

新名神高速道路 京田辺高架橋の設計・施工

大久保 孝*¹・梅田 隆朗*²・南 誠二*³・光田 剛史*⁴

新名神高速道路（近畿自動車道名古屋神戸線）は名古屋市を起点として神戸市に至る延長 174 km の高速道路である。名神高速道路・中国自動車道など周辺の高速道路などとともに、近畿圏と中部圏を結ぶ高速道路ネットワークの多重化を形成する。これにより、円滑な交通を確保し、災害や事故・大規模改修工事の際には、名神高速道路などと相互に代替機能を発揮して的確に交通処理を行うことで、沿道および西日本地域の安全、経済、住民生活など社会貢献が期待されている。京田辺高架橋はそのうち、京都府京田辺市に建設される全長 1 590 m の PC 橋である。

本橋の構造形式は PRC 多径間連続 2 主版桁、プレテンション方式多径間連結 T 桁、PRC 多径間連続混合桁（2 主版桁＋箱桁）からなり、多様な構造形式を有している。本橋の特徴として、PRC 多径間連続混合桁へ大型移動支保工施工を採用している点、プレテンション桁はメナーゼヒンジを有する多点固定構造としている点があげられる。

本稿では、これらの特徴を踏まえた設計および施工について報告する。

キーワード：大型移動支保工、カップラー接続、2 主版桁、混合桁、プレテンション T 桁、メナーゼヒンジ、門型クレーン架設

1. はじめに

新名神高速道路（近畿自動車道名古屋神戸線）は名古屋市を起点として神戸市に至る延長 174 km の高速道路である。京田辺高架橋（以下、本橋と記す）はそのうち、京奈和自動車道と接続する城陽 JCT から第二京阪道路に接続する八幡京田辺 JCT の間に位置する全長 1 590 m の橋梁である（図 - 1）。

本橋の構造形式は、PRC 10 径間連続 2 主版桁橋、PC プレテンション方式 13 径間連結 T 桁橋、PRC 15（14）径間連続混合桁（箱桁＋2 主版桁）橋（図 - 2）からなり、多様な構造形式を有している。

本橋はひっ迫する工期のなか、安全性を確保しつつ省力化、工期短縮を図ることができる架設工法として、P35 - P50 間および P50 - A2 間の連続混合桁区間における 2 主版

桁部について、大型移動支保工施工を採用した。

また一般的に、連結桁の中間支点部は近接 2 点支承構造となることが多いが、本橋のプレテンション T 桁橋はメナーゼヒンジを用いた多点固定構造としている。

本稿では、これら大型移動支保工施工およびプレテンション T 桁橋について実施した、設計および施工における検討内容について報告する。

2. 橋梁概要および工事の特徴

全体図を図 - 2 に、橋梁諸元を表 - 1 に示し、本橋の概要を以下に述べる。

本橋の P35 - A2 間は、適用最大規模となる 35 m の支間を有する 2 主版桁構造が大部分を占めることから、大型移動支保工の採用による工期短縮が見込まれた。しかし一部区間において河川を跨ぐことから不等径間となり、河川跨

