

# 新名神高速道路 塩川橋の設計・施工

## — 道路と鉄道を跨ぐ張出し架設 —

進 繁樹\*1・田口 靖雄\*2・清水 啓史\*3・河中 涼一\*4

塩川橋は、新名神高速道路の一部として上下部工一式で発注された上下線分離の橋梁であり、箕面とどろみ IC～川西 IC 間に位置する。本橋は急峻な地形条件に加え、国道、鉄道および河川を跨ぐ橋梁である。上り線は PRC 2 径間連続ラーメン箱桁橋で、張出し架設工法を採用したが前述の制約から支間長が 2 倍程度異なるため、施工時のアンバランスモーメント対策が課題であった。下り線は、張出し架設長が片側で 89.2 m と長かったため、波形鋼板ウェブを採用するなどの変更により、1 ブロックの施工長を延長することで工程短縮を実現した。また、上下線とも終点側の橋台施工場所へは背面のトンネル側からアクセスができず、最大張出し状態となった下り線の上部工先端から施工を行う必要があった。そこで、工程短縮のために杭長の見直しや施工方法の変更、さらに進入路に設置される延長床版をプレキャスト化するなどの対策を講じた。本稿ではこれらの内容について報告する。

キーワード：波形鋼板ウェブ、張出し架設、アンバランスモーメント対策、6.4 m ブロック、工程短縮

### 1. はじめに

塩川橋は、西日本高速道路(株)関西支社から新名神高速道路塩川橋他 1 橋工事として発注された上下線分離構造の橋梁で、上下部工一式の工事であった。本橋は図 - 1 に示すとおり兵庫県川西市に位置し、箕面とどろみ IC～川西 IC 間に架橋された。また、工期は平成 24 年 7 月 13 日～平成 29 年 8 月 15 日であった。本橋は急峻な地形条件に加え、約 4 万台/日の交通量を有する国道 173 号、能勢電鉄妙見線および一級河川塩川を跨ぐ橋梁である。



図 - 1 架橋位置

### 2. 工事概要

#### 2.1 上り線

上り線は橋長 97.0 m、全幅 11.8 m の PRC 2 径間連続ラーメン箱桁橋であり、P1 - A2 径間で国道および河川と交差するため、P1 - A2 の支間長は 62.7 m、A1 - P1 は 30.7 m と、支間長が 2 倍程度異なる。上部工は、P1 橋脚からの張出し架設工法によって施工した。その際に、1 次張出しとして起終点側ともに 8 ブロック（以下「BL」）までを施工し、先に A1 側の側径間部を閉じた。次に、2 次張出しとして A2 側の 11 BL までの施工を行い、最後に A2 側の側径間部を閉じた。張出し長が起点側と終点側で非対称となるため、A2 側の主桁には軽量の波形鋼板ウェブを採用して 1 BL の張出し長を 3.2 m～4.8 m とし、A1 側の主桁にはコンクリートウェブを採用して 1 BL の張出し長を 2.5 m とした。上り線の全体一般図および上部工標準断面図を図 - 2 および図 - 3 に示す。

