

# 張出し架設工法による全外ケーブル方式波形鋼板ウェブPC橋の設計・施工 —東九州自動車道 前谷橋—

今泉 安雄\*1・中村 和典\*2・藤木 慶博\*3・三浦 泰博\*4

## 1. はじめに

コンクリート橋は従来、メンテナンスフリーと思われていたが、最近ではコンクリートの耐久性に関してマスコミなどで話題に上がることが多くなっている。加えて、新設される橋梁においては、ライフサイクルコストを重視する必要性が高まってきている。

また、1951年わが国でPC橋が誕生して以来、張出し架設工法の採用などさまざまな研究・技術開発によりPC橋は長支間化している。この長支間化において耐震性や経済性、施工性の観点から要求されるのは、とくに主桁の軽量化である。これを実現するため、種々の研究が進められ、その一手法として波形鋼板ウェブを用いた全外ケーブル工法が挙げられる。

このような状況を反映して、JHでは、とくにPC鋼材の防錆を確実にし、検査できる構造とすることを目的とし、

- ① 主方向PC鋼材はすべて外ケーブル方式とし、PC鋼材の防錆確認が目視で管理できる透明シースを使用
- ② 従来ウェブに配置されていたせん断補強PC鋼棒を廃

止し、せん断力を受け持つ部材に軸方向プレストレスの導入を妨げない波形鋼板ウェブを採用

- ③ 床版横締めPC鋼材はグラウト作業不要のプレグラウト鋼材の使用

を基本に考えている。

本稿は、このような点を踏まえて設計・施工されている、東九州自動車道前谷橋の報告である。

## 2. 工事概要

工事概要を以下に、全体図および主桁標準断面図を図-1、2に示す。

工事名：東九州自動車道前谷橋（上部工）工事

発注者：日本道路公団 九州支社 鹿児島工事事務所

道路規格：第1種第2級（V=100 km/h）

荷重：B活荷重

構造形式：波形鋼板ウェブPC箱桁