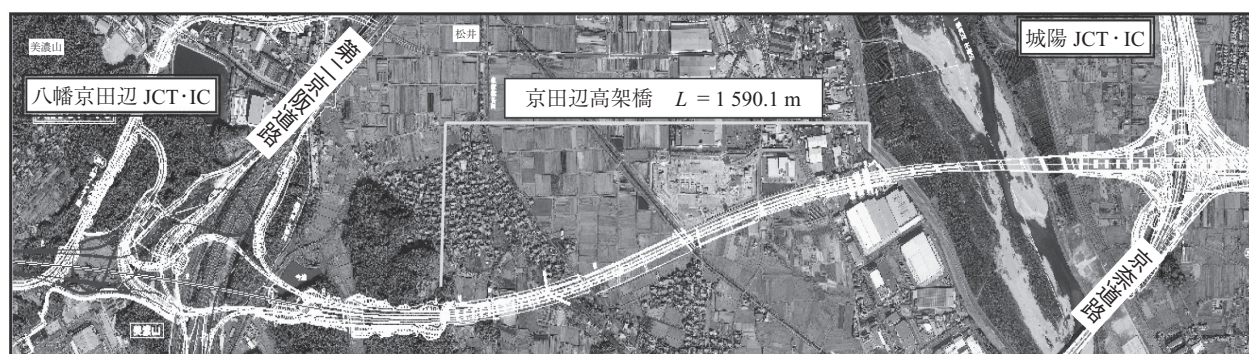


図 - 1 京田辺高架橋 位置図

*¹ Takashi OKUBO：川田建設（株）、（株）安倍日鋼工業、（株）富士ピー・エス 特定建設工事共同企業体

*² Takaaki UMEDA：川田建設（株）、（株）安倍日鋼工業、（株）富士ピー・エス 特定建設工事共同企業体

*³ Seiji MINAMI：川田建設（株）、（株）安倍日鋼工業、（株）富士ピー・エス 特定建設工事共同企業体

*⁴ Tsuyoshi MITSUDA：西日本高速道路（株）関西支社 新名神京都事務所 城陽京田辺工事区 工事長

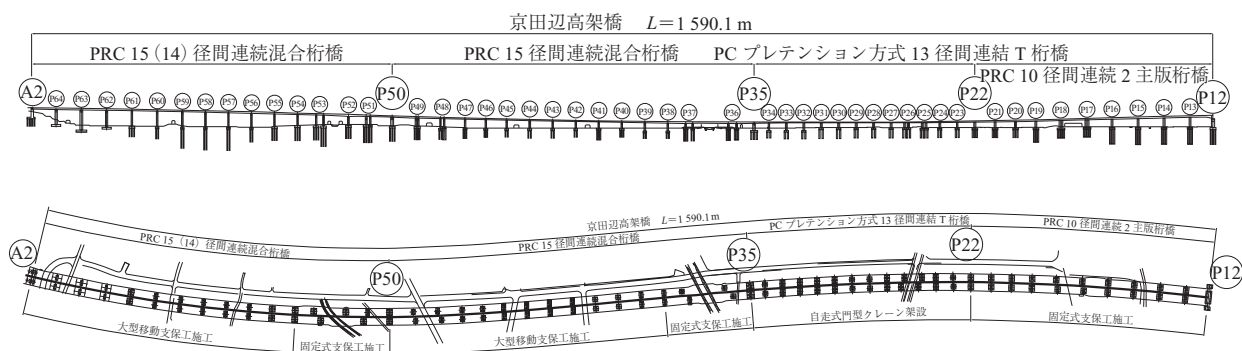


図 - 2 京田辺高架橋 全体図

表 - 1 橋梁諸元

路線名:	新名神高速道路 (近畿自動車道 名古屋神戸線)							
橋名:	京田辺高架橋							
工事場所:	京都府京田辺市大住池島～松井諏訪ヶ原							
道路規格:	第1種第2級B規格 (暫定), 第1種第1級B規格 (完成)							
構造形式:	P50 - A2 上り PRC 15 径間連続混合桁 2主版桁 + 1室箱桁	P50 - A2 下り PRC 14 径間連続混合桁 2主版桁 + 1室箱桁	P35 - P50 上り PRC 15 径間連続混合桁 2主版桁 + 1室箱桁	P35 - P50 下り PRC 15 径間連続混合桁 2主版桁 + 1室箱桁	P22 - P35 上り PCプレテンション方式 13径間連続 T 桁	P22 - P35 下り PCプレテンション方式 13径間連続 T 桁	P12 - P22 上り PRC 10 径間連続 2主版桁	P12 - P22 下り PRC 10 径間連続 2主版桁
橋長:	484.006 m	486.976 m	487.091 m	487.904 m	296.741 m	296.255 m	321.540 m	319.656 m
桁長:	368.7(2主)+70.5m(箱) +45.1m(2主)	376.7(2主)+88.5m(箱) +19.1m(2主)	379.1(2主)+88.5m(箱) +19.1m(2主)	388.6m(2主)+98.1m(箱)	19.341m+23.0m×9+18.3m +23.3m+23.085m	18.855m+23.0m×7+18.3m +23.3m×3+23.085m	319.846 m	319.846 m
支間長:	31.4m+34.0m×5 +31.0m×5+25.0m +43.5m+29.5m+28.4m	31.4m+34.0m×5 +31.0m×5+35.0m +57.5m+33.9m	30.9m+33.0m×2 +28.0m×2+31.0m×7 +24.0m+57.5m+33.85m	33.9m+35.0m +28.0m×3+31.0m×7 +33.5m+59.0m+22.85m	18.591m+22.6m×9 +17.6m+22.6m+22.4m	18.105m+22.6m×7 +17.6m+22.6m×3+22.4m	26.6m+27.5m×2+32.5m +35.0m×5+29.606m	26.6m+27.5m×2+35.0m×2 +32.5m+35.0m×3+29.606m
全幅員:	上り線 11.420 m～11.000 m～11.050 m～10.850 m 下り線 10.900 m～11.000 m～10.950 m							
有効幅員:	10.000 m (上下線)							
平面線形:	R=2 000 m～A=750 m～A=1 000 m～R=3 000 m							
縦断勾配:	i=0.380 %～-3.000 %～-0.327 %							
横断勾配:	i=-5.000 %～-2.500 %～2.500 %～3.000 %							
斜角:	90 度							
設計荷重:	B 活荷重							

道部は箱桁構造とし、トラス梁固定支保工施工としている。そのため、固定支保工区間が移動支保工区間を分断する形となることから、箱桁上を移動支保工が通過できるよう対策を行った。さらに、2主版桁部の主鋼材についてカップラー接続配置、箱桁部に外ケーブルを採用している。

P22-P35間は、PCプレテンション方式13径間連続T桁橋である。プレテンション方式T桁橋の連結構造は一般的には8径間程度までであるが、本橋はそれを5径間上回る13径間連続構造である。また、支点条件は14支点の内10支点が固定支承、残りの4支点が可動支承で構成される、多径間・多点固定構造である。本橋の架橋位置の地盤種別はⅡ種地盤で、基礎の構造形式が杭基礎であることから、メナーゼヒンジを用いた多点固定構造を可能としている。

3. PRC 多径間連続桁区間の設計・施工

3.1 2主版桁の主桁たわみ差の検討

2主版桁橋は中間横桁を省略した構造であり、主桁間の荷重分配は床版を介して行われるため、床版剛性が支間中央位置で発生する主桁間のたわみ差に影響を与えることとなる。主桁間に発生したたわみ差により、床版には付加曲げモーメントが発生する。

本橋は、2主版桁として適用最大規模となる35mの支間を有しており、活荷重偏載による主桁間のたわみ差が大

きくなることが予想され、主桁間のたわみ差に起因する床版付加曲げモーメントが大きくなることが懸念された。活荷重偏載による付加曲げモーメントは道路橋示方書の床版設計では考慮されていないため、主桁間のたわみ差に起因する床版付加曲げモーメントを床版設計に反映させることが課題となった。

この課題に対して、5径間の3次元FEMモデル（図-3）により、主桁たわみ差に起因する床版付加曲げモーメントを算出し、床版設計に反映することとした。載荷する活荷重はL荷重およびT荷重の2ケースとし、床版たわみ差が大きくなるように載荷した。

