

日本最大支間を有する連続ラーメン箱桁橋の設計・施工

— 新丸山ダム・付替国道418号 新旅足橋 —

平田 美正*1・片桐 知治*2・今門 宏之*3・竹内 康之*4

新旅足橋は、新丸山ダム建設事業で付替えた一般国道418号の橋梁の一つで、橋長462mのPC3径間連続ラーメン箱桁橋である。河床より橋面まで約200mの高低差を有する急峻なV字渓谷の山岳地に位置するため、橋脚高さ、支間長ともに日本有数の長大橋で、橋脚の高さ101mは現在わが国第3位、支間長220mはPC連続ラーメン橋では第1位となる。

このように本橋は高橋脚・長支間PC橋であるため耐震性能の確保が課題とされた。施工においても、高橋脚・長支間の影響で片持ち張出し架設時のたわみ量が大きく、上げ越し管理に細心の注意が必要となった。

本稿では、これらの設計・施工の概要を報告するとともに、高所へのコンクリート圧送や超大型移動作業車を用いた工期短縮策についても報告する。

キーワード：連続ラーメン箱桁橋、長大橋、上越し管理、クリープ・乾燥収縮試験

1. はじめに

新旅足橋は、洪水調節機能の増強等を目的とした既設丸山ダムの嵩上げ（新丸山ダム建設）によって、洪水時に湛水することから付替えた一般国道418号の橋梁の一つで、旅足川（岐阜県加茂郡八百津町）を急峻な山頂付近で渡河する長大橋である。通常このような地形条件では、PC斜張橋やエクストラロード橋等の吊構造の橋梁が採用される場合が多いが、コスト・工期・施工性などさまざまな面から比較検討し、主桁に設計基準強度50N/mm²のコンクリートとSD490の高強度鉄筋を使用することにより長支間連続ラーメン構造を成立させ、橋長462mのPC3径間連続ラーメン箱桁橋を採用することとした。本橋梁は、PC連続ラーメン橋としてはこれまでの国内最大を50m近く上回る220mの中央支間長を有し、橋脚も国内3位の

101mの高さを有しており、高度な設計・施工技術が求められる構造となっている¹⁾。

このような高橋脚・長支間PC橋の片持ち張出し架設では、施工中のたわみが大きいため、本架設では実施工に即した緻密な上げ越し計算および管理を行った。また、本橋主桁コンクリートの打設には、水平換算で約650mの圧送が必要なため、実施工に先立ち圧送実験を行い、配合の選定やポンプ車の能力等の検討を行った。さらに、工期短縮を目的として、超大型移動作業車による架設を行った。

本稿は、上記連続ラーメン橋において、一般的に配筋上決定ケースとならない直角方向地震で配筋が決定するなど設計上特徴的である耐震設計を中心に報告する。また、施工については上部工の施工に着目し、上げ越し管理、コンクリートの打設、超大型移動作業車による片持ち張出し施工、中央閉合部の施工について報告するものである。

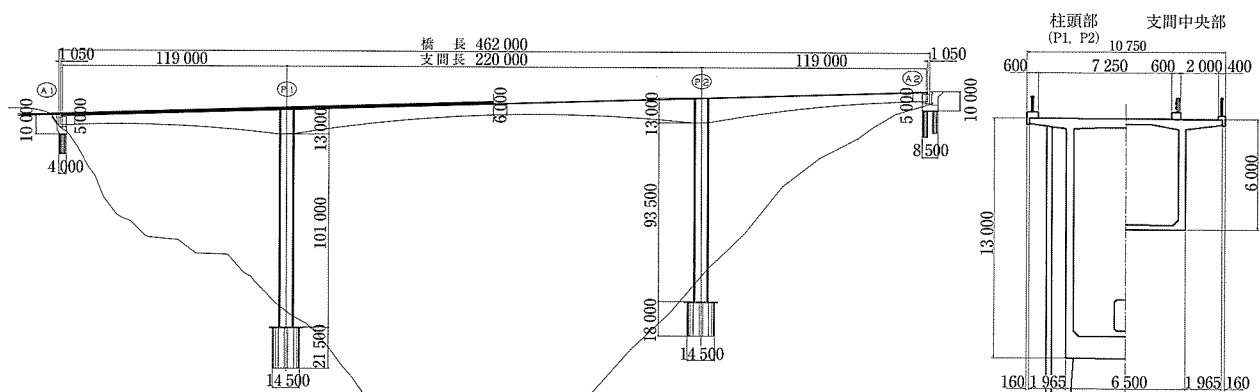


図 - 1 全体一般図

*1 Yoshimasa HIRATA：国土交通省 中部地方整備局 新丸山ダム工事事務所 工務課 工事係長

*2 Chiharu KATAGIRI：国土交通省 中部地方整備局 新丸山ダム工事事務所 工務課長

*3 Hiroyuki IMAKADO：(株)長大 西日本構造事業部

*4 Yasuyuki TAKEUCHI：三井住友建設・昭和コンクリート工業共同企業体

2. 工事概要

新旅足橋の橋梁概要を以下に示す。また、全体一般図を図 - 1、主要数量を表 - 1 に示す。

工事名：平成 18 年度新丸山ダム国道 418 号
新旅足橋上部工事
構造形式：PC3 径間連続ラーメン箱桁橋
位置：岐阜県加茂郡八百津町小洞～牛首
道路規格：第 3 種第 3 級
設計荷重：B 活荷重
橋長：462.0 m
支間長：119.0 m + 220.0 m + 119.0 m
有効幅員：9.75 m (車道 7.25 m, 歩道 2.0 m)