橋長：163.000 m（上り線）、160.000m（下り線）

支間：77.300 m+84.300 m、75.300 m+83.300 m

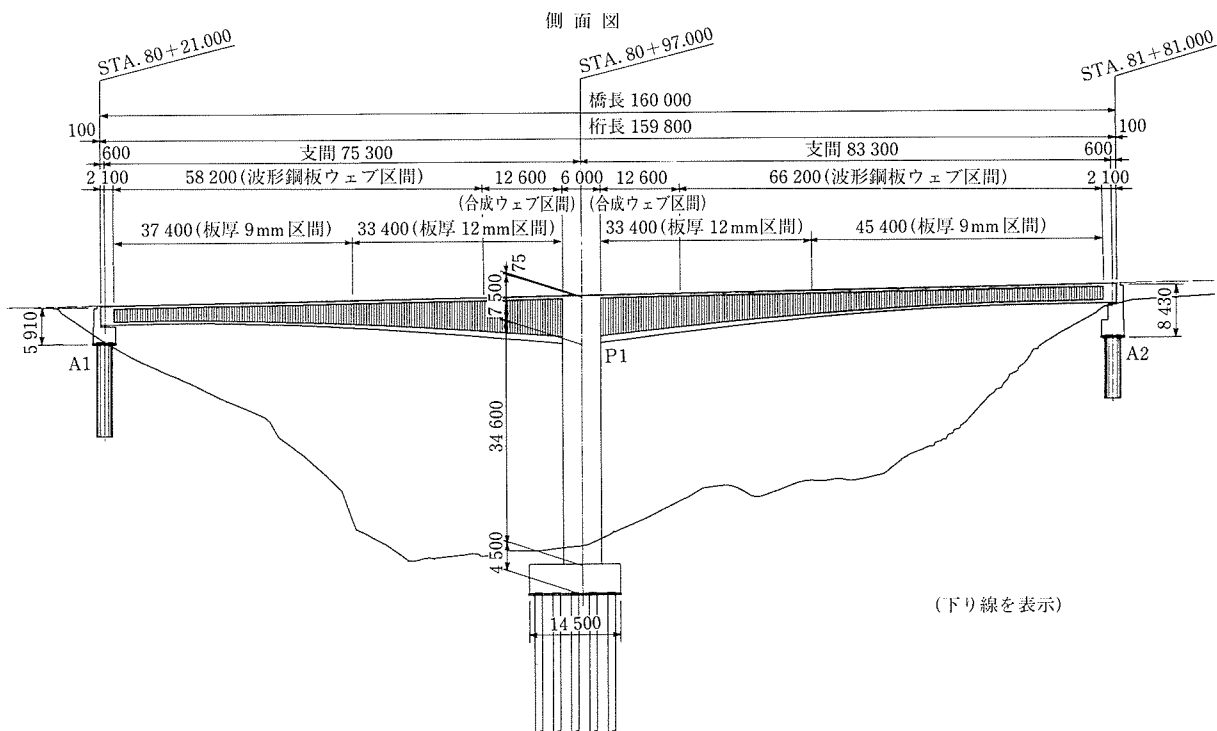


図-1 全体図

\*1 Yasuo IMAIZUMI：日本道路公団 九州支社 建設部 構造技術課 課長代理  
 \*2 Kazunori NAKAMURA：日本道路公団 九州支社 鹿児島工事事務所 財部工事区 工事長  
 \*3 Yoshihiro FUJIKI：オリエンタル建設(株) 福岡支店  
 \*4 Yasuhiro MIURA：オリエンタル建設(株) 福岡支店

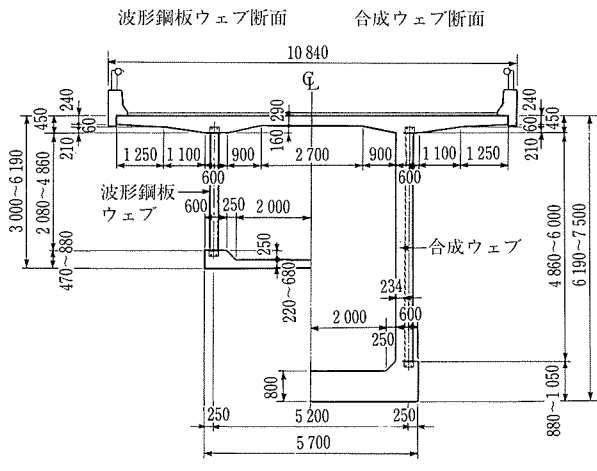


図-2 主桁標準断面図

幅員：2@10.840 m (有効幅員：2@9.25 m)

### 3. 設計概要

#### 3.1 前谷橋の特徴

本橋は、全外ケーブル方式および波形鋼板ウェブ構造以外に、施工方法や外ケーブル定着構造、ずれ止め等新たな方法を採用した。その主なものとして、

- ① 架設工法に仮設PC鋼材と大容量外ケーブル併用の張

- 出し架設工法を採用
  - ② 外ケーブルの防錆方法はグラウトタイプの透明シースを採用
  - ③ 外ケーブル定着部は軽量化のため複合構造を採用
  - ④ 波形鋼板高5.0 m以上となる柱頭部付近については波形鋼板ウェブの座屈防止より、コンクリート合成ウェブを採用
  - ⑤ 床版と波形鋼板ウェブのずれ止めには、ドール橋で実績のあるアングルジベルを採用
- などが挙げられる。本橋の構造を図-3に示す。

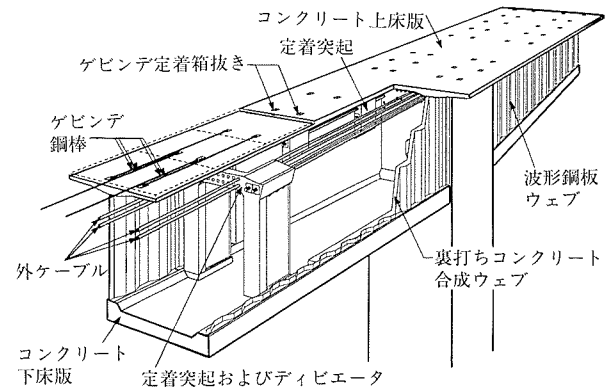
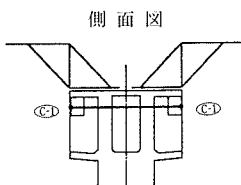