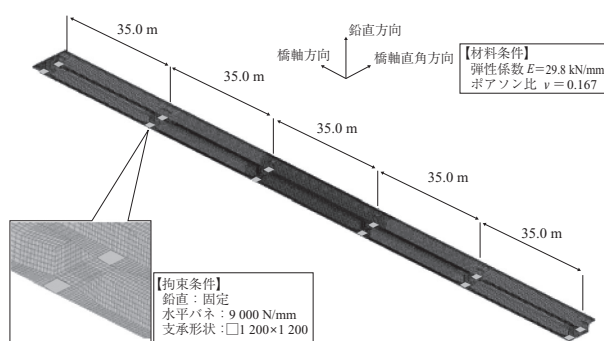


図 - 3 FEM 解析モデル

FEM解析の結果、L荷重載荷ケースとT荷重載荷ケースを比較すると、L荷重載荷ケースの床版たわみ差が2倍程度大きくなった(図-4)が、設計断面13に発生する負の曲げモーメントは同程度であった(図-5)。またL荷重載荷ケースにおいて、設計断面7に、道路橋示方書では考慮されていない正の曲げモーメントの発生を確認し、床版設計に反映し、応力照査を行った。照査結果を表-2に示す。

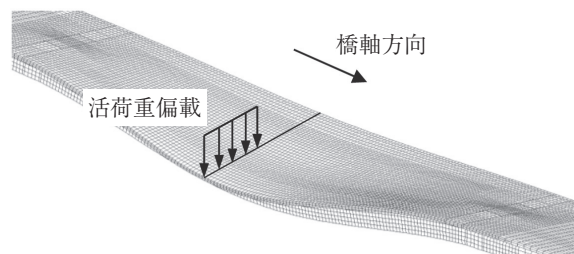


図-4 L荷重偏載時変形図

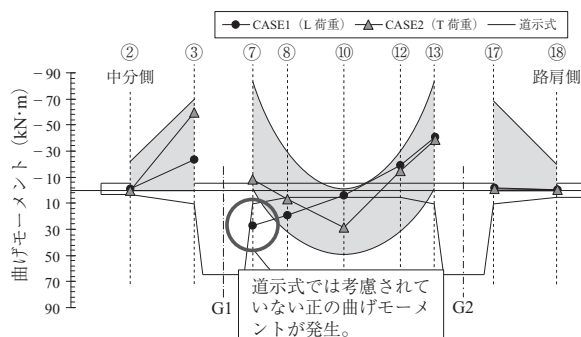


図-5 付加曲げモーメント

表-2 応力度結果

検討位置		中床付根 (⑦)		中床付根 (⑬)		
		上縁	下縁	上縁	下縁	
検討モデル		バネモデル				
活荷重断面力 (kN・m)	max	26.90		26.90		
	min	-81.6		-81.6		
応力度 (N/mm ²)	死荷重時	1.19	0.25	0.73	0.74	
	制限値 (C)	0 < σ < 13.8				
	設計時 (温度時)	max	1.94	-0.52	1.48	-0.03
		min	-1.14	2.64	-1.60	3.12
	制限値 (B)	max	-1.983 < σ < 13.8		-1.983 < σ < 13.8	
		min	-1.983 < σ < 13.8		-1.983 < σ < 13.8	

3.2 使用 PC 鋼材の選定

PRC 多径間連続桁 (P35 - P50 間, P50 - A2 間, P12 - P22 間) にはプレグラウト PC 鋼材 (1S28.6) を、内ケーブルとして採用した。分割施工での PC 鋼材配置は「たすきがけ定着」とする場合もあるが、本橋では大型移動支保工による施工を採用していることから、「カップラー接続」を詳細設計にて検討し採用した。カップラー接続は、連続桁の曲げモーメント性状に沿った連続したケーブル配置形状となるため、プレストレス 2 次力等の不静定力も過度に発生させることなく、力学的合理性に優れる。またカップラー接続は、新設ブロック小口断面での片引き緊張であり、緊張作業も容易に省力化できるため、工期短縮の面でも有効である。一方、たすきがけ定着では、支点上に PC 鋼材を後挿入するためのダクトを設けなければならなくなり、

その部分にグラウト注入作業が生じるなど、品質面や工程面でカップラー接続には及ばない。なお、接続部は新設側の PC 鋼材を組立て後、カップラーシース内に樹脂グラウトを注入するが、作業は PC 鋼材組立て工程内に実施でき、コンクリート打設前で、カップラーシースが露出していることから、充填状況が確実に目視確認できる。樹脂グラウト注入については、実施工に先立ち、充填確認試験を行い、品質確保の妥当性について検証した。充填確認試験の状況を写真-1に示す。

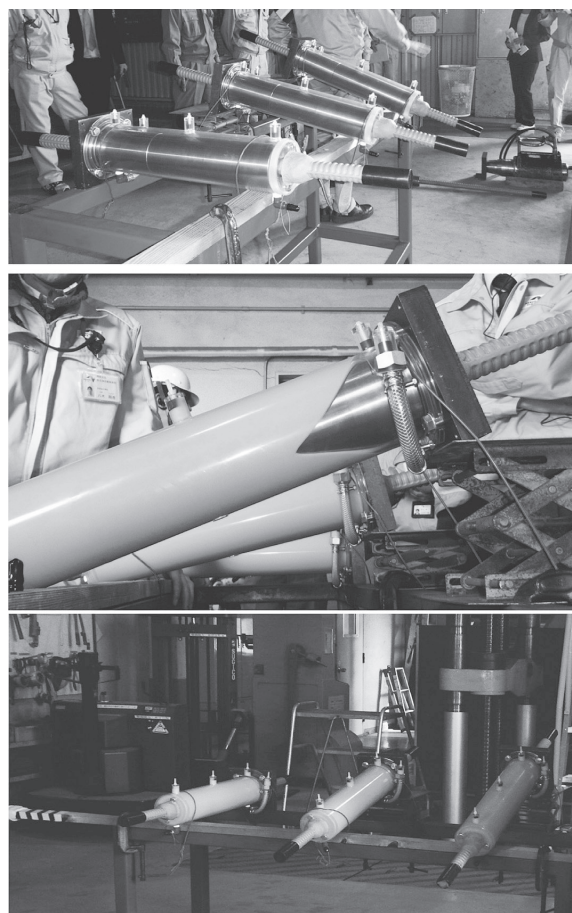
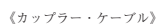