表 - 1 主要数量 (上部工)

項目	単位	数量	備考
コンクリート	m ³	7 498	$\sigma_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$
鉄筋	t	1 155	SD490
PC 鋼材	内ケーブル	t	319 SWPR7B 12S15.2
	外ケーブル	t	88 SWPR7B 12S15.2
	床版横締め	t	36 SWPR19 1S28.6 (プレグラウト)
	鉛直締め	t	55 SBPR930/1080 $\phi 32, \phi 26$

3. 設計

3.1 概要

PC ラーメン橋としては、国内最大の長支間であることから、設計にあたっては耐震性能の確保が最大の課題となった。さらに長周期構造であることから通常の PC ラーメン橋では実施しない耐風安定性の検討を実施した。ここでは、詳細設計時の検討内容について記述する。

3.2 使用材料

(1) 検討概要

使用材料の選定は、経済性に優れることは当然であるが、大規模橋梁であるため、施工性、耐震性（軽量化、耐震性能の確保）も重要課題とした。

(2) 主桁 (上部工) コンクリート強度

設計基準強度（以下、 σ_{ck} と記す）40 N/mm²、50 N/mm²、60 N/mm² の 3 案に対して比較検討を行い、 $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ に比べ 5 % の主桁自重の低減と施工ブロック数の縮減が図れ、設計当時に高速道路橋の工事を含め岐阜県内で実績が増えていた、 $\sigma_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ を採用した。

(3) 主桁 (上部工) 鉄筋強度

鉄筋の材質としては、SD390 と SD490 を対象として耐震性能確保の観点から、地震時動的解析による比較検討を実施した。検討の結果、SD390 に比べ鉄筋量で 1 割程度の縮減が図れ、最大鉄筋径を D29 から D25 に縮小が図れる SD490 を施工性に対しても優れていると判断し採用した。

(4) PC 鋼材

PC 鋼材の種類としては、表 - 1 のように設定した。なお、鉛直鋼棒の $\phi 26$ は、柱頭部アンバランスモーメント（後述）に対する補強のみに $\phi 32$ (B 種) と併用して使用した。

一般的に内・外ケーブルの比率は、架設ケーブルを内ケーブルとし、連続ケーブルを外ケーブルとすることを基本に、配置上の制限、応力度バランス、終局耐力の確保を考慮し決定されることが多い。本橋は、とくに支間長に比べ箱幅が小さく配置上の理由から外ケーブルの本数は制限された。さらに、添架物の取り合いも考慮し、中央支間に配置する最大外ケーブル本数を 12 本とし、応力度バランス、終局耐力の確保に着目した検討より内・外ケーブル本数を決定した。

(5) 橋脚

RC 中空断面を対象に、第 1 案「 $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ 、SD390 (主筋)、寸法 8.5 m × 8.5 m」、第 2 案「 $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ 、SD490 (主筋)、寸法 8.0 m × 8.0 m」、第 3 案「 $\sigma_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ 、SD685 (主筋)、寸法 7.0 m × 7.0 m」の比較検討を行い、もっとも経済性に優れる結果となる第 2 案「 $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ 、SD490 (主筋)、寸法 8.0 m × 8.0 m」の組合せを採用した。

なお、帯鉄筋には材質 SD390 の鉄筋を用いた。

3.3 主桁 (上部工) 構造諸元

(1) 桁高

桁高の選定は、第 1 案 $h = 12.0 \sim 5.5 \text{ m}$ (1/18 ~ 1/40)、第 2 案 $h = 13.0 \sim 6.0 \text{ m}$ (1/17 ~ 1/37)、第 3 案 $h = 14.0 \sim 6.5 \text{ m}$ (1/16 ~ 1/34) に対して比較検討を行い、もっとも主桁自重が小さくなる第 2 案 $h = 13.0 \sim 6.0 \text{ m}$ (1/17 ~ 1/37) を採用した。

(2) 箱桁幅

一般的に箱桁幅は、床版の応力度バランスに着目した検討より決定し、幅員 × 0.55 程度が採用される。本橋では、床版の応力度バランスに加え橋軸直角方向地震に対する耐力確保および、PC ケーブルと添架物の配置を考慮し、第 1 案箱桁幅 $B = 6.50 \text{ m}$ (幅員 × 0.60) と第 2 案箱桁幅 $B = 6.00 \text{ m}$ (幅員 × 0.56) に対して比較検討を行った。検討の結果、第 2 案に比べ地震時耐力が 5 % 程度大きくなり、ケーブルの配置で添架物と内ケーブル (下スラブ) の離隔が確保できる第 1 案箱桁幅 $B = 6.50 \text{ m}$ を採用した。なお、床版横締めの配置間隔は第 1 案、第 2 案ともに 625 mm となった。

3.4 耐震性能

(1) 固有周期および設計震度

レベル 1 地震時での周期は橋軸方向 $T = 3.01$ 秒、直角方向 $T = 4.42$ 秒となった。直角方向に関して、固有周期から設計水平震度は $k_h = 0.08$ と算出されるが、 $k_h = 0.10$ を下限値とし、橋軸方向、直角方向ともに設計水平震度は $k_h = 0.10$ とした。

(2) 主桁 (上部工)

大規模な PC ラーメン橋上部工の配筋は一般的にレベル 2 地震時で初降伏以下とするために決定する部分が発生する。本橋でも、表 - 2 を満足する配筋を計画した。この条件を主桁の全断面において満足するように配筋を設定した (図 - 2, 3)。