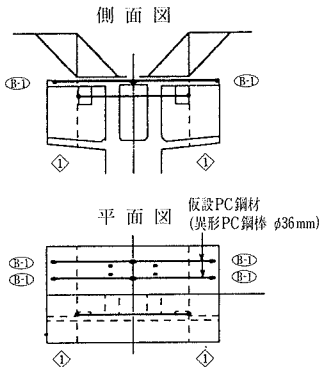
図-3 構造図

- 施工1 ① 外ワーゲンC-1緊張  
② ワーゲン組立て

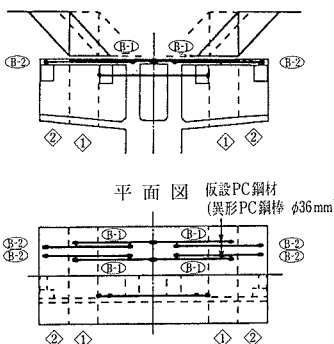


張出し施工外ケーブル 19S 15.2mm

- 施工2 ① 第1ブロック施工  
② 仮設PC鋼材B-1緊張

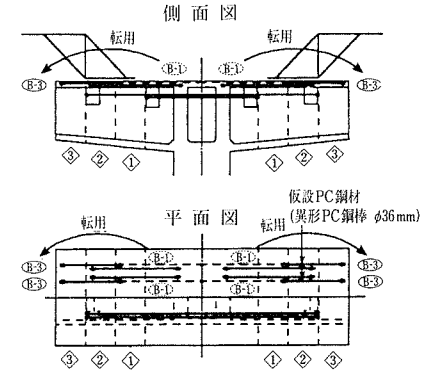


- 施工3 ① ワーゲン移動  
② 第2ブロック施工  
③ 仮設PC鋼材B-2緊張



張出し施工外ケーブル 19S 15.2mm

- 施工5 ① 第3ブロック施工  
② 仮設PC鋼材B-1解放、B-3緊張



- 施工4 ① ワーゲン移動  
② 外ケーブルC-2緊張  
③ 仮設PC鋼材B-1解放

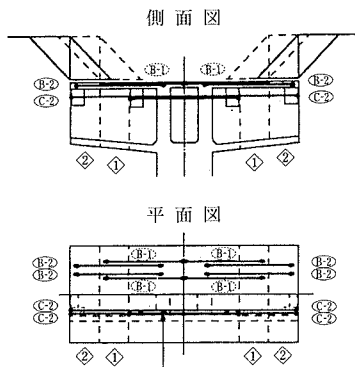
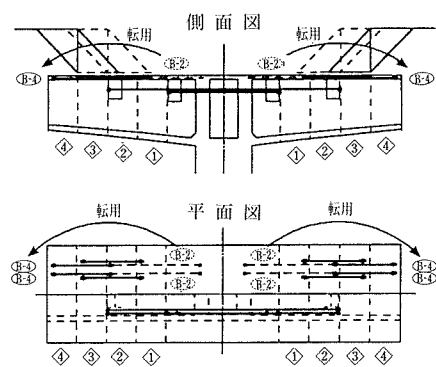


図-4 張出し施工手順

- 施工6 ① ワーゲン移動  
② 第4ブロック施工  
③ 仮設PC鋼材B-2解放、B-4緊張



とくに、全外ケーブル方式の張出し架設工法を本橋では、

- ① 図-4に示す施工1~3のように従来から実績のあるPC鋼棒を用いた張出し架設工法と同等となる仮設PC鋼材を上床版内に配置した張出し施工の実施
- ② 同施工4の2ブロック施工ごとに大容量外ケーブルを緊張・定着してプレストレス力を仮設PC鋼材から外ケーブルへ移行
- ③ 同施工5,6の不要となった仮設PC鋼材の緊張力を解放した後、次の張出しブロックまで引出し・転用という一連のサイクルを繰り返す張出し架設工法とした。

なお、以上の構造とすることで、内ケーブル方式コンクリートウェブPC橋に比べて、前谷橋では15%の橋体自重の軽減が図れた。

### 3.2 主方向構造解析

主方向の構造解析は、外ケーブルを部材評価とした平面骨組解析で行った。また、従来の内ケーブル方式の橋梁では、主桁軸線の変化を無視して解析を行っていたが、本橋では外ケーブルプレストレス力の偏向成分を適切に評価するために、断面図心の変化を考慮して解析を行った。

波形鋼板は橋軸方向断面剛性がアコーディオン効果により無視できるため、鋼板のせん断剛性のみを考慮した。また、コンクリート合成ウェブ区間については、鋼板を含まない波形状平均厚のコンクリートの剛性とした。

終局荷重時の検討は、DIN 4227, Tei 11の規定<sup>1)</sup>を参考とし、外ケーブルの張力増加量を張出しケーブル50 N/mm<sup>2</sup>、連続ケーブルは100 N/mm<sup>2</sup>を見込んで断面耐力を算定し、不足する部分を鉄筋により補った。次に、この決定された断面を用いた複合非線形解析により、外ケーブルの張力増加量の妥当性確認を行った<sup>2)</sup>。その結果、張出しおよび連続ケーブルともに、設計計算で見込んだ終局荷重作用時の外ケーブル増加応力度を上回っており、設計計算は安全側であることが確認できた。

### 3.3 PC鋼材の配置

本橋のPC鋼材配置断面を図-5に示す。

主方向の外ケーブルは19S 15.2 mm (SWPR 7 BL) を使用し、PC構造として設計を行った結果、鋼材本数は張出しケーブル28本、連続ケーブル6本 (A1-P1径間) および8本 (P1-A2径間) となった。