写真-1 充填確認試験状況

混合桁区間の箱桁部には、外ケーブル (19S15.2) も使用している。外ケーブルには、工場にてプレファブ加工された亜鉛メッキマルチケーブルを採用した。これにより、外ケーブルのグラウト作業の省略、エポキシ被覆鋼材の場合のようなピンホール確認や外ケーブル組立て足場の省略が行え、工期短縮に寄与できた。図-6に使用 PC 鋼材の概要図を示す。

3.3 大型移動支保工による施工

多径間連続桁区間のうち、混合桁区間 (P35 - P50 間, P50 - A2 間) は大型移動支保工による施工を採用した。本橋で採用した大型移動支保工は、橋面上方にメインガーダーを通し、このメインガーダーから横梁を張り出し、型枠・足場を吊り下げたハンガータイプを採用している。メインガーダーの支持方法は、橋脚上に支持脚を固定し支持する方法を採用した。移動支保工の概要図および全景を図-7



This figure illustrates the cable arrangement for the power supply system. It includes a detailed cross-sectional diagram of the cable tray assembly with labels for components such as the main cable, ground cable, and support structures. Below the diagram is a photograph of the physical cable tray assembly. To the right are two photographs showing the overall installation: one labeled 'Cable Arrangement Status' showing multiple rows of trays in a rack, and another labeled 'External Cable Arrangement Status' showing cables running along the exterior wall.

図 - 6 使用 PC 鋼材概要図

図 - 7 移動支保工概要図



写真 - 2 移動支保工全景

上り線 移動支保工諸元	
手延べ・架設桁重量 (t)	253
型枠フレーム (t)	210
その他重量 (t)	144
支持脚 (1基) 重量 (t)	67
機材総重量 (t)	809

3.4 固定支保工部の移動支保工通過検討

本橋の P35 - P50 間および P50 - A2 間は、大型移動支保工区間を固定支保工区間が分断（図 - 9）しているため、移動支保工を一度解体・運搬する必要が生じた。しかし、解体・再組立てするには 100 日程度の日数が必要となる。そこで、工期短縮や施工の効率化を図るため、箱桁部（固定支保工施工）を先行施工し、箱桁上を通過させる工法を採用した。解体・再組立てと箱桁上通過の工程比較を表 - 4 に示す。箱桁上を通過させることにより、施工工程が 95 日程度短縮できた。

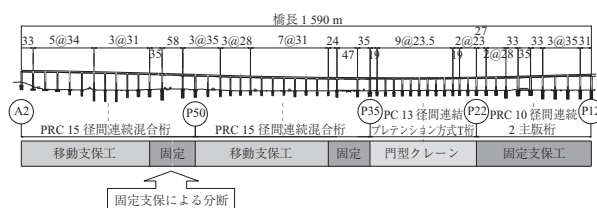


图-9 施工区分

表 - 4 解体・再組立てと箱桁上通過の工程比較

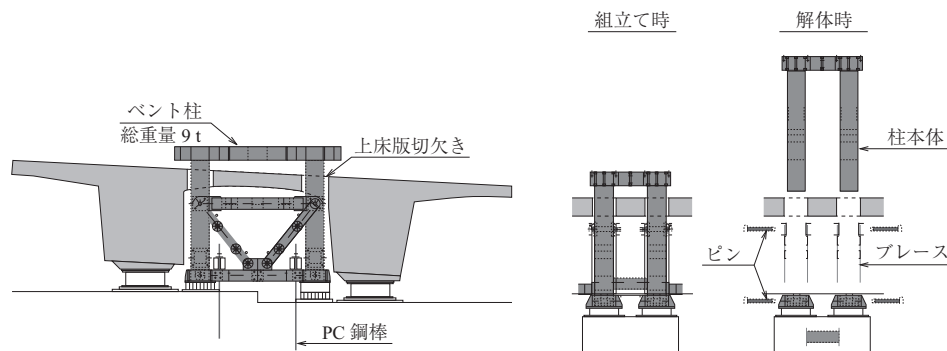
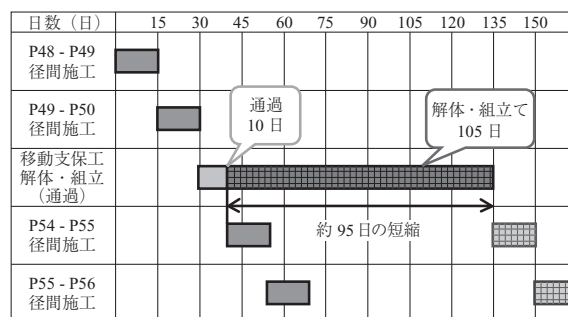