なお、一般的に、直角方向地震は配筋を計画する上で支配的となりにくいですが、本橋は支間長 220 m に比べ幅員が約

10 m と小さいため、直角方向地震に対しても配筋が決定している。このような特徴より、橋脚同様に高強度材料の使用が必要となった。

地震後の残留ひび割れについては、その評価方法が明確でないが、本橋はSD490を使用しており一般的な材料に比べ被災時に生じるひび割れ幅が大きくなる事が想定される。ただし、死荷重時に主桁のすべての断面で全圧縮となる事から、被災時にひび割れが生じた場合においても地震後（死荷重時）にはひび割れが微細な幅まで閉じると想定され、耐久性において問題はないものと判断した。

表 - 2 主桁のレベル2地震時の許容値

地震動	照査方法	許容曲率	
		応答曲げモーメントに対する引張縁側に、緊張したPC鋼材を配置している場合	応答曲げモーメントに対する引張縁側に、緊張したPC鋼材を配置していない場合
タイプ I	応答曲率 < 許容曲率	PC鋼材が弾性限界に達する曲率	最外縁鉄筋が降伏点に達する曲率
タイプ II		PC鋼材が弾性限界に達する曲率	最外縁鉄筋が降伏点に達する曲率

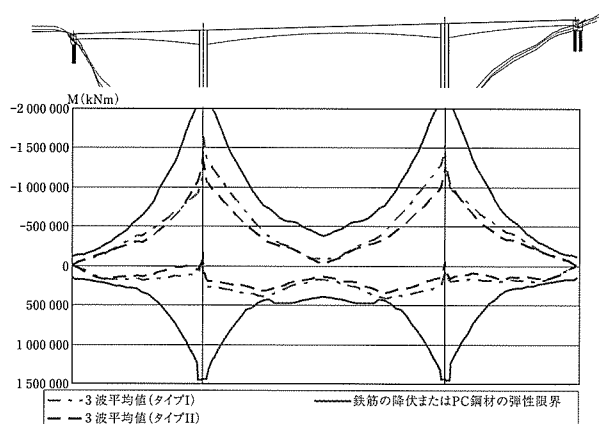


図 - 2 上部工の大規模地震時照査結果（橋軸方向）

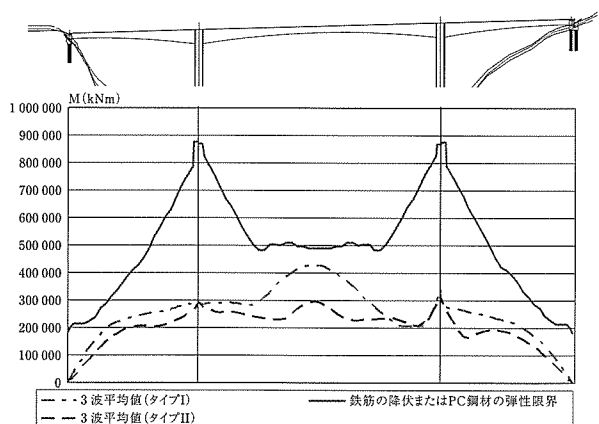


図 - 3 上部工の大規模地震時照査結果（橋軸直角方向）

(3) 橋脚

構造形式は、RC中空構造（8.0 m × 8.0 m）とした。

レベル1地震時およびレベル2地震時の検討の結果、橋脚断面は、レベル1地震時で決定した。レベル2地震時では、橋軸方向地震のタイプIの3波中1波でわずかに軸方向鉄筋が降伏に至るものの、ほぼ初降伏以下に留まる結果となった。以上より、本橋の橋脚は十分な耐震性能を有していると判断した。

3.5 耐風安定性

(1) 実施理由

一般にPCラーメン橋で耐風安定性が問題となることは少ないが、下記理由から、設計当時に最新規準であった日本道路協会道路橋耐風設計便覧²⁾ (H3.7)（以下、耐風便覧と記す）に準拠した検討を行った。

- 支間長が長く長周期構造物であるため、低風速域でたわみ渦励振の発生が懸念される。
- 総幅が狭く、桁高が高いため、ねじれ渦励振が設計風速以下で発現する可能性がある。

(2) 検討結果

完成系、架設系ともに構造物が破壊に至る危険な発散振動は発生しないことが確認された。

渦励振に対して、完成系においてねじれ振動の発現振幅が大きい値を示したが、1) 発現風速が高く設計基準風速に近い事から橋梁供用期間に1回程度の発現であること、2) 耐風便覧は鋼橋を対象としておりコンクリート橋である本橋は重量が大きいとともに構造減衰は耐風便覧による構造減衰より大きいと予想されること、3) 発現が確認された場合、建設後での対応が可能であること、より建設時には特別な耐風対策を行わないこととした。

4. 上げ越し管理

4.1 概要

本橋は220 mの中央支間を有しており、各橋脚からの最大張出し長が104 mと、桁橋構造としては最大級である。また、工期短縮のため、能力10 000 kN・mの超大型移動作業車を用いて最大ブロック長を7 mとしている。さらに、桁高が13 mから6 m（端支点部は5 m）と高く、1ブロックのコンクリート打設量が多いため、橋脚左右のブロックはべつの日に打設せざるを得なかった。一方、橋脚高さはP1橋脚が101 m、P2橋脚が93.5 mと高橋脚であり、片側ブロック打設によって発生するアンバランスモーメントにより、橋脚が大きいたわみ、この橋脚の曲げ変形に伴い主桁が回転変形を起こすことが予想された。