全外ケーブル方式はPC鋼材が箱内部に集中配置されるため、張出し床版先端部にプレストレス力が有効に導入されないため、張出し床版先端部のプレストレス導入と、大容量外ケーブルの集中配置に対する安全性を高める目的で、張出し床版下にPC鋼材を配置した。ここで、張出し先端部の応力状態を内ケーブル方式と外ケーブル方式でFEM解析を比較した結果、約0.6 N/mm<sup>2</sup>程度の差が生じるため、この応力度差に対して必要な緊張力を導入することとした。なお、この鋼材は、桁内部と違い紫外線や風雨に曝される環境であるため、斜張橋で実績があり耐久性の高いプレハブPCケーブル (19W 7 mm) を使用した。

張出し施工時の仮設PC鋼材は、架設時の引張応力度が1.0 N/mm<sup>2</sup>以下を確保するように、異形PC鋼棒φ36 mmを1ブロックに対し最小4本配置した。仮設PC鋼材は、硬質塩

化ビニール管 (VP-50) をシースとして用い、従来の張出し工法と同様に主桁上床版内に配置した。本工法は仮設PC鋼材の解放・引出しが不可欠であるため、使用する双胴ジャッキの寸法より、上床版に橋軸方向340 mm、直角方向280 mm、深さ245 mmの箱抜きを設け、緊張および解放作業を行っている (写真-1)。

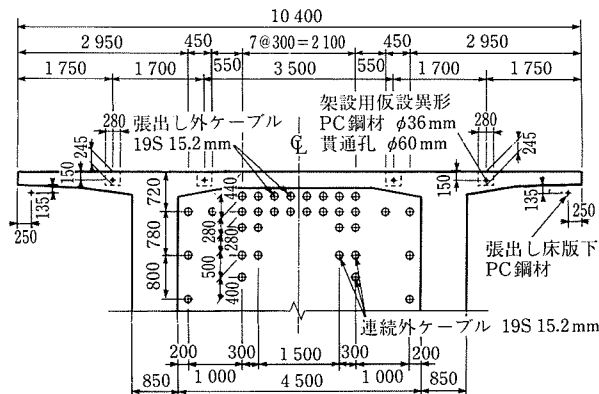


図-5 PC鋼材配置図

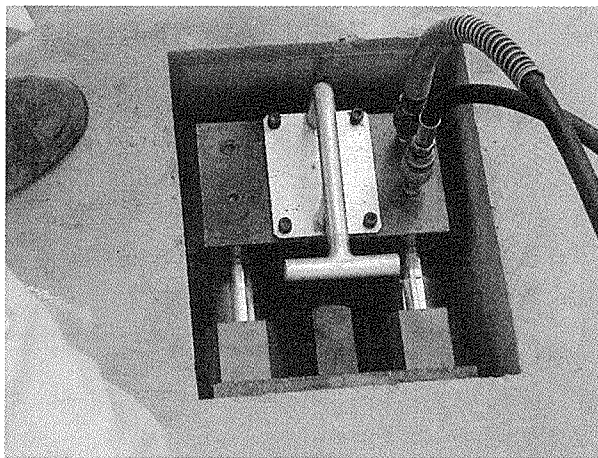


写真-1 双胴ジャッキ

### 3.4 波形鋼板ウェブの設計

波形鋼板の形状 (波長・波高) は、波形鋼板ウェブ橋の実績から本橋と規模に近いフランスのドール橋の形状に合わせた (図-6)。ただし、曲げ半径は、鋼板どうしの接合および合成ウェブ部におけるスタッドジベル配置の関係上、鋼板に必要な直線区間を確保するため、「道路橋示方書」の規定に従い、 $R = 120 \text{ mm} \geq 7t$ とした。

波形鋼板の材質はSM 490 YAとし、板厚は「波形鋼板ウェブPC橋計画マニュアル (案)」<sup>3)</sup>に準じ、全作用せん断力が波形鋼板ウェブのみで負担するものとして算定した終局荷重時のせん断応力度が、局部座屈、全体座屈および連成座屈により求めた許容強度以下となるように決定した結果、9 mmおよび12 mm (図-1)であった。

フランジプレートはSM 400を使用し、板厚はウェブおよびアングルとのすみ肉溶接時のひずみを抑えるため16 mmとした。すみ肉溶接のサイズは、主方向水平せん断力と横方向面外曲げに対して必要な脚長とした。

波形鋼板どうしの現場での接合方法は、高力ボルト接合

による一面摩擦重ね継手とした。

コンクリート床版と波形鋼板の接合部は、アングルに貫通鉄筋を2本通す孔とU字鉄筋が2組溶接されたアングルジベル構造である(写真-2)。アングルジベルの設計は図-7に示すように、主方向水平せん断力に対し支圧力で抵抗