図 - 8 ベント柱構造図

(2) 移動支保工通過における支点部の検討

箱桁上を通過させるため、P35 - P50 間（起点側）の最終径間施工時、前方支持台は箱桁上に設置される。起点側最終径間施工後、移動支保工が箱桁上をそのまま通過し、P50 - A2 間（終点側）の所定の位置まで移動する。この一連の施工において、箱桁に荷重が作用することから、施工時反力に対し、①支承に対する検討②横桁に対する検討を行った。なお、できるかぎり作用荷重を少なくするため、型枠フレームは通過前に解体し、運搬している。移動支保工の通過ステップ図を図 - 10 に示す。

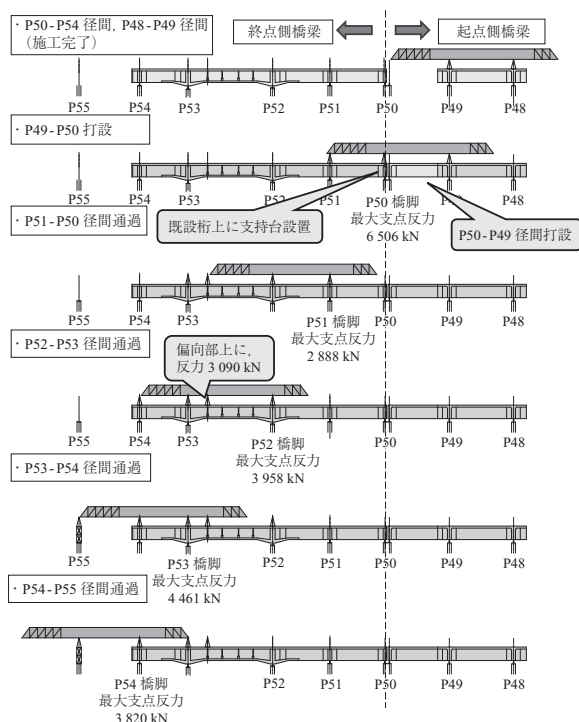


図 - 10 移動支保工の通過ステップ図

支承に対する検討は、設計時の橋面荷重および活荷重による反力（後荷重反力）を許容値として、移動支保工通過による施工時最大反力と比較することで実施した。横桁の検討は、横桁の設計荷重時反力を許容値として、施工時最大反力に桁自重による反力を加えた反力と比較することで実施した。

箱桁通過時の対策として、P50 支点に仮支点を設け、本支承に作用する反力の低減、発生断面力の低減を図った。仮支点配置状況を写真 - 3 に示す。

本支承と仮支点に作用する反力を均等にさせるため、仮支点には本支承と同程度の鉛直バネ値を有するような工夫を行った。また、P50 支点部は変位制限壁が設置されることから、仮支点の設置位置が変位制限壁位置に限られ、空間的余裕がない状態であった。そこで、機械高が低く軽量のジャッキを仮支点に設置し、反力調整を行った。

横桁の断面力を算出したモデルおよび反力調整を行った解析結果を図 - 11 に示す。いずれの架設ステップにおいても、P50 支点の支承反力および横桁の曲げモーメントが制限値を満足する結果となった。横桁の検討では仮支点反

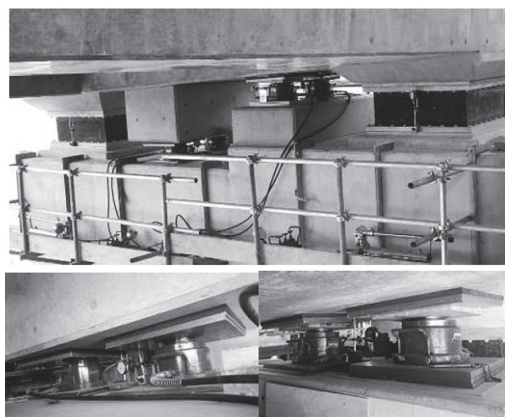
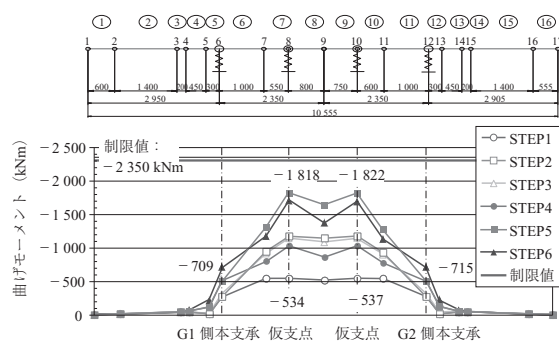


写真 - 3 仮支点配置状況

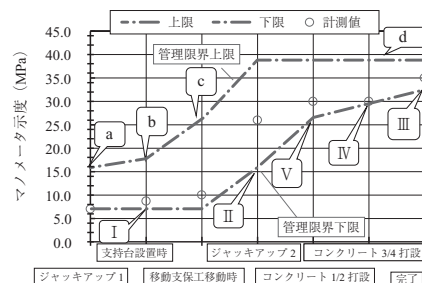


	反力 (kN)				
	G1 支承	仮支点	仮支点	G2 支承	反力合計
STEP1 P50-P54 施工完了時	1 377	—	—	1 377	2 754
STEP2 ジャッキアップ1	977	400	400	977	2 754
STEP3 支持台設置	1 197	510	510	1 197	3 414
STEP4 移動支保工移動	2 107	980	980	2 117	6 184
STEP5 ジャッキアップ2	1 597	1 480	1 480	1 627	6 184
STEP6 コンクリート打設完了	2 627	2 000	2 000	2 657	9 284
本支承反力の最大増分	1 250	—	—	1 280	2 530
本支承反力の制限値	1 465	—	—	1 465	2 930