#### 2.2 下り線

下り線は橋長 233.5 m、全幅 11.8 m の PRC 3 径間連続ラーメン箱桁橋であり、P2 - A2 径間で国道、河川および鉄



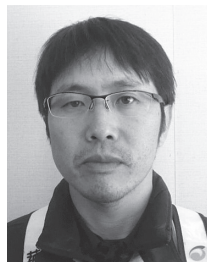
\*1 Shigeki SHIN

(株) ピーエス三菱  
大阪支店



\*2 Yasuo TAGUCHI

(株) ピーエス三菱  
広島支店



\*3 Hiroshi SHIMIZU

(株) ピーエス三菱  
大阪支店



\*4 Ryoichi KAWANAKA

(株) ピーエス三菱  
本社 技術本部

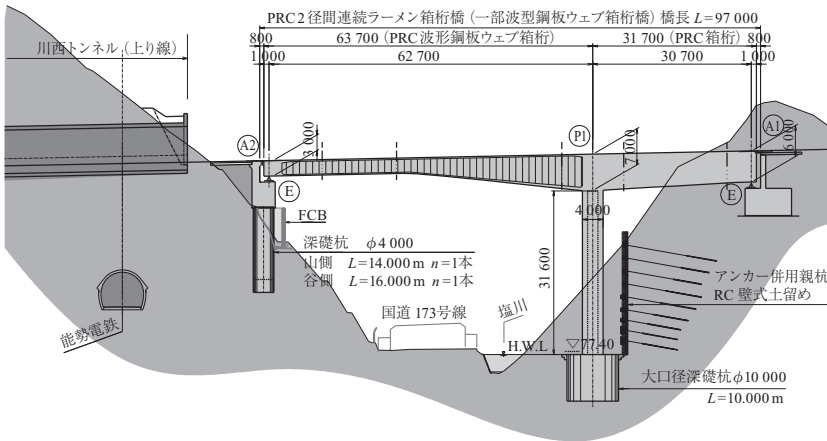


図 - 2 上り線 全体一般図

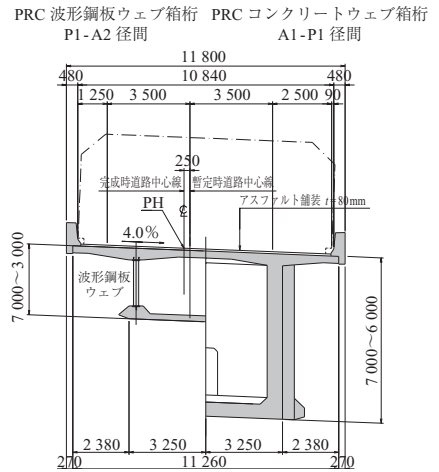


図 - 3 上り線 上部工標準断面図

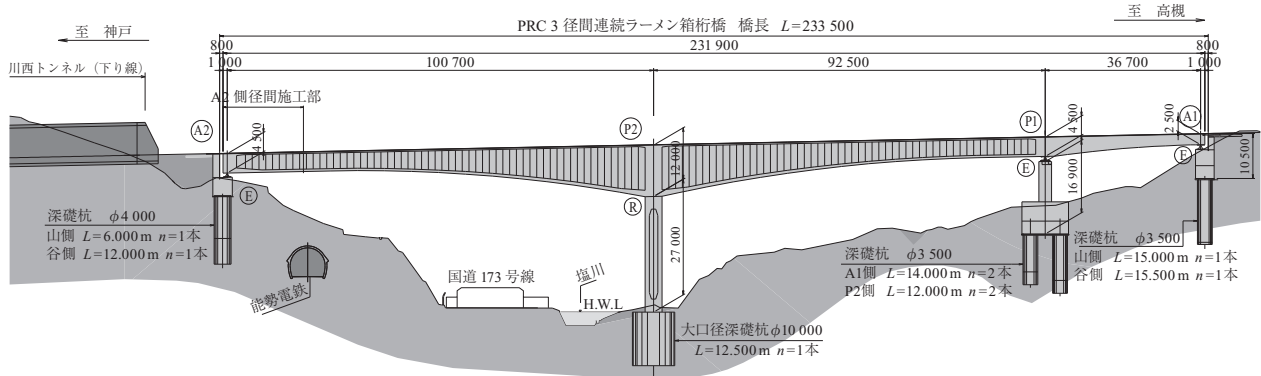


図 - 4 下り線 全体一般図

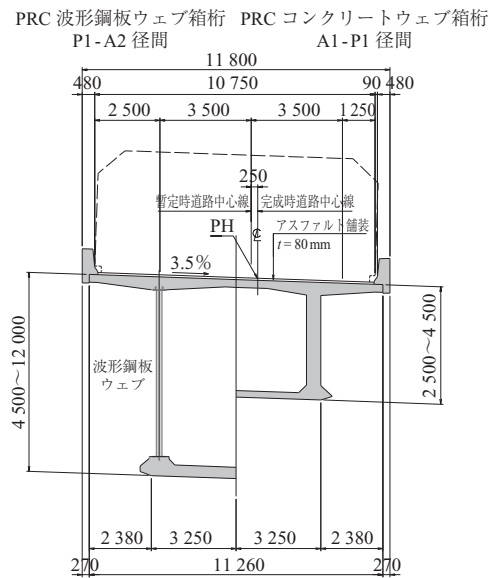


図 - 5 下り線 上部工標準断面図

道と交差する。P1 - A2 径間は波型鋼板ウェブを採用しており、P2 橋脚からの張出し架設工法によって施工した。張出し架設長は片側で 89.2 m、柱頭部における最大桁高は 12.0 m であり、同形式で同工法を採用する PC 橋としては国内最大級である。下り線の全体一般図および上部工標準断面図を図 - 4 および図 - 5 に示す。