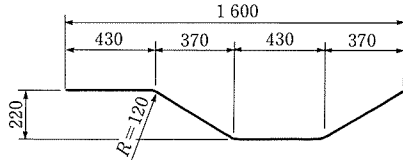


図-6 波形形状

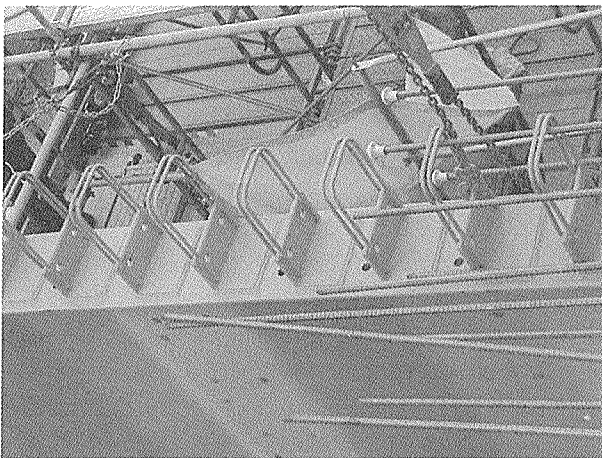


写真-2 アングルジベル

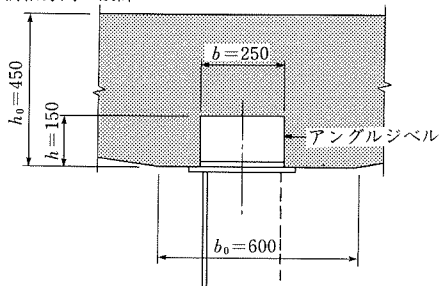
する剛ジベルとし、横方向面外曲げ(首振りモーメント)に対し、貫通鉄筋とU字鉄筋により抵抗するものとして行った。その結果、アングルはL-150×150、貫通鉄筋はD19 mm、U字鉄筋はD13 mmとなった。このアングルおよびU字鉄筋については、ドール橋で使用されたものと結果的に同等となった。

### 3.5 合成ウェブの設計

波形鋼板とコンクリートの合成ウェブ部の設計は、実験体モデルでFEM解析した結果より鋼板とコンクリートがせん断剛性(弾性係数×厚さ)の比率によりせん断力を分担されるものとして、「道路橋示方書」のコンクリートウェブに準じた設計手法で行った。ただし、平均せん断応力度および斜引張応力度の照査は、コンクリートウェブ厚が波形状で変化するため、最小厚で安全側の設計とした。なお、波形鋼板の板厚は、直前の波形鋼板ウェブ単独区間と同一の12 mm厚とした。

波形鋼板とコンクリートはスタッドジベルによる接合とした。ここで、スタッドの配置間隔を決定するため、鋼板とコンクリートの接触面の付着がない場合を想定し、両者がスタッドジベルにより接合されているモデルによりFEM解析を行った。その結果、スタッドジベルに作用する応力度が、配置本数を変化させた場合でも、ほぼ一定の値であった。よって、スタッドジベルは剥離防止のため「道路橋示方書」に規定される最大配置間隔以下とし、橋軸方向には600 mm、桁高方向には400 mm間隔で配置した。ただし、波形鋼板ウェブ単独区間から合成ウェブ区間となる最初のスタッドジベルには、鋼板からコンクリートへ、せん断力

#### (1) 橋軸方向の設計



ずれ止めの強度の算定

$$R_a = \inf.(R_{a1}, R_{a2})$$

$$R_d = \inf.(R_{d1}, R_{d2})$$

ここに、 $R_a$  : ずれ止めの許容せん断力 (kN)

$R_d$  : ずれ止めの終局耐力 (kN)

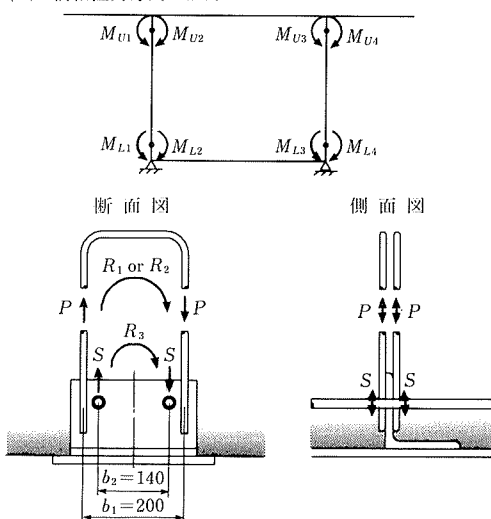
$R_{a1}$  : コンクリート強度に基づく許容せん断力 (kN)

$R_{a2}$  : アングル溶接強度に基づく許容せん断力 (kN)

$R_{d1}$  : コンクリート強度に基づく耐力 (kN)