※機材重量を 10 kN ラウンド、コンクリート重量を 100 kN ラウンドで計算。

図 - 11 解析モデルおよび解析結果

力による横桁のせん断や支圧に対する検討も行い、許容値を満足することを確認した。P50 仮支点の反力調整結果を図 - 12 に示す。仮支点の反力はジャッキのマノメータ示度にて管理した。作用する反力は支持台設置、移動支保工の移動、コンクリート打設時のいずれの段階でも管理限界値内となった。移動支保工の通過は、ジャッキアップによ



- 管理限界値上限
a ~ c : 設計値 + 500 kN (ジャッキアップ2の反力)
d : 横桁の応力度から決定
管理限界値下限
I : ジャッキアップ1の反力
II : ジャッキアップ1 + ジャッキアップ2の反力
III : 本支承反力の上限値から決定
IV : III - 200 kN (反力の増分)
V : IV - 150 kN (反力の増分)

図 - 12 P50 仮支点の反力調整結果

る反力調整を随時行いながら行った。

箱桁区間通過時には、主桁のたわみ測量およびひび割れの目視確認も行った。たわみは計算値よりも小さく、ひび割れの発生も認められなかった。また、通過後のたわみは元に戻り、復元性を示したことから、弾性範囲内の挙動であったことを確認した。

(3) 移動支保工通過における箱桁の検討

先行施工する固定支保工部のうち、P52 - P53 間の箱桁区間は支間長が長く、支間途中に移動支保工支持台を設置する必要があった。そのため、箱桁に移動支保工通過時に荷重が作用することから、主桁の曲げ応力、斜引張応力および主桁と床版に対する局部応力について検討を行った。曲げ応力および斜引張応力については、架設ステップを考慮したフレームモデルに移動支保工反力を載荷することで算出し、許容値内であることを確認した。主桁および床版の局部応力は、3次元 FEM 解析モデルにて算出した。算出結果を図 - 13 に示す。移動支保工の支持台直下の下床版下縁に、橋軸直角方向引張応力が発生することが確認できた。引張応力により有害なひび割れが発生しないよう、鉄筋による補強を行った。補強は、 1.0 N/mm^2 以上の引張応力が発生する箇所に、補強鉄筋を配置した。

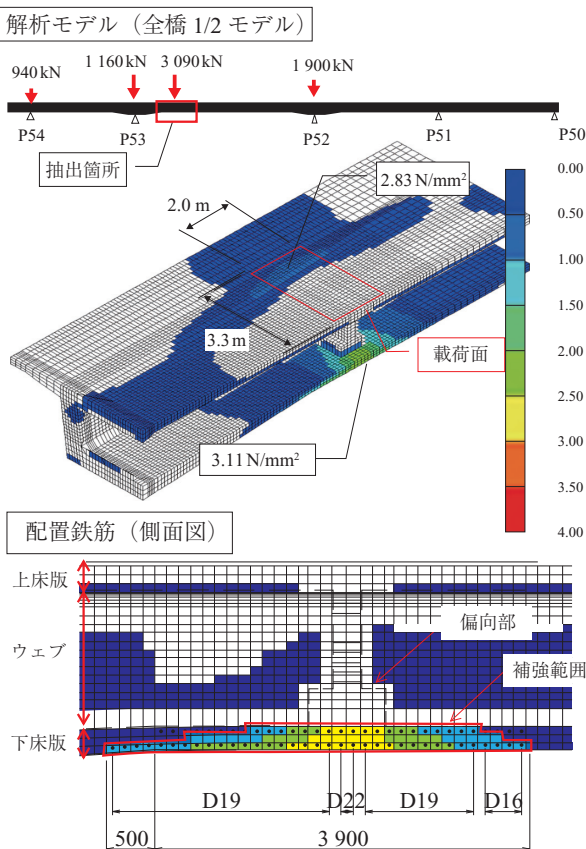


図 - 13 FEM 解析モデル

4. PC13 径間連結 T 桁区間の設計・施工

4.1 設計概要

プレテンション桁橋の設計断面力の算出は、主桁連結前

は単純桁、連結後は鉛直バネを有する弾性支持された連続格子桁モデルにて解析している。また本橋は、多点固定の多径間連結構造であるため、クリープ・乾燥収縮および温度変化などを拘束することにより生じる不静定力として大きな軸力が発生する。これらの影響を考慮するため、下部工剛性および基礎バネを考慮する合成バネを用いた骨組解析を行った。

さらに主桁コンクリートの試験練り時に圧縮強度試験 (JIS A 1108 準拠) および静弾性係数試験 (JIS A 1149 準拠) を行い、圧縮強度と静弾性係数の発現特性を計測するとともに、主桁製作工場の実機練りコンクリートを用いて圧縮クリープ試験 (JIS A 1157 準拠) および乾燥収縮試験 (JIS A 1129 付属書 A 準拠) を行い、実コンクリートのクリープ係数および乾燥収縮度を計測した。詳細設計では、これらの試験から得られた材料特性を反映した解析を行い、不静定力を適切に考慮した応力照査を実施し安全性の確認を行った。

4.2 連結部構造の設計と鋼材配置

中間支点部の主桁の連結部 (図 - 14) は、主桁を横桁と確実に結合し、安全性および耐久性が確保できる構造としなければならない。本橋の連結部は、近接 2 点支承部にメナーゼヒンジ筋を用いた多点固定構造となっているため、連結部に生じる不静定断面力が非常に大きな影響を与