4.2 上げ越し量の算出

(1) クリープ、乾燥収縮の影響

片持ち張出し架設工法においては施工の進行とともに主桁が変形する。このためあらかじめそのたわみ量を予測しそれを補うように主桁の施工時の計画高さを設定する。具体的には各施工ステップを追った逐次解析により各ステップにおけるたわみ量を算出し、そのたわみ量に相当する上げ越し量を設定する。本橋においても、各ブロックのコンクリート打設、プレストレスの導入、移動作業車の移動お

よび各ステップにおけるクリープと乾燥収縮の影響を考慮した逐次解析により上げ越し量を算出した。

ここで、本橋はわが国で最大規模の桁橋であり、上げ越し量の設定においてもさまざまな不確定要素の影響が大きくなると考えられた。そこで、コンクリート橋における不確定要素の大きな因子であるコンクリートの静弾性係数、クリープ、乾燥収縮について、現場で実際に使用する生コン工場の材料を用いた材料試験によって検討した。

その結果を図 - 4、5 に示す。なお、各グラフ中の計算値は、土木学会コンクリート標準示方書³⁾ (以下、コン示と記す) に記載されている手法により算出した値である。図 - 4 より、今回使用するコンクリートはコン示で示されている一般的な乾燥収縮ひずみを示すことが確認された。一方、クリープひずみについては、試験値はコン示の値の 1/2 程度と小さいことが判明した(図 - 5)。すなわち、今回主桁に用いるコンクリートは、平均的な乾燥収縮挙動を示すとともに、クリープ変形については 1/2 程度の小さな値を示す特性を有する材料であることが判明した。

ここで、コン示の計算式は材料試験結果をもとに設定されたものであり、今回の材料試験結果を評価するのに適していると考えられたために比較対象として選定した。一方、一般的なコンクリート桁橋の上げ越し計算においてはコン示の式ではなく、道路橋示方書⁴⁾ (以下、道示と記す) の乾燥収縮、クリープ進行曲線を用いられることが多く、実際の挙動においても計算値と大きな差異はなく管理されている。そこで、今回の上げ越し計算においても、道示の乾燥収縮算定手法を用いることとした。また、クリープに関しても道示の算定手法を用いるが、前記のようにクリープ変形が小さいと予想されることと、今回の試験は直径 10 cm、高さ 20 cm と実構造物に対して小さい供試体によって計測されていること、これまでの実績において道示のクリープ値を用いても大きな問題が生じていないことなどから、道示の値と試験値の中間値となるように、道示の 75% を用いることとした。

なお、今回のクリープ試験は図 - 6 に示す試験装置により行い、コンクリートのクリープ、乾燥収縮によって減少する載荷荷重を手動で調整した。このため、載荷荷重が一様とはならず、試験値に不連続となる箇所が発生した。

試験条件は以下のとおりである。

- 荷重載荷材齢 = 乾燥開始材齢 : 3 日
- 目標載荷応力 : 10 N/mm²
- 試験室内の温度 : 20 ± 2°
- 試験室内の湿度 : 60 ± 10 %

(2) 主桁および橋脚の剛性評価

主桁コンクリートの静弾性係数は、材料試験結果より 3.13×10^4 N/mm² (標準養生, 材齢 28 日) を用いた。一方、橋脚は別工事であり、すでに施工が終了していたため供試体による静弾性係数試験が実施できなかった。よって、道路橋示方書の基準値である 3.1×10^4 N/mm² を用いることとした。ただし、橋脚は配筋量が多く、鉄筋の剛性が橋脚の全体剛性にも影響を及ぼすものと考えられた。よって、橋脚の剛性は鉄筋を考慮した換算断面剛性を用いることと