$R_{d2}$  : アングル溶接強度に基づく耐力 (kN)

#### (2) 橋軸直角方向の設計



設計断面力

$M_{U1}$  : 上床版接合部に作用する曲げモーメント

$M_{L1}$  : 下床版接合部に作用する曲げモーメント

ずれ止めの強度の算定

$$R_a = \inf.(R_{a1}, R_{a2}) + R_{a3}$$

$$R_d = \inf.(R_{d1}, R_{d2}) + R_{d3}$$

ここに、 $R_a$  : ずれ止めの許容曲げモーメント (N・mm)

$R_d$  : ずれ止めの終局耐力 (N・mm)

$R_{a1}$  : U字鉄筋2組の引張強度に基づく許容曲げモーメント (N・mm)

$R_{a2}$  : U字鉄筋2組の付着強度に基づく許容曲げモーメント (N・mm)

$R_{a3}$  : 貫通鉄筋2本のせん断強度に基づく許容曲げモーメント (N・mm)

$R_{d1}$  : U字鉄筋2組の引張強度に基づく耐力 (N・mm)

$R_{d2}$  : U字鉄筋2組の付着強度に基づく耐力 (N・mm)

$R_{d3}$  : 貫通鉄筋2本のせん断強度に基づく耐力 (N・mm)

図-7 アングルジベルの設計

の移行に伴う応力が集中するため、付け根に緩衝材を設置することで、この応力を緩和させることにした。

### 3.6 外ケーブル定着突起の設計

一般的なコンクリート箱桁橋では、外ケーブルを床版とウェブの2面で支持された剛な突起部材に定着が可能である。しかし、波形鋼板ウェブ橋は、軸方向力に対して上下床版で抵抗するため、ウェブと定着突起の結合構造では、プレストレス力により過大な局部応力と面外変形がウェブに発生する。この局部応力が波形鋼板の座屈強度に与える影響が不明確であったため、ウェブと定着突起を分離構造とした。一方、上床版には過大な曲げ引張力がプレストレス偶力モーメントにより生じるため、補強部材により上下床版を結合し、外ケーブル定着力を桁全体に伝達させる構造とした。この補強部材には大きな引張応力が作用することから、引張強度が高く、軽量である補強鋼板を用いた複合突起形式とした。そのプレストレス力の伝達システムを図-8に、定着突起の構造を図-9に示す。設計段階では、定着突起部のFEM解析と模型実験により、構造解析の妥当性および耐久性を確認した。実験の結果、鉄筋および補強鋼板に発生した応力は解析値以下であり、また、プレストレス力による有害なひび割れも生じなかった。

## 4. 実物大実験

### 4.1 実験概要

本橋は、全外ケーブル方式による波形鋼板ウェブPC箱桁

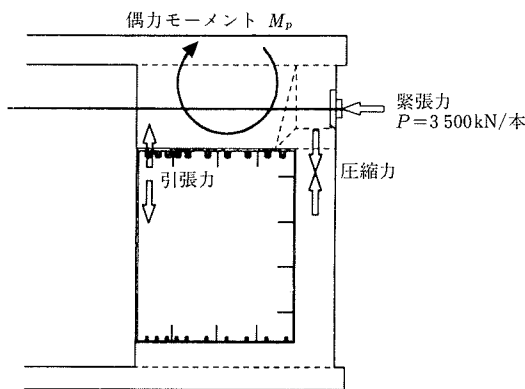


図-8 伝達システム

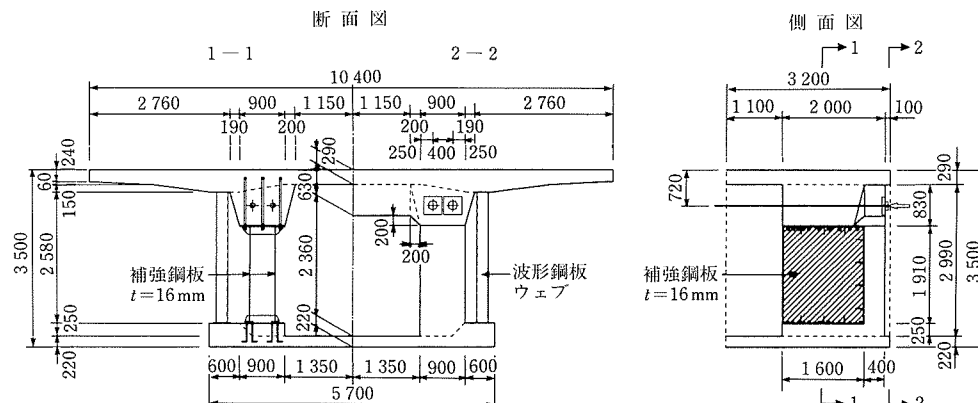


図-9 定着突起構造

橋として初の試みとなるため、実物大の模型供試体(写真-3)により施工性確認および部材応力測定を実施し、問題点の抽出およびその改善点を設計に反映させることとした。実物大模型実験の概要を以下示す。