### 3. 上部工および下部工の設計・施工

#### 3.1 交差物の制約を受ける上り線の設計・施工<sup>1)</sup>

##### (1) 上り線 P1 橋脚の構築位置

上り線は、国道および河川と P1 - A2 径間で交差するため、P1 橋脚は交差物と干渉しない位置に構築する必要がある。一般的に斜面部の基礎には竹割り土留めを採用するが、本橋の P1 橋脚に竹割り土留めを採用すると、リングビームと河川の離隔から橋脚位置が決定し、P1 - A2 の支間長がさらに長くなる。そこでアンカー併用親杭 RC 壁式土留めを採用して支間比の改善に努めた。完成した上り線 P1 の土留め構造を写真 - 1 に示す。

##### (2) 上部工架設時のアンバランスモーメント対策

本橋は前述のとおり起点側と終点側で支間長が大きく異なるため、架設時には P1 橋脚に大きなアンバランスモーメントが発生する。概要図を図 - 6 に示す。アンバランスモーメントを考慮した RC 計算の結果、橋脚主筋の応力度は許容値以下となった。しかし、橋脚のコンクリートにひび割れが発生すると、張出し架設時に想定外の変位が生

じる可能性があるため、橋脚上端部のコンクリート縁引張応力度を照査した。照査の結果、縁引張応力度は  $-2.59 \text{ N/mm}^2$  となり、ひび割れ発生限界の計算値である  $-1.1 \text{ N/mm}^2$  を超過することが分かった。そこで、以下の 2 つの対策案について検討した。

- ① コンクリートウェブ側 (A1 側) の移動作業車を張出し架設完了直後に解体せず、A1 閉合部施工完了まで存置する。

② A2 側の側径間施工時に当該箇所の波形鋼板ウェブを先行架設して上床版および下床版のコンクリート施工前に端支点横桁と連結する。

この2案を試算した結果、アンバランスモーメントは無対策の場合に比して約4割低減され、橋脚上端部の縁引張応力度は $-0.97 \text{ N/mm}^2$ となり、ひび割れ発生限界の制限値を満足する結果となった。よって、前述の2案を採用することとした。波形鋼板ウェブを先行架設し、端支点横桁の構築に向けて型枠を組み立てている状況を写真-2に示す。なお、先行架設した波形鋼板ウェブに曲げ剛性を付与するため、波形鋼板接合部の上下フランジは添設板を介して高力ボルト(S10T)で接合した。

### 3.2 下り線の設計・施工<sup>2)</sup>

#### (1) 張出し架設の急速化

本橋は、基本設計においてコンクリートウェブを用いた構造で設計されていたが、詳細設計においてP1-A2間に波形鋼板ウェブを用いる構造に変更した。その効果で、張出し架設に用いる移動作業車が負担する主桁重量を軽減することができた。さらに、波形鋼板ウェブのフランジを接続し、これに下床版コンクリートの打設荷重を負担させることで、基本設計では最大3.5mであった施工BL長を6.4mまで延長することができた。波形鋼板ウェブのフランジを用いた耐荷機構概要図を図-7に、波形鋼板ウェブに下床版コンクリート荷重を負担させる構造の概要図を図-8に示す。この1BL施工長の延長により、基本設計では31BLであった張出しBL数を13BLまで削減し、約190日の工期短縮を可能とした。