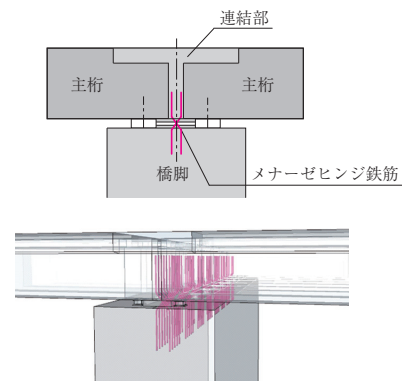


図 - 14 連結部構造

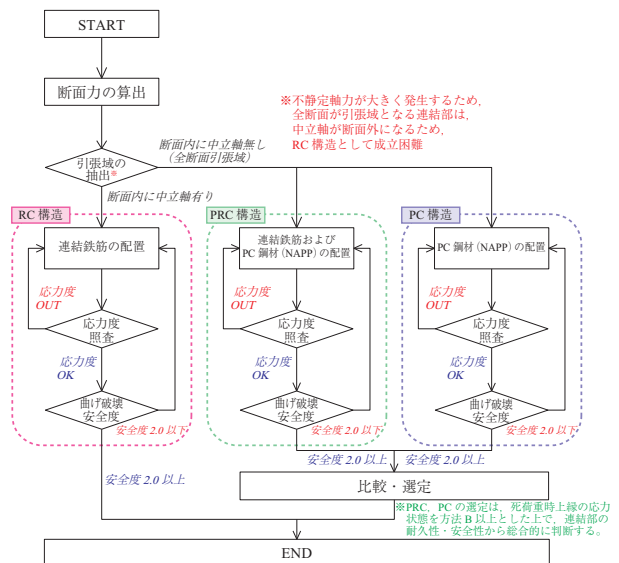


図 - 15 連結部設計フロー

える。一般的には、プレキャスト桁架設方式の連結部はRC連結構造とする場合が多いが、不静定断面力（軸引張力）の影響によりRC連結構造として成立するかが課題であった。連結部の設計方針フローを図 - 15 に示す。

検討の結果、連結部は連結横桁内に橋軸方向へプレストレスを導入するPRC構造とした。PRC構造としての制御方法は、死荷重＋温度時で方法B、設計荷重時および設計荷重＋温度時で方法Aとした。

使用するPC鋼材については、連結横桁の長さが1.720 mと短いことから、支圧板を用いる一般的な定着工法では、有効伝達長が長くなるため、着目断面にプレストレスが十分に伝達しない可能性があった。そこで、連結部橋軸方向へのプレストレスの導入には、NAPP工法を採用した。NAPP工法は、あらかじめ工場にて緊張された状態の中空PC鋼棒ユニットを型枠内の所定の位置に配置し、コンクリートの打設、硬化後に緊張力を解放してコンクリート部材へプレストレスを導入するプレテンション方式による工法である。NAPP工法であれば有効伝達長を8φ程度に抑えられるため、着目断面に確実にプレストレスが伝達する設計とすることができる。また、桁下の狭い空間での緊張作業となるため、作業が容易である点からもNAPP工法が有効であった。写真 - 4 にNAPPユニット配置状況を示す。

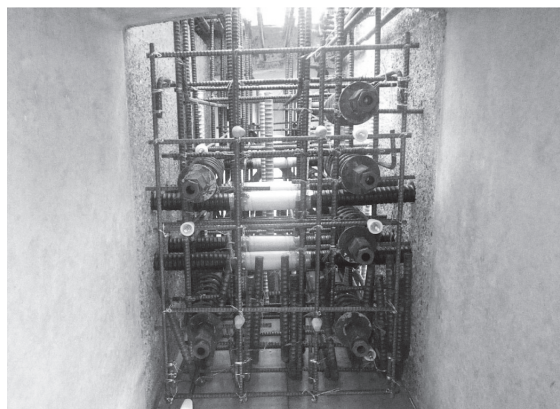


写真 - 4 4NAPPユニット配置状況

プレストレス導入に必要な空間を確実に確保するため、アンカーナット外面よりφ100 mmのボイド管で切欠きを設け、内部が閉塞しないように半割りの発泡材を中に配置

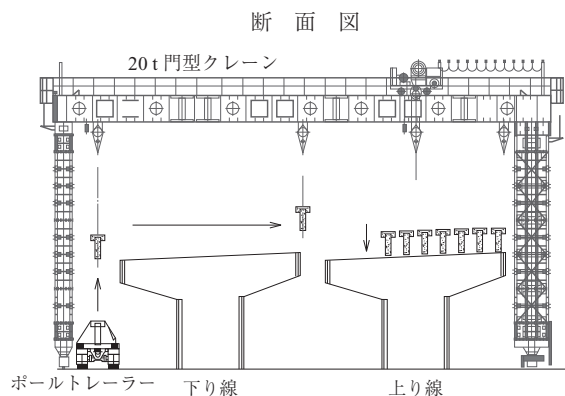


図 - 17 自走式門型クレーン構造図

した。

4.3 メナーゼヒンジ部の施工

メナーゼヒンジ部の構造は、ヒンジの回転を損なわない形状とする必要がある。また、下部工の出来形にあわせ高さを調整する必要があるため、台座および緩衝材を設置することとした。メナーゼ鉄筋近傍の橋脚天端と主桁下面の隙間に無収縮モルタルで台座を設け、その上にメナーゼヒンジ鉄筋を挟む形で緩衝材を敷設した。緩衝材は、CRゴムおよびCRスポンジを使用し、台座と主桁下面のわずかな隙間に敷設して連結部の型枠を兼用した構造とした。メナーゼヒンジ部の構造を図 - 16 に、施工状況写真を写真 - 5 に示す。

