の外ケーブルが定着される.これ は波形鋼板ウェブ橋としては最大本数であり、ウェブが 軸力に抵抗しないことを勘案すると上下床版に対する過 大な負担が懸念された.よって、ここではせん断力を反 力として下部工に伝達する横桁としての設計のほかに定 着部としての検討・設計を行った.主な検討内容は、定 着性能に着目した横桁形状の決定と補強方法の選定およ び構造安全性の照査である.

#### (1) 形状決定

ここでは、端支点横桁の定着性能に着目してその形状 決定を行った.検討にはソリッド要素を用いた3次元 FEM解析を用い、検討形状ケースとしては8ケース実施 した.ただし、ここでは簡単のため顕著な結果が得られ た3ケースについて報告する.

FEM解析に用いたモデルは、端支点横桁部のみをモデル化した部分モデルとし、斜角を考慮した.また、検討に際しては解析モデルの変更が予想されたため、モデルの簡素化を目的として波形鋼板を同様の横方向剛性を有する2枚の鋼板でモデル化した.拘束条件は、橋軸方向のモデル切断部を全方向拘束するとともに、支承位置を鉛直方向に拘束した.載荷する荷重は外ケーブル張力の

みとし、導入直後のプレストレス力として1本あたり 3100KNを各々のケーブル定着位置に載荷した.また、 解析結果に対する評価は主に最大主応力に着目して行い、 制限値は目安としてコンクリートの引張強度程度である 3.0N/mm<sup>2</sup>程度とした.ただし、上床版についてはその重 要度から2.0 N/mm<sup>2</sup>程度とした.

検討結果を表-5に示す. CASE1として実施した形状は 一般的な横桁形状の矩形である.結果として、横桁前面 の鉛直方向に制限目安値を大きく上回る引張応力度が発 生した.なお、同様の矩形形状で横桁厚を1.0m厚くした ケースの検討も実施したが、顕著な応力改善効果は見られなかった.次にCASE2として上下床版にハンチを設けた形状について解析を実施した.結果は、横桁前面の引張応力度は大きく低減されるものの、ハンチ先端の上下床版に橋軸直角方向の引張応力度が発生した.これはハンチから伝達される定着力が床版を突き上げるために生じるものと考えられる.そこでCASE3として、ハンチ先端の床版突上げを抑止するため、その位置に補強隔壁を設けた形状について解析を実施した.その結果、上床版に発生する引張応力度は大きく低減され、制限目安値を







図-9 補強鋼板形状図(端支点横桁前面部)

+分満足する結果となった.ただし、このケースでは下 部工耐力の制約から重量低減を行うため、横桁厚を CASE1よりも0.5m薄い3.5mとし、裏打ちコンクリートを 削除している.このため、横桁前面の引張応力度は制限 目安値を超過している.また、補強隔壁についても床版 の突上げ力を負担するため、特にその下部に制限目安値 以上の応力度が発生する.しかし、ここでは発生応力度 は比較的低く、補強で対応できると判断されたこと、重 要度の高い上床版の安全性が高いこと、下部工の制約条 件を満足すること等を考慮し、CASE3の形状を採用した.

#### (2) 補強方法と構造安全性の照査

本設計では、端支点横桁への要求性能をひび割れを許容しないこと、つまり部材に発生する引張応力度を引張強度(3.12N/mm<sup>2</sup>)以下に制御することとした.前章に述べた形状検討では、横桁前面および補強隔壁下部に引張強度以上の応力度が発生することが確認されており、その補強が必要となった.そこで、ここでは鋼板をコンクリート表面に設置し、スタッドジベルを用いてコンクリートを一体化する補強方法を採用した.これは、発生している引張応力度がコンクリートの表面部に卓越していること、引張応力度の発生方向が部位によっては複雑なこと等を考慮してのものである.また、鋼部材をコンクリート表面に設置することで、塗装などの維持管理が必要となるが、本橋は波形鋼板ウェブ橋であり管理は同時に行えるといえる.