#### (2) A2側径間の施工方法

下り線のA2近傍は地形が急峻で、計画段階では通常の地形測量が困難であった。そこで、3次元レーザースキャナ測量によって作成した3次元地形モデル(図-9)を用いて地山の形状を確認した。その結果、下り線A2付近は主桁架設位置に地山が近接しており、移動作業車が橋台近傍まで前進できないことが分かった。そのため、A2側の側径間施工長は約19mと長い。このような場合、一般的には固定支保工を設置して主桁を構築するが、側径間施工部の地山直下には能勢電鉄のトンネルが通過していることから、地山に作業荷重を負担させる固定支保工は適用できなかった。また、地山に作業荷重を負担させない吊支保工施工の採用を検討したが、側径間施工部が長いことから施工荷重が大きく、施工時の大きなたわみが橋面高さの出来形精度に与える影響が懸念された。そこで、吊支保工施工の採用と同時に、橋体の変位を最小限に抑えるため、波形鋼板ウェブを先行架設して端支点横桁と接合することで剛性を付与し、側径間施工時のたわみを低減することが可能な計画を考案した。

A2側径間の施工順序を図-10に示し、以下に各施工ステップの詳細を記す。

ステップ1：波形先行架設～仮支点設置～端支点横桁施工

最大張出し状態の主桁先端に側径間施工部の波形鋼板ウェブを先行架設し、接合部の上下フランジを添設板にて連結した。その後A2端支点横桁を施工した。また、橋台



写真-1 上り線P1の土留め構造

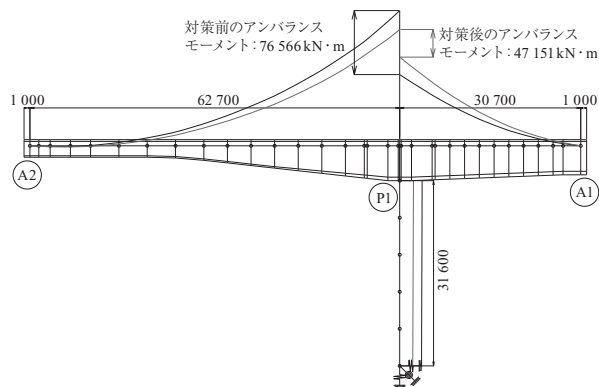


図-6 上り線施工時のアンバランスモーメント

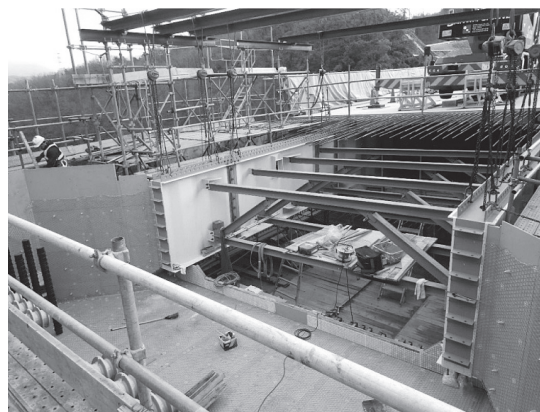


写真-2 上り線A2側径間の施工状況

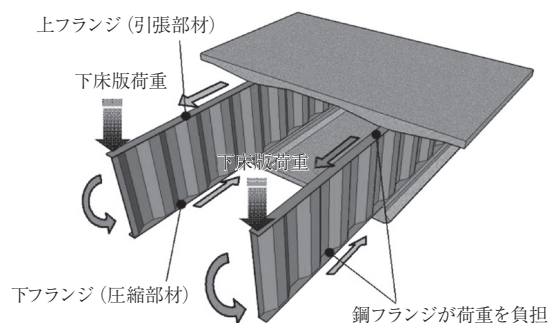


図-7 波形鋼板ウェブの耐荷機構

ラケット上に仮支点を設け、その位置まで下床版を先行施工することで側径間の施工長を短縮し、後に波形鋼板ウェブが負担する上下床版コンクリートの打設荷重による断面力を低減するよう配慮した。