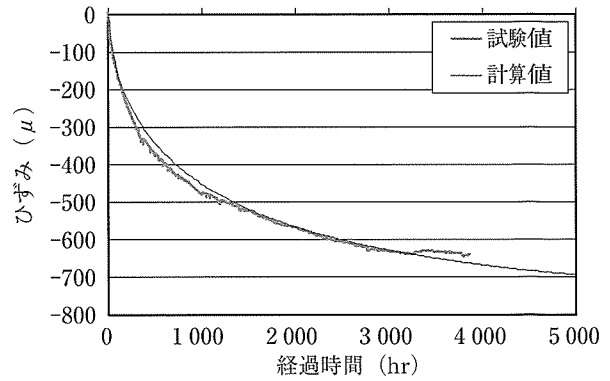


図 - 4 乾燥収縮試験結果

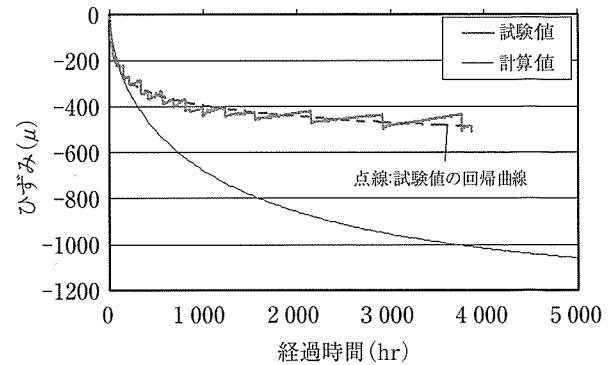


図 - 5 クリープ試験結果

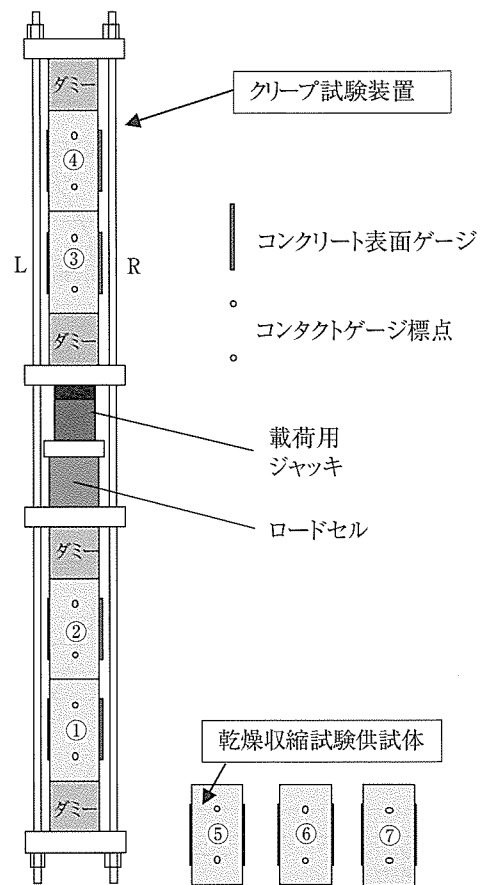


図 - 6 クリープ・乾燥収縮試験装置

した。なお、本橋の橋脚における換算曲げ剛性はコンクリートのみを考慮した場合の約 1.3 倍であった。

4.3 現地計測

前述のように、本橋は各施工ステップにおける変形量が大きく、さまざまな要因によって起こりえる施工誤差が全体の形状管理に大きく影響を及ぼすことが考えられた。その中でも本橋は長支間・高橋脚を有する構造であるため橋脚の変形は主桁の変形にも大きく影響を及ぼすこと、基礎工の変形は橋脚の変形に繋がることから、基礎工の回転を把握する必要であると判断し、それを計測するために P1、P2 橋脚それぞれの大口径深礎の天端に橋軸方向、橋軸直角方向の 2 方向を計測できる 2 軸傾斜計を設置した。また、橋脚上端の実際の変形を計測するため、両柱頭部の天端に同じく 2 軸傾斜計を設置した。さらに、主桁の温度変化の影響を把握するため、上下床版に埋込型の温度計を設置した。

これら計測結果より、基礎工の回転はたわみ計算時の算出結果より小さいこと、橋脚の変形は計算値より若干小さいことを確認した。また、主桁の温度計測結果より、上下床版の温度差が主桁の変形に影響を及ぼす可能性があることが判明したため、形状管理のための測量を、上下床版の温度差が最も小さい早朝に行うこととした。

4.4 形状管理結果

本橋は 2008 年 11 月に各閉合工を実施した。桁橋としては大きい最大約 500 mm の上げ越し量のある橋梁であったが、前述の事前検討と閉合時の調整により、図 - 7 のようにほぼ計画値に近い形状を確保できた。なお、図中の上越し量 0 の位置は設計図に示されている高さであり、計画値は上げ越し計算により設定した閉合時点の上げ越し量を示す。また、実測値は設計値との差異を示す。閉合時以降に舗装・高欄などの橋面工重量や残留クリープによってさらにたわみが発生することから、閉合時点で支間中央部で約 200 mm の上げ越し量が見込まれている。

5. コンクリートの打設

5.1 概要

本橋の上部工で使用するコンクリートは $\sigma_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ の高強度コンクリートであるため、生コンの運搬や配管へのポンプ圧送によりスランプロスが大きくなりポンプの閉塞等のトラブルが懸念され、コンクリートの打設計画はあらゆるリスクを考慮して計画を行った。

また本橋では、最大桁高 13.0 m の桁橋を超大型特殊移動作業車を用いて大幅な工期短縮を図っており、それ以外に

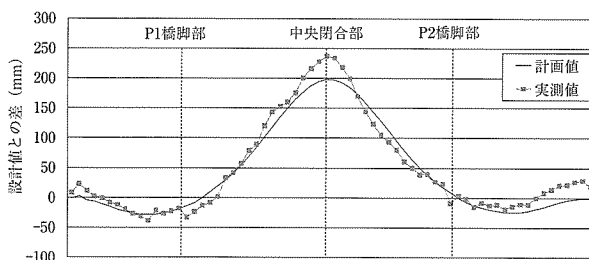


図 - 7 閉合時点の主桁の高さ

も施工段階でさまざまな工夫を行っている。以下にコンクリートの打設計画および施工の概要を述べるものとする。

5.2 コンクリートの打設方法

(1) 生コンプラントの選定

コンクリート標準示方書施工編⁵⁾では、コンクリートの練混ぜから打込みまでの時間は 1.5 時間以内としなければならないとあるが、現地調査の結果、現場にもっとも近い生コン工場でも P2 橋脚まで 1.5 時間かかることが判明した。このため、P2 橋脚まで 50 分の距離にあるコンクリート二次製品工場のプラントから生コンを供給することとした。なお、本工場は JIS 認定工場であるとともに、PC 桁の製作において設計基準強度 50 N/mm^2 のコンクリートの製造実績も豊富であった。

(2) コンクリートの配管

本橋のコンクリート打設は、コンクリートポンプ車を用いて圧送する計画とした。その際、施工場所が急峻な V 字溪谷に位置することから、P2 橋脚は図 - 8 に示すとおりコンクリートポンプ車の配置位置から打込み場所までの高低差が約 50 m にもなり、最大張出し時におけるコンクリートの圧送距離が水平換算で最大 650 m にも達した。このため、コンクリートの圧送は国内で最大級である 22 MPa