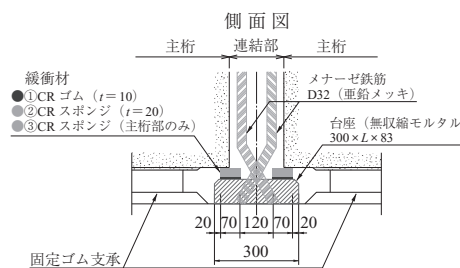


図 - 16 メナーゼヒンジ部の構造

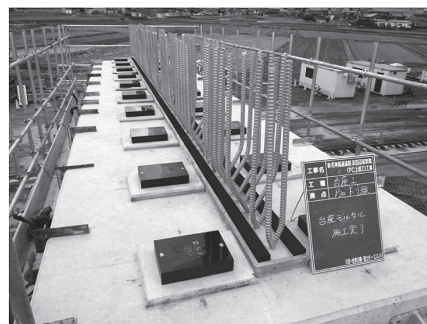
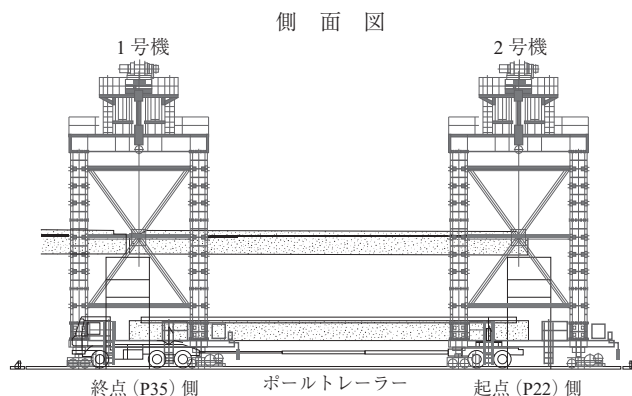


写真 - 5 施工状況

4.4 自走式門型クレーンによるプレテン桁架設

本橋のプレテンション桁区間は13径間連結構造であった。桁本数は、1径間あたり10本、上下線全径間で260本である。プレテンション方式T桁橋の架設方法はクレーン架設が一般的であるが、本橋は径間数が多く、桁本数が多い特徴を生かすため、上下線を跨ぐ自走式門型クレーンによる相吊り架設を採用した。



自走式門型クレーン2基は、P22-P35間の上下線を跨ぐ位置に配置し、トレーラーで運搬した主桁を直接吊り上げて相吊りで架設する工法とした。自走式門型クレーンの構造図を図-17に示す。門型クレーン移動用の軌条設備は、P22-P35間全長に配置し、架設位置では荷重条件と必要地盤耐力の検討を行い、門型クレーンの足元の荷重分散を図るため、プレキャストPC板を敷設した。さらにマクラギを50cm間隔で配置して、荷重分散を図った。

クレーン架設の場合は、架設時のアウトリガー反力が大きくなるため、クレーン設置ヤードの広範囲な地盤補強が必要となるが、本工法では4点支持構造の門型形状で転倒安全性が高く、かつ軌条設備による最小限の範囲で設置面の荷重を効率よく分散できた。さらに、相吊り架設により、両側の据付け高さを独立して調整でき、吊ワイヤーの片効きによる桁の転倒防止も図れた。門型クレーンによる架設状況を写真-6に、軌条設備を写真-7に示す。



写真-6 架設状況

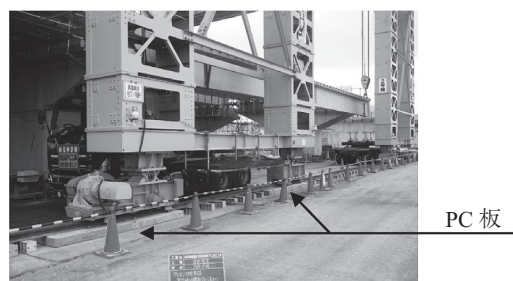


写真-7 軌条設備

自走式門型クレーンを使用したプレテンション桁の架設サイクル工程を表-5に示す。

1日に架設する主桁本数は、1径間の半分にあたる5本

表-5 プレテンション桁架設サイクル工程

位置	工種	1日目	2日目	3日目	4日目	5日目	6日目	7日目
		月	火	水	木	金	土	日
門型クレーン	軌条設備移動							
P22-P35上り	主桁本数積込運搬架設	1径間架設完了	5本	5本				
P22-P35下り	主桁本数積込運搬架設				1径間架設完了	5本	5本	

に設定した。プレテンション桁の積み込み、運搬から架設完了までの所要日数は、上下線1径間あたりを6日で行い、架設を行わない日は軌条設備の設置を行った。全径間の架設は約13週で完了した。

5. おわりに

本橋は延長が1590mと長く、多様な構造形式を有している。ひっ迫する工期のなか、安全性を確保しつつ省力化を図り、工期短縮も図る必要があったが、適切な架設工法の採用とそれに伴う各種検討を行うことで、平成29年2月に無事竣工を迎えることができた。城陽IC～八幡京田辺IC区間は、平成29年4月30日に開通している(写真-8)。

本稿で報告した事項が今後の類似工事の参考になれば幸いである。

最後に本工事の完成にあたり、ご指導、ご協力いただいた関係各所の方々に、深くお礼申し上げます。



写真-8 完成写真(上:A2より, 下:P12より)

参考文献

- 1) 梅田隆朗ら：新名神高速道路 京田辺高架橋の設計(1), (2), 第24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, pp.1-8, 2015
- 2) 光田剛史：京田辺高架橋におけるPC上部工の架設事例, 土木施工, pp.14-17, 2016
- 3) 野田翼, 三田健大, 大久保孝：メナーゼヒンジを有するPCプレテンション方式13径間連結T桁橋の連結部構造, 土木学会第70回年次学術講演会, pp.309-310, 2015
- 4) 林原豪太郎ら：京田辺高架橋の施工(1), (2), (3), 第25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, pp.247-258, 2016
- 5) 南誠二他5名：新名神高速道路 京田辺高架橋の施工, 川田技報論文・報告6, pp.1-6, 2017

【2017年7月10日受付】