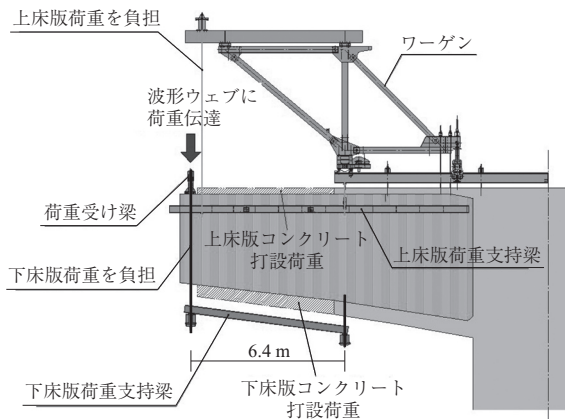


図 - 8 下床版コンクリートの支持構造

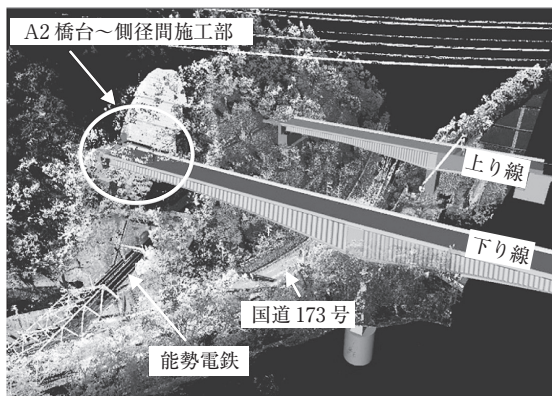


図 - 9 3次元地形モデル

ステップ2：下床版コンクリート打設

吊支保工構造を簡略化して重量を軽減するために、下床版コンクリートの型枠は波形鋼板ウェブ上に仮設したH型鋼から吊る構造とし、施工荷重を波型鋼板ウェブに負担させた。

ステップ3：下床版ケーブル仮緊張～仮支点解放

支点横桁と下床版コンクリートの荷重を負担した仮支点および橋台ブラケットは、同時に上床版コンクリート荷重を負担することができなかった。そのため、先に負担している支点横桁および下床版の荷重を除荷したのちに、上床版コンクリートを施工する必要があった。しかし、徐荷のために仮支点を解放すると、施工済みの下床版にひび割れ発生限界を超える引張応力が生じるため、仮支点解放前に下床版ケーブルを仮緊張して圧縮状態としたのちに除荷作業を行った。

ステップ4：上床版コンクリート打設～本緊張

支点横桁と下床版コンクリートの荷重を徐荷した仮支点を再び構築して橋体を支持し、上床版コンクリートを打設した。また、上床版コンクリートの打設においても、張出し床版部の荷重は波形鋼板ウェブに仮設として取り付けられたブラケットから支持させることで吊支保工構造の軽量化に配慮した。