模型供試体は、柱頭部と左右に3.2mのブロックを2個張り出した構造である。柱頭部の長さ3.0m、桁高3.5m、幅10.4mである。実橋では、コンクリート合成ウェブがあるため、1ブロック目の片側供試体の波形鋼板ウェブ内側にコンクリートを打設し、左右非対称構造とした。2ブロック目は共に波形鋼板ウェブとした。

波形鋼板は実橋と同一形状・同材質(波長1600mm、波高220mm、SM490YA材)とし、厚さ12mmである。

### 4.2 実験結果

本実験で確認の得られた、主な問題点および解決策を以下に示す。

#### (1) 施工性確認実験

- ① アンクル方式の接合部配筋作業においてU字筋と床版鉄筋等が干渉した。実橋ではアンクルと床版鉄筋等の配置間隔を合わせることにした。
- ② 下床版フランジ直下のコンクリート充填性は、桁内側から外側へ流し込む打設方法により問題はなかった。また、下フランジ部に空気孔φ30mmを300mmおよび600mmの2種類の間隔で配置したが、コンクリートの充填性に大差は見られなかった。実橋では縦断がついており、確実な充填性を得るため、空気孔φ30mmを300mm間隔で配置した。
- ③ 仮設PC鋼材を用いた張出し施工の緊張・解放作業およびPC鋼材の引出し作業は問題なく行えた。
- ④ 偏向部は透明シースと鋼管をフランジにより接続とされていたが、緊張により変形を生じた。このため、実橋では透明シースをコンクリートに直接埋め込み、出口に緩衝材を設置するタイプに変更した。
- ⑤ 透明シースの採用により、内部のグラウト充填状況を目視にて確認することができ、充填性も良好であった。

#### (2) 部材応力測定試験

- ① 全外ケーブル方式による張出し床版先端部の応力状態を確認するため、ブロック打継目部でコンクリート応力の測定を行った。外ケーブル緊張時の応力の実測

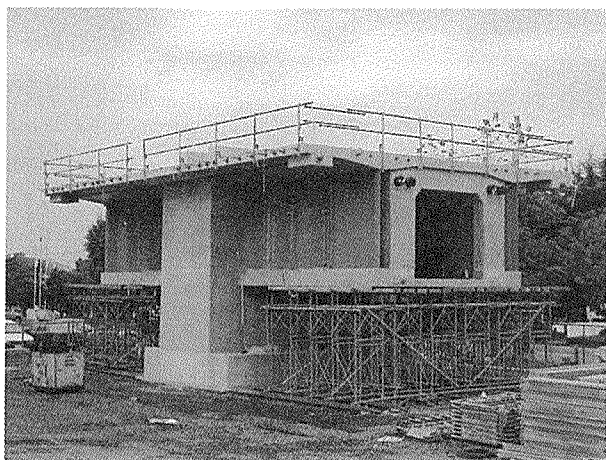


写真-3 実物大模型供試体

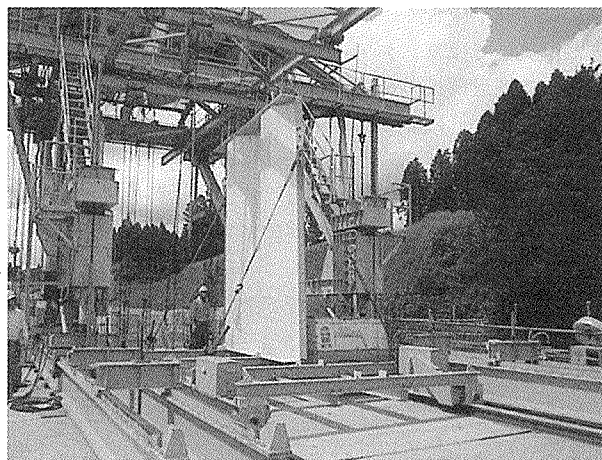


写真-4 波形鋼板運搬状況

値はFEM解析値の90%前後であった。ただし、合成ウェブ側の張出し床版先端部は発生応力が低いことも影響し、実測値はFEM解析値の75%であった。

- ② 外ケーブルの鋼・コンクリート複合定着体の補強鋼板とコンクリートとの接合を実験では埋込み方式とした。しかし、この方式では接合部に生じる緊張力による引張力に対する抵抗力が不足であった。よって、接合方式の検討を再度行い、実橋ではフランジ付き埋込みボルト方式に変更とした。