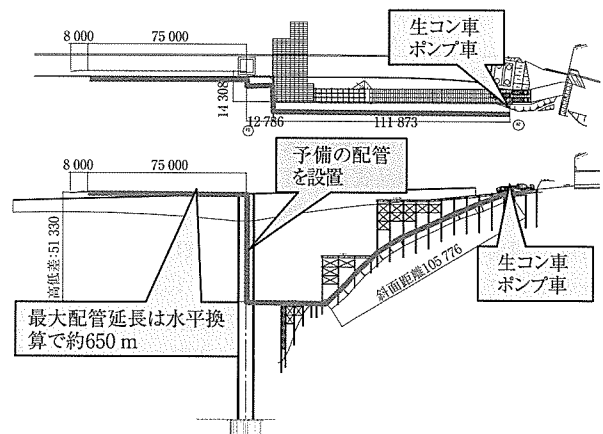


図 - 8 P2 橋脚におけるコンクリートの配管



写真 - 1 P2 橋脚の作業構台

の出力のある超高压のコンクリートポンプ車を用い、圧送管として6インチ管を使用した。また、閉塞トラブルに対する早期対応を目的として、各橋脚に予備の鉛直配管を設置した。写真 - 1 に P2 橋脚の作業構台を示す。

コンクリートを高压で長距離圧送した場合、圧送中に発生するコンクリートのスランプの低下は著しく大きくなることが想定された。このため、表 - 3 に示すとおり工場出荷時からのスランプロス を 4 cm と想定、工場出荷時のスランプを 19 cm と設定し、筒先でのスランプ 15 cm を確保する計画とした。

また、主桁コンクリートの配合を表 - 4 に示す。張出し施工部の主桁には早強セメントを用いた。また、混和剤として、ポリカルボン酸系の高性能 AE 減水剤を用いた。

表 - 3 各段階におけるスランプの設定

	設計図書	工場出荷時	現場到着時	筒先
スランプ	15.0 cm	19.0 cm	17.0 cm	15.0 cm
空気量	4.5 %	4.5 %	4.5 %	4.5 %

表 - 4 主桁コンクリート配合表

W/C %	s/a %	単位量 (kg/m ³)				
		セメント C	水 W	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
36.8	42.0	462	170	687	969	4.160

(3) コンクリートの試験圧送

前述のスランプの品質目標値より設定したコンクリート配合が所要の品質および施工性能を有することを確認する目的で事前に試験圧送を行った。本試験は、「コンクリートのポンプ施工指針 (平成 12 年度)⁶⁾」に則り実施した。なお、試験圧送時の配管は P2 橋脚の柱頭部のコンクリート打設を想定して圧送条件を検討し、実際の圧送距離 (水平換算距離) と同等以上となるように設定した。

圧送試験の結果を表 - 5 に示す。この試験より、圧送による現場着時から筒先でのスランプの低下は、当初 2 cm と想定していたのに対し 4 cm 低下したが、空気量、単位水量については、工場出荷時から筒先までの間において、すべて品質管理基準値内に収まった。この圧送試験によって得られた結果を踏まえ、本施工で行う対策は次のとおりとした。

- コンクリートの品質試験は、現場着時の値によって管理する。
- 現場着時のスランプ値は 18.0 cm とする。

表 - 5 圧送試験結果

	スランプ (cm)		空気量 (%)		単位水量 (kg/m ³)	
	目標値	試験結果	目標値	試験結果	目標値	試験結果
工場出荷時	19.0	20.5	4.5	4.2	170.0	176.9
現場到着時	17.0	19.0	4.5	5.8	170.0	175.3
筒先	15.0	15.0	4.5	5.1	170.0	173.4
(基準値)	15.0 ± 2.5		4.5 ± 1.5		170.0 ± 15	

- 空気量および単位水量の値は設計図書のとおりとする。
- 品質試験頻度は、スランプは全車実施し、空気量、単位水量は各打設日ごとに1車目および午後1回の2回とした。また、筒先でのスランプおよび空気量は、現場着時と筒先の相関を確認するため、各打設日に1車目および午後1回の2回測定することとした。

(4) 実施工の結果

実施工において測定したコンクリートの品質試験の結果は、以下のとおりであった。図 - 9 は、現場着時と、相関を確認するために実施した筒先でのスランプの測定結果である。現場着時のスランプの値は目標の 18.0 cm 程度を推移しているが、筒先においては、設計図書に記載している 15.0 cm 程度を中心に推移しており、品質管理基準である 15.0 cm ± 2.5 cm を満足するものであった。

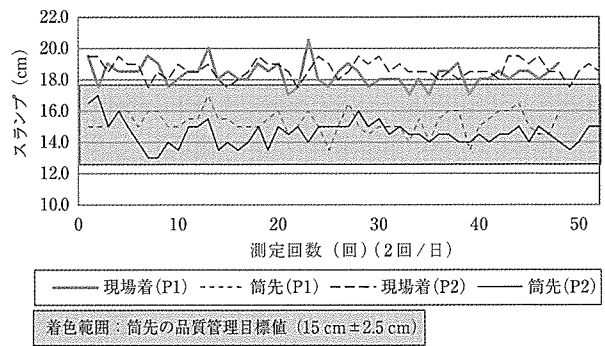


図 - 9 実施工におけるスランプ試験結果

5.3 柱頭部の施工

本橋の柱頭部のコンクリート打設区分は、生コン製造プラントの能力 (30 m³/h) および打設能力 (20 m³/h) を考慮し、1日あたりの最大打設数量を 200 m³ 以下に設定し、4回打設とした (図 - 10)。なお、最終リフトについては、3リフトまでの拘束により引張応力が発生すると考えられること、品質上特に重要な上床版部であることから、ひび割れ抑制を目的として膨張コンクリートを打設した。