3.3 上部工張出し先端からの下部工施工<sup>3)</sup>

当初、上下線 A2 橋台および深礎杭の施工は、背面の川西トンネル側から進入して行う計画であったが、施工調整の結果、最大張出し状態の下り線上部工先端から行う計画

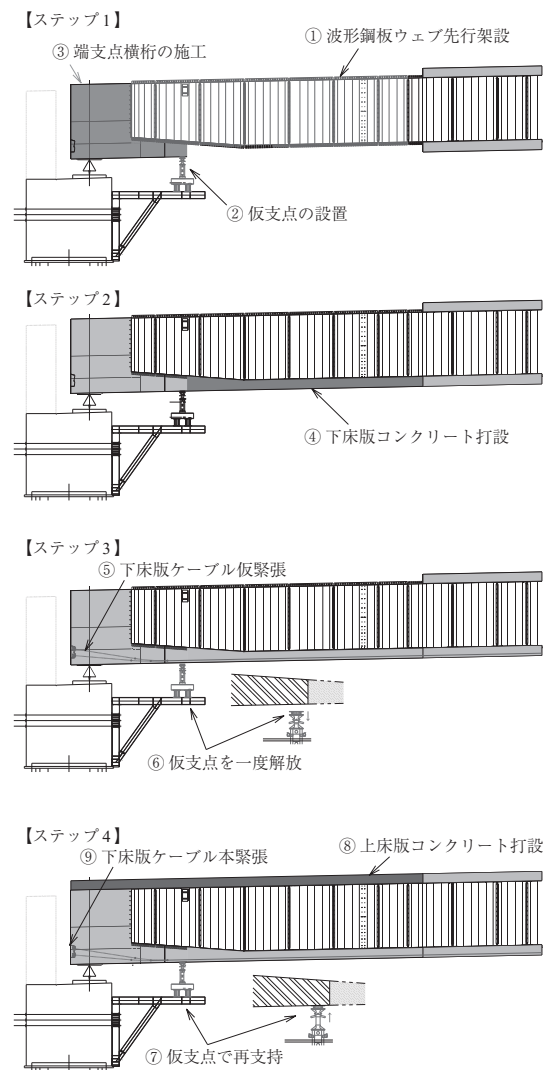


図 - 10 A2 側径間の施工順序概要図

に変更となった。よって、上り線 A2 橋台および深礎杭の構築による発生土は、上下線 A2 橋台間に設けた仮設構台を使用して下り線側へ運搬したのち、下り線上部工先端に設置したクレーンで橋面上に待機する土砂運搬車両に積み替えて場外へ搬出した。下り線上部工を經由した土砂運搬経路を写真 - 3 に示す。

(1) 上部工の変位計測

下り線上部工を工事経路とした施工に伴い、下り線の上部工先端には最大 70 t 級のクレーンやコンクリートポンプ車・ミキサー車を設置するなど、当初計画には考慮されていない施工荷重が載荷されることとなった。施工時に載荷されるこれらの荷重は、主桁の施工に用いた移動作業車の重量と比較すると小さなものであり、架設時の主桁応力は許容値を超過するようなものではなかったが、主桁の高さ管理への影響が懸念された。そこで下部工施工中の上部工変位を把握するために、3次元自動追尾システムを用いて常時計測を実施した。光波測距儀を用いた3次元自動追尾システムによる計測状況を写真 - 4 に、上部工高さ変化の計測結果を図 - 11 に示す。この図から分かるように、最大張出し先端の高さは、日照や施工時荷重により日中に

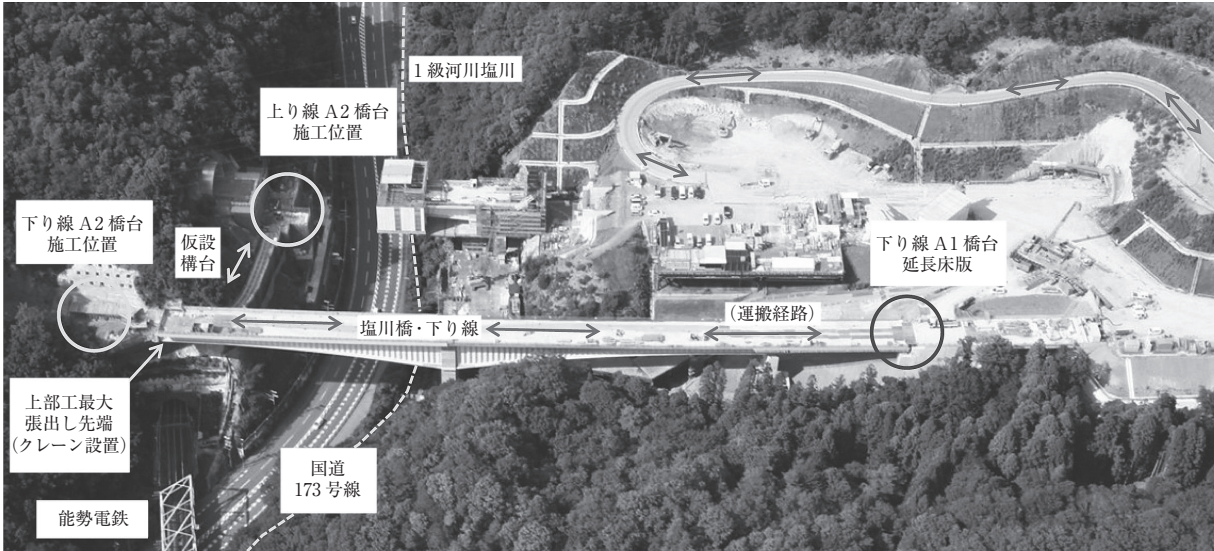


写真 - 3 下部工施工における掘削土の運搬経路

において最大 50 mm 程度下方に変位するが、夜間においては日中に生じた変位は回復した。また、年温度変化、クリープ、乾燥収縮などによる全体的な変位の傾向は、おおむね計算値と一致した。よって、計画変更時に懸念された想定外の施工時荷重による主桁の目立った高さ変化は確認されなかった。なお、施工に用いるクレーンなどの機械は、使用時以外、上部工先端の高さに影響を与えない柱頭部まで後退して待機するよう配慮した。