補強鋼板形状図を図-9,図-10に示す.材質はSM400,板厚は補強隔壁の一部を除きすべて25mmとした.スタッドジベルにはφ19mmの頭付きスタッドを使用し,施工性を考慮して部分的にカップラー付きのものを使用した.補強鋼板の設置範囲は,引張強度以上の応力度が発生する部分を基本としたが,鋼板端部の確実な定着を目的として隣接するハンチ部にも鋼板を設置した.その結果,横桁前面についてはその面全体に加えて,上下のハンチ部250mmに鋼板を設置し,補強隔壁については下部の全周に加えて,下床版接続部のハンチまでを



置範囲とした.また、両部位についてマンホール内にも 卓越した引張応力度が確認されたため、鋼板を設置して いる.

補強した状態の構造安全性照査には、形状検討同様ソ リッド要素を用いた3次元FEM解析を用いた.解析モデ ルは部分モデルとし、橋軸方向のモデル長は着目部位に 影響が及ばない範囲まで長くした.拘束条件および荷重 条件は形状検討と同様としたが、荷重には外ケーブル定 着力に加え、床版補強として考慮しない端支点横桁およ び補強隔壁直上の床版横締めケーブルの定着力も考慮し

#### 表-6 補強効果の確認および応力度照査結果



た. 補強鋼板は、シェル要素を用いてモデル化した.

表-6にFEM解析結果における補強前後の比較とその照 査を示す.鋼板による補強により応力状態が大きく改善 されているのが確認できる.その補強効果は,1.0N/mm<sup>2</sup> 程度であり,ほぼすべての位置で発生応力度を引張強度 以下に制御することができた.なお,補強隔壁(3-3断 面)における補強効果が比較的小さいのはこの部位の鋼 板厚を9mmとしているためである.

スタッドジベル本数は,FEM解析結果から得られた界 面のせん断力により決定した.補強鋼板端部は,最外縁 のスタッドジベルより先は補強効果が期待できない.こ のため,端部のスタッドジベルは最小縁短距離で配置し, その位置で引張応力度が引張強度以下であることを確認 した.また,スタッドジベルの高さはコンクリート表面 の卓越した引張応力度発生範囲より十分に深いことを確 認した上で150mmとした.

- ・橋梁規模や施工方法に適応した部材形状,主ケーブル 配置を検討し,所定の性能を満足し,かつ経済的な構 造とすることができた.
- ・多量な主ケーブル本数を定着する端支点横桁に対して, その形状を定着性能に着目して決定し,所定の条件を 満足する形状を選定できた.
- ・その補強方法に補強鋼板を用い,所定の定着性能を有 する横桁を実現した.

なお、本工事は平成17年9月で竣工を迎えており、健 全な橋体が完成している.最後に本稿が波形鋼板ウェブ 橋の発展の一助になれば幸いである.

謝辞:本橋の設計,施工にあたり日本道路公団中国支社 および鳥取工事事務所の方々をはじめ多くの方々に,多 大なる御指導を頂きました.この場をお借りして謝意を 表します.

#### 参考文献

1) (財)高速道路技術センター: PC 橋の耐久性向上に関する設計・施工マニュアル, pp.27-30, 2001.

## 7. 結論

本稿では、本橋が桁橋形式の波形鋼板ウェブ橋として は最大規模であり、かつ固定式支保工を用いた場所打ち 工法で施工されることに起因する検討内容を中心に述べ た.以下にそのまとめを示す.

### DESIGN OF SENDAIGAWA BRIDGE (CORRUGATED STEEL WEB BRIDGE)

## Mitsuru INOKAWA, satoshi IOKI, tadashi TAKAHASHI and tadahiko TSUTSUMI

Sendaigawa bridge that is located over sendai-river and national highway 53, is 2-spans continuous prestressed concrete box girder bridge with corrugated steel web. This bridge is the maximum scale as 2-spans type of girder bridge with corrugated steel web, because this have span length 115.25m. And, this bridge is constructed by all-staging method.

In design of this bridge, we listed some probrem caused by this bridge's characteristic. Therefore we studied about the shape of member, arrangement of main cable, and designed. And cross girder on abutment is anchored many main cable, therefore we studied about the best shape of this member, and checked the performance of this member reinforced by steel board.