また、柱頭部にはコンクリートの品質向上および作業効率向上による工期短縮を目的として、全天候設備 (屋根) を設置した (写真 - 2)。なお、屋根は開閉式とし、クレ

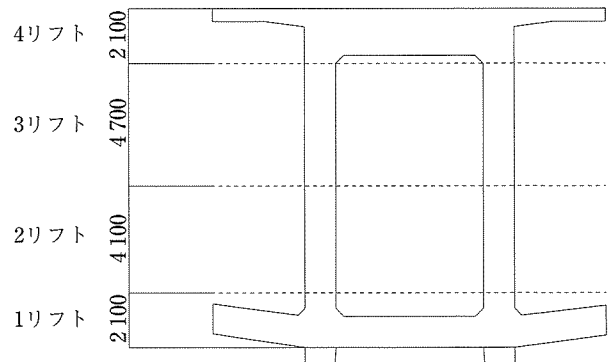


図 - 10 コンクリートの打設区分

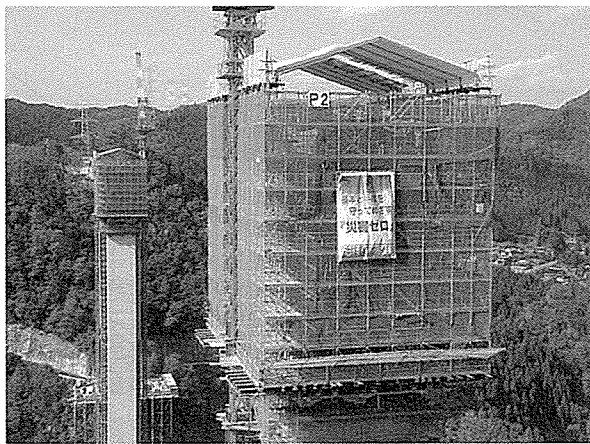


写真 - 2 柱頭部の全天候（屋根）設備

ーンによる資材の吊込み作業に影響を及ぼさない構造とした。

5.4 超大型移動作業車による張出し施工

本橋は、工期短縮策として超大型特殊移動作業車による施工を採用した。この特殊移動作業車は、矢部川橋⁷⁾等で実績のある作業車で、能力は10 000 kN・mである。この作業車を使用することにより、最大4.5 mのブロック長を最大7 mに変更することが可能となり、施工ブロック数を28から15ブロックに減らし、工期短縮を図った(図 - 11)。写真 - 3に超大型移動作業車の組立て状況と内部足場の設置状況を示す。