## 5. 施 工

### 5.1 柱頭部の施工

柱頭部の波形鋼板の架設は、タワークレーンで行った。

波形鋼板のセットは、張出し床版部支保工上に渡したH鋼に波形鋼板を支持させ、橋軸および高さ方向の位置決めを行った。

### 5.2 張出し部の施工

張出し部施工は、移動作業車により行った。この作業車には、波形鋼板を作業車後方で吊り上げ、前方に移動・設置できるように、1.4t吊りホイストクレーン4機が取り付けられている。また、作業車の主トラスは、波形鋼板の吊上げのために十分な高さとした。

波形鋼板は、タワークレーンで荷揚げした後、桁上面に設置した運搬台車を用いて架設ブロック位置まで運搬を行った(写真-4)。

張出し部のコンクリート打設は、標準ブロックは1回で行っているが、コンクリート合成ウェブおよび外ケーブル定着ブロックは、下床版コンクリートを打設した後、ウェブ・定着突起および上床版部の鉄筋・型枠を組み立て、2回目の打設を行った。

### 5.3 側径間支保工部の施工

側径間支保工部の波形鋼板は、柱頭部と同様に張出し床版部支保工上に渡したH鋼に波形鋼板を支持させ、橋軸および高さ方向の位置決めを行った(写真-5)。

### 5.4 外ケーブル工

外ケーブルの透明シースは、最大30m程度で接続して配置し、シース内へウィンチを用いてPC鋼線の挿入を行っ

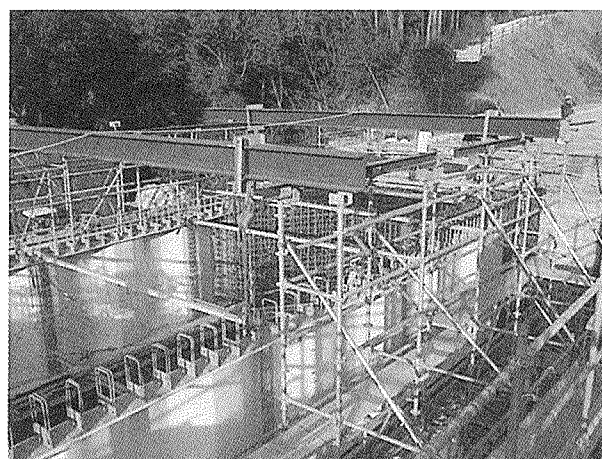


写真-5 側径間施工状況



写真-6 外ケーブル配置状況

た。透明シースの配置の際には、張出し架設外ケーブルは上床版よりシース保持材および作業足場を吊り下げ、連続外ケーブルは下床版より単管パイプを用いて、PC鋼線の自重によりシースが変形しないように保持した(写真-6)。

### 5.5 上越し管理

波形鋼板ウェブ橋の場合には、架設時に発生する波形鋼板ウェブのせん断変形を上越し計画に反映し、上越し管理を行う必要がある。しかし、本橋のように桁高変化がある



場合には、下床版の圧縮力によりせん断力が低減される。また、実橋ではコンクリート床版にもせん断力が分担されるため、波形鋼板の負担するせん断力は減少することになり、せん断変形によるたわみは施工上問題とはならない程度であった。よって、上越し量は、波形鋼板のせん断剛性を無視して算定することとした。なお、橋体施工が完了した下り線での実測結果は、計画値に対し管理基準内の値であった。

波形鋼板は完成時の縦断勾配で製作を行い、施工誤差などによる高さ調整は、4ブロックごとに接合ボルト孔位置を変更することで調整を行う計画としていた。しかし、ボルト接合のための拡大孔により、各ブロックごとの調整が可能となったため、当初計画した4ブロックごとのボルト孔位置の変更による高さ調整を行う必要は生じなかった。なお、緊張などによる橋軸方向の短縮量に対する桁長調整は最終ブロックのボルト孔位置で行った。

## 6. おわりに

平成13年3月現在の工事の進捗状況は、下り線の橋体工を終え、竣工に向けて上り線を施工途中である(写真-7)。

本稿が、今後の「全外ケーブル方式波形鋼板ウェブ橋」の設計・施工に携わる方々の参考になれば幸いであり、また、多大なご指導とご協力をいただいた関係各位に感謝す



写真-7 施工進捗状況

る次第である。

## 参考文献

- 1) DIN 4227, Spannbeton, Bauteil aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Teil 11, 1988
- 2) 角谷・青木・正司・丸山：全外ケーブル方式による波形鋼板ウェブPC橋の終局耐力に関する検討，第10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，p.47，2000.10
- 3) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会：波形鋼板ウェブPC橋計画マニュアル(案)，1998.12

【2001年4月5日受付】