(2) 深礎杭の杭長短縮

前述のとおり深礎杭の施工には、掘削土砂の運搬などに多くの時間を要する見通しとなった。そこで、深礎杭の長さを変更して施工期間を短縮することを検討した。当初、深礎杭の設計に適用されていた地盤条件は、周辺地盤の試験結果から設定したものであるため、改めて深礎杭施工位置の原位置地盤試験を実施した。その結果、当初 CL 級と判定していた地盤は、CM 級相当の硬質なものであることが判明した。また、孔壁保護には一般的にモルタルライニング工法が採用されるが、国道近接箇所上空でのモルタル飛散に対するリスク低減のため、鋼製ライナープレートを用いた土留め工法に計画変更した。これらの地盤条件や構造の変更を反映して深礎杭の再設計を行った結果、上り線の R 側の杭長は当初設計 16.5 m を 14.0 m に、L 側は 18.5 m を 16.0 m に変更することができ、工程の短縮を可能とした。

(3) 深礎杭の掘削方法変更

各 A2 橋台の原位置地盤試験結果より、深礎杭掘削位置における地盤の硬さを表す変形係数  $\alpha E0$  は、CH 級にも相当する硬質なものであることが判明し、人力による掘削のみではその進捗が極端に遅く、工程に大きな影響を及ぼす可能性があった。しかし、深礎杭掘削位置の直下には能勢電鉄のトンネルが通過しており、通常の火薬による破碎は、その振動による影響が懸念されて使用することができない。そこで、一般的な発破工法ではなく、低振動破碎工法に分類されるプラズマカプセル破碎工法を、人力による掘削と併用して施工を行った。施工状況を写真 - 5 に示す。

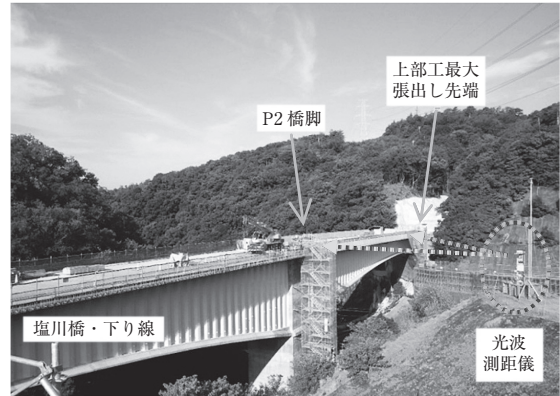


写真 - 4 下り線 A2 上部工の高さ計測状況

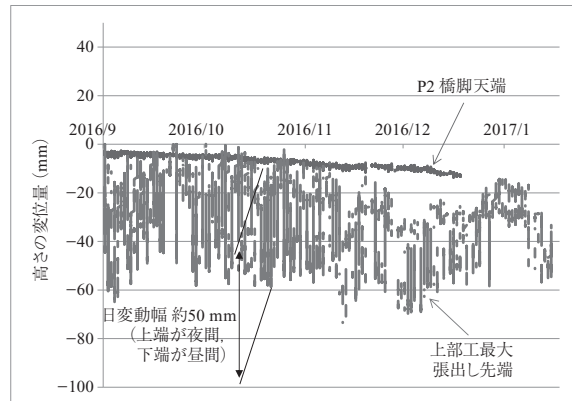


図 - 11 下り線 A2 上部工の高さ変化

プラズマカプセル破碎工法の採用においては、トンネルに伝搬する振動を事前に把握するために、き電停止後に試験発破を行い、トンネル坑内でその振動を計測した。その結果、坑内で測定された振動は 0.05 kine 程度であり、常時振動測定が必要となる規制値 0.50 kine を大きく下回ることが確認できた。