本橋は、柱頭部の桁高が13.0 mと高いうえ、ウェブが40 cmと薄く、この断面を品質を確保しつつ打設するため、

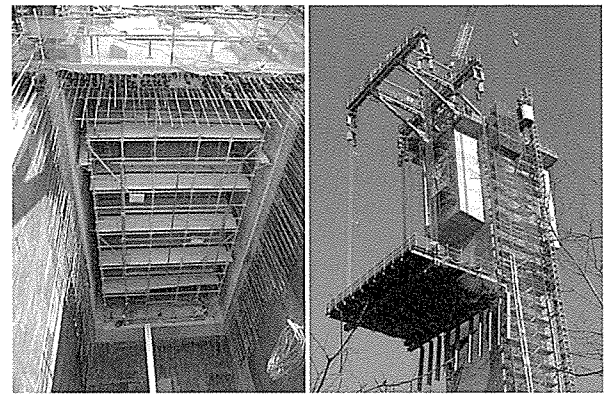


写真 - 3 超大型特殊移動作業車組立て状況と内部足場

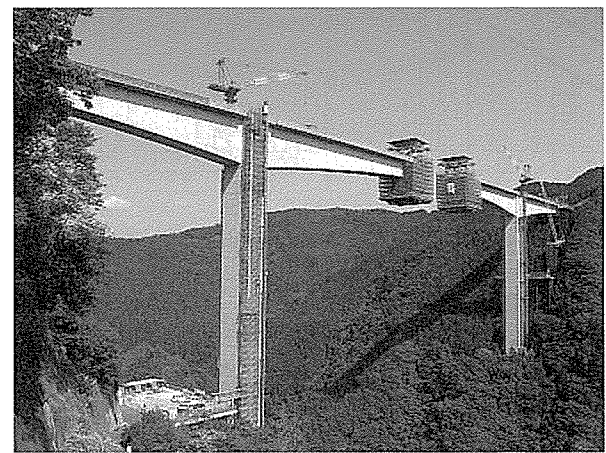


写真 - 4 超大型特殊移動作業車による張出し施工

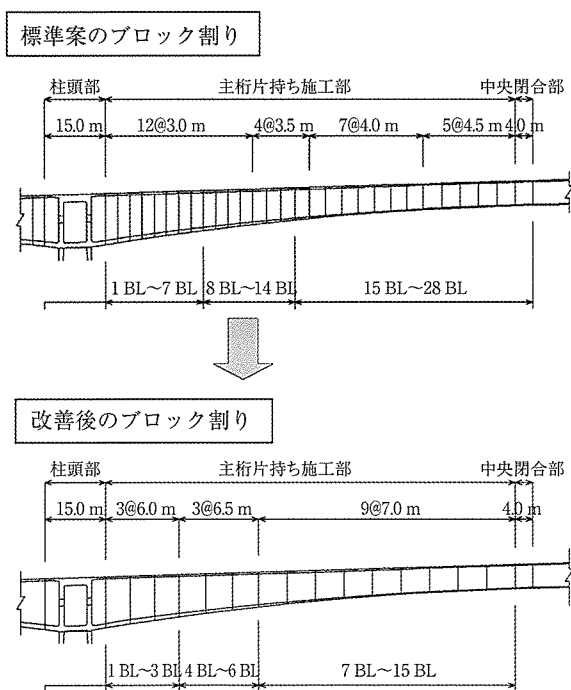


図 - 11 張出し施工におけるブロック割の変更

箱内枠に打設孔および締固め用開口部を設置し、コンクリートの落下高さを1.5 m以下に抑えることとした。この結果、10 mを超えるウェブ高であったが、締固め不良もなく良好なコンクリートを打設することができた。写真 - 4に超大型移動作業車による張出し施工状況を示す。

5.5 中央閉合部の施工

中央閉合部は、張出し架設完了後移動作業車を中央閉合部に移動し、移動作業車を使用して行った。

また、中央閉合時の日温度変化によるたわみ差を防止するため、連結梁(図 - 12中のH-250*250*9*14)を設置してたわみ差を解消した。さらにコンクリートの硬化中に気温が下がり既設桁が温度低下により収縮すると中央連結部分に引張応力が生じる危険がある。これを抑制するため、コンクリートの打設時間を早朝からとした。

6. あとがき

新旅足橋は、橋面の出来形基準を満足するとともに約26ヵ月の期間で上部工の施工を終了、平成21年5月に竣工した(写真 - 5~7)。その後舗装工事などを行い、平成22年3月に供用を開始した。

本稿では、日本最大支間を誇る連続ラーメン橋の設計概要、上げ越し管理および施工について報告を行った。本稿

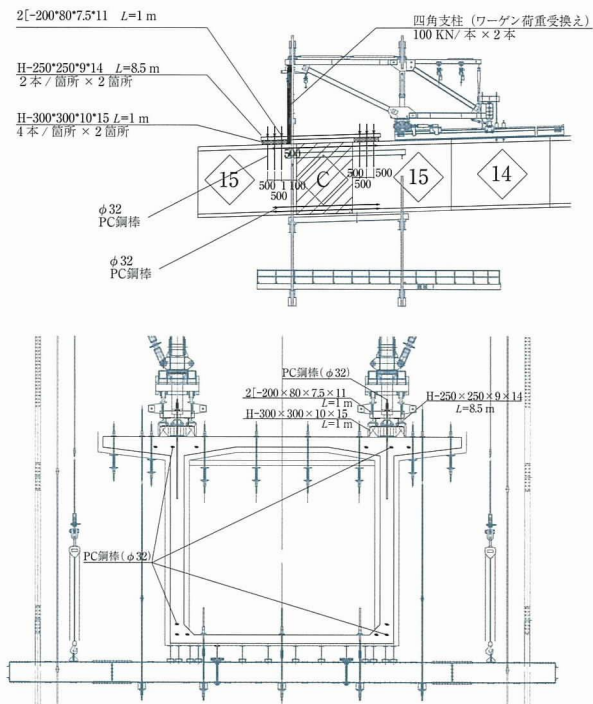


図 - 12 連結梁配置図

で報告した長大支間や高橋脚を有する PC 箱桁橋特有の上げ越し管理、連結時に対する配慮、急峻な地形における側径間の急速施工法などが、今後同規模の橋を施工する際の参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 平田美正:長大橋(新旅足橋)における品質・出来形管理の事例, 平成 21 年度国土交通省国土技術研究会 発表論文, <http://www.mlit.go.jp/chosahokoku/giken/program/kadai/ippan.html>, 2009.10
- 2) 社 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 1991.7
- 3) 社 土木学会: コンクリート標準示方書【設計編】2007.12
- 4) 社 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, 2002.3
- 5) 社 土木学会: コンクリート標準示方書【施工編】2007.12
- 6) 社 土木学会: コンクリートライブラリー 100 号, コンクリートのポンプ施工指針 [平成 12 年版], 2000.2
- 7) 小口 浩, 久野隆博, 荒巻武文, 大場義人, 中村收志, 小林秀人: 矢部川橋梁の施工, 橋梁と基礎, Vol.42, No.3, pp.5-12, 2008.3

【2010 年 8 月 2 日受付】



写真 - 5 新旅足橋全景 (A1 橋台付近より)

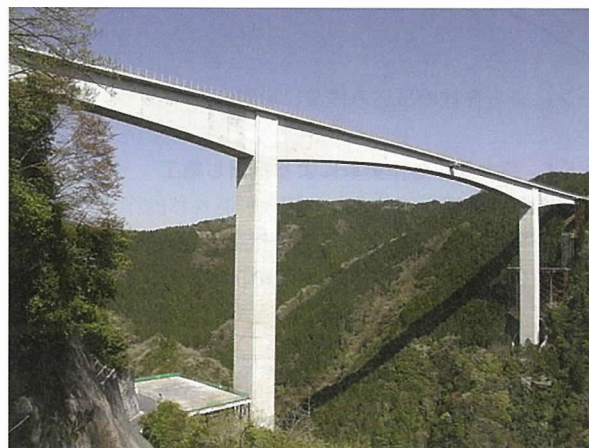


写真 - 6 新旅足橋全景 (P1 橋脚下の町道より)



写真 - 7 新旅足橋全景 (下流側上空より)