(4) A1 橋台の延長床版のプレキャスト化

下り線の A1 橋台部には、橋梁部に連結される場所打ち方式の延長床版が設置される計画となっていた。しかし、

A2 橋台の施工方法が下り線橋面上を運搬路として使用する計画へ変更となり、延長床版の施工期間中は車両が進入できないため、上下線 A2 橋台および深礎杭の施工が不可能となる。そこで、この通行止め期間を短縮するために場所打ちで計画していた延長床版および底版をプレキャスト部材へ変更した。図 - 12 にプレキャスト延長床版の概要を、写真 - 6 に架設状況を示す。設計においては、桁遊間上に位置するプレキャスト延長床版と主桁側場所打ち部との接合断面が、設計荷重時にフルプレストレスとなるよう PC 鋼材の配置を計画した。使用する PC 鋼材は、PC 鋼より線を用いた場合、定着具のセットロスの影響が大きく、長さの短い延長床版には非効率である。そこで、セットロスがなく作業の容易な中空 PC 鋼棒を採用し、400 kN タイプを 250mm 間隔で配置した。このプレキャスト方式への変更で、通常は 60 日間程度必要である延長床版の施工を、伸縮装置の設置まで含めて 9 日間で完了することができた。

(5) A2 橋台の切土掘削

下り線 A2 橋台は、前述のとおり、下り線上部工先端から施工を行う計画へ変更した。橋台施工に先立ち、地山を 1700 m<sup>3</sup> 掘削して橋台本体の施工に取りかかる準備が必要であったが、地形が急峻で一般的な重機の進入路が確保できなかった。そこで、急斜面での掘削に対応したクライミングバックホーを採用し、施工を進めることで工程を短縮した。斜面の掘削状況を写真 - 7 に示す。



写真 - 5 低振動破碎工法施工状況

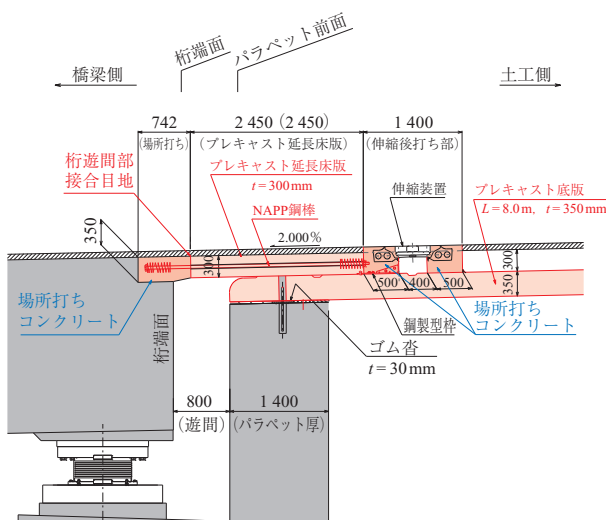


図 - 12 下り線 A1 プレキャスト延長床版概要図

4. おわりに

本工事は、急峻な地形や交差物の制約が厳しい条件のもと、現場着手から施工完了までの約 4 年 8 ヶ月、第三者被害をはじめ工事中事故も無く、平成 29 年 8 月に無事故・無災害でしゅん功した (写真 - 8)。

最後にご指導いただいた西日本高速道路株式会社および関係各位の皆様へ深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 河中涼一, 清水啓史, 田口靖雄, 宮本健次: 新名神高速道路 塩川橋 (上り線) の設計・施工, プレストレストコンクリート工学会 第 26 回シンポジウム論文集, pp.631-634, 2017.10
- 2) 河中涼一, 清水啓史, 田口靖雄, 宮本健次: 新名神高速道路 塩川橋・下り線の設計・施工, プレストレストコンクリート工学会 第 25 回シンポジウム論文集, pp.637-640, 2016.10
- 3) 進 繁樹, 田中耕一, 河中涼一, 宮本健次: 新名神高速道路 塩川橋 上部工を工事経路とした下部工の施工, プレストレストコンクリート工学会 第 26 回シンポジウム論文集, pp.239-242, 2017.10



写真 - 6 プレキャスト延長床版架設状況



写真 - 7 クライミングバックホーによる掘削状況



写真 - 8 完成写真

[2017 年 12 月 26 日受付]